

Masters dissertation

**STUDY OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF A STATIC
REJECT DAM ALTEADA AMOUNT FOR APPLYING
METHODOLOGY OF OLSON (2001).**

NUGEO

AUTHOR: WASHINGTON pirete DA SILVA

SUPERVISOR: Prof. Dr. Romero Cesar Gomes

ESCOLA DE MINAS / UFOP

Professional Masters in Geotechnical Engineering UFOP

BLACK GOLD - JULY 2010

ESTUDO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA DE UMA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA MONTANTE APLICANDO A METODOLOGIA DE OLSON (2001)

Dissertação apresentada ao Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**, área de concentração em *Geotecnia Aplicada à Mineração*.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 05 de julho de 2010, pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Prof. Dr. Romero César Gomes (Orientador /UFOP)



Profa. Dra. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa (UFMG)



Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti (UNESP)

P667e

Pirete, Washington.

static liquefaction potential study of a tailings dam upstream alteada applying the method of Olson (2001) [manuscript] / Washington pirete Smith. - 2010.

xxi, 120 p. : ill., color. ; grafs. ; tabs. ; maps. Advisor: Prof. Dr. Romero

Cesar Gomes. Thesis (MS) - Federal University of Ouro Preto. School of
Mines. NUGEO.

Concentration area: Geotechnics applied to mining.

1. tailings dams - Theses. 2. Static Liquefaction - Theses.
I. Federal University of Ouro Preto. II. Title.

CDU: 627.824-046.63

"In the great battles of life, the first step to victory is the desire to win."

Mahatma Gandhi (1869-1948).

DEDICATION

Dedicated to my wife Bethany and daughter Yasmin.

THANKS

Goodbye.

To my wife and daughter Yasmin Bethany, where I find love, peace, harmony and encouragement in all difficult moments.

His friend, teacher and mentor Romero Cesar Gomes, the teachings in the preparation of this work.

His friend, Ricardo Leon, for the opportunity, encouragement, learning and confidence in my professional growth.

The all VALE friends who supported and encouraged to carry out this dream.

Friends, Mardon Mendes, Gustavo Marcal and João Neto who participated in the discussions of this work.

To all family and friends who supported me on this journey.

SUMMARY

The objective of this study is to evaluate the static liquefaction potential, according to the method of Olson (2001) in a tailings dam constructed by the method upstream located in Quadrangle, low seismicity region. The liquefaction phenomenon has been researched and understood over the years due to several catastrophic events that occurred in the world, resulting in loss of life, massive economic losses and unrecoverable environmental impacts. Olson methodology (2001) was proposed based on retroanalyses studies breaks liquefaction of various historical cases found in the literature search using resistance correlates the normalized penetration SPT and / or CPT, with peak strengths ratios and liquefied. The evaluation of liquefaction potential using results of penetration resistance test aims at supporting the static analysis of the phenomenon of liquefying under conditions that there is no possibility of collecting soil samples representative depth for laboratory tests. The method of Olson (2001) presents a practical, consistent technique for conservative and evaluation of liquefaction. Thus, it is possible to adopt this method for evaluation of stability against the dissolution of tailings dams built on tailings or through hydraulic fill technique and also as a field of quality control technique in the disposal of the management of waste. conservative and consistent evaluation of liquefaction. Thus, it is possible to adopt this method for evaluation of stability against the dissolution of tailings dams built on tailings or through hydraulic fill technique and also as a field of quality control technique in the disposal of the management of waste. conservative and consistent evaluation of liquefaction. Thus, it is possible to adopt this method for evaluation of stability against the dissolution of tailings dams built on tailings or through hydraulic fill technique and also as a field of quality control technique in the disposal of the management of waste.

ABSTRACT

The objective of present study is to assess the potential of static liquefaction According to Olson's method (2001) of the tailings dam built by the method upstream, located in the district Quad mineral Ferrifero, the low-seismicity region. The liquefaction phenomenon Has Been Understood and researched over the years, the Several catastrophic events have occurred worldwide and Resulting in the loss of human lives, significant economic losses and unrecoverable environmental impacts. Olson's method (2001) was proposed based on research study of liquefaction failure back-analyzes of historical Several cases found in the literature, using normalized correlations between SPT and / or CPT penetration resistance and, peak strength ratio and liquefied. The assessment of liquefaction potential field based on penetration resistance testing AIMS to support the analysis of the liquefaction phenomenon in static conditions que it is not feasible or possible to collect samples representative undisturbed at depth for laboratory testing. Olson's Method (2001) presents a conservative, practical and consistent technique for liquefaction assessments. Accordingly, it is possible to adopt this method is stability assessments against liquefaction of tailings dams built on or tailings by hydraulic fill techniques and, as well, to the field control technique (QA / QC) for management of the disposition of the tailings. Olson's Method (2001) presents a conservative, practical and consistent technique for liquefaction assessments. Accordingly, it is possible to adopt this method is stability assessments against liquefaction of tailings dams built on or tailings by hydraulic fill techniques and, as well, to the field control technique (QA / QC) for management of the disposition of the tailings. Olson's Method (2001) presents a conservative, practical and consistent technique for liquefaction assessments. Accordingly, it is possible to adopt this method is stability assessments against liquefaction of tailings dams built on or tailings by hydraulic fill techniques and, as well, to the field control technique (QA / QC) for management of the disposition of the tailings.

List of Figures

CHAPTER 2

Figure 2.1 - 'Empty Index Critical' of loose and compact sand under shear (soil liquefaction web site, 2002)

Figure 2.2 - LEC critical state line (Casagrande, 1936) Figure 2.3 - steady state line LEP (Poulos *et al.* 1985) Figure 2.4 - permanent state of lines according to σ'_{3c} S_u (Krammer, 1996) Figure 2.5 - phase transformation line (Castro, 1969)

Figure 2.6 - Status parameter and influence the initial charging conditions, and Figure 2.7 - collapse or flow line liquefaction line (LFL) Figure 2.8 - Influence of plasticity liquefaction of soil fines (Perlea *et al.* 1999) Figure 2.9 - granulometric ranges and limits for soil to liquefaction susceptibility studies (Terzaghi *et al.* 1996)

Figure 2.10 - Mobilization (a) and no mobilization (b) of the flow mechanisms by liquefaction under static and cyclic loads

Figure 2.11 - Flow liquefaction under static and cyclic loading (Olson, 2001) Figure 2.12 - Cyclic Mobility in soil (Kramer, 1996) Figure 2.13 - Basic design of the methodology proposed by Poulos *et al.* (1985), for determining the liquified resistance of the soil, based on laboratory tests Figure 2.14- correlations proposed by Seed and Harper (1990) between resistance and liquefied number of hits normalized SPT (Stark *et al.* 1998) Figure 2.15 - Correlations proposed by Stark and Mesri (1992) between normalized liquefied resistance and number of strokes standard SPT (Stark *et al.* 1998) Figure 2.16 - parallelism between the steady-state line and the density line (Olson, 2001)

Figure 2.17 - Correlation between resistance ratios and the peak shear effective vertical stress rupture pre-breaking historical cases liquefaction stream (Olson, 2001)

Figure 2.18 - Correlation between the ratio of liquefied resistors and effective vertical stress pre-breaking historical cases break flow liquefaction (Olson, 2001) Figure 2.19 - Relationship between peak shear strength ratios and the number of standard strokes assays SPT historical case (Olson, 2001) Figure 2.20 - Relationship between peak shear strength ratios and tip resistances normalized CPT test case histories (Olson, 2001) Figure 2.21 - Relationship between ratios of liquefied resistors and the number of standard strokes of SPT of historical cases (Olson, 2001)

Figure 2.22 - Relationship between liquefied resistance ratios and normalized resistance edge of CPT test case histories (Olson, 2001)

Figure 2:23 - Relations between liquefied resistance ratios and number of tests scans SPT normalized to pure sand (Idriss and Boulanger, 2007) Figure 2.24 - Relations between liquefied resistance ratios and tip resistance of standard CPT tests to pure sand (Idriss and Boulanger, 2007) Figure 2.25 - Assessment of potential liquefaction of the soil based on the retro-analysis of historical cases and correlated with results of SPT (Olson, 2001) Figure 2:26 - soil liquefaction potential evaluation based on the retro- analysis of historical cases and correlations with CPT test results (Olson, 2001)

CHAPTER 3

Figure 3.1 - Basic flowchart of the manufacturing process of mining iron Figure 3.2 - containment dam to conventional tailings

Figure 3.3 - containment dam tailings with successive alteamentos (Gomes 2009)

Figure 3.4 - waste disposal systems - a) Hydrocyclone b) *bars spray*, c) Espigote (Mendes, 2007)

Figure 3.5 - waste disposal technique by cyclone (hydrocyclone) Figure 3.6 - technical arrangement for tailings *spray bars*

Figure 3.7 - waste disposal technique for espigotamento

Figure 3.8 - Segregation in a hydraulic waste deposit of iron ore (Santos, 2004)

Figure 3.9 - Position of phreatic line elements in different configuration (Santos, 2004)

CHAPTER 4

Figure 4.1 - Overview of the dam I (Bean Creek Mine / Vale) Figure 4.2 - tailings disposal system of management of the dam I Figure 4.3 - Plant location of the points of the geotechnical investigations Dam I Figure 4.4 - Geotechnical Investigations field in the reference section of the dam I (SRL)

Figure 4.5 - size distribution curves of the 25 surface samples collected in the tailings beach Dam I waste

Figure 4.6 - size distribution curves of surface samples of waste collected in the Reference Section (SRL) Dam I

Figure 4.7 - Test Results CAU (sample collected between 4.0 to 4.5 m deep near the CPTU-04 test)

Figure 4.8 - Test Results CAU (sample collected between 5.0 to 5.5 m deep near the CPTU-05 test)

Figure 4.9 - Resistance to penetration of standard SPT SRL pairs and CPT

Figure 4.10 - Resistance to penetration of standard SPT and CPT isolated in SR

Figure 4.11 - Lease of tools in the reference section SRL Figure 4.12 - Evolution of readings from piezometers 11:12 installed in SR Figure 4.13 - Evolution of readings from piezometers 13:24 installed in SR Figure 4.14 - Evolution of readings from piezometers 14, 22 and 23 installed in the SRL Figure 4. 15 - Evolution of the readings of piezometers 20, 29 and 30 installed in the SRL Figure 4.16 - Evolution of the readings of piezometers 40 and 48 installed in the SRL Figure 4.17 - Evolution of the readings of INA's 02, 03, 04 and 17 installed in the SRL

CHAPTER 5

Figure 5.1 - Particle size distribution of the tailings dam at the beach sampled I and tracks limits of soil susceptible to liquefaction proposed by Terzaghi *et al.* Figure 5.2 1996 - phreatic line current operating condition of the dam I, with minimal extension of tailings beach 100m Figure 5.3 - Relationship between the values (N_{160}) and σ'_{v0} obtained from the resistance to penetration of SPT performed in the reference section (SRL) Dam Figure I 5.4 - Relationship between values of (q_{c1}) and σ'_{v0} obtained from the resistance to penetration of CPT assays performed in the reference section (SRL) Figure 5.5 Dam I - Characterization of the layers more susceptible to liquefaction based on the parameter ($N_{160} \leq 12$) obtained from the SRL SPT performed Dam Figure I 5.6 - reference section for liquefaction analysis (SRL) with sectorized layers more susceptible to liquefaction by refinement of test data SPT Figure 5.7 - Characterization of layers more susceptible to liquefaction based on the parameter ($q_{c1} \leq 6.5$ MPa) CPT obtained from trials conducted in SRL Dam Figure I 5.8 - reference section for liquefaction analysis (SRL) with sectorized layers more susceptible to liquefaction at refinement of CPT Figure test data 5.9 - circular critical breakdown surface along the reference section of the dam I (current condition of the dam)

Figure 5.10 - Division of the critical failure surface 16 of SRL segments Figure 5.11 - circular critical failure surface along the reference section Dam I (current condition of the dam)

Figure 5.12 - Analysis Dam I of stability against the trigger liquefaction to a rapid rise in the groundwater line, based on results of SPT Figure 5.13 - Dam I Stability Analysis against the trigger liquefaction for rapid elevation of phreatic line based on results of TLC testing

List of Tables

CHAPTER 4

Table 4.1 - List of alteamentos Dam I (Geoconsultoria, 2006) Table 4.2 - Dry specific weights of the wastes and densities of the grains Table 4.3 - Results of the Atterberg limits assays (Geoconsultoria, 2006) Table 4.4 - Summary of results of tests characterization carried out on samples collected in the waste tank dam I (Geoconsultoria 2006)

CHAPTER 5

Table 5.1 - plasticity parameters and influence of the fine in the liquefaction of the waste by the criteria of Perlea *et al.* (1999) Table 5.2 - Parameters (N_{160} and σ'_{v0} SPT calculated for 18/04/05/06 Table 5.3 - Parameters (N_{160} and σ'_{v0} calculated for the SPT 07.27.28 Table 5.4 - Parameters (q_{c1}) and σ'_{v0} calculated for the CPT tests 04/05/01 Table 5.5 - Parameters (q_{c1}) and σ'_{v0} calculated for CPT testing 02/03 Table 5.6 - Values of peak strength reasons $Su_{(peak)}/\sigma'_{v0}$ for the layers susceptible to liquefaction SRL from the normalized results of SPT Table 5.7 - Final results of liquefaction trigger analysis for the segments of the dam I reference section based on the results of the tests SPT Table 5.8 - Values of the reasons $Su_{peak} resistance (\sigma'_{v0})$ for the layers susceptible to liquefaction SRL from standard rates of testing CPT Table 5.9 - Final results of liquefaction trigger analysis for the segments of the dam I reference section based on the results of CPT Table 5.10 testing - geotechnical parameters used the analysis of stability against the trigger liquefaction with the results of SPT penetration resistance tests Table 5.11 - geotechnical parameters used in the analysis of stability against the trigger liquefaction with the results of CPT penetration resistance tests

Symbols list, Nomenclature and Abbreviations

The a_{max} - Maximum Acceleration induced by seismic loading CAU - triaxial compression test undrained, dense and anisotropic

C_{IU} - Consolidated triaxial undrained test with measurement of C poropressões N - correction factor to the voltage level of SPT CPT - cone penetration test (Cone Penetration Test) c -

Cohesion Parameters C_w - Compression index C_q - factor correction voltage level for CPT C_{ss}

- CR permanent state line - Compactness on D_{15} - 15% diameter (mm) D_{50} - 50% diameter

(mm) - empty index and e_0 - Initial voids content or *situ*

and w - voids content in the compact state and e_{cr} -

critical voids content

and e_{ep} - voids content for permanent statehood EEP - permanent

state of envelopment and e_f - voids content in fluffy state and e_F - voids

content *situ*

and e_L - inderfomadas voids content of samples EI. - Elevation

and e_{max} - voids content and maximum e_{min} - Minimum voids

content

ER - Power Percent SPT used in the assay (theoretical energy on the free fall hammer)

and e_{ss} - permanent state of voids content FS - Safety factor FS_{Flow} - Safety factor for the analysis of the rupture flow liquefaction $FS_{Trigger}$ - Safety factor to trigger the analysis of liquefaction $FS_{against trigger}$ - Safety factor for the stability analysis against the trigger g - Gravity acceleration G_s - Density of H grains - the fluid material thickness INA - IP water level indicator - Plasticity Index LEP - Permanent State Line LFL - Line Flow liquefaction L_i - i segment length of the critical failure surface LP - LL plasticity limit - liquid limit log - logarithm function

LTF - phase transformation K Line -

Hydraulic conductivity; kPa - Kilo Pascal m -

Metro

m^2 - square meter m^3 -

mm cubic meter -

Millimeters

K - kN hydraulic conductivity - Kilo

Newton

N - Number of hits measured in the SPT

n - exponent correction relative to the level of the test voltages SPT $(C_{1})_{60}$ - Number of strokes SPT corrected for effective vertical stress of 100 kPa and an energy level equal to 60% of the theoretical free energy drop hammer $(C_{1})_{60-cs}$ - $(C_{1})_{60}$ corrected for pure sand

$(C_{100CS-Sr} - (C_{100})_{60}$ corrected for pure sand N_{60} - Number of SPT punches fixed to an energy level equal to 60% of the theoretical energy free-fall hammer N (SPT) - Number of hits measured in the SPT test P - point corresponding to maximum diverter p tension $'$ - half the sum effective voltages of the main p_{The} - Atmospheric pressure

PZ and PZC - open tube Piezometer "Casagrande" q - semi-difference of the principal stresses q_w - tip resistance measured on test CPT q_{c1} - CPT tip resistance corrected for effective vertical stress of 100 kPa $q_{c1NCS-Sr} - q_{c1}$ corrected for pure sand q_s - Semi-difference of the principal stresses in the permanent state d and C_M - correction factors for Calculation of Seismic Loading RSA - Reason About Densification (or Pre ratio Densification) S - corresponding point to permanent statehood SFL - Flow surface by liquefaction FLS (flow liquefaction surface) S_P - Resistance to peak shear SP - Poll percussion

SPT - simple recognition Survey to measure SPT (Standard Penetration Test)

SRL - Main section or reference for analysis of liquefaction S_R - Shear Resistance Residual S_r - Shear Resistance Residual S_s - Resistance to solid state shear S_{su} - Resistance to solid state shear S_u - undrained shear strength $S_{u(critical)}$ - Resistance critical shear $S_{u(LIQ)}$ - Shear liquefied

s_{us} - Resistance to solid state shear ($S_{US}{}_L$ - Resistance not drained in steady state with voids after compaction in the laboratory ($S_{US}{}_F$ - Undrained strength in permanent state with empty index *situ*

$S_{u (yield)}$ - Resistance to shear peak $S_{u (Peak)}$ - Resistance to shear peak S_u / σ'_p - Ratio between the undrained shearing strength and the effective voltage préadensamento S_u / σ'_{you} - Ratio between the undrained shear strength and density of the effective voltage S_r / σ'_{v0} - the ratio between the residual shear strength and initial effective vertical stress $S_{u (LLQ)} / \sigma'_{v0}$ - Ratio of resistance to shearing and the liquefied initial effective vertical stress $S_{u (peak)} / \sigma'_{v0}$ - Ratio between the peak shear resistance and initial effective vertical stress $S_{u (yield)} / \sigma'_{v0}$ - Ratio between the peak shear resistance and initial effective vertical stress u - pore pressure

USSA - W undrained Strength Stability Analysis (%) -

Moisture Content z - Depth

#200 - number 200 sieve (0.074 mm opening equal to) ° - Degrees

α – Ângulo da envoltória de resistência no espaço p - q em termos de tensões totais α – Ângulo de inclinação entre a superfície de deslizamento e a superfície do solo fluido α' – Ângulo da envoltória de resistência no espaço p' - q em termos de tensões efetivas α'_{peak} - strength envelope angle in p' - q space in terms of effective stress corresponding to maximum shear stress α_s - strength envelope angle in p' - q space in terms of effective stress,

corresponding to the permanent state Δu - Adding pore pressure ϵ - deformation ϵ_{The} -
 Deformation Axial ϕ - Total friction angle ϕ' - effective friction angle ϕ_{hp} - constant volume
 friction angle (in terms of effective stress) ϕ'_p - friction angle of the peak strength envelope ϕ'_s -
 solid state friction angle (in terms of effective stress) ϕ'_{ss} - solid state friction angle (in terms of
 effective stress) ϕ'_y - effective friction angle corresponding to the peak shear resistance to γ_d -
 specific weight of dry solids γ_s - specific gravity of the solid particles γ_t - Total specific weight or
 effective γ_w - Specific weight of water ρ_s - specific mass of grain

ψ - Status parameter

σ_{1s} - larger main voltage permanent state

σ_{3s} - minor principal stress of σ permanent state σ'_1 - Main voltage

higher effective σ'_{1c} - most effective primary voltage after σ density

σ'_3 - Main voltage lower effective σ'_{3c} - lower effective primary voltage

after consolidation

σ'_{3s} - Main voltage lower effective of σ permanent state σ_d - diverter Stress σ'_{v0} - initial

effective vertical stress or pre-break (σ'_{v0}) contour - initial vertical effective voltage

corresponding to the susceptibility to liquefaction contour

σ'_{v0} (average) - Weighted average initial effective vertical stress along the surface

critical break

σ'_{sav} - effective vertical stress segment "i" of the rupture surface $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ - Diverter voltage on Permanent Status $(\sigma_1 - \sigma_3)_{Max}$ - Maximum voltage diverter $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ss}$ - diverter voltage permanent state $(\sigma_1 - \sigma_3)_y$ - Maximum voltage diverter τ - shear tension τ_d - Tension shear active τ_{st} - State of initial stress $\tau_d / \sigma'_{v0(average)}$ - the ratio between the shear stress acting and the initial weighted average effective vertical stress $\tau_{average\ Seismic}$ - seismic shear voltage average τ_{others} - Other shear stresses

INDEX

CHAPTER 1	1
INTRODUCTION.....	1
1.1 CONSIDERATIONS INITIAL	1
1.2 OBJECTIVES THESIS	4
1.3 ORGANIZATION THESIS	5
CHAPTER 2	6
MECHANICS OF LIQUEFACTION SOIL	6
2.1 CONTEXT GENERAL.....	6
2.2 GENERAL PRINCIPLES OF LIQUEFACTION	8
2.2.1 Granular soil behavior under shear	8
2.2.2 Shear inducing liquefaction	12
2.2.3 Flow for liquefaction and Mobility Cyclic	19
2.2.4 Estimation of Soil Resistance liquefied	23
2.3 RETRO - EVENTS ANALYSIS FLOW LIQUEFACTION	26
2.3.1 Peak Ratio and Resistance resistance ratio liquefied	26
2.3.2 Resistance ratios by retro-flow analysis breaks liquefaction	29
2.3.3 Resistance to penetration Normalized Soil	31
2.3.4 Reasons resistance versus Resistance to Penetration Soil	33
2.4 METHODOLOGY OLSON (2001)	40
2.4.1 Analysis of susceptibility or Soil liquefaction potential to	40
2.4.2 Analysis of Liquefaction Trigger	43
2.4.3 Analysis of post-trigger liquefaction Stability	45
CHAPTER 3	48
OF WASTE DISPOSAL SYSTEMS IRON ORE	48
3.1 Tailings MINING IRON	48 ..
3.2 DAMS RETENTION FOR WASTE IN PULP	50

3.2.1 Method for Amount Alateamentos	52
3.2.2 Method Alateamentos downstream	53
3.2.3 Alateamentos Method for Center Line	54
3.3 SYSTEMS IN WASTE DISPOSAL	55 PULP
3.4 WASTE DISPOSAL IN LANDFILL HYDRAULIC	59
3.5 Segregation HYDRAULIC	61
3.6 Conductivity OF HYDRAULIC WASTE	62
CHAPTER 4	66
CASE STUDY: DAM I MINE STREAM BEAN	66
4.1 INTRODUCTION.....	66
4.2 WASTE DISPOSAL IN DAM I	68
4.3 INVESTIGATION GEOTECHNICAL LOCAL	70
4.4 RESULTS OF TESTS LAB 72	72
4.4.1 Characterization tests	72
4.4.2 Triaxial compression tests	77
4.5 RESULTS OF TESTS FIELD	80
4.6 INSTRUMENTS OF SECTION REFERENCE	83
CHAPTER 5	87
EVALUATION OF LIQUEFACTION OF STATIC MECHANICS OF WASTE DEPOSITED IN DAM I	87
5.1 INTRODUCTION.....	87
5.2 EVALUATION PRELIMINARY OR POTENTIAL sUSCEPTIBILITY OF WASTE TO LIQUEFACTION.....	88
5.2.1 Sieve distribution of Mine Tailings Stream bean ..	88
5.2.2 Influence of Fine Tailings in	89
5.2.3 Saturation of Waste	90
5.3 EVALUATION SUSCEPTIBILITY OF WASTE TO THE LIQUEFACTION METHODOLOGY	91
OLSON (2001)	91
5.3.1 Analysis of susceptibility or Soil liquefaction potential to	91
5.3.2 Sectorization Layer More Likely to liquefaction	95

5.3.3	Analysis of Trigger Based on Test Results SPT	98
5.3.4	Analysis of Trigger Based on Test Results CPT	102
5.3.5	Analysis of post-trigger Stability	104
CHAPTER 6		108
CONCLUSIONS AND SUGGESTIONS FOR FUTURE RESEARCH		108
6.1	SYNTHESIS STUDIES	108
6.2	MAIN CONCLUSIONS	109
6.3	SUGGESTIONS FOR RESEARCHES FUTURE	113
BIBLIOGRAPHIC REFERENCES.....		114

CHAPTER 1

INTRODUCTION

1.1 INITIAL CONSIDERATIONS

World economic growth in recent years required an increase in iron ore production in Brazil and, therefore, the need for new areas for construction of geotechnical structures for the disposal of by-products in the form of solid and / or in the form of pulp (water to solids). These byproducts have a low commercial value and are well known in the mining as "sterile", material generated from the iron ore extraction in the reservoir and 'wastes' generated after the beneficiation process and concentration of products in the treatment plants.

Given this context and in order to ensure lower environmental and social impacts in relation to legal requirements regarding the implementation of new geotechnical structures, geotechnical and process engineers have sought new methods and new technology to make better use of the available areas. With such purposes, even the tailings have been used to deliver the massive, thickened to maximize containment areas and alteadas structures are also designed by the method of the amount in the face of its low cost of implementation, shortage of building materials and potential reuse these wastes in the future.

It must be, however, a major concern as the dam safety designed, built and operated by the sum method, which in some cases are conducted without an adequate control of the management of the disposal of waste. Considerable attention has been given to improved methods of design, construction and operation of these dams to become not only an economical alternative, but also stable both under static as well as dynamic conditions.

According to Davies *et al.* (2002), several ruptures occurred in dams built by the amount method had results of failures caused by earthquakes, high saturation levels, the existence of very steep slopes, inadequate control in the management of the reservoir water level or deficient procedures of construction methodologies and / or dam operation.

The lack of knowledge of the risk and operational hydraulic uncontrolled disposal of waste in alteadas dams upstream have induced structural collapse with potentially disastrous results. In the face of these events, specific studies on alternative methods of waste disposal have been made to increase the geotechnical safety in these dams. Thus, the provision of waste management and the level of control d'reservoir water feature essential premises of these studies.

The mining tailings are generally constitute granular materials (sand) and / or non-plastic fines (silt). These tailings, when improperly disposed hydraulically in alteadas upstream dams tend to form layers at low densities, which in saturated condition, are susceptible to the phenomenon "flow liquefaction" imposed by undrained requests.

The term liquefaction sets in general, a phenomenon generated by rapid poropressões additions of granular material and / or fines with low cohesion, soft, and saturated, not subject to immediate dissipation, which involve sudden reduction in effective stress, featuring a drop substantial shear strength.

Castro (1969) referred to as liquefaction mechanism responsible for some breakages occurred in the hydraulic embankment dams method because these materials are commonly conditions on the soft state. Since then, the liquefaction has been studied and analyzed by several researchers and organizations from around the world, in the context of incidents and major disruptions of tailings dams, which caused a lot of loss of life and huge economic and environmental losses.

In this context, the aim of this work is to evaluate the potential for liquefaction of a barrage of iron ore tailings located upstream, located in the Iron Quadrangle region of Minas Gerais. In the case of a Nonseismic region, the study will focus verification of the susceptibility to liquefaction by static loads of deposits of iron ore tailings disposed hydraulically by espigotes.

The potential for liquefaction has been commonly assessed by laboratory testing of the "triaxial undrained" (Hanzawa, 1980; Poulos *et al.*

1985; Byrne, 1991; Pereira, 2005; Freire Neto, 2009) and / or through the use of empirical correlations with resistance to penetration of field trials in general SPT or CPT (Been *et al.* 1987; Mesri and Stark, 1992; Ishihara, 1993; Fear and Robertson, 1995; Olson, 2001).

In alteadas tailings dam upstream, there is a great difficulty in the removal of soil samples in depth and / or below the saturation line due to disturbance during sampling of waste and low plasticity. Thus, the analysis by means of triaxial tests may not be representative, especially in deep layers of materials capable of contracting under shear.

Faced with the uncertainty of test results in the laboratory, this study aims to assess the potential for liquefaction from undrained resistance correlations and / or reasons of resistance to the results of resistance normalized SPT and / or CPT, according to methodology proposed by Olson (2001).

Essa metodologia foi proposta baseada em resultados de retro-análises de 33 casos históricos de fluxo de ruptura por liquefação, devidamente registrada e contemplada com investigação geotécnica consistente. Os eventos foram divididos em 3 categorias:

- rupturas induzidas por carregamento estático;
- rupturas induzidas por deformação;
- rupturas induzidas por eventos sísmicos.

Este trabalho trata de um estudo de caso de uma barragem de rejeito de minério de ferro localizada na região do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais, sob a ótica de uma potencial liquefação sob carregamentos estáticos. Os procedimentos para verificação do potencial de liquefação nas estruturas sujeitas a tensão cisalhante estática consistem em três tarefas distintas: (i) análise da suscetibilidade ao fluxo de ruptura por liquefação; (ii) análise do gatilho da liquefação e (iii) análise de estabilidade da estrutura após o início do fluxo de liquefação.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objetivo desta dissertação será avaliar o potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro contidos em uma barragem alteada para montante, situada na região do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais, sob o foco de eventuais carregamentos estáticos e com base nos princípios e procedimentos propostos por Olson (2001).

Estes estudos foram subsidiados por uma ampla campanha de investigação geotécnica deste depósito de rejeitos, que contemplou ensaios de laboratório, ensaios de campo (SPT e CPT) e dados da instrumentação da barragem relativos ao comportamento da estrutura sob um carregamento estático gerado pela elevação do nível de água do reservatório (aumento de poropressão).

Após o refinamento dos parâmetros geotécnicos obtidos, procedeu-se à aplicação da metodologia proposta por Olson (2001), baseada em correlações com os valores normalizados de resistência à penetração obtida por meio dos ensaios SPT e CPT, que foi aferida complementarmente com a avaliação de parâmetros oriundos de ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras indeformadas coletadas por meio de **amostradores *Shelby* e *Osterberg***. Com base nestes estudos, tornou-se possível aferir e quantificar a mobilização do fenômeno da liquefação no âmbito da barragem avaliada e, mais que isso, conhecer e reavaliar os riscos associados aos aspectos construtivos e de segurança operacional de barragens por aterro hidráulico, construídas pela técnica de alteamentos para montante.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é subdividido em seis capítulos, de acordo com a estruturação dos temas analisados:

Capítulo 1 – Introdução: contempla a natureza e contextualização do problema, o tema geral a ser analisado, os objetivos propostos e a estruturação do trabalho.

Capítulo 2 – Mecânica da Liquefação dos Rejeitos: constitui uma revisão bibliográfica sobre os princípios e a mecânica dos processos envolvidos na liquefação dos solos, com ênfase no mecanismo de fluxos por liquefação e na abordagem da metodologia de Olson (2001) para avaliação destes processos com base em resultados de ensaios SPT e CPT.

Capítulo 3 – Sistemas de Disposição de Rejeitos de Minério de Ferro: contempla uma revisão sucinta sobre a natureza e os princípios fundamentais dos sistemas e técnicas de disposição de rejeitos de ferro, com ênfase na técnica de construção de barragens por aterro hidráulico e na análise dos principais processos que condicionam a operação e o desempenho de tais estruturas.

Capítulo 4 – Estudo de Caso: Barragem I da Mina Córrego do Feijão: neste capítulo, é feita uma descrição geral do empreendimento e da Barragem I em particular, com ênfase na investigação geotécnica realizada e na instrumentação geotécnica instalada na seção principal da barragem.

Capítulo 5 – Avaliação dos Mecanismos de Liquefação Estática dos Rejeitos Dispostos na Barragem I: este capítulo inclui a apresentação, discussão e análises dos resultados da aplicação da metodologia de Olson (2001) para aferir a susceptibilidade e o potencial de gatilho de liquefação para os rejeitos da estrutura analisada.

Capítulo 6 – Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras: síntese das principais conclusões do trabalho e proposições de alguns temas complementares para estudos futuros.

CAPÍTULO 2

MECÂNICA DA LIQUEFAÇÃO DOS SOLOS

2.1 CONTEXTO GERAL

De acordo com Davies *et al.* (2002), Hazen (1920) parece ter sido o primeiro autor a usar o termo 'liquefação' numa tentativa de interpretar o processo de ruptura da barragem de Calaveras (Califórnia, 1918), construída com a técnica de aterro hidráulico. Por outro lado, a primeira explanação sobre o fenômeno da liquefação se deve à Terzaghi, em seu livro pioneiro sobre a Mecânica dos Solos, publicado em Viena em 1925. Pereira (2005) cita que, nesta obra, Terzaghi afirmava que a liquefação só poderia ocorrer na situação em que uma determinada estrutura de grande porte, apoiada em um depósito sedimentar, apresentasse uma condição por ele caracterizada como sendo *metaestável*. Coube, porém, a Arthur Casagrande, alguns anos mais tarde (1936), estabelecer uma fundamentação teórica pioneira para o problema da liquefação.

Numa concepção geral, a liquefação pode ser entendida como sendo o fenômeno da perda da resistência de um material, induzida por acréscimos de poropressões, sob solicitações não drenadas. Este fenômeno pode ser potencialmente mobilizado tipicamente em solos finos, com baixa coesão, saturados e que apresentam tendência à contração sob esforços de cisalhamento.

Em condições reais, esta perda súbita e substancial de resistência induz rupturas potencialmente catastróficas, caracterizadas por deslocamentos rápidos e de grande extensão das massas mobilizadas (os chamados 'fluxos de ruptura'). A massa de solo flui e tende a se espalhar livremente, até que as tensões cisalhantes atuantes se tornem tão pequenas quanto às reduzidas resistências ao cisalhamento ainda mobilizadas na massa em movimentação.

É interessante ressaltar que a liquefação pode ocorrer mesmo em condições de solos não saturados, mas que apresentem um grau de saturação suficiente para que a contração resulte em expulsão de água ao invés de ar (Aubertin *et al.*, 2003). Ensaio de laboratório têm confirmado a possibilidade de ocorrência da liquefação em materiais com grau de saturação da ordem de 80% (Martin, 1999). Outra condição bastante crítica se deve à presença de barreiras praticamente impermeáveis no domínio de depósitos de solos susceptíveis à liquefação.

A liquefação é um fenômeno potencialmente crítico no caso de depósitos de rejeitos de mineração. Com efeito, a construção de diques ou aterros sobre uma fundação contendo rejeitos fofos e saturados pode induzir aumentos rápidos nos níveis de tensões em condições não drenadas. Além disso, a disposição de rejeitos a montante destes diques, usualmente realizada por meio da técnica de aterro hidráulico, implica acréscimos contínuos de rejeitos saturados no âmbito da estrutura. Estes elementos condicionam a possibilidade de eventos catastróficos, associados a uma possível liquefação destes materiais sob solicitações estáticas e/ou dinâmicas. Neste contexto,

impõe-se

estabelecer medidas concretas para análise e controle destes fenômenos, essencialmente vinculadas a procedimentos adequados e criteriosos de gestão e manejo da disposição dos rejeitos em barragens de contenção.

Este controle é proporcionado por um efetivo deplecionamento da linha freática e pela manutenção de uma grande extensão da praia de rejeitos (Capítulo 3). Para o controle das extensões das praias em barragens alteadas para montante, torna-se necessário a implantação de estruturas hidráulicas (extravasores) afastadas para montante, de modo a garantir a efetiva captação da água sobrenadante para o sistema de recirculação da planta ou por adução de sistemas de bombeamento a montante dos reservatórios.

Nos itens subseqüentes, são explicitados e discutidos os princípios gerais que regem a mecânica da liquefação dos solos (e de rejeitos, como é o escopo desta dissertação) e as premissas da metodologia de avaliação do fenômeno proposta por Olson (2001). Esta revisão está essencialmente baseada nos trabalhos recentes de Gomes (2010) e de Freire Neto (2009).

2.2 PRINCÍPIOS GERAIS DA LIQUEFAÇÃO

2.2.1 Comportamento dos Solos Granulares sob Cisalhamento

Os princípios gerais do fenômeno da liquefação estão intimamente associados às premissas do comportamento de solos granulares submetidos a esforços cisalhantes. Nos estudos pioneiros de Casagrande, o autor introduziu o conceito de 'estado crítico' dos solos e demonstrou que, durante uma deformação cisalhante ao longo de ensaios triaxiais drenados (única tecnologia de ensaio disponível à época), a redução do volume de uma areia em estado fofo e o aumento de volume em estado compacto tenderiam a resultar em uma mesma densidade final, correspondente a um mesmo índice de vazios, o qual denominou de 'índice de vazios crítico' (Figura 2.1). Nesta condição, os solos granulares tenderiam a apresentar comportamentos tipificados por volumes inalterados sob quaisquer deformações crescentes (Castro, 1969; Kramer, 1985).

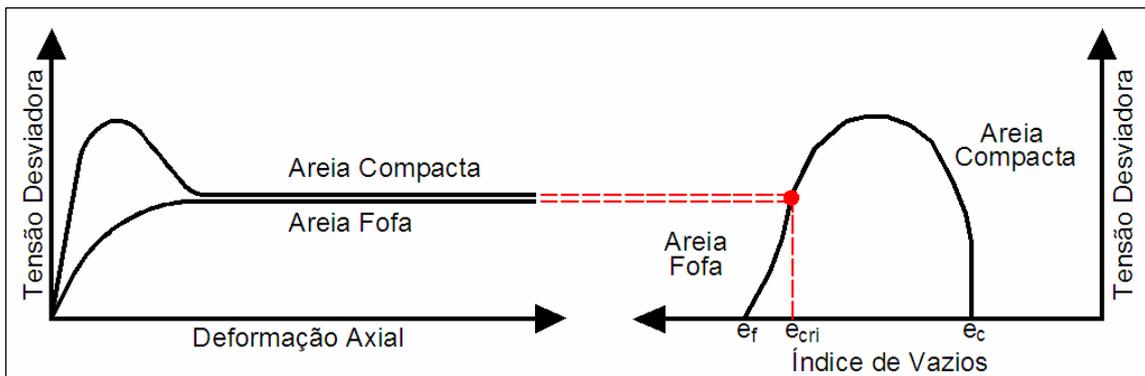


Figura 2.1 – 'Índice de Vazios Crítico' de areia fofas e compactas sob cisalhamento (soil liquefaction web site, 2002)

Com base nos resultados dos ensaios realizados na época, Casagrande mostrou ainda que o conceito de 'índice de vazios crítico' não constitui um parâmetro característico de um dado solo, mas tende a ser menor quanto maiores as tensões confinantes. A correlação entre os valores dos índices de vazios críticos com os logaritmos das correspondentes tensões efetivas confinantes define a chamada "linha do estado crítico" ou LEC (Figura 2.2) que caracteriza a distinção entre solos granulares dilatantes e solos granulares contrácteis (Castro, 1969).

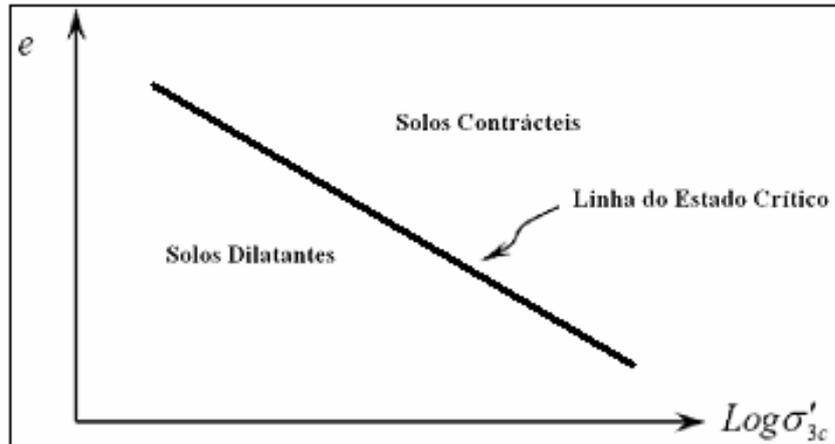


Figura 2.2 – Linha do estado crítico LEC (Casagrande, 1936)

Retomando esta linha de pesquisa, mas com base em uma série de ensaios triaxiais não drenados sob tensões controladas, Castro (1969) estabeleceu também uma relação entre os valores dos índices de vazios obtidos sob grandes deformações com os logaritmos das tensões efetivas confinantes, definindo a chamada 'linha de estado permanente'. Nestas condições, relativas a um 'estado permanente de deformação', o solo tenderia a se deformar continuamente sob volume constante, tensão efetiva normal constante, tensão cisalhante constante e velocidade constante (Castro e Poulos, 1977; Poulos, 1981).

O conceito de estado permanente de deformação está ilustrado na Figura 2.3 (Poulos *et al.*, 1985). O comportamento tensão-deformação do solo é tipicamente do tipo *strain softening* (Figura 2.3a), no qual o material alcança a resistência ao cisalhamento de pico e apresenta, então, uma queda brusca de resistência com a deformação. O ponto P indica a condição de tensão desviadora máxima e o ponto S, a correspondente resistência de estado permanente ou resistência cisalhante liquefeita, cuja envoltória é definida na Figura 2.3b, sendo ϕ_s , obtido a partir de α_s , o chamado 'ângulo de atrito de estado permanente' ou 'ângulo de atrito de volume constante' (ϕ_{cv}). Complementarmente, a Figura 2.3c mostra as variações das tensões efetivas confinantes com as deformações, devido aos acréscimos das poropressões geradas durante o cisalhamento não drenado, ao passo que, na Figura 2.3d, está representada a relação entre os valores dos índices de vazios para grandes deformações com os logaritmos das tensões efetivas confinantes, definindo a chamada 'linha de estado permanente' (LEP).

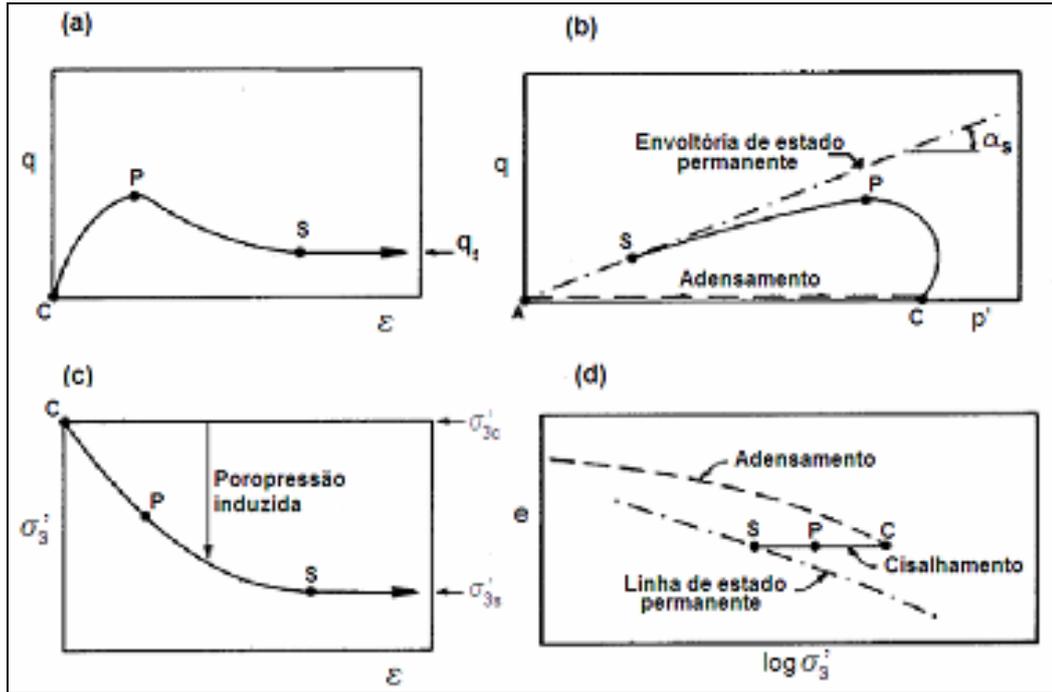


Figura 2.3 – Linha de estado permanente LEP (Poulos *et al.*, 1985)

Note-se, portanto, que a relação representada na Figura 2.3d é essencialmente similar à dada na Figura 2.2 e, embora obtidas para condições de carregamento drenado e não drenado, respectivamente, estas relações são equivalentes (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen *et al.*, 1985; Cárdenas, 2004). Por outro lado, uma vez que a resistência não drenada do solo é proporcional à tensão efetiva de confinamento no estado permanente, torna-se possível estabelecer uma relação direta de compatibilidade (Kramer, 1996) entre linhas de estado permanente definidas em termos da resistência não drenada do solo e em termos das tensões confinantes efetivas (Figura 2.4).

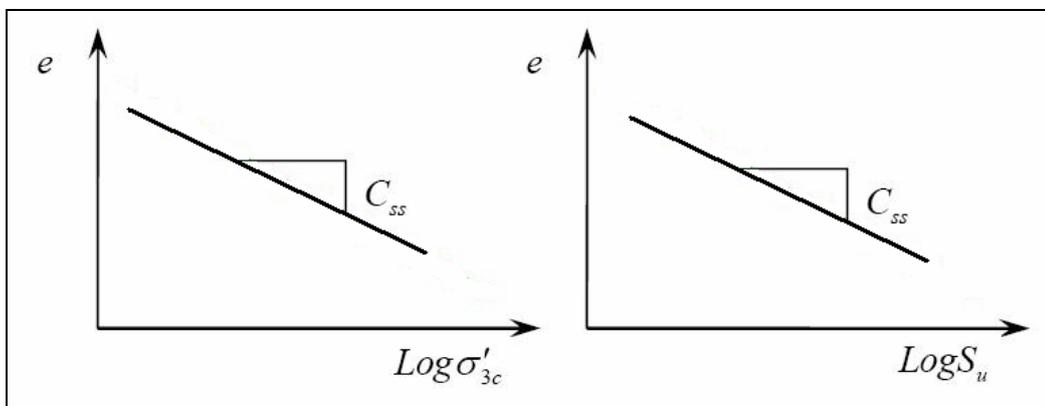


Figura 2.4 – Linhas de estado permanente em função de σ'_{3c} e S_u (Kramer, 1996)

Por outro lado, o comportamento tensão-deformação, indicado na Figura 2.3a, que representa a condição de liquefação propriamente dita ou fluxo de ruptura (ponto a), não constitui o único tipo de resposta associado ao comportamento de solos granulares sob cisalhamento não drenado (comportamento do tipo na Figura 2.5). Com efeito, solos granulares compactos tendem a exibir efeitos de dilatância durante cisalhamento, atingindo elevados valores de resistência devido às reduções das poropressões (resposta do tipo na Figura 2.5).

Para estados intermediários de compactidade, tem-se uma liquefação limitada, definida por uma resistência mínima (ponto b) que caracteriza o chamado 'estado quase permanente' (resposta do tipo na Figura 2.5). Neste caso, o estado permanente será obtido para deformações bem maiores, uma vez que o solo continua a apresentar expansões de volume mesmo sob altas tensões de confinamento.

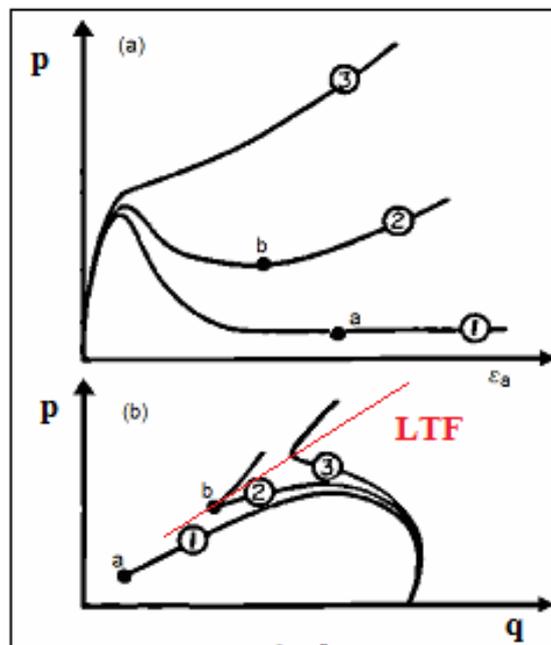


Figura 2.5 – Linha de transformação de fase (Castro, 1969)

Os pontos relativos às mudanças das tendências de variação volumétrica dos solos granulares sob cisalhamento, caracterizados pelas respostas dos tipos e , definem a chamada 'linha de transformação de fase' (LTF) e correspondem aos valores máximos dos excessos de poropressões induzidos durante os ensaios.

2.2.2 Cisalhamento Induzindo Liquefação

Conforme exposto previamente, a linha de estado crítico ou permanente (LEP) separa as tendências de um dado solo ser contrátil ou dilatante durante cisalhamento, em função das condições iniciais de seu estado (índices de vazios e tensões confinantes efetivas iniciais). Desta forma, torna-se possível caracterizar a susceptibilidade ou não dos solos ao fenômeno da liquefação, possível para condições representadas por pontos acima da linha de estado permanente e não possível para pontos abaixo da linha (Kramer, 1985). Este comportamento pode ser expresso pelo chamado 'parâmetro de estado ψ ' (Been e Jefferies, 1985), dado por:

$$\psi = e_0 - e_{ep} \quad (2.1)$$

sendo e_0 o índice de vazios do solo *in situ* antes do cisalhamento e para uma dada tensão confinante efetiva e_{ep} o índice de vazios para o solo na condição de estado permanente (Figura 2.6a). Quando ψ é positivo, o solo exibe comportamento contrátil e pode ser susceptível à liquefação enquanto que, para valores negativos de ψ , a variação volumétrica seria de dilatância e solo não seria susceptível ao fluxo por liquefação.

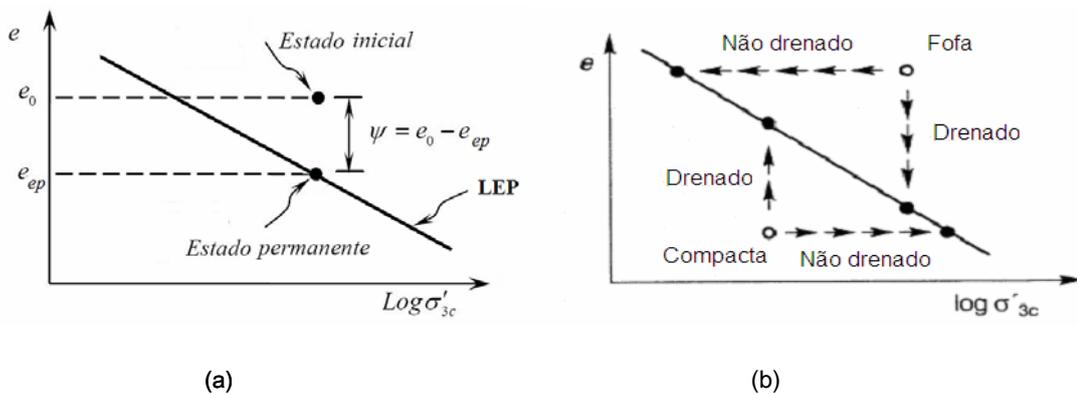


Figura 2.6 – Parâmetro de estado e influência das condições iniciais e de carregamento

As diferentes condições de carregamento (condições drenadas e não drenadas) são mostradas na Figura 2.6b, para um dado solo com índices de vazios correspondentes ao estado de compactidade fofo e compacto (solo com índice de vazios inicial maior ou menor do que o índice de vazios crítico do mesmo, respectivamente).

Em função das condições de carregamento e das características de permeabilidade do solo, a água intersticial poderá ou não ser liberada de imediato do domínio do esqueleto sólido do solo, resultando em processo de redução de volume e aumento das tensões efetivas no primeiro caso (condição drenada) e diminuição das tensões efetivas e a não dissipação rápida dos excessos de poropressões geradas no segundo (condições não drenadas).

O gatilho ou início da liquefação em solos arenosos, siltosos ou de baixa plasticidade, no estado contrátil e em condição não drenada, pode ser acionado devido a acréscimos de poropressões positivas, em função da impossibilidade de reações do solo em termos de reduções de volume. Nesta condição, a tensão **cisalhante aumenta até alcançar a 'resistência de pico' ($S_{u\text{pico}}$ ou $(S_{u\text{yield}})$. A partir desta resistência de pico, o solo tende a ficar instável e, então, tende a se deformar até à condição de estado permanente, com conseqüentes decréscimos da resistência do solo até ser alcançada a resistência cisalhante liquefeita (Sitharam *et al.*, 1993). Nestas condições, a ativação do processo de liquefação (ou o chamado 'gatilho da liquefação') pode ocorrer tanto devido a carregamentos estáticos como pela intervenção de carregamentos cíclicos.**

A correlação das resistências de pico e das resistências residuais (liquefeitas) pode ser melhor entendida a partir de vários resultados de ensaios triaxiais não drenados realizados num solo granular, a partir de amostras preparadas com os mesmos índices de vazios iniciais e submetidas a diferentes tensões **confinantes (Hanzawa *et al.*, 1979; Sladen *et al.*, 1985).**

Tipicamente, em ensaios desta natureza, as resistências ao cisalhamento de pico tendem a se alinhar segundo uma envoltória aproximadamente linear no espaço das trajetórias de tensões (Figura 2.7), definindo a chamada 'linha de colapso' ou 'linha de fluxo por liquefação' LFL (também denominada, muito **incorretamente, de 'superfície de colapso' ou 'superfície de fluxo por liquefação' por tradução direta de FLS - *flow liquefaction surface***), indicada pela linha tracejada da Figura 2.7, uma vez que, a partir destes pontos correspondentes às resistências de pico, tem-se o início (ou é mobilizado o gatilho) da liquefação.

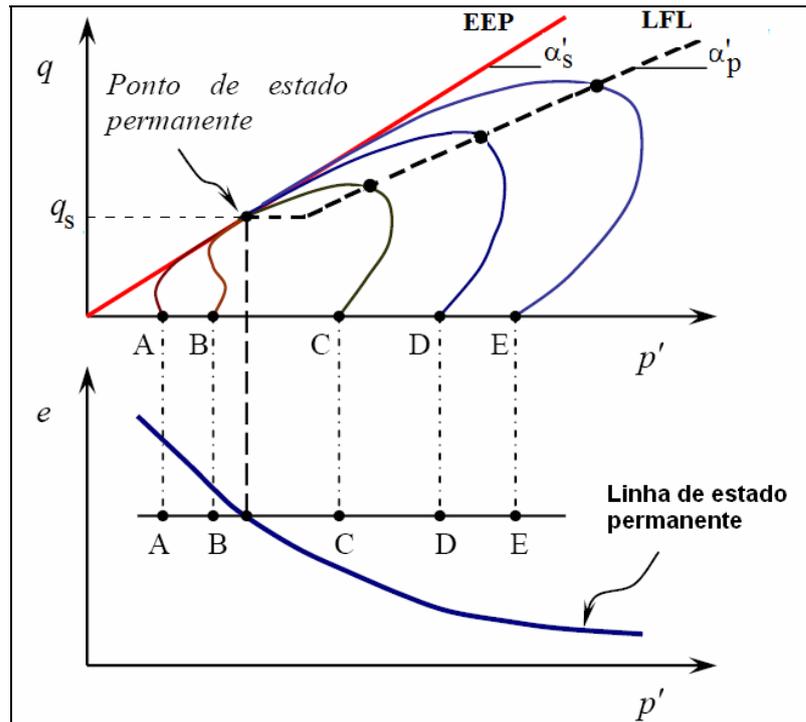


Figura 2.7 – Linha de colapso ou linha de fluxo por liquefação (LFL)

As amostras A e B no estado inicial, localizados abaixo da linha de estado permanente, exibem um comportamento dilatante sob cisalhamento, enquanto que as amostras C, D e E, situadas acima da linha de estado permanente, exibem comportamento contrativo, mobilizando um pico de resistência não drenada e deformando-se rapidamente até ser atingida a envoltória de estado permanente (EEP), no ponto correspondente à resistência de estado permanente ou de resistência liquefeita (q_s). Uma vez que a liquefação não pode ocorrer para pontos situados abaixo da linha de estado permanente, a linha de fluxo por liquefação é interrompida por uma linha horizontal traçada pelo ponto de estado permanente (Figura 2.7).

O gatilho da liquefação é ativado se a tensão cisalhante atuante ultrapassar esta linha durante um carregamento cisalhante não drenado de natureza estática ou cíclica. Em depósitos de rejeitos, o gatilho da liquefação estática pode ser gerado devido a um carregamento rápido sobre um depósito suscetível a liquefação ou por meio de uma rápida elevação da linha freática em um depósito susceptível à liquefação, gerando aumentos de poropressões e, conseqüentemente, perdas de resistências efetivas. A liquefação será acionada quando a resistência de pico for ultrapassada.

O gatilho da liquefação cíclica, por sua vez, pode ser acionado por carregamentos induzidos por terremotos, detonações e/ou vibrações oriundas de equipamentos pesados como caminhões, tratores e rolos vibratórios, gerando um aumento de poropressões positivas, que enfraquece a camada solicitada e acumula deformações até alcançar a linha de colapso. Nesta condição, a estrutura tende a se tornar instável e deforma-se até atingir a resistência cisalhante liquefeita ou residual.

A resistência ao cisalhamento liquefeita constitui, portanto, a resistência ao cisalhamento mobilizada para grandes deformações após o gatilho em solos contrácteis saturados (Olson, 2001). Esta resistência é designada também como 'resistência ao cisalhamento não drenada residual' $S_{r(Seed, 1987)}$, 'resistência ao cisalhamento não drenada de estado permanente', $S_{us(Poulos et al., 1985)}$ e 'resistência ao cisalhamento não drenada crítica', $S_{u(critical)(Stark \& Mesri, 1992)}$. Em recente workshop internacional, estipulou-se adotar a terminologia 'resistência ao cisalhamento liquefeita' $S_{u(LIQ)(Stark et al. 1998)}$, designação que será adotada neste trabalho.

Sob carregamento estático, os deslocamentos tendem a ocorrer em apenas uma direção, sendo crescentes com as cargas aplicadas. Nos carregamentos cíclicos, por outro lado, são induzidas tensões cisalhantes reversas que podem promover elevados efeitos de contração com um resultante crescimento de poropressões no solo. Casagrande (1975) já havia proposto o termo 'mobilidade cíclica' para descrever o fenômeno do aumento cumulativo de poropressões durante carregamentos cíclicos e o termo 'liquefação' ou 'ruptura por fluxo' para caracterizar o fenômeno decorrente da redução substancial da resistência cisalhante de um material induzida por carregamentos monotônicos.

Alguns pesquisadores utilizam ainda o termo 'liquefação limitada' ou 'estado quase permanente' para definir as condições específicas em que grandes deformações ocorrem após o início da liquefação, mas são restringidas a seguir por um aumento da resistência ao cisalhamento não drenada (Finn, 1991). Por outro lado, mesmo um solo com características tipicamente dilatantes pode, numa dada condição de carregamento, acumular poropressões suficientes para se chegar a uma condição temporária de tensões efetivas nulas e, assim, induzir grandes deformações (Robertson, 1994).

Diversos trabalhos e pesquisas têm sido desenvolvidos nos últimos anos para se analisar a susceptibilidade e o gatilho da liquefação em solos finos e granulares sob carregamentos não drenados (Seed e Idriss 1971; Seed 1979; Robertson e Campanella 1985; Ishihara 1993; Kramer, 1996; Youd e Idriss 1997; Olson 2001).

Num contexto geral, a condição geológica local e a distribuição granulométrica do solo condicionam o potencial de liquefação de um dado depósito. Assim, um depósito de solos oriundos do transporte de partículas uniformes por gêneses diversas (depósitos aluviais, fluviais, coluviais, eólicos), quando saturados e com baixa compactação, tende a apresentar forte tendência à liquefação. A ocorrência de carregamentos estáticos ou dinâmicos nestes depósitos pode gerar grandes deformações e rápidos acréscimos de poropressões e, conseqüentemente, perda substancial das tensões efetivas atuantes.

A suscetibilidade à liquefação em depósitos antigos tende a ser geralmente menor do que em depósitos mais recentes, devido aos efeitos de adensamento do solo ao longo do tempo e crescente confinamento pela imposição de sobrecargas diversas. Por esta razão, fenômenos de liquefação têm sido raramente documentados em depósitos de solos antigos e muito consolidados, com profundidades superiores a 15m (Krinitzsky 1993). Sedimentos naturais areno-siltosos tendem a ser depositados em um estado fofo e, portanto, são mais propensos a apresentar um comportamento de cisalhamento contrativo do que as areias **limpas (Poulos *et al.*, 1985). A forma das partículas também influencia o fenômeno, sendo que solos com grãos mais arredondados tendem a ser mais suscetíveis à liquefação do que solos com partículas angulares.**

Em princípio, admitia-se que a liquefação era restrita a depósitos de areias; desta forma, solos de granulometria mais fina não tenderiam a gerar aumentos consideráveis de poropressões devido a sua plasticidade e solos mais grossos não manteriam acréscimos de poropressões por um tempo suficiente para **desenvolver a liquefação. Vários estudos recentes (Wang, 1979; Ishihara, 1985; Perlea *et al.*, 1999;),** entretanto, mostraram que materiais mais finos, como siltes não plásticos, manifestavam também tendência à liquefação sendo que, no caso destes solos mais finos, as características de plasticidade influenciavam mais no processo do que a distribuição granulométrica (Figura 2.8).

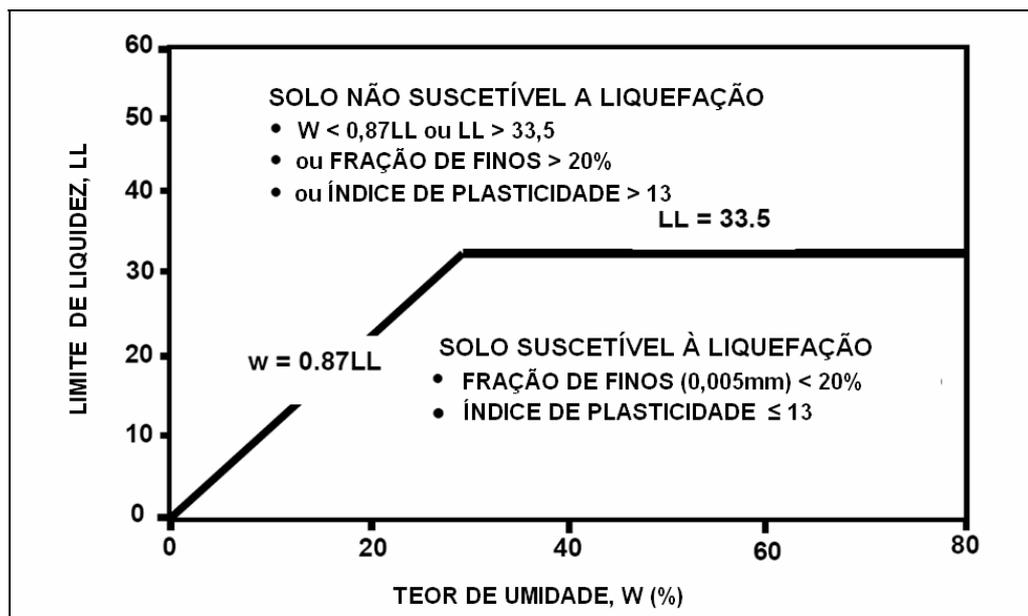


Figura 2.8 – Influência da plasticidade na liquefação dos solos finos (Perlea *et al.*, 1999)

O potencial de liquefação de areias, com teor de finos maior do que 5% depende da plasticidade dos finos, pois os finos plásticos tendem a impedir a livre separação dos grãos sob solicitações externas. Assim, areias contendo siltes plásticos apresentaram uma elevada resistência à liquefação devido à coesão dos finos existentes (Ishihara,

1993). De uma maneira geral, o teor de finos influencia na suscetibilidade à liquefação de duas maneiras distintas: por um lado, a presença de finos plásticos contribui para a redução da condutividade hidráulica do solo e, por outro lado, esta presença contribui para a resistência ao cisalhamento, devido ao acréscimo de coesão. Entretanto, no caso de solos formados por finos com baixa plasticidade, a influência é apenas negativa, com o aumento da susceptibilidade à liquefação causada pela redução da condutividade hidráulica (Freire Neto, 2009).

A suscetibilidade à liquefação também é influenciada pela distribuição granulométrica, sendo que solos bem graduados são menos suscetíveis ao fenômeno, isto devido à incorporação dos vazios pelas partículas menores, resultando numa menor variação volumétrica, sob condição drenada, e baixas gerações de poropressão na condição não drenada. Depósitos de solo com granulometria uniforme apresentam mais suscetibilidade à liquefação (Poulos *et al.*, 1985) e representa a maioria dos eventos de casos de ruptura por fluxo de liquefação.

Baseado em resultados de ensaios de granulometria em solos que sofreram e não sofreram liquefação, Tsuchida (1970), citado em Terzaghi *et al.* (1996), propôs as faixas de domínio de solos suscetíveis ou não aos fenômenos da liquefação (Figura 2.9a). O limite inferior reflete a influência da presença de finos plásticos que tendem a restringir a possibilidade de solos arenosos sofrerem contração durante o cisalhamento. Na avaliação deste autor, depósitos de solo natural com D_{50} menor do que 0,02 mm ou maior do que 2 mm não seriam suscetíveis à liquefação.

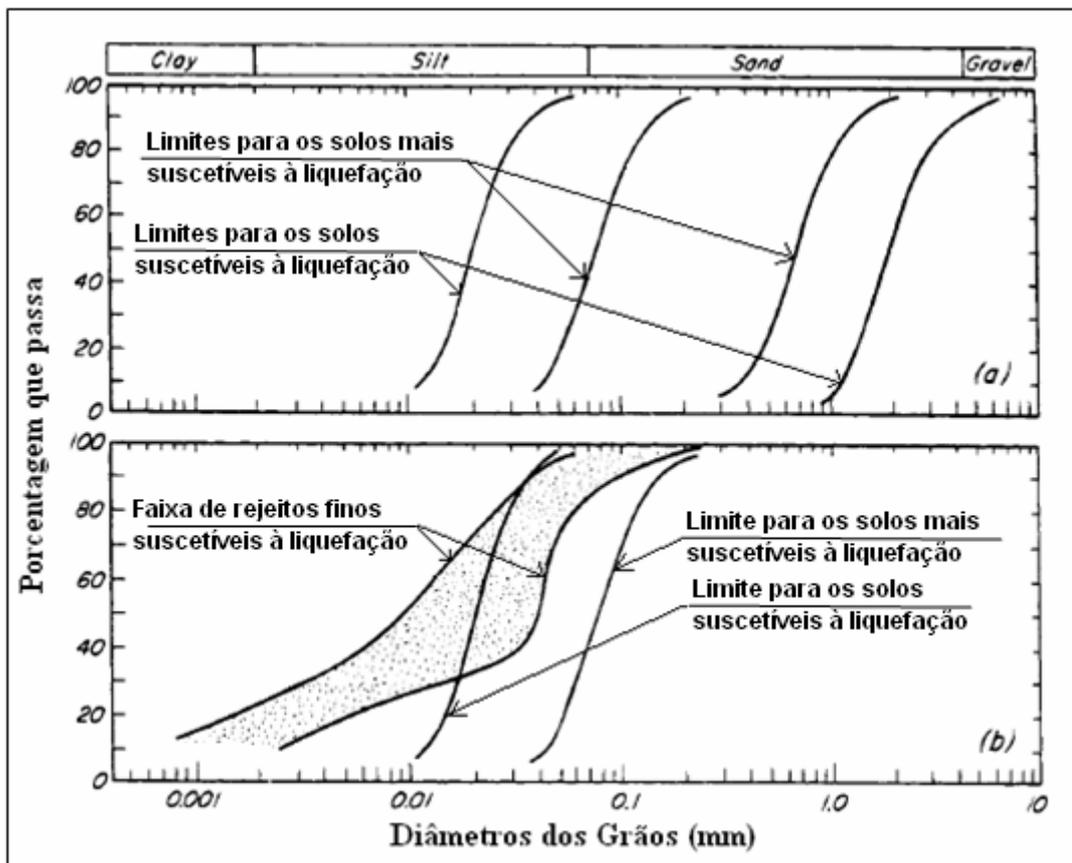


Figura 2.9 - Limites e faixas granulométricos de solos para estudos da suscetibilidade à liquefação (Terzaghi *et al.*, 1996)

Por outro lado, Terzaghi *et al.* (1996) afirmam que rejeito de mineração também é um material suscetível à liquefação, embora contenham uma significativa quantidade de partículas com tamanho de silte e argila, estes finos de rejeitos possuem uma baixa plasticidade devido o processo industrial no qual é formado. Assim, estes autores propuseram alterações das faixas granulométricas anteriores para estudos da suscetibilidade de rejeitos à liquefação (Figura 2.9b).

2.2.3 Fluxo por Liquefação e Mobilidade Cíclica

O termo 'liquefação' pode englobar diferentes conceitos e há, então, que se ter cuidado ao se aplicar genericamente esta terminologia única para descrever fenômenos que são essencialmente distintos (Casagrande, 1975; Robertson, 1994; Kramer, 1996; Olson, 2001). Robertson (1994) apresentaram uma proposta de classificação dos diversos processos associados ao fenômeno geral da liquefação dos solos, que está formalizado por Robertson e Fear (1998) da seguinte forma:

Fluxo por Liquefação: ocorre quando um solo contrátil e saturado exibe um comportamento do tipo *strain softening*, que se caracteriza por uma perda de resistência com a deformação, após carregamentos monotônicos e cíclicos não drenados. Para ocorrer o fluxo de liquefação *in situ*, a tensão cisalhante imposta ao solo (τ_d) deve ser maior (Figura 2.10a) do que a resistência de estado permanente ou resistência cisalhante liquefeita (S_{us}). Por outro lado, solos que tendem a exibir comportamento do tipo *strain hardening* não seriam passíveis de mobilização do fenômeno (Figura 2.10b).

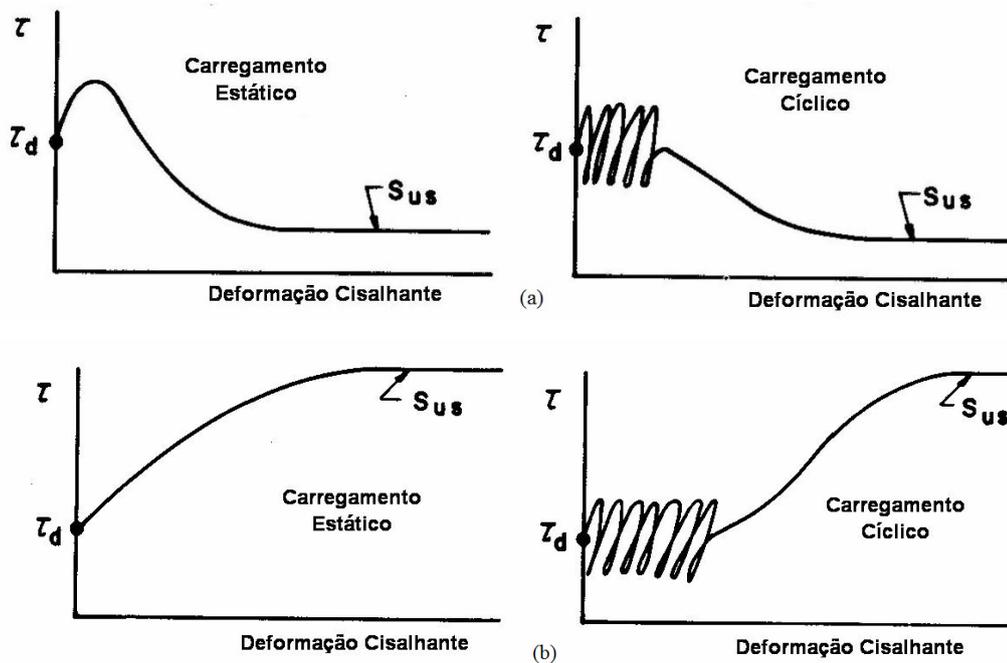


Figura 2.10 – Mobilização (a) e não mobilização (b) dos mecanismos de fluxo por liquefação sob carregamentos estáticos e cíclicos

Deformação cíclica: refere-se ao acúmulo de excesso de poropressões durante um carregamento cíclico em solos que normalmente apresentam dilatância durante carregamentos monotônicos; o aumento das poropressões ocorre antes do solo atingir a sua condição limite de deformação. O limite do comportamento da deformação do solo é dependente da magnitude da tensão cisalhante inicial em relação à tensão cisalhante aplicada. Este limite pode ser descrito de duas formas:

Liquefação cíclica: ocorre quando a tensão de cisalhamento cíclica transmitida para o solo é grande o suficiente para gerar uma reversão na tensão de cisalhamento. Condições de tensões efetivas nulas podem ser desenvolvidas induzindo grandes deformações. Estas deformações, elevadas durante o carregamento cíclico, tendem a se estabilizar uma vez interrompido o carregamento;

Mobilidade cíclica: ocorre quando a tensão de cisalhamento cíclica transmitida para o solo não é suficientemente grande para gerar uma reversão na tensão de cisalhamento. Nestas condições, tensões efetivas nulas não são mobilizadas e as deformações tendem a ser geralmente pequenas.

Olson (2001) utiliza uma nomenclatura ligeiramente modificada, definindo os seguintes mecanismos associados à liquefação dos solos:

Fluxo por Liquefação: é um processo do tipo *strain softening*, caracterizado por elevada deformação e perda de resistência em solos sem coesão, saturados e com tendência à contração durante cisalhamento não drenado. Este comportamento por ser ativado tanto por um carregamento estático como dinâmico ou por deformações não drenadas sob carga constante (Figura 2.11). O fluxo de liquefação somente ocorrerá no campo se a tensão cisalhante estática for maior do que a resistência de estado permanente ou resistência cisalhante liquefeita ($s_{u(LIQ)}$).

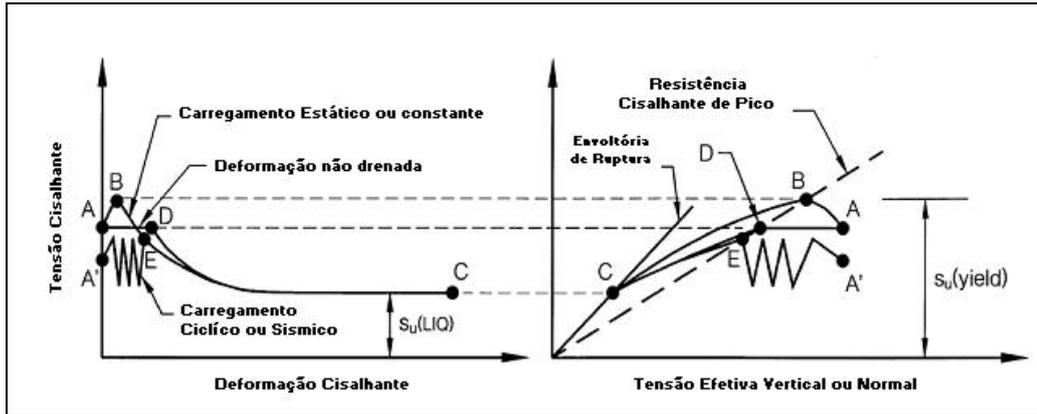


Figura 2.11 – Fluxo por liquefação sob carregamentos estáticos e cíclicos (Olson, 2001)

Mobilidade Cíclica – a mobilidade cíclica é o resultado dos acréscimos dos excessos das poropressões com a perda da resistência cisalhante resultante de carregamentos estáticos e cíclicos concorrentes (Figura 2.12), sendo possível distinguir três mecanismos de mobilidade cíclica, em função das diferentes trajetórias de tensões mobilizadas:

- (a) não há reversão de tensões e a resultante das tensões cisalhante estática e cíclica está sempre abaixo da resistência cisalhante do estado (regime) permanente;
- (b) não há reversão de tensões, mas, em alguns períodos momentâneos, a resultante das tensões cisalhante estática e cíclica ultrapassa a resistência cisalhante do estado permanente;
- (c) há reversão de tensões e a resultante das tensões cisalhante estática e cíclica está sempre abaixo da resistência cisalhante do estado (regime) permanente.

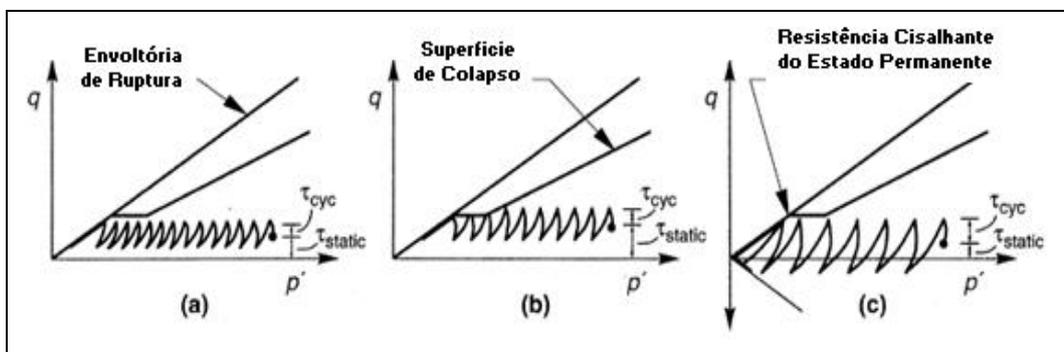


Figura 2.12 – Mobilidade Cíclica em solos (Kramer, 1996)

Segundo Olson (2001), em contraste com o fluxo de liquefação, a tensão cisalhante estática nos casos da mobilidade cíclica é menor do que a resistência cisalhante liquefeita (ou resistência do estado permanente). A mobilidade cíclica ocorre tipicamente em solos fofos a medianamente compactos, mas pode ocorrer em solos compactos se o carregamento for forte o bastante, com duração suficiente e em condições de campo favoráveis. Portanto, depois de um período de carregamento sísmico ou cíclico, deformações permanentes significativas podem ser acumuladas, particularmente na direção das tensões cisalhantes estáticas atuantes. Entretanto, quando o carregamento cessa, as deformações também cessam, caracterizando a chamada mobilidade cíclica.

Liquefação em terrenos planos – o termo liquefação em terrenos planos é um subconjunto de mobilidade cíclica que ocorre quando a tensão cisalhante estática é nula. Neste caso, a liquefação é comumente associada ao desenvolvimento dos fenômenos chamados de *sand boils* (excesso de poropressões, causando um rápido fluxo de água para superfície do terreno após carregamentos dinâmicos, com transporte de partículas de solos através de fissuras existentes ou formadas no depósito sob forma de pequenas erupções de areia) e recalques de terrenos em solos granulares e ao atrito negativo em fundações profundas, após ocorrência de sismos.

No escopo desta dissertação, compreendendo a análise da liquefação estática de rejeitos, a abordagem está centrada na mobilização do fenômeno do fluxo por liquefação de rejeitos que exibem um comportamento do tipo “*strain softening*”. A complexidade relativa a uma correta previsão das poropressões geradas neste tipo de comportamento tem norteado a proposição de se utilizar a resistência ao cisalhamento não drenada em análises de estabilidade envolvendo estes materiais (Ladd, 1972; Bishop, 1973; Poulos

et al., 1985; Olson, 2001). Visando aplicar abordagens mais conservativas nas análises de estabilidade de depósitos de materiais que apresentam comportamento tensão-deformação do tipo *strain softening* durante o cisalhamento não drenado, recomenda-se adotar em projeto metodologias baseadas na resistência não drenada liquefeita e não no valor da resistência não drenada de pico (Poulos, 1988).

Olson (2001) propõe um método que utiliza a resistência não drenada de pico para análise do gatilho e, se houver, utiliza a resistência não drenada liquefeita. A prática corrente tem sido a obtenção deste parâmetro por meio de ensaios triaxiais em laboratório, mas, mais recentemente, tem-se utilizado correlações com valores de resistência à penetração, obtidos por meio de ensaios de campo, como exposto no item a seguir.

2.2.4 Estimativa da Resistência Liquefeita dos Solos

Como exposto previamente, diversos procedimentos têm sido propostos para a estimativa da susceptibilidade ou potencial de liquefação de um solo (ou de um rejeito de mineração), comumente por meio de avaliação de resultados de ensaios triaxiais em laboratório (Castro, 1969; Hanzawa *et al.*, 1979; Vaid e Chern, 1983; Poulos *et al.*, 1985; Sladen *et al.* 1985; Ishihara, 1993; Yamamuro e Lade, 1997; Gomes *et al.*, 2002; Espósito e Assis, 2002; Pereira, 2005). Mais recentemente, estes estudos têm sido implementados com base na utilização de métodos empíricos que correlacionam resistências à penetração de ensaios de campo com as resistências não drenadas do solo e em retro-análises de casos históricos de ruptura por liquefação (Seed, 1987; Seed e Harder, 1990; Stark e Mesri, 1992; Ishihara, 1993; Olson, 2001; Olson e Stark, 2003a; Idriss e Boulanger, 2007; Byrne, 2008). Estes estudos são baseados em conceitos clássicos da mecânica dos solos, tais como 'índice de vazios crítico', linha de estado permanente, resistência de pico e resistência liquefeita.

Para a determinação da resistência liquefeita, metodologias baseadas em ensaios de laboratório (Freire Neto, 2009) exigem amostras de alta qualidade e a adoção de fatores de correção para compensar as potenciais variações de volume que ocorrem durante a amostragem e o ensaio (Poulos *et al.*, 1985; Ishihara, 1993; Idriss e Boulanger, 2007). Isto se deve ao fato de que, quaisquer erros na determinação dos índices de vazios *in situ* podem resultar em grandes diferenças nos resultados dos ensaios, uma vez que a linha de estado permanente é influenciada pela técnica de preparação da amostra, pelo modo de cisalhamento e pela tensão confinante efetiva.

Um exemplo da utilização destes procedimentos (Poulos *et al.*, 1985), baseados em resultados de ensaios de compressão triaxial (adensados isotropicamente, saturados, não drenados e com medição das poropressões desenvolvidas durante o cisalhamento) é indicado na Figura 2.13, sendo a determinação da resistência liquefeita estabelecida a partir da hipótese de paralelismo entre a linha de estado permanente *in situ* (na verdade, obtida para um conjunto de amostras indeformadas) e a linha de estado permanente determinada a partir das amostras reconstituídas em laboratório.

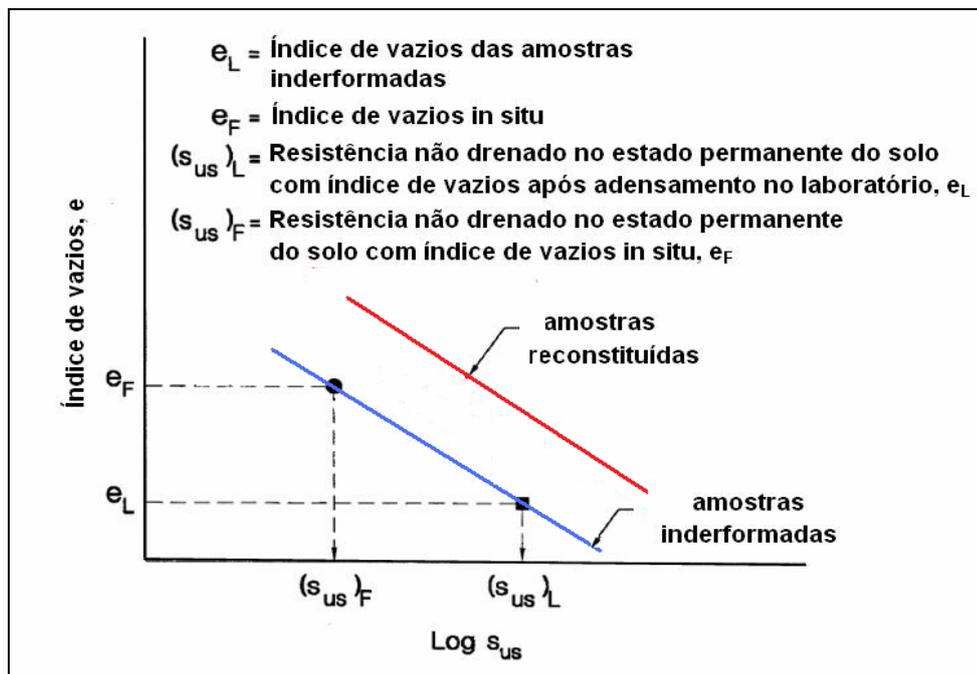


Figura 2.13 – Concepção básica da metodologia proposta por Poulos *et al.* (1985), para a determinação da resistência liquefeita dos solos, com base em ensaios de laboratório

Desta forma, ênfase maior tem sido dada às metodologias para determinação da resistência liquefeita a partir de retro-análises de casos históricos de fluxo de ruptura por liquefação, por meio de correlações com índices de resistência à penetração (ensaios SPT ou CPT), normalizados em relação à energia de cravação e ao nível de tensões atuantes (Seed, 1987; Seed e Harder, 1990; Stark e Mesri, 1992; Konrad e Watts, 1995; Olson, 2001; Olson e Stark, 2002; Idriss e Boulanger, 2007).

Seed (1987) foi o primeiro a formular uma proposição de estimativa da resistência ao cisalhamento residual dos solos liquefeitos, a partir da retro-análise de casos históricos

de ruptura por liquefação, e a correlacionar esta resistência com o número de golpes normalizados de SPT (Idriss & Boulanger, 2007). O autor calculou os valores da resistência ao cisalhamento residual a partir de análises de equilíbrio limite, considerando a geometria final da massa deslizada e diferentes superfícies de ruptura, para a determinação de uma faixa inferior da resistência ao cisalhamento residual.

Mais tarde, Seed e Harder (1990), reavaliando os dados e incluindo alguns outros casos históricos, desenvolveram uma nova proposta (Figura 2.14) de relação entre a resistência ao cisalhamento residual (liquefeita) e número de golpes de SPT, normalizados em termos de equivalência com relação a depósitos de areias puras (Stark *et al.*, 1998).

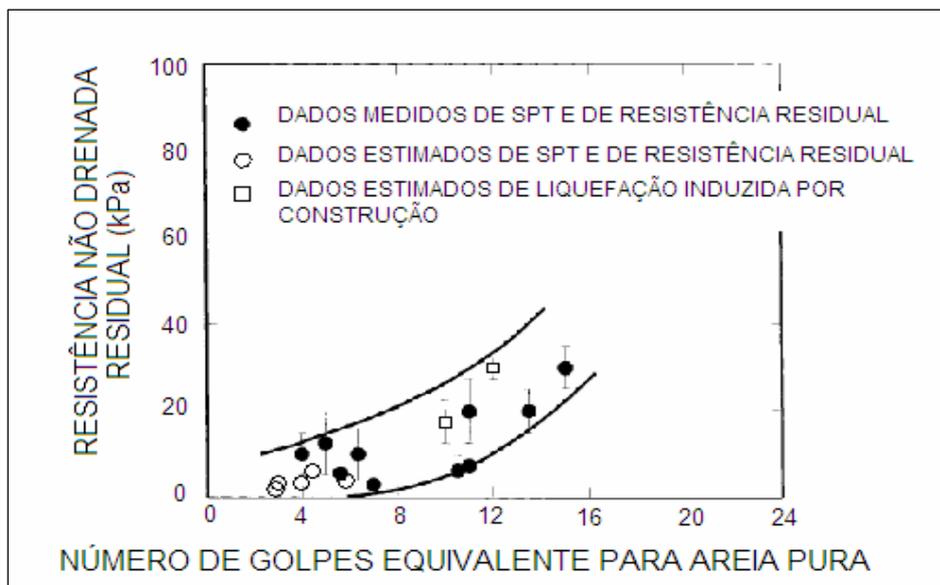


Figura 2.14– Correlações propostas por Seed e Harper (1990) entre resistências liquefeitas e número de golpes normalizados de SPT (Stark *et al.*, 1998)

Stark e Mesri (1992) retomaram estas mesmas análises, explicitando os resultados em termos da relação entre a resistência liquefeita e a tensão vertical efetiva pré-ruptura (resistências normalizadas), baseado no fato de que, quanto maior a tensão vertical efetiva pré-ruptura, maior deverá ser a resistência liquefeita, já que o adensamento induz um incremento das tensões confinantes. Entretanto, tal abordagem (Figura 2.15) não propiciou uma melhoria efetiva da dispersão dos dados obtidos previamente.

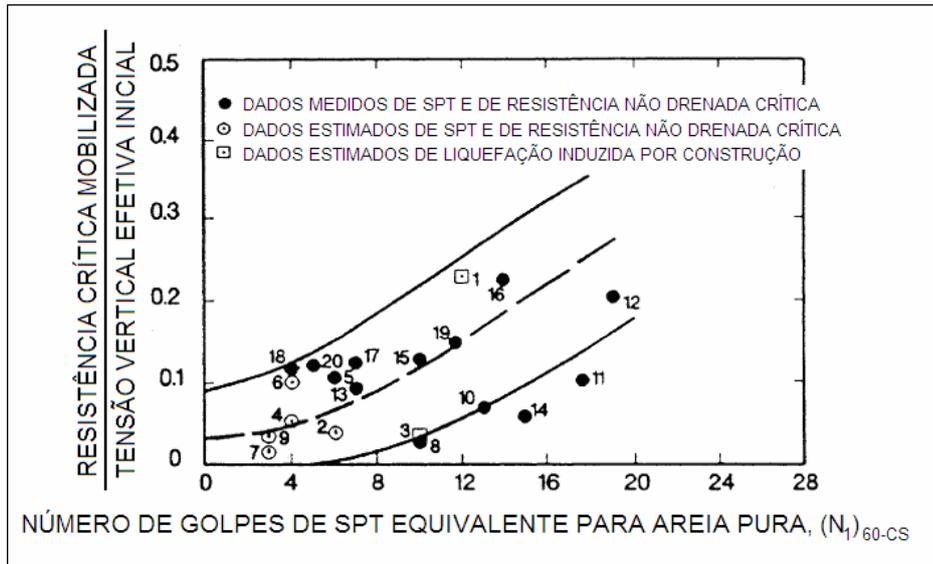


Figura 2.15 – Correlações propostas por Stark e Mesri (1992) entre resistências liquefeitas normalizadas e número de golpes normalizados de SPT (Stark *et al.*, 1998)

De acordo com Olson (2001), os valores estimados da resistência ao cisalhamento neste tipo de análise constituem parâmetros mais representativos que aqueles obtidos em ensaios de laboratório, porque incorporam a realidade complexa dos depósitos reais, a mistura e a interação de diferentes materiais e a própria cinética da ruptura. Entretanto, persistem algumas incertezas que afetam os valores estimados das resistências, devido principalmente às dificuldades de se estabelecer rigidamente os limites da zona de liquefação, a posição das superfícies de deslizamento inicial e final e o potencial de drenagem e de redistribuição das poropressões mobilizado durante o fluxo.

2.3 RETRO - ANÁLISES DE EVENTOS DE FLUXO POR LIQUEFAÇÃO

2.3.1 Razão de Resistência de Pico e Razão de Resistência Liquefeita

O tratamento dos dados de um grande número de ensaios de laboratório evidenciou, há muito tempo, a caracterização do conceito de normalização da resistência não drenada pela tensão vertical efetiva de adensamento (S_w / σ'_{vc}), para a obtenção da resistência não drenada de solos coesivos a partir do seu histórico de tensões (Ladd e Foot, 1974).

Relações deste tipo são chamadas de 'razões de resistência' e podem ser aplicadas em termos das resistências de pico (Olson, 2001; Olson e Stark, 2003a) e das resistências

liquefeitas (Stark e Mesri, 1992; Ishihara, 1993; Olson, 2001; Olson e Stark, 2002; Idriss e Boulanger, 2007; Byrne, 2008) para a avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não coesivos susceptíveis à liquefação, definidas por:

- Razão de resistência de pico:
$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.2)$$

- Razão de resistência liquefeita:
$$\left(\frac{S_{u,liq}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.3)$$

sendo $(S_u)_{pico}$ e $(S_u)_{liq}$ as resistências não drenada de pico e liquefeita, respectivamente e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva *in situ* antes da ruptura (pré-ruptura).

Entretanto, existe uma correlação direta entre a razão de resistência de pico (associada à tensão vertical efetiva) e o coeficiente angular da envoltória de resistência de pico (definida pelo ângulo ϕ'_p e associada à tensão normal efetiva), pois a grande maioria dos casos históricos documentados de fluxos de ruptura aproxima-se das condições do cisalhamento direto simples dentro das zonas da liquefação (Olson, 2001; Olson e Stark, 2002, 2003b), não havendo, portanto, distinção apreciável entre a tensão vertical efetiva e a tensão normal efetiva de pico. Desta forma, tem-se que:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{pico} = \tan \phi'_p \quad (2.4)$$

Com base nos princípios da mecânica dos solos do estado crítico, existe um valor único para a razão de resistência liquefeita (e também para a razão de resistência de pico) para um dado depósito de solo, desde que o coeficiente angular da reta de compressão virgem de adensamento (ou seja, o índice de compressão C_c) seja igual ao coeficiente angular da linha de estado permanente. Com efeito, vários estudos experimentais têm demonstrado que a linha de compressão no adensamento e a linha de estado permanente são aproximadamente paralelas para muitos solos arenosos contrácteis (Figura 2.16), particularmente para solos arenosos com teor de finos maior do que 12% (Olson, 2001; Olson e Stark, 2003b).

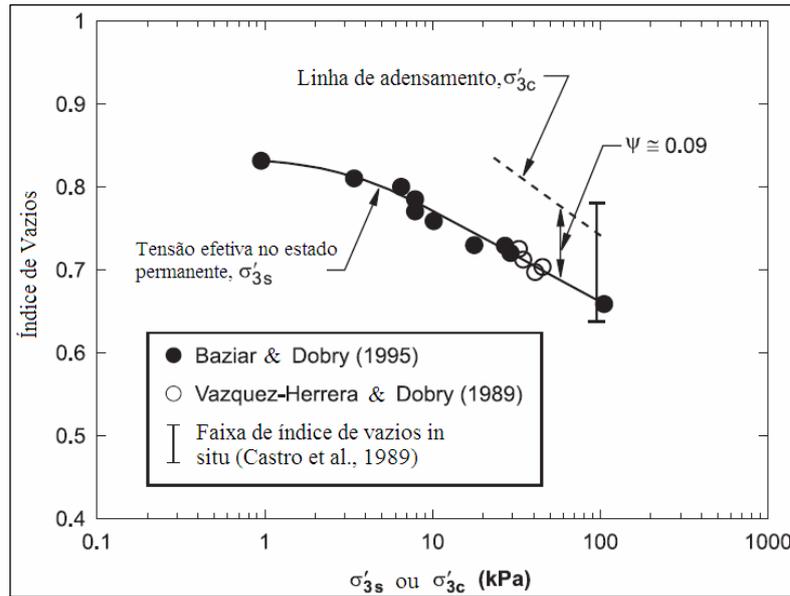


Figura 2.16 – Paralelismo entre a linha de estado permanente e a linha de adensamento (Olson, 2001)

Olson e Mattson (2008) mostraram, com base em resultados de ensaios triaxiais adensados não drenados de compressão axial e de extensão lateral, que o modo de cisalhamento afeta tanto as razões de resistência de pico quanto as razões de resistência liquefeita e que estas razões (cujos valores tendem a ser sistematicamente maiores para os ensaios de compressão) podem ser expressas pelas seguintes relações:

$$\frac{(s)_{v \text{ pico } u}}{\sigma'_{1c}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_y}{\sigma'_{1c} \sigma'_{1c}} \quad (2.5)$$

sendo $(\sigma_1 - \sigma_3)_y$ a tensão desviadora máxima e σ'_{1c} a tensão principal maior efetiva ao final do adensamento.

$$\frac{(s)_{v \text{ liq } u}}{\sigma'_{1c}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ep}}{\sigma'_{1c} \sigma'_{1c}} \tan \phi'_{ep} \quad (2.6)$$

sendo $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ep}$ a tensão desviadora no estado permanente, ϕ'_{ep} o ângulo de atrito de estado permanente e σ'_{1c} a tensão principal maior efetiva ao final do adensamento.

Os autores observaram que as razões de resistência de pico obtidas de ensaios de compressão triaxial, variaram entre 0,18 e 0,43, ao passo que as razões de resistência liquefeita, obtidas nestes mesmos ensaios, variaram entre 0,01 e 0,32. Outras pesquisas

(Ishihara 1993; Baziar e Dobry; 1995) ratificam que a resistência ao cisalhamento liquefeita dos solos sem coesão é diretamente proporcional à maior tensão efetiva principal antes da ruptura.

2.3.2 Razões de Resistência por retro-análises de rupturas de fluxo por liquefação

Estes procedimentos têm sido propostos com grande ênfase nos estudos atuais de liquefação e podem ser ilustrados pelo trabalho de Olson (2001). O autor estabeleceu correlações entre razões de resistência de pico com as tensões verticais efetivas médias correspondentes, a partir de retro-análises de trinta e três casos históricos de fluxos de ruptura por liquefação, induzidos por carregamentos estáticos, dinâmicos ou por deformações não drenadas sob carga constante. Os resultados ratificaram a hipótese de linearidade das correlações entre resistências de pico e valores das tensões verticais efetivas pré-ruptura (Figura 2.17).

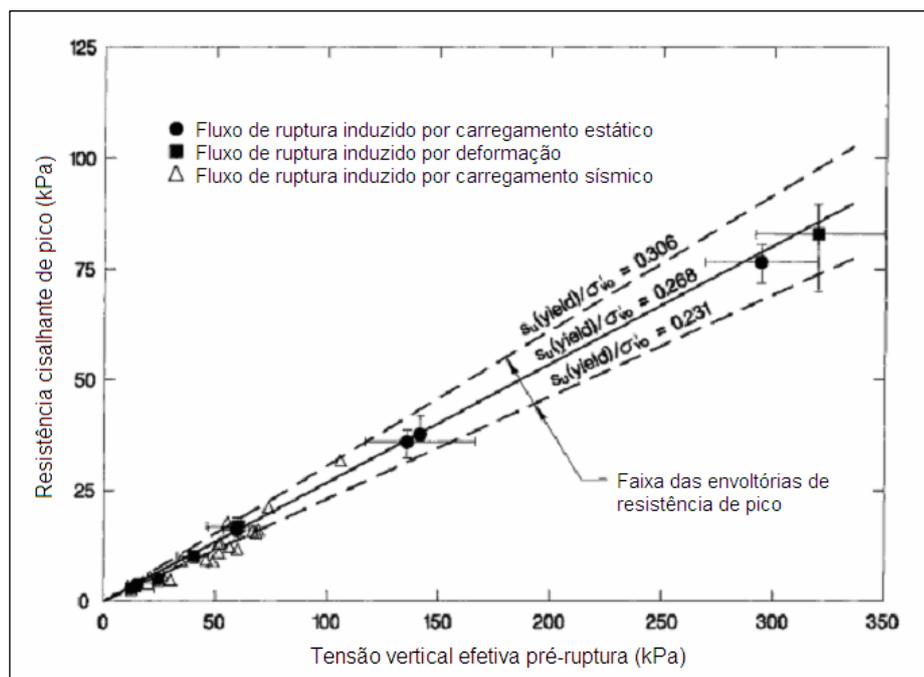


Figura 2.17 – Correlação entre razões de resistência ao cisalhamento de pico e tensões verticais efetivas pré-ruptura de casos históricos de fluxo de ruptura por liquefação (Olson, 2001)

As razões de resistência ao cisalhamento de pico, obtidas a partir destas retro-análises, variaram entre 0,231 a 0,306, com um valor médio da ordem de 0,268, sendo tanto maior quanto maior for a resistência à penetração do solo. O valor das tensões verticais

efetivas pré-ruptura para as correlações foi tomado em termos da média ponderada dos valores das tensões efetivas obtidas no domínio da zona de solo susceptível e responsável pelo gatilho da liquefação.

Com base nas mesmas retro-análises, Olson (2001) estabeleceu correlações análogas entre razões de resistência liquefeita e as médias ponderadas das tensões verticais efetivas médias, que indicaram relações aproximadamente lineares para uma ampla faixa de tensões atuantes, com razões de resistência liquefeita variando entre 0,05 e 0,12 (Figura 2.18). Uma vez que o modo de cisalhamento para a maioria dos casos históricos de fluxo de ruptura aproxima-se das condições do cisalhamento direto simples dentro das zonas da liquefação, justifica-se o fato das razões de resistência de pico e liquefeita, obtidas dos casos históricos retro-analisados, serem menores do que as respectivas razões obtidas dos ensaios de compressão triaxial.

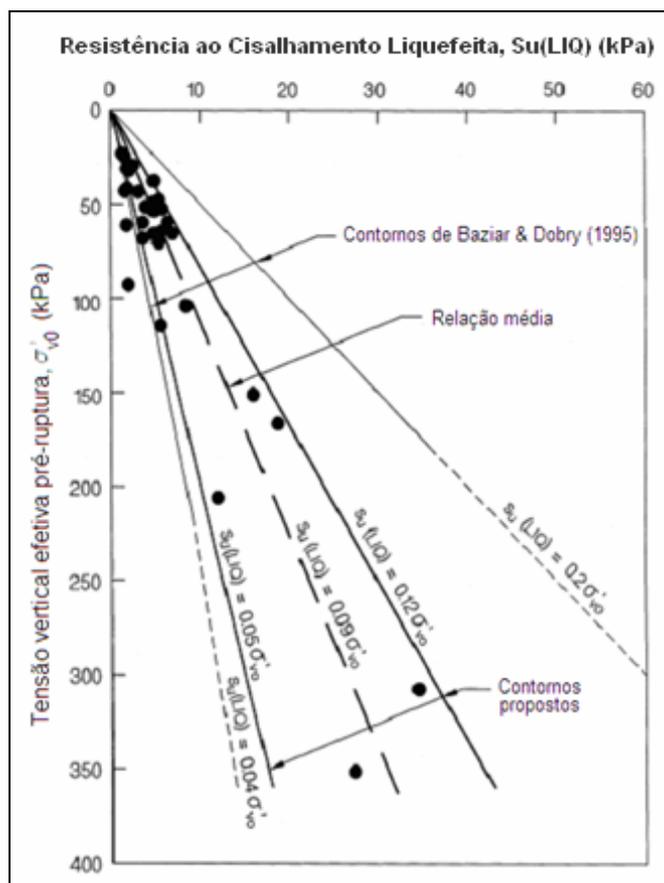


Figura 2.18 – Correlação entre razões de resistências liquefeitas e tensões verticais efetivas pré-ruptura de casos históricos de fluxo de ruptura por liquefação (Olson, 2001)

2.3.3 Resistências à Penetração Normalizadas dos Solos

Razões de resistência podem ser correlacionadas diretamente com índices de resistência à penetração dos solos porque ambos os parâmetros são funções do peso específico do solo e da tensão de confinamento efetiva atuante, de tal forma que, quanto maiores os valores normalizados de resistência à penetração, maiores são as razões de resistência e menores os valores dos respectivos parâmetros de estado (Fear e Robertson, 1995).

Estas correlações utilizam comumente valores normalizados das resistências à penetração, obtidos por meio de ensaios SPT ou CPT, levando-se em consideração as influências relativas das energias de cravação aplicadas e das tensões confinantes. O problema crítico consiste na superação das diversas incertezas relacionadas à caracterização de uma resistência à penetração representativa de um dado depósito, levando-se em conta a enorme variabilidade dos sistemas naturais e a típica segregação de materiais nos depósitos formados pela ação humana.

- **Normalizações das Resistências à Penetração de Ensaio SPT**

Os valores das resistências à penetração de campo de ensaios SPT são representados pelos números de golpes N , que incorporam efeitos superpostos da variabilidade do sistema de cravação e das tensões confinantes na sua leitura formal. Assim, estes valores devem ser normalizados para determinados parâmetros de controle da resistência à penetração, relacionados à mesma energia de cravação e à mesma tensão de referência.

Tomando-se inicialmente como parâmetro de controle em termos de uma energia de cravação da ordem de 60% da energia teórica de queda livre do martelo aplicada à haste de perfuração (Seed *et al.*, 1985), o índice corrigido é expresso como N_{60} , dado por:

$$ER \frac{N}{N_{60}} \quad (2.7)$$

sendo ER a energia relativa à energia teórica de queda livre do martelo de cravação, da ordem de 70% na prática comum brasileira (Schnaid, 2000) e N o número de golpes medido no ensaio.

sendo C_q o fator de correção do nível de tensões para CPT dado na equação (Seed *et al.*, 1983), determinado a partir de parâmetros já referenciados previamente e cujo valor não deverá ser maior do que 2,0 (Olson, 2001).

Idriss e Boulanger (2007), por outro lado, usaram valores corrigidos dos golpes equivalentes de N_{SPT} para areias puras, expressos por $(N_1)_{60cs-Sr}$ (Equação 2.9) para a estimativa de razões de resistências de pico e de resistências liquefeitas e, a partir destas, obtiveram as correlações necessárias para a obtenção dos valores corrigidos das correspondentes resistências de ponta dos ensaios CPT ($q_{c1Ncs-Sr}$).

2.3.4 Razões de Resistência versus Resistências à Penetração dos Solos

Com base em retro-análises de casos históricos de rupturas de fluxo por liquefação, têm sido propostas correlações associando razões de resistência e resistências à penetração normalizadas, discutidas no item anterior. Olson (2001) estudou eventos históricos e correlacionou razões de resistência com parâmetros corrigidos de ensaios de penetração SPT e CPT.

Nos estudos, foram empregados três tipos de análises de estabilidade dependendo dos níveis de complexidade e das informações disponíveis em cada problema, definidas pelo autor como análise simplificada, análise rigorosa e análise completa, a qual incluiu a avaliação da própria cinética da ruptura.

No caso das análises mais simplificadas, foi utilizada a metodologia proposta por Ishihara *et al.*, (1990) que caracteriza um evento desta natureza como condicionado por uma série de hipóteses básicas simplificadas; nos casos de análises completas, a cinética envolvida no mecanismo de ruptura foi considerada e se procedeu à simulação da geometria das superfícies de rupturas por meio de polinômios do terceiro grau.

Na maioria dos casos, aplicou-se a metodologia de análises rigorosas. Para o caso do fluxo de ruptura da Barragem “Lower San Fernando”, a zona aproximada de solo suscetível à liquefação foi definida e os valores de tensão vertical efetiva pré-ruptura foram determinados no domínio da zona demarcada. Atribuiu-se, então, um valor para a resistência ao cisalhamento dos solos suscetíveis à liquefação para cada contorno de

tensão vertical efetiva, de forma a garantir as razões de resistência constantes. Com base em um método de análise de estabilidade por equilíbrio limite (Spencer, 1967) e auxílio computacional (programa UTEXAS3), foi obtida a superfície de ruptura crítica do caso histórico investigado, admitindo-se as resistências ao cisalhamento drenadas ou não drenadas dos solos não suscetíveis à liquefação como inteiramente mobilizadas. A razão de resistência foi, então, variada (com repercussões diretas em termos das variações da resistência ao cisalhamento mobilizada para cada contorno de tensão vertical efetiva dentro da zona de liquefação) até a condição $FS = 1,0$.

Os resultados destas análises estão sistematizados nas Figuras 2.19 e 2.20, em termos das relações entre as razões de resistência de pico e os valores de resistência à penetração dos ensaios SPT e CPT, respectivamente, que ratificam as tendências de acréscimos das razões de resistência com o aumento dos valores das resistências à penetração.

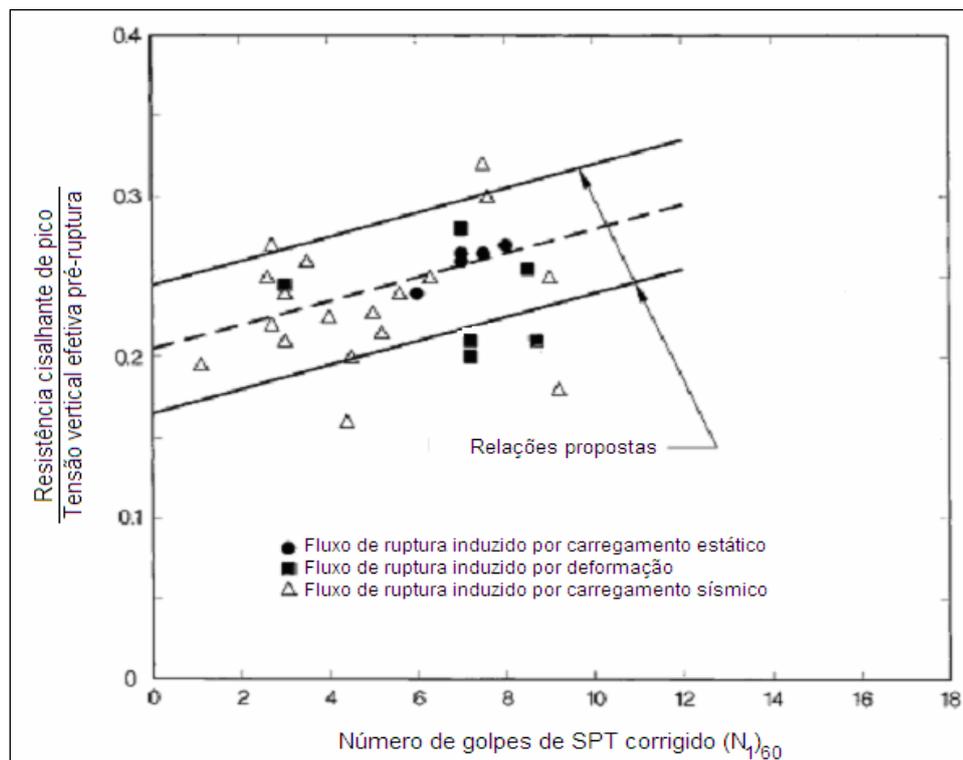


Figura 2.19 – Relações entre razões de resistência ao cisalhamento de pico e o número de golpes normalizados de ensaios SPT de casos históricos (Olson, 2001)

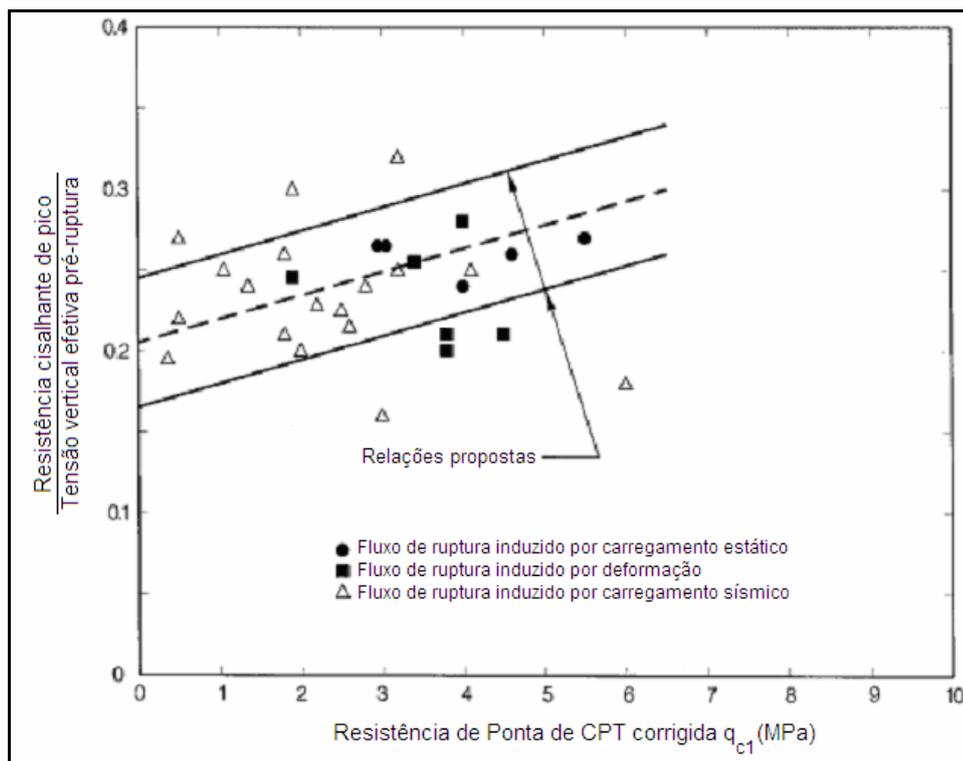


Figura 2.20 – Relações entre razões de resistência ao cisalhamento de pico e resistências de ponta normalizadas de ensaios CPT de casos históricos (Olson, 2001)

Em ambos os gráficos, linhas limites e uma linha média de tendência de correlação foram estabelecidas, levando-se em conta as naturais incertezas relativas às resistências mobilizadas dos solos não liquefeitos, à posição da superfície de ruptura inicial, às dimensões da zona de liquefação e à posição da superfície freática, definidos em cada estudo. As correlações, em termos das linhas médias definidas, podem ser expressas pelas seguintes equações:

$$\frac{(s)}{\sigma'_{v0 \text{ pico}}} = 0,205 + 0,0075 [(N)_{60}] \pm 0,04 \quad (N)_{60} \leq 12 \quad (2.11)$$

$$\frac{(s)}{\sigma'_{v0 \text{ pico}}} = 0,205 + 0,0143 [(q_{c1})] \pm 0,04 \quad \text{para } (q_{c1}) \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (2.12)$$

Correlações análogas foram estabelecidas em termos das relações entre as razões de resistência liquefeita e os valores de resistência à penetração dos ensaios SPT e CPT, cujos resultados estão sistematizados nas Figuras 2.21 e 2.22, respectivamente, sendo indicadas também correlações propostas por diferentes outros autores.

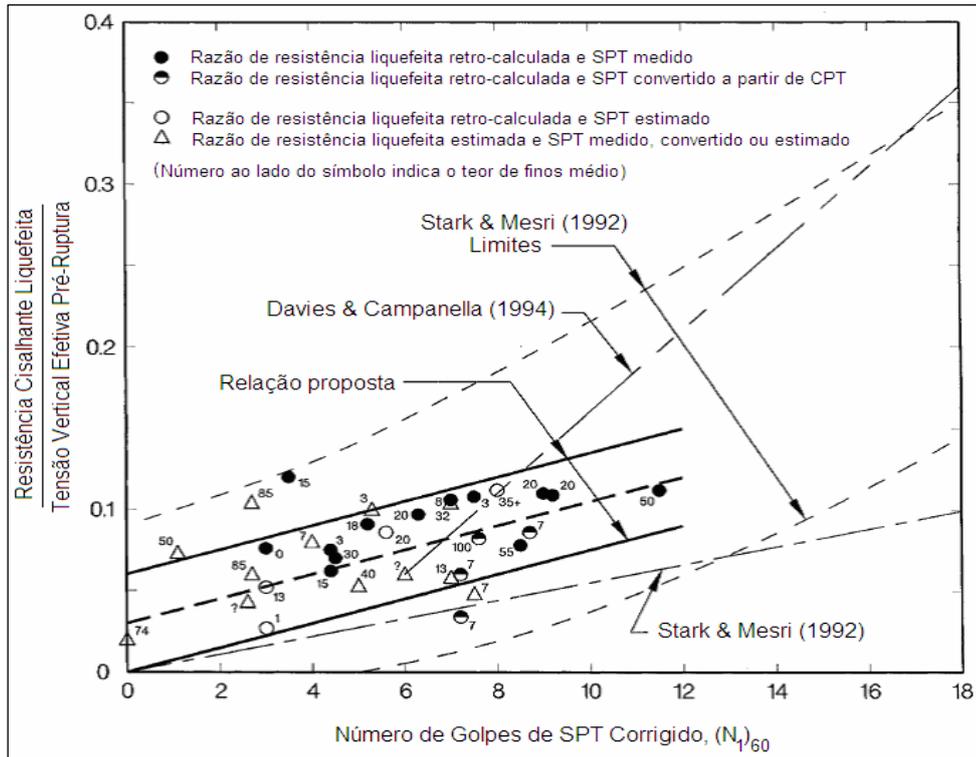


Figura 2.21 – Relações entre razões de resistências liquefeitas e o número de golpes normalizados de ensaios SPT de casos históricos (Olson, 2001)

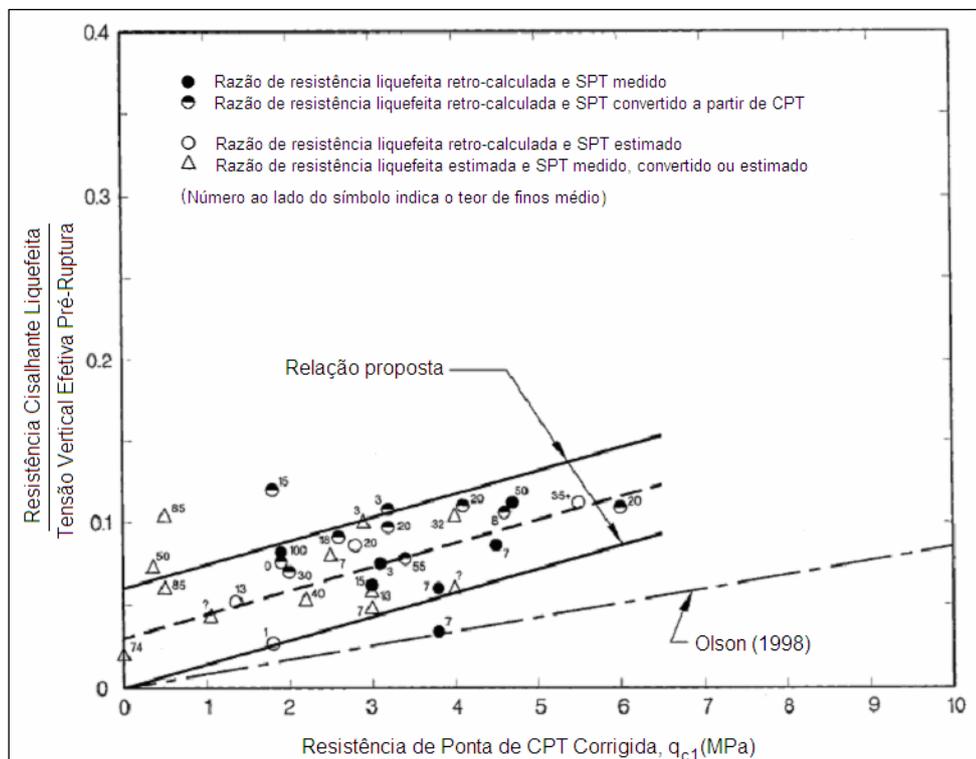


Figura 2.22 – Relações entre razões de resistência liquefeitas e resistências de ponta normalizadas de ensaios CPT de casos históricos (Olson, 2001)

De forma similar, foram definidas linhas limites e linhas médias das correlações, sendo que estas últimas podem ser expressas pelas seguintes equações:

$$\frac{(s)}{\sigma'_{v0 \text{ liq u}}} = 0,03 + 0,0075 [(N)_{60}] \pm 0,03 \quad (N)_{60} \leq 12 \quad (2.13)$$

$$\frac{(s)}{\sigma'_{v0 \text{ liq u}}} = 0,03 + 0,0143 [(q_{c1})] \pm 0,03 \quad \text{para } (q_{c1}) \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

Para Olson (2001), o ensaio de campo de penetração tipo CPT é o mais adequado ou que está mais bem adaptado para uma avaliação criteriosa do potencial de liquefação dos solos, uma vez que representa um registro contínuo das resistências à penetração, permitindo, assim, uma completa identificação das camadas dos solos mais grossos e mais finos no domínio da região susceptível à liquefação.

Em pesquisa similar, Idriss e Boulanger (2007) relacionaram os valores de razões de resistências liquefeita **Su(LIQ)/σ'v0 (ou resistência residual na aceção dos autores) com os números de golpes equivalentes de SPT normalizados para areia pura (N)60cs-Sr. Os resultados de resistências de ensaios in situ dos casos históricos de fluxo por ruptura foram previamente analisados pelos autores Seed (1987), Seed & Harder (1990), e Olson & Stark (2002). Todos os eventos estudados tinham disponíveis os resultados de resistência SPT, enquanto que apenas 4 (quatro) tinham dados de resistência de CPT (Freire Neto, 2009).**

As correlações foram estabelecidas com e sem a consideração de efeitos significativos devido a uma potencial redistribuição dos vazios do solo, após o gatilho da liquefação. As Figuras 2.23 e 2.24 apresentam curvas para condições em que os efeitos de redistribuição dos vazios devem ser desprezíveis e para condições em que os efeitos de redistribuição dos vazios são significantes. Este fenômeno está associado as condições de carregamento parcialmente drenadas que tendem a serem mais críticas que as condições não drenadas, tipicamente adotadas para a determinação das resistências liquefeitas dos solos.

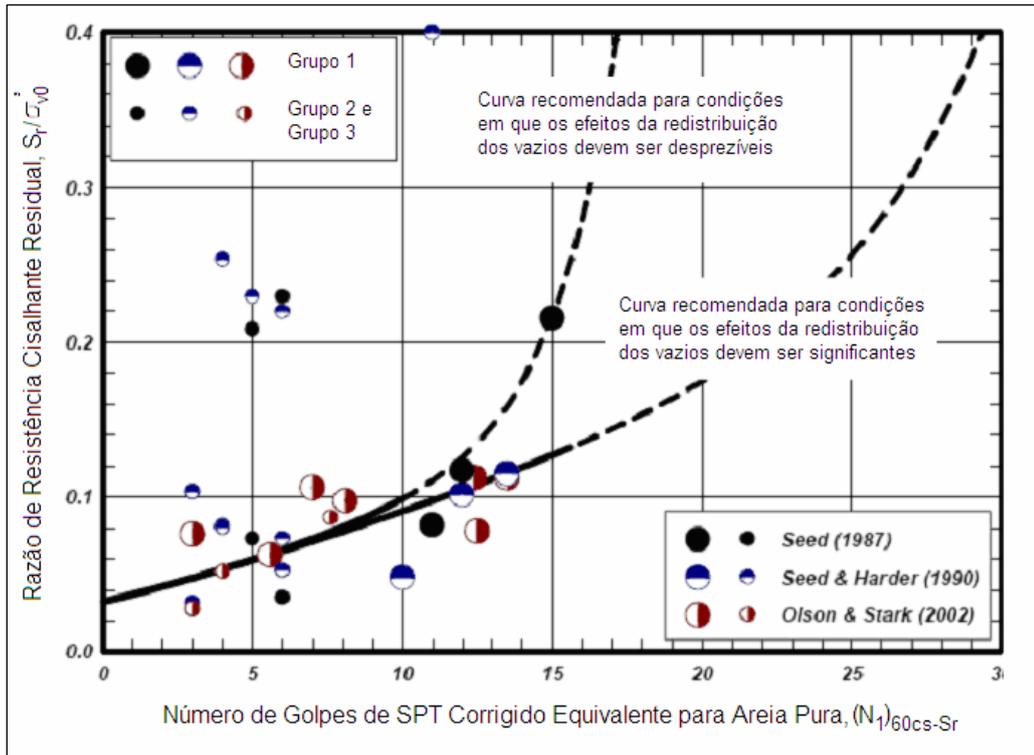


Figura 2.23 – Relações entre razões de resistência liquefeitas e número de golpes de ensaios SPT normalizados para areia pura (Idriss e Boulanger, 2007)

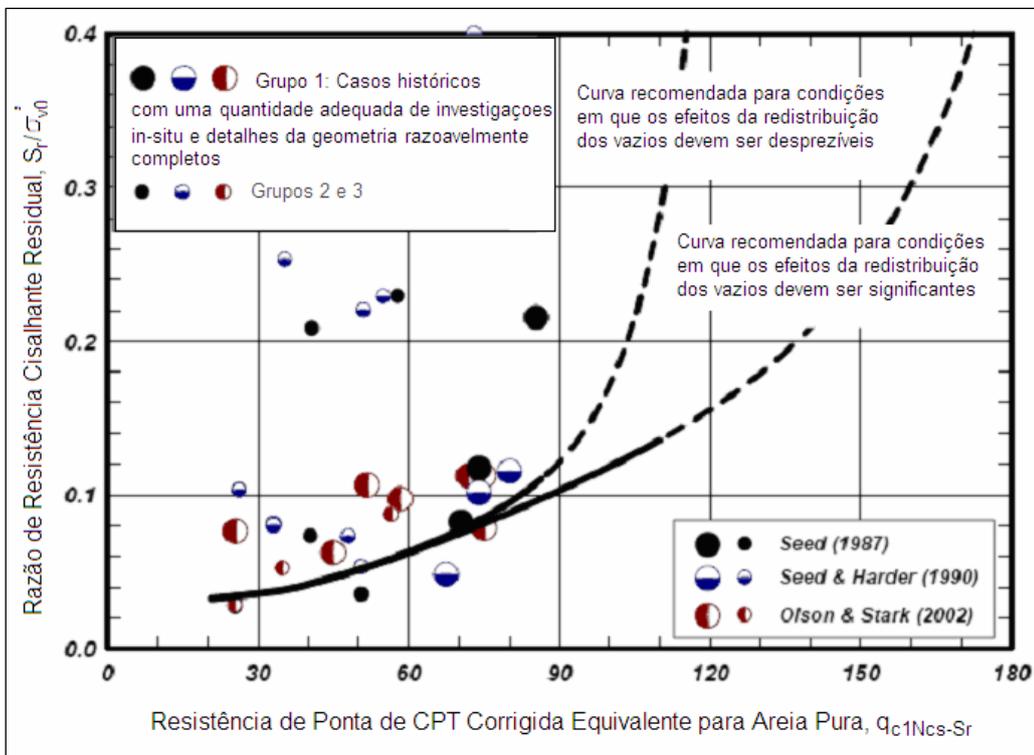


Figura 2.24 – Relações entre razões de resistência liquefeitas e resistências de ponta de ensaios CPT normalizados para areia pura (Idriss e Boulanger, 2007)

Estas condições críticas são viabilizadas em obras reais pela presença de barreiras de baixa permeabilidade no interior de um depósito de solo suscetível à liquefação; neste caso, a livre dissipação do excesso de poropressões desenvolvidos após a ocorrência do gatilho da liquefação é localmente impedida. Desta forma, o fluxo ascendente dos gradientes de poropressão e da redistribuição das pressões, que ocorrem durante e após um dado carregamento, pode resultar em aumentos significativos e localizados de volumes do solo liquefeito ao longo de uma zona situada imediatamente abaixo da barreira, que seria, então, caracterizada por elevados índices de vazios e resistência muito reduzida (Naesgaard e Byrne, 2007).

O fenômeno é designado comumente como 'redistribuição de vazios' e seria, então, o mecanismo potencial **de rupturas por fluxo em obras reais (Anderson *et al.*, 2007)**. A resistência final é muito baixa e poderia inclusive ser nula no caso extremo da formação de um filme de água na interface da barreira embora, em situações reais, a abertura de trincas e as irregularidades das interfaces geológicas tendam a limitar a continuidade excessiva do filme de água formado.

De acordo com Idriss e Boulanger (2007), a ocorrência da redistribuição de vazios é função principalmente do estado inicial e das propriedades do solo, da geometria, das condições de contorno do talude (distribuição das tensões cisalhantes iniciais, arranjo estrutural, espessura e permeabilidade das camadas) e das características e magnitude do gatilho causador da liquefação. Neste caso, a resistência de estado permanente não seria única, mas uma função dos índices de vazios modificados.

Byrne (2008) afirma que grandes reduções da resistência liquefeita, induzida pelo mecanismo de expansão de vazios abaixo de barreiras menos permeáveis, estão normalmente relacionadas a carregamentos cíclicos de grande magnitude. Entretanto, em função das inúmeras incertezas ainda pendentes em relação à natureza do processo, torna-se prudente avaliar o impacto do fenômeno mesmo sob solicitações estáticas, no caso da presença de camadas contínuas com permeabilidade reduzida no interior de um depósito suscetível à liquefação (Freire Neto, 2009).

2.4 METODOLOGIA DE OLSON (2001)

A metodologia proposta por Olson (2001) constitui atualmente uma das abordagens mais completa e consistente para a avaliação do potencial de liquefação de solos, sendo baseada em correlações entre razões de resistências ao cisalhamento e resistências à penetração normalizadas a partir de resultados de ensaios de campo (SPT e/ou CPT).

Estas correlações foram estabelecidas com base retro-análises detalhadas de 33 eventos históricos bem documentados, dos quais cinco deles constituem exemplos de rupturas de fluxo por liquefação induzidas por carregamento estático, objeto desta dissertação. Dentre as metodologias disponíveis atualmente neste escopo de interação com dados de ensaios de campo, a metodologia de Olson (2001) se destaca por não requerer a realização de ensaios de laboratório e também não ser necessária a aplicação de fatores de correção adicionais para as análises de liquefação.

Os princípios gerais e a fundamentação teórica desta metodologia são expostos a seguir, contemplando basicamente três etapas de avaliação: suscetibilidade ou potencial à liquefação, gatilho da liquefação e análises da estabilidade dos processos de fluxo de ruptura por liquefação ou pós-gatilho.

2.4.1 Análise da Suscetibilidade ou Potencial do Solo à Liquefação

A primeira etapa da metodologia proposta consiste na avaliação da suscetibilidade do solo à liquefação mediante a caracterização do seu comportamento sob cisalhamento – dilatante ou contrátil – que é estabelecido a partir dos conceitos discutidos previamente e de resultados de retro-análises de casos históricos, mediante a correlação entre tensões verticais efetivas de pré-ruptura e resistências à penetração normalizadas.

Estas correlações estão apresentadas nas Figuras 2.25 e 2.26, para todos os pares de valores de resistências à penetração e tensões verticais efetivas de pré-ruptura, relativas aos casos históricos estudados por Olson (2001), para índices normalizados de ensaios SPT e CPT, respectivamente.

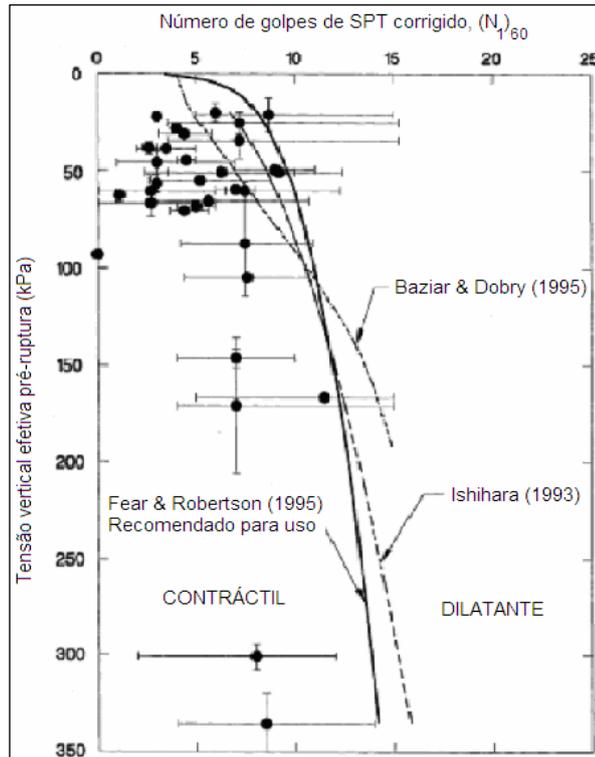


Figura 2.25 – Avaliação do potencial dos solos à liquefação com base na retro-análise de casos históricos e correlações com resultados de ensaios SPT (Olson, 2001)

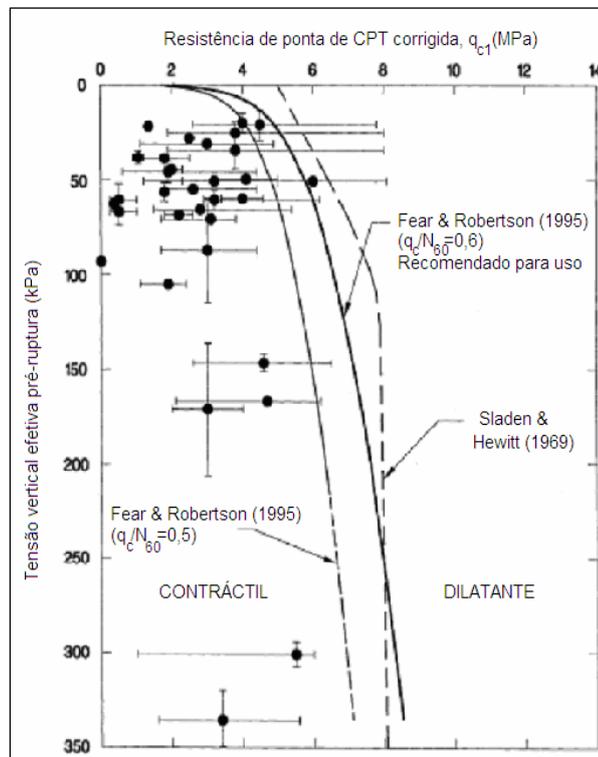


Figura 2.26 – Avaliação do potencial dos solos à liquefação com base na retro-análise de casos históricos e correlações com resultados de ensaios CPT (Olson, 2001)

Dentre as várias envoltórias propostas para a delimitação da interface que separa os solos que apresentam tendência à contração ou à dilatação sob cisalhamento, ou seja, da interface que separa os domínios de solos susceptíveis ou não aos processos de fluxo por liquefação, o autor propõe a aplicação das envoltórias de Fear e Robertson (1995), que podem ser expressas pelas seguintes relações:

$$(\sigma'_{v})_{ENV} = 9,5812 \cdot 10^{-1} [(N_{60})_{60,1}]^{4,7863} \quad (2.15)$$

$$(\sigma'_{v})_{ENV} = 10^{-1} [(q_{c1})_{60,1}]^{4,7863} \quad (2.16)$$

A segunda relação trata-se, a rigor, de uma envoltória um pouco modificada em relação à proposta original, no caso de eventos correlacionados com resultados de ensaios CPT. Os valores das tensões efetivas são dadas em kPa e as resistências de ponta dos ensaios CPT em MPa, sendo as correlações definidas para tensões até cerca de 350 kPa, as quais podem ser extrapoladas para tensões superiores.

Assim, no estudo de um dado projeto, procede-se à determinação dos pares de valores das tensões efetivas verticais e das resistências à penetração mais representativas dos depósitos sob investigação e caracteriza-se a locação do ponto correspondente a estas coordenadas, no contexto das Figuras 2.25 ou 2.26, relativamente às envoltórias de Fear e Robertson (1995) indicadas. A avaliação do depósito investigado quanto ao potencial ao fluxo por liquefação compreende duas hipóteses:

- O solo tem tendência dilatante sob cisalhamento: a susceptibilidade ou potencial ao fluxo por liquefação NÃO É PROVÁVEL e a análise é concluída;
- O solo tem tendência contrátil sob cisalhamento: a susceptibilidade ou potencial ao fluxo por liquefação É PROVÁVEL e a análise deve ser complementada pelas etapas seguintes, relativas às análises do gatilho da liquefação e da estabilidade pós-gatilho.

2.4.2 Análise do Gatilho da Liquefação

Para os solos que apresentarem clara tendência à contração sob cisalhamento a partir da análise anterior, procede-se em seguida a análise do potencial ou não, de se estabelecer um gatilho da liquefação na área investigada. Em termos de fluxos por liquefação sob solicitações estáticas, objeto desta dissertação, esta análise configura basicamente uma avaliação da possibilidade das tensões cisalhantes estáticas atuantes excederem ou não a resistência ao cisalhamento de pico dos solos suscetíveis à liquefação. A metodologia proposta para a análise do gatilho da liquefação (para carregamentos estáticos e/ou dinâmicos) é baseada nos seguintes procedimentos (Olson, 2001 e 2006):

I. Realizar uma análise de estabilidade (considerando superfícies circulares e não

circulares), a partir da geometria do problema na condição de pré-ruptura para se estimar a tensão cisalhante estática atuante (τ_d) nos solos suscetíveis à liquefação. As resistências ao cisalhamento (drenadas ou não drenadas) dos solos não suscetíveis à liquefação são admitidas como totalmente mobilizadas. Um único valor da resistência ao cisalhamento é assumido, então, para os solos suscetíveis à liquefação e esta resistência é continuamente alterada até se obter FS = 1,0 e a superfície crítica de ruptura correspondente.

II. Dividir a superfície de ruptura crítica em segmentos (valor recomendado da ordem de 10 a 15 segmentos).

III. Determinar o valor da média ponderada da tensão vertical efetiva, $\sigma'_{v0(média)}$, ao

longo da superfície de ruptura crítica, de acordo com a equação 2.17 e calcular o valor da razão de tensão cisalhante estática média, $\tau_d / \sigma'_{v0(média)}$.

$$(\sigma'_{v0})_{média} = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma'_{v,i}) l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (2.17)$$

sendo $\sigma'_{v,i}$ as tensões verticais efetivas e l_i os comprimentos correspondentes a cada segmento i da superfície de ruptura crítica obtida.

IV. No caso de eventos sísmicos, a tensão cisalhante estática atuante (τ_d) dos solos

susceptíveis à liquefação deverá ser somada ao valor da parcela de tensão cisalhante sísmica

média ($\tau_{\text{sis}}^{\text{média}}$), calculada por:

$$(\tau_{\text{sis}}^{\text{média}}) = \frac{0,65 \cdot \frac{a_{\text{máx}}}{g} \cdot \dots \cdot (\dots) \cdot \sigma_{\text{média}} \cdot r_d}{C_M} \quad (2.18)$$

sendo ($a_{\text{máx}}$) a aceleração máxima induzida pelo carregamento, g a aceleração da gravidade e r_d e C_M , fatores de correção. No caso de imposição de carregamentos que induzam outras parcelas de tensões cisalhantes, estas devem ser calculadas de forma adequada e incluídas no somatório da tensão resultante τ .

V. Determinar o valor da razão de resistência ao cisalhamento de pico $S_{u(\text{pico})} / \sigma'_{v0}$

dos solos susceptíveis à liquefação, com base nos valores das resistências à penetração corrigidas de ensaios SPT e/ou CPT, obtidos a partir das linhas médias das correlações sistematizadas nas Figuras 2.19 e 2.20 ou por meio das equações (2.11) ou (2.12), respectivamente. Outras abordagens, mais ou menos conservativas, podem ser estabelecidas mediante a adoção de valores de razões de resistência de pico ou de resistências à penetração maiores ou menores que os respectivos valores médios recomendados.

VI. Calcular os valores de $S_{u(\text{pico})}$ e τ_d para cada segmento de divisão da superfície

de ruptura crítica, multiplicando-se os valores das razões de resistência de pico e das razões de tensão cisalhante estática média pelo valor de σ'_{v0} correspondente a cada segmento.

VII. Avaliar o potencial do gatilho da liquefação, mediante a determinação do fator

de segurança (FS)_{gatilho} para cada segmento de divisão da superfície crítica, pelas seguintes relações:

$$(\dots)_{\text{gatilho}} = \frac{FS}{\frac{S_{u(\text{pico})}}{\tau_d}} \quad (\text{para carregamentos estáticos}) \quad (2.19a)$$

$$(\dots)_{\text{gatilho}} = \sum FS \frac{S_{u(\text{pico})}}{\tau_d} \quad (\text{caso geral}) \quad (2.19b)$$

A avaliação do depósito investigado quanto ao potencial do gatilho de liquefação compreende duas hipóteses:

- **segmentos com $(FS)_{\text{gatilho}} \geq 1,0$: o gatilho de liquefação É POUCO PROVÁVEL e estes segmentos** devem ser verificados quanto à resistência ao cisalhamento de pico para uma análise de estabilidade contra o gatilho da liquefação;
- **segmentos com $(FS)_{\text{gatilho}} < 1,0$: o gatilho de liquefação É PROVÁVEL e estes segmentos devem ser** verificados quanto à resistência ao cisalhamento liquefeita para uma análise de estabilidade pós-gatilho.

Olson (2001) recomenda que as superfícies críticas de ruptura circular e não circular devem ser analisadas de acordo com estes procedimentos, uma vez que tendem a apresentar geometrias bem distintas (em profundidade e na localização dentro do domínio dos solos susceptíveis à liquefação). Se ambas as superfícies apresentarem geometrias similares, o autor recomenda a adoção de mais uma ou duas superfícies potenciais de ruptura atravessando a zona crítica dos solos contrativos em locais diversos das superfícies originalmente analisadas.

2.4.3 Análise da Estabilidade Pós-Gatilho da Liquefação

Após a fase de caracterização do potencial do gatilho da liquefação, impõe-se realizar uma análise da estabilidade pós-gatilho da estrutura, utilizando-se a geometria préruptura para avaliar se as forças cisalhantes estáticas atuantes são maiores que a resistência ao cisalhamento disponível (tomando-se valores de resistências de pico ou liquefeita, dependendo dos valores de $(FS)_{\text{gatilho}}$ obtidos na análise do gatilho). Para a condição de $(FS)_{\text{gatilho}} < 1,0$ são determinados os valores das razões de resistência liquefeita **$S_{u(\text{liq})} \sigma'_{vo}$ dos solos susceptíveis à liquefação, com base nos valores das resistências à penetração** normalizadas de ensaios SPT e/ou CPT, obtidos a partir das linhas médias das correlações dadas nas Figuras 2.21 e 2.22 ou por meio das equações (2.13) ou (2.14), respectivamente. Outras abordagens, mais ou menos conservativas, podem ser estabelecidas utilizando as linhas superiores ou inferiores. Desta forma, os valores de $S_{u(\text{liq})}$ para cada segmento da divisão da superfície de ruptura crítica, são calculados, multiplicando-se as razões de resistência liquefeita pelos valores de σ'_{vo}

relativo a cada segmento.

As análises de estabilidade são, então, repetidas (considerando-se a mesma superfície de ruptura adotada no estudo realizado na fase do gatilho da liquefação), a partir da geometria do problema na condição de pré-ruptura e atribuindo-se os valores de resistências liquefeitas a cada segmento de divisão da superfície crítica analisada.

As resistências ao cisalhamento (drenadas ou não drenadas) dos solos não suscetíveis à liquefação são **admitidas como totalmente mobilizadas**. O fator de segurança obtido – $(FS)_{\text{fluxo}}$ – **quantifica o potencial de mobilização** ou não, de uma ruptura por fluxo de liquefação. A análise de estabilidade pós-gatilho da liquefação (análise de estabilidade ao fluxo de ruptura por liquefação para a superfície crítica de ruptura) implica basicamente duas condições críticas:

- **análise com $(FS)_{\text{fluxo}} \leq 1,0$: o processo de ruptura por fluxo por liquefação É PROVÁVEL e medidas de controle e/ou ajuste do projeto são necessárias;**
- **análise com $1,0 < (FS)_{\text{fluxo}} < 1,1$: o processo de ruptura por fluxo por liquefação É POUCO PROVÁVEL,** mas podem ocorrer grandes deformações no maciço que resultem em seu posterior colapso por liquefação (liquefação induzida por deformação); neste caso, as análises de estabilidade devem ser reconsideradas. Estas reavaliações incluem a redefinição dos segmentos da superfície crítica de ruptura, caracterizados com FS_{gatilho} entre 1 e 1,1, também com a atribuição de valores de suas resistências liquefeitas. As análises de estabilidade pós-gatilho devem ser repetidas e um novo FS determinado. Evidentemente, a hipótese **limite (FS_{fluxo} mínimo) corresponde a uma condição em que todas as zonas de solos suscetíveis à liquefação** são assinaladas com as suas respectivas resistências liquefeitas na análise de estabilidade pós-gatilho, representando a referência crítica para todos os eventos possíveis.

Na análise de estabilidade pós-gatilho da liquefação em termos de resistências de pico (segmentos com $(FS)_{\text{contra}}_{\text{gatilho}} \geq 1,0$) é feita de maneira similar com base nos valores das resistências à penetração corrigidas de ensaios SPT e/ou CPT de campo, obtidos a partir das linhas médias das correlações dadas nas Figuras 2.19 e 2.20 ou por meio das equações (2.11) ou (2.12), respectivamente. Para estimativa do potencial do gatilho da

liquefação é proposto neste trabalho os limites de coeficientes de segurança, conforme apresentados abaixo:

- $(FS)_{\text{contra gatilho}} > 1,5$: Potencial do Gatilho da Liquefação → Muito Baixo;
- $1,3 > (FS)_{\text{contra gatilho}} > 1,5$: Potencial do Gatilho da Liquefação → Baixo;
- $1,1 > (FS)_{\text{contra gatilho}} > 1,3$: Potencial do Gatilho da Liquefação → Moderado;
- $(FS)_{\text{contra gatilho}} < 1,1$: Potencial do Gatilho da Liquefação → Elevado.

Finalmente, é importante ressaltar que, no contexto da metodologia de Olson (2001), as análises de estabilidade são baseadas em valores de resistências não drenadas, para solos suscetíveis à liquefação, estimados a partir das tensões verticais efetivas de adensamento existentes antes da aplicação de qualquer carregamento.

A utilização deste método (designado como USSA – *Undrained Strength Stability Analysis*) é baseada no conceito de que a resistência que um solo pode mobilizar durante um carregamento não drenado é função da tensão de pré-adensamento existente antes da aplicação do carregamento (Ladd, 1991). Desta forma, independentemente da magnitude das poropressões desenvolvidas durante o carregamento (de muito difícil estimativa na prática, principalmente no caso de solos que apresentam forte tendência de contração durante o cisalhamento, como é o caso dos materiais susceptíveis à liquefação), a resistência ao cisalhamento não drenada pode ser determinada.

Na concepção deste método, a razão de resistência não drenada pode ser definida em termos da tensão de pré-adensamento ($S_w \sigma'_p$) ou da tensão vertical efetiva de adensamento ($S_w \sigma'_{vc}$). Para depósitos naturais de argila mole e silte, $S_w \sigma'_p$ é um indicador mais significativo da resistência ao cisalhamento não drenada do que $S_w \sigma'_{vc}$ ou $S_w \sigma'_{vc}$, porque a resistência não drenada de argilas moles e siltes é função principalmente da tensão de pré-adensamento. Olson (2001, 2008) sugere que solos arenosos fofos, susceptíveis à liquefação, possam ser tratados de forma similar aos solos normalmente adensados e, assim, em análises para a avaliação da liquefação, as resistências não drenadas de pico e liquefeitas dos materiais podem ser correlacionadas diretamente com a tensão vertical efetiva *in situ*.

CAPÍTULO 3

SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO

3.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO DE FERRO

Os rejeitos são subprodutos sem valor econômico das atividades da mineração, gerados a partir de um processo de beneficiamento industrial, que contempla processos de redução granulométrica do minério bruto, com uma consequente purificação ou enriquecimento do mesmo por métodos físicos ou químicos, sem alteração da constituição química dos minerais. O beneficiamento divide o mineral bruto em concentrado e rejeito, sendo este disposto usualmente sob a forma de polpa em diques ou barragens de contenção.

As características químicas dos rejeitos de mineração variam de acordo com o mineral de interesse e as substâncias químicas envolvidas no processo de extração dos metais. No processo de beneficiamento do minério, não é possível recuperar todos os minerais de interesse mesmo com os avanços das técnicas de processo e utilização de reagentes químicos diversos. Cada planta industrial apresenta sistemas específicos para se estabelecer as fases de individualização das partículas minerais de interesse econômico e sua dissociação em relação às demais e, neste processo, podem ser gerados rejeitos distintos e passíveis, portanto, de disposições também distintas.

Em minerações de ferro, o minério bruto passa comumente pelas etapas de recuperação de britagem, peneiramento, moagem, deslamagem, separação magnética, separação gravimétrica e flotação (Figura 3.1). Os rejeitos produzidos tendem a apresentar faixas granulométricas bastante diversas, que variam desde areias médias até siltes não plásticos (Abrão, 1987).

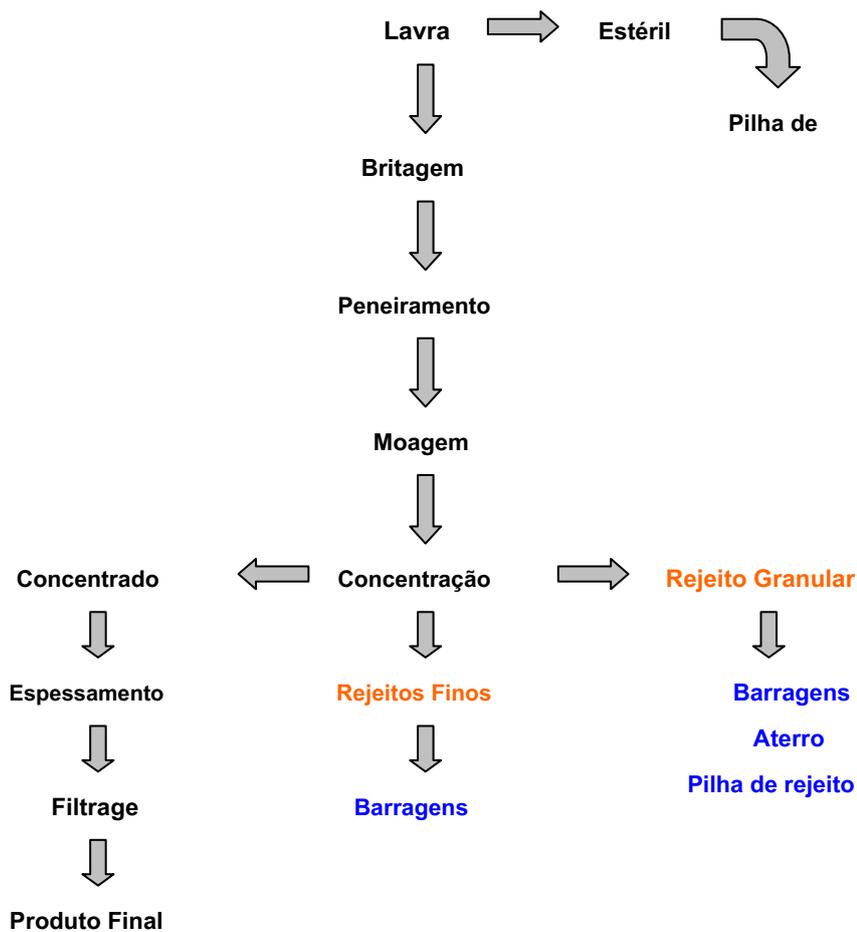


Figura 3.1 – Fluxograma básico do processo industrial da mineração de ferro

Os rejeitos granulares classificados como areias e siltes são geralmente utilizados na mineração como material de construção. A ciclonagem dos rejeitos em minerações de ferro tem a função de classificar e separar frações dos mesmos, em termos dos rejeitos mais grossos para execução do maciço e os mais finos para a formação de praia e disposição no reservatório da barragem. Outros processos para aproveitamento dos rejeitos são baseados nas técnicas de espessamento, visando dispor os materiais em estados físicos distintos daquele característico da polpa convencional.

Os desafios para a redução dos volumes gerados de rejeitos e, conseqüentemente, da implantação de novas barragens, tendem a ser cada vez maiores, particularmente devido à disponibilidade de novas tecnologias que permitem recuperações de minérios com teores cada vez menores de ferro. Regulamentos ambientais também estão avançando e

as cobranças nas mineradoras são grandes e rigorosas. Diante destas demandas, a mineração busca estudar novos métodos alternativos de disposição, melhor gerenciamento no controle na gestão do sistema de operação dos rejeitos/recursos hídricos e ainda novos métodos de armazenamento dos rejeitos para redução dos impactos ambientais.

3.2 BARRAGENS DE CONTENÇÃO PARA REJEITOS EM POLPA

As áreas para disposição de rejeitos podem ser superficiais, em cavidades subterrâneas ou ambientes subaquáticos e os rejeitos podem ser dispostos na forma sólida ou de polpa. A forma de descarte em massa pode ser feita por correias transportadoras ou caminhões, ao passo que rejeitos na forma de polpa ou lama podem ser transportados até o local de sua disposição por dutos, com o auxílio de bombas ou por gravidade.

Os rejeitos em forma de polpa são dispostos em reservatórios contidos por barragens. Estas estruturas geralmente são construídas a partir de um dique inicial ou dique de partida de aterro compactado ou enrocamento, a partir do qual são executados sucessivos diques de alteamentos, que podem ser executados com os próprios rejeitos, com materiais de empréstimos ou com estéril proveniente da mina.

Alguns fatores precisam ser analisados cuidadosamente, para escolha do método construtivo como: a natureza do processo de mineração, as condições geológicas e topográficas da região, as propriedades mecânicas dos materiais e o potencial de contaminação do rejeito (Gomes, 2009). As características químicas que dizem respeito ao potencial de contaminação ambiental, em alguns casos, podem ser mais importantes do que comportamento físico na determinação de práticas de disposição (Vick, 1983).

A tendência na mineração quanto às barragens é a disposição de rejeitos finos (ou "lama") em barragens convencionais que são geralmente formadas por núcleos argilosos e espaldares de materiais silto-argilosos ou de estéril da mina. A outra forma seria a disposição dos rejeitos granulares, que são utilizados na construção do próprio maciço, pelo método de montante, jusante, linha de centro e até por pilha de rejeito.

O método convencional é concebido para contenção de rejeitos e da água; geralmente os rejeitos dispostos nestas barragens são finos e estas barragens são utilizadas para clarificação da água de processo e recirculação da mesma para usina. Tal estrutura difere ligeiramente das barragens convencionais para acumulação de água. Os principais modelos, técnicas de projeto e construção são idênticas, a principal diferença é que a barragem para contenção de rejeitos possui um talude de montante mais inclinado, por não haver a necessidade de suportar a ocorrência de rebaixamento rápido do nível do reservatório, provável em uma barragem de acumulação de água (Figura 3.2).

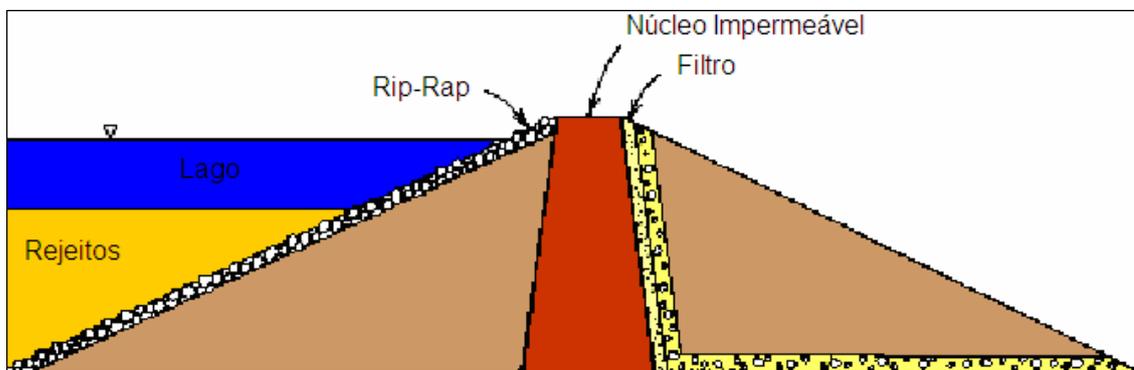


Figura 3.2 – Barragem convencional para contenção de rejeitos

A utilização do próprio rejeito para construção dos diques de alteamento implica em custos mais baixos e em investimentos que podem ser amortizados ao longo da exploração do minério. Os rejeitos granulares dispostos de forma hidráulica, quando utilizados para a construção de diques de alteamento e/ou aterro hidráulico, devem obedecer alguns princípios ou procedimentos quanto a sua concepção e controle da qualidade de construção, visto que o comportamento geotécnico destas estruturas depende dos parâmetros de deformabilidade, resistência e permeabilidade dos rejeitos.

Além da análise do comportamento dos rejeitos na concepção de aterros hidráulicos, a escolha do método construtivo depende também dos aspectos ambientais, sociais, geológicos, morfológicos e econômicos envolvidos. Neste sentido, considerando o uso dos próprios rejeitos no âmbito da técnica de construção por aterro hidráulico, as barragens de rejeitos podem ser caracterizadas por diferentes métodos construtivos (Figura 3.3).

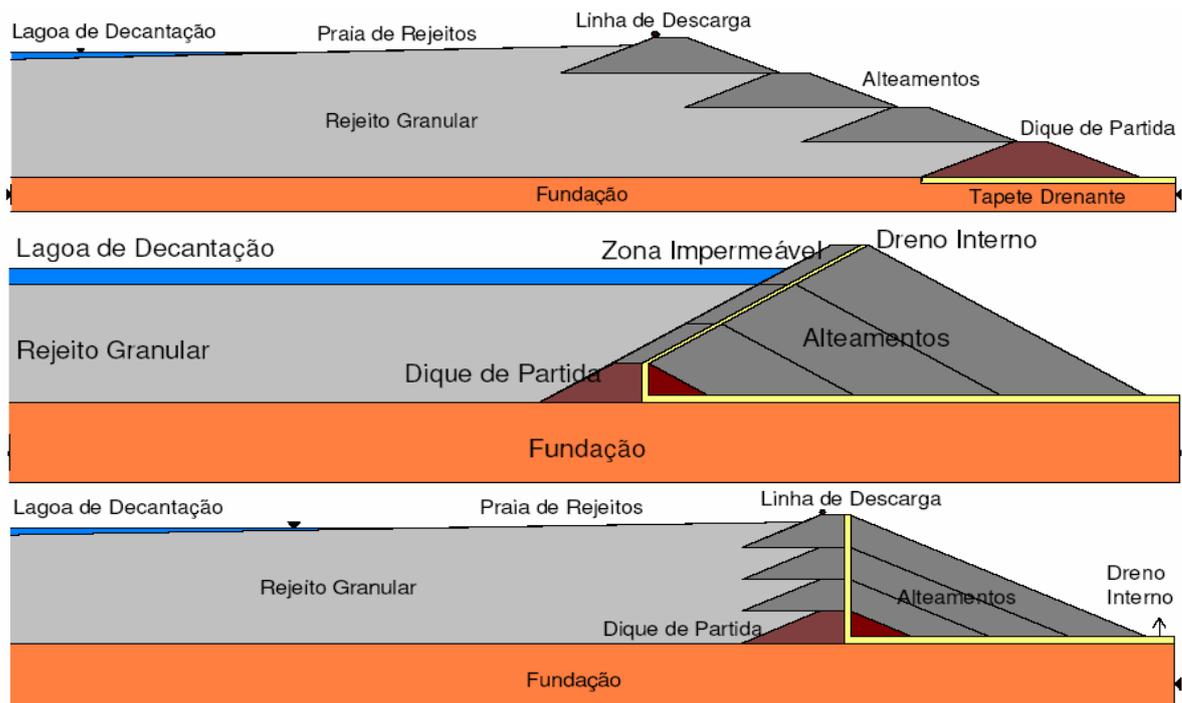


Figura 3.3 – Barragens de contenção de rejeitos com alteamentos sucessivos (Gomes, 2009)

3.2.1 Método de Alteamentos para Montante

A construção de uma barragem alteada para montante é feita a partir de um dique de partida geralmente construído com solo compactado. Em seguida, os rejeitos são dispostos hidráulicamente da crista da barragem, formando uma praia de rejeitos que se torna a fundação dos próximos alteamentos para cada etapa (Figura 3.3 superior). Estes alteamentos podem ser executados com os próprios rejeitos, dispostos de forma hidráulica por meio de espigotes ou barras aspensoras (*spray bars*) ou pela fração mais grossa dos rejeitos ciclados; também podem ser construídos com solo compactado e estéril da mina. Apesar da concepção e execução do método montante ser o mais simples e econômico, este método está associado à maioria dos casos de rupturas de barragens de rejeitos com enormes consequências ambientais em todo o mundo (ICOLD e UNEP 2001). O principal mecanismo de ruptura em barragens de rejeitos alteadas para montante ocorre por processos de liquefação induzidos por carregamentos estáticos e transientes e isto está diretamente relacionado às baixas densidades dos rejeitos dispostos de forma hidráulica na barragem e à gestão inadequada da operação nestas barragens.

A formação de uma praia de rejeitos granulares é essencial em termos da segurança em barragens alteadas para montante, uma vez que a praia ajuda no rebatimento da freática e evita a saturação dos rejeitos. A melhor forma de rebater a superfície freática é ter uma vasta praia entre a crista da barragem e o reservatório (Gomes, 2009). Quanto menor for a distância entre o lago e a crista da barragem, mais elevada será a posição da linha freática nas camadas de rejeitos e, conseqüentemente, maior o risco de ruptura. O sistema de drenagem interna constitui, assim, um componente-chave na redução da superfície freática em barragens alteadas para montante (ICOLD & UNEP 2001; Gomes, 2009).

Barragens alteadas para montante não são recomendadas em áreas de atividade sísmica, pois o risco de liquefação aumenta com o resultado do potencial de carga dinâmica por terremotos (no Chile, por exemplo, esta técnica não é permitida por norma). Outra preocupação nas barragens com alteamento de montante refere-se a uma potencial ação devido a carregamentos rápidos como, por exemplo, a execução de dique de alteamento e uma rápida elevação da superfície freática.

A velocidade da execução dos alteamentos deve ser bem controlada para se evitar um aumento excessivo das poropressões que podem reduzir a resistência ao cisalhamento do material e induzir rupturas. Por outro lado, excessos na velocidade do alteamento para montante podem gerar o gatilho para a liquefação estática, no qual tem sido a causa de varias rupturas em barragens de contenção de rejeitos alteada para montante (Davies *et al.*, 2002). Outro aspecto importante é o controle do avanço do lago sobrenadante sobre a praia de rejeitos nas barragens alteadas para montante, que condiciona a elevação da linha freática e conseqüentemente o aumento da poropressão até alcançar a resistência de pico (gatilho da liquefação estática).

3.2.2 Método de Alteamentos para Jusante

O projeto do método de alteamento de jusante foi desenvolvido para reduzir os riscos associados às barragens concebidas para montante, sobretudo quando submetidos a cargas dinâmicas, particularmente sismos. A execução desta estrutura na etapa inicial consiste na construção de um dique de partida, normalmente de solo ou enrocamento

compactado. Depois de realizado esta etapa, os alteamentos são implantados para jusante do dique de partida e este processo continua sucessivamente até ser atingida a cota final prevista no projeto. A instalação de núcleos impermeáveis e sistemas de drenagem interna adequados permitem que estas estruturas armazenem um volume substancial de água a montante diretamente contra a face do talude de montante sem comprometer a estabilidade (Figura 3.3 intermediária).

A principal vantagem deste método é a ausência de restrições, em termos de análises de estabilidade, da execução dos alteamentos até a altura final do barramento, pois cada alteamento é estruturalmente independente da disposição dos rejeitos a montante. A principal desvantagem se deve ao custo elevado dos alteamentos devido aos grandes volumes de construção necessários; além disto, este método aumenta a ocupação das áreas devido ao progresso da estrutura para jusante em função dos acréscimos subseqüentes. Embora o método de alteamentos da barragem para jusante possa teoricamente não apresentar limites de altura, os alteamentos estão associados mais propriamente com a restrição dos próprios avanços disponíveis e em função das possíveis interferências locais (Vick, 1990).

3.2.3 Método de Alteamentos por Linha de Centro

O método de alteamento por linha de centro apresenta uma solução intermediária entre os métodos de montante e jusante e se caracteriza, portanto, como uma técnica com vantagens e desvantagens específicas em relação aos mesmos. As mesmas premissas em termos da disposição hidráulica dos rejeitos para o método de montante aplicam-se ao método de linha de centro. A estrutura é iniciada com a construção de um dique de partida e a disposição de rejeitos se faz por meio de espigotes ou barras aspersionas tipo " *spray bars* ", a partir da crista visando a formação da praia de rejeitos. Na sequência, os alteamentos são executados parcialmente construídos sobre a praia de rejeitos e parcialmente apoiados no espaldar de jusante da barragem, de modo a se manter sempre o alinhamento do eixo do dique de partida (Figura 3.3 inferior).

Neste método, torna-se possível a construção do sistema de drenagem interna em todos os alteamentos e, nos casos em que os rejeitos granulares são separados por ciclones, os

mesmos são utilizados nos alteamentos, não sendo necessária a execução de um sistema de drenagem específico, visto que o próprio maciço de rejeito granular é totalmente drenante. Por outro lado, a formação da praia é essencial para o controle da superfície freática e, assim, a barragem não pode ser usada como uma grande estrutura de acumulação de água, pois os diques de alteamento são parcialmente construídos sobre os rejeitos previamente dispostos.

3.3 SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS EM POLPA

Os rejeitos são convencionalmente dispostos sob a forma de polpa, principalmente pelo fato da concentração dos produtos exigir sempre uma grande demanda de água no processo. O transporte dos rejeitos geralmente é realizado por gravidade através de canaletas e tubulações (rejeitodutos), sendo que, nestes casos, as usinas estão localizadas acima das estruturas de contenção e, em outros casos, por bombeamento através de tubulações de rejeitos, quando as usinas estão localizadas abaixo das estruturas de contenção. A disposição dos rejeitos em forma de polpa em barragens alteada para montante ocorre pelas técnicas de aterro hidráulico. O gerenciamento na operação das barragens de rejeitos alteadas para montante e o controle do lago sobrenadante são extremamente importantes para a segurança da estrutura e sua gestão está relacionada basicamente com o método de disposição dos rejeitos na barragem e na manutenção do comprimento de praia.

Quanto aos sistemas de disposição, estes podem ocorrer em estruturas específicas como barragens ou pilhas, em cavidades subterrâneas ou ambientes subaquáticos, conforme já mencionado previamente. A disposição dos rejeitos em cavidades subterrâneas consiste no lançamento dos mesmos, geralmente **espassados, em cavidades anteriormente lavradas ("mine backfill")**. Em geral, são utilizados rejeitos em pasta misturados com cimento, estéril e outros materiais com objetivo de garantir uma melhoria nas propriedades geotécnicas dos materiais dispostos como preenchimento. As vantagens estão associadas com a redução de impactos ambientais dos materiais dispostos, baixos custos operacionais no transporte dos rejeitos e na estabilização e suporte das cavidades,

bem como na minimização de exigência de novas áreas para implantação de estruturas de disposição de rejeitos em superfícies.

Na disposição subaquática, os rejeitos, na forma de polpa, são dispostos diretamente em corpos d'águas como mares, lagos e reservatórios concebidos para atender este método de disposição. A proposta é interessante em regiões de elevadas precipitações e nos casos onde os resíduos são constituídos por minérios sulfetados, visando, assim, inibir a geração de drenagem ácida. Esta metodologia é muito questionável quanto a sua aplicabilidade em função das enormes restrições ambientais, ficando limitada a procedimentos provisórios e a situações emergenciais.

A disposição superficial dos rejeitos de mineração é feita em reservatórios contidos por diques em áreas planas ou pouco irregulares ou por barragens em regiões de relevo acidentado ou ainda em cavas exauridas. Outra possibilidade é a disposição em forma de pilha, quando os rejeitos são filtrados ou desaguados com peneira e dispostos através de equipamentos de terraplenagem para formação da pilha.

Sistemas de disposição de rejeitos em barragens pela técnica de aterro hidráulico, usando o próprio rejeito como material de construção, bem como o enchimento de cavas exauridas, tem sido realizado com freqüência pelas empresas de mineração, visto que estas alternativas minimizam os impactos ambientais resultantes da implantação de novas áreas e implicam reduções dos custos associados com o transporte dos rejeitos e de outros materiais de construção. Contudo, a utilização dos rejeitos, como material de construção para sistemas de contenção, requer cuidados na consideração de variáveis fundamentais que governam o projeto, a operação e o descomissionamento (desativação) de estruturas de contenção de rejeitos (Pereira, 2005; Mendes, 2007).

O gerenciamento na disposição dos rejeitos em barragens alteadas para montante tem como principal procedimento a formação de praia, que separa por segregação, o material fino da fração granular presente. O processo de disposição dos rejeitos, em forma de polpa, em uma barragem pode ser feito por diferentes técnicas que influenciam na formação da praia, utilizando hidrociclones, *spray bars* ou espigotes (Figura 3.4).

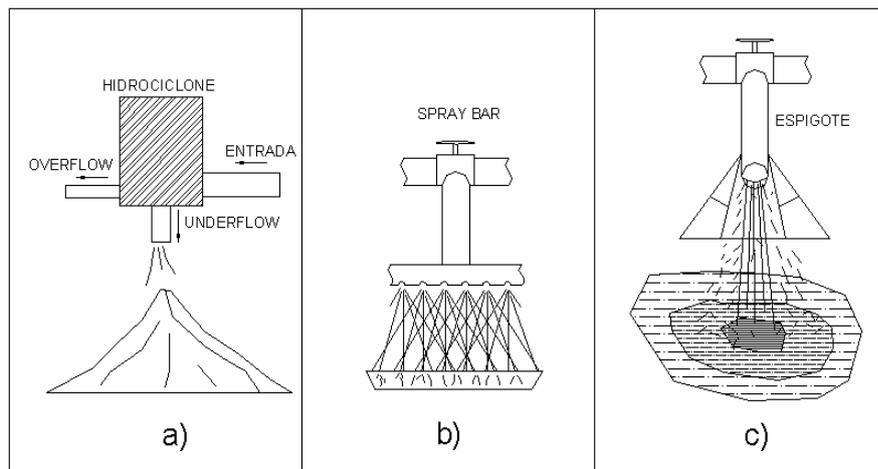


Figura 3.4 – Sistemas de disposição de rejeitos – a) Hidrociclone, b) *spray bars*, c) Espigote (Mendes, 2007)

A técnica de disposição de rejeitos ciclados por meio de dispositivos especiais (hidrociclones) consiste na separação granulométrica dos rejeitos totais na sua fração grosseira (underflow) e de finos (overflow). O underflow é utilizado na construção dos diques, enquanto o material fino é lançado no reservatório para a formação de praia (Figura 3.5). A utilização dos rejeitos ciclados se dá por meio de equipamentos de terraplenagem com controle de compactidade dos rejeitos granulares para reduzir os riscos inerentes à liquefação.



Figura 3.5 – Disposição de rejeitos pela técnica de ciclagem (hidrociclones)

Na técnica de disposição de rejeitos com barras aspersoras (*spray bars*), tubos são dispostos longitudinalmente ao longo da praia, com pequenos furos distribuídos ao longo de seu comprimento (Figura 3.6).



Figura 3.6 – Disposição de rejeitos pela técnica de *spray bars*

Esta técnica tem como objetivo reduzir a pressão no lançamento da polpa na barragem, reduzindo, desta forma, o arraste das partículas sólidas e melhorando a segregação hidráulica dos rejeitos. Consequentemente irá diminuir a variabilidade dos parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica dos rejeitos ao longo da formação da praia, aumentando ainda sua declividade.

O sistema de espigotes (Figura 3.7) constitui o mais simples de instalação e o mais complexo de operação, podendo conduzir a sérios problemas em termos de formação da praia, não uniformidade nos pontos de lançamento, formação de poças de lama e água entre os pontos de lançamento e grande variabilidade dos parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica dos materiais dispostos, contribuindo também para o aumento do carreamento de sólidos em direção às estruturas hidráulicas de extravasão ou de recirculação de água (estação de bombeamento de água).



Figura 3.7 – Disposição de rejeitos pela técnica de espigotamento

Mendes (2007) cita que a complexidade do processo de disposição e a variabilidade das propriedades físico-químicas dos rejeitos depositados influenciam a distribuição das densidades e das porosidades, fazendo com que estas grandezas dificilmente sejam mantidas dentro de determinados padrões de referência para um eficaz controle operacional da barragem. Em função desta variabilidade espacial, os dados de campo devem ser analisados sob modelos estatísticos, de forma a considerar a importância da variabilidade encontrada e o seu real impacto nos critérios do projeto e na avaliação do comportamento das barragens de rejeito (Espósito e Assis, 1999).

3.4 DISPOSIÇÃO DE REJEITOS POR ATERRO HIDRÁULICO

Os aterros hidráulicos compreendem os processos de transporte, separação e disposição de sólidos em associação com água ou outros fluidos, envolvendo baixos custos e grandes volumes de materiais depositados (Ribeiro, 2000; Santos, 2004). A técnica foi aplicada pioneiramente pelos holandeses no século XVII, com a utilização de sistemas de hidromecanização rudimentares, visando a remoção de sedimentos de portos e canais e a recuperação de áreas abaixo do nível do mar. Entre 1947 e 1973, na antiga União Soviética, foram construídas estruturas pioneiras com objetivos hidrelétricos baseadas nos processos de aterros hidráulicos.

Os rejeitos em polpa, no processo de escoamento ao longo da praia, tendem a perder velocidades e, conseqüentemente, capacidade de arraste ao longo das trajetórias de fluxo. Em princípio, portanto, as partículas maiores tenderiam a ocupar as regiões mais próximas aos pontos de lançamento favorecendo, assim, as condições de segurança de um sistema de contenção de rejeitos (Vick, 1983).

Nas barragens de rejeitos baseadas na técnica de aterro hidráulico, algumas medidas como o rebaixamento da linha freática, densificação dos rejeitos, utilização de material drenante e utilização de camadas intermediárias com materiais granulares mais grossos, entre outras, podem atuar diretamente na segurança destas barragens, aumentando sua estabilidade e reduzindo o risco de liquefação. Um risco potencial destas estruturas refere-se a uma eventual liquefação dos materiais dispostos, que se encontram comumente muito fofos (Castro, 1969).

Muitos insucessos relacionados a este tipo de estruturas foram reportados na literatura. Analisando os dados existentes, pode-se concluir que cerca de 60% das rupturas ocorreram devido a projetos inadequados e falta de controle dos métodos construtivos. Contudo, a ruptura “por liquefação” de uma grande parte do espaldar da barragem de Fort Peck no final da década de trinta do século passado, aliada ao desenvolvimento dos equipamentos de transporte e compactação, levou a prática americana a adotar aterros compactados convencionais como solução para barragens de rejeitos (Santos, 2004).

Por outro lado, a técnica de disposição por aterro hidráulico impõe-se naturalmente pelas suas especificidades e custos e, assim, ênfase especial tem sido dada a estudos relativos ao desempenho operacional de estruturas de disposição de rejeitos implantadas sob esta concepção. No Brasil, esta prática é generalizada no âmbito da mineração e, embora metodologias alternativas tenham sido propostas, pressupõe-se que este cenário não será fortemente alterado em curto prazo. Neste sentido, visando-se a compreensão dos fenômenos envolvidos e a determinação criteriosa de parâmetros efetivos de controle de tais estruturas, muitas pesquisas atualmente têm sido dedicadas ao tema. A segregação e a condutividade hidráulica dos materiais e os mecanismos de liquefação constituem elementos essenciais na caracterização destes processos.

3.5 SEGREGAÇÃO HIDRAULICA

A segregação é uma característica importante dos aterros hidráulicos e refere-se à tendência da fração sólida ou parte dela sedimentar, induzindo gradientes de concentrações dentro do domínio do fluxo. O fenômeno tem efeitos diretos na distribuição granulométrica do depósito, resultando em uma seleção de partículas que são depositadas em diferentes locais ao longo da trajetória do fluxo, gerando uma enorme variabilidade estrutural e alterando significativamente os parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade do depósito (Ribeiro, 2000).

A formação de diferentes zonas numa barragem alteada para montante seria governada, a princípio, pela segregação do material que ocorre a partir de uma faixa de disposição. Como o lançamento de rejeitos é geralmente disposto a partir de montante e da crista da barragem, há uma tendência de maior concentração de partículas mais grossas junto ao dique, reduzindo-se a granulometria a distâncias maiores em direção ao lago.

De acordo com Espósito (2000), o mecanismo clássico de segregação só é válido quando a massa específica dos grãos (ρ_s) for constante para toda a polpa depositada hidráulicamente. No caso dos rejeitos provenientes de minas de minério de ferro, um percentual razoável dos sólidos (de 10 a 50%) é formado pelo próprio minério, cuja densidade dos grãos (G_s) é da ordem de 5,5 e o restante, por solos arenosos convencionais (G_s comumente entre 2,65 e 2,70). Estas alterações na composição mineralógica dos rejeitos, aliadas às granulometrias distintas das frações de hematita e quartzo, irão ditar o perfil final de segregação.

Perfis de segregação observados em campo e em ensaios de simulação de deposição hidráulica sugerem que, perto dos pontos de lançamento, existe uma predominância de partículas de menores diâmetros, mas constituídas por hematita, seguidas por uma zona de partículas arenosas de maiores diâmetros e, por fim, longe do ponto de lançamento, de partículas menores e de menor densidade. Este zoneamento da segregação hidráulica de rejeitos finos de minério de ferro é apresentado na Figura 3.8, diferente da distribuição clássica de segregação hidráulica proposta por Vick (1983).



Figura 3.8 – Segregação hidráulica num depósito de rejeito de minério de ferro (Santos, 2004)

Neste caso, o processo de segregação é condicionado tanto pela densidade quanto pelo tamanho das partículas. A condutividade hidráulica dos rejeitos depositados tende a ser maior a maiores distâncias do ponto de descarga que aquelas de zonas mais próximas, ao passo que, na zona final da praia, as variações das condutividades hidráulicas dos rejeitos tendiam a referendar o padrão convencional de segregação condicionada pelo tamanho das partículas (Santos, 2004).

O método de construção de barragens alteadas para montante acaba tornando a granulometria variável também com a profundidade, em função da construção de diques sobre uma praia de sedimentos previamente depositados (Mendes, 2007). Neste contexto, a segregação hidráulica tem relação direta com a segurança da estrutura, interferindo diretamente na condutividade hidráulica e na resistência dos rejeitos depositados em diferentes zonas da praia.

3.6 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS REJEITOS

As barragens de rejeitos construídas por montante representam um desafio significativo para os geotécnicos em termos de análise de estabilidade devido à complexidade de uma boa caracterização das condições de fluxo através destas estruturas. A interpretação correta das trajetórias de fluxo ao longo do maciço de rejeitos tem especial relevância em termos das análises da segurança e do desempenho operacional da estrutura, principalmente em relação à influência da localização do reservatório e da extensão da praia de rejeitos, feições que interferem diretamente nas condições das poropressões geradas em maciços de barragens de rejeitos alteadas para montante.

Santos (2004), com base em formulação prévia de Vick (1983) ilustra como a posição da linha freática é influenciada por diferentes elementos da configuração de uma barragem de rejeitos (Figura 3.9). No primeiro caso, esta influência é definida pela maior ou menor proximidade do lago do reservatório em relação à crista da barragem, impondo, nas condições mais críticas, maiores valores de poropressões na região do talude de jusante da barragem (Figura 3.9a). Uma segunda condicionante de extrema importância para a determinação da posição da linha freática é o gradiente de permeabilidade nos rejeitos. Esta variação é resultado da segregação granulométrica gerada pelo lançamento e disposição dos rejeitos na praia, que por sua vez é função da distribuição granulométrica dos rejeitos, do teor de sólidos e das condições de lançamento. A posição da linha freática junto ao talude de jusante é função direta da segregação ocorrida na praia de rejeitos (Figura 3.9b). Outra condição de contorno importante é a permeabilidade da fundação, no qual exerce uma grande influência sobre a localização da superfície freática. Desde modo, para uma fundação relativamente permeável a posição da linha freática em relação ao talude pode ser considerada favorável à segurança do talude de jusante (Figura 3.9c).

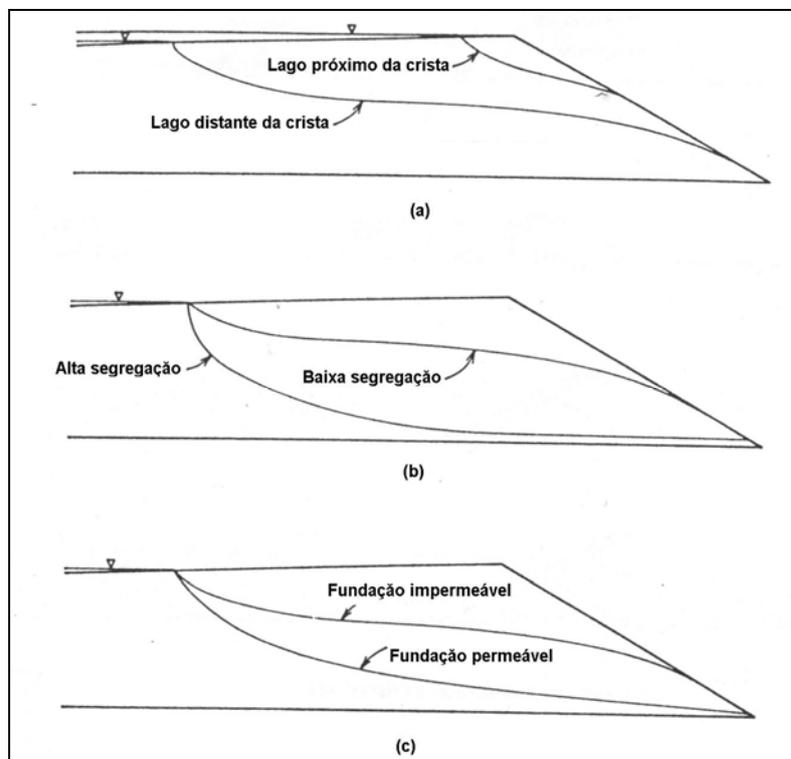


Figura 3.9 – Posição da linha freática em diferentes elementos de configuração (Santos, 2004)

A formação da praia de rejeitos induzida pela segregação hidráulica influencia na permeabilidade dos rejeitos devido à distribuição granulométrica, forma e mineralogia dos grãos. Blight (1994 apud Santos, 2004) relata que a condutividade hidráulica dos rejeitos arenosos pode ser avaliada em função da sua distribuição granulométrica e seria, então, expressa por meio da equação de Sherard (1984):

$$K = 0,35. D_{15}^2 \quad (3.1)$$

sendo:

K – condutividade hidráulica (cm/s); D₁₅ – diâmetro correspondente à porcentagem passante de 15% (mm).

No entanto, a relação da condutividade hidráulica com os tamanhos dos grãos, em alguns casos não se aplica diretamente para os rejeitos de minério de ferro que contêm grãos com alto peso específico. O processo de segregação hidráulica dos rejeitos de minério de ferro passa a ser representado pelo tamanho e pelo peso específico dos grãos, principalmente em situações que os rejeitos possuem um elevado teor de ferro.

As condições de percolação através de barragens de rejeitos alteadas para montante devem ser, portanto, bem avaliadas na fase de projeto e de operação de tais estruturas, com base em um bom entendimento dos perfis das poropressões e dos gradientes hidráulicos. Adicionalmente, a avaliação do comportamento dos rejeitos, no aspecto de resistência ao cisalhamento, considerando as condições dos materiais contráteis ou dilatantes e/ou drenadas ou não drenadas, deve ser analisada com critério e este conhecimento deve ser incorporado nas análises de estabilidade.

Estes cuidados, muito relevante em qualquer projeto de barragem, tornam-se críticos para as barragens de rejeitos alteadas para montante, Com efeito, o Comitê de Grandes Barragens dos Estados Unidos, em estudo recente (USCOLD, 1994) mostrou que o maior número de rupturas documentadas ocorreu exatamente para as barragens de rejeitos construídas pelo método de montante.

Vários estudos comprovam estas assertivas. Martin e McRoberts (2002), por exemplo, citam que barragens alteadas para montante com disposição hidráulica são estruturas críticas a qualquer combinação imprópria quanto à sua concepção, construção e operação, têm proporcionado muitas rupturas catastróficas que, em alguns casos, causaram elevadas perdas de vidas humanas, como a ruptura em Stava na Itália (Davies *et al.*, (2002).

No contexto dos casos históricos de rupturas de barragens de contenção de rejeitos, a liquefação estática **tem sido um fator determinante (Freire Neto, 2009). Com efeito, Davies *et al.*, (2002) explicitam que a** construção de diques ou aterros sobre uma fundação contendo rejeitos granulares fofos e saturados pode levar a aumentos rápidos nos níveis de tensões em condições não drenadas. Por outro lado, estas condições críticas podem resultar de vários outros eventos, tais como:

- Aumento das poropressões induzido por uma subida elevação da superfície freática;
- Aumento das poropressões induzido por uma taxa de carregamento excessiva, como, por exemplo, devido a um rápido alteamento da barragem;
- Aplicação de tensões cisalhantes estáticas excessivas;
- Remoção da camada de suporte da estrutura, por efeitos de galgamento da barragem ou por qualquer outra situação;
- Movimento rápido de fundação suficiente para induzir um carregamento não drenado em rejeitos susceptíveis à liquefação.

De acordo com Vick (1990) e Mittal e Morgenstern (1976), citados por Martin (1999), a velocidade dos alteamentos constitui um bom parâmetro de controle de prevenção a acréscimos significativos das poropressões. Estes pesquisadores sugerem uma taxa de alteamento entre 4,6m/ano a 9,1m/ano para que o excesso de poropressões seja totalmente dissipado em função dos carregamentos aplicados.

CAPÍTULO 4

ESTUDO DE CASO: BARRAGEM I DA MINA CÓRREGO DO FEIJÃO

4.1 INTRODUÇÃO

O principal objetivo desta dissertação é avaliar o potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro, dispostos em uma barragem alteada para montante, localizada na região do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais. Por se tratar de uma região essencialmente assísmica, o foco do estudo será a avaliação do potencial de liquefação empregando a metodologia de Olson (2001), por solicitações estáticas em rejeitos de minério de ferro dispostos hidráulicamente.

O estudo de caso compreende a estrutura denominada Barragem I, sistema de contenção de rejeitos da usina de concentração de minério de ferro da Mina de Córrego do Feijão, propriedade da VALE S.A., situada no município de Brumadinho/MG (Figura 4.1).



Figura 4.1 – Vista geral da Barragem I (Mina de Córrego do Feijão / Vale)

Esta barragem está em operação desde 1976, possui uma altura total de cerca de 81m e é composta de um dique inicial na El. 874,0m, com sucessivos alteamentos para montante apoiados em rejeitos previamente estocados. A crista atual encontra-se na El. 937,0m, correspondente ao nono alteamento da estrutura (Geoconsultoria, 2006).

A construção da barragem I foi executada em diversas etapas e por vários projetistas e empreiteiros. O projeto do dique inicial foi concebido por uma empresa alemã em 1974 e sua implantação finalizada em 1976, tendo sido executado com minério fino (material drenante) e revestido por uma camada de laterita compactada na face de montante e jusante até a crista na El. 874,0m. Em seguida, foram executados alteamentos menores para montante com rejeito compactado e cobertos com laterita nos taludes de jusante. Em 1984, implantou-se um alteamento pelo método de linha de centro até a El. 885,0m (constituindo o 'primeiro alteamento' da barragem), com envelopamento da barragem inicial e dos alteamentos de montante; nesta obra, foram reconstituídos as bermas do dique inicial. O segundo alteamento foi implantado sobre dois pequenos alteamentos para montante na El. 890,0m. Posteriormente, o terceiro alteamento foi executado em duas etapas para montante, na forma de dois diques com coroamentos nas elevações

895,0 e 899,0m, respectivamente (Geoconsultoria, 2006).

Do quarto ao oitavo alteamentos, os projetos foram desenvolvidos pela mesma empresa. Nesta fase, todos os alteamentos foram executados para montante; porém, na implantação do quarto alteamento, o eixo foi deslocado de 60m para montante em relação ao eixo anterior (correspondente ao terceiro alteamento). Esta decisão foi tomada no sentido de se garantir uma maior condição de segurança para a estrutura. Embora satisfatória do ponto de vista geométrico por parte da projetista, o sistema de fluxo interno à barragem não se mostrou adequado, induzindo o aparecimento de diversas surgências ao longo do pé do dique do quarto alteamento e rápida elevação das leituras piezométricas. Assim, em 2000, foi instalada uma trincheira ao longo da base do quarto alteamento, interligada a trincheiras transversais ao eixo da estrutura, com a finalidade primária de se garantir o rebatimento da linha freática (Geoconsultoria, 2006).

Atualmente, a barragem encontra-se em operação em seu nono alteamento (Tabela 4.1), implantado também pelo método de montante, com premissas de controle do nível d' água do reservatório para se garantir uma largura de praia de 150m através do extravasor. O sistema extravasor é composto por uma galeria de fundo, que passa sob a barragem na ombreira direita. A galeria está conectada a um conjunto de torres situadas na encosta direita do reservatório, distantes da crista da barragem, que operam com soleira variável e *stop logs*, e a um canal de adução a jusante, para direcionamento da água extravasada até uma barragem mais a montante.

Tabela 4.1 – Relação dos alteamentos da Barragem I (Geoconsultoria, 2006)

Ano	Alteamento	EI. (m)	Altura máx. (m)	Tipo de alteamento
1976	Dique Inicial	874,0	18	-
1984		885,0	29	Linha centro/ Montante
1990		890,0	34	Montante
1991	3°.	893,5	37,5	Montante
1993		899,0	43	Montante
1995	4°.	905,0	49	Montante
1998	5°.	910,0	54	Montante
2000	6°.	916,5	60,5	Montante
2003	7°.	922,5	66,5	Montante
2004	8°.	929,5	73,5	Montante
2007	9°	937,0	81	Montante

Os diques construídos entre as elevações 899,0m e 937,0m utilizaram o próprio rejeito depositado na praia como material de construção dos alteamentos, para redução do custo de transporte e dos impactos ambientais. Os alteamentos implantados abaixo da elevação 899,0m incluíram diques de rejeitos compactados e envelopados por solos compactados nas faces de montante e de jusante (Geoconsultoria, 2006).

4.2 DISPOSIÇÃO DE REJEITOS NA BARRAGEM I

Os rejeitos da Mina de Córrego do Feijão sempre foram dispostos na forma de polpa, bombeados da usina e aduzidos por tubulação até a crista da barragem. As disposições de rejeitos nesta estrutura foram implantadas em duas fases.

Na primeira fase, ocorrida entre os anos de 1976 até 2005, a barragem era operada sem uma diretriz quanto à disposição dos rejeitos. Durante este período, houve situações de disposição submersa por problemas no bombeamento de água de recirculação e outro aspecto importante eram as grandes distâncias entre os pontos de espigotamento (os espigotes eram, em média, espaçados de 100m ao longo da crista da barragem). Nesta condição, a praia formada não era uniforme e nem homogênea, com camadas de rejeitos com boa compressibilidade e drenabilidade próximos aos pontos de lançamento, o que não acontecia nas zonas situadas entre os mesmos. Esta operação ao longo dos alteamentos da primeira fase resultou na formação de um depósito de rejeito não uniforme, com perfis caracterizados por elevados gradientes de resistências e pela presença de camadas de diferentes compacidades no maciço (variando entre camadas fofas a mediamente compactas), conforme comprovação dada pelos resultados dos ensaios SPT e CPT realizados na barragem (Geoconsultoria, 2006).

Na segunda fase, iniciada em 2006 e mantida até o presente, houve uma mudança no método de disposição dos rejeitos e um entendimento melhor quanto à importância desta operação. Nesta etapa, os rejeitos continuam sendo dispostos para montante, mas o sistema de espigotamento foi substituído por conjuntos de **barras aspersoras (*spray bars*), constituídos por tubulações com 30m de comprimento e dispostos entre os** pontos de lançamento, espaçados a cada 60m ao longo da tubulação principal. Estas barras aspersoras operam alternadamente ao longo da crista em trechos na praia, de forma a se estabelecer a formação de camada de rejeitos o mais uniforme e homogênea possível ao longo da barragem.

Desta forma, a estrutura foi dividida em três trechos operando alternadamente (Figura 4.2), sendo que cada trecho atua com quatro sistemas de barras aspersoras (*spray bars*), de forma a se evitar a formação de desníveis apreciáveis entre as partes adjacentes da praia de rejeitos e condicionar uma segregação hidráulica adequada. A operação alternada favorece ainda o processo contínuo de ressecamento dos trechos lançados, favorecendo o adensamento e, conseqüentemente, proporcionando ganhos de resistência aos rejeitos sedimentados.

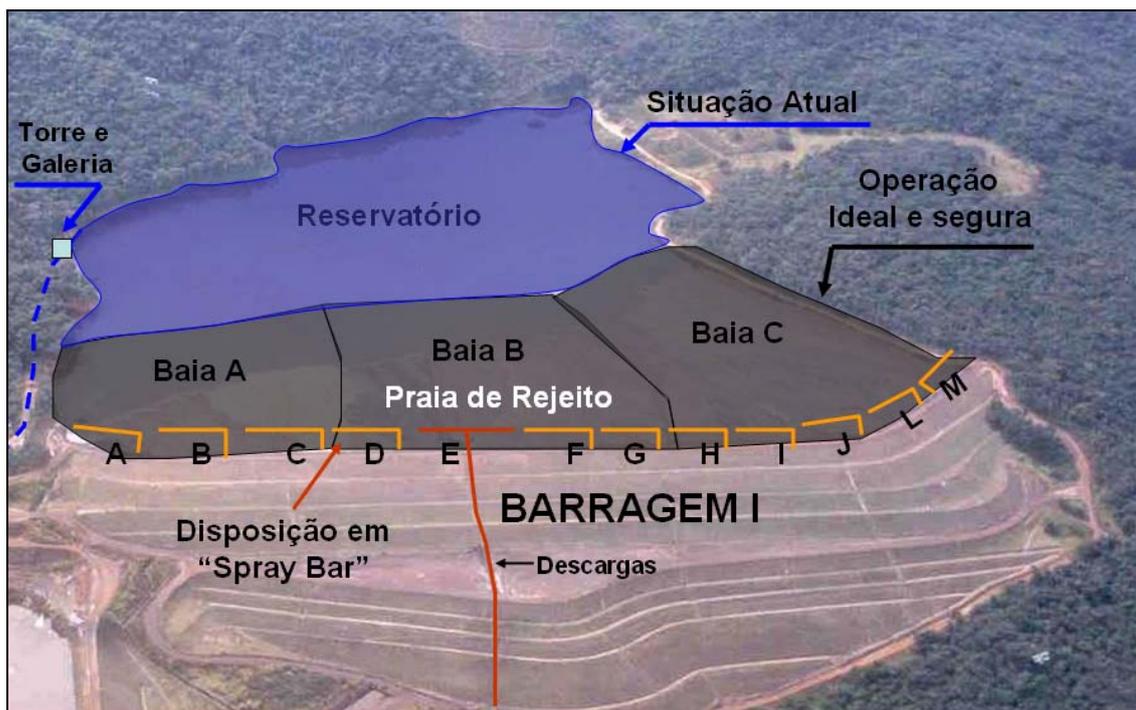


Figura 4.2 – Manejo do sistema de disposição de rejeito da Barragem I

4.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA LOCAL

As campanhas de investigações geotécnicas realizadas na Barragem I tiveram por objetivo a avaliação da segurança da estrutura quanto ao galgamento, cisalhamento e erosão interna (*piping*) para a condição atual do empreendimento, para o caso do nono alteamento e para as condições de um próximo alteamento (décimo alteamento).

Neste sentido, procedeu-se à coleta de amostras deformadas e indeformadas (em blocos e com uso de amostradores (*Shelby e Osterberg*), sendo realizados ensaios de caracterização, adensamento, compressão e permeabilidade em câmara triaxial. Em termos de investigações geotécnicas *in situ*, além do ensaio do peso específico *in situ*

utilizando o método frasco de areia, foram executadas sondagens à percussão SPT e de piezocone com medidas de dissipação de poropressões (CPTU). A Figura 4.3 apresenta a locação dos pontos das investigações geotécnicas executadas na Barragem I e a Figura

4.4 apresenta a campanha de investigação geotécnica na seção principal da barragem, seção tomada como referência para a aplicação das análises de liquefação desenvolvidas neste trabalho (designada por SRL nos tópicos seguintes).

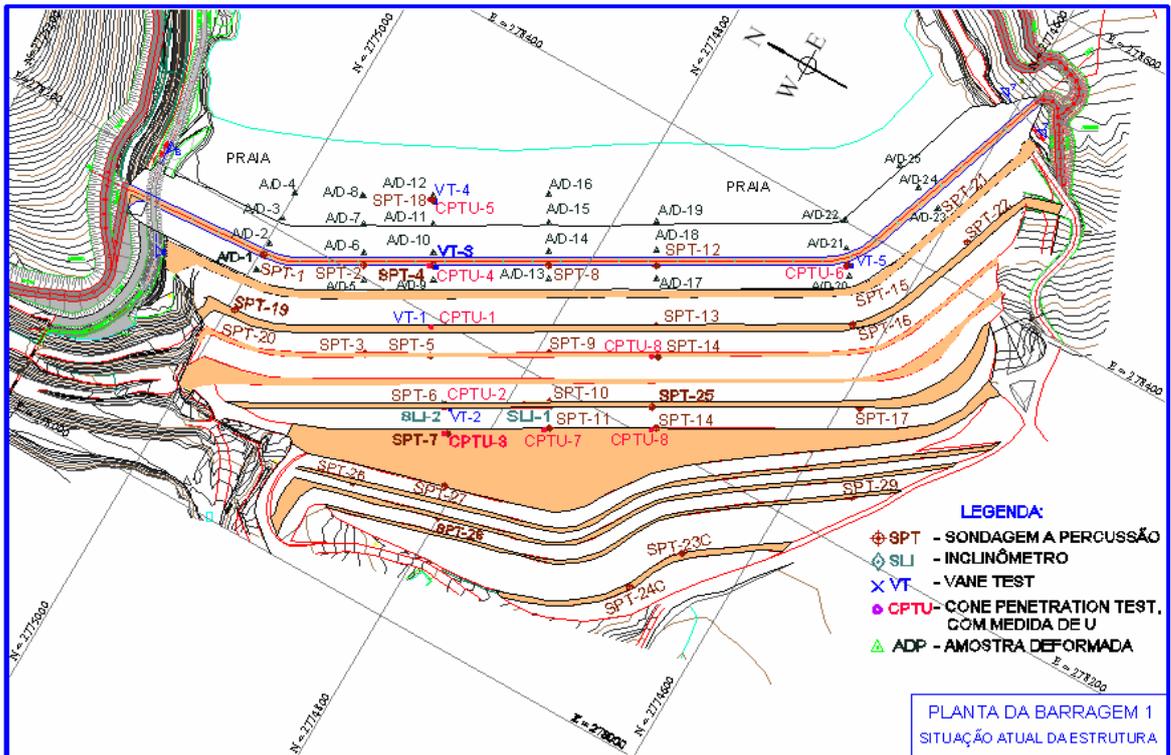


Figura 4.3 – Planta de localização dos pontos das investigações geotécnicas da Barragem I

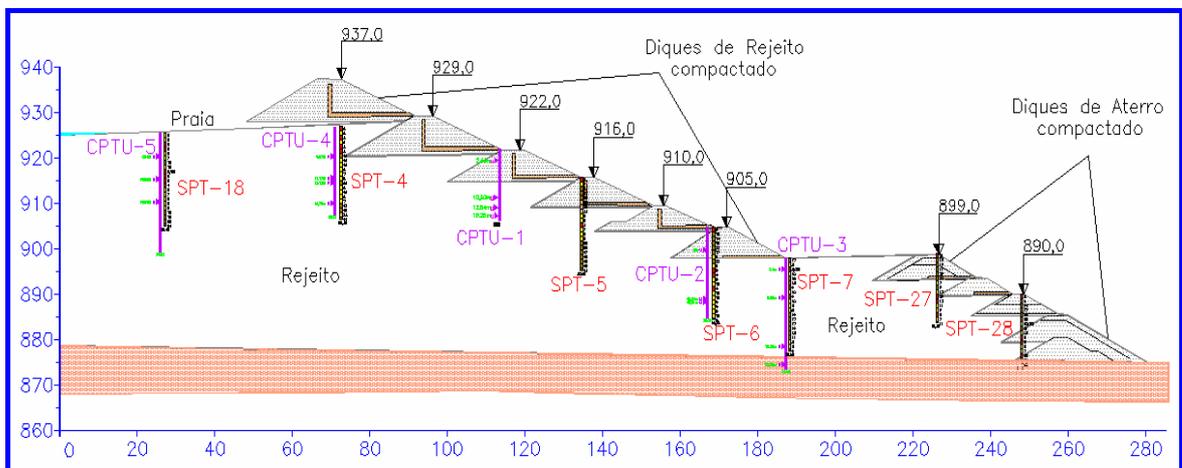


Figura 4.4 – Investigações geotécnicas de campo na seção referencial da Barragem I (SRL)

Foram realizados ensaios de frasco de areia para a determinação das densidades *in situ*

ao longo de 25 pontos de referência tomados ao longo da praia de rejeitos e indicados na Figura 4.3.

Nestes pontos, foram coletadas amostras deformadas pequenas para a determinação da granulometria e do peso específico dos sólidos. Dentre os 25 pontos, foram coletadas ainda 12 amostras deformadas maiores para a execução de ensaios adicionais, como compactação e ensaios de índices de vazios máximos e mínimos.

Dentre estes 12 pontos, foram selecionados 4 para a coleta de amostras indeformadas (blocos) para a realização de ensaios de adensamento, triaxiais e de permeabilidade. Outras amostras indeformadas foram coletadas por meio de amostradores *Shelby e Osterberg*, a partir dos furos de sondagens executados ao longo da praia de rejeitos.

Os resultados, expostos e discutidos a seguir, não contemplam todos os ensaios realizados, mas apenas aqueles que têm impacto direto na aplicação dos princípios da avaliação do potencial de fluxo por liquefação para os rejeitos depositados na Barragem I da Mina de Córrego do Feijão no âmbito da metodologia proposta por Olson (2001), com base na geometria definida pela seção principal da barragem (Figura 4.4).

4.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Amostras de rejeitos de minério de ferro, coletadas diretamente da praia e de alguns furos de sondagens, foram submetidas a ensaios de caracterização. Foram também realizados ensaios de permeabilidade e ensaios de compressão triaxial em amostras indeformadas retiradas na praia e por amostradores *Shelby e Osterberg*.

4.4.1 Ensaios de Caracterização

A Tabela 4.2 apresenta os valores dos pesos específicos secos das amostras de rejeitos e das densidades dos grãos de 25 pontos da praia de rejeitos, amostras coletadas a 50cm de profundidade (indicados na Figura 4.3).

Tabela 4.2 – Pesos específicos secos dos rejeitos e densidades dos grãos

Amostra	γ_d (kN/m ³)	G_s	Amostra	γ_d (kN/m ³)	G_s	Amostra	γ_d (kN/m ³)	G_s
1	22,2	4,78	10	20,3	4,65	19	21,3	4,02
2	22,1	4,76	11	19,3	4,79	20	19,8	4,16
3	20,7	4,29	12	20,0	4,26	21	21,2	4,63
4	18,5	4,64	13	22,2	4,61	22	21,4	4,57
5	22,1	5,11	14	18,1	4,47	23	22,4	4,84
6	19,1	4,70	15	20,9	4,18	24	20,5	4,63
7	18,2	4,32	16	21,7	4,85	25	22,1	4,53
8	18,9	4,24	17	22,2	4,84	-	-	-
9	20,4	4,64	18	21,5	4,24	-	-	-

Os resultados evidenciam uma relação entre os pesos específicos secos dos rejeitos em função da distância do ponto de coleta ao eixo da barragem, indicando a ocorrência de um processo de segregação hidráulica. Tal relação não é direta e sistemática devido aos efeitos complexos de interação entre as frações silicosas (mais grosseiras e de menor densidade) e das partículas de minério de ferro (mais finas e mais densas) no processo de disposição na praia de rejeitos.

Os ensaios de índices de consistência (limites de liquidez w_L e limites de plasticidade w_P) foram realizados em amostras coletadas nos furos de sondagem à percussão, visando a identificação de possíveis camadas de finos plásticos que poderiam induzir elevadas deformações e constituírem potenciais camadas susceptíveis a processos de ruptura sob condições não-drenadas. As profundidades escolhidas para realização dos ensaios foram definidas mediante interpretação dos resultados dos ensaios de piezocone realizados na barragem (item 4.5). Os resultados obtidos nos ensaios de consistência para a área da SRL estão sistematizados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de limites de consistência (Geoconsultoria, 2006)

Furo	Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SPT – 04	6,00 a 6,45	NL	NP	-
	12,00 a 12,45	NL	NP	-
	17,00 a 17,45	NL	NP	-
SPT – 06	6,00 a 6,45	33,3	23,5	9,8
	7,00 a 7,45	NL	NP	-
	11,00 a 11,45	NL	NP	-
	16,00 a 16,45	24,0	18,9	5,1
SPT – 07	7,00 a 7,45	NL	NP	-
	9,00 a 9,45	19,7	14,0	5,7
	12,00 a 12,45	NL	NP	-
SPT - 15	3,00 a 3,45	NL	NP	-
	9,00 a 9,45	18,2	13,8	4,4
	12,00 a 12,45	NL	NP	-
SPT – 18	5,00 a 5,45	NL	NP	-
	10,00 a 10,45	30,3	23,1	7,2
	15,00 a 15,45	18,5	14,2	4,3

Os resultados mostram que os rejeitos apresentam geralmente um comportamento não plástico e algumas camadas com baixa plasticidade, com limite de liquidez $LL \leq 35\%$, sendo, assim, potencialmente susceptíveis à liquefação de acordo com critério de influência dos solos finos proposto por Perlea *et al.* 1999, (Figura 2.8).

A Figura 4.5 apresenta as curvas granulométricas relativas às 25 amostras coletadas em diversos pontos da praia de rejeito. Em termos médios, os rejeitos da Barragem I da Mina de Córrego do Feijão apresentam distribuições granulométricas contendo cerca de 4% de argila, 28% de silte, 56% de areia fina, 8% de areia média, 3% de areia grossa e 1% de pedregulho. Segundo o Sistema Unificado de Classificação, trata-se, portanto, de um rejeito areno-siltoso mal graduado.

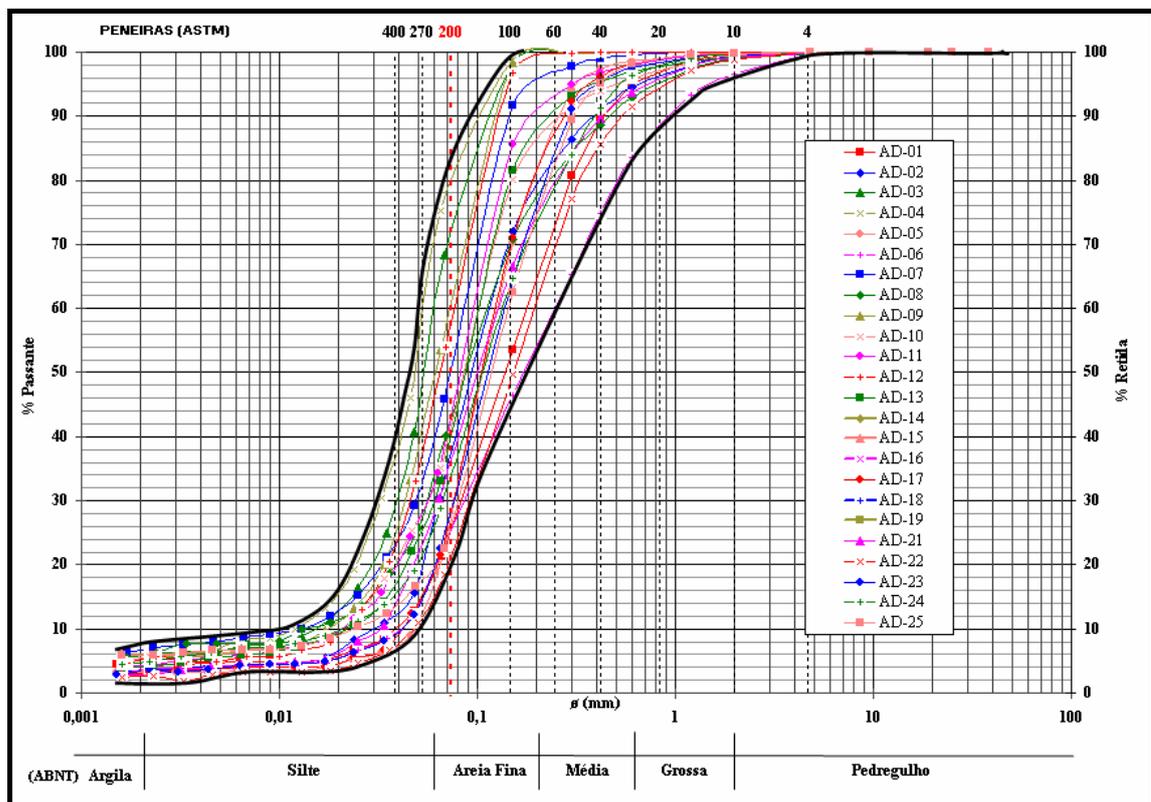


Figura 4.5 – Curvas granulométricas das 25 amostras superficiais de rejeitos coletadas na praia de rejeitos da Barragem I

A Figura 4.6, por outro lado, apresenta as curvas granulométricas relativas apenas às amostras coletadas na área da SRL, caracterizada por uma maior presença da fração fina não plástica ou de baixa plasticidade.

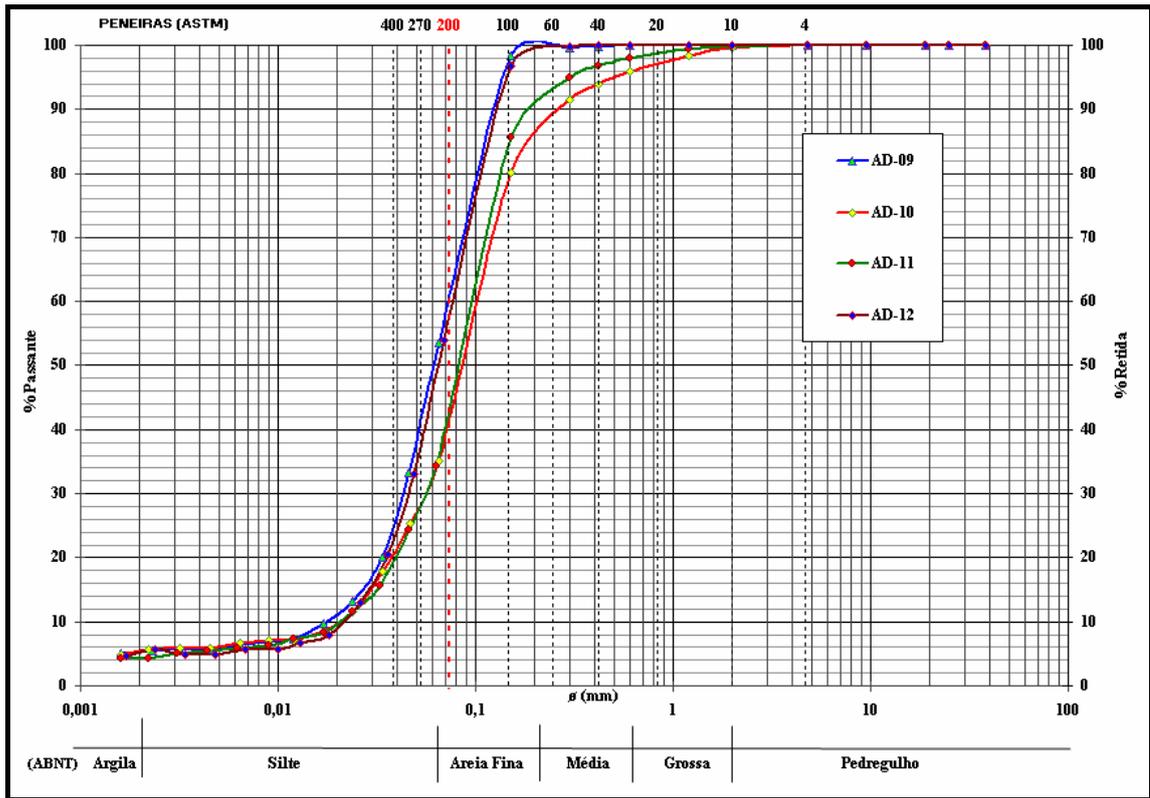


Figura 4.6 – Curvas granulometricas das amostras superficiais de rejeitos coletadas na Seção de Referência (SRL) da Barragem I

A elevada presença de finos não plásticos presentes poderia causar uma redução significativa da condutividade hidráulica do depósito nos rejeitos e, assim, possibilitar condições para a mobilização de mecanismos de colapso de fluxo por liquefação.

Resultados análogos foram obtidos para as amostras coletadas em profundidade com uso de amostradores. Uma síntese geral dos resultados dos ensaios de caracterização dos rejeitos da Barragem I é apresentada na Tabela 4.4, compreendendo amostras de rejeitos deformadas, indeformadas e coletadas por amostradores.

Os rejeitos apresentam uma composição de areia fina siltsosa, com compacidades relativas muito variáveis no domínio investigado da praia de rejeitos. Esta variabilidade dos dados ratifica a falta de homogeneidade do sistema de disposição de rejeitos, confirmando as informações dadas previamente em relação aos problemas da falta de um controle efetivo quando da implantação da primeira fase do empreendimento.

Tabela 4.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização realizados em amostras coletadas no depósito de rejeito da barragem I (Geoconsultoria, 2006)

Tipo	Local	Prof. (m)	Class.	Granulometria (%)				ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	W _{ot} (%)	$\rho_{d\ max}$ (g/cm ³)	e	$\theta_{\ max}$	$\theta_{\ min}$	CR (%)
				Argila	Silte	Areia									
						Fina	Média								
Def.	ADG-01	0	Rejeitos	4,9	8,6	75,9	0,3	4,783	2,27	17,3	2,267	1,11			
Def.	ADG-04	0	Rejeitos	6,5	44,3	49,1	0,1	4,645	1,89	19,7	2,192	1,45			
Bloco	ADG-05	0,3	Rejeitos	3,3	6,3	87,7	2,6	4,412	2,386	19,5	2,356	1,135	0,571	12,2	
Def.	ADG-06	0	Rejeitos	3,7	9,3	61,8	21,8	4,706	1,95	17,6	2,372	1,41			
Def.	ADG-08	0	Rejeitos	9,5	8,7	71,7	9,7	4,412	1,93	17,7	2,203	1,20			
Bloco	ADG-09	0,6	Rejeitos	6,6	40,7	52,3	0,4	4,679	2,482	16,1	2,295	1,004	1,302	0,74	53,0
Bloco	ADG-10	0,4	Rejeitos	4,8	4,3	87,7	3,1	4,911	2,062	18,5	2,304	0,949	1,349	0,793	71,9
Bloco	ADG-11	0,6	Rejeitos	5,8	21,2	69,7	3,2	4,565	1,859	16,1	2,108	0,983	1,387	0,775	66,0
Def.	ADG-13	0	Rejeitos	6,6	40,7	52,3	0,4	4,679	2,27	17,4	2,307	1,03	1,353	0,800	58,4
Def.	ADG-17	0	Rejeitos	4,8	4,3	87,7	3,1	4,911	2,27	18,1	2,273	1,13			
Def.	ADG-21	0	Rejeitos	6,2	8,2	78,4	7,1	4,412	2,16	19,8	2,220	1,14	1,476	0,793	49,1
Def.	ADG-25	0	Rejeitos	6,8	10,2	78,1	4,8	4,526	2,25	19,9	2,243	1,01			
Osterberg	CPTU-3	2,50	Rejeitos	7,1	56,0	36,6	0,2	4,715	2,647				0,781		
Shelby	CPTU-4	1,00	Rejeitos	8,3	51,7	39,9	0,1	4,461	2,897				0,540		
Shelby	CPTU-4	1,50	Rejeitos	3,6	16,5	75,0	4,8	4,521	2,995				0,510		
Shelby	CPTU-4	2,00	Rejeitos	4,8	20,2	74,6	0,4	3,796	2,918				0,301		
Shelby	CPTU-4	2,50	Rejeitos	4,3	9,9	83,2	2,5	4,540	3,065				0,481		
Osterberg	CPTU-4	4,00	Rejeitos	28,4	54,6	14,8	2,2	3,796	1,955				0,942		
Osterberg	CPTU-5	5,00	Rejeitos	4,8	25,9	68,0	1,3	4,322	2,596				0,665		
Osterberg	CPTU-5	5,50	Rejeitos	13,2	26,8	57,2	2,4	4,378	3,083				0,420		
Shelby	CPTU-6	1,00	Rejeitos	2,4	28,9	68,6	0,1	4,186	2,528				0,656		
Shelby	CPTU-6	1,50	Rejeitos	5,9	48,4	45,7	0,0	4,059	2,718				0,493		
Osterberg	CPTU-6	2,50	Rejeitos	2,9	25,6	70,2	1,3	4,433	3,097				0,431		
Osterberg	CPTU-6	3,00	Rejeitos	23,9	40,3	32,1	0,9	3,973	2,470				0,609		
			Lama	50,2	39,7	18,2	1,9	4,004							

Os resultados dos ensaios triaxiais das amostras indeformadas coletadas pelo amostrador *Osterberg* (CPTU-4 e CPTU-5) destacadas nas linhas da Tabela 4.4 estão apresentados nas Figuras 4.7 e 4.8 do item abaixo.

4.4.2 Ensaio de Compressão Triaxial

As amostras para a realização dos ensaios de compressão triaxial foram coletadas em diferentes pontos da praia de rejeitos, sob a forma de blocos indeformados e por amostrador *Osterberg*. O planejamento dos ensaios buscou caracterizar toda a potencial heterogeneidade do depósito, tanto em extensão em relação ao eixo da barragem quanto em profundidade, levando-se em conta as dificuldades técnicas do local.

Foram realizados ensaios de compressão triaxial não drenados, adensados isotropicamente e anisotropicamente, saturados por percolação reversa e aplicação de contrapressões e com medidas de poropressões. O adensamento dos corpos de prova seguiu uma série de quatro tensões confinantes: 100kPa, 200kPa, 300kPa e 400kPa, para os ensaios com adensamento isotrópico. Para os ensaios de adensamento anisotrópico, adotou-se esta mesma série de tensões confinantes e quatro tensões axiais com uma relação de 2:1 em relação às tensões confinantes, com o intuito de se reproduzir, de forma aproximada, as condições de adensamento de campo. A ruptura dos corpos de provas foi obtida mediante o acréscimo contínuo das cargas axiais aplicadas, sob velocidade constante de

0,09 mm/min em prensa de deformação controlada, mantendo-se a tensão confinante constante e medindo-se as poropressões desenvolvidas durante o ensaio. O limite adotado para o encerramento do ensaio foi um valor igual a 20% da deformação específica axial máxima (Geoconsultoria, 2006).

Os resultados dos ensaios triaxiais foram plotados em termos de gráficos de trajetórias de tensões, círculos de Mohr das tensões efetivas, acréscimos de tensão axial com as deformações específicas axiais e poropressões geradas em função das deformações específicas axiais. Para ilustrar os dados obtidos, as Figuras 4.7 e 4.8 apresentam os resultados de ensaios com adensamento anisotrópico de duas amostras coletadas na praia de rejeitos por meio de amostrador *Osterberg* (CPTU-4 e CPTU-5).

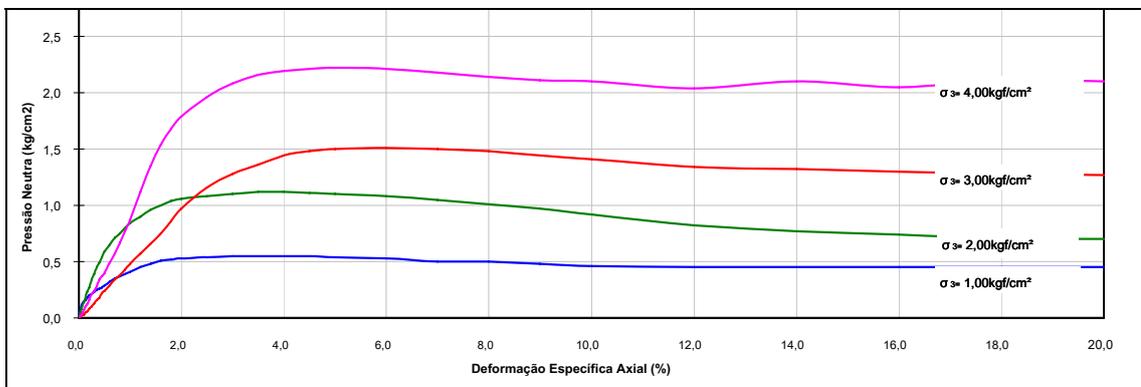
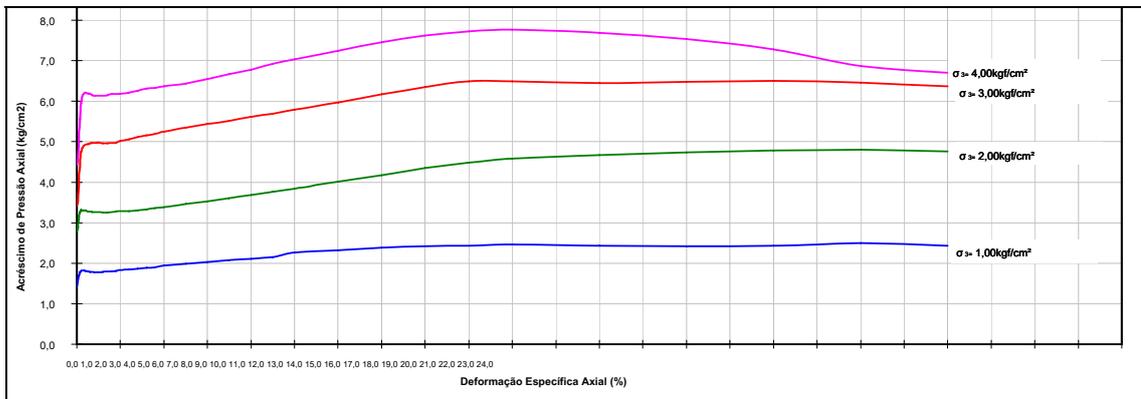
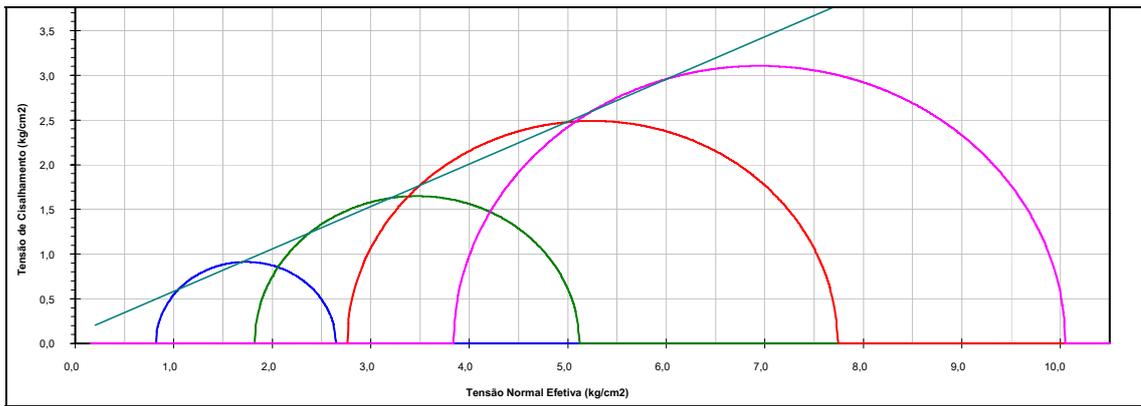
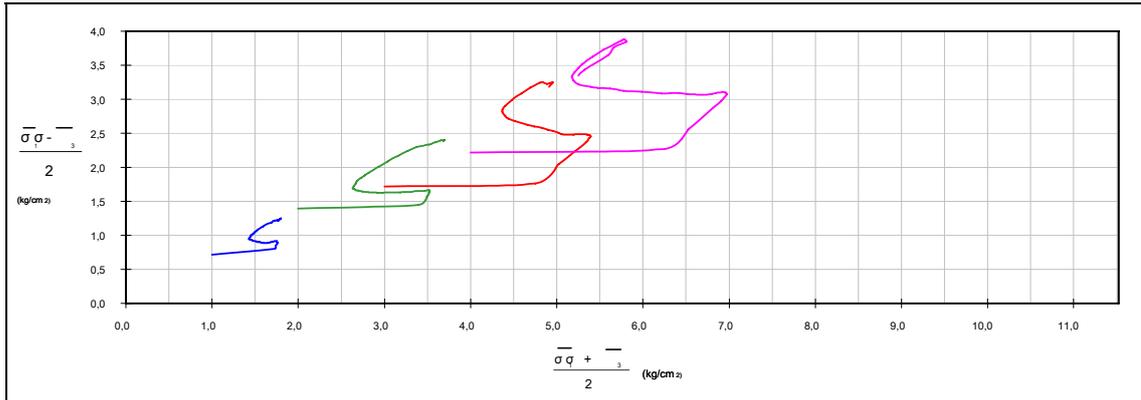


Figura 4.7 – Resultados de Ensaio CAU (amostra coletada entre 4,0 a 4,5 m de profundidade junto ao ensaio CPTU-04)

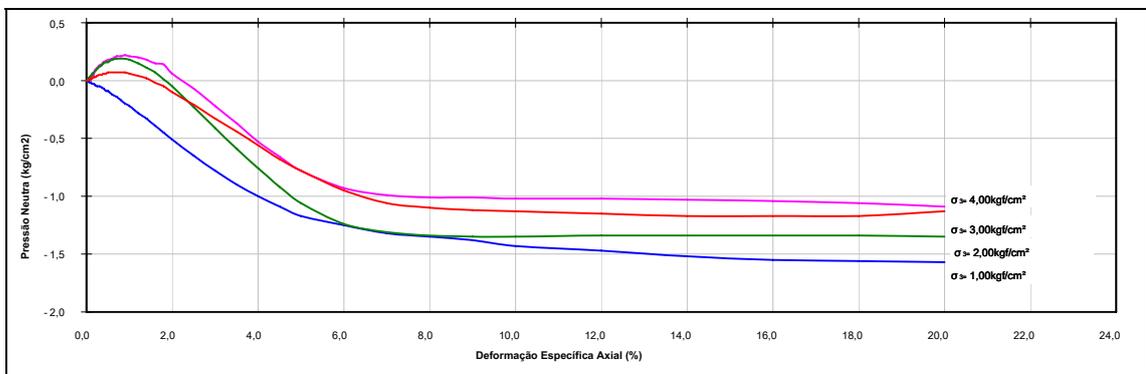
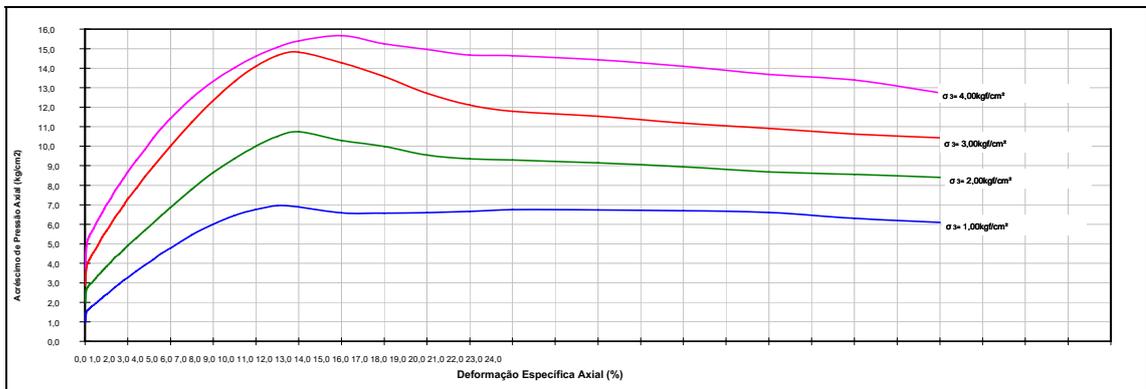
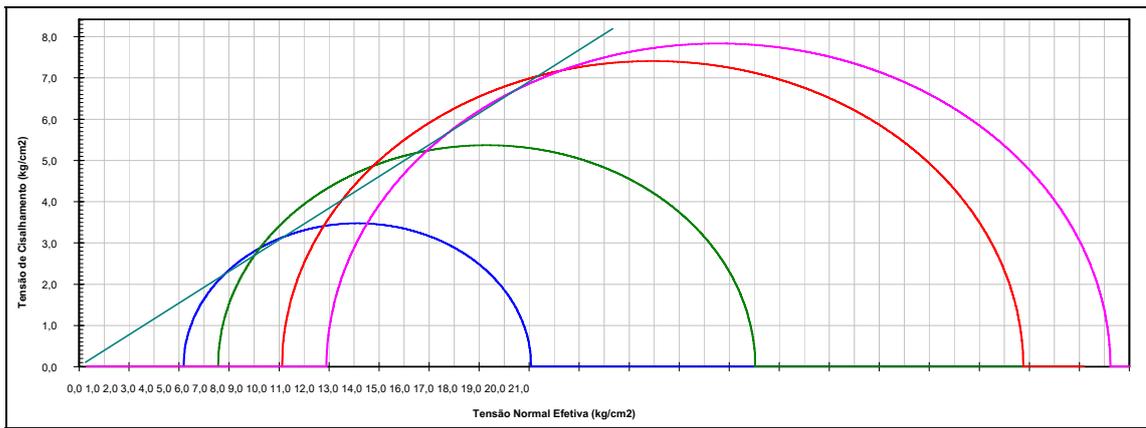
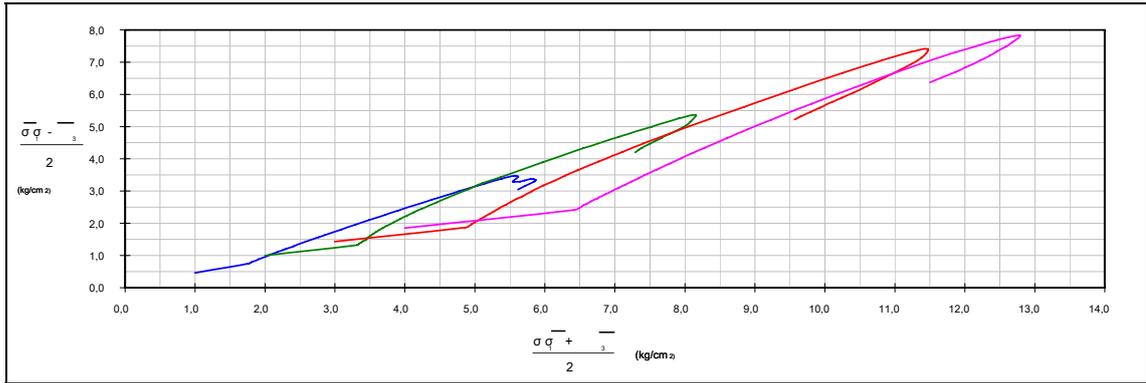


Figura 4.8 – Resultados de Ensaio CAU (amostra coletada entre 5,0 a 5,5 m de profundidade junto ao ensaio CPTU-05)

Os resultados apresentados por estas duas amostras descrevem o comportamento geral do maciço de rejeitos de minério de ferro. No primeiro ensaio, as trajetórias de tensões indicam um potencial de liquefação limitada para os rejeitos estudados, tipificadas por um pico de resistência, seguido de uma fase de “ *strain softening*”, caracterizando o chamado ‘estado quase permanente’. Neste comportamento, característico de materiais de compactação intermediária, o estado permanente será obtido somente para grandes deformações, uma vez que o solo continua a apresentar expansões de volume mesmo sob altas tensões de confinamento. Em termos do depósito, o ensaio caracteriza a presença de camadas de baixa resistência e materiais não plásticos.

No segundo ensaio, o comportamento tensão – deformação caracteriza materiais que tendem a exibir efeitos de dilatância durante cisalhamento, atingindo elevados valores de resistência devido às reduções das poropressões e, portanto, não susceptíveis à liquefação. Em termos do depósito, o ensaio caracteriza a presença de camadas de média resistência e materiais não plásticos.

4.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

Para fins de investigação geotécnica *in situ*, foram executados 29 sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT e 8 ensaios de piezocone, distribuídos ao longo da praia de rejeitos e também no maciço da barragem. Na seção de referência, foram locados 4 pares de ensaios SPT e CPTU em pontos adjacentes e mais 03 ensaios SPT e 01 ensaio CPTU em pontos distribuídos no maciço.

A Figura 4.9 apresenta os valores já normalizados dos números de golpes correspondentes às resistências à penetração de campo de ensaios SPT e das resistências de ponta dos ensaios CPTU (Equações 2.8 e 2.10), para os quatro pares de ensaios SPT e CPTU realizados em pontos adjacentes na seção de referência da Barragem I, todos locados acima da El. 899,0 e assim correlacionados: SPT18/CPTU05; SPT04/CPTU04; SPT06/ CPTU02 e SPT07/CPTU03 (Figura 4.4). A Figura 4.10 apresenta os valores destes parâmetros para os ensaios isolados da SRL: CPTU01, SPT05, SPT27 e SPT28.

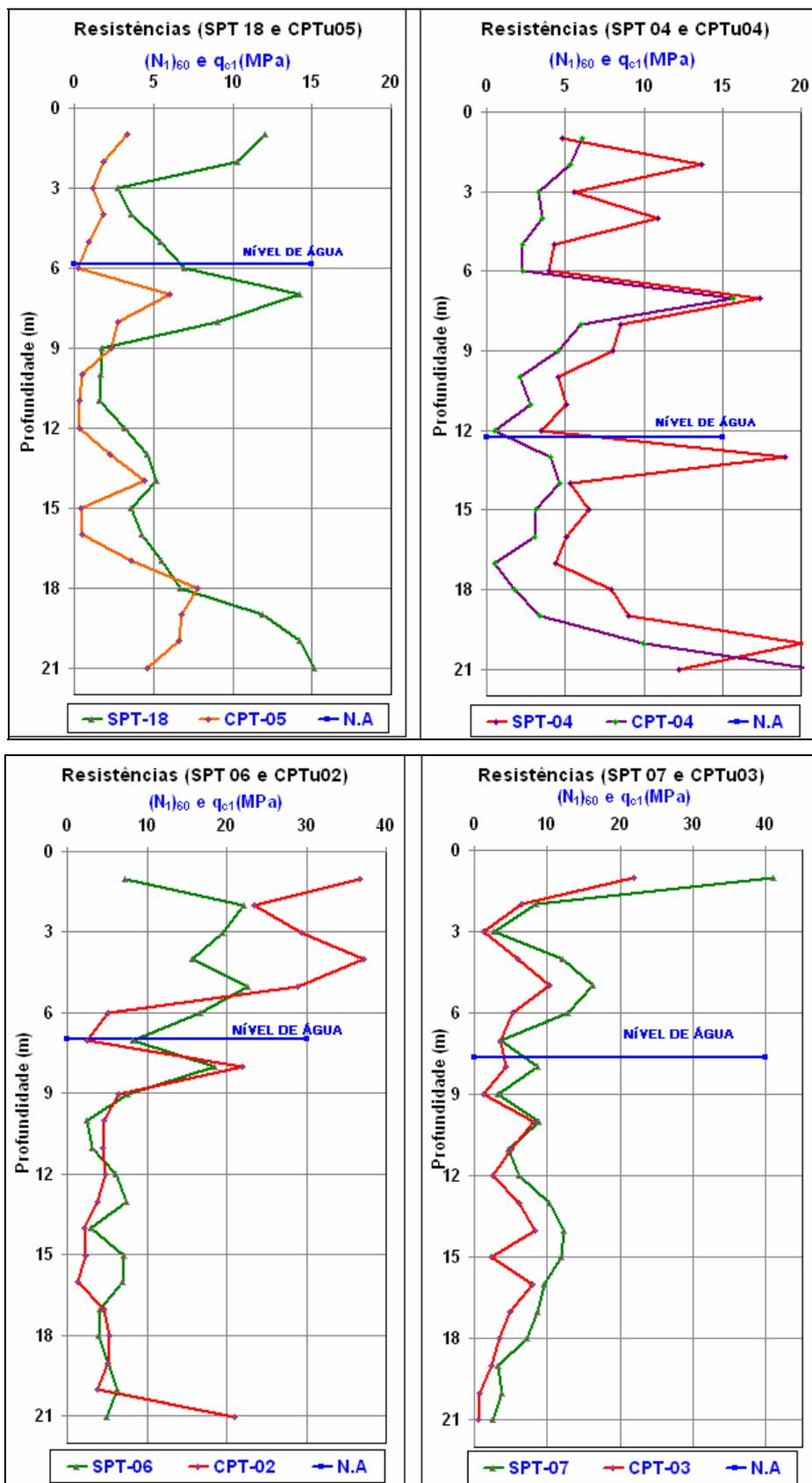


Figura 4.9 – Resistências à penetração normalizadas dos pares de ensaios SPT e CPT da SRL

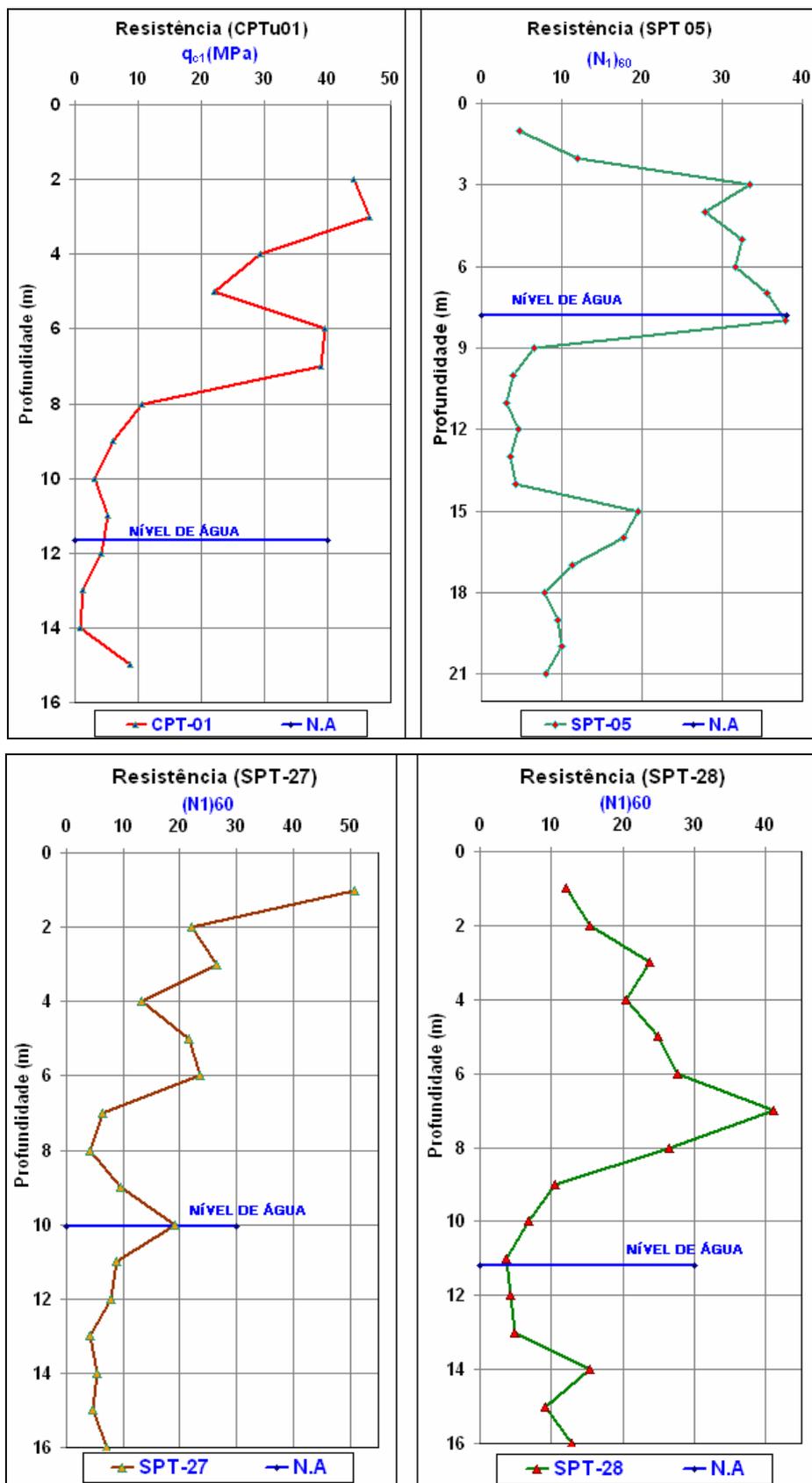


Figura 4.10 – Resistências à penetração normalizadas dos ensaios SPT e CPT isolados na SRL

No caso dos ensaios isolados, dois foram executados acima da El. 899,0m (ensaios CPTU01 e SPT05) e outros dois abaixo da mesma (SPT27 e SPT28), que representa a berma do eixo deslocado para montante (Figura 4.4).

De acordo com os resultados dos ensaios SPT e CPT verificam-se que os rejeitos dos diques encontram-se em estados medianamente compactos a compactos. Entretanto, para os rejeitos dispostos hidráulicamente, o processo ocorreu de forma heterogênea, o que resultou diferentes compacidades nas camadas de rejeitos formadas na barragem. De acordo com correlação comumente adotada no meio técnico brasileiro em relação a valores de SPT, a compacidade dos rejeitos lançados hidráulicamente varia desde materiais fofos ($SPT \leq 4$) até materiais compactos ($SPT \geq 19$). As compacidades maiores tendem a ocorrer em locais próximos aos pontos de lançamento dos espigotes e isto porque, além de processo de ressecamento da superfície, deve ter havido tráfego superficial de máquinas quando da obtenção de materiais para a formação de novos diques externos. Certamente, o tráfego de equipamentos nas etapas construtivas dos alteamentos responde pelo aumento das resistências à penetração.

4.6 INSTRUMENTAÇÃO DA SEÇÃO DE REFERÊNCIA

Piezômetros e indicadores de nível de água são os instrumentos mais relevantes no acompanhamento da segurança de uma barragem, pois a estabilidade está diretamente ligada à posição da linha freática e às poropressões atuantes. As barragens de rejeitos alteadas para montante necessitam de um controle maior das poropressões, em função das suas especificidades construtivas e da disposição hidráulica dos materiais sem quaisquer controles de compactação. Outro aspecto importante no projeto de tais estruturas é a posição do nível de água do reservatório, que está diretamente associado à extensão da praia de rejeitos. A extensão da praia define a posição da superfície de saturação dos rejeitos dispostos, influenciando a magnitude das poropressões e a posição da linha freática no maciço. A Figura 4.11 apresenta a posição dos instrumentos instalados na seção de referência da Barragem I para análises de liquefação previstas neste trabalho, assim discriminados: 05 indicadores de nível d'água (INA's) e 15 piezômetros de Casagrande (PZC's e PZ's).

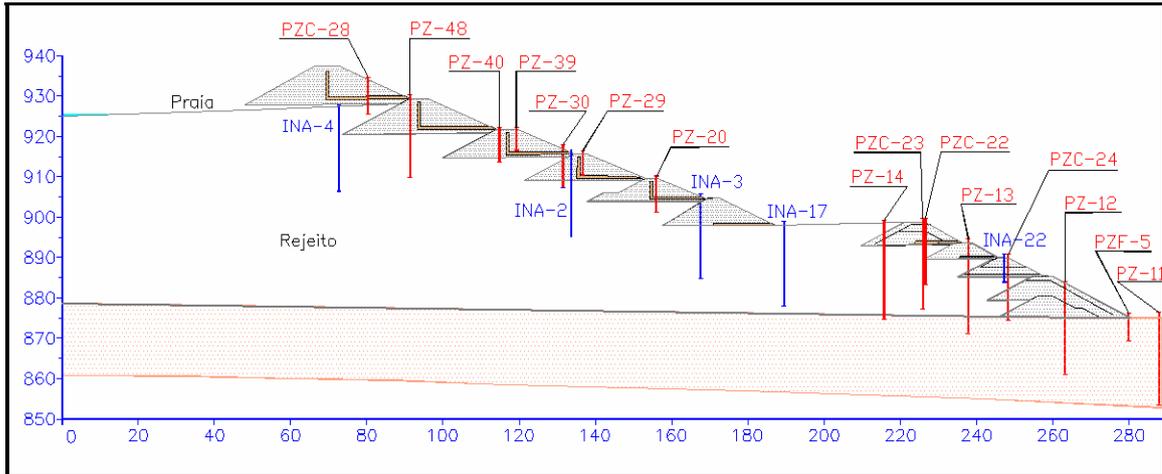


Figura 4.11 – Localização dos instrumentos na seção de referência SRL

As Figuras 4.12 a 4.16 apresentam as leituras dos piezômetros posicionados na seção de referência, ilustrados na Figura 4.11, no período de janeiro/2004 a maio/2009.

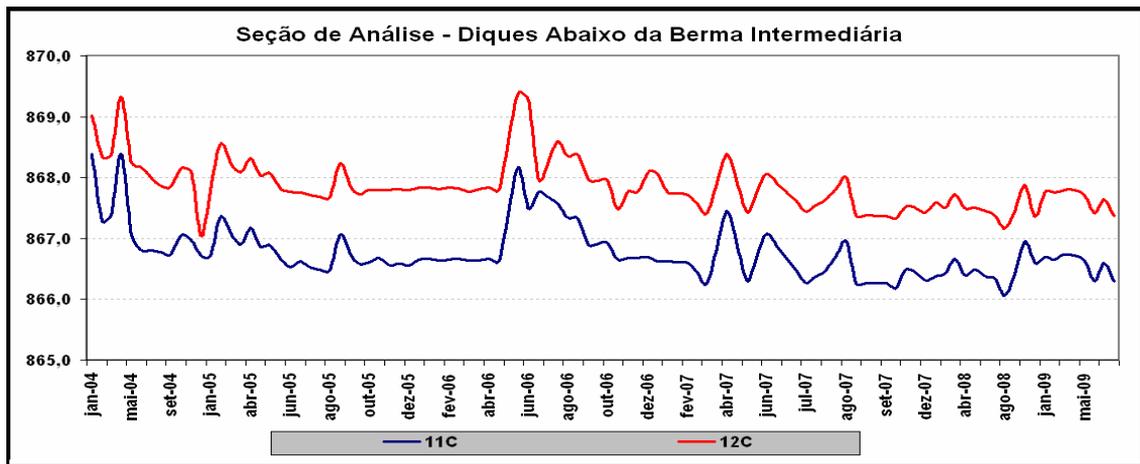


Figura 4.12 – Evolução das leituras dos piezômetros 11 e 12 instalados na SRL

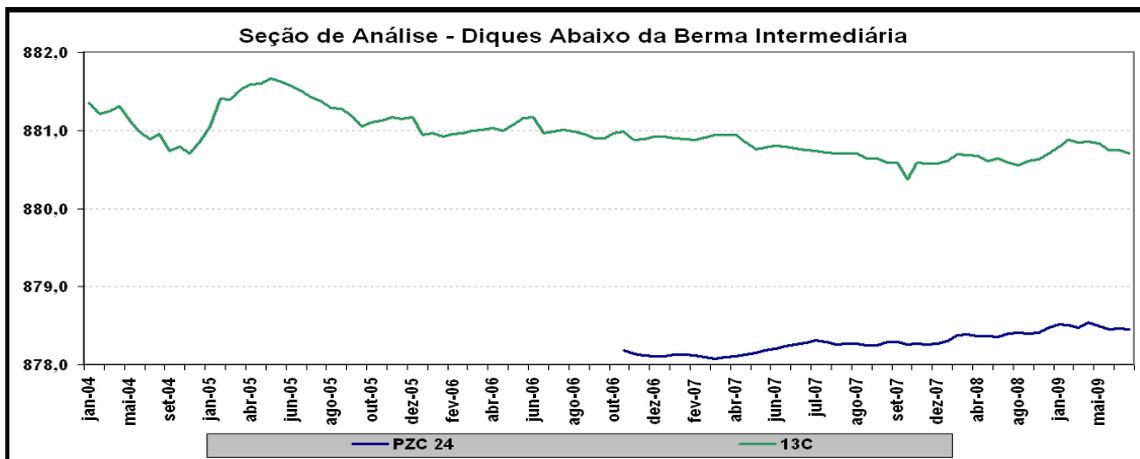


Figura 4.13 – Evolução das leituras dos piezômetros 13 e 24 instalados na SRL

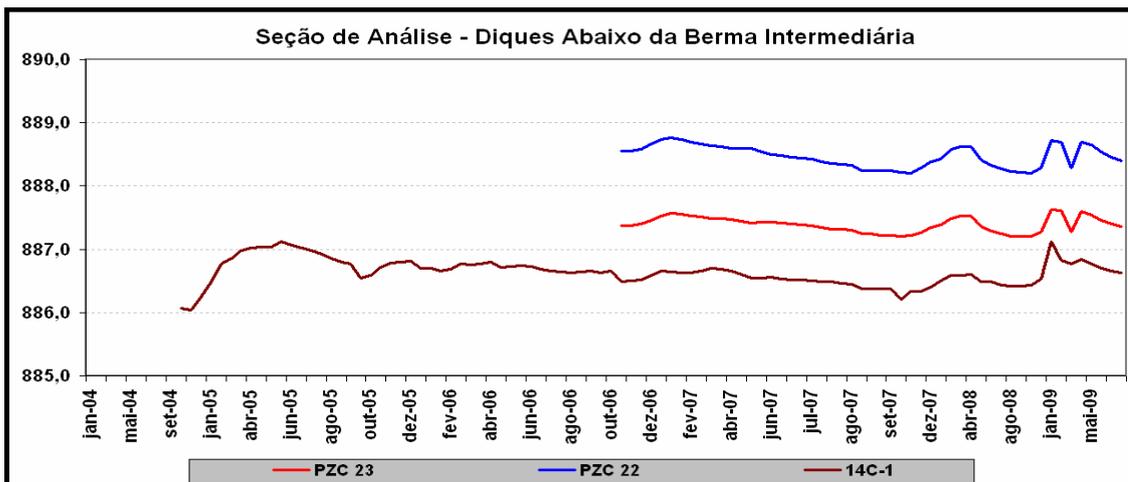


Figura 4.14 – Evolução das leituras dos piezômetros 14, 22 e 23 instalados na SRL

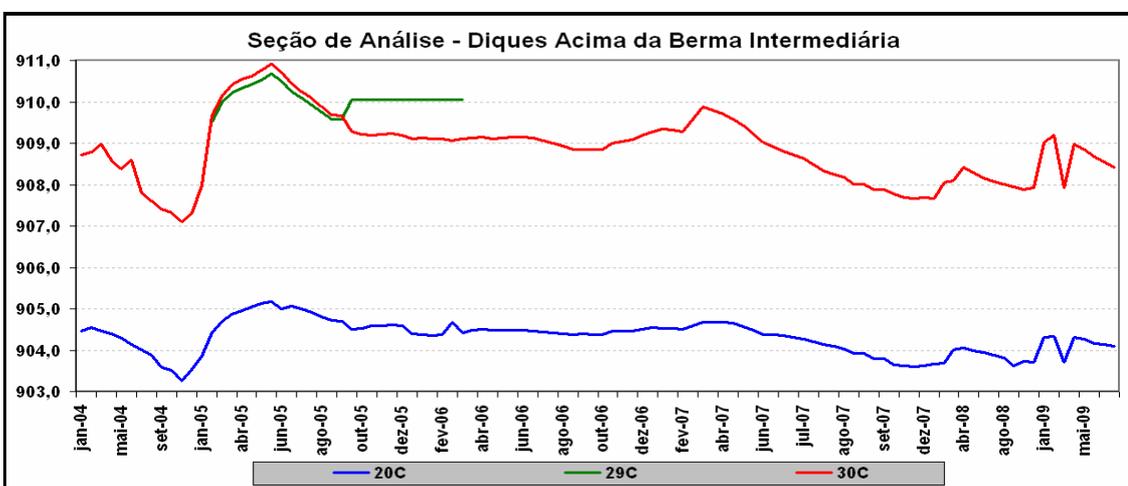


Figura 4.15 – Evolução das leituras dos piezômetros 20, 29 e 30 instalados na SRL

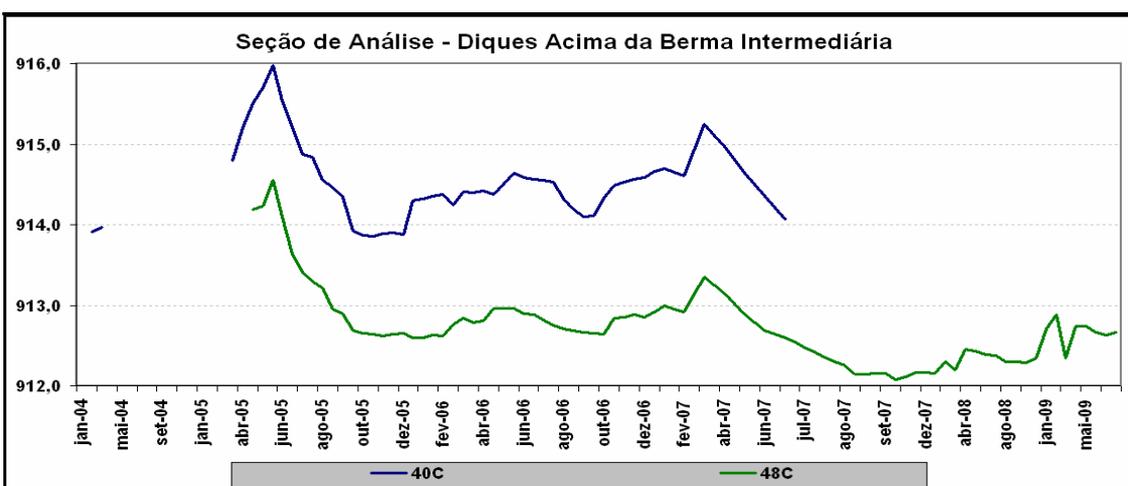


Figura 4.16 – Evolução das leituras dos piezômetros 40 e 48 instalados na SRL

Os resultados evidenciam claramente alguns aspectos e procedimentos operacionais do sistema de disposição de rejeitos. Assim, entre junho e setembro de 2004, ocorreu uma paralisação do lançamento dos rejeitos, com conseqüente redução das leituras piezométricas (diminuição das poropressões) em função do avanço da extensão da praia.

Em janeiro de 2005, a disposição foi retomada, mas sem a instalação das bombas de recirculação de água, o que resultou em uma contínua elevação do nível da água do reservatório, que chegou até o talude de montante e influenciou a subida das leituras com a elevação da linha freática ao longo do depósito. Neste período, as leituras dos piezômetros situados acima da berma intermediária foram mais influenciadas pelo evento do que aqueles localizados abaixo da mesma. Com a instalação das bombas e o recuo do reservatório, as leituras piezométricas sofreram reduções correspondentes (diminuição das poropressões nas camadas de rejeitos). É importante ressaltar que, nesta época, não havia ainda sido implantado o extravasor com *stop logs*, que atualmente controla o nível da água do reservatório da Barragem I da Mina de Córrego do Feijão.

A Figura 4.17 apresenta a evolução das leituras, no mesmo período de tempo, dos 4 instrumentos indicadores do nível d' água (ou INA's) instalados na seção de referência da Barragem I. Os resultados indicam que não ocorreram variações consideráveis das leituras durante todo o período monitorado de operação da barragem.

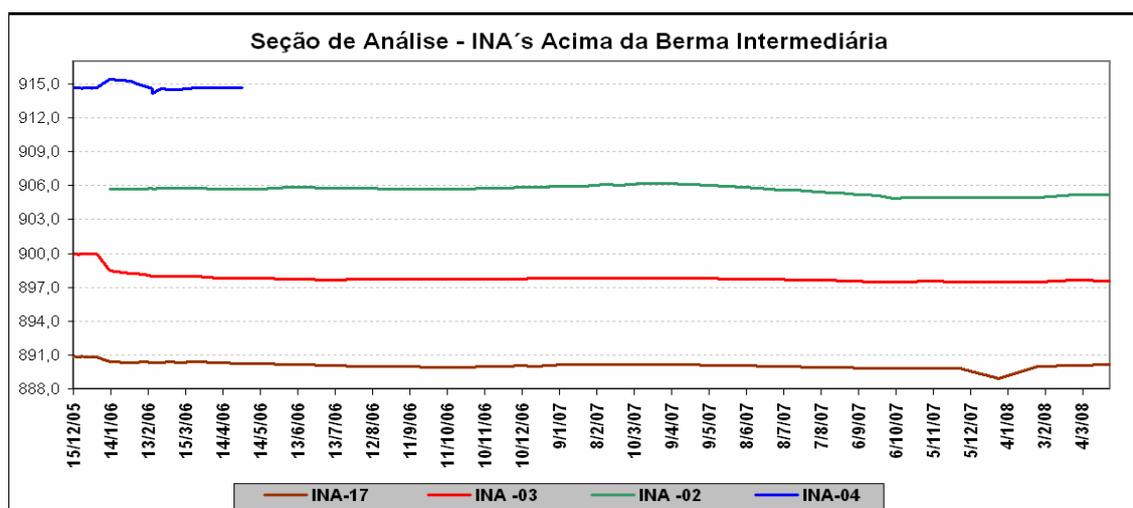


Figura 4.17 – Evolução das leituras dos INA's 02, 03, 04 e 17 instalados na SRL

CAPÍTULO 5

AVALIAÇÃO DOS MECANISMOS DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA DOS REJEITOS DEPOSITADOS NA BARRAGEM I

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, serão apresentadas as análises e os resultados da avaliação da ocorrência de mecanismos de fluxo por liquefação estática sobre os rejeitos dispostos na Barragem I da usina da Mina do Córrego do Feijão, de acordo com os princípios e proposições da Metodologia de Olson (2001), mediante a correlação dos resultados de resistências normalizadas de ensaios de campo SPT e CPT realizados na seção de referência adotada para estes estudos (denominada SRL).

Neste contexto, serão realizadas análises para verificação da liquefação estática aplicando a metodologia de Olson (2001) considerando as seguintes premissas:

- **A primeira** será a verificação do potencial de liquefação estática utilizando os resultados de resistência à penetração normalizada de **SPT** na SRL.
- **A segunda** será a verificação do potencial de liquefação estática utilizando os resultados de resistência à penetração normalizada de **CPT** na SRL.

A avaliação de suscetibilidade à liquefação para os rejeitos da Barragem I será feita atendendo aos conceitos e premissas discutidos no Capítulo 2 desta dissertação, que caracterizam o potencial ou a susceptibilidade de um dado material ao mecanismo de fluxo por liquefação. O fluxo de liquefação tende a ocorrer em materiais não coesivos ou de baixa coesão, saturados, contráteis sob cisalhamento e sem tempos adequados para uma efetiva dissipação das poropressões desenvolvidas durante a ação de carregamentos estáticos e/ou dinâmicos.

Neste sentido, serão avaliadas, no contexto da fenomenologia associada à mecânica da liquefação, as características de distribuição granulométrica dos rejeitos, a influência dos finos (plasticidade), a condição de saturação existente (linha freática analisada pelas leituras atuais dos instrumentos, correspondentes a uma praia com extensão de 100m) e as tendências de comportamento contrátil ou dilatante dos rejeitos locais sob esforços de cisalhamento induzidos por eventos estáticos.

5.2 AVALIAÇÃO PRELIMINAR DO POTENCIAL OU SUSCEPTIBILIDADE DOS REJEITOS À LIQUEFAÇÃO

5.2.1 Distribuição Granulométrica dos Rejeitos da Mina Córrego do Feijão

Em termos da distribuição granulométrica, a Figura 5.1 apresentam as faixas relativas aos rejeitos depositados na Barragem I da Mina do Córrego do Feijão, superpostas às faixas limites propostas por Terzaghi et al., 1996 (Figura 2.9b).

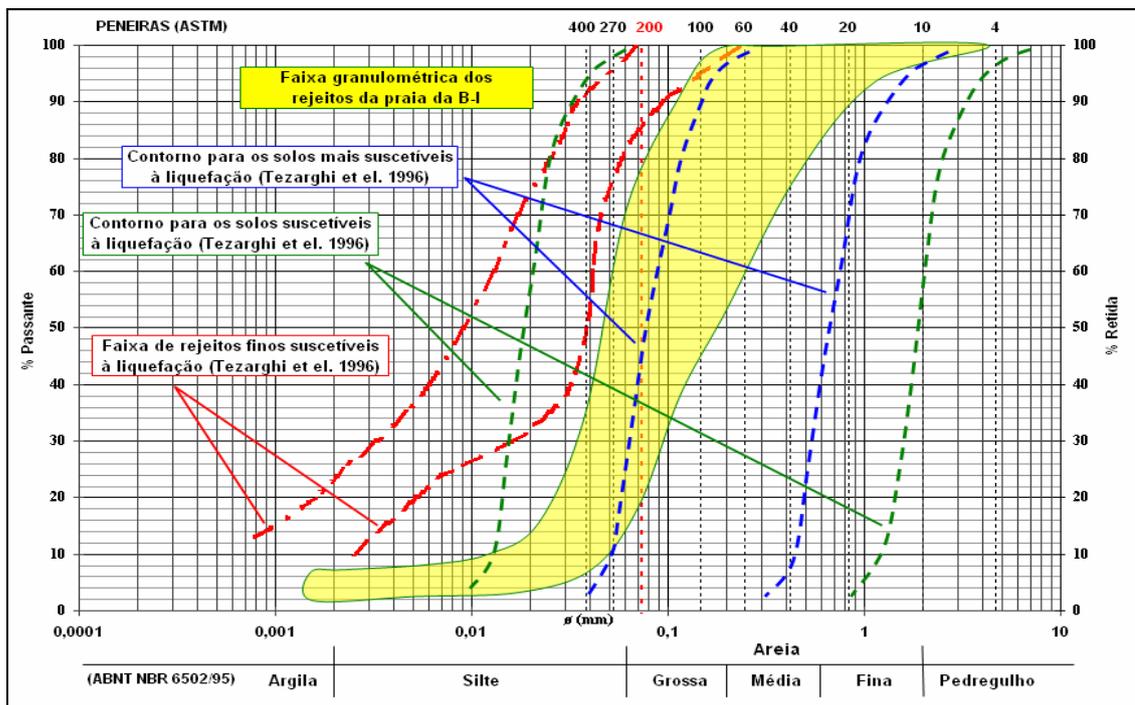


Figura 5.1 – Distribuição granulométrica dos rejeitos amostrados na praia da Barragem I e limites das faixas de solos suscetíveis à liquefação propostas por Terzaghi *et al.* 1996

A avaliação mostra que todas as curvas granulométricas das amostras coletadas na praia de rejeitos da Barragem I encontram-se nos limites dos materiais que apresentam uma

susceptibilidade aos mecanismos da liquefação e uma parcela significativa destas frações granulométricas enquadram-se nos limites da faixa de maior susceptibilidade.

5.2.2 Influência dos Finos nos Rejeitos

Outro aspecto preliminar de grande relevância na análise da susceptibilidade dos rejeitos à liquefação refere-se às características da plasticidade dos finos presentes. A Tabela 5.1 sistematiza os valores dos parâmetros de consistência obtidos nas séries de ensaios realizados com os rejeitos dispostos na Barragem I, confrontando-se estes resultados com os critérios estabelecidos por Perlea *et al.* (1999) para caracterização da influência da plasticidade no comportamento dos solos quanto à liquefação (Figura 2.8).

Fração de finos na faixa de 0,005 mm: $\leq 20\%$; Limite de

Liquidez LL: $\leq 33,5\%$; Índice de Plasticidade: $\leq 13\%$.

Tabela 5.1 – Parâmetros de plasticidade e influência dos finos na liquefação dos rejeitos pelos critérios de Perlea *et al.* (1999)

Furo	Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Suscetível à Liquefação
SPT – 04	6,00 a 6,45	NL	NP	-	Sim
	12,00 a 12,45	NL	NP	-	Sim
	17,00 a 17,45	NL	NP	-	Sim
SPT – 06	6,00 a 6,45	33,3	23,5	9,8	Sim
	7,00 a 7,45	NL	NP	-	Sim
	11,00 a 11,45	NL	NP	-	Sim
	16,00 a 16,45	24,0	18,9	5,1	Sim
SPT – 07	7,00 a 7,45	NL	NP	-	Sim
	9,00 a 9,45	19,7	14,0	5,7	Sim
	12,00 a 12,45	NL	NP	-	Sim
SPT - 15	3,00 a 3,45	NL	NP	-	Sim
	9,00 a 9,45	18,2	13,8	4,4	Sim
	12,00 a 12,45	NL	NP	-	Sim
SPT – 18	5,00 a 5,45	NL	NP	-	Sim
	10,00 a 10,45	30,3	23,1	7,2	Sim
	15,00 a 15,45	18,5	14,2	4,3	Sim

Todas as amostras ensaiadas indicam um potencial de vulnerabilidade à liquefação levando-se em conta estritamente a proporção e a plasticidade dos finos presentes. Todas as distribuições granulométricas das 25 amostras testadas resultaram em frações de finos, na faixa de 0,005mm, inferiores a 10%. Estes resultados ratificam a tendência anterior e confirmam a necessidade de se empreender estudos mais detalhados sobre o potencial à liquefação dos rejeitos de minério de ferro depositados na Barragem I.

5.2.3 Saturação dos Rejeitos

A condição de saturação do depósito de rejeitos para análise da verificação do potencial de liquefação será estabelecida a partir das leituras dos instrumentos instalados na seção de referência (piezômetros e indicadores de nível de água). Conforme salientado previamente, a posição da linha freática de uma barragem alteada para montante com disposição hidráulica é fortemente condicionada pela extensão da praia de rejeitos. O manejo da disposição dos rejeitos e o controle do nível da água do reservatório constituem aspectos essenciais para a garantia da segurança da estrutura.

Neste trabalho, será utilizada a freática na condição normal com uma praia de 100 (cem) metros de largura (condição atual da estrutura com controle do nível da água do reservatório através do extravasor) para verificação da liquefação. A Figura 5.2 apresenta a freática na condição normal de operação com praia de 100 (cem) metros de largura entre o reservatório e o maciço da barragem.

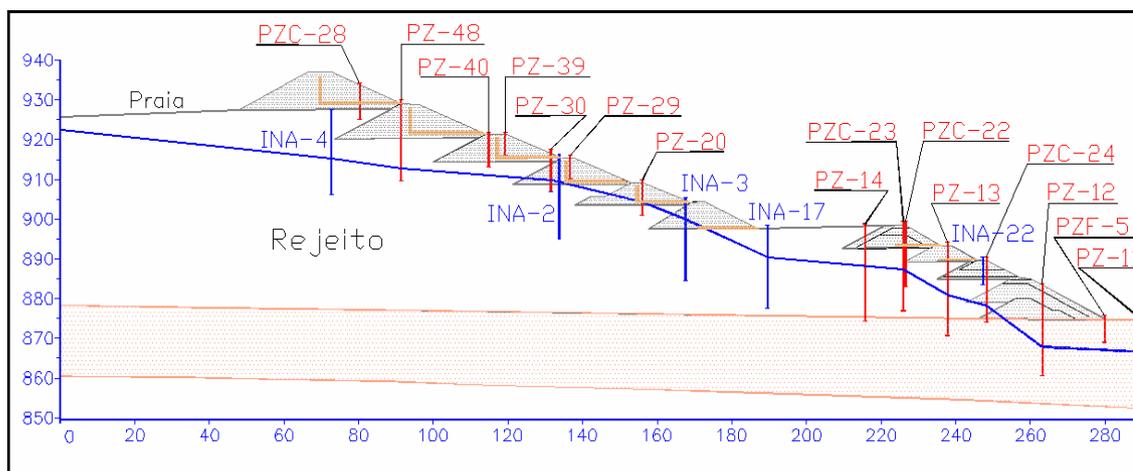


Figura 5.2 – Linha freática da condição atual de operação da Barragem I, com extensão mínima de 100m de praia de rejeitos

5.3 AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS REJEITOS À LIQUEFAÇÃO PELA METODOLOGIA DE OLSON (2001)

5.3.1 Análise da Susceptibilidade ou Potencial do Solo à Liquefação

A primeira etapa da metodologia consiste na verificação do comportamento dilatante ou contrátil dos rejeitos estudados sob cisalhamento, mediante a correlação entre tensões verticais efetivas in situ e resistências à penetração normalizadas, com base na aplicação das envoltórias propostas por Fear e Robertson (1995).

As Tabelas 5.2 e 5.3 apresentam a sistematização dos resultados normalizados para as resistências à penetração, para a seção de referência da Barragem I, em termos dos ensaios SPT-18, SPT-04, SPT-05, SPT-06 e ensaios SPT-07, SPT-27 e SPT-28, respectivamente. O parâmetro de normalizado (N_{160}) para ensaios de SPT é obtido dos números de golpes de campo, em função da energia de cravação aplicada e às tensões confinantes correspondentes às profundidades dos ensaios, por meio das equações (2.7) e (2.8), que são reescritas abaixo como equação (5.1):

$$\left(\frac{N_{160}}{N_{60}} \right) = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0a}} \right)^{0.5} \left(\frac{E_{60}}{E_{160}} \right)^{0.25} \quad (5.1)$$

Tabela 5.2 – Parâmetros (N_{160} e σ'_{v0} calculados para os ensaios SPT 18/04/05/06

Prof.	SPT-18					SPT-04					SPT-05					SPT-06				
	Golpes Final	N_{60}	σ'_{v0} (KPa)	NA	4,9	Golpes Final	N_{60}	σ'_{v0} (KPa)	NA	12,72	Golpes Final	N_{60}	σ'_{v0} (KPa)	NA	9,33	Golpes Final	N_{60}	σ'_{v0} (KPa)	NA	5,4
1	5	5,83	23,30	2,07	12,1	2	2,33	23,30	2,07	4,8	2	2,33	23,30	2,07	4,83	3	3,50	23,30	2,07	7,25
2	6	7,00	46,60	1,46	10,3	8	9,33	46,60	1,46	13,7	7	8,17	46,60	1,46	11,96	13	15,17	46,60	1,46	22,22
3	2	2,33	69,90	1,20	2,8	4	4,67	69,90	1,20	5,6	24	28,00	69,90	1,20	33,49	14	16,33	69,90	1,20	19,54
4	3	3,50	93,20	1,04	3,6	9	10,50	93,20	1,04	10,9	23	26,83	93,20	1,04	27,79	13	15,17	93,20	1,04	15,71
5	5	5,83	115,52	0,93	5,4	4	4,67	116,50	0,93	4,3	30	35,00	116,50	0,93	32,43	21	24,50	116,50	0,93	22,70
6	7	8,17	129,02	0,88	7,2	4	4,67	139,80	0,85	3,9	32	37,33	139,80	0,85	31,57	17	19,83	133,92	0,86	17,14
7	15	17,50	142,52	0,84	14,7	19	22,17	163,10	0,78	17,4	39	45,50	163,10	0,78	35,63	9	10,50	147,42	0,82	8,65
8	10	11,87	156,02	0,80	9,3	10	11,87	186,40	0,73	8,5	44	51,33	186,40	0,73	37,60	21	24,50	160,92	0,79	19,31
9	2	2,33	169,52	0,77	1,8	10	11,87	209,70	0,69	8,1	8	9,33	209,70	0,69	6,45	9	10,50	174,42	0,76	7,95
10	2	2,33	183,02	0,74	1,7	6	7,00	233,00	0,66	4,6	5	5,83	226,43	0,66	3,88	3	3,50	187,92	0,73	2,55
11	2	2,33	196,52	0,71	1,7	7	8,17	256,30	0,62	5,1	4	4,67	239,93	0,65	3,01	4	4,67	201,42	0,70	3,29
12	4	4,67	210,02	0,69	3,2	5	5,83	279,60	0,60	3,5	6	7,00	253,43	0,63	4,40	8	9,33	214,92	0,68	6,37
13	6	7,00	223,52	0,67	4,7	28	32,67	300,16	0,58	18,9	5	5,83	266,93	0,61	3,57	10	11,87	228,42	0,66	7,72
14	7	8,17	237,02	0,65	5,3	8	9,33	313,66	0,56	5,3	6	7,00	280,43	0,60	4,18	4	4,67	241,92	0,64	3,00
15	5	5,83	250,52	0,63	3,7	10	11,87	327,16	0,55	6,5	28	32,67	293,93	0,58	19,1	10	11,87	255,42	0,63	7,30
16	6	7,00	264,02	0,62	4,3	8	9,33	340,66	0,54	5,1	26	30,33	307,43	0,57	17,3	10	11,87	268,92	0,61	7,11
17	8	9,33	277,52	0,60	5,6	7	8,17	354,16	0,53	4,3	17	19,83	320,93	0,56	11,07	6	7,00	282,42	0,60	4,17
18	10	11,87	291,02	0,58	6,8	13	15,17	367,66	0,52	7,9	12	14,00	334,43	0,55	7,66	6	7,00	295,92	0,58	4,07
19	18	21,00	304,52	0,57	12,0	15	17,50	381,16	0,51	9,0	15	17,50	347,93	0,54	9,38	8	9,33	309,42	0,57	5,31
20	22	25,67	318,02	0,56	14,4	34	39,67	394,66	0,50	20,0	16	18,67	361,43	0,53	9,82	10	11,87	322,92	0,56	6,49
21	24	28,00	331,52	0,55	15,4	21	24,50	408,16	0,49	12,1	13	15,17	374,93	0,52	7,83	8	9,33	336,42	0,55	5,09

Tabela 5.3 – Parâmetros (N_{160} e σ'_{v0} calculados para os ensaios SPT 07/27/28

Prof.	SPT-07						SPT-27					SPT-28				
	Golpes Final	N_{60}	σ'_{v0} (KPa)	NA	7,2	$(N_1)_{60}$	Golpes Final	N_{60}	σ'_{v0} (KPa)	NA	10,05	Golpes Final	N_{60}	σ'_{v0} (KPa)	NA	11,2
				CN	(N_1) ₆₀					CN	(N_1) ₆₀				CN	(N_1) ₆₀
1	17	19,83	23,30	2,07	41,09	21	24,50	23,30	2,07	50,76	5	5,83	23,30	2,07	12,08	
2	5	5,83	46,60	1,46	8,55	13	15,17	46,60	1,46	22,22	9	10,50	46,60	1,46	15,38	
3	2	2,33	69,90	1,20	2,79	19	22,17	69,90	1,20	26,51	17	19,83	69,90	1,20	23,72	
4	10	11,67	93,20	1,04	12,08	11	12,83	93,20	1,04	13,29	17	19,83	93,20	1,04	20,54	
5	15	17,50	116,50	0,93	16,21	20	23,33	116,50	0,93	21,62	23	26,83	116,50	0,93	24,86	
6	13	15,17	139,80	0,85	12,8	24	28,00	139,80	0,85	23,68	28	32,67	139,80	0,85	27,63	
7	4	4,67	163,10	0,78	3,65	7	8,17	163,10	0,78	6,39	45	52,50	163,10	0,78	41,11	
8	10	11,67	178,56	0,75	8,73	5	5,83	186,40	0,73	4,27	31	36,17	186,40	0,73	26,49	
9	4	4,67	192,06	0,72	3,37	12	14,00	209,70	0,69	9,67	13	15,17	209,70	0,69	10,47	
10	11	12,83	205,56	0,70	8,95	25	29,17	233,00	0,66	19,1	9	10,50	233,00	0,66	6,88	
11	6	7,00	219,06	0,68	4,73	12	14,00	246,99	0,64	8,91	5	5,83	256,30	0,62	3,64	
12	8	9,33	232,56	0,66	6,12	11	12,83	260,49	0,62	7,95	6	7,00	271,76	0,61	4,25	
13	14	16,33	246,06	0,64	10,4	6	7,00	273,99	0,60	4,23	7	8,17	285,26	0,59	4,84	
14	17	19,83	259,56	0,62	12,3	8	9,33	287,49	0,59	5,50	23	26,83	298,76	0,58	15,5	
15	17	19,83	273,06	0,61	12,00	7	8,17	300,99	0,58	4,71	14	16,33	312,26	0,57	9,2	
16	14	16,33	286,56	0,59	9,65	11	12,83	314,49	0,56	7,24	20	23,33	325,76	0,55	12,9	
17	13	15,17	300,06	0,58	8,76			327,99					339,26			
18	11	12,83	313,56	0,56	7,25			341,49					352,76			
19	5	5,83	327,06	0,55	3,23			354,99					366,26			
20	6	7,00	340,56	0,54	3,79			368,49					379,76			
21	4	4,67	354,06	0,53	2,48			381,99					393,26			

Os pares de valores (N_{160} e σ'_{v0} calculados nas Tabelas 5.2 e 5.3 foram, então, plotados sobre o gráfico da Figura 2.25, conforme indicado na Figura 5.3.

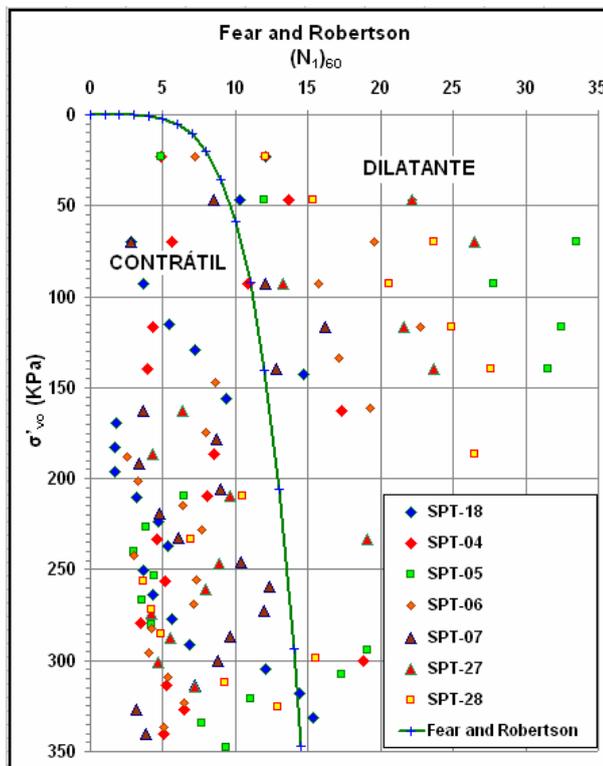


Figura 5.3 – Relação entre os valores de (N_{160} e σ'_{v0} obtidos a partir das resistências à penetração dos ensaios SPT realizados na seção de referência (SRL) da Barragem I

Para a caracterização do comportamento dos rejeitos que apresentam tendência à contração ou à dilatação sob cisalhamento (ou seja, da interface que separa os domínios de solos suscetíveis ou não aos processos de fluxo por liquefação), há que se estabelecer a distinção entre os pontos (pares de valores) situados em um e no outro domínio do gráfico, separados pela envoltória de Fear e Robertson (1995).

Constata-se que a maior parte dos pontos plotados ficou localizada na zona esquerda do gráfico, correspondente aos materiais que tendem a exibir comportamento contrátil durante cisalhamento e, conseqüentemente, a susceptibilidade ou potencial ao fluxo por liquefação destes materiais É PROVÁVEL e esta análise deve ser complementada pelas etapas seguintes, relativas às análises do gatilho da liquefação e da estabilidade pós-gatilho.

No estudo de caso em análise, além de ensaios SPT, dispõe-se também de resultados de ensaios CPT, fato que permite a reanálise da susceptibilidade à liquefação com base em valores corrigidos das resistências de ponta obtidas nestes ensaios. Mais do que isso, o estudo de caso constitui uma oportunidade bastante interessante de se avaliar, de forma independente, mas complementar, a susceptibilidade destes rejeitos de minério de ferro com base em resultados tanto de ensaios SPT como CPT.

As Tabelas 5.4 e 5.5 apresentam a sistematização dos resultados normalizados para as resistências à penetração, para a seção de referência da Barragem I, em termos dos ensaios CPT-05, CPT-04, CPT-01, CPT-02 e CPT-03, respectivamente. O parâmetro normalizado (q_{c1}) para ensaios CPT é obtido mediante ao cálculo de normalização das tensões confinantes, por meio da equação (2.10), transcrita abaixo pela equação (5.2):

$$C_{q1} q_c = \frac{1,8}{0,8 + \frac{p, \sigma' \cdot q_c}{a}} \quad (5.2)$$

sendo C_q um fator de normalização para as tensões confinantes cujo valor não deverá ser maior do que 2,0 (Olson, 2001).

Analogamente à análise dos ensaios SPT, os pares de valores (q_{c1}) e σ'_{vo} calculados nas Tabelas 5.4 e 5.5

foram também plotados sobre o gráfico da Figura 2.26 correspondente aos ensaios CPT, conforme indicado na

Figura 5.4.

Tabela 5.4 – Parâmetros (q_{c1}) e σ'_{vo} calculados para os ensaios CPT 05/04/01

Prof.	CPT-05				CPT-04				CPT-01			
	q_c (MPa)	σ'_{vo} (MPa)	NA Cq	4.9 q_{c1} (MPa)	q_c (MPa)	σ'_{vo} (MPa)	NA Cq	12.72 q_{c1} (MPa)	q_c (MPa)	σ'_{vo} (MPa)	NA Cq	13.2 q_{c1} (MPa)
1	1,903	0,023	1,74	3,32	3,48	0,023	1,74	6,1				
2	1,289	0,047	1,42	1,83	3,726	0,047	1,42	5,3	31,099	0,047	1,42	44,2
3	0,965	0,070	1,20	1,16	2,736	0,070	1,20	3,3	38,779	0,070	1,20	46,6
4	1,735	0,093	1,04	1,80	3,44	0,093	1,04	3,6	28,29	0,093	1,04	29,4
5	1,003	0,116	0,92	0,92	2,521	0,117	0,92	2,3	24,152	0,117	0,92	22,1
6	0,264	0,129	0,86	0,23	2,776	0,140	0,82	2,3	48,328	0,140	0,82	39,6
7	7,734	0,143	0,81	6,26	21,171	0,163	0,74	15,7	52,6	0,163	0,74	38,9
8	3,739	0,156	0,76	2,85	8,916	0,186	0,68	6,0	15,6	0,186	0,68	10,5
9	3,379	0,170	0,72	2,44	7,389	0,210	0,62	4,6	9,6	0,210	0,62	6,0
10	0,819	0,183	0,68	0,56	3,61	0,233	0,58	2,1	5,325	0,233	0,58	3,1
11	0,508	0,197	0,65	0,33	5,127	0,256	0,54	2,74	9,663	0,256	0,54	5,17
12	0,574	0,210	0,62	0,36	1,001	0,280	0,50	0,50	8,178	0,280	0,50	4,09
13	3,926	0,224	0,59	2,33	8,508	0,300	0,47	4,03	2,757	0,303	0,47	1,30
14	8,01	0,237	0,57	4,55	10,016	0,314	0,46	4,58	1,733	0,318	0,45	0,78
15	0,857	0,251	0,54	0,47	7,009	0,327	0,44	3,10	19,098	0,332	0,44	8,35
16	0,984	0,264	0,52	0,51	7,059	0,341	0,43	3,02	23,652	0,345	0,42	10,0
17	7,301	0,278	0,50	3,68	1,277	0,354	0,41	0,53				
18	16,419	0,291	0,49	7,97	4,455	0,368	0,40	1,79				
19	14,846	0,305	0,47	6,95	8,562	0,381	0,39	3,34				
20	14,997	0,318	0,45	6,78	26,112	0,395	0,38	9,90				
21	10,706	0,332	0,44	4,68								

Tabela 5.5 – Parâmetros (q_{c1}) e σ'_{vo} calculados para os ensaios CPT 02/03

Prof.	CPT-02				CPT-03			
	q_c (MPa)	σ'_{vo} (MPa)	NA Cq	5.4 q_{c1} (MPa)	q_c (MPa)	σ'_{vo} (MPa)	NA Cq	7.2 q_{c1} (MPa)
1	21,039	0,023	1,74	36,66	12,533	0,023	1,74	21,84
2	16,475	0,047	1,42	23,42	4,598	0,047	1,42	6,54
3	24,461	0,070	1,20	29,37	1,003	0,070	1,20	1,20
4	35,824	0,093	1,04	37,23	5,757	0,093	1,04	5,98
5	31,5	0,117	0,92	28,85	11,15	0,117	0,92	10,21
6	6,178	0,134	0,84	5,20	6,364	0,140	0,82	5,21
7	3,414	0,147	0,79	2,70	4,842	0,163	0,74	3,59
8	31,26	0,161	0,75	23,36	6,292	0,179	0,70	4,38
9	9,606	0,174	0,71	6,80	1,883	0,192	0,66	1,25
10	7,252	0,188	0,67	4,87	13,189	0,206	0,63	8,31
11	7,4	0,201	0,64	4,73	8,51	0,219	0,60	5,12
12	8,177	0,215	0,61	4,99	4,365	0,233	0,58	2,51
13	6,8	0,228	0,58	3,97	11,379	0,246	0,55	6,28
14	3,9	0,242	0,56	2,18	15,821	0,260	0,53	8,39
15	4,6	0,255	0,54	2,47	4,513	0,273	0,51	2,30
16	2,832	0,269	0,52	1,46	16,437	0,287	0,49	8,07
17	9,733	0,282	0,50	4,83	10,536	0,300	0,47	4,99
18	11,627	0,296	0,48	5,57	7,759	0,314	0,46	3,55
19	11,56	0,309	0,46	5,34	5,411	0,327	0,44	2,39
20	8,869	0,323	0,45	3,96	1,648	0,341	0,43	0,71
21					1,204	0,354	0,41	0,50

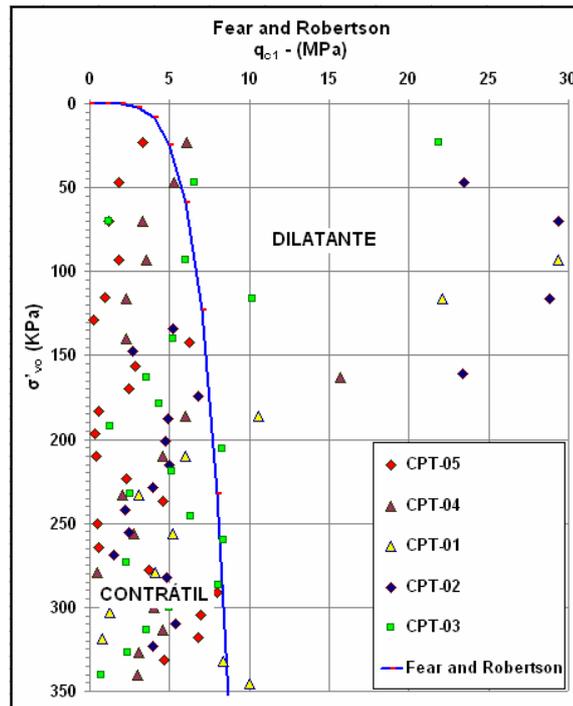


Figura 5.4 – Relação entre os valores de (q_{c1}) e σ'_{v0} obtidos a partir das resistências à penetração dos ensaios CPT realizados na seção de referência (SRL) da Barragem I

Com ênfase maior, os resultados dos índices normalizados dos ensaios CPT ratificam a tendência generalizada dos rejeitos depositados na Barragem I de exibirem um comportamento contrátil sob cisalhamento (pares de valores dos parâmetros (q_{c1}) e σ'_{v0}

localizados na zona à esquerda da envoltória de Fear e Robertson (2005) adotada como referência) e, conseqüentemente, susceptibilidade ou potencial a fluxos por liquefação.

Uma vez confirmada à suscetibilidade à liquefação dos rejeitos da Barragem I, os próximos procedimentos da metodologia compreendem as análises de avaliação do gatilho e da estabilidade pós-gatilho. Para uma melhor caracterização das camadas de rejeitos suscetíveis à liquefação, com base nos perfis de sondagem dos ensaios SPT e CPT aplicou-se uma técnica de maior refinamento dos dados, conforme procedimentos descritos a seguir.

5.3.2 Setorização das Camadas Mais Susceptíveis à Liquefação

Os valores dos parâmetros (N_{1960}) foram correlacionados com as respectivas elevações, de forma a caracterizar as zonas críticas a potenciais fluxos induzidos por liquefação nos rejeitos dispostos na SRL (Figura 5.5), sendo ($N_{1960} \leq 12$) (equação 2.11).

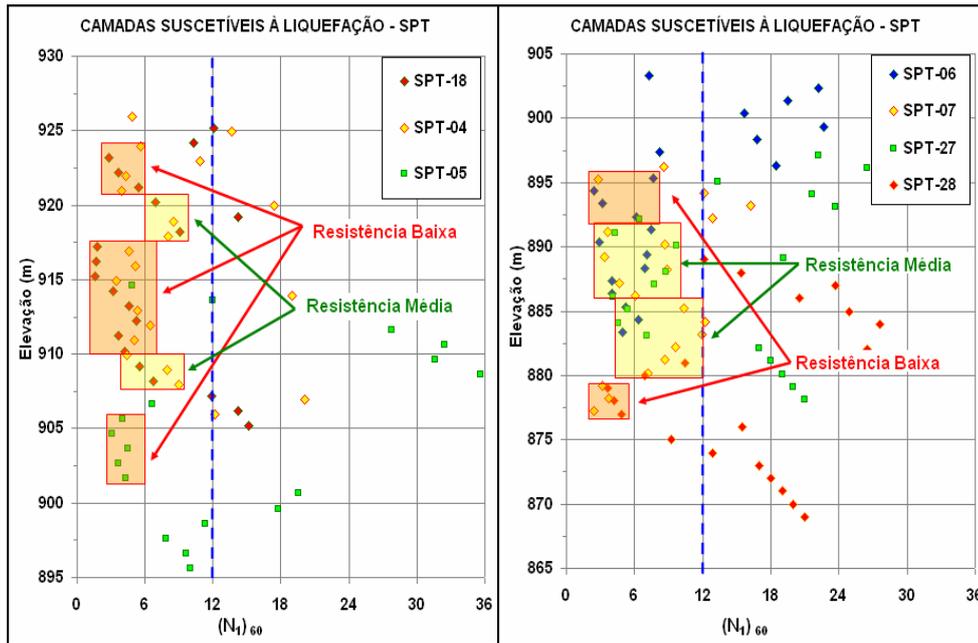


Figura 5.5 – Caracterização das camadas mais susceptíveis à liquefação com base no parâmetro $(N_{1})_{60} \leq 12$ obtidos dos ensaios SPT realizados na SRL da Barragem I

As camadas foram setorizadas com base nas concentrações dos valores das resistências à penetração normalizados dos ensaios SPT, sendo as camadas com valor médio de $(N_{1})_{60}$ igual ou menor que 6 classificadas como sendo de resistência baixa e as camadas com valor médio de $(N_{1})_{60}$ maior que 6 e menor ou igual a 12, classificadas como camadas de resistência média. Esta setorização foi extrapolada, então, para a geometria da seção atual de referência (Figura 5.6), resultando em 9 camadas de maior susceptibilidade à liquefação, com resistências dadas pela média das resistências normalizadas dos pontos utilizados para a setorização de cada uma delas.

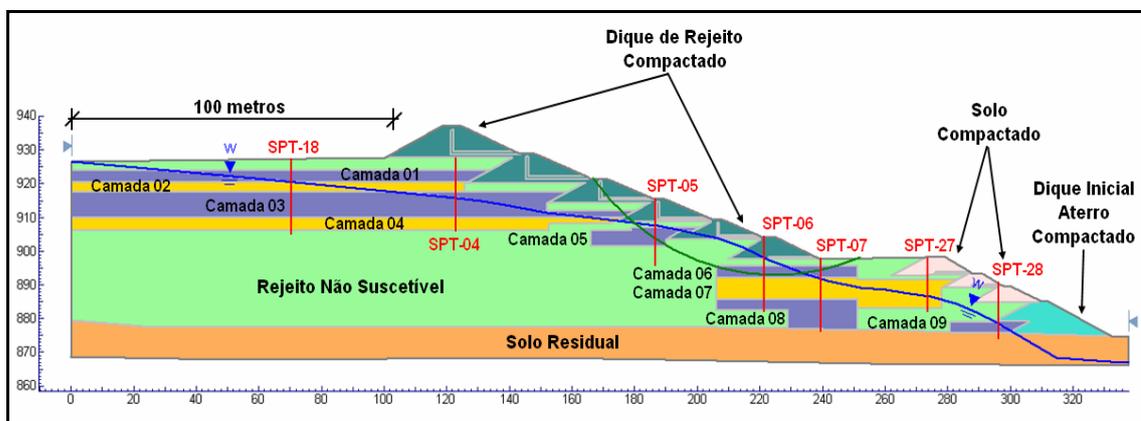


Figura 5.6 – Seção de referência para as análises de liquefação (SRL) setorizada com as camadas mais susceptíveis à liquefação pelo refinamento dos dados de ensaios SPT

Analogamente fez-se a mesma análise considerando os valores dos parâmetros (q_{c1}) com as suas respectivas elevações, de forma a caracterizar e complementar a informação sobre potenciais zonas críticas de fluxos induzidos por liquefação no âmbito da geometria da seção atual de referência. Para tanto foram considerados os resultados normalizados dos ensaios CPT (Figura 5.7), sendo ($q_{c1} \leq 6,5$ MPa (equação 2.12), equivalente ao ($N_{1/60} \leq 12$).

As camadas foram setorizadas com base nas concentrações dos valores da resistência à penetração normalizados dos ensaios CPT, sendo as camadas com valor médio de (q_{c1}) igual ou menor que 3,25 MPa classificadas como sendo de resistência baixa e as camadas com valor médio de (q_{c1}) maior que 3,25 MPa e menor ou igual a 6,5 MPa, classificadas como camadas de resistência média.

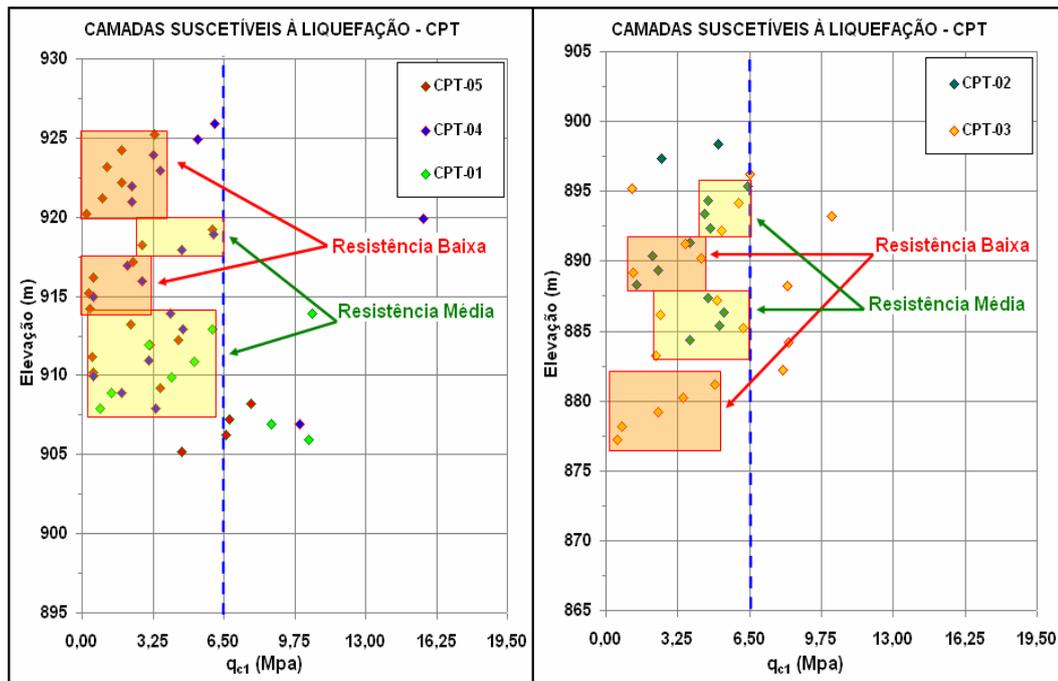


Figura 5.7 – Caracterização das camadas mais susceptíveis à liquefação com base no parâmetro ($q_{c1} \leq 6,5$ MPa obtidos dos ensaios CPT realizados na SRL da Barragem I

Esta setorização foi extrapolada para a geometria atual da seção de referência (Figura 5.8), resultando em 9 camadas de maior susceptibilidade à liquefação, incluindo-se a camada 5 definida com base nos resultados do ensaio SPT-05 para complementação das análises.

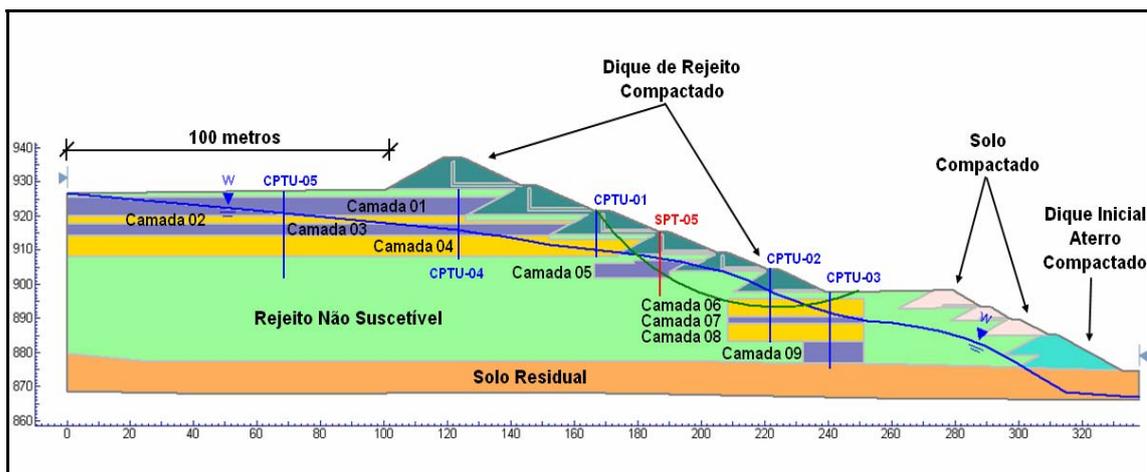


Figura 5.8 – Seção de referência para as análises de liquefação (SRL) setorizada com as camadas mais susceptíveis à liquefação pelo refinamento dos dados de ensaios CPT

Comparando as Figuras 5.6 e 5.8 observa-se que ambos os ensaios (SPT e CPT) levaram a praticamente a mesma setorização do depósito, com a identificação de nove camadas com maior potencial ou susceptibilidade à liquefação. As maiores diferenças ocorreram para as camadas situadas nas proximidades da berma intermediária da Barragem I (camadas 06, 07 e 08), tanto em espessura como em termos dos valores médios de resistência.

Com base nesta setorização da seção de referência, foram aplicados os procedimentos para as análises do gatilho da liquefação pela metodologia de Olson (item 2.4.2), de forma a avaliar se as tensões cisalhantes atuantes estáticas (induzidas por carregamentos estáticos) podem exceder ou não as resistências cisalhantes de pico mobilizadas pelos rejeitos de minério de ferro susceptíveis à liquefação e depositados na Barragem I.

5.3.3 Análise do Gatilho Com Base nos Resultados dos Ensaios SPT

A metodologia adotada para a análise do gatilho à liquefação compreendeu os seguintes procedimentos (de acordo com a seqüência dada no item 2.4.2):

(i) A partir da geometria setorizada da seção de referência do depósito de rejeitos da Barragem I e dos resultados de ensaios SPT (Figura 5.6), foram realizadas análises de estabilidade por equilíbrio limite da geometria pré-ruptura, utilizando-se o método de Spencer (1967) e superfícies de ruptura circulares e não circulares.

Nesta dissertação, foi utilizado o programa Slide versão 5.043, da *Rocscience International*, com obtenção de FS sistematicamente menores para o caso de superfícies potenciais de rupturas circulares (portanto, as mais críticas para o caso estudado). Através da análise de estabilidade simplificada da geometria pré-ruptura é identificada a superfície crítica de ruptura circular e estimada a tensão cisalhante estática média (τ_d) nas camadas dos rejeitos suscetíveis. Um valor único de resistência ao cisalhamento é assumido para os rejeitos suscetíveis e esta resistência ao cisalhamento é mobilizada até se obter FS = 1,0. Para esta condição, a tensão cisalhante estática média estimada nos rejeitos suscetíveis da superfície crítica de ruptura é de (τ_d) = 40kPa.

A Figura 5.9 apresenta a superfície crítica de ruptura circular obtida na análise de estabilidade simplificada da geometria pré-ruptura que se estende do sétimo alteamento até à berma intermediária da barragem, atravessando as camadas de rejeitos saturados 03, 05 e 06, potencialmente suscetíveis aos processos de fluxo por liquefação e que devem, portanto, serem objeto de correspondentes análises quanto ao gatilho.

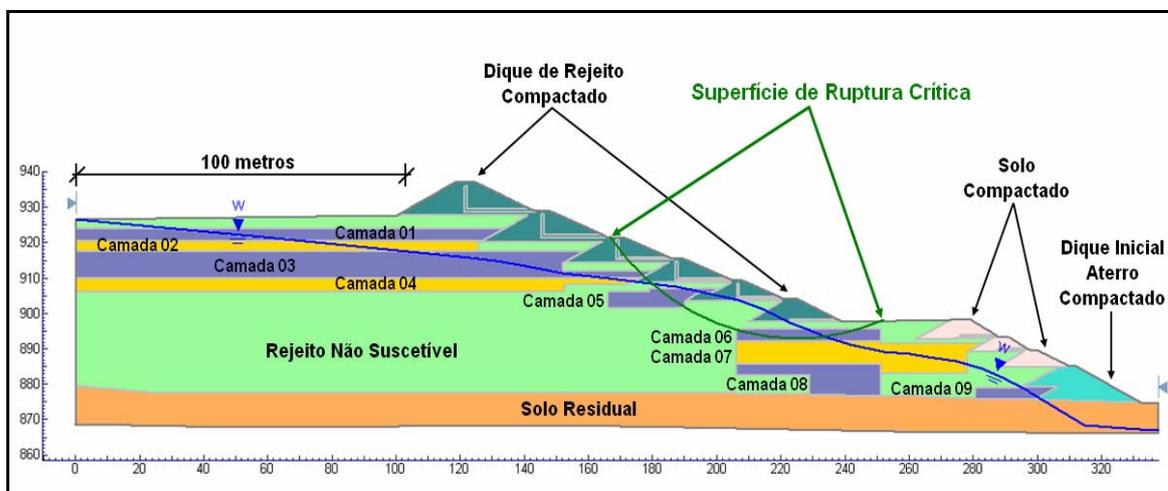


Figura 5.9 – Superfície de ruptura crítica circular ao longo da seção de referência da Barragem I (condição atual da barragem)

(ii) Divisão da superfície de ruptura crítica indicada em 16 segmentos (Figura 5.10) para verificação dos segmentos (lamelas) que estão no contato das camadas suscetíveis e podem acionar o gatilho do fluxo de liquefação da superfície de ruptura crítica.

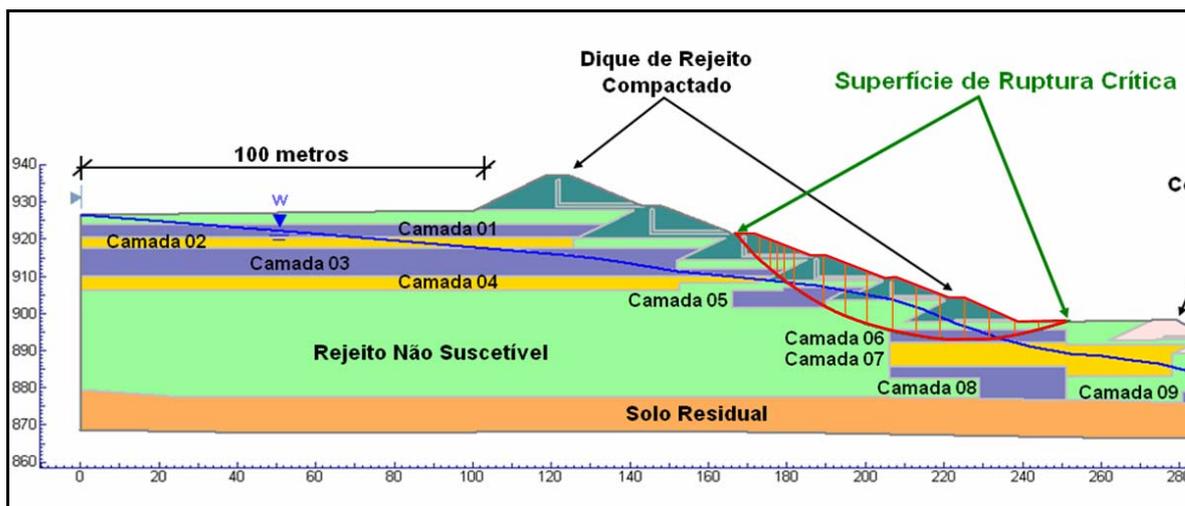


Figura 5.10 – Divisão da superfície de ruptura crítica de SRL em 16 segmentos

(iii) Estimativa do valor da média ponderada das tensões verticais efetivas, $\sigma'_{v0(média)}$, ao longo da superfície de ruptura crítica circular previamente estabelecida (no domínio das camadas de rejeitos susceptíveis à liquefação), com base na equação (2.17), obtendo-se um valor de **189kPa** e uma razão de tensão cisalhante estática média, $T_d / \sigma'_{v0(média)}$ igual a **40kPa / 189kPa → 0,21**.

(iv) Determinação de $(T_{sism})_{média} = 0$ (não aplicável neste estudo de caso).

(v) Determinação das razões de resistência de pico $S_{u(pico)} / \sigma'_{v0}$ (equação 2.11), para cada segmento (lamela) da superfície crítica da ruptura situado nas camadas de rejeitos que exibem comportamento contrátil, em função dos valores das resistências à penetração normalizados dos ensaios SPT realizados na seção de referência da barragem. Os valores destes parâmetros estão dados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Valores das razões de resistência de pico $S_{u(pico)} / \sigma'_{v0}$ para as camadas susceptíveis à liquefação de SRL a partir dos resultados normalizados dos ensaios SPT

Camadas	Parâmetro (N_{160})	$S_{u(pico)} / \sigma'_{v0}$
03	4,8	0,241
05	4,5	0,239
06	6,0	0,250

(vi) Determinação dos valores de $S_{u(\text{pico})}$ e τ_d , para cada segmento de divisão da superfície de ruptura crítica, multiplicando-se os valores das razões de resistência de pico e das razões de tensão cisalhante estática média pelo valor de σ'_{v0} correspondente a cada segmento.

(vii) Avaliação do potencial do gatilho da liquefação, mediante a determinação do fator de segurança $(FS)_{\text{gatilho}}$ para cada segmento de divisão da superfície crítica, com base na utilização da equação (2.19a).

Os resultados dos parâmetros relativos aos itens (vi) e (vii) estão sistematizados na (Tabela 5.7). Os valores de $(FS)_{\text{gatilho}}$ variaram entre 1,14 e 1,19 e, desta forma, como $(FS)_{\text{gatilho}} \geq 1,0$, o gatilho de liquefação É POUCO PROVÁVEL e estes segmentos devem ser verificados quanto à resistência ao cisalhamento de pico para uma análise de estabilidade pós-gatilho ou contra o gatilho. Sem a hipótese de gatilho de liquefação, não se impõem, portanto, as análises de estabilidade baseadas em valores das resistências liquefeitas dos rejeitos depositados na Barragem I.

Tabela 5.7 – Resultados finais das análises de gatilho de liquefação para os segmentos da seção de referência da Barragem I com base nos resultados dos ensaios SPT

Segmentos	Rejeitos Suscetíveis	σ'_{v0} (kPa)	Razão (τ_d) $(\tau_d)/\sigma'_{v0}$ (média)	$s_u(\text{pico})/\sigma'_{v0}$ (Olson 2001)	$s_u(\text{pico})$	Tensão Cisalhante Estática (τ_d)	FS Gatilho	Liquefação Acionada
1	No	-	-	-	-	-	-	-
2	No	-	-	-	-	-	-	-
3	Yes	140,48	0,21	0,241	33,86	29,50	1,15	No
4	No	-	-	-	-	-	-	-
5	No	-	-	-	-	-	-	-
6	Yes	187,38	0,21	0,239	44,78	39,35	1,14	No
7	No	-	-	-	-	-	-	-
8	No	-	-	-	-	-	-	-
9	No	-	-	-	-	-	-	-
10	Yes	232,12	0,21	0,250	58,03	48,75	1,19	No
11	Yes	232,03	0,21	0,250	58,01	48,73	1,19	No
12	Yes	235,92	0,21	0,250	58,98	49,54	1,19	No
13	Yes	218,95	0,21	0,250	54,74	45,98	1,19	No
14	Yes	155,14	0,21	0,250	38,79	32,58	1,19	No
15	Yes	80,71	0,21	0,250	20,18	16,95	1,19	No
16	No	-	-	-	-	-	-	-

5.3.4 Análise do Gatilho Com Base nos Resultados dos Ensaio CPT

Na análise do gatilho à liquefação dos rejeitos da Barragem I com base nos resultados de ensaios CPT, serão aplicados os mesmos procedimentos descritos em relação aos resultados dos ensaios de resistência à penetração de SPT.

Assim, a partir da geometria setorizada da seção de referência do depósito de rejeitos da Barragem I e dos resultados de ensaios CPT (Figura 5.8), foram realizadas as análises de estabilidade simplificada segundo os mesmos procedimentos anteriores e em conformidade às proposições de Olson (2001), obtendo-se a correspondente superfície crítica de ruptura circular para o depósito de rejeitos (Figura 5.11).

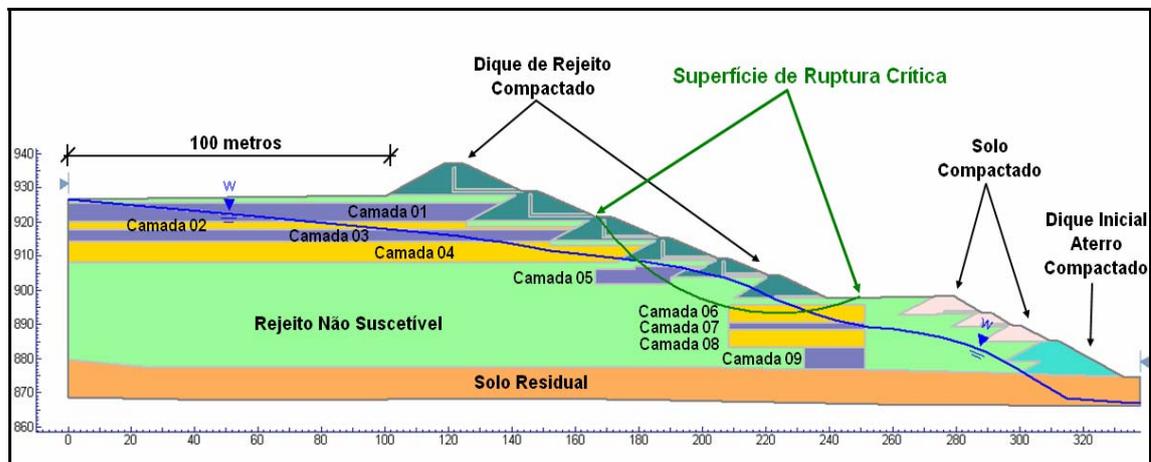


Figura 5.11 – Superfície de ruptura crítica circular ao longo da seção de referência da Barragem I (condição atual da barragem)

Constata-se uma condição de absoluta analogia geométrica entre as superfícies críticas obtida nesta análise e na anterior, em função da similaridade de ambas as setorizações encontradas no depósito (incluindo-se, neste caso, os dados da camada 05, em termos de valores dos ensaios SPT, uma vez que não foram realizados ensaios CPT nesta região).

Assim, o valor da tensão cisalhante estática atuante (τ_d) para os solos susceptíveis à liquefação foi também de **40 kPa** e, procedendo-se igualmente em relação à subdivisão da superfície crítica de ruptura em 16 segmentos análogos à abordagem anterior, teve-se o mesmo valor da média ponderada das tensões verticais efetivas **189 kPa**, obtendo-se o mesmo valor de **0,21** para a razão de tensão cisalhante estática média $\tau_d / \sigma'_{v0(média)}$.

Na seqüência, foram determinadas as razões de resistência de pico $S_{u(pico)}/\sigma'_{v0}$ (equação

2.12), para cada segmento da superfície crítica da ruptura situado nas camadas de rejeitos que exibem comportamento contrátil, em função dos valores das resistências à penetração normalizados dos ensaios CPT realizados na seção de referência da barragem. Os valores destes parâmetros estão dados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Valores das razões de resistência de pico $S_{u(pico)}/\sigma'_{v0}$ para as camadas suscetíveis à liquefação de SRL a partir de índices normalizados de ensaios CPT

Camadas	Parâmetro (q_{c1})	$S_{u(pico)}/\sigma'_{v0}$
04	3,75 MPa	0,259
05	4,5*	0,239
06	5,4 MPa	0,282

* valor do parâmetro (N_{160}) resultado da resistência normalizada do SPT-05

Os resultados dos valores de $S_{u(pico)}$, T_d e de (FS)_{gatilho}, para cada segmento da divisão da superfície de ruptura crítica com potencial de gatilho, estão sistematizados na (Tabela

5.9). Os valores de (FS)_{gatilho} variaram entre 1,14 e 1,34 e, mais uma vez, tem-se que (FS)_{gatilho} $\geq 1,0$ e portanto, o gatilho de liquefação É POUCO PROVÁVEL de ocorrer.

Tabela 5.9 – Resultados finais das análises de gatilho de liquefação para os segmentos da seção de referência da Barragem I com base nos resultados dos ensaios CPT

Segmentos	Rejeitos Suscetíveis	σ'_{v0} (kPa)	Razão (τ_d) (τ_d/σ'_{v0}) (média)	$s_u(pico)/\sigma'_{v0}$ (Olson 2001)	$s_u(pico)$	Tensão Cisalhante Estática (τ_i)	FS Gatilho	Liquefação Acionada
1	No	-	-	-	-	-	-	-
2	No	-	-	-	-	-	-	-
3	Yes	135,46	0,21	0,259	35,08	28,45	1,23	No
4	No	-	-	-	-	-	-	-
5	No	-	-	-	-	-	-	-
6	Yes	187,09	0,21	0,239	44,71	39,29	1,14	No
7	No	-	-	-	-	-	-	-
8	No	-	-	-	-	-	-	-
9	No	-	-	-	-	-	-	-
10	Yes	233,96	0,21	0,282	65,98	49,13	1,34	No
11	Yes	230,39	0,21	0,282	64,97	48,38	1,34	No
12	Yes	236,07	0,21	0,282	66,57	49,57	1,34	No
13	Yes	216,30	0,21	0,282	61,00	45,42	1,34	No
14	Yes	160,22	0,21	0,282	45,18	33,65	1,34	No
15	Yes	79,24	0,21	0,282	22,35	16,64	1,34	No
16	No	-	-	-	-	-	-	-

Observa-se que, os segmentos 10, 11, 12, 13, 14 e 15 da Tabela 5.9 situado na camada 06 da Figura 5.11 provenientes dos resultados dos ensaios de CPT tiveram valores de $(FS)_{\text{gatilho}}$ maiores que os mesmos segmentos da Tabela 5.7 situado na camada 06 da Figura 5.10 provenientes dos resultados de ensaios de SPT. Neste caso, verifica-se que o ensaio CPT identificou resistências maiores nesta camada localizada na parte inferior (pé) da superfície de ruptura crítica.

5.3.5 Análise da Estabilidade Pós-Gatilho

Em ambas as análises do gatilho da liquefação, utilizando-se os resultados dos ensaios SPT e CPT realizados na seção de referência da Barragem I, foram obtidos, em todas as camadas potencialmente vulneráveis ao fenômeno, $(FS)_{\text{gatilho}} \geq 1,0$. Nestas condições, sem a hipótese de gatilho de liquefação, as análises de estabilidade contra o gatilho da liquefação, ao longo da superfície crítica de ruptura circular definida, serão realizadas com base nos valores das resistências de pico dos materiais críticos.

A Tabela 5.10 apresenta os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade contra o gatilho da liquefação dos materiais componentes na seção SRL dos rejeitos da Barragem I. Os parâmetros de resistência foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais apresentados no Capítulo 4 (rejeitos susceptíveis e não susceptíveis à liquefação) e realizados para análises convencionais da estabilidade da Barragem I (solo residual, aterro do dique inicial, solo e rejeitos compactados). Os valores das razões de resistência de pico foram determinados com base nos resultados dos ensaios SPT disponíveis.

Tabela 5.10 – Parâmetros geotécnicos utilizados na análise de estabilidade contra o gatilho da liquefação com os resultados dos ensaios de resistência à penetração de SPT

Material	g (kN/m^3) c (kPa)		ϕ (°)	$S_{u(\text{pico})} / \sigma'_{v0}$ (kPa)
Solo Residual	20	20	30	
Dique Inicial (aterro compactado)	20	5	36	
Solo Compactado	20	10	30	
Rejeito Compactado	25	5	40	
Rejeito não susceptível (medte compacto)	22	0	38	

Camada 01 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,238
Camada 02 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,267
Camadas 03 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,241
Camada 04 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,255
Camada 05 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,239
Camadas 06, 08 e 09 (rejeitos susceptíveis)	22	-	-	0,250
Camada 07 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,260

O carregamento estático, considerado na análise de estabilidade contra o gatilho da liquefação por meio das resistências de cisalhamento de pico, será acionado por uma rápida elevação da linha freática no depósito de rejeitos. A posição inicial da linha freática da seção de análise foi obtida através da instrumentação disponível da estrutura (piezômetros e indicadores de nível de água) e de uma extensão de praia de 100m. Nesta análise, a freática eleva-se rapidamente em direção às camadas de rejeitos susceptíveis, tornando-as totalmente saturadas e com comportamento não drenado. Este evento pode ocorrer após um rápido avanço do reservatório sobre a praia de rejeitos ou durante um longo período de precipitações sobre a praia de rejeitos da Barragem I.

A Figura 5.12 apresenta o (FS) *contra gatilho* dos resultados da análise de estabilidade contra o gatilho da liquefação, ao longo da superfície crítica de ruptura, considerando uma rápida elevação da linha freática através dos materiais susceptíveis à liquefação e setorizados por meio dos resultados dos ensaios de resistência à penetração SPT.

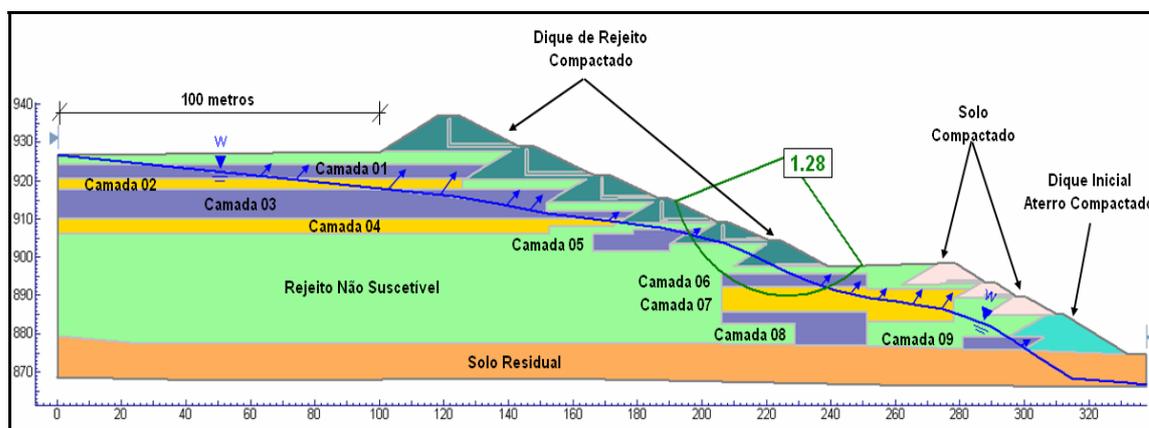


Figura 5.12 – Análise da estabilidade da Barragem I contra o gatilho da liquefação, para uma rápida elevação da linha freática, com base em resultados dos ensaios SPT

Nesta condição limite, o fator de segurança contra o gatilho ((FS)_{contra gatilho}) obtido foi igual a 1,28, o que implica, (de acordo com os critérios propostos quanto a avaliação do potencial do gatilho, em relação aos valores dos coeficientes de segurança, através da análise de estabilidade baseados em valores de resistências não drenadas, apresentados no item 2.4.3 desta dissertação), um risco baixo a moderado em termos de uma potencial mobilização do gatilho da liquefação, ao longo da superfície crítica, considerando uma rápida elevação da linha freática, aplicando a metodologia de Olson (2001) com base nos resultados de ensaios SPT.

A Tabela 5.11 reapresenta os valores dos parâmetros geotécnicos e das razões de resistência de pico, determinados com base nos resultados dos ensaios CPT, para uma reavaliação das análises de estabilidade contra o gatilho da liquefação, ao longo da superfície crítica de ruptura, considerando uma rápida elevação da linha freática através dos materiais susceptíveis à liquefação e setorizados por meio dos resultados dos ensaios de resistência à penetração CPT. O fator de segurança obtido na análise foi igual a 1,32 (Figura 5.13).

Tabela 5.11 – Parâmetros geotécnicos utilizados na análise de estabilidade contra o gatilho da liquefação com os resultados dos ensaios de resistência a penetração de CPT

Material	g (kN/m ³) c (kPa)		φ (°)	S _{u(pico)} / σ' _{v0} (kPa)
Solo Residual	20	20	30	
Dique Inicial (aterro compactado)	20	5	36	
Solo Compactado	20	10	30	
Rejeito Compactado	25	5	40	
Rejeito não susceptível (medte	22	0	38	
Camada 01 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,235
Camada 02 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,274
Camadas 03 e 05 (rejeitos susceptíveis)	22	-	-	0,239
Camada 04 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,259
Camadas 06, 08 e 09 (rejeitos	22	-	-	0,282
Camada 07 (rejeito susceptível)	22	-	-	0,239

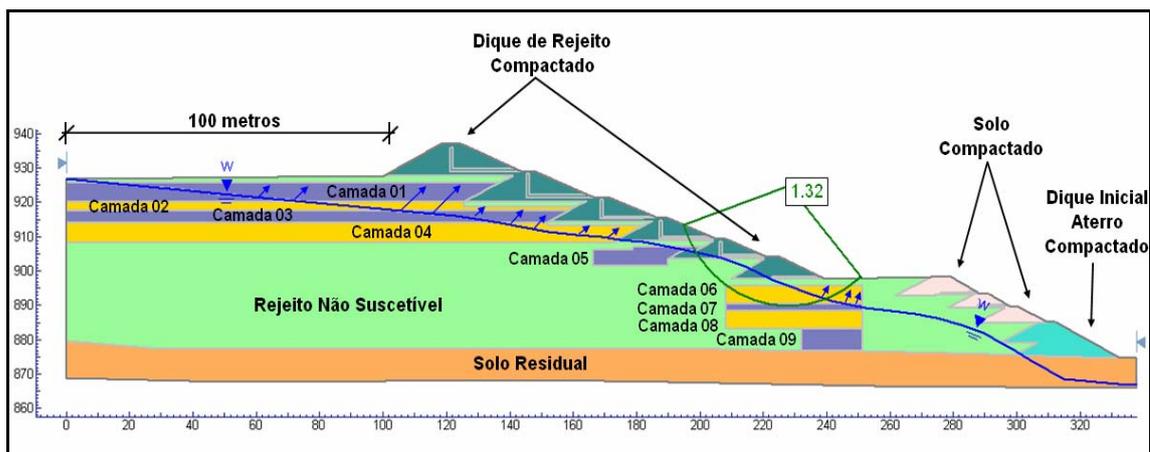


Figura 5.13 – Análise da estabilidade da Barragem I contra o gatilho da liquefação, para uma rápida elevação da linha freática, com base em resultados dos ensaios CPT

Resulta, portanto, uma grande similaridade entre as duas análises, com (FS) *contra gatilho*

variando entre 1,28 (com base nos resultados dos ensaios SPT) a 1,32 (com base nos resultados dos ensaios CPT), caracterizando uma condição de potencial baixo a moderado para a mobilização do gatilho de liquefação, ao longo da superfície crítica de ruptura considerada, no caso de um evento representado por uma rápida elevação da linha freática na barragem aplicando a metodologia de Olson (2001).

Por outro lado, os procedimentos operacionais da Barragem I da Mina do Córrego do Feijão incluem o controle absoluto do nível de água do reservatório por meio de um sistema extravasor dotado de *stop logs*, a manutenção de uma praia de rejeitos com extensão mínima de 100m e uma gestão no manejo da disposição dos rejeitos feito por uma equipe técnica bastante qualificada. Estes elementos, associados aos resultados positivos das análises desenvolvidas nesta dissertação, garantem uma boa segurança do empreendimento e seu baixo potencial a gatilhos de liquefação estática.

Neste contexto, não é necessária a avaliação de potenciais riscos de eventos do tipo fluxos de ruptura por liquefação, utilizando resistência não drenada liquefeita através de correlações de resultados de ensaios SPT e/ou CPT, visto que, o potencial do gatilho é baixo em função da gestão operacional da Barragem I.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 SÍNTESE DOS ESTUDOS

Este trabalho verificou o potencial de liquefação estática do depósito de rejeitos de minério de ferro da Barragem I da Mina de Córrego de Feijão (Vale S.A), construída por alteamentos para montante, por meio da metodologia proposta por Olson (2001), baseada em correlações entre valores de resistências à penetração normalizadas de ensaios SPT e CPT com razões de resistências não drenadas para análise do gatilho e estabilidade ao fluxo de ruptura.

O fenômeno da liquefação nas barragens de rejeitos é caracterizado pelo acréscimo rápido de poropressões positivas nas camadas de rejeitos com baixa coesão, saturados e contráteis, induzidos por carregamentos estáticos e/ou dinâmicos sem tempos de dissipação. Os acréscimos de poropressões nas camadas susceptíveis geram reduções de tensões efetivas e, conseqüentemente, queda substancial nas resistências ao cisalhamento disponíveis.

Diversos métodos foram propostos para a análise da liquefação de solos e rejeitos utilizando ensaios de laboratórios e correlações com ensaios de campo. Na avaliação por ensaios de laboratório, o grande desafio está na coleta das amostras indeformadas em profundidade que representem as condições de estado da camada suscetível. Nas investigações geotécnicas realizadas na Barragem I, não houve sucesso na coleta de amostras indeformadas a partir de 5m de profundidade. Deste modo, não foi possível utilizar os resultados de ensaios de laboratórios para análise de liquefação, por não representarem as camadas susceptíveis identificadas nos ensaios SPT e CPT. Assim,

foram utilizados os resultados de ensaios de campo para se avaliar a segurança da barragem contra a liquefação estática, pela metodologia de Olson (2001).

Outro aspecto importante referenciado no trabalho foi o manejo da disposição hidráulica dos rejeitos e o controle do nível de água do reservatório em barragens de rejeitos alteadas para montante, no qual possuem influência direta com a segurança da estrutura. A operação inadequada quanto ao método de disposição dos rejeitos pode gerar camadas estratificadas que influenciam negativamente nas condições de adensamento, permeabilidade, deformabilidade e resistência do depósito. A falta de gestão no manejo dos rejeitos aumenta a susceptibilidade e intensifica a necessidade da verificação do potencial de liquefação estática em barragens de rejeitos alteadas para montante. Desta forma, estruturas com técnica de aterro hidráulico devem ser projetadas e geridas com um manual de operação (Oliveira, 2010) para dar diretrizes e orientações de uma operação segura destes empreendimentos.

6.2 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

No estudo apresentou-se uma preocupação quanto à técnica da disposição hidráulica de rejeitos em barragens alteadas para montante e seu gerenciamento em função da segurança. Procedimentos operacionais orientam os principais aspectos necessários para construção e operação da barragem. Esta técnica, quando bem operada e com uma gestão eficaz, reduz significativamente os mecanismos associados a eventos de liquefação. Em função de alguns procedimentos operacionais inadequados realizados nesta barragem, algumas diretrizes são recomendadas para aumentar a segurança de barragens de rejeitos alteadas para montante, são elas:

Verificação do método de disposição hidráulica em operação (espigotes, *spray bars* ou rejeito ciclonado), buscando uma segregação hidráulica homogênea dos rejeitos ao longo do maciço de forma a preparar uma base adequada para a implantação dos próximos diques de alteamento;

Redução dos espaçamentos entre os pontos de disposição, visando não formar camadas de finos com características de elevada compressibilidade e baixas resistência e drenabilidade;

Utilização da barragem alteada para montante prioritariamente para contenção de rejeitos e não para contenção de rejeitos e água (reservatório de água mínimo necessário para recirculação);

Manutenção de uma praia extensa de rejeitos, afastando o reservatório do maciço e, conseqüentemente, promovendo o deplecionamento da linha freática da estrutura e aumentando as tensões efetivas nas camadas suscetíveis; Implantação de estrutura hidráulica que permita controlar o nível de água do reservatório em função da formação e extensão da praia de rejeitos; Operação alternada dos pontos de disposição dos rejeitos ao longo da crista, devendo operar por trechos ao longo do maciço, sempre buscando uma formação de praia homogênea. A operação alternada em trechos favorece o adensamento e o ressecamento dos rejeitos, com ganhos de resistência e melhoria da capacidade de suporte dos futuros diques.

Estas diretrizes são essenciais para uma operação segura de uma barragem de rejeito alteada para montante e garantem baixa susceptibilidade à liquefação para estes depósitos.

O procedimento proposto por Olson (2001) permite realizar uma análise de liquefação de solos submetidos a uma tensão cisalhante estática atuante, usando as razões de resistência de pico e liquefeita com base em resultados de ensaios SPT e/ou CPT. A metodologia não depende de ensaios de laboratórios ou fatores de correções propostas por outros pesquisadores. Observou-se também que as metodologias baseadas em resultados de ensaios triaxiais não-drenados e conceitos de mínima compacidade dos rejeitos podem analisar a liquefação, mas em diversos casos, não representam as condições de adensamento dos rejeitos *in situ*. Isto se deve a dificuldade na coleta de amostras indeformadas em camadas saturadas em profundidade, devido à baixa coesão dos rejeitos.

No intuito de se caracterizar todos os princípios e elementos contidos na metodologia para análise de liquefação proposta por Olson (2001), fez-se uma ampla síntese dos conceitos envolvidos nos processos associados à mecânica da liquefação dos solos e da própria metodologia, subdividida basicamente nas etapas de análise da susceptibilidade dos materiais, do gatilho e da estabilidade pós-gatilho à liquefação.

As análises desenvolvidas no estudo de caso da Barragem I da Mina de Córrego do Feijão permitiram o estabelecimento das seguintes conclusões principais:

- Todos os estudos realizados, baseados em análises independentes e complementares oriundas dos resultados específicos dos ensaios SPT e CPT disponíveis, indicaram excelente concordância das avaliações, comprovando a versatilidade da metodologia proposta por Olson (2001), bem como a qualidade da investigação geotécnica realizada na Barragem I;
- Os rejeitos dispostos na Barragem I da Mina de Córrego do Feijão constituem materiais que tendem a exibir comportamento contrátil sob cisalhamento e, assim, susceptibilidade potencial a mecanismos de liquefação;
- A setorização do depósito de rejeitos resultou na delimitação de nove camadas com maior potencial ou susceptibilidade à liquefação, com base tanto em resultados dos ensaios SPT como nos resultados dos ensaios CPT efetuados na seção de referência da barragem;
- **Em ambas as análises, o valor da tensão cisalhante estática atuante (τ_d) para os solos susceptíveis à liquefação foi de 40 kPa e o valor da razão de tensão cisalhante estática média $\tau_d / \sigma'_{v0(\text{média})}$ foi de 0,21,** adotando-se o mesmo processo de subdivisão da superfície crítica de ruptura em 16 segmentos;
- **Os valores de (FS)_{gatilho} variaram entre 1,14 e 1,19 pelos resultados dos ensaios SPT e entre 1,14 e 1,34 pelos resultados dos ensaios CPT, comprovando, em ambos os casos, que um gatilho de liquefação É POUCO PROVÁVEL no caso da barragem estudada;**

- Os valores de (FS) contra gatilho para as análises de estabilidade pós-gatilho de liquefação, baseados em valores de resistências não drenadas de pico para os rejeitos susceptíveis à liquefação, foram de 1,28 (com base em resultados dos ensaios SPT) e de 1,32 (com base em resultados dos ensaios CPT), caracterizando uma condição de potencial baixo a moderado para a mobilização do gatilho de liquefação, ao longo da superfície crítica considerada, no caso de um evento representado por uma rápida elevação da linha freática na barragem;
- A Barragem I apresenta boas condições de segurança em relação ao potencial ou à susceptibilidade a eventos de fluxo por liquefação e baixo potencial quanto à mobilização de gatilhos de liquefação estática;
- Neste trabalho, não houve necessidade de se proceder à avaliação de potenciais riscos da Barragem I a eventos do tipo de fluxos de ruptura por liquefação, ainda mais considerando os bons procedimentos operacionais da barragem, que incluem o controle do nível de água do reservatório **por meio de um sistema extravasor dotado de *stop logs*, a manutenção de uma praia de rejeitos** com extensão mínima de 100m e uma gestão no manejo da disposição dos rejeitos feito por uma equipe técnica qualificada;
- A metodologia de Olson (2001) pode ser utilizada e aplicada para verificação do manejo da disposição dos rejeitos (gestão operacional) em barragens que são aplicadas a técnica de aterro hidráulico, através da análise da suscetibilidade das camadas de rejeitos formadas ao longo da vida útil da operação da estrutura.
- Os procedimentos relativos à metodologia proposta por Olson (2001), adotada nos estudos desenvolvidos nesta dissertação, mostrou-se uma técnica de análise consistente, prática, conservativa e confiável. Esta metodologia permite uma análise completa dos principais fatores que levam a caracterizar o potencial à liquefação de um dado rejeito e avaliar a segurança dos sistemas de contenção destes materiais contra mecanismos de liquefação induzidos por carregamentos estáticos.

6.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Nesta dissertação foi aplicada a metodologia de Olson (2001) para verificação do potencial de liquefação estática da Barragem I utilizando ensaios de campo SPT e/ou CPT. Desta forma, são sugeridos alguns temas para pesquisas futuras e refinamento dos procedimentos da investigação geotécnica para aplicação da metodologia em barragens de rejeitos construída com técnica de aterro hidráulico.

Aplicar a metodologia de Olson (2001) a partir de resultados de ensaios SPT e/ou CPT, estabelecendo comparações com os resultados de ensaios triaxiais de amostras indeformadas coletadas através de **amostradores de Osterberg, Shelby ou Denison**,

nas camadas mais suscetíveis identificadas pelos ensaios de campo;

Aplicar a metodologia de Olson (2001) e refinar as condições de poropressão nas camadas suscetíveis identificadas nos ensaios de campo SPT e/ou CPT, através de ensaios de dissipação quando da realização do ensaio de CPT e/ou implantação de piezômetros nas camadas de rejeitos que exibirem comportamento contrátil;

Realizar um estudo de diretrizes de investigação geotécnica para avaliação da liquefação estática aplicando a metodologia de Olson (2001), em termos de um manual para definição da natureza, localização e distribuição dos ensaios de campo, quantificação e distribuição dos ensaios de laboratório pertinentes;

Estudar propostas de medidas corretivas ou ações estabilizadoras que visem reduzir o potencial de liquefação estática em barragens de rejeitos construída pela técnica do aterro hidráulico;

Propor uma classificação de segurança contra a liquefação estática de barragens de contenção de rejeitos, estabelecendo faixas de valores de coeficientes de segurança admissíveis (FS) e princípios de gestão do manejo dos rejeitos, bem como estruturas que controlam o nível de água do reservatório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRÃO, P.C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil. In: I Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'87, ABMS/ABGE/CBGB/CE, Rio de Janeiro, RJ, I: 1-10
- ANDERSON, D.L.; BYRNE, P.M.; DEVALL, R.H.; NAESGAARD, E.; WIJEWICKREME, D.; EDS. & CONTRIBUTING AUTHORS (2007). Task force report on geotechnical design guidelines for buildings on liquefiable sites in greater Vancouver in accordance with NBC2005, University of British Columbia publication.
- AUBERTIN, M.; MBONIMPA, M.; BUSSIERE, B. & CHAPUIS, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1104-1102.
- BAZIAR, M.H. & DOBRY, R. (1995). Residual strength and large-deformation potential of loose silty sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(12), 896-906.
- BEEN, K. & JEFFERIES, M.G., CROOKS, J.H.A., and ROTHENBURG, L. (1987). "The cone penetration test in sands: part II, general inference of state." *Geotechnique*, 37(3), 285-299.
- BEEN, K. & JEFFERIES, M.G. (1985). A state parameter for sands. *Geotechnique*, 35(2), 99-112.
- BISHOP, A.W. (1973). Discussion Symposium on Field Instrumentation in *Geotechnical Engineering*, pp. 666.
- BYRNE, P.M. (1991). "A model for predicting liquefaction induced displacements." Proc., Second International Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 2, 1027-1035.
- BYRNE, P.M. (2008). Parecer Técnico, Consultoria Internacional, Mina do Cauê, Alçamento do Cordão Nova Vista, Complexo Minerador de Itabira, VALE, Junho, 2008, 10p.
- CASAGRANDE, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review. Proc. 5th Pan-American Conference, Argentina, 81-133.
- CASTRO, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- CASTRO, G (1975). Liquefaction & cyclic mobility of saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101 (GT6), 551-569.

CASTRO, G. & POULOS, S.J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT6), 501-516. CASTRO, G. (1987). On The Behavior of Soil During Earthquake-Liquefaction. Edited by A. S. Cakmak, Department of Civil Engineering, Princeton University, Princeton, New Jersey, 1987, pp. 169-204.

DAVIES, M.P.; MCROBERTS, E.C. & T.E. MARTIN (2002). Static liquefaction of tailings – Fundamentals and case histories. In proceedings Tailings Dams 2002. ASDSO/USCOLD, Las Vegas.

ESPÓSITO, T.J. e ASSIS, A.P. (1999) – “Método Probabilístico Acoplado ao Método Observacional Aplicados a Barragens de Rejeito”. In: 4º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental pp. 187-194

ESPÓSITO, T.J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico. Brasília: UnB, 2000. 363 p. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília.

ESPÓSITO, T.J. & ASSIS, A.P. (2002). Liquefaction potential of fine tailings dams. In: International Congress on Environmental Geotechnics, ICEG, 4. 2002, Rio de Janeiro. Proceedings Lisse, Netherlands: Swets & Zeitlinger, v.1, 311-316.

FEAR, C.E. & ROBERTSON, P.K. (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. Canadian Geotechnical Journal, 32(4), 859-870. FINN, W.D.L. (1991), “Assessment of Liquefaction Potential and Post Liquefaction Behavior of Earth Structures: Developments 1981-1991”, Proc. Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and soil Dynamics, St. Louis, March 11-15, Vol. 2, pp. 1883-1850.

FREIRE NETO, J.P. (2009). Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, Ouro Preto-MG.

GEOCONSULTORIA S/C LTDA; (2006). Relatório de Avaliação de Segurança (Carta de Risco), 36p.

GOMES, R.C. (2001). Laudo pericial da ruptura do dique de contenção de rejeitos de minério de ferro da Cava C1 da Mineração Rio Verde Ltda, localizada no município de Nova Lima/MG – Ministério Público do Estado de Minas Gerais.

GOMES, R.C.; PEREIRA, E.L.; RIBEIRO, L.F.M. & SILVA, J.T.G. (2002). Evaluation of liquefaction potential of fine grained tailings. In: International Congress

on Environmental Geotechnics, ICEG, 4, Rio de Janeiro. Proceedings Lisse, Netherlands: Swets & Zeitlinger. v.1, 329-333.

GOMES, R.C. (2009). Caracterização Tecnológica e Sistemas de Disposição de Resíduos de Mineração. NUGEO - Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, 220p.

GOMES, R.C. (2010). Mecânica da Liquefação dos Solos. NUGEO – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, 40p. HANZAWA, H.; ITOH, Y. & SUZUKI, K. (1979). Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf. *Soils and Foundations*, 19(4), 1-15.

HANZAWA, H. (1980). "Undrained strength and stability analysis for a quick sand." *Soils and Foundations*, 20(2), 17-29.

ICOLD & UNEP (2001). Bulletin 121: Tailings Dams - Risk of dangerous occurrences, Lessons learnt from practical experiences. Paris, 144. Citado na web site www.tailings.info, 2002.

IDRISS, I. M., & BOULANGER, R. W. (2007). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils. *Earthquake Geotechnical Engineering*, 4th

International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – Invited Lectures, K. D. Pitilakis, ed., Springer, The Netherlands, 1-22.

ISHIHARA, K. (1985). *Stability of Natural Deposits during Earthquakes*, Proc., 11th Int.Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol.1, pp.321-376.

ISHIHARA, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-415.

ISHIHARA, K. (1995). Effects of at-depth liquefaction on embedded foundations during earthquakes. Proc. 10th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, August 29 -Sept. 2, Beijing, China.

ISHIHARA, K.; YASUDA, S. & YOSHIDA, Y. (1990). Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. *Soils and Foundations*, 30(3), 69-80.

KONRAD, J.M. & WATTS, B.D. (1995). Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 783-794. KRAMER, S.L. (1985). Liquefaction of sands due to non-seismic liquefaction. Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, University of California, Berkeley, January.

KRAMER, S.L., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River New Jersey, 653 p.

KRINITZSKY, E.L. (1993). Earthquake Probability in Engineering – Part 1: the use and misuse of expert opinion, engineering geology, 33, 257-88.

LADD, C.C. AND EDGERS, L. (1972). “Consolidated-undrained direct simple shear tests on saturated clays.” Research Report R72-82, Dept. of Civ. Engrg., MIT, Cambridge, Mass.

LADD, C.C. & FOOT, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. Journal of the Geotechnical Engineering. Div., ASCE, vol. 100, GT-7, p. 763-786. LADD, C.C. (1991). Stability evaluation during staged construction. J. Geotech. Engineering. Div., ASCE, 117(4), 540-615.

MARTIN, T.E. & E.C. MCROBERTS (2002). Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. AGRA Earth & Environmental Limited, Edmonton, Alberta, Canada, 17p

MARTIN, T.E. (1999). Characterization of pore pressure conditions in upstream tailings dams, Proceedings, Tailings & Mine Waste '99, Fort Collins, Colorado, pp. 303-313.

MENDES, M.B (2007). Comportamento geotécnico de uma barragem de rejeito de minério de ferro alteada para montante. São Paulo, 2007, 192p. Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

MITTAL, H.K. & N.R. MORGENSTERN (1976). Seepage control in tailings dams. Canadian Geotech. Journ., Vol. 13(3), August, pp. 277-293.

NAESGAARD, E. & BYRNE, P.M. (2007). Flow liquefaction simulation using a combined effective stress - total stress model. 60th Canadian Geotechnical Conference, Canadian Geotechnical Society, Ottawa, Ontario, October.

OLIVEIRA, J.B.V.R (2010). Manual de Operação de Barragens de Contenção de Rejeitos como Requisito Essencial ao Gerenciamento dos Rejeitos e da Segurança das Barragens. Dissertação de Mestrado, Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, 135p

OLSON, S.M. (2001). Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana– Champaign, Urbana, Ill.

OLSON, S.M. AND STARK, T.D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction case histories. Canadian Geotechnical Journal, 39, 629-647.

OLSON, S.M. AND STARK, T.D. (2003a). Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), 727-737.

OLSON, S.M. AND STARK, T.D. (2003b). Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1164-1184. OLSON, S.M. (2006). Liquefaction analysis of Duncan Dam using strength ratios. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(5), 484-499.

OLSON, S.M. & MATTSON, B.B. (2008). Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 574-587.

PEREIRA, E. L. (2005). Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG. PERLEA, V.G., KOESTER, J.P. AND PRAKASH, S. (1999). "How Liquefiable are Cohesive Soils?" *Proc. Second Int Conf on Earthquake Geotechnical Engg.*, Lisbon, Portugal, Vol. 2, 611-618.

POULOS, S.J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, volume 107, n. GT5, 553-562.

POULOS, S.J., CASTRO, G. & FRANCE, J.W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 111, n. 6, 772-792. POULOS, S.J. (1988). "Liquefaction and related phenomena." in *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*, R.B. Jansen, ed., Van Nostrand Reinhold, New York, 292-320.

PURI, V.K., (2003). "Liquefaction of silts and silt-clay mixtures" Department of Civil Engineering Southern Illinois University Carbondale, IL- 62901, USA. RIBEIRO, L.F. (2000). Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 235 p.

ROBERTSON, P.K. (1994). "Suggested terminology for liquefaction." *Proc.*, 47th

Canadian Geotechnical Conf., Halifax, Nova Scotia, 277-286.

ROBERTSON, P.K. AND CAMPANELLA, R.G. (1985). "Liquefaction potential of sands using the CPT." *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111(3), 384-403.

ROBERTSON, P.K. AND WRIDE (FEAR), C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetrometer test." Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 442-459.

SANTOS, A.G. (2004). Influência do Teor de Ferro na Condutividade Hidráulica Saturada de um Rejeito de Minério de Ferro, Tese de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Julho de 2004.

SCHNAID, F. (2000). Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Oficina de Textos, SP.

SEED, H.B. AND IDRIS, I.M. (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, No. 9, September 1971, pp. 1249-1273.

SEED, H.B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Geotechnique, 29(3), 215-263.

SEED, H.B., IDRIS, I.M. & ARANGO, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 109(3), 458-482.

SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F., & CHUNG, R. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 111(12), 861-878.

SEED, H.B. (1987). Design problems in soil liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 113(8), 827-845.

SEED, R.B. and HARDER, L.F. JR. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. Proc. H.Bolton Seed Memorial Symposium, Bi-Tech Publishing Ltd., Vol. 2, 351-376.

SITHARAM, T.G, HOLDER, J. & GRAY, K.E. (1993). Deformation effects on formation damage during drilling and completion operations, SPE 1993 Productions Operations Symposium, Oklahoma, pp. 249-258.

SLADEN, J.A.; D'HOLLANDER, R.D. & KRAHN, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, 22, 564-578. SOIL LIQUEFACTION WEB SITE (2002).

University of Washington. Conteúdo disponível via internet,

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>. SPENCER, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter slice forces. Geotechnique, 17(1), 11-26.

STARK, T.D. & MESRI, G. (1992). Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(11), 1727-1747. STARK, T.D.; OLSON, S.M.; KRAMER, S.L. & YOUNG, T.L. (1998). Shear strength of liquefied soils. *Proc., Workshop on post-liquefaction shear strength of granular soils*, April 17-18, 1997, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 288 p. TERZAGHI, K.; PECK, R.B. & MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Third Edition. John Wiley & Sons, Inc., New York, 549 p. VAID, Y.P. & CHERN, J.C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils and Foundations*, 23(1), 47-60.

VICK, S.G., (1983) – *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*, Wiley Interscience , New York.

VICK, S.G. (1990). *Planning, design, and analysis of tailings dams*. Vancouver, BiTech. ISBN: 0921095120. 2nd Edition. xi, 369.

WANG, W. (1979). "Some Findings in Soil Liquefaction" Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1-17. YAMAMURO, J.A. & LADE, P.V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 905-917.

YOUNG, T.L. AND IDRIS, I.M. (1997). *Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils*, Salt Lake City, UT, National Center for Earthquake Engineering and Research Technical Report 97-0022, 276p.