

### **3**

## **Ensaio de resistência e mecanismos de ruptura**

Não há normas para a realização de ensaios de arrancamento de grampos. Assim, neste capítulo faz-se uma revisão sobre ensaios de resistência diversos, além dos mecanismos de ruptura de reforços com geometria, interfaces e mobilização de esforços similares aos de solo grampeado, tais como tirantes e estacas.

### **3.1.**

#### **Tirantes**

Os ensaios tradicionais em ancoragens consistem na aplicação de cargas de tração à extremidade livre do tirante e da medição dos deslocamentos correspondentes.

Baseada na norma alemã DIN 4125 (1972) para ensaios em ancoragens em solo, a norma brasileira NB-565/77 da ABNT regulamenta os ensaios de aceitação para ancoragens.

Os ensaios comumente realizados em ancoragens são classificados em (i) ensaio básico; (ii) ensaio de qualificação, (iii) ensaio de recebimento; e (iv) ensaio de verificação de carga atuante.

O objetivo do ensaio básico é verificar a correta execução da ancoragem, observando-se a conformação do bulbo de ancoragem, a centralização do tirante no bulbo, qualidade da injeção, resistência e comprimento livre da ancoragem, detectando possíveis discrepâncias entre o valor real e o projetado por meio da escavação da ancoragem após o ensaio.

No ensaio de qualificação, verifica-se o desempenho de uma ancoragem injetada, já credenciada pelo ensaio básico. Este ensaio permite a determinação do comportamento mecânico da ancoragem e da eficiência da tecnologia utilizada na execução da ancoragem, tal como o processo de perfuração, o posicionamento do tirante no furo de sondagem e sua ligação ao maciço, a qualidade da nata de cimento e da proteção contra a corrosão. Além disto, tanto neste ensaio como no ensaio básico, são verificados a capacidade de carga da ancoragem e os deslocamentos sob carga em função do tempo.

O comprimento livre real dos tirantes pode ser calculado a partir dos deslocamentos resultantes de um ciclo de carregamento e alívio de carga.

As variações nas condições do terreno e os processos de instalação podem influenciar a capacidade de carga das ancoragens, sendo, portanto, essencial que cada tirante seja submetido ao ensaio de recebimento. Este ensaio é realizado em todas as ancoragens de uma obra, com o objetivo de constatar um valor mínimo do fator de segurança das ancoragens em relação às cargas de trabalho a serem instaladas.

O ensaio de verificação de carga atuante é executado em tirantes antigos que já tenham sido carregados e submetidos a um processo de relaxação ao longo do tempo. A carga atuante é obtida por meio da interseção entre duas retas ajustadas à curva Carga x Deslocamento resultante do ensaio. O segundo trecho de reta corresponde ao trecho em que o tirante começa a ser alongado (Figura 17).

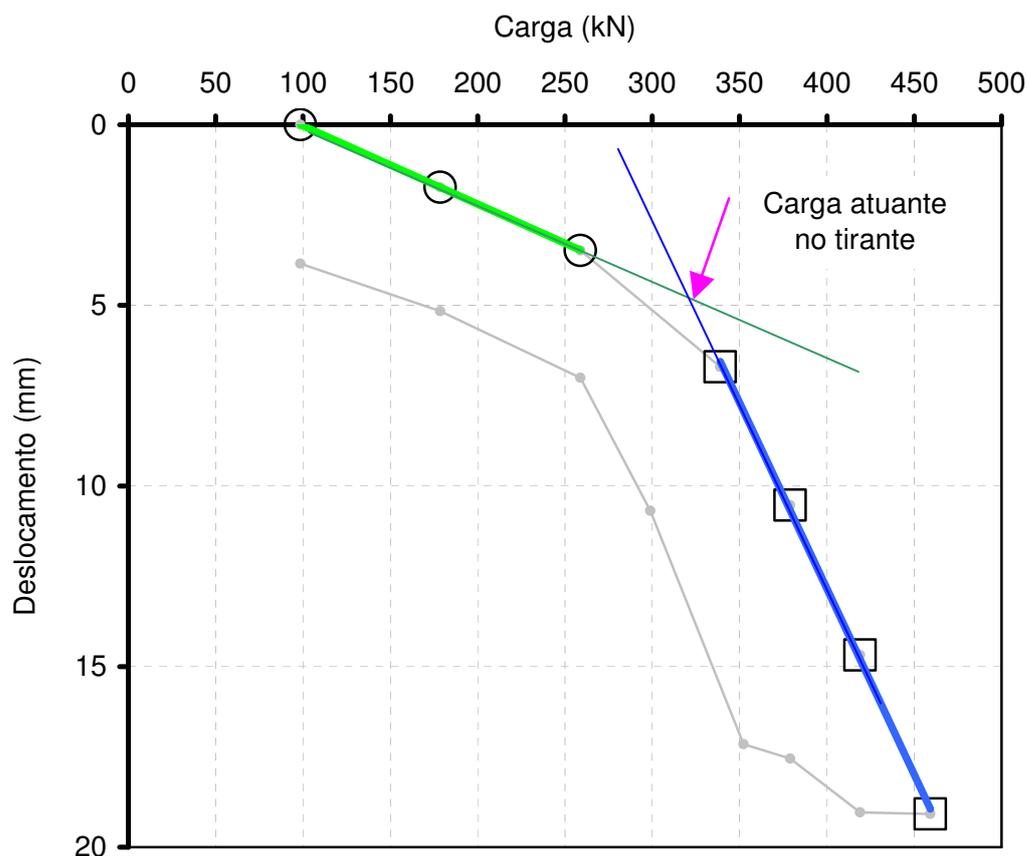


Figura 17 – Curva carga x deslocamento do ensaio de verificação de carga atuante

A norma brasileira recomenda que pelo menos 10% das ancoragens sejam ensaiadas até a carga limite de ensaio, não devendo ultrapassar o máximo de 90% da carga de escoamento do aço.

A carga limite de ensaio é definida como a máxima carga aplicada para a qual ainda há estabilização dos deslocamento da ancoragem.

Segundo Coates (1970), Costa Nunes (1975), Littlejohn e Bruce (1975), Hanna (1982), Ballivy e Martin (1983), Xantakus (1991) e Benmokrane (1986) os principais modos de ruptura de uma ancoragem são (Figura 18):

- (i) Ruptura da barra do tirante;
- (ii) Ruptura no contato tirante-nata;
- (iii) Ruptura no contato nata-material geotécnico;

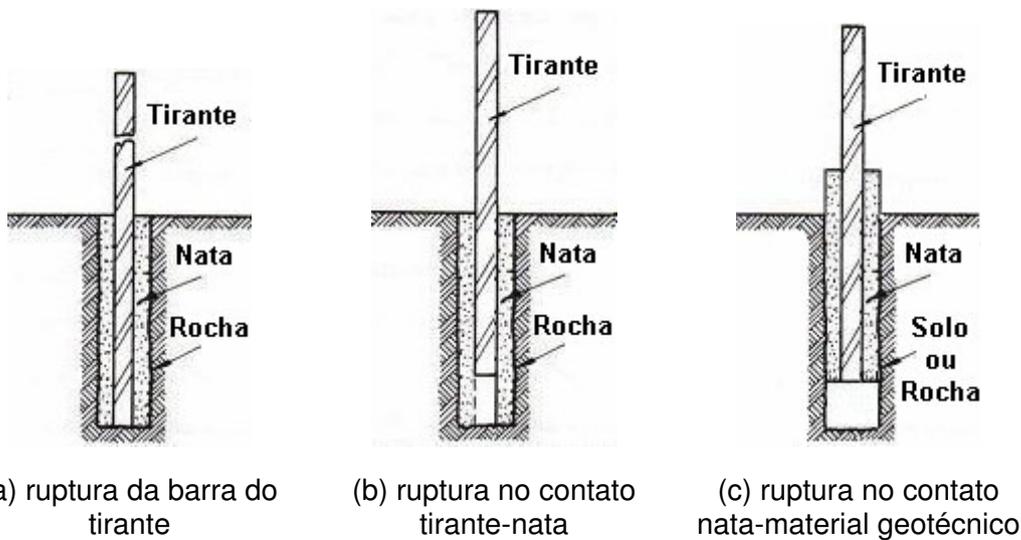


Figura 18 - Mecanismos de ruptura de ancoragens (adaptado de Benmokrane, 1986)

### 3.1.1. Ruptura da barra do tirante

Para se prevenir a ruptura por tração da barra do tirante, é suficiente verificar se a tensão atuante é inferior ao valor da tensão de ruptura do aço. A seção do aço mínima é calculada a partir da seguinte expressão:

$$S_{\min} = \frac{P}{\sigma_r} \quad \text{Equação 04}$$

sendo:

$S_{\min}$  : seção mínima do tirante;

$P$  : carga de tração a ser suportada pelo tirante;

$\sigma_r$  : tensão de ruptura da barra do tirante.

A seguir, na Tabela 7 e na Tabela 8, adaptadas de Littlejohn e Bruce (1975), apresentam-se os valores de tensão de trabalho e de tensão de ensaio, em função da tensão última, bem como os valores do fator de segurança que têm sido recomendados ou empregados na prática, para tirantes em obras

permanentes. Observa-se que a tensão de trabalho ou admissível ( $\sigma_t$ ) varia de 41% a 70% da tensão última ( $\sigma_{\text{últ}}$ ), o que implica em uma variação do fator de segurança ( $FS_{\text{medido}}$ ), definido como a razão entre a tensão de ensaio ( $\sigma_{\text{ensaio}}$ ) e a tensão de trabalho ( $\sigma_t$ ), de 1,2 a 2,2.

Tabela 7 – Características das barras de aço (adaptado de Littlejohn e Bruce, 1975)

Barra	$\sigma_t$ (% $\sigma_{\text{últ}}$ )	$\sigma_{\text{ensaio}}$ (% $\sigma_{\text{últ}}$ )	$FS_{\text{medido}}$	$FS_{\text{últ}}$	Referência
Lee Macalloy d = 28 mm	70	-	-	1,43	Banks (1955)
Macalloy d = 32 mm	56	84	1,50	1,79	Jackson (1970)
Creuse d = 32 mm	54	64	1,20	1,85	Nordim (1968)
d = 35 mm	50	75	1,50	2,00	Drossel (1970)
d = 22 mm	41	52	1,10	2,10	Koziakin (1970)
Bauer d = 35 mm	44	54	1,20	2,27	Larson e outros (1972)
Dywidag d = 27 mm	55	58	1,06	1,82	Min. Const. (1964)
$\sigma_t$ : tensão de trabalho $\sigma_{\text{ensaio}}$ : tensão de ensaio $\sigma_{\text{últ}}$ : tensão última $FS_{\text{medido}}$ : Fator de segurança medido $FS_{\text{últ}}$ : Fator de segurança último d: Diâmetro					

Tabela 8 - Recomendações para tirantes (adaptado de Littlejohn e Bruce, 1975)

$\sigma_t$ (%)	$\sigma_{ensaio}$ (%)	FS <sub>medido</sub>	FS <sub>últ</sub>	Condição Crítica	Fonte
50	75	1,50	2,00	resistência à tração	Littlejohn (1973)
50	70	1,50	2,00	resistência à tração	Mitchell (1974)
50	75 a 80	1,50-1,60	2,00	resistência à tração	Ground anchor Ltd. (1974)
60	>90	1,50	1,75	resistência ao escoamento	DIN 4125 (1972)
70	17	1,10	1,43		Descoedres (1969)
69	≤90	1,30	1,45	resistência ao escoamento	Draf recommendation (1972)
70	<95	1,36	1,43	deformação residual	Fargeot (1972)
60	-	-	-	limite elástico	Adams (1972)
53-66	80	1,20-1,50	1,50-1,90	resistência à tração última	Fenoux e outros (1972)
60	-	1,30	2,00	limite elástico	Bureau Securitas (1972)
-	-	-	1,50-2,00	limite elástico	Mascardi (1973)
65	-	-	1,54	resistência à tração última	Laurikainen (1972)
85	-	-		limite elástico	
59	-	-	1,69	resistência à tração última	Voves (1972)
57	<69	1,20	1,75	resistência à tração última	Draft (1972)
60	80	1,33	1,67	resistência à tração última	Golber Brawner (1973)
50	75	2,00	1,50	resistência à tração última	White (1973)
50 a 60	-	1,10	1,70-1,90	resistência à tração última	Costa Nunes (1977)
90	-	-	-	limite elástico	
65	-	1,10	1,54	resistência à tração última	Parry Davies (1968)
				resistência ao escoamento	
-	75	-	-	resistência à tração última	Koch (1972)
50	80	1,60	2,00	resistência à tração última	Irwin (1972)

$\sigma_t$  : tensão de trabalho  
 $\sigma_{ensaio}$  : tensão de ensaio  
 $\sigma_{últ}$  : tensão última  
FS<sub>medido</sub> : Fator de segurança medido  
FS<sub>últ</sub> : Fator de segurança último  
d: Diâmetro

### 3.1.2. Ruptura do contato tirante-nata

A tensão de aderência desenvolvida entre o tirante de aço e a coluna ou o cilindro de nata que o envolve é pouco compreendida e estudada (Littlejohn e Bruce, 1975; Hanna, 1982).

O comprimento de ancoragem ( $L_A$ ) necessário para evitar a ruptura do contato barra-nata é calculado admitindo-se a hipótese de distribuição uniforme de tensões de cisalhamento. A carga ( $P$ ) é relacionada ao comprimento de ancoragem de acordo com a seguinte expressão:

$$P = \pi d L_A \tau_{\text{barra-nata}} \quad \text{Equação 05}$$

sendo:

$\tau_{\text{barra-nata}}$  : tensão de aderência barra-nata, função do tipo de nata e das características de superfície da barra;

$P$  : carga de arrancamento;

$L_A$  : comprimento de ancoragem ou do bulbo ancorado;

$d$  : diâmetro da barra de aço.

Em relação ao funcionamento da ancoragem, a carga do tirante é transferida ao maciço por meio da aderência ao longo do contato tirante-nata e nata-maciço.

São três os mecanismos que contribuem para a resistência mobilizada nestas superfícies: adesão, atrito e embricamento mecânico (Littlejohn e Bruce, 1975; Hanna, 1982; Ballivy e Martin, 1983; Ballivy e outros 1986; Benmokrane, 1986 e Xanthakos, 1991).

A adesão corresponde à resistência inicial da ancoragem antes do deslizamento, e é produzida principalmente pela aglutinação da nata de cimento nas rugosidades microscópicas do aço. Considera-se também uma pequena contribuição devido a ligações moleculares. Esta adesão é destruída quando ocorre um pequeno deslizamento relativo comparado ao tamanho de uma micro-reentrância do aço, possivelmente da ordem de  $2,5\mu\text{m}$  (Bruce, 1976). No caso de uma nata de cimento com retração elevada, este mecanismo de aderência pode ser desprezível ou nulo.

A componente de atrito depende da tensão de confinamento, da rugosidade da superfície do aço e da magnitude do deslizamento, mas é independente da magnitude das tensões atuantes no tirante. A dilatação e a

ação de cunhas de partículas finas da nata de cimento também contribuem para a resistência por atrito e são geradas pela mobilização das tensões de confinamento à medida que as deformações longitudinais variam.

O embricamento mecânico corresponde à mobilização da resistência ao cisalhamento da nata entre as nervuras da barra ou das irregularidades do maciço de rocha ou solo. Este fenômeno desaparece de maneira irreversível quando a nata é cisalhada.

Muitas observações importantes sobre a aderência no contato barra-nata foram obtidas por meio de trabalhos teóricos e experimentais em concreto protendido, realizados nos Estados Unidos. De acordo com Hanna (1982), estudos realizados por Lutz e Gergeley (1967) e Tepfers (1973) em barras planas de concreto protendido convencional confirmaram que, para barras lisas, inicialmente a resistência de aderência depende da adesão. Posteriormente à destruição desta adesão (deslizamento da barra em relação à nata), a resistência é desenvolvida pelo atrito entre a barra e a nata envolvente.

Em barras nervuradas, este mecanismo é diferente. A aderência depende principalmente da ação mecânica entre a barra e a nata (Figura 19). O deslizamento da barra em relação à nata pode ocorrer devido às fissuras da coluna de nata ou ao esmagamento da nata, sendo a adesão e o atrito fatores secundários na aderência.

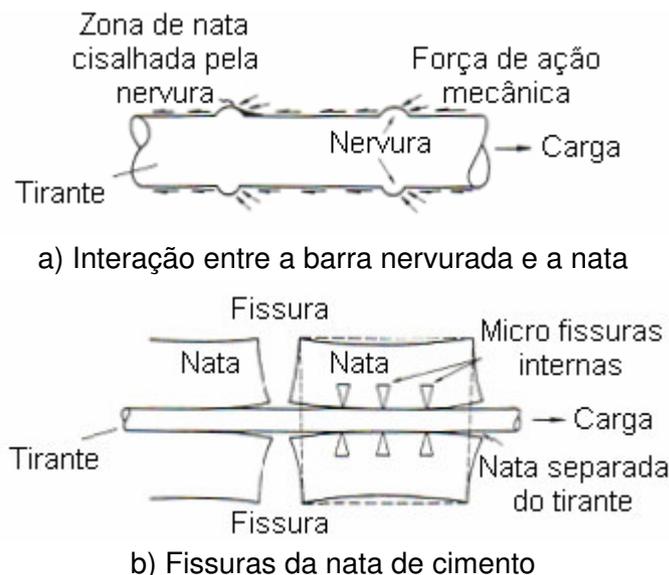


Figura 19 - Mecanismo de transferência de carga do tirante à nata (Hanna, 1982)

Baseado em trabalhos experimentais realizados em maciço rochoso, Brown (1970) conclui que a capacidade de arrancamento da ancoragem varia diretamente com a superfície lateral do bulbo ancorado. As ancoragens

constituídas de barras nervuradas apresentam uma capacidade de arrancamento cinco vezes superior às de barras lisas e a tensão de aderência última barra-nata está relacionada de maneira direta à resistência à compressão da nata.

Com referência ao trabalho realizado, Brown (1970), propõe as seguintes relações para a tensão de aderência última no contato barra-nata:

$$\tau_{\text{últ.}} = 0,17 \sqrt{C_0'}, \text{ para barras lisas} \quad \text{Equação 06}$$

$$\tau_{\text{últ.}} = 0,96 \sqrt{C_0'}, \text{ para barras nervuradas} \quad \text{Equação 07}$$

onde:

$C_0'$ : resistência à compressão uniaxial da nata.

### 3.1.3. Ruptura do contato nata-maciço

Este tipo de ruptura tem sido freqüentemente estudado para tirantes ancorados em maciços rochosos são a brandos, ao contrário de solos, cujas informações são muito restritas.

No projeto de ancoragens em rocha, a prevenção da ruptura do contato rocha-nata tem sido considerada por meio da adoção da hipótese de distribuição uniforme de tensões de cisalhamento ao longo do comprimento da ancoragem. Em outras palavras, a aderência desenvolvida é suposta uma função apenas do comprimento ancorado e da carga aplicada (Lemos, 1994).

No procedimento usual, o comprimento de ancoragem ( $L_A$ ), necessário para se evitar a ruptura na interface rocha-nata, é calculado considerando-se que uma tensão de aderência ou de cisalhamento ( $\tau_{\text{nata-maciço}}$ ) é mobilizada uniformemente ao longo da parede do furo de sondagem, (Coates, 1970; Littlejohn e Bruce, 1975; Hanna, 1982; Ballivy e Martin, 1983 e Xanthakos, 1991).

Desta forma, a carga ( $P$ ) é relacionada ao comprimento de ancoragem de acordo com a seguinte equação:

$$P = \pi D L_A \tau_{\text{nata-maciço}} \quad \text{Equação 08}$$

onde:

P : carga de arrancamento;

$L_A$  : comprimento de ancoragem;

D : diâmetro do furo de sondagem;

$\tau_{\text{nata-maço}}$  : tensão de aderência no contato nata-maço, dependente do tipo de nata, das características de superfície do furo de sondagem e do tipo de maço.

De acordo com Littlejohn e Bruce (1975), esta aproximação tem sido usada em muitos países tais como Canadá (Coates, 1970), França (Fargeot, 1972), EUA (White, 1973) e Itália (Mascardi, 1973), e baseia-se nas seguintes cinco hipóteses:

(i) A transferência de carga da ancoragem ao maço é feita por uma tensão uniformemente distribuída agindo ao longo de toda a superfície do comprimento ancorado;

(ii) O diâmetro do furo de sondagem e da ancoragem são idênticos;

(iii) A ruptura ocorre por deslizamento na interface nata-maço (furo liso), ou por cisalhamento adjacente à interface nata-maço no material mais fraco, nata ou solo ou rocha (furo com parede rugosa);

(iv) Não existem descontinuidades ou planos de fraqueza ao longo dos quais a ruptura possa ocorrer;

(v) A perda de aderência ocorre ao longo de todo o contato nata-maço.

Hanna (1982) considera que a superfície de ruptura é condicionada pela rugosidade da parede do furo de sondagem, pela resistência do maço e também pela alteração do estado de tensões nas vizinhanças da parede do furo de sondagem, devido aos processos de perfuração, construção e injeção. Como consequência, o comportamento da interface entre a nata e o maço está longe de ser bem compreendido, devido à enorme variação de tipos de solo e rocha que ocorrem na natureza. Além disto, ao se tracionar a ancoragem, a transferência de carga é feita da nata para o maço sob a forma de tensões radiais e cisalhantes. A ruptura pode ocorrer a uma determinada distância dentro do maço ou na interface nata-maço, dependendo da resistência relativa da interface e do maço adjacente.

Neste contexto, no caso de maços rochosos, algumas recomendações têm sido propostas para selecionar a tensão de aderência média e a resistência ao cisalhamento da rocha. De acordo com Littlejohn e Bruce (1975), a tensão de aderência de trabalho média a ser utilizada nos projetos de ancoragem não deve ser superior à metade da resistência ao cisalhamento mínima da rocha, determinada por meio de ensaios de amostras representativas do maço

rochoso. Esta aproximação se aplica às rochas brandas onde a resistência à compressão uniaxial ( $C'_o$ ) é inferior a 7MPa, e/ou para furo de sondagem executado por meio de rotação-percussão.

Nos casos onde não se dispõe de dados sobre a resistência ao cisalhamento da rocha ou de ensaios de arrancamento de ancoragens, é comum considerar-se a tensão de aderência última ( $\tau_{ult}$ ) variando de 10% de  $C'_o$  para rochas sãs, até um valor máximo de 4,0MPa. Isto vale para o caso da resistência à compressão da nata de cimento ser igual ou superior a 42MPa (Littlejohn e Bruce, 1975). Estes autores afirmam que, para um maciço rochoso com material alterado com um ângulo de atrito relativamente baixo, a consideração de que  $\tau_{ult}$  seja igual a 10% de  $C'_o$  pode conduzir a um baixo valor de resistência ao cisalhamento. Neste caso, a tensão de aderência última, pode ser considerada como 20 a 35% da resistência à compressão uniaxial da rocha.

Devido à enorme variação dos tipos de rochas ancoradas, diferentes valores de tensões de aderência têm sido utilizados na prática. A Tabela 9, compilada por Littlejohn e Bruce (1975) e Littlejohn (1993), apresenta alguns valores típicos de tensão de aderência rocha-nata que são recomendados para projetos em rochas ígneas, metamórficas e sedimentares.

Na Tabela 9, o fator de segurança é relacionado aos valores de tensão de aderência de trabalho e última. A aderência é avaliada simplesmente pela experiência de engenharia, onde os valores considerados para a aderência de trabalho rocha-nata variam de 0,35 a 1,4 MPa.

Segundo Littlejohn e Truman-Davies (1974) e Littlejohn e Bruce (1975), os valores do fator de segurança recomendados variam de 1,6 a 3,0, sendo porém freqüentemente inferiores a esta faixa em rochas duras, sãs e competentes e superiores em rochas brandas e intemperizadas.

Ressalta-se que o grau de intemperismo das rochas é o principal fator que afeta a tensão de aderência última. Nos projetos em solo residual, tem-se utilizado os resultados de ensaio de penetração (SPT) para a estimativa de tensão de aderência última.

O Canadian Manual on Foundation Engineering (1975), citado por Hanna (1982) recomenda como tensão de aderência admissível rocha-nata, o menor dos seguintes valores:

$$\tau_{adm} = 1/30 \text{ da resistência à compressão uniaxial da rocha } (C'_o);$$

$$\tau_{adm} = 1/30 \text{ da resistência à compressão uniaxial da nata } (C_o);$$

$$\tau_{adm} = 1,4 \text{ Mpa.}$$

Estas relações consideram um fator de segurança igual a 3,0, similar ao recomendado por Littlejohn e Bruce (1975).

Uma informação importante sobre a tensão de aderência rocha-nata, apresentada por Benmokrane (1986), vem do trabalho de Horvath e Kenney (1979). Estes autores relacionam a tensão de aderência média ( $\tau_m$ ) e a resistência à compressão de menor valor, seja do concreto ou da rocha ( $C'_o$ ), por meio da seguinte fórmula:

$$\tau_m = a \sqrt{C'_o}, \text{ em [MPa]}$$

**Equação 09**

onde:

a : constante (entre 36 e 48).

Tabela 9 - Aderência nata-maciço (adaptado de Littlejohn e Bruce, 1975)

Classificação		Aderência (MPa)		Fator de segurança	Fonte
		$\tau_t$	$\tau_{ult}$		
Ígneas	basalto de dureza média	-	5,73	3,0 - 4,0	Rao (1964)
	basalto	1,21 - 1,38	3,86	2,8 - 3,2	Wycliffe-Jones (1974)
	granito	1,38 - 1,55	4,83	3,1 - 3,5	
	serpentinó	0,45 - 0,59	1,55	2,6 - 3,5	
	granito e basalto	-	1,72 - 3,10	1,5 - 2,5	PCI (1974)
Metamórficas	xisto de Manhattan	0,70	2,80	4,0	White (1973)
	folhelho duro e estratificado	-	0,83 - 1,38	2,5 - 2,5	PCI (1974)
Sedimentares	calcáreo	1,00	2,83	2,8	Losinger (1966)
	calcáreo brando	-	1,03 - 1,52	1,5 - 2,5	PCI (1974)
	calcáreo dolomítico	-	1,38 - 2,07	1,5 - 2,5	
	arenito	2,45	-	1,75	Coates (1970)
	arenito intemperizado	-	0,69 - 0,85	3,0	Irwin (1971)
	arenito duro de grãos finos	0,69 - 0,83	2,24	2,7 - 3,3	Wycliffe-Jones (1974)
Diversos	rocha fraca	0,35 - 0,70	-	-	Koch (1972)
	rocha média	0,70 - 1,05	-	-	
	rocha competente	1,05 - 1,40	-	-	
	rocha competente ( $C'_o > 20$ MPa)	$C'_o/30$	$C'_o/10$	3,0	Littlejohn (1972)
	concreto	-	1,38 - 2,76	1,5 - 2,5	PCI (1974)

## 3.2. Estacas

As estacas assemelham-se geometricamente aos grampos. Desta forma, espera-se que os ensaios de resistência, os mecanismos de ruptura e a mobilização dos esforços em estacas possam ajudar a entender o comportamento de grampos sob solicitação de arrancamento.

### 3.2.1. Provas de cargas e instrumentação

Ensaio de prova de carga em estacas são ensaios em verdadeira grandeza que permitem verificar aspectos importantes, como a capacidade de carga, os deslocamentos do elemento da fundação ou, ainda, no caso de estacas instrumentadas, a transferência de carga em profundidade (Albuquerque, 2001).

Os diversos motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira (Albuquerque, 2001):

- Assegurar que não ocorrerá ruptura para a carga de trabalho;
- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Determinar a carga de ruptura;
- Determinar o comportamento carga x deslocamento do elemento de fundação.

Em provas de cargas, os dados obtidos do ensaio referem-se ao deslocamento e à carga aplicada ao topo da estaca. São necessários apenas extensômetros analógicos, colocados na base do bloco de coroamento, e um macaco hidráulico ligado a uma bomba com um manômetro aferido. Podem-se também utilizar células de carga para se obter os valores de carga com maior precisão (Albuquerque, 2001).

Nos últimos anos, vários trabalhos de fundações sobre estacas utilizaram a técnica de instrumentação com *strain gages*, podendo ser citados: Massad e outros (1981), Rocha e outros (1985), ABEF (1989), Carvalho (1991), Mantilla (1992), Albuquerque (1996), Menezes (1997), Ferreira (1998), Nunes e Castilhos (2002) e Nunes e outros (2002). Em todas as situações, verificou-se que a técnica de instrumentação adotada forneceu resultados confiáveis.

Com o objetivo de obter informações relativas à transferência de carga para uma estaca submetida a um carregamento, é instalada uma barra de aço instrumentada, em cada nível pré-definido. Atualmente tem-se instalado tais

instrumentos após a implantação das fundações no campo, por meio de bainhas de aço corrugado ou canos de aço, instalados nas estacas quando de sua confecção. Segundo Dysli (1983), quando se instala a instrumentação na estaca antes da concretagem, pode haver uma perda de 10% a 20% dos instrumentos. Tais instrumentos, colocados verticalmente, são solidarizados à estaca por meio da injeção da nata de cimento.

Os extensômetros de armadura são inseridos imediatamente após o término da concretagem. Existe também a técnica de colagem de *strain gages* diretamente na superfície de estacas metálicas.

Uma técnica para instrumentação de uma estaca pré-moldada foi apresentada por Niyama e Azevedo (1990), com o intuito de eliminar ou minimizar os danos nos *strain gages* causados pela cravação. Tal técnica, desenvolvida pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo), consiste na colocação prévia de tubos no interior da estaca durante sua confecção; em seguida os *strain gages* são introduzidos nos tubos e o espaço preenchido com nata de cimento.

Albuquerque (1996), Menezes (1997), Teixeira e outros (1998) e Ferreira e outros (1998), instrumentaram vários tipos de estacas. A instrumentação consistiu em *strain gages* colados em barras de aço CA50 com 12,5mm de diâmetro e 600mm de comprimento, calibradas em laboratório, inseridas em uma bainha de aço e unidas por meio de luvas até formarem uma barra contínua. Após a inserção das barras, injetou-se nata de cimento de baixo para cima para solidarização do conjunto.

Com base nos trabalhos efetuados com este tipo de instrumentação, devido à experiência absorvida e aos bons resultados apresentados, Albuquerque (2001) adotou a mesma sistemática de instrumentação.

Resultados de transferência de carga (Figura 20) ao longo da profundidade em estacas dos tipos Escavadas, Hélice Contínua e Ômega, foram reportados por Albuquerque (2001). As estacas foram instrumentadas com *strain gages*, ao longo do fuste nas seguintes profundidades: 5,0m; 11,1m e 11,7m.

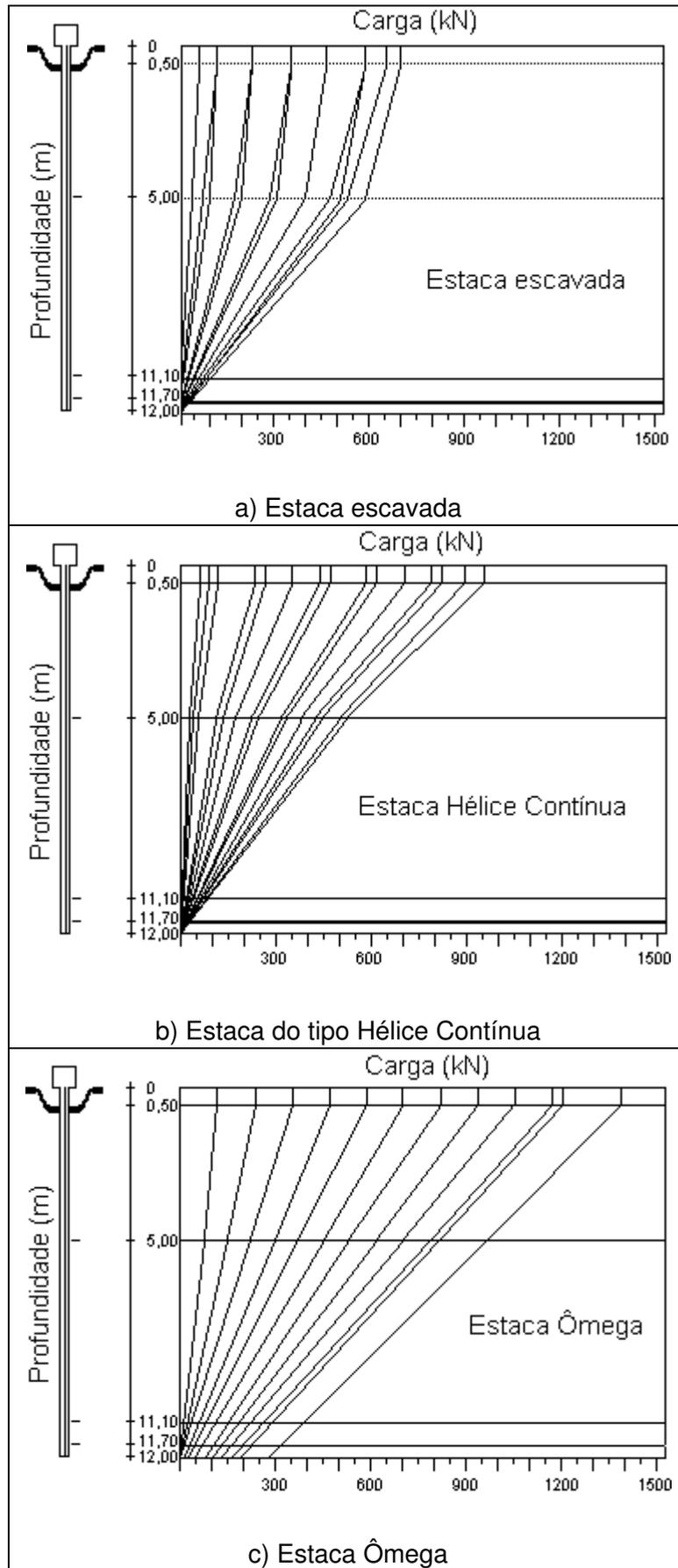


Figura 20 – Transferência de carga em estacas instrumentadas (Albuquerque, 2001)

A heterogeneidade do solo ao longo da profundidade, gera bulbos de diferentes diâmetros (Figura 21), o que pode explicar a distribuição não linear de carga ao longo dos comprimentos das estacas, sejam elas escavadas, Hélice Contínua ou Ômega (Figura 20). Nos três tipos de estacas houve diferença nos valores de atrito, quando se comparam os trechos superiores e inferiores (Albuquerque, 2001).



Figura 21 – Bulbos do primeiro trecho da estaca Hélice Contínua (Albuquerque, 2001)

### 3.2.2. Mecanismos de ruptura de estacas em rocha

O sistema de estacas embutidas em rocha são compostas por três elementos: estaca, maciço rochoso e interface concreto-rocha, formando assim o sistema estaca-rocha. Horvath e outros (1983) afirmam que as características de resistência e deformabilidade destes elementos são os fatores primários que controlam o comportamento do conjunto.

A resistência lateral (aderência) ou resistência de fuste é mobilizada por meio de 3 mecanismos de interação da interface estaca-rocha: adesão (contato), atrito e cisalhamento ou embricamento mecânico (Leonhardt e Mönning, 1973; Hanna, 1982, Johnston e outros, 1987; Khan e Amadei, 1993; Lemos, 1994; Benmokrane e outros, 1994; Kodikara e Johnston, 1994; Uijl e Bigaj, 1996; Hassam e O'Neil, 1997).

Em função da geometria da rugosidade, os mecanismos de transferência de carga ao longo do embutimento apresentam algumas particularidades. Entretanto, o mecanismo típico de transferência de carga pode ser resumido por meio de 3 estágios progressivos: (i) Resistência garantida pela adesão estaca-

rocha; (ii) Resistência por atrito e/ou embricamento mecânico; e (iii) Resistência por cisalhamento.

Segundo Nunes e Castilhos (2002), os processos descritos são semelhantes aos processos de ruptura de tirantes e chumbadores, uma vez que, tanto no sistema estaca-rocha, quanto no sistema concreto-aço, o corpo embutido é mais rígido que o meio no qual está inserido, além da interface apresentar ou não nervuras (rugosidade). No caso de barras lisas em concreto, Leonhardt e Mönning (1973) sugerem que a adesão é perdida para pequenos deslocamentos, sendo a resistência garantida por atrito somente. Entretanto, no caso de interfaces nervuradas, primeiro ocorrerá a ruptura por cisalhamento das asperezas, seguida do deslizamento entre as superfícies (Hanna, 1982; Uijl e Bigaj, 1996; Hassam e O'Neil, 1997).

O desenvolvimento da resistência lateral em estacas, com trechos embutidos em rocha e sob aplicação de carga axial, implica na ocorrência potencial de deslocamentos verticais entre as superfícies da interface, com a conseqüente ruptura da adesão entre estas, tal como esquematizado na Figura 22. Devido à rigidez relativa da rocha e do concreto, estes deslocamentos tendem a ser acompanhados por um aumento do diâmetro do trecho embutido. As forças atuantes na interface não são constantes, pois aumentam à medida que o diâmetro do trecho embutido aumenta (proporcionalmente ao coeficiente de Poisson) e pela dilatação da interface, devido à rugosidade das paredes do embutimento (Johnston e outros., 1987).

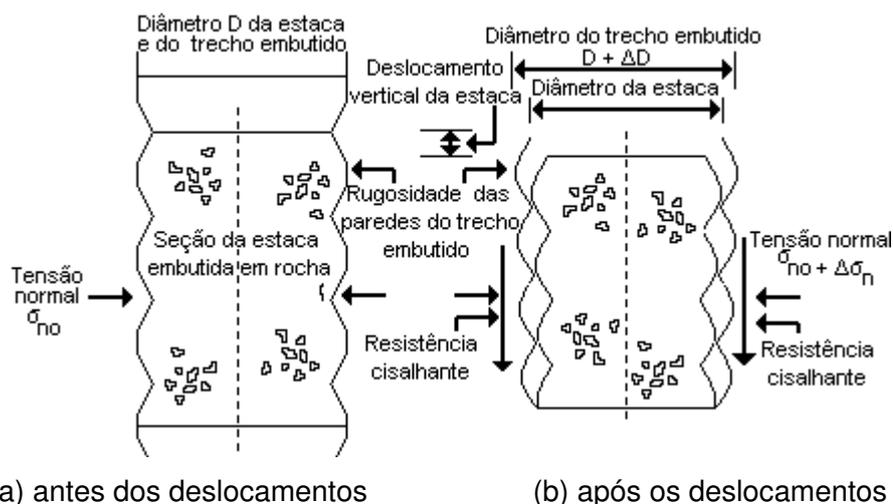


Figura 22 - Estaca embutida em rocha sob carregamento axial (Johnston e outros, 1987)

O aumento das forças que atuam na interface é causado pelos deslocamentos axiais relativos do fuste da estaca deslizando sobre as asperezas das paredes da rocha, já que a resistência ao escorregamento é menor que a resistência oferecida ao cisalhamento das rugosidades.

Uma vez iniciado o escorregamento entre as superfícies da interface, este será mobilizado ao longo das asperezas individuais até que a resistência ao escorregamento se torne maior que a resistência ao cisalhamento das asperezas. À medida que os deslocamentos crescem, a superfície de contato concreto-rocha diminui, tornando-se cada vez mais crítica. Portanto, haverá uma variação progressiva no mecanismo de deslocamentos com o cisalhamento das asperezas tornando-se mais pronunciado com uma taxa de dilatação decrescente, até que esta se torne efetivamente zero.

Hassam e O'Neil (1997) consideram a ruptura da adesão com escorregamento vertical e o surgimento de espaço vazio na interface e apresentam, como provável ruptura da interface, o surgimento de trincas de tração provenientes das raízes da junta (Figura 24 e Figura 23).

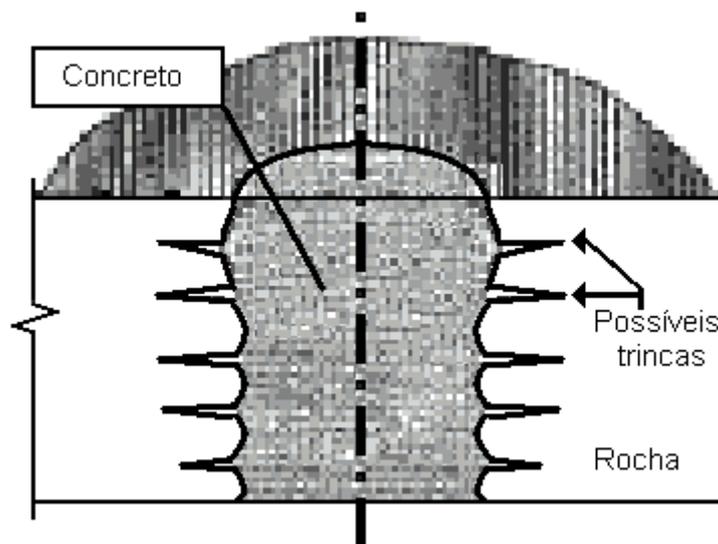


Figura 23 - Fraturas de tração nas raízes das asperezas (Hassam e O'Neil, 1997)

Khan e Amadei (1993) observaram três mecanismos de ruptura a partir de ensaios de cisalhamento direto com carga normal constante no estudo do efeito da rugosidade e da tensão normal na resistência ao cisalhamento da interface. Sob baixas tensões normais, ocorre dilatação com escorregamento puro dominante ao longo das asperezas. Para cargas normais intermediárias, a dilatação é parcialmente reduzida, ocorrendo escorregamento ao longo das

asperezas e esmagamento do material mais fraco (rocha branda). Para altas cargas normais, a dilatação é bastante reduzida, ocorrendo cisalhamento por meio das asperezas. Em linhas gerais, a proposição de Khan e Amadei (1993) é concordante com o modelo descrito por Johnston e outros (1987).

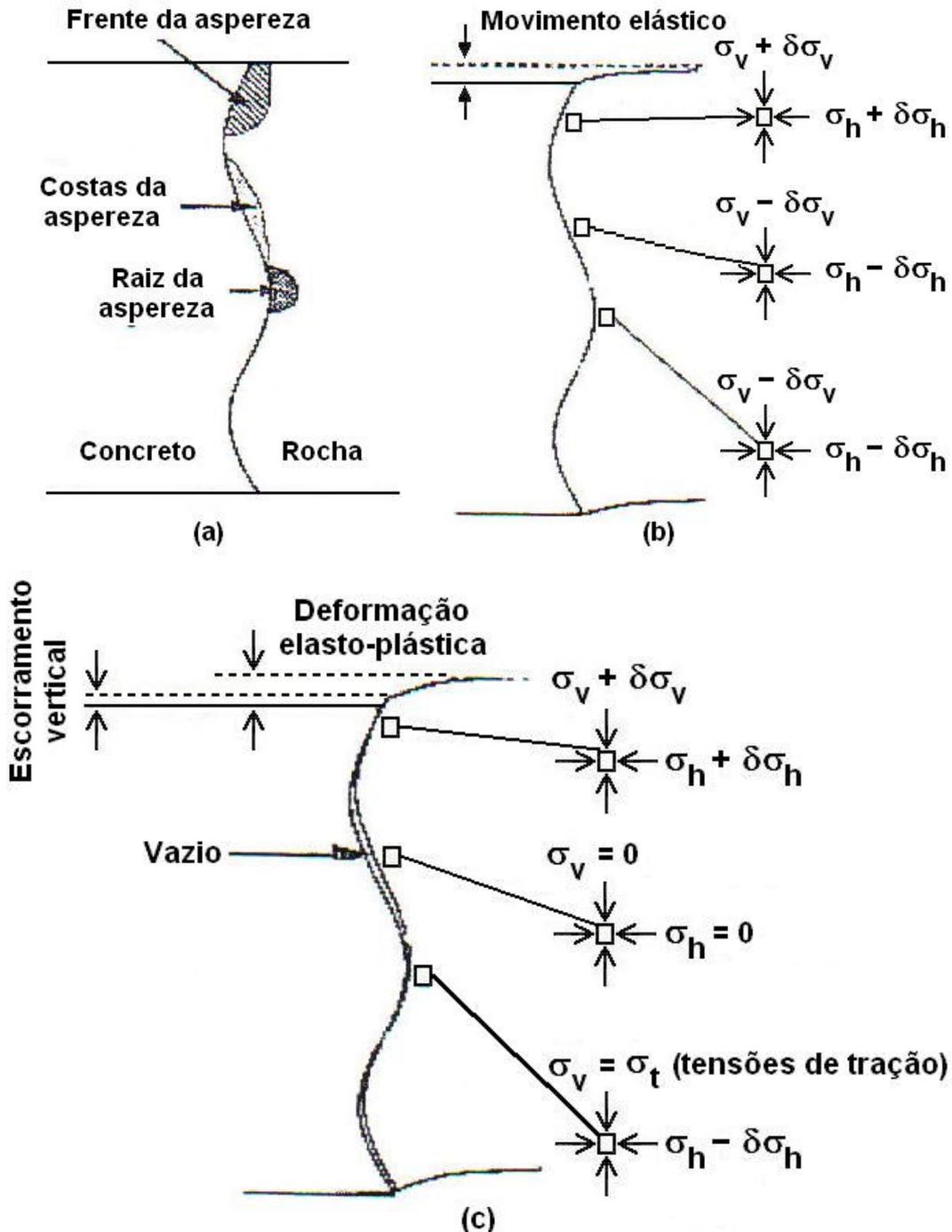


Figura 24 - Idealização dos estágios de transferência de carga (Hassam e O'Neil, 1997)

Os mecanismos de mobilização de resistência de estaca rugosa possuem fortes semelhanças com os de barras de aço envolvidas por concreto. Ao serem

consideradas as características do sistema estaca-rocha e do sistema concreto-aço, nota-se que uma equivalência pode ser feita, pois o corpo embutido é mais rígido que o meio no qual ele está inserido, além da interface poder apresentar-se rugosa (com nervuras) ou lisa.

Assim, Leonhardt e Mönning (1973) sugerem que não basta a adesão para garantir uma boa aderência, pois esta é rompida a pequenos deslocamentos. A aderência por atrito ocorre sempre que houver tensões de confinamento normais à interface. Entretanto, no caso da interface apresentar asperezas (nervuras), deve primeiro ocorrer a ruptura por cisalhamento destas asperezas, para então acontecer o deslizamento entre as superfícies. O desenvolvimento do mecanismo que leva à ruptura da interface estaca-rocha é semelhante ao proposto por Leonhardt e Mönning (1973), exceto pelo fato do atrito ocorrer antes do cisalhamento, mesmo nos casos onde o fuste se apresenta rugoso.

Uijl e Bigaj (1996) propõem dois tipos de ruptura, por separação ou por cisalhamento, os quais são divididos em três estágios. No primeiro estágio, comum aos dois processos anteriores, o contato entre o corpo embutido (elemento) e o meio circunvizinho é mantido pela adesão e pelo intertravamento da matriz do meio e da superfície do elemento. Considera-se um comportamento adesivo elástico com pequenos valores de adesão.

No segundo estágio, inicia-se a quebra da adesão. A concentração de forças de suporte na parte frontal da aspereza causa a formação de uma trinca na forma de cone, com início na crista da ranhura. Os deslocamentos relativos são resultado das deformações das ranhuras do elemento e do esmagamento do meio. As forças de suporte (inclinadas com respeito ao eixo do elemento) podem ser decompostas nas direções paralela e perpendicular ao eixo. A componente paralela é igual à força de adesão, enquanto que a componente radial induz tensões circunferenciais de tração no meio circunvizinho, o que pode resultar em trincas radiais. A partir deste momento, deve ocorrer o processo de ruptura por separação ou por cisalhamento. No primeiro caso, as trincas radiais se propagam ao longo do comprimento do elemento e a adesão é rompida por completo. Esta propagação de trincas resulta no decréscimo das tensões normais à interface (menor dilatação). Atingida a superfície externa (início do terceiro estágio), esta forte redução de tensões resulta em uma queda repentina da tensão adesiva. O cisalhamento, por sua vez, se faz presente quando o confinamento é suficiente para evitar a separação do elemento do meio circunvizinho. Neste caso, novos planos de escorregamento surgem ao redor do elemento cisalhando as asperezas e o mecanismo de transferência de carga é

feito agora por atrito. Ocorre uma considerável redução das tensões normais à interface devido à pequena rugosidade apresentada pelo novo plano de escorregamento. Com isso, ocorre a redução na aderência. Sob carga contínua, a superfície torna-se lisa, enquanto o sistema apresenta redução de volume. Os dois processos são ilustrados na Figura 25.

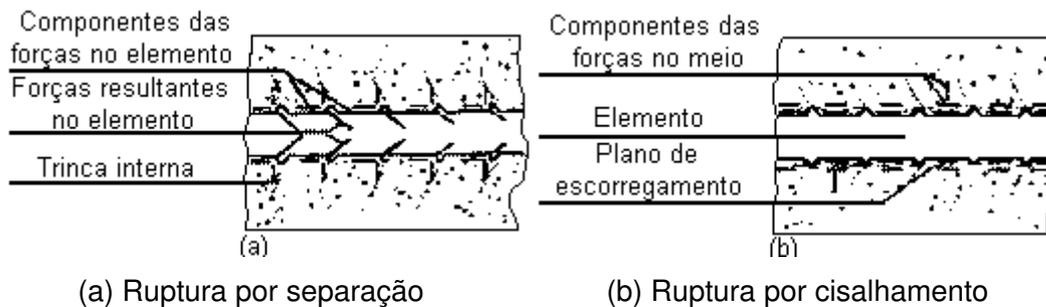


Figura 25 – Mecanismos de ruptura da adesão (Uijl e Bigaj, 1996)

Os padrões de fissuração apresentados na Figura 25 assemelham-se ao proposto por Hassam e O'Neil (1997) e mostrados na Figura 24, além de também terem sido mencionados por Hanna (1982) e Leonhardt e Mönning (1973). De acordo com estes autores, o cisalhamento das asperezas do meio inicia-se por uma ruptura por tração na direção das tensões principais de tração e prossegue com um deslocamento transversal com fissuração do meio circunvizinho, a partir da ocorrência de escorregamento entre as superfícies (Figura 26).

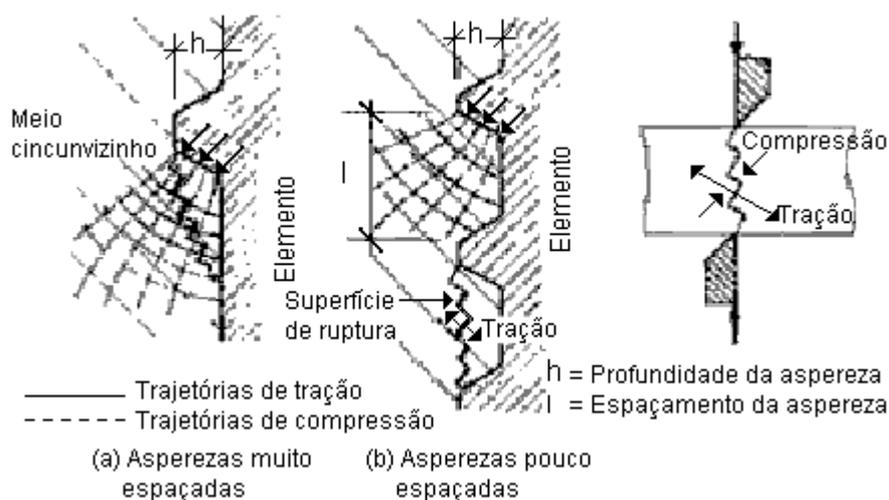


Figura 26 - Tensões principais e superfícies de ruptura (Leonhardt e Mönning, 1973)

Hassam e O'Neil (1997) sugerem, ainda, que a forma e o espaçamento das asperezas (ranhuras) é determinante no modo de ruptura apresentado. Isto porque, em interfaces onde as ranhuras estão muito próximas, ocorre ruptura por cisalhamento do material entre as nervuras do elemento. Para interfaces onde as asperezas estão muito separadas, ocorre o esmagamento do material logo abaixo da ranhura do elemento, sem que esta se propague até a ranhura subjacente, configurando rupturas localizadas (Figura 27).

Em resumo, duas abordagens distintas foram apresentadas: uma diretamente obtida de estudos em estacas embutidas em rocha, e outra a partir de barras de aço embutidas em concreto. Os mecanismos de ruptura apresentados por ambas são muito semelhantes, inclusive quanto aos fatores que influenciam nos mecanismos de transferência de carga (Castilhos, 2002).

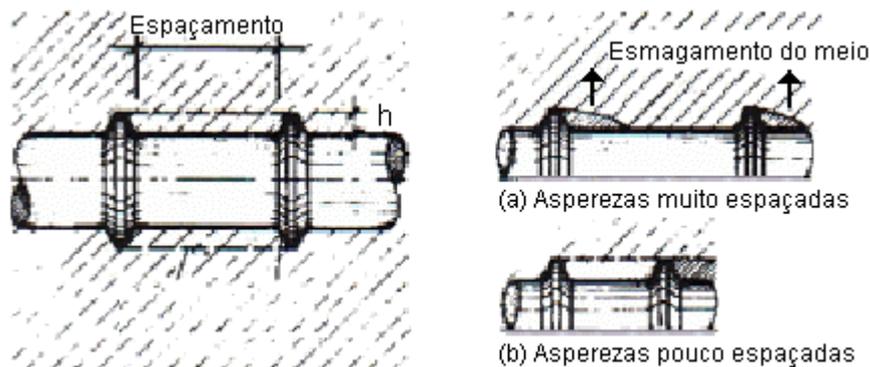


Figura 27 - Superfícies de ruptura próximo à ranhuras (Leonhardt e Mönning, 1973)

A literatura também apresenta resultados de ensaios especiais para determinação da resistência mobilizada por atrito lateral de estacas em rochas brandas. Destaca-se o estudo de Nunes e Castilhos (2002) que realizaram provas de carga em estacas embutidas em rocha branda no laboratório, para avaliar a influência do grau de rugosidade nos modos de ruptura e os mecanismos de mobilização da resistência lateral da interface estaca-rocha.

As provas de carga executadas correspondem a ensaios de cisalhamento direto axissimétrico e foram instrumentados para obter a carga e as deformações axiais e radiais ao longo do fuste da estaca. Foram analisados 4 tipos de rugosidade de fuste variando de liso a muito rugoso (Figura 28).

Os resultados indicaram que as maiores cargas de ruptura correspondem aos fustes muito rugosos.

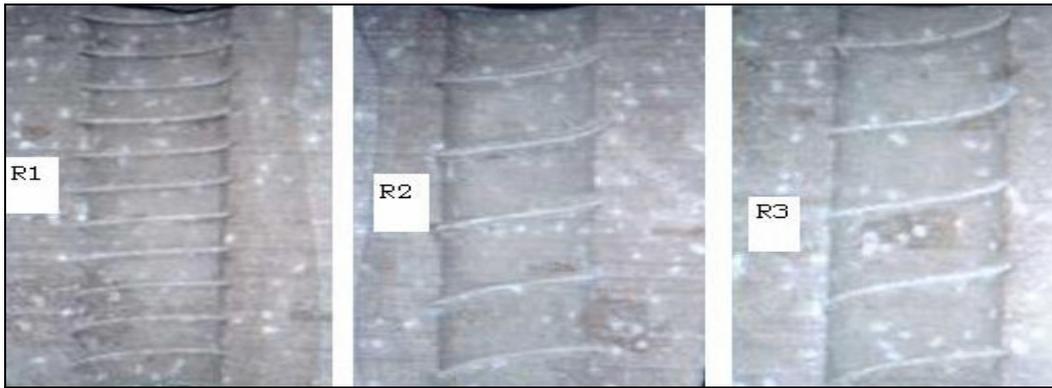


Figura 28 – Rugosidades dos modelos reduzidos estaca-rocha (Nunes e Castilhos, 2002).

O monitoramento das deformações axiais e radiais ao longo do fuste da estaca mostrou que o padrão de mobilização de resistência lateral é constituído por 3 estágios: adesão, atrito e cisalhamento. A Figura 29 ilustra o modo de ruptura da estaca de fuste rugoso. Observa-se a perda de adesão no topo da estaca e o cisalhamento da interface ao longo do fuste. Além disto, os resultados indicaram que a resistência por adesão se torna maior com o aumento da rugosidade da interface. Para fustes muito rugosos, a carga correspondente ao fim do estágio de adesão é cerca de duas vezes maior que a apresentada em estacas de fuste liso.

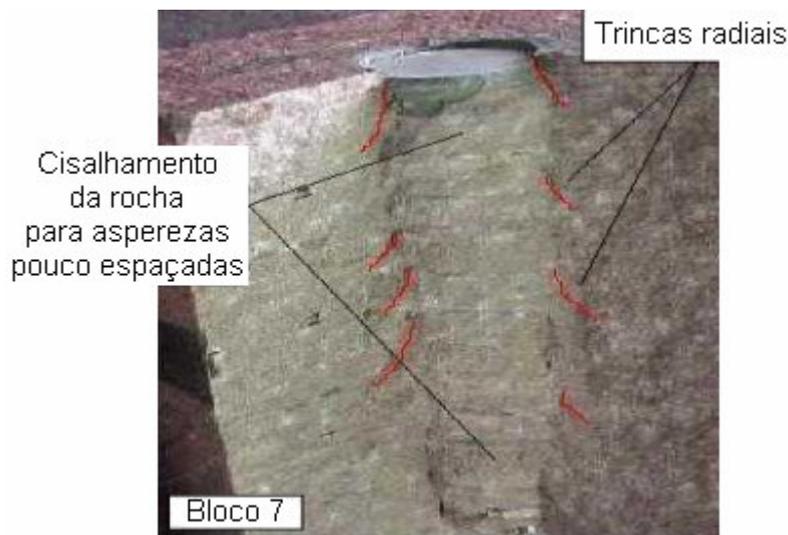


Figura 29 – Modo de ruptura da estaca de fuste rugoso (Nunes e Castilhos, 2002).