

HURI ALEXANDRE RAIMUNDO

**ASPECTOS GEOTÉCNICOS E PLUVIOMÉTRICOS
ASSOCIADOS A INSTABILIDADE DE ENCOSTAS
EM FLORIANÓPOLIS - SC**

**Dissertação apresentada ao Curso de Pós
Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina, como
parte dos requisitos para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil.**

**Florianópolis
1998**

RAIMUNDO, Huri Alexandre. *Aspectos Geotécnicos e Pluviométricos Associados a Instabilidade de Encostas em Florianópolis - SC*. Florianópolis, 1998. 325p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina

Orientador: Glaci Trevisan Santos e Nelson Infanti Jr.
Defesa: 09/98

FOLHA DE APROVAÇÃO

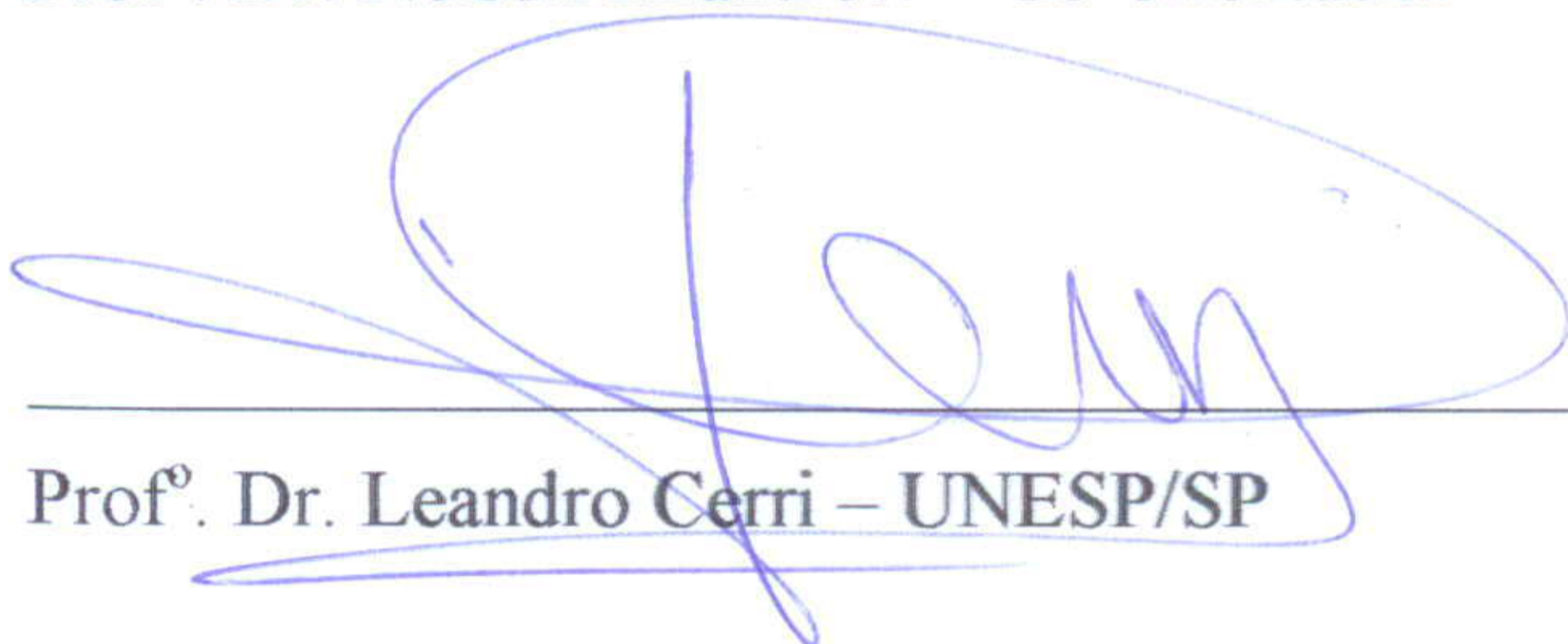
Dissertação defendida e aprovada em 11 de setembro de 1998, pela comissão examinadora.



Prof^o. Dr^a. Glaci Trevisan Santos - Orientadora - Moderador



Prof^o. Dr. Nelson Infanti Jr. - Co-orientador



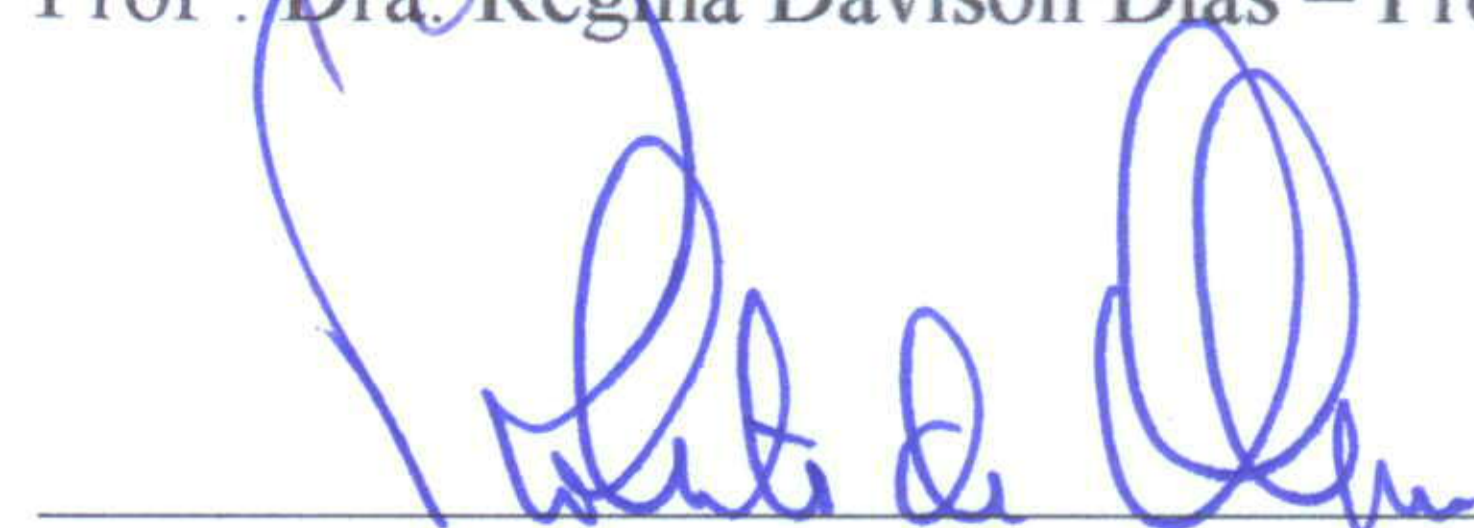
Prof^o. Dr. Leandro Cerri - UNESP/SP



Prof^o. Dr. Antônio Fortunato Marcon - UFSC/SC



Prof^a. Dra. Regina Davison Dias - Prof^a Visitante - UFSC/SC



Prof^o. Roberto de Oliveira - Coordenador do CPGEC - UFSC/SC

A minha esposa, Josiani, que pôde compreender e incentivar as horas investidas.

A meus Pais, Osvaldo e Ana Maria, que me proporcionaram todas as condições para estudar.

Não há palavras para expressar minha eterna gratidão.

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas colaboraram para que fosse possível a realização deste trabalho. Direta ou indiretamente, a participação delas permitiu a expansão do conhecimento e impulsionou a força inspiradora para a conclusão dos serviços. De incentivos a discussões científicas, o meu reconhecimento e muitíssimo obrigado às pessoas e entidades que listo abaixo, acompanhado do perdão àquelas que, por ventura, possa ter esquecido de citar.

Primeiramente, todo meu afeto e reconhecimento à Prof^a Glaci Trevisan Santos, a quem devo parte da orientação recebida e toda ajuda possível na realização deste mestrado, desde a elaboração da proposta de trabalho, em novembro de 1995, até o apoio e incentivo diário.

Ao Prof^o Nelson Infanti Jr., orientador acadêmico e de parte dos trabalhos, por toda atenção e colaboração para proporcionar o melhor caminho a ser seguido.

À Prof^a Regina Davison Dias, por toda ajuda e atenção despendida, desde orientações técnicas e conteúdos ministrados, até o apoio operacional do LAMGEO.

Aos Professores Ronaldo da Silva Ferreira e Antônio Fortunato Marcon, por todo incentivo e ensinamentos, que tornaram visível o campo geotécnico estudado.

Ao Prof^o Marciano Macarinni, pela orientação ministrada nos ensaios de laboratório.

Ao Prof^o e amigo Victor Hugo Teixeira, profundo conhecedor dos problemas geotécnicos de Santa Catarina e particularmente de Florianópolis, por toda ajuda fornecida, orientação, apoio e disponibilidade.

Ao Prof^o César Augusto Pompêo, da Engenharia Sanitária e Ambiental, por toda ajuda e apoio na obtenção dos dados climatológicos e na orientação referente ao estudo pluviométrico de Florianópolis.

Ao amigo e laboratorista Luciano Quadros, por toda ajuda proporcionada na realização dos ensaios, coleta de amostras e confecção dos resultados.

Aos bolsistas do LAMGEO, Aloésio e Rodrigo, colaboradores na realização das coletas de amostras e dos ensaios de laboratório. Vocês foram esplendidos na função que vos coube.

Aos demais bolsistas do LAMGEO, Rafael, Daniel, Ivy e Cláudia, que sempre que solicitados não mediram esforços para prestar suas colaborações à este trabalho.

Aos colegas de mestrado, Luiz Fernando Salles do CPGEC - UFRGS, e Leandro da COPPE - UFRJ, pelo inestimável auxílio nas visitas proferidas à estas instituições, despojando-se de um dia de trabalho para servirem de guia às pesquisas bibliográficas.

Aos colegas do curso de Pós-Graduação, especialmente Cesário Lima Jr., pelo auxílio, amizade e companheirismo, e os amigos Assis, Geralci e Sandra, por cada parcela de incentivo e colaboração para este trabalho ou nas cadeiras estudadas.

Ao Prof^o Willy Alvarenga Lacerda, pela recepção e atendimento na visita a COPPE - UFRJ, assim como na indicação de bibliografias.

À Prof^a Maria Lúcia Hermann, da Geografia, por toda a atenção e ajuda despendida nas consultas realizadas.

À empresa SOTEPA Ltda., principalmente na pessoa de seu diretor técnico Almir José Machado, por todo apoio despendido, tanto para pesquisa bibliográfica, consultas técnicas e fornecimento de projetos executados.

Às empresas BAROSSO e GEODÉSIA, que prestaram serviços, de forma gratuita, para a realização dos estudos geotécnicos.

À COMDEC - Comissão de Defesa Civil do Município de Florianópolis, por ter permitido a consulta aos seus arquivos, principalmente na pessoa do Coronel Diniz.

À EPAGRI, pelo fornecimento de dados climatológicos do município de Florianópolis.

Ao INEMET - 8^o DISME, pela concessão dos pluviogramas da estação meteorológica de São José, na grande Florianópolis.

Por fim, minhas desculpas, se acaso tenha esquecido de mencionar alguém, e meu manifesto de reconhecimento e profundo agradecimento, a todos aqueles que, de uma forma ou de outra, permitiram ou colaboraram para que este trabalho fosse concluído.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	vii
RESUMO	viii
<i>ABSTRACT</i>	ix
1 INTRODUÇÃO	1
2 ESCORREGAMENTOS EM ENCOSTAS	4
2.1 TIPOS DE ESCORREGAMENTOS	4
2.2 AGENTES INSTABILIZANTES	8
2.2.1 A Ação da Água na Instabilidade	10
2.2.1.1 Frente de Saturação	14
2.2.1.2 Solos não Saturados	19
2.2.2 Evolução das Encostas	23
2.3 A QUESTÃO DA CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	28
2.4 OS MÉTODOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES	35
3 A REGIÃO DE FLORIANÓPOLIS	47
3.1 APRESENTAÇÃO DO MUNICÍPIO	47
3.1.1 A Problemática da Ocupação Urbana nas Encostas	51
3.1.2 Ações Desenvolvidas nas Áreas de Risco	55
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE FLORIANÓPOLIS	61
3.2.1 Geomorfologia	61
3.2.2 Geologia	64
3.2.3 Pedologia	71
3.2.4 Unidades Geotécnicas	76
3.3 CARACTERIZAÇÃO DAS CHUVAS EM FLORIANÓPOLIS	80
3.3.1 Regime Pluviométrico Característico	80
3.3.1.1 Tipos Climáticos	81
3.3.1.2 Dados Relativos a Região	82
3.3.1.3 Pluviometria	86
3.3.1.3.1 Precipitação Total Mensal	86
3.3.2 Valores Extremos Registrados	89
3.3.3 Chuvas Intensas: Gráficos de Intensidade-Duração-Frequência	93
3.3.3.1 Compilação dos Dados	94
3.3.3.2 Análise Estatística	96

3.3.4	Curvas de Intensidade-Duração-Frequência	99
3.3.4.1.1	Comparação com a Equação de Chuvas Intensas do Município	100
4	METODOLOGIA	103
5	ANÁLISE DOS ESCORREGAMENTOS EM RELAÇÃO À PLUVIOMETRIA E ÀS UNIDADES GEOTÉCNICAS	118
5.1	APRESENTAÇÃO DOS ESCORREGAMENTOS OCORRIDOS	118
5.2	UNIDADES GEOTÉCNICAS E ESCORREGAMENTOS	120
5.3	RELAÇÃO ENTR-PRECITAÇÃO E ESCORREGAMENTOS	142
5.3.1	Estudos Sobre Correlações Entre Chuvas e Escorregamentos	142
5.3.2	A Análise para Florianópolis	150
6	ESCORREGAMENTOS ASSOCIADOS AO CONTATO GRANITO/DIABÁSIO	150
7	ESCORREGAMENTO NO JARDIM GUARANI	180
7.1	LOCALIZAÇÃO	180
7.2	HISTÓRICO E DESCRIÇÃO DA ÁREA	182
7.3	METODOLOGIA	185
7.4	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA	188
7.4.1	Geologia	188
7.4.2	Hidrologia	191
7.4.3	Estudos Geotécnicos	192
7.5	ANÁLISE DO ESCORREGAMENTO	194
7.5.1	Retroanálise do Escorregamento	194
7.5.2	Verificação da Estabilidade da Encosta	205
7.6	SOLUÇÕES PROPOSTAS	216
7.7	MEMORIAL FOTOGRÁFICO	222
8	ESCORREGAMENTO NO CACUPÉ	237
8.1	LOCALIZAÇÃO	237
8.2	HISTÓRICO E DESCRIÇÃO DA ÁREA	238
8.3	METODOLOGIA	240
8.4	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	241

8.4.1 Geologia	241
8.4.2 Hidrologia	259
8.4.3 Estudos Geotécnicos	260
8.5 RETROANÁLISE DO ESCORREGAMENTO	271
8.6 MEMORIAL FOTOGRÁFICO	280
9 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	282
ANEXOS	289
A ELEMENTOS COMPLEMENTARES DO CAPÍTULO 3, 20 pg.	289
B NOTAS EXPLICATIVAS – PCSTABL 5M, 2 pg.	309
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	311
FONTES BIBLIOGRÁFICAS	319

LISTA DE FIGURAS

Figura	2.1 -	Escala de Varnes	06
Figura	2.2 -	Atuação da sucção matricial num talude	22
Figura	2.3 -	Adaptação do perfil de pressão neutra para taludes	22
Figura	2.4 -	Diagrama de Mohr incluindo a sucção matricial	23
Figura	2.5 -	Perfil do intemperismo	30
Figura	2.6 -	Representação dos tipos de solos	31
Figura	2.7 -	Fluxograma para identificação dos tipos de solos	32
Figura	2.8 -	Metodologia para mapeamento geotécnico	33
Figura	2.9 -	Tipos de métodos	36
Figura	2.10 -	Equilíbrio limite baseado na divisão da massa de solo em fatias ..	39
Figura	2.11 -	Forças agindo sobre uma fatia qualquer	40
Figura	3.1 -	Mapa de situação do município de Florianópolis	48
Figura	3.2 -	Nomenclatura das localidades do Morro da Cruz	50
Figura	3.3 -	Evolução do Morro da Cruz	63
Figura	3.4 -	Gráficos da temperatura média em Florianópolis	84
Figura	3.5 -	Médias da precipitação total mensal e dias de chuvas em Florianópolis	87
Figura	3.6 -	Distribuição das precipitações máximas em 24 horas em Florianópolis	95
Figura	4.1 -	Transporte do trado mecanizado	113
Figura	4.2 -	Forma de utilização do trado mecanizado	113
Figura	5.1 -	Distribuição das ocorrências por tipo de registro	132

Figura	5.2 -	Ocorrências nas localidades sobre o Morro da Cruz (L01,L03,L04,L12,L14,L16,L17,L18,L19,L20,L21,L24 e L28), na localidade do Pantanal (L22), na localidade Córrego Grande (L07) e na localidade do Itacorubi (L11). Escala 1:30.000	133
Figura	5.3 -	Ocorrências na localidade da Lagoa da Conceição (L13). Escala 1:30.000	134
Figura	5.4 -	Ocorrências nas localidades Saco Grande I e II (L25 e L26) e na localidade de Cacupé (L02). Escala 1:30.000	135
Figura	5.5 -	Ocorrências nas localidades do continente: Coqueiros (L06), Região do Estreito (L09,L10 e L15) e Sapé /Chico Mendes (L27 e L05). Escala 1:30.000	136
Figura	5.6 -	Canto superior esquerdo: ocorrência na localidade de Ratoes ; Canto inferior esquerdo: ocorrência na localidade do canal da Barra da Lagoa (L13); centro médio direito : ocorrência na localidade da Costeira do Pirajubaé. Escala 1:30.000	137
Figura	5.7 -	Legendas e convenções para as figuras 5.2 a 5.6	138
Figura	5.8 -	Ocorrências X unidades geotécnicas	139
Figura	5.9 -	Modelos da proposta de Guidicini e Iwasa (1976)	147
Figura	5.10 -	Modelo da carta de periculosidade de Caraguatatuba, elaborada por Guidicini e Iwasa (1976)	148
Figura	5.11 -	Acumulados pluviométricos, sem levar em conta a chuva no dia do evento	154
Figura	5.12 -	Acumulados pluviométricos, levando em conta a chuva no dia do evento	155
Figura	5.13 -	Correlação entre chuva de 24 horas e acumulado pluviométrico ..	156
Figura	5.14 -	Relação dos eventos pluviométricos com a pluviosidade anual	157
Figura	5.15 -	Casos registrados de escorregamentos e episódios de chuva coletados	160
Figura	5.16 -	Representação do coeficiente final Cf, para Florianópolis	163
Figura	5.17 -	Representação do coeficiente do ciclo Cc, para Florianópolis	165
Figura	5.18 -	Carta de periculosidade para Florianópolis , em termos de Cc	167

Figura	5.19 -	Carta de periculosidade para Florianópolis, em termos de Cf	168
Figura	5.20 -	Representação do evento de 14-15/11/91 sobre a carta de periculosidade	169
Figura	6.1 -	Corte esquemático do problema no Morro do Horácio	174
Figura	6.2 -	Perspectiva esquemática da condicionante geológica no Mont Serrat	175
Figura	6.3 -	Seção esquemática do problema no Mont Serrat	176
Figura	7.1 -	Imagem aérea da área afetada (1994)	181
Figura	7.2 -	Imagem aérea da localização do escorregamento	181
Figura	7.3 -	Seção transversal do aviário(sem escala)	183
Figura	7.4 -	Esquema de amostragem preliminar	186
Figura	7.5 -	Macrogeologia da região do escorregamento	190
Figura	7.6 -	Perspectiva Aproximada da Superfície Escorregada	190
Figura	7.7 -	Esquema da Percolação d'água pelo diabásio	191
Figura	7.8 -	Alinhamento A – A'	197
Figura	7.9 -	Seção utilizada na Retroanálise	198
Figura	7.10 -	Retroanálise desprezando-se a Linha Piezométrica	201
Figura	7.11 -	Parâmetros dos Planos Argilosos para todo o Solo 1	202
Figura	7.12 -	Retroanálise da Situação Intermediária	203
Figura	7.13 -	Todo o Talude representado pelos parâmetros dos Planos Argilosos	204
Figura	7.14 -	Estabilidade da Seção A – A'	207
Figura	7.15 -	Estabilidade da Seção A – A' na situação sem linha Piezométrica	208
Figura	7.16 -	Estabilidade da seção S-03	209
Figura	7.17 -	Estabilidade da seção S-04	210
Figura	7.18 -	Seção Longitudinal S-01	211
Figura	7.19 -	Seção Longitudinal A – A'	212

Figura	7.20 -	Seção Longitudinal S-03	213
Figura	7.21 -	Seção Longitudinal S-04	214
Figura	7.22 -	Estabilidade da Seção S-01	215
Figura	7.23 -	Estabilidade da Seção Retaludada (Solução Proposta)	219
Figura	7.24 -	Seção Longitudinal da Solução Proposta	220
Figura	7.25 -	Vista em planta das alterações propostas	221
Figura	7.26 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem na Superfície Remanescente, pé do talude	227
Figura	7.27 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem na Superfície Remanescente, pé do talude (estado natural)	228
Figura	7.28 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem no plano argiloso (estado natural)	229
Figura	7.29 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem no plano argiloso (com inundação)	230
Figura	7.30 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem na Superfície Remanescente, topo do talude (com inundação)	231
Figura	7.31 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem na Superfície Remanescente, topo do talude (estado natural)	232
Figura	7.32 -	Ensaio de caracterização: Granulometria do plano argiloso	233
Figura	7.33 -	Ensaio de caracterização: Granulometria do horizonte C do granito	234
Figura	7.34 -	Ensaio de caracterização: LL e LP do plano argiloso	235
Figura	7.35 -	Ensaio de caracterização: LL e LP do horizonte C do granito	236
Figura	8.1 -	Fotografia aérea do corte do Morro de Cacupé (1979)	238
Figura	8.2 -	Levantamento Plani-Altimétrico do corte de Cacupé. Fonte: SOTEPA (1996)	245
Figura	8.3 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	246
Figura	8.4 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	247

Figura	8.5 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	248
Figura	8.6 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	249
Figura	8.7 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	250
Figura	8.8 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	251
Figura	8.9 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	252
Figura	8.10 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	253
Figura	8.11 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	254
Figura	8.12 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	255
Figura	8.13 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	256
Figura	8.14 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	257
Figura	8.15 -	Descrição Geológica do Segmento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)	258
Figura	8.16 -	Fluxo d'água subterrâneo no talude	259
Figura	8.17 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem no horizonte C do granito (estado natural)	263
Figura	8.18 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem no horizonte C do granito (com inundação)	264
Figura	8.19 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem no solo de diabásio (estado natural)	265
Figura	8.20 -	Ensaio de cisalhamento direto – Amostragem no solo de diabásio (com inundação)	266
Figura	8.21 -	Ensaio de caracterização: Granulometria do horizonte C do granito	267

Figura	8.22 -	Ensaio de caracterização: Granulometria do solo de diabásio	268
Figura	8.23 -	Ensaio de caracterização: LL e LP do horizonte C do granito	269
Figura	8.24 -	Ensaio de caracterização: LL e LP do solo de diabásio	270
Figura	8.25 -	Análise de Estabilidade da Seção da Estaca 311	274
Figura	8.26 -	Análise de Estabilidade da Seção da Estaca 312	275
Figura	8.27 -	Análise de Estabilidade da Seção da Estaca 313	276
Figura	8.28 -	Análise sem Fluxo d'água - Estaca 311	277
Figura	8.29 -	Análise sem Fluxo d'água - Estaca 312	278
Figura	8.30 -	Análise sem Fluxo d'água - Estaca 313	279

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Tipos de movimentos	07
Tabela 3.1 -	Áreas de riscos em Florianópolis em 1989	58
Tabela 3.2 -	Temperaturas médias em Florianópolis	83
Tabela 3.3 -	Índices pluviométricos médios para Florianópolis	86
Tabela 3.4 -	Valores extremos com base na chuva máxima de 24 horas superior a 10mm	91
Tabela 3.5 -	Registros pluviométricos de dezembro de 1995	98
Tabela 5.1 -	Ocorrências registradas em Florianópolis	121
Tabela 5.2 -	Quantidade de ocorrências registradas em Florianópolis, com ou sem associação à episódios de chuvas intensas	151
Tabela 5.3 -	Determinação dos coeficientes C_c , C_e e C_f	159
Tabela 7.1 -	Quadro resumo dos resultados dos ensaios de laboratório	193
Tabela 7.2 -	Resultados dos retroanálises para cada hipótese assumida	199
Tabela 7.3 -	Estabilidade da seção remanescente após o escorregamento	206
Tabela 8.1 -	Quadro resumo dos ensaios de laboratório	267

RESUMO

RAIMUNDO, HURI ALEXANDRE. Aspectos Geotécnicos e Pluviométricos Associados a Instabilidade de Encostas em Florianópolis - SC. Florianópolis, 1998, 325p. - UFSC, CPGEC, Santa Catarina.

O território de Florianópolis localiza-se praticamente sobre uma ilha, onde predominam elevações graníticas cortadas, invariavelmente, por diques de diabásio. Visando caracterizar os aspectos geotécnicos que influenciaram os escorregamentos, associados a eventos pluviométricos de alta intensidade, este trabalho foi dividido em dois tópicos principais. No primeiro, procura-se resgatar a história das ocorrências geotécnicas registradas no município, relacionando-as com os eventos pluviométricos que desencadearam a grande maioria delas. Foram elaborados gráficos da influência da chuva antecedente e da chuva intensa no dia do episódio, assim como curvas de periculosidade. Também é apresentada uma correlação preliminar entre as ocorrências registradas e o tipo de unidade geotécnica associada.

O segundo grande tópico está voltado para os problemas de instabilidade associados aos solos e à hidrogeologia do contato granito/diabásio, evidenciados após períodos de chuvas intensas. São apresentados sucintamente os principais casos constatados e são estudados dois casos específicos, no Jardim Guarani - Córrego Grande e em Cacupé. Os estudos compreenderam coleta de amostras para ensaios de caracterização e cisalhamento direto, e análises de estabilidade.

Os resultados apontam a influência decisiva da chuva intensa no dia do episódio nos casos de instabilidade nas encostas, principalmente nos locais de intensa ocupação urbana. Nos casos de escorregamentos analisados, conclui-se que o agente mais incisivo é a água subterrânea, principalmente pela forma de intrusão dos diques de diabásio, que funcionam como drenos tabulares por dentro o granito. O comportamento dos solos residuais graníticos no contato, também é influenciado pelo dique de diabásio e pela drenagem subterrânea.

Palavras-chaves: geotecnia - pluviometria - escorregamentos - solos tropicais

ABSTRACT

RAIMUNDO, HURI ALEXANDRE. Geotechnical and Rainfall Aspects Associated to Slope Instability in Florianópolis - SC. Florianópolis, 1998, 325p. - UFSC, CPGEC, Santa Catarina.

Florianópolis' territory is located practically on an island, where the granite elevations predominate, and are invariably cut by diabase dikes. With the objective of characterizing the geotechnical aspects, which influenced the slope stability associated to rainfall of high intensity, this work was divided in two main topics. The first one tries to rescue the history of the geotechnical occurrences registered in the municipality, relating them with the rainfall, which triggered the great majority of those occurrences. Graphs of the influence of the antecedent rain and of the intense rain in the day of the episode were elaborated, as well as the rain-induced mechanisms. A preliminary correlation is also presented between the registered occurrences and the type of the geotechnical units associated.

The second topic is related to the stability problems associated to the soils and to the hidrogeology of the granite-diabase contact, noticed after the periods of intense rainfall. The main cases are briefly presented and two specific cases are studied, in the Jardim Guarani - Córrego Grande and in the Cacupé districts. The studies included collection of samples for characterization tests, direct shear strength and also stability analyses.

The results show the decisive influence of the intense rainfall in the episode day in the cases of slope instability, which occurred with a significant frequency in the places of intense urban occupation. In the cases of the landslides analyzed, it was concluded that the most significant agent is the underground water, mainly for the shape of intrusive diabase dikes, which work as drains into the granite. The behavior of the residual soils in the granite contact is also influenced by the diabase dike and by the underground drainage.

Key words: geotechnical - rainfall – slope instability – tropical soils

1 - INTRODUÇÃO

A ocupação urbana nas encostas de Florianópolis, desde algumas décadas atrás, vem atravessando um processo de intensificação desordenado, motivado, principalmente, pela imigração de famílias de baixa renda a mercê da necessidade de sobrevivência e moradia. A ocupação tem se impulsionado para as áreas de maior cota, nos arredores do centro da cidade, sob justificativa de que esta proximidade acarreta em perspectiva de trabalho e melhores oportunidades.

De olhar aparentemente “desapercebido” e ações pouco efetivas, o poder público torna-se impotente para gerenciar a forma de ocupação em áreas potencialmente propícias ao desencadeamento de fenômenos, principalmente geotécnicos, provocados ou não por fatores de ordem climática. Quando adversidades climáticas incidem sobre a região, sobretudo chuvas intensas, emergem todos os problemas sociais e do meio físico, consolidados ou acelerados pela ação antrópica irregular ou sem o tratamento técnico adequado. A ocorrência de chuvas extremas provocam desde enchentes até escorregamentos, destruindo e descalçando ruas com inclinações elevadas, causando severas erosões nos solos já expostos dos morros, intensificando o processo de assoreamento dos córregos e rios das baixadas, cujas saídas estendem-se de forma plana, culminando no alagamento de diversos bairros, e expondo áreas de risco a processos de instabilidades, assim como tornando áreas até então estáveis, em áreas de risco.

Encostas aparentemente homogêneas e estáveis, podem ser maciços totalmente preenchidos por planos de argilização intensa que, em presença d'água ou de fluxo pelo interior destes planos, tornam-se potenciais superfícies de escorregamento. A ação antrópica atuando agressivamente e a falta de medidas mitigadoras contra agentes instabilizadores (principalmente chuvas intensas), podem levá-las a problemas mais sérios, deflagrando com maior frequência fenômenos de instabilidade de encostas.

Florianópolis precisa se preocupar com relação ao uso do solo, principalmente das áreas de morro, onde destaca-se a ocupação desenfreada e agressiva às encostas. Por outro lado, o município dispõe de iniciativas, como da comunidade acadêmica de nível técnico superior, através da pesquisa e extensão universitária, que devem compor, em projetos de parcerias, inclusive com adesão de outros órgãos ou entidades afins, um conjunto de ações

preventivas e de baixo custo, para garantir a segurança dos moradores de áreas de risco e melhorar a qualidade de vida nas encostas.

Neste sentido, o trabalho que aqui se apresenta se constitui em um estudo de caráter preliminar, visando demonstrar um ensaio da relação entre as variáveis pluviometria e geotecnia, associadas aos casos de instabilidade de encostas, que poderá se juntar ao conhecimento do meio físico, principalmente dos tipos de solos e do clima, no intuito de integrar informações voltadas ao planejamento urbano do município, especificamente como ferramenta de ação em encostas.

Desta forma, objetiva-se avaliar a influência de chuvas intensas na instabilidade de encostas no município e caracterizar o comportamento geotécnico dos solos presentes em alguns dos casos de escorregamento, sobretudo os mais comuns, de maneira que, para estes casos, se possa explicar o fenômeno que desencadeou a ruptura do maciço e, conseqüentemente, as conclusões obtidas possam servir de auxílio para evitar novos escorregamentos em outras áreas similares.

Na linha dos casos de escorregamentos no município, é bastante comum ocorrências associadas ao contato do domínio geológico granítico com os diques de diabásio, para as quais estudou-se dois casos. A finalidade deste estudo é caracterizar o comportamento dos solos envolvidos e retroanalisar os escorregamentos. Para um dos casos, que envolveu tanto solo residual granítico como de diabásio, procurou-se direcionar as análises para a diferenciação dos solos destas geologias e identificação dos fatores que atuaram na instabilidade.

A existência de estruturas reliquiárias da rocha presentes no solo, como ocorre nos granitos, originadas por tectonismo ou pela própria intrusão básica, também foram alvo de investigação, constituindo-se no outro caso analisado, de instabilidade na região do contato granito/diabásio.

Os resultados esperados consubstanciaram-se na apresentação da relação entre chuvas intensas e casos de instabilidade em encostas, para o qual aplicou-se uma metodologia já difundida e testada em outras regiões, na apresentação do gráfico de Intensidade-Duração-Frequência relativos a equação de chuvas intensas, na apresentação do comportamento geotécnico voltado à estabilidade de taludes dos solos do contato granito/diabásio e, por fim, na apresentação das retroanálises referentes aos dois casos estudados.

2 - ESCORREGAMENTOS EM ENCOSTAS

Deslizamentos em encostas naturais ou escavadas, representam um dos fenômenos naturais ou induzidos, que invariavelmente repercutem na comunidade científica e na sociedade, gerando indagações sobre as causas, danos, vítimas e as soluções a serem tomadas para estabilização ou prevenção. Segundo WOLLE e CARVALHO (1989), deslizamentos em encostas naturais são, dentre os fenômenos naturais, os que maiores danos ou vítimas produzem no Brasil. A cada ano, durante a estação chuvosa, ocorrem deslizamentos de solo e rocha que causam mortes e prejuízos materiais de grande vulto.

Estudar o comportamento dos solos na forma em que se encontram nas encostas, tem sido alvo de inúmeras pesquisas em todo mundo. Retroanalisar escorregamentos e poder entender e explicar a fenomenologia que desencadeou o processo de ruptura, tem sido uma busca constante no meio técnico, a fim de poder propor soluções e aventar estratégias para evitar novos casos em regiões semelhantes ou com apreciável risco.

Em contrapartida, é inegável o avanço tecnológico nesta área, onde novos conceitos tem sido utilizados, novas técnicas de amostragem e instrumentação tem sido desenvolvidas, fora a utilização da poderosa ferramenta que é a informática, a qual facilita, incontestavelmente, a geotecnia de encostas.

Atualmente, muito progresso já foi realizado neste campo e uma complexidade de mecanismos já foram verificados e comprovados, além das técnicas desenvolvidas para contribuir na estabilização de encostas. Salve-se, entretanto, que os parâmetros que governam este fenômeno são de difícil domínio e por diversas vezes mostram-se descaracterizados do normalmente esperado. Isso pode ser atribuído a gênese do solo envolvido, principalmente se for um solo residual de regiões tropicais.

A mecânica dos solos desenvolvida e difundida nos países de clima temperado, aplicada ao estudo da estabilidade de taludes naturais ou escavados em regiões tropicais, traz incertezas quanto a interpretação e utilização da técnica. As dúvidas repousam no pequeno desenvolvimento da ciência em regiões tropicais, o que não permite atribuir valores de propriedades intrínsecas do solo baseado na experiência de países de climas diferentes. Ao solo, independente da mesma origem geológica, conforme descreve MAGALHÃES (1990), não pode ser atribuído um número representativo de sua resistência ou de qualquer outra

propriedade componente, mas sim faixas de valores que podem variar significativamente quando alteradas as condições climáticas ou de carregamento.

Os parâmetros de resistência dos solos residuais estão, via de regra, relacionados ao nível de intemperismo que atuou na formação deste solo. Excluindo-se a ação tectônica, que por si só comanda planos de menor resistência ou de maior atuação de agentes físicos, a própria decomposição da rocha conduz a uma diminuição de sua resistência. Todavia, no mesmo processo que transformou uma rocha granítica, por exemplo, em solo granular, menos coesivo, a argilização ao longo do tempo vai transformando-o em solo argiloso, mais coesivo e relativamente mais resistente no seu estado natural, não saturado.

Assim como em toda costa brasileira, as características climáticas de Florianópolis favorecem o intemperismo, que vai se tornar um fator preponderante na formação dos solos. É de se esperar, portanto, que um solo residual granítico, bastante presente em Florianópolis, apresente evidências da ação de agentes físicos como a água, retratados em planos de características distintas e dispostos na massa do solo. Estes planos podem ser oriundos da estrutura reliquiar da rocha, e por eles a gênese do solo atuou mais intensamente, já que havendo a facilidade para a percolação da água, ocorre a redução do Ferro 3 para o Ferro 2, que se solubiliza e é carregado, deixando manchas cinzentas (gleizadas) no perfil.

2.1 - TIPOS DE ESCORREGAMENTOS

Diversos autores tem procurado definir critérios para identificação de escorregamentos, classificando os possíveis tipos de fenômenos desta natureza. No âmbito Internacional são inúmeros os trabalhos nesta área. No Brasil, um dos mais completos trabalhos sobre a classificação dos tipos de escorregamentos provém de GUIDICINI e NIEBLE (1983). Não obstante, os diversos escorregamentos ocorridos na Serra do Mar e na cidade do Rio de Janeiro, propiciaram um gama de trabalhos que ajudam a elucidar a tipologia destes fenômenos.

PEDROSA (1994), discorre que os atributos principais usados como critério para identificação e classificação dos fenômenos são o tipo do movimento, a natureza do material, a velocidade do movimento e a geometria da área de ruptura, sendo os dois primeiros mais freqüentemente adotados.

Os movimentos mais comuns verificados na cidade do Rio de Janeiro, por exemplo, são quedas de blocos e lascas rochosas de escarpas; rolamento de pedras ou matacões devido

à ação antrópica de desmatamentos ou erosão superficial; escoamentos lentos, peculiares em colúvios com inclinações inferiores a 20° ou avalanches (escoamento rápido) em taludes com inclinação superior a 20°, com material muito permeável geralmente envolvendo solo coluvial e residual; escorregamentos do tipo rotacional, mais freqüentes e envolvendo solo residual, geralmente causado pela ação antrópica, ou planar envolvendo mantos pouco espessos. Além disso ocorrem escorregamentos complexos combinando avalanches e rolamentos, envolvendo colúvio, tálus e solo residual (PEDROSA, 1994).

Uma contribuição interessante é dada por LACERDA e SANDRONI (1985), onde classificam o movimento de corrida de lama (verificado nas encostas coluviais instabilizadas de Nova Friburgo, estrada do Soberbo e morro do Urubu), iniciando-se por escoamento, assumindo, em seguida, características de escorregamento do tipo translacional, com plano de escorregamento definido pela transição com o material subjacente mais resistente.

Estudos desenvolvidos pela COPPE/UFRJ desde 1974, nas encostas instabilizadas do Rio de Janeiro, propiciaram diversos trabalhos que ajudam a interpretar e classificar tipologias de escorregamentos. Como exemplo, PEDROSA (1988), depois LACERDA e SCHILLING (1992), estudando movimentos de “creep” e desenvolvimento de pressões neutras associados a índices pluviométricos numa encosta coluvionar na estrada do Soberbo, em Furnas/RJ, concluíram que o movimento de rastejo que culminou na ruptura, estava sujeito a: camadas permeáveis na massa coluvial que receberam considerável fluxo das porções superiores do talude, o que contribuiu para o desenvolvimento de pressões neutras em zonas artesianas; chuva precedente, onde a chuva acumulada de 25 dias apresentou melhor correlação com os escorregamentos; períodos críticos de chuva, como em junho de 1987 (294,7 mm/mês e 99,2 mm/24 horas) que aceleraram substancialmente os movimentos, variando de 1,5 mm/dia a 5 mm/dia na escarpa instável, chegando a 61 mm/dia em 1990, com chuvas semelhantes a de 1987; e condição crítica de instabilidade após chuvas elevadas e acumuladas em 1988.

VARGAS (1967), apud PEDROSA (1994), propôs uma classificação para fenômenos de instabilidade ocorridos na Serra do Mar, ou regiões semelhantes, e concluiu que o fenômeno de rastejo é o mais comum, atingindo significativamente os tálus depositados nos sopés das encostas.

WOLLE (1989), concluiu que os dois mecanismos de ruptura mais freqüentes nas encostas da Serra do Mar são os escorregamentos, translacional para colúvios pouco espessos (até 3 m), rotacional para solos residuais de maior espessura nas regiões mais elevadas e por desconfinamento para cortes ou ação erosiva, e os escoamentos, caracterizados nos

movimentos de massa de tálus ou colúvio e rastejo superficial e profundo, principalmente nas porções inferiores dos taludes, com movimentos do tipo lento (creep) ou rápido.

VARNES (1958), apud GUIDICINI e NIEBLE (1983), elaborou uma escala de velocidades para enquadramento dos movimentos de massa, a qual é reproduzida na **Figura 2.1**.

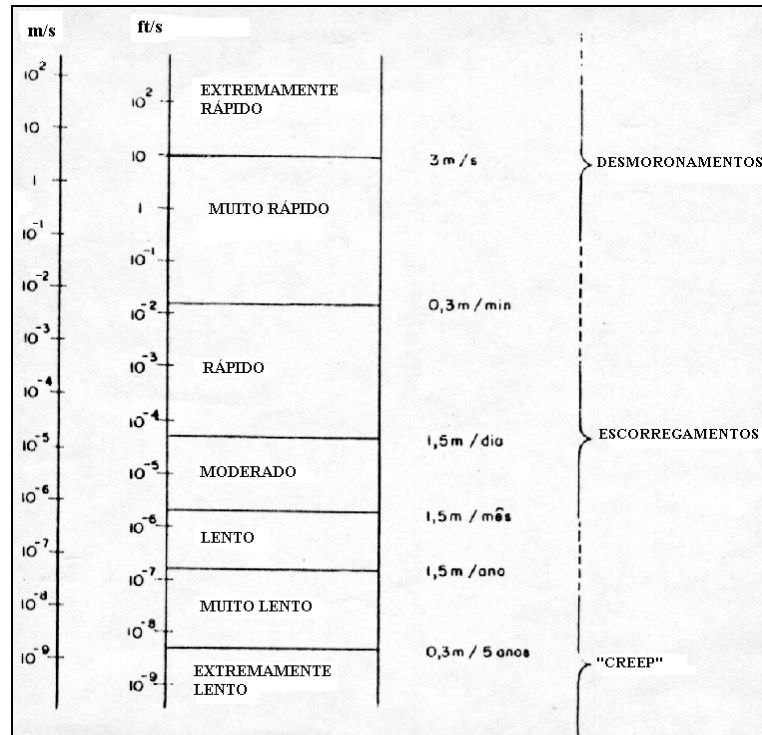


Figura 2.1: Escala de Varnes, extraída de Guidicini e Nieble (1983)

GUIDICINI e NIEBLE, op. cit., elucidando os tipos de escorregamentos e fenômenos conexos possíveis de ocorrência, propuseram um resumo interessante sobre tais fenômenos, conforme é apresentado na **Tabela 2.1**.

ESCORREGAMENTOS E FENÔMENOS CONEXOS											
TIPO FUNDAM.	SUB-TIPO	CLASSES PRINCIPAIS	NATUREZA DA SUPERFÍCIE DE ESCORREGAMENTO	INCLIN. DE TALUDE	MOVIMENTO						
					CARACTERÍSTICAS	TIPO	VELOC. E DURAÇÃO				
1. ESCOAMENTOS (Colamento, flowage)	Consistindo em deformação ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de escorregamento	1.1. RASTEJO, REPTAÇÃO (Creep, slow flow, lame)	ESCOAMENTO PLÁSTICO	1.1.1. RASTEJO DE SOLO (Soil creep)	Superfícies múltiplas de neoformação, tanto no conjunto, quanto nos movimentos individuais. Tendência das primeiras a se aprofundarem.	Suave, mesmo próxima a 0°	Movim. ou deform. plástica, movimentação lenta do domínio da hidraul. dos liq. visc. interessando camadas superiores da formação em manter com teor de água relat. baixo. Superação da resist. fundam. ao cisalham. Comparável as deform. tectônicas. Interessa às vezes toda uma região.	Translação predomin. horiz.(no conjunto). Deform. plásticas irregulares em todas as direções e sentidos. (movim. de detalhes)	Longa duração, veloc. baixa e mesmo imperceptível (3 a 5/ano), aumentando com o teor de água e inclinação. Movim. locais ocasionalmente rápidos.		
		1.1.2. RASTEJO DE DETR. DE TALUS(Talus creep)		1.1.3. RASTEJO DE ROCHA(Rock creep, incluindo frana ad uncino, out-crop creep ou hakenwerten, curvatura de estrato)						1.1.4. SOLIFLUXÃO (Soil-flunction)	1.1.5. RASTEJO DE DETRITOS (Rock glacier creep)
		1.2. CORRIDAS (Rapid flow, colada)	ESCOAMENTO LÍQUIDO	1.2.1. CORRIDA DE TERRA (Earth-flow)	Superfície pré-existente sobre a qual se dá o movimento do conjunto de material aloctane. Tendência de aprofundamento e erosão da superfície de escorregamento	variável	Movim. ráp. de caráter essencialm. hidrodinâmico, ocasionado pela anulação de atrito int., em virtude da destr. da estrutura, em presença de excesso de água. Interessa áreas relativ. pequenas, salvo em casos excepcionais.	Transl. Com inclín. de pequena a grande, sobre o plano horizontal.	Curta duração, veloc. de alta a muito alta, podendo ser praticamente instantânea.		
		1.2.2. CORRIDA DE AREIA OU SILTE (Liquefaction flow slide)		1.2.3. CORRIDA DE LAMA (Mud flow)						1.2.3.1. TIPO DE REGIÃO ÁRIDA, SEMI-ÁRIDA OU ALPINA	1.2.3.2. TIPO VULCÂNICO (Lava di fango)
2. ESCORREGAMENTOS (S. Senu) (Slides, frane)	Consistindo em deslocamento finito ao longo da superfície pré-existente ou de neoformação	2.1. ESCORREGAMENTOS ROTACIONAIS (Slumps, failures shear slides)		2.1.1. ESCORREGAMENTO DE TALUDES (Slope-failure)	Superfície de escorregamento cilindro circular de neoformação	De regular a forte	Movim. relativ. rápido de uma parte de maciço sobre a outra, por sup. De resist. ao cisalham., podendo haver ou não destr. parcial ou total da estrutura da massa escorregada. Pode ocorrer mesmo em rocha viva. Interessa áreas relat. pequenas.	Rotação e translação	Curta duração, veloc. de alta a muito alta (de 0 a 30 cm/h), podendo ser quase instantâneo. Em alguns casos, após o despreendimento, a veloc. passa à de queda livre.		
		2.1.2. ESCORREGAMENTO DE BASE (Base failure)		2.1.3. ROTURA ROTACIONAL DO SOLO DE FUNDAÇÃO							
		2.2. ESCORREGAMENTOS TRANSLACIONAIS		2.2.1. ESCORREGAMENTO TRANSLAC. DE ROCHA	Superfície de escorregamento plana, podendo ser de neoformação ou pré-existente. No segundo caso, o escorregamento diz-se condicionado	De regular a forte	Movim. relativ. rápido de uma parte do maciço sobre a outra, completam. no domínio da mecânica dos sólidos, por superação da resist. do cisalhamento (coesão+atrito int.), ou de aderência (qdo existe superfície de descontinuidade condicionadora de movimento). Interessa geralmente áreas pequenas.	Transl. predomin. Horizontal a simples queda vertical (Transl. vertical)			
		2.2.1.1. SEM CONTROLE ESTRUTURAL		2.2.1.2. COM CONTROLE ESTRUTURAL						2.2.2. ESCORREGAMENTO TRANSLAC. DE SOLO	2.2.3. ESCORREGAMENTO TRANSLAC. DE SOLO E DE ROCHA
3. SUBSIDÊNCIAS (in genere)	Consistindo em deslocamento finito ou deformação contínua vertical	3.1. SUBSIDÊNCIAS (Proporcionalmente altas)		3.1.1. POR CARREAMENTO DE GRAOS	Superfície de deslizamento de atitude vertical, múltiplos variáveis, em geral de neoformação	Aprox. nula	Deslocamento ou deform. essencialmente vertical, implicando depressão, afundam., recalque, desmoronamento, causado por plastif., fluidificação, deformação, rotura ou remoção total ou parcial do substrato, ou perda do suporte lateral, com ou sem influência de carregamento externo. Extensão, em geral, limitada. As vezes afeta regiões extensas.	Deform. plast. ou elástica vertical e, as vezes, translação vertical	Curta duração, geralm.(3.1.4, 3.1.5, 3.3.1, 3.3.2, 3.3.3). Longa nos outros cinco casos. Velocidade, em geral, pequena, às vezes grande.		
		3.1.2. POR DISSOLUÇÃO DE CAMADAS INFERIORES E CAVERNAS		3.1.3. POR DEFORMAÇÕES DE ESTRATOS INF., INCLUSIVE POR DEFORMAÇÕES TECTÔNICAS E DEFORMAÇÃO POR ACÚMULO DE SEDIMENTOS						3.1.4. POR ROTURA DE ESTRATOS INFERIORES	3.1.5. POR RETIRADA DO SUPORTE LATERAL
		3.2. RECÁLQUES		3.2.1. POR CONSOLIDAÇÃO (Expulsão de água)						3.2.2. POR COMPACTAÇÃO (Expulsão de ar ou outros gases)	
		3.3. DESABAMENTOS		3.3.1. POR ROTURA DE CAMADA							
		3.3.2. POR SUBESCAVAÇÃO		3.3.3. POR RETIRADA DO SUPORTE LATERAL							
4		FORMAS DE TRANSIÇÃO OU TERMOS DE PASSAGEM								variável	
5		MOVIMENTOS DE MASSA COMPLEXOS		variável		Combinação das formas anteriores.					

Tabela 2.1– Tipos de Movimentos. Fonte: Guidicini e Nible (1983)

2.2- AGENTES INSTABILIZANTES

Os mecanismos de instabilização tem sido descritos por diversos autores. LACERDA (1997) cita os trabalhos de Terzaghi, 1950; Barata, 1969; Costa Nunes, 1969; Deere e Patton, 1971; de Mello, 1972; Guidicini e Nieble, 1983; Hutchinson, 1988; dentre outros, como referências utilizadas nos estudos do comportamento de encostas de solos tropicais na cidade do Rio de Janeiro.

O célebre trabalho de TERZAGHI (1950) - “Mechanism of Landslides”, é referência impreterível no estudo da fenomenologia dos escorregamentos, marco de partida para o entendimento da forma como a geotecnia se manifestava até aquele período e de que suporte dispunha para o avanço de pesquisas neste campo.

LACERDA (1997), credita à perda de sucção, à flutuação do lençol freático e aquíferos artesianos, às quedas de blocos de rocha, às corridas de detritos e aos relâmpagos, a causa maior do desencadeamento dos processos de instabilização das encostas de solos tropicais.

A perda de sucção é vista, pelo referido autor, como o principal mecanismo de instabilização. Ela é motivada pela infiltração das águas de chuva, que podem levar o solo à um estado próximo da saturação total. A camada de vegetação aparece representando uma importância à estabilidade, pois aumenta a resistência ao cisalhamento na superfície do solo, a qual apresenta um apreciável intercepto de coesão devido ao enraizamento das plantas. Onde o nível freático é baixo, os taludes são essencialmente estáveis. Se a saturação pelas chuvas alcançar a profundidade situada abaixo da base da zona enraizada, a perda da coesão aparente pode levar o talude a ruptura.

A elevação do lençol freático também se traduz num mecanismo vital à estabilidade de uma encosta. Aumento do peso da massa de solo e poro-pressões positivas representam uma resposta imediata a flutuação positiva (subida) do lençol d'água subterrâneo.

Quedas de blocos rochosos e corridas de detritos, provocadas por erosão, percolação d'água pelas falhas da rocha, ação antrópica, dentre outros fatores, podem desencadear, pelo impacto e velocidade com que rolam, instabilizações irreversíveis.

Estudos recentes também tem mostrado que trovoadas com raios e relâmpagos podem desencadear processos de instabilização em taludes ou blocos de rocha, devido a energia liberada pronunciada em forma de corrente elétrica ou choques elétricos.

PEDROSA (1994) traz uma importante contribuição ao histórico da experiência brasileira na avaliação dos processos que desencadearam deslizamentos. Em sua revisão

bibliográfica relata as principais contribuições dos vários autores pesquisados quanto aos agentes estabilizadores de encostas em solos tropicais.

GUIDICINI e NIEBLE (1983) propuseram uma divisão das causas de movimentos de massa, onde para cada grupo de causas foram classificados os tipos de agentes envolvidos. Causas internas tem como agentes deflagradores o efeito da oscilação térmica e a redução da resistência pelo intemperismo. As causas externas são motivadas por mudança na geometria do sistema, efeitos de vibrações e mudanças naturais na inclinação das encostas. Ainda teriam as causas intermediárias, deflagradas pela elevação do nível piezométrico em massas homogêneas, elevação da coluna d'água em descontinuidades, rebaixamento rápido do lençol freático, erosão subterrânea retrogressiva e diminuição do efeito de coesão aparente. Os autores ainda citam a atuação da cobertura vegetal como outro mecanismo estabilizador.

Na realidade, a falta de cobertura vegetal assume um importante aspecto na instabilidade de uma encosta. Segundo COLLISON et al. (1995), a vegetação produz um modelo combinado de processos mecânicos e hidráulicos, que juntos podem deflagrar ou não, situações de instabilidade. Para os autores, como processos hidrológicos tem-se a interceptação e condução (runoff) da chuva, além da transpiração, que assumem um efeito benéfico à estabilidade, e mais infiltração e permeabilidade que são efeitos adversos. Os processos mecânicos benéficos a estabilidade são a amarração da superfície, o reforço da zona de enraizamento e o fortalecimento das raízes. Em contrapartida, processos como a transmissão de forças dinâmicas para o interior do solo causam um impacto adverso a estabilidade. Outro efeito mecânico diz respeito à sobrecarga gerada pela vegetação, que pode, conforme o caso, causar um impacto benéfico ou adverso.

PRANDINI et al. (1976), apud PEDROSA (1994), estudando o balanço hídrico no sistema Flora-Maciço, destacam que a cobertura vegetal retém cerca de 20% de precipitação e o sistema radicular absorve mais 20% e denominam esses componentes de fatores de interceptação, que fazem com que a parcela d'água efetiva que atinge o terreno, seja 60%. Como a parcela absorvida pelo solo não saturado, diminuindo sua sucção, é da ordem de 20%, restam 40% de precipitação que são distribuídos pelo escoamento superficial (run-off) e infiltração propriamente dita. A interceptação não depende apenas da vegetação, mas também do vento, inclinação do talude, intensidade da chuva, dentre outros.

Analisando diversas contribuições a respeito das causas e agentes estabilizadores, parece que há uma convergência para uma única direção, isto é, movimentos de massas em encostas podem acontecer pela ação de um só agente, como também na associação de vários deles, cada qual influenciando em um aspecto relativo que colocam a encosta suscetível à

instabilidade. É como se em algum momento da evolução de uma determinada encosta, por exemplo, uma chuva de proporções avassaladoras não a levasse à ruptura, mas num momento posterior ao longo da evolução contínua, devido a ação conjunta de outros agentes, uma chuva da mesma proporção viesse a instabilizá-la.

No cômputo geral, pode-se agrupar as principais causas dos fenômenos de instabilização de encostas em: a) situação de intensa pluviosidade e b) evolução das encostas naturais (condicionantes geológicas, intemperização e ação antrópica).

O entendimento dos condicionantes dos escorregamentos é fundamental para a definição de medidas de mitigação de suas conseqüências, seja através do zoneamento do risco a novos escorregamentos, seja através da adoção da obra de estabilização mais apropriada ao tipo de fenômeno, seja através da adoção de sistemas de alarme calcados em Planos de Defesa Civil (AMARAL e PALMEIRO, 1997).

2.2.1- A AÇÃO DA ÁGUA NA INSTABILIDADE

LACERDA (1997), avaliando a estabilidade de taludes naturais ao longo da costa brasileira, atribui como deflagradores de processos de instabilização, principalmente, a ação da chuva e do intemperismo físico e químico sobre a rocha mãe.

COSTA NUNES (1969 e 1973), apud PEDROSA (1994), inclui o processo de erosão violenta ou enxurro (desmonte hidráulico) como principal fenômeno de instabilidade dos taludes da Serra das Araras e Caraguatatuba, envolvendo solo residual siltoso e fragmentos de rocha e colúvio. Segundo a autora, JONES (1973) e VARGAS (1981) corroboraram com a hipótese de enxurro, que foi descartada por WOLLE (1988).

Conforme os trabalhos de TATIZANA et al. (1987 a, b), as precipitações assumem papel de agente de ação progressiva e instantânea. Ação progressiva pois prepara o terreno através da alteração dos parâmetros do substrato e do aumento da sollicitação externa e evolui com o desenvolvimento da chuva. A água infiltrando no solo, altera sua densidade, aumentando o peso, e diminui a coesão pela eliminação da capilaridade e dissolução dos cimentos do solo. O aumento de peso ocasiona um aumento das forças atuantes e a diminuição da coesão, um decréscimo da resistência ao cisalhamento e à compressão. A diminuição da coesão com a evolução da saturação pode ser significativa para solos com alta capilaridade e pode se tornar a causa deflagratória em alguns eventos de escorregamentos.

Segundo MOREIRA (1974), o efeito da precipitação na estabilidade dos taludes naturais se manifesta na diminuição das tensões resistentes (aumento da pressão neutra e/ou diminuição da coesão), como também no aumento das tensões cisalhantes no interior do maciço, tendo, portanto, uma ação dupla na instabilidade.

GUIDICINI e IWASA (1976), argumentam que não se sabe ainda, com precisão, de que maneira o elevado índice de chuvas atua sobre a estabilidade de encostas naturais situadas no meio tropical úmido, já que a mecânica dos solos tradicional avança a hipótese dos solos atingirem um grau de saturação crítico aos efeitos da estabilidade, assim como o estabelecimento de uma rede de fluxo paralela ao talude. Para os autores, a primeira hipótese é passível de generalização, já a segunda, não o é com a mesma facilidade, visto que estudos nos solos tropicais apontam características de drenabilidade e permeabilidade específicas, favorecendo um fluxo d'água predominantemente vertical. Os autores propõem a hipótese de que o desencadeamento de escorregamentos pode estar vinculado, em muitos casos, tão somente a uma redução das características de resistência decorrente de um aumento crítico do teor de umidade.

Nas regiões tropicais, cujo clima pode ser considerado uniforme, a pluviometria passa a ser uma característica peculiar, regida pelas entradas constantes de massas de ar polar antártico. Esse fenômeno permite que em qualquer época do ano possa haver chuvas anômalas, embora o clima comande as estações chuvosas de forma bem definida. Desta forma, o solo residual, na maior parte do tempo, não se apresenta saturado no seu estado natural.

MORGENSTERN e MATOS (1975), avaliaram a variação do grau de saturação entre 60 e 70 %, ou menos, antes do início da estação chuvosa. Se ocorrer a saturação nestes solos, ela se dará no fim da estação chuvosa, após uma precipitação pluviométrica mais intensa, podendo desencadear instabilidades.

Para MOREIRA (1974), no final da estação seca (outubro/novembro) o solo da zona acima do lençol freático encontra-se parcialmente saturado (30 a 50%, em geral), apresentando maior resistência devido a pressões negativas nos poros. Com as chuvas, há infiltração d'água no solo e, mesmo que uma parcela da água infiltrada evapore, a maioria será redistribuída pela massa do solo até que haja uma condição de uniformidade do grau de saturação. Este fenômeno é repetitivo em toda a estação chuvosa.

PANDRINI et al. (1976), apud PEDROSA (1994), avaliaram que nos períodos que antecedem as estações chuvosas, os taludes naturais encontram-se parcialmente saturados, com o grau de saturação variando de 40 a 75%, com alta sucção.

O aumento do grau de saturação num determinado solo, acarreta numa sensível redução dos parâmetros de resistência deste solo, e, por conseguinte, torna-o susceptível a instabilidades. Em parte, numa visão simplista para o caso de solos coesivos, pode-se creditar à transferência de pressão da água para o esqueleto sólido, a responsabilidade da diminuição da resistência, numa situação de drenagem lenta. Isto porque a água também recebe parte do esforço e, como tem resistência nula ao cisalhamento, a pressão normal efetiva é que contribui para a resistência ao cisalhamento. Na realidade, a água age tanto na diminuição da resistência por receber parte dos esforços internos, como na diminuição da coesão e na quebra da cimentação entre as partículas ou grãos da massa de solo.

YOSHIDA et al. (1991), estudando escorregamentos em quatro cidades do Japão, mostraram que para níveis de saturação na ordem de 60 a 90%, conforme a cidade, o fator de segurança para os taludes (aplicando o método de Janbu para o cálculo da estabilidade), aproximava-se da unidade. Concluem dizendo que para rupturas pouco profundas em taludes de inclinação entre 30° e 40°, induzidas por chuvas, a causa é atribuída a redução significativa dos parâmetros de resistência dos solos, provocada pela elevação do grau de saturação devido a infiltração.

A variação do grau de saturação num solo está intimamente ligada a capacidade de infiltração da água, governada principalmente pelo coeficiente de permeabilidade.

“O principal mecanismo de instabilização de encostas provocado pelas chuvas é a infiltração” (PEDROSA, 1994). Para esta autora, nas estações chuvosas a infiltração da água pode causar, além do aumento do grau de saturação, redução das tensões de sucção (coesão aparente), aumento do peso específico em ambiente confinado, aumento das poro-pressões (poro-pressões de percolação e pressões hidrostáticas), erosão interna (piping) devido ao processo hidro-dinâmico de percolação d’água e erosões externas devido a escassez da cobertura vegetal. E, mesmo para baixos índices pluviométricos, a infiltração pode deflagrar movimentos catastróficos, dependendo das condições internas do maciço (índice de vazios, grau de saturação, teor de umidade, tipo de solo, topografia, geomorfologia e litologia).

Acrescenta-se a contribuição de PEDROSA, que as erosões externas devido a escassez da cobertura vegetal poderiam estar mais evidenciadas no processo de escoamento superficial direto, e que colabora com a própria infiltração, assim como modificações nas referidas condições internas do maciço também se fazem presentes no caso de baixos índices pluviométricos, como cortes, fundações de edificações, sobrecargas, fossas sépticas, tubulações que afetem o lençol freático, etc.

Conforme MOREIRA (1974), a hidrologia subterrânea é comandada por caminhos preferenciais de infiltração e percolação, o que faz com que as precipitações pluviométricas não interfiram apenas na parte superior do maciço terroso, mas, também, nas zonas mais profundas, fazendo variar consideravelmente a pressão neutra no maciço, pelo aumento da carga hidráulica.

De fato, a presença de descontinuidades reliquiárias no solo, bem como a magnitude do valor do índice de vazios dos mesmos, é fundamental para ocorrência de coeficientes de permeabilidade bastante altos.

Para MAGALHÃES (1990) o índice da vazios pode ser igual ou maior que 1,0 nas camadas superiores dos perfis residuais. CAMPOS (1984), apud MAGALHÃES (1990), relata valores de 0,39 a 1,25 para alguns solos residuais jovens brasileiros.

A avaliação do índice de vazios e da permeabilidade, são importantes para definirem a evolução da frente de saturação provocada por períodos de chuvas, pois, estando o solo parcialmente saturado, atua uma poropressão negativa (sucção) que aumenta a coesão aparente, tanto maior quanto menor for o valor da umidade no solo (MAGALHÃES, 1990).

Os solos areno-siltosos, silto-argilosos ou argilo-arenosos, normalmente contém uma porcentagem de argila geralmente $< 30\%$, que é responsável pela coesão do solo (MORGENSTERN e MATOS, 1975).

SWEENY e ROBERTSON (1979), apud READING (1991), sugeriram que (no mínimo de profundidade) nem toda sucção é necessariamente destruída pela percolação da água infiltrada.

BARATA (1984) avalia que nos solos parcialmente saturados, a transferência de pressão (ar + água) dos vazios para o esqueleto sólido será tanto mais rápida (em um dado solo), quanto menor for o grau de saturação.

LUMB (1975), argumentou que a estabilidade dos taludes é governada pela capacidade de infiltração de água (no solo) e que a ação de uma chuva particularmente forte depende da duração e da intensidade da precipitação durante a tormenta, bem como da quantidade de precipitação que já tinha ocorrido anteriormente ao evento. Por conseguinte, a água vai infiltrar-se no talude aumentando o peso específico do material e reduzindo a resistência para um período de tempo particular, após o início da precipitação. Analisando quantitativamente o modelo de infiltração em solos homogêneos em Hong Kong, estabeleceu que a quantidade de água infiltrada nunca é suficiente para saturar um espesso manto de solo. O efeito da precipitação afeta praticamente apenas os 6 primeiros metros.

Medidas de campo em solos graníticos de Hong Kong demonstraram a influência significativa da infiltração sobre a sucção até a profundidade de 6 m, sendo observada uma pequena variação até 18 m (SWEENEY, 1982, apud MAGALHÃES, 1990).

VAUGHN (1985) demonstra que, se a permeabilidade não se reduz com a profundidade, o talude terá uma sensibilidade reduzida à instabilidade por causa da infiltração da precipitação. Conclui dizendo que, qualquer tratamento que reduza a permeabilidade superficial e a erodibilidade, deverá ser efetivo em promover a estabilidade do talude durante chuvas fortes.

Quanto à rede de fluxo no interior de um maciço, a influência da direção de percolação na pressão neutra pode ser marcante conforme sua disposição em relação a geometria do talude, conforme demonstrou MOREIRA (1974). Simples correções às linhas de fluxo, como drenos subhorizontais, por exemplo, podem eliminar o efeito da carga hidráulica, o que não exclui a redução das tensões de sucção.

2.2.1.1- Frente de Saturação

A fenomenologia da infiltração da água no interior da massa de solo tem sido bastante estudada, não apenas qualitativamente, mas também quantitativamente, através de modelagem matemática, a fins de aplicação nos conceitos de solos não saturados, dada a redução das tensões de sucção em virtude do avanço da frente de saturação.

No caso de um solo saturado, o fluxo d'água pode ser bem modelado seguindo-se a lei de Darcy. BADILLO e RODRÍGUEZ (1980), em seu célebre livro "Mecânica de Suelos", desenvolveram um excelente trabalho sobre este assunto, referência imprescindível para os estudos nesta área.

Para se entender a formação e o avanço das frentes de saturação e as correlações entre condutividade hidráulica e a umidade em cada camada de um perfil de solo não saturado, é preciso lançar mão dos conceitos relativos ao fluxo da água nos solos, agora aplicado a solos insaturados, bem como das componentes de potencial hidráulico que regem a passagem da água pelos vazios da massa de solo.

A água, retida nos poros do solo, fica sujeita a um conjunto de esforços, cada um associado a um tipo de potencial. Por não ser simétrica, a molécula de água possui polaridade. Então, a aglutinação do hidrogênio (elemento de conexão entre as moléculas de água) admite duas forças básicas responsáveis pela retenção e movimentação da água nos solos: a coesão,

que é a atração das moléculas entre si, e a adesão, que é a atração das moléculas de água pelas superfícies sólidas das partículas ou grãos do solo. No caso de um solo não saturado, sobre os grãos (partículas) há uma força de superfície, uma espécie de filme (película) que os recobre, denominada tensão superficial.

A água é retida nos poros dos solos não saturados por fenômenos de capilaridade e adsorção. A capilaridade caracteriza-se pela formação de meniscos curvos, cuja curvatura determina o estado de energia da água, intimamente ligado com as interfaces entre as fases líquida e gasosa que preenchem os vazios do solo. A partir de um determinado teor de umidade, onde o solo se encontra relativamente seco, a água se apresenta em forma de filme recobrendo as partículas sólidas, onde a retenção (neste estado com energia acentuada) passa a ser dominada pela adsorção (SANTOS e GUIMARÃES, 1992).

As forças de atração exercidas sobre a água intersticial pelo esqueleto sólido, geram, nos solos não saturados, tensões de sucção (poro-pressões negativas), cujos valores e distribuições dependem, essencialmente, da geometria dos poros, natureza das partículas sólidas e do teor de umidade do solo (CARVALHO e WOLLE, 1987). SANTOS e GUIMARÃES (1992). Ainda citam a afinidade água-sólido, a superfície específica e a atividade eletroquímica superficial das partículas, dentre outros, como fatores que interferem nas forças de atração.

A retenção e o transporte de água nos solos, são fenômenos relacionados com a energia, sendo que a energia livre é o somatório de todas as outras formas de energia. A movimentação, portanto, acontecerá sempre de um nível maior de energia para um nível menor.

Segundo SANTOS e GUIMARÃES (1992), a energia potencial total (ψ_t) em um dado ponto do solo, é a soma das energias potenciais gravitacional (ψ_g), de pressão (ψ_p), matricial (ψ_m) e osmótica (ψ_{os}), além de outras formas de energia ($\psi_t = \psi_g + \psi_p + \psi_m + \psi_{os} + \dots$). O movimento da água entre dois pontos, ocorre quando a energia potencial total em cada um deles é diferente.

O potencial matricial é devido às forças de retenção da água no esqueleto sólido e relaciona-se com a umidade do solo. A essa relação denomina-se “curva de umidade característica” e esta não é biunívoca, já que existe um efeito de histerese associado às diferenças de comportamento entre a secagem e o umedecimento (CARVALHO e WOLLE, 1987).

Nos solos saturados o fluxo d'água é regido pelos gradientes de potenciais gravitacional e de pressão ($\psi_t = \psi_g + \psi_p$), ou, como é geralmente conhecido, às cargas de posição (z) e de pressão (p_w / γ_w). Nestas condições, o potencial matricial anula-se ($\psi_m = 0$), o potencial osmótico é desprezado, dado que, na ausência de membrana semi-permeável, não ocorre fluxo apreciável de água e sim de solutos, e a velocidade do fluxo passa a ser tão baixa que a carga cinética ($v^2/2g$) é seguramente desprezível.

Já nos solos parcialmente saturados, o potencial de pressão anula-se ($\psi_p = 0$) pois não há água livre no sistema, e o fluxo passa a depender dos gradientes de potencial gravitacional e matricial ($\psi_t = \psi_g + \psi_m$). Assim como nos solos saturados, o potencial osmótico e a carga cinética podem ser desprezados. A medida que a umidade decresce, o potencial matricial torna-se progressivamente mais importante até que, abaixo de um determinado valor, passa a predominar.

O que aparece de forma mais relevante é que não necessariamente a percolação de água vai ocorrer no sentido usual de solo saturado, uma vez que o gradiente hidráulico devido ao potencial gravitacional e matricial será dominante (MORGENSTERN e MATOS, 1975).

O coeficiente de permeabilidade “K”, no caso de solos não saturados, passa a ser a **condutividade hidráulica**, altamente dependente da umidade e tão menor quanto mais seco estiver o solo. A condutividade hidráulica é um parâmetro relacionado com a facilidade que o esqueleto sólido oferece ao fluxo d'água.

A infiltração d'água no solo, é o processo pelo qual a água penetra no solo, de forma descendente e vertical, como se admite ao que realmente ocorre quando das chuvas sobre determinada área. Segundo CARVALHO e WOLLE (1987), as variáveis de interesse neste processo passam a ser: a precipitação pluviométrica que atinge efetivamente o solo, as características físicas dos solos (condutividade hidráulica e curva característica de umidade) e o campo de potencial matricial prevalecente no início da chuva.

MATOS (1974), apud CARVALHO e WOLLE (1987), descreveu que após um intervalo de tempo a partir do início da chuva, uma delgada camada superior do solo encontra-se saturada, o que torna a condutividade hidráulica, a difusidade (associada a altura de coluna d'água, umidade volumétrica e condutividade hidráulica para fins matemáticos) e a umidade são máximas. A sucção neste estado é nula. Nas camadas subjacentes a umidade é mínima e próxima da umidade inicial. Nestas condições, a velocidade do fluxo na camada saturada é maior que na camada subjacente, o que provoca um acréscimo de umidade na camada inferior. Desde que haja água suficiente na superfície, o fluxo pode ser descrito como

o avanço de uma frente de saturação. Logo, com a continuidade da infiltração, a frente de saturação avança no interior do solo e anula, em seu caminho, as tensões de sucção. A velocidade deste avanço é máxima no início, decrescendo em direção a um valor constante, igual ao da condutividade hidráulica do solo saturado.

É interessante acrescentar que, sendo a precipitação que efetivamente atinge a superfície do terreno, menor que a condutividade hidráulica do solo saturado, existe a formação de uma frente úmida que eleva o teor de umidade, mas não chega a saturar o solo. A umidade final será a umidade correspondente ao valor da condutividade hidráulica que iguala ao valor da precipitação.

A grande interrogação que se faz, é qual a precipitação que propicia não só a criação de uma frente de saturação, mas também o seu avanço até uma profundidade crítica, para a qual o perfil de solo não mais consegue manter sua estabilidade original?

SANTOS e GUIMARÃES (1992), analisando diversos trabalhos sobre velocidade de infiltração e propagação da frente de saturação, discorrem que infiltrações necessárias para umedecer profundidades de 6 m, 12 m, 18 m e 24 m, aplicando-se os modelos matemáticos propostos, seriam, respectivamente, 660 mm, 1320 mm, 1960 mm e 2640 mm. A indagação é a mesma, que regime de chuvas propiciariam infiltrações desta magnitude? Concluem dizendo que velocidades de infiltração da ordem de 40 mm/h são muito altas e que devem ser considerados fatores como a inclinação do terreno, evapotranspiração e o escoamento superficial direto (run-off), os quais reduzem significativamente a velocidade de infiltração.

O avanço da frente da saturação até uma posição particular, reduz os parâmetros de resistência do solo na área afetada pela infiltração, podendo levar o talude à ruptura, sem que apareçam pressões neutras positivas. Estes parâmetros podem ter seus valores reduzidos para aqueles correspondentes a condição saturada do solo, obtidos em ensaios drenados (MORGENSTERN e MATOS, 1975).

Um dado interessante é fornecido por LUMB (1975), quando analisando os escorregamentos nos solos de Hong Kong, concluiu que naqueles solos, porosos, pouco espessos e, geralmente, com a superfície de ruptura no contato com o solo residual ou a rocha, na presença de fortes chuvas, uma frente de saturação pode desenvolver-se rapidamente, deflagrando rupturas súbitas com espessuras de massa que se igualam à da frente de saturação. Tal conclusão é perfeitamente congruente aos solos de Florianópolis, principalmente no tocante a porosidade e rupturas no contato solo/rocha.

GERSCOVICH et al. (1997), analisando diversos trabalhos realizados no morro dos Cabritos, Rio de Janeiro, e aplicando técnicas de modelagem tridimensional do regime de

fluxo em meios saturados e não saturados, comentam que as diferenças entre os perfis de condutividade hidráulica no topo e na base, tendendo a valores mais baixos na base, assim como a redução da condutividade com a profundidade, pode ser causadora de desenvolvimentos de poro-pressão não uniformes no interior da massa de solo.

A ruptura pode ocorrer ao longo da superfície determinada pela frente de umedecimento ou saturação, que representa uma fronteira entre a parte inferior, ainda próxima da umidade inicial.

Segundo PEDROSA (1994), é consenso que a velocidade da frente de saturação é tanto maior quanto maior for o teor de umidade do solo, exercendo, portanto, influência marcante na condutividade hidráulica. A espessura crítica da frente de saturação, bem como sua direção, depende do tipo de cobertura vegetal, das características do solo e estratigrafia do maciço, sendo que as profundidades críticas são aquelas onde o grau de saturação do solo é elevado, encontro do nível d'água e zona imediatamente abaixo da espessura radicular, ou na interface de solos coluviais e residuais.

Diversos trabalhos tem sido feitos tentando correlacionar precipitações com escorregamentos. GUIDICINI e IWASA (1976), mostram correlações entre escorregamentos em diferentes áreas do Brasil, e a combinação de precipitações pluviométricas acumuladas e de pico para chuvas intensas, sem considerar as causas prováveis de cada escorregamento. Foram particularizados índices pluviométricos de risco, confirmando as conclusões de MORGENSTERN e MATOS (1975). Entretanto, os valores encontrados variam para cada região, indicando que, de alguma forma, os taludes parecem estar acostumados com os índices pluviométricos típicos a que correspondem (WOLLE et al., 1985).

Segundo GUIDICINI e IWASA (1976), os solos, quando não saturados, apresentam uma condutividade hidráulica (velocidade de avanço d'água) que varia muito com o teor de umidade existente, tanto menor quanto mais seco estiver o solo. O avanço da água de chuva que se infiltra (frente de saturação) depende do grau de saturação antes da infiltração, do índice de vazios, da intensidade e duração da chuva e das propriedades de fluxo d'água no solo. Com isso, cada episódio de chuva gera uma frente de saturação que atingirá uma profundidade que depende daqueles fatores, culminando numa redistribuição da água que se infiltrou após cessada a chuva, resultando num teor de umidade superior àquele existente antes da chuva. A repetição das chuvas provocam um avanço mais rápido da frente de saturação, por encontrarem um teor de umidade maior e, portanto, maior condutividade hidráulica. Logo, o histórico de pluviosidade desempenha um papel importante no

desencadeamento dos escorregamentos, que tendem a ocorrer com maior frequência quando o histórico é elevado.

Analisando as conclusões de GUIDICINI e IWASA (1976), TATIZANA et al. (1987) acrescentam que fortes chuvas serão potencialmente mais perigosas em solos de alta saturação inicial, justamente pelo fato da condutividade hidráulica do solo aumentar e aproximar-se da permeabilidade, quando da expulsão do ar dos poros gerada pela infiltração da água.

2.2.1.2- Solos Não Saturados

A mecânica dos solos, nas últimas décadas, tem se dedicado ao estudo do comportamento do solo na condição parcialmente saturada, ou, simplesmente, como é denominada, não saturada. Muitos avanços tem sido registrados pelos pesquisadores, principalmente no que tange a mensuração do valor relativo a tensão de sucção atuante num meio não saturado, seja por instrumentação, ensaios de campo ou laboratório e até mesmo qualitativamente.

No que concerne a estabilidade de encostas, a tensão de sucção assume papel relevante até o momento em que aproxima-se de um estado de inexistência, isto é, enquanto há tensão de sucção, a resistência do solo é maior, até pelo que já foi exposto até aqui, como coesão e potencial matricial, que tendem a diminuir sensivelmente com o avanço da frente de saturação.

LIM et al. (1996), colocam que a poro-pressão d'água, μ_w , em encostas de solos residuais, é usualmente negativa, relativamente às condições atmosféricas durante períodos secos. Para eles, μ_w , quando associado à poro-pressão do ar, μ_a , ou seja, a matriz de sucção ($\mu_a - \mu_w$), tem sido estabelecida para desempenhar um importante papel na estabilidade de encostas. Não obstante, a aplicação destes conceitos requer um entendimento da contribuição da poro-pressão d'água negativa na resistência ao cisalhamento, e da variação da matriz de sucção, "in situ", com o tempo, em taludes de solo.

Segundo GIACHETI e QUEIROZ (1997), ao estudarem taludes de corte rodoviários e ferroviários em solos da formação Arenito Bauru, a curva característica destes solos (sucção matricial x grau de saturação) indica que a contribuição da matriz de sucção aos valores de coesão na ordem de 4 a 10 kPa, para fatores de segurança unitários, é maior na medida que o

grau de saturação se torna menor que 30 a 40%, momento em que se tem maior contribuição dos intra-poros.

Simplificadamente, pode-se fazer uma analogia das componentes de tensão atuantes num meio parcialmente saturado, com o modelo de tensões totais de Terzaghi para solos saturados. Isto é, num solo saturado, $\sigma = \sigma' + \mu_w$, ou, em termos de tensões efetivas, $\sigma' = \sigma - \mu_w$. Para o caso de um solo parcialmente saturado, surgem forças de atração entre as moléculas de água e as partículas do solo, formando meniscos que, conforme a sua curvatura, imprimem maior ou menor tensão de sucção. Note-se que os vazios estão preenchidos de água e ar, logo, tem-se tensões relativas ao ar (μ_a), sobre os meniscos e as partículas, e à água (μ_w), representada pelas tensões superficiais e forças capilares. Como μ_w é negativo, pois tende a “aproximar” as partículas, o estado de tensões efetivas pode ser expresso por $\sigma' = (\sigma - \mu_a) + (\mu_a - \mu_w)$. Quando $\mu_a = \mu_w$, condição saturada, isto é, não há mais ar resistindo ($\mu_a = 0$) e não há mais sucção, pois os vazios estão tomados por água (μ_w positivo), tem-se $\sigma' = \sigma - \mu_w$.

Em termos de resistência, deve-se a Bishop (1960), uma das mais divulgadas equações que levam em conta um estado parcialmente saturado do solo.

$$\sigma' = \sigma - [\mu_a + \chi (\mu_a - \mu_w)]$$

onde:

σ' = pressão efetiva

σ = pressão total

μ_a = pressão intersticial no ar

μ_w = pressão intersticial na água

χ = coeficiente que depende do grau de saturação, tipo de solo, ciclo de molhagem ou secagem do solo (histórico do solo), etc.

($\chi = 1$ para solo saturado e $\chi = 0$ para solo seco)

A equação de resistência tem a forma:

$$\tau' = c' + [\sigma - \mu_a + \chi (\mu_a - \mu_w)] \operatorname{tg}\phi'$$

FREDLUND et al. (1978) propuseram uma equação levando em conta o efeito da sucção matricial ($\mu_a - \mu_w$). O assunto é tratado de forma bastante abrangente na publicação de FREDLUND e RAHARDJO (1993).

$$\tau' = c' + (\sigma - \mu_a) \operatorname{tg}\phi' + (\mu_a - \mu_w) \operatorname{tg}\phi^b$$

onde ϕ^b é o termo acrescentado à equação de Mohr-Coulomb, além dos já apresentados devidos à sucção, que representa uma tensão interna de aproximação das partículas, propiciando um incremento de coesão.

Segundo FREDLUND e RAHARDJO (1993), a matriz de sucção ($\mu_a - \mu_w$) no campo, pode aumentar ou diminuir em resposta às mudanças nas condições climáticas devidas à evaporação e precipitação. Como resultado, a resistência ao cisalhamento não drenada também mudará, e esta mudança pode ser expressa pela equação:

$$\Delta c_u = \Delta(\mu_a - \mu_w) \operatorname{tg}\phi^b$$

onde:

Δc_u = mudança na resistência ao cisalhamento não drenada devido a mudança na matriz de sucção.

$\Delta(\mu_a - \mu_w)$ = mudança na matriz de sucção devido a seca ou a umidade.

LIM et al. (1996), avaliando a variação da matriz de sucção em três situações diferentes num talude, isto é, talude coberto com uma lona, talude revestido com grama e talude não revestido, concluíram que as condições climáticas resultaram na variação da matriz de sucção no perfil com o tempo, e que esta variação é significativamente menor sob a parte do talude coberta com lona. Quanto a presença de vegetação, esta pode aumentar significativamente a matriz de sucção, alterando o valor total no topo do perfil.

A **Figura 2.2** mostra de que forma pode ser compreendida a atuação da tensão de sucção num talude, diferentemente do caso de um talude saturado, em que toda pressão neutra é positiva.

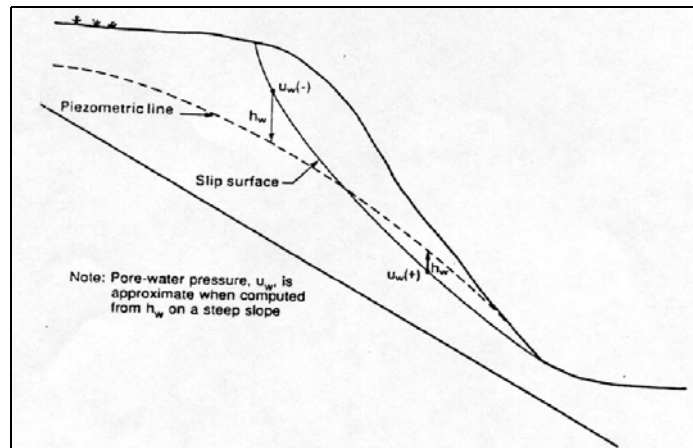


Figura 2.2 - Atuação da sucção matricial num talude. Fonte: FREDLUND e RAHARDJO (1993).

Na **Figura 2.3** mostra-se um esquema típico do perfil da pressão neutra, adaptado para um talude.

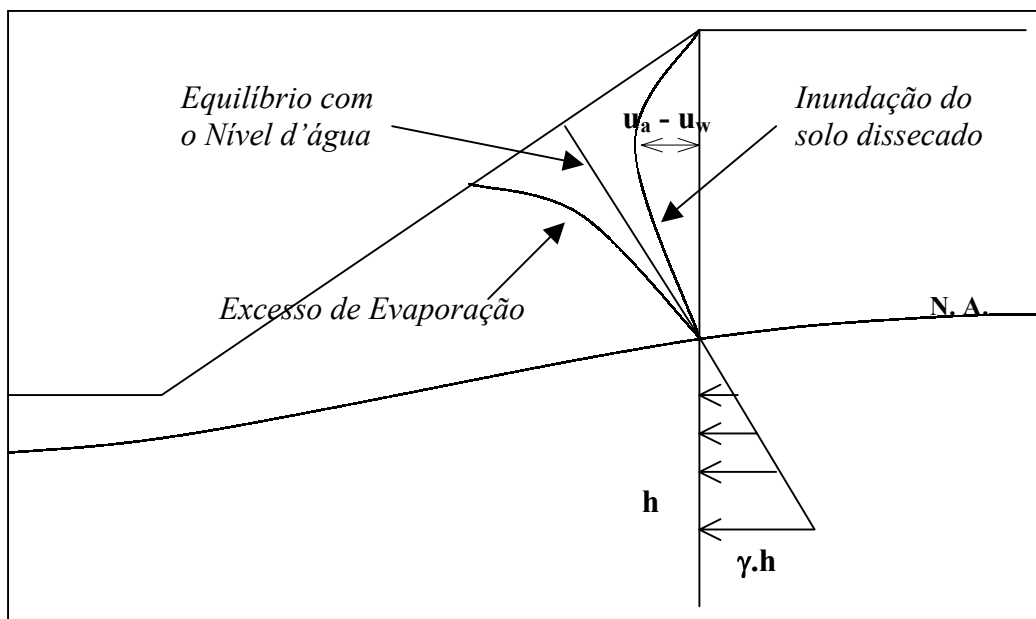


Figura 2.3 – Adaptação do Perfil de Pressão Neutra para Taludes, baseado em FREDLUND e RAHARDJO (1993).

Em estudos mais recentes, VANAPALLI e FREDLUND (1997) comprovam que a teoria de resistência ao cisalhamento de solos não saturados pode ser usada para interpretar o significado da resistência não drenada em termos de duas variáveis do estado de tensões: a tensão líquida normal, $(\sigma - \mu_a)$, e a sucção matricial, $(\mu_a - \mu_w)$, ou matriz de sucção. Esta

proposição pode ser usada na interpretação da resistência de solos não saturados sob condições de carregamento não drenado.

Na **Figura 2.4**, apresenta-se a representação tridimensional do estado de tensões proposta para solos não saturados, no diagrama de Mohr proveniente de ensaios triaxiais.

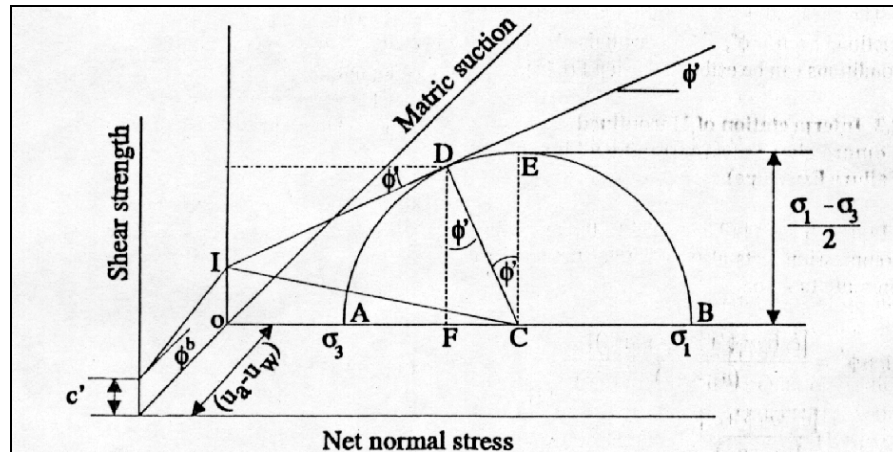


Figura 2.4 - Diagrama de Mohr incluindo a sucção matricial, segundo VANAPALLI e FREDLUND (1997)

Segundo os estudos de HOUSTON et al. (1997) em amostras de solos apresentando determinada porcentagem de agentes cimentantes, como o carbonato de cálcio, a sucção do solo constitui a componente mais significativa da resistência ao cisalhamento nas amostras levemente cimentadas. Apenas para níveis elevados de cimentação, esta passa a ser a componente que comanda a resistência.

No capítulo destinado a abordagem sobre os métodos de estabilidade de taludes, discorrer-se-á quanto a forma com que a sucção tem sido geralmente adaptada aos métodos baseados no equilíbrio limite.

2.2.2- EVOLUÇÃO DAS ENCOSTAS

Além das anormalidades pluviométricas, que influem diretamente na instabilidade ao deflagrarem fenômenos inerentes ao fluxo d'água subterrâneo e avanço da frente de saturação, outros fatores que podem agir por eles mesmos ou associados à própria precipitação pluviométrica, são as condicionantes geológicas, as intempéries e a ação antrópica. Estes fatores, em conjunto, podem ser bem definidos como o grupo de ações do meio físico que

modela uma encosta, compondo o que se pode denominar de evolução natural das encostas, exceção a ação antrópica que pode introduzir um quadro agressivo. DEERE e PATTON (1970), apud GUIDICINI e NIEBLE (1983), concluem que os movimentos de massas são um método comum, e talvez o método predominante, da evolução de encostas em áreas de perfis de intemperismo espessos.

Os processos formadores das encostas, em contínua ação ao longo dos anos, condicionam determinada porção de uma encosta, a uma situação de desproteção tal, que qualquer alteração mínima no seu equilíbrio, produz uma condição de instabilidade. Assim, agentes de intemperismo físico e químico, a partir de um determinado momento na história da formação de uma encosta, podem levá-la a um desequilíbrio. Evidentemente, índices pluviométricos extraordinários também podem conduzir a um desequilíbrio. Agora, associando todos estes fatores, acrescidos pela mão humana a modificar a própria condição natural de equilíbrio, as possibilidades de instabilidades tornam-se eminentes.

Segundo PEDROSA (1994), o risco de escorregamentos aumenta gradualmente com a evolução natural do talude. Esta evolução se dá em consequência dos fatores de intemperismo, aberturas de fissuras ou variação da cobertura vegetal, que podem assumir caráter benéfico quando aumentam a estabilidade ou, no caso contrário, se propiciam instabilidade, podendo se manifestar em minutos ou em séculos. A ação antrópica, ao contrário, geralmente é manifestada de forma marcante.

O processo de intemperismo em climas tropicais, tem uma influência marcante no comportamento dos solos destas regiões, condicionando desde a formação do próprio solo residual (espessuras dos horizontes residuais, atividade química nestes horizontes e na pedogênese destes), como na formação de camadas de solo derivadas dos horizontes residuais (tálus e colúvios).

A alteração do meio rochoso ou terroso pelo intemperismo, leva-o a um enfraquecimento gradual, movido pela remoção dos elementos solúveis constituintes dos próprios minerais, pela dissolução dos elementos com função de cimentação e pelo desenvolvimento de uma rede de microfraturas num meio rochoso que não as possuía (GUIDICINI e NIEBLE, 1983). Deve-se considerar que um processo de alteração que ocorra em solo terá efeitos menores que num meio rochoso. Ainda pode-se ter como resultado do intemperismo num solo, um maior adensamento de camadas ou uma cimentação secundária que promovem um aumento de sua resistência.

Segundo GUIDICINI e NIEBLE (1983), a alteração em rochas tende a formar zonas de materiais com características de permeabilidade bem diferentes, normalmente dispostas

paralelamente à superfície do talude, comum em perfis característicos de alteração de rochas graníticas, em condições tropicais. A presença de camadas menos permeáveis, capeando camadas de maior permeabilidade, em posição paralela à superfície do talude, poderá resultar no aparecimento de artesianismo e no desenvolvimento de elevadas pressões neutras, favorecendo a instabilidade das encostas.

Sem entrar a fundo no mecanismo de atuação, o intemperismo age de duas formas básicas: Desintegração ou desagregação, que é um processo mecânico, e decomposição, muito mais um processo químico. Os processos mecânicos geralmente derivam das variações de temperatura, da erosão e deposição por água e vento e da influência vegetal e animal. Os processos químicos podem ser subdivididos em hidrólise, hidratação, carbonização (e outros processos ácidos), oxidação e solução ou lixiviação.

A hidrólise é o desdobramento químico conseqüente da reação dos minerais em presença da água. A hidratação é compreendida como a fixação rígida dos íons H e OH ao composto que está sendo atacado, podendo tornar-se, na maioria dos casos, parte integrante do reticulado cristalográfico do mineral. Os íons H presentes nos ácidos contidos nas águas de percolação e encontrados na maioria dos solos das regiões úmidas, leva a carbonização e outros processos ácidos. A oxidação é a combinação dos minerais com o oxigênio, e a solução ou lixiviação, é devida à ação da água e dos íons por ela carregados, quando atravessa rochas e minerais, ou se movimenta em seu meio (MAGALHÃES, 1990).

Os perfis de intemperismo são um reflexo de muitos fatores, entre os quais a litologia, a estrutura do maciço rochoso, as condições topográficas, as variáveis climáticas locais e as condições de percolação d'água.

Outros fatores que podem levar uma encosta à ruptura, são de ordem geológica e geomecânica. A presença de estruturas reliquias da rocha mãe nos solos dela derivados são condicionantes à atuação do intemperismo e das condições de percolação d'água. Da mesma forma, diáclases e falhas contidas num horizonte exposto de solo, podem evidenciar planos preferências de fraqueza. MAGALHÃES (1990) reporta a estes planos como "slickensides", que seriam planos de falha ou juntas que formam descontinuidades dispostas na mesma direção do escorregamento.

Segundo AMARAL e PALMEIRO (1997), entre os muitos fatores interrelacionados que podem contribuir para a deflagração dos escorregamentos e influenciar na sua tipologia e distribuição, estão os fatores geológicos. Devido ao controle que exercem sobre outros fatores (tipo de solo, morfologia e hidrologia das encostas), ocupam uma posição de destaque.

Ligadas às características de resistência, a influência de condicionantes geológicas pode ser decisiva numa instabilidade proeminente, principalmente os planos de maior intemperização na rocha, que se apresentam contidos nos horizontes jovens dos perfis de solo, controlando as condições de estabilidade. Efeitos de macroestrutura em solos, assim como ângulo de repouso de materiais granulares também agem na instabilidade.

A macroestrutura dos solos está diretamente relacionada ao comportamento e às distribuições das tensões na massa do solo se dão de forma extremamente heterogênea, com grandes concentrações na estrutura básica ou nos núcleos remanescentes, dando como consequência, zonas de material não confinado dentro da massa do solo. Este fato mencionado por MELLO (1972), apud MAGALHÃES (1990), pode afetar significativamente o comportamento deste material, tanto em termos de resistência cisalhante e compressibilidade, como em termos das condições de percolação.

No caso de deslizamentos de material rochoso, mais um elenco de fatores pode ser atribuído à instabilidade, tais como a influência de irregularidades, materiais de preenchimento, interfaces solo-rocha, estruturação do maciço, fraturas preexistentes, falhas e horizontes preferenciais de alteração, alívio de tensão por erosão, dentre outros.

AMARAL e PALMEIRO (1997) fizeram um trabalho bastante interessante voltado ao mapeamento de zonas de escorregamentos correlacionado à geologia, utilizando banco de dados e Sistema de Informações Geográficas (SIG), do qual apresenta-se nas linhas a seguir, como ilustrativo da importância das condicionantes geológicas (principalmente associadas à ação antrópica) nos escorregamentos.

Foram estabelecidas as relações entre local dos escorregamentos e as feições geológicas (rochas + perfis de alteração ou depósitos superficiais e as discontinuidades estruturais) e as relações entre a distribuição dos escorregamentos e as suas causas antrópicas, reportadas ao tipo de solo antes da ruptura.

Foram consideradas nas análises as classes de litotipos/perfis de alteração, estruturas geológicas e ações antrópicas, da seguinte forma:

- materiais naturais: rochas e seus perfis de alteração; depósitos de tálus/colúvio e de corridas de massa; fraturas ou falhas geológicas.
- materiais e atividades antrópicos: cortes; interrupção da drenagem; pedreiras e saibreiras; lixo e esgoto.

Dos principais resultados obtidos, destacam-se: a análise estatística apontou a importância dos escorregamentos induzidos pela ação antrópica, sendo um dos dois fatores causadores dos acidentes na grande maioria dos casos; a análise via AutoCAD/SIG oferece,

com a freqüência areal dos escorregamentos, uma visão mais real da influência dos diversos litotipos na distribuição dos escorregamentos; a análise via mapeamentos detalhados permite identificar e caracterizar a importância dos perfis de alteração associados às fraturas de alívio e dos depósitos de corridas de massa pretéritas na deflagração dos escorregamentos mais freqüentes. Os resultados das análises ampliam o conhecimento sobre os condicionantes geológicos dos escorregamentos, confirmando a impossibilidade de tratamento apenas das causas naturais em centros urbanizados e os resultados garantem uma maior confiabilidade dos dados sobre o risco geológico urbano exigidos pelos instrumentos de planejamento do uso do solo.

A ação antrópica é, sem menor chance de dúvida, um dos fatores que mais tem contribuído para deslizamentos nas regiões urbanas. PEDROSA (1994), lista como principais causas da instabilidade devido à atividade humana, as seguintes ações:

- a) execução de cortes e escavações;
- b) desmatamento - destruição da cobertura vegetal;
- c) ação de sobrecargas - execução de aterros, deposição de lixo ou construção inadequada;
- d) destruição ou entupimento do sistema de drenagem natural ou artificial, pela simples falta de conhecimento técnico e pela falta de manutenção pelos órgãos públicos;
- e) vazamento de canalização de água e esgoto;
- f) destruição de estruturas de suporte;
- g) explosões - pela exploração de jazidas causando danos no próprio maciço que se está explorando ou pela vibração propagada às encostas e construções vizinhas;
- h) combinação dos fatores acima.

Segundo LOPES (1997), é usual na literatura geomorfológica, pelo menos na literatura brasileira, atribuir à degradação ambiental devido à ação humana a responsabilidade pelos escorregamentos. Contrário a este pensamento, o autor defende que suas observações e o exame de diversos desastres nesta área, conduzem-no a conclusão de que escorregamentos não são eventos excepcionais, mas sim freqüentes, nem sempre necessariamente ligados a atividade humana, mas, pelo contrário, constituem-se numa parte integrada dos processos de evolução das encostas, embora a atividade humana muitas vezes acelere ou atue no limiar dos escorregamentos. O referido autor faz um relato do papel dos escorregamentos na evolução do relevo, e credita à redução das características mecânicas dos materiais naturais e à ação da gravidade a causa destes fenômenos. Conclui dizendo que a forma das cicatrizes de escorregamento resulta da ruptura ao longo de uma curva que se inicia na vertical e se aproxima assintoticamente da inclinação do ângulo de atrito interno.

Independente do processo natural que eventualmente pode expor uma encosta ao risco de ruptura, a ação humana, muitas vezes negligente, outras vezes de forma ingênua, no intuito social de moradia, exploração de jazidas, turismo, dentre tantos outros usos do solo, acaba sendo a grande alavanca para estes mecanismos de instabilização. O que se esconde à percepção é que a degradação do meio físico, seja nas encostas ou nas demais áreas, se volta contra o próprio meio físico (neste caso ao próprio ser humano), tanto na forma de instabilidades de solos e rochas, como em tantas outras formas de impactos ambientais, onde, por exemplo, até a alteração do ciclo hidrológico, seja pelo impacto na atmosfera, seja na modificação do regime de chuvas, acaba influenciando nos próprios processos de instabilidade.

Escorregamentos de encostas são apenas um dos tantos impactos ambientais em que a mão humana se mostra complacente, revelando que é preciso haver um equilíbrio sustentado entre uso do solo e o meio físico. Planejamento e engenharia formam um binômio que precisa ser explorado e exigido.

2.3 - A QUESTÃO DA CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A classificação dos solos adveio ao final da década de 40 e baseava-se na identificação dos solos segundo suas propriedades texturais e plásticas, características de material deformado. Nesta linha tem-se os grandes grupos de critérios para classificação dos solos, onde conhecida a granulometria e os limites de plasticidade, através de processos destrutivos, pode-se diferenciar um solo de outro. Esta técnica é muito utilizada em países de clima temperado, onde destaca-se a classificação “Unificada ou Sistema Unificado” e a classificação “HRB”.

Outro grupo de critérios para classificação dos solos está baseado nos processos químicos, pedológicos e morfogenéticos. Estes critérios tendem a agrupar os solos em classes principais, muito embora estes solos possam apresentar comportamentos distintos em função do nível de tensões ou processos de estabilização (DAVISON DIAS et al., 1985). Este grupo está fundamentado na experiência de pesquisadores que investigaram o comportamento dos solos de regiões tropicais e subtropicais. VAZ (1996) relatou, em um breve resumo, as classificações genéticas de solos brasileiros surgidas desde 1950. SANTOS (1997), credita a Nogami, desde 1953, e Dias, desde 1985, os mais importantes trabalhos no Brasil, envolvendo aplicação da classificação pedológica em estudos geotécnicos.

A ressalva que se faz na utilização das classificações baseadas nas teorias clássicas da mecânica dos solos, é que estas foram desenvolvidas, via de regra, para solos de climas temperados. Como os solos brasileiros, em sua maioria, ocorrem em regiões tropicais e subtropicais, os parâmetros estabelecidos na literatura clássica nem sempre se adaptam a eles.

A aplicação dos fundamentos da pedologia e da geologia no estudo da mecânica dos solos de regiões tropicais e subtropicais, constitui-se num campo fértil de pesquisa, visto que o comportamento destes solos guarda relação com sua história de alteração (SANTOS, 1997).

Um fato que leva a procurar conhecer o solo sob o ponto de vista dos agentes que atuaram na sua formação, evidentemente associado à sua origem geológica - residual (alteração da rocha) ou de transporte (processo de deposição), reside no comportamento indeformado, ou seja, na condição “in situ”. Muitos pesquisadores tem atribuído aos agentes pedogenéticos, o bom comportamento geomecânico no campo, quando comparado com o comportamento de laboratório. Isto deve-se à estrutura formada na evolução do solo, ou seja, níveis de cimentação, condições de permeabilidade e arranjo inter-partículas que fornecem ao solo um comportamento melhor do que o comportamento obtido em laboratório, onde a estrutura original muitas vezes foi destruída.

Segundo SANTOS (1997), o estudo do comportamento geotécnico de solos tropicais e subtropicais é complexo devido a grande variedade de perfis existentes com diferentes comportamentos, pois os mesmos se formam em ambientes onde a presença de umidade e variações de temperatura favorecem a intensa atividade química no perfil de intemperismo. As características de resistência e compressibilidade são muito variáveis para estes solos e estão relacionadas a diferentes fatores, entre os quais destacam-se o desenvolvimento da pedogênese na macroestrutura de origem pedológica, heterogeneidade do intemperismo nos solos residuais ditos saprolíticos, sucção, índice de vazios inicial e conteúdo de minerais micáceos.

VAZ (1996) define a evolução pedogênica como sendo, independente do processo geológico de origem, os processos que promovem a adição, perda, transformação e transporte do material do solo. Os principais processos são o de eluviação (perda de material) e iluviação (adição de material), lixiviação (remoção dos sais solúveis), podzolização e laterização, respectivamente, processos que levam à concentração de sílica e óxido de ferro. O principal agente é a movimentação d água no solo.

No caso de solo residual, a pedogênese atua separando esses solos em dois horizontes, um superior, homogêneo e isotrópico, sede dos processos pedogênicos, e outro inferior,

heterogêneo e anisotrópico, onde tais processos são limitados, predominando os processos de alteração intempéria.

O perfil típico de intemperismo proposto por VAZ (1996), é bastante interessante e pode ser adaptado a outros perfis já conhecidos no meio geológico, assim como correlacionado com a classificação pedológica/geológica, como retratam as figuras relacionadas a seguir.

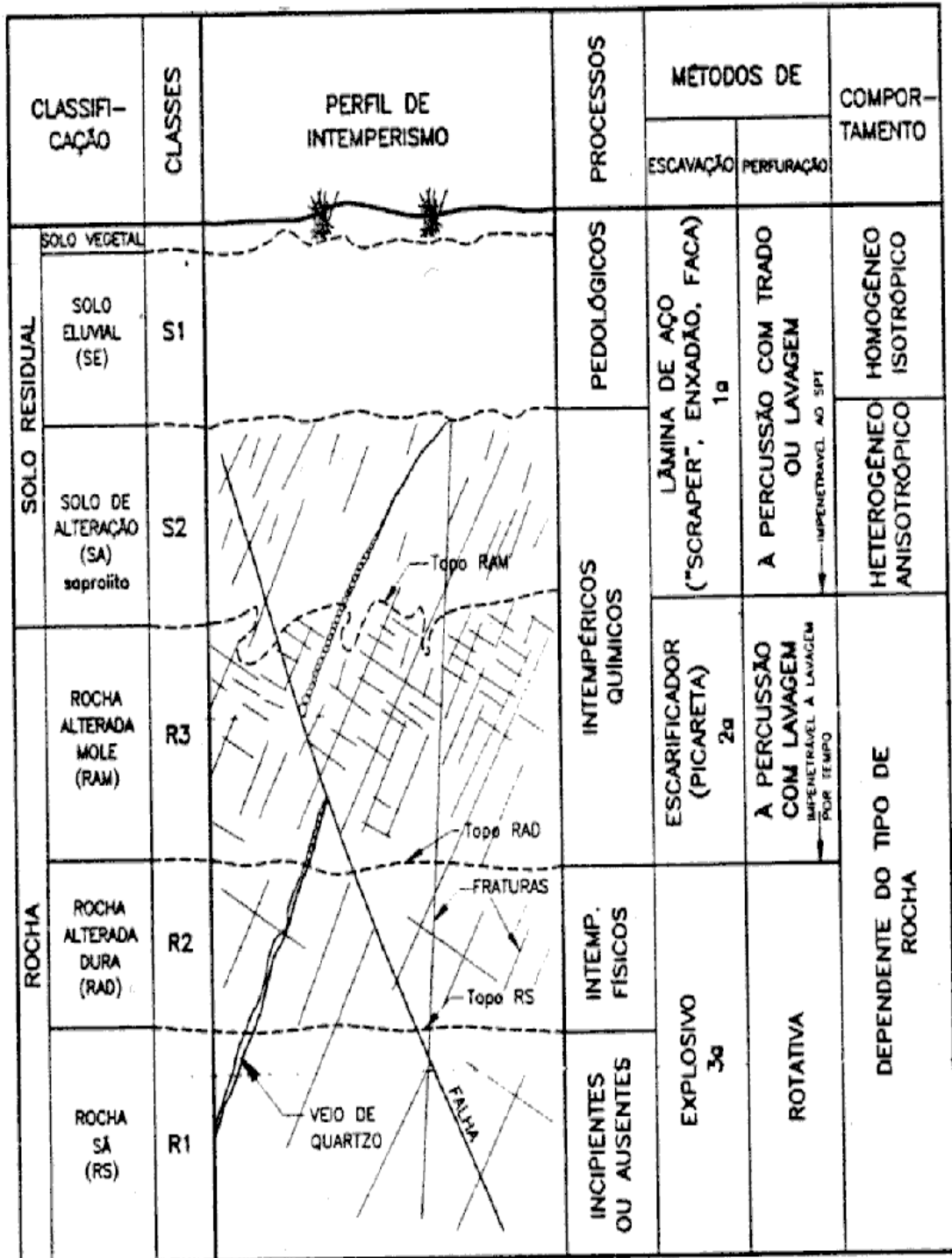


Figura 2.5. Perfil de Intemperismo, segundo VAZ (1996).

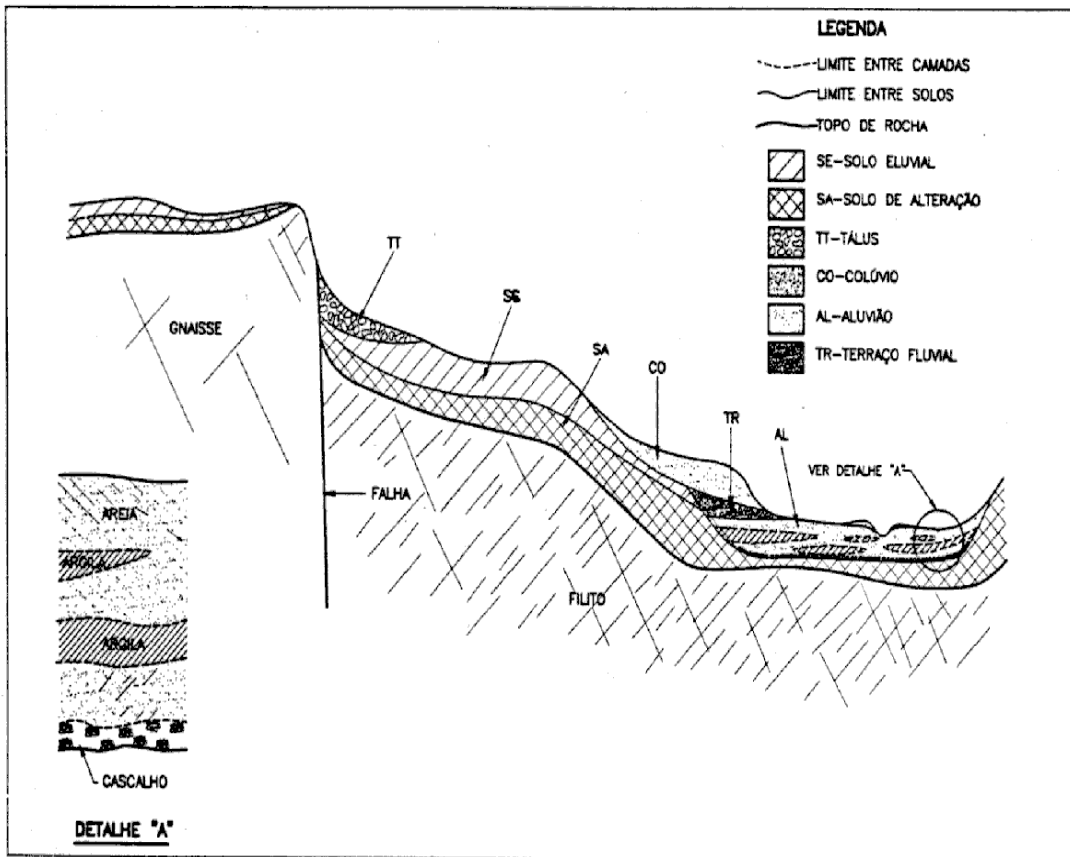


Figura 2.6. Representação dos Tipos de Solos conforme a sua origem. Fonte VAZ (1996).

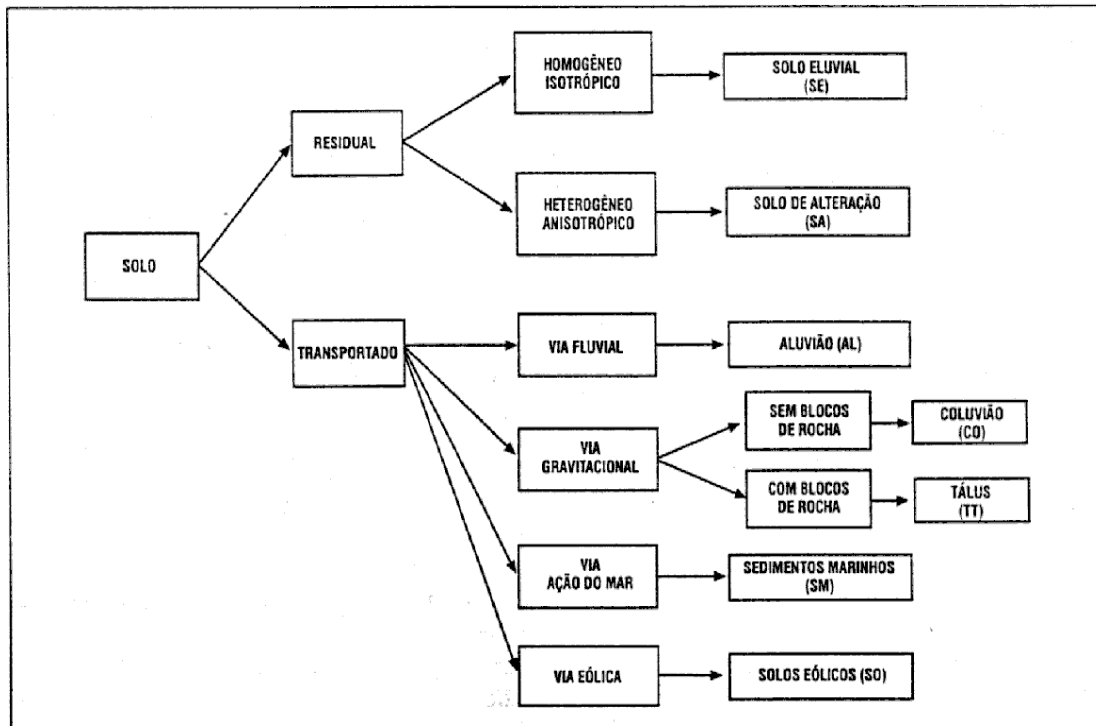


Figura 2.7. Fluxograma para Identificação dos Tipos de Solos. Fonte: VAZ (1996).

MAGALHÃES (1990), analisando as observações de diversos autores sobre a divisão da massa de solo em diferentes horizontes, postula que estes apresentam dificuldades na distinção de suas fronteiras, dado que suas espessuras e profundidades variam aleatoriamente da ordem de metros, em qualquer direção.

Conforme definiu NOGAMI (1985 e 1995), um perfil residual pode ser dividido em:

- ⇒ **Solo Superficial**, homogêneo, sem estruturas reliquiares, correspondente aos horizontes pedológicos A e B;
- ⇒ **Solo Residual** originado pela decomposição da rocha mãe, podendo ser: **maduro**, quando correspondente aos horizontes pedológicos A e B e normalmente *laterítico*; **saprolítico**, quando essencialmente terroso e de macroestrutura heterogênea, mas apresentando estruturas reliquiares da rocha mãe, o que condiciona suas propriedades; **saprolito**, correspondente ao horizonte de transição solo/rocha; **rocha alterada** ou decomposta, correspondente a um material rochoso, com juntas preenchidas com solo; e **rocha sã**, que é o material rochoso inalterado ou levemente alterado.

Para identificação dos mais variados tipos de solo/rocha num perfil de intemperismo, DAVISON DIAS & MILITITSKY (1994) propuseram uma metodologia a qual considera a pedologia para estimar os horizontes superficiais e a geologia para estimar os horizontes

residuais, culminando na estimativa de unidades homogêneas com comportamento geotécnico característico.

O produto final obtido pela aplicação desta metodologia objetiva a elaboração de cartas geotécnicas, resultado da integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas. Um dos aspectos apontados pelos autores a respeito do uso da pedologia e geologia para fins de mapeamento geotécnico, é que nem uma destas duas ciências estuda os horizontes residuais jovens ou de rocha alterada sob o enfoque geotécnico, justamente os horizontes de um perfil de intemperismo mais problemáticos quando expostos. Por isso a integração também com a geotecnia, que é a ciência que estuda o comportamento dos solos sob a luz da mecânica dos solos. Na **Figura 2.8** reproduz-se o princípio desta metodologia.

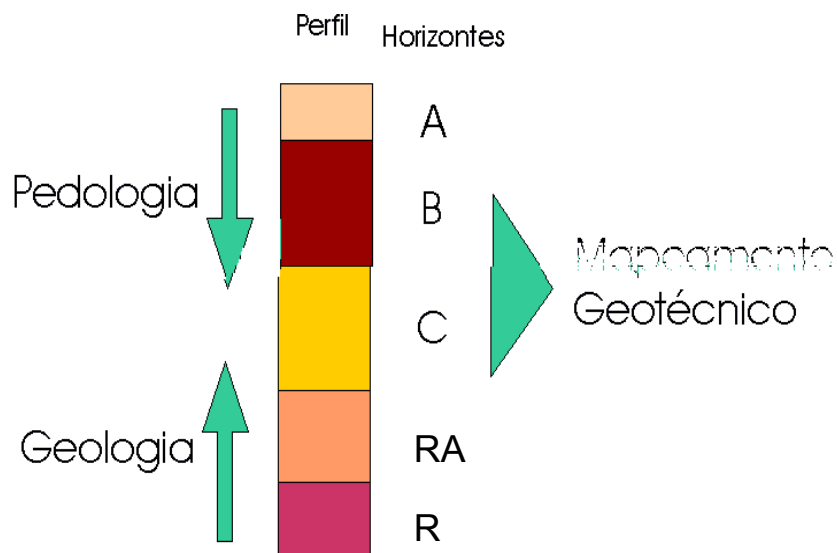


Figura 2.8 - Metodologia para Mapeamento Geotécnico. Fonte: ABITANTE (1997)

Um perfil de intemperismo seria constituído pelos seguintes horizontes:

- ⇒ Horizonte A: solo com atividade orgânica e processos pedogenéticos;
- ⇒ Horizonte B: solo residual maduro formado por processos pedogenéticos;
- ⇒ Horizonte C: solo residual jovem apresentando feições da rocha mãe;
- ⇒ Horizonte RA: alteração de rocha;
- ⇒ Horizonte R: rocha sã.

A forma de apresentação da nomenclatura dos diversos tipos de solos, geralmente abreviada, é dada da seguinte forma: XYZxyz - aos solos correspondentes aos horizontes pedológicos (vindo de cima para baixo num perfil de intemperismo) designa-se letras maiúsculas, seguidas de letras minúsculas representativas da rocha de origem do substrato (vindo de baixo para cima, acompanhando a geologia). Tem-se, então, como exemplo, um solo classificado pela pedologia como Podzólico Vermelho-Amarelo oriundo de uma rocha granítica (o substrato), seria representado para fins de mapeamento pela sigla PVg (lê-se Podzólico Vermelho-Amarelo substrato granito).

Note-se que existe uma correspondência entre as diversas formas de classificar um solo. Pela classificação “HRB”, por exemplo, bastante utilizada no meio rodoviário, um horizonte B de um perfil de intemperismo de rocha granítica, poderia ser classificado como A-2-6 ou A-4, conforme a quantidade de finos e a plasticidade. Já pela classificação proposta por NOGAMI (1985), o mesmo solo, visualmente poderia ser classificado como solo residual maduro ou laterítico, e pela metodologia de ensaio MCT (**M**iniatura **C**ompactação **T**ropical), proposta pelo mesmo autor, poderia ser um solo do grupo de Comportamento Laterítico (LA ou LA’). Pela classificação proposta por DAVISON DIAS e MILITITSKY(1994), o referido solo poderia ser um PVg. Se estivesse disposto num perfil de solo transportado, poderia ser classificado como Cambissolo depósito de Encosta (Cde), que para os geólogos pode ser um colúvio ou um tálus.

Como percebe-se, existe ainda um problema de terminologia de solos. Os solos chamados saprolíticos por muitos autores e engenheiros geotécnicos, correspondem ao horizonte C dos solos descritos pela pedologia, ao passo que solos designados lateríticos são aqueles com horizonte B bem desenvolvido, constituído de micro agregados formando uma estrutura porosa. Além disso, o horizonte C é denominado alterita pelos geógrafos e geomorfólogos, conforme relata SANTOS (1997).

Estes conceitos e diferentes nomenclaturas, muitas vezes de significados semelhantes, julgou-se necessário mencioná-los aqui, pois muitas vezes voltar-se-á a reportá-los durante o texto. No capítulo 3 apresenta-se nomenclaturas dos diferentes tipos de solos do município, sob a ótica da pedologia, não devendo-se esquecer que quando aparecem seguidos de letras minúsculas, estas se referem ao tipo de rocha na base do perfil de intemperismo, isto é, a rocha de origem, sob a ótica da geologia.

2.4 - OS MÉTODOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Segundo KANJI et al. (1976), os métodos para estudo de estabilidade de taludes, com aplicação no projeto de taludes a serem implantados, na avaliação de estabilidade de taludes existentes, na estabilização de taludes rompidos, ou ainda, no estudo das influências devidas a métodos corretivos e de influências externas, se constituem em Analíticos, Experimentais e Observacionais. O método Observacional baseia-se no estudo de casos precedentes, podendo abranger a elaboração de “field stability charts” (gráficos de campo), onde registram-se as características e o comportamento dos taludes de uma mesma província geológica, que apoiado na teoria, culmina na elaboração de ábacos de projeto.

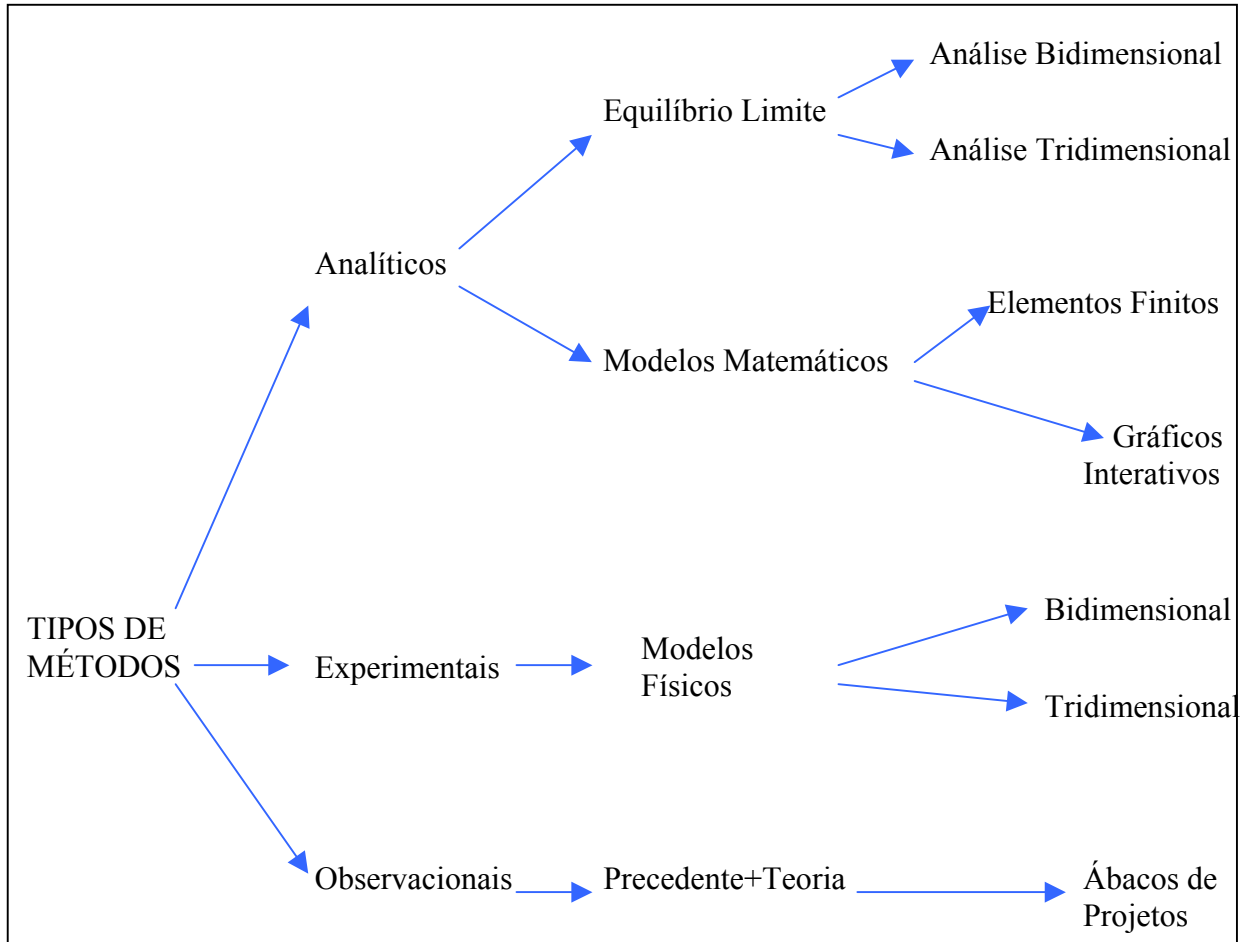


Figura 2.9 – Tipos de Métodos. Fonte: KANJI et al. (1976)

Para CACHAPUZ (1977), a correta interpretação na compreensão dos fenômenos ocorrentes no maciço, quando da abertura de um corte, fornecerá elementos fundamentais para entrada nos programas matemáticos de análise de estabilidade, tendo os resultados, maior ou menor confiabilidade, não apenas no seu valor matemático, mas pela representatividade de um modelo “a priori” estabelecido. Na inferência do comportamento futuro do maciço, torna-se interessante, além da determinação das características geológicas e geotécnicas, o conhecimento precedente e regressivo dos materiais quando sujeitos a novas condicionantes, como cortes, através da aplicação de métodos observacionais.

Tais considerações, baseiam-se nos ábacos de estabilidade propostos por HOEK (1970), cuja idéia principal é incorporar ao estabelecimento dos parâmetros geotécnicos de um determinado maciço, quando sujeito a novas condições pela abertura de um corte, toda a experiência acumulada em obras anteriores e congêneres.

HOEK (1970) elaborou uma série de ábacos de projeto de taludes em solos e rochas moles, e em rochas duras fraturadas, que através da redução dos parâmetros envolvidos a grupos adimensionais permite uma avaliação quantitativa da estabilidade de taludes sob

determinadas condições, sendo que a precisão dos resultados é, de modo geral, compatível com os dados de entrada disponíveis. O método permite avaliar a variação da estabilidade de um talude particular, frente a alterações de altura, inclinação, parâmetros dos materiais e condições hidrogeológicas. O trabalho tem ainda a vantagem de permitir a análise regressiva do fenômeno, ou seja, a partir do estudo de taludes em diversas condições de equilíbrio, chegar-se a um ábaco de projeto altura x ângulo de talude para aquele material. A variação de parâmetros de resistência como decorrência da geometria do nível d'água no talude, foi depois reconhecida pelo autor.

Entretanto, para trabalhar-se com métodos observacionais, é preciso que hajam casos precedentes para serem observados. Para o caso de taludes em série numa rodovia ou minas a céu aberto, por exemplo, vale a pena lançar mão dos métodos observacionais, sobretudo se os casos precedentes situam-se num ambiente geológico bastante similar.

Segundo HAYASHI e TANG (1994), analisando o fenômeno da ruptura progressiva em taludes de corte, os métodos determinísticos e probabilísticos não são aplicáveis para estes casos. Eles propõem um procedimento baseado na análise elasto-plástica por elementos finitos.

Na resolução dos problemas de estabilidade de taludes, os métodos mais empregados atualmente são baseados no princípio do equilíbrio limite, ou seja, analíticos. Segundo este princípio, a análise da estabilidade de um maciço é efetuada estudando-se o equilíbrio de uma porção eventual dele, que se desprende e desliza sobre uma determinada superfície de ruptura. Na teoria, a ruptura inicia-se quando é atingido o equilíbrio limite ao longo dessa superfície, isto é, no momento em que as forças cisalhantes igualam-se às forças resistentes (SOUZA, 1980). É consenso que a para atender a segurança, a resistência mobilizada deverá ser apenas uma fração da resistência total, o que implica na adoção de um fator de segurança. BROMHEAD (1986) define fator de segurança como um índice relativo de estabilidade, resultado da razão entre a resistência avaliada e a mobilizada.

Os princípios básicos da análise da estabilidade de taludes estão muito bem resumidos em BROMHEAD (1986). SOUZA (1980) faz um breve histórico do desenvolvimento dos métodos baseados no equilíbrio limite, do qual compila-se a seguir os aspectos mais interessantes para o prosseguimento deste trabalho.

Desde 1773, através de Coulomb, na França, teve início o estudo da estabilidade de taludes. A partir de 1915, na Suécia, entretanto, é que o assunto ganhou impulso, culminando no método proposto por Fellenius (também denominado de método Sueco ou método ordinário das fatias). Taylor, em 1937, propôs o método do círculo de atrito. O tema ganhou

forma e continuou na pauta das investigações, onde vários outros métodos se sucederam aprimorando seus precursores, tais como Bishop (1954), Janbu (1954 e 1957), Morgenstern & Price (1965) e Spencer (1967), mais tarde, em 1969, modificado por Wright. A análise tridimensional teve seu primeiro trabalho apresentado em 1977, devido a Hovland. Revilla & castillo (1977), propuseram o método do cálculo variacional, mais tarde, em 1978, modificado por Baker & Garber.

Os métodos de Fellenius e Bishop simplificado, tem por característica uma simplificação nas equações de equilíbrio, não satisfazendo a todos os requisitos necessários ao equilíbrio geral. Para resolver o problema do equilíbrio, algumas considerações e simplificações são feitas. Os métodos de Taylor e Spencer satisfazem a todas as equações de equilíbrio mas arbitram a forma da superfície de ruptura e a distribuição de tensões sobre ela. Já os métodos de Janbu e Morgenstern & Price satisfazem a todas as equações de equilíbrio e não arbitram uma forma geométrica definida para a superfície de ruptura.

Os métodos de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu e Morgenstern & Price, dentre outros, pressupõem a divisão da massa de solo em um número determinado de fatias, onde em cada fatia são distribuídas as tensões atuantes e as forças resistentes, e, resolvido o equilíbrio estático. O somatório destas forças ao longo da superfície de ruptura resulta nas forças cisalhante e resistente total que, dividida uma pela outra, fornecem o fator de segurança do talude. O processo é iterativo e para cada superfície de ruptura assumida (fruto de tentativas geométricas) tem-se um fator de segurança. É lícito pensar que quanto mais próximo da unidade for o fator de segurança, a superfície de ruptura tentativa está na iminência da ruptura.

Segundo a WASSS (1997), as suposições usuais do método do equilíbrio limite são:

- ⇒ Análise bidimensional;
- ⇒ Superfície de ruptura com formato razoável;
- ⇒ As forças atuantes são apenas o peso da massa de solo sobre a superfície de ruptura e a sobrecarga;
- ⇒ A análise é estática;
- ⇒ Mecanismo contínuo é aplicado;
- ⇒ É aplicada a equação de Terzaghi: $\sigma' = \sigma - u$
- ⇒ Na ruptura aplica-se a equação de Coulomb: $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$

- ⇒ O fator de segurança é definido como sendo a razão entre a máxima tensão de cisalhamento atuante e a mobilizada ao longo da superfície de ruptura;
- ⇒ O fator de segurança é constante ao longo da superfície de ruptura;
- ⇒ No caso de superfície circular, a massa escorregada move-se como corpo rígido.

Muitos são os métodos em uso na atualidade. A WASSS (1997) aponta uma série deles, a maioria baseados no método do equilíbrio limite. A seguir, apresenta-se um breve resumo de alguns métodos bastante utilizados na prática geotécnica, extraído das bibliografias consultadas e das próprias publicações dos autores destes métodos. As designações das forças e parâmetros constantes das equações, referem-se aos mostrados nas **Figuras 2.10 e 2.11**.

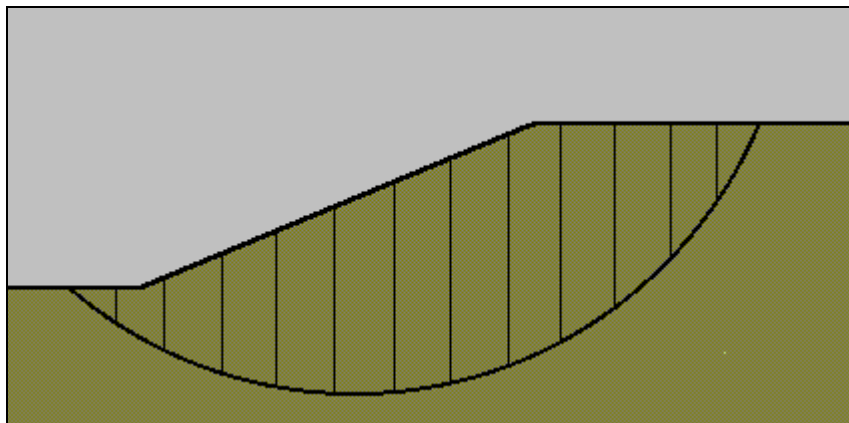


Figura 2.10 - Equilíbrio Limite baseado na divisão da massa de solo em Fatias. Fonte WASSS (1997).

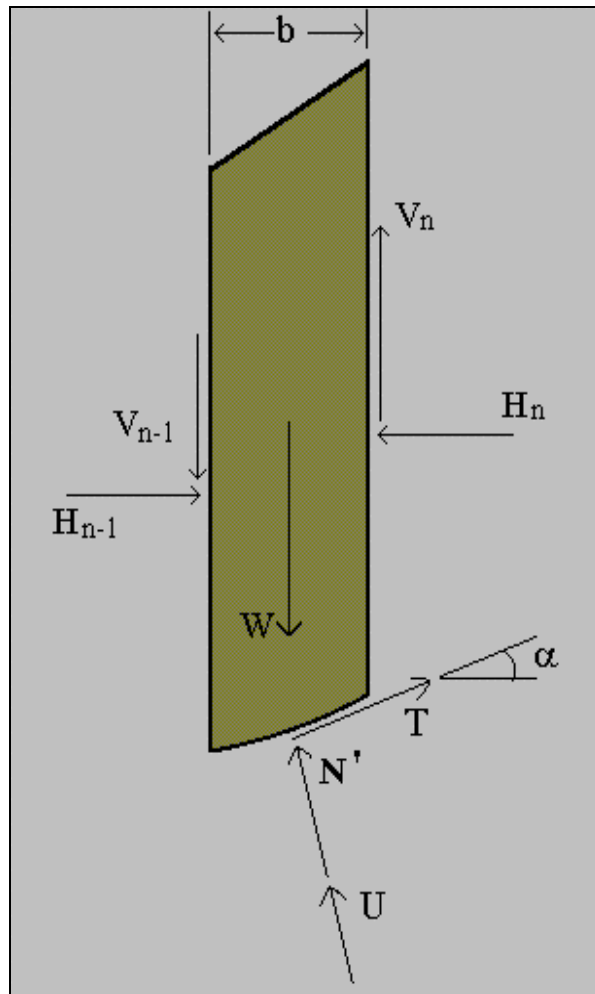


Figura 2.11 - Forças agindo sobre uma fatia qualquer. Fonte: WASSS (1997).

⇒ Método Ordinário ou de Fellenius (1927)

Tipo: Equilíbrio Limite, divisão em fatias, admitindo apenas Superfícies circulares.

Suposições: a) O ponto de aplicação da tensão normal (N) é o centro da fatia;

b) Não existem forças laterais inter-fatias. Isto é, as forças laterais H_n e H_{n+1} e V_n e V_{n+1} são opostas e iguais para cada fatia, se cancelando-se.

Equação do fator de segurança:

$$F = \frac{\sum_{\text{nb of slices}} \frac{(c'b + W \cos^2 \alpha - ub) \tan \phi'}{\cos \alpha}}{\sum_{\text{nb of slices}} W \sin \alpha} \quad \text{Eq. (2.4.1)}$$

O método, de bastante simplicidade, fornece baixos fatores de segurança, o que é corroborado por SOUZA (1980), BROMHEAD (1986) e MOSTYN e SMALL (1987). Pode ser usado como um passo inicial para outros métodos, tanto para verificar o fator calculado, como estimar o número de fatias a adotar.

MOSTYN e SMALL (1987) ainda apontam como características deste método o fato das fatias não precisarem ser necessariamente com a mesma espessura, além de ser possível incluir uma zona de tensões de sucção (tension crack).

⇒ Método de Bishop Simplificado (1955)

O método de Bishop é apresentado em duas versões: Geral e Simplificada. O método Simplificado é derivado do método geral e tem por finalidade a redução dos cálculos, uma vez que os seus resultados são muito próximos daqueles calculados pela forma completa. WHITMAN e BAILEY (1967), apud MOSTYN e SMALL (1987), concluíram que a diferença envolvendo o uso da equação simplificada em relação a forma geral é de 7% ou menos, usualmente inferior a 2%. A principal simplificação é a de que não existem forças de cisalhamento entre as fatias. No método Geral, ou rigoroso, o fator de segurança depende da diferença entre as forças de cisalhamento inter-fatias. Uma suposição levando em conta esta diferença pode ser feita, e a mais simples é zerá-la, fornecendo o método simplificado.

- Suposições: a) O ponto de aplicação da tensão normal (N) é o centro da fatia;
b) As forças cisalhantes entre fatias são verificadas (Forma Geral).

Equações:

Verificação das forças de cisalhamento nas laterais das fatias

$$\sum (V_n - V_{n+1}) \frac{\tan \phi'}{m(\alpha)} \quad \text{Eq. (2.4.2)}$$

Cálculo do Fator de Segurança

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{(W - ub) \tan \alpha' + c'b}{m(\alpha)} \quad \text{Eq. (2.4.3)}$$

Onde:

$$m(\alpha) = \cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \alpha'}{F} \quad \text{Eq. (2.4.4)}$$

A diferença deste método para o de Fellenius, está no tratamento dado às forças normais às bases das fatias, isto é, ao desconsiderar o ponto de ação da força normal na base da fatia, Bishop eliminou outro grupo de variáveis indeterminadas (MOSTYN e SMALL, 1987). Como “F” aparece em ambos os lados da equação, a solução se dá por processo iterativo, diferentemente de Fellenius. Isto permite que o valor inicial de “F” seja dado pelo cálculo segundo Fellenius. O método de Bishop Simplificado é muito utilizado como método padrão, isto é, para confronto de resultados dos fatores de segurança obtidos com o emprego de métodos mais sofisticados. Como ressalva tem-se que o fator de segurança é levemente influenciado pela suposição a respeito da inclinação das forças inter-fatias, o que o torna preciso suficiente para uma primeira tentativa. O método pode conduzir a erros para círculos profundos. Alguns autores apontam que o método pode ser impreciso nos casos onde o ângulo α na base da fatia é negativo. O erro é menor para um grande número de fatias (>30).

FARIAS et al. (1997), estendendo os métodos de Bishop e Fellenius à superfícies não circulares, através do equilíbrio de momentos das fatias com relação a um ponto genérico, concluíram que há uma perda de precisão, principalmente no método de Bishop, e que o fator de segurança torna-se dependente do pólo de momentos.

⇒ Método de Janbu Simplificado (1956)

Há uma certa controvérsia em relação à cronologia do método. Para alguns pesquisadores a data correta seria 1973, ano da publicação do método geral ou rigoroso, após efetuadas todas as correções cabíveis por Janbu. O método também é apresentado em duas versões: Geral e Simplificada. No método Geral a linha de atuação das forças verticais é assumida (geralmente entre 1/3 e 1/4 da altura da fatia para solos coesivos) e as equações de equilíbrio são resolvidas. SARMA (1979), apud MOSTYN e SMALL (1987), apontou que a

última fatia não satisfazia o equilíbrio dos momentos. O método Simplificado é derivado do método geral e tem por finalidade satisfazer apenas o equilíbrio das forças.

Tipo de superfícies: Circulares e Não Circulares.

Suposições: a) O ponto de aplicação da tensão normal (N) é o centro da fatia;

b) A linha de atuação das forças cisalhantes entre fatias é adotada.

Equação:

$$F = \frac{\sum \{c'b + (W - ub + \Delta V) \tan\phi'\} \cdot (\sec^2\alpha)}{\sum W \cdot \tan\alpha} / \{1 + [(\tan\alpha \cdot \tan\phi')/F]\} \quad \text{Eq.(2.4.5)}$$

É preciso uma primeira iteração pelo método rigoroso para obter uma primeira estimativa da tensão normal na base da fatia e as forças cisalhantes. A equação de equilíbrio das forças desta primeira tentativa fornece o fator de segurança, que deve ser corrigido por um fator que depende da curvatura da superfície de ruptura e dos parâmetros dos materiais. O método simplificado fornece um fator de segurança e a linha de atuação das forças de cisalhamento que podem ser facilmente checadas, realisticamente. Entretanto, satisfaz somente o equilíbrio das forças, sendo que fatores de correção baseados no método de Janbu Geral, podem ser imprecisos para problemas complexos.

⇒ Método de Lowe e Karafiath (1960)

Tipo: Equilíbrio Limite, com fatias, admitindo Superfície Circular e Não Circular

Suposições: a) Segue as hipóteses simplificadoras dos demais métodos.

Específica: Para uma dada fatia a direção das forças laterais é assumida como igual a média da superfície de contorno do talude no topo da fatia e a superfície de ruptura da fatia considerada.

O método satisfaz somente as equações de equilíbrio das forças horizontais e verticais, não sendo, portanto, rigoroso.

⇒ Método Morgenstern & Price (1965)

Tipo: Equilíbrio Limite, com fatias, admitindo Superfície Circular e Não Circular.

Suposições: Valem as hipóteses baseadas no equilíbrio limite, apenas acrescentando que a razão entre as forças normais e cisalhantes nas laterais das fatias é dada por uma função de abscissa ao longo da superfície de ruptura.

A hipótese fundamental deste método, segundo SOUZA (1980), é que existe uma relação entre as forças atuantes nas laterais das fatias, em termos de uma função e de um coeficiente de proporcionalidade.

Assume-se uma função $f(x)$, em que x é a abscissa ao longo da superfície de ruptura. Para cada fatia tem-se $V_n = a \cdot f(x) \cdot H_n$, onde “a” é um fator de escala introduzido para manter o problema determinado. Assim que a função é adotada, ambos os equilíbrios de forças e momentos são usados para computar dois fatores de segurança, sendo que o fator de escala varia para fazer ambos fatores de segurança iguais.

O método é aplicado a qualquer tipo de solo, principalmente para taludes heterogêneos onde haja superfície de ruptura não circular. Seu uso só é exequível via computador, devido ao grande número de iterações necessárias.

⇒ Método de Spencer (1967)

Tipo: Equilíbrio Limite, com divisão em fatias, admitindo Superfícies circulares.

Suposições: a) O ponto de aplicação da tensão normal (N) é o centro da fatia;

b) A razão entre as forças normais e cisalhantes na lateral das fatias é constante ao longo de todas as fatias, isto é, a resultante das forças entre as fatias possui o mesmo ângulo de inclinação para todas as fatias.

Procedimento para cálculo:

Há duas equações de equilíbrio, a dos momentos e a das forças. Cada equação de equilíbrio fornece um fator de segurança. Se os dois fatores de segurança forem diferentes, a razão entre a tensão normal e a cisalhante, ou seja, o ângulo de inclinação da resultante das forças entre as fatias, é mudado e os fatores de segurança devem ser recalculados para este novo ângulo. O fator de segurança final é obtido quando ambas equações fornecerem o mesmo fator.

O fator de segurança final satisfaz tanto o equilíbrio das forças como o equilíbrio dos momentos. O método de Spencer é um método rigoroso e mais seguro do que os outros métodos que satisfazem apenas dois equilíbrios (forças horizontais e verticais). MOSTYN e SMALL (1987) relatam que a diferença entre o método de Spencer em relação ao método de Bishop simplificado, não é grande e que o próprio Spencer afirmou que esta diferença excedeu 1% em apenas 7 dos 92 casos testados.

O método de Spencer é equivalente ao de Morgenstern & Price quando a superfície de ruptura é circular e $f(x)$ é constante.

Outros métodos tem sido bastantes divulgados na literatura geotécnica, inclusive sua prática nos problemas geotécnicos. Na evolução cronológica dos métodos, além dos já citados, tem-se o método do Corpo dos Engenheiros dos EUA (1970), o método da Perturbação (1972), de autoria de Raulin et al., o método de Sarma (1973), o método de Fredlund & Krahn (1977), o método de Fan et al. (1986) e o método da Cunha Generalizada (1989), de autoria de Giam e Donald, que no mesmo ano viriam a publicar o método EMU (Energy Method Upper-bound). Recomenda-se a leitura da página da WASSS, na Internet, sobre estes métodos.

MOSTYN e SMALL (1987) relatam, de forma sucinta, uma série de outros métodos baseados em outros modelos, como análise tridimensional, solução através da teoria da plasticidade, método dos elementos finitos, diferenças finitas e modelagem centrífuga. Além destes, apresentam alguns métodos baseados na teoria da ruptura progressiva, dos efeitos sísmicos, métodos probabilísticos e ábacos de projeto. Estes métodos tem pouca divulgação no Brasil, mas servem como referência sobre o estado atual dos conhecimentos, pelo menos até 1987.

Nas últimas décadas constatou-se um grande empenho dos engenheiros geotécnicos para inserir aos modelos clássicos de análise de estabilidade de taludes, principalmente aqueles baseados na teoria do equilíbrio limite, a questão do solo no estado parcialmente saturado. A FREDLUND e KRAHN (1977), deve-se o primeiro trabalho incluindo a pressão negativa da água nos poros na análise da estabilidade pelo método do equilíbrio limite. RAHARDJO e FREDLUND (1991) afirmam que nos casos onde a maior porção das fatias está abaixo do nível d'água é até admissível desconsiderar a parcela da sucção no contorno do problema, entretanto, no caso adverso, isto é, lençol subterrâneo profundo, ou quando a superfície de ruptura ocorrer a pouca profundidade, a sucção não pode ser ignorada.

Dois métodos são propostos para considerar a sucção: o método da coesão total e o método da resistência ao cisalhamento estendida. No primeiro, é sugerido usar a equação de resistência ao cisalhamento na base da fatia proposta por Fredlund, Morgenstern e Widger, em 1978, a qual inclui a sucção como incremento à resistência. No segundo método, há uma modificação nas equações das forças e conseqüentemente, na equação do fator de segurança.

O avanço computacional nas últimas décadas, também tem contribuído significativamente para a análise de estabilidade. O progresso no sentido de minimizar o tempo de análise e a segurança do resultado já fazem parte do presente e a tendência é cada vez aprimorar-se mais, inovando-se nas pesquisas e criando novas técnicas que permitam abranger todas as formas de abordagem de um problema de estabilidade de taludes.

Trabalhos como os de LINS e CELESTINO (1996), FARIAS et al. (1996) e DIMINSKY et al. (1996), todos apresentados na INFOGEO 96, revelam a participação da informática no campo da estabilidade no Brasil. Mais recentemente, GERSCOVICH et al. (1997), apresentou um trabalho envolvendo modelagem tridimensional de uma encosta no Rio de Janeiro, simulando situação de fluxo em meio saturado e não saturado.

Hoje, no mercado geotécnico, diversos programas estão à disposição dos engenheiros geotécnicos, a maioria deles valendo-se da aplicação de diversos métodos. Um dos mais recentes programas em destaque, versão for Windows inclusive, é o GEOSLOPE, servindo de ferramenta indispensável para a otimização do processo de procura da superfície crítica ou retroanálise da superfície real ocorrida. Na rede mundial de computadores, Internet, diversos sites sobre geotecnia estão à disposição dos usuários, muitos deles apresentando outros tantos programas de cálculo de estabilidade de taludes.

Neste trabalho utilizou-se o programa PC STABL 5M, versão STED, o qual permite o cálculo de estabilidade utilizando os métodos de Bishop Modificado, Janbu (para superfícies circulares ou irregulares) e Spencer, além de outras opções, como determinar o fator de segurança de uma superfície pré definida (a superfície de escorregamento ocorrida no campo, por exemplo).

3 - A REGIÃO DE FLORIANÓPOLIS

3.1 - APRESENTAÇÃO DO MUNICÍPIO

Florianópolis é a capital do Estado de Santa Catarina e uma das cidades catarinenses que mais cresce demograficamente. Centro da política catarinense, sede do governo, autarquias e diversas repartições públicas, é alvo das famílias de baixa renda que migram do interior do estado, do campo e lavoura, para se estabelecerem no município e tentarem uma forma melhor de subsistência.

Geograficamente, a maior porção do município assenta-se sobre uma ilha, denominada Ilha de Santa Catarina, onde tem-se o centro da cidade, limitado pelo mar e o morro da cruz, e diversos outros bairros distribuídos ao longo do seu território. Florianópolis é conhecida nacionalmente por suas 42 praias, cenário de belezas ímpares, sol e mar.

A menor distância entre a porção continental do município e a ilha é de 500m, num estreito canal que chega a atingir 28m de profundidade. A ligação entre a ilha e o continente se dá por meio de três pontes. Uma inaugurada em 1926, em estrutura metálica e pênsil, desativada por problemas em um dos nós de sustentação, e outras duas de concreto, inauguradas em 1976 e 1990, respectivamente. A **Figura 3.1** apresenta o mapa de situação de Florianópolis.

A Ilha de Santa Catarina está situada entre os paralelos 27°10' e 48°35' de Longitude Oeste de Greenwich, ao largo do litoral Atlântico, cuja linha da costa possui 172 Km de extensão. O ponto de maior altitude é o Morro do Ribeirão da Ilha, com aproximadamente 500 m. Entretanto, pela privilegiada localização e proporcionador de um belo visual, o Morro da Cruz é o pico de maior expressão da cidade, alvo da preferência para ocupação, mesmo apresentando, por sua própria conformação geológica, sérias restrições ao uso do solo.

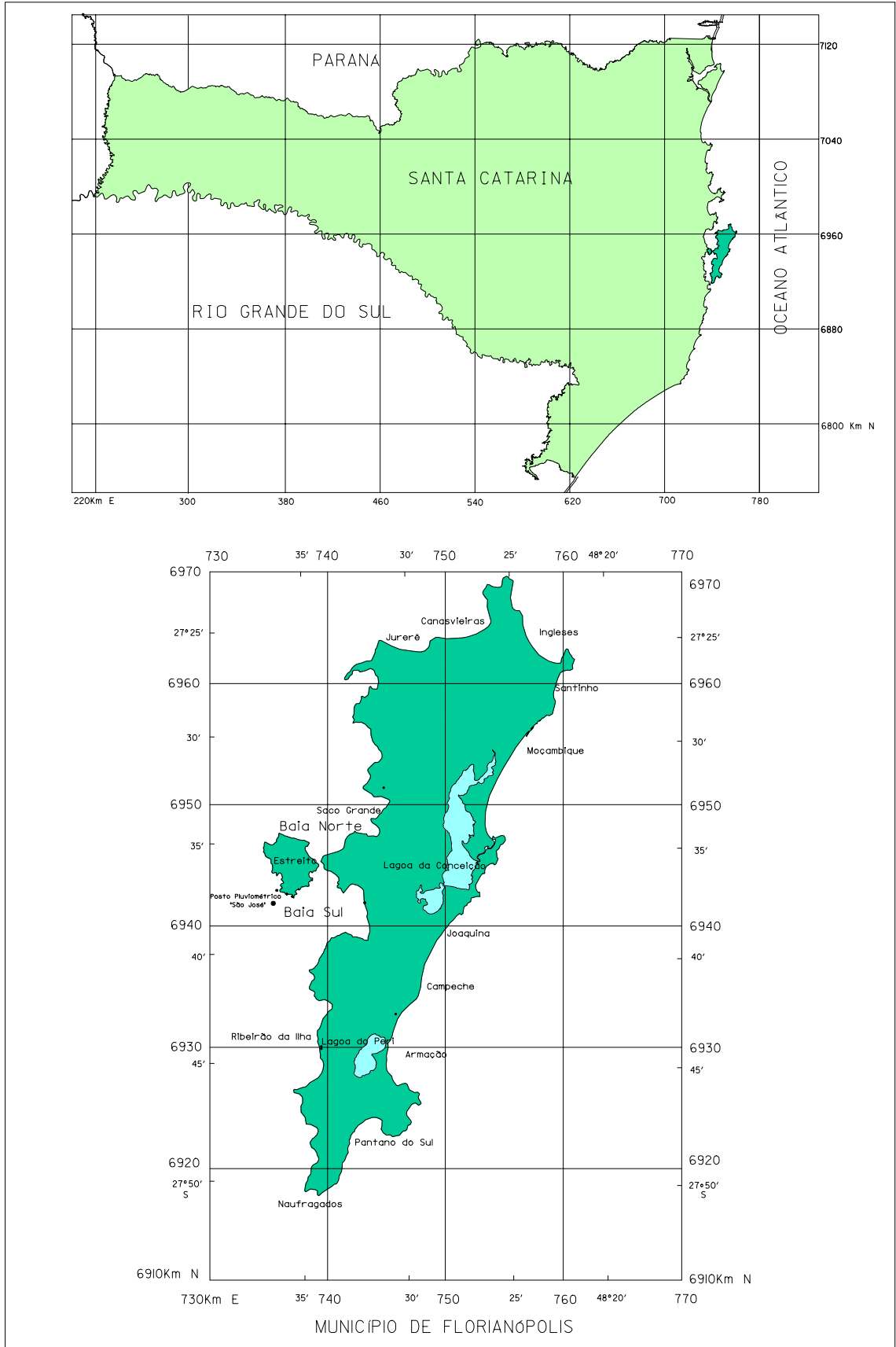


Figura 3.1- Mapa de Situação do Município de Florianópolis

Até pouco tempo atrás, apenas o morro da cruz era a área com maiores problemas de instabilidade. A maior preocupação se dava por conta do excessivo contingente populacional sob o risco de deslizamentos de solo ou rolamento de blocos de rocha, dado as condições precárias da ocupação e do relevo bastante acidentado. Atualmente, com a expansão urbana para outras localidades, novos locais tem sido motivo de preocupação.

O Morro da Cruz situa-se dentro do perímetro urbano da cidade, em sua parte centro-oeste, e dispõe-se de forma alongada, no sentido norte-sul. Sua altitude máxima alcança 292m e sua área chega a 7 Km², constituindo-se num obstáculo natural que resulta na concentração comercial e institucional da cidade, no flanco oeste da Ilha de Santa Catarina (REGO NETO, 1989).

Apesar da denominação genérica de Morro da Cruz, vários nomes lhe são atribuídos em função do local, da toponímia das plantas e das comunidades assentes, subdividindo-o em diversos locais com diferentes denominações, ao longo de sua área. No mapa da **Figura 3.2**, apresenta-se a nomenclatura das diversas localidades espalhadas pelo Morro da Cruz, a qual julga-se necessário apresentar a partir daqui, tendo em vista que reportar-se-á a essas denominações ao longo deste trabalho, e poderá haver dúvidas ou confusão de nomes, que muitas vezes referem-se ao mesmo Morro da Cruz. Assim, tem-se o Morro do Horácio, Morro do Chapecó, Morro do Céu, Morro da Penitenciária, Morro da Pedra Grande, Mont Serrat (Caixa d'Água), Serrinha, Pedra do Paraíso, Caieira do Saco dos Limões, Morro da Mariquinha (Caixa d'Água), Carvoeira, Morro do Mocotó, Morro da Queimada, Penhasco (Prainha), José Mendes, Morro da Chica e Tico-Tico. Além dos morros, tem-se também os bairros que limitam o Morro da Cruz, como Agrônômica, Trindade, Saco dos Limões, Pantanal e Carvoeira.

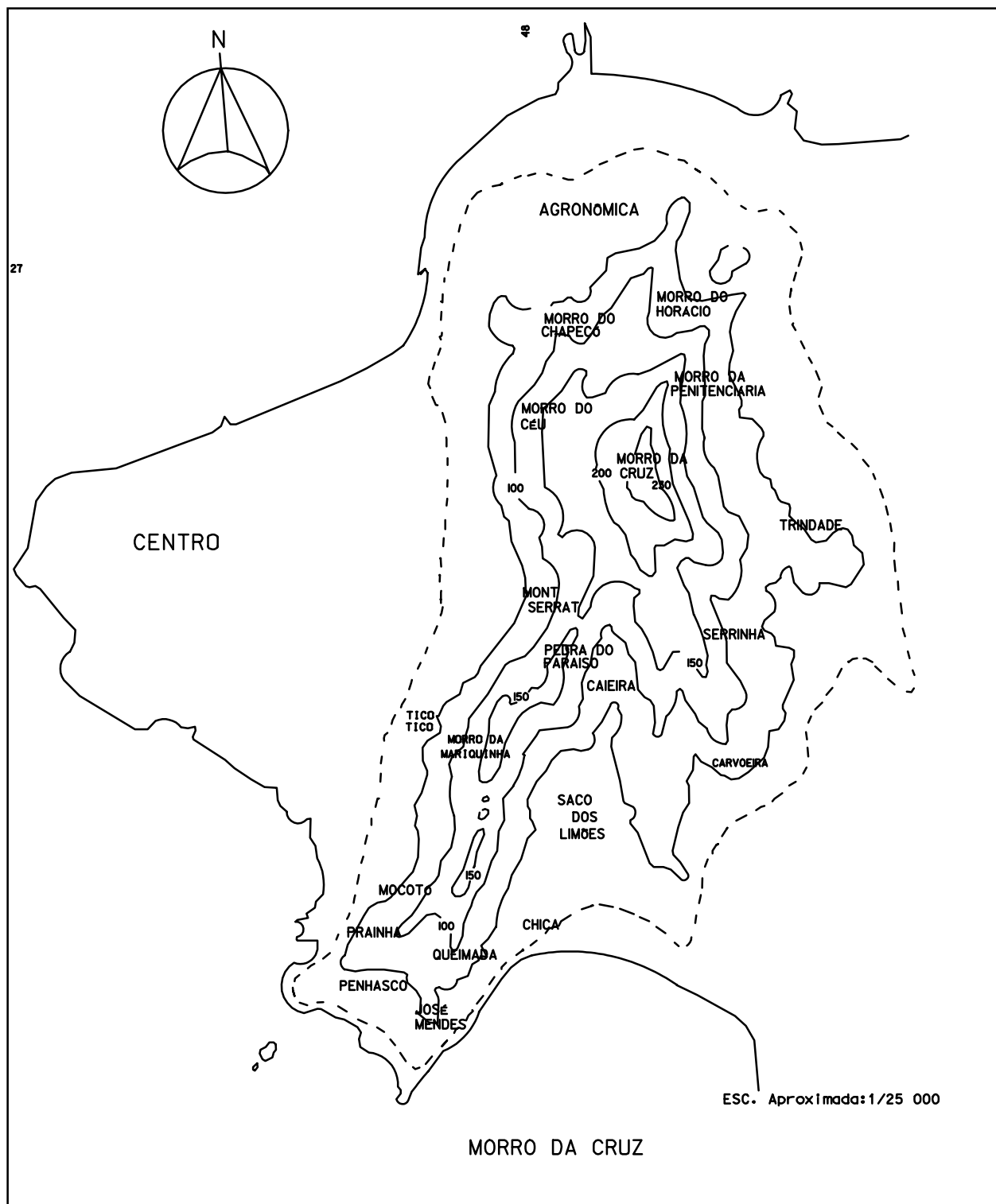


Figura 3.2 - Nomenclatura das Localidades do Morro da Cruz. Fonte: COMDEC (1995)

3.1.1 - A PROBLEMÁTICA DA OCUPAÇÃO URBANA NAS ENCOSTAS

Desde a metade do século para cá, vem se evidenciando um quadro de êxodo rural na direção da capital do Estado. O resultado deste processo migratório é a ocupação de áreas até então adversas a moradia, por sua própria condição geomorfológica ou pelos riscos eminentes de acidentes, ou ainda, pela falta de condições de habitabilidade, como saneamento básico, captação d'água, energia elétrica, acesso, etc.

A procura por Florianópolis irradia novas perspectivas para a camada social de baixa renda, que visa estabelecer-se em locais onde o custo de transporte seja pequeno e a oferta de emprego seja constante.

REGO NETO (1987), defende que a acessibilidade aos serviços públicos e ao comércio; a proximidade da faixa litorânea; a capacidade da infra-estrutura instalada, associada a boa condição física do terreno, constituem o potencial específico de valor e de adensamento de algumas áreas urbanas. Desta forma, são excluídos das localizações melhores servidas, os grupos sociais de baixo poder aquisitivo e os agentes econômicos de menor envergadura, incapazes de custear os altos valores dos terrenos centrais. Neste sentido, a ocupação de terrenos de menor vantagem locacional (morros e mangues), tem sido uma alternativa a estes segmentos da sociedade.

Surge a partir deste enfoque, o primeiro grande impasse da sociedade moderna: “O direito à vida e à moradia em equilíbrio com o ecossistema e sua evolução natural”.

Na realidade, a ocupação de áreas menos privilegiadas monetariamente, tem se dado não apenas impulsivamente, mas, principalmente, de forma desordenada e agressiva, com absoluto consenso das autoridades competentes, incapazes de reagir ou frear este processo progressivo de ocupação e uso indevido do solo.

Amarrado e complacente, o poder público assiste o avanço da ocupação desenfreada, aparecendo somente quando é necessário intervir, ou seja, quando acontecem desastres naturais ou induzidos, em que a mídia veicula a ação pública mediante a dor das famílias atingidas, expondo o enorme rombo nos cofres públicos muitas vezes incapazes de custear os danos causados pelas adversidades climáticas, desastres ambientais e ecológicos ou por fatores geológico-geotécnicos.

Os espaços ao assentamento humano em Florianópolis, ficam severamente restritos a uma exígua faixa de terra plana, onde inclui-se solos de baixa capacidade de suporte e os

manguezais, dada à condição geográfica característica da ilha, marcada pela presença de morros em toda sua extensão.

A urbanização de Florianópolis, como proferiu LAGO em Relatório Final do Seminário “Enfrentando às Calamidades” (1996), está subordinada às influências gerais da demografia e da economia, que se refletem no rápido aumento do número de habitantes, no aumento do número de usuários urbanos não residentes, nas atividades econômicas que se especializam como consequência da competitividade e da extensão de mercado e na ampliação da densidade das edificações e do uso do solo.

A expansão da cidade por consequência, na tentativa de suprimir os óbices das declividades subindo os morros, inferiu-lhes urbanização e favelas. Na tentativa de gerar espaço plano, apertou o mangue, afunilou as linhas de drenagem e permitiu outras tantas intervenções malignas ao meio.

Levantando-se apenas a questão da ocupação em áreas suscetíveis a escorregamentos, a cidade, ao crescer, foi-se incursionando acima das meia-encostas e seus ocupantes se expuseram aos riscos de deslizamentos, desabamentos, se não tanto pela excessiva declividade mas pela precariedade das construções e dos componentes urbanísticos de infraestrutura básica (LAGO, op. cit.). Evidenciou-se um quadro de área de risco.

A agressão aos morros, que, de início, processava-se pela extração de madeira para comercialização e exploração agrícola, passou gradativamente a ser representada, na área urbana, pela ocupação progressiva por habitações (COMDEC, 1995).

Pelas difíceis condições de ocupação das encostas, estas áreas comumente apresentam baixa valorização, o que as tornou preferidas para ocupação crescente da população de baixa renda, tendo em vista a proximidade com a área central da cidade.

A ocupação dos morros resultou no desmatamento dos mesmos e mudanças na geometria das vertentes. Por outro lado, as condições geográficas e o clima caracterizado por chuvas bem distribuídas, com episódios esparsos de chuvas intensas, torna-os propensos ao fenômeno de escorregamentos. Estas ocorrências, ao contrário do acontece em outras regiões do país, podem acontecer em qualquer época do ano (COMDEC, 1995).

Segundo a COMDEC, op. cit., o freamento desta ocupação é particularmente problemático, dadas às suas características informais e inviabiliza-se em grande parte pela ausência de outras alternativas de localização para as camadas de menor renda. Esta realidade produz, hoje, para a municipalidade, problemas de maior gravidade que se chocam com a impossibilidade de resolvê-los no âmbito de seus próprios recursos.

Notoriamente, o que se tem verificado hoje, é que há uma tendência contrária à ocupação dos morros exclusivamente por classes de baixa renda, haja vista as construções de alto nível, e em alguns locais até já se contrastam belas mansões com os barracos de áreas faveladas, o que torna mais agravante o caso, pois há uma negligência de pessoas de melhor renda quando assumem o perigo da habitar áreas com risco geológico ou empregam mudanças abruptas na geometria do morros, para construir arrojadas habitações, piscinas, etc., possibilitando possíveis instabilidades. O pior é até onde vai a complacência dos órgãos de planejamento e de engenharia, co-responsáveis pelo uso degradante e arriscado de áreas de alta declividade.

A problemática da ocupação urbana nas encostas, ultrapassa a questão sócio econômica e deflagra um quadro de degradação ambiental, muito mais passível de se voltar contra a própria população residente neste meio físico, sob a forma de riscos geológico-geotécnicos e de saúde pública, motivada pela falta de higiene, saneamento, água tratada, etc.

Ao poder público, cabe empenhar-se atrás de recursos para minimizar um quadro de calamidade pública gerado por adversidades, como chuvas intensas, quando o custo necessário para ordenar a urbanização, mesmo a custas de embargos, fiscalização intensa e desapropriações, ou na tomada de medidas mitigadoras, poderia ser menor e gerar melhor qualidade de vida às comunidades carentes. Caberia questionar qual o custo da reconstrução de áreas habitacionais atingidas por blocos de rocha desprendidos, ou atingidas por uma corrida de lama pelo curso d'água, se comparado ao custo necessário para embargar casas assentes sob a linha de drenagem (por onde poderá passar uma vazão extrema ou até uma corrida de lama), ou fiscalizar o uso indiscriminado do solo, que descalça blocos de rocha, retira a vegetação, executa cortes de qualquer forma, e tantas outras agressões ao equilíbrio.

SANTOS (1997) aponta que a utilização de técnicas inadequadas e a não apreensão de conhecimentos de processos interdependentes são os principais processos de degradação ambiental. Para MENDONÇA (1990), apud SANTOS (1997), a ocupação urbana das grandes áreas vem ocorrendo de forma aleatória, ignorando critérios técnicos. De forma geral esse processo resulta numa degradação do terreno natural, principalmente pela ocupação desordenada das encostas.

O que se evidencia neste contexto, é que é possível agir em conjunto tanto a técnica, como a urbanização, como também a intervenção ou regulamentação fiscalizada do poder público. Mais que isso, é necessário que haja este intercâmbio, sob pena de cada vez mais ocorrer desastres nas encostas, com prejuízos incalculáveis, perdas irreparáveis, quando não, perdas humanas.

O meio técnico e as próprias Associações de Moradores já demonstram esta preocupação e já esboçam sinais de intolerância à passividade, promovendo encontros técnicos e abrindo linhas de pesquisa que enfoquem este tema, seja na área ambiental, na geografia, na engenharia civil e sanitária, na geologia, na biologia, nas ciências sociais e de direito, e tantas outras que podem e devem se engajar na luta por uma melhor distribuição da população, gerando qualidade de vida, segurança e bem estar social, cujo retorno é óbvio ao poder público.

No que tange à Engenharia Civil, a ACE (Associação Catarinense de Engenheiros) já promoveu, desde às catástrofes de dezembro de 1995 na Capital, dois seminários visando alarmar uma reação das autoridades e entidades civis, principalmente os cidadãos retentores de conhecimento técnico e científico. Apesar das calorosas discussões e diversas soluções aventadas, efetivamente pouco se avançou no intuito de urbanizar, de forma mais técnica e sadia, as encostas do município.

Também a Universidade Federal de Santa Catarina, através de seus vários cursos, procura discutir o assunto e protagonizar estudos buscando soluções que deveriam ser compartilhadas pelos órgãos de planejamento do governo ou prefeitura, e pela própria sociedade civil, individualmente ou através de Associações de Moradores, Conselhos Comunitários, ONGs, etc.

Neste sentido, há mais de 20 anos a Universidade elaborou um plano de desenvolvimento metropolitano da Grande Florianópolis. O tempo passou, a cidade expandiu, a população cresceu assustadoramente, o verde dos morros cedeu mais espaço para os barracos, ocupou-se áreas rigorosamente proibidas, como faixas de domínio de rodovias, locais acima da cota 100m, mangue, vargem de rios, leito de córregos e os problemas com a urbanização, cada vez mais, tornam-se alarmantes.

Em 1996, um grupo de alunos da disciplina de Mapeamento Geotécnico, liderados pelas professoras Regina Davison Dias e Glaci Trevisan Santos, da UFSC, após estudarem o comportamento das unidades geotécnicas da bacia do Itacorubi, promoveram um seminário sobre a ocupação desordenada naquela bacia, atingindo repercussão inimaginável, envolvendo a participação de diversos setores da sociedade e moradores da região.

O que se deve ter em mente quando se estuda encostas, é que os problemas escancarados na sua ocupação, além do risco das habitações em constante convívio com escorregamentos, rolamento de blocos e outras adversidades, prolifera para as áreas de jusante através do despejo de efluentes nos cursos d'água, assoreamento de canais, lixo, dejetos, detritos rolados, excesso de velocidade das águas de chuva descalçando ruas, erodindo e

criando vossorocas, fora os materiais deslizados ou escorregados que acabam se depositando, quando não atingindo, a ocupação à beira da subida dos morros ou assente na baixada.

No sentido de discriminar usos restritos do solo, HERMANN et al. (1987), depois HERMANN (1989), analisando os aspectos ambientais da Lagoa da Conceição e de Florianópolis, respectivamente, propuseram um mapa de recomendação de uso do solo, contrapondo-se a geologia, geomorfologia e a pedologia. Foram delimitadas como áreas de preservação permanente, as altas encostas, as dunas e os mangues. Como áreas de preservação com uso limitado, as médias e baixas encostas. Como áreas de preservação cultural os sítios históricos e arqueológicos. Como áreas de exploração, as minerais e agrícolas e, como áreas de uso urbano, as residenciais, mistas, turísticas, verdes e de lazer, de uso comunitário/institucional e de execução de serviços públicos.

Também REGO NETO (1987), estudando os diversos casos de ocorrências geotécnicas no Morro da Cruz, estabeleceu critérios de utilização do uso do solo, visando reduzir os riscos de escorregamentos e também de poluição ambiental. O autor apontou nove áreas de risco geotécnico, enumerando cerca de quarenta blocos instáveis.

É marcante a inter-relação entre geotecnia de uso do solo e outras ciências e a forma de assentamento e ocupação. É possível haver um equilíbrio entre ocupação urbana nas encostas e degradação controlada ou limitada do meio físico, o que pode-se definir como equilíbrio sustentado, avançando também para outras áreas além das encostas, numa espécie de planejamento de bacias hidrográficas. Mas, é necessário medidas regulamentadoras dos órgãos de planejamento e total participação das entidades civis, técnicas e população.

O conhecimento do meio físico permite estipular formas de assentamento, áreas suscetíveis a problemas geotécnicos, tipos de cortes no terreno natural, tipos de vegetação benéficas à estabilidade de encostas, formas de tratamento e uso da terra, e tantas outras maneiras de ocupação e uso do solo.

3.1.2 - AÇÕES DESENVOLVIDAS NAS ÁREAS DE RISCO

Segundo as informações contidas em COMDEC (1995) e experiências registradas por outros autores, desde o início da década de 80 o município tem procurado acompanhar os problemas de risco geológico em encostas, seja ele motivado por ação antrópica ou por ação natural das intempéries, agravados principalmente em decorrência da ocupação desordenada nas áreas consideradas de risco.

A ocupação dos morros desenvolve-se, cada vez mais, para áreas de altas declividades ou de drenagem natural. Além destas áreas serem normalmente mais arriscadas, os desmatamentos e cortes praticados para assentamentos, aumentam os riscos nas áreas já ocupadas à jusante.

Muitos matacões encontram-se em condições críticas, principalmente nas cristas rochosas e a meia encosta, onde geralmente os blocos possuem maior energia potencial. A ocupação, com suas implantações, induzem seus deslocamentos.

O processo natural da evolução das encostas do Morro da Cruz, conforme relatou REGO NETO (1987), sujeitando-o à condições de instabilidades, foi acelerado desde o início do século por campanhas contra a malária, que desmataram o morro através de queimadas para eliminar focos de mosquitos.

Em 1982, o Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis (IPUF) e a Fundação do Ensino de Engenharia de Santa Catarina (FEESC), realizaram um trabalho de “Diagnóstico do Morro da Cruz”, apontando cinco áreas de perigo, em ordem de prioridade de risco, definidas como: 1ª Morro do Mocotó, 2ª Área entre o Morro do Mocotó e o Morro da Caixa d’Água, 3ª Morro da Caieira, no Saco dos Limões, 4ª Morro da Penitenciária e 5ª rua Antônio Ferreira, próximo à Penitenciária (TEIXEIRA, 1997).

Em 1983 foi verificado o início de ruptura do solo na região do Mont Serrat, evidenciando um processo contínuo de rastejo, que foi objeto de um estudo da extinta SUDESUL (Superintendência de Desenvolvimento do Extremo Sul) com cooperação técnica da UFSC. Dois anos mais tarde foi concluída uma Carta Geotécnica do Morro da Cruz, fornecendo subsídios para projetos de contenção e normatização do uso do solo.

Já em 1986 era criado pela Prefeitura Municipal de Florianópolis (PMF) o Setor de Geotécnica do IPUF, com o único propósito de atender problemas de risco geológico. Foi feito um convênio de Cooperação Técnica com a Diretoria de Geotécnica da Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro.

Em julho de 1986 técnicos daquela divisão do Rio de Janeiro, após vistoriarem locais pré determinados pelo IPUF, essencialmente no Morro da Cruz, emitiram um relatório final com suas constatações e soluções aventadas, inclusive com custos. Como conclusão apontaram a importância da prevenção ao invés de remediar, de maneira que os problemas detectados fossem imediatamente atacados e resolvidos, assim como fossem estabelecidas políticas de controle e orientação da ocupação das encostas, acompanhadas de um contínuo mapeamento geotécnico, de modo a detectar com antecedência os locais potenciais de instabilidade.

Neste mesmo ano foram realizados estudos de revegetação de áreas degradadas, em convênio com o Horto Botânico da UFSC, objetivando o reflorestamento do Morro da Cruz. Foram iniciados projetos pilotos no Morro do Chapecó e no Saco dos Limões, mas que não vigoraram.

Ainda em 1986, foram executados três drenos sub-horizontais na localidade do Mont Serrat, para retirar o excesso de água na massa do solo.

Em maio de 1987 tiveram início os primeiros trabalhos de conscientização dos moradores dos morros, através de reuniões, palestras e distribuição de cartilhas demonstrativas de ações preventivas contra desmoronamentos.

Em novembro de 1987 foram executados apoios ancorados com a base chumbada no maciço, em nove blocos instáveis sobre o afloramento rochoso no Morro da Penitenciária, cuja área ameaçada envolvia cerca de 200 famílias. O detalhe interessante da execução destes serviços, foi a participação dos presos de bom comportamento no transporte dos materiais até os locais das obras, já que os blocos situam-se próximos a Penitenciária.

No Morro do Mocotó, um dos locais mais problemáticos, já em 1988 houve o desmonte de blocos instáveis e execução de contenção “pontuais” na encosta.

Em 03/01/89 foi decretada “situação de emergência” em toda a região do maciço do Morro da Cruz. Em abril de 1989 foram executadas cortinas atirantadas, grelhas e apoios ancorados para contenção de blocos e lascas instáveis no Morro da Mariquinha.

No mês de junho de 1989, foi realizado o desmonte de três blocos de grande porte que deslizaram do Morro da Covanca, em Coqueiros, ocasionando a morte de duas pessoas e ferindo outras duas.

Ainda em 1989 a Setor de Geotécnica apontou 9 (nove) Áreas de Risco no Morro da Cruz, assim distribuídas:

Tabela 3.1 - Áreas de Risco em Florianópolis em 1989. Fonte: COMDEC (1995)

Áreas	Localidade	Problema	Solução
1	Morro do Horácio	Blocos Instáveis	Atirantamento Chumbadores
2	Morro da Penitenciária	Blocos Instáveis	Atirantamento Chumbadores
3	Mont Serrat	Rastejo de Solo	Drenos de Areia
4	Pedra do Paraíso	Blocos Instáveis	Atirantamento Chumbadores
5	Morro da Mariquinha	Blocos Instáveis	Atirantamento Chumbadores
6	Granadeiros	Blocos e Lascas Instáveis	Atirantamento Chumbadores Desmonte
7	Vila Operária	Blocos Instáveis e cortes	Contenção de Talude
8	Morro do Mocotó	Blocos Instáveis	Atirantamento Chumbadores Desmonte
9	Morro da Queimada	Blocos Instáveis	Desmonte Contenção de Taludes

Em novembro de 1990 foi executada uma grelha ancorada para conter blocos instáveis na rua Amador Gonçalves, no Morro da Caixa. No ano seguinte, teve início a primeira etapa das obras de contenção de blocos e matacões no Morro do Horácio, as quais constavam de grelha ancorada, muretas chumbadas e desmonte de blocos. A etapa 2 para esta localidade ainda não foi executada.

No final de 1991 foi contratado o projeto de contenção da encosta situada ao fim da rua Belizário Berto da Silveira, no Saco dos Limões, devido a instabilização verificada após as chuvas intensas de novembro daquele ano, culminando na abertura de duas fendas na massa de solo e expondo um grande bloco, ameaçando cerca de 40 famílias. Somente, agora, em 1998, esta obra teve início.

Em março de 1993, por iniciativa da PMF, foi solicitado a CASAN e CELESC, o não atendimento às ligações de água e energia elétrica nas áreas consideradas de risco.

Desde a última delimitação das áreas de risco em 9 localidades, outras áreas foram sendo ocupadas e mostrando-se frágeis do ponto de vista geotécnico, suscetíveis a escorregamentos, como a Costeira do Pirajubaé e Saco Grande I e II.

Num trabalho realizado pela FLORAM - fundação Municipal do Meio Ambiente da PMF, em janeiro de 1997, foram apontadas 16 áreas de risco, sem a preocupação de diagnóstico de uma ordem de prioridade de projeto ou de eminência de eventos, ou ainda, relacionadas a instabilidades pontuais. O fato que se verifica é que mesmo tendo sido

executadas algumas medidas corretivas em algumas delas, a instabilização não está totalmente controlada. Em alguns casos há uma estabilidade parcial e em outros há necessidade de medidas urgentes. São elas:

- 1) **Morro do Horácio** - encosta oeste da rua Antônio Carlos Ferreira, entre a casa do Governador e a Penitenciária. Problema: Instabilidade da encosta e de blocos posicionados na escarpa rochosa, formada pelo granito no contato com o dique de diabásio. Foram executados, em 1990, desmontes de blocos e fixação de outros através de grelhas atirantadas.
- 2) **Morro da Penitenciária** - encosta atrás da Penitenciária com acesso pela rua Álvaro Ramos. Problema: Blocos instáveis de grande diâmetro. Foi executado, em 1990, um muro de concreto, com contrafortes, ancorado em rocha.
- 3) **Mont Serrat (Morro da Caixa)** - encosta situada entre as ruas Gen. Vieira da Rosa e Major Costa, atrás da Escola Técnica Federal de Santa Catarina (ETFSC). Problema: Dique de Diabásio com cerca de 300 m de espessura retendo água e ocasionando subpressão hidrostática no solo residual do diabásio, coberto por depósito coluvial. Foram executados drenos sub-horizontais que, apesar da pequena vazão registrada, parecem ter dissipado a água retida no diabásio.
- 4) **Travessa Amador Gonçalves (Morro da Caixa)** - encosta atrás da ETFSC, na base do grande bloco de rocha onde se assenta o reservatório da CASAN, que empresta o nome ao Morro da Caixa, ou Caixa d'Água. Problema: Blocos do Granito Ilha, fraturados, com fraturas abertas. Foi executada uma grelha atirantada em 1991.
- 5) **Pedra do Paraíso (Morro da Mariquinha)** - encosta localizada entre a ETFSC e o Instituto Estadual de Educação (IEE). Problema: Escarpa de falha no Granito Ilha expondo grandes blocos dispostos de modo instável, com alta declividade da encosta. Até o momento não foram executadas obras de contenção nesta área e há várias residências na trajetória destes blocos instáveis.
- 6) **Granadeiros da Ilha** - área situada na base do Morro da Cruz, defronte ao IEE. Problema: Blocos e lascas do Granito Ilha dispostas de modo instável. Já houve casos de deslizamentos e foram executados apoios ancorados, grelha e cortina atirantada.
- 7) **Caieira do Saco dos Limões** - localiza-se no alto da rua Custódio Firmino Vieira e corresponde à encosta do Mont Serrat, só que voltada para o Saco dos Limões. Problema: Escavações desordenadas e à revelia. É uma das áreas onde a ocupação avança mais intensamente. Ainda não foram executadas obras de contenção.

- 8) **Escadaria da Rua Manoel Gualberto dos Santos (Saco dos Limões)** - encosta que corresponde à face do Morro da Cruz voltada para o Saco dos Limões. Problema: Semelhante ao Mont Serrat - o mesmo dique de diabásio, só que subdividido em dois, com grande possibilidade de mobilização de solo do diabásio e depósitos coluviais. As únicas obras realizadas nesta encosta referem-se àquelas efetuadas no emboque sul do túnel da Via Expressa Sul.
- 9) **Rua Belizário Berto da Silveira (Saco dos Limões)** - Fim da rua Belizário Berto da Silveira e rua Juan Ganzo Fernandes. Problema: Encosta apresentando duas fendas de cisalhamento, com 5 e 10cm de abertura por 30m de comprimento, e grande bloco ao pé da cunha deslizante, podendo, se tombar ou rolar, atingir cerca de 40 famílias. Obras de contenção tiveram início agora em 1998.
- 10) **Morro do Mocotó, Prainha, Servidão Zilli** - encosta em frente à Assembléia do Estado até o clube Veleiros da Ilha. Problema: Muitos blocos instáveis e solo assente diretamente sobre a rocha, que tende a deslizar com a percolação d'água dada a alta declividade. Foram executados um muro de concreto em 1974, desmonte de dezenas de blocos em 1982 e muro de pedra argamassada com desmonte de dois blocos em 1996.
- 11) **Morro da Queimada** - situa-se na vertente sul do Morro da Cruz, acesso pela rua Aníbal Nunes Pires, junto a antiga fábrica da Coca-Cola. Problema: Segundo TEIXEIRA (1997), o Granito Ilha apresenta uma faixa de fratura/falha da ordem de 80m, referente a planos intensamente milonitizados. Podem haver rolamentos de blocos e instabilidade dos depósitos de colúvio/talus. Até o momento não foram executados trabalhos sistemáticos de contenção na área.
- 12) **Costeira do Pirajubaé** - Morro que tem início no Saco dos Limões e termina no entroncamento Aeroporto/Rio Tavares. Problema: Vários pontos instáveis, com probabilidade de rolamento de blocos, escorregamentos nos depósitos de colúvio/talus e outros relacionados à água proveniente dos diques de diabásio. Neste Morro ocorre predominantemente o Granito Ilha, depois o Granito Itacorubi, e intrusões de diques de diabásio paralelos à encosta. Em dezembro de 1993 foram executadas obras de reforço no muro ao fundo da escola Anísio Teixeira, que caiu com as chuvas de novembro de 1991. Em 1997 a FLORAM contratou o projeto de Canalização do Riacho do Chagas, que margeia a referida escola, acompanhado de diversos projetos de contenção nas encostas ao longo de seu curso. Entretanto, houve um escorregamento no topo da bacia do referido riacho que ainda não foram contemplados estudos específicos.

- 13) **Saco Grande I e II** - lado norte da rodovia SC 401, com ocupação intensamente desordenada. Problema: Blocos instáveis do Granito Ilha e maciços terrosos residuais indevidamente escavados. Não foram executadas obras de contenção na área.
- 14) **Santa Vitória (Pedregal)** - comunidade assentada na encosta atrás do Hospital Infantil, também conhecida por Pedregal. Problema: Blocos instáveis e depósitos de talus/colúvio. Até o momento não foram executadas obras de contenção.
- 15) **Pantanal** - encosta oeste da rua Mário Coelho, subindo a partir da rótula da ELETROSUL. Problema: Dique de diabásio paralelo à rua, encaixado no Granito Itacorubi. Houve deslizamento do tipo rastejo em 1983, depois de fortes chuvas, e abertura de fendas de cisalhamento após as chuvas de dezembro de 1995. A estabilização foi assumida precariamente pelos moradores da região.
- 16) **Lagoa da Conceição** - encosta do Morro da Lagoa que dá acesso ao LIC (Lagoa Iate Clube). Problema: Instabilidades associadas à presença de diques de diabásio. Foram executadas obras de drenagem e cortina atirantada.

Além das áreas elencadas, existem pelo menos mais três áreas no Continente, que também tem merecido a atenção da PMF, quais sejam: Comunidade Vila Aparecida, Morro da Covanca e Coqueiros.

3.2 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE FLORIANÓPOLIS

3.2.1 - GEOMORFOLOGIA

Acompanhando a escala geológica do tempo, somente a partir do Quaternário, a Ilha de Santa Catarina começou a adquirir a forma atual, já que originalmente era constituída por um “arquipélago” de rochas cristalinas. A consolidação aconteceu quando as formações constituídas por sedimentos recentes, de origem marinha, lacustre, eólica e fluvial, passaram a ligar o conjunto de pequenas ilhas primitivas, hoje representadas pelos morros, formando as planícies.

Os terrenos cristalinos, Pré-Cambrianos, formam as partes mais elevadas da ilha, com altitude de até 519m. A morfologia geralmente apresenta linhas de cristas, dada sua disposição freqüentemente alongada e a forte declividade de suas encostas.

Processos tectônicos e a evolução natural de alteração das rochas (intemperismo), atributo da morfogênese em clima úmido, condicionaram a forma atual do relevo e a mudança da paisagem primitiva, acelerados pela ação antrópica. Nas rochas graníticas a alteração preferencial ao longo de fraturas, conserva blocos arredondados de rocha fresca no interior do solo de alteração. Processos erosivos permitem o afloramento destes blocos, ressaltando os característicos campos de matacões, para os quais contribuem, em menor proporção, blocos rolados e afloramentos, a montante, onde os produtos de alteração são removidos pela maior energia potencial, conforme descreve REGO NETO (1987).

Segundo REGO NETO, op. cit., o diabásio, pelo maior fraturamento, decorrente da forma de ocorrência e pela composição mineralógica característica de rocha básica, sofre alteração mais intensa devido a erosão diferencial, formando as depressões nos terrenos. Já as rochas riolíticas/aplíticas de composição mineralógica similar ao granito e modo de ocorrência análogo ao diabásio, formam, em geral, relevos intermediários.

Na **Figura 3.3** é mostrado um corte esquemático típico do Morro da Cruz, retratando a evolução da encosta até chegar no relevo atual. O Morro da Cruz é a localidade de maior número de ocorrências geotécnicas associadas a problemas em encostas, apresentando desde escorregamentos em solo até deslizamentos de blocos e lascas de rochas. Em outros locais na ilha, também encontra-se relevos semelhantes ao apresentado na referida figura.

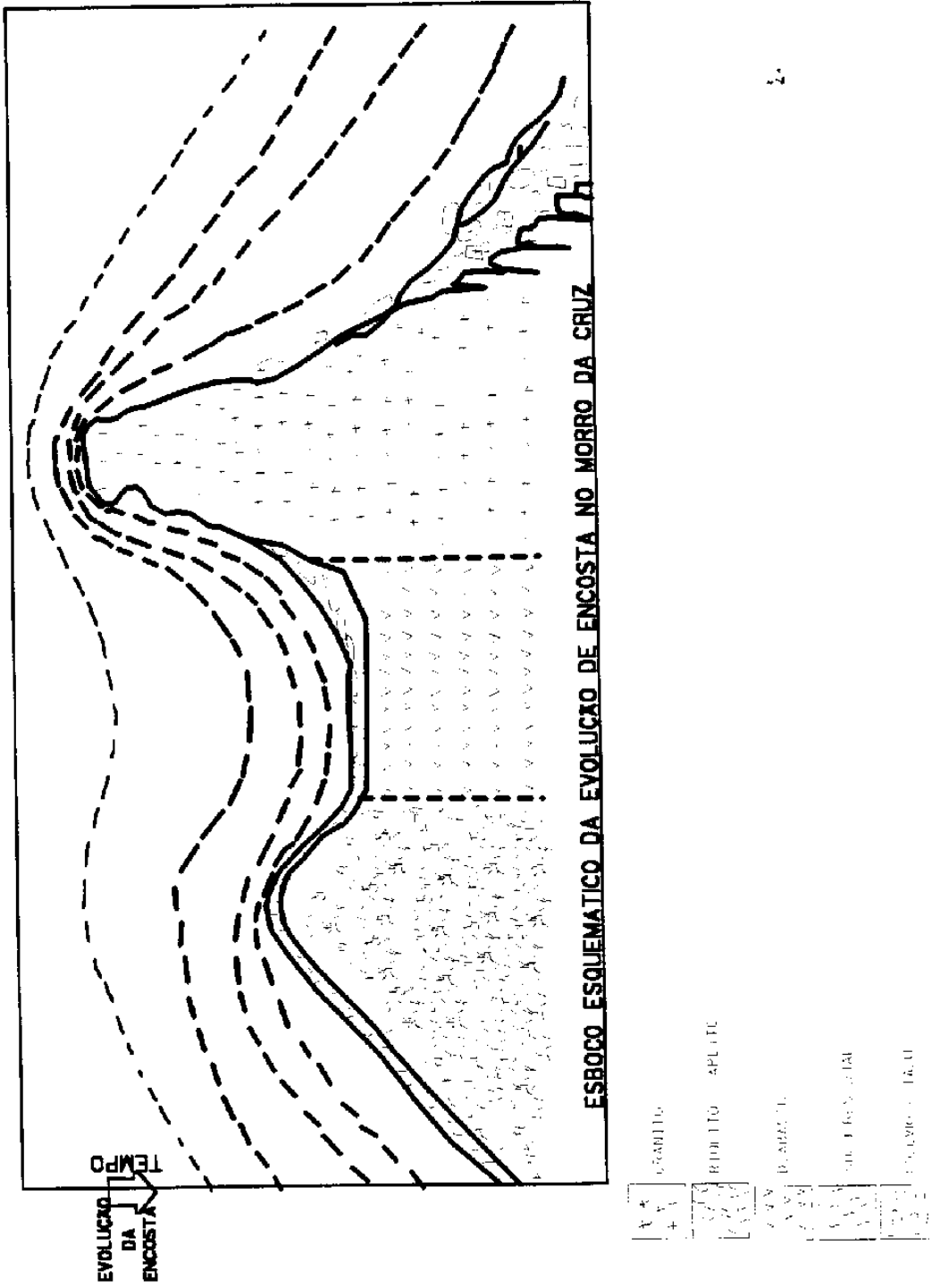


Figura 3.3 - Evolução do Morro da Cruz. Fonte: REGO NETO (1987)

Os terrenos sedimentares abrangem pequenas áreas de sedimentação, alcançando, no máximo, 40m de altitude nos campos de dissipação de dunas e apresentam morfologia típica. Na planície sedimentar verifica-se a atuação de processos erosivos e deposicionais sob várias condições ambientais distintas, onde os rios, os mangues, as praias e as lagoas aí existentes, constituem a Unidade Geomorfológica Planícies Costeiras.

Nas áreas sedimentares predominam as areias quartzosas. São solos ácidos, pobres em nutrientes e acentuadamente susceptíveis à erosão eólica. Devido à permeabilidade elevada, períodos mínimos de estiagem são suficientes para acarretar deficiência hídrica; para uso agrícola é necessário melhorar sua fertilidade. Rios e lagoas integram a hidrologia da ilha. Os rios são de pequeno porte. A maioria das nascentes localiza-se nos terrenos do embasamento cristalino.

A porção norte da ilha é drenada pela bacia do rio Ratonas, a maior existente na ilha; a porção sul pela do Tavares, o qual no seu baixo curso possui um sistema de mangue, banhado pelas águas da baía Sul, local onde esse rio deságua; e a central da ilha pela do Itacorubi, que deságua na baía Norte, em áreas também de mangue.

No leste da ilha, localizam-se as duas maiores lagoas: a da Conceição e a do Perí, separadas do mar por cordões arenosos, além de pequenas lagoas colmatadas ou em adiantado estágio de colmatação.

Segundo HERRMANN et al. (1994), na Grande Florianópolis ocorrem com frequência deslizamentos nas encostas com alta inclinação e revestidas por vegetação secundária rala. Os movimentos de massa ocorrem principalmente nas médias e baixas encostas, removendo da superfície, espessas porções de materiais intemperizados (alterita) que revestem a base rochosa.

3.2.2 - GEOLOGIA

Sob o ponto de vista da morfologia, o município de Florianópolis pode ser dividido em maciços rochosos, ocorrendo sob a forma de morros altos, escarpados, que contrastam com planícies sedimentares de origem marinha e costeira.

A geologia pode ser descrita como um conjunto de rochas cristalinas, granitóides e vulcanitos associados, representando o Ciclo Tectônico Brasileiro, cortados localmente por diques de diabásio de idade Juro-Cretácia, sobrepostos por coberturas sedimentares recentes, relativas aos eventos Terciários/Quaternários. As rochas cristalinas (ígneas) constituem os

morros, formando um conjunto de elevações grosseiramente alinhados na direção NE, ao longo de toda a ilha, conferindo a esta, um aspecto alongado como uma cunha. Estes morros, servem como anteparos para acúmulo de material sedimentar, comumente retrabalhados, muitas vezes derivados dos próprios morros. Os granitóides afloram sob a forma de matacões de médio e grande porte e lajeados, usualmente apresentando uma alteração superficial bastante pronunciada.

Os diques de diabásio possuem extensão limitada, apresentando-se geralmente alterados devido ao intemperismo, com direção predominante NE-SW. Estes diques, ocorrem cortando os granitóides, ao longo de toda a ilha, alcançando em geral, alguns metros a dezenas de metros de largura e centenas de metros de extensão.

Na região de Florianópolis a tectônica foi bastante atuante atingindo todas as rochas. Esta tectônica é manifestada por falhas, brechações e milonitizações. Em muitos destes planos de falha, se introduziram magmas ácidos e magma básico que formaram, respectivamente, rochas tipo riolito-aplito e diabásio (REGO NETO, 1987).

É comum o emprego do termo milonito ou a existência de planos milonitizados, nas zonas de contato do granito com diques de diabásio, como reporta TEIXEIRA (1997). Estes planos seriam fragmentos de rocha esmagada ou “farinha de rocha”, derivados de altas pressões provocadas pela intrusão básica ou por processos tectônicos. Entretanto, existem correntes de geólogos que não concordam com este termo, por entenderem que a intrusão básica não provocaria a movimentação tão intensa entre planos de fraqueza, triturando-os. Para estas correntes, milonito é uma rocha metamórfica, todavia, admitem que hajam cataclasitos, oriundos por movimentos tectônicos.

A consulta a dicionários de geociências, geologia e geomorfologia, apenas para esclarecimento da conceituação usual daqueles termos, revela que milonito é definido como uma rocha metamórfica produzida por metamorfismo dinâmico. Entretanto, também refere-se à rocha formada por moagem extrema de rochas ao longo de planos de cisalhamento, sendo finamente triturada e que aparecem, comumente, junto às linhas de falha, espécie de rocha esmagada ao longo de fraturas e falhas, por forças tectônicas com posterior solidificação. Já o termo cataclasito, oriundo de cataclase, é a rocha formada por metamorfismo dinâmico que provoca a trituração e fragmentação de rochas pré-existentes, originados em geral por tectônismo, podendo até formar brecha e milonito. Finalmente, brecha seria a rocha composta por fragmentos cimentados por matéria de mesma natureza ou natureza diversa, de origem ou sedimentar, ou por fricção ou por modificação de volume. A fricção é provocada por esforços mecânicos, por exemplo, nos falhamentos.

Desprezando-se o mérito da questão, ou seja, a associação de milonitizações com as intrusões básicas, baseado nas visitas ao túnel da Via Expressa Sul, observa-se planos no interior do solo residual granítico, com textura, coloração e comportamento mecânico diferenciados. No relatório da referida obra há indicações dos ensaios realizados, comprovando a existência de um solo bastante fino, com alteração mineralógica por quebra, ao qual foi atribuído o termo milonitizado. Esta obra cruza transversalmente diques de diabásio e riolito, o batolito granítico, assim como atravessa uma região de depósitos coluvionares e de tálus.

Os depósitos sedimentares possuem diferentes características e gêneses e formam as baixadas e planícies.

Cada unidade geológica-geomorfológica individualizada, possui gênese distinta, tendo passado por processos de formação e intemperismo diferenciados gerando, conseqüentemente, solos com comportamentos geotécnicos diferentes.

O embasamento cristalino submetido ao clima úmido regional contribui para uma intemperização química profunda das rochas graníticas, que apresentam na área um sistema de padrão em rede (diaclasamento ortogonal) de juntas tectônicas espaçadas irregularmente, bem como escamas de esfoliação, proeminentes, que desempenham um importante papel na infiltração e circulação da água, controlando a intensidade dos processos de intemperismo (HERRMANN et al., 1994).

SCHULZ Jr. et al. (1970), apud REGO NETO (1987), no trabalho “Geologia da Quadricula de Florianópolis”, atribuíram à Ilha a seguinte seqüência estratigráfica:

- Granito Palmeira do Meio, do Grupo Pedras Grandes;
- Riolitos e efusivas ácidas da Formação Campo Alegre, Grupo Itajaí;
- Rochas Intrusivas básicas (diabásios), ligados a Formação Serra Geral, do Grupo São Bento;
- Sedimentos não consolidados recentes.

REGO NETO op. cit., apresentou ainda o granito cinza escuro e o granito róseo quando mapeou o Morro da Cruz.

A geologia da Ilha de Santa Catarina, abrangendo todo o município de Florianópolis, foi descrita por COITINHO et al. (1981) na escala 1:50.000 e CARUSO Jr. (1993), na escala 1:100.000.

A coluna estratigráfica adotada na elaboração do mapa geológico elaborado por CARUSO Jr. (1993), é apresentada a seguir, com uma sucinta descrição das litologias encontradas.

Quaternário (Holoceno e/ou Pleistoceno)

Esporões arenosos; cristas de praia progradantes; sambaquis; depósitos de manguezais; depósitos de turfas; depósitos eólicos; depósitos lagunares; depósitos transicionais lagunares e depósitos marinhos praias.

Terciário

Os depósitos de encostas são acumulações de material detrítico, proveniente do intemperismo das rochas graníticas que compõem os morros da ilha. São sedimentos tipicamente de origem continental, cuja força principal, responsável pelo acúmulo de material, é a força gravitacional. São compostos por seixos e partículas tamanho areia, angulosos, emersos em uma matriz sílico argilosa, podendo ter desde alguns centímetros de espessura a metros. A ação climática subtropical atuante sobre estes depósitos, geralmente produz solos bem desenvolvidos. A cor predominante é vermelho claro à marrom claro.

Em alguns pontos da ilha, estes depósitos sofreram a ação marinha e eólica, sendo retrabalhados, formando “rampas de dissipação”, interrelacionando-se com depósitos tipicamente marinhos e eólicos.

Jurássico/Cretáceo

Diques de Diabásio.

A Formação Serra Geral é representada na ilha, sob a forma de diques de diabásio de expressão métrica a quilométrica, podendo alcançar também, dezenas de metros de espessura lateral. São diques que ocorrem encaixados nos granitóides da ilha, cuja direção principal é NE-SW e secundariamente NW-SE.

A maior expressão da presença básica na ilha é o dique de diabásio que corta o Morro da Cruz, nos sentido N-S, visto que este alcança uma espessura de até 300m. Além desta,

várias outras ocorrências tem-se verificado e, em muitas delas, há sempre um tipo de problema geotécnico, principalmente o que concerne à estabilidade de taludes.

Proterozóico Superior ao Eo-Paleozóico (Ciclo Tectônico Brasileiro)

Magmatismo pós-tectônico

Riolito Cambirela

Ocorre principalmente no Morro da Cruz, Morro do Cacupé e nas Praias da Armação e Lagoinha do Leste.

O Riolito Cambirela é a expressão vulcânica do Granito Itacorubi, estando relacionado a este de maneira temporal e espacial. Possui a cor vermelho escuro ou cinza escuro, textura porfírica, com pórfiros de quartzo emersos em matriz criptocristalina, composta principalmente por feldspatos. Agregados máficos ocorrem como vidro vulcânico. O quartzo apresenta como característica peculiar, o brilho opalescente, a cor levemente leitosa e as bordas do mineral corroídas.

Apresentam grande variação textural, destacando-se a textura porfírica, com pórfiros de feldspato alcalino com tamanho entre 2 e 10mm, subédricos. A matriz é cinza escuro ou vermelho escuro, afanítica, por vezes vítrea.

Granito Itacorubi

Ocorre encaixado em zonas de falha de direção predominantemente NNE, de expressão marcante nos morros da Cruz, Cacupé e Sambaqui. Fazem contato do tipo intrusivo com o Granito Ilha.

Corresponde a Formação Cambirela de COITINHO et al. (1981).

São monzonitos sienogranitos, com cor castanho médio a cinza, por vezes esverdeado, de textura heterogranular média, em alguns locais podendo ser fina, com cristais de feldspato alcalino de cor castanho esverdeado, destacando-se na rocha, mostrando também, textura subvulcânica pelos agregados máficos microcristalinos. O quartzo ocorre como pequenos cristais anédricos, vítreos, por vezes opalescente, intersticiais. O plagioclásio possui a cor castanho, ocorrendo como cristais subédricos. As biotitas ocorrem de forma pronunciada na

rocha, conferindo-lhe um aspecto escuro (mesocrático), podendo formar agregados microcristalinos.

Associados a estes granitóides são comuns diques de riolito e diabásio encaixados segundo a zona de falha. TEIXEIRA (1997) destaca a presença de diques aplíticos e microgranitos, inseridos nesta rocha, corroborando com REGO NETO *op. cit.*, que também destacou diques aplíticos no Morro da Cruz.

Granito Ilha (Suíte Intrusiva Pedras Grandes)

Corresponde a maior parte das rochas descritas como Granito Florianópolis por COITINHO *et. al.* (1981). Estas rochas, também tem sido descrita por vários autores, informalmente, como granito róseo, ou granito cinza claro.

Segundo CARUSO Jr. (1993), a maior parte das rochas da Ilha de Santa Catarina são compostas por estas rochas, ocupando aproximadamente 90% das ocorrências rochosas na Ilha. São limitadas pelas planícies sedimentares quaternárias, pelo mar, nos costões e, fazem contato, tipo intrusivo, com o Granitóide Paulo Lopes no costão sul da praia dos Ingleses, sendo encaixante do Granito Itacorubi, do Riolito Cambirela e dos diques de diabásio.

Os modelados geomorfológicos apresentados pelo Granito Ilha, são de morros altos, fortemente dissecados, com encostas íngremes, onde afloram principalmente matacões de médio e grande porte. Os afloramentos mais existentes contudo, ocorrem nas encostas, junto ao mar e nos topos dos morros. Estes afloramentos apresentam-se intensamente alterados, fato este que dificulta a amostragem destas rochas. A cor é sempre rosa claro ou cinza claro.

CARUSO Jr. *op. cit.*, descreve uma larga variedade composicional para estas rochas que vai de monzogranitos a biotita a leucosienogranitos, indiferenciando-as dentro de uma mesma unidade. SANTOS (1997) observou que este granito apresenta pouca variação textural sendo isótropo, de composição mineralógica homogênea, ao longo da Ilha. O que ocorre comumente, são zonas de falha, com intrusões do Granito Itacorubi. Estes locais, em geral não mostram contatos evidentes entre os dois granitóides, devido a espessas camadas de solo/alteração de rocha, facilitando uma certa confusão e descrição de dois litotipos diferentes em uma mesma rocha.

O Granito Ilha, ocorre em todos os morros da ilha, com exceção dos morros da praia do Sambaqui e na praia do Santinho, onde ocorre o granitóide Paulo Lopes. O contato com o Granito Itacorubi é do tipo tectônico, estando limitado principalmente por falhas de direção N-NE.

Com o Granitóide Paulo Lopes, o contato é do tipo magmático, intruso, mostrando feições típicas deste tipo de contato, como xenólitos do granitóide Paulo Lopes inseridos no Granito Ilha e veios do Granito Ilha cortando o Granitóide Paulo Lopes.

São sienogranitos heterogranulares, comumente de textura média a grossa, de cor rosa com tonalidade clara, ou com a cor cinza claro. O quartzo ocorre como cristais isolados, intersticiais ou em agregados, formando, neste caso, uma massa disforme. O feldspato alcalino possui a cor rosa claro ou cinza quase branco e forma cristais subédricos de até 0,7cm de comprimento. O plagioclásio, menos visível, ocorre sob a forma de até 0,2cm de cor branca. As biotitas formam agregados esparsos, de tamanho inferior a 0,4cm, pontuando a rocha de preto.

Magmatismo tardi-tectônico

Granitóide São Pedro de Alcântara

Aflora principalmente na região do Rio Tavares, ao sul da lagoa da Conceição. É composto de monogranitos e granodioritos, porfiríticos médio a grosseiro, com fenocristais de feldspato potássico (K) e plagioclásio (ocasionalmente).

Magmatismo sin-tectônico

Granitóide Paulo Lopez

Aflora na porção externa NE da ilha de Santa Catarina, sendo observado no morro que separa a praia de Ingleses e a praia do Santinho e o morro que separa a praia do Santinho e Rio Vermelho.

O afloramento se dá sob a forma de blocos e lajeados de cor superficial cinza. O relevo é acidentado, com morros de encostas abruptas, limitadas a E pelo Oceano Atlântico e a W pelos cordões de dunas da praia do Santinho. Compõe-se principalmente por granodioritos e monzogranitos, chegando a milonitos gnaisses. Os granodioritos apresentam cor cinza escura, com textura porfírica, com cristais de feldspato alcalino podendo chegar até 6cm de comprimento, enquanto os minerais da matriz dificilmente ultrapassam 5mm de diâmetro. A mineralogia observada consiste-se de quartzo, plagioclásio, feldspato alcalino, biotita e secundariamente muscovita.

Evidências de deformação dúctil cortam a rocha, mostrando bandas de cisalhamento milimétricas, paralelas, compostas principalmente por lamelas de biotita alinhadas. Estas bandas possuem espaçamento médio de 10 centímetros, umas das outras e representam a porção menos deformada destas rochas. As porções mais deformadas destas rochas, ocorrem sob a forma de gnaisses, principalmente no costão sul da praia do Santinho, evidenciando um aumento na taxa deformacional, com remobilização de fluidos e componentes destas rochas.

Apresenta-se comumente cortado por diques de diabásio, inseridos em falhas e fraturas, conferindo, estas falhas, em determinados locais, também uma textura cataclástica a esta rocha.

3.2.3 - PEDOLOGIA

Segundo o Mapa Pedológico do Município de Florianópolis elaborado pelo IBGE (1991), as unidades que ocorrem nas regiões sujeitas a escorregamentos, são classificadas pedologicamente como:

PV1 - Associação de Podzólico Vermelho Amarelo Tb textura média e média/argilosa fase rochosa + Podzólico Vermelho Escuro Tb textura argilosa relevo forte ondulado e ondulado. Substrato granito. No caso do Podzólico Vermelho Escuro, o substrato é o diabásio.

PV2 - Associação de Podzólico Vermelho Amarelo Tb textura média e média/argilosa cascalhenta e não cascalhenta relevo forte ondulado e montanhoso fase rochosa + Podzólico Vermelho Escuro Tb textura argilosa relevo forte ondulado e ondulado. Substrato granito.

CA - Associação de Cambissolo Ta textura arenosa a média + Podzólico Vermelho Amarelo Tb textura média/argilosa relevo suave ondulado. Substrato granito.

R - Litólico relevo suave ondulado + Afloramentos de rocha.

AR - Afloramento de rocha.

As principais características das classes pedológicas ocorrentes em Florianópolis, em associação com o domínio geológico e de interesse ao trabalho, está resumidamente apresentada no item destinado às unidades geotécnicas.

Para melhor dar seqüência a caracterização de Florianópolis, é interessante uma breve apresentação quanto aos conceitos empregados em pedologia, a fim de discorrer sobre aspectos relativos à terminologia e sua correta interpretação e utilização na engenharia geotécnica, uma vez que pedologia é uma ciência que estuda os solos (caracterização, gênese e classificação) para fins agrários, mas que muitos pesquisadores encontram afinidades e atributos relacionáveis com a geotecnia, no que concerne à evolução (intemperização) ou gênese de determinado solo.

Através da classificação sistemática de perfis superficiais de solos, a pedologia trabalha com dados significativos sobre composição, gênese, substrato, características físicas, morfologia e ambientes dos solos.

Na pedologia o perfil de intemperismo é constituído por uma sucessão de camadas denominadas horizontes (A, B, C e R), que são diferenciados, em geral, pela cor, textura, estrutura, consistência e presença de material orgânico. Os horizontes A e B representam o solo superficial com maior grau de evolução pedogenética. O horizonte C representa o material de origem alterado pelos processos de intemperismo e o R a rocha alterada.

A pedologia classifica os solos em função dos diferentes graus de desenvolvimento do horizonte B. Desta forma, tem-se:

Horizonte B Latossólico: sofreu intensos processos de intemperização com forte atuação pedogenética, não apresentando mais minerais primários (da rocha de origem), exceção àqueles muito resistentes (quartzo, por exemplo). Assim, em geral, este horizonte apresenta estrutura tipicamente pedológica, não podendo ser caracterizado como horizonte residual.

Horizonte B Textural: caracteriza-se por apresentar variação gradual, aumentando o teor de argila em relação ao horizonte A, explicado pela imigração de argila (iliviação) e óxidos de ferro e alumínio do horizonte A para o B.

Horizonte B incipiente: apresenta pequena espessura (<50cm) e certo grau de desenvolvimento com alterações físicas e químicas suficientes para formação de cor e estrutura, mas insuficientes para decomposição total dos minerais primários não intemperizáveis.

Pouco Desenvolvidos: são solos que apresentam pouco ou nenhum desenvolvimento pedogenético, com o horizonte B bem pouco espesso ou sem o próprio horizonte B.

Quanto as características morfológicas dos horizontes, alguns atributos são relevantes nas definições pedogenéticas:

Textura: refere-se à proporção relativa das frações granulométricas que compõem a massa do solo, especificamente ao material mineral, uma vez que o solo pode ser constituído de partículas minerais e orgânicas de tamanhos diversos, que no conjunto podem apresentar desde dimensões coloidais, como nas argilas muito finas, até vários centímetros, caso dos cascalhos e calhaus.

Cor: está relacionada às características mineralógicas, físicas e químicas. Através da cor pode-se delimitar ou identificar os horizontes de um perfil, que na distinção entre solos diversos, pode refletir diferenças constitucionais entre eles. Alguns dos nomes de classes de solos pela pedologia, estão associados à cor notória de que são dotadas.

Consistência: refere-se às manifestações apresentadas pelo material constitutivo do solo, resultante das forças de adesão e coesão, segunda sua ação variável nos diversos estados de umidade.

Estrutura: refere-se à aglutinação das partículas primárias em partículas compostas, delimitadas uma das outras por superfícies de fraqueza ou separadas por discontinuidades, dando origem a agregados de configurações peculiares, inerentes à organização natural da matéria sólida constitutiva dos horizontes de um perfil de solo.

Cerosidade: relacionada aos revestimentos e faceamentos de aspecto lustroso e brilho graxo que superfícies de unidades estruturais do solo, podem apresentar. Segundo SANTOS (1997), é a ocorrência de filmes de argila revestindo os agregados, poros ou canais, o que dá um brilho graxo e um aspecto lustroso. É também um indicativo de iluviação de argilas.

Nódulos (Concreções): referem-se à concentrações endurecidas de certos compostos químicos, formando, por cimentação, agregados de vários tamanhos, formas e cores. Quando

apresentam bandeamentos relativamente concêntricos, diz-se concreções, aos demais casos, nódulos.

Transição entre Horizontes: refere-se à passagem de um horizonte para outro, que pode se dar de diversas formas. OLIVEIRA et al. (1992) indicam diversas modalidades de transição, segundo os critérios do Soil Survey Manual (EUA, 1951), definidas como Abrupta (<2,5cm), Clara (2,5 A 7,5cm), Gradual (7,5 A 12,5cm) e Difusa (>12,5cm). A forma de topografia da zona limítrofe dos horizontes também é apresentada como podendo ser Plana, Ondulada, Irregular ou Quebrada.

Dos atributos diagnósticos das classes pedológicas, responsáveis pela diferenciação e distinção de perfis de solos e conseqüentemente na sua classe, e invariavelmente constantes nas definições usuais, destacam-se a atividade da argila e a distrofia e eutrofia.

Atividade da Argila: refere-se a Capacidade de Troca de Cátions (CTC) da fração argila, determinada a pH 7,0 e descontada a contribuição da matéria orgânica. É pertinente ao horizonte B, ou alternativamente ao C, na ausência do B, ou ao A, na ausência do B e C. Se a CTC for superior a 13meq/100g de solo, tem-se argila de atividade alta, denotada por **Ta**, que pode ser interpretada para fins de engenharia geotécnica como solos com propriedades expansivas. Para CTC inferior a 13meq/100g de solo, tem-se argila de atividade baixa, denotada por **Tb**.

Distrofia e Eutrofia: refere-se à propriedades traduzidas pelo estado do solo quanto à saturação por bases (Ca, Mg, K e Na), representada pela proporção de cátions básicos trocáveis em relação à CTC. A saturação por bases é considerada alta quando seu valor é igual ou superior a 50% - solos eutróficos - e baixa quando inferior a esse limite - solos distróficos.

Outros atributos diagnósticos são a propriedade álica, o tipo de material de constituição (orgânico ou mineral), o caráter carbonático e com carbonatos, o caráter sódico e solódico, a salinidade, o contato lítico e litóide, o índice ki (indicativo do estágio de intemperização), a presença de minerais facilmente intemperizáveis, a mudança textural abrupta, a presença de plintita e petroplintita, a existência de superfície de fricção, micro-relevo gilgai e fendilhamento e a presença de material sulfídrico.

Das classes pedológicas definidas para Florianópolis, com base nos conceitos revisados anteriormente, pode-se caracteriza-las, genericamente, da seguinte forma:

Podzólico Vermelho Amarelo: horizonte B textural e argila de atividade baixa. Caracterizam-se por possuírem argilas do grupo das caolinitas no horizonte superficial, mas podendo apresentar minerais expansivos em horizontes mais profundos. Em geral não são solos hidromórficos, indicando que o lençol freático encontra-se no horizonte C ou em maior profundidade. Ocorrem associados às rochas graníticas.

Podzólico Vermelho Escuro: similar ao Podzólico Vermelho Amarelo, entretanto, por ser oriundo de diabásio (substrato), a fração argilosa é mais pronunciada, empregando-lhe textura argilosa, embora, em geral, com atividade de argila baixa. Possuem cor vermelho a bruno avermelhado escuro, com maior quantidade de ferro que o podzólico vermelho amarelo.

Cambissolo: são solos com o horizonte B incipiente que sofreram alterações físicas e químicas o suficiente para a formação da cor e da estrutura, embora possam apresentar perfis com aspecto maciço sem estrutura desenvolvida, devido a não decomposição total dos minerais primários ou redução dos teores de silte a níveis suficientemente baixos. Apresentam gradiente textural entre os horizontes A e B e porcentagens elevadas de minerais intemperizáveis, mantendo muitas vezes a estrutura da rocha. Podem ser derivados dos mais diversos materiais de origem, de natureza fortuita, inclusive solos transportados.

Litólico: caracterizam-se por apresentar o horizonte A diretamente sobre a rocha ou sobre a rocha parcialmente alterada. São solos pouco desenvolvidos, com seqüência de horizontes A - R, ou A - C - R, ou A - RA - R. O horizonte superficial tem espessuras inferiores a 40cm e o horizonte C, quando há, é pouco espesso, sendo portanto solos rasos cujas espessuras não ultrapassam 50cm. A presença de argila de atividade alta depende do material de origem e não são hidromórficos. Ocorrem geralmente em relevos fortemente ondulados ou montanhosos, com declividade superior a 50% e normalmente associados com afloramentos de rocha.

Afloramento de Rochas: o próprio nome revela a forma de ocorrência que engloba desde os campos de matacões, os blocos de rocha, fraturados ou não, até as lajes maciças, correspondentes ao afloramento batolítico. Bastante comum em Florianópolis e principalmente associados às rochas graníticas.

Maiores detalhes e outras conceituações a respeito de termos pedológicos, podem ser encontrados e bem elucidados nos trabalhos de LEMOS et al. (1973), DAVISON DIAS (1985), OLIVEIRA et al. (1992) e SANTOS (1997).

3.2.4 - UNIDADES GEOTÉCNICAS

As Unidades Geotécnicas definidas para o município de Florianópolis foram resultado da elaboração de um Mapa de Unidades Geotécnicas, produto do cruzamento dos Mapas Pedológico e Geológico do município, conjuntamente com ensaios de laboratório e observações de campo, objeto da Tese de Doutorado de SANTOS (1997).

As unidades Geotécnicas para o Município são:

PVg1 - Associação Podzólico Vermelho Amarelo Tb + Podzólico Vermelho Escuro Tb substrato granito, relevo forte ondulado e ondulado.

São solos oriundos do Granito Ilha e apresentam a maior ocorrência na ilha. É o tipo de solo onde a ocupação urbana tem causado os maiores problemas de estabilidade de encostas. O perfil típico pode apresentar toda a toposequência, desde o horizonte A ao R, passando pelo B, B/C, C e RA.

O horizonte B geralmente apresenta coloração vermelho-amarelada e espessura na ordem de 1 a 3m.

O horizonte C apresenta cores rosadas e amareladas e espessuras que podem chegar a 25m. Exibe a estrutura da rocha, mostrando os planos de falha e fraturas remanescentes da mesma, sob a forma de veios argilizados. Observou-se que as rupturas de taludes, nestes solos, geralmente ocorrem segundo estes referidos planos.

O horizonte B é sempre mais argiloso do que o A, comprovando a existência de gradiente textural entre estes dois horizontes. A atividade dos Podzólicos de granito é baixa no horizonte B e cresce um pouco no C. Quando o material de origem é o diabásio ou quando existe algum dique nas proximidades dos PVg, a atividade é maior.

Das características físicas e mecânicas das amostras ensaiadas por SANTOS op. cit., ressalta-se aqui à resistência ao cisalhamento, onde a autora observou uma redução bastante significativa dos parâmetros de resistência, principalmente a coesão, quando os ensaios se davam na condição inundada. A conformação das superfícies de ruptura ocorreram segundo

planos de concentração de argila, que ocorrem preenchendo zonas de diaclase das rochas de origem.

PVg2 - Associação Podzólico Vermelho Amarelo + Podzólico Vermelho Escuro Tb substrato granito, relevo forte ondulado e ondulado.

São solos oriundos do Granito Itacorubi, diferentes portanto dos solos da unidade anterior, tendo por característica maior plasticidade e maior espessura, atingindo até 20m de perfil de alteração.

Os horizontes A e B são de pequenas espessuras, bastante consistentes, plásticos e pegajosos no primeiro metro de profundidade. O horizonte de transição entre o B e o C, tem inserido em seu interior fragmentos de rocha relativamente grandes, mas apresenta menor plasticidade do que o B, embora pouco erodível. O horizonte C é bastante resistente em relação à escavação.

A resistência ao cisalhamento dos solos desta unidade, é menos sensível à inundação do que os solos da unidade PVg1. O horizonte C pode apresentar sulcos de erosão quando exposto.

PVd - Podzólico Vermelho-Amarelo substrato diabásio

Ocorrem junto aos inúmeros diques de diabásio que aparecem intrusos aos granitos. Por serem diques de pouca espessura, o mapeamento desta unidade torna-se difícil, por isso, geralmente estão associados à unidade PVg, na forma de Podzólicos Vermelho-Escuro (PE). As espessuras de solo junto aos diques de diabásio são relativamente maiores se comparadas às dos solos de alteração de granito, devido a maior alteração dos minerais constituintes do diabásio.

As características físicas destes solos assemelham-se às dos podzólicos de granito, entretanto, a textura é bem mais fina e acaba influenciando no comportamento mecânico dos mesmos. Podem aparecer com toda seqüência de horizontes, ou até mesmo com seu horizonte C sob a rocha ou solo de alteração graníticos. Nestes casos há o perigo de descalçamento de blocos e probabilidades de escorregamentos.

Com relação às propriedades físico-químicas, espera-se que estes solos tenham uma elevada capacidade de troca de cátions, já que a rocha de origem é o diabásio. Os solos desta

unidade apresentam resistência bastante sensível à inundação, e tendem a apresentar comportamento expansivo.

Cg - Cambissolo substrato granito

Ocorrem próximo ao topo dos morros e, em função do próprio relevo, tem o horizonte B incipiente. Apresentam grande número de matacões dispersos em seu meio e horizonte C pouco espesso. Os solos desta unidade possuem textura variada e não apresentam argila de atividade alta.

Cde - Cambissolo depósito de encosta

É uma associação de Cambissolo, Ta, textura arenosa e média + Plintossolo textura arenosa e média + Podzólico Vermelho Amarelo Tb, textura média/argilosa, relevo suave ondulado, substrato depósito de encosta. Ocorrem na região de transição entre o morro e a planície.

Outro tipo de solo que se encontra nessa unidade é o Plintossolo com substrato depósito de encosta (Pde), cujo horizonte B é plíntico. O horizonte plíntico apresenta-se geralmente compacto e destaca-se por seu multicolorido, em que realça as partes vermelhas da plintita.

Os Cde podem apresentar textura franco arenosa ou mais fina, já os Pde podem ser ricos ou pobres em matéria orgânica na seção superficial e apresentar mudança textural abrupta.

R - Litólicos

São solos rasos, pouco desenvolvidos, e se caracterizam pela presença do horizonte A assentado diretamente sobre a rocha sã (R) ou um horizonte C, ou ainda, sobre a rocha alterada (RA). Ocorrem em algumas bordas de costões na ilha ou associados ao Podzólico Vermelho Amarelo em relevo ondulado até escarpado, no topo dos morros. Na classe litólicos também podem ser incluídos os afloramentos de rocha.

AR - Afloramento de Rocha

Ocorrem na forma de lajeado, matacões com mais de 1m de diâmetro ou camadas muito delgadas de solo, e referem-se à exposição de rochas do embasamento.

As demais unidades referem-se a solos hidromórficos, de ocorrência geralmente associada ao relevo plano. Por se tratarem de solos sem maiores problemas em relação à estabilidade de taludes, não se fará menção nesta descrição da caracterização do município, apenas listar-se-á, abaixo, a denominação destas unidades. Detalhes relativos a estas unidades podem ser encontrados em SANTOS (1997).

PZsq - Podzol Hidromórfico (PZ) + Areias Quartzosas Hidromórficas (Aqsq), relevo plano, substrato sedimentos quaternários.

AQrd - Areias Quartzosas das rampas de dissipação.

AQsq - Areias Quartzosas substrato sedimentos quaternários.

DNse - Dunas substrato sedimentos eólicos.

Gsq - Associação de Glei Ta + Areias Quartzosas Hidromórficas + Solo Orgânico, textura siltosa e média, relevo plano (GPH1) e Associação de Glei Ta, textura média + Areias Quartzosas Hidromórficas, relevo plano (GPH2).

HOsq - Solos Orgânicos substrato sedimentos quaternários.

SMsq - Solos Indiscriminados de Mangue substrato sedimentos quaternários.

AQsq1 - Areias Quartzosas Hidromórficas substrato sedimentos quaternários, lençol freático próximo ou à superfície do solo.

AQsq2 - Areias Quartzosas Hidromórficas associadas a solos orgânicos com argila de atividade alta.

O mapa das Unidades Geotécnicas de Florianópolis é parte integrante da Tese de Doutorado de SANTOS (1997).

3.3 - CARACTERIZAÇÃO DAS CHUVAS EM FLORIANÓPOLIS

3.3.1 - REGIME PLUVIOMÉTRICO CARACTERÍSTICO

Para melhor definir a variável pluviometria no município de Florianópolis, procurou-se mapear todos os postos (estações) pluviométricos instalados e em funcionamento na região de Florianópolis, que pudessem fornecer uma série histórica de valores confiáveis.

Na grande Florianópolis, entretanto, há apenas um posto com uma série histórica confiável, pelo período de dados registrados, para ser trabalhada estatisticamente, situado em São José, município vizinho a Florianópolis. Este posto pode ser considerado a Estação Climatológica Principal de Florianópolis e pertence a rede do Instituto Nacional de Meteorologia - INMET, na área de abrangência do 8º Distrito Meteorológico (8º DISME). Na ilha de Florianópolis, tem-se, por exemplo, pluviômetros instalados em vários locais, como na UFSC, Base Aérea, centro de treinamento da EPAGRI (CETRE), Ilha do Arvoredo, Lagoa do Peri, mas, ou estão desativados, ou tem poucos anos de informações.

MONTEIRO (1992) avaliou o comportamento de variáveis climatológicas (precipitação, temperatura e pressão atmosférica) em três postos pluviométricos em Florianópolis, o de São José, citado anteriormente como o mais confiável, o do Aeroporto (operado pela base aérea) e o da Ilha do Arvoredo, este último desativado em 1985. O período de análise compreendeu o decênio 1976 - 1985 para as três estações e mais o quinquênio 1986 - 1990 para as estações de São José e do Aeroporto.

Os resultados apontam uma tendência de equivalência entre as estações de São José e do Aeroporto, com médias decenais muito próximas. O autor considerou o fator orográfico como responsável pela discrepância da estação da Ilha do Arvoredo em relação as demais. Outro fato exposto pelo estudo, diz respeito a uma certa coincidência entre as fases chuvosas ao longo do ano, embora a estação da Ilha do Arvoredo tenha revelado valores mensais menos extremados. O ano de 1983 apresentou forte anomalia positiva, em relação a média anual, nas três estações, evidenciando o fenômeno a nível regional.

Com relação a temperatura, o posto de São José apresentava temperaturas médias inferiores aos demais, o que foi alterado a partir de 1979, onde as médias de temperatura passaram a coincidir. O autor justificou que uma das causas para o fenômeno, poderia ter sido a mudança do uso do solo na região onde situa-se o referido posto de São José.

Ainda em relação as diferenças entre as estações, no período de 1986 a 1990, baseado nas análises dos postos de São José e Aeroporto, o ritmo de chuvas manteve-se normalmente distribuído, embora fosse registrado pela estação do Aeroporto, em fevereiro de 1990, uma quantidade de milímetros de chuva bem superior à registrada em São José.

Este fato também se verifica em outras estações espalhadas pela Ilha. Em 24 de dezembro de 1995, por exemplo, a estação de São José, por meio de pluviômetro, registrou 206,6 mm de precipitação máxima em 24 horas. A estação do centro de treinamento da EPAGRI, que iniciou suas atividades em novembro daquele ano, instalada no bairro do Itacorubi, centro da cidade, através de pluviômetro automático, registrou 490,4 mm nas mesmas 24 horas.

A explicação para fenômenos deste tipo, reside no fato da posição do centro da nuvem passante sobre a área, pois o núcleo da nuvem é que determina o maior volume precipitado. Associado a isto vem os fatores orográficos da região.

Definido o posto a ser adotado, doravante denominado posto (estação) referência, foram adquiridas as séries históricas com dados de precipitações mensais e totais anuais, precipitações máximas em 24 horas mensal/anual e dias de chuva mensal/anual. Todos estes dados registrados por meio de **pluviômetro**. A estação de São José, é a única que também possui pluviógrafo, instrumento mais adequado para avaliação de chuvas de curta duração e, conseqüentemente, determinação da equação de chuvas intensas para a localidade.

3.3.1.1 - Tipos Climáticos

Segundo o Sistema de Classificação Climática de Wladimir Köeppen, que preconiza a utilização de médias e índices numéricos dos elementos temperatura e precipitação, a região em estudo se enquadra em climas do Grupo C-Mesotérmico, sendo subtropical, uma vez que a média das temperaturas mínimas estão abaixo de 18°C e acima de 3°C. Dentro do Grupo C, o clima da Região Costeira pertence ao tipo úmido (f), sem estação seca distinta, uma vez que não há índice pluviométrico mensal inferior a 60mm.

Ainda dentro deste tipo, é possível distinguir, em função do fator altitude, dois subtipos:

Subtipo a - de verão quente: característico de zona litorânea onde as temperaturas

médias dos meses mais quentes estão acima de 22°C e,

Subtipo b - de verão fresco: característico de zonas mais elevadas.

Em função da descrição anterior, pode-se concluir que o clima na Região Costeira, em especial na região de Florianópolis, segundo a classificação de Wladimir Köeppen, é subtropical, pertencente ao Grupo C e tipo Cfa.

No anexo A apresenta-se o mapa contendo a classificação climática do Estado de Santa Catarina, segundo Köeppen, no qual está inserido o município de Florianópolis.

NOGAMI (1995), discorre sobre a classificação de Köeppen (datada de 1931), que é uma das mais utilizadas e simples, avaliando-a como precária para os fins de caracterização do clima tropical úmido com vistas à gênese do solo, sobretudo quando se consideram os tipos climáticos prevalentes em latitudes maiores do que aquelas dos trópicos de Câncer e Capricórnio, onde o clima Cfa, por exemplo, ocorre tanto no sul do Estado de São Paulo (onde o ambiente é tropical e não ocorre congelamento do subsolo) como na região de Washington, EUA. No Hemisfério Sul, o tipo climático Cfa ocorre desde o sul do Estado de São Paulo, onde predominam nitidamente solos tropicais lateríticos, até as proximidades de Bahia Branca, na Argentina, a cerca de 500 Km ao sul de Buenos Aires, onde o ambiente não é nada tropical. Entretanto, tendo em vista que classificações climáticas mais apropriadas, como aquelas utilizadas em pedologia, são demasiadamente complexas, a forma de caracterização climática pouco contribuiria para o desenvolvimento de critérios geotécnicos mais apropriados.

3.3.1.2 - Dados Relativos a Região

As informações fornecidas pela estação Florianópolis, propiciam identificar algumas variáveis relativas ao clima da região, que podem ser assim resumidas:

- Latitude sul.....27°35'
- Longitude Oeste de Greenwich.....48°34'
- Temperatura Média Anual.....20,5°C
- Média do Mês mais Quente.....28,3°C
- Média do Mês mais Frio.....13,3°C
- Máxima Média Mensal.....28,3°C
- Umidade Relativa do Ar..... Maior que 80%

No quadro a seguir, constam as temperaturas médias ao longo da série histórica, registradas pela Estação Meteorológica de Florianópolis.

Tabela 3.2: Temperaturas Médias em Florianópolis. [.1]Fonte: EPAGRI (1998)

MESES	TEMPERATURA MÍNIMA (°C)	TEMPERATURA MÁXIMA (°C)	TEMPERATURA MÉDIA °C
Janeiro	21,6	28,1	24,4
Fevereiro	21,7	28,3	24,6
Março	21,1	27,7	24,0
Abril	18,8	25,6	21,8
Mai	16,5	23,4	19,4
Junho	14,3	21,4	17,1
Julho	13,3	20,4	16,4
Agosto	13,9	20,7	16,8
Setembro	15,1	21,2	17,8
Outubro	16,7	22,6	19,3
Novembro	18,3	24,5	21,1
Dezembro	20,1	26,4	23,0
ANUAL	17,6	24,2	20,5

Graficamente, a análise da variação de temperatura ao longo dos meses pode ser visualizada como mostrado a seguir.

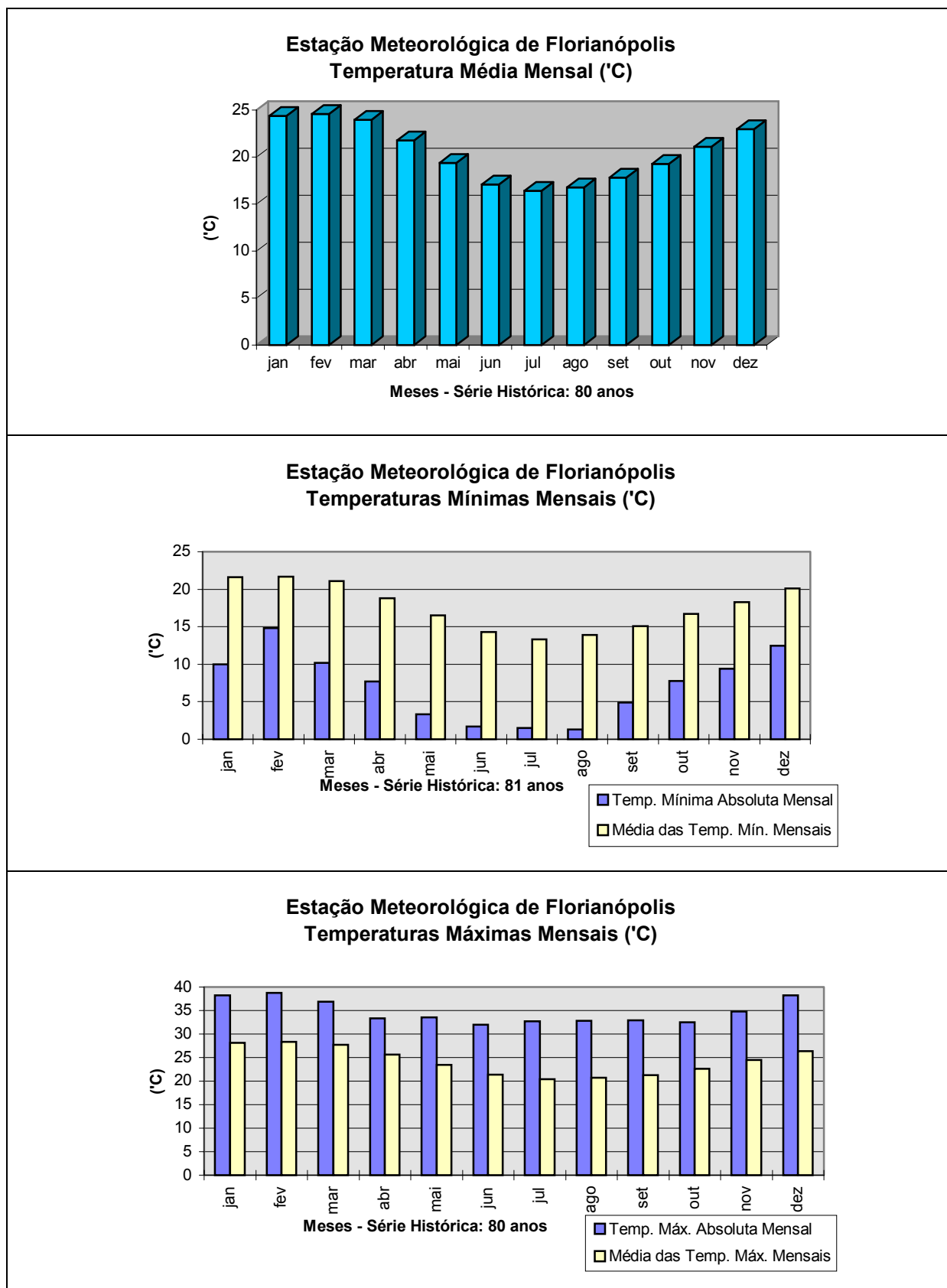


Figura 3.4 – Gráficos da Temperatura Média em Florianópolis

Dos gráficos apresentados e ainda contando com as demais informações fornecidas pela estação referência, pode-se apresentar Florianópolis, do ponto de vista climático, da seguinte forma:

- Janeiro é o mês de maior insolação, onde a média histórica aponta 189,8 horas de exposição ao sol, entretanto, a nebulosidade atinge cerca de 68 % do mês. Setembro é o mês de menor insolação, com 132,5 horas em média.
- O mês mais frio é julho, cuja temperatura média é 16,4 °C, representando um inverno não rigoroso, embora haja registros esporádicos de temperaturas em torno de 1 °C, assim como ocorre nos meses de junho e agosto. A média para as temperaturas mínimas no mês de julho é de 13,3 °C.
- O verão é relativamente quente, salvo os períodos de frentes frias oriundas da Argentina, que além de trazerem instabilidades pluviométricas, geralmente são acompanhadas de quedas da temperatura. Dezembro, janeiro, fevereiro e março apresentam as maiores temperaturas, sendo que fevereiro, em média, é o mês mais quente, com 38,8 °C de máxima absoluta e 24,6 °C de média mensal. A média para as temperaturas máximas no mês de fevereiro é de 28,3 °C.
- Muito raramente ocorrem geadas. O maior intervalo já registrado se deu nos meses de junho e agosto, com 0,1 dias, praticamente 2,5 horas.
- Com relação a ventos, de agosto a dezembro predominam ventos mais fortes, cuja velocidade média registrada para o mês de novembro é de 15,5 km/h. A direção predominante é a Norte, mas, praticamente semanalmente, a entrada de frentes frias vindas do Sul trazem consigo ventos deste quadrante. O fenômeno “vento sul” é conhecido pelos moradores da região como sinônimo de frio e chuva. Os ventos do quadrante sul geralmente possuem velocidades maiores, podendo até provocar rajadas de 80 km/h.
- No verão, geralmente ocorre outro fenômeno corriqueiro: frentes estacionárias sobre o litoral, em virtude de massas de ar quente no sudeste do país, que impedem o avanço das frentes frias para aquela direção. Tal fato é marcado por chuvas contínuas, de pouca intensidade, conhecido por “lestada” pelos moradores da região, principalmente os pescadores.

3.3.1.3 - Pluviometria

Visando caracterizar o comportamento pluviométrico e sua influência na área em estudo, foram coletados os dados da Estação Meteorológica de Florianópolis, conforme já descrito, localizada no município de São José, na latitude 27°35', longitude 48°34' e altitude 1,84m, e operada pelo INMET - Instituto Nacional de Meteorologia do Ministério da Agricultura, sendo que a divulgação dos dados é de co-responsabilidade da EPAGRI (Empresa de Pesquisa Agropecuária e Difusão de Tecnologia de Santa Catarina S.A.), através de um convênio firmado entre ambos.

A localização do posto pluviométrico Florianópolis pode ser observada no mapa de localização do município, apresentado no item 3.1.

3.3.1.3.1 - Precipitação Total Mensal

Uma das variáveis para melhor compreender o regime pluviométrico de uma região, é o quanto chove mensalmente e anualmente sobre aquela determinada região. A série histórica de valores de precipitação total mensal da estação referência, aponta os seguintes índices Pluviométricos para Florianópolis:

Tabela 3.3 - Índices Pluviométricos médios para Florianópolis. Fonte: EPAGRI

Meses	Precipitação Total Média (mm)	Maior Índice Pluviométrico registrado (mm)	Menor Índice Pluviométrico registrado (mm)	Média de Dias de Chuva
Janeiro	190,7	625,0 (1997)	28,6 (1964)	16,7
Fevereiro	182,7	433,9 (1926)	31,7 (1952)	16,4
Março	170,1	460,1 (1928)	29,2 (1953)	15,9
Abril	128,4	443,1 (1918)	14,1 (1978)	12,9
Maio	106,1	345,1 (1976)	3,4 (1968)	10,3
Junho	84,8	345,1 (1912)	0,0 (1948)	9,8
Julho	80,9	513,6 (1983)	4,4 (1988)	10,2
Agosto	93,3	513,6 (1919)	9,1 (1951)	10,5
Setembro	113,4	291,5 (1913)	11,0 (1930)	13,4
Outubro	128,7	295,3 (1925)	15,1 (1918)	14,5
Novembro	130,9	549,7 (1991)	16,6 (1948)	14,4
Dezembro	139,0	563,2 (1995)	27,8 (1992)	15,2
Anual	1549,0	2598,6 (1983)	912,6 (1953)	160,2

Graficamente, as precipitações totais mensais médias e a média de dias chuvosos, podem ser visualizadas como é mostrado a seguir:

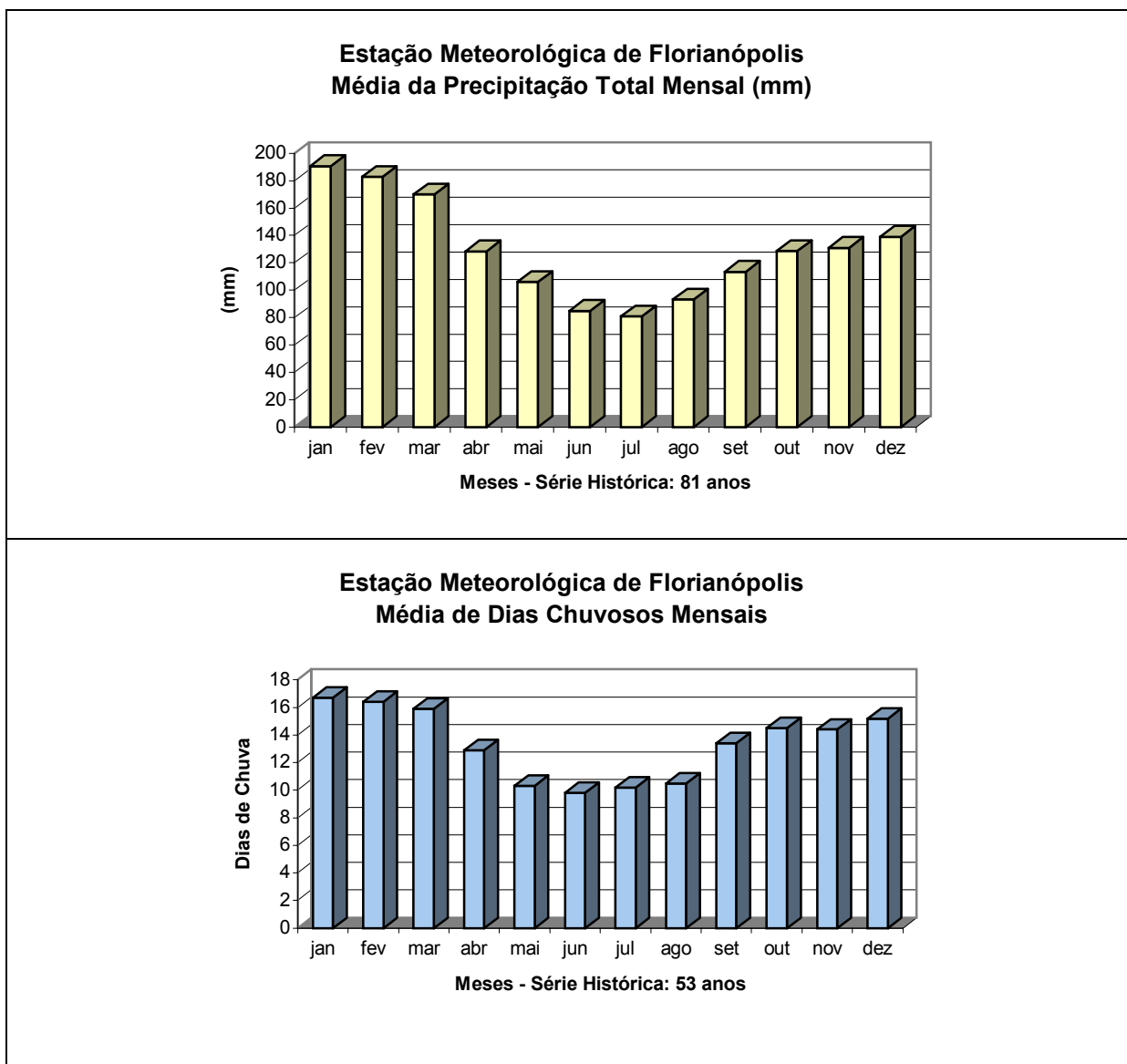


Figura 3.5 – Médias da Precipitação Total Mensal e Dias de Chuva em Florianópolis

A observação dos dados da série histórica sobre as variáveis precipitação total mensal e anual, assim como os dias de chuva mensais e anuais, permitem extrapolar os seguintes comentários:

- Os meses de maio a agosto apresentam os menores índices pluviométricos, embora em 1983, quando o estado catarinense foi assolado por enchentes, tenha sido registrado um

elevado índice mensal, superior a 500 mm. No mês de junho de 1948 não foi registrado chuva, sendo o único mês da série histórica em que não choveu.

- A estação chuvosa evidencia-se nos meses mais quentes, onde é bastante comum a formação de trovadas de verão, dado a elevada evaporação com rápido resfriamento. Estas trovadas, via de regra, caracterizam-se pelas precipitações de curta duração, com elevada intensidade. O mês mais chuvoso é janeiro, cuja média mensal ultrapassa 190 mm. Os meses de novembro, dezembro e fevereiro também apresentam precipitações esporádicas bastante elevadas, embora a média mensal, com exceção de fevereiro, não aproxime-se do mês de janeiro.
- A média do total precipitado anualmente sobre o município é de 1549 mm, sendo a média mensal anual equivalente a 129 mm. O ano mais chuvoso foi 1983, onde o volume precipitado atingiu praticamente 2600 mm.

Para melhor entender o comportamento climatológico de Florianópolis, é preciso lançar mão da influência das massas de ar sobre estas variáveis.

A região de Florianópolis, como pôde ser observado nos gráficos de temperatura e pluviometria, estando situada em faixa subtropical, apresenta clima característico de zonas tropicais e temperadas, de acordo com as estações do ano. Tal fato, como demonstrou-se nos capítulos ligados a pedogênese dos solos, vai influenciar na própria formação dos solos, o que difere os solos encontrados no município dos solos oriundos da mesma rocha mãe, mas localizados em regiões não tropicais.

MONTEIRO (1992), no seu trabalho de conclusão de curso, apontou uma série de fatores relacionados a presença das massas de ar polar Atlântica e Tropical Atlântica, onde destaca-se os descritos nas linhas a seguir.

No inverno, tem-se a invasão de massas de ar polar em todo o continente sul-americano, que geralmente elevam a pressão atmosférica, concernindo para menor insolação e temperatura, o que se reflete na menor quantidade de precipitação.

No verão tem-se predominância das massas tropicais, embora seja comum entradas da massa polar atlântica, as “famosas” frentes frias. As massas tropicais caracterizam-se pela maior evaporação da massa líquida que circunda a ilha, que associada aos fatores orográficos, geram precipitações do tipo “pancada”, conhecidas por trovadas de verão.

A temperatura ao longo do ano em Florianópolis, amena no verão e não rigorosamente baixa no inverno, está relacionada à influência de fatores estáticos, como a proximidade do mar, que dá origem a circulação do ar local, com formação de brisas terrais e marítimas. Em

conseqüência, a amplitude térmica é bastante baixa. Fenômenos como inversão térmica são bastante comum.

Por sua posição latitudinal, Florianópolis é atingida por perturbações atmosféricas em qualquer período do ano, sucedida por onda de frio do sistema anticiclônico móvel de origem polar e antecedido por ondas quentes e úmidas do sistema anticiclônico semifixo da Atlântico Sul.

Segundo técnicos do INMET, um fenômeno bastante comum que desencadeia chuvas no sul do país, é o “vórtice ciclônico de ar superior”. O vórtice é um ciclone (sistema de baixa pressão com ventos que se deslocam em círculos em sentido horário) que traz a umidade do oceano para o continente, culminando na distribuição de toda a umidade retirada do oceano, pelas extremidades do vórtice.

Se o vórtice estaciona na Bahia e Minas Gerais, por exemplo, aumenta a ocorrência de chuvas nos Estados que ficam na periferia do vórtice (São Paulo, Paraíba, Ceará, Rio Grande de Norte, região Centro-Oeste, Santa Catarina e Paraná). O ar seco concentrado no seu centro, impede que chova na região do miolo (Bahia e Minas Gerais), pois não deixa as frentes frias que entram pelo sul do país chegarem à região, provocando que elas estacionem na região sul e causem chuvas excessivas no Paraná e Santa Catarina, culminando em enchentes e calamidades.

Outro fenômeno climático no qual repousam muitas atribuições aos episódios calamitosos provenientes do clima, é o EL Niño - Oscilação Sul (ENOS). Segundo MOLLION (1990), apud HERRMANN (1997), o aquecimento anômalo da temperatura da superfície do Pacífico na costa do Peru, cria por subsidência do ar, uma zona de alta pressão sobre toda a Amazônia e o Nordeste Brasileiro, bloqueando o deslocamento da frente fria que permanece estacionária sobre o Rio Grande do Sul e Santa Catarina, a qual é alimentada, durante duas ou três semanas, pelo ar quente vindo da Amazônia, que fornece o vapor d’água que vai sendo transformado em chuva pelo mecanismo do sistema atmosférico.

3.3.2 - VALORES EXTREMOS REGISTRADOS

Os fenômenos meteorológicos que geralmente ocorrem em Santa Catarina, são caracterizados pelas chuvas de alta intensidade, pelos prolongados meses de estiagem, pelos vendavais e pelas chuvas de granizo. Tais adversidades climáticas, quase sempre desencadeiam catástrofes na região que assolam. As chuvas excepcionais provocam enchentes

e deslizamentos, acarretando em desabrigados e mortos; As estiagens prolongadas prejudicam a agricultura e pecuária, e, principalmente, acarretam em falta ou racionamento de água; os vendavais, com rajadas de ventos de alta velocidade, assim como as chuvas de granizo, culminam em severos prejuízos materiais e prejudicam as plantações.

No município de Florianópolis, o mais comum é a ocorrência de precipitações extremas, trazendo consigo o caos à uma cidade despreparada para situações deste porte. Sistemas de drenagem insuficientes ou sub-dimensionados, contingente populacional crescente e concentrado - maior densidade demográfica, substituição do recobrimento vegetal nativo, outrora exuberante ao longo das encostas e mananciais de água, por uma vegetação secundária rala ou inexistente, substituição de cursos d'água naturais por canais retilíneos de dimensões questionáveis, muitas vezes passíveis apenas para situações presentes e a falta de conscientização de órgãos públicos, governo e sociedade, tornam a cidade indefesa e frágil diante de adversidades como chuvas intensas.

Ao longo da série histórica de dados pluviométricos, observou-se várias ocorrências de chuvas intensas, que, quase que em sua totalidade, provocaram desastres e prejuízos ao município.

No pluviômetro, em particular o existente no posto adotado, os registros de chuva são realizados mediante três leituras diárias, às 09:00 h, 15:00 h e 21:00 h. A forma de apresentação destas leituras, que fornecem o quanto foi recolhido de precipitação pelo aparelho em determinado dia, é feita mediante dois totais pluviométricos. O primeiro corresponde a precipitação máxima em 24 horas, isto é, a soma das leituras das 15:00 horas e 21:00 horas do dia anterior, mais a leitura das 09:00 horas do dia em questão, varrendo 24 horas, sendo 9 horas do dia em análise, mais 15 horas do dia anterior (9:00 h da manhã de um dia até 9:00 h da manhã do dia seguinte). O segundo total corresponde a quantidade precipitada em 1 (um) dia civil, isto é, equivale a soma das três leituras efetuadas em um determinado dia (9:00 h, 15:00 h e 21:00 h), também varrendo 24 horas, só que 21 horas do dia analisado, com mais 3 horas do dia anterior (21:00 h da noite de um dia até 21:00 h da noite do dia seguinte).

Para efeito de contabilização de chuvas máximas em 24 horas ou chuvas de um dia civil, em cada mês da série histórica, considerou-se apenas aquelas superiores a 100 mm neste intervalo de tempo. O resultado é apresentado na tabela abaixo.

Tabela 3.4 - Valores Extremos com base na Chuva Máxima de 24h superior a 100mm.

Precipitação máxima em 24 horas ou num dia civil (mm)												
Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1926		192		131,2								
1927	120											
1928			236,4									
1931											130	
1934		113										
1936				207,9								
1940	130,2											
1941	110,6											
1957				103,1							206,1	
1963	122											
1969												103
1972								100,9				
1973							241,9					
1975	119,5											
1976					109,4							
1977		100,4						103,9	123			
1978			187,1									
1979		190,3										
1981			131,9		133,8							
1982			109,1									
1983	134,9											144
1986									101	205,6		
1987	267,5	143										
1991											404,8	
1994		227,4			116							
1995												206,6
1996					135,2							

Nota:1) A chuva registrada em dezembro de 1995 pela estação referência, foi mais de 50% inferior a registrada pela estação automática da EPAGRI, situada no bairro do Itacorubi, centro da cidade (490,4 mm).

2) O Registro de Janeiro de 1987, apresenta falha na leitura das 15:00 horas do dia 10. Isto significa que a precipitação real ocorrida pode ser maior do que a apresentada.

Um dos primeiros casos de deslizamento associados com chuvas intensas foi registrado em 22 de julho de 1973, no morro do Mocotó. A chuva registrada naquele dia foi de 241,9 mm em 24 horas.

O ano de 1983 foi marcado por enchentes em todo o Estado de Santa Catarina, entretanto, as chuvas foram distribuídas ao longo do mês de julho (513,6 mm mensal em Florianópolis), sem haver intensidades elevadas, por isso, tem-se um elevado índice pluviométrico mensal e anual. No ano subsequente, 1984, o mês de agosto também foi castigado por enchentes, principalmente na região do vale do rio Itajaí, todavia, a incidência sobre Florianópolis não foi tão pronunciada (261,8 mm mensal).

Em 06 de janeiro de 1983, as três leituras efetuadas no pluviômetro durante o dia, totalizaram 134,9 mm, altura de chuva que já ocasionou escorregamentos.

Em 17 de dezembro de 1983, a chuva de 144 mm em 24 horas chegou a provocar escorregamentos de taludes em Florianópolis.

Em janeiro de 1986, apesar dos registros de episódios relacionados à chuvas extremas, as falhas nas leituras do pluviômetro impedem qualquer associação.

Em 09 de outubro de 1986 a chuva de 164,1 mm durante o dia (160,7 mm em 24 h), também provocou deslizamentos no município. No mês anterior, um caso foi verificado com a chuva de 101 mm em 24 horas.

Em janeiro de 1987, alguns casos de escorregamentos foram atribuídos à chuvas intensas que caíram sobre a cidade no dia 10 (267,5 mm em 24 h).

Entre os dias 15 e 16 de fevereiro de 1987, um caso de instabilidade de talude foi provocado pela chuva de 143 mm em 24 horas.

Novembro de 1991, foi o primeiro registro de uma chuva intensa de proporções elevadas. Da tarde/noite do dia 14, avançando pela madrugada do dia 15, choveu 404,8 mm sobre Florianópolis. Este evento provocou uma série de danos ao município, desencadeando uma série de escorregamentos nas encostas da cidade. Foi decretado estado de calamidade pública.

Em maio de 1992, embora não houvesse um dia com chuvas extremas, a chuva mensal também provocou escorregamentos.

Em 22 de fevereiro de 1994, uma chuva de 227,4 mm em 24 horas alarmou o município. Mais casos de instabilidade de encosta foram registrados.

A chuva recorde no município, se considerada a leitura efetuada pela estação automática da EPAGRI, no Itacorubi, foi de 490,4 mm, superando à chuva ocorrida entre 14 e 15 de novembro de 1991. Se este registro for tomado como representativo, o mês de dezembro de 1995 foi o mês mais chuvoso na história de registros pluviométricos em todo o Estado, com 764,4 mm mensal, 5,5 vezes superior a média do mês de dezembro. No anexo A, apresenta-se a declaração da EPAGRI sobre os registros da estação automática para dezembro de 1995.

O verão de 1996 também foi bastante chuvoso. Sem considerar dezembro, os meses de janeiro, fevereiro e março tiveram índices mensais superiores a 200 mm. Dois escorregamentos foram registrados no início do mês de março.

Janeiro de 1997 foi um mês bastante chuvoso em todo o Estado, principalmente em Florianópolis, onde na estação referência foi registrada uma precipitação de 625 mm. Tendo em vista a média do mês de janeiro, 190,7 mm, o total precipitado foi 3,3 vezes maior. O volume d'água foi bastante parecido com o de dezembro de 1995, a diferença é que, naquela

ocasião, praticamente toda a chuva se concentrou em dois dias. Em janeiro de 1997, as chuvas se distribuíram quase que diariamente, e os prejuízos causados pelas águas foram provocados mais pela ocupação desordenada, do que pelo excesso de chuva.

3.3.3 - CHUVAS INTENSAS: Gráficos de Intensidade-Duração-Freqüência

A finalidade da determinação da equação de chuvas intensas, está fundamentalmente ligada a definição dos elementos para permitir o Projeto das Estruturas de Drenagem, no que se refere ao local de implantação, tipo e dimensionamento hidráulico. Por outro lado, a equação de chuvas intensas para uma determinada localidade, permite não só projetar dispositivos de drenagem, mas, também, visualizar o comportamento das chuvas excepcionais, concentradas em curtos intervalos de tempo, principalmente o que tange a sua recorrência. Com este objetivo, procura-se analisar dados pluviométricos, a fim de estabelecer uma projeção para as precipitações sob certos critérios de projeto, como por exemplo, o tempo de recorrência de um valor máximo de chuva.

Nos trabalhos hidrológicos geralmente interessa não somente o conhecimento das máximas precipitações observadas nas séries históricas, mas, principalmente, prever com base nos dados observados, e valendo-se dos princípios de probabilidade, quais as máximas precipitações que possam vir a ocorrer em uma certa localidade, com determinada freqüência.

As grandezas características da precipitação, como a intensidade, a duração e a freqüência, variam de local para local, de acordo com a latitude, altitude, tipo de cobertura, topografia e época do ano. Em razão disso, os dados pluviométricos de longas séries de observações devem ser analisados estatisticamente e não podem ser extrapolados de uma região para outra (BACK, 1995).

Denomina-se tempo de recorrência (TR) ou período de retorno de uma precipitação máxima, o tempo médio em anos, em que essa precipitação é igualada ou superada pelo menos uma vez (VILLELA & MATTOS, 1975). É comum na literatura especializada, encontrar para obras de canalização de cursos d'água de pequenas bacias de drenagem, para controle de inundação, que o período de retorno a ser adotado varia de 5 a 50 anos. Para a determinação de vazões de pico dos afluentes que deságuam nos córregos mais importantes, tendo em vista o dimensionamento de bueiros e pontes, pode-se adotar um período de retorno de 25 anos.

O Departamento de Estradas de Rodagem de Santa Catarina (DER-SC) estipula um TR de 10 anos para drenagem superficial, 25 anos para bueiros e 100 anos para pontes (bacias grandes).

3.3.3.1 - Compilação dos Dados

De posse dos dados coletados, estes foram analisados estatisticamente, para fins de aplicação metodológica na determinação da equação de chuvas intensas, que também podem ser representadas por gráficos de Intensidade-Duração-Frequência..

Analisando as precipitações máximas em 24 horas, a sua distribuição ao longo da série histórica pode ser representada como segue.

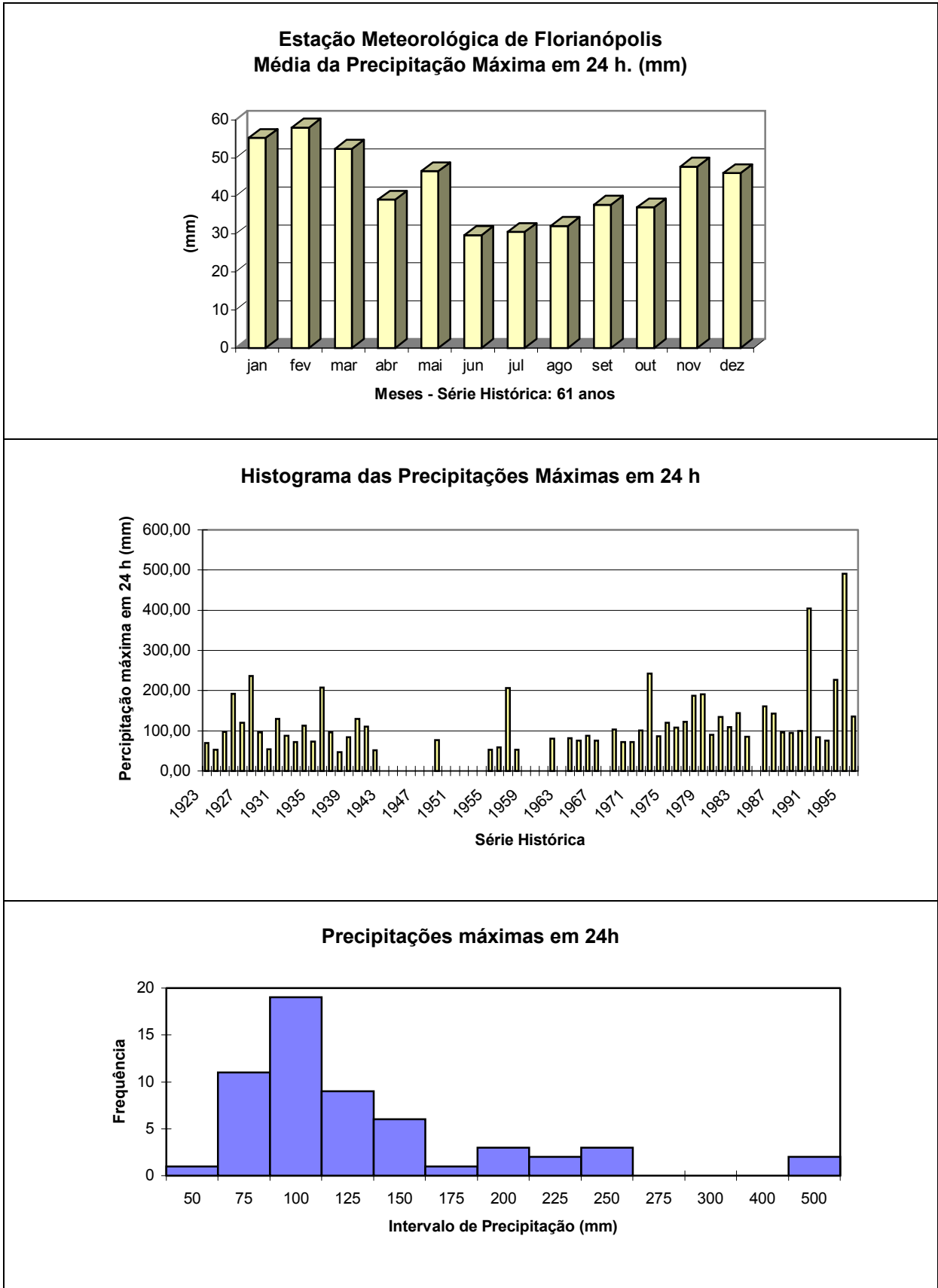


Figura 3.6 – Distribuição das Precipitações Máximas em 24 horas em Florianópolis

O método estatístico baseia-se na arrojada hipótese que as precipitações são variáveis aleatórias com população infinita, controladas por alguma fórmula matemática que pode ser aplicada com igual validade ao longo de toda a série, isto é, para todos os valores da variável, sendo mínimos ou máximos. GARCIA & BRAGA Jr. (1997) apontam severas críticas a esta metodologia, principalmente a instabilidade gerada pela presença de um evento extraordinário na série de dados observados, e sugerem um novo método, unindo a estatística com a metodologia determinística. Entretanto, acompanhando a prática em Hidrologia no Estado de Santa Catarina, optou-se por trabalhar apenas estatisticamente com os dados coletados.

Para determinação das precipitações máximas seguiu-se a metodologia proposta pelo DER-SC, descrita na Instrução de Serviço para Estudo Hidrológico, IS - 03/93, a qual vale-se da aplicação do método de “Gumbel”, da equação de “Ven Te Chow” e da metodologia proposta por Tabor da Torrico (Método das Isozonas).

O resultado final é um gráfico de Intensidade-Duração-Frequência, onde são geradas curvas para cada tempo de recorrência, ajustadas estaticamente para fornecerem uma equação, que a partir de um dado tempo de duração de chuva, fornecem a Intensidade de precipitação, em mm/h, para aquele tempo.

3.3.3.2 - Análise Estatística

Mediante as incertezas (riscos) geradas pelo método estatístico, procedeu-se a uma série de considerações e avaliações na determinação da média e desvio padrão dos dados pluviométricos de precipitações máximas em 24 horas:

- 1) A estação pluviométrica tomada como referência, apresenta em sua série histórica alguns anos com falhas, os quais não fornecem alguns dados mensais, ou, inclusive, anuais. Tecnicamente, o correto seria corrigir estas falhas através da observação de outros postos da região. Entretanto, o posto mais próximo do referência, localiza-se em Santo Amaro da Imperatriz, na latitude $27^{\circ}42'$, longitude $48^{\circ}48'$ e altitude 55m, e a série histórica tem 34 dados (1951 a 1984), e fisicamente, os fatores que regem a precipitação distinguem-se um pouco dos que atuam em zonas litorâneas.

Uma outra alternativa seria encontrar a média mensal, mês a mês, de toda a série e substituir os meses com falhas pela média daquele mês. Entretanto, poderia-se estar super-avaliando ou sub-avaliando os valores, conforme o mês e a presença de valores máximos ou mínimos.

Como critério adotado, optou-se por excluir da série os dados oriundos de anos com falhas, sob pena de estar-se sub-dimensionando a média e o desvio padrão. A exclusão destes dados valeu-se da quantidade de anos da série, 66, onde, excluindo-se os anos duvidosos, ainda contou-se com 57 dados, um número razoavelmente bom para estatísticas.

- 2) A estação tomada como referência, registrou em dezembro de 1995, ano em que ocorreram as calamidades em Florianópolis, uma precipitação máxima em 24 horas de 206,6 mm. O pluviômetro automático da EPAGRI, recém instalado, naquele ano, no bairro do Itacorubi, registrou uma precipitação máxima em 24 horas de 490,4 mm, mais fidedigno com as calamidades ocorridas na Ilha de Florianópolis, onde a chuva se concentrou. Desconsiderar este valor, claramente um evento excepcional, bem como a chuva máxima de 24 horas ocorrida em novembro de 1991, 404,8 mm (que é um valor espúrio na série de dados) e que também causou escorregamentos, seria negligenciar a natureza. Optou-se por trabalhar com todas as hipóteses, ou seja, substituir a chuva registrada de 206,6 mm por 490,4 mm na série de dados e verificar a influência na equação de chuvas; depois, desprezar a chuva de 490,4 mm e trabalhar com a série histórica realmente registrada no posto referência; e, por fim, eliminar os valores espúrios 404,8 e 490,4 mm.
- 3) Consultado o estudo hidrológico realizado para a Via Expressa Sul, rodovia que margeia a Ilha pelos bairros Saco dos Limões e Costeira do Pirajubaé, observou-se que foram utilizados apenas os 21 últimos anos da série histórica do posto pluviométrico de São José, descartando o valor espúrio 404,8 mm (diminuindo para 20 o número de dados) e considerando o registro de 206,6 mm. O que julgou-se menos conservador e mais compatível para uma rodovia, sob a ótica benefício/custo, na qual estão envolvidas várias bacias e uma quantidade considerável de obras hidráulicas.

No quadro a seguir, apresenta-se os registros do pluviômetro automático da EPAGRI, localizado no bairro do Itacorubi, para o mês de dezembro de 1995.

Tabela 3.5 - Registros Pluviométricos de dezembro de 1995. Fonte: EPAGRI.

DIA - HORA	DIA - HORA	TOTAL PRECIPITADO
01/12/95 - 09:00 h	23/12/95 - 09:00 h	7,2 mm
23/12/95 - 09:00 h	24/12/95 - 09:00 h	490,4 mm
24/12/95 - 09:00 h	25/12/95 - 09:00 h	104,1 mm
25/12/95 - 09:00 h	26/12/95 - 09:00 h	0,7 mm
26/12/95 - 09:00 h	27/12/95 - 09:00 h	6,3 mm
27/12/95 - 09:00 h	28/12/95 - 09:00 h	72,2 mm
28/12/95 - 09:00 h	29/12/95 - 09:00 h	90,5 mm
29/12/95 - 09:00 h	31/12/95 - 09:00 h	0,2 mm
TOTAL		764,4 mm

Conforme descrito anteriormente, trabalhou-se com 3 (três) séries históricas, apenas manipulando os dados. Verificou-se que considerar a chuva registrada em Florianópolis (490,4 mm) em substituição a medida realmente na estação referência (206,6 mm), neste caso juntamente com a chuva até então recorde de 404,8 mm (11/91), acarretava em um aumento superior a 35% no valor da intensidade de precipitação, se comparado com a intensidade estimada com a série histórica realmente registrada (206,6 mm ao invés de 490,4 mm), e excluindo-se o valor excepcional de 404,8 mm.

Trabalhando-se com a série histórica real (206,6 mm ao invés de 490,4 mm) e não desprezando-se a chuva de 404,8 mm, a intensidade de precipitação aumenta aproximadamente 17%, comparada com a mesma série, mas excluindo-se a chuva de 404,8 mm.

Por fim, trabalhando-se com a série real registrada no posto referência, apenas substituindo-se a chuva de 206,2 mm por 490,4 mm, obteve-se um aumento de aproximadamente 16% na intensidade de precipitação, comparada com a série histórica realmente registrada.

Diante disto, optou-se utilizar a série real sem excluir a chuva de 404,8 mm, já que em menos de cinco anos houveram duas chuvas excepcionais (embora a estação referência não demonstre isso), substituindo-se a chuva de 206,2 mm pela chuva de 490,4 mm, que melhor representa o que ocorreu em Florianópolis.

No anexo A encontram-se os dados anuais registrados pela estação Florianópolis (atualizados até julho de 1997), que foram utilizados para a determinação da média e desvio padrão.

3.3.4 - Curvas De Intensidade-Duração-Frequência

Com base na série histórica de dados pluviométricos, foram determinadas as máximas intensidades pluviométricas em 24 horas de precipitação e, por meios estatísticos, ajustou-se a curva representativa das precipitações máximas, utilizando o método dos mínimos quadrados e de "Gumbel".

Para o cálculo da probabilidade de eventos extremos como precipitações máximas, a distribuição de Gumbel é a mais adequada, segundo a literatura especializada. Para a distribuição de Gumbel é indispensável que se tenha uma série anual, isto é, só o valor máximo registrado em cada ano (BACK, 1995).

A relação obtida por Gumbel supõe que existam infinitos elementos e a probabilidade (p) de ocorrer, no futuro, um evento igual ou maior a (x) é dada por:

$P = 1 - ((e)^{-e})^{-Y}$, em que “e” é a base do logaritmo neperiano e “Y” a variável reduzida.

O tempo de retorno seria, então, $TR = 1 / P$

Na prática, levou-se em conta o número real de anos de observações utilizando-se a expressão seguinte devida a Ven Te Chow:

$$H = X + KS$$

Onde:

H = altura pluviométrica esperada para o período de retorno desejado;

X = altura pluviométrica média;

S = desvio padrão da série anual e,

K = fator de frequência que depende do número de amostras e do período de recorrência.

Os valores de K para cada Tempo de Recorrência, estão tabulados e são apresentados no anexo A.

Taborda Torrico, conforme SILVA et all (1988), propôs um método para determinação das características das precipitações intensas de curta duração, baseado no fato das redes pluviométricas raramente possuírem pluviógrafos. Na verdade, a informação comumente disponível é a altura pluviométrica observada em pluviômetro, em horas fixadas.

Os valores máximos assim observados são denominados “precipitação máxima de 1 dia” ou “precipitação máxima em 24 horas”, conforme descrito anteriormente no item 3.3.2 - Valores Extremos Registrados.

O método, então, utiliza-se de Isozonas, para transformar os valores conhecidos das chuvas de 1 dia em chuvas de 24 horas e desta para chuvas de menor duração.

Aplicando-se o método do Eng. José Jaime Taborda Torrico, localizou-se a estação Florianópolis na Isozona “C” do mapa das Isozonas, em anexo, e em seguida procedeu-se as transformações para tempos menores, para cada tempo de recorrência previsto.

Determinadas as alturas para os tempos de 6 minutos, 1 hora e 24 horas, plotou-se o gráfico Altura-Duração-Tempo de Recorrência, e ajustando-se os pontos pelo método dos mínimos quadrados, achou-se as equações de cada reta que permitiram construir o gráfico de curvas de Intensidade-Duração-Frequência.

Executou-se este procedimento para cada alternativa de dados pluviométricos admitidas, conforme explicado anteriormente. Entretanto, optou-se por assumir a alternativa que levava em conta a chuva de 490,4 mm no lugar da chuva de 206,2 mm para o mês de dezembro de 1995, em conjunto com a chuva de 404,8 mm de novembro de 1991, como a mais representativa para o município de Florianópolis, principalmente a nível de projetos futuros e por retratar melhor os valores extremos ultimamente ocorridos. Os resultados encontrados para esta alternativa são apresentados no Anexo A.

3.3.4.1.1 - Comparação com a equação de Chuvas Intensas do município

POMPEO (1992) elaborou a equação de chuvas intensas do município de Florianópolis, com base na expressão bastante freqüente “ $i = \{(k \cdot T^m) / [(t + t_0)^n]\}$ ”, onde i é a intensidade, T é o período de retorno, t é a duração da chuva e t_0 , m , n e k são os parâmetros que caracterizam a expressão para uma determinada localidade, partindo da análise dos pluviogramas diários da série histórica da estação meteorológica de São José, identificando as intensidades para diversas durações e para cada chuva.

Os pluviogramas utilizados foram os referentes ao período de 1921 a 1972 e do ano de 1987. Os pluviogramas relativos ao hiato 1973-1986 não foram conseguidos junto ao INMET. Do período de dados disponíveis foram selecionados 48 anos com os menores números possíveis de falhas nos registros.

Das análises dos pluviogramas foram construídas tabelas anuais com as máximas intensidades para cada duração estipulada. Nas etapas seguinte foram realizados os ajustes das distribuições de freqüências das intensidades observadas à distribuição de extremos de Gumbel, os ajustes intensidade x duração para cada período de retorno e os ajustes intensidade, duração e freqüência.

A equação obtida foi:

$$i = 145 T^{0,25} / (t - 1,18)^{0,34} - \text{para } t \leq 60 \text{ minutos};$$

$$i = 597 T^{0,32} / (t - 3)^{0,73} - \text{para } t > 60 \text{ minutos},$$

onde,

i é a intensidade de precipitação em mm/h,

T o período de retorno em anos e,

t a duração da chuva em minutos.

Comparando as curvas de Intensidade-Duração-Freqüência obtidas pela metodologia utilizada neste trabalho, com a equação de chuvas de Florianópolis, pode-se discorrer o seguinte:

- Os pluviogramas utilizados por POMPÊO (1992) para a elaboração da equação de chuvas intensas, não contemplaram os episódios mais extremos já registrados no município (1983, 1984, 1991, 1994 e 1995), conseqüentemente, os valores das intensidades horárias na aplicação da equação, para quaisquer tempo de duração de chuva, são menores do que utilizando-se as curvas;
- Não obstante, a equação de chuvas intensas apresentada não pode ser desprezada, pois também reflete o comportamento das chuvas na região, uma vez que a série de dados utilizados é bastante extensa (48 anos), e pode ser aplicada para fins de projetos de drenagem urbana, principalmente.
- É necessário que haja uma atualização da equação de chuvas intensas, englobando aqueles valores extremos referidos a pouco, a fim de que possa haver uma comparação qualitativa das metodologias, já que a forma geral utilizada no processo de elaboração de chuvas intensas, parece ser mais apreciável do ponto de vista estatístico e técnico, uma vez que trabalha-se com as máximas intensidades determinadas pela minuciosa análise de cada pluviograma gerado por pluviógrafo, em intervalos de duração real das chuvas. Já na forma utilizada para elaboração das curvas, trabalha-se com a média das máximas anuais, obtidas

por intermédio de dados de pluviômetro, onde se desconhece os picos das intensidades e sua distribuição temporal ao longo do período em que ocorreu (intervalo entre uma leitura e outra do pluviômetro).

No **ANEXO A** estão apresentados todos os gráficos, figuras e elementos citados no decorrer deste item, e que aqui não foram apresentados. O conteúdo deste anexo compõe-se de:

- CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA DE KÖEPPEN PARA SANTA CATARINA
- TABELA DA SÉRIE HISTÓRICA DE DADOS PLUVIOMÉTRICOS
- TABELA I - VALORES DE “K” SEGUNDO A LEI DE GUMBEL
- MAPA DE ISOZONAS
- APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE VEN TE CHOW E O MÉTODO DAS ISOZONAS
- GRÁFICO DA DETERMINAÇÃO DA EQUAÇÃO DAS RETAS
- PLANILHA DE ALTURAS PLUVIOMÉTRICAS
- QUADRO DO TEMPO DE DURAÇÃO, ALTURA DE CHUVA E INTENSIDADE
- GRÁFICO DA ALTURA-DURAÇÃO-TEMPO DE RECORRÊNCIA
- CURVAS DE INTENSIDADE - DURAÇÃO – FREQUÊNCIA
- PRECIPITAÇÃO TOTAL MENSAL EM FLORIANÓPOLIS
- PRECIPITAÇÃO MÁXIMA EM 24h EM FLORIANÓPOLIS
- DIAS DE CHUVA EM FLORIANÓPOLIS
- DECLARAÇÃO DA EPAGRI SOBRE AS CHUVAS DE DEZEMBRO DE 1995

4 - METODOLOGIA

Os serviços desenvolvidos para a execução dos trabalhos objetos desta dissertação, pautaram-se em diversas etapas conjuntas, desde a busca por estudos que pudessem servir de guia ou esclarecer dúvidas, até as análises definitivas e discussão dos resultados, as quais compõem a técnica de abordagem do assunto e constituem-se basicamente em:

1) Análise de escorregamentos associados à chuvas intensas e às Unidades Geotécnicas

- a) Serviços de coleta de dados;
- b) Análise pluviométrica da região;
- c) Estudo dos casos precedentes e das ações desenvolvidas;
- d) Análise dos dados de escorregamentos correlacionados com chuvas;
- e) Análise dos escorregamentos correlacionados com as Unidades Geotécnicas;

2) Estudo de casos associados ao contato Granito/Diabásio

- a) Estudo de projetos existentes;
- b) Coleta de amostras;
- c) Ensaios de laboratório;
- d) Análises de Estabilidade e Retroanálises.

Embora as duas grandes etapas não tenham tido uma divisão ou distinção quanto ao período de realização, e tenham sido realizadas conjuntamente, optou-se por descrever sucintamente os principais procedimentos utilizados para seus complementos, de forma separada, para melhor elucidar os critérios adotados e as premissas assumidas.

Para as atividades referentes às análises dos escorregamentos, relacionados às chuvas intensas e às Unidades Geotécnicas, tem-se:

a) Coleta e tratamento dos dados

A coleta de dados pautou-se na expectativa de localizar-se todas as ocorrências de escorregamentos ou problemas correlatos em encostas, acompanhadas de data, hora, causa ou diagnóstico do problema, dimensões, extensão e repercussões, assim como todos os dados de chuva disponíveis.

A procura dos dados basicamente ficou restrita à Defesa Civil municipal e estadual, órgãos que atendem diretamente às chamadas dos problemas desta ordem, aos jornais que circulavam à época dos eventos pluviométricos, projetos de engenharia de contenção de encostas, trabalhos similares, seminários relacionados com o tema, e ao INMET/EPAGRI, responsáveis pela divulgação de dados pluviométricos.

Junto à Defesa Civil municipal foram pesquisadas todas as solicitações de vistoria e todos os pareceres técnicos (laudos) elaborados pelos técnicos da divisão de geotécnica daquele órgão, ou antigos setores da PMF extintos, assim como os relatórios emitidos pelo órgão após acontecimentos extraordinários, orçamentos de obras de recuperação, relatórios de danos, pastas arquivadas e informações orais fornecidas por técnicos do setor. Deu-se de frente com o maior problema enfrentado nesta etapa, que dificultou bastante a precisão das informações constantes neste trabalho: “a falta de padronização dos laudos ou pareceres técnicos e a ausência de um banco de dados ou cadastro fidedigno das ocorrências”.

Os pareceres da comissão de Defesa Civil do município (COMDEC) são a melhor forma de chegar-se à ocorrência e poder localizá-la. Entretanto, a forma como são redigidos e a época em que é feita a vistoria (variando de imediatamente após a solicitação até cerca de seis meses depois), dificulta, em muito, a precisão que se deseja (causa, data, hora, local, dimensões e abrangência), fora a falta de um modelo padrão para os laudos, que também não são feitos por uma mesma pessoa.

Geralmente após eventos extraordinários de chuvas intensas, muitos problemas são gerados e diversas chamadas à Defesa Civil são efetuadas. É feita, então, uma programação de atendimento, que depende, dentre outras coisas, do transporte e condições de trabalho dos peritos. Os laudos invariavelmente procuram demonstrar qual o tipo de solução requerida, na maioria das vezes informando sobre qual o tipo de problema, mas geralmente omitindo a data, a hora e a causa da ocorrência.

A precisão na coleta de dados seria importante pelo fato de desejar-se obter a localização precisa de cada registro, a fim de que fosse possível aferir com o mapa de

unidades geotécnicas, que por si só, devido a sua escala, já se torna bastante impreciso para a aproximação que se propunha dar.

As consultas aos jornais são significativas para a observação de escorregamentos relacionados à chuvas, mas, na grande maioria das vezes, as informações fornecidas referem-se ao macro acontecimento, como número de bairros atingidos, número de desabrigados ou vítimas, como “...houve escorregamentos em determinados bairros ou localidades...”, mas que estão longe de servir de referência para o cunho que se desejava para o trabalho: “não só saber quantos escorregamentos houveram em virtude de determinada chuva, mas também saber aonde ocorreram e quantos foram os casos”.

Com respeito às consultas aos projetos de engenharia de obras de contenção já realizadas, tem-se que muitos deles pouco se referiam ao histórico da ocorrência, além da quantidade de projetos realizados ser muito pequena comparada ao número de ocorrências em encostas atendidas pela Defesa Civil.

Para a obtenção de dados de chuva também enfrentou-se outro problema. A estação meteorológica selecionada é operada pelo Instituto Nacional de Meteorologia - INMET, cuja sede - 8º DISME (Distrito Meteorológico) - é Porto Alegre. Todos os dados relativos ao pluviógrafo (pluviogramas), são enviados à Porto Alegre, sem que fique sequer uma cópia em Florianópolis. O laboratório de drenagem urbana, do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFSC, detém cópia dos pluviogramas da estação até o ano de 1975 e que foram gentilmente cedidos para consultas. A EPAGRI, em convênio com o INMET, tem acesso aos dados coletados no pluviômetro daquela estação e tornou-se o meio mais fácil de obtenção de pelo menos a quantidade precipitada diária, mensal e máxima em 24h, só que, reforçando, por meio de pluviômetro, o que impede análises de intensidade.

A fim de obter-se os pluviogramas dos anos posteriores a 1975 até 1997, foi-se a Porto Alegre copiar os referidos pluviogramas. Novamente outro empecilho cruzou a direção do trabalho e refere-se ao extravio dos pluviogramas relativos aos anos de 1975 a 1984. Estes dados, segundo fontes do 8º DISME, por falta de pessoal no distrito, foram enviados para o Rio de Janeiro e posteriormente para Brasília. Em contatos com Brasília evidenciou-se que seria impossível para as pretensões temporais do trabalho, o envio de cópias daqueles dados para o 8º DISME, a fim de que outra ida à Porto Alegre permitisse a consulta requerida. Trabalhou-se, então, com os pluviogramas dos anos de 1985 a setembro de 1997.

Realizada a etapa de coleta de dados passou-se a compilá-los, a fim de obter a maior acurácia possível. Todas as ocorrências foram cadastradas e tabeladas. Aquelas em que a data

era desconhecida por omissão do laudo, procurou-se conversar com o autor do parecer, a fim de pelo menos verificar a que evento pluviométrico correspondiam. A grande maioria dos pareceres de 1996 apresentaram este problema. Como as vistorias foram realizadas ao longo do ano, era difícil supor que um laudo de julho daquele ano, referente a um escorregamento cuja causa assumida era sobrepressão hidrostática, referir-se-ia à chuva de 24 de dezembro de 1995. Em contatos com o autor do laudo, confirmou-se que a grande maioria dos pedidos de vistoria, nos locais atingidos por aquela chuva, foram feitos em fins de dezembro de 1995 e janeiro de 1996, e que foram sendo atendidos no decorrer do ano, conforme roteiro pré estabelecido (maior urgência ou prioridade), disponibilidade de veículo, pessoal, etc.

Para efeito de correlação chuva x escorregamentos, até é admissível uma imprecisão na quantidade exata e total de escorregamentos provocados por determinada chuva, uma vez que basta haver ou não escorregamento. Mas para a relação com as unidades geotécnicas e para uma análise do tipo chuva - efeito (dimensão da catástrofe), seria conveniente a maior precisão possível.

Para isso, seria preciso que as ocorrências cadastradas tivessem uma informação precisa da localização (rua, nº, bairro ou localidade, proprietário, próximo à que, etc.). Em diversos laudos pesquisados essas informações eram incompletas e nos relatórios de danos da COMDEC, havia apenas a rua, com ou sem número, e o proprietário. O relatório de danos da chuva de 1995, por exemplo, só apresentava o tipo de construção ou reconstrução que deveria ser feita (muro, casa, etc.).

Para contornar a inconsistência de diversos dados, optou-se por reduzir o nível de acurácia do trabalho, pelo menos em relação à quantidade e dimensão dos eventos de escorregamentos. Desta forma, as análises relativas à localização, dimensão dos escorregamentos e/ou abrangência da catástrofe provocada por determinada chuva intensa, ficam restritas a um nível apenas de aproximação, ou, expressando-se de uma maneira melhor, de pioneirismo nesta linha de pesquisa, pelo menos para Florianópolis.

De posse dos casos registrados de ocorrências nas encostas, estes foram listados e analisados, a fim de evitar que houvessem ocorrências que referiam-se a um mesmo local. Esta etapa era de suma importância, tendo em vista que os dados coletados não tinham uma padronização e estavam dispostos, as vezes, em vários relatórios pesquisados. Muitas ocorrências referiam-se à apenas a obra necessária, isto é, dado um local em que houve um problema geotécnico devido às chuvas, a informação conseguida dizia respeito à rua, o proprietário e o tipo de obra que deveria ser executada, com o seu respectivo custo.

Isto gerava um conflito com o que inicialmente se propunha a fazer, pois ocorrências cuja obra necessária era um muro (ou de pedra, ou de arrimo, ou de concreto), podiam se referir tanto à queda de um muro por atuação de um empuxo hidráulico, como à queda de um barranco que deveria ser estabilizada com um muro, como, também, uma ruptura de solo que levou inclusive o muro. Da mesma forma eram as ocorrências de deslizamento, onde muitas delas ora se referiam à queda de blocos de rocha, ora se referiam à instabilização de solo com blocos de rocha, sob diversas denominações (deslizamento, rolamento, escorregamento, instabilização, queda, ruptura, etc.).

Adotar todas as denominações possíveis seria dispendioso, por isso assumiu-se como premissa agrupar as ocorrências em função da instabilidade, ou seja: solo, solo e muro, solo e rocha, rocha ou apenas estruturas de contenção. Assim, adotou-se que ocorrências que se referiam a queda de muro tratavam-se de problemas de instabilidade em solo com queda de muro, desprezando se houve falha na estrutura do muro, ausência de drenagem, etc., a não ser que isto estivesse explícito. Mesmo assumindo que há um risco muito grande nestas premissas, no que tange à maximização do problema, não se pode deixar de computar um problema em encosta devido às chuvas, por não se saber se foi instabilidade de solo ou instabilidade de um muro.

Esta forma de abordar a questão relativa a problemas geotécnicos em encostas, conduz a uma idéia de abrangência muito mais catastrófica do que de fato pode ter ocorrido, pois havendo uma anormalidade pluviométrica, como aquela de 24 de dezembro de 1995, registrar-se mais de 100 ocorrências de instabilidade, parece representar um quadro bastante caótico, quando na verdade, em diversos locais houveram problemas que por si só eram evidentes: destruição de muros, pequenos deslizamentos de parte de determinados barrancos, blocos de rocha de pequeno diâmetro que acabaram rolando e atingindo a parede de certas casas, etc., muito mais agravados pela violência das águas superficiais, que foram muito mais sentidas na destruição das ruas, transbordamento de canais, alagamento de bairros, dentre tantas marcas de destruição.

Não se pode negligenciar, entretanto, que chuvas como aquela podem provocar uma série de ocorrências em diversos pontos dos morros de Florianópolis, independente da grandeza da ocorrência, pois, a partir do momento que se constata uma queda de parte de um barranco, por exemplo, atingindo ou não residências, é revelado um problema geotécnico, de pequeno porte ou não, que precisa ser avaliado e que demonstra que há locais sem o devido tratamento ou com atividade humana degradadora e negligente.

Neste sentido, assumiu-se que qualquer registro em encostas, decorrentes de chuvas intensas, deveria ser computado, para que ficasse claro, por exemplo, que aquela chuva de dezembro de 1995 (490mm em 24h) provocou pelo menos 163 ocorrências em encostas, desde escorregamentos à queda de casas, ao passo que a chuva de novembro de 1991 (404mm) provocou 36, e outras chuvas de menor intensidade tiveram poucos casos registrados.

b) Análise Pluviométrica

A análise Pluviométrica da região foi realizada mediante a aplicação de técnicas hidrológicas para caracterização climatológica do município, estando sucintamente explicitadas no capítulo destinado à caracterização das chuvas em Florianópolis. A metodologia pautou-se na experiência do autor em estudos hidrológicos e nos modelos hidrológicos geralmente aceitos e mais difundidos, seguindo a técnica de elaboração de equações de chuvas intensas ou curvas de Intensidade-Duração-Frequência.

c) Estudo dos casos precedentes e das ações desenvolvidas

Na COMDEC também foram pesquisadas as ações desenvolvidas pelo município no tratamento dos problemas relativos às encostas, assim como foram consultados os relatórios dos dois seminários “Enfrentando as Calamidades”, realizados pela ACE, em 1996 e 1997. Outras informações foram obtidas através da consulta a profissionais que já trabalharam em projetos ou obras nas encostas do município, projetos de engenharia, setores da prefeitura e pesquisadores que trabalharam ou atuam nesta linha de pesquisa junto ao município ou a Grande Florianópolis.

Com base nas informações coletadas, foi possível discorrer sobre um breve histórico dos casos registrados, delimitar áreas em que já houve algum tipo de tratamento para estabilização ou contenção, assim como avaliar as áreas de contato granito/diabásio que já foram alvo de análises ou onde ocorreu algum tipo de instabilização.

d) Análise dos dados de escorregamentos correlacionados com chuvas

A metodologia seguida para analisar-se os dados de escorregamentos em encostas com as respectivas chuvas que os provocaram, baseou-se na literatura técnica e científica brasileira, onde são propostas algumas experiências dos vários autores, de tal forma que foi escolhida a técnica proposta por GUIDICINI e IWASA (1976), como é demonstrado no capítulo 5 - “Relação entre Precipitações e Escorregamentos em Florianópolis”, para avaliar a influência das chuvas intensas e as respectivas acumuladas anteriores, ou o histórico da precipitação desde o início de um ciclo que começa numa estação mais seca até atingir a estação mais chuvosa.

e) Análise dos escorregamentos correlacionados com as Unidades Geotécnicas

Com os dados das ocorrências registradas no município, os trabalhos foram orientados para o mapeamento destas no mapa de Unidades Geotécnicas proposto por SANTOS (1997). Evidentemente, o mais correto seria que todos os locais estivessem referenciados às coordenadas geográficas, mas seria necessário lançar mão de equipamentos topográficos, como GPS, por exemplo, e lançamento em meio digital via SIG. Isso tornou-se inviável primeiro pelo caráter pioneiro que se desejava dar ao trabalho e depois pela falta de recursos ou parcerias para viabilizar a utilização destes equipamentos.

Optou-se por, uma vez tendo-se a rua e o número da residência atingida (na maioria dos registros), localizar as ocorrências na planta de logradouros do município (mapa viário) e depois passar para o mapa de Unidades Geotécnicas.

A localização das ocorrências no mapa viário também acarretava outro problema: “mesmo tendo-se o número da casa, qual a posição desta no decorrer da rua?”. A solução seria ir de local em local, com o mapa viário às mãos, e ir demarcando a posição de cada registro. Este serviço seria até o mais sensato, pois haveria também a possibilidade de entrevistar-se os moradores de cada residência, ou das redondezas, e esclarecer todas as dúvidas pertinentes (causas, extensão do escorregamento, data, hora, tipo de problema, etc.). Entretanto, em se tratando de pelo menos 235 ocorrências, e dado a falta de tempo hábil ou de uma equipe de pessoal que pudesse minimizar o tempo necessário para percorrer cada uma delas, descartou-se este tipo de serviço de campo.

A localização das ocorrências, portanto, no mapa de Unidades Geotécnicas, trata-se apenas de um posicionamento grosseiramente aproximado, com o intuito de fornecer apenas uma idéia do número de casos registrados, ou problemas geotécnicos desta natureza, em cada

uma das unidades geotécnicas que englobam encostas. Em algumas delas, o conhecimento do episódio e do local, e/ou visitas “in situ”, permitiram uma melhor exatidão, mas na grande maioria delas, principalmente aquelas referentes a pequenos escorregamentos ou instabilidades de blocos de rocha, o posicionamento, apenas com a informação da rua (às vezes até sem o número), comprometia a precisão.

Ressalta-se, porém, que a insistência na demarcação dos registros dentro do mapa de Unidades Geotécnicas, mesmo nas condições citadas, serviria de base para uma idéia aproximada do comportamento de fenômenos em encostas segundo às unidades geotécnicas, que, em linhas gerais, são resultado do cruzamento de mapas geológicos, geomorfológicos e pedológicos. Outrossim, a escala do referido mapa permite um certo erro ou deslocamento de pontos marcados, já que as ruas tornam-se demasiadamente pequenas para a precisão que se propunha (demarcação pelo número da casa), onde seria inevitável a sobreposição de registros.

Para as atividades referentes às análises dos escorregamentos relacionados ao contato granito/diabásio, tem-se:

a) Estudo de projetos existentes

Os dois casos que foram submetidos às análises de estabilidade, à luz da mecânica dos solos, tratam-se, respectivamente, do escorregamento no Jardim Guarani, no bairro Córrego Grande e do escorregamento na rodovia SC 401, em Cacupé. No primeiro, ocorrido em 24 de dezembro de 1995, não há nenhum projeto ou estudo da ocorrência. As informações conseguidas foram levantadas com os moradores vizinhos, o proprietário do terreno e a CELESC, responsável pela execução e manutenção de uma linha de transmissão que cruza transversalmente à jusante do talude. No segundo, em se tratando de um talude de corte rodoviário, rodovia esta sob jurisdição do Departamento de Estradas de Rodagem de Santa Catarina - DER/SC, foi possível consultar os projetos de engenharia disponíveis do local, inclusive o mais recente, após o escorregamento que teve início nas chuvas de dezembro de 1995 e culminou na ruptura em 06 de março de 1996, o qual refere-se ao projeto de estabilização proposto pela consultora que supervisiona as obras de duplicação daquela rodovia.

O projeto de estabilização para o corte do Cacupé, traz bastante informações à respeito da instabilização, inclusive toda a topografia necessária para as análises de estabilidade, embora não tivesse sido contemplado pela autora do projeto, tanto as análises de estabilidade ou estudos relativos às causas da instabilidade, ou ao mecanismo de ruptura.

Quanto ao escorregamento no Jardim Guarani, os levantamentos topográficos do escorregamento foram elaborados pela CELESC, para fins da relocação da rede existente para uma posição mais à montante da primeira, próxima ao pé do talude rompido. Também foram realizados levantamentos topográficos complementares, através do apoio do laboratório de Ciências Geodésicas do Departamento de Engenharia Civil da UFSC.

b) Coleta de amostras

De posse das seções dos taludes, da geometria, das visitas e análises “in situ” e dos projetos existentes, foram programados planos de coletas de amostras deformadas para ensaios de caracterização e indeformadas para ensaios de resistência ao cisalhamento. A técnica utilizada para definição dos locais a serem coletadas as amostras, está descrita nos capítulos destinados à apresentação de cada escorregamento.

No Jardim Guarani se chegou a programar uma bateria de sondagens à percussão, com o apoio do Laboratório de Mapeamento Geotécnico de Grandes Áreas - LAMGEO, mas que não foram executadas pela alta resistência a penetração do solo remanescente, indicativo do escorregamento pelo contato solo/rocha. O custo do metro perfurado de sondagens rotativas inviabilizaram sua possível execução.

O mesmo problema foi verificado no escorregamento no Cacupé. Entretanto, tinha-se como referência os boletins de sondagem do projeto de estabilização, além dos resultados dos ensaios de caracterização quando do estudo do aproveitamento do material proveniente do alargamento deste corte, para a duplicação da rodovia.

Para a etapa de coleta de amostras foi adquirido um trado mecanizado, constituído de um motor de moto-serra, movido a gasolina, adaptado para encaixar o trado (engate macho-fêmea), de maneira que a rotação imposta ao motor através do acelerador, permitia a cravação do trado no solo. Como o trado podia alcançar pequenas profundidades (menos de 1 metro), foram projetadas hastes de ferro de pequeno diâmetro (a fim de diminuir o peso do conjunto e facilitar a retirada do solo), com aproximadamente 1,0m, providas de engates parafusados do tipo borboleta. Estas hastes foram montadas na oficina mecânica do laboratório de mecânica

dos solos da UFSC. Foram adquiridos dois tipos de trado, helicoidal e concha. A experiência mostrou que a forma helicoidal permite maior produtividade na retirada de material, uma vez que o solo prende-se a espiral e pode ser coletado na retirada do trado. O trado concha requer retiradas sucessivas, a cada vez que enche, o que torna a operação cansativa, principalmente quanto mais hastes formarem o conjunto.

O transporte do equipamento foi adaptado para um automóvel de passeio, através de rack, acoplado com peças de madeira de altura previamente definida, a fim de que o suporte de adaptação para encaixe do trado não atingisse a lataria do capo do veículo.

A utilização do equipamento mostrou severas restrições de uso para solos granulares ou camadas mais resistentes e, principalmente, para relevos íngremes (taludes), primeiro devido a dificuldade de penetração (agravada quanto mais profundo se deseje ir), segundo porque necessita de pelo menos três operadores (dois para segurarem o equipamento na cravação do trado e um terceiro para retirar o conjunto a cada metro), terceiro devido a inclinação da superfície a ser investigada, pois torna-se desconfortável a posição dos operadores, já que é necessário que o equipamento seja suspenso até vencer a altura do trado ($\pm 1,0\text{m}$), fora o transporte manual do conjunto (equipamento, hastes e trado), relativamente pesado, até a cota a ser investigada, e, por último, para profundidades que necessitem de mais de duas hastes torna-se bastante exaustiva a operação, resumidamente composta de cravação do trado, desengate, fixação de uma haste, cravação de um metro, retirada, desengate da haste do equipamento e do trado, engate do equipamento ao trado e, por fim, retirada do trado com o material a ser coletado, repetindo-se o processo para as demais profundidades.

Em virtude das questões levantadas e tendo em vista a resistência a penetração do material, não foi possível pesquisar o solo ao longo de um perfil, nem tão pouco ter sucesso na utilização do trado mecanizado para os fins inicialmente propostos. A máxima profundidade alcançada foi de pouco mais de 1,0m, no mesmo material.

Para terrenos planos e fofos o equipamento parece ser mais útil, inclusive sendo testado para esta finalidade e, para as condições do solo testado, obteve-se um bom desempenho.

Nas **Figuras 4.1** e **4.2** mostra-se o transporte e a forma de utilização do trado mecanizado utilizado na etapa de coleta de amostras.



Figura 4.1 - Transporte do trado Mecanizado.



Figura 4.2 - Forma de Utilização do Trado Mecanizado.

c) Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório pautaram-se na caracterização do material e no comportamento mecânico quanto à resistência ao cisalhamento de ambos os escorregamentos, procurando diferenciar o solo residual do diabásio e do granito, ou, ainda, o comportamento de planos preferenciais de fraqueza que pudessem ter influenciado nos deslizamentos.

Os ensaios de caracterização realizados foram análise granulométrica, limites de plasticidade e densidade real, sendo que outras propriedades e índices físicos utilizados, foram calculados com base no teor de umidade medido. Para a execução destes ensaios foram seguidas as normas da ABNT.

Para a resistência ao cisalhamento, optou-se por utilizar o ensaio de cisalhamento direto, por representar bem a situação de campo. Foram verificados planos de descontinuidades das estruturas reliquias invariavelmente bastante argilosos (isso para o Jardim Guarani), e as amostras foram coletadas no sentido de dar representatividade aos planos argilosos.

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado com velocidade média, com as amostras sendo rompidas em torno de 60 minutos, a fim de permitir a equalização da pressão neutra. Os ensaios foram realizados com corpos de prova na umidade natural e sujeitos a inundação por 24 horas. Para ensaios na umidade natural, os corpos de prova eram deixados sob o carregamento normal por pelo menos 12 horas, a fim de que pudessem ser eliminados efeitos de acomodação das partículas durante o ensaio.

Nos ensaios no estado natural, verificou-se que muitas amostras rompiam indiscriminadamente, ou seja, não seguindo o plano de ruptura teoricamente imposto. O problema constatado foi a não aderência total da amostra na placa ranhurada, devido à ausência de lubrificação (umidade, conseqüentemente maior plasticidade), o que facilitava seu deslizamento pela não fixação à placa, a medida que a caixa bi-partida se movia. A ruptura se dava, então, por planos geralmente não horizontais e muitas vezes sem atingir toda a área do corpo de prova.

Procurou-se contornar o problema utilizando cargas maiores, até que a pressão vertical impedisse que o corpo de prova escorregasse em relação à placa. Percebeu-se que, para tensões superiores a 100 KN/m^2 , equacionava-se o problema. Entretanto, haveria necessidade de compatibilizar as pressões de laboratório com a pressão realmente atuante no campo, antes da ruptura.

No campo, pelas espessuras de solo relativamente pequenas em relação à cunha de ruptura, seria difícil admitir tensões superiores a 100 KN/m^2 . Todavia, sem o artifício utilizado, as envoltórias para o estado natural, na maioria dos casos estariam deficitárias ou errôneas. Sugere-se como solução destes problemas, no caso de estudos futuros neste equipamento, a reformulação do mecanismo de fixação das placas ranhuradas à amostra, pois

evitando-se o movimento do corpo de prova em relação à placa, fatalmente se conseguirá impor o plano de ruptura pelo centro da amostra.

Como as placas ranhuradas utilizadas, tanto no topo como na base do corpo de prova, eram constituídas de um reticulado de estrias, com espessura em torno de 2mm, o que realmente dificulta a aderência, acredita-se que para solos não tão argilosos, com bastante grãos na superfície de contato com a placa, seria conveniente a utilização de um sistema de espigões pontiagudos, ou outro processo similar, a fim de que a área de contato das ranhuras fosse mínima e a profundidade de penetração na amostra fosse maior. Ressalta-se que esta idéia não está fundamentada em experiência prática, e sim na observação da utilização de um tipo de ranhura que não funcionou perfeitamente para níveis baixos de tensão, quando o corpo de prova era ensaiado no estado natural, sem adição d'água ou imersão.

Demais informações sobre procedimentos adotados nos ensaios de cisalhamento direto, estão expostos nos estudos dos casos propostos, onde julgou-se mais conveniente mencioná-los.

Também foi previsto instalação de piezômetros no talude do Jardim Guarani, mas que não aconteceram em virtude da dificuldade na realização de furos. Esperava-se aproveitar os mesmos furos das sondagens ou pelo menos executar um furo em solo com o trado mecanizado, mas que, pelas razões já mencionadas, não foram executados.

Na expectativa de se contar com leituras do nível d'água nos piezômetros, projetou-se um sistema de leitura consubstanciado na utilização de multímetro. Foi adquirido um multímetro convencional (não digital) de 2,0K Ω e 20,0m de fiação. Na extremidade do fio positivo e do negativo foram colocadas bananas metálicas, separadas por meio de fita isolante para não se tocarem, que ao contato com a água era acusado pelo ponteiro do multímetro. Os fios foram marcados de metro em metro para facilitar as leituras e acoplados com um pedaço de chumbo sobre as bananas, de maneira que houvesse sustentação que garantisse a verticalidade e o não dobramento dos fios.

Apesar da técnica desenvolvida e testada com excelentes resultados, não foi possível sua utilização em virtude da ausência de condições para instalação dos piezômetros.

d) Análises de Estabilidade e Retroanálises

Para as análises de estabilidade e retroanálises, utilizou-se o programa PCSTABL 5M, versão STED. Este programa de análise de estabilidade foi desenvolvido pela escola de

engenharia civil da Universidade de Purdue, em Indiana, EUA, e permite análises de superfícies circulares e não circulares, podendo ser aplicados os métodos de Bishop, Janbu e Spencer. STED é um pequeno editor do programa que permite a visualização e modificações dos dados de entrada, assim como oferece as saídas gráficas das análises efetuadas para o formato PC screen, isto é, impressão. Este programa opera em módulo DOS.

As superfícies críticas (as 10 mais críticas), assim como a mais crítica (a de menor fator de segurança), podem ser investigadas dentro de uma zona pré estabelecida, contornada ou não por um substrato rígido. A heterogeneidade do maciço pode ser conseguida fixando-se várias zonas no interior da massa deslizante com diferentes parâmetros de resistência e pesos específicos, além de diferentes condições de água subterrânea, alternativas que valem para qualquer tipo de superfície (circulares ou não). O programa dispõe de uma opção denominada blocos, que permite que se estabeleça uma procura por dentro de um plano de fraqueza no interior do maciço, cujos blocos estabelecem as coordenadas das mudanças de direção da superfície ou superfícies procuradas por dentro desse plano. Da mesma forma serve a opção Random, também integrante do programa.

De posse dos parâmetros de resistência dos materiais presentes nas seções escorregadas de ambos os locais analisados, assim como a geometria de ambos, e assumindo-se diversas situações para a componente pressão neutra, ou linha piezométrica, passou-se a retroanalisar os escorregamentos, utilizando-se o método de Janbu.

Optou-se pelo método de Janbu por este permitir análises de superfícies irregulares. Como o programa facilita os cálculos permitindo inúmeras tentativas, analisou-se desde as superfícies geradas pelo programa, inclusive circulares para comparação, até a superfície especificada, isto é, a superfície real ocorrida no campo, uma vez que o programa também permite o cálculo do fator de segurança de uma superfície pré definida.

O método de Bishop foi descartado por permitir apenas análises de superfícies circulares, o que não ocorreu no campo. Já o de Spencer, como é necessário adotar o ângulo θ constante (em relação à horizontal) da inclinação da linha de atuação do empuxo lateral das forças (forças laterais das fatias paralelas entre si), foi descartado porque era preciso realizar uma avaliação deste ângulo separadamente, isto é, era necessário obter “à mão” o equilíbrio das forças numa direção qualquer e o equilíbrio do momento destas em torno do centro de rotação da massa deslizante, pois o coeficiente de segurança do talude é aquele que corresponde ao valor de θ , satisfazendo simultaneamente às duas condições de equilíbrio. O

programa PCSTABL 5M calcula o fator de segurança por Spencer, mas θ é um parâmetro de entrada, e por isso tem que ser bem avaliado.

Mesmo admitindo que o método de Janbu tem restrições, os resultados foram bastante coerentes e depois checados com o método de Bishop, que mesmo aplicado a superfícies circulares, a superfície mais crítica assemelha-se, guardadas as devidas proporções, à real ocorrida.

A metodologia seguida no processamento das retroanálises e análises de estabilidade das seções remanescentes, baseou-se na seguinte estratégia: partindo-se da superfície de escorregamento, e dos ensaios de caracterização e resistência, calcular o FS para as diversas combinações de C , ϕ e condições de água subterrânea. A heterogeneidade dos maciços foi avaliada, admitindo-se os parâmetros médios de resistência das camadas.

Para o talude do Jardim Guarani, também foi realizada uma análise de estabilidade para o caso de uma alternativa de estabilização proposta, verificando-se a viabilidade ou não da proposição.

Nos capítulos onde apresenta-se cada caso à parte, são melhor detalhadas as suposições e técnicas empregadas na execução das análises de estabilidade, bem como a avaliação dos resultados de ensaio, dos resultados das retroanálises, das premissas adotadas no contorno do problema, etc.

5 - ANÁLISE DOS ESCORREGAMENTOS EM RELAÇÃO À PLUVIOMETRIA E ÀS UNIDADES GEOTÉCNICAS

5.1 - APRESENTAÇÃO DOS ESCORREGAMENTOS OCORRIDOS

Registros referentes a escorregamentos em Florianópolis, de acordo com as fontes pesquisadas, passam a ser encontrados a partir do ano de 1960. Isto não quer dizer que não houve casos em data anterior, mas sim, que não foram registrados. Por outro lado, ressalta-se que houveram registros pluviométricos nas décadas de 20 e 30, da mesma magnitude dos ocorridos após 1960 (exceção aos eventos extremos de novembro de 1991 e dezembro de 1995), sem, entretanto, haver registro de ocorrências em encostas.

A justificativa para o surgimento de ocorrências geotécnicas apenas a partir de 1960, pode estar consubstanciada na relação mais direta e preocupada da sociedade florianopolitana com fenômenos desta natureza, pelo menos quanto ao aspecto do efeito gerado por um deslizamento ou quedas de blocos de rocha, sobre uma área habitada. Isto até pode ser um indicativo da influência antrópica sobre os casos de escorregamentos, caracterizada pela ocupação urbana intensificada neste período, do que um quadro de evolução natural das encostas.

Entretanto, para níveis pluviométricos excessivamente altos, as relações entre ação humana e escorregamentos se estreitam mais, sendo difícil não prever escorregamentos sob condições normais (sem ação antrópica agressiva), embora a ocupação urbana tenda a favorecer quadros de instabilidade.

A relação de eventos pluviométricos com registro de ocorrências, partiu da definição de um patamar de chuva crítica. Primeiramente foi verificado se para chuvas de 24 horas superiores a 100mm, havia registros de escorregamentos ou ocorrências geotécnicas em encostas do município. Posteriormente, pesquisou-se qual a chuva na data das ocorrências de instabilidade registradas. Para alguns casos, as precipitações não justificam as instabilidades, tanto a chuva no dia do evento, como a acumulada. Para as ocorrências no Morro da Cruz, REGO NETO (1987) já havia percebido que em algumas delas não havia associação com chuvas intensas, estando muito mais associadas a um quadro de degradação pela atividade humana.

Todas as ocorrências levantadas, depois de analisadas, foram separadas por localidade, ruas e número da residência atingida, a fim de facilitar a marcação no mapa de Unidades Geotécnicas. A cada registro foi anexado o tipo de ocorrência, simplificado conforme a fonte (pareceres e relatórios da COMDEC, jornais, outros trabalhos publicados, etc.), a data da ocorrência, a chuva ocorrida no dia em que foi verificada a ocorrência (chuva no dia ou chuva máxima em 24h) e a chuva acumulada de 25 dias anteriores ao evento, inclusive com a chuva do dia.

Esta abordagem permitiu a elaboração da **Tabela 5.1** - “Ocorrências Registradas em Florianópolis”, onde foram colocadas todas as ocorrências levantadas, dispostas na seguinte seqüência: ordem alfabética de localidades, onde para cada uma delas foi atribuído um número, seguido do número correspondente à ocorrência dentro da localidade, conforme a ordem cronológica do registro (datas). Para repetição de datas dentro da localidade, a seqüência obedeceu a ordem alfabética das ruas, relativas às ocorrências referentes àquela data.

Como os tipos de ocorrências eram bastante diversificados, procedeu-se distribuindo-os em 5 grandes grupos, grafados na **Tabela 5.1**, entre parênteses, ao lado da descrição sucinta da ocorrência, sob a seguinte denotação:

- (1) Ocorrências relacionadas à escorregamentos em solo. Engloba as ocorrências relacionadas a instabilidades, escorregamentos, deslizamentos, erosões ou rupturas (sob as denominações solo, talude, encosta, barreira, barranco, etc.);
- (2) Ocorrências relacionadas à escorregamentos em solo com queda de estrutura de contenção. Neste grupo foram colocadas as ocorrências cuja informação não se referia à instabilidade, mas à obra necessária, no caso muro, e as ocorrências referentes a queda de muro em encosta instabilizada ou instabilidades de taludes com queda de muro ou cortinas;
- (3) Ocorrências relacionadas à instabilidade ou queda de blocos de rocha. Grupo que detém todos os registros referentes à problemas exclusivamente relacionados à rochas, desde lascas à blocos, independente do tipo (rolamento, deslizamento, queda, instabilidade, etc.);
- (4) Ocorrências relacionadas à problemas de instabilidade que envolveram solo e blocos de rocha. Referem-se às ocorrências de instabilidade em solo com queda de bloco, ou queda de bloco associada à instabilidade em solo, etc.;

(5) Ocorrências relacionadas à queda de muro, residências ou estruturas de contenção. Engloba todos os registros em ficou claro (quando da compilação do dados e na análise das fontes) que o problema verificado envolvia apenas determinado tipo de estrutura que foi destruída ou danificada pela ação das chuvas.

O resultado do agrupamento das informações coletadas, apontou 65 ocorrências do tipo (1) (desprezando dois casos referentes a reativação da instabilidade ou continuidade do mecanismo); 76 do tipo (2); 57 do tipo (3); 17 do tipo (4) (desprezando a reativação de um caso de instabilidade em data posterior); e 18 do tipo (5), totalizando as 236 ocorrências que puderam ser elencadas, desde o ano de 1960, sendo que 3 casos referem-se a reativações. Na **Figura 5.1** denota-se a proporcionalidade dos diferentes tipos de ocorrências em relação ao total de registros.

Quanto aos casos do tipo (2), assume-se o desconhecimento de informações mais precisas e, como critério de trabalho, adotou-se que dizem respeito a escorregamentos cuja solução envolveu muros ou estruturas de contenção. Na realidade, tinha-se apenas a informação de um problema em determinada rua, na residência de fulano de tal, cuja obra estimada para composição de um preço era um muro. Em contrapartida, julgou-se mais interessante relatar que houveram problemas nestes locais, sob a forma de instabilidades envolvendo muros, do que descartar 76 casos por falta de conhecimento pleno do tipo de instabilidade.

5.2 - UNIDADES GEOTÉCNICAS E ESCORREGAMENTOS

Da **Tabela 5.1** as ocorrências foram agrupadas em 5 tipos, conforme descrito anteriormente, e passadas para o mapa de Unidades Geotécnicas proposto por SANTOS (1997), elaborado em meio digital com o software MicroStation, na ESCALA 1:50.000. Para diferenciar os 5 tipos de problemas geotécnicos em encostas, para cada um deles foi atribuído uma simbologia, para melhor visualização no mapa.

Como a escala do mapa é relativamente pequena para receber uma nuvem de pontos sobre determinada área, referente as ocorrências numa mesma rua, ou em ruas próximas, ou na mesma localidade, a visualização dos registros se tornaria precária, inclusive com sobreposição de pontos de tipos distintos de instabilidade. Para contornar este inconveniente, apresenta-se nas **Figuras 5.2 a 5.7**, ampliações (zoons) na escala 1:30.000 das diversas áreas em que foram registradas ocorrências de ordem geotécnica, a fim de melhor permitir a observação dos 5 tipos de ocorrências sobre as unidades geotécnicas.

Tabela 5.1 – OCORRÊNCIAS REGISTRADAS EM FLORIANÓPOLIS.

Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
01.01	Agronômica	Hospital Nereu Ramos	Deslizamento de bloco (3)	1976	Data Insuficiente	-
01.02		São Vicente de Paula, 40	Escorregamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
01.03		Antônio Carlos, 168	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
01.04		Antônio Carlos Ferreira, 854	Queda de muro (5)	24/12/95	490,4	497,6
01.05		Antônio Carlos Ferreira, 890	Queda de muro de pedra (5)	24/12/95	490,4	497,6
01.06		Antônio Carlos Ferreira, s/nº	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
01.07		Dealtino Antônio Cabral, 264	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
01.08		Eduardo Nicolich, 286	Instabil. de talude de solo (1)	24/12/95	490,4	497,6
01.09		São Vicente de Paula, 734	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
02.01	Cacupé	SC 401	Início de Escorregamento (1)	24/12/95	490,4	497,6
02.02		SC 401	Final do Escorregamento (1)	06/03/96	Sem chuva	270,4
03.01	Caieira do Saco dos Limões	Adelino Amaro Vieira, s/ nº	Queda de muro em encosta instabilizada (2)	14-15/11/91	404,8	600,5
03.02		Não Informada	Instabilidade de blocos (3)	14-15/11/91	404,8	600,5
03.03		Eugênia Júlia Santos, 64	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
03.04		João Florentino de Jesus	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
03.05		João Florentino de Jesus, 34	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
03.06		João Florentino de Jesus, 82	Instabilidade de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
03.07		João Florentino de Jesus, 190	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
03.08		Não Informada	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
04.01	Carvoeira	Av. Julio D'Ácia Barreto, 59	Deslizam. de blocos e solo (4)	14-15/11/91	404,8	600,5
04.02		Milton Sullivan, 68	Deslizamento de solo e blocos de rocha (4)	14-15/11/91	404,8	600,5
04.03		Milton Sullivan, 68	Reativação do Anterior (4)	05/92	Data Insufic.	Data Insufic.
04.04		Das Acácias, 190	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6

Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
04.05		Romualdo de Barros, 290	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
05.01	Chico Mendes	Não Informada	Escorregamento de encosta (1)	22/02/94	227,4	421,1
05.02		Júlio Dias, 476	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
06.01	Coqueiros	Coronel Ivan Dentice Linhares, 287	Queda de 3 blocos de granito (3)	11/09/89	91,2	231,2
07.01	Córrego Grande	Manoel Onório Nunes	Escorregamento de encosta (1)	24/12/95	490,4	497,6
07.02		Reinaldo Consoni, 103	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.01	Costeira do Pirajubaé	Aldo Alves, 41	Rolamento de bloco e Instabilidade de talude (4)	15-16/02/87	143	472,2
08.02		João Cândio Jacques, 1	Deslizam. de solo e rocha (4)	14-15/11/91	404,8	600,5
08.03		João Cândio Jacques, 99	Queda de muro e instabilidade de talude (2)	14-15/11/91	404,8	600,5
08.04		Serv. Carioca, 49	Queda de muro (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
08.05		Severo, 1	Instabilidade de talude (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
08.06		Av. Jorge Lacerda	Deslizamento de terra (1)	24/12/95	490,4	497,6
08.07		Da Cachoeira	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.08		Da Cachoeira	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.09		Da Cachoeira	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.10		Da Cachoeira, 289	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.11		Da Creche, s/nº	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.12		Da Creche, s/nº	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.13		João Cândio Jacques	Queda de muro (5)	24/12/95	490,4	497,6
08.14		João Cândio Jacques, altos	escorregamento de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
08.15		João Cândio Jacques, 641	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
08.16		João Cândio Jacques, s/ nº	instabilidade de blocos (3)	24/12/95	490,4	497,6
08.17		Marcelino Cândido Machado, 144	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.18		S. Debrandino Machado, 361	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6

Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
08.19	Costeira do Pirajubaé	Serv. Isabel, 133	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
08.20		Servidão Vital ,83	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
08.21		Servidão Vital , 91	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
09.01	Estreito	Anaxágoras Aires Neto,125	Instabil. de talude de solo (1)	24/12/95	490,4	497,6
09.02		Av. Ivo Silveira	Deslizamento de encosta (1)	24/12/95	490,4	497,6
10.01	Ilha Continente	Não Informada	Escorregamento de encosta (1)	22/02/94	227,4	421,1
11.01	Itacorubi	Francisco José Ramos, 1	Queda de muro (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
12.01	José Mendes	José Maria da Luz	Deslizamento de blocos de rocha (3)	15/05/76	109,4	190,5
12.02		Jerônimo José Dias	Deslizamento de blocos de rocha (3)	15/05/76	109,4	190,5
12.03		São Judas Tadeu	Escorregamento de talude (1)	06/01/83	134,9	256,9
12.04		José Maria da Luz, 95	Escorregamento de solo (1)	06/08/84	84,5	226,8
12.05		São Judas Tadeu	Deslizamento de solo e bloco de rocha (4)	13/01/87*	68,9	428,0
12.06		José Maria da Luz, 60	Deslizamento (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
12.07		Maria Julia Franco, 51	Instabilidade de talude (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
12.08		São Judas Tadeu, 73	Escorregamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
12.09		João Monorato Soares,80	Instabilidade de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
12.10		José Maria da Luz, 18	Queda de muro de pedra (5)	24/12/95	490,4	497,6
12.11		José Maria da Luz, 54	Escorregamento de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
12.12		Não Informada	Instabilidade de talude por erosão (1)	24/12/95	490,4	497,6
12.13		Prof. Anibal Nunes Pires	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
12.14		São Judas Tadeu, 243	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
12.15		São Judas Tadeu, 244	Inst. Talude/queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
12.16		São Judas Tadeu, 263	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6

Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
12.17	José Mendes	São Judas Tadeu, 2417	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
12.18		Silva Jardim, 276	Instabil. de talude / erosão (1)	24/12/95	490,4	497,6
12.19		Walter Richter, 10	Instabilidade de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
12.20		Walter Richter, 25	Instabilidade de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
12.21		Walter Richter, 64	Instabilidade de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
12.22		Walter Richter, 82	Instabilidade de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
13.01	Lagoa da Conceição	Amaro Antônio Vieira, s/nº	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
13.02		Laurindo J. da Silveira, 1315	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
13.03		Laurindo J. da Silveira, 4172	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
13.04		margem direita do canal da lagoa	Escoamento lento de massa de talus (1)	24/12/95	490,4	497,6
13.05		Praça Pio XII	Instabilidade de talude e cortinas (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.01	Mont Serrat	Ângelo Laporta	Escorregam. de barranco (1)	17/12/83	144,0	290,6
14.02		Servidão Farias	Escorregamento de talude de solo (1)	09/01/86	24,5	121,5
14.03		Djalma Moelmann	Deslizamento de bloco de rocha (3)	22/01/86	26,8	143,1
14.04		Anacleto Daminiani, 44	Queda de muro (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
14.05		Ângelo Laporta, 115	Escorregamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
14.06		Angelo Laporta, 147 e 156	Queda de muro (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
14.07		Corália Ferreira da Luz, 59	Escorregamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
14.08		Serv. Joaquim Margarida, 25	Queda de muro (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
14.09		Angelo Laporta, 35	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia	Chuva Acum.

					(mm)	25 dias (mm)
14.10	Mont Serrat	Ângelo Laporta, 113	Queda de casa (5)	24/12/95	490,4	497,6
14.11		Angelo Laporta, 152	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.12		Angelo Laporta, 370	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.13		Corália Ferreira da Luz, 107	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
14.14		Corália Ferreira da Luz, 116	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.15		Corália Ferreira da Luz, s/nº	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.16		Djalma Moelmann, 47	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.17		Laudelina Mª da Cruz Lemos, 50/60	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.18		Laudelina Mª da Cruz Lemos, 187	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
14.19		Monsenhor Topp, 359	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.20		Monsenhor Topp, 371	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.21		Monsenhor Topp, 383	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.22		Monsenhor Topp, 388	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.23		Serv. Angelo Laporta, 370 e 370 A	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.24		Serv. Berreta, 139	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.25		Serv. Berreta, 165	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
14.26		Vila Berreta, 129	Instabilidade de taludes (1)	24/12/95	490,4	497,6
14.27		Vila Berreta, 143	Instabilidade de taludes (1)	24/12/95	490,4	497,6
14.28		Vila Berreta, 150	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
15.01	Morro da Caixa Continente	Via Expressa	Deslizamento de encosta (1)	24/12/95	490,4	497,6
16.01	Morro da Mariquinha	Em frente ao Instituto Estadual de Educação	Deslizamento de bloco de rocha (3)	1982	Data Insuficiente	-
16.02		Não Informada	Escorregamento de solo e instabilização permanente (1)	14/07/83	Não Associado	272,1
Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)

16.03	Morro da Mariquinha	Não Informada	Escorreg. de taludes (1)	06/08/84	84,5	226,8
16.04		Granadeiros da Ilha	Deslizamento de bloco de rocha (3)	13/01/87*	68,9	428,0
16.05		Gen. Vieira da Rosa, 86	Deslizamento de bloco de rocha (3)	17/06/87	Não Associado	61,7
16.06		Clemente Rovare, 59	Queda de muro (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
16.07		Gen. Vieira da Rosa, 116	Queda de 2 muros (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
16.08		Laura Caminha Meira	Queda de 4 muros (5)	14-15/11/91	404,8	600,5
16.09		Clemente Rovere, 106	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
16.10		Clemente Rovere, s/nº	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
16.11		Gen. Vieira da Rosa	Instabilidade de bloco e deslizamento de talude (4)	24/12/95	490,4	497,6
16.12		Gen. Vieira da Rosa, 126	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
16.13		Gen. Vieira da Rosa, 144	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
16.14		Gen. Vieira da Rosa, 237	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
16.15		Gen. Vieira da Rosa, 316	Instabilidade de solo e blocos de rocha (4)	24/12/95	490,4	497,6
16.16		Gen. Vieira da Rosa, 322	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
16.17		Gen. Vieira da Rosa, 522 B	Queda de muro de pedra (5)	24/12/95	490,4	497,6
16.18		Laura Caminha Meira, 54	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
16.19		Laura Caminha Meira, 373	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
16.20		Laura Caminha Meira, 422	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
16.21		Laura Caminha Meira, 497	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
16.22		Nestor Passos, s/nº	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
16.23		Waldemiro Monguilhote, final	Instabilidade de blocos e queda de muro (3)	04/03/96	81,5	206,0
17.01	Morro da Pedra Grande	João Carvalho, 147	Escorregamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
17.02		Padre Schrader, altos	Escorregamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)

18.01	Morro da Penitenciária e do Horácio	Topo do Morro da Cruz	Deslizamento de material do “Bota fora” das torres (5)	1983	Data Insuficiente	-
18.02		Não Informada	Deslizamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
18.03		Travessa São Domingos	Desliz. e instabilidade de blocos (3)	14-15/11/91	404,8	600,5
18.04		Álvaro Ramos, s/nº	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
18.05		Das Imbaúbas, 163 e 204	Instabilidade de Blocos (3)	24/12/95	490,4	497,6
18.06		João da Cruz Meira, 377	Instabil. muro de pedra (5)	24/12/95	490,4	497,6
18.07		João da Cruz Meira, s/nº	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
19.01	Morro da Queimada	Servidão Osni Gonçalves	Instabilidade de talude e blocos (4)	24/12/95	490,4	497,6
19.02		Servidão Osni Gonçalves	Instabilidade de talude e blocos (4)	24/12/95	490,4	497,6
19.03		Serv. Osni Gonçalves, 132	Instab. de solo/ blocos de rocha (4)	24/12/95	490,4	497,6
19.04		Willy Killian, 227 A	Instabilidade de solo (1)	24/12/95	490,4	497,6
20.01	Morro do Céu	Cruz e Souza	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
20.02		Cruz e Souza, 568	Escorregamento de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
21.01	Morro do Mocotó	Maria Julia Franco	Escorregamento de solo (1)	1960	Data Insuficiente	-
21.02		Serv. Luiz Zilli	Deslizamento de bloco de rocha (3)	03/03/71	47,2	170,1
21.03		Serv. Furtado	Deslizamento de bloco de rocha (3)	22/07/73	241,9	267,0
21.04		Serv. Furtado, 39	Queda de 2 blocos (3)	22/07/73	241,9	267,0
21.05		Serv. Furtado	Deslizamento de bloco de rocha (3)	17/12/83	144,0	239,8
Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
21.06	Morro do Mocotó	Serv. Furtado, 39	Queda de bloco (3)	17/12/83	144,0	290,6

21.07		Serv. Siqueira	Desliz. de solo/bloco (4)	09/10/86	205,6	367,3
21.08		13 de maio, 157	Deslizam. de solo e rocha (4)	14-15/11/91	404,8	600,5
21.09		13 de maio, escadaria	Escorregamento de talude (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
21.10		Não Informada	Instabilidade de blocos (3)	14-15/11/91	404,8	600,5
21.11		13 de Maio, 245	Instabilidade de talude e queda de muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
21.12		13 de Maio, 328	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.13		13 de Maio, 338	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
21.14		Hospital de Caridade	Escorregamento de solo (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.15		Maria Julia Franco, 87A	Escorregamento de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.16		Maria Júlia Franco, 554	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
21.17		Não Informada	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.18		Não Informada	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.19		Oscar Berendt, 16 e 159	Instabilidade de talude de rocha (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.20		Oscar Berendt, 32	Escorregamento de solo e erosão superficial (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.21		Serv. Cabral, 61	Queda de muro (5)	24/12/95	490,4	497,6
21.22		Serv. Cabral, 69	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
21.23		Serv. Cabral, 79	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
21.24		Serv. Furtado, 207	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.25		Serv. Furtado, 229	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.26		Serv. Furtado, 256	Escorregamento de solo (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.27		Serv. Luiz Zilli	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.28		Serv. Luiz Zilli, 44	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.29		Serv. Luiz Zilli, 45	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
21.30		Serv. Luiz Zilli, 159	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
21.31	Morro do Mocotó	Serv. Luiz Zilli, 224	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6

21.32		Serv. Luiz Zilli, 272	Instabilidade de bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.33		Serv. Siqueira, 65	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.34		Serv. Siqueira, 213	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
21.35		Serv. Siqueira, 327	Inst. talude/queda muro (2)	24/12/95	490,4	497,6
21.36		Serv. Siqueira, 355	Escorregamento de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
22.01	Pantanal	Antônio Francisco da Silveira	Fendas de ruptura, erosão, descalçamento do terreno (1)	24/12/95	490,4	497,6
22.02		Cap. Osmar Silva, 173	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
23.01	Ratones	Int. Antônio Damasco, 2153	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
24.01	Saco dos Limões	Severino Romão Bento, 66	Deslizamento de blocos e rocha (3)	1976	Data Insuficiente	-
24.02		Custódio Fermínio Vieira	Escorregamento de taludes de solo (1)	1982	Data Insuficiente	-
24.03		Severino Romão Bento, 56	Deslizamento de bloco de rocha (3)	06/08/84	84,5	226,8
24.04		Morro da Chica	Deslizamento de bloco de rocha (3)	17/06/85	Não Associado	84
24.05		Trav. Manoel Alberto dos Santos	Deslizamento de solo e blocos de rocha (4)	21/09/86	101,0	141,0
24.06		Servidão Deolindo Costa	Deslizamento de bloco de rocha (3)	09/10/86	205,6	367,3
24.07		Belizário Berto da Silveira	Instabilidade de encosta, com abertura de fendas (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
24.08		Deolindo Costa, 56	Escorregamento de talude (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
24.09		Custódio Ferm. Vieira, 125	Escorregamento de talude (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
24.10		Manoel Gualberto dos Santos, 74	Instabilidade de talude e blocos de rocha (4)	14-15/11/91	404,8	600,5
Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
24.11	Saco dos Limões	Travessa da rua Custódio Ferminio Vieira	Queda de Muro (5)	14-15/11/91	404,8	600,5

24.12		Deolindo Costa,126	Escorregamento de solo (1	05/02/95	52,0	361,7
24.13		Belizário Berto da Silveira, fim	Escorregamento do topo do talude – Reativação (1)	24/12/95	490,4	497,6
24.14		Custódio Fermínio Vieira	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
24.15		Custódio Fermínio Vieira	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.16		Custódio Fermínio Vieira	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
24.17		Custódio Fermínio Vieira, 82	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
24.18		Deolindo Costa,126	Instabilidade de blocos de rocha (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.19		Deolindo Costa, s/nº	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.20		Elizeu de Aguiar s/nº	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.21		Hipólito Mafra ,278	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
24.22		Hipólito Mafra, s/nº	Instab. de Bloco e escor. (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.23		Igreja Nossa Senhora da Boa Viagem	Instabilidade de talude e blocos de rochas (4)	24/12/95	490,4	497,6
24.24		Manoel Gualberto dos Santos, 131	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.25		Manoel Sérgio Vieira, 302	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
24.26		Prof. Adelino G. Vieira, 95	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.27		Servidão Campolino, 204	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
24.28		Serv. Catarina, 75	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
24.29		Serv. Manoel Rufino de Abreu,16	Queda de 2 blocos (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.30		Serv. Zacarias Manoel Jr., 68	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
24.31		Trav. Santa Terezinha, 178	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
25.01	Saco Grande	Não Informada	Instabilidade de Barreira (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
Nº	Localidade	Rua	Ocorrência	Data	Chuva no dia (mm)	Chuva Acum. 25 dias (mm)
25.02	Saco Grande	Belo Horizonte	Instabilidade de solo e blocos de rocha (4)	24/12/95	490,4	497,6
25.03		José Cândido Amorim, 21	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6

25.04		Virgílio Várzea, 117	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6
26.01	Saco Grande II	Não Informada	Instabilidade de blocos (3)	14-15/11/91	404,8	600,5
26.02		Comunidade Sol Nascente	Escorregamento de solo e instabil. de blocos de rocha (4)	24/12/95	490,4	497,6
26.03		Mané Vicente, 884	Escorregamento de talude por erosão (1)	24/12/95	490,4	497,6
26.04		Serv. N. Sra. Aparecida, 94	Instabilidade de talude (1)	24/12/95	490,4	497,6
26.05		Serv. Pedra do Balão	Deslizamento de solo (1)	24/12/95	490,4	497,6
27.01	Sapé	Comunidade Sta. Terezinha I	Escorregamento de taludes (1)	24/12/95	490,4	497,6
28.01	Trindade	João Marçal, 106	Escorregamento de solo (1)	14-15/11/91	404,8	600,5
28.02		José Francisco D. Areia, 402	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
28.03		Serv. José Ventura, 73	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
28.04		Serv. José Ventura, 83 A	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
29.01	Não Encontrada	Admar Antônio Vieira	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
29.02	Não Encontrada	Trav. Paulo José Adriano, 51	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
29.03	Não Encontrada	Trav. Paulo José Adriano, 71	Escorregamento (2)	24/12/95	490,4	497,6
29.04	Não Encontrada	Virgílio Távora, s/nº	Instabilidade de Bloco (3)	24/12/95	490,4	497,6

Obs.: * Os episódios de 13/01/87 podem estar associados às chuvas de 10/01/87.

Ocorrências Registradas em Florianópolis		
Designação	Tipo	Número de casos
1	Escorregamentos ou instabilidades em solo	68
2	Escorregamentos com queda de estrutura de contenção	76
3	Deslizamentos ou instabilidades de blocos de rocha	57
4	Instabilidade de solo e blocos de rocha	18
5	Queda de muros, estruturas de contenção ou residências	17

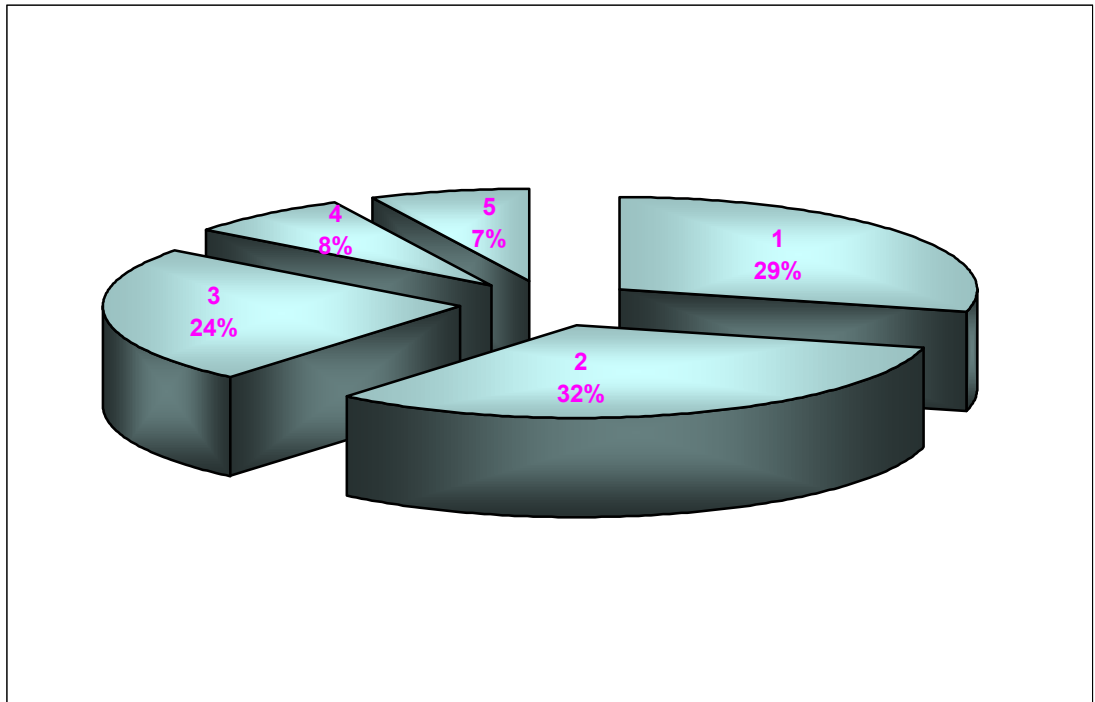


Figura 5.1 - Distribuição das Ocorrências por tipo de Registro

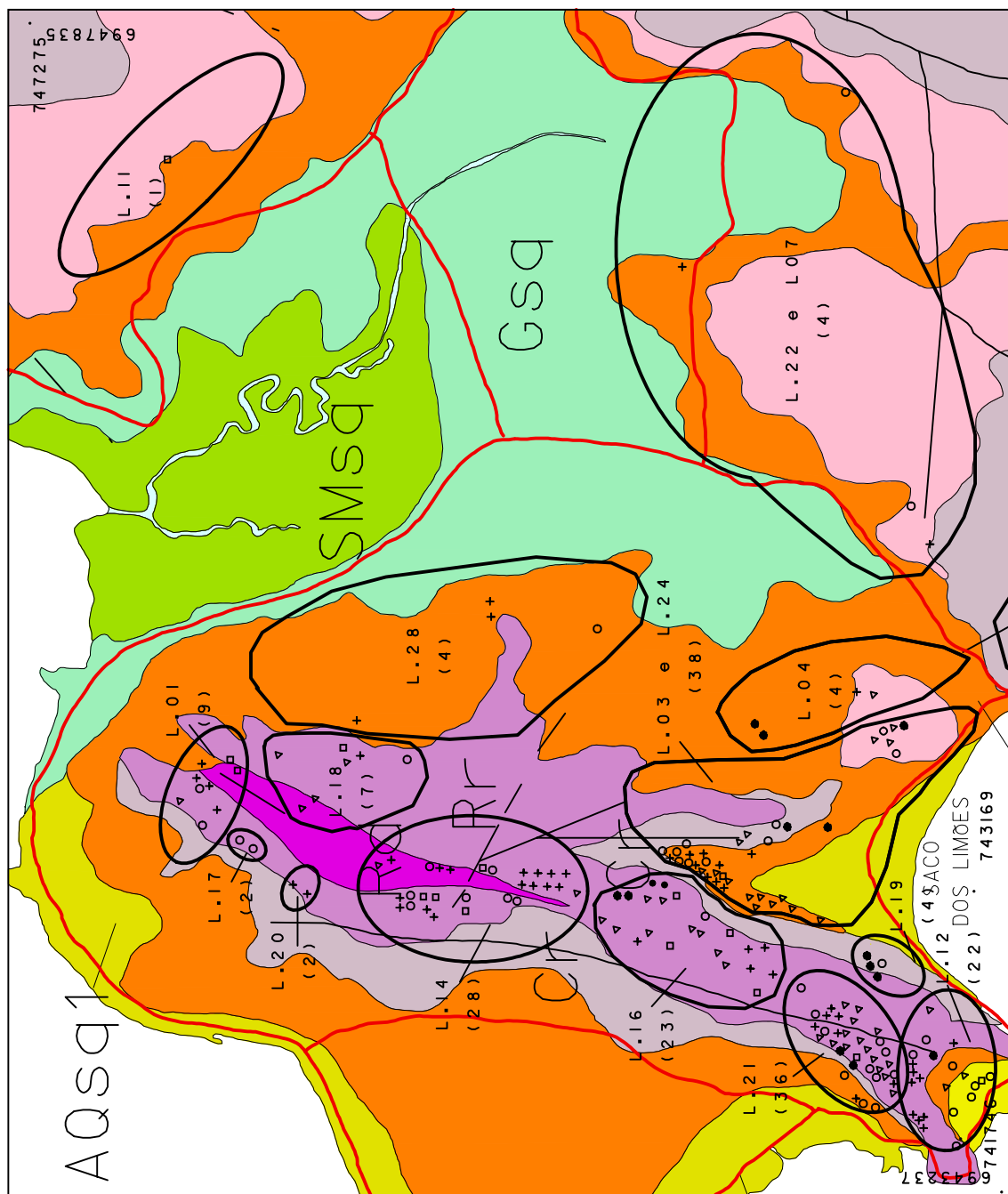


Figura 5.2 - Ocorrências nas Localidades sobre o Morro da Cruz (L.01, L.03, L.04, L.12, L.14, L.16, L.17, L.18, L.19, L.20, L.21, L.24 e L.28), na Localidade do Pantanal (L.22), na Localidade do Córrego Grande (L.07) e na Localidade do Itacorubi (L.11). ESCALA 1:30.000.

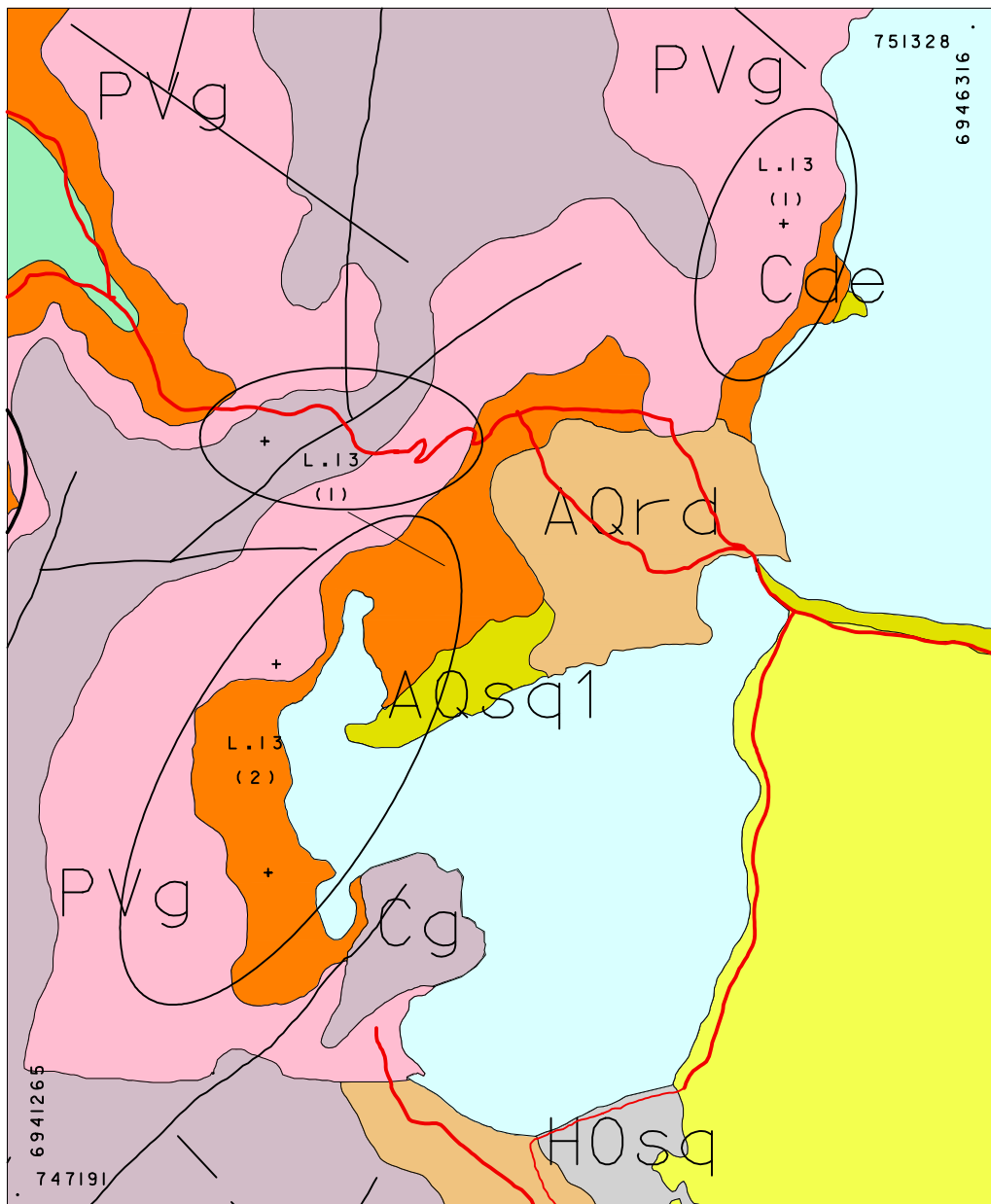


Figura 5.3 - Ocorrências na Localidade da Lagoa da Conceição (L.13). ESCALA 1:30.000.

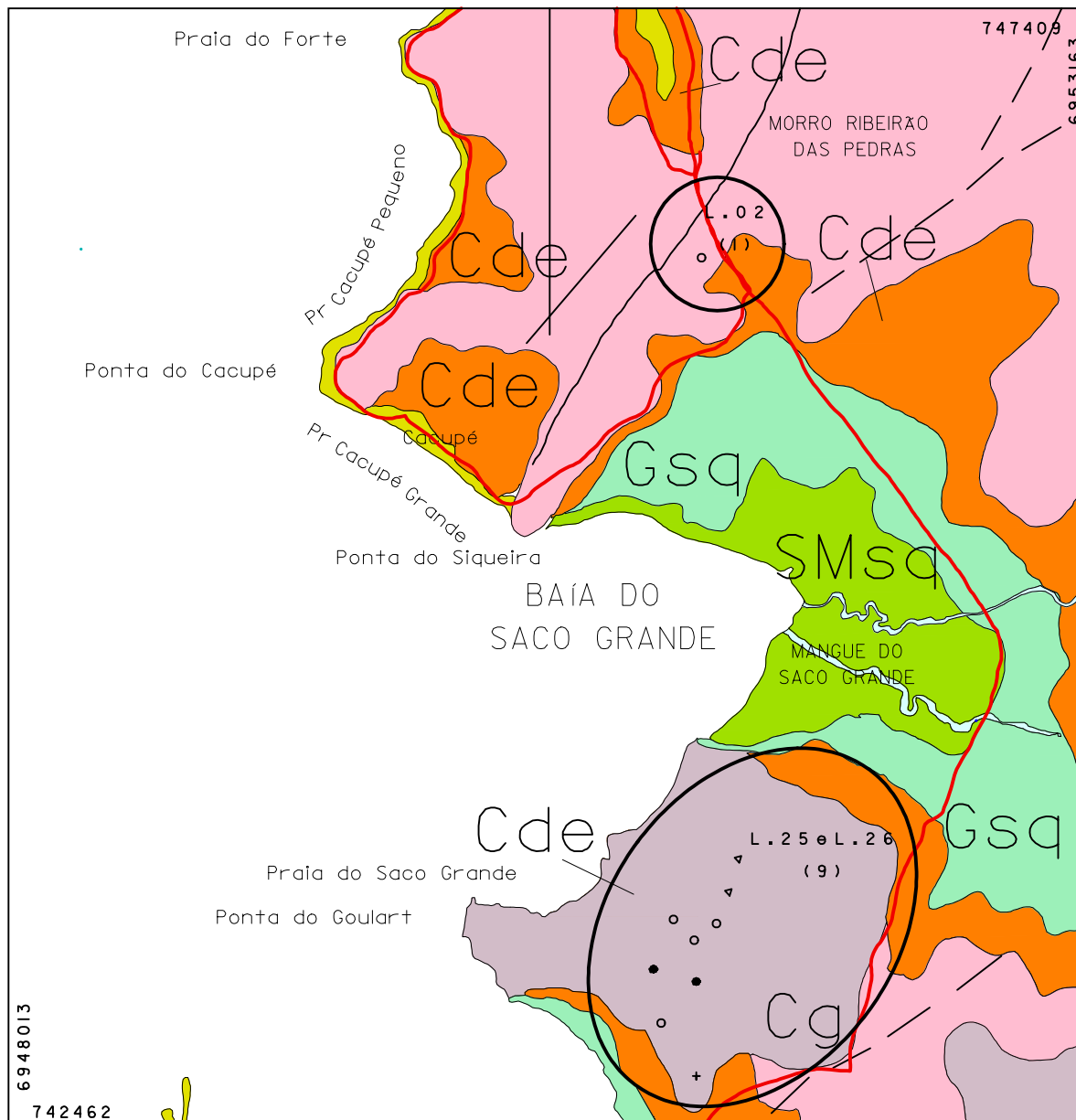


Figura 5.4 - Ocorrências nas Localidades Saco Grande I e II (L.25 e L.26) e na Localidade de Cacupé (L.02). ESCALA 1:30.000.

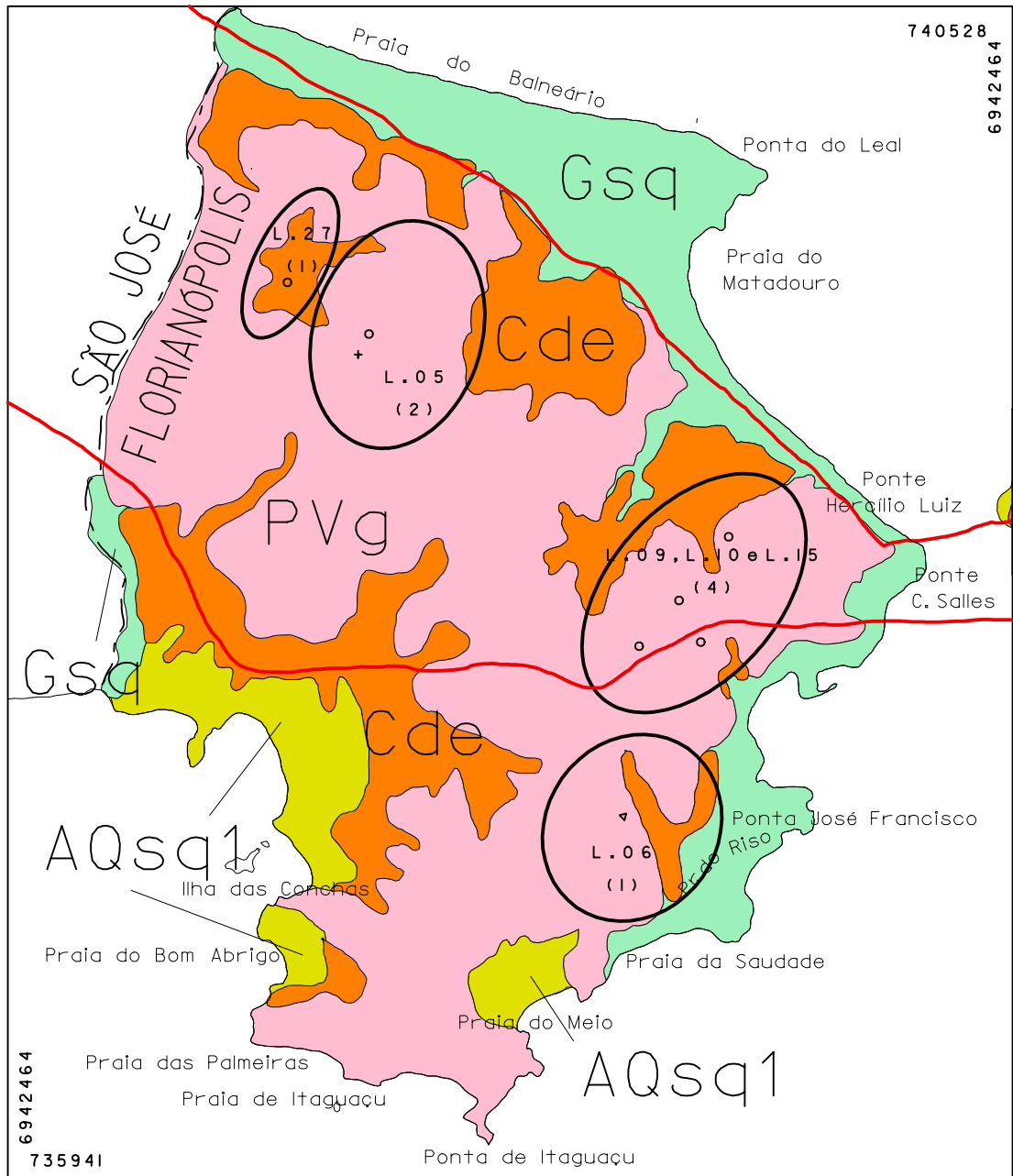


Figura 5.5 - Ocorrências nas Localidades do Continente: Coqueiros (L.06), Região do Estreito (L.09, L.10 e L.15) e Sapé / Chico Mendes (L.27 e L.05). ESCALA 1:30.000.

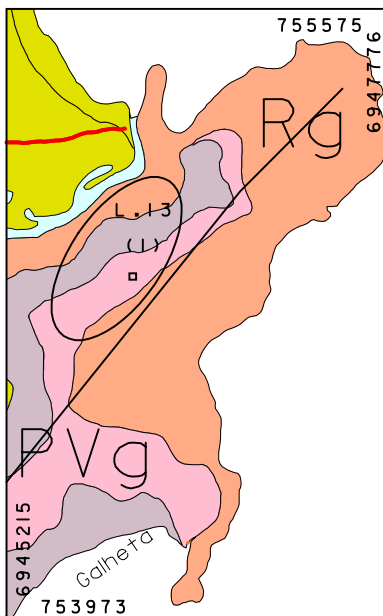
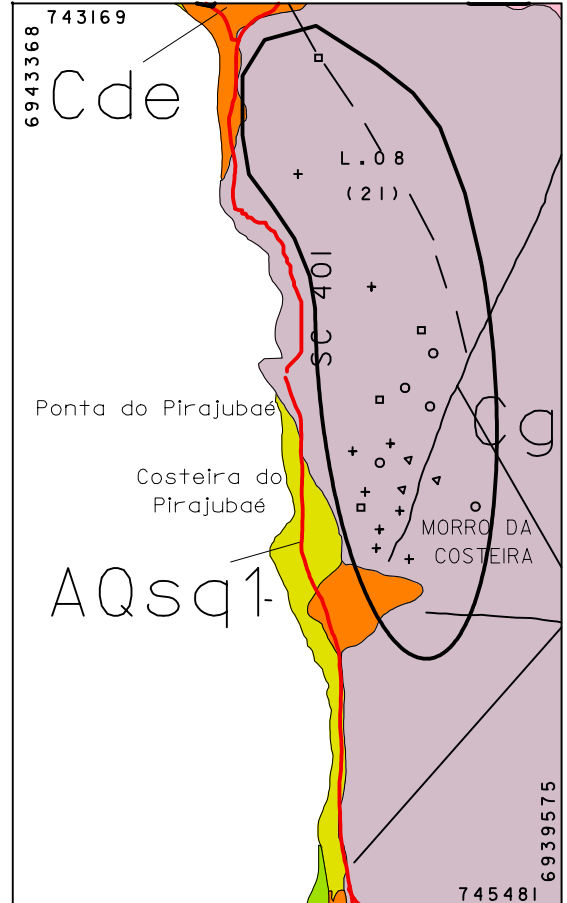
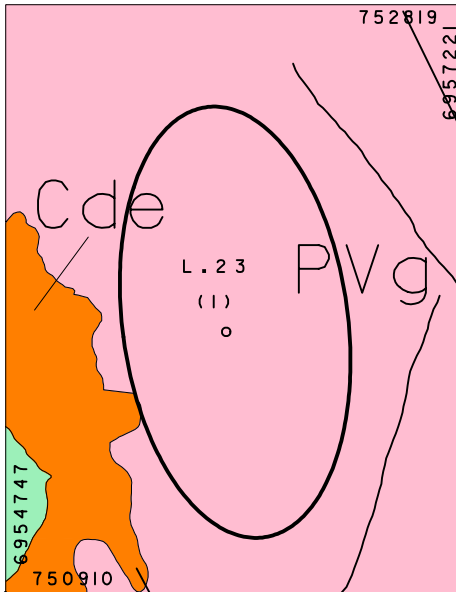





Figura 5.6 - Canto Superior Esquerdo: Ocorrência na Localidade de Ratores; Canto Inferior Esquerdo: Ocorrência na Localidade do Canal da Barra da Lagoa (L. 13); Centro Médio Direito: Ocorrência na Localidade da Costeira do Pirajubaé. ESCALA 1:30.000.

PVg	Associação de solo Podzólico Vermelho-Amarelo Tb + Podzólico Vermelho-Escuro, textura média e média argilosa Tb, substrato granito, relevo forte ondulado e ondulado.
Cg/Cr	Associação de Cambissolo, Ta, textura arenosa e média + Podzólico Vermelho-Amarelo Tb, relevo suave ondulado, substrato granito/riolito.
Cde	Cambissolo, substrato depósito de encosta, textura média argilosa e cascalhenta, relevo ondulado e suave ondulado.
Rd	Solo Litólico de Diabásio
PZsq	Solos PodzolHidromórfico + areias quartzosas hidromórficas, textura arenosa, substrato sedimentos quaternários, relevo plano.
Gsq	Glei Ta textura média+Areias Quartzosas Hidromórficas+Solos Orgânicos, textura siltosa e média, substrato sedimentos quaternário, relevo plano.
HOsq	Solos Orgânicos,Ta, substrato sedimentos quaternários, textura siltosa e média relevo plano.
AQsq	Areias Quartzosas, textura arenosa, substrato sedimentos quaternários, relevo suave ondulado.
AQrd	Areias Quartzosas das Rampas de dissipação, textura arenosa, substrato sedimentos terciários e quaternários, relevo ondulado e suave ondulado.
AQsq1	Areias Quartzosas Hidr. + Areias Quartzosas Marinhas + PodzolHidr., textura arenosa + Glei, textura média, substrato sedimentos quaternários, relevo plano.
AQsq2	Associação Areias Quartzosas + Solos Orgânicos,Ta textura siltosa substrato sedimentos quaternários relevo plano.
SMsq	Solos Indiscriminados de Mangue, textura arenosa e/ou argilosa, substrato sedimentos quaternários, relevo plano.
DNsq	Dunas e areias marinhas, textura arenosa, substrato sedimentos quaternários relevo ondulado e suave ondulado.
Rg/Rg,gn	Solos Litólicos, substrato granito, relevo montanhoso.
Rr	Solos Litólicos, substrato riolito, relevo montanhoso.

CONVENÇÕES CARTOGRAFICAS	
LIMITES	GEOLOGIA
Municipal ———	Contato definido ———
HIDROGRAFIA	Contato inferido ———
Curso d'Água 	Diques de rocha básica *****
Lagoa 	Diques de rocha ácida ———

	PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR (UTM) DATUM - SAD 69 MERIDIANO CENTRAL 51ºOESTE DE GRENWICH
--	--


OUTROS ELEMENTOS	
Vias de circulação	
L. => Localidade	
() => Quantidade de Registros	
○ => Escorregamento em Solo	
+ => Escorregamento em Solo com Queda de Estrutura de Contenção	
▽ => Instabilidade/Queda de Bloco de Rocha	
* => Instabilidade de Bloco de Rocha e Solo	
□ => Queda de Muro, Casas e Estruturas de Contenção	

Figura 5.7 - LEGENDAS e CONVENÇÕES para as Figuras 5.2 a 5.6.

Relação entre instabilidades em encostas e Unidades Geotécnicas						
Unidades Geotécnicas	Tipos de Ocorrências Registradas					Totais
	1	2	3	4	5	
Rd	1	3	2	0	1	7
Rr	25	38	30	6	11	110
Cde	19	18	16	4	2	59
Cr	5	0	2	3	0	10
Cg	7	13	5	2	2	29
PVg	9	2	1	1	1	14
Totais	66	74	56	16	17	229

Obs.: 4 ocorrências não foram localizadas e as reativações não foram computadas

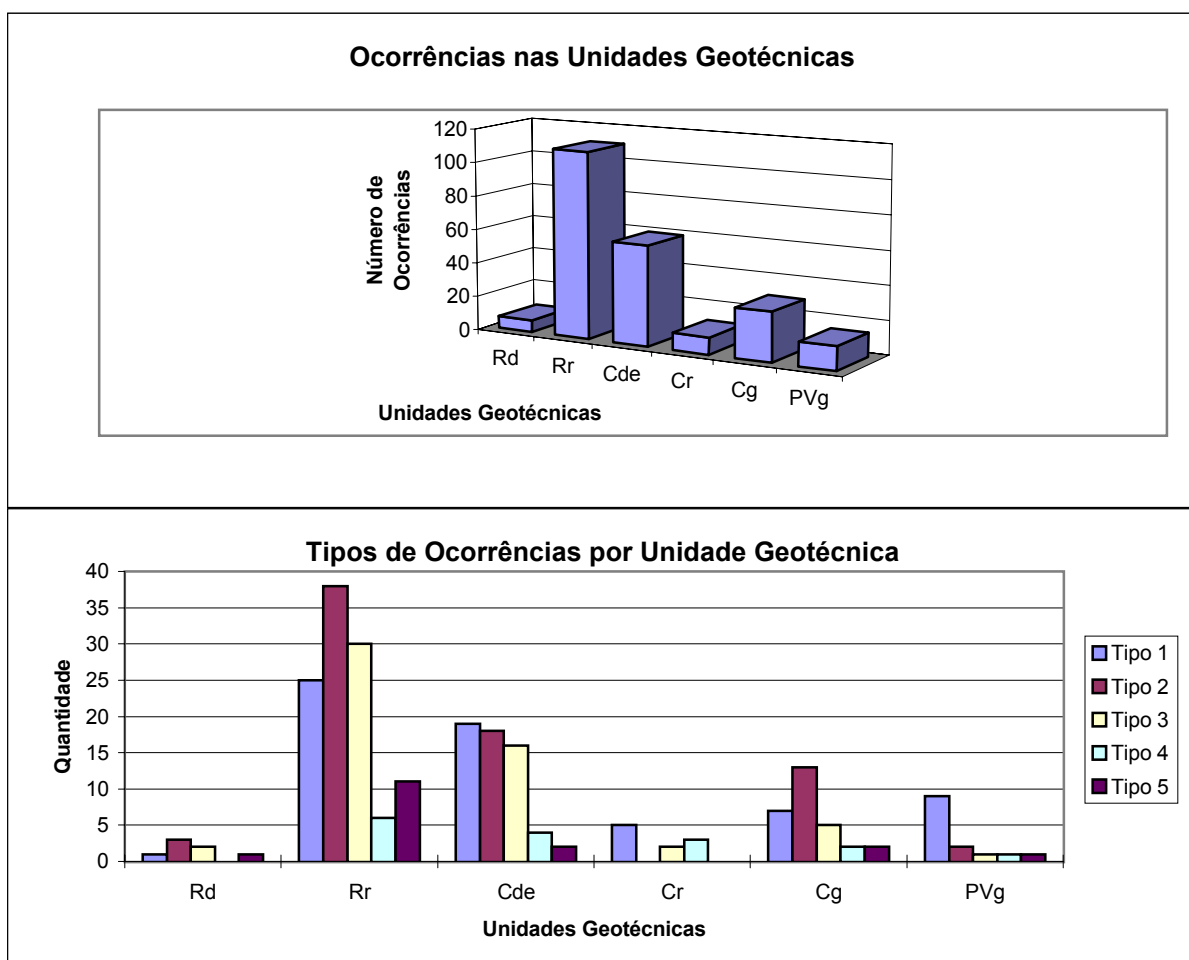


Figura 5.8 - Ocorrências x Unidades Geotécnicas

O gráfico da **Figura 5.8** mostra a relação entre as unidades geotécnicas em que houve registros de instabilidades em épocas de chuvas intensas (na grande maioria), e a quantidade de casos registrados.

Numa análise global sobre as manifestações de Instabilidade em cada unidade geotécnica do município, percebe-se uma tendência para ocorrência de casos do tipo 2, isto é, envolvendo muros, sobressaindo-se aos demais na maioria das unidades. Este fato, entretanto, deve-se principalmente a chuva recorde de 24 de dezembro de 1995, demonstrando que pode haver uma associação entre falhas na drenagem ou dimensionamento de muros para níveis elevados de pluviosidade e de alta intensidade. Como não se tem precisão quanto à forma exata dos casos do tipo 2, conforme relatou-se no capítulo 4 e início do 5, torna-se relevante apenas a quantidade destes casos e sua distribuição por cada unidade geotécnica.

A unidade **Rd**, Litólico substrato diabásio, apresenta poucos casos registrados, o que era de se esperar devido a pequena área de ocorrência, assente basicamente sobre o Morro da Cruz, onde o local mapeado trata-se de uma conformação do relevo do morro, uma espécie de patamar, devido a menor resistência do diabásio ao intemperismo, colocando-o abaixo da escarpa granítica. Conseqüentemente, os maiores problemas se manifestam nas cotas maiores e associados aos afloramentos de rocha granítica (blocos fraturados e matacões) ou solos litólicos de riolito. Quanto aos problemas verificados, por se tratar de uma unidade cuja capa de solo tem pouca espessura, quando não inexistente, deve-se esperar que estejam associados ao fraturamento intenso do diabásio, como é o caso da Localidade Mont Serrat, cuja drenagem subterrânea provoca problemas a jusante, já em outra unidade geotécnica.

No mapeamento do Morro da Cruz, a unidade geotécnica de maior área é o litólico de riolito (**Rr**). Nesta unidade registrou-se 110 casos de instabilidades, sendo que 30 deles dizem respeito à ocorrências ligadas a quedas de blocos de rocha, 38 envolvem muros e 25 referem-se a escorregamentos em solo.

Avaliando o mapeamento geológico do Morro da Cruz, descrito por REGO NETO (1987), observa-se que embora haja diversos locais com intrusão do riolito, há uma expressiva ocorrência de granito, caracterizada principalmente pelas escarpas e blocos aflorantes, bastante sujeitos à instabilidades. Por esta análise, conclui-se que a unidade geotécnica **Rr**, está com uma área superavaliada, mais a nível de macro mapeamento do que baseada em estudos pontuais. Por causa disso, a grande maioria dos casos de instabilidade com blocos de rocha, deve estar mais associados aos afloramentos graníticos do que aos riolíticos. Quanto aos casos de escorregamento, devido a pequena capa de solo presente nesta unidade, tratam-se

de pequenos movimentos de massa, muito provavelmente pelo contato solo/rocha, intimamente ligado ao problema do fluxo subterrâneo, mobilizado pela rápida formação e avanço da frente de saturação.

Na unidade Cambissolo, o que se refere ao substrato riolito (**Cr**) concentra-se no Morro da Cruz. Na vertente oeste do morro, trata-se de um solo disposto abaixo da meia encosta, com relevo mais suave, o que explica os poucos casos registrados. Na vertente leste do morro, voltada para o Saco dos Limões, o número de ocorrências chega a subir, mas não há uma tendência forte para tipos de escorregamentos. Entretanto, no Saco dos Limões há inúmeros casos de instabilidades, situados na zona de separação entre as unidades Cambissolo depósito de encosta e Cambissolo riolito.

A unidade Cambissolo substrato depósito de encosta (**Cde**) refere-se a solos transportados, depositados sobre o perfil residual do pé a meia encosta dos morros. Dependendo da localização, podem ser constituídos de solos derivados de diabásio, ou de riolito, ou de granito, ou até mesmo misturados, sendo de difícil mapeamento específico. Esta unidade possui o segundo maior número de ocorrências registradas. Por se tratar de relevos típicos de colúvios, é de se esperar maior incidência de instabilidade em solo, devido a maior espessura de solo e às condições de drenagem diferenciadas dos perfis residuais, principalmente no que concerne à permeabilidade do material constituinte, mais poroso. Contabilizou-se 19 casos de escorregamentos em solo e mais 16 envolvendo solo e rocha (provavelmente matacões presentes na massa escorregada), fora 18 casos envolvendo muros, contra apenas 4 casos especificamente ligados à queda de blocos de rocha.

A unidade Cambissolo substrato granito (**Cg**) também está presente em toda ilha e refere-se, diferentemente do caso relativo ao substrato depósito de encosta, ao solo depositado proveniente de perfis graníticos. A maior quantidade de incidência de instabilidades, concentra-se no morro da Costeira do Pirajubaé. Quanto à tipologia das ocorrências, destaca-se os casos associados a muros (13 casos), mas também os referentes a escorregamentos de taludes de solo ou associados com blocos de rocha, que somam 12 casos.

Na unidade Podzólico Vermelho Amarelo substrato granito (**PVg**), eventualmente associada ao substrato diabásio (**PVd**), há incidência praticamente absoluta de casos de instabilidade em solo, o que justifica-se pela maior espessura da capa de solo nos perfis residuais, e envolvendo tanto o horizonte C, mais problemático por trazer consigo estruturas reliquias da rocha de origem, como o horizonte B, geralmente mais impermeável. O grande problema que se coloca nesta unidade, refere-se à exposição do horizonte C, ou seja,

escavações desordenadas que retiram o horizonte B e expõem o C a intensos processos erosivos, quando não, a condições de geometria inseguras, ainda mais quando favorecem a mobilização de esforços em cunhas paralelas a planos mais argilizados.

5.3 - RELAÇÃO ENTRE PRECIPITAÇÕES E ESCORREGAMENTOS

Antes de se iniciar a apresentação dos resultados obtidos nas análises da relação entre os escorregamentos ocorridos e as chuvas que os provocaram, discorrer-se-á sobre algumas considerações que foram julgadas importantes para adentrar no campo dos ensaios de correlação entre chuvas e escorregamentos.

5.3.1 - ESTUDOS SOBRE CORRELAÇÕES ENTRE CHUVAS E ESCORREGAMENTOS

O objetivo da maioria dos estudos sobre correlações entre deslizamentos e chuvas é a busca de um índice representativo da previsibilidade da chuva crítica, a partir da qual seja possível alertar, antecipadamente, a população das áreas de risco sobre a possibilidade de escorregamentos. Geralmente esse índice está relacionado à precipitação horária, à chuva diária ou à chuva antecedente, associada ao número de deslizamentos ou alguns aspectos do talude, tais como a geomorfologia, as condições de hidrologia ou de umidade do solo, entre outras (PEDROSA, 1994).

O principal trabalho que foi adotado como guia nos estudos relativos às correlações, além do estudo de algumas metodologias propostas no meio técnico brasileiro, advém de PEDROSA (1994). Deste trabalho extraiu-se uma série de informações concernentes que visam elucidar a estreita relação entre chuvas e escorregamentos (proeminente na prática, mas muito difícil de mensurar ou pré supor), de onde apresenta-se um sucinto histórico da experiência obtida por alguns pesquisadores, nesta linha de pesquisa. O trabalho de GUIDICINI e IWASA (1976) será apresentado à parte.

Segundo PEDROSA (1994), as experiências disponíveis em Hong Kong e no Brasil, basicamente podem ser resumidas nas seguintes:

Lumb (1975): Estudo da cidade de Hong Kong. Definição de categorias de risco de deslizamento associadas com a precipitação nas 24 horas do dia do evento e a chuva acumulada nos 15 dias que antecederam o evento. Previsão de 4 zonas de previsibilidade de

escorregamentos conforme a quantidade de registros - desastroso (>50), severo (entre 10 e 50), menor ou secundário (<10) e evento isolado. Base para análise de risco de escorregamento fundamentada na combinação entre a precipitação nas 24 h que antecedem o evento (> 100mm), a precipitação nos 15 dias que antecedem o evento (> 200mm), a categoria de risco em função do número de deslizamentos e chuva acumulada de 15 dias (menor: < 200mm, severo: > 200mm e < 350mm e desastroso: > 350mm) e a manutenção rigorosa e constante das soluções de estabilização.

Brand (1984 e 1989): Estudo da cidade de Hong Kong. Critério de advertência fundamentado na intensidade horária nas 24 horas anteriores ao evento. Com base na associação das precipitações pluviométricas ocorridas em 1 hora e 24 horas com o número de deslizamentos, foram propostas duas categorias de risco: principal (ou “major”) - mais que 10 deslizamentos em 1 dia e secundária (ou “minor”) - menos que 10 deslizamentos.

Costa Nunes (1982): Estudo em rodovias brasileiras. A intensidade deflagradora de escorregamentos é de 40mm/h.

Vargas (1986): Estudo em rodovias brasileiras. A precipitação crítica a partir da qual pode desencadear deslizamentos é de 50mm/h.

Tatizana et al. (1987a,b): Estudos na região da Serra do Mar - Brasil. Proposição de um modelo matemático com base em envoltórias de escorregamentos $\Rightarrow I(AC) = K \times (AC4d)^{-0,933}$, onde $I(AC)$ é a intensidade horária, $(AC4d)$ a chuva acumulada em 4 dias e K é um parâmetro que depende das condições geotécnicas da encosta, do modelo de ruptura e da intensidade de escorregamentos, da seguinte forma: $K = 2,603$ (escorregamentos induzidos), $K = 3,579$ (escorregamentos esparsos), $K = 5,466$ (escorregamentos generalizados) e $K = 10,646$ (escorregamentos do tipo corrida de lama).

Almeida e Nakazawa (1991): Estudo na região de Petrópolis - RJ. Correlação entre a precipitação acumulada de 4 dias com a pluviosidade superior a 30mm, representou melhor a probabilidade de risco de escorregamento. O limite de 40mm para a precipitação é um parâmetro deflagrador.

Cerri (1993): Estudos nas regiões de Cubatão, Litoral Norte e Baixada Santista - SP. Proposta baseada nas experiências de Guidicini e Iwasa (1976) e Tatizana et al. (1987a,b). É proposto o coeficiente de precipitação crítica (CPC), resultado da razão entre a intensidade horária registrada na hora “i” (I_i) e a intensidade horária crítica (I_{ci}) para a ocorrência de deslizamentos induzidos, definidas a partir de Tatizana et al. (1987a,b), isto é, $I = 2,603 \times (AC4d)^{-0,933}$. Cerri usou, ao invés da chuva acumulada de 4 dias ($AC4d$), a chuva acumulada

de 3 dias e meio. Como resultados, Cerri obteve $CPC = 1$ (escorregamentos induzidos), $CPC = 1,4$ (escorregamentos esparsos), $CPC = 2,1$ (escorregamentos generalizados) e $CPC = 4,1$ (corrida de lama). Com base no CPC é proposto um plano preventivo consubstanciado no CPC efetivo ($CPC_{ef} = CPC$) e o CPC potencial (CPC_{pot}), que leva em conta a intensidade horária potencial (I_{pi}), incluindo a chuva prevista para a hora $h+i$ (previsão meteorológica). Baseando-se em Guidicini e Iwasa (1976), Cerri propõe o coeficiente de ciclo móvel CCM, correspondente à razão entre a chuva acumulada de 01 de junho até o dia i do evento e a chuva acumulada normal no mesmo período, diferentemente de Guidicini e Iwasa, que definiram o Coeficiente de ciclo com base na razão entre o registro acumulado até a data do evento e a pluviosidade média anual da região. O termo “normal” refere-se à acumulada de chuva até a data do evento, através de registros estatísticos do histórico de precipitação até a referida data e não à pluviosidade média anual. O valor $CCM=1,2$ representa evento de dimensões catastróficas. Através destes conceitos foram elaborados planos preventivos de Defesa Civil, introduzindo critérios técnicos de entrada e saída em 4 níveis (observação, atenção, alerta e alerta máximo).

Experiências de outros autores em outras regiões, podem ser encontradas no trabalho de PEDROSA (1994), inclusive sua própria contribuição, na qual foi aplicado o modelo proposto por Guidicini e Iwasa para a cidade do Rio de Janeiro, além da análise na cidade de Hong Kong.

A Proposta de Guidicini e Iwasa (1976)

Na experiência brasileira, Guidicini e Iwasa (1976) relatam estudos característicos de correlações entre dados de chuvas e deslizamentos nas áreas das regiões de São Paulo, Rio de Janeiro, Ceará, Sul de Minas Gerais e Tubarão/SC. Foram selecionados 101 episódios de chuva intensa e avaliada a importância das chuvas antecedentes para 3, 7, 15, 30, 60, 90 e 120 dias, associadas aos efeitos deflagradores de deslizamentos.

Basicamente, o trabalho possui as seguintes estratégias e características:

- Seleção das áreas levando-se em conta a ocorrência de escorregamentos, conjugada à existência de histórico de pluviosidade;
- Escorregamentos associados a episódios de elevada pluviosidade, entre algumas poucas horas e dois ou três dias. Índices de pluviosidade geralmente acima de 100mm e abaixo de 400mm;

- Levantamento de outros episódios de chuvas semelhantes, mesmo que não associadas a escorregamentos;
- Elaboração de quadros relacionando os episódios de chuva mais intensas, com a existência ou não de escorregamentos (ocorrências);
- A expressão “registro” é mais adequada do que “ocorrência” de escorregamento, pois estes podem ter ocorrido sem que tenham sido registrados;
- Avaliação da importância dos últimos 3, 7, 15, 30, 60, 90 e 120 dias anteriores aos episódios de chuva intensa. Foi observada uma elevação significativa dos gradientes com a aproximação ao dia do episódio de chuva intensa e uma tendência a estabilização para prazos superiores a 30 dias;
- Gradiente de Pluviosidade foi definido como a relação entre a pluviosidade acumulada até o dia anterior ao episódio de chuva intensa (exclusive) e a pluviosidade acumulada até uma data “n”, em dias, anterior ao episódio;
- Os casos associados a escorregamentos tendem a ocupar os pontos mais elevados de gradiente aos 3 e 7 dias;
- As áreas urbanizadas ou de ocupação antrópica intensa, apresentam forte incidência de escorregamentos, por ocasião de chuvas intensas, quando comparadas às áreas rurais (não foi descartada a possibilidade de ser apenas um reflexo do nível de informação por parte da imprensa).
- Após várias tentativas e de modo a permitir correlacionar entre si os registros de chuvas nas diferentes áreas, foram introduzidos os conceitos de “coeficiente de ciclo (Cc)” e “coeficiente do episódio (Ce)”, que, na realidade, podem ser interpretados como coeficientes de risco;
- Cc (coeficiente de ciclo ou histórico da pluviosidade) é a razão entre o registro acumulado até a data do evento e a média anual da pluviosidade da região. Utilizar o coeficiente de ciclo equivale a levar em consideração o volume total de chuva caído até a data do episódio (exclusive), contado a partir do início do ciclo (geralmente julho). Reconstitui-se, desta forma, em termos de pluviosidade, o ambiente dentro do qual irá ocorrer o episódio de chuva intensa;
- Ce (coeficiente do episódio) é a razão entre o registro pluviométrico do episódio e a média anual da pluviosidade. Representa a magnitude da chuva do dia do evento;
- A soma dos dois coeficientes representa o “coeficiente final (Cf)”. O Cf fornece condições de identificação da fenomenologia da ruptura.

Partindo destas pré análises, os autores elaboraram tabelas de cálculo dos coeficientes para cada localidade estudada, culminando nos gráficos de representação dos coeficientes C_c e C_f , como é exemplificado na **Figura 5.9**, onde foram considerados todos os casos estudados. Os casos mais prováveis de escorregamentos tendem a ocupar as posições mais elevadas, dentro do gráfico, o que corrobora a idéia sobre a importância do ciclo de chuva no desencadeamento dos processos de instabilização. Foram destacadas 4 faixas (níveis de risco), com crescentes probabilidades (de D para A) de ocorrência de escorregamentos, onde a cada faixa foi associado o conceito de “periculosidade”. Para o gráfico em termos de C_f , a faixa “A” equivale a probabilidade de 100% de ocorrência de escorregamentos, a faixa “B” 50%, a “C” 33% e a “D” 0%. A análise com base no C_c definiu as quatro faixas com as seguintes probabilidades de ocorrências de escorregamentos: “A” 100%, “B” 67%, “C” 31% e “D” 0%.

Uma observação interessante determinada pelos autores, diz respeito às estações particularmente chuvosas, onde pode-se observar que a chuva acumulada tende a penetrar, sucessivamente, na faixa de posição superior (faixas B ou A), aumentando o nível de risco para a ocorrência de movimentos de massas. O risco não é representado simplesmente pelo fato da curva acumulada penetrar em determinada faixa, mas sim pela possibilidade de ocorrer um episódio de chuva intensa que venha se somar a uma curva acumulada de posição já elevada, como é exemplificado na **Figura 5.10** - Curva de periculosidade proposta por Guidicini e Iwasa para a região de Caraguatatuba/SP.

1		ÁREA: CARAGUATUBA (SP)										POSTO: CARAGUATUBA (LIGHT)		DATA DE INSTALAÇÃO: 6-05-1928		CRITÉRIO UTILIZADO: 130 mm ± 7%			
NÚMERO DO CASO	DATA DO EPISÓDIO	(1) REGISTRO PLUVIOMÉTRICO mm	HISTÓRICO ANTERIOR												(3) MÉDIA ANUAL mm	COEFICIENTE DO CICLO (C _c)	COEFICIENTE DO EPISÓDIO (C _e)	COEFICIENTE FINAL (C _f)	OBSERVAÇÕES
			JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEB	MAR	ABR	MAI	JUN					
1	18 MAI 1929	128 em 24 h	301	210	71	186	600	258	336	102	86		2161	1906	1.134	0.087	1.201	Não há registro de escoamentos	
2	6 ABR 1934	176 em 24 h	222	126	96	229	285	193	166	30			1399		0.829	0.032	0.701	Não há registro de escoamentos	
3	25 JAN 1935	132 em 24 h	453	118	158	426	209						1362		0.716	0.069	0.784	Não há registro de escoamentos	
4	8 ABR 1940	142 em 24 h	286	92	246	340	232	269	270	5			1710		0.898	0.078	0.973	Não há registro de escoamentos	
5	18 FEV 1944	168 em 24 h	286	166	67	171	140	161					959		0.803	0.088	0.891	Não há registro de escoamentos	
6	3/4 MAR 1945	258 em 48 h	76	99	312	274	309	174	38				1821		0.840	0.138	0.778	(1) Não há registro (2) Dia 3.3 = 123 mm	
7	20/21 FEV 1952	322 em 48 h	116	302	113	164	360	171					1227		0.844	0.169	0.813	(1) Não há registro (2) Dia 21.2 = 210 mm	
8	14/15 FEV 1959	372 em 48 h	230	236	244	273	216	167					1418		0.744	0.164	0.806	Novos escoamentos	
9	25/26 JAN 1961	240 em 48 h	93	128	172	342	114						1028		0.544	0.126	0.670	(1) Não há registro (2) Dia 23.1 = 128 mm	
10	27 JAN 1966	142 em 24 h	321	90	132	435	164						1142		0.899	0.075	0.674	Não há registro de escoamentos	
11	22/23 DEZ 1966	240 em 48 h	385	324	234	183							1126		0.991	0.126	0.717	(1) Novos escoamentos (2) Dia 23.12 = 126 mm	
12	17/18 MAR 1967	584 em 48 h	369	324	234	446	313	388	291				2383		1.250	0.308	1.558	(1) Novos escoamentos (2) Dia 18.3 = 325 mm	
13	19 FEV 1969	155 em 24 h	235	160	113	152	202	29					691		0.467	0.081	0.548	Novos escoamentos	
14	25 FEV 1971	163 em 24 h	252	178	173	122	178	24					927		0.484	0.085	0.571	Não há registro de escoamentos	
15	28/30 JAN 1975	325 em 72 h	235	104	69	210	272						880		0.467	0.171	0.638	(1) Não há registro (2) Dia 30.1 = 148 mm	
16	21 JAN 1976	222 em 24 h	159	226	334	276	84						1118		0.587	0.116	0.703	(1) Novos escoamentos	

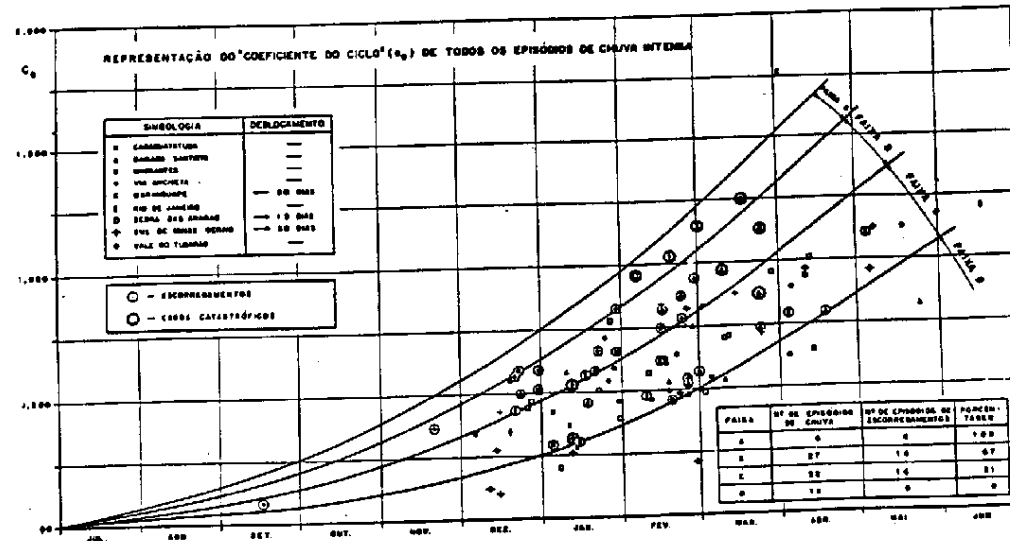
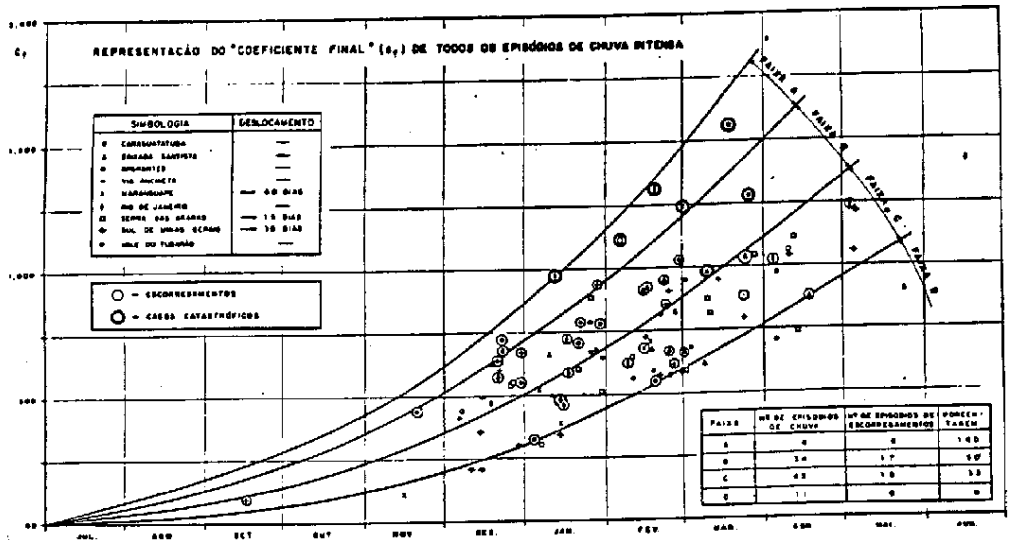


Figura 5.9 - Modelos da Proposta de GUIDICINI e IWASA (1976)

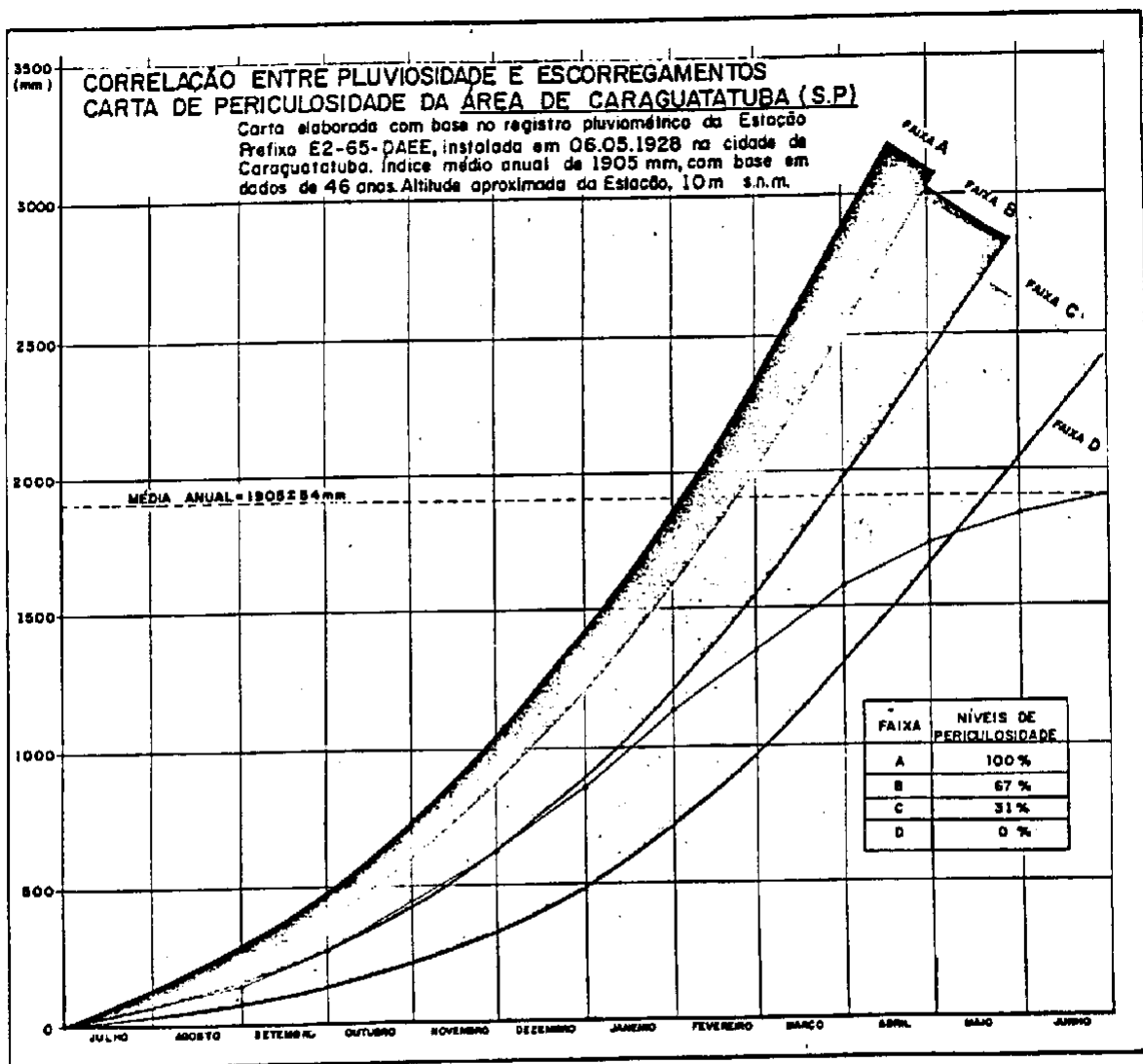


Figura 5.10 - Modelo da Carta de Periculosidade de Caraguatatuba, elaborada por GUIDICINI e IWASA (1976).

As principais conclusões fornecidas pelos autores são:

- Registros pluviométricos até 72 horas antes do evento, refletem bem o provável risco;
- Índices de Pluviosidade superiores a 12% da pluviosidade média anual nos períodos de 24 a 72 horas, parece ser o detonador de escorregamentos. Índices superiores a 20% tendem a adquirir as dimensões de catástrofes;
- Níveis de Pluviosidade (Cf) elevados atingem, inevitavelmente, áreas virgens e áreas ocupadas, proporcionando que os demais fatores que atuam na estabilidade de encostas, tenham papel extremamente secundário;
- Índices pluviométricos entre 8% e 12% da pluviosidade média anual nos períodos de 24 a 72 horas só deflagram escorregamentos se o histórico pluviométrico permitiu ao meio, a manutenção de um elevado grau de saturação e concentração da umidade antes do evento, caso contrário, devido à baixa condutividade do meio, raramente ocasionarão escorregamentos;
- Índices pluviométricos menores que 8% da pluviosidade média anual, não são suficientes para deflagrar escorregamentos.

Quanto à concepção da proposta de correlação entre chuvas e escorregamentos, as análises de Guidicini e Iwasa foram resultado de um conjunto de dados de regiões diversas, com características diferentes, que não foram levadas em conta, além do fato de que para a distribuição das faixas A, B, C e D, dos coeficientes de ciclo e final, foram reunidas condições de pluviometria média anual extremamente distintas de diversas localidades. Isto pode acarretar, considerando as mesmas regiões originárias do método, que se forem plotados outros dados de chuvas que deflagraram escorregamentos, em um dos ábacos de representação de Cc ou Cf, ou até mesmo na carta de periculosidade, as probabilidades poderiam estar subestimadas ou apontando riscos em meses de intensa pluviosidade, se o local específico apresentar pluviosidade média anual bem acima da considerada pelos autores para aquela região.

Entretanto, tais considerações não invalidam a metodologia, e, pelo contrário, atraem novas investigações e reentradas de dados atualizados e precisos. O mais apreciável nos modelos de ábacos de Cc e Cf propostos, é que se pode perceber, nitidamente, a influência de uma chuva intensa, representada pelo Ce, no histórico da pluviosidade, elevando um evento aparentemente normal ou esperado, para uma condição de risco iminente.

5.3.2 - A ANÁLISE PARA FLORIANÓPOLIS

De posse dos registros pluviométricos da região de Florianópolis e tendo-se a relação de registros de ocorrências de deslizamentos ou problemas geotécnicos nas encostas do município, procurou-se analisar a influência do regime pluviométrico, particularmente as chuvas intensas, no desencadeamento destes fenômenos de instabilidade.

A **Tabela 5.2** apresenta a quantidade de ocorrências, tanto pluviométricas como de ordem geotécnica, com ou sem associação, ou seja, ocorrência de escorregamento provocada por chuva, onde são apresentados os resultados da compilação dos dados de chuva, desde a chuva nas 24 horas em que ocorreu o evento (no caso da ocorrência de escorregamento) até os 25 dias anteriores. O objetivo desta análise é verificar o comportamento da chuva acumulada nos casos de escorregamentos, se há ou não influência direta destas, ou se apenas chuvas agudas, concentradas em horas antes do registro, deflagram problemas em encostas.

Adotou-se o patamar de 100mm de precipitação em 24 horas, para delimitar as análises, exceção apenas para registros de ocorrências em que a precipitação fosse menor que esse valor. Desta forma, o dia do evento (ou episódio, ou ocorrência) que daqui para frente se fará menção por inúmeras vezes, corresponde aos dias em que foram verificadas precipitações superiores a 100mm, ou em que foram registrados casos de escorregamentos.

Ao longo da série histórica de dados de chuvas, percebeu-se um hiato a partir da década de 40 até a década de 70, onde não foi registrada nenhuma chuva em 24 horas superior a 100mm. Esta informação isola os episódios registrados nos anos 20 e 30 e início da década de 40, permitindo até descaracterizá-los para eventuais relações com os registros de escorregamentos, já que não foi registrado qualquer escorregamento nestas chuvas. Em contrapartida, o fato de não se conhecer a existência de escorregamentos, não quer dizer que não tenham ocorrido, podendo a inexistência de registros, estar relativamente associada à ineficiência dos órgãos de veiculação de notícias da época.

Tabela 5.2 - Quantidade de Ocorrências Registradas em Florianópolis, com ou sem associação à Episódios de Chuvas Intensas																
No.	Ano	Data	Chuva no dia	Acumuladas até o evento, exclusive (dias)							Tipo do Registro					Total de Registros
				1	2	3	4	7	15	25	1	2	3	4	5	
2	1971	03/03	47,2	8,6	20,9	22,9	23,9	29,9	114,7	122,9			1	4		1
3	1973	22/07	241,9	25,1	25,1	25,1	25,1	25,1	25,1	25,1			2			2
5	1976	15/05	109,4	0,0	29,0	29,8	33,0	80,1	81,1	81,1			2			2
8	1983	06/01	134,9	11,4	38,8	43,2	43,4	43,6	122,0	122,0	1					1
9	1983	14/07	8,9	0,0	30,1	67,9	105,4	233,9	265,2	265,2	1					1
10	1983	17/12	144,0	0,0	0,0	10,0	20,0	95,8	146,6	146,6	1		2			3
11	1984	06/08	84,5	51,6	51,6	77,8	98,1	103,1	103,1	142,3	2		1			3
12	1985	17/06	14,2	0,0	0,0	0,0	0,1	65,0	69,4	69,8			1			1
13	1986	09/01	24,5	0,0	0,0	0,0	5,9	24,6	68,4	97,0	1					1
14	1986	22/01	26,8	0,7	2,8	12,2	48,4	48,4	91,7	116,3			1			1
15	1986	21/09	101,0	25,0	25,0	37,0	37,0	39,5	39,5	54,7			1			1
16	1986	09/10	205,6	0,0	40,0	40,0	42,4	45,4	56,1	161,7			1	1		2
17	1987	13/01	68,9	41,2	41,2	326,2	326,2	375,1	388,1	388,1			1	1		2
18	1987	15-16/02	143,0	9,1	53,1	76,4	82,4	224,1	287,5	329,2				1		1
19	1987	17/06	-	0,0	11,7	19,1	53,4	53,4	65,2	65,2			1			1
20	1989	11/09	91,2	10,0	10,0	58,2	60,2	86,8	86,8	140,0			1			1
21	1991	14-15/11	404,8	14,0	14,0	23,6	23,6	23,6	40,0	195,7	16	2	3	6	9	36
23	1994	22/02	227,4	0,0	0,0	8,0	17,9	31,7	103,7	193,7	2					2
24	1995	05/02	52,0	0,0	1,0	4,4	34,6	52,3	110,8	309,7	1					1
25	1995	24/12	490,4	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	38	75	33	10	7	163
26	1996	04/03	81,5	9,2	15,6	24,7	27,4	124,3	138,9	253,3			1			1
27	1996	06/03	8,6	33,8	81,5	90,7	97,1	108,9	220,4	270,4	1					1
a	1926	09/02	192,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,1	99,7	184,2						0
b	1926	11/02	108,9	192,0	192,0	192,0	192,0	194,3	291,7	364,3						0
c	1926	02/04	130,3	19,6	24,6	24,6	24,6	24,6	43,4	74,4						0
d	1927	13/01	121,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	33,6	95,9						0
e	1928	08/03	236,2	0,0	15,7	15,7	15,7	23,7	30,2	66,1						0
f	1934	23/02	111,6	31,0	31,0	38,6	47,6	65,2	92,0	205,6						0
g	1936	22/04	208,2	4,4	4,4	4,4	6,8	6,8	42,4	45,8						0
h	1940	24/01	122,2	0,0	0,0	0,0	0,0	14,0	51,2	72,5						0
i	1940	25/01	135,6	122,2	122,2	122,2	122,2	122,2	173,4	194,7						0
j	1941	15/01	136,4	5,5	21,3	31,7	31,7	56,7	74,6	112,3						0
k	1981	28/05	133,8	15,9	15,9	15,9	15,9	15,9	42,5	42,5						0
l	1982	25/03	109,1	3,7	35,6	49,8	49,8	84,4	177,2	265,2						0
m	1987	10/01	267,5	0,0	19,5	48,9	48,9	48,9	130,6	139,7						0
n	1994	11/05	116,0	20,5	20,5	29,5	29,5	29,5	34,3	86,5						0
o	1996	01/05	135,2	4,6	12,4	18,4	21,8	21,8	26,8	38,1						0
Total											64	77	52	19	16	228

Para a interpretação da **Tabela 5.2**, algumas observações são relevantes:

- Os episódios 1, 4, 6, 7 e 22 foram desprezados para fins de qualquer análise, por não apresentarem a data do evento;
- A seqüência numérica (1 até 27) corresponde aos registros de escorregamentos;
- A seqüência alfabética (a até o) corresponde aos episódios de chuvas intensas sem registros de escorregamentos;
- As acumuladas referem-se a quantidade precipitada no intervalo entre determinada data anterior ao evento e a data do evento (exclusive).

A partir da **Tabela 5.2**, plotou-se os acumulados pluviométricos contra os eventos de chuvas, com ou sem escorregamentos, desconsiderando-se a chuva ocorrida no dia. Posteriormente, repetiu-se o procedimento para observar a relevância da chuva ocorrida no dia, acrescentando ao acumulado pluviométrico, o correspondente valor da precipitação de 24 horas. Os gráficos resultantes destas análises estão apresentados nas **Figuras 5.11 e 5.12**.

A apreciação destes gráficos, apesar de pouco conclusiva, revela algumas pequenas abordagens, que podem servir de referência para o entendimento das ocorrências associadas às chuvas, como é demonstrado a seguir:

- Ao se comparar as acumuladas de 1, 2, 3, 4, 7, 15 e 25 dias anteriores ao dia do evento, sem levar em conta a chuva ocorrida no referido dia (equivale a estar se observando a evolução do total precipitado até aquele dia), percebe-se que pelo menos até 4 dias anteriores ao evento, a maioria dos pontos estão acomodados próximos ao eixo das abcissas, ou seja, se haveria ou não escorregamentos 4 dias à frente, estes estariam intimamente associados a uma precipitação bastante excessiva neste dia.
- De fato, quando levou-se em conta a chuva no dia do evento, acrescentando-a ao acumulado pluviométrico, notou-se uma maior dispersão dos pontos, com alguns subindo para níveis bastante altos.
- Ao se analisar os diagramas levando em consideração a chuva no dia do evento, os gráficos de 15 e 25 dias de acumulado apresentam desde eventos com alto valor de acumulado sem escorregamentos, até eventos com baixo valor de acumulado, com escorregamentos. Já os gráficos de 1, 2 e 3 dias de acumulado, apresentam bastante semelhança quanto a forma de distribuição da nuvem de pontos, onde fica claro a existência de dois eventos excepcionais de grande magnitude pluviométrica (1991 e 1995). No gráfico de 4 dias de acumulado, percebe-se uma melhor distribuição dos pontos, onde além de mais um ponto destoar quanto à magnitude da precipitação, fica bastante

perceptível uma linha de separação entre eventos com registro de escorregamentos e eventos sem registro. Quanto ao gráfico de 7 dias de acumulado, há uma ascensão bem definida dos pontos relativos à escorregamentos, em relação àqueles sem escorregamentos, inclusive com mais um ponto se juntando ao grupo das chuvas excepcionais.

- Dentre os diagramas apresentados, o que parece convergir para uma melhor dispersão é o gráfico de 4 dias de acumulado pluviométrico. Isto pode estar consubstanciado no fato da passagem de frentes estacionárias que, geralmente, ficam pairadas sobre a região durante 3 ou 4 dias.

Dentre as conclusões subjetivas extraídas da análise dos diagramas, pode-se complementar que os gráficos não contemplam a existência de intervalos sem chuva dentro do período de varredura (1 a 25 dias), os quais podem ser verificados na **Tabela 5.2**, através da estagnação de determinado valor acumulado durante os períodos considerados. Tais intervalos poderiam contribuir para uma diminuição da umidade do solo entre uma chuva e outra, possibilitando a recuperação da estabilidade dos taludes.

Na **Figura 5.13** apresenta-se uma análise qualitativa, com base na contraposição da chuva de 24 horas com a chuva acumulada, para os intervalos anteriormente definidos. Por estes gráficos pode-se perceber que até 4 dias de acumulados a nuvem de pontos sofre influência significativa da chuva de 24 horas.

A relação dos episódios registrados, considerando-se a chuva acumulada de 25 dias, com a pluviosidade média anual, está apresentada na **Figura 5.14**. As conclusões extraídas pela observação deste gráfico, permitem extrapolar que eventos cuja chuva acumulada é superior a 30% da pluviosidade anual, conduzem a casos catastróficos, como os verificados nos anos de 1991 e 1995 (correspondentes aos últimos dois casos do gráfico em que houve escorregamento, respectivamente, 32 e 39% da pluviosidade média anual). No gráfico dos casos sem escorregamentos, também verifica-se porcentagens elevadas em relação a pluviosidade média anual, mas, em se tratando, na maioria deles, de registros nas décadas de 20 e 30, as incertezas quanto a existência ou não de escorregamentos, comprometem qualquer tipo de afirmação concreta.

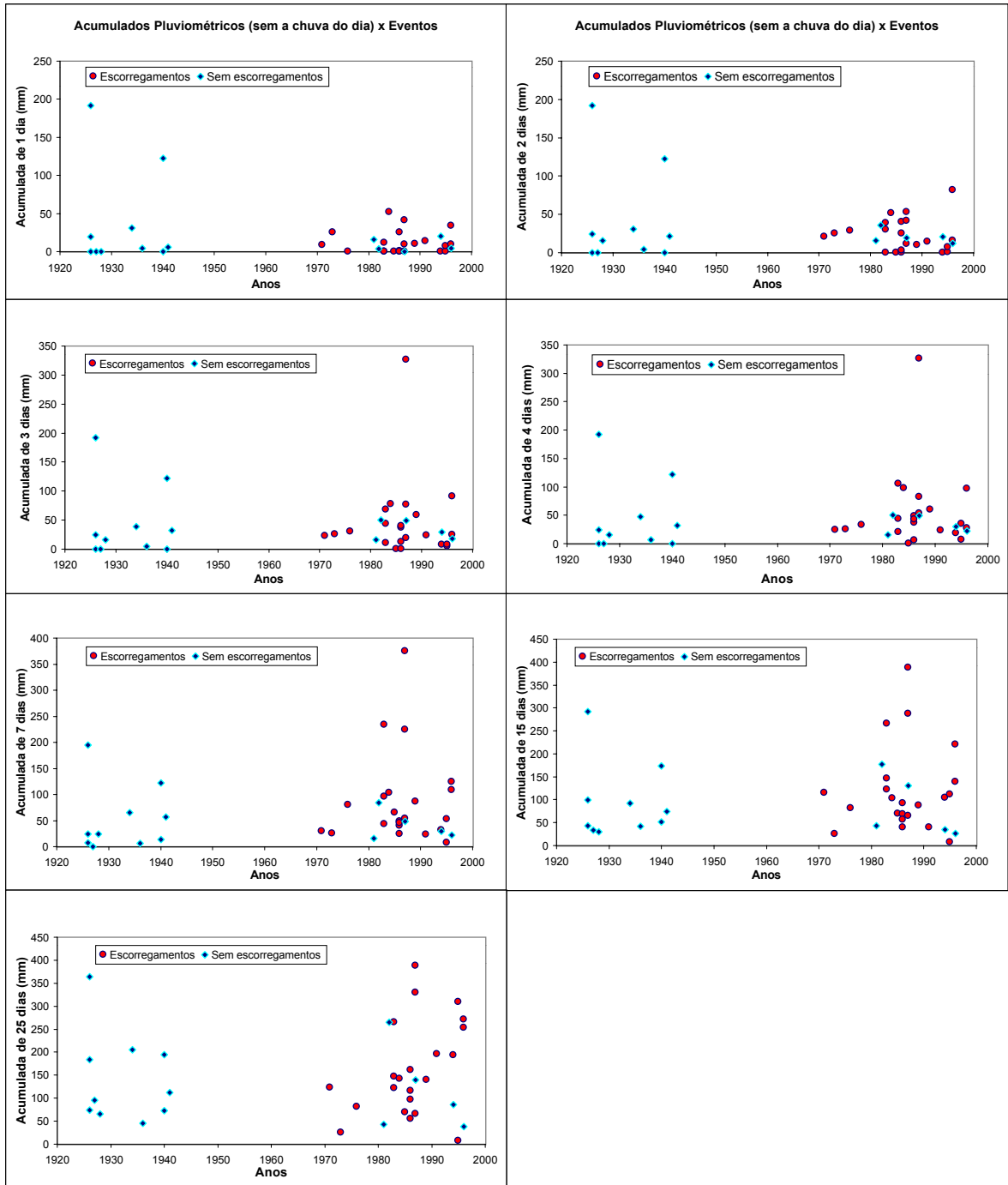


Figura 5.11 - Acumulados Pluviométricos, sem levar em conta a chuva no dia do evento

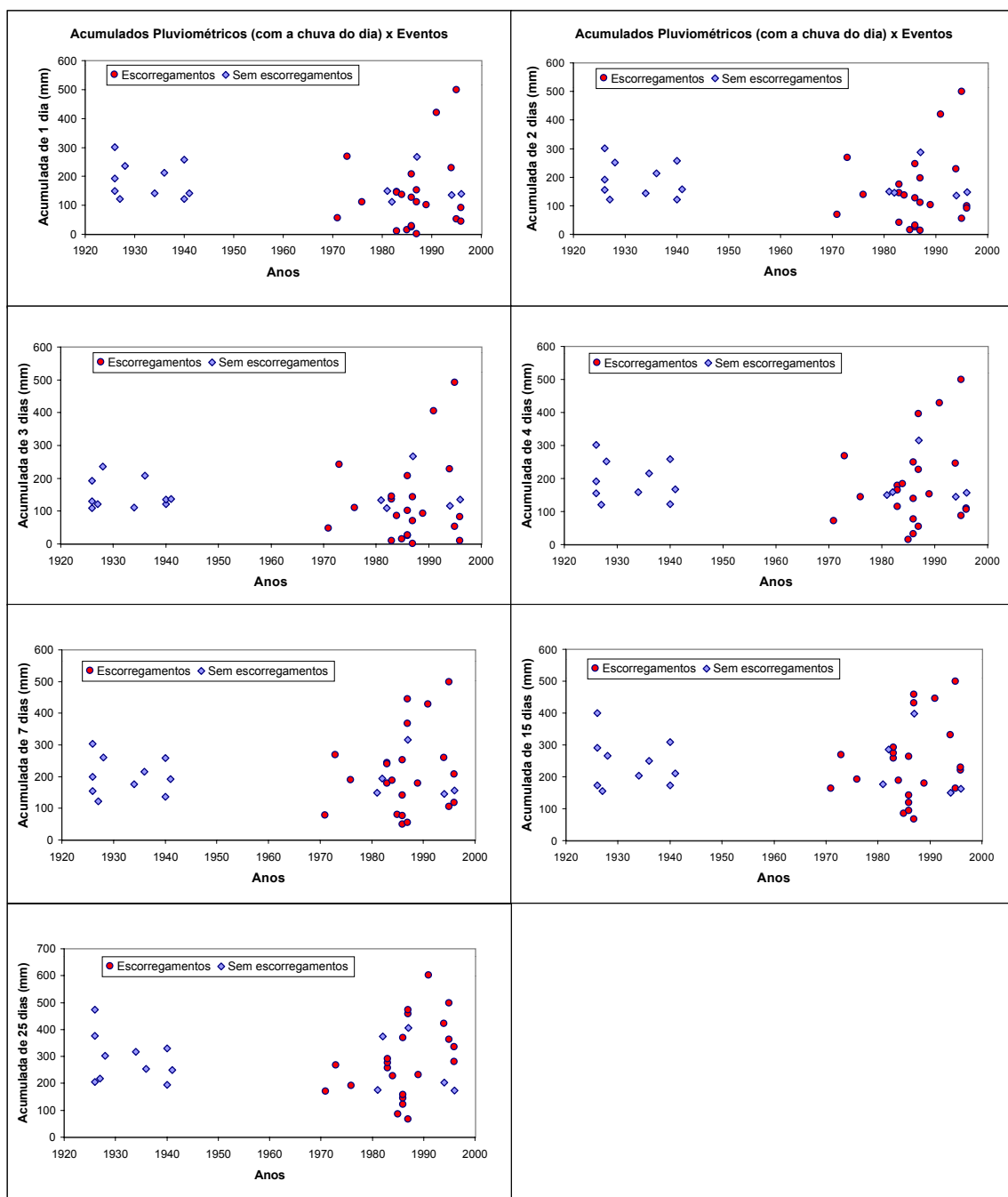


Figura 5.12 - Acumulados Pluviométricos, levando em conta a chuva no dia do evento

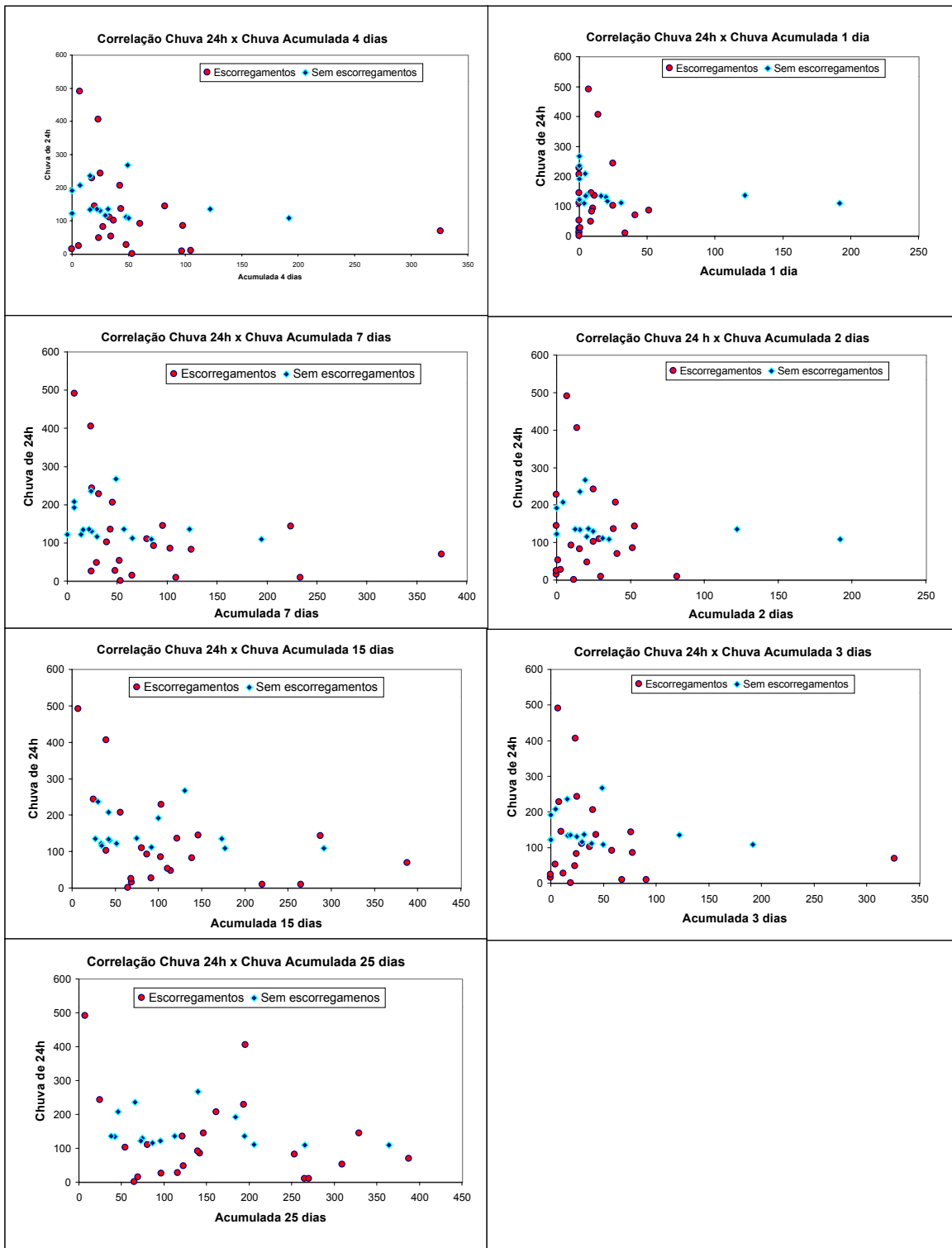


Figura 5.13 - Correlação entre Chuva de 24 horas e Acumulado Pluviométrico

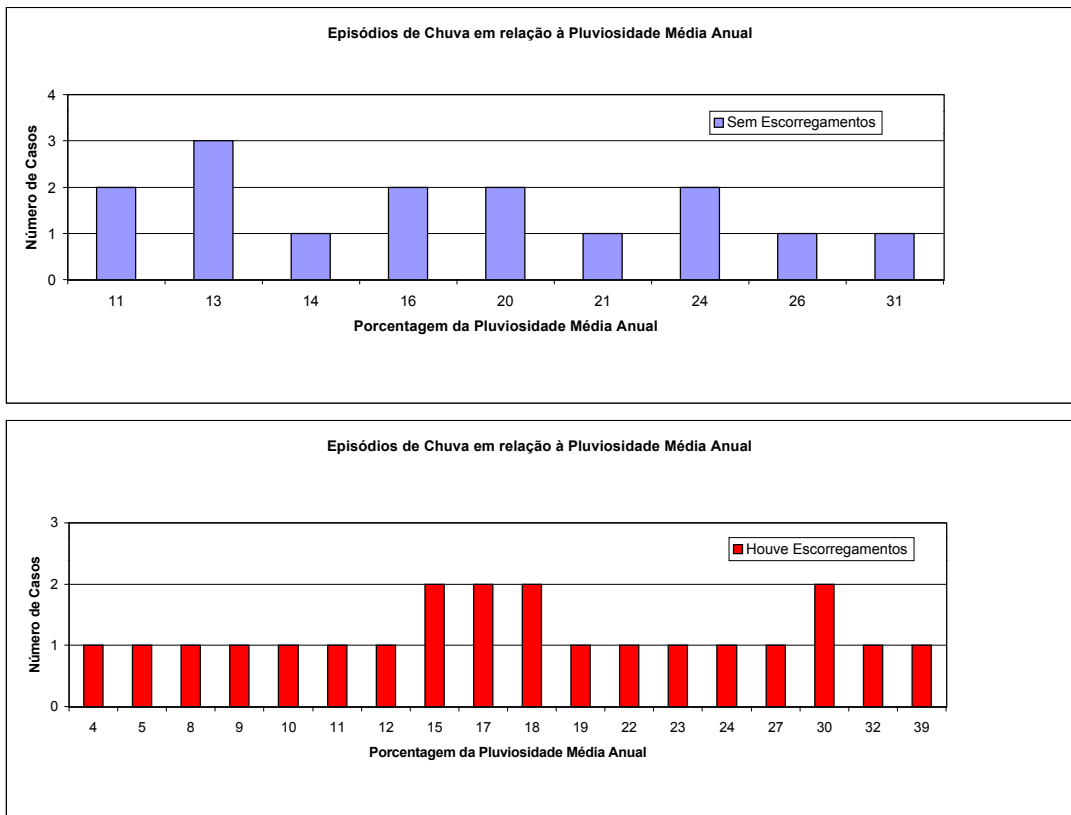


Figura 5.14 - Relação dos Eventos Pluviométricos com a Pluviosidade Anual

Aplicação da proposta de GUIDICINI E IWASA (1976)

GUIDICINI e IWASA (1976), elaboram diagramas de periculosidade para episódios de chuvas intensas com relação à estabilidade de encostas, que serviram de modelo para o desenvolvimento desta etapa do trabalho, onde procurou-se adaptar os coeficientes de ciclo e final (representativos do histórico da pluviosidade e do histórico acrescido da chuva no dia do evento, respectivamente) ao caso de Florianópolis, bem como testar a eficácia dos referidos coeficientes, para fins de um possível sistema de alerta para o município.

A proposta de Guidicini e Iwasa baseia-se na idéia da existência de um ciclo de chuvas, no qual é de se esperar um episódio de chuva intensa na estação chuvosa, que traria consigo todo o histórico da precipitação antecedente, favorecendo o surgimento de mecanismos de instabilidade, pela condição prévia de saturação do solo. O ciclo, para as regiões tropicais, tem início no mês de junho, julho ou agosto, geralmente julho, que representam a estação mais seca do ano, ou seja, aquela de menores índices pluviométricos.

Para Florianópolis, o mês menos chuvoso na média da série histórica de dados, é o mês de julho, o que permite atribuir para o município, o mesmo ciclo (julho do ano “i” até junho do ano “i+1”) assumido para os gráficos elaborados pelos referidos autores.

Com base nesta premissa e acompanhando a metodologia proposta por Guidicini e Iwasa, elaborou-se a **Tabela 5.3**, auto explicativa, em que demonstra-se a determinação dos coeficientes C_c , C_e e C_f , do método, aplicados para o caso de Florianópolis. Nesta tabela valem os mesmos critérios adotados na tabela 5.2, com a seqüência numérica representando os registros de escorregamentos e a seqüência alfabética os casos sem registros de escorregamentos.

A partir das **Tabelas 5.2 e 5.3**, elaborou-se gráficos de dispersão da precipitação acumulada de 1, 2, 3, 4, 7, 15 e 25 dias anteriores ao dia do evento, assim como a própria precipitação ocorrida no dia do evento, com relação ao meses do ano em que ocorreram, independentemente do ano no qual ocorreram. Os referidos gráficos estão apresentados na **Figura 5.15**.

Como era de se esperar, a maior concentração de episódios, com ou sem escorregamentos, está localizada no período que compreende os meses de dezembro a março, que, conforme foi apresentado no item 3.3, representa a estação chuvosa e a mais quente do ano.

Tabela 5.3 - Determinação dos Coeficientes Cc, Ce e Cf

Eventos Pluviométricos Registrados em Florianópolis			Estação São José		Instalação: 1911		Critério: 100 mm para chuvas sem ocorrências geotécnicas												
No. do Caso	Data do Episódio	Chuva em 24 h (mm) (1)	Histórico anterior até a data do episódio (exclusive), em "mm"											Média Anual (3)	Coef. de Ciclo (Cc) (2) / (3)	Coef. do Epis. (Ce) (1) / (3)	Coef. Final (Cf) (Cc+Ce)	Casos Registrados Quantidade (tipo)	Total de Registros
			Jul+Ago+Setembro	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Total até a data (2)						
a	09/02/2026	192,0	178,2	295,3	117,5	121,1	421,7	40,0					1173,8	1549	0,758	0,124	0,882	Sem Registros	0
b	11/02/2026	108,9	178,2	295,3	117,5	121,1	421,7	232,0					1365,8		0,882	0,070	0,952	Sem Registros	0
c	02/04/2026	130,3	178,2	295,3	117,5	121,1	421,7	433,9	53,5	24,6			1645,8		1,062	0,084	1,147	Sem Registros	0
d	13/01/2027	121,5	354,9	29,0	66,0	92,0	23,8						565,7		0,365	0,078	0,444	Sem Registros	0
e	08/03/2028	236,2	277,3	138,5	163,9	68,6	44,1	80,6	23,7				796,7		0,514	0,152	0,667	Sem Registros	0
f	23/02/1934	111,6	231,7	195,5	107,0	31,7	189,1	128,6					883,6		0,570	0,072	0,642	Sem Registros	0
g	22/04/1936	208,2	328,1	228,0	59,6	123,9	222,2	141,2	130,0	42,4			1275,4		0,823	0,134	0,958	Sem Registros	0
h	24/01/1940	122,2	230,7	78,2	354,5	120,9	70,2						854,5		0,552	0,079	0,631	Sem Registros	0
i	25/01/1940	135,6	230,7	78,2	354,5	120,9	192,4						976,7		0,631	0,088	0,718	Sem Registros	0
j	15/01/1941	136,4	276,4	170,4	87,5	136,6	167,7						838,6		0,541	0,088	0,629	Sem Registros	0
2	03/03/1971	47,2	325,7	81,5	86,0	128,0	134,6	192,8	20,9				969,5		0,626	0,030	0,656	1(3)	1
3	22/07/1973	241,9	25,1										25,1		0,016	0,156	0,172	2(3)	2
5	15/05/1976	109,4	358,7	134,4	188,7	131,3	168,5	165,1	151,0	16,8	81,1		1395,6		0,901	0,071	0,972	2(3)	2
k	28/05/1981	133,8	375,8	145,8	85,1	212,0	129,9	157,7	292,9	14,9	42,5		1456,6		0,940	0,086	1,027	Sem Registros	0
l	25/03/1982	109,1	196,1	169,8	112,8	184,3	103,3	187,3	262,2				1215,8		0,785	0,070	0,855	Sem Registros	0
8	06/01/1983	134,9	89,0	145,2	182,9	78,4	43,6						539,1		0,348	0,087	0,435	1(1)	1
9	14/07/1983	8,9	263,2										263,2		0,170	0,006	0,176	1(1)	1
10	17/12/1983	144,0	758,2	56,0	191,9	146,6							1152,7		0,744	0,093	0,837	1(1);2(3)	3
11	06/08/1984	84,5	194,1										194,1		0,125	0,055	0,180	2(1);1(3)	3
12	17/06/1985	14,2	513,2	90,6	269,5	128,0	226,1	271,7	229,2	111,2	32,6	69,8	1941,9		1,254	0,009	1,263	1(3)	1
13	09/01/1986	24,5	199,1	131,8	185,0	64,5	24,6						605,0		0,391	0,016	0,406	1(1)	1
14	22/01/1986	26,8	199,1	131,8	185,0	64,5	116,3						696,7		0,450	0,017	0,467	1(3)	1
15	21/09/1986	101,0	148,1										148,1		0,096	0,065	0,161	1(3)	1
16	09/10/1986	205,6	282,4	3,7									286,1		0,185	0,133	0,317	1(3);1(4)	2
m	10/01/1987	267,5	282,4	246,0	121,9	129,6	104,5						884,4		0,571	0,173	0,744	Sem Registros	0
17	13/01/1987	68,9	282,4	246,0	121,9	129,6	372,0						1151,9		0,744	0,044	0,788	1(3);1(4)	2
18	15-16/02/87	143,0	282,4	246,0	121,9	129,6	252,6	287,5					1320,0		0,852	0,092	0,944	1(4)	1
19	17/06/1987	0,0	282,4	246,0	121,9	129,6	252,6	384,3	108,6	96,0	150,9	65,2	1837,5		1,186	0,000	1,186	1(3)	1
20	11/09/1989	91,2	180,6										180,6		0,117	0,059	0,175	1(3)	1
21	14-15/11/91	404,8	162,8	196,5	135,9								495,2		0,320	0,261	0,581	16(1);2(2);3(3);6(4);9(5)	36
23	22/02/1994	227,4	427,7	123,6	23,2	182,0	123,1	153,9					1033,5		0,667	0,147	0,814	2(1)	2
n	11/05/1994	116,0	427,7	123,6	23,2	182,0	123,1	432,7	237,2	130,6	29,7		1709,8		1,104	0,075	1,179	Sem Registros	0
24	05/02/1995	52,0	148,8	109,4	134,1	247,9	357,4	41,6					1039,2		0,671	0,034	0,704	1(1)	1
25	24/12/1995	490,4	225,4	142,1	106,6	7,2							481,3		0,311	0,317	0,627	38(1);75(2);33(3);10(4);7(5)	153
26	04/03/1996	81,5	225,4	142,1	106,6	764,4	219,4	244,2	24,7				1726,8		1,115	0,053	1,167	1(3)	1
27	06/03/1996	8,6	225,4	142,1	106,6	764,4	219,4	244,2	24,7				1726,8		1,115	0,006	1,120	1(1)	1
o	01/05/1996	135,2	225,4	142,1	106,6	764,4	219,4	244,2	239,3	49,7	0,0		1991,1		1,285	0,087	1,373	Sem Registros	0

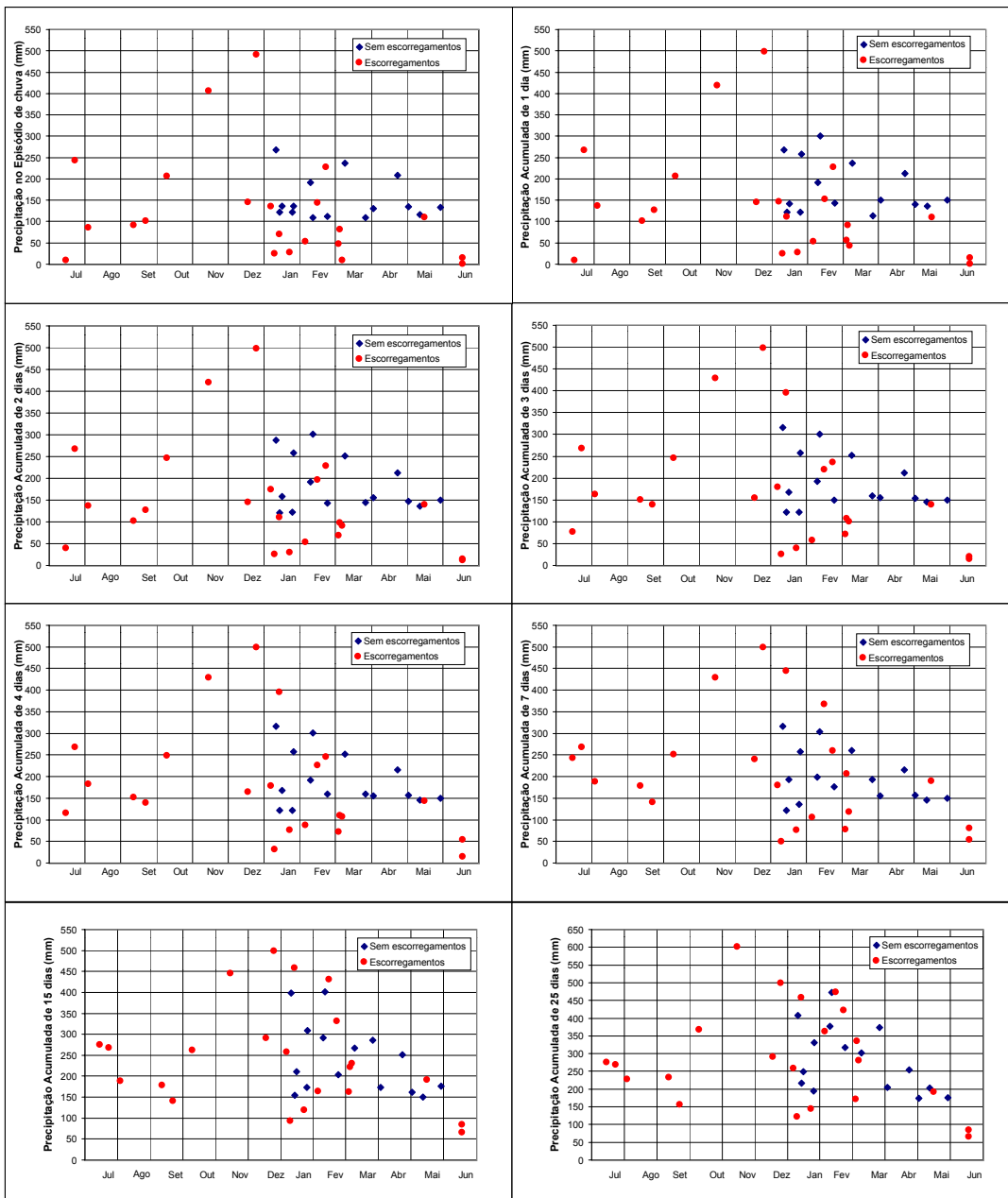


Figura 5.15 - Casos Registrados de Escoamentos e episódios de chuva coletados

Outra análise que se pode fazer ao observar estes gráficos, diz respeito a magnitude das precipitações e sua evolução com o crescimento da chuva acumulada, a fim de traçar-se um patamar característico para a ocorrência inevitável de escorregamentos.

Para a chuva de 24 horas, que representa o total precipitado no dia do evento, tem-se claramente a definição de um patamar a partir de 300mm, o qual também pode ser admitido para chuvas acumuladas de até 2 dias, já que não há alterações significativas na dispersão. As acumuladas de 3, 4 e 7 dias também definem um patamar crítico, porém, um pouco mais elevado, na casa dos 350mm. A acumulada de 15 dias revela uma aproximação, em torno dos 400mm de precipitação, de casos sem escorregamentos com casos com escorregamentos, o que torna-se bastante acentuado quando considera-se a acumulada de 25 dias, onde não há como atribuir uma tendência para escorregamentos, apenas baseada na chuva, uma vez que existem contraposição de pontos em que não foi registrado escorregamentos.

Quanto à existência de pontos sem registro de escorregamentos, vale lembrar que se trata de observações relativas à ocorrência de registros pluviométricos superiores a 100mm em 24 horas, onde não há notícias de escorregamentos, nem ao menos fontes que revelassem o contrário.

Outro fato que merece destaque, diz respeito à existência de várias ocorrências de escorregamentos para baixos índices pluviométricos, inclusive na estação chuvosa, o que revela que muitos casos não estão diretamente associados a chuvas intensas. Na evolução da chuva acumulada, apenas a partir de 7 dias há uma certa correspondência da precipitação na instabilidade, embora alguns pontos continuassem baixos.

Por estes gráficos, pode-se concluir que as ocorrências registradas no mês de junho não tem qualquer relação com chuvas, assim como os episódios de janeiro de 1986. Da mesma forma, pode-se perceber que os casos registrados no mês de julho (1983) e agosto (1984), estão associados a pluviosidade mensal extraordinária do ano em que ocorreram, onde tem-se baixos valores de precipitação na proximidade do evento e elevado índice pluviométrico mensal.

O episódio de julho de 1973, um mês normalmente de baixa pluviosidade, surpreende por ser um caso bastante anômalo, tendo sido registrado uma chuva intensa superior a 240mm em 24 horas, inclusive provocando manifestações de instabilidades.

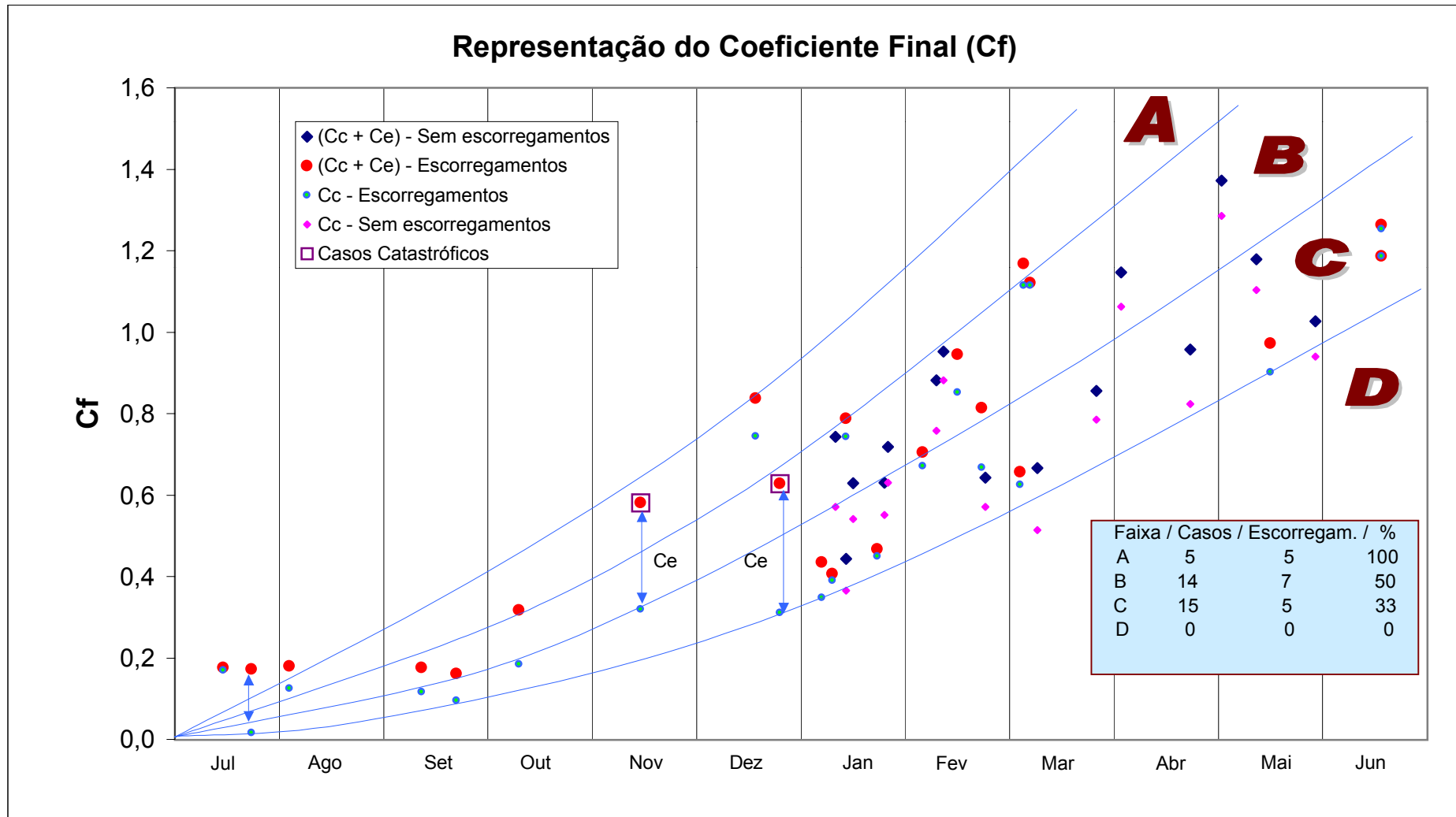
Também com base na **Tabela 5.3**, foram elaborados os gráficos das **Figuras 5.16, 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20**, onde é demonstrada a representação dos coeficientes C_c , C_e e C_f para aplicação em Florianópolis.

No diagrama de representação do coeficiente Final (Cf), **Figura 5.16**, são plotados todos os casos registrados em Florianópolis, com ou sem registro de escorregamento, onde os pontos dispersos em função do mês de ocorrência, representam a chuva limite, acumulada desde o início do ciclo (julho). Os pontos em forma de círculo grande vermelho e losango grande azul, representam o coeficiente final (Cf), respectivamente para os casos em que houveram escorregamentos e os casos sem escorregamentos, resultado da soma algébrica do coeficiente do ciclo (Cc) e o coeficiente do episódio (Ce). O Cc está representado pelos pontos circulares esverdeados pequenos, para os casos com escorregamentos e losangos pequenos de cor rosa para os casos sem escorregamentos. Os dois casos catastróficos (1991 e 1995), pontos circulares vermelhos grandes, estão contornados por um quadrado.

Neste gráfico, os pontos referentes ao Cc, estão exatamente abaixo ou coincidentes com o Cf, sob o mesmo alinhamento vertical. Através deste artifício, pode-se observar a influência de uma chuva intensa (representada pelo Ce) sobre um ponto qualquer (Cc), elevando-o para uma posição superior no gráfico. Da mesma forma, pode-se observar diversas ocorrências onde a chuva intensa de 24 horas não tem contribuição significativa no episódio.

Com base apenas nos pontos referentes ao Cf, foram traçadas curvas que delimitassem as quatro faixas propostas por Guidicini e Iwasa. Segundo aqueles autores, a faixa “A” corresponde àquela cuja probabilidade de ocorrência de escorregamento é 100%. Com isso, todos os pontos dentro desta faixa devem representar tal condição.

No gráfico para Florianópolis, foi possível enquadrar 5 pontos para delimitar a faixa. Note-se que nos meses de julho e agosto, ocorreram três eventos que ultrapassaram o limite superior da faixa “A”. O segundo episódio verificado em julho, corresponde a uma chuva intensa bastante elevada e única na série histórica de dados para este mês, como pode ser observado pelo Ce, elevando o ponto do histórico de pluviosidade até a data da ocorrência (Cc), para uma condição acima da faixa “A”. Os dois outros episódios foram julgados anômalos e correspondem aos meses de julho de 1983 e agosto de 1984, onde todo o estado catarinense foi assolado por chuvas contínuas, extraordinárias na série histórica de dados e não representativas para a condição de normalidade destes meses. No mês de julho de 1983, principalmente, o caso de escorregamento não tem qualquer associação com uma chuva intensa, como pode ser observado na sobreposição do Cc com o Cf, indicando Ce insignificante, o que demonstra que o escorregamento ocorrido, tem estreita relação com a pluviosidade acumulada.



O traçado da faixa “B” obedeceu ao mesmo critério dos autores do método, onde foi possível enquadrar 50% dos casos de escorregamentos (7 dos 14). Para a faixa “C” também foi possível enquadrar 33% dos casos de escorregamentos (5 dos 15), acompanhando o critério de delimitação das faixas usado pelos autores do método. Para a faixa D, como, por definição, corresponde a faixa em que não há possibilidade de escorregamento, mesmo que nenhum caso fosse enquadrado, satisfiz-se a proposição dos autores.

Ainda com relação ao gráfico de representação do Cf, pode-se perceber nitidamente que os eventos catastróficos (novembro de 1991 e dezembro de 1995) sofrem influência direta das fortes chuvas nas horas antecedentes aos eventos, como é apresentado na separação entre os pontos Cf e Cc, que é justamente o Ce. Como o Ce é a parcela da pluviosidade média anual, relativa somente a chuva intensa do dia do evento, pode-se dizer que pelo histórico da pluviosidade até a data da ocorrência, dificilmente os episódios tomariam as dimensões de catástrofes, já que situar-se-iam na faixa “C”, podendo até nem haver escorregamentos (33% de probabilidade). Em decorrência da chuva do dia, Ce, os respectivos pontos elevaram-se para a faixa “B”, no caso de dezembro de 1995, e faixa “A”, no caso de novembro de 1991.

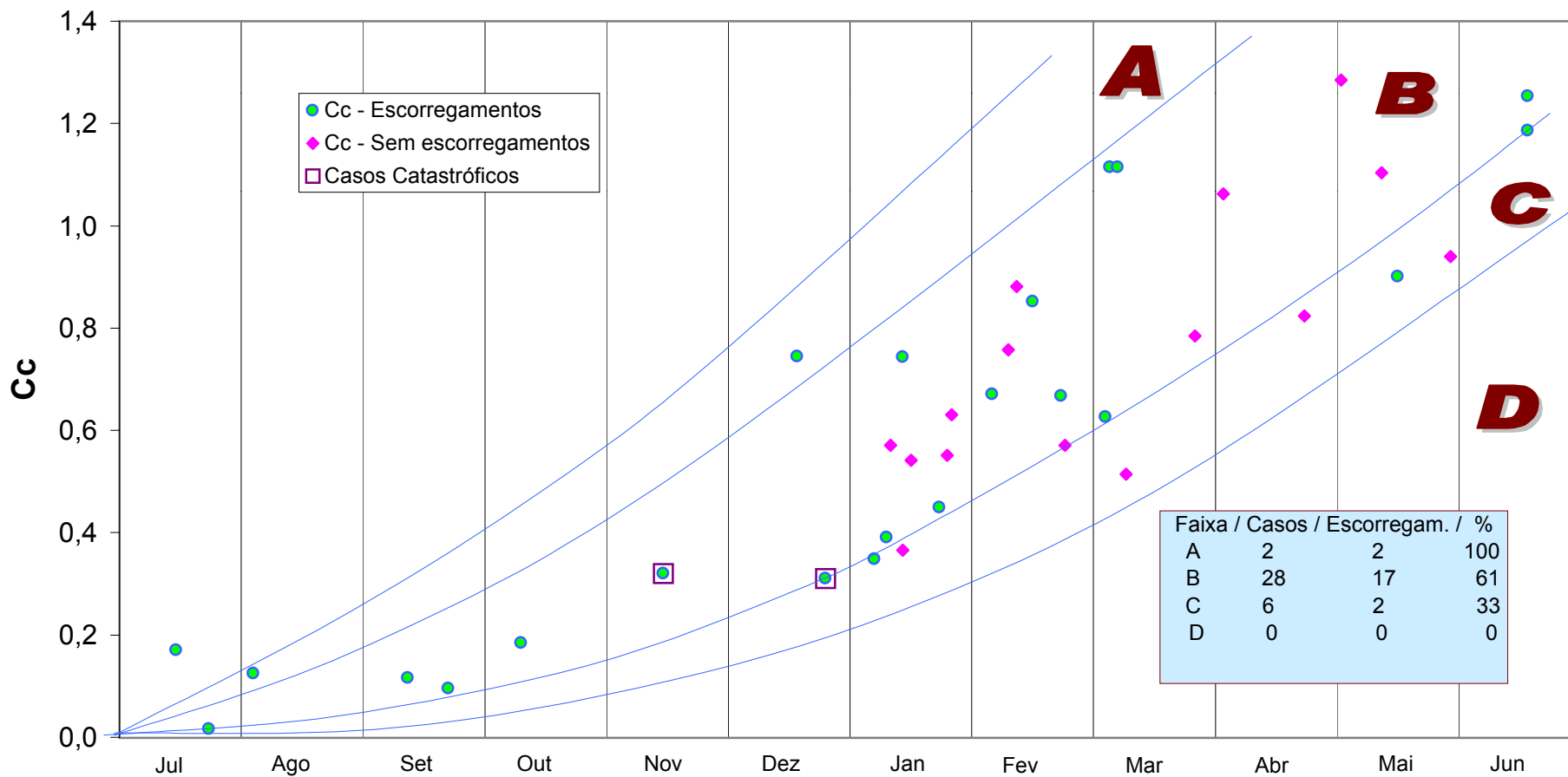
No diagrama de representação do coeficiente do ciclo (Cc), bastou plotar os respectivos valores de Cc de cada episódio, diferenciados pelo formato e coloração dos pontos, conforme é apresentado na **Figura 5.17**.

A definição das faixas de risco procurou, dentro das possibilidades, obedecer os critérios usados pelos autores da metodologia. Para a faixa “A”, correspondente a 100% de probabilidade de ocorrência de escorregamento, foi possível o enquadramento de 2 casos. Novamente o caso do mês de julho de 1983 ficaria acima da faixa, em virtude da excepcionalidade do total pluviométrico mensal daquele ano, que elevou potencialmente a porcentagem em relação a pluviosidade média mensal (Cc).

Para a faixa “B”, embora na proposta dos autores equívale a 67% de probabilidade de ocorrência de escorregamento, com os dados de Florianópolis foi possível defini-la com 61%, enquadrando 28 casos, sendo que em 17 deles houveram escorregamentos. Para a faixa “C”, da mesma forma da anterior, foi possível enquadrar 6 casos, sendo 2 deles relativos a escorregamentos, perfazendo uma probabilidade de 33%, contra 31% da proposta original dos autores. Para a faixa “D”, seguiu-se o mesmo critério adotado no gráfico de representação do Cf.

Da análise desde gráfico, pode-se depreender que os casos catastróficos de novembro de 1991 e dezembro de 1995, somente em função do histórico de pluviosidade até o dia

Representação do Coeficiente do Ciclo (Cc)



Faixa	Casos	Escorregam.	%
A	2	2	100
B	28	17	61
C	6	2	33
D	0	0	0

anterior ao episódio, já estariam condicionados a uma probabilidade bastante alta de ocorrência de escorregamentos.

A partir destes gráficos em função de Cf e Cc, elaborou-se os gráficos da pluviosidade acumulada dos episódios, que, na verdade, correspondem aos mesmos Cf (no caso de considerar-se a chuva intensa do dia) e Cc (considerando-se a chuva até a data do episódio), apenas passando-se a ordenada para termos de pluviosidade.

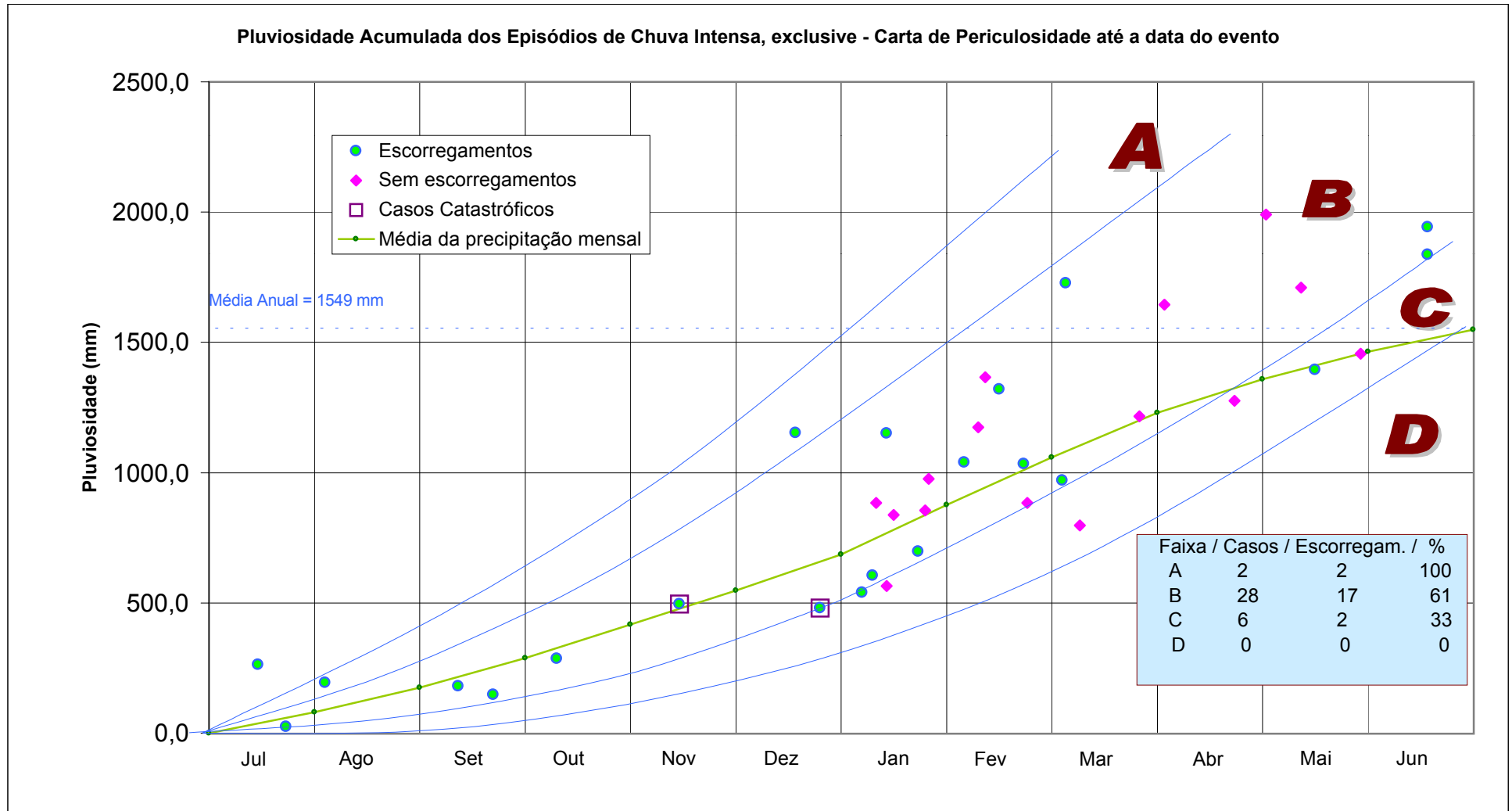
Assim, na **Figura 5.18** é apresentado o gráfico da pluviosidade acumulada até a data do evento, sem considerar a chuva do dia, onde tem-se as mesmas faixas definidas em função do Cc, onde pode-se observar o comportamento da chuva acumulada média (definida através da média da série histórica) dentro das faixas de risco, desde o início do ciclo. Percebe-se que praticamente em todo o ciclo, a curva acumulada média adentra a região com 61% de probabilidade de ocorrência de escorregamento, e não só na estação particularmente chuvosa. Esta constatação conduz a uma faixa “B” superdimensionada, no caso da representação do Cc, onde tem-se que nos meses em que a chuva acumulada aproxima-se da curva acumulada média, por si só há grande possibilidade de escorregamentos, o que é uma avaliação um pouco exagerada.

A questão da curva de precipitação média anual adentrando na faixa B, ser considerada uma avaliação exagerada, reside no fato de que o traçado das faixas, em termos do Cc, não leva em conta as chuvas nas 24 horas dos dias dos eventos, porém, a curva de precipitação média anual engloba todo o total pluviométrico a cada mês, acumulando-o, do qual as chuvas de 24 horas fazem parte.

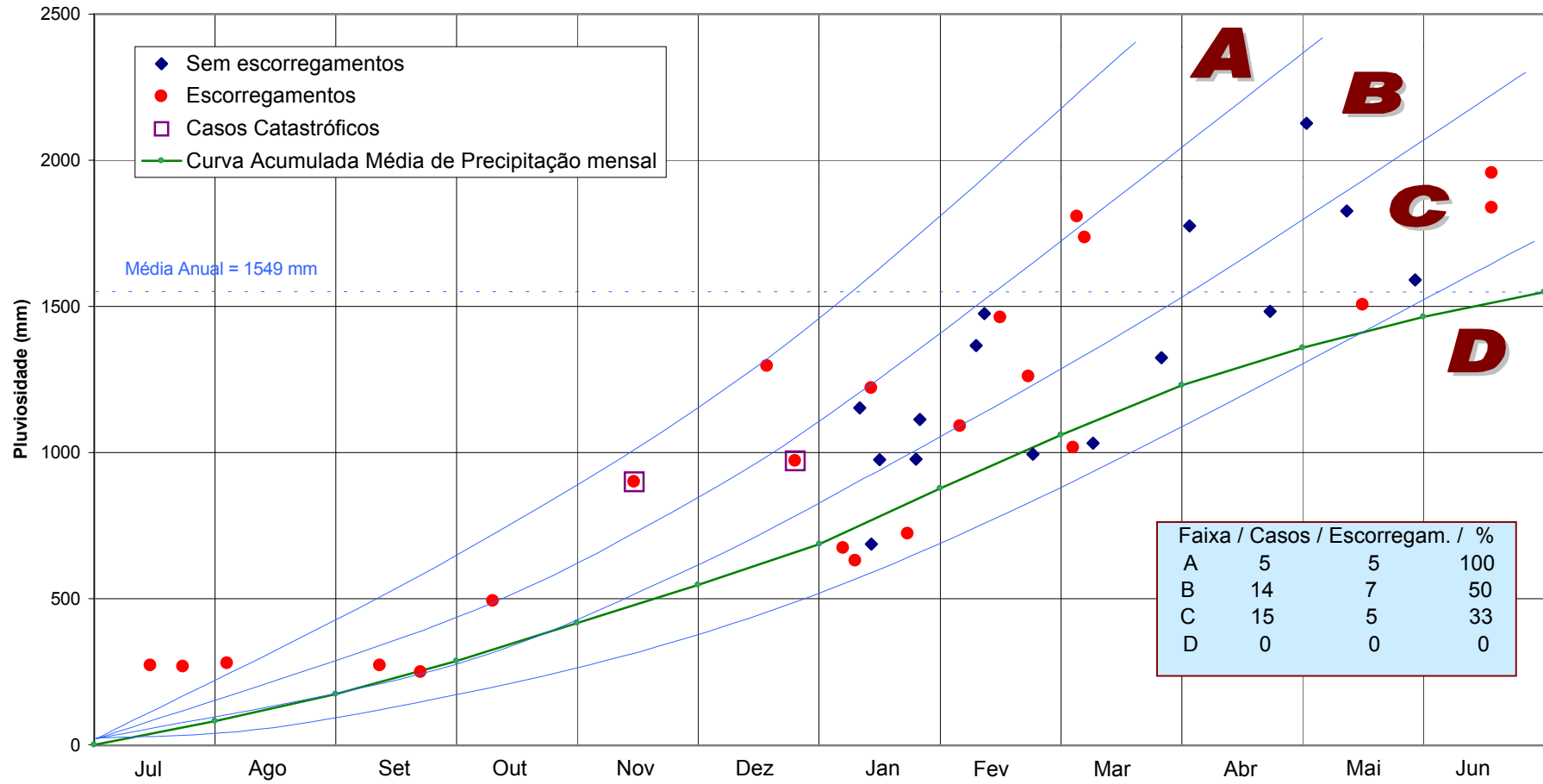
Já em termos de Cf, ou seja, incluindo-se a chuva intensa do dia do evento, a curva acumulada média da precipitação mensal tem um comportamento bem mais ameno do ponto de vista de periculosidade, conforme é demonstrado na **Figura 5.19**. Note-se que, mesmo assim, a chuva acumulada média passa a maior parte do ciclo dentro da faixa “C”.

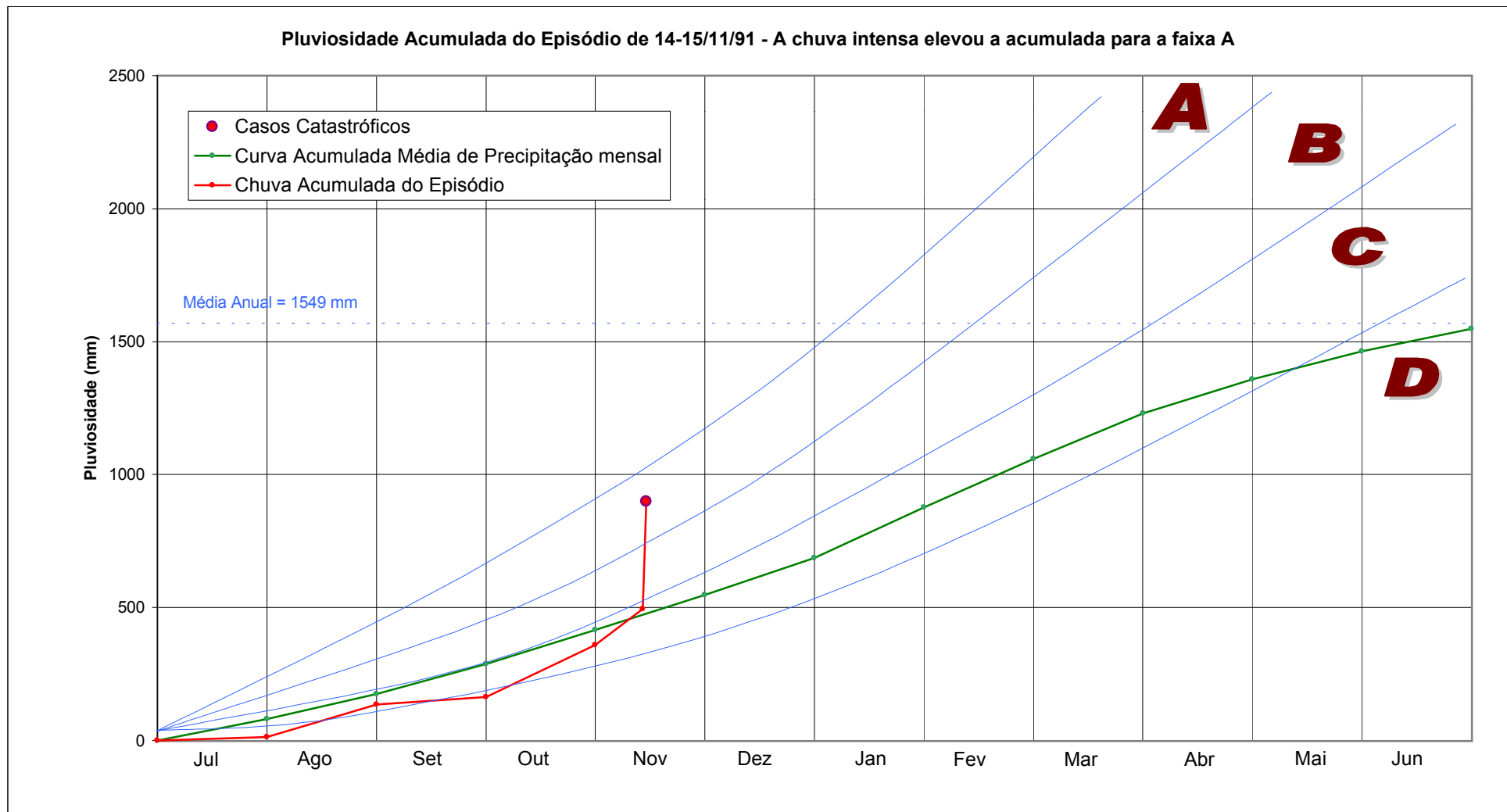
Para ambos os casos, ressalta-se que o risco de escorregamentos não está simplesmente associado ao fato da curva acumulada penetrar em faixas de posição superior (maior probabilidade de escorregamento), conforme descreveram GUIDICINI e NIEBLE (1983), mas sim pela possibilidade de ocorrer uma chuva intensa que venha a se somar a uma curva acumulada de posição já elevada.

Na **Figura 5.20** é apresentado o caso específico do episódio de 14 e 15 de novembro de 1991 (em termos de Cf), que confirma a afirmação anterior, onde a chuva acumulada do evento, inicialmente de posição relativamente normal e sem riscos, a partir de 30 dias



Pluviosidade Acumulada dos Episódios de chuvas Intensas, inclusive - Carta de Periculosidade incluindo a chuva intensa





anteriores ao evento eleva-se para próximo da curva acumulada média da precipitação mensal, e nas 24 horas do dia do evento atinge um valor bem acima da média, passando para a região de 100% de probabilidade de escorregamento, o que realmente aconteceu na prática (36 casos registrados de escorregamentos naquele evento).

A mesma análise poderia ser feita para os outros 26 casos de eventos com escorregamentos, o que julgou-se desnecessário para o entendimento do resultado da aplicação da proposta de Guidicini e Iwasa para Florianópolis. Em função dos gráficos de pluviosidade acumulada, principalmente em termos de Cf, ou seja, levando-se em conta os casos com a chuva intensa incluída, pode-se tecer alguns comentários com vistas a um primeiro contato com sistemas de alerta.

Os resultados podem ser direcionados para fins de previsibilidade. Para isso, é necessário acompanhar a evolução da chuva acumulada dentro das faixas de periculosidade. Se for verificado um posicionamento que tenda a oferecer maiores riscos, é preciso que seja possível prever com antecedência, através de fontes bastante seguras e confiáveis, a chuva esperada nas horas que venham a se seguir, pelo menos as próximas 12 horas, de modo que possa ser dado um alerta pela defesa civil do município, a fim de evacuação das áreas de risco.

Evidentemente, tais considerações são apenas de caráter preliminar e descomprometidas com a implantação de um sistema de alerta. Para tal fim, seriam necessárias análises mais fundamentadas, inclusive com observações quanto ao comportamento das chuvas nos dias anteriores e acompanhamento da chuva crítica horária, além de inclusão de coeficientes de segurança, uma vez que a informação pertinente, futura, depende dos serviços de previsão meteorológica. A influência das chuvas nos dias imediatamente após o episódio, também poderia ser uma informação útil para este fim. Não obstante, direcionamento para sistemas de alerta, requer observações no sentido da redução dos gradientes de pluviosidade, com o propósito de cancelamento de um sinal de alarme.

O que se quer ao mencionar a possibilidade de utilização dos gráficos propostos em termos de Cf e Cc, para fins de sistemas de alerta, é demonstrar que é possível acompanhar a evolução de uma chuva acumulada através dos referidos gráficos, e que tal acompanhamento pode direcionar, mediante informações confiáveis de meteorologia, uma previsão de ocorrência de escorregamentos.

Com relação a validade dos coeficientes Cf e Cc, principalmente o Cc, já que no Cf a chuva crítica estaria incluída, em acordo com as conclusões de PEDROSA (1994), é que

podem traduzir o histórico de pluviosidade de maneira bastante apreciável. Entretanto, não refletem o aumento do gradiente de pluviosidade crítico na proximidade de um evento de chuvas intensas, o que seria conseguido adotando-se coeficientes para as chuvas acumuladas dos dias proximamente anteriores.

6 - ESCORREGAMENTOS ASSOCIADOS AO CONTATO GRANITO/DIABÁSIO

Das diversas ocorrências de instabilidades em encostas, pode-se agrupar a maioria delas como consequência da presença de diques de diabásio intrusivos ao granito ou preenchendo falhamentos no granito. Conforme já enunciado na descrição da geomorfologia e geologia do município, estes diques tem grande influência na forma atual do relevo de diversos morros, além de coordenarem o fluxo de água subterrâneo, dadas suas características de maior fraturamento e permeabilidade.

Os diques e/ou sills de diabásio, são formas de ocorrências hipoabissais, ou seja, intrusões intermediárias, até 10 km de profundidade, correspondendo muitas vezes a canais por onde o magma ascendeu e alcançou a superfície, tendo, portanto, maior velocidade de resfriamento do que as ocorrências abissais (batolito granítico, por exemplo), logo, maior fraturamento.

Os diques são corpos intrusivos alongados, de forma tabular, dispostos discordantemente com a estrutura da rocha encaixante, ou seja, seccionando-a. Já os sills diferem por definição dos diques, por estarem dispostos concordantemente com a estrutura da rocha encaixante, isto é, paralelamente às camadas da rocha. Como as rochas graníticas não possuem camadas, a forma de ocorrência hipoabissal em Florianópolis é, predominantemente, em diques de diabásio.

Os diques de diabásio geralmente apresentam-se encaixados nas falhas do granito e dispostos na vertical, exibindo um fraturamento intenso e predominantemente horizontal, com espaçamento decimétrico, ao passo que, no granito, o espaçamento das fissuras é da ordem de metros a dezenas de metros.

Por apresentarem maior fraturamento e estarem expostos ao intemperismo, principalmente químico, devido a circulação d'água, os diques de diabásio, nas áreas de granito, alteram-se mais rapidamente a solos argilosos.

Conforme a disposição da encosta e da continuidade do perfil residual granítico à jusante de um dique de diabásio, pode ser evidenciado um quadro de razoável probabilidade de escorregamentos, dadas às condições de percolação d'água na direção de jusante,

atravessando um manto residual de granito ou corpos de talus/colúvio, provocando sobrepressão hidrostática capaz de estimular movimentações, o que não é uma regra, mas torna-se uma situação bastante propícia a escorregamentos. Se houver confinamento, pode haver também subpressão hidrostática, como que um empuxo de baixo para cima na capa de solo sobre o dique. Evidentemente, se houver ações, principalmente humanas, que colaborem com a diminuição da estabilidade ou do estado de equilíbrio em que se encontra a encosta, como retirada da vegetação, execução de cortes ou alteração da drenagem, o quadro evolui para uma instabilidade iminente.

Segundo TEIXEIRA (1997), tem-se constatado uma associação muito íntima das instabilidades de movimentos de massa com a ocorrência dos diques de diabásio. A justificativa se dá por conta do maior fraturamento do diabásio, conseqüentemente, maior permeabilidade e maior expansividade e plasticidade da argila (grupo das esmectitas) de seu horizonte C. Foram constatadas instabilidades associadas a diques de diabásio no Morro do Horácio, Mont Serrat, Pantanal, Costeira do Pirajubaé, Caieira do Saco dos Limões, Lagoa da Conceição e no corte da rodovia SC 401, em Cacupé.

REGO NETO (1987) estudando o Morro da Cruz, também constatou que pelo menos duas ocorrências se deram em solo residual do dique de diabásio, que corta o referido morro de norte a sul, nas localidades José Mendes e Mont Serrat.

Além dos locais mencionados, também foi verificado um escorregamento numa zona de contato granito-diabásio no bairro Córrego Grande, próximo ao Jardim Guarani.

A seguir apresenta-se um breve relato das ocorrências verificadas em áreas de contato do granito com o diabásio, extraídas de TEIXEIRA (1997) e REGO NETO (1987). Nos capítulos seguintes apresentar-se-á especificamente os estudos realizados em duas áreas deste contato, respectivamente o caso verificado no Córrego Grande (Jardim Guarani) e o escorregamento do corte de Cacupé, na rodovia SC 401.

a) Instabilização na Localidade Morro do Horácio

Trata-se de uma instabilidade de blocos posicionados na escarpa rochosa granítica, bastante fraturada tanto verticalmente como horizontalmente, com aberturas da ordem de décímetros, sustentadas, apenas, pelo atrito rocha/rocha das fraturas horizontais inferiores. Este granito está em contato com o dique de diabásio, que por sua vez está coberto por uma capa de depósito talus/colúvio, formando um talude relativamente íngreme e contendo blocos de rocha que já se desprenderam, como é mostrado no esquema da **Figura 6.1**.

Em regimes de chuvas intensas, o diabásio exerce uma sobre-pressão hidrostática sobre o depósito de tálus/colúvio, merecendo cuidados especiais e verificações sobre movimentações na massa de tálus. Apesar do perigo maior ser relativo a blocos de rocha que possam vir a se desprender, valeria a pena estudos quanto à movimentos no corpo de tálus, através de inclinômetros e piezômetros, por exemplo, para verificar a estabilidade da encosta.

Já foram realizadas algumas obras de contenção nesta encosta, mas todas relativas a estabilidade dos blocos instáveis.

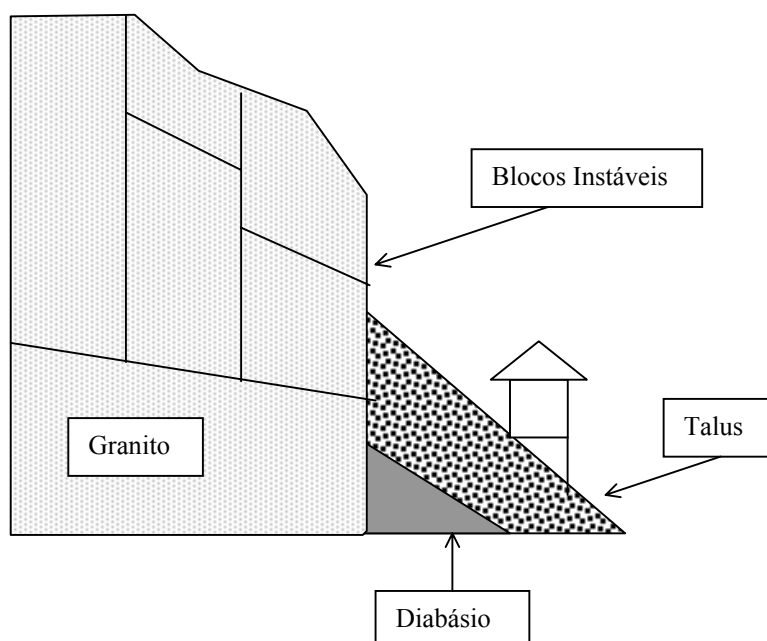


Figura 6.1 - Corte esquemático do problema no Morro do Horácio.

Fonte: TEIXEIRA (1997)

b) Instabilidade na Localidade Mont Serrat

No dia 14/07/83 foi constatado pela PMF, o início da ruptura de massa de solo na região do Mont Serrat, num período em que todo o Estado de Santa Catarina foi atingido por enchentes, onde o total precipitado naquele mês em Florianópolis chegou a 513,6 mm, 33% da média anual do município, uma anomalia bastante evidente num período em que a média mensal é de 82 mm, que corresponde ao mês de menor índice pluviométrico em média.

REGO NETO (1987) reporta que nos 3 meses anteriores ao evento, choveu o correspondente a mais da metade da média anual (naquela data) e em 6 meses pouco menos da média anual. Ressaltou que após as chuvas intensas de uma semana, o escorregamento

ocorreu em dias de pouca chuva, denotando que o início do processo ocorreu devido à saturação crítica do solo, com o rompimento se dando por acomodações posteriores.

O condicionamento geológico é caracterizado por um dique de diabásio, que tem espessura total da ordem de 250 a 300m, encaixado no granito. O local apresenta declividades superiores a 30% e o sítio principal do rastejo está situado dentro de um grotão, que concentra a drenagem pluvial da bacia. A jusante do dique de diabásio tem-se o contato do granito com o riolito. Devido ao maior fraturamento do diabásio e a menor declividade imposta ao relevo, este dique capta a maior parte das águas infiltradas acima, servindo de conduto forçado, pelo parcial confinamento do granito/riolito. As águas tendem a aflorar nas cotas mais baixas do dique. A **Figura 6.2** mostra uma perspectiva esquemática do local.

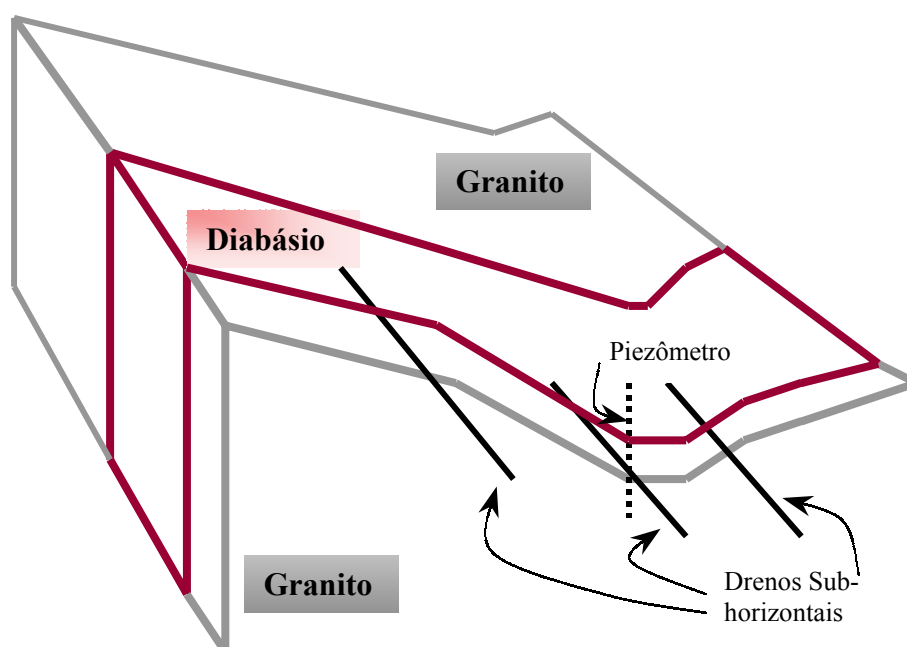


Figura 6.2 - Perspectiva esquemática da Condicionante Geológica no Mont Serrat.

Fonte: TEIXEIRA (1997)

O dique de diabásio funciona como um dreno tabular, disposto verticalmente, por onde a água percola. Outro canal de percolação de água é uma falha que corta o Morro da Cruz. Como a área do Mont Serrat forma um talvegue, a água se infiltra no diabásio nas partes altas e apresenta dificuldade de percolar pelo granito, ficando confinada no diabásio ou tendendo a subir, escoando pela superfície. Como o solo correspondente ao horizonte C do

diabásio é argilo siltoso e com argilas expansivas, a água tem dificuldade em ascender, proporcionando a subpressão hidrostática.

Como a encosta possui grande declividade, o horizonte C do diabásio e o depósito de tálus/colúvio sotoposto, recebendo a pressão de baixo para cima da água retida no diabásio, tende a escorregar, dissipando a pressão da água. Cessando o deslocamento, outro ciclo pode ocorrer em época de chuva. Além destes pequenos escorregamentos, poderá ocorrer uma mobilização maior do solo, atingindo o estado de solifluxão e, conseqüentemente, chegando até áreas mais baixas.

Na **Figura 6.3** mostra-se uma seção esquemática do escorregamento do Mont Serrat, onde foi demonstrado por TEIXEIRA (1997), a atuação da subpressão hidrostática, na base do solo, que provocou seu deslocamento. Também está mostrado a posição dos drenos subhorizontais executados, cujo objetivo era dissipar a pressão piezométrica da água no diabásio. Apesar da pequena vazão alcançada, ao que tudo indica não houveram outros deslocamentos.

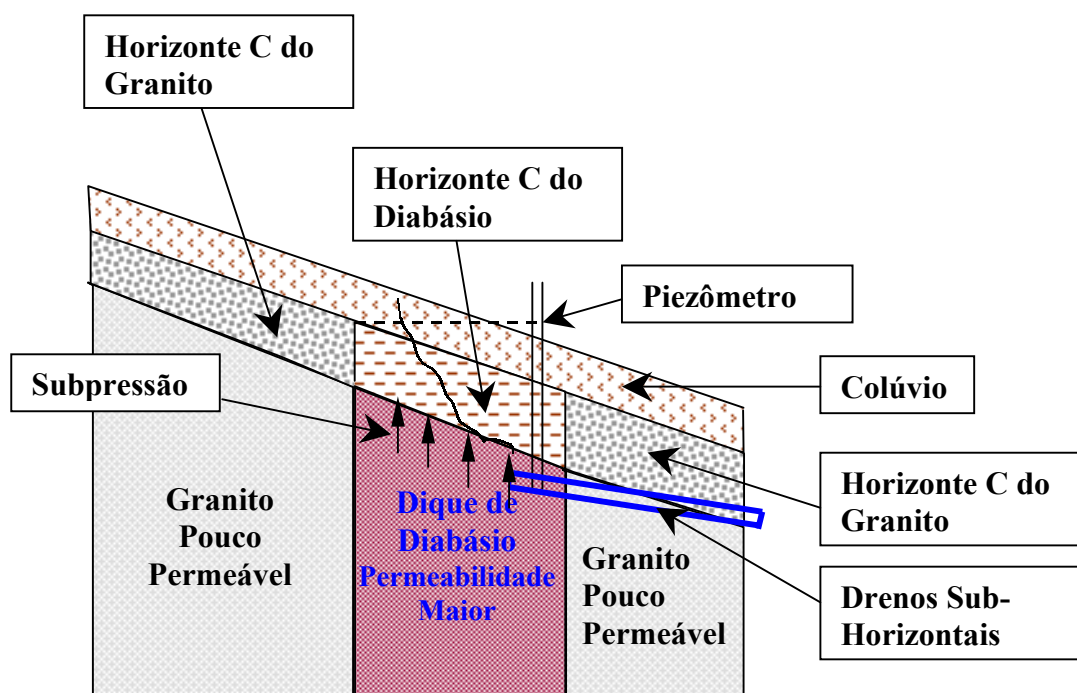


Figura 6.3 - Seção esquemática do Problema no Mont Serrat. Fonte: TEIXEIRA (1997)

O material de cobertura, sotoposto ao horizonte C do diabásio, é composto por um solo coluvionar argilo siltico arenoso, com muitos blocos decimétricos a métricos de diabásio e granito. REGO NETO, op. cit., realizou ensaios de difração de raio X confirmando a

presença de argilas expansivas. Na fração argila foi detectada a presença de montmorilonita, caulinita e goethita, e na fração silte, de quartzo. O autor também verificou que a presença de minerais expansivos (montmorilonita), concentra-se nas frações mais finas.

Os estudos realizados posteriormente ao início do movimento, contaram com campanha de sondagens, que demonstraram pequena espessura do material de cobertura, em média 4,5m e instalação de medidores de nível d'água, através de piezômetros em solo e em rocha, que revelaram artesianismo aflorante, permanente em rocha e parcial em solo, cujo nível d'água situou-se a 30cm acima da superfície do terreno, culminando na instalação de 3 drenos subhorizontais profundos em rocha, com inclinação de 5 a 10°.

O primeiro dreno foi colocado com a seção drenante em rocha e apresentou vazões na ordem de $6,5 \times 10^{-3}$ l/seg. O segundo foi instalado com seção drenante em rocha e em solo, até 5m da boca do furo, apresentando vazões de $1,8 \times 10^{-2}$ l/seg. O terceiro dreno foi instalado em rocha, determinando a zona de contato granito/diabásio e fornecendo vazões de $5,0 \times 10^{-4}$ l/seg (REGO NETO, op. cit.).

A justificativa para a pequena captação d'água dos drenos instalados na rocha, reside no preenchimento das falhas por material argiloso e no fraturamento fechado ou de pequena abertura.

c) Caieira do Saco dos Limões

O mesmo dique de diabásio que provoca instabilidade no Mont Serrat, agora dividido em dois, provoca instabilizações também nesta área. O problema é praticamente o mesmo, queda de blocos das escarpas graníticas e movimentação do material sotoposto ao diabásio, solo residual diabásico e material coluvionar, em épocas de alto índice pluviométrico.

d) Costeira do Pirajubaé

O morro da Costeira do Pirajubaé se estende desde o bairro Saco dos Limões até o trevo de acesso às praias do Sul da ilha, constituindo-se de inúmeras bacias hidrográficas de pequeno porte, exceção à do Riacho do Chagas, caracterizadas pelas altas declividades dos talwegues e cursos d'água. Como o morro praticamente termina no mar, a faixa litorânea é pequena e quase que totalmente tomada pela Avenida Jorge Lacerda (Estrada Geral da Costeira), que margeia toda extensão do morro. Acima e paralelamente à referida avenida, há ainda a estrada velha, de nome João Cândio Jaques, que funciona como uma marginal. Subindo em direção às cotas mais altas, há ainda uma série de outras ruas, algumas até

pavimentadas com lajotas, com rampas bastante fortes, praticamente perpendiculares à Avenida Jorge Lacerda, que denotam o progressivo crescimento urbano e a ocupação desenfreada deste morro.

Os problemas de instabilidade verificados estão relacionados com a probabilidade de rolamento de blocos (dos campos de matacões), depósitos de tálus/colúvio e a água proveniente de diques de diabásio. Os diques de diabásio, apesar de não terem sido todos mapeados por COITINHO et al. (1991) e CARUSO Jr. (1993), segundo TEIXEIRA (1997), cortam em diversos locais o morro, em geral paralelamente à encosta. Em recente escalada à bacia do Riacho do Chagas, pôde-se encontrar um dique de diabásio e seu solo residual.

A bacia do Riacho do Chagas tem uma característica peculiar, devido aos sucessivos problemas de estabilidade verificados em sua área, desde as chuvas de novembro de 1991. Em dezembro de 1995 houve um escorregamento no topo desta bacia, proporcionando uma corrida de terra, que descendo pelo curso d'água e carreando troncos de árvore, matacões e o material escorregado, obstruiu todas as transposições do tipo pontilhões e bueiros, extravasando em diversos pontos, o que ocasionou um quadro de calamidade pública, destruição de diversas edificações, destruição de ruas e causando a morte de uma pessoa. Até hoje, dois anos após, pode-se perceber a cicatriz no topo da vertente, que se alastra em direção às áreas habitadas, como mostra a **Foto 6.1**.

Não há estudos da relação do contato granito/diabásio com o referido escorregamento, mesmo porque não foi tomada qualquer medida em relação ao escorregamento, exceto o projeto de canalização do riacho. Entretanto, tendo em vista que foi encontrado um dique de diabásio nas proximidades, especula-se a possível influência deste no escorregamento.



FOTO 6.1: Cicatriz deixada pelo escorregamento, aparentemente natural, do topo da bacia do Riacho do Chagas.

e) Pantanal

Foi verificada a instabilidade de uma encosta devido à presença de um dique de diabásio, aproximadamente paralelo à rua Mário Coelho, defronte à ELETROSUL, que está encaixado no granito Itacorubi.

A instabilidade teve início em 1983, nas chuvas de julho daquele ano, acusada pelo rastejo da encosta e o deslizamento em determinado ponto, cuja lama atingiu residências à jusante. O movimento de rastejo também provocou rachaduras em uma residência.

Em dezembro de 1995, novamente se teve registros de movimentação da encosta, que provocaram afundamentos no calçamento da rua.

A área ainda não foi investigada, mas grande parte dos moradores assumem o ônus de soluções de estabilização, tendo em vista que se trata de um bairro de pessoas de melhor poder aquisitivo.

f) Lagoa da Conceição

As principais instabilidades na encosta do Morro da Lagoa da Conceição, que oferece o mais bonito visual da ilha, também estão associadas à apenas presença de diques de diabásio. Houveram pequenos deslizamentos em diversos pontos localizados no morro. Na SC 401 foi tentada a estabilização apenas com drenagem, mas houve a necessidade de complementação com uma cortina atirantada.

7 – ESCORREGAMENTO NO JARDIM GUARANI

Neste item tratar-se-á do movimento de massa ocorrido à rua Manoel Onório Nunes, no loteamento Jardim Guarani, bairro Córrego Grande, em Florianópolis/SC. A encosta atingida foi uma das várias áreas que sofreram escorregamentos na grande Florianópolis, em virtude das fortes chuvas ocorridas em 24 de dezembro de 1995.

Estimou-se o total de solo deslizado em 2000 m³, à época do deslizamento, material este já retirado do local, dada a interdição do acesso às residências à montante da área afetada.

Segundo o proprietário (João Maury Harger, 1997) do terreno que engloba a área escorregada, a causa principal do deslizamento foram os serviços de engenharia necessários à construção e manutenção de uma linha de transmissão de 138 KV, por parte da CELESC. Tais serviços referem-se à construção de acesso não pavimentado e desmatamento de área de vegetação nativa, os quais teriam alterado a drenagem existente, e os serviços de manutenção da rede, que proporcionavam constantes entupimentos de uma vala, já construída com o propósito de minimizar a interferência na drenagem.

Os estudos realizados, entretanto, não confirmaram os argumentos do referido proprietário.

7.1 - LOCALIZAÇÃO

A área potencialmente afetada pelo escorregamento, situa-se, conforme já mencionado, na rua Manoel Onório Nunes, na propriedade número 330, de posse do Sr. João Maury Harger, no bairro Córrego Grande, em Florianópolis/SC.

Na **Figura 7.1**, tem-se uma vista da área onde houve o escorregamento, extraída da fotografia aérea nº 030, faixa 10, escala 1:8.000, do vôo sobre a cidade de Florianópolis, realizado para o IPUF - Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, em 1994, antes, portanto, das calamidades que assolaram a capital do estado em dezembro de 1995.



Figura 7.1 - Imagem aérea da área afetada (1994)

Como a fotografia aérea não permite uma boa visualização, sem o uso de estereoscópio, apresenta-se na **Figura 7.2**, a foto aérea que engloba o local do escorregamento, extraída da Ortofotocarta nº 26, da região metropolitana de Florianópolis, elaborada a partir das fotografias provenientes do vôo executado em 1979, pela empresa Aerofoto Cruzeiro S.A., na escala 1:5.000, com os respectivos nomes das ruas.

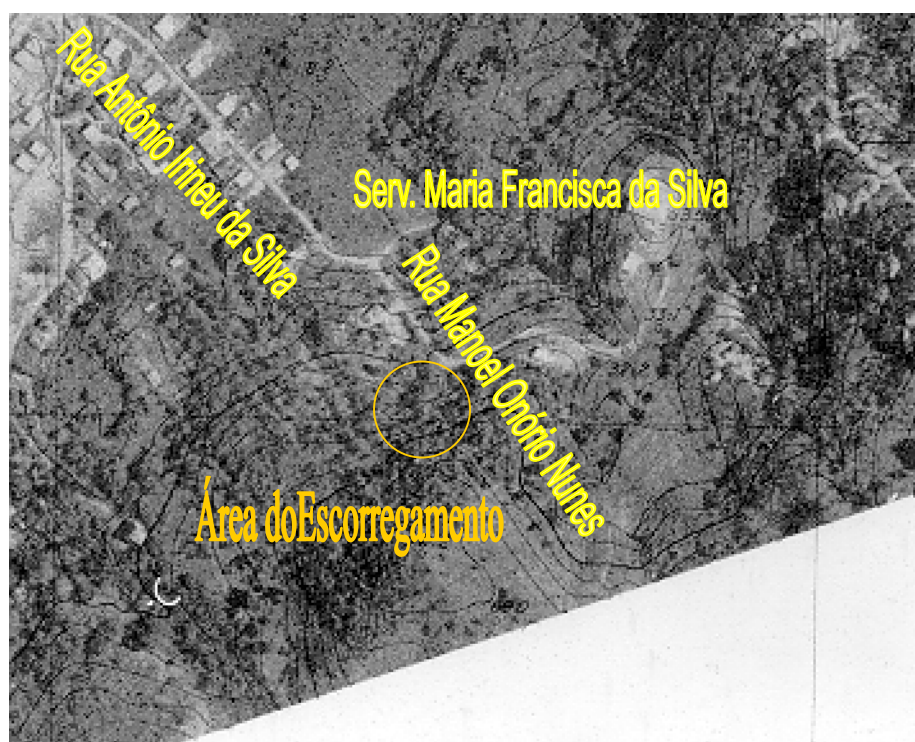


Figura 7.2: Imagem aérea da área (Ortofotocarta – 1979)

Comparando as imagens, nota-se um aumento populacional na região selecionada, mas nenhuma modificação grosseira na área onde houve o escorregamento.

O local onde houve o escorregamento, pode ser referenciado pelas coordenadas 746.750 e 6.944.000, conforme a Ortofotocarta citada.

A rua Manoel Onório Nunes inicia na bifurcação ao final da rua Antônio Irineu da Silva, onde tem-se, à esquerda, a servidão Maria Francisca da Silva e, à direita, subindo em direção à encosta escorregada, a referida rua, conforme pode ser observado na figura 7.2.

7.2 - HISTÓRICO E DESCRIÇÃO DA ÁREA

Em entrevistas com os moradores vizinhos à área do escorregamento, CELESC e Sr. João Maury Harger, enaltecidas pelos serviços constantes de campo, pôde-se elaborar um rápido histórico e uma descrição sucinta da área envolvida e dos problemas já ocorridos, assim como os fatos arrolados após o escorregamento.

Este histórico serve para elencar intervenções impostas à encosta natural, antes e depois do escorregamento, a fim de que possam servir de esclarecimentos à diversas dúvidas que possam surgir na compreensão das causas que levaram à ruptura do maciço. As informações descritivas aqui arroladas podem ser observadas nas plantas topográficas e no memorial fotográfico da área afetada.

Das modificações antrópicas impostas ao relevo original da encosta, assumem valor de peso a rua que serve de acesso às residências situadas atrás da encosta, a criação de dois aviários (também chamados de pocilga) em dois níveis diferentes da encosta, bem como uma fossa (de data muito anterior ao escorregamento) no pé da encosta. Por último, tem-se as redes de transmissão da CELESC, que cruzam transversalmente a referida área.

A rua, que causou pequena interferência nas curvas de níveis originais da encosta, inicia ao final da rua Antônio Irineu da Silva e sobe com uma rampa íngreme até vencer a encosta, onde a partir daí passa a ser um acesso doméstico. A geometria da rua assume um alinhamento reto, em tangente, na parte mais íngreme, seguida de uma curva fechada para a esquerda (em subida), até alcançar um trecho praticamente plano, referente à crista da encosta. A pavimentação se dá por lajota do início até o fim da parte mais íngreme, no trecho em linha reta, sendo que após a curva não há revestimento. Antes da curva há um bueiro de 60 cm de diâmetro, que recebe as águas provenientes do escoamento superficial e sub-superficial da encosta, voltada para o lado direito da rua. Próximo ao início do acesso, na divisa com a propriedade do Sr. Zenildo Wenceslau Vieira, há um outro bueiro, com diâmetro de 50 cm, que coleta as águas provenientes de uma outra sub-bacia da encosta.

Os aviários representam a grande parcela de alteração da encosta natural, no que tange a intervenção no relevo original em sua condição de equilíbrio. Para que fossem executados, a

encosta foi escavada, semelhante a um corte de seção mista, de maneira que se formassem patamares onde seriam assentados os aviários, sendo que o material retirado à montante, era apiloado como reaterro para completar a seção à jusante, quando necessário.

Os aviários possuem a seguinte seção transversal (constante ao longo de sua extensão):

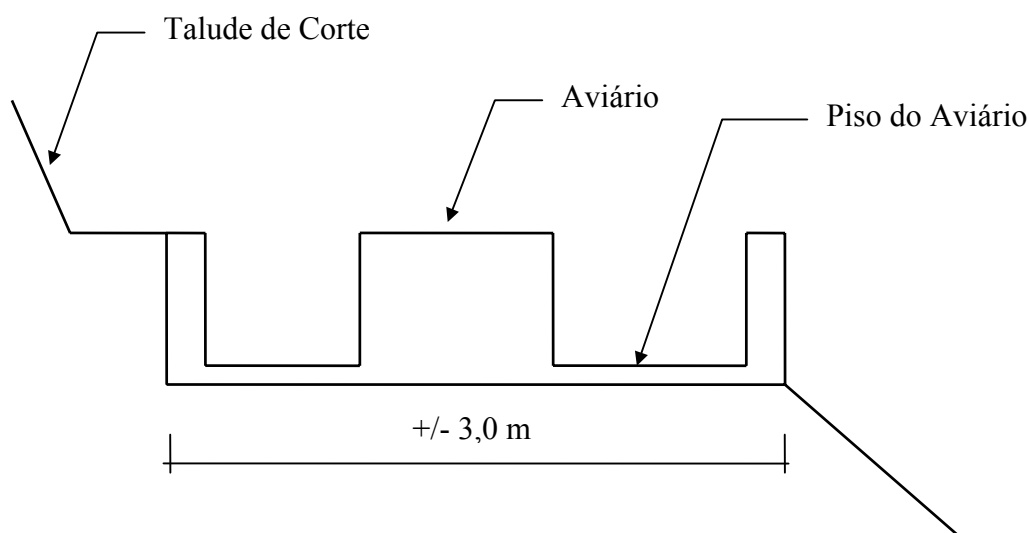


Figura 7.3: Seção Transversal do Aviário (Sem escala)

O primeiro aviário está assentado a meia encosta, enquanto que o segundo situa-se cerca de dez metros acima.

Além de modificarem a superfície da encosta, os aviários interferiram nas condições de drenagem superficial e sub-superficial, aumentando o fluxo sob si, principalmente no caso do aviário superior, devido ao espaçamento entre a encosta, a montante, e o próprio aviário.

O proprietário alega que os aviários serviam como sarjetas retangulares, encaminhando as águas de chuva para pontos de deságüe. Parece aceitável tal explicação nas regiões onde o aviário está em contato direto com a encosta, o que não se verifica na região onde houve o escorregamento.

Uma outra alteração promovida na encosta natural, diz respeito a uma fossa construída para coletar os resíduos extravasados pelos aviários, localizada próximo a cota 25, praticamente ao lado da curva da rua, no seu lado direito. Nos serviços de campo, pôde-se perceber a existência de uma laje sob a superfície ao pé do talude remanescente do escorregamento, o que chamou a atenção no sentido de descobrir que tipo de construção havia naquele local. Investigando-se junto aos moradores locais, descobriu-se que se tratava de uma fossa antiga, que inclusive já tinha rompido bem antes do escorregamento.

A última modificação imposta ao terreno natural, dá-se por conta das linhas de transmissão da CELESC, no que concerne às obras necessárias à sua implantação. Esta modificação proferiu interrupção da vala ao pé da encosta, corte no terreno e alteração na drenagem, mas, pouco provavelmente, foi a principal responsável pela ruptura do maciço.

Evidentemente, o caminho executado para transporte das torres provocou um pequeno corte no terreno natural, aumentou a quantidade d'água que chegava na vala existente, pois criou um caminho preferencial (por gravidade) para o encaminhamento das águas, além de captar águas de outra sub-bacia que anteriormente poderia desaguar em outro local, assim como os serviços de manutenção rotineira implicavam em constantes obstruções da vala, dado que o material proveniente das roçadas acabava dentro da vala.

Na planta topográfica do escorregamento, a referida linha de transmissão está indicada como LT 138 KV TRANSIÇÃO - TRINDADE (cujo projeto é de 1978). Acima dela, não demarcada na planta, mas passando praticamente na curva da rua Manoel Onório Nunes, situa-se uma linha de baixa tensão, de 13 KV. A linha de transmissão LT 138 KV TRINDADE - ILHA SUL, indicada na planta, refere-se à nova linha a ser construída pela CELESC, que nada mais é do que o deslocamento da linha de 138 KV existente para a nova posição.

Há cerca de 5 anos (1992), o proprietário afirma que os aviários foram desativados. Antes disso, porém, segundo os moradores da região, houve um rompimento da fossa que recolhia os resíduos dos aviários, causando enorme desconforto aos moradores locais devido a sujeira e o mau cheiro.

No dia 23 de dezembro de 1995, a encosta apresentou sinais de movimentação, quando uma parte dela escorregou, ameaçando derrubar o poste da rede de baixa tensão que situava-se na curva da rua Manoel Onório Nunes, pelo lado direito da curva. Chamada, a CELESC imediatamente enviou uma equipe para avaliar a situação. Como medida paliativa, o poste foi amarrado a uma árvore acima dele, na região ainda intacta, naquela data.

No dia 24 de dezembro de 1995, porém, após chuvas torrenciais, houve outro escorregamento, desta vez atingindo a parte superior da encosta, levando, então, árvores e o próprio poste, caracterizando um escorregamento tipo corrida de terra, com aspecto de lama.

Este escorregamento provocou a falta de energia elétrica nas casas abastecidas por aquela rede, a falta d'água e o isolamento da residência do Sr. João Maury Harger, assim como os demais moradores à montante da encosta, que dependiam da rua para chegar às suas residências.

Após o escorregamento, o Sr. João Maury Harger arcou com todas as despesas de limpeza do terreno e reconstrução da rua, desta vez pavimentada. Para suprir as necessidades da falta d'água, também construiu um açude (represa) atrás da encosta escorregada, próximo a sua casa.

Em maio de 1997, a FLORAM - Fundação de Amparo ao Meio Ambiente de Florianópolis, através do processo nº 016/97, notificou o proprietário para que fossem tomadas medidas emergenciais, tais como plantio de gramíneas e arbustos, e alertou-o quanto à necessidade de estudos especiais de contenção de encostas.

7.3 - METODOLOGIA

A metodologia seguida para as análises de estabilidade foi a seguinte:

- a) Visitas ao local do escorregamento, com detalhamento de todos os fatores inseridos no levantamento das causas da movimentação e/ou possibilidade de futuras instabilidades;
- b) Retirada de amostras indeformadas para ensaios de cisalhamento direto;
- c) Coleta de material para ensaios de caracterização;
- d) Avaliação da estabilidade do talude remanescente e da encosta adjacente;
- e) Alternativa de Estabilização da encosta.

As visitas técnicas foram realizadas em diversos dias, onde percorreu-se toda a área adjacente ao talude remanescente do escorregamento. Foram alvo de observações:

Fendas de tração no topo da encosta ou sinais de movimentação;

- Presença de árvores ou postes inclinados;
- Presença de água aflorando no interior ou pé do talude, ou até mesmo na vala de drenagem abaixo do talude;
- Sinais de planos preferenciais de fraqueza no solo constituinte do maciço, ou contatos de geologias diferentes;
- Presença de matacões ou afloramento de rocha;
- Outros fatores relevantes.

O ensaio de cisalhamento direto foi escolhido por representar bem a situação de campo, onde tem-se uma superfície remanescente do escorregamento ocorrido, composta com planos de fraqueza paralelos a ela, o que vai de encontro à concepção do ensaio, no qual um plano de ruptura horizontal é imposto ao corpo de prova, assim como as condições de drenagem rápida, presentes na encosta, são bem reproduzidas neste ensaio. Cuidados

especiais foram tomados para que as amostras fossem coletadas de modo que rompessem pelo plano de ruptura que ocorreu na prática.

Inicialmente foram coletados 16 (dezesesseis) corpos de prova, todos de modo que a ruptura no ensaio se desse paralelamente a superfície real ocorrida, sendo 8 (oito) na parte superior da superfície de escorregamento exposta “in situ”, denominada “topo”, e 8 (oito) na parte médio-inferior da superfície, denominada “pé”, conforme a **Figura 7.4**, referente ao esquema de amostragem, exposto a seguir. De cada 8 (oito) amostras, 4 (quatro) foram rompidas inundadas, representando a situação mais desfavorável (como chuvas intensas por exemplo) e 4 (quatro) foram cisalhadas na umidade natural.

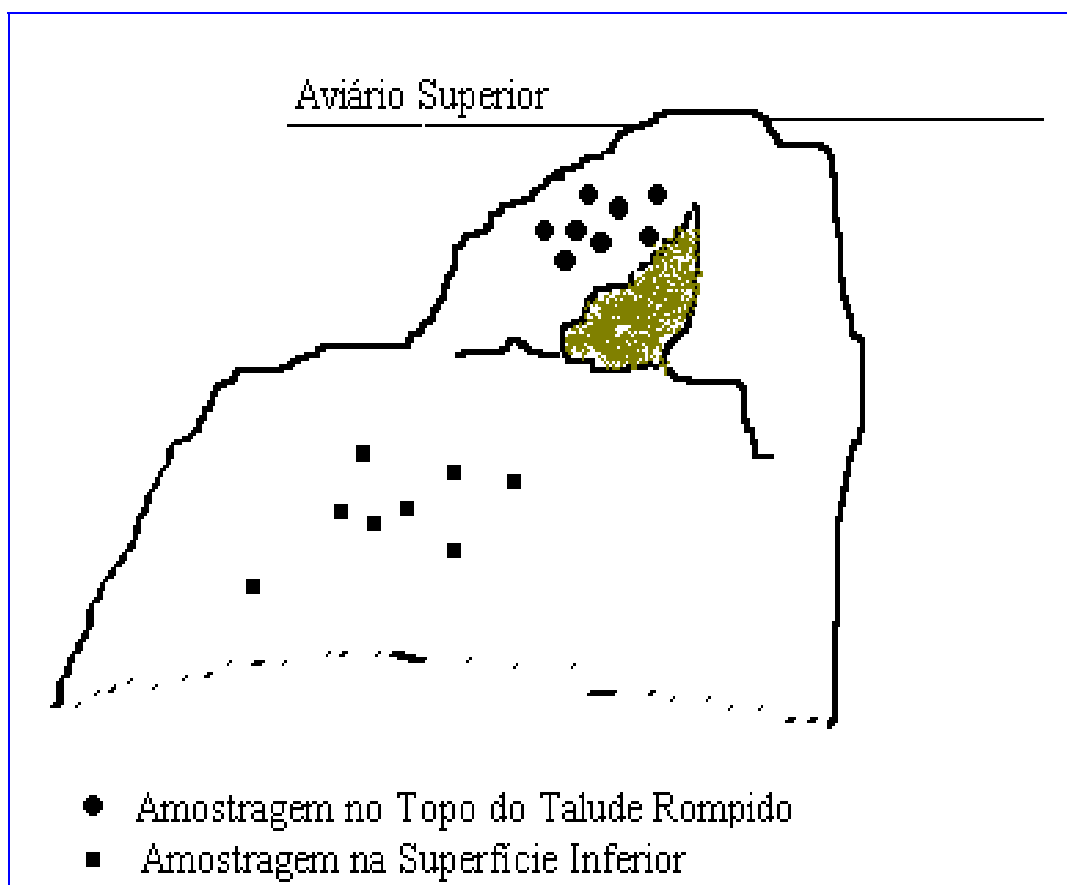


Figura 7.4: Esquema de Amostragem preliminar

Como nos serviços de campo, percebeu-se que o maciço terroso continha diversos planos (espécie de veios) com características distintas do maciço como um todo, isto é, planos com material bem diferente, tanto na coloração, na textura e na composição da fração

argilosa, como na alta plasticidade, achou-se prudente avaliar a influência destes planos na resistência ao cisalhamento.

Para isso, foram coletadas amostras cuidadosamente, de maneira que os referidos planos estivessem na porção média dos anéis utilizados para coleta de amostras indeformadas. Nos ensaios em que a ruptura não se deu completamente por estes planos, repetiu-se os pontos, a fim de que se pudesse reduzir, ao máximo, a dispersão dos resultados.

Para caracterização destes planos, procedeu-se da seguinte forma: coleta do material representativo do solo residual granítico, horizonte C, e coleta do material representativo do plano argiloso. Esta etapa tornou-se difícil pela pequena espessura dos planos argilosos e por suas distribuições ao longo da superfície remanescente, nem sempre superficial e contínua. Os ensaios de caracterização foram compostos de análise granulométrica, limites de liquidez e plasticidade e densidade real dos grãos.

Definidos os parâmetros de resistência e caracterizado tanto o horizonte C do granito, como o material do plano argiloso, partiu-se para as análises de estabilidade, utilizando o programa PCSTABL, versão STED, de maneira que se pudesse reproduzir a superfície de ruptura real de campo, ou seja, por retroanálise, encontrar para a superfície remanescente (praticamente a que ocorreu) um fator de segurança próximo ou igual a 1 (um).

Realizada a retroanálise, analisou-se a estabilidade da encosta remanescente, de maneira a verificar sua segurança.

O próximo passo foi avaliar as possíveis soluções a adotar, em função da própria estabilidade da encosta na situação atual, e analisar a estabilidade global da encosta, já com sua seção remodelada pela solução adotada.

Por fim, avaliou-se a estabilidade da parte da encosta que não se movimentou quando do escorregamento de dezembro de 1995, localizada no lado direito da área escorregada, que mesmo apresentando vegetação intensa e afloramento de rocha ao pé da encosta, merece ser alvo de análise para evitar futuras mobilizações.

A parte da encosta localizada no lado esquerdo da área escorregada, por apresentar seção remodelada para o assentamento da rua e do aviário, e já expondo o dique de diabásio, julgou-se estar estável.

7.4 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

7.4.1 - GEOLOGIA

O escorregamento ocorreu numa região de domínio geológico granítico. Contudo, como é comum na ilha de Santa Catarina, verifica-se a presença de um dique de diabásio intrusivo ao maciço granítico.

A intrusão do diabásio se dá na direção sudeste, apresentando uma largura média de 50 metros, e fraturamento intenso espaçado na ordem de centímetros a decímetros. A forma de intrusão se difere de outros casos devido ao afloramento do diabásio, quando o mais comum seria o diabásio estar encaixado no vale, tendo o granito como crista. Na forma em que se apresenta, o diabásio está na crista da encosta, tendo o solo residual granítico e colúvio, formando o relevo côncavo da vertente.

É freqüente nos casos de diques de diabásio, haver um comportamento diferenciado do solo residual granítico, no que tange a sua gênese. Verifica-se, por exemplo, que como a intrusão do diabásio se dá a altas pressões, há um cozimento do granito na região do contato, ou seja, um esmagamento provocando um fraturamento intenso, com o inevitável atrito de um plano contra outro. Esses planos, ou juntas, tendem a formar solos muito mais alterados e com características genéticas diferentes, mediante a atuação e a facilidade de entrada da água. Tal fenômeno pôde ser observado em dois locais de Florianópolis: na região do Morro da Chica (Morro da Cruz), quando da abertura dos túneis da rodovia Via Expressa Sul, no contato granito-diabásio, como também no morro de Cacupé, junto a rodovia SC 401, também no contato granito-diabásio, onde houveram escorregamentos.

Alguns pesquisadores atribuem a este solo proveniente do cozimento do granito, a denominação de milonito, ou planos milonitizados.

Na realidade, era de se esperar que o solo residual da rocha granítica tivesse um perfil típico, com matações em seu interior e um solo teoricamente homogêneo, salvo zonas de contato com solo coluvionar, tendo ou não afloramentos da rocha matriz.

Ao observar a superfície remanescente após o escorregamento, tem-se que o material aparente trata-se de um horizonte C derivado da rocha matriz granítica. O horizonte B é incipiente, apenas presente no topo do escorregamento, misturado ao material de reaterro sob o aviário superior.

Na porção inferior do talude, lado direito, nota-se afloramento de rocha, fraturada, cercada de um solo bem mais arenoso, característico do horizonte C do granito. No lado esquerdo o solo apresenta-se mais areno-silto-argiloso, de coloração bem mais avermelhada.

Os referidos planos argilosos, encontram-se espalhados em toda a porção médio-inferior do talude, com orientação na maioria das vezes paralela à superfície escorregada. A

coloração varia de vermelho a cinza esverdeado e a espessura varia de milímetros a centímetros. Muitas vezes não apresentam continuidade. O contato táctil nestes planos revela um solo muito plástico, com elevado poder de retenção d'água. Muitas vezes tais planos não mostram-se visíveis, mas a fragmentação de porções de solo revela um material inerente, tipo ligante, úmido e argiloso.

A retirada de amostras revelou que o solo estudado é bastante frágil, facilmente desagregável quando seco. Na verdade trata-se de um solo muito quebradiço (friável).

A rocha aflorante é um granito de textura equigranular fina, porfírico, podendo ser enquadrado como do grupo granito Itacorubi.

Na porção não escorregada, à direita do escorregamento, tem-se presença de solo coluvionar sobre o residual granítico. Mais abaixo, tem-se o afloramento do batolito granítico, que se eleva quanto mais se afasta do local do escorregamento.

Atrás da encosta deslizada, há uma pequena pedreira de diabásio, a princípio doméstica e de desmonte manual, desativada, confirmando o afloramento do diabásio. Também do outro lado da encosta, o relevo é mais suave, com matações aparentes, característico da paisagem de regiões de ocorrências graníticas. No fundo do vale, o arruamento criou um represamento, propiciando a construção de açude.

Na **Figura 7.5**, apresenta-se um esquema da macrogeologia da região onde ocorreu o escorregamento.

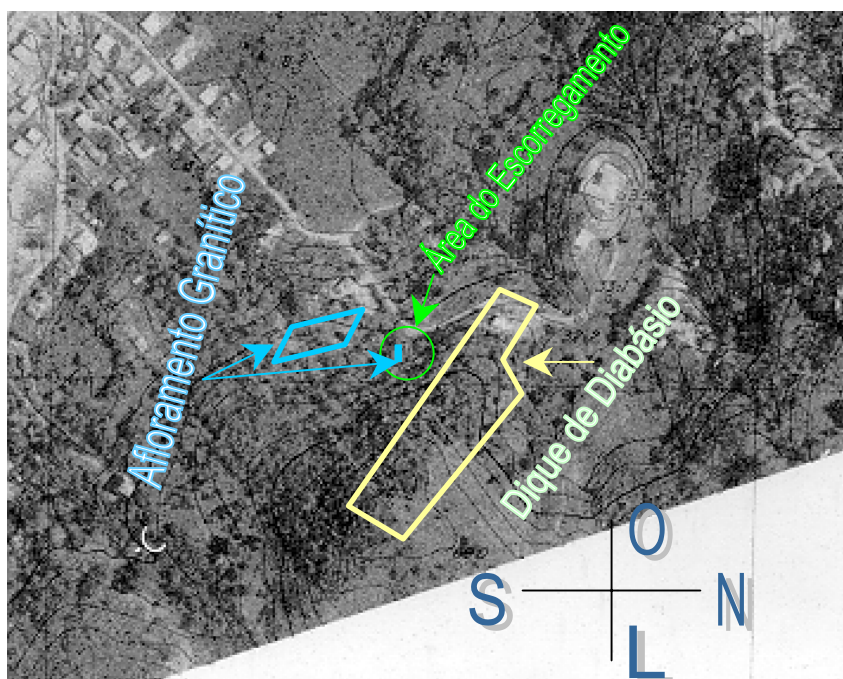


Figura 7. 5: Macrogeologia da região do escorregamento

Na **Figura 7.6**, tem-se uma perspectiva da superfície remanescente, com uma descrição geológica aproximada do perfil da encosta.

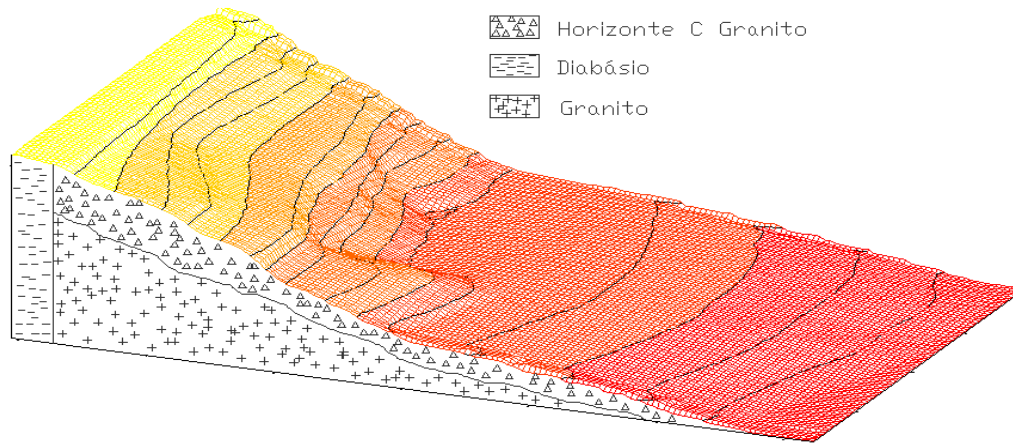


Figura 7.6: Perspectiva Aproximada da Superfície Escorregada

No memorial fotográfico, podem ser observados os aspectos geológicos ora arrolados, conforme legenda das fotos.

7.4.2 - HIDROGEOLOGIA

A hidrogeologia da encosta pode ser melhor compreendida pelo esquema apresentado na **Figura 7.7**, a seguir:

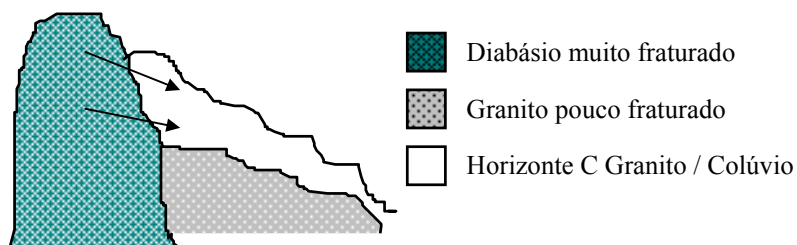


Figura 7.7: Esquema da Percolação d'água pelo Diabásio

No esquema da **Figura 7.7**, é mostrada uma possível situação de fluxo pelo horizonte C do granito, provocado pelo fraturamento intenso do diabásio. Como o granito é menos fraturado, menor a permeabilidade e maior a rapidez do preenchimento das fraturas pela água. Logo, numa situação de chuvas contínuas, o fluxo se dará pelo horizonte C do granito, não somente abastecido pelas águas de infiltração superficiais, mas também pela água subterrânea proveniente do diabásio. Tem-se então pressões hidrostáticas provenientes da água confinada no diabásio, de baixo para cima da água confinada no granito, e um fluxo contínuo dentro do horizonte residual todo preenchido por planos argilosos, altamente plásticos.

Para piorar o quadro, o aviário colocado no patamar da encosta, onde o diabásio passa a aflorar, facilita a entrada d'água superficial. Esta que, em parte poderia escoar superficialmente, passa a compor o fluxo sub-superficial.

Visitas ao local, efetuadas em épocas de chuvas permanentes, permitiram observar que há surgência d'água a meia encosta, comprovando maior impermeabilidade na aproximação do granito, e, principalmente, que há fluxo interno sob o aviário, intermitente e prolongado-se por períodos maiores que 48 horas após estiagem das chuvas.

Na estação seca, não há indícios de fluxo subterrâneo.

Não foi possível a instalação de piezômetros, dada a alta resistência à penetração do solo remanescente no pé da encosta e a meia encosta, caracterizando um horizonte de alteração de rocha e rocha sã. Para medir o nível freático e as condições de confinamento, seria necessário a execução de sondagens rotativas, para as quais não houve condições financeiras de custeá-las.

7.4.3 - ESTUDOS GEOTÉCNICOS

A caracterização Geotécnica foi realizada mediante a coleta de amostras indeformadas (ensaios de cisalhamento direto) e deformadas, para os respectivos ensaios de resistência ao cisalhamento drenado e caracterização (exceto CBR e expansão).

Foram programados 5 (cinco) furos de sondagens à percussão, 3 (três) no perfil médio da encosta (pé, meio e topo do talude) e 2 (dois) transversalmente a meia encosta, um em cada lado não escorregado. O furo realizado ao pé da encosta acusou impenetrável com menos de 1 metro de perfuração. A meia encosta, como há solo escorregado sobre o talude remanescente, o impenetrável se deu a pouco mais de 1 metro. Não foi possível levar a sonda até os demais locais, devido à vegetação arbustiva intensa e a alta declividade. No topo da encosta até seria possível subir-se com a sonda, mas não havia como apoiar o tripé no aviário, dada a sua seção (ver esquema do aviário no capítulo 2), e a sonda não conseguiria ultrapassar o aterro do aviário, composto essencialmente de pedra arrumada.

Inicialmente previa-se instalar piezômetros nos próprios furos de sondagem, assim como a realização de ensaios de permeabilidade “in situ”(ensaio de tubo aberto). Como não foi possível executar os furos, não foi possível cumprir esta programação.

A iniciativa de se partir para furos de sondagem rotativa, barrou na programação financeira, uma vez que o custo médio por metro de perfuração em rocha, está na faixa de R\$ 250,00 (duzentos e cinquenta reais). Como haveria necessidade de furos tanto no granito, como no diabásio, com uma profundidade pelo menos não inferior a zona de maior fraturamento, optou-se por trabalhar com a hipótese mais provável quanto ao perfil geológico e as condições de fluxo d'água subterrâneo, baseadas nas observações superficiais e na experiência de outros locais da ilha.

Os ensaios de laboratório pautaram-se em diferenciar o solo residual granítico, do solo constituinte dos planos argilosos no interior do referido solo residual, a fim de caracterizar a influência destes planos nas condições de equilíbrio ou na resistência ao cisalhamento.

É marcante no comportamento “in loco”, a diferença do solo residual granítico para o solo destes planos argilosos. Observa-se que estes planos argilosos, caracterizados pela lixiviação de cátions, tanto o ferro como o plagioclásio cálcico, possuem uma elevada capacidade de absorção e retenção d'água, provocando que haja fluxo no seu contorno, logo, pelo solo residual que é mais arenoso. Isso também provoca uma condição de sobre-pressão hidrostática, pois a passagem de água é dificultada pelos planos argilizados.

Na **Tabela 7.1**, apresenta-se um resumo dos resultados fornecidos pelos ensaios, bem como alguns parâmetros geotécnicos do solo, calculados em função dos ensaios:

Tabela 7.1 – Quadro Resumo dos Resultados dos Ensaios de Laboratório

Discriminação		Superfície de Ruptura - Horizonte C (Granito)	Plano Argiloso
Análise Granulométrica	% argila	14,69	76,15
	% silte	33,07	17,31
	% areia fina	17,51	6,24
	% areia média	30,71	0,30
	% areia grossa	1,70	-
	% pedregulho	2,32	-
Limites de Atterberg	LL (%)	36,73	108,73
	LP (%)	23,17	23,17
	IP (%)	13,56	85,56
Densidade Real	δ	2,68	2,67
Peso específico médio	γ natural (KN/m ³)	17,2	16,8
	γ seco (KN/m ³)	14,1	13,4
Umidade média	h (%)	22	48
Parâmetros de Resistência :	$C_{\text{estado natural}}$ (KN/m ²)	42,25 (Topo) 17,79 (Pé)	8,14
	C_{inundado} (KN/m ²)	16,82 (Topo) 5,75 (Pé)	2,12
Coesão (C) e Ângulo de Atrito (ϕ)	$\phi_{\text{estado natural}}$ (°)	36,7 (Topo) 40,3 (Pé)	37,7
	ϕ_{inundado} (°)	32,4 (Topo) 35,5 (Pé)	26,6

Note-se que a resistência ao cisalhamento é bastante diferenciada em virtude destes planos argilosos. O intercepto de coesão, por exemplo, na condição não inundada, pode ser mensurado com 8 KN/m², praticamente a metade do valor encontrado para o pé do talude. Na condição inundada, a coesão cai aproximadamente na mesma proporção, tanto no pé do talude, como nos planos argilosos. A principal alteração pela presença d'água, entretanto, se verifica na inclinação da envoltória de ruptura, onde o ângulo de atrito interno, nos planos argilosos, cai de 38° para 26,5°, enquanto que no talude a diferença é bem menor, e na faixa de 32° à 35°.

Os resultados dos ensaios de laboratório, estão apresentados ao final deste.

7.5 - ANÁLISE DO ESCORREGAMENTO

7.5.1 - RETROANÁLISE DO ESCORREGAMENTO

A primeira etapa da análise do escorregamento, consistiu na determinação das causas prováveis da instabilização ocorrida em 23 e 24 de dezembro de 1995, onde realizou-se a retroanálise, partindo-se da definição da rede de fluxo mais provável à época do episódio, dos parâmetros de resistência calculados para o solo na condição inundada e do peso específico natural e seco, no intuito de que fosse possível explicar o fenômeno.

MOREIRA (1974) sugere que as análises de estabilidade de taludes naturais, devem partir do estabelecimento dos tipos prováveis de superfícies de ruptura, baseados nas características geotécnicas do terreno, ao cálculo da estabilidade do maciço, e não pelo procedimento inverso, puramente matemático, que consiste na obtenção das superfícies potenciais de deslizamento, em função dos resultados dos cálculos de estabilidade realizados em superfícies aleatórias.

Seguindo-se a orientação acima, dever-se-ia partir da superfície real ocorrida (praticamente coincidente com a superfície remanescente do deslizamento), e por ela calcular a estabilidade do maciço. Como a superfície ocorrida na prática, pode ser aproximada para a forma circular, se considerada como um todo, duas maneiras de cálculo seriam possíveis para a retroanálise: a primeira reproduzindo a seção original da encosta e calculando diversas superfícies críticas de ruptura, sendo que em pelo menos uma delas, o fator de segurança calculado fosse igual ou inferior a 1. Se a superfície encontrada coincidissem com a ocorrida em campo, a retroanálise estaria concluída. A outra forma seria, a partir da seção remanescente do escorregamento (supostamente com fator de segurança igual a 1), com a devida seção original anterior ao escorregamento, chegar-se nos parâmetros de resistência do solo, ou, explorando-se os parâmetros de resistência do solo, encontrar para a referida superfície real ocorrida, fator de segurança menor ou igual a 1.

Outro aspecto a considerar na análise da estabilidade da encosta, foi o escorregamento preliminar ocorrido em 23 de dezembro de 1995. Não há informações seguras sobre as dimensões deste escorregamento, bem como sua correta posição. Sabe-se que parte da encosta deslizou atingindo um poste da rede de baixa tensão que passa transversalmente sobre a área atingida, sem derrubá-lo, sugerindo um escorregamento superficial, podendo ser até mesmo provocado pela erosão progressiva em virtude da água que escoava pelo lado direito da rua.

Este poste situava-se em torno da cota 32, pelo lado direito da curva da rua Manoel Onório Nunes, ao pé do talude.

Se fosse considerado este pré escorregamento na retroanálise, haveria necessidade da marcação precisa de suas dimensões e posição, pois dependendo do volume de solo mobilizado, sua influência na instabilidade da parte superior seria marcante, pois caracterizaria um descalçamento do pé do talude. Como a CELESC, quando foi chamada para avaliar o poste atingido, amarrou-o junto à uma árvore situada na parte que ainda não havia deslizado, julgando a encosta acima como segura, acredita-se que o primeiro escorregamento realmente foi de proporções desprezíveis para a mobilização do restante da encosta. Desta forma, não foi considerado o deslizamento anterior na reconstituição da seção pré escorregamento.

A direção do deslizamento principal, ocorrido em 24 de dezembro de 1995, foi obtida através da observação do talude remanescente, composto basicamente de três cunhas de deslizamento. A primeira situada na porção médio-inferior, lado direito, a segunda na porção médio-inferior, lado esquerdo, e a terceira na porção superior, praticamente central. Assumindo que tudo deslizou numa única vez, a direção principal passa a ser segundo o alinhamento AA', delineado na planta topográfica, apresentada na **Figura 7.8**.

Outra constatação decisiva nas hipóteses assumidas, diz respeito aos ensaios de cisalhamento direto realizados no horizonte C do granito (superfície remanescente), onde foram rompidas amostras, num primeiro estágio, paralelamente a superfície de ruptura ocorrida na prática e, noutro estágio, preferencialmente por planos de fraqueza argilosos inerentes a massa de solo. Os resultados apontaram uma diferença significativa nas envoltórias de ruptura, revelando que as possíveis superfícies potenciais de ruptura são comandadas por estes planos argilosos, associados à hidrologia subterrânea.

Os cálculos de estabilidade foram realizados mediante utilização do programa PCSTABL, valendo-se do emprego do método de JANBU, pois é aplicável tanto para superfícies circulares, como não circulares.

Na **Figura 7.9**, apresenta-se a seção utilizada para a retroanálise do escorregamento, aproximadamente coincidente com a direção assumida como principal (AA').

As hipóteses assumidas para a retroanálise foram as seguintes:

- A massa de solo foi dividida em dois tipos quanto aos parâmetros de resistência. O primeiro tendo valores intermediários entre os parâmetros encontrados para os ensaios no pé do talude e nos planos argilosos, e o segundo tendo os valores correspondentes aos ensaios no topo do talude. A linha divisória entre os dois tipos foi assumida como passando acima da meia encosta.

- Para o solo da porção inferior da encosta, os parâmetros de resistência assumidos foram:

Nos planos argilosos: **coesão entre 2 KN/m² e 8 KN/m²**

Ângulo de Atrito interno entre 27° e 38°.

No solo da porção inferior (pé do talude): **coesão entre 6 KN/m² e 18 KN/m²**

Ângulo de Atrito entre 35° e 40°.

Os limites inferiores correspondem à condição inundada e os superiores à condição de estado natural.

Valores adotados: Valores médios entre os planos argilosos e o solo do pé do talude, dado que os planos argilosos não são contínuos e, por outro lado, nos ensaios com o solo no pé do talude, tais planos também se faziam presentes, embora a ruptura não se desse exclusivamente por eles.

Desta forma: **Coesão = 4 KN/m² e Ângulo de Atrito = 31°** (condição inundada)

Coesão =13 KN/m² e Ângulo de Atrito = 39° (condição natural)

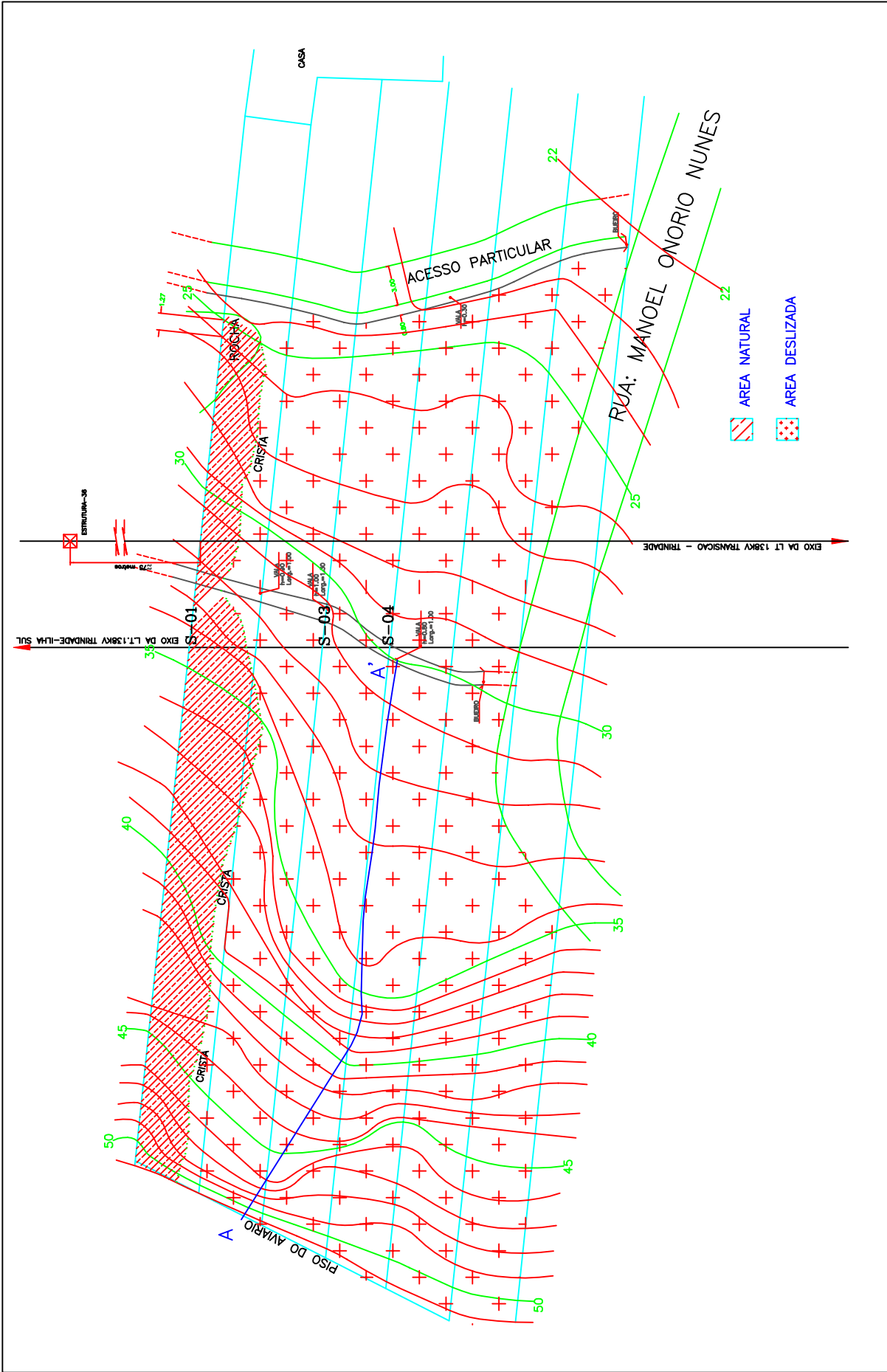


Figura 7.8 - Alinhamento A - A'

CORTE LONGITUDINAL DO ESCORREGAMENTO - AA' (Linha de cotas mais baixas)

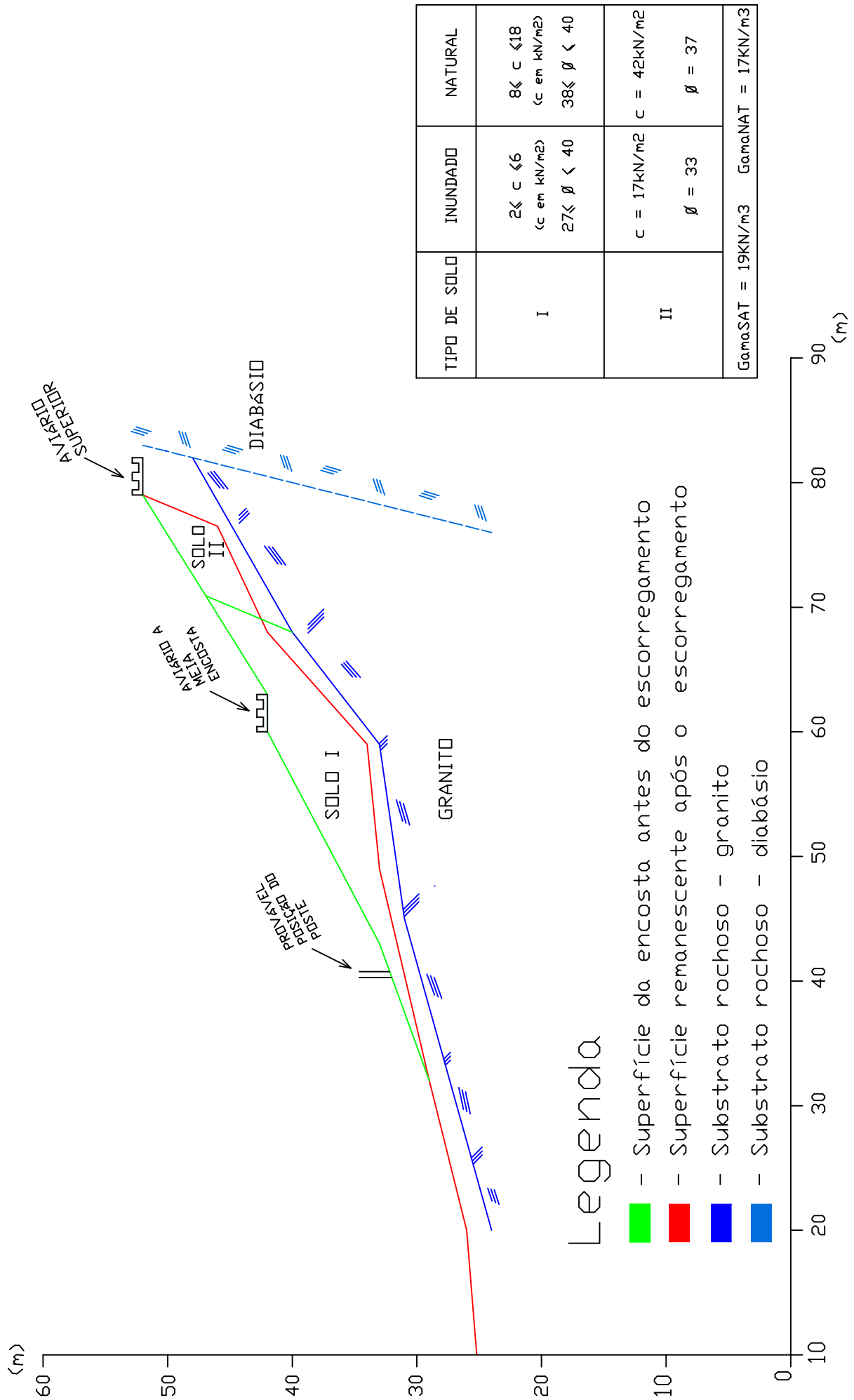


Figura 7.9: Seção Utilizada na Retroanálise

- Para o solo na porção superior da encosta, os parâmetros de resistência foram assumidos como os valores dos resultados de ensaios no topo do talude, isto é:

No Topo do talude: **coesão entre 17 KN/m² e 42 KN/m²**

Ângulo de Atrito interno entre 33° e 37°.

- O plano rochoso referente ao maciço granítico, foi delineado baseado nas tentativas de sondagem à percussão, próximo, portanto, da superfície remanescente, sugerindo um escorregamento pelo contato solo/rocha na maioria de sua extensão.
- A linha Piezométrica foi assumida como passante praticamente rente à superfície da encosta anterior ao escorregamento, principalmente na porção médio-inferior, visto que, após chuvas contínuas, há surgência d'água por períodos de tempo elevados a meia encosta, sugerindo um fluxo por entre a porção superior.

Os resultados obtidos, assumindo a superfície remanescente como a superfície de ruptura, são resumidos no quadro apresentado na **Tabela 7.2**.

Tabela 7.2 – Resultados das Retroanálises para cada hipótese assumida

Superfície Especificada – Método JANBU Irregular			
Condição do Solo	Solo 1	Solo 2	Fator de Segurança
Seco	C = 8 KN/m ² φ = 38°	C = 42 KN/m ² φ = 37°	FS = 2,87
Saturado	C = 2 KN/m ² φ = 26,6°	C = 17 KN/m ² φ = 33°	FS = 0,89
Saturado	C = 4 KN/m ² φ = 31°	C = 17 KN/m ² φ = 33°	FS = 1,07
Saturado	C = 2 KN/m ² φ = 26°	C = 2 KN/m ² φ = 26°	FS = 0,66

A análise dos resultados encontrados para a superfície real ocorrida, utilizando-se o método de JANBU, revela que o fator de segurança que melhor explicaria o fenômeno é 1,07, para os parâmetros de resistência médios entre os encontrados para o solo dos planos argilosos e o solo do pé da encosta, o que parece ser coerente, dado que os planos argilosos não apresentam uma continuidade de modo que toda a superfície de ruptura passasse por dentro deles. Usar os parâmetros apenas do solo argiloso levaria a um fator de segurança de 0,89, quando na verdade a superfície de ruptura passa pelos planos argilosos, mas também pelo solo íntegro, sem diaclases. Assumir os parâmetros de resistência dos planos argilosos como sendo representativos de todo o talude, levaria a um fator de segurança mais baixo ainda (0,66), o que seria muito conservador, dado que os ensaios no topo do talude apontaram valores de resistência mais elevados e os planos de fraqueza não apresentam-se bem formados como no pé do talude.

A análise de estabilidade desprezando-se a linha piezométrica, ou seja, considerando o solo no estado natural (seco), aponta um fator de segurança na ordem de 2,87, para as mesmas condições em que o próprio fator de segurança aproxima-se de 1,00, quando considerada a hipótese de presença de linha piezométrica total.

Tais esclarecimentos conduzem à interpretação do fenômeno, onde a presença d'água conduz a uma redução do fator de segurança na faixa de 62,7%, levando o talude a uma condição de iminência de ruptura, onde os agentes instabilizadores igualam-se às forças resistentes. Outro aspecto a considerar é a influência do

intercepto de coesão na redução do fator de segurança, para as mesmas condições piezométricas. Embora não esteja apresentado aqui, foram simuladas várias análises apenas variando o parâmetro “Coesão”, obtendo-se redução do fator de segurança na ordem de 9,5% para cada decréscimo unitário de coesão. E como pôde ser demonstrado no item “Estudos Geotécnicos”, o intercepto de coesão é bastante influenciado pela presença d’água.

Nas **Figuras 7.10 a 7.13**, apresenta-se os resultados fornecidos pelo programa PCSTABL 5M, para as 4 hipóteses assumidas na retroanálise e que proporcionaram a elaboração da **Tabela 7.2**. No **ANEXO B**, são apresentadas algumas notas explicativas, de maneira genérica, sobre o significado da seção da encosta impressa pelo modo “plot” do programa PCSTABL 5M, com a respectiva linha da superfície do terreno, linha piezométrica (quando for considerada), linha de delimitação do substrato rochoso e linha divisória de diferenciação do solo (conforme o caso).

Retroanálise do Escorregamento com a Linha Piezométrica rebaixada
 Specified Surface. C:\JGSURF2.PLT By: Huri 02-12-98 10:48 pm

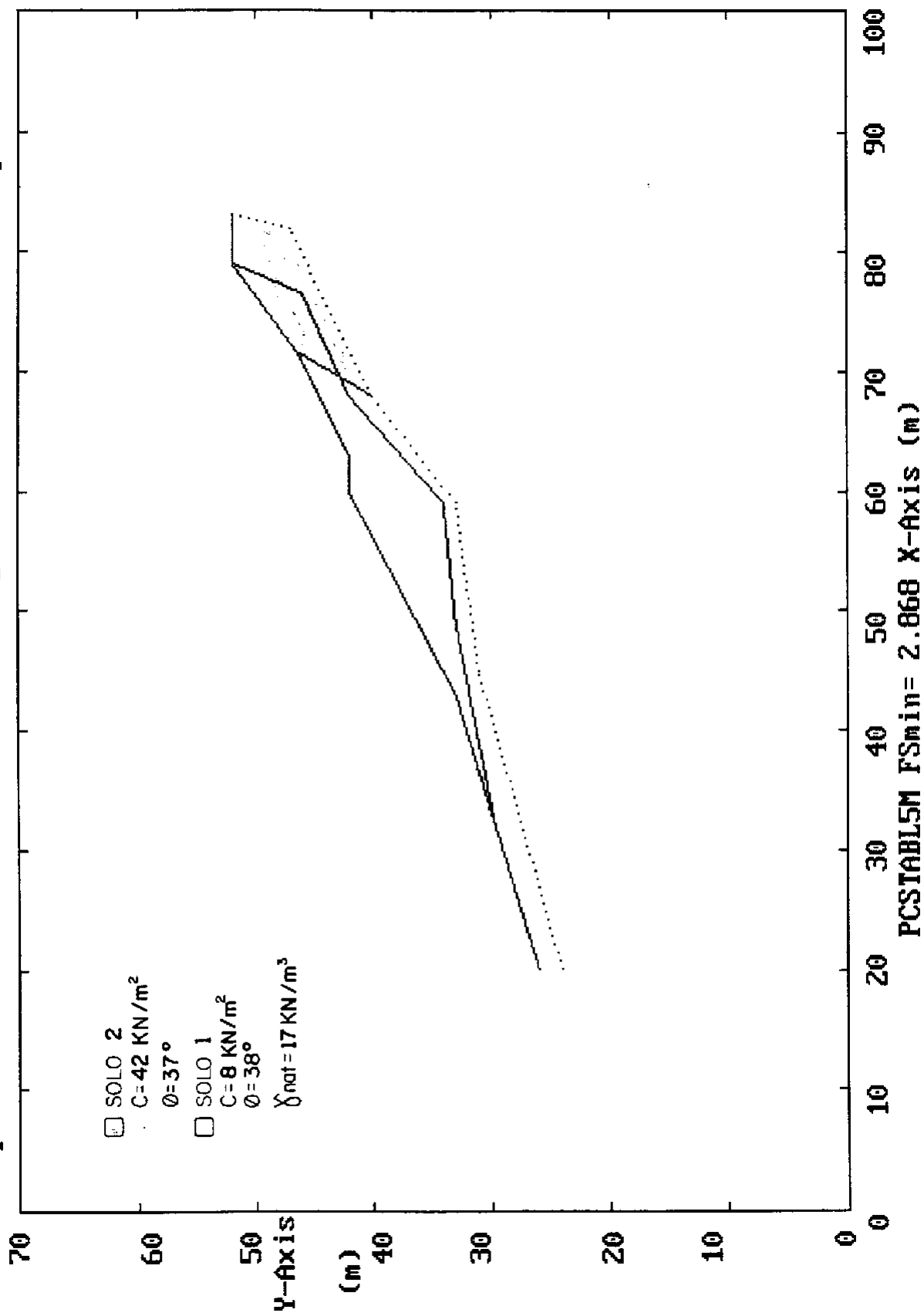


Figura 7.10 – Retroanálise desprezando-se a Linha Piezométrica

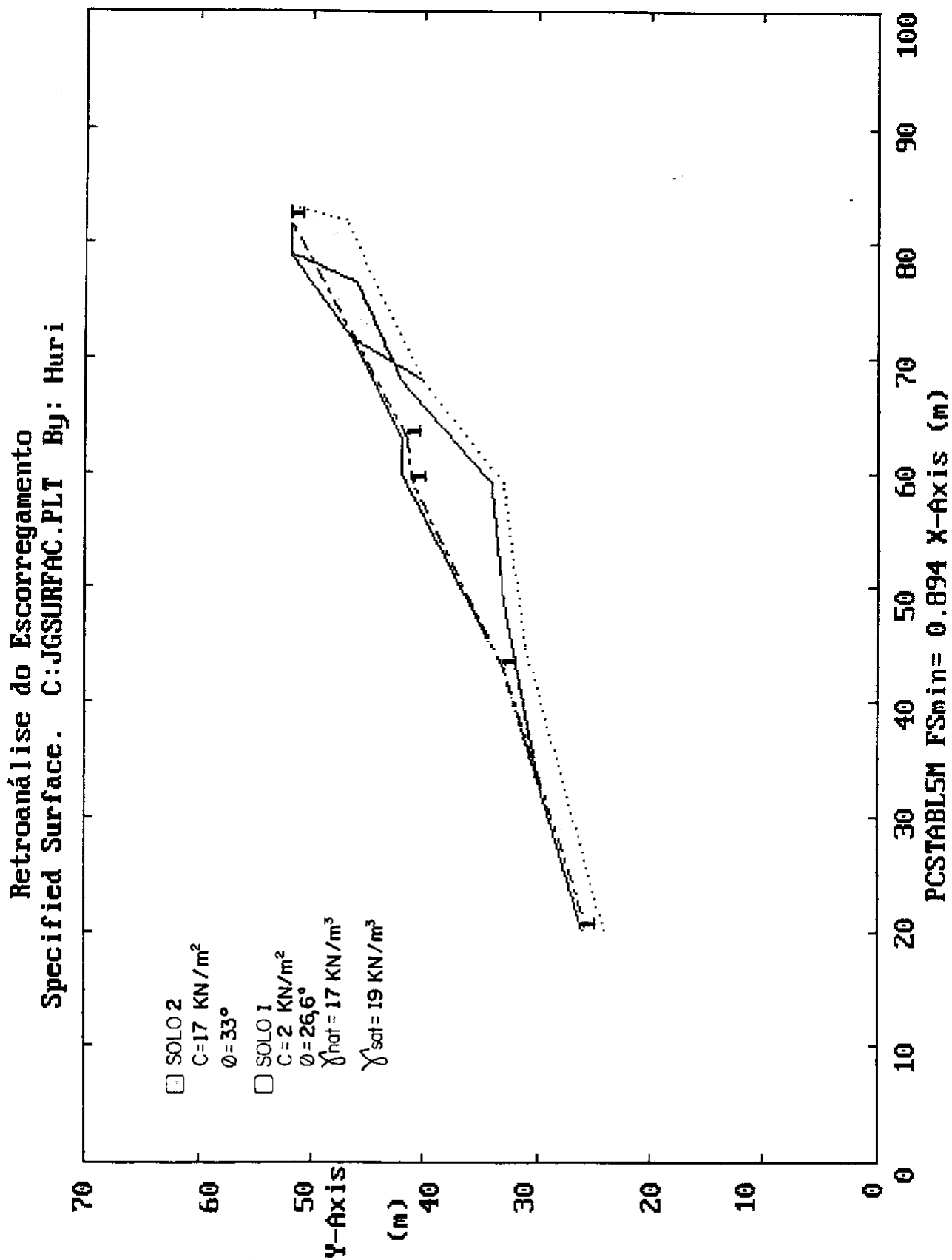


Figura 7.11 - Parâmetros dos Planos Argilosos para todo o Solo 1

Retroanálise do Escorregamento
Specified Surface. C:JGFIG12.PLT By: Huri

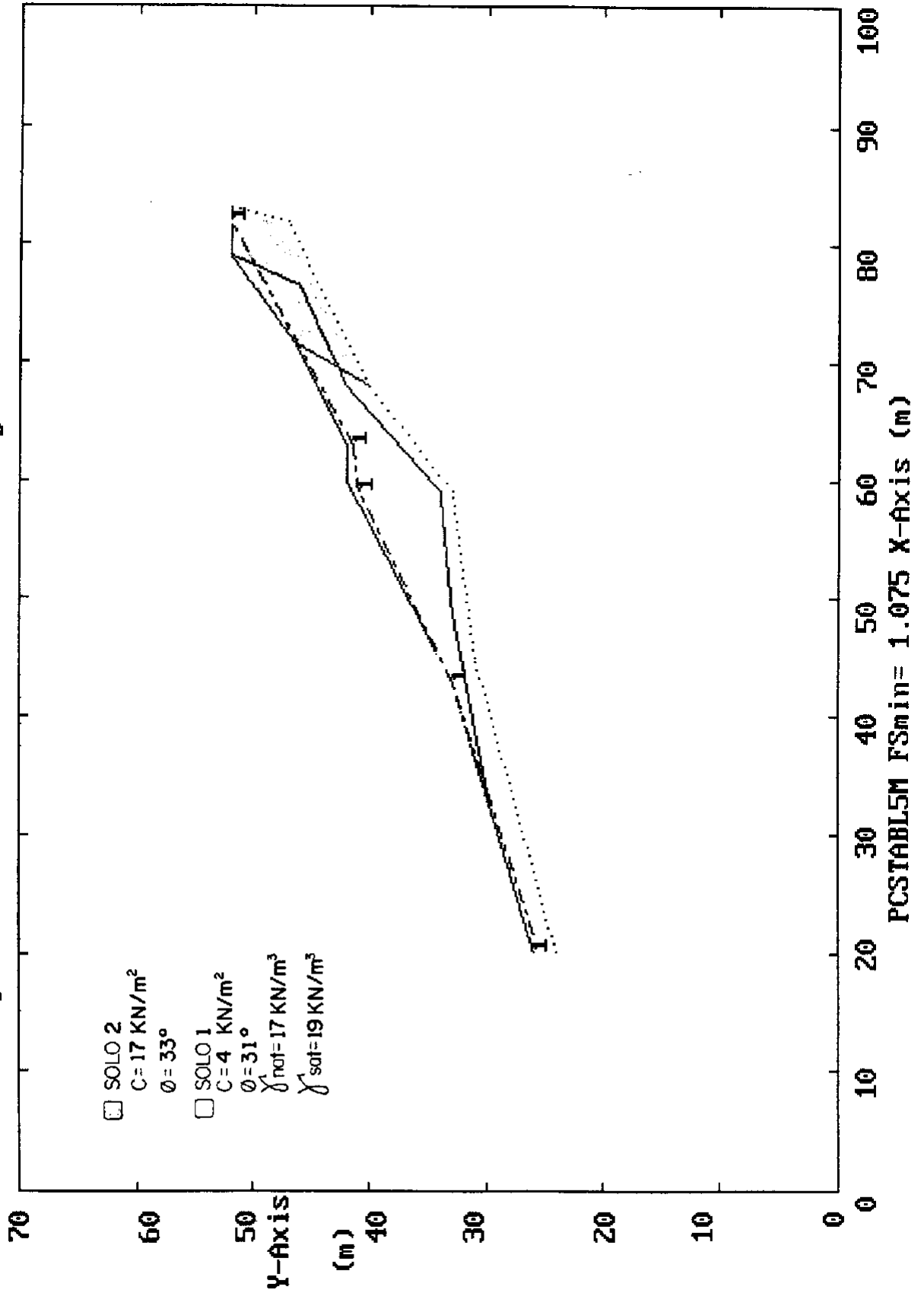


Figura 7.12 – Retroanálise da Situação Intermediária

Retroanálise do Escorregamento
Specified Surface. C:JGFIG13.PLT By: Huri

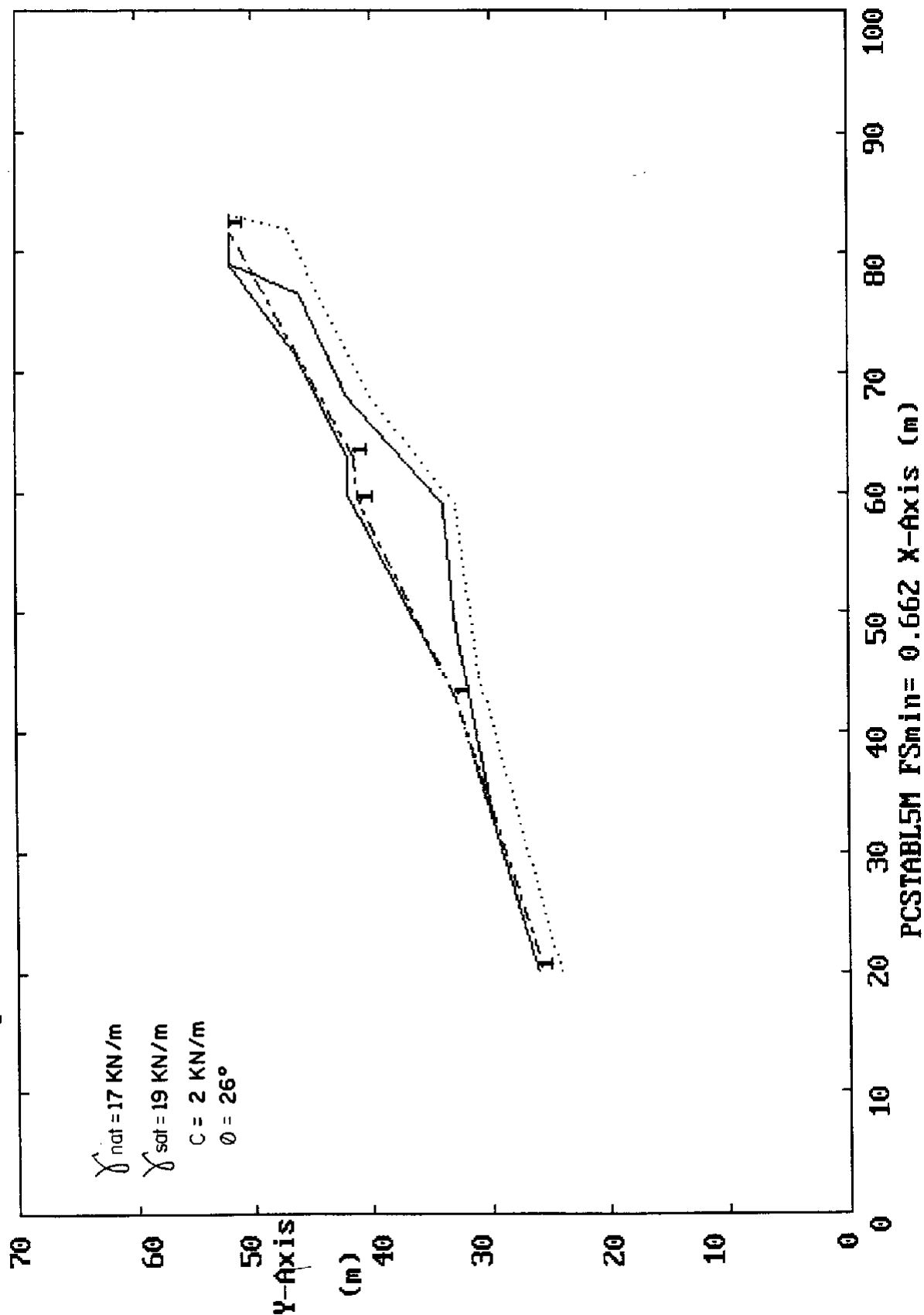


Figura 7.13 – Todo o Talude representado pelos Parâmetros dos Planos Argilosos

7.5.2 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA

A verificação da estabilidade da encosta, no que tange à geometria atual, consolidada pelo escorregamento ocorrido em dezembro de 1995, foi realizada mediante a aplicação do programa PCSTABL, valendo-se da aplicação do método de JANBU, pois permite a geração de superfícies potenciais irregulares.

As suposições assumidas para as análises foram as seguintes:

- Avaliação da estabilidade de três seções remanescentes, sendo as seções S-03 e S-04 do levantamento topográfico e uma seção passando pelos pontos de cotas mais baixas (mais representativo do sentido do escorregamento). O levantamento topográfico não teve por objetivo avaliar a orientação do escorregamento, gerando seções com o propósito de reconhecimento da área atingida. Logo, as seções S-03 e S-04 não acompanham o sentido do escorregamento, podendo apresentar possibilidade de ruptura em virtude do perfil gerado.
- A massa de solo foi dividida em dois tipos quanto aos parâmetros de resistência. O primeiro tendo valores intermediários entre os parâmetros encontrados para os ensaios no pé do talude e nos planos argilosos, e o segundo tendo os valores correspondentes aos ensaios no topo do talude. A linha divisória entre os dois tipos foi assumida como passando acima da meia encosta.
- Para o solo da porção inferior da encosta, os parâmetros de resistência assumidos foram:

Nos planos argilosos: **coesão entre 2 KN/m² e 8 KN/m² e**

Ângulo de Atrito interno entre 27° e 38°.

No solo da porção inferior (pé do talude): **coesão entre 6 KN/m² e 18 KN/m² e**

Ângulo de Atrito entre 35° e 40°.

Valores adotados: Valores médios entre os planos argilosos e o solo do pé do talude, dado que os planos argilosos não são contínuos e, por outro lado, nos ensaios com o solo no pé do talude, tais planos também se faziam presentes, embora a ruptura não se desse exclusivamente por eles.

Desta forma: **Coesão = 4 KN/m² e Ângulo de Atrito = 31°** (condição inundada)

Coesão = 13 KN/m² e Ângulo de Atrito = 39° (condição natural)

- Para o solo na porção superior da encosta, os parâmetros de resistência foram assumidos como os valores dos resultados de ensaios no topo do talude, isto é:

No Topo do talude: **coesão entre 17 KN/m² e 42 KN/m² e**

Ângulo de Atrito interno entre 33° e 37°.

Os resultados gerados foram compilados na **Tabela 7.3:**

Tabela 7.3 – Estabilidade da Seção Remanescente após o Escorregamento

Superfície Crítica – Método de JANBU Irregular			
Seção Remanescente	SOLO 1	SOLO 2	Fator de Segurança
Pontos de cotas mais baixas (AA')	$C = 4 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 31^\circ$	$C = 17 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 33^\circ$	1,70
S – 03	$C = 4 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 31^\circ$	$C = 17 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 33^\circ$	1,31
S - 04	$C = 4 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 31^\circ$	$C = 29,5 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 35^\circ$	1,14

Na seção remanescente pelos pontos de menor cota, denominada no cálculo pelo programa de "talude atual", garantindo-se a drenagem total subterrânea, como a colocação de drenos subhorizontais e valetas de crista, por exemplo, já aumentaria o fator de segurança para 3,8, admitindo-se um aumento nos parâmetros de resistência para os níveis calculados nos ensaios sem inundação.

A seção S – 04 é a única que apresenta riscos de instabilidade, embora a referida seção não seja completamente representativa da direção do escorregamento. Movimentos de terra previstos para retaludamento eliminariam qualquer risco.

A seção S – 03, também não sendo completamente representativa da direção do escorregamento, estaria no limite do aceitável, e simples correções geométricas por retaludamento eliminariam qualquer risco.

Foi verificada também, a estabilidade da seção S – 01, situada à direita da área escorregada, não apresentando sinais de ruptura. O fator de segurança desta seção é de 1,55, sendo descartada, a princípio, a hipótese de instabilidade.

O cálculo dos fatores de segurança de cada seção remanescente considerada, estão apresentados nas **Figuras 7.14 a 7.17**. Para a seção S – 01, não escorregada, o cálculo do fator de segurança está apresentado na **Figura 7.22**.

As seções longitudinais utilizadas para os cálculos de estabilidade, estão apresentadas nas **Figuras 7.18 a 7.21**, na seguinte ordem: S – 01; CORTE LONGITUDINAL DO ESCORREGAMENTO – AA'; S – 03; e S – 04.

Seção Remanescente - Corte A-A'
 Ten Most Critical. C:JGFIG14.PLT By: Huri

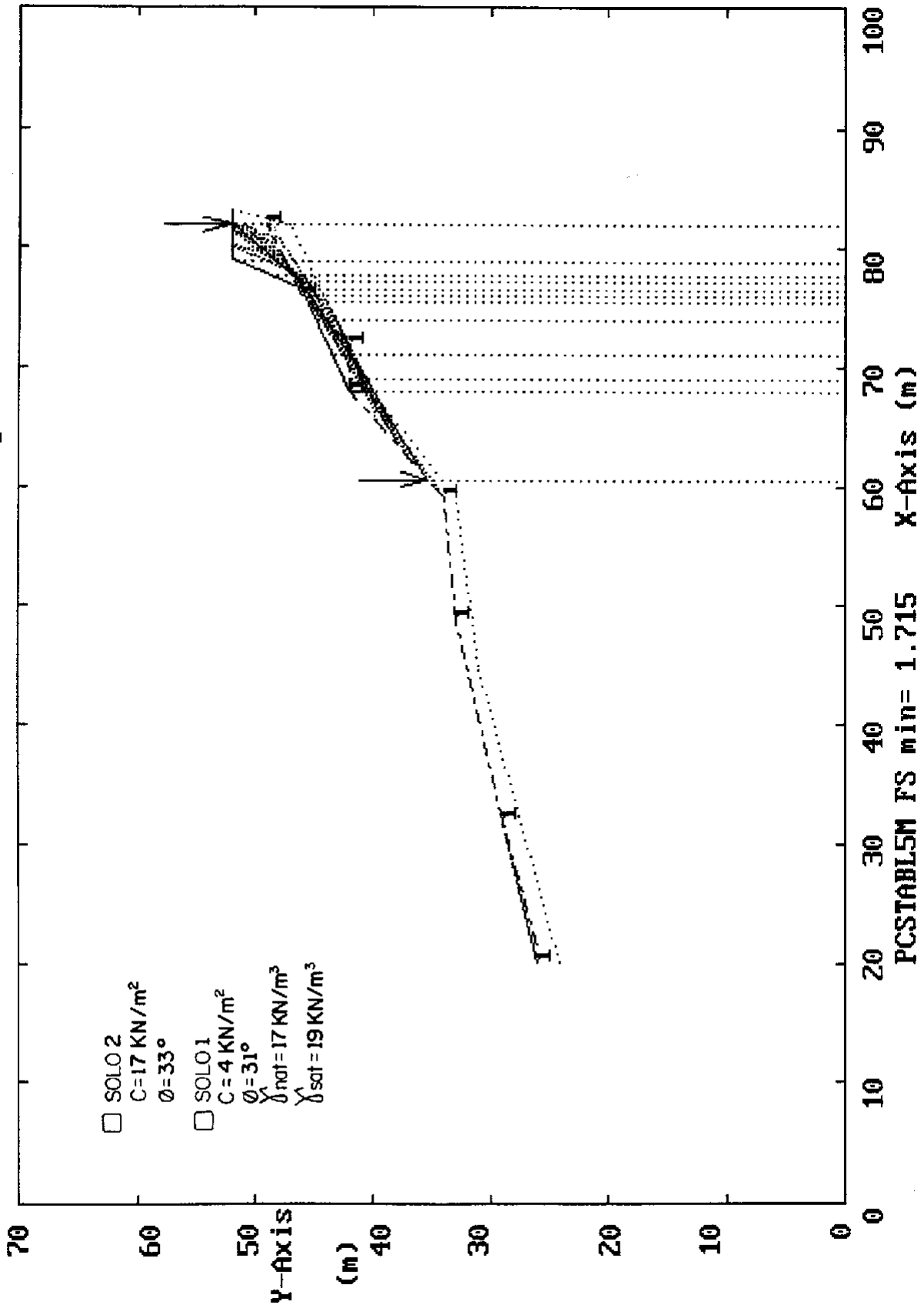


Figura 7.14 – Estabilidade da Seção A-A'

Seção Remanescente - Corte A-A'
 Ten Most Critical. C:JGTALUD1.PLT By: Huri

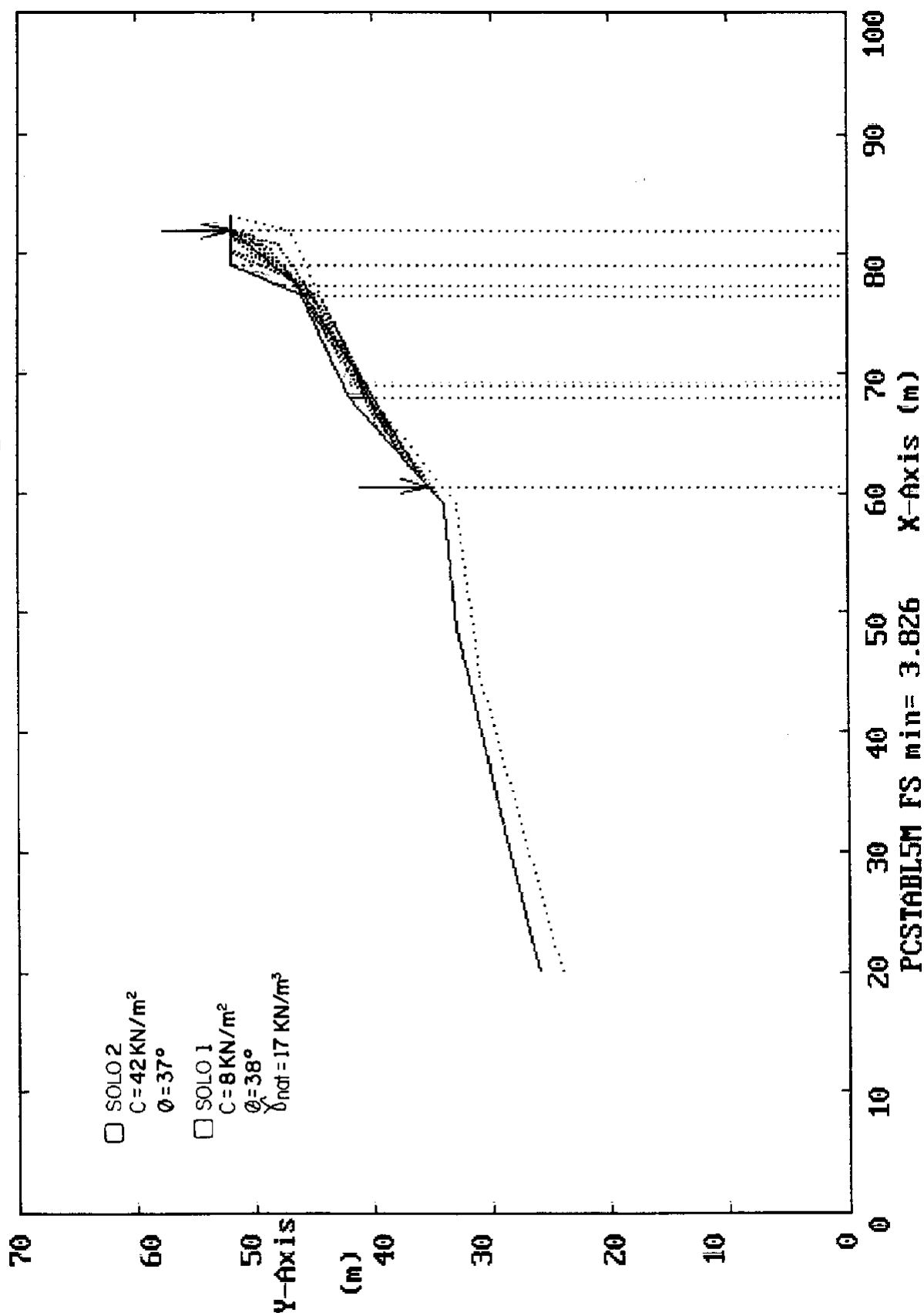


Figura 7.15 – Estabilidade da Seção A-A' na situação sem Linha Piezométrica

Seção Remanescente (S-03)
 Ten Most Critical. C:\JGTALUD3.PLT By: Huri

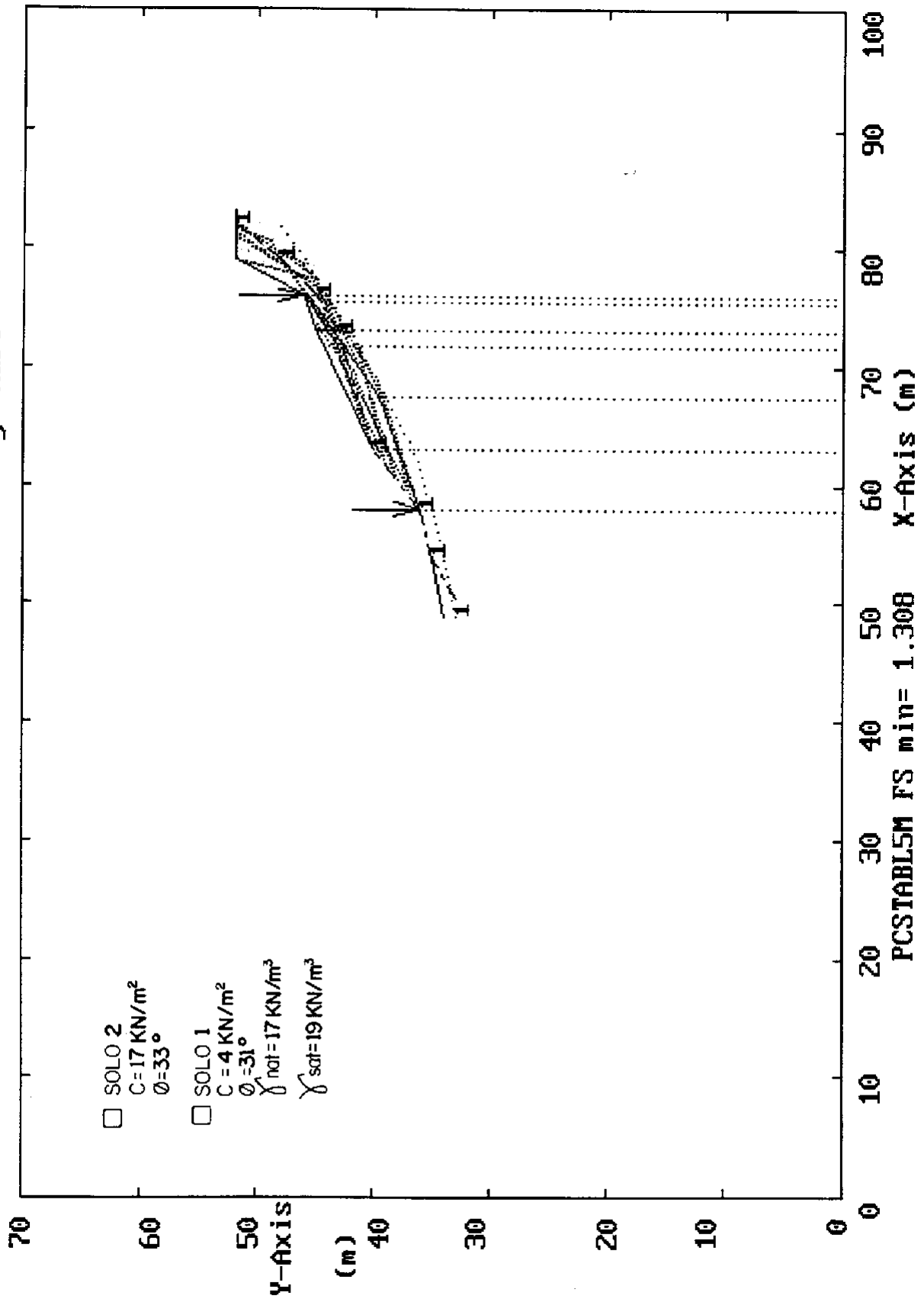


Figura 7.16 – Estabilidade da Seção S-03

Seção Remanescente (S-04)
 Ten Most Critical. C:JGFIG17.PLT By: Huri

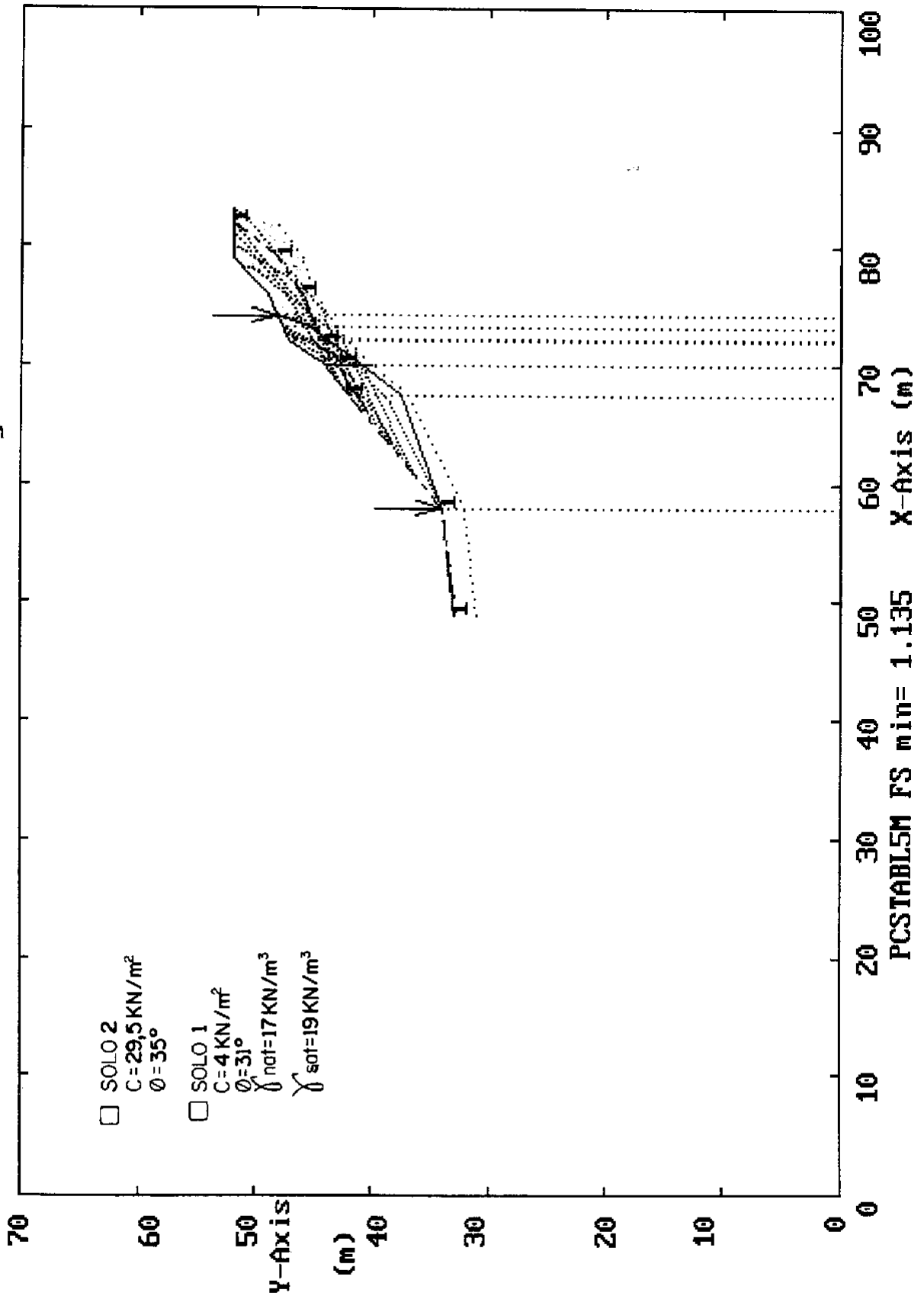
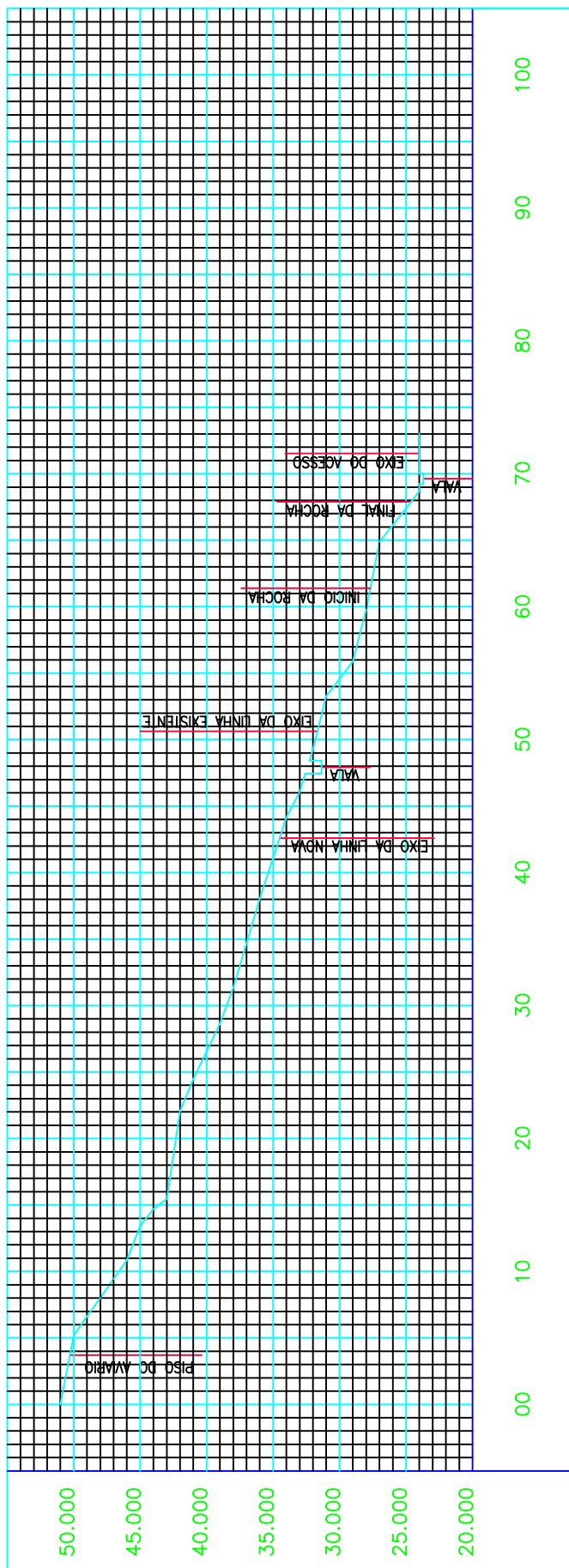


Figura 7.17 – Estabilidade da Seção S-04



S-01

Figura 7.18: Seção Longitudinal S-01

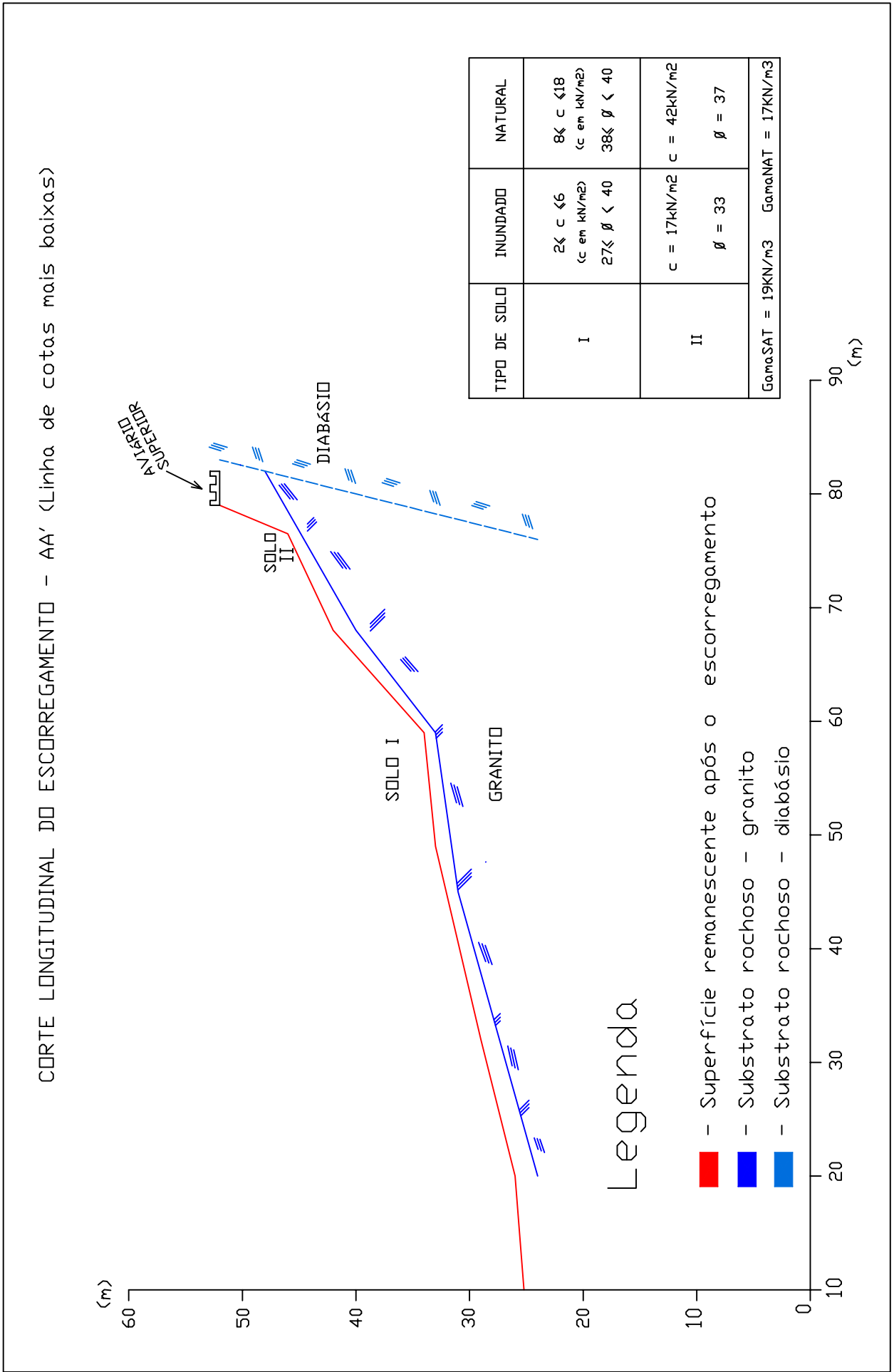
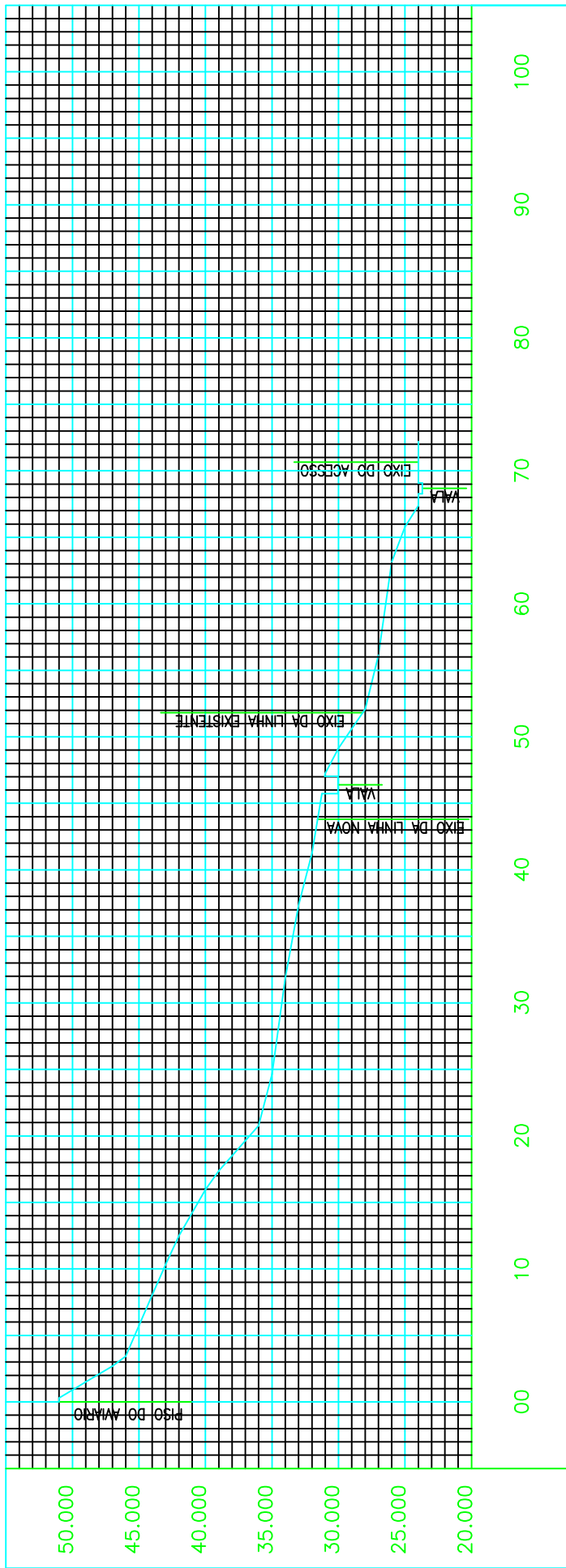
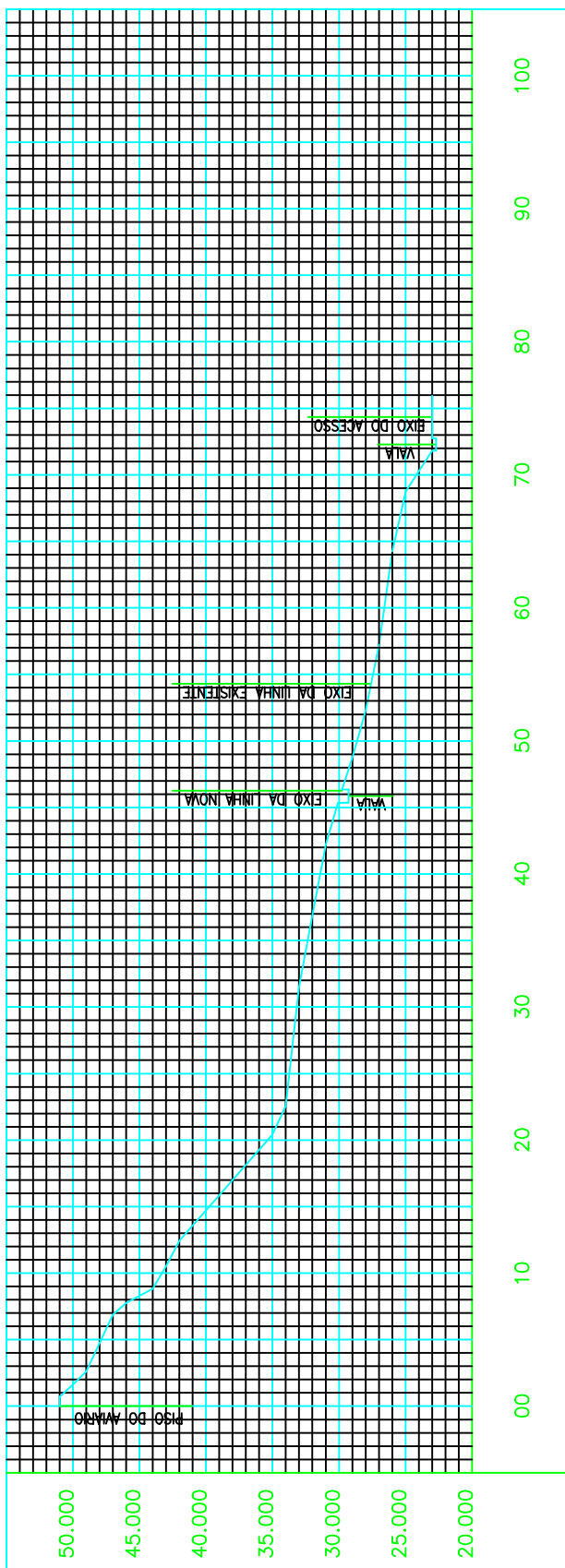


Figura 7.19: Seção Longitudinal A-A'



S-03
 Figura 7.20: Seção Longitudinal S-03



S-04

Figura 7.21: Seção Longitudinal S-04

Seção não escorregada à direita (S-01)
 Ten Most Critical. C:JGFIG18.PLT By: Huri

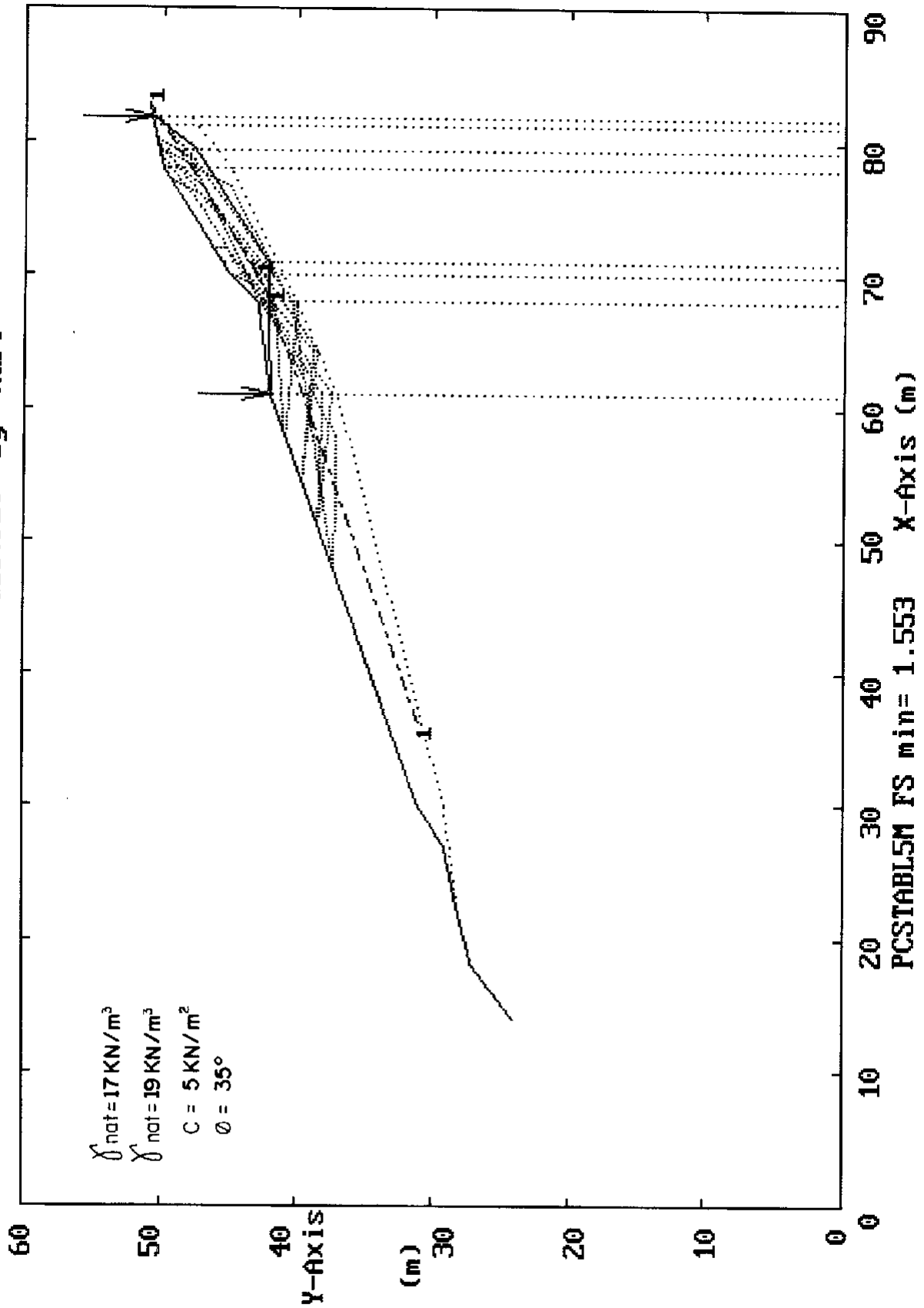


Figura 7.22 – Estabilidade da Seção S-01

7.6 – SOLUÇÕES PROPOSTAS

Várias soluções poderiam ser aventadas para estabilizar a encosta. Entretanto, buscou-se encontrar uma solução economicamente plausível, em virtude de serem pequenos os riscos de acontecerem escorregamentos significativos.

A análise da estabilidade do talude existente, nas três seções estudadas, apontou risco de novo escorregamento apenas na seção S – 04. Em todas as análises, entretanto, a superfície de ruptura passará pela porção superior do talude. O que realmente confirma a análise visual do local, visto que o aviário superior ficou dependurado sobre uma massa de solo praticamente vertical, numa altura aproximada de 5 metros, causando a sensação de futura instabilidade ou desmoronamento.

Nas demais posições do talude, dada a proximidade do substrato rochoso, novos escorregamentos seriam pouco prováveis.

A análise de estabilidade da encosta adjacente ao escorregamento, no lado direito do mesmo (ver na **Figura 7.8** - levantamento topográfico, a área rachurada), determinou segurança quanto à instabilidades.

Baseado nas conclusões expostas acima, três possibilidades de estabilização seriam admissíveis:

- a) Retaludamento manual da superfície remanescente, com retirada manual do aviário superior e criação de uma banquetta a meia encosta, gerando uma inclinação do talude acima da banquetta na faixa de 1(vertical):1,5 (horizontal); instalação de drenos subhorizontais acima da banquetta, com profundidade necessária para penetrar pelo menos dois metros no interior do diabásio (pelo menos três drenos espaçados de 5 metros); retirada das árvores passíveis de queda; execução de drenagem superficial ao redor da área escorregada, bem como na banquetta a ser criada (valeta trapezoidal de concreto na crista do talude para conduzir as águas superficiais que escoariam sobre o talude e sarjeta triangular de concreto na banquetta para receber e conduzir às águas provenientes dos drenos e do escoamento sobre o talude, sem se acumularem sobre a banquetta); e revestimento vegetal sobre toda superfície do talude.
- b) Solução idêntica a anterior, apenas acrescentando-se um muro de gabião (por ser mais barato que um muro de pedra) a meia encosta, assentado sobre a banquetta a ser gerada, segurando a porção de solo acima e com isso imprimindo uma inclinação mais suave ao

talude. O muro precisaria ter uma altura aproximada de 4 metros e uma base não inferior a dois metros. Por ser de gabião, os drenos subhorizontais poderiam perfeitamente passar por dentro do muro, que inclusive já serviria de dreno, por ser bastante permeável. Para diluir os custos da execução, poderia ser usada a pedreira de diabásio, atrás da encosta, para confecção das lascas de rocha. Evidentemente, a execução do muro acarretaria num custo bem maior (cerca de R\$ 15.000,00 a mais do que a solução anterior).

- c) Ao invés de retirar o aviário, deixá-lo sobre o talude reconformado com a execução do muro de gabião. Neste caso, haveria necessidade de garantir a estabilidade global do talude com a presença do muro.

Em todos os casos, procurou-se admitir os serviços de demolição e movimento de terra manuais, para garantir a integridade do meio físico, isto é, devido ao difícil acesso ao topo do escorregamento (aviário superior), a utilização de retroescavadeiras ou outras máquinas, acarretaria numa devastação bem mais ampla da vegetação nativa, devido a criação dos caminhos para o local dos serviços. O serviço mal orientado poderia provocar sérios problemas de desmatamento e depósito dos materiais retirados, bem como uma agressão ambiental, culminando num visual grosseiro à encosta e possíveis problemas com o proprietário e entidades responsáveis pelo meio ambiente.

Face aos problemas expostos e preservando a solução mais econômica, optou-se por indicar a solução a), a qual requer trabalhos manuais de escavação, demolição, reaterro e conformação do talude, apenas exigindo andaimes e plataformas para a execução dos drenos subhorizontais. A banquetta à meia encosta também pode ser feita com equipamentos manuais, assim como os serviços de drenagem superficial.

A falta de sondagens rotativas e de um levantamento topográfico mais detalhado e amplo, impediram que fossem demarcadas com precisão a inclinação e a profundidade dos drenos subhorizontais, bem como a correta posição, com respectivas cotas de assentamento, dos dispositivos de drenagem adotados.

A análise de estabilidade da seção remodelada com o retaludamento, admitindo-se funcionamento integral dos drenos subhorizontais e das valetas de drenagem superficial, adotando-se valores intermediários entre a condição inundada e sem inundação, para os parâmetros de resistência, apontou um fator de segurança de 2,6.

O esquema para melhor visualização da solução adotada está sobreposto a foto apresentada ao final deste capítulo, correspondente a foto nº 1: vista frontal da área escorregada, apresentada no memorial fotográfico.

O cálculo do fator de segurança pelo programa PCSTABL, está apresentado na **Figura 7.23**.

Nas **Figuras 7.24 e 7.25**, apresenta-se, respectivamente, a seção transversal do talude, modificada pela solução proposta, e a vista em planta das modificações a serem executadas na encosta.

Na **Foto 8** do Memorial Fotográfico, apresenta-se uma vista frontal das modificações aventadas para estabilização da encosta.

Nas **Figuras 7.26 a 7.35**, apresenta-se os resultados dos ensaios de laboratório que serviram de guia para elucidação do contorno do problema.

Seção média do Retaludamento
Ten Most Critical. C:JGSOLUC.PLT By: Huri

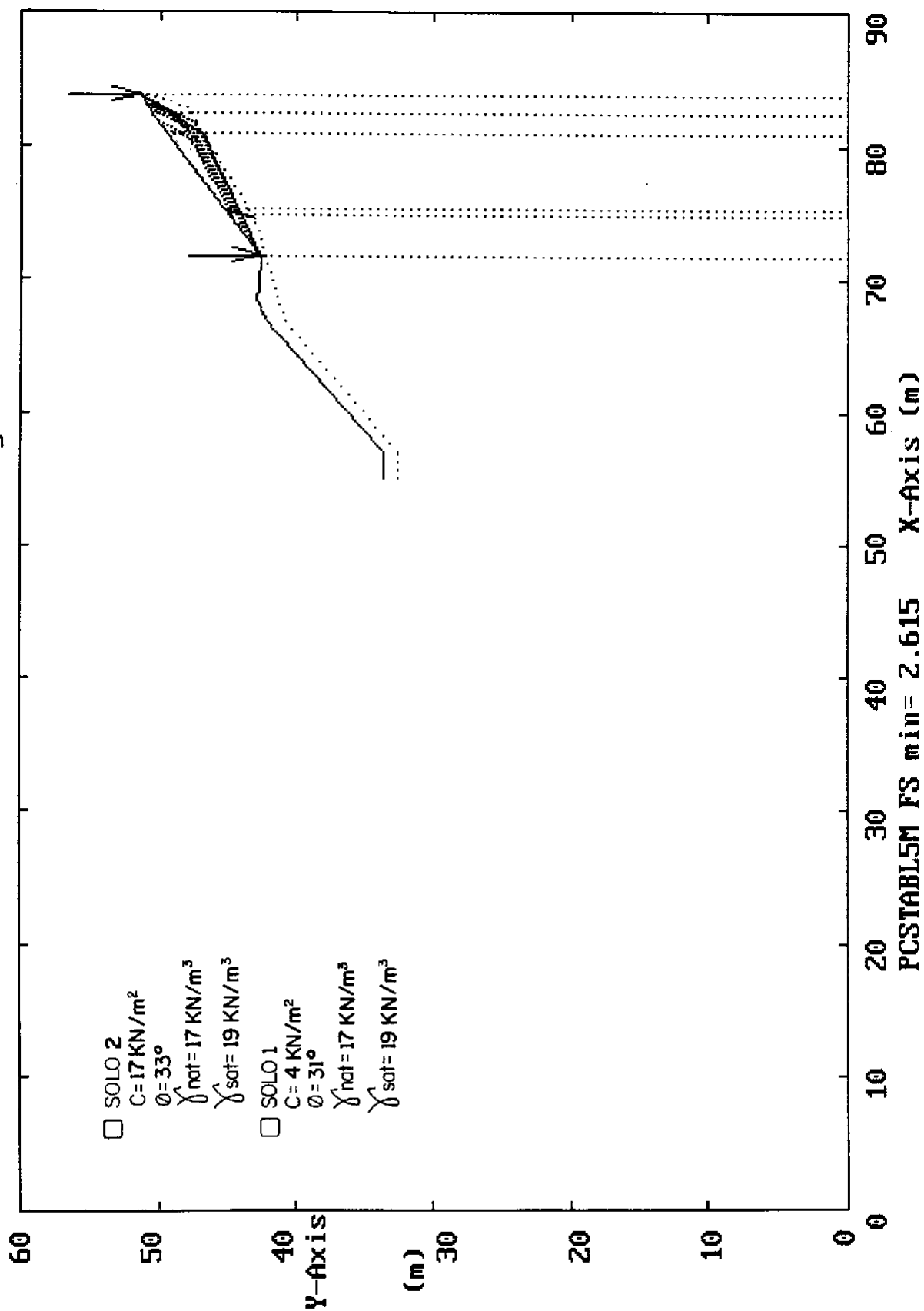


Figura 7.23 – Estabilidade da Seção Retaludada (Solução Proposta)

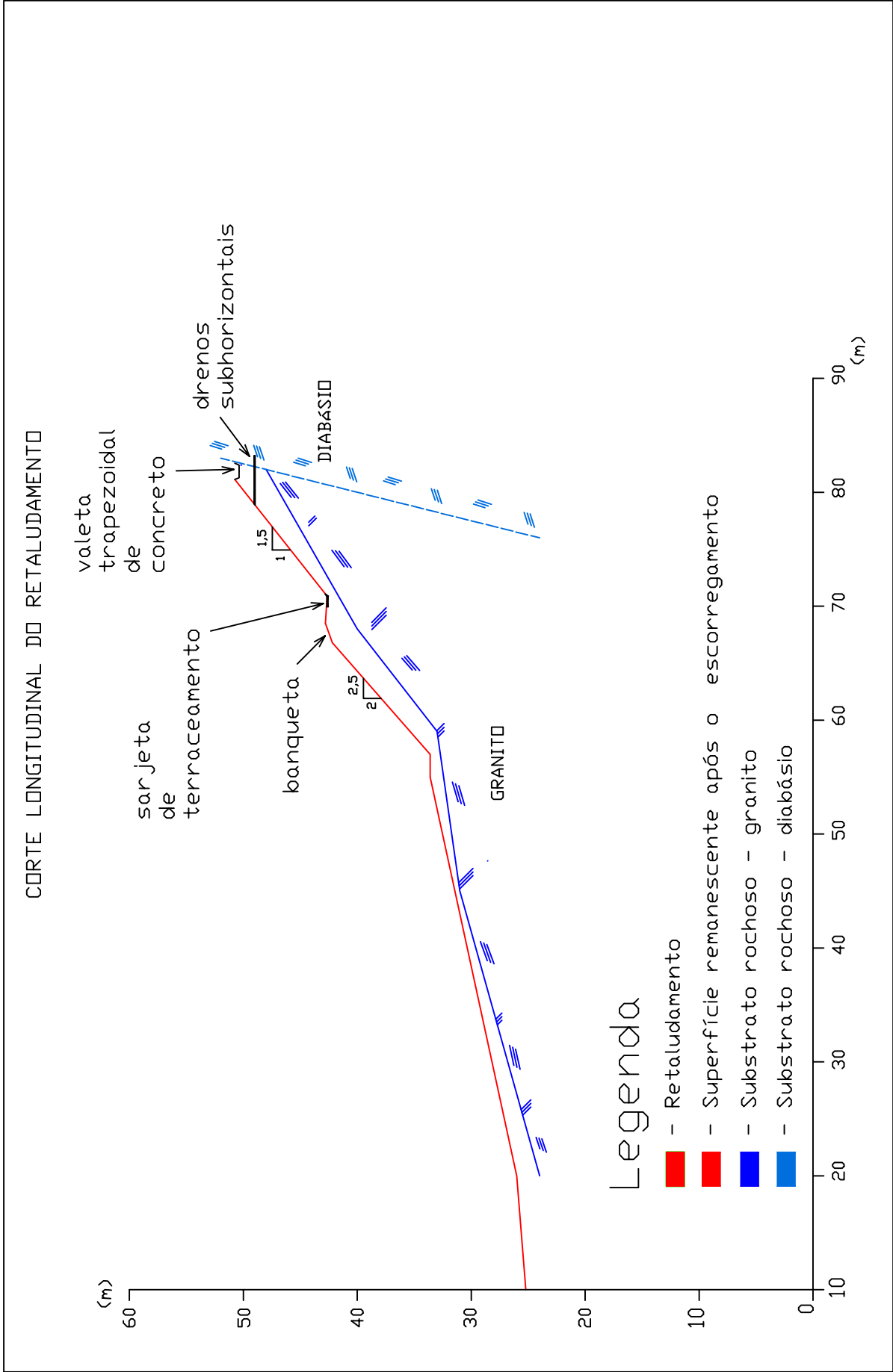


Figura 7.24 : SEÇÃO LONGITUDINAL DA SOLUÇÃO PROPOSTA

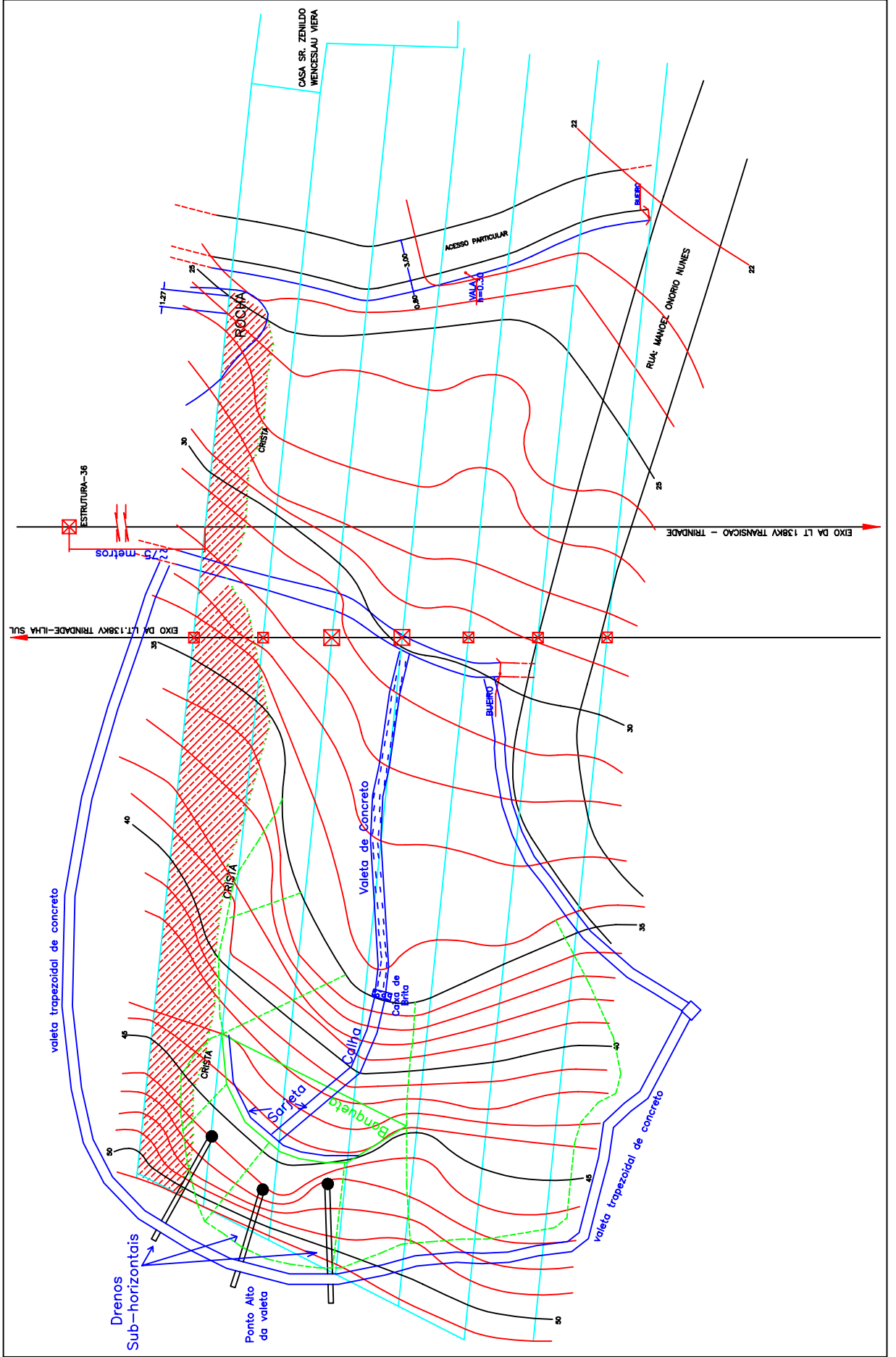


Figura 7.25: Vista em Planta das Alterações Propostas

7.7 – MEMORIAL FOTOGRÁFICO

Nas páginas que seguem, são apresentadas fotografias da área escorregada, que se fazem importantes para a compreensão da geologia da região, do escorregamento, de dados descritivos e da solução adotada.

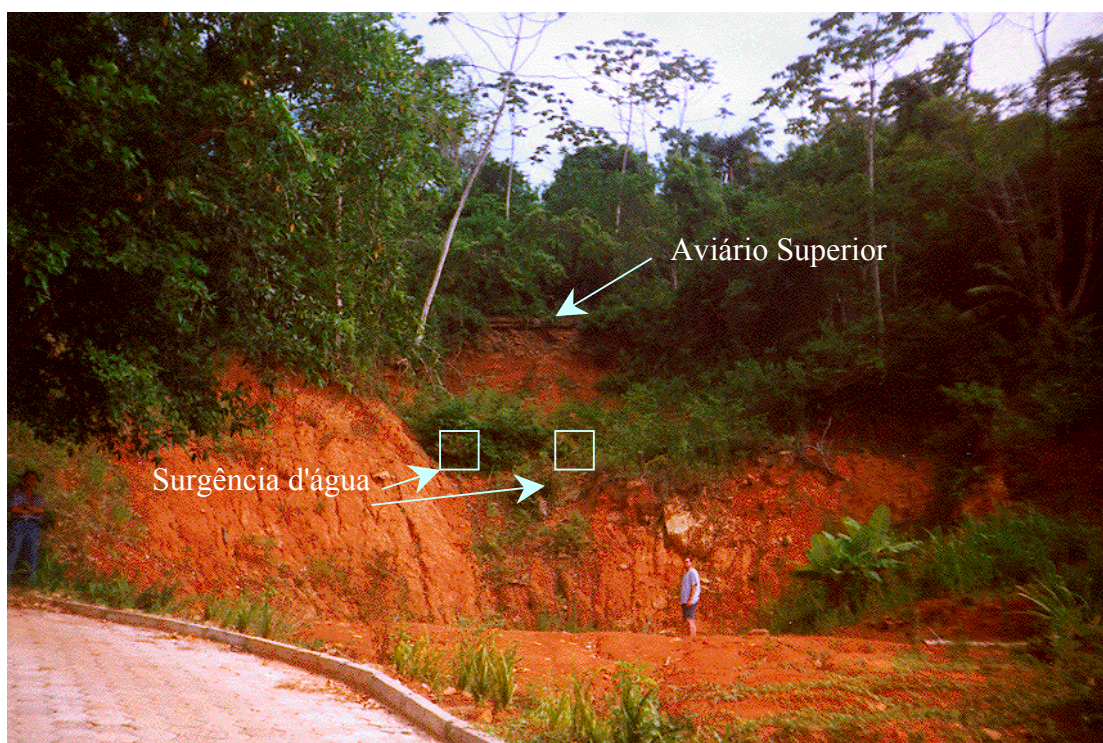


Foto 1: Vista frontal do Escorregamento. A limpeza do solo escorregado já foi efetuada em 1996. Há crescimento de vegetação a meia encosta e total ocupação arbustiva no topo, sobre o aviário superior. Após chuvas permanentes há surgência d'água nos locais determinados na foto, escoando pelo meio do talude, cuja forma em calha favorece o escoamento. Nota-se três cunhas de deslizamento (lado esquerdo médio-inferior, lado direito médio-inferior e central superior). No lado direito tem-se afloramento de rocha granítica, com fraturamento intenso, por onde também verte água após chuvas permanentes. Vê-se que a geometria deixada pelo escorregamento, favorece um banquetamento a meia encosta. No topo tem-se um perfil vertical, de aproximadamente 5 metros, que necessitaria ser contido, caso não haja retirada de material.



Foto 2: Detalhe do Afloramento de rocha granítica no lado direito médio-inferior da superfície remanescente do escorregamento.

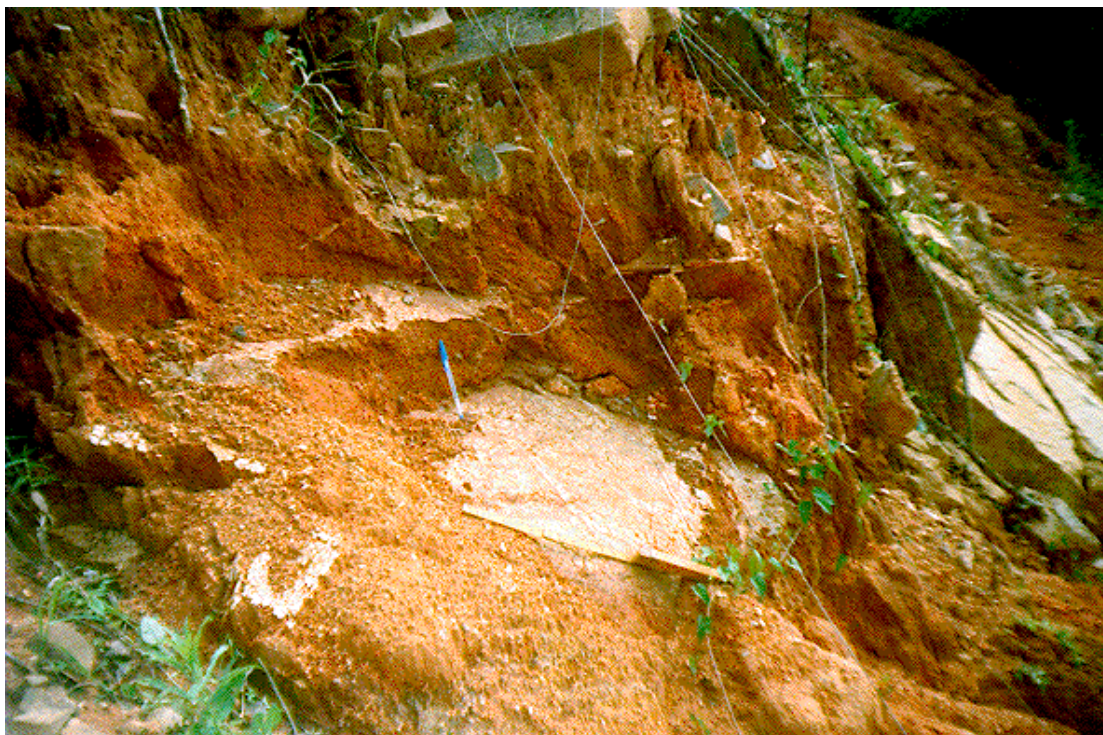


Foto 3: Planos de fraqueza presentes no talude, paralelos ao sentido da cunha de deslizamento. Presença de argilo-minerais.



Foto 4: Planos argilosos no interior do horizonte C. Solo altamente plástico, caracterizado pela presença de óxido de ferro, com orientações diversas. A orientação predominante está no sentido paralelo a do escorregamento. Nota-se manchas esverdeadas a cinza em todo o horizonte C, caracterizando os planos de fraqueza da rocha de origem.

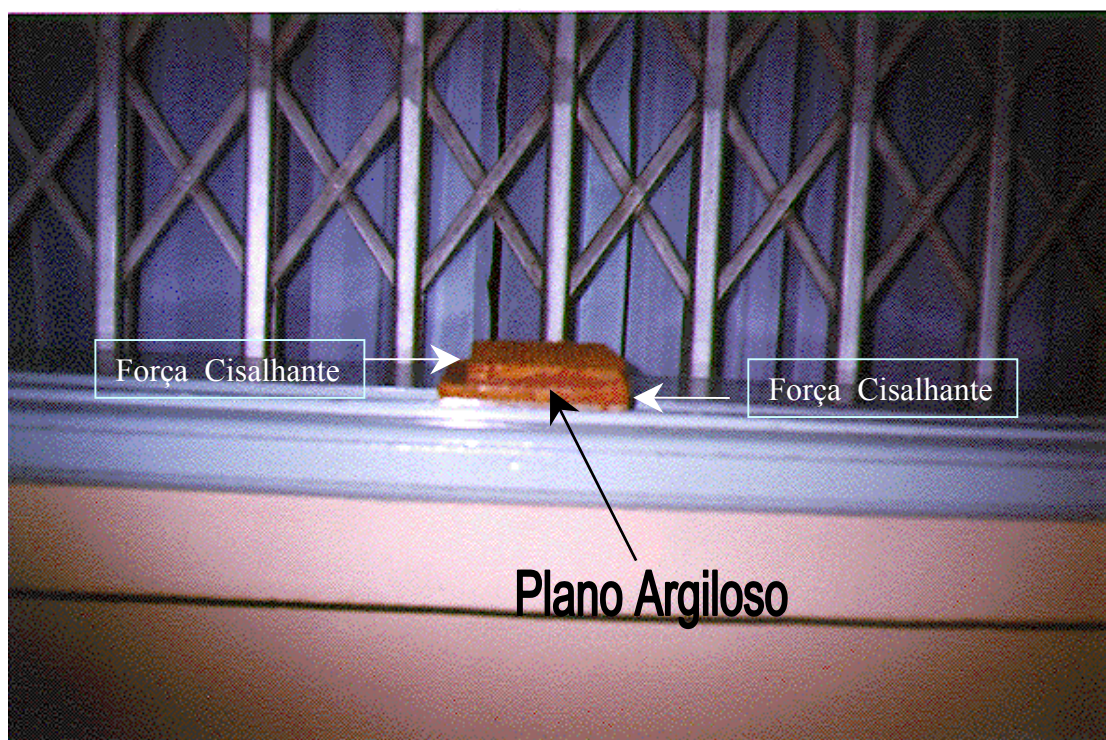


Foto 5: Amostra rompida no ensaio de cisalhamento direto. Ruptura passando exatamente pelo plano argiloso. Decréscimo considerável nos parâmetros de resistência.



Foto 6: Pequena pedreira de Diabásio, localizada atrás da encosta onde houve o escorregamento. Pouca espessura de solo e fraturamento intenso do diabásio.



Foto 7: Vista aérea da região afetada pelo Escorregamento. Jardim Guarani, bairro Córrego Grande.



Foto 8: Vista Frontal das Modificações Propostas

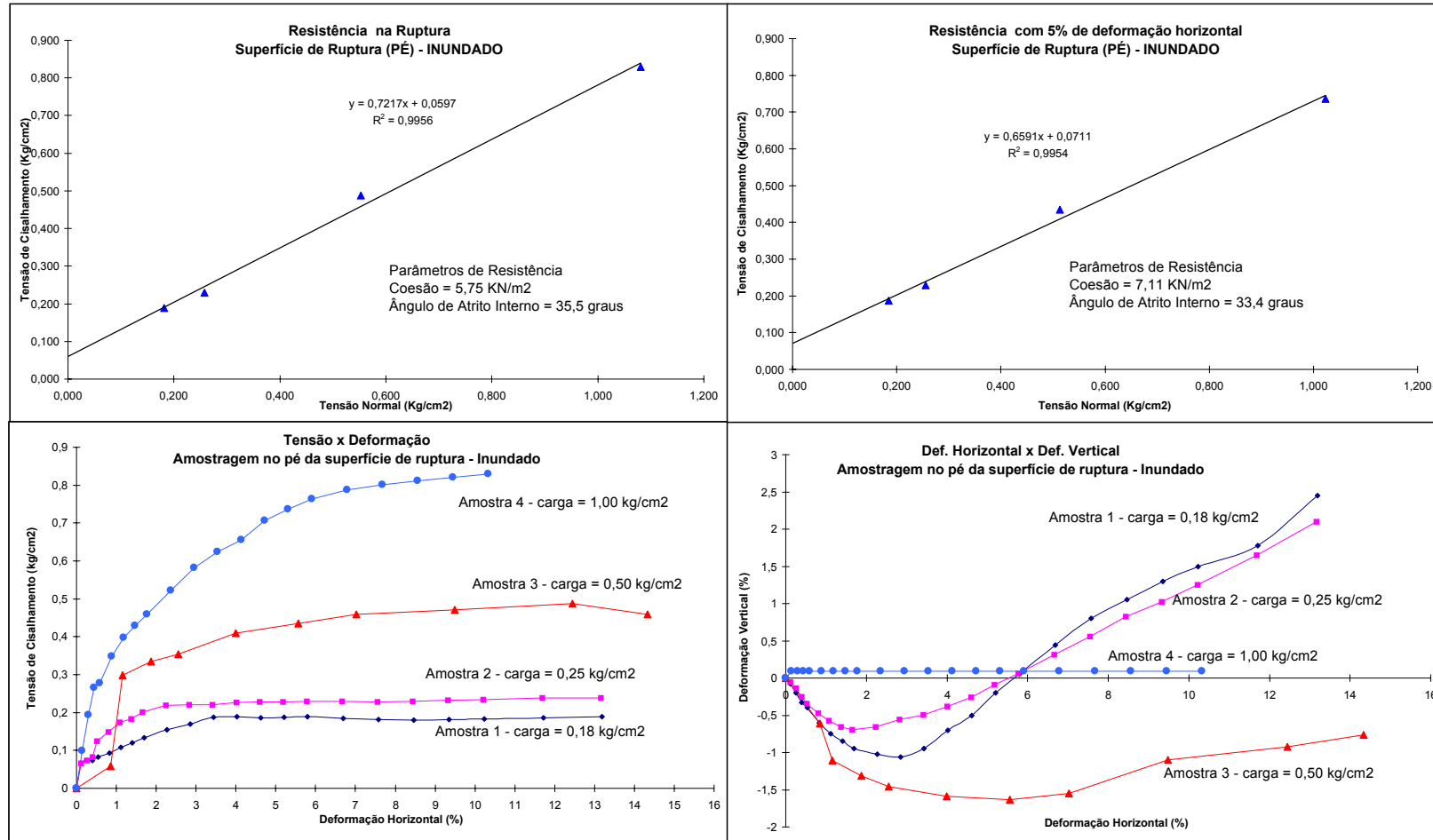


Figura 7.26 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem na Superfície Remanescente, pé do Talude

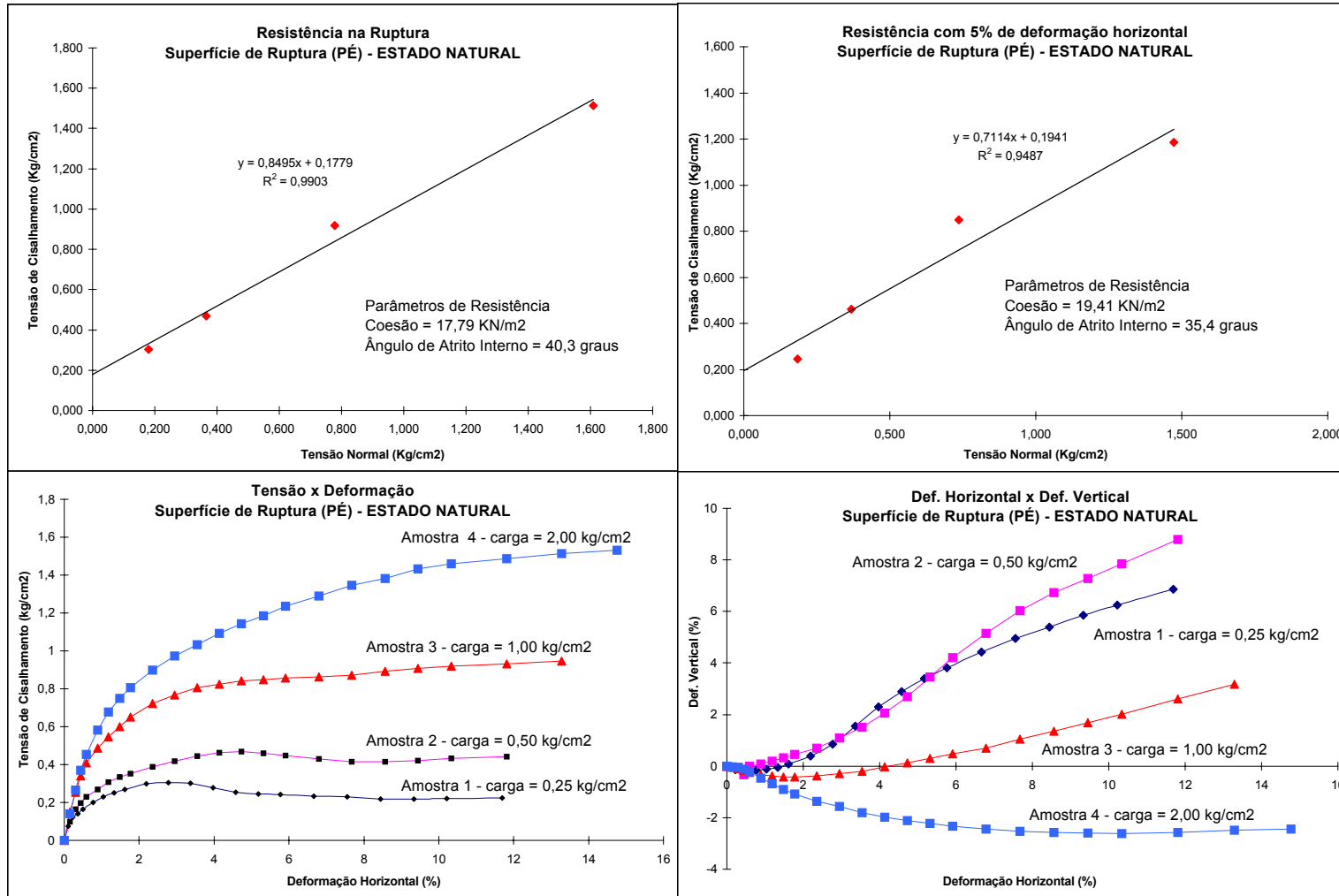
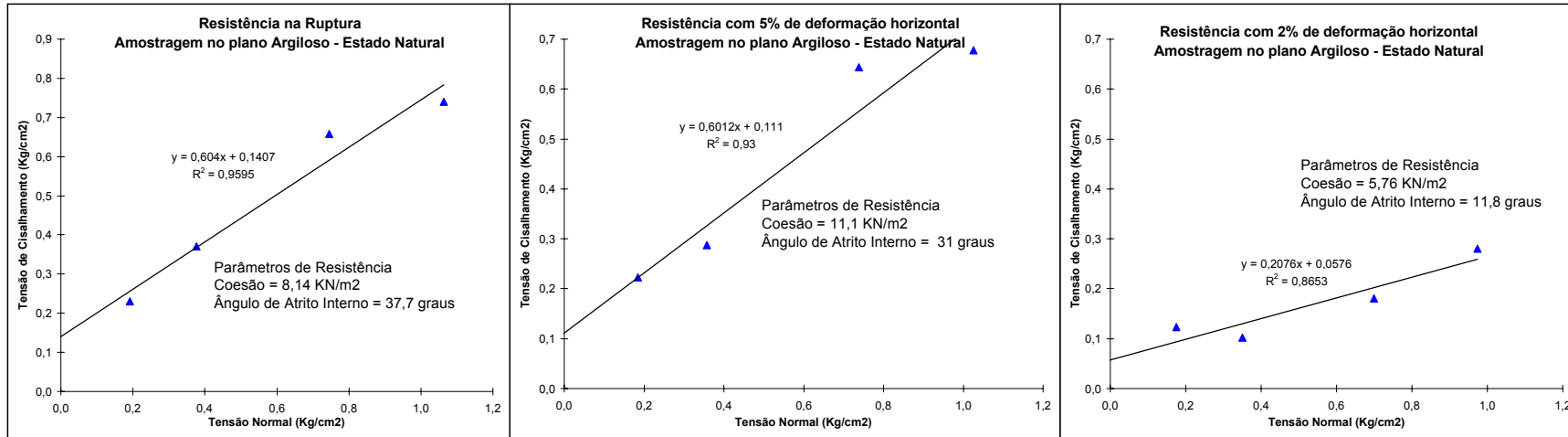


Figura 7.27 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem na Superfície Remanescente, pé do Talude (Estado Natural)



Umidade média da amostra, antes do ensaio = 26%
 Umidade do plano argiloso, antes do ensaio = 48%

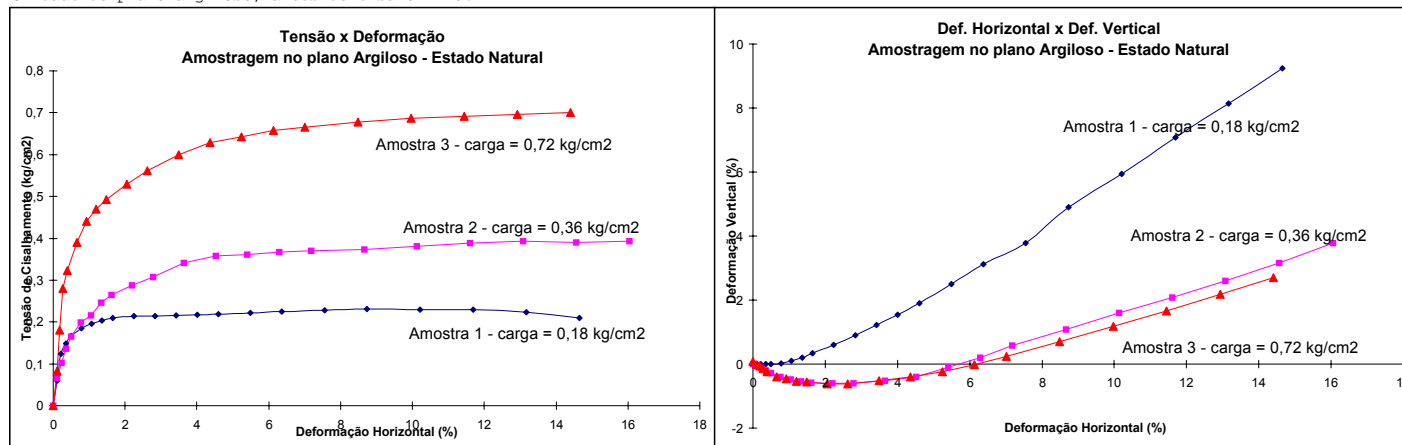
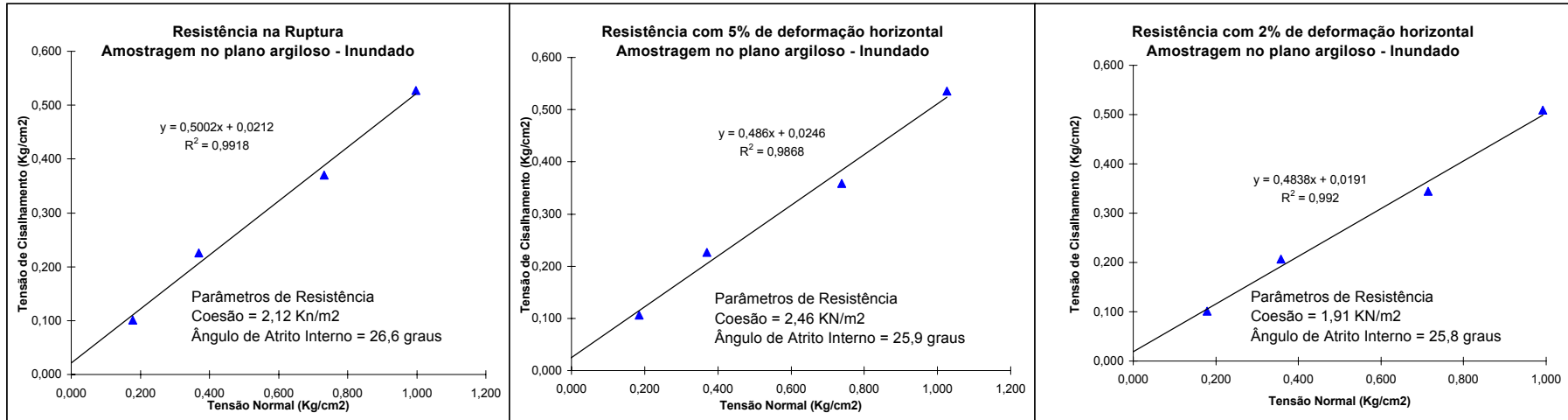


Figura 7.28 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem no Plano Argiloso (Estado Natural)



Umidade média da amostra, antes do ensaio = 26%
 Umidade no plano argiloso, antes do ensaio = 47%
 Umidade média após o ensaio, no bordo = 56%
 Umidade média após o ensaio, no centro = 45%

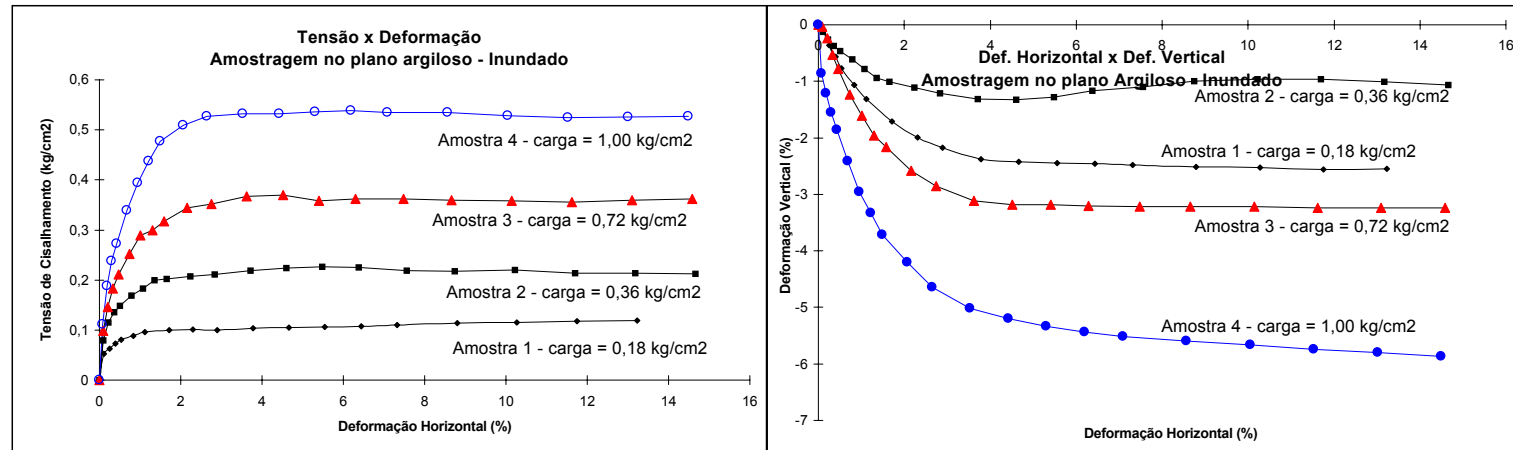
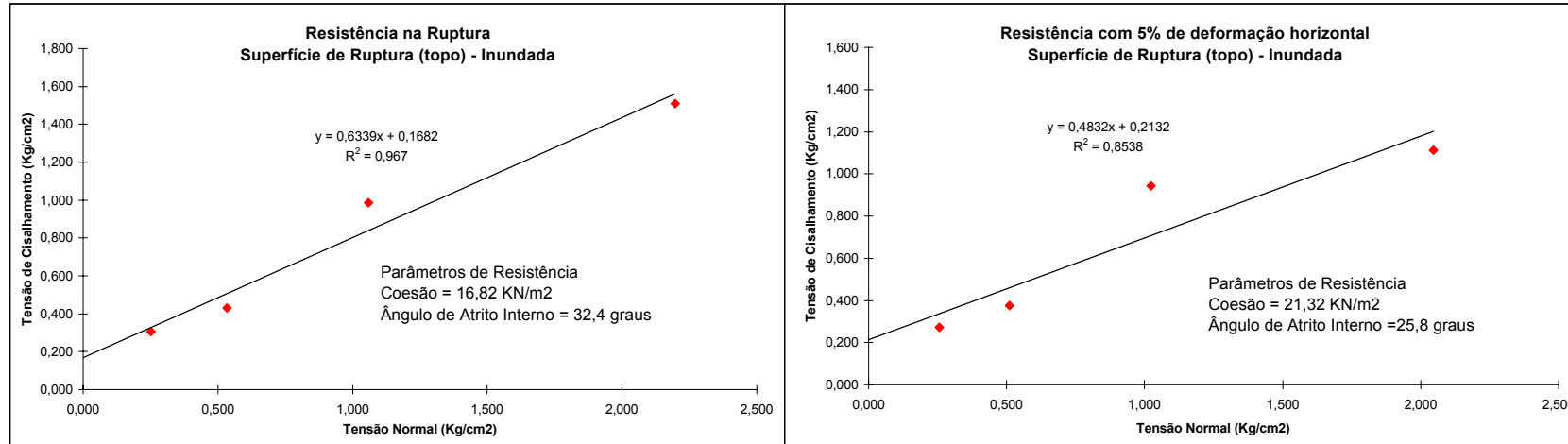


Figura 7.29 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem no Plano Argiloso (Com Inundação)



Umidade média da amostra, antes do ensaio = 20%
 Umidade média no centro da amostra, após o ensaio = 25%
 Umidade média no bordo da amostra, após o ensaio = 30%

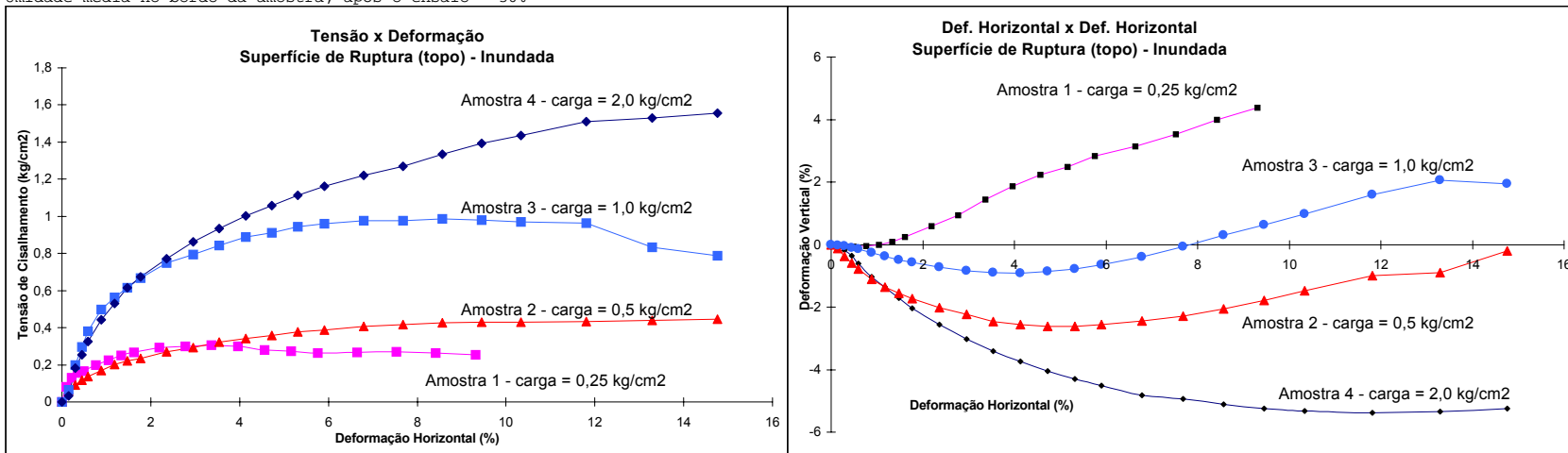


Figura 7.30 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem na Superfície Remanescente, topo do Talude (Com Inundação)

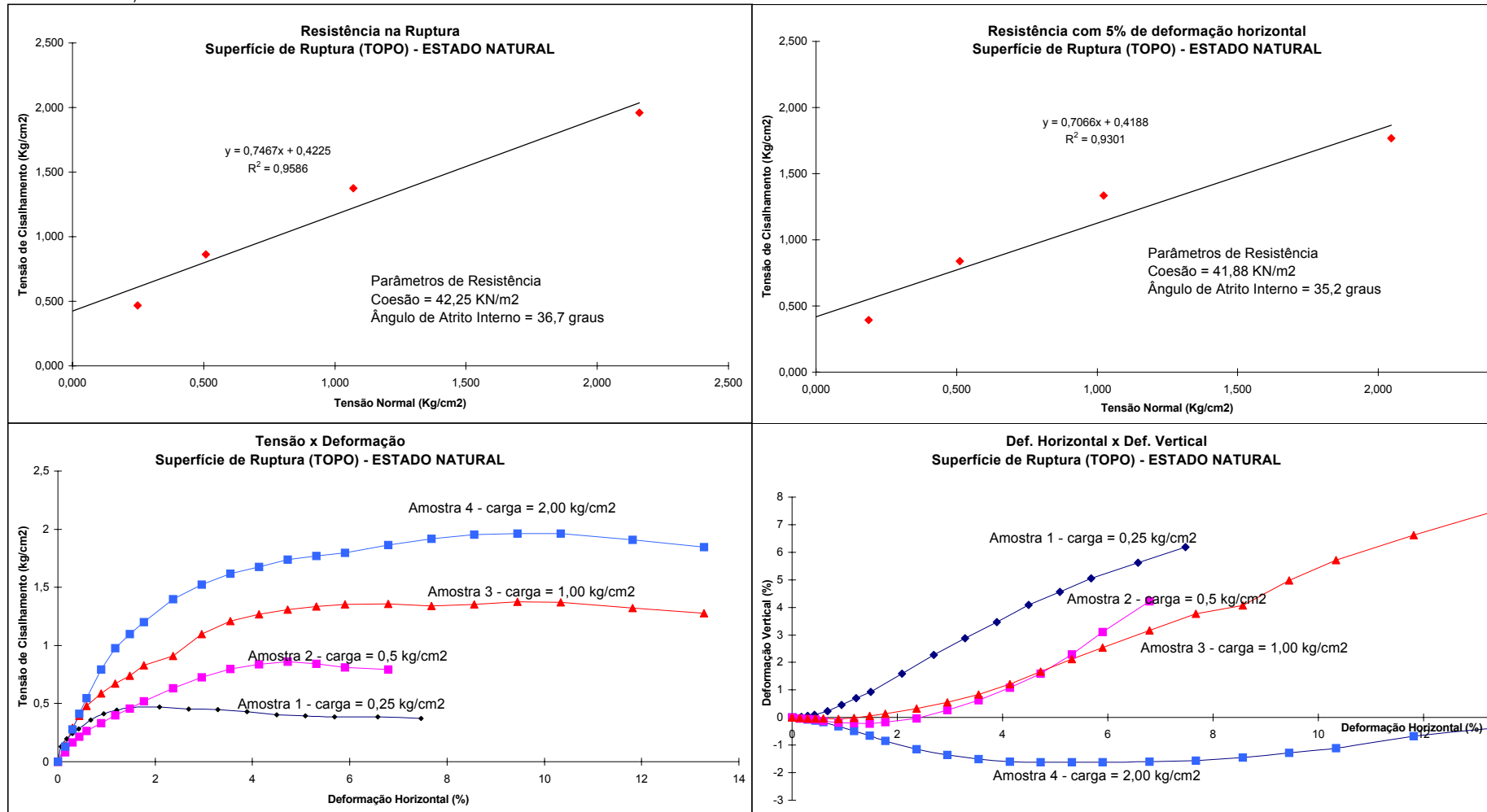


Figura 7.31 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem na Superfície Remanescente, topo do Talude (Estado Natural)

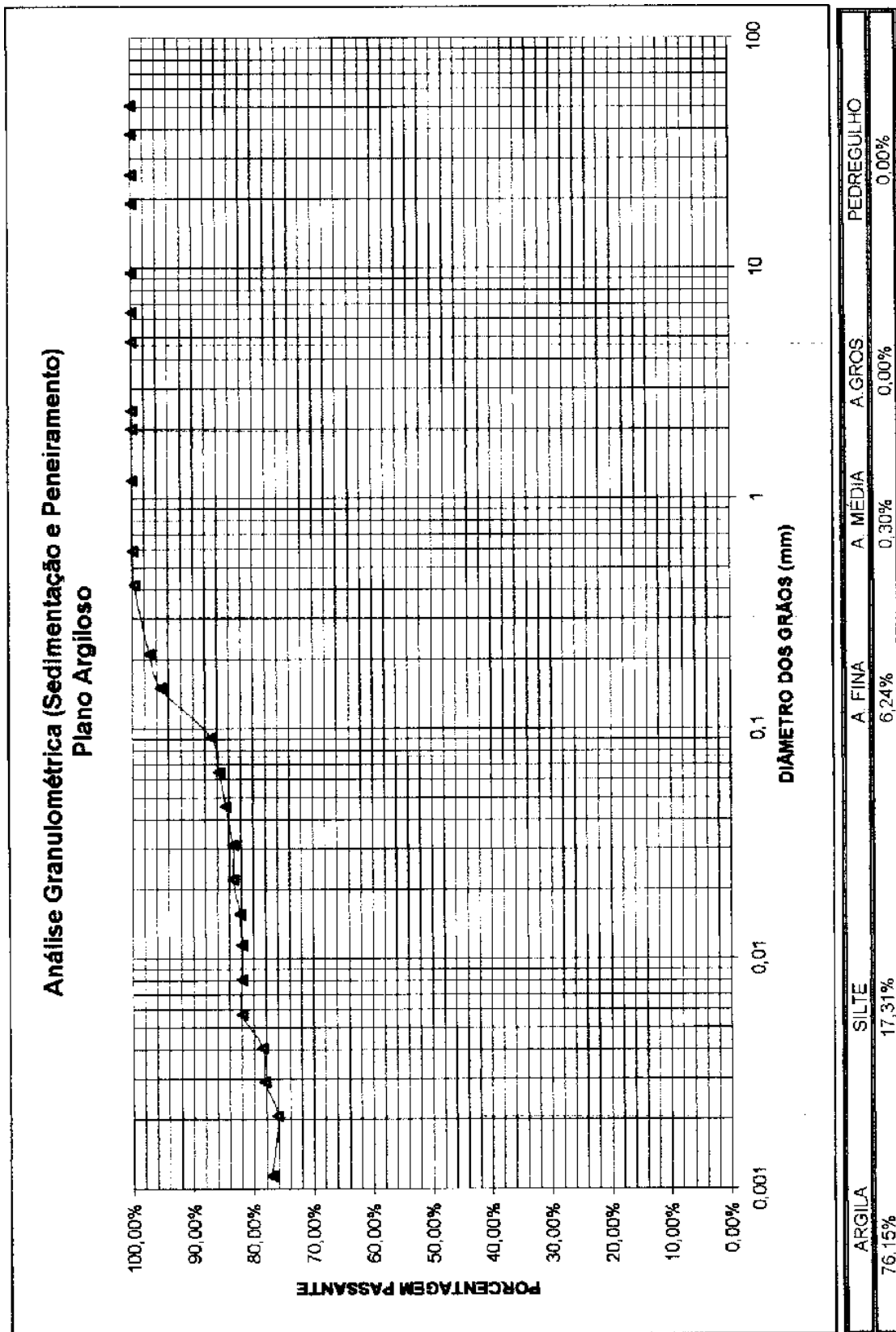


Figura 7.32 - Ensaio de Caracterização: Granulometria do Plano Argiloso

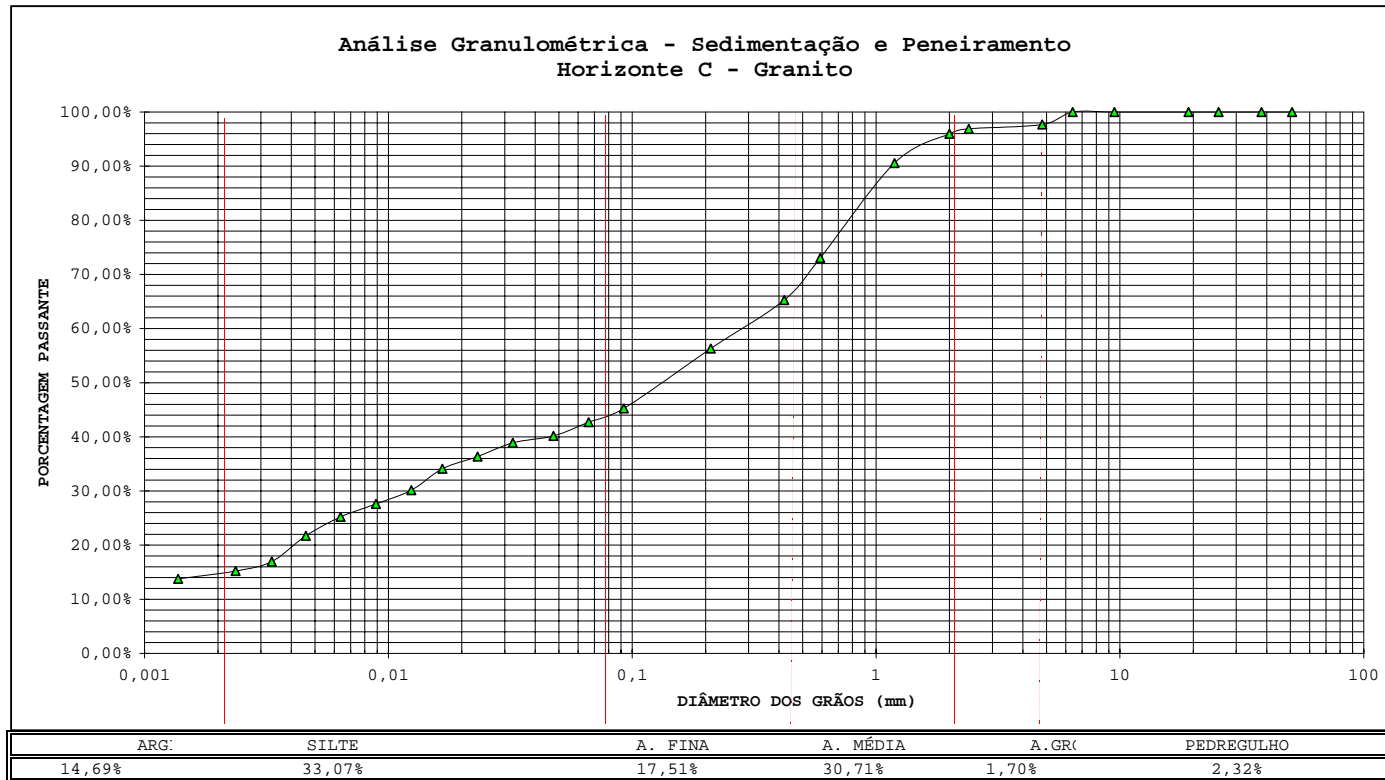


Figura 7.33 - Ensaio de Caracterização: Granulometria do Horizonte C do Granito

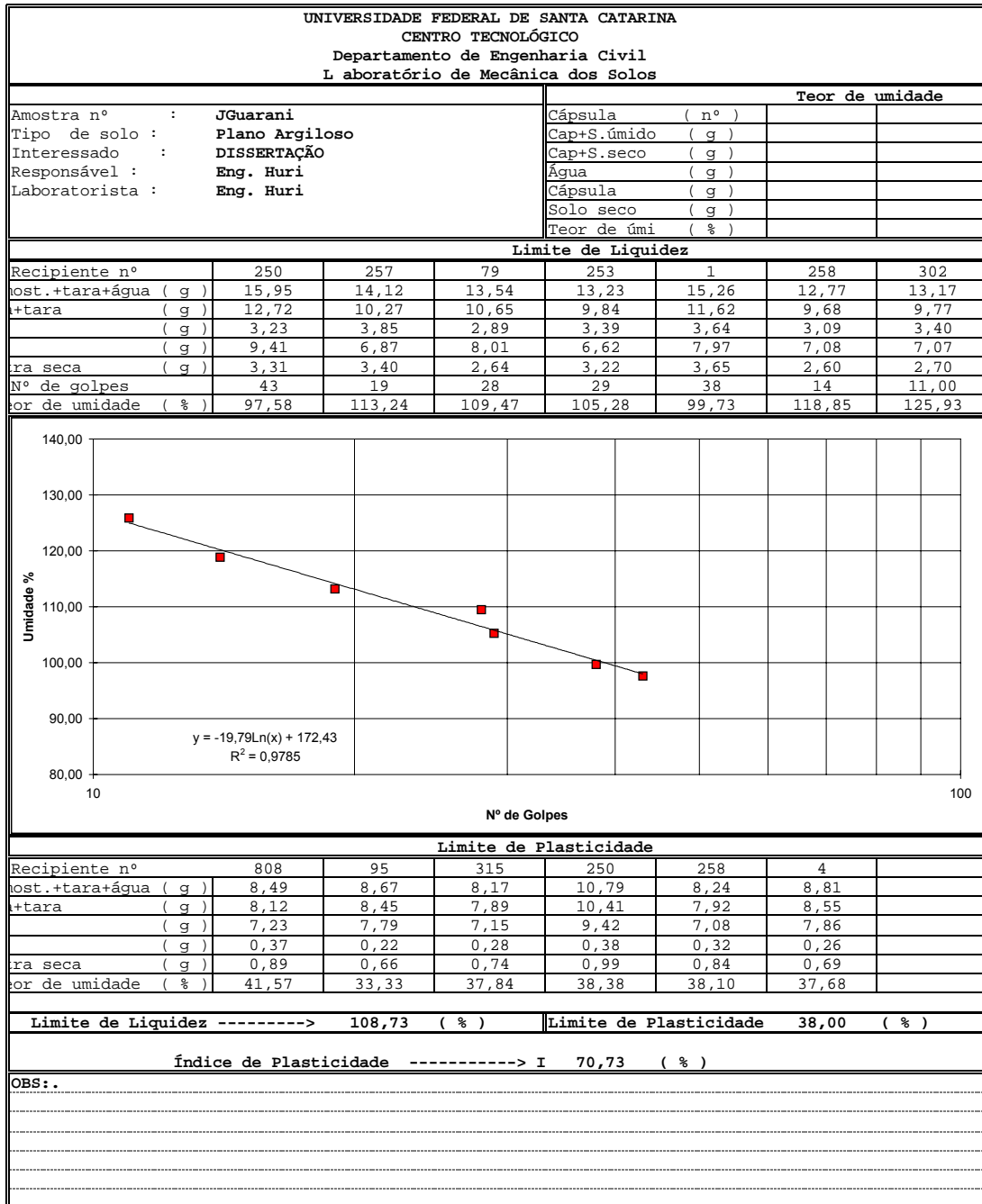


Figura 7.34 - Ensaio de Caracterização: LL e LP do Plano Argiloso

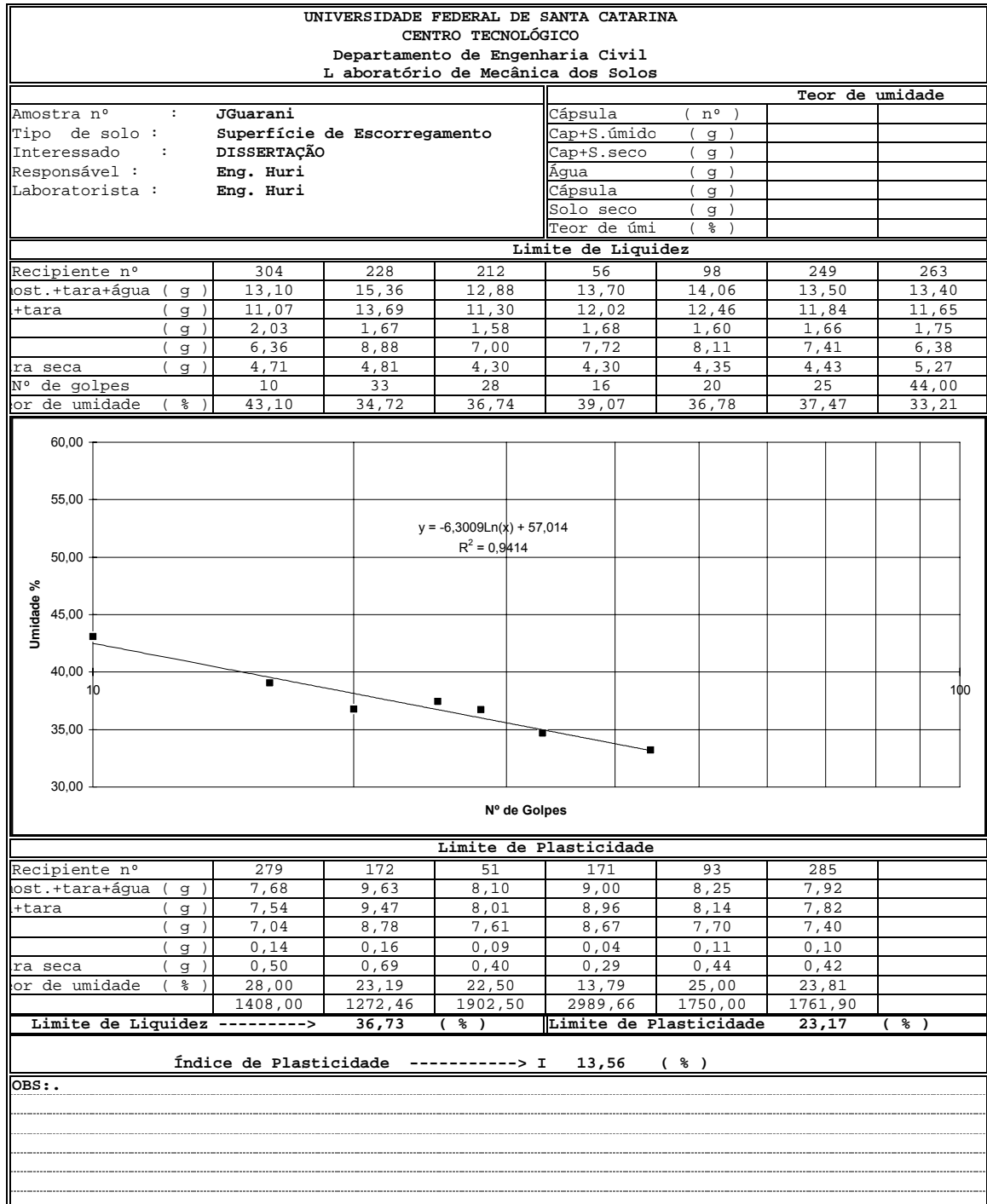


Figura 7.35 - Ensaio de Caracterização: LL e LP do Horizonte C do Granito

8 - ESCORREGAMENTO NO CACUPÉ

O movimento de massa ocorrido no Morro do Cacupé, Florianópolis/SC, trata-se de um escorregamento do talude de corte da rodovia SC 401, que liga o centro de Florianópolis a praia de Canasvieiras. Este corte, formado por uma seção do tipo caixão, tem apresentado uma série de problemas relacionados à estabilidade de seus taludes (em ambos os lados da rodovia), desde sua construção.

O escorregamento que será apresentado neste item, corresponde a última movimentação do talude, em 06 de março de 1996, que culminou no seu deslizamento, mas que teve início nas fortes chuvas concentradas sobre o município em 24 de dezembro de 1995. O volume de solo deslizado, foi estimado em torno de 7.000 m³.

8.1 - LOCALIZAÇÃO

A região potencialmente afetada pelo escorregamento, engloba a área situada à esquerda da rodovia SC 401, trecho Florianópolis - Canasvieiras, no sentido centro - praias, envolvendo o segmento entre as estacas 305 e 320, perfazendo um total de 300m de extensão. O talude escorregado situa-se na porção oeste do corte.

Na **Figura 8.1** é apresentada a vista área do corte, extraída da ortofotocarta de Florianópolis, folha nº 08, na escala 1:5.000, do vôo datado de 1979, onde podem ser identificados a rodovia SC 401, o acesso à praia de Cacupé (entroncamento imediatamente anterior ao corte) e o próprio corte. As coordenadas centrais da área afetada, são 745.600 e 6.952.250.

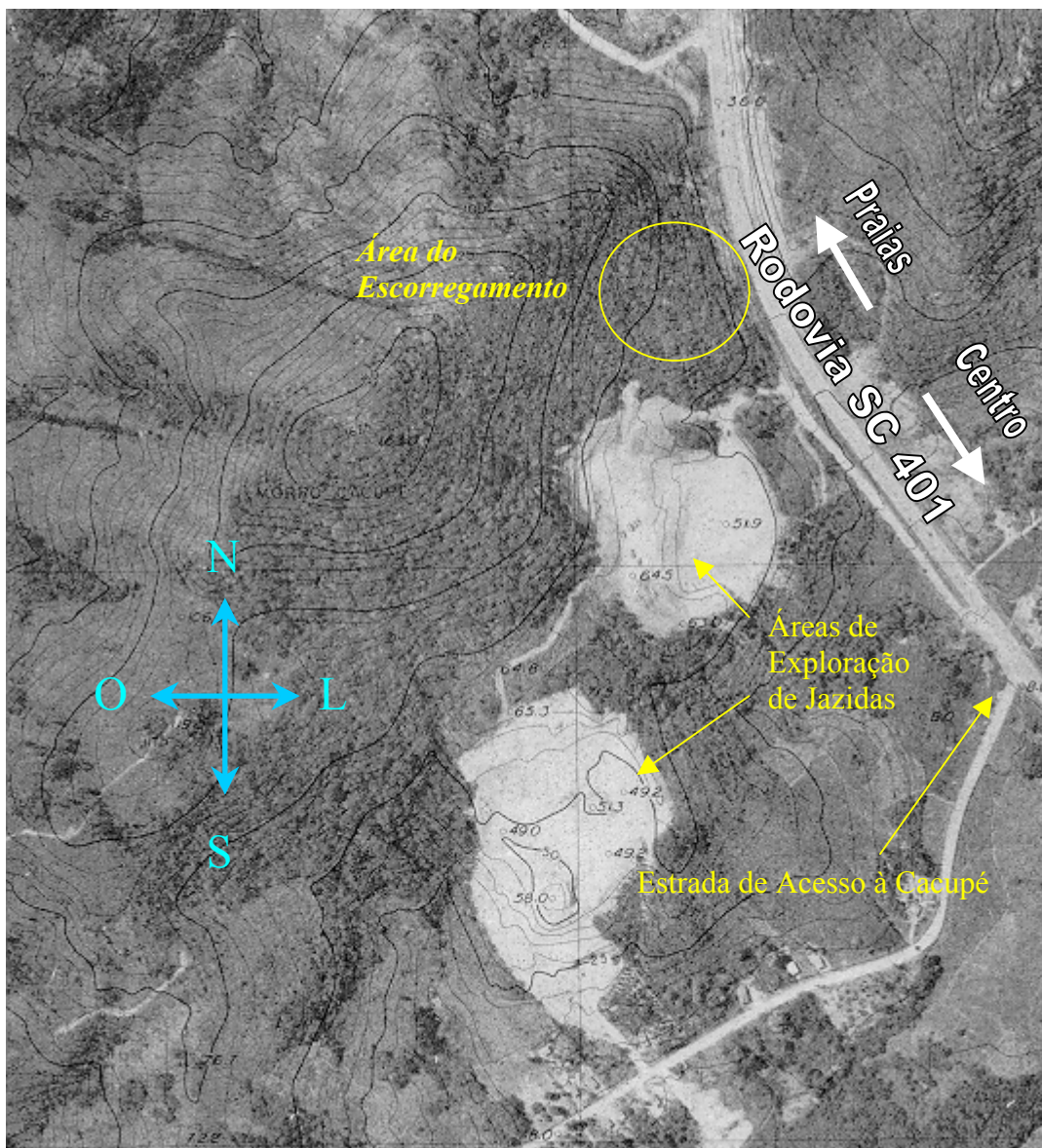


Figura 8.1 – Fotografia aérea do corte do Morro de Cacupé (1979)

8.2 - HISTÓRICO E DESCRIÇÃO DA ÁREA

SOTEPA (1996), relata que durante a implantação da rodovia, já haviam sérios problemas de drenagem que prejudicavam o andamento dos serviços de escavação do corte, inclusive tendo sido utilizado um colchão de areia para que fosse possível pavimentar o segmento. A justificativa para os problemas de drenagem, repousavam sobre o intenso fraturamento do dique de diabásio, frontalmente atingido pela passagem da rodovia, que funcionava como plano vertical coletor de água subterrânea.

O primeiro caso de instabilidade aconteceu no ano de 1983, quando após chuvas intensas, parte do talude escorregou e obstruiu inteiramente as duas faixas de tráfego. A solução de estabilização fundamentou-se no retaludamento da seção, acompanhado de um detalhado sistema de drenagem. A seção final após o retaludamento apresentava três banquetas.

Em 1989 foi realizado o projeto de duplicação da rodovia, através da empresa SOTEPA. Foi verificado que a falta de manutenção do sistema de drenagem, principalmente quanto à desobstrução das canaletas das banquetas, agravada por pequenos deslizamentos e quedas de pequenos blocos que impediam a passagem d'água, facilitaram o desenvolvimento de processos erosivos, culminando em extensas vossorocas que chegavam a interligar as três banquetas.

Para contornar o problema de surgência d'água na base do corte (responsável pelo escorregamento de 1983), em área de afloramento do diabásio, foi executada uma contenção com enrocamento de pedra. Também foi indicado pela empresa executante do projeto de duplicação, a utilização da porção sudoeste do corte como caixa de empréstimo para a rodovia, cuja terraplenagem daquela porção do talude, favoreceria a sua estabilidade, devido a suavização impregnada.

Em 1993, a mesma empresa autora do projeto de duplicação, executou o projeto de reformulação do projeto de duplicação, estudando a possível utilização de parte do corte do Morro do Cacupé como caixa de empréstimo. Ao longo das seções indicadas foram executadas sondagens, com coleta de amostras para ensaios de caracterização e compactação. Os resultados mostraram uma heterogeneidade de valores de índice suporte califórnia (ISC) e expansão, de regular a muito baixo para o ISC e de média a alta para a expansão, desestimulando quanto ao aproveitamento do material como empréstimo.

A partir de 1995 tiveram início os serviços de duplicação da rodovia, através do contrato de concessão rodoviária à empresa ENGEPASA. Os serviços de supervisão de obras ficaram por conta da empresa consultora SOTEPA, sob fiscalização do DER/SC. Com o agravamento das erosões causadas pela obstrução das canaletas das banquetas do corte, a fiscalização solicitou a limpeza dos dispositivos de drenagem, executado no início do mês de dezembro de 1995.

Com as fortes chuvas que castigaram o município em 24 de dezembro de 1995, houve o rompimento de trechos de canaletas e abertura de fendas de erosão no solo.

Nos meses de janeiro e fevereiro do ano subsequente, registraram-se altos índices pluviométricos. Em 06 de fevereiro de 1996, novas chuvas ocasionaram um escorregamento de solo e matacões, cujo material deslizado ficou retido na primeira banquetta do talude, sem atingir a pista. Foram verificadas juntas de cisalhamento da ordem de 30cm, destruindo por completo o sistema de drenagem superficial do talude. Em alguns pontos o deslocamento vertical alcançou até 3,0m. Com fendas abertas e sem contar com o sistema de drenagem superficial, a água infiltrava pelas fendas e surgiam ao pé do talude, sob o material escorregado. O quadro era propício a reativação do escorregamento na continuidade das chuvas.

Durante todo o decorrer do mês de fevereiro, o talude mostrava sinais evidentes de movimentação, o que podia ser percebido pela inclinação dos postes de energia elétrica e das árvores.

No dia 06 de março de 1996, por volta de 19:00 horas, a previsão de reativação foi confirmada, quando uma área ainda maior do que aquela de 06 de fevereiro, escorregou e atingiu as duas pistas da rodovia, impedindo o tráfego por diversos dias.

8.3 - METODOLOGIA

A metodologia foi constituída da seguinte estratégia:

- a) Visitas ao local do escorregamento, com detalhamento de todos os fatores inseridos no levantamento das causas da movimentação e/ou possibilidade de futuras instabilidades;
- b) Retirada de amostras indeformadas para ensaios de cisalhamento direto;
- c) Coleta de material para ensaios de caracterização;
- d) Retroanálise do escorregamento.

As visitas técnicas foram realizadas em diversos dias, onde percorreu-se toda a área adjacente ao talude remanescente do escorregamento. Foram alvo de observações:

- Fendas de cisalhamento ou sinais de movimentação;
- Presença de água aflorando no interior, no topo ou no pé do talude;
- Sinais de planos preferenciais de fraqueza no solo constituinte do maciço, ou contatos de geologias diferentes;
- Presença de matacões ou afloramento de rocha;
- Outros fatores relevantes.

A determinação dos parâmetros de resistência do horizonte C do granito e do horizonte C do diabásio, foi realizada mediante o ensaio de cisalhamento direto. Cuidados especiais foram tomados para que as amostras fossem coletadas de modo que rompessem por um plano de ruptura paralelo ao que ocorreu na prática.

Foram coletados 9 (nove) corpos de prova para cada geologia (solo de granito e solo de diabásio), todos de modo que a ruptura no ensaio se desse paralelamente à superfície real ocorrida. Os corpos de prova foram ensaiados no estado natural e inundado, 6 e 3 amostras, respectivamente. Para as amostras rompidas no estado natural, foi necessário aumentar o número de corpos de prova, haja visto que, para baixas tensões, a ruptura não ocorreu rigorosamente por um plano central da amostra, conforme descrito na metodologia do trabalho, apresentada no capítulo 4.

Os ensaios de caracterização foram compostos de análise granulométrica, limites de liquidez e plasticidade e densidade real dos grãos.

Definidos os parâmetros de resistência e caracterizado tanto o horizonte C do granito, como o solo de alteração de diabásio, partiu-se para a retroanálise do escorregamento, utilizando o programa PCSTABL, versão STED, de maneira que se pudesse reproduzir a superfície de ruptura real de campo, ou seja, por retroanálise, encontrar para a superfície remanescente (praticamente a que ocorreu) um fator de segurança inferior ou próximo a 1 (um).

Não foram realizados estudos quanto a estabilidade do talude remanescente ou soluções de estabilização, como executado para o Jardim Guarani, porque o talude já foi alvo de um projeto de estabilização, além de já ter sofrido alterações significativas na sua geometria, em virtude dos serviços de terraplenagem para o retaludamento do corte.

8.4 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

8.4.1 - GEOLOGIA

O escorregamento envolveu uma área de domínio geológico granítico, representado pelo granito ilha e caracterizado pela forma de batolito, cortado diagonalmente por um dique de diabásio. O condicionamento geológico pode ser demonstrado pela divisão do corte em segmentos entre estacas, acompanhando o sentido crescente do estaqueamento,

através da representação de perfis típicos. Informações pertinentes ao estaqueamento ou à curvas de nível, estão referenciadas na planta topográfica da **Figura 8.2** e a visualização das condicionantes geológicas, podem ser observadas nas seções transversais do talude, apresentadas por estacas, nas **Figuras 8.3 a 8.15**.

A descrição geológica foi extraída do projeto de estabilização do corte (SOTEPA, 1996), representando a situação imediatamente após o deslizamento. Hoje, a situação da encosta está modificada pelos serviços de terraplenagem e estabilização já iniciados, embora paralisados e não concluídos. Contudo, os serviços de coleta de amostras e descrição da encosta, puderam confirmar e complementar os estudos realizados àquela época. A descrição apresentada, portanto, tenta mesclar a situação anterior e imediatamente após o escorregamento, com a situação existente hoje.

Entre as estacas 301 e 305 o perfil compunha-se de uma capa de material já explorado e do horizonte C de granito, assentado sobre a rocha sã - granito grosseiro. A rocha, disposta na base do corte, aflorava até a metade da altura do talude. O horizonte C constitui-se de solo arenoso siltoso argiloso, de coloração esbranquiçada a avermelhada, repleto de matacões em seu meio.

Entre as estacas 305 e 308 tem-se o início da ocorrência da alteração de diabásio, em forma de dique encaixado no granito. Esta alteração é bastante espessa, mas o dique não chega a aflorar no talude de corte. No topo do talude ainda tem-se um depósito coluvial encobrindo parcialmente os solos residuais de granito e diabásio.

No segmento entre as estacas 308 e 310, as pistas da rodovia já estão assentadas praticamente sobre o dique de diabásio, onde o corte, subindo-se em direção à crista, apresenta solo de alteração de diabásio, com grande espessura, passando para solo de alteração de granito, com matacões em seu meio, coberto por um depósito coluvial.

Entre as estacas 310 e 313, teve início o escorregamento propriamente dito. O dique de diabásio, pouco alterado e fraturado, ocorre no talude da primeira banquetta, coberto por seu horizonte C. Em seguida, em contato direto, tem-se o granito coberto por seu horizonte C. Para o projeto de estabilização, foi executada uma sondagem à percussão, no alinhamento da estaca 311, que alcançou 16,5m de profundidade, logo após o contato com o diabásio, constatando um expressivo aprofundamento de solo.

O principal trecho para o entendimento do escorregamento, situa-se entre as estacas 313 e 313+14,00m. No talude junto a pista existe um enrocamento de blocos de rocha, por onde sai a água detectada na sondagem da estaca 311. A surgência d'água neste ponto é

justificada pelo fato da rocha estar em menor cota que nas seções anteriores. Acima da primeira banquetta foram detectadas fendas no solo de alteração do diabásio, contínuas até a laje de granito, que passou a aflorar após o escorregamento, mostrando que a instabilidade se deu no contato solo/rocha do horizonte C do granito. A presença de fendas de cisalhamento demonstrava o comprometimento da massa de solo remanescente, com blocos em seu meio, além de exercerem o papel de perigosos planos de infiltração d'água. A partir da laje granítica, que faz parte de uma escarpa que segue contra a encosta, ocorrem blocos de granito, separados por alteração de granito nos planos de fratura.

O enrocamento citado anteriormente, foi executado quando da construção da rodovia, já com o propósito de proteger a via contra possíveis escorregamentos.

No segmento entre as estacas 313+14,00m a 314+18,00m, foi verificado mais uma fenda de cisalhamento no solo de alteração do diabásio, que situava-se no talude da primeira banquetta. Nos taludes entre as banquettas acima, ocorrem blocos de granito separados por zonas de alteração de granito.

O final do corte é representado pelo segmento entre as estacas 314+18,00m e 319, onde na base do corte continua ocorrendo a alteração do diabásio, com grande espessura, passando a alteração de granito, com matações, a partir da primeira banquetta do talude.

Do ponto de vista da constituição mineralógica das rochas e do solo que ocorrem no corte, tem-se que o granito ilha, citado por SOTEPÁ (1996) como granito grosseiro pertencente a suíte intrusiva Pedras Grandes, apresenta coloração cinza e textura equigranular grosseira, constituído por feldspato potássico, cinza a róseo, quartzo incolor, biotita e anfibólio, pretos. Este granito mostra ter sido afetado por intenso tectonismo, apresentando brechações e planos de milonitização. O fraturamento é da ordem de 1 a 6m, formando, conseqüentemente, blocos destas dimensões.

Já o dique de diabásio, de espessura próxima a 60m, apresenta uma textura média, com grãos da ordem de 3 a 4mm. Constitui-se de plagioclásio básico, piroxênio e magnetita, esta com grãos de 1mm.

Os solos constituintes do corte do Morro de Cacupé, conseqüentemente, são solos derivados das suas respectivas rochas matrizes, representando o horizonte C do perfil, já que não foi verificada a existência de horizonte B. No caso do solo de alteração do granito, tem-se o feldspato potássico alterando-se à argila, esta do grupo das caulinitas, a biotita e o anfibólio alterando-se à argila do grupo das montmorilonitas, mas, devido ao baixo percentual destes minerais, de pouca expressão, e, por fim, o quartzo, inalterado, compondo a fração arenosa

grosseira do solo. O solo do horizonte C, portanto, varia de areno siltoso a siltico areno argiloso.

No solo residual do diabásio, os minerais constituintes da rocha tendem formar a argila do grupo das montimorilonitas, com o cálcio do plagioclásio incorporado a sua estrutura, uma vez que o sódio, mais solúvel, tende a ser lixiviado com mais facilidade. Argila do grupo das montimorilonitas são sinônimo de alta expansão, o que foi diagnosticado já na fase do projeto de duplicação da rodovia, quando dos ensaios para o estudo da viabilidade do material do corte como caixa de empréstimo. A granulação do horizonte C do diabásio é siltico argilosa a argilo siltosa e a cor é amarelo esverdeada a amarelo limão. A alteração do diabásio ainda apresenta veios de coloração preta em seu meio, correspondentes a magnetita.

O depósito de colúvio é constituído de solo granítico, de granulometria argilo arenosa, avermelhada, contendo matacões em seu meio.

Na **Figura 8.2**, levantamento plani-altimétrico do talude, extraído do projeto de estabilização do corte, também é apresentada a descrição geológica do corte.



Figura 8.2 - Levantamento Plani-Altimétrico do Corte de Cocupé. Fonte: SOTEPA (1996)

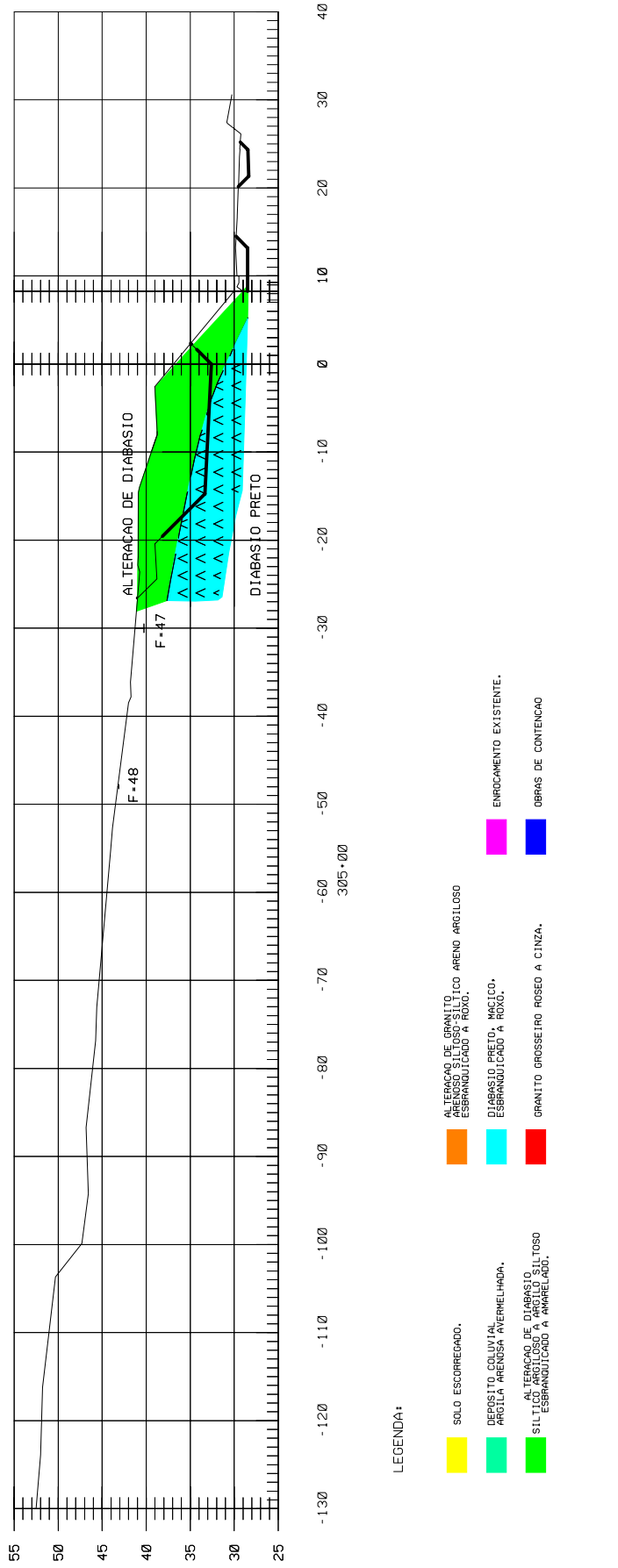


Figura 8.3 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

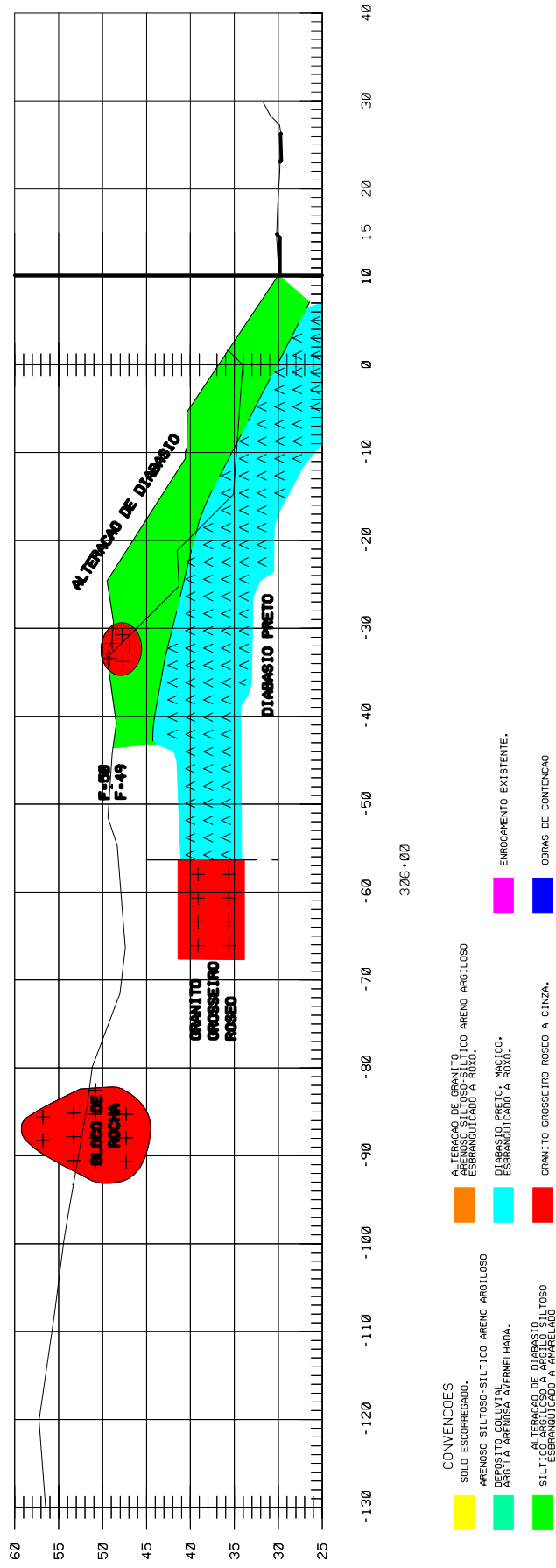


Figura 8.4 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

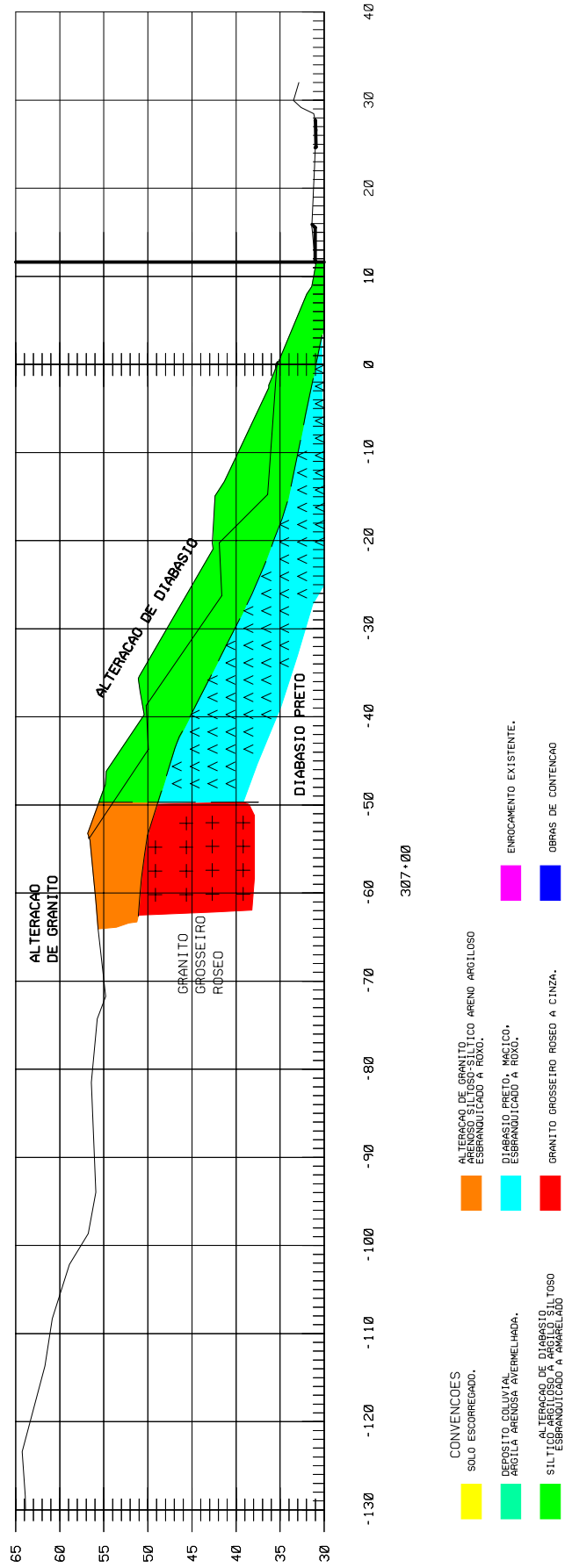


Figura 8.5 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

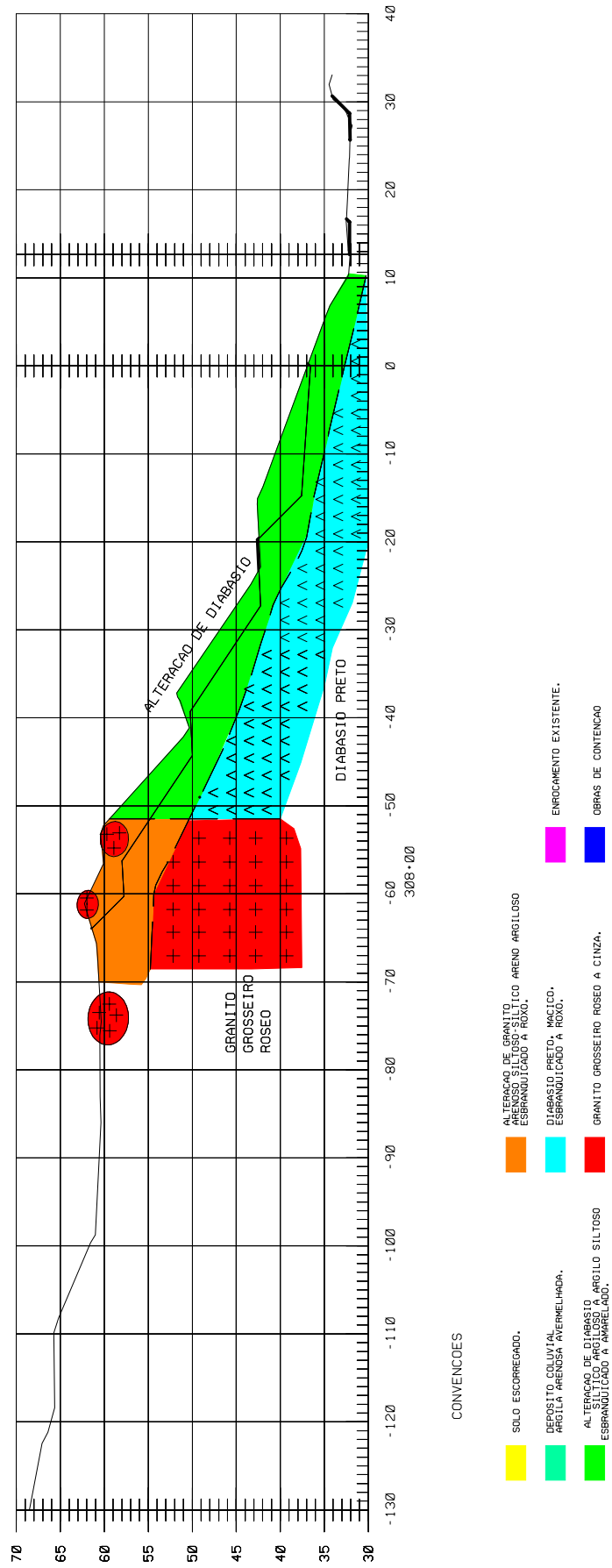


Figura 8.6 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

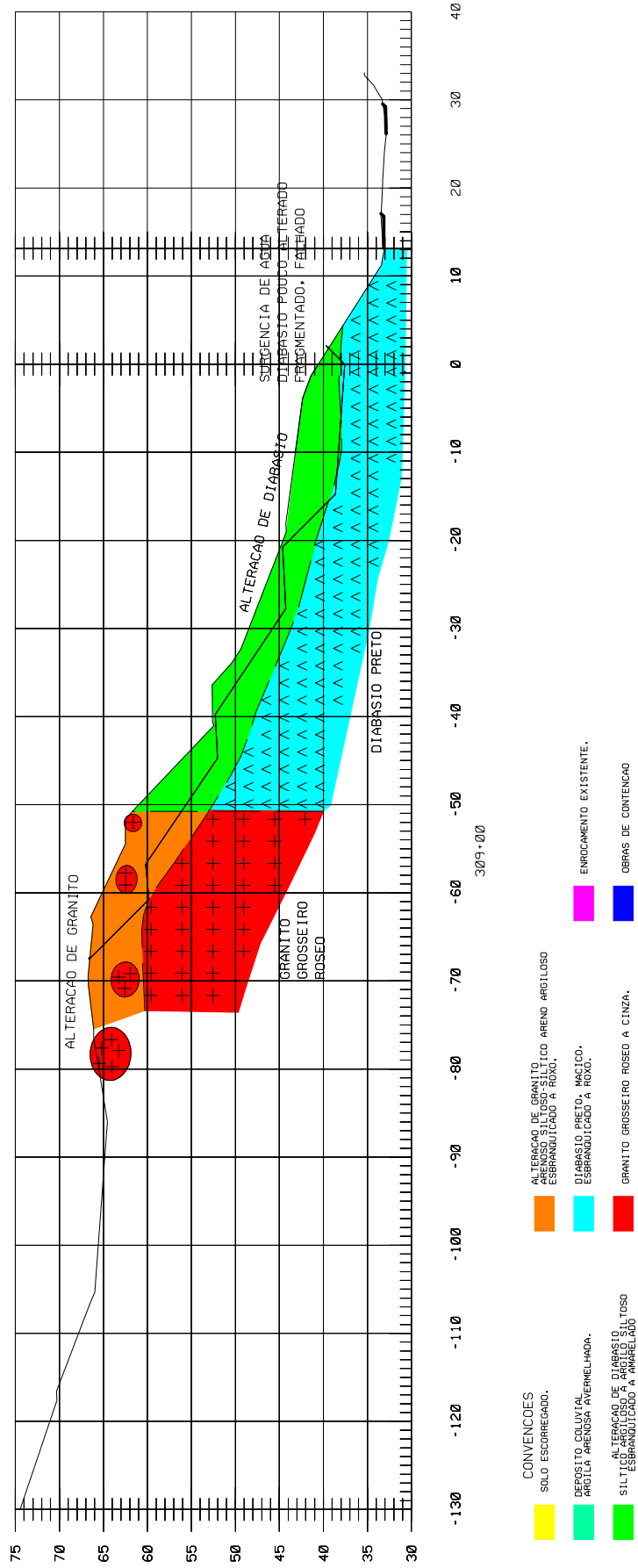


Figura 8.7 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

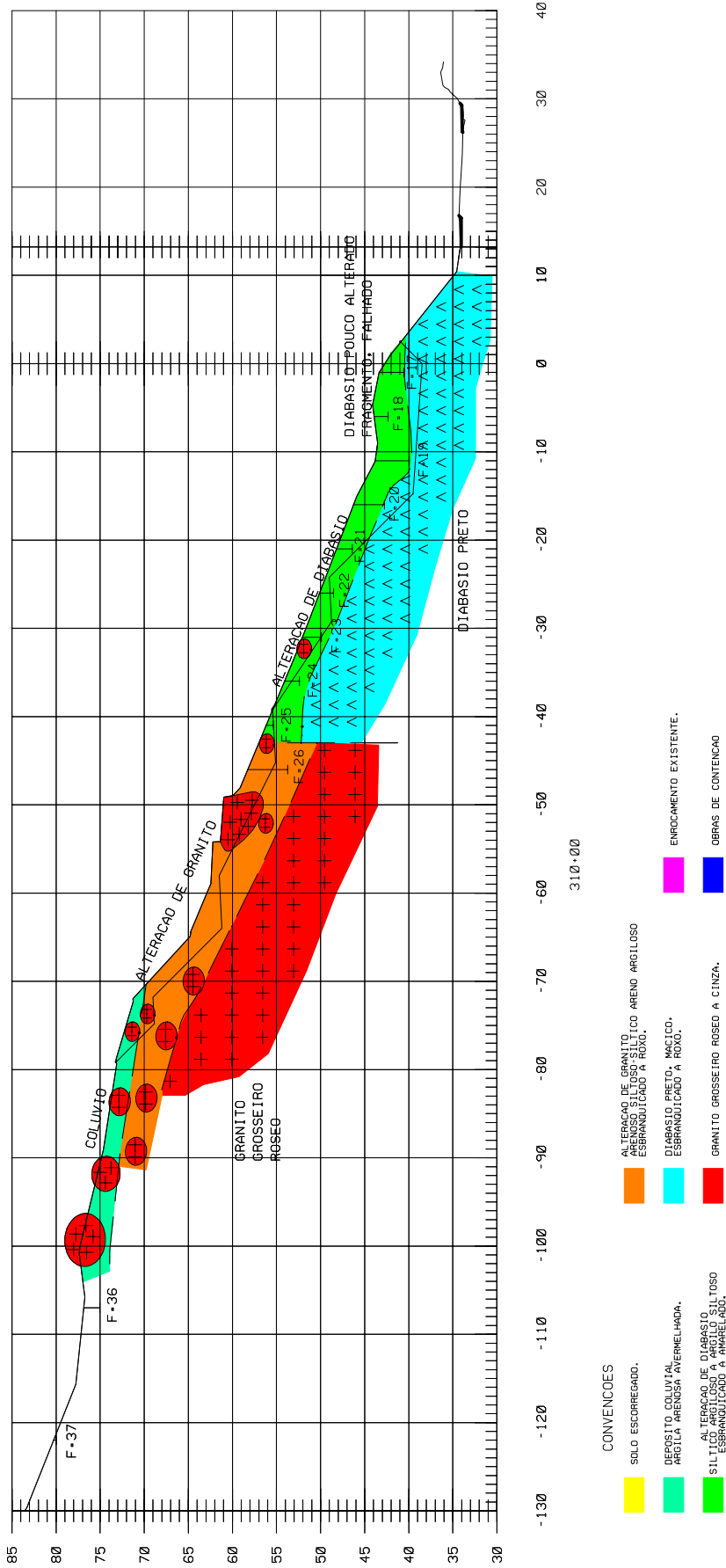


Figura 8.8 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

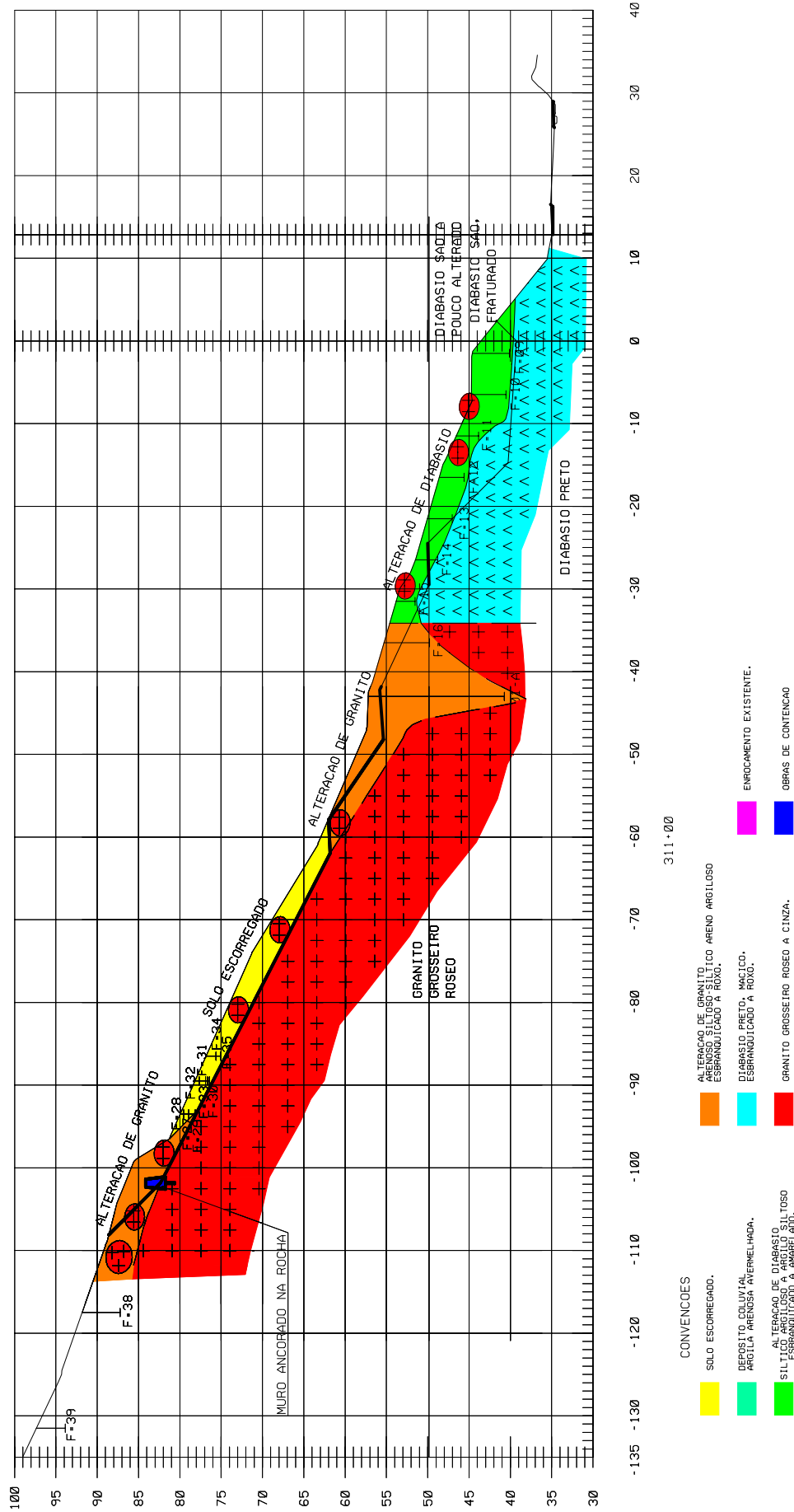


Figura 8.9 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

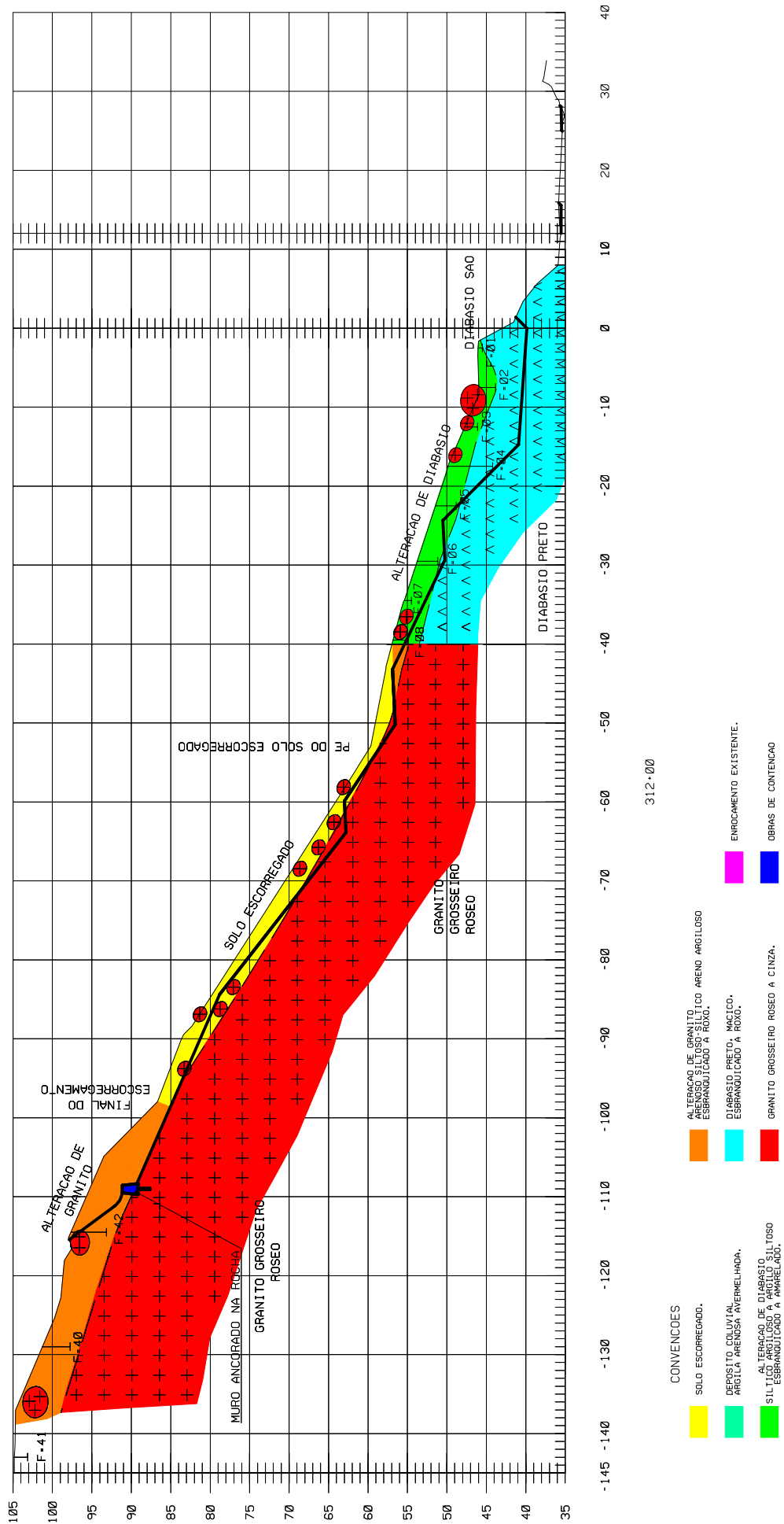


Figura 8.10 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTIPA (1996)

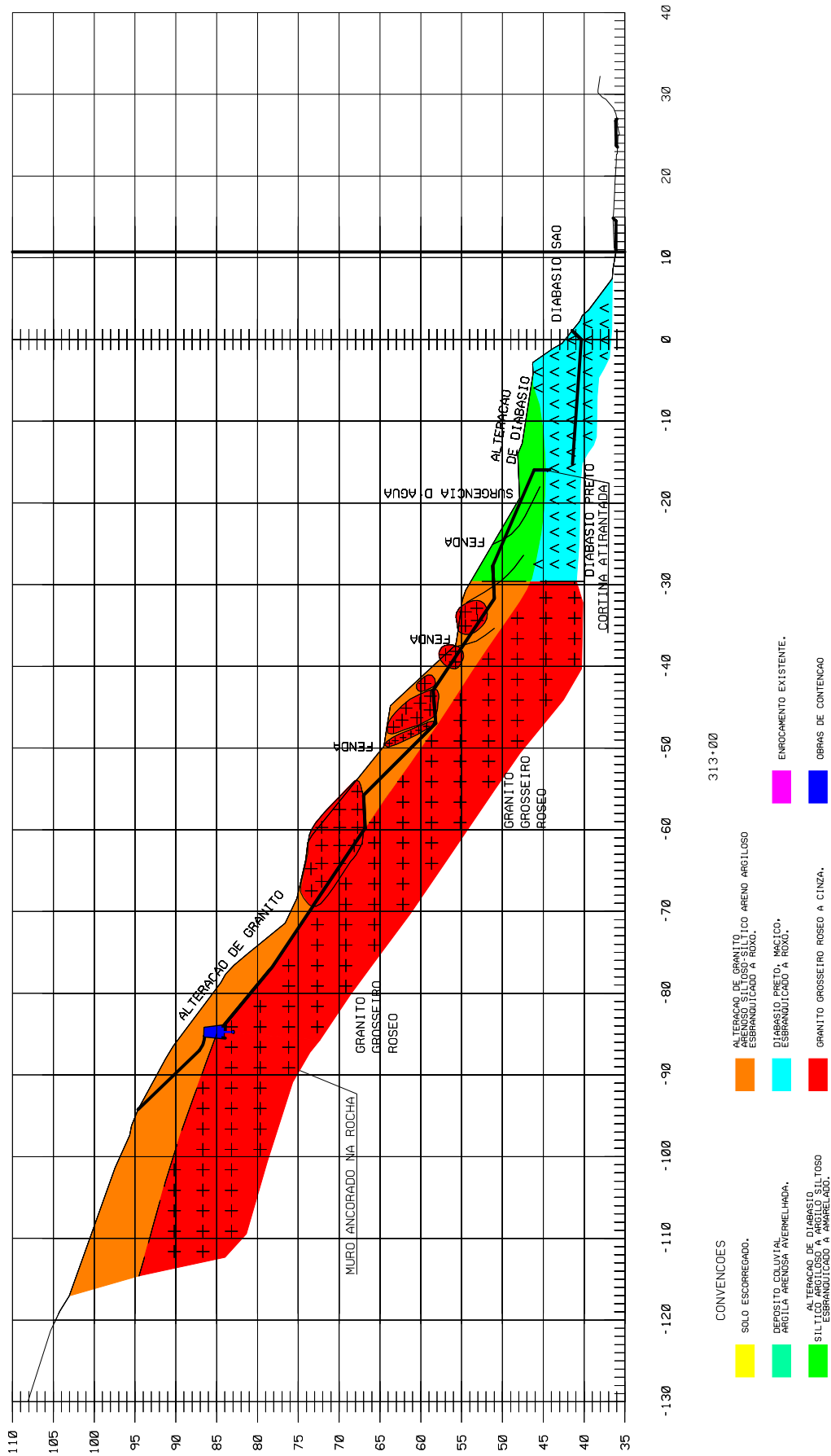


Figura 8.11 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

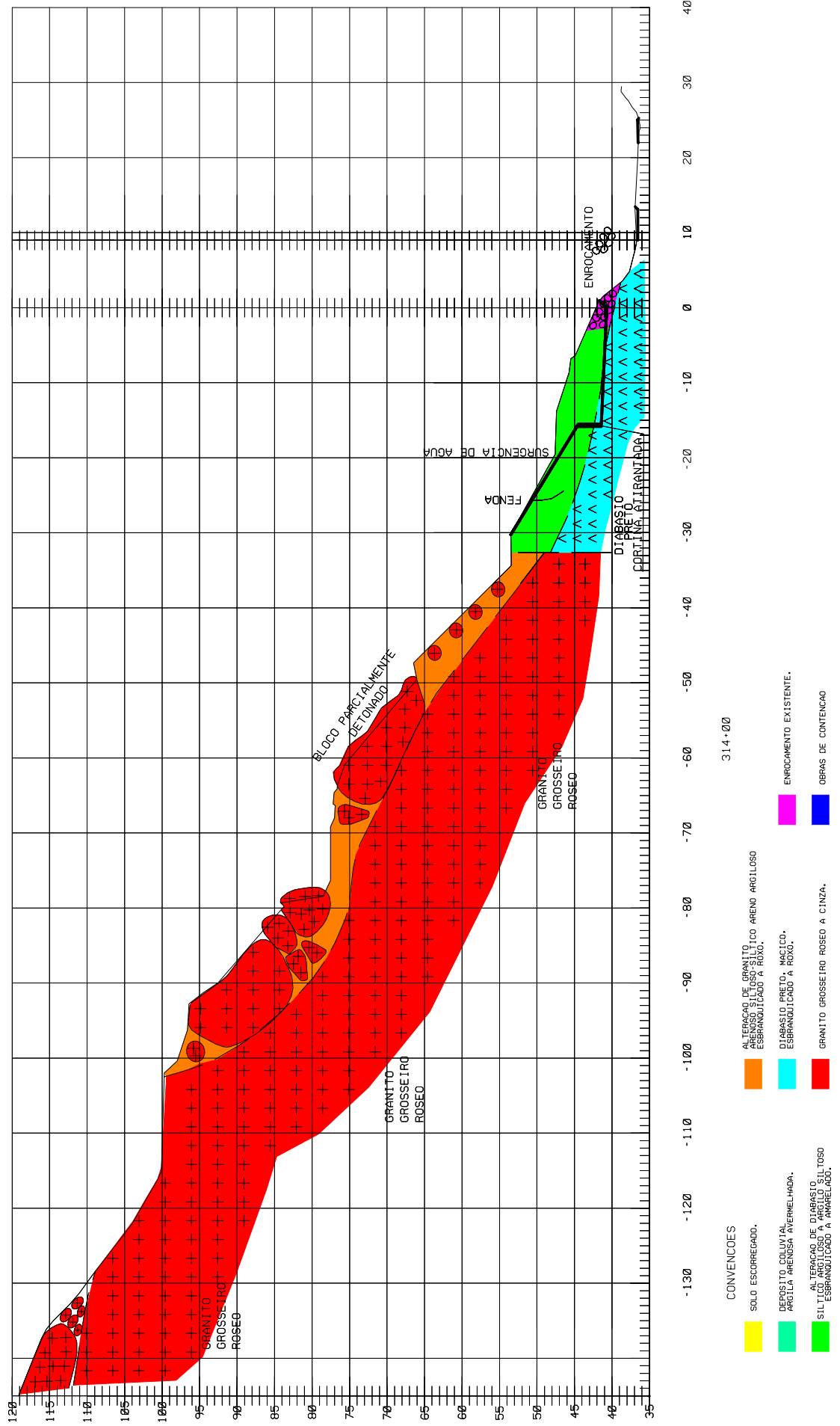


Figura 8.12 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

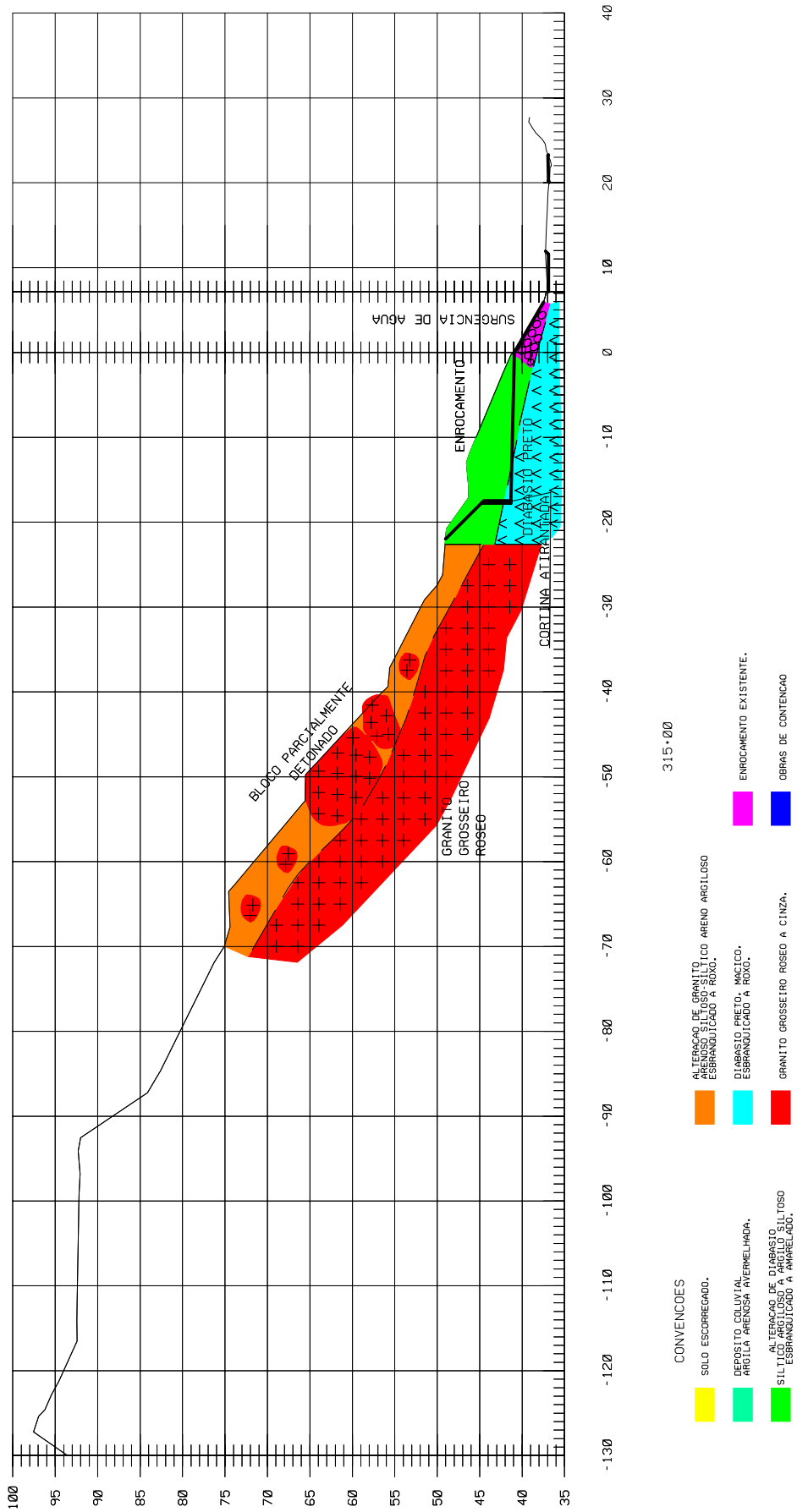


Figura 8.13 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

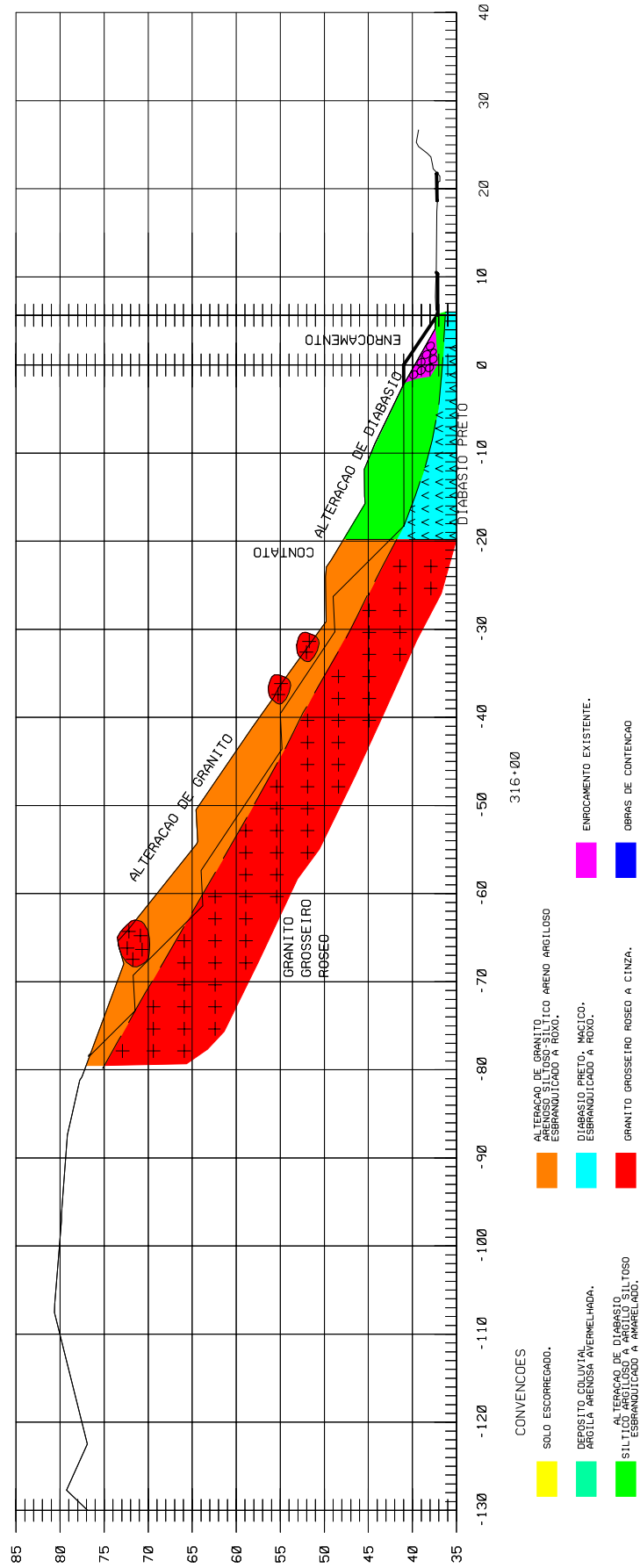


Figura 8.14 - Descrição geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

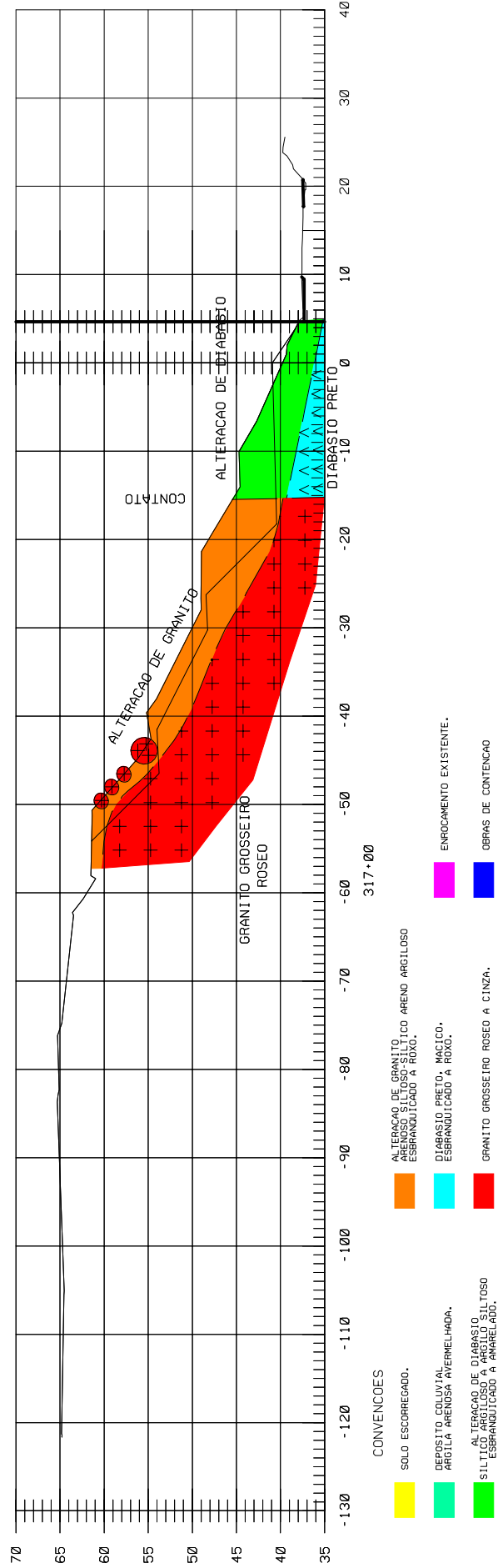


Figura 8.15 - Descriçao geológica do seguimento do escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

8.4.2 - HIDROGEOLOGIA

A explicação para o escorregamento reside na hidrogeologia do talude, em virtude da presença de um dique de diabásio que, pela geometria do traçado da rodovia, acabou por representar uma situação desfavorável, comprometendo a estabilidade do corte. Por isso torna-se importante a descrição da hidrogeologia, já que onde há diques de diabásio, a percolação subterrânea d'água pode acarretar problemas de instabilidade, principalmente se houver modificações na geometria natural e original da encosta.

Na **Figura 8.16** tenta-se reproduzir, esquematicamente, as condições de percolação d'água pelo interior do talude, tomadas na seção onde o dique de diabásio está em menor cota, o que faz com que surja água no pé do talude.

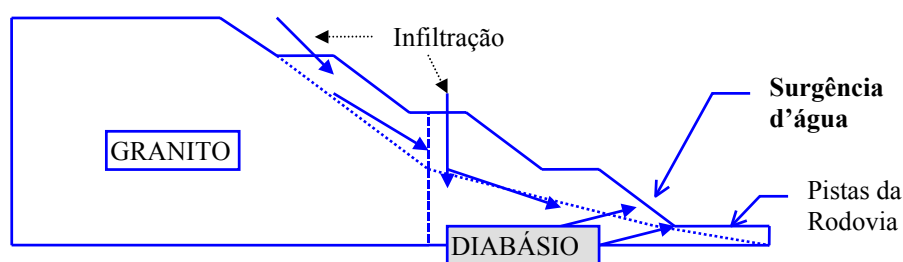


Figura 8.16: Fluxo d'água subterrâneo no talude

No esquema da **Figura 8.16**, é representada uma possível situação de fluxo pelo interior do talude. A água infiltrada pelo horizonte C do granito e pelas fraturas do granito, assim como pelo solo de alteração de diabásio, percolava por gravidade até encontrar o dique de diabásio. Este, bem mais fraturado, funcionava como um dreno coletor de água subterrânea, confirmado pela surgência d'água junto ao pé do talude, próximo a pista. Mesmo que o solo de alteração de diabásio, numa situação de chuvas contínuas, fosse mais impermeável, o dique de diabásio permitia a drenagem interna e, no fluxo descendente, a lubrificação do contato solo/rocha no granito, já que a laje de granito situava-se bem próxima à superfície, com pouco recobrimento de solo. Agravando o quadro, tinha-se a alta expansividade do solo de alteração do diabásio, caracterizada por sua plasticidade e verificada durante períodos de estiagem, através da formação de mosaicos de fendas provocadas por retração.

Os trabalhos de prevenção a instabilidades, eram constituídos de soluções de drenagem superficial, principalmente nas canaletas situadas em cada banquetta do talude, com

o propósito de desacelerar a infiltração. Com a falta de manutenção e obstrução destas, surgiram vossorocas e intensos processos erosivos no horizonte C do granito, acrescidos a cada chuva mais intensa. Para índices pluviométricos exorbitantes com àqueles de 24 de dezembro de 1995, o que era vossoroca transformou-se em pequeno escorregamento, sobrecarregando o solo de alteração de diabásio, mais abaixo, e aumentando o fluxo no dique de diabásio.

Como os meses de janeiro e fevereiro de 1996 foram bastante chuvosos, a cada saturação do solo de alteração de diabásio, havia uma expansão com provável ruptura, provocando uma reativação do escorregamento. O fluxo contínuo d'água, mesmo após dias sem chuvas, permitia a evolução de um quadro de “creep”, ou movimento lento da massa de solo.

Este fluxo d'água pode ser verificado ainda hoje, mesmo após a remodelagem da geometria do talude, principalmente nos dias subseqüentes à chuvas, já que a encosta prossegue para cotas mais altas e a água subterrânea provém de desde o topo da encosta e não apenas da precipitação sobre o talude. Com a laje de granito exposta, a água que por ela percola passa sob o solo de alteração de diabásio e continua a aflorar ao pé do talude. Os drenos colocados no solo residual granítico, sobre a referida laje, também captam um expressivo volume d'água.

8.4.3 - ESTUDOS GEOTÉCNICOS

A caracterização Geotécnica foi realizada mediante a coleta de amostras indeformadas e deformadas, para os respectivos ensaios de resistência ao cisalhamento drenado e caracterização (exceto CBR e expansão). Também foram consultados os ensaios do estudo para viabilidade do corte como caixa de empréstimo, realizados para a reformulação do projeto de duplicação da rodovia, em 1993.

Iniciativas quanto a execução de sondagens e instalação de piezômetros, barraram no elevado custo das mesmas.

Os ensaios de laboratório pautaram-se em diferenciar o solo residual granítico, do solo residual de diabásio, a fim de caracterizar o comportamento destes quanto às condições de equilíbrio ou na resistência ao cisalhamento.

Na **Tabela 8.1** apresenta-se um resumo dos resultados fornecidos pelos ensaios, bem como alguns parâmetros geotécnicos do solo, calculados em função dos ensaios:

Tabela 8.1: Quadro Resumo dos ensaios de laboratório

Discriminação		Horizonte C (Granito)	Horizonte C (Diabásio)
Análise Granulométrica	% argila	45,6	9,4
	% silte	23,0	55,9
	% areia fina	14,6	30,6
	% areia média	15,8	4,1
	% areia grossa	0,0	0,0
	% pedregulho	1,0	0,0
Limites de Atterberg	LL (%)	75	44
	LP (%)	45	35
	IP (%)	30	9
Densidade Real	δ	2,70	3,09
Peso específico médio	γ natural (KN/m ³)	17,2	16,1
	γ seco (KN/m ³)	13,1	11,4
Umidade média	h (%)	33,0	41,0
Parâmetros de Resistência : Coesão (C) e Âng. Atrito (ϕ)	$C_{\text{estado natural}}$ (KN/m ²)	28,9	26,5
	C_{inundado} (KN/m ²)	5,2	4,8
	$\phi_{\text{estado natural}}$ (°)	35,9	30,9
	ϕ_{inundado} (°)	35,9	35,9

A análise dos resultados fornecidos pelos ensaios, aponta uma semelhança do comportamento dos 2 tipos de solo, quanto à resistência ao cisalhamento. No solo granítico, a resistência ao cisalhamento é bastante influenciada pelas concreções envoltas na fração arenosa, que, inclusive, mascaram os limites de liquidez e plasticidade, conduzindo-os a uma característica de solos altamente plásticos, ou argilosos. Na verdade, quando se determina os limites de liquidez e plasticidade, trabalha-se com a fração fina do solo, e, por isso, quando se retirou a fração arenosa do horizonte C do granito, em maior volume, se descaracterizou o comportamento mais friável deste solo e verificou-se a alta plasticidade do filmes de argila presentes na massa do solo. A coloração destes filmes de argila, que inclusive emprestam ao solo a característica de cerosidade, varia de cinza a cinza esverdeada, comprovando que a percolação por dentro este solo foi bastante intensa e já carregou os elementos solúveis.

No solo de alteração do diabásio, o comportamento é comandado pela característica mais argilosa, entretanto, os valores dos parâmetros de resistência são bastante parecidos com os do solo granítico. Para a resistência na condição não inundada, no estado natural portanto, o ângulo de atrito interno pode ter sido influenciado pela alta tensão imposta, já que para baixas tensões a ruptura era imprecisa. Ao elevar-se a tensão normal no ensaio, corria-se o risco de mascarar o valor do ângulo de atrito interno, o que realmente parece ter ocorrido, isto

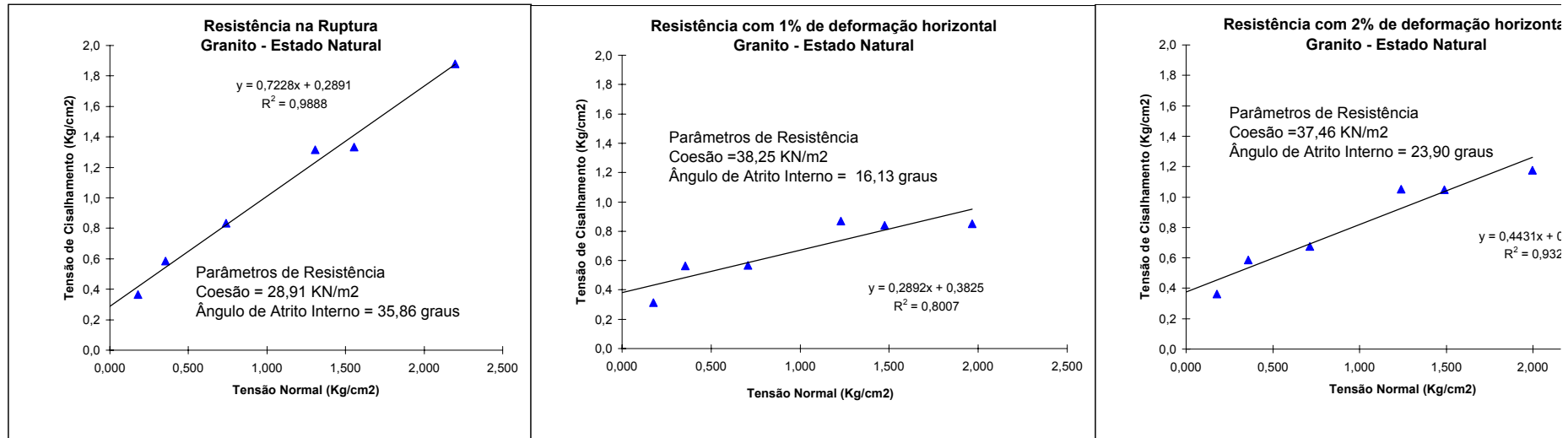
é, diminuiu-se a coesão mas inclinou-se ainda mais a envoltória. Mesmo assim, pode-se extrair como certo o gradiente do intercepto de coesão, representado pela queda desta componente da resistência de 26 a 28 KN/m^2 para 5 KN/m^2 . O ângulo de atrito parece ser pouco influenciado pela inundação, mas pode ser um problema relativo à ruptura irregular para baixas tensões.

Nas **Figuras 8.17 a 8.24** estão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, Granulometria e limites de liquidez e plasticidade.

SANTOS (1997), ao estudar a unidade Podzólico Vermelho Amarelo substrato diabásio, com amostras do horizonte C de diabásio, coletadas em Santo Antônio de Lisboa (SC 401) e no Emboque Sul do Túnel da Via Expressa Sul (Morro da Cruz), concluiu que no estado natural, os parâmetros de resistência c (KN/m^2) e ϕ (graus), devem variar em torno de 49 e 33, respectivamente. No estado inundado, para aqueles parâmetros, nas amostras da SC 401 os resultados apontaram 19 KN/m^2 e 26° , e nas do Morro da Cruz, 5 KN/m^2 e 35° . A diferença de coesão nos tipos de amostras, foi atribuída a presença de núcleos menos intemperizados, contornados de material mais argilizado com planos preferenciais de fraqueza (estrutura). Também foi verificado problemas com a ruptura (falta de adesão a placa porosa) nos ensaios no estado natural.

Nas amostras com solo de horizonte C de granito, representativas da unidade Podzólico Vermelho Amarelo substrato granito, SANTOS, op. cit., encontrou uma variabilidade de 17,9 a 25,6 KN/m^2 para a coesão no estado natural e de 0 (zero) a 7 KN/m^2 para a condição inundada. O ângulo de atrito interno, para as mesmas condições – estado natural e inundado, variou de 36° a 37° e 30° a 41° , respectivamente.

Comparando com os resultados encontrados por SANTOS, op. cit., percebe-se que os valores encontrados neste trabalho encaixam-se dentro da faixa esperada e provável, embora considere-se alto o valor do ângulo de atrito interno do solo de diabásio, na condição inundada, mesmo batendo com o valor encontrado por SANTOS, op. cit., para o solo de diabásio do Morro da Cruz.



Umidade média da amostra, antes do ensaio = 26%
 Umidade do plano argiloso, antes do ensaio = 48%

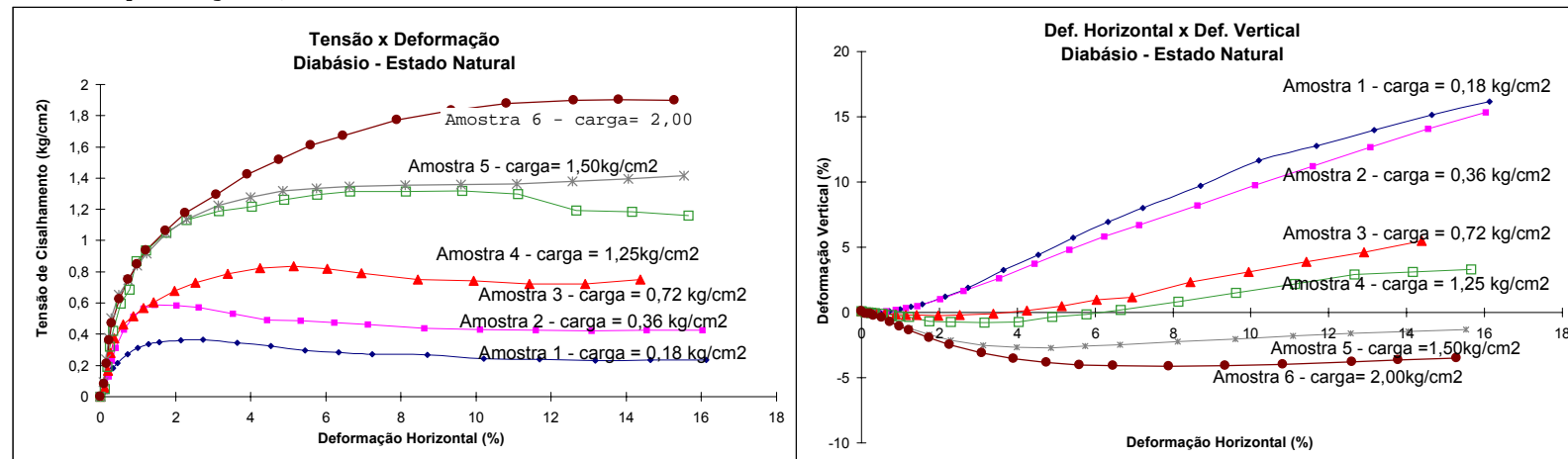
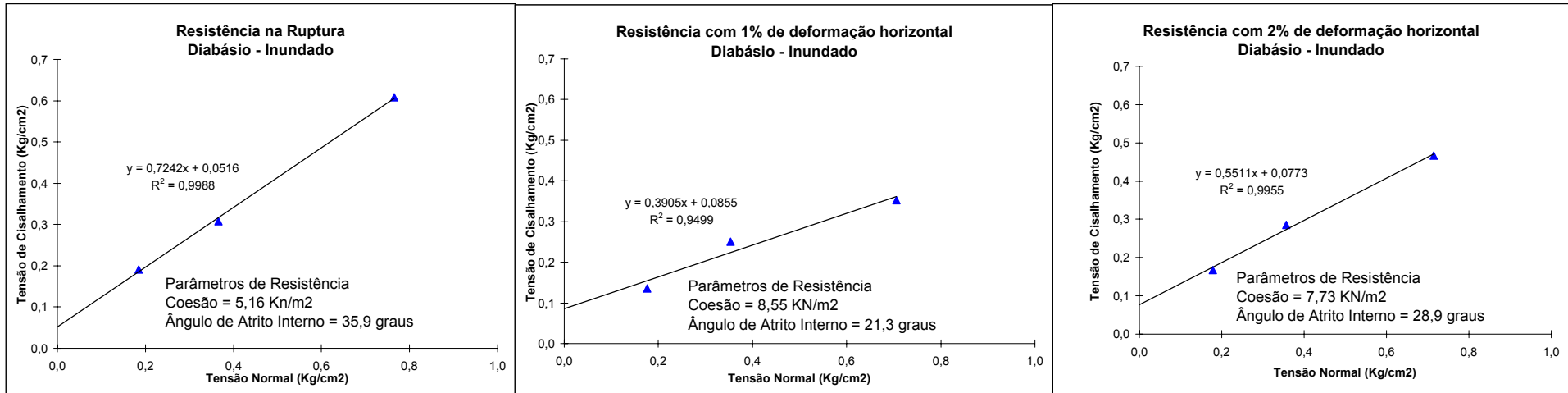


Figura 8.17- Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem no Horizonte C do Granito (Estado Natural)



Umidade média da amostra, antes do ensaio = 34,63%
 Umidade média após o ensaio, no bordo = 40,66%
 Umidade média após o ensaio, no centro = 46,72%

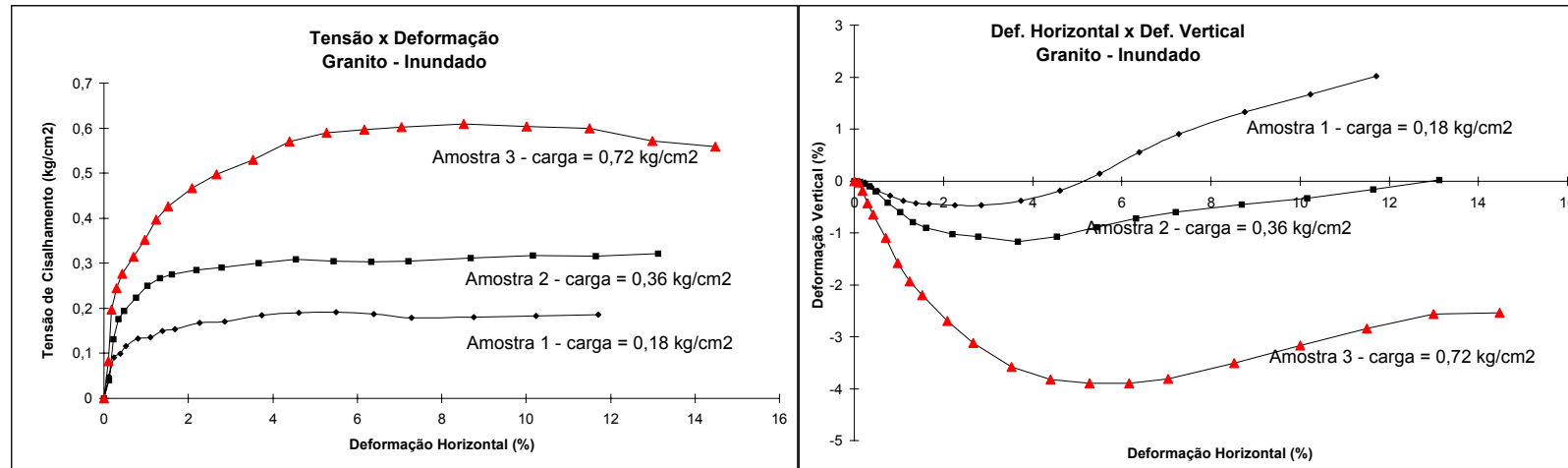


Figura 8.18 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem no Horizonte C do Granito (Com Inundação)

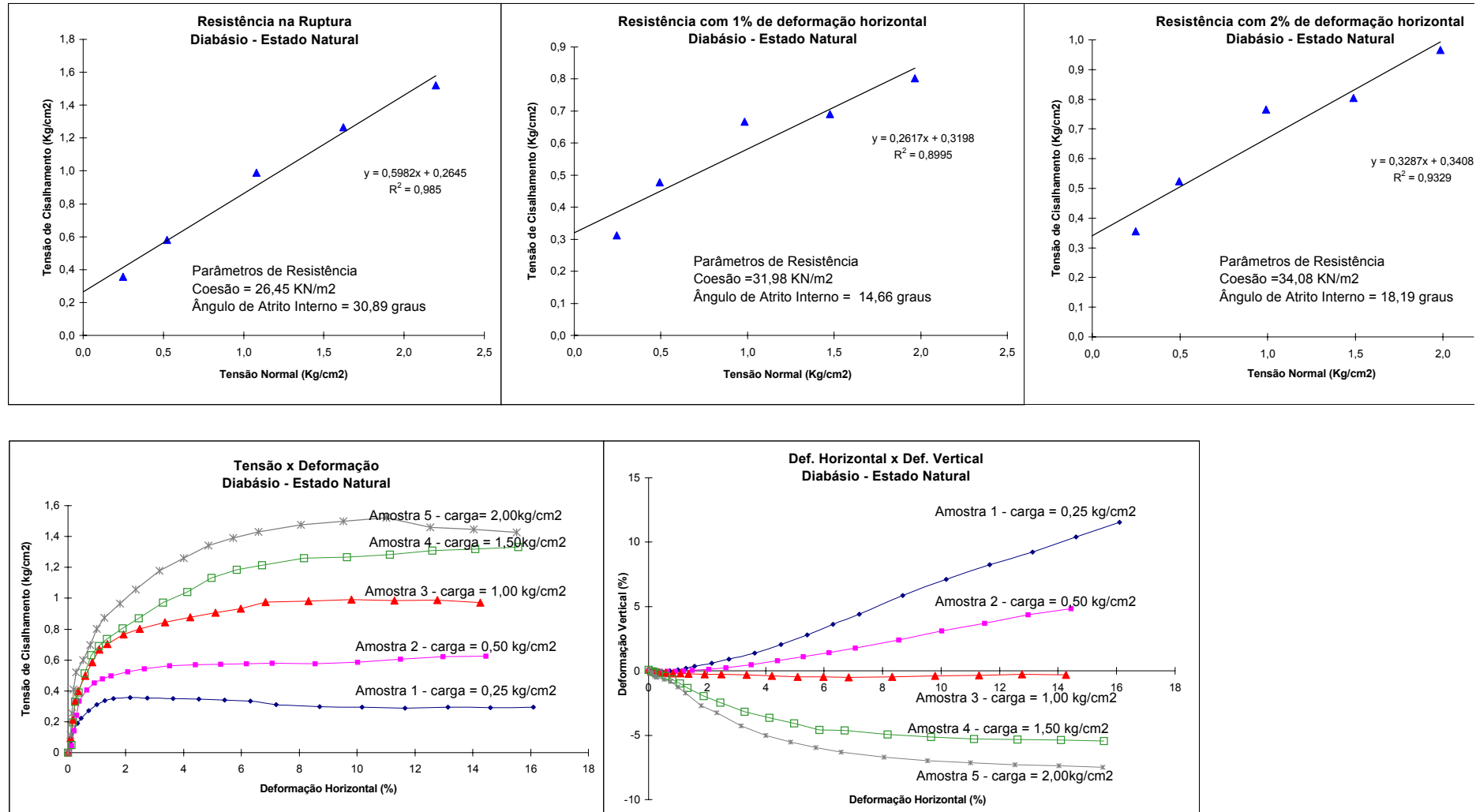
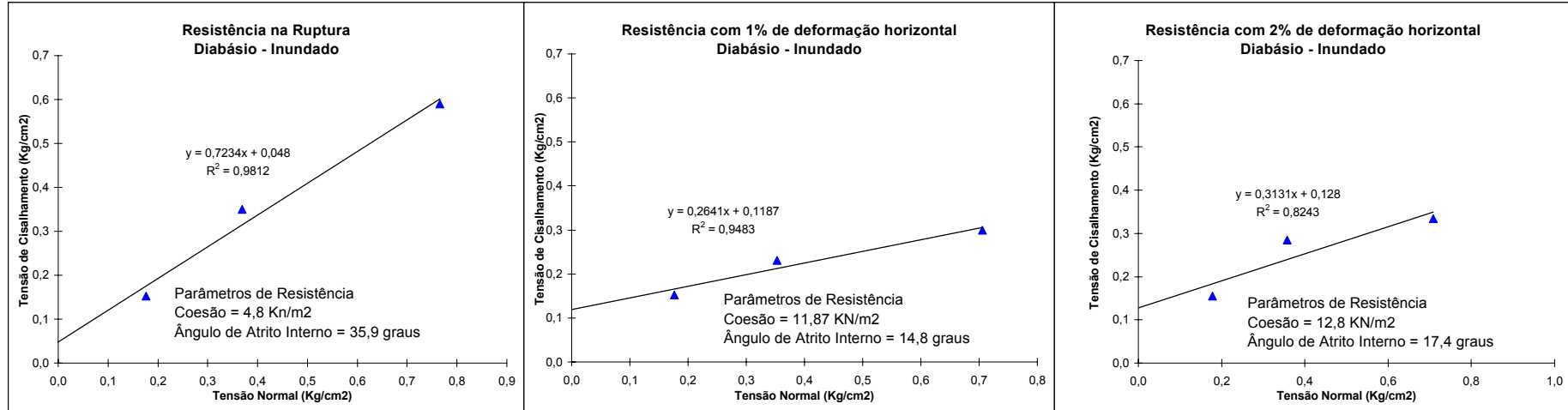


Figura 8.19 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem no solo de Diabásio (Estado Natural)



Umidade média da amostra, antes do ensaio = 40,62%
 Umidade média após o ensaio, no bordo = 53,29%
 Umidade média após o ensaio, no centro = 48,92%

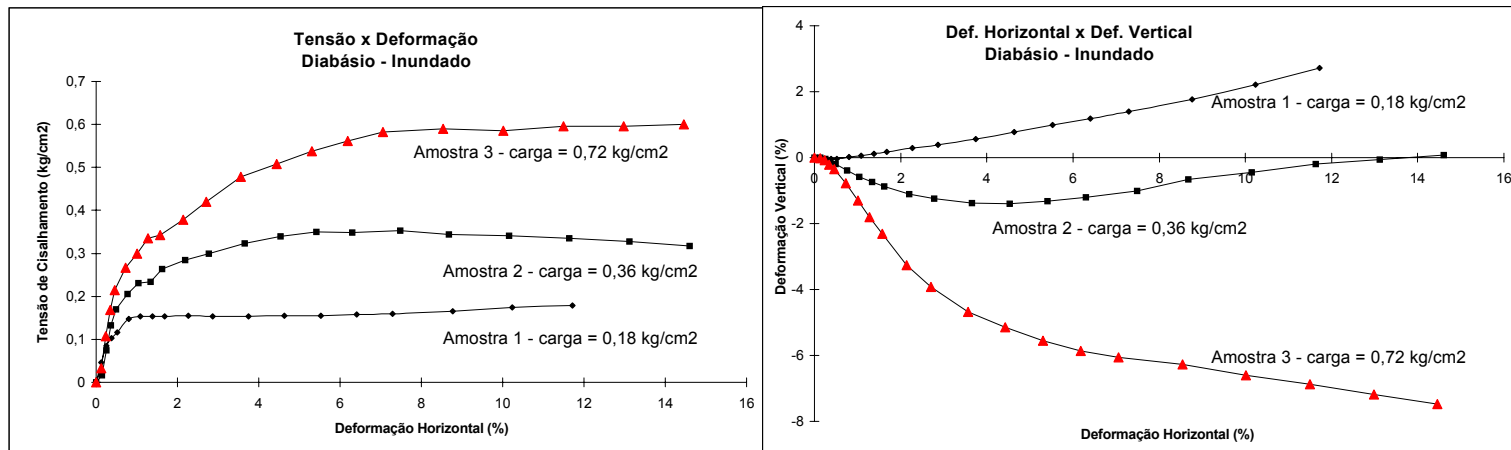


Figura 8.20 - Ensaio de Cisalhamento Direto - Amostragem no solo de Diabásio (Com Inundação)

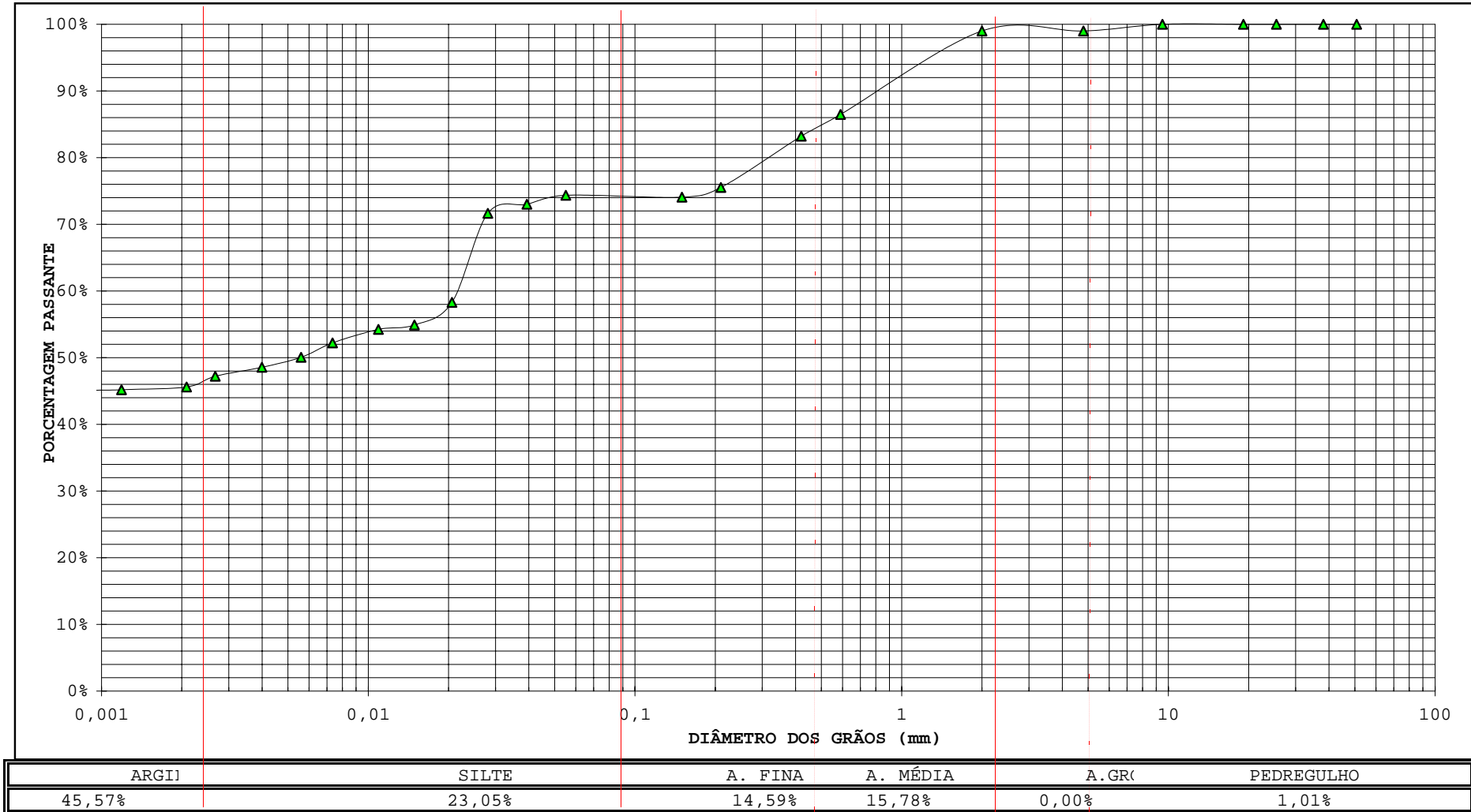


Figura 8.21 - Ensaio de Caracterização: Granulometria do Horizonte C do Granito

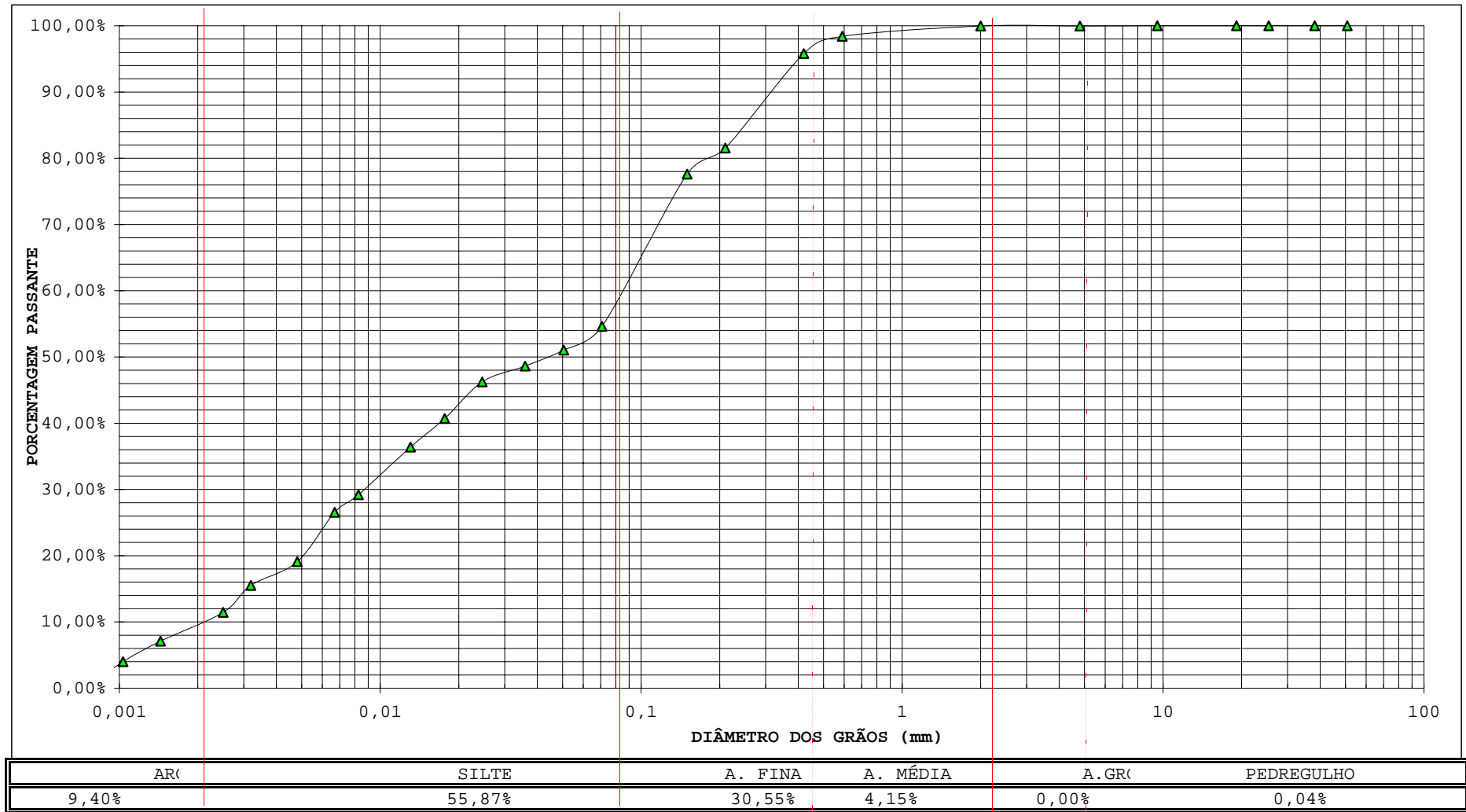


Figura 8.22 - Ensaio de Caracterização - Granulometria do Solo de Diabásio

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA							
CENTRO TECNOLÓGICO							
Departamento de Engenharia Civil							
Laboratório de Mecânica dos Solos							
Amostra nº : Cacupé				Teor de umidade			
Tipo de solo : Granito				Cápsula (nº)	26		
Interessado : Dissertação				Cap+S.úmido (g)	47,49		
Responsável : Eng. Huri				Cap+S.seco (g)	46,26		
Laboratorista : Aloésio e Rodrigo				Água (g)	1,23		
				Cápsula (g)	15,82		
				Solo seco (g)	30,44		
				Teor de úmi (%)	4,04		
Limite de Liquidez							
Recipiente nº	292	172	50	171	279		244
Cost.+tara+água (g)	15,10	16,86	15,84	17,07	15,22		17,29
+tara (g)	11,52	13,48	12,22	13,01	11,91		13,63
(g)	3,58	3,38	3,62	4,06	3,31		3,66
(g)	6,77	8,77	7,94	8,57	7,02		9,08
ra seca (g)	4,75	4,71	4,28	4,44	4,89		4,55
Nº de golpes	24	29	15	10	34		20
or de umidade (%)	75,37	71,76	84,58	91,44	67,69		80,44
Limite de Plasticidade							
Recipiente nº	99	51	257	7	5		84
Cost.+tara+água (g)	9,17	8,46	7,99	9,03	9,05		8,96
+tara (g)	8,80	8,18	7,65	8,63	8,70		8,63
(g)	7,98	7,57	6,87	7,72	7,96		7,85
(g)	0,37	0,28	0,34	0,40	0,35		0,33
ra seca (g)	0,82	0,61	0,78	0,91	0,74		0,78
or de umidade (%)	45,12	45,90	43,59	43,96	47,30		42,31
Limite de Liquidez -----> 74,58 (%)				Limite de Plasticidade 44,64 (%)			
Índice de Plasticidade -----> I 29,94 (%)							
OBS:.							

Figura 8.23 - Ensaio de Caracterização: LL e LP do Horizonte C do Granito

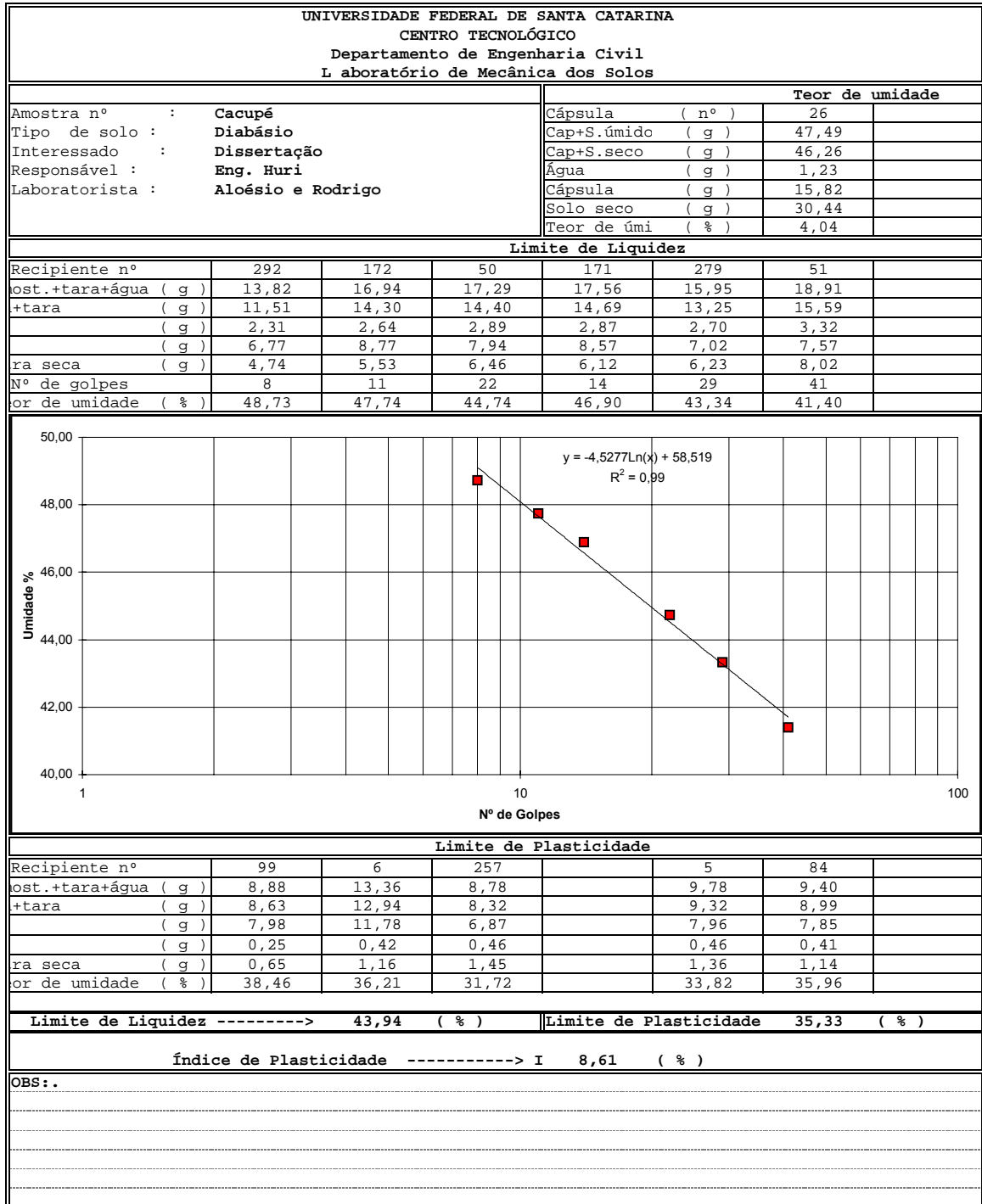


Figura 8.24 - Ensaio de Caracterização: LL e LP do Solo de Diabásio

8.5 - RETROANÁLISE DO ESCORREGAMENTO

A retroanálise do escorregamento partiu da definição da rede de fluxo mais provável à época do episódio, dos parâmetros de resistência calculados para o solo na condição inundada e do peso específico natural e seco. Foi seguida a orientação de MOREIRA (1992), já descrita no capítulo anterior.

Um aspecto a considerar na análise da estabilidade da encosta, foi o escorregamento preliminar ocorrido em 06 de fevereiro de 1996. Não há informações seguras sobre as dimensões deste escorregamento, bem como sua correta posição. Sabe-se que parte do talude deslizou atingindo a primeira banquetta.

Se fosse considerado este pré escorregamento na retroanálise, haveria necessidade da marcação precisa de suas dimensões e posição, pois dependendo do volume de solo mobilizado, sua influência na determinação do equilíbrio das fatias poderia modificar o fator de segurança. Pela falta de informações na demarcação deste solo deslizado, não foi considerado o deslizamento anterior na reconstituição da seção pré escorregamento.

A direção do deslizamento principal, ocorrido em 06 de março de 1996, foi obtida através da observação do talude remanescente, das seções levantadas no projeto de estabilização (SOTEP, 1996) e das seções transversais das estacas do segmento do corte, demarcadas quando do projeto de duplicação da rodovia (SOTEP, 1993), antes, portanto, da ruptura. O escorregamento ocorreu passando por três seções típicas, representadas pelas seções na estaca 311, 312 e 313.

Os cálculos de estabilidade foram realizados mediante utilização do programa PCSTABL, valendo-se do emprego do método de JANBU, pois é aplicável tanto para superfícies circulares, como não circulares.

As hipóteses assumidas para a retroanálise foram as seguintes:

- A massa de solo foi dividida segundo os dois tipos de solo. A porção superior relativa ao solo granítico e a porção inferior ao solo de alteração de diabásio. A linha divisória entre os dois tipos foi a mesma demarcada no condicionamento geológico.
- O plano rochoso referente ao maciço granítico, foi delineado com base nas seções remanescentes, o que sugere um escorregamento pelo contato solo/rocha. A linha piezométrica passando rente a superfície na sua seção antes do escorregamento.

Os resultados obtidos assumindo a superfície remanescente como a superfície de ruptura, são resumidos no quadro a seguir.

Superfície Especificada – Método JANBU Irregular				
Condição do Solo	Estaca	Solo de Granito	Solo de Diabásio	Fator de Segurança
Seco	311	$C = 29 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	$C = 26 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 31^\circ$	FS = 2,47
Seco	312	$C = 29 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	$C = 26 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 31^\circ$	FS = 2,45
Seco	313	$C = 29 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	$C = 26 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 31^\circ$	FS = 2,15
Saturado	311	$C = 5,2 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	$C = 4,8 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	FS = 0,94
Saturado	312	$C = 5,2 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	$C = 4,8 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	FS = 0,78
Saturado	313	$C = 5,2 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	$C = 4,8 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 36^\circ$	FS = 0,79

A análise dos resultados encontrados para a superfície real ocorrida, utilizando-se o método de JANBU e admitindo-se a simplicidade da análise, consubstanciada apenas em suposições para os elementos de contorno do problema e nos ensaios realizados, revela que para as seções analisadas, o fator de segurança para os parâmetros de resistência da condição inundada de ambas as tipologias de solo, sempre está abaixo de 1, indicativo da péssima condição de estabilidade do talude. Mesmo que se tivesse condições de ampliar a faixa de investigação da rede de fluxo subterrânea, a grande responsável pela ruptura do talude (já que os parâmetros de resistência de ambos os solos parecem muitos próximos), o tipo de análise realizada por si só confirma o escorregamento.

A análise de estabilidade desprezando-se a linha piezométrica, ou seja, considerando o solo no estado natural (seco), eleva consideravelmente o fator de segurança, o que conduz a pensar que a inclinação do talude já não era favorável à estabilidade, pois passando-se a admitir a formação de fluxo subterrâneo paralelo (ou não necessariamente paralelo) a superfície do talude, além da redução do parâmetro coesão (podendo-se até associar como perda de sucção) e a conseqüente sobrecarga hidráulica, tem-se, ainda, a lubrificação da zona de contato do horizonte C do granito (bastante marcado pela presença de filmes de material argiloso) com a laje rochosa granítica.

Tais esclarecimentos conduzem à interpretação do fenômeno, o qual parece estar atribuído a falha na drenagem superficial e na falta de drenagem subterrânea. Com as fortes chuvas de dezembro de 1995, destruindo segmentos de canaletas (drenagem superficial) e abrindo enormes vossorocas, inclusive fendas de cisalhamento, seguida de dois meses de expressiva pluviosidade acumulada, o movimento de rastejo foi inevitável (verificado pela movimentação e inclinação de postes e árvores). A facilidade de entrada das águas de chuva pelas fendas de erosão espalhadas, com caminho preferencial em direção ao diabásio, funcionando como uma espécie de dreno tabular encaixado no granito, além de fendas de cisalhamento indicativas da não mais condição estável do talude, desde 24 de dezembro de 1995, tornou-se o principal agente estabilizador da encosta. A cunha de deslizamento ocorrida, comprova o movimento pelo contato solo/rocha do granito, acima da meia encosta portanto, caracterizado pela laje de granito que ficou exposta após o escorregamento. É provável que o fluxo d'água subterrâneo tenha agido como lubrificante do solo sobre a rocha sã que, devido a expressiva quantidade de finos (estes bastante plásticos), tenham provocado o "creep", o qual só foi se manifestar em março de 1996.

O escorregamento pelo solo de alteração do diabásio, que poderia ter descalçado o talude a montante, foi descartado devido a forma da cunha deslizante (que expôs a rocha acima da meia encosta e invadiu a pista, passando por cima da zona de diabásio) e devido a presença da rocha diabásio em toda extensão da área escorregada, num nível acima da pista, impedindo que cunhas de ruptura passassem pelo pé do talude.

O cálculo dos fatores de segurança aqui arrolados, conforme padrão de saída do programa PCSTABL 5M, estão apresentados nas **Figuras 8.25 a 8.30**.

Retroanálise do Escorregamento - Talude da Estaca 311
 Specified Surface. C:CACUP311.PLT By: Huri

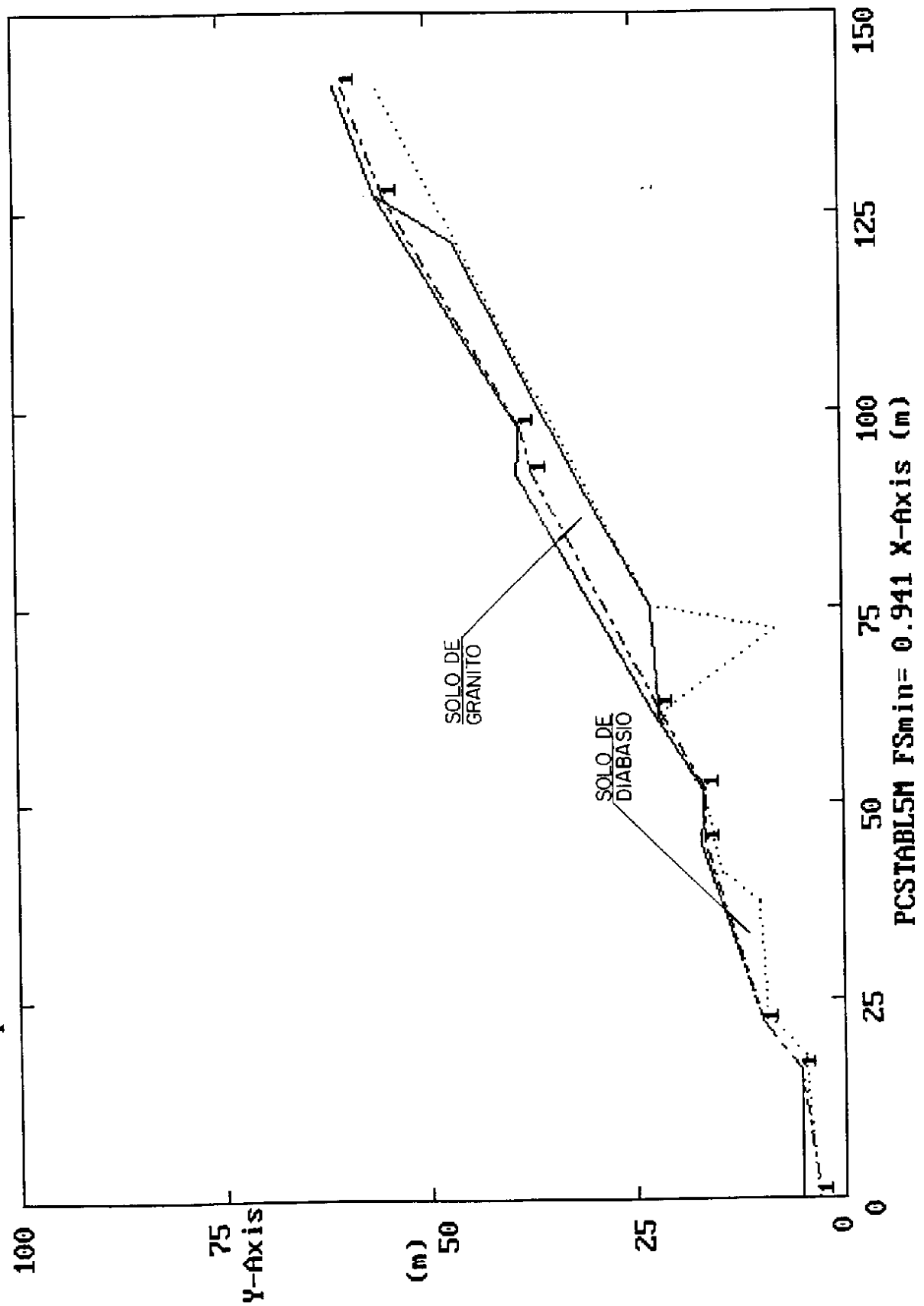


Figura 8.25 - Análise de Estabilidade da Seção da Estaca 311

Retroanálise do Escorregamento - Talude da Estaca 312
 Specified Surface. C:CACUP312.PLT By: HURI

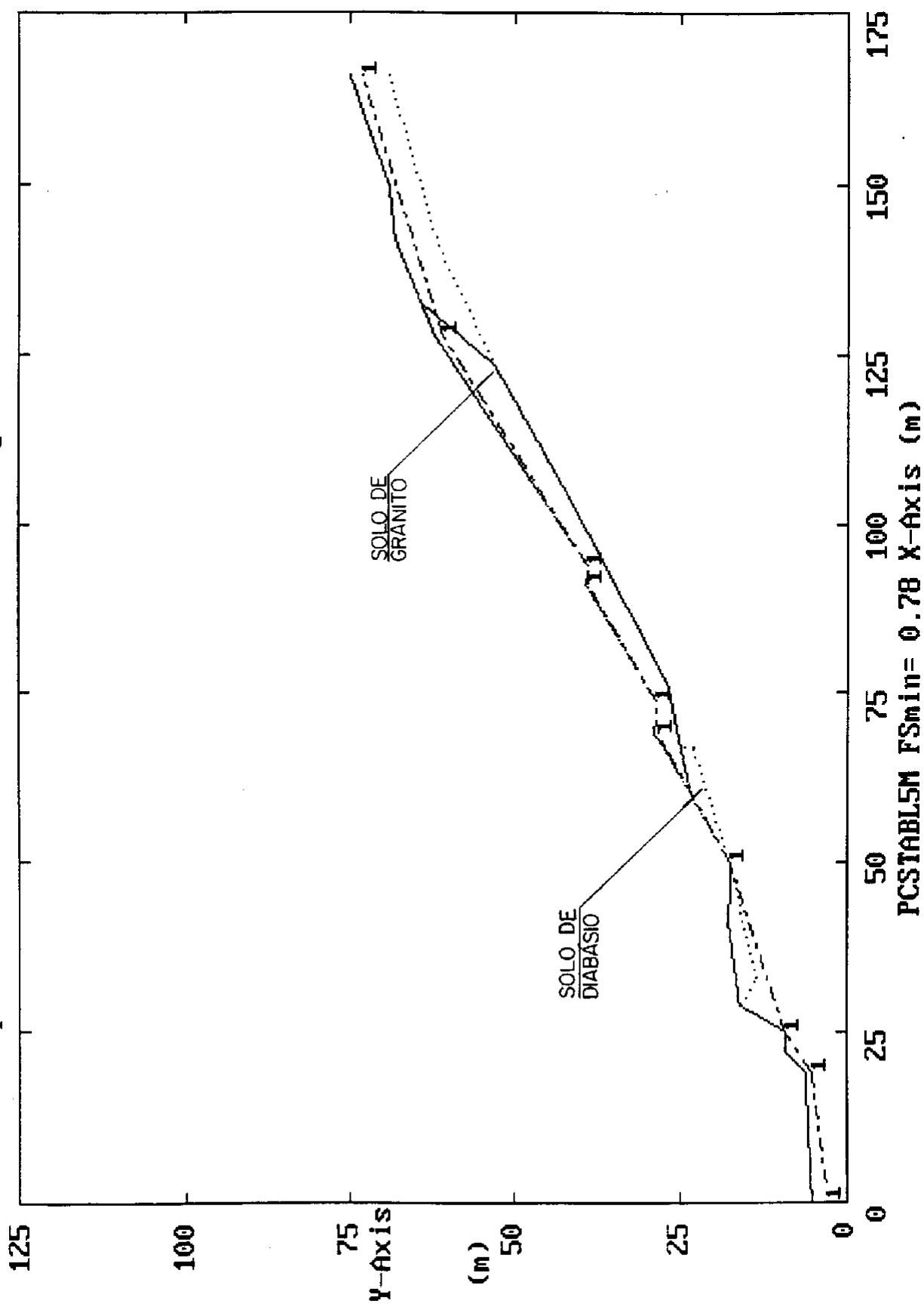


Figura 8.26 - Análise de Estabilidade da Seção da Estaca 312

Retroanálise do Escorregamento - Talude da Estaca 313
 Specified Surface. C:CACUP313.PLT By: HURI

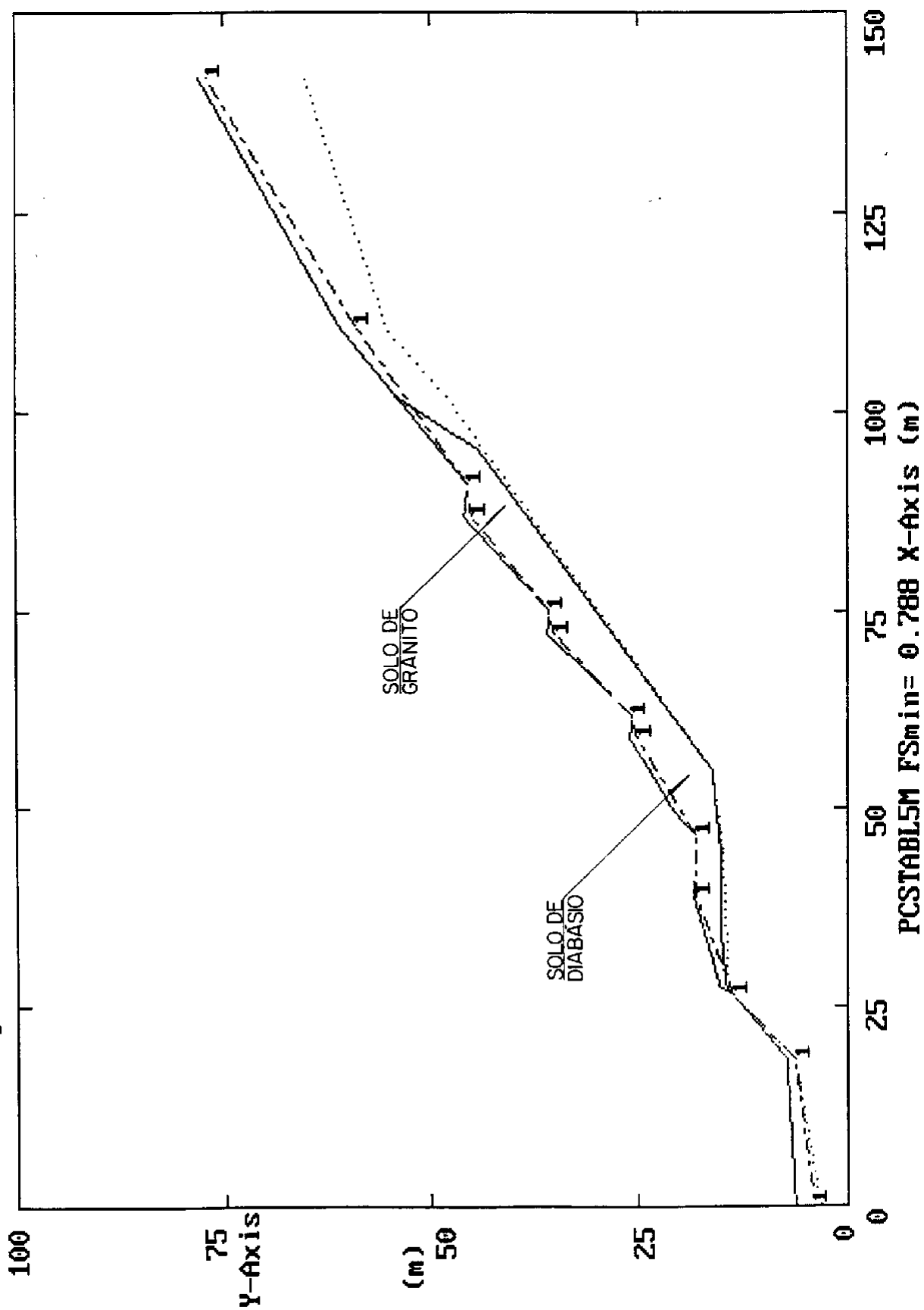


Figura 8.27 - Análise de Estabilidade da Seção da Estaca 313

Análise sem Água - Talude da Estaca 311
 Specified Surface. C:311SAGUA.PLT By: Huri

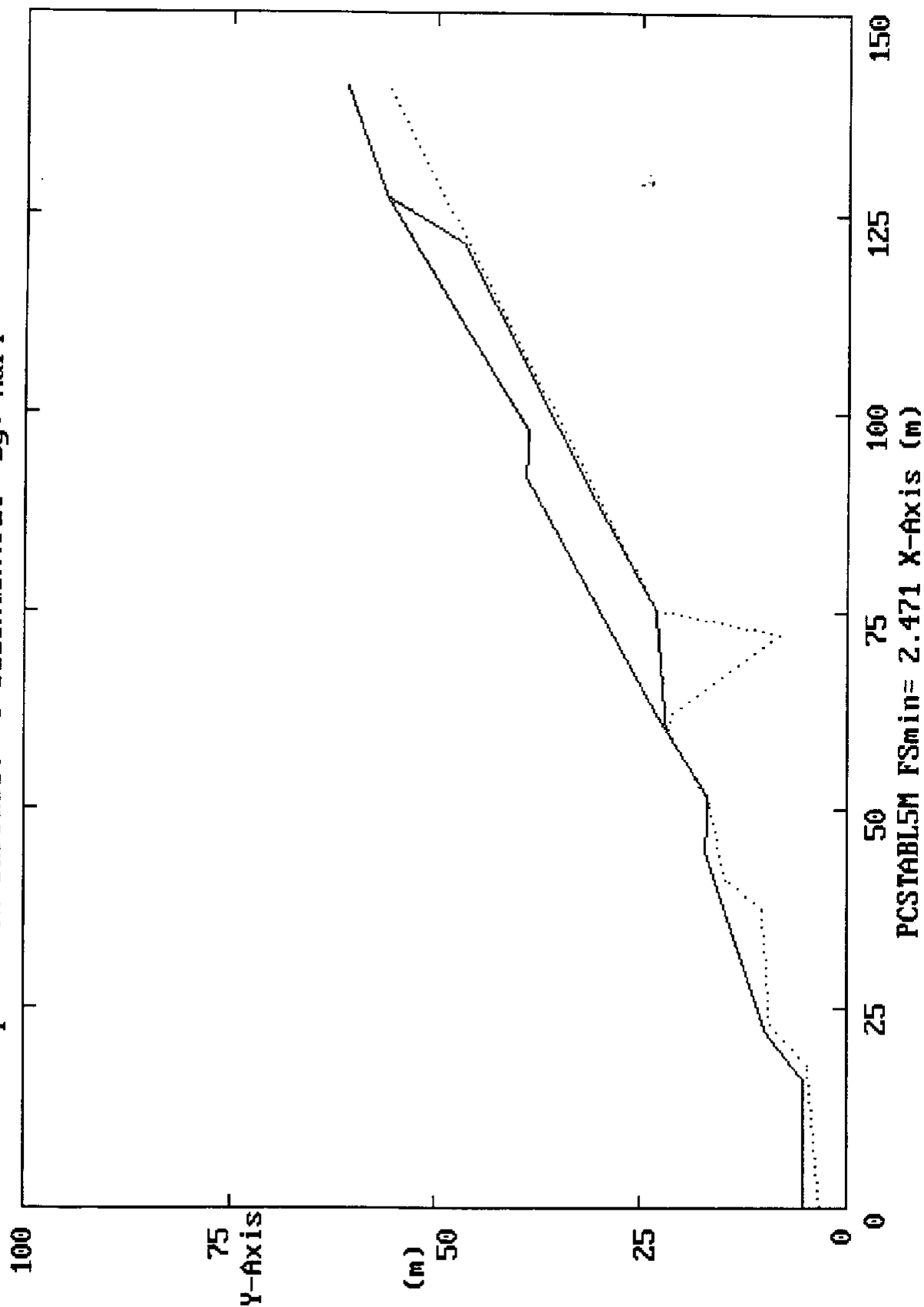


Figura 8.28 - Análise sem Fluxo d'água - Estaca 311

Análise sem Água - Talude da Estaca 312
 Specified Surface. C:312SÁGUA.PLT By: Huri

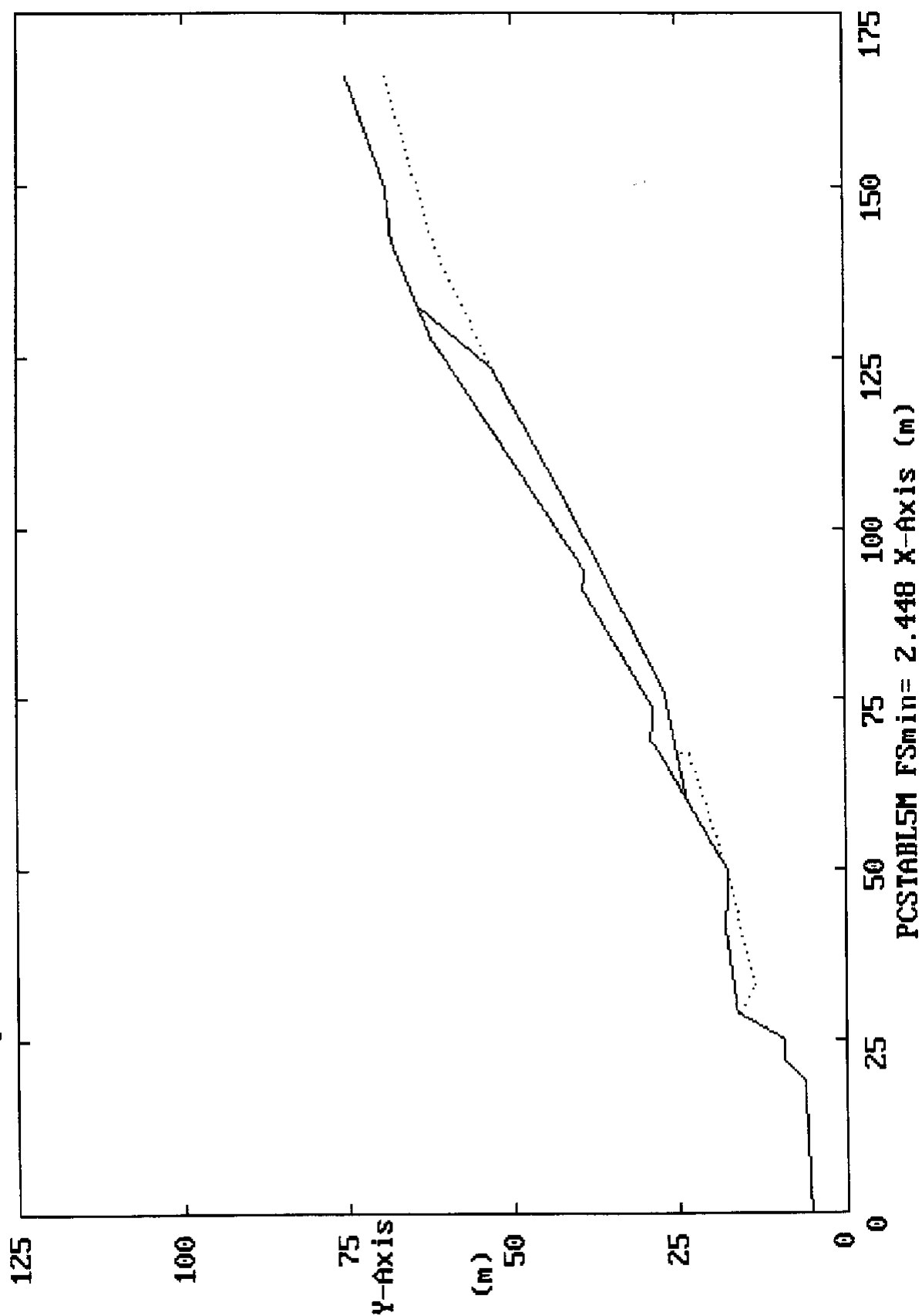


Figura 8.29 – Análise sem fluxo d'água - Estaca 312

Análise sem Água - Talude da Estaca 313
Specified Surface. C:313SAGUA.PLT By: Huri

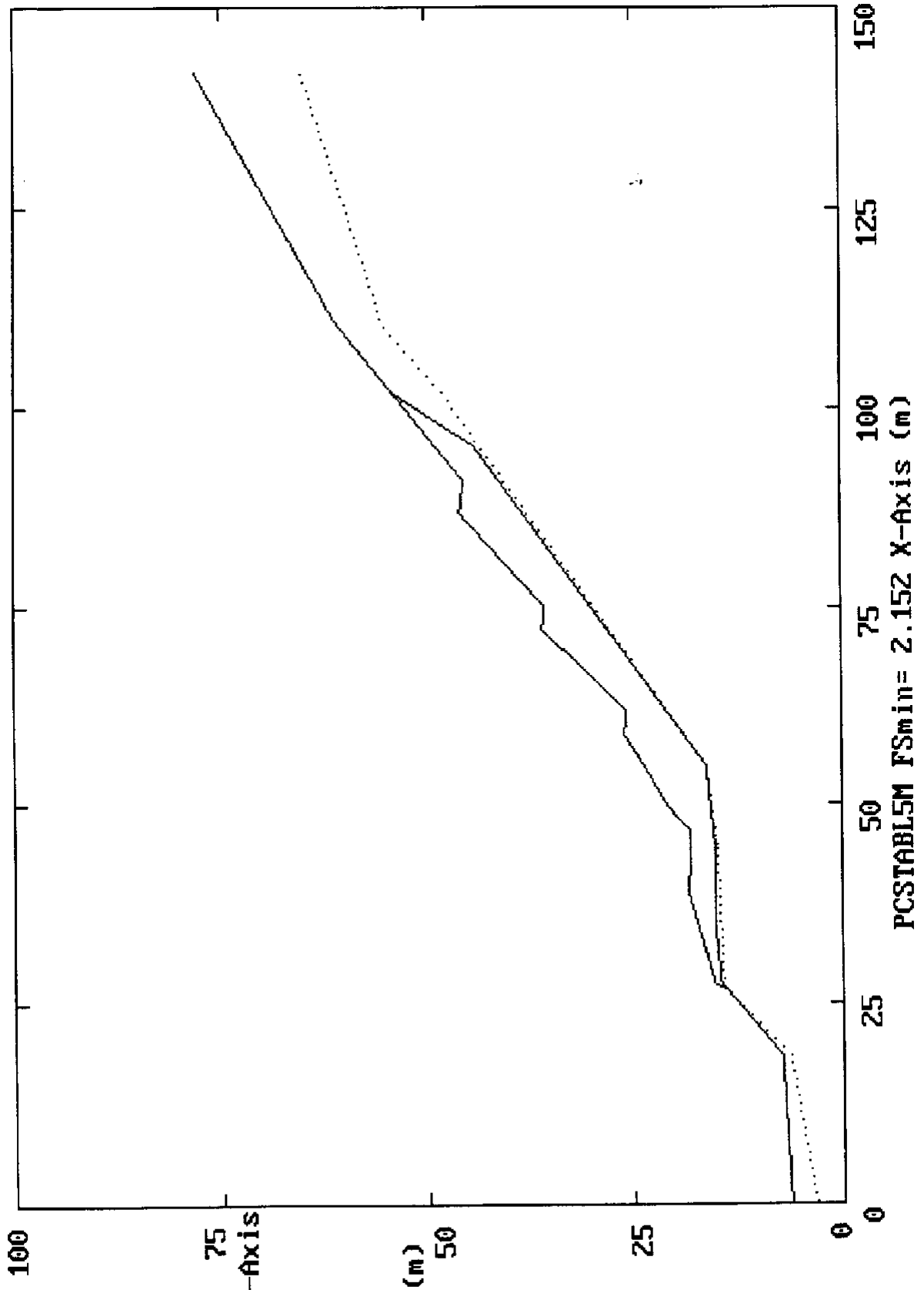


Figura 8.30 - Análise sem fluxo d'água - Estaca 313

8.6 – MEMORIAL FOTOGRÁFICO



Foto 1 – Coleta de amostra no horizonte C do granito, aproximadamente na cota 100m. Talude remanescente sobre a laje granítica: solo granular, porém, repleto de filmes de argila, de cor cinza a branca e com alta plasticidade.

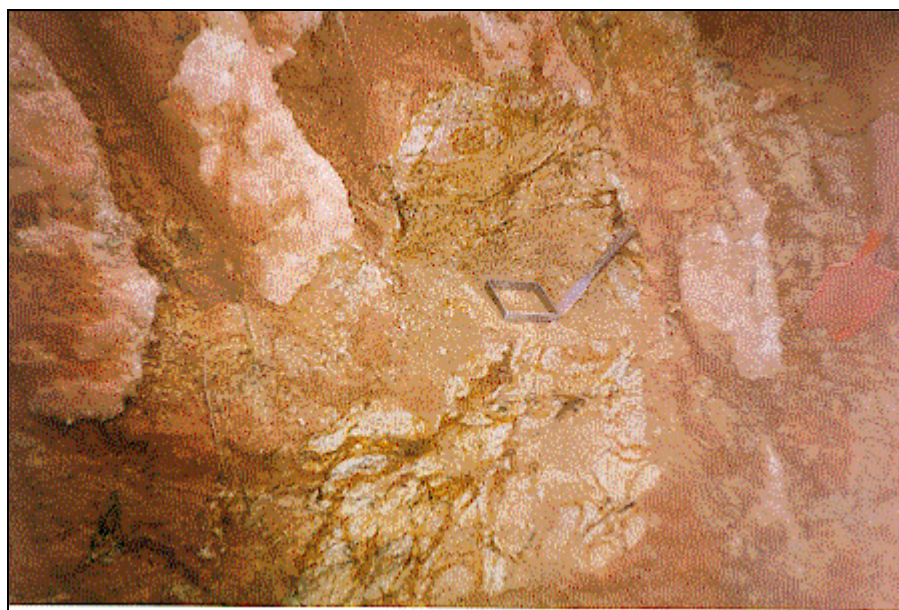


Foto 2 – Coleta de amostra no horizonte C do diabásio. Solo situado no talude da primeira banqueta, aproximadamente na cota 55m. Destaque para a presença de veios escuros no meio da massa de solo, típicos da alteração do piroxênio e da magnetita. O solo é bastante siltoso e a coloração típica é amarelo limão a avermelhada.



Foto 3 – Vista aérea do corte do Morro do Cacupé, já após os serviços de terraplenagem pós-escorregamento. Ainda podem ser verificadas as três banquetas existentes e a cunha de deslizamento, que passou preferencialmente pela vertente direita da encosta.



Foto 4 – Vista Frontal imediatamente após o escorregamento. Fonte: SOTEPA (1996)

9 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O trabalho não teve o cunho de adentrar profundamente nos assuntos abordados, sendo genérico em algumas partes e bastante subjetivo (alicerçado em suposições) em outras. Isso não tira o mérito do objetivo maior previsto, que era inserir na literatura técnica do município os conceitos utilizados, sob a forma de um ensaio de correlação entre chuvas e escorregamentos, onde adotou-se o procedimento preconizado por GUIDICINI e IWASA (1976) como guia, e avaliar o comportamento geotécnico das áreas de contato granito-diabásio, baseado nas experiências anteriores e no estudo de dois casos de escorregamentos.

Com relação aos estudos efetuados no escorregamento no Jardim Guarani, algumas considerações se fazem pertinentes para melhor esclarecer os critérios adotados e as conclusões aventadas. A primeira análise que se faz, diz respeito aos resultados obtidos pela aplicação do programa PCSTABL 5M na retroanálise do escorregamento. Pode-se perceber que a explicação técnica para a instabilidade, se fundamenta na existência de planos de material bastante argiloso no meio da massa de solo granular, tipicamente granítico. A grande diferença dos parâmetros de resistência nestes dois tipos de solos, constituintes da mesma massa global (e que são dados de entrada no programa), permite supor que tenham comandado a ruptura, já que, se fossem tomados os parâmetros intrínsecos apenas do solo granular íntegro, juntamente com os contornos delineados para o conjunto de fatores que compõem a base da análise, não haveria ocorrido o escorregamento.

O principal desconforto na delimitação dos fatores atuantes na instabilidade, consistiu na ação da água subterrânea, principal condicionante nas regiões de contato do granito com diques de diabásio. A falta de elementos mais quantitativos, como piezômetros, e modelagem tridimensional do fluxo interno, encaminhou para a suposição do mais provável de ter ocorrido no episódio. O problema, desta forma, foi contornado assumindo-se a existência de uma linha piezométrica tangente a superfície do terreno natural pré escorregamento, representativa de um fluxo paralelo ao manto rochoso, que por sua vez delimita a passagem das cunhas de ruptura.

Tanto no escorregamento do Jardim Guarani como no de Cacupé, a ruptura se deu no contato solo rocha. Em ambos os casos a camada de solo sobre a rocha não era espessa, o que

facilitava a formação e rápido avanço de frentes de saturação pelo horizonte C, servindo de agente lubrificante da área de contato deste horizonte com as camadas mais resistentes do perfil geológico: no caso do Jardim Guarani uma zona de rocha alterada bastante resistente: no caso do corte do Morro de Cacupé, uma laje granítica.

Um fato interessante nos dois casos estudados, diz respeito ao tipo de solo residual granítico, pois, por serem originários de dois tipos distintos de granito (granito itacorubi no Jardim Guarani e granito ilha no Morro de Cacupé), apresentam diferenciações quanto a forma em que se apresentam no campo e quanto ao comportamento mecânico.

Os diques de diabásio entram na questão da estabilidade de encostas, como corpos intrusivos funcionando como drenos, que interagem com a água subterrânea nos perfis graníticos das regiões do contato, podendo levar uma encosta à ruptura, principalmente se houver modificações cruciais no relevo, seja na inclinação, na vegetação de cobertura, etc. Dependendo da conformação geológica da encosta (modo de encaixe do dique de diabásio), pode haver confinamento da água retida no diabásio, provocando subpressões no próprio perfil residual do diabásio ou no solo de jusante (coluvionar ou residual granítico), sendo possível haver movimentações.

No caso do Jardim Guarani, a água vinda de montante, ao passar pelo dique de diabásio, encontra uma melhor facilidade de percolação. Como há o granito situado mais a jusante, a água confina no diabásio e tem saída percolando pelo solo residual granítico, devido a conformação do relevo. Sendo o solo de alteração granítica mais permeável, embora naquele caso repleto de planos de material argiloso, o fluxo tem maior facilidade de percolação e age lubrificando a zona de contato solo/rocha. A presença de planos mais argilizados em contato com o fluxo, os torna potenciais superfícies de ruptura, devido a alta plasticidade e sensibilidade à água, confirmada nos ensaios de caracterização e cisalhamento realizados.

Como a chuva de 24 de dezembro de 1995 foi extrema (490 mm em 24 horas) e bastante além da média das chuvas máximas, não há como afirmar se para condições pluviométricas de menor intensidade, a encosta também romperia.

No escorregamento no corte do Morro de Cacupé, há que se levar em consideração a modificação imposta ao relevo natural, já na época da construção da rodovia. Os testes realizados no programa PCSTABL 5M, com a geometria da encosta anterior ao escorregamento, demonstram que a simples admissão de uma linha piezométrica reduz significativamente o fator de segurança, para valores inferiores a unidade. Por outro lado, a

estabilidade estava consubstanciada na eficiência do sistema de drenagem superficial, onde, para níveis pluviométricos da magnitude dos ocorridos em dezembro de 1995, as rupturas das canaletas e a existência de fendas de erosão deixaram exposta a massa de solo, que viria a romper no decorrer dos meses seguintes.

Apesar das análises realizadas nestas duas áreas de contato granito-diabásio, não se pode extrapolar sobre o comportamento dos solos sob condições de intensa pluviosidade, haja visto que o próprio solo difere de um local para o outro devido às diferenças da rocha de origem. No caso do granito, a rocha de granulometria mais fina do Jardim Guarani tende a formar um solo menos granular, enquanto no Cacupé, o granito mais grosseiro tende a formar um solo mais granular. Em ambos os casos, entretanto, a evidenciação de material mais argiloso, seja sob a forma de planos (veios) ou sob a forma de filmes recobrando os grãos, com elevada capacidade de absorção d'água, parece ter contribuído para a ruptura, principalmente no Jardim Guarani, denotando a intensa presença de planos de fraqueza na região de alteração do granito (rocha) que se transferiram para o solo residual. Quanto ao solo de diabásio, não há como comparar os dois casos, uma vez que, no Jardim Guarani, o escorregamento ficou restrito ao solo residual granítico, até mesmo pela pequena espessura de solo sobre o diabásio.

Do ponto de vista da estabilidade, em ambos os casos conseguiu-se provar o escorregamento, mesmo admitindo-se uma análise simplista, estruturada sobre a situação de saturação do solo em presença de uma linha piezométrica e de parâmetros de resistência para uma condição de inundação (o que não significa saturação = 100%), além da delimitação dos contornos (substrato rochoso e superfície pré escorregamento) de maneira intuitiva. Ainda assim, com base nos critérios da mecânica dos solos, os resultados confirmam a alta sensibilidade do parâmetro “c” com a inundação, reduzindo significativamente, que denota a diminuição da sucção, condição esta que contribui significativamente para um quadro de instabilização. A influência de planos mais argilizados no meio da massa global também constitui uma condição deflagradora das rupturas, pois possuindo alta sensibilidade à água e tendo continuidade por dentro o maciço terroso, tornam-se superfícies plásticas que também contribuem para um quadro de instabilização. A condição geométrica em conjunto com os demais fatores para as análises, não representaram obstáculo às rupturas.

Recomenda-se novas investigações nestes taludes, consubstanciadas na forma de desenvolvimento do fluxo subterrâneo. Também seria interessante estudar outros locais em que se verifique o contato destas duas geologias, independente da condição de instabilidade

ou não, relacionando o desenvolvimento de linhas piezométricas com a variação pluviométrica. As investigações alicerçadas em sondagens rotativas parecem ser mais apropriadas para delinear, mais adequadamente, a forma como se apresenta o solo e o grau de fraturamento na área do contato.

Quanto à diferenciação do granito (e conseqüentemente de seu solo residual) em virtude da intrusão básica, sob a forma de milonitizações, embora tenha-se relatos na literatura técnica do município, nada se pode afirmar, uma vez que, nos dois casos estudados, a encosta já tinha sofrido diversas modificações devidas às obras de terraplenagem para estabilização ou retirada do material escorregado.

Por outro lado, parece ser atrativa a investigação dos diferentes tipos de perfis residuais graníticos na Ilha de Santa Catarina, principalmente no que tange ao tipo de granito e à presença de planos mais argilizados no meio da massa de solo. Esses planos podem ser derivados de um esfarelamento dos planos de fratura da rocha, que deslocaram-se uns sobre os outros por ação tectônica ou até mesmo pela intrusão dos diques, refletindo, conseqüentemente, nos horizontes residuais. Na verdade, em algumas obras de engenharia realizadas em Florianópolis foram verificados planos de material argiloso no meio de solo areno-siltoso granítico e que apresentaram comportamento mecânico mais desfavorável.

Uma outra questão que pôde ser abordada neste trabalho, diz respeito às relações das precipitações de alta intensidade e curta duração, com o desencadeamento de fenômenos de instabilidade nas encostas do município.

Do ponto de vista dos tipos de solos envolvidos, exceção àqueles ligados ao contato granito/diabásio, os escorregamentos tem acontecido nas áreas mais povoadas, essencialmente nos morros. No que há de mapas envolvendo a Ilha de Santa Catarina, principalmente o geológico e mais recentemente o de Unidades Geotécnicas, elaborado por SANTOS (1997), os registros de instabilidade tem sido verificados nas escarpas graníticas, sob a forma de despreendimentos de blocos, principalmente no Morro da Cruz, e nas áreas de substrato depósito de encostas (coluvionar), seja na unidade Cambissolo ou Podzólico Vermelho Amarelo.

Fica como sugestão para novas contribuições nesta linha de pesquisa, a continuidade de estudos direcionados à relação entre escorregamentos e Unidades Geotécnicas ou condicionantes geológicas, alicerçadas em geo-referenciamento e em meio digital. Acrescenta-se que é necessário ajustar todas as ocorrências demarcadas neste trabalho, definindo sua exata posição nos mapas existentes (preferencialmente o viário, o de uso do

solo, o geológico, o pedológico e o de Unidades Geotécnicas), se possível lançando mão de GPS ou instrumentação similar, já visando um Sistema de Informações Geográficas para os casos de instabilidade registrados em Florianópolis.

Quanto às correlações entre escorregamentos e chuvas, conforme relata PEDROSA (1994), um importante requisito é a obtenção de fontes confiáveis de informações de registros de chuvas, as quais dependem da capacidade de monitoração, da distância do local do deslizamento e da hora exata da ruptura, assim como da série histórica dos dados do estudo. Quanto maior for a capacidade instalada de estações pluviométricas em áreas críticas, maior será a contribuição para assegurar que registros de chuvas possam ser utilizados em sistemas de alerta.

Sob esta ótica, Florianópolis não dispõe de um sistema de estações pluviométricas que permita um acompanhamento mais detalhado e eficiente das precipitações sobre o município. O aspecto orográfico da Ilha incide sobre a precipitação, sendo capaz de promover chuvas diferenciadas em diversos pontos da Ilha, o que diverge da associação de fenômenos de instabilidade com chuvas, para a qual, é necessário que a informação altura ou intensidade pluviométrica seja pontual, isto é, o mais próximo possível do local do escorregamento.

Quando o evento pluviométrico é extraordinário, percebe-se uma maior discrepância das leituras da estação localizada em São José (utilizada como referência neste trabalho), para as leituras de estações pluviométricas localizadas na Ilha, o que vem de encontro às conclusões de MONTEIRO (1992). Apenas para ressaltar, a estação da EPAGRI, no bairro Itacorubi, registrou 490 mm de precipitação nas 24 horas do dia 24 de dezembro de 1995, enquanto a estação de São José registrou 206 mm, o que denota a concentração da chuva sobre a Ilha. Já a chuva de 14/15 de novembro de 1991, concentrou-se principalmente sobre a região de São José, cuja estação pluviométrica registrou 404 mm de chuva em 24 horas.

Mesmo admitindo a proximidade da estação de São José com a Ilha, principalmente da região costeira voltada para o continente (vertente oeste do Morro da Cruz, Saco dos Limões e Costeira do Pirajubaé), sabe-se que podem haver diferenças significativas ao longo da série histórica em relação a chuva registrada na estação com a que efetivamente ocorreu sobre determinada área da Ilha.

Como propunha-se dar um caráter preliminar ao tema correlações entre escorregamentos e chuvas em Florianópolis, e tendo por base a quantidade de registros pluviométricos (série histórica), 66 anos de dados, da estação de São José, julgou-se

conveniente (até mesmo pela falta de outras opções) utilizá-la para representar o comportamento das chuvas sobre a Ilha.

A observação dos eventos pluviométricos em relação aos diferentes tipos de ocorrências nas encostas de Florianópolis, não permite definir um patamar crítico, detonador de fenômenos de instabilidade, haja visto que muitos casos ocorreram sob condições pluviométricas normais ou de baixa intensidade. Mesmo tentando-se avaliar o antecedente pluviométrico com base na chuva ocorrida nos dias anteriores ao episódio de instabilidade, a existência de eventos pluviométricos considerados altos nas décadas de 20 e 30, sem registro de ocorrências em encostas, contrapõem-se aos casos verificados nas últimas décadas. Isto proporciona que escorregamentos ocorridos sob chuvas de 24 horas superiores a 100mm, por exemplo, estejam num mesmo patamar em que há casos sem escorregamentos. O que se pode afirmar, com certeza, é que chuvas superiores a 300mm em 24 horas trazem consigo o desencadeamento de num número bastante expressivo de ocorrências de ordem geotécnica em encostas. Para chuvas acumuladas de até 7 (sete) dias, também é possível caracterizar um patamar, em torno de 350mm, para os casos em que são deflagrados quadros de instabilidade.

A aplicação do modelo proposto por GUIDICINI E IWASA (1976) em Florianópolis, mostra uma boa aceitabilidade, em termos de primeira tentativa, para o estabelecimento de curvas de risco para os casos de instabilidade. É possível perceber que o desenvolvimento de chuvas de curta duração e alta intensidade, pode levar um evento pluviométrico que estava dentro da normalidade (média da precipitação mensal) para níveis bem superiores a média do mês em que ocorreu, fatalmente desencadeando ocorrências em encostas.

Pelos gráficos propostos, pode-se até ensaiar uma forma de previsibilidade de eventos catastróficos, com base no acompanhamento meteorológico das frentes frias que se deslocam em direção à Ilha. Se for possível prever com segurança a chuva que cairá sobre determinada área, 24 ou 48 horas à frente, algumas medidas emergenciais podem ser tomadas no sentido de minimizar o risco de escorregamentos em áreas problemáticas da cidade.

Todavia, avançar no campo de sistemas de alerta é um passo prematuro apenas com base nas informações contidas neste trabalho, o que permite sugerir a continuação de pesquisas nesta linha, de maneira que venham a dar subsídios para a elaboração de sistemas emergenciais, tanto para atuação da Defesa Civil do município ou estadual, mas, fundamentalmente, para alertar e garantir a segurança dos moradores de áreas de risco.

Nesta direção, algumas atitudes devem ser tomadas no sentido de fornecer, com a máxima precisão, informações quanto ao histórico dos casos precedentes. Com base na

análise das ocorrências já registradas, relatadas de forma padronizada e com o máximo de informações relevantes possível, pode-se proceder correlações mais acuradas entre chuvas, tipos de solos, tipos de ocupação e escorregamentos.

Durante este trabalho, quando da coleta de dados relativos à ocorrências em encostas, observou-se a falta de consistência dos dados pesquisados, aliada a falta de padronização dos relatórios, laudos ou vistorias afins, principalmente na Defesa Civil municipal. Além disso, o município não possui um banco de dados de informações geotécnicas de encostas, o qual julga-se de fundamental importância para o prosseguimento de estudos nesta área, e que seria capaz de fornecer informações fidedignas e geograficamente referenciadas, permitindo caracterizar, área por área de risco, e, principalmente, avaliar o uso de solo e o surgimento de outras áreas de risco geológico.

Sugere-se aos órgãos de planejamento do município, bem como a COMDEC e a FLORAM, setores estes da Prefeitura Municipal de Florianópolis ligados à ocupação urbana e ao meio físico, a adoção de critérios e padrões para registros de acidentes geotécnicos em encostas, a fim de que possam compor uma base de dados e que forneçam informações quanto a tipologia do fenômeno, data, hora, causas prováveis, chuva no dia, casos antecedentes no mesmo local, residências, benfeitorias ou áreas públicas atingidas, dimensões (altura, largura, volume, ...), além de um referencial cartográfico (geográfico), ou pelo menos viário (oficial), para que cada registro possa ser precisamente demarcado nas plantas existentes ou que venham a ser confeccionadas, fora outras informações julgadas procedentes e relevantes.

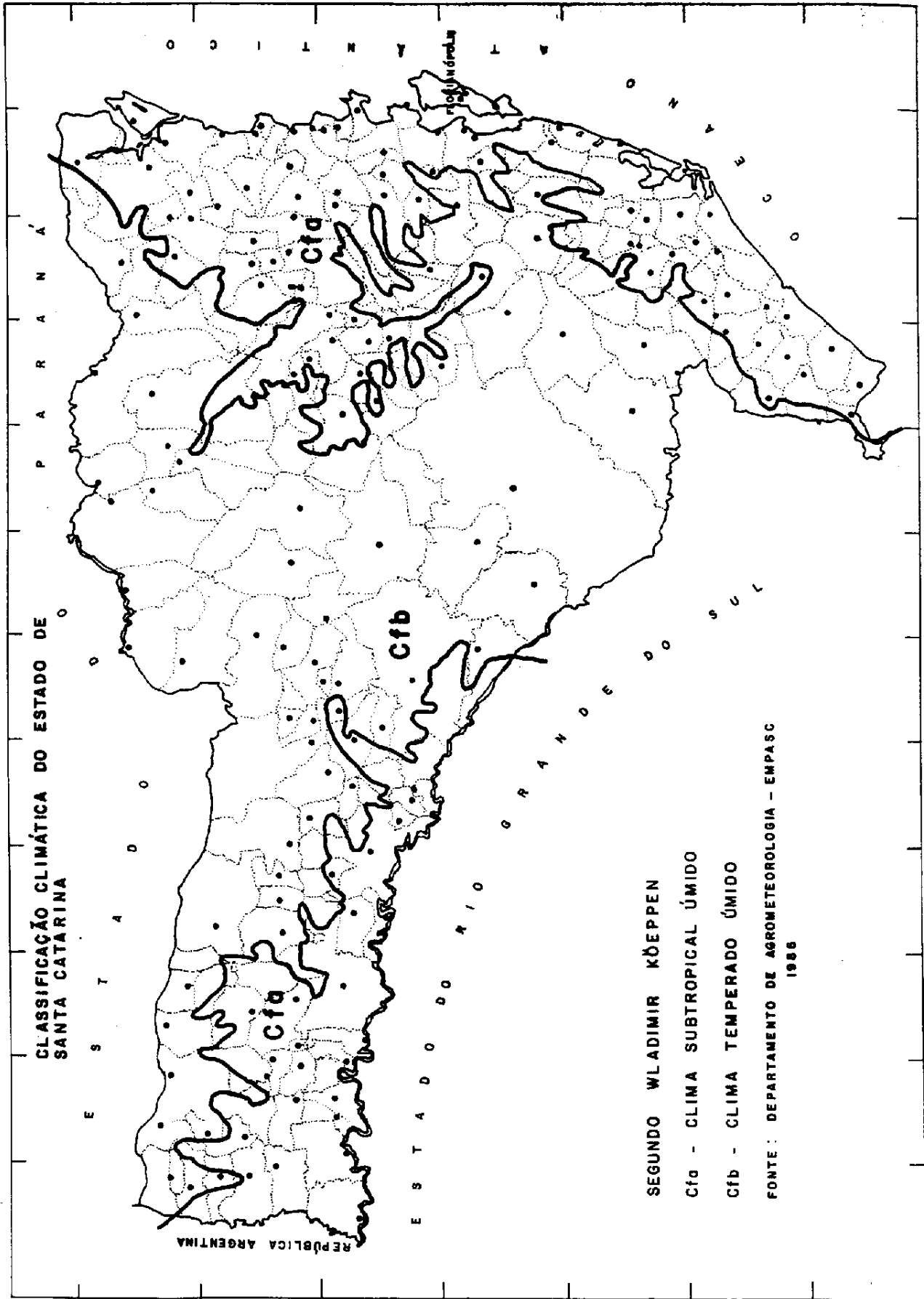
Além de um banco de dados, é de fundamental importância para o caráter previsibilidade ou sistemas de alerta, a instalação de postos pluviométricos, pelo menos providos de pluviômetro (o ideal seria pluviógrafo), nas áreas de risco, embora fosse conveniente um sistema de postos espalhados pela Ilha, sobretudo nas áreas de maior avanço demográfico. Sugere-se pesquisas em parceria com a Universidade Federal de Santa Catarina e EPAGRI, seja na área climatológica ou na ambiental/sanitária, consubstanciadas na instalação de estações pluviométricas em diferentes locais da Ilha, como por exemplo o Morro da Cruz (área potencialmente de risco), de maneira que fosse possível caracterizar o aspecto orográfico nas chuvas e avaliar isoietas presumíveis nesta região.

Quando o município, as instituições de ensino e a iniciativa privada se estruturarem e assumirem parcerias visando o bem comum, novas tecnologias poderão ser desenvolvidas. Destaque-se aqui aquelas voltadas às áreas de encostas, seja no aspecto estabilidade/contenção, uso adequado do solo ou qualidade de vida.

ANEXO A

Neste ANEXO estão apresentados os elementos complementares do capítulo 3, subitem 3.3, dispostos seqüencialmente na seguinte ordem:

- CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA DE KÖEPPEN PARA SANTA CATARINA (p. 290)
- TABELA DA SÉRIE HISTÓRICA DE DADOS PLUVIOMÉTRICOS (p. 291 e 292)
- TABELA I - VALORES DE “K” SEGUNDO A LEI DE GUMBEL (p. 293)
- MAPA DE ISOZONAS (p. 294)
- APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE VEN TE CHOW E O MÉTODO DAS ISOZONAS (p. 295)
- GRÁFICO DA DETERMINAÇÃO DA EQUAÇÃO DAS RETAS (p. 296 e 297)
- PLANILHA DE ALTURAS PLUVIOMÉTRICAS (p. 298)
- QUADRO DO TEMPO DE DURAÇÃO, ALTURA DE CHUVA E INTENSIDADE (p.299)
- GRÁFICO DA ALTURA-DURAÇÃO-TEMPO DE RECORRÊNCIA (p. 300)
- CURVAS DE INTENSIDADE - DURAÇÃO – FREQUÊNCIA (p. 301)
- PRECIPITAÇÃO TOTAL MENSAL EM FLORIANÓPOLIS (p. 302 e 303)
- PRECIPITAÇÃO MÁXIMA EM 24h EM FLORIANÓPOLIS (p. 304 e 305)
- DIAS DE CHUVA EM FLORIANÓPOLIS (p. 306 e 307)
- DECLARAÇÃO DA EPAGRI SOBRE AS CHUVAS DE DEZEMBRO DE 1995 (p.308)



CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA DO ESTADO DE SANTA CATARINA

SEGUNDO WLADIMIR KÖEPPEN
Cfa - CLIMA SUBTROPICAL ÚMIDO
Cfb - CLIMA TEMPERADO ÚMIDO

FONTE: DEPARTAMENTO DE AGRONOMETEOROLOGIA - EMPASC 1986

TABELA 1 - Série Histórica de Dados Pluviométricos

Estação: Florianópolis

Aparelho: pluviômetro

Ano	Total Anual	Precip. total mensal média	Precip. máx. em 24 h.	Dias chuvosos
1911	1691,60	140,97	-	-
1912	1602,20	133,52	-	-
1913	1813,00	151,08	-	-
1914	1713,00	142,75	-	-
1915	1511,10	125,92	-	-
1916	1430,20	119,18	-	-
1917	1614,20	134,52	-	-
1918	1513,00	126,08	-	-
1919	2305,00	192,08	-	-
1920	-	-	-	-
1921	-	-	-	-
1922	1829,20	152,43	-	-
1923	1629,40	135,78	69,30	-
1924	1438,00	119,83	53,00	-
1925	1793,20	149,43	97,00	-
1926	1984,80	165,40	192,00	-
1927	1632,80	136,07	120,00	-
1928	1746,60	145,55	236,40	-
1929	1295,30	107,94	96,60	-
1930	1268,20	116,20	54,20	-
1931	1757,60	146,47	130,00	-
1932	1460,80	121,73	87,50	164,00
1933	1457,90	121,49	72,50	161,00
1934	1434,90	119,58	113,00	171,00
1935	1288,60	107,38	72,70	164,00
1936	1647,40	137,28	207,90	173,00
1937	1759,90	146,66	95,60	170,00
1938	1286,20	107,18	47,00	195,00
1939	1408,50	117,38	84,60	183,00
1940	1737,10	144,76	130,20	160,00
1941	1498,30	124,86	110,60	166,00
1942	1199,40	99,95	52,00	145,00
1943	1397,40	116,45	-	172,00
1944	1314,30	109,52	-	-
1945	1308,00	109,00	-	-
1946	1358,30	113,19	-	-
1947	1287,00	107,25	-	-
1948	1399,10	116,59	-	54,00
1949	1450,10	120,84	76,80	156,00
1950	1418,00	118,17	-	89,00
1951	1092,40	91,03	-	-
1952	1131,90	94,32	-	-
1953	912,60	76,05	-	-
1954	1752,90	146,07	-	65,00
1955	1125,90	93,83	52,20	141,00
1956	1285,80	107,15	59,30	157,00
1957	2089,60	174,13	206,10	182,00
1958	1365,30	113,78	52,80	144,00
1959	496,50	124,13	-	61,00
1960	-	-	-	-
1961	720,10	120,02	-	85,00

(1)

(2)

(2)

(2)

(2)

(1) e (2)

(1) e (2)

1962	1213,80	101,15	80,00	152,00	
1963	842,30	105,29	-	96,00	(1) e (2)
1964	816,20	68,02	81,60	129,00	
1965	1161,60	96,80	75,80	142,00	
1966	1617,70	134,81	87,40	176,00	
1967	1411,80	117,65	75,60	160,00	
1968	883,30	88,33	-	105,00	(1) e (2)
1969	1514,20	125,35	103,00	146,00	
1970	1584,90	132,07	72,60	179,00	
1971	1462,30	121,86	72,00	153,00	
1972	1653,40	137,78	100,90	150,00	
1973	1732,00	144,35	241,90	161,00	
1974	1306,60	108,88	86,20	112,00	
1975	1588,30	132,36	119,50	154,00	
1976	1759,50	146,63	107,40	156,00	
1977	1912,40	159,37	123,00	160,00	
1978	1624,90	135,41	187,10	145,00	
1979	1470,40	122,53	190,30	172,00	
1980	1534,50	127,88	89,40	160,00	
1981	1597,00	133,08	133,80	162,00	
1982	1535,40	127,95	109,10	165,00	
1983	2598,60	216,55	144,00	195,00	
1984	1776,30	148,02	85,80	171,00	
1985	1471,20	122,60	-	104,00	(2)
1986	1444,30	120,36	160,70	155,00	
1987	1716,40	143,03	143,00	158,00	
1988	1033,50	86,13	95,60	156,00	
1989	1619,60	134,97	94,40	164,00	
1990	1968,20	164,02	99,60	179,00	
1991	1725,90	143,83	404,80	143,00	
1992	1457,50	121,46	84,20	164,00	
1993	1639,80	136,65	75,70	173,00	
1994	1870,80	155,90	227,40	162,00	
1995	2024,20	168,68	490,40	151,00	(*)
1996	1801,70	150,14	135,20	186,00	

Obs:

Os dados de precipitações estão em mm; Os anos sem valores correspondem aos anos sem informações no posto pesquisado; Os anos com falhas nos dados mensais (meses sem informações) de precipitações totais estão marcados com (1) e com falhas nos dados de máximas em 24 h. e dias de chuva estão marcados com (2); (*) significa que a precip. máxima em 24 h. em dez/95 refere-se a leitura efetuada pelo pluviômetro automatizado da Epagri, no Itacorubi, em substituição a leitura realizada no posto Fpolis, em São José.

Análise Estatística dos dados

Total Anual

média = 1506,3024
 desvio pad. = 334,71342
 n = 83
 CV = 0,2222086

Precipitação total mensal média

média = 127,9621687
 desvio pad. = 24,11619601
 n = 83
 CV = 0,188463483

Precipit. máx. em 24 h.

média = 121,87
 desvio pad. = 79,903609
 n = 57
 CV = 0,6556359

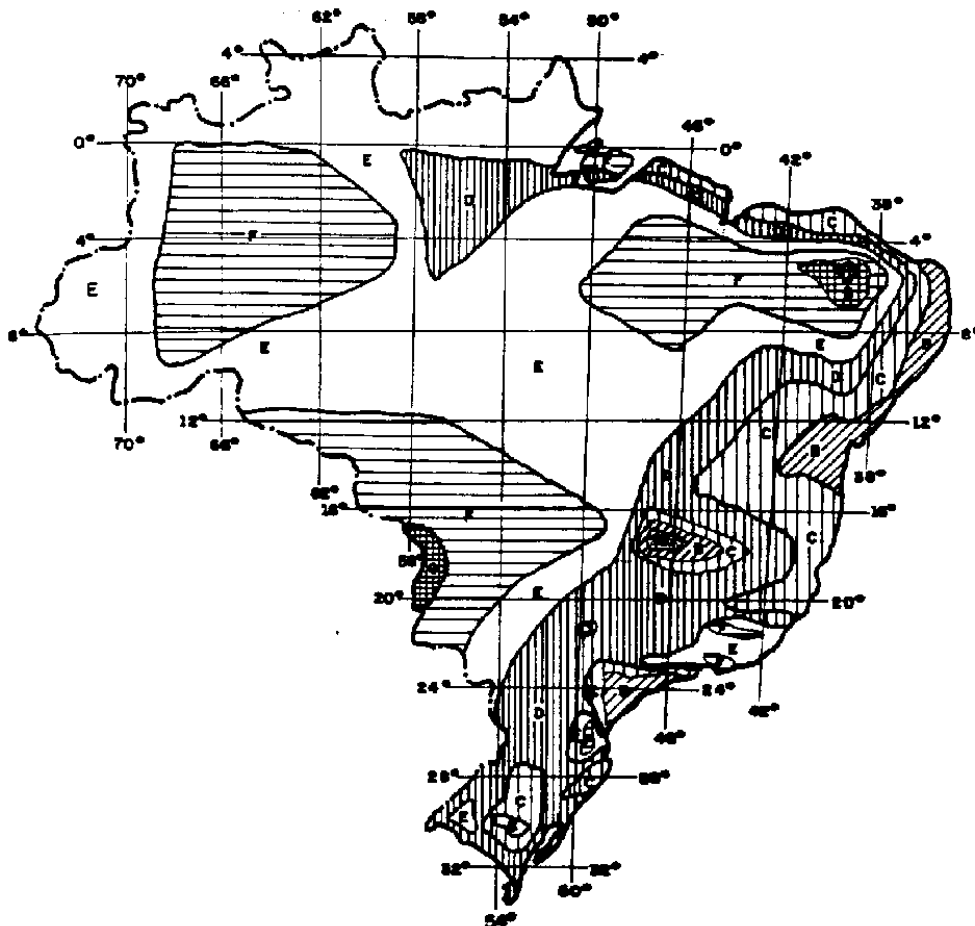
Dias Chuvosos

média = 150,07
 desvio pad. = 31,94351021
 n = 57
 CV = 0,212857152

TABELA I							
VALORES DE "K" CALCULADOS SEGUNDO A LEI DE GUMBEL							- $X = X + XG$
N - nº de eventos considerados	TR - TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS						
	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	50,00	100,00
10	1.058	1.848	2.289	2.606	2.847	3.588	4.323
11	1.034	1.809	2.242	2.553	2.789	3.516	4.238
12	1.013	1.777	2.202	2.509	2.741	3.476	4.166
13	0.996	1.748	2.168	2.470	2.699	3.405	4.105
14	0.981	1.724	2.138	2.437	2.663	3.360	4.052
15	0.967	1.703	2.112	2.410	2.632	3.321	4.005
16	0.955	1.682	2.087	2.379	2.601	3.283	3.959
17	0.943	1.664	2.066	2.355	2.575	3.250	3.921
18	0.934	1.649	2.047	2.335	2.552	3.223	3.888
19	0.926	1.636	2.032	2.317	2.533	3.199	3.860
20	0.919	1.625	2.018	2.302	2.517	3.179	3.836
21	0.911	1.613	2.004	2.286	2.500	3.157	3.810
22	0.905	1.603	1.992	2.272	2.484	3.138	3.787
23	0.899	1.593	1.980	2.259	2.470	3.121	3.766
24	0.893	1.584	1.969	2.247	2.457	3.104	3.747
25	0.888	1.575	1.958	2.235	2.444	3.088	3.729
26	0.883	1.568	1.949	2.224	2.432	3.074	3.711
27	0.879	1.560	1.941	2.215	2.422	3.061	3.696
28	0.874	1.553	1.932	2.205	2.412	3.048	3.681
29	0.870	1.547	1.924	2.196	2.402	3.037	3.667
30	0.866	1.541	1.912	2.188	2.393	3.026	3.653
31	0.863	1.535	1.910	2.180	2.385	3.015	3.641
32	0.860	1.530	1.904	2.173	2.377	3.005	3.629
33	0.856	1.525	1.897	2.166	2.369	2.966	3.618
34	0.855	1.520	1.892	2.160	2.362	2.987	3.608
35	0.851	1.516	1.886	2.152	2.354	2.977	3.598
36	0.848	1.511	1.881	2.147	2.349	2.971	3.588
37	0.845	1.507	1.876	2.142	2.344	2.963	3.579
38	0.843	1.503	1.871	2.137	2.338	2.957	3.571
39	0.840	1.499	1.867	2.131	2.331	2.950	3.563
40	0.838	1.495	1.862	2.126	2.326	2.943	3.554
41	0.836	1.492	1.858	2.121	2.321	2.936	3.547
42	0.834	1.489	1.854	2.117	2.316	2.930	3.539
43	0.832	1.485	1.850	2.112	2.311	2.924	3.532
44	0.830	1.482	1.846	2.108	2.307	2.919	3.526
45	0.828	1.478	1.824	2.104	2.303	2.913	3.519
46	0.826	1.476	1.839	2.100	2.298	2.908	3.513
47	0.824	1.474	1.836	2.096	2.294	2.903	3.507
48	0.823	1.471	1.832	2.093	2.290	2.898	3.501
49	0.821	1.469	1.830	2.090	2.287	2.894	3.496
50	0.820	1.466	1.827	2.086	2.283	2.889	3.490
51	0.818	1.464	1.924	2.083	2.280	2.885	3.486
52	0.817	1.462	1.821	2.080	2.276	2.881	3.481
53	0.815	1.459	1.818	2.077	2.273	2.875	3.474
54	0.814	1.457	1.816	2.074	2.270	2.873	3.471
55	0.813	1.455	1.813	2.071	2.267	2.869	3.467
56	0.812	1.453	1.811	2.069	2.264	2.865	3.462
57	0.810	1.451	1.809	2.066	2.261	2.862	3.458
58	0.809	1.449	1.806	2.064	2.258	2.858	3.454
59	0.808	1.448	1.804	2.061	2.256	2.855	3.450
60	0.807	1.446	1.802	2.059	2.253	2.852	3.446

MAPA DE ISOZONAS

MÉTODO DO ENG^o TABORDA TORRICO



TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS												
ZONA	1 HORA / 24 HORAS CHUVA (%)										6 min / 24h CHUVA	
	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5-60	100
A	36.2	35.8	35.6	35.5	35.4	35.3	35.0	34.7	33.6	32.5	7.0	6.3
B	38.1	37.8	37.5	37.4	37.3	37.2	36.9	36.6	35.4	34.3	8.4	7.5
C	40.1	39.7	39.5	39.3	39.2	39.1	38.8	38.4	37.2	36.0	9.8	8.8
D	42.0	41.8	41.4	41.2	41.1	41.0	40.7	40.5	39.0	37.8	11.2	10.0
E	44.0	43.8	43.1	43.2	43.0	42.9	42.8	42.2	40.9	39.6	12.6	11.2
F	46.0	45.8	45.3	45.1	44.9	44.8	44.5	44.1	42.7	41.3	13.9	12.4
G	47.9	47.4	47.2	47.0	46.8	46.7	46.4	45.9	44.5	43.1	15.4	13.7
H	49.9	49.4	49.1	48.9	48.8	48.6	48.3	47.8	46.3	44.8	16.7	14.9

PROPORCIONALIDADE ENTRE AS RELAÇÕES DE 6 min / 24 horas E DE 1 hora / 24 horas, PARA AS DIVERSAS REGIÕES BRASILEIRAS.

Aplicação da equação de Ven Te Chow

$$H = 121.87 + K \cdot 79.9$$

TR	K	H (mm)
10	1,451	237,81
15	1,809	266,42
25	2,261	302,53
50	2,862	350,56
100	3,458	398,18

Aplicação da metodologia proposta pelo Eng. José Jaime Taborda Torrico

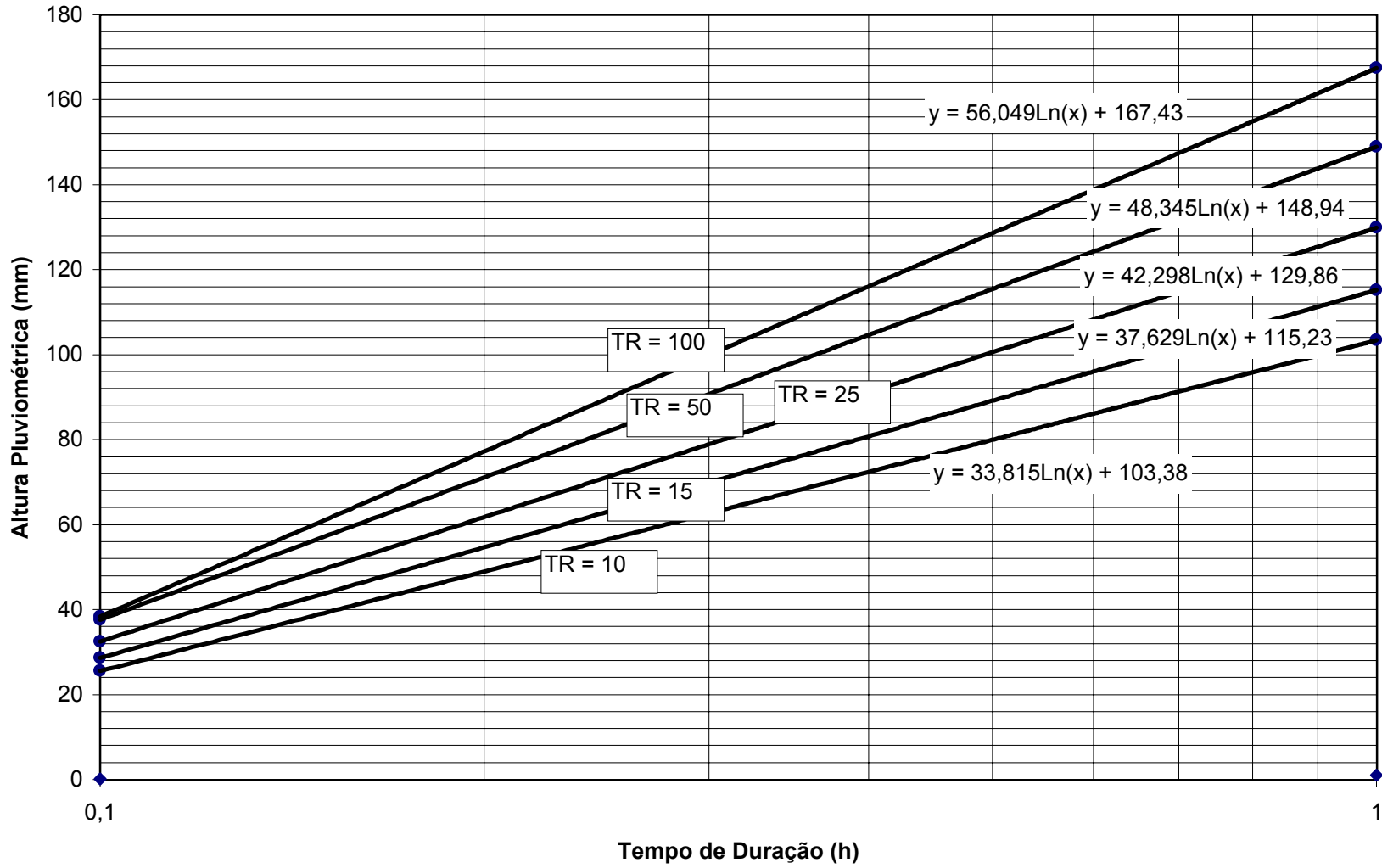
Método das Isozonas

Florianópolis - Isozona "C"

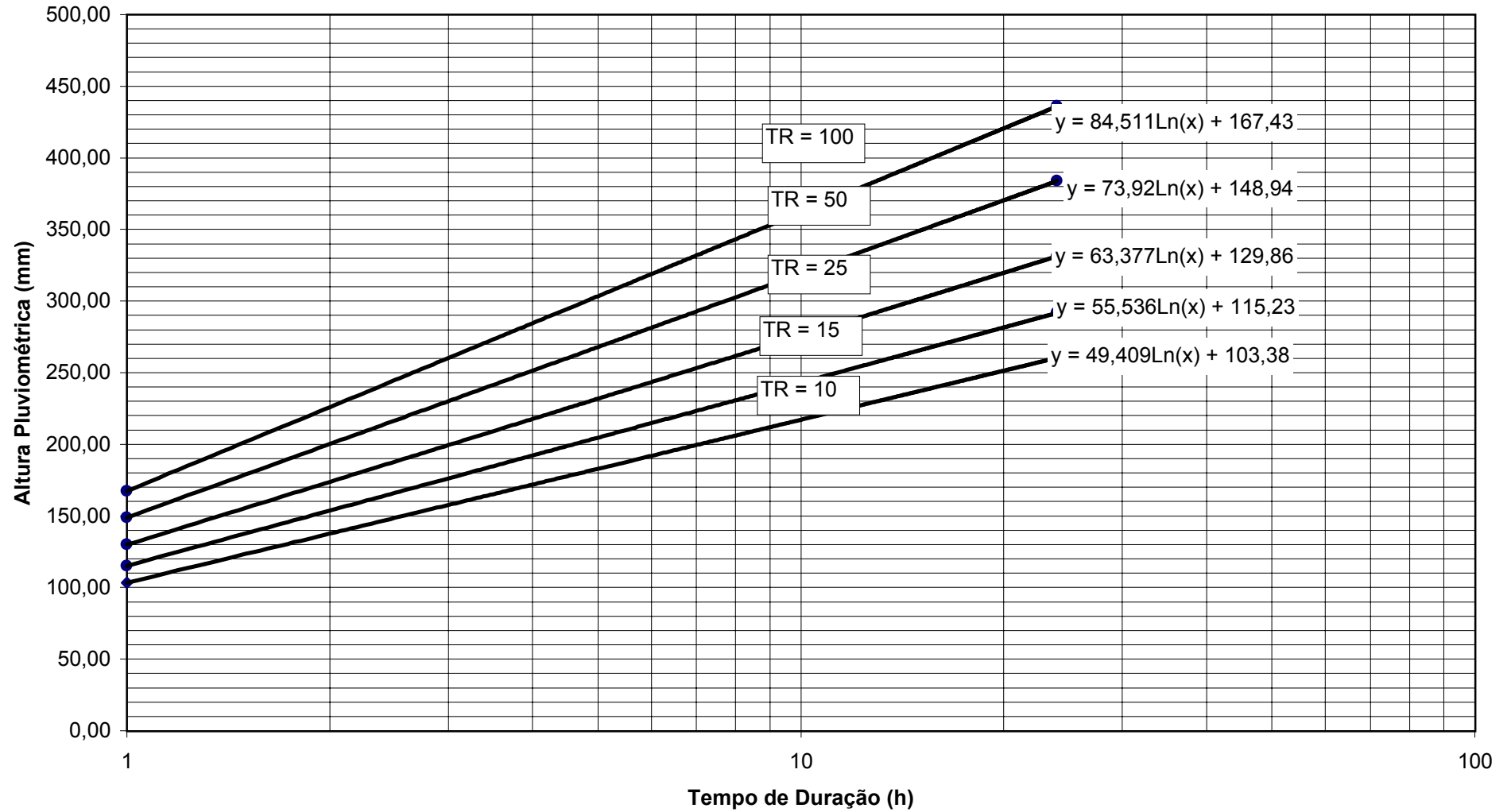
Fatores de Conversão			
Isozona "C"	1 dia / 24 h.	1 h. / 24 h. (%)	6 min. / 24 h. (%)
TR=10	1,095	39,7	9,8
TR=15	1,095	39,5	9,8
TR=25	1,095	39,2	9,8
TR=50	1,095	38,8	9,8
TR=100	1,095	38,4	8,8

Precipitações máximas esperadas			
TR	H 24 h. (mm)	H 1 h. (mm)	H 6 min. (mm)
10	260,40	103,38	25,52
15	291,73	115,23	28,59
25	331,27	129,86	32,46
50	383,86	148,94	37,62
100	436,01	167,43	38,37

Determinação da Equação da Retas (td entre 0.1 e 1 h.)



Determinação da Equação da Reta (td entre 1 e 24 h.)

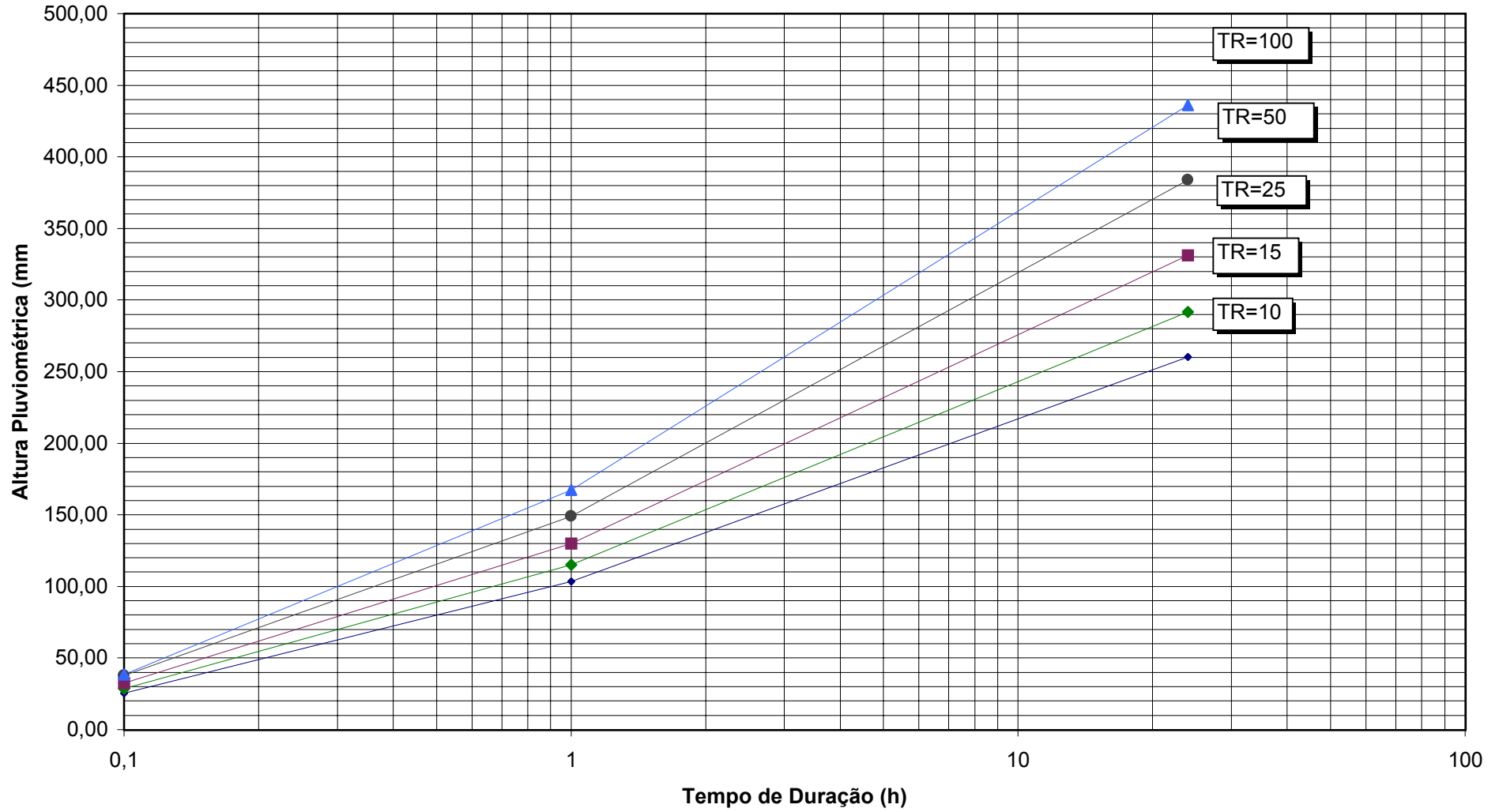


Estação Florianópolis					
Alturas Pluviométricas (mm)					
Tempos	TR=10	TR=15	TR=25	TR=50	TR=100
0,1	25,52	28,59	32,47	37,62	38,37
0,2	48,96	54,67	61,78	71,13	77,22
0,3	62,67	69,93	78,93	90,73	99,95
0,4	72,40	80,75	91,10	104,64	116,07
0,5	79,94	89,15	100,54	115,43	128,58
0,6	86,11	96,01	108,25	124,24	138,80
0,7	91,32	101,81	114,77	131,70	147,44
0,8	95,83	106,83	120,42	138,15	154,92
0,9	99,82	111,27	125,40	143,85	161,52
1	103,38	115,23	129,86	148,94	167,43
2	137,63	153,72	173,79	200,18	226,01
3	157,66	176,24	199,49	230,15	260,27
4	171,88	192,22	217,72	251,42	284,59
5	182,90	204,61	231,86	267,91	303,45
6	191,91	214,74	243,42	281,39	318,85
7	199,53	223,30	253,19	292,78	331,88
8	206,12	230,71	261,65	302,65	343,17
9	211,94	237,26	269,11	311,36	353,12
10	217,15	243,11	275,79	319,15	362,02
11	221,86	248,40	281,83	326,19	370,08
12	226,16	253,23	287,35	332,63	377,43
13	230,11	257,68	292,42	338,54	384,20
14	233,77	261,79	297,12	344,02	390,46
15	237,18	265,62	301,49	349,12	396,29
16	240,37	269,21	305,58	353,89	401,74
17	243,37	272,58	309,42	358,37	406,87
18	246,19	275,75	313,04	362,60	411,70
19	248,86	278,75	316,47	366,60	416,27
20	251,40	281,60	319,72	370,39	420,60
21	253,81	284,31	322,81	373,99	424,73
22	256,11	286,89	325,76	377,43	428,66
23	258,30	289,36	328,58	380,72	432,41
24	260,40	291,73	331,28	383,86	436,01

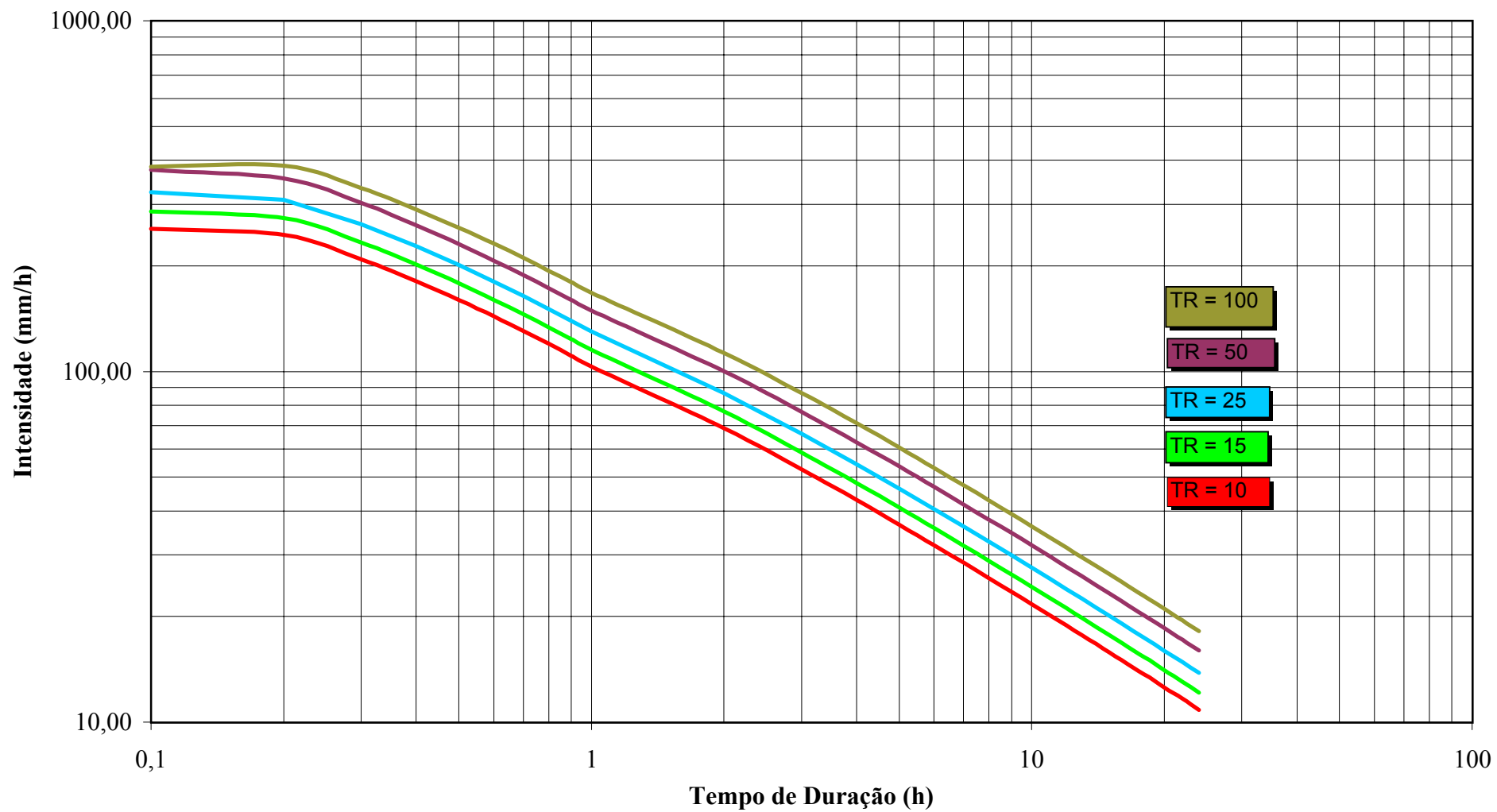
Estação Florianópolis

Tabela 2 - Alturas (h) e Intensidades (I) Pluviométricas para diversos tempos de duração										
Tempo de	TR = 10 anos		TR = 15 anos		TR = 25 anos		TR = 50 anos		TR = 100 anos	
Duração (h)	h (mm)	I (mm/h)	h (mm)	I (mm/h)	h (mm)	I (mm/h)	h (mm)	I (mm/h)	h (mm)	I (mm/h)
0,1	25,52	255,20	28,59	285,91	32,46	324,60	37,62	376,21	38,37	383,69
0,2	48,95	244,77	54,67	273,36	61,78	308,89	71,13	355,64	77,22	386,09
0,3	62,66	208,88	69,93	233,09	78,93	263,09	90,73	302,43	99,94	333,14
0,4	72,39	180,98	80,75	201,88	91,09	227,74	104,64	261,59	116,07	290,16
0,5	79,93	159,87	89,15	178,30	100,53	201,07	115,42	230,85	128,57	257,14
0,6	86,10	143,50	96,01	160,02	108,24	180,41	124,24	207,06	138,79	231,32
0,7	91,31	130,44	101,81	145,44	114,76	163,95	131,69	188,13	147,43	210,61
0,8	95,83	119,78	106,83	133,54	120,41	150,51	138,14	172,68	154,91	193,64
0,9	99,81	110,90	111,27	123,63	125,39	139,33	143,84	159,82	161,51	179,46
1	103,38	103,38	115,23	115,23	129,86	129,86	148,94	148,94	167,43	167,43
2	137,63	68,81	153,72	76,86	173,79	86,89	200,18	100,09	226,01	113,00
3	157,66	52,55	176,24	58,75	199,49	66,50	230,15	76,72	260,27	86,76
4	171,88	42,97	192,22	48,05	217,72	54,43	251,42	62,85	284,59	71,15
5	182,90	36,58	204,61	40,92	231,86	46,37	267,91	53,58	303,45	60,69
6	191,91	31,98	214,74	35,79	243,42	40,57	281,39	46,90	318,85	53,14
7	199,53	28,50	223,30	31,90	253,19	36,17	292,78	41,83	331,88	47,41
8	206,12	25,77	230,71	28,84	261,65	32,71	302,65	37,83	343,17	42,90
9	211,94	23,55	237,26	26,36	269,11	29,90	311,36	34,60	353,12	39,24
10	217,15	21,71	243,11	24,31	275,79	27,58	319,15	31,91	362,02	36,20
11	221,86	20,17	248,40	22,58	281,83	25,62	326,19	29,65	370,08	33,64
12	226,16	18,85	253,23	21,10	287,35	23,95	332,63	27,72	377,43	31,45
13	230,11	17,70	257,68	19,82	292,42	22,49	338,54	26,04	384,20	29,55
14	233,77	16,70	261,79	18,70	297,12	21,22	344,02	24,57	390,46	27,89
15	237,18	15,81	265,62	17,71	301,49	20,10	349,12	23,27	396,29	26,42
16	240,37	15,02	269,21	16,83	305,58	19,10	353,89	22,12	401,74	25,11
17	243,37	14,32	272,58	16,03	309,42	18,20	358,37	21,08	406,87	23,93
18	246,19	13,68	275,75	15,32	313,04	17,39	362,60	20,14	411,70	22,87
19	248,86	13,10	278,75	14,67	316,47	16,66	366,60	19,29	416,27	21,91
20	251,40	12,57	281,60	14,08	319,72	15,99	370,39	18,52	420,60	21,03
21	253,81	12,09	284,31	13,54	322,81	15,37	373,99	17,81	424,73	20,23
22	256,11	11,64	286,89	13,04	325,76	14,81	377,43	17,16	428,66	19,48
23	258,30	11,23	289,36	12,58	328,58	14,29	380,72	16,55	432,41	18,80
24	260,40	10,85	291,73	12,16	331,28	13,80	383,86	15,99	436,01	18,17

Altura Pluviométrica-Duração



Curvas de Intensidade - Duração - Freqüência



Estação Florianópolis (57 dados) - 12/95 = 490,4 mm

EMPRESA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA E DIFUSÃO DE TECNOLOGIA DE SANTA CATARINA S.A. - E P A G R I

GERENCIA DE RECURSOS NATURAIS - GRN

ESTACAO CLIMATOLÓGICA PRINCIPAL DE FLORIANÓPOLIS
 LATITUDE: 27.35
 ANO DE ABERTURA DA ESTACAO: 1911

FONTE DE DADOS: INMET
 ALTITUDE DA ESTACAO: 1.84 METROS ALT. DA CUBA DO BAROMETRO: ---

PRECIPITACAO TOTAL MENSAL (mm)

ANOS	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAIO	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OUT.	NOV.	DEZ.	SOMA	MEDIA
1911	264.60	193.70	147.50	157.70	66.70	33.20	66.20	26.40	109.10	213.20	124.40	188.70	1691.60	140.97
1912	92.80	168.50	165.10	151.00	16.80	345.10	101.20	93.90	118.00	87.40	83.40	179.00	1602.20	133.52
1913	75.20	162.00	367.00	109.90	67.70	30.70	24.70	38.60	291.50	227.40	194.20	201.70	1813.00	151.08
1914	380.60	159.00	115.50	438.00	14.10	78.00	37.10	62.50	59.90	138.20	106.70	102.00	1713.00	142.75
1915	103.70	49.70	265.70	128.00	110.10	115.70	34.40	49.00	70.90	124.20	244.90	151.60	1511.10	125.92
1916	107.70	272.20	197.40	36.40	73.70	36.30	49.60	153.30	116.50	106.00	145.60	35.10	1430.20	119.18
1917	201.50	129.90	157.70	292.90	114.90	179.40	59.20	36.70	40.30	69.40	167.80	112.80	1614.20	134.52
1918	56.00	103.00	107.50	440.10	78.20	115.70	112.30	23.10	50.80	15.10	145.20	102.70	1513.00	126.08
1919	71.70	279.30	223.30	151.00	173.30	205.00	176.50	513.60	96.60	148.00	56.00	191.90	2205.00	192.08
1920	108.90	247.50	77.10	126.20	119.20	85.80	102.60	91.00	261.80	150.40	90.20	269.50	1929.20	152.43
1921	322.70	126.10	271.70	229.20	111.20	32.60	20.00	65.60	50.10	30.40	131.60	165.00	1629.40	135.70
1922	103.30	147.10	176.60	155.00	111.60	57.30	16.30	51.20	53.90	177.30	246.00	121.70	1428.00	119.03
1923	252.60	56.00	276.60	35.70	303.00	107.30	30.00	61.90	83.30	295.30	117.50	121.10	1793.20	149.43
1924	421.70	433.70	53.50	282.20	166.70	84.90	158.50	34.90	141.50	29.00	66.00	92.00	1984.80	165.40
1925	307.70	70.40	204.50	209.20	125.10	167.60	37.10	156.70	83.50	138.50	163.90	68.60	1632.30	136.07
1926	44.10	16.20	460.10	124.90	153.30	140.50	52.70	228.00	132.40	135.90	46.50	147.40	1746.60	145.55
1927	321.50	193.40	100.00	62.50	108.70	70.50	67.50	84.50	50.40	176.20	52.20	43.90	1295.30	107.94
1928	308.50	192.30	84.10	51.00	71.60	32.80	29.10	123.60	11.00	*	150.90	163.30	1278.20	116.20
1929	109.20	106.20	162.30	120.80	97.70	131.20	132.40	74.90	246.20	55.20	343.30	176.60	1757.60	146.47
1930	94.90	241.50	176.70	78.60	207.30	35.70	10.30	29.90	136.80	197.00	113.50	118.10	1460.80	121.73
1931	139.40	230.50	162.00	176.30	156.70	24.60	46.60	31.70	151.40	195.50	107.00	31.70	1457.90	121.49
1932	189.10	338.20	56.70	115.00	76.60	25.80	107.70	77.40	111.70	137.40	62.40	116.70	1434.90	119.56
1933	81.30	73.70	142.40	87.90	16.20	147.30	56.10	173.90	97.80	328.00	59.60	123.90	1268.60	107.20
1934	222.20	141.20	130.30	288.30	42.50	171.80	46.20	201.50	150.90	57.40	90.40	73.00	1647.40	137.28
1935	171.10	193.30	110.20	291.90	178.90	51.30	27.50	207.20	58.50	173.90	165.50	117.30	1759.70	146.66
1936	232.30	103.90	191.10	113.60	68.60	184.30	37.60	25.30	46.70	85.10	95.30	71.70	1266.20	107.18
1937	75.40	162.00	143.10	73.90	111.10	48.70	31.40	45.40	153.90	78.20	354.50	120.90	1408.50	117.36
1938	346.40	290.20	34.80	212.60	112.40	19.00	66.20	178.90	31.30	170.40	87.50	136.60	1737.10	144.76
1939	443.30	168.70	190.70	68.00	217.50	57.00	61.10	61.70	71.40	52.40	122.60	91.70	1498.30	124.86
1940	192.00	186.70	111.60	161.00	70.40	75.90	80.50	61.20	115.70	42.60	146.70	55.10	1119.40	93.28
1941	159.20	179.10	84.20	90.90	74.90	116.40	139.00	101.40	135.80	105.60	56.30	74.60	1397.40	116.45
1942	293.20	80.90	146.10	272.20	100.80	55.80	34.00	52.30	19.00	57.60	134.70	35.00	1314.30	109.52
1943	126.20	241.70	164.60	200.20	22.00	50.70	49.50	20.50	157.00	113.70	31.50	129.80	1308.00	109.00
1944	122.20	169.10	126.60	35.60	119.30	111.40	159.90	118.90	20.20	116.50	76.90	139.70	1358.00	113.19
1945	144.60	116.30	172.70	19.40	69.00	44.60	36.70	61.10	117.70	134.40	130.20	69.10	1287.00	107.25
1946	130.30	263.70	89.00	93.10	203.30	0.00	109.60	155.00	91.80	152.90	16.60	63.90	1399.10	116.59
1947	270.50	162.30	217.10	109.80	27.50	209.60	28.40	63.30	66.50	46.80	66.40	79.40	1450.10	120.84
1948	247.60	137.20	272.60	136.50	33.00	47.50	22.70	93.90	92.80	163.10	40.20	117.40	1418.00	118.17
1949	357.10	166.00	30.10	30.70	26.50	50.40	28.10	9.10	66.30	128.10	64.70	98.50	1092.40	91.03
1950	307.20	31.70	73.40	19.00	190.30	72.40	50.60	10.60	38.30	206.30	118.60	185.10	1131.90	94.32
1951	67.70	62.10	29.20	18.00	113.00	5.60	61.30	51.60	55.90	154.20	67.20	207.70	912.50	76.05
1952	107.20	294.90	280.10	212.00	166.00	57.60	102.40	41.40	140.40	190.20	90.30	72.40	1752.90	146.07
1953	41.10	47.60	192.30	120.90	123.60	48.90	163.10	40.30	87.30	45.90	133.70	118.20	1125.90	93.99
1954	107.70	107.90	203.00	74.40	78.50	111.40	25.30	33.70	105.80	62.60	20.80	121.40	1205.00	107.92
1955	50.40	147.70	131.70	212.10	141.70	63.80	114.00	176.40	211.50	117.90	451.30	165.30	2189.60	179.13
1956	123.30	91.90	164.40	56.00	90.00	132.10	104.10	93.90	136.20	117.90	150.40	61.60	1365.60	113.80
1957	263.60	76.40	70.70	50.20	*	*	*	*	*	*	*	*	496.50	124.13

CONTINUACAO

ANOS	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAIO	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OUT.	NOV.	DEZ.	60HA	MEDIA
1951	*	*	*	*	*	*	47.10	22.30	236.70	154.00	122.40	137.60	720.10	120.02
1952	104.20	204.30	267.40	58.90	75.70	25.90	100.60	123.00	110.50	54.30	50.10	38.90	1213.20	101.15
1953	226.10	*	*	*	*	24.20	39.40	58.20	145.30	124.80	94.30	39.80	342.30	105.27
1954	28.60	43.20	70.40	79.10	88.00	68.00	61.20	25.90	70.50	176.80	36.00	87.60	816.20	68.02
1955	34.70	79.00	100.50	71.60	70.90	32.80	74.50	122.40	106.00	47.90	245.10	120.20	1161.60	96.80
1956	137.30	316.10	125.60	249.60	81.30	94.60	33.70	71.70	54.20	149.80	62.40	243.00	1617.70	134.51
1957	215.20	105.60	73.10	71.60	33.00	119.10	94.40	48.00	206.80	115.10	141.40	111.70	1411.30	117.65
1958	97.50	*	*	55.00	3.40	42.60	73.50	34.30	154.30	147.20	148.10	127.10	883.30	68.33
1959	157.90	102.50	163.10	145.60	68.90	181.40	33.70	73.80	43.10	65.40	219.00	169.80	1504.20	125.35
1960	207.50	244.80	201.00	73.20	101.00	122.50	103.20	135.70	86.80	81.50	56.00	128.00	1584.70	132.07
1961	104.60	192.80	298.80	140.10	97.60	100.20	55.30	64.00	199.20	76.50	70.50	24.20	1462.30	121.36
1962	152.70	296.40	111.90	80.90	26.50	110.30	90.50	236.90	123.60	111.90	120.20	192.20	1653.40	137.73
1963	149.60	134.00	103.70	130.90	105.90	109.20	168.20	202.40	94.10	73.00	96.00	210.00	1732.00	144.33
1964	121.10	221.50	273.60	28.00	75.90	114.90	98.20	40.00	65.20	85.60	119.60	64.00	1306.60	108.88
1965	193.70	147.50	187.90	36.70	63.20	66.20	36.40	109.10	213.20	134.40	188.70	161.30	1563.30	132.36
1966	160.50	165.10	151.00	16.60	645.10	101.20	93.90	118.00	27.40	83.40	179.00	250.10	1759.50	146.63
1967	162.50	487.80	107.90	67.70	30.70	24.90	36.10	271.50	227.40	194.20	201.70	175.20	1912.40	157.37
1968	159.00	115.50	408.00	14.10	76.60	57.90	62.50	59.90	138.30	166.70	102.90	232.70	1624.90	135.41
1969	49.70	265.70	188.00	113.10	115.70	34.40	49.00	70.90	124.20	244.90	151.60	110.20	1470.40	122.53
1970	272.20	197.40	86.40	73.70	36.30	49.20	153.30	116.50	106.00	145.80	65.10	212.00	1504.50	127.66
1971	129.90	157.70	272.20	114.90	179.40	59.20	66.70	40.00	69.40	167.80	112.30	134.30	1997.00	163.09
1972	103.60	137.30	440.10	76.60	115.70	112.30	23.10	50.60	15.10	145.20	182.90	78.40	1535.40	127.35
1973	279.30	236.30	151.00	198.30	205.00	176.50	513.60	96.60	146.00	56.00	191.90	365.50	2573.60	216.52
1974	247.50	77.10	138.30	129.20	95.30	192.60	91.00	261.80	160.40	90.60	269.50	138.00	1776.30	146.02
1975	226.10	271.70	229.20	111.30	32.60	20.00	65.60	50.10	83.40	131.30	185.00	64.50	1471.20	122.60
1976	147.10	176.60	155.00	111.30	57.60	16.00	51.20	53.90	177.30	246.00	121.90	129.50	1444.30	120.15
1977	252.60	384.30	193.60	96.00	150.90	31.60	49.30	114.70	53.30	188.40	47.70	189.00	1716.40	143.03
1978	125.70	85.90	190.40	92.00	103.90	49.70	4.40	9.70	135.60	104.90	43.30	68.00	1033.50	86.13
1979	165.60	141.30	125.50	121.70	164.70	37.30	68.00	39.60	328.10	73.40	79.30	135.30	1619.60	134.97
1980	271.40	233.60	134.20	195.40	64.70	79.00	175.20	117.70	149.50	180.60	149.30	146.50	1968.20	164.02
1981	204.10	109.20	77.90	14.30	103.30	34.40	12.60	122.10	58.10	196.50	549.70	183.10	1725.30	143.62
1982	243.30	138.10	240.00	36.40	200.20	65.50	143.60	122.60	34.60	36.10	135.30	27.80	1457.50	121.46
1983	140.10	206.10	136.30	122.90	103.00	69.30	135.60	12.70	329.40	123.60	23.20	182.00	1639.30	136.65
1984	123.10	432.70	237.20	130.60	225.20	61.80	117.00	16.30	18.40	109.40	134.10	247.90	1670.60	135.90
1985	307.40	253.20	226.90	36.40	5.70	187.30	53.20	59.00	109.20	142.10	106.60	563.30	2024.20	163.66
1986	219.40	244.20	239.50	49.70	146.60	149.00	108.90	99.60	214.90	103.40	62.10	163.70	1601.70	130.14
1987	427.30	227.60	30.00	109.30	46.70	38.20	*	*	*	*	*	*	1097.00	102.33
MEDIA	169.01	190.49	170.45	109.55	106.65	61.62	62.06	74.69	109.52	124.29	129.51	135.26	16640.51	126.70

EMPRESA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA E DIFUSÃO DE TECNOLOGIA DE SANTA CATARINA S.A. - E P A G R I

GERÊNCIA DE RECURSOS NATURAIS - GRN

ESTACAO CLIMATOLOGICA PRINCIPAL DE FLORIANOPOLIS FONTE DE DADOS : INMET
 LATITUDE: 27,03' LONGITUDE: 48,34' ALTITUDE DA ESTACAO: 1,84 METROS ALT. DA CUBA DO BAROMETRO: ---
 ANO DE ABERTURA DA ESTACAO: 1911

PRECIPITACAO MAXIMA EM 24 HORAS (mm)

ANOS	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAIO	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OUT.	NOV.	DEZ.	Mx. Abs.
1920	59,00	29,00	30,30	52,30	69,10	39,10	9,10	21,30	41,30	32,00	26,30	28,00	69,30
1921	20,40	22,00	37,10	28,00	53,00	30,00	19,20	8,40	28,20	19,50	35,00	28,00	53,00
1925	67,70	12,00	93,30	36,00	97,00	41,50	12,00	37,20	19,60	29,80	49,30	24,60	97,00
1926	95,00	192,00	23,50	101,20	76,10	21,00	33,40	18,00	51,50	9,10	31,60	23,00	192,00
1927	120,00	25,00	40,00	96,50	85,00	31,00	13,00	25,60	49,20	28,00	43,30	15,90	120,00
1928	14,00	22,30	236,40	83,00	46,00	27,00	22,70	34,20	41,20	25,10	12,40	24,60	236,40
1929	96,60	51,00	33,40	22,20	54,00	59,00	18,20	19,70	12,60	20,50	20,50	19,60	96,60
1930	18,60	17,80	35,90	14,70	34,20	21,00	7,60	19,60	3,80	*	38,90	54,20	54,20
1931	26,50	43,50	32,50	33,20	21,60	37,10	24,30	14,20	59,20	21,10	130,00	33,40	130,00
1932	30,40	66,00	37,50	19,00	22,20	16,60	8,30	37,20	51,00	20,10	19,80	33,00	37,50
1933	54,00	61,00	40,00	27,40	37,20	18,60	25,40	9,60	64,00	72,50	23,20	6,60	72,50
1934	33,60	113,00	27,00	35,40	24,10	9,70	33,70	31,60	21,80	42,70	15,60	38,50	113,00
1935	36,10	20,00	47,50	19,90	14,40	72,70	23,30	39,00	52,90	45,60	27,00	40,20	72,70
1936	54,40	62,40	35,90	207,70	10,70	73,00	17,70	63,50	44,50	20,40	17,50	42,30	207,70
1937	75,60	38,00	25,70	70,40	57,70	16,30	19,00	69,80	17,00	72,70	47,40	44,70	95,60
1938	40,50	40,50	40,00	13,10	21,40	43,00	22,70	20,60	16,90	25,70	47,90	47,00	47,00
1939	20,40	42,50	43,00	22,10	14,60	26,70	9,70	26,30	51,30	23,40	24,60	22,90	24,60
1940	130,20	79,20	31,10	70,00	68,10	5,40	27,10	55,20	12,90	48,50	36,90	31,80	130,20
1941	110,60	40,10	21,20	17,80	72,60	27,00	36,60	19,50	17,70	21,50	37,90	90,00	110,60
1942	40,50	30,70	42,00	21,30	40,60	45,10	30,60	19,10	52,00	30,10	51,70	18,80	52,00
1943	54,60	46,30	15,30	35,40	*	*	84,50	67,00	33,60	17,50	16,70	15,40	67,00
1944	*	*	*	*	*	0,00	29,30	*	42,60	42,40	6,00	23,70	42,60
1949	76,00	60,00	35,50	43,00	25,00	57,20	8,40	17,60	31,20	11,10	29,40	18,40	75,80
1950	71,60	32,20	30,70	*	23,00	13,60	20,30	22,30	*	*	*	*	71,60
1954	28,70	69,30	42,30	39,70	*	*	*	*	*	*	*	*	39,70
1955	17,50	18,00	52,20	22,60	49,10	23,00	39,30	16,40	40,70	12,40	50,60	24,40	52,20
1956	50,00	51,30	59,00	23,90	29,50	42,40	24,50	10,20	18,40	30,00	6,90	37,00	59,30
1957	15,40	34,70	40,70	100,10	53,00	33,00	22,10	32,60	47,60	45,00	206,10	74,20	206,10
1958	38,20	32,00	45,20	35,00	14,60	51,20	52,30	34,00	52,80	29,80	29,60	11,50	52,30
1959	75,00	24,10	15,00	41,50	*	*	*	*	*	*	*	*	75,00
1961	*	*	*	*	*	*	31,10	7,60	60,20	50,30	24,60	26,30	60,20
1962	30,20	37,00	39,00	19,60	33,00	26,60	29,70	10,40	46,20	28,20	22,40	11,10	30,00
1963	122,00	*	*	*	*	9,60	11,50	15,80	33,60	21,30	30,50	10,30	122,00
1964	16,00	16,00	42,20	17,20	43,20	31,70	14,60	5,70	17,40	21,20	12,90	29,00	42,20
1965	16,60	24,40	38,20	19,60	32,70	19,90	18,60	45,60	24,30	15,00	75,80	52,00	75,80
1966	33,00	51,70	32,00	59,70	22,90	26,00	21,70	52,70	15,20	24,00	11,30	37,40	37,40
1967	43,00	49,10	30,00	20,00	7,20	30,40	33,00	23,00	28,20	34,20	32,70	75,60	75,60
1968	27,00	*	*	21,20	1,70	28,00	24,60	11,60	33,30	42,40	45,20	35,70	45,20
1969	38,00	20,70	22,00	16,70	26,00	54,60	13,30	26,20	17,00	23,00	54,90	103,00	103,00
1970	49,60	45,10	23,00	17,30	33,00	49,10	34,70	65,20	21,60	17,20	20,20	47,90	78,50
1971	47,30	42,00	46,40	72,00	67,20	25,50	33,90	16,80	56,00	22,80	33,20	7,20	72,00
1972	50,00	58,10	18,30	37,70	9,50	22,50	19,10	100,90	37,10	33,60	37,10	67,40	100,90
1973	60,00	41,60	50,70	44,00	56,90	33,00	241,70	45,80	17,30	23,10	44,70	33,20	241,70
1974	79,30	66,20	70,10	14,90	39,10	27,40	27,40	37,10	14,60	33,60	41,40	37,30	66,20
1975	119,50	37,40	40,20	36,10	50,40	15,80	23,30	23,10	37,80	36,80	26,30	46,30	119,50
1976	67,70	54,50	48,20	7,30	167,40	25,20	17,10	30,10	33,60	13,20	49,40	31,30	167,40
1977	34,40	100,40	25,50	15,60	9,40	11,40	11,70	162,90	123,00	50,80	75,90	44,20	162,90

CONTINUAÇÃO

ANOS	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAIO	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OUT.	NOV.	DEZ.	Mx. Abs.
1970	45,00	129,70	107,10	13,70	33,00	22,00	26,10	17,20	45,90	50,00	40,30	74,90	187,10
1977	10,40	190,30	29,70	25,00	47,50	13,00	16,30	57,10	62,90	55,10	36,70	52,00	170,30
1980	87,00	72,90	17,00	38,00	24,50	31,00	89,40	32,70	20,80	17,90	20,30	53,40	29,40
1981	87,00	53,20	131,90	33,40	135,00	23,00	23,50	22,50	19,10	38,50	25,80	47,20	138,00
1982	18,40	39,60	109,10	16,20	33,80	31,00	8,40	11,30	5,00	30,60	47,00	22,20	109,10
1983	73,60	71,10	27,20	34,40	38,00	63,90	64,20	36,30	56,50	16,50	89,60	144,00	144,00
1984	38,30	10,20	45,20	28,10	53,70	32,30	38,40	75,10	47,00	27,00	85,60	36,60	35,80
1985	78,60	77,20	67,00	19,00	25,50	14,20	28,00	13,90	*	*	*	*	77,20
1986	56,20	52,30	27,40	33,10	33,40	7,90	13,40	22,20	69,40	160,70	60,80	26,40	160,70
1987	60,70	143,10	41,50	20,00	34,50	25,60	14,60	42,60	22,10	51,50	11,40	86,00	143,00
1988	22,10	36,40	95,00	27,20	22,00	23,20	2,40	3,70	46,10	34,40	23,50	25,50	95,00
1989	94,40	51,00	31,00	35,00	55,30	24,10	22,00	21,20	89,00	17,40	22,90	32,00	74,40
1990	40,10	39,60	39,40	22,20	46,00	17,60	62,50	27,80	45,70	50,00	52,70	69,60	99,60
1991	69,80	30,50	28,00	15,00	63,10	36,60	9,40	20,10	7,10	79,10	404,00	27,10	404,00
1992	04,00	47,30	56,00	13,00	36,10	28,30	37,00	32,40	18,50	3,60	34,00	2,60	84,20
1993	40,10	54,50	32,00	22,10	43,06	26,90	75,70	7,00	49,70	35,10	8,00	33,60	75,70
1994	30,20	227,40	70,20	43,90	116,00	18,90	27,60	12,40	5,50	24,70	52,60	67,20	227,40
1995	64,20	36,00	66,90	15,90	3,00	14,50	24,70	39,50	30,00	22,90	46,60	206,60	206,60
1996	35,60	71,00	31,50	11,00	135,20	65,60	52,40	40,90	33,00	20,60	12,90	41,60	135,20
1997	97,20	50,80	20,70	49,40	13,00	11,90	*	*	*	*	*	*	97,20
Mx. Abs.	136,10	227,40	236,40	207,90	135,10	79,90	241,90	103,90	123,00	160,70	404,20	206,60	404,60

EMPRESA DE PESQUISA AGROPECUARIA E DIFUSAO DE TECNOLOGIA DE SANTA CATARINA S.A - E P A G R I

GERENCIA DE RECURSOS NATURAIS - GRN

ESTADAO CLIMATOLÓGICA PRINCIPAL DE : FLORIANÓPOLIS FONTE DE DADOS : INMET
 LATITUDE: 27.05' LONGITUDE: 49.04' ALTITUDE DA ESTACAO: 1.04 METROS ALT. DA CUBA DO BAROMETRO: ---
 AAO DE ABERTURA DA ESTACAO 1911

DIAS DE CHUVA MENSAL (No.)

ANOS	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAIO	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OUT.	NOV.	DEZ.	SOMA	MEDIA
1902	13.00	20.00	18.00	17.00	13.00	7.00	3.00	14.00	11.00	15.00	17.00	18.00	164.00	13.67
1903	14.00	18.00	14.00	21.00	18.00	5.00	6.00	6.00	13.00	16.00	15.00	15.00	161.00	13.42
1904	20.00	21.00	12.00	12.00	8.00	8.00	13.00	12.00	16.00	18.00	17.00	14.00	171.00	14.25
1905	18.00	14.00	18.00	14.00	3.00	11.00	10.00	12.00	16.00	19.00	10.00	21.00	164.00	13.67
1906	18.00	18.00	17.00	14.00	16.00	15.00	9.00	12.00	14.00	15.00	14.00	16.00	173.00	14.42
1907	16.00	16.00	18.00	17.00	13.00	10.00	7.00	13.00	11.00	16.00	18.00	15.00	170.00	14.17
1908	22.00	19.00	18.00	21.00	14.00	12.00	16.00	8.00	12.00	18.00	15.00	14.00	195.00	16.25
1909	16.00	18.00	18.00	18.00	16.00	13.00	14.00	2.00	16.00	13.00	19.00	22.00	183.00	15.25
1910	18.00	18.00	16.00	18.00	12.00	8.00	5.00	14.00	6.00	16.00	17.00	13.00	160.00	13.33
1911	18.00	15.00	22.00	9.00	14.00	13.00	7.00	9.00	15.00	12.00	15.00	17.00	166.00	13.83
1912	11.00	20.00	13.00	13.00	8.00	9.00	11.00	7.00	12.00	8.00	16.00	12.00	145.00	12.08
1913	9.00	14.00	19.00	10.00	11.00	9.00	16.00	12.00	15.00	19.00	13.00	15.00	172.00	14.33
1918	*	*	*	*	*	0.00	13.00	*	10.00	12.00	11.00	8.00	54.00	9.00
1919	21.00	14.00	16.00	15.00	7.00	14.00	7.00	12.00	10.00	16.00	10.00	14.00	156.00	13.00
1920	14.00	18.00	19.00	*	9.00	12.00	2.00	11.00	*	*	*	*	89.00	12.71
1924	14.00	17.00	19.00	15.00	*	*	*	*	*	*	*	*	65.00	16.25
1925	12.00	15.00	10.00	15.00	9.00	5.00	14.00	10.00	14.00	7.00	11.00	10.00	141.00	11.75
1926	17.00	15.00	18.00	14.00	10.00	12.00	8.00	10.00	14.00	14.00	10.00	14.00	157.00	13.08
1927	15.00	14.00	22.00	19.00	14.00	11.00	17.00	14.00	13.00	13.00	17.00	15.00	182.00	15.17
1928	11.00	14.00	14.00	10.00	12.00	10.00	8.00	10.00	15.00	12.00	13.00	15.00	144.00	12.00
1929	17.00	17.00	15.00	12.00	*	*	*	*	*	*	*	*	61.00	15.25
1931	*	*	*	*	*	*	5.00	8.00	20.00	16.00	16.00	20.00	35.00	14.17
1932	18.00	15.00	18.00	9.00	9.00	5.00	13.00	20.00	13.00	11.00	10.00	11.00	152.00	12.67
1933	18.00	*	*	*	*	3.00	10.00	11.00	11.00	17.00	15.00	11.00	96.00	12.00
1934	12.00	10.00	8.00	10.00	6.00	10.00	9.00	12.00	9.00	15.00	6.00	12.00	129.00	10.75
1935	11.00	16.00	13.00	10.00	7.00	5.00	7.00	10.00	16.00	9.00	13.00	19.00	142.00	11.83
1936	19.00	22.00	15.00	19.00	12.00	9.00	6.00	9.00	11.00	17.00	18.00	19.00	176.00	14.67
1937	18.00	16.00	16.00	8.00	8.00	11.00	9.00	9.00	21.00	15.00	16.00	13.00	160.00	13.33
1938	12.00	*	*	7.00	3.00	0.00	13.00	9.00	7.00	17.00	14.00	13.00	105.00	10.50
1939	15.00	14.00	17.00	13.00	10.00	11.00	7.00	11.00	12.00	11.00	15.00	10.00	146.00	12.17
1940	18.00	19.00	16.00	7.00	16.00	15.00	13.00	3.00	12.00	21.00	17.00	17.00	179.00	14.92
1941	14.00	19.00	20.00	10.00	7.00	12.00	12.00	11.00	15.00	14.00	11.00	8.00	133.00	12.75
1942	15.00	16.00	13.00	6.00	9.00	10.00	10.00	7.00	17.00	14.00	14.00	17.00	150.00	12.50
1943	10.00	14.00	12.00	13.00	12.00	10.00	6.00	12.00	20.00	14.00	16.00	17.00	161.00	13.42
1944	12.00	15.00	17.00	4.00	6.00	11.00	8.00	3.00	8.00	7.00	11.00	10.00	112.00	9.33
1945	14.00	16.00	13.00	12.00	12.00	13.00	5.00	11.00	17.00	14.00	16.00	15.00	154.00	12.83
1946	20.00	17.00	14.00	4.00	18.00	9.00	15.00	7.00	7.00	16.00	14.00	17.00	156.00	13.00
1947	16.00	11.00	14.00	12.00	9.00	7.00	7.00	13.00	13.00	19.00	21.00	18.00	160.00	13.33
1948	10.00	18.00	13.00	4.00	6.00	10.00	11.00	12.00	13.00	9.00	17.00	16.00	145.00	12.08
1949	12.00	14.00	16.00	21.00	11.00	8.00	10.00	11.00	14.00	17.00	17.00	17.00	172.00	14.33
1950	16.00	15.00	17.00	3.00	9.00	8.00	11.00	11.00	15.00	16.00	12.00	21.00	160.00	13.33
1951	21.00	15.00	15.00	13.00	8.00	7.00	14.00	10.00	11.00	15.00	18.00	19.00	162.00	13.50
1952	16.00	17.00	21.00	15.00	11.00	13.00	10.00	9.00	10.00	12.00	17.00	14.00	165.00	13.75
1953	17.00	17.00	13.00	16.00	20.00	12.00	21.00	10.00	16.00	13.00	18.00	19.00	195.00	16.25
1954	17.00	11.00	16.00	14.00	9.00	11.00	14.00	18.00	12.00	12.00	17.00	20.00	171.00	14.25
1955	13.00	19.00	11.00	18.00	6.00	10.00	14.00	10.00	*	*	*	*	104.00	13.00
1956	14.00	15.00	20.00	12.00	7.00	3.00	11.00	9.00	17.00	12.00	15.00	16.00	155.00	12.92

CONTINUACION

AÑO	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DEZ.	SUMA	MEDIA
1967	19.00	16.00	9.00	12.00	15.00	10.00	9.00	14.00	13.00	19.00	10.00	12.00	150.00	13.17
1968	18.00	19.00	10.00	13.00	18.00	7.00	6.00	6.00	14.00	14.00	10.00	19.00	156.00	13.00
1969	20.00	15.00	17.00	15.00	10.00	9.00	7.00	9.00	15.00	12.00	11.00	19.00	164.00	13.67
1970	24.00	14.00	19.00	19.00	6.00	11.00	13.00	13.00	19.00	17.00	19.00	5.00	179.00	14.92
1971	14.00	14.00	16.00	9.00	7.00	10.00	4.00	16.00	10.00	15.00	10.00	15.00	143.00	11.92
1972	17.00	14.00	16.00	8.00	14.00	8.00	19.00	16.00	14.00	13.00	15.00	11.00	164.00	13.67
1973	21.00	22.00	17.00	15.00	9.00	10.00	14.00	6.00	18.00	10.00	9.00	22.00	173.00	14.42
1974	17.00	22.00	17.00	14.00	13.00	10.00	10.00	2.00	6.00	17.00	15.00	17.00	162.00	13.50
1975	22.00	22.00	11.00	5.00	3.00	11.00	10.00	11.00	13.00	15.00	17.00	11.00	151.00	12.58
1976	23.00	22.00	24.00	12.00	3.00	13.00	12.00	9.00	17.00	15.00	16.00	20.00	186.00	15.50
1977	26.00	18.00	11.00	11.00	12.00	6.00	*	*	*	*	*	*	81.00	13.50
SUMA	704.00	669.00	657.00	676.00	547.00	540.00	563.00	565.00	713.00	761.00	764.00	806.00	8635.00	
MEDIA	16.68	16.46	16.07	12.89	10.32	9.32	10.14	10.46	13.42	14.36	14.42	15.11		13.35

**Epagri**

Empresa de Pesquisa
Agropecuária e Extensão
Rural de Santa Catarina S.A.

DECLARAÇÃO DE OCORRÊNCIA DE FENÔMENOS METEOROLÓGICOS

Declaramos para os devidos fins que a Estação Agrometeorológica Automática da **EMPRESA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA E EXTENSÃO RURAL DE SANTA CATARINA S.A. - EPAGRI**, localizada no Centro de Treinamento da EPAGRI - CETRE, no bairro Itacorubi em Florianópolis-SC, registrou no mês de dezembro de 1995 os seguintes índices pluviométricos:

do dia 01 ao dia 23/12/95 às 09:00 horas = 7.2mm
das 09:00 horas do dia 23 às 09:00 horas do dia 24/12/95 = 490.4mm
das 09:00 horas do dia 24 às 09:00 horas do dia 25/12/95 = 104.1mm
das 09:00 horas do dia 25 às 09:00 horas do dia 26/12/95 = 0.7mm
das 09:00 horas do dia 26 às 09:00 horas do dia 27/12/95 = 6.3mm
das 09:00 horas do dia 27 às 09:00 horas do dia 28/12/95 = 72.2mm
das 09:00 horas do dia 28 às 09:00 horas do dia 29/12/95 = 90.5mm
das 09:00 horas do dia 30 às 09:00 horas do dia 31/12/95 = 0.2mm

TOTAL GERAL: = 764.4mm

OBS.: As chuvas registradas no período das 09 horas do dia 23/12/95 às 09:00 horas do dia 24/12/95, 24 horas, (490.4mm), foram consideradas récores em relação à chuva ocorrida entre 14 e 15/11/91, registrada pela estação do INMET em São José-SC, que totalizou 404.8mm.

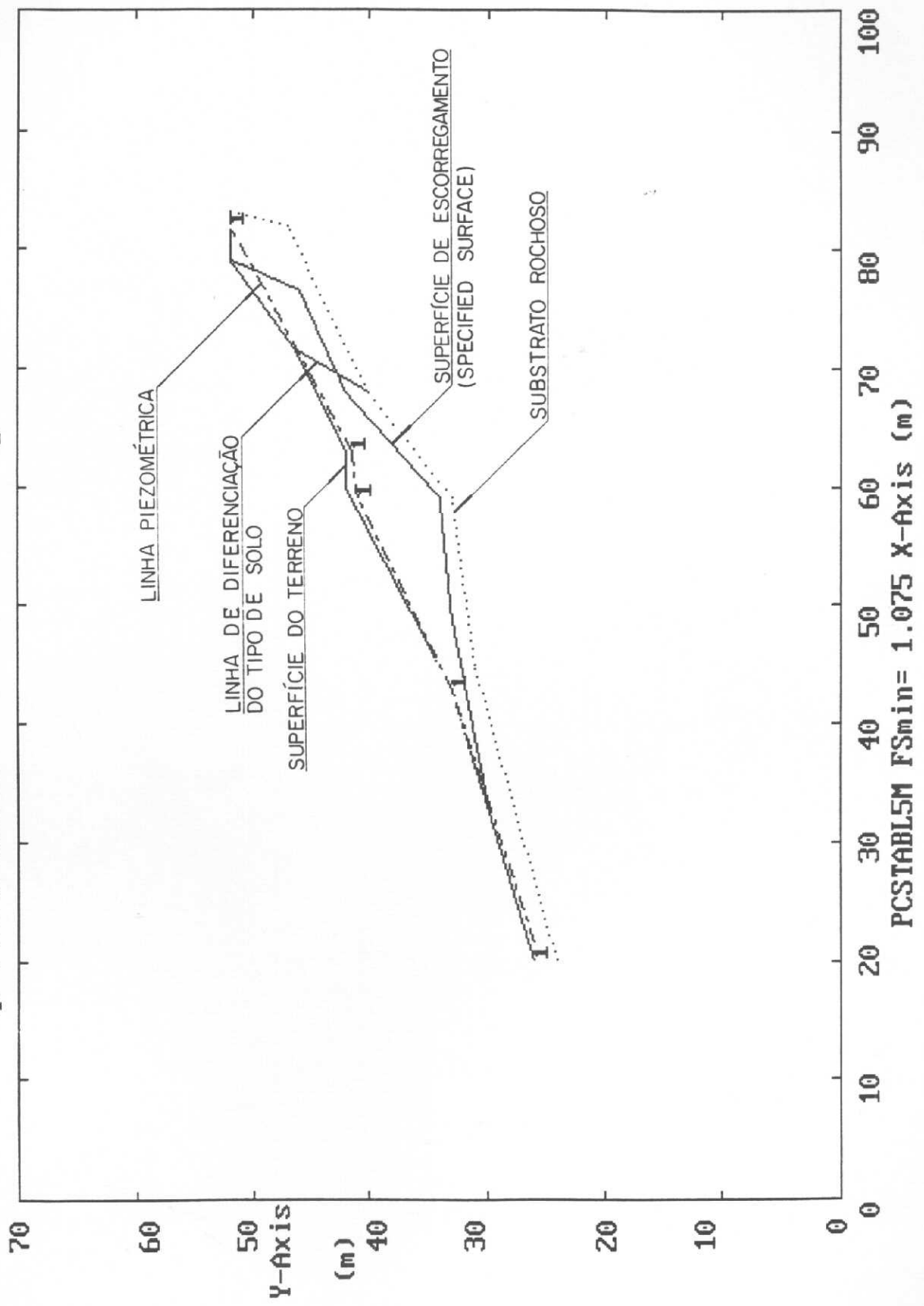
Florianópolis, 09 de janeiro de 1996.

.....
MARIA DE LOURDES MELLO
 EPAGRI/GERÊNCIA DE RECURSOS NATURAIS
 BANCO DE DADOS METEOROLÓGICOS

ANEXO B

Neste ANEXO estão apresentadas as convenções elucidativas do contorno geotécnico das seções utilizadas no Programa PC STABL 5M.

Retroanálise do Escorregamento
Specified Surface. C:JGFIG12.PLT By: Huri



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMARAL, C. e PALMEIRO, F. (1997) - *Correlação entre Geologia e Escorregamentos nas Encostas do Rio de Janeiro a partir de Tratamento de Banco de Dados, Análise via Autocad - SIG e Mapeamento de Detalhe*. In: 2^o SIMPÓSIO PAN-AMERICANO DE ESCORREGAMENTOS DE TERRA e 2^a CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - II PSL/COBRAE (nov:1997:Rio de Janeiro). **Anais**. vol.1, Rio de Janeiro, ABMS. p.201-207.
- BACK, A. J. (1995) - **Precipitações extremas para o Estado de Santa Catarina**. Florianópolis: EPAGRI, Documentos, nº 154.
- BADILLO, E. J. & RODRIGUEZ, A. R. (1980) - **Mecânica de Suelos** - Tomo II. 1^a edição. México: Editora LINUSA.
- BADILLO, E. J. & RODRIGUEZ, A. R. (1980) - **Mecânica de Suelos** - Tomo III. 1^a edição. México: Editora LINUSA.
- BARATA, F. E. (1984) - **Propriedades Mecânicas dos Solos. Uma Introdução ao Projeto de Fundações**. Rio de Janeiro, LCT Editora S.A.. Cap. 2: Resistência ao Cisalhamento.
- BORGES FERREIRA, J. (1980) - **Dicionário de Geociências**. Ouro Preto, MG: Edição Fundação Gorceix.
- BROMHEAD, E. N. (1986) - **The Stability of Slopes**. Surrey University Press. New York: Chapman and Hall.
- CACHAPUZ, Francisco G. M. (1977) - *Estabelecimento de Parâmetros Geotécnicos para Análise de Estabilidade de Taludes de Corte a Serem Executados em Terrenos Virgens*. In: II CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1977 : São Paulo) **Anais**. São Paulo, ABGE, p. 157-172.
- CARUSO Jr., F. (1993) - **Mapa Geológico da Ilha de Santa Catarina**. Porto Alegre: Centro de Geologia Costeira e Oceânica da UFRGS. Notas Técnicas nº 06.

- CARVALHO, C. S.; WOLLE, C. M. (1987) - *Considerações sobre o Fluxo d'água em Taludes de Solos Insaturados*. In: V CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. (out:1987:São Paulo). **Anais**. vol. II. São Paulo, ABGE. p.121-133.
- COITINHO, J. B. L.; FERNANDES, E. e ISSLER, R. S. (1981) - **Contribuição à Geologia da Folha S6 22-2-D**: Relatório da Operação 8017/81. Florianópolis: Relatório Interno RADAMBRASIL, 430-6, 35 p.
- COLLISON, A. J. C.; ANDERSON, M. G.; LLOYD, D. M. (1995) - *Impact of Vegetation on Slope Stability in a Humid Tropical Environment: A Modelling Approach*. **Proc. Instn. Civ. Engrs. Wat., Marit. & Energy**. Vol. 112, June, p. 168-175.
- COMISSÃO MUNICIPAL DE DEFESA CIVIL - COMDEC (1995) - **Histórico das Ações Desenvolvidas pela Prefeitura Municipal nas Áreas de Risco em Encostas de Florianópolis**. Relatório Interno. Florianópolis.
- DAVISON DIAS, R. e MILITITSKY, J. (1994) - *Metodologia de Classificação de Perfis e Unidades Geotécnicas desenvolvida na UFRGS*. **Revista Solos e Rochas**. Vol. 2.
- DAVISON DIAS, R.; GEHLING, W. Y. Y.; GOLBERT, R. (1985) - *Utilization of a new methodology for the study of the foundations soils of transmission lines*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS (1. : 1985 : Brasília). **Proceedings...** São Paulo: ABMS, v. 2, p. 75-85.
- DYMINSKI, A. S.; BUENO, E. M. R.; KAEFER, L. F. (1996) – *Desenvolvimento de Programa Computacional com Interface Gráfica para Análise de Estabilidade de Taludes Pregados*. In: SIMPÓSIO DE INFORMÁTICA EM GEOTECNIA - INFOGEO (2. : 1996 : São Paulo) **Anais**. São Paulo: ABMS/NRSP, Vol. 1, p. 45-52.
- FARIAS, M. M.; SOARES, A. P. A. L.; PEREIRA, J. H. F. (1997) - *A Critical Analysis of the Extension of Bishop's and Fellenius' methods to Non Circular Slip Surfaces*. In: 2^o SIMPÓSIO PAN-AMERICANO DE ESCORREGAMENTOS DE TERRA e 2^a CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - II PSL/COBRAE (2. : 1997 : Rio de Janeiro). **Anais**. Rio de Janeiro, ABMS, Vol.1, p. 329-337.

- FARIAS, M. M.; SOARES, A. P. A. L.; SOUZA, N. R. (1996) - *Aplicação do Fator de Correção de Janbu ao Método de Fellenius*. In: SIMPÓSIO DE INFORMÁTICA EM GEOTECNIA - INFOGEO (2. : 1996 : São Paulo) **Anais**. São Paulo: ABMS/NRSP, Vol. 1, p. 35-51.
- FREDLUND, D. G. e RAHARDJO, H. (1993) - **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. New York: John Wiley & Sons.
- FREDLUND, D. G.; MORGNSTERN, N. E.; WIDGER, R. A. (1978) - *The Strength of Unsaturated Soils*. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, p. 313-321.
- GARCIA, L. A. V. de & BRAGA Jr., B. P. F. (1997) - **Método Conjugado - Combinação dos Métodos Estatístico e Determinístico para a Determinação de Valores Máximos de Variáveis Hidrológicas**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, BT/PHD/35. EPUSP, São Paulo.
- GERSCOVICH, D. M. S.; VARGAS, Jr., E. A.; CAMPOS, T. M. P. de (1997) - *Modelagem Tridimensional do Regime de Fluxo de um Talude na cidade do Rio de Janeiro, Brasil*. In: 3^o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS - ÑSAT'97. (abril:1997:Rio de Janeiro). **Anais**. vol.1. Rio de Janeiro, Freitas Bastos Editora. p.281-293.
- GIACHETI, H. L.; QUEIROZ, R. C. (1997) - *Retroanálise de Rupturas de Taludes em Solo Residual Não Saturados*. In: 3^o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS - ÑSAT'97. (abril:1997:Rio de Janeiro). **Anais**. vol.1. Rio de Janeiro, Freitas Bastos Editora. p.99-104.
- GUERRA, A. T. (1987) - **Dicionário Geológico - Geomorfológico**. Rio de Janeiro: Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE.
- GUIDICINI, G. e IWASA, O. Y. (1976) - **Ensaio de Correlação entre Pluviosidade e Escorregamentos em Meio Tropical Úmido**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT. Publicação n^o 1080. São Paulo.
- GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M. (1983) - **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. 2^a ed. São Paulo: Edgard Blücher Ltda.
- HAYASHI, H. e TANG, W. H. (1994) - *Probabilistic Evaluation on Progressive Failure in Cut Slopes*. **Structural Safety**. Vol. 14, p. 31-46.
- HERRMANN, M. L. de P.; MEDONÇA, M.; CAMPOS, N. J. de. (1993) - *São José: Avaliação das Enchentes e Deslizamentos Ocorridos em Novembro de 1991 e Fevereiro de 1994*. **Rev. Geosul**, Florianópolis: Editora da UFSC. N^o16, ano VIII, p.46-78.

- HERRMANN, Maria Lúcia de Paula (1997) - **Levantamento dos Desastres Naturais Causados pelas Adversidades Climáticas no Estado de Santa Catarina - Período 1980 a 1995**. Tese de Doutorado em andamento junto ao Curso de Pós-Graduação em Geografia - UFSC. Florianópolis.
- HOEK, Evert (1970) - **Estimando a Estabilidade de Taludes Escavados em Minas a Céu Aberto**. São Paulo: Tradução nº 4 da ABGE.
- HOUSTON, S. L.; WALSH, K. D.; HOUSTON, W. N. (1997) - *Shear Strength Contribution of Soil Suction in Cemented Soil*. In: 3^o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS - ÑSAT'97. (abril : 1997 : Rio de Janeiro). **Anais**. vol.1. Rio de Janeiro, Freitas Bastos Editora. p.25-34.
- JANBU, N. (1973) - *Slope Stability Computations*. In: EMBANKMENT-DAM ENGINEERING - Casagrande Memorial Volume, eds. Hirschfield & Poulos. New York, John Wiley & Sons, p. 47-86.
- KANJI, M. A.; INFANTI Jr., N.; PINCA, R. L.; REZENDE, M. A. (1976) - *Um Exemplo de Aplicação de Ábacos de Projeto no Estudo da Estabilidade de Taludes Viários*. In: I^o CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1976 : Rio de Janeiro) **Anais**. Rio de Janeiro, ABGE, p. 281-292.
- LACERDA, W. A. e SANDRONI, S. (1985) – **Aspectos Geotécnicos de Encostas**. Clube de Engenharia, Mesa Redonda, tema 3, 19 p.
- LACERDA, Willy A. (1997) – *Stability of Natural Slopes along the Tropical Coast of Brazil*. In: Proceedings of the International Symposium on Recent Developments in Soil and Paviment Mechanics (1. : Rio de Janeiro : 1997) **Anais**. A. A. Balkema: Rotterdam, p. 17-39.
- LACERDA, Willy A. e SCHILLING, G. H. (1992) – *Rain Induced Creep-Rupture of Soberbo Road Landslide*. In: Proceedings of the Sixth International Symposium: LANDSLIDES – GLISSEMENTS DE TERRAIN (1. : Christchurch : 1992) **Anais**. A. A. Balkema: Rotterdam, p. 145-152.
- LEINZ, V.; LEONARDOS, O. H. (1971) - **Glossário Geológico**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo. Companhia Editora Nacional.
- LIM, T. T.; RAHARDJO, H.; CHANG, M. F.; FREDLUND, D. G. (1996) - *Effect of Rainfall on Matric Suctions in a Residual Soil Slope*. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá: vol. 33, p. 618-628.

- LINS, P. G. C. e CELESTINO, T. B. (1996) - *Considerações sobre a Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método dos Elementos Finitos*. In: SIMPÓSIO DE INFORMÁTICA EM GEOTECNIA - INFOGEO (2. : 1996 : São Paulo) **Anais**. São Paulo: ABMS/NRSP, Vol. 1, p. 27-33.
- LOPES, J. A. (1997) - *The role of Landslides in the Landslide: Theoretical and Practical Aspects*. In: 2^o SIMPÓSIO PAN-AMERICANO DE ESCORREGAMENTOS DE TERRA e 2^a CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - II PSL/COBRAE (nov : 1997 : Rio de Janeiro). **Anais**. vol.1, Rio de Janeiro, ABMS. p.91-100.
- LUMB, P. (1975) - *Slope Failure in Hong Kong*. **Quarterly Journal of Engineering Geological**, vol. 8, p. 31-65.
- MAGALHÃES, Jadilson A. C. (1990) - **Escorregamento de Base em um Talude de Solo Residual de Rocha Metamórfica Granulítica**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS.
- MONTEIRO, Maurici Amantino (1992) - **Avaliação das Condições Atmosféricas de Florianópolis para Controle da Qualidade do Ar**. Trabalho de Conclusão do Curso de Geografia. Florianópolis.
- MOREIRA, J. E. (1974) - **Estabilidade de Taludes de Solos Residuais de Granito e Gnaisse**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.
- MORGENSTERN, N. R. e MATOS, M. M. (1975) - **Stability of Slopes in Residual Soils**. In: PROC. 5TH CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Buenos Aires, vol. 3, p. 367-383.
- MOSTYN, G. R. e SMALL, J. C. (1987) - **Methods of Stability Analysis**. In: PROCEEDINGS OF EXTENSION COURSE ON SOIL SLOPE INSTABILITY AND STABILIZATION (Sidney : 1987) Rotterdam: Balkema, p. 71-120.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1995) - **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo: Vilibor.
- NOGAMI, J. S. et al. (1985) – *Characterization, identification and classification of tropical soils*. In: COMITEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE, San Francisco, Calif. Theme 1, p. 1-39.

- OLIVEIRA, J. B.; JACOMINE, P. K. T. e CAMARGO, M. N. (1992) - **Classes Gerais de Solos do Brasil: Guia Auxiliar para seu Reconhecimento**. São Paulo: FUNEP/FCAVJ.
- PEDROSA, M. G. A. (1994) - **Análise de Correlações entre Pluviometria e Escorregamentos de Taludes**. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.
- POMPÊO, C. A. (1992) – **Equação de Chuvas Intensas para Florianópolis**. Florianópolis: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental. Relatório Interno.
- PURDUE UNIVERSITY (1988) - **PCSTABL 5M: User Guide**. By Eftychios achilleos. West Lafayette, Indiana.
- RAHARDJO, H. e FREDLUND, D. G. (1991) - *Calculation Procedures for Slope Stability Analyses Involving Negative Pore-Water Pressures*. In: SLOPE STABILITY ENGINEERING DEVELOPMENTS AND APPLICATIONS. Proceedings of the International Conference on Slope Stability. London: Thomas Telford.
- READING, A. J. (1991) - *Stability of Tropical Residual Soils from Dominica, West Indies*. **Engineering Geology**, Amsterdam: vol. 31, p. 27-44.
- REGO NETO, C. B. (1987) - **Mapa de Uso do Solo Recomendado (Morro da Cruz - Florianópolis - S.C.)**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.
- SANTOS, Glaci T. (1997) - **Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia**. Porto Alegre. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - PPGEM/UFRGS.
- SANTOS, L. A. O.; GUIMARÃES, R. B. (1992) - *Infiltração Vertical de Água em Solos Insaturados: Frente de Saturação ou Umedecimento?*. In: 1ª CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - 1ª COBRAE. (nov. : 1992 : Rio de Janeiro) **Anais**. Rio de Janeiro, ABMS. p.631-645.
- SEMINÁRIO: ENFRENTANDO AS CALAMIDADES (1. : 1996 : Florianópolis). 1996. **Relatório Final**. Florianópolis: ACE - Associação Catarinense de Engenheiros.

- SILVA, J. T. N., KERN, R. & HENRIQUE, M. L. (1988) - **Comparação de Chuvas Intensas Obtidas a partir de Pluviogramas e pelo Método Empírico das Isozonas**. Centrais Elétricas do Sul do Brasil S.A. - ELETROSUL. Florianópolis.
- SOTEPÁ (1996) – **Projeto de Estabilização do corte de Cacupé**. Vol. Único: Caderno de Textos e Plantas. Florianópolis.
- SOUZA, J. L. R. (1980) - **Análise da Estabilidade de Taludes - Princípios Básicos, Alguns Métodos e Exemplos**. Campina Grande. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba.
- TATIZANA, C., OGURA, A. T. e CERRI, L. E. da S. (1987a) - *Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos - Serra do Mar, Município de Cubatão*. (2. : 1987 : São Paulo). **Anais**. São Paulo, ABGE.
- TATIZANA, C., OGURA, A. T. e CERRI, L. E. da S. (1987b) - Modelamento Numérico da Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos Aplicados às Encostas da Serra do Mar no Município de Cubatão. (2. : 1987 : São Paulo). **Anais**. São Paulo, ABGE.
- TEIXEIRA, V. H. (1997) - *Áreas de Risco nas Encostas de Florianópolis*. In: 2^o SEMINÁRIO - CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM FLORIANÓPOLIS. (abril : 1997 : Florianópolis). **Anais**. Florianópolis: Associação Catarinense de Engenharia - ACE.
- TERZAGHI, Karl (1950) - **Mechanism of Landslides**. In: FROM THEORY TO PRACTICE IN SOIL MECHANICS. New York, John Wiley & Sons. p. 202-245.
- VANAPALLI, S. K. e FREDLUND, D. G. (1997) - *Interpretation of Undrained Shear Strength of Unsaturated Soils in Terms of Stress State Variables*. In: 3^o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS - ÑSAT'97 (abril : 1997 : Rio de Janeiro) **Anais**. vol.1. Rio de Janeiro, Freitas Bastos Editora. p.35-45.
- VAUGHAN, P. R. (1985) – *Pore Pressures due to infiltration into partly saturated slope*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS (1. : 1985 : Brasília) **Proceedings...** São Paulo: ABMS, vol. 2, p. 61-71.
- VAZ, Luiz F. (1996) - *Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais*. **Rev. Solos e Rochas**. São Paulo: vol. 19 (2), agosto, p. 117-136.
- VILLELA, S. M. e MATTOS, A. (1975) - **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill.

- WASSS – WIDE AREA SLOPE STABILITY SERVER (1997) – Methods Homepage (Online).
Disponível na Internet via WWW. URL: <http://wasss.entpe.fr/steph/stef/met/methom.htm>.
Arquivo capturado em outubro de 1997.
- WOLLE, C. M. e CARVALHO, C. S. (1989) - *Deslizamento em Encostas na Serra do Mar - Brasil*. **Rev. Solos e Rochas.**, Rio de Janeiro: vol.12, n. único, p.27-36.
- WOLLE, C. M. e CARVALHO, P. A. S. (1987) - *Ruptura de um Talude Rodoviário Condicionada por Estruturas Reliquiarias e sua Estabilização*. In: 5^o CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1987 : São Paulo) **Anais**. São Paulo: ABGE, vol.2, p.135-151.
- WOLLE, C. M. et al. (1985) – *Peculiarities of “in situ” behavior of tropical soils*. In: COMITEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE, San Francisco, Calif. Theme 3, Topic 3.2 – Slope Stability, p. 1-51.
- YOSHIDA, Y.; KUWANO, J.; KUWANO, R. (1991) - *Rain-induced Slope Failures Caused by Reduction in Soil Strength*. **Soils and Foundations**, Tokyo: Vol. 31, n. 4, dezembro, p. 187-193.

FONTES BIBLIOGRÁFICAS

- ANDERSON, M. G. e LLOYD, D. M. (1991) - *Using a Combined Slope Hydrology-Stability Model to Develop Cut Slope Design Charts*. **Proc. Instn. Civil Engrs**, Part 2. Vol. 91, dezembro, p. 705-718.
- ANDRADE, M. H. N.; CAMPOS, T. M. P.; VARGAS, E. A. (1992) - *Retroanálise do Escorregamento da Encosta do Cactáreo*. In: 1ª CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - 1ª COBRAE (2. : 1992 : Rio de Janeiro) **Anais**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS, p. 161-172.
- ANTUNES, Franklin S. (1989) - *O Uso da Pedologia na Engenharia*. In: II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais (2. : 1989 : Porto alegre) **Anais**. Porto Alegre, UFRGS, p. 25-33.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Amostras de Solo: Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização - Método de Ensaio**, NBR 6457. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Solo: Análise Granulométrica - Método de Ensaio**, NBR 7181. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Solo: Determinação do Limite de Liquidez - Método de Ensaio**, NBR 6459. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984) - **Solo: Determinação do Limite de Plasticidade - Método de Ensaio**, NBR 7180. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO DOS ANTIGOS ALUNOS DA POLITÉCNICA (1968) - **Curso de Extensão Universitária Sobre Construção em Encostas**. Tomo I. Rio de Janeiro: Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.
- AZEVEDO NETTO, J. M. de & ALVAREZ, G. A. (1973) - **Manual de Hidráulica**. 6ª edição. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda.

- BAKER, R., FRYDMAN, S. e TALESNICK, M. (1993) - *Slope Stability Analysis for Undrained Loading Conditions*. **International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics**. Vol. 17, p. 15-43.
- BORGES, M. S. N. (1986) - **Contribuição ao Estudo da Drenagem Interna de Taludes em Regiões Tropicais**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.
- BOTELHO, Manuel H. C. (1985) - **Águas de Chuva**. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda.
- CAMPOS, Tácio M. P. (1989) - *Considerações Sobre o Comportamento de Engenharia de Solos Saprolíticos de Gnaiss*. In: II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais (2. : 1889 : Porto alegre) Anais. Porto Alegre, UFGRS, p. 147-165.
- CAPUTO, Homero Pinto (1996) - **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. Vol. II. 6^a ed. Rio de Janeiro: LTC S.A. p. 378 - 416.
- CHOW, Ven Te (1964) - **Handbook of Applied Hydrology**. McGraw-Hill Book Co. New York.
- COSTA NUNES, A. J. da. (1969) - **Estabilização de Encostas em Rodovias**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação 338.
- CRUZ, P. T. (1970) - **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Escola Politécnica - USP.
- DAVISON DIAS, R. e SANTOS, G. T. (1997) - *Características Geotécnicas das Encostas em Florianópolis e suas Instabilidades*. In: 2^o SEMINÁRIO - CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM FLORIANÓPOLIS. (abril : 1997 : Florianópolis). **Anais**. Florianópolis: Associação Catarinense de Engenharia - ACE.
- DAVISON DIAS, Regina (1989) - *Geomecânica dos solos Lateríticos do Sul do Brasil*. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS (2. : 1889 : Porto alegre) **Anais**. Porto Alegre, UFGRS, p. 96-120.
- DAVISON DIAS, Regina; SANTOS, Glaci T.; ROSSETO, Adriana M., LIMA Jr., Cezário de O.; RAIMUNDO, Huri A.; BITENCOURT, Luciane R.; DUARTE, Sandra B.; MELO, Simone (1996) - *Estimativa das Unidades Geotécnicas da Bacia do Itacorubi*. In: II CONGRESSO BRASILEIRO DE CADASTRO TÉCNICO MULTIFINALITÁRIO (2. : 1996 : Florianópolis) **Anais**. Florianópolis, GT CADASTRO - Grupo de Trabalho em Cadastro Técnico Multifinalitário - UFSC, p. 215-224.

- DENATALE, Jay S. (1991) - *Rapid Identification of Critical Slip Surfaces: Structure*. **Journal of Geotechnical Engineering**. Vol. 117, n^o 10, October, p. 1568-1589.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1991) – **Manual de Geotecnia: Taludes de Rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT).
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1990) - **Curso sobre Gerência de Taludes Rodoviários - Florianópolis/1990**. Relatório Interno. Rio de Janeiro.
- DEPARTMENT OF SCIENTIFIC AND INDUSTRIAL RESEARCH ROAD RESEARCH LABORATORY (1959) - **Soil Mechanics for Road Engineers**. London: Her Majesty's Stationery Office.
- DEPARTMENT OF THE NAVY - FACILITIES ENGINEERING COMMAND (1971) - **Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7**. U.S. Naval Publications and Forms Center. Philadelphia.
- ESPINOZA, R. D.; BOURDEAU, P. L.; MUHUNTHAN, B. (1994) - *Unified Formulation for Analysis of Slopes with General Slip Surface*. **Journal of Geotechnical Engineering**. Vol. 120, n^o 7, July, p. 1185-1203.
- FERNANDES, N. F. (1990) - **Hidrologia Subsuperficial e Propriedades Físico-mecânicas dos "Complexos de Rampa" - Bananal (SP)**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Geologia) - Instituto de Geociências - Universidade Federal do Rio de Janeiro, IG/UFRJ.
- FREDLUND, D. G. (1979) - *Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils*. **Canadian Geotechnical Journal**. Canada: vol. 16, p.121-139.
- FREDLUND, D. G. e MORGENSTERN, N. R. (1977) - *Stress State Variables for Unsaturated Soils*. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. Vol. 103, May, p. 447-466.
- GARCEZ, L. N. & ALVAREZ, G. A. (1988) - **Hidrologia**. 2^a edição. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda.
- GRECO, V. R. e GULLÀ, G. (1988) - *Slope Stability Charts for Slip surfaces of General Shape*. **LANDSLIDES - Glissements de Terrain**. Vol. 1. Rotterdam: A.A. BALKEMA, p. 637-642.
- HOEK, Evert (1991) - **Rock Slope Engineering**. Revised Third edition. Institution of Mining and Metallurgy. England: by ELSEVIER Applied Science.

- JADE, S. e SARKAR, S. (1993) - *Statistical Model for Slope Instability Classification*. **Rev Engineering Geology**. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., Vol. 36, p. 91-98.
- LACERDA, Willy A. (1989) - *Estabilidade de Encostas Naturais e Estruturas de Retenção*. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS (2. : 1889 : Porto Alegre) Anais. Porto Alegre, UFGRS, p. 201-217.
- LAMBE, T. William (1951) - **Soil Testing for Engineers**. The Massachusetts Institute of Technology. John Wiley & Sons, Inc. EUA.
- LESHCHINSKY, D. e CHOWDHURY, S. (1993) - *Variational and Tradicional Rigorous Slope Stability Analysis: Comparison of Safety Factors*. **Soils and Foundations**. Tokyo: Vol. 33, n. 3, setembro, p. 130-145.
- LESHCHINSKY, D. e HUANG, C. (1992) - *Generalized Slope Stability Analysis: Interpretation, Modification and Comparison*. **Journal of Geotechnical Engineering**. Vol. 118, n^o 10, October, p. 1559-1576.
- LIMA, L. S. A. (1991) - **Uma Metodologia para Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.
- LINSLEY Jr., R. K.; KOHLER, M. A. & PAULHUS, J. L. H. (1958) - **Applied Hydrology**. New York: McGraw-Hill Book Co.
- LINSLEY Jr., R. K.; KOHLER, M. A. & PAULHUS, J. L. H. (1958) - **Hydrology for Engineers**. McGraw-Hill Civil Engineering Series, New York.
- LOWE, J. III e KARAFIATH, L. (1960) - **Stability of Earth Dams upon Drawdown**. In: Proc. First Panamerican Conf. On S.M.F.E. México: Vol. 2, p. 537-560.
- LUIZ, Edna L. (1996) - **Estudo de Movimentos de Massa na Bacia do Rio Inferninho e sua Influência na Evolução das Vertentes Sorocaba de Dentro - Biguaçu/SC**. Florianópolis. Dissertação (Mestrado em Geografia) - Curso de Pós-Graduação em Geografia da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.
- MACHADO, A. J. (1997) - *Casos Históricos - Obras Já Executadas em Florianópolis*. In: 2^o SEMINÁRIO - CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM FLORIANÓPOLIS. (abril : 1997 : Florianópolis). **Anais**. Florianópolis: Associação Catarinense de Engenharia - ACE.

- MORGENSTERN, N. R. e PRICE, V. E. (1965) - *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*. **Géotechnique**. London, England: Vol. 15, n^o 1, march, p. 79-93.
- NOGAMI, J. S. (1992) - *Necessidade de Adequada Caracterização Genética dos Solos para Finalidades Rodoviárias*. In: 1^o CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (2. : 1976 : Rio de Janeiro) **Anais**. Vol. 1. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE.
- ORTIGÃO, J. A. R. (1995) - **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 2^a ed. Rio de Janeiro: LTC editora S.A.
- PINHEIRO, R. J. B. (1991) - **Estudo do Comportamento Geomecânico de Perfis Oriundos de Rochas Sedimentares da Formação Rosário do Sul**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS.
- QUEIROZ, R. C. e GAIOTO, N. (1987) - *Determinação do Fator de Segurança em Taludes de Cortes Ferroviários por Retroanálise*. In: 5^o CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1987 : São Paulo). **Anais**. Vol. 2. São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE.
- RAMOS, M. O. (1991) - **Instrumentação e Análise de Escorregamento em solo Residual Ocorrido na rua Licurgo, Serra da Misericórdia - Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.
- REDAELLI, L. (1997) - *Estabilidade de Encostas em Florianópolis*. In: 2^o SEMINÁRIO - CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM FLORIANÓPOLIS. (abril : 1997 : Florianópolis). **Anais**. Florianópolis: Associação Catarinense de Engenharia - ACE.
- REDDI, L. N. e WU, T. H. (1991) - *Probabilistic Analysis of Ground-Water Levels in Hillside Slopes*. **Journal of Geotechnical Engineering**. Vol. 117, n^o 6, June, p. 872-890.
- SANDRONI, S. (1987) - *Micromorphology and the Interpretation of a Landslide in Gneissic Residual Soil*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM. THE GEOTECHNICS STRUCTURALLY COMPLEX FORMATIONS. (1977:Capri). **Anais**. vol. 1, CAPRI ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA. p.423-431.
- SANDRONI, S. S. (1977) - *Micromorphology and the Interpretation of a Landslide in Gneissic Residual Soil*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM THE GEOTECHNICS OF

- STRUCTURALLY COMPLEX FORMATIONS. **Anais**. Capri, Associazione Geotecnica Italiana. p. 423-431.
- SANTOS, A. R. dos (1987) - *Aspectos Metodológicos da Análise Geológico-Geotécnica na Estabilidade de Taludes*. In: 5^o CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1987 : São Paulo) **Anais**. Vol. 2. São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE.
- SARMA, S. K. (1973) - *Stability Analysis of Embankments and Slopes*. **Géotechnique**. London, England: Vol. 23, n^o 3, p. 423-433.
- SCHOEDER, W. L. e DICKENSON, S. E. (1996) - **Soils in Construction**. New Jersey: Prentice-Hall, Inc. Cap. 10: Excavations and Excavation Supports.
- SCOTT, R. F. e SCHOUSTRA, J. J. (1968) - **Soil: Mechanics and Engineering**. McGraw-Hill, Inc. Cap. 6: Failure in Soils.
- SILVA, V. C. R.; CRUZ, P. T. (1997) - *Discussão para a Implementação de um Plano Preventivo de Defesa Civil no Município de São Paulo*. In: 2^o SIMPÓSIO PAN-AMERICANO DE ESCORREGAMENTOS DE TERRA e 2^a CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - II PSL/COBRAE (nov:1997:Rio de Janeiro). **Anais**. vol.1, Rio de Janeiro, ABMS.; **Anais**. vol.2. Rio de Janeiro, ABMS, p.977-984.
- SIMÕES, P. R. M. (1991) - **Mecanismos de Instabilização dos Taludes Naturais das Formações Expansivas da Bacia Sedimentar do Recôncavo Baiano**. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.
- SINGH, V. K.; BALIGA, B. D.; DHAR, B. B. (1994) - *A Statistical Method to Study the Variability in the Strength Parameters in an Open Pit*. **Engineering Geology**. Vol. 38, p. 159-163.
- SOUSA PINTO, N. L. de; HOLTZ, A. C. T.; MARTINS, J. A. e GOMIDE, F. L. S. (1976) - **Hidrologia Básica**. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda.
- TEIXEIRA, Victor Hugo (1990) - **Apostila de Geologia**. Florianópolis: UFSC.
- TEIXEIRA, Victor Hugo (1991) - **Apostila de Geologia de Engenharia, GEO-ESTADO**. Florianópolis: UFSC.

- TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1951) - **Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures**. Tokyo, Japan: McGraw-Hill, Inc. Cap. 8: The Stability of Vertical Cuts and of Slopes.
- UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL - UFRGS (1991) - Apostila de Mecânica dos Solos. Porto Alegre, Grupo de Geotecnia.
- VARGAS, Milton (1977) - **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: editora McGraw-Hill do Brasil.
- WILKEN, Paulo Sampaio. (1978) - **Engenharia de Drenagem Superficial**. São Paulo: CETESB - Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental.
- WINDISCH, E. J. (1991) - *The Hydraulics Problem in Slope stability Analysis*. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá: vol. 28, p. 903-909.
- WOLLE, C. M. (1985) - *Estabilidade de Encostas Naturais em solos Tropicais*. In: 1^o COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS (1985 : Porto alegre) **Anais**. Porto Alegre: UFRGS.
- YONG, R. N.; SIU, S. K. H.; SCIADAS, N. (1982) - *Stability Analysis of Unsaturated Soil Slopes*. In: ENGINEERING AND CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS (1. : 1982 : Honolulu) **Proc. of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference**. New York: American Society of Civil Engineers. P. 483-499.