

# 節理岩坡之楔型破壞調查與分析案例介紹

林承翰<sup>1,\*</sup>、林劭儒<sup>2</sup>、張育瑄<sup>3</sup>、林銘郎<sup>1</sup>

<sup>1</sup>臺灣大學土木工程學系 <sup>2</sup>台灣世曦工程顧問股份有限公司 <sup>3</sup>新竹縣政府工務處

## 摘要

根據近年臺灣發生於鄰近交通幹線的岩坡災害，多數案例並非破壞在侷限於層面或板劈理面形成的單一滑動面，潛在破壞面可能由多組節理弱面同時構成，即岩坡工程問題須以節理岩坡作為分析對象；此外，災害案例也顯示節理岩坡破壞的主要機制為節理連通，即原先非延續的節理弱面受擾動連通，在此情境下裂隙水能夠沿裂隙網絡充分流動，促使坡體內地下水位變化加劇，岩體強度隨之急遽下降終至破壞。本文旨在於在評估不連續面特性與裂隙水條件對節理岩坡破壞之影響，研究著重由多組節理弱面所構成的楔型破壞，首先藉由實際案例的野外調查成果建立概念模型，進行砂箱試驗與數值模擬來掌握行為現象與模型驗證，最終回頭針對實際案例建立全尺度節理岩坡模型，說明針對楔型破壞調查與分析的實際應用，並深入探討當前成果的防災價值。

**關鍵字：**節理岩坡、楔型破壞、野外調查、砂箱試驗、數值模擬。

## Investigating the Wedge Failures of Jointed Rock Slopes: Lesson Learned from Recent Cases in Taiwan

C. H. Lin<sup>1,\*</sup>, S. R. Lin<sup>2</sup>, Y. H. Chan<sup>3</sup>, and M. L. Lin<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Department of Civil Engineering, National Taiwan University <sup>2</sup>CECI Engineering Consultants, Inc., Taiwan

<sup>3</sup>Public Works Department, Hsinchu County Government

## Abstract

In recent years, most highway slope disasters in Taiwan were due to complex wedge failures of oblique slopes. To understand the failure mechanism, an advanced discrete element modeling scheme which incorporates the hydro-mechanical coupling mechanism would be an important tool. In addition, detailed field investigations, intensive analysis of the discontinuity characteristics derived from UAV-based 3D point cloud models, and small-scale sandbox modeling are also necessary to help develop and verify the numerical model. By using a case study of the slope failure along the Northern Cross-Island Highway in Taiwan, this paper demonstrates the applicability of this proposed integrated analysis procedure on modeling the wedge failures of jointed rock slopes. The proposed approach would be useful to civil engineers for evaluating highway slope stability and to relevant authorities for developing the slope hazard mitigation strategies.

**Key Words :** jointed rock slope, wedge failure, field investigation, sandbox experiment, numerical simulation.

## 一、前言

以往的岩石邊坡災害研究多注重順向坡及逆向坡，對於斜交坡則較少著墨。然而，對

於道路邊坡而言，由於交通線型經常受到地形起伏的限制，斜交坡的地貌經常出現(圖一)，亦好發複合式破壞導致災損，例如1989年北部濱海公路南雅里路段崩塌、2009年莫拉克風災時嘉義潮州湖地滑、2019年北橫公路

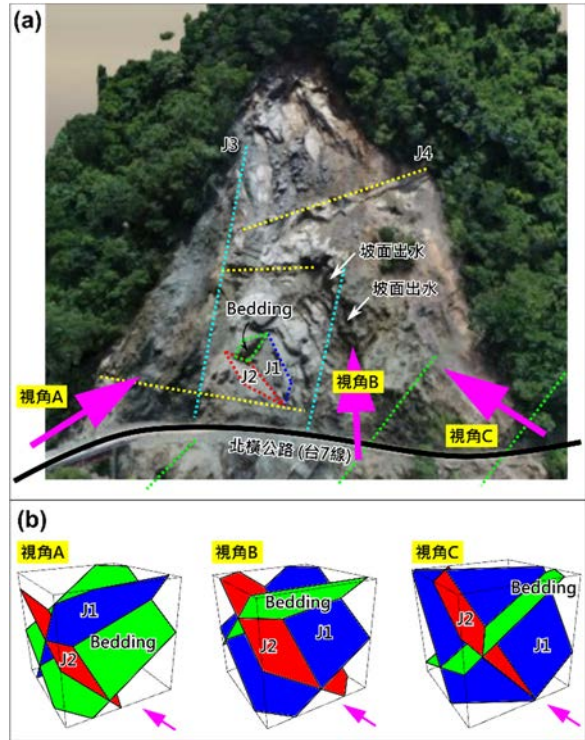
\*通訊作者(Corresponding author) : stephanlin@outlook.com

32.5k山崩、2020年臺鐵瑞芳猴硐路段坍方等，皆發生於斜交坡(Geoport團隊，2020a、2020b；黃與夏，1990；張，2020)。發生於交通線形上下邊坡的山崩災害不僅在事件當下造成交通中斷，更會持續影響整體交通網絡成為災害高風險區，因此道路邊坡之致災機制與評估實為災害防救與國土規劃的重要課題。

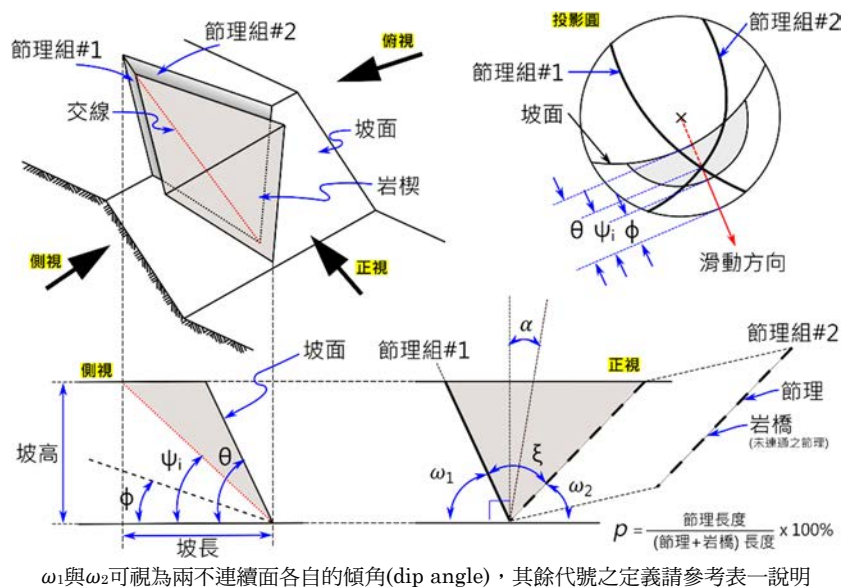
道路邊坡由於路基挖填、隧道挖掘、修坡整坡等工程影響，存在岩坡內部的節理弱面在解壓條件下容易形成連通交錯的節理裂隙網絡，產生數個潛在滑動面，因此弱面分佈與發展為導致岩坡崩滑的關鍵因素；另一方面，位於同一交通網絡內，除了受降雨或地震所誘發的岩體滑動破壞，亦常見無外在環境條件下，由地下水引致節理岩坡破壞的案例，有別於土壤邊坡中地下水位升降是由岩盤受壓水層或地表雨水入滲造成的孔隙水壓變化，節理岩坡之岩體工程特性受到節理弱面主控(Selby, 1993)，因此，沿不連續面流動之裂隙水方為節理岩坡中地下水位變化的來源。儘管災害調查所採用的地形資料解析度受惠於測繪技術大幅提高，由地貌特徵精細地圖繪出潛在崩塌範圍，現地調查也查核並編修了潛在崩塌的判釋結果，然而，在現有的各類型地質圖中，普遍缺乏對於不連續面的描述，例如位態、組數、間距、延續性、內寬等，針對節理岩坡穩定性受地下水影響之水力-力學耦合行為，也缺乏應用先進的分析方法與深入案例研究，造成在評估鄰道路之節理岩

坡穩定性時，因資料與技術不足而有諸多困難，同時在規劃有效的道路邊坡監測系統與設計相關整治工法上，形成防減災實務的缺口。

傳統在探討楔形塊體破壞的力學分析，多簡化成單一塊體沿著交線滑出的模式(如圖二左上之俯視圖)，然而實際案例顯示，邊坡的節理面多以共軛或是正交的型態成對出現，節理



圖一 (a)2019年北橫公路32.5k山崩災後空拍調查成果描繪；(b)沿交通線形觀察節理岩坡之地貌變化



圖二 節理岩坡中楔形塊體之幾何定義

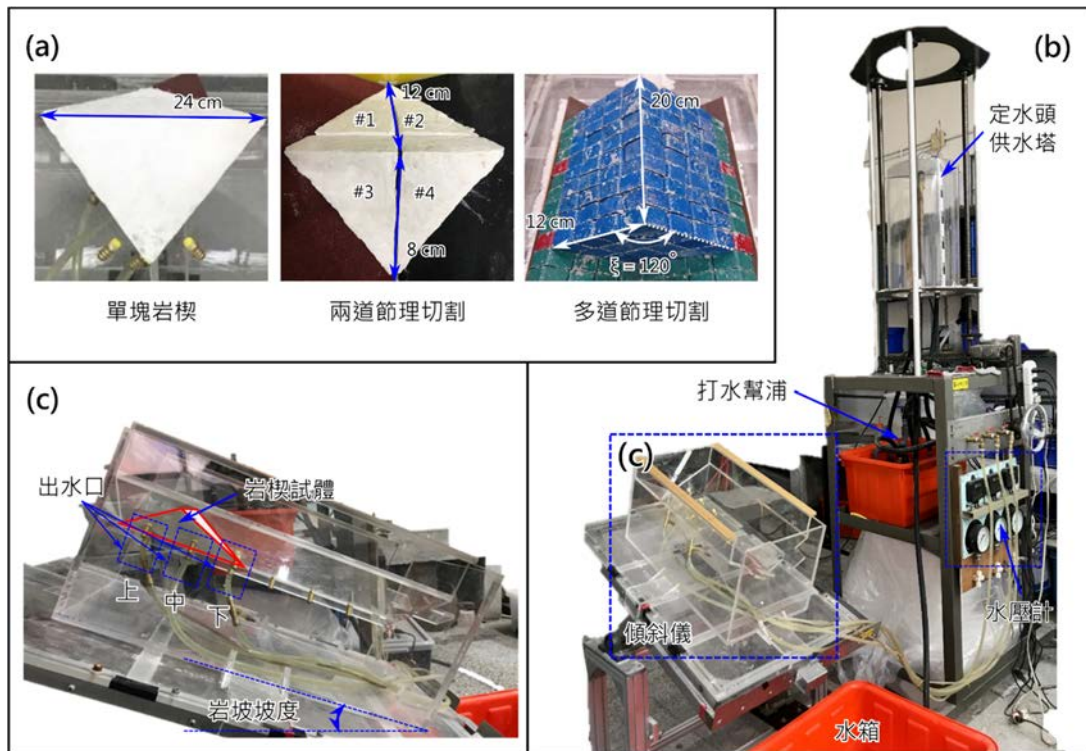
組會將岩坡切割成數塊大小不一之岩楔。因此，本文研究對象著重於岩坡經多組節理弱面切割形成之楔型塊體，當節理組間的交線從坡面出露而見光時，岩楔便有成群崩落的可能，其中各塊體的運動行為則包含了翻倒與滑出等模式，屬三維空間的複合破壞問題。表一將本文中用來定義節理岩坡中楔形塊體之幾何的符號作說明，並與圖二交互對照，以利後續探討不同節理幾何性質時之閱讀性與過去文獻中使用符號的一致性(Hoke and Bray, 1981; Kumsar et al., 2000)。

表一 本文中定義楔形塊體幾何與力學的符號

符號	說明	本文使用中文名稱
$\xi$	兩不連續面交角	面角
$\phi$	不連續面的摩擦角	摩擦角
$\psi$	兩不連續面交線之傾伏角	交線傾伏角
$\theta$	坡面與水平面夾角	岩坡坡度
$\alpha$	交線之偏移角，為兩不連續面交角之角平分線與鉛直面的夾角	交線偏移角
$\omega_1$	交線垂直剖面中，左側不連續面與水平面的夾角	-
$\omega_2$	交線垂直剖面中，右側不連續面與水平面的夾角	-
$p$	節理延續性	節理延續性

## 二、不連續面特性對楔型破壞之影響

災後案例調查雖能確認道路邊坡在發生破壞後的露頭狀況，但因災害搶修的緣故，在破壞機制與運動歷程大多無充分資料可供驗證，因此本研究首先透過縮尺砂箱試驗以求掌握節理楔型岩坡受不連續面特性影響之行為。如圖三所示，本儀器是以黃(2015)所設計之「滲流傾斜儀」為基礎，由傾斜儀和定水頭供水塔組成，底板為一組面角可變化(90°與120°)之壓克力板可供放置楔型試體，壓克力板的交線上鑽共12個出水孔，作為後續模擬地下水壓之使用。本小節僅討論不連續面特性對楔型破壞之影響，故使用菱形研磨石排列並堆疊成楔型岩坡，如圖三(a)之多道節理切割岩楔所示，為模擬節理岩楔中未受節理切割而屬岩橋連接的部分，本研究是將部分研磨石間以白膠進行黏著，白膠的使用與比例延續本研究團隊過往砂箱試驗之經驗，並確保塊體變形運動過程中，白膠形成的膠結不會受重力作用脫落。



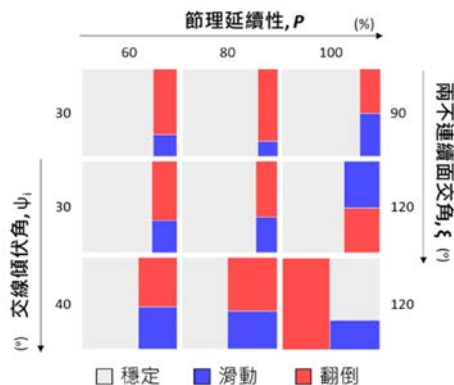
(a)人造岩楔試體 (b)滲流傾斜儀之設備 (c)用於模擬岩坡之傾斜儀砂箱

圖三 縮尺砂箱試驗之試體與儀器

## 2.1 節理位態與延續性

對於一岩坡受節理組切割形成的楔型塊體,其量體規模將由兩不連續面構成的面角( $\xi$ )所控制,而其運動勢能則由兩不連續面交線之傾伏角( $\psi_i$ )所控制,上述兩項幾何參數均可從野外調查測得的節理位態進行計算。圖四為小尺度室內砂箱試驗結果,隨著 $\xi$ 與 $\psi_i$ 提高,失穩後堆積的塊體數量均同時提升,其中又以 $\psi_i$ 的影響更為顯著,可以發現當 $\psi_i$ 由 $30^\circ$ 增加到 $40^\circ$ ,不穩定性塊體的體積增加百分比達到約20%以上;而從 $\xi=90^\circ$ 的模型試驗中則發現,即使延續性達到100%,位在模型後排的塊體在向下邊坡翻倒的過程有較強的互鎖現象,雖有節理面間的滑移產生,因其較小的不連續面交角給予岩楔的圍束力較高,使多數岩楔最終仍停滯於坡體上,故其失穩岩楔的體積百分比會較 $\xi=120^\circ$ 之模型小;另一方面,節理延續性的變化表示楔型塊體具有不同的節理裂隙網絡,也造成岩楔間互鎖機制的差異,圖四顯示,最終堆積區之岩楔體積隨模型延續性提高而增加,然而可以觀察到當 $\psi_i$ 為 $30^\circ$ 時,其堆積體積百分比隨延續性提高之上升速率較慢,當 $\psi_i$ 提高到 $40^\circ$ ,堆積體積百分比在延續性80%時就有大幅提升,而延續性高的模型在初始穩定階段也有較多的可運動岩楔,以本研究製作的試體為例,延續性100%的模型其總岩楔體積約為延續性60%模型的4倍之多。

觀察岩楔由破壞至運移的行為,如圖四所示, $\psi_i$ 較低( $30^\circ$ )的模型在失穩初期是前排岩楔先以翻倒的機制掉落,這是由於前排岩楔在

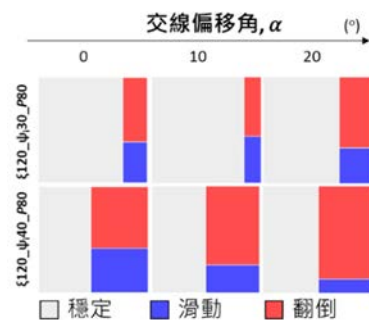


圖四 兩不連續面構成之面角( $\xi$ )、交線之傾伏角( $\psi_i$ )與節理延續性( $p$ )對楔型破壞影響之砂箱試驗成果

初始階段便具有倒懸的條件,當延續性為60%與80%,翻倒的比例較滑動機制為高,延續性達100%時兩者機制的比例則趨於相同;當傾伏角增加到 $40^\circ$ 時,不同延續性條件下,岩楔在失穩階段的運動仍以翻倒與滑動機制各半為主,殘存岩坡試體則有明顯的階層狀分布此現象與多數案例之野外調查成果一致,然而,隨著模型之延續性提升,導致岩楔間之互鎖機制也會減少,直到模型延續性達100%,楔型塊體的破壞便會趨向於一致且連續的整體翻倒,此時翻倒岩楔已占總岩楔49%,高出滑動之岩楔(16%)與穩定岩楔(35%)許多。

## 2.2 交線偏移角

如圖二所定義,當構成兩不連續面的交線偏移角( $\alpha$ )愈大,意謂整個楔型塊體沿著交線旋轉的角度愈大,幾何上將形成其中一道節理傾角平緩,另一道節理呈現高陡角度的楔形塊體。首先以幾何條件為 $\xi=120^\circ$ 與 $p=80\%$ 的兩組模型觀察交線偏移角對破壞行為的影響,如圖五所示,以翻倒機制運動的岩楔數量在 $\alpha$ 為 $0^\circ$ 與 $10^\circ$ 時僅些微高於以滑動機制運動的岩楔,且在 $10^\circ$ 的交線偏移角範圍內破壞至運動的行為並無明顯變化,唯當偏移角提高到 $20^\circ$ 時,楔型塊體的內岩楔的破壞機制以翻倒破壞為主,僅有少部分岩楔發生滑動破壞,但整體的失穩岩楔體積百分在傾伏角較高( $\psi_i=40^\circ$ )的情況下並未隨 $\alpha$ 的增加而有大幅提升,僅僅在傾伏角變緩時對失穩量體才有造成影響。值得注意的是,「 $\xi 120_\psi 30_p 80$ 」之實驗組在偏移角由 $0^\circ$ 提高到 $10^\circ$ 時,整體破壞岩楔略有



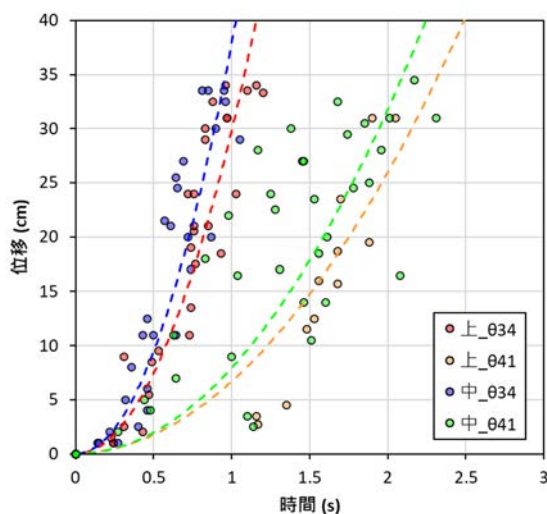
圖中「 $\xi 120_\psi 30_p 80$ 」之實驗組表示試驗條件為面角 $120^\circ$ 、傾伏角 $30^\circ$ 且節理延續性為80%

圖五 交線之偏移角( $\alpha$ )對楔型破壞影響之砂箱試驗成果

下降的趨勢，可能原因為本研究採用之菱形研磨石其面間摩擦角為 $30^\circ$ (林, 2019)，與傾伏角 $30^\circ$ 相同，故岩楔發生破壞處於臨界狀態，在給定的節理延續性條件下(80%)，部分岩楔在偏移角提高到 $10^\circ$ 時反而因互鎖效應而趨於穩定。上述試驗成果說明了交線偏移角在破壞失穩階段主要影響各岩楔的破壞機制，對於整體楔型塊體的崩塌體積影響性則在原楔型塊體具有較小的傾伏角條件下方能發揮。

### 三、裂隙水對楔型破壞之影響

本研究以石膏灌製人造楔型塊體，如圖三(a)中的單塊與兩道節理切割岩楔，並將其放置在滲流傾斜儀上，透過定水頭供水塔與壓克力板交線處最上方的三處出水口(圖三(c))，模擬向上滲流之裂隙水造成楔型塊體滑動的現象。本系列砂箱試驗固定面角( $\xi$ )與傾伏角( $\psi_i$ )分別為 $120^\circ$ 與 $30^\circ$ ，將出水位置控制在交線不同出水孔，考慮上、中、下三個出水位置對楔型破壞的影響(第3.1節)；調整定水頭水箱高度與加壓馬達段數，控制出水口的水壓大小來了解水壓力與楔型塊體穩定性的關係(第3.2節)；人造楔型塊體包括由單塊與四塊石膏試體，配合改變出水孔位置來釐清節理楔型塊體受地下水作用時的運移行為(第3.3節)。在各組試驗中，滑動面會再以不同砂紙改變界面摩擦角



圖中「上\_034」之實驗組表示試驗條件為上方出水位置且滑動面之摩擦角 $34^\circ$

圖六 裂隙水湧出位置與滑動面摩擦角( $\theta$ )對楔型塊體運動之影響(水壓固定為 $7.5 \text{ kPa}$ )

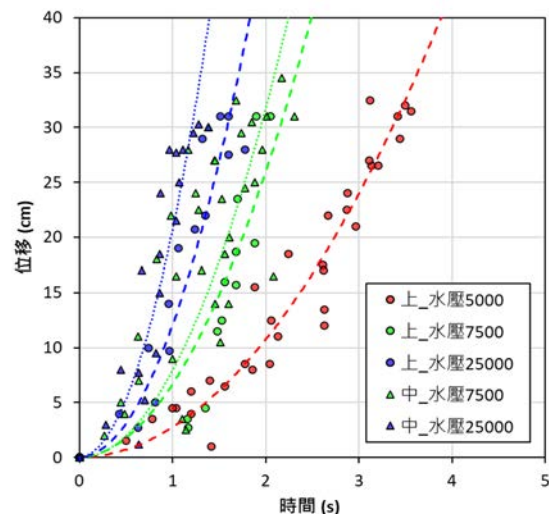
$\phi$ (60號與100號砂紙分別對應摩擦角為 $34^\circ$ 與 $41^\circ$ )，討論在不同節理面摩擦角下水壓力如何影響楔型塊體滑動。

#### 3.1 出水位置

試驗結果顯示，當固定水壓為 $7.5 \text{ kPa}$ ，只有在開啟上或中兩處出水閥的情況下，才會發生塊體滑動，而僅開啟下方出水閥時，楔型塊體則不產生位移。如圖六所示，當楔型塊體因中間出水閥開啟，而受到向上裂隙水壓時，會較上方出水閥開啟的情況，破壞後的運移速度更快，觀察試驗後滑動面上的水痕，認為在中間出水的條件下，水壓力分布在沿交線的範圍較廣，因此在楔型塊體失穩前累積較高的水壓力，此試驗結果也與Kumsar et al.(2000)提出的理論解一致。另一方面，比較不同摩擦角的滑動面之試驗成果，發現摩擦角變化對塊體破壞後滑動速度的影響甚鉅，(圖六)顯示當摩擦角由 $41^\circ$ 降低至 $34^\circ$ ，其運動速度可以提高約3倍，而出水位置的改變對運動速度的影響則僅有約25%的影響。

#### 3.2 裂隙水壓

如圖七所示，在固定出水位置在上方的條件下，隨著裂隙水壓由 $5 \text{ kPa}$ 、 $7.5 \text{ kPa}$ 增加至 $25 \text{ kPa}$ ，楔型塊體失穩後的滑動速度越快，且在水壓 $5 \text{ kPa}$ 增加至 $7.5 \text{ kPa}$ 時，塊體加速度有



圖中「上\_水壓5000」之實驗組表示試驗條件為上方出水位置且出水口水壓固定為 $5000 \text{ Pa}$

圖七 裂隙水壓對楔型塊體運動之影響(兩滑動摩擦角均固定為 $41^\circ$ )

顯著的提升。值得注意的是，當固定出水位置在中間時，5 kPa的裂隙水壓並無法驅動楔型塊體開始滑動，原因是當裂隙水壓過小，楔型塊體之穩定性將受滑動面摩擦角主控，即在本組試驗條件下，界面摩擦角( $\phi$ )的變化對於楔型塊體是否破壞更為敏感。

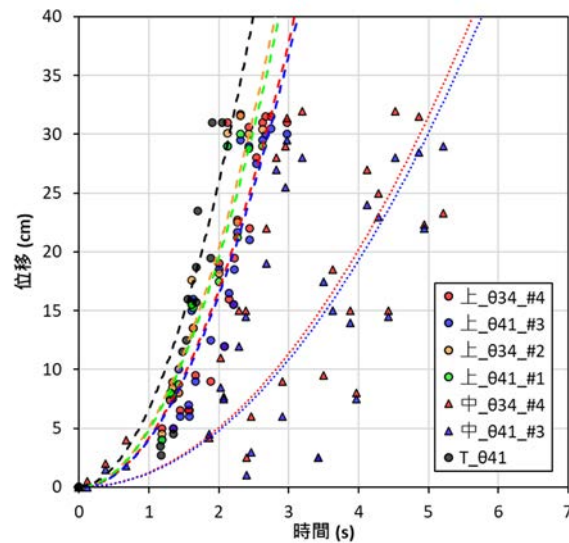
為確認上述砂箱試驗之成果，本研究根據Kumsar et al.(2000)提出之楔型破壞安全係數計算與Pipatpongsa et al.(2010)提出的楔型塊體所受之水壓分布，代入本研究砂箱試驗的模型條件進行理論解計算，得到作用於塊體上的合力與塊體運動加速度，如表二所示，理論解與試驗成果中塊體運動加速度隨滑動面摩擦角增加而減緩，但是砂箱試驗的減緩趨勢卻較理論解來的快，檢視試驗成果後，本研究認為當滑動面摩擦角越大時，裂隙水壓在開始滑動後的消散速度較快，促使塊體運動加速度大幅降低，而理論解僅基於力平衡的計算未能考量此水壓消散之現象，故對於運動後的加速度有低估的現象，尤其當滑動面摩擦角越低時，低估程度更為明顯。經過反算，在理論解計算中帶入較低的水頭高，所計算出的加速度變化趨勢將能符合砂箱試驗的成果因此，建議在採取Kumsar et al.(2000)與Pipatpongsa et al.(2010)之理論解估計楔型塊體破壞後的運動加速度時，在水頭高這一項參數應採取至少3倍範圍的代入計算，方能獲得一保守的估計值。

### 3.3 塊體數量

砂箱試驗除製備單一楔形塊體外，基於相同試體尺寸，考量具2道分別為 $90^\circ$ 之解壓節理與傾向節理，製作節理楔型塊體以進行塊體數量受裂隙水影響的討論，本文按左至右、上至下的順序給予受兩道節理切割之楔型塊體編號(圖三(a))。成果如圖八所示，當出水位置位於楔型塊體下方，所有模型均未發生滑動，與3.1節的試驗結果相同；當裂隙水由試體中間與上方湧出時，節理楔型塊體的位移速度較單一楔形塊體來的慢，且中間出水又比上方出水對失穩後的運移行為有更顯著的影響。觀察試驗過程發現，此現象為水壓在楔形塊體受節理切割時，水壓因節理存在而消散的較迅速，使得施加於滑動塊體上的水壓力大幅度地降低，

表二 理論解與砂箱試驗之楔型塊體運動加速度(a)比較

出水位置	$\phi$ (°)	水頭高 (cm)	坡高 (cm)	坡長 (cm)	a (cm/sec <sup>2</sup> )	
					理論解	砂箱試驗
中	34	7.5	4.5	19	12.2	75.9
上	34	7.5	4.5	16	10.0	59.8
中	41	7.5	4.5	19	14.2	15.9
上	41	7.5	4.5	16	11.4	12.4
中	41	2.5	4.5	19	2.3	15.9
上	41	2.5	4.5	16	1.3	12.4



圖中「上\_034\_#4」之實驗組表示試驗條件為上方出水位置、滑動面摩擦角 $34^\circ$ 且為編號#4岩塊之運動行為

圖八 節理楔形塊體中塊體數量受裂隙水變化之影響(水壓固定為7.5kPa)

由於中間出水位置正好位於兩道節理相交處，故相較於上方出水僅受一道傾向節理時的水壓消散更為劇烈。

如圖八所示，當開啟上方出水閥時，節理楔型塊體中所有的岩楔均發生滑動，但在開啟中間出水閥的情況下，則只有位於出水位置下方的岩楔(#3、#4岩塊)發生滑動。本組試驗在左右滑動面分別放置#60與#100的砂紙，因此各塊體間的位移受滑動面摩擦角的變化而有所不同，試驗結果顯示當楔形塊體受節理切割為多塊，失穩後的運移加速度隨摩擦角的降低而有提高的趨勢，但其影響幅度甚小，因此，本研究認為出水位置是否為多道節理相交處方為關鍵因素，即水壓消散的快慢主導了節理楔型塊體的穩定性，也顯著影響滑動後的運移速度的快慢。

## 四、北橫32.5k山崩案例分析

### 4.1 災後現地調查與分析模型建立

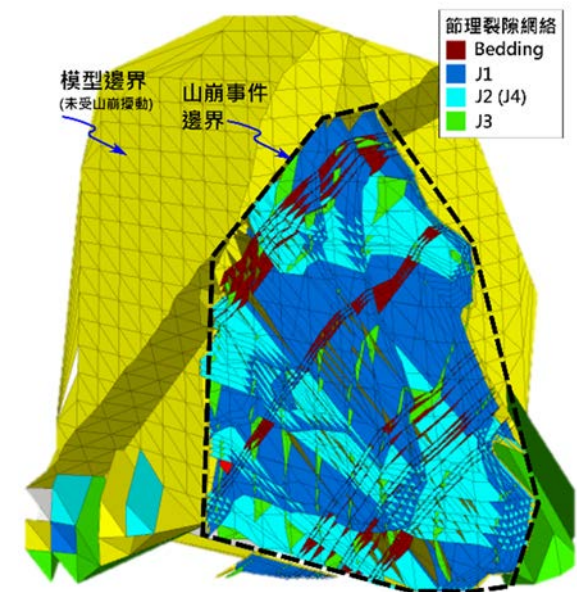
災害現場為距離榮華壩西北方約1公里處(北橫公路里程32.5k)的南側岩坡，WGS84經緯度座標為(24.742, 121.343)，緊鄰榮華橋，災前地形為陡峭山崖，腹地狹小，平均坡度大於40°，坡面植被稀疏，岩層多裸露。本區附近出露之地層屬漸新世至中新世的大桶山層，岩性以黑色硬頁岩為主，節理發達，且夾有灰至灰黑色的變質砂岩，層厚大多為10公分至3公尺。根據現場調查，崩塌區之地層走向為N40°~50°E，向北傾55°~65°，屬順向斜交坡，路基下邊坡處具有地下水流出之狀況，岩坡坡面高程約570公尺處亦可觀察到點狀的出水現象(圖一(a))，判斷此為裂隙水延節理開口滲出。殘坡露頭可見5種不同方位之節理組(圖一(a))，由於本處岩坡甚高使傳統露頭量測難以執行，本研究利用UAV測量所產製資料，搭配Cloud Compare軟體半自動萃取有關層面與節理面之位態、間距、延續性等特徵(表三)。根據現場崩塌調查，本起山崩事件之滑動塊體受多道節理組切割，坡面有滲水跡象而殘坡有倒懸岩楔，因此，節理連通與裂隙水壓變化是山崩發生的可能原因。本研究採用基於個別元素法之三維數值軟體3DEC進行案例分析，將調查所得之節理裂隙網絡(表三)建置於三維數值模型中，如圖九所示，分析模型建立的細節請參考林(2019)與張(2020)論文中的說明。

### 4.2 考慮節理連通

現地案例調查確認北橫32.5k山崩屬於節理楔型岩坡破壞(圖一)，由第3節描述之砂箱試驗成果推測，此起山崩可能是由內在節理連通，導致岩橋破裂所形成的可滑動岩楔失穩所致，當節理網絡開始發展(節理連通)將引致節理楔型塊體的破壞，且失穩量體的體積也將隨著延續性的提升而增加(圖四)。另外，參考災後現地調查成果，各組節理在殘坡露頭上都有不同的延續性(表三)，顯示山崩發生過程中各組節理的解壓速度也不盡相同，因此本研究以4.1小節所建立之三維全尺度模型，以延續性0.2為一個區間，透過考慮不同節理組延續性

表三 利用三維點雲模型萃取北橫32.5k山崩後殘坡露頭之不連續面特徵。本文採用傾向(dip direction)、傾角(dip angle)表示節理位態量測之成果

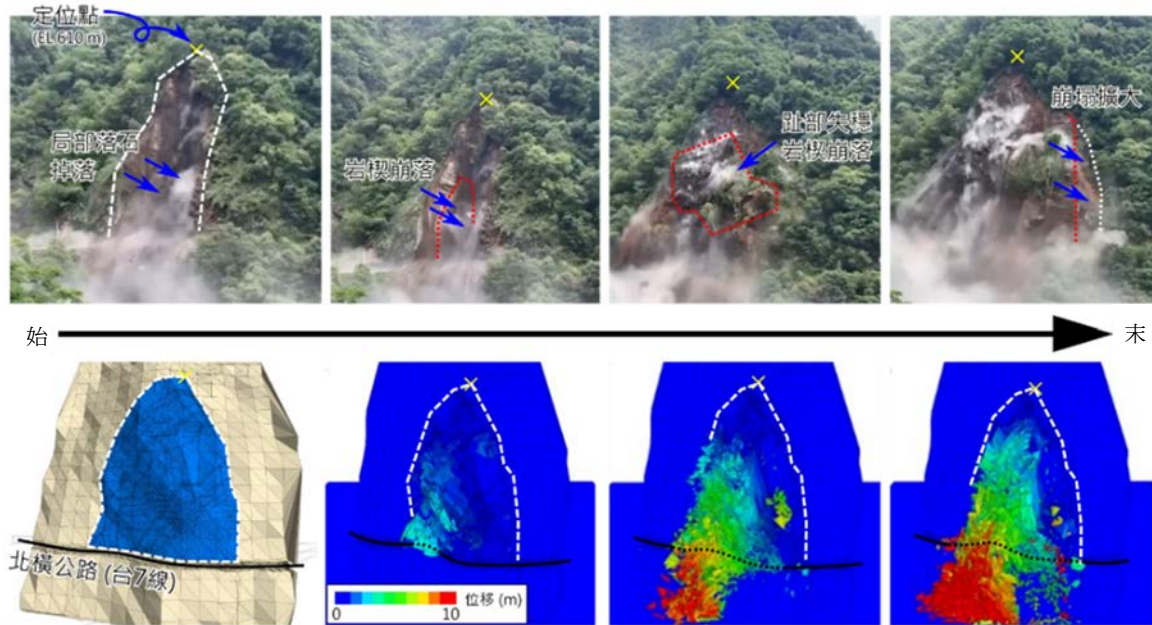
	層面 (bedding)	解壓解理 (JR)	節理組			
			J1	J2	J3	J4
位 態	65/317	80/60	60/217	35/184	72/150	35/206
間 距	1.24	0.76	1.34	0.96	9.43	0.96
延續性	0.5	0.9	0.2	0.9	0.5	0.9



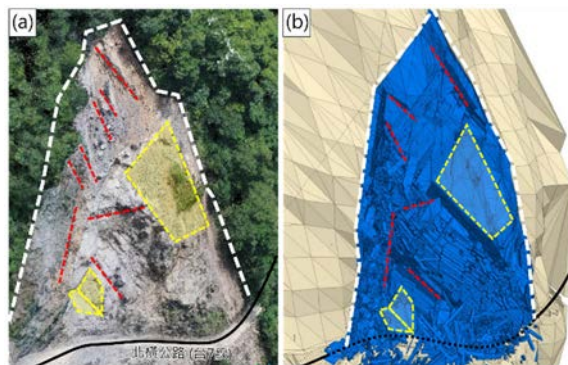
圖九 於3DEC中建立北橫32.5k山崩案例之三維節理岩坡模型

的組合(0.2→0.4→0.6)來進行模擬，嘗試還原此漸進式崩塌和節理裂隙發展的關係。

在不同延續性組合下，相同節理楔型岩坡模型將產生崩塌範圍與量體，且堆積型貌也各有差異(張，2020)。本研究參考災害發生當下的目擊影片，根據崩塌歷程來驗證釐清北橫32.5k山崩之節理連通順序。如圖十所示，此起山崩是從面向岩坡左側的舊崩塌邊界開始向上邊坡發展，當崩塌達到上方邊界的不穩定岩楔後，轉而朝右側發展，由模擬結果確認，此起山崩事件前期主要由JR、J1、J3與J4四組節理的連通形成主要滑動岩楔，第一階段的崩塌則發生在JR與J1兩組節理的延續性達到1開始，接著J3的完全連通使高處岩楔失穩崩落，最後是J4的解壓形成最終殘坡的右邊界。比較三維模擬與災後調查的殘存岩坡露頭(圖十一)，也驗證本組模型之節理連通順序能說明北橫32.5k山崩在無風無雨等外在自然條件下的破壞機制。



圖十 北橫32.5k山崩三維模擬與災害目擊影片之歷程比較



(a) 災後調查殘存岩坡露頭 (b) 三維模擬

圖十一 北橫32.5k山崩比較圖

### 4.3 考慮地下水

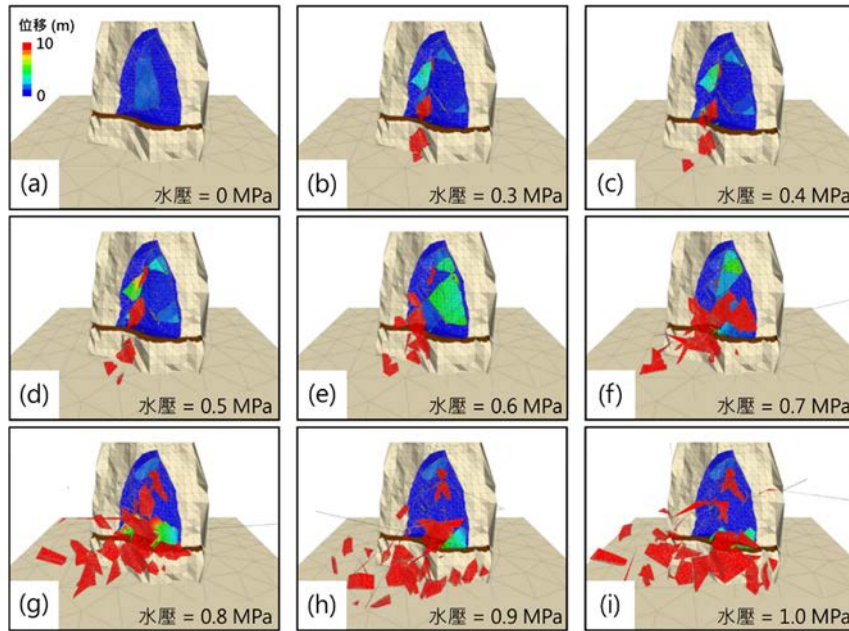
造成節理連通的可能原因，包含自然風化、地震力或水壓力等因素，根據本起案例的災後調查，7月29日山崩發生當時並無大規模地震發生，而山崩當天雖無降雨，但前期陸續有降雨事件，災後調查也從殘坡露頭觀察到裂隙水滲出，因此本研究進一步推測本次北橫32.5k山崩應是裂隙水壓造成節理裂隙網絡的解壓所引致，據此建立考量水力-力學耦合之節理楔型岩坡模型，釐清裂隙水壓變化對本起山崩事件規模的影響。其中，3DEC數值軟體對於水力-力學耦合行為的正確性已藉由模擬第3節所描述的砂箱試驗獲得驗證(張，

2020)，同時也掌握節理水力內寬的大小僅影響模擬崩塌之歷程，而節理楔型塊體的穩定性則受節理摩擦角、水壓力大小和出水位置的影響。本研究在此著重於裂隙水壓與崩塌規模間的關係，在3DEC模擬中節理水力內寬參數均採0.001公尺以縮短運算時間。

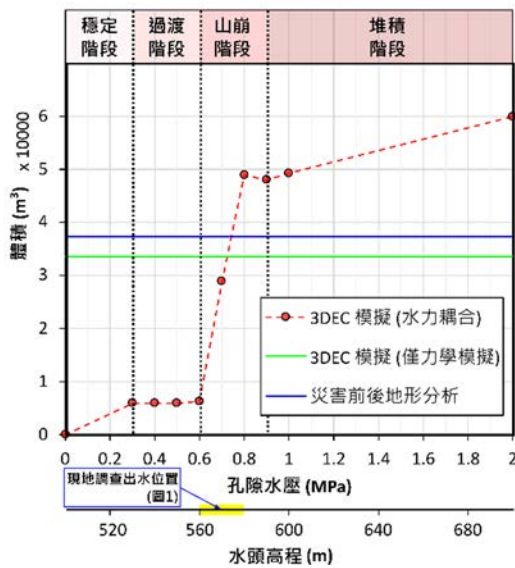
如圖十二所示，當裂隙水壓上升至0.3MPa，不穩定岩楔開始由坡面崩落，而在裂隙水壓達到0.8 MPa時，失穩的岩楔範圍與災後調查一致，另外，0.8 MPa的裂隙水壓反推其地下水水位高程則落在高程560公尺到高程580公尺間，也與現地觀察到的出水位置相符。根據3DEC水力-力學耦合模擬所得崩塌體積約49000立方米，高於使用災前災後地表高程模型相減技術(DEM of Difference, DOD)所推估的崩塌量體37234立方米(圖十三)，本研究認為此乃因DOD分析會受堆積區的土石影響，故在相關災後調查應把DOD分析所估計之崩塌體積視為低估值，以本研究為例認為低估約25%的量體。

根據情境模擬成果，將節理楔型岩坡受裂隙水壓變化的破壞歷程區分出四個階段：初始階段、過渡階段、山崩階段、以及堆積階段，如圖十三所示，初始階段為岩楔塊體間的節理開始受到水壓作用，但整體無發生變形位移，





圖十二 北橫32.5k山崩考量不同裂隙水壓作用之三維情境模擬



圖中綠線標示為第4.2小節僅考慮節理連通之模擬所得的崩塌體積

圖十三 北橫32.5k案例隨孔隙水壓變化之山崩發展歷程與崩塌量體體積

屬於穩定階段；過渡階段為裂隙水壓持續累積，陸續有岩楔崩落，但崩塌量體並沒有顯著增加，可視為主要山崩事件之前兆；山崩階段為節理受累積的裂隙水壓作用而打開，大量岩楔崩落，且量體與水壓成高度正相關的區間；當裂隙水壓持續提高到某一程度，此時節理岩坡上已無不穩定岩楔，故幾乎不再有新的崩塌塊體，而是轉為堆積階段。

## 五、結論

對於「節理楔型岩坡」的調查分析，若侷限於工址及附近小面積區域恐致使潛在致災因素未能詳盡掌握，本文應用近年蓬勃發展之 UAV 技術將調查範圍擴大到至少包括整個斜交坡的坡址起至坡頂為止，從而完成包含節理裂隙網絡、岩楔分布與延伸、裂隙水湧出位置的環境地質調查，基於現地案例經驗，藉由縮尺砂箱試驗釐清不連續面特性與裂隙水壓條件對節理楔型岩坡破壞之影響，而全尺度三維數值模擬能兼具整體性及客觀性地評估邊坡的可能災害情境，基於本研究成果，茲將針對節理岩坡之楔型破壞所得的重要結論條列如下，提供實務調查與分析之參考：

1. 節理岩坡潛在的楔形破壞，其量體規模由節理延續性( $p$ )與兩不連續面構成的面角( $\xi$ )同時控制，延續性高的模型在初始穩定階段已有較多的可運動岩楔，以本研究製作的試體為例，延續性100%的模型其總岩楔體積約為延續性60%模型的4倍；另外，當面角由 $120^\circ$ 降低為 $90^\circ$ ，即使岩楔發生破壞，因其較小交角給予岩楔的圍束力較高，使多數岩楔最終仍停滯於坡體上，形成鬆動岩體堆積。
2. 在相同節理面摩擦角的條件下，楔型

破壞的運動勢能主要由兩不連續面交線之傾伏角( $\psi$ )所控制。小尺度模型試驗顯示當傾伏角由 $30^\circ$ 增加到 $40^\circ$ ，失穩塊體的體積增加百分比達到20%以上。 $\psi$ 較低( $30^\circ$ )的模型破壞機制是前排岩楔先翻倒後引發後方岩楔滑動，故翻倒與滑動岩楔比例各半，而傾伏角提高至 $40^\circ$ 後破壞機制則以翻倒為主。

3. 交線偏移角( $\alpha$ )主要影響各岩楔的破壞機制與最終堆積形貌，隨著偏移角的提高，楔型塊體的內岩楔的破壞機制將從滑動傾倒各半，轉以翻倒破壞為主，僅有少部分岩楔發生滑動破壞。

4. 節理岩坡受裂隙水影響時，出水位置是否為多道節理相交處為關鍵因素，即水壓消散的快慢主導了節理楔型塊體的穩定性，也顯著影響滑動後的運移速度的快慢；另外，本研究試驗顯示當出水位置位於岩坡上邊坡處，會更早受裂隙水驅動破壞，但出水位置位於邊坡中間(坡腹)時破壞後的運動速度卻最快，其原因在於在中間出水的條件下，楔型塊體失穩前累積更高的水壓力所致。

5. 北橫32.5k山崩事件的全尺度案例分析指出，水力－力學耦合模擬能提供潛在崩塌量體之上限值，而傳統災害前後地形分析則為崩塌體積之下限；另外，模擬所推估之破壞時裂隙水壓大小，亦能與現地調查所觀察到的出水高程相符，顯示水力－力學耦合模擬可以做為佈設地下水壓監測的前測工具。惟目前案例分析中針對節理水力內寬仍採假設值，此參數對於顯示水力－力學耦合之影響及如何合理評估仍有待未來研究探討，以精進數值模擬於節理岩坡之楔型破壞分析的可靠性。

## 誌謝

本研究承蒙科技部提供專案補助(計畫編號106-2625-M-002-018-、107-2625-M-002-018-、108-2625-M-002-018-)，使本研究得以順利完成；本文第一作者亦感謝中興工程基金會提供博士班獎助學金，使其更能投入既擴展個人研究主題；中央地質調查所、中興工程顧問社暨Geoport團隊亦於研究期間提供研究區相關資料與分析建議，在此一併誌謝。

## 參考文獻

- 黃鎮台、夏龍源 (1990), 「北部濱海公路南雅里路段邊坡崩塌個案之研究」, *礦冶*, 第34卷第4期, 第89-94頁。
- 黃紹成 (2015), 「地下水透過節理向上滲流對邊坡穩定的影響」, 臺灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- 林劭儒 (2019), 「逆向斜交坡中不同節理組特性對楔形岩體變形及破壞機制影響之探討」, 國立臺灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- 張育瑄 (2020), 「節理特性與地下水對節理岩坡破壞機制之影響」, 臺灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- Geoport團隊 (2020a), 「臺鐵猴硐崩塌(12K+218~255)初勘報告(GeoPORT-I)」, <https://myweb.ntut.edu.tw/~ccchiu/geoport/Houtong/index.html>(2022年8月3日)。
- Geoport團隊 (2020b), 「臺鐵猴硐崩塌(12K+218~255)評估分析報告(GeoPORT-II)」, <https://myweb.ntut.edu.tw/~ccchiu/geoport/Houtong/index.html>(2022年8月3日)。
- Hoek, E., and Bray, J. D. (1981). "Rock slope engineering." CRC Press, London, 368.
- Kumsar, H., Aydan, Ö., and Ulusay, R. (2000). "Dynamic and static stability assessment of rock slopes against wedge failures." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 33(1), 31-51.
- Pipatpongsa, T., Heng, S., Ohta, H., and Takeyama, T. (2010). "Analysis of Groundwater Influence and Destabilized Mechanisms of the Guinsaugon Rockslide." *Dimension*, 1143790, 1143360.
- Selby, M. J. (1982). "Hillslope materials and processes." Oxford University Press, Oxford, 451.