

梳子壩在土石流作用下之三維數值分析

林德貴^[1]黃伯舜^[2]黃隆明^[3]

摘要 本研究以台中縣和平鄉博愛村境內松鶴一溪第 5 號梳子壩為分析案例，在相同壩柱高度條件下且尺寸配置符合水土保持規範之要求原則下，選用四組不同壩柱寬度(D)與壩柱開口寬度(L)比之配置變化(D/L=0.667~0.683)之梳子壩，以三維(3-D)有限元素數值程式，建立三維數值模型，並對 4 種外力組合作用狀況下，即 Case 1 (壩體上游堆積土石由淨空(空壩)到土石流推擊)、Case 2 (淤滿後靜土石堆積狀態加最大地震力)、Case 3 (壩體上游土石流淤滿後土石流溢流)及 Case 4 (壩體上游土石流接近淤滿時巨礫撞擊)進行靜態 3-D 力學分析，並針對壩柱 D/L 比值及對壩體應力與變位分布之影響進行探討。分析結果顯示，在最大彎曲拉應力 $+\sigma_{yy}$ 與混凝土容許拉應力 σ_t 之比值($+\sigma_{yy}/\sigma_t$)方面: Case 4(80.02%)>Case 1(17.94%)>Case 3(5.78%)>Case 2(0.12%)。而在最大彎曲壓應力 $-\sigma_{yy}$ 與混凝土容許壓應力 σ_c 之比值($-\sigma_{yy}/\sigma_c$)方面: Case 4((4.46%)>Case 1(2.86%)>Case 3(1.95%)>Case 2(1.51%)。同時，最大剪應力 σ_{yz} 與混凝土容許剪應力 σ_s 之比值(σ_{yz}/σ_s)方面: Case 4(71.11%)>Case 1(6.93%)>Case 3(2.76%)>Case 2(0.93%)。最後，依據數值分析結果，壩柱在最大拉應力方面，當土石流巨礫撞擊力由三支壩柱減為二支壩柱來分擔時，其最大拉應力 $+\sigma_{yy}$ 與混凝土容許拉應力 σ_t 之比值($+\sigma_{yy}/\sigma_t$)，將由 0.53 提昇為 0.80(約增加 51%)。同時，最大剪應力 σ_{yz} 與混凝土容許剪應力 σ_s 之比值(σ_{yz}/σ_s)，則由 0.48 提昇為 0.71(約增加 48%)。由上述分析值可知，巨礫撞擊力之承擔方式由三支壩柱減為二支壩柱後，將使混凝土壩體結構之拉應力及剪應力更接近其容許強度值。因此，在進行壩體應力檢算時，土石流巨礫撞擊力可考慮假設由相鄰之二支壩柱來承擔，以獲得較有效經濟之材料強度應用。

關鍵詞：梳子壩、三維有限元素、三維數值模型、撞擊力、壩柱寬度與壩柱開口寬度比。

Three Dimensional Numerical Analyses of Slit Dam Subjected to Debris Flow

Der-Guey Lin^[1] Bor-Shun Huang^[2] Long-Ming Huang^[3]

ABSTRACT This study selects the No. 5 slit dam (gravity dam) situated at the Song-He No. 1 creek, Bo-Ai village, He-Ping, Taichung County as a case history for structural analysis. By maintaining the dam height (or slit column height) unchanged and the configuration meets the design criteria, four sets of fictitious slit dam were analyzed under different column width/open size ratios or (D/L) ratio (D/L = 0.667~0.683). Where, D and L represent the width of slit column and the open size of slit respectively. Three dimensional (3-D) static structural analyses were performed on slit dam under various loading conditions, namely Case 1~Case 4, in which, Case 1 (Condition 1: debris accumulates at the upstream of slit dam, and Loading 1: driven force from none to a value induced from the action of debris flow), Case 2 (Condition 2: slit dam is filled up by debris, and Loading 2: the maximum earthquake loading is applied), Case 3 (Condition 3: slit dam is filled up by debris at the upstream, and Loading 3: debris flow overflows), Case 4 (Condition 4: slit dam is nearly occupied by debris flow at the upstream, and Loading 4: the impact force induced from the large boulder is applied). Meanwhile, through the analyses, the effect of (D/L) ratio, the stress and displacement distribution of dam body are also investigated. The numerical results indicate the ratios of the maximum bending tensile stress $+\sigma_{yy}$, maximum bending compressive stress $-\sigma_{yy}$ and maximum shear stress σ_{yz} of slit column to their allowable values of concrete, σ_t , σ_c and σ_s are: For ($+\sigma_{yy}/\sigma_t$): Case 1 (17.94%)>Case 3 (5.78%)>Case 2 (0.12%). For ($-\sigma_{yy}/\sigma_c$): Case 1(2.86%)>Case 3(1.95%)>Case 2(1.51%). For (σ_{yz}/σ_s): Case 1(6.93%)>Case 3(2.76%)>Case 2(0.93%). Finally, according to the numerical results, the ratio of the maximum tensile stress to the allowable tensile stress of concrete ($+\sigma_{yy}/\sigma_t$) and the ratio of the maximum shear stress to the allowable shear stress of concrete (σ_{yz}/σ_s) in slit column are increased from 0.53 to 0.80 (about 51% increment) and from 0.48 to 0.71 (48% increment) respectively if the impact force is carried by two slit columns instead of three. These imply that the tensile stress and shear stress induced from impact force will be much closer to their allowable values if the force is distributed to two slit column rather than three. As a consequence, to achieve a beneficial and efficient utilization of material strength in stress analyses of slit dam for debris flow impact force, it is suggested to assume that the impact loading is simply taken by two slit columns.

Key words: slit dam, 3-D finite element, 3-D numerical model, impact force, ratio of the width of slit column to the open size of slits

[1] 國立中興大學水土保持系副教授 (通訊作者)

Associate professor, Department of Soil and Water conservation, National Chung Hsing University, Taichung, Taiwan 402 (Corresponding Author)
E-mail: dglin@nchu.dragon.edu.tw

[2] 國立中興大學水土保持系博士生

Doctoral student, Department of Soil and Water Conservation, National Chung Hsing University, Taichung, Taiwan 402

[3] 國立中興大學水土保持系副教授

Associate professor, Department of Soil and Water conservation, National Chung Hsing University, Taichung, Taiwan 402

一、前言

為防治土石流災害，在土石流潛勢溪流上、中游段可建構防砂壩，進行土石流之攔阻及抑制，以防止洪水與土砂災害的直接衝擊，並將災害減至最低之程度。早期防砂壩之設計多以封閉式為主，近年來，政府為了能同時兼顧安全與生態考量，乃大力推動生態工程施作方法，使工程設計與自然生態能相互融合。因此，在許多土石流潛勢溪流治理上，透過性防砂壩已逐漸被採用，而其中又以梳子壩使用最頻繁。然而，現階段在防砂壩設計上，除了採用傳統之二維(2-D)力學分析外，三維(3-D)梳子壩壩體在承受土石流複雜之荷重作用情況下，目前並無完整之設計及分析準則可循。本研究採用台中縣和平鄉博愛村境內，松鶴一溪第 5 號重力式梳子壩作為分析案例，先以 3-D 有限元素數值分析工具建立梳子壩之數值模型，再進行壩體之應力與變形分析。最後，依據分析結果探討梳子壩在行政院農業委員會水土保持局編訂水土保持手冊(2006)(以下簡稱水土保持手冊)『懸臂式梳子壩設計例』中，四種組合外力(Case 1, Case 2, Case 3 及 Case 4)作用下之應力及變形反應，並檢核現階段混凝土梳子壩各項設計原則之合適性。

二、文獻回顧

1. 土石流誘發之作用力

依據工程力學相關理論，可將土石流對壩體之作用力分為靜態土壓力、動態土壓力、水壓力、重力、摩擦(牽動)力以及土石流衝擊力等，其中土壓力、水壓力、重力、摩擦力等之研究較早相關之理論已臻完備，然而土石流衝擊力對攔阻壩體之作用力極為複雜，雖有許多研究理論及成果相繼被提出，但各公式計算出之之撞擊力相差甚大。一般而言土石流衝擊力可概分土石流流體衝擊力與土石流巨礫撞擊力兩種，學者對土石流衝擊力之研究，主要以理論推導、水槽模型試驗、現地調查等方法來進行。

2. 透過性防砂壩之研究

防砂壩依其屬性可分為非透過性壩(Closed-Type Dam)與透過性壩(Open-Type Dam or Permeable Dam)二大類，其中非透過性壩主要為傳統的重力式壩。有關透過性壩之型式、適用範圍及優缺點，彙整如表 1 所示。

過去在土石流之防治工法上，攔阻結構物設計多以傳統之封閉式防砂壩為主。此類防砂壩體在土石流淤滿後雖可有效地控制土砂運移與穩定河床，但其透水性差且對土砂無選擇性地攔阻，常導致下游側之溪床發生嚴重淘刷。而透過性壩體改善了非透過性防砂壩全面攔擋土砂之缺點，而是攔排兼備、允許部分對下游不構成危害的水體及砂石穿過壩體進入河道，且透過適當的壩體開口設計，使其具有攔粗排細的功能，降低巨大石塊撞擊下游房舍、道路之風險。過去國內外已有不少學者對透過性壩進行研究，並且獲得

許多初步成果。

盱衡過去的研究成果發現，多數研究均集中在探討透過性防砂壩開口寬度之大小，對土石流在運動速度、總土砂量及尖峰流量等因素的影響程度，並據以作為壩體設計之依據。池谷浩(1980)認為梳子壩之設計，需合乎 $(L / D_{max}) \leq 1.5$ 之條件，才具有阻擋砂石之功能。 L =梳子壩壩體開口間距， D_{max} =土石流顆粒材料之最大粒徑。另外，梳子壩之總開口寬度(Slit Density) ΣL 與梳子壩壩體全寬 B 之比值，若介於 0.2 與 0.6 之間 ($0.2 \leq \Sigma L / B \leq 0.6$)，則其調節土砂效果，可達傳統壩之 1.2 倍。渡邊正幸(1980)採用各種型式之透過性防砂壩進行試驗，發現梳子壩開口間距 L 會影響土石流之貯砂效果，當 $(L / D_{max}) < 2.0$ 時，梳子壩可降低土石流尖峰流出土砂量達 50% 以上。蘆田和男(1980)利用室內模型試驗，探討立體格子型防砂壩(Grid-type Sabo Dam)。根據試驗結果可知，當 $(L / D_{max}) = 1.5 \sim 2.0$ 時，對於土石攔阻效果較佳，且立體格子型防砂壩之 (L / D_{max}) 值與土石流之攔阻效果有密切關係。水山高久等(1985)認為，不同類型之透過性壩對土石流之攔阻效應， (L / D_{max}) 比值必須滿足 1.5~2.0。林裕益(1988)探討梳子壩開口間距 L 之設計，若符合 $(L / D_{max}) \leq 1.7$ 的條件，則壩體便具有顯著之攔砂功效，且當 $(L / D_{max}) \leq 2.0$ 時，梳子壩即可將土石流集體流動型態轉變成一般土砂流動狀態。李明晃(1989)採用格子型壩進行土石流防治功效之試驗，當 $(L / D_{max}) < 2.0$ 時，對削減土石流衝擊能量有顯著之功效。吳道熙(1990)探討 A-型梳子壩壩體對土石流之防治功效，得知梳子壩開口間距會影響貯砂效果，當 $(L / D_{max}) < 1.5$ 時，其貯砂效果較佳；而當 $(L / D_{max}) < 2.0$ 時，即具有分離土石流粗礫石之功能。但是，根據透過性防砂壩與土石流間土砂互動的機制，影響其防治效率的因子，除了開口寬度 L 外，總開口寬度 ΣL 及有效壩高兩種壩體幾何參數，則仍有進一步探討之必要。

目前一般常用之傳統二維(2-D)分析，屬於外部穩定分析，其中並未涉及壩體之應力及變位計算。而 2-D 數值分析，則屬於平面應變(plane strain)分析。此類分析由於理論推導時所作的假設限制，因此無法針對具有間距(spacing)配置型態之構造物(例如，具有壩柱間距之梳子型防砂壩)進行真實的模擬分析。因此，無論如何，祇有藉由 3-D 力學分析之方式，才能獲得防砂壩壩體在土石流各型荷重作用下之實際力學反應。然而，此類分析在目前廣泛之相關研究中，則仍屬有限。

3. 壩體結構數值分析之研究

關於壩體之結構力學特性，以往研究多採用二維傳統力學分析來進行，其中並牽涉大量的假設以簡化問題的複雜度。近期由於數值分析工具的進步，因此複雜的三維結構力學分析變得較為容易可行。其中，包含行政院農業委員會水土保持局(2003)，針對經濟型壩型研發之委辦研究計劃中，曾針對壩體結構進行三維數值分析並與二維傳統分析成果作比對及驗證。另外，Fang(2006)利用三維非線性有限元素軟體進行鋼筋混凝土防砂壩在 V 型河谷之力學行為，其研

究發現在主應力方向之鋼筋應力變動量及在壩體結構之側向變位方面，三維數值分析結果較二維傳統分析者為小。劉明山(2008)採用三維結構有限元素數值分析法，針對梳子壩在各種外力條件下之壩體結構應力及變形行為進行研究。

三、梳子壩 3-D 數值分析

本研究採用 *Staad Pro*(2007)三維結構有限元素分析程式進行數值分析。針對台中縣和平鄉博愛村境內松鶴一溪第 5 號梳子壩設計圖作為數值模型之基本型。梳子壩為無筋混凝土，為了將分析程序標準化並使分析更有效率，乃在 3-D 分析中作了以下假設：

- (1)壩體為左右對稱結構。
- (2)壩體處於整體穩定，且壩柱(slit column)之上游側設有回填砂石之廢輪胎緩衝面層。
- (3)壩體混凝土材料為均質且均向材料，應力及應變符合虎克定律(線彈性材料)。
- (4)本研究採擬靜態分析，忽略壩柱背面因迴流漩渦所產生梯度壓力之影響。
- (5)在壩體安定分析時，土石流一粒巨礫撞擊力，假設分散到二支梳子(柱)所受力之斷面寬。

1. 建立梳子壩數值模型

(1)壩柱尺寸變化

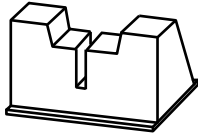

松鶴一溪第 5 號梳子壩原形結構之左右壩翼並非對稱，如圖 1 所示。為分析上之考量，乃將其簡化成對稱結構。採用之四組不同壩柱配置($D/L=0.667\sim 0.683$)梳子壩，其壩柱高為 5 m，壩柱有效壩頂寬度為 2.5 m，壩柱上游面斜率為 1:0.6，下游面斜率為 1:0.3，相關壩體幾何尺寸，如圖 2 所示。依 *水土保持手冊*(2006)之規定，考慮土石流衝擊力之影響時，梳子壩之壩柱寬度以不小於 2.0 m 為原則。因此，本研究所採用之壩柱寬度最小值為 2.0 m。

(2)壩柱開口變化

四組不同配置，編號為 L300D200、L305D205、L310D210、L315D215 之梳子壩，其壩柱總開口寬度

表 1 透過性壩型式、適用條件與優缺點比較

Table 1 Comparisons of the construction type, suitability, and merit and demerit of permeable dam

壩型	適用範圍	示意圖	優點	缺點
切口型壩	1.土石流潛勢溪流之谷口，以調節泥砂輸送。 2.一般溪流中、上游庫容較大處，以遲滯洪峰流量。	 	1.改善重力式防砂壩無選擇性攔阻土砂之缺點。容許粒徑較小、土砂量不多之一般山地洪流順利由中間切口自由流出。待土石流發生時，有較多之貯砂容積蓄留土石流所攜出之土砂。 2.對溪流生態棲地環境之影響較重力式防砂壩輕微。	1.全斷面僅留一處切口，水流集中於切口流出，產生束水冲刷現象，對下游溪床穩定性較不利。 2.結構龐大厚重，建造成本高，施工期長，重複利用性低。

與梳子壩壩體全寬 B 之比值($\Sigma L/B$)=0.63~0.66，相對開口寬度(L/D_{max})=1.88~1.97，詳細如表 2 及圖 2 所示。

(3)邊界條件：左、右壩翼岸壁及壩底基礎設定為固定端邊界。

(4)幾何模型

幾何模型中，壩體採用之元素類型為實體元素(Solid Element)，依壩體幾何尺寸分別建構四組壩體之 3-D 幾何模型。再將壩體 3-D 幾何模型分割為 135 個實體元素之 3-D 壩體有限元素數值模型，其中並含有 408 個節點，以進行梳子壩壩體之擬靜態 3-D 力學分析，如圖 3 所示。

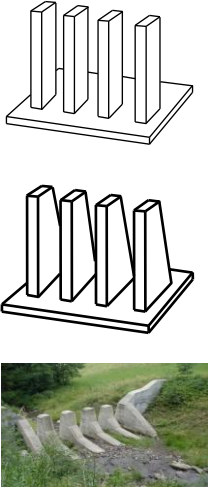
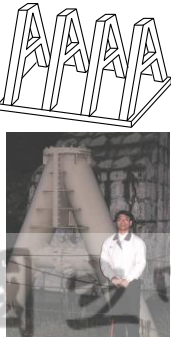
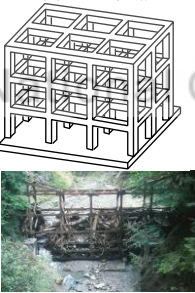
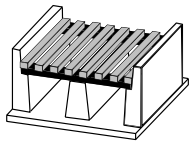
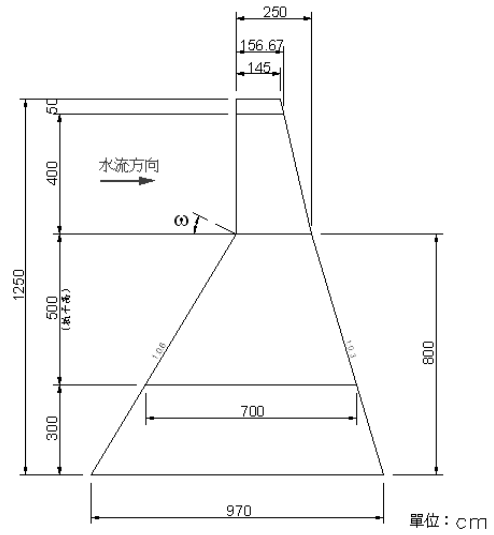
壩型	適用範圍	示意圖	優點	缺點
梳子型壩	<ol style="list-style-type: none"> 1. 土石流潛勢溪流，流動段庫容較大處及谷口。 2. 在常時必須考慮基本流量及生態環境條件之溪流區段。 		<ol style="list-style-type: none"> 1. 具有較高之通透性，可將水流均勻分布於全斷面，而不致形成集中水流，造成壩體下游溪床之土砂受到嚴重沖刷。 2. 可利用梳子壩攔粗排細之特點，維持壩體一定之貯砂容積，以攔阻爾後發生之土石流，達到減災防災之目的。 3. 具有良好之透空性，使河道具有自然輸砂平衡效果。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 當壩體開口寬度較小時，被壩體攔阻之土砂易於開口處上游側形成一逆坡向之土砂堆積，此將使爾後之水流量難以將其清除。 2. 當壩體開口寬度較小時，過壩水流在朝下游流動時，容易於壩體下游處產生沖刷。
A字梳子型壩	<p>土石流潛勢溪流流量較大，土砂或礫石尺寸較均勻之下游區段。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 可蓄積洪水及土石流所挾帶之大量土石，延遲其到達下游時間，降低其尖峰流量。 2. 對中、小規模土石流而言，可轉化土石流流動型態為一般挾砂水流並降低危害程度。 3. 對溪流之生態及棲地環境之影響較輕微。 4. 施工便利。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 當壩體開口寬度較小時，被壩體攔阻之土砂易於開口處上游側形成一逆坡向之土砂堆積，此將使爾後之水流量難以將其清除。 2. 當壩體開口寬度較小時，過壩水流在朝下游流動時，容易於壩體下游處產生沖刷。 3. 土砂或礫石尺寸懸殊時，分離效果較差。
立體格子壩	<p>土石流潛勢溪流流量較大，礫石尺寸較均勻之下游區段。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 可攔蓄土石流之土砂量，延遲其到達下游時間，降低其尖峰流量。 2. 對中、小規模土石流而言，可轉化土石流流動型態為一般挾砂水流並降低危害程度。 3. 對溪流生態及棲地環境之影響較輕微。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 構架型式較為複雜且施工不易。 2. 不容易清淤。
水平透水柵	<p>土石流潛勢之流動段，斷面大且坡度平緩，足以取得較大貯砂容積之區段。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 除具一般透過性壩之優點外，可避免土石流衝擊力造成之損壞並改善上游貯砂空間不足之問題。 2. 對溪流生態及棲地環境之影響較輕微。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 需要較大之貯砂區段。 2. 坡度較陡之區段施設之效能較差。 3. 不容易清淤。

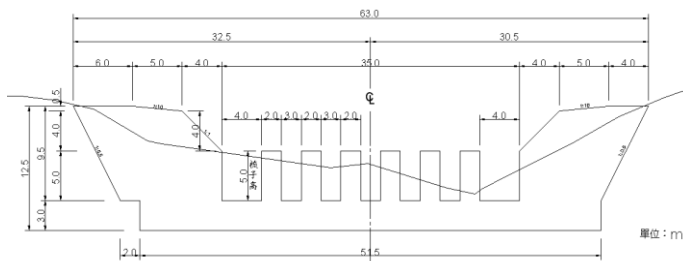
表2 梳子壩數值分析各種幾何配置

Table 2 Various configurations of slit dam for numerical analysis

數值模型編號	L300 D200	L305 D205	L310 D210	L315 D215
壩柱開口寬度 L (m)	3.00	3.05	3.10	3.15
壩柱寬度 D (m)	2.00	2.05	2.10	2.15
梳子壩總開口寬度 ΣL 與壩體全寬 B 之比值 ($\Sigma L/B$)	0.66	0.65	0.64	0.63
壩柱開口寬度與土石流顆粒材料最大粒徑之比值 (L/D_{max})	1.88	1.91	1.94	1.97
D/L	0.667	0.672	0.677	0.683



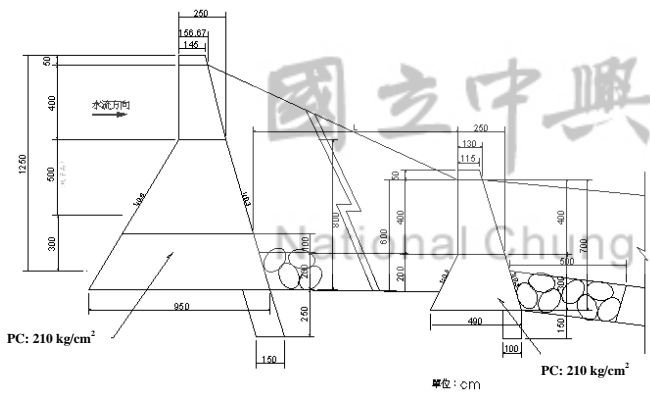
(b) 側立面圖 (Side view)



(a) 正立面圖 (Front view)

圖2 松鶴一溪5號梳子壩參數研究所採用之尺寸及數值變數

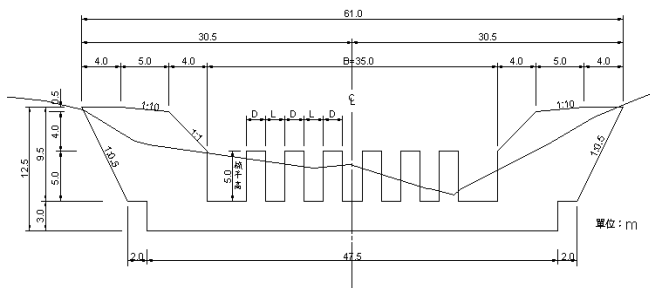
Fig. 2 Dimension and numerical variables for parametric study of No. 5 slit dam (gravity dam) at Song-He No. 1 creek



(b) 側立面圖 (Side view)

圖1 松鶴一溪5號梳子壩斷面實際幾何尺寸

Fig. 1 Actual geometric dimension of No. 5 slit dam (gravity dam) at Song-He No. 1 creek



(a) 正立面圖 (Front view)

2. 材料參數

混凝土梳子壩3-D有限元素數值分析之壩體材料參數與相關參數輸入值，如表3所示。

表3 混凝土梳子壩材料參數

Table 3 Material parameters of concrete slit dam

混凝土單位重	$\gamma_c = 22.56$	kN/m ³	無筋混凝土
混凝土設計強度	$f'_c = 20.59$	MPa	
混凝土彈性模數	$E_c = 2.13 \times 10^7$	kPa	
混凝土柏松比	$\nu = 0.17$		
撞擊巨礫或土石流顆粒材料之最大粒徑	$D_{max} = 1.6$	m	
溪床砂礫土單位重	$\gamma_s = 26.0$	kN/m ³	
飽和土石流單位重	$\gamma_{sat} = 21.13$	kN/m ³	
堆積土石浸水單位重	$\gamma' = 11.33$	kN/m ³	
水單位重	$\gamma_w = 9.807$	kN/m ³	
背填土坡度	$\omega = 8.68$	°	計畫淤砂 坡度 15.28 %
土石流流速	$v_{df} = 5.58$	m/sec	
土壤內摩擦角	$\phi = 33$	°	
牆與土壤之摩擦角	$\delta = 22$	°	($2\phi/3$)
壩體背面與垂線之夾角	$\beta = 30.96$	°	1:0.6
震區係數	$Z = 0.33$		
水平地震係數	$k_h = 0.165$		
垂直地震係數	$k_v = 0.11$		($2k_h/3$)
地震角 $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1-k_v)]$	$\theta = 10.503$	°	
設計土石流溢流深度	$h_d = 1.71$	m	
設計土石流流深	$h_w = 1.85$	m	

設計梳子壩壩柱開口寬度	$L = 3.00 \sim 3.15$	m	
設計梳子壩壩柱寬度	$D = 2.00 \sim 2.15$	m	
壩柱高	$H = 5.0$	m	
2. 主動土壓力係數 (採用 Coulomb, 1776)	$K_a = 0.7133$		
3. 地震時主動土壓力係數 (採用 Mononobe Okabe 公式)	$K_{ae} = 1.063$		

3. 外力載重條件

參考水土保持手冊(2006)『懸臂式梳子壩設計例』,設計梳子壩時應檢討壩體由(1)Case 1:空壩到土石流撞擊、(2)Case 2:淤滿後靜土石堆積狀態(加最大地震力)、(3)Case 3:壩體上游土石流淤滿後土石流溢流及(4)Case 4:壩體上游土石流接近淤滿時巨礫撞擊等四種狀況,壩體受力作用下之穩定性,而每種狀況皆有不同之外力作用於壩體上,包含靜水壓力、土砂壓力、上揚力、地震時動態土砂壓力、土石流之流體撞擊力和巨礫撞擊力等,各狀況外力作用載重組合,如表 4 所示。分析中並設定水流方向為正 Z 軸方向,因此,壩柱承受 Z 軸方向(水流方向)之外力作用,不同型態之主要外力載重計算如下:

(1)第一種外力為土砂壓力作用,為三角型分布力,採 Coulomb (1776)土壓理論計算主動土砂壓力:

$$\sigma_a = \gamma' H k_a = 1.155 \times 5 \times 0.7133 = 4.12 \text{ t/m}^2 \quad (1)$$

(或 $\sigma_a = 40.40 \text{ kN/m}^2$)

(2)第二種外力為水壓力作用,為三角型分布力:

$$\sigma_w = \gamma_w H = 1 \times 5 = 5 \text{ t/m}^2 \quad (2)$$

(或 $\sigma_w = 49.04 \text{ kN/m}^2$)

(3)第三種外力為土石流流體撞擊力作用,為倒三角型分佈力,假設計土石流流深為 1.85 m,土石流流速為 5.58 m/sec,保守起見假設為均佈力作用於壩柱上:

$$P_f = \frac{\gamma_m}{g} h_d U^2 = \frac{2.155}{9.81} \times 1.85 \times 5.58^2 = 12.65 \text{ t/m} \quad (3)$$

(或 $P_f = 124.06 \text{ kN/m}$)

(4)第四種外力為土石流巨礫撞擊力作用,為集中力,作用點位於壩柱柱頂,撞擊巨礫之粒徑為 1.6 m,土石流流速為 5.58 m/sec,壩柱前設有加回填砂石之廢輪胎緩衝材料,廢輪胎材料修正(C)係數採用 0.3:

$$P_d = 50 C_i D_e^2 U^2 = 50 \times 0.3 \times 1.6^2 \times 5.58^2 = 302.20 \text{ t} \quad (4)$$

(或 $P_d = 2963.68 \text{ kN}$)

土砂壓力和水壓力皆為三角型分布力,並作用於壩柱一側實體元素之面上。各類型外組合力之施加狀況,如圖 4(a)~(c)所示。

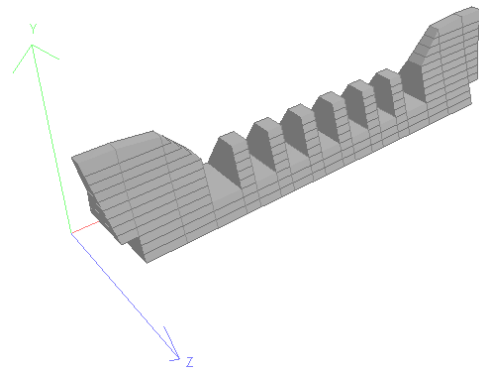
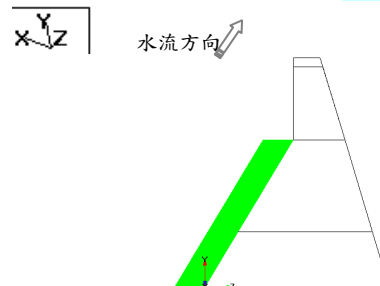
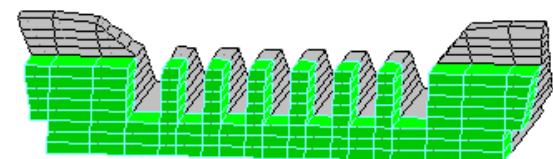


圖 3 松鶴一溪 5 號梳子壩 3-D 有限元素數值模型
Fig. 3 Three dimensional numerical model of No. 5 slit dam (gravity dam) at Song-He No. 1 creek

表 4 壩體上各種載重組合之作用外力

Table 4 External force exerting on dam body by various loading combination

作用力	自重	土砂壓力	水壓力	地震土壓力	慣性力	土石流溢流重	土石流流體衝擊力	土石流巨礫撞擊力
壩體安定分析狀況								
Case 1 由空壩到土石流推擊	○						○	
Case 2 淤滿後靜土石堆積狀態(加最大地震力)	○		○	○	○			
Case 3 壩體上游土石流淤滿後土石流溢流	○	○	○			○		
Case 4 壩體上游土石流接近淤滿時巨礫撞擊	○	○	○					○



(a) Case 1 由空壩到土石流推擊力作用

四、結果與討論

1. 壩柱變位分析

因壩體左右對稱，可取左半部進行分析。若以編號 L300D200 梳子壩($D/L=0.667$) 為例，在各種外力狀況下(Case 1~Case 4) 壩柱頂點(節點45)之最大水平變位量分別為 0.121 mm、0.056 mm、0.077 mm 及 0.367mm，如圖 5 所示。經由比較 Case 1~Case 4 等四種狀況，土石流巨礫撞擊之壩柱頂端之 X-軸方向(壩軸方向)、Y-軸方向(重力方向)、Z 軸方向(水流方向)之變位量，在維持 $D/L=0.675$ 之條件下，變化不顯著。如圖 6 所示。

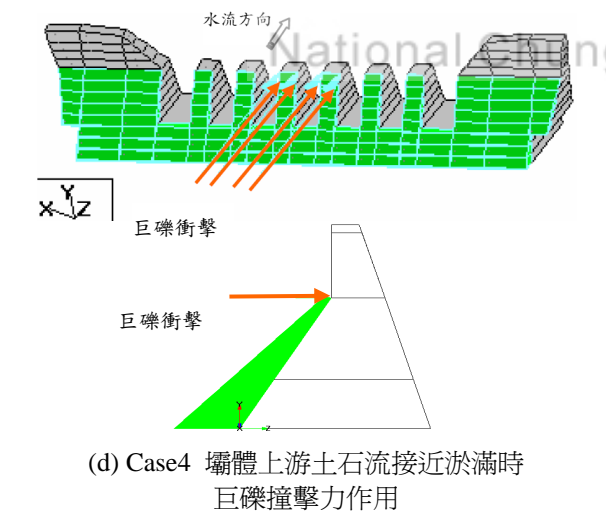
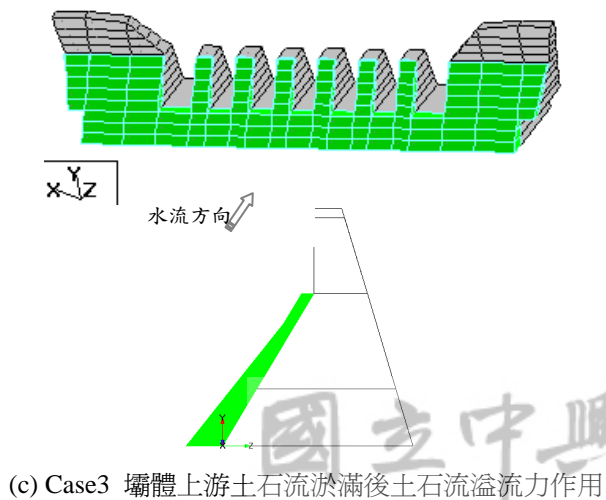
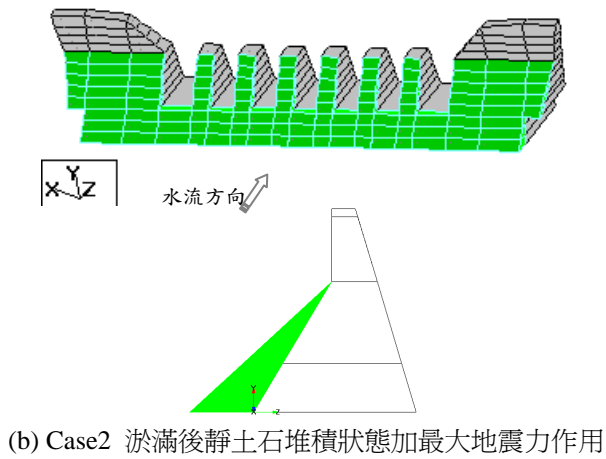


圖 4(a)~(c) 各類型載重組合之作用外力之施加狀況
Fig. 4 (a)~(c) The application of external force resulted from various loading combination

4. 分析執行

在完成 3-D 數值模型(含幾何尺寸、材料參數及邊界條件)之建立後，即可進行線彈性靜態力學 3-D 數值分析。

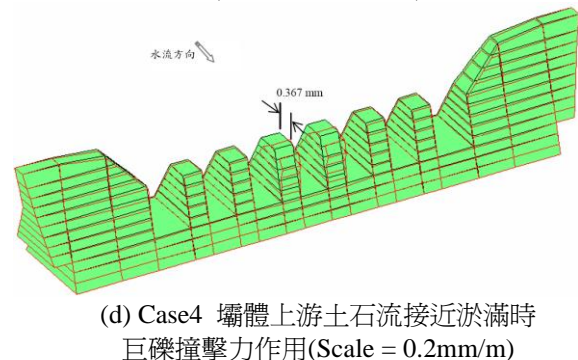
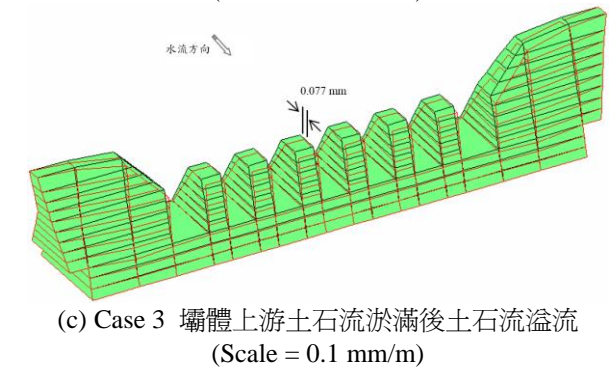
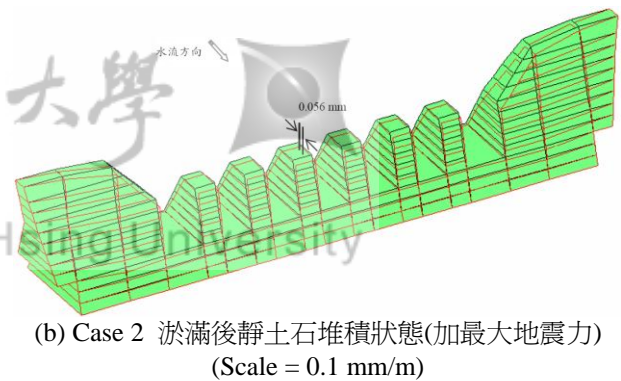
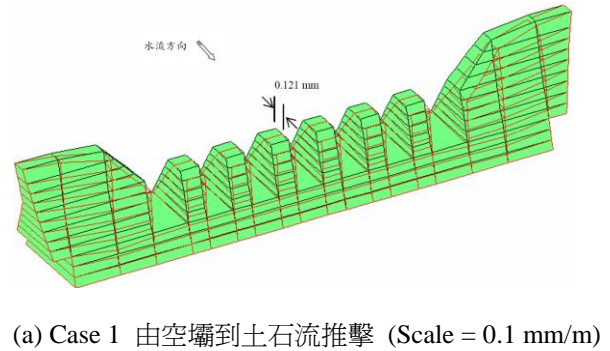


圖 5 編號 L300D200 梳子壩在各種外力狀況下之 Z 軸方向（水流方向）變位分布

Fig. 5 Z-direction (flow direction) displacement caused by various external loading conditions of No. L300D200 slit dam

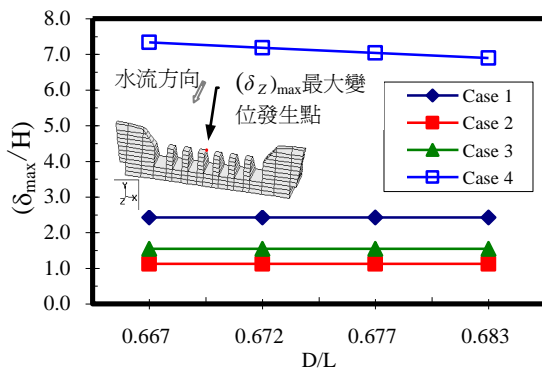


圖 6 在不同壩柱幾何配置(D/L=0.667~0.683)下最大變位發生點(節點 45)之 Z 軸方向（水流方向）變位

Fig. 6 The maximum Z-direction (flow direction) displacement at nodal point No. 45 for various configurations (D/L=0.667~0.683) of slit column

2. 壩柱應力分析

梳子壩為重力式無筋混凝土壩，在各種外力作用條件下應檢核壩體之工作應力不得超出混凝土之容許應力。由於混凝土之材料特性關係，壩體設計及應力分析時應以材料不產生拉張應力為原則。一般重力式梳子壩所採用之混凝土設計強度 $f'_c = 17.2\sim 27.6$ MPa (或 $175\sim 280$ kg/cm²)，本研究採用 $f'_c = 20.7$ MPa (210 kg/cm²) 進行應力分析。因此，容許彎曲拉應力為 596 kPa，容許彎曲壓應力為 9260 kPa，容許剪應力為 411 kPa。

由於分析例之外力乃作用於 Z 軸方向(水流方向)，因此，對壩柱而言應考慮之內應力為 Y 軸方向(重力方向)之彎曲拉(壓)應力(σ_{yy})及 Z 軸方向(水流方向)之剪應力(σ_{yz})。由檢算結果得知，在最大彎曲拉應力 σ_{yy} 與混凝土容許拉應力 σ_t 之比值(σ_{yy}/σ_t)方面: Case 4 (80.02%) > Case 1 (17.94%) > Case 3 (5.78%) > Case 2 (0.12%)。而在最大彎曲壓應力 σ_{yy} 與混凝土容許壓應力 σ_c 之比值(σ_{yy}/σ_c)方面: Case 4 (4.46%) > Case 1 (2.86%) > Case 3 (1.95%) > Case 2 (1.51%)。同時，最大剪應力 σ_{yz} 與混凝土容許剪應力 σ_s 之比值(σ_{yz}/σ_s)方面: Case 4 (71.11%) > Case 1 (6.93%) > Case 3 (2.76%) > Case 2 (0.93%)。顯而易見，壩體在不同壩柱配置 (D/L=0.667~0.683) 狀況下，最大彎曲拉(壓)應力 (σ_{yy})、最大剪應力 (σ_{yz}) 均發生在 Case 4 狀況下，如圖 7、8 及 9 所示。另外，壩體之最大彎曲拉(壓)應力 (σ_{yy})、最大壓應力 (σ_{zz})、最大剪應力 (σ_{yz}) 值均小於混凝土材料之容許應力值，亦即壩柱設計斷面尺寸及分析應力滿足設計要求。若以編號 L300D200 梳子壩 (D/L=0.667) 為例，在各種外力狀況下 (Case 1、Case 2、Case 3 及 Case 4) 彎曲應力 (σ_{yy}) 與剪應力 (σ_{yz}) 等值圖，如圖 10 及 11 所示。

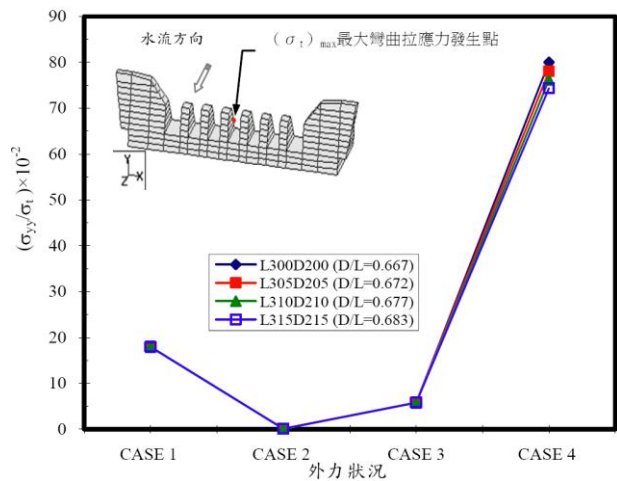


圖 7 在不同外力狀況下壩柱最大彎曲拉應力比 (σ_{yy}/σ_t) 之變化

Fig. 7 The maximum bending tensile stress ratio (σ_{yy}/σ_t) for various external loading conditions

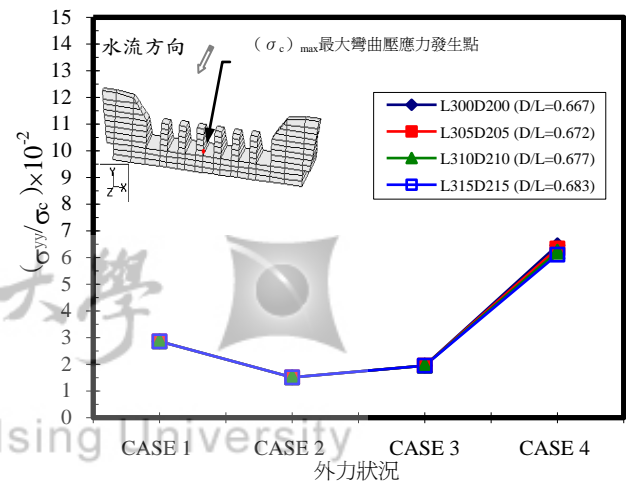


圖 8 在不同外力狀況下壩柱最大彎曲壓應力比 (σ_{yy}/σ_c) 之變化

Fig. 8 The maximum bending compressive stress ratio (σ_{yy}/σ_c) for various external loading conditions

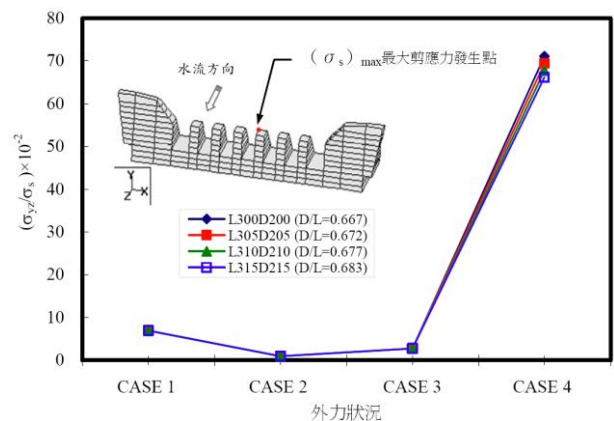
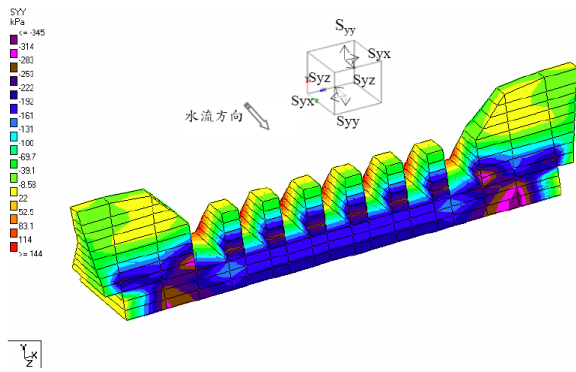
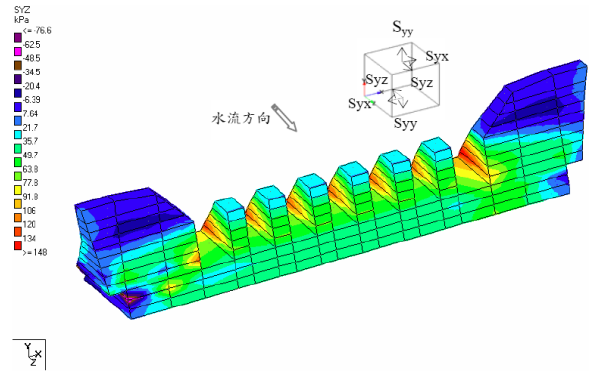


圖 9 在不同外力狀況下壩柱最大剪應力比 (σ_{yz}/σ_s) 之變化

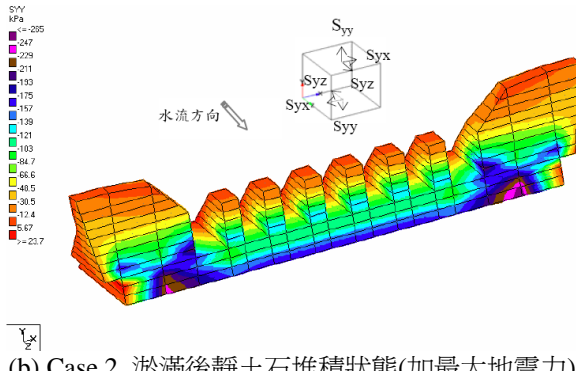
Fig. 9 The maximum shear stress ratio (σ_{yz}/σ_s) for various external loading conditions



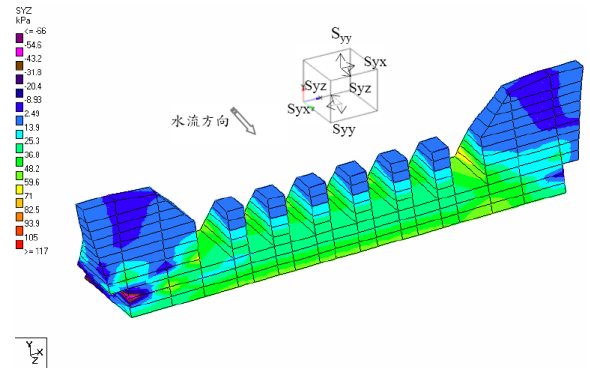
(a) Case 1 由空壩到土石流推擊



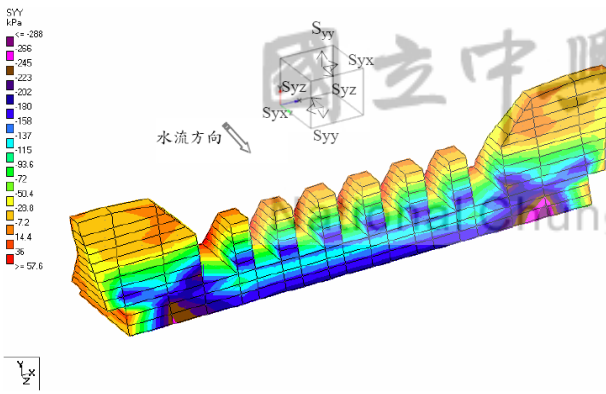
(a) Case 1 由空壩到土石流撞擊



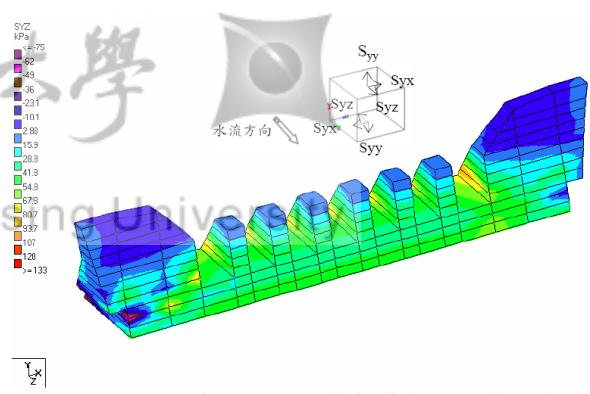
(b) Case 2 淤滿後靜土石堆積狀態(加最大地震力)



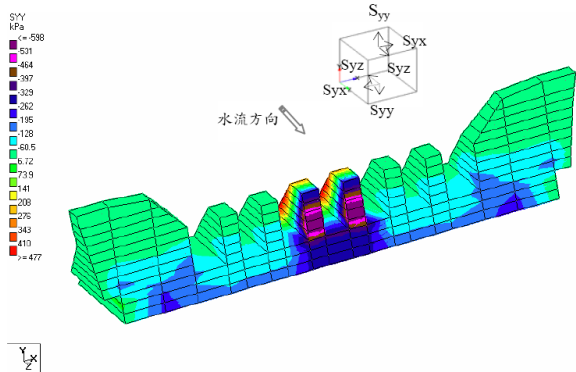
(b) Case 2 淤滿後靜土石堆積狀態(加最大地震力)



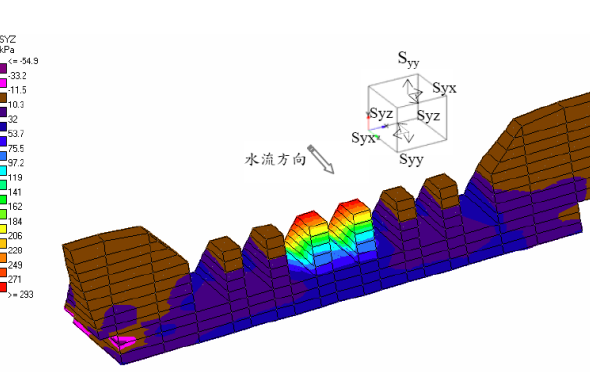
(c) Case 3 壩體上游土石流淤滿後土石流溢流



(c) Case 3 壩體上游土石流淤滿後土石流溢流



(d) Case 4 壩體上游土石流接近淤滿時巨礫撞擊



(d) Case 4 壩體上游土石流接近淤滿時巨礫撞擊

圖 10 編號 L300D200 梳子壩各種外力狀況下之彎曲拉(+)/壓(-)應力 σ_{yy} 等值圖
Fig. 10 Contours of bending tensile and compressive stresses σ_{yy} for various external loading conditions of No. L300D200 slit dam

圖 11 編號 L300D200 梳子壩各種外力狀況下之剪應力 σ_{yz} 等值圖
Fig. 11 Contours of shear stress σ_{yz} for various external loading conditions of No. L300D200 slit dam

3. 梳子壩巨礫撞擊力分配方式對壩柱應力與變位之影響

由案例分析結果得知，外力作用在梳子壩壩柱 Z 軸方向(水流方向)之最大水平變位及最大應力，均發生在 Case 4 之狀況下。因此，土石流巨礫撞擊力為梳子壩結構設計之主要控制因素。在進行壩柱結構分析時，土石流巨礫撞擊力由多少支壩柱來分擔(一般考量為 1~3 支)，對分析結果有極大的影響。

參考水土保持手冊(2006)之『懸臂式梳子壩設計例』，在分析壩體上游土石流接近淤滿巨礫撞擊時(case 4)，假設巨礫恰巧撞擊柱子頂，此為極端情況，出現機率較低。相鄰之梳子(柱)於同一瞬間被撞擊之機率更低，因而在壩體安定分析時，考量將一粒巨礫撞擊力，分散到三支梳子(柱)受力時之橫向寬。

為分析土石流一粒巨礫撞擊力分配方式對壩柱應力與變位之影響，選定編號 L300D200 梳子壩(D/L=0.667)，以 Case 4 狀況(壩體上游土石流接近淤滿時巨礫撞擊)分別分析與比較巨礫撞擊力分配作用在壩體中間一支、二支及三支壩柱情況下，壩柱之應力與變位分佈。

由變位分析結果可發現，Z 軸方向(水流方向)最大水平變位，發生在土石流巨礫撞擊力作用之壩柱柱頂上，變位量比為 1.0 (三支壩柱) : 1.4 (二支壩柱) : 2.7 (一支壩柱)，如圖 12 所示。

(1)最大彎曲拉應力(σ_{yy})：

一支壩柱 > 二支壩柱 > 三支壩柱，比值為 3.0 : 1.5 : 1。土石流巨礫撞擊力由一支壩柱承擔時， σ_{yy} 等於混凝土材料容許拉應力 σ_t 值之 1.60 倍 ($\sigma_{yy}/\sigma_t=1.60$)；由二支壩柱承擔時， $\sigma_{yy}/\sigma_t=0.80$ ；而由三支壩柱承擔時，降低為 $\sigma_{yy}/\sigma_t=0.53$ ，如圖 13 所示。

(2)最大彎曲壓應力(σ_{yy})：

一支壩柱 > 二支壩柱 > 三支壩柱，比值為 2.4 : 1.4 : 1。土石流巨礫撞擊力由一支壩柱承擔時， σ_{yy} 等於混凝土材料容許壓應力 σ_c 值之 0.12 倍 ($\sigma_{yy}/\sigma_c=0.12$)；由二支壩柱承擔時， $\sigma_{yy}/\sigma_c=0.07$ ；而由三支壩柱承擔時，降低為 $\sigma_{yy}/\sigma_c=0.05$ ，如圖 14 所示。

(3)最大剪應力(σ_{yz})：

一支壩柱 > 二支壩柱 > 三支壩柱，比值為 3.0 : 1.5 : 1。土石流巨礫撞擊力由一支壩柱承擔時， σ_{yz} 等於混凝土材料容許剪應力 σ_s 值之 1.41 倍 ($\sigma_{yz}/\sigma_s=1.41$)；由二支壩柱承擔時， $\sigma_{yz}/\sigma_s=0.71$ ；而由三支壩柱承擔時，降低為 $\sigma_{yz}/\sigma_s=0.48$ ，如圖 15 所示。

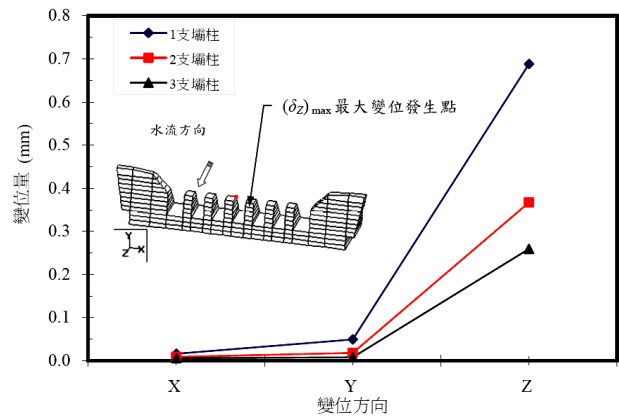


圖 12 巨礫撞擊力由不同支數壩柱承擔時之柱頂各方向變位量之比較

Fig. 12 Maximum displacements of the slit column top in X-, Y- and Z-directions for impact force carried by different number of slit column

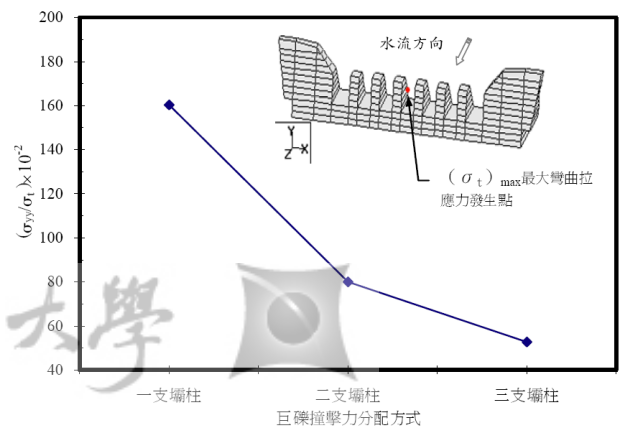


圖 13 巨礫撞擊力分配方式與最大彎曲拉應力比 (σ_{yy}/σ_t) 關係

Fig. 13 Maximum tensile bending stress ratio (σ_{yy}/σ_t) varied with the number of slit column used to carry the impact force induced from large boulder

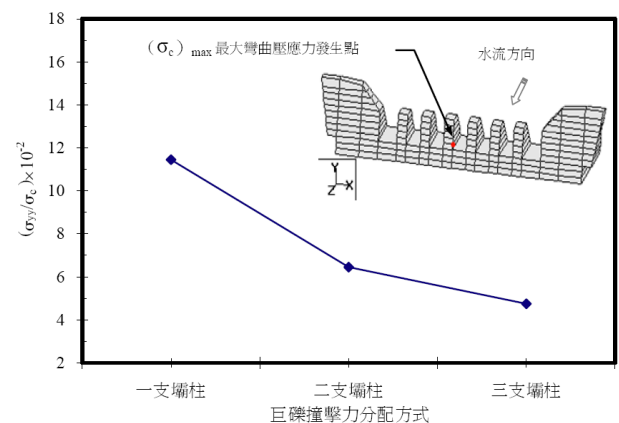


圖 14 巨礫撞擊力分配方式與最大彎曲壓應力比 (σ_{yy}/σ_c) 關係

Fig. 14 Maximum tensile bending stress ratio (σ_{yy}/σ_c) varied with the number of slit column used to carry the impact force induced from large boulder

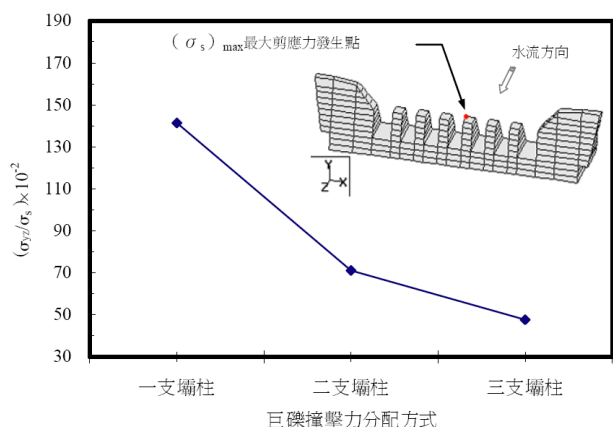


圖 15 巨礫撞擊力分配方式與最大剪應力比 (σ_{yz}/σ_s) 關係

Fig. 15 Maximum tensile bending stress ratio (σ_{yz}/σ_s) varied with the number of slit column used to carry the impact force induced from large boulder

五、結論與建議

本研究採用台中縣和平鄉博愛村境內松鶴一溪第 5 號梳子壩作為分析參考案例。在建立梳子壩之 3-D 數值模型後，在固定壩柱高度($H=5$ m)、壩全寬($B=35$ m)及壩柱縱斷面尺寸(有效壩頂寬 2.5 m，底寬 7 m)之條件下，將梳子壩之壩柱開口寬度(L)與壩柱橫向寬度(D)尺寸作 4 組不同配置變化，並在 4 種組合外力作用下，進行 3-D 應力與變形數值分析。依據分析結果，可歸納下列幾項結論並對未來研究提出建議：

1. 結論

(1) 梳子壩最大變位：

- ① 壩柱在外力作用在 Z-軸方向(水流方向)之最大水平變位，發生在 Case 4 狀況，亦即最大水平變位受土石流巨礫撞擊力所控制。
- ② 在 Case 1、Case 2 及 Case 3 等三種狀況，壩柱頂端 X-軸方向(壩軸方向)、Y 軸方向(重力方向)、Z 軸方向(水流方向)之變位量，在 $D/L=0.667\sim 0.683$ 之條件下，變化不顯著。
- ③ 在 Case 4 狀況中，壩柱頂端 Z-軸方向(水流方向)之變位量，隨 D/L 比值(L =壩柱開口寬度， D =壩柱寬度)之增加而減少。惟壩柱頂端 X-軸方向(壩軸方向)及 Y-軸方向(重力方向)之變位量，在 $D/L=0.667\sim 0.683$ 之條件下，變化不顯著。

(2) 梳子壩最大應力：

- ① 最大彎曲拉(壓)應力(σ_{yy})及最大剪應力(σ_{yz})，均發生在 Case 4 之組合外力作用狀況，即壩體上游在堆積土石由淨空(空壩)到土石流推擊之情況，且應力值皆隨 D/L 比值之增加而減小。
- ② 比較 Case 1~ Case 4 四種狀況，土石流巨礫撞擊壩柱上游面，接近柱底(節點 230)位置之彎曲拉應力(σ_{yy})其值為：Case 4 > Case 1 > Case 3 > Case 2；土石流巨礫撞擊壩柱下游面，接近柱底(節點 290)位置之彎曲壓應力(σ_{yy})其值為：Case 4 > Case 1 >

Case 3 > Case 2；土石流巨礫撞擊壩柱頂點(節點 46)之剪應力(σ_{yz})其值為：Case 4 > Case 1 > Case 3 > Case 2。

- ③ 若以編號 L300D200 梳子壩($D/L=0.667$)為例。在最大彎曲拉應力 σ_{yy} 與混凝土容許拉應力 σ_t 之比值(σ_{yy}/σ_t)方面: Case 4 (80.02%) > Case 1 (17.94%) > Case 3 (5.78%) > Case 2 (0.12%)。而在最大彎曲壓應力 σ_{yy} 與混凝土容許壓應力 σ_c 之比值(σ_{yy}/σ_c)方面: Case 4 (4.46%) > Case 1 (2.86%) > Case 3 (1.95%) > Case 2 (1.51%)。同時，最大剪應力 σ_{yz} 與混凝土容許剪應力 σ_s 之比值(σ_{yz}/σ_s)方面：Case 4 (71.11%) > Case 1 (6.93%) > Case 3 (2.76%) > Case 2 (0.93%)。
- ④ 依據數值分析結果，在巨礫撞擊力由二支及三支壩柱承擔之狀況下，其最大彎曲壓應力(σ_{yy})與混凝土容許壓應力 σ_c 之比值(σ_{yy}/σ_c)分別為 0.07 與 0.05，其值偏低，因此混凝土壓力破壞不致發生。另外，在最大彎曲拉應力方面，撞擊力由三支壩柱減為二支來分擔時，其最大拉應力(σ_{yy})與混凝土容許拉應力 σ_t 之比值(σ_{yy}/σ_t)，由 0.53 提昇為 0.80 (約增加 51%)。同時，最大剪應力(σ_{yz})與混凝土容許剪應力(σ_s)之比值(σ_{yz}/σ_s)，由 0.48 提昇為 0.71 (約增加 48%)。由上述分析值可知，若於壩體結構設計分析時修正巨礫撞擊力之承擔方式，則混凝土之容許拉應力及容許剪應力將可大幅發揮及運用。

2. 建議

- (1) 本研究主要以重力式梳子壩進行壩體之 3-D 線性擬靜態分析，未來可進行壩體之 3-D 動態分析。
- (2) 依《水土保持手冊(2006)》『懸臂式梳子壩設計例』，設計梳子壩時應檢討壩體受四種外力狀況作用下(Case 1~ Case 4)之壩體安定性。由本研究之案例計算可發現，在土石流巨礫撞擊力作用下，壩柱柱底之彎曲拉應力(σ_{yy})其值為：Case 4 > Case 1 > Case 3 > Case 2。在維持 $D/L=0.667$ 之條件下，Case 4 之 σ_{yy} 值約為 Case 2 者之 667 倍。雖 Case 4 外力狀況為作用於壩柱上最大之組合外力，但巨礫撞擊具有隨機及局部性，同時與巨礫之移動速度 U 與粒徑 D_E 有關。另外，在特定壩型及不同外力作用之組合下，壩體之應力及變形分佈有其特徵性及特殊性。因此，在巨礫撞擊力發生機率不高之情況下，仍需考量 Case 1~ Case 3 之外力狀況，以確保壩體在不同受力狀態下之穩定性。
- (3) 由本研究之案例計算可知，梳子壩壩柱最大應力與變位，均發生在 Case 4 之外力狀況。Case 4 (壩體上游土石流接近淤滿時巨礫撞擊)中，土石流巨礫撞擊力 P_d 為主要作用外力且 $P_d = (20\sim 50) \times D_E^2 \times U^{1.2}$ 。其中，所採用之關係係數 (20~50) 變異甚大，對壩體結構分析結果可能產生巨大影響。因此，有必要進一步檢核 P_d 值變化對壩體應力及變位數值計算結果之影響。

參考文獻

1. 水山高久、下東久巳、中西宏、松村和樹(1985), 「鋼管製透過型砂防ダムに對する土石流荷重に關する實驗的研究」, 新砂防 No.37, 第 30-34 頁。
2. 池谷浩(1980), 「土石災害調査法」, 日本山海堂, 第 39-45 頁。
3. 行政院農業委員會水土保持局(2006), 「水土保持手冊~工程方法篇」。
4. 行政院農業委員會水土保持局 (2003), 「經濟壩型研發及程式設計成果報告」, 逢甲大學土木工程系執行計劃。
5. 吳道煦(1990), 「A 型梳子壩開口間隔于防治土石流功效之試驗」, 國立中興大學水土保持研究所碩士論文。
6. 李明晃(1989), 「立體格子型壩防治土石流功效之試驗」, 國立中興大學水土保持研究所碩士論文。
7. 林裕益(1988), 「梳子壩調節土石流功效之試驗」, 國立中興大學水土保持研究所碩士論文, 台中。
8. 渡邊正幸、水山高久、上原信司(1980), 「土石流對策砂防設施關檢討」, 新砂防 No.115, 第 40-45 頁。
9. 劉明山 (2008), 「梳子壩應力及變形三維分析」, 國立中興大學水土保持學系碩士學位論文, 台中。
10. 蘆田和男(1980), 「土石流調節制禦關係研究—立體格子型砂防堰堤之水力機能」, 京都大學防災研究所年報, No.23, B-2, 京都。
11. Chia-Cheng Fang (2006), 「Three-dimensional behavior of a reinforced earth-retaining structure within a valley」, Computers and Geotechnics 33, pp. 69-85.
12. Coulomb, C. A., (1776), 「Essai Sur Une Application des Regles De Maximis et Minimis a quelques Problemes de Statique, relatifs an l'Architecture」 Mem Roy Des Sciences, Paris Vol. 3, 38.
13. Mononobe, N., and Mastsuo, H. (1929), On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, Proceedings, World Engineering Conference, Vol. 9, pp. 176~182.
14. Okabe S. (1926), 「General theory of earth pressure」, Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Vol. 12, No. 1.
15. STAAD-Pro Manual (2007), Bentley Systems incorporated, USA.