

2. Revisão da Literatura

Pelo geral, a resposta mecânica do lastro é governada por quatro fatores principais, (a) características de materiais constituintes, (b) propriedades do conjunto, (c) características do carregamento, (d) degradação da partícula. Estes fatores serão discutidos a seguir.

2.1. Características da Partícula

As características físicas e mecânicas das partículas individuais influenciam significativamente o comportamento do lastro sob carregamento estático e cíclico. Nas seções seguintes, algumas características da partícula e a sua influência no comportamento mecânico do lastro são discutidas.

2.1.1. Tamanho da partícula

Tipicamente, o tamanho dos grãos do lastro varia em torno de 10 - 60 mm. Devido ao transporte, manuseio, colocação e socaria do lastro, assim como a passagem de equipamento pesado de construção acima da camada de lastro, ocorrem inevitáveis mudanças na rugosidade das partículas. As arestas das partículas angulares são as primeiras a se quebrarem, algumas partículas podem se dividir pela metade ou até em várias partículas pequenas. Com um incremento no número de ciclos de passagem dos trens, as partículas do lastro são ainda mais degradadas e gradualmente diminuídas no tamanho, mas mesmo após vários milhões de ciclos de carregamento, mais do que 90% dos grãos do lastro permanecem na faixa original de 10 – 60 mm (Indraratna et al., 2011)

Marachi et al. (1972) apresentaram evidência experimental para provar que o ângulo de atrito diminui com o acréscimo do tamanho da partícula. Indraratna et al (1998), também observaram aspectos similares nos seus estudos e indicaram que o ângulo de atrito de pico decresce levemente com o acréscimo do tamanho do grão a baixas tensões confinantes (<300kPa). Eles concluíram

que a elevados níveis de tensões (>400 kPa), o efeito do tamanho da partícula no ângulo de atrito é desprezível (Fig.2.1)

Raymond e Dyaljee (1979) observaram que o lastro com maior tamanho de partícula uniformemente graduado gera maiores deformações plásticas que o lastro de menor tamanho de partícula uniformemente graduado. Embora agregados menores mostrem menor deformação (isto é alta resistência) sob carregamentos cíclicos menores, estes corpos de prova falham imediatamente após incremento da amplitude de carga de 140 kPa até 210 kPa. Em contraste, lastro com maior tamanho médio de partículas continua resistindo ao carregamento cíclico sem qualquer sinal de ruptura mesmo quando aumentada a amplitude de carga de 140 kPa até 210 kPa. Raymond e Dyaljee concluíram que lastro de menor tamanho médio de partícula deforma menos se o nível de tensões não excede um valor crítico.

Numa tentativa de pesquisar a influência do tamanho da partícula no comportamento do lastro, Janardhanam e Desai (1983) conduziram uma serie de ensaios triaxiais verdadeiros sob carregamento cíclico. Eles indicaram que tamanho médio dos grãos não parece ter influência significativa na deformação do lastro sob vários níveis de tensões. Eles também concluíram que a deformação volumétrica não é afetada pelo tamanho médio das partículas, mas o tamanho médio dos grãos tem um efeito significativo no módulo resiliente do lastro. O módulo aumenta com o tamanho médio dos grãos em todos os níveis de confinamento, e sob baixos níveis de tensão confinante, as relações são quase lineares com o maior tamanho médio dos grãos (Fig. 2.2). Ao contrário, Indraratna et al (1998) apresentam uma evidência experimental baseada em ensaios triaxiais monotônicos, onde o lastro de maior tamanho médio de partícula tem um módulo de deformação e módulo de Poisson menores quando comparados a agregados com menor tamanho de partícula.

Considerando as vantagens e desvantagens do tamanho variável da partícula, Selig (1984) recomendou que o lastro ideal deveria estar na faixa de 10-50 mm, com só algumas partículas fora desta faixa. As partículas maiores estabilizam a via e as menores reduzem as forcas de contato entre partículas e reduzem a quebra.

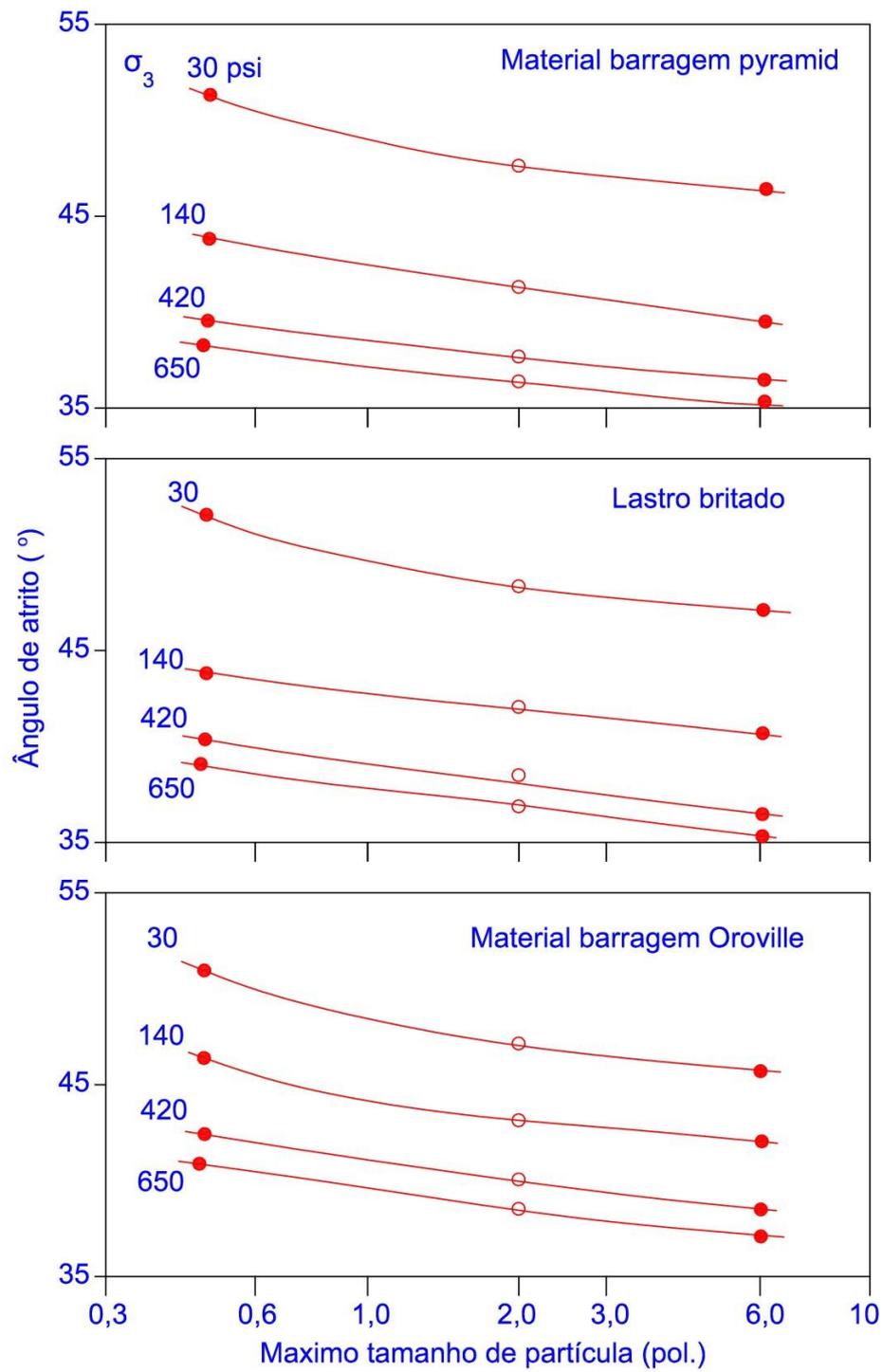


Figura 2.1. Efeito do tamanho de grão no ângulo de atrito (Marachi et al., 1972).

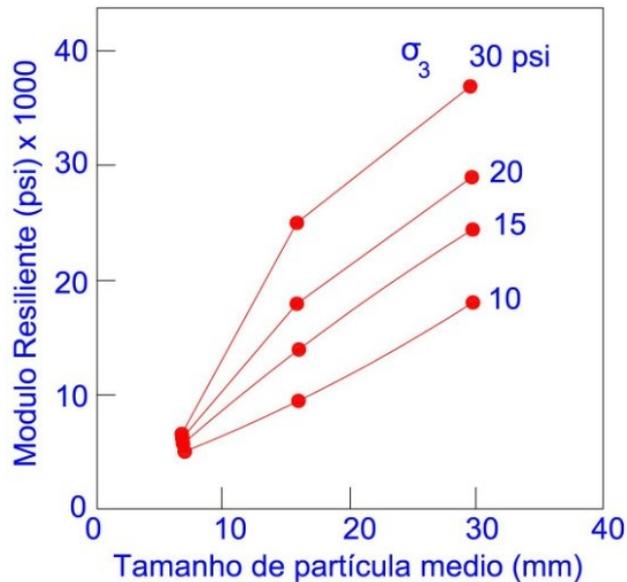


Figura 2.2. Efeito do tamanho médio dos grãos no Módulo Resiliente do Lastro (Janardhanam e Desai, 1983).

2.1.2. Angularidade da partícula

Em geral, a angularidade aumenta o embricamento entre grãos, o qual aumenta a resistência ao cisalhamento (Indraratna, 1998; Janardhanam, 1983; Leps, 1970). Holz e Gibbs (1956) concluíram que a resistência ao cisalhamento de materiais de pedreira altamente angulosos é maior que as de seixos rolados extraídos de rios (Fig. 2.3). Vallerga et al. (1957) apresentaram evidência de que o ângulo de atrito é notavelmente mais alta para agregados angulares comparados com agregados arredondados para o mesmo índice de vazios (Fig. 2.4), vários outros concluíram que o ângulo de atrito depende principalmente da angularidade do grão (Kolbuszewski 1963, Leps 1970). Jeffs e Marich (1987) e Jeffs (1989) demonstraram que agregados angulares dão menos recalque que agregados arredondados. Chrismer (1985) indicou que, quanto mais angulares, maior dilatação é requerida para movimentar as partículas, e isto aumenta a resistência ao cisalhamento.

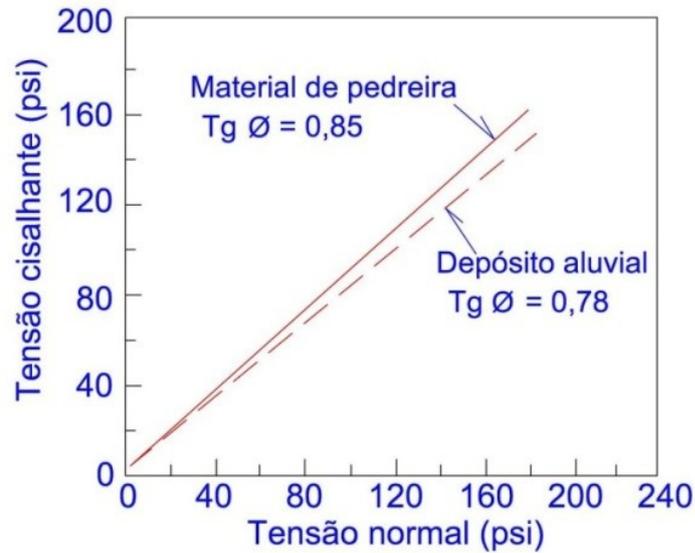


Figura 2.3. Influência da angularidade da partícula na resistência (Holz e Gibbs, 1956).

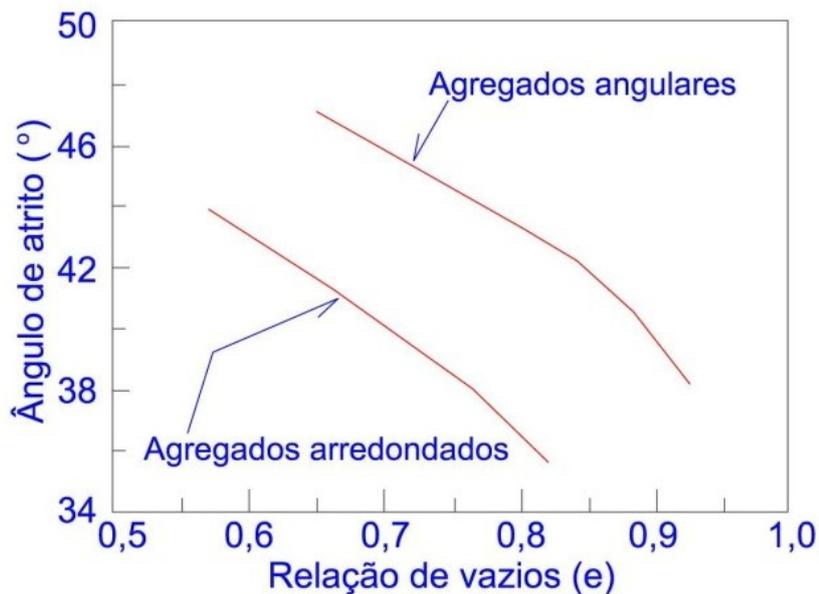


Figura 2.4. Efeito da angularidade da partícula no ângulo de atrito (Vallerga et al., 1957).

2.1.3. Forma da partícula

Jeffer e Tew (1991) relataram que a forma dos grãos do lastro depende do processo de produção e a natureza dos depósitos. Raymond (1985) indicou que muitas especificações restringiram a percentagem de partículas lamelares com fator de forma que excede 3, e excluíram partículas excedendo o fator de forma de 10. Estas partículas muito lamelares são compridas e finas podendo se alinhar e formar planos de fraqueza em ambas as direções vertical e horizontal, e portanto, não podem ser usadas como lastro. As desvantagens do incremento

de lamelaridade parece ser o acréscimo da abrasão e a quebra, acréscimo da acumulação de deformação permanente sob carregamento repetido e decréscimo da rigidez. Muitas especificações também limitam a percentagem de partículas lamelares, No entanto, há incerteza em relação à percentagem permissível de partículas lamelares (Jeffer e Tew, 1991). Raymond (1985) estabeleceu que a forma cúbica é a melhor para lastro de alta qualidade, que também é defendida por Jeffer and Tew (1991).

2.1.4. Textura da superfície

Textura da superfície ou rugosidade é considerada um dos fatores-chave que governam o ângulo de atrito, e conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do lastro. O “atrito” é afetado pela textura da superfície das partículas submetidas ao carregamento, e a resistência ao cisalhamento do lastro depende da capacidade de desenvolvimento das forças de atrito. Raymond (1985) concluiu que a forma das partículas e a textura da superfície são de extrema importância e têm sido reconhecidas como os principais fatores que influenciam a estabilidade da via. A Canadian Pacific Rail considera a textura da superfície mais importante que a forma da partícula como o parâmetro chave para a estabilidade da via, e tem controle mais rigoroso da textura dos grãos do que da forma da partícula. Tom e Brown (1988, 1989) relataram um incremento no módulo resiliente com o acréscimo do atrito da superfície dos grãos, e concluíram que aumenta a resistência à acumulação da deformação plástica com o acréscimo da rugosidade superficial.

Muitas especificações do lastro estipulam partículas britadas ou fraturadas, definidas como grãos que tem um mínimo de três faces britadas (isto é, superfícies expostas recentemente com um mínimo de um terço da máxima dimensão da partícula). Estas especificações asseguram um mínimo de rugosidade superficial das partículas de lastro, e assumem que faces expostas recentemente têm rugosidade maior quando comparadas a superfícies expostas a mais tempo, as quais têm sido alisadas por abrasão e intemperismo (Indraratna et al, 2011).

Devido ao atrito interno dos grãos sob carregamento cíclico, a rugosidade da superfície das pedras do lastro deteriora com o acréscimo do número de passagens do trem. O atrito entre agregados também produz partículas finas e é uma fonte de degradação do lastro. Esta redução na rugosidade da superfície

por atrito e quebra das arestas dos grãos depois de vários milhões de ciclos de carga, causa a queda do ângulo de atrito e da resistência ao cisalhamento do lastro. Portanto, é inconcebível que a rugosidade superficial inicial de partículas individuais afete significativamente o comportamento mecânico do lastro e, ultimamente, a estabilidade da via (Indraratna et al, 2011).

2.1.4.

Resistência da rocha mãe

A resistência da rocha mãe é provavelmente o fator mais importante que governa diretamente a degradação do lastro, e indiretamente, o recalque e a deformação lateral da via. A rocha mãe contribui para a resistência à compressão e a tração. Sob o mesmo carregamento e condições de contorno, partículas frágeis produzem maior quebra de grãos e recalque plástico que partículas mais resistentes. Embora a resistência da rocha mãe não seja usualmente testada ou requerida pelas especificações do lastro (e.g. TS 3402 do Rail Infrastructure Corporation, NSW), a maior resistência da rocha mãe fica implícita pelo critério de seleção, o qual inclui exame petrográfico. Alta resistência da rocha é também indiretamente refletida por outros testes tais como “Abrasão Los Angeles”. Estes resultados de ensaios indicam a vida útil do lastro e a resistência da rocha mãe. No entanto, para melhorar a qualidade o lastro durante a seleção, a resistência da rocha mãe pode também ser incluída nas especificações.

Determinar o tipo de rocha do lastro é importante para ajudar a identificar as causas da degradação do lastro (Bailey, 2011). Análise petrográfica tem sido usada na criação de especificações normatizadas (Watters et al., 1987). Petrografia pode também ser usada para determinar a fonte de partículas de degradação dentro dos vazios do lastro, como nos estudos conduzidos por Di Pilato (1983), Collingwood (1988), e Tung (1989).

2.1.4.1.

Identificação petrográfica de tipos de rocha.

Esta seção ilustra sobre os métodos petrográficos disponíveis para avaliar lastro. A utilização de petrografia para identificação do tipo de rocha é uma valiosa ferramenta para ajudar na avaliação de lastro. Através de uma avaliação da textura da rocha, cor, dureza, e identificação mineral, uma identidade geral do tipo de rocha pode ser apurada (Selig e Waters, 1994).

2.1.4.2. Análise petrográfica de lâmina delgada

Petrografia do lastro não é comum na indústria ferroviária devido à falta de petrografistas experientes e o custo e tempo requeridos para fazer petrografia no lastro (Watters, 1987). A qualidade da petrografia baseia-se inteiramente na experiência e conhecimentos do petrógrafo que conduz o trabalho. Não entanto, se feito corretamente, a análise petrográfica do lastro é extremamente valiosa para determinar as propriedades mecânicas e químicas do lastro (Selig e Waters, 1994).

A análise petrográfica da lâmina delgada é feita usando um microscópio petrográfico montando pastilhas cortadas de rocha numa lâmina de vidro e avaliando-as usando uma luz normal e luz polarizada.

Dependendo do tipo de luz usada na avaliação diferentes aspectos dos minerais constituintes podem ser vistos e identificados. A figura 2.5 apresenta um diagrama de microscópio petrográfico padrão junto com um exemplo de seção delgada de rocha vista sob condições de luz normais e polarizadas.

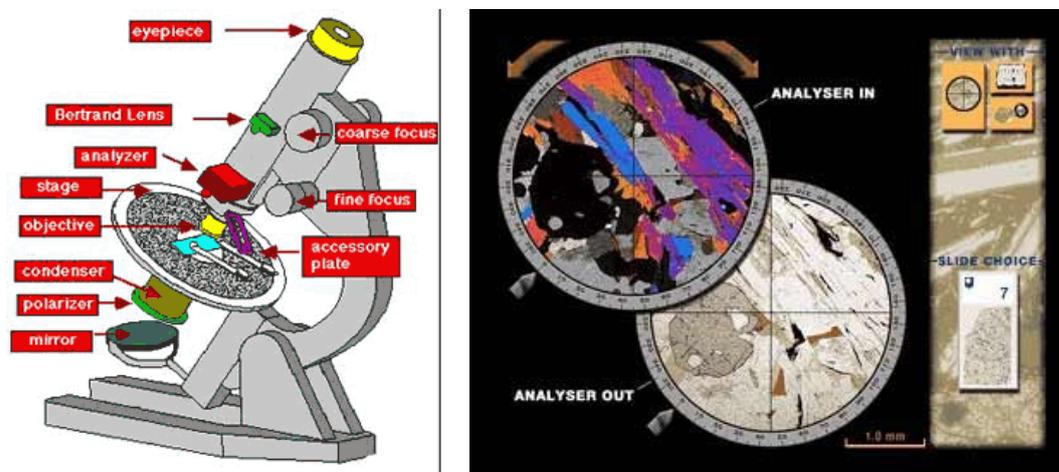


Figura 2.5. Diagrama de um microscópio petrográfico padrão e visualização ampliada da amostra de rocha (Idaho State University, 2015)

A análise de lâmina delgada do lastro é usada para avaliar a proporção relativa de minerais dentro de cada amostra específica de rocha. Outras características também podem ser caracterizadas, incluindo a textura interna da rocha, forma da partícula, orientação, consolidação, porosidade e permeabilidade (Selig and Waters, 1994). A estrutura das amostras de seção delgada também podem ser analisadas, incluindo índice de vazios, amígdalas,

foliações, acamamento, laminações e qualquer bandeamento mineral presente. Através da avaliação destas características das partículas de lastro, as possíveis fraquezas que afetam a abrasão do lastro podem ser determinadas (Watters, 1987).

2.1.4.3. Difração de raios-x

A difração de raios-x (DRX) é usada para determinar a composição mineralógica de uma amostra de rocha pulverizada (<0,076 mm) baseado nas ondas de raios-X refletidas (Peterson, 2008). Testes de DRX foram usados para ajudar a determinar os componentes da degradação do lastro, por Colingwood (1988) e Tung (1989). A Figura 2.6 apresenta um diagrama de DRX, o tubo de Raios-x emite radiação através de uma série de filtros e fendas sobre a amostra pulverizada, onde a luz é difratada e emitida para um detector.

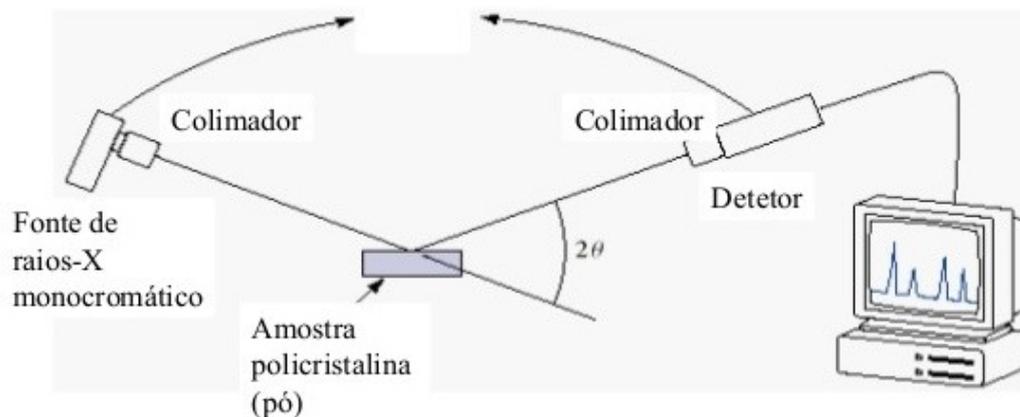


Figura 2.6. Diagrama simplificado do difratômetro de raios-x.

2.1.5. Resistência ao esmagamento da partícula

A resistência ao esmagamento de partículas individuais é um fator importante que governa a degradação da partícula, incluindo divisão dos grãos e quebra dos cantos afiados sob carregamento. A fratura das partículas tem importância no comportamento de agregados friáveis (McDowell e Bolton, 1998). A resistência ao esmagamento das partículas depende: da resistência da rocha mãe, da geometria dos grãos, do ponto de aplicação do carregamento e da direção do carregamento. Fratura nos grãos de rocha é iniciada por ruptura a tração. A resistência à fratura pode ser medida indiretamente por resistência à

compressão diametral F , e a tensão de tração característica (σ) é dada pela equação 2.1 (Jaeger, 1967).

$$\sigma = \frac{F}{d^2} \quad (2.1)$$

A equação 2.1. é consistente com a definição para resistência a tração do concreto no ensaio brasileiro, onde um cilindro de concreto é comprimido diametralmente e rompe por tração induzida. Seguindo a equação 2.1., Mcdowell e Bolton (1998) e Nakata et al. (2001) descreveram a resistência a tração da partícula característica (σ_f), como:

$$\sigma_f = \frac{Ff}{d^2} \quad (2.2)$$

Onde, o subscrito f significa falha.

Festag e Katzenbach (2001) categorizaram esmagamento do grão em quebra de partículas (fratura) e abrasão do grão. Quebra de partículas é a dissecação de grãos em partes com similar dimensão, algo que acontece geralmente sob altos níveis de tensões. Por outra parte, abrasão é o fenômeno onde partículas muito pequenas se desprendem da superfície do grão, e isto é independente do nível de tensões. Abrasão acontece em materiais granulares quando partículas deslizam ou rolam uma sobre outra durante a deformação cisalhante, a qual acontece até em baixos níveis de tensão. Quebra de grãos pode estar ausente se o nível de tensões é baixo quando comparado à resistência da partícula, enquanto a abrasão dos grãos continuara a quaisquer níveis de tensões. Embora a resistência ao esmagamento de partículas não seja requerida pelas especificações de lastro, esta é refletida no “valor de esmagamento do Agregado” (Normas Britânicas BS 812-110, 1990 e BS EM 1097-2, 2010) e outros testes de durabilidade padronizados.

2.2. Características dos Agregados

2.2.1. Granulometria

A granulometria tem significativa influência no comportamento de deformação da via (Jeffs, 1991). Vários pesquisadores têm estudado os efeitos da granulometria na resistência e deformação dos agregados. Thom e Brown

(1988) conduziram uma série de ensaios triaxiais de carga repetida em dolomita britada com tamanhos máximos de partícula similares, mas variando a granulometria desde bem graduada até uniforme. Cada curva granulométrica foi caracterizada por um expoente “n” mostrado na figura 2.7 (a), onde altos valores de “n” representam maior uniformidade de tamanhos de partícula. Segundo os seus resultados (Figs. 2.7 b-e) rigidez ao cisalhamento (módulo) e permeabilidade aumentam quando o parâmetro “n” aumenta. Como esperado, a densidade e ângulo de atrito diminuem com o valor de “n”.

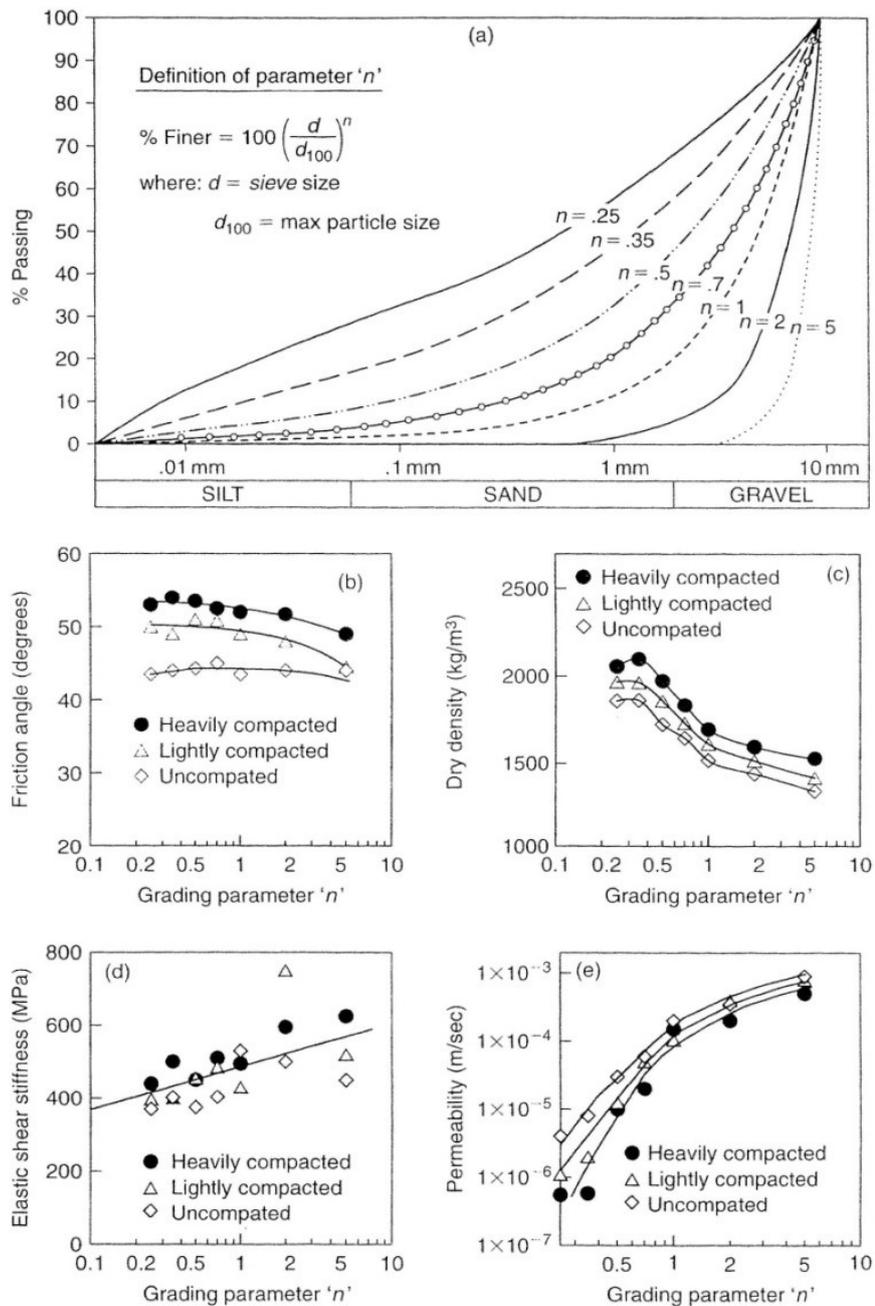


Figura 2.7.(a) Graduação de partículas, e seus efeitos em (b) ângulo de atrito, (c) densidade, (d) módulo de cisalhamento e (e) permeabilidade. Thom e Brown(1988).

Thom e Brown (1988) mencionaram que peso específico seco ótimo foi atingido ao redor de $n=3$ para todos os tipos de energias de compactação (isto é fortemente compactado, levemente compactado e não compactado). Eles também notaram que a granulometria não tem influência significativa no ângulo de atrito sobre amostras não compactadas. Uma descoberta importante desta pesquisa foi que a granulometria uniforme fornece uma rigidez mais alta comparada a agregados bem graduados. Pelo contrário, Raymond e Diyaljee (1979) demonstraram que lastro bem graduado resulta em um menor recalque, quando comparado a um lastro de tamanho uniforme (Fig. 2.8). Isto não é surpreendente dado que o ângulo de atrito mais alto é associado com agregados bem graduados.

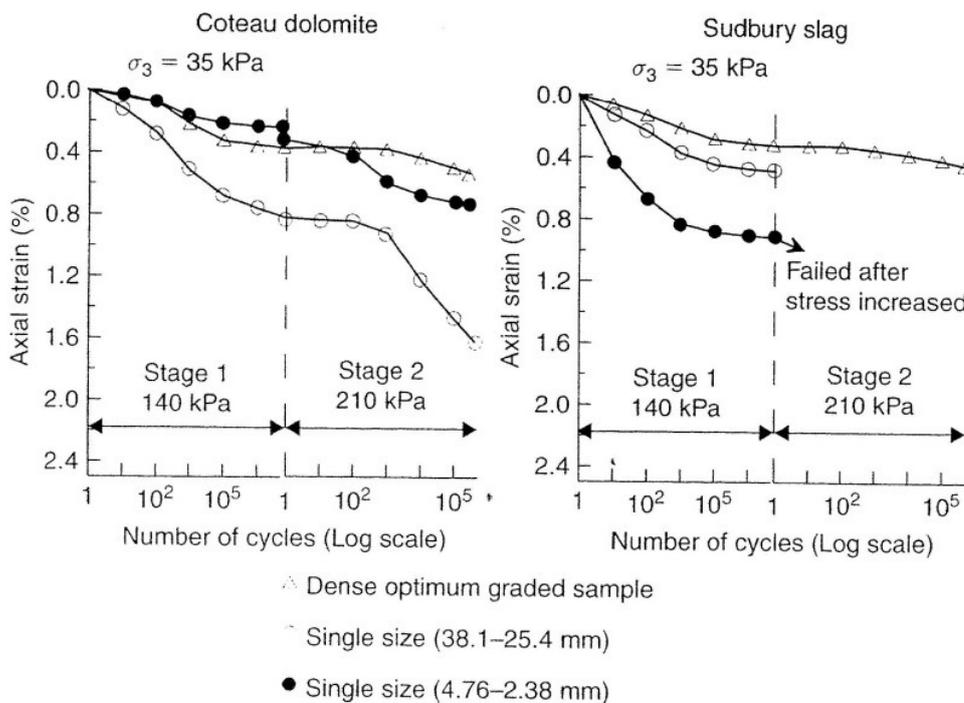


Figura 2.8. Efeitos da graduação nas deformações verticais do lastro sob carregamento cíclico (Raymond e Diyaljee, 1979).

Tem sido argumentado que lastro de tamanho uniforme tem maior volume de vazios que os bem graduados (Raymond, 1985). Como esperado, o lastro bem graduado é mais resistente devido à sua relação de vazios ser menor que o lastro uniforme (Jefferies 1991, Raymond 1985, Marsal 1967). No entanto, especificações de lastro geralmente demandam agregados uniformemente graduados para cumprir seus requerimentos de drenagem. Como o lastro é muito graúdo, e meio de livre drenagem, a graduação ótima idealmente deveria

estar entre agregado graúdo uniformemente graduado que dá drenagem quase instantânea e agregado amplamente graduado que fornece resistência maior e menor recalque, porém reduzindo a capacidade de drenagem. Não obstante, graduação ótima deveria fornecer capacidade suficiente de drenagem (condutividade hidráulica) juntamente com densidade inicial suficiente, resistência ao cisalhamento, e módulo resiliente.

Parece consensual esperar-se que um lastro novo contenha pouca quantidade de finos em sua composição. Contudo, com a acumulação de tráfego, observa-se uma mudança na composição granulométrica do lastro, com o aparecimento de “finos contaminantes” (Muniz, 2002).

Para avaliação da degradação granulométrica, Selig e Waters (1994) propuseram o "fouling index", FI, índice de contaminação do lastro, expresso por:

$$FI = P_4 + P_{200} \quad (2.3)$$

Onde P_4 e P_{200} são as percentagens em pesos passantes, respectivamente, nas peneiras #4 e #200. Sugerem ainda, a classificação, apresentada na Tabela 2.1 para qualificar a condição de limpeza do lastro.

Tabela 2.1. Classificação do lastro quanto à contaminação (Selig e Waters, 1994)

$F_1 < 1$	Lastro limpo
$1 < F_1 < 10$	Lastro razoavelmente limpo
$10 < F_1 < 20$	Lastro moderadamente contaminado
$20 < F_1 < 40$	Lastro contaminado
$F_1 > 40$	Lastro altamente contaminado

À primeira vista, a degradação seria uma característica para ser estudada apenas para os lastros já aplicados. Embora contrariando a NBR 5564 (ABNT, 2012), constata-se, muitas vezes, a aplicação de lastro novo acompanhado com grande quantidade de pó-de-pedra, e, outras vezes, contaminado com o solo constituinte da capa de cobertura das pedreiras. A proposta da utilização do FI, ou de algum outro índice similar, pode constituir numa abordagem interessante para especificação da granulometria (Muniz, 2002).

Apenas como comentário, sublinhe-se que a Classificação Unificada de Solos considera como de comportamento granular o solo com mais de 50% em

peso de partículas retidas na peneira #200. Ritter (1988), estudando as misturas de finos com pedregulhos lateríticos (dimensões de 1 a 7.5cm, razoavelmente próximas às do lastro) do corpo da Barragem da UHE Porteira, indica que, a partir de um teor de 40% de pedregulhos, estes passam a comandar as características mecânicas da mistura. Já a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) considera que apenas solos com mais de 65% em peso de partículas com diâmetros maiores que a peneira #200 terão comportamento marcadamente granular (Muniz, 2002).

Ainda como comentário, relembrem-se as definições do coeficiente de uniformidade [denominado mais adequadamente em Pinto (2000) como coeficiente de não uniformidade – CNU], $CU = D_{60}/D_{10}$, e do coeficiente de curvatura $CC = (D_{30})^2/(D_{60}D_{10})$. Segundo o Sistema Unificado de Classificação (Unified Soil Classification System - USCS), tem-se para material bem graduado $CU > 4$ e $1 < Cc < 3$, e, para material uniforme, $CU < 4$; já a NBR 6502:1995 (ABNT, 1995) considera de granulometria muito uniforme os solos com $CU < 5$, uniformidade média se $5 < CU < 15$ e desuniforme quando $CU > 15$. Ao se observar as faixas granulométricas recomendadas pela NBR 5564 (ABNT, 2012), verifica-se que CU do lastro-padrão é menor que 4; ou seja, tanto à luz da USCS quanto da ABNT, o lastro padrão, especificado na NBR 5564, é um material de granulometria uniforme (Muniz, 2002).

Vários padrões e especificações foram feitos por diferentes organizações ferroviárias em todo o mundo para atender às necessidades de seus projetos. Uma visão geral, quanto à granulometria, de algumas das principais especificações para o lastro ferroviário será descrita na sequência.

2.2.1.1. Especificação Brasileira

No Brasil, a norma ABNT NBR 5564:2012 estabelece, dentre outros aspectos, quais devem ser as características granulométricas do lastro de rocha britada (Tabela 2.2). A especificação cita que a camada de lastro ferroviário deve permitir o escoamento da água, devendo-se então evitar o excesso de finos que, além de reduzirem sua permeabilidade, também causam aumento de sua rigidez. Nesta norma são estabelecidos dois padrões granulométricos, Padrão A e B, que se referem a lastro para aplicação em linhas férreas principais e em linhas de pátios, respectivamente (Tabela 2.3, Figura 2.9).

Tabela 2.2. Características do lastro ferroviário segundo a norma brasileira NBR 5564:2012.

Característica	Valor	Verificado conforme
Forma média das partículas	Cúbica	Anexo A
Partículas não cúbicas (máximo)	15 %	Anexo A
Massa específica aparente (mínima)	2.500 Kg/m ³	Anexo B
Absorção de água (máxima)	0,8 %	Anexo B
Porosidade aparente (mínima)	1,5 %	Anexo B
Resistência à intempérie (máxima)	10 %	Anexo C
Resistência à compressão axial (mínima)	100 MPa	Anexo D
Resistência ao choque (índice de tenacidade Treton máximo)	25 %	Anexo E
Teor de fragmentos macios e friáveis máximo	5 %	Anexo F
Material pulverulento (máximo)	1 %	ABNT NBR NM 46
Torrões de argila (máximo)	0,5 %	ABNT NBR 7218
Limite de massa unitária no estado solto	1,25 g/dm ³	ABNT NBR NM 45
Resistência ao desgaste (abrasão Los Angeles máxima)	30 %	ABNT NBR NM 51

Tabela 2.3. Distribuição granulométrica do lastro-padrão segundo a norma brasileira NBR 5564:2012.

Malha da peneira (mm)	Porcentagem em massa acumulada %	
	Padrão A	Padrão B
76,2	-	0 – 0
63,5	0 – 0	0 – 10
50,8	0 – 10	-
38,0	30 – 65	40 – 75
25,4	85 – 100	-
19,0	-	90 – 100
12,0	95 – 100	98 – 100

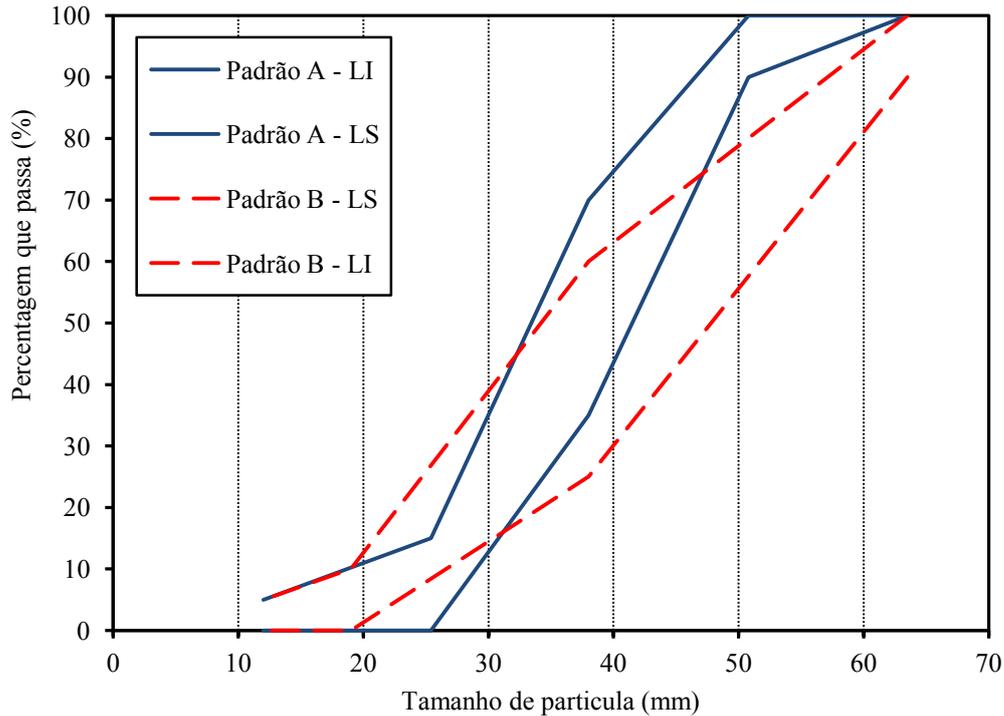


Figura 2.9. Distribuições granulométricas – ABNT NBR 5564:2012

2.2.1.2. Especificação Australiana

Na Austrália, várias distribuições granulométricas são adotadas por diferentes órgãos ferroviários, como, por exemplo, a *Rail Infrastructure Corporation* (RIC) e a *Queensland Rail*. Tais curvas são baseadas nos limites estabelecidos pela normalização australiana para lastro ferroviário AS 2758.7 que são apresentados na Figura 2.10. Cabe mencionar que esta especificação determina ainda que a porcentagem máxima de material fino (passante na peneira 0,075 mm) deve ser 1% e que o lastro naquele país deve ter distribuição uniforme (Indraratna et al, 2011). Em seguida, a Figura 2.11 apresenta as curvas da RIC e da *Queensland Rail*.

Tabela 2.4. Requerimentos de granulometria pela norma Australiana AS2758 (Standards Austrália, 1996).

Abertura de peneira (mm)	% passante (em massa)							
	60		60 (dormente de aço)		50		50 (agregados graduados)	
	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior
63	100		100					
53	85	100	95	100	100		100	
37,5	20	65	35	70	90	100	70	100
26,5	0	20	15	30	20	55		
19,0	0	5	5	15	0	15	40	60
13,2	0	2	0	10				
9,5			0	1	0	5	10	30
4,75	0	1			0	1	0	20
1,18							0	10
0,075	0	1	0	1	0	1	0	1

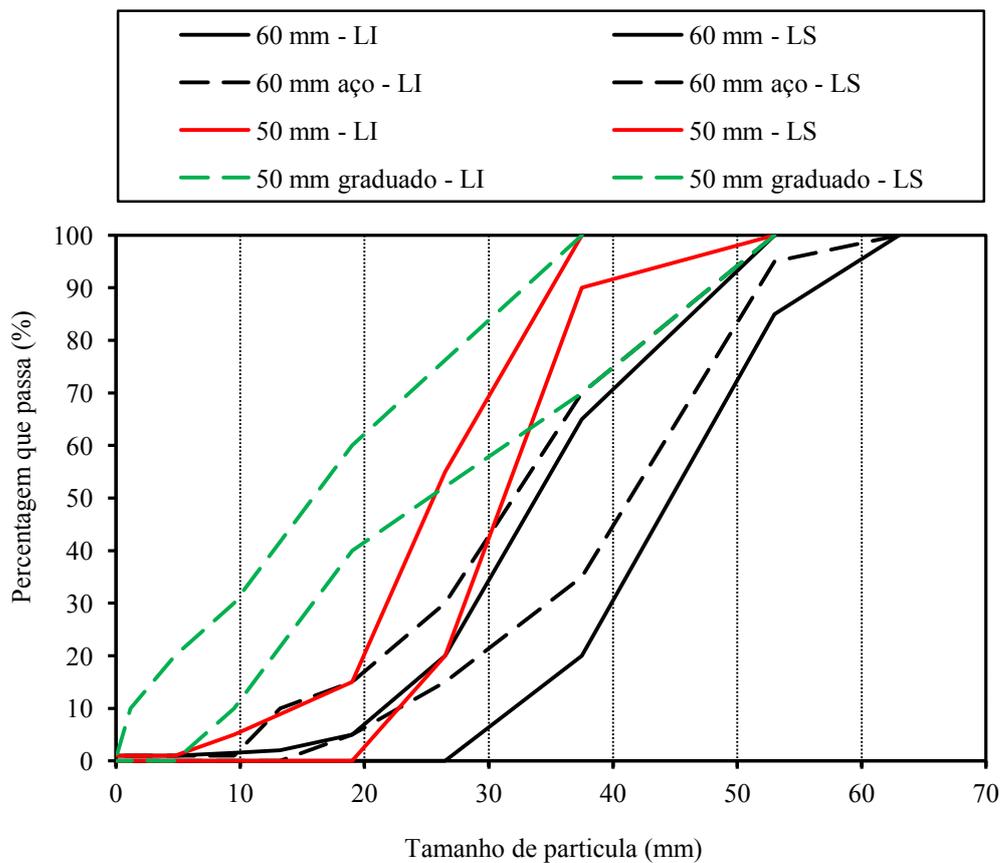


Figura 2.10. Distribuições granulométricas – AS 2758.7.

Tabela 2.5. Requerimentos de granulometria pela Queensland Rail e RIC (Apud Indraratna et al. 2011)

Abertura de peneira (mm)	% passante (em massa)			
	RIC		Queensland Rail	
	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior
63	100		100	
53	85	100	95	100
37,5	25	65	42	64
26,5	0	20	4	10
19,0	0	5	2	5
13,2	0	2	1	4
9,5	0	0	0	3
4,75			0	0

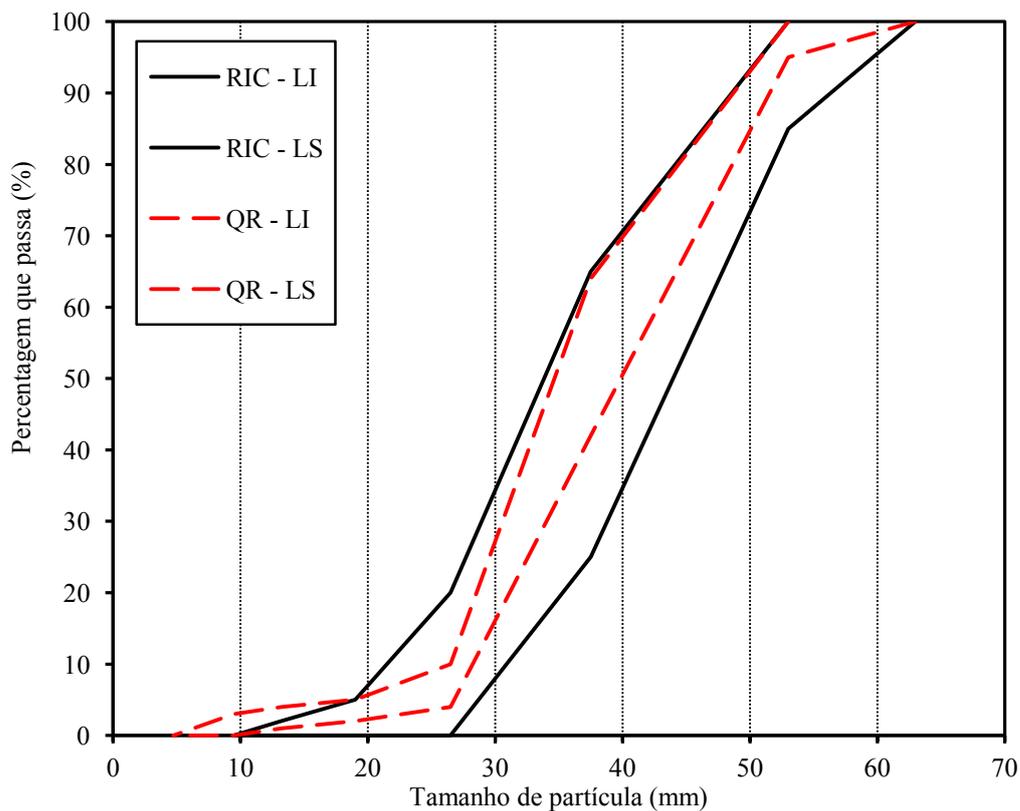


Figura 2.11. Distribuições granulométricas – RIC e Queensland Rail (Indraratna et al., 2011).

2.2.1.3. Especificação dos Estados Unidos

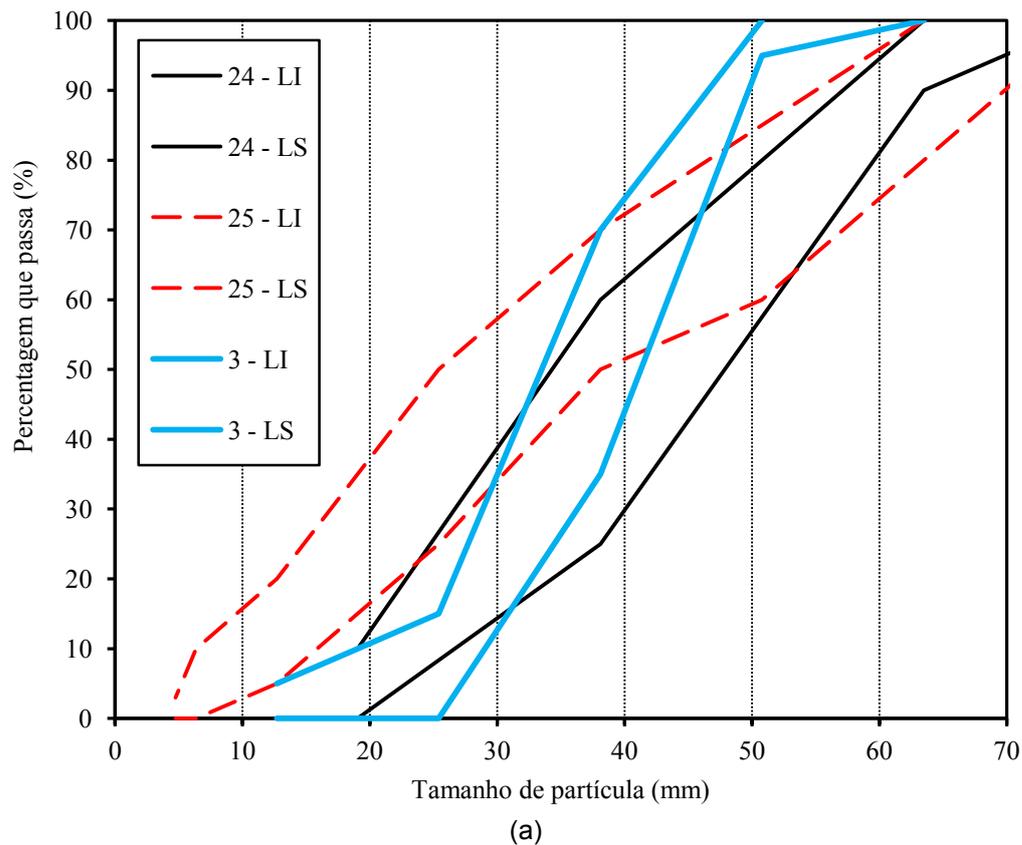
O manual da *American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association* – AREMA (2009) é a especificação corrente nos Estados Unidos e recomenda que os materiais utilizados como lastro devem ser testados pelo grupo de peneiras de acordo com a norma ASTM-E11 (2009). O manual norte-americano estabelece diferentes composições granulométricas, como mostra a Figura 2.12, itens (a), (b) e (c), cujas graduações N° 24, 25, 3, 4A e 4 são recomendadas para serem empregadas em lastro de linhas principais, enquanto a 5 e a 57 são recomendadas para aplicação em linhas secundárias. Cabe mencionar que, em todas as faixas, o limite máximo de partículas passantes na peneira N° 200 (0,075 mm) deve ser menor que 1%. Ademais, deve-se atentar ainda para o fato de que a graduação 25 possui um coeficiente de uniformidade (Cu) maior que 3,0 e representa, dentre as outras faixas, a mais bem graduada.

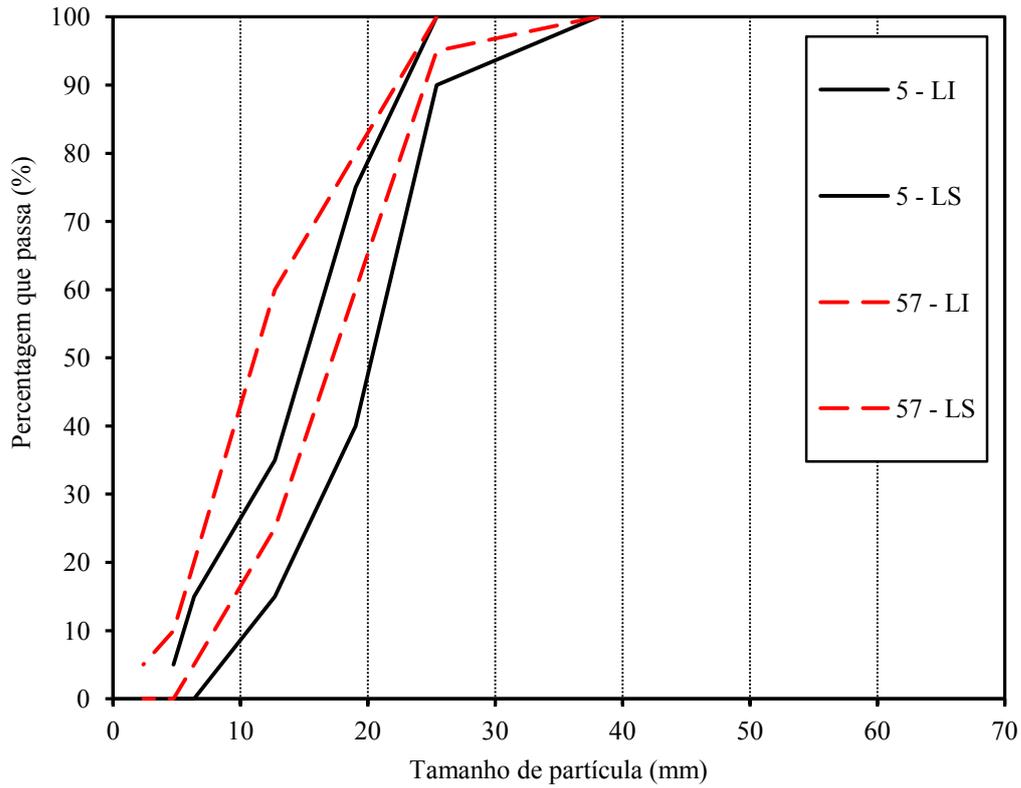
Tabela 2.6. Requerimentos de granulometria da AREMA (Graduações 24, 25 e 3)

Abertura de peneira (polegadas)	% passante (em massa)					
	24		25		3	
	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior
3	100		100			
2 1/2	90	100	80	100	100	
2			60	85	95	100
1 1/2	25	60	50	70	35	70
1			25	50	0	15
3/4	0	10				
1/2	0	5	5	20	0	5
d			0	10		
No. 4			0	3		
No. 8						

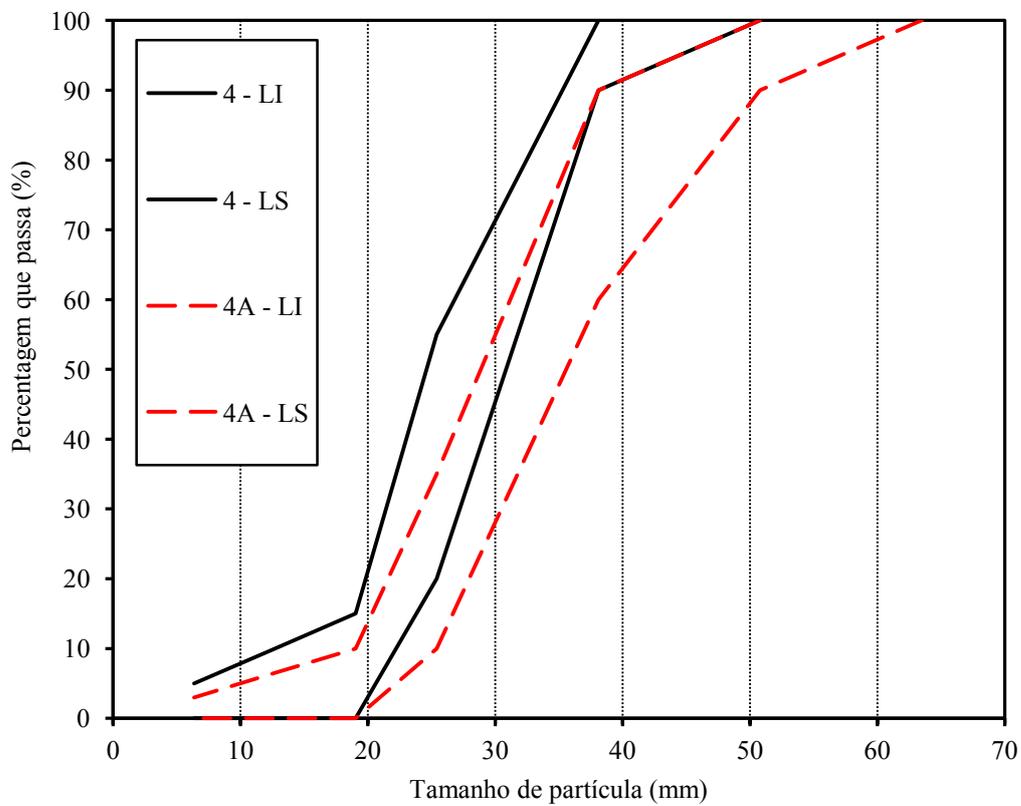
Tabela 2.7. Requerimentos de granulometria da AREMA (Graduações 4A, 4, 5 e 57)

Abertura de peneira (polegadas)	% passante (em massa)							
	4A		4		5		57	
	Limite inferior	Limite inferior	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior	Limite inferior	Limite superior
3								
2 1/2	100							
2	90	100	100					
1 1/2	60	90	90	100	100		100	
1	10	35	20	55	90	100	95	100
3/4	0	10	0	15	40	75		
1/2					15	35	25	60
d	0	3	0	5	0	15		
No. 4					0	5	0	10
No. 8							0	5





(b)



(c)

Figura 2.12 – Distribuições granulométricas- AREMA (2009)

2.2.1.4. Especificação Europeia

As diferentes faixas granulométricas normatizadas para lastro ferroviário na Europa, segundo a norma EN 13450 (2003), estão representadas na Figura 2.13.

De acordo com a norma EN 13450 (2003), o material a ser utilizado deve ser selecionado por um par de peneiras limitantes, sendo a de abertura 31,5 mm como limite de corte inferior e aquelas de aberturas 50 mm ou 63 mm como limite superior.

Tabela 2.8. Requisitos de granulometria pela norma EN 13450 (2003)

Abertura de peneira (mm)	% passante (em massa)											
	A		B		C		D		E		F	
	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS
80	100		100		100		100		100		100	
63	100		97	100	95	100	97	99	95	99	93	99
50	70	99	70	99	70	99	65	99	55	99	45	70
40	30	65	30	70	25	75	30	65	25	75	15	40
31,5	1	25	1	25	1	25	1	25	1	25	0	7
22,4	0	3	0	3	0	3	0	3	0	3	0	7
31,5 – 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50						
31,5 - 63	-						≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 85	≥ 85

Nota 1: O requisito de passar a peneira de 22,4 mm é aplicável ao lastro, cuja amostra seja coletada no lugar da produção.

Nota 2: Em algumas circunstâncias poderá se utilizar como alternativa a peneira de 25 mm em substituição da peneira de 22,4 mm, aplicando-se uma tolerância de 0 a 5 (0 a 7 para a categoria F).

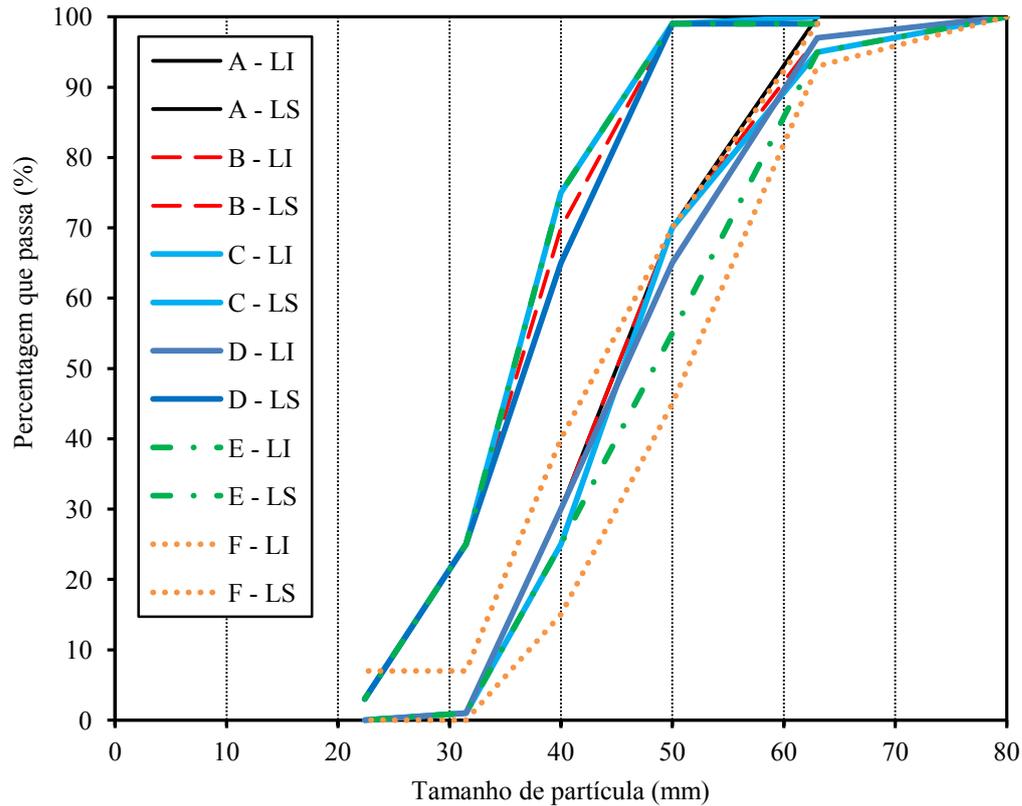


Figura 2.13 – Distribuições granulométricas - EN 13450 (2003)

Percebe-se também pela Figura 2.13, que a especificação europeia limita todas as suas graduações dentro uma faixa restrita, fazendo com que todas as curvas possuam coeficientes de uniformidades próximos.

2.2.1.5. Especificação Russa

Tabela 2.9. Requerimentos de granulometria pela norma russa (GOST 7392:2002).

Malha da peneira (mm)	Porcentagem em massa acumulada %
70	0
60	< 5
40	35 – 75
25	95 – 100

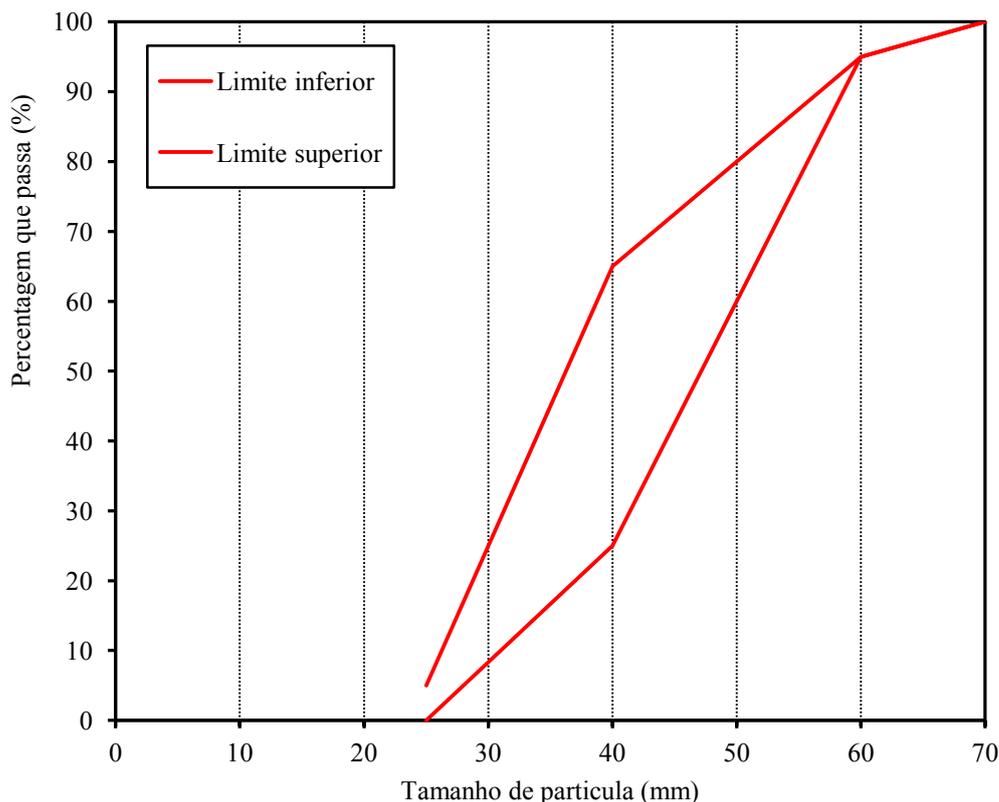


Figura 2.14 – Distribuição granulométrica para ferrovias russas.

2.2.2. Índice de vazios

Pesquisadores têm grande reconhecimento que o volume de vazios num meio poroso (e. g. solo ou agregados de rocha) comparados ao seu volume de sólidos (isto é índice de vazios) afeta significativamente o seu comportamento mecânico (Terzaghi, 1948; Indraratna, 1997). Tem sido bem estabelecido que agregados que tem um índice de vazios baixo no início do carregamento (isto é densidade inicial alta) são mais resistentes ao cisalhamento e geram um recalque menor que agregados com um índice de vazios inicial alto (isto é densidade inicial baixa). Na Mecânica dos Solos dos estados críticos (CSSM), o significado do índice de vazios (e) no comportamento mecânico do solo tem sido reconhecido por considerar que é uma variável que governa o mesmo, junto com outras duas variáveis, que são: tensão principal normal efetiva p , e tensão desviadora q (Roscoe, 1963; Schofield, 1968).

Alguns pesquisadores da estabilidade da ferrovia têm concluído que um acréscimo na densidade do lastro (isto é índice de vazios inicial) aumenta sua resistência e estabilidade (Gaskin, 1978; Indraratna, 2000). Selig e Waters (1994) concluíram que lastro de baixa densidade leva a deformações plásticas

altas. Indraratna et al. (1998) indicaram que o estágio crítico da vida do lastro é imediatamente após a construção ou após a manutenção por socaria, quando o lastro está em estado fofo (com alto índice de vazios). A estabilidade da ferrovia pode ser significativamente melhorada por acréscimo da densidade volumétrica da camada do lastro por compactação adicional ou por utilização de agregados de granulometria descontínua (broadly-graded). No entanto, uma energia de compactação maior também acrescenta o risco da quebra de partículas e um lastro bem graduado contribui para a redução nas características de drenagem.

2.3. Características de carregamento

O comportamento de deformação e degradação do lastro é grandemente dependente das características do carregamento externo. A grandeza da pressão confinante, a história de tensões, o estado de tensões atual, o número de ciclos de carga, a frequência do carregamento e amplitudes estão entre os parâmetros-chave que governam a deformação da ferrovia. Os efeitos destas variáveis de tensões são discutidos a seguir.

2.3.1. Tensão confinante

Pesquisadores e engenheiros têm reconhecido o efeito significativo da tensão confinante no comportamento de resistência e deformação de solos e materiais granulares desde os primeiros dias da Mecânica dos Solos (Terzaghi 1948, Roscoe 1958, Drucker 1957, Vesic 1968). Marsal (1967) foi um dos primeiros que estudou profundamente os efeitos da tensão confinante no comportamento de deformação e quebra de grãos de enrocamentos. Ele testou agregados de basalto e granito-gnaiss sob altas pressões confinantes (5-25 kgf/cm²), e observou que a resistência ao cisalhamento não é uma função linear da pressão normal atuante. Charles e Watts (1980) e Indraratna et al (1993) também relataram uma pronunciada não-linearidade da envoltória de ruptura para agregados granulares grosseiros sob baixas pressões confinantes (Fig. 2.15). Vesic e Clough (1968) estudaram o comportamento ao cisalhamento de areias sob baixas a altas pressões e concluíram que existe uma tensão normal principal além da qual a curvatura da envoltória de resistência desaparece e a resistência ao cisalhamento não é afetada pelo índice de vazios inicial. Eles nomearam como “breakdown stress” (σ_B), porque representa o nível de tensões

no qual todos os efeitos de dilatação desaparecem e além da qual as partículas viram um único mecanismo, em adição ao simples deslizamento, pelo qual a deformação cisalhante acontece.

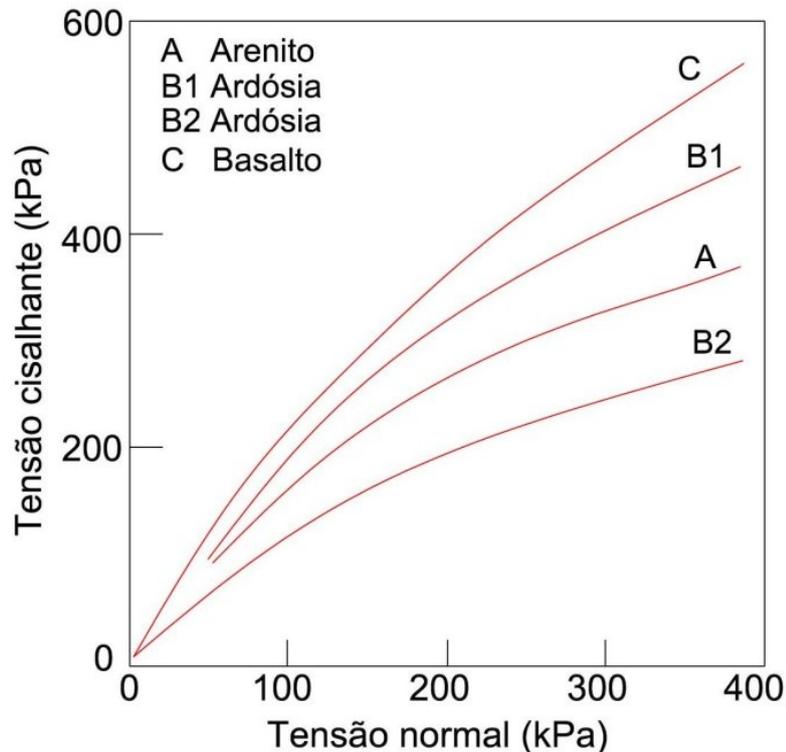


Figura 2.15. Envolvória de resistência não linear a baixas pressões confinantes (Charles e Watts, 1980).

Estudos bem documentados indicam que o ângulo de atrito da massa granular diminui com o incremento da pressão confinante (Marachi et al, 1972; Leps, 1970; Charles e Watts, 1980; Indraratna, 1993). Indraratna et al. (1998) apresentaram resultados experimentais de laboratório de lastro ferroviário (basalto), onde a pressão confinante aumentava desde 1 kPa até 240 kPa, e o ângulo de atrito drenado do lastro diminuía desde 67° até 46° (Fig. 2.16). Eles concluíram que altos valores de ângulo de atrito a baixas pressões confinantes são relacionadas a baixas forças de contato bem abaixo da resistência de quebra dos grãos e a capacidade dos agregados para dilatar a baixos níveis de tensões.

Marsal (1967) mostrou que o cisalhamento do enrocamento causou uma quantidade significativa de quebra de partículas e que a quebra de granito-gnaiss aumentou com o incremento da tensão confinante. Vesic e Clough (1968) concluíram que quando a tensão principal normal incrementa, a quebra é mais pronunciada e os efeitos da dilatação desaparecem gradualmente.

Indraratna et al. (1993) indicaram que a maior redução no ângulo de atrito a altas tensões confinantes é provavelmente associada com o esmagamento de partículas angulosas. Embora o lastro seja submetido a baixas tensões confinantes na ferrovia, também sofre quebra de partículas, esmagamento, abrasão e desgaste sob carregamento cíclico do tráfego (Jefferies, 1989; Selig, 1994; Indraratna, 2000). Indraratna et al. (1998) apresentaram evidência experimental que a quebra de lastro do basalto latito pode aumentar cerca de 10 vezes quando a pressão confinante aumenta de 1 kPa até 240 kPa.

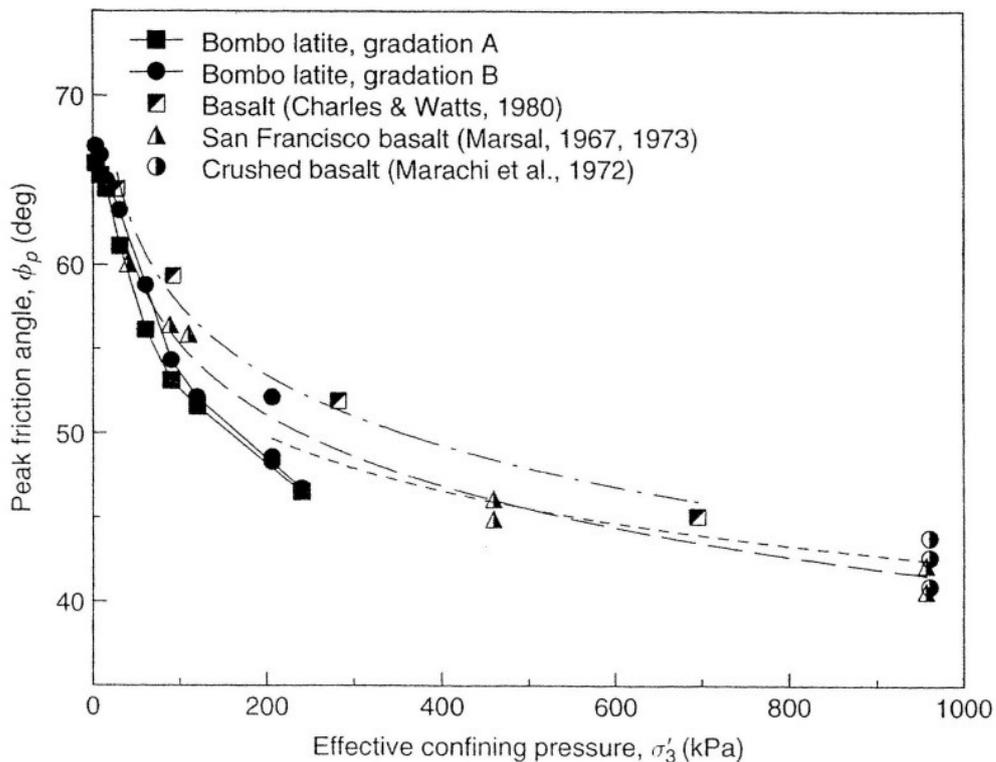


Figura 2.16. Influência da pressão confinante no ângulo de atrito (Indraratna et al, 1998).

2.3.2 História de tensões

Até a década de 1950, a massa do solo era considerada de comportamento similar a sólidos perfeitamente plásticos. Drucker et al. (1957) provavelmente foram os primeiros, entre alguns outros, a considerar solos como materiais plásticos com endurecimento. Com suas teorias de work-hardening, eles explicaram o comportamento de mudança de volume de argilas durante o carregamento, descarregamento e recarregamento num ensaio de adensamento, e propuseram possíveis superfícies de escoamento para adensamento (Drucker, 1957). Desde a publicação dos seus conceitos e

explicações, solos foram considerados como material plástico de endurecimento e os pesquisadores têm conhecido a influencia da história de tensões previa no comportamento de deformação dos solos.

Diyaljee (1987) conduziu uma série de ensaios cíclicos no laboratório para pesquisar os efeitos da história de tensões no comportamento do lastro. Em cada teste, ele aplicou várias tensões desviadoras cíclicas (70 – 315 kPa) em vários estágios (10,000 ciclos cada) em corpos de prova de lastro idênticos (mesma graduação, densidade e confinamento). Ele encontrou que dois corpos-de-prova (T3 e T4, Fig. 2.17a) no 2º estágio de carregamento (140 kPa) deformaram quase o mesmo que os corpos de prova T5 e T6 no estágio 1 com a mesma carga (140 kPa) sem historia de tensões prévias, os corpos de prova tiveram uma história de tensões previa de carregamento cíclico de 70 kPa no estágio 1. O estágio 1 de carregamento é 50% do estágio 2 de carregamento e tem uma influência quase desprezível na deformação plástica acumulada que acontece durante o estágio 2 de carregamento. Ao contrário, corpos de prova T4 e T9 (Fig. 2.17b) com uma história de tensões máxima de 210 kPa, mostrou um mínimo incremento de deformação plástica na tensão cíclica de 245 kPa comparado ao corpo de prova T13 no mesmo carregamento sem história de tensões previa.

Diyaljee (1987) concluiu que uma história de tensões previa maior do que 50% da tensão desviadora cíclica atual aplicada, diminui significativamente a deformação plástica acumulada no lastro. No entanto, a história de tensões menor que 50% da tensão desviadora cíclica atual aplicada não contribui para a acumulação da deformação plástica. Seus resultados concordam com as pesquisas da Office of Research and Experiments of the International Union of Railways (1974).

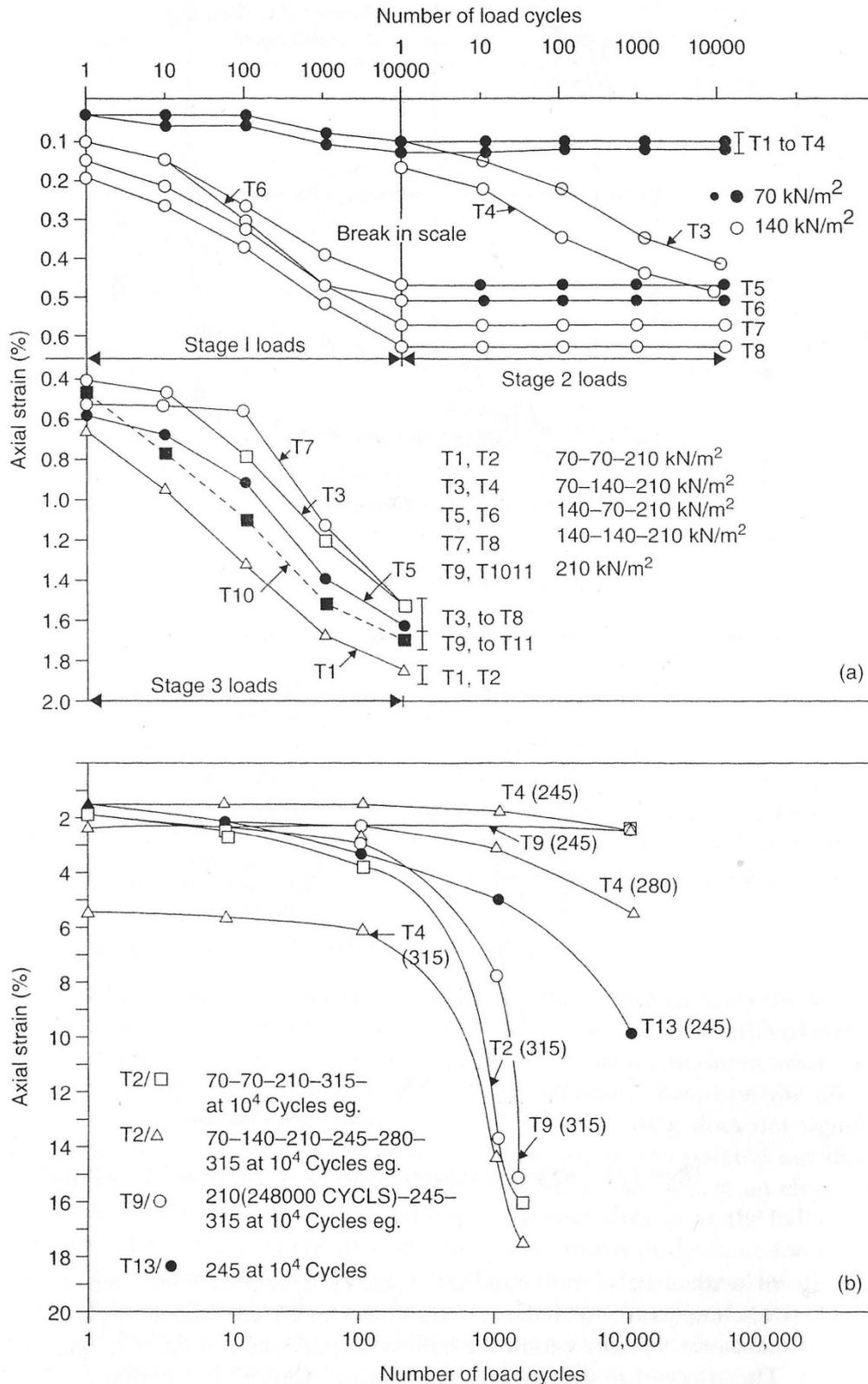


Figura 2.17. Efeitos da história de tensões na deformação do lastro sob carregamento cíclico. (a) Tensão desviadora até 210 kPa, (b) Tensão cíclica acima de 210 kPa (Diyaljee, 1987).

2.3.3 Estado de tensões atual

O estado de tensões atual também influencia o comportamento de deformação e degradação do lastro. O estado de tensões é definido pelas nove componentes do tensor de tensões, σ_{ij} , onde, $i=1,2,3$; $j=1,2,3$ (Chen, 1982). No entanto, devido às dificuldades e complexidades, decorrentes do tratamento com estes elementos de tensões e suas dependências da rotação de eixos, invariantes do tensor de tensões são convencionalmente utilizadas para descrever o estado de tensões (Chen, 1982). Na mecânica dos solos, o estado de tensões e o critério de ruptura são usualmente definidos por duas invariantes de tensões: a tensão principal normal efetiva p' , e a tensão desviadora q (Roscoe, 1958; Roscoe, 1963).

Roscoe e colaboradores desenvolveram o primeiro modelo constitutivo tensão-deformação abrangente para argilas baseado na teoria da plasticidade e os estados críticos, isto é, Cam-clay (Roscoe 1958, Roscoe 1963, Roscoe 1968). Eles mostraram que o acréscimo de deformação plástica depende do estado de tensões e outras variáveis. Na medida em que o estado de tensões e outras variáveis de estado (índice de vazios) de um elemento de solo se direciona para o estado crítico, a taxa da deformação cisalhante plástica correspondente a algum incremento de carga, será maior. No estado crítico, a deformação cisalhante continua incrementando-se com tensão e volume constante, segundo as teorias expostas.

Poorooshab et al. (1966) estudaram o escoamento de areias sob compressão triaxial e mostrou que a declividade do incremento da deformação plástica acrescenta um valor pequeno (ou zero) até um valor alto a medida que o estado de tensões se direciona para a envoltória de ruptura (Fig. 2.18). Num estado de tensões próximo à linha de ruptura, a declividade alta do incremento da deformação plástica indica que o incremento da deformação cisalhante plástica é maior que o incremento da deformação volumétrica plástica. Outros pesquisadores também relataram efeitos similares do estado de tensões na deformação plástica de solos e agregados granulares (Dafalias e Herrman, 1982; Lade, 1977).

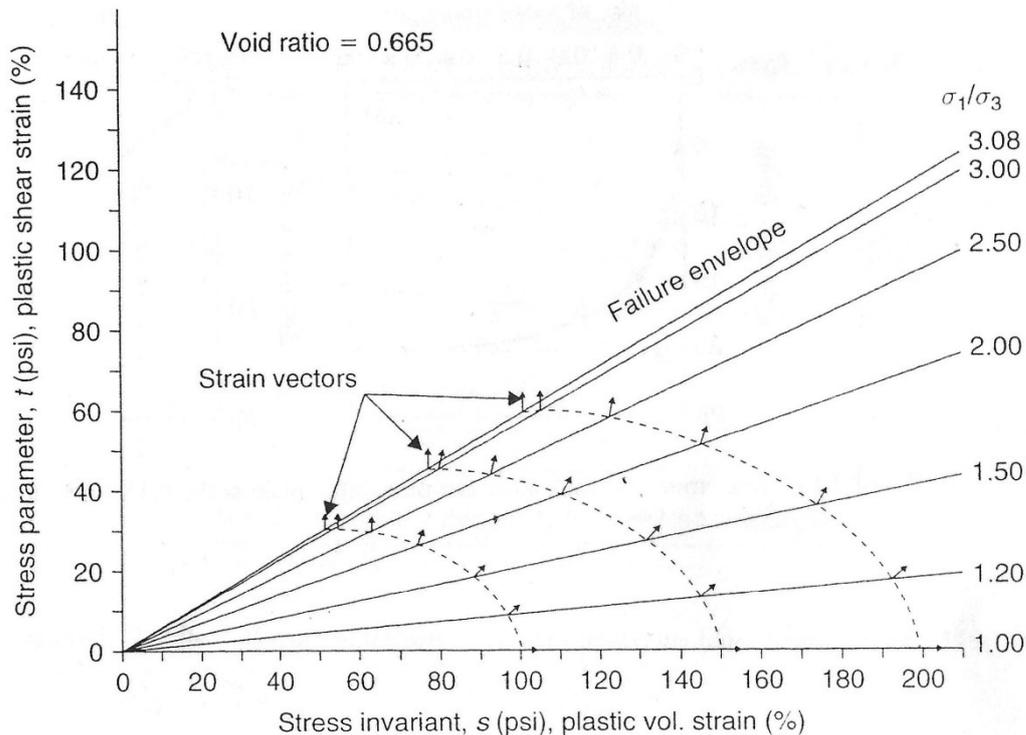


Figura 2.18. Efeitos do estado de tensões nas deformações plásticas (Porooshab et al, 1966)

2.3.4. Número de ciclos de carga

Engenheiros ferroviários têm reconhecido a influência do número de ciclos de carga na acumulação da deformação plástica do lastro e outros materiais granulares. Um incremento do número de ciclos de carga geralmente aumenta o recalque e a deformação lateral de partículas granulares, incluindo neste comportamento o lastro (Indraratna et al, 2011).

Shenton (1975) relatou que o recalque da ferrovia imediatamente após a socaria aumentou a uma taxa decrescente com o número de eixos (Fig. 2.19 a). Ele também indicou que o recalque da ferrovia pode ser aproximado por uma relação linear com o logaritmo dos ciclos de carga (Fig. 2.19 b). Raymond et al. (1975) também demonstraram que deformações axial e volumétrica do lastro dolomítico cresceram linearmente com o logaritmo de ciclos de carga, independentemente da amplitude de carga (Fig. 2.20). Observações similares foram também relatadas por outros (Selig, 1994; Raymond, 1994). Ao contrário, Raymond e Dyaljee (1979) apresentaram evidência que a deformação plástica acumulada do lastro não pode ser relacionada linearmente ao logaritmo de ciclos de carga para todos os tipos de lastro, gradação e grandezas de carregamento.

Diyaljee (1987) relatou que a deformação plástica do lastro também aumenta não-linearmente com o incremento no logaritmo de ciclos de carga a uma tensão desviadora maior (Fig. 2.20).

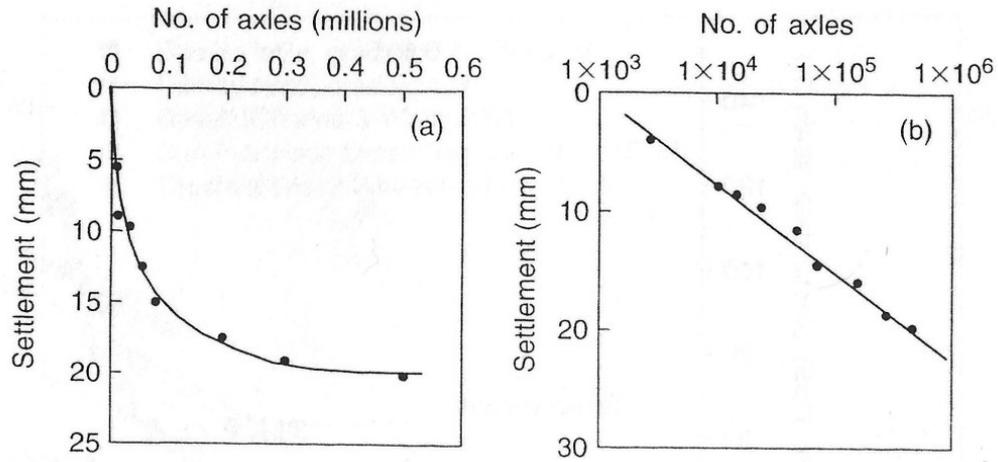


Figura 2.19. Recalque de via após socaria, (a) em escala normal, (b) em escala semi-log (Shenton, 1975)

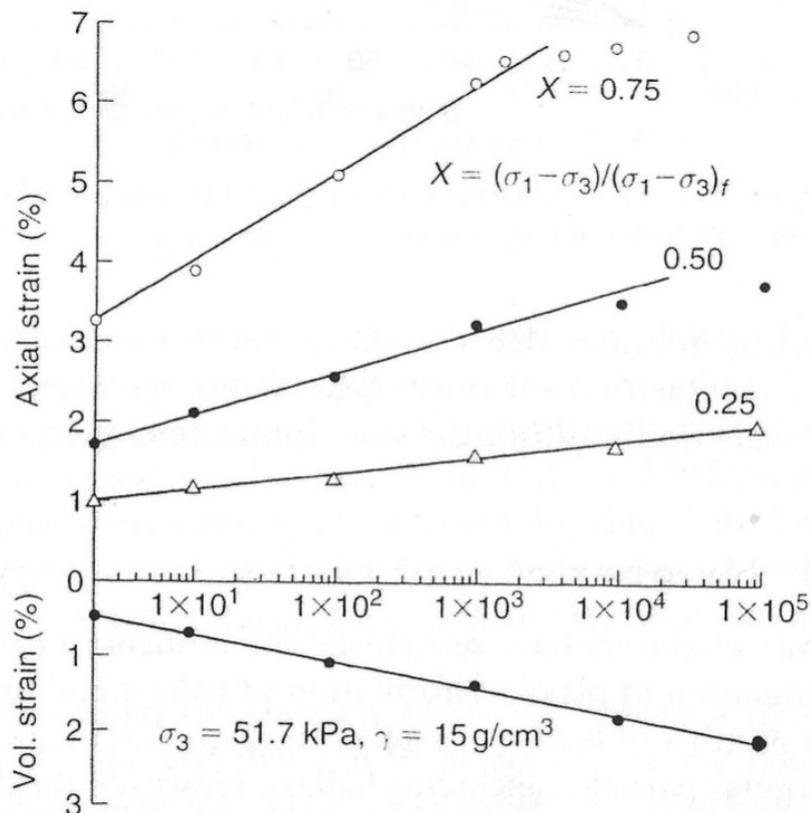


Figura 2.20. Efeitos de ciclos de carga nas deformações axial e volumétrica (Raymond et al, 1975).

Shenton (1975) examinou uma ampla faixa de dados de recalque de via coletados de diferentes partes do mundo e concluiu que a relação linear do recalque da via com o logaritmo dos ciclos de carga ou tonelagem total poderia ser uma razoável aproximação durante um curto período de tempo. No entanto, esta aproximação pode levar a uma significativa subestimativa para um grande número de ciclos de carga (Fig. 2.21).

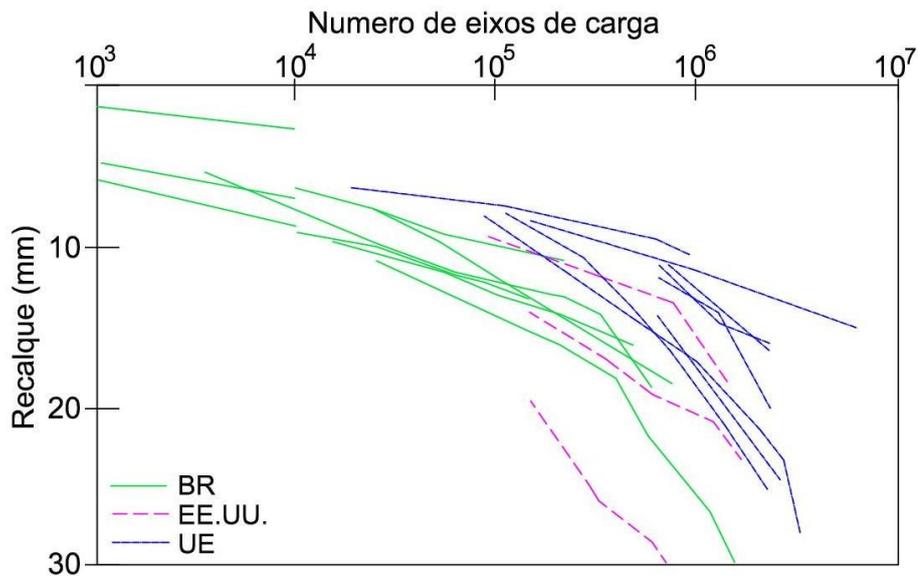


Figura 2.21. Recalque de via em diferentes partes do mundo (Shenton, 1975).

Jeffs e Marich (1987) fizeram uma série de ensaios de carga cíclica sobre lastro e indicaram um rápido incremento no recalque inicial, seguido por uma zona estável com um incremento linear no recalque (Fig. 2.22). Eles perceberam um aumento repentino na taxa de recalque na zona estável (post-compactação), a qual eles atribuíram a uma “re-compactação” do lastro. Jeffs e Marich atribuíram isto a uma ruptura dos pontos de contato das partículas dentro da camada de lastro causando um incremento repentino na taxa de recalque. O efeito de re-compactação foi percebido ao redor dos 100.000 ciclos de carga após a qual a taxa de recalque tornou-se quase constante.

Ionescu et al. (1998) conduziram uma série de ensaios triaxiais verdadeiros em lastro de basalto e concluíram que o comportamento do lastro é altamente não linear sob carregamento cíclico (Fig. 2.23). Eles relataram um rápido incremento no recalque inicial (similar a Jeffs e Marich, 1987) durante os primeiros 20.000 ciclos de carga, seguido por um estágio de consolidação até ao redor de 100.000 ciclos. Ionescu et al. indicaram que a camada de lastro

estabilizou durante os primeiros 100.000 ciclos, após os quais, o recalque aumentou a uma taxa decrescente.

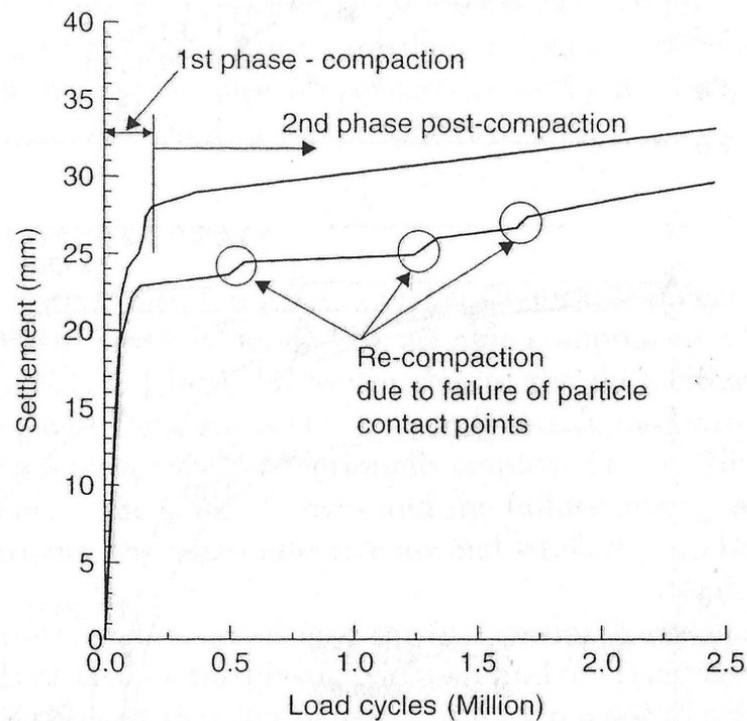


Figura 2.22. Recalque de lastro sob carregamento cíclico (Jeffer e Marich, 1987).

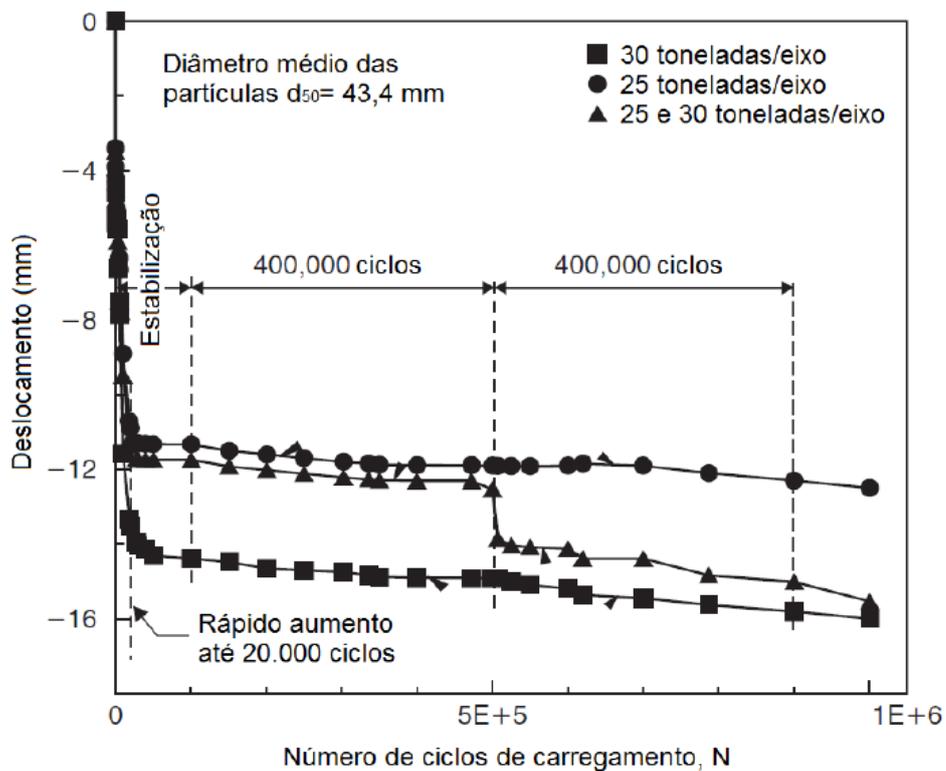


Figura 2.23. Recalque de lastro sob carregamento cíclico (Ionescu et al, 1998).

2.3 Degradação da Partícula

Marsal (1967) percebeu uma quantidade significativa de quebra de partículas durante os ensaios triaxiais de grandes dimensões em materiais de enrocamento e propôs um índice de quebra de partículas (B_g). O método de Marsal envolve a avaliação da mudança da distribuição granulométrica dos agregados após a quebra, onde os corpos-de-prova antes e depois de cada ensaio são peneirados. Das mudanças registradas na graduação das partículas, a diferença em percentagem retida em cada peneira ($\Delta W_k = W_{ki} - W_{kf}$) é computada, onde, W_{ki} representa a percentagem retida na peneira tamanho k antes do ensaio W_{kf} é a percentagem retida na mesma peneira após o ensaio. Ele percebeu que algumas destas diferenças eram positivas e outras negativas. Teoricamente, a soma de todos os valores positivos de ΔW_k deveria ser igual à soma de todos os valores negativos. Marsal definiu o índice de quebra B_g , como a soma dos valores positivos de ΔW_k , expresso como percentagem. O índice de quebra B_g , tem um limite inferior de zero indicando a ausência de quebra, e tem um limite superior teórico de um (100%) representando que todas as partículas quebraram para tamanhos menores que a peneira mais fina utilizada. Este método implica que B_g pode mudar se um diferente conjunto de peneiras é usado. Portanto, o mesmo conjunto de peneiras deve ser usado para todos os materiais do lastro para permitir comparações a respeito da quebra.

Indraratna et al. (2005) e Lackenby et al. (2007) introduziram um novo índice de quebra de lastro (BBI) especificamente para lastro ferroviário para quantificar a dimensão da degradação. A avaliação de BBI quantifica a mudança na distribuição do tamanho das partículas antes e depois do ensaio (Fig. 2.24). Adotando um eixo de tamanho de partícula linear, BBI pode ser determinado da equação 2.4, onde os parâmetros A e B são definidos na Fig. 2.28.

$$BBI = C/(C+D) \quad (2.4)$$

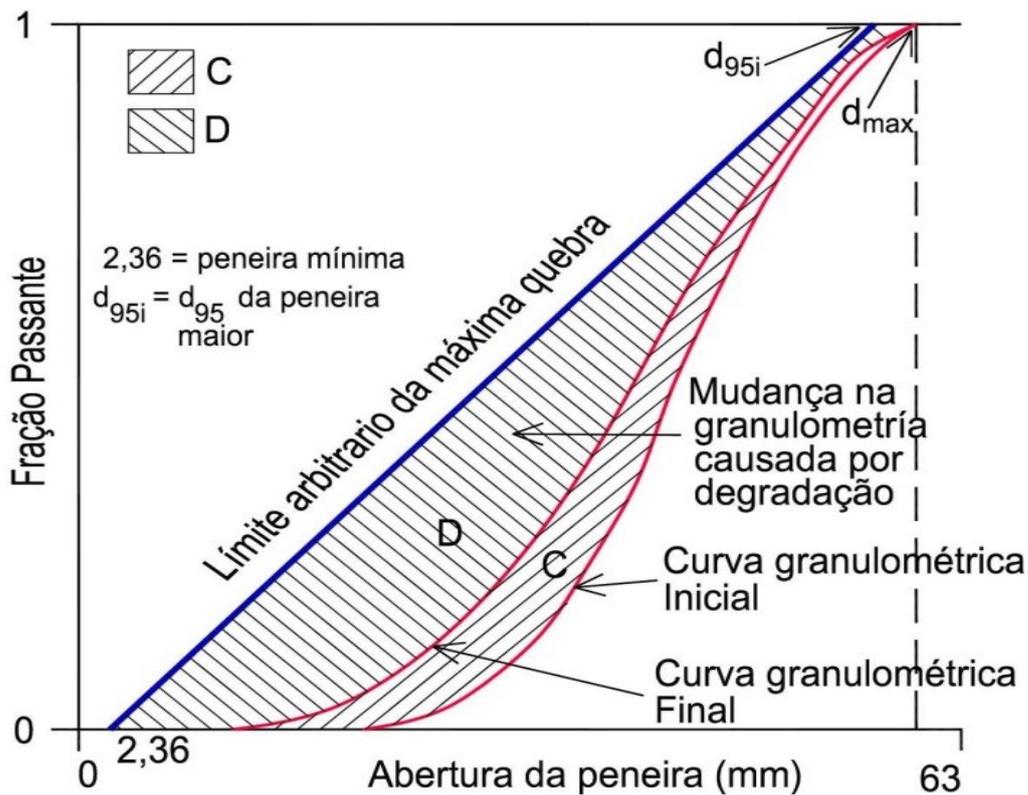


Figura 2.24. Avaliação do Índice de Quebra de Lastro (Indraratna et al. 2005)

Numa tentativa para correlacionar a resistência dos agregados com a quebra das partículas, Marsal (1967) plotou a razão de tensões principais de pico (σ_1/σ_3) contra o índice de quebra Bg (Fig. 2.29). Concluiu que a resistência ao cisalhamento diminui com o incremento da quebra de partículas. No entanto nenhuma correlação distinta pôde ser estabelecida entre a razão de tensões principais na ruptura e pequenos valores de quebra de partículas (<15%). Os dados do ensaio de Marsal definiram um limite inferior de (σ_1/σ_3) contra a quebra (Fig. 2.25). Ao contrário, Miura e O-hara (1979) definiram a razão do incremento de área superficial ao incremento de trabalho plástico (dS/dW) como a taxa de quebra de partículas. Eles relataram que a razão de tensões principais na ruptura diminui linearmente com o incremento da taxa de quebra de partículas na ruptura (dS/dW)_f, como mostrado na Figura 2.26.

Indraratna et al. (1998) apresentaram uma correlação entre o índice de quebra de partículas, razão de tensões principais e ângulo de atrito de pico de lastro ferroviário, como mostrado na figura 2.27. Eles indicaram que ambos, a razão de tensões principais de pico e o ângulo de atrito de pico do lastro, diminuem quando o índice de quebra aumenta a altas pressões confinantes.

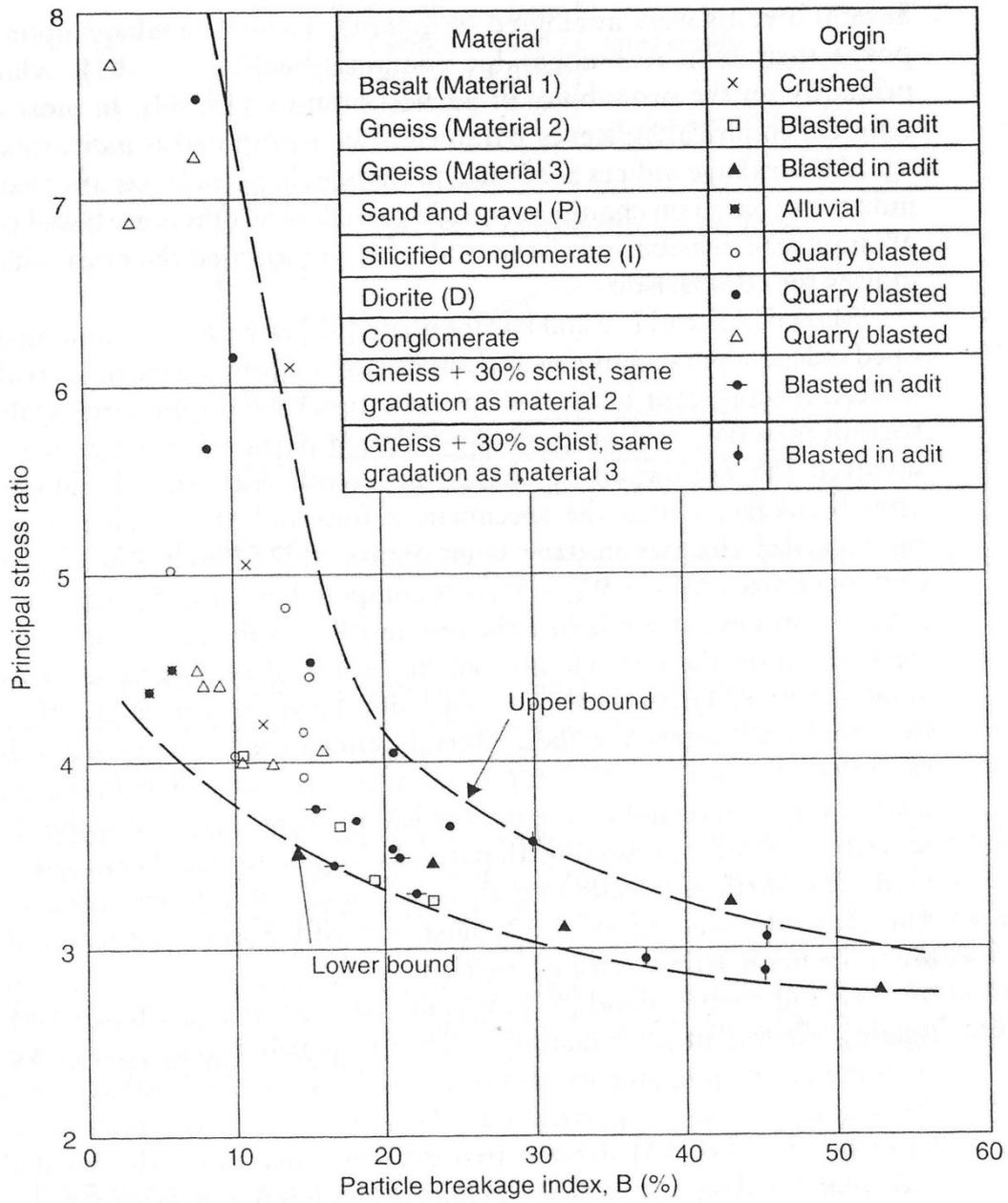


Figura 2.25. Efeito da quebra de partículas na razão de tensões principais na ruptura (Marsal, 1967).

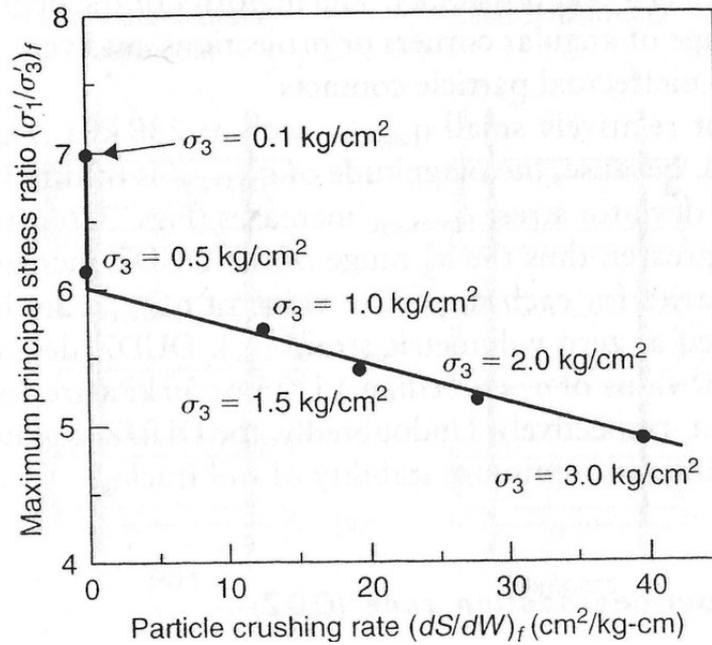


Figura 2.26. Efeito da taxa de quebra de partículas na razão de tensões principais na ruptura (Miura e O-hara, 1979).

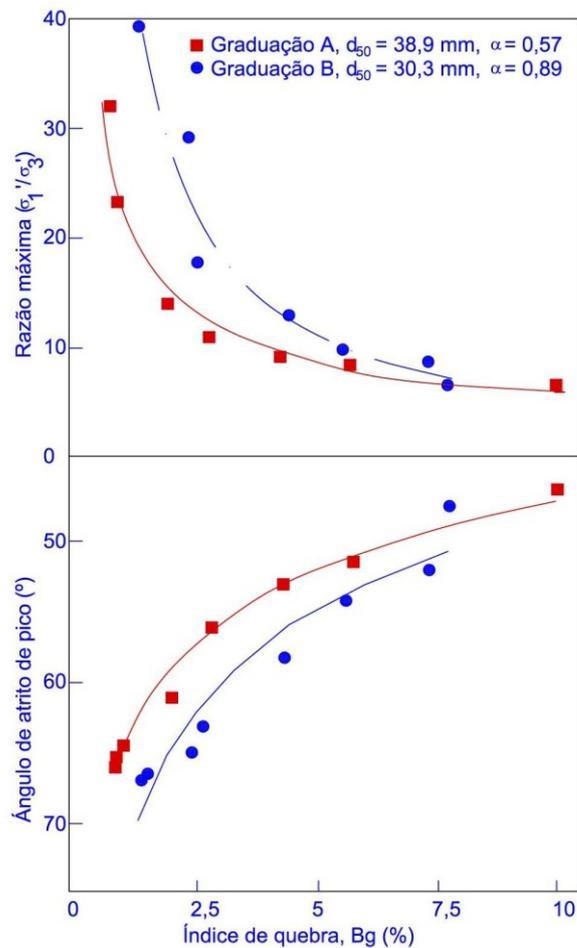


Figura 2.27. Influência da quebra de partículas na razão de tensões principais e o ângulo de atrito (Indraratna et al., 1998)