UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE SOLO ESTABILIZADO COM CIMENTO UTILIZADO EM COLUNAS DE *DEEP SOIL MIXING*

GERALDO VANZOLINI MORETTI

CAMPINAS

FEVEREIRO DE 2012

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO DE SOLO ESTABILIZADO COM CIMENTO UTILIZADO EM COLUNAS DE DEEP SOIL MIXING

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Agrícola, na área de concentração de Construções Rurais e Ambiência.

GERALDO VANZOLINI MORETTI

ORIENTADOR: PROF. DR. DAVID DE CARVALHO

CO-ORIENTADOR: PROF. DR. JOÃO ALEXANDRE PASCHOALIN FILHO

CAMPINAS

FEVEREIRO DE 2012

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

Moretti, Geraldo Vanzolini
M817c Comportamento à compressão de solo estabilizado com cimento utilizado em colunas de deep soil mixing / Geraldo Vanzolini Moretti. --Campinas, SP: [s.n.], 2012.

Orientador: David de Carvalho
Coorientador: João Alexandre Paschoalin Filho.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.

1. Solo - cimento. 2. Tratamento de solos (Engenharia Civil). 3. Solos orgânicos. 4. Aterros. 5. Fundações. I. Carvalho, David de. II. Paschoalin Filho, João Alexandre. III. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Agrícola. IV. Título.

Título em Inglês: Compression behavior of soil stabilized by cement used in deep soil mixing columns
Palavras-chave em Inglês: Soil cement, Treatment of soils (Civil Engineering), Organic soils, Landfills, foundations
Área de concentração: Construções Rurais e Ambiência
Titulação: Mestre em Engenharia Agrícola
Banca examinadora: Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha, Paulo José Rocha de Albuquerque
Data da defesa: 24-02-2012
Programa de Pós Graduação: Engenharia Agrícola

Este exemplar corresponde à redação final da **Dissertação de Mestrado** defendida por **Geraldo Vanzolini Moretti**, aprovado pela Comissão Julgadora em 24 de fevereiro de 2012, na Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas.

Prof. Dr. David de Carvalho – Presidente e Orientador
Feagri/Unicamp

Profa. Dra. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha - Membro Titular
EESC/USP

Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque – Membro Titular
FEC/Unicamp

FEAGRI
Faculdade de Engenharia Agrícola
Unicamp

AGRADECIMENTOS

Ao orientador, ***Professor Dr. David de Carvalho****, por sempre fazer a diferença nos momentos de maiores dificuldades;*

Ao co-orientador, ***Professor Dr. João Alexandre Paschoalin Filho*** *pelas orientações recebidas;*

Ao ***Professor Dr. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca*** *pelos valiosos conselhos e orientações e à* ***Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto FEUP*** *pelo agradável e caloroso acolhimento;*

À minha família, *que nos momentos de maiores dificuldades sempre concedeu apoio, paciência e compreensão;*

À Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp (FEAGRI/UNICAMP) *por me prover de toda a infraestrutura e ajuda necessária à esta pesquisa;*

À MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA LTDA*, pelo apoio com profissionais especializados e equipamentos os quais foram essenciais para a execução desta pesquisa.*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS……...…..…….vii
LISTA DE TABELAS……..…….……...xi
RESUMO…….……..…...…….....xii
ABSTRACT…….……...xiv

1 INTRODUÇÃO.....1
1.1 ASPECTOS GERAIS 1
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....3
1.3 OBJETIVO GERAL 4
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 6
2.1 EXECUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES – ASPECTOS GERAIS 6
2.2 MELHORIA DE SOLOS MOLES COM UTILIZAÇÃO DE COLUNAS DE SOLO-CIMENTO *DEEP SOIL MIXING (DSM)*.....13
2.3 CONCEITOS DE PROJETO DE COLUNAS DE DSM.....21
2.4 COMPORTAMENTO DOS SOLOS TRATADOS POR MEIO DA TÉCNICA DE DSM 26
2.5 PROPRIEDADES DE ENGENHARIA DOS SOLOS TRATADOS 44
2.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS 55
2.7 PROPRIEDADES DE ENGENHARIA DE COLUNAS TRATADAS “IN SITU” COM CIMENTO 60
2.8 CONTROLE DE QUALIDADE DE COLUNAS DE DSM 63
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA ESTUDADA.....78
3.1 LOCALIZAÇÃO 78
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA 79
4 METODOLOGIA UTILIZADA 85

4.1 PROCEDIMENTOS DE CAMPO 86
4.2 PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS 92
5 RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES 96
5.1 AMOSTRAS ESTABILIZADAS EM LABORATÓRIO 96
5.2 ENSAIOS DE CAMPO 106
5.3 RELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO SIMPLES DE AMOSTRAS ESTABILIZADAS EM LABORATÓRIO E COLETADAS EM CAMPO.....129
6 CONCLUSÕES.....140
6.1 EM RELAÇÃO AOS CORPOS DE PROVA ESTABILIZADOS EM LABORATÓRIO.....140
6.2 EM RELAÇÃO AOS CORPOS DE PROVA COLETADOS EM CAMPO 142
6.3 EM RELAÇÃO À COMPARAÇÃO ENTRE AMOSTRAS ESTABILIZADAS EM LABORATÓRIO E COLHIDAS EM CAMPO.....144
6.4 EM RELAÇÃO À UTILIZAÇÃO DA TÉCNICA DE DSM COMO TRATAMENTO DE SOLOS MOLES.....145
6.5 METODOLOGIA EXECUTIVA DSM.....147
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Condições de projeto e de campo de um aterro apoiado sobre solo mole. 8
Figura 2.2 – Soluções geotécnicas para a construção de aterros sobre solos moles.....9
Figura 2.3. Aplicações da metodologia DSM. (PORBAHA, 1998).....16
Figura 2.4. Procedimentos técnicos para projeto e execução de metodologia DSM. (USUI, 2005). 18
Figura 2.5. Equipamento utilizado para execução de colunas de DSM.....20
Figura 2.6. Detalhe da ferramenta de corte e mistura.....20
Figura 2.7. Diferentes configurações de colunas de DSM: a) coluna isolada; b) colunas compostas; c) painéis; d) Malha. (PUPPALA, 2003).....22
Figura 2.8. Influência do tipo de cimento na resistência a compressão não confinada. (SAITOH,1998).....32
Figura 2.9. Influência do tipo de solo na estabilização por cimento. (NIINA *et al*, 1981).....34
Figura 2.10. Influência da distribuição granulométrica na estabilização de solos com cimento. (NIINA *et al*, (1981) 35
Figura 2.11. Influência do ácido húmico na resistência à compressão não confinada. (MIKI *et al* (1984). 36
Figura 2.12. Efeito da concentração de carbono do pH em solos tratados com cimento. (NAKAMURA *et al*, 1980).....37
Figura 2.13. Influência do teor de umidade natural na resistência à compressão. (Tc de 91 dias). (CDIT, 1999).....38
Figura 2.14. Influência do tempo de mistura na resistência. (NAKAMURA *et al*, 1982) 39
Figura 2.15. Influência da dosagem de cimento na resistência. (TERASHI *et al*, 1980).....40
Figura 2.16. Influência da quantidade de cimento na resistência de argilas orgânicas. 41
Figura 2.17. Efeito da temperatura de cura. (KAWASAKI *et al*, 1981) 42
Figura 2.18. Ganho de resistência com o tempo de cura. (KAWASAKI *et al*, 1981).....43
Figura 2.19. Mudança do teor de umidade devido ao tratamento do solo “in situ” com cal ativa. (KAMATA & AKUTSU, 1976) 45

Figura 2.20. Mudança do teor de umidade em tratamento de solo “in situ” (KAWASAKI *et al*, 1978) 46
Figura 2.21. Alteração da densidade devido a tratamento “in situ” com cal ativa. (KAMATA & AKUTSU, 1976).....47
Figura 2.22. Alteração na densidade devido a tratamento com cimento executado “in situ”. (JAPAN CEMENT ASSOCIATION, 1994).....48
Figura 2.23. Curva tensão deformação do solo tratado “in situ”. (SUGIYAMA *et al*, 1980) 49
Figura 2.24. Deformação na ruptura em solos tratados em laboratório (TERASHI *et al*, 1980). 50
Figura 2.25. Modulo de elasticidade, E_{50}, de solos tratados em laboratórios com cimento. (TERASHI *et al*, 1977) 51
Figura 2.26. Coeficiente de Poisson de solo tratado com cimento “in situ”. (HIRADE *et al*, 1995). 52
Figura 2.27. Resistência à tração de solos tratados obtida em ensaios laboratoriais (TERASHI, *et al*, 1980).....53
Figura 2.28. Resistência em longo prazo de solos tratados “in situ”. (CDIT, 1999; TERASHI & KITAZUME, 1992; YOSHIDA *et al*, 1992).....54
Figura 2.29. Curvas de adensamento de solos tratados obtidas em laboratório. (KAWASAKI *et al*, 1978) 56
Figura 2.30. Relação entre pressão de consolidação e resistência à compressão não confinada obtida em laboratório. (TERASHI *et al*, 1980) 57
Figura 2.31 . Relação entre *p/py* e C_{vt}/C_{vu} para amostras tratadas em laboratório. (TERASHI *et al*, 1980) 58
Figura 2.32 . Relação entre o coeficiente de permeabilidade e a umidade naturais de solos tratados com cimento (TERASHI, *et al* 1983) 59
Figura 2.33 . Relação entre resistência À compressão não confinada obtidas em solos tratados em laboratório e em campo. (PUBLIC WORKS RESEARCH CENTER, 1999).....61
Figura 2.34 . Efeito de escala na determinação da resistência à compressão não confinada. (THE BUILDING CENTER OF JAPAN, 1997). 62

Figura 2.35. Quantidade de colunas de DSM ensaiadas para controle de qualidade. (PUPPALA & PORBAHA, 2004).....65
Figura 2.36. Tempo de cura de colunas de DSM ensaiadas para controle de qualidade, (PUPPALA & PORBAHA, 2004).....66
Figura 2.37. Dificuldades para execução dos ensaios de controle de qualidade de colunas de DSM (PUPPALA & PORBAHA, 2004) 67
Figura 3.1 – Localização geográfica da área em estudo. 78
Figura 3.2 -Vista da área em estudo. 79
Figura 3.3 - Perfil geotécnico genérico obtido por meio de duas sondagens. 80
Figura 3.4 - Boletim de sondagem característico do local. 81
Figura 3.5 - Fator de correção em função do IP (%). Bjerrun *apud* Schnaid (2000). 84
Figura 4.1 - Comprimento de manobra utilizado na amostragem. 87
Figura 4.2. Acomodação da amostra em berço de amostragem. 88
Figura 4.3. Número máximo possível de cp´s para perfuração HX 89
Figura 4.4. Número máximo possível de cp´s para perfuração NX 89
Figura 4.5 – Gráfico demonstrativo da profundidade de perfuração das colunas estudadas ..90
Figura 4.6 – Caixas de amostras colhidas por meio de sondagens rotativas.....91
Figura 4.7 - Argamassadeira planetária utilizada na homogeneização das amostras. 93
Figura 4.8 Batedor de aço inoxidável. 93
Figura 4.9. Corpo de prova cilíndrico moldado em laboratório 94
Figura 4.10. Execução de ensaio de compressão em corpo de prova moldado em laboratório 95
Figura 5.1– Valores de resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 200kg/m^3. 97
Figura 5.2.Valores de resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 400kg/m^3 98
Figura 5.3. Valores de resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 600kg/m^3 99
Figura 5.4. Resistência a compressão simples *versus* consumo de cimento.....101
Figura 5.5. Razão entre resistência a compressão em diferentes tempos de cura 102

Figura 5.6. Resistência à compressão simples *versus* tempo de cura. 103
Figura 5.7. Resistência à compressão simples versus tempo de cura. 105
Figura 5.8 – Amostras extraídas coluna teste 106
Figura 5.9. Histograma de frequências entre número de amostras e tempos de cura 108
Figura 5.10. Distribuição de frequência das amostras coletadas. 110
Figura 5.11. Relação entre amostras ensaiadas/possíveis. 111
Figura 5.12. Histograma de frequências – Resistência à compressão simples 113
Figura 5.13. Resistência média à compressão para cada coluna. 114
Figura 5.14. Coeficientes de variação obtidos para cada coluna. 115
Figura 5.15. Valores de resistência à compressão simples (90% de confiabilidade) 118
Figura 5.16. Histograma de frequências Qud90%. 119
Figura 5.17. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 30 dias. 121
Figura 5.18. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 60 dias. 122
Figura 5.19. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 90 dias. 123
Figura 5.20. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 120 dias. 124
Figura 5.21. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 150 dias. 125
Figura 5.22. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 180 dias. 126
Figura 5.23. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 210 dias. 127
Figura 5.24. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 240 dias. 128
Figura 5.25. Resistência à compressão simples em diferentes tempos de cura. 129
Figura 5.26. Relação RCScampo/RCSprevisto (todos corpos de prova). 131
Figura 5.27. Histograma de frequências da relação RCScampo/RCSprevisto (todos corpos de prova). 133
Figura 5.28. Relação RCScampo/RCSprevisto (média de cada coluna). 134
Figura 5.29. Histograma de frequências da Relação RCScampo/RCSprevisto (média de cada coluna). 136
Figura 5.30. Razão Qud90%/RCSprevisto. 137
Figura 5.31. Histograma de frequências da Relação Qud90%/RCSprevisto. 139

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Vantagens e desvantagens das principais metodologias executivas.....11
Tabela 2.2. Fatores que afetam o ganho de resistência. (TERASHI, 1997).....29
Tabela 2.3. Resistências obtidas em diversas colunas de DSM. 75
Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos do solo mole de fundação. 82
Tabela 3.2 - Distribuição granulométrica do subsolo. 82
Tabela 3.3 - Parâmetros de resistência obtidos por meio de ensaios triaxiais UU. 82
Tabela 3.4 - Parâmetros de resistência não drenada (Su) obtidos por meio de ensaios de *Vane Test*. 83
Tabela 4.1 - Dosagem de calda para execução das colunas DSM. 86
Tabela 5.1. Resistência à compressão simples (MPa). Consumo de cimento 200kg/m^3. 96
Tabela 5.2. Resistência à compressão simples (MPa). Consumo de cimento 400kg/m^3 97
Tabela 5.3. Resistência à compressão simples (MPa). Consumo de cimento 600kg/m^3 98
Tabela 5.4. Variação dos valores de resistência à compressão simples com o consumo de cimento. 101
Tabela 5.5 Variação dos valores de resistência à compressão simples com os consumos de cimento estudados. 104
Tabela 5.6. Análise estatística das amostras obtida em campo. 107
Tabela 5.7. Frequências e porcentagens acumuladas dos corpos de prova obtidos.....109
Tabela 5.8. Análise estatística dos corpos de prova ensaiados.....112
Tabela 5.9. Colunas que apresentaram os maiores valores de coeficiente de variação. 116
Tabela 5.10. Análise estatística Qud90%. 118
Tabela 5.11. Análise estatística – resistência a compressão em diversos tempos de cura. 120
Tabela 5.12. Análise estatística – Razão RCScampo/RCSprevisto (todos corpos de prova). 132
Tabela 5.13. Análise estatística – Relação RCScampo/RCSprevisto (média de cada coluna). 135
Tabela 5.14. Análise estatística – Relação Qud90%/RCSprevisto. 138

RESUMO

Apresenta-se neste trabalho o estudo comportamento à compressão não confinada de um solo argiloso aluvionar estabilizado segundo a metodologia *Deep Soil Mixing* (DSM). Esta técnica consiste no tratamento de solos moles através da mistura deste com agentes químicos estabilizantes, podendo-se utilizar cal e/ou cimento.

Para a condução deste trabalho foram executadas colunas de DSM sob um aterro rodoviário localizado no nordeste do Brasil, com aproximadamente 300m de extensão.

O sítio de estudo é caracterizado por apresentar superficialmente uma camada homogênea composta por uma argila-siltosa orgânica de consistência mole a muito mole e coloração acinzentada com espessura variando entre 12 e 15m. O nível do lençol freático foi encontrado superficialmente a uma profundidade de 1,60m.

As colunas possuíam diâmetro de 0,80m e foram executadas em campo utilizando-se como agente estabilizador Cimento Portland CPII-E32, com dosagem de 600kg/m^3 e relação água cimento a/c=0,8.

Após execução das colunas, foram coletados corpos de prova de seu interior, em profundidades variáveis, por meio da utilização de equipamento de sondagem rotativa. Os corpos de prova foram posteriormente encaminhados ao laboratório, onde foram conduzidos ensaios de compressão simples não confinada.

Um programa de ensaios de campo e laboratório também foi conduzido de forma a caracterizar o subsolo local. Para tal foram conduzidos ensaios de simples caracterização geotécnica e ensaios “in situ”, tais como Ensaios de Palheta (Vane Test), CPTU e Sondagens SPT (*Standard Penetration Test*).

Foram também coletadas amostras de argila mole local no intuito de se proceder a sua estabilização em laboratório.

As amostras foram misturadas em três diferentes dosagens de cimento, 200kg/m³, 400kg/m³ e 600kg/³ e todas com relação a/c=0,8.

A análise dos dados, determinados através dos ensaios conduzidos, possibilitou a constatação do ganho de resistência à compressão simples da mistura de solo/cimento com o tempo, além da influência da dosagem na mobilização e na magnitude das resistências obtidas.

Estes também possibilitaram identificar que a resistência à compressão simples dos corpos de prova moldados em laboratório geralmente apresentam-se superiores aos valores obtidos a partir dos corpos de prova coletados “in loco” no interior das colunas executadas.

PALAVRAS CHAVE: Solo – cimento, Tratamento de solos, Solos orgânicos, Aterros, Fundações.

ABSTRACT

It is presented in this work the study the behavior of unconfined compressive soil-cement columns using the methodology Deep Soil Mixing (DSM). This technique consists in the treatment of soft soils mixing them with chemical stabilizers, such as lime or cement.

To conduct this work were executed DSM columns in a embankment road located in northeastern Brazil, with approximately 300m in length.

The local subsoil is characterized by presenting a superficially homogeneous layer composed of an organic clay-silt to very soft consistency of soft gray color with a thickness ranging between 12 and 15m. The groundwater level is found at 1.60m depth.

The columns had a diameter of 0.80 m. These were performed using Portland cement CPII-E32 as a stabilizing agent. There were used the following dosage of 600kg/m^3 and cement ratio 0,8.

Specimens were collected each studied column, in different depths through the use of rotary drilling equipment. The specimens were subsequently sent to the laboratory, where were conducted unconfined compressive tests.

A program of field and laboratory tests were also conducted aiming to characterize the local subsoil, such as geotechnical characterization tests, Vane Test, CPTU and SPT (Standard Penetration Test).

Samples of soft clay were also collected aiming to carry out their stabilization in the laboratory by cement adding. The samples were mixed in the same dosages used to make the columns in the field.

The obtained parameters showed the gain of the compressive strength of the stabilized soil samples with time increasing in different dosages.

There were also identified that the compressive strength of the specimens molded in the laboratory is usually higher than the values obtained from specimens collected "in situ" inside the columns.

KEYWORDS: Soil cement, Treatment of soils, Organic soils, Landfills, foundations.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos gerais

Sob o ponto de vista geotécnico, os locais com melhores condições para a implantação de um aterro são aqueles cujos solos de fundação apresentam adequada resistência ao cisalhamento, boa capacidade de carga e baixa compressibilidade, entre outras exigências específicas de cada projeto.

Por outro lado, com a expansão das áreas urbanas e a crescente necessidade de ocupação de espaço nas grandes cidades, os terrenos antes não ocupados por contemplarem algum tipo de problema geotécnico, tal como locais com ocorrência de solos muito moles a moles, hoje estão sendo ocupados.

Os projetos cada vez são mais audaciosos, as exigências de desempenho e qualidade são cada vez maiores e os prazos e custos cada vez menores. Este panorama conduz os executores a desenvolverem novas alternativas para a construção de seus empreendimentos.

A construção de aterros sobre solos moles, mesmo sendo muito estudada por diversos pesquisadores, ainda surpreende projetistas e executores, tanto no que diz respeito às condições de estabilidade quanto aos níveis de deslocamento verticais e horizontais, observados em campo.

Desta forma, a importância da correta interpretação dos parâmetros geotécnicos, a partir de ensaios de campo e de laboratório, da definição do tipo de análise e da sequência construtiva adotada, tornam-se fundamentais para o sucesso do projeto de aterros a serem executados sobre solos moles.

Confrontada com estes problemas, a engenharia geotécnica desenvolveu diversas técnicas construtivas com o objetivo de se evitar os inconvenientes apresentados pela execução das obras em questão. Entre estas são destacadas: a) pré-carregamento, b) emprego de materiais leves no corpo do aterro, c) remoção e substituição do solo mole de fundação, d)

reforço com geossintéticos, e) utilização de drenos verticais, f) reforço com colunas de material granular, g) construção do aterro por fases, h) construção de bermas laterais, i) *Jet Grouting* , j) *Deep Soil Mixing*, l) *Cutter Soil Mixing* entre outras.

A utilização de colunas de solo-cimento para a melhoria das características geotécnicas de solos moles consiste em uma técnica relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos grande aceitação por parte do meio técnico em virtude da sua versatilidade e competitividade face a outras soluções.

Esta técnica apresentou nos últimos anos um rápido desenvolvimento, sendo utilizada em diversas situações, incluindo obras provisórias e definitivas, tais como: escavações, reforço de fundações, cortinas impermeáveis e túneis.

Ressalta-se também que a utilização crescente desta tecnologia foi acompanhada de um importante desenvolvimento dos sistemas de injeção.

Ao ser utilizada na melhoria das características geotécnicas de depósitos de solos moles, esta técnica cria por meio da injeção da calda de cimento e desagregação do solo circundante, um novo material com parâmetros de resistência e deformabilidade superiores ao inicial.

A utilização da técnica de *Deep Soil Mixing* para a execução de projetos geotécnicos vem crescendo devido às várias vantagens oferecidas por este método em relação às metodologias convencionais. Contudo, apesar do incremento em sua utilização, o meio técnico ainda carece de uma metodologia de cálculo consagrada.

O presente trabalho é dedicado ao estudo da técnica *Deep Soil Mixing* (DSM), cuja aplicação tem por base a mistura do solo “in situ” com calda de cimento, formando colunas de solo tratado com geometria conhecida. Esta técnica oferece múltiplas possibilidades de aplicação, como cortinas de impermeabilização, paredes de contenção estruturais, elementos de fundação, entre outros.

1.2 Organização do trabalho

Neste primeiro capítulo serão apresentadas: a) Introdução geral ao tema com suas respectivas generalidades;b) Justificativas e, c) Objetos de estudo da pesquisa.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o tema. Optou-se por organizar a revisão bibliográfica partindo-se dos aspectos gerais até os mais específicos. Desta forma, inicialmente foram tecidos comentários técnicos acerca da execução de aterros sobre solos moles e as diferentes alternativas para estabilização de recalques e estabilidade. Posteriormente serão abordadas carcterísticas peculiares a execução de colunas de *Deep Soil Mixing* (DSM).

No capitulo 3 é apresentada a caracterização da área em estudo. Serão apresentadas as características geotécnicas do local, obtidas por meio de sondagens a percussão tipo SPT (*Standard Pentration Test*), Ensaios de Palheta (*Vane Test*), ensaios laboratoriais de simples caracterização geotécnica e ensaios laboratoriais especiais.

No capítulo 4 são apresentados os procedimentos metodológicos utilizados para a obtenção dos parâmetros necessários à esta pesquisa.

No capítulo 5 são apresentadas as análises dos dados obtidos em laboratório e campo e as discussões efetuadas sobre os resultados obtidos.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões obtidas por meio das análises dos dados determinados por meio dos procedimentos técnicos adotados nesta pesquisa.

No capítulo 7 são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas para a elaboração desta pesquisa.

1.3 Objetivo geral

Este trabalho objetiva contribuir com o meio técnico na ampliação do conhecimento a respeito de solos moles estabilizados por meio da utilização de colunas de solo-cimento executadas segundo a técnica de *Deep Soil Mixing* (DSM).

1.4 Objetivos específicos

Esta pesquisa possui como objetivos específicos os seguintes itens:

- Avaliar a influência dos diferentes consumos de cimento Portland na resistência à compressão das colunas solo-cimento executadas com solo mole estabilizado;
- Avaliar a influência do tempo de cura nos resultados de resistência a compressão;
- Comparar e discutir a relação entre os resultados de resistência a compressão obtidos em laboratório e campo;
- Estudar e discutir a utilização da tecnologia *Deep Soil Mixin*g (DSM) como tratamento de solos moles.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Execução de aterros sobre solos moles – Aspectos Gerais

Problemas envolvendo solos moles e expansivos foram reconhecidos pela Engenharia na década de 1930. Desde então, o incremento da população e a pressão da urbanização vem encorajando a construção de obras de engenharia apoiadas sobre estes solos.

Tal situação motivou pesquisadores e projetistas a encontrarem alternativas de soluções estruturais para a mitigação dos problemas causados nas superestruturas das edificações ocorridos em função dos recalques diferenciais causados por estes solos.

Outra abordagem deste problema inclui como alternativa de solução o tratamento do solo por meio de aditivos químicos, a execução de pré-adensamento, remoção e substituição de material, entre outras. (NELSON & MILLER, 1992).

O termo solo mole é usualmente empregado para depósitos de baixa consistência, caracterizados por baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade. São exemplos típicos as argilas e os siltes saturados. Estes materiais normalmente são encontrados em regiões costeiras ou em várzeas de rios ou lagos.

Os depósitos de solos moles apresentam, em geral, alguns aspectos em comum, entre os quais podem ser citados:

- Situam-se em zonas planas ou de baixa declividade.
- São formados por solos de granulometria fina.
- Más condições de drenagem.
- Elevado índice de vazios.
- Baixa resistência não drenada.

- Solos com elevados graus de saturação.

Os principais problemas observados na construção de aterros sobre solos moles são:

- A possibilidade de recalques, em decorrência do adensamento da camada de solo mole;
- A necessidade de um longo período de espera para que os recalques se estabilizem;
- A possibilidade de ocorrência de ruptura devido à baixa resistência não drenada combinada ao elevado acréscimo de poropressões no solo de fundação oriundo do alteamento do aterro.
- A possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais.

A união dos fatores supracitados torna a construção de aterros sobre solos moles um grande desafio para a engenharia geotécnica, requerendo cuidados quanto à definição dos parâmetros geotécnicos, tipo de análise e sequência construtiva adotada.

Várias obras de engenharia envolvem a construção de aterros sobre solos moles. Dentre estas, citam-se aterros rodoviários, ferroviários, aterros para construções industriais, barragens de terra, entre outros.

Esse tipo de obra, apesar de muito estudada, ainda surpreende projetistas e executores, tanto no que diz respeito às condições de estabilidade ou aos níveis de deslocamentos verticais e horizontais observados no campo. A Figura 2.1 apresenta um exemplo do contraste entre a geometria típica de aterro sobre solo mole, concebida no projeto, e a geometria muitas vezes resultante no campo.

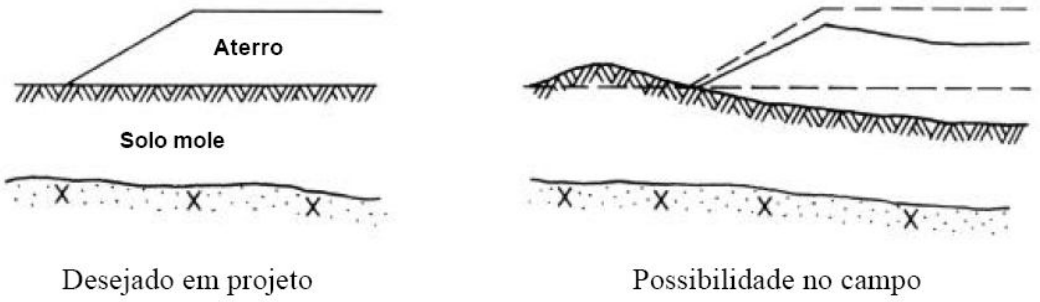


Figura 2.1 - Condições de projeto e de campo de um aterro apoiado sobre solo mole.

Quando se torna necessária a intervenção em áreas com camadas de solos moles, as soluções convencionais para a construção de aterros nem sempre poderão atender aos requisitos de tempo e segurança exigidos pela obra, além de algumas vezes serem inviáveis do ponto de vista ambiental e econômico.

Existem diversas técnicas que permitem a execução de aterros apoiados sobre solos moles, a Figura 2.2 ilustra de forma esquemática as soluções geotécnicas para a construção de aterros sobre depósitos moles.

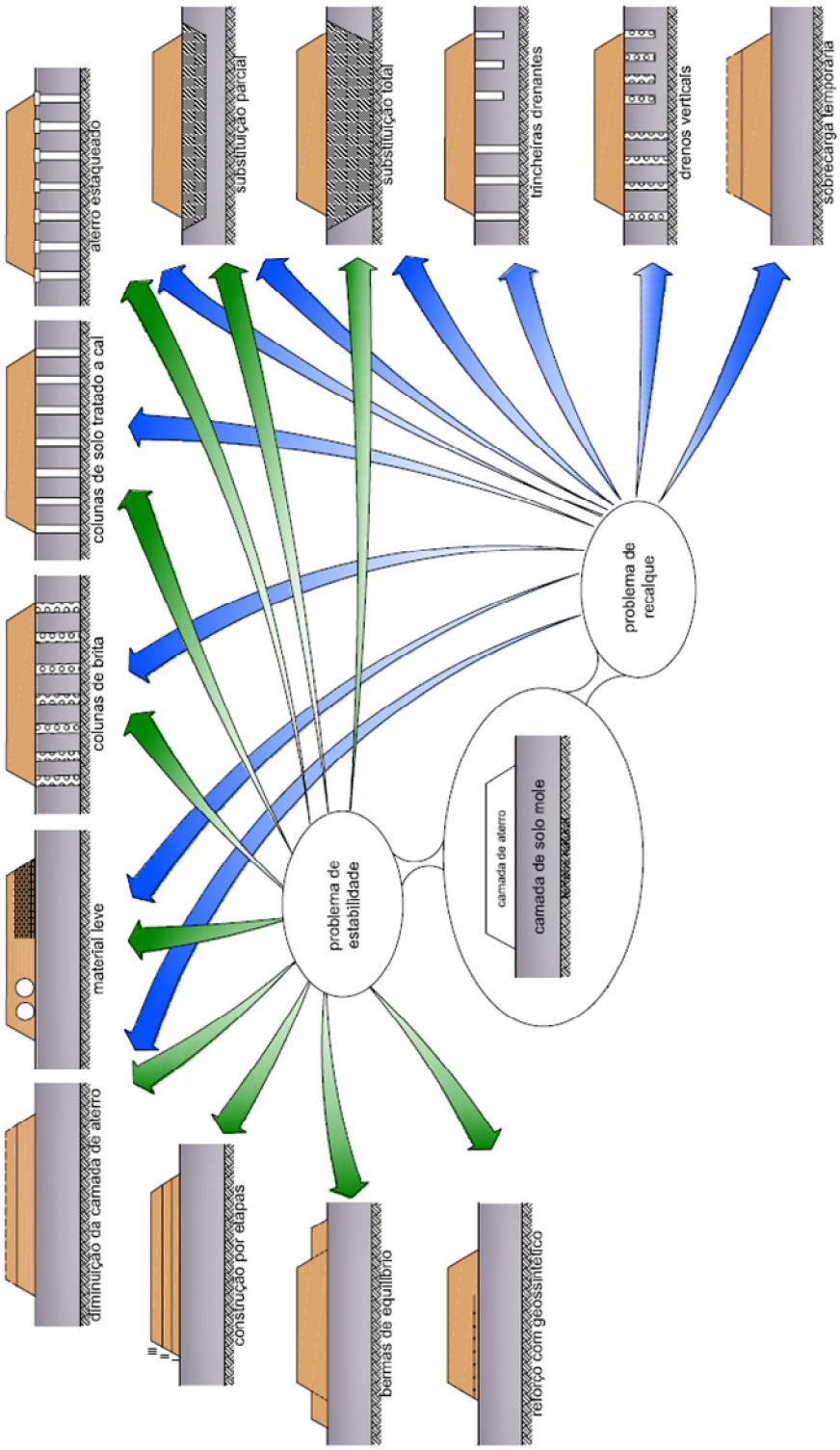


Figura 2.2 – Soluções geotécnicas para a construção de aterros sobre solos moles.

Dentre as principais alternativas para construção de aterros apoiados sobre solos moles pode-se citar as seguintes:

- Aterros apoiados sobre estacas de concreto ou aço;
- Aterros preenchidos com materiais leves: Argila expandida, Poliestireno Expandido (EPS) entre outros;
- Aterros com fundação melhorada por meio da execução de colunas de solo-cimento: Dentre as técnicas utilizadas podem ser citadas, por exemplo, *Deep Soil Mixing, Jet Grouting e Cutter Soil Mixing*;
- Aterros com fundação melhorada por meio de colunas de material granular;
- Injeções de solo-cimento associadas ou não a drenos verticais para melhoria e reforço do solo mole de fundação;
- Substituição do solo de fundação por material com melhores propriedades geomecânicas;
- Reforço da base do aterro por meio da inserção de geossintéticos como, por exemplo, geotêxteis não tecidos e tecidos e geogrelhas;
- Execução de bermas laterais para equilíbrio dos esforços instabilizantes;
- Execução de drenos verticais, fibroquímicos ou de areia para diminuição do tempo de recalque;
- Execução pré-carregamento para melhoria das propriedades geomecânicas do solo mole de fundação.

A **Tabela 2.1** apresenta as principais metodologias executivas e suas respectivas vantagens e desvantagens. As soluções foram organizadas em função da expectativa inicial de custo de cada uma, sendo a primeira com a expectativa de maior custo e a última a menos dispendiosa.

Tabela 2.1 - Vantagens e desvantagens das principais metodologias executivas.

Solução	Vantagem	Desvantagem	Resolve	
			Recalque	Estabilidade
Aterro estaqueado	Facilidade executiva Técnica usual	Custo elevado	Sim	Sim
Materiais leves	Redução das tensões geradas pelo aterro Pouco movimento de terra	Técnica não usual Necessidade de proteção Carência de experiência	Sim	Sim
Colunas de solo-cimento	Melhoria do solo de fundação Técnica usual	Mão de obra especializada Necessidade de verificação da reação solo orgânico-cimento	Sim	Sim
Colunas granulares (areia / brita)	Melhoria do solo de fundação Rapidez executiva	Disponibilidade de material Poucas empresas capacitadas. Carência de metodologia de cálculo.	Parcial	Sim
Injeção de solo-cimento	Melhoria do solo de fundação	Carência de metodologia de cálculo	Parcial	Parcial

	Rapidez executiva	Recalques residuais		
Troca de Solo	Facilidade executiva Técnica usual	Solo mole < 4m Movimento de terra	Sim	Sim
Reforço Geossintético	Facilidade executiva Técnica usual	Recalques residuais Prazos Aterros baixos	Sim	Sim
Bermas de equilíbrio	Facilidade executiva Técnica usual	Recalques Prazos	Sim	Sim
Drenos verticais	Facilidade executiva Técnica usual	Recalques residuais Prazos	Parcial	Sim
Aterro de pré-carga	Facilidade executiva Técnica usual	Recalques residuais Prazos Aterros baixos	Parcial	Sim

Existem metodologias que demandam menores prazos de execução, entretanto, normalmente estão associadas a maiores custos, como o aterro estaqueado.

Da mesma forma, existem métodos menos dispendiosos, mas que normalmente acarretam um longo período de tempo até surtirem os efeitos desejados, como a construção de aterro utilizando-se a pré-carga.

Deve-se ressaltar que a solução ideal para cada situação não se resumirá apenas à componente unicamente técnica, econômica ou de tempo, esta deverá ser sempre o resultado da ponderação destes fatores com aspectos construtivos e de disponibilidade de maquinário, mão-de-obra e prazo.

2.2 Melhoria de solos moles com utilização de colunas de solo-cimento *Deep Soil Mixing (DSM)*

2.2.1 Histórico

O desenvolvimento da técnica de *Deep Soil Mixing* (DSM) teve início na década de 60 utilizando-se cal como agente estabilizante. O DSM foi colocado em prática no Japão e nos países do Norte da Europa na década de 1970, sendo depois difundido na China, Sul da Ásia Ocidental e em outras partes do mundo, como Estados Unidos e Brasil. (PORBAHA, 1998).

No Japão, a pesquisa e o desenvolvimento da técnica de DSM iniciou-se no Laboratório de Estabilização de Solo no Instituto *Port and Harbour* (PHRI), pertencente ao ministério dos transportes japonês.

Desde então a utilização desta técnica de estabilização vem sofrendo uma grande evolução, tanto nos equipamentos, bem como na utilização dos agentes estabilizantes. A cal foi substituída no Japão por cimento Portland, enquanto que nos países do Norte da Europa utiliza-se hoje uma mistura de cal e cimento. Recentemente tem-se utilizado também como agentes estabilizadores adições de cinza e escória de alto forno.

A técnica de DSM envolve a mistura de solos por meio da utilização de trados em grandes profundidades com materiais estabilizantes, tais como cal e cimento. O método DSM consiste, dessa maneira, em uma técnica de modificação do subsolo, que incrementa suas propriedades de engenharia por meio de sua estabilização. (PORBAHA, 1998).

Em uma perspectiva mais ampla, os principais objetivos da melhoria dos solos por meio da adoção desta técnica consistem no aumento de sua resistência, na redução de sua deformabilidade e permeabilidade, sendo esta última interessante para casos de remediação de solos contaminados. (PORBAHA, 1998).

O conceito de utilização de cal para a estabilização de argilas orgânicas marinhas foi primeiramente divulgado em publicações técnicas redigidas pelo PHRI em 1968 (YANASE, 1968).

As primeiras pesquisas desenvolvidas no PHRI tiveram dois objetivos: a) investigar a forma como a cal reage com diversas variedades de argilas marinhas japonesas; b) desenvolver um equipamento que permitisse o constante suprimento de agente estabilizante e forma adequada e uniforme durante a operação de tratamento do solo. Nestas pesquisas também se observou que muitas argilas marinhas japonesas apresentavam ganhos de resistência na ordem de 100kN/m^2 a 1MN/m^2 em termos de resistência à compressão não confinada.

O desenvolvimento da técnica de DSM nos países do norte de Europa foi relatado por Rathmayer (1996) em seu relatório sobre o estado da arte desta técnica.

Em 1967, outra metodologia para estabilização de argila utilizando-se cal ativa foi desenvolvida por Kjeld Paus. O método foi então batizado de “Swedish Lime Column Method (SLCM)”. (BROMS & BROMAN, 1979).

Broms & Broman (1979) divulgaram esta nova técnica na comunidade geotécnica internacional na 5ª Conferência Regional Asiática de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. A primeira publicação contendo recomendações de projeto, redigida por Broms & Broman foi publicada em 1977.

Nos países do Norte da Europa, o principal objetivo da melhoria dos solos por meio da execução de colunas de solo-cal consiste na redução dos recalques em aterros rodoviários, aterros de acessos de pontes, melhorar estabilidade de aterros compactados, escavação de taludes entre outros. A utilização da mistura de cal e cimento também é atualmente utilizada na obtenção de colunas com maior resistência. (RATHMAYER, 1996).

Como exemplo da aplicação desta técnica, Rathmayer (1996) comenta que em 1992, a Suécia e a Finlândia executaram mais de 1 milhão de metros lineares de coluna de solo estabilizado.

2.2.2 Generalidades

Segundo Puppala *et al* (2005) o *Deep Soil Mixing* consiste em uma importante técnica de melhoria de solos moles, incluindo argilas expansivas e marinhas.

A tecnologia de tratamento de solos por meio da utilização da técnica de *Deep Soil Mixing* (DSM) possui as seguintes aplicações:

- Incremento da capacidade de carga de solos moles;
- Redução de recalques em solos compressíveis;
- Prevenção de rupturas de taludes;
- Execução de estruturas de contenção;
- Controle de percolação e execução de barreiras tipo "*cut off*";
- Prevenção de fenômeno de liquefação;
- Remediação de áreas contaminadas.

A **Figura 2.3** apresenta um fluxograma contendo aplicações específicas da técnica de DSM segundo Porbaha (1998).

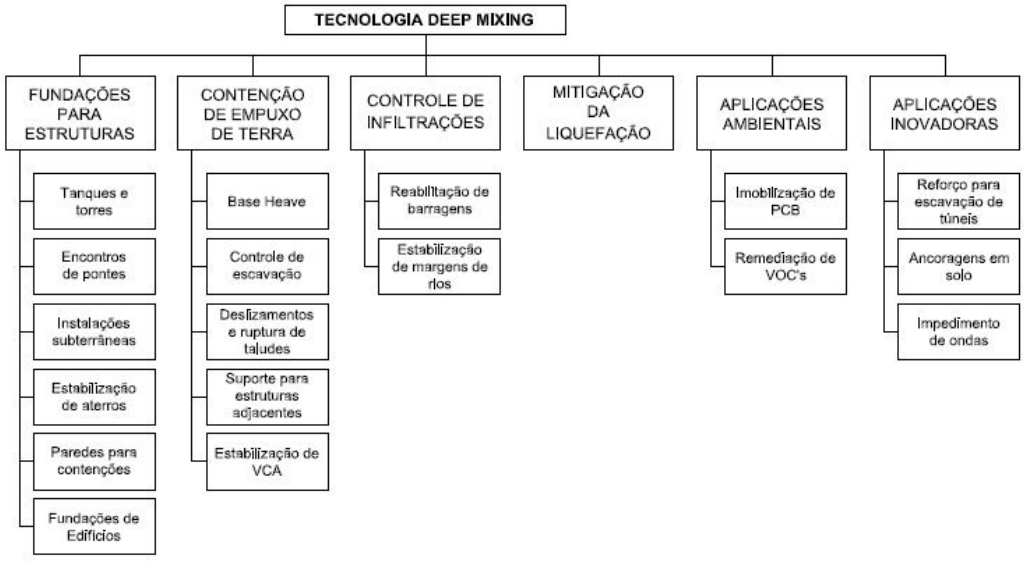


Figura 2.3. Aplicações da metodologia DSM. (PORBAHA, 1998).

Rathmayer (1996) comenta que se a resistência é o fator mais importante em um projeto de melhoria do solo, como o caso de estruturas construídas sobre areias fofas, turfas e argilas moles, a utilização de cimento para estabilização em profundidade destes solos é sempre preferida dentre diversas outras alternativas.

Diferentes fatores, incluindo o tipo de solo, agente estabilizante e concentração, condições de cura, métodos de mistura podem influenciar o comportamento de solos tratados com DSM. (BABASAKI *et al*, 1996).

As vantagens da utilização desta técnica consistem na maior velocidade de execução e maior eficiência na mistura de entre o solo e o cimento (D.BRUCE & M.BRUCE, 2003; FHWA, 2000).

Outros fatores que podem influenciar no comportamento dos solos tratados com DSM, segundo Shen *et al* (2003) incluem o formato da lâmina de mistura, a penetração, e a velocidade de subida do trado misturador e sua velocidade de rotação.

Van Impe e Flores (2005) relatam que recentemente, novos agentes estabilizadores, alguns compostos por cinzas e resíduos reciclados, tem sido utilizados no tratamento de solos orgânicos ou saturados.

A seleção do agente estabilizador e a determinação de sua dosagem irão depender das condições do subsolo local (tipo de solo) e do grau de melhoria necessário. (TAKI & YANG, 2005).

A concentração dos agentes estabilizadores é usualmente expressa em peso por volume em massa de solo que será tratado. De acordo com Jacobson *et al* (2003) e Bruce (2001) este valor situa-se entre 6 e 12% do peso seco do solo a ser tratado.

A temperatura de cura, o tempo de cura e a porcentagem de umidade consistem nos fatores ambientais que mais influenciam na resistência dos solos tratados (ENAMI & HIBINO, 1991; LORENZO & BERGADO, 2004; BABASAKI *et al*, 1996).

A **Figura 2.4** apresenta a sequência de atividades técnicas que envolvem a execução de tratamento de solo utilizando a metodologia DSM.

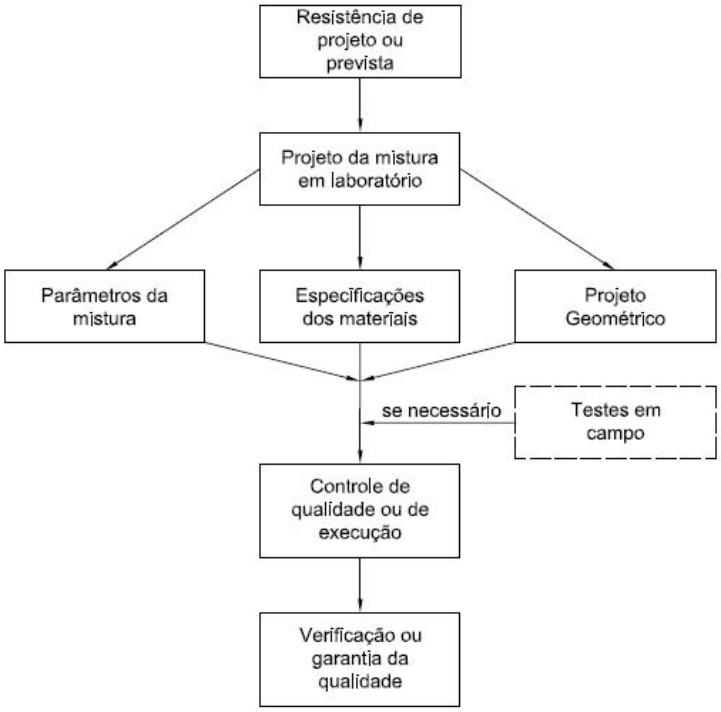


Figura 2.4. Procedimentos técnicos para projeto e execução de metodologia DSM. (USUI, 2005).

Devido a influência no comportamento do solo tratado por DSM em função das diversas variáveis já apresentadas, rigorosos controles de qualidade (QC) e de garantia (QA) deverão ser tomados para garantir que a obra apresente o comportamento esperado em projeto.

O controle de qualidade (QC) essencialmente compreende a avaliação da qualidade do agente estabilizador, sua dosagem, eficiência de mistura devido a diferentes velocidades de penetração e retirada do trado misturador, rotação e geometria da lâmina misturadora. Subsequente, ensaios de garantia de qualidade (QA) são também necessários para confirmar a qualidade das colunas de DSM executadas “in situ”.

De acordo com Porbaha (2002) ensaios de qualidade (QA) podem ser conduzidos por meio de testes laboratoriais executados em amostras retiradas do núcleo das colunas, ou pela execução de ensaios “in situ”, incluindo testes de penetração, métodos geofísicos, provas de carga e metodologias não destrutivas.

Os ensaios QA não somente auxiliam na abordagem dos processos de mistura em campo, mas também avaliam a grau de melhoria do solo obtida, comparando as propriedades de solos tratados com as de solos não tratados. (PUPPALA *et al*, 2005).

2.2.3 Processo executivo

O *Deep Soil Mixing* consiste em uma técnica de melhoria no qual o solo é misturado “in-situ” com diferentes aglutinantes estabilizadores, que reagem quimicamente com o solo e/ou com a água existente. O material estabilizado produzido por esta agregação apresenta uma resistência mecânica superior, uma permeabilidade inferior bem como uma menor compressibilidade comparativamente com o solo natural.

Os ligantes são injetados no solo numa forma seca ou úmida através de um dispositivo de perfuração rotativo vazado acoplado com diferentes tipos de pás na extremidade. A escolha por uma das duas metodologias de aplicação é altamente dependente das características intrínsecas do solo, bem como da finalidade do tratamento.

A ferramenta de perfuração promove a formação de colunas de solo-cimento por meio da utilização de uma haste, que possui acoplada na sua extremidade, uma ferramenta de corte e mistura. Dessa forma, a formação da coluna ocorre por meio através da desagregação e mistura mecânica da argila mole com a calda de cimento

As Figuras seguintes apresentam a execução de uma coluna de solo tratado com cimento utilizando-se a metodologia *Deep Soil Mixing*.

Figura 2.5. Equipamento utilizado para execução de colunas de DSM

Figura 2.6. Detalhe da ferramenta de corte e mistura

2.3 Conceitos de projeto de colunas de DSM

A escolha dos agentes estabilizantes a serem utilizados em campo dependerá das necessidades de projeto. Por exemplo, se a resistência é a principal consideração em projeto, como o caso de estruturas apoiadas sobre solos de baixa resistência, a utilização de cimento como aditivo é normalmente recomendada. A estabilização com cimento providencia substancial acréscimo de resistência em curto período de tempo, devido à hidratação do cimento, reações pozolânicas, cimentação e aglomeração, bem como da troca iônica e dos mecanismos de floculação. (SHERWOOD, 1995).

Em projetos em que as propriedades de compressibilidade dos solos precisam ser aprimoradas para reduzir recalques indesejáveis, tanto cal ou a combinação de cal e cimento poderão ser utilizados em tratamentos pela metodologia DSM.

As colunas DSM podem ser formadas sob diferentes configurações, desde colunas isoladas, colunas compostas, painéis e malhas. Todas estas configurações são utilizadas em diferentes condições, baseadas nas características do solo, das necessidades de projeto, dos mecanismos de transferência de carga e recalques. (D.BRUCE & M.BRUCE, 2003).

Puppala (2003) cita como exemplo que, colunas isoladas são utilizadas em áreas onde o coeficiente de ganho de resistência de projeto (razão entre solo tratado e não tratado) se desenvolve mais lentamente (menos que 40 a 50%). Colunas compostas são utilizadas quando o coeficiente de ganho de resistência para o local deverá ser maior (superior a 50%). Painéis e malhas são também utilizados quando se desejam executar “in situ” superestruturas de grande porte, tais como grandes aterros, barragens, estruturas de contenção. Em projetos e execução de obras rodoviárias as colunas isoladas são mais utilizadas para a estabilização dos solos.

A Figura 2.7 apresenta diferentes arranjos de colunas executadas com DSM.

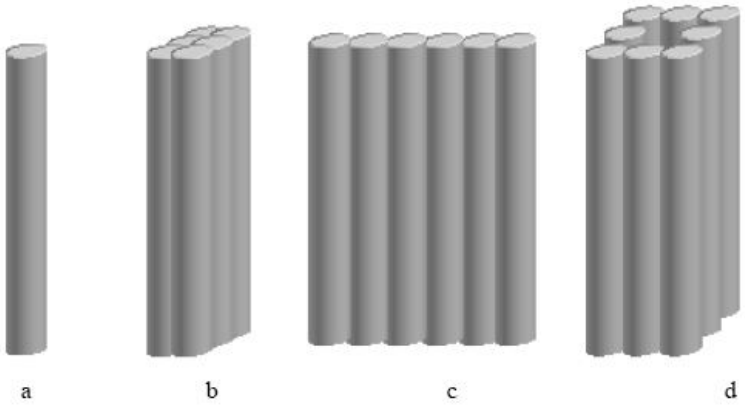


Figura 2.7. Diferentes configurações de colunas de DSM: a) coluna isolada; b) colunas compostas; c) painéis; d) Malha. (PUPPALA, 2003)

Colunas de DSM são projetadas similarmente às colunas de brita, em que os conceitos de célula unitária, razão de tensão (n) e razão de área de substituição (αs) são utilizados.

A escolha do melhor arranjo e espaçamento entre colunas deverá prover a resistência de suporte às sobrecargas impostas ao terreno, tirar proveito do efeito do arqueamento entre colunas e providenciar a resistência ao cisalhamento global necessária para garantir a estabilidade da obra.

A razão de área de substituição de área (αs) é definida por:

$$\alpha s = \frac{As}{A} \quad (1)$$

Onde:

αs= razão de substituição de área;

As=Área da coluna de solo tratada;

A=Área da célula unitária

A transferência da carga aplicada nas colunas de DSM advindas do subsolo dependerá da rigidez das colunas, de seu espaçamento e de seu diâmetro. A concentração de tensões provenientes das sobrecargas aplicadas ao terreno é superior nas colunas de DSM do que no subsolo adjacente a estas, dessa forma, relação entre as tensões localizadas em colunas de DSM e aquelas localizadas no subsolo local é dada pela equação a seguir:

$$n = \sigma s \diagup \sigma c \quad (2)$$

Onde:

σs= tensões localizadas no solo entorno;

σc=tensões localizadas nas colunas de DSM;

n=razão de concentração de tensões.

Por meio do equilíbrio de forças verticais para um dado valor de αs tem-se a equação seguinte:

$$q = \sigma_s \alpha_s + \sigma_c (1 - \alpha_s) \quad (3)$$

Onde:

q= Tensão ponderada na célula unitária

As tensões nas colunas DSM e no solo adjacente, na célula unitária, podem ser obtidas por meio da reordenação da equação (3)

$$\sigma_c = \frac{q}{\left[1-(n-1)\alpha_s\right]} \quad (4)$$

$$\sigma_s = \frac{nq}{\left[1+(n-1)\alpha_s\right]} \quad (5)$$

A resistência total cisalhante não drenada τ do solo estabilizado é assumida como correspondente a soma das resistências ao cisalhamento das colunas de DSM e do solo adjacente a estas. Dessa forma tem-se que:

$$\tau = \tau_f \alpha_s + Cu(1-\alpha_s) \quad (6)$$

Onde:

τ_f= Resistência não drenada da coluna de DSM;

Cu=Resistência não drenada do solo adjacente às colunas de DSM;

α_s= razão de substituição de área.

Razões de substituição de área (αs) de 0,20 a 0,33, e razões de concentrações de tensões (n) situando-se entre 4 e 6 podem ser usualmente utilizadas para arranjos de colunas de DSM tal qual apresentados na Figura 2.7. A redução dos recalques pode ser atribuída ao conceito que as colunas de DSM são mais rígidas que o solo adjacente, dessa forma concentram mais tensões.

Burke & Sehn (2005), recomendam que seja utilizado teor de cimento, calculado pela equação (6), ao invés do usual fator de cimento (FC), obtido pela equação (5).

$$Fc = \frac{P_{cs}}{V_s} \quad (5)$$

$$Tc = \frac{P_{cs}}{V(calda + solo)} \quad (6)$$

Onde:

Pcs=peso de cimento seco;

Vs=volume de solo.

A diferença entre as duas terminologias consiste que no teor de cimento (TC) se considera os seguintes fatores que influenciam na qualidade da mistura de solo cimento:

- **Concentração de cimento injetada na mistura**- *Dependendo do teor de umidade do solo a relação água/cimento deve ser ajustada maximizando a qualidade da mistura e minimizando o refluxo.*

- **Volume de calda injetado** – *Dependendo do tipo de solo o volume necessário para provocar a desagregação do solo e a mistura é um fator importante para a qualidade da mistura.*

2.4 Comportamento dos solos tratados por meio da técnica de DSM

Neste tópico serão tecidos alguns comentários técnicos a respeito da melhoria de solos por meio da adição de agentes químicos para sua estabilização. Maiores detalhamentos sobre as alternativas de tratamento e de como estas influenciam nas características dos solos estabilizados podem ser encontrados em Nelson & Miller (1992) e Punthutaecha (2002).

2.4.1 Mecanismos básicos para estabilização de solos moles

Na maioria dos casos, os agentes estabilizadores de solo mais comumente utilizados são o Cimento Portland e a Cal, contudo existe uma gama de outros agentes disponíveis.

Os mecanismos básicos da estabilização de solos utilizando-se na mistura cimento ou cal foram extensivamente estudados por engenheiros rodoviários. Tal fato pode ser explicado uma vez que a cal ou o cimento são largamente utilizados no tratamento de solos utilizados como sub-base na execução de aterros rodoviários. (INGLESS & METCALF, 1972).

A seguir são apresentados os mecanismos básicos de estabilização de solos por meio da mistura com cal. Os mecanismos a seguir foram brevemente revisados por Babasaki *et al* (1996).

2.4.2 Agentes estabilizadores derivados de calcário

Quando misturada com solo, a cal ativa (CaO) absorve na umidade e se torna cal hidratada ($CaO+H_2O=Ca(OH)_2$). Esta reação de hidratação é rápida e gera uma grande quantidade de calor.

Durante o processo, a cal dobra de volume. O conteúdo de água do solo mole é então reduzido, acompanhado por um leve ganho de resistência. Com a existência de água

intersticial suficiente, a cal hidratada dissolve em água e aumenta as quantidades de íons de cálcio e hidroxilas.

Dessa forma, íons de Ca^{2+} são trocados com cátions presentes na superfície dos argilo-minerais. A reação de troca de cátions altera as características da película de água adsorvida presente nos argilo-minerais. Geralmente o limite de plasticidade (LP) é aumentado, reduzindo assim o Índice de Plasticidade (IP).

Além disso, sob uma alta concentração de íons de hidroxilas (condições de pH elevados), sílica e/ou alumina, presentes nos argilo-minerais, dissolvem-se na água intersticial e reagem com o cálcio para formar um gel de silicato de cálcio indissolúvel em água.

A reação (também chamada de reação pozolânica) continua enquanto condições de elevados valores de pH se mantêm e o cálcio se apresenta em excesso. O ganho de resistência dos solos tratados com cal é atribuído principalmente ao produto da reação pozolânica, a qual aglutina as partículas de argila.

Como descrito anteriormente, o ganho de resistência dos solos tratados com cal baseia-se unicamente em uma reação química entre a argila e a cal. A formação de um material cimentado inicia-se após o ataque da cal nos argilo-minerais.

2.4.3 Agentes estabilizadores derivados de cimento

Os tipos de cimentos utilizados com agentes estabilizantes são: cimento Portland e cimentos especiais.

O cimento Portland é obtido por meio da adição de gipsita e clínquer, que posteriormente é moída. O clínquer é formado por minerais; $3CaO.SiO_2$, 2CaO.SiO3, $3CaO.Al_2O_3$ e $4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$. O mineral cimentício $3CaO.SiO_2$, por exemplo, reage com a água da seguinte forma para produzir a hidratação do cimento:

$$2(3CaO.SiO_2)+6H_2O=3CaO.2SiO_2.3H_2O+3Ca(OH)_2 \quad (7)$$

Durante a hidratação do cimento, hidróxido de cálcio é liberado. O produto da hidratação do cimento possui boa resistência e apresenta ganho com o tempo, enquanto o hidróxido de cálcio contribui com a reação pozolânica, tal como ocorre na estabilização por meio de cal.

O cimento de escória de alto forno é obtido mediante a mistura de Cimento Portland e escoria de alto forno. Quando bem moída, a escória de alto forno não reage com a água, mas tem potencial para gerar produtos da reação pozolânica sob condições de alta alcalinidade.

No cimento de escória de alto forno, SiO_2 e AlO_3 contidos na escória são liberados pelo estímulo de uma grande quantidade de Ca^{2++} e SO_4^{2-} liberado pelo cimento, para que um produto bem hidratado e abundante em silicatos seja formado.

Os cimentos especiais para estabilização são aqueles preparados com o propósito de estabilização do solo ou material similar por meio do reforço de certos componentes do cimento convencional, por meio do ajuste da granulometria ou adicionando ingredientes específicos para cada tipo de solo a ser tratado, *Japan Cement Association* (1994). O efeito de melhoria dos solos moles é afetada pela relação $((SiO_2+Al_2O_3)/CaO)$ dos elementos constitutivos do cimento de estabilização, Hayashi *et al* (1989). O retardamento da estabilização ou o controle do ganho de resistência com o tempo podem ser obtidas mediante o ajuste da quantidade de ingredientes tais como gipsita e calcário.

2.4.4 Diferenças entre ganho de resistência com o tempo utilizando-se cimento ou cal

Embora a melhoria do solo, tanto se utilizando cal, bem como cimento, é baseada em reações químicas semelhantes, a taxa de ganho de resistência com o tempo ocorre de maneiras distintas.

A redução da quantidade de água conduz a um ligeiro ganho de resistência. Em comum também em ambos os casos, pode-se citar a troca catiônica, que promove incremento na plasticidade dos solos.

No caso do tratamento com cal, a reação pozolânica entre a cal e solos argilosos é lenta, mas persiste por anos. Em contraposição a esta, no caso do tratamento com cimento, a formação do produto da hidratação do cimento é relativamente mais rápida e grande parte do ganho de resistência devido à hidratação do cimento é completada em algumas semanas.

2.4.5 Fatores que influenciam o ganho de resistência

A magnitude do ganho de resistência do solo tratado com cal ou cimento é influenciada por diversos fatores, uma vez que os mecanismos básicos de ganho de resistência estão intimamente ligados com a reação química entre o solo e o agente estabilizante. Os fatores que influenciam no ganho de resistência podem ser divididos em quatro categorias: *I) Características do agente estabilizante; II) Características e condições do solo; III) Condições de mistura; IV) Condições de cura.*

Na **Tabela 2.2** são apresentados os fatores que influenciam no ganho de resistência.

Tabela 2.2. Fatores que afetam o ganho de resistência. (TERASHI, 1997)

I- Características do agente estabilizante	1-Tipo de agente estabilizante
	2-Qualidade
	3-Água de mistura e aditivos
II - Características e condições do solo (especialmente importante para argilas)	1-Características químicas, físicas e mineralógicas do solo
	2- Concentrações de matéria orgânica
	3-pH da água intersticial
	4-Volume de água intersticial
III- Condições de mistura	1- Qualidade da mistura
	2- Tempos de mistura
	3-Qualidade do agente estabilizante
IV- Condições de cura	1-Temperatura
	2-Tempo de cura
	3-Umidade natural
	4-Condições de secagem e umedecimento

Deve-se ressaltar que as características do agente estabilizante mencionadas na categoria I afetam de maneira significativa a resistência do solo tratado. Portanto, a seleção de um agente estabilizante apropriado é de grande importância.

O Japão consagra-se em um dos países em que mais foram executadas colunas de DSM (FHWA, 2000). Os parâmetros de resistência à compressão simples utilizados nos projetos japoneses normalmente limitam-se a grandezas próximas a 0,5MPa, valores estes considerados conservadores. Esta prática, se deve ao fato de que os solos melhorados são naturalmente não uniformes, e com isso o valor especificado em projeto tende a ser relativamente baixo (MATSUO, 2002).

A seguir serão apresentados comentários técnicos a respeito da influência de diversos fatores no ganho de resistência de solos tratados com cimento.

2.4.5.1 Fatores que influenciam o ganho de resistência em solos tratados com cimento

1-Características do agente estabilizante. A **Figura 2.8** apresenta a influência de diferentes tipos de cimento na resistência de solos tratados. Amostras manufaturadas com cimento Portland e cimento de escória de alto forno foram comparadas em tempos de cura variando entre 28 dias e 5 anos (SAITOH, 1998). Os testes foram conduzidos em dois tipos diferentes de sedimentos marinhos; ou seja, argilas obtidas no Porto de Yokohama e Osaka. Para cada argila, três diferentes dosagens de cimento foram utilizadas. O fator de cimento α (kg/m^3) é definido como o peso seco de cimento acrescido a cada $1m^3$ de solo natural. O eixo horizontal apresenta o tempo de cura (Tc). O eixo vertical das figuras superiores para cada argila corresponde a resistência à compressão não confinada (qu) do solo tratado. O eixo vertical das figuras inferiores consiste na resistência não confinada em um tempo de cura arbitrário, Tc normatizado em 28 dias: $qu_{Tc} \diagup qu_{28}$. Para o caso das argilas do Porto de Yokohama, as quais apresentaram maiores reações pozolânicas, o cimento Portland mostrou-se mais efetivo que o cimento de escória de alto forno tipo B. Já para a situação das argilas

obtidas no Porto de Osaka, as quais apresentaram menores reações pozolânicas, o cimento de escória de alto forno tipo B apresentou-se mais efetivo. Os resultados destes ensaios sugerem que a seleção apropriada do tipo de cimento pode ser feita se a reação pozolânica do solo for previamente conhecida. É interessante verificar que qu_{Tc}/qu_{28} é superior ao se considerar o cimento de escória de alto forno como agente estabilizante independente do tipo de solo.

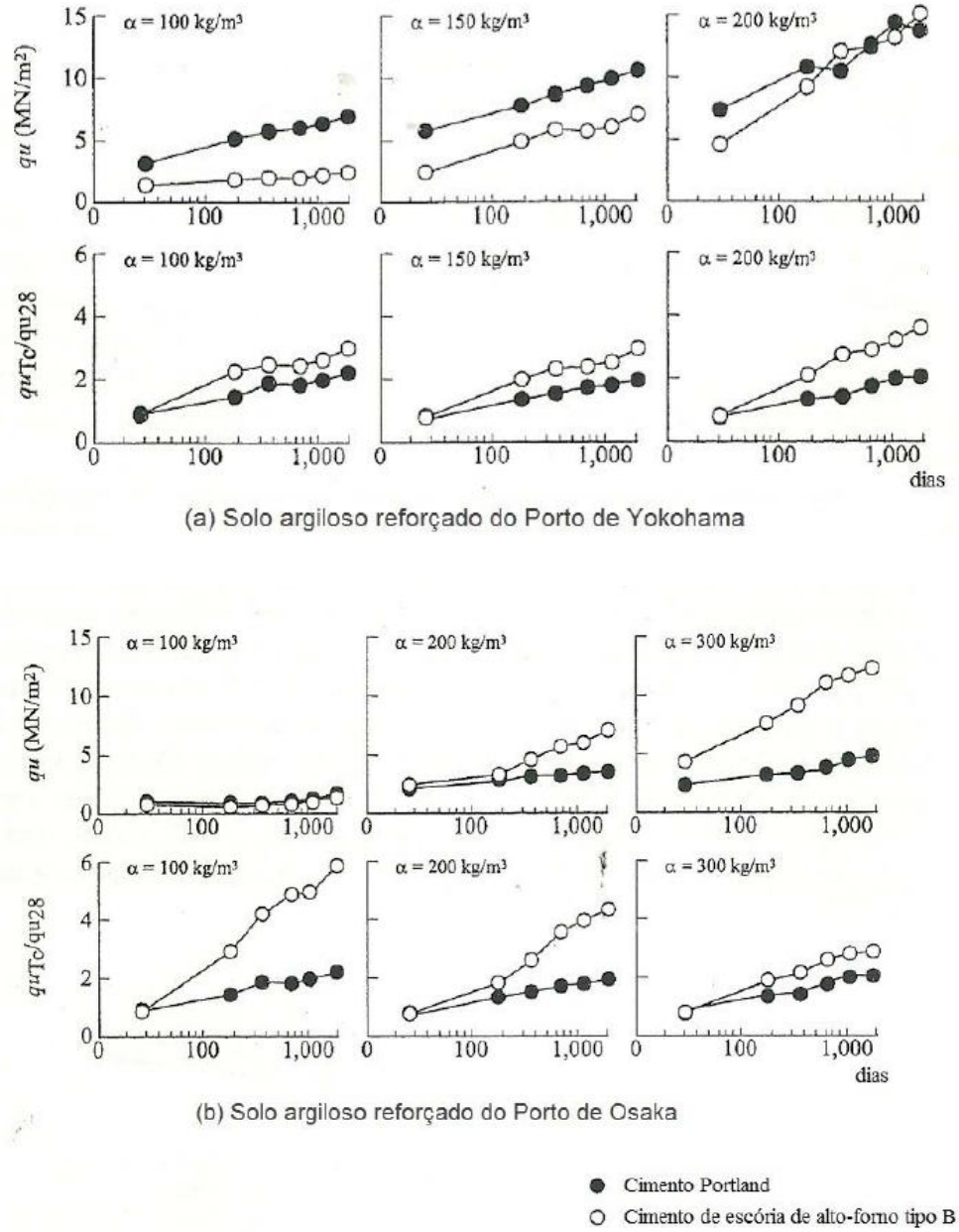


Figura 2.8. Influência do tipo de cimento na resistência a compressão não confinada. (SAITOH,1998).

2- Características e condições do solo: A influência do tipo de solo na resistência não confinada a compressão, *qu*, é apresentada na **Figura 2.9**, onde um total de 21 diferentes tipos de solo foram estabilizados utilizando-se Cimento Portland a uma concentração *aw* de 20%. Niina *et al* (1981). Na **Figura 2.9**, várias características físicas e químicas dos solos originais também são apresentadas. A Figura indica que a quantidade de matéria orgânica e Humus e o pH natural das amostras foram os fatores preponderantes na influência da resistência.

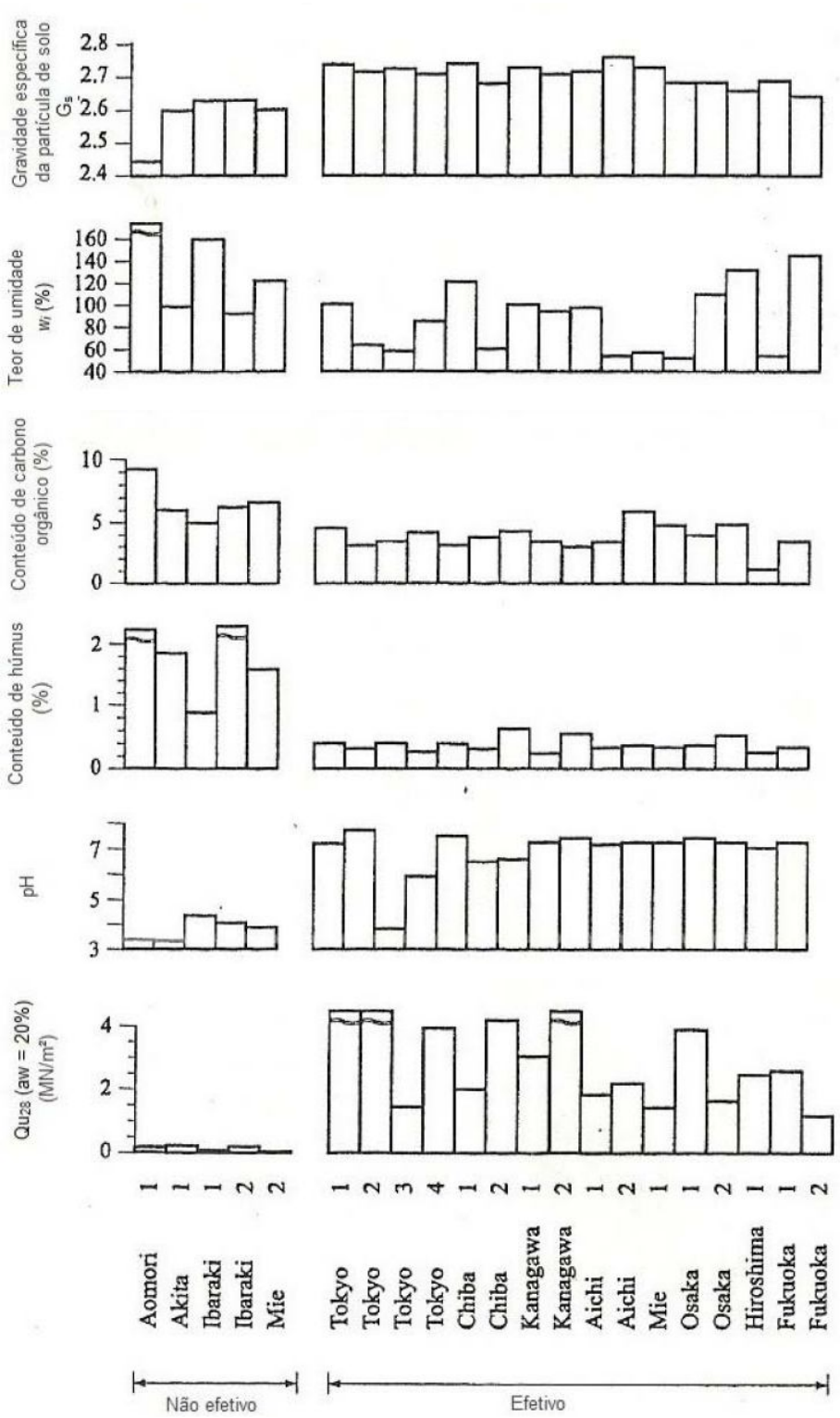


Figura 2.9. Influência do tipo de solo na estabilização por cimento. (NIINA *et al*, 1981)

A **Figura 2.10** apresenta a influência da distribuição granulométrica na resistência à compressão não confinada do solo tratado. (NIINA *et al*, 1981). Quatro solos artificiais com diferentes distribuições granulométricas (Figura 2.11(b)) foram estabilizados com cimento Portland com três diferentes fatores de cimento α. Em seus testes, a areia de Ooigawa foi adicionada a uma argila aluvionar proveniente de Shinagawa com o intuito de incrementar a distribuição granulométrica da amostra. Solos A e B foram preparados artificialmente misturando solo argiloso A e areia D com o objetivo de se investigar a influência da fração areia. Ensaios de compressão não confinada foram executados após 28 dias de cura. Similarmente aos solos tratados com cal, a resistência não confinada, *qu*, é dependente da fração areia e os maiores ganhos de resistência foram obtidos para amostras com fração areia em torno de 60% independentemente do tipo de cimento utilizado.

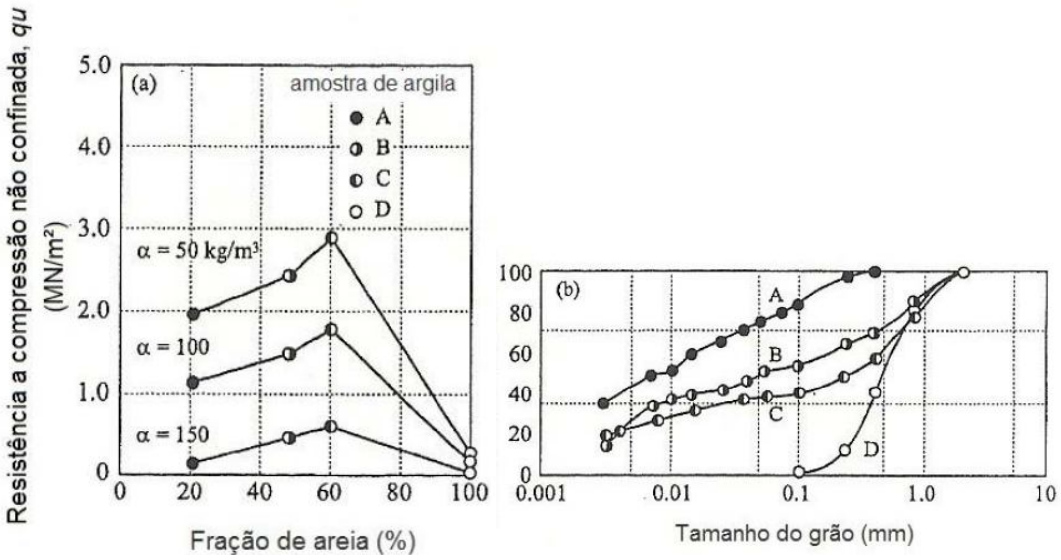


Figura 2.10. Influência da distribuição granulométrica na estabilização de solos com cimento. (NIINA *et al,* (1981)

A **Figura 2.11** apresenta a influência do ácido húmico em amostras de solo submetidas a compressão não confinada. (MIKI *et al*, 1984). Amostras artificiais de solo foram preparadas adicionando-se diversas quantidades de ácido húmico à argila caolinítica, em dosagens variando entre 0 e 5% em relação ao peso seco da argila. Nos testes conduzidos,

estes solos artificiais foram estabilizados por 9 tipos de agentes estabilizadores cujas características químicas são apresentadas na figura 2.12 (a). A Figura 2.12 (b) apresenta a relação entre a resistência à compressão não confinada, *qu*, e a quantidade de ácido húmico presente nas amostras. Foi verificado que a resistência à compressão não confinada do solo tratado é muito dependente do agente estabilizador, mas decresce consideravelmente com o incremento de ácido húmico independente do tipo de agente estabilizador utilizado.

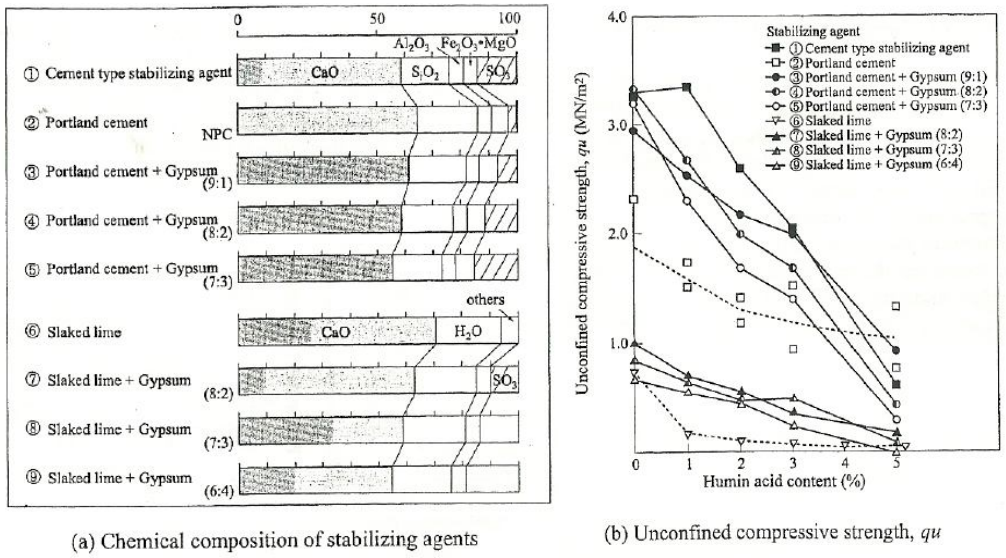


Figura 2.11. Influência do ácido húmico na resistência à compressão não confinada. (MIKI *et al* (1984).

A **Figura 2.12** apresenta a influência do pH na resistência à compressão não confinada do solo. Nesta Figura, são apresentados os resultados de 5 diferentes solos. No eixo horizontal, um novo parâmetro F é inserido para incorporar a influencia do pH, sendo este definido pela equação a seguir:

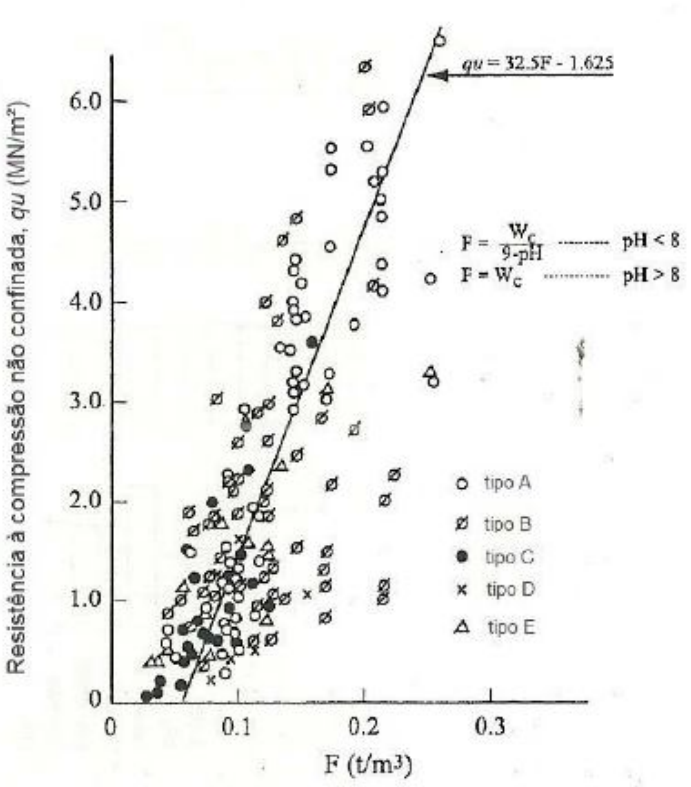
$$F = Wc / (9 - pH) \qquad \text{para pH<8} \quad (7)$$

$$F = Wc \qquad \text{para pH>8} \quad (8)$$

Onde:

Wc=peso seco do cimento adicionado a $1m^3$ de solo natural.

O valor de *qu* é proporcional ao F, e a relação entre *qu* e F pode ser obtida por $qu = 32{,}5F - 1{,}625$ (MN/m^2). Contudo, esta relação não pode ser utilizada na estimativa da resistência em função da grande dispersão encontrada nos ensaios.



Tipo	Peso específico saturado, γs (kN/m³)	Teor de umidade w_n (%)	Limite de liquidez w_l (%)	Limite de plasticidade w_p (%)	Distribuição granulométrica (%)			pH (H_2O)
					Fração de Areia ou cascalho	Fração de silte	Fração de argila	
A	13,8 ~ 17,6	55 ~ 144	51 ~ 121	2 ~ 18	30 ~ 47	33 ~ 50	29 ~ 52	8.1 ~ 8.7
B	12,8 ~ 17,0	38 ~ 160	27 ~ 204	3 ~ 42	18 ~ 76	27 ~ 70	16 ~ 54	7.3 ~ 8.9
C	15,0 ~ 17,6	42 ~ 86	49 ~ 110	3 ~ 43	22 ~ 66	36 ~ 54	12 ~ 55	5.5 ~ 7.9
D	11,0 ~ 14,0	114 ~ 740	-	-	-	-	-	5.5 ~ 6.0
E	14,9 ~ 19,7	25 ~ 56	-	49 ~ 86	-	9 ~ 35	2 ~ 22	5.4 ~ 9.3

Figura 2.12. Efeito da concentração de carbono do pH em solos tratados com cimento. (NAKAMURA *et al*, 1980)

A influência do teor de umidade inicial da amostra de solo natural na resistência à compressão não confinada, *qu*, é apresentada na **Figura 2.13** (CDIT, 1999). Nos testes conduzidos, dois tipos de argilas marinhas foram estabilizadas com cimento Portland e com cimento obtido de escória de alto forno. A resistência à compressão não confinada decresceu quase que linearmente com o incremento do teor de umidade.

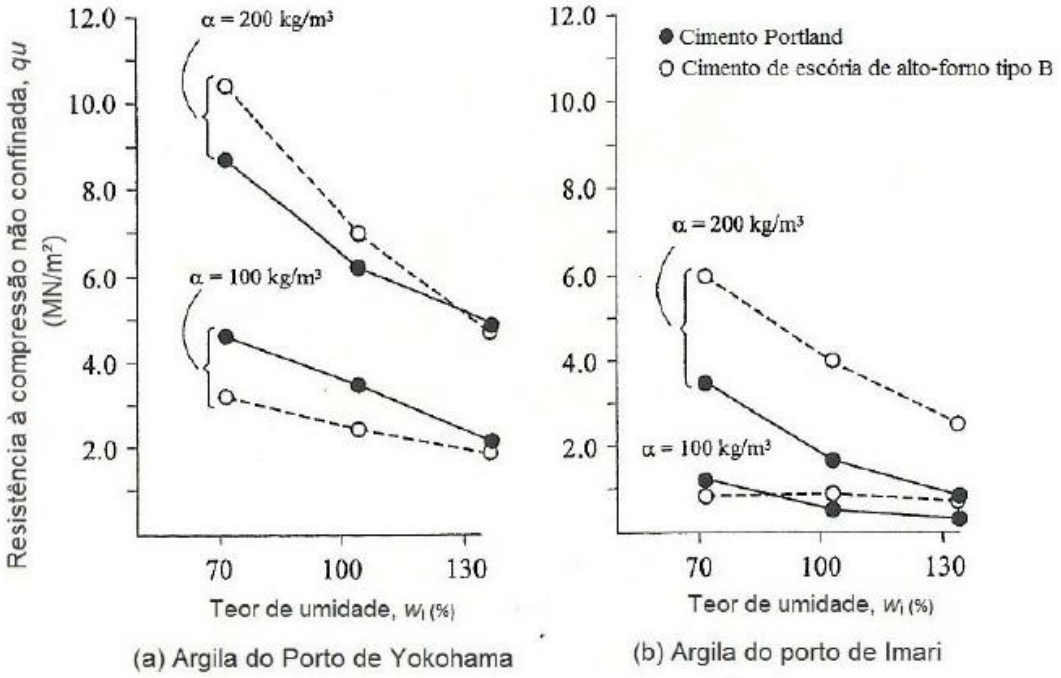


Figura 2.13. Influência do teor de umidade natural na resistência à compressão. (Tc de 91 dias). (CDIT, 1999).

3- Condições de mistura: A **Figura 2.14** apresenta a relação entre o tempo de mistura e a resistência à compressão não confinada obtida em ensaios laboratoriais (NAKAMURA *et al*, 1982). Nos testes realizados, o cimento Portland foi adicionado ao solo natural tanto em forma seca como em consistência de lama, utilizando relação água cimento, a/c, de 1,0. A resistência à compressão não confinada decresceu com a redução do tempo de mistura.

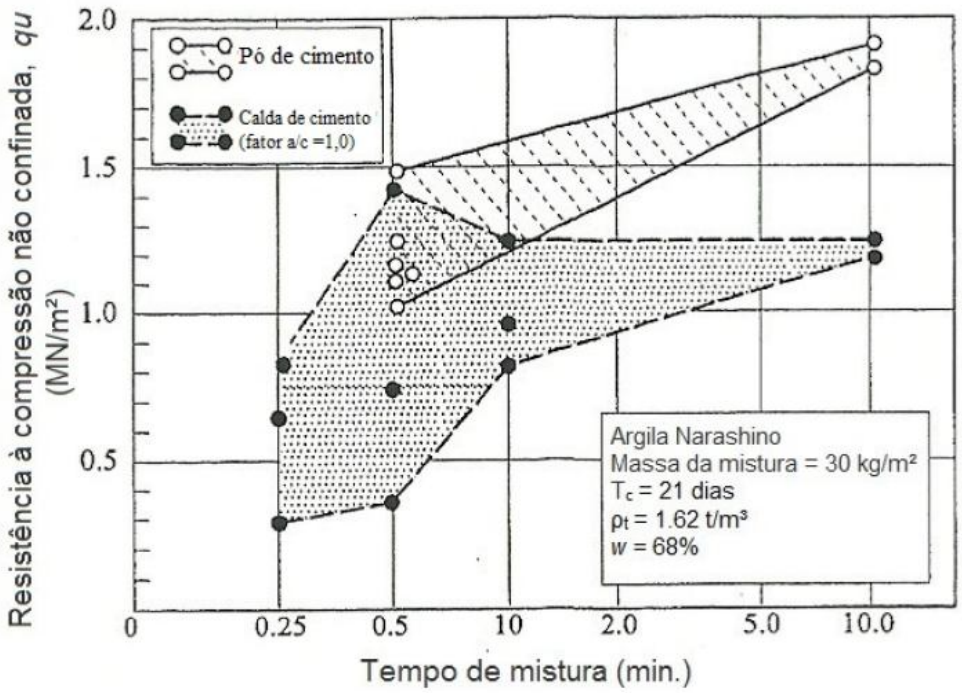


Figura 2.14. Influência do tempo de mistura na resistência. (NAKAMURA *et al*, 1982)

A **Figura 2.15** apresenta a influência da quantidade de cimento, *aw*, na resistência à compressão não confinada obtida em argilas Kawasaki com teor de umidade natural de 120% estabilizadas com cimento Portland em várias dosagens de cimento, e posteriormente testadas em quatro diferentes tempos de cura. A resistência à compressão não confinada apresentou ganho aproximadamente linear com o aumento da dosagem de cimento, como se observa na **Figura 2.15**. A Figura também apresenta que uma dosagem mínima de 5% de cimento é necessária independente do tempo de cura para se obter efeito de ganho de resistência para este tipo de solo.

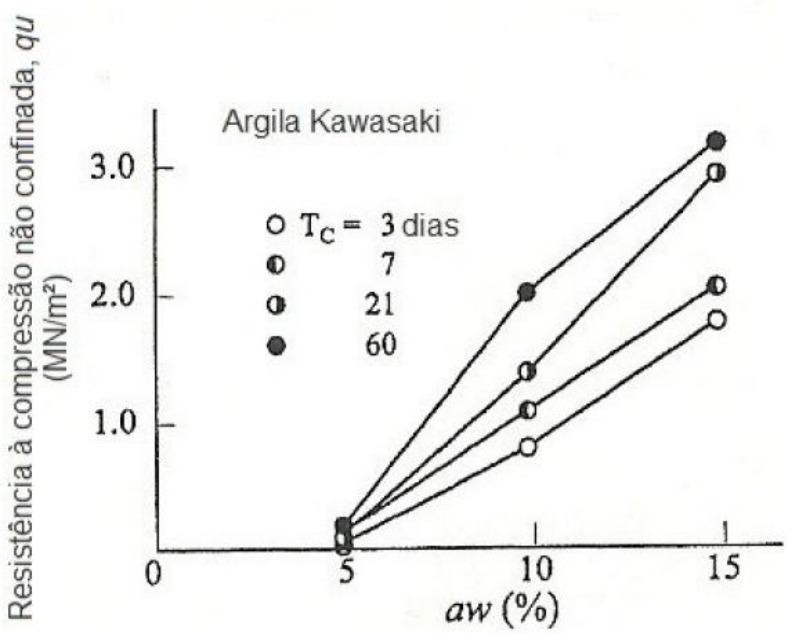


Figura 2.15. Influência da dosagem de cimento na resistência. (TERASHI *et al*, 1980).

Um fenômeno similar ocorrido em solos orgânicos é apresentado na **Figura 2.16**, em que a massa de cimento para 1m^3 de amostra de solo natural é apresentada no eixo horizontal (BABASAKI *et al*, 1980). A resistência alcançada é relativamente pequena nos solos orgânicos, mas esta sofre incremento com o aumento da quantidade de cimento. A quantia mínima de cimento para estes solos orgânicos é da ordem de 50kg/m^3.

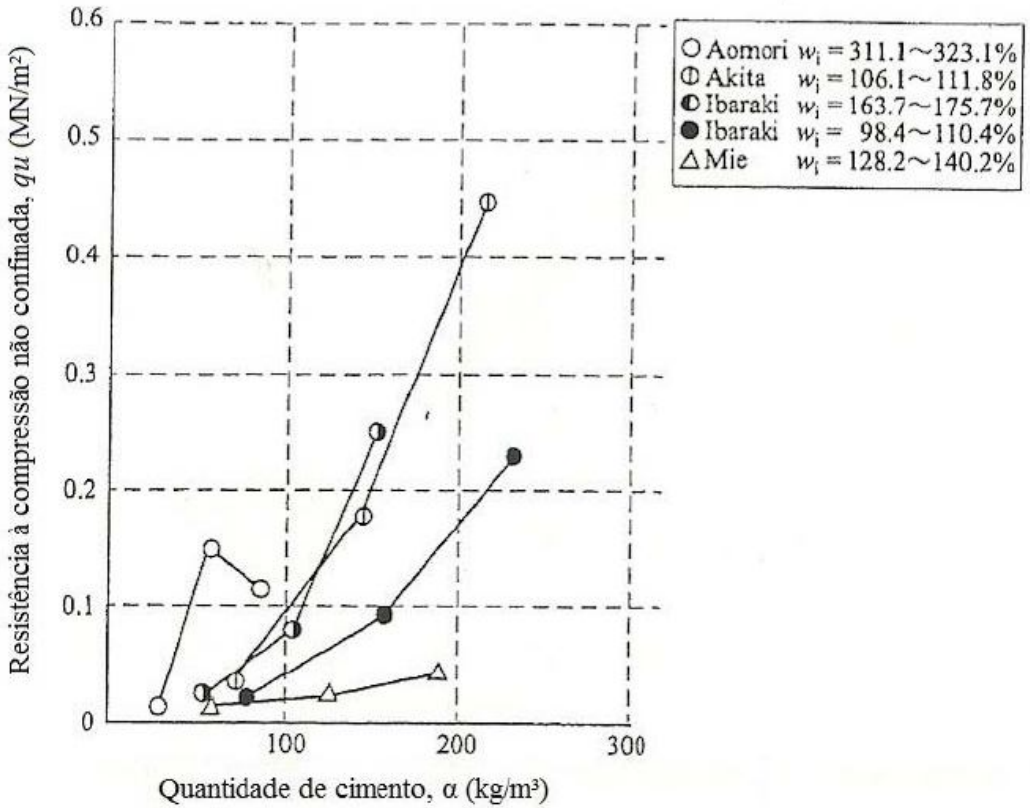


Figura 2.16. Influência da quantidade de cimento na resistência de argilas orgânicas.

4- Condições de cura: A influência da temperatura na cura é apresentada na **Figura 2.17**, em que os solos tratados (argilas provenientes de Yokohama e Osaka) foram curados em diferentes temperaturas por mais de 4 semanas. Na referida Figura a resistência do solo tratado e curado em uma temperatura arbitrada é normalizada com a resistência de um solo tratado curado a uma temperatura de 20°C. A Figura apresenta que uma resistência mais elevada pode ser obtida utilizando-se uma temperatura de cura maior. Esta influência da temperatura da cura é mais dominante em resistências a curto prazo, mas estas tendem a diminuir assim que o tempo se estende. (KAWASAKI *et al*, 1981)

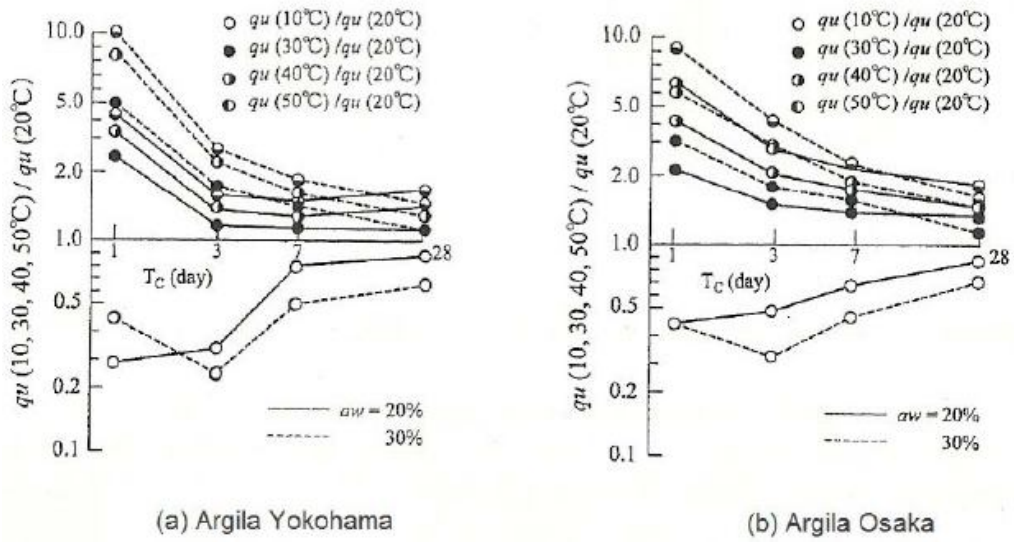


Figura 2.17. Efeito da temperatura de cura. (KAWASAKI *et al*, 1981)

A **Figura 2.18** apresenta o ganho de resistência do cimento com o tempo de cura (KAWASAKI *et al*, 1981). A resistência à compressão não confinada cresce independentemente do tipo de solo. Observa-se também que a resistência também apresenta ganho quanto maior a predominância de cimento na mistura. Resultados semelhantes foram obtidos comparando-se cimento Portland com cimento composto por cinza volante.

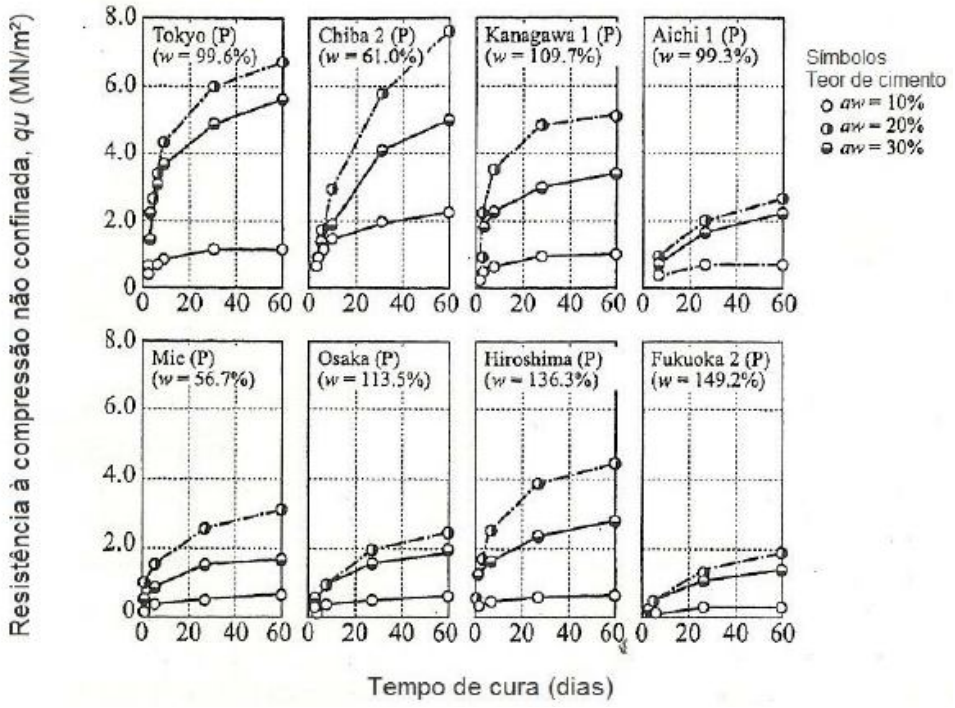


Figura 2.18. Ganho de resistência com o tempo de cura. (KAWASAKI *et al*, 1981)

2.5 Propriedades de Engenharia dos solos tratados

2.5.1 Introdução

As principais características dos solos tratados com cal ou cimento obtidas em laboratório ou em campo serão brevemente descritas neste capítulo. Detalhes de outras características, tais como propriedades dinâmicas, resistência à fadiga entre outras, podem ser obtidas em Terashi *et al* (1980, 1983) e Kawasaki *et al* (1981).

2.5.2 Propriedades Físicas

1) Alteração da umidade inicial: A umidade inicial é alterada devido à reação química entre o agente estabilizador e o solo tratado. O teor de umidade sofre alteração em solos tratados com cal ativa, como apresentado na **Figura 2.19**. (KAMATA & AKUTSU, 1976). Nos ensaios de campo, 8 tipos de argila foram estabilizadas com cal ativa com dosagem de cal, *aw*, variando entre 10 e 25%. Nesta Figura, a umidade estimada, derivada da reação química também é apresentada. Pode ser notado que os dados mensurados quase coincidem com a estimativa. O teor de umidade antes e após os tratamentos ao longo da profundidade são apresentados na **Figura 2.20** (KAWASAKI *et al*, 1978). Nos ensaios de campo, argilas do Porto de Tókio (Limite de liquidez=93,1% e Limite de plasticidade=35,8%) foram estabilizadas com cimento Portland, com fator de cimento, α, de 100kg/m^3 e 135kg/m^3, com fator água cimento, a/c=0,6. Embora haja uma grande dispersão em profundidade, pode se notar que a umidade natural do solo decresce em torno de 20% do valor original.

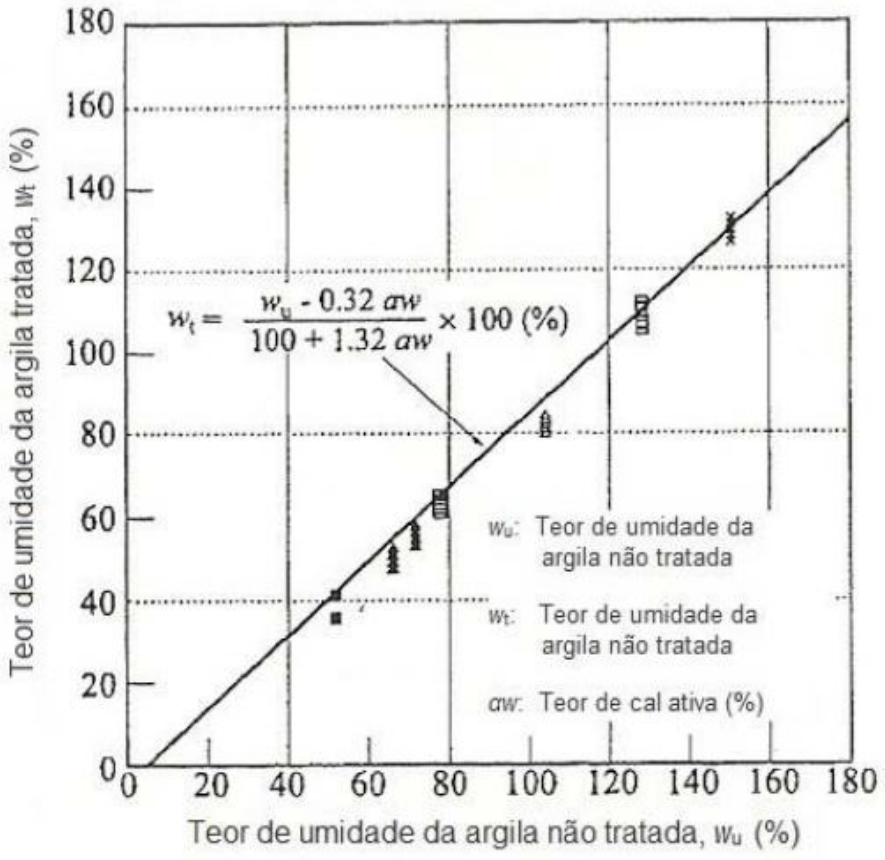


Figura 2.19. Mudança do teor de umidade devido ao tratamento do solo “in situ” com cal ativa. (KAMATA & AKUTSU, 1976)

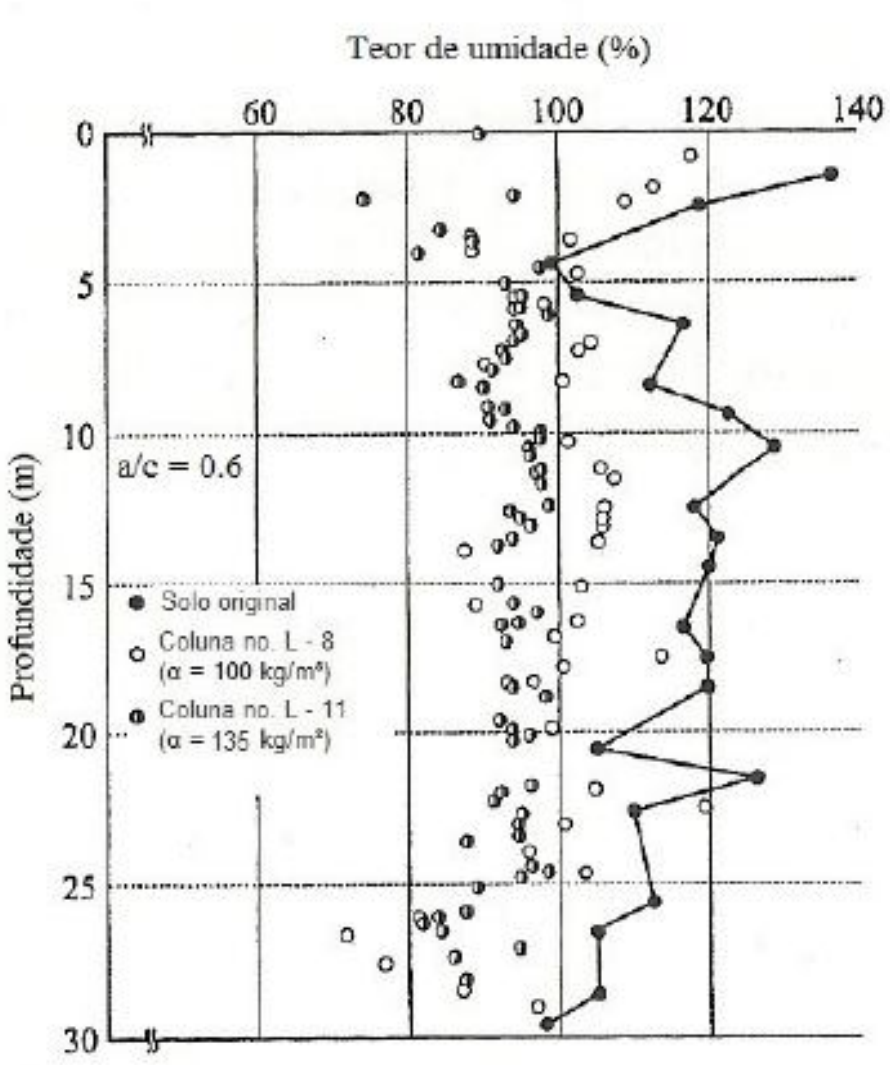


Figura 2.20. Mudança do teor de umidade em tratamento de solo "in situ" (KAWASAKI *et al*, 1978)

2) Mudança na densidade: A **Figura 2.21** apresenta a alteração de densidade devido ao tratamento do solo mole com cal. O aumento na densidade do solo em função do tratamento é relativamente pequeno, mesmo que o teor de umidade sofra um decréscimo, como apresentado na **Figura 2.20**. A alteração de densidade do solo devido ao tratamento com cimento, bem como a quantidade de agente estabilizante são apresentadas na **Figura 2.22** (JAPAN CEMENT ASSOCIATION, 1994). O eixo vertical da Figura apresenta a relação

entre as densidades úmidas do solo natural e do solo após tratamento, ρ_t / ρ_{tu} . Embora haja certa dispersão nos dados dos ensaios, a densidade úmida do solo tratado, ρ_t, aumentou cerca de 3 a 15% devido ao tratamento executado de forma seca. Para o tratamento com solo em consistência de lama, foi verificado que a densidade se alterou devido ao tratamento ser insignificante independente da relação água/cimento.

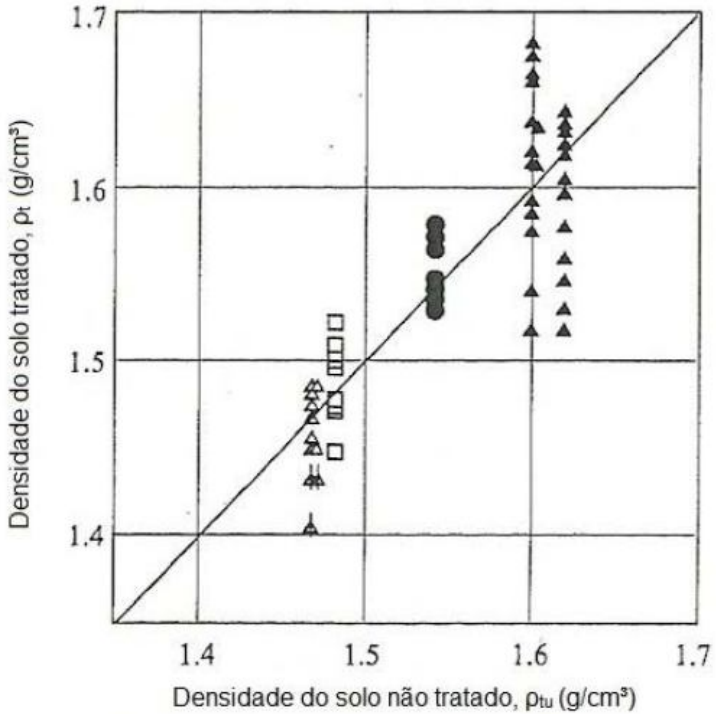


Figura 2.21. Alteração da densidade devido a tratamento "in situ" com cal ativa. (KAMATA & AKUTSU, 1976)

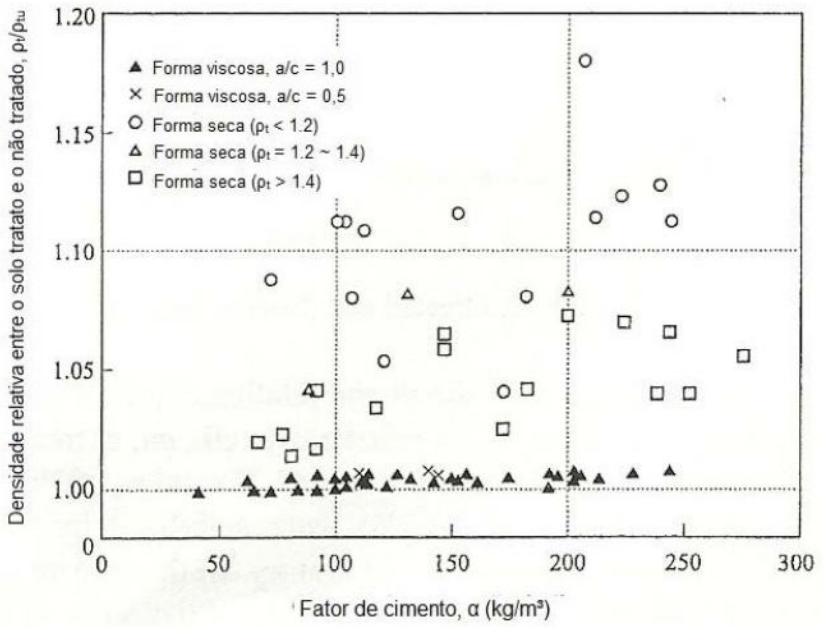


Figura 2.22. Alteração na densidade devido a tratamento com cimento executado “in situ”. (JAPAN CEMENT ASSOCIATION, 1994).

2.5.3 Propriedades Mecânicas (Características de resistência)

1) *Tensão x deformação*: um típico exemplo de uma curva tensão *versus* deformação de um solo tratado "in situ" é apresentado na **Figura 2.23**. Para tal foi utilizada argila mole do Porto de Tokyo (LL=93,1% e LP=35,8%) estabilizada com cimento Portland com relação de cimento (α) de 112 kg/m^3 (SUGIYAMA *et al*, 1980). Na Figura, a curva tensão x deformação do solo natural também é apresentada. Verifica-se que a curva tensão x deformação do solo tratado é caracterizada por apresentar maior valor de resistência máxima e menor valor de deformação em relação ao solo não tratado.

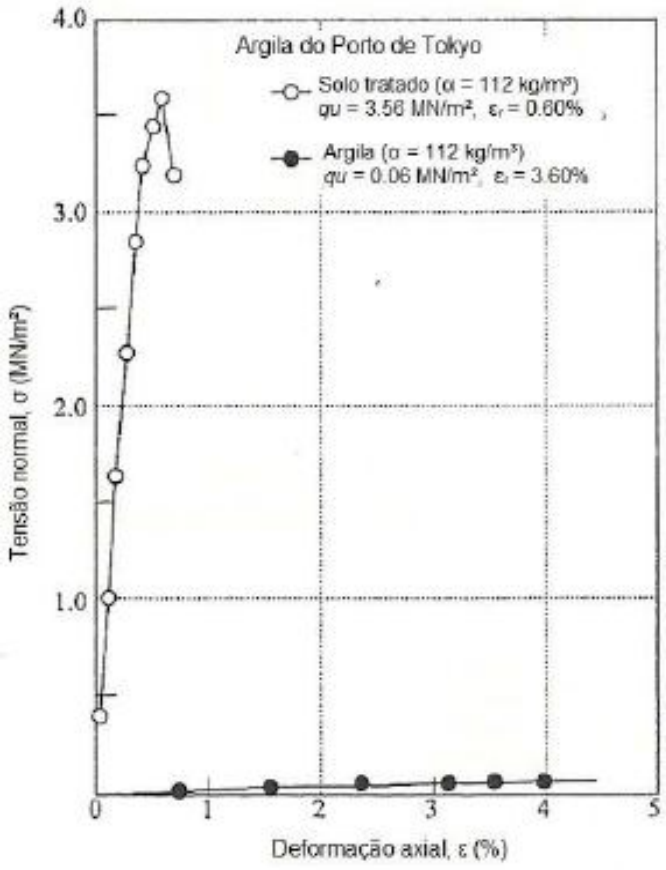


Figura 2.23. Curva tensão deformação do solo tratado "in situ". (SUGIYAMA *et al*, 1980)

2) *Deformação na ruptura:* A **Figura 2.24** apresenta a relação entre a deformação axial na ruptura, εf, e a resistência à compressão não confinada, *qu*, de solos tratados (TERASHI *et al*, 1980). Nos testes, foram estabilizadas com cal e cimento Portland argilas provenientes de Kawasaki (LL=87,7% e LP=39,7%) e de Kurihama (LL=70,9% e LL=30,8%). Na resistência ao cisalhamento não drenada do solo tratado, a magnitude da deformação axial na ruptura é percentualmente menor que a da argila mole não tratada. A deformação axial na ruptura decresce com o incremento da resistência à compressão não confinada, *qu*.

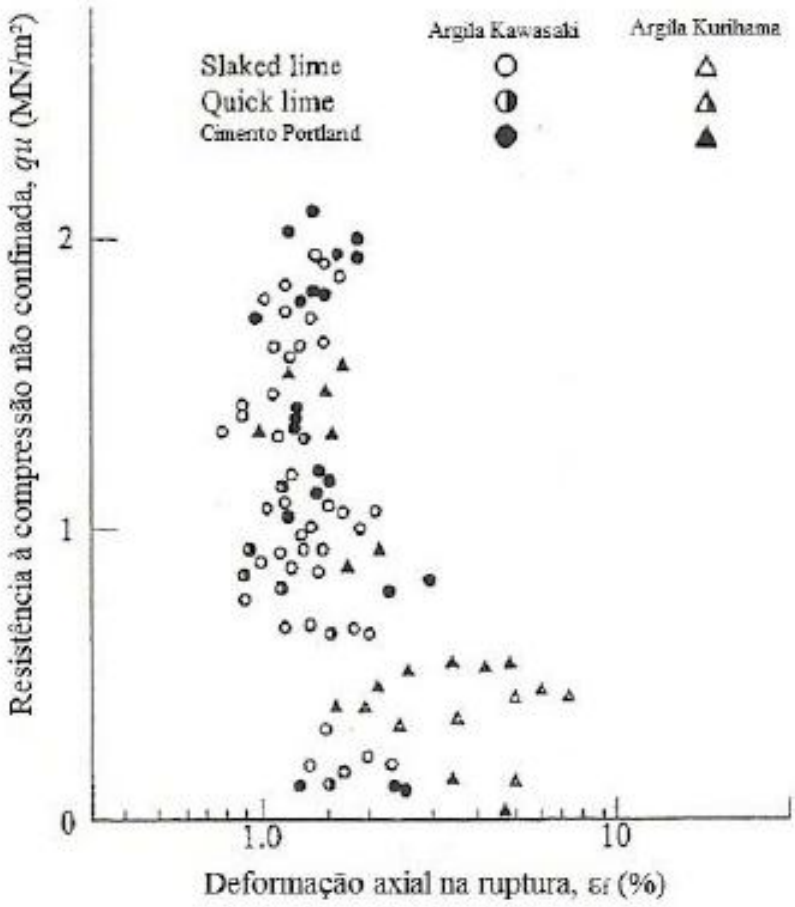


Figura 2.24. Deformação na ruptura em solos tratados em laboratório (TERASHI *et al*, 1980).

3) *Módulo de Elasticidade:* O módulo de elasticidade dos solos tratados é apresentado na **Figura 2.25** em função da resistência não confinada à compressão, *qu*. (TERASHI *et al*, 1977). Nesta pode ser observado que a relação E_{50} do solo tratado situa-se entre 350 e 1000 x *qu*.

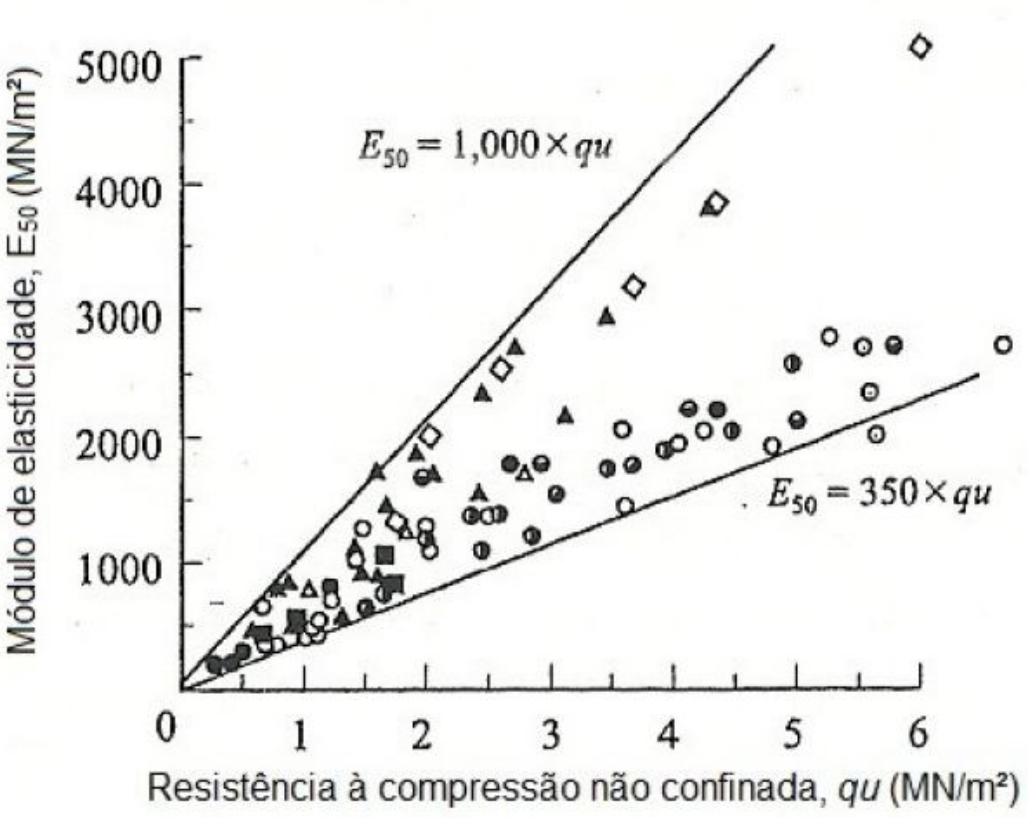


Figura 2.25. Modulo de elasticidade, E_{50}, de solos tratados em laboratórios com cimento. (TERASHI *et al*, 1977)

4) Resistência residual: A resistência residual dos solos tratados é quase zero em casos de compressão não confinada. Entretanto, em condições de pequenas tensões de confinamento, a resistência residual do solo tratado é acrescida em quase 80% da resistência à compressão não drenada, *qu*. (TATSUOKA & KOBAYASHI, 1983).

5) Coeficiente de Poisson: O coeficiente de Poisson, μ, obtido para solos tratados "in situ" com cimento é apresentado na **Figura 2.26** em função da resistência à compressão não confinada, qu, em que os testes de compressão foram conduzidos em menor escala em amostras de 5cm de diâmetro e em maior escala em amostras de 100cm de diâmetro. (HIRADE *et al*, 1995). Embora possa ser notada uma dispersão nos parâmetros obtidos nos ensaios laboratoriais, pode-se verificar que o coeficiente de Poisson do solo tratado varia entre 0,25 e 0,45, independente da resistência à compressão não confinada, qu.

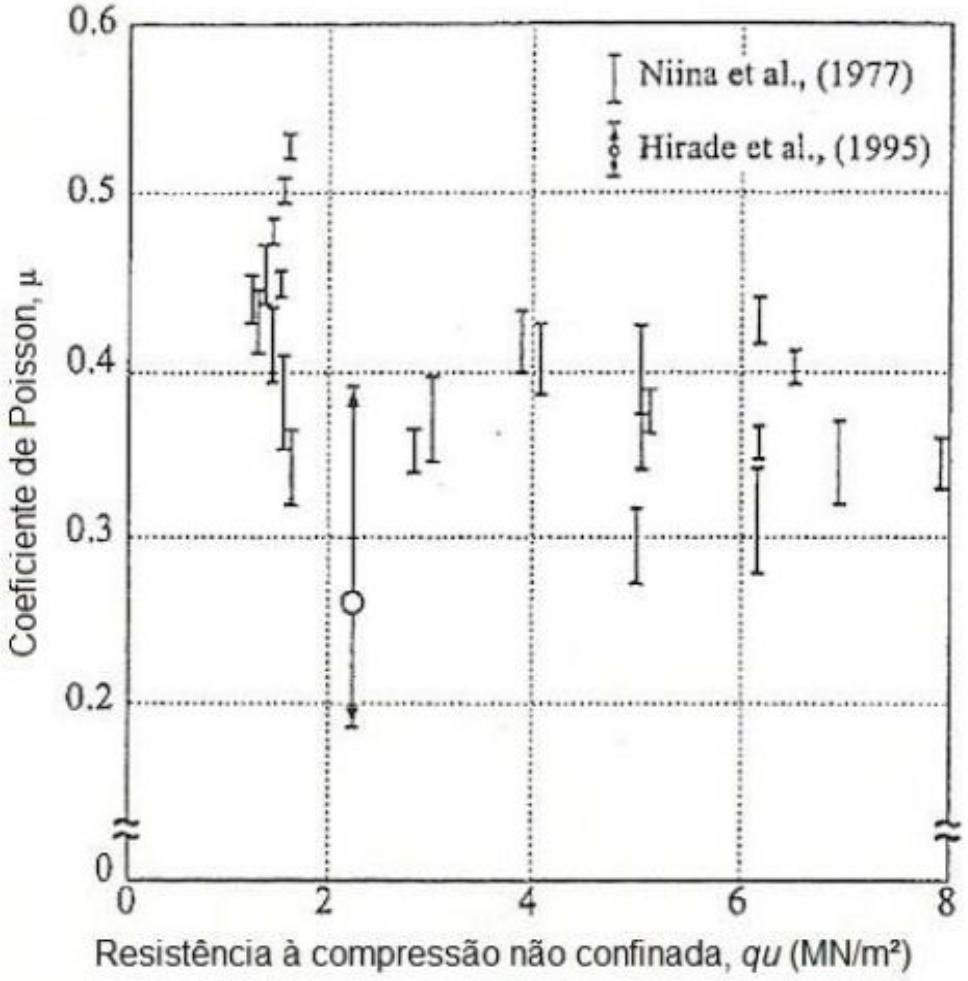


Figura 2.26. Coeficiente de Poisson de solo tratado com cimento "in situ". (HIRADE *et al*, 1995).

6) Ângulo de atrito interno: A resistência ao cisalhamento, UU, dos solos tratados obtidos em ensaios de compressão não adensados não drenados apresenta-se constante independente das condições de confinamento. O ângulo de atrito interno é quase zero.

7) Resistência confinada não drenada: A resistência não drenada, CU, obtida por ensaios triaxiais isotropicamente adensados e não drenados (CIU) é quase sempre constante a medida que a pressão de consolidação não exceda a pressão de pré-adensamento.

8) Resistência à tração. A **Figura 2.27** apresenta a relação entre a resistência à tração, σt, e a resistência não confinada à compressão, *qu*. Nesta pode-se observar que a resistência à tração cresce quase linearmente com o incremento de *qu*, contudo, apresenta valor máximo equivalente a 200kN/m^2, independentemente do tipo de agente estabilizador e do volume de água intersticial inicial. A resistência à tração obtida por meio do gráfico corresponde a 15% da resistência não confinada à compressão.

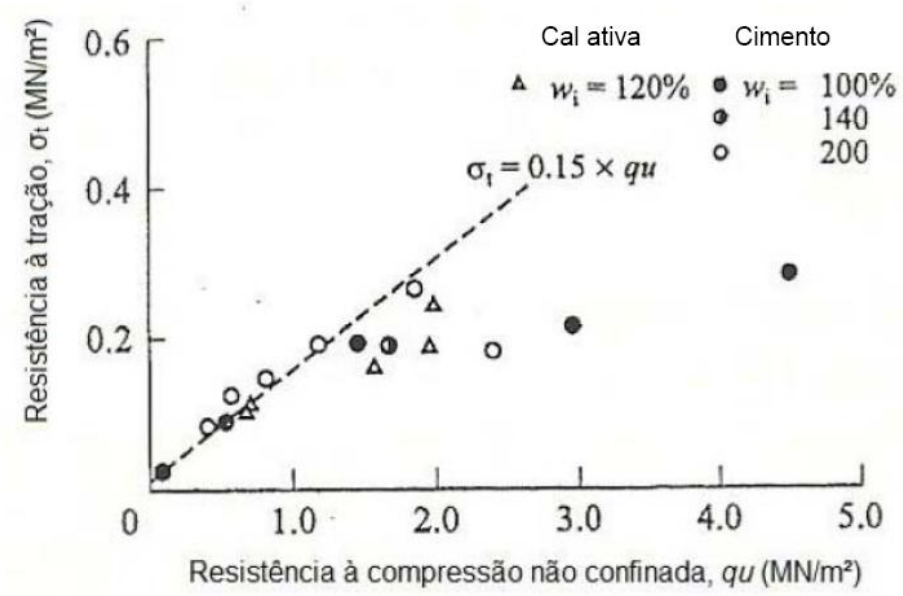


Figura 2.27. Resistência à tração de solos tratados obtida em ensaios laboratoriais (TERASHI, *et al*, 1980).

9) Resistência a longo prazo: A resistência a longo prazo é apresentada na **Figura 2.28**. Nesta, três solos tratados em campo com cal ativa ou Cimento Portland são apresentados. (CDIT, 1999; TERASHI & KITAZUME, 1992; YOSHIDA *et al*, 1992). A Figura apresenta que resistência à compressão não confinada do todos os solos tratados varia linearmente com o acréscimo do tempo de cura em uma escala logarítmica, independente do tipo de argila, do tipo da amostra e do agente estabilizador.

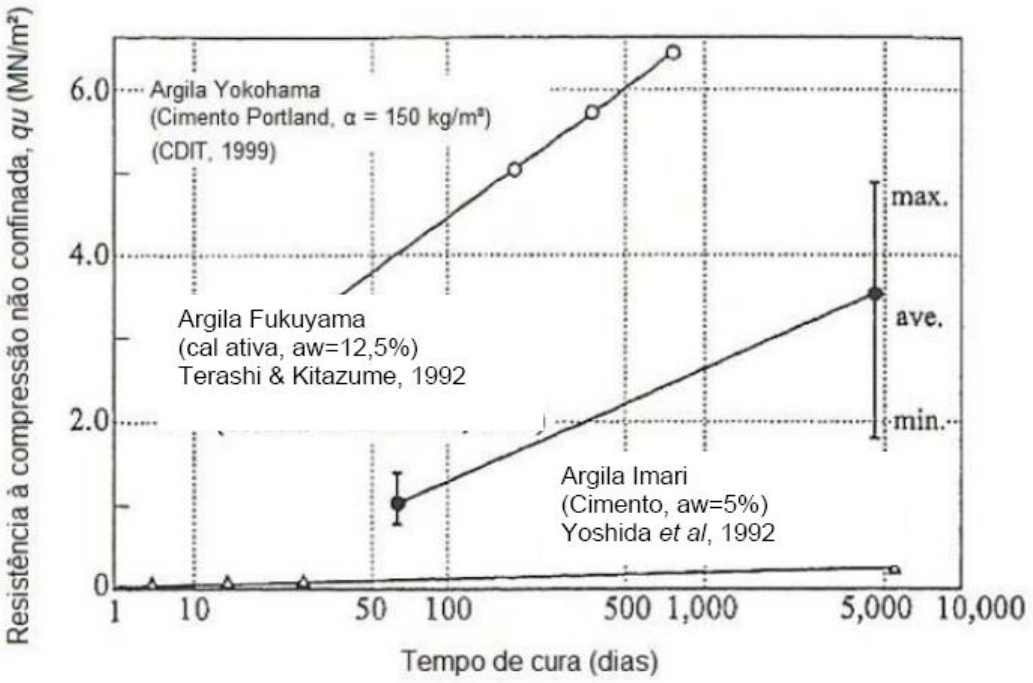


Figura 2.28. Resistência em longo prazo de solos tratados "in situ". (CDIT, 1999; TERASHI & KITAZUME, 1992; YOSHIDA *et al*, 1992)

2.6 Propriedades Mecânicas

1) Tensão de consolidação: A **Figura 2.29** apresenta o índice de vazios e as curvas de adensamento (e *versus* log p) de solos tratados em laboratório com cimento. Foram estabilizadas argilas provenientes do porto de Tókio (LL=93,1% e LP=35,8%) com cimento Portland utilizando-se dois fatores de cimento , α, equivalentes a 70kg/m^3 e 100kg/m^3. Após estas amostras foram curadas por 180 dias. (KAWASAKI *et al*, 1978). A Figura revela que o fenômeno de adensamento do solo tratado é similar ao comportamento de amostras convencionais de argila, caracterizada por uma curva acentuada não região da tensão de pré-adensamento. A **Figura 2.30** apresenta a relação entre a pressão de adensamento, *py*, e a resistência à compressão não confinada, *qu*, obtida para argilas tratadas com diferentes agentes estabilizantes. Esta Figura mostra uma relação linear entre *py* e *qu*. A razão *py/qu* nos solos tratados praticamente independe do tipo original de solo e do agente estabilizante.

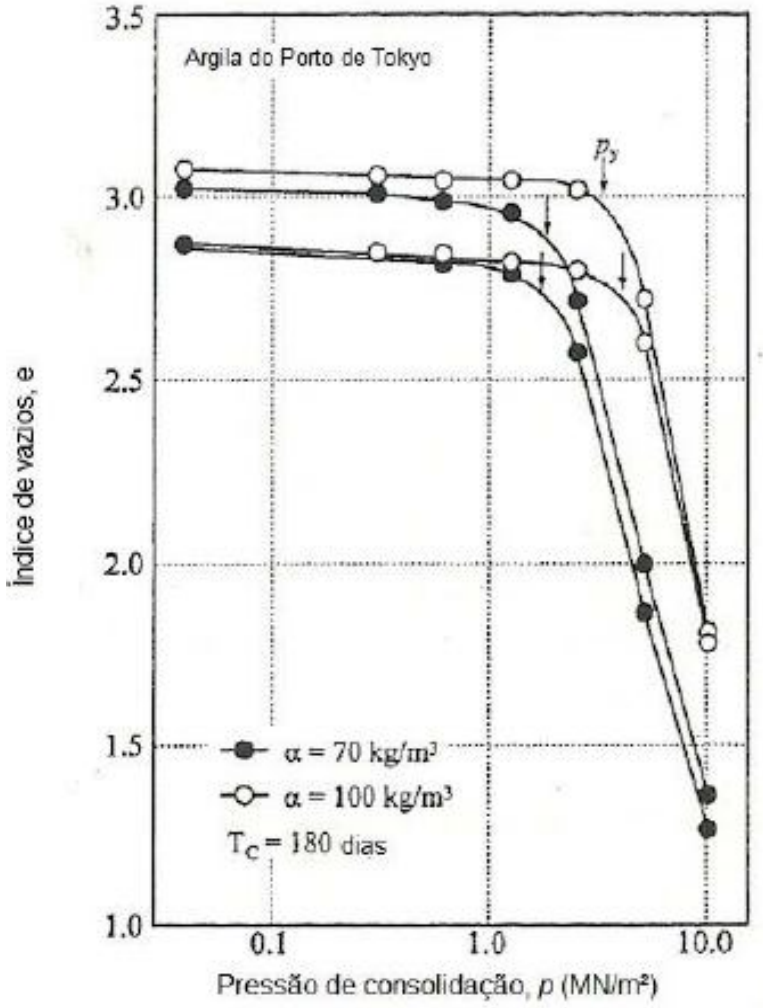


Figura 2.29. Curvas de adensamento de solos tratados obtidas em laboratório. (KAWASAKI *et al*, 1978)

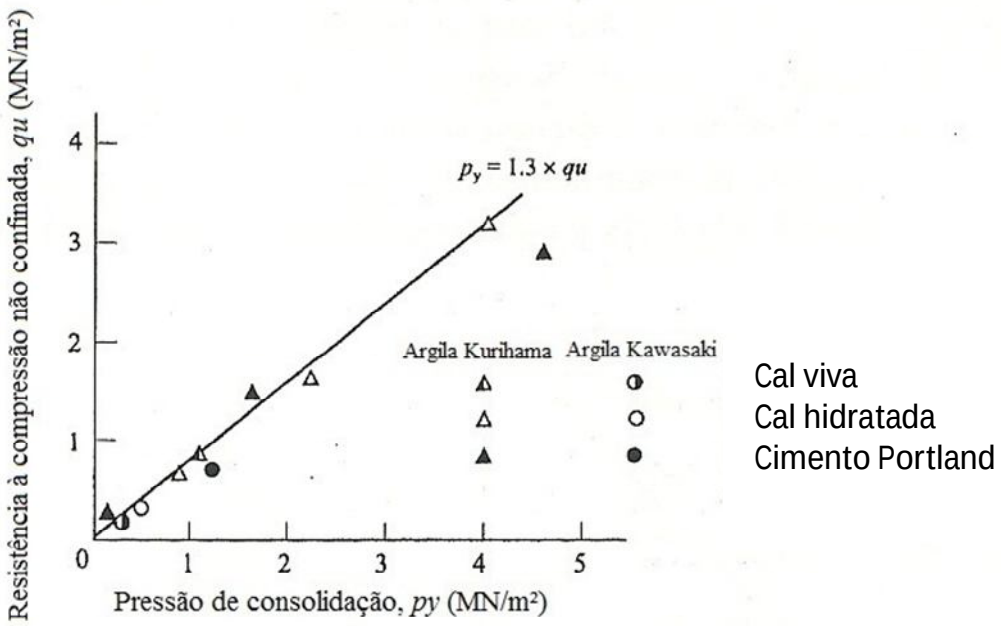


Figura 2.30. Relação entre pressão de consolidação e resistência à compressão não confinada obtida em laboratório. (TERASHI *et al*, 1980)

2) Coeficiente de adensamento e coeficiente de compressibilidade volumétrica. Terashi *et al* (1980) conduziram uma série de ensaios convencionais de compressão oedométrica em duas argilas marinhas estabilizada com cal extinta, cal ativa e cimento Portland. A **Figura 2.31** apresenta a relação entre o coeficiente de adensamento vertical das argilas tratadas (Cvt) e a pressão de adensamento (*p*). A Figura apresenta que a relação C_{vt}/C_{vu} é aproximadamente 10 a 100 vezes a relação *p/py*.

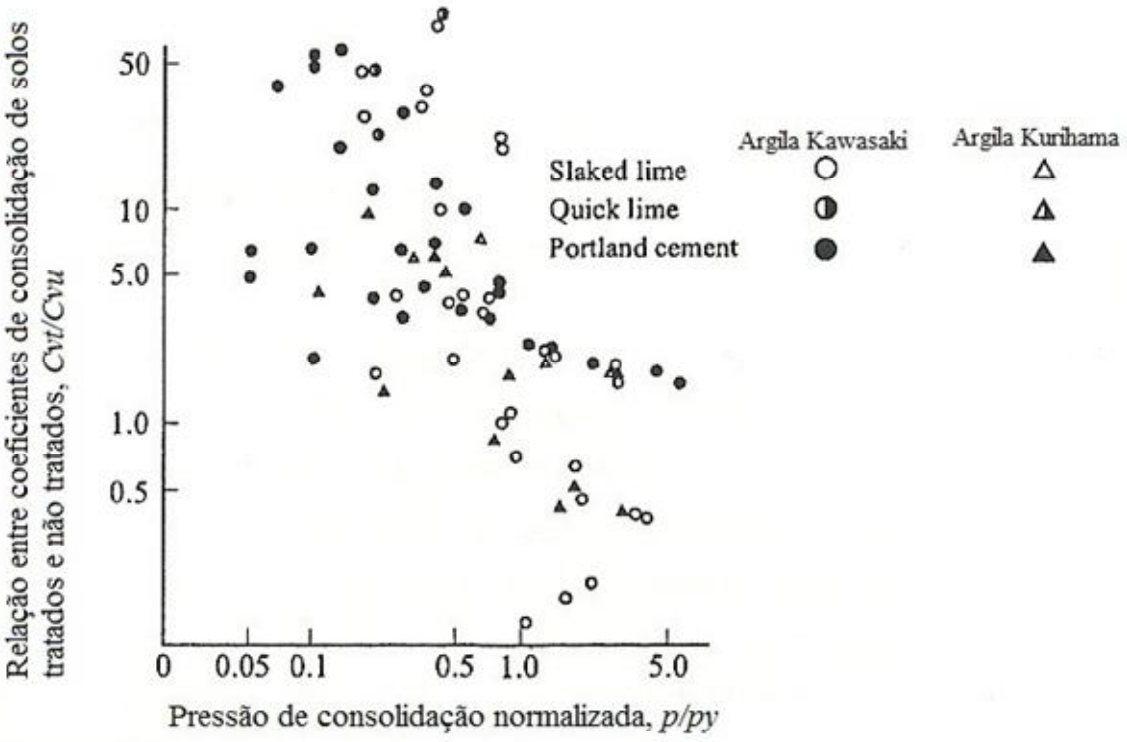


Figura 2.31 . Relação entre *p/py* e C_{vt}/C_{vu} para amostras tratadas em laboratório. (TERASHI *et al*, 1980)

3) Coeficiente de permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade de argilas marinhas tratadas, k, foi verificado por meio de ensaios de permeabilidade a carga variável por Terashi *et al* (1983). Por meio da **Figura 2.32** apresentada pode-se perceber que o coeficiente de permeabilidade é dependente do teor de umidade inicial da amostra e da quantidade de cimento utilizada na estabilização. A permeabilidade do solo tratado decresce com o incremento do teor de umidade e cimento. Por meio de ensaios já conduzidos, para argila japonesas tratadas (TERASHI *et al*, 1983) observaram que os coeficientes de permeabilidade de amostras tratadas são equivalentes ou inferiores aos coeficientes obtidos para amostras naturais, em ordem de valores de 10^{-9} a 10^{-6} cm/s.

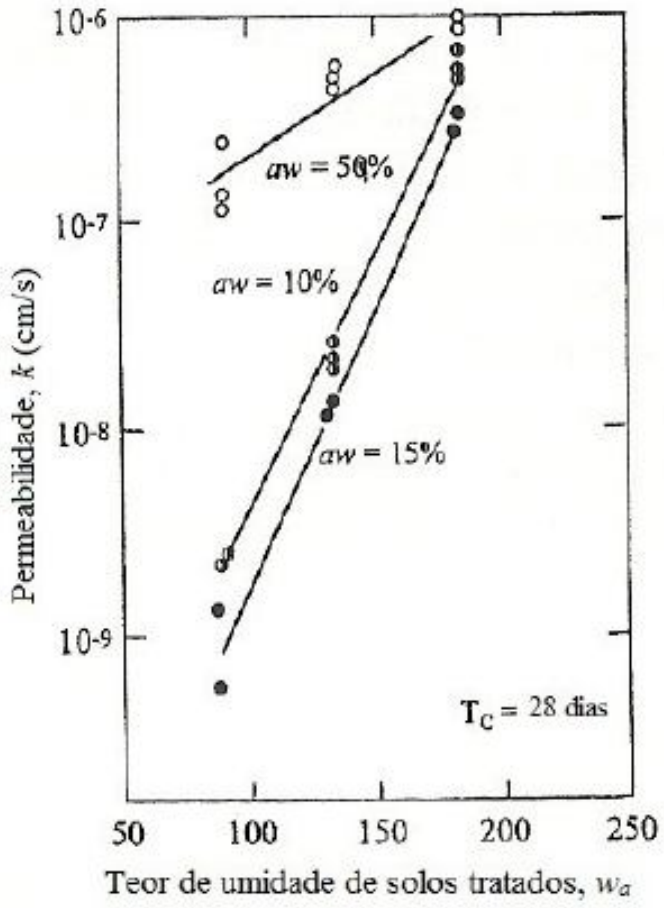


Figura 2.32 . Relação entre o coeficiente de permeabilidade e a umidade naturais de solos tratados com cimento (TERASHI, *et al* 1983)

2.7 Propriedades de engenharia de colunas tratadas “in situ” com cimento

As propriedades de engenharia apresentadas nos itens anteriores referem-se a amostras tratadas em laboratório utilizando-se condições de dosagem e mistura adequadas, o que às vezes poderá não ocorrer em campo. Muitas vezes, as colunas moldadas “in situ” poderão apresentar condições de mistura e conteúdo de agente estabilizador inferiores aos utilizados em laboratório.

No Japão, a quantidade aplicada de agente estabilizante em colunas moldadas “in loco” consiste em cerca de 10 a 20% do peso seco do solo. Dessa forma, a média da resistência à compressão não confinada poderá exceder 1MPa.

Em função das condições de mistura de campo, em relação com as de laboratório, serem menos eficazes, é sabido que a resistência à compressão não confinada em campo é inferior àquela obtida por meio de ensaios laboratoriais.

A **Figura 2.33** apresenta a relação entre a resistência não confinada de solos tratados “in situ”, q_{uf}, e em laboratório, q_{ul}. Por meio desta observa-se que q_{uf} apresenta-se inferior a q_{ul} entre 20 e 50%.

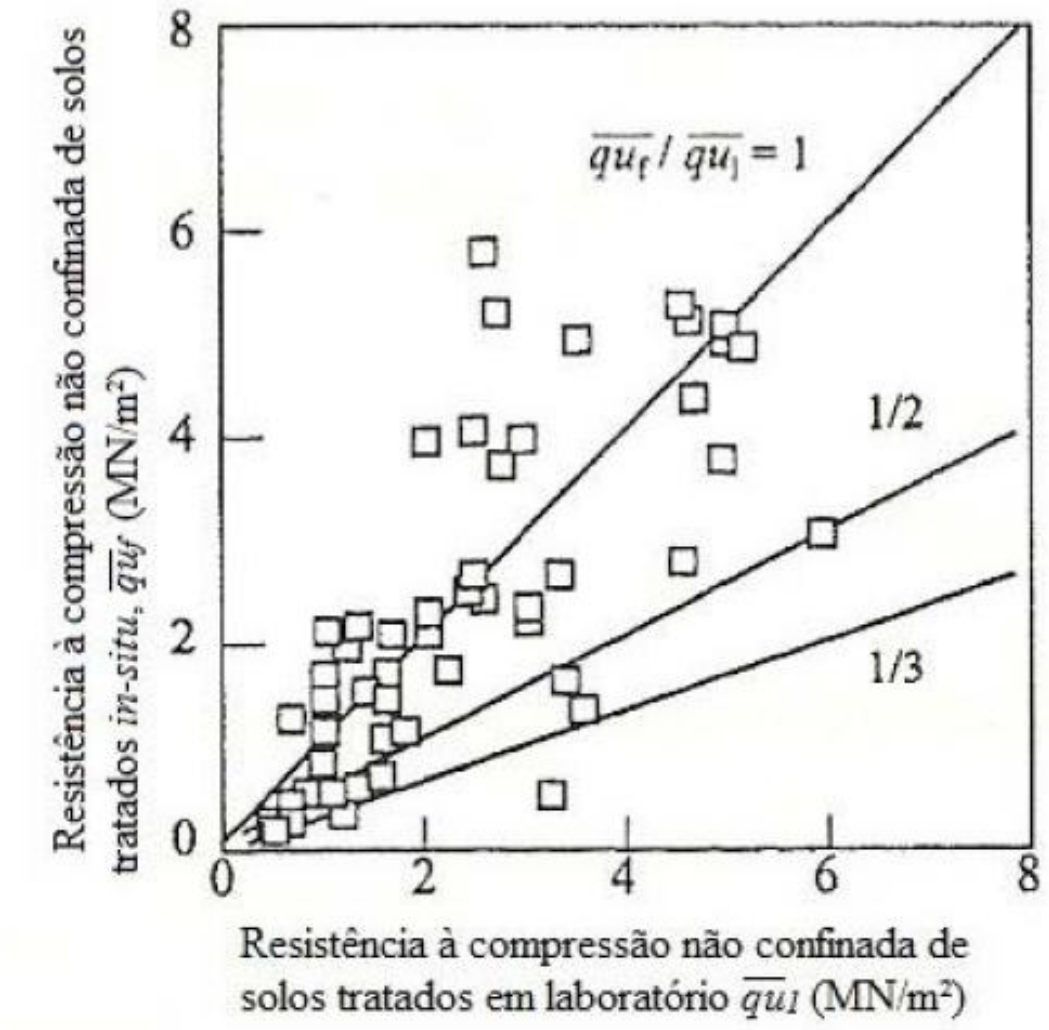


Figura 2.33 . Relação entre resistência À compressão não confinada obtidas em solos tratados em laboratório e em campo. (PUBLIC WORKS RESEARCH CENTER, 1999)

Outro aspecto que merece destaque consiste no efeito escala que poderá também influenciar a magnitude dos parâmetros de resistência à compressão não confinada ao se comparar condições de laboratório e de campo.

A **Figura 2.34** apresenta que a resistência obtida em campo pode-se se mostrar em até 70% da resistência obtida em laboratório em função deste efeito.

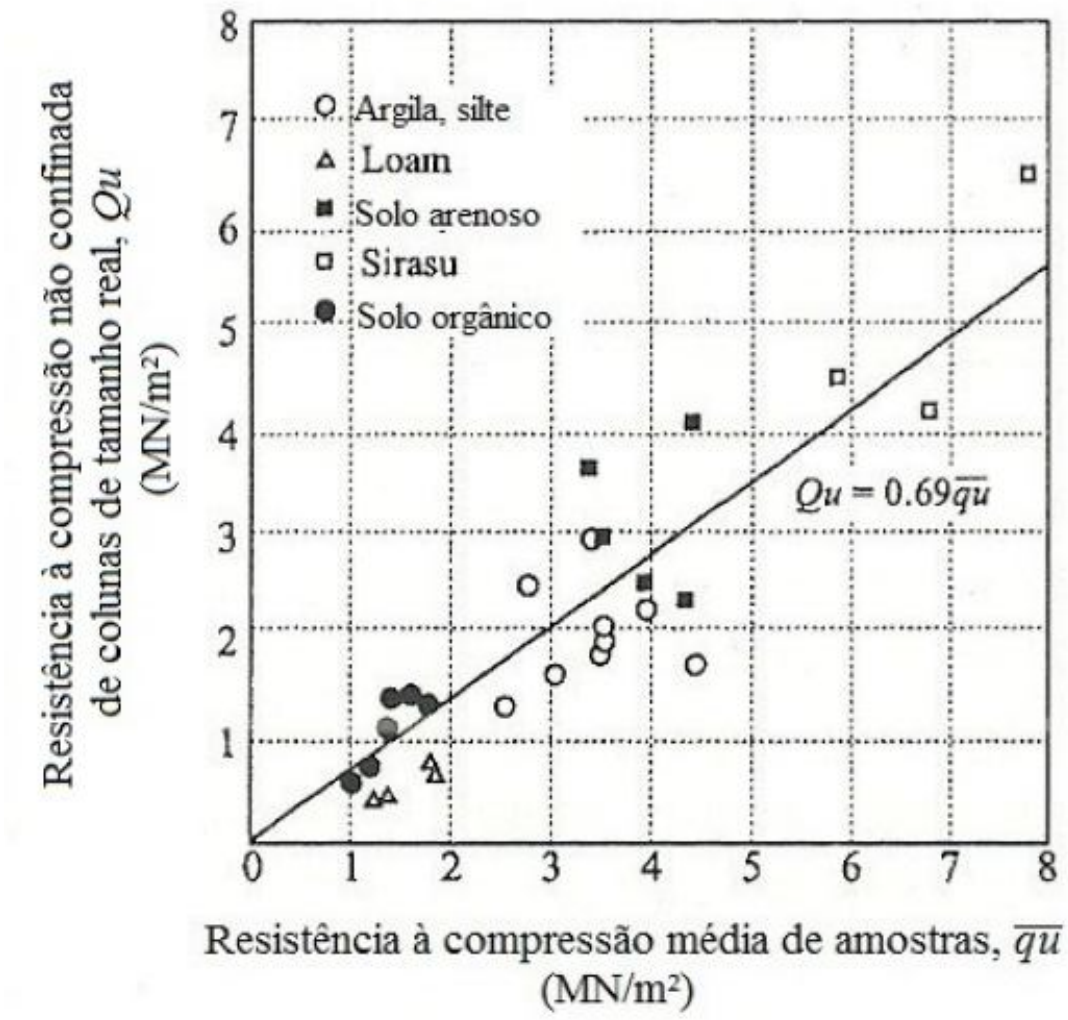


Figura 2.34 . Efeito de escala na determinação da resistência à compressão não confinada. (THE BUILDING CENTER OF JAPAN, 1997).

2.8 Controle de Qualidade de colunas de DSM

Um dos grandes desafios com relação ao controle de qualidade ou da garantia da qualidade das colunas de DSM consiste na metodologia em que esse controle é efetuado e quão representativo este se apresenta.

A homogeneidade da mistura, o tempo de cura e o ganho de resistência das colunas consistem em parâmetros de difícil avaliação, o que gera dúvidas em relação como as colunas irão se comportar em campo se comparadas ao projetado.

Atualmente não existem métodos padronizados para avaliar a qualidade das colunas, geralmente se utilizam métodos destrutivos para extrair amostras e realizar em laboratório ensaios de compressão simples.

Diante disso, uma vasta gama de técnicas de campo tem sido desenvolvida nas últimas décadas, principalmente na Europa e na Ásia para avaliar a qualidade das colunas *Deep Soil Mixing (DSM)*.

Os métodos de controle de qualidade são utilizados para verificar a qualidade da mistura e buscar tratamentos uniformes em todas as profundidades. O controle de qualidade também tem o papel de verificar o equipamento ou dispositivo utilizado para homogeneizar a mistura de solo cimento.

Normalmente os métodos de controle de qualidade utilizam amostragem das colunas de solo-cimento para posterior execução de ensaios de laboratório ou utilizam ensaios de campo, invasivos ou não para determinação direta ou indireta das melhorias causadas ao solo.

Os ensaios de laboratório sofrem os efeitos negativos da perturbação da amostra e de execução em condições de contorno simplificadoras. Os métodos “in situ” podem utilizar ferramentas convencionais ou especialmente elaboradas para penetrar nas colunas, ou podem ser conduzidos por meio de métodos geofísicos (tais como resistividade, sísmicos e *echo-pulse*).

Em geral, os resultados de resistência obtidos em campo são entre 20% e 80% dos resultados determinados em laboratório (HOLM *et al*. 1981; RATHMAYER, 1996; PORBAHA, 1998).

As variações nos resultados podem ser atribuídas a diferenças no procedimento de mistura do solo com o cimento, na composição do solo e condições ambientais entre o campo e o laboratório. Estas variações indicam a necessidade de métodos que permitam avaliar a qualidade do DSM em condições de campo.

Puppala & Porbaha (2004) apresentam o resultado de uma pesquisa internacional sobre a prática do controle de qualidade *in situ* para as obras de DSM. O objetivo principal do trabalho foi identificar os métodos de campo praticados em diferentes partes do mundo, utilizados para a avaliação da qualidade de colunas de DSM, e com isso, compreender os problemas operacionais inerentes a cada método. Os participantes da pesquisa tinham diversas origens, que incluiu engenheiros, acadêmicos, pesquisadores e executores.

Com relação a quantidade de colunas de DSM a serem ensaiadas Puppala & Porbaha (2004) apresentam que na maioria dos casos a recomendação fica entre 0,5% e 1,0% das colunas executadas em toda a obra, sendo que o maior incidência é de cerca de 1,0% conforme se pode observar na da **Figura 2.35**.

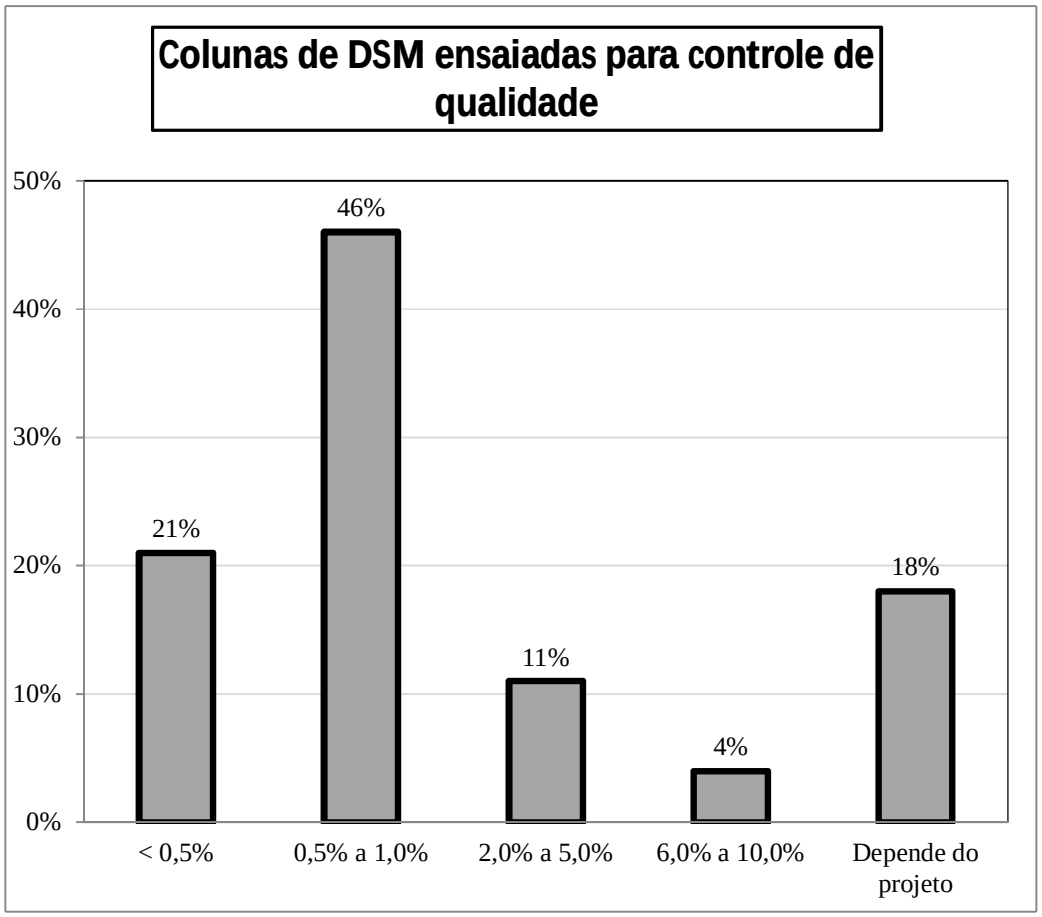


Figura 2.35. Quantidade de colunas de DSM ensaiadas para controle de qualidade. (PUPPALA & PORBAHA, 2004)

Na mesma pesquisa, foi identificado que o prazo estabelecido entre o término da execução da coluna de DSM e a data de execução de ensaios para controle de qualidade, de acordo com Puppala & Porbaha (2004) em diversas obras estudadas na Europa situa-se aos 28 dias de cura das colunas, tal como apresentado na **Figura 2.36**.

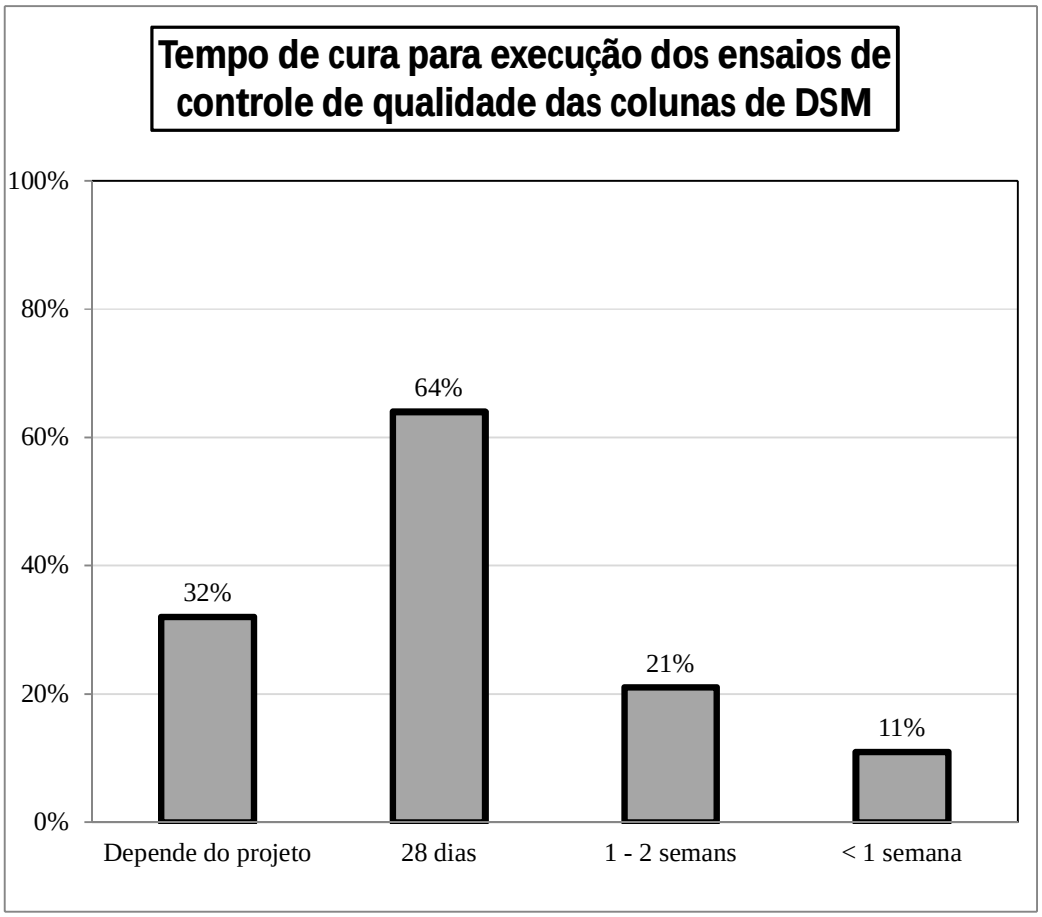


Figura 2.36. Tempo de cura de colunas de DSM ensaiadas para controle de qualidade, (PUPPALA & PORBAHA, 2004)

Os autores também levantaram as maiores dificuldades para realização de ensaios para controle de qualidade de colunas de DSM, como se pode observar na **Figura 2.37** seguinte.

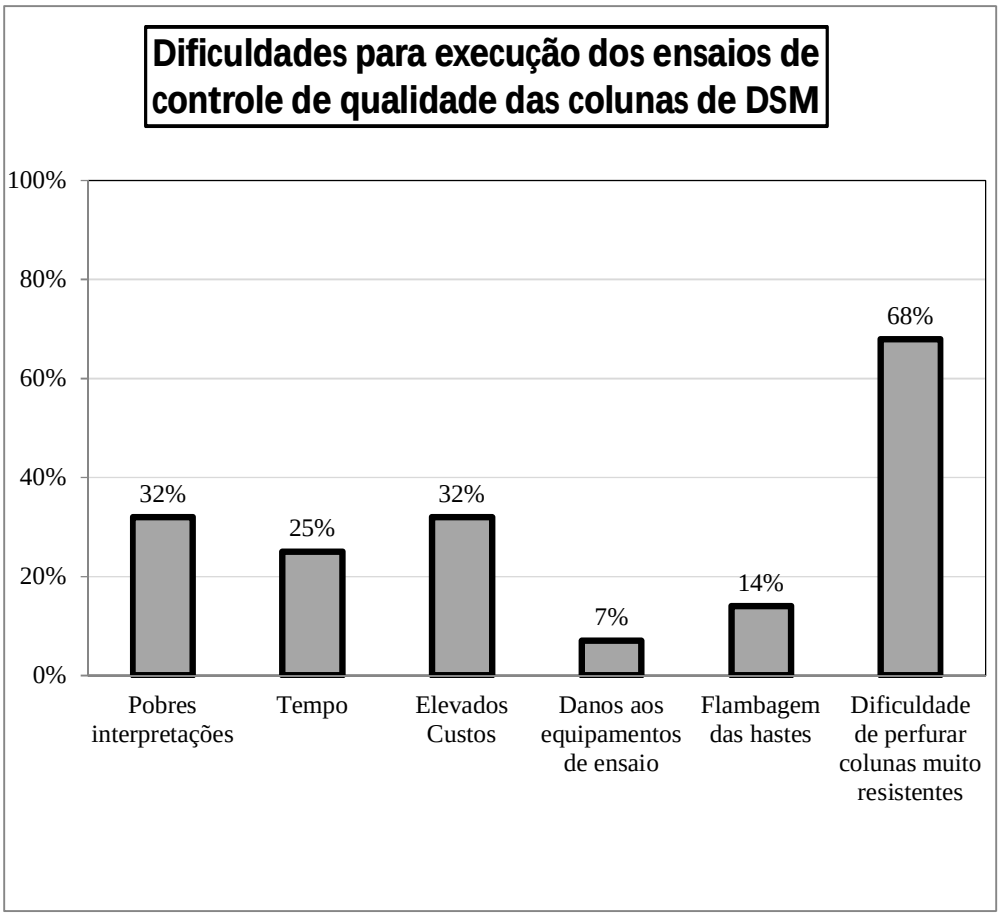


Figura 2.37. Dificuldades para execução dos ensaios de controle de qualidade de colunas de DSM (PUPPALA & PORBAHA, 2004)

2.8.1 Ensaios para controle de qualidade de colunas de DSM

Segundo Puppala & Porbaha (2004) a metodologia de ensaio mais utilizada na Europa e Ásia são os ensaios “in situ”, seguida por amostragem de campo, ensaios de laboratório e por fim instrumentação e monitoramento do comportamento da obra.

Os ensaios para controle de qualidade de colunas executadas por DSM podem ser divididos em três as principais metodologias:

1 - Amostragem de campo e ensaios de laboratório

- Extração por meio de sondagem rotativa (barriletes simples, duplos ou triplos);
- Moldagem por meio de material retirado ainda fresco das colunas;
- Escavação para retirada de amostras da coluna;
- Blocos indeformados.

2- Ensaios *in situ*

- Métodos de Penetração;
- RPT (*Rotary Penetrating Test*);
- CCPT (*Conventional Column Penetrometer Test*);
- RCPT (*Reverse Column Penetrometer Test*);
- RPT (*Rotary Penetration Test*);
- SPT (*Standard Penetration Test*);
- DCP (*Dynamic Cone Penetration test*);
- SDP (*Static-Dynamic Penetration Test*);
- PMT (*Pressuremeter Test*).

Métodos Geofísicos

- Resistividade;
- Sísmico;
- P.I.T. (Pile Integrity Test);
- Instrumentação pós-construção e monitoramento.

Dentre os ensaios *in situ*, os métodos de penetração são mais utilizados quando comparados aos métodos geofísicos, sendo que, na Europa os ensaios mais comumente realizados são os ensaios de cone, já na Ásia utiliza-se com maior frequência o SPT. (PUPPALA & PORBAHA, 2004).

Quanto aos ensaios geofísicos os que mais se destacam são os ensaios sísmicos. Diferentemente da Europa e Ásia, nos Estados Unidos da América os ensaios mais utilizados para o controle de qualidade são de amostragem em campo e posterior ensaio de laboratório. Entre os ensaios de campo mais utilizados nos EUA se destacam a amostragem por sondagem rotativa. (PUPPALA & PORBAHA, 2004).

De acordo com Staab *et al* (2004), uma das dificuldades encontradas na avaliação da qualidade das colunas de DSM reside no fato que as amostras extraídas podem não representar toda a coluna de DSM.

Uma forma alternativa consiste na utilização das propriedades eletromagnéticas da mistura de solo cimento pode ser útil para verificar a uniformidade em toda a profundidade e talvez o ganho de resistência da coluna.

As propriedades eletromagnéticas da mistura dependem do teor de umidade inicial e do teor de cimento e mudam conforme ocorre a hidratação e endurecimento do cimento, com a consequente diminuição do teor de umidade.

A resistividade elétrica aumenta com o tempo e a constante dielétrica diminui. A resistência à compressão simples geralmente aumenta com o tempo e aparentemente se relaciona com a resistividade elétrica.

O aumento no teor de cimento influencia no incremento da resistência da mistura, mas diminui a resistividade elétrica, uma vez que, a resistividade do cimento é menor que a resistividade do solo.

Craft (2004) apresenta casos de provas de carga realizadas em colunas de DSM utilizadas como alternativa à execução de estacas cravadas ou escavadas, com um sistema que

combina a desagregação mecânica, normalmente empregada no DSM, com alta pressão de injeção. As colunas podem ser reforçadas, para os casos de esforços horizontais ou de tração, e não reforçadas, para os casos de esforços unicamente de compressão. As provas de carga foram realizadas nos seguintes locais:

a) Estação Millbrae para a extensão do aeroporto de São Francisco:

Foram executadas colunas com cerca de 9m de profundidade, diâmetro de 0,75m, armadas com um tubo de aço com diâmetro de 400mm e projetadas para 670 kN de compressão, 200 kN de tração e 270 kN de esforço horizontal. O subsolo local era constituído por um aterro arenoso, apoiado sobre uma delgada camada lodosa, depositada sobre um aluvião arenoso, que por sua vez encontrava-se sobreposto ao substrato resistente, também arenoso. As colunas foram dimensionadas para que a ruptura ocorresse entre a coluna de DSM e o solo e não entre a coluna e o tubo de aço. Para tal foram executados ensaios, que resultaram em uma adesão tubo-coluna de cerca de 10% da resistência à compressão simples. As provas de carga foram do tipo estáticas lentas e resultaram em valores de ruptura de cerca de 2000kN e 1200kN para os ensaios de compressão e de tração, respectivamente. Os deslocamentos máximos observados foram cerca de 23mm (compressão) e 18mm (tração).

b) ALRT (*New Automatic Light Rail Transit*) - Aeroporto internacional de São Francisco:

Foram executadas colunas com cerca de 19m de profundidade, diâmetro de 0,90m, armadas com um tubo de aço com diâmetro de 600mm. O subsolo local era constituído por um aterro de silte arenoso, apoiado sobre uma camada lodosa de cerca de 6m, depositada sobre um silte argiloso duro, que por sua vez encontrava-se sotoposto ao substrato resistente, composto por siltes ou areias argilosas compactas. As provas de carga foram estáticas rápidas e resultaram em valores de ruptura de cerca de 4400kN com 21mm de deslocamento para compressão e 2400kN com 13mm de deslocamento para o ensaio de tração. Várias amostras foram retiradas das colunas logo após a execução e resultaram em valores de resistência à compressão simples de variando entre 0,7MPa e 5,5MPa, com resultado médio

*de 3,3MPa.Mais três colunas foram ensaiadas, duas à compressão e uma à tração, em locais com subsolo similar ao descrito acima com pequenas alterações nas espessuras de algumas camadas. As colunas tinham 21m, 0,75m de diâmetro e armadas com um tubo de aço com 0,6m. Os resultados obtidos foram 4.200kN e 13mm e 2.600kN e 4mm para as duas colunas ensaiadas à compressão e 1.100kN com 2,5mm para o ensaio de traçã*o.

***c) West Field Detention Basin* – Aeroporto internacional de São Francisco:**

Foram ensaiadas três colunas com 12m, 14, e 15m de profundidade, diâmetro de 0,75m, armadas com um tubo de aço com diâmetro de 750mm. Duas foram ensaiadas à compressão e uma à tração. As colunas foram instrumentadas por meio de strain-gages instalados ao longo da profundidade. O subsolo local era constituído por uma camada lodosa com cerca de 2m, apoiada sobre 7m de areia compacta argilosa ou siltosa. Abaixo se encontravam camadas de argila dura e areia muito compacta sobrepostas a cerca de 12m de lodo antigo rijos provas de carga foram estáticas rápidas e resultaram em valores de ruptura de cerca de 2000kN com 12mm de deslocamento para as duas colunas ensaiadas à compressão e 1000kN com 10mm de deslocamento para o ensaio de tração.

Segundo Craft (2004), todas as provas de carga efetuadas apresentaram ruptura na interface coluna-solo, ou seja, mesmo com os valores de resistência à compressão simples variando entre 0,5MPa e 6,0MPa, as colunas se comportaram como elementos estruturais de transferência de carga.

O comportamento das colunas não é comparável ao de estacas escavadas e sim ao de estacas de deslocamento (estacas cravadas). Tal fato pode ser explicado pela alta velocidade de execução que não permite a relaxação do solo e alívio das tensões confinantes aliado às altas pressões de injeção que não permitem ao solo diminuir sua densidade. (CRAFT, 2004)

Para obras em que as colunas de DSM são utilizadas para reforço e melhoria das propriedades mecânicas do solo mole de fundação, a grande maioria dos executores e projetistas utilizam o ensaio de resistência à compressão simples para avaliar a qualidade das colunas de DSM, por serem mais simples e menos dispendiosos.

Muitos utilizam o material de refluxo proveniente da execução das colunas para moldar corpos de prova, outros preferem ensaiar amostras frescas colhidas de dentro da própria coluna e a quem faça a amostragem, após a cura da coluna, por meio de sondagem rotativa com barriletes simples, duplo ou triplo.

A utilização do material do refluxo é bastante questionável, pois a premissa inicial é que o material do refluxo seja o mesmo do material existente dentro da coluna, ou seja, assume-se que a coluna é homogênea.

Outro problema está no método executivo, pois normalmente em solos argilosos muito moles, as colunas são executas com uma primeira fase de perfuração e liquidificação do solo, apenas com injeção de água. Na subida é que se faz a injeção da calda de cimento, ou seja, o refluxo neste caso pode ser apenas água e solo.

Outra alternativa é a recolha de amostras frescas de dentro da coluna, entretanto, esta técnica sofre as consequências da cura ocorrer em tensões confinantes bastante diferentes das tensões de campo, podendo conduzir a resultados não representativos. Além de serem coletas singulares que poderão não identificar as heterogeneidades.

Uma técnica que permite avaliar a resistência *in situ* da massa misturada em uma coluna de DSM consiste na retirada de amostras indeformadas ao longo da coluna, seguida de realização de ensaios de resistência à compressão simples. Entretanto, tal procedimento, utilizado pela maioria dos executores e projetistas, apesar de constituir um controle de qualidade não garante a qualidade da obra.

Isso ocorre, pois durante o procedimento de perfuração os trechos de coluna que se encontram menos resistentes acabam por ser danificados pelos esforços inerentes ao próprio processo executivo. É evidente que a utilização de barriletes triplos ou duplos tende a diminuir esta ocorrência, mas certamente não a elimina.

A metodologia de ensaiar corpos de prova extraídos da coluna de DSM exige que as amostras retiradas apresentem-se íntegras, possibilitando que em laboratório sejam serradas e retificadas, resultando em corpos de prova com relação H / D não inferior a dois.

Diante disso, é prática comum que se obtenha sondagens rotativas com recuperações próximas de 100%, nas quais, entretanto, consiga-se ensaiar apenas um ou dois corpos de prova por metro de perfuração. Sendo assim, o controle de qualidade é realizado sempre sobre as amostras de melhor qualidade. Já os trechos de pior qualidade nunca são ensaiados uma vez que o equipamento de perfuração não consegue extrair amostras íntegras nestes trechos.

A prática Norte-Americana implementou a inclusão dos testes de laboratório e coleta de amostras representavias em campo.

Ensaios de resistência à compressão simples são normalmente realizados com 7 e 28 dias de cura e ocasionalmente com 56.(BURKE & SEHN, 2005).

A equações (9) e (10) a seguir apresentam correlações matemáticas que permitem a obtenção de resistências à compressão de projeto por meio de ensaios laboratoriais.

$$q_{ud} = \gamma * q_{uf} \qquad (9)$$

$$q_{uf} = \lambda * q_{ul} \qquad (10)$$

Onde:

q_{ud}=Resistência à compressão simples usada no projeto;

q_{uf}=Média dos ensaios de resistência à compressão simples executados sobre amostras de campo;

q_{ul}=Média dos ensaios de resistência à compressão simples executados sobre amostras de laboratório.

Historicamente o Japão utiliza valores de γ entre 0,5 e 1,0. Contudo, mais recentemente, a prática Japonesa vem evoluindo para projetos mais realistas após estudar grandes números de ensaios. (TAKI, 2003).

Uma dessas revisões ocorreu após mais de 3700 ensaios realizados para a melhoria de fundação do dique ao longo do Rio Arkansas (MATSUO, 2002). Alguns aspectos podem ser levantados (BURKE & SEHN, 2005):

- *O valor empírico para λ de 0,5 pode ser alterado para 1,0 em caso de solos arenosos e mantido em 0,5 para argilas e argilas orgânicas. Isso pode resultar em diminuição de aglutinante para solos arenosos.*
- *O coeficiente de variação é de aproximadamente de 0,5 para os ensaios de campo, indicando grande dispersão dos dados.*
- *A relação empírica γ que representa a variabilidade da resistência de campo deve permanecer como 0,5, independentemente do tipo de solo.*

Taki (2003) apresentou 26 casos em que foram realizados ensaios de resistência à compressão simples em amostras extraídas de colunas de DSM. Os valores de γ foram de 0,62 para solos coesivos, 0,8 para solos arenosos e 0,69 para todos os solos. Taki propõe a adoção conservadora dos valores 0,5 para solos coesivos e 0,64 para solos sem coesão. Deve-se ressaltar que os coeficientes de variação obtidos haviam sido baixos (0,38 e 0,31, para solos coesivos e não coesivos, respectivamente).

Para que se tenha a garantia da resistência à compressão simples adotada em projeto, $q_{ud,}$ 90% dos corpos de prova ensaiados no campo devem apresentar resistência à compressão simples superior à seguinte equação apresentada por Topolnick (2004):

$$q_{ud} = q_{uf} - 1{,}3\sigma_f \quad (11)$$

Onde:

σ_f =desvio padrão da resistência à compressão simples das amostras de campo.

Ao se introduzir o coeficiente de variação (COV) na equação (11), tem-se:

$$Cov_f = \frac{\sigma_f}{q_{uf}} \quad (12)$$

Dessa forma, a resistência qud pode ser definida por meio da equação (12) a seguir:

$$q_{ud} = \left[1 - 1{,}3 * (Cov_f)\right] * q_{uf} = \gamma * q_{uf} \quad (13)$$

Burke & Sehn (2005) apresentam dados obtidos em 11 projetos de colunas de DSM de grande diâmetro (entre 1,2m e 2,4m) executadas nos EUA, utilizando sistema de um único eixo com vários níveis de pás de mistura (normalmente 3, espaçadas de 0,5m) e rotação igual ou superior a 400rpm, valor este superior aos 360rpm recomendado no Japão para a expectativa de obtenção de um baixo coeficiente de variação.

Por meio da observação da tabela 2.3, percebe-se que alguns dos valores de *qud*, calculados segundo proposta de Topolnick (2004), situaram-se abaixo da tensão especificada em projeto, ou seja, mais de 10% dos ensaios realizados não atenderam as expectativas de projeto.

Entretanto, a resistência média foi superior à esperada em projeto em todos os 11 casos (sempre maior 1,5 vezes). Como todas as obras tiveram bons desempenhos, é razoável assumir que parte dos resultados de resistência à compressão simples encontrem-se abaixo dados valores de *qud* estipulados, sem grande impacto no desempenho final da obra.

Tabela 2.3. Resistências obtidas em diversas colunas de DSM.

Projeto	Tipo de solo	Diâmetro (m)	TC (kg/m^3)	Tensão de Projeto (MPa)	Amostragem	UCS (MPa)	COV	γ	q_{ud} (MPa)
CPC	NC	2,4	266	0,69	Fresca	3,25	0,34	0,56	1,82
Alameda	C	2,1 & 2,4	202	0,86 - 1,1	Rotativa	1,57	0,45	0,42	0,65
Blue Circle	C/O	2,4	236	0,62	Fresca	5,18	0,59	0,23	1,21
Hamm Marine	C	2,1	160	0,1	Fresca	1,4	0,54	0,3	0,42
Clovelly 6401	C	2,4	239	1,21	Fresca	2,08	0,76	0,01	0,02
Clovelly 6402	C	2,4	239	1,21	Fresca	1,83	0,34	0,56	1,02
Clovelly 6405	C	2,4	272	1,21	Fresca	3,03	0,42	0,45	1,38
Clovelly 6406	C	2,4	239	1,21	Fresca	1,82	0,47	0,39	0,71
Clovelly 6409	C	2,4	239	1,28	Fresca	2,77	0,36	0,53	1,47
Clovelly all	C	2,4	diversas	diversas	Fresca	2,31	0,55	0,29	0,66
Marina del Rey	C	2,4	180	0,41	Fresca	1,31	0,45	0,42	0,54
PP&L	NC	1,8 & 2,4	305	0,69	Rotativa	8,03	0,22	0,71	5,73

***Onde**: C=solo coesivo; NC=solo não coesivo; O=orgânico; TC=teor de cimento; COV=coeficiente de variação.*

Para o controle de qualidade das colunas de DSM é importante que se obtenha amostragem representativa das colunas executadas. A amostragem pode ser executada por extração de amostras indeformadas, após a cura das colunas, por meio de sondagem rotativa ou por retirada de amostras frescas logo após a execução das mesmas.

As principais vantagens da técnica de extração de amostras de colunas de DSM por meio de sondagem rotativa são:

- *Amostras curadas na exata condição de campo (umidade, tensões confinantes, temperatura, etc.);*
- *Amostragem contínua ao longo de toda a profundidade. Entretanto, esta técnica apresenta alguns inconvenientes.*

As principais desvantagens da técnica de extração por meio de sondagem rotativa são:

- *Danificação das amostras durante a extração, levando a ensaiar apenas as melhores amostras;*
- *Exige equipamento específico e operador qualificado – dois operadores diferentes podem levar a resultados diferentes;*

- *Extrair amostras em grandes profundidades (maior que 10m) em colunas delgadas – a sondagem pode desviar buscando o material de menor resistência para fora da coluna;*
- *O custo e a demora no tempo de execução acabam por limitar o número de amostras.*

As principais vantagens da técnica de amostragem fresca são:

- A *amostragem pode ser feita em diferentes profundidades logo após o término da coluna;*
- *O sistema de amostragem é rápido e de baixo custo e acaba permitindo a amostragem em maior número e, portanto, a obtenção de diversas amostras que podem ser ensaiadas em diferentes idades;*
- *Todas as amostras são de boa qualidade.*

As principais desvantagens da técnica de amostragem fresca são:

- *As amostras são curadas em laboratório em condições diferentes do campo, principalmente nas condições de pressão;*

- *A amostragem fica condicionada ao material que entrou dentro do equipamento de coleta;*
- *Não se consegue ter precisão das cotas de amostragem.*

Burke & Sehn (2005), recomendam que a amostragem seja feita das duas formas (sondagem rotativa e amostragem fresca), entretanto, em quantidades diferentes. A extração de amostras por meio de sondagem rotativa deveria ser feita pelo menos a cada 2500m³ de coluna executada, já amostragem fresca a cada pelo menos 250m³ de DSM executado.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA ESTUDADA

3.1 Localização

A área em estudo localiza-se no litoral pernambucano e apresenta 300m de extensão. No local podem ser encontrados aterros apoiados sobre pacotes de solo mole de baixa resistência e de espessuras variáveis.

A localização do trecho, a qual faz parte a área em estudo está representada na Figura 3.1, na Figura 3.2 é apresentada a vista do local.

Figura 3.1 – Localização geográfica da área em estudo.

Figura 3.2 -Vista da área em estudo.

3.2 Caracterização geológico-geotécnica

A área em estudo está apoiada sobre um subsolo composto por uma camada de silte argilo-arenoso de aproximadamente 1,0m de espessura, seguida de uma camada de argila orgânica de 12,0 a 15,0m, uma camada de argila siltosa de 2,0m e uma camada de silte argiloso. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade de até 1,60m. A Figura 3.3 apresenta um perfil geotécnico obtido por meio de duas sondagens executadas no local. A Figura 3.4 apresenta um boletim de sondagem característico do local.

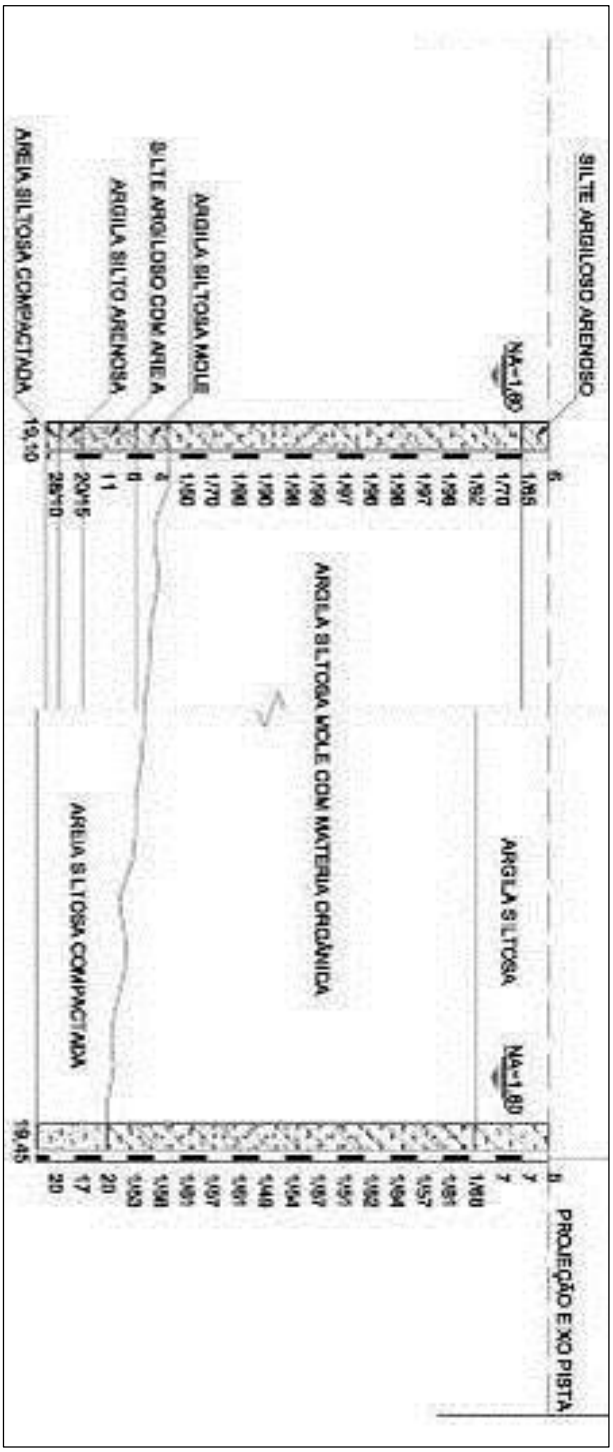


Figura 3.3 - Perfil geotécnico genérico obtido por meio de duas sondagens.

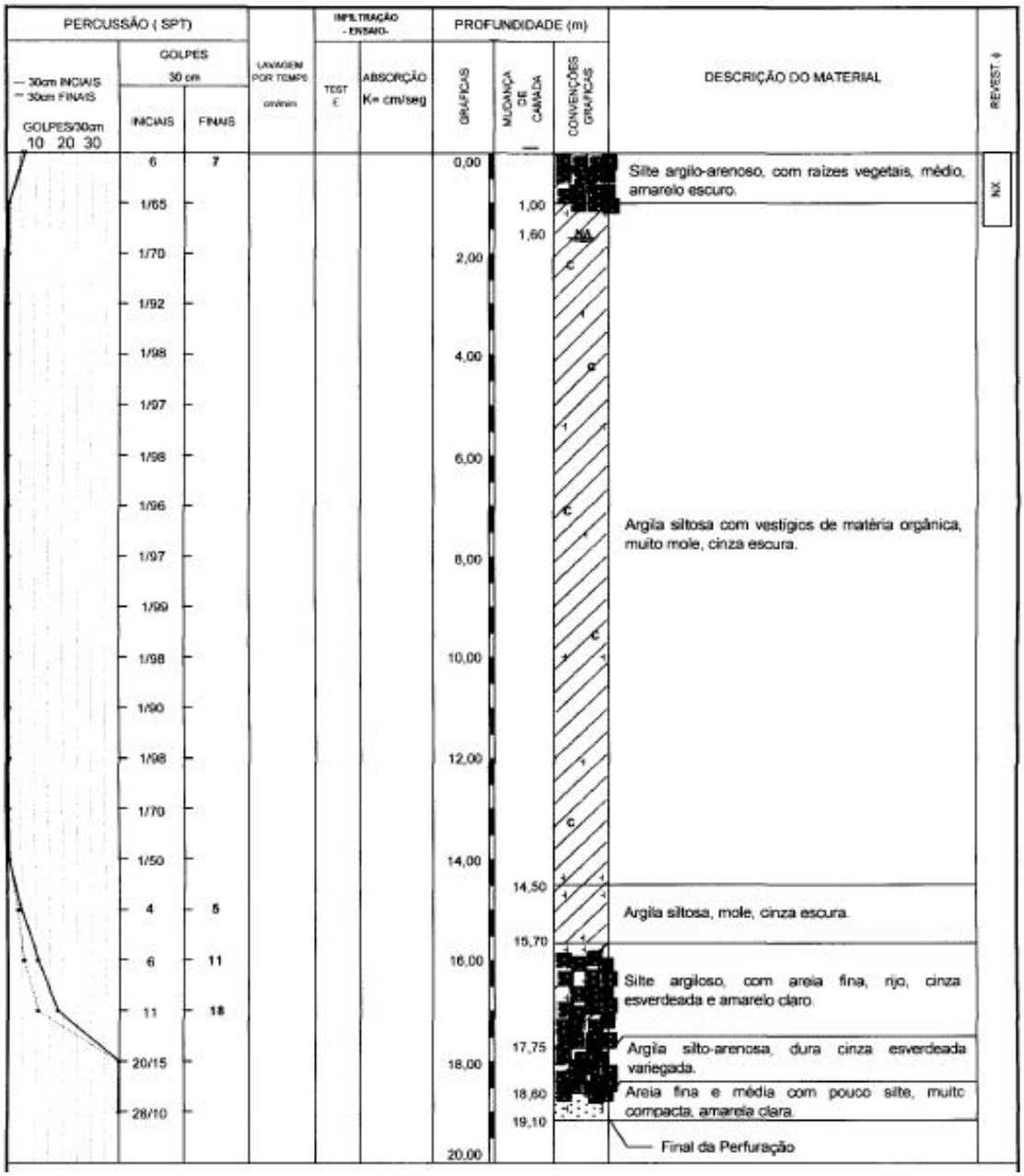


Figura 3.4 - Boletim de sondagem característico do local.

As Tabelas seguintes apresentam alguns parâmetros geotécnicos obtidos para o local em estudo.

Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos do solo mole de fundação.

Sond	Prof (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	w (%)	e_0	n (%)	γ kN/ m³	σa kPa	Cc	Cr (%)
1	2	64	39	25	120,4	3	75	13,8	6,0	0,82	21
2	6	65	39	26	126,3	3,2	76	13,9	7,0	0,84	20
3	11	71	41	30	99,9	2,6	72	14,4	12,0	0,8	22
Valor médio		66,7	39,7	27	115,5	2,93	74,3	14	8,0	0,82	21
Desvio padrão		3,8	1,15	2,65	13,9	0,31	2,1	0,3	3,0	0,02	1
Cv (%)		5,7	2,91	9,8	12	10,4	2,8	0	38,6	2,44	4,8

Onde:eo=índice de vazios inicial, n=porosidade, γ=peso específico natural, σa=tensão de pré-adensamento, Cc= coeficiente de compressibilidade, Cr=coeficiente de recompressão.

Tabela 3.2 - Distribuição granulométrica do subsolo.

Prof	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
2	10	28	62
6	2	20	78
11	6	20	74

Tabela 3.3 - Parâmetros de resistência obtidos por meio de ensaios triaxiais UU.

Profundidade	c (kPa)	φ (o)
2	5,0	0
6	4,0	0
11	5,0	0

No local também foram executadas campanhas de ensaios de palheta (*Vane Test*) com o intuito de se verificar a resistência não drenada (Su) do local. A Tabela 3.4 apresenta os valores obtidos.

Tabela 3.4 - Parâmetros de resistência não drenada (Su) obtidos por meio de ensaios de *Vane Test*.

PROF. (m)	INDEFORMADO	INDEFORMADO CORRIGIDO	REMOLDADO	SENSITIVIDADE
	S_U (KPa)	S_U (KPa) COEF.CORREÇÃO: 0,90	S_U (KPa)	
5,0	47,5	42,7	25,6	1,9
6,0	11,5	10,4	8,4	1,4
7,0	12,6	11,3	6,1	2,1
8,0	16,2	14,6	11,2	1,4
9,5	13,1	11,8	9,0	1,5
10,5	9,5	8,5	7,1	1,3
11,5	8,7	7,8	7,1	1,2
12,5	17,4	15,7	9,5	1,8
13,5	8,9	8,0	7,1	1,3
14,5	9,5	8,6	6,6	1,4
15,5	10,1	9,1	6,2	1,6
16,5	8,8	7,9	5,9	1,5
MÉDIA (KPa)	14,5	13,0	9,2	1,5
DESVIO PADRÃO (KPa)	10,8	9,7	5,4	0,3
COEF.VARIAÇÃO (%)	74,5	74,5	59,4	17,0

Deve-se ressaltar que os valores de Su relatados foram corrigidos utilizando-se fator de correção empírico μ=0,90 em função do Índice de Plasticidade do solo de fundação por meio da proposição de Bjerrun que pode ser encontrada em Schnaid (2000). A Figura seguinte apresenta o gráfico onde foi obtido este coeficiente de correção.

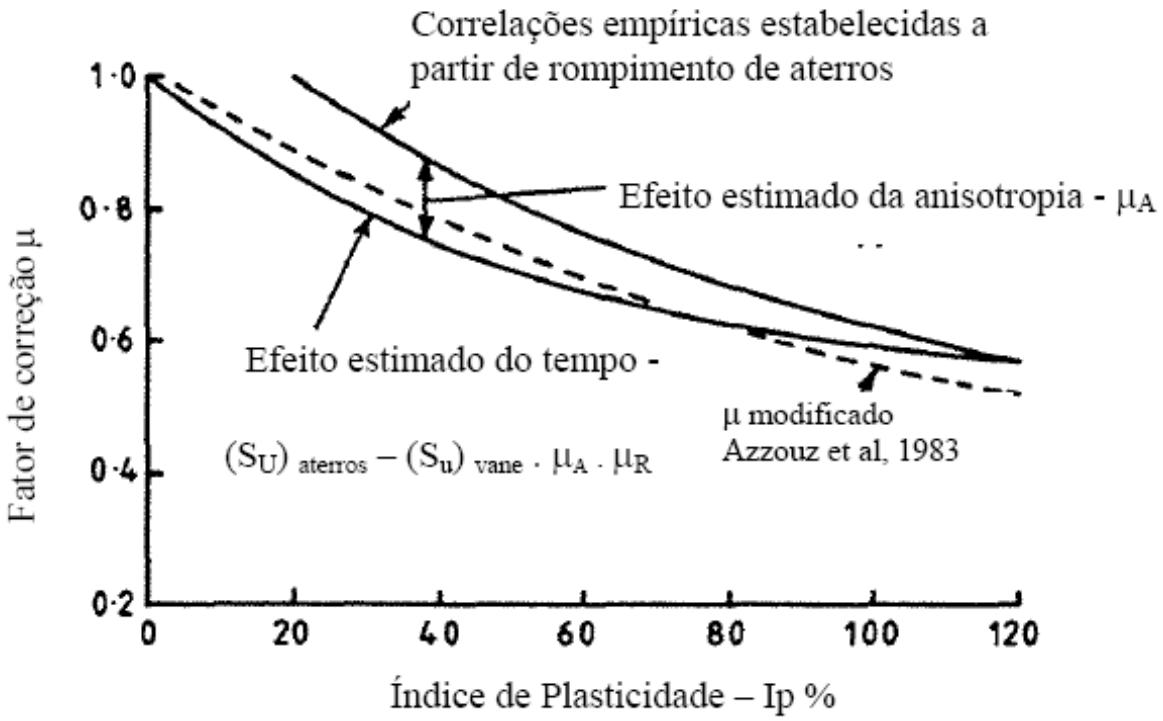


Figura 3.5 - Fator de correção em função do IP (%). Bjerrun *apud* Schnaid (2000).

4 METODOLOGIA UTILIZADA

Com o objetivo de obtenção dos parâmetros geotécnicos necessários a esta pesquisa foram desenvolvidas os seguintes procedimentos:

Procedimentos de Campo:

- Execução das colunas de DSM;
- Amostragem das colunas por meio de equipamento de sondagem rotativa.

Procedimentos laboratoriais:

- Dosagem, mistura e confecção de corpos de prova;
- Ensaios de compressão simples.

A seguir serão apresentados comentários acerca dos procedimentos metodológicos citados.

4.1 Procedimentos de Campo

4.1.1 Execução de colunas de DSM

Foram executadas colunas com diâmetro nominal de 0,80m e espaçamento de 3m entre eixos, dispostas em malha de arranjo triangular e carga de trabalho à compressão simples de 1MPa.

Estas foram assentes em pelo menos 1,0m em material competente abaixo da camada de solo mole e executadas de acordo com a metodologia DSM (*Deep Soil Mixing*). A execução das colunas foi realizada de acordo com a dosagem apresentada na **Tabela 4.1**.

Tabela 4.1 - Dosagem de calda para execução das colunas DSM.

Tipo	Consumo de cimento (m^3)	Fator água/cimento (a/c)
3	600kg (6 sacos/metro linear)	0,8

4.1.2 Amostragem das colunas por meio de equipamento de sondagem rotativa

As colunas ensaiadas foram escolhidas em obra de forma aleatória, de maneira a se obter maior representatividade.

Foram extraídas amostras indeformadas, do interior das colunas utilizando-se equipamento de sondagem rotativa.

Posteriormente, as amostras extraídas das colunas foram serradas, retificadas e acondicionadas em laboratório em cura submersa até a realização dos ensaios de resistência à compressão simples.

Foram perfuradas 52 colunas de DSM em todo o trecho, ou seja, aproximadamente 5,0% do total de colunas de DSM executadas em toda obra, tal como sugerido em Puppala &

Porbaha (2004). Também foram perfuradas algumas colunas utilizadas para testes de consumo de cimento e metodologia executiva, totalizando mais 4 colunas.

No total foram executadas 49 perfurações em colunas com diâmetro NX e 7 com diâmetro HX, totalizando 56 colunas ensaiadas. Ao se considerar as profundidades de cada perfuração obtêm-se aproximadamente 238,6 m e 78,5m perfurados em cada diâmetro respectivamente.

O critério utilizado para a escolha dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão foi o de determinar a maior quantidade destes, com relação H/D (altura e diâmetro) igual a 2, possível de ser obtida em um segmento perfurado e extraído totalmente íntegro.

Para tal, foram adotados os seguintes procedimentos:

a) Comprimento da manobra: O comprimento de manobra utilizado em campo para a execução da amostragem foi equivalente a 150 cm, conforme se verifica por meio da Figura 4.1.

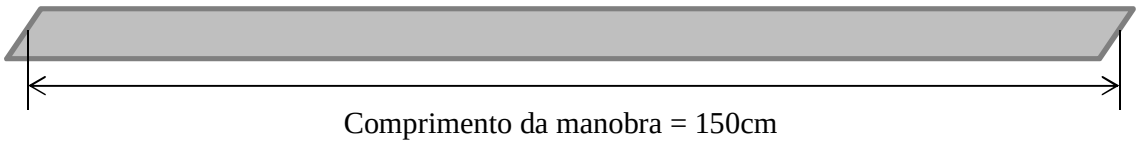


Figura 4.1 - Comprimento de manobra utilizado na amostragem.

b) Comprimento do berço da caixa de amostragem: Para a acomodação da amostra extraída nas caixas de armazenamento faz-se necessário a quebra da amostra, ainda em campo, em dois segmentos com comprimentos máximos compatíveis com o tamanho do berço disponível nas caixas, normalmente 100cm, tal como se pode observar por meio da Figura 4.2.

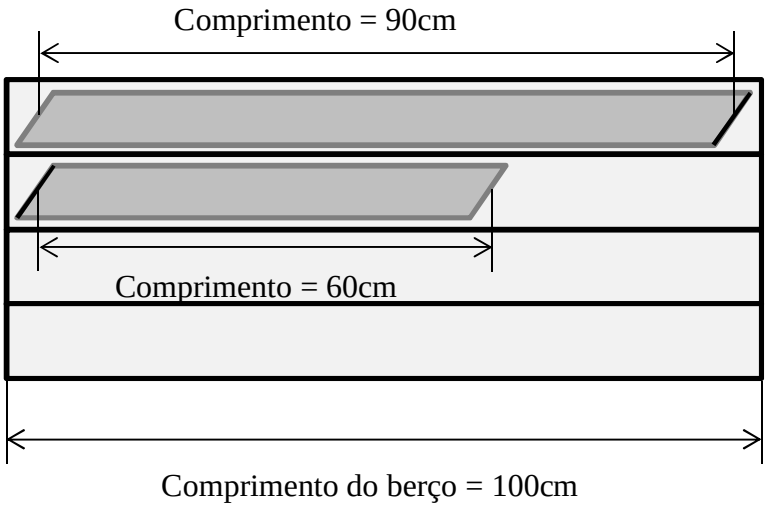


Figura 4.2. Acomodação da amostra em berço de amostragem.

Diâmetro de perfuração: A altura do corpo de prova a ser ensaiado deveria ser o dobro do diâmetro, ou seja, para perfurações em HX obtem-se diâmetros de amostra com cerca de 75mm, resultando em corpos de prova com altura de 150mm, já para perfurações NX, os corpos de prova teriam aproximadamente 54mm de diametro e altura de 110mm. Com base no diametro de perfuração definiu-se o maior número possível de corpos de prova obtidos a partir de uma sondagem totalmente íntegra. A Figura 5.12 demonstra que para a sondagem rotativa HX o maior número de CP´s possíveis foi de 6. Já para a sondagem rotativa NX o número máximo de CP´s foi de 8, conforme ilustrado na Figura 4.3.

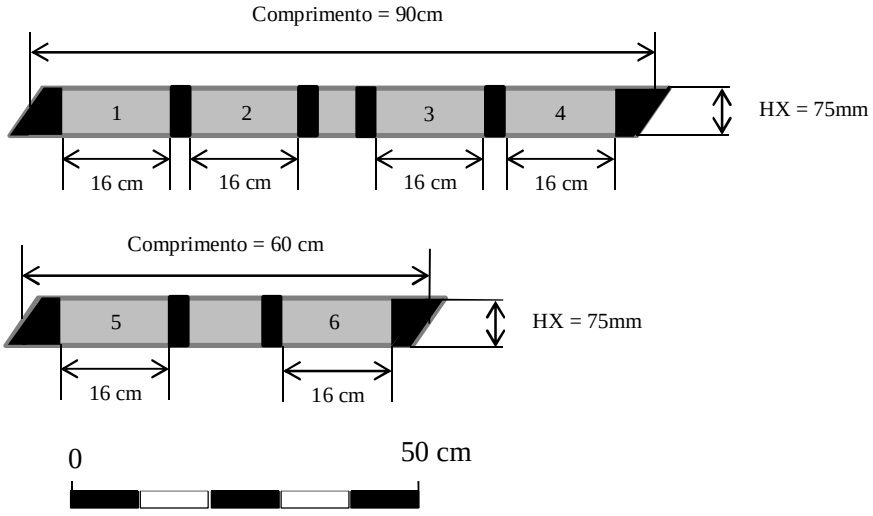


Figura 4.3. Número máximo possível de cp´s para perfuração HX

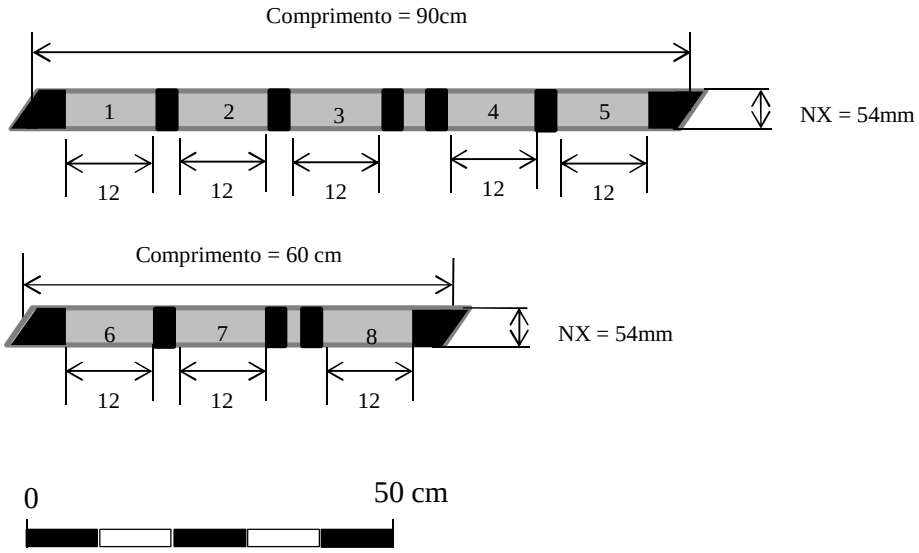


Figura 4.4. Número máximo possível de cp´s para perfuração NX

No total foram perfurados cerca de 317m. A **Figura 4.5**, demonstra a profundidade em que as colunas foram perfuradas.

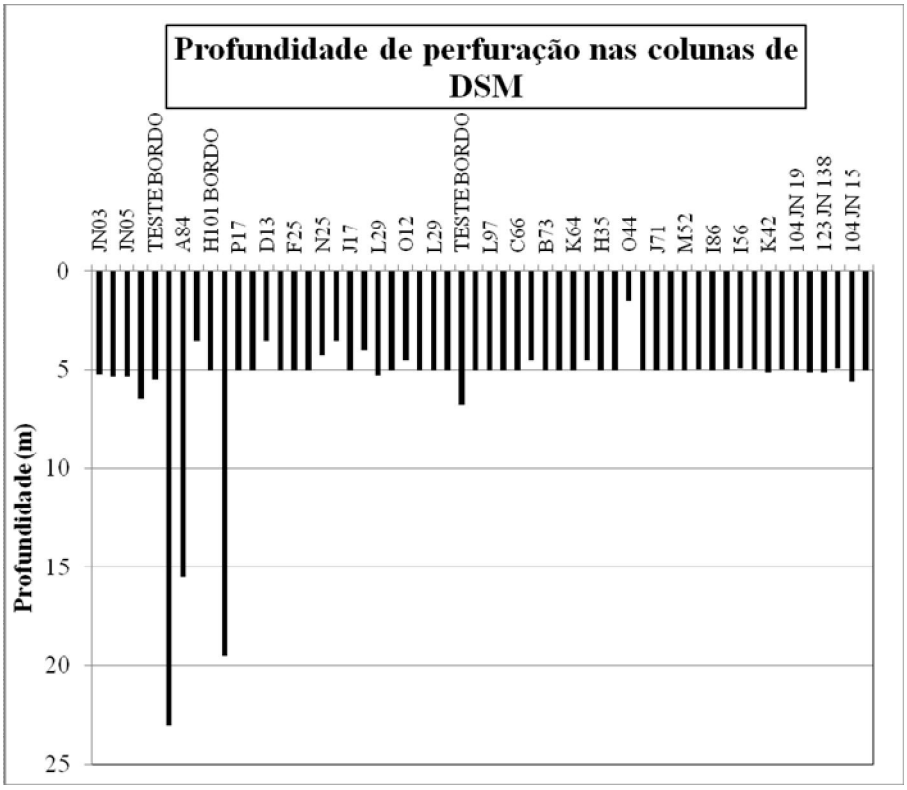


Figura 4.5 – Gráfico demonstrativo da profundidade de perfuração das colunas estudadas

O critério de paralisação da amostragem das colunas foi de 5,0m, profundidade esta que garantidamente já se encontrava a camada de argila orgânica muito mole. Exceto para as colunas P69, A84, P55 e H101 que a sondagem foi executada ao longo de toda a profundidade da coluna.

Entretanto, as perfurações conduzidas em algumas colunas não recuperaram amostras após a profundidade de 3,5m e 5,0m, respectivamente, e, portanto, foram paralisadas nestas cotas. A maior e menor profundidades sondadas foram de 23m e 3,5m, respectivamente.

A **Figura 4.6** apresenta algumas caixas de amostras coletadas “in loco” por meio das sondagens rotativas conduzidas.

Figura 4.6 – Caixas de amostras colhidas por meio de sondagens rotativas

Posteriormente a coleta das amostras em campo, por meio de utilização de equipamento de sondagem rotativa, os corpos de prova foram serrados e retificados nos tamanhos de 5,4 x 11,0cm e 7,4 x 14cm, para as amostras obtidas com barrilete NX e HX, respectivamente. Os tempos de cura situaram-se entre 21 e 240 dias.

4.2 Procedimentos laboratoriais

4.2.1 Dosagem, mistura e confecção dos corpos de prova

Para a confecção dos corpos de prova necessários a esta pesquisa, inicialmente adicionou-se água às amostras de argila mole, coletadas no campo, até que a umidade da argila se aproximasse de seu Limite de Liquidez.

Logo em seguida as amostras de argila foram homogeneizadas por cinco minutos utilizando-se argamassadeira planetária dotada de cuba metálica de capacidade de 5 litros e pá (batedor) em aço inoxidável, para, posteriormente, serem mantidas em descanso em local fresco e determinadas suas massas.

Conhecendo-se a massa e o peso específico da argila mole foi possível calcular seu volume.

A quantidade de cimento acrescida ao solo mole para a confecção dos corpos de prova foi obtida considerando-se dosagem em termos de massa de cimento por volume de amostra a ser tratada.

Para a confecção da mistura de solo/cimento foram consideradas as seguintes dosagens: 200, 400 e 600kg/m³. O cimento utilizado foi do tipo CP III-32 e a relação água/cimento de 0,8, ou seja, mesmas dosagens conduzidas para a confecção das colunas em campo.

O solo/cimento foi misturado em argamassadeira planetária inicialmente por dois minutos. Após este período foi avaliada a homogeneidade da mistura, verificando-se a ocorrência de pelotas e aglomerações de cimento. Uma vez constatada a boa qualidade desta, procedeu-se nova homogeneização por mais cinco minutos.

Para a moldagem dos corpos de prova foram utilizados moldes cilíndricos metálicos com altura e diâmetro de 100 e 50mm, respectivamente.

Com o intuito de se evitar a formação de bolhas e descontinuidades nos corpos de prova, pequenas batidas na parede externa das fôrmas foram realizadas.

Por fim, as faces superior e inferior dos cilindros foram niveladas e protegidas hermeticamente.

Os corpos de prova, após preparo, foram submersos em água com temperatura de 20º C por 7, 28, 56 e 120 dias.

A **Figura 4.7** e a **Figura 4.8** apresentam o aspecto da argamassadeira planetária e o batedor de aço inoxidável utilizados.

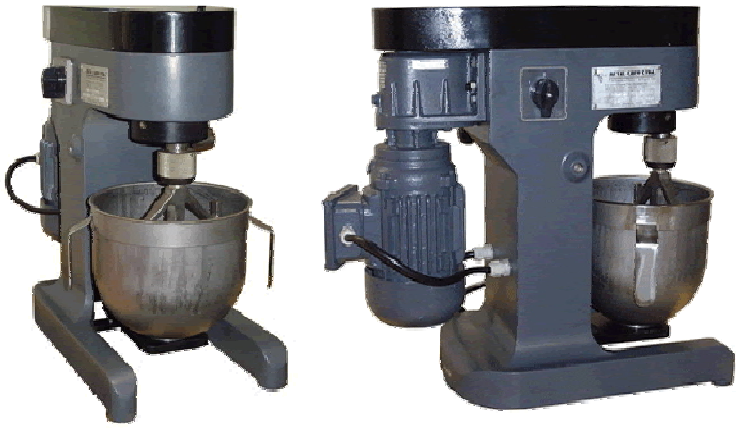


Figura 4.7 - Argamassadeira planetária utilizada na homogeneização das amostras.

Figura 4.8 Batedor de aço inoxidável.

4.2.2 Ensaios de compressão simples

Os ensaios de compressão simples foram executados de acordo com as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT: NBR 14992/03 Anexo "D" – *Determinação da resistência à compressão axial*. Nestes ensaios foram rompidos os corpos de prova obtidos em laboratório e os retirados das colunas por meio das sondagens rotativas.

As Figuras seguintes apresentam o aspecto de um corpo de prova moldado em laboratório e a execução do ensaio de compressão.

Figura 4.9. Corpo de prova cilíndrico moldado em laboratório

Figura 4.10. Execução de ensaio de compressão em corpo de prova moldado em laboratório

5 RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÕES

Este capítulo está divido em duas partes. A primeira abordará os ensaios de compressão conduzidos nas amostras estabilizadas em laboratório. Na segunda parte serão analisados os resultados dos ensaios de resistência à compressão executados em amostras obtidas por meio das sondagens rotativas.

5.1 Amostras estabilizadas em laboratório

As Tabelas seguintes apresentam os valores de resistência à compressão simples dos corpos de prova ensaiados para 7, 28, 56 e 120 dias. Para o consumo de cimento equivalente a 600kg/m^3 somente serão apresentados resultados de resistência referente aos tempos de cura de 7, 28, 56 dias, uma vez que os corpos de prova rompidos com 120 dias apresentaram resultados não satisfatórios.

As Figuras seguintes apresentam a variação dos valores obtidos.

Tabela 5.1. Resistência à compressão simples (MPa). Consumo de cimento 200kg/m^3.

Resistência à compressão simples (MPa) - consumo 200 kg/m³				
Amostra	Tempo de cura (dias)			
	7	28	56	120
1	1,30	2,90	2,90	4,00
2	1,10	3,00	3,30	3,60
3	1,00	2,70	3,00	3,70
4	1,20	2,50	3,50	3,70
Média$_{200}$	1,15	2,78	3,18	3,75
sd	0,13	0,22	0,28	0,17
COV	0,11	0,08	0,09	0,05

Onde: sd=desvio padrão; COV=coeficiente de variação

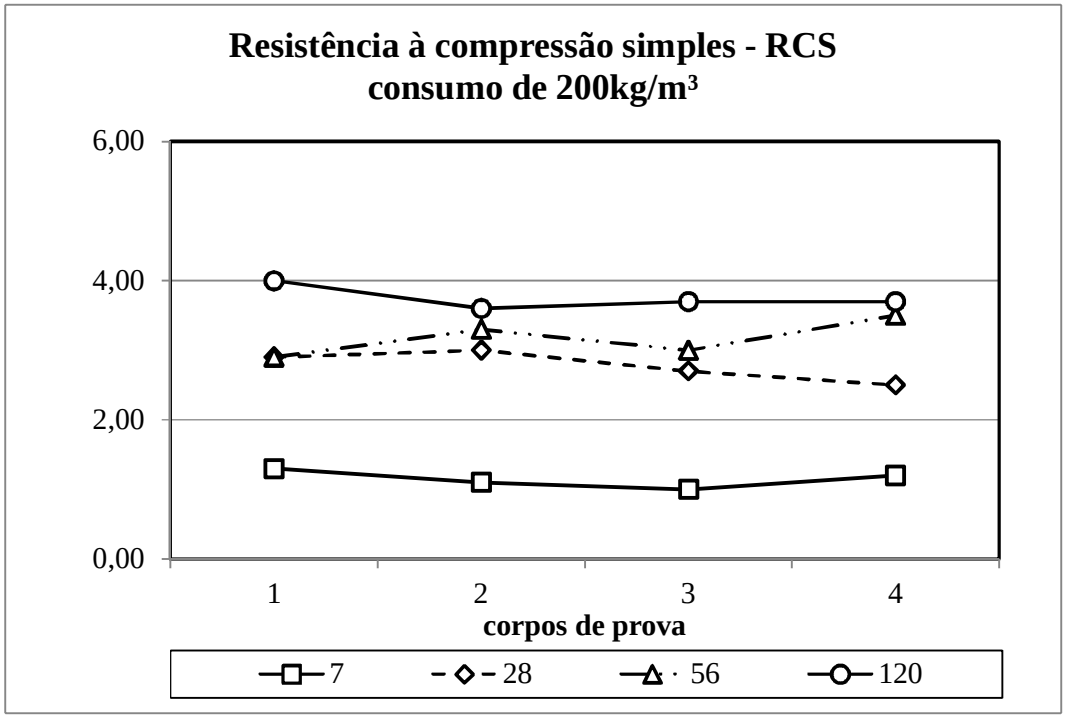


Figura 5.1– Valores de resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 200kg/m^3.

Tabela 5.2. Resistência à compressão simples (MPa). Consumo de cimento 400kg/m^3

Resistência à compressão simples (MPa) - consumo 400 kg/m³				
Amostra	Tempo de cura (dias)			
	7	28	56	120
1	1,50	4,70	5,20	9,30
2	1,50	4,70	6,00	7,00
3	1,40	4,40	5,90	7,00
4	1,40	4,50	4,80	7,00
$Média_{400}$	1,45	4,58	5,48	7,58
sd	0,06	0,15	0,57	1,15
COV	0,04	0,03	0,10	0,15

Onde: sd=desvio padrão; COV=coeficiente de variação

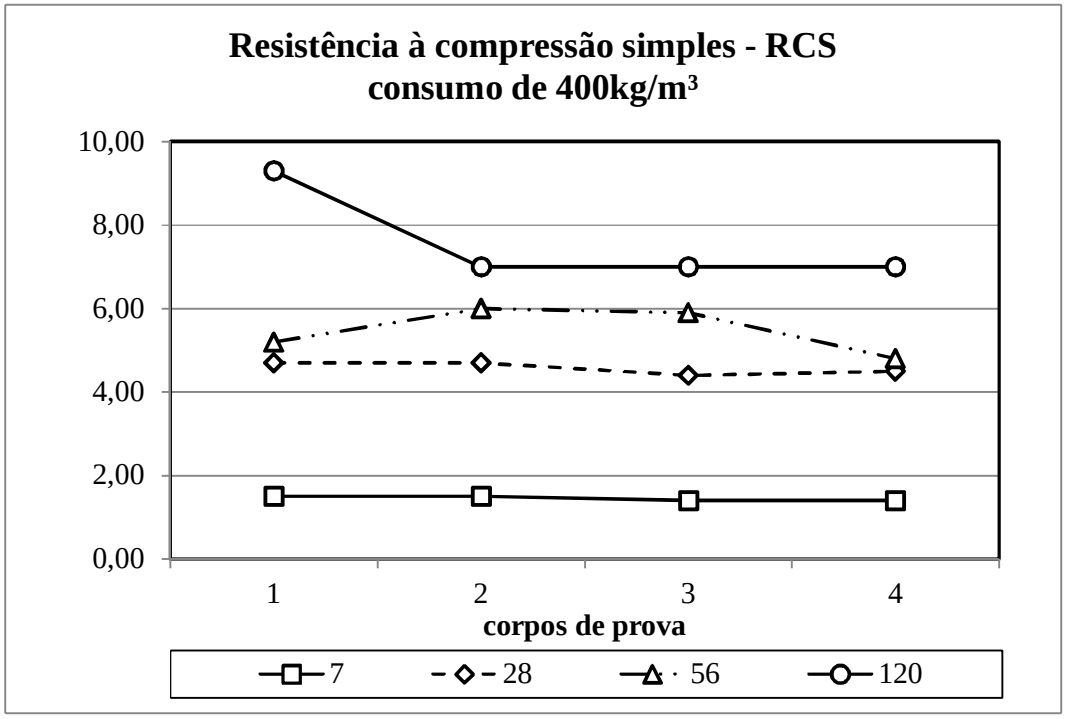


Figura 5.2.Valores de resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 400kg/m^3

Tabela 5.3. Resistência à compressão simples (MPa). Consumo de cimento 600kg/m^3

Resistência à compressão simples (MPa) – consumo 600kg/m^3			
Amostra	Tempo de cura (dias)		
	7	28	56
1	1,7	7,9	8,5
2	1,9	7,6	9,4
3	2,2	7,9	8,9
4	2,4	7,7	8,4
Média$_{600}$	2,05	7,78	8,8
Sd	0,31	0,15	0,45
COV	0,15	0,02	0,05

Onde: sd=desvio padrão; COV=coeficiente de variação

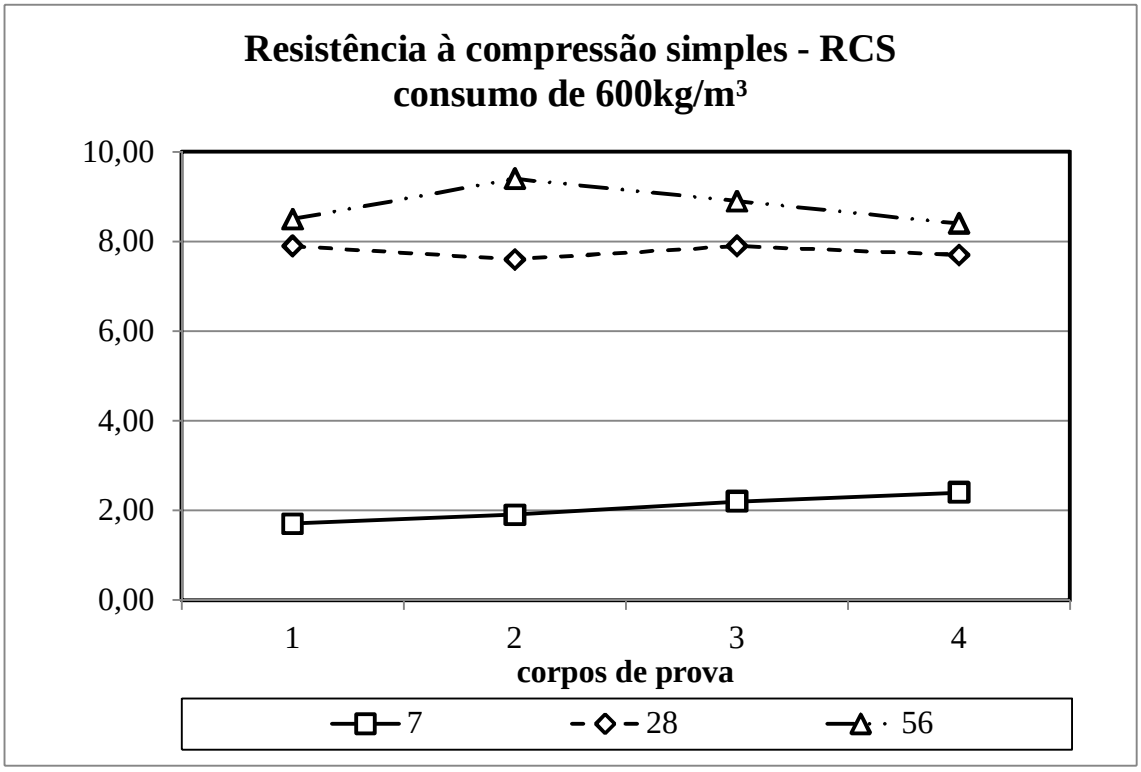


Figura 5.3. Valores de resistência à compressão simples obtidos para consumo de cimento de 600kg/m^3

De acordo com as Tabelas apresentadas pode-se verificar que os valores médios de resistência à compressão simples aos 7 dias, considerando-se consumo de cimento equivalente a 200, 400 e 600kg/m^3 , foram respectivamente: 1,15MPa (desvio padrão de 0,13 e coeficiente de variação de 0,11); 1,45MPa (desvio padrão de 0,06 e coeficiente de variação de 0,04) e 2,05MPa (desvio padrão de 0,31 e coeficiente de variação de 0,15).

Os valores de resistência à compressão simples aos 28 dias obtidos considerando-se o consumo de cimento equivalente a 200, 400 e 600kg/m^3 foram respectivamente: 2,78MPa (desvio padrão de 0,22 e coeficiente de variação de 0,08), 4,58MPa (desvio padrão de 0,15 e coeficiente de variação de 0,03) e 7,78MPa (desvio padrão de 0,15 e coeficiente de variação de 0,02).

Os valores de resistência à compressão simples aos 56 dias obtidos considerando-se o consumo de cimento equivalente a 200, 400 e 600kg/m^3 foram respectivamente: 3,18MPa

(desvio padrão de 0,28 e coeficiente de variação de 0,09), 5,48MPa (desvio padrão de 0,57 e coeficiente de variação de 0,10) e 8,80MPa (desvio padrão de 0,45 e coeficiente de variação de 0,05).

Os valores de resistência à compressão simples aos 120 dias obtidos considerando-se o consumo de cimento equivalente a 200 e 400kg/m^3 foram respectivamente: 3,75MPa (desvio padrão de 0,17 e coeficiente de variação de 0,05) e 7,58MPa (desvio padrão de 1,15 e coeficiente de variação de 0,15).

Os valores de coeficiente de variação observados indicam a boa homogeneização da mistura.

A **Figura 5.4** apresenta a variação da resistência à compressão simples, para cada tempo de cura ensaiado, em função do consumo de cimento utilizado e a **Tabela 5.4**. Variação dos valores de resistência à compressão simples com o consumo de cimento. apresenta as regressões obtidas e seus respectivos R^2.

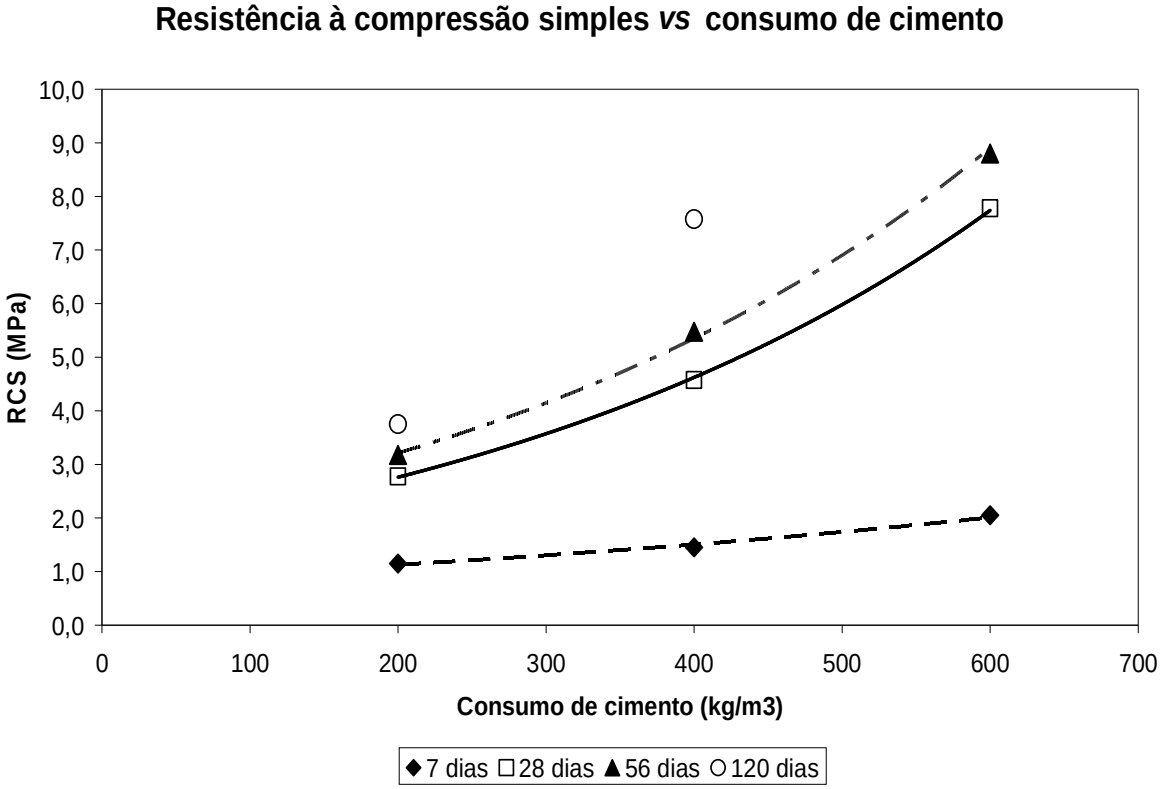


Figura 5.4. Resistência a compressão simples *versus* consumo de cimento

Tabela 5.4. Variação dos valores de resistência à compressão simples com o consumo de cimento.

Tempo de cura	Regressão	R^2
7	$y = 0,8451e^{0,0014x}$	0,9871
28	$y = 1,6495e^{0,0026x}$	0,9997
56	$y = 1,9296e^{0,0025x}$	0,9984

Para todas as datas analisadas a resistência à compressão simples mostrou-se sempre crescente em função do consumo de cimento. As regressões exponenciais mostraram boa aderência com a série de pontos, com $R^2 > 0,98$.

A Figura a seguir apresenta a relação entre os resultados dos ensaios de RCS (resistência a compressão simples) obtidos para os diferentes consumos de cimento nas diferentes datas ensaiadas.

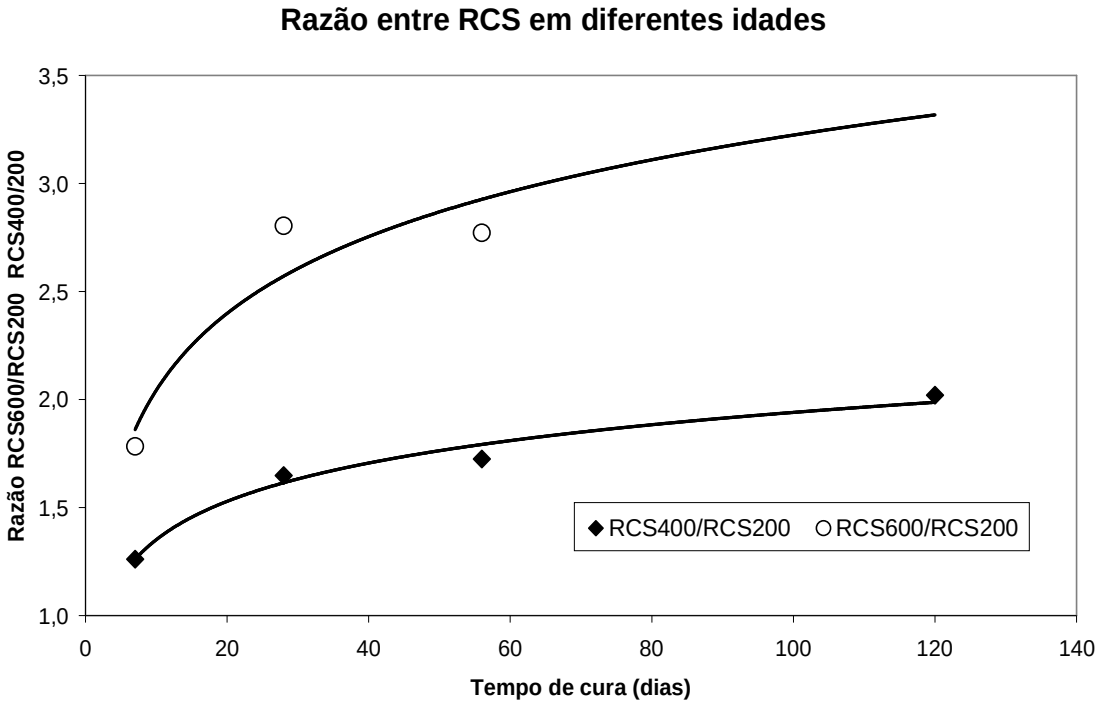


Figura 5.5. Razão entre resistência a compressão em diferentes tempos de cura

Conforme a **Figura 5.5** apresentada, pode-se notar que a RCS obtida para o consumo de 600kg/m^3 foi cerca de 1,8 vezes superior ao valor obtido na mesma data para o consumo de 200kg/m^3 para tempo de cura equivalente a 7 dias, aumentando para cerca de 2,8 com 28 dias e mantendo o mesmo valor com 56 dias. A mesma tendência é notada quando são comparados os resultados obtidos para os consumos de 400 e 200kg/m^3, na primeira idade ensaiada a relação resulta em 1,3, passando a 1,65 com 28 dias, 1,72 com 56 dias e atingindo valor máximo de 2,0 com 120 dias.

Para as duas relações analisadas ($RCS_{600/200}$ e $RCS_{400/200}$) nota-se um crescimento de cerca de 50% entre a relação na primeira data (7 dias) e a última (120 dias), fato este que

mostra que os resultados obtidos nas primeiras idades podem não representar a real diferença de resistência entre os consumos.

A **Figura 5.6** apresenta a variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura das amostras e na **Tabela 5.5** podem-se verificar as equações obtidas por regressão logarítmica e seus respectivos R^2.

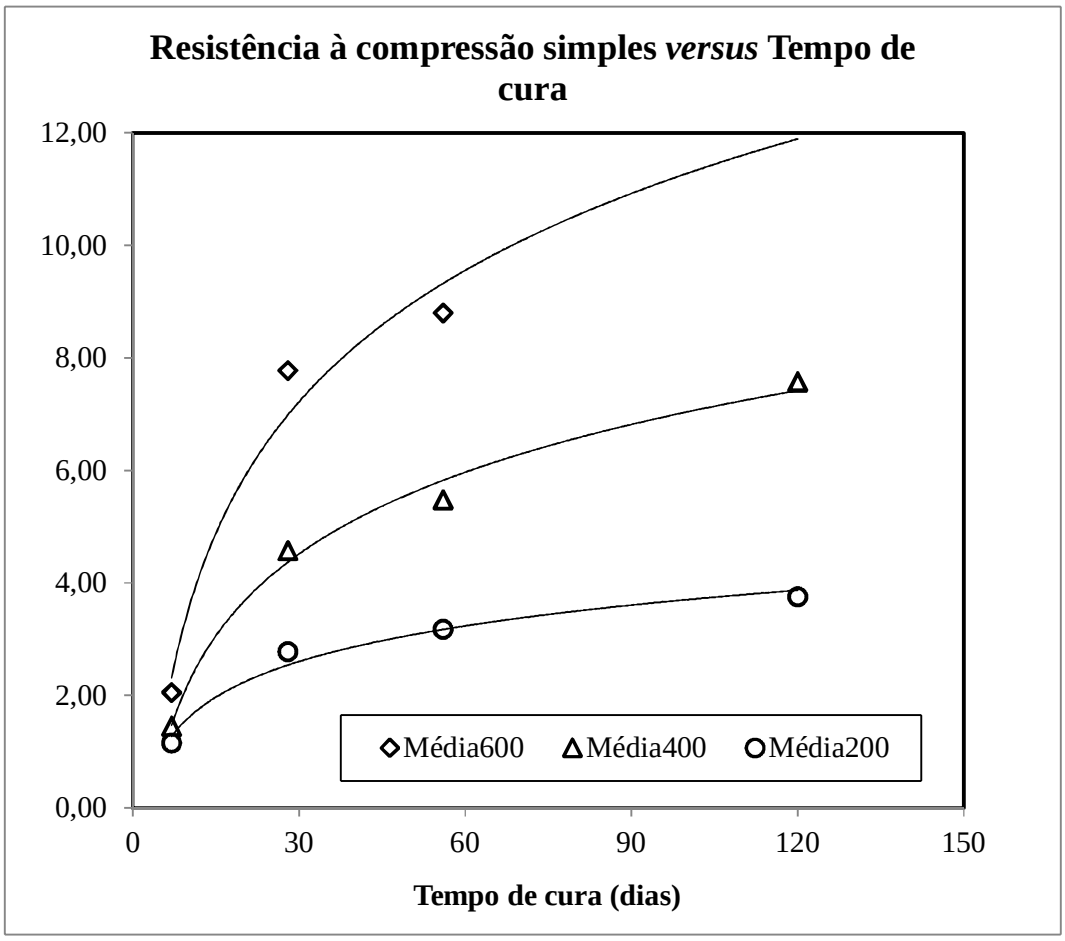


Figura 5.6. Resistência à compressão simples *versus* tempo de cura.

Tabela 5.5 Variação dos valores de resistência à compressão simples com os consumos de cimento estudados.

Consumo de cimento (kg/m^3)	Regressão	R^2
200	y = 0,9135ln(x) - 0,5056	0,9773
400	y = 2,097ln(x) - 2,6184	0,9904
600	y = 3,3723ln(x) - 4,2497	0,9635

Para todos os tempos de cura analisados a resistência à compressão simples mostrou-se sempre crescente. As regressões logarítmicas mostraram boa aderência com a série de pontos, com R^2 >0,96.

Conforme apresentado na **Figura 5.6** verifica-se que nas primeiras idades o crescimento da resistência à compressão simples é bem representado por uma curva logarítmica, uma vez que o nas primeiras idades o crescimento é mais acelerado, diminuindo gradualmente com o tempo.

A **Figura 5.7** seguinte reapresenta a resistência à compressão simples em função da idade de cura das amostras, no entanto, o tempo está apresentado em escala logarítmica.

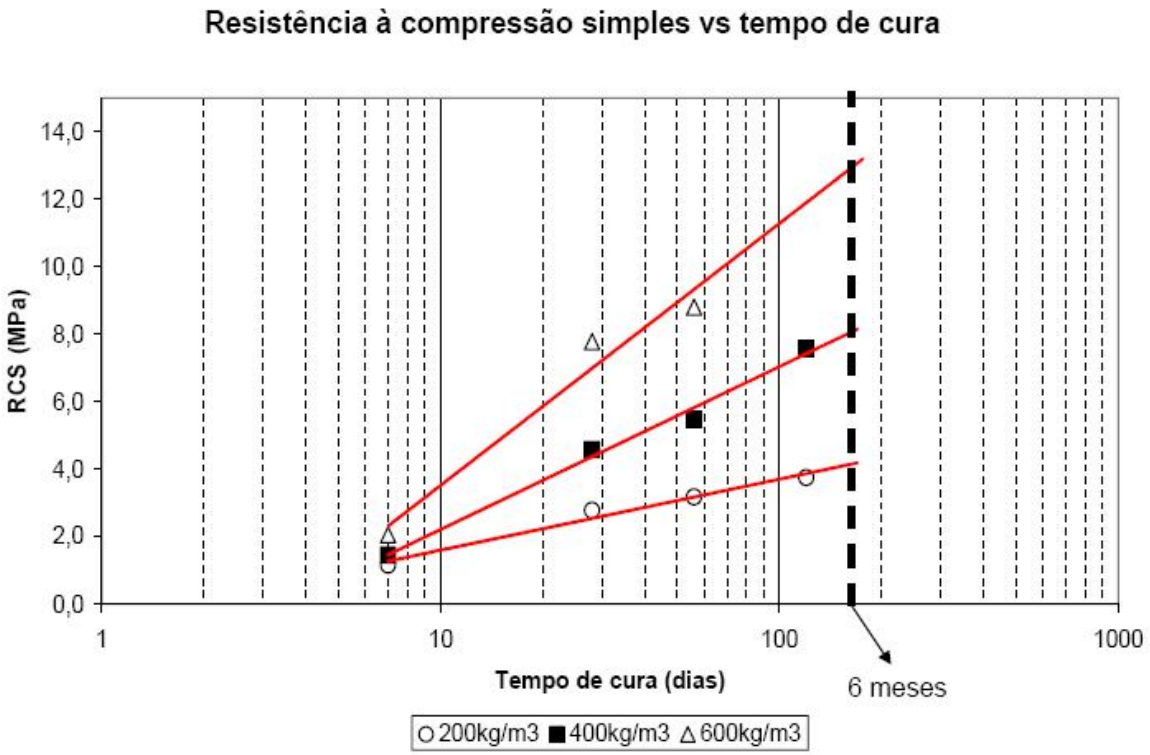


Figura 5.7. Resistência à compressão simples versus tempo de cura.

Com base na **Figura 5.7** nota-se que, caso realmente a função logarítmica seja a que melhor represente a relação RCS x tempo, para um período de cerca de 10 anos a RCS poderia atingir aproximadamente o dobro dos máximos valores obtidos com 120 dias.

5.2 Ensaios de campo

5.2.1 Amostras ensaiadas coletadas em campo

Para determinação da resistência à compressão simples, as colunas foram perfuradas por meio de equipamento de sondagem rotativa e as amostras foram rompidas em laboratório.

Em algumas colunas a recuperação das amostras se deu parcialmente, no entanto, não é possível afirmar a causa para tal acontecimento, visto que diversos fatores, como desaprumo da sonda rotativa, desaprumo da coluna, variação do diâmetro da coluna, presença de argila no interior da coluna, danos causados à amostra pelo processo de extração, etc. podem interferir na qualidade da amostra recuperada.

A seguir é apresentada uma das caixas de amostras retiradas e as porcentagens de recuperação.

Penetração		Recuperação		Foto das amostras
De	Para	m	%	
0,00	0,60	-	-	
0,60	2,00	0,90	64,3	
2,00	3,50	1,50	100,0	
3,50	5,00	1,25	83,3	
5,00	6,50	1,25	83,3	
6,50	8,00	1,45	96,7	
8,00	9,50	1,30	86,7	
9,50	11,00	1,45	96,7	
11,00	12,50	1,40	93,3	
12,50	14,00	1,50	100,0	
14,00	15,50	1,50	100,0	
15,50	20,00	1,35	30,0	
Total recuperado (m)			14,9	
Recuperação média (%)			74,3	

Figura 5.8 – Amostras extraídas coluna teste

As 598 amostras extraídas das colunas de DSM foram ensaiadas em diferentes tempos de cura. A **Tabela 5.6** e a **Figura 5.9** apresentam a distribuição dos ensaios dentro dos tempos de cura executados

Tabela 5.6. Análise estatística das amostras obtida em campo.

Tempo de cura (dias)		
Total de colunas (unid)		598
Idade Média (dias)		105
Desvio Padrão (dias)		63,87
Mínimo (dias)		15
Máximo (dias)		288
Assimetria		0,803
Desv. Pad. Assimetria		0,100
Curtose		-0,378
Desv. Pad. Curtose		0,200
Percentil	10%	35
	20%	50
	30%	56
	40%	70
	50%	87
	60%	106
	70%	125
	80%	174
	90%	210

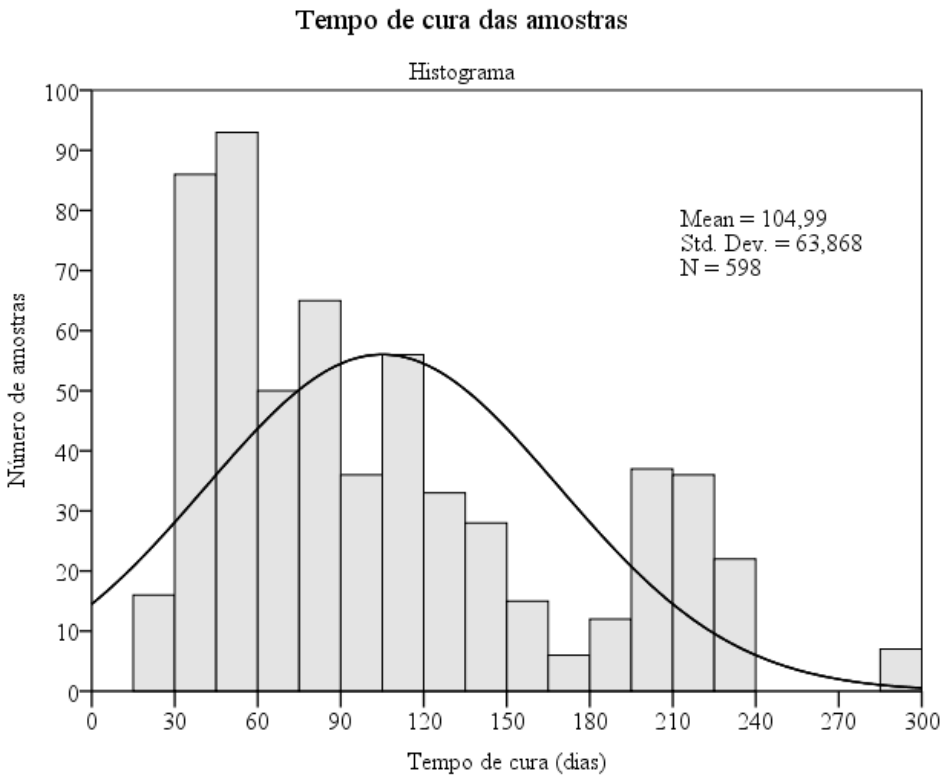


Figura 5.9. Histograma de frequências entre número de amostras e tempos de cura

Por meio da **Tabela 5.6** e da **Figura 5.9** nota-se que a idade média de ensaios dos corpos de prova foi de 105 dias, com desvio padrão de 64 dias. A amostra mais nova ensaiada foi com 15 dias e a mais velha com 288 dias.

O valor da curtose obtida foi de -0,378, o que caracteriza uma curva de frequência mais fechada que a curva normal já o valor da assimetria é de 0,803 que indica uma curva com assimetria moderada.

Na **Tabela 5.7** e na **Figura 5.10** encontram-se os dados de idade, frequência e quantidade de amostras para cada idade e percentagem acumulada.

Tabela 5.7. Frequências e porcentagens acumuladas dos corpos de prova obtidos

Idade (dias)	Frequência	% Acumulada
15	3	0,50%
30	13	2,68%
45	102	19,73%
60	92	35,12%
75	35	40,97%
90	65	51,84%
105	36	57,86%
120	56	67,22%
135	33	72,74%
150	28	77,42%
165	15	79,93%
180	6	80,94%
195	20	84,28%
210	54	93,31%
225	11	95,15%
240	22	98,83%
255	0	98,83%
270	0	98,83%
285	0	98,83%
300	7	100,00%
Mais	0	100,00%
Total	598	

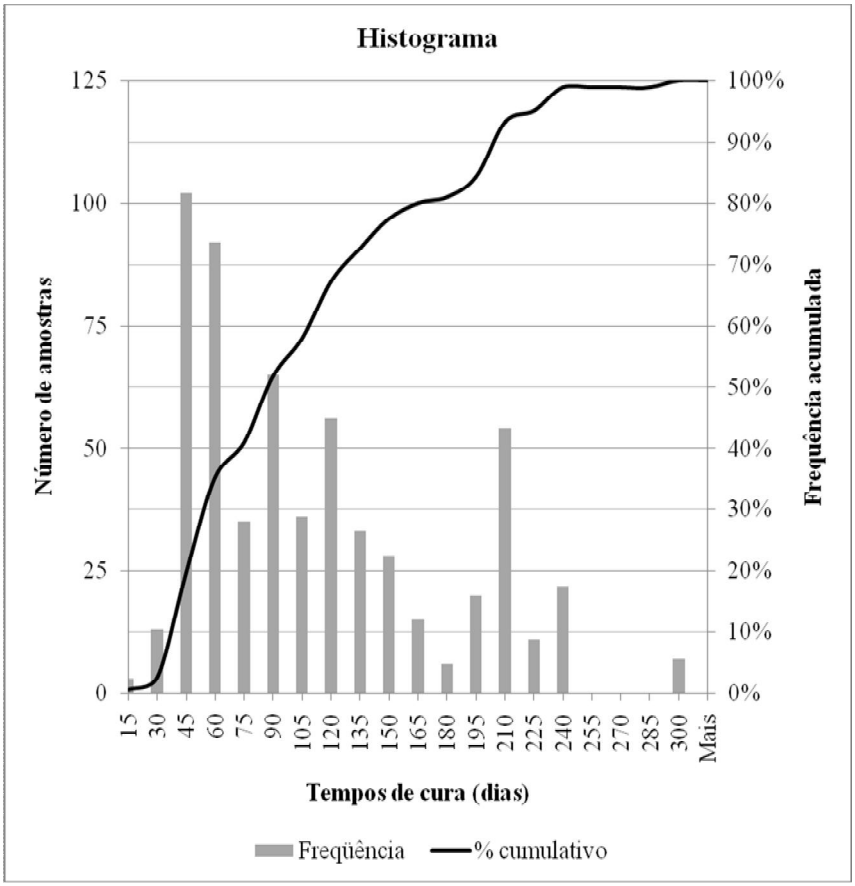


Figura 5.10. Distribuição de frequência das amostras coletadas.

Por meio da **Tabela 5.7** e da **Figura 5.10** pode-se observar que 50% das amostras foram rompidas com idade inferior a 90 dias, 93% com idade inferior a 210 dias e apenas 3% com idade menor ou igual a 30 dias.

5.2.2 Parâmetros de resistência obtidos por ensaios de compressão simples

Em laboratório, em função das perdas por corte e retificação, quebras mecânicas para colocação e adequação nas caixas de sondagens poderiam ter sido teoricamente moldados cerca de 2380 corpos de prova.

Entretanto, efetivamente só se conseguiu moldar 598 corpos de prova. Ou seja, uma amostragem de 25% das amostras possíveis. A Figura seguinte apresenta uma relação entre amostras ensaiadas e amostras que possivelmente poderiam ter sido ensaiadas para cada coluna individualmente.

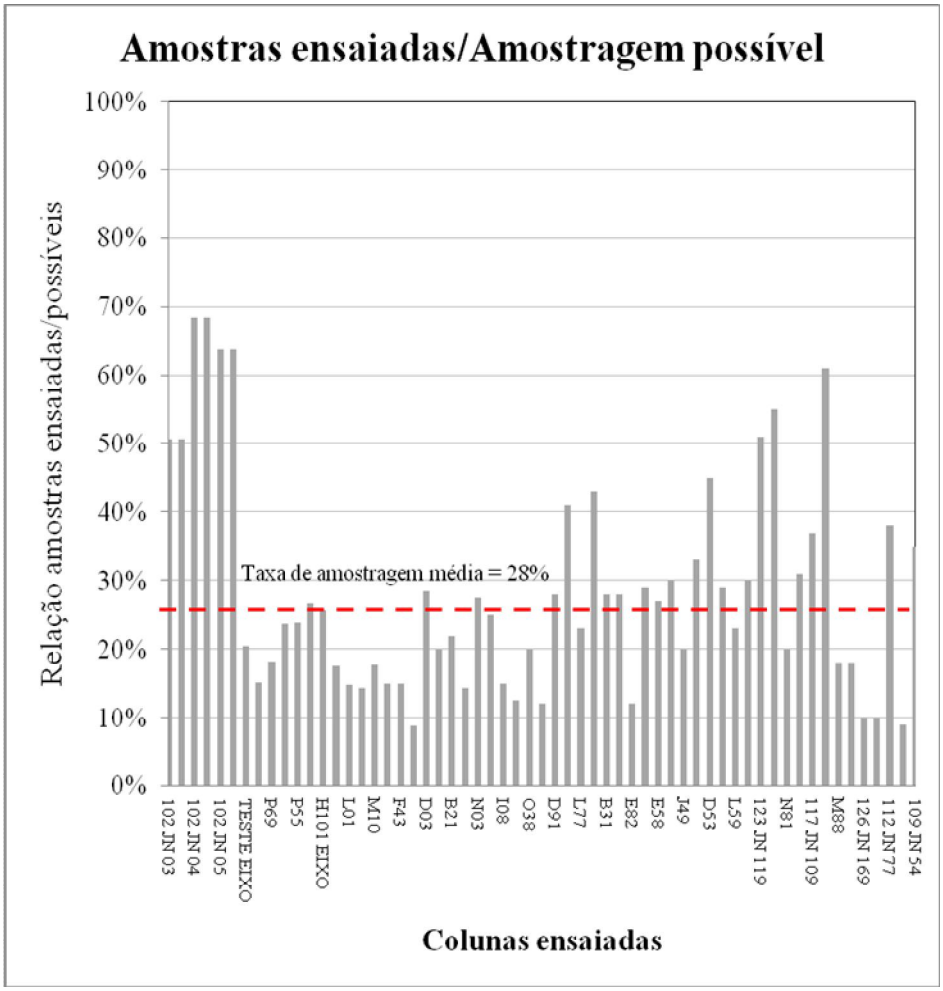


Figura 5.11. Relação entre amostras ensaiadas/possíveis.

A taxa de amostragem de cada coluna variou entre 9% e 68%, com valor médio de 28%, desvio padrão de 0,18 e coeficiente de variação de 64%.

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras retiradas por sondagem rotativa das colunas de DSM. Na **Tabela 5.8** a seguir é apresentada a análise estatística resultante e na **Figura 5.12** observa-se o histograma para todos os resultados obtidos.

Tabela 5.8. Análise estatística dos corpos de prova ensaiados

Número de amostras válidas		598 cp´s
Média		6,76MPa
Mediana		6,03MPa
Moda		4,70MPa
Desvio Padrão		3,82MPa
Assimetria		1,58
Desv. Pad. Da Assimetria		0,10
Curtose		3,74
Desv. Pad. Da Curtose		0,20
Mínimo		0,10MPa
Máximo		27,56MPa
Percentil	5%	2,07MPa
	95%	14,52MPa

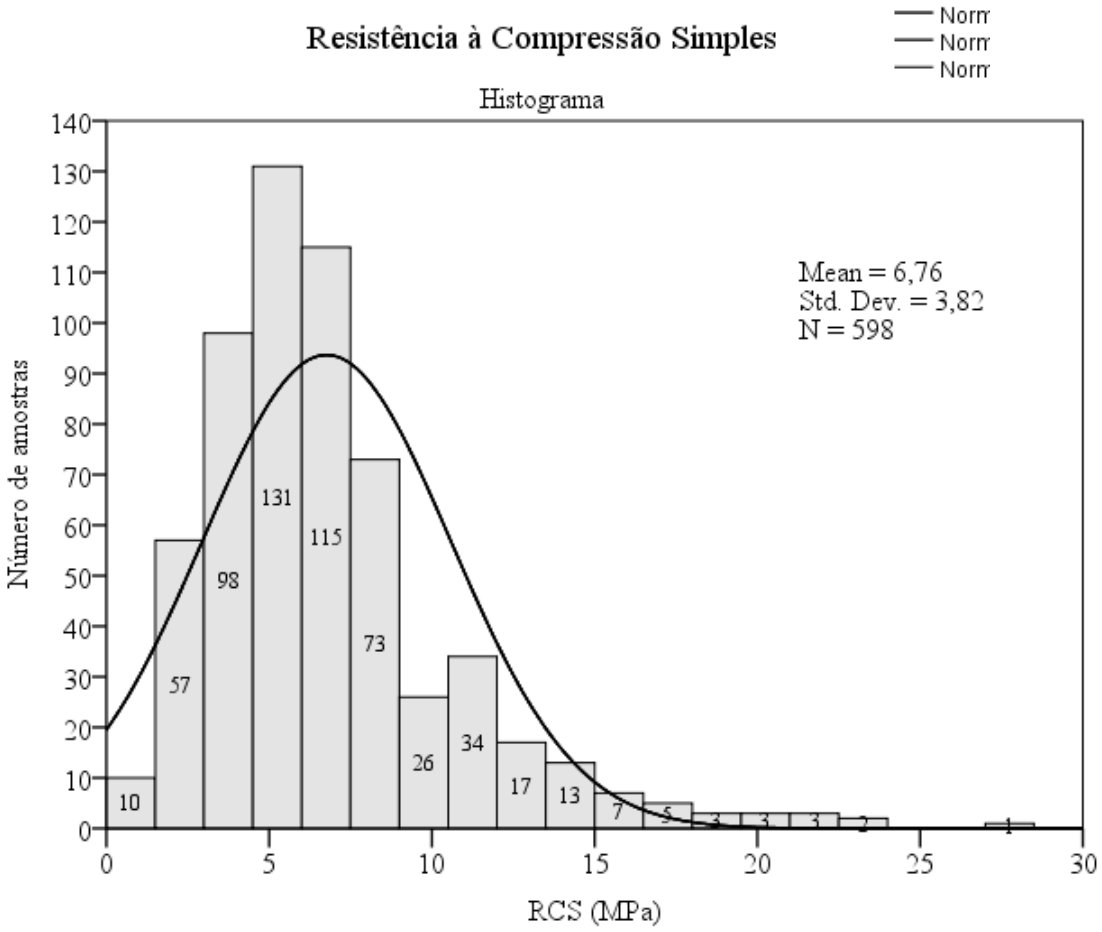


Figura 5.12. Histograma de frequências – Resistência à compressão simples

Por meio da **Tabela 5.8** e da **Figura 5.12** nota-se que o valor médio para a Resistência à Compressão Simples foi de 6,76MPa, com desvio padrão de 3,82MPa e coeficiente de variação de 56%. Também se observa que 95% dos valores encontram-se acima de 2,07MPa e apenas 5% situam-se acima de 14,52MPa.O valor da curtose foi 3,74, o que caracteriza uma curva de mais aberta que a curva normal, o valor da assimetria é de 1,58 que indica uma curva com assimetria forte.

Na **Figura 5.13** são apresentados os valores de RCS médios obtidos em uma mesma data para cada coluna individualmente. O menor valor médio obtido foi de 1,86MPa e o maior valor foi de 16,56MPa. A resistência à compressão simples (RCS) média obtida entre os valores médios de cada coluna foi de 7,07MPa, com desvio padrão de 3,33MPa e coeficiente de variação de 47%.

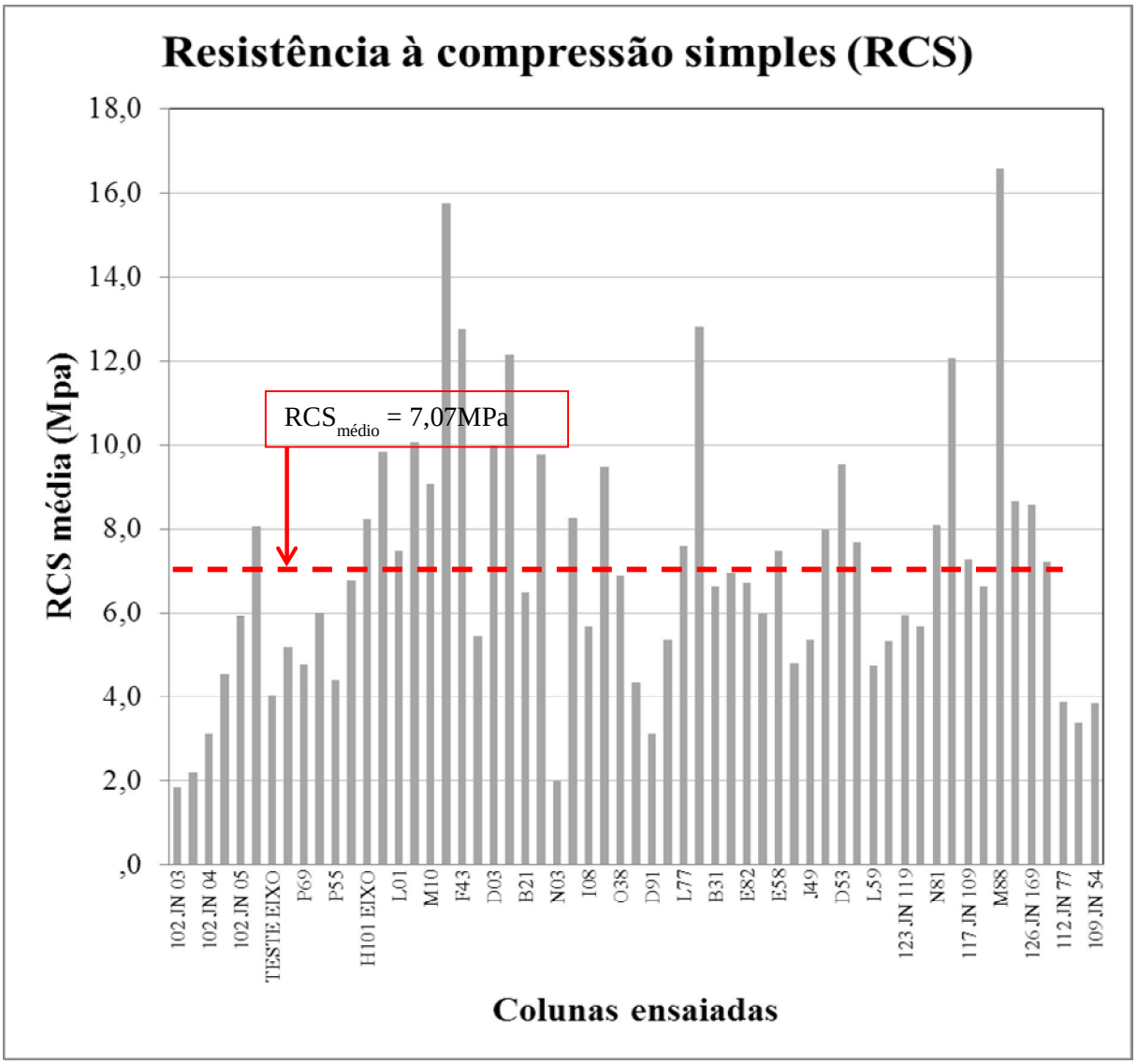


Figura 5.13. Resistência média à compressão para cada coluna.

Na **Figura 5.14** são apresentados os coeficientes de variação (COV) obtidos entre os ensaios de uma mesma data de uma mesma coluna de DSM ensaiada.

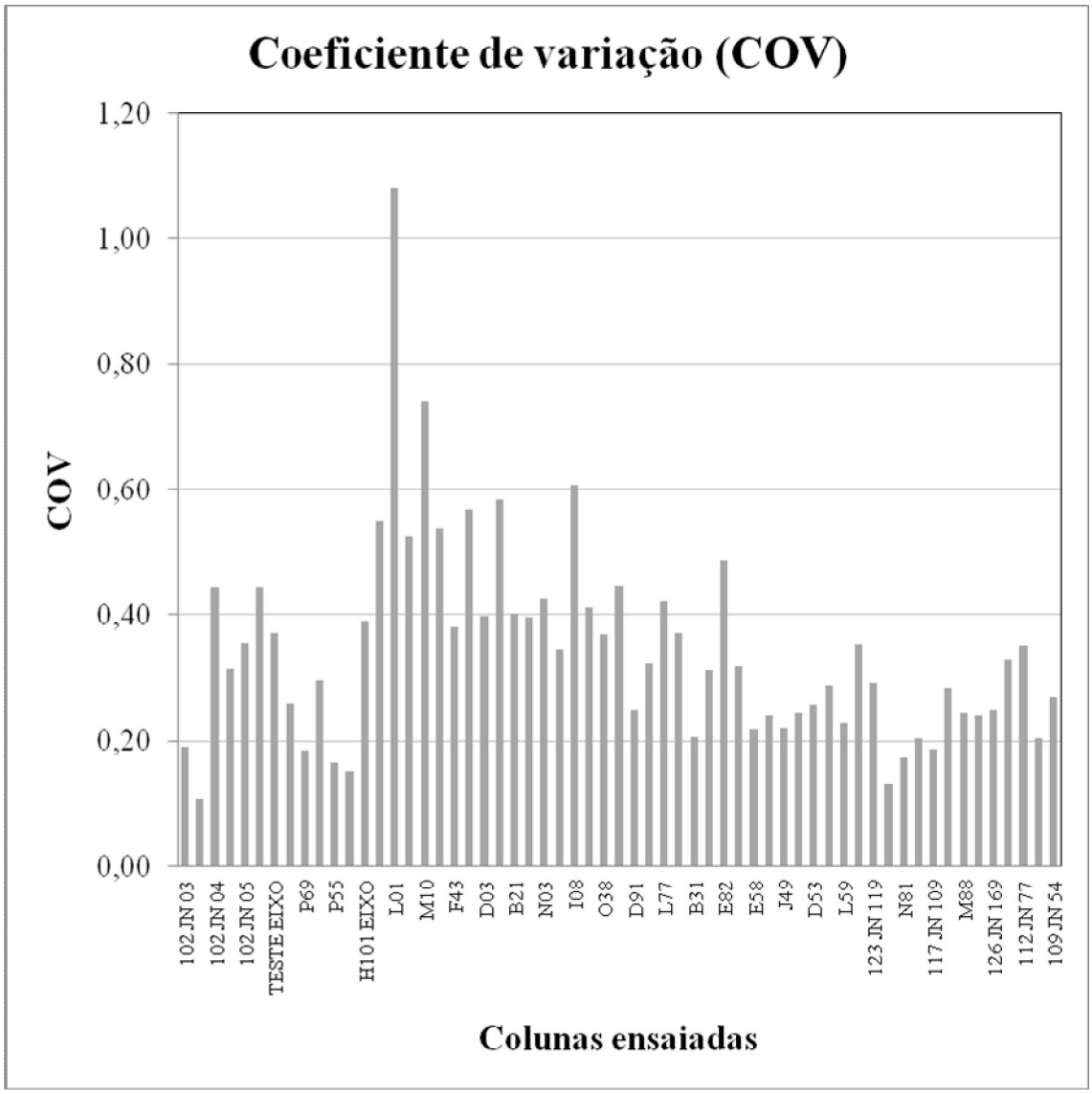


Figura 5.14. Coeficientes de variação obtidos para cada coluna.

Por meio da **Figura 5.14** pode-se observar que os valores obtidos variaram entre 0,11 e 1,08 e o valor médio obtido para todas as colunas foi de 0,35±0,20.

Tabela 5.9. Colunas que apresentaram os maiores valores de coeficiente de variação.

Coluna	RCS_{campo} (MPa)	COV
102 JN 04	3,16	0,44
102 JN 05	8,07	0,44
P17	9,86	0,55
L01	7,47	1,08
D13	10,06	0,52
M10	9,10	0,74
F25	15,74	0,54
N25	5,46	0,57
J17	12,14	0,58
B21	6,49	0,40
N03	1,99	0,43
I08	5,68	0,61
C38	9,49	0,41
TESTE (BORDO)	4,37	0,45
L77	7,59	0,42
E82	6,71	0,49

Utilizando a proposta de Topolnik (2004) pode-se determinar o valor de qud, ou seja, o valor no qual se têm a garantia que 90% dos resultados do campo encontram-se acima do valor calculado. Conforme equação 13.

$$q_{ud} = [1 - 1{,}3 * (Cov)] * q_{uf} = \gamma * q_{uf} \quad (13)$$

Na **Figura 5.15** a seguir são apresentados os valores de q_{ud} para os ensaios executados em cada coluna de DSM, em cada data.

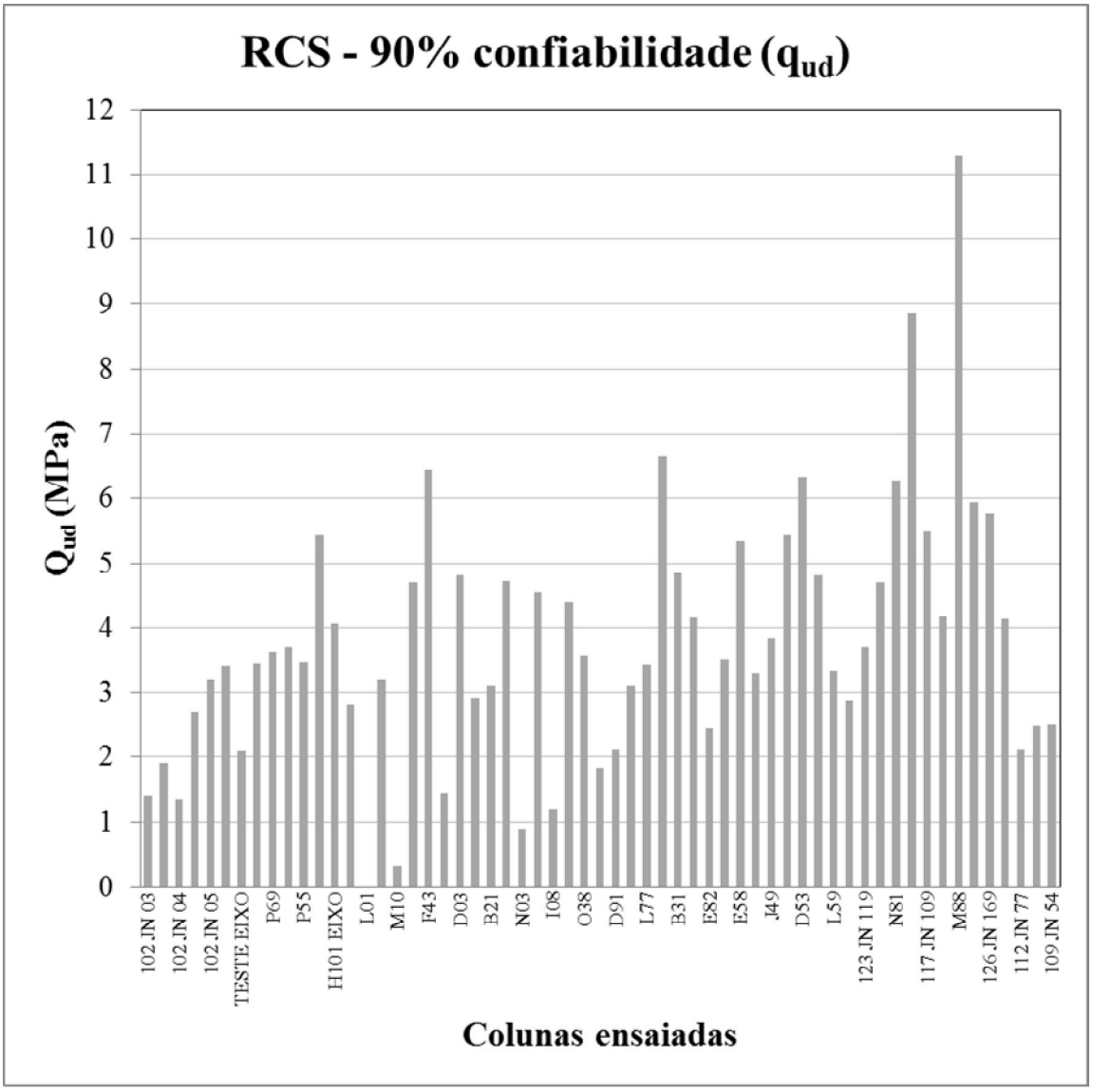


Figura 5.15. Valores de resistência à compressão simples (90% de confiabilidade)

O valor q_{ud} médio obtido foi de 3,17MPa, com desvio padrão de 1,47 e coeficiente de variação de 0,46. A **Tabela 5.10** e a **Figura 5.16** apresentam os resultados das análises estatísticas efetuadas considerando-se Qud90%.

Tabela 5.10. Análise estatística Qud90%.

Número de amostras		59
Média (MPa)		3,17
Desvio Padrão (MPa)		1,47
Assimetria		1,06
Desv. Pad. Assimetria		0,31
Curtose		2,95
Desv. Pad. Curtose		0,61
Mínimo (MPa)		0,00
Máximo (MPa)		11,28
Percentil	10%	1,4 (MPa)
	90%	6,28 (MPa)

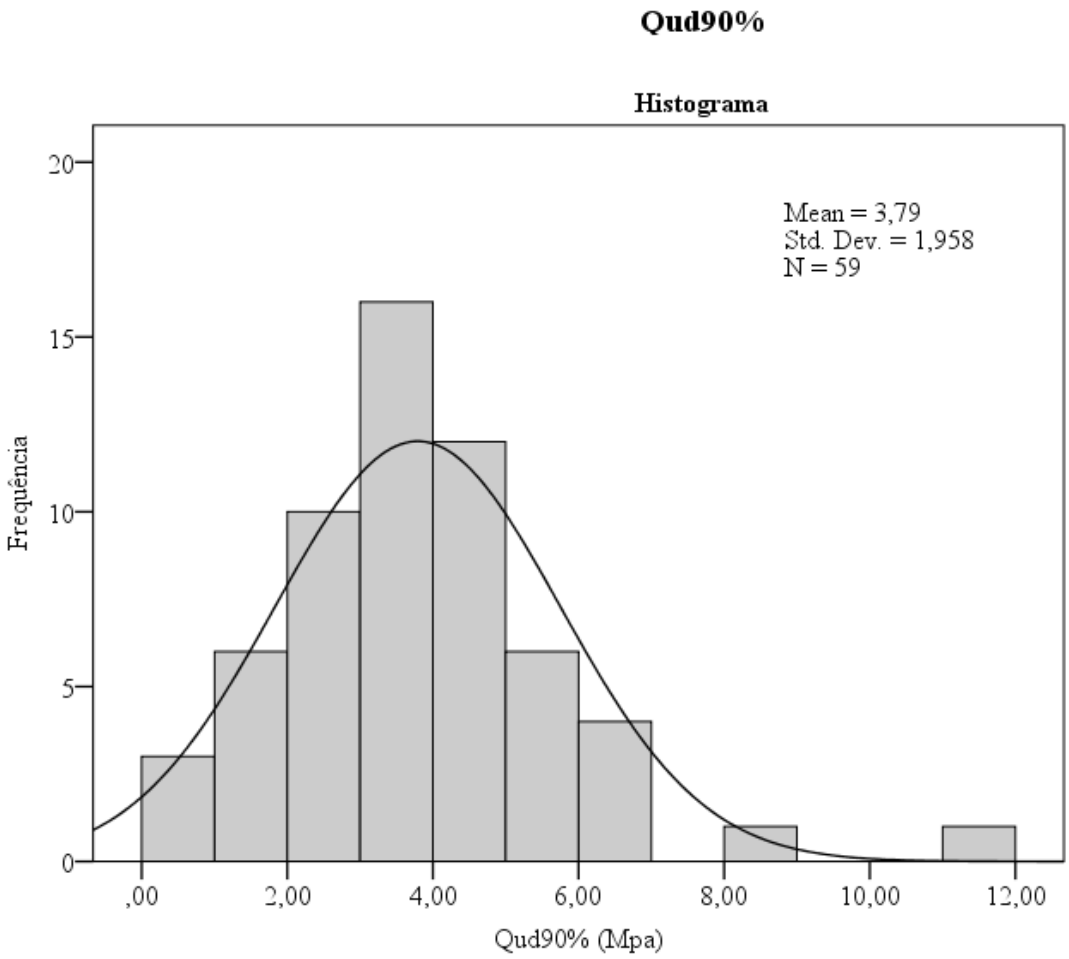


Figura 5.16. Histograma de frequências Qud90%.

Os valores máximos e mínimos resultantes foram 11,28MPa e zero e a média foi de 3,17Mpa. O valor de curtose é de 2,95 e assimetria de 1,06.

A ocorrência do valor zero pode ser explicada, pois para casos em que o coeficiente de variação supera a unidade o valor de Qud conceitualmente é zero.

As amostras coletadas em campo foram ensaiadas com tempos de cura variando entre 21 e 238 dias e os resultados foram agrupados em intervalos de 30 dias. A

Tabela 5.11 apresenta os resultados de resistência à compressão em cada intervalo de idade de cura.

Tabela 5.11. Análise estatística – resistência a compressão em diversos tempos de cura.

Tratamento		Resistência a compressão (RCS) e diferentes tempos de cura (dias)							
		RCS30	RCS60	RCS90	RCS120	RCS150	RCS180	RCS210	RCS240
Cp´s	Validos	118	127	101	89	43	26	65	29
	Faltantes	480	471	497	509	555	572	533	569
Média (MPa)		5,94	6,14	6,52	5,90	11,85	7,80	5,83	9,96
Desvio Padrão (MPa)		3,62	2,96	2,63	2,75	5,51	4,07	2,26	5,97
Coeficiente de Variação		61%	48%	40%	47%	47%	52%	39%	60%
Assimetria (MPa)		1,60	0,70	0,98	0,63	0,61	2,65	0,23	0,44
Desv. Pad. da Assimetria (MPa)		0,22	0,21	0,24	0,26	0,36	0,46	0,30	0,43
Curtose		3,31	0,09	1,03	0,85	0,28	7,88	-0,30	-0,58
Desv. Pad. da Curtose		0,44	0,43	0,48	0,51	0,71	0,89	0,59	0,85
Mínimo (MPa)		0,00	0,49	1,34	0,91	2,07	3,43	1,88	1,63
Máximo (MPa)		19,92	15,60	14,92	15,03	27,56	22,67	11,95	23,13
Percentil	5%	1,60	2,12	3,15	1,36	3,88	3,58	2,27	1,72
	95%	13,61	11,31	12,37	11,06	21,68	21,03	9,74	21,63

Os valores de média mostraram-se crescentes com o tempo, exceto para as datas mais avançadas (acima de 150 dias), nas quais a menor quantidade de amostras torna a análise menos significativa, entretanto, os valores médios nestas datas (150, 180 e 240 dias) ainda apresentaram-se superiores que os valores obtidos nas idades mais recentes (30, 60, 90 e 120). O coeficiente de variação também se mostrou maior para as idades mais avançadas, atingindo o valor máximo de 5,97MPa para 240 dias. O coeficiente de variação situou-se entre 40% e 60%, independente da data considerada.

Da **Figura 5.17** até a **Figura 5.24** são apresentados os gráficos dos histogramas obtidos por meio das análises estatísticas efetuadas.

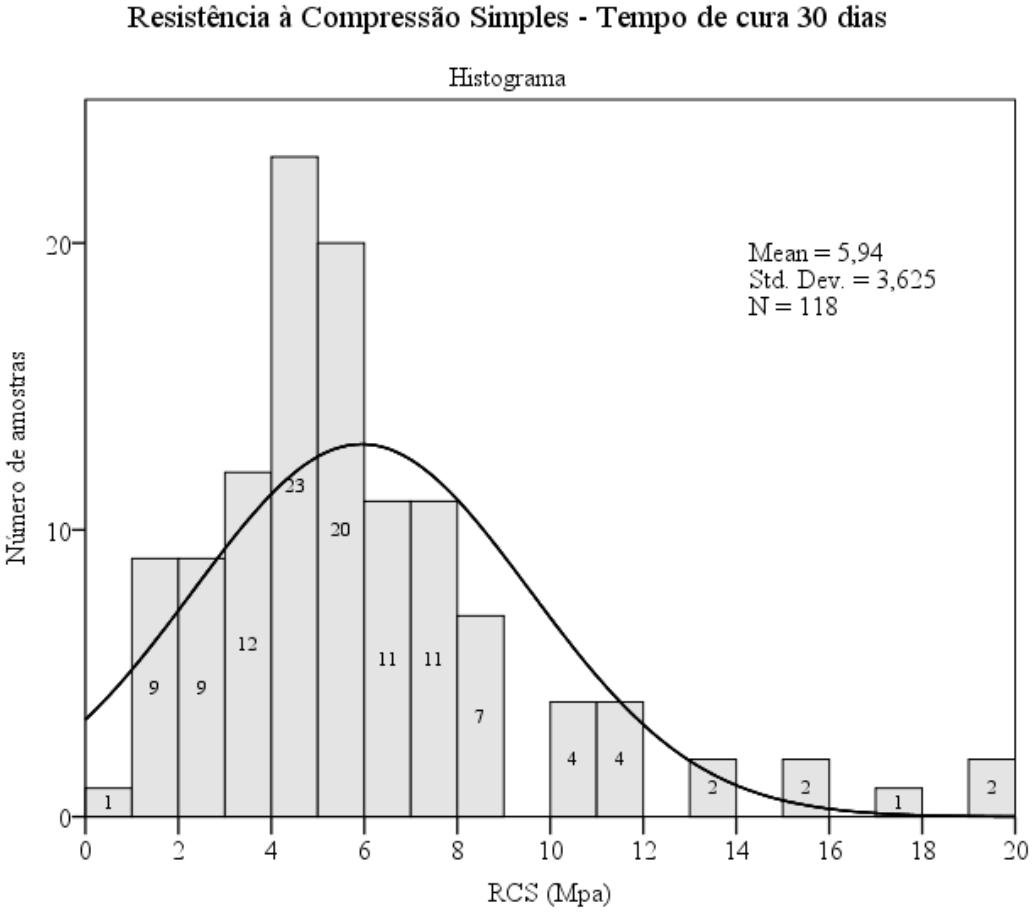


Figura 5.17. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 30 dias.

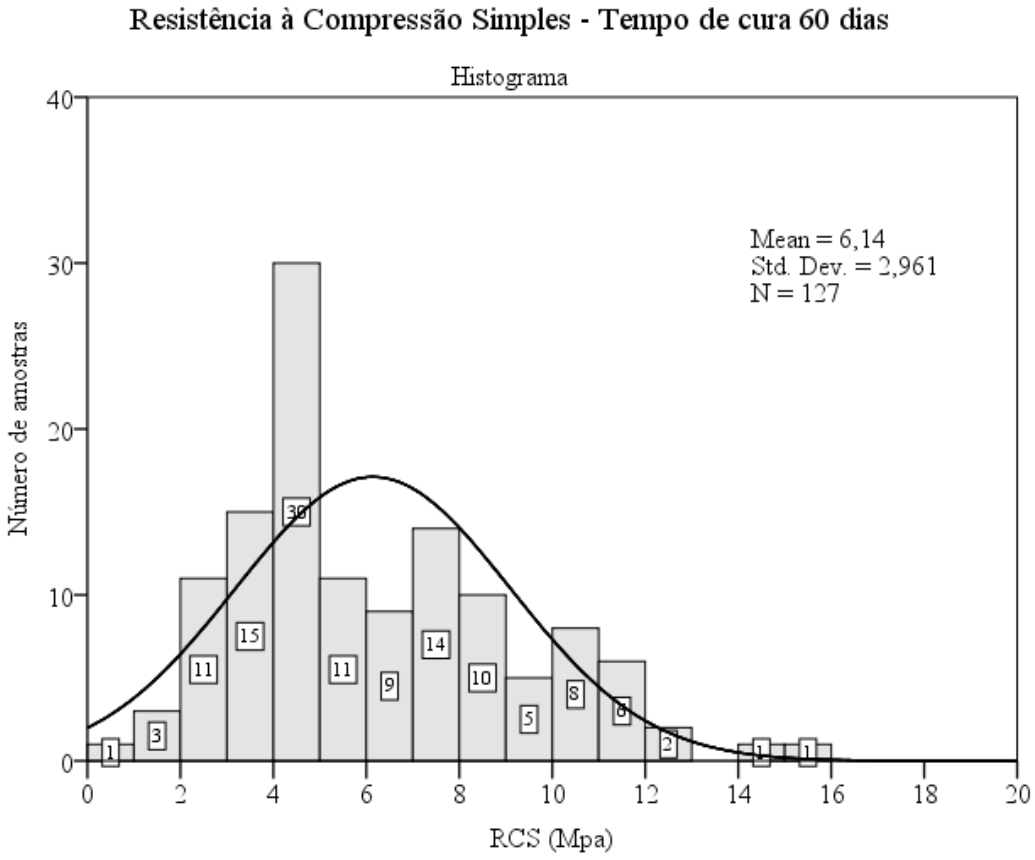


Figura 5.18. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 60 dias.

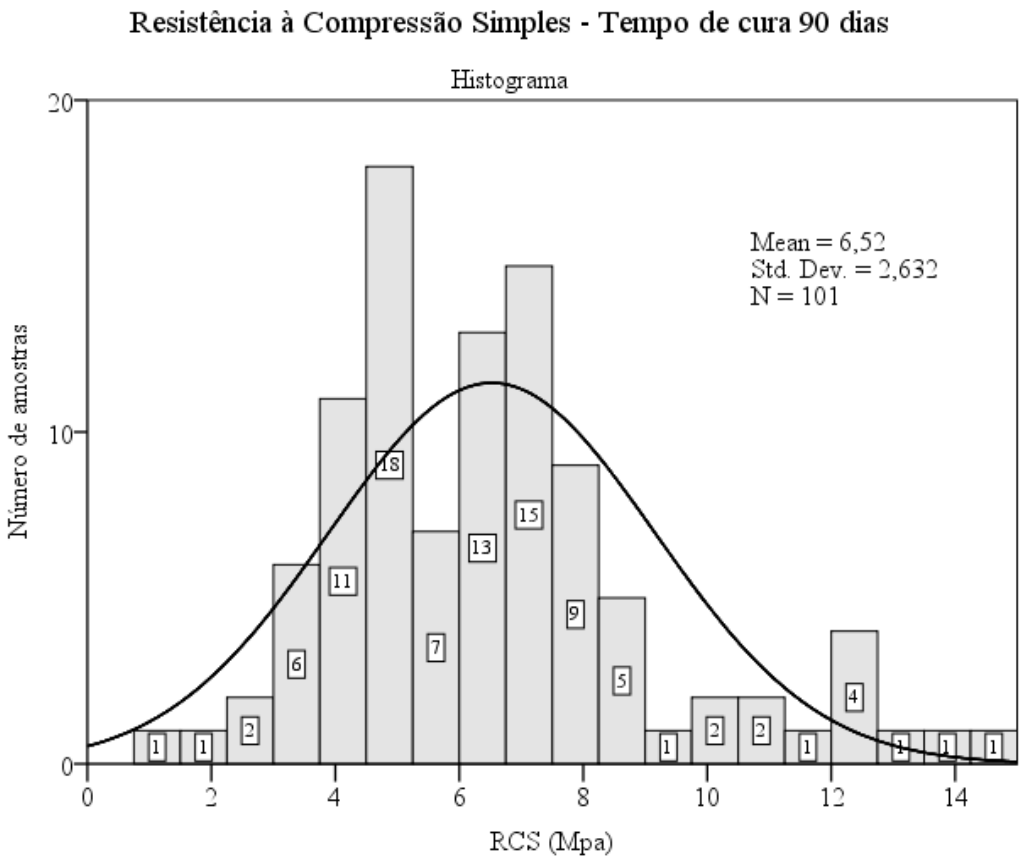


Figura 5.19. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 90 dias.

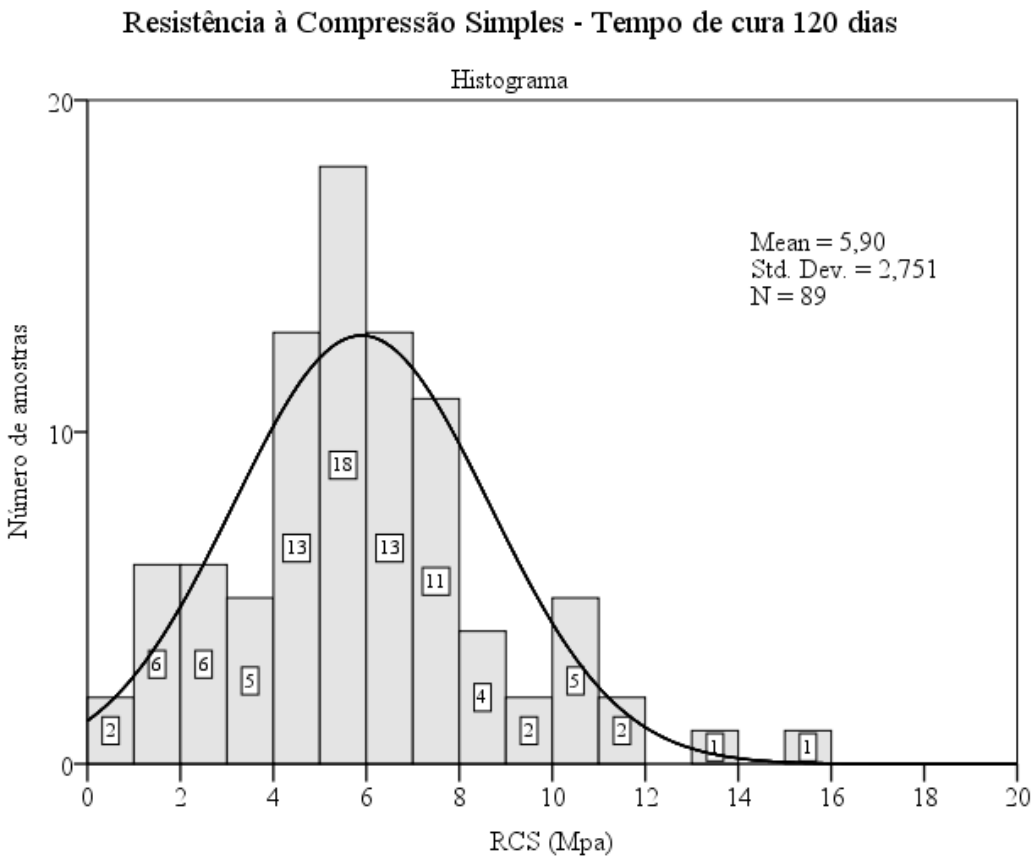


Figura 5.20. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 120 dias.

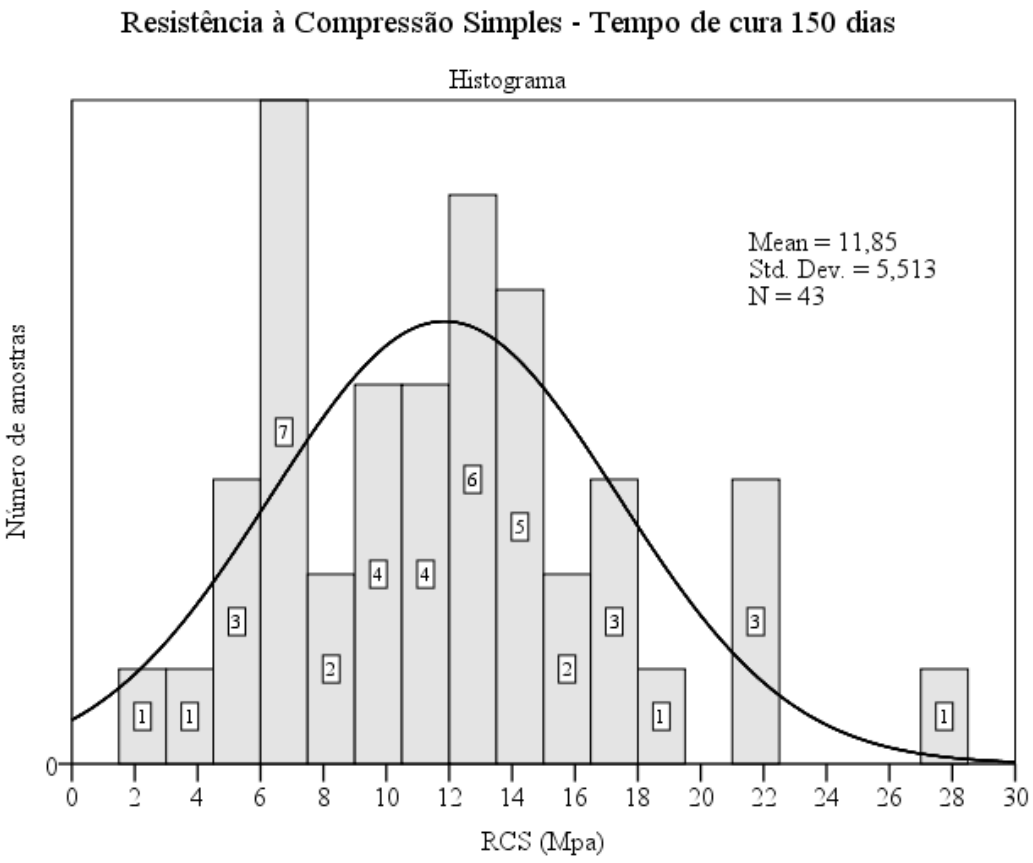


Figura 5.21. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 150 dias.

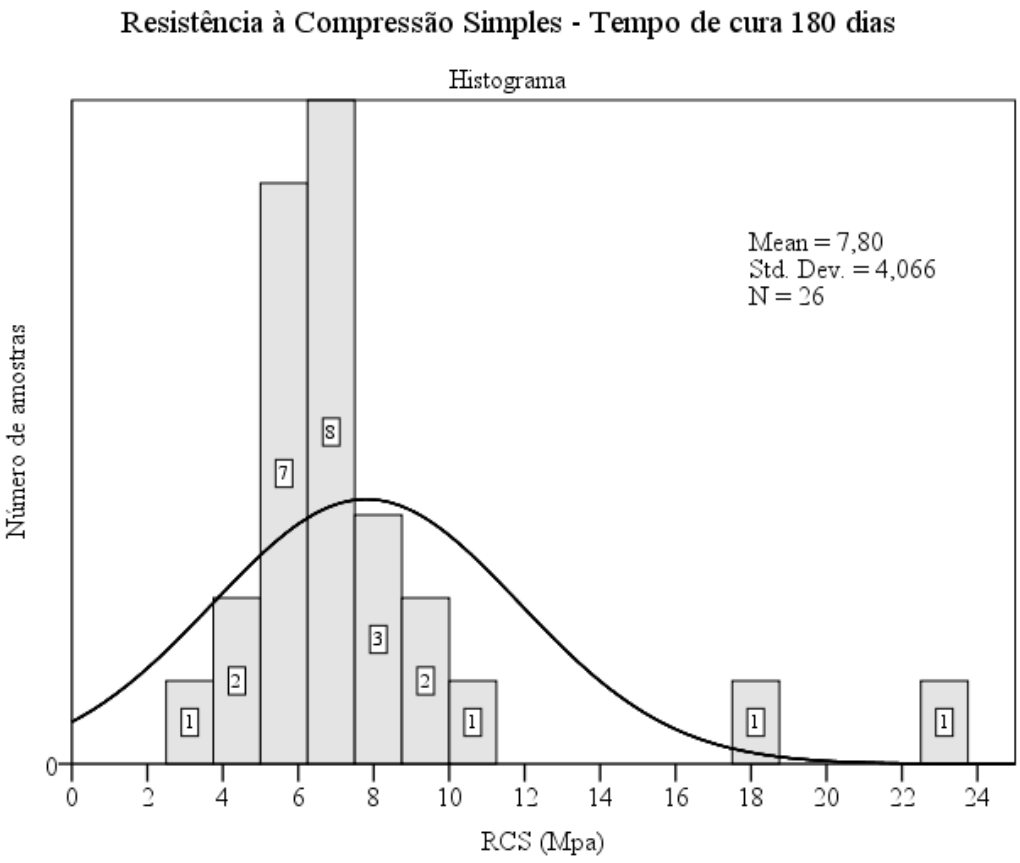


Figura 5.22. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 180 dias.

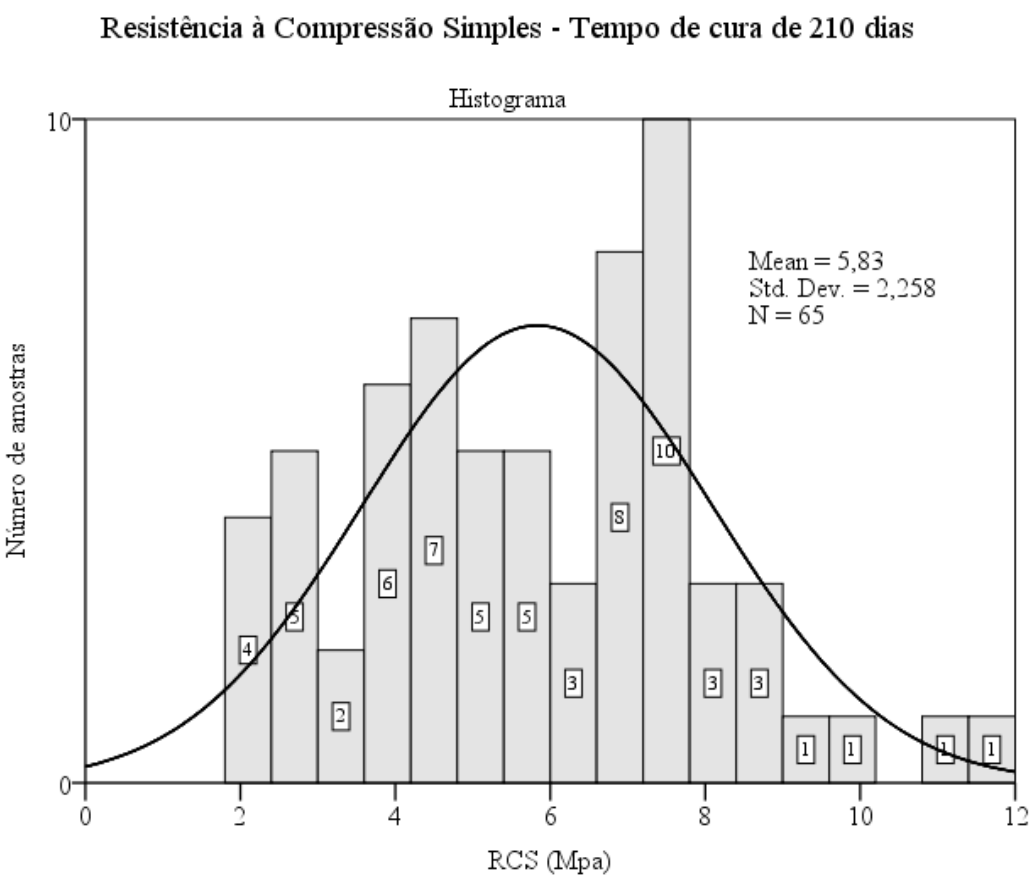


Figura 5.23. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 210 dias.

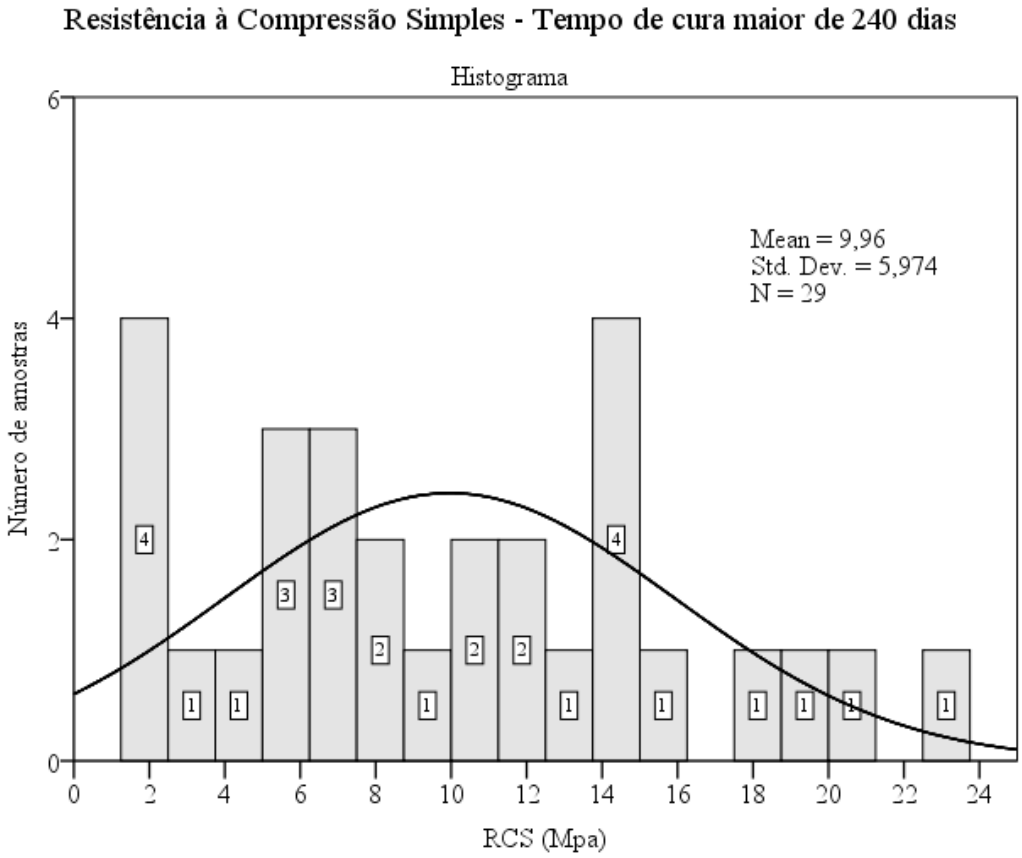


Figura 5.24. Histograma de frequências dos corpos de prova ensaiados para 240 dias.

5.3 Relação entre as resistências à compressão simples de amostras estabilizadas em laboratório e coletadas em campo

Neste item serão apresentadas as relações determinadas entre os valores obtidos de resistência à compressão simples determinados por meio dos ensaios conduzidos nas amostras estabilizadas em laboratório e as coletadas em campo.

Na **Figura 5.25** estão apresentados os valores de RCS médios obtidos para cada coluna em função do tempo em dias. Também estão indicados no gráfico as curvas obtidas em laboratório com os consumos de 600kg/m^3 e 200kg/m^3 de cimento.

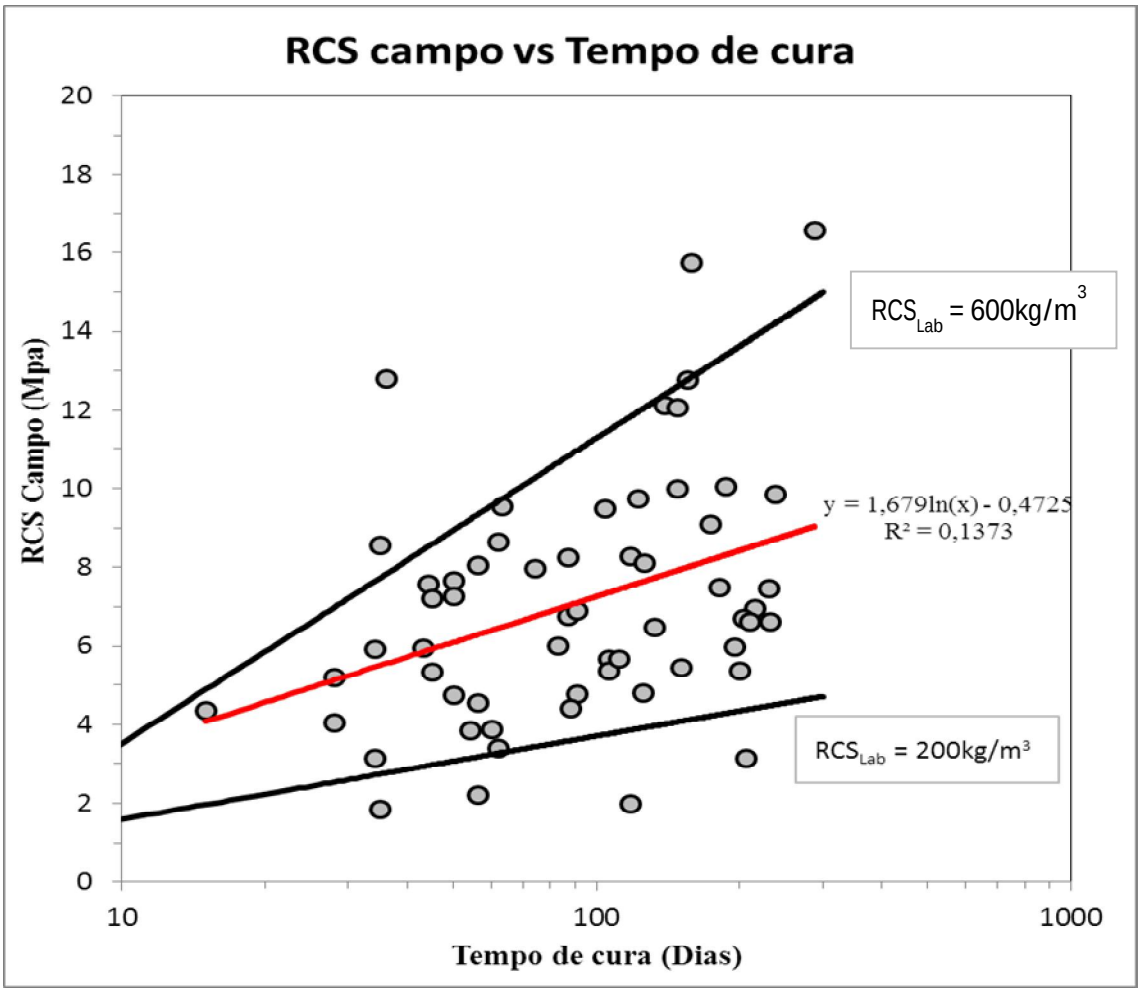


Figura 5.25. Resistência à compressão simples em diferentes tempos de cura.

Por meio da **Figura 5.25** pode-se observar a tendência de crescimento da resistência à compressão simples conforme se avança no tempo de cura.

Nota-se que apenas 4 pontos situaram-se acima da curva de laboratório para o consumo de 600kg/m^3 e 4 situaram-se abaixo da curva de laboratório para o consumo de 200kg/m^3. Os demais pontos plotados situaram-se entre as curvas de 200 e 600kg/m^3, sendo que destes pontos, 24 ficaram entre 400 e 600kg/m^3 e 25 entre 200 e 400kg/m^3.

De posse dos tempos de ruptura de cada um dos 598 corpos de prova e dos consumos teóricos utilizados em campo foram previstos valores de resistência à compressão de cada corpo de prova através das regressões logarítmicas obtidas por meio dos ensaios laboratoriais (para o consumo de 600kg/m^3) apresentadas na **Tabela 5.5**, conforme se observa na **Figura 5.26**.

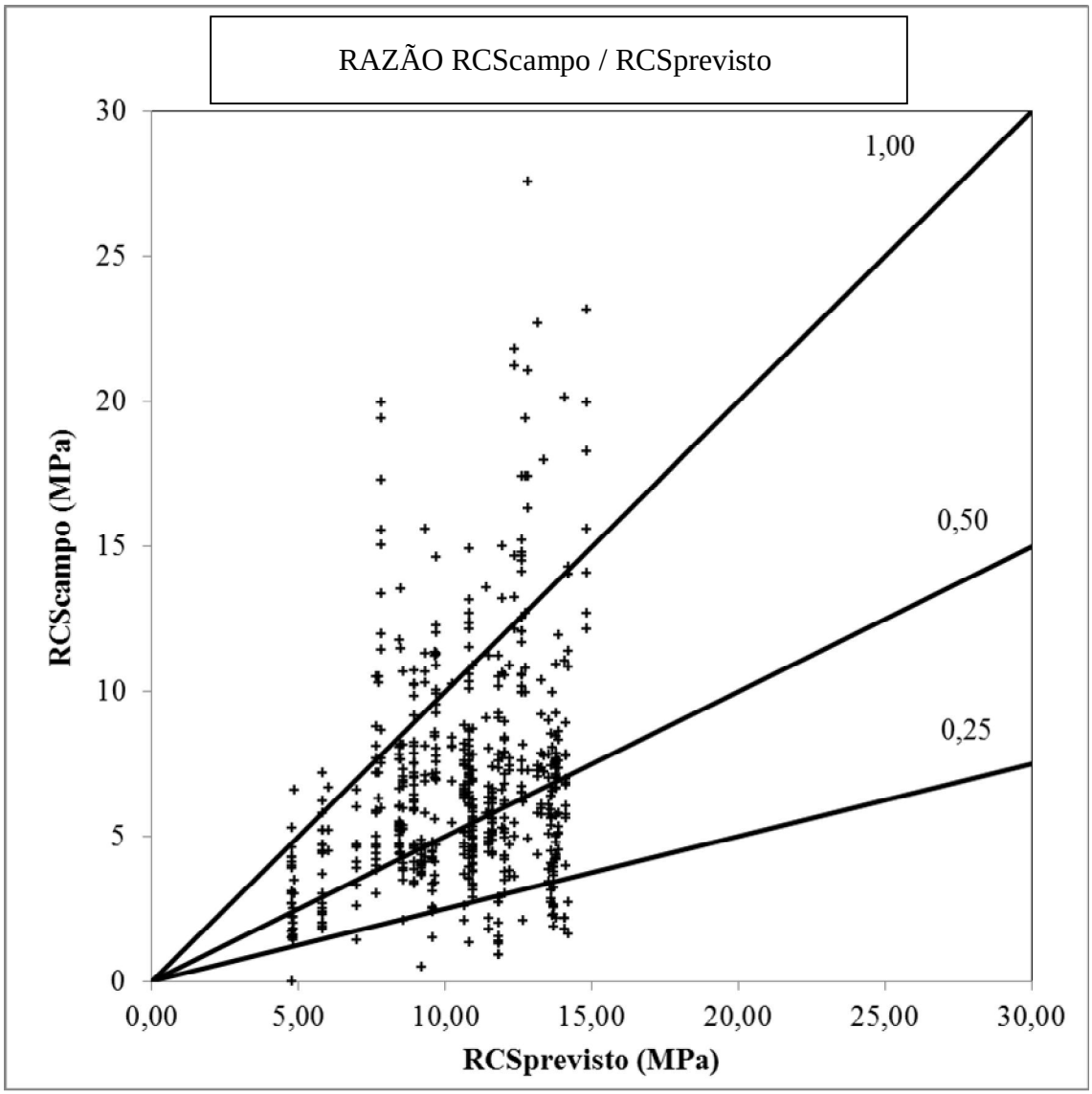


Figura 5.26. Relação RCScampo/RCSprevisto (todos corpos de prova).

Na Figura 5.26 pode-se notar que a maioria dos pontos situou-se entre 25% e 100% da resistência à compressão simples prevista por meio das regressões logarítmicas apresentadas.

Tabela 5.12. Análise estatística – Razão RCScampo/RCSprevisto (todos corpos de prova).

Número de amostras		598
Média		0,65
Desvio Padrão		0,35
Assimetria		0,12
Desv. Pad. Assimetria		1,52
Curtose		0,10
Desv. Pad. Curtose		3,92
Mínimo		0,02
Máximo		2.54
Percentil	10%	0,30
	90%	1,13

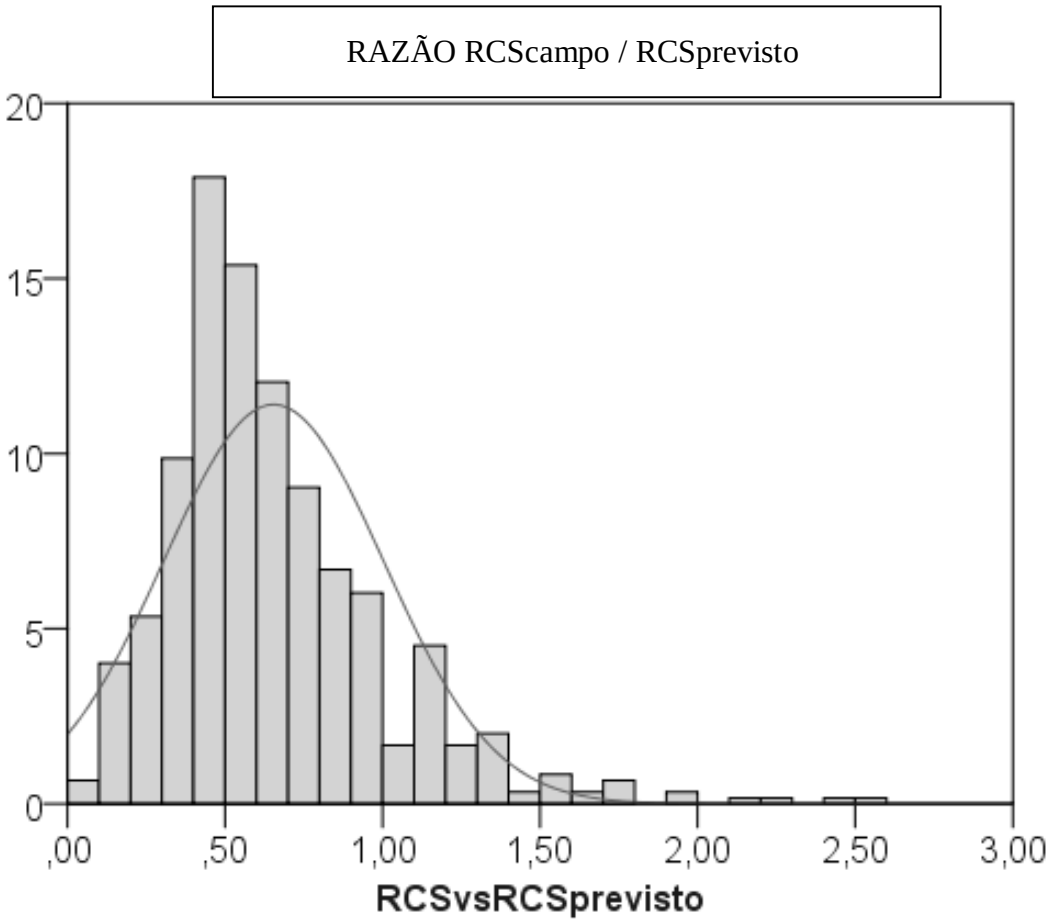


Figura 5.27. Histograma de frequências da relação RCScampo/RCSprevisto (todos corpos de prova).

De acordo com a **Tabela 5.12** e **Figura 2.27** apresentadas verifica-se que o valor médio da relação $RCS_{campo}/RCS_{previsto}$ foi de 0,65 (desvio padrão de 0,35 e coeficiente de variação de 54%).

A curtose foi de 0,10 e a assimetria de 0,12, indicando uma curva mais fechada que a curva normal e simétrica.

Em função do desvio padrão obtido foi elaborado um gráfico com a relação $RCS_{campo}/RCS_{previsto}$ para os valores médios calculados para cada coluna isolada, tal como pode-se verificar na **Figura 5.28**.

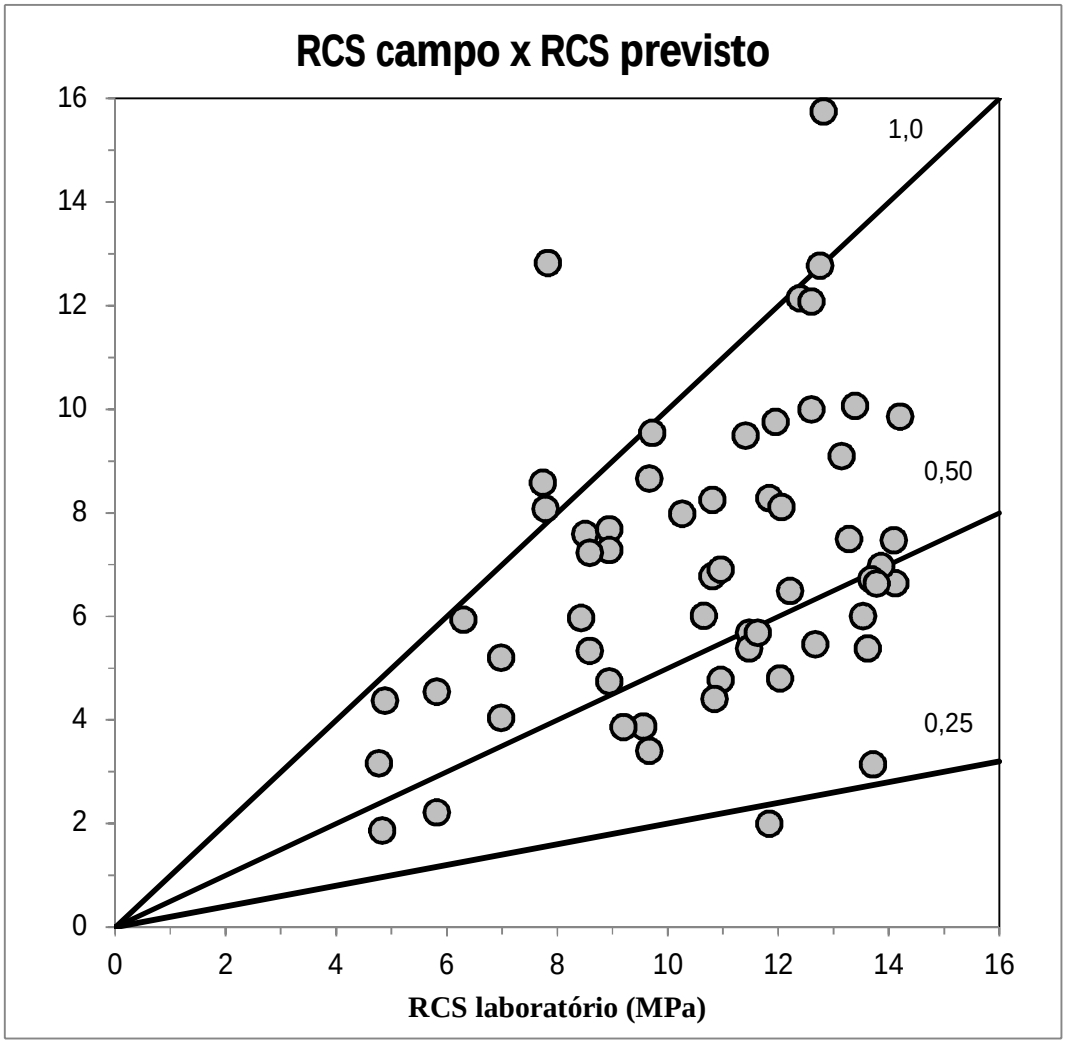


Figura 5.28. Relação RCScampo/RCSprevisto (média de cada coluna).

Na **Figura 5.28** pode-se notar a convergência dos dados com a redução da dispersão dos pontos. Apenas 5 dos 59 pontos (8,5%) apresentaram-se fora dos limites de 25% e 100% da relação $RCS_{campo}/RCS_{previsto}$.

Tabela 5.13. Análise estatística – Relação RCScampo/RCSprevisto (média de cada coluna).

$RCS_{campo}/RCS_{previsto}$		
Número de amostras		59,00
Média		0,68
Desvio Padrão		0,27
Assimetria		0,88
Desv, Pad. da Assimetria		0,31
Curtose		1,59
Desv. Pad. da Curtose		0,61
Mínimo		0,17
Máximo		1,64
Percentil	10%	0,40
	90%	1,00

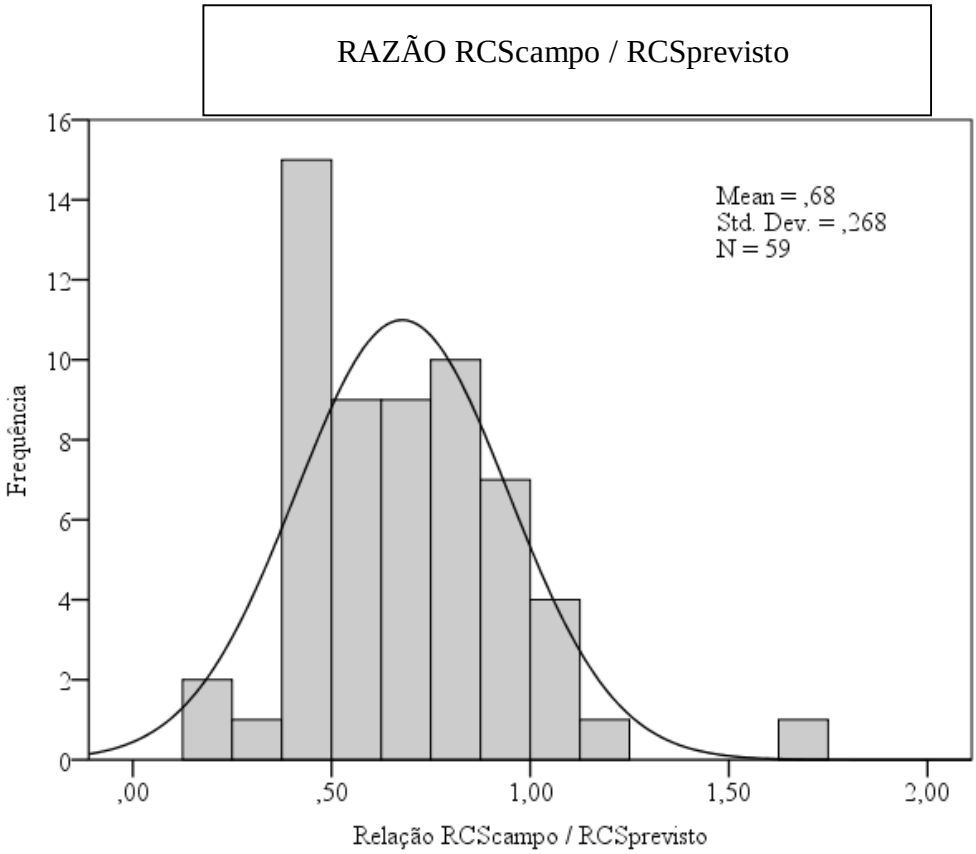


Figura 5.29. Histograma de frequências da Relação RCScampo/RCSprevisto (média de cada coluna).

De acordo com a **Tabela 5.13** e a **Figura 5.29** apresentadas verifica-se que houve pequena variação no valor médio da relação $RCS_{campo}/RCS_{previsto}$ (média das colunas), que passou ao valor de 0,68, quando comparado ao valor obtido considerando todas os corpos de prova (0,65). Entretanto, o coeficiente de variação reduziu de 54% para 39%. Os valores máximos e mínimos obtidos foram 0,17 e 1,64 respectivamente.

A curtose foi de 1,59 e a assimetria de 0,88, indicando uma curva mais aberta que a curva normal e com assimetria moderada.

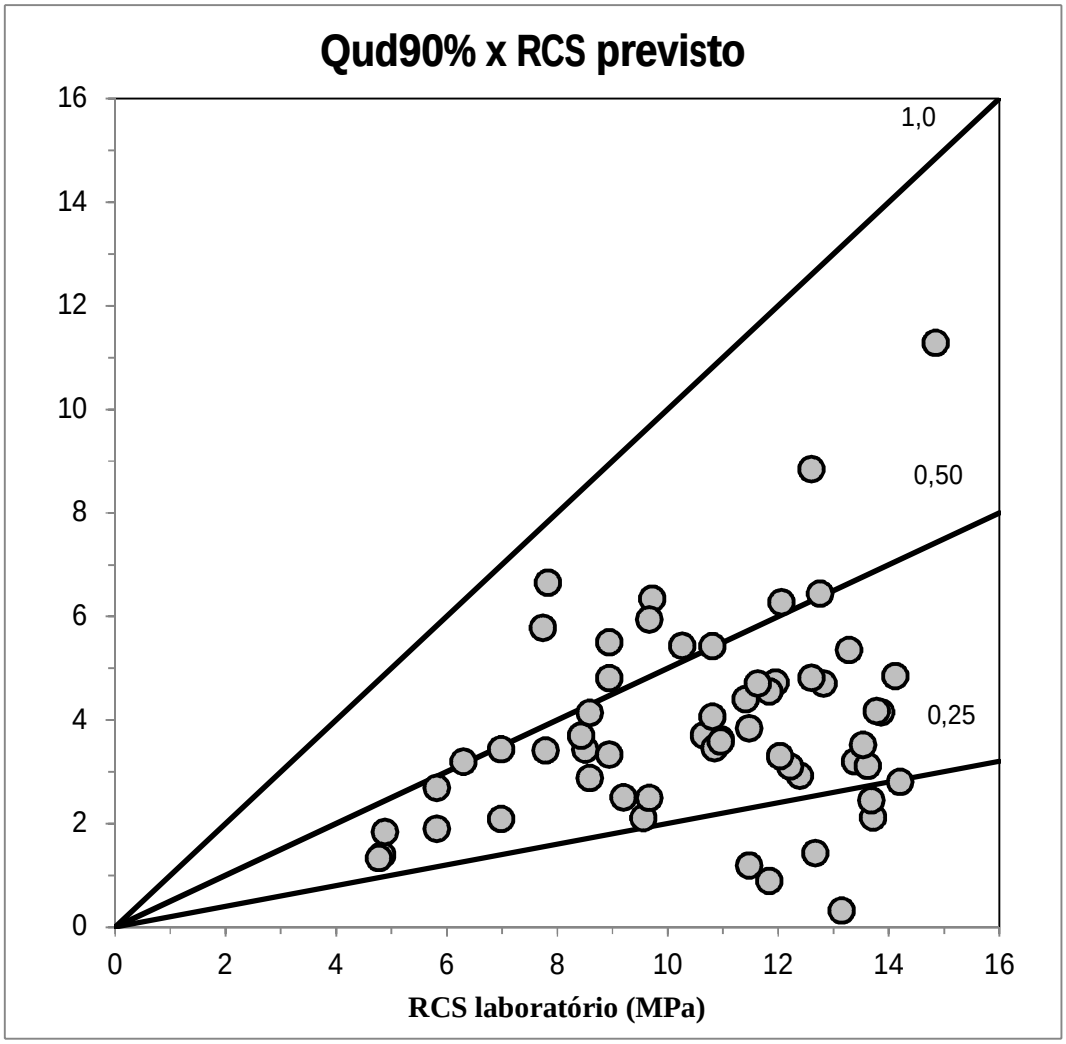


Figura 5.30. Razão Qud90%/RCSprevisto.

Na **Figura 5.30** nota-se que os valores médios encontram-se entre 25% e 50% da relação Qud90%/$RCS_{previsto.}$ Justifica-se o comportamento observado, pois, a maioria dos pontos que apresentavam maiores valores de RCS (acima da curva de 50%) também apresentavam os maiores coeficientes de variação.

Tabela 5.14. Análise estatística – Relação Qud90%/RCSprevisto.

Qud/RCSprevisto		
Número de amostras		59,0
Média		0,37
Desvio Padrão		0,18
Assimetria		0,46
Desv, Pad. da Assimetria		0,31
Curtose		0,55
Desv. Pad. da Curtose		0,61
Mínimo		0,00
Máximo		0,85
Percentil	10%	0,15
	90%	0,61

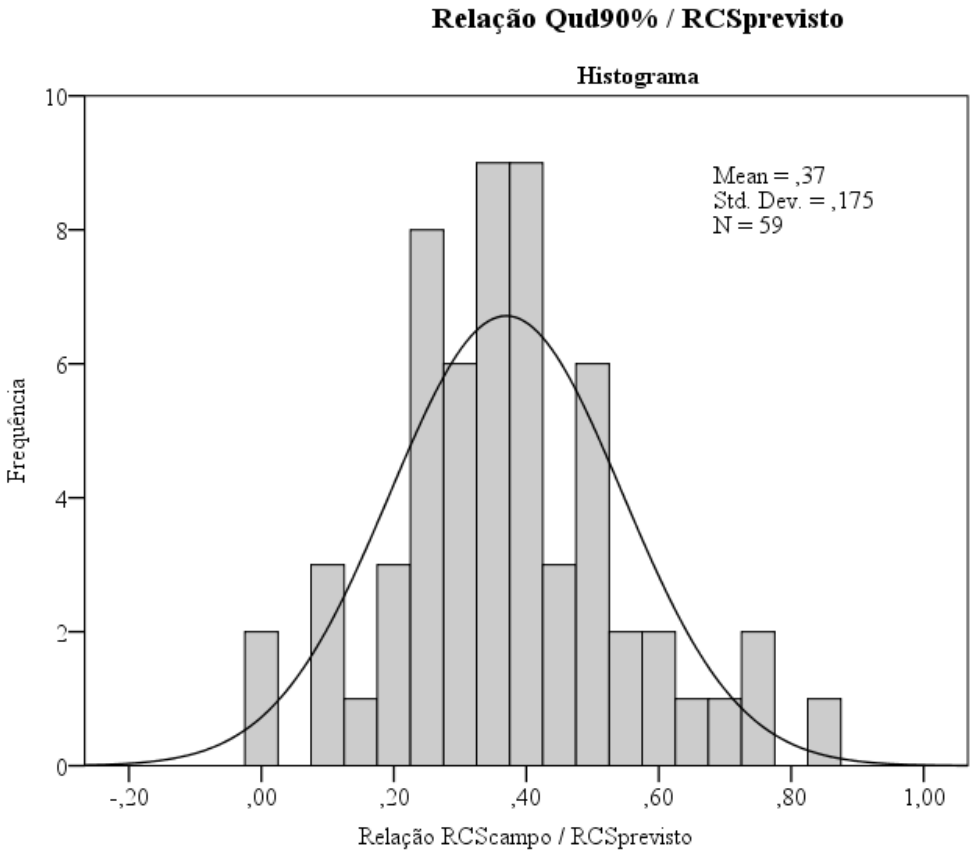


Figura 5.31. Histograma de frequências da Relação Qud90%/RCSprevisto.

Ao considerar 90% de confiabilidade pode-se notar, por meio da tabela e figura apresentadas, uma considerável variação no valor médio da relação Qud/$RCS_{previsto}$, que passou ao valor de 0,37, quando comparado ao valor da relação RCScampo/RCSprevisto (0,65). O coeficiente de variação foi de 47%.

A curtose foi de 0,55 e a assimetria de 0,46, indicando ainda uma curva mais aberta que a curva normal e com assimetria moderada.

6 CONCLUSÕES

De acordo com o exposto neste trabalho podem ser feitas as seguintes conclusões:

6.1 Em relação aos corpos de prova estabilizados em laboratório

- O procedimento de moldagem utilizado em laboratório mostrou-se eficiente na estabilização da amostra, tal fato pode ser comprovado em função dos baixos coeficientes de variação obtidos, que variaram entre 2% e 15%, dentro do mesmo grupo de amostras (amostras moldadas no mesmo consumo e rompidas no mesmo tempo de cura).

- As curvas de ganho de resistência obtidas para as amostras ensaiadas no mesmo tempo de cura, com apenas a variação do consumo de cimento mostraram-se exponenciais e bem ajustadas, com valores de R^2 entre 0,98 e 0,99.

- O ganho de resistência em função do acréscimo de cimento mostrou-se importante e condizente com o esperado. Ou seja, quanto maior o consumo de cimento utilizado maior a resistencia à compressão obtida. Este comportamento foi homogêneo para todos os grupos de amostras ensaidas.

- A relação entre as resistências obtidas para diferentes consumos no mesmo tempo de cura variou consideravelmente, aumentando quando os ensaios são realizados com 7 dias ou com 28 dias.Para as duas relações estudadas (RCS600/RCS200 e RCS400/RCS200) o aumento constatado foi de cerca de

50% entre os ensaios realizados com 7 dias e 28 dias respectivamente.Após este prazo as amostras continuaram a ganhar resistencia, entretanto, a relação entre elas não variou significativamente. Desta forma, conclui-se que os ensaios devem ser executados com tempo de cura não inferior a 28 dias, fato que pode não indicar precisamente a real diferença de resistencia entre as amostras.

- Ao se analisar os valores de resistência obtidos para um mesmo consumo de cimento em diferentes tempos de cura, pode-se notar claramente a tendência de um crescimento de resistência logarítimico em função do tempo. Já que nas primeiras idades o crescimento mostra-se mais acelerado, diminuindo gradativamente ao longo do tempo. As regressões logarítmicas obtidas apresentaram bom ajuste com valores de R^2 variando entre 0,96 e 0,99.

- Os dados obtidos em laboratório concordam com a experiência internacional. Sendo assim, conclui-se que a adoção de um modelo de crescimento de resistencia logarítimico com o tempo é adequada, em se tratando de mistura de cimento com argilas muito moles.

6.2 Em relação aos corpos de prova coletados em campo

- A extração das amostras, por meio de equipamento de sondagem rotativa, deve ser realizada tomando-se o maior cuidado possível e utilizando-se sempre que possível barrilete duplo móvel ou triplo, evitando-se diâmetros muito pequenos como AX ou BX.

- As elevadas Resistências à Compressão Simples obtidas pontualmente nas colunas não poderão ser tomadas como principal e único fator na verifcação da qualidade de toda a coluna. Valores de resistência à compressão simples muito elevados poderão indicar pouca eficiência na mistura, configurando, por exemplo, acúmulo de cimento em determinadas regiões e escassez em outras. Dessa maneira, o processo de amostragem deverá ser tomado ao longo de um segmento representativo da coluna a ser ensaida e dentro da camada de solo mais desfavorável.

- As amostras foram ensaiadas em diferentes datas, sendo que 90% dos ensaios foram realizados entre 30 e 210 dias. O valor médio de resistencia à compressão obtido foi de 6,76MPa (desvio padrão de 3,82MPa). Dentre os valores obtidos 95% foram superiores a 2,0MPa e apenas 5% superiores a 14,52MPa. Tais resultados se apresentam dentro dos relatados pela bibliografia estudada.

- Os valores médios de resistência à compressão simples obtidos considerando-se os tempos de cura estudados mostraram-se crescentes com a evolução do tempo, exceto para as data mais avançadas (idade superior a 120 dias) que a

menor quantidade de dados tornou a análise menos signifiticativa. Entretanto, os valores médios obtidos para estas datas ainda mostram-se superiores aos valores obtidos até 90 dias de cura. Dessa maneira, pode-se concluir que o crescimento de resistência com o tempo, observado em laboratório, também ocorreu em campo.

- Fatores de campo, tais como, eficiência da mistura, teor de umidade do solo, tipo de equipamento de perfuração, velocidade de descida e subida do trado, entre outros poderão influenciar no valor da resistência à compressão simples das colunas.

- A utilização da proposta de Topolnik (2004) foi importante na determinação do valor de Qud90%, uma vez que as colunas com os maiores valores de coeficiente de variação tiveram seu valor médio de resistencia à compressão reduzido em função da maior variabilidade dos dados. Permitindo uma análise mais adequada.

6.3 Em relação à comparação entre amostras estabilizadas em laboratório e colhidas em campo.

- As condições de moldagem e cura das amostras em laboratório não são as mesmas das condições do campo, principalmente no que diz respeito à energia aplicada e tensões de confinamento durante as primeiras idades das colunas. Estes aspectos podem conduzir a variações entre os resultados de campo e laboratório.

- A resistência à compressão simples (RCS) de campo, considerando-se todos os corpos de prova ensaiados, foi equivalente a 65% da RCS prevista a partir dos valores de ensaios de laboratório, entretanto, com coeficiente de variação de 54%. Tal fato deve-se a variação de resultados de RCS dentro da mesma coluna, influenciados pela própria característica do processo executivo.

- Considerando os valores médios obtidos para cada coluna pode-se afirmar que 91,5% das colunas apresentaram RCS de campo entre 25% e 100% da RCS prevista. Contudo, os valores médios considerados não levam em conta as variações ocorridas dentro de uma mesma coluna. Assim, considerando a confiabilidade de 90% e consequentemente os coeficientes de variação dentro de cada coluna o valor de RCS situou-se entre 25% e 50% da RCS prevista em laboratório.

- As colunas de DSM conferiram resistência superior ao solo originalmente presente no local. Desta forma esta consiste em uma técnica que promove a melhoria das propriedades geotécnicas com o aumento de resistência ao cisalhamento e do módulo de compressibilidade do maciço tratado.

6.4 Em relação à utilização da técnica de DSM como tratamento de solos moles

- Diversos fatores inflenciam a resistência à compressão simples do solo estabilizado e a qualidade das colunas de DSM. Podem ser citados fatores relacionados ao agente estabilizante, ao próprio solo e ao processo de mistura. Os dois primeiros fatores podem ser avaliados e analisados em laboratório, já o terceiro deve obrigatóriamente ser estudado em campo.

- A umidade exerce grande influência na resistência à compressão simples do solo estabilizado. Quanto maior a umidade menor a resistência obtida na mistura. Entretanto, a trabalhabilidade depende fundamentalmente do teor de umidade do solo. Normalmente, para solos em que a umidade encontra-se próxima ao limite de liquidez a desestruturação da argila ocorre com menor energia. Já para solos em que os dois índices encontram-se distantes a mistura torna-se extremamente dificil, sendo necessára a adição de água ou calda, para que se obtenha uma mistura homogenea. Ou seja, o fator água cimento deve ser ajustado para cada solo em função da umidade natural encontrada, do limite de liquidez e da consequente dificuldade de desagregação das particulas de argila.

- As propriedades físico-químicas do solo, assim como a combinação de suas propriedades com os diversos tipos e caracteristicas dos agentes estabilizadores encontrados, são de fundamental importância na resistência à compressão simples obtida.

- Previamente à execução da obra recomenda-se que, em laboratório, a argila a ser tratada seja misturada com diferentes tipos de agentes estabilizantes e em diferentes fatores de agua cimento, com o intuito de avaliar a eficiência da reação entre solo e agente estabilizador e o fator AC a ser utilizado que propicie a desagração da argila.

- Os valores obtidos em laboratório devem ser usados com cautela, pois a metodologia de campo difere, principlamente no que se refere à energia aplicada na mistura, ao procedimento executivo de laboratório. A experiencia internacional e os resultados obtidos nesta pesquisa mostram que os valores obtidos em campo normalmente situam-se até 4 vezes menores que os valores de laboratório.

- A execução de colunas teste, preliminares à obra, são fundamentais para adequar os parametros obtidos em laboratório às condições locais e aos equipamentos. Parametros como velocidade de descida e subida, vazao e tipo de injeção efetuada na descida e subida e rotação das haletas são os princpais parametros que devem ser ajustados em campo.

6.5 Metodologia Executiva DSM

O Deep Soil Mixing consiste em uma técnica de tratamento de solos por meio da formação de colunas de solo estabilizado com melhores características geotécnicas que o solo original. O tratamento ocorre por meio da desagregação mecânica do solo local e a adição e mistura de agente estabilizante.

A mistura do agente estabilizante pode ocorrer por via seca ou via úmida, sendo que a definição da metodologia a ser adotada depende fundamentalmente da dificuldade na desagregação do solo a ser tratado.

A desagregação tambem pode ocorrer de duas maneiras, uma consiste em cravar o trado, sem rotacioná-lo, até o fundo da camada a ser tratada e apenas durante a fase ascendente promover rotação e injeção do agente estabilizante, seja ele em forma de calda ou não. Sempre com controle da velocidade de avanço e rotação e da vazão injetada. Esta técnica normalmente apresenta como vantagem a maior velocidade de execução, entretato, para que seja eficiente o solo a ser tratado não deve apresentar grande dificuldade em ser desagregado, caso contrário pode-se obter colunas extremamente heterogêneas. Para solos de dificil desagregação é importante que a cravação do trado seja feita com velocidade de avanço e de rotação controladas, pode-se ainda adicionar água ou calda pouco concentrada para auxiliar na desagregação do solo, também com vazao controlada. Durante a fase ascendente, uma vez que o solo já foi adequadamente desagregado, parte-se para a injeção da calda com vazao controlada. Este segundo processo, apesar de mais lento, tende a formar colunas mais homogêneas quando comparado à execução sem desagregação do solo durante a fase descendente do trado.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BABASAKI, R., T. KAWASAKI, A. NIINA, R. MUNECHIKA, S. SAITOH. Study of the deep mixing method using cement hardening agent. **Proceedings of the 15th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**: pp713-716. 1980

BABASAKI, R. M., TERASHI, T., SUZUKI, A. MAEKAEA, M. JGS **TC report: Factors influencing the stregth of improved soil. Proceedings 2and International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing**, Vol. 2, Balkema, Tokyo, pp913-918. 1996.

BRUCE, D. An introduction to deep mixing methods as used in geotechnical applications, volume 3, the verification and properties of treated ground. **Report No FHWA-RD-99-167 U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration**, Washington, D.C. 2001

BRUCE, D. A. AND BRUCE, M. E. C. The Practitioner's guide to deep mixing. ASCE, Geotechnical Special Publication No.120. **Proceedings of the 3rd International Conference on Grouting and Ground Treatment**, Vol. 1, pp. 474-488, 2003.

BROMS, B., BROMAN, P. **Lime columms – a new foundation method. Journal of Geotechnical Engineering,** ASCE, Vol. 105, GT4, pp. 539-556.1979

BURKE, G. K. & SEHN, A.L. An Analysis of Single Axis Wet Mix Performance. **Proceedings International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances (Deep Mixing ´05)**. Pp41 – 46. 2005

CDIT. **Technical Manual for Deep Mixing with Reference to Marine Works**. Coastal Development Institute of Technology, 226 pags, 1999.

CRAFT J. R. Installation, load-testing and design of Geo-Jet soil-cement piles. **Proceedings Geo-Support 2004.** 15 pags. 2004

ENAMI, A., HIBINO, S. Improvement of foundation ground using a deep mixing blender with free blades. **Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering,** N 39, Vol.10, pp 37-42. 1991

FHWA.G**round improvement technical summaries demonstration project 116, Vol.1 and 2, Publication FHWA-SA-98-086**, Authors: Elais, V., Welsh, J., Warren, J., Lukas, R. 2000

HAYASHI, H.S., NOTO.,TORITANI, N.Cement improvement of Hokkaido peat. **Proceedings…Symposium on High Organic Soils**: pp101-106. 1989

HIRADE, T., M. FUTAKI, K. NAKANO, K. KOBAYASHI. The study on the ground improved with cement as the foundation ground for buildings. Unconfined compression test of large scale column and sampling core in several fields. **Proceedings of the Annual Conference of Architectural Institute of Japan**: pp861-862. 1995

HOLM, G., BREDENBERG, H., AND BROMS, B.. Lime columns as foundations for light structures. **Proceedings, 10th ICSMFE**, Stockholm, Sweden, pp. 687-693, 1981

INGLESS, O.G., J.B., METCALF. **Soil stabilization, principles and practice**. Butterworth.pp120-135.1972

JACOBSON, J. R., FILZ, G.M., MITCHELL, J. K. Factors affecting strength gain in lime-cement columms and development of a laboratory testing procedure. **Report No. VTRC 03-CR16, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, Va.** 2003

JAPAN CEMENT ASSOCIATION. **Soil improvement manual using cement stabilizer.** pp15-30, 1994.

KAWASAKI, T., A. NIINA, S.SAITOH, Y. SUZUKI. Deep mixing method using cement hardening agent. **Proceedings of the 10th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering**, 3:721-724. 1981

KAMATA, H.,AKUTSU, H. Deep mixing method from site experience. **Proceedings of the Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Tsuchi to Kiso, n24, vol.12, pp:43-50. 1976.

KAWASAKI, T., NIINA, A., R. BABASAKI. Studies on engineering characteristics of cement base stabilized soil. **Takenaka Technical Research Report,** vol.19:pp144-165.1978

LORENZO, G.A, BERGADO, D.T. Fundamental parameters of cement admixed Clay-New approach. **JGGE**, n.130, vol.10,pp.1042-1050. 2004

MATSUO, O.. Determination of design parameters for deep mixing. **Proc. Tokyo Workshop 2002 on Deep Mixing**. Port and Airport Research Institute. pp 75-79, 2002

MIKI, H., KUDARA,K., OKADA, Y. Influence of humid acid content on ground improvement. **Proceedings of the 39th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers,** n 3:pp307-308.1984.

NAKAMURA. M., AKUTSU, H, SUD, F. Study of improved strength based on deep mixing method. **Proceedings of the 15th Japan National Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**:1980.

NAKAMURA. M,MATSUZAWA, S.MATSUSHITA, M. Study of the agitation mixing of improvement agents. **Proceedings of the 17th Japan National Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**: 1982

NELSON, J.D., MILLER, J. D. **Expansive soils: Problems and Practice in foundation and pavement engineering**. John Wiley and Sons, Inc., New York. 1992

NIINA, A.,SAIOTH, S.,BABASAKI, R.,MIYATA, T,TANAKA, K. Engineering properties of improved soil obtained by stabilizing alluvial Clay from various regions with cement slurry. **Takenaka Technical Repor**t, 25:1-21.1981

PORBAHA, A. State of the art in deep mixing technology. Part 1: Basic concepts and overview of technology. **Ground Improvement**, n2, vol.02, pp81-92.1998.

PORBAHA, A. State of the art in quality assessment of deep mixing technology. **Ground improvement,** n6,vol.3, pp 95-120.2002.

PUBLIC WORKS RESEARCH CENTER. **Technical Manual of Deep Mixing with Respect to on land applications.** 326p.1999

PUPPALA, A.J, BHADRIRAJU, V., PORBAHA, A Quality assurance practices and protocols for in-situ testing of deep mixed columns. **Proceedings of International Conference on Deep Mixing: Best Practice and Recent Advances**, Swedish Deep Stabilization Research Centre, Stockholm, Sweden, pp613-619.2005.

PUPPALA, A.J., PORBAHA, A. International perspectives on quality assessment of deep mixing. Drilled shafts, micropiling, deep mixing, remedial methods and specially foundation systems. **J.P Turner and P.W Mayne, eds., ASCE**, Orlando, GSP, No 124. 2004

PUPPALA, A.J.Evaluation of in-situ method for quality assessment of deep mixing. **Final Report, project NDM 101a**, National deep mixing program.2003.

PUNTHUTAECHA, K.Volume change behavior of expansive soils modified with recycled materials. **Ph.D. Thesis, University of Texas at Arlington**, Arlington, Texas. 2002.

RATHMAYER, H. Deep mixing methods for soft subsoil improvement in the Nordic Countries. **Proceedings 2and International Conference on Ground Improvement Geosystems**, IS-Tokyo 96, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 869-878.1996.

SAITOH, S. **Experimental Study of engineering properties of cement improved ground by deep soil mixing method**. Ph.D. Thesis, Nihon University. 1998.

SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Ed. Oficina de textos, São Paulo, 2000, 198p.

SHEN, S., MIURA, L., KOGA, N. Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation. **Canadian Geotechnical Journal**, n.40, pp.293-307. 2003.

SHERWOOD, P.T. Soil Stabilization with cement and lime. **HMSO Publication Center**, London, U.K. pp 14-55.1995.

STAAB, D. A., TUNCER B. E., DAVID L. A. Non-destructive evaluation of cement-mixed soil. **Proceedings Geo-Support 2004**. 12 pags. 2004.

SUGIYAMA, K., KITAWAKI, T, MORIMOTO, T. **Soil improvement method of marine soft soil by cement stabilizer**. Doboku Sekou, n.2, vol.5, pp.65-74. 1980.

TAKI, O. Strength properties of soil cement produced by deep mixing. **Geotechnical Special Publication**, ASCE, 120, 646-657.2003.

TAKI, O, YANG**,** D.S. Soil-cement mixed wall technique**. Geotechnical Engineering Congress**, ASCE, Reston, Va., 298-309.2005.

TATSUOKA, F., KOBAYASHI, A. Triaxial strength characteristics of cement treated soft clay. **Proceedings of the 8th European Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, vol.1, pp.421-426.1983.

TERASHI, M. Theme Lecture: Deep Mixing Method-Brief State of the Art. **Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, vol.4, pp.2475-2478.1997.

TERASHI, M., FUSEYA, H., NOTO, S. Outline of the deep mixing method. **Proceedings of the Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tsuchi to Kiso**, n.31, vol.6, pp. 47-54.1983.

TERASHI. M., TANAKA, H.,SHINDOME, T. Fundamental properties of lime and cement treated soils. **2and Report of the Port and Harbour Research Institute,** Vol. 19, n.1. 1980.

TERASHI, M., KITAZUME, M. An investigation of the long-term strength of a lime treated marine clay. **Technical Note of Port and Harbour Research Institute**, n.732, pp1-15.1992.

THE BUILDING CENTER OF JAPAN. **Guideline on design and quality control of cement improved ground for architecture**: 473.1997

TOPOLNICKI, M. **In Situ Soil Mixing. Chapter 9 - Ground Improvement**. Kirsch & Mosley Edts. Taylor & Francis, 2nd Edition, 2004

USUI, H. Quality control of cement deep mixing method (wet mixing method) in Japan. **Proceedings of International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances**, Swedish Deep Stabilization Research Centre, Stockholm, Sweden, 635-638.2005.

VAN IMPE, W. F., FLORES, R.D.V. Deep mixing in under water conditions: a laboratory and field investigation**. Ground Improvement,** 20p. 2005.

YOSHIDA, N., KUNO, G., KATAOKA, H. Long term strength on cement treated soil by shallow mixing method. **Proceedings of the 27th Japan National Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**: 2323-2326.1992.