

2. Revisão bibliográfica

2.1. Definição de conglomerado

Do ponto de vista geológico, os conglomerados são um tipo de rocha granular, de origem sedimentar, composta por cascalhos e pedregulhos arredondados (blocos) embebidos em uma matriz de menor granulometria, que pode estar cimentada. Os blocos arredondados indicam que foram transportados da sua fonte original (por exemplo, rios ou glaciares) ou ficaram expostos a um ambiente de alta energia (por exemplo, uma praia atingida pelas ondas). A matriz pode ser formada apenas por material de cimento, usualmente calcita, sílica ou materiais argilosos autigênicos (Middleton, 2003), ou estar composta por cimento, areia, silte e/ou argila.

Na sedimentologia emprega-se o termo *rudítico* para definir as rochas de grão grosso. Uma rocha rudítica é uma rocha onde, pelo menos, um quarto do volume dos sedimentos são partículas com um diâmetro maior de 2 mm (Richard, 2000). As rochas rudíticas são formadas pelo transporte, sedimentação e cimentação de grãos de rochas existentes. As rochas rudíticas podem ser divididas em brechas, quando suas partículas são angulosas, ou conglomerados quando as partículas são arredondadas pelo transporte (Akram, 2010). Segundo Koster & Steel (1984), a maior parte das rochas rudíticas na terra são conglomerados.

Segundo Berkman (2001), na engenharia geológica um conglomerado corresponde a uma rocha sedimentar que contém mais de 50% de cascalho, seixo ou pedregulho (blocos de rocha maiores de 4,75 mm), rodeado por uma matriz cimentada. Se a quantidade de blocos é menor de 50%, a rocha é descrita como um arenito de grão grosso ou um arenito com pedregulho.

2.2. Classificação dos conglomerados

2.2.1. Classificação geológica dos conglomerados

Richard (2000) propôs que os conglomerados podem ser divididos segundo sua composição em três tipos:

2.2.1.1. Conglomerados vulcânoclásticos

Conhecidos usualmente como *aglomerados*. São formados por erupções explosivas e pelo escorregamento de detritos, ambos dentro de uma caldeira ou nos flancos dos vulcões. Este tipo de depósito é em geral pouco comum na crosta terrestre, principalmente pela instabilidade dos minerais vulcânicos as temperaturas e pressões presentes na superfície. Usualmente são encontrados intercalados entre fluxos de lava em zonas vulcânicas (Richard, 2000).

Segundo Richard (2000), a matriz dos aglomerados pode conter por dois tipos de materiais: (a) areias vulcânicas, formadas pelo processo de erosão, no ar ou na água, que atua nas rochas vulcânicas; (b) cinzas vulcânicas, expulsadas durante erupções vulcânicas. Os blocos no aglomerado podem ser piroclastos (“*bombas vulcânicas*”) ou detritos da erosão de materiais vulcânicos.

2.2.1.2. Conglomerados carbonáticos

Também chamados de *calciruditos*. Os conglomerados carbonáticos de origem continental são raros devido à sua alta solubilidade nas águas subterrâneas ácidas. Os conglomerados carbonáticos marinhos são mais comuns, o mais conhecido exemplo deste tipo de conglomerado é a *rocha de coral* (Richard, 2000).

2.2.1.3. Conglomerados terrígenos

Os conglomerados *terrígenos* são os mais comuns na superfície da terra. Sua origem é normalmente aluvial (ao longo de fan depósitos) ou glacial (Richard, 2000). Os conglomerados terrígenos (em geral, as rochas clásticas de grão

grosso) são depositados ao pé das encostas ou em bacias sedimentares pouco profundas, situadas perto das encostas que aportam o sedimento grosso. Pouco tempo depois de serem depositados possuem uma alta porosidade e permeabilidade, o que permite uma rápida infiltração da matriz quando ainda não apresentam cimentação.

Pela textura, os conglomerados podem ser divididos em dois tipos (Tucker, 2001): (a) conglomerados suportados pelos blocos (Figura 2.1a), e (b) conglomerados suportados pela matriz (Figura 2.1b). Os conglomerados suportados pela matriz são chamados também de *diamictos*. Neste tipo de conglomerado, os blocos raramente apresentam contato uns com outros, ficam dispersos na matriz. São associados com depósitos de fluxos de lodos com blocos ou depósitos glaciares (Richard, 2000). Nos conglomerados suportados pelos grãos, os blocos ficam interconectados uns com outros e a matriz (usualmente areia mal graduada e argila) preenche os vazios entre os blocos. Podem ser associados, principalmente, com depósitos aluviais. Os conglomerados suportados pelos blocos são muito mais comuns que os conglomerados suportados pela matriz (Akram, 2010).

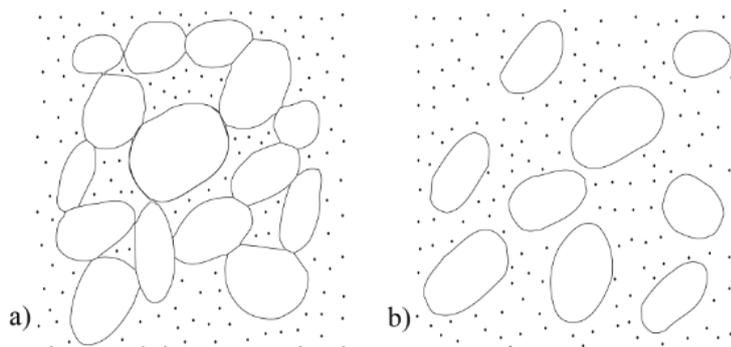


Figura 2.1 – Exemplo de conglomerado: a) suportado pelos blocos, b) suportado pela matriz (Modificado de Tucker, 2001).

Segundo Tucker (2001), os conglomerados podem ser divididos segundo a composição dos blocos em: (a) polimíticos, e (b) oligomíticos ou monomíticos. Os blocos dos conglomerados polimíticos são compostos por mais de um tipo de rocha. Em contrapartida, os blocos dos conglomerados oligomíticos são compostos por um só tipo de rocha. Enquanto os conglomerados polimíticos apresentam uma composição diversa, os conglomerados oligomíticos são geralmente quartzosos (principalmente pela estabilidade química da sílica). Os conglomerados polimíticos

são geralmente formados pela agração em zonas tectonicamente ativas, onde são vertidas cunhas de fanglomerados. Reciprocamente, os conglomerados oligomíticos são geralmente produtos da degradação em zona tectonicamente estáveis (Richard, 2000).

Uma terceira divisão dos conglomerados pode ser realizada com base na origem de seus blocos (Tucker, 2001): (a) extraformacionais, e (b) intraformacionais. Os conglomerados extraformacionais ou exóticos são compostos por blocos que tem sua origem fora da bacia de deposição. Os conglomerados intraformacionais são compostos por blocos que foram formados na bacia de deposição (Richard, 2000).

Em geral, ainda não existe um esquema de nomenclatura e classificação geológica para os conglomerados (Richard, 2000). A Tabela 2.1 apresenta um resumo da terminologia utilizada na descrição dos conglomerados considerando sua textura, composição e origem.

Tabela 2.1 – Nomenclatura dos conglomerados (Richard, 2000).

I. Textura	Orthoconglomerado: conglomerado suportado pelos blocos Paraconglomerado (diamictite): conglomerado suportado pela matriz
II. Composição	Polimítico: os blocos são compostos por vários tipos de rochas Oligomíticos (monomítico): os blocos são compostos por um só tipo de rocha
III. Origem	Intraformacional: os blocos têm origem na mesma bacia Extraformacional: os blocos têm origem fora da bacia

Para complementar a classificação geológica, deve ser realizada a descrição morfológica dos blocos que compõem o conglomerado. A morfologia dos blocos pode ser descrita segundo a *esfericidade* e *arredondamento*. Segundo Tucker (2001), a esfericidade é uma medida de quão próximo a forma dos grãos está de uma esfera; o arredondamento mede a curvatura dos cantos dos grãos e seis classes, a partir de muito anguloso até bem arredondado, são geralmente distinguidas (Figura 2.2).

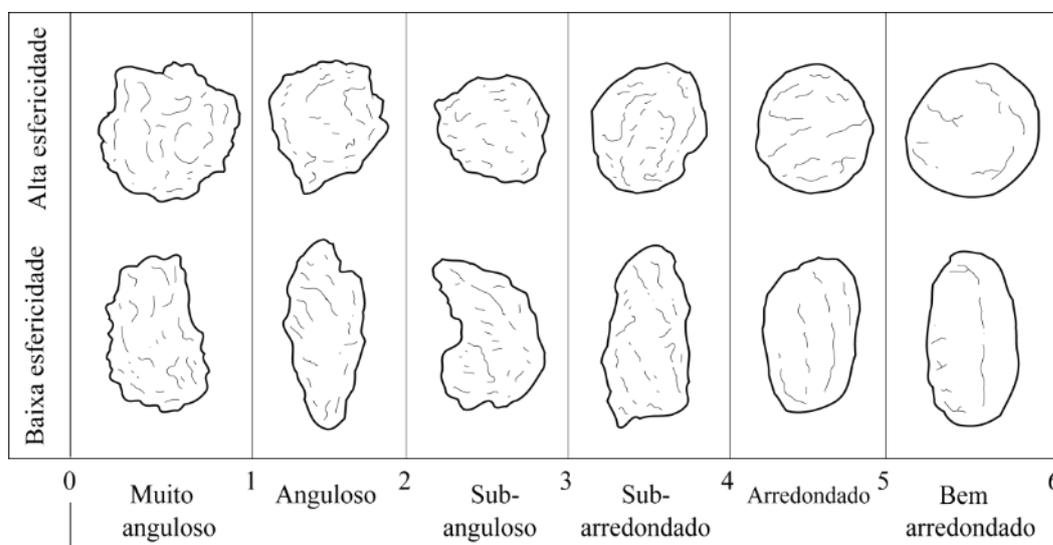


Figura 2.2 – Classes de arredondamento de grãos sedimentares. Para cada classe é apresentado um grão de baixa e outro de alta esfericidade (Modificado de Tucker, 2001).

2.2.2.

Classificação geomecânica da Sociedade Japonesa de Geotecnia (JGS)

Os sistemas de classificação geomecânica que utilizam valorações numéricas da qualidade da rocha, por exemplo, o sistema *RMR* (Bieniawski, 1973) e o sistema *Q* (Barton *et al.*, 1974) foram desenvolvidos em rochas duras fraturadas. Por isso, sua aplicabilidade é limitada em maciços rochosos rudíticos similares aos conglomerados analisados nesta pesquisa (Osada *et al.*, 2005).

Em vista disso, a Sociedade Japonesa de Geotecnia (JGS) desenvolveu um método de classificação do maciço rochoso mais geral, o qual pode ser utilizado em maciços rochosos constituídos por conglomerados (JGS, 2004). Os principais objetivos do método da JGS são (Osada *et al.*, 2005): (a) identificar as propriedades fundamentais do maciço rochoso, e (b) designar uma classe que descreva as características do maciço rochoso para determinar seu comportamento mecânico.

Além disso, o método de classificação da JGS pode ser utilizado para (Osada *et al.*, 2005): (a) compreender o estado atual do maciço rochoso; (b) compartilhar informação sobre o maciço rochoso em uma formatação padrão; (c) estimar as propriedades geotécnicas nas primeiras etapas de investigação; (d) planificar as investigações e ensaios para obter os parâmetros de projeto; (e) obter dados para realizar o modelo geotécnico do maciço rochoso; e (f) obter

informações básicas para avaliar o comportamento do maciço rochoso nas diferentes etapas de um projeto: estudos básicos, projeto, construção e operação.

O sistema de classificação da JGS está constituído por três etapas de classificação (Osada *et al.*, 2005):

1. Na primeira etapa o material rochoso é classificado segundo sua resistência à compressão uniaxial (*UCS*). O maciço rochoso é classificado como maciço rochoso duro [H] se seu valor de *UCS* é igual o maior de 25 MPa. Assim, o maciço rochoso é classificado como maciço rochoso brando [S] se seu valor de *UCS* é menor de 25 MPa.
2. A segunda etapa da classificação é baseada na estrutura da rocha ou no tamanho dos grãos. Maciços rochosos duros [H], podem ser classificados como maciços {M} ou folheados {F} dependendo das estruturas presentes na rocha. Por sua vez, maciços rochosos brandos [S], são classificados como maciços {M} se os materiais constituintes são homogêneos; rudíticos {R} se os materiais constituintes são fragmentos (blocos) e matriz; e interestratificados {B} se os materiais constituintes são camadas finas.
3. Na terceira etapa o maciço rochoso é classificado segundo os índices das classes e subclasses que condicionam seu comportamento mecânico.

Segundo as primeiras duas etapas do método de classificação da JGS, um maciço rochoso constituído por conglomerados pode ser classificado como um maciço brando - rudítico (SR). Na terceira etapa da classificação dos conglomerados são utilizadas a Figura 2.3 e as tabelas 2.2 e 2.3.

A principal limitação do método de classificação proposto pela JGS é não apresentar uma escala numérica para valorar a qualidade da rocha e, em geral, a definição das classes de rocha não tem implícita uma indicação da qualidade. Porém, guia o usuário a focar as investigações geotécnicas detalhadas para a caracterização do maciço rochoso.

Segundo Osada *et al.* (2005), as principais características que condicionam as propriedades dos maciços rochosos brandos – rudíticos (SR), como os conglomerados analisados nesta pesquisa, são: (a) a resistência da matriz e (b) as características dos blocos: resistência, tamanho (diâmetro) e conteúdo volumétrico.

Maciço Rochoso Brando, [S]						
Rudítico, {R}						
		Porcentagem de blocos				
		50		20		
		I	II	III	IV	
Resistência da matriz, MPa	D	D _I	D _{II}	D _{III}	D _{IV}	
	10	E	E _I	E _{II}	E _{III}	E _{IV}
	5	F	F _I	F _{II}	F _{III}	F _{IV}
	1	G	G _I	G _{II}	G _{III}	G _{IV}
	No.	Grau de alteração	Tamanho dominante das partículas da matriz	Conteúdo de blocos	Tamanho dominante dos blocos	Resistência dos blocos
	1	w ₁	p ₁	b ₁	g ₁	h ₁
	2	w ₂	p ₂	b ₂	g ₂	h ₂
3	w ₃	p ₃	b ₃	g ₃	h ₃	
4	w ₄	p ₄		g ₄	h ₄	
5	w ₅	p ₅	b ₅	g ₅	h ₅	
6	w ₆				h ₆	
7					h ₇	

Figura 2.3 – Sistema de classificação de maciços rochosos segundo suas propriedades fundamentais - extrato aplicável aos conglomerados (Modificado de Osada *et al.*, 2005).

Tabela 2.2 – Parâmetros de classificação e classes para maciços rochosos brandos (Osada *et al.*, 2005).

Parâmetro de classificação	Classe						
Resistência da matriz (MPa)	D 25 – 10		E 10 – 5		F 5 – 1		G <1
Tamanho de grão dominante (mm)	I > 2		II 2 – 0,063		III 0,063 – 0,002		IV < 0,002
Porcentagem de blocos	I > 50%		II 50% – 20%		III 20% – 10%		IV < 10%
Grau de alteração	w ₁	w ₂	w ₃	w ₄	w ₅	w ₆	
Tabela 2.3							
Tamanho dominante das partículas da matriz (mm)	p ₁ > 2		p ₂ 2 – 0,063		p ₃ 0,063 – 0,002		p ₄ < 0,002
Porcentagem de blocos de tamanho grande	b ₁ ≥ 10%				b ₂ < 10%		
Tamanho dominante dos blocos (mm)	g ₁ > 630		g ₂ 630 – 200		g ₃ 200 – 63		g ₄ < 63
Resistência dos blocos (MPa)	h ₁ > 100	h ₂ 100 – 50	h ₃ 50 – 25	h ₄ 25 – 10	h ₅ 10 – 5	h ₆ 5 – 1	h ₇ < 1

Tabela 2.3 – Classes de grau de alteração do maciço rochoso (Osada *et al.*, 2005).

Grau de alteração	Descrição	Classe
Fresco	Não existe alteração visível no material rochoso. Não se apresenta ou leve mudança de cor é observada na parede das descontinuidades.	w ₁
Levemente alterado	Mudança de cor é visível no material rochoso e/ou nas descontinuidades.	w ₂
Alterado	Mudança de cor no material rochoso. Menos da metade do maciço rochoso apresenta descoloração. A estrutura e descontinuidades originais do material rochoso são ainda visíveis.	w ₃
Muito alterado	Mudança de cor no material rochoso. Mais da metade do maciço rochoso apresenta descoloração. A estrutura e descontinuidades originais do material rochoso são ainda visíveis.	w ₄
Totalmente alterado	Todo o material rochoso apresenta se alterado. Porém, a estrutura e descontinuidades originais do material rochoso são ainda visíveis.	w ₅
Solo residual / material alterado	O material rochoso está totalmente alterado. A estrutura original do maciço rochoso está totalmente destruída.	w ₆

2.2.3. Índice *RMi*

O índice *RMi* (*Rock Mass Index*) proposto por Palmstrom (1995) pode ser utilizado em maciços rochosos massivos, e representa de forma aproximada o valor da resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso. A forma básica do índice *RMi* para maciços rochosos massivos (como os conglomerados estudados) é a seguinte:

$$RMi \approx \sigma_{cm} = \sigma_c \times f_\sigma \quad 2.1$$

Onde σ_{cm} é a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso, σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha obtida em amostras de 50 mm de diâmetro, e f_σ é um parâmetro de ajuste que leva em conta o efeito da escala na resistência. Segundo Stille & Palmstrom (2003), para maciços rochosos massivos $f_\sigma \approx 0,5$.

O índice *RMi* é um típico método para projeto empírico de escavações subterrâneas, e não um sistema de classificação propriamente dito (Stille & Palmstrom, 2003). Porém, Palmstrom (1995) propõe que o maciço

rochoso pode ser qualificado considerando o valor do índice RMi em sete diferentes classes (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Classificação da resistência do maciço rochoso segundo o índice RMi (Palmstrom, 1995).

RMi (MPa)	Classe
<0,001	Extremadamente fraco
0,001 – 0,01	Muito fraco
0,01 – 0,1	Fraco
0,1 – 1	Moderadamente forte
1 – 10	Forte
10 – 100	Muito forte
>100	Extremadamente forte

2.2.4. Índice de velocidade

Segundo Deere *et al.* (1967), o índice de velocidade $(V_F/V_L)^2$ é definido como o quadrado da razão da velocidade de onda compressional medida no campo (V_F) e a velocidade de onda compressional medida no laboratório (V_L). McDowell (1993) apresenta a mais recente classificação da qualidade da rocha segundo o valor do índice de velocidade (Tabela 2.5), onde são levados em conta os principais resultados das investigações realizadas neste tópico.

Tabela 2.5 – Classificação da qualidade da rocha segundo o índice de velocidade (McDowell, 1993).

Índice de velocidade, $(V_F/V_L)^2$	Descrição da qualidade
0 – 0,2	Muito pobre
0,2 – 0,4	Pobre
0,4 – 0,6	Média
0,6 – 0,8	Bom
0,8 – 1	Exelente

2.3. Caracterização geotécnica dos conglomerados

2.3.1. Resistência da matriz

Segundo Osada *et al.* (2005), o método para determinar a resistência da rocha deve ser adotado de acordo com o nível desejado de precisão. O referido autor cita, inclusive, que podem ser utilizadas correlações entre a resistência e índices obtidos de ensaios tais como: velocidade de onda P, ensaio de penetração de agulha, entre outros.

Takahashi *et al.* (1998) reportaram a utilização do ensaio de penetração de agulha na determinação da UCS de conglomerados no Japão. Por outro lado, Ulusay & Erguler (2012) propuseram não utilizar o ensaio de penetração de agulha para determinar a UCS da matriz dos conglomerados, pois a presença dos blocos pode alterar os resultados obtidos. Porém, o método sugerido pela ISRM (Ulusay *et al.*, 2014) não descarta o uso do ensaio de penetração de agulha em materiais clásticos, mas recomenda que seja utilizado com cautela.

Chang & Cheng (2014) estudaram a resistência da matriz de um “depósito de cascalho” em Taiwan utilizando um martelo de baixa energia de impacto, reportando valores de UCS entre 1,3 MPa e 5,2 MPa. No entanto, Kayabali & Selcuk (2010) recomendam não utilizar o martelo Schmidt na estimativa da resistência de rochas brandas ou em rochas não homogêneas (como por exemplo: conglomerados e brechas).

Jiménez *et al.* (2014a) utilizaram 117 ensaios de compressão uniaxial segundo o método sugerido pela ISRM (1979a) e 11 ensaios de compressão triaxial segundo o método sugerido pela ISRM (1978) na determinação da resistência da matriz de amostras de brecha na Costa Rica. A matriz da brecha testada foi considerada um *bimrock* na escala de laboratório, com uma proporção volumétrica de blocos média de 26 por cento. Foram reportados valores de UCS da matriz da brecha entre 1,7 MPa e 17,2 MPa. Jiménez *et al.* (2014b) também utilizaram ensaios de compressão uniaxial na determinação da resistência da matriz de diversos tipos de conglomerados na Costa Rica, reportando valores de UCS da matriz no intervalo de 1 MPa até 30 MPa.

2.3.2. Caracterização dos blocos

2.3.2.1. Resistência

Os blocos do conglomerado são compostos geralmente por rochas com uma UCS maior de 25 MPa, nos quais podem ser utilizados ensaios convencionais de campo ou de laboratório para definir suas propriedades de resistência mecânica, como, por exemplo, ensaios de compressão uniaxial, ensaios de compressão triaxial, martelo Schmidt, teste de carga pontual, entre outros.

2.3.2.2. Tamanho, granulometria, forma e distribuição espacial

Segundo Medley (1994a), o tamanho dos blocos em rochas do tipo *bimrock* (ver 2.4.3) deve ser caracterizado pela *dimensão máxima observável* (d_{mod}). Em duas ou três dimensões, d_{mod} é o comprimento entre os dois pontos mais distantes do perímetro de um bloco, e não necessariamente o “diâmetro” do bloco ou a máxima dimensão possível do bloco. Em uma dimensão, d_{mod} é o comprimento através do bloco, igualmente, pode não ser a maior dimensão possível do bloco.

Medley (2002) apresentou como a estimativa na distribuição do tamanho dos blocos em 3D utilizando medições em 1D possui um grande grau de incerteza, os principais fatores responsáveis pela diferença podem ser: a forma dos blocos, a proporção volumétrica dos blocos, a orientação dos blocos e a longitude total das medições utilizada na estimativa. Porém, indica que das medições em 1D podem ser identificados parâmetros importantes, como, por exemplo, o tamanho máximo de bloco (d_{max}) e o tamanho mínimo de bloco (d_{min}).

Saotome *et al.* (2002) utilizaram uma análise de imagens 2D e a metodologia de Johnson-Saltykov (DeHoff & Rhines, 1968) para obter de forma aproximada a granulometria em 3D dos blocos de uma brecha vulcânica no Japão. Ao passo que Xu *et al.* (2008) realizaram um trabalho de análise de imagens 2D em uma mistura de solo-rocha na China, o qual incluiu a definição dos seguintes parâmetros dos blocos: granulometria, textura, forma e orientação.

Keaton (2010) utilizou os *softwares ImageJ e ShapeMetriX3D* na análise de imagens digitais 2D para obter o tamanho e a granulometria dos blocos em

depósitos de coluviões localizados na Califórnia. Chang & Cheng (2014) também utilizaram o *software ImageJ* na análise de imagens digitais 2D, com dimensões de $0,5 \times 0,5 \text{ m}^2$, para obter a granulometria dos blocos presentes em um depósito de cascalho em Taiwan.

2.3.2.3. Proporção volumétrica dos blocos

Medley (1994a) realizou uma revisão dos métodos estereológicos e estudou de forma empírica como a densidade de pontos, a proporção linear de blocos, a proporção de área de blocos e a *PVB* são equivalentes. Concluiu em seu trabalho que a estimativa da *PVB* utilizando medidas lineares é proporcional à realizada em três dimensões (em termos de engenharia para projeto) se a longitude das medidas utilizadas no cálculo for maior que 10 vezes d_{max} .

Medley (1997) conseguiu demonstrar de modo prático como o erro relativo na estimativa da *PVB* utilizando medições lineares diminui com o aumento da *PVB* e com uma maior longitude das medições lineares (1D). Realizou uma nova proposta para estimar a longitude das medidas da forma $N \cdot d_{max}$, onde N é função da incerteza (probabilidade) que pode ser tolerada na hora de realizar a estimativa.

Saotome *et al.* (2002) realizaram a estimativa da *PVB* de uma brecha vulcânica, utilizando a proporção de área de blocos obtida do processamento de imagens digitais 2D. Demonstrou, de forma prática, que a dispersão na estimativa da *PVB* com base em medições da proporção de área de blocos diminui com o aumento do *PVB*, segundo o proposto por Kobayashi *et al.* (1994). Além disso, mostraram como a *PVB* calculada com base na proporção de área de blocos é subestimada para valores de *PVB* maiores que 60 por cento.

Osada *et al.* (2005) recomendaram determinar o conteúdo volumétrico de blocos diretamente em afloramentos (2D) ou na superfície de furos de sondagem (1D). Chang & Cheng (2014) utilizaram o *software ImageJ* para realizar a análise sobre imagens digitais 2D com dimensões de $0,5 \times 0,5 \text{ m}^2$, para estimar a *PVB* em um depósito de cascalho em Taiwan.

Geralmente, a definição das propriedades e características dos blocos em 3D (forma, granulometria, textura, distribuição ou *PVB*), mediante medições realizadas em furos de sondagem (1D) ou afloramentos (2D), introduz um erro que não pode ser evitado (Haneberg, 2004).

2.4. Modelagem de rochas clásticas de grão grosso

2.4.1. Modelagem física

Lindquist (1994) e Lindquist & Goodman (1994) apresentam a modelagem física de um *melange* (blocos rígidos e resistentes imersos em uma matriz fina mais fraca). Uma mistura de areia-cimento tipo Portland-cinzas volantes foi utilizada para os blocos, e uma mistura de bentonita-cimento Portland foi utilizada na modelagem da matriz. Uma fina camada de cera com talco em pó foi usada na modelagem da interface cisalhada dos blocos com a matriz. Amostras cilíndricas de seis polegadas de diâmetro do *melange*, variando a orientação dos blocos (0, 30, 60 e 90 graus medidos com relação à aplicação do carregamento vertical) e a *PVB* (0, 30, 50 e 70 por cento), foram fabricadas e testadas em ensaios de compressão triaxial para determinar o comportamento tensão-deformação, os parâmetros de resistência do modelo de Mohr-Coulomb e sua anisotropia. Dos ensaios realizados, foi determinado: (a) um aumento na *PVB* gera uma diminuição da coesão e um incremento do ângulo de atrito e do módulo de deformabilidade; e (b) a orientação dos blocos afeta principalmente a coesão e o módulo de deformabilidade.

Kalender *et al.* (2014) e Sonmez *et al.* (2006) descrevem a pesquisa desenvolvida por Altinsoy (2006). Ele ensaiou amostras compostas por fragmentos de andesito e tufo, e dois diferentes tipos de matriz com as seguintes composições: (a) tipo-1: gesso (45%), bentonita (5%) e água (50%); e (b) tipo-2: gesso (25%), cimento Portland (35%) e água (40%). Foram realizados ensaios de compressão triaxial nas amostras com tensões de confinamento de 75 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 300 kPa. Recentemente, Kalender *et al.* (2014) estenderam o trabalho de Altinsoy (2006) realizando maior quantidade de ensaios em amostras de características similares. Segundo Kalender *et al.* (2014), do trabalho realizado por Altinsoy (2006) foi concluído que o comportamento mecânico de misturas de blocos e matriz tipo *unwelded bimrock* é independente da resistência dos blocos, sempre que a relação da resistência bloco/matriz seja geotecnicamente significativa.

Akram (2010) estudou o comportamento mecânico dos conglomerados suportados pelos blocos. Ele utilizou um modelo físico composto por esferas de aço na modelagem dos blocos e calda de cimento na modelagem da matriz.

Nas amostras foram realizados ensaios compressão triaxial, ensaios de compressão diametral (tração brasileira) e testes de cisalhamento direto. Os resultados da pesquisa sugerem que a resistência e deformabilidade deste tipo de conglomerado são controladas pelas mesmas características da matriz. Dessa forma, Akram concluiu que a interação da matriz com os blocos é a principal responsável pela resposta mecânica não linear dos conglomerados.

Afifipour & Moarefvand (2014a; 2014b; 2013a; 2013b; 2012) estudaram o comportamento mecânico de amostras artificiais de *bimrocks* com uma alta proporção de blocos. Utilizaram na modelagem física amostras com *PVB* de 70, 80 e 90 por cento, blocos arredondados de origem aluvial com uma resistência aproximada de 41 MPa e uma matriz fina formada por cimento tipo Portland com uma relação água-cimento de 0,3. Nas amostras foram realizados ensaios de compressão uniaxial e ensaios de compressão diametral (tração brasileira). Observaram nos ensaios físicos a presença de falhas tortuosas e os três modos de propagação da ruptura descritos por Xu *et al.* (2008). Também relataram como a resistência e rigidez diminuem com o acréscimo do tamanho da amostra. Finalmente, descreveram o comportamento típico das curvas tensão-deformação, as quais apresentam uma primeira zona não linear côncava para cima associada com o fechamento da estrutura porosa e as fissuras preexistentes nas amostras, uma segunda zona linear, uma terceira zona não linear até atingir o pico, e uma quarta zona pós-pico onde é observado o amolecimento do material.

2.4.2. Modelagem numérica

Pan *et al.* (2008) modelaram o comportamento mecânico de amostras virtuais de coluvião (mistura de blocos de rocha imersos em uma matriz de solo). Os testes numéricos realizados nas amostras foram de tipo compressão triaxial, com três diferentes pressões de confinamento: 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa. A modelagem numérica foi realizada em 2D utilizando o método das diferenças finitas (*MDF*) (*FLAC 2D*) e o modelo constitutivo de Mohr-Columb. Foram estudadas amostras variando: (a) a proporção de blocos, (b) a orientação dos blocos, (c) a relação de aspecto dos blocos, e (d) o tamanho da amostra. As principais conclusões obtidas neste trabalho foram: (i) a resistência das amostras aumenta com a *PVB*, (ii) a orientação dos blocos gera anisotropia nas propriedades mecânicas das

amostras, (iii) a relação de aspecto dos blocos tem uma baixa influência nas propriedades mecânicas, (iv) utilizando modelagem numérica pode ser determinado o volume elementar representativo (*VER*) do material, e (v) para *PVB* maiores de 50 por cento a superfície de ruptura é tortuosa.

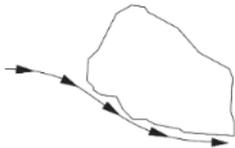
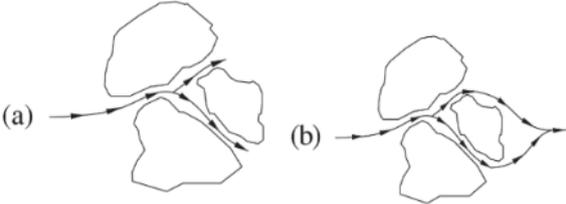
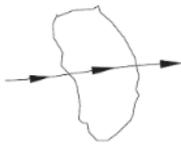
Xu *et al.* (2008) estudaram uma mistura de solo e blocos de rocha (*Soil-Rock Mixture, SRM*) através de ensaios virtuais de cisalhamento direto. A modelagem numérica foi realizada em 2D utilizando o método dos elementos finitos (*MEF*) e o modelo constitutivo de Mohr-Columb. Os resultados numéricos desta pesquisa indicaram que a existência dos blocos na *SRM* influencia: (a) o campo das tensões internas, (b) as propriedades mecânicas, e (c) o desenvolvimento da superfície de ruptura. Além de identificar três possíveis modos de ruptura (Tabela 2.6) nas matérias tipo *SRM*: Modo 1) ruptura através de um dos lados dos blocos de rocha. Modo 2) ruptura através da interface de ambos os lados dos blocos de rocha; e Modo 3) ruptura através dos blocos de rocha.

Barbero *et al.* (2008; 2012) realizaram a modelagem numérica de amostras virtuais de *bimrocks*, que foi realizada em 2D e 3D utilizando *MEF (ADINA)* e em 2D utilizando *MDF (FLAC 2D)*. O modelo constitutivo utilizado nos modelos 2D foi Mohr-Coulomb e no caso 3D o Drucker-Prager. As amostras virtuais foram construídas com blocos circulares ou elípticos, 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro (ou largura). Os ensaios numéricos realizados foram do tipo compressão triaxial, com pressões de confinamento de 0,5 MPa, 1 MPa, 2 MPa e 3 MPa. Os principais resultados obtidos dos testes foram: (a) quanto maior *PVB* maior a resistência, (b) o módulo de deformação do *bimrock* é proporcional ao *PVB*, (c) o *MEF* é mais versátil para modelar as geometrias presentes nos *bimrocks* quando comparado com o *MDF*, (d) os resultados das análises realizadas em amostras com blocos elípticos são similares aos obtidos em amostras com blocos circulares, (e) a presença dos blocos começa a ter influência no comportamento mecânico das amostras a partir de *PVB* entre 10 e 20 por cento, e (f) o comportamento mecânico dos materiais tipo *bimrock* é influenciado pelas propriedades de resistência da interface dos blocos e a matriz.

Akram (2010), ao estudar o comportamento de amostras virtuais de conglomerados suportados pelos blocos, realizou testes numéricos de tipo: compressão uniaxial, compressão triaxial, cisalhamento direto e tração brasileira. Na modelagem numérica utilizou o *MED* em 3D (*PFC3D*), modelando os blocos

por meio de partículas esféricas e representando a matriz através de elementos tipo *parallel bond*. Observou dos ensaios numéricos como a resistência ao pico e a deformabilidade das amostras virtuais do conglomerado são claramente controladas pela resistência e rigidez da matriz. Os modelos virtuais testados em compressão uniaxial apresentaram, usualmente, maior rigidez quando comparados aos resultados dos modelos físicos, mas mostraram uma resistência ao pico, um dano progressivo e um mecanismo de falha semelhante aos modelos físicos. Em testes de compressão triaxial e ensaios de tração brasileira, a resistência ao pico foi modelada apropriadamente; porém a distribuição de fraturas não correspondeu à observada nos modelos físicos. Os ensaios de cisalhamento direto apresentaram uma menor dilatação quando comparados com os testes realizados nos modelos físicos, o que foi atribuído ao *parallel bond*, usado para modelar a matriz do conglomerado. Finalmente, determinou que o critério de ruptura de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002) é apropriado para prever o comportamento dos conglomerados suportados pelos blocos.

Tabela 2.6 – Três possíveis modos de propagação da ruptura observados em misturas de solo e rocha (Modificado de Xu *et al.*, 2008)

Tipo	Croqui
Modo 1: ruptura através da interface de um dos lados de um bloco de rocha	
Modo 2: ruptura através da interface de ambos os lados de um bloco de rocha	
Modo 3: ruptura através de um bloco de rocha	

Ding *et al.* (2010) realizaram a modelagem numérica de *SRM* utilizando o *MED* em 2D (*PFC2D*). Estudaram a resposta mecânica deste tipo de mistura

testando corpos de prova virtuais e compararam os resultados com ensaios numéricos realizados em amostras homogêneas de solo. Observaram como a presença dos blocos de rocha aumentou a resistência e a rigidez das amostras, além de alterar a forma da falha, quando são comparados os resultados obtidos com as amostras formadas unicamente com solo homogêneo.

Por sua vez, Graziani *et al.* (2012) estudaram o comportamento de zonas de falha na fundação de uma barragem. O material de preenchimento das falhas foi considerado como um *bimrock* e modelado numericamente utilizando o *MED* em 2D (*PFC2D*). Os ensaios numéricos realizados nas amostras virtuais foram do tipo compressão biaxial e cisalhamento direto. A primeira análise foi realizada para achar o *VER* das amostras. Logo das análises foram obtidas as seguintes conclusões: (a) a rigidez e ângulo de atrito das amostras incrementam com o aumento do *PVB*, (b) a coesão diminui com o aumento do *PVB*, e (c) a influência da forma dos blocos é pouco relevante na resistência e deformabilidade das amostras quando comparada com a *PVB*.

Coli *et al.* (2012) realizaram a modelagem numérica de amostras virtuais de *bimrocks*, para duas diferentes condições de contorno entre os blocos e a matriz: (a) sem redução das propriedades de resistência e deformabilidade da matriz ao redor dos blocos (*welded bimrock*), e (b) diminuindo as propriedades mecânicas da matriz em torno dos blocos (*unwelded bimrock*). A modelagem numérica foi realizada em 3D utilizando *MEF* (*MIDAS-GTS 2010*) e o modelo constitutivo Mohr-Coulomb. As amostras virtuais com um *PVB* de 10 por cento, 30 por cento e 50 por cento foram testadas em compressão triaxial, com as seguintes pressões de confinamento: 0 MPa (compressão uniaxial), 0,5 MPa, 1 MPa e 2 MPa. Os principais resultados obtidos dos ensaios numéricos foram: (i) *PVB* menores que 10 por cento não tem impacto nas propriedades de resistência, (ii) o módulo de deformabilidade e o ângulo de atrito aumentam com a *PVB* para os dois tipos de *bimrocks* analisados, (iii) a coesão diminui com o aumento da *PVB* no caso de amostras tipo *unwelded bimrock*, e (iv) a coesão aumenta com o aumento da *PVB* no caso de amostras tipo *welded bimrock*.

Afifipour & Moarefvand (2013b) estudaram o comportamento de matérias tipo *bimrock* através de ensaios virtuais de compressão uniaxial e tração brasileira. A modelagem numérica foi realizada com o *MEF* em 2D (*PLAXIS 2D*) e o modelo constitutivo de Mohr-Columb. Com os resultados obtidos da modelagem numérica

estenderam as conclusões apresentadas por Xu *et al.* (2008), incluindo exemplos de cada um dos modos de propagação da ruptura:

- Modo 1: o desvio da trajetória da superfície de ruptura em torno dos blocos de rocha, acontece em amostras onde a matriz possui uma resistência menor que os blocos de rocha e os blocos estão separados uns de outros. Um exemplo típico deste tipo de ruptura é observado em conglomerados suportados pela matriz, aluviões e coluviões de grão grosso não cimentado, melanges (Medley, 1994a; Lindquist, 1994) e aglomerados andesíticos-tobáceos (Sonmez *et al.*, 2004).
- Modo 2: a ramificação ou a bifurcação da superfície de ruptura acontece quando os blocos são mais resistentes e rígidos que a matriz. Além disso, a distância entre os blocos é pequena ou os blocos estão em contato uns com outros. O exemplo típico deste tipo de modo de ruptura são os conglomerados suportados pelos blocos.
- Modo 3: a ruptura através dos blocos de rocha acontece em amostras onde existe um baixo contraste das propriedades mecânicas da matriz e dos blocos (não existe uma diferença geotecnicamente significativa das propriedades da matriz e dos blocos). Exemplo típico deste tipo de ruptura pode ser encontrado em aluviões, coluviões e conglomerados com uma matriz muito cimentada, e brechas de falha (Kahraman & Alber, 2008).

Tien *et al.* (2015) simularam o comportamento mecânico de amostras tipo *bimrock* submetidas a testes de compressão uniaxial. Na modelagem numérica utilizaram o *MED* em 2D (*PFC2D*) e os resultados obtidos na pesquisa determinaram como a resistência e a rigidez da rocha aumentam com um aumento da *PVB*. Também foi estudada, mediante a modelagem numérica, a propagação das fraturas com o objetivo de compreender o mecanismo de ruptura deste tipo de materiais submetidos à compressão.

2.4.3.

Modelagem empírica: *Bim strength criterion*

Com o objetivo de chamar a atenção dos engenheiros sobre as propriedades fundamentais de complexas misturas geológicas (por exemplo: *melanges*, brechas, conglomerados, entre outros), Medley (1994a) propôs o termo *bimrock*, desenvolvido a partir de *block-in-matrix rock*. A palavra *bimrock* não tem nenhuma

conotação geológica, e pode ser definida como “uma mistura de rochas, composta por blocos geotecnicamente significativos rodeados por uma matriz de textura fina” (Medley, 1994a).

A definição de bloco inclui todos os fragmentos de rocha geotecnicamente significativos imersos na matriz. Os blocos são *geotecnicamente significativos* se satisfazem todos os seguintes critérios (Medley, 1994a): (a) Deve existir contraste entre as propriedades mecânicas dos blocos e da matriz; (b) O tamanho dos blocos deve ter influência nas propriedades mecânicas da massa rochosa na escala de interesse da engenharia, definida pela *dimensão característica* (L_c); e (c) A proporção volumétrica de blocos (*PVB*) deve ficar entre 25 e 75 por cento.

Na literatura podem ser encontrados critérios diferentes aos propostos por Medley da *PVB* para considerar uma rocha como um *bimrock*. Por exemplo, segundo Kalender *et al.* (2014) a *PVB* para considerar uma rocha como um *bimrock* fica entre 10 e 75 por cento; por outro lado, Afifipour & Moarefvand (2014b) chamaram de *bimrock* a modelos físicos de rochas com *PVB* de até 90 por cento. Os critérios para definir o contraste das propriedades mecânicas entre os blocos e a matriz são (Kalender *et al.*, 2014):

- $E_{bloco} / E_{matriz} > 2,0$ – Referência: Lindquist (1994).
- $\tan \phi_{bloco} / \tan \phi_{matriz} \geq 1,5-2,0$ – Referência: Medley (1994a); Lindquist & Goodman (1994).
- $UCS_{bloco} / UCS_{matriz} > 1,5$ – Referência: Medley & Zekkos (2011).

O tamanho dos blocos geotecnicamente significativos depende da escala de interesse da engenharia, caracterizada pela *dimensão característica* (L_c), que pode ser definida como: a dimensão mínima necessária para descrever o comportamento de uma obra (fundação, túnel, talude), um escorregamento, uma amostra de laboratório, entre outros (Kalender *et al.*, 2014; Medley & Zekkos, 2011; Medley, 1994a). Algumas sugestões para sua seleção são apresentadas na continuação (Medley & Zekkos, 2011; Medley, 1994a):

- Vista em planta: \sqrt{A} , onde A é a área estuda.
- Seção transversal: o menor entre; (a) a profundidade média da seção transversal, ou (b) \sqrt{A} da área da seção transversal.
- Seção transversal, escorregamento: (a) profundidade média do escorregamento, ou (b) se a geometria do escorregamento ainda não está definida, utilizar a profundidade média dos furos de sondagem.

- Fundações - o mais crítico entre: (a) o comprimento mínimo da fundação, ou (b) a profundidade para uma diminuição significativa no bulbo das tensões, ver Goodman (1989).
- Túneis - o mais crítico entre: (a) o diâmetro da escavação, ou (b) a largura da zona de influência da escavação nas tensões do maciço rochoso, ver Brady & Brown (1985).
- Escavações - o mais crítico entre: (a) altura de corte, ou (b) profundidade da superfície de ruptura do projeto.
- Fundações de barragens - o mais crítico entre: (a) largura da barragem, (b) altura da barragem, ou (c) profundidade mínima de projeto (superfície de falha por cisalhamento, diminuição do bulbo de tensões, espessura da região injetada, entre outros).
- Amostras de laboratório: a dimensão mínima da amostra.

Portanto, o limite dimensional entre a matriz e os blocos em qualquer escala de interesse em engenharia é $d_{min}=0,05 \cdot L_c$, onde d_{min} é o tamanho mínimo do bloco. Enquanto o limite superior entre os blocos e uma massa rochosa muito fraturada (*blocky rock mass*) é $d_{max}=0,75 \cdot L_c$, onde d_{max} é o tamanho máximo do bloco. (Medley & Lindquist, 1995; Medley, 1994a).

Assim, com os critérios anteriores, o modelo conceitual do *bimrock* pode ser utilizado em um conglomerado em função da escala de engenharia utilizada (Medley, 1994a). Por exemplo, um mesmo conglomerado com um tamanho máximo de bloco de 1,5 m pode ser classificado como um *bimrock* na escala de um túnel de 6 m de diâmetro ($d_{min}=0,3$ m; $d_{max}=4,5$ m), mas não na escala de uma escavação de 40 m de altura ($d_{min}=2$ m; $d_{max}=30$ m).

Sonmez *et al.* (2006) realizaram a primeira proposta para desenvolver um critério de resistência empírico para as rochas do tipo *bimrock*, utilizando os resultados da pesquisa desenvolvida por Altinsoy (2006) descrita no item 2.4.2. Como resultado, foi obtida uma série de equações que apresenta a variação dos parâmetros de resistência em função da *PVB*.

Segundo Kalender *et al.* (2014), Altinsoy (2006) propôs que os materiais do tipo *bimrock* podem ser divididos em duas categorias segundo o grau de soldamento da matriz: (a) *bimrock* não soldado (*unwelded bimrock*), e (b) *bimrock* soldado (*welded bimrock*).

Utilizando esta classificação, Sonmez *et al.* (2009) e logo Kalender *et al.* (2014), propuseram uma atualização do critério de resistência apresentado por Sonmez *et al.* (2006), especificando que deve ser utilizado somente em rochas de tipo não soldadas. A equação que descreve a resistência da rocha ($UCS_{bimrock}$) e as equações dos parâmetros de resistência do modelo de Mohr-Coulomb ($c_{bimrock}$, $\phi_{bimrock}$) são os apresentados na continuação (Kalender *et al.*, 2014):

$$\phi_{bimrock} = \phi_{matriz} \left[1 + \frac{1000 \left[\left(\frac{\alpha}{\phi_{matriz}} \right) - 1 \right]}{1000 + 5 \left(\frac{100 - PVB}{15} \right)} \right] \left(\frac{PVB}{PVB + 1} \right) \quad 2.2$$

$$UCS_{bimrock} = \frac{\left(A - A \left(\frac{PVB}{100} \right) \right)}{(A - 1)} UCS_{matriz} \quad 0.1 \leq A \leq 500 \quad 2.3$$

$$c_{bimrock} = \frac{UCS_{bimrock} \times (1 - \sin \phi_{bimrock})}{2 \cos \phi_{bimrock}} \quad 2.4$$

Onde α é o ângulo de repouso dos blocos, definido segundo a norma ASTM D2488-90, PVB é a proporção volumétrica dos blocos, c_{matriz} e ϕ_{matriz} são os parâmetros de resistência da matriz segundo o modelo de Mohr-Coulomb, UCS_{matriz} é a resistência à compressão uniaxial da matriz, e A é um parâmetro de ajuste que depende do ângulo de repouso dos blocos e da resistência à compressão da matriz (Figura 2.4).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 14134448/CA

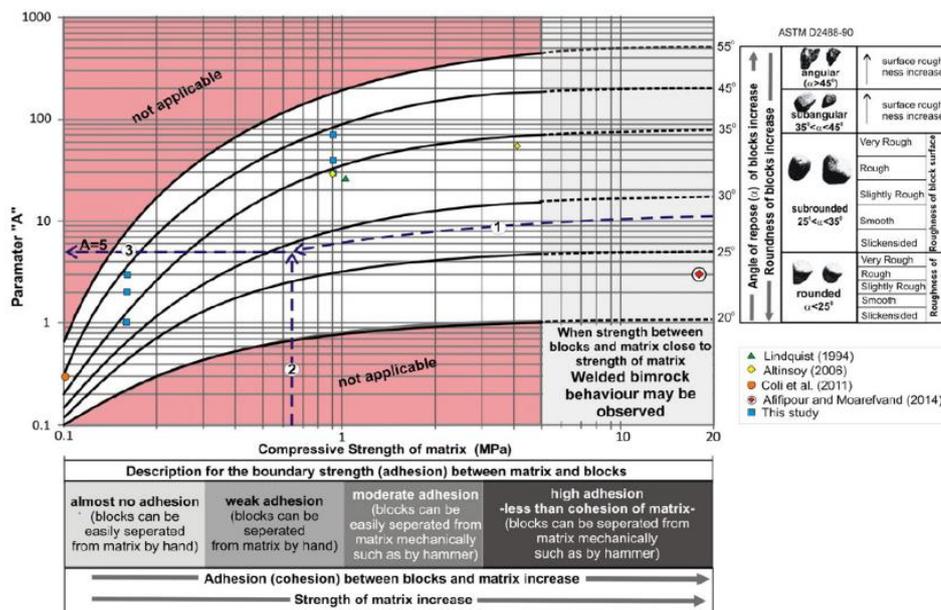


Figura 2.4 – Guia prático para a seleção do parâmetro A, dependente das propriedades de contato entre os blocos e a matriz (Kalender *et al.*, 2014).

2.5. Propriedades mecânicas dos conglomerados

As propriedades mecânicas dos conglomerados são dependentes de muitos fatores, entre os mais importantes: a proporção volumétrica de blocos, o tamanho dos blocos, a presença de cimento na matriz, a resistência da matriz e a história geológica do depósito analisado. O tamanho dos grãos que formam os conglomerados dificulta a obtenção de amostras representativas e a realização de ensaios de laboratório para determinar destas as propriedades mecânicas. Além disso, em geral, os métodos sugeridos e as normas técnicas não contemplam a realização de ensaios neste tipo de material.

Por outro lado, os ensaios de campo são considerados mais representativos para se obter as propriedades mecânicas dos conglomerados, porém são muito demorados e sua realização só pode ser justificada em obras de grande complexidade como: fundações de barragens, túneis ou taludes para mineração (Akram, 2010). Como pode ser observado nos dados obtidos na literatura técnica (Tabela 2.7), os parâmetros mecânicos dos conglomerados ficam dentro de um amplo intervalo.

Tabela 2.7 – Resumo de propriedades mecânicas dos conglomerados (modificado de Akram, 2010).

Local	Tipo de rocha	Ensaio	Parâmetro	Valor	Referência
Rio Agri, Itália	Conglomerado	Jack pressure Chamber	E (GPa)	11,03-11,4	Lotti & Beamonte, 1964
Túnel Abda Donthnala, Morrocos	Conglomerado (pouco compactado)	Placa	E (GPa)	0,4-2,6	Muller, 1960
Mina Bor Copper, Iogoslávia	Conglomerado	Cisalhamento Direto	c (MPa) f (graus)	0,4 70 Pico 63 Res.	Radosavljevic <i>et al.</i> , 1970
Barragem Dez, Irã	Conglomerado	Pressure chamber	E (GPa)	6,7 1,8 horiz. 5,7 vert.	Oberti & Fumagalli, 1964
Barragem Dez, Irã	Conglomerado	Placa	E (GPa)	1,7-57 horiz. 2,8-50 vert.	Muller, 1960
Barragem Dez, Irã	Conglomerado	Placa	E (GPa)	9,6-21,37	Muller, 1960
Barragem Dez, Irã	Conglomerado	Pressure chamber	E (GPa)	4,89-6,65	Dodds, 1965
Barragem Inferno, Itália	Conglomerado	Desconhecido	E (GPa)	14	DEH, 1966
Barragem Nagase, Japão	Conglomerado com fissuras	Jack loading (25cm Ø)	E (GPa)	2,3	JNCLD, 1958
Barragem Nagase, Japão	Conglomerado	Jack loading (25cm Ø)	E (GPa)	9,4	JNCLD, 1958
Pietra del Pertusillo, Itália	Conglomerado	Seismic & Hydraulic chamber	E (GPa)	2	Link, 1964
Barragem Trona, Itália	Conglomerado	Hydraulic chamber	E (GPa)	13,3	DEH, 1966
Desconhecido	Conglomerado	Hydraulic chamber	E (GPa)	2,8-3	Lotti & Beamonte, 1964
Usina Nuclear, Japão	Conglomerado	Jack (repeated)	E (GPa)	3,67-4,39	Hayashi <i>et al.</i> , 1974
Estania, New Mexico, EUA	Conglomerado	Compressão uniaxial e tração brasileira	UCS (MPa) E (GPa) ν	66,9 21,58 0,06	Bratton & Pratt, 1968
Mina Pamour, Timmins, Canadá	Conglomerado	Compressão uniaxial e tração brasileira	UCS (MPa) σ_i (MPa) E (GPa) ν	144,28 18,97 64,41 0,25	Jackson <i>et al.</i> , 1995
Minas Cliffs, Michigan, EUA	Conglomerado	Compressão uniaxial	UCS (MPa) E (GPa) ν	238,56 106,86 0,22	Boyum, 1961
Mina Denison, Canadá	Conglomerado	Compressão uniaxial	UCS (MPa) E (GPa)	222 76	Coates & Parson, 1966
Mina Denison, Elliot Lake, Ontario, Canadá	Conglomerado	Compressão uniaxial e tração brasileira	UCS (MPa) σ_i (MPa) E (GPa) ν	185,4 7,52 71,06 0,13	Morrison, 1970
Barragem Flaming Gorge, Utah, EUA	Conglomerado meio-grosso	Desconhecido	UCS (MPa) σ_i (MPa) E (GPa) ν	88,5 2,96 14,13 0,03	Lama & Vutukuri, 1978
Barragem Mc Dowel, North Dakota, EUA	Conglomerado grosso, matriz com óxidos de ferro e argila	Desconhecido	UCS (MPa) E (GPa) ν	30,34 1,26 0,12	Lama & Vutukuri, 1978

Tabela 2.7 – Resumo de propriedades mecânicas dos conglomerados (modificado de Akram, 2010). – Continuação

Local	Tipo de rocha	Ensaio	Parâmetro	Valor	Referencia
Barragem Bhakra, Índia	Conglomerado denso com matriz calcárea	Desconhecido	UCS (MPa) E (GPa) ν	105,49 46,19 0,15	Lama & Vutukuri, 1978
Manitoba, Canadá	Conglomerado	Desconhecido	UCS (MPa) σ_r (MPa) E (GPa) ν	185,4 7,52 71,06 0,13	Lama & Vutukuri, 1978
Barragem Bhakra, Índia	Conglomerado	Desconhecido	UCS (MPa) E (GPa) ν	107,76 51,6 0,13	Lama & Vutukuri, 1978
Túnel Qomroud long - 6, Irã	Conglomerado	Compressão uniaxial e tração brasileira	UCS (MPa) σ_r (MPa) E (GPa) ν	1,2-5,0 0,24-0,37 0,7-3 0,24-0,37	Shafiei & Dusseault, 2008
Kayranlik Mountains, Turquia	Conglomerado	Compressão uniaxial	UCS (MPa)	50,99-64,72	Yasir & Tolgay, 2010
Desconhecido	Conglomerado	Cisalhamento direto (0,4×0,4×0,2m ³)	c (MPa) ϕ (graus)	0,23 35	Krsmanovic, 1967
Q. Veraguas, Buenos Aires, Costa Rica	Conglomerado meio-grosso	Compressão uniaxial	UCS (MPa) E (GPa)	15,7 2,1	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Q. Veraguas, Buenos Aires, Costa Rica	Conglomerado fino	Compressão uniaxial	UCS (MPa) E (GPa)	10,7 1,5	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Q. Veraguas, Buenos Aires, Costa Rica	Conglomerado fino	Compressão uniaxial	UCS (MPa) E (GPa)	7,6 1,0	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Rio Ceibo, Buenos Aires, Costa Rica	Conglomerado	Compressão uniaxial e tração brasileira	UCS (MPa) σ_r (MPa) E (GPa)	2,3 0,5 0,3	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Rio Pacuare, Siquirres, Costa Rica	Conglomerado	Compressão uniaxial	UCS (MPa) E (GPa)	8,7 1,45	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Q. Rubío, Siquirres, Costa Rica	Conglomerado	Compressão uniaxial	UCS (MPa) E (GPa)	7 1,4	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Q. Veraguas, Buenos Aires, Costa Rica	Conglomerado meio-grosso	Cisalhamento direto (0,7×0,7×0,35m ³) Placa (45cm Ø)	c (MPa) ϕ (graus) E (GPa)	0,4 55 2	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Q. Veraguas, Buenos Aires, Costa Rica	Conglomerado fino	Cisalhamento direto (0,7×0,7×0,35m ³) Placa (45cm Ø)	c (MPa) ϕ (graus) E (GPa)	0,1 55 1,5	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Rio Ceibo, Buenos Aires, Costa Rica	Conglomerado	Goodman Jack	E (GPa)	0,63	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Q. Rubío, Siquirres, Costa Rica	Conglomerado	Placa	E (GPa)	1,4	Cerdas <i>et al.</i> , 2009
Lima, Peru	Conglomerado (pouco compactado)	Cisalhamento direto	c (MPa) ϕ (graus)	0,055 39,9	Macazana, 2006
Costa Rica	Conglomerado	Compressão uniaxial	UCS (MPa)	1-30	Jiménez <i>et al.</i> , 2014a