

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1.

#### RESÍDUOS SÓLIDOS

De acordo com a NBR 10.004, da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2004), resíduos sólidos são todos os resíduos nos estados sólido e semissólido, que resultam de atividades de origem industrial, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola, de serviços de varrição. Incluem-se nesta definição os lodos provenientes de sistemas de tratamento de água, aqueles gerados em equipamentos e instalações de controle de poluição, bem como determinados líquidos cujas particularidades tornem inviável o seu lançamento na rede pública de esgotos ou corpos de água, ou que exijam para isso, soluções técnica e economicamente inviáveis de acordo com a melhor tecnologia disponível.

Na Política Nacional de Resíduos Sólidos, Lei nº 12.305/2010, o termo resíduo sólido é definido como: todo “material, substância, objeto ou bem descartado resultante de atividades humanas em sociedade, cuja destinação final se procede, se propõe proceder ou se está obrigado a proceder, nos estados sólido ou semissólido, bem como gases contidos em recipientes e líquidos cujas particularidades tornem inviável o seu lançamento na rede pública de esgotos ou em corpos d’água, ou exijam para isso soluções, técnica ou economicamente, inviáveis em face da melhor tecnologia disponível”.

A classificação dos resíduos sólidos é importante para subsidiar a escolha da estratégia de gerenciamento mais adequada para cada cidade. Existem vários tipos de classificação dos resíduos sólidos, podendo citar a classificação quanto à natureza física ou composição química, quanto aos riscos de contaminação do meio ambiente, ou ainda quanto à natureza ou origem. Na Tabela 1 apresenta-se um resumo das principais formas de classificação, a lista não é exaustiva.

Dentre as formas de classificação a que melhor se adequa a este trabalho é a classificação quanto aos riscos potenciais ao meio ambiente, imposta pela norma NBR 10.004 (2004) que classifica os resíduos sólidos quanto aos riscos potenciais de contaminação do meio ambiente, ou seja, considera as características apresentadas pelo resíduo em função de suas propriedades físicas, químicas ou infectocontagiosas.

Tabela 1: Diferentes formas de Classificação dos Resíduos Sólidos, IPT/CEMPRE (2000).

CLASSIFICAÇÃO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS	
QUANTO À NATUREZA FÍSICA	Secos
	Úmidos
QUANTO À COMPOSIÇÃO QUÍMICA	Matéria Orgânica
	Matéria Inorgânica
QUANTO AOS RISCOS POTENCIAIS AO MEIO AMBIENTE	Resíduos de Classe I – Perigosos
	Resíduos de Classe II – Não perigosos
	Resíduos de classe II A – Não Inertes
	Resíduos de classe II B – Inertes
QUANTO À ORIGEM*	Resíduos Sólidos Domiciliares – RSD
	Resíduos Sólidos Domiciliares – Rejeitos
	Resíduos de Limpeza Pública
	Resíduos da Construção Civil e Demolição – RCD
	Resíduos Volumosos
	Resíduos Verdes
	Resíduos dos Serviços de Saúde
	Resíduos com Logística Reversa Obrigatória
	Resíduos dos Serviços Públicos de Saneamento Básico
	Resíduos Sólidos Cemiteriais
	Resíduos de Óleos Comestíveis
	Resíduos Industriais
	Resíduos dos Serviços de Transportes
Resíduos Agrosilvopastoris	
Resíduos da Mineração	

(\*) Segundo CEMPRE (2010).

A classificação é a seguinte:

Classe I – Resíduos Perigosos

São aqueles que, em função de suas características intrínsecas de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade, apresentam riscos à saúde pública através do aumento da mortalidade ou da morbidade, ou ainda provocam efeitos adversos ao meio ambiente quando manuseados ou dispostos de forma inadequada.

Classe II – Não Perigosos

São os resíduos que podem apresentar características de combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade, com possibilidade de acarretar riscos à saúde ou ao meio ambiente.

### Classe II A – Não Inertes

Aqueles que não se enquadram nas classificações de resíduos classe I - Perigosos ou de resíduos classe II B - Inertes, nos termos da norma. Os resíduos classe II A – Não inertes podem ter propriedades, tais como: biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água.

### Classe II B – Inertes

São aqueles que, por suas características intrínsecas, não oferecem riscos à saúde e ao meio ambiente, e que, quando amostrados de forma representativa, segundo a norma NBR 10.007, e submetidos a um contato estático ou dinâmico com água destilada ou deionizada, à temperatura ambiente, conforme teste de solubilização, segundo a norma NBR 10.006, não tiverem nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade da água, conforme listagem nº 8 (Anexo H da NBR 10.004), excetuando-se os padrões de aspecto, cor, turbidez e sabor.

## 2.2.

### DISPOSIÇÃO FINAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS

#### Geração de Resíduos Sólidos no Brasil

De acordo com uma pesquisa realizada pela Associação Brasileira das Empresas de Limpeza Pública (ABRELP, 2013), a geração total de RSU no Brasil, em 2013, foi de 76.387.200 toneladas, o que representou um aumento de 4,1 % em relação ao ano anterior. O índice é superior à taxa de crescimento populacional no país no período, que foi de 3,7 %. A Figura 1 apresenta a comparação dos dados de geração de RSU nos anos de 2012 e 2013.

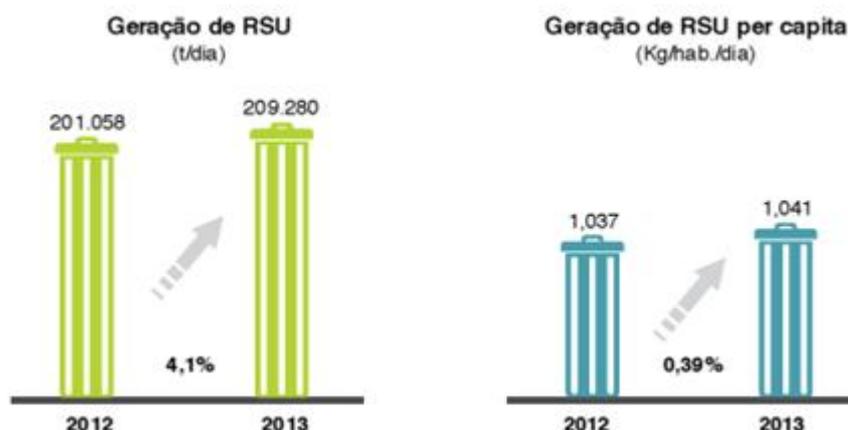


Figura 2: Aumento da geração de resíduos sólidos entre os anos de 2012 e 2013 (ABRELP, 2013).

A produção de resíduos sólidos no Brasil varia bastante de acordo com a região. Os fatores que contribuem para esta variação são múltiplos, mas os principais são o número de habitantes e o nível de renda da população.

A região que produz a maior quantidade de resíduos sólidos no Brasil é a região sudeste (52,4 %), seguida pela região nordeste (22,1 %). Por último, tem-se a região norte, com 6,4 % da geração nacional.

Na Figura 2 o percentual de geração de resíduos sólidos é apresentado para cada uma das cinco regiões.

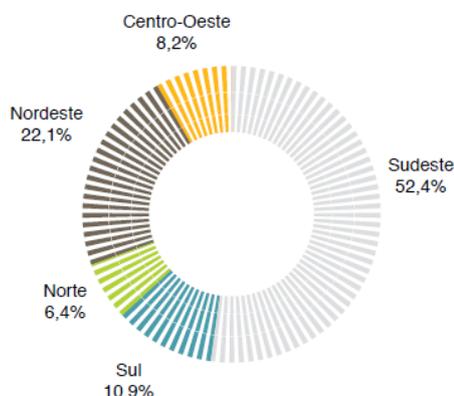


Figura 3: Geração de resíduos sólidos de acordo com a região (ABRELPA, 2013).

No Brasil os três tipos principais de disposição final de resíduos sólidos são os aterros sanitários, os aterros controlados e os lixões (ABRELPA, 2013). A seguir tem-se uma breve descrição de cada um deles.

### Lixão

O CEMPRE (2010) define o lixão como sendo uma forma inadequada de disposição final de resíduos sólidos municipais, que se caracteriza pela simples descarga sobre o solo, sem medidas de proteção ao meio ambiente ou à saúde pública. O mesmo que descarga de resíduos a céu aberto ou vazadouro (Figura 3).

Os resíduos assim lançados acarretam problemas à saúde pública, como proliferação de vetores de doenças (moscas, mosquitos, baratas, ratos etc.), geração de maus odores e, principalmente, poluição do solo e das águas, subterrâneas e superficiais, pela infiltração do lixiviado que é um líquido de cor preta, mal cheiroso e de elevado potencial poluidor, produzido pela decomposição da matéria orgânica presente no resíduo, também denominado de lixiviado (CEMPRE, 2010).

Acrescenta-se a esta situação o total descontrole dos tipos de resíduos recebidos nestes locais, verificando-se até mesmo a disposição de dejetos originados dos serviços de saúde e de indústrias. Comumente, ainda, associam-se aos lixões a criação de animais e a presença de pessoas (catadores).



Figura 4: Lixão ou vazadouro (FEAM, 2010).

### Aterro Controlado

É uma técnica de disposição de resíduos sólidos no solo sem causar danos ou riscos à saúde pública e à segurança, minimizando os impactos ambientais. Esse método utiliza alguns princípios de engenharia para confinar os resíduos sólidos, cobrindo-os com uma camada de material inerte na conclusão de cada jornada de trabalho.

O CEMPRE (2000) define o aterro controlado como sendo uma forma de disposição final que produz poluição, porém localizada, pois, similarmente ao aterro sanitário, a área de disposição é minimizada. Geralmente, não dispõe de impermeabilização de base, nem de sistemas de tratamento do lixiviado ou do biogás gerado.

### Aterro Sanitário

Segundo definição dada pela Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 1993), aterro sanitário é um processo utilizado para a disposição final de resíduos sólidos no solo, particularmente resíduo domiciliar que, fundamentado em critérios de engenharia e normas operacionais específicas, permite um confinamento seguro em termos de controle de poluição ambiental e proteção à saúde pública.

Em conformidade com a Lei nº 12.305/10, conhecida como Lei da Política Nacional de Resíduos Sólidos, a disposição dos rejeitos (que é definido como os resíduos para os quais não há alternativa viável de tratamento) deve ser realizada em aterros sanitários, que é a única solução aceitável, de acordo com a referida lei.

A disposição de resíduos sólidos em lixões é crime desde 1998, quando foi sancionada a lei de crimes ambientais (Lei nº 9.605/98). Esta lei prevê, em seu artigo 54, que causar poluição pelo lançamento de resíduos sólidos em desacordo

com leis e regulamentos é crime ambiental. Dessa forma, os lixões que se encontram em funcionamento estão em desacordo com as Leis nº 12.305/2010 e 9.605/98.

O encerramento de lixões e aterros controlados compreende no mínimo: ações de cercamento da área; drenagem pluvial; cobertura com solo e cobertura vegetal; sistema de vigilância; realocação das pessoas e edificações que se localizem dentro da área do lixão ou do aterro controlado (MMA, 2014).

Com relação ao destino de todo o RSU coletado no Brasil, a Figura 4 mostra sua distribuição entre destinação final adequada (aterro sanitário) e inadequada (lixão e aterro controlado).



Figura 5: Destinação final de resíduos sólidos no Brasil (ABRELP, 2013).

A Figura 5 por sua vez mostra de forma mais específica a distribuição total dos resíduos sólidos gerados entre os aterros sanitários, aterros controlados e os lixões.

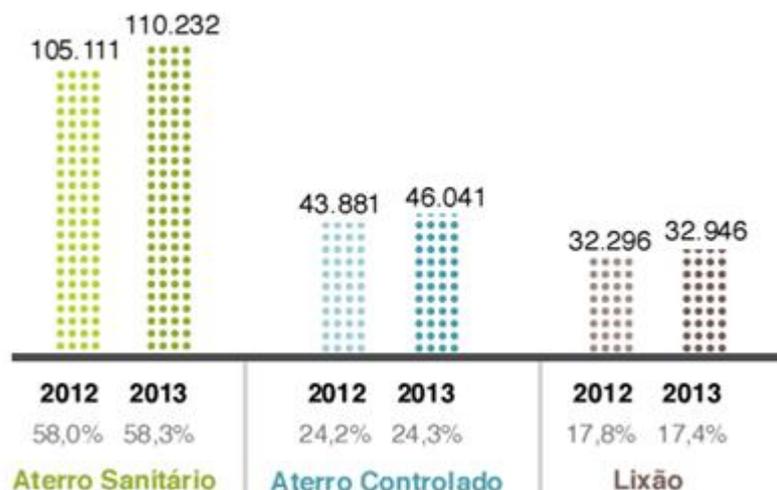


Figura 6: Destinação final de resíduos sólidos no Brasil (ABRELP, 2013).

### Destinação Final de Resíduos Sólidos na Região Norte do Brasil

A região abrangida neste trabalho pertence à região Norte do Brasil, por este motivo é relevante conhecer o contexto da disposição dos resíduos sólidos nesta região.

A Figura 6 apresenta o cenário nesta região, onde se vê que a maior parte dos resíduos tem destinação inadequada, sendo que 64,7 % são depositados em aterros controlados ou lixões, e apenas 35,3 %, tem destinação adequada em aterros sanitários.

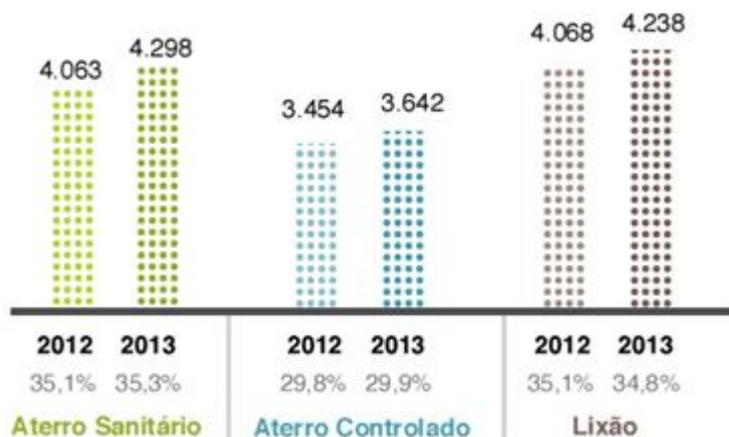


Figura 7: Destinação final de resíduos sólidos na região Norte do Brasil (ABRELP, 2013).

### Destinação Final de Resíduos Sólidos no Estado de Roraima

O Estado de Roraima, objeto principal deste estudo, ainda não possui sua Política Estadual de Resíduos Sólidos e nenhum dos 15 municípios possui aterro sanitário funcionando de forma regular (Ministério Público de Roraima, 2014).

Em consulta ao site do Portal da Transparência do Governo Federal ([transparencia.gov.br](http://transparencia.gov.br)), observou-se que a maioria dos municípios roraimenses recebeu verbas para a construção de aterros sanitários, provenientes de diferentes ministérios. No entanto, a maioria deles não construiu os aterros ou a operação sem controle acabou transformando a área em lixões.

Com o objetivo de verificar o andamento de cada convênio para construção de aterros sanitários em Roraima, procedeu-se uma pesquisa nos diversos ministérios através do serviço de acesso à informação. Os dados obtidos estão reunidos na Tabela 2.

Analisando os arquivos obtidos através da Lei de Acesso à Informação, Lei nº 12.527, de 18 de novembro de 2011, em especial, o memorial descritivo de cada obra, percebe-se a repetição do mesmo projeto para a maioria dos casos, sendo que poucos dados são alterados. Poucos foram os municípios que efetivamente construíram algum equipamento com os valores repassados.

De acordo com a pesquisa da ABRELP (2013), a situação da destinação final de RSU em Roraima é preocupante, pois mais da metade do total produzido vai para lixões, como pode ser visto na Figura 7.

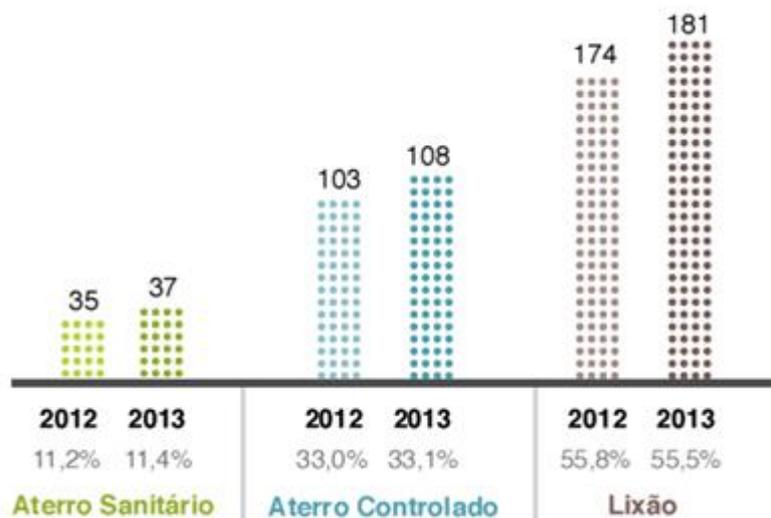


Figura 8: Destinação final de resíduos sólidos em Roraima (ABRELP, 2013).

Na Tabela 2 onde se lê ‘Finalizado’ não quer dizer que a obra tenha sido realizada, significa apenas que os recursos foram liberados. E com relação ao município de Boa Vista, este possui contrato com uma empresa privada que opera o aterro sanitário da cidade, mas, de acordo com o Ministério Público do Estado de Roraima (MPRR), o local transformou-se em um lixão.

Tabela 2: Situação de municípios roraimenses quanto à disposição final de resíduos sólidos, dados obtidos a partir do Portal da Transparência do Governo Federal (transparencia.gov.br).

Município	Objeto do convênio	Situação do convênio	Situação da atual da área de disposição final
Rorainópolis	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
São João da Baliza	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
São Luís do Anauá	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Rescindido	Lixão
Alto Alegre	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
Iracema	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
Amajari	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
Caracaráí	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
Pacaraima	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Cancelado	Lixão
Cantá	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
Mucajaí	Não possui convênio	-	Lixão
Normandia	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão
Boa Vista*	-	-	Lixão
Uiramutã	Não possui convênio	-	Lixão
Caroebe	Não possui convênio	-	Lixão
Bonfim	Construção de um aterro sanitário e recuperação do lixão existente	Finalizado	Lixão

## 2.3.

### ATERROS SANITÁRIOS

A NBR 8419 (ABNT, 1992) define aterro sanitário como um método de disposição de resíduos sólidos no solo, sem provocar prejuízos ou ameaças à saúde ou à segurança. São utilizados princípios de engenharia, de modo a confinar os resíduos no menor volume possível.

Rocca *et al.* (1993) consideram o aterro sanitário como uma forma de disposição no solo que, fundamentada em critérios de engenharia e normas operacionais específicas, garante um acondicionamento seguro em termos de poluição ambiental e proteção à saúde pública.

Os aterros sanitários têm como objetivo maximizar a quantidade de resíduos armazenados por unidade de área, isolar os resíduos do meio ambiente e criar condições para que no fim do período de vida de exploração do terreno ocupado o aterro tenha alguma utilidade. Conforme o Manual de Operações de Aterros Sanitários (CONDER, 2002), um aterro sanitário deve ter vida útil superior a 10 anos, prevendo-se ainda o seu monitoramento após seu fechamento.

#### **Elementos e dispositivos principais dos aterros sanitários**

O aterro sanitário é uma obra de engenharia bastante complexa. Em sua construção devem-se atender os requisitos mínimos para que os seus objetivos sejam alcançados. A Figura 8 apresenta a ilustração de um aterro sanitário e alguns de seus componentes essenciais.

Com o objetivo de facilitar o entendimento das funções dos diferentes componentes de um aterro sanitário, são apresentadas a seguir algumas definições básicas (CETESB, 1993).

- Célula de resíduo: é o volume total de resíduos sólidos dispostos por um período de 24 horas, já incluído o material de recobrimento.
- Recobrimento da célula: é a camada diária de cobertura com material inerte, solo ou outro material, com o objetivo de evitar a dispersão do resíduo pela ação do vento, o aparecimento de insetos, ratos, ou outros vetores.

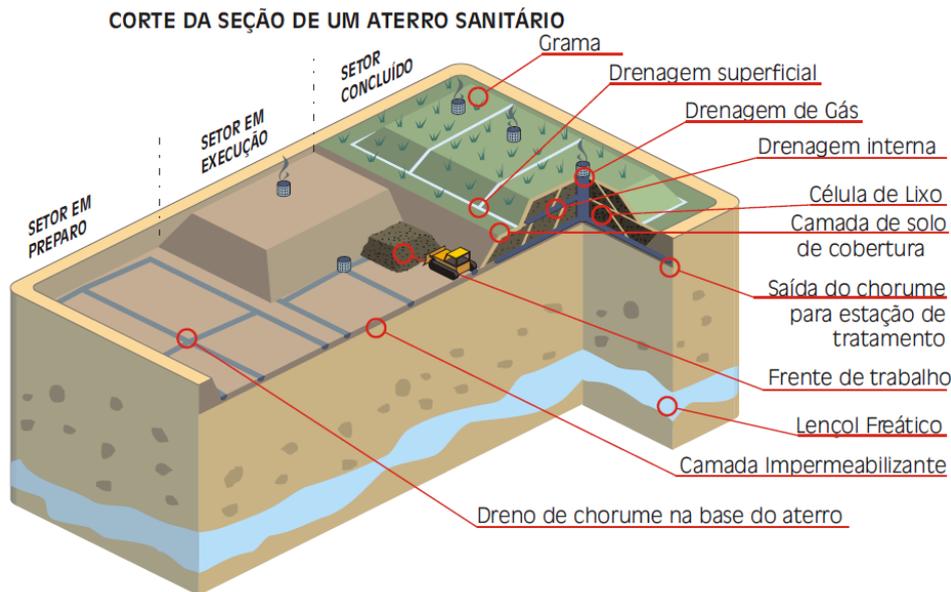


Figura 9: Vista de um aterro sanitário, Manual de Operações de Aterros Sanitários (CONDER, 2002).

- Camada de resíduos: corresponde a um conjunto de células contidas entre duas elevações fixas. Os aterros normalmente são constituídos por uma série de camadas.
- Bermas: correspondem as plataformas e terraços horizontais que são executados ao longo das faces dos taludes, normalmente quando as alturas do aterro excedem 15,0 m. As bermas têm por função contribuir para a estabilidade do maciço e permitir a implantação do sistema de drenagem.
- Revestimento de fundo: corresponde ao tratamento executado ao nível da fundação do aterro para impedir a contaminação dos terrenos subjacentes pelos efluentes líquidos e gasosos gerados pelos resíduos. Normalmente são constituídos por solos compactados de baixa condutividade hidráulica, por geomembranas ou pela combinação de ambos.
- Sistema de drenagem de nascentes: corresponde ao conjunto de dispositivos de drenagem instalados sob o aterro, visando captar e conduzir de forma adequada as ocorrências de água existentes na área do aterro.
- Sistema de drenagem de lixiviado: corresponde ao conjunto de drenagem interna do maciço para a captação do lixiviado para as unidades apropriadas de armazenamento e tratamento.
- Sistema de drenagem de gases: corresponde ao conjunto de drenagem interna do maciço para a captação e condução do biogás (gases gerados pela decomposição dos resíduos) à superfície ou à unidade de processamento e aproveitamento do mesmo.
- Recobrimento final: corresponde à cobertura final do aterro sanitário quando de seu encerramento, sendo constituído por camadas de solo, geomembranas ou pela associação de ambas, e tendo por funções básicas evitar a infiltração de água da chuva e o escape de gases, além de servir como camada de suporte para a vegetação e elementos de proteção superficial da área.

- Sistema de drenagem e proteção superficial: corresponde ao conjunto de dispositivos de drenagem que tem por função captar e conduzir de forma adequada as águas superficiais para áreas externas ao aterro, assim como elementos de proteção superficial que irão conferir aos taludes plataformas e bermas do aterro e resistência aos fenômenos de erosão.
- Sistema de tratamento de lixiviado: são processos que visam, principalmente, a redução das altas DBO (Demanda Biológica de Oxigênio) e DQO (Demanda Química de Oxigênio) destes líquidos para níveis mais baixos e estabilizá-los. Os sistemas podem ser de reciclagem ou irrigação, lagoas de estabilização, ataques químicos, filtros biológicos, processos fotossintéticos e processos mistos.
- Lixiviado: líquido que passa através de um meio poroso, para a filtração ou extração de substâncias desse meio.
- Lixiviação: operação de deslocamento ou arraste por meio líquido de certas substâncias contidas nos resíduos sólidos.
- Impermeabilização: é o processo pelo qual se dificulta de modo a impedir a movimentação de lixiviados para fora das células de resíduos, procurando ser primeiramente drenados e enviados para tratamento. A impermeabilização se dá por disposição de materiais naturais e artificiais.

### **Seleção de áreas**

A escolha de uma área para a implantação de um aterro sanitário pode ser uma dificuldade em áreas urbanas. Não é tarefa fácil encontrar um local que reúna condições técnicas, econômicas e ambientais favoráveis.

Os estudos para a viabilização compreendem uma sequência de atividades para a identificação e a análise da aptidão de áreas para instalação de aterros sanitários.

Nessa fase, deve-se ter sempre em vista a importância das características dos meios físico, biótico e socioeconômico da área para a instalação do aterro sanitário. Uma área adequada significa menores riscos ao meio ambiente e à saúde pública, mas, fundamentalmente, significa menores gastos com preparo, operação e encerramento do aterro. Deste modo, escolhendo de forma criteriosa uma área, estará se prevenindo contra os efeitos da poluição dos solos e das águas subterrâneas do seu município, além de eventuais transtornos decorrentes de oposição popular e elevados custos futuros para a operação e encerramento do local (CEMPRE, 2010).

Parte-se de estudos gerais, identificando-se as várias áreas potenciais, sendo priorizadas as mais promissoras para estudos mais detalhados.

A seleção de uma área para servir de aterro sanitário à disposição final de resíduos sólidos domiciliares deve atender, no mínimo, aos critérios técnicos impostos pelas normas da ABNT (NBR 10.157) e pela legislação federal, estadual e municipal (quando houver).

Segundo o IPT/CEMPRE (1995) e Tressoldi e Consoni (1998) para definição das opções dos locais possíveis para instalação do aterro sanitário é necessária à avaliação de certos critérios, dentre eles podem ser enumerados os apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Critérios para seleção de áreas para instalação de aterros sanitários, IPT (1995).

DADOS NECESSÁRIOS	CLASSIFICAÇÃO DAS ÁREAS		
	Recomendada	Recomendada com restrições	Não-Recomendada
Vida Útil	Maior que 10 anos	(10 anos, a critério do órgão ambiental).	
Distância do Centro Atendido	Maior que 10 Km	10-20 Km	Maior que 20 Km
Distância do Centro Atendido	Maior que 10 Km	10-20 Km	Maior que 20 Km
Zoneamento Ambiental	Áreas sem restrições no zoneamento ambiental		Unidades de conservação ambiental e correlatas
Zoneamento Urbano	Vetor de crescimento mínimo	Vetor de crescimento intermediário	Vetor de crescimento máximo
Densidade Populacional	Baixa	Média	Alta
Uso e Ocupação das Terras	Áreas devolutas ou pouco utilizadas		Ocupação intensa
Valorização da Terra	Baixa	Média	Alta
Aceitação da população e de entidades ambientais não governamentais	Boa	Razoável	Inaceitável
Distância aos cursos d'água (córregos, nascentes, etc.).	Maior que 200 m	Menor que 200 m, com aprovação do órgão ambiental responsável.	

Tressoldi e Consoni (1998) destacam que os valores apresentados nessa Tabela 3, devem ser entendidos como uma orientação preliminar, devendo ser considerados os parâmetros e características de cada local e município, para determinar esses valores para cada caso.

Quando os atributos naturais do terreno selecionado não forem suficientes para atender integralmente ao critério analisado, tais deficiências deverão ser sanadas por meio da implementação de soluções da moderna engenharia, de forma a que o critério seja atendido.

O local selecionado para se implantar um aterro sanitário deve ser aquele que atenda ao maior número de critérios, dando-se ênfase aos critérios de maior prioridade. A seleção da melhor área para implantação do aterro sanitário deve ser precedida de uma análise individual de cada área selecionada com relação a cada um dos diversos critérios apresentados, fornecendo-se a justificativa que permita considerar o critério "totalmente atendido", o "atendido parcialmente através de obras" ou o "não atendido".

### Ciclo de Vida dos Aterros Sanitários

Os aterros sanitários possuem diferentes fases em seu ciclo de vida. Segundo Christensen, Cossu e Stegmann (1989), as principais fases são:

1. Fase de planejamento, tipicamente envolvendo os estudos e investigações preliminares necessárias para o desenvolvimento do projeto.
2. Fase de construção, envolvendo os trabalhos relacionados à movimentação de solo, construção de acessos e instalações e a preparação de drenos e impermeabilizações da área a ser preenchida com resíduos.
3. Fase de operação, que corresponde ao período de tempo compreendido entre o aterramento da primeira carga de resíduos e o aterramento da última carga anos mais tarde. Esta fase é caracterizada pela maior intensidade de tráfego, pelos trabalhos nas frentes de aterramento e operação das instalações de controle ambiental.
4. Fase de conclusão, que corresponde ao período de tempo entre o esgotamento da capacidade volumétrica do local até o dia em que as instalações de controle ambiental não forem mais necessárias em virtude do decaimento do nível das emissões do aterro.
5. Fase de armazenamento final, que corresponde ao estágio em que as emissões decaíram a níveis aceitáveis (na mesma ordem de magnitude dos fluxos encontrados no entorno do aterro). A composição da área aterrada pode ainda diferenciar da composição do ambiente vizinho, entretanto a área não causa impactos sobre o mesmo. Neste estágio, a exemplo de outros locais, a área pode não ser adequada a todos os tipos de uso, entretanto já pode ser utilizada para diversos fins.

### Classificação dos Aterros Sanitários

Os aterros sanitários possuem diferentes tamanhos, existem aqueles simplificados, projetados para comunidades muito pequenas e aqueles que recebem milhares de toneladas de resíduos por dia. De acordo com o porte do aterro as características de construção, operação e controle variam.

Gariglio (2003), citando Blicht (1994), apresenta uma classificação baseada na Taxa de Deposição Máxima (TDM) mensurada em toneladas de resíduos dispostos por ano. Esta subdivisão considerou as faixas populacionais e de produção de resíduos descritas no quadro abaixo.

Tabela 4: Classificação dos aterros sanitários com base na Taxa máxima de deposição, Gariglio (2003).

Porte do Aterro	TDM (ton/ano)		Produção diária (toneladas)		Faixa Populacional (habitantes)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo		
Distrital	346	1.318	0.9	3.6	1.500	5.000
Pequeno	1.318	8.900	3.6	24.4	5.001	30.000
Médio	8.900	72.515	24.4	198.7	30.001	200.000
Grande	72.515	487.831	198.7	1.33,5	200.001	1.000.000
Metropolitano	487.831	639.454	1.33,5	Acima	1.000.001	Acima

TDM – Taxa máxima de deposição (projetada para 20 anos de vida útil).

## Métodos de Concepção de Aterros Sanitários

Ao longo da história e como consequência das variadas condições de trabalho, desenvolveram-se diferentes tipos de aterros, diferenciados, basicamente, pelas formas construtivas e operacionais adotadas (CETESB, 2010).

O método de operação de um aterro sanitário está relacionado com o porte e com as características de topografia e comportamento geotécnico do terreno.

Segundo Pineda (1998), inicialmente os aterros sanitários eram classificados em método superficial e método de trincheira, mas ao combinar as técnicas com o passar dos anos, foi necessário definir uma nova classificação. Assim segundo a forma de colocação dos resíduos, os aterros sanitários são classificados atualmente em três tipos: método de trincheira, método de meia encosta e método de área.

### Método da trincheira

De acordo com Neto (2005), esse método é aplicado quando o local do aterro for plano ou levemente inclinado, e quando a produção diária de resíduos não ultrapassar 10,0 toneladas. Esse método é bastante utilizado em comunidades, com poucos recursos financeiros e sem equipamento adequado à operação de um aterro convencional. Contudo, a depender da topografia do local do aterro, e ainda do modelo operacional desejado, este método pode ser implementado em aterros de grande porte.

Os resíduos são descarregados em um dos lados da trincheira, sem que o caminhão entre no interior desta (observe a Figura 9). O resíduo é espalhado manualmente, sem compactação. O material proveniente da escavação da trincheira é utilizado para o recobrimento diário dos resíduos (NETO, 2005).



Figura 10: Aterro em trincheiras, Caderno técnico de reabilitação de áreas degradadas por resíduos sólidos urbanos (FEAM, 2010).

No caso de trincheiras de grande porte, os resíduos são lançados no interior da célula e um trator de esteira empurra de baixo para cima, promovendo também a compactação dos resíduos, passando de três a cinco vezes sobre o mesmo em uma rampa de aproximadamente 1:3, conforme mostra a Figura 10.

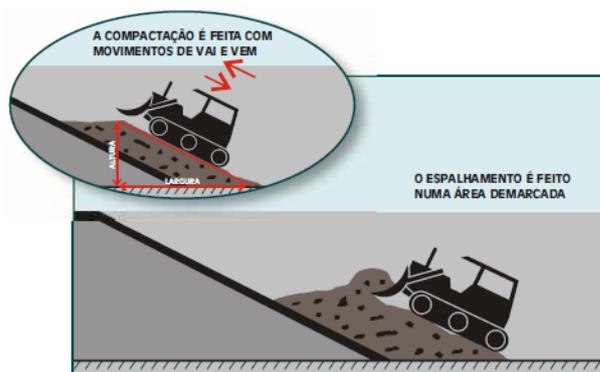


Figura 11: Espalhamento e compactação dos resíduos sólidos, Manual de Operações de Aterros Sanitários (CONDER, 2002).

### Método da rampa ou de meia encosta

O aterro é realizado depositando-se o material ao pé da encosta natural, em seguida um trator de esteira espalha os resíduos de baixo para cima, procedendo a compactação, até que se atinja a altura da ordem de 3,0 a 4,0 metros, quando a célula é fechada, partindo para outra célula (NETO, 2005). A Figura 11 apresenta um diagrama de todo processo, que é repetido até que a área seja totalmente ocupada.

Por fim efetua-se o selamento superficial do aterro e a constituição da morfologia local. Depois disso a área pode voltar a ser utilizada para atividades compatíveis com as restrições do ponto de vista ambiental.

### Método da área

A técnica de execução de aterros em área é utilizada quando a topografia local permite o recebimento/confinamento dos resíduos sólidos, sem a alteração de sua configuração natural. Na Figura 12 podem-se visualizar as etapas de sua execução e operação.

Nessas áreas, os resíduos são descarregados e compactados, formando uma elevação tronco-piramidal, que recebe o recobrimento com solo ao final da operação de um dia. A primeira elevação constitui o parâmetro necessário para o prosseguimento da célula, em qualquer sentido (NETO, 2005).



Figura 12: Aterro em Rampa, Caderno técnico de reabilitação de áreas degradadas por resíduos sólidos urbanos (FEAM, 2010).

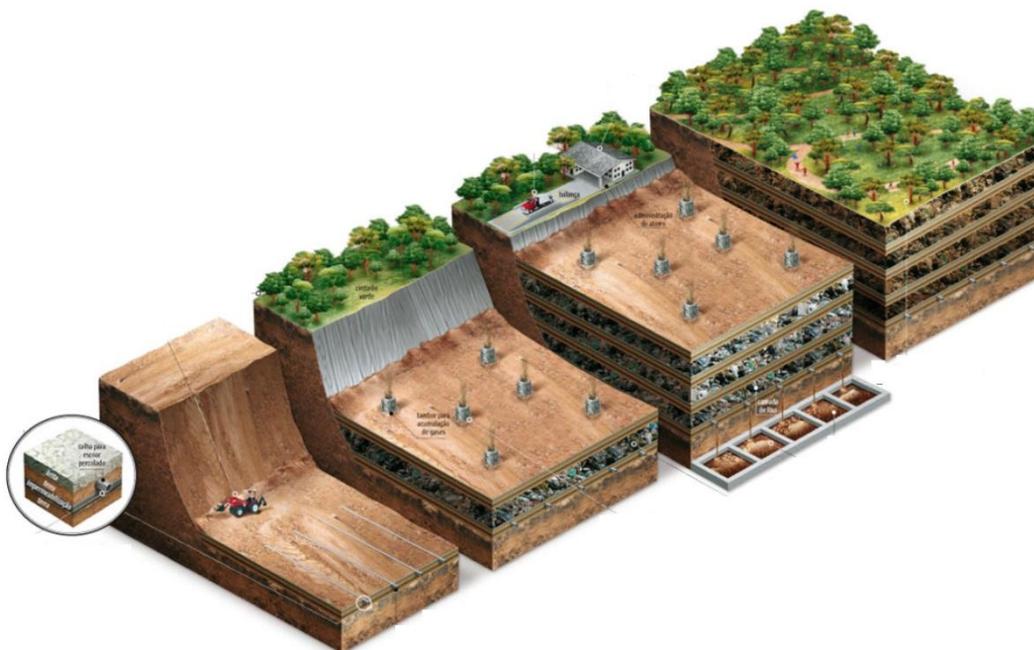


Figura 13: Aterro Sanitário, adaptado do site do Governo do Estado de Rondônia ([www.rondonia.ro.gov.br](http://www.rondonia.ro.gov.br)).

## 2.4.

### SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE BASE

O sistema de impermeabilização de base é um dos elementos essenciais de um aterro sanitário e tem a função de proteger a fundação do aterro, evitando a contaminação do subsolo e aquíferos subjacentes, pela migração de lixiviado e/ou biogás (CEMPRE, 2000).

As camadas de impermeabilização devem ser dimensionadas considerando o potencial de transporte por advecção e difusão, através das camadas de drenagem. Estas devem ser dimensionadas de modo a evitar cargas hidráulicas excessivas sobre o revestimento de base, a fim de minimizar o risco de infiltração.

Segundo Rocca (1993) e Carvalho (1999), as barreiras minerais de fundo devem apresentar: estanqueidade, durabilidade; resistência mecânica, resistência ao intemperismo e compatibilidade com os resíduos a serem aterrados.

Os sistemas de impermeabilização podem ser simples, quando compostos por único elemento de impermeabilização, e duplos e/ou compostos, quando a barreira é executada alternando camadas de solo natural e geomembrana. Sua escolha depende da agressividade química do lixiviado, da condutividade hidráulica do meio, e da economia com relação ao empréstimo de materiais naturais (NETO, 2005).

Dentre os materiais comumente empregados em impermeabilização destacam-se as argilas compactadas, as geomembranas sintéticas e os geocompostos bentoníticos.

Vilar (2003) destaca que as primeiras aplicações de barreiras empregavam apenas solos de baixa condutividade hidráulica, em geral compactados. O advento das geomembranas e, mais recentemente, dos geocompostos bentoníticos, modificaram as configurações das barreiras, graças a uma série de vantagens, entre as quais se incluem o controle de qualidade de um produto manufaturado, a facilidade de instalação, a flexibilidade, a sua reduzida condutividade hidráulica e o ganho de espaço no aterro. Existem especificações formuladas por órgãos de controle ambiental de diferentes países em que os geossintéticos são conjugados de diferentes formas e, comumente associados a solos compactados de baixa condutividade hidráulica.

Os diferentes países possuem suas próprias especificações quanto à construção de barreiras minerais. Na Figura 13, têm-se alguns exemplos de especificações para alguns países. As especificações variam ainda com o tipo de resíduo, perigoso ou não perigoso, a ser depositado no aterro sanitário.

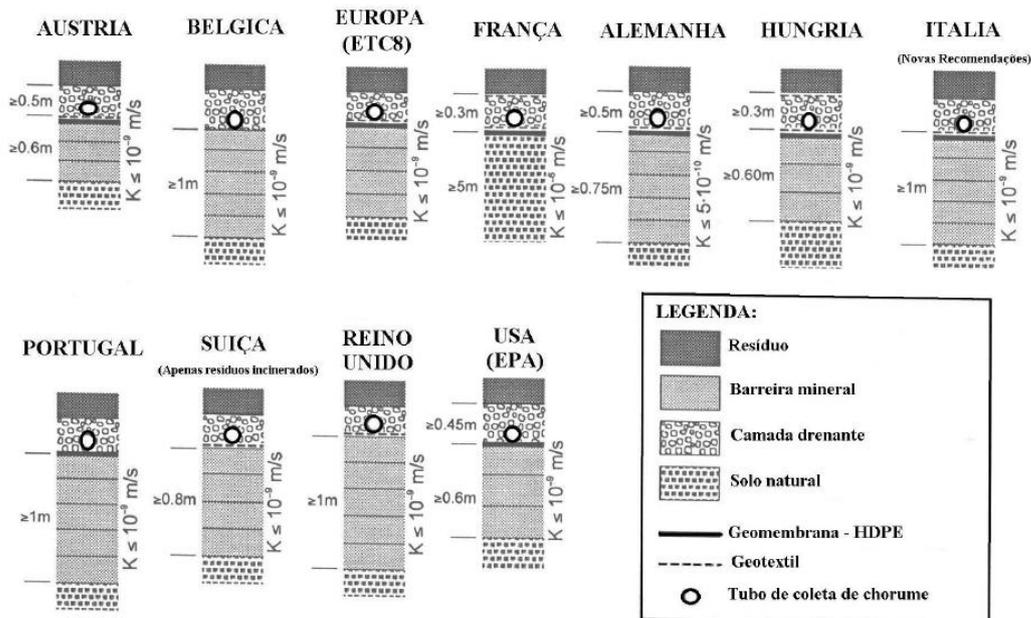


Figura 14: Requisitos legais para resíduos não perigosos (ISSMGE, 2006).

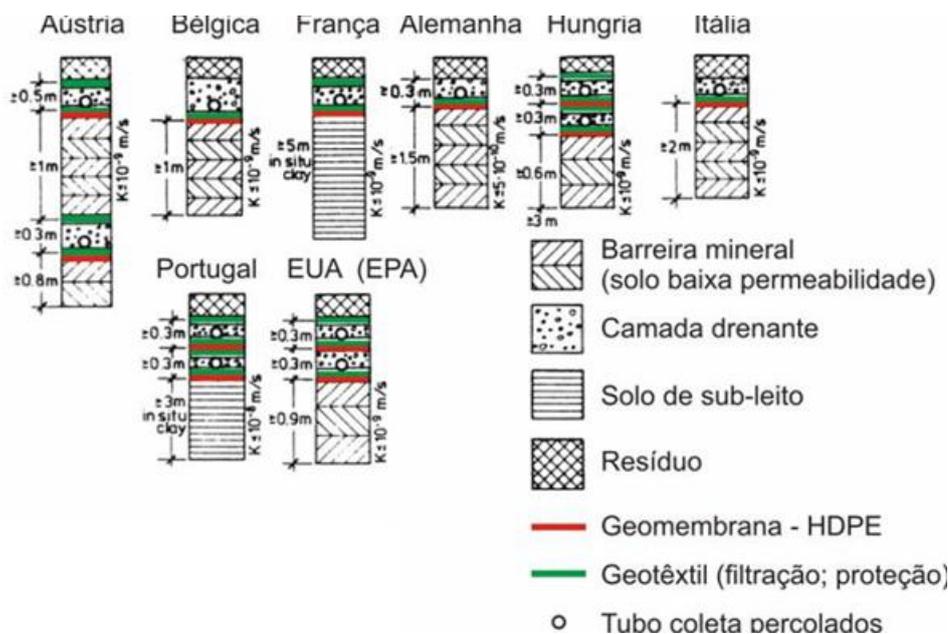


Figura 15: Requisitos legais para resíduos perigosos (ISSMGE, 2006).

#### 2.4.1.

### BARREIRAS MINERAIS COM SOLO NATURAL

Esse tipo de barreira é associado a áreas que possuam solos com teor considerável de fração argila e de baixa condutividade hidráulica, onde os resíduos podem ser depositados sobre o solo natural, sem a necessidade de tratamento.

O solo natural deve atender a requisitos mínimos, de condutividade hidráulica, por exemplo, e não apresentar imperfeições, como falhas e trincas

(PIEADADE JR, 2003). Portanto seria difícil assegurar que uma barreira natural possua valores baixos e uniformes de condutividade hidráulica, para isso teria que se proceder a uma avaliação criteriosa da continuidade da barreira, com execução de sondagens e investigação geofísica, o que tornaria o projeto inviável economicamente.

Em 2008 o CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente) aprovou a Resolução 404/2008, que simplificou o licenciamento para Aterros Sanitários de Pequeno Porte que tem o valor máximo de disposição diária de até 20 toneladas diárias de resíduos sólidos.

Em seguida este tipo de instalação foi normatizado pela NBR 15849 (2010) que traça diretrizes para sua localização, projeto, implantação, operação e encerramento. A norma considera que o maior potencial de impactos ambientais é decorrente dos seguintes fatores:

- grande presença de resíduos orgânicos;
- baixa impermeabilidade do solo de base;
- elevado excedente hídrico, decorrente do clima local;
- pequena profundidade do freático.

Para utilização da norma é necessário conhecer os seguintes fatores: excedente hídrico local, composição dos resíduos sólidos, valor da condutividade hidráulica do solo local e a profundidade do lençol freático.

Esses dados são necessários para a verificação da situação de cada local de projeto em relação às prescrições da Tabela 1 da NBR 15849 (2010), que é mostrada na Tabela 5 deste trabalho, onde se apresenta os critérios para dispensa de impermeabilização complementar.

Tabela 5: Critérios para a dispensa de impermeabilização complementar de acordo com a NBR 15849 (ABNT, 2010).

Limites máximos do excedente hídrico <sup>a</sup> (EH, mm/ano) para a dispensa de impermeabilização complementar <sup>b</sup> .		Fração orgânica dos resíduos ≤ 30 %				Fração orgânica dos resíduos ≥ 30 %			
		Profundidade do lençol freático (m)				Profundidade do lençol freático (m)			
		1,5<n≤3	3<n≤6	6<n≤9	n≥9	1,5<n≤3	3<n≤6	6<n≤9	n≥9
Coeficiente de permeabilidade do solo local k (cm/s)	$k \leq 1 \times 10^{-8}$	250	500	1000	1500	188	375	750	1125
	$1 \times 10^{-8} < k \leq 1 \times 10^{-5}$	200	400	800	1200	150	300	600	900
	$1 \times 10^{-5} < k \leq 1 \times 10^{-4}$	150	300	600	900	113	225	450	675

<sup>a</sup> O excedente hídrico é a quantidade de água (em mm/ano) que percola através da camada de cobertura do aterro sanitário, atingindo a massa de resíduos e posteriormente chegando até a base do aterro. Para seu cálculo devem ser utilizadas séries anuais de precipitação médias, de temperaturas (que servem para estimar a evapotranspiração utilizando equações como a de Thornwaite) e o coeficiente de escoamento superficial. O coeficiente de escoamento superficial deve ser adotado em função das características de permeabilidade do solo da camada de cobertura.

<sup>b</sup> Para superar características desfavoráveis da área, o projetista poderá propor métodos construtivos, operacionais ou de gestão, atendendo diretrizes estabelecidas pelo órgão de meio ambiente.

Estimativa da composição gravimétrica dos resíduos sólidos urbanos no Brasil, realizada pelo IBGE (2008), revela que 51,4 % dos resíduos constituem-se de material orgânico.

O Ministério do Meio Ambiente (MMA) desenvolveu, em parceria com o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), um aplicativo para acesso a um banco de dados climatológicos, que fornece estimativas do Excedente Hídrico em qualquer ponto do território nacional.

A Tabela 6 apresenta os dados de excedente hídrico obtido através deste aplicativo para os últimos 30 anos e revela que a média nesse período foi de 507,9 mm/ano, para a sede do município de Rorainópolis, em Roraima.

Tabela 6: Valores de Excedente Hídrico entre os anos 1961 e 2008, para o município de Rorainópolis Roraima.

Ano	Precipitação (mm)	Precipitação Efetiva (mm)	ETP	EH
2008	2,725.40	2,220.77	1,421.85	765.52
2007	2,412.70	1,977.45	1,439.76	710.97
2006	2,377.70	1,948.78	1,448.13	696.14
2005	1,964.30	1,611.14	1,469.15	283.03
2004	2,251.70	1,833.26	1,458.34	672.11
2003	2,261.30	1,847.50	1,450.29	694.45
2002	2,348.50	1,922.99	1,473.25	678.23
2001	1,931.40	1,584.17	1,468.98	358.13
2000	2,658.00	2,170.40	1,472.06	805.54
1999	2,425.20	1,987.27	1,435.49	642.09
1998	2,374.40	1,936.21	1,479.51	700.84
1997	1,753.40	1,438.85	1,454.05	242.41
1996	1,781.20	1,464.24	1,417.00	260.12
1995	1,754.50	1,436.52	1,439.08	328.39
1994	1,782.00	1,462.59	1,393.16	293.81
1993	1,938.90	1,584.38	1,393.04	272.29
1992	1,476.10	1,207.45	1,403.34	142.81
1991	1,786.20	1,457.44	1,411.14	446.71
1990	2,484.00	2,034.11	1,438.06	695.22
1989	2,431.20	1,988.94	1,403.64	727.62
1988	2,083.40	1,702.15	1,430.69	446.66
1987	1,749.70	1,435.52	1,436.88	295.17
1986	2,150.20	1,765.66	1,427.21	496.72
1985	2,142.90	1,755.85	1,414.58	531.32
1984	2,071.40	1,705.24	1,400.28	482.46
1983	1,749.60	1,432.86	1,434.27	369.59
1982	1,902.40	1,563.57	1,426.08	357.54
1981	2,279.30	1,857.91	1,400.86	593.78
1980	2,329.90	1,905.15	1,439.61	662.68
1979	2,226.10	1,818.95	1,436.21	556.99
1978	2,066.90	1,692.19	1,417.35	535.73

Para completar a análise seriam necessários os dados de profundidade do lençol freático e de condutividade hidráulica, indisponíveis no momento.

#### 2.4.2.

### BARREIRAS MINERAIS COM GEOSSINTÉTICOS

As geomembranas são definidas pela D 4439 (ASTM, 2014) como sendo barreiras construídas de membranas sintéticas que apresentam condutividade hidráulica muito baixa, utilizadas na engenharia geotécnica para controlar a migração de fluídos em sistemas, estruturas ou projetos.

As geomembranas são utilizadas em sistemas compostos de impermeabilização. A escolha do tipo de geomembrana depende da natureza do lixiviado.

De acordo com Sharma e Lewis (1994) as geomembranas mais utilizadas são as de polietileno, em especial as de alta densidade (PEAD), por sua elevada durabilidade e resistência química, mas são materiais muito rígidos dificultando sua instalação. As membranas de polietileno de densidade extremamente baixa (VLDPE) são mais flexíveis, mais indicadas para sistemas de cobertura devido aos grandes recalques que os aterros estão sujeitos.

Outro tipo de geomembrana bastante utilizado em aterros de resíduos são as de polivinil clorado (PVC) que também possui elevada resistência, boa trabalhabilidade, facilidade de costura e união, mas possui menor resistência aos raios UV e alguns elementos químicos, além de apresentar pior desempenho em relação a temperaturas altas ou baixas (SHARMA e LEWIS, 1994).

As diferenças entre as geomembranas de polietileno e de PVC estão reunidas na Tabela 7.

Tabela 7: Diferenças entre as geomembranas de polietileno e de PVC (apud MACAMBIRA, 2002).

Polietileno (LDPE e HDPE)	Polivinil clorado (PVC)
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Boa resistência química</li> <li>- Boa resistência e características das costuras</li> <li>- Bom desempenho em baixas temperaturas</li> <li>- Pobre resistência ao puncionamento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Boa trabalhabilidade</li> <li>- Alta resistência</li> <li>- Facilidade de instalação e costura</li> <li>- Pobre desempenho a raios UV, ozônio, intemperismo etc.</li> <li>- Pobre desempenho a altas e baixas temperaturas</li> </ul>

### 2.4.3.

## BARREIRAS MINERAIS COM SOLO COMPACTADO

### 2.4.3.1.

## CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

O conhecimento das características e do comportamento dos solos é necessário em qualquer projeto em que estes sejam usados, seja como material construtivo ou mesmo como fundação.

Para a construção de barreiras minerais os principais fatores a serem observados dizem respeito à condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento, contração, capacidade de sorção, compatibilidade com lixiviados, difusibilidade entre outros, que são fundamentais sempre que se pretenda utilizá-los para este fim (ALONSO, 2005).

Ainda segundo Alonso (2005) os solos argilosos, geralmente, apresentam características que atendem essas necessidades, especialmente quanto à condutividade hidráulica.

A CETESB (1993) sugere a adoção de um critério para a escolha do solo a ser utilizado como barreira impermeável seguindo os seguintes fatores:

- Classificação unificada CL, CH, SC ou OH;
- Porcentagem que passa na peneira #200 maior que 30,0 %;
- $LP \geq 30,0\%$  e  $IP \geq 15,0$ ;
- $pH \geq 7,0$ ;
- $k_{sat} \leq 10^{-7}$  cm/s.

Benson e Daniel (1990) estudaram parâmetros limitantes para a obtenção de valores pré-estabelecidos de condutividade hidráulica para serem utilizados especialmente em aterros sanitários. Eles usaram como base a metodologia proposta por Mundell e Bailey (1985) e Boutwell e Hedges (1989), denominada de Metodologia Tradicional, na qual se recomenda a análise da curva de compactação do solo obtida do Ensaio de Proctor.

Seguindo a Metodologia Tradicional define-se uma área considerada ideal, denominada de zona admissível, que representa a combinação de valores de peso específico e teor de umidade, que garantiriam os valores desejados para a condutividade hidráulica, contração e resistência ao cisalhamento. Nessa proposta o peso específico assume valores maiores ou iguais a uma percentagem “P” do peso específico seco do solo, e o teor de umidade variando de zero até 4,0 % acima do teor de umidade ótimo e tem como limite a curva de saturação de 100,0 %. Geralmente, adota-se para esta percentagem “P” 95,0 % do peso específico seco obtido no ensaio de Proctor Normal D 698 (ASTM, 2012) ou 90,0 % no Ensaio de Proctor Modificado D 1557 (ASTM, 2012).

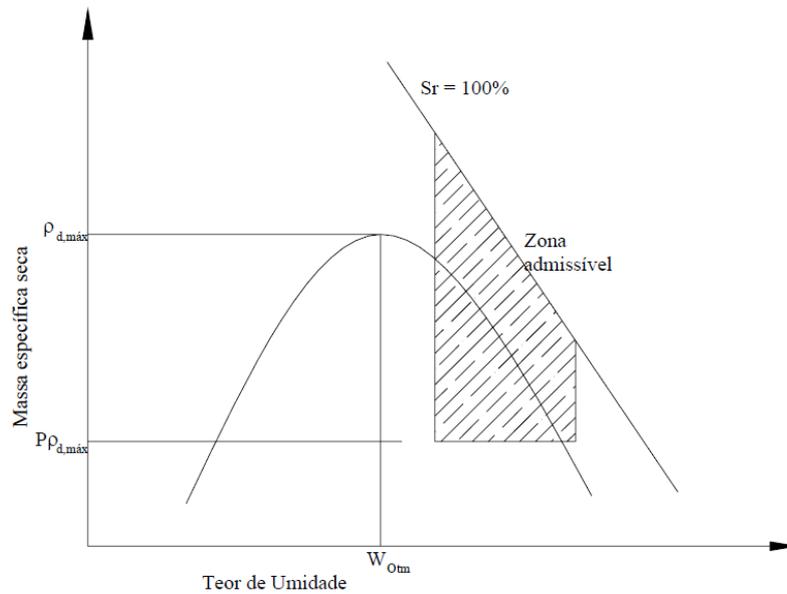


Figura 16: Método Tradicional para especificação da Zona Admissível mediante teor de umidade e peso específico seco (DANIEL e BENSON, 1999).

A variação da porcentagem referente ao ensaio de compactação reflete o efeito da energia de compactação sobre a condutividade hidráulica, onde o aumento da energia de compactação promove a redução da condutividade hidráulica.

De acordo com Benson e Daniel (1990) esta metodologia foi obtida da prática da construção de barragens de terra, base de pavimentos e outros tipos de aterro com o intuito de satisfazer as condições de resistência ao cisalhamento, compressibilidade e condutividade hidráulica para execução de barreiras minerais.

Contudo, esses mesmos autores utilizando o método tradicional verificaram que algumas amostras localizadas na zona admissível não atenderam as especificações para a condutividade hidráulica, ou seja, apresentaram valores acima de  $1,0 \times 10^{-9}$  m/s, que é o valor limite para a condutividade hidráulica em barreiras minerais para aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos, como mostra a Figura 16.

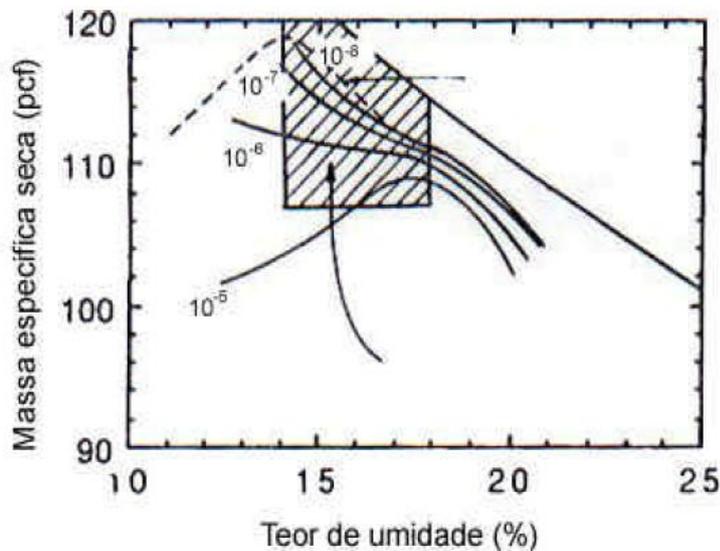


Figura 17: Área aceitável segundo a abordagem tradicional, transpassada por linhas de mesma condutividade hidráulica (DANIEL e BENSON, 1990).

Estes mesmos autores defendem que o projeto de barreiras minerais de solos compactados deve ser baseado em dados de ensaios desenvolvidos para cada tipo de solo. Desta forma, Benson e Daniel (1990), recomendam os seguintes procedimentos:

- Compactação do solo em laboratório com energias de compactação do Proctor Modificado, Normal e Reduzido, obtendo-se várias curvas de compactação; deve-se compactar de cinco a seis pontos para cada energia;
- Deve-se obter o valor da condutividade hidráulica de cada corpo de prova, observando e anotando os valores do grau de saturação e tensão efetiva. Por fim, plota-se os valores medidos em função do teor de umidade;
- Os pontos que atenderem ao limite máximo, de  $k \leq 1,0 \times 10^{-9}$  m/s, são plotados com símbolos diferentes dos que não atenderem; a zona admissível é então desenhada de forma que os pontos com condutividade hidráulica admissível sejam compreendidos;
- Por fim, a zona admissível deve ser modificada com base em outros parâmetros, tais como: resistência ao cisalhamento, considerações de secagem e umedecimento, atrito interfacial com geomembranas, aparecimento de fissuras, interesses construtivos e práticas locais.

Todo o processo é ilustrado na Figura 17.

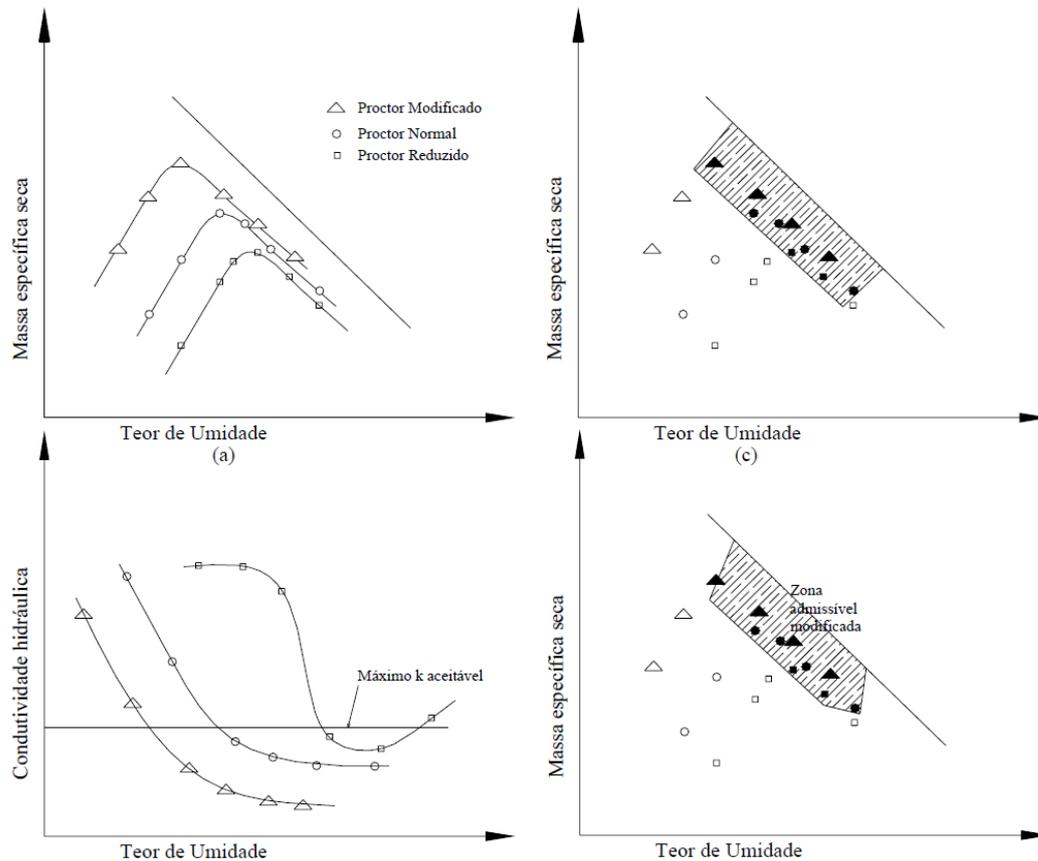


Figura 18: Procedimentos para obtenção da área admissível (DANIEL e BENSON, 1990).

A Figura 18 apresenta um gráfico onde se pode visualizar a área admissível seguindo o método descrito acima.

Considerando a ideia de obtenção de uma área adequada para a compactação de solos para serem usados como barreiras minerais, Daniel e Wu (1993) adicionaram mais dois parâmetros restritivos, que são a contração volumétrica e a resistência ao cisalhamento. Os valores adotados para estes parâmetros foram de 4,0 % para contração volumétrica e de 200 KPa para a resistência à compressão simples (ou compressão não confinada).

A Figura 19 ilustra a área obtida com base nos parâmetros de condutividade hidráulica, contração volumétrica e resistência ao cisalhamento.

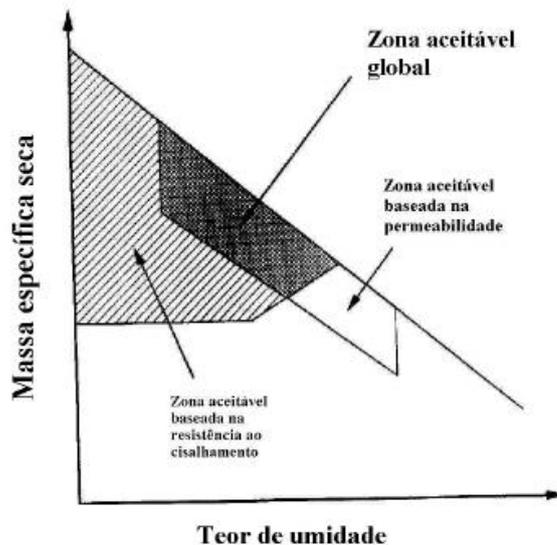


Figura 19: Aplicação do método de definição da área admissível (BENSON e DANIEL, 1990).

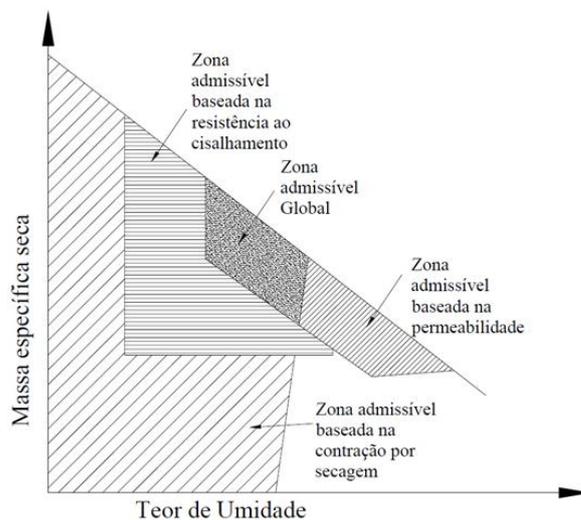


Figura 20: Aplicação do método de definição da área admissível, acrescentando os parâmetros de resistência ao cisalhamento e contração volumétrica. (BENSON e DANIEL, 1990).

Os solos escolhidos devem apresentar certas características que garantam um bom desempenho, além dos já tratados, como uma boa capacidade de retenção de íons, daí a importância de se conhecer a capacidade de troca catiônica e o pH do solos.

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 ambientais, influenciam o processo de migração e retenção. Dentre estes fatores destacam-se: 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.

As reações de adsorção-dessorção e precipitação-dissolução se destacam como as de maior importância na transferência de poluentes entre as fases líquida e sólida do solo, além de outros processos secundários que podem afetar a disponibilidade dos poluentes para o processo de transferência e/ou alterar a forma do poluente (NOBRE, 1987, *apud* COSTA, 2002).

A adsorção é o processo no qual ocorre a adesão soluto na superfície das partículas do solo, em especial dos argilominerais e da matéria orgânica, por apresentarem forças de atração resultantes do desequilíbrio de cargas na superfície dessas partículas. (FREEZE e CHERRY, 1979, *apud* COSTA, 2002).

A partícula de argila é carregada negativamente e buscando o equilíbrio é necessária a adesão de cátions em volta da superfície da mesma, formando uma ‘nuvem’ de cátions ao redor da partícula, que é conhecida como ‘camada dupla’, e a quantidade de cátions aderidos necessária para neutralizar a partícula do solo é chamada de Capacidade de Troca Catiônica (CTC), sendo este o principal mecanismo de retenção de íons dissolvidos.

O teor de matéria orgânica presente no solo influencia bastante na capacidade de retenção de cátions. Segundo Sparks (1996) *apud* Costa (2002) a matéria orgânica apresenta valores de CTC e Superfície Específica da ordem de 150 a 300 cmol/Kg e 800 a 900 m<sup>2</sup>/g, respectivamente, e afirma ainda que mesmo em solos arenosos, que apresentam, comumente, teor de matéria orgânica inferior a 1,0 %, esta exerce influência significativa nas reações químicas que ocorrem no solo.

A Tabela 8 apresenta os valores da Capacidade de Troca Catiônica (CTC) dos principais argilominerais e das frações silte e areia dos solos, bem como suas superfícies específicas.

Tabela 8: CTC e Superfície Específica dos principais argilominerais e frações silte e argila modificado de Costa (2002).

Mineral ou partícula	Superfície específica (m <sup>2</sup> /g)	CTC (meq/100g)
Caulinita	10 – 20	3 – 15
Ilita	70 – 120	10 – 40
Clorita	79 – 150	10 – 40
Vermiculite	300 – 500	100 – 150
Esmectita	700 – 800	60 – 150
Silte	<1	Muito pequena
Areia fina	<0,1	Muito pequena
Areia grossa	<0,01	Muito pequena

O processo de troca iônica é influenciado pelo pH da solução. Para soluções ácidas (pH menor que 7) tem-se uma alta concentração do íon H<sup>+</sup>, que bloqueia a substituição por outros cátions, resultando em uma menor troca catiônica em relação a soluções alcalinas (pH maior que 7) (BORGES, 1996, *apud* COSTA, 2002).

Apesar de todos esses critérios, vale lembrar que quando um solo com as características necessárias não está disponível, ou quando a área de empréstimo é distante, inviabilizando o transporte do material, pode-se recorrer a métodos de melhoria dos solos, que em geral consistem em adicionar outros materiais como

bentonita, a cal, cimento etc. e/ou a utilização de materiais artificiais, como as geomembranas, como apresentado anteriormente.

### Aspectos Construtivos

As barreiras minerais com solos compactados são construídas em camadas, a recomendação é que sejam compactadas paralelamente, mesmo em taludes inclinados (vide Figura 20), pois esta configuração minimiza as imperfeições entre as camadas (MACAMBIRA, 2002).

Macambira (2002) afirma que não são frequentes na literatura especificações sobre a espessura mínima apropriada para essas camadas de solo utilizadas como barreiras minerais, pelo fato de não haver consenso sobre o assunto. Contudo, Benson e Daniel (1994) admitiram a existência de uma espessura mínima apropriada, que em determinados casos é de 60,0 cm e em outros casos é de 360,0 cm. Segundo esses autores a dificuldade de se definir a espessura é devido às incertezas da construção, fluxo através de macro poros, propriedades hidráulicas e variabilidade das experiências passadas.

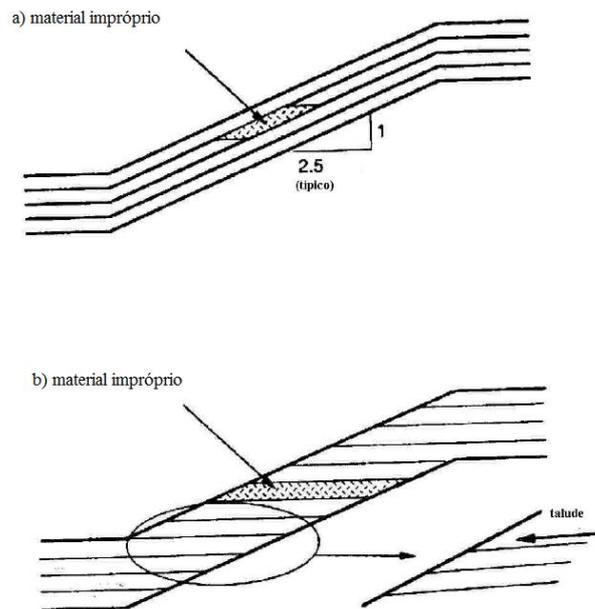


Figura 21: Melhores formas de compactação das camadas impermeabilizantes de fundo de aterros sanitários (McBean et al., 1995).

Benson e Daniel (1994) descreveram dois modelos de escoamento de fluidos em solos impermeabilizantes para avaliar a influência da variação da compactação dos solos no desempenho e conseqüente espessura das camadas.

Em resumo, eles concluíram que para a construção de barreiras minerais de fundo, o número de camadas varia de 4 a 6, tendo cada camada a espessura de 15,0 cm.

O acréscimo do número de camadas não resulta em redução da condutividade hidráulica, sendo desnecessário o aumento destas. A Figura 23 apresenta o resultado deste trabalho, onde se pode notar que para espessuras acima de 120,0 cm não há variação da condutividade hidráulica equivalente (BENSON e DANIEL, 1994).

De acordo com Rocca *et al.* (1993) para atingir o valor de condutividade hidráulica desejada, as camadas impermeabilizantes de argila devem ser executadas com rigoroso controle tecnológico de qualidade, e um dos principais cuidados é justamente com a espessura que as camadas compactadas, que devem apresentar no máximo, 20,0 cm de espessura, para garantir uma compactação o mais homogênea possível.

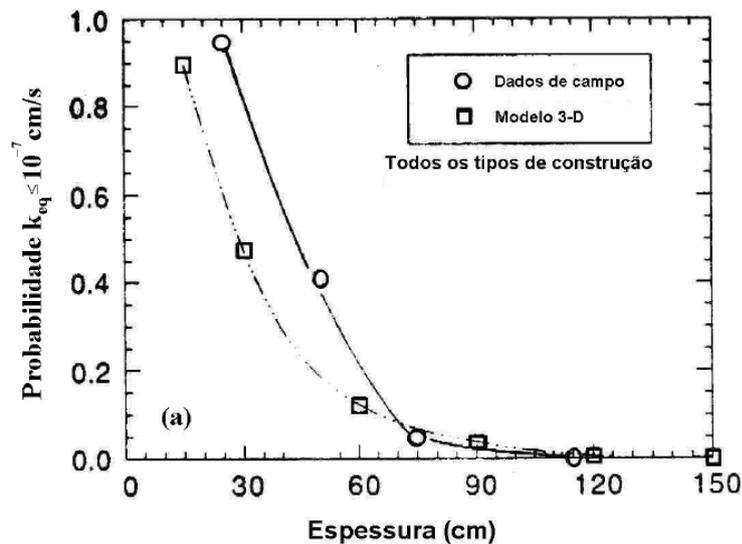


Figura 22: Probabilidade de a condutividade hidráulica exceder  $1,0 \times 10^{-7}$  cm/s em função da espessura da camada (BENSON e DANIEL, 1994).

Outro aspecto fundamental no cuidado de construção das camadas impermeabilizantes é a escolha do equipamento para a compactação, pois uma adequada compactação garante o desempenho satisfatório da obra geotécnica (DANIEL, 1993).

Hermann e Elsbury (1987, *apud* TORRALBA, 2007) consultaram uma pesquisa realizada por Pierce *et al.* (1986) onde foram estudados 23 *liners*. Em todos eles foram utilizados os mais variados equipamentos compactadores, entre eles os seguintes tipos: pé de carneiro, *bulldozer*, tratores de agricultura, rolo compactador e equipamentos desconhecidos ou não especificados. Segundo eles o baixo desempenho dos *liners*, especialmente com referência à condutividade hidráulica, está relacionado diretamente aos cuidados com a qualidade da compactação.

Ao longo dos anos a compactação por pisoteamento foi consagrada como a mais adequada nos regulamentos para a construção de camadas impermeabilizantes, pois esta produz uma remodelagem e mistura profunda no material, tendo um ótimo desempenho quanto à destruição de grumos ou torrões, e ainda promove uma boa aderência entre camadas (HERMANN e ELSBURY, 1987, *apud* TORRALBA, 2007).

Torralba (2007) cita vários autores (Day e Daniel, 1985; Benson e Daniel, 1990; Houston e Randeni, 1992; Rowe *et al.*, 1995; Benson *et al.*, 1999) que realizaram estudos comparativos que demonstram que com a compactação por pisoteamento a condutividade hidráulica é reduzida, pois se eliminam macro poros formados entre os grumos que facilitam o fluxo através da destruição dos

grumos ou estruturas floculadas no solo, formadas quando este é misturado com água e compactado.

Ainda segundo Torralba (2007), para obtenção da redução da condutividade hidráulica é necessário que a compactação seja feita no ramo úmido usando um equipamento que transmita uma energia de compactação elevada e que seja capaz de produzir grandes deformações, como é o caso dos compactadores do tipo pé de carneiro.

Além dos cuidados já citados, outro cuidado que se deve ter é a escarificação entre as camadas para melhorar a adesão entre as camadas evitando assim a conectividade hidráulica que culmina no aparecimento de caminhos preferenciais para a percolação, reduzindo a eficiência do *liner* (vide Figura 22).

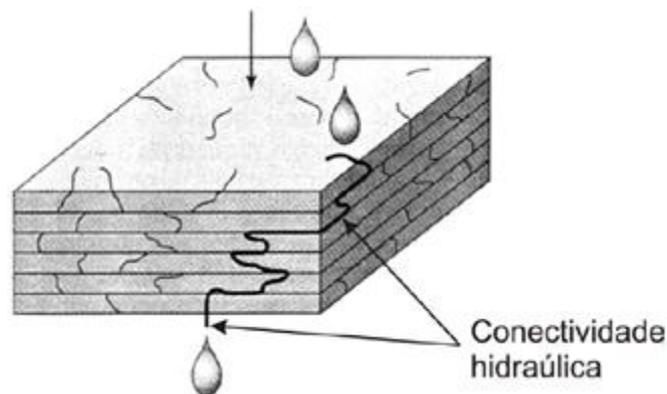


Figura 23: Conectividade hidráulica.

## 2.5.

### CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS

Em projetos de construção de barreiras minerais, como no caso das barreiras minerais de aterros sanitários, a condutividade hidráulica está entre as principais propriedades a serem estudadas.

A condutividade hidráulica é uma constante de proporcionalidade relacionada com a facilidade com que um fluido atravessa uma massa de solo. Sua determinação seja em campo ou em laboratório, é fundamental para fins de engenharia, pois projetos de drenagem, de contenção ou qualquer outro tipo que envolva fluxo dependem desta propriedade do solo.

Para calcular a condutividade hidráulica ' $k$ ' é necessário fazer uso da Lei de Darcy (1856), que relaciona linearmente a velocidade de descarga de um fluido através de um meio poroso com um gradiente hidráulico da seguinte forma:

$$v = k \cdot i \quad (2.1)$$

Onde:

$v$  é a velocidade de descarga em m/s;

$k$  é a condutividade hidráulica do solo, em m/s;

$i$  é o gradiente hidráulico, definido pela razão entre a perda de carga  $h$  ao longo de uma distância ' $L$ ' de percolação.

Quando o fluxo passa através de uma secção transversal, é possível determinar a vazão  $Q$  (m<sup>3</sup>/s), multiplicando-se a área  $A$  (m<sup>2</sup>) pela velocidade de descarga  $v$  (m/s):

$$Q = A \cdot v \quad (2.2)$$

Substituindo a velocidade de descarga da equação 2.1 na equação 2.2 tem-se que:

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (2.3)$$

e conseqüentemente,

$$k = \frac{Q}{i \cdot A} \quad (2.4)$$

A unidade mais utilizada para apresentar o valor de  $k$  é em m/s.

#### 2.5.1.

### FATORES QUE AFETAM A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS

Neste tópico serão abordados alguns desses fatores que afetam a condutividade de solos, em especial aqueles relacionados aos solos argilosos compactados.

São muitos os fatores que afetam a condutividade hidráulica dos solos, entre eles pode-se citar: o teor de umidade, o método de compactação, a energia de compactação, o grau de saturação, o tamanho dos aglomerados do solo, entre outros. Ainda é preciso considerar, em muitos casos, as características do líquido percolante (DOURADO, 2003).

De acordo com os estudos de Lambe e Whitman (1979), os solos argilosos compactados possuem dois tipos de estrutura, floclada e dispersa, influenciadas pelo teor de umidade.

Segundo estes autores, quando o solo é compactado com teor de umidade acima da umidade ótima, as partículas do solo formam um arranjo paralelo, que é chamado de estrutura dispersa (pontos E e C na Figura 23), este fato tem grande influência sobre a condutividade hidráulica, já que dificulta passagem de fluxo. Em contrapartida, quando se promove a compactação no ramo seco, abaixo da umidade ótima, ocorre à formação da estrutura floculada (pontos D e A na Figura 24), que facilita a passagem de fluxo devido ao espaço formado entre as partículas do solo. A energia de compactação também influi na estrutura interna do solo compactado.

Uma análise da condutividade hidráulica feita por estes autores em uma argila siltosa da Jamaica mostra que a condutividade hidráulica diminuiu bruscamente para os pontos com teor de umidade abaixo do teor de umidade ótimo. Para as umidades acima da ótima a condutividade hidráulica permaneceu praticamente constante, com aumento inexpressivo. Os resultados desta análise são mostrados na Figura 26.

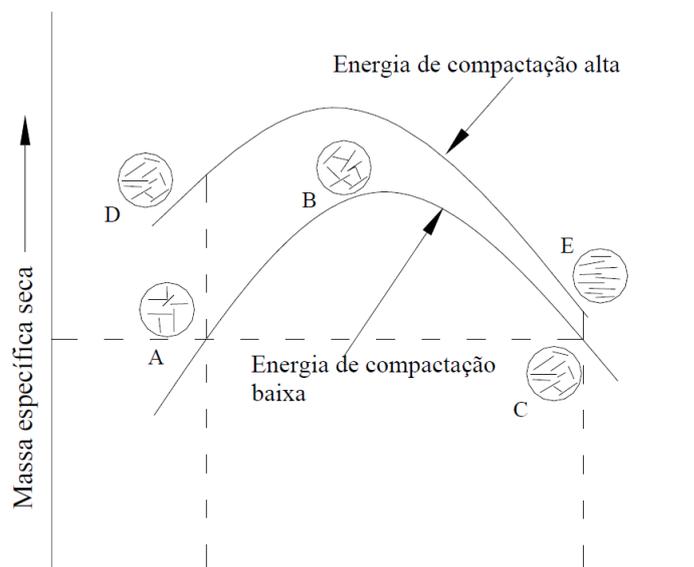


Figura 24: Efeito da compactação na estrutura interna do solo, (LAMBE e WHITMAN, 1979).

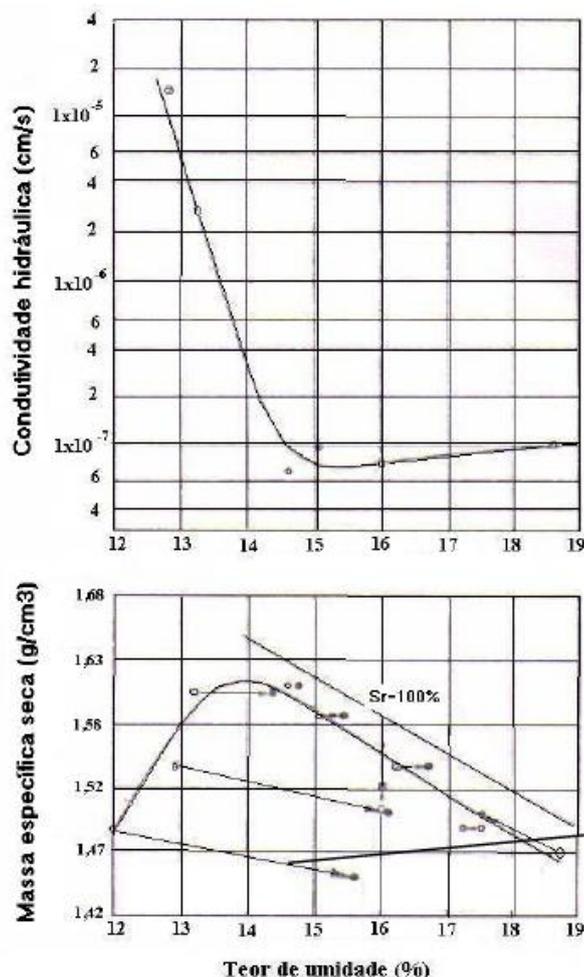


Figura 25: Variação da condutividade hidráulica em função do teor de umidade (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Segundo Mitchell *et al.*, (1965) este comportamento é resultado da variação da estrutura interna do solo em sua macro e micro escala. Na macro escala, o aumento do teor de umidade aumenta a capacidade de colapso das partículas e diminuem os poros interpartículas. Na microescala o efeito é a reorientação das partículas que culmina também na redução dos poros interpartículas.

Esses autores analisaram uma argila siltosa (Limite de Liquidez de 37,0 % e Índice de Plasticidade de 23,0 %), a fim de averiguar a influência do método e condição de compactação, da estrutura do solo, dentre outros parâmetros, sobre a condutividade. A Figura 25 reúne os resultados obtidos para a influência da variação do teor de umidade no comportamento da condutividade hidráulica.

Nota-se que para pontos com o mesmo valor de massa específica, mas compactados em ramos diferentes da curva de compactação, tem-se valores bem diferentes de condutividade hidráulica, o que pode ser explicado pela diferença de estrutura formada no interior do solo.

Olsen (1962) sugere que a maior parte do fluxo de água em argila compactada ocorre através dos macro poros formados entre os grumos de argila, e não através dos micro poros existentes entre as partículas de argila que conformam os grumos (vide Figura 26).

A influência da umidade de compactação é de grande relevância, pois quando compactados no ramo úmido, os grumos no solo são mais suaves, úmidos e fáceis de moldar que quando compactados no ramo seco, onde os grumos são duros e difíceis de destruir. Portanto, a compactação com umidade superior à ótima resulta em vazios internos entre grumos menores e conseqüentemente em uma menor condutividade hidráulica. Lambe (1958) e Mitchell *et al.* (1965) tem demonstrado que quando compactado no ramo seco, a condutividade hidráulica pode ser de 10 a 1000 vezes maior que quando o solo é compactado no ramo úmido.

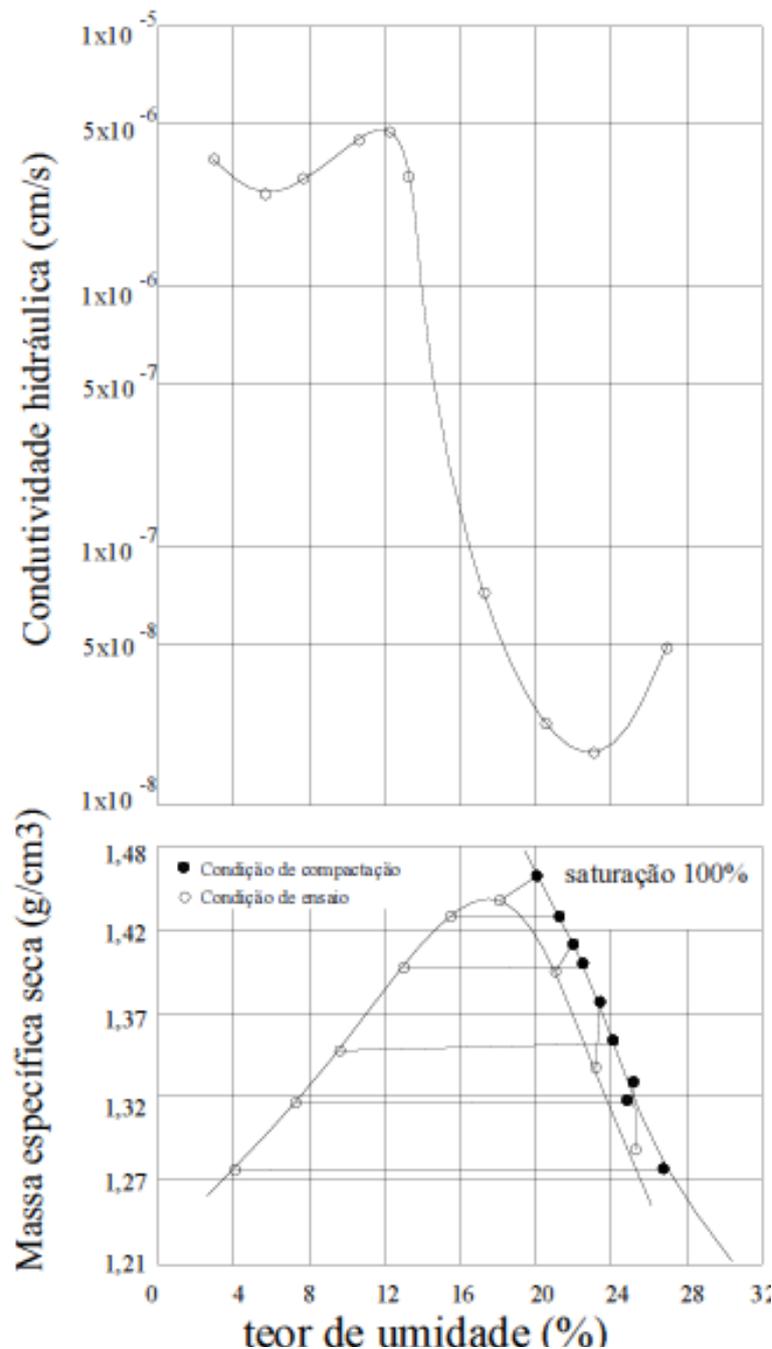


Figura 26: Resultados de condutividade hidráulica e massa específica seca e umidade de moldagem (MITCHELL *et al.*, 1965).

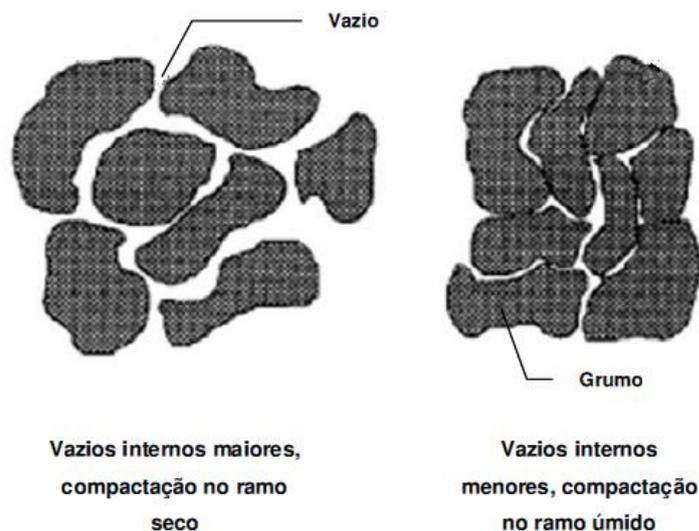


Figura 27: Fluxo de água através de macroporos, entre os grumos (OLSEN, 1962).

Esta teoria tem sido avaliada por diferentes pesquisadores. Benson e Daniel (1990) analisaram a influência deste fator utilizando duas amostras de solo, uma com tamanho máximo dos torrões de 19,0 mm e outra de 4,8 mm.

A argila utilizada possuía Limite de Liquidez de 56,0 %, Índice de Plasticidade de 41,0 %, porcentagem da fração argila de 82,0 %, e classificado como Argila muito plástica – CH, pelo Sistema Único de Classificação de Solos (SUCS). Ela foi compactada nas energias do Proctor Normal e do Modificado, sendo ensaiada em permeâmetro de parede rígida e flexível.

Os resultados aparecem na Figura 27, onde se pode ver a diferença entre os valores de condutividade hidráulica encontrada no ramo seco, de  $4,0 \times 10^{-4}$  cm/s, para o ramo úmido,  $1,0 \times 10^{-9}$  cm/s, alcançando 5 (cinco) ordens de grandeza. Já o solo compactado com energia maior, Proctor Modificado, não apresentou grande variação, sendo no máximo de duas ordens de grandeza.

Analisando apenas as curvas representativas do solo com torrões de 19,0 mm e condutividade hidráulica avaliada com permeâmetro de parede rígida, pode-se observar que o aumento da umidade de moldagem do corpo de prova afetou significativamente a condutividade hidráulica quando compactado na energia do Proctor Normal; o que não foi verificado quando o solo foi compactado na energia do Proctor Modificado.

Outro fator analisado por Mitchell *et al.*, (1965) foi o efeito do aumento da energia de compactação na condutividade hidráulica de solos. Os resultados obtidos em seu estudo estão reunidos na Figura 28.

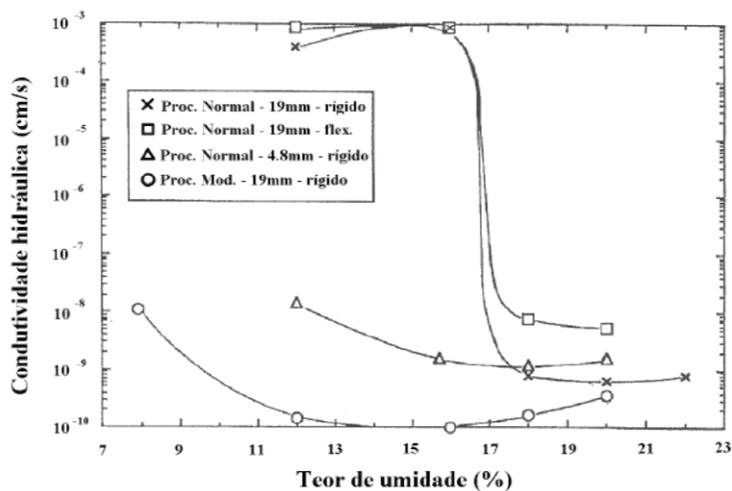


Figura 28: Condutividade hidráulica para solos com diâmetros máximos de torrões de 19,0 mm e 4,8 mm (BENSON e DANIEL, 1990).

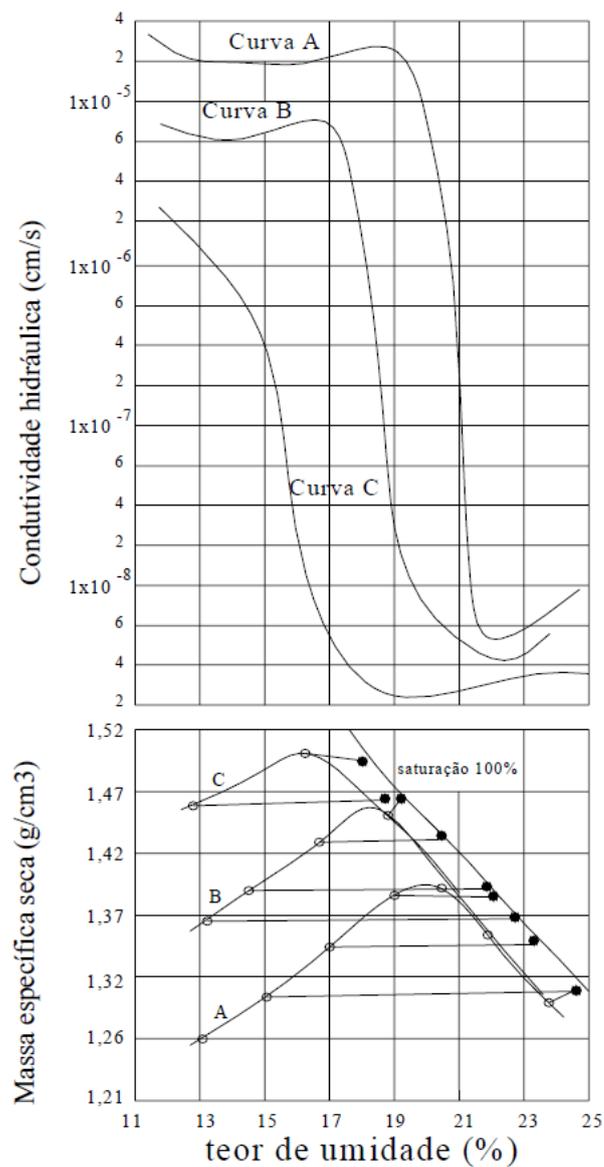


Figura 29: Variação da condutividade hidráulica devido ao aumento da energia de compactação (MITCHELL et al., 1965).

Os valores de condutividade hidráulica dos corpos de prova compactados com menor energia (curvas A e B) praticamente não variaram, para os que foram compactados no ramo seco; já para aqueles moldados com umidade acima da ótima houve grande variação.

Os corpos de prova compactados com energia mais alta (curva C) apresentaram variação da condutividade hidráulica desde os primeiros pontos, no ramo seco, até os pontos do ramo úmido, onde as variações foram também pronunciadas.

Outros autores como Daniel (1984), obtiveram resultados semelhantes para a influência do teor de umidade e a variação da energia de compactação sobre a condutividade hidráulica.

Benson *et al.*, (1994), em um estudo realizado com 67 amostras de solo de aterros sanitários dos Estados Unidos, relacionaram a condutividade hidráulica dos solos com fatores como atividade dos argilominerais, grau de compactação, limites de consistência, tipo de compactador, entre outros fatores.

A análise desse estudo mostra que para se obter  $k < 10^{-9}$  m/s é necessário ter porcentagens de finos maiores que 30,0 % e porcentagem de argila maior que 15,0 %.

A Figura 29 mostra que a condutividade hidráulica está intimamente relacionada com a granulometria dos solos e que os solos que possuem maiores quantidade de material grosso tem seu comportamento hidráulico ditado por esta fração.

Ainda segundo Benson *et al.* (1994) a condutividade hidráulica é influenciada também pelos limites de consistência, como por exemplo, o índice de plasticidade (Figura 30).

Outra propriedade analisada por estes autores foi a Atividade, que segundo Skempton (1953 *apud* Lambe e Whitmann, 1979) consiste na divisão do IP pela porcentagem de argila, sendo um índice da superfície ativa da fração argilosa. A Figura 31 apresenta a relação obtida por Benson *et al.* (1994).

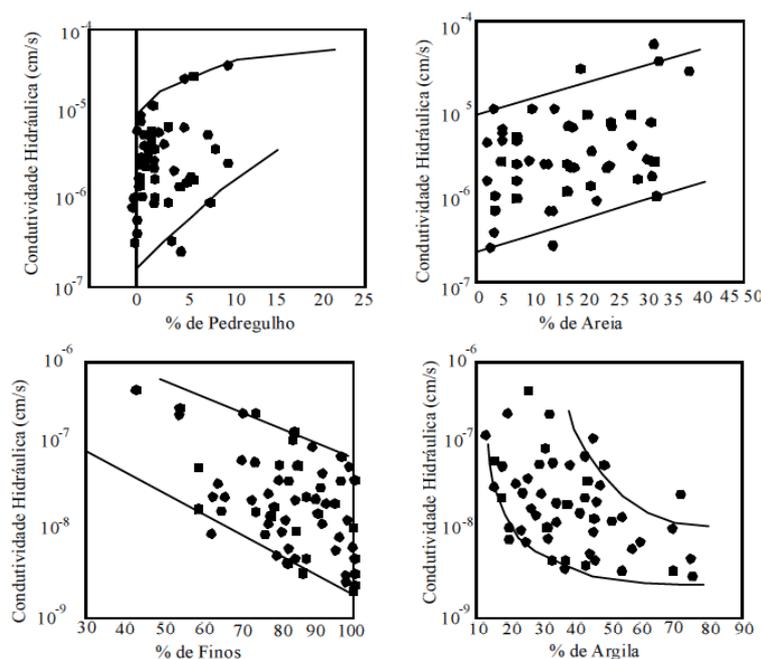


Figura 30: Relação entre condutividade hidráulica e fração granulométrica do solo (BENSON *et al.*, 1994).

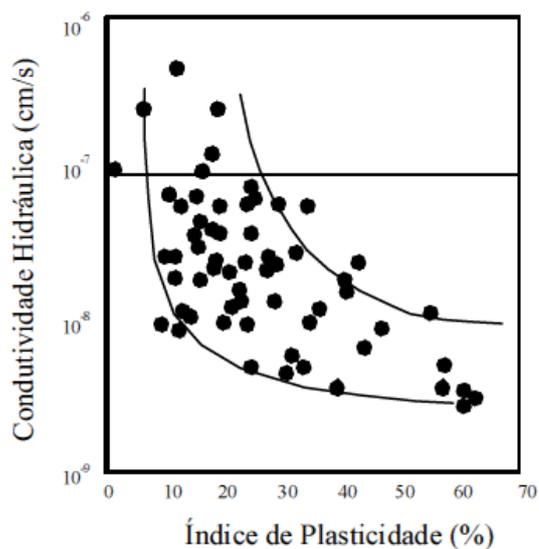


Figura 31: Relação entre condutividade hidráulica e índice de plasticidade (BENSON *et al.*, 1994).

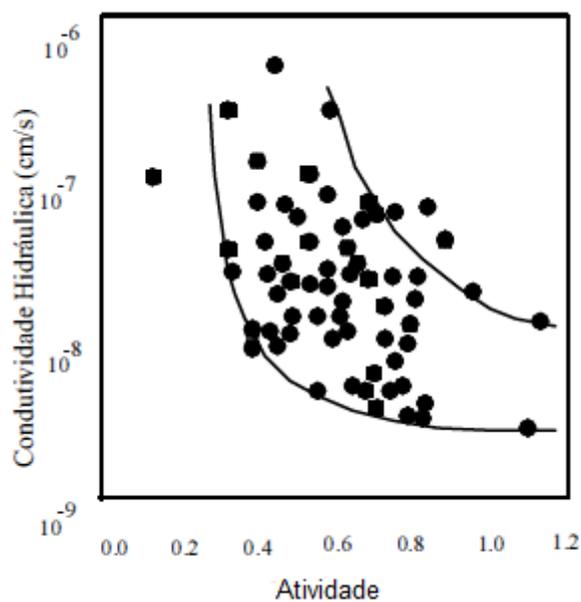


Figura 32: Relação entre condutividade hidráulica e atividade (BENSON *et al.*, 1994).

Fatores intrínsecos ao solo, como a sua composição mineralógica influenciam diretamente a plasticidade do material assim como a sua condutividade hidráulica. Num estudo realizado por Mesri e Olson (1971), analisou-se o comportamento hidráulico de três argilas e observou-se que há uma tendência de redução da condutividade hidráulica com o acréscimo da plasticidade. Os resultados estão reunidos na Tabela 9.

Tabela 9: Condutividade hidráulica dos argilominerais (adaptado de MESRI e OLSON, 1971).

Argilomineral	Índice de Plasticidade (IP)	Condutividade Hidráulica (m/s)
Caulinita	20	$1,5 \times 10^{-8}$
Ilita	60	$2,0 \times 10^{-11}$
Montmorilonita	500	$1,0 \times 10^{-13}$

Percebe-se que há uma tendência de redução do valor da condutividade hidráulica com o acréscimo do valor do índice de plasticidade.

### 2.5.2.

## EQUIPAMENTOS PARA A OBTENÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS

Como mencionado anteriormente o conhecimento da condutividade hidráulica é de grande interesse para diversas áreas da engenharia, em especial para a engenharia geotécnica. A obtenção de valores confiáveis para este parâmetro constitui-se um desafio para os engenheiros.

Existem várias técnicas para determinação deste parâmetro, abrangendo ensaios de campo e de laboratório.

A condutividade hidráulica em laboratório pode ser medida por meio de diferentes equipamentos e diversos procedimentos, normalmente se utiliza algum tipo de permeâmetro. Os principais permeâmetros são os de parede rígida e os de parede flexível.

O permeâmetro de parede rígida possui um tubo rígido onde o corpo de prova é assentado, de forma que o fluido percolantes atravesse o corpo de prova ao longo do seu eixo. O grande problema deste tipo de permeâmetro é a possibilidade de ocorrência de fluxo preferencial desenvolvido nas paredes do permeâmetro.

De acordo com a norma ASTM D 5084 (ASTM, 1990), o permeâmetro de parede flexível é um equipamento preferencialmente utilizado para a determinação da condutividade hidráulica de materiais porosos, cujo valor seja menor ou igual a  $10^{-5}$  m/s. Existem diferentes procedimentos para a realização do ensaio, a saber, carga constante, carga variável ou fluxo constante.

Com o permeâmetro de parede flexível o fluxo preferencial lateral é eliminado e ainda se reduz o tempo necessário para a saturação da amostra, pois a utilização de membrana flexível faz com que possa ser aplicada uma pressão confinante, em geral aplicada no fluido que envolve o corpo de prova, promovendo a aderência da membrana com a amostra evitando o fluxo preferencial.

Este tipo de permeâmetro é composto por uma câmara que no interior é posicionado o corpo de prova entre duas pedras porosas envolto numa membrana flexível, conforme ilustra a Figura 33. A dupla drenagem tem como finalidade facilitar a saturação das pedras porosas e das linhas de fluxo.

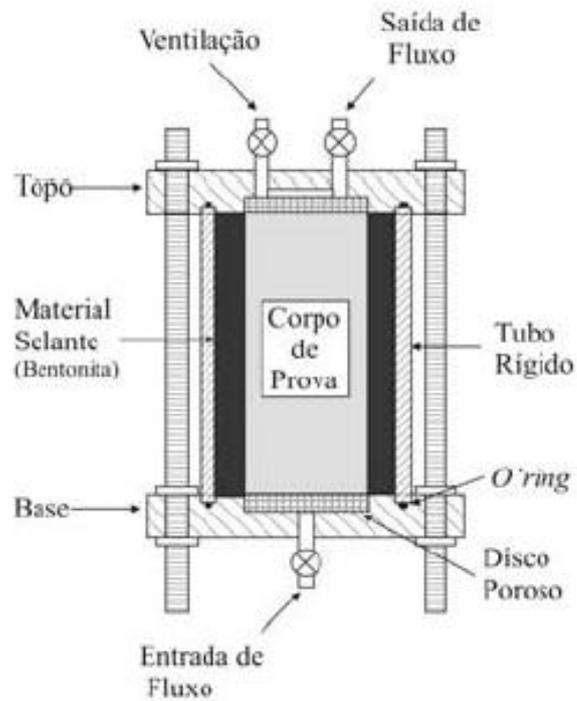


Figura 33: Permeômetro de parede rígida (DANIEL, 1994).

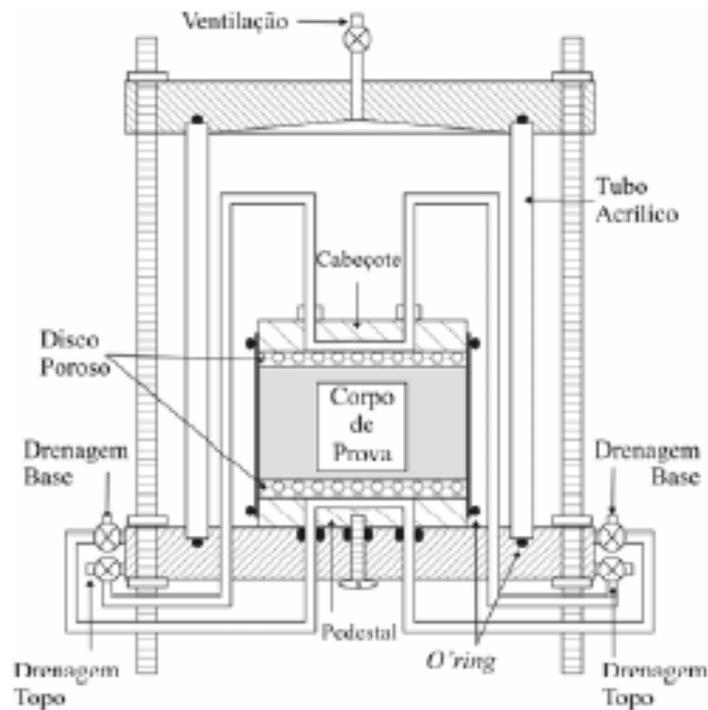


Figura 34: Permeômetro de parede flexível (DANIEL, 1994).

A Tabela 10 apresenta um resumo das vantagens e desvantagens do uso dos permeômetros de parede rígida e de parede flexível.

Tabela 10: Vantagens e desvantagens de Permeômetros, modificado de Daniel (1994).

Tipo de célula	Principais Vantagens	Principais desvantagens
Permeômetro de Parede Rígida	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simplicidade de construção e operação das células;</li> <li>• Baixo custo de construção;</li> <li>• Permeômetros muito grandes podem ser construídos de forma razoavelmente conveniente;</li> <li>• Uma faixa larga de materiais pode ser utilizada;</li> <li>• Podem-se realizar ensaios sob tensão vertical zero;</li> <li>• Não há necessidade de fontes de pressão para o confinamento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Possibilidade de fluxo entre o permeômetro e o corpo de prova;</li> <li>• Não há controle sobre as tensões horizontais;</li> <li>• Retração do corpo de prova implica em fluxo preferencial ao longo da parede do permeômetro;</li> <li>• Não há como verificar a saturação pelo parâmetro 'B';</li> <li>• Não se pode convenientemente saturar o corpo de prova por contrapressão;</li> <li>• Necessita-se de maior tempo de ensaio para materiais de baixa condutividade hidráulica;</li> <li>• Gradiente hidráulico muito alto pode resultar em fratura hidráulica ou <i>piping</i>.</li> </ul>
Permeômetro de Parede Flexível	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Possibilidade de saturação do corpo de prova por contrapressão;</li> <li>• Uso do parâmetro 'B' para a confirmação da saturação;</li> <li>• Controle de tensões principais;</li> <li>• Fluxo preferencial entre a membrana e o corpo de prova é altamente improvável, até mesmo para corpos de prova com superfície áspera;</li> <li>• Ensaios muito rápidos devido a capacidade de saturação por contrapressão.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alto custo do equipamento;</li> <li>• Necessidade de pelo menos duas fontes de pressão;</li> <li>• Dificuldades de ensaio com tensões compressivas baixas.</li> </ul>

Os ensaios de laboratório apresentam algumas vantagens, quando comparados com os ensaios de campo, entre eles: o controle das condições de contorno (saturação, nível de tensões efetivas, carga hidráulica e direções de fluxo), possibilidade de medidas de anisotropia, tempo de ensaio e custo. Por

outro lado, os ensaios de campo sofrem um menor efeito de escala, pois o volume de solo ensaiado é maior que em laboratório (DANIEL, 1994).

As divergências podem ser atribuídas especialmente aos problemas relacionados à amostragem e a problemas de representatividade das amostras. A formação de macro poros presentes entre os grumos do material compactado, é um dos fatores principais do aumento do valor da condutividade hidráulica (DANIEL, 1994).

Day e Daniel (1985) realizaram um estudo com dois solos argilosos, Solo1 e Solo2, para os quais a condutividade hidráulica de campo foi  $4,0 \times 10^{-8}$  m/s e  $9,0 \times 10^{-8}$  m/s, respectivamente. Já nos ensaios de laboratório, realizados com amostras indeformadas, os valores de condutividade hidráulica foram da ordem de  $1,0 \times 10^{-10}$  m/s. Esta diferença pode ser atribuída à não representatividade entre os dois casos.

Daniel (1987) em um estudo que abrangeu quatro solos usados como barreiras minerais, nos Estados Unidos e no México, obteve os resultados reunidos na Tabela 11.

Observando esses resultados pode-se afirmar que a diferença entre os valores de condutividade hidráulica obtidos em campo e laboratório é um fator primordial em projetos de barreiras minerais e que, portanto, deve ser considerado. Essas diferenças, no entanto, não significam que os valores estejam errados, mas que os ensaios de laboratório não representaram corretamente as condições encontradas em campo.

Tabela 11: Variação entre valores de condutividade hidráulica obtida no campo e em ensaios de laboratório (DANIEL, 1987).

Local de Amostragem	Características do solo	$k_{\text{laboratório}}$ (m/s)	$k_{\text{campo}}$ (m/s)	Diferença
Centro do Texas	Argila com LL = 39,0 % e LP = 19,0 %.	$1,0 \times 10^{-9}$ $8,0 \times 10^{-11}$ $8,0 \times 10^{-9}$	$4,0 \times 10^{-9}$	1000
Norte do Texas	Solo com diferentes porcentagens de pedregulho, areia, argila e bentonita.	de $2,0 \times 10^{-9}$ a $2,0 \times 10^{-11}$	$2,0 \times 10^{-9}$	de 10 a 1000
Sul do Texas	Duas argilas. LL = 41,0 % e 86,0 %; LP = 23,0 % e 55,0 %, respectivamente.	de $1,0 \times 10^{-9}$ a $2,0 \times 10^{-9}$	de $1,0 \times 10^{-9}$ a $2,0 \times 10^{-9}$	de 30 a 100
Norte do México	Argila com limite de liquidez entre 14,0 % e 24,0 %.	de $1,0 \times 10^{-10}$ a $2,0 \times 10^{-9}$	$1,0 \times 10^{-8}$	Até 100

Alguns trabalhos realizados com dados de barragens brasileiras, compilados por DeMelo e Boscov (1998) e citados por Macambira (2002), revelaram proximidade entre os valores de campo e laboratório. Eles sugerem que a proximidade encontrada nos estudos de solos brasileiros pode ser relacionada com as características dos solos laterizados e do conhecimento da prática nacional, além dos diferentes ensaios utilizados.

## 2.6.

### CONTRAÇÃO DOS SOLOS

Segundo Piedade Júnior (2003) o estudo da contração dos solos, para o projeto de barreiras minerais é de fundamental importância, pois a contração em grau elevado propicia o aparecimento de trincas na superfície da barreira, formando caminhos preferenciais de percolação.

De acordo com Costa (2005) o comportamento contráctil de um solo, assim como o comportamento expansivo, depende, entre outras coisas, da granulometria do solo em questão. Os solos com granulometria fina, em geral, apresentam altos valores de expansão, devido à alta capacidade de absorção de água, apresentando valores elevados de contração quando se perde água.

Segundo esse autor a capilaridade e a sucção são dois fenômenos importantes, pois geram forças internas que influenciam o comportamento de determinados solos quanto à contração.

Costa (2005) ainda afirma que as características dos solos assim como a sua gênese determinam o mecanismo de contração dos solos, por esse motivo é importante entender o comportamento de diferentes tipos de solo quando submetidos à variadas condições de umidade.

Esse mesmo autor afirma que os solos residuais, que contém argilas ativas em sua composição, apresentam características importantes no comportamento contráctil de um solo e que a contração em solos argilosos se dá por dois fatores: o primeiro é devido ao efeito de atração entre os planos dos argilominerais, uma vez que quando a água vai deixando o solo aumentam as forças atrativas entre as placas dos argilominerais, que forçam a sua aproximação, diminuindo o seu volume.

O segundo fator diz respeito à granulometria do solo, que afeta diretamente o tamanho dos tubos capilares formados no solo, resultando em forças capilares elevadas, causando também elevados valores de contração.

Costa (2005) destaca também a importância da coesão do solo, pois no momento em que a água está saindo do solo e as tensões capilares estão aumentando, forçando o solo a diminuir seu volume, a coesão é que contrapõe à tensão capilar. Por este motivo solos pouco coesivos, que sofrem tensões capilares, podem apresentar fissuras ou rachaduras.

Ao longo dos anos alguns estudos foram realizados para analisar o comportamento expansivo dos solos, a maioria voltada para a aplicação dos solos em obras viárias, como os trabalhos de Nogami e Villibor (1995).

Quando se trata de barreiras minerais, usadas para a proteção ambiental, qualquer fissura causada por uma contração excessiva pode colocar em risco a eficiência da barreira e colocar em risco o meio ambiente.

Um trabalho importante e que deve ser destacado é o realizado por Kleppe e Olson (1985), que relacionou a contração volumétrica e o aparecimento de trincas em placas quadradas com contração volumétrica em corpos de prova cilíndricos de pequenas dimensões. A partir dos resultados obtidos foram estabelecidos limites para serem utilizados na prática. No entanto, o estudo foi realizado apenas com amostras obtidas a partir de misturas.

Nos ensaios realizados por esses autores foram utilizados corpos de prova retangulares de 30,0 x 15,0 x 5,0 cm, compactados em 5 (cinco) camadas. Nos

ensaios de contração volumétrica foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 3,8 cm de diâmetro e 7,6 cm de altura. A Tabela 12 mostra os resultados dos ensaios onde se classificam as trincas e sua magnitude.

Tabela 12: Classificação das trincas conforme sua magnitude (KLEPPE e OLSON, 1985).

Classe	Descrição das trincas
0	Não há trincas
1	1,0 mm de largura e 5,0 mm de profundidade (Poucas trincas)
2	3,0 a 10,0 mm de largura e 30,0 mm de profundidade (Trincamento moderado)
3	10,0 a 20,0 mm de largura e sua profundidade atravessa as camadas (Muitas trincas)
4	Largura superior a 20,0 mm, alta probabilidade de problemas em campo

A Figura 34 mostra a relação entre a classe das trincas e a contração volumétrica. Pode-se notar que todas as classes apresentam contrações maiores que 5,0 %, contudo verifica-se também que as classes 0, 1 e 2 têm os valores de contração inferiores a 5,0 %.

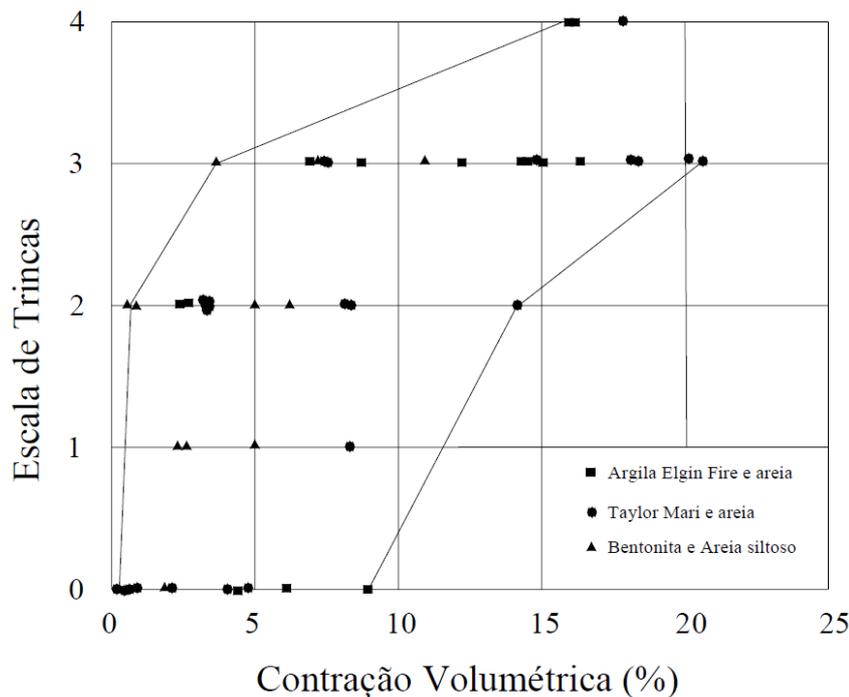


Figura 35: Relação entre trincas e contração volumétrica (KLEPPE e OLSON, 1985).

Daniel e Wu (1993) adotaram o valor de contração volumétrica máxima de 4,0 %, admitindo trincas de classe 2, ou seja, de 3,0 a 10,0 mm de largura e 30,0 mm de profundidade como valor limite para os solos indicados para construção de barreiras minerais.

Vale lembrar que para estes autores a contração volumétrica é calculada a baseando-se na norma D 427 (ASTM, 1961).

Em um estudo desenvolvido por Albrecht e Benson (2001) foram utilizadas amostras de 8 (oito) aterros nos Estados Unidos, com objetivo de determinar como as condições de compactação, composição, mineralogia e número de ciclos de secagem influenciam no trincamento, contração e condutividade hidráulica dos solos. As amostras utilizadas eram solos naturais, 6 (seis) dos quais foram classificados como CL e dois como CH, pelo SUCS.

Para os ensaios as amostras foram compactadas nas 3 (três) energias de compactação, saturadas e depois submetidas ao ensaio de condutividade hidráulica, sendo em seguida submetida a ciclos de secagem e saturação, com medidas de condutividade hidráulica. A duração de cada ciclo foi de 2 (duas) semanas e foram realizados 4 ciclos completos.

Os menores valores de contração volumétrica foram verificados para os corpos de prova moldados com teor de umidade próximo da umidade ótima. Já os maiores valores foram obtidos para as amostras com teor de umidade cerca de 5,0 % acima da umidade ótima. A Figura 35 mostra os resultados dos ensaios.

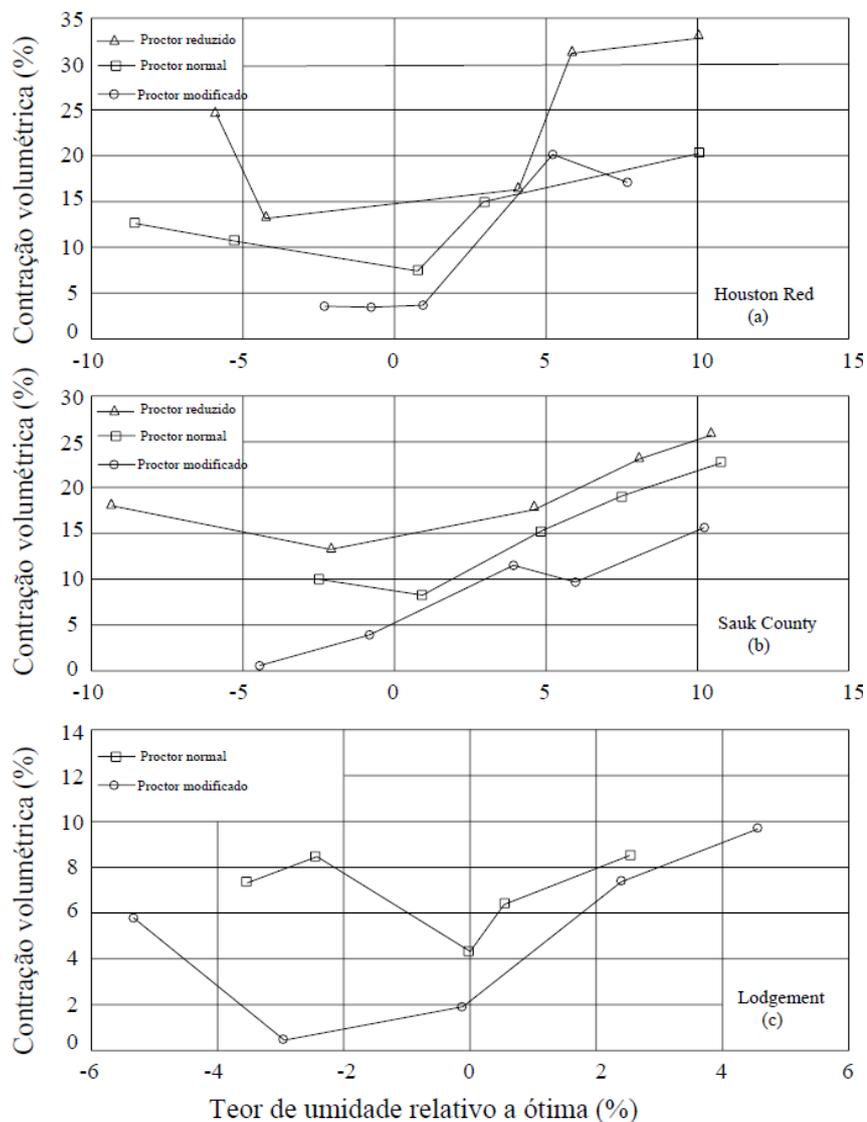


Figura 36: Variação da contração volumétrica em função do teor de umidade de moldagem para diferentes energias de compactação (ALBRECHT e BENSON, 2001).

O aparecimento de trincas foi relacionado aos maiores valores de contração volumétrica, aproximadamente 30,0 %, obtidas para as argilas plásticas.

Foram realizadas medidas de condutividade hidráulica para cada ciclo de secagem e os resultados mostraram que com o aumento do número de trincas houve acréscimo nos valores da condutividade hidráulica.

## 2.7.RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM BARREIRAS MINERAIS

Segundo Head (1994) a resistência ao cisalhamento é o limite de resistência à deformação oferecida por uma massa ou amostra de solo no momento em que esta é submetida ao carregamento ou ao descarregamento. Para o caso específico de solos, consideram-se somente os casos de solicitação por cisalhamento, pois as deformações que ocorrem em um maciço de terra são resultantes de deslocamentos relativos entre as partículas que constituem o maciço.

A escolha de um material para a construção de uma barreira impermeabilizante levando em conta apenas o aspecto da condutividade hidráulica, sem considerar os parâmetros de resistência do solo pode gerar problemas, pois essas barreiras sofrem esforços devido ao seu próprio peso e ainda pelo peso dos resíduos (LUKIANCHUKI, 2007).

Como consequência dessas solicitações e da disposição dessas barreiras sobre taludes, pode ocorrer a presença de interfaces apresentando baixa resistência, podendo surgir uma potencial superfície de deslizamento ou ruptura. Por este motivo é necessário o conhecimento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos utilizados nas barreiras minerais, assim como testes nas interfaces entre o solo e uma geomembrana ou geocomposto bentonítico, a depender do caso (CAMARGO, 2012).

De acordo com Sharma e Lewis (1994) a estabilidade dos aterros sanitários depende da análise de alguns fatores, tais como:

- Propriedades de suporte do solo;
- Características de resistência e peso dos resíduos;
- Inclinação dos taludes;
- Nível e movimentação do lixiviado dentro do aterro;
- Tipo de cobertura;
- Resistência da cobertura a erosão.

Segundo esses autores a análise da estabilidade em aterros deve ocorrer em todas as fases do aterro, desde a escavação do talude natural, durante a disposição dos resíduos até a instalação do sistema de cobertura.

Em concordância com Camargo (2012), Rebelo (2003) afirma que os sistemas de barreiras minerais em aterros podem ser inclinados. Consequentemente, o uso destas barreiras requer uma grande atenção para a análise de estabilidade, devido à presença de interfaces que podem apresentar baixa resistência ao cisalhamento e atuar como uma potencial superfície de deslizamento ou ruptura.

Um fator primordial na análise de estabilidade dos taludes de um aterro é a configuração adotada na sua construção. A Figura 36 mostra as principais configurações de aterros sanitários utilizadas e a Figura 37 apresenta algumas superfícies potenciais de ruptura.

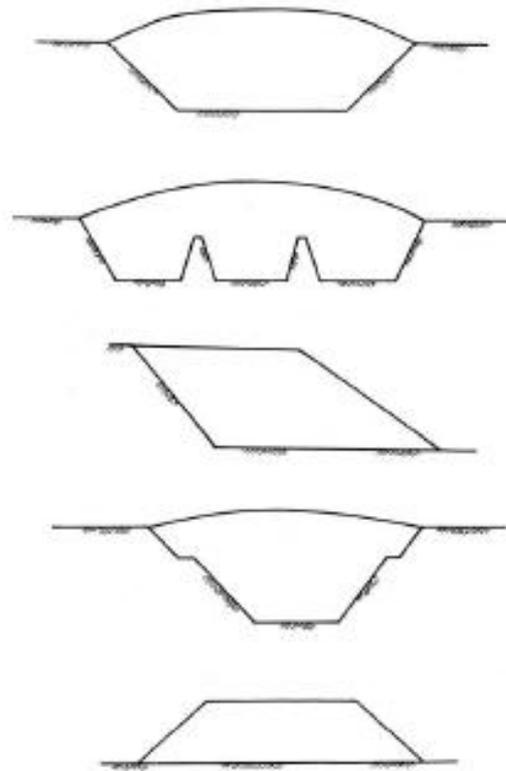


Figura 37: Principais configurações utilizadas em aterros sanitários (SHARMA e LEWIS, 1994).

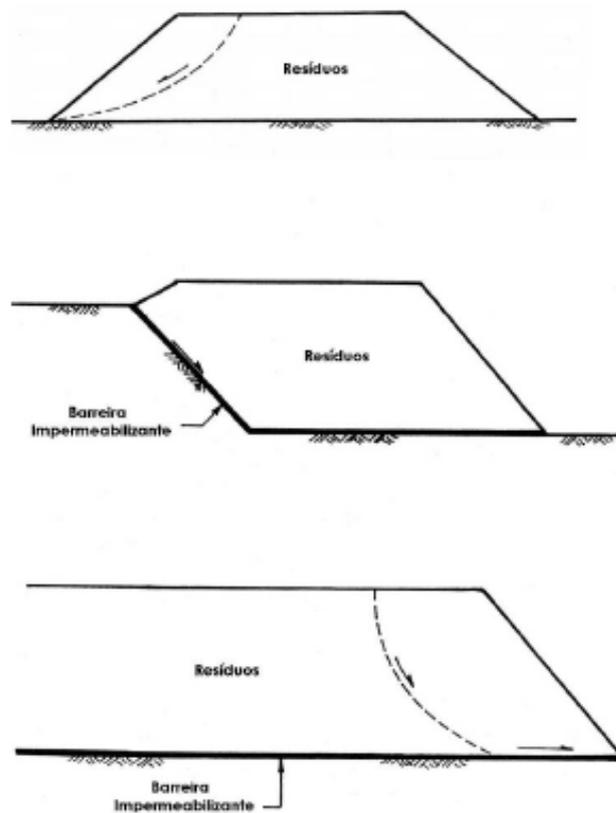


Figura 38: Superfícies de ruptura que ocorrem em aterros sanitários (SHARMA e LEWIS, 1994).

A determinação das propriedades de resistência de um solo pode ser realizada por meio de ensaios de campo ou de laboratório.

O ensaio de cisalhamento direto é o ensaio mais comum de determinação da resistência ao cisalhamento de solos. O ensaio consiste na imposição de um plano de ruptura em uma amostra prismática, podendo representar a condição de campo, ou uma condição desejada (BRAJA, 2007).

### 2.7.1.

## FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Segundo Lambe e Whitman (1979), a resistência das argilas varia em função das forças elétricas que atuam entre as partículas e das tensões de contato interpartículas. Assim, todos os fatores que afetam as forças elétricas interpartículas afeta conseqüentemente a resistência das argilas. Dentre os fatores que influenciam a resistência das argilas pode-se destacar: o espaço entre as partículas, as forças externas aplicadas, as características do fluido permeante e a orientação das partículas.

Estes mesmos autores defendem que a estrutura da argila afeta a sua resistência. Argilas com as partículas orientadas paralelamente, possuiriam uma resistência menor que uma argila com estrutura floculada.

Daniel e Estornell (1990) afirmam que o aumento da tensão aplicada provoca uma variação do espaço entre as partículas e na orientação destas, afetando por fim as forças elétricas e conseqüentemente a resistência das argilas.

Uma técnica utilizada para melhorar as propriedades de um solo a é a compactação, que consiste na aplicação de cargas dinâmicas ou estáticas no solo, resultando na diminuição de vazios com a expulsão do ar e um aumento na densidade do material (RAGHAVAN e OHU, 1986).

Ocorre um maior contato entre grãos com o aumento da densidade do solo, ou seja, quando se compacta espera-se que ocorra um aumento na resistência ao cisalhamento do solo e uma redução de compressibilidade e condutividade hidráulica.

A realização de ensaios de compactação em laboratório tem como objetivo definir, para um determinado solo, a quantidade de água necessária a ser adicionada no campo para obter uma determinada densidade e assim alcançar os objetivos desejados como diminuição da condutividade hidráulica, aumento da resistência e diminuição da compressibilidade.