

# 兼具固基與固床效應之橋梁雙排樁強化土圍堰工法

許澤善 吳瑞龍 吳鎮鐘 賴智勇

更新日期：2010 年 07 月

## 摘要

目前臺灣地區公路橋梁，平時最棘手的問題是河床刷深、墩柱基礎裸露及固床不易等問題；而在強烈地震作用下，上述問題轉趨嚴重外，橋梁鄰近砂土層軟化或液化後，墩柱將因瞬間位移過大而造成橋梁結構之破壞，而鬆軟土層之密實化現象亦將使墩柱基礎之摩擦力轉為負摩擦力，進而危及墩柱基礎之承載力。有鑑於上述公路橋梁問題，作者首先以西螺大橋為例，探討現有固床工因河床一再下降而產生之不穩定機制，之後提出雙排樁強化土圍堰工法，使橋梁承座於穩固的基盤上，並經由 3D 動態分析結果驗核其在平時與強烈地震作用下均能確保橋梁之安全。

## 一、前言

民國 90 年桃芝颱風與納莉颱風相繼來襲後，臺灣中部地區許多集水區及河川均出現沖刷與淘空現象，造成護岸毀壞、堤岸流失、河床刷深與橋梁墩柱基礎嚴重裸露之災情。之後經濟部斥資無數進行數以千件計之復建工作；而交通部亦針對河床刷深導致墩柱基礎裸露之橋梁，積極地在現有技術下推動橋梁之結構補強與河床之固床。

由於臺灣地區颱風、豪雨及地震頻繁，橋梁補強目標應同時滿足颱風、豪雨及地震之需求；如此才不至於在不滿足其中一項或兩項之前提下突然發生破壞。本諸此一觀念，作者首先以濁水溪下游之西螺大橋固床工為例，深入檢討現有固床工之不穩定因素，之後研發雙排樁強化土圍堰工法，使其同時具有下列各項優點：(1)可回升鄰近橋梁刷深之河床至所欲高程；(2)可大幅提升墩柱基礎之靜態與動態承載力；(3)可大幅降低河床刷深後因強烈地震產生的橋梁結構破壞；(4)可避免砂土層軟化或液化產生的橋梁結構破壞；(5)可避免軟弱土層不均勻分佈造成的橋梁結構破壞；(6)結合基礎補強與固床工於一役，無需另行於下游側進行類似現有的固床作業；(7)可避免土層密實化引發墩柱基礎之表皮摩擦力轉為負摩擦力；(8)無施工介面問題，可分段多梯次施作；(9)具高度可延伸性。

## 二、現有橋梁固床工

民國 89 年 12 月瑞伯颱風過境後，西螺大橋固床工所採用之型式如圖 1 所示(參考文獻[1])；該固床工包含：(1)混凝土塊體；(2)版樁；(3)護坦；(4)預鑄混凝土塊、及(5)蛇籠等。

桃芝颱風與納莉颱風過境，西螺大橋呈現河床下陷、固床工毀損、流失及裸露等現象(如圖 2 所示)。

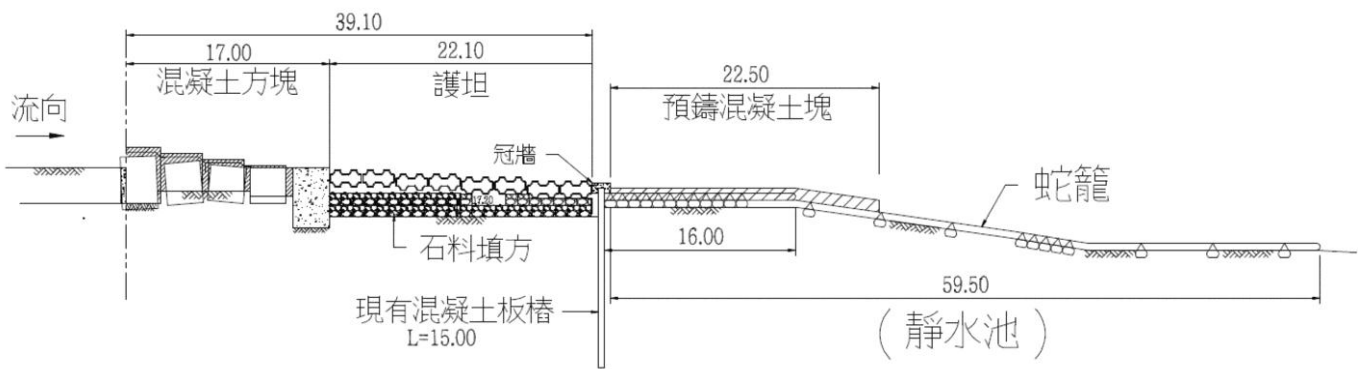


圖 1 西螺大橋固床工斷面 (參考文獻[1])



(a) 北側



(b) 南側

圖 2 西螺大橋河床下陷、固床工破壞、流失及裸露情形

### 三、現有固床工之穩定分析

#### 3.1 河床面上之塊體固床工

一般而言，塊體固床工包含混凝土方塊、護坦及石料填方等。圖 3 為大塊石可在洪流中漂流與翻滾之連續畫面；由圖 3 可推論平均粒徑為數公尺之河床面上之塊石固床工，其在洪流中漂浮之可能性乃與洪流單位重、洪流衝擊速度  $\vec{V}_{impact}$ 、洪流回彈速度  $\vec{V}_{rebound}$ 、鄰近塊體洪流水位面之揚升高度、洪流繞過塊石後因局部真空引發上下游兩側之水壓差及真空托曳力等因素有關。

在暫不考慮鄰近塊體洪流水位面揚升高度、洪流繞過塊石後因局部真空引發上下游兩側之水壓差及真空托曳力之情況下，對於邊長  $h=3$  公尺之方塊石而言，當塊石單位重  $\gamma_g = 2.55t/m^3$ 、洪流單位重  $\gamma_{flood} = 1.05t/m^3$ 、而重力加速度  $g = 9.807m/sec^2$  時，在洪流衝擊下漂浮所需之流速差  $\Delta v$  等於洪流衝擊速度與回彈速度之向量差之大小

$$\Delta v = \left\| \vec{V}_{impact} - \vec{V}_{rebound} \right\|, \quad \Delta v = \sqrt{\frac{(\gamma_g - \gamma_{flood}) \cdot h \cdot 2g}{\gamma_{flood}}} = \sqrt{\frac{(2.55 - 1.05) \times 3 \times 2 \times 9.807}{1.05}} = 9.16m/sec. \quad (式 1)$$

若令洪流衝擊方塊石後之回彈速度等於衝擊速度之 50% 時，則洪流速度大於 6.11m/sec 即可將此一方塊石浮起。



流水向→

(a) 大塊石在洪流中朝順時鐘向翻滾情形之一



(b) 大塊石在洪流中朝順時鐘向翻滾情形之二



(c) 大塊石在洪流中朝順時鐘向翻滾情形之三



(d) 大塊石在洪流中朝順時鐘向翻滾情形之四

圖 3 大塊石在洪流中漂浮與翻轉之連續畫面

其次，在考慮圖 4 所示洪流繞過河床面上之方塊石後因局部真空引發上下游兩側之水壓差時，該水壓差將使塊石底部 A 端額外產生與該水壓差等值之上浮力。

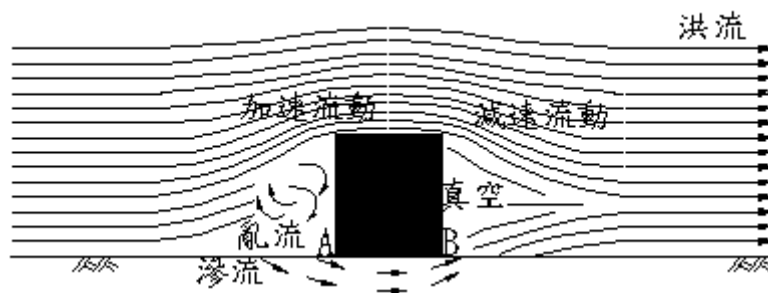


圖 4 急流中河床面上之方塊石周圍水流狀況

基於前述局部真空現象造成塊體兩側水壓差之機制，洪流中砂質河床上沉體所受浮力乃為靜水中沉體所受浮力之 1.5 倍，此時漂浮該方塊石所需之  $\Delta v$  為

$$\Delta v = \sqrt{\frac{(\gamma_g - 1.5\gamma_{flood}) \cdot k \cdot 2g}{\gamma_{flood}}} = \sqrt{\frac{(2.55 - 1.575) \times 3 \times 2 \times 9.807}{1.05}} = 7.39 \text{ m/sec.}$$

(式 2) 當假設回彈速度

為衝擊速度之 50% 時，則在局部真空作用出現後，洪流速度大於 4.93m/sec 即可將邊長 3 公尺之河床面上之方塊石浮起。

如圖 5 所示，當洪流中沉體由砂質河床面浮起而仍保持沉體狀態時，由於塊體下游側持續存在局部真空現象，因此該沉體所受浮力仍為靜水中沉體所受浮力之 1.5 倍；是故洪流速度大於 4.93m/sec 即可將邊長 3 公尺之方塊石由河床面浮起之結果亦適用於本狀況。

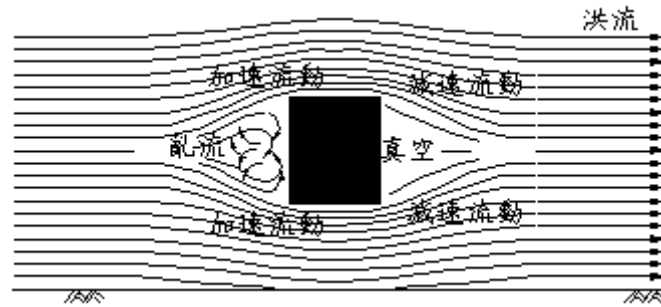


圖 5 急流中方塊石由河床面浮起後周圍水流狀況

如圖 6 所示，當洪流速度足夠令方塊石之一部份浮出水位面時，則浮出部份之高度取決於方塊石之重力與作用於方塊石之靜水浮力、衝擊面水位上升高度、速度水頭產生之浮力、及局部真空產生之水壓差平衡時所需沒入洪流之深度；由於速度水頭與局部真空產生之浮力，其分佈並不均勻，因此方塊石浮起後即順著流水向由上向下翻轉（本例中為順時鐘向翻轉）；翻轉後方塊石下游側之水瞬間濺起，造成上下游側之額外的水位差，並因而形成另一種浮力，因此翻轉後之方塊石得有機會再度向上浮起，使得洪流中漂流之方塊石得以不斷地浮起翻轉。

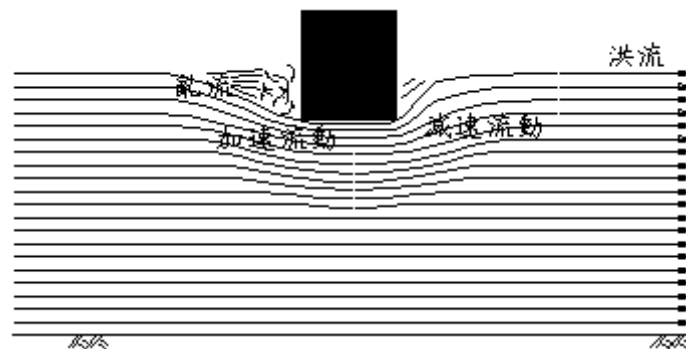


圖 6 急流中方塊石浮出水面後周圍水流狀況

由於洪流中局部真空作用在流速增加至適當大時，即逐漸成形，因此浮起該方塊石所需之流速隨即由 6.11m/sec 朝 4.93m/sec 降低；而當進一步考慮洪流衝擊方塊石後產生之水位面揚升現象時，浮起該方塊石所需之流速將進一步降低，此乃為圖 3 所示大塊石能夠輕易在洪流中浮起與翻滾之主要原因。

對於河床面上之混凝土塊體固床工而言，由於其單位重為  $2.40T/m^3$ ，該數值乃較塊石單位重  $2.55T/m^3$  為低，是故浮起河床面上之混凝土方塊固床工所需洪流速度將分別降低至 5.80m/sec 與 4.53m/sec；此乃為鄰近西螺大橋混凝土塊體固床工流失之主要原因（詳如圖 7 所示）。





圖 7 洪流後西螺大橋下游側混凝土方塊固床工流失情形

### 3.2 河床面下之塊體固床工

洪流中河床面下之塊體固床工之穩定分析圖詳如圖 8 所示；圖 8 顯示砂質河床面下混凝土方塊將在洪流中產生晃動現象，使得塊體周圍之砂土在超額孔隙水壓力過大的情況下軟化或液化，進而失去一部份或全部強度，造成該混凝土方塊之不均勻沉陷及翻轉（如圖 9 所示）。而當亂流沖刷與淘空方塊鄰近之砂土後，該河床面下之混凝土方塊即形同河床面上之混凝土方塊一般。

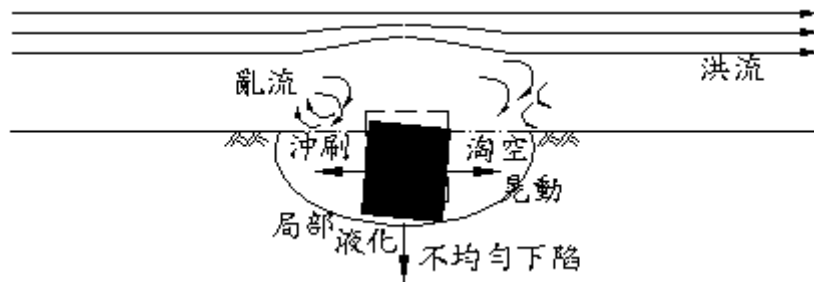


圖 8 洪流中一端埋入砂土層之混凝土方塊固床工之變化情形



圖 9 洪流造成混凝土方塊固床工散亂之情形

### 3.3 洪流中之版樁

對於圖 1 所示之混凝土板樁固床工而言，圖 10 顯示該版樁對應之穩定分析圖。由圖 10 得知在完工後初期，版樁承受洪流作用，由於不透水版樁之阻流效應，樁頂將在局部沖刷與淘空後高於河床面；而沖刷與淘空後之凹陷部份隨即存在亂流翻騰現象，使得版樁晃動現象逐漸加劇，因此該砂層中之超額孔隙水壓力乃持續增加，剪力強度隨即大幅降低，進而產生軟化或液化現象，除了加深凹陷部份外，亦進一步加劇版樁之晃動現象，最後版樁在其兩側毫無有效側向壓力支撐之情況下破壞或

流失。



圖 10 洪流作用下版樁兩側淘空與沖刷現象

### 3.4 洪流中之蛇籠

蛇籠穩定功能之發揮，乃繫於鉛絲圍束塊石成一體產生之重力。對於水位面以下之蛇籠而言，由於塊石沒水後單位重大幅降低，外加蛇籠塊石間之孔隙分佈並不均勻，因此其滲流速度之分佈亦不均勻；而在滲流速度水頭產生之額外浮力分佈不均勻的情況下，部份蛇籠中之塊石在洪流流速適當高時，即因浮力大於重力而產生漂浮與晃動現象。當維繫蛇籠安定之鉛絲因晃動過度而疲勞斷裂時，塊石將在失去圍束的情況下在洪流中流失。

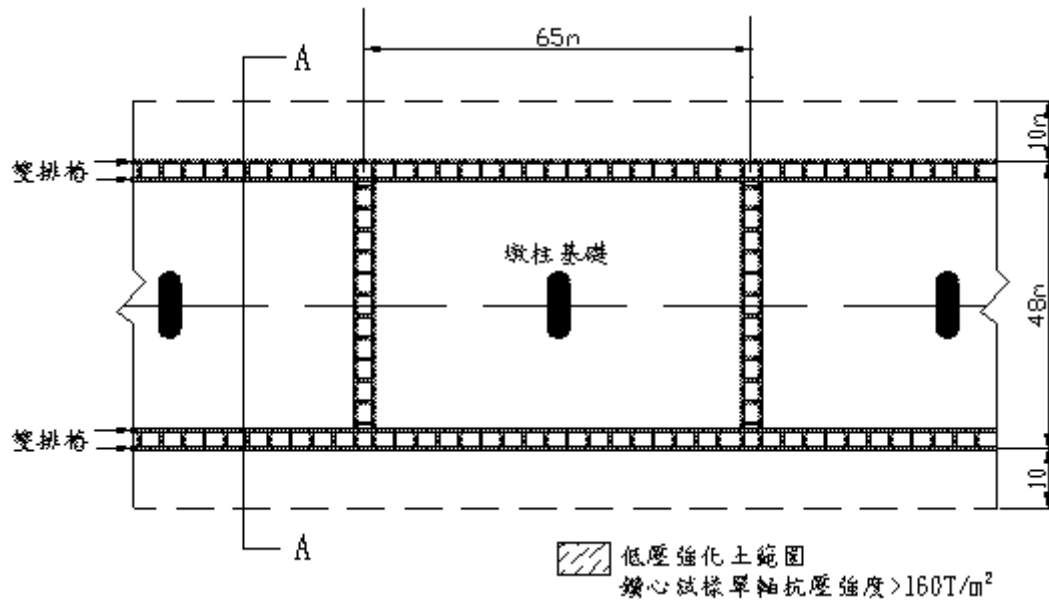
## 四、兼具固基與固床之新型工法

基於前述分析結果，作者認為橋梁基礎之保護工法必須同時具備下列條件：(1) 兼具固基與固床效應；(2) 能夠消極地抵抗河床沖刷及積極地回升刷深之河床；(3) 可大幅提升墩柱基礎之靜態與動態承载力；(4) 確保橋梁免於強烈地震中因瞬間位移過大而破壞。

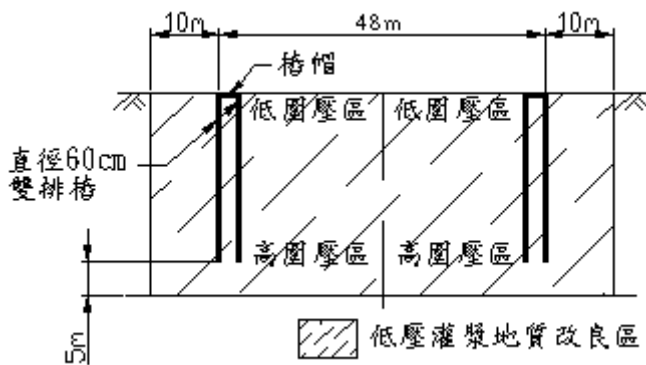
### 4.1 雙排樁加強土圍堰工法

臺灣地區坡地陡峭，夏秋兩季多雨，雨水在集水區匯集後快速流動。由於各河川上游水庫或攔河堰之興建，有助於河床與河岸穩定之黏質土壤受阻沉積於上游，外加最下游河口地區超抽泥砂，使得水庫或攔河堰以下之河床日漸貧瘠，黏質土壤在流失後回補不易的情況下，河床有日漸不穩的傾向；這種傾向乃為河床深槽化及橋墩基礎裸露之主要原因。

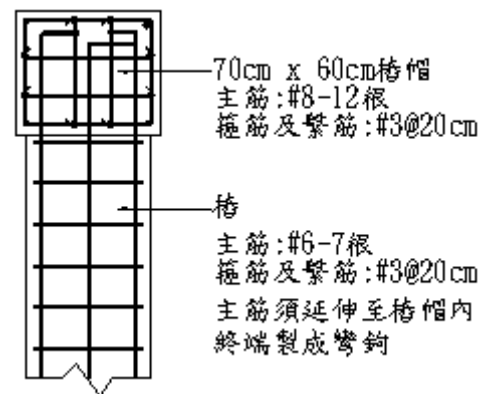
為了因應上述河床日漸不穩定之原因及各種橋梁基礎保護工法所需具備之條件，作者提出如圖 11 所示之雙排樁加強土圍堰工法。



(a) 平面配置圖



(b) 雙排樁強化土圍堰工法 A-A 剖面圖



(c) 樁帽及排樁配筋詳圖

圖 11 雙排樁強化土圍堰工法

由圖 11 顯示該工法之主旨乃在於強化砂質河床動態性質不穩定之弱點，使其在浩瀚之洪流中能夠成為穩固橋梁之基盤。

#### 4.2 砂土層與加強土層中墩柱基礎承载力之比較

當墩柱基礎之埋置深度僅存 10 公尺，河床中粉質砂土之性質為  $c \approx 0$ ,  $\phi' = 30^\circ$ ,  $K_o = 1 - \sin \phi' = 0.5$ ,  $\gamma_{sax} = 1.8t/m^3$  時，可評估類似西螺大橋墩柱基礎斷面之總極限承载力  $Q_{total}$  如下：

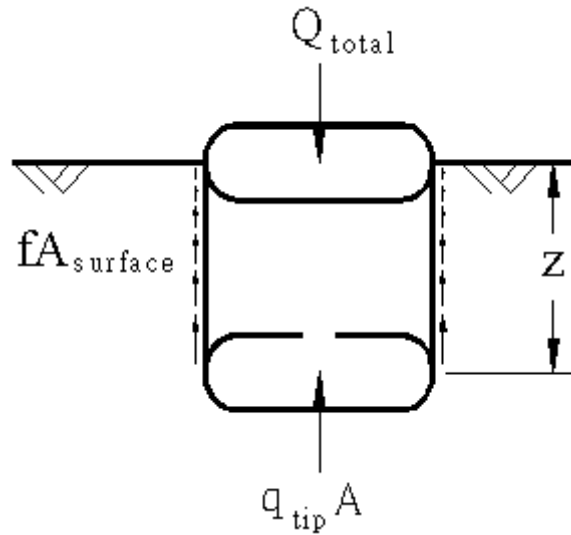


圖 12 墩柱基礎總極限承載力示意圖

$$Q_{total} = f_{ave} \cdot A_{surface} + q_{tip} \cdot A_{tip} \quad (\text{式 3})$$

$$f = -\epsilon \dot{Z} C - \dot{I} = K_0 \sigma'_v \tan \delta = (K_0 \sigma'_v)(0.45) = 0.225 \gamma' z = 0.18z \quad (\text{式 4})$$

$$f_{ave} = 0.09z \quad (\text{式 5})$$

$$A_{surface} = \dot{Z} \dot{u}' \times z = 26.4z \quad (\text{式 6})$$

$$A_{tip} = 37.3m^2 \quad (\text{式 7})$$

$$q_{tip} \approx \sigma'_v N_q = \gamma' z \cdot 20 = 16z \quad (\text{式 8})$$

$$\begin{aligned} Q_{total} &= 0.09z \cdot 26.4z + 16z \cdot 37.3 \\ &= 238 + 5968 \\ &= 6206T \end{aligned} \quad (\text{式 9})$$

當墩柱基礎之埋置深度仍為 10 公尺，則利用本工法將粉質砂土強化後，其性質為  $c \approx 80T/m^2$ ,  $\phi' = 30^\circ$ ,  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  時，可評估類似西螺大橋墩柱基礎斷面之總極限承載力  $Q_{total}$  如下：

$$Q_{total} = f_{ave} \cdot A_{surface} + q_{tip} \cdot A_{tip} \quad (\text{式 3})$$

$$\begin{aligned} f &= -\epsilon \dot{Z} C - \dot{I} = c_z + K_0 \sigma'_v \tan \delta \approx \frac{2}{3} c + (K_0 \sigma'_v)(0.45) \\ &= 53.3 + 0.225 \gamma' z = 53.3 + 0.225z \end{aligned} \quad (\text{式 10})$$

$$f_{ave} = 53.3 + 0.1125z \quad (\text{式 11})$$

$$A_{surface} = \dot{Z} \dot{u}' \times z = 26.4z \quad (\text{式 12})$$

$$A_{tip} = 37.3m^2 \quad (\text{式 13})$$



$$q_{tip} \approx cN_c + \sigma'_v N_q = 720 + \gamma'z \cdot 20 = 720 + 20z \quad (\text{式 14})$$

$$\begin{aligned} Q_{total} &= (53.3 + 0.1125z)(26.4z) + (720 + 20z)(20) \\ &= 54.425 \cdot 264 + 920 \cdot 20 \\ &= 32768T \end{aligned} \quad (\text{式 15})$$

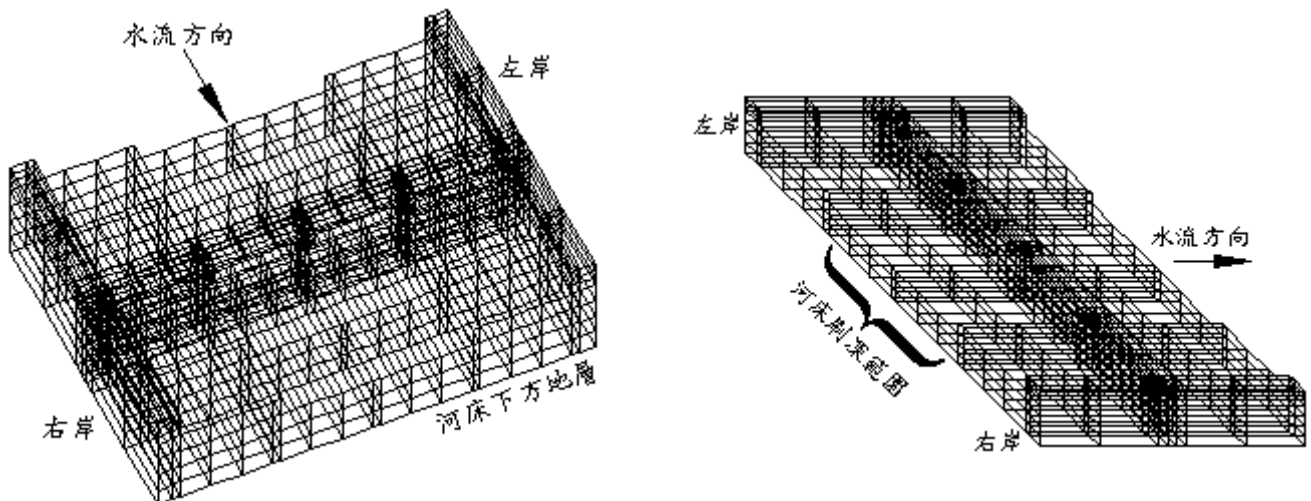
經由比較上述分析所得墩柱基礎之承載力，得知本工法實施後，墩柱基礎之靜態承載力可大幅提升，效果十分顯著。

### 4.3 3D 動態分析

由 4.2 節得知一般墩柱基礎，在面積相當可觀的情況下，即使河床未經強化，其靜態承載力已相當可觀。但靜態承載力高並非確保橋梁安全之唯一條件，尤其是在活動斷層密佈及重現週期十分短的情況下，臺灣地區橋梁之 3D 動態行為即為橋梁安全之關鍵。而橋梁基礎周圍之土層，在斷層經過或質鬆而軟弱的情況下，除了會放大地震之震度外，也將使橋梁主體結構因瞬間位移過大而產生斷柱或落橋現象；而以上論述可藉由 921 集集大地震中災區諸多橋梁之斷柱或落橋現象實證之。

為了進一步驗證作者所提工法在大地震中之穩定性，以下僅以四跨橋梁進行 3D 動態分析。橋梁 3D 動態分析之執行乃以 NSAT 程式（參考文獻[2]）為之，當中河床材料將分別考慮一般之砂土層及本工法施作後之強化土層，同時亦包含深槽化後河床斷面之影響。

圖 13 顯示分析中建構之橋梁主體結構及各墩柱基礎相鄰土層之 3D 網格；圖 14 顯示分析中所需輸入之地震加速度歷時曲線，其為 921 集集大地震中彰化測站之實測資料；而河床及河岸之土層性質主要區分為疏鬆至中等緊密之砂土層及強化土層兩種；墩柱及基礎斷面尺寸均為 3m x 3m，當中一般基礎深入土層 18m 深，而深槽化區之基礎則深入土層 12m 深。



(a) 由下游往上游看之網格

圖 13 含地層與深槽化作用之橋梁 3D 網格

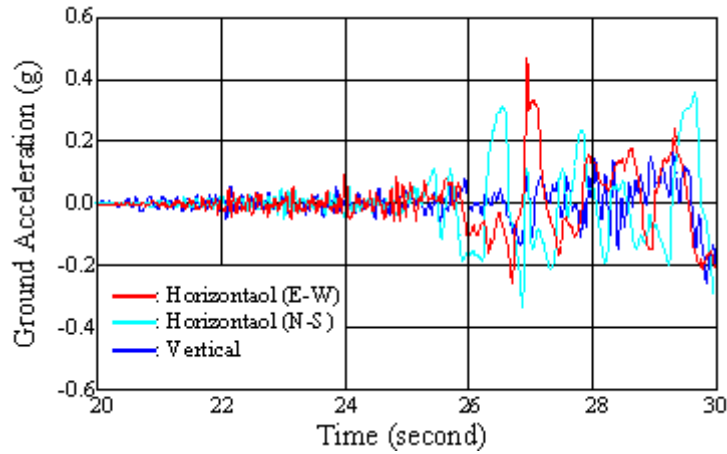


圖 14 分析中採用之 921 集集大地震加速度歷時曲線（彰化測站）

3D 動態分析之許多結果中，有關深槽化區之墩柱與相鄰墩柱之柱頭位移歷時曲線詳如圖 15 與圖 16 所示。

圖 15 顯示強烈地震中砂土地層上之橋梁，其深槽化區之墩柱與相鄰墩柱之柱頭位移量有隨地震延時之增加而增加的傾向，而在破壞前之可分析階段，對於最大位移量而言，橋軸向為 66.2 公分、流水向為 114.6 公分；而對於相鄰兩墩柱間之最大相對位移量而言，橋軸向為 17.3 公分、流水向為 43.5 公分；上述這些數值均遠大於規範所能接受之範圍。

而圖 16 顯示強烈地震中強化土層上之橋梁，其深槽化區之墩柱與相鄰墩柱柱頭之位移量亦有隨地震延時增加而增加的傾向，唯對於最大位移量而言，橋軸向僅為 2.43 公分、流水向僅為 4.73 公分；而對於相鄰兩墩柱間之最大相對位移量而言，橋軸向僅為 0.46 公分、流水向僅為 2.52 公分。

當詳細比較上述兩種不同的分析結果，可直接發現：（1）直接座落在沖積之砂土層上之橋梁，在強烈地震中將因墩柱之位移或相鄰兩墩柱間之相對位移過大而破壞；（2）強化土層有助於橋梁在強烈地震中大幅降低墩柱之位移或相鄰兩墩柱間之相對位移，進而確保橋梁結構之穩定與安全。

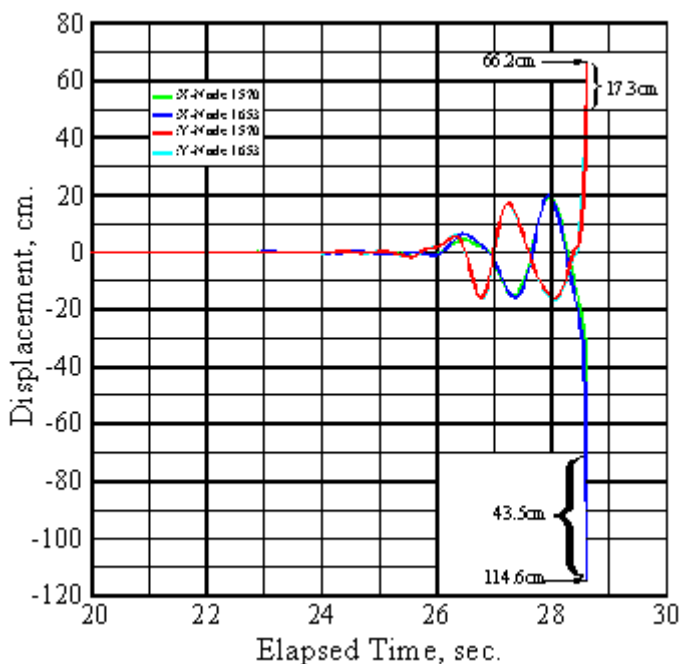


圖 15 含砂土地層之橋梁 3D 動態分析結果

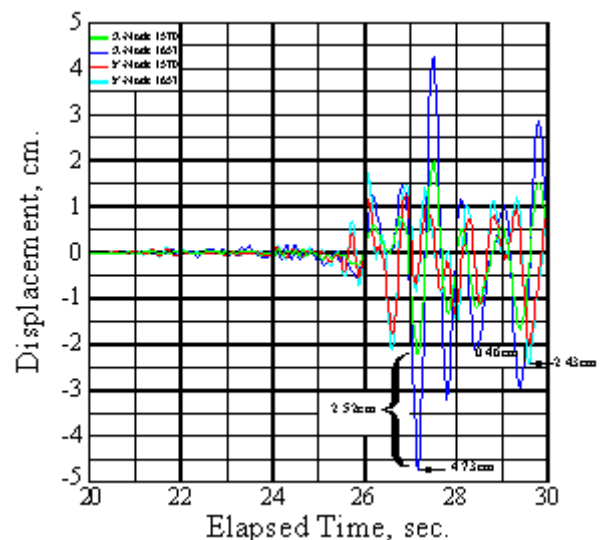


圖 16 含加強土層之橋梁 3D 動態分析結果

## 五、結論與建議

臺灣之地理環境特殊，河川之集水坡地陡峻，河水湍急，河床沖刷容易；而各大溪流上游大都不斷地興建水庫或攔河堰，阻絕了部份有助於河床穩定之細粒的黏質土壤向下游流動，下游河床材料中黏質土壤在流失多而回補少的情況下，河床逐漸貧瘠且易於沖刷或淘空，因此河床之不穩定性有逐年提高的傾向。

本文基於河床材料性質之變化，及颱風、豪雨、及強烈地震作用下之特殊需求，除了透過穩定分析以論述現有固床工在洪流中之不穩定性外，亦藉由含地形與土層在內之橋梁 3D 動態分析，以顯示沉積砂土層中，平時承载力相當高之墩柱基礎，亦將在強烈地震中因墩柱之過大位移或相鄰兩墩柱間之過大的相對位移而破壞。而為了確保橋梁能夠在颱風、豪雨、及強烈地震作用下，同時免除沖刷、淘空、強震及土壤液化之威脅，特於本文中提出雙排樁加強土圍堰工法。之後提出實際應用於高地下水位面下鬆軟砂土層中之深開挖不支撐擋土牆之成功案例，以顯示該工法未來應用之潛力；同時亦利用包含地形與加強土層在內之橋梁 3D 動態分析結果，顯示雙排樁加強土圍堰工法實施後，橋梁得以克服類似 921 集集大地震之衝擊

由於臺灣西部海岸大都屬於地質年代輕的沖積土層，目前有許多重要橋梁座落於本區域，而本區域內斷層錯動頻繁，譬如車籠埔斷層曾於 1906 年錯動，1999 年再度錯動；彰化斷層亦層於 1935 年錯動，未來的 20 年至 30 年間可能瀕臨再度錯動之高峰期。對於剛完工不滿 10 年之現代化橋梁而言，不論是日本或臺灣，過去橋梁耐震設計幾乎不要求分佈不均勻的地形、軟弱地層、及土層液化等因素對整體橋梁結構安全的影響，因此日本阪神大地震中，即有許多沖積土層中之高架橋梁，在地震中因土層軟化或液化而產生過大的位移，進而造成斷柱或落橋之破壞情形（參閱圖 18 與圖 19）。在此一前題下，建議採用本工法逐年強化橋梁之基盤，以確保各橋梁於服役期間保持穩定與安全。

## 參考文獻

- [1] 蔡崇興， “非線性結構分析(NSAT)程式及使用手冊，” 逢甲大學土木工程系， 1996.