

MECANISMOS DE RUPTURA POR TRAÇÃO EM MACIÇOS ROCHOSOS COM FUNDAÇÕES DIRETAS. PONTES NO GRANITO DO PORTO

Tensile failure mechanisms in rock masses with shallow foundations.
Bridges in Porto granite

Rubén Galindo Aires^{a,b}, António Viana da Fonseca^b, Ana Teresa Santos de Alencar^a, Miguel Ángel Millán Muñoz^a, Mauro Muñoz Menéndez^c

^a Universidad Politécnica de Madrid, España

^b CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Portugal.

^c Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, Madrid, España

RESUMO – A resistência à tração é um parâmetro geomecânico que tem recebido muito menos atenção do que a resistência à compressão, sendo tradicionalmente difícil de estimar, utilizando-se habitualmente ensaios indiretos ou correlações empíricas. Este artigo apresenta os mecanismos de ruptura que podem ocorrer sob uma fundação direta, dando especial atenção às configurações que induzem ruptura por tração no terreno e para as quais é essencial avaliar corretamente a resistência à tração. Além disso, é apresentada uma nova configuração não estabelecida pelos mecanismos clássicos de ruptura, relativa a terrenos estratificados, onde é possível que a ruptura seja condicionada pelo parâmetro de resistência à tração. Estuda-se em particular o granito do Porto, cuja geologia local apresenta configurações de maciço rochoso horizontalmente estratificado, devido a distintos estados de alteração do material; obtêm-se amostras de granito com diferentes graus de alteração e efetua-se uma campanha de ensaios laboratoriais para avaliar corretamente o parâmetro de resistência à tração. Finalmente, o estudo é aplicado a duas fundações de pontes sobre maciços de granito do Porto, com diferentes e invertidos graus de alteração, onde a resistência à tração pode ser limitante: 1) a ponte Infante Dom Henrique; 2) a nova ponte da Ferreirinha.

ABSTRACT – Tensile strength is a geomechanical parameter that has received much less attention than compressive strength and is traditionally difficult to estimate; usually, it is done by indirect tests or empirical correlations. This article presents the failure mechanisms that can occur under a shallow foundation, with particular focus on those configurations that induce tensile failure, for which it is essential to correctly determine the tensile strength. In addition, a new configuration not covered by the classic failure mechanisms is presented, relating to stratified ground, where it is possible for failure to be conditioned by the tensile strength parameter. In particular, it is studied the Porto granite, whose local geology presents stratified terrain configurations due to different states of material; samples of granite with different degrees of weathering are obtained and a campaign of laboratory tests is carried out to correctly evaluate the tensile strength parameter. Finally, the study is applied to two bridge foundations on Porto granite, where tensile strength can be a determining factor: 1) the Infante Dom Henrique bridge, and 2) the new Ferreirinha bridge.

Palavras Chave – Resistência à tração direta, capacidade de suporte em rocha, fundações superficiais, terrenos estratificados, granito do Porto, Ponte da Ferreirinha.

Keywords – Direct tensile strength, bearing capacity in rock, shallow foundations, stratified ground, Porto granite, Ferreirinha Bridge.

E-mails: rubenangel.galindo@upm.es (R. Galindo), viana@fe.up.pt (A. Fonseca), ana.sdealencar@upm.es (A. Alencar), miguelangel.millan@upm.es (M. Millan), Mauro.Muniz@cedex.es (M. Muñoz)

1 – INTRODUÇÃO

O principal parâmetro utilizado para definir corretamente os processos de ruptura em mecânica das rochas é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, embora não seja o único. Efetivamente, os diferentes critérios de fratura que foram desenvolvidos no início do estudo da mecânica das rochas, com base em dados experimentais para diferentes níveis de tensão (Hobbs, 1966; Hoek, 1968; Franklin, 1971; Bieniawski, 1974; Yoshinaka e Yamabe, 1980), tinham como parâmetro fundamental a resistência à compressão uniaxial da rocha matriz. Evidentemente, este parâmetro é também necessário para definir corretamente o critério de ruptura de Hoek e Brown (Hoek et al., 2002), que é atualmente o critério mais utilizado e consagrado para os maciços rochosos convencionais. Outros critérios mais recentes, que resolvem algumas limitações do critério de Hoek e Brown, como o critério de Mohr-Coulomb modificado (Singh et al., 2011; Singh e Singh, 2012) e o critério GZZ (Chen et al., 2021), também têm como principal parâmetro de influência a resistência à compressão uniaxial.

Os diferentes processos de ruptura e instabilidade do maciço rochoso também têm sido tradicionalmente associados à resistência à compressão da matriz rochosa (RCS) através de fórmulas empíricas e teóricas. Assim, existem múltiplos exemplos de equações e formulações propostas que se baseiam na RCS, como parâmetro fundamental, para avaliar a carga última de fundações superficiais (Carter e Kulhawy, 1988; Serrano et al., 2000; Merifield et al., 2006; Saada et al., 2008; Alavi e Sadrossadr, 2016; Millan et al., 2021b), de fundações profundas (Teng, 1962; Coates, 1967; Pells, 1977; Rowe e Armitage, 1987; Zhang e Einstein, 1998; Vipulanandan et al., 2007; Serrano et al., 2014; Millan et al., 2023), ou mesmo a deformabilidade do maciço rochoso (Rowe e Armitage, 1984; Gupta e Rao, 2000; Shalabi et al., 2007; Sari, 2018; Pappalardo e Mineo, 2022). Estas dependências mostram que, embora existam outros parâmetros que também influenciam a avaliação final da ruptura (ou deformabilidade, se for o caso), uma vez que esta última depende da estrutura do maciço rochoso e da sua origem geológica, é de esperar que o terreno esteja sob estados de tensão multiaxial de compressão. Trabalhos como os de Griffith (1924), Murrell (1963) e Cai (2009) representam importantes contributos no âmbito da resistência à tração em rochas e critérios de rotura.

Neste contexto, a resistência à tração da rocha e, conseqüentemente, do maciço rochoso, não é normalmente um parâmetro de entrada nas formulações de estado limite; muitas vezes o seu valor é extrapolado nos critérios de ruptura a partir de esforços em compressão, derivados de ensaios laboratoriais mais comumente realizados e ajustados. Assim, a Fig. 1 mostra como a envolvente de ruptura ajustada pelos resultados de laboratório permite extrapolar um valor de resistência a tração que, para a mesma RCS, é mais elevada para envolventes de resistência inferiores nos ensaios triaxiais. Em particular, esta abordagem foi favorecida pelo facto de ser mais difícil obter experimentalmente os valores de resistência à tração direta das rochas, recorrendo a ensaios de: (1) tração indireta (ensaio de compressão diametral ou brasileiro) onde é necessário interpretar o valor da ruptura (Fig. 2) e que classicamente tem sido feito, apesar das suas significativas limitações, com a fórmula elástica de Hondros (1959); (2) tração com garras segurando as extremidades das amostras e com estreitamento do provete para poder induzir um estado de tração pura no centro do cilindro, o que é frequentemente inviável porque gera excentricidades e concentrações de tensões que alteram a homogeneidade do provete.

Os mecanismos de ruptura que ocorrem no terreno não envolvem muitas vezes de forma decisiva estados de tensão entre as suas zonas de ruptura, o que justifica em geral a menor atenção dada à definição da resistência à tração das rochas. No entanto, há situações em que é necessária uma definição mais precisa do parâmetro de tração, como no caso de projetos de tirantes, de estabilidade de cavernas ou de tetos naturais de rochas.

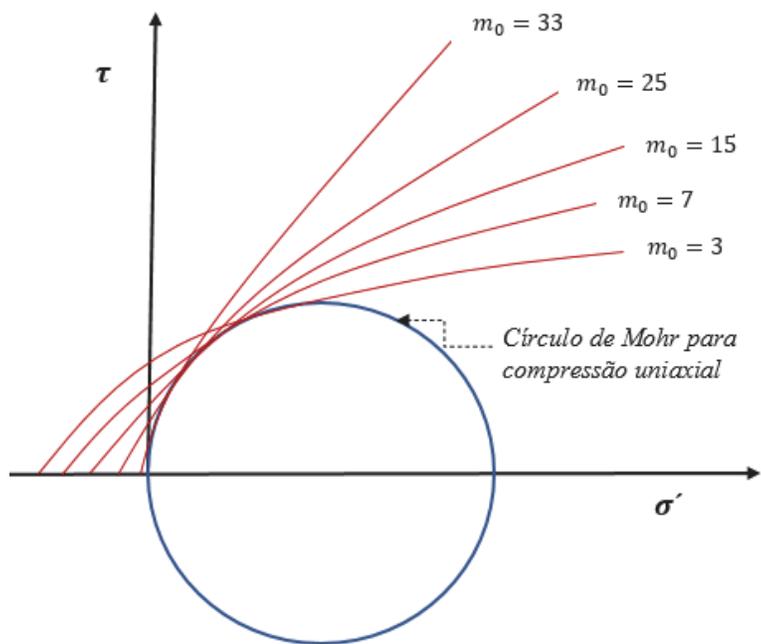


Fig. 1 – Ajuste do critério de ruptura de Hoek e Brown em laboratório. Para a mesma RCS, quanto mais baixa for a envolvente de resistência nos ensaios triaxiais, mais elevada é a resistência à tração extrapolada.

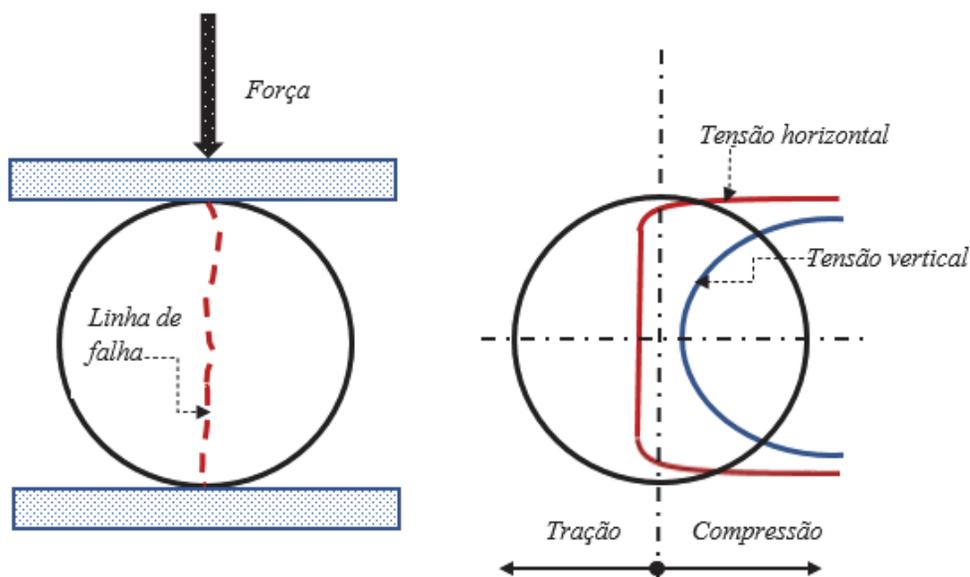


Fig. 2 – Forma de ruptura teórica do ensaio brasileiro e a distribuição de tensões elásticas.

No caso particular das fundações superficiais em maciços rochosos, as soluções analíticas gerais da ruptura global por superfície de corte para estimar a carga última em ambientes isotrópicos (Serrano et al., 2000) e anisotrópicos (Serrano et al., 2016) foram resolvidas rigorosa e adequadamente utilizando o método das linhas características, que permite a identificação de até 6 mecanismos possíveis, em todos eles dominam os estados de tensão multiaxial de compressão. No entanto, o comportamento do maciço rochoso é fundamentalmente condicionado, como é sabido, pelos seguintes fatores: (a) sua estrutura, ou seja, a descrição das famílias de descontinuidades que atravessam o maciço à escala natural e que lhe conferem um comportamento único em função, do número de famílias, da sua orientação, do seu espaçamento, da sua abertura, da sua rugosidade, da presença de material de preenchimento e de água circulando; (b) a sua alternância estratigráfica, que pode ocorrer na zona de influência de grandes áreas de fundação (como pontes, barragens ou grandes edifícios) e que, em muitos casos, corresponde a diferentes graus de alteração da mesma unidade geológica. Desta forma, a casuística de configurações possíveis é muito elevada e implica possibilidades de gerar mecanismos de ruptura muito diversos, podendo em situações particulares ocorrer ruptura por tração da rocha.

Neste artigo, apresentam-se as configurações mais frequentes em que a resistência à tração da rocha tem uma influência decisiva no mecanismo de ruptura das fundações superficiais e, conseqüentemente, no valor final da carga última. Assim, descrevem-se os casos tradicionalmente identificados de ruptura de maciços rochosos, aos quais é geralmente dada pouca atenção e que requerem a adaptação das formulações analíticas desenvolvidas para a ruptura global, com especial ênfase nos mecanismos de ruptura condicionados pela tração. Além disso, são também apresentadas outras configurações particulares que necessitam especificamente de considerar a resistência à tração para avaliar corretamente a capacidade de carga e os seus mecanismos de ruptura. Em particular, estas configurações específicas manifestam-se recorrentemente na formação granítica do Porto, onde se identifica como essencial caracterizar adequadamente a resistência à tração, condicionando os mecanismos de ruptura em fundações superficiais. Assim, obtiveram-se amostras locais no granito do Porto com diferentes graus de alteração e procedeu-se à caracterização da resistência à tração por meio de ensaios de tração direta, o que permite um estudo adequado dos mecanismos de ruptura e da capacidade de suporte das fundações condicionadas pela tração da rocha. Sendo o Porto uma cidade onde se destacam as grandes pontes que atravessam o rio Douro, consideradas símbolos da cidade, estudam-se especificamente as configurações das fundações em granito da Ponte Infante Dom Henrique e da futura Ponte da Ferreirinha, onde a ruptura por tração pode ser um fator condicionante.

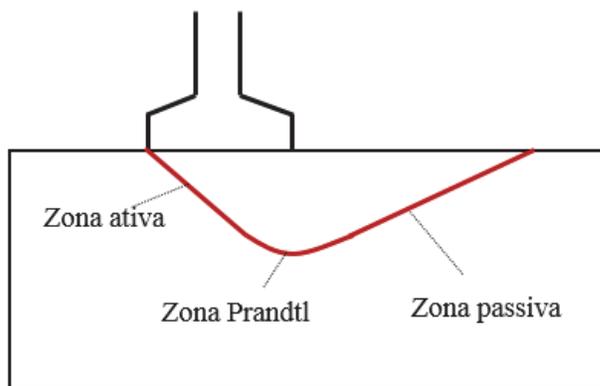
2 – CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS

2.1 – Ruptura de um maciço rochoso por corte

2.1.1 – Descrição e evolução das formulações

As soluções analíticas tradicionais para a estimativa da capacidade de suporte em solos (Terzaghi, 1943; Brinch Hansen, 1970) foram desenvolvidas para o critério de ruptura linear de Mohr-Coulomb, que depende da coesão e do ângulo de atrito do material, bem como de diferentes configurações de cargas e geométricas do projeto da fundação. Estas soluções permitem atribuir um valor de carga última num meio contínuo, homogêneo e isotrópico onde ocorre um mecanismo geral de ruptura por corte, constituído por (Fig. 3): (1) uma cunha ativa sob a fundação; (2) uma zona de transição (cunha de Prandtl) e; (3) uma cunha passiva com saída no contorno adjacente à fundação.

No caso de um maciço rochoso, atravessado por famílias de descontinuidades, o critério de ruptura não linear de Hoek e Brown (Hoek e Brown, 1980, 1997; Hoek et al., 2002) tem sido amplamente utilizado e bem aceito para estimar a capacidade de carga do terreno. No entanto, a utilização deste critério implica a consideração de um meio homogêneo e isotrópico que só pode ser



Cunha de falha isotrópica

Fig. 3 – Mecanismo de ruptura sob fundação num meio homogêneo e isotrópico.

assumido quando, por inexistência ou por abundância de descontinuidades, apresenta as mesmas propriedades físicas em todas as direcções, o que corresponde aos maciços rochosos do tipo I, IV e V descritos por Hoek (1983), esquematizados na Fig. 4. Assim, nestes casos, pode identificar-se um mecanismo geral de ruptura por corte, semelhante ao dos solos, cuja solução analítica da carga última foi proposta por Serrano e Olalla (1994) e Serrano et al. (2000), aplicando o critério de ruptura de Hoek e Brown (Hoek e Brown, 1980) e o critério de ruptura de Hoek e Brown modificado (Hoek e Brown, 1997), respetivamente. Estas soluções analíticas aplicam a teoria das linhas características (Sokolovskii, 1965), adoptando a hipótese da deformação plana, lei de fluxo associada, coaxialidade, superfície de ruptura perfeitamente plástica e a não consideração do peso proprio do maciço rochoso. Este método também permite a inclusão de uma superfície inclinada em um lado da cinta de carga na extremidade da fundação.

A formulação analítica da capacidade última proposta por Serrano et al. (2000) introduz um fator de capacidade de carga que torna a pressão de ruptura proporcional à resistência à compressão uniaxial (RCS) da rocha. Essa mesma estrutura de equação, que relaciona a capacidade de carga com a RCS, é observada em outras formulações, como a de Carter e Kulhawy (1988), recomendada pela AASHTO (2012), baseada na solução de limite inferior, adoptando também a hipótese da rocha sem peso proprio.

Merifield et al. (2006) aplicaram os teoremas do limite (superior e inferior), como uma extensão da formulação desenvolvida por Lyamin e Sloan (2002a, 2002b) para determinar a capacidade de carga de uma sapata corrida sobre um maciço rochoso fracturado, cujo comportamento é do tipo de Hoek e Brown. Estes autores observaram que a utilização dos parâmetros de resistência equivalente de Mohr Coulomb sobrestima a capacidade de carga em até 157% no caso de um maciço rochoso de boa qualidade (GSI cerca de 75). Compararam também os resultados dos métodos de Serrano et al. (2000) e de Carter e Kulhawy (1988) com os obtidos por elementos finitos, concluindo que os valores estimados com o método de Serrano et al. (2000) está mais próximo dos resultados obtidos numericamente. Simultaneamente, diferentes cálculos utilizando o método dos elementos finitos sob o teorema do limite inferior e superior, desenvolvidos respetivamente por Sloan (1988) e Sloan e Kleeman (1995), foram utilizados por Sutcliffe et al. (2004) e Zheng et al. (2000) para determinar a capacidade de carga do maciço rochoso fracturados, obtendo resultados de ruptura global semelhantes aos obtidos pela solução analítica de Serrano et al. (2000).

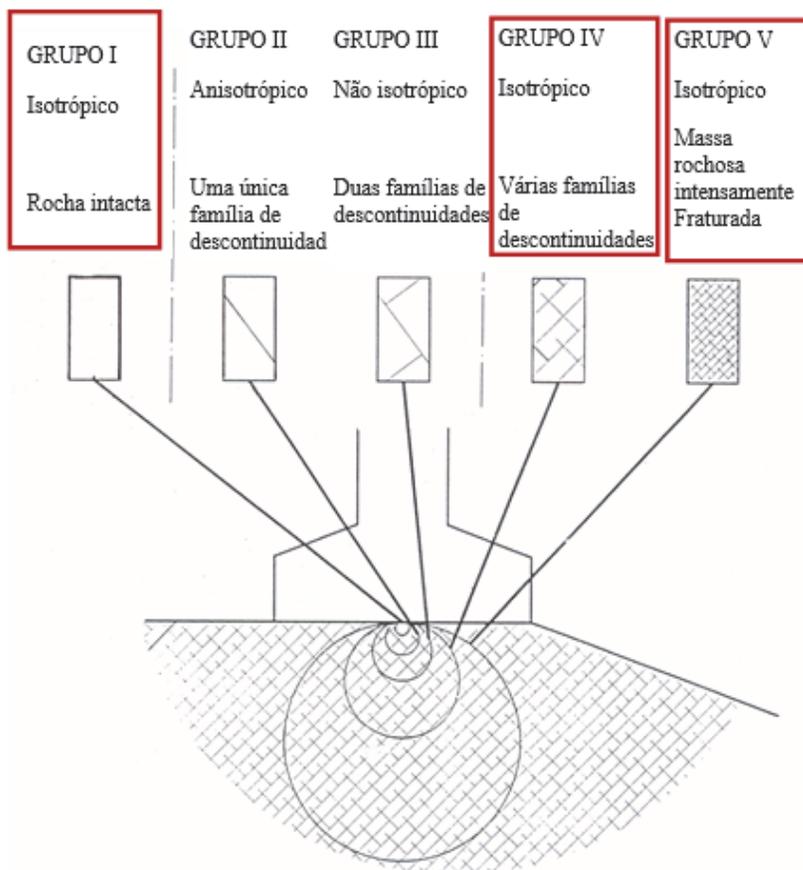


Fig. 4 – Mecanismos de ruptura sob fundação num meio homogéneo e isotrópico (Hoek, 1983).

Existe a possibilidade de incorporar diferentes factores de correção para melhorar as formulações analíticas, adaptando-as para configurações mais genéricas dos maciços rochosos, de forma análoga a que ocorre em trabalhos clássicos de mecânica dos solos, destacam nessa linha algumas investigações, tais como: Imani et al. (2012), que incluem a pressão dos poros como uma força externa que afecta a capacidade de carga da fundação superficial em maciço rochoso fracturados; Clausen (2013), que analisou a influência do peso próprio do maciço rochoso na capacidade de carga de em fundações circulares; Alencar et al. (2019), que estudaram a influência da forma da fundação e da rugosidade do contacto; Keshavarz e Kumar (2021) investigaram a capacidade de carga de fundações em forma de anel apoiadas em maciços rochosos; Alencar et al. (2021), que introduziram um fator de correção para a presença do lençol freático próximo à cota de fundação; Chen et al. (2022) realizaram um estudo da influência da rugosidade da sapata na carga última considerando o efeito tridimensional.

Tajeri et al. (2015) e Alavi e Sadrossadat (2016) aplicaram os modelos de programação genética linear (LGP) para estimar a capacidade de carga de fundações superficiais em maciços rochosos, com base em 102 dados experimentais de diferentes estudos recolhidos da literatura. Millán et al. (2021a) apresentaram uma solução de rede neural artificial para prever a carga última de maciços rochosos de forma simples e direta, obtida a partir de cálculos numéricos baseados no critério de Hoek e Brown, reproduzindo configurações mais realistas do que as oferecidas por métodos empíricos ou analíticos, incluindo a dilatação, a forma, a rugosidade e o peso próprio da rocha.

No caso de maciços rochosos claramente anisotrópicos, controlados por uma única família de descontinuidades que atravessam o maciço rochoso (tipo II na Fig. 4), existem vários mecanismos de ruptura potencialmente possíveis, que podem diferir do mecanismo homogêneo e isotrópico. Neste caso, Serrano et al. (2016), forneceram soluções analíticas que resolvem o problema considerando o critério de Hoek e Brown modificado (Hoek et al., 2002) para o maciço rochoso e o critério de Mohr-Coulomb para as descontinuidades, identificando 6 possíveis mecanismos de ruptura, dependendo das características geomecânicas, configuração de carga, geometria da fundação e o pendor da família anisotrópica (Fig. 5). Por outro lado, Galindo e Millán (2021) desenvolveram um procedimento simplificado para ampliar as soluções de fundações em meios anisotrópicos a configurações mais gerais do que as abordadas pelas soluções analíticas.

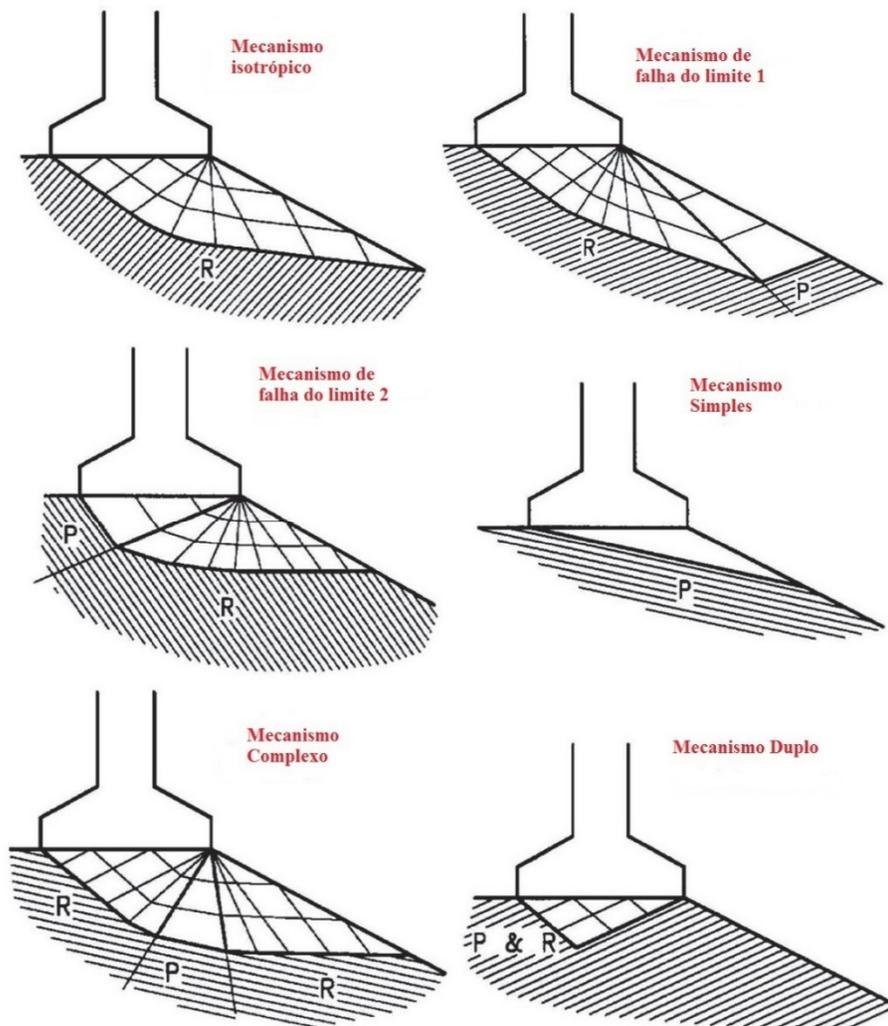


Fig. 5 – Mecanismos de ruptura de uma fundação superficial em ambiente anisotrópico do tipo II (adaptado de Serrano et al., 2016). Nota: R: ruptura do maciço rochoso; P: ruptura pelos planos de descontinuidade; Contorno 1: contorno adjacente à fundação; Contorno 2: contorno onde apoia a fundação.

2.1.2 – Solução analítica para meios homogêneos e isotrópicos (Serrano et al., 2000)

Como indicado na secção anterior, os trabalhos dos pesquisadores têm-se centrado na obtenção de soluções para o mecanismo global de ruptura por corte em rochas, destacando-se o método analítico de Serrano et al. (2000), cuja formulação é apresentada de forma resumida nesta secção.

Para realizar o cálculo de capacidade resistente de um estrato rochoso é necessário incorporar o critério não linear que rege a ruptura de um maciço rochoso, onde é geralmente considerado o critério de Hoek e Brown modificado (Hoek et al., 2002), aplicável a um meio com comportamento homogêneo e isotrópico. O critério de ruptura de Hoek e Brown é formulado como uma função da tensão principal menor (σ_3) e da tensão principal maior (σ_1), de acordo com:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (1)$$

onde, σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha, enquanto os parâmetros m , s e a podem ser estimados pelas equações (2), (3) e (4), e dependem do tipo de rocha (m_o), do índice de qualidade geotécnica do maciço rochoso (GSI) e da alteração do maciço rochoso pela ação humana (D):

$$m = m_o \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4)$$

O critério de ruptura de Hoek-Brown modificado indicado na equação (1) pode ser expresso parametricamente (Serrano et al., 2014) pelas equações (5) e (6), com a lei de fluxo associado, para a envolvente de Mohr, sendo o parâmetro ρ o ângulo de atrito instantâneo:

$$\frac{\tau}{\beta_a} = \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k} \cos \rho \quad (5)$$

$$\frac{\sigma}{\beta_a} + \zeta_a = (a + \sin \rho) \left[\frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k} \quad (6)$$

Os parâmetros de resistência β_a e ζ_a , equações (7), são aplicados para tornar o cálculo do critério de ruptura de Hoek e Brown adimensional:

$$\beta_a = A_a \cdot \sigma_c; \quad \zeta_a = \frac{s}{(m \cdot A_a)}; \quad A_a = \left(\frac{m \cdot (1 - a)}{2^{1/a}} \right)^{1/k}; \quad k = \frac{(1 - a)}{a} \quad (7)$$

β_a representa a resistência característica que tem as mesmas unidades que a resistência à compressão uniaxial e é utilizada para tornar as pressões adimensionais, enquanto ζ_a ("coeficiente de tenacidade") é um coeficiente adimensional que multiplicado por β_a corresponde à resistência à tração isotrópica ($\sigma_{t, is}$). A_a , k e o expoente a , são constantes do maciço rochoso e dependem do tipo de rocha (m_o), σ_c e do GSI.

Para o cálculo da capacidade resistente de uma fundação superficial, Serrano et al. (2000) e Galindo et al. (2017) propuseram uma formulação analítica baseada no método das linhas

características. Esta solução adopta a hipótese de deformação plana, considera uma lei de fluxo associada e despreza o aumento da resistência devido ao peso próprio da rocha.

De acordo com esta formulação analítica, a superfície do terreno onde se apoia a fundação é composta por dois sectores (Fig. 6): o fronteira 1 (adjacente à fundação) com uma inclinação α , onde a carga atuante é conhecida, correspondendo ao peso próprio do terreno na cota de fundação (de inclinação i_1); e o fronteira 2 (fundação), onde a capacidade de carga (actuando, em geral, com a inclinação de i_2) deve ser determinada.

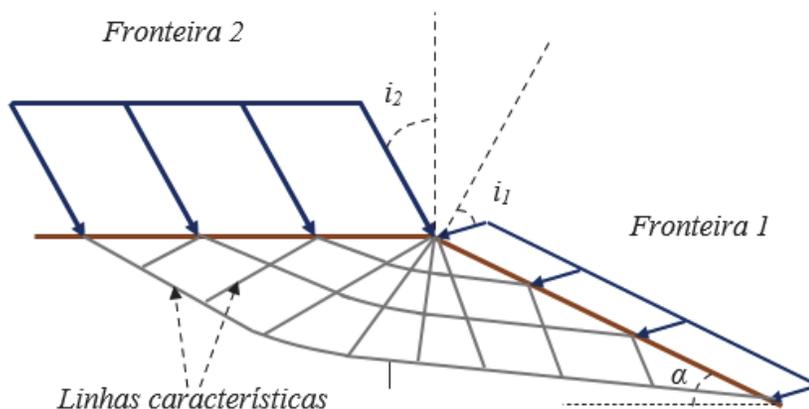


Fig. 6 – Modelo matemático da carga de última de uma fundação sobre rocha.

A solução, baseada no método das linhas características, requer que a equação (8) da invariante de Riemann (I_a) seja cumprida ao longo das linhas características:

$$I_a(\rho_1) + \psi_1 = I_a(\rho_2) + \psi_2 \quad (8)$$

$$I_a(\rho) = \frac{1}{2k} \left[\cot(\rho) + \ln \left(\cot \left(\frac{\rho}{2} \right) \right) \right] \quad (9)$$

Nestas equações, o ângulo de atrito instantâneo no contorno 2 (ρ_2) é a única incógnita, porque as outras variáveis podem ser definidas; no contorno 1: ângulo de atrito instantâneo (ρ_1) e a direção da tensão principal neste sector (ψ_1), expressando ψ_2 em função de ρ_2 . Finalmente, conhecendo ρ_2 , a capacidade de carga última pode ser estimada.

Através do método analítico descrito acima, a capacidade de carga é obtida por:

$$P_h = \beta_a \cdot (N_\beta - \zeta_a) \quad (10)$$

N_β é o fator de capacidade de carga e pode ser calculado, de acordo com a formulação do problema da fundação, da seguinte forma: (a) o ângulo de atrito interno (ρ_1) pode ser obtido por iteração a partir da ruptura induzida pela carga atuante no contorno 1; (b) a partir do valor de ρ_1 e por iteração (5), pode ser calculado o valor do ângulo de atrito interno no contorno 2 (ρ_2); (c) finalmente, conhecendo ρ_2 pode ser calculado o fator de capacidade de carga (N_β), e utilizando os parâmetros β_a e ζ_a , a carga última (P_h) é estimada de acordo com a equação (10). O fator de capacidade de carga pode ser expresso pela equação (11):

$$N_{\beta} = \cos i_2 \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \rho_2}{k \cdot \operatorname{sen} \rho_2} \right)^{1/k} \left(\frac{a(1 + \operatorname{sen} \rho_2)}{\operatorname{sen} \rho_2} \cos i_2 + \sqrt{1 - \left[\frac{a(1 + k \operatorname{sen} \rho_2)}{\operatorname{sen} \rho_2} \operatorname{sen} i_2 \right]^2} \right) \quad (11)$$

2.2 – Mecanismos de ruptura sob um maciço rochoso

Apesar do desenvolvimento de formulações analíticas e de outros métodos para abordar as soluções de capacidade de carga de fundações em rocha, a presença de famílias de descontinuidades com diferentes configurações de abertura, espaçamento e disposição relativa entre elas e a fundação, torna possíveis outros mecanismos de ruptura para além da ruptura por corte geral. Assim, o conhecimento empírico tradicional permite a identificação de diferentes mecanismos de ruptura do terreno, como mostra a Fig. 7 (Sowers, 1979).

Como se pode observar na Fig. 7, os mecanismos identificados como MI_B , MI_D , MV_{OJ} , MV_{CJ} , MJ , MF correspondem a rupturas gerais de corte, sendo os casos MJ e MF controlados pelo critério de ruptura das descontinuidades. O modo de ruptura MI_D corresponde a uma ruptura global num meio rochoso dúctil não dominado estruturalmente por juntas, enquanto que no modo MI_B ocorre uma ruptura de corte local, onde as superfícies de ruptura começam a desenvolver-se mas não se propagam à superfície. Neste último caso, a fórmula geral de corte é particularizada negligenciando a influência da profundidade de assentamento no terreno, uma vez que contribui pouco para a estabilidade global da capacidade de carga. Por outro lado, o mecanismo MV_{OJ} para um maciço rochoso com uma família de descontinuidades subverticais abertas e localizadas sob a zona de fundação, corresponde a mecanismos de ruptura não confinados sob a forma de um ensaio de compressão simples à escala real (resistência à compressão simples do maciço rochoso). Esta mesma configuração de descontinuidades do caso MV_{OJ} , mas com juntas fechadas, permite o confinamento lateral, desenvolvendo a ruptura global indicada no caso MV_{CJ} .

Os mecanismos MV_{SJ} , ML_F e ML_P não podem ser calculados utilizando as formulações analíticas desenvolvidas para a ruptura por corte integral, sendo necessário avaliar corretamente a resistência à tração. No caso do mecanismo ML_F , ocorre a flexão da camada superior sobre uma camada inferior mais deformável, o que gera pontos de tração na parte inferior da camada rígida superior. No caso do ML_P , a camada superior rígida fina punçoamento a camada deformável de baixo. Em ambos os casos, o colapso é iniciado por uma ruptura por tração. A espessura limite da camada rígida em ambos os casos é controlada pelas propriedades do material de cada camada. Por último, no caso MV_{SJ} , produz-se a ruptura por "splitting" (cunhas deslizantes planares), com a formação da cunha ativa sob a sapata e a progressão vertical em tração a partir da ruptura.

2.3 – Ruptura por compressão do estrato inferior

Conforme mencionado no final da secção anterior, as rupturas nos casos ML_F e ML_P são condicionadas pela presença de uma camada mais compressível abaixo da camada rígida de apoio da fundação. Esta condição de fronteira, que se encontra dentro do bolbo de tensão e, portanto, dentro da zona de influência da fundação, leva a um mecanismo de ruptura completamente diferente do mecanismo de corte no maciço, onde a deformabilidade induzida pela camada inferior de rocha produz movimentos prejudiciais no estrato rígido superior. Estas rupturas são identificadas como rupturas por punçoamento ou por flexão da camada superior e requerem uma avaliação da deformabilidade da camada rígida superior, para a qual pode ser utilizada uma avaliação numérica ou a formulação de leito elástico (Winkler, 1867). Esta última formulação requer a definição de um módulo de reação (k_b) abaixo da camada rígida que pode ser obtido experimentalmente por meio de placas de carga (com a consequente necessidade de incorporar o efeito de escala), sendo possível utilizar a equação analítica de Vesic (1961):

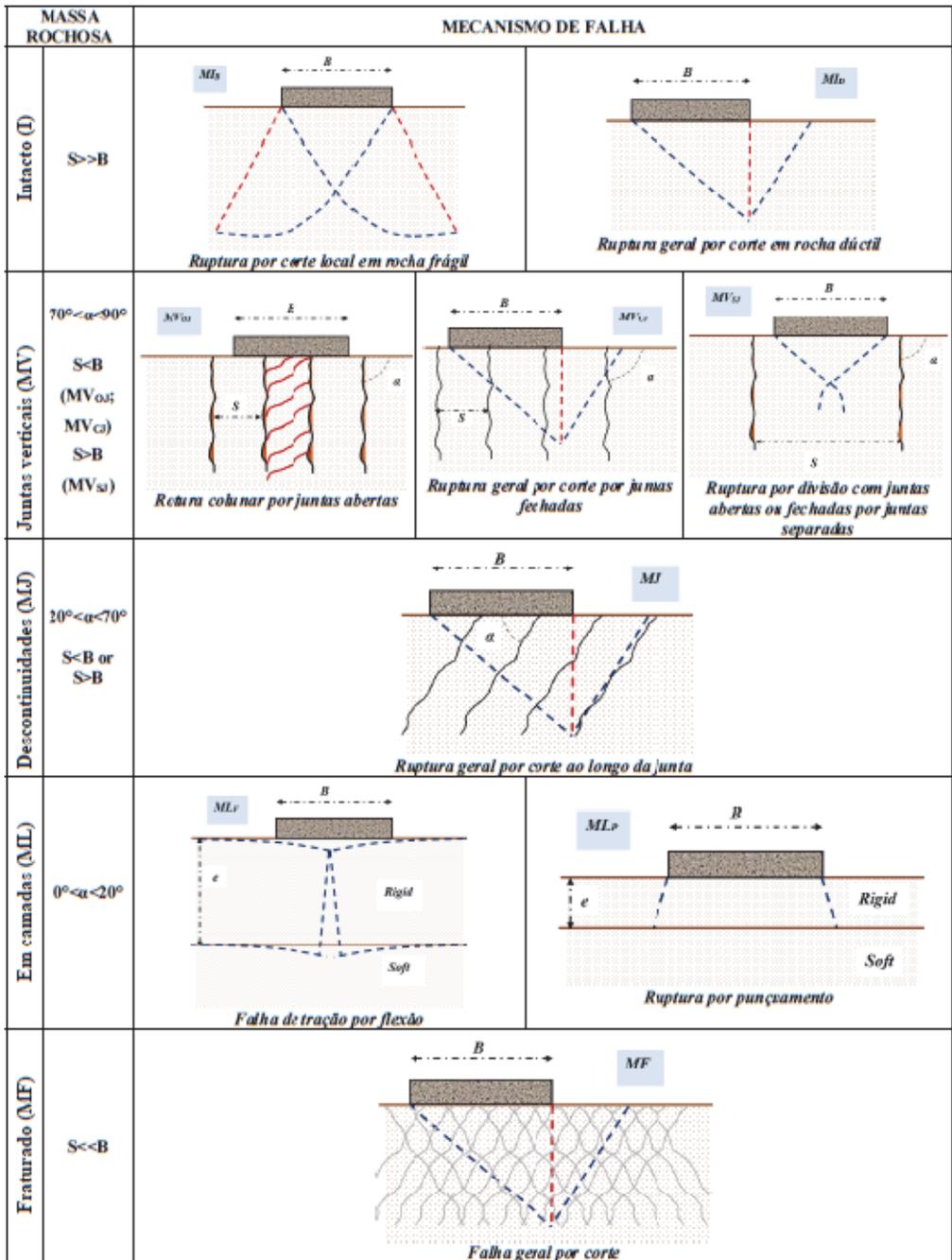


Fig. 7 – Mecanismos de ruptura sob fundação de acordo com a estrutura do maciço rochoso (Sowers, 1979): a) Mecanismos em maciço rochoso intacto (MI_B , MI_D); b) Mecanismos com junta vertical (MV_{OJ} , MV_{CJ} , MV_{SJ}); c) Mecanismo de maciço rochoso com descontinuidades (MJ); d) Mecanismos estratificado (ML_F ; ML_P); e) Mecanismo de maciço rochoso fraturado (MF). Nota: S é o espaçamento entre descontinuidades; B é a largura da fundação; α é o ângulo de pendor da descontinuidade.

$$k_b = \frac{0.65E_{inf}}{B(1 - \nu_{inf}^2)} \sqrt[12]{\frac{E_{inf}B^4}{E_{sup}I_{sup}}} \quad (12)$$

sendo B a largura da fundação, I_{sup} o momento de inércia da secção transversal da camada superior, E_{sup} o módulo de elasticidade da camada rígida superior, E_{inf} e ν_{inf} o módulo de elasticidade e de Poisson da camada compressível inferior, respetivamente.

As equações dos dois mecanismos são apresentadas a seguir:

- Ruptura por punçoamento: ocorre em configurações de camada rígida de pequena espessura (e), em relação à largura da sapata (B). Neste caso ML_p , é de esperar uma ruptura da camada rígida em forma de cone, embora esta forma seja difícil de definir exactamente, uma vez que as dimensões da fundação são geralmente rectangulares ou quadradas ($B_1 \times B_2$), pelo que uma forma razoável de simplificar o problema é assumir uma ruptura concêntrica à superfície de apoio localizada a $e/2$ do exterior do perímetro da sapata (Fig. 8), formando o perímetro crítico.

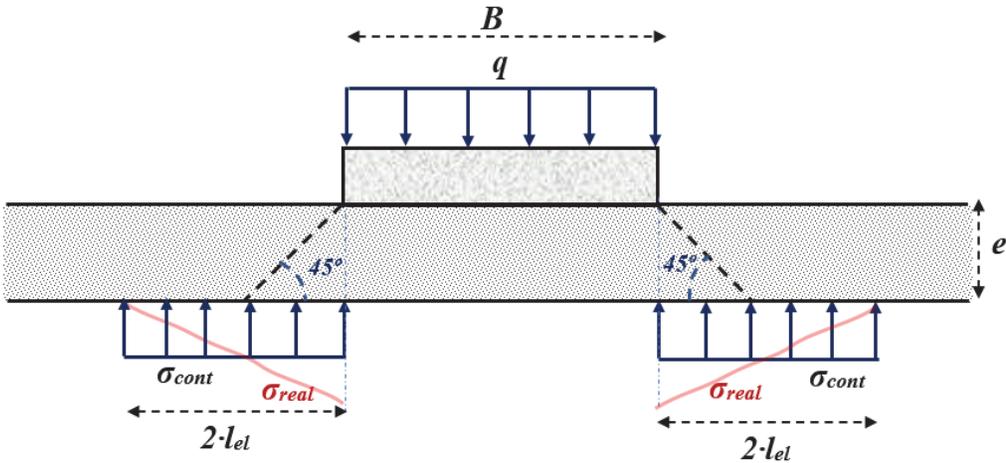


Fig. 8 – Mecanismo de ruptura de rocha por punçoamento.

A área da superfície de ruptura multiplicada pela resistência ao corte da rocha (τ_u) produz a resistência ao corte por punçoamento (R_{punc}), ou seja:

$$R_{punc} = 2((B_1 + e/2) + (B_2 + e/2)) \cdot \tau_u \quad (13)$$

A resistência ao corte da rocha (τ_u) pode ser calculada a partir das expressões paramétricas para o critério de ruptura de Hoek-Brown modificado (5) e (6). Assim, particularizando a equação (6) para uma tensão normal nula, obtém-se o valor do ângulo de atrito de ruptura ao corte puro ρ_u , e introduzindo (5) obtém-se o valor da resistência ao corte da rocha (τ_u). Observa-se que, introduzindo uma tensão normal nula em (6), a expressão (14) pode ser obtida combinando-a com (5):

$$\tau_u = \beta_a \cdot \zeta_a \frac{\cos \rho_u \cdot \sin \rho_u}{(1 - \sin \rho_u)(a + \sin \rho_u)} \quad (14)$$

E, portanto, lembrando que a resistência à tração isotrópica ($\sigma_{t, is}$) é $\beta_a \cdot \zeta_a$, a resistência por punçoamento pode ser expressa em função da resistência à tração pela equação (15):

$$R_{punc} = 2(B_1 + B_2 + e) \cdot \sigma_{t, is} \cdot \frac{\cos \rho_u \sin \rho_u}{(1 - \sin \rho_u)(a + \sin \rho_u)} \quad (15)$$

Para se poder prever a ruptura por este modo, é necessário saber em que medida a carga vertical está a exercer tração no perímetro crítico. Assim, a Fig. 8 mostra que, em função da deformabilidade do terreno inferior em relação ao da rocha de suporte da fundação, é produzida uma tensão de contacto real (σ_{real}), cujo valor médio (σ_{cont}) depende da largura da sapata (B), da carga (q) que atua na base da sapata e do comprimento elástico (l_{el}), de acordo com a equação (16) derivada para uma solução de apoio elástico em deformação plana:

$$\sigma_{cont} = \frac{q \cdot B}{4 \cdot l_{el}}; l_{el} = \sqrt[4]{\frac{4E_{sup}I_{sup}}{k_b \cdot B}} \quad (16)$$

A zona exterior à zona de influência da sapata, onde se desenvolve esta tensão de contacto, é dada até uma distância igual a $2l_{el}$ da borda da sapata. Assim, a ruptura por punçoamento ocorrerá quando a ação produzida [$\sigma_{cont} \cdot (2l_{el} - e)$] for superior à resistência do meio ao punçoamento (R_{punc}).

Na verdade, a realidade deste tipo de ruptura é mais complexa, no momento em que se aumenta a carga num maciço rochoso que falha por punção, observa-se que o dano se concentra em torno de uma fissura crítica de corte, que se inicia como uma fissura de flexão, atingindo o eixo neutro de flexão, de modo que, com o aumento da carga, um novo conjunto de fissuras é criado dentro da zona comprimida. Pode assumir-se que no instante em que este novo conjunto de fissuras é gerado não haverá um aumento significativo da carga devido ao enfraquecimento da rocha na zona de compressão.

- b. Ruptura por flexão da camada superior (MLF). O limite da espessura que faz prevalecer o modo de ruptura por punçoamento ou flexão depende das características geométricas e de resistência à flexão do estrato rígido, bem como da camada inferior deformável. Assim, considerando a mesma metodologia de cálculo do estrato rochoso de profundidade indefinida, como uma laje natural sobre leito elástico, pode desenvolver-se o mecanismo de flexão na laje rochosa (Fig. 9).

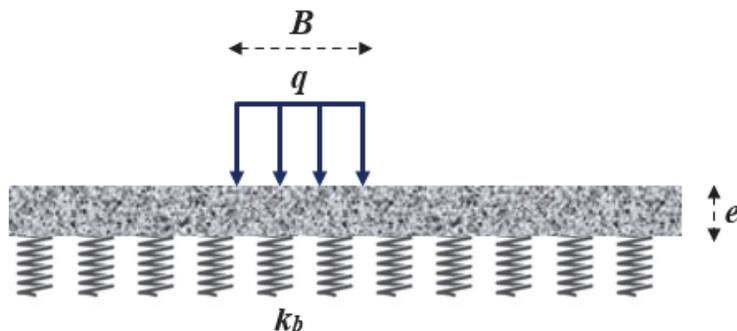


Fig. 9 – Modelo de Winkler para o cálculo do mecanismo de flexão da “laje” de rocha superior.

O modelo de cálculo simplificado com molas elásticas abaixo da laje rochosa superior de melhores características, de acordo com (12), reproduz a deformabilidade do terreno subjacente, permite o cálculo da tração máxima (σ_t), pela equação (17), produzida no contacto com o terreno subjacente, em função da inércia da secção de rocha (I_{sup}), da espessura da rocha (e) e do comprimento elástico (l_{el}):

$$\sigma_t = \frac{q \cdot B \cdot e}{8 \cdot I_{sup}} l_{el} \quad (17)$$

Esta pressão de tração deve ser comparada com a resistência à tração (R_t), que pode ser avaliada com base nos parâmetros do maciço rochoso de Hoek e Brown modificado, resultando do apuramento em (1) do valor $\sigma_3=R_t$ quando $\sigma_1=0$.

Assim, a ruptura por flexão do estrato rochoso ocorrerá se $\sigma_t > R_t$.

Por conseguinte, e tal como explicado nesta secção, no caso dos mecanismos de punçoamento e de flexão, a formulação centra-se na estimativa de um valor para a resistência à tração, que desencadeia a ruptura.

2.4 – Ruptura da rocha por “splitting”

O esquema da Fig. 7 mostra a ruptura por “splitting” (mecanismo MV_{SJ}), cujo estudo experimental foi realizado pela primeira vez por Bishnoi (1968). O desenvolvimento deste mecanismo de ruptura é induzido pela presença de fronteiras laterais verticalizadas, como se pode deduzir das trajetórias das linhas de tensão na rocha mostradas na Fig. 10a. Esta figura demonstra como a curvatura destas linhas é diretamente condicionada por estas condições de fronteira verticais, de modo que na parte superior da rocha (até uma profundidade da ordem da distância entre os fronteiras laterais), as trajetórias das linhas de tensão se abrem, até se distribuírem por toda a superfície entre os fronteiras laterais, gerando trações horizontais (zona de tração); na zona imediatamente abaixo; por outro lado, as linhas permanecem quase verticais, de modo que os pontos da rocha respondem horizontalmente à compressão (zona de compressão) aumentando com o confinamento vertical. Destaca-se que na zona debaixo da fundação, influenciada pelo estado de compressão da carga da sapata e ainda longe dos fronteiras, corresponde a uma zona de compressão onde se produz uma cunha ativa (zona ativa). A Fig. 10b mostra a distribuição de tensões deduzida elasticamente por Nicolsky (Guerin, 1971), onde se pode ver que as tensões desaparecem a profundidades (H) superiores à distância entre fronteiras laterais (S); para estas maiores profundidades, geram-se estados de compressão com a carga a ser distribuída na zona entre juntas ou a transmitir-se através delas, conforme se trate de juntas fechadas ou abertas, respetivamente. Finalmente, a partir da esquematização das Fig. 10a e 10b, apresenta-se uma idealização de bielas e tirantes (Fig. 10c), que permite formular a tensão de tração do mecanismo de “splitting” de acordo com (18) em função do valor da carga externa (q), podendo-se expressar o problema em deformação plana:

$$\sigma_t \cdot \left(S - \frac{B}{4} \right) = \frac{q \cdot B}{2} \tan \alpha \rightarrow \sigma_t = \frac{q \cdot \frac{B}{S}}{\left(4 - \frac{B}{S} \right)} \left(1 - \frac{B}{S} \right) \quad (18)$$

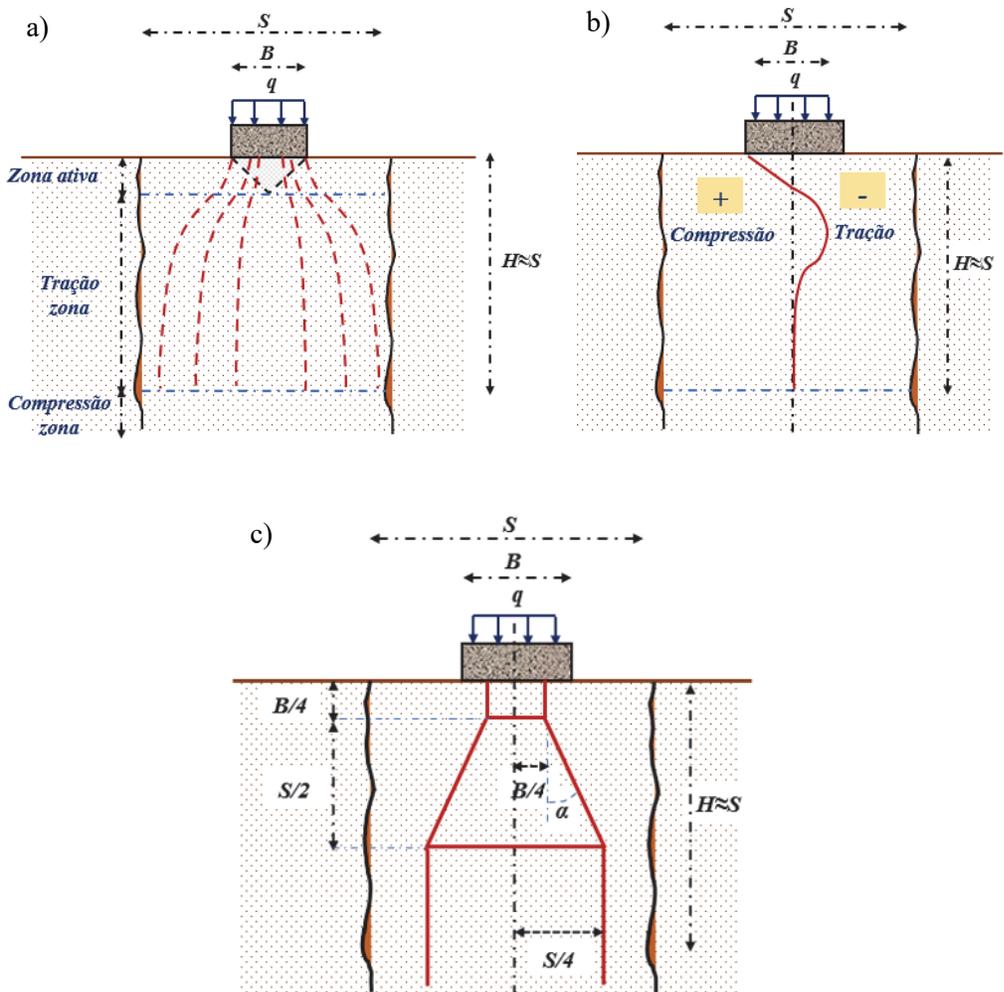


Fig. 10 – a) Linhas de tensão no maciço rochoso limitadas por suas fronteiras laterais; b) Distribuição de tensões num meio elástico (Guerin, 1971); c) Esquema de bielas e tirantes para formular a ruptura por “splitting”

A Fig. 11a apresenta esquematicamente a forma da ruptura e a distribuição de tensões horizontais, de acordo com o descrito na Fig. 10. Em contrapartida, a Fig. 11b apresenta descontinuidades verticais afastadas, desenvolvendo-se a ruptura global, uma vez que a carga vertical se distribui para baixo numa grande área, podendo o mecanismo global ser criado à superfície. Note-se que, em ambas as situações de configuração lateral, a cunha ativa é inicialmente formada sob a sapata e a evolução pode progredir para "splitting", desenvolvendo uma ruptura por tração ou ruptura global, criando blocos deslizantes.

As Fig. 11c e 11d mostram as rupturas por “splitting”, obtidas em ensaios de laboratório realizados no Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX, em Madrid, Espanha), em blocos de 20x20x20 cm sob uma base de fundação de 3.8 cm de diâmetro (com uma carga de rotura de 100,6 MPa). A rocha ensaiada foi um arenito de grão médio do Cretácico Inferior (fácies Weald) de Burgos, Espanha.

Tal como descrito em detalhe, a resistência à tração condiciona a fratura por “splitting”.

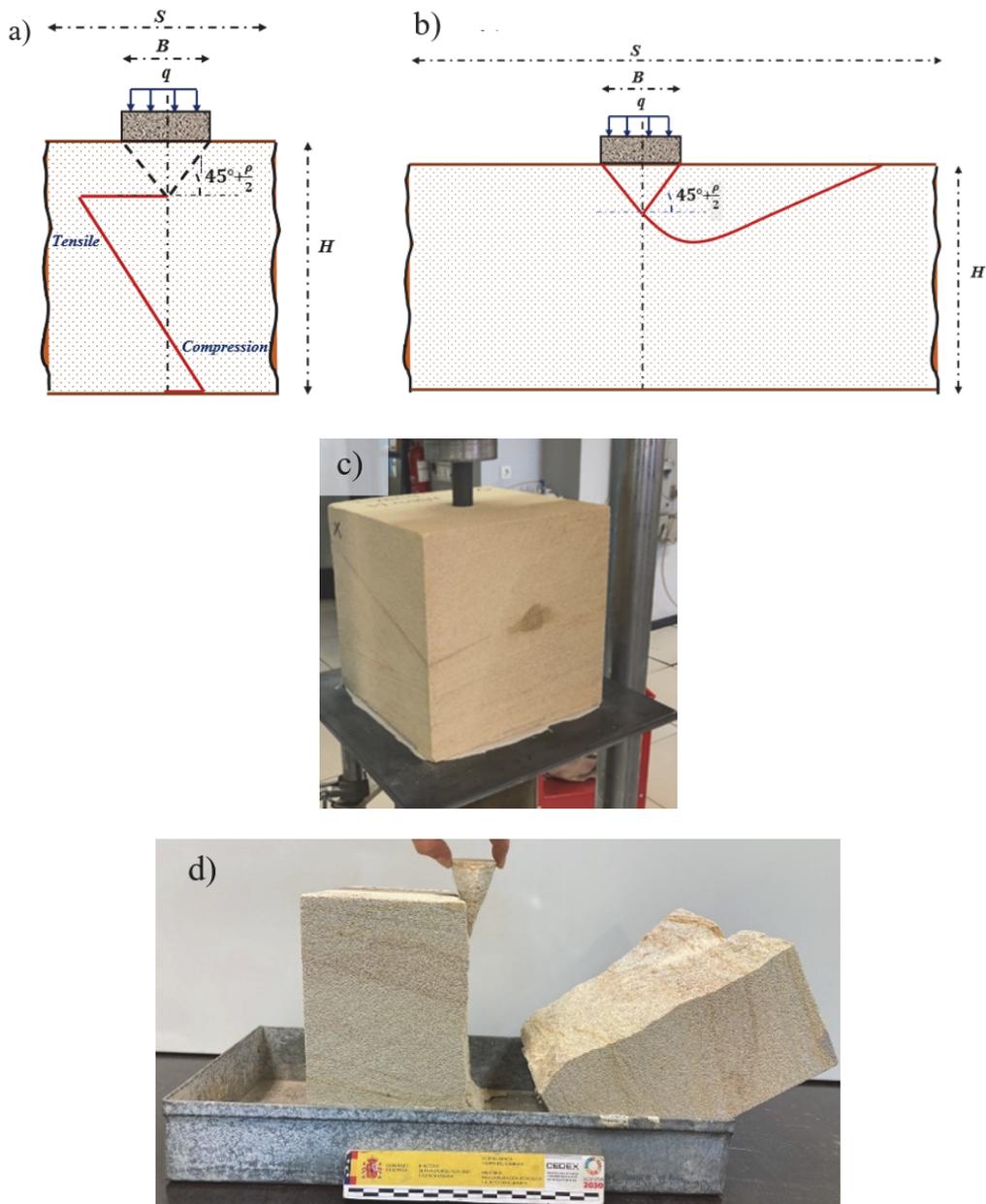


Fig. 11 – a) Ruptura por “splitting” no caso de fronteiras laterais próximas; b) Ruptura global no caso de fronteiras laterais afastadas; c) Bloco de rocha ensaiado no laboratório; d) Bloco de rocha ensaiado após ruptura frágil no laboratório do CEDEX (sapata de 3.8 cm de diâmetro)

3 – RUPTURA EM TERRENOS ESTRATIFICADOS COM DIFERENTES ESTADOS DE ALTERAÇÃO

Embora na Fig. 7 tenham sido apresentados os diferentes mecanismos de ruptura identificados por Sowers (1979), a diversidade de factores que caracterizam os maciços rochosos possibilita uma

grande variedade de configurações e estruturas do meio rochoso. Desta forma, podem ser identificados outros possíveis mecanismos de ruptura, sendo particularmente interessante destacar os maciços estratificados devidos a diferentes estados de alteração, onde se encontram estratos, do mesmo material rochoso, com diferentes espessuras e propriedades geomecânicas (RCS e GSI).

Assim, a alternância de estratos com um elevado contraste de rigidez é um caso particular, que ocorre em algumas configurações específicas, por exemplo, em maciços rochosos do tipo *Flysch*. Em outros casos, devido à alteração induzida por determinados agentes externos associados, principalmente, à exposição à água circulante através do maciço rochoso, é comum verificar-se que um mesmo maciço rochoso se divide em espessuras de terreno rochoso com diferentes graus de em função da profundidade. Este caso está particularmente presente na geologia local da zona metropolitana da cidade do Porto, e pode ser observado a título de exemplo nos perfis geológicos correspondentes ao complexo granito do Porto, nas proximidades, em particular, nos margens do rio Douro (Fig. 18a e Fig. 19); onde se vê o maciço rochoso de tipo granítico, com diferentes graus de alteração (de acordo com o esquema proposto pela ISRM (2007), que distingue qualitativamente seis classes que vão desde a rocha sã (W1) até ao solo residual (W6)) conforme descrito por Viana da Fonseca (1996) e Viana da Fonseca et al. (2003).

Com o passar do tempo, a presença do rio Douro e da água proveniente do oceano Atlântico provocou um gradiente de fluxos de água que circulam na superfície e por descontinuidades em profundidade, infiltrando-se no maciço rochoso, de modo que certos trajectos estão mais expostos, criando uma rede de filtração com rotas preferenciais que geraram uma significativa e errática alteração ao longo do tempo (Babendererde et al., 2004; Viana da Fonseca e Topa, 2010). Esta configuração mostra geralmente, como é o caso, uma estrutura global semelhante do maciço rochoso (com a mesma distribuição de famílias de descontinuidades) mas com uma qualidade muito diferente da rocha-mãe e das descontinuidades, de acordo com o grau de alteração correspondente. Assim, pode pensar-se num maciço rochoso único, mas com propriedades geomecânicas diversificadas, em função das diferentes zonas de exposição à alteração que permite classificá-las por estratos; em outras palavras, mantém uma unidade global e também um elevado atrito entre estratos definidos (que correspondem antes a zonas de transição entre eles, e não a mudanças abruptas de estratigrafia).

Neste caso, pode ocorrer não só que o contraste dos módulos de deformabilidade dos diferentes estratos do maciço rochoso, correspondentes a zonas de diferente alteração, não seja tão acentuado como o correspondente a materiais rochosos de natureza diferente, mas também que a interface entre estratos não seja nitidamente definida, pelo que não é de esperar uma flexão elevada entre estratos (correspondente aos mecanismos ML da Fig. 7). No entanto, esta configuração deve ter em conta as possíveis formas de ruptura induzidas pelo meio estratificado, em que a disposição de uma camada de menor resistência entre uma camada superior e uma inferior (disposição em sanduíche) produz uma mudança abrupta na evolução da linha de ruptura, de modo a que a ruptura global em todo o meio estratificado depende do percurso conjunto ao longo dos diferentes meios que rompem, e em que se observa um claro contraste de resistências entre eles.

Para demonstrar este efeito, apresenta-se um exemplo simples (Fig. 12), onde se estuda a trajetória de ruptura global em um meio estratificado tipo sanduíche, dando particular atenção às trajetórias da linha de ruptura em cada estrato. Na Fig. 12, representa-se a ruptura de um ensaio de resistência à compressão simples (com contornos de interface deslizantes, para evitar o efeito de fronteira) num terreno rochoso com disposição alternada de material sã e alterado, onde se mostra a solução numérica por métodos de análise limite, sem dependência de deformações. Em concreto, foi utilizado o método DLO (Discontinuity Layout Optimization) utilizando o software LimitState (2019), que procura todos os caminhos de ruptura possíveis entre nós de uma malha que densificam o meio, escolhendo o de menor energia; o seu procedimento aplicado a problemas de estado limite último em meios rochosos de Hoek e Brown foi relatado por Millán et al. (2021b). Neste exemplo, os estratos mais resistentes encontram-se nas extremidades superior e inferior, com propriedades básicas: $GSI = 65$; $m_o = 14$; $RCS = 20$ MPa, enquanto ao estrato intermediário alterado foi atribuído uma RCS menor ($RCS = 2$ MPa), gerando um elevado contraste de resistência. Como se pode ver

na Fig. 12, a ruptura nos estratos são é quase vertical e, portanto, de tração, com um valor de resistência final de 0.67 MPa, ou seja, menos de 50% da resistência média à compressão de cada estrato individual.

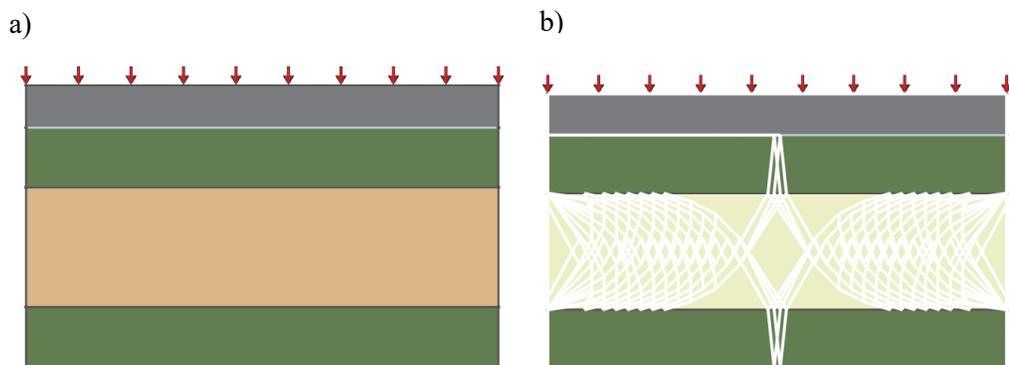


Fig. 12 – Maciço rochoso tipo sanduíche: a) Modelo de ensaio de compressão simples em grande escala; b) Mecanismo de ruptura

Neste caso da Fig. 12, não é de esperar uma ruptura por “splitting”, uma vez que, é um modelo com carga em toda a largura, não sendo possível adaptar as linhas de tensão, e sua curvatura (como na Fig. 10a) para gerar zonas de tração. No entanto, o que se observa é que as diferentes linhas de ruptura têm um percurso quase vertical nas camadas mais resistentes (camadas superior e inferior do sanduíche), enquanto seguem uma linha inclinada na camada central (mais alterada), ou seja, o contraste de resistência leva à ruptura por tração nas camadas mais resistentes.

Por conseguinte, é possível concluir claramente para as configurações de maciços rochosos com diferentes estratos, onde se encontra um modelo tipo sanduíche, a ruptura global do terreno é condicionada pela resistência à tração do estrato mais resistente. Mais uma vez, a resistência à tração torna-se relevante, embora neste caso o mecanismo de ruptura seja bastante diferente do que ocorre em terrenos com estratos inferiores compressíveis ou em maciços rochosos com descontinuidades verticais, que fazem com que as linhas de tensão se adaptem ao meio, induzindo a ruptura por “splitting”.

Em particular, a realização deste ensaio de compressão simples do maciço rochoso (“macroscópico”), mostra que a resistência última é condicionada pela resistência à tração e, por conseguinte, a carga última de uma fundação num meio estratificado com diferentes graus de alteração deve ter em conta este fenómeno de contrastantes de resistências entre estratos.

4 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NAS ROCHAS

Como indicado nas secções anteriores, em certas configurações, para calcular corretamente a capacidade de carga de uma fundação, é particularmente importante avaliar corretamente a resistência à tração do maciço rochoso.

Destaca-se a escassez geral de dados geomecânicos para a resistência à tração direta das rochas, sendo pouco frequente a sua avaliação para resolver problemas de aplicação, onde habitualmente se estima indiretamente através do critério de ruptura do maciço rochoso. Não obstante, de um ponto de vista experimental, a maioria dos estudos realizados até à data recorreu a ensaios indirectos (brasileiros) para estimar a resistência à tração. Além disso, e tal como referido por Perras e Diederichs (2014), o ensaio de tração brasileiro tende a sobrestimar a verdadeira resistência à tração da rocha intacta.

Além disso, há que ter em conta que a estimativa indireta das propriedades mecânicas das rochas envolve geralmente uma grande dependência do tipo e estado de alteração do material quando se procuram correlações entre resultados indirectos e resultados obtidos directamente. Esta dependência é particularmente relevante, por exemplo, para ensaios de carga pontual (em que a rocha é essencialmente quebrada por tensões de tração), tal como referido por Romana (1996).

Em consonância com as posições anteriores, autores relevantes (Hoek 1964; Hawkes et al. 1973) enfatizaram que uma determinação fiável da resistência à tração de uma rocha teria de se basear em ensaios de resistência à tração directa. Assim, o ensaio de tração directa representa a técnica mais fiável para determinar a verdadeira resistência à tração de uma rocha, desde que o ensaio seja correctamente realizado.

Na presente pesquisa, os ensaios de tração directa são a principal ferramenta a ser utilizada (a Fig. 13 mostra o equipamento para a realização do ensaio de tração directa do CEDEX, Madrid). Estes ensaios foram efectuados em amostras cilíndricas coladas por resinas epoxídicas às bases metálicas para a aplicação da carga. Os provetes foram submetidos a uma tensão axial de tração até à ruptura, de acordo com as indicações do ISRM para este ensaio (ISRM, 1978). A preparação adequada dos provetes para o ensaio é essencial. Para tal, os provetes são perfurados com coroas diamantadas de diâmetro adequado para o apoio que se dispõe, e cortados com uma serra de diamante nas dimensões indicadas (sempre respeitando a esbeltez mínima de 1:1), para o presente estudo se utilizaram provetes de 37, 49, 60 e 82 mm de diâmetro. O acabamento das faces será efectuado, se necessário, através de um esmerilamento cuidadoso.



Fig. 13 – Equipamento utilizado para o ensaio de tração directa em rocha no laboratório CEDEX.

5 – APLICAÇÃO AO GRANITO DO PORTO

5.1 – Geologia local

Muitas descrições geológicas foram feitas da cidade do Porto, a nível académico, mas também correlacionadas com projetos de grande relevância como o Metro do Porto (Babendererde et al., 2004), sendo de especial interesse para o objeto deste artigo aquelas que se focam em aplicações geomecânicas de maciços rochosos, que incluíram estudos de estabilidade de escarpas e fundações (Rosa et al., 2015, Ambrósio et al., 2004). A cidade do Porto situa-se na plataforma costeira, que descende em direcção ao mar. A costa é sub-paralela à principal falha NNW-SSE que é a falha de

Porto-Tomar. Esta região é dominada pela formação "Granito do Porto", que intruiu durante o Câmbrico e migmatizou as formações xistosas circundantes. Estes granitos têm cerca de 300 Ma e situam-se a profundidades de cerca de uma dezena de quilómetros. A sua ascensão à superfície deveu-se essencialmente a movimentos ao longo das fracturas, bem como à erosão das formações sobrejacentes.

O rio Douro caracteriza-se por ser um vale estreito e profundo, com vertentes rochosas íngremes e elevadas, em alguns locais até 80 m de altura, como é o caso da zona onde se situa a nova Ponte de Ferreirinha. Estas ladeiras costumam apresentar problemas de estabilidade que estão geralmente associados ao estado de alteração e ao grau de fracturação do maciço rochoso, que são agravados pela percolação da água através das fracturas. Os tipos mais comuns de instabilidade observados nas ladeiras existentes são as quedas de blocos e os deslizamentos de terras, quase sempre associados a massas muito alteradas ou a fracturas com continuidade e inclinação subverticais que resultam claramente desfavoráveis.

Os granitos do Porto correspondem a um granito alcalino, de grão médio, leucocrático, de duas micas, por vezes ligeiramente orientado. Pode também apresentar, localmente, manifestações pegmatíticas, com textura mais grosseira e tendência porfiroide. De um modo geral, a sua cor é cinzenta amarelada a esbranquiçada. No entorno da cidade do Porto, é uma rocha com estratigrafia alternada, de granitos com diferentes espessuras métricas ou decimétricas, moderadamente alterados (W3), com outros ligeiramente alterados (W2), onde se identifica a presença de fracturas moderadamente distantes. No entanto, em zonas localizadas pode estar muito alterado a decomposto (W4-5), ou com fracturas muito espaçadas (F2) ou também próximas a muito próximas (F4-5).

Os depósitos de encostas resultam de materiais que se desprendem e caem dos penhascos e que se depositam quer nas diferentes plataformas situadas a diferentes alturas, quer na base do penhasco, onde se encontram dispersos blocos e fragmentos de rocha granítica de diferentes tamanhos. Supõe-se que sejam formados por solo residual resultante da intensa meteorização do granito. Formam pequenas manchas dispersas e, por isso, têm espessura e continuidade lateral reduzidas.

Do ponto de vista hidrogeológico, a área de estudo é constituída por uma formação largamente permeável a semipermeável, formada por um maciço moderadamente alterado a sã com fracturas abertas. A circulação da água no maciço rochoso ocorre através de fracturas, e em determinadas zonas (mais fracturadas) pode ser elevada, devido ao seu fornecimento direto por infiltração. É comum, no entanto, que em períodos de maior pluviosidade surjam novas nascentes e aflúências de água na encosta, com localizações aleatórias.

5.2 – Recolha de amostras

Os ensaios efectuados para este estudo utilizaram granitos do Porto com diferentes graus de meteorização. As amostras foram obtidas em diferentes pontos de extração (Fig. 14), todos localizados geograficamente dentro do mesmo tipo de material na cidade do Porto, Portugal; na margem direita do rio Douro, até um raio de 5 km da ponte Dom Luís I. A rocha ensaiada foi extraída tanto em superfície como em sondagem, em 5 campanhas diferentes durante os últimos 20 anos; nas campanhas geotécnicas do metro do Porto, bem como nas escavações/fundações de outras obras.

O estudo experimental de resistência à tração foi dividido em duas partes, a primeira realizada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP (Porto, Portugal) (Lamas, 2023), e a segunda no Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Madrid, Espanha). O Quadro 1 resume parte dos ensaios laboratoriais efectuados e que estão relacionados com esta pesquisa. Os provetes foram ensaiados com diferentes diâmetros e esbeltezes; nos ensaios de RTD a esbeltez sempre foi superior a 1:1, e nos de BT aproximadamente 0,5. Preferencialmente se utilizou provetes de 49 mm, sem embargo, visando alterar o menos possível o material obtido em sondagens, também se ensaiou mostras de 37, 60 e 82 mm de diâmetro.

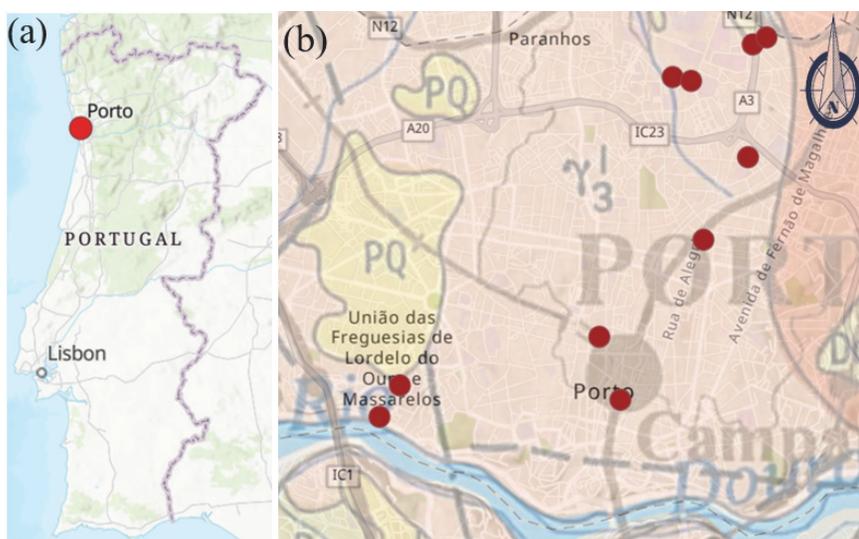


Fig. 14 – Mapa de localização dos locais de obtenção das amostras sobre o mapa geológico de Portugal (LNEG, 1989): (a) Portugal; (b) Cidade do Porto, pontos de extração. Y3: granito de grão médio com duas micas; PQ: depósitos fluviais e lacustres cobertos ou não por depósitos de solifluição periglaciais

Quadro 1 – Ensaio de laboratório realizados.

Ensaio de laboratório	Quantidade de ensaios	
	FEUP	CEDEX
Ensaio de compressão uniaxial (RCS)	23	-
Ensaio de tração direta (RTD)	-	18
Ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro - BT)	22	9
Densidade	335	-

Na cidade do Porto podem encontrar-se duas formações de origem ígnea, diferenciadas de acordo com a sua mineralogia: a) granitos biotíticos com plagioclase cálcica; b) granitos de duas micas. O material utilizado no presente estudo é proveniente de um granito de duas micas com grão médio, também conhecido como granito do Porto. Esta rocha formou-se durante a terceira fase de deformação da orogenia Varisca (D3) sendo classificados como syn-D3 (~ 320-310 Ma) (Teixeira et al., 2011).

As características climáticas associadas à elevada humidade, induzidas por um regime hidrogeológico prolífico, favorecem a meteorização e os afloramentos do granito do Porto apresentam frequentemente diferentes graus de meteorização. Os perfis de meteorização podem atingir profundidades da ordem dos 20 ou mesmo 30 m, muitas vezes com sequências de graus de alteração erráticos, sendo o material composto por quartzo, microclina, plagioclase, moscovite e biotite (Viana da Fonseca, 1996, 2003; Begonha e Braga, 2002). Na Fig. 15 é possível observar a variação de cor e do aspeto da amostra com diferentes graus de meteorização; a Fig. 15a está associada a W1, e a Fig. 15b a W3.

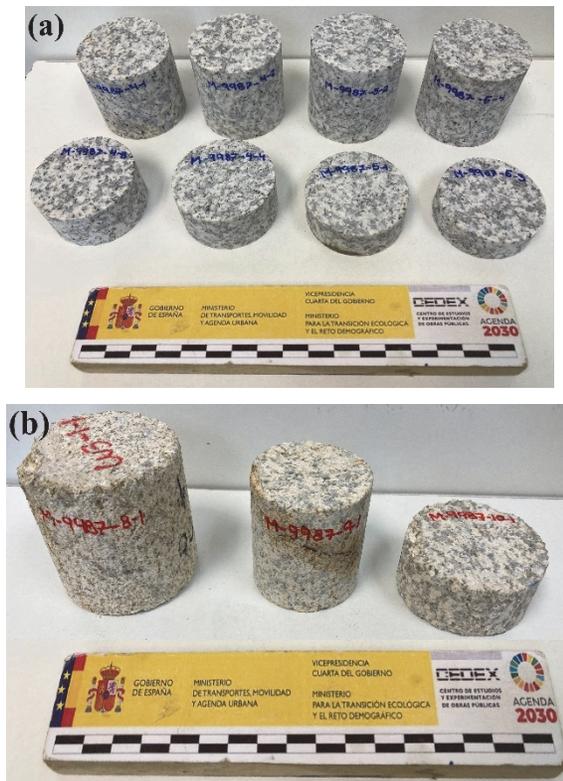


Fig. 15 – Amostra de granito do Porto. As mostras de altura maior o igual ao diâmetro, foram usadas para RTD, e as outras de menor espessura para BT. (a) Blocos W1; (b) Blocos W3.

5.3 – Resultados dos ensaios de resistencia à tração

As Fig. 16a e 16b mostram provetes dos ensaios de resistencia à tração direta (RTD) e do ensaio brasileiro (BT), respetivamente. O RTD foi efectuado com uma relação diâmetro-altura mínima de 1:1, com base na recomendação de Muñoz-Menéndez e Pérez-Rey (2023).



Fig. 16 – Provetes de granito do Porto. (a) RTD; (b) BT

Considerando a grande variação dos graus de alteração, os resultados obtidos são apresentados em função da densidade seca (massa volúmica seca). Adoptando a densidade seca como quantificador dos graus de alteração, representam-se na Fig. 17 os resultados da RCS, RTD e BT em função da mesma.

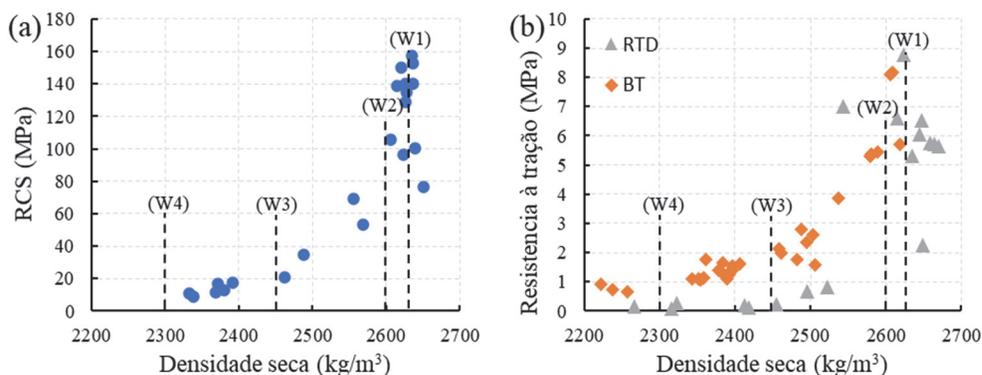


Fig. 17 – Resultados dos ensaios de laboratório em função da densidade seca. (a) RCS; (b) RTD e BT.

A Fig. 17a mostra os valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial (RCS), e a Fig. 17b o valor da resistência à tração direta (RTD) e resistência à tração indireta (BT), os resultados mostram uma relação exponencial com a densidade seca. Sendo a RTD próxima de 5% da RCS. Entretanto, os provetes com densidades inferiores a 2500 kg/m^3 têm uma RTD extremamente baixa, que parece ser independente do valor da densidade.

Na Fig. 17b se pode observar resultados similares de RTD e BT nos casos de alta densidade, mas os obtidos com RTD são claramente inferiores aos de BT com densidades baixas, logo grandes alterações maiores. É importante destacar que o tamanho da amostra é muito diferente nos dois ensaios, pelo que é mais provável que as amostras RTD sejam afectadas por um maior número de zonas de debilidades (por exemplo, oxidação) do que os provetes de BT, e é por isso que os resultados - RTD e BT - são muito diferentes nos casos de baixa densidade (maior grau de meteorização). Assim, segundo a Fig.17b, é possível identificar um valor de 6 MPa como representativo (valor mais provável) de resistência a tração para granito tipo W2, sendo de apenas 0.9 MPa para W3.

6 – APLICAÇÃO A PONTES DA CIDADE DO PORTO

6.1 – Ponte Infante Dom Henrique

Esta ponte foi concluída em 2003, é uma ponte do tipo arco, comum vão de 280 m, extremamente estreito, que liga as cidades do Porto e Gaia, localizada entre as pontes Luís I e Maria Pia.

A caracterização e descrição geotécnica do maciço rochoso encontra-se bem detalhada em Ambrósio et al. (2004). Como se pode observar nos afloramentos em torno da ponte, o maciço granítico apresenta-se moderadamente a ligeiramente fracturado (com distância entre juntas superior a 0.5 m). Podem identificar-se três famílias de descontinuidades: a) a família principal, devido à sua maior frequência e continuidade, tem uma inclinação subvertical; b) a segunda família é aproximadamente perpendicular à primeira, também com uma inclinação subvertical; c) a terceira família é de baixa frequência, com inclinações bastante horizontais entre 10° e 40° em direcção ao rio Douro.

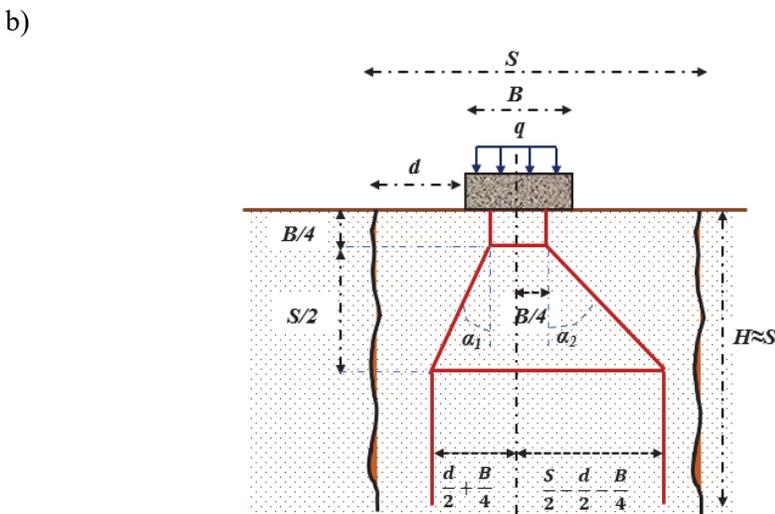
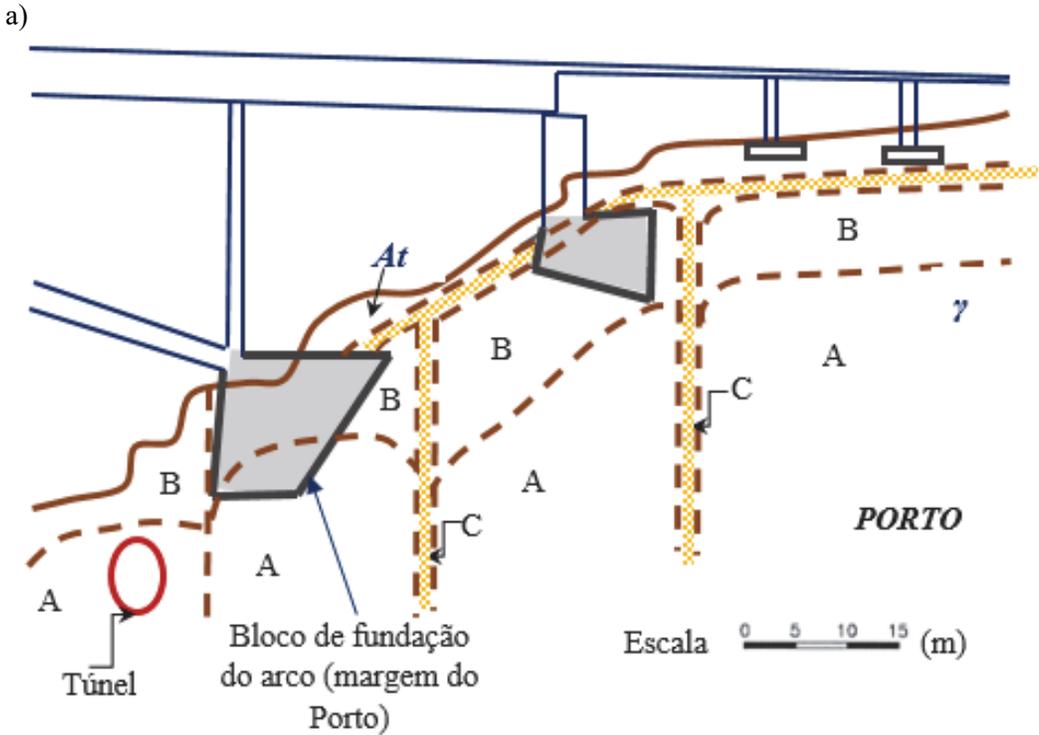


Fig. 18 – a) Estratigrafia da localização da ponte Infante Dom Henrique na cidade do Porto (são delimitadas as zonas A, B e C descritas no texto) e localização do bloco de fundação do arco (margem do Porto); (b) Modelo simplificado de “splitting” do maciço rochoso da fundação do arco na cidade do Porto.

As análises e estudos geomorfológicos revelaram a presença de algumas falhas tectónicas, possivelmente subverticais, paralelas à família principal de descontinuidades, com faixas de 3 a 5 m de espessura, formadas por granito intensamente fracturado, por vezes com microfissuras de esmagamento e passagens milono-argilosas.

Os estudos revelaram que o maciço granítico é dominado pelos estados de alteração W2 e W3. O maciço encontra-se também muito alterado a decomposto (W4-5) nas faixas de esmagamento associadas a zonas tectónicas ou ao longo de algumas descontinuidades. O estudo da permeabilidade do maciço foi efectuado através de ensaios Lugeon nos furos de sondagem, tendo-se verificado que, até à profundidade atingida pelo reconhecimento, o maciço é geralmente muito permeável, com juntas abertas (1 a 3 mm).

No projeto da ponte (Fig. 18a), foram consideradas três zonas geotécnicas (A, B e C) com os seguintes parâmetros geomecânicos:

- a) na zona A: $GSI=65$, $RCS=75$ MPa e $m_o=33$;
- b) na zona B: $GSI=55$, $RCS=50$ MPa e $m_o=33$;
- c) na zona C: $GSI=35$, $RCS=25$ MPa e $m_o=33$.

É de notar que as zonas A e B, que representam a maior parte do maciço, diferem principalmente no estado de alteração, uma vez que o grau de fracturação não é muito diferente. Na zona A, o maciço é predominantemente ligeiramente alterado (W2), ocasionalmente moderadamente alterado (W3) ou decomposto (W5). Na zona B, a rocha é predominantemente moderadamente alterada (W3). A zona C corresponde a zonas tectónicas muito alteradas e milonitizadas, associadas a possíveis acidentes tectónicos já referidos, às quais se associou um ângulo de atrito de 27° e uma coesão de 5 kPa (Ambrósio et al., 2004).

As fundações foram definidas como superficiais de betão armado. Em particular, os blocos de fundação do arco têm aproximadamente 12 m de altura, 20 m de comprimento e 7.20 m de largura na base. No projeto, a tensão máxima de compressão transmitida ao maciço rochoso foi limitada a 1.5 MPa, devido ao estado alteração e fracturação do maciço rochoso.

Estudando particularmente os blocos de fundação superficiais, verifica-se que um dos mecanismos de ruptura possíveis é o definido na Fig. 7 como MV_{SI} , correspondente à ruptura por “splitting”, em que o bloco de fundação se apoia num terreno com juntas verticais a uma certa distância dos cantos da sapata. Neste caso, olhando para a fundação final (sem analisar os processos construtivos intermediários) que inclui o arco na cidade do Porto, como se pode ver na Fig. 18a, a largura do bloco de betão pode situar-se entre uma zona tectónica, posicionada verticalmente, e um túnel que atravessa o maciço rochoso do outro lado desta fundação. Assim, a adaptação da equação (18) e o diagrama da Fig. 10c permitem estimar a capacidade de carga última (P_h) em caso de “splitting”, em que a resistência à tração condiciona o resultado.

O maciço de betão da fundação em arco apoia-se na parte inferior sobre o terreno tipo A. No entanto, é de notar que, como é habitual neste tipo de estrutura que aplica uma grande carga horizontal, esta fundação tem um grande canto com apoio muito inclinado e algum nível intermediário acima deste nível inferior, que neste caso ocorre no terreno tipo B.

Considerando o apoio no nível inferior (tipo A), a partir da Fig. 18a pode considerar-se o modelo de “splitting” da Fig. 18b, com: um espaçamento de contorno $S=25$ m, uma largura de apoio cujo canto se situa a 12.5 m da descontinuidade vertical de um lado (zona tectónica) e a uma distância de $d=5$ m do túnel do outro lado, e ainda um terreno de apoio W2 (com resistência à tração da rocha intacta de 6 MPa, conforme estabelecido experimentalmente).

Utilizando o critério de Hoek e Brown da equação (1), para $RCS = 75$ MPa e $m_o = 33$, obtém-se uma resistência à tração da rocha intacta de 2.27 MPa e, considerando $GSI = 65$, prevê-se uma resistência do maciço rochoso de 0.16 MPa. Assim, para uma resistência à tração ensaiada em laboratório de 6 MPa, é razoável considerar, na mesma proporção, uma resistência à tração do maciço rochoso de $R_t = 0.43$ MPa. Assim, assumindo apenas a carga vertical na base da fundação, a sua capacidade de suporte pode ser estimada pela equação (19):

$$P_h = \frac{R_t \left(S - \frac{B}{4} \right)}{B} \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right) = \frac{R_t \left(S - \frac{B}{4} \right)}{B} \left(\frac{S}{d} + \frac{S}{S - d - B} \right) = 9.3 \text{ MPa} \quad (19)$$

No entanto, é de notar que o contorno lateral inclinado é parcialmente suportado pelo maciço rochoso do tipo B, muito mais desfavorável à tração, como mostra a Fig. 17b, devido à diminuição exponencial com a alteração. Em particular, se considerarmos o mecanismo de “splitting” no terreno do tipo B, o valor da capacidade de suporte cai drasticamente para cerca de 0.5 MPa. Esta situação pode ser mais representativa da fundação do pilar adjacente.

Obviamente, devem também ser estudados outros possíveis mecanismos e estados limites que podem condicionar o projeto, como as rupturas globais e os recalques diferenciais produzidos, que, não sendo condicionados por tração, estão fora do âmbito da presente pesquisa.

6.2 – Ponte da Ferreirinha

O conjunto de pontes sobre o rio Douro, na cidade do Porto, configura uma cronologia iconográfica da cidade, como a melhor expressão técnica e estética da engenharia civil de cada época. Esta nova ponte sobre o Douro permitirá o acesso entre o Porto (Campo Alegre) e Vila Nova de Gaia (Candal) e servirá de ligação do Metro entre a Casa da Música e Santo Ovídio. É uma ponte em arco com um vão central de 400 m e uma altura de 75 m, com um comprimento total de 838 m.

Uma boa explicação do projeto da ponte da Ferreirinha é apresentada por Oliveira et al. (2023). As fundações dos apoios do arco são constituídas por blocos de betão diretamente assentados sobre a formação granítica existente, com 10 m de altura, 37 m de comprimento e 21.5 m de largura (dos quais quase 10 m em função de uma superfície de apoio inclinada no interior do apoio).

A geologia e geomecânica do maciço rochoso granítico segue os padrões estruturais referidos na secção anterior e é constituído essencialmente pelas 3 famílias, 2 subverticais e uma subhorizontal, onde a rocha se apresenta com diferentes estratos alternados de distintos graus de alteração, destacando-se normalmente os W2, W3 e W4. As características geomecânicas que definem os parâmetros de ruptura podem ser consideradas análogas às já discutidas para a Ponte Infante Dom Henrique para cada grau de alteração da rocha. A Fig. 19 (Geocontrolo, 2021) mostra

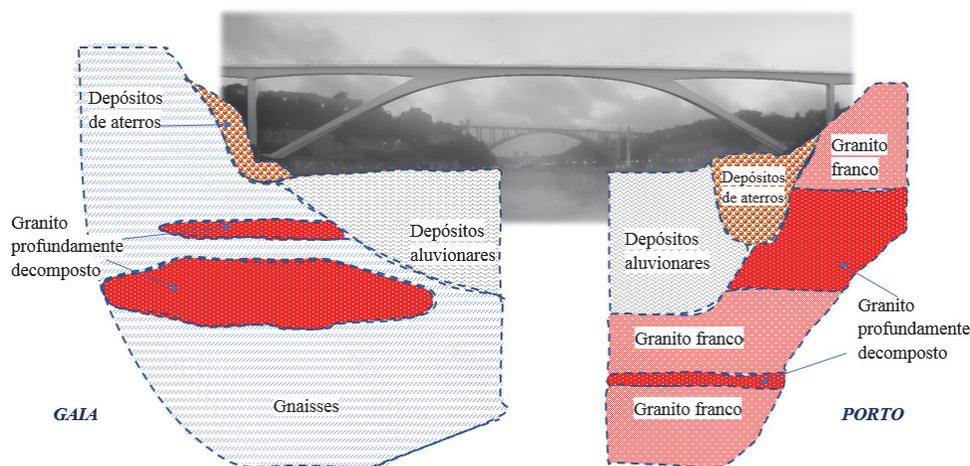


Fig. 19 – Estratigrafia do terreno da Ponte da Ferreirinha (adaptada de Geocontrolo, 2021). *Nota: A escala vertical da representação geológica é 5 vezes maior que a escala da estrutura da ponte representada.*

esquemáticamente a estratigrafia do maciço rochoso na localização da ponte, de acordo com as prospecções geotécnicas e estudos geológicos e geotécnicos realizados na região. Esta localização está inserida na travessia do rio Douro, que une Porto a Gaia.

Mais uma vez, considerando a configuração final da fundação do apoio do arco, do lado da cidade do Porto, e desprezando estados construtivos intermediários, utilizar-se-á um modelo simplificado para estudar o seu mecanismo de ruptura e carga última. Como se pode observar na Fig. 19, a estratigrafia do terreno abaixo deste bloco de fundação é formada pela alternância de estratos de rocha granítica W2 e W3-W4 com diferentes espessuras e presentes a diferentes profundidades. Em particular, existe uma espessura de solo rochoso W2 de entre 3 a 4 m (I), seguida de cerca de 13-14 m de rocha granítica W3-W4 (II), depois mais 12 m de rocha W2 (III), que se apoia num estrato W3-W4 de escasso potencial, cerca de 2 m (IV), sob o qual a rocha W2 aparece novamente (V). É de salientar que a ladeira onde se apoia a sapata, de um lado, apresenta depósitos antrópicos e aluvionares, de pouca resistência, até profundidades que atingem parte do estrato III, gerando um perfil de rocha granítica resistente muito abrupto (com uma inclinação de aproximadamente 1:1).

A Fig. 20a mostra o modelo simplificado para o cálculo da capacidade de carga da fundação, assumindo toda a carga vertical no nível de apoio inferior. A estratigrafia e as dimensões consideradas estão indicadas neste modelo. Na mesma figura (Fig. 20a) apresenta-se o mecanismo de ruptura obtido através do método DLO (Discontinuity Layout Optimization) utilizando o software LimitState (2019), tal como indicado nos modelos apresentados anteriormente para o estudo da ruptura do tipo sanduíche. Neste caso, a alternância de camadas de diferentes resistências em função do seu grau de alteração gera também tensões na camada superior (como se pode ver na Fig. 20b, onde se observam os valores negativos da tensão normal), pelo que a ruptura final contribui em certa medida para a ruptura em sanduíche, embora de forma menos acentuada do que na exposição do método de ruptura da Fig. 12, em virtude da relação de espessura das camadas alternadas na zona ativa.

Em seguida, é necessário destacar que o modelo de ruptura das rochas graníticas para o cálculo da carga última deve ser modificado, uma vez que este critério é regido pelo critério de ruptura de Hoek e Brown, que depende dos parâmetros: GSI, RCS, m_o . Não permitindo a introdução da resistência à tração como parâmetro, seu valor se estima com uma extrapolação dos outros parâmetros. Assim, o estrato superior de rocha granítica W2, onde se apoia o bloco de fundação, tem uma resistência à tração da rocha intacta de 6 MPa (tal como obtido na campanha experimental), enquanto o valor extrapolado de Hoek e Brown é de apenas 2.3 MPa. Para poder avaliar a consequência da introdução da verdadeira resistência à tração e ver a sua influência na capacidade de carga, procedeu-se à escolha do resultado mais desfavorável entre estes dois cálculos:

1. Utiliza-se o critério de Hoek e Brown, convencional, com GSI = 65, RCS = 75 MPa e $m_o = 33$ para o maciço rochoso granítico de grau de alteração W2, e GSI = 35, RCS = 15 MPa e $m_o = 33$ para o grau de alteração W3-W4 (considerando o RCS obtido experimentalmente e mostrado na Fig. 17). Neste caso, obteve-se um valor de $P_h = 22.8$ MPa;
2. Na zona com grau de alteração W3-W4 utilizou-se critério de Hoek e Brown, adoptando GSI = 35, RCS = 15 MPa e $m_o = 33$. No entanto, para a zona com grau de alteração W2, é necessário que a rocha intacta tenha RCS = 75 MPa e resistência à tração RTD = 6 MPa; assim, calcula-se o valor de m_o para que ambas as condições sejam cumpridas em laboratório (GSI=100), obtendo-se pela equação (20):

$$m_o = \frac{1 - \left(\frac{RTD}{RCS}\right)^2}{\frac{RTD}{RCS}} = 12.4 \quad (20)$$

Assim, foram considerados os parâmetros geomecânicos $GSI = 65$, $RCS = 75 \text{ MPa}$ e $m_o = 12.4$ para o grau de alteração W2. Este é o caso do modelo apresentado na Fig. 20a, para o qual foi encontrada uma $P_h = 18 \text{ MPa}$.

O resultado do modelo 2 é mais desfavorável do que o modelo 1 (que não considera o valor real de tração), uma vez que é necessário um valor de m_o consideravelmente mais baixo para poder ajustar o critério de Hoek e Brown aos valores de RCS e RTD. Dessa forma, conclui-se que a influência da tração parcial no resultado final da carga última é consequência das resistências de tração e compressão em ambos os estratos.

A comparação dos dois modelos mostra uma diferença significativa de mais de 25% da P_h . Além disso, há que ter em conta que, se todo o maciço rochoso fosse de classe W2, o resultado da capacidade de carga seria de 68 MPa, enquanto que se todo o maciço rochoso fosse de classe W3-W4, obter-se-ia um valor de 8.2 MPa. Estes valores tão distintos realçam mais uma vez a importância

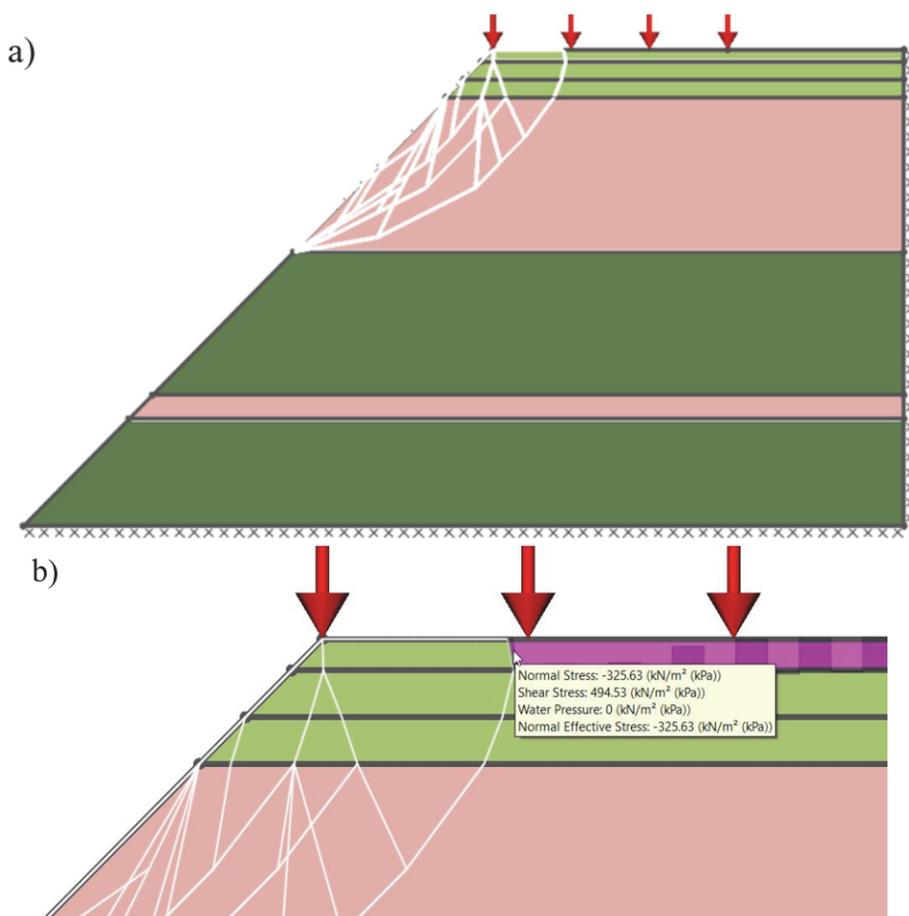


Fig. 20 – a) Modelo de cálculo simplificado e resultado da cunha de ruptura do bloco de fundação do arco do lado do Porto ($P_h = 18 \text{ MPa}$); b) Detalhe das tensões normais e de corte no estrato superior, onde são apresentados os valores de tração. *Nota: o modelo representado tem um tamanho de 40x40 m e inclui uma mudança de cor quando é apresentado um estrato diferente (a verde os estratos W2 e a cor-de-rosa os estratos W3-4. O estrato superior onde surge a tração foi representado a verde claro).*

da introdução da resistência à tração, pois a capacidade de carga é reduzida em 4.8 MPa ao incorporar o valor real da resistência à tração, o que representa mais de 50% da carga última do maciço rochoso W3-W4.

Convém recordar aqui a necessidade de introduzir coeficientes de segurança para reduzir os valores da capacidade de carga e para permitir a comparação das cargas de tensão estrutural com a capacidade de carga última do terreno. Prevê-se que os valores dos coeficientes de segurança sejam elevados devido à grande dispersão e variabilidade dos parâmetros geomecânicos (Serrano e Olalla, 1996).

Analisando a estratigrafia da zona do apoio do arco do lado de Gaia, é também previsível a ocorrência de tração no estrato resistente superior, devido ao facto de existir alternância de estratos com características geomecânicas diferentes. No entanto, uma análise adequada exigiria uma definição das características geotécnicas do gnaíse, em particular da sua resistência à tração, à qual não tivemos acesso.

Do modelo de cálculo simplificado acima apresentado, pode deduzir-se a importância da resistência à tração, que neste caso condiciona parcialmente e significativamente o resultado da capacidade de carga da fundação; produzindo, neste caso particular do grau de alteração W2 uma sobrestimação de mais de 25% se não se tiver em conta o valor real da resistência à tração do maciço rochoso.

Claramente, para além do cálculo simplificado apresentado, é importante ter em consideração o posicionamento das descontinuidades sub-horizontais, que devem ser caracterizadas geomecânicamente e que podem condicionar a ruptura. Para além disso, mesmo que fora do âmbito deste estudo, está a análise da deformabilidade entre os apoios nas duas margens do Douro, devendo-se também ter em conta esta variabilidade de rocha granítica na margem do Porto e do gnaíse na margem de Gaia.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo destaca a importância de avaliar corretamente o parâmetro de resistência à tração da rocha em problemas de aplicação de fundações superficiais em maciços rochosos. Em resumo, são obtidas as seguintes conclusões:

- Dos possíveis mecanismos de ruptura que podem ocorrer numa fundação superficial sobre um maciço rochoso, alguns são controlados pela resistência à tração da rocha. Em particular, os denominados ML_F , ML_P e MV_{SJ} na Fig. 7, que se referem à ruptura por compressão do estrato inferior, punçoamento e “splitting”, respetivamente.

- Devido à enorme variabilidade dos factores que descrevem a estrutura de um maciço rochoso, é possível estabelecer outros mecanismos de ruptura em fundações superficiais para além dos clássicos, que são influenciados pela resistência à tração da rocha. Assim, em particular, é identificado um modo de ruptura por tração para terrenos rochosos estratificados, resultante do contraste de resistência entre um estrato de rocha granítica localizado no meio de outros mais resistentes (ruptura tipo sanduíche).

- A ruptura do tipo “sanduíche” é identificada como típica de um maciço rochoso com alternância de estratos com diferentes graus de alteração, devido, entre outros factores possíveis, à circulação de água no interior do maciço. Um exemplo particularmente interessante é o da cidade do Porto, atravessada pelo rio Douro, que marca significativamente a hidrogeologia da zona e onde o granito do Porto pode ser identificado em diferentes graus de alteração em função da sua posição estratigráfica no maciço rochoso.

- Dada a importância da resistência à tração nos diferentes mecanismos de ruptura das fundações superficiais, torna-se necessário determinar adequadamente este parâmetro. Neste sentido, destaca-se o ensaio de resistência à tração direta, que permite uma avaliação correta deste parâmetro e que obtém normalmente valores inferiores ao habitual ensaio brasileiro.

- Realizou-se uma campanha experimental com o granito do Porto, com diferentes estados de alteração, com ensaios de resistência à tração direta e indireta que permitem comparar as diferenças

e estimar adequadamente o seu valor. Os ensaios foram realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP (Porto, Portugal), e no Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Madrid, Espanha). Os resultados mostram claramente a diferença crescente entre os dois ensaios, que se torna mais significativa à medida que se verifica um maior grau de alteração dos provetes.

- Um dos símbolos da cidade do Porto são as suas pontes sobre o rio Douro, que permitiram o fluxo entre às duas cidades nas margens do rio: Porto e Gaia. Estas pontes tiveram de vencer grandes vãos e, conseqüentemente, as suas fundações tiveram de distribuir grandes cargas no terreno. O terreno é constituído por granito, cuja disposição natural é alterada em função da profundidade a que se encontra. Em particular, analisam-se os mecanismos de ruptura das fundações superficiais no granito do Porto, potencialmente condicionados pela resistência à tração para o perfil geológico e geomecânico em que se encontram, as pontes Infante Dom Henrique e a nova Ponte da Ferreirinha, do Metro do Porto, que em breve estarão em construção.

Esta investigação mostra a importância de conhecer a estrutura do maciço rochoso onde se apoiam grandes construções, em especial grandes pontes, e como esta estrutura influencia a capacidade de carga, sendo necessário considerar modelos resistentes não isotrópicos, onde a ruptura é condicionada pela resistência à tração. Este parâmetro é crítico em geotecnia, uma vez que é difícil de estimar experimentalmente.

8 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pelo projeto “Neural networks and optimization techniques for the safe design and maintenance of transportation infrastructures: geotechnics of volcanic rocks and slope stability (IA-Pyroslope) (PID2022-139202OB-I00)” do Ministério da Ciência e Inovação espanhol com financiamento da União Europeia.

Também se agradece a colaboração recebida do projeto União Europeia-NextGenerationEU - UP2021-035; a cooperação entre a Universidade do Porto e a Universidade Politécnica de Madrid, com o programa de mobilidade em colaboração com o Banco Santander (VMOVILIDAD23RAGA).

Este trabalho foi também parte das actividades de pesquisa do CONSTRUCT (Instituto de I&D em Estruturas e Construção), apoiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), com financiamento base UIDB/04708/2020.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2012). *LRFD Bridge design specifications*. 6th edition. Washington, DC: American Association of State Highway and Transport Officials.

Alavi, A.H.; Sadrossadat, E. (2016). *New design equations for estimation of ultimate bearing capacity of shallow foundations resting on rock masses*. Geoscience Frontiers, 7, pp. 91-99. <https://doi.org/10.1016/j.gsf.2014.12.005>

Alencar, A.; Galindo, R.A.; Melentijevic, S. (2019). *Bearing capacity of foundation on rock mass depending on footing shape and interface roughness*. Geomechanics and Engineering, 18(4), pp. 391-406. <https://doi.org/10.12989/gae.2019.18.4.391>

Alencar, A.; Galindo, R.; Melentijevic, S. (2021). *Influence of the groundwater level on the bearing capacity of shallow foundations on the rock mass*. Bull Eng Geol Environ. <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02368-2>

Ambrósio, A. C.; Brito, J. A. M.; Romeiro, M. J.; Morujão, P. (2004). *Fundações da ponte Infante D. Henrique*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia – Vol. III, pp. 285-296.

Babendererde, S.; Hoek, E.; Marinos, P.; Cardoso, A.S. (2004). *Characterization of Granite and the Underground Construction in Metro do Porto, Portugal*. Geotechnical & Geophysical Site

- Characterization. Vol. 1, pp. 39-47. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne. Millpress, Rotterdam
- Begonha, A., Sequeira Braga M.A. (2002). *Weathering of the Oporto granite: geotechnical and physical properties*. Catena, 49, 57-76 [https://doi.org/10.1016/S0341-8162\(02\)00016-4](https://doi.org/10.1016/S0341-8162(02)00016-4)
- Bieniawski, Z.T. (1974). *Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling*. 3rd Congress of the International Society of Rock Mechanics, Denver National Academy of Sciences, Washington DC, 1-7 September 1974, pp. 27-32.
- Bishnoi, B.L. (1968). *Bearing capacity of a closed jointed rock*. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 120 pp.
- Brinch Hansen, J. A. (1970). *Revised and extended formula for bearing capacity*. Bulletin N° 28, Danish Geotechnical Institute Copenhagen, pp. 5-11.
- Cai, M. (2009). *A simple method to estimate tensile strength and Hoek-Brown strength parameter mi of brittle rocks*. In ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, May 2009 (Ed: M.Diederichs and G. Grasselli).
- Carter, J.; Kulhawy, F. (1988). *Analysis and design of foundations socketed into rock*. Report EL-5918, Palo Alto, USA: Electronic Power Research Institute; 198.
- Chen, H.H.; Zhu, H.H.; Zhang, L.Y. (2021). *A unified constitutive model for rock based on newly modified GZZ criterion*. Rock Mech Rock Eng. 54, pp. 921–935. <https://doi.org/10.1007/s00603-020-51802293-y>
- Chen, H.H.; Zhu, H.H.; Zhang, L.Y. (2022). *An analytical approach to the ultimate bearing capacity of smooth and rough strip foundations on rock mass considering three-dimensional (3D) strength*. Computers and Geotechnics, 149, 104865. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104865>
- Clausen, J. (2013). *Bearing Capacity of Circular Footings on a Hoek–Brown Material*. Inter J of Rock Mech and Min Sci. 57, pp. 34-41. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2012.08.004>
- Coates, D. F. (1967). *Rock mechanics principles*. Queen's printer, Ed. Canadian Government Pub Centre.
- Franklin, J.A. (1971). *Triaxial strength of rock materials*. Rock Mechanics, 3, pp. 86–98. <https://doi.org/10.1007/BF01239628>
- Galindo, R.A.; Millán, M.A. (2021). *An accessible calculation method of the bearing capacity of shallow foundations on anisotropic rock masses*. Computers and Geotechnics, 131, 103939. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103939>
- Galindo, R.A.; Serrano, A.; Olalla, C. (2017). *Ultimate bearing capacity of rock masses based on modified Mohr-Coulomb strength criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sciences, 93, pp. 215-225. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.12.017>
- Geocontrolo (2021). *Prospecção geotécnica e estudo geológico-geotécnico nos concelhos do Porto e Vila Nova de Gaia, para a ampliação do Metro do Porto, no âmbito do concurso público do projeto da futura ponte de Ferreirinha*. Relatório profissional.
- Griffith, A.A. (1924). *The theory of rupture*. In Proc. 1st Int. Congr. Appl. Mech. Delft, 54-63.
- Guerin, A. (1971). *Traité de Béton Armé*. Tomo II, Dunod, Paris.

- Gupta, A.S.; Rao, R.S. (2000). *Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state*. Eng Geo, 56(3-4), pp. 257-274. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(99\)00090-3](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00090-3)
- Hawkes, I.; Mellor, M.; Garipey, S. (1973). *Deformation of rocks under uniaxial tension*. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr 10:493–507. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(73\)90001-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(73)90001-6)
- Hobbs, D.W. (1966). *A study of the behaviour of broken rock under triaxial compression and its application to mine roadways*. Intern. J. Rock Mech. Mining Sci., 3, pp. 11-43.
- Hoek, E. (1964). *Fracture of anisotropic rock*. J South African Inst Min Metall 64:501–518
- Hoek, E. (1968). *Brittle failure of rock in: Rock Mechanics in Engineering Practice*. Stagg, K.G., Zienkiewicz O.C. (eds). London: Wiley, pp. 19-124
- Hoek, E. (1983). *Strength of jointed rock masses*. Géotechnique, 33(3), pp. 187-223. <https://doi.org/10.1680/geot.1983.33.3.187>
- Hoek, E., Brown, E. T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses*. J Geotech Eng Div ASCE.106(9), pp.1013–1035.
- Hoek, E., Brown, E. T. (1997). *Practical estimates of rock mass strength*. Int J Min.; 34(8), pp. 1165–1186.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition*. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, pp. 267-273
- Hondros, G. (1959). *The evaluation of poisson's ratio and the modulus of materials of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete*. Austr J. Appl. Sci., 10-3, pp. 243-268.
- Imani, M.; Fahimifar, A.; Sharifzadeh, M. (2012). *Upper bound solution for the bearing capacity of submerged jointed rock foundations*. Rock Mec and Rock Eng, 45. <https://doi.org/10.1007/s00603-011-0215-9>
- ISRM (1978). *Suggested methods for determining tensile strength of rock materials*. In: Int J of Rock Mech and Min Sciences, 15, pp. 99-103, International Society for Rock Mechanics, Commission on standardization of laboratory and field tests.
- ISRM (2007). *The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006*. In: Ulusay R. & Hudson J.A., eds., Suggested methods prepared by the commission on testing methods, International Society for Rock Mechanics. Ankara, Turkey. 628
- Keshavarz, A., Kumar, J. (2021). *Bearing capacity of ring foundations over rock media*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 147(6) p. 04021027. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002517](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002517)
- Lamas, R. (2023). *Estudo da variabilidade geológico-geotécnica dos perfis de alteração do granito do Porto*. Tese de doutorado, Universidade do Porto.
- LimitState (2019). *GEO Manual VERSION 3.5.d*.
- Lyamin, A.V.; Sloan S.W. (2002a). *Lower bound limit analysis using non-linear programming*. Int J Numer Methods Eng; 55(5):573–611. <https://doi.org/10.1002/nme.511>
- Lyamin, A.V.; Sloan S.W. (2002b). *Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming*. Int J Numer Anal Methods Geomech; 26(2):181–216. <https://doi.org/10.1002/nag.198>

- LNEG - Serviço Geológico de Portugal (1989). *Mapa geológico de Portugal* – Página 1, escala 1:200 000.
- Merifield, R.; Lyamin, A.; Sloan, S. (2006). *Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci. 43, pp. 920-937. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.02.001>
- Millán, M.A.; Galindo, R.; Alencar, A. (2021a). *Application of artificial neural networks for predicting the bearing capacity of shallow foundations on rock masses*. Rock Mech Rock Eng 54, pp. 5071–5094. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02549-1>
- Millán, M.A.; Galindo, R.; Alencar, A. (2021b). *Application of discontinuity layout optimization method to bearing capacity of shallow foundations on rock masses*. Z Angew Math Mech, 101:e201900192. <https://doi.org/10.1002/zamm.201900192>
- Millán, M.A.; Picardo, A.; Galindo, R. (2023). *Application of artificial neural networks for predicting the bearing capacity of the tip of a pile embedded in a rock mass*. Eng Appl of Art Int. 124, 106568. <https://doi.org/10.1016/j.engappai.2023.106568>
- Muñiz-Menéndez, M.; Pérez-Rey, I. (2023). *Influence of the specimen slenderness on the direct tensile strength of rocks*. 15th ISRM Congress, Salzburgo (Austria) October 2023.
- Murrell, S.A.F. (1963). *A criterion for brittle fracture of rocks and concrete under triaxial stress and the effect of pore pressure on the criterion*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 563-577.
- Oliveira, J.C.N; Montesinos, M; Vasques, F. (2023). *Nova ponte sobre o Douro, Porto*. Sebentas d’Obra, Ciclo de construção, do projeto à obra. Edições afrontamento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto; 31, maio 2023.
- Pappalardo, G.; Mineo, S. (2022). *Static elastic modulus of rocks predicted through regression models and Artificial Neural Network*. Eng Geo, 308, 106829. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2022.106829>
- Pells, P. J. (1977). *Theoretical and model studies related to the bearing capacity of rock*. In Paper presented to Sydney Group of Australian Geomechanics Society. Institute of Engineers, Australia.
- Perras, M.A.; Diederichs, M.S. (2014). *A review of the tensile strength of rock: concepts and testing*. Geotech Geol Eng 32:525–546. <https://doi.org/10.1007/s10706-014-9732-0>
- Romana, M. (1996). *El ensayo de compresión puntual de Franklin*. Ingeniería Civil, 102.
- Rosa, S.; Chitas, P.; Rodrigues, V.; Pereira, H. (2015). *Estabilização da escarpa das Fontainhas, entre as pontes Luiz I e Maria Pia, no Porto*. VII Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. <https://doi.org/10.20906/CPS/SBMR-03-0009>
- Rowe, R.K.; Armitage, H.H. (1984). *The design of piles socketed into weak rock*. Research Report. GEOT_11_84, Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario. (Major report submitted to the National Research Council, Canada, 368p.).
- Rowe, R. K.; Armitage, H. H. (1987). *A design method for drilled piers in soft rock*. Canadian Geotech J, 24(1), pp. 126-142.
- Saada, Z.; Maghous, S.; Garnier, D. (2008). *Bearing capacity of shallow foundations on rocks obeying a modified Hoek–Brown failure criterion*. Computers and Geotechnics, 35(2), pp. 144-154. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.06.003>

- Sari, M. (2018). *Investigating Relationships between Engineering Properties of Various Rock Types*. Global Journal of Earth Science and Engineering, 5, pp.1-25. <https://doi.org/10.15377/2409-5710.2018.05.1>
- Serrano, A.; Olalla, C. (1994). *Ultimate bearing capacity of rock masses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.; 31:93-106. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)92799-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)92799-5)
- Serrano, A.; Olalla, C. (1996). *Allowable bearing capacity of rock foundations using a non-linear failure criterium*. Int J of Rock Mech and Min Sci & Geo Abst, 33(4), pp. 327-345. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(95\)00081-X](https://doi.org/10.1016/0148-9062(95)00081-X)
- Serrano, A.; Olalla, C.; Galindo, R. A. (2014). *Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock based on the modified Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 71, pp. 83–90. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.07.006>
- Serrano, A.; Olalla, C.; Galindo, R. A. (2016). *Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass based on the modified Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 83, 24–40. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.12.014>
- Serrano, A.; Olalla, C.; González, J. (2000). *Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 37(6), pp. 1013-1018. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00028-9](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00028-9)
- Shalabi, F. I.; Cording, E. J.; Al-Hattamleh, O. H. (2007). *Estimation of rock engineering properties using hardness tests*. Eng Geo, 90(3–4), pp. 138-147. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.12.006>
- Singh, M.; Raj, A.; Singh, B. (2011). *Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of intact rocks*. Inter J Rock Mech and Min Sci, 48(4), pp. 546-555. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2011.02.004>
- Singh, M.; Singh, B. (2012). *Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of jointed rocks*. Inter J Rock Mech and Min Sci, 51, pp. 43-52. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2011.12.007>
- Sokolovskii, V. V. (1965). *Statics of soil media*. London: Butterworths Science (Translator R. Jones & A. Schofield).
- Sloan, S.W. (1988). *Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming*. Int. J. Num. Anal. Methods Geomech. 12, pp. 61–77. <https://doi.org/10.1002/nag.1610120105>
- Sloan, S.W.; Kleeman, P.W. (1995). *Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields*. Comp. Methods Appl. Mech. Eng.; 127, pp. 293–314. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(95\)00868-1](https://doi.org/10.1016/0045-7825(95)00868-1)
- Sowers, G. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations: geotechnical engineering*. Law Book Co of Australasia.
- Sutcliffe, D.; Yu, H.S.; Sloan, S.W. (2004). *Lower bound solutions for bearing capacity of jointed rock*. Comput Geotech; 31(1), pp. 23–36. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2003.11.001>
- Tajeri, S.; Sadrossadat, E.; Bazaz, J. B. (2015). *Indirect estimation of the ultimate bearing capacity of shallow foundations resting on rock masses*. Int J Rock Mech Mining Sci. Volume 80, Pages 107-117, ISSN 1365-1609. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.09.015>
- Teixeira, R.J.S.; Neiva, A.M.R.; Silva, P.B.; Gomes, M.E.P.; Anderson, T.; Ramos, J.M.F. (2011). *Combined U-Pb geochronology and Lu-Hf isotope systematics by LAM-ICPMS of zircons from*

granites and metasedimentary rocks of Carrazeda de Ansiães and Sabugal areas, Portugal, to constrain granite sources. Lithos, 125, 321-334 <https://doi.org/10.1016/j.lithos.2011.02.015>

- Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*. Englewood Cliffs, Ed. Prentice-Hall, Inc.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: Wiley.
- Vesic, A. B. (1961). *Bending of beams resting on isotropic elastic solid*. Journal Eng. Mech. ASCE.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto - FEUP, Porto, Portugal. <http://hdl.handle.net/10216/11101>
- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterizing and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto*. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Eds. Tan et al. 2,1341-1378. <https://hdl.handle.net/10216/65885>
- Viana da Fonseca, A.; Marques, E.; Carvalho, P.; Gaspar, A. (2003). *Implicação da heterogeneidade do granito do Porto nas opções de investigação e classificação. Parametrização para projetos de estações cut-and-cover do Metro do Porto*. Proc. 1^ªs Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, Madrid, 15 e 16 de setembro de 2003. Atas: pp. 15-26, Ed. SPG-CEDEX.
- Viana da Fonseca, A; Topa, A. (2010). *Project and construction of Underground stations and tunnels (TBM and NATM) in heterogeneous masses for Metro do Porto*. Livro "Excavations and tunnels in granite (Túneles y Excavaciones en Granito)", pp. 79-123. Edição de Aula PAYMACotas - Ingeniería de Túneles, da Universitat Politècnica de Catalunya.
- Vipulanandan, C.; Hussain, A.; Usluogulari, O. (2007). *Parametric study of open core-hole on the behavior of drilled shafts socketed in soft rock*. Contemporary Issues in Deep Foundations, Proc of Geo-Denver, GSP 158, Denver, Colorado.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von Elasticitaet und Festigkeit*. Prag (H. Dominicus), pp. 182-184.
- Yoshinaka, R.; Yamabe, T. (1980). *Strength Criterion of Rocks*. Soils and Foundations, 20 (4), pp. 113-126. https://doi.org/10.3208/sandf1972.20.4_113
- Zhang, L.; Einstein, H. H. (1998). *End bearing resistance of drilled shafts in rock*. Journal of Geotech and Geoenv Eng, ASCE, 124(7), pp. 574-584.
- Zheng, X.; Booker, J.R; Carter, J.P. (2000). *Limit analysis of the bearing capacity of fissured materials*. Int J Solids Struct; 37(8), pp.1211-43. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(98\)00282-0](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(98)00282-0)