

山坡地緊急災害處理計畫一
堆積土體孔隙水壓變化與土石流發生之相關性研究(二)
**Relation between porewater pressure change and occurrence of debris
flow for colluvial soil mass (2)**

蘇苗彬
Miau-Bin Su

摘要：土石流啟動必先經過液化的過程，不論液化來自於水流推擠土石堆積產生剪應力不足抵抗，而後滑動變形產生液化或堰塞土體經堆積體內滲流作用產生向源侵蝕或滑動破壞等。其局部液化的現象都必需存在。是以掌握液化的形成可能可以提供作為土石流啟動的時機的監測，並預先可以推測出其啟動是否發生，甚至其規模的大小。以土石流啟動為監測對象的預警系統，經本年度的理論推導完成並開發完成孔隙水壓力變化及液化移動傾斜的量測機構，加上現場實際裝設與運作，加入現地現況的調查，並依其特性完成分析，則可組構成必要的預警系統。

(關鍵詞：堆積土體、土石流、啟動、孔隙水壓力)

Abstract: Triggering of debris flow is the process of liquefaction. Upward seepage force causes the effective stress inside debris pile to decrease and erosion or landslide occurred. Observation of phenomenon for locally liquefied earth can be applied to the prediction of occurrence of debris flow. In this research, theoretical derivation of liquefaction mechanism and measuring devices for porewater pressure are studied. Two field monitoring system are set simultaneously to verified the theory developed. (Keywords: colluvial soil mass, debris flow, triggering, porewater pressure)

一、背景說明

規劃及檢討土石流的防災體系，應先了解土石流防災的重點實在於土石的部份而非水流，過去過度的注意集中於雨量造成水流的部份，而以降雨為土石流預警最主要的項目，事實顯示，其關鍵實在於堆積的土石，堆積土石的安定條件才是決定土石流發生與否的主要控制因子，從近日發生桃芝颱風的災情來看，雨量的大小是觸發的條件，卻不是關鍵，過去各種來源造成的不安定堆積才是真正的決定因子。光復鄉大興村的大規模開發農業使用及南投921災區地震過後大量鬆散的土石堆積，如竹山、鹿谷等地均為土石流的發生提供了充分的條件。新中橫沿線的災害更為集中與明顯，同時活動斷層兩側的相對高程改變，也助長了河道不平衡與土石流的發生。

集水區內土石的不安定堆積可以是天然或人為的土石堆積，存在於一個暫時安定下的條件，邊坡上的土石，其安定性一般可分為三項因素來討論，第一為堆積的幾何形狀，其次為材料本身的剪力強度，最後是外力作用的條件，邊坡穩定性的檢討中，外力的作用為載重、地震力或地下水滲流的作用。土石流的發生為水流帶動堆積的土石以液化的狀態來流動，其外力的作用可以改成用水流所產生的推移力與剪應力來看。

不安定的土石堆積可能源自，1.原本安定的自然邊坡，因風化等自然因素，漸漸變得

計畫編號：91 農基金-5.1-林-02

執行機關：國立中興大學土木工程學系

較不安定，這是自然地質的演變，或可稱宿命，台灣地區受此項影響很大，可以說是自然的不可逆變化，所以如何順應自然來做土地的開發利用及保育是一個非常重要的觀念，這應是自然工法的要義；2.人為開發利用，工程設計中，人為的以工程手段修改自然的平衡，雖然有足夠的工程規劃設計，但往往因調查不足，無法充份掌握地質變化，或經驗不足，沒能掌握該有的破壞機制而造成工程的整體或部份失敗，這是土木工程師需要累積對山坡地特性的了解以成功的完成任務；3.各式的棄土石方，開發整地或各式工程，往往產生多餘的土石方，其棄置或堆積，稍有不慎很容易產生二次災害，公路開挖的棄渣場、不當的填方規劃、建築廢棄物、衛生掩埋場等，多採低窪地、山谷地等填築，改變了區域的排水系統，包括了地表及地下水的系統，很容易發生災害，水土保持從業人員應能確實掌握其可能造成的影響，以擬定適當的對策，避免災害的發生。

從山區道路開發來看，以早期的中部橫貫公路為例，採用人工挖掘或炸山的方式，將原來連續的斜坡，上邊坡挖的更陡，將挖除的材料棄置到下邊坡，也形成了更陡的坡面，創造出平面寬度的路面，這就是傳統挖填平衡方式的山坡地內大部份道路建設的方法。然而，上邊坡的解壓，造成土石失去了側向的支撐，道路的排水系統改變了原有排水的模式，下邊坡的填方也造成了新的負擔，土地與排水平衡現況破壞殆盡。

由根本的水土保持來看，「水土保持」，顧名思義乃針對水土資源最佳化利用所作之一切處理；「保持」者，保育也，亦即一方面合理的利用，一方面配合有效之保護，以使水土資源得以為人所永續利用。陸地上之水乃由大氣中降落而來，而土壤資源則為岩石風化而成；水土資源均為可更新且具循環性之天然資源，在管理得當，控制合理情況下，可發揮其無比之功效，永遠供給人類利用，造福人群；反之，若管理不當，或處理不善，則水多為患，水缺成災，土貧地瘠，無法利用，甚者，水土交相為害，以七十九年至八十年間發生之水土災害為例，即有苗栗造橋發生之土石崩落造成火車出軌之慘劇；在花蓮銅門發生之土石流，造成全村被活埋事件及因北二高工程與政大擴建工程引發之木柵地區地層滑動災害等，即為大自然反撲之慘痛教訓。八十四年度賀伯颱風的災害到八十八年的921的地震及九十年一連串桃芝、納莉、利奇馬等颱風的肆虐，更引發產官學各界更多的調查研究與討論，到底山坡地是否遭到不當開發利用，更深一層的應該嚴肅的來思考，山坡地是否完全不應也不能開發，抑或可以經由良好的規劃設計，尋求恰當的開發方法。

當開發與保育之間的衝突，已從意識上轉變為對生命財產安全保障的威脅時，土木工程師應培養更宏觀的看法，從環境保護及資源永續利用的觀點來看自己的工作。

一般認為，「土木工程」的任務就是在於建造，總是對自然環境作成許多破壞，土木工程(Civil Engineering Profession)在19世紀初產生，是因應工業革命的工作，在1827年英國的土木工程師協會定義其職務為The Art of Directing the Great Source of Power in nature for the use and Convenience of Man，在今天，有感於人類行為過度的破壞了全球的自然環境，有責任去復原，挑戰變為「The Art of Directing the Great Source of Power in mankind for the benefit of nature」。從引導自然偉大的力量以供人類便利與使用的藝術「變為」引導人類偉大的力量來為自然環境謀求更佳狀態的藝術。這樣的看法應是更合乎時代進步的需求的。這才是「自然工法」與生態工法的真諦，近年來許多有識之士大力疾呼，大自然反撲的說法，指責不當的人為開發引發的天然災害，從而有應修正人定勝天的想法，改以人應敬天或人必畏天等低調的說法，其終極則應以天人合一的概念順天道而行，自然工法應指吻合自然變化趨勢，依人類需求，尋求順應自然，儘量不改變自然的做法，如山坡地開發、不當的整地與排水路徑的改變，硬是違背自然的法則與現況，環境被迫做出反應與調整，淹水、土石流等災害跟隨著發生，與其說是自然的反撲，不如說是人類自食惡果，不當的開發與管理的疏忽，皆肇因於對問題缺乏了解，對其可能造成災害的嚴重性，也缺乏真正的體認，把土石流的發生完全歸因於檳榔樹的淺根性或把自然工法定義為採用天然材料的工程方法皆有失於見木不見林的謬誤，沒有看到問題的根源。

在 1993 年美國科學院針對生態工法作了以下定義「The design of sustainable ecosystems that integrate human society with its natural environment for the benefit of both」，作了更好的註解，而自然工法緣自於日本的近自然工事，為工作的適當處理以達到自然環境的和諧性為主要考量與目標。

台灣地區包括澎湖等離島，總面積為 35,961 平方公里，按照地形及海拔標高區分，可以劃分為三大地帶，即平地、山坡地與高山林區。依據「山坡地保育利用條例」，凡標高在 100 公尺以下，且坡度在 5% 以下者屬於平地，面積 9,500 平方公里，佔總面積之 26%；標高在 1,000 公尺以下，且不屬於平地者，為山坡地，面積 9,700 平方公里，佔 27%；標高超過 1,000 公尺者為高山林地，面積 16,800 平方公里，佔 47% 可見高山地區幾佔一半，而平地極為有限，僅為四分之一。若欲增加土地面積，除非造山運動使得地層隆起，或是填海造陸，然而此部份之面積通常極為有限，故如何充分保育現有之土地資源，乃屬土地開發利用之先決條件。

台灣土地的開發利用由平地沿海地區開始，漢人將原住民趕往山區，後來的人又因西部平原地區已被佔滿，持續往深山與後山地區開發，光復之初為開發高山地區，中橫、南橫、北橫等貫穿高山地區之道路的興建，將許多勤奮的人們帶往山地，支持了經濟的發展，卻也留下了許多的後遺症，尤其在坡地與高山地區採用了與平地或緩坡地相同的開發方式，甚至更粗放，無法顧到山坡地的特性與保護的需要性，只因其土地成本較為低廉，大肆的開發，終於在颱風及地震作用下，引發鉅大的災害。

二、堆積土體的應力與破壞發生機制

在檢討邊坡穩定性的因子中，從最基本來看，板塊的推擠形成了台灣的山地地形、水流及其他風化行為再淤積成平地，過程中地表及地下水滲流與地震作用都可能造成邊坡的不穩定，其作用的差異在此使用邊坡穩定分析中的無限長邊坡分析方法作說明，以垂直及平行於邊坡滑動面的分量，由 N/T 做為指數來比較各種不同情況下，包括排水、地震作用等情況下邊坡的穩定程度，並做成後續示意圖來看各因子的作用(見表 2-1)。

表 2-1 不同情況下邊坡穩定性的比較

情況	條件			發生情況	特徵
	含水量與滲流	地震力	暫態超額孔隙水壓力		
a	未飽和			自然乾燥良好，排水、入滲少。	最好的情況，是良好排水設計的目標。
b	未飽和	有		遭遇地震時。	很少造成嚴重破壞。
c	飽和， 水平滲流			自然邊坡，無設施，降雨飽和，不利的滲流。	平行於邊坡的滲流，造成滲流應力，降低穩定性
d	飽和， 垂直滲流			邊坡設排水系統，垂直滲流有益。	垂直向下的滲流，滲流應力無害，而安全消耗能量。
e	飽和， 水平滲流	有		飽和邊坡遭遇地震，沒有體積變化。	在永久構造物考慮地震影響的設計條件。
f	飽和， 水平滲流	有	正	飽和鬆散或強風化岩坡遭遇地震，有液化傾向。	可能造成邊坡完全的破壞，重要結構物一定要避免。
g	飽和， 水平滲流	有	負	飽和緊密邊坡，遭遇地震有膨脹傾向。	緊密土壤及強的硬岩可以抵抗地震侵襲。

取一無限延長的順向邊坡，其表面傾斜角約為 30° ，假設以下情況：

情況 a：

無地震之無限長非凝聚性土壤邊坡，其主要作用力只有土體重 W_0

$$N_a/T_a = 1.79, \text{ 顯示高穩定度。}$$

情況 b：(地震對乾燥邊坡的效應)

若發生地震時，增加一水平地震力 $0.15W$ 使得 N_b 變大， T_b 變小。

$$N_b/T_b \approx 0.7 N_a/T_a, \text{ 穩定度降低 30\%。}$$

情況 c：(飽和邊坡滲流方向的效應)

前述之邊坡若因豪雨使得地下水位上升至地表面，則水流方向大致與坡面平行，而土重變成浸水單位重。利用水力梯度法(HYDRAULIC GRADIENT METHOD)或邊界壓力法(BOUNDARY PRESSURE METHOD)，決定滲流力 F 。

$$N_c/T_c \approx 0.5 N_a/T_a \quad (N_c/T_c \approx 0.6 N_b/T_b)$$

情況 d：(改變滲流方向成垂直)

若邊坡有一層高透水性礫石層，由流線網可見，因流向為垂直向下，增加土體的重力效應 $W = W_0 + F_0$ ，則 $N_d/T_d > N_a/T_a$ ，因此只要改變滲流方向，非但沒有孔隙水壓的問題，且增加邊坡的穩定力量。

情況 e：(飽和邊坡的地震效應)

地震時土體沒有體積變化作用於土體切片的力有三項，土體浸水重 W_0 、滲流力 F 、水平地震力 E 。

$$N_e/T_e \approx 0.25 N_a/T_a$$

情況 f：(土體收縮)

組織鬆散的土體受到強烈震動時，土體有固結的趨勢。土體內的力，除了 CASE E 中三個力以外，尚增加正孔隙水壓力，其大小決定於土體結構受到震動時損壞的程度。

$$\text{假設 } U = 0.4W_0, \text{ 則 } N_f/T_f = 0.11 N_a/T_a。$$

情況 g：(土體膨脹)

組織緊密的土體受到強烈的震動，因土體膨脹產生負孔隙水壓，則其穩定度較 CASE F 高。

臨界密度的觀念是由 Casagrande(1936)提出：顆粒性土壤其密度若小於臨界密度，當承受剪力作用或強烈地震時體積變小，若超額孔隙水壓無法迅速排除，則造成液化現象。相反的，若土壤密度大於臨界密度，則發生體積膨脹，產生負孔隙水壓的現象。臨界密度的大小與土體之圍壓大小及應力狀況有關。

對於重要的堤及其他永久性結構物，為避免在地震時發生嚴重失敗，可採取以下步驟：

1. 在可能發生液化破壞的區域，利用有效的排水使飽和水面儘可能的降低。
2. 在基礎部份排除使用鬆散及有潛在不穩定性質的材料。
3. 在土堤內可能發生飽和的區域，需要徹底的夯實。

針對抵抗地震災害的結構設計，從上述分析可見瞬間孔隙水壓(transient pore water pressure)與重模作用(remolding action)是造成地震破壞的主要原因。在研究重要的地滑及邊坡破壞，需注意以下事項：

1. 良好的排水是地震時改善邊坡穩定性最有效的方法之一。
2. 從過去結構物失敗的事實，若結構體在其重要區域內含有鬆散飽和的土壤，即使削坡加寬結構體，也無法避免強震時發生液化的現象。
3. 對重要的結構物，開發其失敗會造成生命及財產嚴重損失者，必須規定其主要剖面是緊密、堅實、良好排水的材料，而在其基礎應排除使用鬆散、軟弱、飽和的材料。

對於順向岩坡而言，在其內部材料因風化而呈現鬆散狀態時，若其有局部飽和，則可能因地震力作用下而產生孔隙水壓的瞬間上升與土體的重模作用，因而發生整體大規模的滑動破壞。

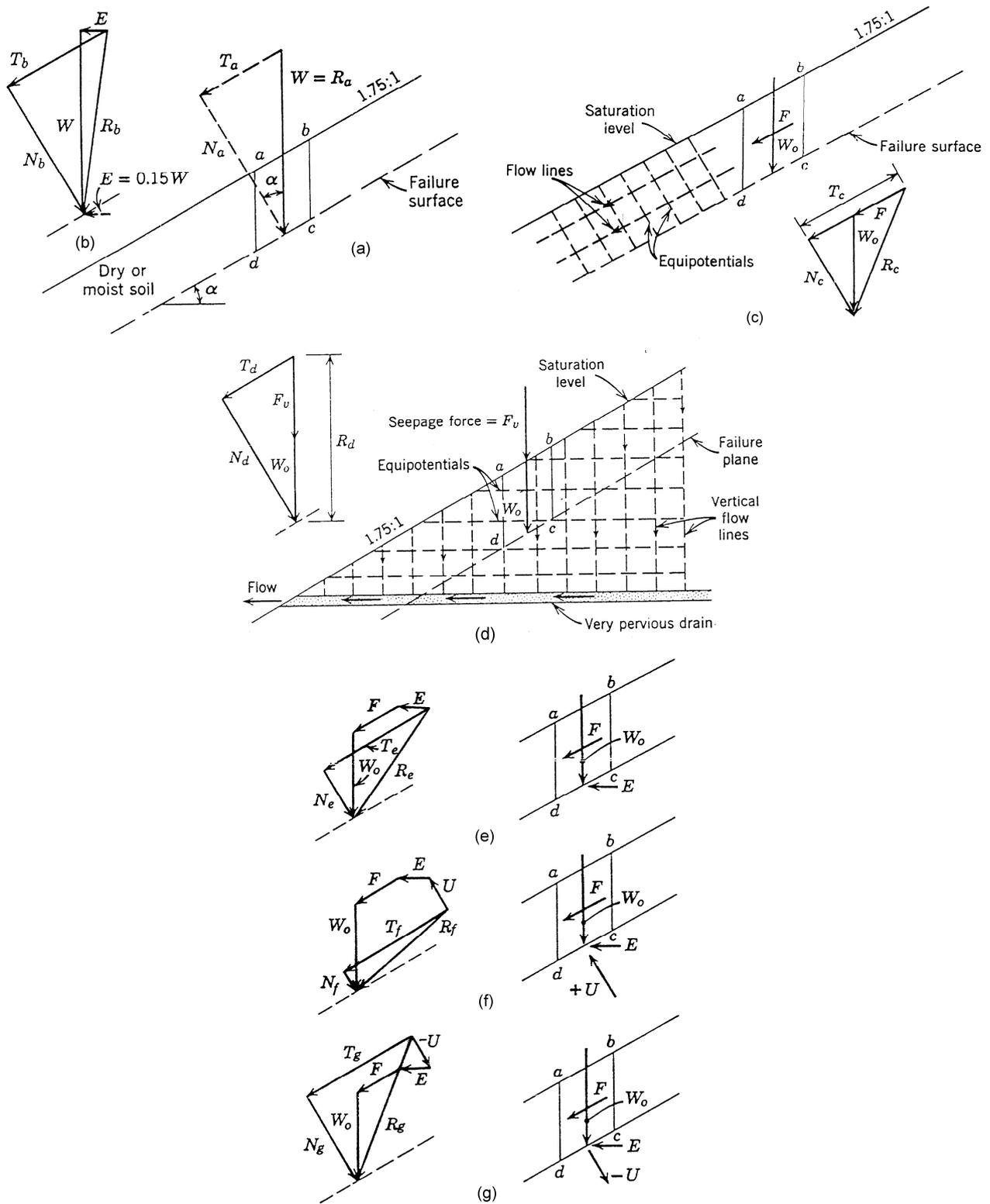


圖 2-1 以無限長邊坡各種受力條件之分析示意圖，(a)乾燥邊坡，(b)加上地震力的影響，(c)邊坡內部飽合，有平行於坡面的滲流，(d)飽合坡面有垂直向的滲流地震作用下，(e)沒有體積變化，(f)產生體積收縮；(g)產生體積膨脹

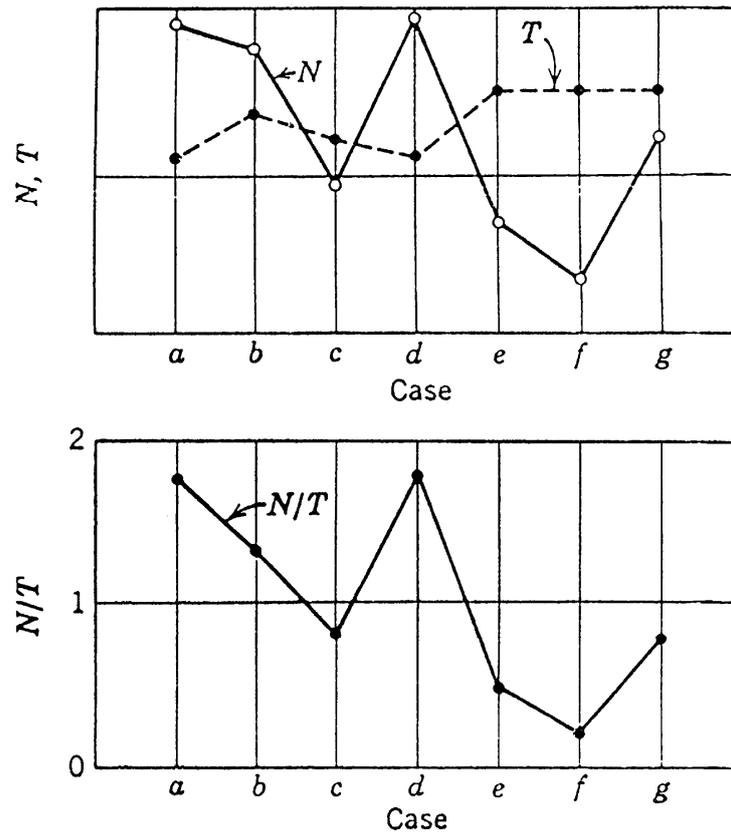


圖 2-2 前述計算中各種情況的 N, T 與 N/T 的比較
 (邊坡斜率 1.75:1，地震力 0.15G，膨脹、收縮的超額
 孔隙水壓假設 40% 土重)

三、土石流發生的預警

3.1 土石流的啟動

土石流發生的關鍵，在於土石而不是水流，過去過份的集中在水流的部份，研究與觀測都著重集水區面積與降雨等。事實顯示其要點應在於堆積的土石，土石邊坡的安定條件才是決定土石流是否會發生的主要因子，從桃芝和利奇馬的災情來看，降雨造成逕流是導火線，而九二一造成的不安定堆積才是決定因素。

不安定的堆積起源很多，它是存在的一種暫時安定，其由來包括自然的風化逐漸演變，人為土地開發利用造成現地排水與邊坡內部的應力分佈，平衡條件的改變及工程施工的臨時與永久的堆積等。當大量的水滲入堆積土體中，平衡狀態受到了改變，土體產生變形終至剪力強度不敷抵抗作用力而開始運動。

過去國內對預測土石流臨界發生所使用之理論公式，有從傳統土壤力學觀點出發者，有從流體力學或泥沙力學觀點，推導質量、動量、能量守恆方程而建立土石流臨界發生條件者。下列首先介紹何敏龍(1997)所彙整之土石流臨界發生公式，這部份主要從土壤力學中堆積土體的滲流行為來看。

3.1.1 從堆積土體的土壤力學行為來看

1. Harris (1977)

公式如下所示,水位的考慮為水位與堆積面齊平,故採飽和土體進行平衡分析。其臨界公式及無限邊坡分析法中,水位與堆積面齊平,滲流平行坡面之情形。

$$\tan \theta \geq \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \tan \phi \quad (3.1)$$

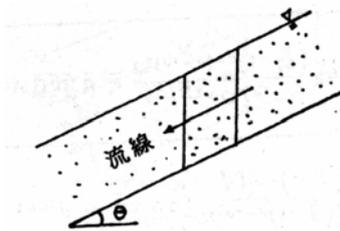


圖 3-1 Harris 臨界公式示意圖

2. Takahashi(1977)

如下所示之公式。該理論考慮一坡度 θ 之無限長土石堆積層,有平行坡面之逕流產生。公式的適用情形為:水位與堆積層表面齊平(此時,公式將與 Harris 之公式相同)及有地表逕流產生之情形。

$$\tan \theta \geq \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w \left(1 + \frac{ho}{A}\right)} \tan \phi \quad (3.2)$$

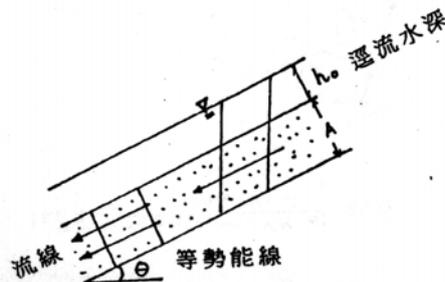


圖 3-2 Takahashi 臨界公式示意圖

3. Sidle(1985)

公式如下所示, Sidle 之分析公式, 考慮無限邊坡中有未飽和區存在時之狀況。適用情形為水位於堆積層表面以下; 水位與堆積表面齊平之情況。因此, 該公式無法分析有地表逕流產生之狀況。而當水位與堆積表面齊平時, 分析公式亦與 Harris 之公式相同。

$$\tan \theta \geq \frac{\gamma_m a + (\gamma_{sat} - \gamma_m)(H - a)}{\gamma_m a + \gamma_{sat}(H - a)} \tan \phi \quad (3.3)$$

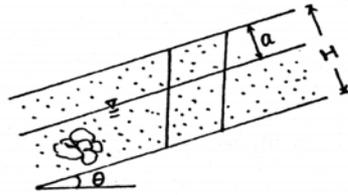


圖 3-3 Sidle 臨界公式示意圖

4. 江永哲(1986)

公式如下。公式推導上, 水位之考慮有三種: 有逕流產生、水位堆積層表面齊平及水位在堆積層表面以下。前兩種情況下, 公式將與 Takahashi、林炳森公式相同。江永哲另推導堆積土石之凝聚力不為零之情形, 為此式將與 Takahashi 公式考慮凝聚力時相同 (Takahashi 公式一般採 $c=0$ 型式出現)。而當水位在堆積層表面以下, 且忽視凝聚力之情況, 本公式與 Slide、游繁結公式並不相同。

$$(a) \tan \theta \geq \frac{\frac{c}{qH \cos \theta} + C_b \left[\rho_s - \rho \left(1 - \frac{a}{H} \right) \right]}{C_b \left[\rho_s - \rho \left(1 - \frac{a}{H} \right) \right] + \rho \left(1 - \frac{a}{H} \right)} \tan \phi \quad (3.4a)$$

$$(b) \tan \theta \geq \frac{\frac{c}{qH \cos \theta} + C_b (\rho_s - \rho)}{C_b (\rho_s - \rho) + \rho \left(1 - \frac{ho}{H} \right)} \tan \phi \quad (3.4b)$$

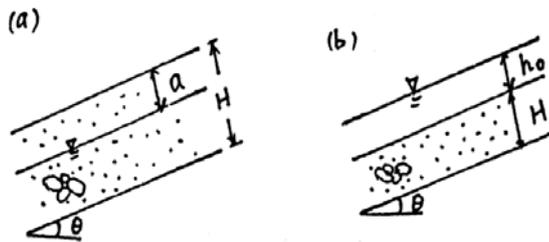


圖 3-4 江永哲臨界公式示意圖

5. 游繁結(1987)

游繁結以 Takahashi 理論公式為基礎, 加入滲流力之分析, 推導堆積土體發生移動時之臨界公式。公式如下所示, 其適用情形為水位與堆積面齊平與水位在堆積面以下。

$$\tan \theta \geq \frac{\tan \phi}{1 + \left[\frac{\gamma_w (H - a)}{\gamma_{sat} H - n \gamma_w (H - a)} \right]} \quad (3.5)$$

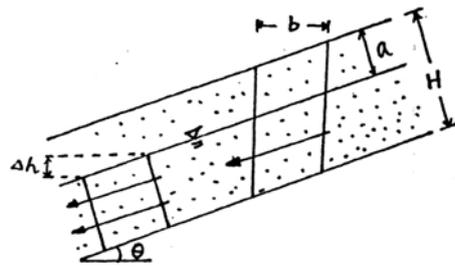


圖 3-5 游繁結臨界公式示意圖

6. 林炳森(1993)

公式詳見如下。本理論考慮逕流之水深及滲流力之作用,適用情形為有逕流產生、水位與堆積面齊平兩種,後者之情形,本公式將與 Harris、Takahashi、Sidle 之公式相同。

$$\tan \theta \geq \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)H}{\gamma_{sat}H + \gamma_w h_0} \tan \phi \quad (3.6)$$

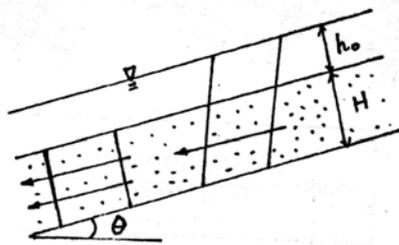


圖 3-6 林炳森臨界公式示意圖

在上述的各個公式中,皆以土壤的滲流應力為主要趨動土石流發生的作用力,對地表逕流的作用,以靜水壓力視之,過於保守,推算得之臨界堆積坡度過高。

3.1.2 從地表逕流形成的作用力來考量

Takahashi(1991)在所著的土石流書中,將土石流啟動的過程用三種機制來描述,水的作用對堆積物穩定性的影響:

1. 運動的土體在水的作用下,轉換發展成土石流。
 2. 碎屑堆積土體崩解成土石流。
 3. 蝕溝底床在地表水流的作用下,形成不穩定終而發展成土石流。
- 先來看第三項的機制,這是一般人比較熟悉的。

(1) 地表水流的作用

這是過去對土石流發生機制的主流看法。假設有一無限長堆積的溪床,其堆積物厚度為 D , 溪床坡度為 θ , 有平行於溪床的地表水流 h_0 , 以下列六種圖形來看:

其中(a)、(b)、(c)為不含細顆粒的均質碎屑堆積,(d)、(e)、(f)則為含細顆粒有 c 值的材料。(a)的剪應力大於抵抗力,其斜率也較大,可無限搬移;(b)的剪應力斜率較小,只能進入河床底一小部份;(c)的抵抗應力斜率更大,只有堆積體內一部份可推動。(d)、(e)、(f)因有凝聚性,(d)的 τ_s 斜率大,只有底部液化;(e) τ_L 斜率大,完全不會推動;(f)的 τ_L 斜率更大也不會推動。

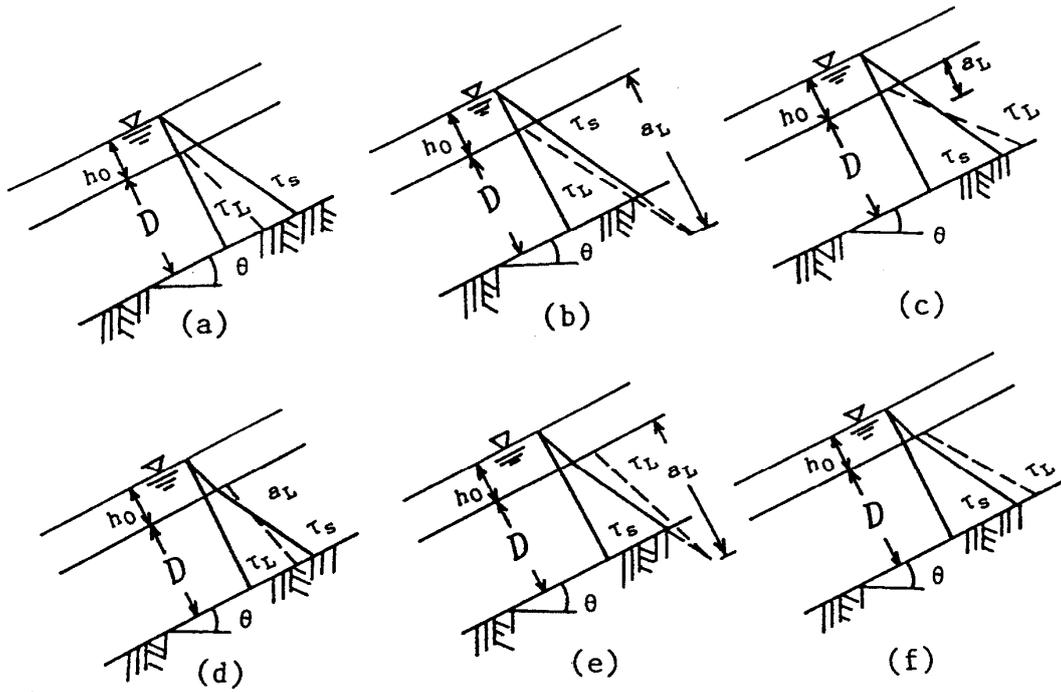


圖 3-7 不同情形下堆積層內的應力分佈
 水流產生的作用力(剪應力)

$$\tau_s = g \sin \theta \{c_* (\sigma - \rho) a_s + \rho (a_s + h_0)\}$$

忽略堆積層內顆粒的相對運動，則土體的抵抗力(剪力強度)

$$\tau_L = g \cos \theta c_* (\sigma - \rho) a_s \tan \phi + S_s$$

式中 a_L : 不穩定的厚度(標示結果)

a_s : 計算的深度(位置)

c_* 為土石濃度

σ 為土體單位重

ρ 為水的單位重

ϕ 為摩擦角

S_s 為凝聚力

六種情況其發生之界限可以綜合繪成圖 3-8，以 h_0/d 對 θ (水深/代表粒徑 對 溪床坡度)來說明。

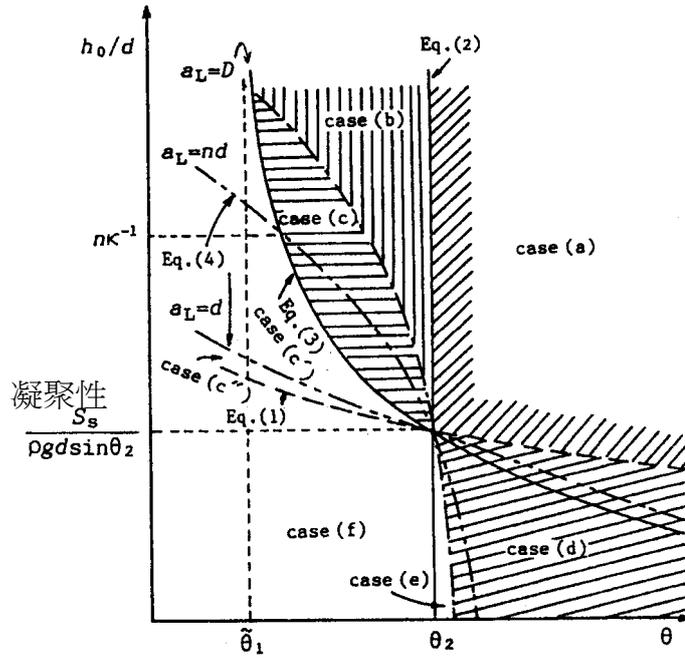


圖 3-8 不同流動發生的界限

其中式(1)為 $\sin \theta = \frac{S_s}{\rho g h_0}$ ， d 為代表粒徑

式(2)為 $\tan \theta = \frac{c_*(\sigma - \rho)}{c_*(\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi$ ，代表無限長邊坡平行於坡面的滲流

情況下，滲流達到堆積表面的條件。

其 θ 即為圖中之 θ_2 ，當 $\theta > \theta_2$ ，在(a)及(d)情況皆會啟動土石流。

若 h_0/d 很大，即水深愈大， d 愈小，啟動降至 θ_1 。

$$\tilde{\theta}_1 = \frac{c_*(\sigma - \rho) \tan \phi}{c_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + k^{-1})} = F_0 / F_1$$

令 $F_0 = c_*(\sigma - \rho) \tan \phi$

$$F_1 = c_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + k^{-1})$$

$$F_2 = c_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + h_0 a_L^{-1})$$

在堆積土體有凝聚性的情況下，若凝聚力為 S_s ，

$$\text{則式(3)為 } \tan \theta = \frac{F_0}{F_1} \left\{ 1 + \frac{S_s}{k F_0 g h_0} \frac{(1 - S_s^2 k^{-2} F_1^{-2} g^{-2} h_0^{-2} + F_0^2 F_1^{-2})^{0.5}}{(1 - S_s^2 k^{-2} F_1^{-2} g^{-2} h_0^{-2})} \right\}$$

$$\text{式(4)為 } \tan \theta = \frac{F_0}{F_2} \left\{ 1 + \frac{S_s}{F_0 g a_L} \frac{(1 - S_s^2 F_2^{-2} g^{-2} a_L^{-2} + F_0^2 F_2^{-2})^{0.5}}{(1 - S_s^2 F_2^{-2} g^{-2} a_L^{-2})} \right\}$$

k 為一常數用來描述狀況 c 下的 a_L 與 h 的關係， a_L 至少應達到 kh 才能引發土石流動的至少水深， k 接近 1 但應大於 1。

n 為一常數用來描述 a_L 應至少大於 nd 才能引發土石流動所可以帶動的土石， n 應大於 1，否則只能呈現河床質輸送。

濃度 c_* 的關係，當 $c = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$ ， a_L 趨近於 0，則縱坡面不再發

生土石搬運，達動態平衡。

由圖 3-2 及以上式子中可見，依此無限長邊坡之理論，水深、堆積的坡角度、及土壤的摩擦角為最主要的控制因子，而土石流的發生在堆積角度小於某個安定角度(θ_1)，則無法產生。

(2) 滑動土體達液化的狀態

不穩定的邊坡崩落後形成滑動土體開始運動後，內部持續的變形，終達整體液化的狀態，直接形成了土石流。

(3) 堰塞土體形成的土石流

崩落的土體由於其含水量有限，通常會先於坡腳形成堆積，而坡腳若是位於河道，則會阻塞河流形成堰塞土體，在水量很大時形成了土石流。依 Schuster 1986 年的文獻指出，大部份堰塞湖在很短的期間都會破壞，尤其是在溪床較陡的地方，會如前節的計算產生的結果。其破壞過程隨堆積土體本身材料的特性及所在溪床或河道的條件而定，約略可以分為以下三種情況(如圖 3-9 所示)：

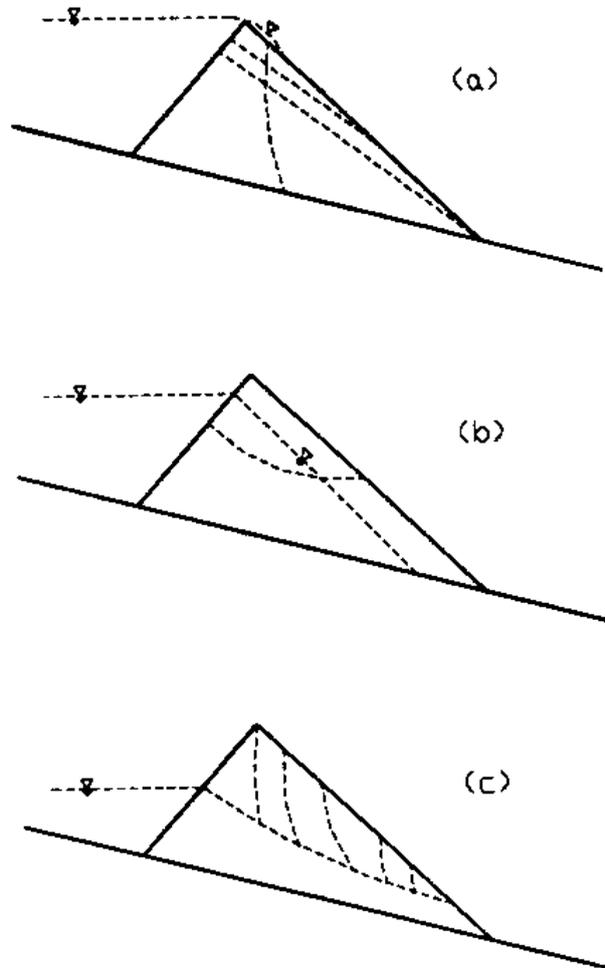


圖 3-9 三種不同的天然堰塞土體的潰決過程(Schaster, 1986)

a. 因溢流產生侵蝕性的破壞

當堰塞土體的 k 值小，剪力強度大而上游提供的水量很大時，較可能發生溢流破壞。入滲與下坡面排水小於上游積水的速度，但土體本身材料強度夠，不致因滲流產生破壞，則可能在滿水後溢流，從溢流表面形成片狀的破壞，終而完全飽合而整體破壞。

當溢流侵蝕開始後，如果壩體的坡度及材料特性滿足土石流形成的條件，且坡面夠長時，可能直接形成土石流。開始溢流後，由於泥沙濃度很低而接近清水流。隨著溢流時間的增加，水流向下流動過程中逐漸侵蝕壩體，含沙量逐漸增加。泥沙之流動單顆粒啟動再轉化為推移質集合流動，為非飽和層移質流動，並逐漸轉化為則可能從壩體坡面進入河道後形成土石流。侵蝕機制也會隨地點而變化，在壩頂溢流點附近是水流的侵蝕作用，再往下游至壩體坡面中間，為推移質集合流動所產生的侵蝕，坡面下部為土石流的侵蝕。侵蝕速度會隨時間變化的。初期由於壩體坡面表層未達飽和，屬半乾燥狀態下的侵蝕，侵蝕速度比較慢。隨著時間的推移，壩體內的滲透水的水位上升和表面水流向壩體內的入滲作用，使壩體最後全體飽和，侵蝕速度增大。但這時壩體坡面坡度已經變得很緩，不會產生壩體突然崩潰現象。

b. 因滲出水突然局部的滑動破壞

當堰塞土體的 k 較前述狀況為大而剪力強度相對較小時，因入滲水產生的滲出作用會在壩體滿水位之前，產生沿破壞面的滑動破壞，由於滑動的材料並未完全的飽合，會先堆積在坡趾，再由後方堰塞湖的水衝出而形成土石流。

因最初的坍塌土體內有部份未飽和部份，不會立即達到全層流動，壩體崩潰後會在壩體坡腳附近發生堆積，但這只是短期的現象。在崩潰時突然放出的大量水流及其後的溢流水作用下，會發生集中侵蝕而形成流量極大的土石流。另外，如果壩體坡面足夠長，崩塌土體在壩體坡面上滑動過程中有可能流動化而形成土石流。這時土石流前端的泥砂濃度極高，當其到達坡腳時因坡度突然變小，往往大部份泥砂堆積在坡腳附近，而會被後續的水流侵蝕輸送到下游。

c. 漸進式的破壞

若堆積土體的 k 值很大，則滲流很快的流出，若材料強度不大，則滲出點的附近會逐漸形成管湧的局部破壞，並逐漸擴大滑落之物質堆積使土體變得更平緩，直到最後堰塞湖的水足以推動較低高度的土體形成最終的破壞，若溪床夠陡則也可能形成土石流。

最初的崩塌發生在壩體坡腳附近，因滲透流動的動水量不充分，崩塌泥砂無法達到流動化，而堆積在崩塌位置下游，溯源崩塌繼續發生，其泥砂也同樣堆積在崩塌位置下邊，只是壩體坡度變緩。當崩塌位置溯源到壩頂附近時，壩體突然發生整體崩潰而形成土石流。其後的壩體變形過程與溢流侵蝕過程相同。

以上是三種簡化了的堰塞土體的破壞機制，然而因地形及材料不均質的因素會讓破壞變的很複雜，其安全性及可能後續災害的規模，都很難正確的研判，需要加入很多的觀測與分析，持續掌握其變化才可能避免可能引發的土石流所造成的傷害。

三種類型的土石流發生，都是土體在水的作用下，形成了液化，顆粒間的有效應力或剪應力較低，減小了互相支撐安定的力量。第一類為土體崩落時，因變形造成超額孔隙水壓力，直接達成液化轉換為土石流；第二類則為 Schuster 所指的堰塞土體三種狀況形成的破壞；而第三類為堆積土石材料在地表水流作用下，剪應力大於抗剪強度而形成土石崩壞的狀況。三類型的破壞機制都沒有提到真正

發生液化的機制，以下引用地下水滲流中的有效應力受滲流應力影響而可能降低，進而造成堆積土體的液化的過程來模擬河床質液化啟動土石流的過程。

從河床質移動之理論來看，一般河床質理論中由於假設條件及參數互異，所以型式不僅多，而且複雜。因此本文介紹兩位國外學者所做的研究，一個是義大利學者 Aronne Armanini & Carlo Gregoretti (2000)以在日本已廣受採用之 Takahashi (1978,1991)理論公式為基礎之公式推導；以及由 Shields (1936)觀點所推導的理論公式。試分述如下：

1. 以 Shields 之理論為基礎的公式推導

國外學者 Chiew & Parker(1994)和 Christensen(1995)依據 Shields 之理論提出以下看法：

河床中單一粒子受水流動其所受各種力之分佈與方向，如圖 3-10 所示

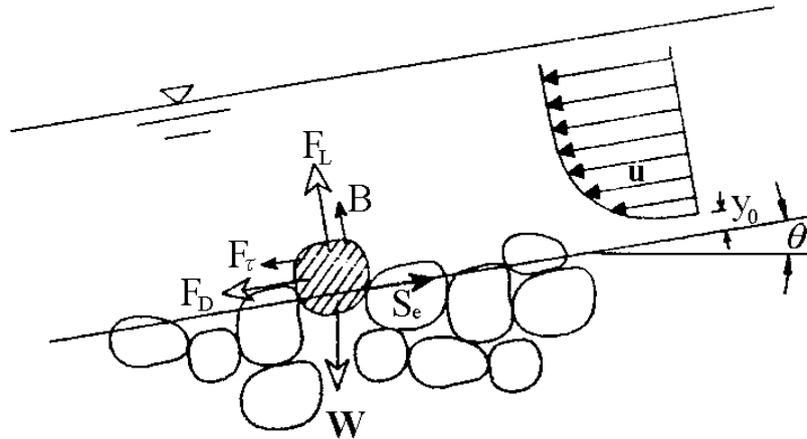


圖 3-10 河道上單一粒子所受各種力之分佈

水之拖曳力

$$F_D = C_D \rho_s (c_1 d^2) u_d^2 \quad (3.7)$$

切線方向之重力

$$W_t = \rho_s g (c_2 d^3) \sin \theta \quad (3.8)$$

法線方向之重力

$$W_n = \rho_s g (c_2 d^3) \cos \theta \quad (3.9)$$

浮力

$$B = \rho g (c_2 d^3) \cos \theta \quad (3.10)$$

水之拉升力

$$F_L = C_L \rho (c_1 d^2) u_d^2 \quad (3.11)$$

其中：

- C_D : 拖曳係數
- C_L : 浮力係數
- d : 顆粒尺寸
- ρ : 水的密度
- ρ_s : 試體密度
- θ : 坡角
- C_1, C_2 : 形狀因子
- u_d : 流速

因是均勻流，所以

$$u_d = u_* f_* \left(C_3, \frac{u_* d}{\nu} \right) \quad (3.12)$$

C_3 : 形狀因子
 f_* : 摩擦係數
 ν : 動黏滯係數

從上式各個力依照力學平衡關係可以得到式(7)

$$\tan \phi = \frac{F_D + W_t}{Wn - B - F_L} \quad (3.13)$$

ϕ : 摩擦角

在歸納上述方程式(5.7),(5.8),(5.9),(5.10),(5.11),(5.12),(5.13)可以得到式(5.14)

$$\frac{u_*^2}{g\Delta d} = \frac{c_2}{(C_D + C_L \tan \phi) c_1 f_*^2} \left[\cos \theta \tan \phi - \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho} \sin \theta \right] \quad (3.14)$$

其中, $\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$

2. 以 Takahashi 之理論公式為基礎的推導

Aronne Armanini & Carlo Gregoret (2000)認為地表水流所造成之剪切力不應該如此。所以依照 Takahashi(1978,1991)應力平衡關係如圖(3-11)再加上 τ_0 項的作用推得土層表面以下距離為 y 處的推移。

剪應力:

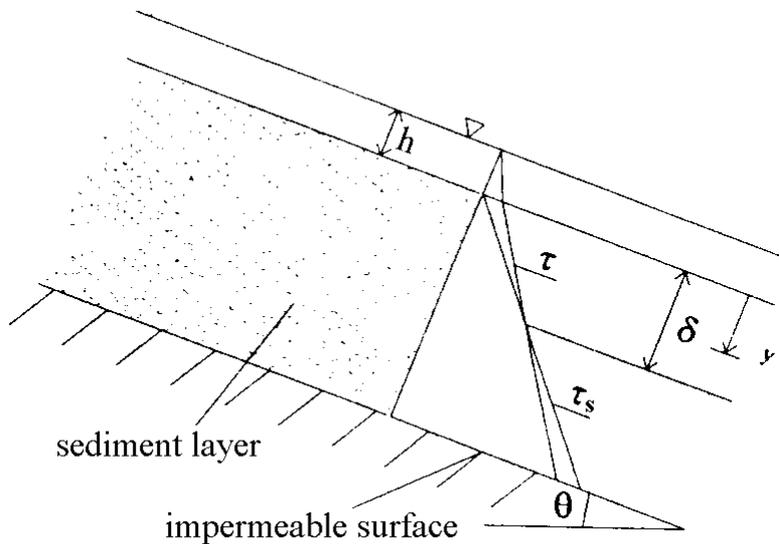


圖 3-11 土層下之各應力分佈

水流產生之剪應力為 τ

$$\tau = g[(\rho_s - \rho) c * y + \rho y] \sin \theta + \tau_0$$

土體之阻抗剪應力為 τ_s

$$\tau_s = g(\rho_s - \rho) c^* y \cos \theta \tan \phi$$

式中:

τ : 驅動土層運動之剪應力

τ_s : 土體之阻抗剪應力

τ_o : 為 $\rho g h \sin \theta$

c^* : 土石體積濃度

根據剪應力分佈剖面, 可得知

土石流啟動條件為:

$$\frac{\tau_o / \rho}{g \Delta \delta} = c^* \cos \theta \tan \phi - \left[c^* + \frac{1}{\Delta} \right] \sin \theta \quad (3.15)$$

式中, ρ : 流體的密度

g : 重力加速度

θ : 坡度

ϕ : 顆粒間之靜態摩擦角

這裡 $\delta = nd, n \geq 1, n$ 為一常數用來描述 δ 應至少大於 nd 才能引發土石流動所以式(3.15)可變成下式

$$\frac{u_*^2}{g \Delta \delta} = n \Delta \left[c^* \cos \theta \tan \phi - \left(c^* + \frac{1}{\Delta} \right) \sin \theta \right] \quad (3.16)$$

藉由比較式(5.16)與式(5.14), 我們得到兩種關係:

$$c^* = 1$$

和

$$c^* = \frac{c_2}{n(C_D + C_L \tan \phi) c_1 f_*^2}$$

在上述模式中土石移動推動之能量來自於水流之流量, 為速度之平方函數, 抵抗力之大小則以表面顆粒或自重為函數, 以單位顆粒的安定性做比較。也就是說, 輸砂的過程為地表水流帶動河床質移動之行為。土石流的行為應將河床質材料視為土壤顆粒之堆積, 以地下水滲流的觀點來看水流造成之影響。

3.2 土石流啟動的液化過程

綜合 4.4 所述, 土石流啟動必先經過液化的過程, 不論液化來自於水流推擠土石堆積產生剪應力不足抵抗, 而後滑動變形產生液化或堰塞土體經堆積體內滲流作用產生向源侵蝕或滑動破壞等。其局部液化的現象都必需存在。是以掌握液化的形成可能可以提供作為土石流啟動的時機的監測, 並預先可以推測出其啟動是否發生, 甚至其規模的大小。也就是說土石流的啟動是土石結構與水流動的一個互制作用產生的行為, 不可單從土力或水力的觀點來看, 地表水流與地下水流(滲流)會相互影響, 不存在靜水壓力平衡, 應以動水壓力平衡來看(hydrodynamic equilibrium)。

首先來看液化如何產生, 以一個湖泊底部受壓含水層與滲流應力的互動關係來看滲流應力的存在, 其與有關應力的關係及如何形成流砂與液化。如圖 3-12 所示, 湖面代表一個靜止的水體。

以靜水壓力分佈存在，深層有一受壓含水層，其水壓力受其來源影響，並會影響到其與上方水體的關係，在其間為阻水層或半透水層，由 k 值不太大的地層材料所組成，滲流水在其中流動，符合達西定律，流動的過程中有滲流應力的生成。

第一階段， S_I ，不流，上下水體的總水頭相同。

第二階段， S_{II} ，向上 $i = \frac{h_{e2}}{D_a}$ ，

第三階段， S_{III} ，向下 $i = \frac{h_{e3}}{D_a}$

$$\sigma_t = (\gamma_{sat} \cdot A \cdot D_a + \gamma_w \cdot h_{e1} \cdot A) / A = \gamma_{sat} \cdot D_a + \gamma_w \cdot h_{e1}$$

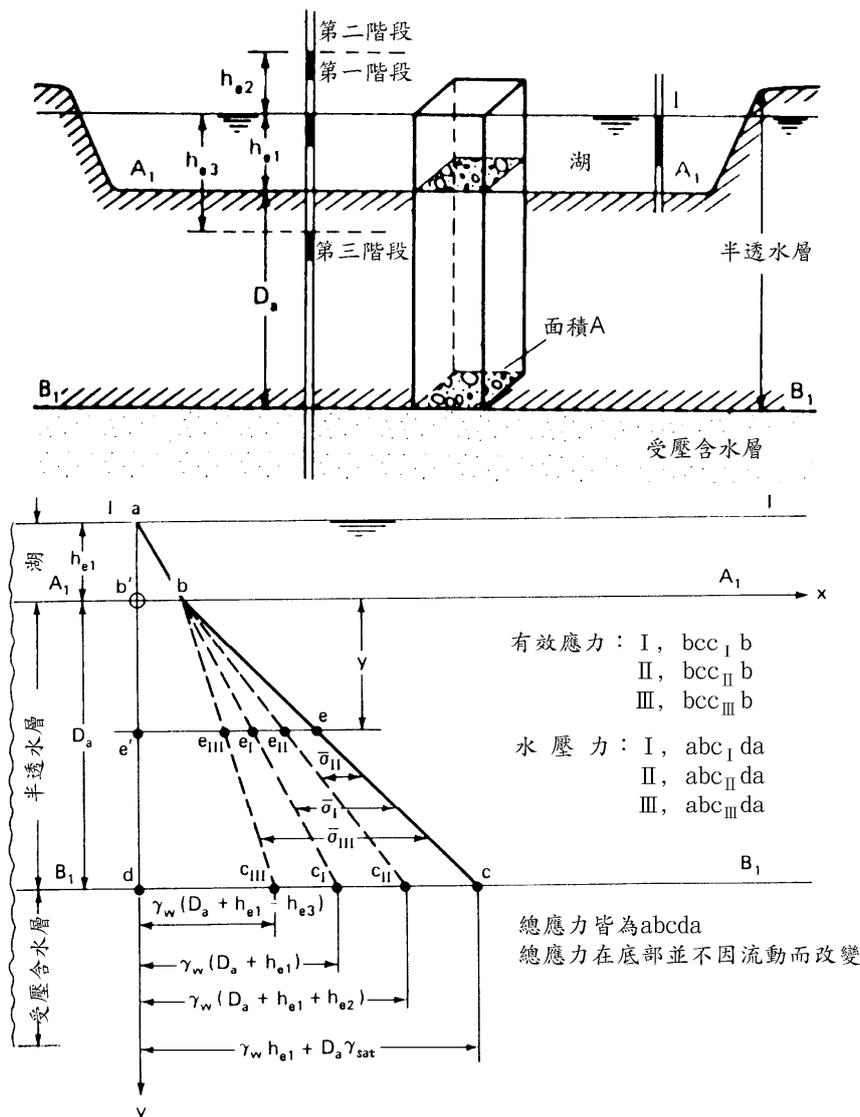


圖 3-12 一個湖泊底部受壓含水層與滲流應力的互動關係

$$\bar{\sigma} \cong \sigma_t - P \quad (\text{Terzaghi 1943, 有效應力理論})$$

在 B 點， $\sigma_t = dc = \gamma_w \cdot h_{e1} + D_a \gamma_{sat}$

$$P_I = dc_I = \gamma_w (D_a + h_{e1})$$

$$P_{II} = dc_{II} = \gamma_w (D_a + h_{e1} + h_{e2}) = \gamma_w (D_a + h_{e1} + i_{g2} \cdot D_a)$$

$$P_{III} = dc_{III} = \gamma_w (D_a + h_{e1} + h_{e2}) = \gamma_w (D_a + h_{e1} + i_{g2} \cdot D_a)$$

故 $\sigma_I = cc_I = \sigma_t - P_I = D_a (\gamma_{sat} - \gamma_w) = D_a \cdot \gamma$

$$\sigma_{II} = cc_{II} = \sigma_t - P_{II}$$

$$= (\gamma_w \cdot h_{e1} + D_a \gamma_{sat}) - (\gamma_w D_a + \gamma_w h_{e1} + i_{g2} \gamma_w D_a)$$

$$= D_a \gamma - i_{g2} \cdot \gamma_w \cdot D_a$$

$$\sigma_{III} = \sigma_t - P_{III} = D_a \gamma + i_{g3} \cdot \gamma_w \cdot D_a$$

在 A_1 下之任一點 y

$$\sigma_t = \overline{ee} = \gamma_w \cdot h_{e1} + y \cdot \gamma_{sat}$$

$$P_1 = \overline{ee_1} = \gamma_w (y + h_{e1})$$

$$P_2 = \overline{ee_2} = \gamma_w (y + h_{e1} - i_{g2} \cdot y)$$

$$P_3 = \overline{ee_3} = \gamma_w (y + h_{e1} - i_{g3} \cdot y)$$

$$\overline{\sigma_1} = \overline{ee_1} = y\gamma$$

$$\overline{\sigma_2} = \overline{ee_2} = y\gamma - i_{g2} \cdot \gamma_w \cdot y$$

$$\overline{\sigma_3} = \overline{ee_3} = y\gamma - i_{g3} \cdot \gamma_w \cdot y$$

向上,下流動改變了有效應力

$$F_s (\text{滲流壓力}) = i_g \cdot \gamma_w \cdot \phi \cdot y$$

$$i_{gp} (\text{pressure gradient}) = i_g \cdot \gamma_w$$

流砂現象(Quick Sand)的發生

在第二階段時,若 $\sigma_t = P_2$, 則 $\overline{\sigma} = 0$

$$\overline{\sigma} = \sigma_t - P_2 = \gamma_w \cdot h_{e1} + y\gamma_{sat} - \gamma_w (y + h_{e1} - i_{g2} \cdot y) = 0$$

$$\text{即 } y\gamma = y\gamma_w \cdot i_{g2}, \quad i_{g2} = \frac{\gamma}{\gamma_w}$$

亦即當 $i_{gc} = \frac{\gamma}{\gamma_w}$, 流砂發生而 i_{gc} 稱 critical gradient

$$i_{gc} = \frac{\gamma}{\gamma_w} = \gamma_w \cdot \frac{(G-1)/(1+e)}{\gamma_w} = \frac{G-1}{1+e}$$

通常 $\gamma_{sat} \cong 2 \cdot \gamma_w$, 故 $i_{gc} \cong 1.0$

也就是說當向上的水力梯度達到約為 1 時, 液化即可能發生, 河床下的堆積物中的滲流是否符合呢? 後面會有深入的探討, 首先假設它是成立的, 以板樁止水做圍堰的例子來看, 兩端的水壓力差形成滲流, 如圖 3-13 所示, 元素 a 的微體力與元素 b 有很大的差異, 在元素 b 可能形成隆起如圖中所示。

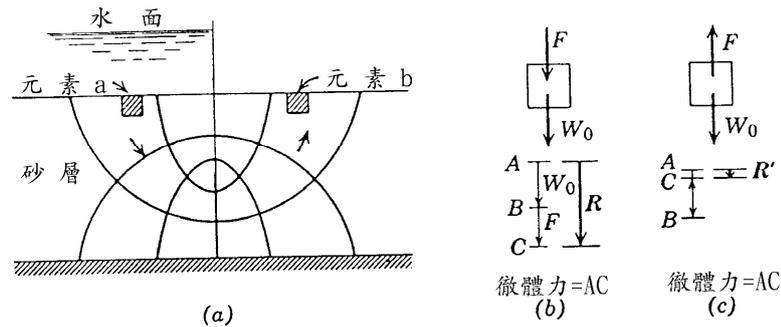


圖 3-13 滲流應力可以對穩定性有益，亦可能有害。

- (a)板樁下的流線網
- (b)元素 a 的應力分佈
- (c)元素 b 的應力分佈

在工程設計中，考慮滲流應力是否大到足以造成液化時，Terzaghi(1943)建議以下之步驟(見圖 3-14)：

- 1)於板樁底部下游面，取 $\frac{1}{2}y$ (板樁貫入深) 的寬度。
- 2)以上述寬度中之水力梯度與 i_{gc} 作比較， $i = \frac{1}{2y}(h_a + h_b)$ 。
- 3)安全係數至少達到 3， $F_s = \frac{i_{gc}}{i}$ 。

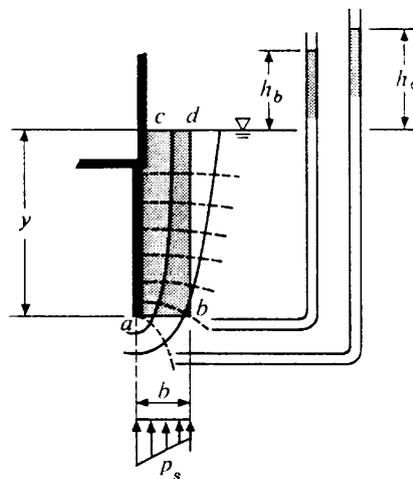


圖 3-14 Terzaghi 計算的考量示意圖

由上述地層液化的機制，再來檢討土石流啟動時的液化如何形成，在圖 3-7 Takahashi (1991)對堆積層內土石的應力分佈，在有地表水流動時會有所改變因而啟動土石流，在其理論推導中引用了幾個假設條件，最主要的是地表水流動造成的剪應力，會如同靜水壓力分佈形成一定斜率的直線，且整體受力狀態可以用無限長邊坡理論來分析，沿著斜面狀態不變，亦即地表水持續以等水深等速流動而地下水亦同，以等總水頭降斜率(水力梯度)沿著斜面流動，其滲流應力等於斜率乘以水的單位重，若考慮實際發生的情況，

- (1)地表水流並非靜水壓力分佈，其剪應力亦不應為一直線；
- (2)地下水流並非沿著斜面方向等速流動，而是朝外流出併入地表水流無限長邊坡的假設是不當的；

- (3)若假設原流入流體總能量相等，則地下水流因無速度水頭，故其總水頭是大於地表水流的總水頭(不計速度水頭)，若以單一土柱來看就形成了一個滲流的應力，提供助長土石液化。滲流應力降低了土石材料的有效應力，同時也降低了土石材料抗內部沖蝕的能力；
- (4)粗細顆粒混合的堆積材料最容易啟動， k 值適中能將能量完全轉換成滲流應力， k 值若太小影響深度只在堆積物的表層， k 值若太大則存在流速，速度頭不會完全轉換成滲流應力。若完全是粗顆粒不易啟動液化，若完全是細顆粒則為水入滲受壓層向上抬起而沖出，在沒有地表水流的情況下，發生土石流動，接近向源侵蝕，唯有在粗細顆粒混雜的情況，細顆粒先液化流失後，粗顆粒體積縮小，剪力強度降低，在適當的外力，如地表水流的剪力作用下啟動了土石流形成所謂「揭底，bottom lifting」的現象。

綜合圖 3-2 及圖 3-7，河道內的地表水流對下方河床質的作用力，以地下水滲流的觀點來看，地表水流具有的能量，依柏努力定律包括位置水頭、壓力水頭及速度水頭，而堆積土體內地下水的能量，依滲流原理，總水頭只包括了位置水頭與壓力水頭，流速太小，故無速度水頭。而水在流動中能量的損失在地表水裝則為速度平方的關係，消耗在流動的過程中，但依達西定律所述滲流的能量損失則沒有消失而是轉換成滲流應力作用在土壤顆粒上。

圖 3-2 中，能量在移動河床質中消耗完，這是河床質推移理論，而圖 3-7 中，能量在整體堆積體中維持相同，形成作用於河床堆積物底部的不透水界面，沒有考慮到水在孔隙中流動能量的消耗及流速的限制。將河床堆積材料視為具有一定滲透係數的土壤材料，則地表水流的能量作用在河床質表面會形成堆移作用，消耗部份的剪力，進入土體中流速降低，能量不平衡中會造成側向(垂直於水流方向)的壓力梯度，造成地下水的向上滲流，從土壤力學的觀點來看，這向上的滲流會造成顆粒間作用力，亦即有效應力的降低，可能是堆積土體液化的驅動力。也是後續河床沖蝕加大土石流量與濃度的主要機制。

若依土壤力學中地下水滲流的觀點來看，地表水的總水頭與堆積物中地下水的總水頭並不平衡，以一個垂方向的單元土柱來看，如圖 3-15 中所示，地表沿著斜面方向的水流，其剪應力會隨著流速剖面的梯度(斜率)分佈，而從流體的能量梯度來看，平行於地表的水流會造成堆積體中能量的梯度，其梯度的大小應等於速度水頭的能量減去河床質推移所消耗的能量。

一般考慮土壤的沖蝕現象，多以土壤流失之萬能公式推算，其沖蝕計算的對象主要為地表面的沖蝕，但堆積的土砂由於鬆散，極易因土壤內部沖蝕造成細顆粒的流失進而引起後續的災害，以下集中探討因地下水滲流引起的土體穩定性改變的問題。

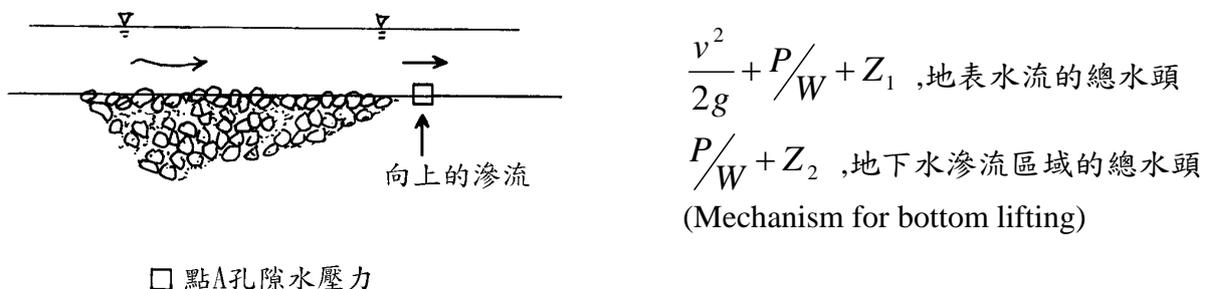


圖 3-15 地表水與地下水的總水頭

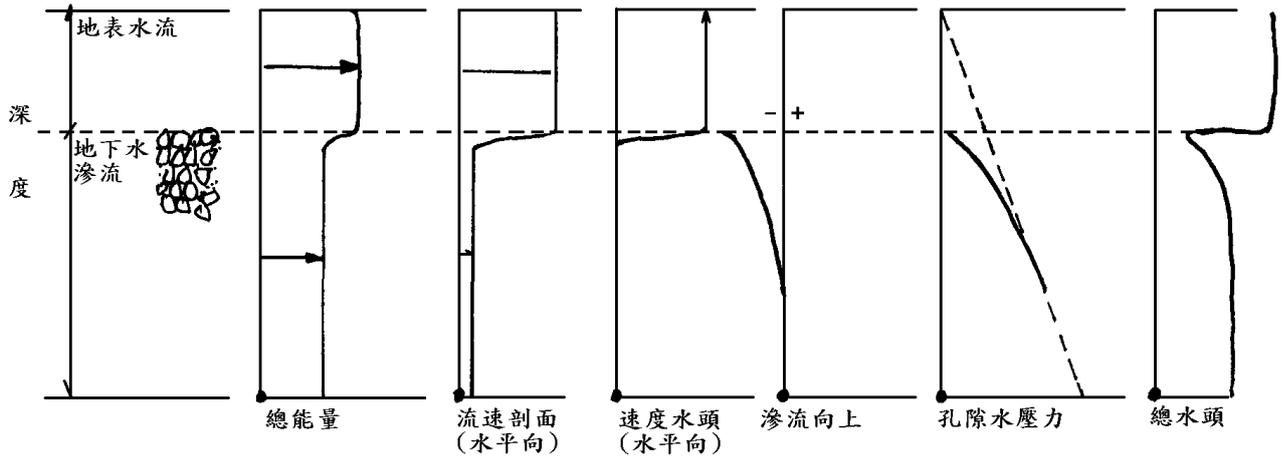


圖 3-16 地表水流影響下的地下水總水頭隨深度的變化

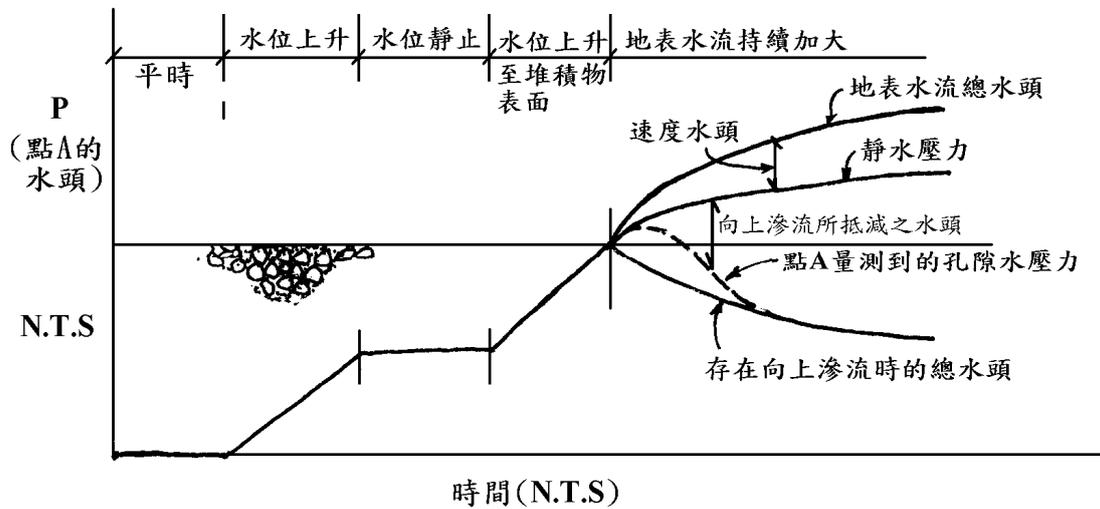


圖 3-17 土體內點 A 在地表水流影響下的總水頭變化示意圖

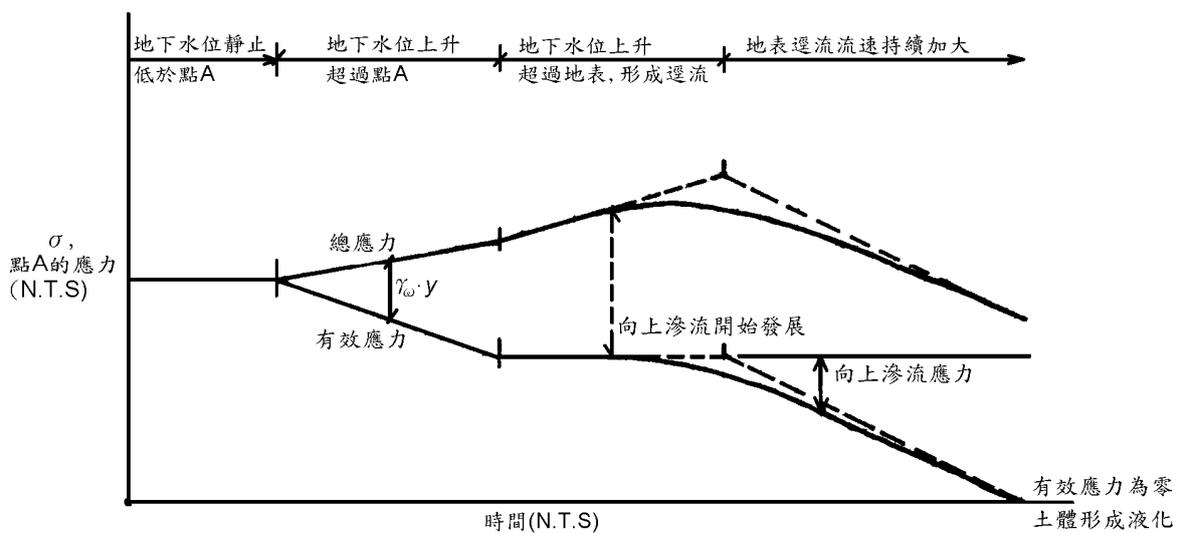


圖 3-18 土體內點 A 在水位上升與地表水流影響下的應力變化示意圖

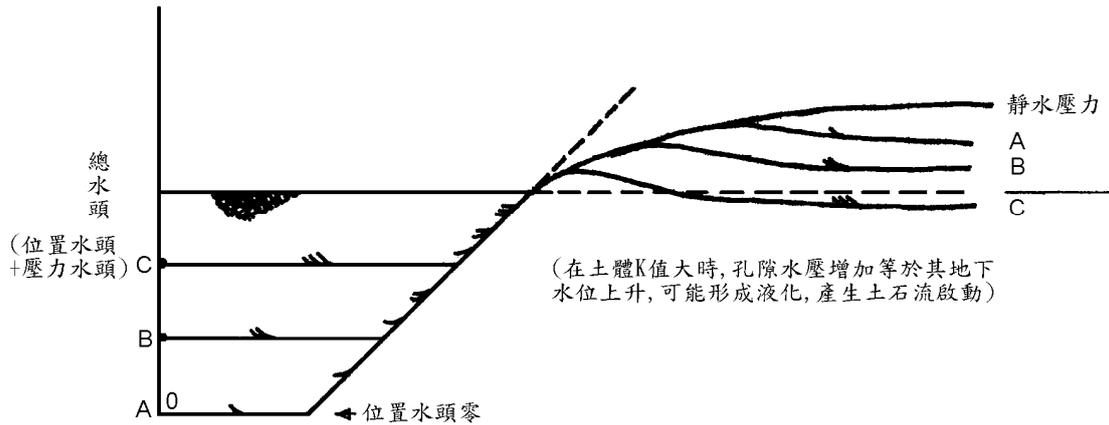


圖 3-19 不同深度之孔隙水壓力變化，在土體 K 值大時，孔隙水壓上升等於其地下水面上升

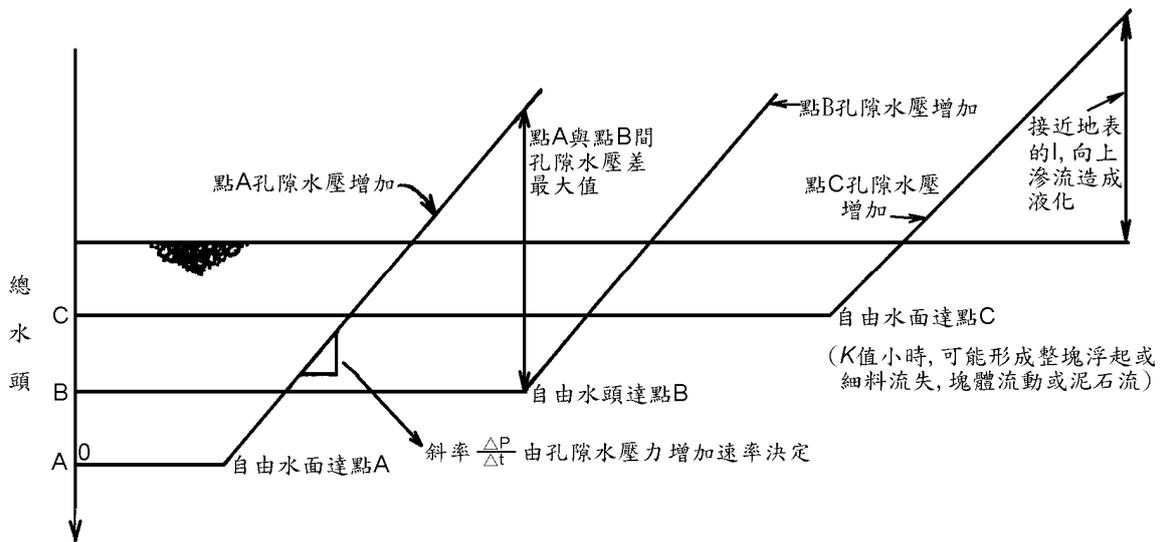


圖 3-20 當 K 值小，土壤內部孔隙水壓上升高過地下水面上升速度時之不同深度孔隙水壓變化關係

Istomina(1957)提出以下之分類來描述由於滲流引起土壤結構破壞的型式：

1. 液態化(Fluidization)

發生於非凝聚性土壤向上滲流的情況，在液態化的過程中土體變鬆，而體積增加，

一般來說，當土壤均勻係數 $C_u < 10$ 時會發生液態化 ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ ， C_u 愈大表示顆粒徑

分布愈廣)。Zamann 指出液態化有兩種形式：

- (1) 土體一部份會鬆浮，指局部土體。
- (2) 產生破壞而液化，指全面性。

Istomina(1957)根據數十種材料中歸納出土體在受到向上滲流時，會有兩種現象發生，分為土體之液化與掏刷，其 C_u (均勻係數)為 10 以下時，土體是呈現液化破壞現象與

$C_u (= \frac{D_{50}}{D_{10}})$ 值在 20 跟 40 間則會呈現淘刷現象(如圖 3-21)，而介於 10 與 20 間則兩種現象

都有可能發生，且 C_u 值越高，其液化破壞所需的水力梯度則越低，而集中液化破壞的材料大多於 C_u 小於 5，破壞水力梯度介於 1.0 與 1.5 間。

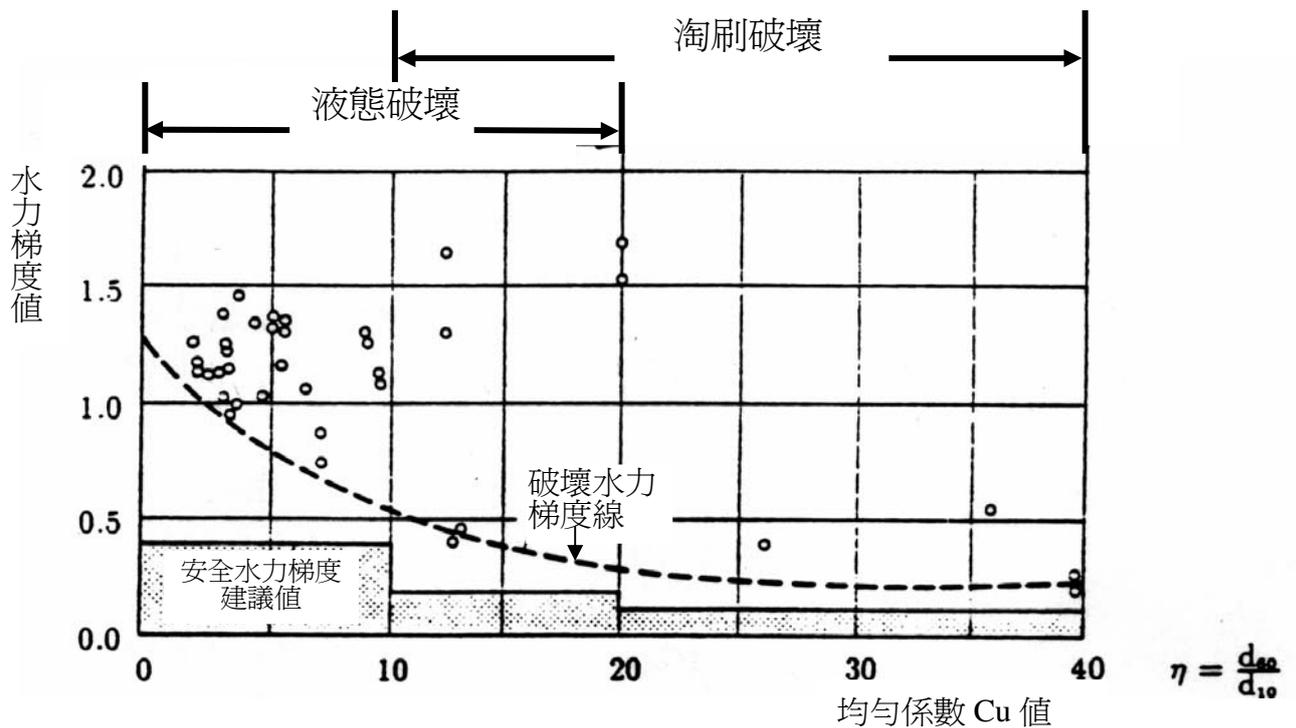


圖 3-21 破壞水力梯度值與均勻係數 C_u 之關係 (Istomina, 1957)

3.3 液化監測的方法

堆積土體的安定性，從土壤力學中有效應力的觀點來看，表面下某點的土壤其受力狀態受以下三個來源影響，

- a. 由其上方的土壤重量而來；
- b. 由孔隙中液體的壓力而產生；
- c. 由外界載重造成。

所以堆積土體內部應力的改變原因主要為水位變化造成水壓力的改變或為載重情況的改變。

為評定堆積土體的力學行為，依有效應力的觀念，土體所受的總應力可以分為兩部份，一為顆粒之間的接觸作用力，另一為孔隙水壓力。顆粒之間的作用力，由於真正影響土體的結構，定義為有效應力，而由水造成的水壓力，固其作用無方向性，稱為中性力。

在土體元素中，水壓力 $u = \gamma_w h_w$ ，

$$\text{有效應力} = \gamma_d \cdot h_1 + \gamma_b \cdot h_w$$

$$\text{總應力 } \sigma = \bar{\sigma} + u，$$

其中 $\gamma_d = (G/1+e) \cdot \gamma_w$ ，乾單位重，

$$\gamma_b = (G-1/1+e) \cdot \gamma_w，\text{ 泡水單位重}$$

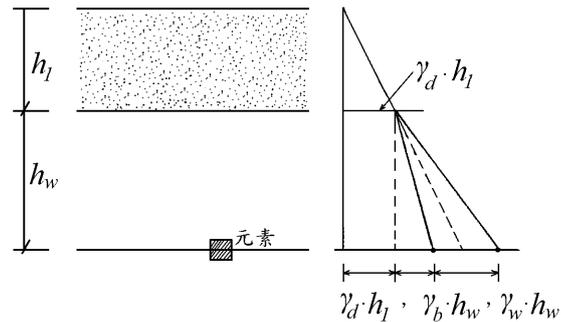


圖 3-22 土壤元素受力與水位關係

在總應力不變的條件下，地下水位的提高或孔隙水壓力的增加，從 Terzaghi 的有效應力觀點來看(見圖 3-23)，會降低顆粒之間(即土體架構)所承受的力，而影響土體安定的剪力強度參數中，摩擦力與有效應力成正比，降低了有效應力，也降低了土體的安定性。

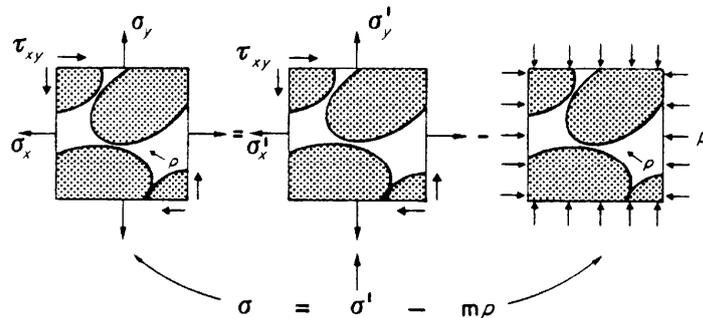


圖 3-23 土壤內部應力示意圖

水的作用降低邊坡的穩定性並可能造成邊坡破壞，其形成原因可能為以下項目：

1. 降低或消除了凝聚強度。
2. 造成孔隙水壓，減少了有效應力，故降低了剪力強度。
3. 產生水平斜向滲流力，增加了傾斜力矩。
4. 當微量的初始移動產生時，水對破壞面有潤滑作用。
5. 在地震或強烈震動時，造成液化。

影響邊坡抵抗水及其他作用的有下列幾項：

1. 基質的剪力強度。
2. 填充料的塑性及強度。
3. 岩石弱面的走向及傾斜(strike and dip)。
4. 節理的間距、厚度、及範圍。
5. 土壤及高度風化岩石的密度，影響對產生液化敏感性。
6. 不整合(nonconformity)的位置、傾斜度及範圍。

因此，量測堆積體內部的孔隙水壓變化，對評定其安定和預測與預報土石流發生的時機與機率，基本上是可行的方向。

對河床內的堆積土石做液化的監測，可以由以下幾項著手：

1. 不同深度下堆積土石的孔隙水壓力隨時間的變化；
2. 堆積土石的總應力隨時間的變化；
3. 堆積土石的變形，包括位移及傾斜變化；
4. 不同深度間的地下水流動及滲流應力的監測。

在預警系統的設置中針對上述分項作說明及圖示。

3.4 預警系統的設置

1. 不同深度下堆積土石的孔隙水壓力變化

利用向上滲流會造成垂直線上兩點的水壓力差不等於靜水壓力差的觀測，如圖 3-17 中所示，當河道內水位逐漸上升時，河床內堆積土石的孔隙水壓力亦隨之上升，地表水流持續擴大後，地下水位超過了地表，靜水壓力愈來愈大。當有外在因素發生，地下水體不再呈現靜水壓力平衡(Hydrostatic equilibrium)時，可能產生了向上的滲流，可稱為動水不平衡的狀況，如圖 3-19 所示，並逐漸變化達動水平衡(Hydro-dynamic equilibrium)。動水平衡狀態下，存在有水因流動損失的水頭轉換成土體的微體力，此時不同深度的土體內部其總水頭是不同的，當存在有向上的滲流時，其水頭的差值除以距離即為其水力梯度 I ($=\frac{\Delta h}{\Delta l}$)，如圖 3-13，板樁圍堰產生的向上滲流狀況中，向上的水力梯度乘以水的單位重可

得其向上的滲流應力 $F(=I \cdot \gamma_w)$ ，當向上的滲流應力克服了土重時，土壤即呈現了液化的現象，沒有了有效應力，則在地表水的作用下產生了流失，引發了土石流的啟動。

如圖 3-24 所示，在河床堆積物不同深度埋置孔隙水壓力計，至少一對，河水上昇時，由所量測到的孔隙水壓力變化加上位置水頭的差異，即可得到其總水頭的差值，再推算其間的水力梯度，即可推求向上的滲流是否存在與其大小，可以明確的掌握土石流啟動的時機。

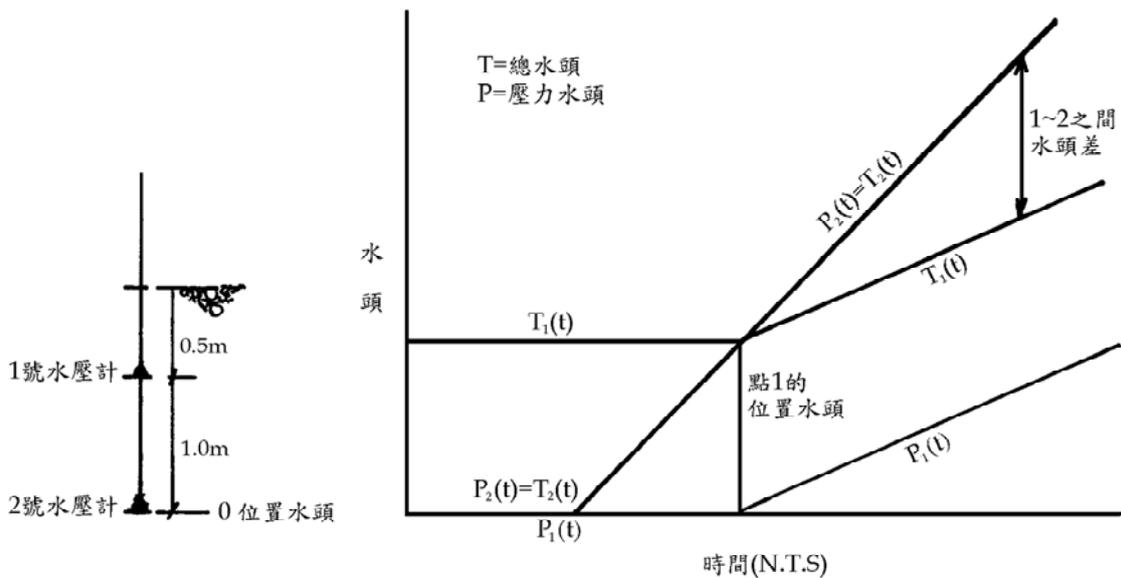


圖 3-24 孔隙水壓力量測示意圖

2. 堆積土石的應力隨時間的變化

堆積土石內部的應力狀態可以反應出其強度的變化，一般可以總應力或有效應力的觀點來看。由圖 3-9 中土體內部應力的定義可見，當水位變化時，應力亦隨之改變，如圖 3-18 所示的應力變化，若增加考慮土石流的堆積則如下圖所示。

如圖 3-25 所示，埋設在堆積土體某深度下的土壓力計，當水位上升時其總應力亦隨之上升，當地表逕流發生土石搬運時，其所受總應力亦隨之改變，若形成土石流啟動則堆積減少，總應力亦隨之降低，若位於堆積段則載重增加，形成總應力增加。設置的位址選擇得當，可以有效的觀測與預報土石流。

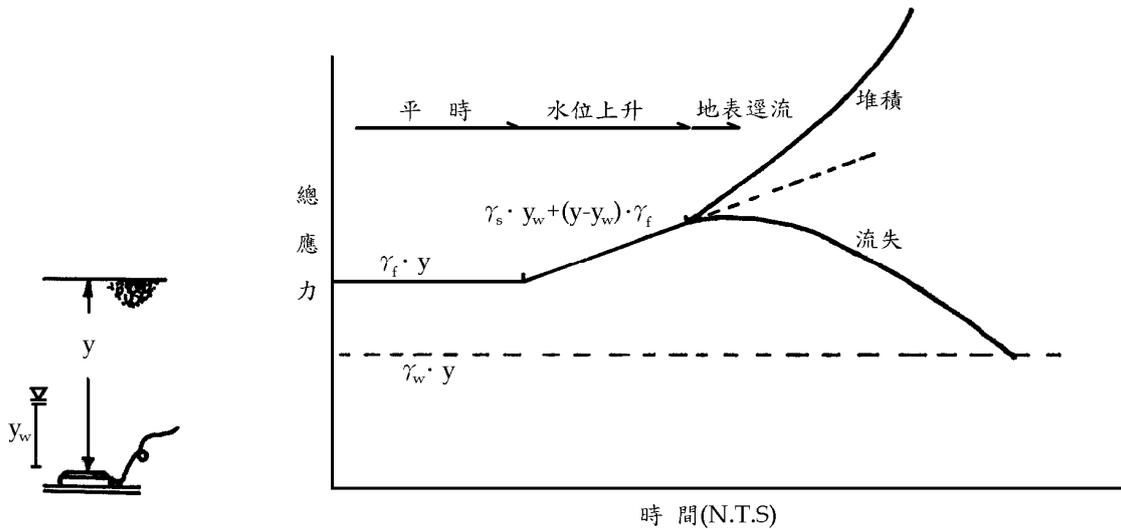


圖 3-25 土體內部應力量測示意圖

3.不同位置堆積土石之變形，包括位移及傾斜變化

河道中的堆積土石，在發展成大量搬運的土石流動或移動之前，會先呈現某種程度可資量測的變形，所以可以安裝各種堆積物表面的位移或傾斜感測的裝置，可資運用作為土石流的預警系統，對感應器及記錄器改為用具數位資料處理能力的單元，則可組構成預警與記錄的系統。位移及傾斜量測的單元，可以設置在坡面上(地滑區、土石來源)，河道上游的堆積土石(河床、巨石、高灘地等)，構造物上或前方(防砂壩、固床工、護岸、牆樑等)，可以運用的方式非常的廣，使用者可按現地的特性，危機所在的位置或保護的對象來架構，這是非常有效的方法。理論上，變形量的變化會如同材料的組構律(constitutive law)變化一般，其應力應變關係隨不同材質而有所差異，對土石材料而言，一般多採彈塑性理論，如下圖所示。

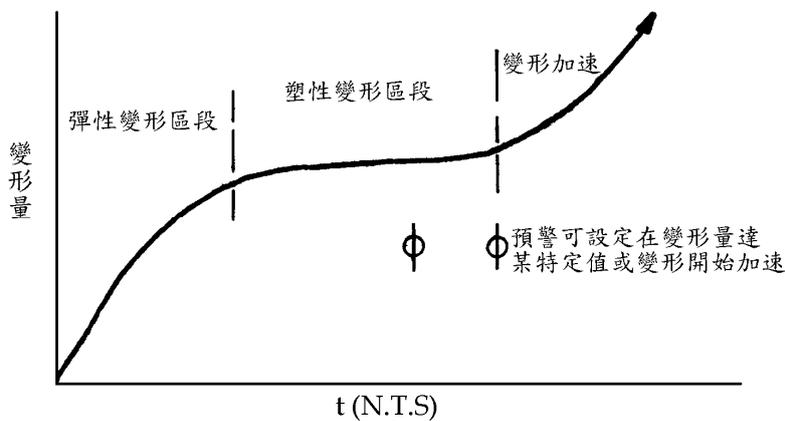


圖 3-26 變形量發展示意圖

實際量測得的變化會隨設置的方式及現地材料特性不同而有所差異，需要足夠的經驗與判釋才能預先擇定適當的預警值。

4.不同深度間的地下水流動監測

由土石流啟動的液化過程理論推導中可見，液化啟動的關鍵在於向上滲流的發生，可以直接量測堆積體內地下水的流動方向與流速，可以推算其水力梯度大小，進而估算其滲流應力，可以評定其對土體應力的影響，可以利用當作土石流啟動的預警。

於堆積土石內埋設一裝置，點 A 與 B 為其上、下方的入水口，有濾層的裝置，在其連接管中央位置裝設一流量計，點 A 與點 B 的總水頭決定了流量計中流體的流動方向，

即可反應出地下水流動的狀態，需注意地下水流與管流不同，流量計所量測到的流量並非真正地下水流量，需換算與預先率定，在此實為借助來反應總水頭差。當地下水位上升超過地表後，流量計的後續變化可以反應出堆積土石應力變化的情況，若地下水維持靜水壓力平衡，則流量計一停止流動，若有向下之滲流，則會增加堆積土石的安定性，若有向上滲流存在，則堆積物的有效應力會隨之降低，亦即可以由其後續變化預測土石流啟動的可能發展。

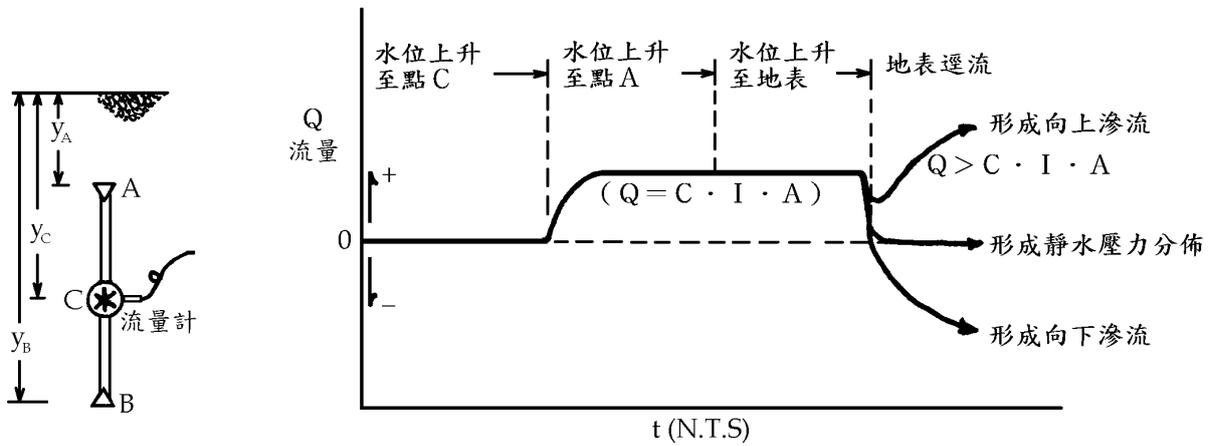


圖 3-27 地下水流動監測示意圖

四、砂箱模型試驗

在液化啟動土石流之前提下，以室內模型試驗探討滲流對於土石液化之影響，其破壞臨界水力梯度與飽和滲透係數之相關性，故設置一砂箱模型，模擬土體受到向上滲流引起液化破壞。

4.1 砂箱模型設置

在假設底部土層受到激發孔隙水壓上升，有效應力減少，形成土樣液化流動之前提下，設置一砂箱模型設備，如圖 4-1 所示，包括有砂箱模型本身、埋設土樣中之水壓計、CR-10 擷取系統、pc 個人電腦、水平錨鉸與彈簧秤，及砂箱底部有一可調整轉動頻率的馬達及右側可供控制之儀器錶，以下介紹各使用儀器及量測方法。

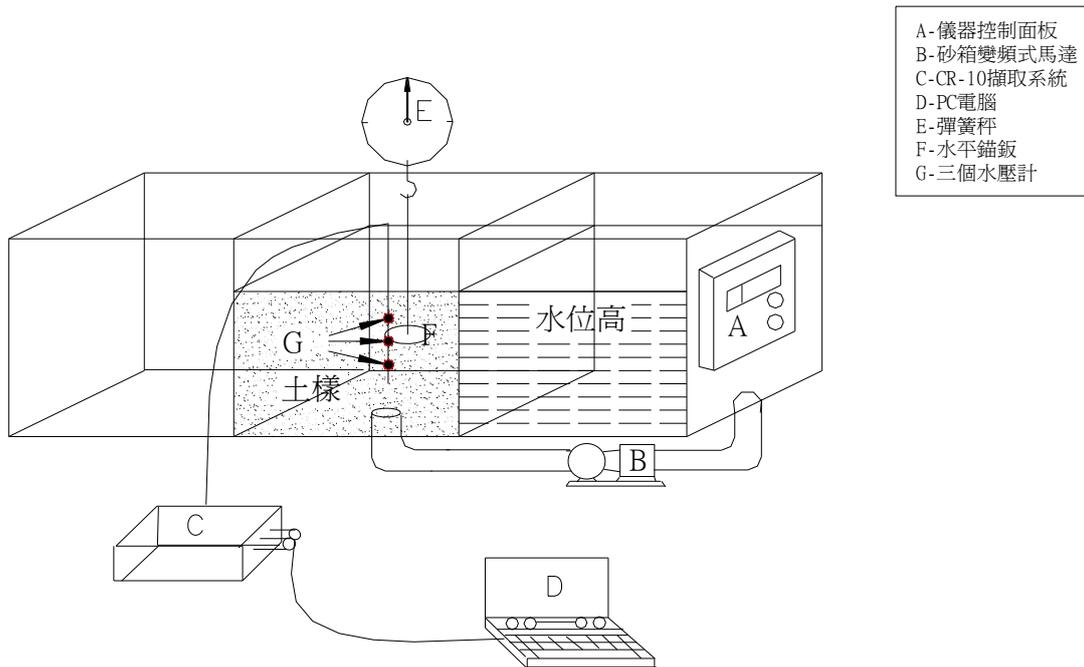


圖 4-1 砂箱示意圖

4.1.1 儀器設備

本實驗進行砂箱中土樣受到向上滲流造成液化流動過程，所用到之設備分別說明如下：

1. 砂箱模型

如圖 4-2 所示，長為 2.5m、寬 0.6m、高 1m，距端點 1m 處有兩鋼板隔開，及底座有一鋼板區隔，形成三個獨立水槽，鋼板間與砂箱接觸處用防水矽利康黏合，確保各水槽間不會滲水，中間水槽提供試驗土樣置放，右側水槽則提供一較高水位。

2. 水壓計：

採用波蘭進口的迷你張力計 (Laboratory Capillary Water Pressure Minipobe minitensiometer)，其量測原理是利用跟水接觸時的彼此勢能差來量取，若水之勢能較高，則張力計會調節使其平衡勢能差，反之亦然。而根據實際測量結果，可用來做砂箱內量測水壓值，且考慮儀器在水中會產生訊號不良之影響，所以拆原本儀器前端部分加以重新焊接四芯銅線，其與銅線接合處以矽利康與環氧樹脂作密合防水措施，經過率定步驟，可用來量測土樣中的水壓力值。其量測之範圍為 950mbar(大約 970g/cm²)。



圖 4-2 實驗室砂箱圖

3. CR-10 擷取系統

CR-10 為一美國 Campbell 公司出產的資料擷取系統，用來量測及儲存儀器之數據，其可用頻道為 16 個，可接於各種測量儀器。在本試驗接了 3 個水壓計，連接 CR-10 的 1~3 頻道，透過 RS232 轉換器接於 PC 個人電腦 com1 連接埠，再由套裝軟體 pc208w 可即時觀測與量取水壓力值。

4. 可調頻率的馬達

提供砂箱向上水流之動力馬達，透過砂箱右側儀器面板來調整轉速頻率，可將右側水槽的水經由底部管線輸送至中間水槽。可調頻率的極限範圍為 0~40。

4.1.2 實驗概述

本研究的砂箱試驗主要是模擬土層受到向上滲流時土體發生液化流動的狀態，且將其問題簡化至一維垂直水流，以此前提來進行試驗設計。

整個實驗構想規劃為在一次滲流的過程中取得各砂箱中土樣內部孔隙水壓值與各時段流量下的變化，而瞬時水壓之量測，是由 pc 電腦即時讀取分析探討不同材料達到液化之勢能梯度。

4.2 土樣選擇及基本物理性質描述

4.2.1 土樣來源及配比

實驗原土樣的粒徑分佈圖為圖 4-3 所示。在本實驗中共使用 8 種試體，其材料特性如表 4-1 所示，其中試體 1、2、4 及 5 為單一均勻顆粒試體其均勻係數 C_u 值皆小於 3，而試體 3、6、7 與 8 為粗細顆粒相間的混合試體而均勻係數 C_u 值為 4.76、11.33、19、8，分別探討純粗顆粒、純細顆粒與粗細顆粒相間下，其啟動液化的勢能梯度之差別。

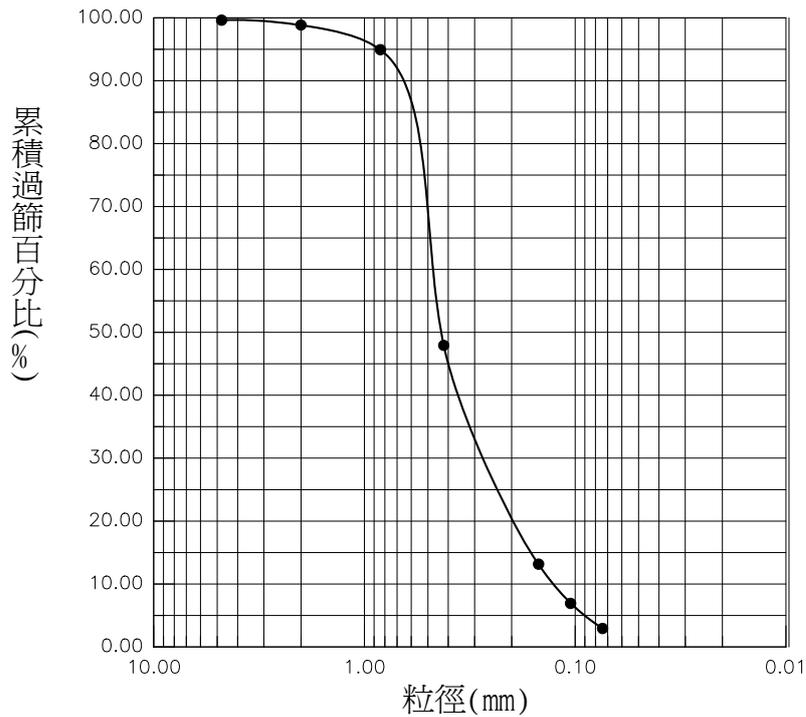


圖 4-3 原土樣之粒徑分佈圖

4.2.2 各土樣之物理基本性質

將實驗過程中各試體之物理性質，其量測方法概述如下：

1. 土壤飽和密度及乾密度(γ_{sat} 與 γ_d)：

將金屬鋼環（內徑 1.5cm，長 4.5cm，容積 7.952cm³，重 6.66g）打入飽和土樣中，後將金屬環連土取出，切去兩端的多餘的土，使土壤體積等於金屬環之體積，稱其總重（土加水加金屬環重），扣除金屬環重除以土壤體積（等於金屬環體積），即可求得土壤飽和密度，再以烘箱 105°C 至少 24 小時烘乾，稱其烘乾土重。由烘乾土重與土壤體積即可求出土壤的乾密度(γ_d)，如表 4-2 所示。

2. 飽和滲透係數試驗(飽和 K 值)：

本試驗是採取變水頭試驗求取飽和滲透係數的方法，如下所述：

取適量土樣放入試體模內(內徑 10.22cm，高為 11.32cm)，置於豎管下，開其閥門，紀錄時間與水位頭的關係(圖 4-4)，再由變水頭試驗之公式(如下式)，可求出飽和滲透係數值(表 4-3)。

$$K = \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2} \quad (4.1)$$

- 式中，K ：飽和滲透係數
 a ：豎管之斷面積
 L ：土柱厚度
 A ：土柱斷面積
 $t_2 - t_1$ ：豎管內的液面由 H_1 降到 H_2 的時間差
 H_1 ：時間 t_1 時的液面高
 H_2 ：時間 t_2 時的液面高

表 4-1 八種試體之詳細內容

	試體 1	試體 2	試體 3	試體 4	試體 5	試體 6	試體 7	試體 8
粒徑	介於 #20 與 #40 間的中砂	介於 #40 與 #100 間的細砂	以中砂與 #10 礫石以 1 比 1 均勻混合	停留在 #4 上的礫石	介於 #4 與 #10 間的小礫石	以中砂與 #4 礫石以 1 比 4 均勻混合	以細砂與 #4 礫石以 1 比 9 均勻混合	以細砂與 #10 小礫石以 1 比 9 均勻混合
外觀	均勻細顆粒的中砂，大部分為圓狀及少部分為片狀的顆粒	均勻細顆粒的細砂，大部分為圓狀及極少的片狀的顆粒	粗細粒料相間，大顆粒為角狀及細顆粒為圓狀跟片狀	為粗顆粒的礫石，形狀為角狀居多	為粗顆粒之礫石，形狀大多為圓形，少部分為角狀	粗細顆粒相間，孔隙顯然比其他試體多，角狀之粗顆粒占大部分	粗細粒料相間，大顆粒為 #4 角狀大礫石及細顆粒為圓狀細砂	小礫石大為不規則形狀與均勻的細砂為圓狀
Cu 值	2	2.82	4.76	1	2.38	11.33	19.04	8.12

表 4-2 試驗材料之飽和密度與乾密度值

試體	試體 1	試體 2	試體 3	試體 4	試體 5	試體 6	試體 7	試體 8
飽和密度 (γ_{sat})g/cm ³	1.97	1.85	1.96	1.54	1.76	1.64	1.87	1.73
乾密度 (γ_d)g/cm ³	1.43	1.40	1.58	0.91	1.27	1.26	1.58	1.39

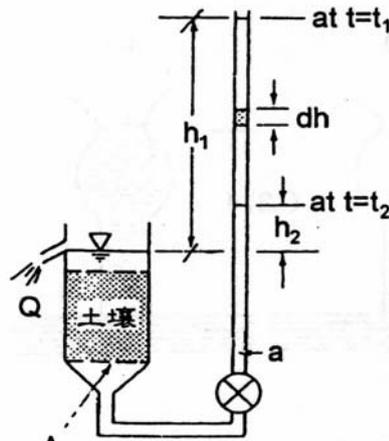


圖 4-4 變水頭試驗

表 4-3 各試體之飽和滲透係數值

試體 K 值	試體 1	試體 2	試體 3	試體 4	試體 5	試體 6	試體 7	試體 8
飽和滲透 係數 K(cm/sec)	1.08E-02	6.34E-03	9.53E-03	1.59E-01	3.18E-02	6.47E-02	8.37E-02	3.59E-02

3. 直剪試驗：

取適量土樣，均勻放置剪力盒中，並用夯板將土面壓平，至土壤在剪裂面的上、下等厚為止。調節齒輪箱齒輪與檔數，設定為 0.15cm/min 的剪動速率，在一定間格紀錄衡圈讀數。由衡圈讀數乘以衡圈常數(等於 0.2614mm)即得破壞時的最大剪應力，取三種正向力與剪應力劃成莫爾破壞包絡線，由莫爾破壞包絡線之斜率值可求出抗剪角值。

4.2.3 試驗步驟

- 步驟一：因考慮砂箱底水壓直接衝擊土樣，造成土樣受水壓不平均之影響，故鋪設厚 0.5cm 之透水不織棉於砂箱之中間流槽底部，再將水壓計依序由砂箱底往上各距 20cm、30cm、40cm 處設置(砂箱埋土高為 60cm)。
- 步驟二：依土樣高，分為 6 次分別均勻置放土樣，每隔 10cm 處夯實且加水達飽和，方至下一層重複夯實加水飽和，共計 6 次步驟。
- 步驟三：砂箱土樣試體準備就緒，將水壓計連接 CR-10 資料擷取系統，輸出至個人電腦，由 pc208w 程式讀取數據。
- 步驟四：啟動砂箱的變頻式馬達，依序增加流量達至土樣液化產生流動現象為止。
- 步驟五：由電腦即時紀錄各階段之水壓值。
- 步驟六：數據整理歸納分析。

4.3 試驗結果

本實驗是在砂箱模型試驗上作土體遭到向上滲流引起液化流動下，使用水壓計量測孔隙水壓變化，來分析各試體其液化破壞發生時的臨界水力梯度值。並將實驗結果數據與學

者 Istomina 滲流理論相討論。

由土壤力學理論得知，孔隙水壓上升，會造成土壤有效應力下降，而當有效應力降為 0 時，土體便失去所有強度，即形成一液化現象。在本實驗過程中，所採用的 8 種材料為試體 1 為中砂、試體 2 為細砂、試體 4 為停留在 #4 之礫石、試體 5 為介於 #4 與 #10 間之礫石、試體 3、6、7 與 8 則為粗細顆粒混合之材料，其中由現場明顯的觀察出試體 1、試體 2 與試體 3 發生液化流動現象，而其五種則在觀察上沒有液化現象發生，而試體 6、7 與 8 明顯觀察到土體有細顆粒淘刷現象，故從有無液化發生的情形分別討論，最終再加以綜合探討。

4.3.1 達液化發生的三種試體

由實驗結果(如圖 4-5)明顯看出水壓值依數個階段上升，其因為啟動馬達至定一頻率時，亦是流量穩定時，待電腦讀取水壓值趨於穩定後，再依序加至下個階段流量，直至觀察出土樣產生液化流動方為停止馬達。由圖上可見，水壓值隨時間增加而增加，亦是隨流量增加而增加，直至達到某一尖峰點才驟降，此時尖峰點即為液化臨界破壞點，在液化臨界破壞點之前水壓值持續上升，之後達到液化產生水壓值驟降，同時可從現場砂箱內即觀測出土體已達液化破壞，即土體喪失強度，呈現浮動狀態。而其相異點整理如表 4-4 所示。

4.3.2 無液化現象之五種試體

由圖 4-6 觀察出試體 4 各時段雖有水壓值逐漸緩慢上升，但其三水壓值間距皆約為初始靜止時之三水壓值間距相同(約為 10cm 的靜水壓值)，亦即土樣裡並沒有增加滲流梯度值，於量測到之水壓值會增加實是水流之總水頭值增加而增加，因此試體 4 觀察不到有液化之現象發生。

而於試體 5、6、7 與 8(如圖 4-7)中水壓值上升趨勢較為試體 4 快，經初步研判其三水壓線彼此間距於後來有拉開之趨勢，但並不如試體 1、2 與 3 之水壓值明顯拉距間格大，且另一因本實驗砂箱馬達只提供流量極限為 4.0 公升/秒，故只可能觀察到試體有液化流動之趨勢，若能加大馬達之極限流量，研判應會發生液化流動。整體差異性如表 4-5 所示。

表 4-4 三種液化試體比較表

	試體 1	試體 2	試體 3
相同點	有液化流動現象	有液化流動現象	有液化流動現象
相異點	(1)粒徑介於 #20 與 #40 間之中砂。 (2)達到液化時間比試體 2 晚，比試體 3 早。 (3)達到液化時的水壓值為三者最高。	(1)粒徑介於 #40 與 #100 間之細砂。 (2)最早達到液化流動。 (3)達到液化時的水壓值為三者次高。	(1)顆粒為過 #4 停留在 #10 上礫石與中砂以 1 比 1 均勻混合。 (2)三者中最晚達到液化流動。 (3)達到液化時水壓值為三者最低。 (4)液化停止後，細粒料浮於粗粒料之上。

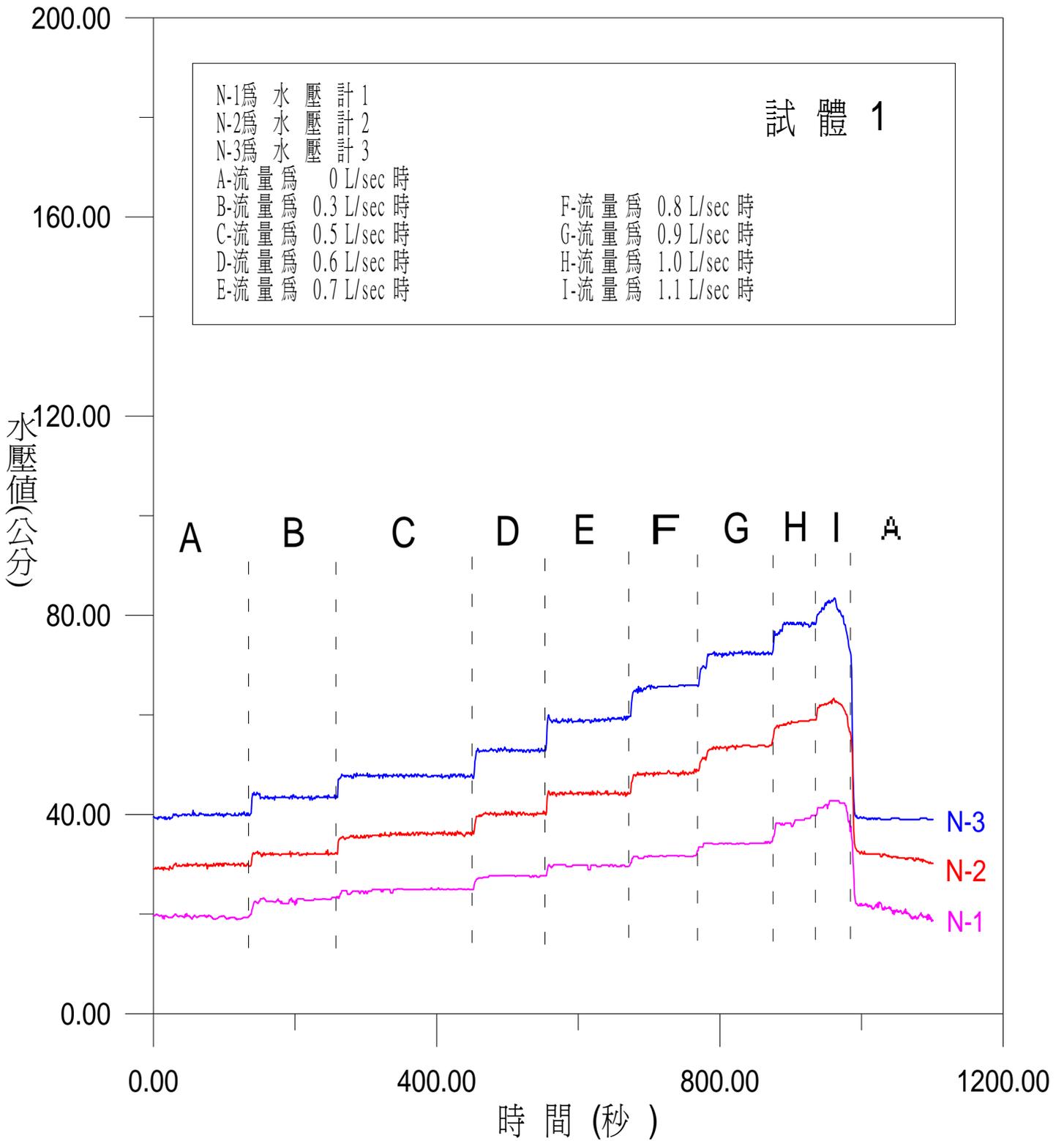


圖 4-5 試體 1 之水壓值與流量關係圖

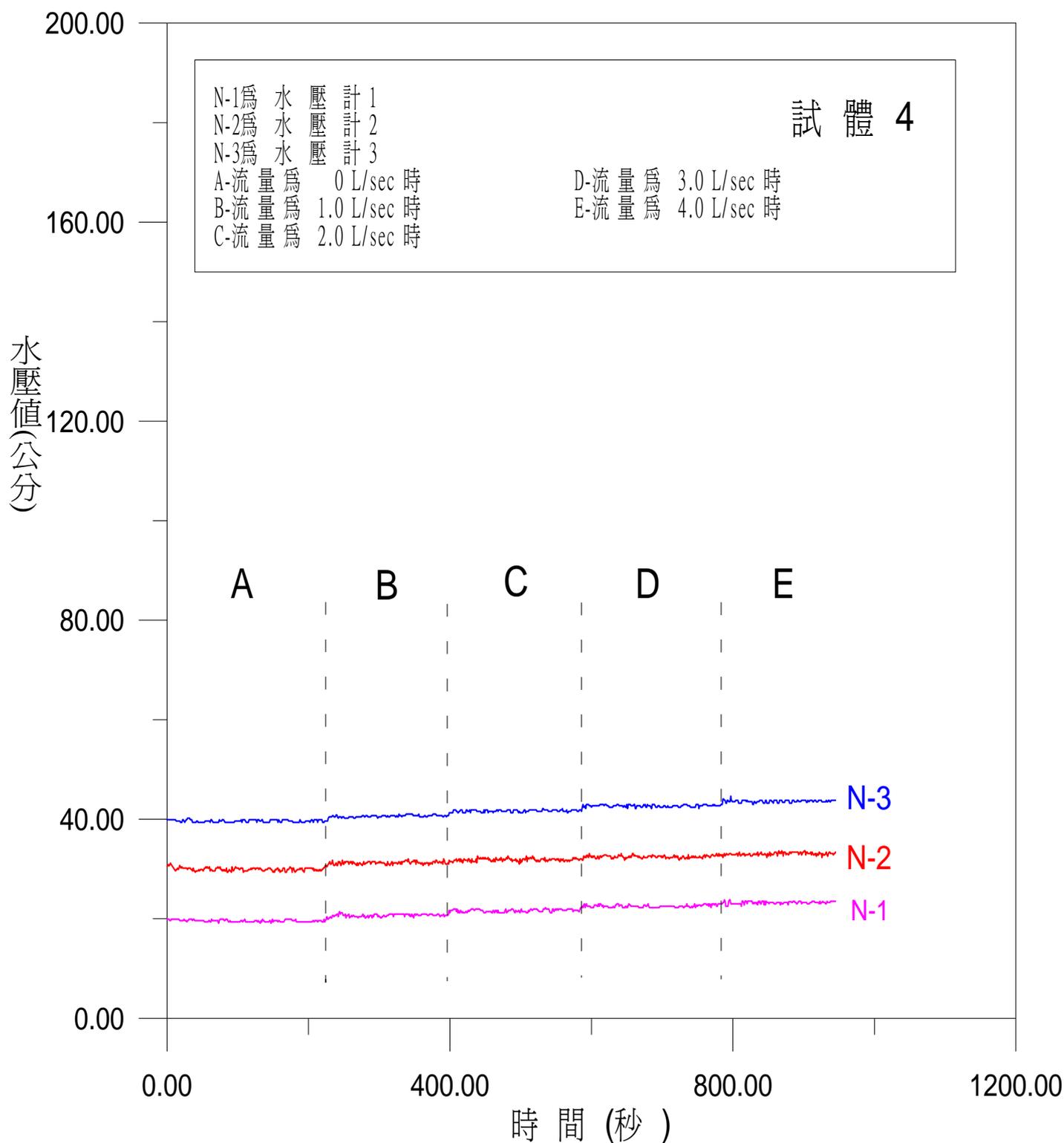


圖 4-6 試體 4 之水壓值與流量關係圖

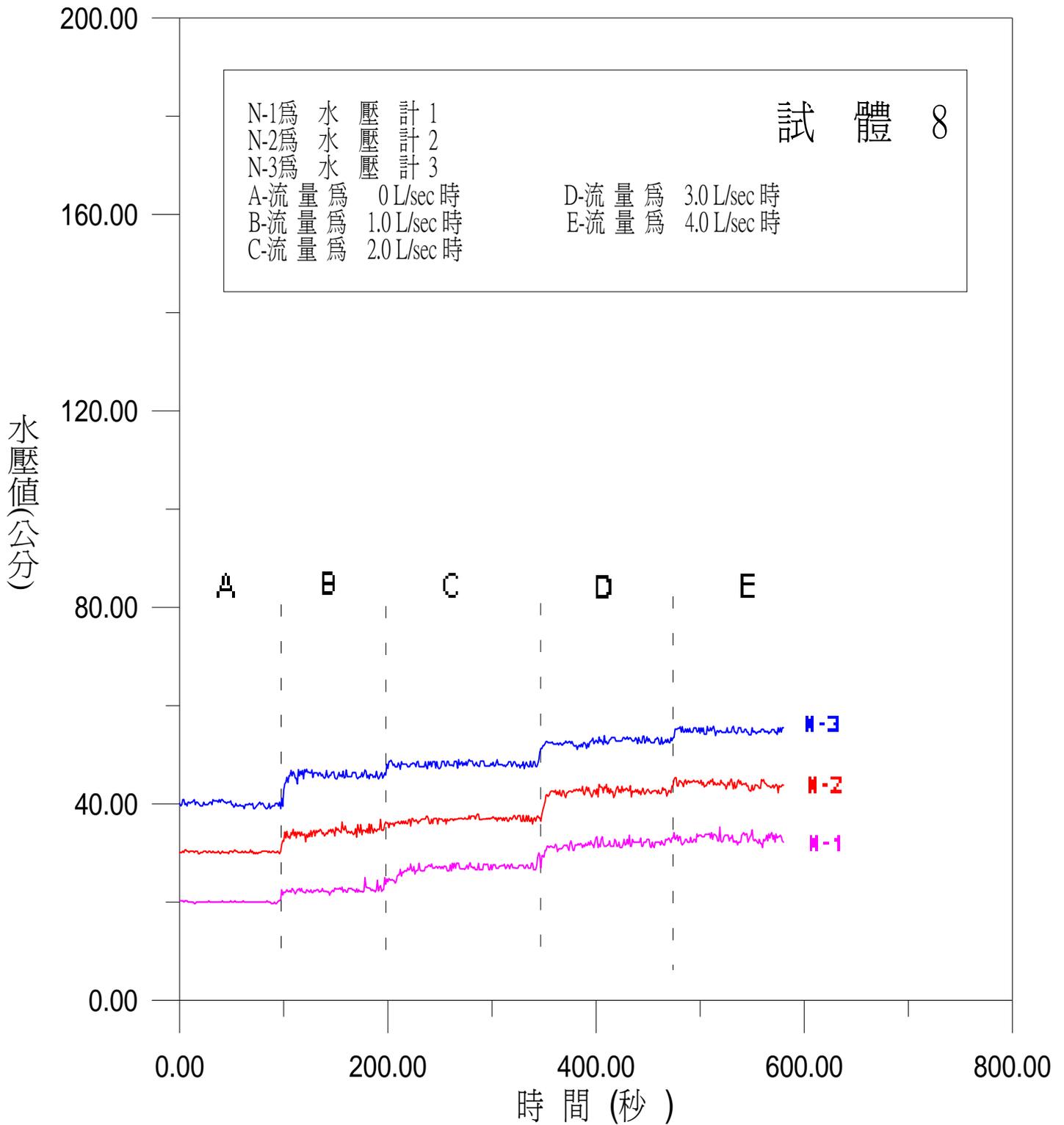


圖 4-7 試體 8 之水壓值與流量關係圖

表 4-5 無液化破壞之五種試體相異表

	試體 4	試體 5	試體 6	試體 7	試體 8
相同點	無液化流動現象	無液化流動現象	無液化流動現象	無液化流動現象	無液化流動現象
相異點	(1)粒徑為停留在 #4 之粗礫石。 (2)無液化之趨勢。	(1)粒徑為 #4 與 #10 間之小礫石。 (2)產生液化流動所需的流量較高。	(1)顆粒為試體 4 與試體 1 以 4 比 1 均勻混合。 (2)產生液化流動所需的流量較試體 5 為低。 (3)細粒料被沖出，待停止供水後，明顯觀察到細料浮在粗料上層。	(1)顆粒為通過 #4 礫石與細砂以 9 比 1 均勻混合。 (2)發生淘刷現象，土體受到向上滲流影響，造成細砂浮在土體表面。	(1)顆粒為通過 #10 小礫石與細砂以 9 比 1 均勻混合。 (2)淘刷現象較試體 7 不明顯，且激發超額水壓值比試體 7 較大。

4.4 分析與討論

4.4.1 水力梯度值之計算

設水壓計 1(N-1)讀數為 P_1 ，水壓計 2(N-2)讀數為 P_2 與水壓計 3(N-3)讀數為 P_3 ，則三水壓計相差梯度值差為

$$I_{21} = \frac{\Delta p_2 - \Delta p_1}{L} \quad (4.2)$$

$$I_{32} = \frac{\Delta p_3 - \Delta p_2}{L} \quad (4.3)$$

式中 P_1 、 P_2 、 P_3 為各時段流量下的水壓值
 I_{21} 為水壓計 2 與 1 之相差水力梯度值
 I_{32} 為水壓計 3 與 2 之相差水力梯度值
 L 為三水壓計的相差土層厚度，本實驗為 10 公分

$\Delta P = t(n) - t_0$ 為各時段流量的水壓值減去初始時段流量的水壓值

根據公式(4.2)跟(4.3)算出 8 種試體的各時段流量下的 I_{21} 與 I_{32} 值。

依據試算表中的各時段流量下的 I 值，可以看到，三種有液化破壞材料皆有較高的 I 值，如試體 1 發生液化其 I 值為 1.02，試體 2 其 I 值為 0.78，試體 3 發生液化其 I 值為 0.81，可知試體 3 其抵抗液化的潛能是較低於試體 1 的，且在粗細料相間下，其細料含量多寡是影響液化破壞之重要因素，如在試體 6 材料中，細料含量為整體的 20%，卻有 0.46 高的 I 值與試體 7、8 的細料含量為 10% 有 0.16 與 0.12 的 I 值，在與試體 4 與試體 5 之細粒料含量 0 的情況下， I 值約為 0 與 0.1 的水力坡降值，為一可觀值，尤在試體 3 之細料占整體的 50%，即有 0.81 的 I 值，導致發生試體液化破壞。

而在另一現象發生於粗細料混合之情況下，如試體 3、6、7 與 8 之混合材料，明顯地其 I_{32} 值高於 I_{21} 值，其研判應是淘刷現象為土樣底部之細料受到向上滲流時往土樣表面移動，故導致土樣中層的孔隙率降低，密度提高，其所激發之孔隙水壓值也較土樣表層的大。

綜合上述結果，整理 8 種試體之整體性比較，整理如下表 4-6 所示。

4.4.2 八種試體與 Istomina 破壞臨界梯度圖之綜合討論

8 種試體中試體 1、2、4 與 5 皆為一均勻材料，其均勻係數 C_u 值分別為 2、2.82、1 與 2.38， I 值為 1.02、0.78、0 與 0.1，而試體 3、6、7 與 8 則為粗細材料組成， C_u 值為 4.76、11.33、19、8， I 值為 0.81、0.46、0.16 與 0.12，將其 8 種試體之 I 值與 Istomina 破壞臨界梯度圖作一綜合討論。於圖 4-8 中本實驗之八種試體的 I 值為圖上所標示，其中試體 1、2 與 3 於實驗中有明顯觀察出液化破壞，且其 I 值皆位於 Istomina 破壞水力梯度線上方，而試體 4 與 5 之 I 值位於破壞水力梯度線下方，且水力梯度值幾近於為 0，推測試體 4 跟 5 在本實驗器材限制下並不會發生液化破壞，而試體 6 雖位於破壞水力梯度線上方，但其實際觀察中並無液化現象，但其細顆粒嚴重被淘刷流至土表面，研判結果應是 Istomina 破壞臨界梯度圖中的淘刷現象，且因實驗的馬達流量限制條件下，無法觀測到試體 6 液化破壞，試體 7 與 8 雖沒發生液化現象但其水力梯度值若能繼續上升，即若能加大砂箱之流量值，研判會發生破壞。

另一由前節中，知 Terzaghi 臨界水力梯度理論值為

$$i_{gc} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \gamma_w \cdot \frac{(G-1)/(1+e)}{\gamma_w} = \frac{G-1}{1+e}$$

故本實驗試體 1 之臨界梯度理論值應為 0.97，試體 2 則為 0.85 與試體 3 為 0.96，而本實驗試體 1 液化破壞時其 I 實測值為 1.02、細砂為 0.78 與 G1S1 為 0.81 值，除試體 1、2 較為符合理論值外，其試體 3 實測值明顯低於理論值許多，其推測原因是粗細粒料在向上滲流過程中，細粒料被水流帶至表層，形成土樣內部密度比原本施放時較為疏散，故液化時臨界水力梯度值並不如預測一樣。

再者，本實驗在六種試體於一維垂直滲流下討論，若材料的飽和 K 值介於 10^{-2} 與 10^{-3} 間且均勻係數小於 5 時，最容易發生液化破壞，而飽和 K 值在介於 10^{-1} 與 10^{-2} 間有液化之趨勢，但受限於本實驗設置之流量下是無法呈現，而 K 值於 10^{-1} 之上且均勻係數小於 5 時，在本實驗設置下是無法呈現液化流動之現象。

綜合觀之，向上滲流對於土體之液化影響，可從均勻係數 C_u 與 K 值來作一初步判斷其所需液化水力梯度值，若將水壓計與水平錨鉸埋設於現地易發生土石流之地形，可提供另一種預測液化之設置，進而監測到土石流之啟動。

表 4-6 各試體之綜合比較

	試體 1	試體 2	試體 3	試體 4	試體 5	試體 6	試體 7	試體 8
液化破壞	有	有	有	無	無	無液化但有淘 刷現象	無液化但有淘 刷現象	無液化但有淘 刷現象
粒徑	介於 # 20 與 # 40 間的中 砂	介於 # 40 與 # 100 間的細 砂	用中砂與 # 10 礫石以 1 比 1 混合	停留在 # 4 之 礫石	介於 # 4 與 # 10 間的小礫 石	用中砂與 # 4 礫石以 4 比 1 混合	用細砂與 # 4 礫石以 1 比 9 混合	用細砂與 # 10 小礫石以 1 比 9 混合
最終水力梯度 值	1.02	0.78	0.81	0	0.1	0.46	0.16	0.12
最終拉拔力值 (g)	0	0	0	—	860	600	820	750
飽和密度 (g/cm ³)	1.97	1.85	1.96	1.54	1.76	1.64	1.87	1.73
均勻係數 $C_u(= \frac{D_{50}}{D_{10}})$	2	2.82	4.76	1	2.38	11.33	19.04	8.12
飽和 k 值 (cm/s)	1.08E-02	6.34E-03	9.53E-03	1.59E-01	3.18E-02	6.47E-02	8.37E-02	3.59E-02

註：Cu 值之 D_{50} 與 D_{10} 計算為篩號所對應之粒徑，Cu 值 = 1 是材料以 D_{50} 與 D_{10} 皆為同一篩號下之比值。

- 1 為試體 1，在破壞水力梯度線上，達到液化破壞現象
- 2 為試體 2，在破壞水力梯度線上，達到液化破壞現象
- 3 為試體 3，在破壞水力梯度線上，達到液化破壞現象
- 4 為試體 4，在破壞水力梯度線下，無液化破壞現象
- 5 為試體 5，在破壞水力梯度線下，無液化破壞現象
- 6 為試體 6，在破壞水力梯度線上，無液化破壞，有淘刷破壞現象
- 7 為試體 7，在破壞水力梯度線下，無液化破壞，有細顆粒淘刷
- 8 為試體 8，在破壞水力梯度線下，無液化破壞，有細顆粒淘刷

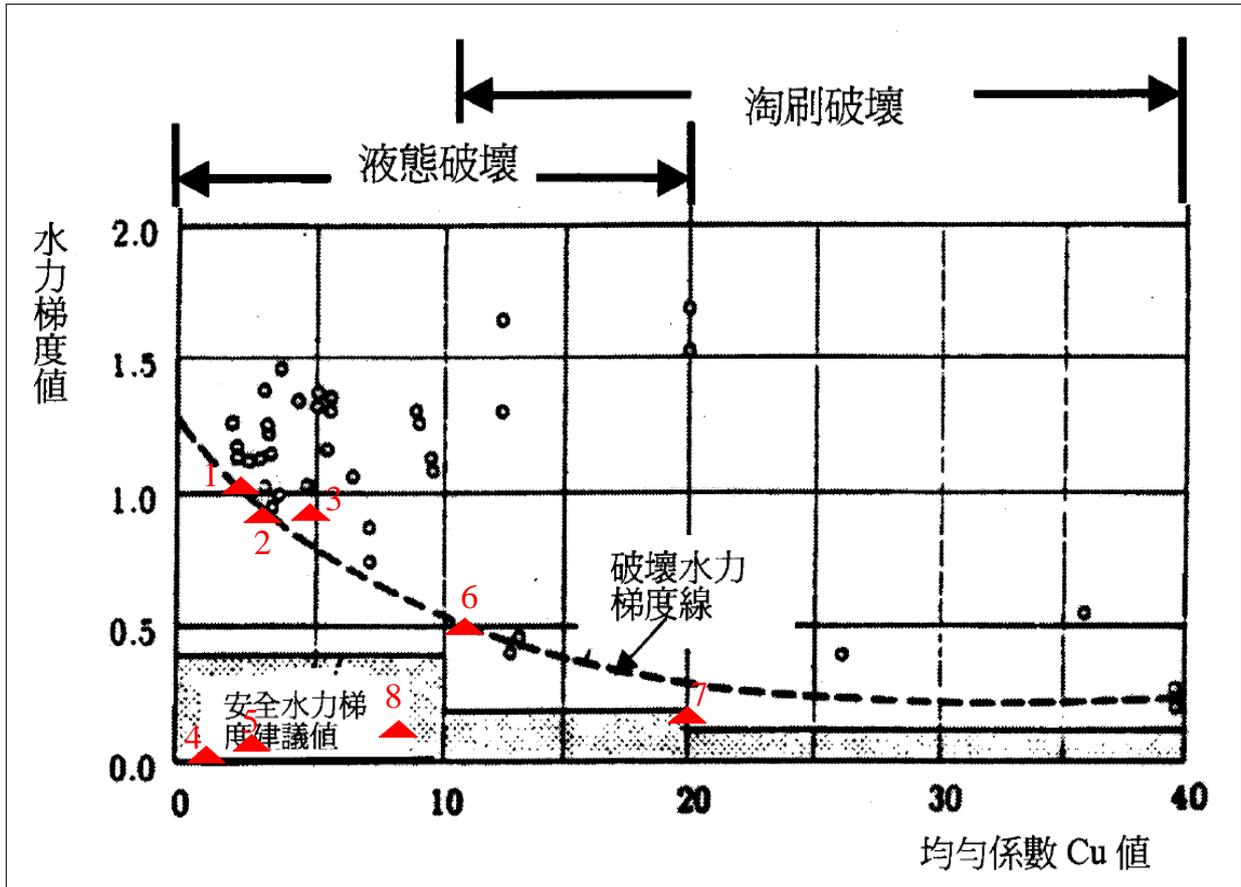


圖 4-8 八種試體之水力梯度值與 Istomina (1957)破壞水力梯度圖之關係

五、現地預警系統的佈置

根據合約的規定必須完成三個現場分別為：嘉義縣阿里山鄉豐山村、南投縣信義鄉豐丘村以及潭南村，目前已完成豐山以及豐丘兩個現地的監測系統佈置，潭南村目前仍在佈置規劃階段。

5.1 豐山現場

豐山村的土石流災害肇始於民國 85 年之「賀伯」、民國 88 年之「九一一」大地震引發地層鬆動，崩塌面積驟增剝落大量土石，豪雨或颱風過後即造成不同規模的土石流災害，因此豐山村為設置土石流監測系統的絕佳地點。

豐山村集水區位於嘉義縣阿里山鄉最北端，行政區隸屬阿里山豐山村，東方與南投縣信義鄉相鄰，北方與南投縣竹山鎮接壤，西方與雲林縣古坑鄉為界，南連同鄉來吉、香林兩村由石夢谷、眠月、亞杉坪林道、千人洞、及塔山等集水區匯集而成，屬濁水河流域上游支流之一，集水區面積 6407 公頃，由石鼓盤溪、乾坑溪、蛟龍溪三大支流匯流而成，橫貫本區由東向西，於豐三村部落西南邊與北方之乾坑溪、南方之蛟龍溪匯流後流往下游全仔社橋附近與阿里山溪谷河流流入濁水河流域上游之清水溪。

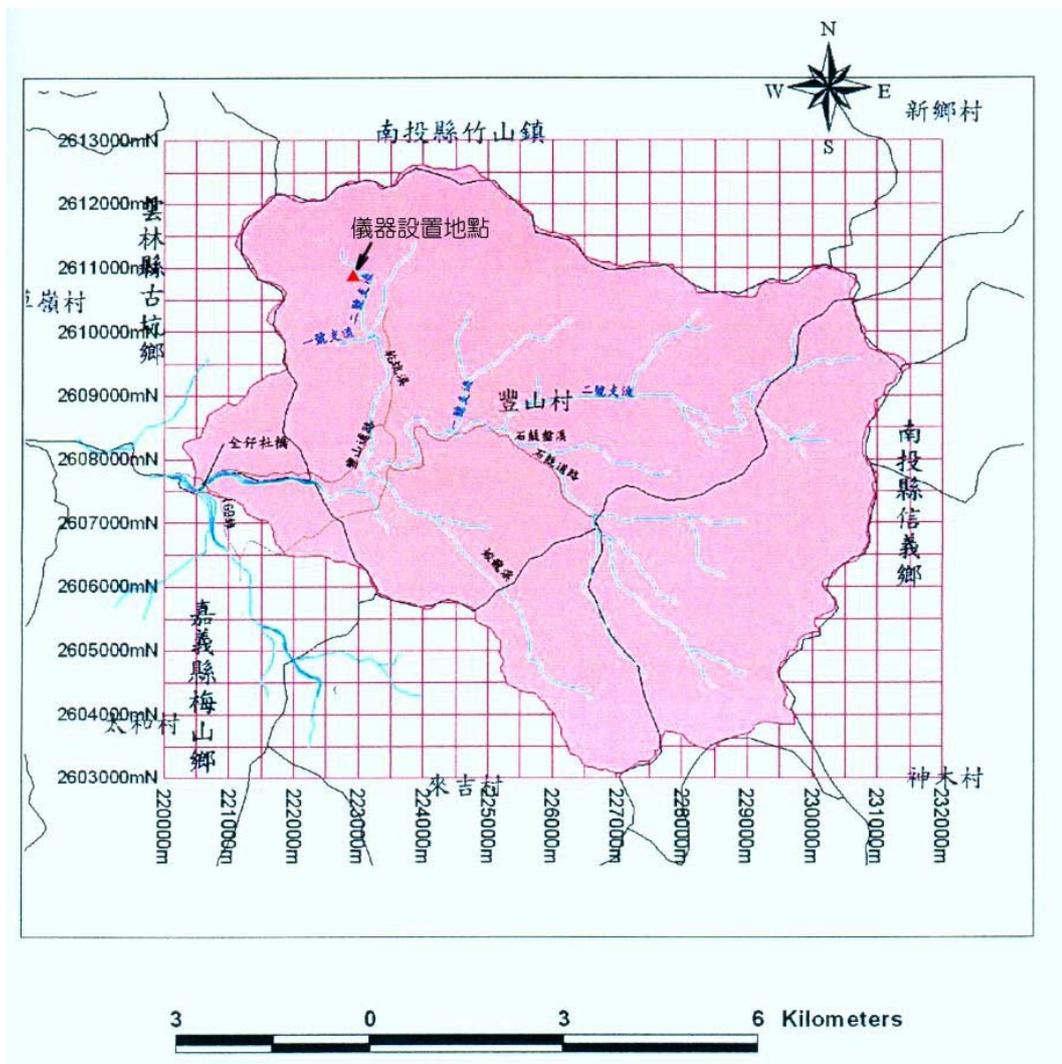


圖 5-1 豐山村集水區行政區域圖及道路水系圖

表 5-1 豐山村集水區水係一覽表

水系別	溪流名稱	集水面積(ha)	溪流長度(m)	高差(m)	坡度(%)
石鼓盤溪	石鼓盤溪主流	4,721.00	13,910	1,858.20	13.36
	石鼓盤溪一號支流	504.00	4,060	1,241.60	30.58
	石鼓盤溪二號支流	1,326.00	9,840	1,194.00	12.13
乾坑溪	乾坑溪主流	1,057.00	8,770	1,443.60	16.46
	乾坑溪一號支流	78.00	1,820	753.60	41.41
	乾坑溪二號支流	351.00	3,450	911.60	26.42
蛟龍溪	蛟龍溪主流	638.00	5,410	1,986.60	36.72
	蛟龍溪支流	115.00	2,060	848.00	41.12

乾坑溪於農委會水土保持局 921 震後土石流基本資料調查中屬於高度危險溪流，需優先加以治理「桃芝」颱風時亦發生土石流，沖毀橋樑並危及民宅，因此選定乾坑溪為監測儀器的埋設地點，由於主流的整治工程耗費多時所以先選定乾坑溪二號支流為監測儀器的架設地點，日後如有需要將會在主流上另外選取適當地點埋設儀器來監測，儀器的埋設地點在乾坑溪主流與二號支流匯流口往上游約 1.5 公里之河道中央(見圖)。

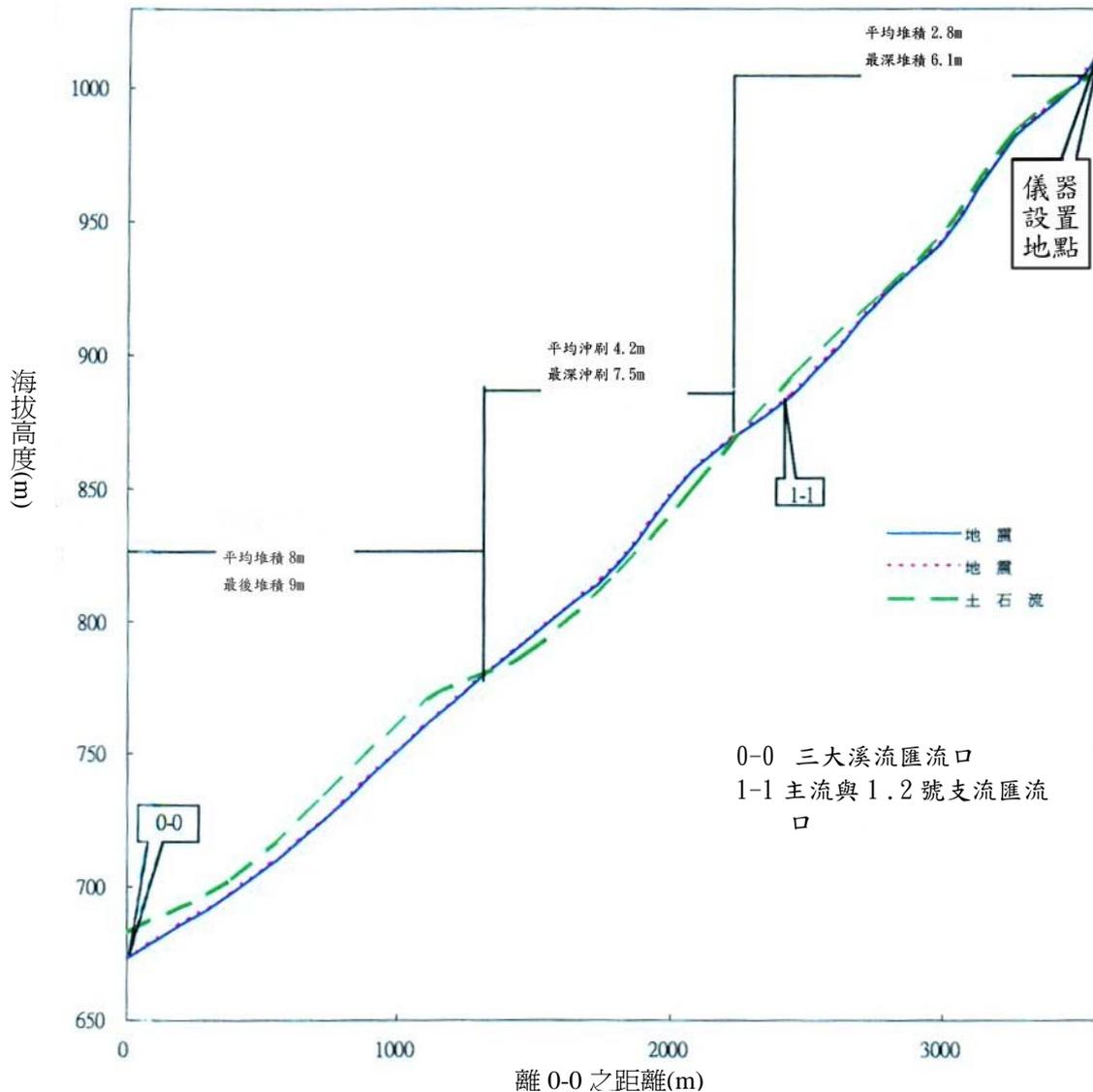


圖 5-2 乾坑溪二號支流剖面圖

5.1.1 現地儀器設置情形

在河道中央往下挖兩公尺，於兩公尺處埋設一個土壓力計及一個水壓力計，一公尺處埋設另一個水壓力計、流量計以及浮球開關，埋設好 sensor 後將電纜線穿入塑膠螺紋管中予以保護，電纜線的尾端接到資料處理器上接收資料，資料處理器放在防潮保護箱內架設在自行設計的鐵架上，在鐵架的最上方架設了一個雨量筒來量測雨量，資料的取得則使用雙頻的 GSM MODEM 傳送，如此便能在遠方遙控下載數據，為了使監測系統可以持續性的接收資料不受到電力不足的影響，在加上考量到現地日照的情形，因此在基座的上方架設了兩塊太陽能集電板以及在下方增設了一顆車用電池當作輔助電池。

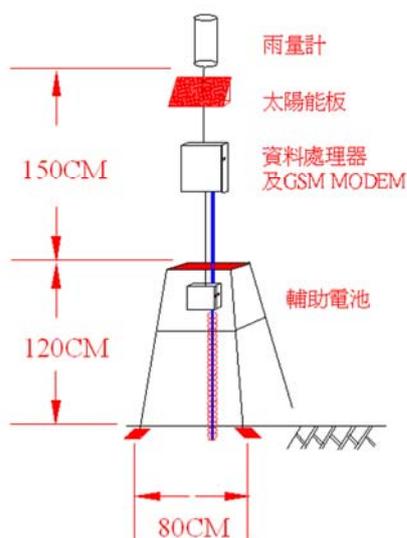


圖 5-3 現場儀器架設示意圖



圖 5-4 儀器架設現地照片

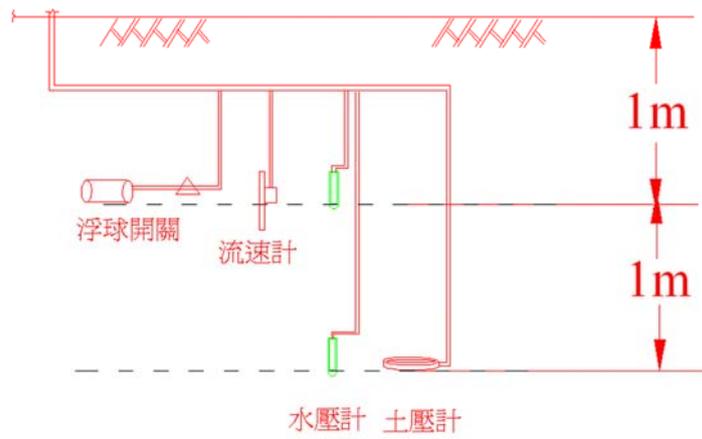


圖 5-5 SENSOR 埋設情形



圖 5-6 水壓力計與土壓力計



圖 5-7 資料處理器以及 GSM MODEM



圖 5-8 流速計



圖 5-9 浮球開關

表 5-2 豐山監測儀器規格表

名稱	廠牌及型號	規格說明
資料處理器	玖廷企業股份有限公司 (DT12)	包含資料處理器主機，P12RB AC/DC 兩用電源模組及戶外防潮箱，資料處理器面板提供了 12 個單端或 6 個差動端點，3 組觸發電壓輸出與 3 個脈衝電壓信號輸入。防潮箱尺寸：38cm×28cm×18cm
電子式水壓力計	Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. KPA-200KPA	Capacity：200kpa
電子式土壓力計	Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd KPA-200KPA	Capacity：200kpa
浮球開關	PREDATOR	
流量計	OMEGA FP-5062 Micro-Flow Sensor	精度：2.629ml
雨量筒	DAVIS	雨量筒直徑：6.5in 精度：0.2mm
太陽能集電板	BP SOLAR MSX/SX 10	Maximum Power(w)：10
GSM MODEM	Wavecom WMOD2B Modem GSM 900/1800 Mhz Dual band	工作電壓：5-32V 功率：9W 傳輸速度：9600bps
基座	鐵工廠製造	角架底部為寬 80cm 正方形 高度為 270cm

5.2 豐丘現場

豐丘監測現場位於信義鄉豐丘村台 21 線上之野溪如圖所示，其集水區面積約為 164 公頃。河道坡度方面，在台 21 線新中橫公路上方坡度約在 13~70% 之間、公路以下至陳有蘭溪之間約在 2~10% 之間，若以土石流發生之區段來看則發生區之平均坡度約 52%、輸送區約 32%、堆積區約 10%。



圖 5-10 豐丘集水區範圍圖

5.2.1 現地儀器設置情形

由於豐丘現場的地理環境關係無法使用協助挖土機開挖，因此所有的挖掘工作全部都是人工進行，受制於人工挖掘的關係所以此處只挖深至 1.5 公尺，於 1.5 公尺處理設一個土壓力計、一個水壓力計、一個流速計及一個浮球開關，1 公尺處理設另一個水壓力計，埋設好 sensor 後將電纜線穿入塑膠螺紋管中予以保護，電纜線的尾端接到資料處理器上接收資料，資料處理器放在防潮保護箱內架設在自行設計的鐵架上，在鐵架的最上方架設了一個雨量筒來量測雨量，資料的取得則使用雙頻的 GSM MODEM 傳送，如此便能在遠方遙控下載數據，由於此處的資料處理器與豐山現場不一樣，比較省電加上日照充足，因此在基座的上方架設了一塊太陽能集電板就足以維持電力在工作電壓範圍內。



圖 5-11 豐丘現場照片



圖 5-12 儀器架設完成照片

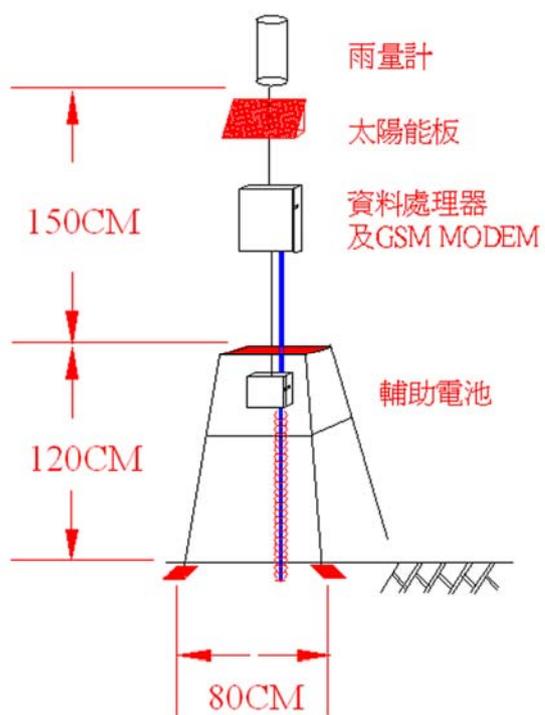


圖 5-13 儀器架設示意圖



圖 5-14 豐丘儀器架設情形

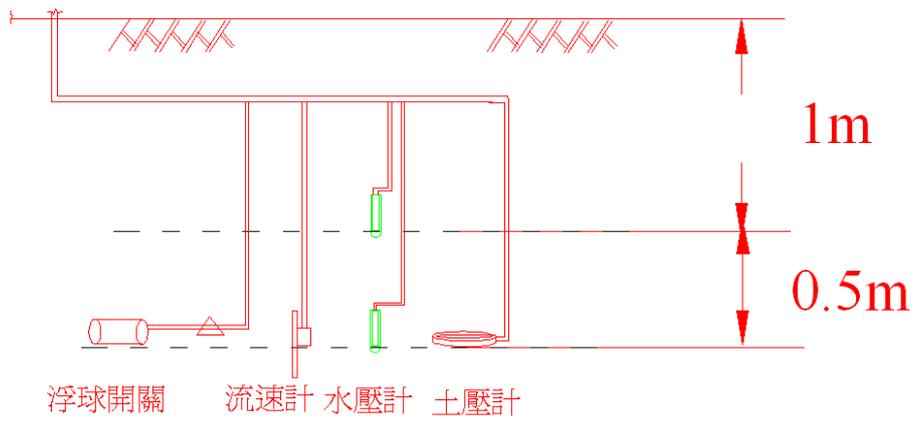


圖 5-15 SENSOR 埋設示意圖



圖 5-16 豐丘埋設之浮球開關與流速計

表 5-3 豐山監測儀器規格表

名稱	廠牌及型號	規格說明
資料處理器	CAMPBELL CR10	資料處理器放在防潮箱內，使用 CR 10 資料擷取系統總共具有 16 個頻道，其中 2 個脈衝電壓信號輸入，12 個單端或 6 個差動端點。防潮箱尺寸：38cm×28cm×18cm
電子式水壓力計	Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. KPA-200KPA	Capacity：200kpa
電子式土壓力計	Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd KPA-200KPA	Capacity：200kpa
浮球開關	PREDATOR	
流速計	OMEGA FP-7001 Paddlewheel Sensor	精度：1.5GPM
雨量筒	OTA KEIKI SEISAKUSHO	雨量筒直徑：20cm 精度：0.5mm
太陽能集電板	BP SOLAR MSX/SX 10	Maximum Power(w)：10
GSM MODEM	Wavecom WMOD2B Modem GSM 900/1800 Mhz Dual band	工作電壓：5-32V 功率：9W 傳輸速度：9600bps
基座	鐵工廠製造	角架底部為寬 80cm 正方形 高度為 270cm

六、結論與建議

規劃及檢討土石流的防災體系，應先了解土石流防災的重點實在於土石的部分而非水流，過去過度的注意集中於雨量造成水流的部分，而以降雨為土石流預警最主要的項目，事實顯示，其關鍵實在於堆積的土石，堆積土石的安定條件才是決定土石流發生與否的主要控制因子。

不安定的堆積起源很多，它是存在的一種暫時安定，其由來包括自然的風化逐漸演變，人為土地開發利用造成現地排水與邊坡內部的應力分佈，平衡條件的改變及工程施工的臨時與永久的堆積等。當大量的水滲入堆積土體中，平衡狀態受到了改變，土體產生變形終至剪力強度不敷抵抗作用力而開始運動。

因此，量測堆積體內部的孔隙水壓變化，對評定其安定和預測與預報土石流發生的時機與機率，基本上是可行的方向。對河床內的堆積土石做液化的監測，可以由以下幾項著手：

- 1.不同深度下堆積土石的孔隙水壓力隨時間的變化；
- 2.堆積土石的總應力隨時間的變化；
- 3.堆積土石的變形，包括位移及傾斜變化；
- 4.不同深度間的地下水流動及滲流應力的監測。

在預警系統的設置中針對上述分項作說明及圖示，除了在室內外作成驗證外，也就現地做佈置與觀測。

土石流的預警系統應結合上述各液化的機制，由觀測得之參數變化，先由其破壞條件的訂定，反推算預警的基準值，透過集水區土石流發生區的調查與掌握，即可組構成具預警功能的監測系統，可以在土石流即將或可能發生的地點，預先發出警報，達保護居民生命財產之功效。

參考文獻

1. 謝正倫，1993，「土石流預警系統之研究」，國立成功大學水工試驗所研究試驗報告第139號。
2. 陳榮河，1999，「土石流之發生機制」，地工技術74期，第21-28頁。
3. 詹錢登，1999，「土石流及其防治對策」，教育部土木工程防災教育改進計畫，計畫編號：88-土木防災-教材-05。
4. 蘇苗彬，2001，「山坡地緊急災害處理計劃—堆積土體孔隙水壓改變與土石流發生之相關性研究(一)」，國立中興大學土木工程學系。
5. 張石角，1983，「台灣土石流災害」，洪水與泥砂災害學術研究會論文集，第27-29頁。
6. 周憲德、廖偉民，2000，「土石流潛勢判定模式及土石壩滲流破壞之研究」，國立中央大學土木工程學系博士論文。
7. 何敏龍(1997)，「土石流發生機制與流動制止結構物之研究」，國立台灣大學土木工程學系博士論文。
8. 李宗霖(1999)，「波浪與海浪土壤交互作用之解析」，國立中興大學土木工程學系博士論文。
9. 林美聆、王幼行(1999)，「地表水及地下水對土石流破壞型態之影響」，地工技術，第74期，pp29-38。
10. Ala, S., Mathewson, C. C., 1990, "Structural control of ground-water induced debris flow", *Hydraulics/Hydrology of Arid Lands*, pp.590-595.
11. Aronne Armanini & Carlo Gregoret(2000), "Debris-Flow Hazards Mitigation", *Balkema, Rotterdam*, pp117-123。
12. Harry R. Cedergren, 1988, "Seepage, Drainage, and Flow Nets — 3rd", *A Wiley-Interscience, U.S.A.*
13. Istomina(1957), "Soil Stability to Seepage", V. S, Moscow, (in Russian)。
14. Sitar, N., Anderson, S. A., and Johnson, K.A., 1992, "Conditions for initiation of rainfall-induced debris flows", *Stability and performance of slopes and embankments : proceedings of a special conference at U.C Berkeley, ASC*, pp.834-849.
15. Takahashi, T. (1991), "Debris flow", *Balkema Publishers, Brookfield*, pp63-85。