

異向性和岩體弱面強度參數之研究-以廬山板岩為例

張光宗⁽¹⁾ 張健偉⁽²⁾ 余雋澄⁽²⁾

摘 要

岩石中常存在層面、劈理或片理，這些弱面會降低岩體或邊坡強度。許多邊坡進行了鑽探和力學試驗，但在分析時，由於異向性模型複雜或弱面參數難以獲取，往往忽略了岩體的異向性行為，進而影響邊坡穩定分析的準確性。本研究探討廬山板岩的異向性和劈理面的強度參數，收集岩心進行劈理面直剪試驗和點荷重試驗。考慮岩心已斷裂劈理面的間距，估計未斷裂劈理面與已斷裂劈理面的權重，得到加權平均的岩體劈理面強度參數和異向性指數，並探討其關係。研究結果顯示，劈理面凝聚力平均值為 60 kPa，摩擦角平均值為 23.1°；隨著異向性指數增加，劈理面摩擦角呈下降趨勢，而凝聚力則無明顯趨勢。

(**關鍵詞**：弱面強度、異向性、板岩、劈理面)

Anisotropy and Strength Parameters of Weak Planes - A Case Study of Lushan Slate

Kuang-Tsung Chang⁽¹⁾ *Jian-wei Chang*⁽²⁾ *Chun-Ying Yu*⁽²⁾

Professor⁽¹⁾, Graduate student⁽²⁾ in Department of Soil and Water Conservation, National Chung-Hsing University, Taiwan

ABSTRACT

Rocks commonly include weak planes such as bedding, cleavage, and schistosity, which reduce the strength of rock mass and lead to anisotropy. Although borehole drilling and laboratory test are extensively conducted for slope stability analysis, the anisotropic behavior is generally ignored due to complexity of the anisotropic model and the difficulty in obtaining weak plane parameters. Thus, the slope stability analysis cannot reflect the real site condition. The purpose of the study is to investigate the anisotropy and cleavage strength parameters of slate. The drill cores of the Lushan slate were collected to conduct direct shear test and point load test. We considered the spacing of fractured cleavage to estimate the weights for unfractured and fractured cleavage, respectively. For the viewpoint

(1) 國立中興大學水土保持學系教授 (通訊作者 email: changkt@nchu.edu.tw)

(2) 國立中興大學水土保持學系研究生

of rock mass, the anisotropy index and the strength parameters of cleavage were taken as weighted averages considering unfractured and fractured cleavage. The results show that the cohesion and friction angle of the cleavage have average values of 60 kPa and 23.1° , respectively. As the anisotropy index increases, the friction angle of the cleavage decreases, whereas the cohesion shows no clear trend.

(**Keywords:** Weak plane strength, anisotropy, slate, cleavage)

前言

台灣山坡地的岩石包括砂頁岩、板岩和片岩，受到層面、劈理和片理等弱面的影響，表現出顯著的異向性。弱面沿著其方向的強度較低，易於滑動，因此在不同坡度和弱面相對位置下，產生不同型態的崩塌，如平面破壞、楔形破壞和翻倒破壞等。著名的順向坡崩塌案例，如林肯大郡、草嶺、國道三號、九份二山邊坡，即是受到岩石異向性影響的滑動型態。其它的案例，小林村為沉積岩的斜交坡、廬山和霧社水庫屬於板岩的斜交坡，梨山屬於板岩的逆向坡。弱面產生的強度異向性，在深層邊坡變形和崩塌中扮演重要的角色。

弱面的存在會使岩體產生變形及強度上的異向性，Yang et al.(1998)以人造材料模擬不同節理組數及不同節理傾角的試體，進行單壓試驗，可知試體的強度和變形性會受節理傾角影響，有些情況試體會有應變軟化行為(strain softening)，有些情況則有應變硬化(strain hardening)行為。應變軟化行為會使邊坡破壞時產生完全崩塌，而應變硬化行為則使邊坡在完全崩塌前可以發展較大的變形。Li et al.(2014)以現地、實驗室試驗和 UDEC 程式數值模擬，研究含節理岩體直接剪力試驗下的異向性行為，其中一組節理連續而另

一組節理不連續，顯示強度和勁度的異向性主要和連續的那組節理的方位有關。Saroglou et al. (2018)提到層面和葉理的存在使小尺度(intact rock)和大尺度(rock mass)都會產生異向性(圖 1)，層面、葉理等弱面間距越小，大尺度下的異向性越明顯。他們將異向性程度 5 個級距與弱面間距相結合，發展出 ARMR(Anisotropy Rock Mass Rating) 異向性岩體評分方法。

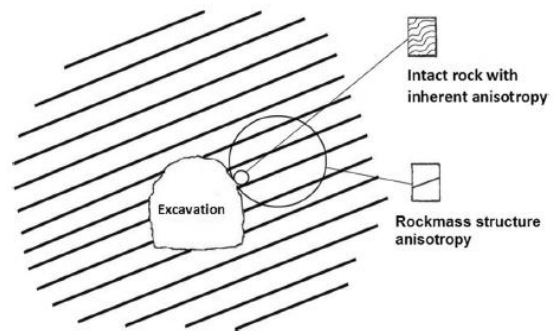


圖 1 小尺度與大尺度下的異向性 (Saroglou et al., 2018)

Figure 1 Anisotropy in small and large scales

許多邊坡雖進行了鑽探和力學試驗，但在分析時因異向性模型複雜或弱面參數難以獲取，常忽略岩體的異向性行為而以等向性行為分析，這樣可能造成邊坡穩定性分析無法貼近野外狀況，影響分析可信度和治理效

果。為獲得弱面強度參數，需要進行岩石弱面直剪試驗，相當耗時費工。本研究以廬山板岩岩心進行直剪和點荷重試驗，考慮未斷裂劈理面和已斷裂劈理面的比例，得到岩體的異向性指數和劈理面的強度參數的關係，以利將來發展簡便的方法推估弱面強度參數，有助於邊坡穩定性分析能考慮弱面的影響，使分析更可靠。

研究方法

1. 方法說明

以廬山邊坡 A-15-1 孔深度 80~84m 為範例(圖 2)，由照片可以看出板岩具有發達的劈理構造，為主要的弱面。劈理間距小，破裂面常沿著劈理面，破裂面間距大於劈理面間距，也就是劈理面有些未斷裂有些已斷裂。



圖 2 A-15-1 孔深度 80~84m 岩心箱照片

Figure 2 Drill cores at the depth 80~84m in borehole A-15-1

岩體中不管是未斷裂或已斷裂的劈理面，皆使得劈理面方向的強度較弱而產生強度異向性。本研究取劈理面未斷裂和已斷裂的試體，以岩石直剪儀進行弱面直剪，將未斷裂和已斷裂的劈理面的強度參數加權平均得到代表性的劈理強度參數。

另外在岩體異向性指數的估計時，會考

慮岩石的”Inherent anisotropy”(與劈理、節理、層面有關)和”Induced anisotropy”(與破裂面有關)兩種異向性概念(Maazallahi and Majdi, 2021)。未斷裂試體的異向性指數可以由點荷重試驗得到，而已斷裂的劈理面會增加岩體的異向性，我們考量未斷裂與已斷裂劈理面的權重，進行加權平均得到岩體的異向性指數。

一般而言岩體的強度較大，弱面的強度較小(圖 3)，弱面使岩體產生異向性。假設異向性越明顯弱面的強度越低，若能建立岩體異向性指數與岩體弱面強度的關係，就能由岩體的異向性指數估計岩體的弱面強度參數。

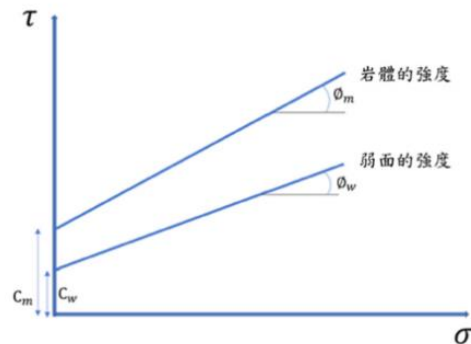


圖 3 岩體與弱面強度參數示意圖

Figure 3 Schematic diagram of strength parameters for rock mass and weak planes

2. 未斷裂弱面與已斷裂弱面的比例

廬山板岩的劈理面間距很小，約為 1 cm; 沿著劈理有許多破裂面，破裂面間距約為 6-10 cm。除了未斷裂板岩劈理面導致的 Inherent anisotropy，已斷裂板岩劈理面的 Induced anisotropy 也應該加以考慮。參考 Maazallahi and Majdi(2021) 對 Fracture

frequency 的評分方法：

$$DR2 = 40 - 5.7 \left(\frac{1}{S}\right)^{0.5} \quad (1)$$

式(1)中 DR2 為岩體 Fracture frequency 的評分，S 為破裂面平均的間距(單位：m)，間距越大分數越高。未斷裂劈理面的權重 W_{unf} 與已斷裂劈理面的權重 W_f 可以計算如下：

$$W_{unf} = \frac{DR2}{40} \quad (2)$$

$$W_f = 1 - \frac{DR2}{40} \quad (3)$$

若破裂面間距極大，DR2 分數趨近 40，劈理面強度不受破裂面影響；若破裂面間距小於 0.02 m，DR2 小於 0，以 DR2=0 計，表示劈理面強度完全由破裂面主控。

3. 岩體弱面強度

以岩石直剪試驗獲得劈理面的強度，實驗根據 ISRM 提出的岩石直接剪力試驗規定 (Muralha et al., 2014)，其步驟如下：

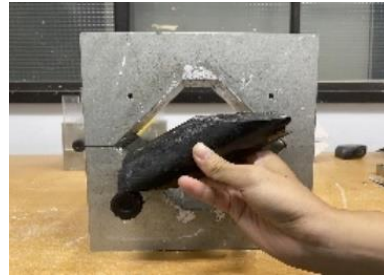
(1) 挑選適合直剪之岩石試體，避免劈理面方向不明顯，風化嚴重等情形。

(2) 試體表面塗防水漆，以免灌漿時的水分滲入縫隙中造成試體斷裂，以風扇風乾 6~12 小時。

(3) 切割試體，需注意切割後的試體長度約 7~8 公分為合適範圍，若試體太長或太大，剪動時可能造成石膏碎裂(圖 4)。

(4) 切割完成後再塗防水漆於切割面，並檢查其餘地方的防水漆有無覆蓋完整，若有覆蓋不全的地方需補漆，塗抹完成後再以風扇風乾 6~12 小時，風乾後需詳細記錄試體尺寸。

(5) 將試體以固定架固定並進行灌漿，灌漿材料採用石膏粉加水，比例為 3(石膏粉):2(水)，重量比 900g : 600g。灌漿時務必攪拌均勻，避免結塊或材料沉澱等情形影響強度，灌漿前試體盒需均勻塗抹凡士林，以利試體脫模。



(a)



(b)

圖 4 (a) 試體切割前 (b) 試體切割後
Figure 4 Specimens (a) before cutting (b) after cutting

(6) 灌漿完成後靜置至少 6 小時，待石膏變硬後，以橡膠槌將試體小心槌出。

(7) 將試體盒再次塗抹凡士林，再次將灌漿材料攪拌均勻後倒入，並於試體盒上方架上木棒，將步驟(6)的試體上下顛倒後置於木棒上，並靜置至少 24 小時，以確保石膏完全乾燥、硬化，完成之試體如圖 5 所示。

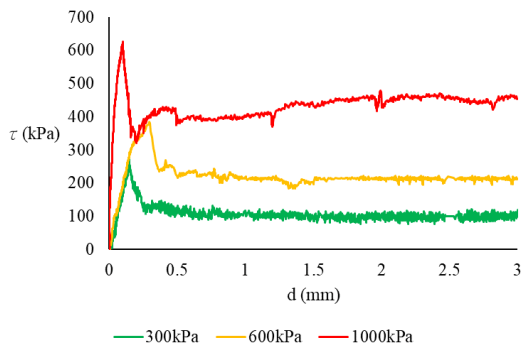


圖 5 灌漿完成之試體

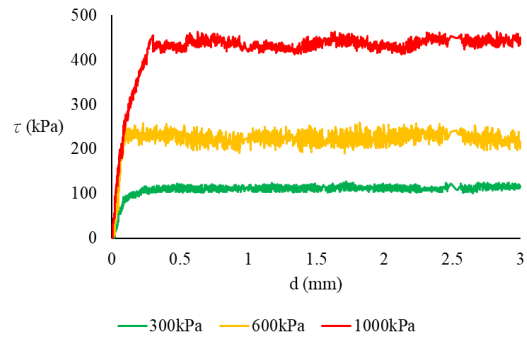
Figure 5 Specimen fixed with gypsum plaster

(8)以橡膠槌將試體小心槌出，置於直剪儀器中，先施加正向應力至有接觸應力後將其歸零並加至需要的應力值，再施加剪應力至接觸應力產生後與位移計一起歸零，確定無誤後可開始施加剪應力進行實驗，實驗過程需符合 ISRM 之規範，同時確實記錄數據。

每一岩心箱選取三個未斷裂試體，分別給定正向應力 300 kPa、600 kPa、1000 kPa 進行試驗。剪斷後將錯開試體歸回原位，當做已斷裂試體在同樣的正向應力下進行剪力試驗，圖 6 為某未斷裂劈理面與已斷裂劈理面的試驗結果。每一岩心箱可求得未斷裂劈理面凝聚力 C_{unf} 和摩擦角 ϕ_{unf} 及已斷裂劈理面凝聚力 C_f 和摩擦角 ϕ_f 。



(a)



(b)

圖 6 A-15-1 孔深度 80~84m 劈理面剪應力和位移關係 (a) 未斷裂試體 (b) 已斷裂試體

Figure 6 shear stress- displacement relationships of the cleavage at the depth 80~84m in borehole A-15-1 (a) unfractured specimen (b) fractured specimen

考量未斷裂與已斷裂劈理面，岩體劈理面凝聚力 C_w 和摩擦角 ϕ_w 的決定方式如下：

$$C_w = C_{unf} \cdot W_{unf} + C_f \cdot W_f \quad (4)$$

$$\tan \phi_w = \tan \phi_{unf} \cdot W_{unf} + \tan \phi_f \cdot W_f \quad (5)$$

其中 W_{unf} 和 W_f 為未斷裂與已斷裂劈理面的權重。

4. 岩體異向性指數

Broch (1983) 利用點荷重試驗定義了異向性岩石的異向性指數 Ia 如下式。

$$Ia = \frac{IS_{50,v}}{IS_{50,p}} \quad (6)$$

其中 $IS_{50,v}$ 為垂直弱面方向的點荷重指數， $IS_{50,p}$ 為平行弱面方向的點荷重指數。圖 7 指出垂直弱面與平行弱面方向，給予荷重的正確方式。

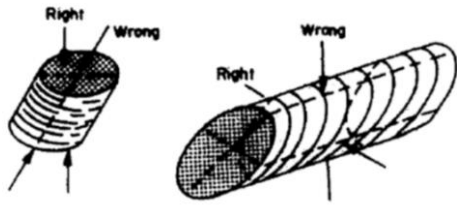


圖 7 點荷重試驗垂直弱面與平行弱面方向示意圖 (Broch, 1983)

Figure 7 Point loads on cores which are vertical and parallel to the cleavage

然而，對於已斷裂劈理面，平行弱面方向的點荷重指數為 0，無法計算異向性指數。因此為了考慮未斷裂劈理面和已斷裂劈理面，我們定義岩體的異向性指數 Ia' 如下：

$$Ia' = \frac{1}{\frac{1}{I_a^{unf}} W_{unf} + \frac{1}{I_a^f} W_f} = \frac{1}{\frac{1}{I_a^{unf}} W_{unf}} \quad (7)$$

其中 I_a^{unf} 和 I_a^f 為未斷裂和已斷裂劈理

面的異向性指數， $\frac{1}{I_a^f} = 0$

結果與討論

1. 未斷裂劈理面與已斷裂劈理面的權重

以廬山邊坡 11 個鑽孔岩心箱分別評估劈理面的間距 S_c 和已斷裂劈理面的間距 S_f ，如表 1。由已斷裂劈理面的間距可以得到未斷裂劈理面與已斷裂劈理面的權重(式 1-3)；以 A27 孔深度 60-64 公尺為例，未斷裂劈理面的權重約 0.52，已斷裂劈理面的權重約 0.48。

2. 岩體弱面強度參數

各岩心箱的弱面強度參數包括未斷裂劈理面和已斷裂劈理面的凝聚力和摩擦角，以岩石直剪試驗獲得如表 2。未斷裂劈理面的凝聚力最大 358 kPa 最小為 4 kPa，變化較大，平均 119 kPa；摩擦角最大約 39° 最小約為 18°，平均 26.2°。已斷裂劈理面的凝聚力皆為 0，摩擦角最大約 24° 最小約為 16°，平均 20°。已斷裂劈理面的抗剪強度會小於未斷裂劈理面的抗剪強度。

表 1 未斷裂與已斷裂劈理面的權重

Table 1 Weights for unfractured and fractured cleavage

孔號	深度	$S_c(\text{cm})$	$S_f(\text{cm})$	$W_{unf} : W_f$
A27	60~64	1.2	8.67	0.516:0.484
A27	64~68	1	9.52	0.538:0.462
A27	72~76	1.1	8.33	0.506:0.494
E7	64~68	0.8	7.8	0.490:0.510
E7	68~70	1	6.88	0.458:0.542
E9	84~88	0.8	6.9	0.549:0.451
A-15-1	68-72	1	10	0.549:0.451
A-15-1	72-76	0.7	6.341	0.434:0.566
A-15-1	76-80	1	10.151	0.553:0.447
A-15-1	80-84	0.7	7.903	0.493:0.507
LSB9	88-92	0.7	6.846	0.455:0.545

考慮未斷裂劈理面與已斷裂劈理面的權重，由式(4)和(5)可以得到岩體劈理面的凝聚力 and 摩擦角，如表 2。劈理面的凝聚力最大 197 kPa 最小為 2 kPa，變化較大，平均值 60 kPa；劈理面的摩擦角最大約 31° 最小約為 18°，平均值 23.1°。

3. 岩體異向性指數

一般而言異向性指數由未斷裂試體求得，為了考慮岩體中斷裂的劈理面，我們重新定義異向性指數。由點荷重試驗可得到未斷裂岩心的異向性指數，考慮未斷裂劈理面與已斷裂劈理面的權重(式 2-3)，可得到岩體的異向性指數 Ia' (式 7)，如表 3。比較 Ia 與 Ia' 可知，考慮劈理面的破裂狀況，會使岩體的異向性指數變大。

表 2 未斷裂、已斷裂及加權平均的劈理面強度參數

Table 2 Strength parameters of cleavage for unfractured and fractured conditions as well as average values

孔號	深度	C_{unf} (kPa)	C_f (kPa)	ϕ_{unf} (°)	ϕ_f (°)	C_w (kPa)	ϕ_w (°)
A27	60~64	6.157	0	22.86	18.86	3.177	20.924
A27	64~68	11.985	0	39.399	20.269	6.450	30.564
A27	72~76	24.191	0	20.35	16.57	12.247	18.484
E7	64~68	3.559	0	32.37	16.39	1.743	24.216
E7	68~70	58.23	0	26.85	16.4	26.595	21.173
E9	84~88	214.84	0	18.38	20.14	98.292	19.335
A-15-1	68-72	357.97	0	27.11	21.86	196.660	24.744
A-15-1	72-76	181.92	0	24.88	21.83	78.972	23.154
A-15-1	76-80	279.71	0	18.51	21.91	154.607	20.031
A-15-1	80-84	101.78	0	27.22	23.77	50.188	25.471
LSB9	88-92	64.56	0	29.86	21.81	29.399	25.476

表 3 未斷裂岩心的異向性指數 Ia 與岩體的異向性指數 Ia'

Table 3 Anisotropy indexes for the unfractured cores and the rock mass

孔號	深度	Ia	Ia'
A27	60~64	20.750	40.209
A27	64~68	29.154	54.174
A27	72~76	39.490	78.002
E7	64~68	19.917	40.666
E7	68~70	12.002	26.278
E9	84~88	36.226	79.180
A-15-1	68-72	28.926	52.653
A-15-1	72-76	16.294	37.535
A-15-1	76-80	17.156	31.038
A-15-1	80-84	20.812	42.206
LSB9	88-92	23.657	51.950

4.岩體弱面強度參數和異向性指數的關係

以 Hoek-Brown 破壞準則(Hoek et al., 2002)推估岩體的強度參數,岩石單壓強度 σ_{ci} 利用點荷重試驗求得的點荷重指數 IS_{50} 推求($\sigma_{ci}=24 \times IS_{50}$)(Broch and Franklin, 1972),板岩垂直劈理面的單壓強度平均約 112.9 Mpa,平行劈理面的單壓強度平均約 5.7 Mpa,取平均為 59 Mpa,地質強度指數 GSI 估計為 35,岩性係數 m_i 估計為 7,擾動係數 D 估計為 0,得到岩體凝聚力 $C_m=302$ kPa 與岩體摩擦角 $\phi_m= 48.2^\circ$ 。

假設弱面的強度會小於岩體的強度,以弱面強度參數和岩體強度參數的比,定義凝聚力折減因子 R_c 如(8)式和摩擦角折減因子 R_ψ 如(9)式。

$$R_c = \frac{c_w}{c_m} \tag{8}$$

$$R_\psi = \frac{\tan\psi_w}{\tan\psi_m} \tag{9}$$

將每一岩心箱的凝聚力折減因子 R_c 、摩擦角的折減因子 R_ψ 、岩體的異向性指數 Ia' 以圖呈現,凝聚力折減因子與岩體異向性指數的關係如圖 8,數據點較分散;摩擦角折減因子與岩體異向性指數的關係如圖 9。結果顯示劈理面凝聚力變化大,和岩體異向性指數無明顯關係,劈理面摩擦角和岩體異向性指數呈負相關。

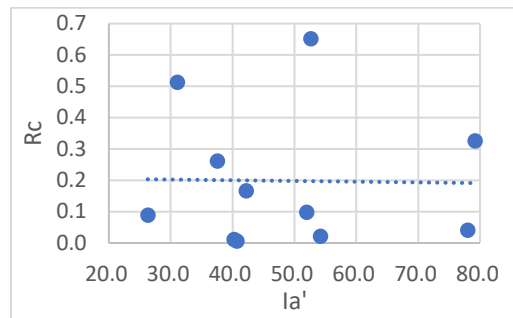


圖 8 凝聚力折減因子與岩體的異向性指數關係圖

Figure 8 Relationship between the cohesion reduction factor and the rock mass anisotropy index

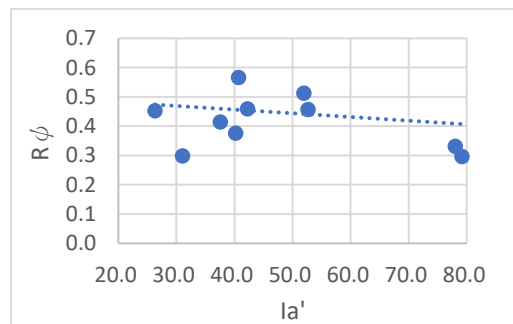


圖 9 摩擦角折減因子與岩體的異向性指數關係圖

Figure 9 Relationship between the friction angle reduction factor and the rock mass anisotropy index

結論

本研究以廬山板岩岩心進行直剪和點荷重試驗,考慮已斷裂劈理面的間距,得到岩體的異向性指數和劈理面的強度參數,可得到以下結論:

1. 已斷裂劈理面的抗剪強度會小於未斷裂

劈理面的抗剪強度。未斷裂劈理面的凝聚力平均 119 kPa，摩擦角平均 26.2°；已斷裂劈理面的凝聚力為 0，摩擦角平均為 20°。

2. 考慮未斷裂劈理面與已斷裂劈理面的權重，劈理面的凝聚力變化較大，平均值 60 kPa，摩擦角平均值 23.1°。
3. 岩體的異向性指數必須考慮劈理面的破裂狀況，破裂越多岩體的異向性指數越大。
4. 岩體異向性指數增加時，劈理面摩擦角折減因子呈現下降的趨勢，但凝聚力折減因子和岩體異向性指數無明顯相關性。

參考文獻

1. Broch, E. & Franklin, J. A. (1972), The point-load strength test. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 9(6), 669-676.
2. Broch, E. (1983). Estimation of Strength Anisotropy Using the Point-Load Test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*. 20(4), 181-187.
3. Hoek E, Carranza-Torres C, Corkum B (2002), Hoek-Brown failure criterion—2002 edition. In: *Proceedings of NARMS-TAC Conference*, vol 1. Toronto, pp 267–273
4. Li, B., Jiang, Y., Mizokami, T., Ikusada, K., & Mitani, Y. (2014), Anisotropic shear behavior of closely jointed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 71, 258-271.
5. Maazallahi, V., & Majdi, A. (2021), Directional rock mass rating (DRMR) for anisotropic rock mass characterization. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02143-3>
6. Muralha, J., Grasselli, G., Tatone, B., Blümel, M., Chryssanthakis, P., & Yujing, J. (2014), ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version. *Rock Mech Rock Eng*. 47, 291–302.
7. Saroglou, C., Qi, S., Guo, S., & Wu, F. (2018), ARMR, a new classification system for the rating of anisotropic rock masses. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 78(5), 3611-3626.
8. Yang, Z.Y., Chen, J.M., & Huang, T.H. (1998), Effect of joint sets on the strength and deformation of rock mass models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 35(1), 75-84.

水土保持學報 53(6) : 3227 - 3236 (2024)

Journal of Soil and Water Conservation , 53 (6) : 3227 - 3236 (2024)

113 年 7 月 15 日收稿

113 年 8 月 7 日修改

113 年 8 月 8 日接受