

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA, CONDUTIVIDADE  
HIDRÁULICA E LIXIVIAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO  
CIMENTADO E CONTAMINADO**

José Waldomiro Jiménez Rojas

Porto Alegre  
Janeiro de 2012

José Waldomiro Jiménez Rojas

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA, CONDUTIVIDADE  
HIDRÁULICA E LIXIVIAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO  
CIMENTADO E CONTAMINADO**

“Tese de doutorado apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de **DOUTOR EM ENGENHARIA.**”

Orientação: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Karla Salvagni Heineck

Porto Alegre  
Janeiro de 2012

José Waldomiro Jiménez Rojas

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA, CONDUTIVIDADE  
HIDRÁULICA E LIXIVIAÇÃO DE UM SOLO ARGILOSO  
CIMENTADO E CONTAMINADO**

Porto Alegre, 06 de Janeiro de 2012

**Prof<sup>ª</sup>. Karla Salvagni Heineck**

Dr<sup>a</sup> pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientadora

**Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho**

Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Antônio Thomé**

Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Luciano Pivoto Specht**

Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Fernando Schnaid**

Ph.D. pela Oxford University, Reino Unido

**Lucas Festugato (Convidado)**

Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

XXXx Jiménez Rojas, José Waldomiro  
Estudo da resistência, condutividade hidráulica e lixiviação de um solo  
argiloso cimentado e contaminado / José Waldomiro Jiménez Rojas. – 2012.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.  
Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
Porto Alegre, RS-BR, 2012.

Orientadora: Prof. Dr<sup>a</sup>. Karla Salvagni Heineck

1. Solo Cimento. 2. Cimento Portland. 3. Resíduos perigosos –  
Encapsulamento. 4. Solo argiloso. I. Heineck, Karla Salvagni, orient.

CDU-000.00(000)

*Dedico este trabalho ao meu pai, amigo, companheiro de todos os momentos José Orlando, o responsável por todas as lições e ensinamentos que me fizeram chegar até aqui.*

## AGRADECIMENTOS

Desejo expressar os meus agradecimentos as seguintes pessoas e instituições:

À minha competente e dedicada orientadora Professora Karla Salvagni Heineck pelo entusiasmo, apoio, amizade e por dividir seu conhecimento durante meu período acadêmico com tanta generosidade e simplicidade.

Ao CNPq e CAPES pela concessão de bolsa e apoio financeiro.

Aos Professores Nilo Cesar Consoli, Fernando Schnaid, Juan Antonio Flores, Antonio Thomé e Adalberto Pandolfo.

Aos funcionários da Escola de Engenharia da UFRGS pelo apoio nas atividades realizadas, ao laboratorista João Diniz e ao pessoal da secretaria do PPGEC, Ana Luiza, Liliani, Carmen e Rita.

Agradeço com muito amor a minha família, minha mãe Dilce, meu pai Orlando e minha irmã Joseane.

Ao grande amigo, Fernando Maria Mantaras, que muito me auxiliou nesta etapa, tanto academicamente quanto profissional e pessoalmente. Talvez essas palavras não consigam expressar minha gratidão.

Agradeço muito ao amigo e grande pesquisador Álisson Sachetti.

Aos amigos, da vida e de doutorado, Anderson, Luizmar, Caberlon, Amanda, Emanuele, Festugato, Floss, Mariana, Bruno, Guilherme, Pique, Ângelo, Marquinhos, Tupã, Bepinha, David Arrieta entre outros pela amizade.

Aos amigos Rafael Costa, Jacaré e todo o pessoal do Yucatán 51. “Se a canoa não virar, olé olé olá!”

À família Correa, Capitão Airton, Dona Vera e Karen por toda a ajuda desde que cheguei a Porto Alegre para estudar, pela amizade, motivação e companhia.

À Juliana, Marta e Dona Jurema.

Ao meu Louco Amor Colorado, meu time de coração, Internacional de Porto Alegre. Sempre estarei contigo.

Ao Krus Burger Bar pelas longas jornadas, noturnas, de estudo.

Por fim agradeço a todos que, de uma forma ou de outra, contribuíram para a realização deste trabalho, pois nossas conquistas sempre são o resultado de um esforço conjunto.

Obrigado!

*O sonho do careta é a realidade do MALUCO.*

*A desobediência é uma virtude necessária à CRIATIVIDADE.*

*Meu egoísmo é tão egoísta que o auge do meu egoísmo é QUERER AJUDAR.*

*Raul Seixas*

## RESUMO

ROJAS, J.W.J. **Estudo da resistência, condutividade hidráulica e lixiviação de um solo argiloso cimentado e contaminado.** 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre- RS. Brasil.

Cada vez mais freqüente, a utilização de técnicas tradicionais da engenharia geotécnica depara-se com obstáculos de caráter econômico e ambiental. A técnica do solo-cimento torna-se atrativa quando o melhoramento das propriedades do solo do local constitui-se em uma alternativa de projeto. A técnica de tratamento de solos com cimento encontra aplicação, por exemplo, na construção de bases para pavimentos, na proteção de taludes em barragens de terra, como camada de suporte para fundações superficiais, como remediação de solos contaminados e como barreiras de contenção de contaminantes. Desta forma, esta tese tem por objetivo analisar a influência da quantidade de cimento, da porosidade e da umidade de moldagem sobre o comportamento físico e químico de um solo argiloso artificialmente cimentado e contaminado. O programa experimental consiste em caracterizar os materiais utilizados, analisar fisicamente as misturas solo-cimento e solo-cimento-contaminante, através de ensaios de resistência à compressão simples, medidas de sucção e condutividade hidráulica. Quimicamente serão realizados ensaios de lixiviação em coluna e análises químicas e físico-químicas do lixiviado. Os resultados, quanto à caracterização, apresentam um material argiloso, oriundo de rochas riolíticas (riolito/dacito); quanto à resistência à compressão simples houve um aumento de resistência com o aumento da quantidade de cimento e com o aumento do peso específico de compactação; quanto ao solo contaminado e cimentado ocorreu o mesmo comportamento, porém, com queda de resistência. A condutividade hidráulica obteve um decréscimo quando aumentado o peso específico de moldagem, tanto para solo-cimento como para solo-cimento-contaminante. Para as análises químicas, a partir do ensaio de lixiviação, constatou-se redução de parâmetros de contaminação com a adição de cimento, principalmente com o aumento significativo do pH, devido ao aumento da quantidade de cimento. Concluiu-se que a quantidade de cimento e a diminuição da porosidade ocorrida pela maior densificação influenciam em ganho de resistência, à uma baixa permeabilidade e à uma baixa concentração de contaminante no lixiviado.

**Palavras-chave:** solo-cimento-contaminante, solo argiloso, comportamento físico e químico.

## RESUMEN

ROJAS, J.W.J. **Estúdio de la resistencia, condutividade hidráulica y lixiviacion de un suelo arcilloso cimentado y contaminado.** 2012. Tesis (Doctorado en Ingeniería) – Programa de Posgraduación en Ingeniería Civil, UFRGS, Porto Alegre - RS. Brasil.

Cada vez más la utilización de técnicas tradicionales de la ingeniería geotécnica se depara con obstáculos de carácter económico y ambiental. La técnica del suelo-cemento se vuelve atractiva cuando el mejoramiento de las propiedades del suelo local se constituye en una alternativa de proyecto. La técnica de tratamiento de suelos con cemento encuentra aplicación, por ejemplo, en la construcción de bases para pavimentos, en la protección de taludes, en presas de tierra, como camada de soporte para fundaciones superficiales, como remediación de suelos contaminados y como barreras de contención de contaminantes. Esta tesis tiene por objetivo analizar la influencia de la cantidad de cemento, de la porosidad y de la humedad del molde, sobre el comportamiento físico y químico de un suelo arcilloso artificialmente cementado y contaminado. El programa experimental consiste en caracterizar los materiales utilizados, analizar físicamente las mezclas suelo-cemento y suelo-cemento-contaminante a través de ensayos de resistencia a compresión simple, medidas de succión y conductividad hidráulica. Químicamente serán realizados ensayos de lixiviación en columna y análisis químicos y físico-químicos del lixiviado. Los resultados, con respecto a la caracterización, presentan un material arcilloso, oriundo de rocas riolacitos (riolito/dacito). En cuanto a la resistencia el aumento de la misma es directamente proporcional al aumento de la cantidad de cemento y del peso específico de compactación, referente al suelo contaminado y cementado ocurrió el mismo comportamiento, pero con disminución de resistencia. La conductividad hidráulica obtuvo una reducción cuando se produjo el aumento del peso específico, tanto para suelo-cemento como para suelo-cemento-contaminante. Para los análisis químicos, a partir del ensayo de lixiviación, se constató reducción de parámetros de contaminación con la adición de cemento, principalmente con el aumento significativo del pH. Se concluyó que la cantidad de cemento y la disminución de la porosidad ocurrida por la mayor compactación influyó en el aumento de resistencia, así como proporcionó baja permeabilidad y baja concentración de contaminante en el lixiviado.

**Palabras-clave:** suelo-cemento-contaminante, suelo arcilla, comportamiento físico y químico.

## ABSTRACT

ROJAS, J.W.J. **Study of resistance, hydraulic conductivity and leaching of cemented and contaminated a clay soil.** 2012. Thesis (Doctor in Engineering) – Civil Engineering Post-Graduation Program, UFRGS, Porto Alegre - RS. Brazil.

More and more the use of traditional techniques of the geotechnical engineering comes across obstacles of economic and environmental character. The technique of the soil-cement becomes attractive when the improvement of the properties of the local soil constituted in a project alternative. The technique of treatment of soils with cement finds application, for instance, in the construction of bases for pavements, in the protection of talus in land dams, as support layer for superficial foundations, as remediation of polluted soils and as barriers of contention of pollutants. This way, this theory has as objective to analyze the influence of the amount of cement, of the porosity and of the molding humidity over the physical and chemical behavior of a loamy soil artificially cemented and polluted. The experimental program consists of characterizing the used materials, to analyze the mixtures soil-cement and soil-cement-pollutant physically, through resistance samples to the simple compression, suction measures and hydraulic conductivity. The lixiviation samples will be chemically accomplished in column and chemical and physiochemical analyses of the lixiviated. The results, according to the characterization, present a loamy material, originating from rocks rhyodacite (rhyolite/dacite); according to the resistance to the simple compression there was a resistance increase with the rise of the amount of cement and with the increase of the weight specific of compaction; as for the polluted soil and cemented happened the same behavior, however, with resistance fall. The hydraulic conductivity suffered a decrease when increased the specific weight of molding, for soil-cement and for soil-cement-pollutant. For the chemical analyses, starting from the lixiviation samples, it was reached a reduction of parameters of contamination with the cement addition, mainly with the significant increase of the pH, due to the increase of the amount of cement. It was concluded that the amount of cement and the decrease of the porosity happened by the largest densification influence in resistance adding, as well as they provide a low permeability and a low pollutant concentration in the lixiviated.

**Key-words:** cemented-contaminated-soils, clay soil, physical and chemical behavior.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	xv
LISTA DE TABELAS .....	xxi
LISTA DE SIMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS .....	xxiii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 RELEVANCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO .....	1
1.2 OBJETIVOS .....	3
1.3 CONCEITOS PRELIMINARES E DEFINIÇÕES BÁSICAS.....	4
1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE .....	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	7
2.2 TÉCNICA DE ESTABILIZAÇÃO SOLO/CIMENTO .....	7
2.2.1 Características do comportamento solo/cimento.....	11
2.2.2 Efeito do cimento .....	12
2.2.3 Efeito da densidade e compactação.....	12
2.2.4 Efeito do teor de umidade e do fator água/cimento.....	13
2.2.5 Efeito da relação vazios/cimento.....	15
2.3 COMPORTAMENTO FÍSICO DO SOLO/CIMENTO .....	16
2.3.1 Resistência à compressão simples .....	16
2.3.2 Condutividade Hidráulica.....	19
2.4 TÉCNICA DE ENCAPSULAMENTO DE CONTAMINANTES .....	22
2.4.1 Vantagens e desvantagens do emprego da técnica de encapsulamento .....	25
2.4.2 Comportamento físico e químico dos solos contaminados encapsulados.....	26
2.4.2.1 Resistência à compressão simples.....	26
2.4.2.2 Condutividade hidráulica.....	28
2.4.2.3 Lixiviação .....	30
2.5 DINÂMICA E INTERAÇÃO SOLO CONTAMINANTE .....	32
2.5.1 Mobilidade dos metais pesados .....	36
2.6 FORMAÇÃO SERRA GERAL .....	38
2.6.1 Aspectos Geológicos e pedológicos de Passo Fundo – RS .....	42
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	46
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	46
3.2 PLANEJAMENTO DO EXPERIMENTO.....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
3.2.1 Variáveis investigadas (acrescentar mais fatores).....	48
3.2.2 Variáveis fixas (acrescentar o inerte) .....	48
3.2.3 Variáveis de resposta.....	48

3.2.4	Características de Qualidade .....	49
3.3	LIMITAÇÕES .....	49
3.4	PROGRAMA DE ENSAIOS .....	50
3.4.1	Ensaio preliminares de caracterização e análise química do solo e rocha .....	50
3.4.2	Definição das dosagens .....	51
3.4.3	Definição dos pontos de moldagem .....	53
3.4.4	Análises do comportamento físico .....	54
3.4.5	Análises do comportamento químico .....	56
3.5	MATERIAIS .....	57
3.5.1	Solo.....	57
3.5.1.1	Solo de Passo Fundo (PF).....	58
3.5.2	Cimento .....	59
3.5.3	Material Inerte .....	62
3.5.4	Água .....	62
3.5.5	Borra Oleosa Ácida .....	63
3.6	MÉTODOS UTILIZADOS .....	65
3.6.1	Análise petrográfica.....	65
3.6.2	Análises de Fluorescência de Raios X.....	65
3.6.3	Caracterização geotécnica .....	66
3.6.3.1	Análise granulométrica.....	66
3.6.3.2	Análise granulométrica a laser .....	66
3.6.3.3	Limites de Atterberg.....	66
3.6.3.4	Massa específica real dos grãos.....	67
3.6.4	Ensaio de caracterização química do solo .....	67
3.6.5	Análise de Difração de Raios X .....	67
3.6.6	Ensaio de compactação .....	68
3.6.7	Preparação do material inerte .....	68
3.6.8	Preparação dos corpos-de-prova.....	69
3.6.8.1	Mistura dos componentes .....	69
3.6.8.2	Moldagem.....	70
3.6.8.3	Acondicionamento.....	71
3.6.8.4	Cura .....	71
3.6.9	Ensaio de resistência à compressão simples .....	72
3.6.9.1	Fluxo de Produção.....	73
3.6.10	Ensaio de condutividade hidráulica .....	74
3.6.10.1	Instalação .....	75
3.6.10.2	Percolação.....	75
3.6.10.3	Saturação .....	76

3.6.10.4	Adensamento .....	76
3.6.10.5	Medição da condutividade hidráulica.....	76
3.6.10.6	Fluxo de Produção.....	77
3.6.11	Ensaio de lixiviação em coluna.....	78
3.6.11.1	Análises químicas e físicas do lixiviado.....	79
3.6.11.2	Fluxo de Produção.....	80
3.6.12	Medidas de Sucção .....	81
4	RESULTADOS E ANÁLISES .....	84
4.1	CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS .....	85
4.1.1	CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL INERTE .....	85
4.1.1.1	Análise granulométrica.....	85
4.1.2	Caracterização da Rocha .....	87
4.1.2.1	Coleta de material.....	87
4.1.2.2	Fluorescência de Raios X .....	87
4.1.2.3	Análise Petrográfica .....	89
4.1.3	Caracterização do solo.....	92
4.1.3.1	Análise granulométrica.....	92
4.1.3.2	Massa específica real dos grãos.....	93
4.1.3.3	Limites de Atterberg.....	93
4.1.3.4	Classificação do solo .....	94
4.1.3.5	Ensaio de compactação .....	95
4.1.3.6	Fluorescência de Raios X .....	96
4.1.3.7	Análises básicas do solo .....	96
4.1.3.8	Análise química do solo .....	97
4.2	PONTOS DE MOLDAGEM.....	98
4.3	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES .....	99
4.3.1	Solo não contaminado .....	100
4.3.1.1	Relação resistência a compressão simples e teor de cimento.....	101
4.3.1.2	Relação resistência a compressão simples e porosidade .....	104
4.3.1.3	Resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento..	105
4.3.1.4	Resistência à compressão simples em função da umidade de moldagem..	106
4.3.1.5	Resistência à compressão simples em função do teor volumétrico do cimento	108
4.3.1.6	Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento	110
4.3.2	Solo contaminado .....	114
4.3.2.1	Relação resistência a compressão simples e teor de cimento.....	115
4.3.2.2	Relação resistência a compressão simples e porosidade .....	117
4.3.2.3	Resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento..	118
4.3.2.4	Resistência à compressão simples em função da umidade de moldagem..	119
4.3.2.5	Resistência à compressão simples em função do teor volumétrico do cimento	120
4.3.2.6	Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento	122
4.3.3	Comparação entre solo não contaminado e solo contaminado.....	125

4.3.4	Fator $\eta/C_{iv}$ para o solo de PF comparado com outros materiais .....	128
4.4	MEDIDAS DE SUCCÃO MATRICIAL .....	131
4.5	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	132
4.5.1	Solo não contaminado .....	133
4.5.1.1	Relação da condutividade hidráulica simples e teor de cimento.....	133
4.5.1.2	Relação da condutividade hidráulica e porosidade .....	134
4.5.1.3	Condutividade Hidráulica em função da relação vazios/cimento .....	135
4.5.1.4	Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento	135
4.5.2	Solo contaminado .....	136
4.5.2.1	Relação da condutividade hidráulica simples e teor de cimento.....	136
4.5.2.2	Relação da condutividade hidráulica e porosidade .....	138
4.5.2.3	Condutividade Hidráulica em função da relação vazios/cimento .....	139
4.5.2.4	Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento	140
4.5.3	Comparação entre solo não contaminado e solo contaminado.....	141
4.6	CORRELAÇÃO DOS RESULTADOS $q_u$ versus K.....	142
4.7	ENSAIOS DE LIXIVIAÇÃO EM COLUNA.....	144
4.7.1	Análise físico-química do lixiviado.....	145
4.7.1.1	Metais Pesados e pH.....	146
4.7.1.2	Condutividade Elétrica .....	152
4.7.1.3	Cloreto .....	153
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	155
5.1	CONCLUSÕES.....	155
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	158
	REFERENCIA BIBLIOGRAFICA.....	160
	APÊNDICE A – DADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.....	174
	APÊNDICE B – DADOS DOS ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRAULICA .....	181
	APÊNDICE C – DADOS DOS ENSAIOS DE LIXIVIAÇÃO EM COLUNA .....	183
	ANEXO – PRODUÇÃO CIENTÍFICA DO DOUTORANDO DURANTE O CURSO .....	186

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Organização da Tese de Doutorado. ....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 2.1: Relação vazios/cimento versus resistência à compressão simples (adaptado de LARNACH, 1960). ....	16
Figura 2.2: Efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento e curados por 7 dias (adaptado de INGLES E METCALF, 1972). ....	17
Figura 2.3: Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento (adaptado de FOPPA, 2005). ....	18
Figura 2.4: Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (adaptado de FOPPA, 2005). ....	18
Figura 2.5: Fator vazios/agente cimentante expresso em termos da porosidade e teor volumétrico de agente cimentante para amostras com 90, 60 e 28 dias de cura (Righetto, 2008). ....	19
Figura 2.6: Permeabilidade ao longo da curva de compactação (adaptado de Lambe, 1958). ....	20
Figura 2.7: Estruturas de solos compactados, segundo proposição de Lambe, 2007 (apud Pinto, 2000). ....	21
Figura 2.8: Superfície de resposta resistência a compressão simples (RCS) x teor de cimento x quantidade de contaminante – 7 dias de cura (a) e 28 dias de cura (b). ....	28
Figura 2.9: Plaquetas de argila caolinita e montmorilonita (adaptado de MITCHELL, 1993). ....	29
Figura 2.10: Concentração de Cádmio versus pH em amostras contaminadas e encapsuladas. ....	32
Figura 2.11: Representação do transporte de contaminante por dispersão (Delgado, 2002). ...	34
Figura 2.12: Principais processos de controle para reter as concentrações de metais pesados presentes no solo (MATTIGOD, et al., 1981 em MCLEAN & BLEDSOE, 1992). ....	36
Figura 2.13: Solubilização de alguns metais pesados em função do pH (LAGREGA et al., 2001). ....	37
Figura 2.14: Localização da Bacia Sedimentar do Paraná (adaptado de MELFI et al., 1988). ....	39

Figura 2.15: Mapa geológico simplificado da Bacia do Paraná no RS (baseado em: SCHERER et al., 2002).	40
Figura 2.16: Mapa Geológico de Passo Fundo (RRA - PMPF, 2009)	43
Figura 2.17: Mapa Geológico de Passo Fundo (CPRM, 2008)	44
Figura 2.18: Mapa Pedológico de Passo Fundo (CPRM, 2008)	44
Figura 2.19: Perfil de Latossolo Vermelho Distrófico húmico - unidade Passo Fundo. (STRECK, 2008).	45
Figura 3.1: Delineamento do programa experimental utilizado nesta pesquisa.	47
Figura 3.2: Esquema de correção granulométrica.	53
Figura 3.3: Modelo de posicionamento de pontos de moldagem.	53
Figura 3.4: Formações geológicas ao norte do estado do Rio Grande do Sul (LOPES JUNIOR, 2007).	58
Figura 3.5: Localização dos pontos de coleta de solo e rocha.	59
Figura 3.6: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland. (ABCP, 2002).	61
Figura 3.7: Distribuição granulométrica, determinada a laser, do cimento Portland CP_V ARI.	62
Figura 3.8: Resíduo borra oleosa ácida.	64
Figura 3.9: Bolas de alumina (a) e jarro com capacidade de 7,5Kg (b).	69
Figura 3.10: Etapas de preparação de corpos-de-prova.	69
Figura 3.11: (a) Molde tri-partido e (b) molde cilíndrico utilizado para a moldagem dos ensaios de lixiviação em coluna.	70
Figura 3.12: Equipamento para desmoldar corpos-de-prova.	71
Figura 3.13: Prensa automática para rompimento dos corpos-de-prova.	72
Figura 3.14: Corpos-de-prova rompido.	73
Figura 3.15: Fluxograma de produção dos corpos-de-prova (CP's) para ensaios de resistência à compressão simples.	74

Figura 3.16: Equipamento permeômetro de parede flexível – ENVIRONGEO/UFRGS. ....	75
Figura 3.17: Fluxograma de produção dos corpos-de-prova (CP's) para ensaios de condutividade hidráulica. ....	77
Figura 3.18: Equipamento de lixiviação em coluna – ENVIRONGEO/UFRGS.....	78
Figura 3.19: Pedras porosas confeccionadas de material acrílico (inerte). ....	79
Figura 3.20: Fluxograma de produção dos corpos-de-prova (CP's) para ensaios de lixiviação em coluna.....	81
Figura 3.21: corpo-de-prova para ensaio de sucção matricial. ....	83
Figura 4.1: Granulometria do cimento, areia moída para diferentes horas e areia natural de Osório. ....	86
Figura 4.2: Areia de Osório (a) e areia de Osório moída (b) - 24 horas.....	86
Figura 4.3: Local de coleta da rocha. ....	87
Figura 4.4: Diagrama Binário para classificação do tipo de rocha. (Cox, Bell e Pankhurst; 1979).....	88
Figura 4.5: Diagrama Binário para classificação do tipo de rocha. (Lebas & Streckeisen, 1991).....	89
Figura 4.6: Lamina delgada utilizada para microfotografias.....	90
Figura 4.7: Aspecto microscópico da rocha PF constituída essencialmente por (Fal) feldspatos alcalinos, (O) minerais opacos, (P) piroxênio (Pl) plagioclásio e (Q) quartzo em (LPX). ....	91
Figura 4.8: Aspecto microscópico da rocha PF. Detalhes de recristalização.....	91
Figura 4.9: Perfil do solo coletado - PF.....	92
Figura 4.10: Distribuição granulométrica do solo PF. ....	93
Figura 4.11: Carta de Plasticidade para classificação unificada.....	94
Figura 4.12: Diagrama trilinear de classificação do solo. ....	95
Figura 4.13: Curvas de compactação do solo PF. ....	95
Figura 4.14: Pontos de moldagem.....	98

Figura 4.15: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento. (linha A).....	102
Figura 4.16: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento (linha B).....	103
Figura 4.17: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (linha A).....	104
Figura 4.18: variação da resistência à compressão simples versus à relação vazios/cimento (linha A), conforme definição de LARNACH (1960).....	106
Figura 4.19: variação da resistência à compressão simples versus à umidade de compactação (linha B).....	107
Figura 4.20: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento (Linha A). .....	109
Figura 4.21: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento (Linha B).....	110
Figura 4.22: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico. ....	111
Figura 4.23: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento em relação a densificação, umidade e teor de cimento.....	113
Figura 4.24: resistência à compressão simples versus relação vazios/cimento ajustado. ....	113
Figura 4.25: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento. (linha A).....	115
Figura 4.26: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento (linha B).....	117
Figura 4.27: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (linha A).....	118
Figura 4.28: variação da resistência à compressão simples versus à relação vazios/cimento (linha A), conforme definição de LARNACH (1960).....	119
Figura 4.29: variação da resistência à compressão simples versus à umidade de compactação (linha B).....	120
Figura 4.30: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento-contaminante (Linha A). .....	121

Figura 4.31: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento-contaminante (Linha B).....	121
Figura 4.32: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico.....	122
Figura 4.33: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento em relação a densificação, umidade e teor de cimento.....	124
Figura 4.34: resistência à compressão simples versus relação vazios/cimento ajustado. ....	125
Figura 4.35: Comparação entre solo cimento (SNC) e solo cimento contaminado (SC), linha A. ....	126
Figura 4.36: Comparação entre solo cimento (SNC) e solo cimento contaminado (SC), linha B. ....	127
Figura 4.37: Comparação entre solo cimento (SNC) e solo cimento contaminado (SC).....	128
Figura 4.38: Curvas Granulométricas dos materiais analisados.....	129
Figura 4.39: Comparação de resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico. ....	130
Figura 4.40: Comparação de resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico com coeficiente de ajuste das curvas. ....	131
Figura 4.41: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus teor de cimento para solo cimentado. ....	133
Figura 4.42: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus porosidade. ....	134
Figura 4.43: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus relação vazios/cimento. ....	135
Figura 4.44: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus relação vazios/cimento ajustado.....	136
Figura 4.45: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus teor de cimento para solo cimentado. ....	138
Figura 4.46: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus porosidade. ....	139
Figura 4.47: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus relação vazios/cimento. ....	140
Figura 4.48: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus relação vazios/cimento ajustado.....	141

Figura 4.49: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus relação vazios/cimento ajustado.....	142
Figura 4.50: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus resistência a compressão simples (qu) – Não contaminado.....	143
Figura 4.51: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus resistência a compressão simples (qu) – Contaminado.....	144
Figura 4.52: Concentração de Alumínio versus pH. ....	147
Figura 4.53: Concentração de Cádmio versus pH.....	148
Figura 4.54: Concentração de Chumbo versus pH.....	149
Figura 4.55: Concentração de Magnésio versus pH.....	150
Figura 4.56: Concentração de Níquel versus pH.....	151
Figura 4.57: Concentração de Zinco versus pH. ....	152
Figura 4.58: Condutividade Elétrica em relação ao teor de cimento. ....	153
Figura 4.59: Cloreto em relação ao teor de cimento. ....	154

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES E METCALF, 1972). .....	10
Tabela 2.2: Processos que controlam o transporte de contaminantes. (DELGADO, 2002). ...	33
Tabela 2.3: Fatores discriminantes utilizados na classificação dos basaltos da FSG na Bacia do Paraná (PEATE et al., 1992). .....	41
Tabela 3.1: Etapas e Ensaios do Programa Experimental .....	50
Tabela 3.2: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de resistência à compressão simples. ....	54
Tabela 3.3: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de resistência à compressão simples. ....	55
Tabela 3.4: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de condutividade hidráulica. ....	55
Tabela 3.5: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de condutividade hidráulica. ....	56
Tabela 3.6: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de lixiviação em coluna.....	56
Tabela 3.7: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ABCP, 2004).....	60
Tabela 3.8: Características físicas e mecânicas do cimento tipo CP V- ARI. (ABCP, 2003)..	60
Tabela 3.9: Resultados obtidos na veredura por EDX do material inerte (Bedin, 2009).....	62
Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de lixiviação e massa bruta (laudos de caracterização, 2002 apud Silva, 2005).....	63
Tabela 3.11: Resultados dos ensaios de solubilização (laudos de caracterização, 2002 apud Silva, 2005).....	64
Tabela 3.12: Proporção de tamanho de bolas.....	68
Tabela 3.13: Parâmetros e metodologias analisadas no lixiviado. ....	80
Tabela 4.1: Distribuição granulométrica do material inerte moído.....	85
Tabela 4.2: Propriedades químicas da rocha PF.....	88
Tabela 4.3: Limites de Atterberg e atividade coloidal do solo natural.....	93
Tabela 4.4: Resultado dos ensaios de compactação para o solo PF. ....	96

Tabela 4.5: Propriedades químicas do solo PF.....	96
Tabela 4.6: Análise química básica do solo. ....	97
Tabela 4.7: Resultados analíticos da análise química do solo PF. ....	97
Tabela 4.8: Pontos de moldagem utilizados para o solo PF. ....	99
Tabela 4.9: Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento.....	100
Tabela 4.10: (continuação) Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento. ....	101
Tabela 4.11: Análise quantitativa do acréscimo de resistência em função do peso específico de seco de 13,8kN/m <sup>3</sup> . ....	102
Tabela 4.12: Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento-contaminante.....	114
Tabela 4.12: (continuação) Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento-contaminante. ....	115
Tabela 4.13: Análise quantitativa do acréscimo de resistência em função do peso específico de seco de 13,8kN/m <sup>3</sup> . ....	116
Tabela 4.14: Equações e expoentes de ajustes comparados. ....	130
Tabela A1: Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento. ....	175
Tabela A2 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento. ....	176
Tabela A3 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento. ....	177
Tabela A4: Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento contaminante. ....	178
Tabela A5 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento contaminante. ....	179
Tabela A6 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento contaminante. ....	180
Tabela B: Dados gerais dos ensaios de Condutividade Hidráulica. ....	182
Tabela C1: Dados gerais das análises físicas e químicas do lixiviado. ....	184
Tabela C2 (continuação: Dados gerais das análises físicas e químicas do lixiviado. ....	185

## LISTA DE SIMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a/c	Relação água/cimento
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
Al	Alumínio
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Oxido de Alumínio
ASTM	<i>American Society for Testing Materials</i>
B	Parâmetro de poro-pressão de <i>Skempton</i>
BOA	Borra Oleosa Ácida
C	Cimento
CaO	Óxido de cálcio
CETESB	Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Ambiental (SP)
CE	Condutividade Elétrica
C <sub>d</sub>	Coefficiente de durabilidade
Cd	Cádmio
CL	Argila de baixa compressibilidade
CH	Argila de alta compressibilidade
Cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>	Centimol de carga por decímetro cúbico
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
CNT	Concentração do parâmetro não tratado
CPO	Cimento Portland
CP	Corpo-de-prova
CP's	Corpos-de-prova
CT	Concentração do parâmetro tratado
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Naturais
CP-V ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
CuO	Óxido de cobre
D	Ponto de moldagem para densidade
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
e	Índice de vazios
EH	Erechim
Eh	Potencial Redox
ENVIRONGEO	Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i>
E/S	Estabilização e Solidificação
Fal	Feldspatos alcalinos

FSG	Formação Serra Geral
F <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Óxido de Ferro
H	Ponto de moldagem para umidade
HRB	<i>Highway Research Board</i>
HTiB	<i>High Ti Basalts</i>
IA	Índice de Atividade Coloidal
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
In <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Óxido de índio
IP	Índice de Plasticidade
k	Condutividade Hidráulica
K <sub>2</sub> O	Óxido de potássio
LACER	Laboratório de Materiais Cerâmicos
LC	Limite máximo estabelecido (CETESB e CONSEMA)
LD	Limite de detecção do método utilizado
L <sub>c</sub>	Ensaio de lixiviação em coluna
L <sub>cb</sub>	Ensaio de lixiviação em coluna amostra branca
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LTiB	<i>Low Ti Basalts</i>
M.a.	Milhões de anos
MgO	Óxido de magnésio
ML	Silte de baixa compressibilidade
MH	Silte de alta compressibilidade
MnO	Óxido de manganês
MO	Matéria Orgânica
Na <sub>2</sub> O	Óxido de sódio
NbO	Óxido de nióbio
NBR	Norma Brasileira
ND	Não detectado
Ni	Níquel
NiO	Óxido de níquel
O	Minerais opacos
OL	Solo orgânico de baixa compressibilidade
OH	Solo orgânico de alta compressibilidade
P	Piroxênio
Pb	Chumbo
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
PF	Passo Fundo
pH	Potencial de Hidrogênio
Pl	Plagioclásio
PPGEC	Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

$P_2O_5$	Óxido de fósforo
Q	Quartzo
$q_u$	Resistência a Compressão Simples
$d_r$	Durabilidade
S	grau de saturação de moldagem.
S/S	<i>Stabilization/Solidification</i>
$SiO_2$	Óxido de silício
$SO_2$	Dióxido de enxofre
$TiO_2$	Óxido de titânio
U	Umidade
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
$V_v$	Volume absoluto de vazios
$V_{ci}$	Volume absoluto de cimento
Zn	Zinco
$ZnO$	Óxido de zinco
$ZrO_2$	Óxido de zircônio
w	Teor de umidade
$Y_2O_3$	Óxido de ítrio
$\omega_{ótima}$	Teor de umidade ótima de compactação
$\omega_{nat}$	Umidade natural
$\gamma_s$	Peso específico real dos grãos
$\gamma_n$	Peso específico aparente natural
$\gamma_{dmáx}$	Peso específico máximo seco
$\gamma_{sat}$	Peso específico aparente saturado
$\eta$	Porosidade



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVANCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Sabe-se que o solo é um material complexo e variável, porém devido a sua abundância, facilidade de obtenção e manuseio, além do baixo custo, oferece grandes oportunidades de emprego na engenharia. É comum que o solo de uma localidade não preencha parcial ou totalmente as exigências de projeto. A realização de obras de engenharia sobre solos com características geotécnicas deficientes, torna-se, na maioria das vezes, inviável economicamente. Uma das alternativas que o engenheiro geotécnico dispõe para viabilizar técnica e economicamente a construção de obra é melhorar as propriedades do solo existente, de modo a criar um novo material capaz de atender da melhor forma às exigências de um projeto.

Portanto, a necessidade de atender ao mercado de engenharia, que aspira por soluções que reduzam custos, leva à busca pelo desenvolvimento de novos materiais geotécnicos.

Conforme Prietto (2004) são inúmeros os casos que ilustram a necessidade e a importância da completa compreensão, por parte do engenheiro geotécnico, do comportamento mecânico de solos cimentados naturais e artificiais, bem como da sua repercussão no desempenho de obras de engenharia.

Atualmente existem algumas técnicas para a melhoria de solos, entre essas se destaca a estabilização por processos físico-químicos. A técnica de estabilização citada tem sido alvo de diversas pesquisas realizadas no PPGEC/UFRGS, com ênfase no comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados artificialmente, como o solo/cimento, solo/cal, solo/cimento/cinza, entre outros (NÚÑEZ, 1991; THOMÉ, 1994; PRIETTO, 1996; HEINECK, 1998; SALES, 1998; TESSARI, 1998; PRIETTO, 2004; LOVATO, 2004; FOPPA, 2006; LOPES JUNIOR, 2007; CONSOLI et al 2007; CONSOLI et al 2008; CRUZ, 2008; FLOSS, 2010; LOPES JUNIOR 2011; CONSOLI 2011; FESTUGATO 2011; DALLA

ROSA, 2011). Estes trabalhos, na sua maioria, visam o emprego da técnica de estabilização físico-química em fundações superficiais sobre solos com propriedades geotécnicas desfavoráveis e na execução de bases de pavimentos rodoviários. Nestes casos, evidencia-se a importância do estudo científico do comportamento de solos cimentados, que, entretanto, vai além da aplicação específica em fundações e pavimentações, pois, com a evolução da sociedade a geotecnia vem ocupando um espaço cada vez maior dentro dos estudos relacionados com o meio ambiente, um exemplo é a remediação de locais contaminados e solos contaminados, sendo que este é um dos casos em estudo desta tese de doutorado.

Diversos autores relatam que solos cimentados exibem um comportamento mecânico complexo, influenciado por diversos fatores, dentre os quais se destacam a quantidade de cimento adicionada, a porosidade da mistura e o teor de umidade. Foppa (2005) e Lopes Junior (2011) estudaram e outros autores seguem estudando metodologias de dosagem para projeto das misturas de solo-cimento baseadas em critérios mais racionais, como existe, por exemplo, para o concreto, onde a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência desejada.

Atualmente investiga-se a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre a resistência de diversos solos artificialmente cimentados e verificaram a adequação do uso das relações água/cimento, vazios/cimento, água/cal e vazios/cal na estimativa da resistência à compressão simples. Porém, ressalta-se que nesta pesquisa e tem como diferencial o estudo de um solo contaminado, enfatizando questões ambientais.

Como já citado anteriormente, a estabilização de solos através da aplicação de cimento ou cal, também se destaca no campo ambiental, a técnica de solidificação/estabilização ou encapsulamento de solos contaminados a partir de agentes cimentantes tem sido alvo de estudos de diversos pesquisadores no Brasil e em outros países (MAYERS & EAPPI, 1992; IBÁÑEZ et al., 1998; NEDER et al., 1999; KLICH et al., 1999; PARK et al., 2000; VALLS et al., 2000; LI et al., 2001; ASAVAPISIT et al., 2001; OLIVEIRA, 2002; PIETROBON et al., 2002; STEGEMANN et al., 2002; SILVEIRA et al., 2003; KNOP, 2003; OLIVEIRA et al., 2003; YLMAZ et al., 2003; BRITO et al., 2004; CRUZ, 2004; YOKOZEKIA et al., 2004; SCHWARZ et al., 2006; TREZZA, 2006; ROJAS 2007; ROJAS et. al., 2009; BRITO, 2011 entre outros).

A tecnologia de solidificação/estabilização ou encapsulamento vem se tornando uma importante alternativa de tratamento para a disposição de resíduos perigosos em aterros e controle de áreas contaminadas, pois provê o melhoramento das características físicas e toxicológicas do resíduo e/ou solo, facilitando o seu gerenciamento de forma segura e eficaz. Além disso, o custo do processo de solidificação/estabilização tem sido considerado baixo em relação a outras técnicas de tratamento, fator este que tem impulsionado o desenvolvimento desta tecnologia nos últimos anos.

Brito et al. (2004) destacam a necessidade de o Brasil estabelecer normas e critérios para a tecnologia de encapsulamento, bem como a importância de dispor resíduos estabilizados e solidificados em aterros sanitários industriais com seus respectivos parâmetros de aceitação. Nada se encontra na literatura quanto à influência da compactação ou quantidade de cimento necessária para um correto encapsulamento.

Para confirmar a eficiência do encapsulamento de um solo contaminado devem ser realizados ensaios pós-tratamento de estabilização e solidificação, os quais consistem em análises físicas e químicas do composto tratado. As análises químicas são realizadas com base em ensaios de lixiviação e extração química. Fisicamente, são realizadas análises de resistência à compressão não confinada, permeabilidade e durabilidade.

Desta forma, esta pesquisa é de caráter inovador, e trata como originalidade o estudo de um solo predominantemente argiloso, oriundo de rochas ígneas da Formação Serra Geral (FSG), Município de Passo Fundo - RS, caracterizando o comportamento físico e químico a partir de ensaios de resistência a compressão simples, sucção matricial, condutividade hidráulica e lixiviação em coluna, para o solo cimentado e solo cimentado e contaminado, verificando a influência destes comportamentos a partir de variados pesos específicos secos e das umidades de moldagem.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa consiste em quantificar e verificar a influência da quantidade de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão simples, a condutividade hidráulica e a lixiviação em um solo argiloso artificialmente cimentado e contaminado.

Desta forma, constituem-se em objetivos específicos deste estudo:

- Identificar as características geotécnicas, geológicas, físicas e químicas do solo, da rocha, e do material inerte utilizado nesta tese.
- Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse: quantidade de cimento, porosidade da mistura compactada e teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão simples do solo/cimento e solo/cimento/contaminante.
- Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse: quantidade de cimento e porosidade da mistura compactada sobre a condutividade hidráulica do solo/cimento e solo/cimento/contaminante.
- Verificar, através de ensaios de lixiviação em coluna, a influência da quantidade de cimento e da porosidade da mistura na diminuição de poluentes no lixiviado.

### 1.3 CONCEITOS PRELIMINARES E DEFINIÇÕES BÁSICAS

Para o amplo entendimento de alguns conceitos e definições empregados e referidos na formulação e no desenvolvimento deste trabalho, são apresentadas a seguir algumas considerações preliminares:

*Solo cimento*: produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem

*Encapsulamento*: Conhecido mundialmente como solidificação/estabilização, é um processo que consiste na adição de um agente cimentante, como o cimento Portland e a cal, com o objetivo de propiciar menor solubilização de um contaminante, onde as partículas deste são envolvidas pelo agente cimentante. Este processo propicia ganhos quanto à “trabalhabilidade”, resistência e durabilidade. Portanto, o termo encapsulamento também é utilizado nesta pesquisa como solidificação/estabilização.

*Estabilização de solos contaminados*: É o processo que transforma e mantém os constituintes perigosos de um resíduo ou contaminante em suas formas menos solúveis e tóxicas por meio de reações químicas, sendo que a natureza física do contaminante pode ou não variar durante este processo.

*Solidificação de solos contaminados:* Refere-se ao processo que gera, através de um agente cimentante, uma massa sólida de resíduo tratado (monolítica), contribuindo para a melhoria de sua integridade estrutural e facilidade de manuseio e transporte.

*Lixiviação:* É definido como o processo de extração de um componente pela percolação de um fluido, geralmente água, através de um elemento sólido. O fluido, após percolar pelo solo, é denominado lixiviado.

*Contaminante:* Neste caso, refere-se ao resíduo industrial denominado borra oleosa ácida.

*Solo Contaminado:* Refere-se especificamente ao solo contaminado por borra oleosa ácida.

*Comportamento Físico:* Trata-se, neste trabalho, de quatro diferentes ensaios: resistência à compressão simples, sucção matricial, durabilidade e condutividade hidráulica.

*Comportamento Químico:* Trata-se, neste trabalho especificamente, do ensaio de lixiviação em coluna.

## 1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta pesquisa está composto por 5 capítulos, organizados de forma sistemática com o objetivo de se obter uma melhor compreensão do estudo desenvolvido, conforme descrito sucintamente a seguir e resumidamente apresentado pela Figura 1.1:

- O Capítulo 1 apresenta a introdução, onde está definida a relevância e a justificativa da pesquisa. Neste capítulo também estão apresentados o objetivo geral, os objetivos específicos e os conceitos preliminares.
- No Capítulo 2 é apresentada a revisão da literatura, compreendendo os tópicos referentes aos principais assuntos abordados neste trabalho, entre eles a Técnica do Solo/Cimento, enfatizando sua aplicação, os materiais utilizados e os métodos de dosagem existentes e as características comportamentais típicas de solos cimentados, bem como os fatores que exercem influência sobre tais características. Neste capítulo discorre-se também quanto à Técnica de Encapsulamento de contaminantes, suas aplicações e diversos ensaios para a verificação da eficácia da técnica, além da interação solo contaminante. E, por fim, os aspectos geológicos e

mineralógicos da Formação Serra Geral, enfatizando a região de Passo Fundo – RS.

- O Capítulo 3 consiste na descrição do programa experimental, além da exposição dos materiais e equipamentos utilizados, detalhes de moldagem e preparação dos corpos-de-prova, métodos de ensaios e planejamento do experimento com as variáveis investigadas.
- O Capítulo 4 consiste na apresentação dos resultados e análises referentes as caracterizações geotécnicas, geológicas, físicas e químicas dos materiais e no estudo do comportamento físico dos materiais, tais como: ensaios de resistência à compressão simples, sucção matricial e condutividade hidráulica. Também serão apresentados os resultados e análises referentes ao estudo do comportamento químico dos materiais: ensaios de lixiviação em coluna e análises físico-químicas do material lixiviado.
- As principais conclusões que representam a síntese do conhecimento adquirido durante o desenvolvimento desta tese estão apresentadas no Capítulo 5, conjuntamente com as sugestões para as pesquisas futuras.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

No decorrer deste capítulo é apresentada a revisão da literatura sobre a técnica de estabilização de solos com cimento, suas definições e propriedades. Apresentam-se também as principais características do comportamento de misturas de solo/cimento, dando ênfase aos ensaios de resistência à compressão simples e condutividade hidráulica.

Na seqüência é apresentada a revisão da literatura da técnica de encapsulamento com utilização de cimento, relatando principalmente as influências nos comportamentos físicos e químicos de solos contaminados e encapsulados.

Por fim, apresenta-se uma breve revisão da literatura sobre a Formação Serra Geral, dando ênfase à parte que abrange o estado do Rio Grande do Sul, região de Passo Fundo, destacando as rochas magmáticas.

### **2.2 TÉCNICA DE ESTABILIZAÇÃO SOLO/CIMENTO**

O material solo-cimento é definido pela NBR 12253/92, Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, como sendo “o produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, conforme este projeto, e executada conforme a NBR 12254/90”.

De maneira semelhante, o American Concrete Institute, citado pelo U. S. Army Corps of Engineers, define solo-cimento como uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade (USACE, 2000).

O solo-cimento difere do concreto em muitos aspectos. Uma diferença essencial é que no concreto existe uma quantidade de pasta (cimento + água) suficiente para recobrir a superfície

dos agregados e preencher os vazios existentes entre os mesmos, já nas misturas de solo-cimento a quantidade de pasta é insuficiente para recobrir a superfície de todas as partículas de solo e preencher os vazios existentes, resultando em uma matriz cimentícia que une nódulos de agregados não-cimentados (PCA, 2004).

Ingles & Metcaft (1972) definem a estabilização de solos como sendo a aplicação de processos técnicos através dos quais se busca a melhoria das propriedades mecânicas de um determinado solo, especialmente daquelas relacionadas com resistência, deformabilidade, condutividade hidráulica e durabilidade.

Existem muitos trabalhos na bibliografia brasileira e internacional [dentre os quais estão Consoli et. al. (2003, 2007, 2008), Heineck (1998), Prietto (1996 e 2004), Rotta et. al. (2001a e 2003) Schnaid et. al. (2001); Thomé (1999) e Thomé et al. (2003); Vendruscolo (2003); Cruz (2008); Lopes Junior (2007, 2011); Rojas (2007) Saxena e Lastrico (1978); Clough et al. (1981), Huang e Airey, (1993); Coop e Atkinson (1992, 1993 e 2003)] que abordaram o comportamento de solos cimentados onde são analisados aspectos característicos dos materiais tais como granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência e comportamento tensão deformação.

Vendruscolo (2003) relata que o mecanismo de combinar solo com cimento é muito similar ao concreto. A distinção está no agregado, no concreto este possui uma granulometria grossa, com as partículas de cimento envolvendo o agregado granular e ligando suas partículas, dando considerável resistência ao concreto. Por sua vez, no solo/cimento, as partículas de cimento são envolvidas pelos grãos de solo finos resultando em ligações menos resistentes, onde o cimento entra em uma quantidade que varia sobre o peso do solo, o suficiente para estabilizá-lo e conferir as propriedades de resistência desejada para o composto.

A presença de agentes cimentantes no solo irá provocar mudanças substanciais nas propriedades geotécnicas do material. Estas modificações dependerão das características específicas do solo, do teor de aditivos, da quantidade de água, do tipo e grau de compactação e do tipo e tempo de cura. De maneira geral, a adição de cimento aumentará a resistência e a rigidez, diminuirá a compressibilidade e alterará os limites de consistência; a condutividade hidráulica será reduzida nos solos granulares, mas aumentará nos solos argilosos, assim como a durabilidade medida em ciclos de molhagem e secagem aumentará (PRIETTO, 1996).

Segundo Montardo (2001), a técnica da estabilização por processos físico-químicos é eficiente no aumento da resistência mecânica, permitindo a obtenção de materiais com capacidade de suporte adequada.

Heineck (1998) relata que a melhoria das características mecânicas dos solos pela adição de cimento Portland constitui em um processo utilizado de forma cada vez mais intensa nas diversas áreas da engenharia geotécnica, como por exemplo, na contenção de maciços, execução de fundações sobre solos moles, prevenção de liquefação em areias e execução de pavimentos.

O solo/cimento é o material resultante da mistura homogênea, compactada e curada de solo, cimento e água em proporções adequadas. O produto resultante deste processo é um material com boa resistência à compressão, baixa condutividade hidráulica, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade. Porém, Montardo (2001) ressalta que a utilização do solo/cimento na prática da engenharia geotécnica só não é mais difundida porque muitas vezes esbarra nos problemas relacionados ao surgimento das trincas de tração e/ou retração.

Conforme Nuñez (1991), as reações que ocorrem na mistura solo/cimento dividem-se em reações primárias e reações secundárias. Em solos muito granulares e sem argila, a ação cimentante se dá através dos produtos das reações primárias (alta resistência e baixo teor de cálcio), já em solos predominantemente argilosos, a ação cimentante se dá através das reações secundárias (aumento da ligação entre partículas que dão estabilidade ao conjunto).

Segundo Noble (1967) apud Vendruscolo (2003), o ganho de resistência de corpos de prova de argilominerais estabilizados com cimento Portland curados por sete dias atribui-se a:

- Floculação inicial das partículas de argila, que facilita a cimentação;
- Hidratação do cimento, com geração de partículas cimentantes com grande superfície específica e possível combinação química de sílica e alumina com hidróxido de cálcio para produção adicional de partículas cimentantes.
- Cristalização do hidróxido de cálcio, que cimenta as partículas discretas e as flocula.

Segundo Freire (1976) apud Dallacort (2002), solos com altas concentrações de argila necessitam de teores de cimento elevados devido à grande área superficial dos grãos. A Associação Brasileira de Cimento Portland (1989) sugere que, para um consumo mínimo de cimento, o solo deve apresentar teores de 35% de argila e 65% de silte e areia, além de limite

de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade inferior a 45%, 18% e 10%, respectivamente.

A Tabela 2.1, retirada de Ingles e Metcalf (1972), apresenta um indicativo da quantidade de cimento a ser adicionada para a estabilização de acordo com o tipo de solo.

De acordo com Rotta et al. (2001) a contribuição da cimentação na resistência é tanto mais significativa quanto maior a densidade da amostra durante a formação de sua estrutura cimentante.

Tabela 2.1: Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES E METCALF, 1972).

Tipo de solo	Porcentagem de cimento
Pedra finamente britada	0,5 a 2
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 a 4
Areia bem graduada	2 a 4
Areia mal graduada	4 a 6
Argila-arenosa	4 a 6
Argila-siltosa	6 a 8
Argilas	8 a 15

Conforme Prietto (1996), em sua pesquisa a respeito do modo de ruptura de corpos-de-prova de solo/cimento, cabe definir dois tipos básicos: (1) a ruptura frágil, característica de materiais muito rígidos como solos cimentados, areias densas e argilas fortemente adensadas, é acompanhada de uma queda brusca de resistência após a ruptura e a formação de planos bem definidos de ruptura; (2) a ruptura dúctil, característica das areias fofas e argilas moles, que não apresentam a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa de resistência após a tensão desvio máxima ser atingida.

Para Núñez (1991), as propriedades mecânicas das misturas compactadas de solo/cimento dependem em primeiro lugar do cimento e em segundo lugar da compactação. A importância da compactação reside não apenas no grau, mas também no tempo, visto que, se realizada após a hidratação do cimento será ineficiente. O autor destaca também que as propriedades naturais mudam com o aumento no teor de cimento, por outro lado, a resistência, a capacidade de suporte e a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem aumentam.

Conforme Feuerharmel (2000), a adição de cimento ao solo provoca modificações substanciais em suas propriedades. O maior ou menor grau com que estas modificações se processam depende de características específicas do solo e da adição, teor de adição, quantidade de água, tipo e grau de compactação, tempo de compactação, temperatura, entre outros.

### 2.2.1 Características do comportamento solo/cimento

Vários são os fatores que influenciam a resistência de solos artificialmente cimentados. Porbaha et al. (2000) citam os seguintes:

- Propriedades físico-químicas do solo: mineralogia, granulometria, teor de umidade, teor de matéria orgânica e pH;
- Tipo e quantidade do agente cimentante, presença de adições e relação água/cimento;
- Condições de compactação, mistura e cura;
- Métodos de amostragem e ensaios.

Foppa (2004) em sua dissertação de mestrado relata diversos fatores que influenciam a resistência do solo/cimento, entre estas, o tipo de solo. No caso desta pesquisa, trata-se de solos argilosos, além de destacar a compactação, a umidade de compactação, o tempo de cura, entre outros.

Para Felt (1955), o tipo e composição química do solo, quantidade de cimento e água adicionados, a densidade na qual a mistura é compactada, o tempo pelo qual o solo, o cimento e a água são misturados antes da compactação e o grau de pulverização do solo, se este for argiloso, são os fatores que mais influenciam o comportamento das misturas de solo-cimento. Entretanto, algumas pesquisas têm sido realizadas no intuito de identificar as variáveis que desempenham papel preponderante no comportamento de misturas de solo-cimento.

De acordo com Croft (1967), alguns argilominerais interferem nas reações do cimento. Solos que contém argilas muito expansivas são difíceis de estabilizar pela adição de cimento. Segundo o autor, as argilas caulínicas ou ilíticas são as mais apropriadas para a estabilização com cimento.

Segundo Catton (1962), o comportamento de pavimentos de solo-cimento compactados é governado principalmente por três fatores básicos: o teor de umidade, a densidade da mistura e a quantidade de cimento.

Para Ingles e Metcalf (1972), as propriedades gerais de solos estabilizados com cimento dependem primeiramente do cimento e, em segundo lugar, da compactação.

### 2.2.2 Efeito do cimento

A adição de pequenas quantidades de cimento (até 2%) modificará as propriedades do solo, enquanto que maiores quantidades irão alterar radicalmente suas propriedades (INGLES E METCALF, 1972). De acordo com os mesmos autores, as propriedades do solo mudam com o aumento da quantidade de cimento: a capacidade de carga e a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem aumenta, em geral a permeabilidade diminui, porém, aumenta em solos argilosos, a tendência à retração aumenta em solos granulares e a tendência à expansão de solos argilosos se verá reduzida.

Quando da adição de pequenas quantidades de cimento, observa-se aumento do tamanho das partículas, redução da capacidade de retenção de água e redução no índice de plasticidade (CATTON, 1962).

De acordo com Foppa (2005), a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promoveu ganhos substanciais de resistência em solos arenosos. Na faixa de teores estudados (1% até 7%), a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o aumento do teor de cimento. Segundo o autor, a taxa de ganho de resistência aumentou com o aumento da massa específica aparente seca do solo-cimento compactado, indicando que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas. A existência de um número maior de contatos e, conseqüentemente, a maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos parece ser a causa desse fenômeno.

### 2.2.3 Efeito da densidade e compactação

Com o aumento da densidade, a resistência aumenta e a permeabilidade diminui até um valor mínimo, próximo da umidade ótima, depois começa a aumentar novamente (INGLES & METCALF, 1972).

Felt (1955) observou, a partir de ensaios em areias, siltes e argilas, que com o aumento da densidade da mistura compactada, as perdas de massa em amostras submetidas a ensaios de durabilidade sofrem grande redução, especialmente nos solos siltosos e argilosos. Em relação à resistência, o mesmo autor observou um aumento exponencial da resistência à compressão simples com o aumento da densidade da mistura, mantendo-se constante o teor de umidade. Verificou-se também que as misturas testadas apresentam características satisfatórias quando compactadas no teor de umidade ótimo e massa específica aparente seca máxima do ensaio de compactação.

Segundo Moura et al. (2007), a partir de um determinado teor de cimento (5%) sobre um solo arenoso, a resistência à compressão não confinada aumenta significativamente com o aumento da proporção de cimento e aumento do peso específico seco. O efeito da cimentação é mais pronunciado, em termos de ganho de resistência devido ao aumento do teor de cimento, para valores mais baixos de índice de vazios.

#### 2.2.4 Efeito do teor de umidade e do fator água/cimento

Solos estabilizados com cimento normalmente são compactados em campo na umidade ótima para obtenção da massa específica aparente seca máxima, como determinado no ensaio de compactação de Proctor. Entretanto, estudos demonstram que em alguns casos o teor de umidade que proporciona máxima resistência e durabilidade não é necessariamente igual ao teor de umidade que gera a maior massa específica aparente seca (LIGHTSEY et al., 1970).

Felt (1955) estudou o efeito da variação do teor de umidade sobre a resistência de solos arenosos, siltosos e argilosos através de ensaios de durabilidade e de compressão simples. O autor verificou que as amostras de argila e silte, compactadas com teores de umidade abaixo do ótimo de compactação, apresentaram grandes perdas de massa. Já para umidades acima do teor ótimo de compactação, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor de umidade. Para os solos arenosos testados, um teor de umidade levemente inferior ao ótimo foi o que proporcionou menores perdas de massa nos testes de durabilidade. Em relação aos ensaios de compressão simples, verificou-se que, de forma geral, o teor de umidade que proporciona o máximo de resistência é levemente inferior ao teor ótimo de compactação, exceto para o solo mais argiloso testado.

Entretanto, Lightsey et al. (1970) recomendam que, se atrasos de 2 a 6 horas na compactação são esperados, a umidade de compactação de areias, siltes e siltes argilosos deve ser 2 a 4% acima do teor ótimo de compactação determinado em laboratório. O teor de umidade na compactação de siltes argilosos deve ser 3 a 4% maior que o teor ótimo, mesmo quando nenhum atraso é esperado.

Por outro lado, Endo (1976) apud Porbaha et al. (2000), mostra que a resistência à compressão simples de amostras de argila marinha com teores de umidade variando de 60% a 120% e quantidades de cimento variando de 5% a 20%, diminui significativamente com o aumento do teor de umidade.

Horpibulsuk et al. (2003) ao estudarem argilas moles com altos teores de umidade (106% a 185%) através de ensaios de compressão simples, verificaram que a relação água/cimento é um parâmetro apropriado para a análise do desenvolvimento da resistência deste material, devido a que considera as interações físico-químicas entre a água, a argila e o cimento. Enquanto a quantidade de água reflete a microestrutura da argila mole, a quantidade de cimento reflete o nível de cimentação de tal microestrutura.

Segundo Foppa (2005), a variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante a massa específica aparente seca, afetou significativamente a resistência à compressão simples do solo-cimento. De maneira geral, ocorreu um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Verificou-se que esse teor ótimo de umidade é de aproximadamente 10% para um solo arenoso, independentemente do teor de cimento adicionado.

Foppa (2005) destaca ainda que o efeito do teor de umidade sobre a resistência foi mais pronunciado para os teores de 9% e 12% de cimento. Esse fato pode estar associado ao aumento do teor de finos, já que o cimento utilizado apresenta uma granulometria fina, com partículas de diâmetro menor que 0,0075 mm. O autor verificou também que não existe relação entre a resistência à compressão simples e a relação água/cimento para o solo arenoso estudado. Cabe destacar que esse resultado difere do obtido por Horpibulsuk et al. (2003) e Azambuja (2004), onde a relação água/cimento mostrou-se adequada na avaliação da resistência à compressão simples.

### 2.2.5 Efeito da relação vazios/cimento

Na literatura encontram-se três trabalhos que utilizam um fator correlacionando a quantidade de vazios com a quantidade de agentes cimentantes para a estimativa da resistência de solos estabilizados. Lopes Junior (2007) e Dalla Rosa (2011) estudaram a relação vazios/cal e Larnach (1960), Foppa (2006) e Cruz (2008), entre outros, estudaram a relação vazios/cimento.

Segundo Larnach (1960), como a compactação em solos ou no solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois esta só se aplica à materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água.

Em seu estudo, Larnach (1960) utilizou uma areia fina misturada com uma argila pulverizada na proporção de nove partes da areia para uma de argila. As porcentagens de cimento utilizadas, em relação à massa do solo seco, foram de 5,3%, 11,1% e 17,7%. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de resistência à compressão simples e de flexão em vigotas, moldadas com diferentes teores de umidade e massas específicas aparentes secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas de solo e cimento.

A relação vazios/cimento utilizada por Larnach (1960) é definida pela expressão (1).

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (01)$$

A Figura 2.1 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

Para Larnach (1960), o uso deste tipo de relação, similarmente ao que ocorre em concreto, pode ser de extrema utilidade para dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo.

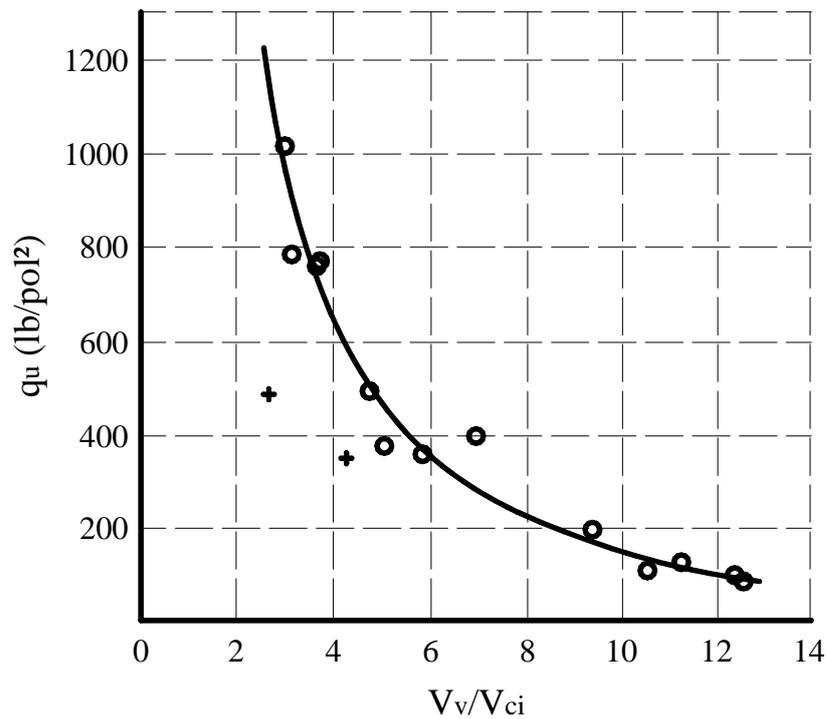


Figura 2.1: Relação vazios/cimento versus resistência à compressão simples (adaptado de LARNACH, 1960).

## 2.3 COMPORTAMENTO FÍSICO DO SOLO/CIMENTO

### 2.3.1 Resistência à compressão simples

Prietto (1996) verificou que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida direta do grau de cimentação. De acordo com o autor, na grande maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, o grau de cimentação é representado pela quantidade relativa de material cimentante, normalmente pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco.

No entanto, o grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante. Outros fatores como a densidade, a forma e a natureza superficial das partículas desempenham papel importante neste processo. Por exemplo, a mesma quantidade de cimento Portland produzirá resistências distintas ao ser adicionada em solos de mesma natureza, porém com densidades diferentes. Isto ocorre porque no solo mais denso existe um maior número de pontos de contato entre as partículas e, portanto, a cimentação se desenvolve de maneira mais efetiva (CHANG & WOODS, 1992).

Em geral, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com a quantidade de cimento, porém, a diferentes taxas para diferentes tipos de solo, como mostra a Figura 2.2.

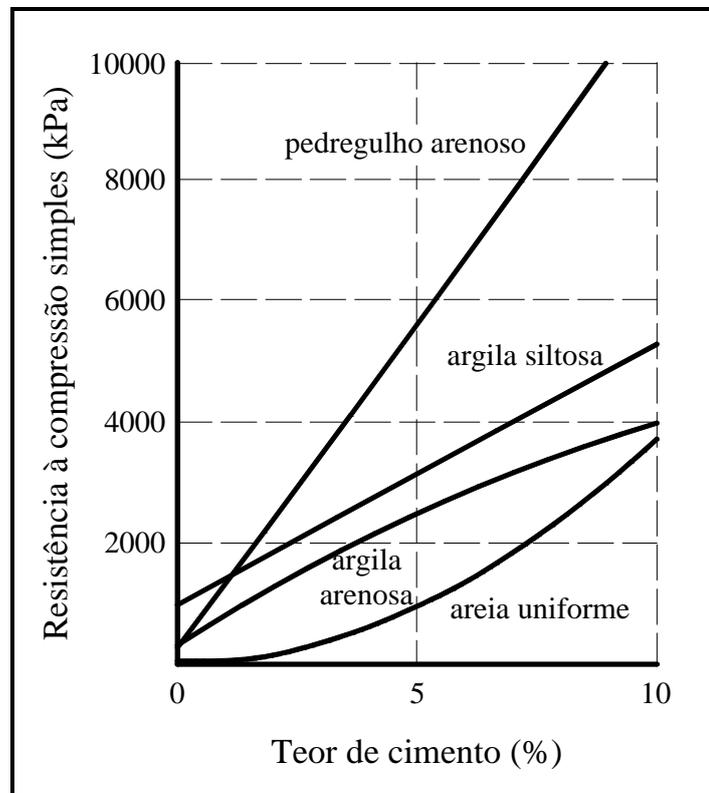


Figura 2.2: Efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento e curados por 7 dias (adaptado de INGLES E METCALF, 1972).

Segundo Foppa (2005), a quantidade de cimento tem um grande efeito sobre a resistência à compressão simples de um solo arenoso. Mesmo pequenas adições de cimento são suficientes para gerar enormes ganhos de resistência. Ao se aumentar a quantidade de cimento de 1% para 7%, a resistência à compressão simples, em média, quintuplicou, conforme a Figura 2.3. O autor destaca que a resistência à compressão simples aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cimento. Além disso, a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, aumenta com o aumento da massa específica aparente seca.

Foppa (2005) destaca que, de maneira similar a quantidade de cimento, a porosidade da mistura compactada exerce uma forte influência sobre a resistência a compressão simples do solo cimento. O autor destaca que independente da quantidade de cimento utilizado, a redução na porosidade do material promove ganhos significativos de resistência. Conforme Figura 2.4.

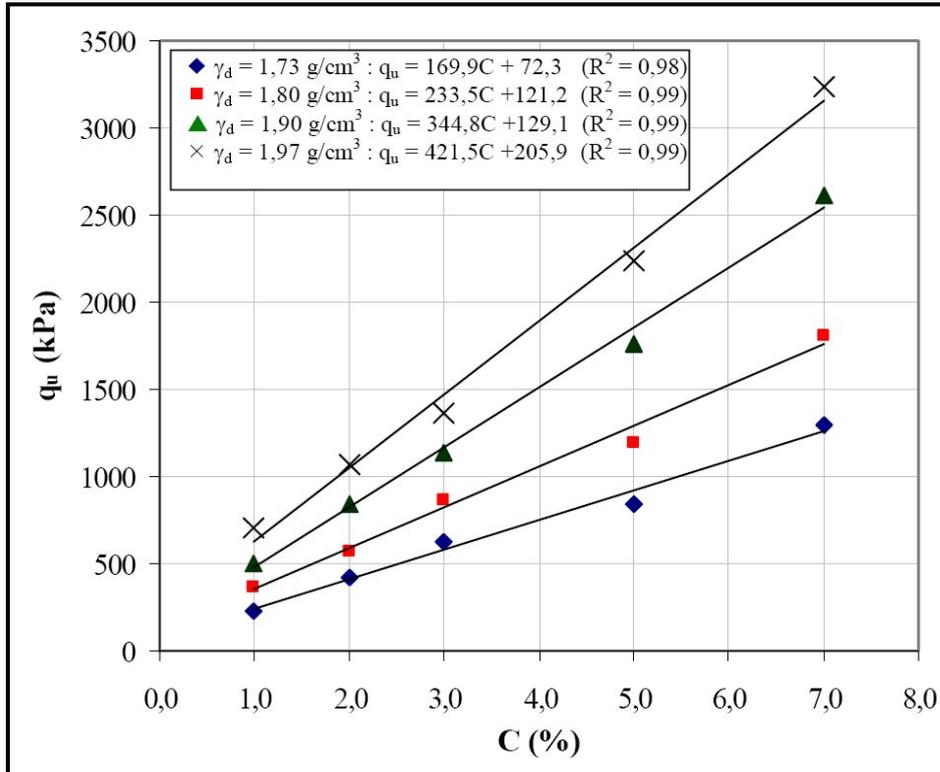


Figura 2.3: Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento (adaptado de FOPPA, 2005).

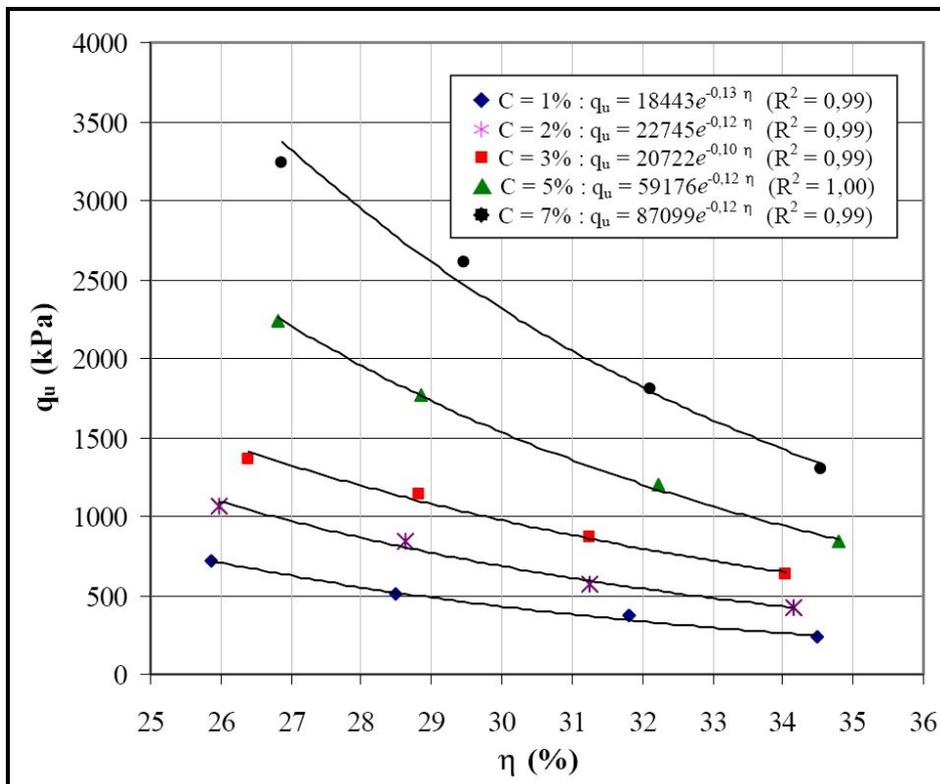


Figura 2.4: Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (adaptado de FOPPA, 2005).

Righetto (2008), estudou a relação vazios/agente cimentante tratando também, uma areia-siltosa com resíduo de britagem, porém com as proporções de 3%, 5%, 7%, 9% e 11% compostos por uma adição conjunta de cal e cimento. Para cada porcentagem de agente cimentante (cal+cimento) foi feita uma série de ensaios de compressão simples, moldadas a diferentes teores de umidade e massas específicas aparente secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas de solo, resíduo e cimento. A Figura 2.5 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras tratadas com as porcentagens de agente cimentante com 28, 60 e 90 dias de cura. Verifica-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/agente cimentante (ajustados por um fator 0,25).

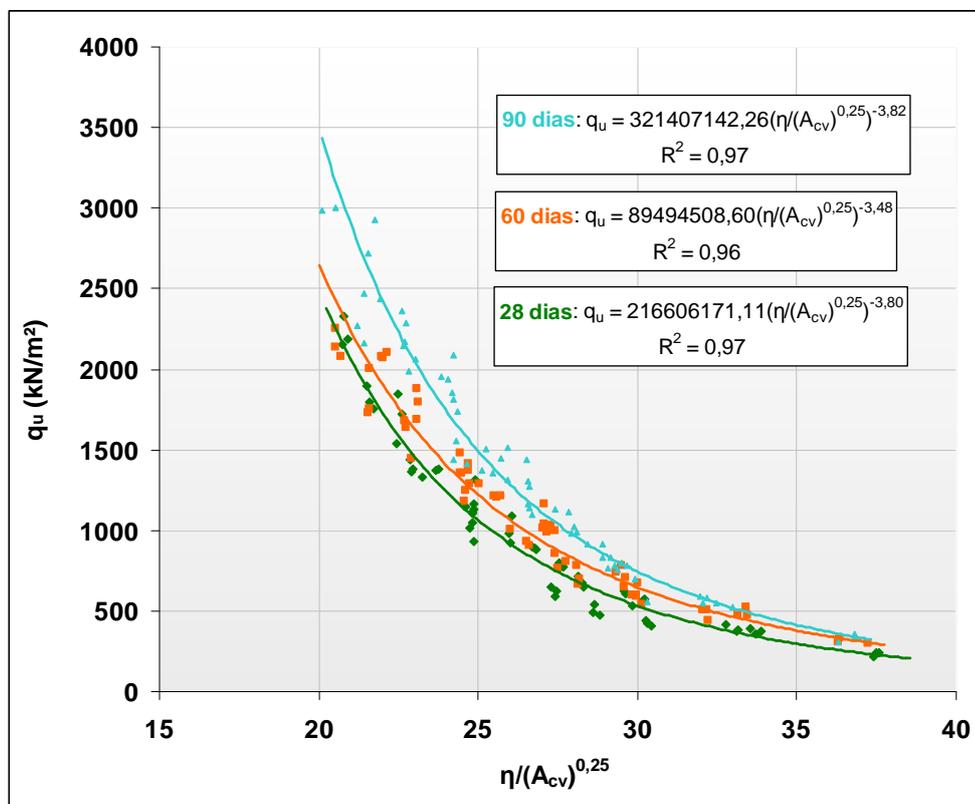


Figura 2.5: Fator vazios/agente cimentante expresso em termos da porosidade e teor volumétrico de agente cimentante para amostras com 90, 60 e 28 dias de cura (Righetto, 2008)

### 2.3.2 Condutividade Hidráulica

A Condutividade Hidráulica ou a permeabilidade do solo compactado, para uma dada energia de compactação, varia em função do teor de umidade, conforme apresenta a Figura 2.6, no ramo seco, a permeabilidade diminui significativamente com o aumento do teor de umidade até o teor de umidade ótimo, praticamente não varia para teores de umidade acima deste valor.

De acordo com Boscov (2008) a permeabilidade no ramo seco é uma das três ordens de magnitude maior do que a permeabilidade no teor de umidade ótima ou no ramo úmido. Observa-se que dois pontos, um no ramo seco e outro no ramo úmido, com mesmo peso específico seco, portanto com o mesmo índice de vazios, podem apresentar coeficientes de permeabilidade muito diferentes. Essa diferença se dá em razão da estrutura do solo compactado.

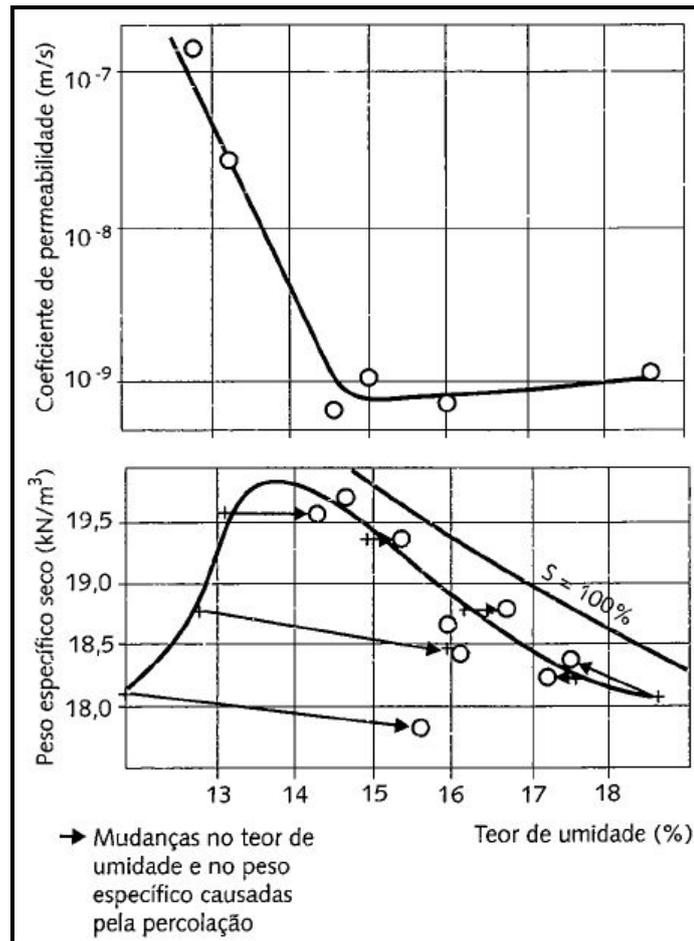


Figura 2.6: Permeabilidade ao longo da curva de compactação (adaptado de Lambe, 1958).

Lambe (1958) procurou explicar a estrutura do solo compactado com base nas partículas de argila individualizadas. No ramo seco a estrutura é floculada, a orientação das partículas de argilas é aleatória, os vazios são maiores, o caminho de percolação na direção vertical é menor e a permeabilidade é maior. No ramo úmido a estrutura dispersa, as partículas de argila encontram-se em um arranjo paralelo, os vazios são menores, o caminho de percolação é mais tortuoso e a permeabilidade é menor.

A Figura 2.7 indica esquematicamente as estruturas em função destes parâmetros, conforme sugerido por Lambe 1970 apud Pinto (2000).

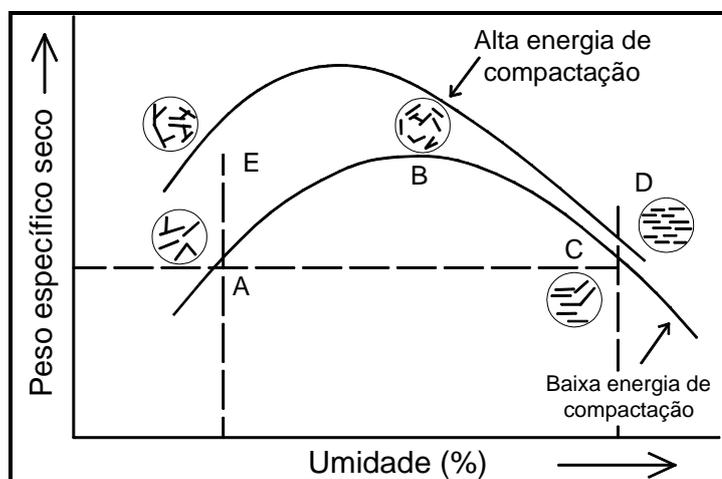


Figura 2.7: Estruturas de solos compactados, segundo proposição de Lambe, 2007 (apud Pinto, 2000).

De maneira geral, em solos predominantemente argilosos, pode se observar estruturas denominadas dispersas (D) e estruturas floculadas (E). Já em solos arenosos e siltosos pode-se observar um arranjo granular com maior ou menor grau de compactidade.

De acordo com LAMBE & WHITMAN (1979), o comportamento de um solo é enormemente influenciado pelo tipo de estrutura existente. Em geral, quando o solo está no estado flocoado, ele apresenta maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade do que o mesmo solo, no mesmo índice de vazios, porém no estado disperso. Esse comportamento deve-se à maior dificuldade de se impor deslocamentos entre partículas que se encontram em um estado desordenado e à existência de forças de atração entre as partículas. O aumento do teor de umidade tende a reduzir essas forças de atração, permitindo um arranjo mais ordenado.

Bellezza e Pasqualini (1997) estudaram a influencia da adição de cimento e do tempo de cura na permeabilidade de solos. Os autores mostraram que a adição de cimento pode diminuir a permeabilidade do material original após algum tempo de cura. Segundo os autores, os resultados experimentais demonstraram que os valores de permeabilidade obtidos com a adição de cimento dependem do tipo de solo e da umidade em que é feita a mistura e a compactação.

Os autores destacam ainda que a adição de cimento pode provocar valores de condutividade hidráulica maiores ou menores em relação ao solo não tratado. Verificaram que o tempo de cura diminui o valor de condutividade hidráulica, podendo este chegar a valores muito menores que os do solo não tratado. Outra constatação importante é que misturas solo/cimento percoladas imediatamente após a compactação apresentam condutividades menores que as mesmas misturas percoladas após certo tempo.

Para Pinto (2002) a condutividade hidráulica depende não só da quantidade de vazios do solo, mas também da disposição relativa dos grãos. Geralmente, quando o solo é compactado mais seco, a disposição das partículas (estrutura chamada floclada) permite maior passagem de água do que quando compactado mais úmido (estrutura dispersa), ainda que com o mesmo índice de vazios. O autor ainda destaca a influência do grau de saturação, do estado físico do solo e da temperatura.

## 2.4 TÉCNICA DE ENCAPSULAMENTO DE CONTAMINANTES

Segundo Passos (2001), o encapsulamento, também chamado de estabilização e solidificação, é um estágio de pré-tratamento pelo qual os constituintes perigosos de um resíduo ou solo contaminado são transformados e mantidos em suas formas menos solúveis ou tóxicas.

Conforme Lin et al. (2001), a técnica de encapsulamento é extensamente usada porque pode oferecer garantia de estabilização química de muitos contaminantes e produzir uma forma mecanicamente estável do resíduo.

A técnica de encapsulamento de contaminantes tem por objetivo produzir um estrado solidificado, diminuindo a área superficial e limitando a solubilidade e a transferência do contaminante quando exposto a um fluido lixiviante. O encapsulamento se dá por micro e macroencapsulamento, sendo que o primeiro é definido como um aglomerado de partículas já microencapsuladas, e o segundo como sendo o envolvimento das partículas unitárias do contaminante (USACE, 1995; WILES, 1987).

De acordo com a U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 1995), existem dois tipos básicos de reagentes para a técnica de solidificação/estabilização, os orgânicos e os inorgânicos. Os reagentes inorgânicos frequentemente utilizados para a aplicação da técnica de encapsulamento incluem o cimento Portland, cinza volante, cal, fosfatos e restos da queima de

cal e produção de cimento. Segundo Cruz (2004), todos estes reagentes têm basicamente o mesmo tipo de ingredientes ativos que levam às reações de solidificação/estabilização. Estes ingredientes ativos incluem  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ .

Os agentes mais freqüentemente empregados para o encapsulamento são o cimento Portland e a cal. Em termos físicos, o cimento apresenta uma resposta em um intervalo de tempo bem menor que o da cal, visto que a sua cura se dá em menos tempo. Quimicamente, ambos agem de forma a alcalinizar o ambiente, elevando o pH do composto e diminuindo a solubilidade dos contaminantes, uma vez que se sabe que a solubilidade dos mesmos é dependente do pH e diminui com o aumento deste no meio (BAIRD, 2002; SAWYER, 1994 apud HEINECK et al., 2006). Fisicamente, ocorre a cimentação das partículas, causando uma diminuição da mobilidade do contaminante no interior do solo. Desta forma, a redução da mobilidade do contaminante pode ser acentuada pela alcalinização do ambiente e também pelo efeito da cimentação das partículas.

Para Stergemann et al. (2002), o encapsulamento com cimento Portland ou outro agente cimentante hidráulico é geralmente sugerido como melhor tratamento para rejeitos que não podem ser eliminados ou reciclados. Mayers & Eappi (1992) destacam que a utilização de materiais cimentícios tem sido usada há décadas no tratamento final para a disposição de rejeitos químicos e radiativos.

A USACE (1995) ressalta que a técnica é aplicada preferencialmente à contaminantes constituídos essencialmente de metais pesados, pois a adição de cimento eleva o pH das misturas, formando hidróxidos de metais, os quais são muito menos solúveis que outras espécies iônicas dos metais.

Muitos autores destacam a eficiência da técnica de encapsulamento para metais pesados utilizando agentes cimentantes (NEDER et al., 1999; YUKSELEN et al., 2001; MANGIALARDI et al., 2002; PIETROBON et al., 2002; YOUCAI et al., 2002; SANCHEZ et al., 2003; YLMAZ et al., 2003; TREZZA, 2006; VARGAS et al., 2006, entre outros).

Neste mesmo contexto, Neder et al. (1999) destacam que a tecnologia de encapsulamento constitui numa alternativa de tratamento para resíduos contendo contaminantes iônicos, como os metais pesados. Porém, Li et al. (2001), em estudos recentes, demonstram que metais pesados podem reagir quimicamente com o cimento e afetar o enrijecimento e desenvolvimento de resistência no estágio de hidratação do cimento.

Quanto aos contaminantes orgânicos, Pollard et al. (1991) destacam que inúmeras pesquisas mostram que os resíduos orgânicos podem apresentar efeitos prejudiciais à hidratação de materiais cimentícios e pozolânicos. Os autores afirmam que mesmo em baixas concentrações, os resíduos orgânicos podem produzir mudanças micro e macroestruturais significativas nas propriedades de hidratação do cimento.

De acordo com Ylmaz et al. (2003), a solidificação/estabilização com cimento Portland em solos granulares contaminados por produtos orgânicos, especialmente em níveis elevados e com relações menores de 35% de cimento, torna a utilização de cimento imprópria. O autor ressalta que a aplicação do encapsulamento para contaminantes orgânicos não é tão eficaz.

Entretanto, na literatura constam vários estudos que demonstram que a técnica de solidificação/estabilização pode ser aplicada para contaminantes orgânicos, com adição de agentes cimentantes (WEITZMAN, 1990; FERNÁNDEZ, 2001; PASSOS, 2001; OLIVEIRA, 2002; KNOP, 2003; OLIVEIRA et al., 2003; BRAGA et al., 2002; SCHWARZ et al., 2006; CRUZ et al., 2006, entre outros).

Para Suthersan (1997), em baixos níveis, muitos compostos orgânicos podem ser estabilizados, todavia alguns compostos podem interferir no processo de solidificação/estabilização. O autor explica que os contaminantes a base de óleos e graxas podem simplesmente cobrir os grãos de cimento, evitando a reação entre a água e o cimento. Alguns contaminantes orgânicos podem ser absorvidos pela superfície de cimento e retardar severamente a hidratação do mesmo. Outros contaminantes orgânicos são agentes floculantes, os quais destroem a dispersão dos grãos de cimento, o que é vital para a formação de uma estrutura cimentada.

Corroborando Suthersan (1997), a empresa de consultoria ambiental BMT Cordah Limited (2002) ressalta que elevados teores de hidrocarbonetos apresentam grande influência sobre as reações do cimento, os hidrocarbonetos impedem que a água entre em contato com os grãos do cimento, retardando a hidratação.

De uma forma geral, Oliveira et al. (2003) destacam que a tecnologia de encapsulamento é considerada uma forma segura de tratamento para uma variedade de contaminantes, incluindo os resíduos oriundos do petróleo. O autor destaca que a técnica de solidificação/estabilização é amplamente utilizada há mais de 30 anos em países como os Estados Unidos, Alemanha, França, Inglaterra e Japão. Porém, no Brasil esta tecnologia ainda é considerada recente e está

basicamente direcionada ao tratamento de resíduos industriais classificados segundo a NBR 10.004 (2004) como Classe I (perigoso), Classe II (não perigoso), Classe IIA (não inerte), Classe IIB (Inerte).

No Brasil tem-se constatado em diversas pesquisas que a técnica de encapsulamento tem sido explorada com o objetivo de desenvolver a tecnologia, facilitando o entendimento da mesma. Estudos realizados por Lange et al. (1998) apud Brito et al. (2004), no final dos anos 90, chamavam a atenção para que a tecnologia de encapsulamento fosse melhorada e aplicada à diferentes fontes residuais. Brito et al. (2004), destaca a importância da implementação de diretrizes para regular e normatizar a tecnologia de encapsulamento, trazendo assim benefícios sócio-ambientais.

#### 2.4.1 Vantagens e desvantagens do emprego da técnica de encapsulamento

As vantagens e desvantagens do emprego da técnica de encapsulamento variam conforme os reagentes empregados, os equipamentos utilizados, o tipo de contaminante e grau de contaminação, as condições locais do solo e lençol freático, entre outros fatores (WILES 1987; MEEGODA et al. 2003).

Segundo a Federal Remediation Technologies Roundtable (FRTR, 2006), a técnica de encapsulamento destaca como principal vantagem a transformação de um solo contaminado em um novo material com elevada resistência, o que possibilita seu emprego em obras de engenharia como base e sub-base de pavimentos rodoviários. A técnica apresenta também outras vantagens, tais como:

- Aplicável a uma grande variedade de contaminantes, incluindo compostos orgânicos e metais pesados, sendo que os dois podem ser tratados em uma só etapa;
- Baixo custo devido ao uso de uma grande variabilidade de agentes estabilizadores e relativamente baixo custo de aditivos e reagentes;
- Aplicável a diferentes tipos de solo;
- Usa equipamentos facilmente disponíveis e simples;
- Altas taxas de sucesso quando comparado com outras tecnologias.

Comparada às diversas técnicas de remediação existentes, a técnica de solidificação/estabilização apresenta desvantagens ou limitações, tais como:

- Os contaminantes não são destruídos ou removidos;

- O volume de solo tratado pode aumentar significativamente com a adição dos reagentes (em alguns casos este aumento pode ser o dobro do volume original);
- Falta de homogeneidade em misturas *in situ*;
- Perda da eficiência ao longo do tempo pela degradação da matriz cimentante;
- Emissões de compostos orgânicos voláteis e particulados podem ocorrer durante o processo de mistura, requerendo controle extensivo das emissões;
- Profundidade de contaminantes pode limitar alguns tipos de processos de aplicação;
- O material solidificado pode impedir o uso futuro do local.

#### 2.4.2 Comportamento físico e químico dos solos contaminados encapsulados

Em estudo recente, Brito et al. (2004) destacam a necessidade do Brasil estabelecer normas e critérios para a tecnologia de encapsulamento, como também a importância de dispor resíduos estabilizados e solidificados em aterro sanitário industrial com seus respectivos parâmetros de aceitação.

Segundo a agência reguladora EPA, devem ser realizados ensaios pós-tratamento de estabilização e solidificação, os quais consistem em análises físicas e químicas do composto tratado. As análises químicas são realizadas com base em ensaios de lixiviação e extração química. Fisicamente, são realizadas análises de resistência à compressão não confinada, permeabilidade e durabilidade.

Para Suthersan (1997), os ensaios físicos mais comuns são: índices físicos, densidade, compactação, permeabilidade, resistência à compressão simples e durabilidade. Já quimicamente, trata-se simplesmente do ensaio de lixiviação. Segundo o autor, esses são os ensaios necessários para avaliar a contaminação antes e depois da aplicação da técnica de encapsulamento.

A seguir, portanto, apresenta-se uma breve revisão dos ensaios laboratoriais e propriedades físicas e químicas consideradas importantes para avaliar o comportamento pré e pós-tratamento dos solos encapsulados, além de algumas definições básicas.

##### 2.4.2.1 Resistência à compressão simples

Conforme LaGrega et al. (2001), o uso dos ensaios de resistência à compressão simples para avaliar a eficácia da técnica de solidificação/estabilização é aplicado e difundido como padrão

internacional. Relata o autor que os materiais encapsulados devem ter resistência suficiente para suportar elevadas cargas colocadas sobre eles. Stegemann e Côté (1996) consideram apropriada uma resistência de no mínimo 0,35 MPa para amostras submetidas previamente à imersão.

Schwarz et al. (2006) verificaram a influência da adição de gasolina no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios de resistência à compressão simples, concluindo que a resistência é dependente da água, relação do cimento, porcentagem de contaminante e duração do tempo de cura. Os autores citam que a saturação do solo tem grande influência nos valores de resistência.

Para Knop (2003), em termos de resistência à compressão não confinada, tem-se que um solo cimentado perde resistência conforme aumenta a quantidade de óleo diesel. Segundo o autor, este comportamento demonstra que a presença de um contaminante orgânico altera o processo de hidratação do cimento, podendo até mesmo inibir a hidratação. Este mesmo comportamento, para variados tipos de contaminantes, também foi detectado por diversos autores (PARK, 2000; MALVIYA et al., 2004; CRUZ et al., 2006; HEINECK, et al., 2006).

Segundo Rojas (2008) o aumento de cimento e o aumento do tempo de cura elevam a resistência para solos não contaminados, chegando a valores próximos a 7MPa. Porém para solos contaminados o grau de influência do tempo de cura na resistência à compressão simples é relativamente pequeno se comparado à quantidade de cimento e ao grau de contaminação do solo. A Figura 2.8 apresenta a influência da quantidade de contaminante e do teor de cimento na resistência à compressão simples no fator tempo de cura de 7 dias (a) e 28 dias (b).

LaGrega et al. (2001) destacam que a resistência à compressão simples, medida em poucos dias, não pode confiantemente prever o comportamento em longo prazo de amostras encapsuladas, portanto o autor destaca que a resistência é dependente, e deve considerar a durabilidade do composto encapsulado.

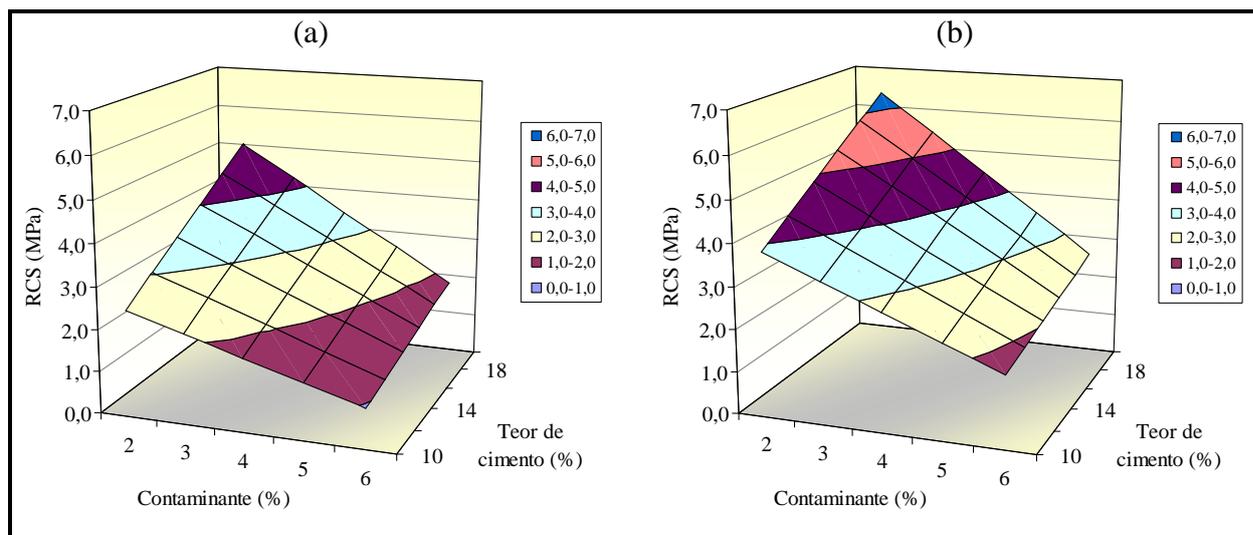


Figura 2.8: Superfície de resposta resistência a compressão simples (RCS) x teor de cimento x quantidade de contaminante – 7 dias de cura (a) e 28 dias de cura (b).

#### 2.4.2.2 Condutividade hidráulica

Os fatores que influenciam a condutividade hidráulica, segundo vários autores, foram descritos por Heineck (2002) e Cruz (2004). Estes fatores foram aqui resumidos objetivando um melhor entendimento das influências sobre a condutividade hidráulica.

Heineck (2002) destaca o tipo de argilomineral como um parâmetro de influência sobre a condutividade hidráulica. A caolinita possui carga elétrica negativa e fraco poder de retenção de água, praticamente não apresentando expansibilidade. Já as esmectitas ou montmorilonitas são caracterizadas pelo seu poder de retenção de água e poder elevado de expansibilidade.

Os diferentes argilo minerais são compostos de diferentes combinações entre os tetraedros de sílica e os octaedros de Al e Mg. As dimensões quase idênticas dos tetraedros e octaedros ocasionam o compartilhamento dos átomos de oxigênio entre os mesmos, dando origem aos minerais 1:1. Quando os octaedros compartilham os oxigênios com dois tetraedros de sílica, originam-se os minerais 2:1. A Figura 2.9 mostra uma representação esquemática dos dois tipos de argilominerais.

Existem na literatura duas explicações para a influência do teor de umidade de moldagem na condutividade hidráulica de solos argilosos compactados. A primeira, proposta por Lambe (1958), relaciona a condutividade hidráulica do solo compactado com a orientação das partículas de solo. A teoria dos agregados de partículas, proposta por Olsen (1962), sugere

que a maior parte do fluxo de água em argilas compactadas ocorre nos espaços existentes entre os aglomerados de partículas de argila.

Segundo Bowders & Daniel (1987) apud Cruz (2004), muitos compostos químicos orgânicos tendem a encolher a dupla camada de íons que está ao redor das partículas de argila, causando a floculação das mesmas. Esta floculação resulta em um encolhimento no esqueleto do solo e no aparecimento de fissuras. Os compostos orgânicos podem também desidratar as zonas entre as camadas de argilas expansivas.

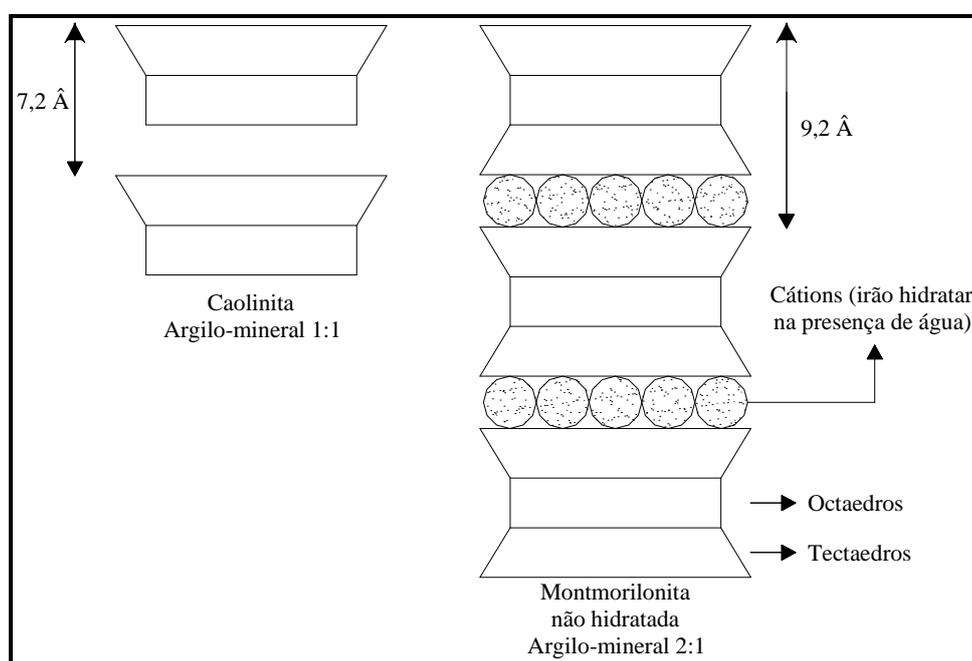


Figura 2.9: Plaquetas de argila caolinita e montmorilonita (adaptado de MITCHELL, 1993).

Em estudos de encapsulamento, Cruz (2004) determinou a condutividade hidráulica de um solo residual contaminado com crescentes quantidades de óleo diesel. O autor destacou que para quantidades maiores de óleo diesel, portanto menores de água, ocorre o fenômeno de adsorção do óleo pelas partículas de argila, o que resultou em um aumento da condutividade hidráulica. Ainda destaca que o fenômeno de adsorção do óleo pelas partículas de solo ocorre inicialmente pela fração fina do solo residual. O autor salienta que a presença de maiores quantidades de óleo diesel ocupando os espaços interfoliares pode diminuir o potencial de expansão da esmectita presente no solo, aumentando a porosidade do material, e, por conseqüência, a sua condutividade hidráulica.

Rojas (2007) constatou que para teores de 10% e 20% de cimento, adicionados a um solo contaminado por resíduo oleoso, a condutividade hidráulica apresentou o mesmo comportamento: inicialmente diminui, e para crescentes quantidades de contaminante volta a aumentar. Os maiores valores de condutividade hidráulica foram obtidos para amostras encapsuladas com 20% de cimento.

#### 2.4.2.3 Lixiviação

De acordo com Li et al. (2001), o estudo do comportamento do solo encapsulado no ensaio de lixiviação é essencial para se determinar seus possíveis riscos ao meio ambiente. Para Cocke (1990), o ensaio de lixiviação é um dos mais importantes para a determinação da eficiência da aplicação da técnica ou método de estabilização e solidificação de solos contaminados.

Heineck et al. (2006) destacam que, por meio de ensaios de lixiviação em coluna, é possível determinar o potencial do método de estabilização e solidificação (S/S) em conter o contaminante na matriz do composto encapsulado após inserção de agentes cimentantes.

Uma comparação da concentração total de contaminantes no solo não tratado com as concentrações do lixiviado no solo tratado determina a eficiência do processo de encapsulamento para estabilizar os contaminantes com o solo. Inúmeros procedimentos de lixiviação têm sido desenvolvidos para ensaiar rejeitos e solos solidificados/estabilizados. Entre estes está o ensaio de lixiviação em coluna, o qual é considerado como um simulador de fluxo de percolação do nível de água através dos poros do material granular. Knop (2003) destaca que uma das grandes vantagens da análise de determinados resíduos através do equipamento de lixiviação em coluna é a simulação das reais condições que ocorrem em campo.

Segundo Poon et al. (2001), quando o fluxo passa através da massa solidificada, este passa a transportar a fração móvel dos contaminantes. Ao mesmo tempo, a fração imóvel é continuamente solubilizada. O autor destaca que a lixiviação pode ser dividida em estágios. No primeiro estágio pode haver maior concentração de determinados metais no lixiviado, e diminuição da concentração destes com o tempo. Em um segundo estágio, a degradação da matriz cimentante estimula a lixiviação de compostos de pouca movimentação no primeiro estágio, fator este dependente do grau de interação entre o metal e a matriz cimentante.

Um interessante resultado observado por Knop (2003) destaca que a quantidade de cimento adicionado ao solo contaminado com óleo diesel apenas reduz o volume de lixiviado, não proporcionando reduções significativas na concentração do contaminante no lixiviado. O autor acredita que este fato pode ser atribuído ao esgotamento da capacidade do solo em reter o contaminante pela compactação da camada.

A condutividade hidráulica da massa solidificada e dos materiais que a envolvem irão determinar se o fluxo de lixiviado se dará através do resíduo ou pelo seu entorno. Quando a condutividade hidráulica do contaminante encapsulado for menor do que a das camadas, rochas ou paredes que o envolvem, o fluxo de lixiviado se dará preferencialmente pelo entorno das massas solidificadas. Já se a condutividade hidráulica do material solidificado for maior que a do entorno, o fluxo de lixiviado se dará através da massa solidificada (POON, 2001).

Suthersan (1997) destaca que muitos contaminantes orgânicos são insolúveis em água, permanecendo associados com a fase sólida. Uma baixa condutividade hidráulica da matriz sólida pode fisicamente retardar a lixiviação de alguns contaminantes orgânicos. Segundo o autor, o ensaio de lixiviação é influenciado por alguns fatores, tais como: composição química do contaminante, propriedades físicas, gradiente hidráulico, polaridade da solução lixiviante, condições de oxidação-redução e reações cinéticas, difusão química do contaminante com a matriz, concentração de compostos reativos e acumulação de contaminantes em solução nos poros da superfície da partícula.

Rojas (2007) destaca que, quanto maior a quantidade de cimento, maior o pH do lixiviado e menor a concentração de metais pesados em amostras contaminadas por 2% e 6% de borra oleosa ácida. Sendo que o principal motivo da diminuição da concentração destes poluentes no lixiviado é o processo de precipitação e/ou absorção devido ao elevado pH do meio. A Figura 2.10 apresenta um exemplo de aplicação de cimento e aumento de pH para um solo contaminado com borra oleosa ácida.

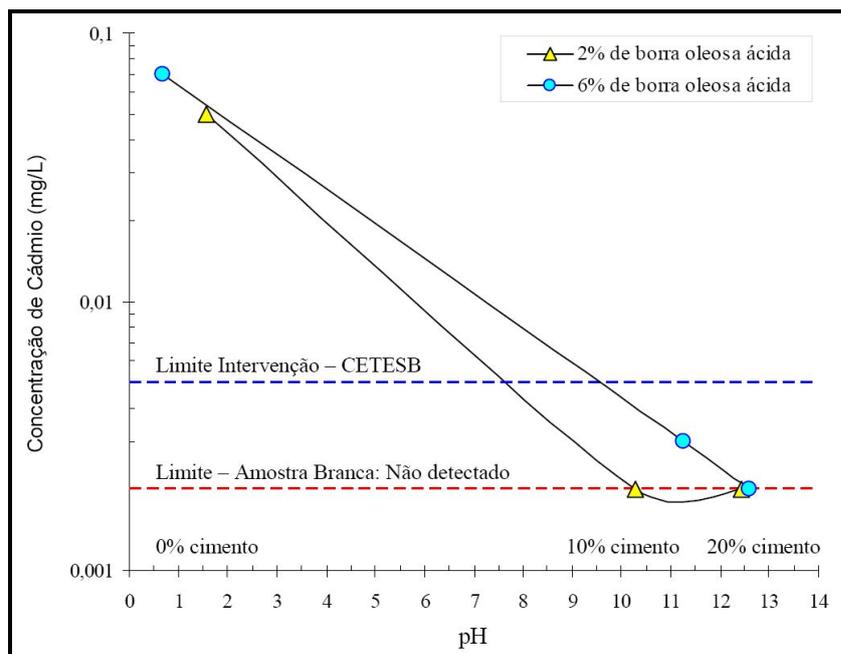


Figura 2.10: Concentração de Cádmiio versus pH em amostras contaminadas e encapsuladas.

## 2.5 DINÂMICA E INTERAÇÃO SOLO CONTAMINANTE

De acordo com Costa (2002), à medida que ocorre o transporte de contaminantes no solo, diversos fatores relacionados ao fluido percolante, ao próprio solo e às condições ambientes, influenciam o processo de migração e retenção. Dentre estes fatores o autor destaca o tipo de solo, a mineralogia, a capacidade de troca catiônica, as espécies de cátions adsorvidos, a velocidade de percolação, o teor de matéria orgânica, a concentração do contaminante, a presença de outras substâncias na solução percolante, as condições hidrogeológicas e a temperatura e pH do meio.

Segundo Oliveira (2002), a migração de contaminantes em meios porosos é governada por diversos processos. Os processos físicos envolvem os fenômenos da advecção e dispersão hidrodinâmica, enquanto os processos químicos englobam as diversas reações químicas que podem ocorrer entre a solução contaminada e o solo.

Azambuja et al. (2000) explica que a dinâmica dos contaminantes no solo costuma ser através de três mecanismos de transferência de massa: advecção, dispersão e atenuação. Segundo o autor esses mecanismos podem ser subdivididos em sub-processos (a dispersão pode ser

dividida em dispersão hidráulica e difusão molecular, enquanto que a atenuação pode ser compartimentada em adsorção físico-química, sorção química e bioconversão).

Delgado (2002) afirma que são diversos os fenômenos que afetam o transporte, destino e transformação dos contaminantes, sendo difícil e complexo o entendimento de como estas substâncias podem ser mobilizadas e o que acontece após sua mobilização. O autor destaca que os processos envolvidos no transporte são classificados como físicos e químicos, conforme a Tabela 2.2. O processo físico descreve a movimentação do contaminante através do espaço poroso, já o químico, está relacionado à interação contaminante-solo, isto é, à transferência do contaminante da solução para as partículas sólidas ou vice-versa.

Tabela 2.2: Processos que controlam o transporte de contaminantes. (DELGADO, 2002).

Processos físicos	ADVECÇÃO	
	DISPERSÃO HIDRODINÂMICA	-Difusão molecular ou simplesmente Difusão (função de gradiente de concentração) -Dispersão Mecânica (função do processo de advecção)
Processos químicos	PERDA ou GANHO da massa de soluto como resultado de reações químicas ou decaimento radioativos	-Reações de Adsorção - Desorção -Reações Ácido - Base -Reações de Dissolução - Precipitação -Reações de Oxidação - Redução -Reações de Formação de complexos -Reações Biológicas

Segundo Rizzo et al. (2006), a presença de substâncias nocivas no solo é uma consequência dos processos físico-químicos de interação solo-contaminante originados do transporte destes compostos através dos vazios dos solos em função do gradiente hidráulico, podendo atingir a zona saturada do solo e comprometer a qualidade dos mananciais subterrâneos. Para o autor, os processos físicos são aqueles responsáveis pela movimentação dos compostos pelos poros do solo, especialmente a advecção e a dispersão.

Leite (1996), apud Rizzo et al. (2006), sugere que a advecção pode ser descrita como o movimento de translação na direção do fluxo da água subterrânea, no qual o soluto se move por estar ligado à água circulante no meio. Já na dispersão, descrita por Delgado 2002, considera-se que a substância toma direções diferentes daquela do fluxo principal, espalhando-se, misturando-se e ocupando um volume de solução maior que aquele que

ocuparia caso ocorresse apenas o processo de advecção (DELGADO, 2002). Tais processos são ilustrados na Figura 2.11.

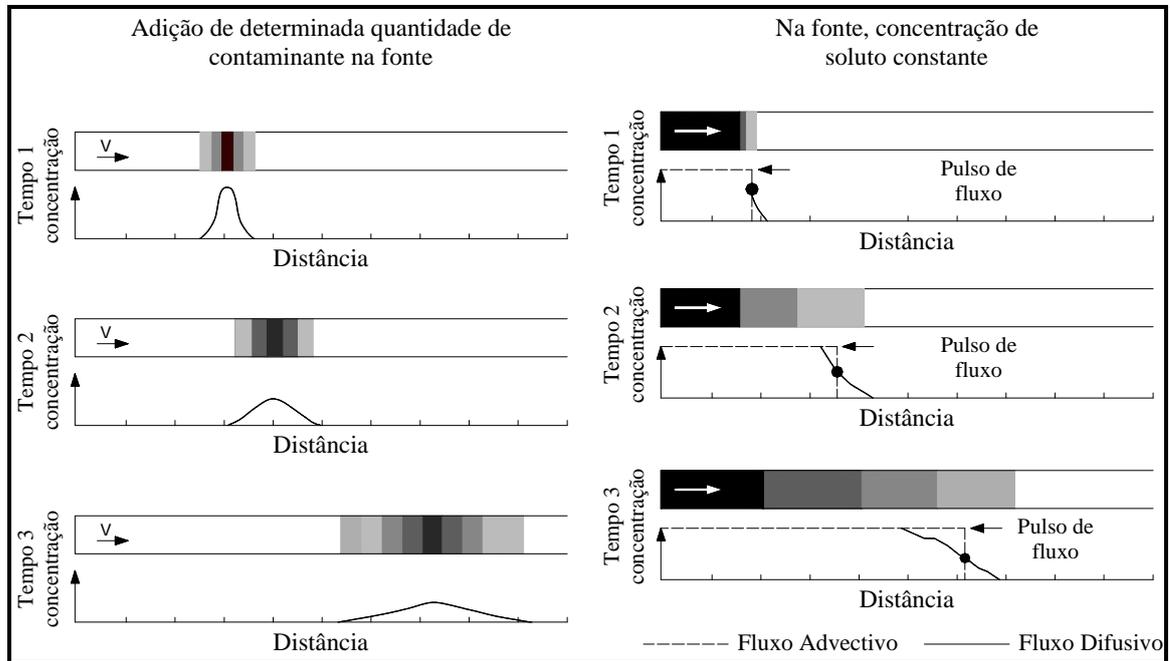


Figura 2.11: Representação do transporte de contaminante por dispersão (Delgado, 2002).

Segundo Young et al. (1992), apud Rizzo et al. (2006), os processos químicos envolvidos na migração de substâncias no solo descrevem a interação existente entre o contaminante e o solo, englobando a sorção, a complexação e a precipitação. Segundo os autores, Sorção (adsorção + absorção) é o termo que descreve os processos nos quais os solutos (íons, moléculas e compostos) são repartidos entre a fase líquida e a interface da partícula do solo. A complexação ocorre quando um cátion metálico reage com um ânion que funciona como ligante inorgânico. Os íons metálicos que podem ser complexados por ligantes inorgânicos incluem metais de transição e metais alcalinos terrosos.

A precipitação ocorre quando a transferência de soluto da fase aquosa para a interface resulta na acumulação de uma nova substância, na forma de uma nova fase sólida solúvel, e ocorre em dois estágios: nucleação e crescimento de partícula.

Independentemente dos processos envolvidos, o mecanismo de retenção de substâncias no solo dependerá muito das condições físico-químicas do mesmo. A condutividade hidráulica tem um papel fundamental no processo, pois quanto mais veloz o fluxo, menor a possibilidade de retenção de materiais no solo. (RIZZO et al., 2006).

As características químicas do solo (especialmente de sua fração fina) também têm grande influência no processo, uma vez que as partículas presentes na fração argila do solo podem exercer atração em íons circulantes nos poros e promover sua fixação.

Segundo Picarelli (2000) as trocas iônicas representam as principais interações entre o solo e as substâncias nele adicionadas e estão diretamente relacionadas com a fração argila e silte do solo. Os solos são em sua grande maioria eletronegativos, sendo capazes de adsorver as cargas opostas, os cátions, como o  $\text{Ca}^{+2}$ ,  $\text{Mg}^{+2}$ ,  $\text{H}^{+}$ , e os metais pesados como  $\text{Cd}^{+2}$ ,  $\text{Hg}^{+e}$   $\text{Pb}^{+2}$ . Essa capacidade dos solos é chamada de capacidade de troca catiônica (CTC), definida como a quantidade de cátions necessária para neutralizar as cargas negativas de uma quantidade unitária de solo, sob determinadas condições de pH e Eh. Picarelli (2000) ainda afirma que os argilo-minerais juntamente com a matéria orgânica são os principais responsáveis pela troca de cátions no solo.

Lopes (1992) destaca que a capacidade de troca catiônica (CTC) do solo, além de ser influenciada pela espécie, quantidade de argila, matéria orgânica e pela superfície específica, também é fortemente alterada pelo pH do meio. A mineralogia das argilas é um fator importante, influenciando o transporte de contaminantes, uma vez que, as propriedades típicas das argilas são funções basicamente dos argilo-minerais. As diversas espécies de argilo-minerais influenciam, diferentemente, o comportamento dos solos, no que diz respeito à capacidade de adsorção, atividade da fração argila (potencial em conferir plasticidade e coesão ao solo) e condutividade hidráulica.

De acordo com Elbachá (1989), apud Costa (2002), solos com predominância de caolinita possuem menor capacidade de troca catiônica, menor atividade e maior condutividade hidráulica do que solos com montmorilonita. O mesmo autor afirma ainda que o pH da solução percolante possa ter diversos efeitos no transporte, ocasionando, entre outros, a modificação da capacidade de troca catiônica e a precipitação de compostos (por meio de reações de ácido-base), além da dissolução de componentes do solo.

Segundo Yong et al. (1993), em estudos relacionados com testes de adsorção com metais pesados a mudança no pH da solução no solo resulta numa correspondente mudança no mecanismo de retenção dos metais nos solos. O autor destaca que para altos valores de pH o mecanismo de precipitação domina o processo. Já para pH decrescente, a precipitação se torna menos importante e a troca catiônica se torna predominante.

### 2.5.1 Mobilidade dos metais pesados

Os metais pesados formam um grupo de contaminantes comumente encontrados em diversos tipos de resíduos. Os principais metais pesados que têm recebido atenção devido a sua acumulação nos solos, plantas e nas águas subterrâneas são: Pb, Cd, Cu, Zn, Ni, Cr e Hg. Estudos de retenção dos íons dos metais pesados, usados em solução com solos minerais argilosos puros (Caolinita, Ilita e Montmorilonita), indicam alta capacidade de retenção pela argila suspensa com o aumento no pH (YONG, 1973 apud OLIVEIRA, 2002).

Para Alloway & Ayres (1933), apud Silva (2005), a quantidade de metais na água subterrânea é controlada por processos físicos e químicos como a precipitação, a oxidação, a redução, a complexação e a adsorção pela matriz de solo. Estes processos podem ocorrer simultaneamente, sendo, por vezes, difícil identificar o que exerce maior influência no transporte dos metais. O autor cita também o trabalho de Mercer & Spalding (1992), o qual afirma que a composição química dos minerais do solo afeta os processos de transportes de composto orgânicos e inorgânicos na água subterrânea, influenciando as reações químicas de adsorção, precipitação, reações ácido-base, reações redox e complexação. A Figura 2.12 esquematiza os processos físicos e químicos de controle dos metais pesados no solo.

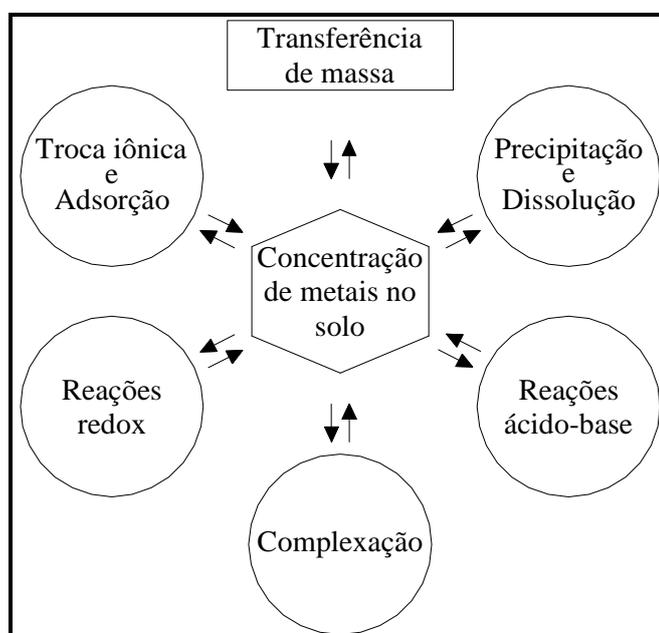


Figura 2.12: Principais processos de controle para reter as concentrações de metais pesados presentes no solo (MATTIGOD, et al., 1981 em MCLEAN & BLEDSOE, 1992).

Anjos (2003) destaca que para alguns autores, a mobilidade dos metais pesados depende fundamentalmente do pH. Isto em função dos principais processos de retenção e disponibilidade de metais serem dependentes do pH da solução do solo.

Neste mesmo pensamento, Mclean e Bledsoe (1992) afirmam que o pH do solo influi na retenção ou mobilidade dos metais pesados presentes na água subterrânea, controlando reações de adsorção, precipitação-dissolução, oxidação-redução, troca catiônica e complexação. Os autores explicam que a adsorção dos cátions metálicos no solo aumenta com o aumento do pH, sendo que a máxima retenção de metais ocorre quando o pH é superior a 7. As reações de precipitação são fortemente influenciadas pelo pH e pela concentração dos íons na solução intersticial. A precipitação ocorre de maneira preferencial quando os valores de pH são neutros a elevados, sendo que os hidróxidos, óxidos, carbonatos e fosfatos de alguns metais precipitam em condições alcalinas.

Segundo LaGrega et al. (2001), a precipitação depende extremamente do pH, entretanto, a elevação contínua do pH aumentará a solubilidade de alguns metais, como pode ser observado pela Figura 2.13.

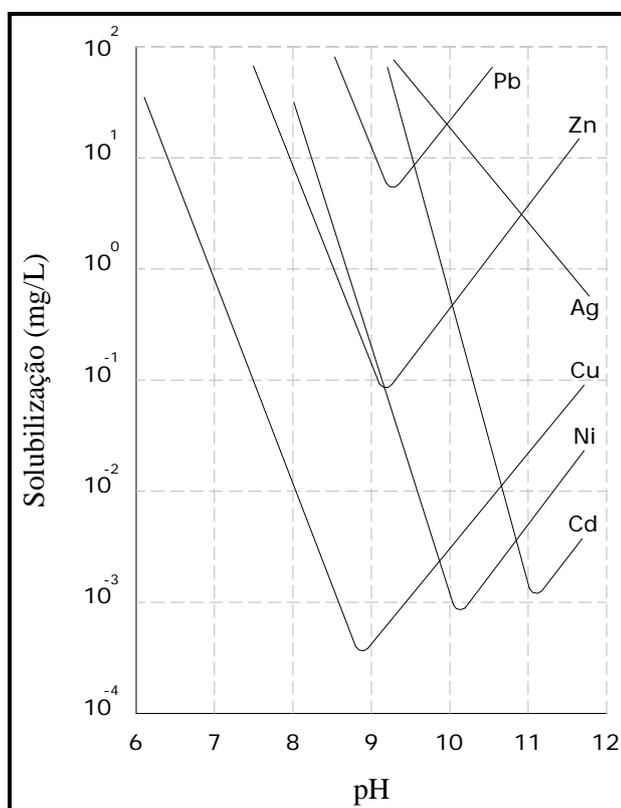


Figura 2.13: Solubilização de alguns metais pesados em função do pH (LAGREGA et al., 2001).

## 2.6 FORMAÇÃO SERRA GERAL

Os solos formados a partir das rochas da Formação Serra Geral (FSG) constituem o objeto de estudo deste trabalho. Sendo assim, é importante conhecer as características geológicas e mineralógicas dos materiais de origem, para que se possa compreender seu comportamento e o comportamento dos maciços que envolvem esses materiais. Por estes motivos, serão abordados nesta revisão da literatura alguns aspectos relevantes da Formação Serra Geral, principalmente no Estado do Rio Grande do Sul.

A FSG é constituída basicamente por uma sucessão de derrames de lavas que apresenta uma seqüência inferior formada por rochas de composição predominantemente básica, como basaltos e andesitos, e uma seqüência superior formada por rochas de composição predominantemente ácida, como riolitos e dacitos.

Conforme Rigo (2005), o contexto geológico onde está inserida a FSG no estado do Rio Grande do Sul pode ser considerado como representativo dos processos de evolução geológicos ocorridos a partir do Proterozóico Superior, há aproximadamente 900 milhões de anos (Ma.= Mega annum). Durante o Ciclo Brasileiro (700 a 450 Ma.), a deriva continental associada aos mecanismos de tectônica de placas provocou uma série de colisões entre antigos continentes (crátons), originando um supercontinente denominado Gondwana.

Ainda no Ciclo Brasileiro, iniciou-se no Gondwana a formação de uma bacia sedimentar intracratônica denominada atualmente como Bacia Sedimentar do Paraná. Esta bacia foi extensamente afetada pelos eventos tectônicos, metamórficos e magmáticos ocorridos durante o Ciclo Brasileiro. Atualmente, a Bacia do Paraná localiza-se na porção centro-oriental da América do Sul, conforme Figura 2.14. De acordo com Melfi et al. (1988) e Roisenberg & Viero (2002), os sucessivos derrames da FSG cobrem uma área total de aproximadamente 1.200.000 km<sup>2</sup>, abrangendo 75% da área da Bacia do Paraná e parte dos territórios do Brasil, Argentina, Uruguai e Paraguai. No Brasil, a FSG aflora nos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Mato Grosso do Sul e Mato Grosso.

De acordo com Truffi e Clemente (2002), os derrames vulcânicos, na sua maior parte, são constituídos por rochas basálticas (ocupando mais de 60% da superfície terrestre), podendo ocorrer tanto nos oceanos, principalmente ao longo de cadeias mesoocênicas, quanto sobre

os continentes, na forma de derrames de platô, como os platôs do Deccan (Índia), Karroo (África) e o da Bacia do Paraná (Brasil).

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 1986), a Formação Serra Geral agrupa uma espessa seqüência de vulcanitos, eminentemente basálticos, podendo conter termos ácidos intercalados, mais abundantes no topo do pacote, a qual, tendo extravasado desde o Triássico Superior, desenvolveu-se de modo significativo durante o Juracretáceo.



Figura 2.14: Localização da Bacia Sedimentar do Paraná (adaptado de MELFI et al., 1988)

No Rio Grande do Sul, a FSG é a unidade litoestratigráfica de maior expressão em área dentre as unidades ocorrentes no estado (Fig. 2.15). A porção basal da FSG, constituída pela seqüência básica inferior, abrange amplamente toda parte norte do estado, estando limitada a leste e a sul pelas escarpas da Serra Geral (IBGE, 1986).

A seqüência ácida superior abrange uma área total de 150.000 km<sup>2</sup>, estando confinada à borda sudeste da Bacia do Paraná, junto à margem continental (MELFI et al., 1988). No RS, essa seqüência cobre uma área de aproximadamente 50.000 km<sup>2</sup> (ROISEMBERG & VIERO, 2002).

Os vulcanismos ácidos podem ser distinguidos em dois tipos principais: o vulcanismo ácido do tipo Palmas e o vulcanismo ácido do tipo Chapecó. O primeiro está concentrado principalmente no estado do RS, com ocorrências secundárias em Santa Catarina e no Paraná. O segundo ocorre principalmente na porção setentrional da Bacia do Paraná, na divisa entre os estados de São Paulo e Paraná.

A FSG pode ser separada em uma seqüência básica inferior e predominante, e uma seqüência ácida superior, mais abundante no topo do pacote, porém com possibilidades de intercalações locais com a seqüência básica inferior. Segundo o IBGE (1986), a seqüência de rochas básicas da FSG é composta por rochas pertencentes a 3 (três) grandes grupos: basaltos, andesitos e basaltos com vidro. Associadas a esta seqüência encontram-se também intercalações de arenitos interderrames e litologias subordinadas, como brechas basálticas e sedimentares.

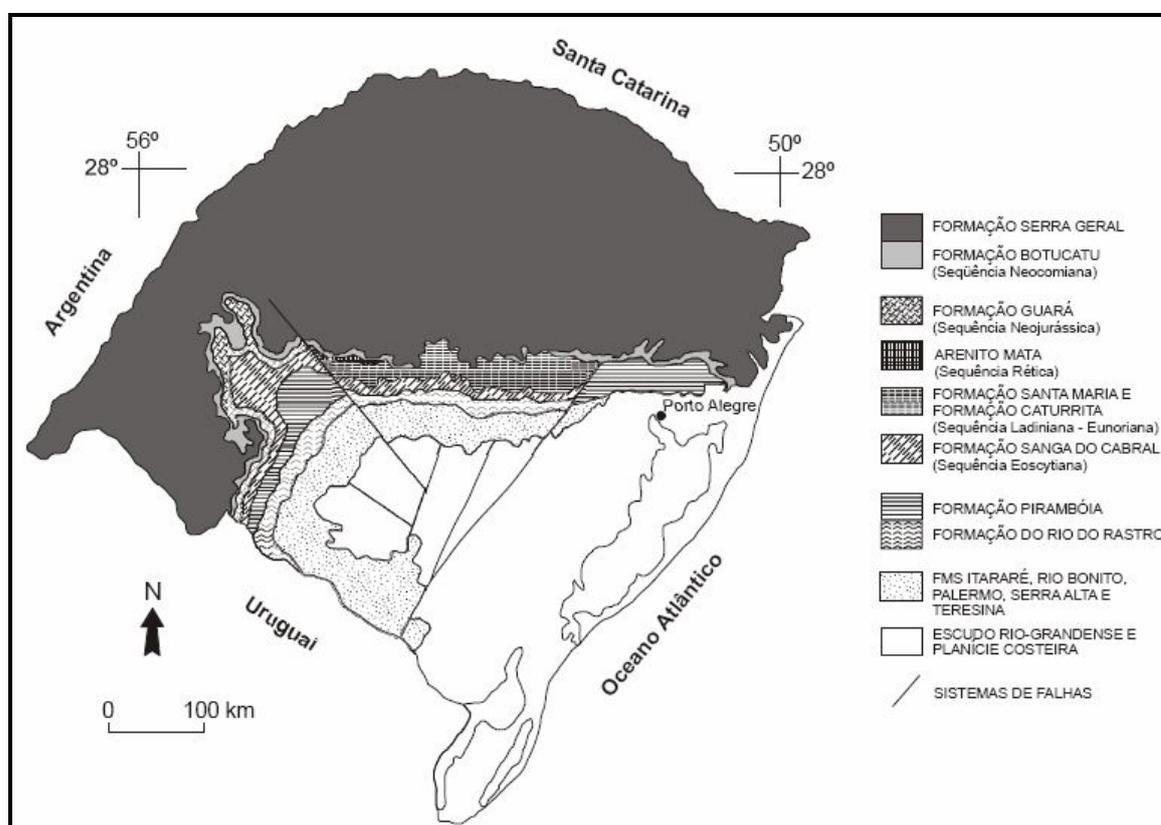


Figura 2.15: Mapa geológico simplificado da Bacia do Paraná no RS (baseado em: SCHERER et al., 2002).

Análises químicas das rochas da FSG realizadas pelo IBGE (1986) demonstram que os basaltos apresentam teores de SiO<sub>2</sub> variando de 48 a 52%, os andesitos de 52 a 56% e os basaltos com vidro, teores de sílica semelhantes aos dos basaltos comuns. As rochas classificadas como basaltos pórfitos têm teores de SiO<sub>2</sub> entre 64 e 68%. Os riolitos e riolitos com intercrescimento felsítico têm variações nos teores de SiO<sub>2</sub> entre 66 e 70%, concordante com os valores encontrados para os fenobasaltos vítreos.

Peate et al. (1992), apud Roisenberg & Viero (2002), reconheceram seis diferentes grupos geoquímicos na seqüência básica da FSG, denominados Urubici, Pitanga, Paranapanema, Ribeira, Esmeralda e Gramado. Os grupos Urubici, Pitanga e Paranapanema correspondem à basaltos do tipo HTiB (toleíticos com teores relativamente elevados de TiO<sub>2</sub>), enquanto os grupos Ribeira, Esmeralda e Gramado correspondem à basaltos do tipo LTiB (toleíticos com teores relativamente baixos de TiO<sub>2</sub>), sendo o grupo Gramado o mais abundante no Rio Grande do Sul. Os fatores discriminantes utilizados na definição dos grupos geoquímicos são apresentados pela Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Fatores discriminantes utilizados na classificação dos basaltos da FSG na Bacia do Paraná (PEATE et al., 1992).

	Basaltos LTiB			Basaltos HTiB		
	Ribeira	Esmeralda	Gramado	Urubici	Pitanga	Paranap.
SiO <sub>2</sub> (%)	49,0 – 52,0	48,0 - 55,0	49,0 – 60,0	> 49,0	> 47,0	48,0 -53,0
TiO <sub>2</sub> (%)	1,5 – 2,3	1,1 - 2,3	0,7 – 2,0	> 3,3	> 2,8	1,7 – 3,2
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (%)	0,15 – 0,50	0,1 - 2,35	0,05 – 0,4	> 0,45	> 0,35	0,2 – 0,8
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	12,0 – 16,0	12,0 – 17,0	9,0 – 16,0	< 14,5	12,5 – 18,0	12,5 – 17,0
Sr (ppm)	200 – 375	< 250	140 – 400	> 550	> 350	200 - 450
Ba (ppm)	200 – 600	90 – 400	100 – 700	> 250	> 200	200 – 650
Zr (ppm)	100 – 200	65 – 210	65 – 275	> 57	> 200	120 – 250
Ti/Zr	> 65	> 60	< 70	> 500	> 60	> 65
Ti/Y	> 300	< 330	< 330	> 6,5	> 350	> 350
Zr/Y	3,5 – 7,0	2,0 – 5,0	3,5 – 6,5	> 14,0	> 5,5	4,0 – 7,0
Sr/Y	5,0 – 17,0	< 9,0	< 13	> 14,0	> 8,0	4,5 – 15,0
Ba/Y	6,0 – 19,0	< 12,0	< 19	> 14,0	> 9,0	5,0 – 19,0

Na porção meridional da Bacia do Paraná, junto aos estados do RS e SC, a FSG é composta por rochas vulcânicas básicas (65% em volume), intermediárias (22%) e ácidas (13%). Em geral, a seqüência básica inferior é formada por basaltos toleíticos e andesi-basaltos, com espessuras variando de 30 a 550 metros (média 330 m). A seqüência ácida superior é

constituída por riodacitos e riolitos do tipo Palmas, podendo atingir espessuras que variam de 60 a 400 metros (média 280 m).

Segundo Bartorelli & Haralyi (1998), as rochas basálticas, de amplo domínio na FSG, no caso de conterem minerais expansivos, apresentam restrições ao seu emprego como material de construção. Contudo, os solos residuais de basalto são muito plásticos e de boa qualidade para construção de aterros compactados.

Por fim, enfatizando a representatividade dos solos da FSG, o presente trabalho utiliza dois solos da citada formação, o primeiro, de origem básica, com formação em rochas predominantemente basáltica formadora de solos com argilominerais do tipo esmectita, e o segundo, de origem ácida, com formação em rocha predominantemente riolítica e dacítica, formadora de solos com argilominerais do tipo caulínico.

#### 2.6.1 Aspectos Geológicos e pedológicos da Região do Município de Passo Fundo – RS

Segundo o Relatório de Avaliação Ambiental do município de Passo Fundo (2009) as formas de relevo no município de Passo Fundo são bastante homogêneas, retratadas de modo geral por colinas suaves, arredondadas, conhecidas também por “coxilhas”, esculpidas em rochas vulcânicas básicas da Formação Serra Geral (Jurássico-Cretáceo), eventualmente intercalados por rochas areníticas eólicas da Formação Botucatu, além de rochas sedimentares, em menores proporções, correspondentes à Formação Tupanciretã. A Figura 2.16 apresenta uma mapa com a região geológica de Passo Fundo – RS.

Os basaltos e os riodacitos são rochas amplamente utilizadas como material de construção, pavimentação e ornamentação, na região do município. A estrutura de diáclase de riodacitos – fraturas ou rupturas no subsolo de causas tectônicas ou de contração – se presta à utilização em pavimentação de calçadas, sob a forma de “lajes de basalto”, segundo a expressão popular.

No que concerne à Formação Tupanciretã, não se observa identidade entre litologia e um tipo característico de relevo. As formas de relevo registradas como amplas colinas, com maior entalhamento de drenagem, parecem ultrapassar a área de ocorrência dos arenitos da Formação Tupanciretã. Embora esta litologia esteja situada estratigraficamente acima das rochas efusivas da Formação Serra Geral.

De acordo com o Plano Ambiental Municipal de Passo Fundo (2003) as peculiaridades da geomorfologia do município de Passo Fundo formaram-se em função das ações de dois elementos fundamentais: o estabelecimento da estrutura e composição das rochas do derrame basalto-riolítico, incluindo o conjunto das rochas predominantemente constituídas de riodacitos e o clima subtropical com forte influência tropical.

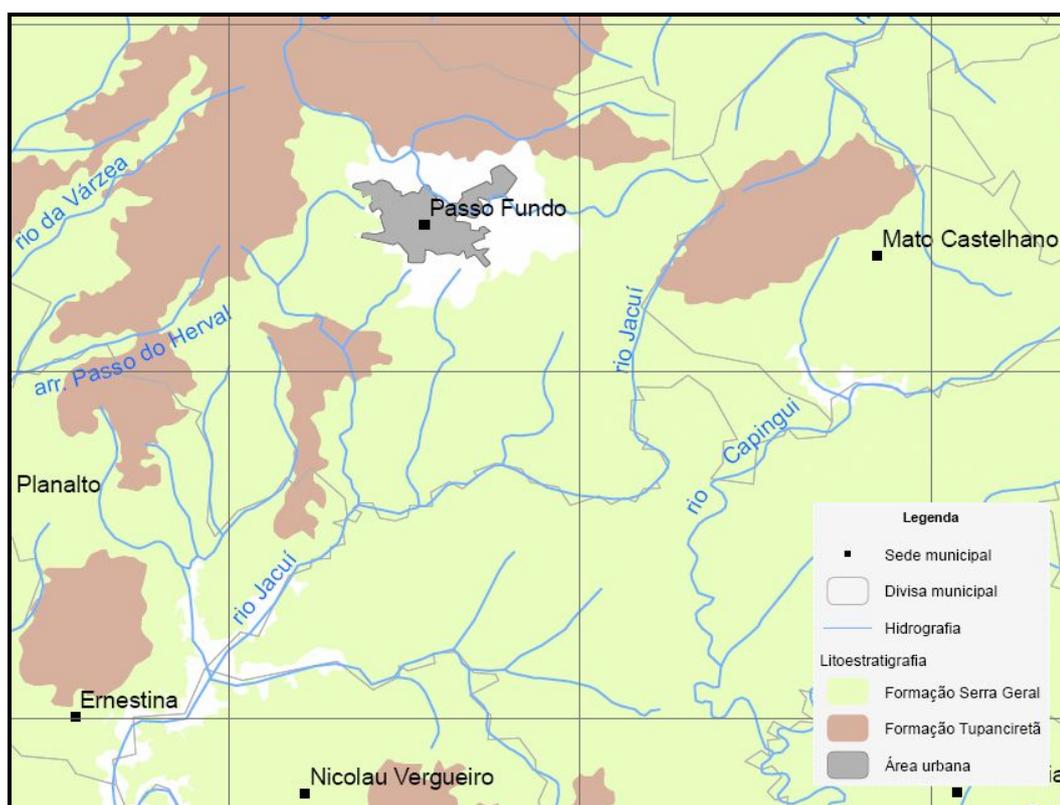


Figura 2.16: Mapa Geológico de Passo Fundo (RRA - PMPF, 2009)

A Figura 2.17 apresenta o mapa geológico mais completo da região de Passo Fundo, onde, a segundo a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM (2008), o município está situado geologicamente em derrames de composição intermediária à ácida, riodacitos a riolitos, pertencentes a Província Paraná (K1 $\beta$  pr). No município, também se encontram, derrames basálticos granulares finos a médios (K1 $\alpha$  cx).

Pedologicamente o solo da região de Passo Fundo pode ser caracterizado como Latossolo Bruno intermediário para latossolo Roxo álico (Latosolos Brunos) com proeminente textura muito argilosa, também se pode haver ocorrências de Latossolos Vermelho-escuro húmico álico, conhecidos como Latossolos vermelhos, com textura argilosa e relevo suave a ondulado. A Figura 18 apresenta o mapa pedológico da região de passo Fundo – RS.

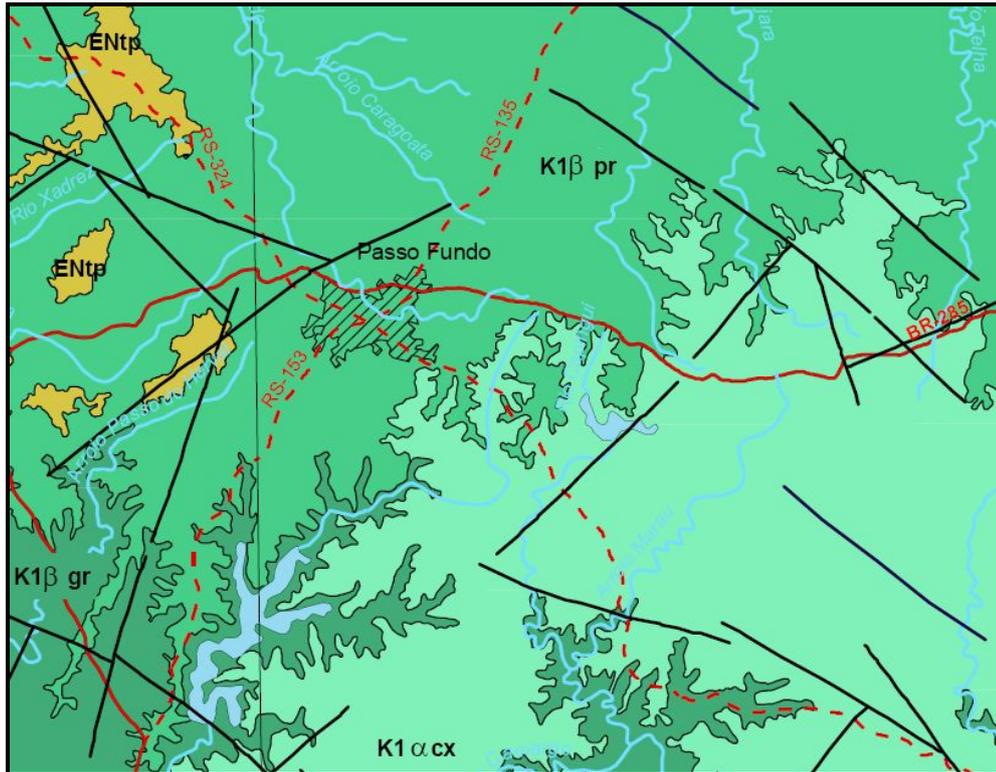


Figura 2.17: Mapa Geológico de Passo Fundo (CPRM, 2008)

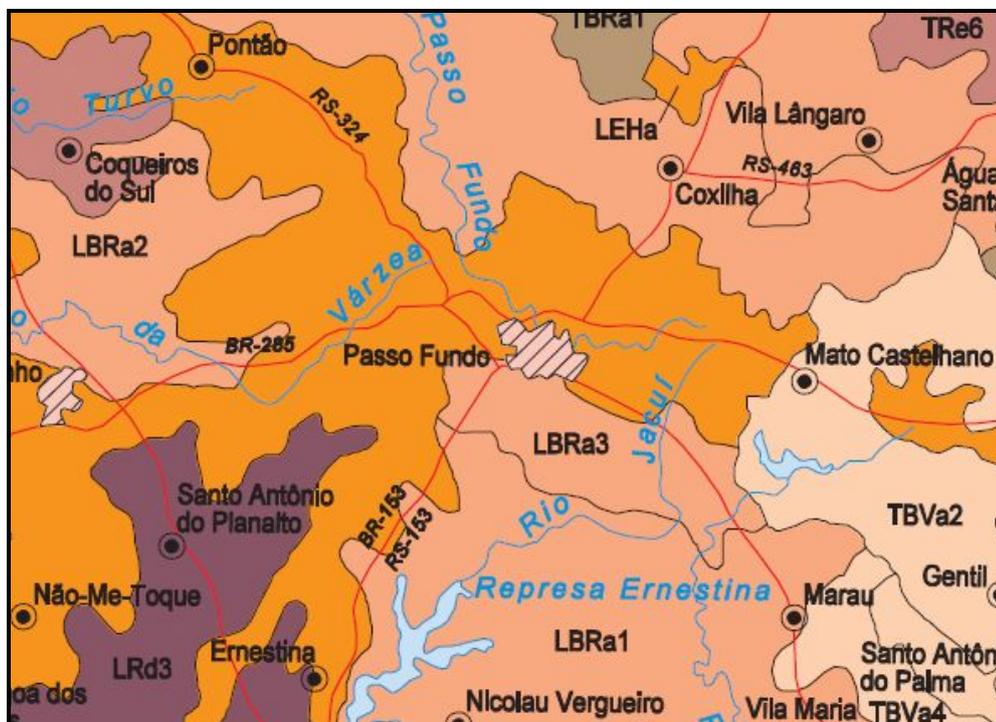


Figura 2.18: Mapa Pedológico de Passo Fundo (CPRM, 2008).

A região é predominantemente constituída por Latossolos, os quais apresentam características muito profundas, homogêneas e altamente intemperizados. De acordo com STRECK (2008) os Latossolos são solos bem drenados, normalmente profundos a muito profundos, apresentando no perfil uma seqüência de horizonte A, horizonte Bw (argila de baixa atividade, baixo teor de minerais intemperizados e de fragmentos de rochas) e horizonte C. A Figura 2.19 apresenta uma imagem característica do solo da região de Passo Fundo –RS.

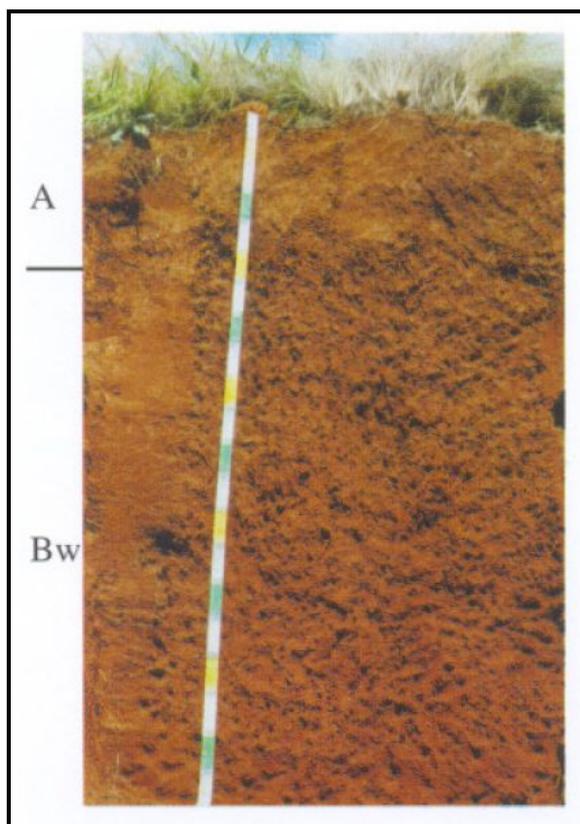


Figura 2.19: Perfil de Latossolo Vermelho Distrófico húmico - unidade Passo Fundo. (STRECK, 2008).

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O Programa experimental estabelecido teve dois objetivos fundamentais, o primeiro consistiu em quantificar a influência da quantidade de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem sobre a resistência, a condutividade hidráulica e a lixiviação de um solo de origem vulcânica, estendendo-se também aos estudos deste mesmo solo quando contaminado. O segundo objetivo foi verificar a validade do uso das relações água/cimento, vazios/cimento na estimativa do comportamento físico (resistência e condutividade hidráulica) e químico (lixiviação) de solos artificialmente cimentados e contaminados. Para a obtenção de resultados e análises consistentes, o programa experimental foi dividido em quatro etapas sequenciais, as quais são:

- Primeira etapa: Definição do projeto experimental, abrangendo todos os elementos em estudo que estão presentes no experimento, os quais são: fatores controláveis, fatores constantes, variáveis de respostas e características de qualidade. Também estão definidos os materiais, métodos, equipamentos e programa de ensaios.
- Segunda etapa: Compreendeu a coleta de amostras de solo e rocha e logo a realização de ensaios de caracterização geotécnica, geológica, compactação e análises químicas do solo e da rocha.
- Terceira etapa: Consistiu em ensaios para a análise e caracterização do comportamento físico, abrangendo ensaios de resistência à compressão simples, sucção matricial e condutividade hidráulica;
- Quarta etapa: Contemplou o estudo do comportamento químico, englobando ensaios de lixiviação em coluna, juntamente com análises físico-químicas dos lixiviados coletados.

As etapas do programa experimental proposto são detalhadamente descritas neste capítulo, bem como a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, os métodos utilizados na preparação das amostras, detalhes de execução de ensaios e equipamentos utilizados. A Figura 3.1 apresenta resumidamente o fluxograma do programa experimental desta pesquisa.

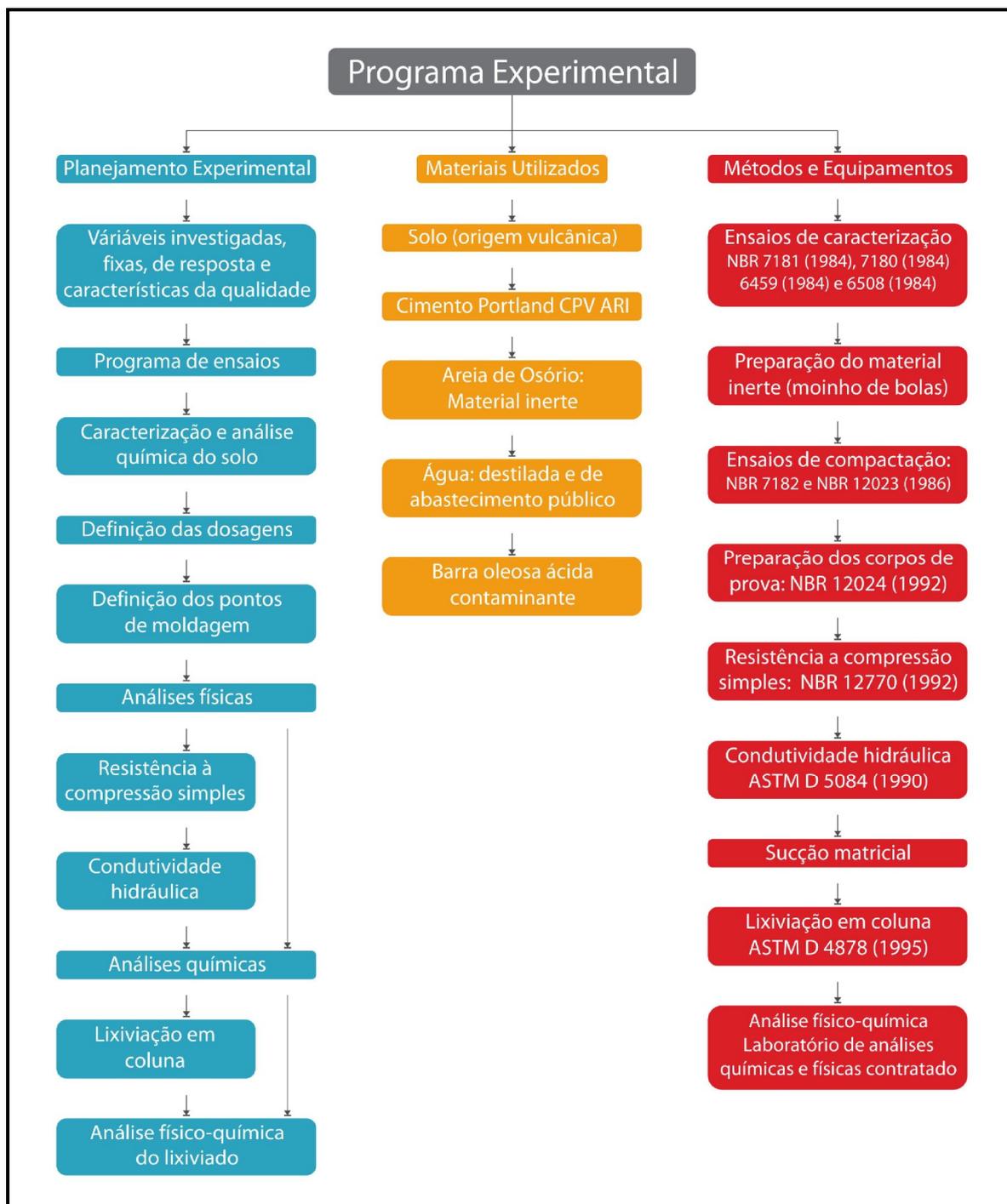


Figura 3.1: Delineamento do programa experimental utilizado nesta pesquisa.

## 3.2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

De acordo com Montardo (1999), o propósito da realização de um projeto de experimentos é aprofundar o conhecimento sobre o comportamento de um determinado processo, de forma a adquirir um maior domínio sobre o mesmo. Portanto, neste item enfatizou-se a definição dos fatores controláveis, das características de qualidade, das variáveis de resposta medidas para cada tipo de ensaio e do programa de ensaios necessários para se alcançar os objetivos deste trabalho. As variáveis da presente pesquisa podem ser classificadas em três grupos: variáveis investigadas, variáveis fixas e variáveis de resposta.

### 3.2.1 Variáveis investigadas (acrescentar mais fatores)

*Densidade do solo-cimento:* expressa através da porosidade ( $\eta$ ) ou da massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ) da mistura compactada;

*Quantidade de cimento (C):* massa de cimento ( $c_i$ ) dividida pela massa de solo seco, expressa em porcentagem;

*Teor de umidade ( $\omega$ ):* massa de água ( $a$ ) dividida pela massa de material seco (solo + cal ou solo + cimento), expresso em porcentagem;

*Fator água/cimento ( $a/c_i$ ):* massa de água dividida pela massa de cimento ( $c_i$ );

*Fator vazios/cimento ( $V_v/V_{c_i}$ ):* definido como sendo o volume absoluto de vazios ( $V_v$ ) dividido pelo volume absoluto de cimento ( $V_{c_i}$ ).

### 3.2.2 Variáveis fixas (acrescentar o inerte)

*Solo de Passo Fundo (PF):* Solo residual da Formação Serra Geral;

*Inerte:* Areia de Osório moída;

*Tipo de contaminante:* Borra Oleosa Ácida;

*Tipo de agente cimentante:* Cimento Portland (CP V-ARI);

*Tempo de cura úmida:* 7 dias;

*Taxa de deformação nos ensaios de compressão simples:* 1,14% por minuto;

*Volume de coleta para ensaios de lixiviação:* no mínimo uma vez o volume de vazios do corpo-de-prova.

### 3.2.3 Variáveis de resposta

*Resistência à compressão simples ( $q_u$ ):* Unidade de medida (kPa);

*Condutividade Hidráulica ( $k$ ):* Unidade de medida (m/s);

*Sucção Matricial:* Unidade de Medida (kPa);

*Concentração de contaminantes no lixiviado:* Unidade de Medida (varia conforme o parâmetro analisado).

### 3.2.4 Características de Qualidade

Para os corpos-de-prova destinados a ensaios de resistência à compressão simples e condutividade hidráulica, as amostras foram compactadas em três camadas estáticas no interior de um molde metálico tri-partido devidamente lubrificado, de 10,0cm de altura e 5,0cm de diâmetro. Foram aceitos os corpos-de-prova com  $10,0 \pm 0,2$ cm de altura e  $5,0 \pm 0,2$ cm de diâmetro.

Para os corpos-de-prova preparados para ensaios de lixiviação em coluna, as amostras foram compactadas estaticamente em cinco camadas no interior de um molde metálico de aço inox, de 10,0 cm de diâmetro e 15,0 cm de altura.

O controle da densidade dos corpos-de-prova foi realizado monitorando a altura e o peso de cada camada. Ao final desta etapa uma amostra de material foi retirada para o controle da umidade. Cada ensaio encontra-se detalhadamente descrito no item 3.6.8.

*Altura dos CPs após moldagem (cm):*  $10 \pm 0,2$ ;

*Diâmetro dos CPs após moldagem (cm):*  $5 \pm 0,2$ ;

*Peso dos CPs após moldagem (g):* valor especificado  $\pm 0,5$ ;

*Umidade de moldagem (g):* Valor especificado  $\pm 0,5$  pontos percentuais;

## 3.3 LIMITAÇÕES

Nesta tese foram utilizados dois materiais que influenciaram significativamente para que houvesse algumas limitações, tanto nos trabalhos laboratoriais, como nas análises dos resultados. Estas limitações estão citadas em forma de tópicos, conforme segue:

- O solo, predominantemente argiloso, apresentava dificuldade de desmoldagem, mesmo com o auxílio de lubrificante, para isso teve-se que criar um equipamento para desmoldagem, o qual também não garantia a integridade total do corpo-de-prova. Para amostras de lixiviação não era possível utilizar o lubrificante por que afetariam nas análises químicas do lixiviado.
- Vários ensaios ensaio pilotos tiveram que ser realizados para que se pudesse obter a peso específico máximo seco de moldagem sem que houvesse extrusão de água dos corpos de prova e assim manter a umidade e as características de qualidade do corpo de prova.

- Os ensaios de lixiviação em coluna, quando moldados com a menor porosidade, chegavam a mais de 30 dias para obter a primeira amostragem (coleta de lixiviado), que fosse significativa para análises laboratoriais.
- O Contaminante borra oleosa ácida (BOA), devido ao alto teor de metais pesados, pH ácido, menor que 1 e um odor extremamente desagradável afetava os demais pesquisadores que trabalhavam no laboratório, mesmo utilizando diversos equipamentos de segurança e utilizando a câmara de moldagem (capela de exaustão) de solos contaminados. As moldagens tiveram que ser realizadas em horários alternativos.

### 3.4 PROGRAMA DE ENSAIOS

#### 3.4.1 Ensaios preliminares de caracterização e análise química do solo e rocha

A amostra de solo foi coletada no estado deformado, mediante escavação com ferramenta manual, a 2,50 metros de profundidade, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos.

A amostra assim obtida foi armazenada e transportada em sacos plásticos adequadamente vedados. Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar a contaminação da amostra, conforme procedimentos recomendados pela norma NBR 9820 (1993). Para a completa caracterização do solo, foi coletada uma amostra de rocha do mesmo local de amostragem do solo.

As caracterizações geotécnica, química, mineralógica e petrográfica dos materiais estudados (solo e rocha) foram realizadas através das seguintes análises: (a) fluorescência de raios X em amostras de solos e rochas, (b) análises petrográficas de lâminas delgadas de amostras de rochas, (c) análises de difração de raios X em amostras de solos e (d) caracterização geotécnica do solo. A Tabela 3.1 apresenta de forma esquemática as etapas do programa experimental, bem como o tipo e número de ensaios que serão realizados em cada etapa.

Tabela 3.1: Etapas e Ensaios do Programa Experimental

Etapa	Material	Tipo de Ensaio	Número de ensaios
Ensaios de Caracterização	Solo de Passo Fundo (PF)	Massa Específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrica	1
		Limite de Plasticidade	1
		Limite de Liquidez	1

		Compactação	3
		Fluorescência de raios X	1
		Análises químicas e físicas do Solo	2
	Rocha de Passo Fundo	Análises petrográficas de lâminas delgadas	1
		Fluorescência de raios X	1
	Areia de Osório (Material Inerte)	Massa Específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrica	1
		Moagem	1
	Cimento	Massa Específica	3
		Análise Granulométrica	1
	Borra Oleosa àcida	Análises químicas e físicas	1 <sup>1</sup>
Resistência a Compressão Simples	(Solo-cimento)	Compressão Simples	60
		Medidas de Sucção Matricial	10
	(Solo-cimento-contaminante)	Compressão Simples	60
		Medidas de Sucção Matricial	10
Condutividade Hidráulica	(Solo-cimento-contaminante)	Permeâmetro de parede flexível	20
Lixiviação em coluna		Permeâmetro de parede rígida	16

<sup>1</sup>Dados obtidos por laudos da fornecedora da Borra Oleosa Ácida.

### 3.4.2 Definição das dosagens

Nos trabalhos realizados por Foppa (2006) e Lopes Junior (2007) foram adotados teores de cimento em quantidades variadas, chegando a quantidades de 11%. Conforme os autores, estes valores estão de acordo com a literatura e experiências brasileiras e internacionais para diversas aplicações de estabilização de solos com cimento. Segundo Ingles e Metcalf (1972), para argilas a porcentagem de cimento a adicionar pode variar entre 8 a 15%. Entre outros estudos de estabilização solo-cimento que utilizaram valores entre 2% a 15% de cimento, destaca-se: Guimarães, 2002; Consoli, 2003; Thomé, 2005 e Cruz, 2008.

Segundo Ibáñez et al. (1997), a tecnologia de solidificação/estabilização consiste em misturar quantidades variadas de agentes cimentantes em um contaminante específico. Vários autores utilizaram valores superiores a 20% de cimento, entre eles pode-se citar: Chan et al., 2000; Park, 2000; Valls et al., 2000; Li et al., 2001; Passos et al., 2001; Asavapisit et al., 2001; Poon et al., 2001; Knop, 2003; Ylmas et al., 2003; Cruz, 2004; Jing et al., 2004; Pietrobon et al., 2004 e Rojas, 2007.

Portanto, para abranger uma área de estudo bastante vasta optou-se por quantidades de cimento que variassem dentro de valores publicados na literatura pertinente. Deste modo, foram adotados 5% e 10% de cimento, que estariam dentro de valores aceitáveis para estabilização convencional de solos com cimento, e 15% e 20% de cimento, valores que se encontram dentro dos valores adotados para o tratamento de solos contaminados. Estas quantidades de cimento foram adicionadas em relação ao peso dos sólidos nas densidades máximas secas obtidas a partir das curvas de compactação Proctor normal, intermediário e modificado realizados para o solo natural e solo/cimento, apresentadas nos resultados.

Para um controle da distribuição granulométrica, as amostras de solos tratadas com 5%, 10% e 15% de cimento foram completadas com 15%, 10% e 5% de um material inerte, respectivamente, com granulometria muito próxima à do cimento. Este artifício foi realizado para que todas as amostras de solo/cimento tivessem a mesma relação de finos, ou seja, que todas tenham o mesmo aspecto que as amostras de solo tratadas com o máximo de cimento utilizado neste trabalho, que seria 20% de cimento sobre o peso total dos sólidos. Estas técnicas vêm sendo utilizada por diversos autores, tais como PISSATO e SOARES (2006).

A Figura 3.2 apresenta um fluxograma esquemático para entender as dosagens utilizadas em relação ao peso dos sólidos, onde o solo sempre foi mantido com valor fixo.

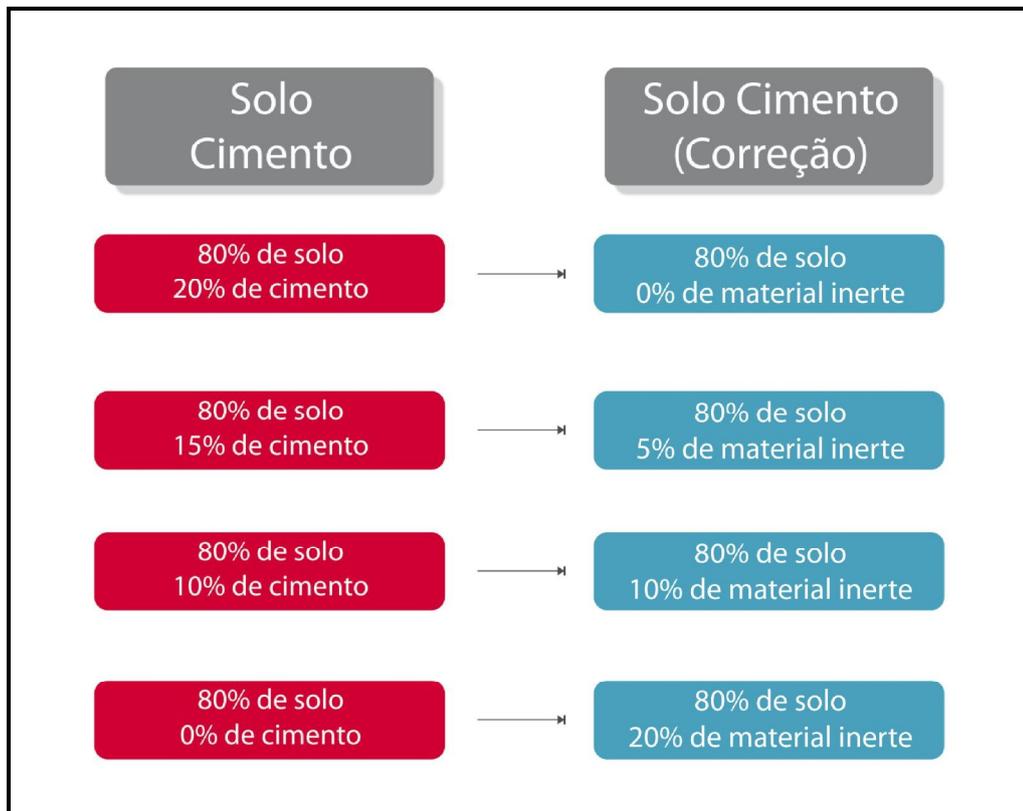


Figura 3.2: Esquema de correção granulométrica.

Para cada teor de cimento, umidade e densidade avaliada foi adotado um teor de 6% do contaminante (borra oleosa ácida, apresentado detalhadamente no item 3.4.5) em relação ao peso do solo. Este valor foi usado devido às constatações de Rojas (2007), que verificou que esta quantidade de borra oleosa ácida traz prejuízos físicos e químicos às amostras de solos contaminados e encapsulados com cimento Portland. O autor destaca que a quantidade de contaminante citada acarreta em perdas significativas de resistência à compressão simples, perda de massa, aumento de condutividade hidráulica e lixiviação de metais pesados, tais como: chumbo, alumínio, cádmio, zinco, entre outros.

### 3.4.3 Definição dos pontos de moldagem

Segundo Foppa (2005) a posição dos pontos de moldagem deve ser estabelecida de modo a que estes fiquem compreendidos dentro de uma faixa de massas específicas aparentes secas e teores de umidade exequíveis em uma situação de campo. A partir de curvas de compactação e curvas de saturação podem-se escolher pontos representativos.

A Figura 3.3 apresenta o modelo de posicionamento para os pontos de moldagem utilizados nesta pesquisa. Os pontos referentes à umidade são chamados de H1, H2 e H3, e os pontos referentes às diferentes densidades são chamados de D1, D2 e D3.

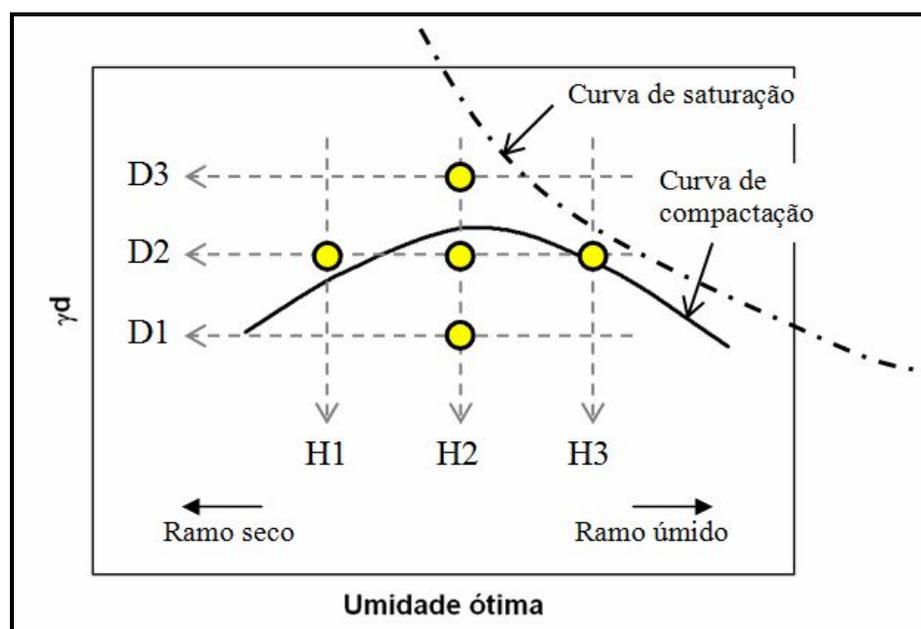


Figura 3.3: Modelo de posicionamento de pontos de moldagem.

Observa-se que os pontos de moldagem foram posicionados com três diferentes massas específicas aparentes secas e com três diferentes teores de umidade. Para obtenção dos parâmetros necessários para a moldagem dos corpos-de-prova de solo/cimento e solo/cimento/contaminante, foram realizados ensaios de compactação com energia Proctor normal, intermediária e modificada para os dois solos.

#### 3.4.4 Análises do comportamento físico

A análise do comportamento físico se deu a partir de três ensaios: resistência à compressão simples, medição de sucção matricial a partir dos corpos-de-prova moldados para resistência e condutividade hidráulica.

As Tabelas 3.2 e 3.3 apresentam as proporções dos materiais utilizados para os ensaios de resistência à compressão simples. O programa de ensaios apresentado foi realizado em duas etapas, a (i) primeira etapa com o solo PF artificialmente cimentado e a (ii) segunda etapa com o solo PF artificialmente cimentado e contaminado em laboratório.

Tabela 3.2: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de resistência à compressão simples.

Resistência à Compressão Simples (solo PF artificialmente cimentado)					
Ensaio	Cimento (%)	Inerte (%)	Contaminante (%)	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)
q <sub>u1</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u2</sub>					H <sub>1</sub>
q <sub>u3</sub>	5	15	0	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u4</sub>					H <sub>3</sub>
q <sub>u5</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u6</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u7</sub>					H <sub>1</sub>
q <sub>u8</sub>	10	10	0	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u9</sub>					H <sub>3</sub>
q <sub>u10</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u11</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u12</sub>					H <sub>1</sub>
q <sub>u13</sub>	15	5	0	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u14</sub>					H <sub>3</sub>
q <sub>u15</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u16</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u17</sub>					H <sub>1</sub>
q <sub>u18</sub>	20	0	0	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
q <sub>u19</sub>					H <sub>3</sub>
q <sub>u20</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>

Tabela 3.3: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de resistência à compressão simples.

Resistência à Compressão Simples (solo PF artificialmente cimentado e contaminado)					
Ensaio	Cimento (%)	Inerte (%)	Contaminante (%)	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)
Qu1c				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
Qu2c					H <sub>1</sub>
Qu3c	5	15	6	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
Qu4c					H <sub>3</sub>
Qu5c				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>
Qu6c				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
Qu7c					H <sub>1</sub>
Qu8c	10	10	6	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
Qu9c					H <sub>3</sub>
Qu10c				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>
Qu11c				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
Qu12c					H <sub>1</sub>
Qu13c	15	5	6	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
Qu14c					H <sub>3</sub>
Qu15c				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>
Qu16c				D <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
Qu17c					H <sub>1</sub>
Qu18c	20	0	6	D <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>
Qu19c					H <sub>3</sub>
Qu20c				D <sub>3</sub>	H <sub>2</sub>

A Tabela 3.4 e Tabela 3.5 apresentam as proporções dos materiais utilizados para os ensaios de condutividade hidráulica (k). Os ensaios foram realizados em duas etapas, a (i) primeira etapa com o solo PF artificialmente cimentado e a (ii) segunda etapa com o solo PF artificialmente cimentado e contaminado em laboratório.

Tabela 3.4: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de condutividade hidráulica.

Condutividade Hidráulica (solo PF artificialmente cimentado)					
Ensaio	Cimento (%)	Inerte (%)	Contaminante (%)	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)
K <sub>1</sub>	5	15	0	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>2</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>3</sub>	10	10	0	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>4</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>5</sub>	15	5	0	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>6</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>7</sub>	20	0	0	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>8</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>

Tabela 3.5: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de condutividade hidráulica.

Condutividade Hidráulica (solo PF artificialmente cimentado e contaminado)					
Ensaio	Cimento (%)	Inerte (%)	Contaminante (%)	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)
K <sub>1c</sub>	5	15	6	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>2c</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>3c</sub>	10	10	6	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>4c</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>5c</sub>	15	5	6	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>6c</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>7c</sub>	20	0	6	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
K <sub>8c</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>

### 3.4.5 Análises do comportamento químico

Os ensaios de lixiviação em coluna foram realizados para amostras tratadas e não tratadas com cimento, totalizando oito amostras, com duas coletas por amostras, as quais foram analisadas quimicamente em laboratório. Segundo a CETESB (2001), a obtenção de valores médios ou teores de base de um elemento de acordo com cada região torna-se fundamental, portanto, amostras sem contaminação e sem agente cimentante, as amostras brancas, foram submetidas ao ensaio para a obtenção das concentrações naturais. A Tabela 3.6 apresenta as proporções utilizadas para os ensaios de lixiviação em coluna. Com o objetivo de obter uma amostragem significativa de lixiviado, foi adotado que a coleta daria-se por encerrada a partir do momento em que o volume extraído ultrapassasse 2 vezes o volume de vazios do corpo-de-prova. Portanto, foram realizadas duas coletas para cada amostra de solo com a mesma dosagem, sendo que a primeira foi realizada quando obtida uma quantidade de 950ml a 1050ml, sendo que este valor já estava dentro do valor representativo de índices de vazios, já a segunda coleta foi realizada quando se obteve uma quantidade entre 1950ml a 2050ml. As duas amostras foram analisadas e enviadas ao laboratório.

Tabela 3.6: Proporções dos materiais e parâmetros de moldagem para os ensaios de lixiviação em coluna.

Lixiviação em coluna					
Ensaio	Cimento (%)	Inerte (%)	Contaminante (%)	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)
L <sub>1-A1</sub>	0	0	0	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>2-A1</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>3-A3</sub>	0	0	0	D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>

L <sub>4-A3</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>5-A1</sub>	0	0	6	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>6-A1</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>7-A3</sub>	0	0	6	D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>8-A3</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>9-A1</sub>	5	15	6	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>10-A1</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>11-A3</sub>	5	15	6	D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>12-A3</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>13-A1</sub>	20	0	6	D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>14-A1</sub>				D <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>15-A3</sub>	20	0	6	D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>
L <sub>16-A3</sub>				D <sub>3</sub>	H <sub>1</sub>

### 3.5 MATERIAIS

#### 3.5.1 Solo

A escolha do solo se deu considerando-se diversos fatores, entre os quais:

A rocha de origem representa um dos maiores derrames vulcânicos do planeta. Logo, o solo derivado por alteração, recobre extensas áreas do Uruguai, Argentina, Paraguai e Brasil.

- Rigo (2005) estudou o comportamento de dois solos da FSG (com origem em rocha ácida e básica), segundo o autor o conhecimento das propriedades e do comportamento geotécnico dos solos formados a partir das rochas da FSG tem grande importância prática e científica para a engenharia geotécnica. Apesar disso, ainda são escassos os dados existentes na literatura sobre o comportamento geotécnico destes solos.
- A predominância deste tipo de solo no território do Rio Grande do Sul, contemplando regiões de relevante importância econômica, além da originalidade da utilização de um solo predominantemente argiloso em misturas de solo/cimento e solo/cimento/contaminante.

Podemos dividir a formação Serra Geral em duas seqüências: (a) seqüência básica, constituída predominantemente por basaltos e (b) seqüência ácida, constituída basicamente por riolitos. A Figura 3.4 apresenta as formações geológicas do Estado do Rio Grande do Sul.

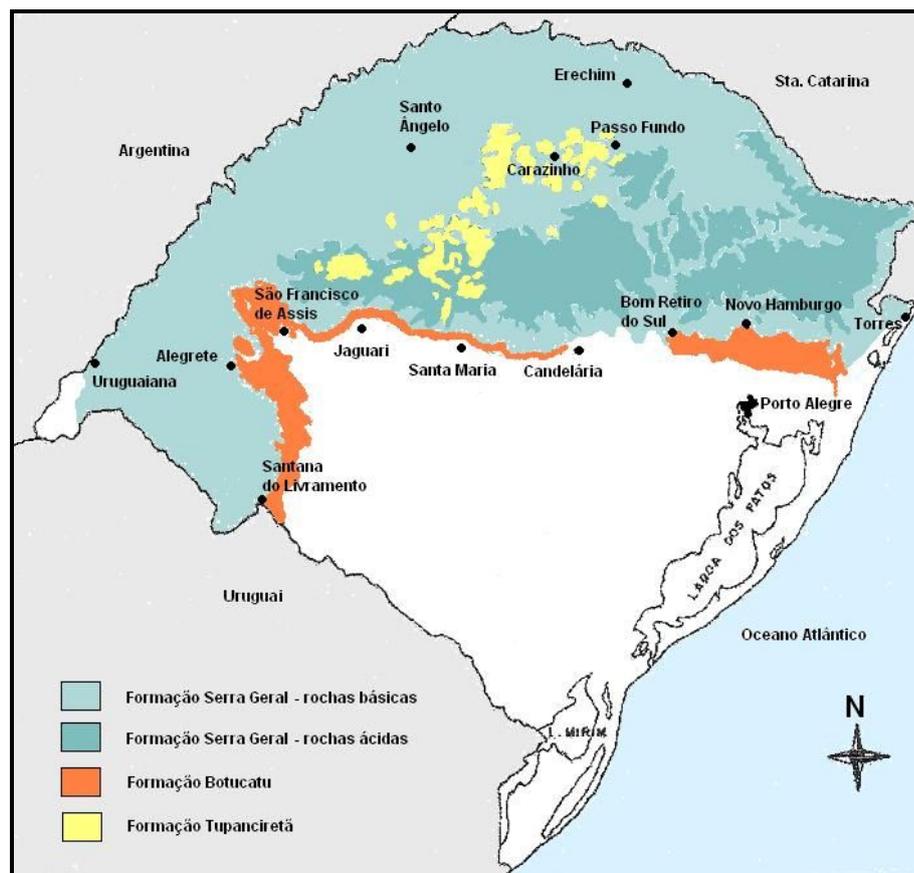


Figura 3.4: Formações geológicas ao norte do estado do Rio Grande do Sul (LOPES JUNIOR, 2007).

#### 3.5.1.1 Solo de Passo Fundo (PF)

O solo utilizado nesta tese, denominado PF (Passo Fundo) é proveniente do município de Passo Fundo, coletado junto à Britadeira Farroupilha no Bairro São Luiz Gonzaga. Neste local realiza-se a extração de rochas para utilização em construção civil e pavimentação. A coleta da rocha possibilitou a caracterização da origem geológica da mesma. O solo foi coletado em um talude próximo à jazida.

A Figura 3.5 apresenta, através de imagem de satélite, o local de coleta de solo e de rocha, conjuntamente o município de Passo Fundo em relação ao Estado do Rio Grande do Sul e o Brasil. O solo foi coletado nas seguintes coordenadas:  $28^{\circ}15'16.09''S$ ;  $52^{\circ}21'33.92''O$ . A amostra de rocha foi coletada nas seguintes coordenadas:  $28^{\circ}15'26.98''S$ ;  $52^{\circ}21'40.07''O$ .

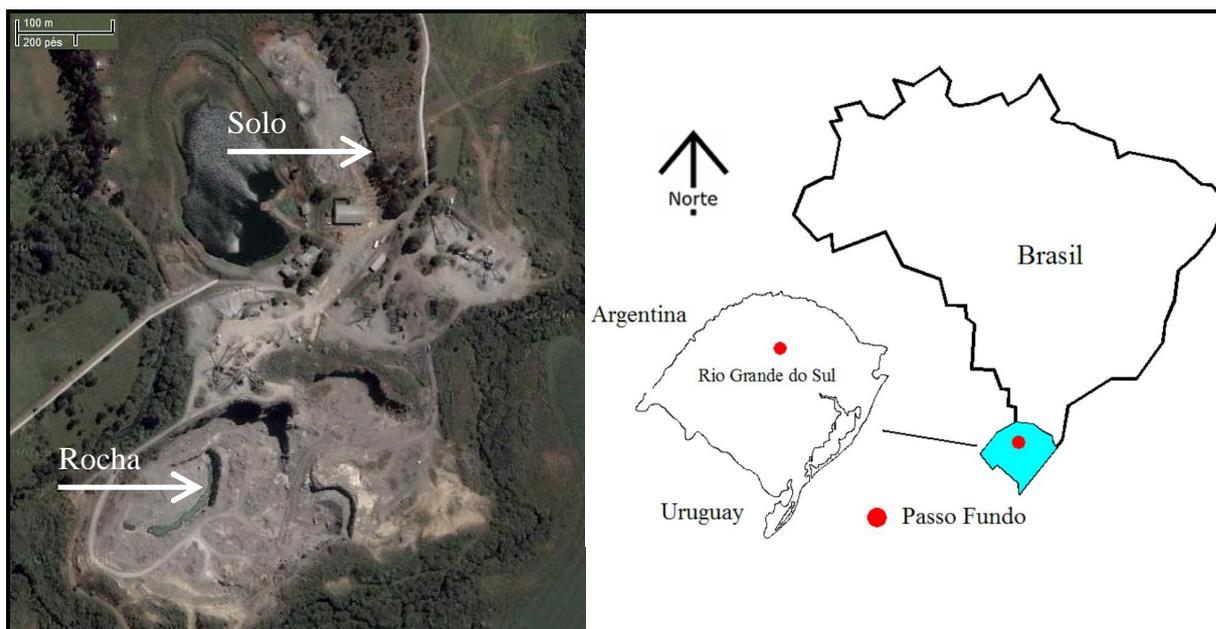


Figura 3.5: Localização dos pontos de coleta de solo e rocha.

O local de coleta, segundo os mapas geológicos da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM (2008), está situado geologicamente em derrames de composição intermediária à ácida, riolitos a riolitos, mesocráticos, microgranulares a vitrofíricos, com textura esferulítica comum (tipo carijó), forte disjunção tabular no topo dos derrames e maciço na porção central, dobras de fluxo e autobrechas frequentes, vesículas preenchidas por calcedônio e ágata, fonte de minerações da região.

Segundo dados do IBGE (2008), através do mapa exploratório de solos do Rio Grande do Sul, o solo é considerado do tipo Latossolo Vermelho-Escuro Húmico Álico (Latossolos Vermelhos) com textura argilosa e relevo suave ondulado.

A caracterização geotécnica (granulometria, limites de Atterberg, classificação e compactação), bem como as análises por fluorescência de raios X, difração de raios X e análises químicas e físicas do solo coletado e empregado nos diferentes ensaios desta pesquisa, estão apresentados no item 4.4, Capítulo 4.

### 3.5.2 Cimento

Como agente cimentante adotou-se o cimento Portland de alta resistência inicial (CP\_V ARI), assim como nas pesquisas realizadas por Cruz (2004), Foppa (2006), Lopes Junior (2007) e Rojas (2007). Embora contemplado pela ABNT com uma norma separada do cimento

Portland comum, este é na verdade um tipo particular de cimento, o qual apresenta a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação.

O desenvolvimento da alta resistência inicial é obtido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquire elevadas resistências com maior velocidade, como ilustra a Figura 3.6. Montardo (1999) destaca que a alta resistência inicial do cimento CP\_V é importante para que se possam realizar, em tempo hábil, extensos programas de ensaios.

A composição do cimento CP\_V ARI, segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) está apresentada na Tabela 3.7. A Tabela 3.8 apresenta as características físicas e mecânicas do cimento tipo CP\_V – ARI.

Tabela 3.7: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ABCP, 2004)

Tipo	Sigla	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clinker + gesso	Material carbonático	
Alta resistência inicial	CP_V ARI	100 - 95	0 - 5	NBR 5733

Tabela 3.8: Características físicas e mecânicas do cimento tipo CP V-ARI. (ABCP, 2003).

	Finura	Tempo de pega		Resistência à compressão simples			
	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Início (min)	Fim (min)	1° dia (MPa)	3° dia (MPa)	7° dia (MPa)	28° dia (MPa)
Média	3,11	195	296	23,5	39,2	45,2	53,3
Mínimo	3,11	165	258	22,1	37,8	41,6	21,4
Máximo	3,11	218	365	25,2	41,8	47,2	53,6
Desvio padrão	0,00	14	27	0,9	0,9	1,2	1,3

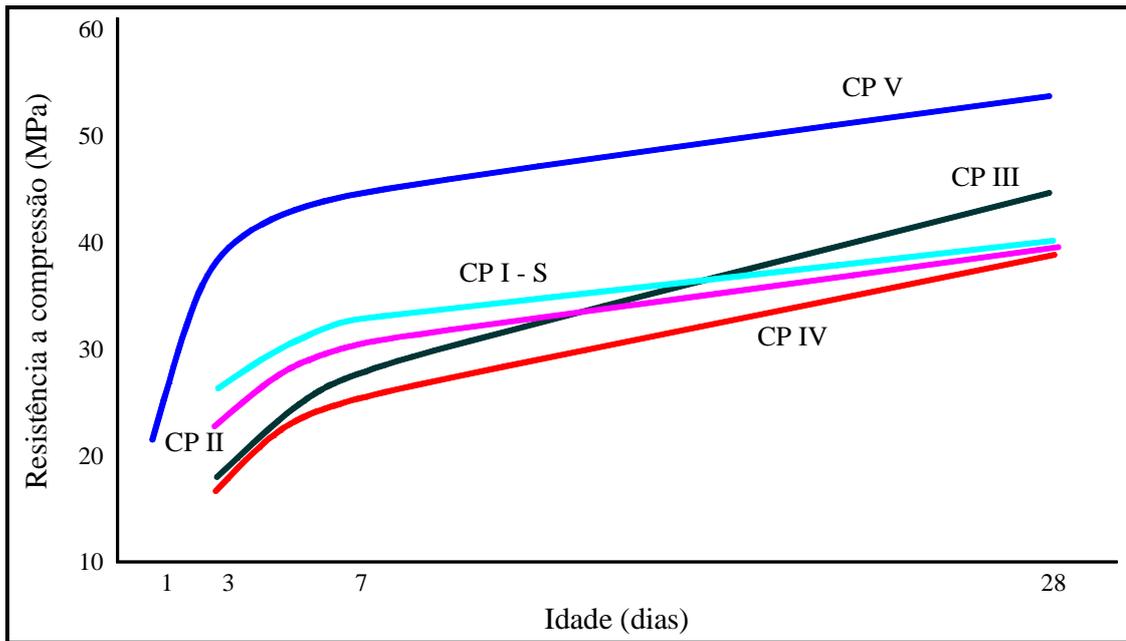


Figura 3.6: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland. (ABCP, 2002).

A Figura 3.7 apresenta a distribuição granulométrica do cimento Portland CP\_V ARI, determinada através do ensaio de granulometria a laser no Laboratório de Materiais Cerâmicos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (ROJAS, 2007).

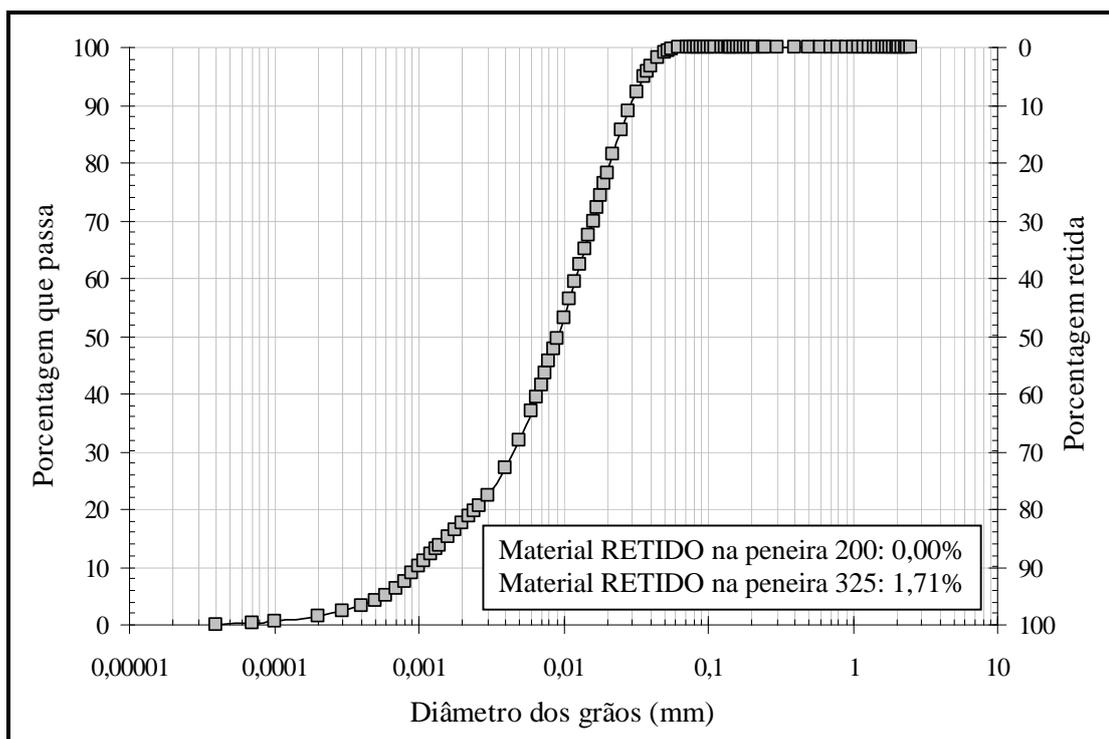


Figura 3.7: Distribuição granulométrica, determinada a laser, do cimento Portland CP\_V ARI.

### 3.5.3 Material Inerte

Com o objetivo de obter um controle granulométrico sobre as misturas realizadas para a moldagem dos corpos-de-prova, foi adotado um material inerte que tivesse a granulometria muito próxima à do cimento Portland adotado nesta pesquisa. O material escolhido foi a Areia de Osório, que se constitui em um material padrão nos estudos geotécnicos do PPGEC/UFRGS.

A areia possui características bem definidas, como granulometria e permeabilidade, além de ser inerte e de fácil obtenção. A areia apresenta uma granulometria bastante distinta do cimento e por isso teve que passar por uma moagem até ficar com o tamanho próximo ao do cimento, mais detalhes encontram-se no item 3.5.7.

Bedin (2009) e Gauer (2011) também utilizam a areia de Osório, porém para atingir uma granulometria siltosa. Bedin (2009) realizou ensaios de varredura por EDX, cujos resultados são apresentados na Tabela 3.9. Verifica-se que o material inerte é composto essencialmente de sílica.

Tabela 3.9: Resultados obtidos na verredura por EDX do material inerte (Bedin, 2009).

Elemento	% em peso
Al	6,60
Si	88,48
K	2,01
Ca	1,09
Fe	1,80
Total	100

### 3.5.4 Água

Para os ensaios de lixiviação em coluna e condutividade hidráulica será utilizada água destilada, tanto para a moldagem como também para o fluido percolante. Para os ensaios de resistência à compressão simples, durabilidade e demais ensaios de caracterização será utilizada a água disponível na rede pública de abastecimento.

### 3.5.5 Borra Oleosa Ácida

O contaminante utilizado nesta pesquisa é o resíduo borra oleosa ácida, oriundo de uma refinaria que realiza o re-processamento de óleos lubrificantes usados, utilizados em veículos automotores. O resíduo apresenta variabilidade quanto a sua composição devido às características da matéria prima utilizada e outros fatores inerentes ao processo de refino.

O óleo usado recebido na indústria sofre um pré-aquecimento, onde parte das frações leves e da água nele contido é removida. Após este processo, o óleo passa por um filtro de malha grossa para a remoção de partículas grosseiras e segue para a etapa de desidratação e craqueamento térmico para a remoção das frações leves e da água. O óleo desidratado é resfriado até uma temperatura de aproximadamente 40°C e é tratado com ácido sulfúrico concentrado (98%) em uma proporção que varia de 3% a 4% do volume de óleo utilizado no processo. O óleo tratado com ácido passa por um processo de decantação, aplicado para a separação das frações pesadas. Deste processo, ocorre a formação da borra oleosa ácida.

Segundo laudos de caracterização realizados em 2002 e 2004 a pedido da empresa, o contaminante foi classificado como resíduo classe I (perigoso), pois os resultados analíticos no estrato de solubilização apresentaram os teores cádmio, chumbo, cloretos, cobre, dureza, ferro, manganês, sulfatos e zinco acima dos limites máximos estabelecidos pela NBR 10.004 (2004). Nas Tabelas 3.10 e 3.11 são apresentados resumidamente os resultados das análises de laboratório da borra oleosa ácida através de ensaios de lixiviação, massa bruta e solubilização, respectivamente.

Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de lixiviação e massa bruta (laudos de caracterização, 2002 apud Silva, 2005).

Lixiviação			Massa Bruta		
Parâmetro	Resultados (mg/kg)	L. máx (mg/kg)	Parâmetro	Resultados (mg/kg)	L. máx (mg/kg)
Arsênio	ND	5,0	Arsênio	ND	1,0
Cádmio	0,142	0,5	Chumbo	6,4	(*)
Chumbo	0,296	5,0	Cianeto	1,03	1,0
Cromo Total	0,11	5,0	Cromo Hexavalente	2,15	100
Fluoretos	0,22	150,0	Fenol	ND	10
Mercúrio	0,04	0,1	Vanádio	ND	1,0
Selênio	ND	1,0	Selênio	ND	100

ND = Valor não detectado. (\*) limite para teor de chumbo: (1) composto orgânico – 100mg/kg; (2) compostos minerais: 1,00 mg/kg. Umidade da amostra: 4,0%. L. máx: NBR 10.004, 2004.

Tabela 3.11: Resultados dos ensaios de solubilização (laudos de caracterização, 2002 apud Silva, 2005).

Parâmetro	Resultados (mg/L)	L. máx (mg/L)	Parâmetro	Resultados (mg/L)	L. máx (mg/L)
Alumínio	0,1	0,2	Arsênio	0,03	0,05
Cádmio	0,034	0,005	Dureza	1.200,00	500,00
Chumbo	1,23	0,05	Ferro Total	7,8	0,3
Cloreto	1.750,00	250,00	Mercúrio	ND	0,001
Cobre	1,88	1,0	Manganês	0,4	0,1
Cromo Total	0,02	0,05	Selênio	0,01	0,01
Fenol	0,001	0,001	Sulfatos	12.680,00	400
Cianeto	0,08	0,1	Zinco	25,5	0,2

ND = Valor não detectado. L. máx: NBR 10.004, 2004.

A Borra oleosa ácida apresenta baixo pH devido principalmente à presença de ácido sulfúrico em sua composição. Quando entra em contato com a água subterrânea ou com a água proveniente das precipitações, pode liberar quantidades significativas de ácido sulfúrico, sais solúveis e outros produtos de sua composição. Na Figura 3.8 é possível observar a borra oleosa ácida que foi utilizada nesta pesquisa.



Figura 3.8: Resíduo borra oleosa ácida.

## 3.6 MÉTODOS UTILIZADOS

### 3.6.1 Análise petrográfica

A análise petrográfica da rocha avaliada nessa pesquisa foi realizada no Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Laboratório de Petrologia Sedimentar. Esta técnica de avaliação das rochas consiste em analisar, em microscópio óptico, através de lâminas delgadas (aproximadamente 30 $\mu$ m), os minerais que compõem a rocha, sua forma, textura e tamanho. Para a geração de imagens foi utilizada a estação de trabalho Petroledge, com microscópio petrográfico com equipamentos para fotomicrografia e para projeção de imagens microscópicas.

As lâminas delgadas foram preparadas no Laboratório de Geologia Isotópica, através do setor de laminação e preparação de rochas e minerais.

### 3.6.2 Análises de Fluorescência de Raios X

As análises de fluorescência de raios X das amostras de rocha e solo foram realizadas com o objetivo de determinar a composição dos elementos maiores, menores e traços destes materiais. Estes dados foram utilizados, principalmente, para a classificação da rocha.

Como descrito sucintamente por Rigo (2005), a fluorescência de raios X é um método de análise química em que uma amostra pulverizada e homogênea do material a ser analisado é comprimida e fundida com borato de sódio ou tetraborato de lítio sobre uma base de vidro. A amostra assim preparada é excitada de maneira que os elementos emitem uma radiação característica. Esta radiação é normalmente dispersa por difração através de cristais apropriados e o comprimento de onda diagnóstico de cada elemento é medido. A concentração de cada elemento é determinada através da comparação entre a intensidade do comprimento de onda diagnóstico medido e a intensidade do comprimento de onda diagnóstico de amostras padrão de composição conhecida.

As análises de fluorescência de raios X apresentadas nesta pesquisa foram feitas pelo Laboratório de Espectrometria de Fluorescência do Instituto de Geociências da UFRGS (rocha de Passo Fundo) e pelo Laboratório de Materiais Cerâmicos – LACER/UFRGS (rocha e solo de Erechim e solo de Passo Fundo). As amostras de rochas para as análises foram preparadas através de moagem em almofariz. As amostras de solos foram preparadas por

secagem ao ar, destorroamento e peneiramento do material na peneira com abertura de malha de 0,074 mm (#200).

### 3.6.3 Caracterização geotécnica

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos descritos pela NBR 6457 (ABNT, 1986). Os procedimentos utilizados na determinação das propriedades geotécnicas constituem práticas usuais em laboratórios de mecânica dos solos e encontram-se normalizados.

Nos itens seguintes apresentam-se as análises e métodos utilizados para caracterizar o solo utilizado nesta tese.

#### 3.6.3.1 Análise granulométrica

A realização de ensaios para caracterização da distribuição granulométrica de um solo constitui um procedimento básico e fundamental em qualquer estudo. A análise granulométrica dos solos desta pesquisa foi realizada por peneiramento e sedimentação, seguindo o procedimento proposto na NBR 7181 (ABNT, 1984). Como agente defloculante foi utilizada a solução de hexametáfosfato de sódio.

#### 3.6.3.2 Análise granulométrica a laser

Para caracterização do tamanho dos grãos do material inerte (areia de Osório moída) foi utilizado o equipamento CILAS 1180, equipamento analisador de tamanho de partículas a laser. O equipamento possui faixa analítica de 0,04 microns a 2500 microns, 64 detectores, 100 classificações de tamanhos de partículas, três emissores a laser e uma câmara para análise das partículas maiores.

#### 3.6.3.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg, também chamados de limites de consistência, constituem um indicativo da plasticidade da fração fina (silte e argila) dos solos. Em um solo, a plasticidade reflete a maneira como os finos se comportam na presença de água e está relacionada à quantidade de água absorvida e ao tipo e quantidade de finos, principalmente de argilominerais, presentes no solo.

Neste trabalho, a determinação dos limites de Atterberg do solo estudado foi feita de acordo com os procedimentos e recomendações das normas brasileiras NBR 6457 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização), NBR 6459 (Solo – Determinação do limite de liquidez) e NBR 7180 (Solo – Determinação do limite de plasticidade).

#### 3.6.3.4 Massa específica real dos grãos

A massa específica real dos grãos foi determinada conforme o procedimento proposto pela NBR 6508 (ABNT, 1984).

#### 3.6.4 Ensaios de caracterização química do solo

Para fins de análise química o solo utilizado nesta pesquisa foi enviado ao laboratório de Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, onde foram analisados os seguintes parâmetros: Alumínio (Al), Cádmio (Cd), Chumbo (Pb), Zinco (Zn), Níquel (Ni), Condutividade Elétrica (CE), Capacidade de Troca Catiônica (CTC), Potencial Redox (Eh), Potencial Hidrogeniônico (pH) e Material Orgânico (MO). Estes ensaios foram realizados para que pudéssemos ter as características naturais do solo para futuras comparações com os solos contaminados. A escolha destes parâmetros se deu devido à pesquisa realizada por Rojas (2007), a qual apontou alguns desses parâmetros como característicos do solo contaminado por Borra Oleosa Ácida.

#### 3.6.5 Análise de Difração de Raios X

A análise de difração de raios X da amostra de solo foi realizada com o objetivo de identificar a mineralogia da fração fina - silte e argila - do solo em estudo. Segundo Mitchell (1993), a difração de raios X é o método mais amplamente utilizado para o estudo da estrutura cristalina e para a identificação de minerais da fração fina dos solos. Esta técnica é particularmente apropriada para a identificação de argilominerais, pois cada grupo desses minerais possui espaçamento característico dos planos basais. No entanto, os minerais não-argilosos comumente presentes na fração fina dos solos também podem ser detectados através desta técnica.

As análises de difração de raios X apresentadas neste trabalho foram feitas no Laboratório de Materiais Cerâmicos – LACER, UFRGS. As amostras analisadas foram preparadas a partir de material secado ao ar, destorroado e peneirado na peneira de 0,074 mm (# 200).

### 3.6.6 Ensaio de compactação

Para a obtenção dos parâmetros de moldagem (peso específico máximo seco -  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  e umidade ótima -  $\omega_{\acute{o}tima}$ ) do solo natural e das misturas solo/cimento e solo/cimento/contaminante, foram realizados ensaios de compactação com energia Proctor normal, intermediária e modificada, segundo as normas NBR 7182 (ABNT, 1986) e NBR 12023 (ABNT, 1992). A preparação do solo para o ensaio de compactação foi realizada seguindo as considerações estipuladas pela NBR 6457 (ABNT, 1986).

### 3.6.7 Preparação do material inerte

Para que a areia obtivesse granulometria semelhante à de um cimento, foi utilizado um moinho de bolas do NORIE (Núcleo Orientador à Inovação na Edificação), com pesos por tamanho de bolas determinados na Tabela 3.12. A proporção de solo e de bolas é de 3:1, o limite de cada moinho é de aproximadamente 7,5Kg de solo + bolas. Utilizou-se a proporção de 1,8Kg de solo para 5,4Kg de bolas, em um total de 7,2Kg.

Tabela 3.12: Proporção de tamanho de bolas.

Diâmetro médio (cm)	Peso (Kg)
5,00	0,53
4,00	2,40
3,00	0,91
2,00	0,97
1,00	0,59
Total	5,40

Bedim (2008) adotou um tempo de 12 horas para conseguir que a areia tivesse granulometria próxima a de um silte. Para essa pesquisa adotamos tempos de 24, 28 e 36 horas. Após a moagem foram feitas análises granulométricas para cada tempo estipulado através do equipamento de granulometria a laser, CILAS, do Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER).

A Figura 3.9 apresenta o cilindro (moinho) e as bolas de alumina utilizadas para a moagem da areia de Osório.

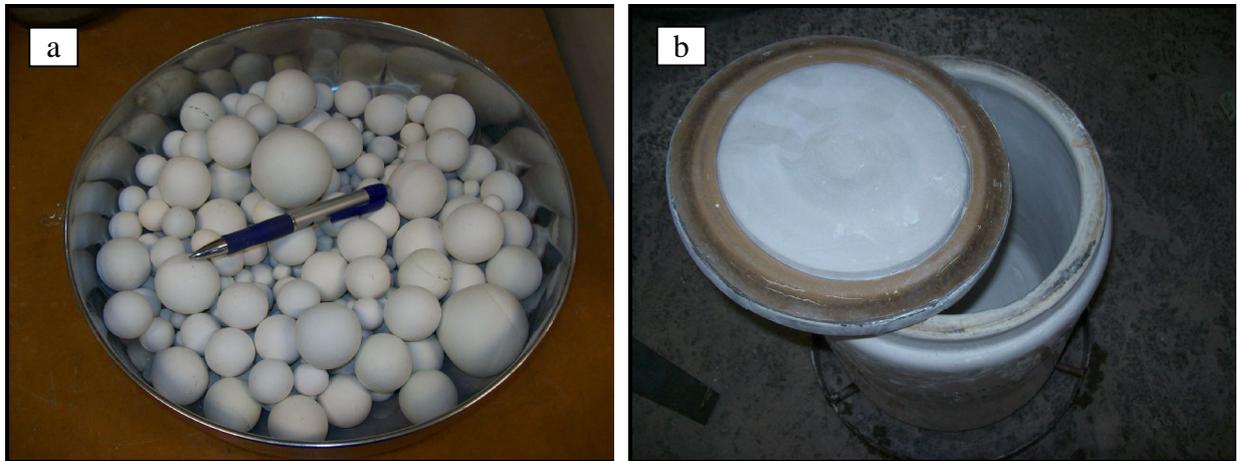


Figura 3.9: Bolas de alumina (a) e jarro com capacidade de 7,5Kg (b).

### 3.6.8 Preparação dos corpos-de-prova

Para os ensaios de resistência à compressão simples, condutividade hidráulica e lixiviação em coluna, foram compreendidas as seguintes etapas: mistura dos componentes, moldagem, acondicionamento e cura. Estas etapas estão apresentadas na Figura 3.10 e descritas detalhadamente nos próximos itens.

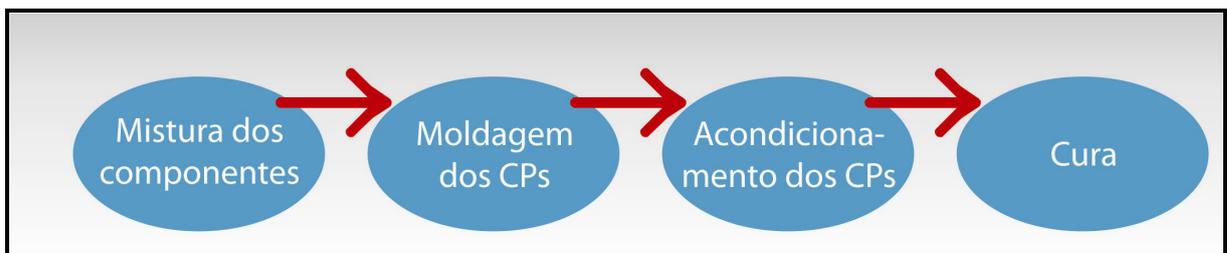


Figura 3.10: Etapas de preparação de corpos-de-prova.

#### 3.6.8.1 Mistura dos componentes

A mistura foi realizada pela seguinte ordem:

(solo + cimento + areia moída) + água (composto não contaminado)

[(solo + cimento + areia moída) + borra oleosa ácida] + água (composto contaminado)

No momento da adição do contaminante, cuidados foram tomados para que este não ficasse retido nas luvas ou recipiente de mistura, precauções também foram tomadas no sentido de se

evitar, ao máximo, a perda de umidade por evaporação. A mistura foi realizada manualmente em recipientes de aço inox e com auxílio de espátulas. Todos os materiais foram pesados com resolução de 0,01 gf.

Quando utilizado o solo contaminado foram tomadas algumas precauções, tais como: utilização de luvas especiais, máscara e proteção visual.

### 3.6.8.2 Moldagem

Para os corpos-de-prova destinados aos ensaios de resistência à compressão simples, condutividade hidráulica e durabilidade, as amostras foram compactadas em três camadas estáticas no interior de um molde metálico tri-partido devidamente lubrificado, de 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro, conforme a Figura 3.11 (a). Foram aceitos os corpos-de-prova com  $10,0 \pm 0,2$  cm de altura e  $5,0 \pm 0,2$  cm de diâmetro.

Para os corpos-de-prova preparados para ensaios de lixiviação em coluna, as amostras foram compactadas estaticamente em cinco camadas no interior de um molde metálico de aço inox de 10,0 cm de diâmetro e 15,0 cm de altura, conforme a Figura 3.11 (b).

O controle da densidade dos corpos-de-prova foi realizado monitorando-se a altura e o peso de cada camada. Ao final desta etapa uma amostra de material foi retirada para o controle da umidade.

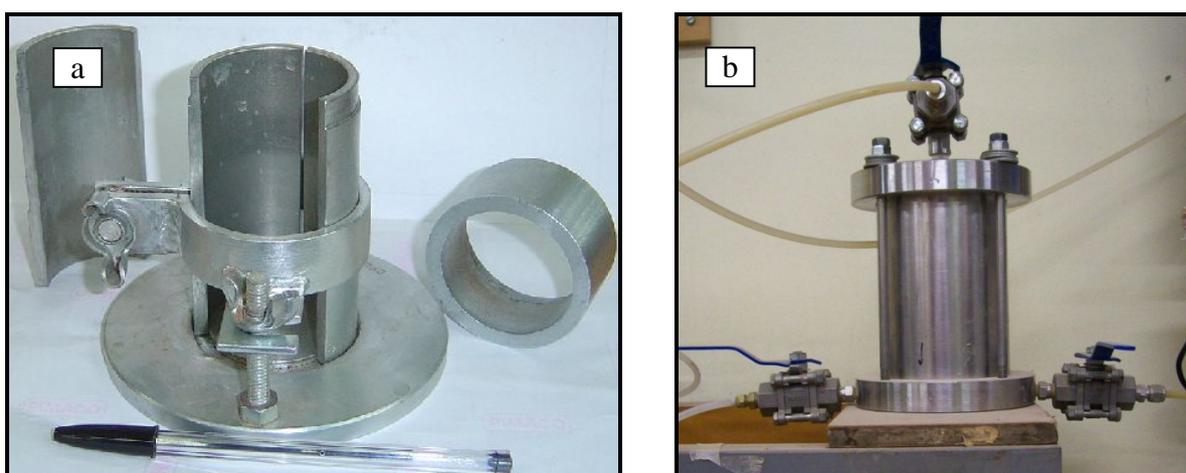


Figura 3.11: (a) Molde tri-partido e (b) molde cilíndrico utilizado para a moldagem dos ensaios de lixiviação em coluna.

Devido a dificuldade de desmoldagem, quebra do corpo-de-prova em desmoldagem manual, foi elaborado um equipamento para retirada das amostras com a maior integridade e facilidade

possível. A Figura 3.12 apresenta o equipamento de desmoldagem, utilizado para ensaios de resistência a compressão simples, condutividade hidráulica e lixiviação em coluna. A vantagem do equipamento é que era possível desmoldar qualquer tamanho de amostra.

#### 3.6.8.3 Acondicionamento

Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova foi imediatamente extraído do molde, seu peso e medidas devidamente anotados, com resolução de 0,01gf e 0,1mm, respectivamente, e acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade. Para os ensaios de lixiviação, o conjunto cilindro/mistura foi acondicionado em saco plástico e vedado.

#### 3.6.8.4 Cura

A cura dos corpos-de-prova foi de sete dias para os ensaios de resistência à compressão simples, condutividade hidráulica e lixiviação em coluna.



Figura 3.12: Equipamento para desmoldar corpos-de-prova.

### 3.6.9 Ensaios de resistência à compressão simples

Os ensaios de resistência à compressão simples seguiram os procedimentos das normas NBR 12770 (ABNT, 1992) e NBR 12025 (ABNT, 1990). As amostras de solo/cimento e solo/cimento/contaminante foram moldadas em triplicata para cada dosagem.

Antes do rompimento, os corpos-de-prova foram imersos em água por um período de 24 horas, visando aproximar-se à condição de saturação. Para estes ensaios foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 100 kN, com anel dinamométrico calibrado com capacidade de 50 kN, conforme apresenta a Figura 3.13. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14 mm por minuto. Os procedimentos dos ensaios de compressão simples seguiram a norma americana ASTM D 5102/96.



Figura 3.13: Prensa automática para rompimento dos corpos-de-prova.

A Figura 3.14 apresenta um corpo-de-prova moldado para ensaios de resistência a compressão simples.

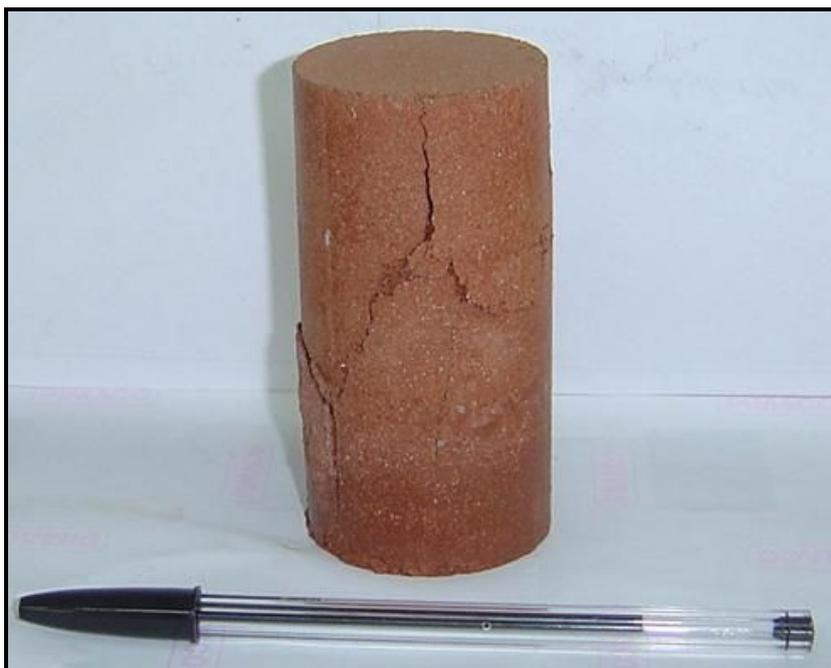


Figura 3.14: Corpos-de-prova rompido.

#### 3.6.9.1 Fluxo de Produção

Visando uma melhor compreensão da metodologia de obtenção de resultados deste trabalho, foi efetuada uma descrição do fluxo de produção dos corpos-de-prova destinados aos ensaios de resistência à compressão simples. Esta descrição está apresentada na Figura 3.15.

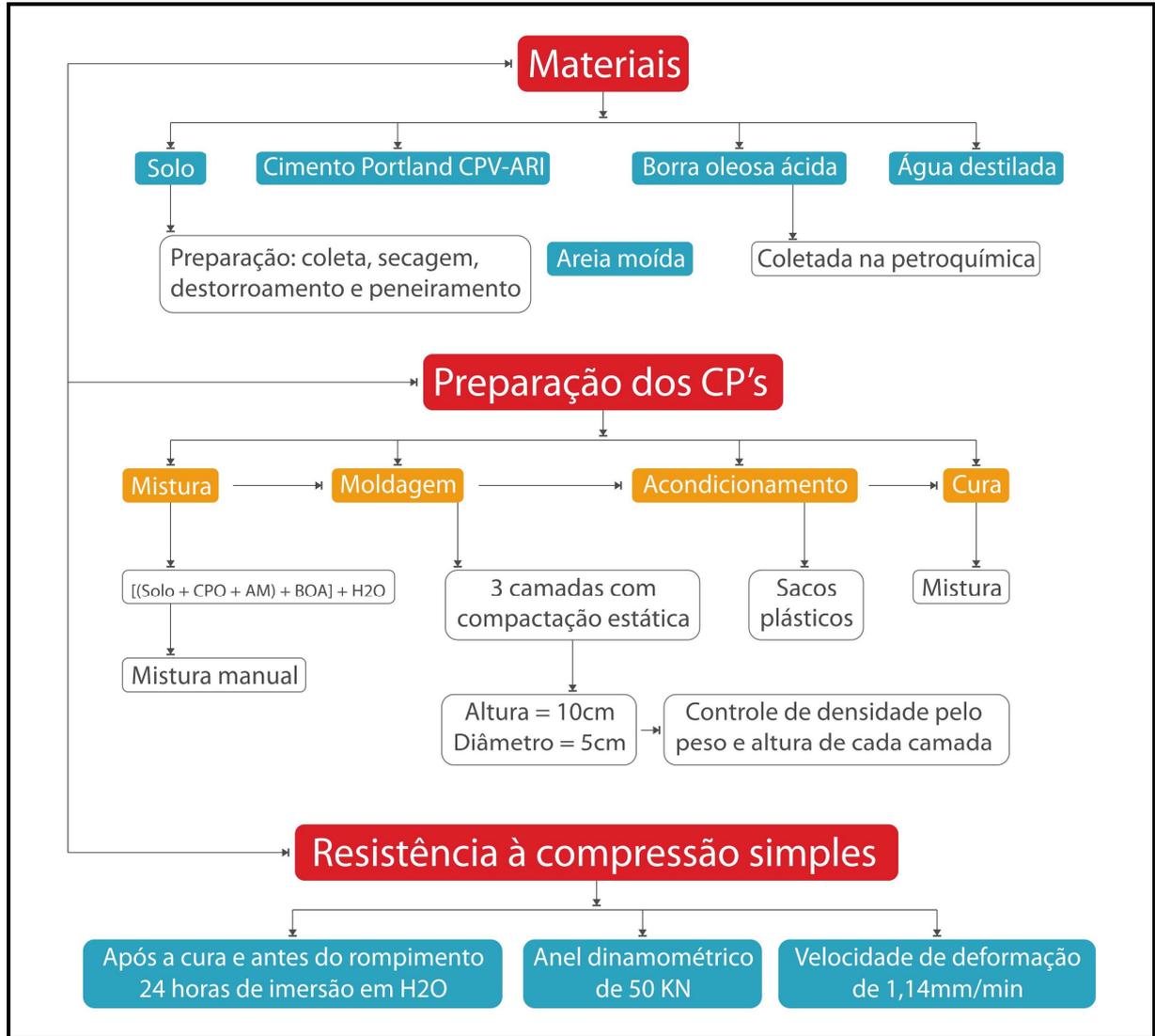


Figura 3.15: Fluxograma de produção dos corpos-de-prova (CP's) para ensaios de resistência à compressão simples.

### 3.6.10 Ensaios de condutividade hidráulica

Os ensaios de determinação do coeficiente de condutividade hidráulica, segundo a ASTM D 5084 (1990), foram realizados no equipamento permeâmetro de parede flexível, ilustrado pela Figura 3.16 e descrito por Cruz (2004).

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados pelas seguintes etapas: instalação, percolação, saturação, adensamento e medição da condutividade hidráulica. As etapas são descritas detalhadamente e individualmente nos itens a seguir.

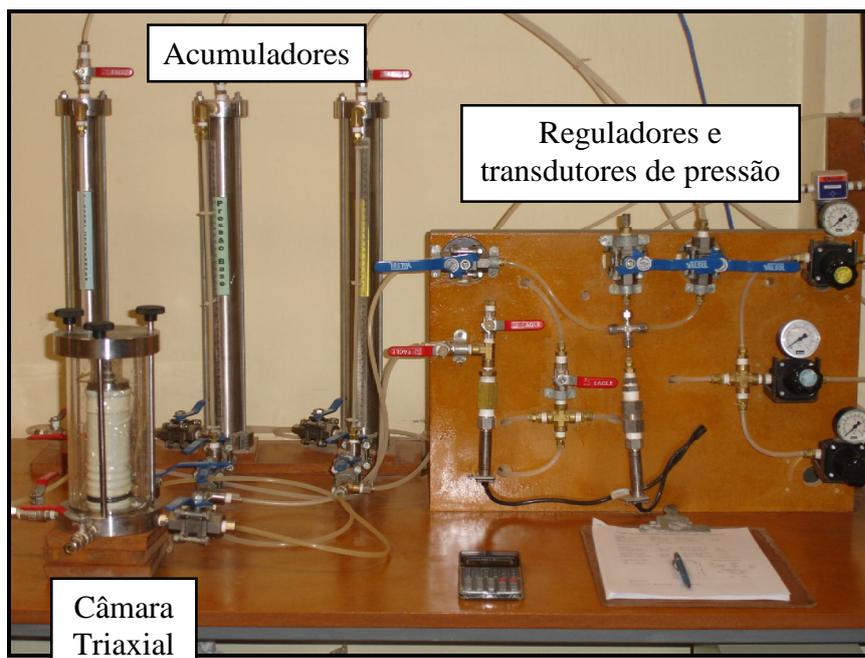


Figura 3.16: Equipamento permeâmetro de parede flexível – ENVIRONGEO/UFRGS.

#### 3.6.10.1 Instalação

Após a moldagem e cura, o corpo-de-prova foi instalado na câmara do permeâmetro de parede flexível sobre o pedestal, com as pedras porosas convencionais. Para evitar o contato do solo contaminado com a membrana de látex, o corpo-de-prova foi envolto por filme de PVC e logo encamisado pela membrana, que posteriormente foi fixada por anéis de vedação nas extremidades. Após o acondicionamento do corpo-de-prova e a conferência da selagem da câmara, a mesma foi completada de água, evitando as bolhas de ar.

#### 3.6.10.2 Percolação

Esta fase visa à eliminação de bolhas de ar na amostra, facilitando a saturação do corpo-de-prova. O procedimento iniciou-se com a aplicação de uma contra pressão (altura de coluna de água disponível para percolação) e uma tensão de confinamento na amostra, de modo que a tensão efetiva ficasse em aproximadamente 10 kPa. A base estava conectada ao reservatório de água e o topo à pressão ambiente para que houvesse fluxo. Esta etapa durou até que tivesse sido percolado 2 vezes o volume de vazios da amostra, aproximadamente 24 horas, ou até que não fossem mais percebidas bolhas de ar saindo da amostra.

### 3.6.10.3 Saturação

A saturação consistiu-se na aplicação de incrementos de tensão de 50 kPa na tensão confinante e na contra pressão, mantendo-se a tensão efetiva constante em aproximadamente 20 kPa. O novo incremento era aplicado somente depois que a contra pressão aplicada no topo da amostra atingiu a base do corpo-de-prova. A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B de Skempton (1954), medido nos dois últimos níveis de tensões possíveis, limitado pela contra pressão máxima utilizada.

### 3.6.10.4 Adensamento

Mediu-se a variação volumétrica do corpo-de-prova quando aplicada a tensão efetiva média de 100 kPa, conforme ASTM D 5084 (1990). Essa se constituiu em aplicar um incremento de tensão confinante desejado deixando a drenagem aberta, verificando-se assim o volume de água que saía da amostra, até atingir a estabilidade de volume.

### 3.6.10.5 Medição da condutividade hidráulica

Os ensaios para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica foram realizados com gradiente hidráulico constante de aproximadamente 10, sendo que foi admitida uma diferença máxima de 5% na medição da tensão de topo e base, conforme ASTM D 5084 (1990). O gradiente hidráulico foi aplicado no corpo-de-prova através do incremento de tensão no topo da amostra e da diminuição, de mesma magnitude (carga hidráulica - h), em sua base, registrada pelos transdutores eletrônicos de pressão. Baseando-se na medição do volume de água que entrava e que saía da amostra (vazão - Q), através de tubos graduados conectados aos acumuladores de entrada e saída de água e o tempo total de ensaio, calculou-se o coeficiente de condutividade hidráulica, de acordo com a lei de Darcy, utilizando a seguinte equação:

$$k = \frac{L \times Q}{A \times t \times h} \quad (02)$$

Sendo,

- K = Condutividade hidráulica (m/s);
- Q = Vazão de água passante pela amostra (m<sup>3</sup>)

- A = Área transversal da amostra (m<sup>2</sup>) – constante do corpo-de-prova  
 L = Comprimento da amostra (m) – constante do corpo-de-prova;  
 h = Carga Hidráulica (m);  
 t = Duração do ensaio (s).

No final do ensaio efetuou-se a correção da condutividade hidráulica segundo a viscosidade e temperatura da água, sabendo-se que a viscosidade da água a 20°C é igual a 1,0.

### 3.6.10.6 Fluxo de Produção

A Figura 3.17 apresenta a descrição do fluxo de produção dos corpos-de-prova destinados aos ensaios de condutividade hidráulica até a obtenção do resultado.

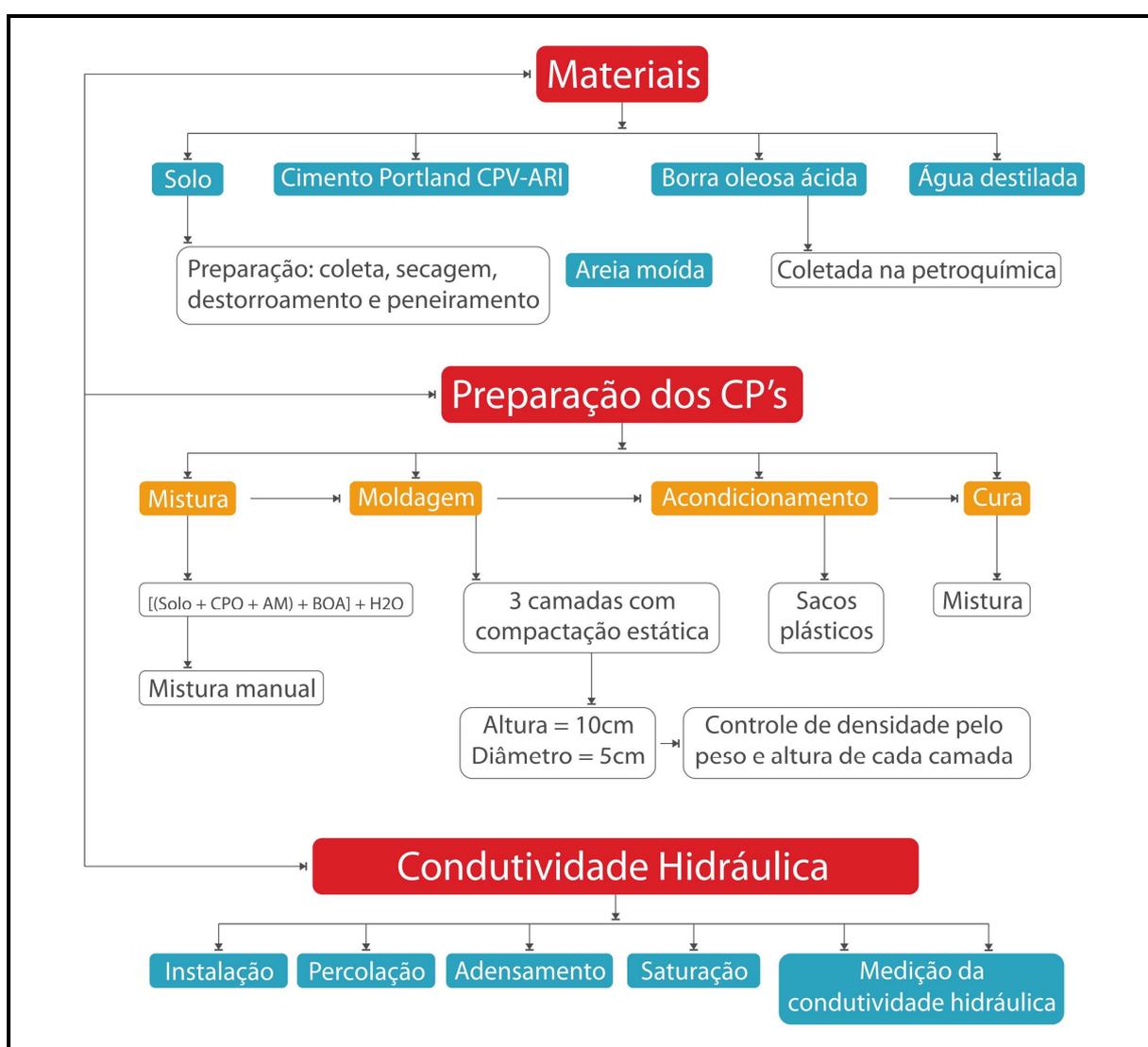


Figura 3.17: Fluxograma de produção dos corpos-de-prova (CP's) para ensaios de condutividade hidráulica.

### 3.6.11 Ensaios de lixiviação em coluna

Os ensaios de lixiviação em coluna se basearam basicamente nos procedimentos descritos pela ASTM D 8474 (1995). O equipamento utilizado nesta pesquisa, descrito por Knop (2003), está apresentado pela Figura 3.18.

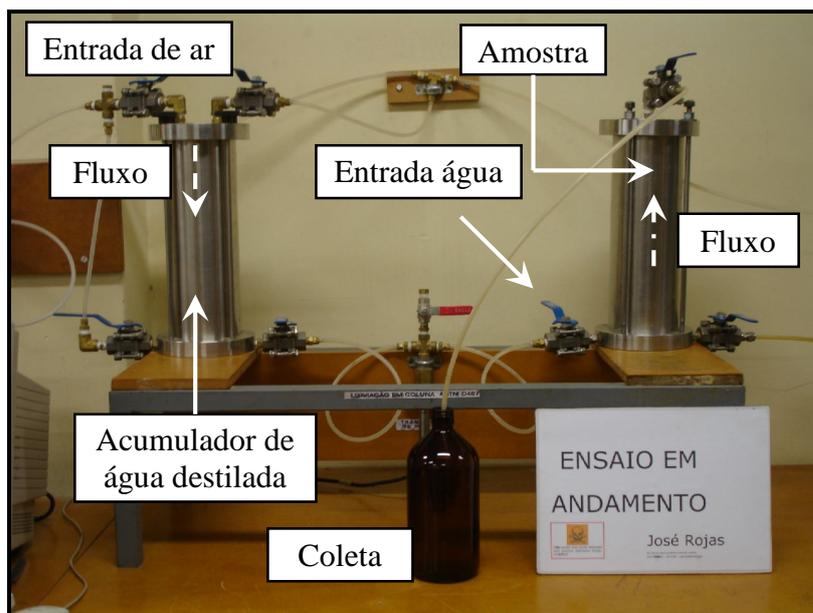


Figura 3.18: Equipamento de lixiviação em coluna – ENVIRNGEO/UFRGS.

Após a cura, antes do início do ensaio, as pedras porosas de material acrílico, conforme ilustra a Figura 3.19, previamente saturadas, foram colocadas junto aos discos de topo e base, seguindo a colocação do papel filtro. O sistema foi fixado através de quatro hastes, as quais fixam as extremidades do aparelho com o cilindro.

Segundo a norma ASTM D 8474 (1995), a pressão aplicada deve ser tal a ponto de se obter um valor de líquido lixiviado de um a oito vezes o volume de vazios da amostra ensaiada.

Para garantir a saturação da pedra porosa inferior, as válvulas de entrada e de saída da extremidade inferior do cilindro com o solo compactado eram abertas, de modo a garantir fluxo horizontal pelo interior da pedra porosa, eliminando eventuais bolhas de ar. Com o fechamento da válvula de saída da extremidade inferior e a abertura da válvula superior, se iniciava a percolação ascendente na amostra.



Figura 3.19: Pedras porosas confeccionadas de material acrílico (inerte).

O material lixiviado foi coletado através de uma tubulação de nylon que liga a extremidade superior do cilindro ao frasco de coleta. Os frascos contendo o lixiviado, cedidos pelo laboratório contratado, eram de cor escura ou opaca, previamente identificados. Durante os ensaios os frascos permaneceram dispostos dentro de uma caixa térmica. Ao término da coleta as amostras eram armazenadas sob refrigeração de  $\pm 4^{\circ}\text{C}$ , com os devidos conservantes, sendo que antes do acondicionamento foi realizada a medida do pH. Todos os dados referentes a cada ensaio foram registrados em planilhas auxiliares.

O equipamento, após o término dos ensaios, era desmontado por completo, passando por uma rigorosa limpeza, principalmente as pedras porosas. Os tubos de nylon foram retirados e substituídos para que os já utilizados passassem por limpeza.

#### 3.6.11.1 Análises químicas e físicas do lixiviado

A água destilada percolada e coletada nos ensaios de lixiviação em coluna foi analisada quimicamente no laboratório contratado, Química Pura Análise e Consultoria LTDA, seguindo metodologias preconizadas pelo “Standard methods for the examination of water and wastewater – 20Th Edition – 1998”, adotadas no Brasil pelos principais órgãos estaduais de controle ambiental (FEPAM, CETESB, etc.) e segundo a RESOLUÇÃO CONAMA nº 20 (1986).

Os parâmetros de análises foram definidos através dos ensaios de lixiviação, solubilização e massa bruta realizados na borra oleosa ácida em 2004 (SILVA, 2005), assim como também através de ensaios de lixiviação em coluna apresentados por Rojas (2008b). Estas análises apontam uma grande variedade de parâmetros poluentes. Com o intuito de verificar a eficiência da aplicação de cimento para o tratamento do solo contaminado, foram adotados alguns parâmetros para a análise, baseando-se nas pesquisas dos autores citados. A Tabela 3.13 apresenta os parâmetros adotados e suas respectivas metodologias, unidades e limites de detecção.

Tabela 3.13: Parâmetros e metodologias analisadas no lixiviado.

Parâmetro	Metodologia	Unidade	Limite de Detecção
Alumínio	Absorção atômica	mg/L	0,08
Cádmio	Absorção atômica	mg/L	0,002
Chumbo	Absorção atômica	mg/L	0,02
Níquel	Absorção atômica	mg/L	0,002
Zinco	Absorção atômica	mg/L	0,02
DBO	Winkler	mg O <sub>2</sub> /L	1,0
DQO	Refluxo Aberto	mg O <sub>2</sub> /L	5,0
Eh	Eletrometria	mV	----
pH	pHmetro	----	0 - 14
Condutividade Elétrica	Célula Pt	mS/cm	0,01
Sólidos Suspensos	Gravimétrico	mg/L	10

O potencial de hidrogênio (pH) foi determinado no Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental – ENVIRONGEO da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS utilizando um pHmetro do tipo marte MB10.

#### 3.6.11.2 Fluxo de Produção

A Figura 3.20 apresenta a descrição do fluxo de produção dos corpos-de-prova destinados a ensaios de lixiviação em coluna até a obtenção do resultado.

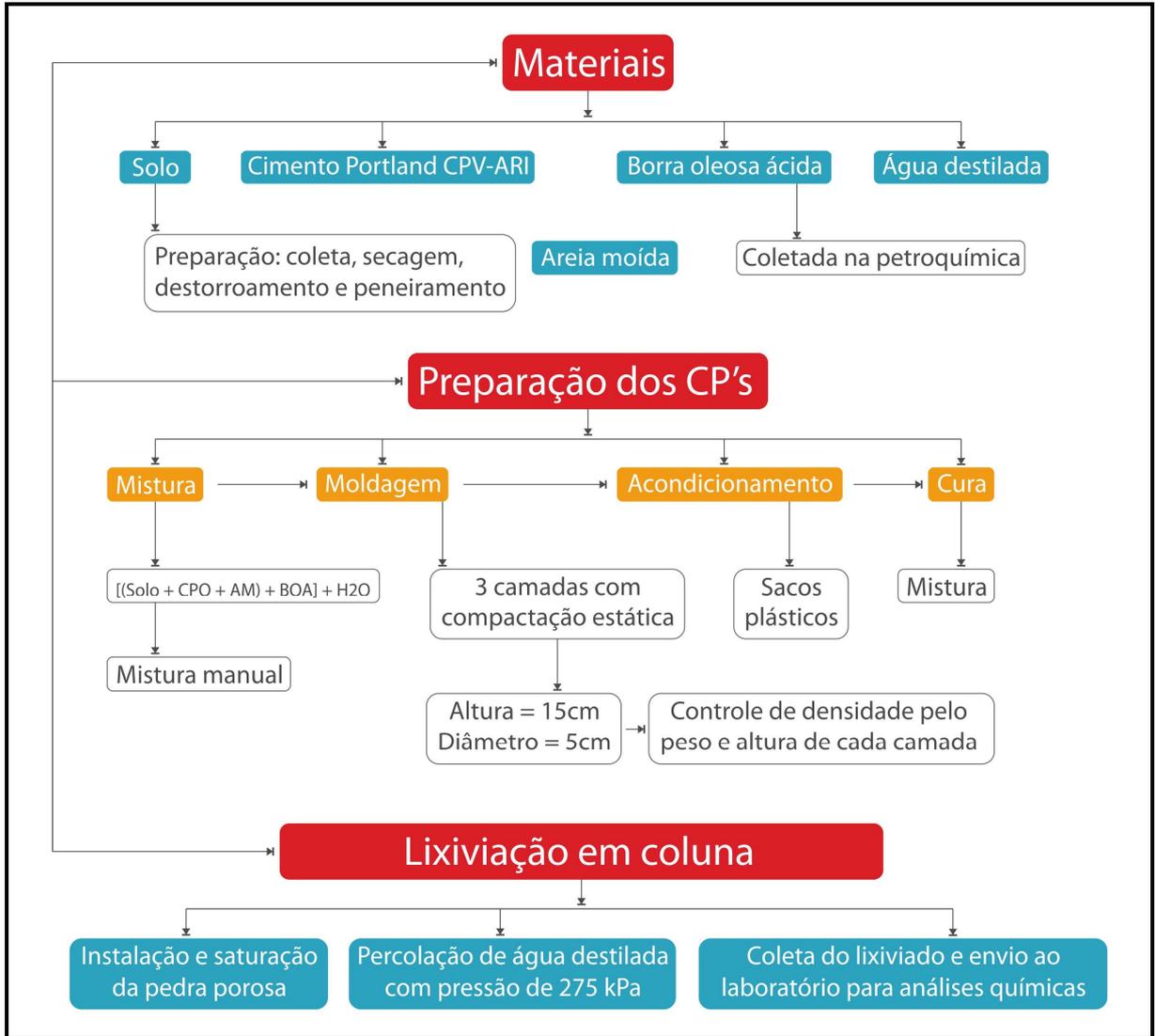


Figura 3.20: Fluxograma de produção dos corpos-de-prova (CP's) para ensaios de lixiviação em coluna.

### 3.6.12 Medidas de Sucção

Como todos os corpos-de-prova do programa de ensaios, no referente ao teor de umidade de moldagem, encontravam-se na condição não-saturada, um determinado nível de sucção esteve presente. As medidas de sucção neste trabalho tiveram o objetivo de verificar qual sua magnitude e se esta apresentava variação significativa entre os corpos-de-prova.

A sucção medida foi a matricial, ou seja, a proveniente das forças capilares existentes no interior da amostra.

Utilizou-se para a medição da sucção matricial, a técnica do papel filtro. O método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso, com deficiência

de umidade, é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor. O papel passa a absorver certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro (curva de calibração) pode-se obter a sucção do solo a partir da curva de calibração (MARINHO, 1995).

Esta técnica foi escolhida por ser uma técnica simples e de baixo custo. Ela fornece resultados plenamente satisfatórios desde que se tenha extremo cuidado nos procedimentos utilizados. Foi utilizado o papel filtro da marca Whatman N° 42 e equações de calibração apresentadas por Chandler et al. (1992) e recomendadas por Marinho (1995).

Os procedimentos adotados para a medição da sucção matricial foram os mesmos que os utilizados por Feuerharmel (2003), Foppa (2005), Lopes Junior (2007), Cruz (2008), Dalla Rosa (2009) e Lopes Junior (2011) e são descritos a seguir.

Após a realização do ensaio de compressão simples, com o auxílio de uma espátula, uma pequena amostra cilíndrica, de aproximadamente 5 cm de diâmetro por 2,5 cm de altura, foi obtida do corpo-de-prova rompido. Além da amostra para sucção, através de raspagem da parte central do corpo-de-prova ensaiado, retirou-se uma amostra para determinação do teor de umidade.

Dois pedaços de papel filtro, com área de aproximadamente 2cm<sup>2</sup>, foram colocados na parte superior da amostra, conforme Figura 3.21, sem sobreposição dos mesmos. O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa, na condição seco ao ar. O manuseio do papel filtro durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. Após, cada conjunto (papel filtro + amostra) foi protegido por filme plástico de PVC e embalado em um saco plástico selado, garantindo que o fluxo ocorresse somente entre o solo e o papel, sem interferência do ambiente externo.

As amostras previamente embrulhadas e identificadas foram então colocadas em uma caixa de isopor com tampa por um período de sete dias, tempo necessário para que o equilíbrio de sucção entre o solo e o papel filtro fosse alcançado. Depois de alcançado o equilíbrio, os papéis filtro foram removidos rapidamente da amostra e colocados em recipientes plásticos numerados e com tampa. Essa operação foi realizada em um intervalo de 3 a 5 segundos. O peso dos dois conjuntos (papel filtro úmido + recipiente) foi determinado usando uma balança com resolução de 0,0001g.



Figura 3.21: corpo-de-prova para ensaio de sucção matricial.

Depois de obtido o peso úmido de cada conjunto, os papéis foram retirados dos recipientes, colocados em tampas de cápsula (previamente identificadas com a mesma numeração do recipiente) e levados a uma estufa a 60° C durante 48 horas. Após a secagem, cada papel filtro foi retirado da estufa e rapidamente recolocado no mesmo recipiente utilizado para obtenção do peso úmido. Determinou-se então o peso seco de cada conjunto. Após a obtenção do peso seco, os papéis filtro foram descartados e os recipientes pesados. Através desses dados, o teor de umidade de cada papel filtro foi calculado. Com o teor de umidade e a correspondente equação de calibração, obteve-se a sucção no papel filtro, e a média dos dois valores foi considerada igual à sucção existente na amostra.

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo estão apresentados os resultados e análises dos ensaios estabelecidos no programa experimental. Os resultados desta pesquisa estão apresentados de forma dividida para cada tipo de ensaio, sendo que foram realizados ensaios para amostras de solo natural com cimento e solo contaminado estabilizado cimento, para diferentes densidades e umidades de moldagem. Na seqüência está simplificado o capítulo dos resultados e análises realizados.

- Na primeira parte (item 4.1) encontra-se a caracterização e classificação do material inerte, na seqüência a caracterização e classificação da rocha para a correta definição de origem do solo, e por fim a caracterização e classificação do material chave e alvo da pesquisa, o solo de Passo Fundo – RS, identificando conjuntamente os pontos de moldagem (densidade e umidade) dos corpos de prova.
- Dando seguimento ao capítulo, a segunda parte (item 4.2), apresenta os resultados e análises dos ensaios relativos ao comportamento mecânico e suas respectivas análises, tendo em vista os objetivos propostos para esta pesquisa.
- Na terceira parte, (item 4.3) estão apresentados os resultados e análises do comportamento hidráulico, medido a partir de ensaios de condutividade hidráulica.
- Na quarta parte do capítulo (item 4.4), estão apresentados os resultados e análises do comportamento químico das amostras de solos cimentadas e contaminadas, onde as análises foram realizadas através do ensaio de lixiviação em coluna juntamente com as análises químicas e físico-químicas do lixiviado.

## 4.1 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS

### 4.1.1 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL INERTE

A caracterização do material inerte foi realizada de duas formas; a primeira consistiu em uma análise granulométrica a laser utilizando o equipamento CILAS 1180; essa primeira etapa foi realizada devido ao tempo de análise, pois o equipamento permite análise em poucos minutos. Após constatarmos uma granulometria muito próxima a do cimento utilizado nesta pesquisa, foi realizada uma análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, seguindo as considerações descritas pela NBR 7181 (ABNT, 1984).

#### 4.1.1.1 Análise granulométrica

A Figura 4.1 apresenta a curva granulométrica da areia antes da moagem, após a moagem e também a curva granulométrica do cimento. Como pode ser visualizado o material moído com tempo de 24 horas constitui-se de granulometria muito próxima a do cimento, porém outros dados foram levados em conta para a definição do tempo de moagem.

Os dados que foram levados em conta são: o diâmetro médio das partículas ( $\phi_{\text{médio}}$ ), o diâmetro em 90% do material  $D_{90}$  ( $\phi_{90\%}$ ), o diâmetro em 50% do material  $D_{50}$  ( $\phi_{50\%}$ ) e o diâmetro em 10% do material  $D_{10}$  ( $\phi_{10\%}$ ).

A Tabela 4.1 apresenta os dados referentes à distribuição granulométrica da areia moída para 24 horas e 28 horas, areia natural de Osório e cimento.

Tabela 4.1: Distribuição granulométrica do material inerte moído.

Material Diâmetro	Areia Osório (natural)	Areia moída (24 horas)	Areia moída (28 horas)	Cimento
$\phi_{\text{médio}}$ (mm)	0,20052	0,01443	0,01234	0,01253
$\phi_{90\%}$ (mm)	0,31582	0,03880	0,03346	0,02933
$\phi_{50\%}$ (mm)	0,19454	0,00791	0,00665	0,00910
$\phi_{10\%}$ (mm)	0,10030	0,00095	0,00095	0,00099

Conforme os dados apresentado na Tabela 4.1 e Figura 4.1 foi estabelecido um tempo de moagem de 28 horas, devido à proximidade da curva granulométrica com a curva de

referencia, no caso a do cimento, e as similaridades quantos aos diâmetros nas quatro condições apresentadas.

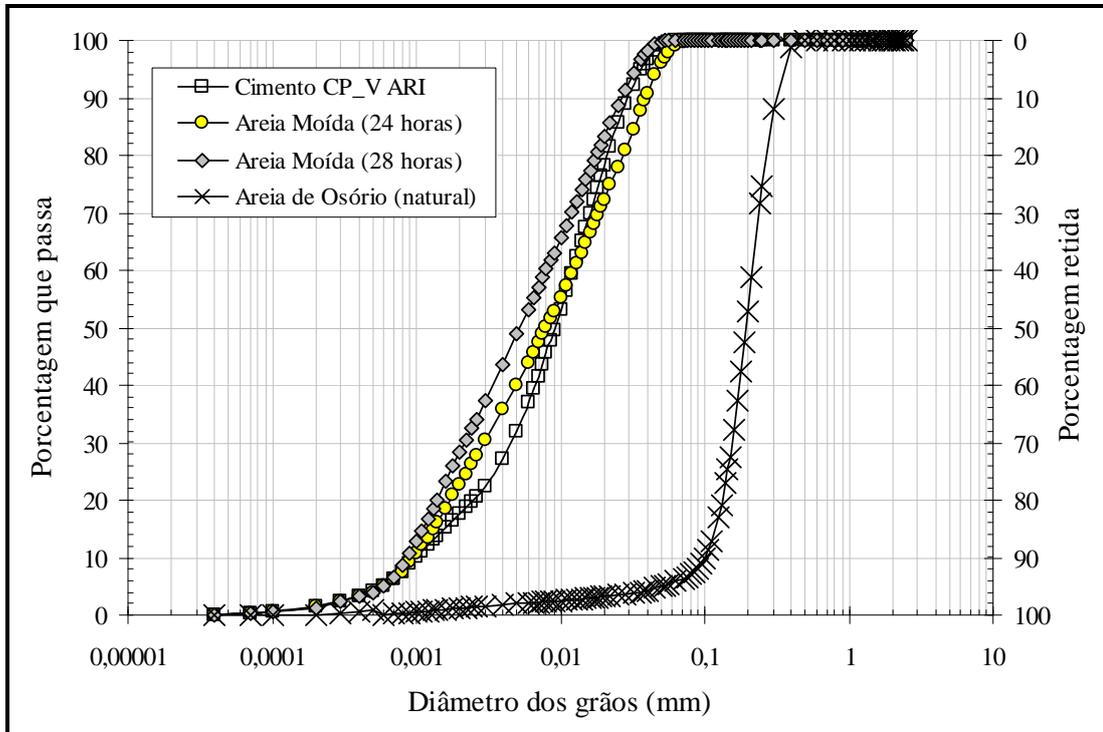


Figura 4.1: Granulometria do cimento, areia moída para diferentes horas e areia natural de Osório.

A Figura 4.2 ilustra a areia de Osório em seu estado natural e após 28 horas de moagem. É possível perceber a mudança visual de coloração, como também, a mudança da textura, perceptível através do tato.



Figura 4.2: Areia de Osório (a) e areia de Osório moída (b) - 24 horas.

#### 4.1.2 Caracterização da Rocha

Neste item apresenta-se a caracterização da rocha obtida no município de Passo Fundo. Quanto à rocha de Passo Fundo, Marcondes (2008), através do Laudo 107-20/06/2007 do Laboratório de Geoquímica, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, analisou 6 diferentes rochas de diferentes jazidas no município de Passo Fundo e detectou através de fluorescência de raios X que as rochas de Passo Fundo apresentam em média 68% de óxidos de silício em sua composição química, característico de rochas ácidas. A caracterização da Rocha de Passo Fundo envolveu as seguintes análises: fluorescência de raios X, classificação da rocha, preparação de lâminas delgadas e polimento e aspectos microscópicos através de análise petrográfica.

##### 4.1.2.1 Coleta de material

Para a caracterização da rocha foi extraída uma amostra de dentro da jazida, conforme Figura 4.3. A amostra de rocha encontrava-se a uma profundidade de aproximadamente 20 metros em relação ao topo do maciço rochoso, ou seja, a parte mais profunda de extração da jazida.



Figura 4.3: Local de coleta da rocha.

##### 4.1.2.2 Fluorescência de Raios X

A partir da amostra coletada foram realizadas análises de composição química para elementos maiores determinado por espectrometria de fluorescência de raios-X. As análises foram

realizadas no Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Estes resultados estão apresentados pela Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Propriedades químicas da rocha PF.

Óxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	70,52%
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	13,28%
Óxido de titânio (TiO <sub>2</sub> )	0,97%
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	6,49%
Óxido de manganês (MnO)	0,10%
Óxido de magnésio (MgO)	0,84%
Óxido de cálcio (CaO)	2,28%
Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	1,97%
Óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	3,99%
Óxido de fósforo (P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> )	0,21%
Perda ao Fogo	0,67%

A partir dos resultados de fluorescências de raios X foram plotados os resultados no diagrama binário SiO<sub>2</sub> x Na<sub>2</sub>O + K<sub>2</sub>O para obtenção das classificações de Cox, Bell e Pankhurst (1979) e TAS (LEBAS & STRECKEISEN, 1991). As Figuras 4.4 e 4.5 apresentam os diagramas.

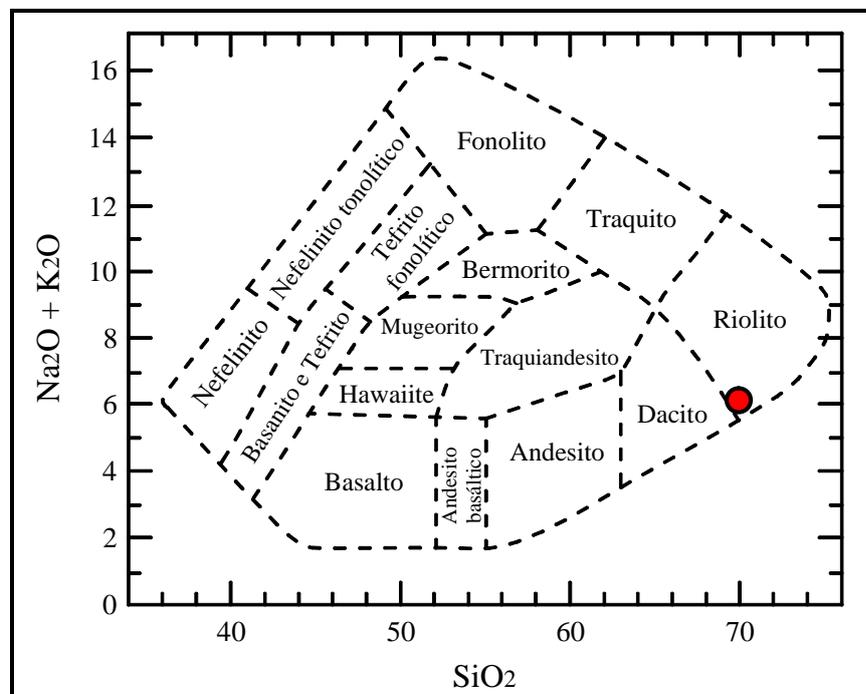


Figura 4.4: Diagrama Binário para classificação do tipo de rocha. (Cox, Bell e Pankhurst; 1979).

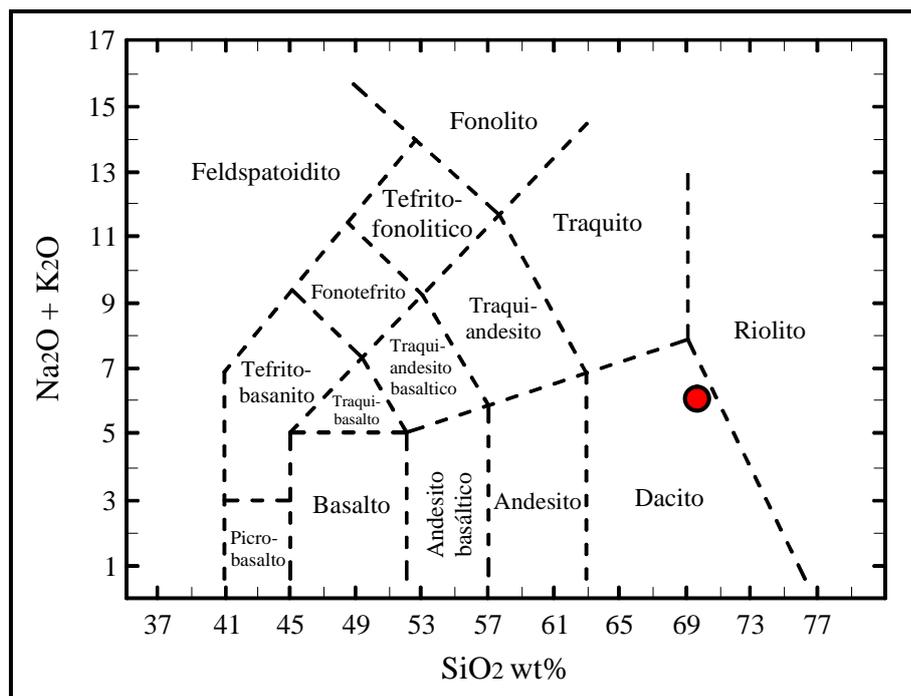


Figura 4.5: Diagrama Binário para classificação do tipo de rocha. (Lebas & Streckeisen, 1991).

A plotagem do resultado da fluorescência de amostra de rocha no diagrama binário  $\text{SiO}_2$  x  $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$ , segundo as classificações de Cox, Bell & Pankhurst (1979) e TAS (LE BAS & STRECKEISEN, 1991), indicam que a rocha corresponde a um riolodacito (riolito/dacito).

#### 4.1.2.3 Análise Petrográfica

As rochas ígneas vulcânicas se formam pelo extravasamento do magma sob pressão na superfície terrestre ou nas suas proximidades, o qual resfria e cristaliza rapidamente, levando à formação de rochas bastante compactas, com cristais muito finos.

O riolito e o dacito são alguns dos exemplos mais comuns de rochas ígneas vulcânicas. Constituídos basicamente por quartzo e feldspatos (plagioclásios e feldspatos alcalinos), os riolitos são equivalentes vulcânicas dos granitos, pois possuem os mesmos minerais. Além disso, muitas vezes o quartzo presente se forma a partir de mesóstases vítreas oriundas do processo de formação da rocha, conhecida como vidro vulcânico. Os dacitos são rochas vulcânicas ácidas, com 63% a 68% de  $\text{SiO}_2$ , plagioclásio oligoclásico a andesina predominante nos feldspatos, frequentemente porfirítica com feldspato e/ou piroxênio/anfibólio associados como fenocristais e na matriz.

A partir das microfotografias, tiradas da lâmina delgada polida, apresentada pela Figura 4.6, pode-se realizar uma análise visual e assim apontar as principais propriedades petrográficas da rocha PF.



Figura 4.6: Lamina delgada utilizada para microfotografias.

A Figura 4.7 apresenta a microfotografia com luz polarizada cruzada e nicois cruzados (LPX), realizada para a rocha PF. A partir dessa imagem é possível observar os principais minerais constituintes do riódacito (rocha PF), além disso, é possível constatar que a textura da rocha ígnea caracteriza-se por ser glomeroporfírica, apresentando fenocristais agrupados no meio da matriz mais fina. Plagioclásio (Pl) e piroxênio (P) em matriz recristalizada com quartzo (Q) feldspatos (Fal).

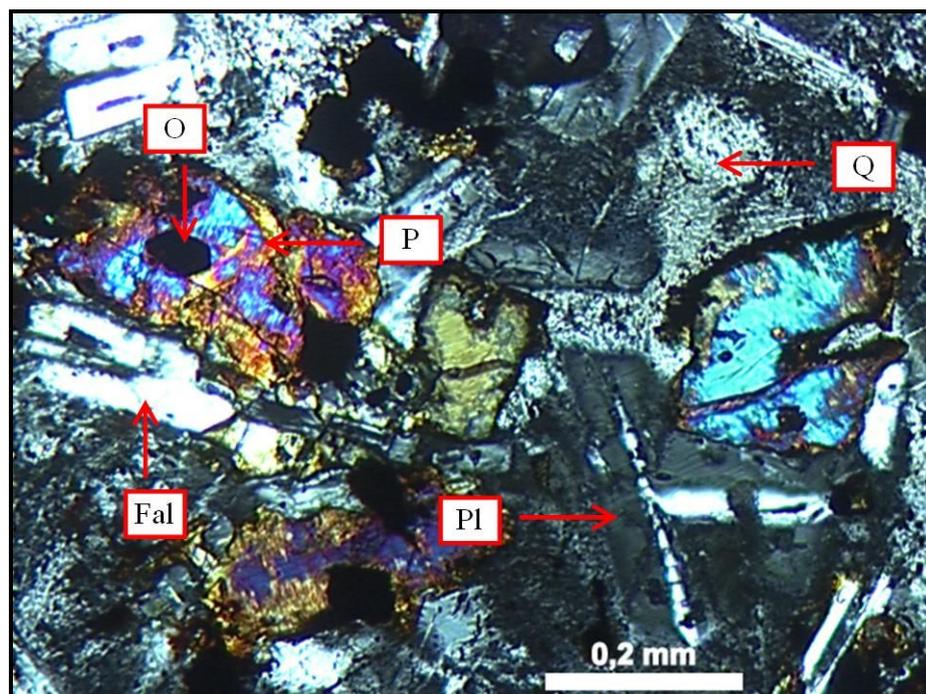


Figura 4.7: Aspecto microscópico da rocha PF constituída essencialmente por (Fal) feldspatos alcalinos, (O) minerais opacos, (P) piroxênio (Pl) plagioclásio e (Q) quartzo em (LPX).

A Figura 4.8 detalha a recristalização da matriz do riódacito, em que se observam intercrescimentos de quartzos e feldspatos.

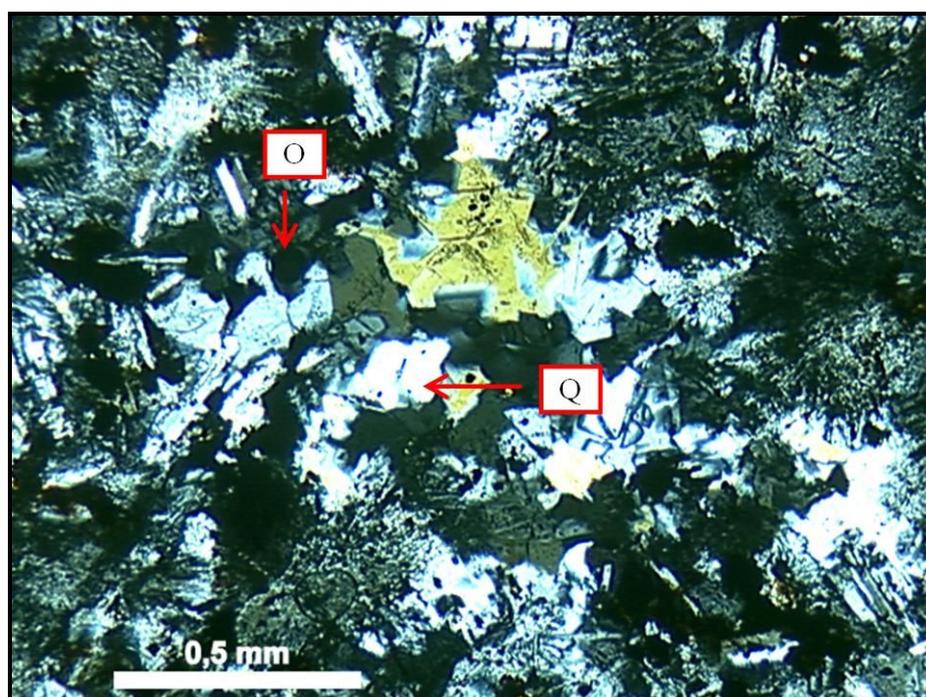


Figura 4.8: Aspecto microscópico da rocha PF. Detalhes de recristalização.

#### 4.1.3 Caracterização do solo

A caracterização do solo de Passo Fundo - PF envolveu os seguintes parâmetros geotécnicos: granulometria por sedimentação e peneiramento, limites de Atterberg e densidade real dos grãos. Foram realizados também análises de fluorescência de raios X, análises químicas e físicas e por fim o ensaio de compactação.

Após toda a caracterização geotécnica os solos foram classificados de acordo com sistemas de classificação encontrados em literatura pertinente. A Figura 4.9 apresenta o perfil do solo PF coletado.



Figura 4.9: Perfil do solo coletado - PF.

##### 4.1.3.1 Análise granulométrica

A Figura 4.10 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo PF com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio). Os resultados da análise granulométrica evidenciam a predominância da fração argilosa (62%). O silte apresenta 22% da composição total, seguido de 16% de areia.

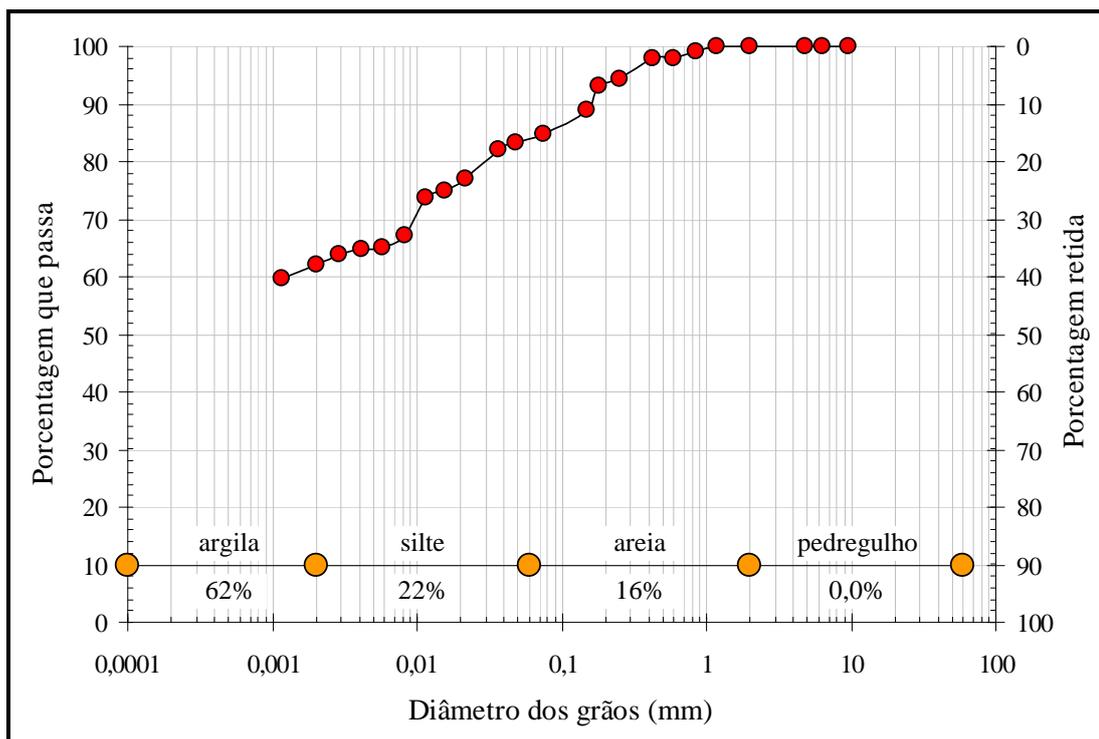


Figura 4.10: Distribuição granulométrica do solo PF.

#### 4.1.3.2 Massa específica real dos grãos

Para a determinação da massa específica real dos grãos foi utilizada 60g de solo (passante na peneira #4). Seguindo os passos descritos pela NBR 6508 (ABNT, 1984) a densidade real dos grãos calculada foi de 2,81g/cm<sup>3</sup>.

#### 4.1.3.3 Limites de Atterberg

A Tabela 4.3 apresenta os valores de limites de Atterberg obtidos para a amostra de solo natural. Observa-se que o índice de plasticidade apresenta um valor baixo, em torno de 4%, podendo assim considerar o solo como fracamente plástico.

Tabela 4.3: Limites de Atterberg e atividade coloidal do solo natural.

Parâmetros	Valores médios
Limite de Liquidez (LL)	40 %
Limite de Plasticidade (LP)	21 %
Índice de Plasticidade (IP)	19 %
Índice de Atividade (IA)	0,36

Segundo Pinto (2000), a atividade da fração argila do solo pode ser determinada a partir do índice de atividade coloidal, proposto por Skempton (1954). Este índice coloidal do solo diz respeito à atividade da fração argilosa, ou seja, avalia o potencial da argila de conferir plasticidade e coesão ao solo, este parâmetro pode ser calculado através da relação entre o IP e a porcentagem de solo menor que 2 microns (argila). O solo em estudo apresentou um índice de atividade de 0,36 o qual classifica a argila como inativa.

#### 4.1.3.4 Classificação do solo

A partir dos limites de Atterberg, foi possível classificar o solo, conforme ilustra a Figura 4.11. De acordo com a carta de plasticidade de Casagrande, classificação unificada, que serve para a classificação de um solo segundo as suas propriedades plásticas, o solo caracteriza-se como (CL), argiloso de baixa compressibilidade.

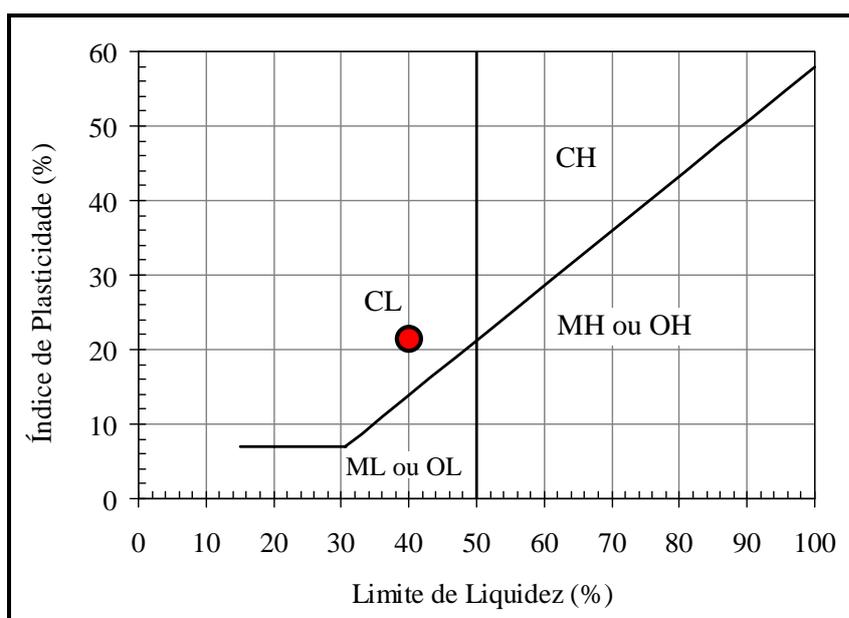


Figura 4.11: Carta de Plasticidade para classificação unificada.

Conforme classificação trilinear, que leva em consideração somente a granulometria, o solo é classificado como predominantemente argiloso. A Figura 4.12 apresenta o diagrama trilinear com a marcação do ponto correspondente ao solo PF.

De acordo com a classificação Highway Research Board (HRB), o solo foi enquadrado como sendo A-7-6, solos argilosos, onde mais de 35% passando na peneira 200#.

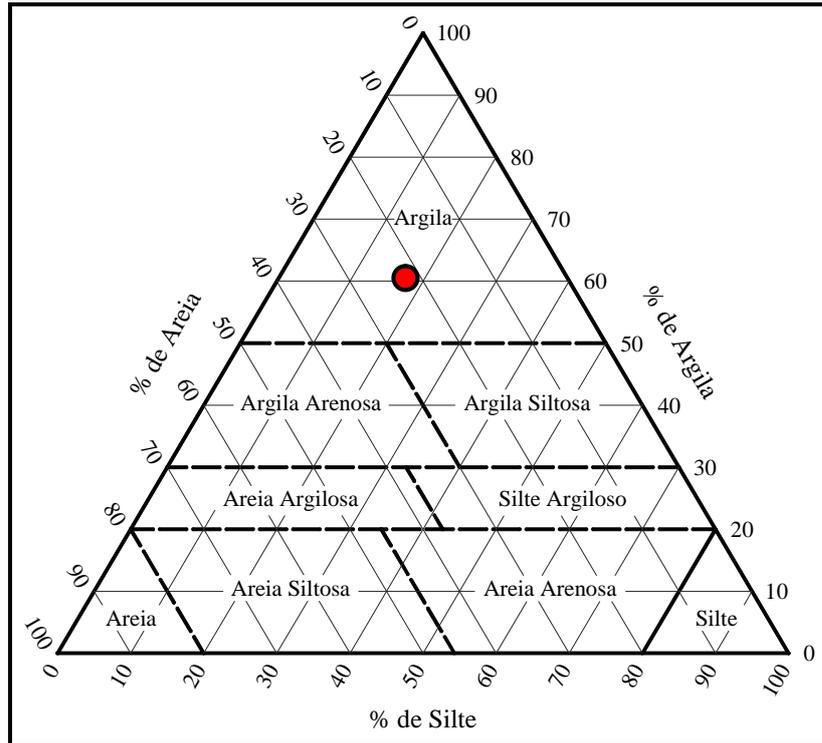


Figura 4.12: Diagrama trilinear de classificação do solo.

#### 4.1.3.5 Ensaios de compactação

Foram realizados ensaios de compactação para energias Proctor normal, intermediário e modificado. A Figura 4.13 apresenta as curvas de compactação e as curvas de saturação.

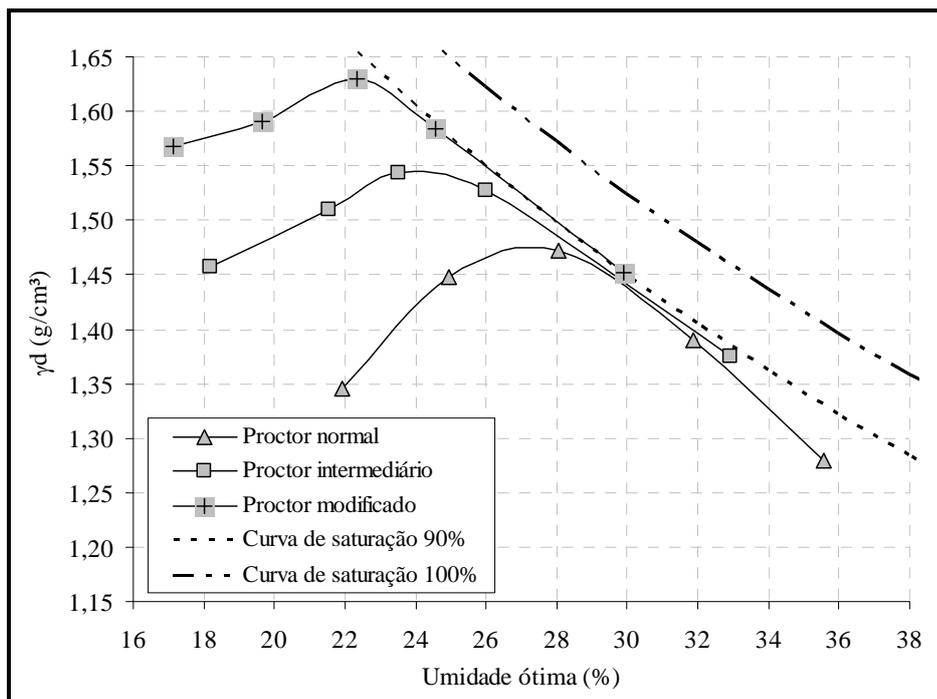


Figura 4.13: Curvas de compactação do solo PF.

Os pares de dados massa específica aparente seca e teores de umidade plotados na Figura 4.19, estão detalhados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Resultado dos ensaios de compactação para o solo PF.

Proctor Normal		Proctor Intermediário		Proctor Modificado	
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w. (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w. (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)
1,35	21,93	1,46	18,19	1,57	17,14
1,45	24,96	1,51	21,53	1,59	19,64
1,47	28,05	1,54	23,52	1,63	22,34
1,39	31,87	1,53	26,01	1,58	24,56
1,28	35,56	1,38	32,92	1,45	29,90

#### 4.1.3.6 Fluorescência de Raios X

Para o solo PF foram realizadas análises de composição química para elementos maiores determinado por espectrometria de fluorescência de raios X. As análises foram realizadas no Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Estes resultados estão apresentados pela Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Propriedades químicas do solo PF.

Óxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	45,53%
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	25,12%
Óxido de titânio (TiO <sub>2</sub> )	3,12%
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	24,63%
Óxido de manganês (MnO)	0,11%
Óxido de magnésio (MgO)	0,20%
Óxido de cálcio (CaO)	0,10%
Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,64%
Óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	0,36%
Óxido de fósforo (P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> )	0,13%
ZrO <sub>2</sub> , CuO, SO <sub>3</sub> , ZnO, In <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , NbO	0,298%

#### 4.1.3.7 Análises básicas do solo

Os resultados da análise básica do solo realizado no Laboratório de Análise de Solos da Faculdade de Agronomia da UFRGS são apresentados pela Tabela 4.2. Observa-se que o pH está em entorno de 5, o qual neste valor é considerado como ácido a fortemente ácido, favorecendo a solubilização de alguns metais tais como: alumínio, cobre, ferro, manganês e

zinco (EMBRAPA, 2006). Pode-se verificar, também, que o solo apresenta uma pequena quantidade de matéria orgânica, em torno de 0,8%, além de uma capacidade de troca catiônica (CTC) baixa, com valor próximo a 13 cmol<sub>c</sub>/dm<sup>3</sup>, característica do argilo-mineral Caulinita (GRIM, 1986).

Tabela 4.6: Análise química básica do solo.

Parâmetro	Resultado	Unidade	Parâmetro	Valores	Unidade
pH	5	----	Manganês	13	mg/dm <sup>3</sup>
Fósforo	1,1	mg/dm <sup>3</sup>	Alumínio <sub>troc.</sub>	3.5	cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>
Potássio	30	mg/dm <sup>3</sup>	Cálcio <sub>troc.</sub>	0.5	cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>
Enxofre	28	mg/dm <sup>3</sup>	Magnésio <sub>troc.</sub>	0.4	cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>
Zinco	1.3	mg/dm <sup>3</sup>	Matéria orgânica	0,5	%
Cobre	1.3	mg/dm <sup>3</sup>	Argila	>60	%
Boro	0,2	mg/dm <sup>3</sup>	CTC	13.3	cmol <sub>c</sub> /dm <sup>3</sup>

#### 4.1.3.8 Análise química do solo

A Tabela 4.6 apresenta a análise química realizada para o solo PF, junto encontram-se os limites de detecção do método utilizado e a metodologia abordada para a obtenção dos parâmetros de interesse.

O solo foi analisado quimicamente no laboratório contratado Química Pura Análise e Consultoria LTDA, seguindo metodologias preconizadas pelo “Standard methods for the examination of water and wastewater – 20Th Edition – 1998”.

Tabela 4.7: Resultados analíticos da análise química do solo PF.

Parâmetro	Metodologia	Unidade	Resultado	Limite referência	Limite de Detecção
Alumínio	Absorção atômica	mg/Kg	12.360	----	1,6
Cádmio	Absorção atômica	mg/Kg	ND	<0,50	0,08
Chumbo	Absorção atômica	mg/Kg	17,3	17,0	0,4
Níquel	Absorção atômica	mg/Kg	1,539	13,0	0,08
Zinco	Absorção atômica	mg/Kg	15,2	60,0	0,4
pH (solução a 10%)	Potenciometria	----	3,81	----	----
Eh (solução a 5%)	Eletrometria	mV	166,2	----	----
Condutividade Elétrica	Célula Pt	μS/cm	16,00	-----	0,1

Limite de Referência: CETESB (2005).

ND: Não detectado.

Observa-se que o pH está em torno de 3,8, o qual neste valor é considerado como extremamente ácido, favorecendo a solubilização de alguns metais tais como: alumínio, cobre, ferro, manganês e zinco (EMBRAPA, 2006).

O potencial redox corresponde ao potencial de oxidação e redução de um ambiente. Através deste parâmetro é possível estimar se o solo é aeróbio ou anaeróbio e se compostos químicos foram reduzidos ou ainda estão presentes nas suas formas oxidadas VEPRASKAS (2001) apud Loureiro (2007). O potencial redox do solo em suas condições naturais apresentou resultado de 166,2mV, podendo ser considerado, segundo BRADFORD (2002), como um solo com corrosividade moderada e pouco aerado. Quanto aos metais pesados, todos se apresentam com valores dentro dos limites estabelecidos pela CETESB (2005).

## 4.2 PONTOS DE MOLDAGEM

A partir dos ensaios de compactação realizados para o solo e as curvas de saturação foi possível a plotagem dos dados em um só gráfico. A Figura 4.14 apresenta as curvas de compactação para o solo de Passo Fundo, as curvas de saturação e os pontos de moldagem.

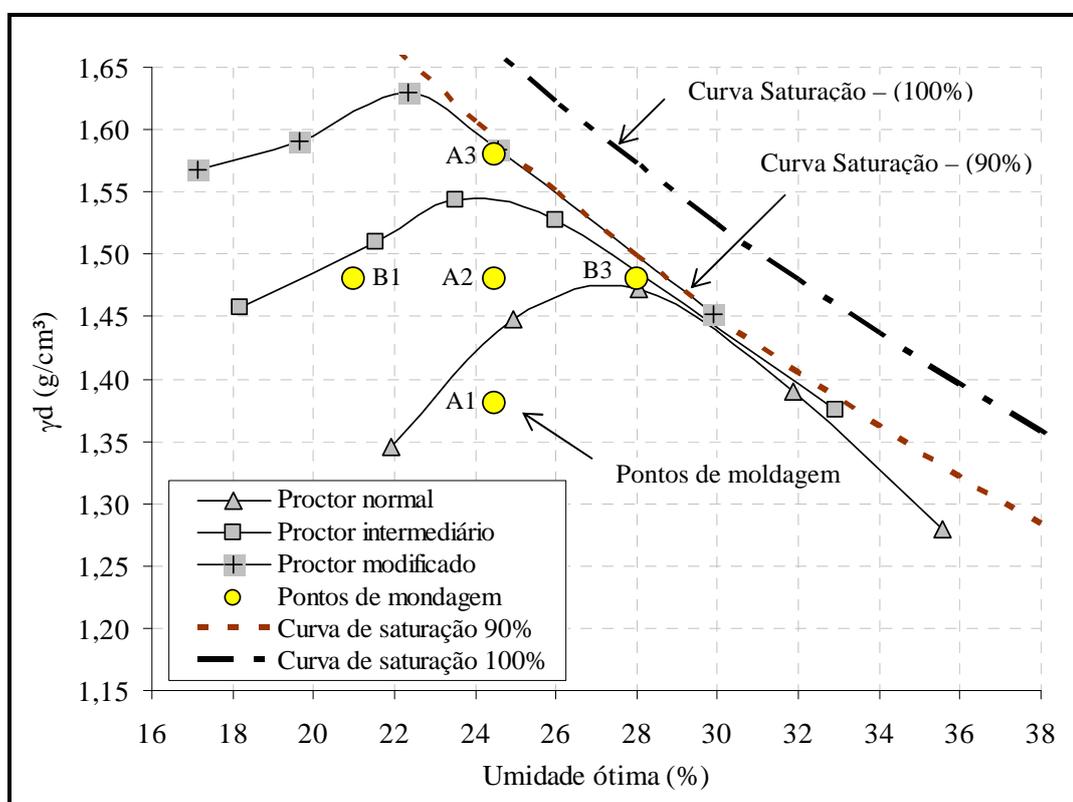


Figura 4.14: Pontos de moldagem.

Seguindo as recomendações estabelecidas no programa de ensaios os pontos de moldagem dos corpos-de-prova foram posicionados em duas linhas. Uma linha vertical, composta pelos seguintes pontos: A1 (D1 e H2) A2 (D2 e H2) A3 (D3 E H2), denominada linha “A”, com um mesmo teor de umidade e diferentes massas específicas aparentes secas e, em uma linha horizontal denominada linha “B” composta pelos seguintes pontos: B1 (D2 e H1) A2 (D2 e H2) B3 (D2 E H3), com mesma massa específica aparente seca e diferentes teores de umidade. A Tabela 4.8 apresenta os pares massa específica aparente seca e teor de umidade para os pontos de moldagem adotados.

Tabela 4.8: Pontos de moldagem utilizados para o solo PF.

Pontos de Moldagem		
Ponto	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)
A1	1,38	24,50
A2	1,48	24,50
A3	1,58	24,50
B1	1,48	21,00
B3	1,48	28,00

A posição dos pontos de moldagem foi estabelecida de modo que estes ficassem compreendidos dentro de uma faixa de massas específicas aparentes secas e teores de umidade exequíveis em laboratório. Alguns ensaios pilotos foram realizados antes de obter tais pontos de moldagem, sendo que foi constatado que para densidades maiores ou umidades maiores perdia-se umidade no momento da compactação do solo dentro do cilindro.

Conforme já descrito no Capítulo 3, cada ponto da linha “A” e da linha “B”, foi moldado com 4 diferentes porcentagens de cimento ( $C_i$ ): 5%, 10%, 15%, e 20%. Para os diversos ensaios desta pesquisa foram moldados corpos-de-prova em triplicata para cada ponto e porcentagem, obtendo-se assim, uma maior confiabilidade dos resultados.

### 4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

Neste item da tese serão abordados os ensaios de resistência a compressão simples em três diferentes etapas: (i) na primeira etapa serão apresentadas e analisadas os ensaios de resistência obtidos para amostra de solo-cimento, sem contaminação por borra oleosa ácida; (ii) na segunda etapa estão apresentados os ensaios e análises obtidos para amostras de solo

contaminado e tratado com cimento; (iii) por fim, as duas primeiras etapas serão analisadas conjuntamente para averiguar a influência do contaminante sobre a resistência a compressão simples de solos cimentados.

#### 4.3.1 Solo não contaminado

A Tabela 4.9 apresenta as características dos corpos-de-prova da linha vertical “A” e os corpos-de-prova (solo-cimento) da linha horizontal “B” ensaiados à compressão simples, cujos parâmetros de moldagem ficaram dentro das tolerâncias estabelecidas no programa experimental. Pode-se observar que os dados foram agrupados a cada três linhas, pois correspondem às três repetições para um mesmo ponto de moldagem (mesmo teor de umidade, porosidade e teor de cimento).

Tabela 4.9: Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento.

CP	C(%)	$\eta/C_{iv}$	$C_{iv}$ (%)	e	$\eta$ (%)	$\omega$ (%)	$V_v/V_{ci}$	$q_u$ (KPa)
A1	5	28,49	1,81	1,07	51,64	24,12	28,49	624,79
A1	5	28,88	1,80	1,08	51,98	24,75	28,88	641,86
A1	5	28,73	1,80	1,08	51,85	24,95	28,73	613,72
A1	10	14,37	3,62	1,08	51,93	24,55	14,37	1417,89
A1	10	14,50	3,60	1,09	52,16	24,85	14,50	1340,86
A1	10	14,45	3,60	1,09	52,08	24,67	14,45	1348,63
A1	15	9,56	5,44	1,08	51,98	24,16	9,56	2002,49
A1	15	9,51	5,45	1,08	51,84	24,22	9,51	2059,63
A1	15	9,60	5,42	1,09	52,07	24,19	9,60	2016,88
A1	20	7,10	7,30	1,07	51,80	24,11	7,10	2595,66
A1	20	7,07	7,31	1,07	51,69	24,15	7,07	2509,54
A1	20	7,14	7,27	1,08	51,95	24,09	7,14	2546,51
A2	5	24,54	1,95	0,92	47,92	24,01	24,54	986,32
A2	5	24,61	1,95	0,92	47,99	23,99	24,61	1021,86
A2	5	24,50	1,95	0,92	47,88	24,25	24,50	1099,94
A2	10	12,50	3,88	0,94	48,47	24,32	12,50	2008,08
A2	10	12,59	3,86	0,95	48,63	24,22	12,59	1992,32
A2	10	12,52	3,87	0,94	48,50	24,39	12,52	2028,92
A2	15	8,31	5,83	0,94	48,46	24,25	8,31	2895,47
A2	15	8,25	5,85	0,93	48,28	24,09	8,25	2775,51
A2	15	8,31	5,83	0,94	48,47	23,97	8,31	2814,81
A2	20	6,12	7,86	0,93	48,10	23,95	6,12	3355,01
A2	20	6,27	7,77	0,95	48,70	24,29	6,27	3442,24
A2	20	6,14	7,85	0,93	48,18	24,13	6,14	3301,99
A3	5	21,59	2,07	0,81	44,73	24,72	21,59	1290,52
A3	5	21,66	2,07	0,81	44,81	24,31	21,66	1225,62
A3	5	21,26	2,09	0,80	44,35	24,13	21,26	1290,22
A3	10	10,82	4,15	0,81	44,86	24,56	10,82	2475,42
A3	10	10,86	4,14	0,82	44,97	24,59	10,86	2389,53
A3	10	10,92	4,13	0,82	45,10	24,41	10,92	2401,62
A3	15	7,10	6,27	0,80	44,57	23,92	7,10	3410,10
A3	15	7,28	6,21	0,82	45,16	24,71	7,28	3597,91
A3	15	7,19	6,24	0,81	44,85	24,83	7,19	3422,70
A3	20	5,39	8,34	0,82	44,94	24,15	5,39	4217,96
A3	20	5,39	8,34	0,82	44,93	24,66	5,39	4117,84
A3	20	5,41	8,33	0,82	45,01	24,77	5,41	4253,53

Tabela 4.9: (continuação) Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento.

B1	5	24,75	1,94	0,93	48,12	20,92	24,75	820,39
B1	5	24,60	1,95	0,92	47,98	20,75	24,60	899,59
B1	5	24,79	1,94	0,93	48,17	21,13	24,79	811,42
B1	10	12,47	3,88	0,94	48,40	20,71	12,47	1789,65
B1	10	12,37	3,90	0,93	48,19	20,55	12,37	1687,23
B1	10	12,49	3,88	0,94	48,44	21,06	12,49	1601,92
B1	15	8,34	5,82	0,94	48,55	21,22	8,34	2273,75
B1	15	8,26	5,85	0,93	48,31	20,77	8,26	2315,94
B1	15	8,20	5,87	0,93	48,15	20,35	8,20	2211,11
B1	20	6,29	7,75	0,95	48,78	21,22	6,29	2699,91
B1	20	6,25	7,78	0,95	48,62	21,17	6,25	2745,38
B1	20	6,15	7,84	0,93	48,22	20,93	6,15	2609,51
B3	5	24,79	1,94	0,93	48,17	27,98	24,79	903,84
B3	5	24,82	1,94	0,93	48,19	28,05	24,82	945,87
B3	5	24,84	1,94	0,93	48,22	28,42	24,84	887,92
B3	10	12,60	3,86	0,95	48,66	28,00	12,60	1865,12
B3	10	12,44	3,89	0,94	48,33	27,89	12,44	1950,27
B3	10	12,48	3,88	0,94	48,42	28,05	12,48	1807,77
B3	15	8,36	5,82	0,95	48,61	28,18	8,36	2339,82
B3	15	8,36	5,82	0,95	48,61	28,05	8,36	2405,63
B3	15	8,32	5,83	0,94	48,49	27,92	8,32	2452,69
B3	20	6,19	7,82	0,94	48,37	27,93	6,19	2973,88
B3	20	6,17	7,83	0,93	48,31	28,21	6,17	3013,13
B3	20	6,25	7,78	0,95	48,61	28,07	6,25	3059,16

#### 4.3.1.1 Relação resistência a compressão simples e teor de cimento

Na Figura 4.15 são apresentadas as curvas de variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ).

Pode-se observar que a quantidade de cimento exerce um efeito de acréscimo de resistência à compressão simples do material. Verifica-se que o aumento da massa específica aparente seca influencia no ganho de resistência para um mesmo teor de cimento adotado, sendo que o acréscimo de resistência é maior para teores de 20% de cimento, quando comparado com teores de 5%, além disso, constata-se que a resistência à compressão simples aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cimento.

Este tipo de comportamento tem sido igualmente reportado em outros trabalhos com faixa de teores semelhantes. Nesta pesquisa sendo utilizados alguns teores mais elevados, porém com comportamentos similares. (INGLES E METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1991; PRIETTO, 1996; FOPPA, 2005; LOPES JUNIOR, 2007; CRUZ, 2008; DALLA ROSA, 2009; DALLA ROSA, 2010; LOPES JUNIOR, 2011).

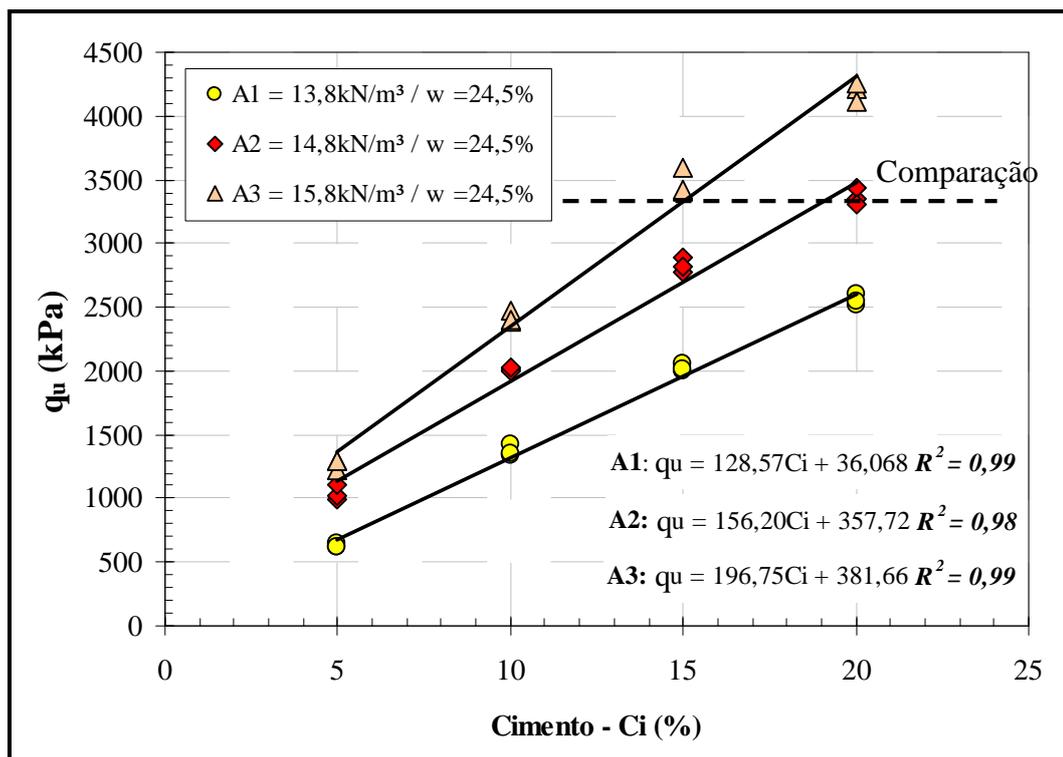


Figura 4.15: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento. (linha A)

A Tabela 11 apresenta o ganho de resistência em relação aos pesos específicos secos de moldagem. O peso específico seco de  $13,8\text{kN/m}^3$  foi mantido constante para averiguar o grau de acréscimo de resistência a compressão simples adimensional.

Tabela 4.11: Análise quantitativa do acréscimo de resistência em função do peso específico de seco de  $13,8\text{kN/m}^3$ .

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cimento (%)			
	5	10	15	20
14,8	1,7	1,5	1,4	1,3
15,8	2,0	1,8	1,7	1,6

A partir da Tabela 4.11 pode-se verificar que o aumento do peso específico de moldagem, gerou ganho de resistência para todos os casos analisados. Verifica-se, por exemplo, comparando 20% e 15 % de cimento, que para 20% de cimento é mais vantajoso utilizar 15% de cimento e um peso específico maior para obter uma resistência praticamente igual. Em ordem de grandeza o aumento mais expressivo foi para amostras com 5% de cimento, já para

amostras com 20% de cimento, o aumento foi de praticamente 30% e 60% para pesos específicos de 14,8kN/m<sup>3</sup> e 15,8kN/m<sup>3</sup>, respectivamente, quando comparados a 13,8kN/m<sup>3</sup>.

Na Figura 4.16 são apresentadas as curvas de variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca, porém diferentes teores de umidade, conforme pode ser visualizado graficamente ( $\omega=21\%$ , 24,5% e 28%).

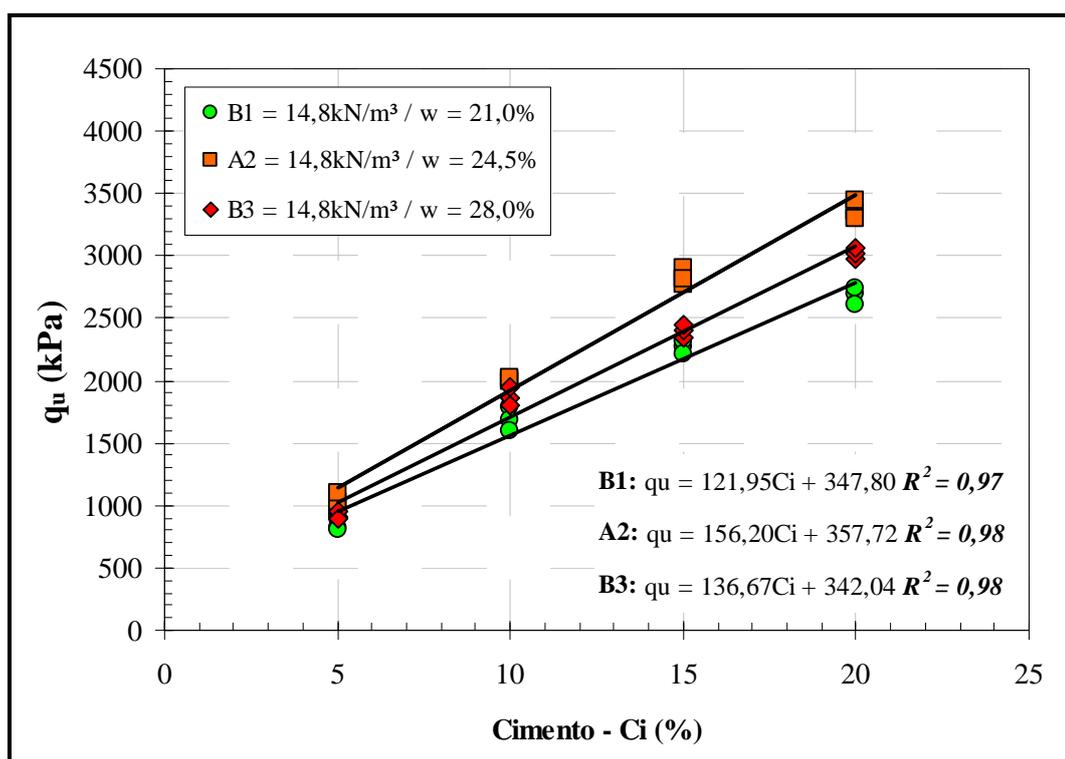


Figura 4.16: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento (linha B).

Verifica-se na Figura 4.16 que o teor de umidade influencia na resistência a compressão simples, sendo que para amostras com teores de aproximadamente 21% a resistência aumenta com o teor de cimento, porém é menor que as amostras com teores de umidades maiores. A Figura ilustra que a maior resistência encontra-se em um meio termo entre 21% e 28% de umidade.

De acordo com Foppa (2005), CRUZ (2008) e LOPES JUNIOR (2011) a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, aumenta com o aumento da massa específica aparente seca do solo-cimento compactado. Os autores destacam que esse fato indica que a eficiência da cimentação é maior nas misturas mais compactas, devido à

existência de um número maior de contatos e, conseqüentemente, a maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos. Porém para o solo argiloso estudado é possível perceber, a partir da Figura 4.16, que não existe uma mudança expressiva na inclinação.

#### 4.3.1.2 Relação resistência a compressão simples e porosidade

Na Figura 4.17 estão apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da porosidade do solo-cimento compactado. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cimento e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ).

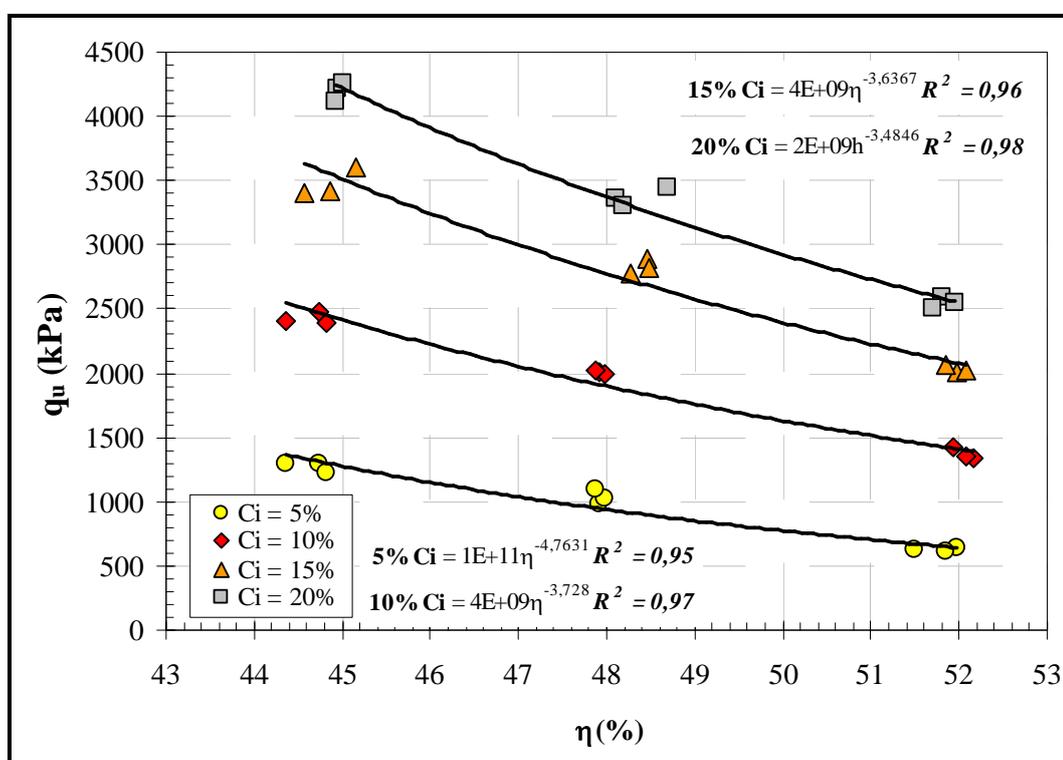


Figura 4.17: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (linha A).

Verifica-se que, de maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade da mistura compactada exerce influência sobre a resistência a compressão simples do solo-cimento. A resistência à compressão simples aumentou com a redução da porosidade da mistura compactada.

Independentemente da quantidade de cimento utilizado, a redução na porosidade do material promove ganho de resistência. A redução de menos de dez pontos percentuais na porosidade do material aumentou aproximadamente quatro vezes a resistência à compressão simples do solo-cimento.

O efeito benéfico em termos de aumento de resistência com a diminuição da porosidade tem sido reportado em diversos trabalhos (INGLES E METCALF, 1972; CLOUGH et al, 1981; NÚÑEZ, 1991; ISMAIL et al, 2002; FOPPA, 2005, LOPES JUNIOR, 2007; CRUZ, 2008; DALLA ROSA, 2009; DALLA ROSA, 2010; LOPES JUNIOR, 2011).

A variação da resistência a compressão simples em respeito a porosidade dos corpos-de-prova da linha B não foi representado graficamente devido ao fato que não houve praticamente mudança na porosidade do solo compactado (variação de menos de 1%), devido a que o mesmo, foi moldado com o mesmo peso específico. Porém ao observar a Tabela 4.8 é possível visualizar que o aumento do teor de cimento gerou acréscimo de resistência a compressão simples.

#### 4.3.1.3 Resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento

Na Figura 4.18 está apresentada a variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento dos corpos-de-prova com 5%, 10%, 15% e 20% de cimento, tendo como base a definição apresentada por (LARNACH 1960, FOPPA, 2005, LOPES JUNIOR, 2007; CRUZ, 2008; DALLA ROSA, 2009; DALLA ROSA, 2010; LOPES JUNIOR, 2011). ou seja:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água + ar)}}{\text{Volume absoluto de cimento}}$$

Para a Figura 4.18 esta apresentada a relação de volume de vazios e volume absoluto de cimento versus a resistência a compressão simples. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

Pode-se observar que quanto menor a relação de vazios/cimento maior é a resistência a compressão simples e menor é a relação vazios/cimento, para amostras de solo com mesma

umidade de moldagem ( $\omega = 24\%$ ). Verifica-se que a maior variabilidade em termos de relação de vazios encontra-se para amostras com 5% de cimento.

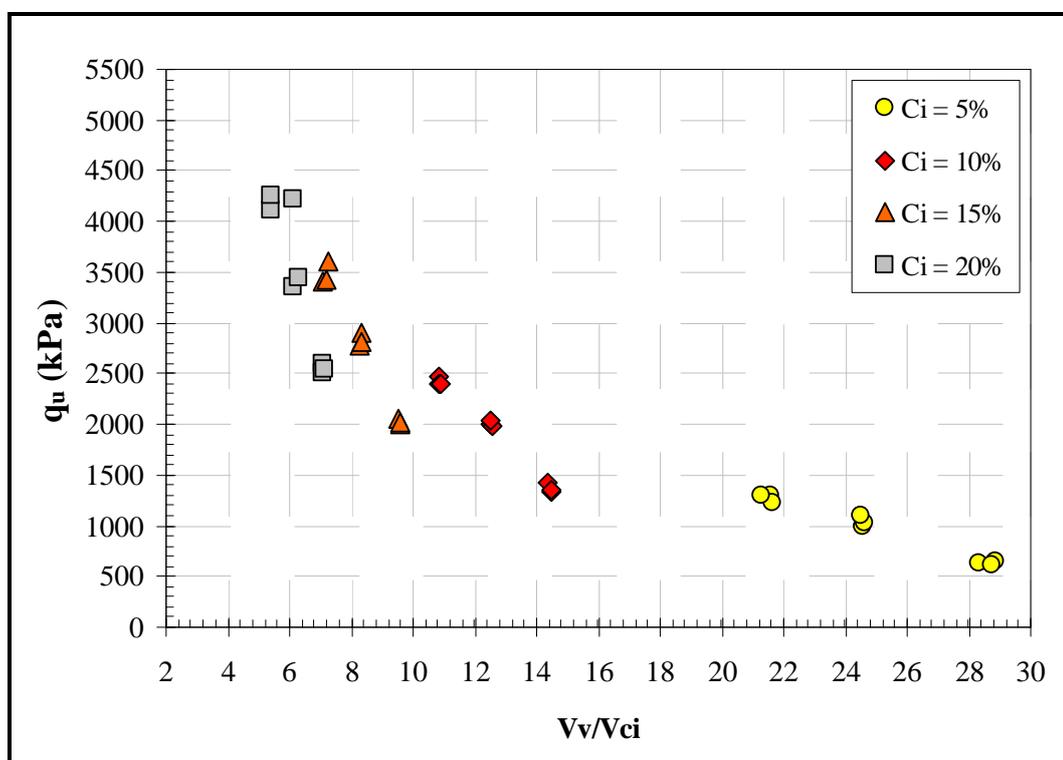


Figura 4.18: variação da resistência à compressão simples versus à relação vazios/cimento (linha A), conforme definição de LARNACH (1960).

#### 4.3.1.4 Resistência à compressão simples em função da umidade de moldagem

A Figura 4.19 apresenta a relação de umidade versus a resistência à compressão simples. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo peso específico, teores diferentes de umidade ( $\omega=21\%$ ;  $24,5\%$  e  $28\%$ ) e quantidades de cimento variadas.

É possível observar que o aumento de umidade (para teores de 5% e 10% de umidade) não apresentam resultados que influenciam a resistência a compressão simples, porém para resultados de 15% e 20% de cimento já houve um acréscimo de resistência, sendo que o aumento é maior para o teor intermediário.

Carraro (1997) avaliou o efeito da variação nas condições de compactação sobre a resistência à compressão simples um mistura de solo (arenito Botucatu), cal e cinza volante. O autor verificou que, mantendo-se constante a massa específica aparente seca e variando-se o teor de

umidade de moldagem, a máxima resistência é obtida para um ponto localizado no tramo seco da curva de compactação, próximo à umidade ótima.

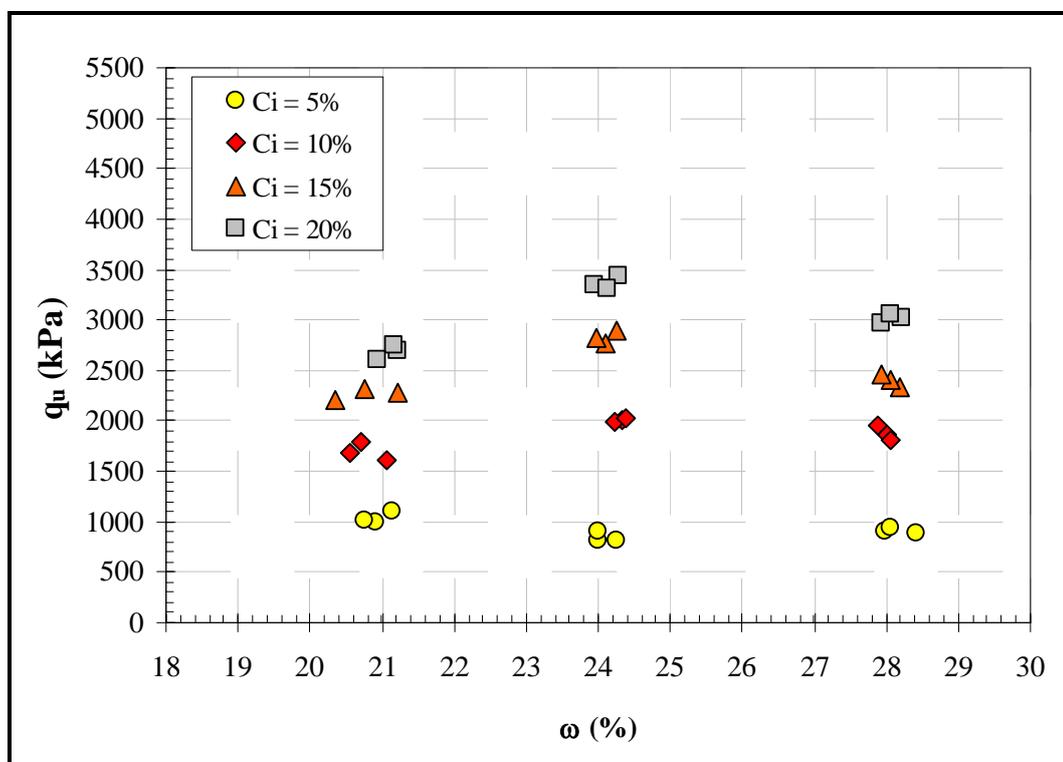


Figura 4.19: variação da resistência à compressão simples versus à umidade de compactação (linha B).

Foppa (2005) observou um aumento da resistência à compressão simples com o aumento do teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. O autor verificou que o teor de umidade que gerou a maior resistência é ligeiramente inferior (tramo seco) ao teor ótimo obtido no ensaio de compactação.

Diferentemente do trabalho realizado por Horpibulsuk et al. (2003), onde os autores verificaram que a relação água/cimento é um parâmetro apropriado para análise do desenvolvimento da resistência mecânica de argilas moles com altos teores de umidade, como acontece no concreto, onde os vazios estão praticamente preenchidos por água, no presente estudo verifica-se que não é possível estabelecer uma relação entre o teor de umidade e a resistência à compressão simples.

O teor de umidade ótima da curva de compactação para o ensaio Proctor Intermediário, foi de 23,80%, sendo possível verificar na Figura 4.19 que o aumento de resistência a compressão simples está próxima desta umidade de compactação, pode-se assim verificar que para 15% e

20% de cimento o ensaio de Proctor Intermediário foi o ensaio que alcançou maior resistência a compressão simples, quando comparado a ensaios Proctor normal e modificado.

#### 4.3.1.5 Resistência à compressão simples em função do teor volumétrico do cimento

O programa experimental, desta pesquisa, baseou-se nas curvas de compactação do solo, as dosagens das misturas de solo-cimento foram feitas em termos da massa específica aparente seca alvo, conforme as linhas A e B da Figura de compactação. Desta forma, o aumento na massa específica aparente seca se deu por aumento da quantidade de mistura e não somente pelo aumento da quantidade de solo.

Portanto ao analisar o efeito da porosidade deve ser ressaltado o aumento do teor de cimento volumétrico (volume de cimento dividido pelo volume total do corpo-de-prova) para um mesmo teor de cimento dosado em relação à massa de solo seco. Ou seja, há um volume maior de cimento por unidade de volume do corpo-de-prova, ou ainda, um número maior de partículas de cimento, à medida que massa específica aparente seca da mistura aumenta.

A Figura 4.20 demonstra a variação da resistência à compressão simples com o aumento do teor volumétrico de cimento. A partir das retas plotadas é possível estabelecer uma relação com o teor de cimento, ou seja, quanto maior o volume de cimento maior a resistência e quanto maior a densificação maior a resistência, sendo que para volumes maiores de cimento maior a resistência para uma mesma densidade.

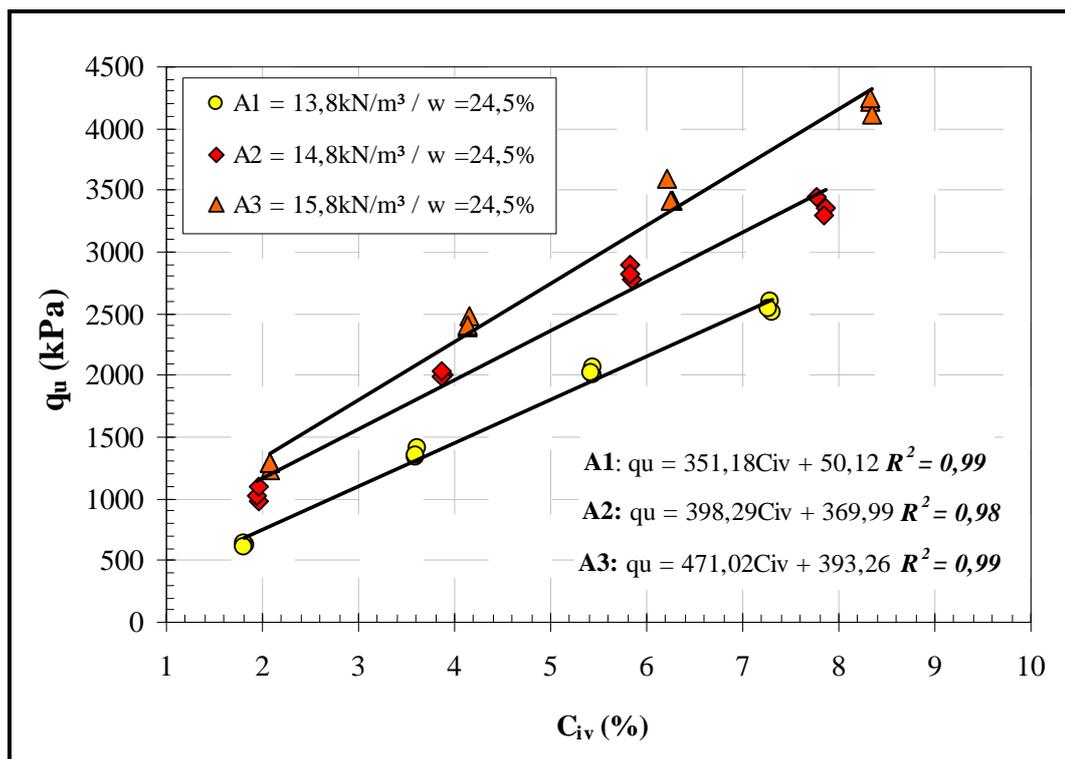


Figura 4.20: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento (Linha A).

Da mesma forma, conforme Figura 4.21, que as amostras de solo da Linha A, na linha B, com variação de umidade, observa-se que a resistência cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e a taxa de crescimento do peso específico. Porém a resistência a compressão simples aumenta quando passa de 21% de umidade para 24,5% e diminui quando passa para 28% de umidade nas amostras de solo.

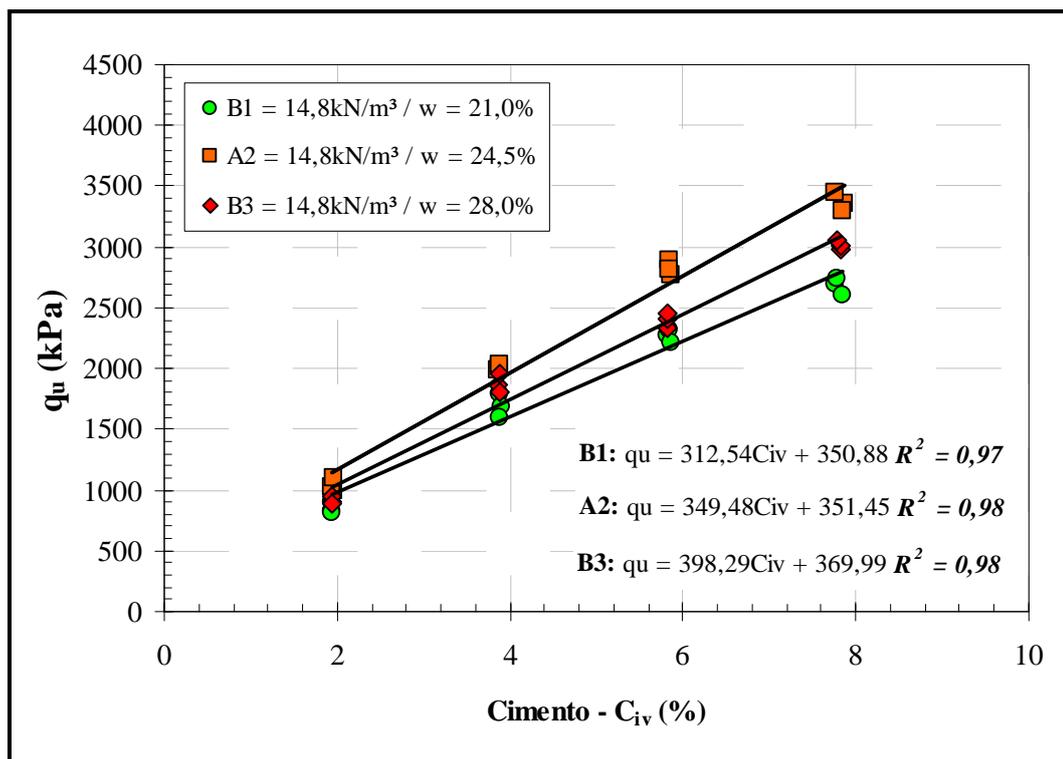


Figura 4.21: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento (Linha B).

#### 4.3.1.6 Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento

A partir da Figura 4.22 é possível observar um dos pontos principais desta pesquisa, em termos de ensaios de resistência a compressão simples para solos cimentados e não contaminados, pois os mesmos estão expressos não mais em função separadamente do teor de cimento ou de porosidade, mas sim, em função do fator vazios/cimento. Fatores utilizados por diversos autores (FOPPA, 2005, LOPES JUNIOR, 2007; CRUZ, 2008; DALLA ROSA, 2009; DALLA ROSA, 2010; LOPES JUNIOR, 2011).

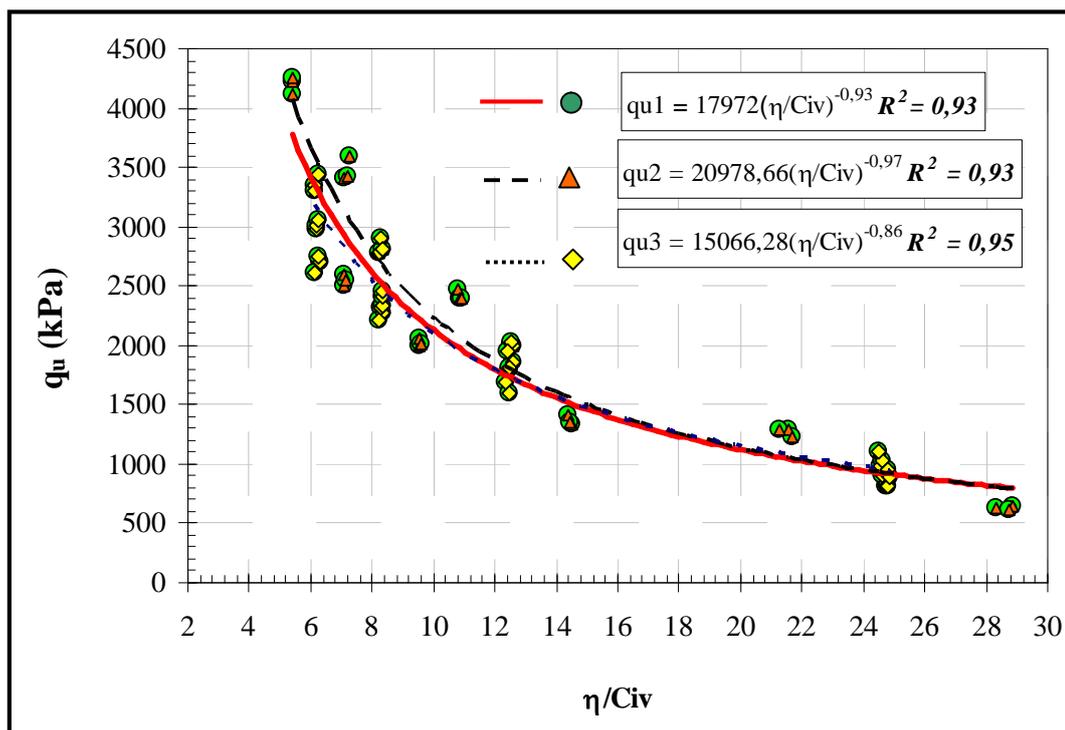


Figura 4.22: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico.

Com o propósito de comparação e verificação das mudanças em respostas de resistência foram elaborada e apresentada, conforme Figura 4.22, três diferentes curvas potências de tendência, a curva  $qu1$  representa a todos os dados de resistência versus  $\eta/Civ$ , tanto para linha A, como para linha B, conforme apresentou (Foppa, 2006). A Curva  $qu2$  apresenta a curva de tendência para os corpos de prova moldados com mesma umidade ( $w=24\%$ ), porém diferente peso específico seco e a curva de tendência  $qu3$  apresentam os corpos de prova moldados com mesma densidade, porém diferentes umidades, como já explicitado em capítulos anteriores.

Pode-se assim, analisar isoladamente cada equação e assim constatar que para o solo em estudo não haverá modificações consideráveis para a mesma relação de porosidade e teor volumétrico de cimento.

É possível identificar a partir da Figura 4.22 que a linha A e a Linha B quando apresentadas em função dos seus índices de vazios apresentam pouca variação no resultado de resistência a compressão simples, quando obtida uma média entre linha A e linha B de moldagem. Esta

afirmação pode ser constatada quando utilizada a equação das linhas de tendências. Portanto para um determinado valor de  $h/C_{iv}$  (exemplo 8) aplicamos as equações da Figura 4.22.

$$qu_1 = 17972(8)^{-0,93} = 2598kPa$$

$$qu_2 = 20978(8)^{-0,97} = 2791kPa$$

$$qu_3 = 15066(8)^{-0,86} = 2519kPa$$

Verifica-se que a diferença entre resistência a compressão simples entre as três linhas plotadas é pequena, sendo a média entre elas de 2636kPa. Para vários outros valores foram realizados os cálculos, sendo que para nenhum deles ultrapassou-se 10% da média. Desta forma, salienta-se que os valores obtidos tanto na linha A como na linha B não sofrem alterações que influência na resistência.

O solo argiloso estudado nesta pesquisa, para densidades maiores, apresenta problemas de perda de umidade no momento de moldagem ou compactação dos corpos de prova, o que acarreta em um limitador para a diminuição dos índices de vazios influenciado diretamente a relação porosidade por teor volumétrico de cimento. Pode-se através desta definir que o aumento de cimento acarreta em aumento de resistência, porém uma maior compactação ou um maior peso específico não seria possível utilizar.

A Figura 4.23 apresenta o fator vazios/cimento, porém separados por pontos de moldagem e indicados os teores de cimento utilizados. Neste gráfico pode-se analisar o acréscimo de resistência com a diminuição do fator porosidade e o teor volumétrico de cimento como também o ganho de resistência com o aumento do teor de cimento utilizado.

Segundo Foppa (2006), Lopes Junior (2001), Dalla Rosa (2011) a resistência à compressão simples pode ser avaliada, com um excelente grau de precisão, através do fator vazios/cimento ou fator vazios/cal ajustado por um determinado expoente. Entretanto, uma forma mais elegante de expressar o fator vazios/cimento, neste estudo, pode ser feita utilizando, ao invés do volume de vazios, a porosidade do material ( $\eta$ ) expressa em porcentagem e, ao invés do volume de cimento, o teor volumétrico de cimento expresso em porcentagem do volume total ( $C_{iv}$ ). Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,28 sobre o parâmetro  $C_{iv}$  haveria uma melhor compatibilização entre taxas de variação, resultando em um melhor ajuste para a relação vazios/cimento. A Figura 4.24 apresenta o novo ajuste utilizando essa relação  $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$ .

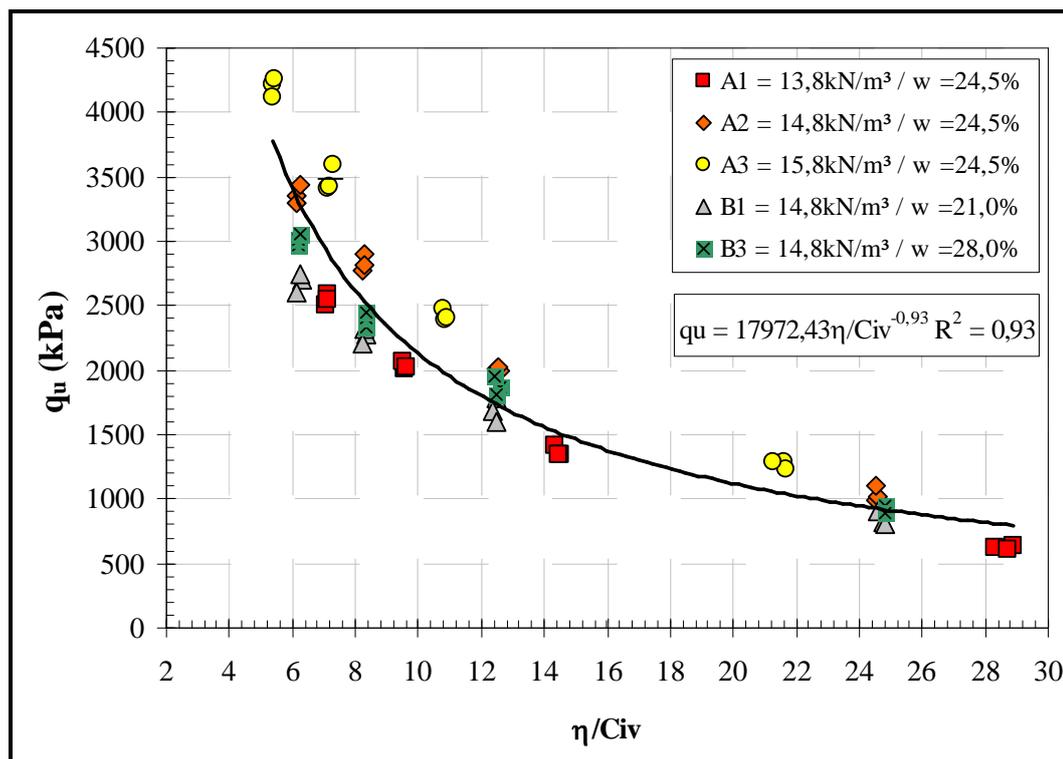


Figura 4.23: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento em relação a densificação, umidade e teor de cimento.

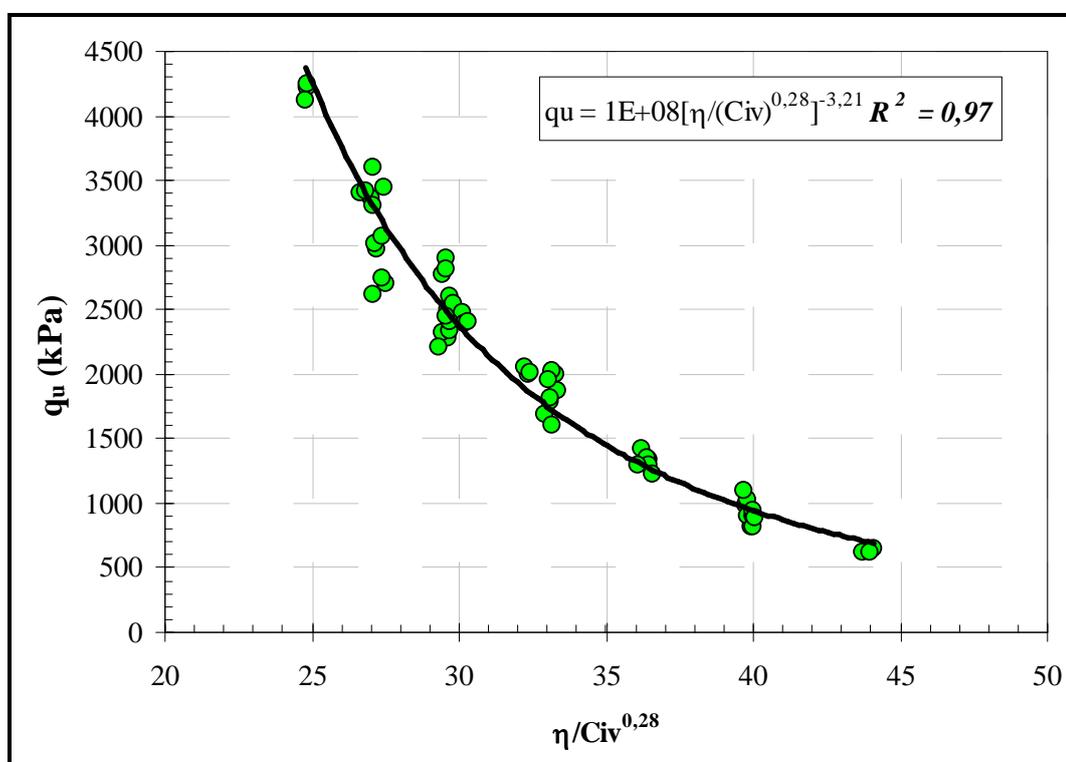


Figura 4.24: resistência à compressão simples versus relação vazios/cimento ajustado.

## 4.3.2 Solo contaminado

A Tabela 4.12 apresenta as características dos corpos-de-prova da linha vertical “A” e os corpos-de-prova (solo-cimento-contaminante) da linha horizontal “B” ensaiados à compressão simples, cujos parâmetros de moldagem ficaram dentro das tolerâncias estabelecidas no programa experimental. Pode-se observar que os dados foram agrupados a cada três linhas, pois correspondem às três repetições para um mesmo ponto de moldagem (mesmo teor de umidade, porosidade e teor de cimento).

Tabela 4.12: Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento-contaminante.

CP	C(%)	$\eta/C_{iv}$	$C_{iv}$ (%)	e	$\eta$ (%)	$\omega$ (%)	$V_v/V_{ci}$	$q_u$ (KPa)
A1	5	28,53	1,81	1,07	51,67	24,45	28,53	47,75
A1	5	28,26	1,82	1,06	51,44	24,52	28,26	47,92
A1	5	28,38	1,82	1,06	51,55	24,69	28,38	51,81
A1	10	14,27	3,63	1,07	51,77	24,23	14,27	223,85
A1	10	14,40	3,61	1,08	52,00	24,93	14,40	211,21
A1	10	14,30	3,62	1,08	51,81	24,61	14,30	231,11
A1	15	9,57	5,43	1,08	52,00	24,71	9,57	395,55
A1	15	9,48	5,46	1,07	51,76	24,00	9,48	359,41
A1	15	9,51	5,45	1,08	51,84	24,33	9,51	384,36
A1	20	7,12	7,29	1,08	51,86	24,94	7,12	625,41
A1	20	7,10	7,30	1,07	51,79	24,56	7,10	594,94
A1	20	7,15	7,27	1,08	51,98	24,87	7,15	642,49
A2	5	24,69	1,95	0,93	48,07	24,75	24,69	104,55
A2	5	24,94	1,94	0,93	48,31	24,72	24,94	114,51
A2	5	24,78	1,94	0,93	48,16	24,52	24,78	110,11
A2	10	12,62	3,86	0,95	48,70	24,56	12,62	294,59
A2	10	12,54	3,87	0,94	48,53	24,59	12,54	301,94
A2	10	12,55	3,87	0,94	48,56	24,71	12,55	283,23
A2	15	8,30	5,84	0,94	48,43	24,23	8,30	550,96
A2	15	8,37	5,81	0,95	48,65	24,33	8,37	523,79
A2	15	8,31	5,83	0,94	48,47	24,01	8,31	533,33
A2	20	6,17	7,83	0,93	48,29	24,66	6,17	878,62
A2	20	6,15	7,84	0,93	48,21	24,09	6,15	889,11
A2	20	6,21	7,80	0,94	48,47	24,71	6,21	901,09
A3	5	21,46	2,08	0,80	44,58	24,59	21,46	206,41
A3	5	21,45	2,08	0,80	44,57	24,03	21,45	197,81
A3	5	21,94	2,06	0,82	45,12	24,85	21,94	184,55
A3	10	10,97	4,12	0,83	45,21	24,88	10,97	485,68
A3	10	10,80	4,15	0,81	44,82	24,19	10,80	501,22
A3	10	11,02	4,11	0,83	45,32	24,62	11,02	479,64
A3	15	7,14	6,26	0,81	44,69	24,01	7,14	927,76
A3	15	7,33	6,18	0,83	45,36	24,51	7,33	901,66
A3	15	7,30	6,20	0,83	45,23	24,97	7,30	877,13
A3	20	5,44	8,30	0,82	45,17	24,36	5,44	1204,58
A3	20	5,47	8,28	0,83	45,30	24,53	5,47	1131,03
A3	20	5,49	8,27	0,83	45,40	24,77	5,49	1177,49
B1	5	24,83	1,94	0,93	48,21	21,12	24,83	59,63
B1	5	25,04	1,93	0,94	48,42	21,42	25,04	63,37
B1	5	24,93	1,94	0,93	48,30	21,09	24,93	59,21
B1	10	12,51	3,88	0,94	48,47	20,87	12,51	177,91
B1	10	12,54	3,87	0,94	48,54	20,78	12,54	193,51
B1	10	12,53	3,87	0,94	48,53	21,15	12,53	191,66
B1	15	8,35	5,82	0,94	48,58	21,28	8,35	293,77

Tabela 4.12: (continuação) Resultado dos ensaios de resistência a compressão simples de solo-cimento-contaminante.

B1	15	8,34	5,82	0,94	48,55	21,46	8,34	279,55
B1	15	8,30	5,84	0,94	48,44	21,03	8,30	301,91
B1	20	6,16	7,83	0,93	48,25	21,06	6,16	356,28
B1	20	6,26	7,77	0,95	48,68	21,43	6,26	329,29
B1	20	6,21	7,81	0,94	48,44	21,45	6,21	325,65
B3	5	25,05	1,93	0,94	48,43	28,12	25,05	72,44
B3	5	24,98	1,94	0,94	48,35	28,19	24,98	69,69
B3	5	24,68	1,95	0,93	48,05	27,89	24,68	65,27
B3	10	12,63	3,86	0,95	48,72	28,15	12,63	249,62
B3	10	12,59	3,86	0,95	48,63	28,01	12,59	233,39
B3	10	12,54	3,87	0,94	48,55	28,24	12,54	231,41
B3	15	8,35	5,82	0,94	48,58	28,23	8,35	477,12
B3	15	8,36	5,82	0,95	48,62	28,09	8,36	451,68
B3	15	8,41	5,80	0,95	48,78	28,13	8,41	454,45
B3	20	6,23	7,79	0,94	48,53	28,44	6,23	713,39
B3	20	6,22	7,80	0,94	48,48	28,11	6,22	697,99
B3	20	6,26	7,77	0,95	48,66	28,31	6,26	735,11

#### 4.3.2.1 Relação resistência a compressão simples e teor de cimento

Na Figura 4.25 são apresentadas as curvas de variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ). O solo neste caso apresenta contaminação de 6% de borra oleosa ácida.

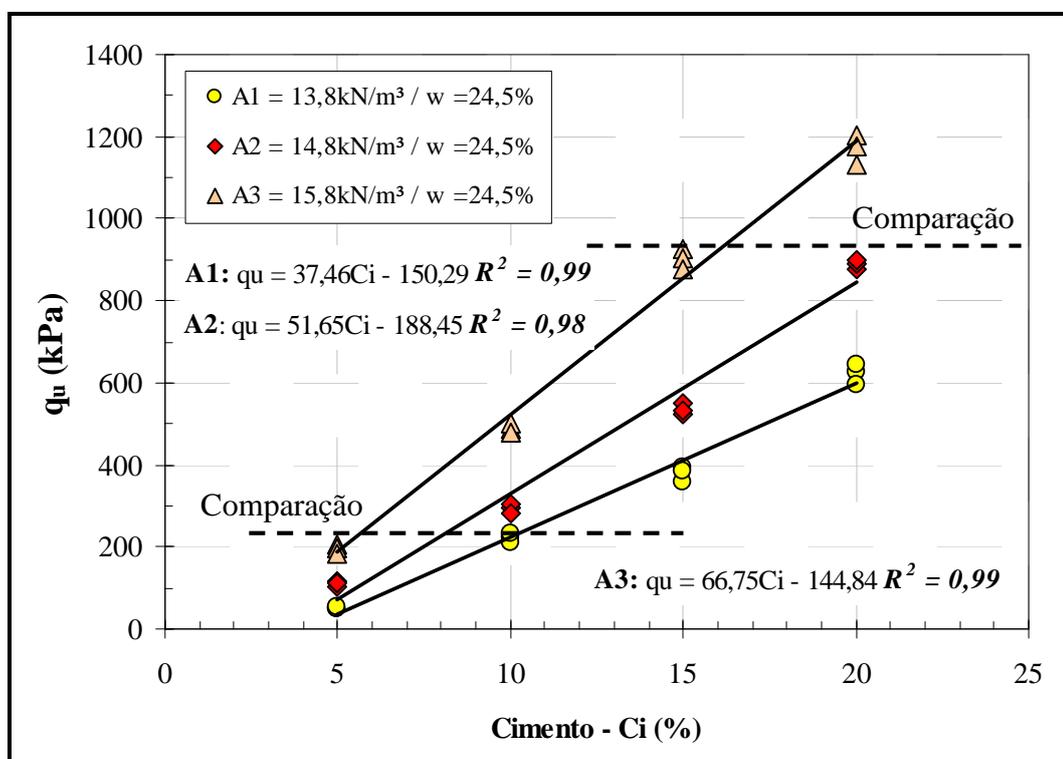


Figura 4.25: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento. (linha A).

Pode-se observar que a quantidade de cimento exerce um efeito de acréscimo de resistência à compressão simples do material. Verifica-se que o aumento da massa específica aparente seca influencia no ganho de resistência para um mesmo teor de cimento adotado, sendo que o acréscimo de resistência é maior para teores de 20% de cimento, quando comparado com teores de 5%, além disso, constata-se que a resistência à compressão simples aumenta com o aumento da quantidade de cimento.

A Tabela 4.13 apresenta o ganho de resistência em relação ao peso específico seco de moldagem. O peso específico seco de  $13,8\text{kN/m}^3$  foi mantido constante para averiguar o grau de acréscimo de resistência a compressão simples adimensional.

Tabela 4.13: Análise quantitativa do acréscimo de resistência em função do peso específico de seco de  $13,8\text{kN/m}^3$ .

$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Cimento (%)			
	5	10	15	20
14,8	2,2	1,3	1,4	1,4
15,8	4,0	2,2	2,4	1,9

A partir da Tabela 4.13 pode-se verificar que o aumento do peso específico de moldagem, gerou ganho de resistência para todos os casos analisados, verifica-se, por exemplo, (comparando 5% e 10% de cimento) para 10% de cimento é mais vantajoso utilizar 5% de cimento e um peso específico maior para obter uma resistência praticamente igual. Em ordem de grandeza o aumento mais expressivo foi para amostras com 5% de cimento, já para amostras com 20% de cimento, o aumento foi de praticamente 40% e 90% para pesos específicos de  $14,8\text{kN/m}^3$  e  $15,8\text{kN/m}^3$ , respectivamente.

Na Figura 4.26 são apresentadas as curvas de variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca, porém diferentes teores de umidade, conforme pode ser visualizado graficamente ( $\omega=21\%$ ,  $24,5\%$  e  $28\%$ ).

Verifica-se na Figura 4.26 que o teor de umidade influencia na resistência a compressão simples, sendo que para amostras com teores de aproximadamente 21% a resistência aumenta com o teor de cimento, porém é menor que as amostras com teores de umidades maiores. A Figura 4.26 ilustra que a maior resistência encontra-se em um meio termo entre 21% e 28% de umidade, com tendência paralela.

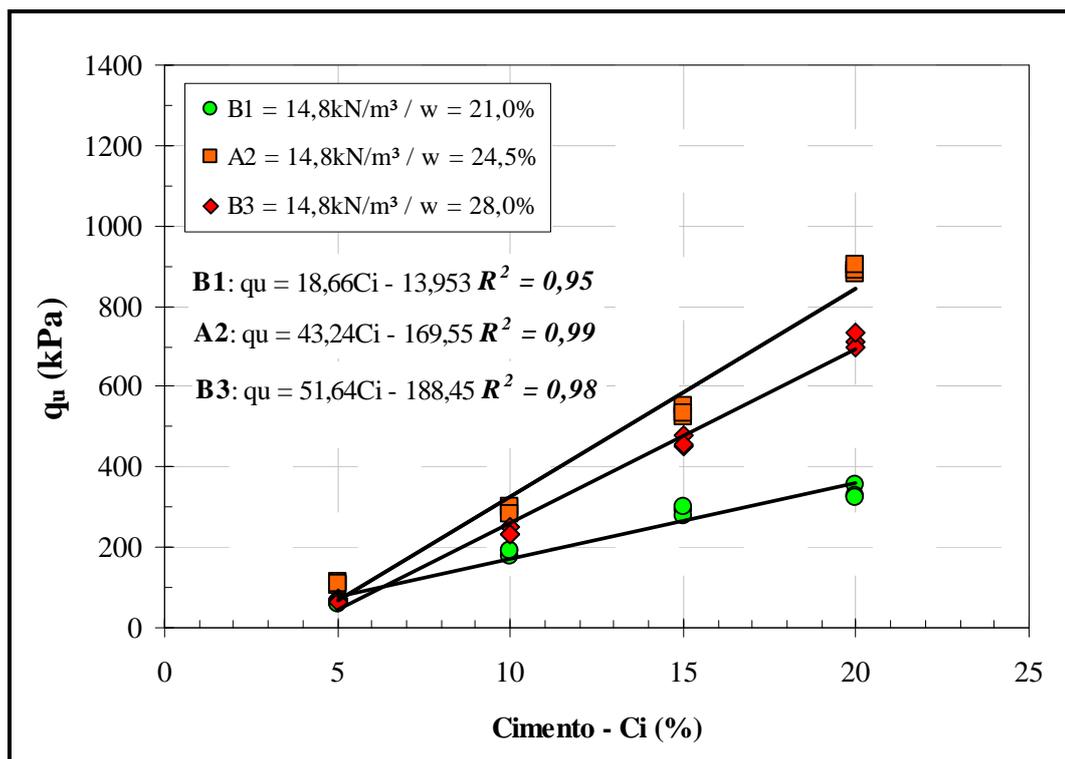


Figura 4.26: variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cimento (linha B).

Verifica-se que a eficiência da cimentação é maior nas misturas mais compactas, devido à existência de um número maior de contatos e, conseqüentemente, a maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos.

#### 4.3.2.2 Relação resistência a compressão simples e porosidade

Na Figura 4.27 estão apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da porosidade do solo-cimento-contaminante compactado. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cimento e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ).

Verifica-se que, de maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade da mistura compactada exerce influência sobre a resistência a compressão simples do solo-cimento-contaminante. A resistência à compressão simples aumentou com a redução da porosidade da mistura compactada.

Independentemente da quantidade de cimento utilizado, a redução na porosidade do material promove ganho de resistência. A redução de menos de dez pontos percentuais na porosidade

do material aumentou aproximadamente 6 vezes a resistência à compressão simples do solo-cimento.

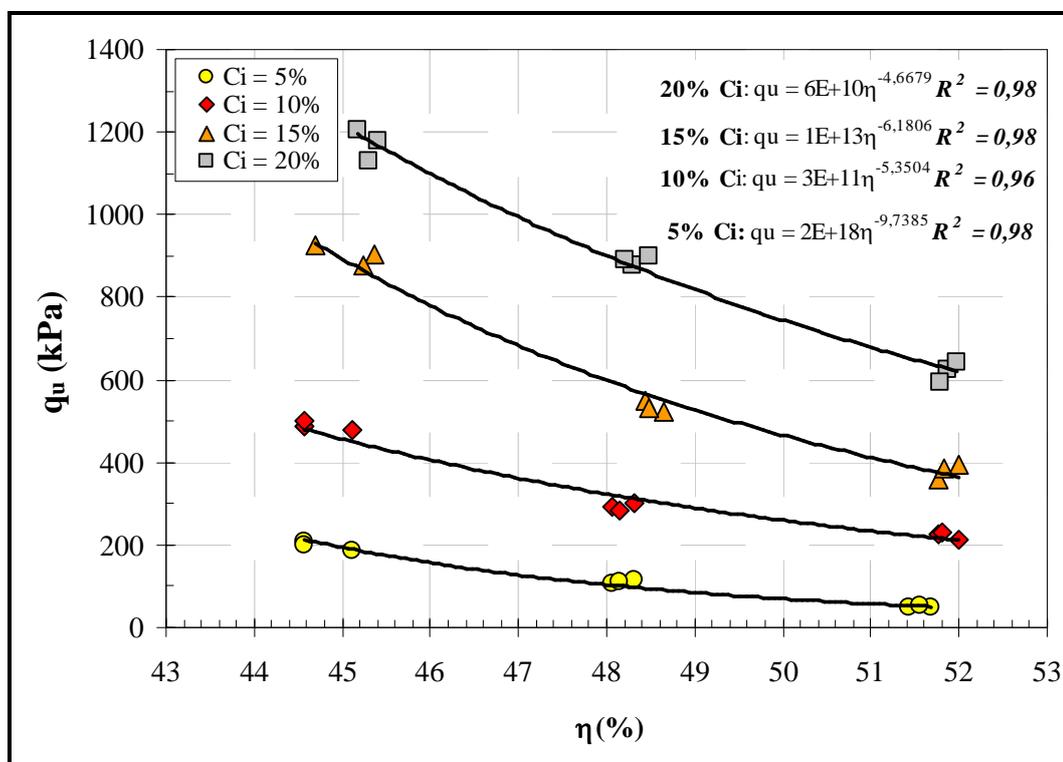


Figura 4.27: variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento (linha A).

#### 4.3.2.3 Resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento

Na Figura 4.28 está apresentada a variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento dos corpos-de-prova com 5%, 10%, 15% e 20% de cimento, conforme equação (1).

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água + ar)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (1)$$

Para a Figura 4.28 esta apresentada a relação de volume de vazios e volume absoluto de cimento versus a resistência a compressão simples. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

Pode-se observar que quanto menor a relação de vazios/cimento maior é a resistência a compressão simples e menor é a relação vazios/cimento, para amostras de solo com mesma

umidade de moldagem ( $w = 24\%$ ). Verifica-se que a maior variabilidade em termos de relação de vazios encontra-se para amostras com 5% de cimento.

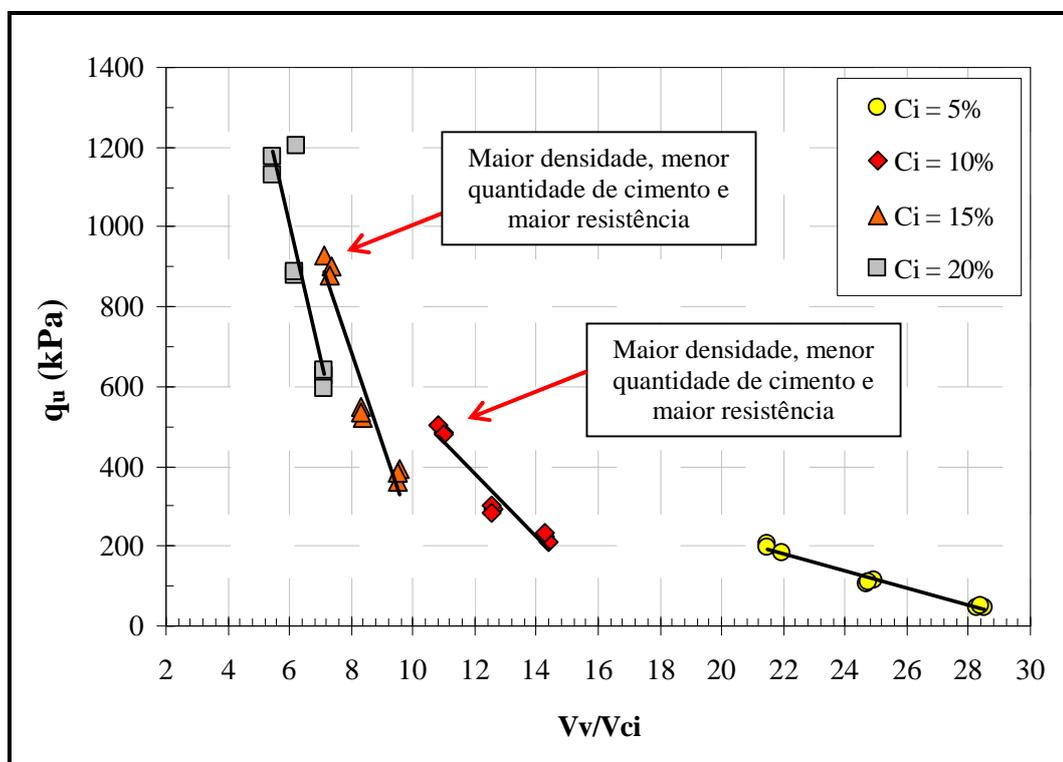


Figura 4.28: variação da resistência à compressão simples versus à relação vazios/cimento (linha A), conforme definição de LARNACH (1960).

Pode-se observar que quanto menor a relação de vazios/cimento maior é a resistência a compressão simples e menor é a relação vazios/cimento, para amostras de solo com mesma umidade de moldagem ( $w = 24\%$ ). Verifica-se que a maior variabilidade em termos de relação de vazios encontra-se para amostras com 5% de cimento.

#### 4.3.2.4 Resistência à compressão simples em função da umidade de moldagem

A Figura 4.29 apresenta a relação de umidade versus a resistência à compressão simples. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo peso específico, teores diferentes de umidade ( $w=21\%$ ;  $24,5\%$  e  $28\%$ ) e quantidades de cimento variadas.

É possível observar que o aumento de umidade para teores de 5% e 10% de umidade não apresentam resultados que influenciam a resistência à compressão simples, porém, para resultados de 15% e 20%, houve um acréscimo de resistência, sendo que o aumento é maior para o teor intermediário de umidade (24%). Observando-se a curva de compactação é

possível estabelecer uma relação, pois o teor de umidade que apresenta maior resistência a compressão simples está muito próximo ao teor de umidade ótima, ou seja, os menores índices de vazios, para uma dada energia de compactação.

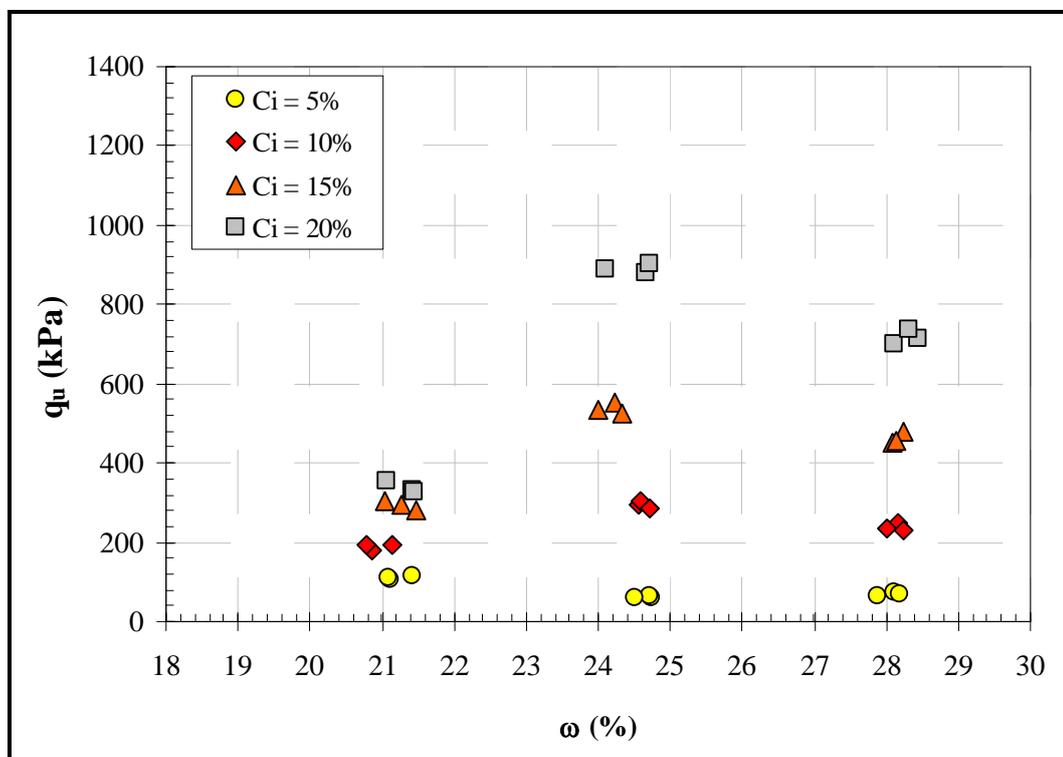


Figura 4.29: variação da resistência à compressão simples versus à umidade de compactação (linha B).

#### 4.3.2.5 Resistência à compressão simples em função do teor volumétrico do cimento

A Figura 4.30 demonstra a variação da resistência à compressão simples com o aumento do teor volumétrico de cimento. É possível observar que, considerando o teor de cimento dosado em relação à massa de solo seco, a resistência cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e a taxa de crescimento da resistência é maior quanto maior for a massa específica aparente seca da mistura.

Da mesma forma que as amostras de solo da Linha A, para a linha B, com variação de umidade, a resistência cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e a taxa de crescimento do peso específico. Porém a resistência à compressão simples aumenta quando passa de 21% de umidade para 24,5% e diminui quando passa para 28% de umidade nas amostras de solo. Este comportamento pode ser visualizado na Figura 4.31.

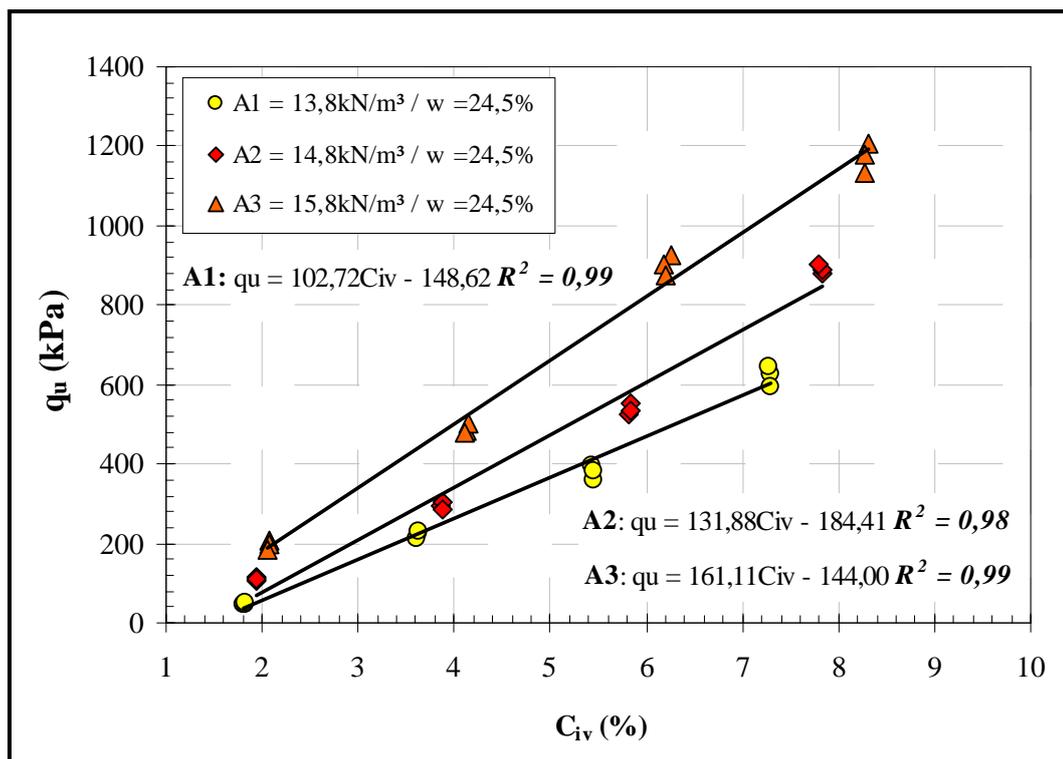


Figura 4.30: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento-contaminante (Linha A).

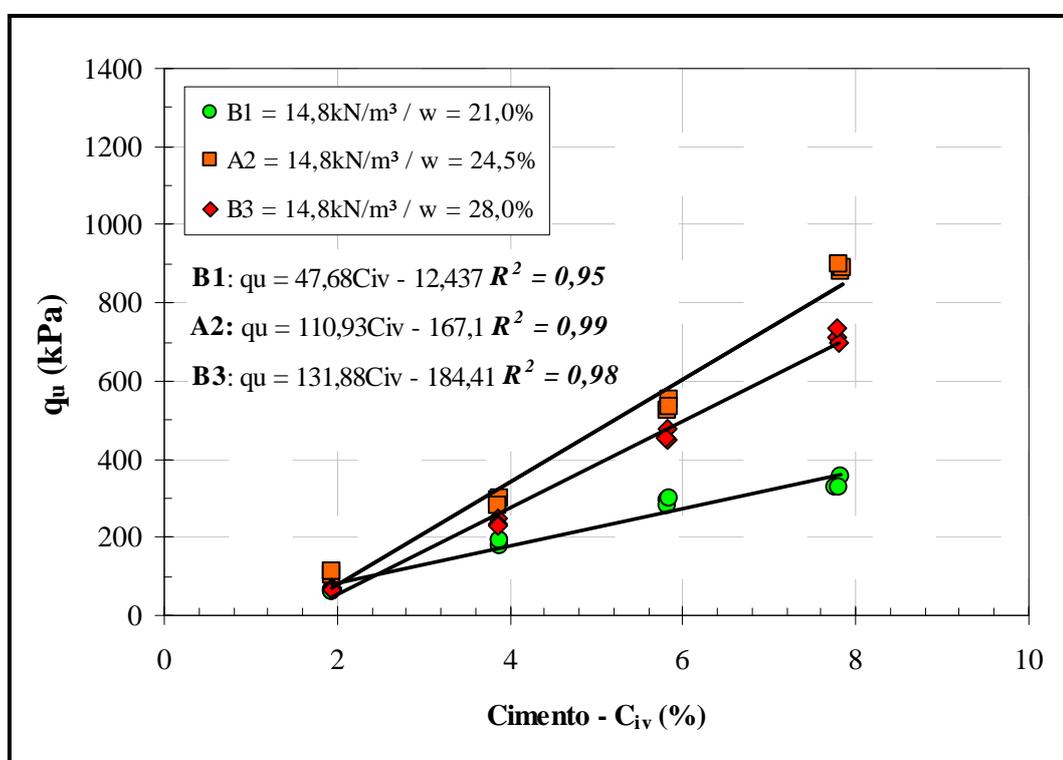


Figura 4.31: efeito do teor de cimento (volumétrico) sobre a resistência à compressão simples do solo-cimento-contaminante (Linha B).

#### 4.3.2.6 Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento

A partir da Figura 4.32 é possível observar um dos pontos principais desta pesquisa, em termos de ensaios de resistência a compressão simples para solos cimentados contaminados. Pois os mesmos estão expressos não mais em função separadamente do teor de cimento ou de porosidade, mas sim, em função do fator vazios/cimento.

Com o propósito de comparação e verificação das mudanças em respostas de resistência foram elaboradas e apresentadas, conforme Figura 4.32, três diferentes curvas potências de tendência, a curva qu1 representa a todos os dados de resistência versus  $\eta/Civ$ , tanto para linha A, como para linha B, conforme apresentou (Foppa 2006). A Curva qu2 apresenta a curva de tendência para os corpos de prova moldados com mesma umidade ( $w=24\%$ ), porém diferente peso específico seco e a curva de tendência qu3 apresentam os corpos de prova moldados com mesma densidade, porém diferentes umidades, como já explicitado em capítulos anteriores.

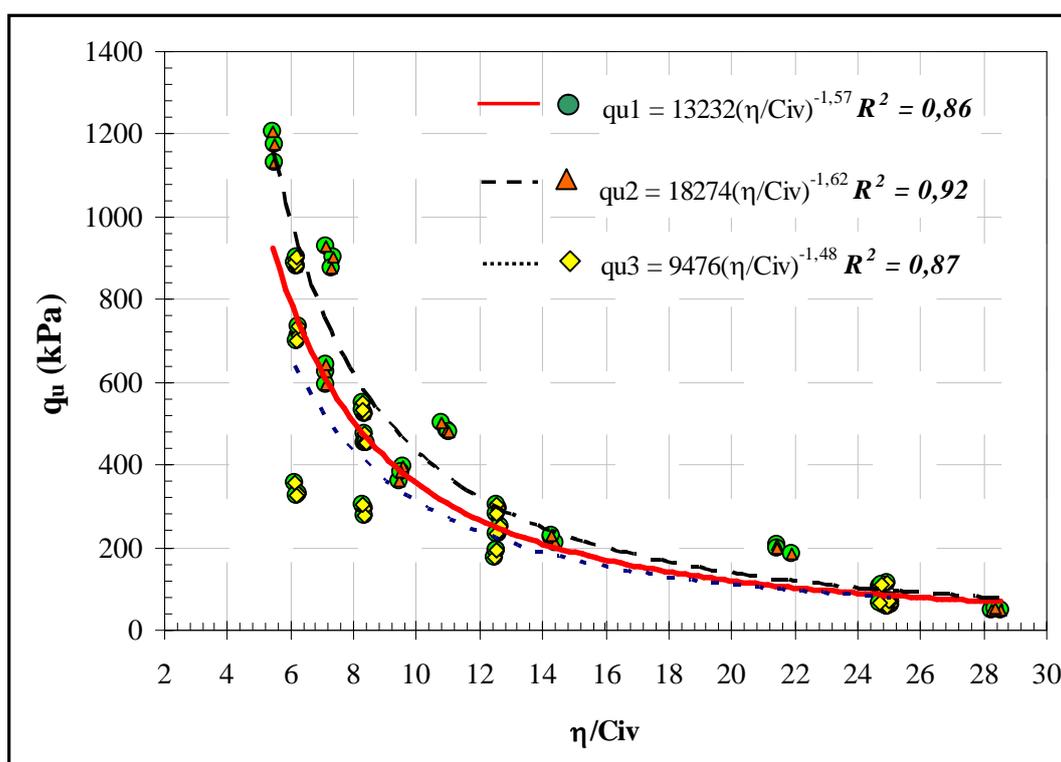


Figura 4.32: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico.

Pode-se assim, analisar isoladamente cada equação e assim constatar que para o solo em estudo haverá algumas modificações para a mesma relação de porosidade e teor volumétrico de cimento, possivelmente devidamente a presença de contaminante na mistura solo-cimento.

É possível identificar a partir da Figura 4.32 que a linha A e a Linha B, quando apresentadas em função dos seus índices de vários apresentam pouca variação no resultado de resistência a compressão simples, quando obtida uma média entre linha A e linha B de moldagem. Esta afirmação pode ser constatada quando utilizada a equação das linhas de tendências. Portanto para um determinado valor de  $h/C_{iv}$  (por exemplo para uma relação = 8) aplicamos as equações da Figura 4.32.

$$qu_1 = 13232(8)^{-0,157} = 506kPa$$

$$qu_2 = 18274(8)^{-1,62} = 629kPa$$

$$qu_3 = 9476(8)^{-1,48} = 436kPa$$

Verifica-se que a média entre as curvas de tendência é de 520kPa. Para o caso de solos contaminados foi possível observar que a variação para todos os valores de  $\eta/C_{iv}$  é de no máximo 20% sobre a média. Portanto, se plotarmos a linha A e a linha B, juntas em uma mesma linha de tendência sempre teremos valores próximos a equação  $qu_1$ , significando que existe pouca influência da umidade na resistência à compressão simples quando analisada em função de porosidade e teor volumétrico de cimento.

A Figura 4.33 apresenta o fator vazios/cimento, porém separados por pontos de moldagem e indicados os teores de cimento utilizados. Neste gráfico pode-se analisar o acréscimo de resistência com a diminuição do fator porosidade e o teor volumétrico de cimento como também o ganho de resistência com o aumento do teor de cimento utilizado.

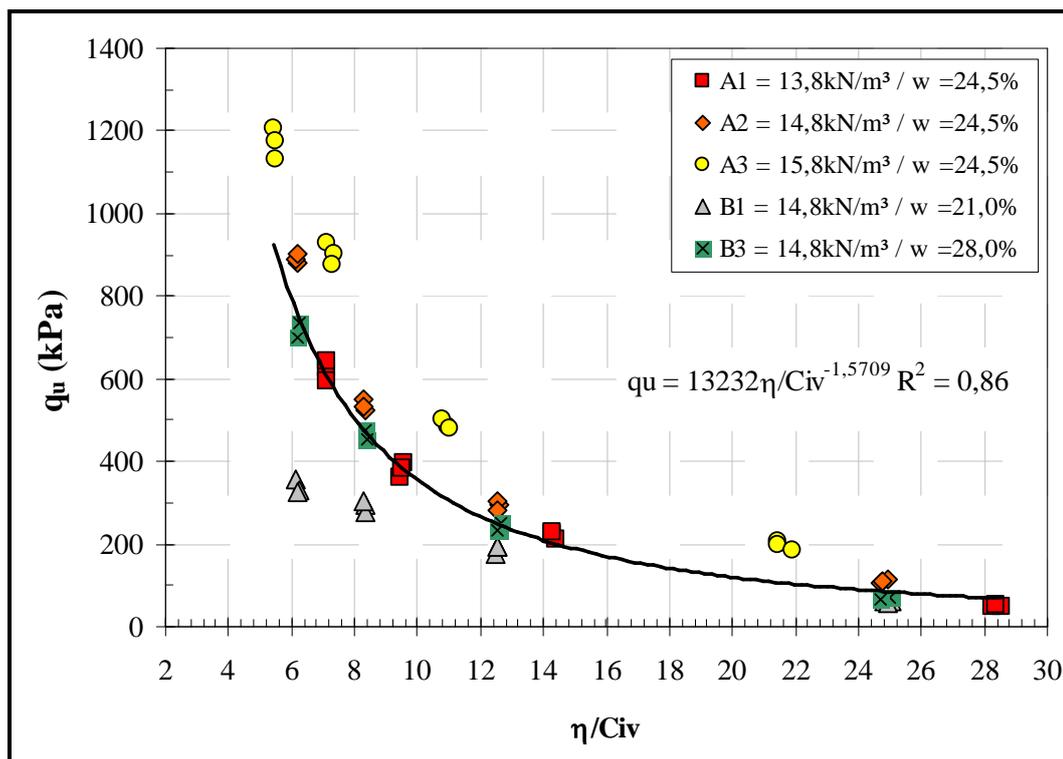


Figura 4.33: resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento em relação a densificação, umidade e teor de cimento.

Da mesma forma que foi realizada para solos não contaminados, a resistência à compressão simples pode ser avaliada, com um excelente grau de precisão, através do fator vazios/cimento ajustado por um determinado expoente.

Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,28 sobre o parâmetro  $C_{iv}$  haveria uma melhor compatibilização entre taxas de variação, resultando em um melhor ajuste para a relação vazios/cimento.

A Figura 4.34 apresenta o novo ajuste utilizando essa relação  $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]$ . Salienta-se que no caso do solo contaminado foi possível fazer o fator de ajuste com um  $R^2$  superior a 0,86 quando analisado apenas para um teor de umidade (24,5%). Quando analisávamos todas as porcentagens de umidade (21%, 24,5% e 28%) o  $R^2$  não era superior que 0,89 em várias tentativas.

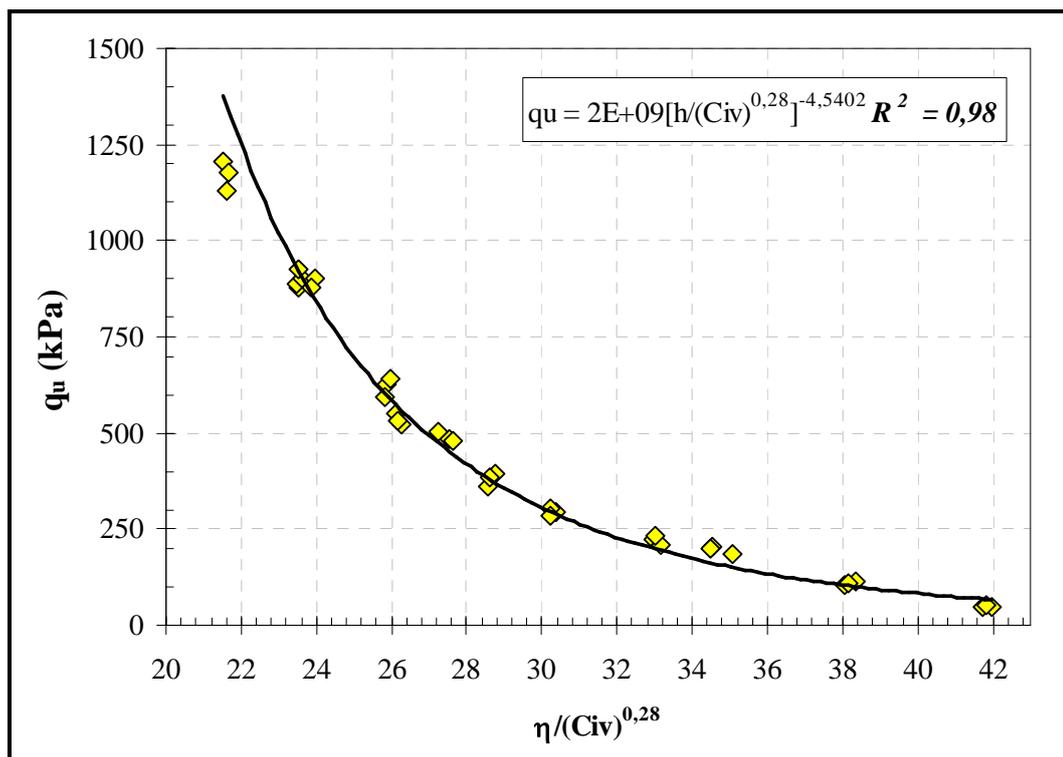


Figura 4.34: resistência à compressão simples versus relação vazios/cimento ajustado.

#### 4.3.3 Comparação entre solo não contaminado e solo contaminado

A partir da Figura 4.35 é possível observar e correlacionar os resultados de resistência a compressão simples obtidos para amostras de solos contaminados e não contaminados quando estabilizados com cimento Portland.

Os resultados apresentam amostras de solo com diferentes teores de cimento e diferentes peso específico seco de moldagem, porém com mesmo teor de moldagem. Verifica-se que a contaminação no solo gera um decréscimo de resistência, sendo este decréscimo maior quanto maior for o teor de cimento nas amostras.

Para solos contaminados e cimentados o limite estabelecido para a disposição de materiais encapsulados em locais de utilização controlada (*Environmental Canada* apud Stegemann e Cote, 1996) é de 350kPa. Verifica-se a partir destes limites que todas as amostras acima de 15% de cimento em solo contaminado para umidade igual a 24,5% estão dentro do limite de aceitação para disposição de material encapsulado. Os dados podem ser comparados a partir da Tabela 4.12.

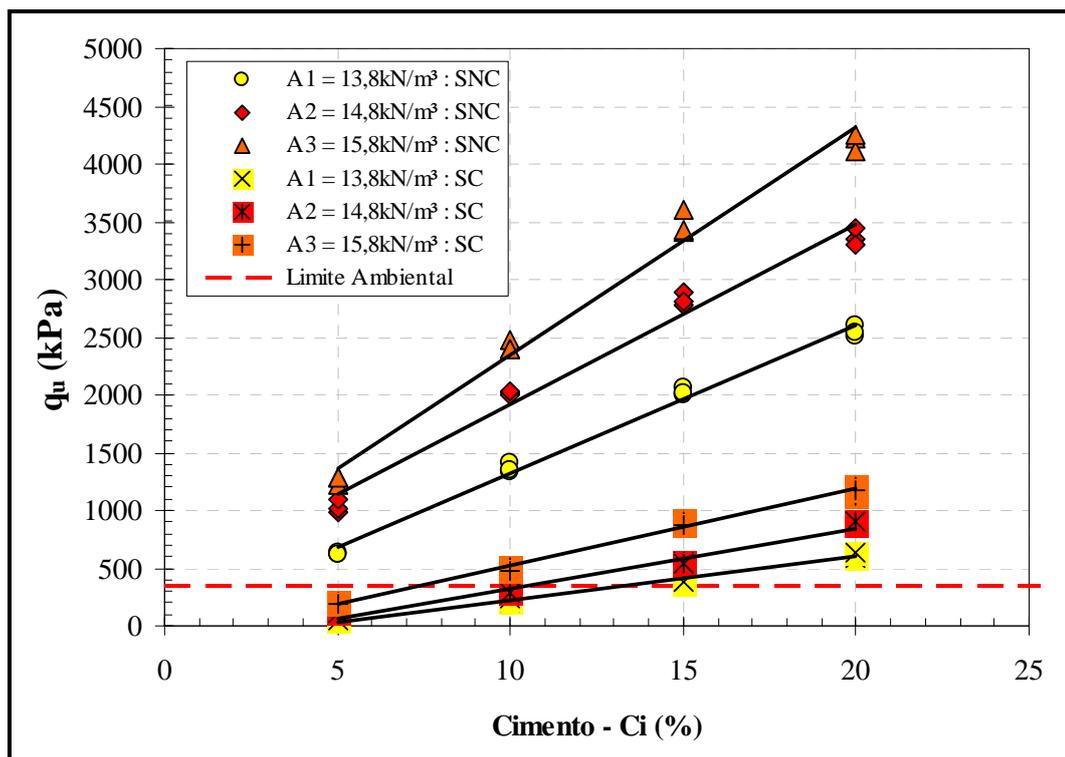


Figura 4.35: Comparação entre solo cimento (SNC) e solo cimento contaminado (SC), linha A.

A Figura 4.36 apresenta os ensaios de resistência à compressão simples de solos contaminados e não contaminados e estabilizados, porém com o mesmo peso específico seco de moldagem, variados teores de cimento e variados teores de umidade.

O contaminante gerou um decréscimo de resistência, porém vale ressaltar que a maior resistência encontra-se para valores intermediários de umidade, ou seja, a maior resistência a compressão simples esta para valores de 24,5% de umidade, sendo que valores menores obtiveram resistência menor e valores maiores (28%) obtiveram valores menores ainda.

Verifica-se, para a linha B, que segundo as recomendações ambientais, apenas amostras com 20% de cimento apresentam resultados superiores as metas ambientais de resistência à compressão simples, estabelecidas. As amostras de solo contaminado e cimentado com 5% e 10% de cimento não seriam aprovadas pelas condições ambientais.

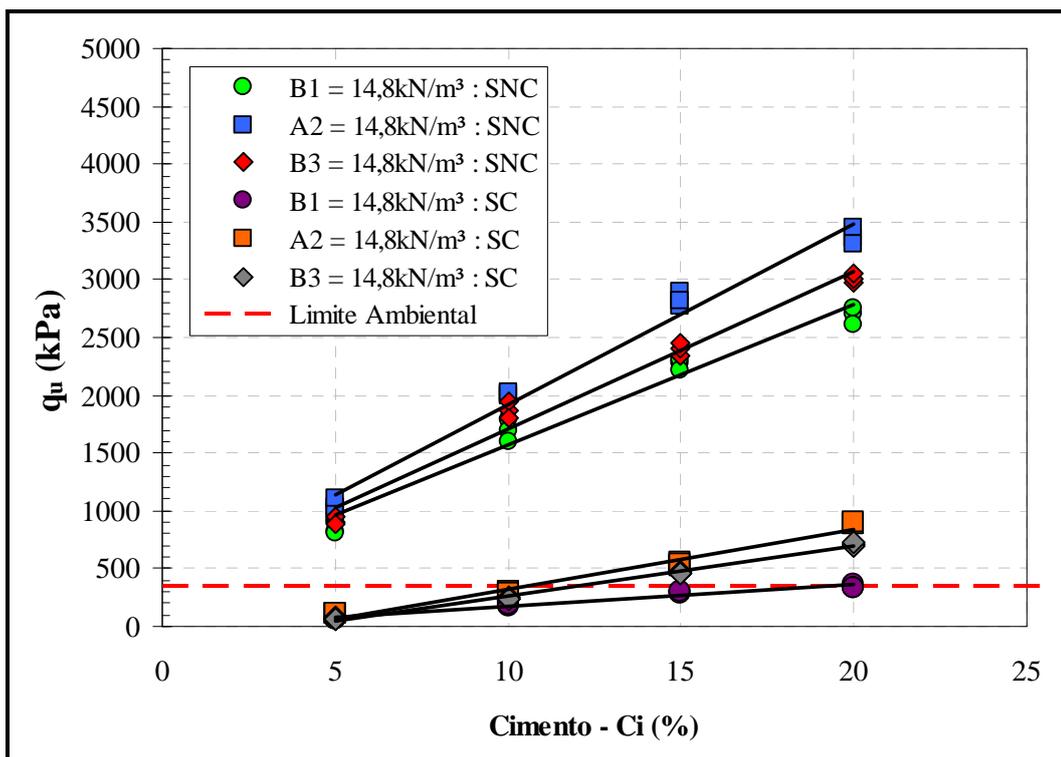


Figura 4.36: Comparação entre solo cimento (SNC) e solo cimento contaminado (SC), linha B.

A Figura 4.37 apresenta a comparação entre solo não contaminado (SNC) e solo contaminado (SC) estabilizados com cimento, verifica-se que a porosidade, quando analisada isoladamente não apresentou grande variação para todos os pontos, não ultrapassando dois pontos percentuais.

Porém, a diminuição da porosidade em amostras de solo cimento obteve aumento de resistência para um mesmo teor de cimento, já para amostras contaminadas este aumento foi praticamente de pouca inclinação e com resultados para diferentes teores de cimento praticamente paralelos.

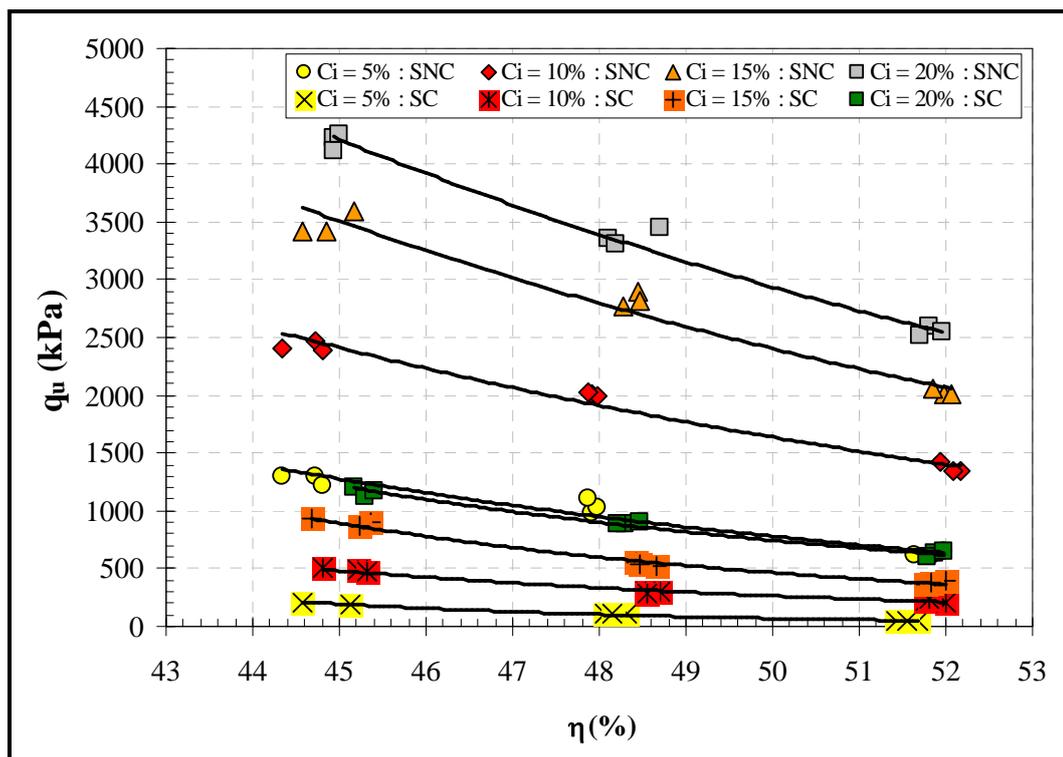


Figura 4.37: Comparação entre solo cimento (SNC) e solo cimento contaminado (SC).

#### 4.3.4 Fator $\eta/Civ$ para o solo de PF comparado com outros materiais

Foppa (2005), Cruz (2006), Lopes Junior (2007) estudaram um solo silte arenoso, uma areia fina, um solo silte arenoso com adição de 25% de pó de pedra respectivamente, tratados com varias quantidades de cimento (1% a 12%). Bittencourt et al (2006) no estudo da influência de variáveis no controle da resistência do concreto compactado com rolo, utilizaram uma composição de areia, brita 25mm e brita 50mm com 2,6%, 3,5% e 4,3% de cimento.

Nesta tese o solo é de origem argilosa, com valor aproximado de 60% de argila. A Figura 4.38 apresenta as curvas granulométricas dos autores citados. Conforme pode ser visualizado o solo mais grosso é de Bittencourt et al (2006), seguidos por uma granulometria mais fina visualiza-se o solo de Cruz (2008), Foppa (2006), Lopes Junior (2007) até chegar ao solo argiloso, utilizado nesta tese.

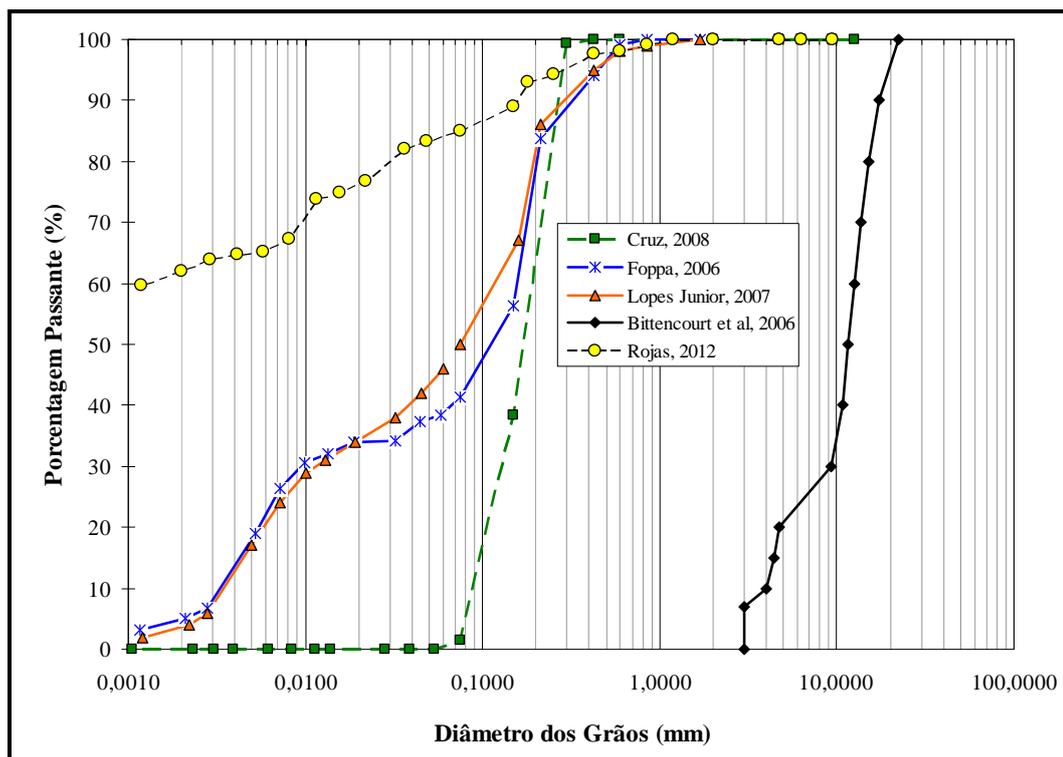


Figura 4.38: Curvas Granulométricas dos materiais analisados.

As curvas granulométricas estão apresentadas para verificar uma possível tendência de comportamento dos materiais estudados pelos autores citados entre a granulometria e a curva de resistência a compressão simples versus porosidade e teor de cimento volumétrico.

A Figura 4.39 apresenta a relação entre a resistência à compressão simples versus porosidade e teor de cimento volumétrico. Analisando os resultados, verificou-se que em todos os casos os materiais apresentaram a mesma tendência de queda da resistência à compressão simples com o aumento do volume de vazios ou diminuição da quantidade de cimento.

Correlacionando com a curva granulométrica percebe-se que quanto mais fino é o material a tendência das curvas é se deslocar para a direita. Este comportamento é possível ser observado com maior clareza na Figura 4.40.

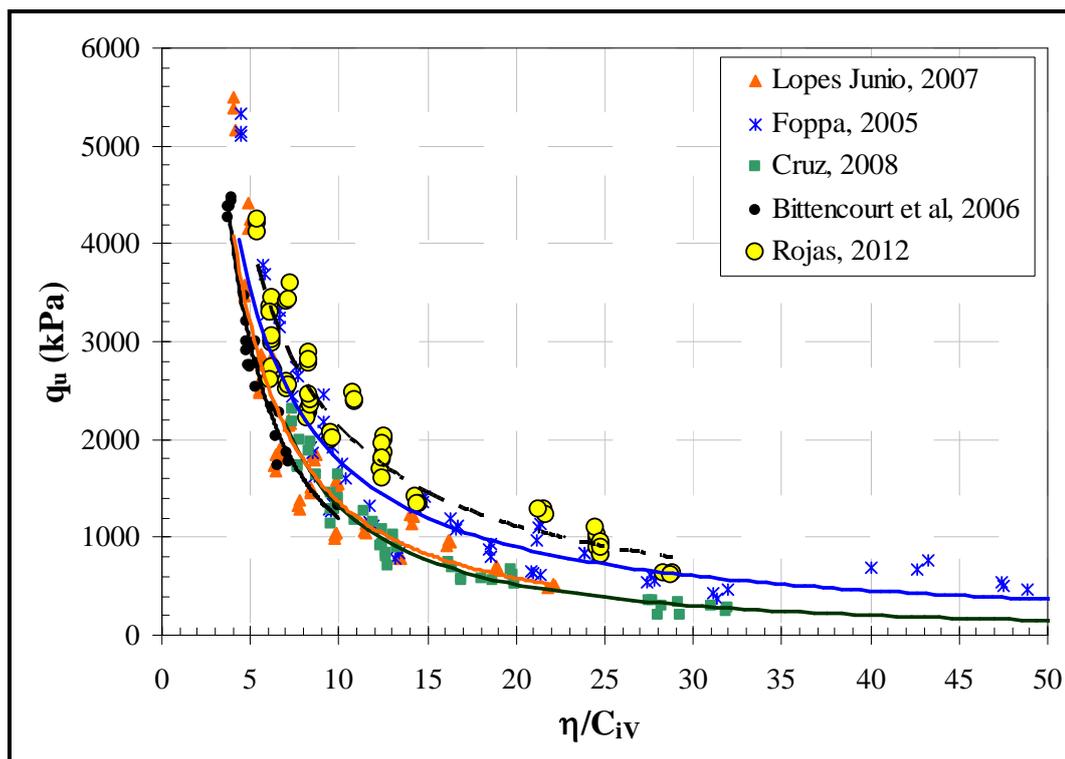


Figura 4.39: Comparação de resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico.

A Figura 4.40 apresenta as curvas dos materiais apresentados pela Figura 4.39 ajustados pelo expoente que melhor resulta em um  $R^2$ . Verifica-se, através da Tabela 4.14, que o expoente diferente de 1 no denominador deslocou as curvas. Comparando as Figuras 4.39 e 4.40 se observa que para a areia de Osório o expoente foi igual a 1 e a curva permaneceu no mesmo local. Para expoentes menores do que 1 a curva se deslocou para a direita e para expoentes maiores do que 1 as curvas se deslocaram para a esquerda.

Tabela 4.14: Equações e expoentes de ajustes comparados.

Autores	Equações	Expoentes
Rojas, 2012	$q_u = 1E+08[\eta/(C_{vi})^{0,28}]^{3,21} R^2 = 0,97$	0,28
Foppa, 2006	$q_u = 5E+07[\eta/(C_{vi})^{0,28}]^{-3,32} R^2 = 0,98$	0,28
Lopes Junior, 2007	$q_u = 2E+07[\eta/(C_{vi})^{0,35}]^{-2,97} R^2 = 0,99$	0,35
Cruz, 2008	$q_u = 29266[\eta/(C_{vi})^{1,00}]^{-1,35} R^2 = 0,98$	1,00
Bittencourt et al 2006	$q_u = 6217,2[\eta/(C_{vi})^{1,75}]^{-0,86} R^2 = 0,95$	1,75

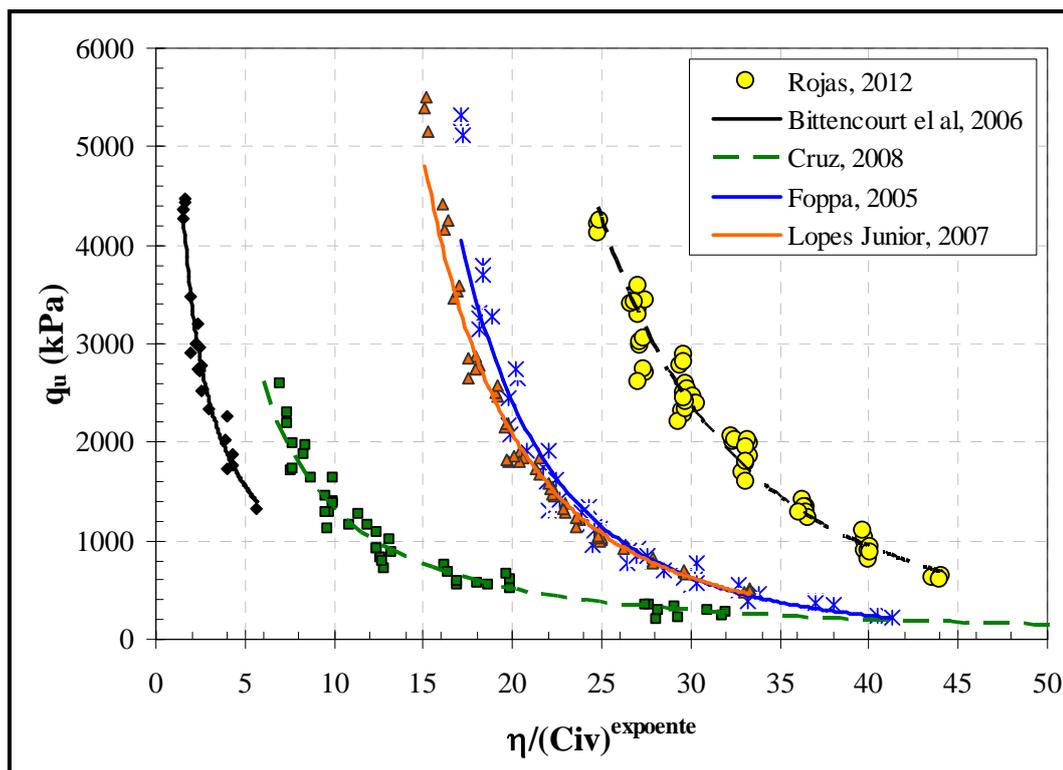


Figura 4.40: Comparação de resistência a compressão simples versus relação vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico com coeficiente de ajuste das curvas.

#### 4.4 MEDIDAS DE SUCÇÃO MATRICIAL

O grau de saturação obtido após a imersão não apresentou variação significativa em relação ao índice de vazios, estando com valores em torno de 75% para todos os corpos-de-prova, incluindo os corpos-de-prova com contaminante.

Sabe-se que variações no índice de vazios e teor de umidade de moldagem afetam a sucção (FEUERHARMEL, 2003), porém, os resultados obtidos não apresentaram correlação com esses parâmetros.

De acordo com Cruz (2001) e Lopes Junior (2011) Dalla Rosa (2011), em geral, os solos compactados próximos ao teor ótimo de umidade apresentam grau de saturação variando entre 70% e 90%, com valores de sucção compreendidos entre 0 kPa e 1000 kPa. Os autores também apresentam medidas de sucção de vários solos residuais lateríticos compactados, para

os quais encontrou valores de sucção variando de 30 kPa até 250 kPa. Da mesma forma, Marinho e Silva (2001) citam que a maioria dos solos compactados apresentam, no teor ótimo de umidade, sucções variando de 50 kPa a 300 kPa.

Em função do elevado grau de saturação, obtido após a imersão dos corpos-de-prova por 24 horas antes de serem submetidos à compressão simples (em média 75%), valores de sucção abaixo de 100 kPa eram esperados para todos os corpos-de-prova. Como o processo de imersão dos corpos-de-prova por 24 horas se mostrou satisfatório no aumento e uniformização do grau de saturação das amostras, acredita-se também que os corpos-de-prova não apresentaram grandes variações na sucção, permitindo assim, desconsiderar a sucção como mais uma variável nas análises das variáveis investigadas.

Relata-se neste trabalho que a medição de sucção matricial utilizada parece ser uma forma inadequada, devido, principalmente a que os grãos de solos finos ficam prendidos no filtro e que não se consiga fazer uma leitura correta da sucção. A sucção apresentou um valor médio de 72,05kN/m<sup>2</sup>,

O Apêndice A apresenta todas as medidas de sucção realizadas neste trabalho, como também dados de saturação, índices de vazios e dados complementares.

#### 4.5 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Neste item da tese serão abordados os ensaios de condutividade hidráulica (k) realizados através do permeâmetro de parede flexível com carga constante. Os resultados serão apresentados em três diferentes etapas: (i) na primeira etapa serão apresentadas e analisadas os ensaios de condutividade hidráulica obtidos para amostra de solo-cimento, sem contaminação por borra oleosa ácida; (ii) na segunda etapa estão apresentados os ensaios e análises obtidos para amostras de solo contaminado e tratado com cimento; (iii) por fim, as duas primeiras etapas serão analisadas conjuntamente para averiguar a influência do contaminante sobre o coeficiente de condutividade hidráulica (k) de solos cimentados.

Para cada porcentagem de cimento foram realizadas no mínimo 20 medidas de condutividade hidráulica, sendo que foram adotadas as 5 medidas que estivessem acima ou abaixo de 10% da média geral.

#### 4.5.1 Solo não contaminado

##### 4.5.1.1 Relação da condutividade hidráulica simples e teor de cimento

A partir da Figura 4.41 é possível observar a influência da adição de cimento e a influência do peso específico seco de moldagem, sendo que para todos os ensaios de condutividade hidráulica fora utilizados apenas um teor de umidade (24,5%).

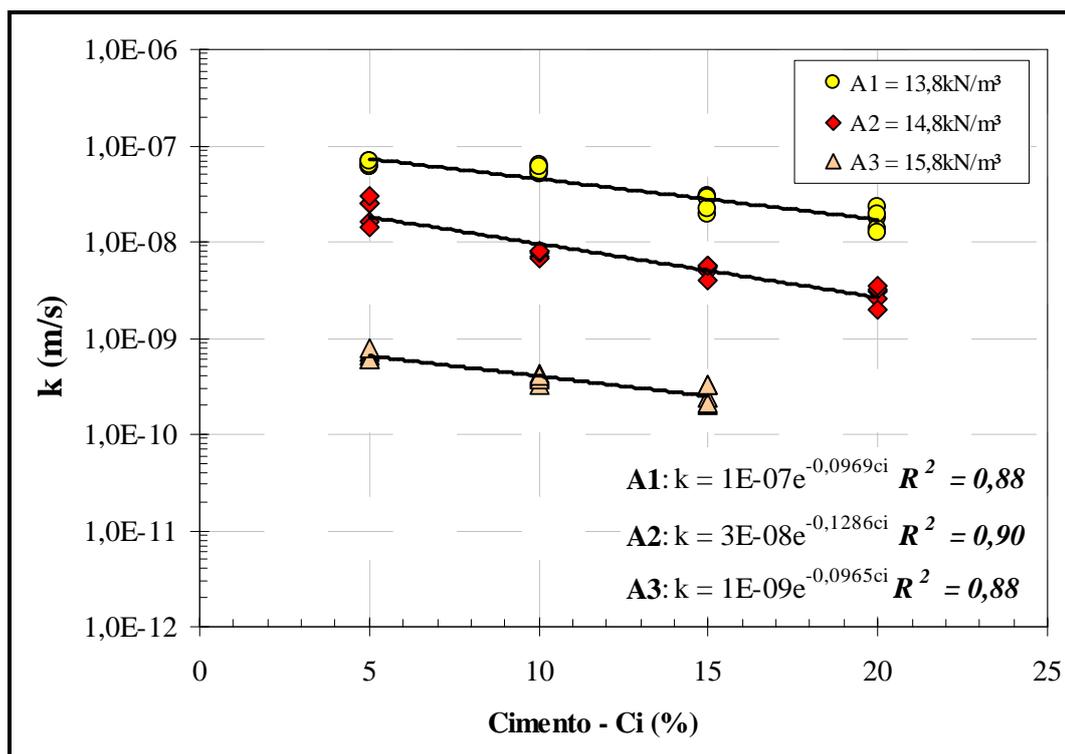


Figura 4.41: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus teor de cimento para solo cimentado.

O acréscimo de cimento resultou na diminuição da condutividade hidráulica para as três densidades estudadas, sendo que se pode verificar que em todos os casos ocorreu um padrão de comportamento, porém não resultou para uma mesma densidade uma mudança expressiva no valor de coeficiente de condutividade hidráulica.

Percebe-se que o peso específico seco de moldagem expressa relevância nos resultados, para um mesmo teor de cimento, houve padrão de comportamento, pois ocorre um paralelismo entre os resultados. Averiguando um caso específico para exemplificar, no caso de 5% de cimento, o coeficiente de condutividade hidráulica passou de  $6,44 \times 10^{-8}$  para  $6,76 \times 10^{-6}$ .

Salienta-se que no caso das amostras com peso específico de  $15,8\text{kN/m}^3$  e 20% de cimento não conseguiu-se obter resultados, portanto foi considerado resultado inexistente para o equipamento utilizado nesta tese. Possivelmente, devido ao alto teor de cimento e alta densidade deveria ser utilizado outro tipo de equipamento ou um gradiente hidráulico maior.

#### 4.5.1.2 Relação da condutividade hidráulica e porosidade

Conforme visualizado na Figura 4.42 o coeficiente de condutividade hidráulica aumenta conforme aumenta a porosidade das amostras ensaiadas, sendo que o comportamento é similar para as quatro porcentagens de cimento aplicadas. A Figura demonstra que a diminuição da condutividade hidráulica está sendo influenciado expressivamente pelo peso específico das amostras, quanto mais denso, menos poroso, menor índices de vazios e menor a condutividade hidráulica.

Independentemente da quantidade de cimento utilizado, a redução na porosidade do material promove diminuição considerável de condutividade hidráulica.

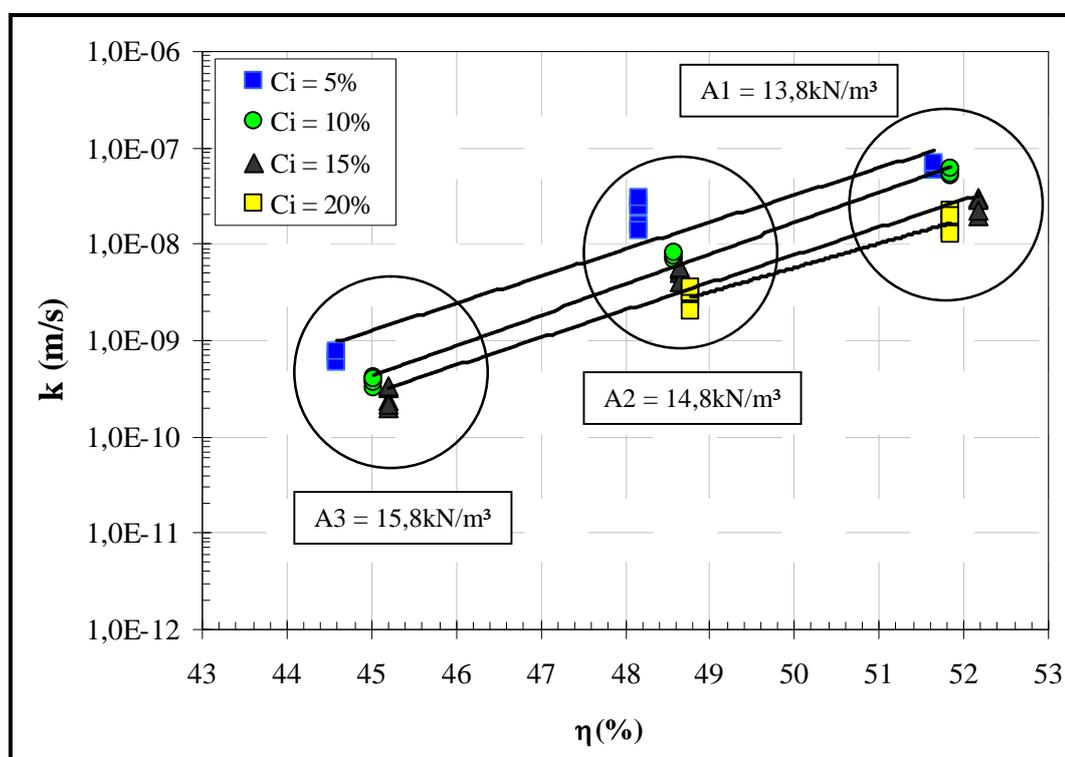


Figura 4.42: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus porosidade.

#### 4.5.1.3 Condutividade Hidráulica em função da relação vazios/cimento

Na Figura 4.43, são apresentadas as curvas de variação da condutividade hidráulica em função da relação vazios/cimento, expressa pela relação porosidade/teor volumétrico de cimento. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

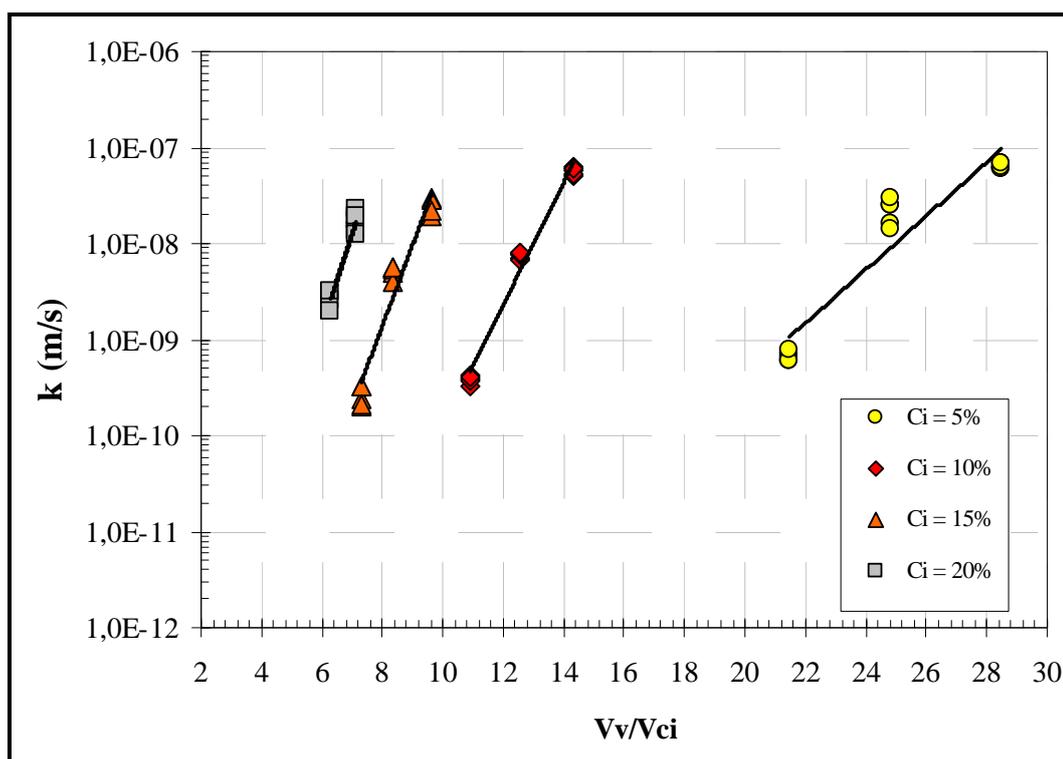


Figura 4.43: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus relação vazios/cimento.

Pode-se observar que não existe uma correlação única entre condutividade hidráulica e a relação porosidade/teor volumétrico de cimento, nota-se ainda, que iguais valores de porosidade/teor volumétrico de cimento, obtidos de diferentes combinações de cimento e porosidades, apresentam distintas condutividades hidráulicas, sempre dependentes ou proporcionais ao peso específico seco de moldagem de cada amostra.

#### 4.5.1.4 Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento

Uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas na Figura 4.44 é através da aplicação de uma potência sobre uma delas, recurso utilizado por vários autores (FOPPA, 2005; LOPES JUNIOR 2007; DALLA ROSA, 2011; LOPES JUNIOR 2011; entre

outros). Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,01 sobre o parâmetro Civ, haveria uma melhor compatibilização entre as taxas de variação, resultando em um melhor ajuste para a relação vazios/cimento.

A Figura 4.44 apresenta a curva de variação da condutividade hidráulica em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,01. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

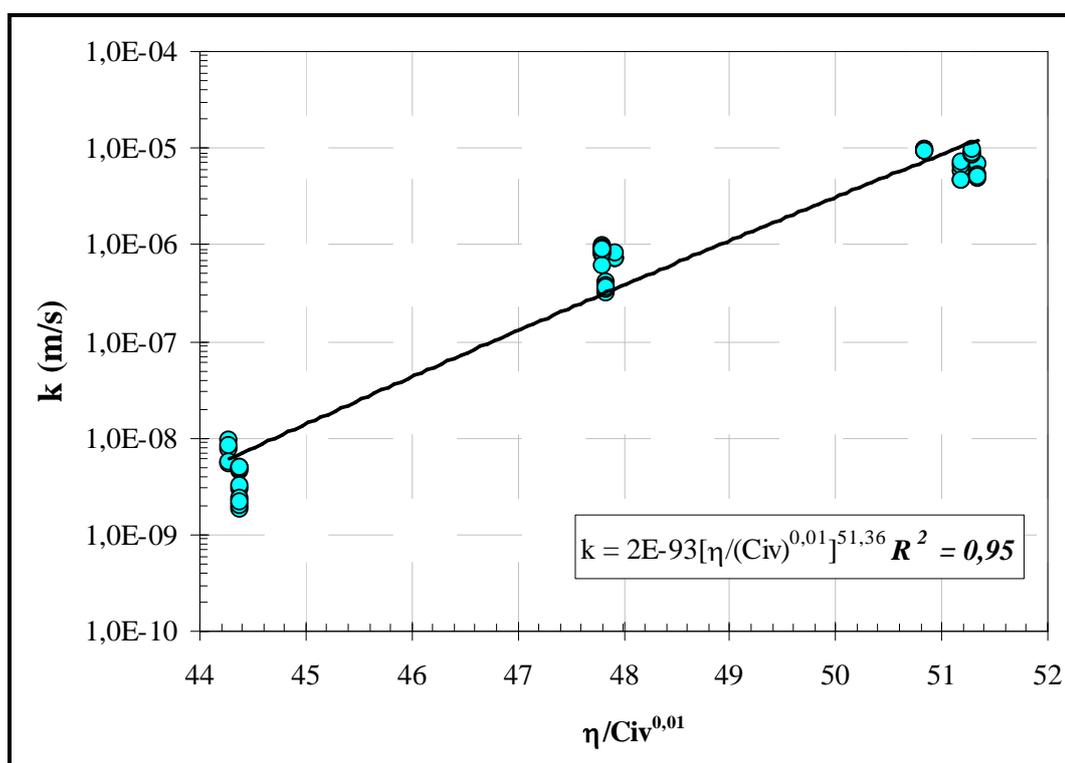


Figura 4.44: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus relação vazios/cimento ajustado.

#### 4.5.2 Solo contaminado

##### 4.5.2.1 Relação da condutividade hidráulica simples e teor de cimento

A partir da Figura 4.45 é possível observar a influencia da adição de cimento e a influência do peso específico seco de moldagem, sendo que para todos os ensaios de condutividade hidráulica fora utilizados apenas um teor de umidade (24,5%).

Para amostras com o menor peso específico seco de moldagem o acréscimo de cimento resultou em um acréscimo suave de condutividade hidráulica, sendo que não se pode considerar tal mudança, pois passou de  $5,40 \times 10^{-6}$  m/s para  $9,39 \times 10^{-9}$  m/s. Para amostras com peso específico de  $13,8\text{kN/m}^3$  e  $14,8\text{kN/m}^3$  ocorreu um padrão de comportamento, sendo que a adição de cimento não resultou em diminuição da condutividade hidráulica. Possivelmente o contaminante (borra oleosa ácida) não permitiu a hidratação do cimento, mesmo caso ocorreu para solos contaminados e cimentados em pesquisas realizadas por Cruz (2006) e Rojas (2007).

Para amostras com peso específico seco de moldagem mais elevada  $15,8\text{kN/m}^3$  o acréscimo de cimento resultou em diminuição da condutividade hidráulica.

Avaliando separadamente cada teor de cimento é possível verificar que o peso específico de moldagem representa significativamente a diminuição da condutividade hidráulica. No caso de corpos de prova cimentados com 5% de cimento resultou em uma diminuição de três vezes a condutividade hidráulica, passando de  $5,40 \times 10^{-6}$  m/s de  $13,8\text{kN/m}^3$  para  $7,34 \times 10^{-9}$  m/s de  $15\text{kN/m}^3$ .

Salienta-se que no caso das amostras com peso específico de  $15,8\text{kN/m}^3$  e 20% de cimento não se conseguiu obter resultados, portanto foi considerado resultado inexistente para o equipamento utilizado nesta tese.

Possivelmente o contaminante (borra oleosa ácida) causa a diminuição na estabilidade da mistura de solo cimento, pois a borra passa a agir como lubrificante e encapsulante das partículas de solo e cimento, criando uma película nas partículas principalmente de cimento, impedindo sua hidratação. Esta mesma conclusão pode explicar a perda de resistência à compressão simples.

Para solos contaminados e cimentados o limite estabelecido para a disposição de materiais encapsulados em locais de utilização controlada (*Environmental Canada* apud Stegemann e Cote, 1996) deverá ser menor ou igual a  $10^{-8}$  m/s. Verifica-se a partir destes limites que apenas as amostras compactadas com o peso específico de  $15,8\text{kN/m}^3$ , indiferente do teor de cimento, estão dentro dos limites ambientais aceitáveis.

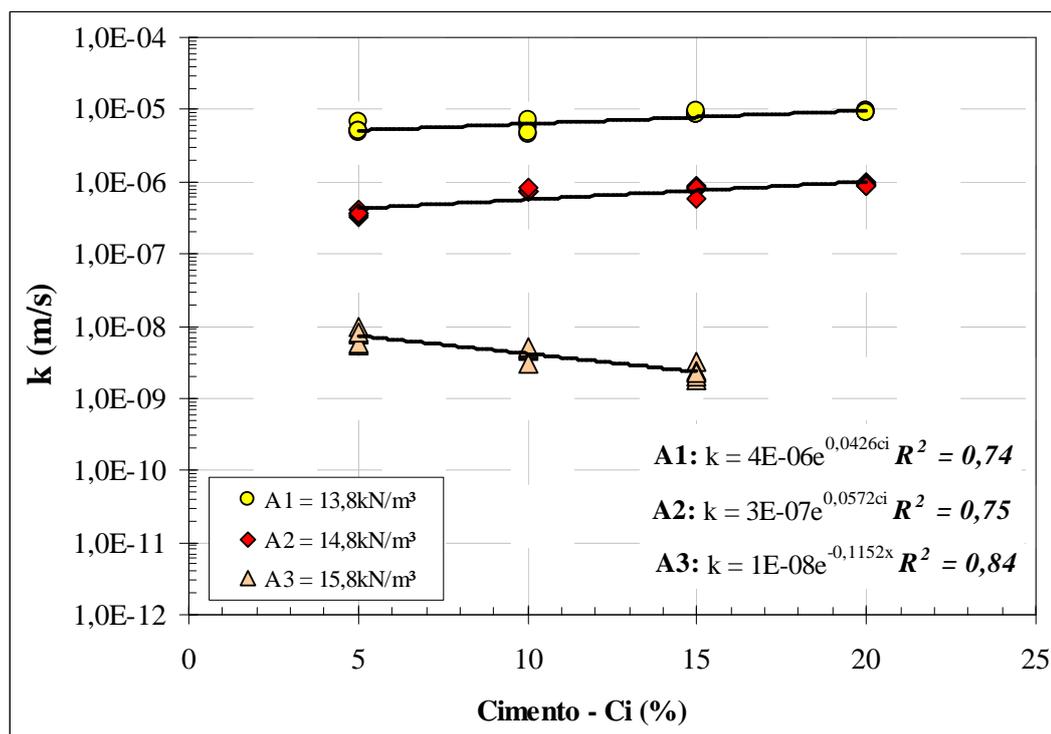


Figura 4.45: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus teor de cimento para solo cimentado.

#### 4.5.2.2 Relação da condutividade hidráulica e porosidade

Conforme visualizado na Figura 4.46 o coeficiente de condutividade hidráulica aumenta conforme aumenta a porosidade das amostras ensaiadas, sendo que o comportamento é similar para as quatro porcentagens de cimento aplicadas. A Figura demonstra que a diminuição da condutividade hidráulica esta sendo influencia pela densidade das amostras, quanto mais denso, menos poroso, menor índices de vazios e menor a permeabilidade.

Independentemente da quantidade de cimento utilizado, a redução na porosidade do material promove diminuição consideráveis de condutividade hidráulica.

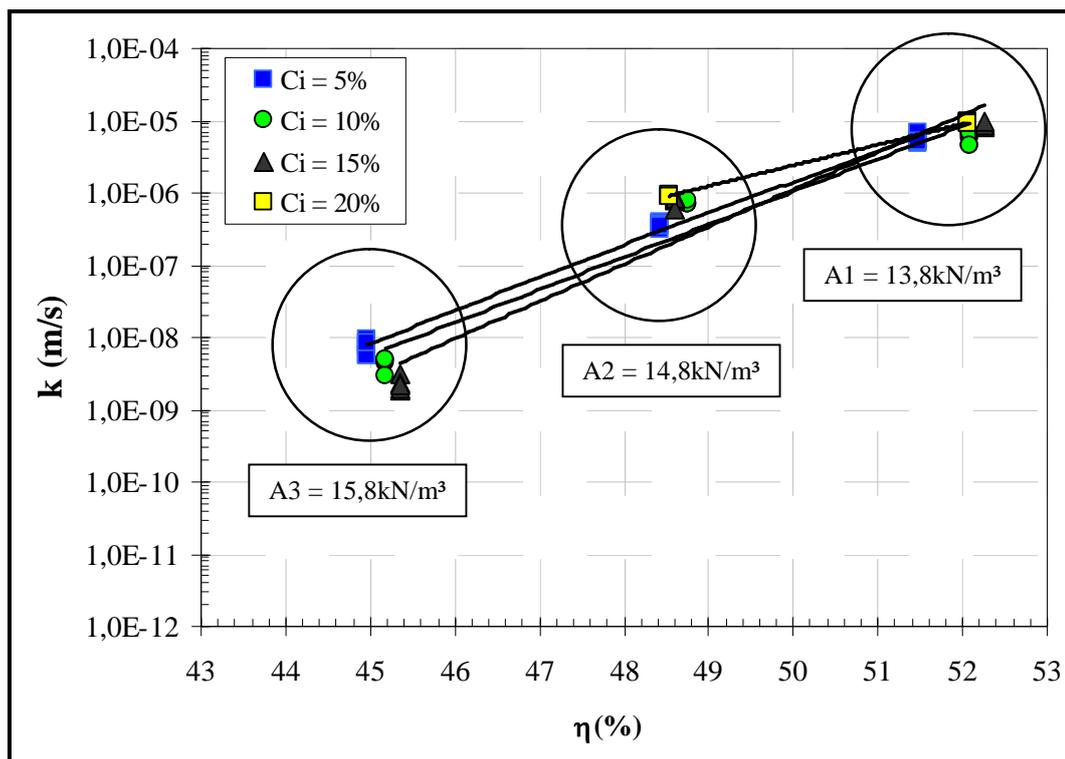


Figura 4.46: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus porosidade.

#### 4.5.2.3 Condutividade Hidráulica em função da relação vazios/cimento

Na Figura 4.47, são apresentadas as curvas de variação da condutividade hidráulica em função da relação vazios/cimento, expressa pela relação porosidade/teor volumétrico de cimento. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

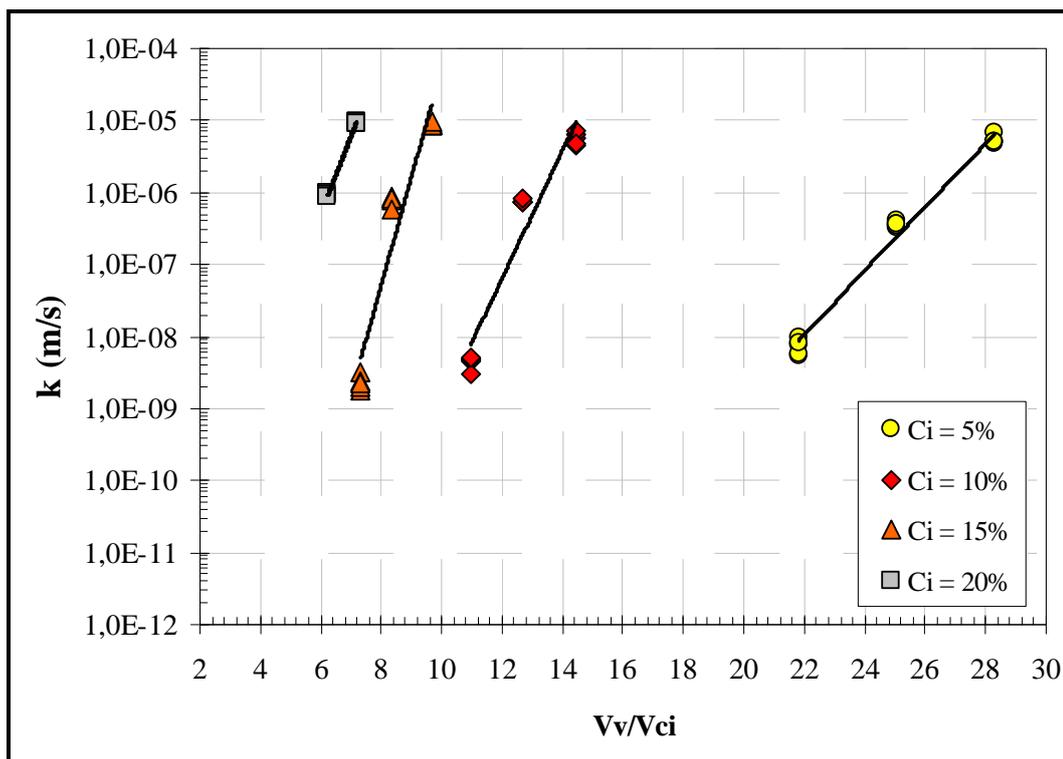


Figura 4.47: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus relação vazios/cimento.

Pode-se observar que não existe uma correlação única entre condutividade hidráulica e a relação porosidade/teor volumétrico de cimento, nota-se ainda, que iguais valores de porosidade/teor volumétrico de cimento, obtidos de diferentes combinações de cimento e porosidades, apresentam distintas condutividades hidráulicas.

#### 4.5.2.4 Fator vazios/cimento em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento

Uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma das variáveis. Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,01 sobre o parâmetro  $C_{iv}$ , haveria uma melhor compatibilização entre as taxas de variação, resultando num melhor ajuste para a relação vazios/cimento.

A Figura 4.48 apresenta a curva de variação da condutividade hidráulica em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,01, mesmo ajuste utilizado para o solo não contaminado. Todos os corpos de prova apresentados possuem o mesmo teor de umidade ( $\omega=24,5\%$ ), porém quantidades de cimento e porosidades variadas.

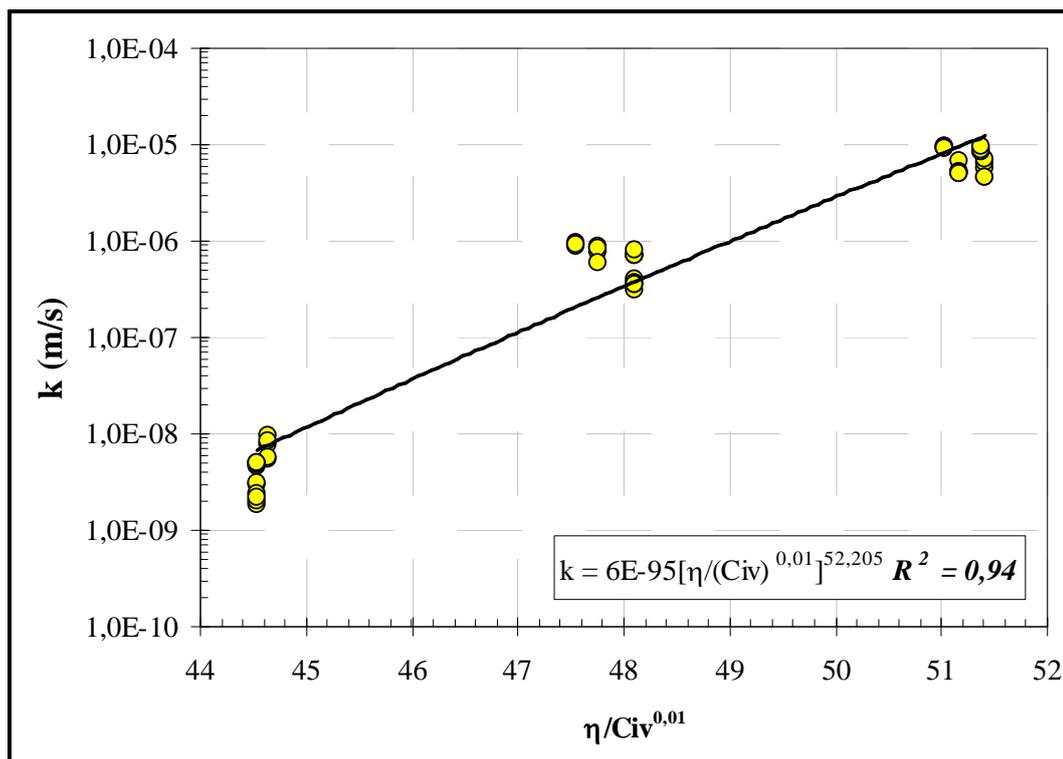


Figura 4.48: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus relação vazios/cimento ajustado.

Pode-se observar uma boa correlação entre o volume de vazios/volume de cimento ajustados e a condutividade hidráulica do solo-cimento compactado em estudo. Foi utilizado no ajuste curva tipo potência, a qual apresentou melhores coeficientes de correlação  $R^2$ .

#### 4.5.3 Comparação entre solo não contaminado e solo contaminado

A Figura 4.49 apresenta os resultados de condutividade hidráulica para amostras cimentadas com e sem contaminante. Verifica-se que as mostras não contaminadas apresentam uma diminuição de condutividade hidráulica quanto maior for o peso específico seco de moldagem e quanto maior o teor de cimento. Para as amostras contaminadas é possível observar que a diminuição de condutividade hidráulica ocorre apenas para amostras com peso específico seco de moldagem de  $15,8\text{kN/m}^3$ , quando analisamos a quantidade de cimento, sendo que para  $13,8\text{kN/m}^3$  e  $14,8\text{kN/m}^3$  o aumento de cimento resultou em um aumento da condutividade hidráulica.

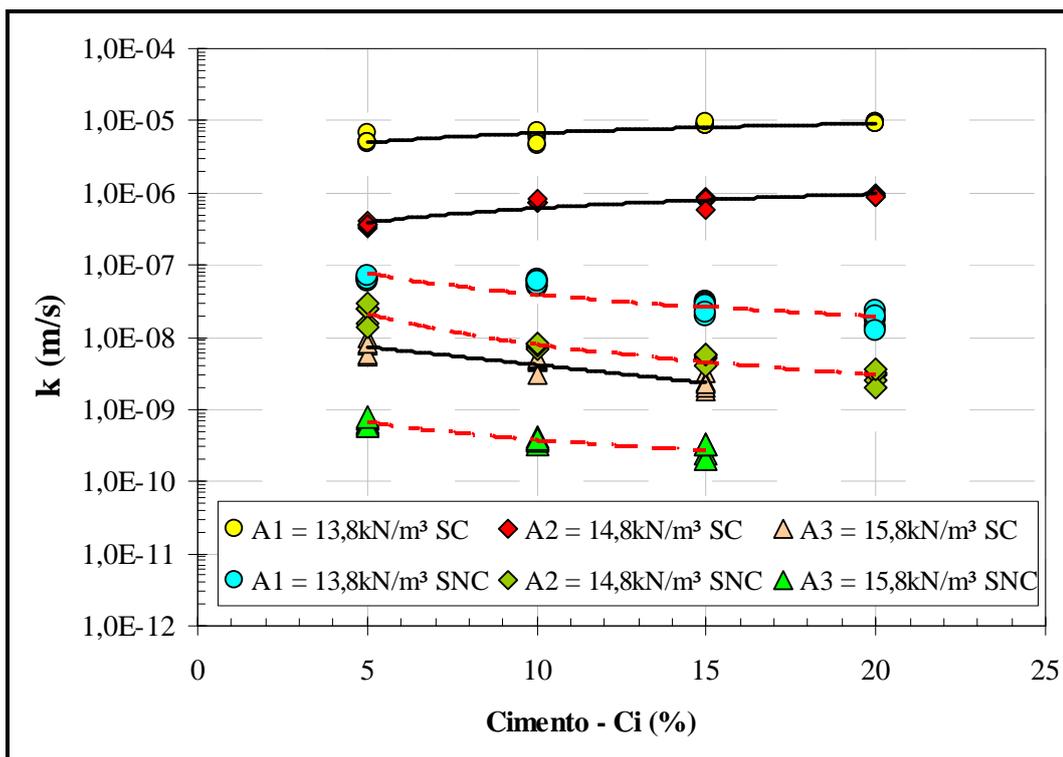


Figura 4.49: Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus relação vazios/cimento ajustado.

#### 4.6 CORRELAÇÃO DOS RESULTADOS $q_u$ versus K

Utilizando os resultados de resistência à compressão simples e condutividade hidráulica, pode-se analisar e obter o melhor comportamento físico dos compostos solo/cimento e solo/cimento/contaminante, além de poder verificar a eficiência a influencia do contaminante em amostras estabilizadas com cimento Portland.

A partir da Figura 4.50 é possível relacionar o coeficiente de permeabilidade e a resistência a compressão simples para solos cimentados. Verifica-se que o aumento da resistência acarreta em uma diminuição da condutividade hidráulica, porém fator predominante é o peso específico seco de moldagem que diminui a condutividade hidráulica, aumenta a resistência, conjuntamente com o aumento do teor de cimento. Como não foi obtido leitura de condutividade hidráulica para teor de cimento de 20% de cimento e peso específico seco de 15,8kN/m³ não pode-se obter relação entre os parâmetros físicos.

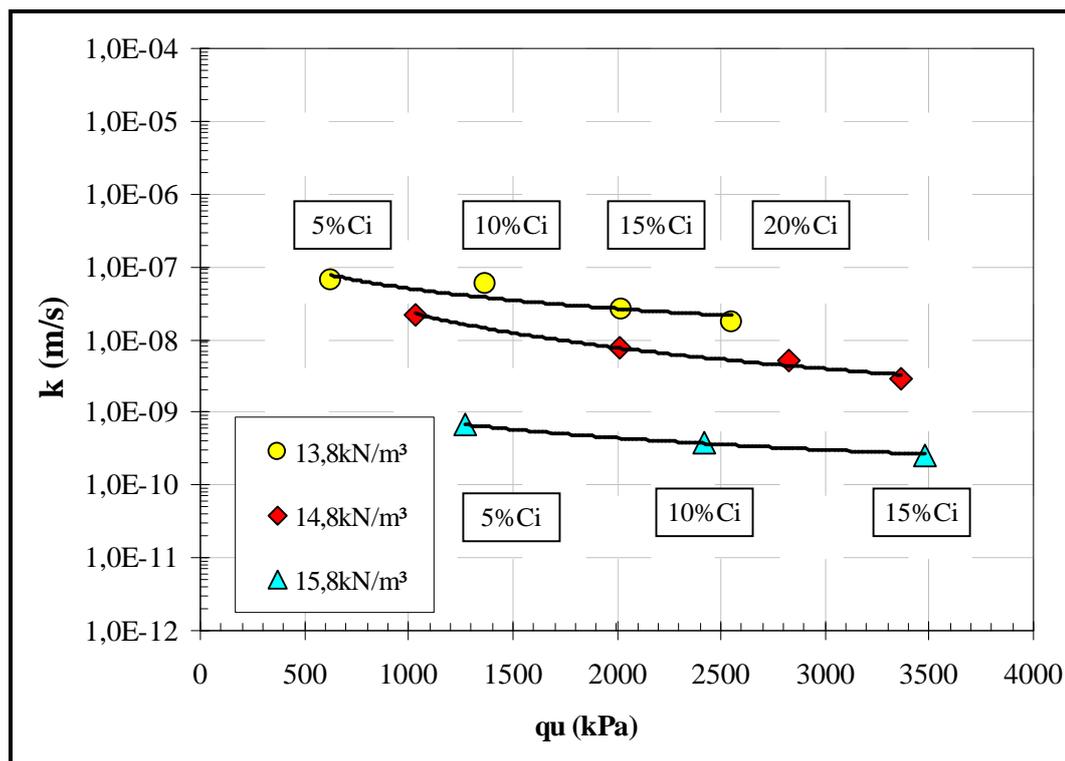


Figura 4.50: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus resistência a compressão simples ( $q_u$ ) – Não contaminado.

A Figura 4.51 apresenta a relação de condutividade hidráulica versus resistência a compressão simples, para misturas de solos contaminados cimentados. Para os solos contaminados verifica-se que apenas para o peso específico de 15,8kN/m<sup>3</sup> houve redução da condutividade hidráulica, para diferentes teores de cimento, porém sem mudança relevante. Para os demais casos o aumento de resistência a compressão simples não resultou em modificação do coeficiente de condutividade hidráulica. O aumento do peso específico de moldagem resulta na diminuição da condutividade hidráulica.

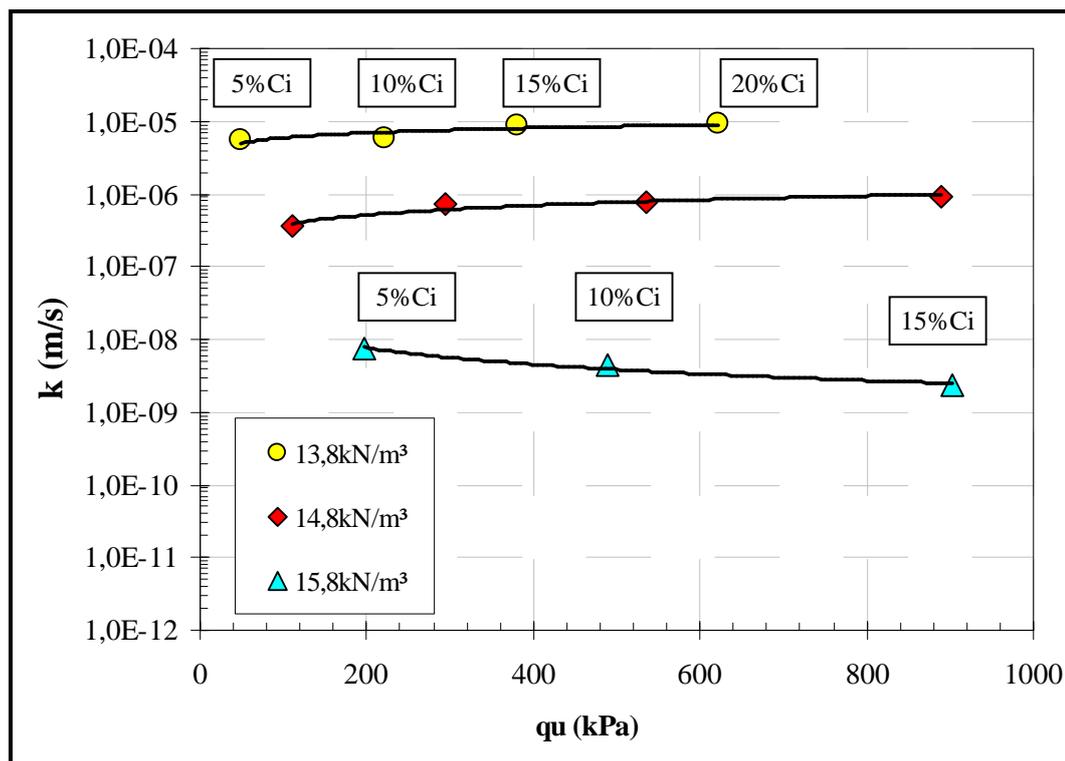


Figura 4.51: Coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) versus resistência a compressão simples ( $q_u$ ) – Contaminado.

#### 4.7 ENSAIOS DE LIXIVIAÇÃO EM COLUNA

Neste item estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de lixiviação em coluna e análises químicas e físico-químicas do líquido extraído pelo equipamento de lixiviação em coluna. Para a verificação da eficácia da aplicação de cimento e da compactação na redução de contaminantes no lixiviado foram realizados ensaios em amostras de solos contaminados, contaminados e cimentados e em uma amostra natural, sem contaminante e sem tratamento com cimento. Estes ensaios foram realizados para duas diferentes densidades (máxima e mínima) com porcentagens de 5% e 20% de cimento, realizando duas coletas de lixiviado por ensaio.

Foram realizados 16 ensaios de lixiviação em coluna, conforme os procedimentos descritos pela ASTM D 4870. O tempo de cura das amostras cimentadas foi de 3 dias. Uma amostra sem contaminação e sem agente cimentante foi submetida ao ensaio para a obtenção de uma amostra branca.

Com o objetivo de obter uma amostragem significativa, foi adotado que a coleta dar-se-ia por encerrada a partir do momento em que fossem extraídos aproximadamente dois litros de lixiviado, sendo consideradas duas coletas, a primeira quando obtivesse um litro e a segunda quando obtive-se mais um litro, obtendo um total de dois litros.

Para cada ensaio de lixiviação em coluna obtiveram-se tempos diferentes de coleta, algumas amostras foram ensaiadas por até 30 dias.

Para que fosse possível obter amostras de lixiviado o cilindro onde o solo era compactado teve que ser modificado, pois o tempo passava de 60 dias para cada amostra, desta forma optou-se em um cilindro de menor tamanho, com diâmetro de 10cm e altura de 15cm.

Para o peso específico de  $15\text{kN/m}^3$  e um teor de 20% de cimento não foi possível obter amostras de lixiviado, o ensaio foi repetido três vezes sendo que nas três tentativas não houve mais de 200ml de lixiviado após 30 dias de ensaio.

#### 4.7.1 Análise físico-química do lixiviado

Após a coleta, as amostras foram enviadas para o laboratório contratado. Nas análises químicas e físico-químicas analisaram-se os seguintes parâmetros: Al, Cd, Pb, Mg, Ni, Zn, cloreto, DBO, DQO, sólidos suspensos, condutividade elétrica e pH.

Como níveis de referência utilizaram-se os teores obtidos a partir do lixiviado da amostra representativa do solo natural, chamada de amostra branca, estes níveis foram utilizados como balizadores para a interpretação dos dados obtidos. Conjuntamente, comparam-se os valores de intervenção para águas subterrâneas estabelecida pela CETESB (2001) e padrões de emissão de efluentes líquidos para fontes de emissão que lancem seus efluentes em águas superficiais no Estado do Rio Grande do Sul (CONSEMA, 2006).

O Apêndice C apresenta os resultados obtidos nas análises químicas e físico-químicas das amostras submetidas aos ensaios de lixiviação em coluna.

Devido a que os metais pesados alumínio, cádmio, chumbo e níquel não foram detectados nas análises laboratoriais ou estão abaixo dos valores de detecção do método utilizado, os teores da amostra branca apresentam o termo “não detectado” e a linha representa o limite de detecção (LD). O magnésio não apresenta limite de intervenção na figura devido à falta de tal.

#### 4.7.1.1 Metais Pesados e pH

Através dos dados apresentados pelo Apêndice C constatou-se que a concentração de metais pesados e o pH do lixiviado estão relacionados com o teor de cimento, com o contaminante e com o peso específico de moldagem. Para melhor visualização e compreensão deste comportamento, as Figuras 4.52, 4.53, 4.54, 4.55, 4.56, 4.57 apresentam as relações entre as concentrações de metais pesados e o pH para amostras de solo não contaminada, contaminada e com teores de 5% e 20% de cimento, com pesos específicos de 13,8kN/m<sup>3</sup> e 15,8kN/m<sup>3</sup>. As Figuras também apresentam através de linhas horizontais tracejadas os limites máximos de intervenção para águas subterrâneas estabelecido pela resolução CONAMA 396 (2008) para cada metal analisado (LC). Devido a que os metais pesados alumínio, cádmio, chumbo e níquel não foram detectados nas análises laboratoriais ou estão abaixo dos valores de detecção do método utilizado, os teores da amostra branca apresentam o termo “não detectado” e a linha representa o limite de detecção (LD). O magnésio não apresenta limite de intervenção na figura devido à falta de parâmetros no CONAMA e CONSEMA.

Os teores obtidos a partir do lixiviado da amostra representativa do solo natural também são apresentados nas Figuras de cada parâmetro analisado.

O alumínio ocorre na natureza principalmente como silicato de alumínio, silicato de alumínio com sódio, potássio, ferro, cálcio e magnésio, e também como oxi-hidróxido e hidróxido na bauxita. O principal estado de oxidação do alumínio é o +3 sendo este o mais estável, e sua ocorrência nos solos varia de acordo com os materiais de origem.

Em solos com pH entre 5 e 9, o alumínio apresenta baixa solubilidade. Quando o pH do solo é menor que 5 a solubilidade do alumínio aumenta e com isto o cátion de Al<sup>3+</sup> competirá com os cátions de outros elementos pelos locais de troca catiônica nos argilominerais e na matéria orgânica (Maclean & Blesdsoe, 1992).

A Figura 4.52 apresenta a concentração de alumínio para solos contaminados e cimentados em relação ao pH. Verifica-se que o aumento de pH, conseqüentemente com o aumento do teor de cimento, reduziu a concentração de alumínio. Observa-se que a diferença entre a primeira coleta de lixiviado com a segunda, porém pouco representativa. O aumento do peso específico de moldagem resultou em redução da concentração do elemento alumínio. Para amostras com 20% de cimento a concentração de alumínio não foi detectada.

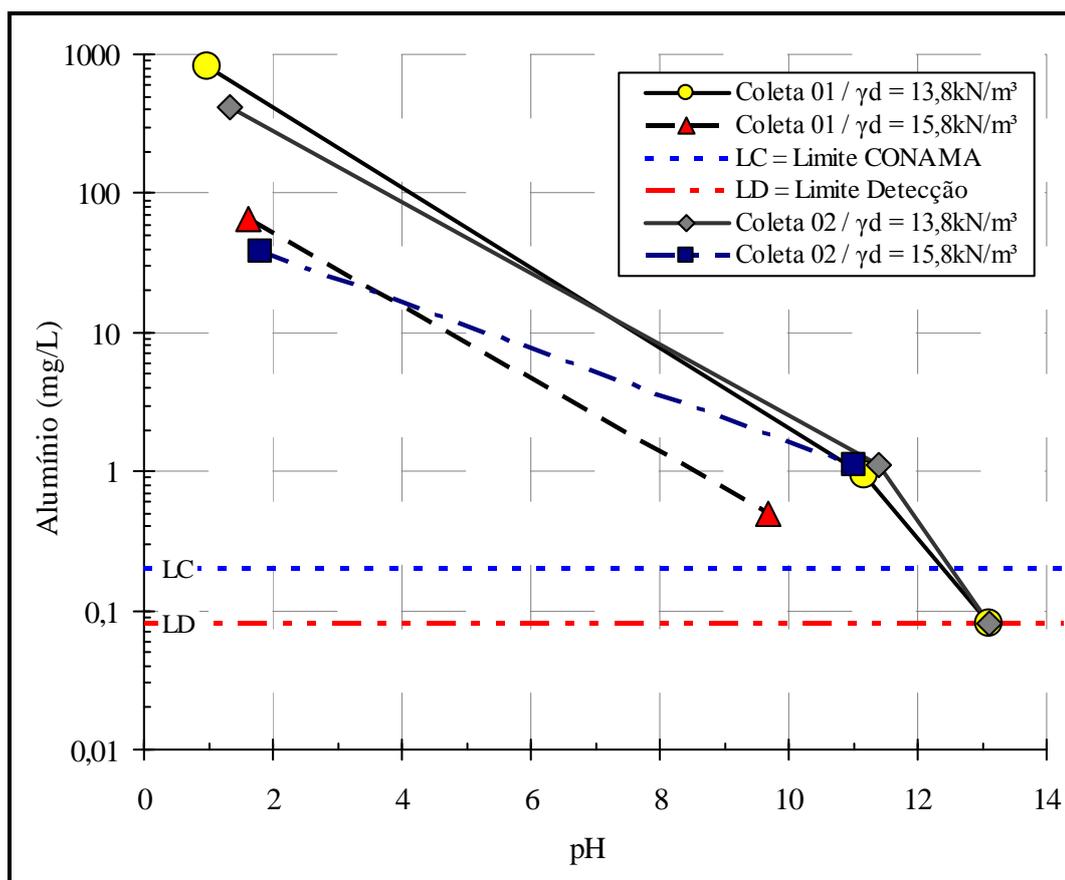


Figura 4.52: Concentração de Alumínio versus pH.

O cádmio pode existir em forma solúvel na água subterrânea, ou em complexos insolúveis com ligantes inorgânicos ou orgânicos presentes solo. O cádmio pode ser adsorvido pelos argilo-minerais, carbonatos ou óxidos hidratados de ferro e magnésio, ou pode precipitar como carbonato de cádmio, hidróxido de cádmio ou fosfato de cádmio. Como todos os cátions metálicos, a química do cádmio depende do pH do meio. Em condições ácidas a solubilidade do Cd aumenta, e a sua adsorção nos argilominerais do solo, nos óxidos hidratados e na matéria orgânica é baixa. Para valores de pH maiores que 6,0, o cádmio é adsorvido pelo solo ou é precipitado, reduzindo conseqüentemente, as concentrações de cádmio livre na água subterrânea. O cádmio também pode formar complexos solúveis com ligantes inorgânicos e orgânicos que possuem maior mobilidade no subsolo. Por exemplo, o cádmio associado aos ânions cloreto ( $\text{Cl}^-$ ) e sulfato ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) apresenta alta mobilidade na água subterrânea, uma vez que estes compostos possuem baixa capacidade de retenção nos minerais e são altamente solúveis na água subterrânea (McLean & Bledsoe, 1992).

Conforme a Figura 4.53 verifica-se que apenas para uma amostra, sem cimento, o solo contaminante apresentou o parâmetro Cádmio, para o restante todos estão abaixo do limite CONAMA e no limite de detecção.

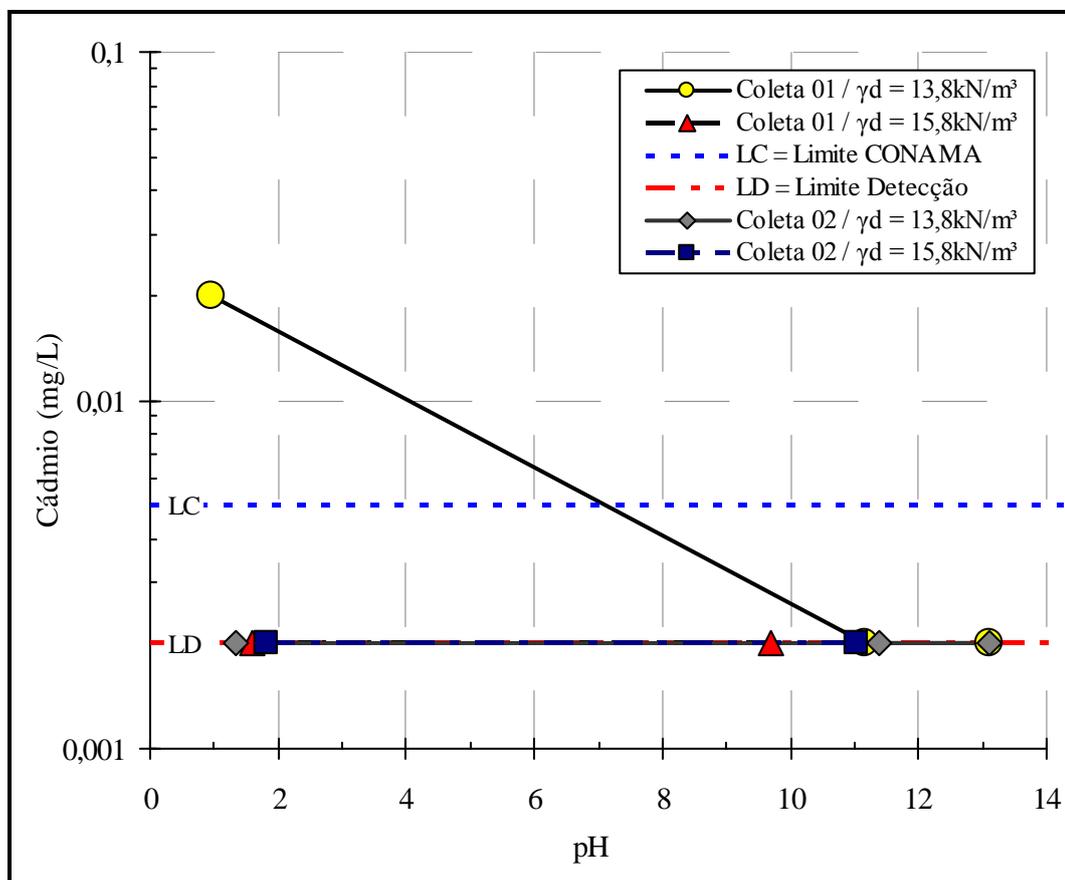


Figura 4.53: Concentração de Cádmio versus pH.

O chumbo ocorre em solução aquosa na valência +2 e em vários hidróxidos. Segundo Fetter (1999), o chumbo solúvel pode ser adsorvido pelos solos, afetando a sua mobilidade na água subterrânea. A adsorção de chumbo por óxidos de manganês é muito superior do que pelos óxidos de ferro. A mobilidade do chumbo é baixa em meios oxidantes, tornando-se imóvel em ambiente redutor. O chumbo forma carbonatos, sulfatos e fosfatos que são bastante insolúveis em água. A textura do solo, o pH, a matéria orgânica e a capacidade de troca catiônica dos argilo-minerais são fatores que afetam a mobilidade do chumbo em subsuperfície. A quantidade de chumbo que é adsorvida aumenta para valores de pH maiores que 6, e diminui para valores de pH menores que 6. O chumbo possui grande afinidade por ligantes orgânicos, e os complexos formados podem aumentar a disponibilidade do metal na água subterrânea (McLean & Bledsoe, 1992).

A Figura 4.54 apresenta a concentração de chumbo, verifica-se que a uma diminuição de chumbo quando comparada a primeira e a segunda coleta, também a diferença com o aumento de peso específico. Para amostras com 5% e 20% de cimento não foi detectado o parâmetro chumbo nas amostras de lixiviado coletada.

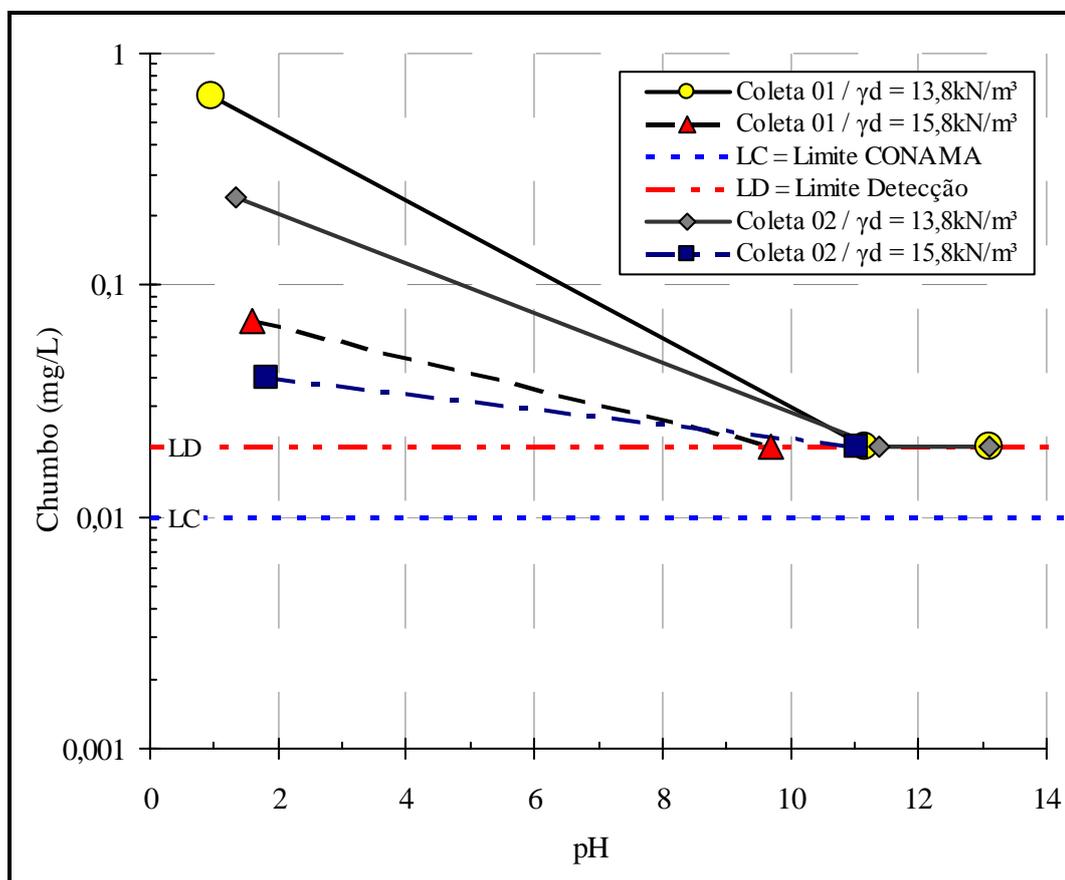


Figura 4.54: Concentração de Chumbo versus pH.

A Figura 4.55 apresenta a concentração de Magnésio em relação ao pH. Observa-se que a uma diminuição de magnésio quando comparada a primeira e a segunda coleta, também a diferença com o aumento de peso específico. Para amostras com 20% de cimento não foi detectado o parâmetro magnésio nas amostras de lixiviado coletada.

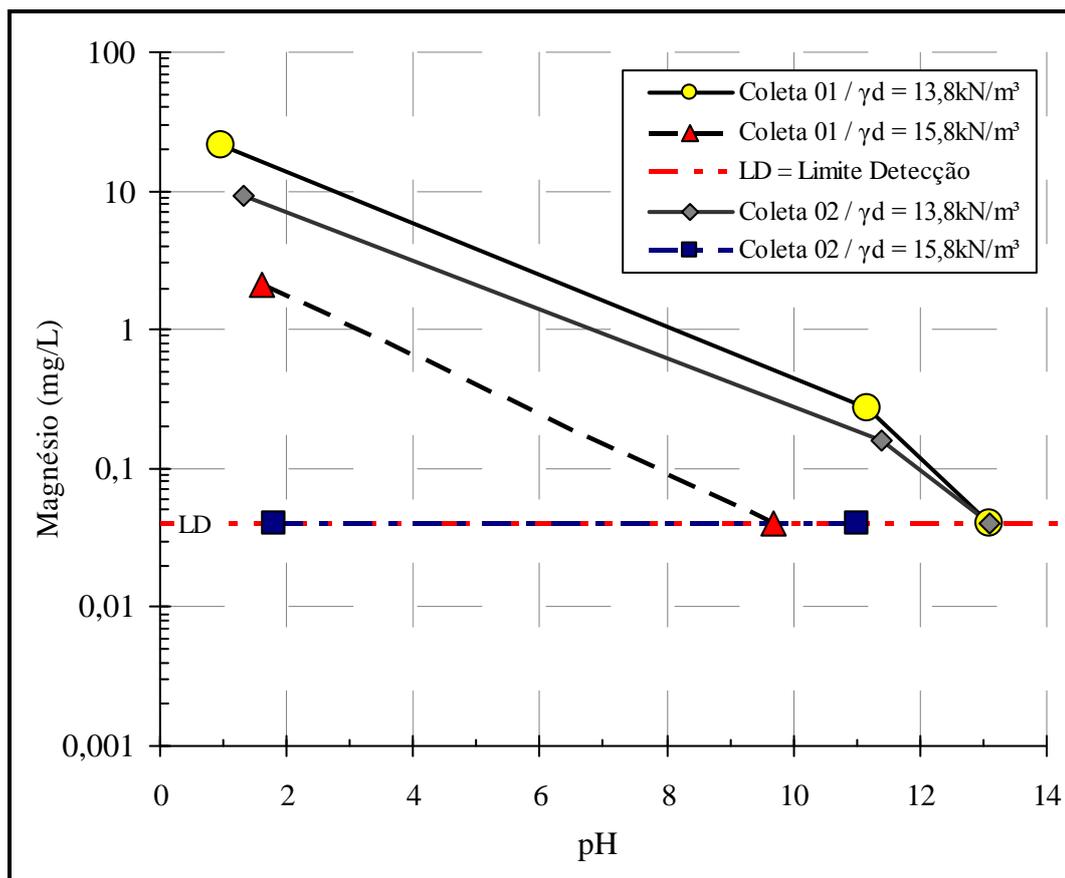


Figura 4.55: Concentração de Magnésio versus pH.

O níquel pode sofrer adsorção nas partículas de argila e geralmente apresenta solubilidade em água para valores altos de pH (Labunska et al., 2000). A retenção do níquel ocorre pelo mecanismo de adsorção nas argilas, nos óxidos de magnésio e ferro e na matéria orgânica, sendo removido da solução intersticial do solo. A complexação do níquel com ligantes orgânicos e inorgânicos poderá aumentar a sua mobilidade na água subterrânea (McLean & Bledsoe, 1992).

A Figura 4.56 apresenta a concentração de níquel em amostras de solo contaminado e solo contaminado cimentado, verifica-se que todas as amostras cimentadas apresentam-se abaixo do limite de referencia do CONAMA. A Figura 4.57 apresenta a concentração de Zinco, onde é possível perceber que mesmo sem a adição de cimento todos os resultados analíticos estão abaixo do limite estabelecido CONAMA.

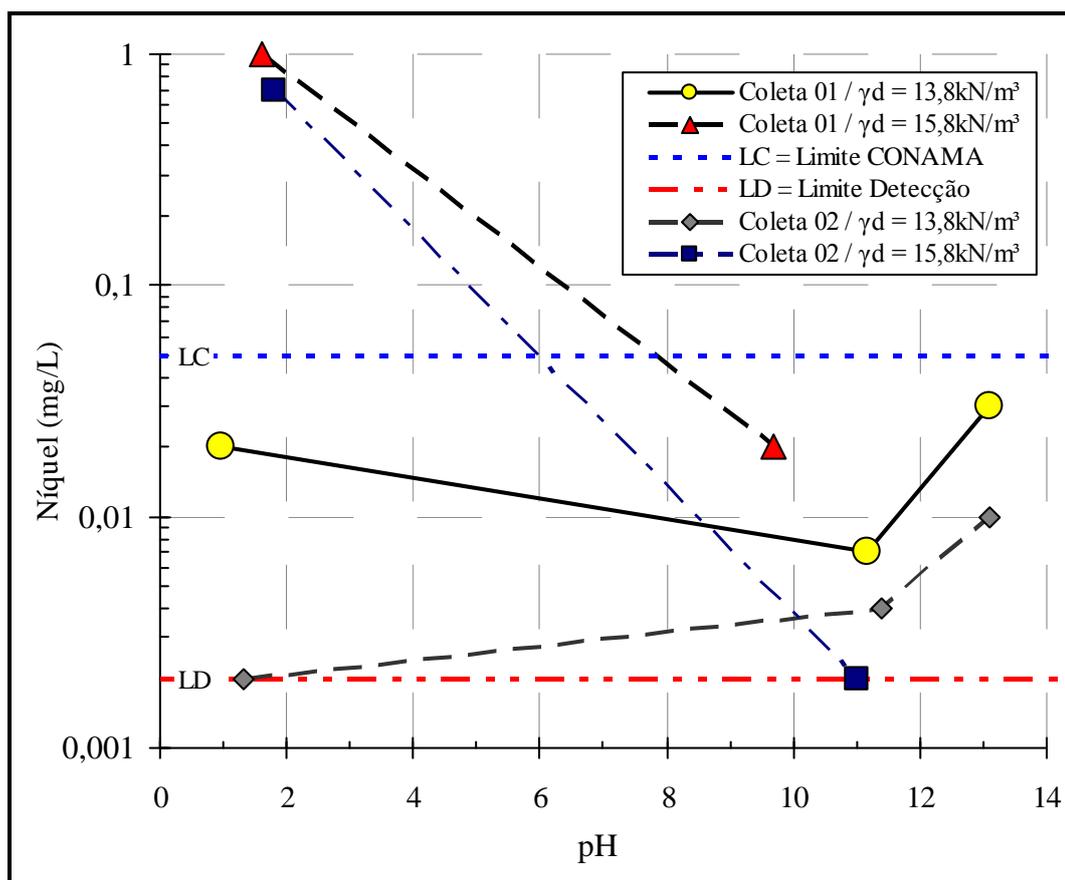


Figura 4.56: Concentração de Níquel versus pH.

O zinco ocorre no meio ambiente principalmente no estado de oxidação +2 e é facilmente adsorvido pela argila, carbonatos ou óxidos hidratados. A precipitação não é o mecanismo principal de retenção do Zn devido a alta solubilidade dos compostos de zinco. A adsorção do zinco aumenta com o pH do solo. O zinco sofre hidrólise em meios onde o pH é maior do que 7,0, sendo adsorvido fortemente pelo solo. O zinco também pode formar complexos com ligantes orgânicos que irão afetar as reações de adsorção do metal no solo (McLean & Bledsoe, 1992).

Observou-se nas Figuras 4.52 a 4.57 que a concentração de metais pesados diminui com a adição de cimento, quanto maior a quantidade de cimento menor a concentração de metais pesados no lixiviado, porém para o níquel e o zinco o aumento de cimento, e respectivo aumento de pH, não mostrou o mesmo comportamento que para os demais metais analisados. Segundo Labunska et al. (2000), o níquel pode sofrer adsorção nas partículas de argila, porém geralmente apresenta solubilidade razoável em água para valores elevados de pH.

O cimento Portland, como esperado, alterou o pH do lixiviado, passando de pH inferior a 1,5 para superiores a 10. Por este motivo possivelmente ocorre o processo de precipitação

tornando os metais pesados menos solúveis, sendo que os hidróxidos, óxidos, carbonatos e fosfatos de alguns metais precipitam em condições alcalinas. Nota-se que o chumbo e o cádmio, após o tratamento, não foram detectados ou estão abaixo dos limites de detecção do método utilizado. Segundo McLean & Bledsoe (1992), isso ocorre porque o cádmio para valores de pH maiores que 6,0 é adsorvido pelo solo ou é precipitado. O chumbo em valores de pH superiores a 6,0 é absorvido, formando carbonatos, sulfatos e fosfatos que são bastante insolúveis em água.

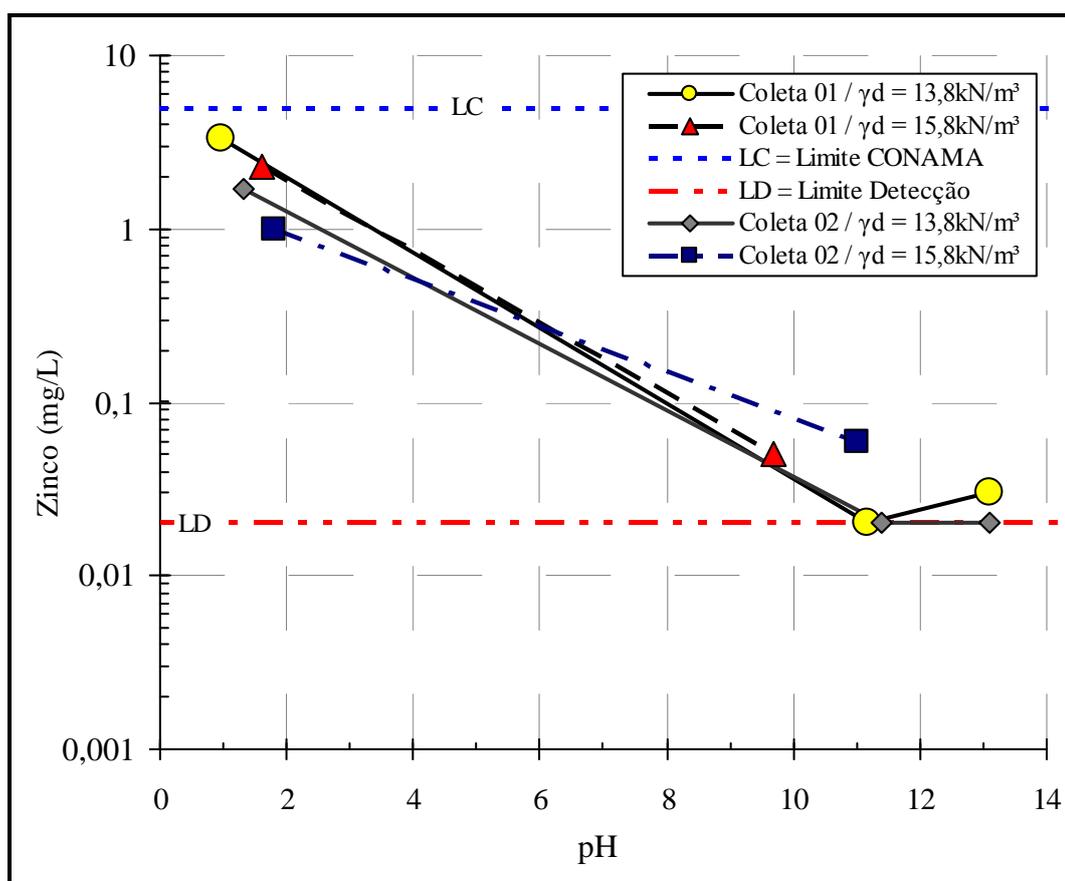


Figura 4.57: Concentração de Zinco versus pH.

#### 4.7.1.2 Condutividade Elétrica

Observa-se com os resultados físico-químicos, Figura 4.58, que o aumento do teor de cimento gerou um decréscimo de condutividade elétrica. Para amostras contaminadas e não cimentadas os resultados extrapolam o limite de periculosidade para tal parâmetro, possivelmente originados pelos sais formados pela presença de ácido sulfúrico na borra oleosa ácida (contaminante). Porém, quando adicionado cimento, tanto para 5% como para 20% os resultados apresentam valores toleráveis.

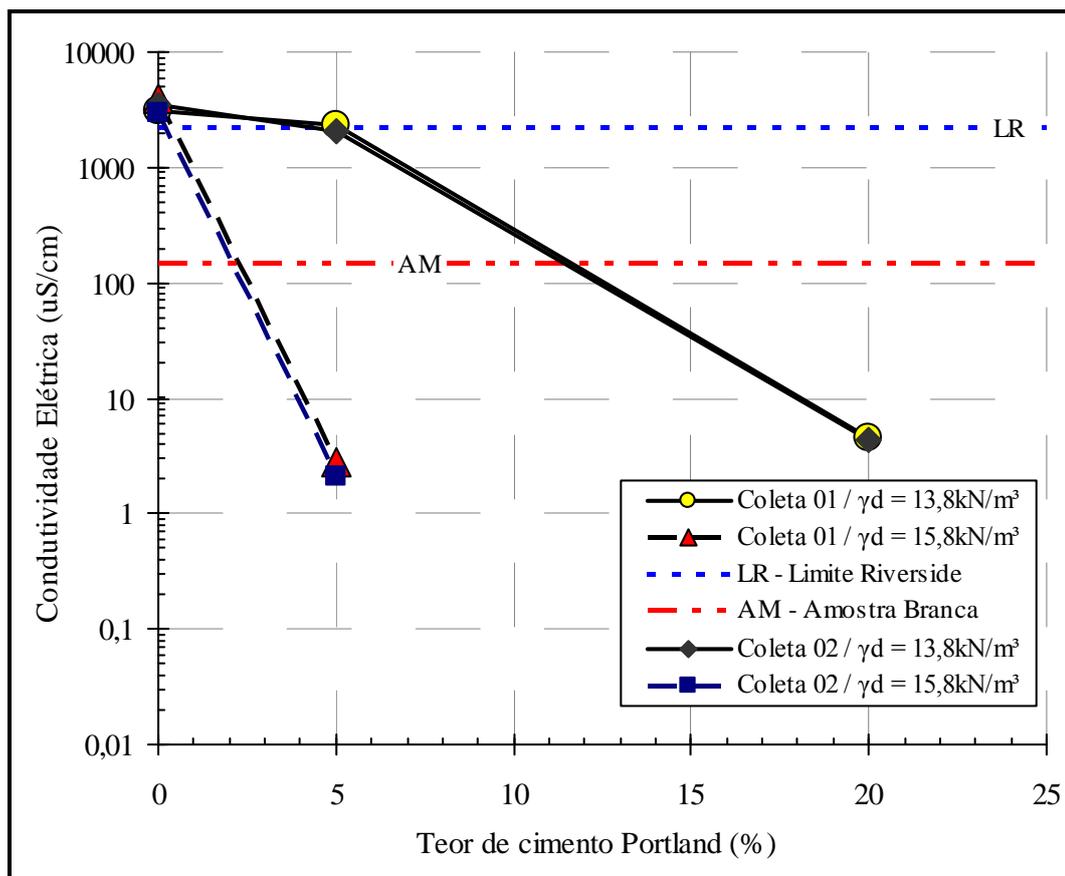


Figura 4.58: Condutividade Elétrica em relação ao teor de cimento.

A Figura 4.58, apresenta também, a classe de perigo proposta por técnicos do Laboratório de Salinidade de RIVERSIDE, Califórnia (SUASSUNA, 2006) baseada na condutividade elétrica. Observa-se que a condutividade elétrica apresenta em todos os lixiviados analisados, com adição de cimento, resultados abaixo do limite máximo de perigo (2250 uS/cm), sendo assim, considerado um lixiviado de não perigoso. A primeira e a segunda coleta de lixiviado praticamente não alteraram os resultados. A adição de 5% de cimento e um peso específico seco de 15,8kN/m<sup>3</sup> mostraram-se mais eficiente que a adição de 20% de cimento, para os dois pesos específicos estudados.

Laraque (1991) apud Suassuna (2006) salienta que os riscos ligados a utilização dessas águas muito salgadas são tão consideráveis que torna-se impossível a sua utilização para quaisquer que sejam as circunstâncias.

#### 4.7.1.3 Cloreto

A concentração de cloreto no lixiviado das amostras contaminadas com borra oleosa ácida mostrou-se variável, conforme Figura 4.59, apresentando um aumento de cloreto com 5% de

cimento, em relação ao lixiviado da amostra não tratada, e logo com 20% de cimento a concentração continuou praticamente com a mesma quantidade de cloreto.

A coleta dos primeiros 1000ml apresentou concentração maior que a segunda coleta de 1000ml, sendo que o peso específico seco de moldagem não representou diminuição de concentração do parâmetro analisado. Todos os resultados obtidos encontram-se abaixo do limite estabelecido pelo CONAMA.

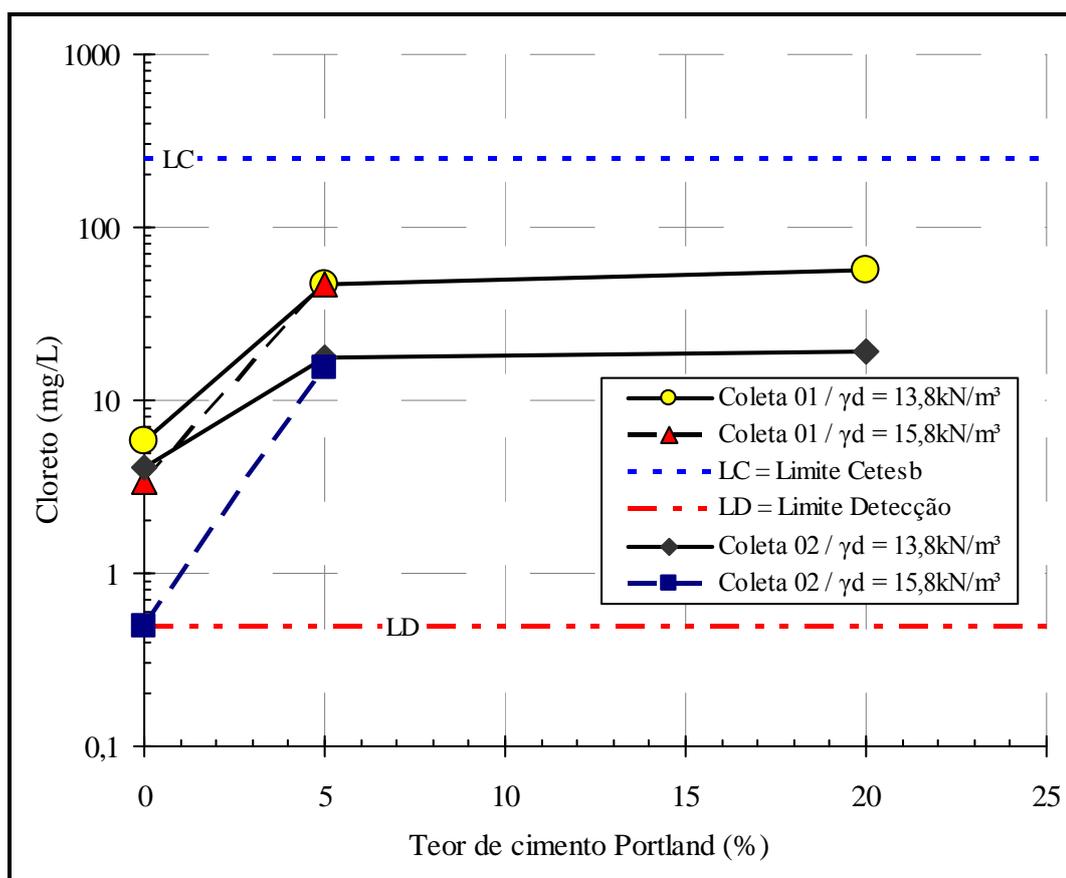


Figura 4.59: Cloreto em relação ao teor de cimento.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas sobre o comportamento físico e químico de um solo argiloso artificialmente cimentado com e sem contaminante, foram estabelecidas, dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões:

#### **a) Quanto à caracterização dos materiais**

O solo estudado é caracterizado como argiloso, com 62% de argila, massa específica de 2,81g/cm<sup>3</sup> e índice de atividade de 0,36. A análise de fluorescência de raio X apontou predominância de óxido de silício, com aproximadamente 46%, um pH de 5 e uma (CTC) capacidade de troca catiônica com resultados próximos de 13 cmolc/dm<sup>3</sup>, característico do argilo-mineral do grupo caolinita. Pedologicamente o solo é considerado um Latossolo.

A Rocha proveniente do município de Passo Fundo origina-se de rochas vulcânicas, com predominância de óxido de silício com aproximadamente 70% de sua composição, seguida de óxido de alumínio. Conforme literatura a rocha classifica-se como riolito/dacito).

A areia de Osório mostrou-se um bom material inerte, de fácil moagem e controle granulométrico, além do fácil manuseio em laboratório. Além disso, garantiu que todos os corpos-de-prova tivessem o mesmo teor adição de finos, independente da porcentagem de cimento utilizada.

#### **b) Quanto a moldagem e desmoldagem dos corpos-de-prova**

Por ser um solo argiloso a moldagem apresentou algumas dificuldades, principalmente quanto a perda de umidade no momento de moldagem e quanto ao desmolde, onde a cada 3 corpos-de-prova um era perdido por questões de qualidade ou quebra. Porém, o fator de maior

dificuldade foi relacionado ao uso do contaminante borra oleosa ácida, que devido ao forte odor não permitiu a realização de um maior número de ensaios.

### **c) Quanto à resistência a compressão simples**

A adição de cimento promoveu ganhos substanciais de resistência no material. A taxa de ganho de resistência, representada pela inclinação das retas, indicou que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas.

Com visão prática de engenharia a análise realizada nesta tese permite que a tomada de decisão se dê quanto à quantidade de cimento a ser utilizada ou quanto ao grau de compactação. Porém, ressalta-se que materiais argilosos apresentam diversas dificuldades, tanto na mistura solo cimento, na moldagem e quanto ao controle de umidade.

O solo contaminado e cimentado, nesta pesquisa, apontado como solo encapsulado, mostrou um comportamento similar ao solo cimentado, porém com redução de resistência.

### **d) Quanto à influência da porosidade**

Independentemente da quantidade de cimento adicionada ao solo, a redução na porosidade do material compactado promoveu ganhos substanciais de resistência. Verificou-se que a resistência à compressão simples aumentou exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada. Mesmo caso apresentou-se para solos cimentados e contaminados, porém com perda de resistência para todas as quantidades de cimento avaliadas.

O mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia a resistência da mistura parece estar relacionado à existência de um maior número de contatos e maior intertravamento entre as partículas do solo. Por isso entende-se que o efeito do ganho de resistência com a redução na porosidade do material estudado, em termos de resistência à compressão simples, é predominantemente causado pela cimentação mais efetiva, em função do maior número de contatos entre partículas existente. Além desse aspecto, a maior capacidade de distribuição de tensões e mobilização de atrito no interior da amostra, nas porosidades mais baixas, também contribui para o ganho de resistência do material.

#### **e) Quanto à influência do teor de umidade de moldagem**

A variação de umidade de moldagem, mantendo-se constante o peso específico aparente seco, afetou significativamente a resistência à compressão simples do solo cimentado e do solo cimentado contaminado. Em geral, ocorreu um aumento de resistência com o teor de umidade até aproximadamente um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Este fato também ocorreu para corpos de prova com teores de cimento acima de 5%. Para os solos contaminados ocorreu o mesmo fato, porém com menor ganho de resistência.

#### **f) Fator vazios/agente cimentante quanto a resistência a compressão simples**

O fator vazios/agente cimentante, apesar de apresentar uma correlação razoável com os valores obtidos para a resistência à compressão simples, tanto para amostras com e sem contaminante, não constitui-se na melhor forma de representar o fenômeno, pois assume que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de agente estabilizante seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Um melhor ajuste dos dados experimentais foi obtido para uma relação vazios/agente cimentante expressa em termos da porosidade da mistura compactada e do teor de agente cimentante volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,28, qual seja:  $[\eta/(Civ)^{0,28}]$ , para as amostras com cimento, e para amostras contaminadas.

#### **g) Quanto a sucção matricial**

A mesma variou de 4 a 304kN/m<sup>2</sup>, com valor médio de 72,05kN/m<sup>2</sup>, considerou-se que a mesma não teve influência na resistência a compressão simples das amostras.

#### **h) Quanto a condutividade hidráulica**

O aumento do teor de cimento gerou diminuição de condutividade hidráulica, porém o fator que mais influenciou foi o peso específico seco que gerou diminuição de pelo menos uma ordem de grandeza.

Para o solo contaminado não houve redução para amostras com peso específico de 13,8kN/m<sup>3</sup> e 14,8kN/m<sup>3</sup>. Já para amostras com 15,8kN/m<sup>3</sup> ocorreu redução de 1,2 na ordem de grandeza da condutividade hidráulica, com redução também, com o acréscimo do teor de cimento.

### **i) Quanto aos ensaios de lixiviação em coluna (análises químicas e físico-químicas)**

A amostra branca forneceu valores representativos do solo natural, considerados adequados para a identificação de anomalias associadas à contaminação.

Quanto maior a quantidade de cimento maior o pH do lixiviado e menor a concentração de metais pesados em amostras contaminadas por borra oleosa ácida, sendo o principal motivo da diminuição da concentração destes poluentes no lixiviado, o processo de precipitação e/ou absorção devido ao elevado pH do meio.

A elevada concentração de alguns parâmetros se dá devido ao alto gradiente hidráulico utilizado no ensaio de lixiviação em coluna. Possivelmente, a utilização de um gradiente hidráulico menor ou de campo, muitos poluentes ou elementos não apresentariam as concentrações obtidas nas análises químicas e físico-químicas do lixiviado.

O peso específico de moldagem apresentou resultados satisfatórios quanto a estabilização de contaminantes, sendo que quanto maior o peso específico de moldagem menor era o teor de contaminantes. Para amostras com 20% de cimento e a máxima densidade não foram possíveis obter amostragem representativa de lixiviado. Portanto, esta é uma limitação do método. Por outro lado, gradientes muito baixos levariam a grandes períodos de ensaios.

A realização de duas coletas de lixiviado para uma mesma amostra de solo cimentado contaminado provou que a concentração dos poluentes na primeira coleta é maior que a segunda coleta, sendo observada a atenuação (adsorção) dos contaminantes com o tempo.

## **5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta tese e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de solos artificialmente cimentados, sugere-se os seguintes tópicos de pesquisa:

- A verificação da validade da relação vazios/cimento para outros solos argilosos;
- A verificação da relação vazios/cimento para outros tempos de cura;
- Realizar ensaios de condutividade hidráulica para diferentes umidades de moldagem;

- Realizar ensaios de resistência a compressão simples, condutividade hidráulica e lixiviação utilizando cal;
- Realizar ensaios de durabilidade por diferentes métodos (molhagem secagem e gelo degelo);
- Empregar novos materiais encapsulantes, substituindo parcialmente ou em totalidade o cimento Portland, a fim de reduzir a quantidade de cimento e descobrir novos recursos.
- Como areia é um material natural sugere-se utilizar algum outro material alternativo, resíduos inertes, para a moagem e controle granulométrico. Porém resta-se que este já é um material difundido em pesquisas do PPGEC-UFRGS.

## REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for leaching solid material in a column apparatus: D 8474** – Philadelphia, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter: D 5084**. Philadelphia, 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Test methods for wetting and drying compacted soil-cement mixtures: D 559**. Philadelphia, 1996.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Test methods for freezing and thawing compacted soil-cement mixtures: D 560**. Philadelphia, 1996.

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. **Standard methods for the examination of water and wastewater**. 21<sup>a</sup>.ed. Washington, 2005.

ASAVAPISIT, S.; NANTHAMONTRY, W.; POLPRASERT, C. Influence of condensed silica fume on the properties of cement-based solidified wastes. **Pergamon, Cement and Concrete Research**, v.31 p. 1147-1152, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica NBR 7181**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de liquidez. NBR 6459**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de plasticidade. NBR 7180**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação da massa específica aparente. NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento – Moldagem e Cura de Corpos de Prova. NBR 1224**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solos – Ensaio de compactação. NBR 7182**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento – Ensaio de Compressão Simples de Corpos de Prova Cilíndricos. NBR 12025.** Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento – Ensaio de compactação. NBR 12023.** Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada: NBR 12770.** Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de Solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. NBR 6457.** Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solos cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento NBR 12253.** Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução de sub-base ou base de solo-cimento NBR 12254.** Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solos cimento – Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem NBR 13554.** Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia básico de utilização do cimento portland.** BT – 106, 7ed. São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Resíduos sólidos – classificação NBR 10004.** Rio de Janeiro, 2004.

AZAMBUJA, R. M. B. **Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes.** 2004. 98p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

BARTORELLI, A. ; HARALYI, N. L. E. . Geologia do Brasil. In: Antonio Manoel dos Santos Oliveira; Sérgio Nertan Alves de Brito. (Org.). Geologia de Engenharia. 1 ed. São Paulo: ABGE, 1997, v. 1, p. 57-67.

BRADFORD S. **Practical Handbook of Corrosion Control in Soils.** CASTI Publications, Edmonton, Canadá, 2002.

BELLEZA, I.; PASQUALINI, E. Hydraulic performance of soil-cement liners. **GeoEnvironmental 97 Rotterdam: A. A. Balkema.** p.271-276, 1997.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração.** 2008. Qualificação (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BMT Cordah Limited. **Use of Oily Drilling Wastes in Civil Engineering Applications.** 2002 Disponível em: [http://www.bmtcordah.com/\\_downloads/Use%20of%20Oily%20Drilling%20Wastes%20in%20Engineering.pdf](http://www.bmtcordah.com/_downloads/Use%20of%20Oily%20Drilling%20Wastes%20in%20Engineering.pdf). Acesso em 20 abr. 2006.

BITTENCOURT, R. M.; TRABOULSI, M. A.; BITTENCOURT MACHADO, R.; FONSECA, A. C.; PINTO, J. L. A. **Estudo da Influência de Variáveis no Controle da Resistência do Concreto Compactado com Rolo.** Trabalho da Disciplina Concretos Especiais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BOSCOV, G. M. E. **Geotecnia Ambiental.** São Paulo: Oficina de Texto, 2008.

BRAGA, F. dos S.; FONSECA, M. H. G. P.; AGOSTINI, R, de M.; SILVA, V. V.; LOPES, V. L. **Encapsulamento: uma alternativa para o tratamento e destinação final de resíduos oleosos – Um enfoque ambiental (estudos preliminares).** Simpósio Ítalo Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Vitória, 2002.

BRITO, A. L. F., SOARES, S. R. **Necessidade de normas e critérios para avaliar e dispor resíduos estabilizados por solidificação.** I Congresso Interamericano de Resíduos Sólidos Industriais, Porto Alegre, 2004.

CARRARO, J. A. H. **Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de um Solo Residual de Arenito.** 1997. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CATTON, M. D. Soil-Cement Technology – A Résumé. **Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin 136.** Reprinted from the Journal of PCA Research and Development Laboratories, v. 4, n.1, p.13-21, 1962.

CHAN, Y. M.; AGAMUTHU, P.; MAHALINGAM R. Solidification and stabilization of asbestos waste from an automobile brake manufacturing facility using cement. Elsevier, **Jornaul of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.B77, p.209-226, 2000.

CHANG, T. S.; WOODS, R. D. **Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus.** Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.

COCKE, D. L. The binding chemistry and leaching mechanisms of hazardous substances in cementitious solidificatins/stabilization systems. Elsevier, **Jornaul of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.24, p.231-253, 1990.

COX, K. G.; BELL, J. D.; PANKHURST, R. J. **The interpretation of igneous rocks.** London: G. Allen & Unwin, 1979. 449 p.

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. **Cemented Sand Under Static Loading.** Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p. 799-817, 1981.

CROFT, J. B. **The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization.** Géotechnique, London, v.17, p.119-135, 1967.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL (CETESB). Relatório de estabelecimento de valores orientadores para solos e águas subterrâneas no Estado de São Paulo. Diário Oficial do Estado de São Paulo. São Paulo, 4 p. 2005.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – CPRM. Mapas geológicos estaduais. Geologia e Recursos Minerais do Estado do Rio Grande do Sul. 2008.

CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE (CONAMA). **Resoluções CONAMA**, Brasília. 245p. 1984 a 1992.

CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE (CONAMA). **Resoluções CONAMA**, nº 396. Brasília. Publicada no DOU nº 66, de 7 de abril de 2008, Seção 1, páginas 64-68. 2008.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. **Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.129, n.1, p.96-101, 2003.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. **Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.133, n.2, p.197-205, 2007.

CONSOLI, N.C., THOMÉ, A., DONATO, M., GRAHAM, J. **Loading tests on compacted soils, bottom-ash and lime layers.** Geotechnical Engineering 161, issue GEI, ICE. P 29-38, 2008.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. S.; PRIETTO, P. D. M.; FESTUGATTO, L.; CRUZ, R. C. **Variables Controlling Stiffness and Strength of Lime-Stabilized Soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 137, p. 628, 2011.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. S.; HEINECK, K. S. **Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilised Soils.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 21, p. 210-216, 2009.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. S.; FOPPA, D.; HEINECK, K. S. **Key parameters dictating strength of lime/cement-treated soils.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering, v. 162, p. 111-118, 2009.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The Mechanics of Cemented Carbonate Sands.** Géotechnique, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

CRUZ, R. C. **Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados.** 2004. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

CRUZ, R. C. **Influencia de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

CRUZ, R. C., KNOP, A., HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., Encapsulation of a Soil Contaminated by Hydrocarbons – **Symposium International Sur L'amélioration des Sols en Place International/ Symposium on Ground Improvement.** ASEP-GI. Paris, França, 2004.

DALLACORT, R.; JÚNIOR, H. C. L.; WILLRICH, F. L.; BARBOSA, N. P. Resistência à compressão do solo-cimento com substituição parcial do cimento Portland por resíduo cerâmico moído. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v.6, n.3, p. 511-518, 2002.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos Parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

DALLA ROSA, A. J. **Caracterização Mecânica nas Escalas Microscópica e Macroscópica de Solos Tratados com Cal.** 2011. Qualificação de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

EMBRAPA, **Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária.** Solos, pH do solo. Disponível em: <http://sistemasdeproducao.cnptia.embrapa.br/FontesHTML/Feijao/FeijaoVarzeaTropical/solos.htm#ph>. Acesso em 02 out. 2006.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **National Recommended Water Quality Criteria.** , EPA-822-R-02-047. 36p. 2006.

FETTER, C. W. **Contaminant hydrology.** Macmillan Publishing Co, New York, NY, 1999, 498 p.

FELT, E. J. Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: **Bulletin D5.** Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.

FERNÁNDEZ, A. C. **Comportamiento ambiental de lodos de fundición estabilizados/solidificados.** 2001. 235p. Tesis (doctorado en ingeniería industrial) Departamento de Ingeniería Química y Química Inorgánica - Universidad de Cantabria. Cantabria, Espanha.

FEUERHRMEL, M. R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno.** 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre. 128p.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FLOSS, M. Influência de parâmetros geotécnicos na rigidez, resistência e dilatância de solos cimentados. 2010. Qualificação de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FRTR - Federal Remediation Technologies Roundtable **Solidification/Stabilization: Ex Situ Physical/Chemical Treatment (assuming excavation)**. Disponível em: <http://www.frtr.gov/matrix2/section4/4-21.html>. Acesso em 18 jan. 2007.

GAUER, E. A. **Influência da velocidade de rotação da mini-palheta na resistência de um solo siltoso**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

GRIM, R. E. Clay Mineralogy, 2nd Edition, McGraw-Hill, New York, 1986.

GUIMARÃES, J. E. P. A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. 2ª ed. São Paulo: PINI, 2002.

HEINECK, K. S.; NILO C. C.; CRUZ, R. C.; KNOP, A. Encapsulamento de um solo contaminado por óleo diesel. **Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**. A ser publicado 2007.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 2002. 234p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

HEINECK, K. S. **Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas sob Tensão**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre. 118p.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. **Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand**. In: INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF 67 HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553-560.

IBAÑÉZ, R.; ANDRÉS, A.; ORTIZ, I.; IRABIEN, J.A. Experimental study of the waste binder anhydrite in the solidification/stabilization process of heavy metal sludges. Elsevier, **Journal of Hazardous Materials**. Amsterdam, v. 57. p. 155-168. 1998.

HORPIBULSUK, S; MIURA, N; NAGARAJ, T. S. **Assessment of Strength Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abram's Law as a Basis**. Geotéchnique, London, v.53, n.4, p.439-444, 2003.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. Rio de Janeiro: IBGE, 1986. 796 p. (Levantamento de Recursos Naturais, v. 33).

INGLES, O G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization – Principles and Practice**. Australia: Butterworths Pty. Limited, 1972. 366p.

JING, C.; MENG, X.; KORFIATIS, G. P. Lead leachability in stabilized/solidified soil samples evaluated with different leaching tests. Elsevier, **Journal of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.B114, p. 101-110, 2004.

KLICH, I.; BACHELOR, B; WILDING, L.P; DREES, L.R. Mineralogical alterations that affect the durability and metals containment of aged solidified and stabilized waste. Pergamon, **Cement and Concrete Research**, v.29 p.1433-1440, 1999.

KNOP, A. **Encapsulamento de solos contaminados por hidrocarbonetos**. 2003. 80p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

LABUNNSKA, I.; SANTILLO, D.; JOHNSTON, P; STRINGER, R.; STEPHENSON, A. **Heavy metals and organic contaminants in the vicinity of the Theshima Island illegal Dumpsite, Kagawa Prefecture**. 2000, Japan. Greenpeace Research Laboratories, Technical Note.

LABUNNSKA, I.; SANTILLO, D.; JOHNSTON, P; STRINGER, R.; STEPHENSON, A. **Poluição por metais e compostos orgânicos associados a unidade da Bayer em Belford Roxo**. 2000, Brasil. Greenpeace Research Laboratories, Technical Note.

LAGREGA, M. D.; BUCKINGHAM P. L.; EVANS, J. C. **Hazardous waste management and environmental resources management**. 2nd Edition, 1157p. 2001.

LAMBE, T. W., WITHMANN, R. V. **Soil Mechanics**, SI version. New York: John Wiley & Sons INC. 553p. 1996.

LARNACH, W. J. **Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures**. Civil Engineering and Public Works Reviews. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.

LE BAS, M. J.; STRECKEISEN, A. L. **The IUGS systematics of igneous rocks**. Journal of the Geological Society, v. 148, p. 825-833, 1991.

LIMA, D. C.; ROHM, S. A.; BARBOSA, P. S. A. A estabilização dos solos III: Misturas solo-cal para fins rodoviários. Viçosa, MG: Universidade Federal de Viçosa, 1993. 32 p.

LIGHTSEY, G. R.; ARMAN, A.; CALLIHAN, C. D. **Changes in the Characteristics of Cement-Stabilized Soils by Addition of Excess Compaction Moisture**. Highway

Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects, Washington, D. C: HRB, n.315, p.36-45, 1970.

LIN, X.D.; POON, C.S.; SUN, H.; LO, I.M.C; KIRK, D.W. Heavy metal speciation and leaching behaviors in cement based solidified/stabilized waste materials. **Journal of Hazardous Materials**. v. A82. p. 215-230. 2001.

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Metodologia de Previsão do Comportamento Mecânico de Solos Tratados com Cal**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LOPES, L. S. **Caracterização da Areia Artificial Proveniente de Resíduos de Britagem de Rochas Magmáticas da Região de Erechim-RS**. 2002. 92p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Luterana do Brasil, Canoas.

LOVATO, R. S.; **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal aplicado a pavimentação**. 2004. 164 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre.

LOUREIRO, A.; BRASIL, S.; YOKOYAMA L. Estudo da corrosividade de solo contaminado por substâncias químicas através de ensaios de perda de massa e índice de steinrath. *Revista Corrosão e Protecção de Materiais*, Vol. 26 N.º 4, 2007.

MACHADO, C. C.; SANT'ANNA, G. L.; LIMA, D. C. DE; CARVALHO, C. A. B. DE; ALMEIDA, A.; OLIVEIRA, T. **Durabilidade de solos estabilizados quimicamente com vistas á aplicação em estradas florestais**. *Revista Árvore*, 2006, vol.30, n. 6.

MALVIYA R., CHAUDHARY R. Study of the treatment effectiveness of a solidification/stabilization process for waste bearing heavy metals. **Journal of Material Cycles and Waste Management**. v.6, n.2, p.147-152, 2004.

MANGIALARDI, T. Disposal of MSWI fly ash through a combined washing-immobilisation process. Elsevier, **Jornaul of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.B98, p.225-240, 2003.

MANUAL DE FORMATAÇÃO DE TESES E DISSERTAÇÕES. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Porto Alegre, 2007.

MARCON, A. F. **Durabilidade e Módulo de Elasticidade de Misturas Areia – Cal – Cinza Volante**. 1977. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MARCONDES, L. P. Laudo 107-20/06/2007. Instituto de geociência – Laboratório de Geoquímica/UFRGS. 2007.

MARINHO, F. A. M. **A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção**. In: encontro sobre solos não saturados, 1995, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: CPGEC/CNPQ/FINEP/FAPERGS/ABMS, 1995, 2v, v.1, p.111-125.

MAYERS, T.E; EAPPI, M.E. **Laboratory evaluation of stabilization/solidification technology for reducing the mobility of heavy metals in new Bedford harbor superfund site sediments stabilization of hazardous radioactive and mixed wastes**. Second edition. ASTM publication, Philadelphia, 304p. 1992.

MEEGODA, J. N.; EZELDIN, S. A. FANG, H.; INYANG H. I. **Waste immobilization technologies**. Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management. V. 7, Issue 1, p. 46-58, 2003.

MCLEAN, J. E; BLEDSOE, B. E. **Behavior of metais in soils**. EPA/540/S-92/018, USEPA, 1992, 24p.

MELFI, A. J.; PICCIRILLO, E. M.; NARDY, A. J. R. **Geological and magmatic aspects of the Paraná Basin: an introduction**. In: PICCIRILLO, E. M.; MELFI, A. J. (Ed.). The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin: petrogenetic and geophysical aspects. São Paulo: Universidade de São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, 1988. p. 1-13.

MERCER, J. W.; COHEN, R. M. **A review of immiscible fluids in the subsurface: properties, models, characterization, and remediation journal of contaminant hydrology**, v. 6 1990, p. 107-163.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of Soil Behaviour**. New York, NY. John Wiley and Sons Inc., 2 ed, 1993, 437p.

MONTARDO, J. P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: Estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. 1999. 130 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre.

MOURA, A.; SCHNAID, F.; HEINECK, K. S. **Estudo da durabilidade de um solo residual contaminado com hidrocarbonetos encapsulados com cimento portland**. III Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS, Passo Fundo, 2005.

MOURA, D. S. S.; SEVERO, R. N. F.; CARVALHO JUNIO, H. G.; MACEDO NETO, O. C. **Escoamento plástico e comportamento tensão-deformação de solos cimentados**. Revista Holos, 2007, Ano 23, Vol. 3.

NEDER, L. T C.; PASSOS, J. A. L. **Encapsulamento: uma técnica moderna de processamento de resíduos sólidos perigosos**. XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES, 1999.

NUÑEZ, W. P. **Estabilização Físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** 1991. 151p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

OLIVEIRA, S. H. **Avaliação do Uso de Borra Oleosa Processada em Sistemas de impermeabilização de Aterros.** 2002. 162p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro.

OLIVEIRA, D. M., CASTILHOS Jr. MEIOTELLO, E. **Avaliação da solidificação/estabilização de borras oleosas utilizando caulinita e vermiculita como materiais adsorventes.** 22º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Joinville, 2003.

OLSEN, H. W. Hydraulic flow through saturated clays. **Clays and clays minerals.** V.9, n.2, p. 131-161, 1962.

PASSO FUNDO. **Secretária de Planejamento Municipal de Passo Fundo – RS.** Relatório de Avaliação Ambiental (RAA). Passo Fundo: SPPMPF, 2009.

PARK, C. K. Hydration and solidification of hazardous wastes containing heavy metals using modified cementitious materials. Pergamon, **Cement and Concrete Research**, v. 30p. 429-435. 2000.

PASSOS, J. A. L. & NEDER, L. T. C. Encapsulamento: Uma Técnica Moderna de Processamento de Resíduos Sólidos Perigosos. **Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental - ABES – III-119**, 2001.

PEREIRA, R. S. Viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais. 2005. 356 f. Tese (Doutorado em Ciências Florestais) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2005.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA. **Soil-Cement.** In: Disponível em: [www.cement.org/pavements](http://www.cement.org/pavements). Acesso em 12 jul. 2008.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** São Paulo. Oficina de Textos. 247p. 2002.

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental.** 2004. 250p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

PRIETTO, P. D. M. **Estudos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

PIETROBON, C. L. DA R.; ANDRADE, C. M. G.; BERGAMASCO, R.; PIETROBON C. E. Modelo simplificado para lixiviação de contaminantes de compostos de lodo-cimento. **Acta Scientiarum. Technology**, Maringá, v. 26, no. 2, p. 103-107, 2004.

PISSATO, E.; SOARES, L. **Utilização de finos pedreira em misturas de solo-cimento: correção granulométrica de um solo argiloso**. *Exacta*, São Paulo, v. 4, n.1, p. 143-148, jan./jun. 2006.

POLLARD, S. J. T.; MONTGOMERY, D. M.; SOLLARS, C. J.; PERRY, R. Organic compounds in the cement-based stabilization/solidification of hazardous mixed wastes- Mechanistic and process considerations. Elsevier, **Journal of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.28, p. 313-327, 1991.

POON, C.S.; CHEN, Z.Q; WAI, O.W.H. The effect of flow-through leaching on the diffusivity of heavy metals in stabilized/solidified wastes. Elsevier, **Journal of Hazardous Materials**. Amsterdam, v. B81. p. 179-192. 2001.

PORBAHA, A.; TANAKA, H.; KOBAYASHI, M. **State of the art in deep mixing technology: part II – Applications**. Ground Improvement, Journal of ISSMGE, v.2, n.2, p. 125-139, 1998.

PORBAHA, A; SHIBUYA, S.; KISHIDA, T. **State of the art in deep mixing technology: part III – geomaterial characterization**. Ground Improvement, Journal of ISSMGE, v.4, n.3, p. 91-110, 2000.

RIGO, M. L. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. Porto Alegre, 2005. 348 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

RIGHETTO, G. L. **Validação do Fator Vazios/Agente Cimentante na Análise da Resistência Mecânica de um Solo Tratado com Cal, Cimento e Resíduo de Britagem de Rocha**. 2008. 91p. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROJAS, J. W. J. **Estudo de Remediação de Solo Contaminado por Borra Oleosa Ácida Utilizando a Técnica de Encapsulamento**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ROJAS, J. W. J.; CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S. Resistência à compressão simples de um solo contaminado e cimentado. Submetido a revista Escola de Minas. Out. 2008a.

ROJAS, J. W. J.; HEINECK, K. S.; FLORES, J. A. A.; CONSOLI, N. C. Eficácia da técnica de encapsulamento no tratamento de solo contaminado por resíduo oleoso. In: IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia e no XI Congresso Nacional de Geotecnia, 2008, Coimbra - Portugal. FCTUC, Polo II, 2008b.

ROJAS, J. W. J.; CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S. Aplicação da técnica de encapsulamento em um solo contaminado com borra oleosa ácida. *Revista de Estudos Ambientais*, v. 9, p. 6/2-12, 2008c.

ROJAS, J. W. J.; CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S. Tratamento de solo contaminado: análise do encapsulamento de metais pesados. *Estudos Tecnológicos (Online)*, v. 5, p. 79-88, 2009.

ROISENBERG, A.; VIERO, A. P. **O vulcanismo Mesozóico da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul**. In: HOLZ, M.; DE ROS, L. F. (Ed.). *Geologia do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre: CIGO/UFRGS, 2002. p. 355-374.

ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C.; GEHLING, W. Y. Y. Influencia do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.245, n.1, p. 23-41, 2001.

SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Porto Alegre, 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 129p.

SANCHEZ, F., GARRABRANTS, A.C., VANDECASTEELE C., MOSZKOWICZ P., KOSSON D.C. Environmental assessment of waste matrices contaminated with arsenic. Elsevier, **Jornaul of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.B96, p.229-257, 2003.

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M., **Static Properties of Lightly Cemented Sand**. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104 no GT12, 1978.

SCHNAID, F., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. **Characterization of Cement Sand in Triaxial Compression**. ASCE. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.127, n.10, p 857-868, 2001.

SCHERER, C. M. S.; FACCINI, U. F.; LAVINA, E. L. **Arcabouço estratigráfico do Mesozóico da Bacia do Paraná**. In: HOLZ, M.; DE ROS, L. F. (Ed.). *Geologia do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre: CIGO/UFRGS, 2002. p. 335-354.

SCHWARZ, L. G.; KRIZEK R. J. Hydrocarbon Residuals and Containment in Microfine Cement Grouted Sand. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 18, n. 2, 214-228, 2006.

SILVEIRA, B. I.; DANTAS, A. E. M.; BLASQUES, J. E. M.; SANTOS, R.K.P. Effectiveness of cement-based systems for stabilization and solidification of spent pot liner inorganic fraction. Elsevier, **Journal of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.B98, p. 183-190, 2003.

SILVA, A. B. L. **Investigação geoambiental de uma área contaminada por resíduos industriais**. 2005. 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre.

SKEMPTON, A. W. The pore pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p. 143-147, 1954.

STEGEMANN, J.A.; P.L. CÔTÉ. A Proposed protocol for evaluation of solid wastes. **The Science of Total Environmental**. v.178, p.103-110, 1996.

STEGEMANN, J.A.; BUENFELD, N.R. Prediction of leachate pH for cement paste containing pure metal compounds. Elsevier, **Journal of Hazardous Materials**. Amsterdam, v. B90. p. 169-188. 2002.

STRECK, E.V.; KAMPF, N.; DINIZ, R. S. **Solos do Rio Grande do Sul**. 2. ed. Porto Alegre; EMATER/RS, 2008. 222 p.

SUTHERSAN, SUTHAN. S. **Remediation Engineering: Design Concepts**. CRC Press Inc. Lewis Publishers. 362p. 1997.

TESSARI, M.A. **Ensaio de placa em camadas de cinza pesada de carvão tratadas com cimento**. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 84p.

THOMÉ, A. **Estudo do Comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. 1994. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

THOMÉ, A. **Comportamento De Fundações Superficiais Apoiadas Em Aterros Estabilizados Com Resíduos Industriais**. 1999. 238p. Tese (Doutorado Em Engenharia) - Ppgec/Ufrgs, Porto Alegre.

THOMÉ, A., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N.C. **Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada**. Solos e Rochas, v. 26, n.2, p 141-163, 2003.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N. C.; GRAHAM, J. **Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil**. Canadian Geotechnical Journal, (aceito para publicação), 2005.

TREZZA, M. A. **Influencia del Fillers Calcáreo en la Solidificación/Estabilización de Metales Pesados**. Revista Matéria, V.11, p. 162-173, 2006. Disponível em: <http://www.materia.coppe.ufrj.br/sarra/artigos/artigo10590>. Acesso em 23 jun. 2006.

TRUFI, S. A. E CLEMENTE, C. A. **Alteração de plagioclásios dos riodacitos da Formação Serra Geral (JKsg) da região de Piraju – SP**. Revista Scientia Agrícola, v.59, n.2, p.383-388, abr./jun. 2002

U.S ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Design and Construction of Levees**. Engineer Manual N° 1110-2-1913, Appendix G: Use of Soil cement for Levee Protection. Washington D. C., 2000. p.146-162.

U.S ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Tractability Studies for Solidification/Stabilization of Contaminated Material**. Technical Letter N° 1110-1-158. Washington, 1995.

VALLS, S.; VASQUEZ, E. Stabilization and Solidification of sewage sludges with Portland cement. Pergamon, **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 1671-1678, 2000.

VARGAS, A. S.; **Estudo da viabilidade do uso do pó de aciaria elétrica a arco na confecção de blocos de concreto para pavimentação**. 2002 .166p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEM/UFRGS. Porto Alegre.

VARGAS, A. S.; MASUERO, Angela B.; VILELA, Antonio C. F. Solidificação/Estabilização (S/S) do Pó de Aciaria Elétrica (PAE) em Blocos de Concreto para Pavimentação. *Tecnologia em Metalurgia e Matérias*, Brasil, v. 2, p. 30-34, 2005.

VENDRUSCOLO, M. A. **Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais**. 2003. 248p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

WILES, C.C. A review of solidification/stabilization technology. **Journal of Hazardous Materials**. Amsterdam, v. 14. p. 5-21. 1987.

YILMAZ, O; UNLU, K; COKCA, E. Solidification/Stabilization of Hazardous Wastes Containing Metals and Organic Contaminants. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 129, n. 4, p. 366–376, 2006.

YOKOZEKIA. K; WATANABEA, K.; SAKATAA, N.; OTSUKIB, N. Modeling of leaching from cementitious materials used in underground environment. Elsevier. **Applied Clay Science** v. 26, p. 293– 308, 2004.

YOUCAI Z., LIJIE S., GUOJIAN L. Chemical stabilization of MSW incinerator fly ashes. Elsevier, **Jornaul of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.B95, p.47-63, 2002.

YUKSELEN, A. M.; ALPASLAN, B. Leaching of metals from soil contaminated by mining activities. Elsevier, **Jornaul of Hazardous Materials**, Amsterdam, v.B87, p.289-300, 2001

**APÊNDICE A – DADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A  
COMPRESSÃO SIMPLES.**

Tabela A1: Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento.

Corpo-de-prova	Ci(%)	C <sub>iv</sub> (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	$\eta$ (%)	$\omega$ (%)	V <sub>cg</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>ci</sub> (cm <sup>3</sup> )	a/c <sub>i</sub>	V <sub>v</sub> /V <sub>ci</sub>	n/(Civ)^28	q <sub>u</sub> (KPa)	q <sub>u</sub> média (KPa)	S <sub>r</sub> (%)	S <sub>rf</sub> (%)	Sucção (KPa)
A1	5,0	1,81	1,38	1,068	51,6	24,12	197,1	101,8	3,57	5,82	28,5	43,7	625	627	64,4	76	16
A1	5,0	1,80	1,37	1,083	52,0	24,75	197,3	102,6	3,55	5,98	28,9	44,1	642		65,2	x	x
A1	5,0	1,80	1,37	1,077	51,8	24,95	196,5	101,9	3,55	6,03	28,7	43,9	614		66,1	x	x
A1	10,0	3,62	1,38	1,080	51,9	24,55	196,5	102,1	7,11	2,97	14,4	36,2	1418	1369	65,1	71	13
A1	10,0	3,60	1,37	1,090	52,2	24,85	196,7	102,6	7,08	3,01	14,5	36,4	1341		65,3	x	x
A1	10,0	3,60	1,37	1,087	52,1	24,67	197,3	102,8	7,11	2,99	14,5	36,4	1349		65,1	x	x
A1	15,0	5,44	1,38	1,082	52,0	24,16	196,9	102,4	10,70	1,94	9,6	32,4	2002	2026	64,1	63	122
A1	15,0	5,45	1,38	1,077	51,8	24,22	196,3	101,8	10,70	1,95	9,5	32,2	2060		64,6	x	x
A1	15,0	5,42	1,38	1,086	52,1	24,19	197,5	102,9	10,72	1,95	9,6	32,4	2017		63,9	x	x
A1	20,0	7,30	1,38	1,075	51,8	24,11	196,7	101,9	14,36	1,45	7,1	29,7	2596	2551	64,2	77	47
A1	20,0	7,31	1,38	1,070	51,7	24,15	196,7	101,7	14,39	1,45	7,1	29,6	2510		64,6	x	x
A1	20,0	7,27	1,37	1,081	51,9	24,09	197,5	102,6	14,37	1,45	7,1	29,8	2547		63,8	x	x
A2	5,0	1,95	1,49	0,920	47,9	24,01	196,3	94,1	3,83	5,80	24,5	39,7	986	1036	74,4	75	6
A2	5,0	1,95	1,48	0,923	48,0	23,99	197,1	94,6	3,84	5,79	24,6	39,8	1022		74,2	x	x
A2	5,0	1,95	1,49	0,919	47,9	24,25	196,5	94,1	3,84	5,86	24,5	39,7	1100		75,3	x	x
A2	10,0	3,88	1,48	0,940	48,5	24,32	196,5	95,3	7,62	2,94	12,5	33,2	2008	2010	74,1	78	14
A2	10,0	3,86	1,47	0,947	48,6	24,22	197,5	96,1	7,63	2,93	12,6	33,3	1992		73,3	x	x
A2	10,0	3,87	1,48	0,942	48,5	24,39	196,5	95,3	7,61	2,95	12,5	33,2	2029		74,2	x	x
A2	15,0	5,83	1,48	0,940	48,5	24,25	196,3	95,1	11,45	1,95	8,3	29,6	2895	2829	74,0	41	27
A2	15,0	5,85	1,48	0,933	48,3	24,09	196,5	94,9	11,51	1,94	8,2	29,4	2776		74,1	x	x
A2	15,0	5,83	1,48	0,941	48,5	23,97	197,5	95,8	11,52	1,93	8,3	29,6	2815		73,1	x	x

Tabela A2 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento.

Corpo-de-prova	C <sub>i</sub> (%)	C <sub>iv</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	e	η (%)	ω (%)	V <sub>cp</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>ci</sub> (cm <sup>3</sup> )	a/c <sub>i</sub>	V <sub>v</sub> /V <sub>ci</sub>	n/(C <sub>iv</sub> ) <sup>28</sup>	q <sub>u</sub> (KPa)	q <sub>u</sub> média (KPa)	S <sub>r</sub> (%)	S <sub>rf</sub> (%)	Sucção (KPa)
A2	20,0	7,86	1,49	0,927	48,1	23,95	196,3	94,4	15,43	1,44	6,1	27,0	3355	3366	73,9	81	12
A2	20,0	7,77	1,47	0,949	48,7	24,29	197,9	96,4	15,37	1,46	6,3	27,4	3442		73,2	x	x
A2	20,0	7,85	1,48	0,930	48,2	24,13	196,5	94,7	15,42	1,45	6,1	27,1	3302		74,3	x	x
A3	5,0	2,07	1,58	0,809	44,7	24,72	196,3	87,8	4,07	5,97	21,6	36,5	1291	1269	87,1	93	174
A3	5,0	2,07	1,57	0,812	44,8	24,31	197,3	88,4	4,08	5,87	21,7	36,6	1226		85,4	x	x
A3	5,0	2,09	1,59	0,797	44,3	24,13	196,3	87,1	4,10	5,83	21,3	36,1	1290		86,3	x	x
A3	10,0	4,15	1,58	0,814	44,9	24,56	196,3	88,1	8,14	2,97	10,8	30,1	2475	2422	86,5	96	35
A3	10,0	4,14	1,58	0,817	45,0	24,59	196,0	88,1	8,11	2,98	10,9	30,2	2390		86,3	x	x
A3	10,0	4,13	1,57	0,821	45,1	24,41	197,1	88,9	8,14	2,95	10,9	30,3	2402		85,2	x	x
A3	15,0	6,27	1,59	0,804	44,6	23,92	196,0	87,3	12,29	1,93	7,1	26,6	3410	3477	85,4	87	40
A3	15,0	6,21	1,57	0,824	45,2	24,71	197,1	89,0	12,23	1,99	7,3	27,1	3598		86,1	x	x
A3	15,0	6,24	1,58	0,813	44,9	24,83	196,0	87,9	12,23	2,00	7,2	26,9	3423		87,6	x	x
A3	20,0	8,34	1,58	0,816	44,9	24,15	197,9	89,0	16,50	1,45	5,4	24,8	4218	4196	84,7	84	12
A3	20,0	8,34	1,58	0,816	44,9	24,66	196,5	88,3	16,39	1,48	5,4	24,8	4118		86,5	x	x
A3	20,0	8,33	1,57	0,818	45,0	24,77	196,5	88,5	16,36	1,49	5,4	24,9	4254		86,6	x	x
B1	5,0	1,94	1,48	0,928	48,1	20,92	196,3	94,5	3,82	5,05	24,7	39,9	820	844	64,3	66	4
B1	5,0	1,95	1,48	0,922	48,0	20,75	196,0	94,0	3,82	5,01	24,6	39,8	900		64,2	x	x
B1	5,0	1,94	1,48	0,929	48,2	21,13	196,0	94,4	3,81	5,10	24,8	40,0	811		64,8	x	x

Tabela A3 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento.

Corpo-de-prova	C <sub>i</sub> (%)	C <sub>iv</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	e	η (%)	ω (%)	V <sub>cp</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>ci</sub> (cm <sup>3</sup> )	a/c <sub>i</sub>	V <sub>v</sub> /V <sub>ci</sub>	n/(C <sub>iv</sub> ) <sup>28</sup>	q <sub>u</sub> (KPa)	q <sub>u</sub> média (KPa)	S <sub>r</sub> (%)	S <sub>rf</sub> (%)	Sucção (KPa)
B1	10,0	3,88	1,48	0,938	48,4	20,71	196,5	95,1	7,63	2,51	12,5	33,1	1790	1693	63,3	67	41
B1	10,0	3,90	1,49	0,930	48,2	20,55	196,5	94,7	7,66	2,49	12,4	32,9	1687		63,3	x	x
B1	10,0	3,88	1,48	0,939	48,4	21,06	196,2	95,0	7,61	2,55	12,5	33,1	1602		64,3	x	x
B1	15,0	5,82	1,48	0,944	48,6	21,22	196,5	95,4	11,44	1,71	8,3	29,6	2274	2267	64,5	62	207
B1	15,0	5,85	1,48	0,935	48,3	20,77	196,5	95,0	11,50	1,67	8,3	29,5	2316		63,8	x	x
B1	15,0	5,87	1,49	0,929	48,1	20,35	196,5	94,6	11,53	1,64	8,2	29,3	2211		62,9	x	x
B1	20,0	7,75	1,47	0,952	48,8	21,22	198,1	96,6	15,36	1,27	6,3	27,5	2700	2685	63,8	59	9
B1	20,0	7,78	1,47	0,946	48,6	21,17	197,5	96,0	15,37	1,27	6,2	27,4	2745		64,0	x	x
B1	20,0	7,84	1,48	0,931	48,2	20,93	196,3	94,7	15,39	1,26	6,2	27,1	2610		64,3	x	x
B3	5,0	1,94	1,48	0,929	48,2	27,98	196,5	94,7	3,82	6,76	24,8	40,0	904	913	85,9	77	93
B3	5,0	1,94	1,48	0,930	48,2	28,05	196,7	94,8	3,82	6,77	24,8	40,0	946		86,0	x	x
B3	5,0	1,94	1,48	0,931	48,2	28,42	196,3	94,7	3,81	6,86	24,8	40,0	888		87,0	x	x
B3	10,0	3,86	1,47	0,948	48,7	28,00	197,3	96,0	7,62	3,39	12,6	33,3	1865	1874	84,7	86	229
B3	10,0	3,89	1,48	0,935	48,3	27,89	196,3	94,9	7,63	3,37	12,4	33,0	1950		85,5	x	x
B3	10,0	3,88	1,48	0,939	48,4	28,05	196,3	95,1	7,62	3,39	12,5	33,1	1808		85,7	x	x
B3	15,0	5,82	1,47	0,946	48,6	28,18	196,5	95,5	11,43	2,27	8,4	29,7	2340	2399	85,5	81	111
B3	15,0	5,82	1,48	0,946	48,6	28,05	196,5	95,5	11,43	2,26	8,4	29,7	2406		85,1	x	x
B3	15,0	5,83	1,48	0,941	48,5	27,92	196,5	95,3	11,46	2,25	8,3	29,6	2453		85,1	x	x
B3	20,0	7,82	1,48	0,937	48,4	27,93	196,5	95,1	15,36	1,68	6,2	27,2	2974	3015	85,3	80	14
B3	20,0	7,83	1,48	0,935	48,3	28,21	196,5	95,0	15,38	1,69	6,2	27,2	3013		86,4	x	x
B3	20,0	7,78	1,47	0,946	48,6	28,07	197,5	96,0	15,37	1,68	6,2	27,4	3059		84,9	x	x

Tabela A4: Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento contaminante.

Corpo-de-prova	Ci(%)	C <sub>iv</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	e	η (%)	ω (%)	V <sub>cg</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>ci</sub> (cm <sup>3</sup> )	a/c <sub>i</sub>	V <sub>v</sub> /V <sub>ci</sub>	n/(Civ) <sup>0,28</sup>	q <sub>u</sub> (KPa)	q <sub>u</sub> média (KPa)	S <sub>r</sub> (%)	S <sub>rf</sub> (%)	Sucção (KPa)
A1	5,0	1,81	1,38	1,069	51,7	24,45	196,3	101,5	3,56	5,90	28,5	44	48	49	65,2	74	54
A1	5,0	1,82	1,38	1,059	51,4	24,52	196,3	101,0	3,57	5,92	28,3	43	48		66,0	x	x
A1	5,0	1,82	1,38	1,064	51,5	24,69	196,3	101,2	3,57	5,96	28,4	44	52		66,2	x	x
A1	10,0	3,63	1,38	1,073	51,8	24,23	196,3	101,6	7,12	2,93	14,3	36	224	222	64,7	67	304
A1	10,0	3,61	1,38	1,083	52,0	24,93	196,5	102,2	7,10	3,02	14,4	36	211		66,0	x	x
A1	10,0	3,62	1,38	1,075	51,8	24,61	196,3	101,7	7,12	2,98	14,3	36	231		65,6	x	x
A1	15,0	5,43	1,38	1,083	52,0	24,71	196,2	102,0	10,66	1,99	9,6	32	396	380	65,5	59	13
A1	15,0	5,46	1,38	1,073	51,8	24,00	196,3	101,6	10,72	1,93	9,5	32	359		64,2	x	x
A1	15,0	5,45	1,38	1,076	51,8	24,33	196,2	101,7	10,69	1,96	9,5	32	384		64,9	x	x
A1	20,0	7,29	1,38	1,077	51,9	24,94	196,3	101,8	14,31	1,50	7,1	30	625	621	66,2	72	292
A1	20,0	7,30	1,38	1,074	51,8	24,56	196,5	101,8	14,35	1,47	7,1	30	595		65,4	x	x
A1	20,0	7,27	1,37	1,082	52,0	24,87	196,3	102,1	14,28	1,49	7,1	30	642		65,7	x	x
A2	5,0	1,95	1,48	0,926	48,1	24,75	196,3	94,4	3,82	5,98	24,7	40	105	110	76,3	79	128
A2	5,0	1,94	1,47	0,935	48,3	24,72	197,1	95,2	3,82	5,97	24,9	40	115		75,4	x	x
A2	5,0	1,94	1,48	0,929	48,2	24,52	197,1	94,9	3,83	5,92	24,8	40	110		75,3	x	x
A2	10,0	3,86	1,47	0,949	48,7	24,56	197,3	96,1	7,61	2,97	12,6	33	295	293	74,2	70	48
A2	10,0	3,87	1,48	0,943	48,5	24,59	196,9	95,6	7,62	2,98	12,5	33	302		74,7	x	x
A2	10,0	3,87	1,47	0,944	48,6	24,71	196,5	95,4	7,60	2,99	12,6	33	283		75,0	x	x
A2	15,0	5,84	1,48	0,939	48,4	24,23	196,3	95,1	11,46	1,95	8,3	30	551	536	74,0	73	52
A2	15,0	5,81	1,47	0,948	48,7	24,33	197,3	96,0	11,47	1,96	8,4	30	524		73,7	x	x
A2	15,0	5,83	1,48	0,941	48,5	24,01	197,3	95,7	11,51	1,93	8,3	30	533		73,3	x	x

Tabela A5 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento contaminante.

Corpo-de-prova	Ci(%)	C <sub>iv</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	e	η (%)	ω (%)	V <sub>cg</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>ci</sub> (cm <sup>3</sup> )	a/c <sub>i</sub>	V <sub>v</sub> /V <sub>ci</sub>	n/(Civ) <sup>0,28</sup>	q <sub>u</sub> (KPa)	q <sub>u</sub> média (KPa)	S <sub>r</sub> (%)	S <sub>rf</sub> (%)	Sucção (KPa)
A2	20,0	7,83	1,48	0,934	48,3	24,66	196,3	94,8	15,37	1,48	6,2	27	879	890	75,5	71	9
A2	20,0	7,84	1,48	0,931	48,2	24,09	197,1	95,0	15,46	1,45	6,1	27	889		74,0	x	x
A2	20,0	7,80	1,47	0,941	48,5	24,71	196,5	95,3	15,33	1,48	6,2	27	901		75,2	x	x
A3	5,0	2,08	1,58	0,804	44,6	24,59	196,7	87,7	4,09	5,94	21,5	36	206	196	87,2	78	62
A3	5,0	2,08	1,58	0,804	44,6	24,03	197,1	87,9	4,10	5,80	21,5	36	198		85,2	x	x
A3	5,0	2,06	1,56	0,822	45,1	24,85	198,1	89,4	4,08	6,00	21,9	37	185		86,2	x	x
A3	10,0	4,12	1,57	0,825	45,2	24,88	197,1	89,1	8,12	3,01	11,0	30	486	489	86,4	89	29
A3	10,0	4,15	1,58	0,812	44,8	24,19	196,5	88,1	8,16	2,93	10,8	30	501		85,4	x	x
A3	10,0	4,11	1,57	0,829	45,3	24,62	198,1	89,8	8,15	2,98	11,0	31	480		85,2	x	x
A3	15,0	6,26	1,59	0,808	44,7	24,01	196,5	87,8	12,30	1,93	7,1	27	928	902	85,3	79	125
A3	15,0	6,18	1,57	0,830	45,4	24,51	197,9	89,8	12,24	1,97	7,3	27	902		84,7	x	x
A3	15,0	6,20	1,57	0,826	45,2	24,97	197,5	89,3	12,24	2,01	7,3	27	877		86,8	x	x
A3	20,0	8,30	1,57	0,824	45,2	24,36	198,3	89,6	16,46	1,46	5,4	25	1205	1171	84,6	82	154
A3	20,0	8,28	1,57	0,828	45,3	24,53	198,1	89,8	16,41	1,47	5,5	25	1131		84,7	x	x
A3	20,0	8,27	1,56	0,831	45,4	24,77	198,1	89,9	16,38	1,49	5,5	25	1177		85,3	x	x
B1	5,0	1,94	1,48	0,931	48,2	21,12	196,3	94,7	3,81	5,10	24,8	41	60	61	64,7	67	81
B1	5,0	1,93	1,47	0,939	48,4	21,42	196,5	95,2	3,80	5,17	25,0	41	63		65,1	x	x
B1	5,0	1,94	1,47	0,934	48,3	21,09	196,5	94,9	3,81	5,09	24,9	41	59		64,4	x	x
B1	10,0	3,88	1,48	0,941	48,5	20,87	196,5	95,3	7,62	2,53	12,5	34	178	188	63,6	59	13
B1	10,0	3,87	1,48	0,943	48,5	20,78	197,5	95,9	7,64	2,51	12,5	34	194		63,1	x	x
B1	10,0	3,87	1,48	0,943	48,5	21,15	196,3	95,3	7,60	2,56	12,5	34	192		64,3	x	x

Tabela A6 (continuação): Dados gerais dos corpos de prova de solo cimento contaminante.

Corpo-de-prova	Ci(%)	C <sub>iv</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	e	η (%)	ω (%)	V <sub>cg</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>ci</sub> (cm <sup>3</sup> )	a/ci	V <sub>v</sub> /V <sub>ci</sub>	n/(Civ) <sup>0,28</sup>	q <sub>u</sub> (KPa)	q <sub>u</sub> média (KPa)	S <sub>r</sub> (%)	S <sub>rf</sub> (%)	Sucção (KPa)
B1	15,0	5,82	1,48	0,945	48,6	21,28	196,5	95,5	11,44	1,71	8,3	31	294	292	64,6	67	101
B1	15,0	5,82	1,48	0,944	48,6	21,46	196,3	95,3	11,43	1,73	8,3	31	280		65,3	x	x
B1	15,0	5,84	1,48	0,939	48,4	21,03	196,5	95,2	11,47	1,69	8,3	31	302		64,2	x	x
B1	20,0	7,83	1,48	0,932	48,3	21,06	196,3	94,7	15,38	1,26	6,2	28	356	337	64,6	73	12
B1	20,0	7,77	1,47	0,948	48,7	21,43	197,3	96,1	15,33	1,29	6,3	29	329		64,7	x	x
B1	20,0	7,81	1,48	0,939	48,4	21,45	196,3	95,1	15,33	1,29	6,2	28	326		65,3	x	x
B3	5,0	1,93	1,47	0,939	48,4	28,12	197,3	95,6	3,81	6,79	25,1	41	72	69	85,4	82	73
B3	5,0	1,94	1,47	0,936	48,4	28,19	197,1	95,3	3,82	6,81	25,0	41	70		85,9	x	x
B3	5,0	1,95	1,48	0,925	48,1	27,89	196,5	94,4	3,83	6,74	24,7	40	65		86,0	x	x
B3	10,0	3,86	1,47	0,950	48,7	28,15	197,3	96,1	7,61	3,41	12,6	34	250	238	84,9	81	66
B3	10,0	3,86	1,47	0,947	48,6	28,01	197,3	96,0	7,62	3,39	12,6	34	233		84,8	x	x
B3	10,0	3,87	1,47	0,943	48,5	28,24	196,5	95,4	7,61	3,42	12,5	34	231		85,8	x	x
B3	15,0	5,82	1,48	0,945	48,6	28,23	196,3	95,4	11,43	2,27	8,3	31	477	461	85,8	86	113
B3	15,0	5,82	1,47	0,946	48,6	28,09	196,5	95,6	11,43	2,26	8,4	31	452		85,2	x	x
B3	15,0	5,80	1,47	0,952	48,8	28,13	197,3	96,3	11,44	2,26	8,4	31	454		84,8	x	x
B3	20,0	7,79	1,47	0,943	48,5	28,44	196,3	95,3	15,30	1,71	6,2	28	713	715	86,3	79	27
B3	20,0	7,80	1,47	0,941	48,5	28,11	197,3	95,7	15,39	1,69	6,2	28	698		85,5	x	x
B3	20,0	7,77	1,47	0,948	48,7	28,31	197,3	96,0	15,34	1,70	6,3	29	735		85,5	x	x

**APÊNDICE B – DADOS DOS ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE  
HIDRAULICA**

Tabela B: Dados gerais dos ensaios de Condutividade Hidráulica.

Corpo-de-prova	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	k (m/s)	K média (m/s)	Corpo-de-prova	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	k (m/s)	K média (m/s)	Corpo-de-prova	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	k (m/s)	K média (m/s)
A1 (5% CIMENTO)	1,38	4,90E-06	5,40E-06	A2 (5% CIMENTO)	1,48	3,16E-07	3,59E-07	A3 (5% CIMENTO)	1,58	5,47E-09	7,34E-09
		6,76E-06				4,01E-07				7,63E-09	
		5,13E-06				3,75E-07				9,57E-09	
		5,21E-06				3,47E-07				5,69E-09	
		5,02E-06				3,57E-07				8,32E-09	
A1 (10% CIMENTO)	1,38	4,59E-06	5,71E-06	A2 (10% CIMENTO)	1,48	7,16E-07	7,34E-07	A3 (10% CIMENTO)	1,58	4,53E-09	4,43E-09
		5,72E-06				7,16E-07				4,74E-09	
		6,58E-06				7,16E-07				4,93E-09	
		7,00E-06				7,16E-07				2,97E-09	
		4,65E-06				8,06E-07				5,01E-09	
A1 (15% CIMENTO)	1,38	9,01E-06	8,83E-06	A2 (15% CIMENTO)	1,48	8,32E-07	7,78E-07	A3 (15% CIMENTO)	1,58	1,83E-09	2,31E-09
		8,58E-06				8,66E-07				3,16E-09	
		8,36E-06				7,71E-07				1,98E-09	
		8,70E-06				8,24E-07				2,36E-09	
		9,52E-06				5,98E-07				2,20E-09	
A1 (10% CIMENTO)	1,38	9,63E-06	9,39E-06	A2 (10% CIMENTO)	1,48	9,10E-07	9,14E-07	Ensaio não determinados pelo equipamento permeâmetro de parede flexível.			
		9,36E-06				9,60E-07					
		9,62E-06				9,18E-07					
		9,20E-06				8,80E-07					
		9,12E-06				9,01E-07					

## **APÊNDICE C – DADOS DOS ENSAIOS DE LIXIVIAÇÃO EM COLUNA**

Tabela C1: Dados gerais das análises físicas e químicas do lixiviado.

Parâmetro	Unidade	LD	LC	Amostra Branca				0% Cimento / 0% Inerte (contaminado)			
				1° coleta		2° coleta		1° coleta		2° coleta	
				L <sub>1-A1</sub>	L <sub>2-A1</sub>	L <sub>3-A3</sub>	L <sub>4-A3</sub>	L <sub>5-A1</sub>	L <sub>6-A1</sub>	L <sub>7-A3</sub>	L <sub>8-A3</sub>
Alumínio	mg/L	0,08	0,2 <sup>(1)</sup>	0,08	0,23	0	0	805	420	65	38
Cádmio	mg/L	0,002	0,005 <sup>(1)</sup>	0	0	0	0	0,02	0,002	0,002	0,002
Chumbo	mg/L	0,02	0,01 <sup>(1)</sup>	0	0	0	0	0,65	0,24	0,07	0,04
Magnésio	mg/L	0,04	----	2,4	2,1	0,49	0,22	21	9,1	2,1	0
Níquel	mg/L	0,002	0,05 <sup>(1)</sup>	0	ND	0	0	0,02	0	0,99	0,69
Zinco	mg/L	0,02	5,0 <sup>(1)</sup>	0,2	0,07	0,5	0,23	3,3	1,7	2,3	1
Cloreto	mg/L	0,5	250 <sup>(1)</sup>	3,37	2,65	3,38	1,88	5,87	4,06	3,38	0
DBO	mgO <sub>2</sub> /L	1	180 <sup>(2)</sup>	250	48	0	0	900	500	55	25
DQO	mgO <sub>2</sub> /L	5	400 <sup>(2)</sup>	383	123	81	40,5	5510	2041	381	243
Condutividade	µS/cm	0,01	----	156	142	42,9	18,8	3140	3500	3980	2920
pH	----	0-14	6-9 <sup>(2)</sup>	6,17	4,95	6,4	6,26	0,97	1,33	1,61	1,81

ND: Não detectado.

LC: (1) Limite máximo estabelecido pelo CONAMA (2008) – valores de intervenção para águas subterrâneas. (2) Padrões de emissão de efluentes líquidos para fontes de emissão que lancem seus efluentes em águas superficiais no Estado do Rio Grande do Sul (CONSEMA, 2006).

LD: Limite de detecção do método utilizado.

Tabela C2 (continuação: Dados gerais das análises físicas e químicas do lixiviado).

Parâmetro	Unidade	LD	LC	5% Cimento / 15% Inerte (contaminado)				20% Cimento / 0% Inerte (contaminado)			
				1° coleta		2° coleta		1° coleta		2° coleta	
				L <sub>9-A1</sub>	L <sub>10-A1</sub>	L <sub>11-A3</sub>	L <sub>12-A3</sub>	L <sub>13-A1</sub>	L <sub>14-A1</sub>	L <sub>15-A3</sub>	L <sub>16-A3</sub>
Alumínio	mg/L	0,08	0,2 <sup>(1)</sup>	0,95	1,1	0,5	1,12	0,08	0,08	AI	AI
Cádmio	mg/L	0,002	0,005 <sup>(1)</sup>	0	0	0	0	0	0	AI	AI
Chumbo	mg/L	0,02	0,01 <sup>(1)</sup>	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	AI	AI
Magnésio	mg/L	0,04	----	0,27	0,16	0	0,15	0	0	AI	AI
Níquel	mg/L	0,002	0,05 <sup>(1)</sup>	0,007	0,004	0,02	0	0,03	0,01	AI	AI
Zinco	mg/L	0,02	5,0 <sup>(1)</sup>	0	0	0,05	0,06	0	0	AI	AI
Cloreto	mg/L	0,5	250 <sup>(1)</sup>	46,7	17,9	47,2	15,6	56	19,3	AI	AI
DBO	mgO <sub>2</sub> /L	1	180 <sup>(2)</sup>	1200	250	2675	280	1480	360	AI	AI
DQO	mgO <sub>2</sub> /L	5	400 <sup>(2)</sup>	5926	1537	3900	1955	5400	1060	AI	AI
Condutividade	µS/cm	0,01	----	2320	2020	2,77	2,11	4,47	4,28	AI	AI
pH	----	0-14	6-9 <sup>(2)</sup>	11,16	11,39	9,68	11,02	13,1	13,1	AI	AI

ND: Não detectado.

LC: (1) Limite máximo estabelecido pelo CONAMA (2008) – valores de intervenção para águas subterrâneas. (2) Padrões de emissão de efluentes líquidos para fontes de emissão que lancem seus efluentes em águas superficiais no Estado do Rio Grande do Sul (CONSEMA, 2006).

LD: Limite de detecção do método utilizado.

**ANEXO – PRODUÇÃO CIENTÍFICA DO DOUTORANDO DURANTE O CURSO**

## **ARTIGOS COMPLETOS PUBLICADOS EM PERIODICOS**

ROJAS, José Waldomiro Jimenez; HEINECK, K. S.; CONSOLI, Nilo Cesar. Resistência à Compressão Simples de um Solo Contaminado e Cimentado. Teoria e Prática na Engenharia Civil (Online), v. 13, p. 13-18, 2009.

ROJAS, José Waldomiro Jimenez; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, K. S. Tratamento do solo contaminado: análise do encapsulamento de metais pesados. Estudos Tecnológicos (Online), v. 5, p. 79-88, 2009.

ROJAS, José Waldomiro Jimenez; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, K. S. . Aplicação da Técnica de Encapsulamento em Um Solo Contaminado com Borra Oleosa Ácida. Revista de Estudos Ambientais, v. 9, p. 6-12, 2008.

ROJAS, J. W. J. ; CONSOLI, N. C.; HEINECK, K. S.. Analyses of physical behavior of a soil contaminated by acidic oily sludge and encapsulated with cement Portland. Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 13, p. 217-225, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jimenez; CONSOLI, Nilo Cesar; HEINECK, K. S. Durabilidad de un Suelo Contaminado y Tratado con Cemento Portland. Revista de Ingenieria de construccion, v. 23, p. 163-170, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez; CONSOLI, Nilo Cesar; HEINECK, Karla Salvagni . Aplicação da técnica de encapsulamento em um solo contaminado com borra oleosa ácida. Revista de Estudos Ambientais, v. 9, p. 6/2-12, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez; CONSOLI, Nilo Cesar; HEINECK, Karla Salvagni . Análises do comportamento físico de um solo contaminado por borra oleosa ácida e encapsulado com cimento portland. Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 13, p. 217-225, 2008.

## **LIVROS PUBLICADOS/ORGANIZADOS OU EDIÇÕES**

MARTINS, Marcele Salles (Org.); MACULAN, Laércio S. (Org.) ; PANDOLFO, Adalberto (Org.) ; PANDOLFO, Luciana Marcondes (Org.) ; REINEHR, Renata (Org.) ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez (Org.) ; KUREK, Juliana (Org.) . Segurança do Trabalho: estudo de casos nas áreas agrícolas, ambiental, construção civil, elétrica e saúde. 1. ed. Porto Alegre: SGE, 2010. 174 p.

PANDOLFO, Adalberto ; PANDOLFO, Luciana Marcondes ; Saúgo, Andréia ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; MARTINS, Marcele Salles ; GOMES, A. . Avaliação e comparação de projetos de habitação com base no valor percebido pelo usuário. 1. ed. Porto Alegre: SGE, 2010. 174 p.

BECKER, Alcione Carvalho ; PANDOLFO, Adalberto ; MARTINS, Marcele Salles ; MACULAN, Laércio S. ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; KUREK, Juliana ;

PANDOLFO, Luciana Marcondes ; GUIMARÃES, Jalusa ; REINEHR, Renata . Metodologia para Elaboração de Projetos Conceituais de Arquitetura e Engenharia. Porto Alegre: SGE Ltda, 2009. v. 1. 83 p.

VANZIN, Emerson; ROJAS, José Waldomiro Jiménez; PANDOLFO, Adalberto; MACULAN, Laércio S. ; MARTINS, Marcele Salles ; SAUGO, Andréia ; GHENO, Renata . Geração de Energia Através de Biogás: Estudo de Viabilidade Econômica. Porto Alegre: SGE Ltda, 2009. v. 1. 74 p.

## **CAPÍTULOS DE LIVROS PUBLICADOS**

Machado, S. C. ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; PANDOLFO, Luciana Marcondes . A influência das premiações na segurança do trabalho. In: Marcele S. Martins, Laércio S. Maculan, Adalberto Panfolfo, Renata Reinehr, José W. J. Rojas, Luciana M. Pandolfo, Juliana Kurek. (Org.). Segurança do trabalho: Estudos de casos nas áreas agrícola, ambiental, construção civil, elétrica, saúde. 1 ed. Porto Alegre: SGE, 2010, v. 1, p. 106-123.

Freitas, J. L. ; PANDOLFO, Adalberto ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez . Custo ambiental: uma abordagem sobre o conceito e sua aplicação. In: Marcele S. Martins, Laércio S. Maculan, Adalberto Panfolfo, Renata Reinehr, José W. J. Rojas, Luciana M. Pandolfo, Juliana Kurek. (Org.). Segurança do trabalho: Estudos de casos nas áreas agrícola, ambiental, construção civil, elétrica, saúde. 1 ed. Porto Alegre: SGE, 2010, v. 1, p. 191-218.

## **COMUNICAÇÕES E RESUMOS PUBLICADOS EM ANAIS DE CONGRESSOS E PERIÓDICOS**

ROJAS, José Waldomiro Jimenez ; SACHETTI, A. S. ; Heineck, K. S. CONSOLI, Nilo Cesar. Aplicação do Planejamento de Experimentos na Determinação do Comportamento Físico de um Solo Encapsulado. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, IV Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos e V Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, 2010, Gramado. COBRAMSEG 2010: Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade. Porto alegre : ABMS, 2010. v. 01. p. 1-5.

ROJAS, José Waldomiro Jimenez ; Heineck, K. S. ; CONSOLI, Nilo Cesar . Análise da Biodegradabilidade do Lixiviado de um solo Contaminado. In: GEORS 2009, 2009, PELOTAS. Anais do V Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul. Pelotas : Cezar Bastos e Celso Pedreira, 2009. v. 1.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni . Aplicação de agentes cimentantes para a remediação de solo contaminado. Sinduscon News - Informativo Mensal do Sinduscon PF, Passo Fundo, 01 fev. 2007.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; Sachetti, Álisson Silveira ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Aplicação do Planejamento de Experimentos na Determinação do Comportamento Físico de um Solo Encapsulado. In: XV Congresso Brasileiro de Engenharia

Geotécnica e Mecânica dos Solos - COBRAMSEG, 2010, Gramada - RS. Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento: Inovação e Sustentabilidade. Porto Alegre: Deseño Programação Visual, 2010. v. 1. p. 1-6.

Sachetti, Álisson Silveira ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE PASSO FUNDO. In: XXIV Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia - XXIV CRICTE, 2010, Rio Grande - RS. XXIV CRICTE. Rio Grande - RS : Universidade Federal do Rio Grande - FURG, 2010. v. 1.

ROJAS, Joseane Jiménez ; Sachetti, Álisson Silveira ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; MASCARENHAS, Marcelo Avila . AVALIAÇÃO DAS TAXAS DE GLICOSE EM RATOS EXPOSTOS A SOLOS CONTAMINADOS E ENCAPSULADOS. In: XXIV Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia - XXIV CRICTE, 2010, Rio Grande - RS. XXIV CRICTE. Rio Grande - RS : Universidade Federal do Rio Grande - FURG, 2010.

Sachetti, Álisson Silveira; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; KUREK, Juliana . APLICABILIDADE E CONHECIMENTO DO GERENCIAMENTO DE RCD EM OBRAS DO MUNICÍPIO DE PASSO FUNDO-RS. In: XXIV Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia - XXIV CRICTE, 2010, Rio Grande - RS. XXIV CRICTE. Rio Grande - RS : Universidade Federal do Rio Grande - FURG, 2010.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez. Encapsulamento de Solos Contaminados. In: III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos Jóvenes, 2009, Córdoba - Argentina. Desafíos y Avances de la Geotecnia Joven en Sudamérica. Córdoba: Franco M. Francisca, 2009. v. II. p. 145-147.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; BASSI, Mara ; FONSECA, Platao ; ZUCCHETTI, Lais ; BONATTO, Fernanda Sbaraini . Avaliação Ambiental de Edificação de Basalto. In: III Encontro de Sustentabilidade em Projeto do Vale do Itajai, 2009, Balneario Camboriu. ENSUS, 2009.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Análise da Biodegradabilidade do Lixiviado de um Solo Contaminado. In: V Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, 2009, Pelotas-RS. GEORS2009. Pelotas: Cezar A.B. Bastos e Celso L.S. Pedreira, 2009.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Análise do Lixiviado de Solos Contaminados e Encapsulados. In: VI Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental, 2008, Porto Alegre. Na Busca da Sustentabilidade, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; FLORES, Juan Antonio Altamirano ; CONSOLI, Nilo Cesar . Eficácia da técnica de encapsulamento no tratamento de solo contaminado por resíduo oleoso. In: IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia e no XI Congresso Nacional de Geotecnia, 2008, Coimbra - Portugal. Actas do IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia e no XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra : SPG/XI

Congresso Nacional de Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil, FCTUC - Polo II., 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Encapsulation of a soil contaminated by heavy metals. In: Proceedings of the International Geotechnical Conference "Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering", 2008, Saint Petersburg. "Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering". Saint Petersburg: Edited by Prof. V.M. Ulitsky, 2008. v. 2. p. 647-652.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; RIGHETTO, Guilherme Lima ; FONINI, Anderson ; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni . Ensaio de lixiviação em coluna em um solo contaminado e encapsulado. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, III Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, III Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo e TC41 Workshop Internacional de Infra-estrutura Urbana, 2008, Búzios. XIV COBRAMSEG, III GeoJovem, III BIC e TC41 Workshop, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; BONATTO, Fernanda Sbaraini ; ZUCCHETTI, Lais ; BASSI, Mara ; FONSECA, Pláteo . Avaliação ambiental para verificação dos impactos causados pela construção de edificação com paredes em basalto no município de Feliz RS. In: I Encontro Latino Americano de Universidades Sustentáveis Universidades Sustentáveis, Possibilidades e Desafios. I Encuentro Latinoamericano de Universidades Sustentables Universidades Sustentables, Posibilidades y Desafíos, 2008, Passo Fundo. ELAUS 2008, 2008.

ANDRADE, Andreos Pereira de ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; BALBINOT, Julio Cesar ; FONINI, Anderson . Implantação da compostagem para a destinação dos resíduos sólidos urbanos no município de Passo Fundo-RS. In: IV Simpósio Gaúcho de Educação Ambiental, I Fórum Estadual sobre Conservação da Água e XVI Semana Alto Uruguai do Meio Ambiente, 2008, Erechim. SIGEA e SAUMA 2008, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni ; FONINI, Anderson . Aplicação de cimento Portland para a remediação de solos contaminados. In: VII Simpósio Nacional de Recuperação de Áreas Degradadas, 2008, Curitiba. VII SINRAD. Curitiba : Mauricio Balansiefer, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; PIZZO, Henrique da Silva ; KUREK, Juliana ; FONINI, Anderson ; ANDRADE, Andreos Pereira de . Investigação e Análise Ambiental de uma Estrada Vicinal. In: VII Simpósio Nacional de Recuperação de Áreas Degradadas, 2008, Curitiba. VII SINRAD, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; FONINI, Anderson ; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni . Determinación de la durabilidad de un suelo contaminado por residuo oleoso estabilizado y solidificado con cemento Portland. In: II Congreso Internacional por el Desarrollo Sostenible y el Medio Ambiente, 2008, Manizales. El pensamiento y las acciones estatales, universitarias, empresariales e investigativas al servicio de la sostenibilidad. Manizales, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Resistência e condutividade hidráulica de um solo encapsulado. In: I Congresso Internacional de Tecnologias para o Meio Ambiente, 2008, Bento Gonçalves. Tecnologias avançadas para o desenvolvimento sustentável, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; KUREK, Juliana . Estudo ambiental de uma estrada de terra. In: I Congresso Internacional de Tecnologias para o Meio Ambiente, 2008, Bento Gonçalves. Tecnologias avançadas para o desenvolvimento sustentável, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni . Resistencia a la compresión no confinada de un suelo contaminado por residuo industrial Solidificado/Estabilizado con cemento Portland. In: Congreso Internacional Sobre Desarrollo, Medio Ambiente y Recursos Naturales: Sostenibilidad a Múltiples Niveles y Escalas, 2007, Cochabamba - Bolivia. Congreso Internacional UMSS-IUC. Cochabamba : Jan Feyen, Luis F. Aguirre, Mónica Moraes R., 2007. v. I. p. 112-119.

FONINI, Anderson ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez; CONSOLI, Nilo Cesar . Aplicação da técnica de Estabilização/Solidificação com cal e cimento em um solo residual de basalto contaminado por diesel. In: VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental REGEO 2007 e o V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos GEOSSINTÉTICOS 2007, 2007, Recife. REGEO E GEOSSINTÉTICOS, 2007.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni . Estabilização/Solidificação de um solo contaminado por resíduo industrial: estudo da durabilidade. In: VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental e V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 2007, Recife. REGEO E GEOSSINTÉTICOS, 2007.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez; CONSOLI, Nilo Cesar; HEINECK, Karla Salvagni. Investigação da resistência à compressão simples e durabilidade de um solo contaminado por resíduo oleoso tratado com cimento Portland. In: IV Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul GeoRS 2007, 2007, Ijuí. GeoRS 2007. Ijuí : Editora Unijuí, 2007. v.1 cd-r.

RIGHETTO, Guilherme Lima ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Comportamento físico de um solo contaminado tratado pela técnica de encapsulamento. In: XXII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnologia em Engenharia, 2007, Passo Fundo. CRICTE, 2007.

ANDRADE, Andreos Pereira de ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez . Análise da composição gravimétrica para a implantação da compostagem dos RSU. In: Congresso Internacional de Meio Ambiente e Desenvolvimento Urbano, 2007, Foz do Iguaçu. MADEHUMAN III - Mais que um evento uma lição de Humanidade, 2007.

## **RESUMOS PUBLICADOS EM ANAIS DE CONGRESSOS**

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Análise da Biodegradabilidade do Lixiviado de um Solo Contaminado. In: V Seminário de

Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, 2009, Pelotas - RS. GEORS2009. Pelotas : Cezar A.B. Bastos e Celso L.S. Pedreira, 2009.

ROJAS, Joseane Jiménez; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; MASCARENHAS, Marcelo Avila . Análise comportamental em ratos expostos a solos contaminados por resíduo oleoso. In: I Congresso Sul de Toxicologia Clínico-Laboratorial, 2008, Porto Alegre. ToxSUL'2008, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Análise do Lixiviado de Solos Contaminados e Encapsulados. In: VI Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental, 2008, Porto Alegre. Na Busca da Sustentabilidade. Porto Alegre : Deseño Programação Visual, 2008. v. 1. p. III-III.

ROJAS, Joseane Jiménez ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; MASCARENHAS, Marcelo Avila . Estudo piloto do modelo de ansiedade em ratos expostos a solos contaminados e tratados. In: IV Jornada de Iniciação Científica - Meio Ambiente, 2008, Porto Alegre. IV Jornada de Iniciação Científica - Meio Ambiente, 2008.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; RIGHETTO, Guilherme Lima ; RIGHETTO, Guilherme Lima ; FONINI, Anderson ; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni . Ensaio de lixiviação em coluna em um solo contaminado e encapsulado. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, III Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, III Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo e TC41 Workshop Internacional de Infra-estrutura Urbana, 2008, Búzios. XIV COBRAMSEG, III GeoJovem, III BIC e TC41 Workshop, 2008. v. 2. p. 160-160.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; PIZZO, Henrique da Silva . Impacto ambiental em obras rodoviárias: diagnóstico e medidas mitigadoras no trecho experimental entre o município de Ernestina e a BR 386. In: XIII Congresso de Iniciação Científica, 2008, Pelotas. Universidade Federal de Pelotas - XIII CIC, 2008.

ROJAS, Joseane Jiménez ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; MASCARENHAS, Marcelo Avila . Análise de parâmetros bioquímicos em ratos expostos a solos contaminados e remediados. In: XX Salão de Iniciação Científica, XVII Feira de Iniciação Científica e III Salão UFRGS Jovem, 2008, Porto Alegre. XX SIC-UFRGS, 2008.

RIGHETTO, Guilherme Lima ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Aplicação da técnica de encapsulamento para remediação de solos contaminados. In: III Jornada de Iniciação Científica de Meio Ambiente - FEPAM, 2007, Porto Alegre. Fundação Zoobotânica do Rio Grande do Sul e Fundação Estadual de Proteção Ambiental. Porto Alegre : FEPAM e FZBRS, 2007.

ROJAS, Joseane Jiménez ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; MASCARENHAS, Marcelo Avila . Análise da toxicidade em ratos expostos a solos contaminados com gasolina e solos remediados. In: XIX Salão de Iniciação Científica XVI Feira de Iniciação Científica II Salão UFRGS Jovem, 2007, Porto Alegre. SIC UFRGS. Porto Alegre: Biblioteca Central da UFRGS, 2007. v. 2. p. 461-461.

RIGHETTO, Guilherme Lima ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; HEINECK, Karla Salvagni ; CONSOLI, Nilo Cesar . Estudo do comportamento químico de um solo contaminado por borra oleosa ácida remediado pelo método de encapsulamento. In: XIX Salão de Iniciação Científica XVI Feira de Iniciação Científica II Salão UFRGS Jovem, 2007, Porto Alegre. SIC UFRGS. Porto Alegre: Biblioteca Central da UFRGS, 2007. v. 1. p. 259-259.

ROJAS, Joseane Jiménez ; ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; MASCARENHAS, Marcelo Avila . Análise da toxicidade em ratos expostos a solos contaminados com gasolina e solos remediados. In: II Salão de Iniciação Científica e Extensão do IPA, 2007, Porto Alegre. Terreno fértil para produzir e socializar o conhecimento novo, 2007.

ROJAS, José Waldomiro Jiménez ; FONINI, Anderson ; CONSOLI, Nilo Cesar ; HEINECK, Karla Salvagni . Substituição parcial de cal de carbureto em cimento Portland para o encapsulamento de um solo contaminado por óleo diesel. In: 1 Forum Internacional de Resíduos Sólidos, 2007, Porto Alegre. O mundo como deve ser visto, 2007.