

逢甲大學學生報告 ePaper

報告題名：定量流況下同心圓柱型
上下游連續橋墩沖刷之研究

作者：何淑君、余嘉婷、施宗德

系級：水利工程學系

學號：D9220450、D9257756、D9257637

開課老師：王傳益 副教授

課程名稱：專題實驗

開課系所：水利工程學系

開課學年： 95 學年度 第一 學期

摘要

本研究主要利用水工模型試驗，模擬於定量流($V/V_c=1$)與同心圓不均勻橋墩於墩徑比($D/D^*=0.4$)作用下，針對上下游連續橋墩之間距及不同覆土高度時，探討橋墩局部沖刷與沖刷歷程之變化。

研究結果顯示於定流量作用下，當橋墩基礎未裸露($Y=+10\text{mm}$)時，由於覆土高度與不均勻面之影響，而減緩向下射流之強度，因此所產生之沖刷坑大小及沖刷深度較小；但當上下游連續橋墩之間距過小($1.25D$ 、 $2D$)時，上游橋墩所產生的渦流造成下游墩前沖刷，而上游橋墩無法有效地保護下游橋墩，導致下游墩前向下沖刷之深度比上游墩前深。

當覆土高度與橋墩不均勻面齊平($Y=0\text{mm}$)時，於沖刷初期受不均勻面之影響，導致墩前向下沖刷時間延後發生。假使上下游連續橋墩之間距太近($1.25D$ 、 $2D$)時，下游橋墩會受上游橋墩之影響，導致下游墩前較上游墩前提早向下沖刷；反之，上下游連續橋墩之間距達到一定的距離($3D$ 、 $4D$ 、 $5D$)時，下游橋墩會受上游橋墩之保護，拉長下游墩前向下沖刷時間。

在覆土高度在橋墩不均勻面上($Y=+10\text{mm}$)及與橋墩不均勻面齊平($Y=0\text{mm}$)時，上下游連續橋墩之間距太近($1.25D$ 、 $2D$)的話，上游橋墩無法保護到下游橋墩，反而使下游橋墩沖刷情況變得較上游嚴重；但當橋墩基礎裸露($Y=-10\text{mm}$)時，恰巧與前兩種覆土高度所產生情形相反，當橋墩間距為 $1.25D$ 、 $2D$ 之沖刷深度較橋墩間距為 $3D$ 、 $4D$ 、 $5D$ 之深度小。

目 錄

	頁 次
摘要	I
目錄	II
圖目錄	VI
表目錄	VIII
照片目錄	IX
符號表	X
壹、前言	
1.1 研究動機	1
1.2 研究目的	2
1.3 內容組織	3
貳、文獻回顧	
2.1 前言	4
2.2 橋墩周圍局部沖刷特性	5
2.3 等效橋墩(Equivalent Piers)	7
2.4 均勻橋墩沖刷	9
2.5 不均勻橋墩沖刷	12



2.6 覆土高度與橋墩迎水面寬度比(Y/D)	15
2.7 橋墩排列方式 (水流攻角)	16
2.8 橋墩形狀(K_{sh})	18
2.9 泥砂均勻性(σ_g)	19
2.10 泥砂相對粗糙度(d_{50}/D)	20
2.11 相對水流深度(y/D)	21
2.12 相對水流強度(V/V_c)	21
2.13 福祿數(<i>Froude Number</i>)	23
參、理論分析	
3.1 因次分析	24
3.2 渦流理論	27
3.3 沿壁沖射流理論	30
3.4 圓柱型橋墩周圍水流之流況	37
3.5 橋墩周圍局部沖刷之過程	39
3.6 沖刷坑理論分析	42
肆、水工試驗	
4.1 模型與原型之比例關係	45
4.2 試驗設備與佈置	46
4.2.1 試驗渠槽	46



4.2.2 試驗橋墩模型	47
4.2.3 覆土高度	49
4.2.4 試驗佈置	49
4.2.5 試驗儀器	49
4.3 試驗河床質	51
4.4 試驗流量	52
4.5 完全發展段(Fully Development Zone)	53
4.6 渠槽試驗條件	54
4.7 試驗步驟	55
4.7.1 試驗橋墩安置與泥砂鋪設	55
4.7.2 試驗流量控制	55
4.7.3 沖刷深度與河床剖面量測	55
4.7.4 試驗操作程序	56
伍、結果分析與討論	
5.1 沖刷坑與淤積堆之縱斷面變化	59
5.2 沖刷坑之長度(L_s)與縱向橋墩間距(L_d)探討	63
5.3 時間對沖刷情況之影響	65
5.4 沖刷深度與橋墩間距(L_d)之關係	66
5.5 局部沖刷坑體積之變化	68

5.6 沖刷深度的比值與覆土高度之比較圖	70
陸、結論與建議	
6.1 結論	75
6.2 建議	77
參考文獻	78



圖目錄

圖 2-1 橋樑之一般沖刷、束縮沖刷與局部沖刷示意圖	5
圖 2-2 等效橋墩權重分佈圖	9
圖 2-3 不均勻橋墩沖刷深度與覆土高度示意圖[30]	13
圖 2-4 不均勻矩形橋墩幾何配置圖 ^[34]	15
圖 2-5 覆土高度與沖刷深度關係圖 ^[28]	16
圖 2-6 不同水流攻角下橋墩周圍無因次化等深線示意圖 (a)攻角 0 度；(b)攻角 15 度 ^[6]	17
圖 2-7 水流攻角與修正因子關係圖 ^[10]	18
圖 2-8 沖刷深度隨流速與時間之變化圖 ^[6]	22
圖 3-1 沖刷坑內泥砂顆粒受力平衡示意圖	29
圖 3-2 橋墩上游水流結構示意圖	31
圖 3-3 單一股水流造成之向下射流流速分佈圖	32
圖 3-4 多股水流造成之向下射流流速分佈圖	32
圖 3-5 橋墩上游沿壁射流造成之沖刷坑示意圖	36
圖 3-6 圓柱型橋墩周圍水流形態示意圖	37
圖 3-7 橋墩周圍泥砂顆粒運移示意圖	41
圖 3-8 橋墩周圍三維流場示意圖	42
圖 4-1 試驗渠槽配置圖	47
圖 4-2 研究試驗之不均勻橋墩規格	48
圖 4-3 試驗河床質粒徑分佈曲線	52
圖 4-4 V 型堰流量率定曲線	53
圖 4-5 完全發展區段選定範圍	54
圖 4-6 試驗流程圖	57

圖 5-1 為上下游連續橋墩之不同間距於不同覆土高度之河床 縱斷面	61
圖 5-2 無因次橋墩沖刷坑長度 L_s/D^* 與無因次縱向橋墩間距 L_d/D^* 之關係	64
圖 5-3 無因次橋墩沖刷坑寬度 W_s/D^* 與無因次縱向橋墩間距 L_d/D^* 之關係	65
圖 5-4 上游墩前沖刷深度 (d_f/D^*) 與橋墩間距之關係	67
圖 5-5 下游墩前沖刷深度 (d_r/D^*) 與橋墩間距之關係	67
圖 5-6 不同縱向間距下之沖刷坑體積減緩率 λ	70
圖 5-7 對上下游連續橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=+10\text{mm}$	71
圖 5-8 對上下游連續橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=0\text{mm}$	71
圖 5-9 對上下游連續橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=-10\text{mm}$	72
圖 5-10 對單橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=+10\text{mm}$	73
圖 5-11 對單橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=0\text{mm}$	73
圖 5-12 對單橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=-10\text{mm}$	74

表目錄

表 2-1 均勻橋墩最大沖刷深度公式	10
表 2-2 水流攻角修正因子 K_θ	18
表 2-3 橋墩鼻端形狀修正係數	19
表 4-1 台灣西部主要河川跨河橋樑資料及其相關橋墩形式 ^[2]	48
表 4-2 渠槽試驗條件	54
表 5-1 上下游連續橋墩模型與渠槽試驗條件	58
表 5-2 不同縱向間距下局部沖刷坑體積減緩率 λ (%)	69



照片目錄

照片 4-1 光纖視鏡	51
照片 4-2 超音波剖面量測儀	51
照片 4-3 顯示式路手動矩形閘閥	51
照片 4-4 電磁流速計	51



符號表

符號	符號說明	因次
a_f	矩型橋基寬度	【L】
a_p	矩型橋墩寬度	【L】
A_1	係數	【-】
B	渠道寬度	【L】
B_1	係數	【-】
c	係數	【-】
C	係數	【-】
C_1	係數	【-】
C_2	係數	【-】
C_D	拖曳力係數	【-】
C_L	上昇力係數	【-】
d	顆粒粒徑	【L】
d_{50}	中值粒徑	【L】
d_f	不均勻橋墩上游墩前最大沖刷深度	【L】
d_m	不均勻橋墩上下游橋墩中間沖刷深度	【L】
d_s	均勻橋墩最大沖刷深度	【L】
d_{se}	平衡沖刷深度	【L】



d_r	不均勻橋墩下游墩前最大沖刷深度	【L】
$d_{s\ min}$	最小沖刷深度	【L】
d_{uf}	均勻橋墩上游墩前最大沖刷深度	【L】
d_{um}	均勻橋墩上下游橋墩中間沖刷深度	【L】
d_{ur}	均勻橋墩下游墩前最大沖刷深度	【L】
D	橋墩迎水面寬度或墩徑	【L】
D^*	橋基迎水面寬度或橋基直徑	【L】
D_e	等效橋墩寬度	【L】
D_p	橋墩寬度	【L】
f_D	橋墩所佔權重	【—】
f_{D^*}	橋基所佔權重	【—】
F_D	平行沖刷坑斜面之拖曳力	【 MLT^2 】
F_L	垂直於沖刷坑斜面之上升力	【 MLT^2 】
F_r	福祿數	【—】
Fr_m	模型之福祿數	【—】
Fr_p	原型之福祿數	【—】
g	重力加速度	【 LT^{-2} 】
g_m	模型之重力加速度	【 LT^{-2} 】
g_p	原型之重力加速度	【 LT^{-2} 】

g_2	橋墩形狀參數	【—】
g_3	流況參數	【—】
G	泥砂顆粒於水中之自重	【 MLT^{-2} 】
h	平衡沖刷深度與水深之和	【 L 】
h^*	長度特性參數	【 L 】
H	V型堰溢流水深	【 L 】
I	橋墩長	【 L 】
k_1	係數	【—】
k_2	係數	【—】
k_3	係數	【—】
K_1	斜率	【—】
K_2	截距	【—】
K_d	泥砂相對糙度修正因子	【—】
K_I	相對水流強度修正因子	【—】
K_n	河床之粗糙度	【 L 】
K_{sh}	橋墩形狀因子修正係數	【—】
$K_{sh.D}$	橋墩形狀因子	【—】
$K_{sh.D}^*$	橋基形狀因子	【—】
K_y	相對水流與水深修正因子	【—】



K_{yb}	相對水深修正因子	【—】
K_{θ}	水流攻角修正因子	【—】
K_{σ}	標準偏差修正係數	【—】
l_m	模型之特性長度	【L】
l_p	原型之特性長度	【L】
L	渠道長度	【L】
L_d	橋墩間距	【L】
L_f	矩型橋基長度	【L】
L_p	矩型橋墩長度	【L】
L_s	沖刷坑長度	【L】
L_u	矩型橋基向上游延伸之距離	【L】
m_1	係數	【—】
n_1	係數	【—】
N_s	泥砂粒徑參數	【L ⁻¹ 】
p	水壓力	【FL ⁻² 】
p_1	係數	【—】
P	變量流參數	【—】
Q	流量	【L ³ T ⁻¹ 】
Q_{si}	進入沖刷區域之沉滓輸送率	【L ³ T ⁻¹ 】

Q_{so}	沖刷區域輸出之沉滓輸送率	$[L^3T^{-1}]$
r	沖刷過程中之渦流半徑	$[L]$
r_0	沖刷前之渦流半徑	$[L]$
r_1	係數	$[-]$
Re^*	觀測點雷諾數	$[-]$
S	坡度	$[-]$
T	沖刷時間	$[T]$
T_e	沖刷達平衡所需時間	$[T]$
u	x 方向之速度	$[LT^{-1}]$
u'	無因次之 x 方向速度分量	$[-]$
u^*	泥砂剪力速度	$[LT^{-1}]$
u^*_c	泥砂臨界剪力速度	$[LT^{-1}]$
U_c^*	底床臨界速度	$[LT^{-1}]$
v	y 方向之速度	$[LT^{-1}]$
v_h	馬蹄型渦流之切線速度	$[LT^{-1}]$
v_{he}	平衡沖刷時馬蹄型渦流之切線速度	$[LT^{-1}]$
v_m	模型之水流速度	$[LT^{-1}]$
v_p	原型之水流速度	$[LT^{-1}]$
v'	無因次之 y 方向速度分量	$[-]$

v^*	速度特性參數	$[LT^{-1}]$
V	接近流平均速度	$[LT^{-1}]$
V_c	泥砂臨界啟動流速	$[LT^{-1}]$
W_s	沖刷坑寬度	$[L]$
ω	角速度	$[LT^{-1}]$
x'	無因次之 x 座標	$[-]$
X^*	觀測點 x 座標	$[L]$
X	橋墩沖刷修正因子	$[-]$
y	接近流水流深度	$[L]$
y'	無因次之 y 座標	$[-]$
y^*	觀測點 y 座標	$[L]$
Y	橋基頂部距底床之高程，即覆土高度	$[L]$
Y_e	等效橋基高度	$[L]$
Y_{min}	最小沖刷深度時橋基頂部距底床之高度	$[L]$
z	河床高程	$[L]$
V	沖刷坑之體積	$[L^3]$
α	水流攻角	$[-]$
θ	沖刷坑坡度與水平渠底之夾角，即安息角	$[-]$
ρ	流體密度	$[ML^{-3}]$

ρ_s	泥砂密度	$【ML^{-3}】$
ν	運動黏滯係數	$【L^2T^{-1}】$
μ	動力黏滯係數	$【ML^{-1}T^{-1}】$
σ_g	泥砂幾何標準偏差	$【-】$
Γ	環流量	$【L^2T^{-1}】$
Γ_0	單一馬蹄型渦流產生之環流量	$【L^2T^{-1}】$



壹、前言

1.1 研究動機

人們為了便於生存及活動，因而在天然河川中增設水工結構物，如橋墩、丁壩、攔砂壩、護岸、坡堤...等，但由於結構物會阻滯河道造成水流流況改變，形成局部沖淤現象，此時產生的局部沖刷，對結構物之基礎將會造成不良之影響，進而導致破壞，影響橋樑結構之安全。

造成水流變化的主要特徵為，位於橋墩上游發生壅水現象，流速減小，水中泥砂有落淤之情形產生。在橋墩處，河道寬度的縮小及橋墩之阻水作用，使得河槽中單位寬度流量增加，流速加大，造成局部沖刷。在位於橋墩下游，則因水流擴散，流速降低，使水中攜帶之泥砂發生落淤，形成淤積堆。

由水利工程著眼，水流所造成的局部沖刷是研究探討的重點。尤其是台灣地區雨量豐沛，每有豪雨來臨，往往造成洪水災害。洪水使得局部沖刷的情形加劇，雖然橋墩建造的材料、方法不斷的改善，以及尋求更好的技術來分析及設計，然而對於局部沖刷的突破仍然有限，凡大多數有關橋墩局部沖刷現象之研究，至今仍有眾多學者持續地在進行中。

1.2 研究目的

本文之主要目的在於探討橋墩結構物對河道沖刷之影響及變化。在以往橋墩局部沖刷試驗中，因為變量流流量不易控制，且程序太過繁雜，使得可參考的文獻資料有限，故採用定量流的流況下進行同心圓柱型上下游連續橋墩沖刷試驗。

橋樑破壞大多係基礎周圍河床遭水流淘刷後而造成，其中橋基前緣之局部沖刷對於橋樑安全影響尤甚。而不均勻橋墩之不均勻面具有減低向下射流強度之功能，其設置位置（覆土高度 Y ）為橋樑安全與否之重要指標。因此，本研究亦針對不同覆土高度及上下游連續橋墩不同間距之沖刷機制進行瞭解，並納入分析評估。

有關橋墩沖刷方面之研究甚多，同時也有多位學者研究獲致許多沖刷公式作為預估沖刷深度之參考，但大多為探討單橋墩之局部沖刷。因此本研究為了解河床下降橋基裸露之沖刷特性，乃進行不均勻橋墩於定量流流況下不同覆土高度及上下游連續橋墩不同間距之沖刷試驗，以推估其局部沖刷深度，供橋墩設計時之參考。

1.3 內容組織

本文共分六個章節，茲將其章節內容分述如下：

第一章 前言：概略說明本研究之研究動機、研究目的及本文組織。

第二章 文獻回顧：簡述以往相關研究，並針對其文獻加以探討。

第三章 理論分析：包括探討流經圓柱型橋墩之流場，並針對前人所做之沖刷坑與不均勻橋墩沖刷相關理論加以評析。

第四章 水工試驗：說明本研究之試驗設備、試驗儀器及試驗前準備工作，並進一步描述試驗條件、試驗步驟與試驗資料之量測方法。

第五章 結果分析與討論：針對各種不同地文（覆土高度）及上下游連續橋墩間距條件下，不均勻橋墩之沖刷歷程、沖刷範圍及局部沖刷深度進行討論與分析，以獲致廣泛而深入之成果。

第六章 結論與建議：將本研究之理論分析與實驗結果加以歸納，提出最終之結論與建議，以供後續研究者明確之方向及相關工程於不均勻橋墩工程設計之參考。

貳、文獻回顧

2.1 前言

橋樑跨越河流，由於有橋墩的存在，使得水流的通水斷面積變小，因束縮的作用造成流況的改變，導致橋墩上游發生墩前壅水的情況。而在橋墩周圍，由於通水斷面減少，使得流速加大、單寬流量增加，造成沖刷的現象。

一般而言，橋樑主要乃因橋基處河床遭水流淘刷導致橋基裸露而破壞。而河床沖刷大致可分為一般沖刷、局部沖刷與束縮沖刷。無論河道中是否有結構物存在，因水流作用均會產生一般沖刷。當水流至橋墩前緣，因向下射流造成之局部沖刷對橋樑之安全影響甚大，而水流經橋墩間時，則產生束縮沖刷。

橋墩的沖刷現象可以分為三個部分：一般沖刷、束縮沖刷以及局部沖刷，詳如圖 2-1。

1. 一般沖刷(general scour)：主要是指河道在未設置任何結構物時，水流對渠床沖刷造成高程下降的情況。河床中水流驅使泥砂運移，泥砂影響水流結構，兩者相互依存，河床型態永遠處於發展變化的型態。
2. 束縮沖刷(constriction scour)：指橋墩或橋台興建之後，佔據部分河寬，水流因斷面束縮而形成所謂的「迴水效應」，導致通過橋墩附近的水流流速加快，進而對橋墩附近的河床造成沖刷。
3. 局部沖刷(local scour)：係指河道由於因橋墩或水工結構物的存在，對於水流產生局部的阻礙與干擾現象，迫使水流在橋墩前方壅水、繞流，流速與流向的劇烈變化，引起渦流和極強的河床面

剪應力，進而造成河床局部的沖刷與高程的下降。

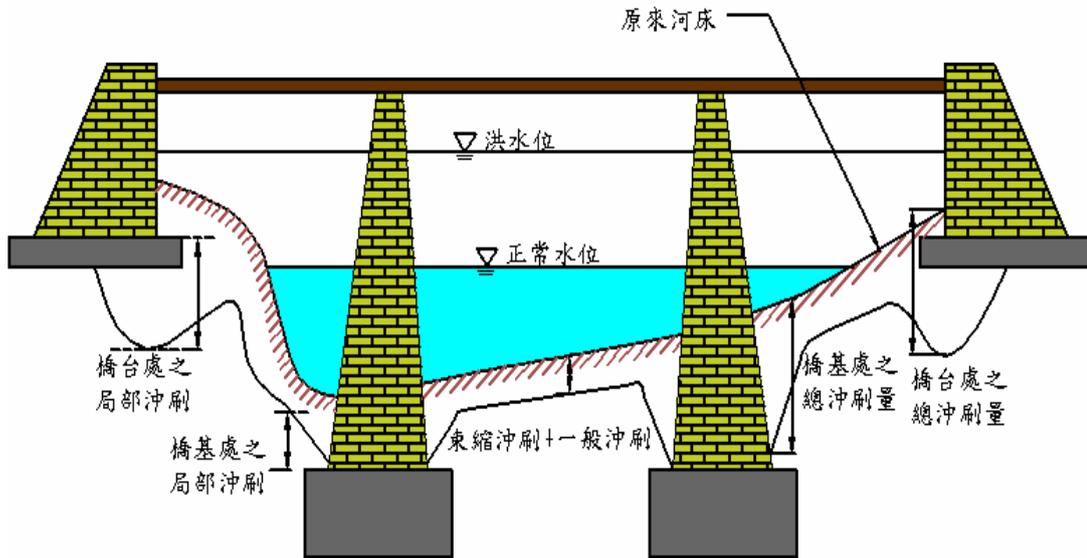


圖 2-1 橋墩之沖刷示意圖

2.2 橋墩周圍局部沖刷特性

橋墩沖刷為局部沖刷之一種。局部沖刷現象若以概括觀點視之，也就是沖刷區域之泥砂出流量與入流量間發生不平衡現象。Laursen(1962)^[22]利用長距離束縮渠道研究水流流經橋墩之流場及泥砂顆粒沖刷之情況，對於局部沖刷提出四點結論：

1. 沖刷速率等於進出沖刷區域之沉澱輸送率差值。
2. 沖刷一旦開始，沖刷區域之通水斷面積增加，沖刷速率因而隨之減小。
3. 每一起始條件必有一沖刷極限之範圍。
4. 沖刷範圍隨著時間之增加而漸趨近於極限。

然而有關於沖刷速率等於進出沖刷區域之沉澱輸送率差值，沖刷坑體積隨時間之變化率可由輸砂連續方程式來表示：

$$\frac{dV}{dT} = Q_{so} - Q_{si} \quad (2-1)$$

式中， V 為沖刷坑之體積； T 為沖刷時間； Q_{so} 為由沖刷區域輸出之沉滓輸送率，與橋墩之幾何形式無關，而與來流流速有關； Q_{si} 為進入沖刷區域之沉滓輸送率，與橋墩幾何形式、各水流參數及時間有關。 Q_{si} 為河道單位寬度沉滓輸送率與沖刷區域寬度之乘積。故 Q_{si} 不僅為水流輸運能力之函數，同時與沖刷區域之寬度有關。由上述方程式可知，當進入沖刷區域之沉滓輸送率為零時($Q_{si} = 0$)，即為清水沖刷(clear-water scour)；反之則為含滓沖刷(live-bed scour)。

Breusers et al. (1977)根據剪力速度比值 u^*/u_{*c} (u^* 為泥砂剪力速度， u_{*c} 為泥砂臨界剪力速度)，將水流型態區分成下列三類：

1. $u^*/u_{*c} < 0.5$ 時，為不沖刷情況。
2. $0.5 < u^*/u_{*c} \leq 1$ ，為清水沖刷條件。
3. $u^*/u_{*c} > 1$ 時，為含滓水流的情況。

Chabert & Engeldinger(1956)^[14]證明當水流屬於清水流($0.5 < u^*/u_{*c} \leq 1$)時，最大平衡沖刷深度隨著 u^*/u_{*c} 呈線性增加，一直到 $u^*/u_{*c} \cong 1$ ，平衡沖刷深度才會達到最大值。

Melville & Raudkivi (1977)^[23]、Chiew & Melville (1999)^[28]曾詳細分析流體之水流強度即平均流速 V 與泥砂顆粒臨界啟動流速 V_c 之比 (V/V_c)對沖刷的影響，獲得以下結論：

1. $V/V_c < 0.5$ 時，不產生沖刷。
2. $0.5 < V/V_c \leq 1$ 為清水流況，即為清水沖刷。
3. $1 < V/V_c \leq 4$ 為含滓流況，即挾沙沖刷。
4. $V/V_c > 4$ 時，為挾砂沖刷並產生逆沙丘(anti-dune)。

2.3 等效橋墩(Equivalent Piers)

前人對於均勻橋墩的沖刷特性研究已相當完整，並提出許多均勻橋墩之最大局部沖刷深度預估公式以供參考，但對於不均勻橋墩局部沖刷深度之研究，則較為缺乏。由於不均勻橋墩形式不一，甚至有樁帽之形式，為了將不均勻橋墩問題簡化，因此方有學者提出等效橋墩之概念，藉以推求沖刷深度。目前較廣泛之評估方式為利用寬度或長度權重法決定橋基裸露時等值之橋墩寬度後，再代入所選定的均勻橋墩沖刷公式，以計算不均勻橋墩之沖刷深度。

Jones et al.(1992)^[21]提出當橋基位置高出水深之 0.1 倍($Y > 0.1y$)時，等效橋墩寬度可視為橋基迎水面寬度；反之則以橋墩迎水面寬度為等效橋墩寬度。

$$D_e = D^* \quad Y \geq 0.1y \quad (2-2)$$

$$D_e = D \quad Y < 0.1y \quad (2-3)$$

式中， D_e 為等效橋墩寬度。此公式計算相當方便，不需考慮平衡沖刷深度未知的問題。不過在橋基裸露高度小於 0.1 倍水深時，其沖刷深度仍然會受橋基影響，若僅考慮橋墩寬度則會有低估沖刷深度的情況。

Melville & Raudkivi(1996)^[26]利用橋墩及橋基長度在水中所佔的比例來決定等效橋墩寬度，其公式如下：

$$D_e = \frac{D(y+Y) + D^*(d_s - Y)}{d_s + y} \quad (2-4)$$

上式在使用時需先假設沖刷深度，才可以決定等效橋墩寬度，於運用上較為不便，經整理試驗數據簡化後可表如下式。

$$D_e = D \left(\frac{y+Y}{y+D^*} \right) + D^* \left(\frac{D^*-Y}{y+D^*} \right) \quad (2-5)$$

惟因不同實驗條件所得之公式有所差異，故需考慮現場實際情況，選擇適用的公式。

Parola et al.(1996)^[31]利用橋墩及橋基長度權重法決定水深，並應用 Melville & Sutherland(1988)^[24]提出的均勻橋墩局部沖刷深度預估公式，其公式可表示為：

$$\frac{d_s}{D^*} = 1.872 \left(\frac{Y_e}{D} \right)^{0.225} \quad \frac{Y_e}{D^*} \leq 2.6 \quad (2-6)$$

$$\frac{d_s}{D^*} = 2.4 \quad \frac{Y_e}{D^*} > 2.6 \quad (2-7)$$

其中， Y_e 為等效橋基高度，其公式為：

$$Y_e = Y + \frac{K_{sh,D}}{K_{sh,D^*}} (y - Y) \left(\frac{D}{D^*} \right) \quad (2-8)$$

式中， $K_{sh,D}$ 為橋墩形狀因子； K_{sh,D^*} 為橋基形狀因子。

張藝馨(2000)^[7]認為橋基裸露時由於橋基寬度較大，對於沖刷深度有較大的影響，因此將橋基與橋墩寬度之權重表為類似靜水壓力分佈之三角形（如圖 2-2），藉以計算不均勻橋墩之等效橋墩寬度。其中三角形之面積為 1，而高為水深 y ，其底為 $2/y$ 。等效橋墩寬度可表示為：

$$D_e = f_D D^* + f_{D^*} D \quad (2-9)$$

其中 $f_D = \left(\frac{y-Y}{y} \right)^2$ ，代表橋墩所佔權重的面積，而 $f_{D^*} = 1 - f_D$ 代表橋基所佔權重面積。

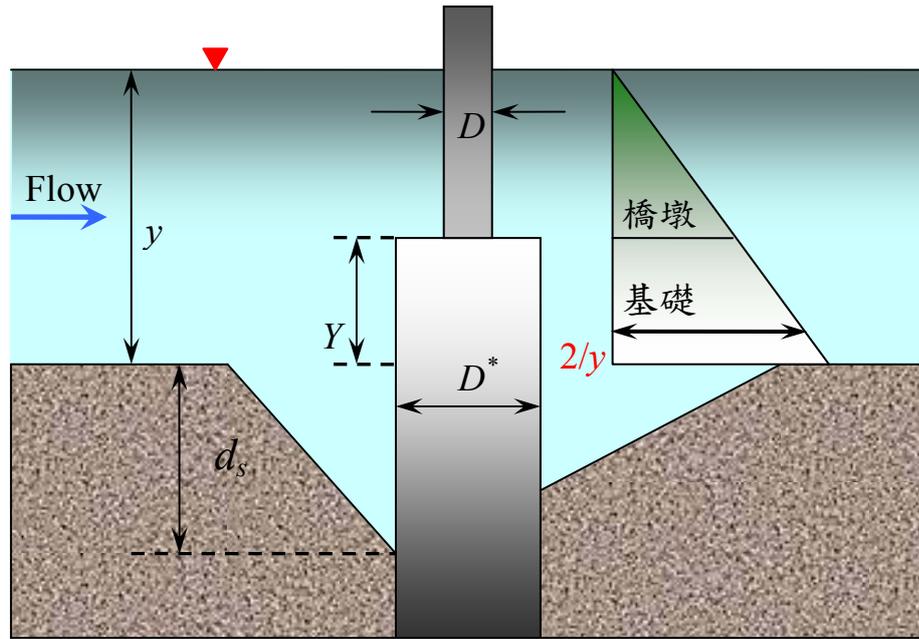


圖 2-2 等效橋墩權重分佈圖

2.4 均勻橋墩沖刷

Dargahi(1990)^[15]在均勻橋墩沖刷試驗中提出馬蹄形渦流為造成墩前沖刷的主因，並將沖刷歷程分為三個階段：(1)開始時期：無沖刷產生；(2)主要沖刷：沖刷較劇烈，並產生週期性波動；(3)沖刷後期：輸砂率及沖刷深度隨時間遞減。

Dey(1999)^[16]曾針對均勻橋墩之局部沖刷深度與時間變化做研究比較，提出以下主要概念：

- (1)沖刷情況主要是由馬蹄形渦流造成。
- (2)底床顆粒從沖刷坑底部被帶起並產生最大沖刷深度。
- (3)沖刷坑中泥砂之重量變化率等於泥砂從沖刷坑被帶出之重量變化率與被帶入沖刷坑之之重量變化率之差。

由上述觀念推導出均勻與不均勻之底床粒徑在清水兼動床情況

沖刷下，圓形橋墩隨時間影響之局部沖刷變化。均勻粒徑在清水沖刷情況下之實驗結果與模式結果相當接近，而在動床條件下則有高估的趨勢，主要是由於實驗底床會產生沙丘之影響。另外，對於不均勻粒徑還提供一些安全係數，可以提供工程設計時計算最大沖刷深度之用。

前人對於影響橋墩沖刷因素之觀點各不同，眾說紛紜，論調各異，亦相繼推導出許多沖刷公式，作為橋墩設計之準則，詳如表 2-1。

表 2-1 均勻橋墩最大沖刷深度公式

學者	公式	標準化形式	備註
Laursen (1962) ^[21]	$\frac{D}{y} = 5.5 \frac{d_s}{y} \left[\left(\frac{d_s}{11.5y} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$	$d_s / D \approx 1.11(y / D)^{0.5}$	d_s : 均勻橋墩沖刷深度 D : 橋墩直徑 y : 來流水深
Breusers (1965) ^[11]	$d_s = 1.4D$	$d_s / D = 1.4$	
吳建民 (1968) ^[5]	$1 + 0.116 \left(\frac{d_s}{y} \right) = 0.98 \left[1 + \frac{(D/2y)}{1.3(d_s/y)} \right]^{2/3}$		
王燦汶 (1968) ^[1]	$\frac{d_s}{y} = 2Fr^{2/5} \left(\frac{2D}{y} \right)^{3/5} \left(1 - e^{-0.026B^2e^{2.932y}} \right)$		Fr : 福祿數 B : 渠寬
Shen et al (1969) ^[34]	$d_s = 0.000223 \left(\frac{VD}{v} \right)^{0.619}$	$v = 10^{-6} m/s$ $d_s / D = 2.34(y / D)^{0.381}$ $Fr^{0.619} y^{-0.06}$	V : 來流平均速度 v : 運動黏滯係數

<p>Neill (1973)^[29]</p>	$d_s = K_{sh}D$	$d_s / D = K_{sh}$	<p>K_{sh}：橋墩形狀係數 $K_{sh}=1.5$，圓形橋墩 $K_{sh}=2.0$，方形橋墩</p>
<p>Melville and Sutherland (1988)^[23]</p>	$d_s / D = K_y K_I K_d K_s K_\theta$	<p>臨界條件下 $d_s / D = 2.4 K_y K_d K_s K_\theta$</p>	<p>K_y：相對水流與水深修正因子 K_I：相對水流強度修正因子 K_d：泥砂相對糙度修正因子 K_θ：水流攻角修正因子</p>
<p>Breusers and Raudkivi (1991)^[12]</p>	$d_s = 2.3DK_y K_d K_s K_\theta K_\sigma$	$d_s / D = 2.3DK_y K_d K_s K_\theta K_\sigma$	<p>K_σ：標準偏差修正係數</p>
<p>蘇重光 (1995)^[9]</p>	$\frac{d_s + y}{D} = 0.54p \left(\frac{y}{D}\right)^{1.2} \left(\frac{D}{d_{50}}\right)^{0.48} \left(\frac{V_p}{V_c}\right)^{0.57}$		<p>V_c：泥砂臨界啟動流速 V_p：尖峰流量時接近速度 P：變量流參數</p>
<p>Melville (1997)^[26]</p>	$d_s = K_{yb} K_I K_d K_s K_\theta$	<p>臨界條件下 $d_s / D = K_{yb} K_d K_s K_\theta$</p>	<p>K_{yb}：相對水深修正因子</p>

2.5 不均勻橋墩沖刷

不均勻橋墩係指橋墩迎水面寬度(D)與橋基迎水面寬度(D^*)不等，此比值即為不均勻橋墩墩徑比 D/D^* (ratio of nonuniform piers diameter)。Melville & Radukivi(1996)^[26]分析了三種不均勻橋墩之基礎布置，主要是隨著橋基頂部位置的不同，可以分為：1.橋基頂部位於沖刷坑之下(Zone1)；2.橋基頂部位於沖刷坑之中(Zone2)；3.橋基頂部位於河床之上(Zone3)，示如圖 2-3。並將此三種情況加以分析，得到最小沖刷深度 $d_{s\min}$ 與橋基位置如下：

$$\frac{d_{s\min}}{D} = 2.4 \left(\frac{D}{D^*} \right)^{0.4+0.5(D/D^*)} \quad (2-10)$$

$$\frac{Y_{\min}}{D} = 2.4 \left(\frac{D}{D^*} \right)^{0.4+0.5(D/D^*)} - 0.65 \left(\frac{D}{D^*} \right)^4 \quad (2-11)$$

式中， $d_{s\min}$ 為最小沖刷深度； D 為橋墩直徑； D^* 為橋墩基礎直徑； Y_{\min} 為最小沖刷深度時橋基頂部距底床之高度。

而在 $-3 \leq Y/D \leq 0.7$ 的情況下，沖刷公式可以修正如下：

$$\frac{d_s}{D} = 2.4 \left(\frac{D}{D^*} \right)^X \quad (2-12)$$

$$X = \left(\frac{D}{D^*} \right)^3 + 0.1 - 0.47 \sqrt{0.75 - \frac{Y}{D}} \quad (2-13)$$

其中， d_s 為最大沖刷深度； Y 為橋基頂部距底床之高度，即覆土高度； X 為沖刷公式之修正因子。同時利用實驗所得資料分析，發現下列現象：

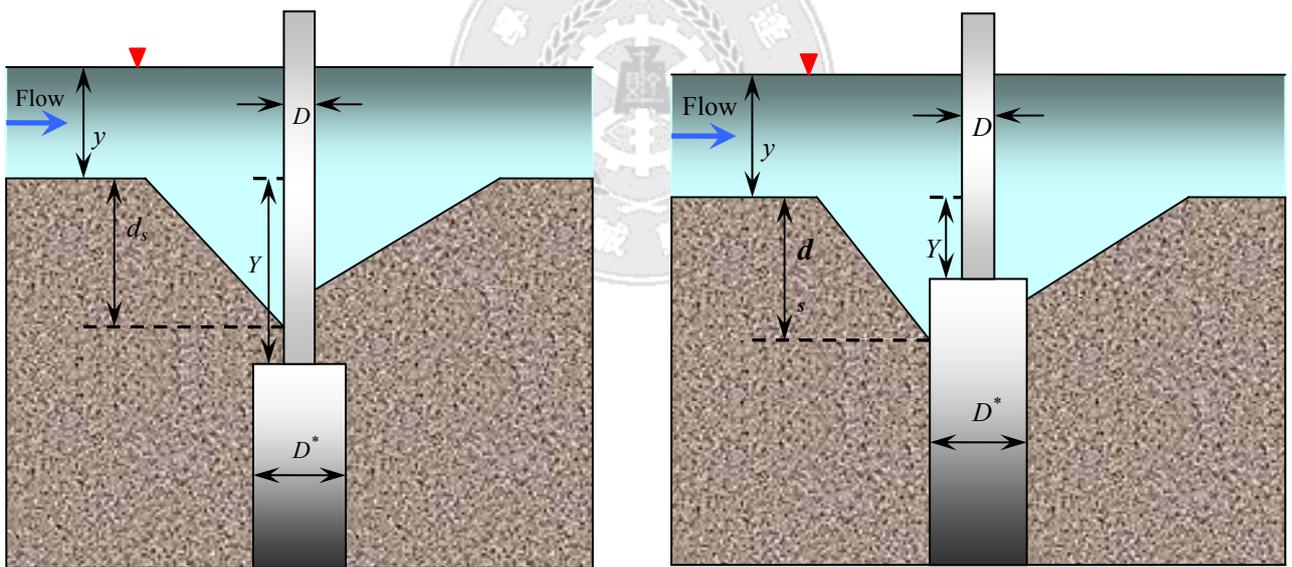
(1) Y 和 D/D^* 為不均勻橋墩之主要沖刷因子。

(2) $Y/D > 2.4$ (Zone1), $d_s = 2.4D$ 。其沖刷深度與均勻橋墩(D)所形成的一致，而且與基礎的大小和位置無關。

(3) $0 \leq Y/D \leq 2.4$ (Zone2)時, $d_s < 2.4D$ ($Y/D < 0.7$, $D/D^* < 0.6$ 除外), 並且隨著覆土高度增加而降低。由於不均勻面較能減少向下射流之能量, 因此沖刷深度較低於第一區(Zone1)。

(4) $Y/D < 0$ (Zone3)時, $2.4D < d_s < 2.4D^*$ 。覆土高度位於不均勻面下, 初期由於不均勻面減低向下射流強度, 然最終因橋墩基礎之迎水面寬度(D^*)較大, 以致沖刷深度較大於均勻橋墩(D)所形成之沖刷。

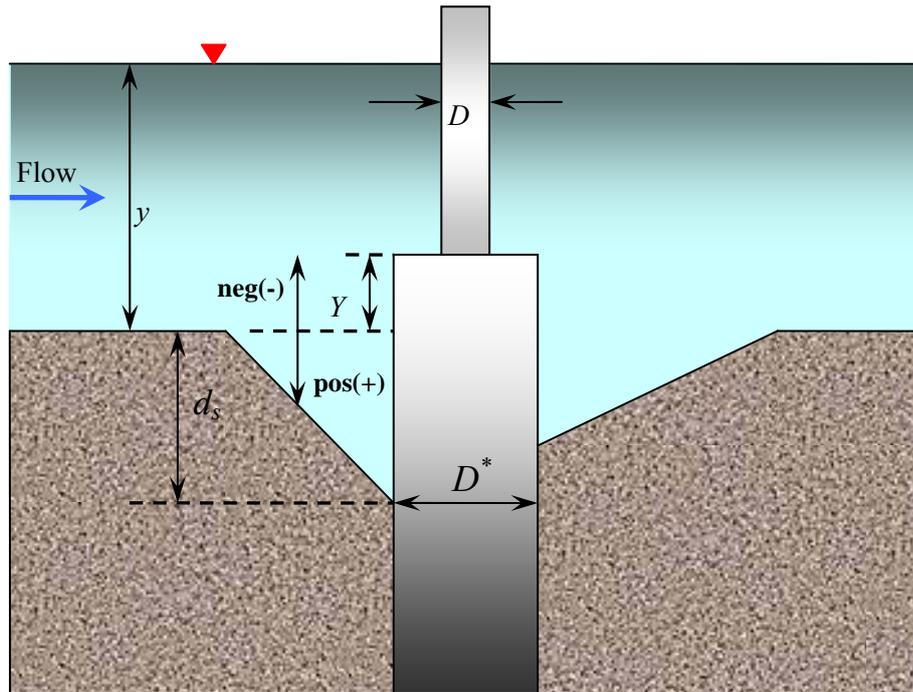
(5) 在 Zone2 與 Zone3 情況下, 沖刷深度與 D/D^* 及 Y/D 有關。



(A) Zone1 ($Y/D > 2.4$, $d_s = 2.4D$)

(B) Zone2 ($0 \leq Y/D \leq 2.4$, $d_s < 2.4D$)

(except $Y/D < 0.7$, $D/D^* < 0.6$)



(C) Zone3 ($Y/D < 0$, $2.4D < d_s < 2.4D^*$)

圖 2-3 不均勻橋墩沖刷深度與覆土高度示意圖^[27]

Imamoto & Ohtoshi(1987)^[19]利用沖刷坑幾何相似特性，並導入馬蹄形渦流與利用沖刷坑輸砂平衡之方法，來模擬不均勻橋墩之沖刷，結果發現沖刷深度與橋基頂部與底床之距離有關。當不均勻面面積較大且其位於沖刷坑之中時，可有效降低橋墩沖刷深度，若橋基一旦有裸露情況，沖刷會急遽增加，並可能產生更嚴重之沖刷。

Parola et al.(1996)^[31]也曾對不均勻矩形橋墩橋墩之沖刷進行探討，並提出矩形橋基之長度 L_f 須較橋墩長度 L_p 向上游延伸 L_u ，其長度約為 $2.3\sim 2.5 a_p$ （矩型橋墩迎水面寬度）時，較能夠有效減少沖刷深度，詳如圖 2-4，圖中 a_f 為矩型橋基迎水面寬度， Y 為覆土高度。

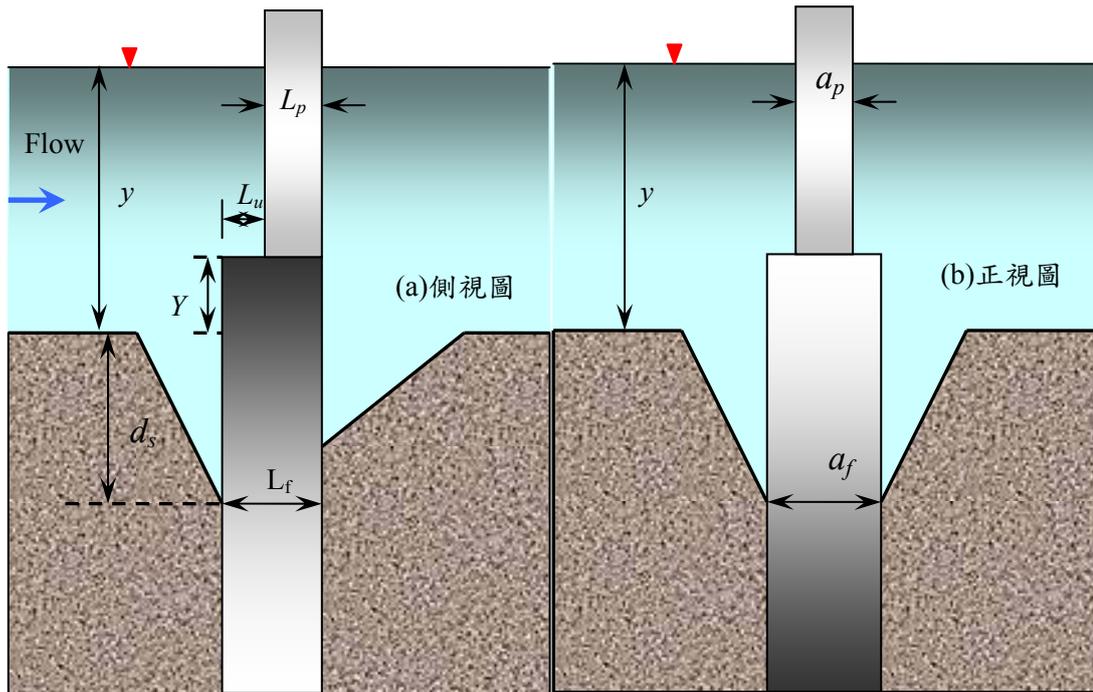


圖 2-4 不均勻矩形橋墩幾何配置圖^[32]

2.6 覆土高度與橋墩迎水面寬度比(Y/D)

Y/D 定義為覆土高度(Y)與橋墩墩徑(D)之比值，本研究定義覆土若位於橋墩不均勻面之上， Y/D 為正值，反之則為負值，詳如圖 2-3 所示，Melville & Raudkivi(1996)^[26]將覆土高度區分為三區。

圖 2-5 為覆土高度與沖刷深度之關係，大致而言，沖刷深度會隨著覆土高程與橋墩迎水面寬度之比值減小而增加，在不均勻橋墩比小於 0.4 時，其變化更為明顯。

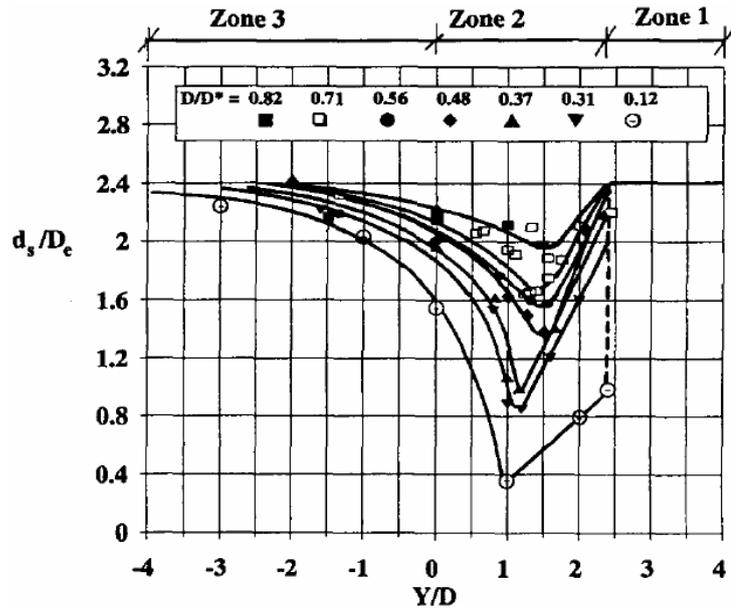


圖 2-5 覆土高度與沖刷深度關係圖^[26]

2.7 橋墩排列方式（水流攻角）

對於各種形狀的橋墩而言（圓形橋墩除外），橋墩縱軸和水流方向所夾的角度定義為水流攻角(α)。水流攻角改變，橋墩寬度與水流在垂直方向的投影面積（橋墩迎水面寬度）會隨之改變。當水流攻角變大時，局部最大沖刷深度會增加，且沖刷坑之形狀與最大沖刷位置亦產生改變，此現象可由圖 2-6 獲得應証，其中 D 為水流攻角 0 度時之橋墩迎水面寬度，圖中所標示之數字乘以 D 值即為沖刷深度。

Raudkivi(1986)^[34]提出沖刷深度與橋墩迎水面寬度有關，尤其當水流攻角增加時，因橋墩迎水寬度加大，沖刷深度即隨之增加。除橋墩前緣沖刷深度加大外，沖刷坑之範圍會沿著橋墩兩側及未受遮蔽地區移動。

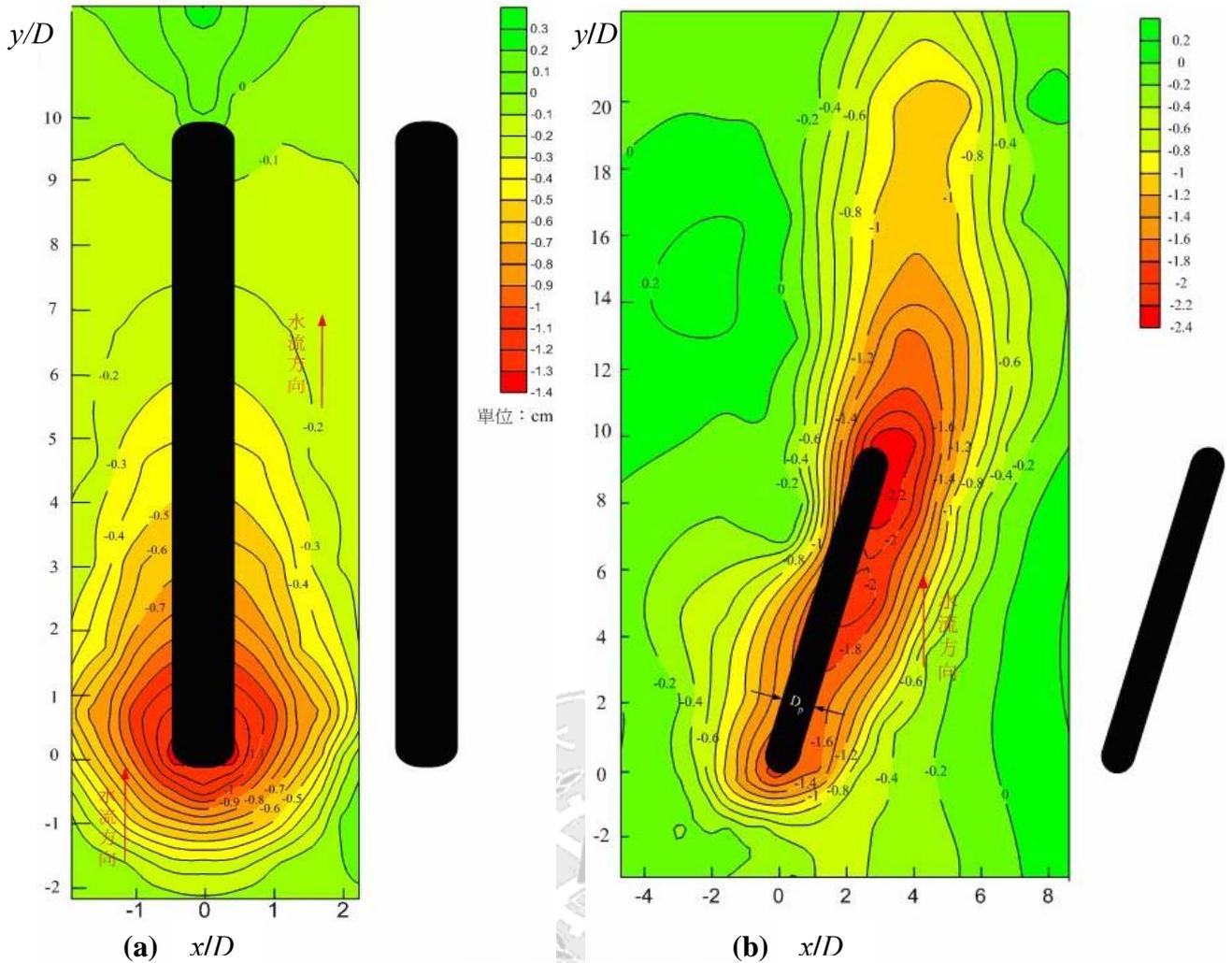


圖 2-6 不同水流攻角下橋墩周圍無因次化等深線示意圖
(a)攻角 0 度；(b)攻角 15 度^[6]

Batuca et al.(1986)^[11]提出水流攻角(α)與沖刷深度修正因子(K_θ)之關係式如圖 2-7。其中 D_p 為橋墩寬， I 為橋墩長。當橋墩為圓柱型時，則修正因子為 1。而 Melville(1997)^[27]亦將水流攻角修正因子整理如表 2-2，以利橋墩沖刷深度之計算。

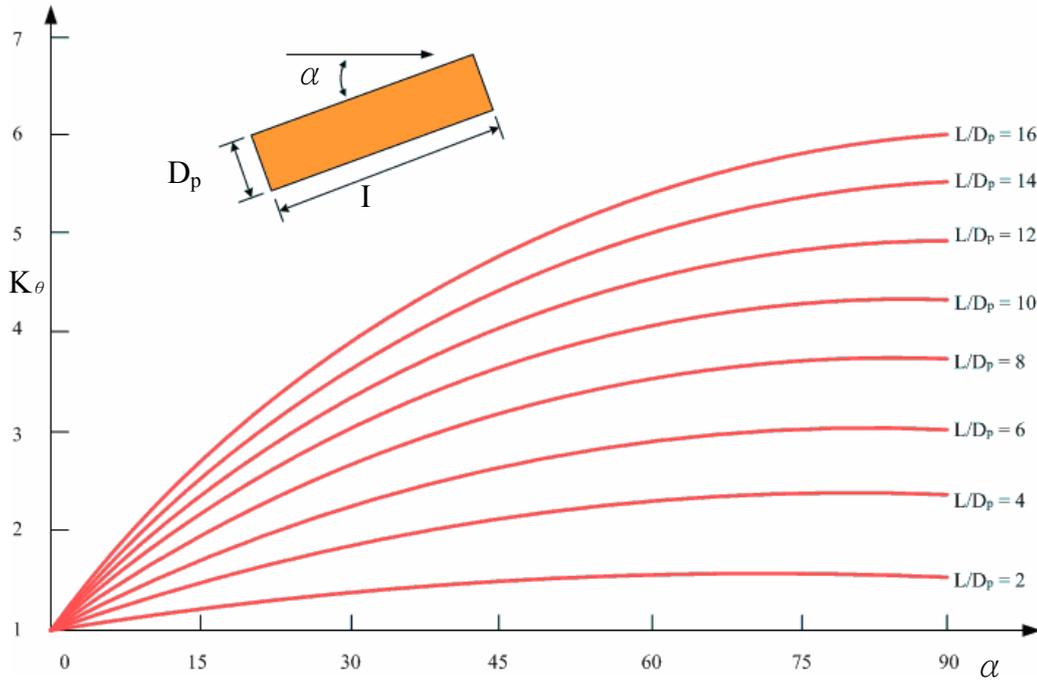


圖 2-7 水流攻角與修正因子關係圖^[10]

表 2-2 水流攻角修正因子 K_θ ^[22]

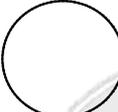
基礎形式		K_θ							
		$\alpha = 0^\circ$	15	30	45	60	90	120	150
橋墩	$I/D_p = 4$	1.0	1.5	2.0	2.3		2.5	-	-
	$I/D_p = 8$	1.0	2.0	2.75	3.3	-	3.9	-	-
	$I/D_p = 12$	1.0	2.5	3.5	4.3	-	5.0	-	-
橋台		-	-	0.97	-	0.97	1.0	1.06	1.08

2.8 橋墩形狀(K_{sh})

前人大多採用圓形橋墩進行橋墩沖刷之實驗研究，其他不同形狀的橋墩局部沖刷深度，則可利用圓形橋墩之局部沖刷公式再加入形狀因子修正係數。Raudkivi(1986)^[34]提出橋墩沖刷之形狀因子修正係數

約為 0.7~1.2 之間，而幾何形狀對橋墩沖刷之影響遠較水流攻角為小。Parola et al.(1996)^[31]指出圓柱型橋墩其修正係數為 1.0，矩型橋墩則約為 1.1。有關其他形狀因子之修正係數詳如表 2-3。

表 2-3 橋墩鼻端形狀修正係數

橋墩形狀	 Rectangular	 Round
K_{sh}	1.1	1.0
橋墩形狀	 Cylinder	 Sharp
K_{sh}	1.0	0.9

2.9 泥砂幾何標準偏差(σ_g)

泥砂均勻性可由其標準偏差 σ_g 來判定， $\sigma_g = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$ 意即過篩 84%之泥砂粒徑大小與過篩 16%之泥砂粒徑比值之平方根。該值愈小代表泥砂粒徑愈均勻，反之則愈不均勻。河床質粒徑分配不均勻時，會在泥砂表面形成護甲層(armoring layer)現象，使得泥砂臨界啟動流速必須增加。因此，橋墩局部沖刷深度會比均勻粒徑分佈時小。

Raudkivi & Ettema(1977)^[32]指出在清水沖刷時，橋墩周圍局部沖刷深度隨泥砂幾何標準偏差 σ_g 增大而降低，沖刷深度約為橋墩迎水面寬度之 0.3~2.3 倍，且在 $\sigma_g > 1.3$ 時有護甲現象產生，此時沖刷深度會隨之變小。Baker(1980)^[10]認為在含滓沖刷時， σ_g 對於橋墩周圍局部

沖刷深度的影響較清水沖刷小。

Raudkivi & Ettema(1983)^[33]提出當泥砂幾何標準偏差 σ_g 為 1 時，沖刷深度約為橋墩直徑的 1.4 倍，同時隨著標準偏差的變大，沖刷深度會相對變小。並迴歸獲致無因次沖刷深度之計算公式：

$$\frac{d_s}{D} = K_1 \left[\left(\frac{d_{50}}{D} \right) \left(\frac{u_* T}{D} \right) \left(\frac{V}{u_* D} \right) \right] + \ln K_2 \quad (2-14)$$

其中， K_1 為上式所繪製關係曲線之斜率， K_2 為截距。

2.10 泥砂相對粗糙度(d_{50}/D)

當泥砂粒徑越大，其抵抗水流沖刷的能力增加，使得最大局部沖刷深度越小。反之泥砂粒徑越小，最大沖刷深度會增加。當中值粒徑 $d_{50} < 0.6\text{mm}$ 時，會在底床產生沙漣現象，進而影響沖刷深度。

然而泥砂粗糙度及水流條件會影響底泥砂臨界啟動流速。Raudkivi & Ettema(1977)^[32]提出當 $d_{50}/D < 0.02$ 時為細顆粒，沖刷深度與粒徑無關；而當 $d_{50}/D > 0.02$ 時，沖刷深度為 d_{50}/D 的函數，且沖刷深度隨 d_{50}/D 之增大而變小。

Melville & Sutherland(1988)^[24]整理前人相關研究成果，認為當底床相對粗糙度小於 0.02 時，泥砂粒徑對於橋墩沖刷深度影響可以忽略。同時提出若以設計為目的，可採用下式計算 d_{50}/D 之修正因子。

$$\begin{aligned} K_d &= 0.57 \log \left[2.24 \left(\frac{D}{d_{50}} \right) \right] & d_{50}/D \geq 0.04 \\ K_d &= 1 & d_{50}/D < 0.04 \end{aligned} \quad (2-15)$$

2.11 相對水流深度(y/D)

y/D 定義為水深和橋墩迎水面寬度的比值，當比值越小，水深改變會影響沖刷深度。當比值越大，則橋墩迎水面寬度會影響沖刷深度，而與水深較無關係。

Jain(1981)^[20]整理前人試驗研究結果，發現大多數沖刷公式可表成下式：

$$\frac{d_s}{D} = A_1 \left(\frac{y}{D} \right)^{m_1} (Fr)^{n_1} + B_1 \left(\frac{y}{D} \right)^{r_1 - p_1} \quad (2-16)$$

式中， A_1 、 B_1 、 m_1 、 n_1 、 p_1 、 r_1 等係數分別與橋墩形狀、水流攻角及泥砂特性有關，而 Fr 則為福祿數。Raudkivi & Ettema(1983)^[33]認為 $y/D > 3\sim 4$ ，而 Melville(1997)^[27]則指出 $y/D > 1.5\sim 2$ 時，水深變化對沖刷的影響可以忽略，此為深水狀態；反之則為淺水狀態。

Melville & Sutherland(1988)^[24]指出，當 $y/D > 1.43$ 時橋墩局部沖刷深度只與橋墩迎水面寬度有關；當 $y/D < 0.2$ 時，水深會影響橋墩沖刷深度；而當 $1.43 < y/D < 2$ ，水深及橋墩迎水面寬度皆會影響局部沖刷深度。

2.12 相對水流強度(V/V_c)

橋墩局部沖刷依上游來流速度大小的不同可以分為清水沖刷及含滓沖刷兩種情況。清水沖刷為流速小於泥砂臨界啟動流速($V < V_c$)，且上游沒有泥砂補充至沖刷坑時的情況。含滓沖刷為流速大於泥砂臨界啟動流速($V \geq V_c$)，且上游有泥砂補充至沖刷坑時的情況。當清水沖刷隨著沖刷時間的增長而到達臨界狀況時，此時的沖刷坑會因向下射流的速度減緩而無法再對底床進行淘刷而趨於平衡；含滓沖刷的平衡

沖刷深度則會因為上游有泥砂的補充，而作不規則的振盪，且其振盪的幅度會因流速的增快而變為較平緩；橋墩在清水沖刷時其最大沖刷深度會比含滓沖刷大，而且清水沖刷達到平衡所需的時間要比含滓沖刷來的長，詳如圖 2-8。

Melville & Coleman(2000)^[29]指出在泥砂臨界啟動流速(V_c)時有最大之沖刷深度。含滓沖刷之平均沖刷深度會小於清水沖刷深度，因此橋墩沖刷問題仍以最大清水沖刷深度為主要考慮。

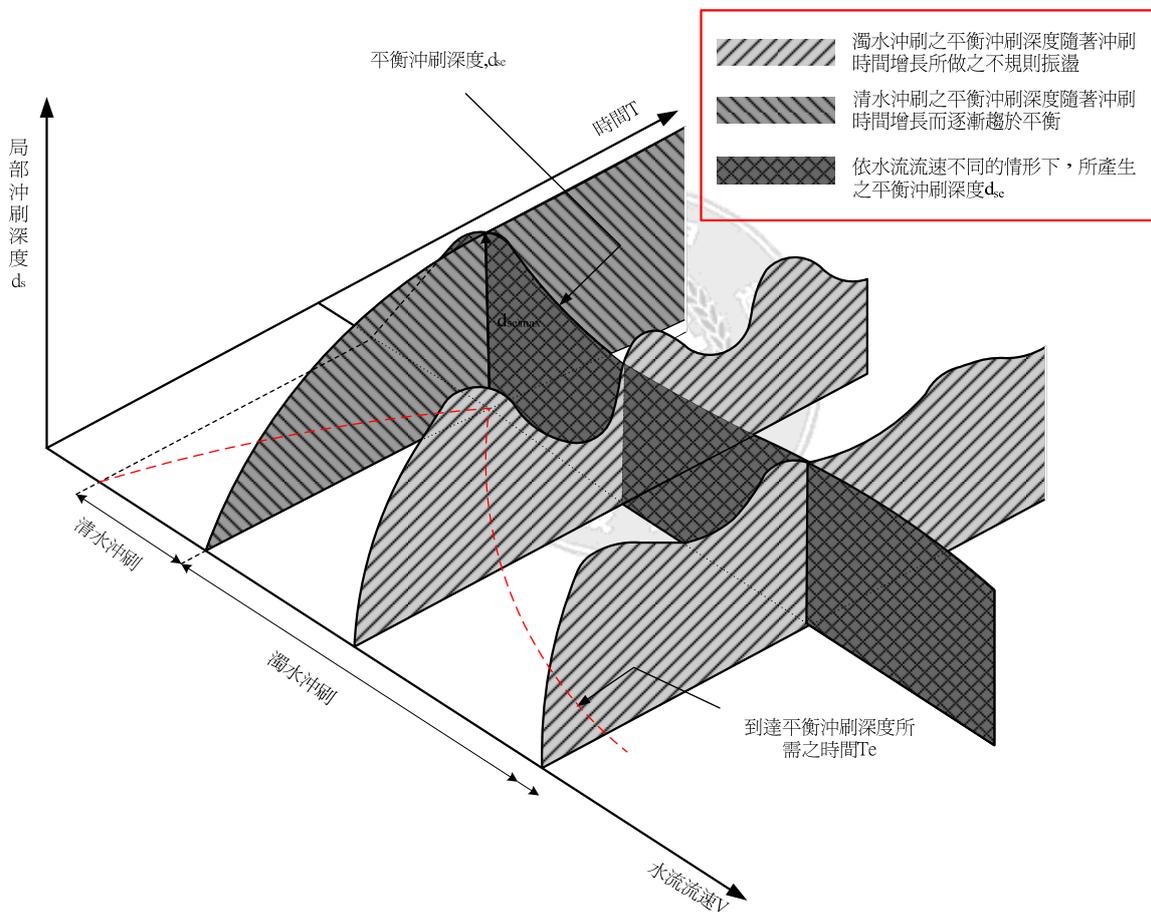


圖 2-8 沖刷深度隨流速與時間之變化圖^[6]

2.13 福祿數(Froude Number)

福祿數 Fr 為慣性力(inertia force)與重力(gravity)之比值。一般而言，沖刷深度會隨著水流的速度增加而增大，惟當流速 V 大於臨界流速 V_c 時，沖刷深度會降低。由於上游若仍有泥砂進入沖刷坑中，因此當流速大於臨界值之後的沖刷深度並非維持一定值，此一現象詳如本節中相對水流強度 V/V_c 之說明。

Shen et al.(1969)^[35] 提出在均勻流條件之下，平衡沖刷深度可以表示為水深之函數，並將前人研究數據加以分析獲得上下兩個包絡直線，分別為：

$$\frac{d_{se}}{D} = 11Fr^2 \quad (2-17)$$

$$\frac{d_{se}}{D} = 3.4Fr^{0.67} \quad (2-18)$$

式中 d_{se} 為平衡沖刷深度。

Jain(1981)^[20] 將前人研究試驗之墩徑、水深、水流速度、底床粒徑等四個影響沖刷深度因子分成五類，分別代表沖刷公式中所包含之不同參數，並獲致如式(2-16)之關係式，該式中顯示福祿數亦為影響沖刷深度之參數。

參、理論分析

當水流流經橋墩時，由於受到三維作用力之影響，如重力、拖曳力及上升力等，造成橋墩附近水流流況非常複雜，其複雜的程度也隨著沖刷坑的發展而增加。學者 Melville 曾對橋墩周圍水流的型態作一系列之研究。Hjorth(1972)^[18]、Melville & Radukivi(1977)^[32]、Melville(1992)^[28]也曾對水流型態作詳細的探討，而 Ettema(1980)^[17]之研究使整個水流型態認知更加完整。

3.1 因次分析

橋墩周圍三維流場因水砂交互作用甚為複雜，若欲以理論分析推求局部沖刷深度，目前仍無法達成，因此以往學者藉由實驗方法量測局部沖刷深度，並導出相關沖刷深度公式。本研究擬利用因次分析瞭解影響局部沖刷深度之因子及其權重作為實驗參考之依據。

橋墩周圍局部沖刷之平衡沖刷深度(d_{se})，一般而言與下列參數相關：

(一)流體特性

- 1.流體密度(ρ)
- 2.重力加速度(g)
- 3.動力黏滯係數(μ)

(二)渠床特性

- 1.泥砂密度(ρ_s)
- 2.泥砂中值粒徑(d_{50})

3. 泥砂臨界啟動流速(V_c)
4. 泥砂分佈形態
5. 泥砂幾何標準偏差，即泥砂之均勻性(σ_g)
6. 泥砂之黏聚性
7. 渠床之粗糙度(K_n)
8. 渠床之坡度(S)

(三) 水流特性

1. 上游平均水深(y)
2. 起始流量時，上游之接近水深(y_0)
3. 上游平均接近流速(V)
4. 起始流量時，上游之剪力速度(u_*)

(四) 橋墩與橋基特性

1. 橋墩迎水面寬度或墩徑(D)
2. 橋基迎水面寬度或橋基直徑(D^*)
3. 橋基頂部距底床高程，即覆土高度(Y)
4. 橋墩間距(L_d)
5. 橋墩形狀因子修正係數(K_{sh})
6. 水流攻角(α)
7. 橋墩之表面狀況

8. 有無保護措施

(五) 時間特性

1. 沖刷時間(T)

由於上述許多變數無法加以量化，為配合本研究之分析，乃作以下之假設，以資簡化：

1. 試驗渠床之河床質為無黏聚性。
2. 渠床平直且寬度足夠，不致因橋墩之存在而產生束縮效應。
3. 假設沖刷時渠床無砂丘或砂漣形成（泥砂分佈型態），則渠床糙度僅與河床質粒徑、流速及渠床坡度有關，故在此不予考慮渠床糙度。
4. 本研究只考慮河床坡度為水平的情況下，即不考慮河床坡度的變化。
5. 橋墩採用表面平滑之不均勻圓柱型橋墩，而橋墩周圍無任何保護措施。
6. 圓柱型橋墩之形狀因子修正係數為 $K_{sh}=1$ ，且無水流攻角問題（即 $\alpha = 0^\circ$ ）。

藉由上述之假設，可將局部沖刷之均勻橋墩最大沖刷深度(d_s)表為下式：

$$d_s = f_1(\rho, \rho_s, g, \sigma_g, \mu, d_{50}, D, D^*, t, u_*, V_p, V_c, y_0, y_p, Y, L_d) \quad (3-1)$$

然而先前的描述指出橋墩沖刷主要由墩前垂直向下射流所造成，假設自由流速度分佈在接近水表面處開始變化，則上式等號左邊

可以橋墩平衡沖刷深度與上游水深之和($d_{se}+y_p$)來代替。

再依據白金漢 π 定理(Buckingham π theorem)，以 ρ 、 V 、 D 為重複變數，經過因次分析可得：

$$\frac{d_s + y_p}{D} = f_2 \left(\frac{y_p}{D}, \frac{D}{d_{50}}, \frac{Y}{D}, \sigma_g, \frac{V_p^2}{gy_p}, \frac{\rho V_p D}{\mu}, \frac{V_p}{V_c}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{L_d}{D} \right) \quad (3-2)$$

而在明渠流中，雷諾數($\frac{\rho V_p D}{\mu}$)之影響可忽略不計。河床質之密度一般採用定值 $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$ ，試驗過程於常溫下進行，溫度變化甚小，水之密度 ρ 可視為定值，故 $\frac{\rho_s}{\rho}$ 可不考慮。本研究採均勻顆粒 $\sigma_g = 1.24$ 進行試驗，故(3-2)式可改寫成：

$$\frac{d_s + y_p}{D} = f_3 \left(\frac{y_p}{D}, \frac{D}{d_{50}}, \frac{Y}{D}, \frac{V_p^2}{gy_p}, \frac{V_p}{V_c}, \frac{L_d}{D} \right) \quad (3-3)$$

3.2 渦流理論

Baker(1980)^[10]曾利用馬蹄型渦流理論推導圓柱型橋墩周圍的最大平衡沖刷深度。其假設河床面未沖刷前為定床，且圓柱型橋墩前只有一個馬蹄型渦流產生，而在沖刷過程中環流量(circulation volume)為常數，其環流量 Γ_0 為：

$$\Gamma_0 = k_1 (2\pi r_0 V) \quad (3-4)$$

式中， r_0 為沖刷前之渦流半徑， V 為上游平均接近流速， k_1 為常數。在沖刷過程中，假設 r 為沖刷過程中之渦流半徑， v_h 為馬蹄型渦流之切線速度，則環流量 Γ 為：

$$\Gamma = 2\pi r v_h \quad (3-5)$$

假設 r 為

$$r = r_0 + k_2 d_s \quad (3-6)$$

其中 d_s 為橋墩周圍局部沖刷深度， k_2 為常數。假設 $\Gamma = \Gamma_0$ ，由(3-4) ~ (3-6) 式可得沖刷過程中渦流之切線速度為

$$v_h = k_1 r_0 V / (r_0 + k_2 d_s) \quad (3-7)$$

泥砂顆粒在馬蹄型渦流系統中受制於平行沖刷坑斜面之拖曳力 (F_D)、垂直於沖刷坑斜面之上升力 (F_L) 及泥砂顆粒於水中之自重 (G)，詳如圖 3-1 所示。由力矩平衡關係，可得

$$G \cdot x_1 = F_D \cdot x_3 + F_L \cdot x_2 \quad (3-8)$$

$$G = \frac{\pi d}{6} (\rho_s - \rho) g \quad (3-9)$$

$$F_D = C_D \left(\frac{1}{2} \rho v_{he}^2 \right) \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \quad (3-10)$$

$$F_L = C_L \left(\frac{1}{2} \rho v_{he}^2 \right) \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \quad (3-11)$$

其中， v_{he} 為達平衡沖刷時馬蹄型渦流之切線速度、 d 為泥砂顆粒之直徑、 C_D 為拖曳力係數(drag force coefficient)、 C_L 為上升力係數(uplift force coefficient)。

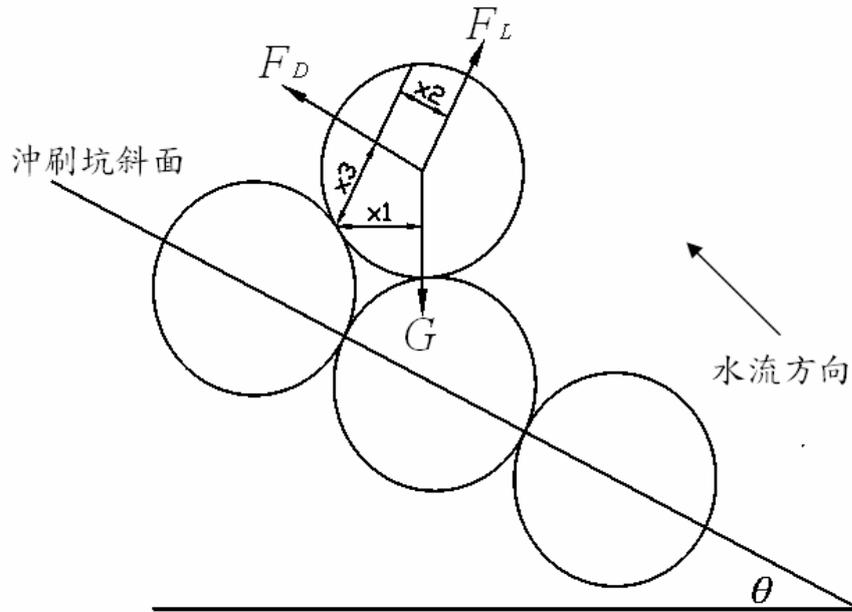


圖 3-1 冲刷坑內泥砂顆粒受力平衡示意圖

由(3-8)~(3-11)式可得：

$$v_{he}^2 = \frac{8 \cos(60^\circ - \theta)}{3 (\sqrt{3}C_D + C_L)} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) gd \quad (3-12)$$

其中， θ 為冲刷坑坡度與水平渠底之夾角，介於 30~40 度間。因此 $\cos(60^\circ - \theta)$ 可視為常數，則(3-12)式可改寫成為

$$v_{he}^2 = k_3 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) gd \quad (3-13)$$

$$k_3 = \frac{8 \cos(60^\circ - \theta)}{3 (\sqrt{3}C_D + C_L)} \quad (3-14)$$

依據 (3-7)、(3-13)及(3-14) 式，當 $v_h = v_{he}$ 、 $d_s = d_{se}$ 時，則可導出平衡冲刷深度公式：

$$\frac{d_{se}}{D} = C_1 N - C_2 \quad (3-15)$$

$$N = V / \left(\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) gd \right)^{1/2} \quad (3-16)$$

$$C_1 = \frac{k_1 r_0}{ck_3^{0.5} k_2 D} \quad (3-17)$$

$$C_2 = \frac{r_0}{D} \frac{1}{k_2} \quad (3-18)$$

Baker 指出 $\frac{r_0}{D}$ 和 $\frac{y}{D}$ 有關，當 $\frac{y}{D}$ 值很大時， $\frac{r_0}{D}$ 可視為常數；而 $\frac{y}{D}$ 值很小時， $\frac{r_0}{D}$ 和 $\frac{y}{D}$ 成比例關係，如此一來， $\frac{r_0}{D}$ 可表示為：

$$\frac{r_0}{D} = k_4 \tan y \left(k_s \frac{y}{D} \right) \quad (3-19)$$

其中 k_4 、 k_5 為泥砂粒徑之函數，可視為常數。將(3-15)式代入(3-26)式，則

$$\frac{d_{se}}{D} = (a_1 N - a_2) \tan y \left(\frac{a_3 y}{D} \right) \quad (3-20)$$

其中 $a_1 = \frac{k_4 k_1}{ck_2 k_3^{0.5}}$ 、 $a_2 = \frac{k_4}{k_5}$ 及 $a_3 = k_5$ 。利用以上理論式，即可推估橋墩局部沖刷深度。Baker 以 Chabert & Engeldinger(1956)^[14]之實驗結果修正(3-20)式得

$$\frac{d_{se}}{D} = \left[g_1 \frac{V}{V_c} \right] \left[a_1 \tanh \left(a_2 \frac{y}{D} \right) \right] (g_2 g_3) \quad (3-21)$$

上式當 $0 < \frac{V}{V_c} \leq 0.5$ 時， $g_1 = 0$ ；當 $0.5 < \frac{V}{V_c} < 1.0$ 時， $g_1 = 2 \frac{V}{V_c} - 1$ ；當 $\frac{V}{V_c} \geq 1.0$ 時， $g_1 = 1$ 。而 g_2 及 g_3 為橋墩形狀及流況參數。由(3-21)式可知影響橋墩局部沖刷深度之主要參數為 $\frac{V}{V_c}$ 及 $\frac{y}{D}$ 。

3.3 沿壁沖射流理論

根據學者 Raudkivi & Ettema(1983)^[32]、顏榮甫(1986)^[8]等人之研究，當橋墩上未加設任何裝置時，粗質河床上的橋墩局部沖刷，其最

大平衡沖刷深度發生於橋墩兩側，主要沖刷機制為兩側的加速水流及墩後的尾跡渦流；而於緩坡、細質河床之橋墩局部沖刷，其最大平衡沖刷深度發生在墩前，主要沖刷機制為向下射流及馬蹄形渦流。

自上游而來之水流，流經橋墩時因橋墩之阻滯而產生一向下射流，如圖 3-2 所示。若以能量消滅之觀點來討論單一股向下射流（圖 3-3），射流經由碰撞、摩擦、混合等作用後，損失了能量。然而若干股水流則具有疊加之關係，其疊加後之能量大於射流經由碰撞、摩擦、混合等作用所造成之能量損失，此可說明向下射流之主流速度隨著入水深度之增加而逐漸遞增，詳如圖 3-4 所示。當水流進入沖刷坑後，因無疊加之水流，射流之主流速度乃隨著水深之增加而衰減。

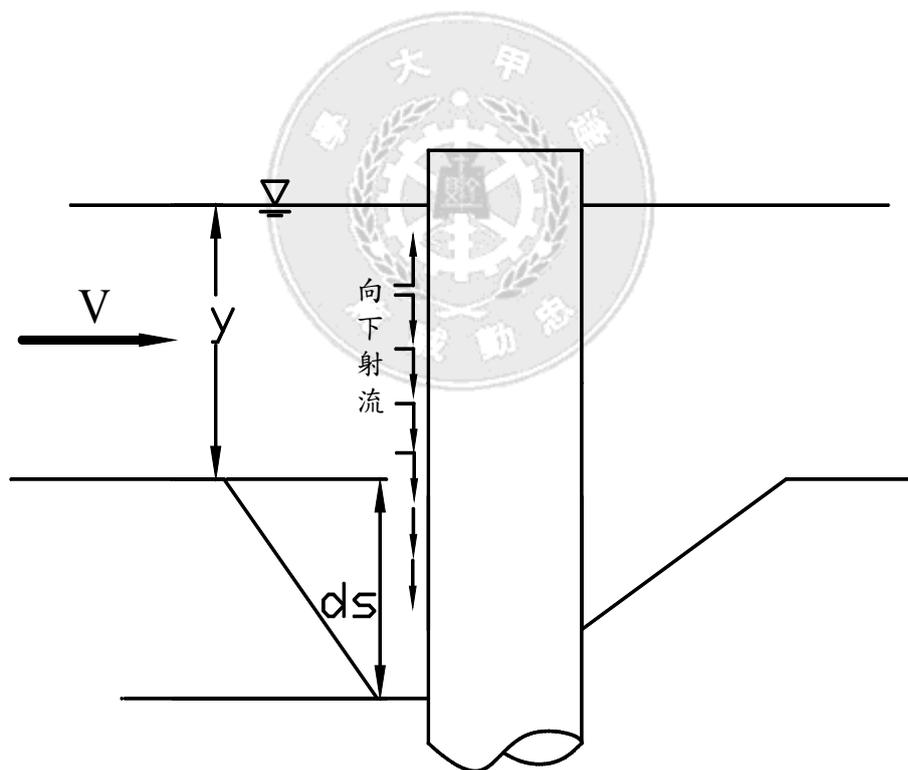


圖 3-2 橋墩上游水流結構示意圖

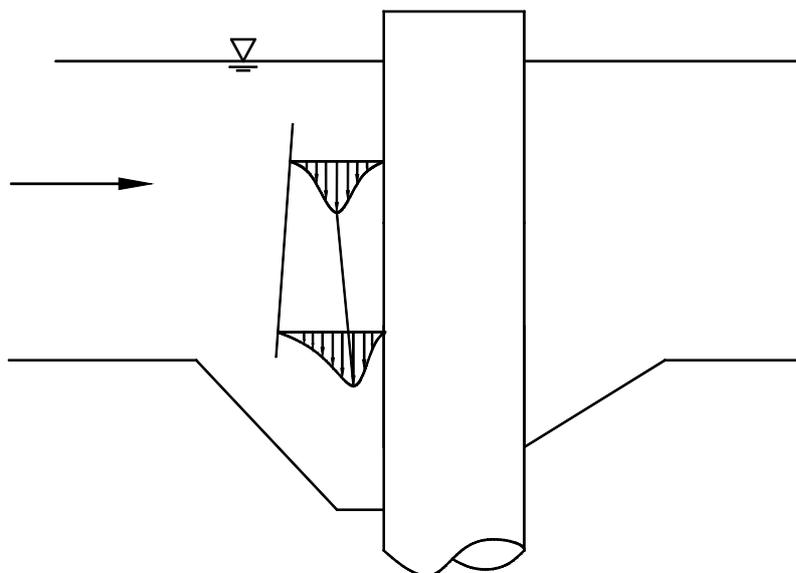


圖 3-3 單一股水流造成之向下射流流速分佈圖

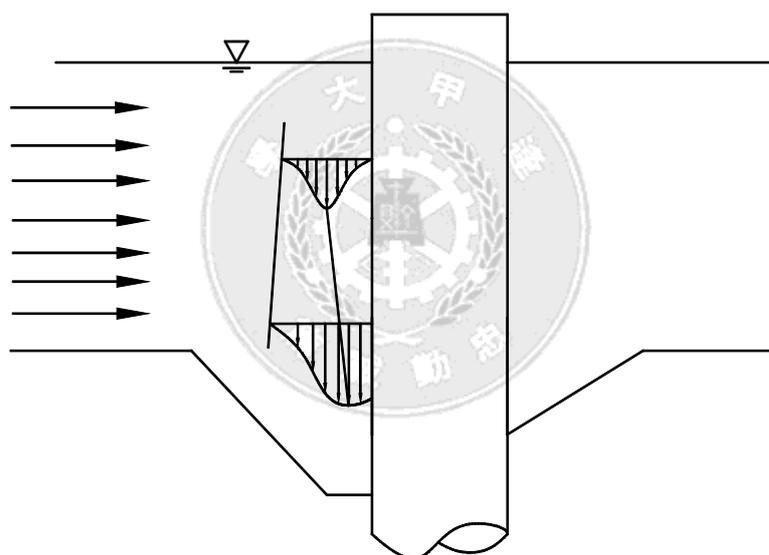


圖 3-4 多股水流造成之向下射流流速分佈圖

一般二維流場，可以根據連續方程式(equation of continuity)以及納威爾－史托克斯方程式 (Navier-Stokes equations)來描述：

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (3-22)$$

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = g_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] \quad (3-23)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = g_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] \quad (3-24)$$

式中， u 為 x 方向之速度； v 為 y 方向之速度； ν 為運動黏滯(kinematic viscosity)係數； g 為重力加速度； p 為水壓力強度。

橋墩前沿壁向下射流之主流速度隨入水深度之變化，可藉沿壁沖射流垂直進入靜止的相同流體模擬之。即假設各橫斷面之流速為穩定並呈常態分布，且其流速隨著入水深度之增加逐漸衰減而分布愈均勻。沖射流所進入之靜止水體，其壓力呈靜水壓力分布，即垂直於水面之壓力梯度 $\frac{\partial p}{\partial y} = \rho g$ 。又壓力不隨橫向變化，故 $\frac{\partial p}{\partial x} = 0$ 。因此納威爾

—史拓克斯方程式可簡化為：

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = \nu \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] \quad (3-25)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = \nu \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] \quad (3-26)$$

於流場中取某一觀測點 $y_{obs}(x^*, y^*)$ 作為參考位置，並取下列特性參數與無因次參數：

$$y_{obs}(x^*, y^*), \quad w = \sqrt{(u^*)^2 + (v^*)^2}$$

$$u' = u/u', \quad v' = v/v'$$

$$x' = x/x', \quad y' = y/y'$$

$$Re^* = wy^*/\nu$$

式中， u' 為無因次之 x 方向速度分量； v' 為無因次之 y 方向速度分量； x' 為無因次之 x 座標； y' 為無因次之 y 座標； Re^* 為觀測點雷諾數

(Reynold's number)。

將上述參數代入(3-22)、(3-25)及(3-26)式中，可得穩定之無因次連續方程式及納威爾－史拓克斯方程式：

$$\frac{\partial u'}{\partial x'} + \frac{\partial v'}{\partial y'} = 0 \quad (3-27)$$

$$u' \frac{\partial u'}{\partial x'} + v' \frac{\partial u'}{\partial y'} = \frac{1}{\text{Re}^*} \left[\frac{\partial^2 u'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 u'}{\partial y'^2} \right] \quad (3-28)$$

$$u' \frac{\partial v'}{\partial x'} + v' \frac{\partial v'}{\partial y'} = \frac{1}{\text{Re}^*} \left[\frac{\partial^2 v'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 v'}{\partial y'^2} \right] \quad (3-29)$$

流場之邊界條件如下：

(1) 當 $y' > 0$ 和 $x' > 0$ 時， $v' > 0$

(2) 當 $y' > 0$ 和 $x' = 0$ 時， $u' > 0$

(3) 當 $y' > 0$ 和 $x' = \infty$ 時， $v' = 0$

根據數量級(order of magnitude)之觀念，在高雷諾數流動時，主流與周遭原靜止流體間所形成之邊界層，其厚度及橫向速度與 $1/\sqrt{\text{Re}}$ 屬於同一數量級。因此：

$$x' \approx (1/\sqrt{\text{Re}}), \quad u' \approx (1/\sqrt{\text{Re}})$$

同時可令：

$$x'' \approx \sqrt{\text{Re}}x', \quad u'' \approx \sqrt{\text{Re}}u'$$

則(3-27)至(3-29)式可表為

$$\frac{\partial u''}{\partial x''} + \frac{\partial v''}{\partial y''} = 0 \quad (3-30)$$

$$v' \frac{\partial v'}{\partial y'} + u'' \frac{\partial v'}{\partial x''} = \frac{\partial^2 v'}{\partial x''^2} \quad (3-31)$$

其邊界條件可表為：

- (1) 當 $y' > 0$ 和 $x'' = 0$ 時， $v' = 0$
- (2) 當 $y' > 0$ 和 $x'' = 0$ 時， $u'' > 0$
- (3) 當 $y' > 0$ 和 $x' = \infty$ 時， $v' = 0$
- (4) 除了(1)、(2)及(3)所提及之邊界條件外， $v' \neq 0$

沿壁沖射流之主流速度方程式，經過上述之假設、簡化、無因次化及轉換後，可得到與水平薄射流(thin jet)方程式相同之型式。再根據水平薄射流以相似解之方法(method of similarity solutions)求解，可得沿壁射流主流速度之解為

$$v' = \frac{df/d\eta}{\sqrt{y'}} \quad (3-32)$$

上式中 $\eta = x''/\sqrt[4]{y^3}$ ， $f = 2\beta f\left(\frac{\beta\eta}{2}\right) = 2\beta f(\xi)$ ， β 為常數， $\xi = \beta\eta/2$ 。而根據薄層流之研究，沿壁沖射流主流最大速度處之 $df/d\eta$ 為一常數。若取長度特性參數 h^* 為橋墩迎水面寬度 D ，速度特性參數 v^* 為水流之水面速度 V ，則：

$$h' = h/h^* = h/D$$

$$v' = v/v^* = V_c/V$$

在沿壁射流所形成之沖刷坑，式中 h 為沖刷坑橋墩鼻頭點平衡沖刷深度(d_{se})與向下射流自水表面至原始河床面之水深(y)之和，即($d_{se}+y$)，詳如圖 3-5 所示。

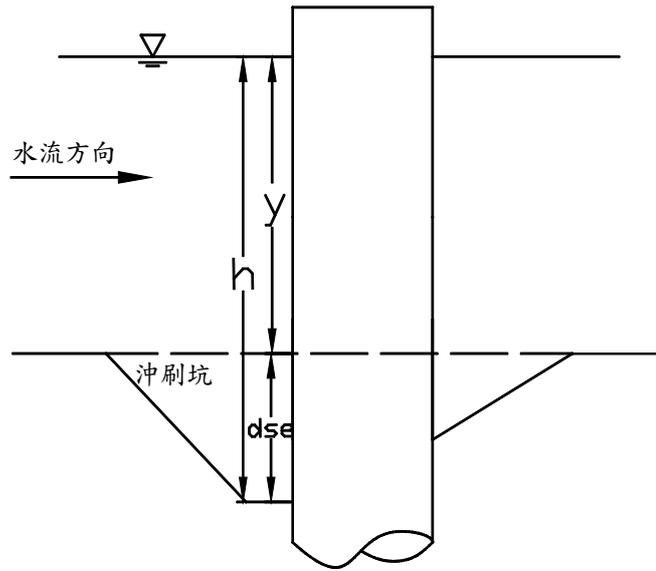


圖 3-5 橋墩上游沿壁射流造成之沖刷坑示意圖

假設沿壁射流衝擊河床後轉為水平方向，在顆粒啟動之臨界狀況下，沖刷坑達穩定時，流速 V 可以泥砂臨界啟動流速 V_c 表之，同時將 h 及 V 代入(3-32)式中整理可得：

$$\frac{d_{se} + y}{D} = C^2 \left(\frac{V}{V_c} \right)^2 \quad (3-33)$$

式中 C 為係數。若以函數型態表示，上式可表為

$$\frac{d_{se} + y}{D} = f \left(\frac{V}{V_c} \right) \quad (3-34)$$

(3-34)式即為橋墩鼻頭點相對平衡沖刷深度方程式之一般型式。

根據若干研究結果顯示，(3-34)式中之泥砂臨界啟動速度(V_c)其大小與泥砂顆粒粒徑有關，而此關係正可藉由水流拖曳力(drag force)與上升力(uplift force)之力學觀念予以建立。然而一般泥砂運移問題中，底床泥砂顆粒並非均勻，且因顆粒之連續運動常使速度變化無常，因此本研究中泥砂臨界啟動速度 V_c ，乃藉由 Melville(1997)^[27]所提出之

公式求得，即

$$V_c = 5.75 \cdot u_{*c} \cdot \log\left(5.53 \frac{y}{d_{50}}\right) \quad (3-35)$$

其中

$$u_{*c} = 0.0115 + 0.0125d_{50}^{1.4} \quad 0.1\text{mm} < d_{50} < 1\text{mm}$$

$$u_{*c} = 0.0305d_{50}^{0.5} - 0.0065d_{50}^{-1} \quad 1\text{mm} < d_{50} < 100\text{mm}$$

3.4 圓柱型橋墩周圍水流之流況

水流受橋墩之阻擋，其結構產生變化，進而破壞底床泥砂原有之平衡，造成局部沖刷。在局部沖刷發展期間，水流結構之複雜性隨著沖刷坑之變化而增加。流經圓柱型橋墩周圍的水流形態可分為四部份，詳如圖 3-6 所示。其中以向下射流與馬蹄型渦流為造成橋墩局部沖刷之主要原因。

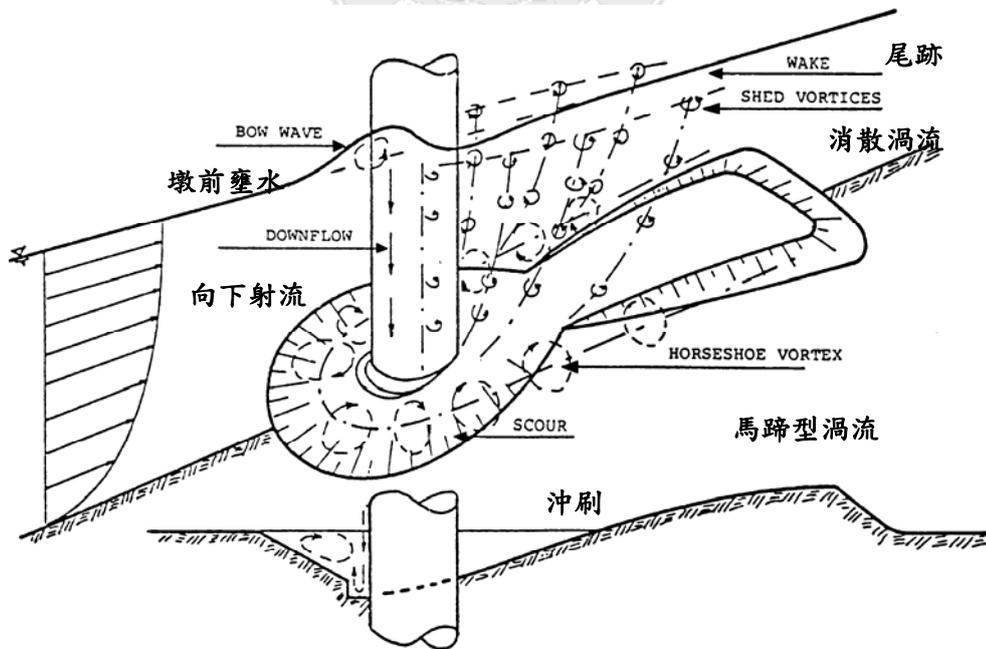


圖 3-6 圓柱型橋墩周圍水流形態示意圖

(1) 墩前壅水(bow wave):

水流通過橋孔時，因橋墩的存在而增加阻水面積，迫使橋孔間單寬流量增大，流速加快。而橋墩阻礙了水流運動，致使水流動能轉化成位能，造成橋墩上游斷面水位抬升，此為墩前壅水形成之原因。

(2) 墩前向下射流(downflow in front of pier)

沿圓柱型橋墩垂直方向分佈之水平接近流速因河床邊界之影響而由水面向下遞減，此等水平速度，形成一速度梯度，而到達橋墩鼻端時會產生停滯現象。當水流於橋墩面上產生停滯壓力(stagnation pressure)時，此壓力強度與水流流速之平方成正比，其變化趨勢為愈接近河床面處其壓力強度愈小，形成一垂直向下的促進壓力梯度(favorable pressure gradient)，此為墩前向下射流形成之主因，亦是造成局部沖刷主要作用力之一。

(3) 馬蹄型渦流(horseshoe vortex)

向下射流與二次橫向水流相結合後，沿著橋墩周圍形成螺旋運動的三維性渦流，外型類似馬蹄形狀，故稱為馬蹄型渦流。其由橋墩迎水面分離線處開始發生，沿著結構物邊緣向下游傳遞，對沖刷坑中河床質的攜離運移扮演著重要的角色。渦流強度與橋墩之相對寬度成正比。此馬蹄型渦流向下游延伸通過橋墩兩側，強度開始減弱，漸漸消散破壞掉，而變成一般的亂流。

在沖刷坑中，馬蹄型渦流會使得沿壁向下射流的最大速度貼近於橋墩，且將射流之影響範圍推向橋墩上游，因而擴張沖刷坑規模。隨著沖刷坑的逐漸擴大，由於墩前水深增加，向下射流強度受

到墊床作用(cushion effect)，因此坑內水流局部加速的現象減緩，造成馬蹄型渦流及向下射流強度衰減，沖刷能力降低。當沖刷能力小於泥砂起動所需條件時，沖刷坑即達到平衡狀態。

(4) 消散渦流及尾跡渦流(cast-off vortices and wake)

水流流經橋墩後，在其下游側之壁面產生水流分離點(separation point)，使得速度剖面產生不連續面而導致消散渦流的產生。在靠近底床處，消散渦流與馬蹄型渦流產生交互作用，致使水流尾跡向下游傳遞時做橫向與垂向的運動。由於消散渦流具有垂直方向的壓力梯度，其所形成之升力可將泥砂從河床面挑起帶至下游處而產生淤積。

沖刷坑於橋墩兩側開始發展，其次由橋墩周圍迅速向上游延伸，而後會合於墩前，遭沖蝕之河床質受水流帶動而移至下游，因此橋墩上游周圍即形成一個淺的沖刷坑。

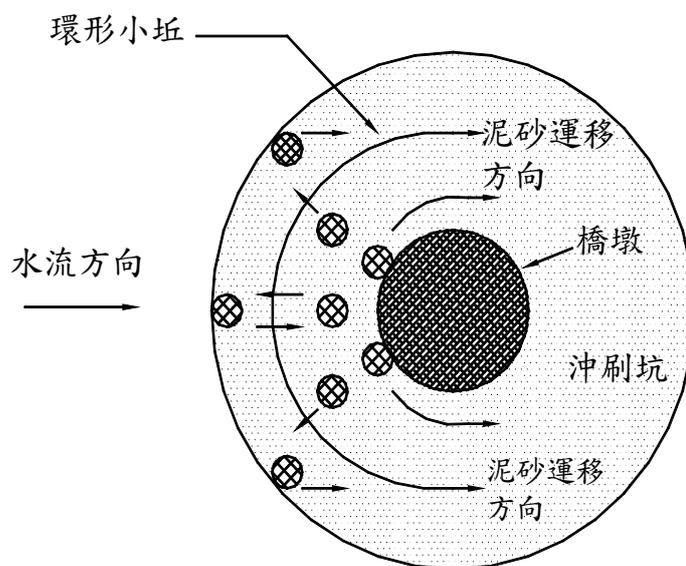
3.5 橋墩周圍局部沖刷之過程

沖刷坑的發展開始於橋墩的兩側，接著迅速地沿著橋墩圓周向上游挺進直到墩前交會，於圓柱橋墩前端處發生最大沖刷深度。受擾動的河床質則因向下射流加速及馬蹄型渦流的螺旋作用，沿著橋墩流出沖刷坑至下游處。沖刷坑內的水流呈現翻滾之現象，沖刷坑前半部較為陡峭，兩側之崩落則較不規則。達沖刷平衡後，沖刷坑前半部近似一倒置之截頭直角圓錐體，其斜面之傾斜角則約等於泥砂在水中之安息角(repose angle)；而後半部及淤積堆之型態，則受水流及河床形態影響，較難掌握。

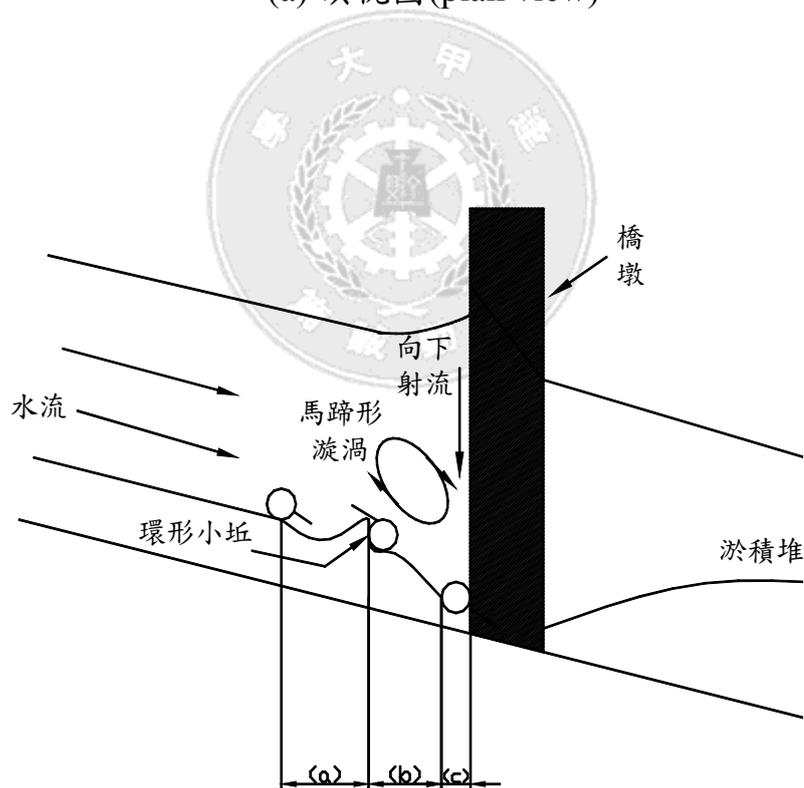
整個河床沖淤變化過程中，由於橋墩周圍水流流動狀態相當紊亂，導致砂石顆粒運移十分複雜。泥砂顆粒運移之情況，大致可分為

三個時期：

1. 沖刷初期：沖刷初期，沿水流流動方向，橋墩兩側受到較大之剪力，故橋墩兩側處之泥砂顆粒首先被淘刷至橋墩後端，繼而受到消散及尾跡渦流之上舉力而向上漂移，直至渦流強度減弱，落淤形成淤積堆。
2. 沖刷中期：此時期，墩前受到接近水流、向下射流及馬蹄型渦流之作用，在沖刷坑中斜坡面產生一稍微鼓起之環形小丘。墩前泥砂顆粒之運移方式可分為下列(a)、(b)、(c)三種方式，如圖 3-7 所示。
 - (a) 墩前較上游之泥砂顆粒因受接近水流及重力影響而向下移動。
 - (b) 墩前較下游處，則受馬蹄型渦流之影響，泥砂顆粒沿著沖刷坑斜面向上移動。
 - (c) 橋墩鼻端前受向下射流之作用，顆粒繞經橋墩周圍而移至橋墩後方。
3. 平衡沖刷：當沖刷達動態平衡時，沖刷坑之外觀型態已然底定，雖然沖刷坑中仍有部分泥砂顆粒因水流紊動之影響，而在斜面上滾動搖擺，但不會被水流攜離運移出沖刷坑外。



(a) 頂視圖(plan view)



(b) 側視圖(side view)

圖 3-7 橋墩周圍泥砂顆粒運移示意圖

3.6 沖刷坑理論分析

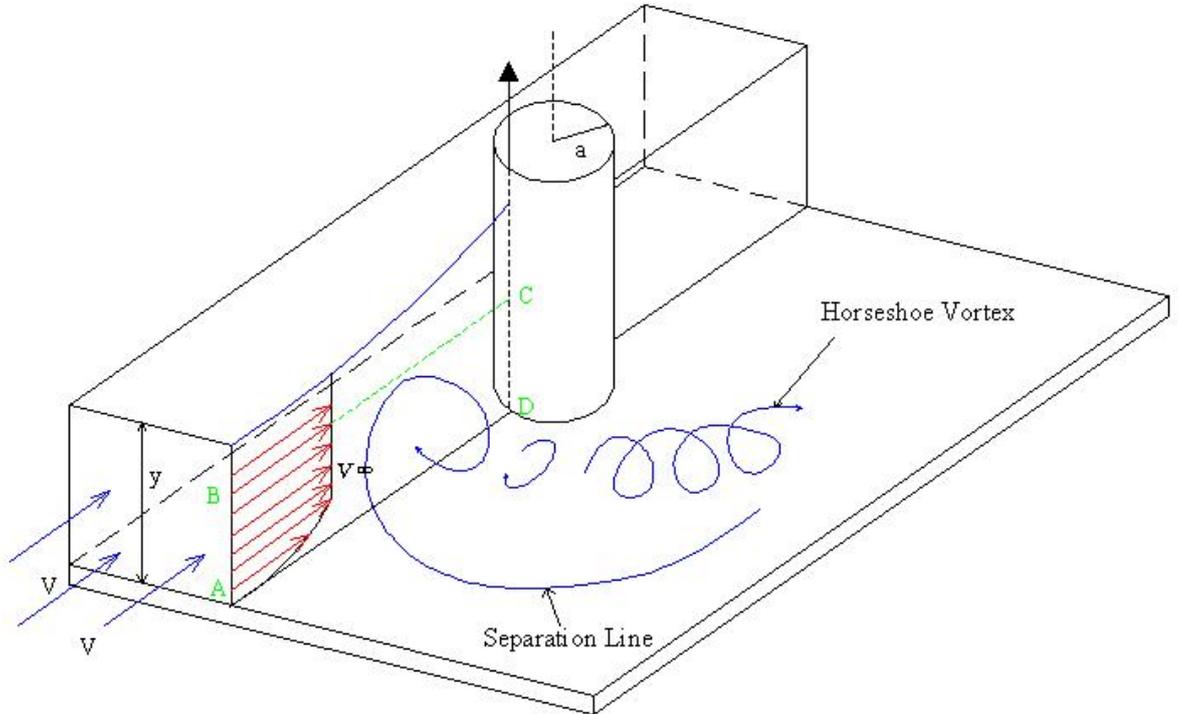


圖 3-8 橋墩周圍三維流場示意圖

根據 Shen et al.(1969)^[35]及參考圖 3-8，取圓柱型橋墩前緣停滯平面(Stagnation plane)控制體積 ABCD，假設 AD 與 CD 為無滑動邊界，根據定義可知 ABCD 上之環流量(circulation) Γ ：

$$\Gamma = \oint \vec{V} \cdot d\vec{s} = \iint_{ABCD} \bar{\Omega} \cdot d\vec{A} \quad \bar{\Omega} = \nabla \times \vec{V} \quad (3-36)$$

其中 $d\vec{s}$ 為控制體 ABCD 路徑距離，而 $d\vec{A}$ 為控制體 ABCD 面積，為來流平均流速。在 r 方向之分量：

$$\int_B^C V_r \cdot dr = \iint_{ABCD} \bar{\Omega} \cdot d\vec{A} \quad (3-37)$$

V_r 為水深之函數，若距自由液面夠深處可適用於勢流理論，再根據勢

流理論，流經半徑為 a 之圓柱型橋墩之流速可表示為：

$$V_r = V_\infty \left[1 - \frac{a^2}{(a+r)^2} \right] \quad (3-38)$$

其中為 V_∞ 為圖 3-8 中 B 點之流速，將(3-38)式代入(3-37)式，經過積分計($0 \rightarrow R_0$)算之後：

$$\int_{ABCD} \bar{\Omega} \cdot d\bar{A} = V_\infty R_0 - \frac{aR_0}{a+R_0} V_\infty \quad (3-39)$$

其中 R_0 為橋墩至 AB 面之距離，上式中 $-aR_0V_\infty/(a+R_0)$ ，為橋墩所造成之新增環流量。當橋墩迎水面寬小至可以忽略($a+R_0$)時，橋墩所造成之新增環流量極限值為 $-aV_\infty$ ，再合理地假設渦流強度為環流量的函數：

$$(\omega A)_{core} = f(aV_\infty) \quad (3-40)$$

上式中， ω 為角速度、 A 為 ABCD 之面積。根據前人的研究，馬蹄形渦流系統的產生是由於上游分離的關係，也是由於黏性流的特性。因此，黏滯係數就相當重要，經由運動黏滯性係數的無因次化之後得：

$$\left(\frac{\omega A}{\nu} \right)_{core} = f\left(\frac{2aV_\infty}{\nu} \right) = f(Re) \quad (3-41)$$

上式中， Re 為雷諾數， $Re = VD/\nu$ 。又橋墩的局部沖刷主要是由於橋墩處的馬蹄形渦流所產生，因此，亦可以說橋墩的局部平衡沖刷深度為橋墩雷諾數的函數，則平衡沖刷深度 $d_{se} = g(Re)$ 。

假設沖刷坑可以表示成高度為 d_s 之倒三角錐的關係式：

$$\frac{d\forall}{d(d_s)} = \frac{\pi(1-\lambda)}{\tan\phi} \left(\frac{d_s^2}{\tan\phi} + Dd_s \right) \quad (3-42)$$

上式中， \forall 為沖刷坑中被移出的泥砂體積， λ 為泥砂孔隙率， ϕ 為泥砂安息角，利用鏈鎖律(Chain rule)：

$$\frac{d\forall}{dt} = \frac{\pi(1-\lambda)}{\tan\phi} \left(\frac{d_s^2}{\tan\phi} + Dd_s \right) \frac{d(d_s)}{dt} \quad (3-43)$$

上式中， $d\forall/dt$ 為沖刷坑變大的過程中所被移出的泥砂體積對時間變化率。

因為

$$\frac{d\forall}{dt} = Q_{so} - Q_{si} \quad (3-44)$$

上式中， Q_{so} 為單位時間移出沖刷坑內泥砂體積，其與橋墩幾何形狀無關，而與來流平均流速有關； Q_{si} 為單位時間進入沖刷坑內泥砂體積，在已知泥砂條件之下與橋墩幾何形狀、不受擾動各水流參數及時間有關，經對時間積分後得：

$$\frac{\pi(1-\lambda)}{\tan\phi} \left(\frac{d_{se}^3}{3\tan\phi} + \frac{1}{2} Dd_{se}^2 \right) = \int_0^\infty (Q_{so} - Q_{si}) \cdot dt \quad (3-45)$$

或

$$\int_0^\infty (Q_{so} - Q_{si}) \cdot dt = f(\text{vortex properties, sediment}) \quad (3-46)$$

亦即沖刷坑泥砂體積變化率為渦流與泥砂特性之參數。

肆、水工試驗

由於不均勻橋墩之局部沖刷屬於三維問題，且因橋墩干擾而使水流流況變得十分複雜，若純粹由理論方面對沖刷行為作描述相當困難，故須利用渠槽模型試驗加以分析及驗證。

本研究針對三種不同型態之三種不同之覆土高度、均勻橋墩與不均勻橋墩型式 $D/D^*=0.4$ ，以及橋墩縱向間距，進行室內渠槽模型試驗，藉以瞭解不均勻橋墩周圍流場變化與沖刷機制。

4.1 模型與原型之比例關係

進行渠槽模型試驗時，模型與原型須滿足幾何相似外，尚須滿足運動相似及動力相似。在慣性座標系統中，動力相似必須滿足牛頓第二運動定律，該定律運用於流體中即為納威爾－史托克斯 (Navier-Stokes) 方程式。

將納威爾－史托克斯方程式無因次化後可知動力相似條件為福祿數相等及雷諾數相等，而橋墩沖刷之流況係為紊流之狀態，粘滯力與重力相較之下，前者影響甚微，故所考慮之動力相似條件僅採福祿數相等。

以福祿數(Fr)必須相等為條件，作為原型和模型間尺度之轉換：

$$Fr_m = Fr_p \quad (4-1)$$

而上式可改寫如下：

$$\frac{v_m}{\sqrt{g_m l_m}} = \frac{v_p}{\sqrt{g_p l_p}} \quad (4-2)$$

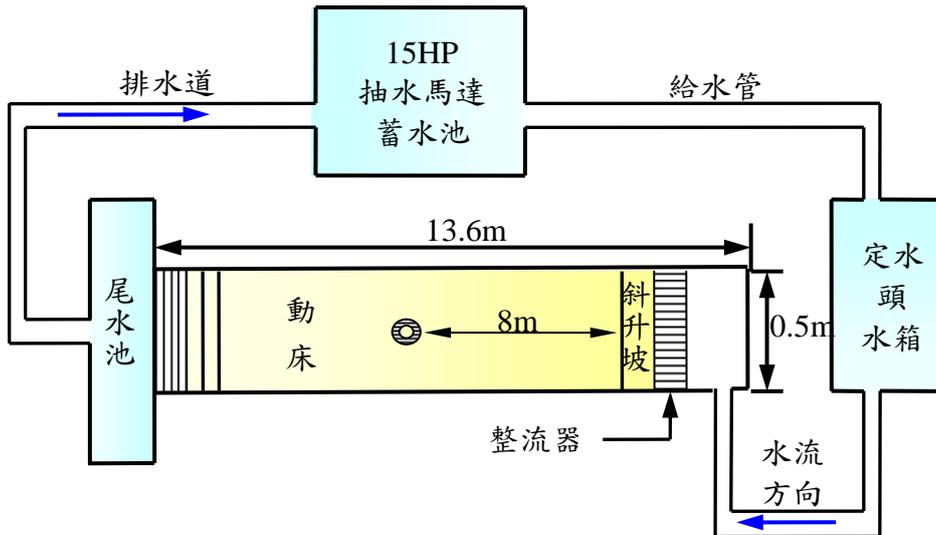
式中 v 、 l 、 g 分別表示為水流速度、特性長度與重力加速度，而下標 m 、 p 分別表示模型(model)與原型(prototype)。

4.2 試驗設備與布置

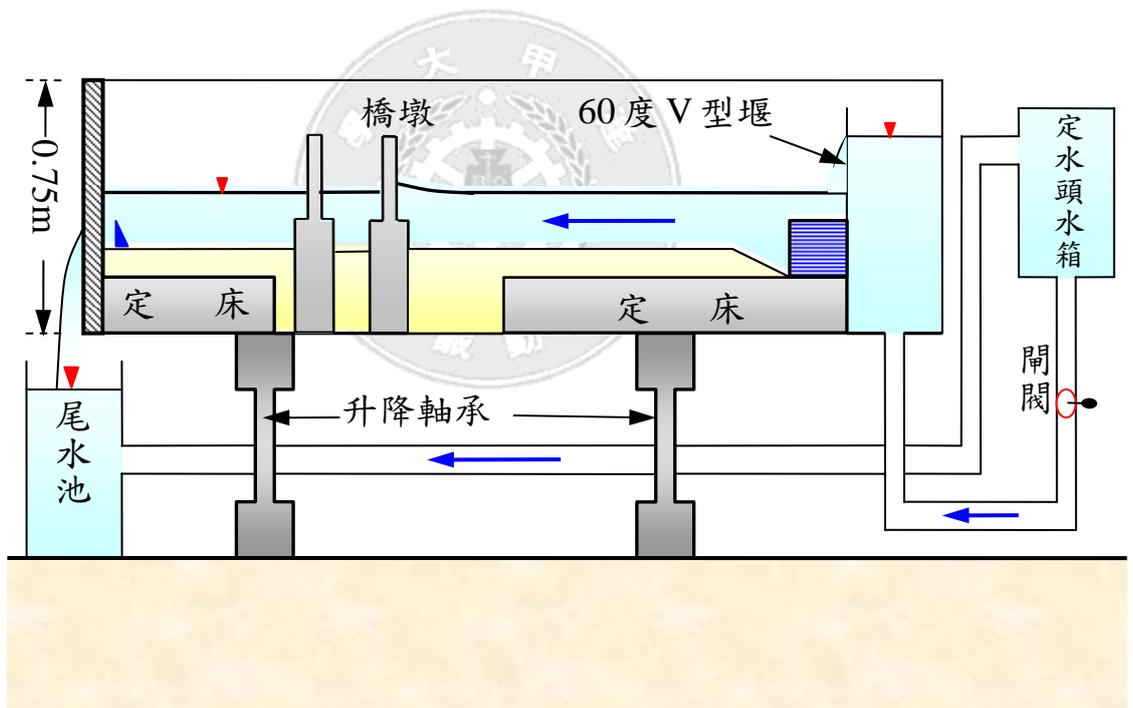
4.2.1 試驗渠槽

本試驗於逢甲大學水工試驗室進行，渠槽整體配置詳如圖 4-1，詳細規格如下：

1. 試驗渠槽：渠槽全長 13.6m、寬 0.5m、深 0.75m，渠槽側壁之材質為強化透明玻璃，以利於實驗進行時之觀測。渠槽尾端有一尾水閘門(tailwater gate)，用以控制試驗水深，渠槽下方有一馬達可抬升前後渠槽之高程，進而控制坡度。
2. 供水系統：以 15HP(Horse Power)之抽水馬達從蓄水池中抽水，經由給水管送至定水頭水箱，供應水量至渠槽中。水流經渠槽後流入尾水池，再經由排水道流進蓄水池，形成一供水循環系統。而定水頭水箱上緣有一溢流管，可將多餘之水量輸送至尾水池。
3. 流量控制：定水頭水箱至渠槽間設有一控制閘閥(gage valve)，可控制流量流至渠槽中。流槽前端有一 60 度之 V 型堰(V-type weir)，以供量測試驗時之流量。



(a) 頂視圖(plan view)



(b) 側視圖(side view)

圖 4-1 試驗渠槽配置圖

4.2.2 試驗橋墩模型

本試驗主要橋墩形式為不均勻圓柱型橋墩，其橋墩與基礎均為圓

柱型狀，而材質則為中空透明壓克力(acrylic)管所製成，以利光纖視鏡置入觀測橋墩沖刷現象。由於台灣西部主要河川之橋樑，不均勻橋墩之設計其 D/D^* 大多為 0.4 至 0.7 的範圍（詳如表 4-1）因此本研究之試驗採不均勻橋墩墩徑比例，基礎直徑(D^*)為 5cm，橋墩直徑(D)為 2cm， $D/D^*=0.4$ ，規格詳如圖 4-2 所示。

表 4-1 台灣西部主要河川跨河橋樑資料及其相關橋墩形式^[2]

橋名	河川段	橋墩直徑 D (m)	基礎直徑 D^* (m)	覆土高度 Y (m)	D/D^*
中山高大橋	頭前溪	1.7	4.0	3.8	0.43
中正大橋	頭前溪	2.5	5.5	5.3	0.45
新山線鐵路橋	大甲溪	2.4	5	-8.0	0.48
大度橋	烏溪	2.0	2.6	-2.8	0.77
名竹大橋	濁水溪	2.2	5.6	-	0.39
西螺大橋	濁水溪	2.4	2.5	-9.7	0.96
高美大橋	高屏溪	1.6	2.2	-1.3	0.73
里嶺大橋	高屏溪	2.8	7.5	-5.3	0.37
里港大橋	高屏溪	2.0	5.0	-1.3	0.4

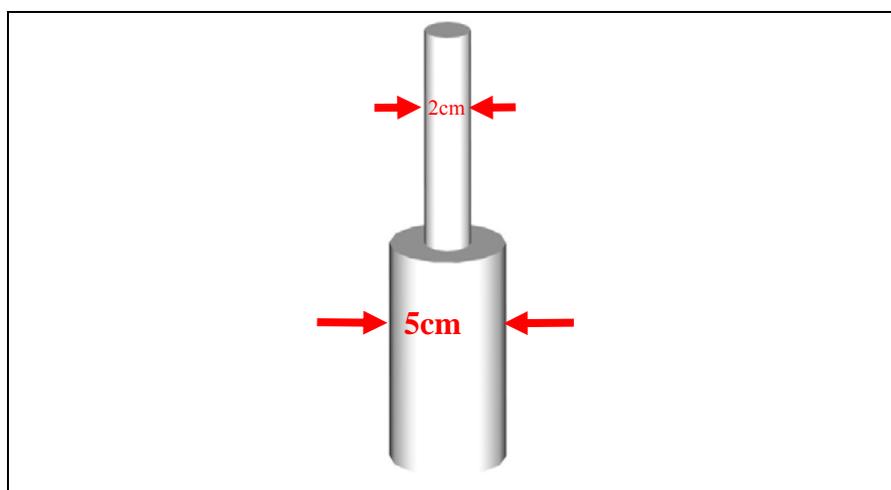


圖 4-2 研究試驗之不均勻橋墩規格

4.2.3 覆土高度

本試驗採用三種不同覆土高度，並實測橋墩前緣局部沖刷深度，藉以觀察覆土高度對於橋墩局部沖刷深度之影響。若覆土在橋墩不均勻面之上，向下射流於沖刷的過程中將會遭遇不均勻面之阻擋，進而降低橋墩前緣局部沖刷深度；若覆土在橋墩不均勻面之下，向下射流於沖刷初期即會遭遇不均勻面之阻擋。

由於本試驗墩徑比為 0.4，為了探討覆土高度恰與不均勻面齊平和位於不均勻面之上與下時，沖刷前後沖刷坑深度與大小之差異，故覆土高度取為 10mm、0、-10mm 作為試驗之覆土高。而覆土高度之選定是依據李俊穎(2005)^[3]之試驗。而本次試驗主要是探討不均勻面延緩向下射流時所造成的沖刷深，若覆土高度過高時，導致沖刷深無法到達不均勻面而形成均勻橋墩沖刷，因此本研究設定覆土高度為 10mm、0mm、-10mm 作為試驗之覆土高。

4.2.4 試驗布置

為使水流進入試驗區段時能保持平順穩定，本試驗於三角形缺口堰下游處擺設消波塊消能，同時設置整流板以減低水位波動，再以吸管制成之蜂巢式(honey comb)整流器減緩水流紊亂程度，使水流平順進入試驗區段。

4.2.5 試驗儀器

本研究主要使用量測儀器為光纖視鏡(videoscope)、超音波剖面量測儀(ultrasonic profiler)、電磁流速計(electromagnetic velocimeter)、管路手動矩形閘閥、筆記型電腦及攝影機(照相機)等，茲將其規格及用途等分述如下：

1. 光纖視鏡（照片 4-1）

規格：日本、ファイバービジョン F-6000V。

用途：量測不均勻橋墩沖刷時之沖刷深度與觀測沖刷情況，可配合 V8 攝影機拍攝。

2. 超音波剖面量測儀（照片 4-2）

規格：日本 MASATAYO、E.P.I-2 型。

用途：用以量測不均勻橋墩附近沖刷坑深度和範圍，了解橋墩周圍沖刷及淤積之分佈狀況。

3. 顯示式管路手動矩形閘閥（照片 4-3）

用途：其優點為流量的大小可由數字顯示閘來控制，而數字顯示閘上下開度 0~12000 數字，無間隙誤差，可確實達到實驗條件的設定與實際狀況之需求，提升試驗的精確度，以達成對物理機制之瞭解與控制。

4. 電磁流速計（照片 4-4）

規格：東京計測、SF-5511 型。

用途：量測試驗橋墩上游之接近流速度，放置位置約為橋墩上游 1m 處，採單點量測（0.6 倍水深）。

5. 筆記型電腦

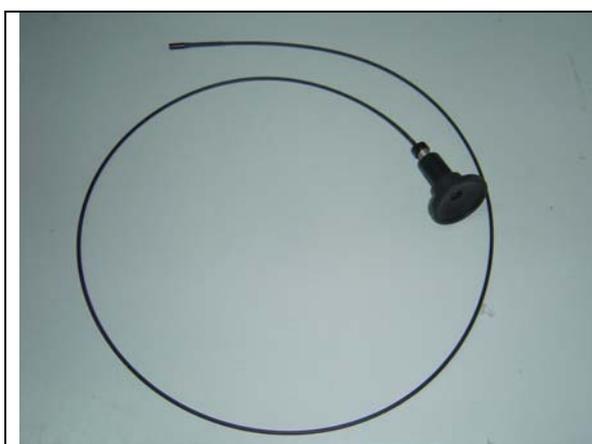
規格：IBM Intel Pentium 4 1.80G

用途：儲存試驗資料，以利分析並減少人為錯誤。

6. 攝影機、照相機

規格：SONY DSC-1、SONY W7。

用途：錄影或拍攝沖刷試驗之結果，藉以探討橋墩周圍流場之流況與泥砂運移之情形。



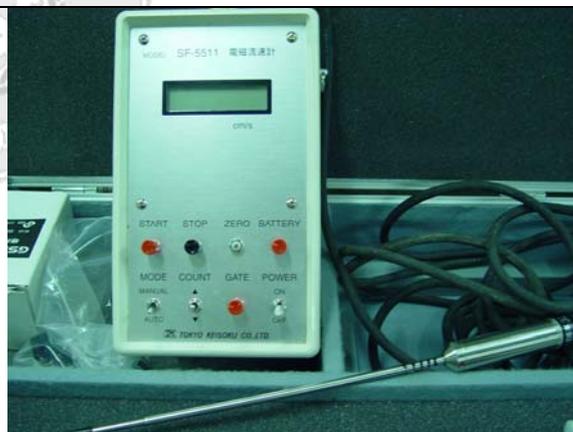
照片 4-1 光纖視鏡



照片 4-2 超音波剖面量測儀



照片 4-3 顯示式路手動矩形閘閥



照片 4-4 電磁流速計

4.3 試驗河床質

為充分瞭解不均勻橋墩沖刷之機制，減少因護甲作用所造成沖刷深度的不準確性，於渠槽中鋪設 35cm 厚之越南細砂，其河床質粒徑為利用#20、#30、#40 號篩所篩出之三種泥砂粒徑加以混和，中值粒

徑 d_{50} 為 0.65mm，標準偏差 σ_g 約為 1.24，屬於均勻泥砂，粒徑分佈如圖 4-3 所示。

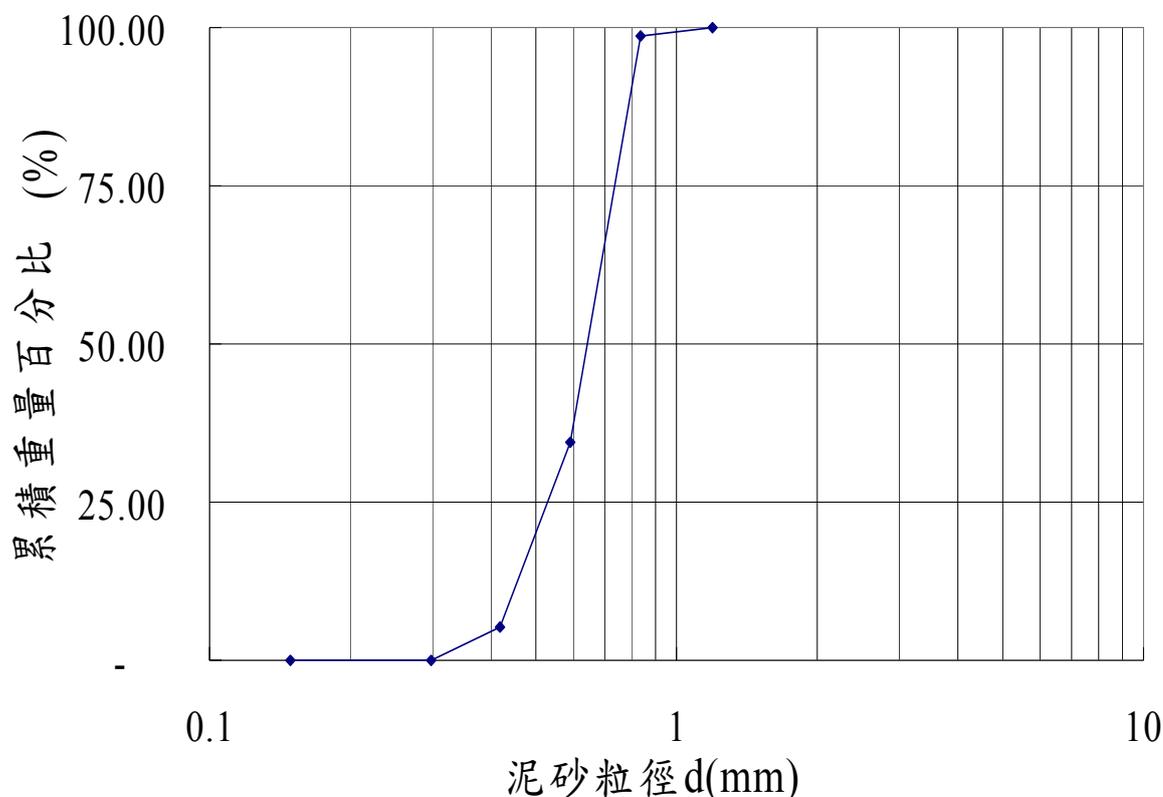


圖 4-3 試驗河床質粒徑分佈曲線

4.4 試驗流量

本試驗之流量為固定 0.00673cms，由給水管上之閘閥所控制，水流從定水頭水箱經由給水管輸送到渠槽中，再流至 V 型堰處。V 型堰之流量率定曲線如圖 4-4，經迴歸得式 4-3。

$$Q = 0.000037H^2 - 0.000072H - 0.000026 \quad (4-3)$$

式中， Q = 流量(cms)

H = V 型堰溢流水深(cm)

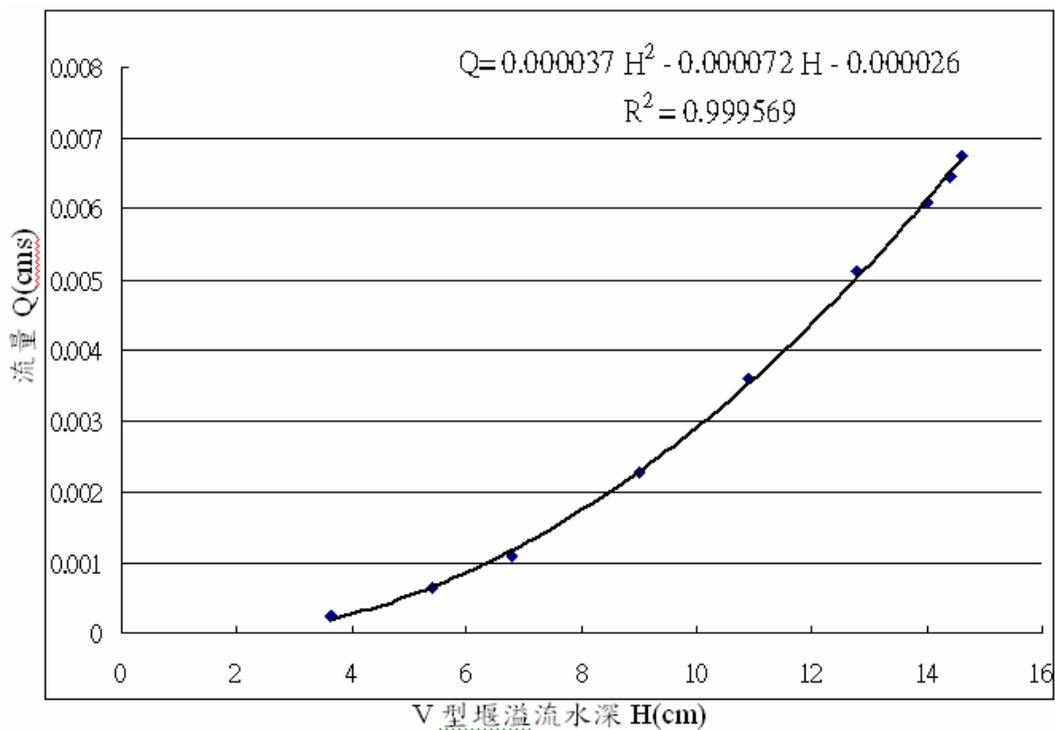


圖 4-4 V 型堰流量率定曲線

4.5 完全發展段(Fully Development Zone)

速度分佈方程式之基本假設為均勻流，而在流況尚未完全發展的情況下所量測的資料，並不適用於分析。故在選定試驗段位置之前，須先確認試驗區段之流況為完全發展流況。

而對於完全發展流況之檢驗，常用的方法有：(1)渠寬決定量測點位置；(2)邊界層理論決定量測點位置；(3)水深決定量測位置及(4)速度剖面近似等四種方法。

由於本研究之試驗水深較低，如果以流速剖面決定完全發展段較為困難，故利用試驗區各段水深來決定完全發展段。完全發展段選定之範圍是利用平均流速 V 與泥砂臨界啟動速度 V_c 之比值，即 V/V_c 分別為 0.5 及 1.0 的情況下量測水深。經試驗分析結果，本試驗之完全發展區段位於距入流口約 6.25m~9.07m 之間，因此本研究設計橋墩落

墩於距入流口 8.0m 處之動床區段，詳如圖 4-5。

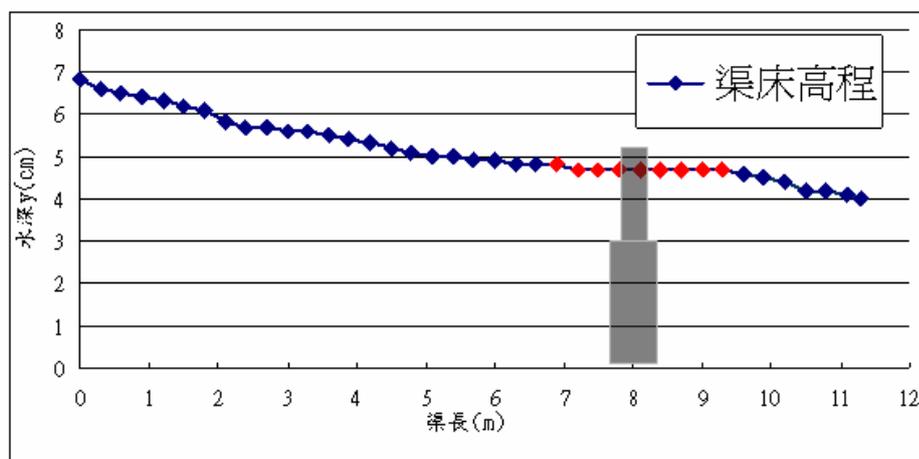


圖 4-5 完全發展區段選定範圍

4.6 渠槽試驗條件

本試驗於水平渠床坡度($S \cong 0\%$)、泥砂中值粒徑 $d_{50}=0.65\text{mm}$ 之均勻泥砂的條件下，分別改變不同的覆土高度 Y ，進行固定流量的不均勻橋墩清水沖刷試驗，試驗條件詳如表 4-2 所示。

表 4-2 渠槽試驗條件

D/D^*	u_{*c} (m/s)	Y (mm)	V/V_c	V_c (m/s)	V (m/s)	Q (cms)	y (mm)	F_r
0.4	0.0183	-10	1	0.272	0.272	0.00673	49.425	0.390
		0	1	0.272	0.272	0.00673	49.425	0.390
		10	1	0.272	0.272	0.00673	49.425	0.390

註： u_{*c} 為泥砂臨界剪力速度； Y 為覆土高度，正值代表不均勻橋墩面位於河床之下，負值則代表不均勻橋墩面位於河床之上。

上表中，覆土高度 Y 為 10mm、0mm 及 -10mm 等分別屬於 Melville & Raudkivi(1996)^[26]所提之第一區(zone1)、第二區(zone2)及第三區

(zone3)，詳如 2.2 節說明。水流接近速度 V 即為橋墩上游處接近橋墩未受橋墩影響之水流流速，並以該值做為水流平均流速。依據前人 (Melville & Raudkivi, 1996)^[26] 研究可知其範圍約為橋墩 10 倍直徑 (0.5m) 以外之範圍。本試驗橋基直徑 5cm，因此未受影響處為上游 0.5m 以上，故量測橋墩上游 1m 處之平均流速，並將其視為接近流速。由福祿數可知本試驗均屬於亞臨界流(subcritical flow)流況。

4.7 試驗步驟

4.7.1 試驗橋墩安置與泥砂鋪設

在進行沖刷試驗前，先將試驗用橋墩置於渠槽動床試驗段，使其與渠槽兩側邊壁等距離，並確定試驗用橋墩保持直立。試驗所選用之泥砂主要為越南細砂，屬於均勻粒徑。為確保實驗的準確性，在每一次試驗前均將泥砂充分攪拌並均勻鋪設於渠槽中，再以木板整平。整平完成後，再利用超音波剖面量測儀量測底床剖面，確定底床平整性。

4.7.2 試驗流量控制

利用顯示式管路手動矩形閘閥控制流量至 0.00673cms，將 V/V_c 控制在研究範圍 1.0 內。在打開抽水馬達後，等待約五分鐘，確定水深為 49.425mm，便開始計時。

4.7.3 沖刷深度與河床剖面量測

本試驗主要是在橋墩沖刷至平衡後，利用光纖視鏡於每 5 分鐘觀測一次沖刷深度，並於歷時結束後，關閉尾水閘門壅水。再利用超音波剖面量測儀，以 1cm*1cm 之格點方式進行橋墩周圍沖刷坑之剖面量測，並利用 Golden Software 公司製作之繪圖軟體 Surfer 8.0(Surface Mapping System)繪製橋墩沖淤變化之等高線圖，而後計算沖刷坑範圍與沖刷體

積，藉以瞭解沖刷坑與淤積堆之變化趨勢。

4.7.4 試驗操作程序

本研究試驗程序如下，而流程示如圖 4-6。

1. 裝置試驗儀器
2. 安置橋墩模型於渠槽內
3. 鋪設試驗河床質於渠槽內並均勻整平夯實
4. 開啟定水頭水箱之進水閘閥至試驗固定流量，5 分鐘量測一次沖刷深度
5. 待沖刷至平衡後，關閉尾水閘門壅水，使渠道達到試驗起始流量所需水深以上，並量測河床剖面
6. 改變覆土高度，並重複 3~5
7. 改變不同橋墩間距，並重複 3~5

伍、結果分析與討論

前人相關試驗大多以均勻單一橋墩定量流條件下，探討橋墩周圍局部沖刷現象。本研究主要利用水工試驗模擬同心圓柱型上下游連續橋墩於定量流沖刷作用下，探討最大沖刷深度發生的位置及於何種上下游連續橋墩間距具有較好的保護效果。

本實驗於沖刷結束後量測橋墩周圍局部沖刷深度，並再沖刷過程中於橋墩模型內放置光纖試鏡，同步觀測並紀錄墩前沖刷深度與泥砂受水流沖刷的物理現象，可更深入瞭解橋墩周圍的沖刷機制，本研究之試驗條件如表 5-1 所示。

表 5-1 上下游連續橋墩模型與渠槽試驗條件

墩徑比 (D/D^*)	橋墩型式	橋墩間距 D (mm)	基礎直徑 D^* (mm)	覆土高度 Y (mm)	水深 y (mm)	中值粒徑 d_{50} (mm)	標準偏差 σ_g	相對水流強度 (V/V_c)	沖刷歷時 t (hr)
0.4	1.25D	62.5	50	10	49.425	0.65	1.24	1	8.0
		62.5	50	0	49.425	0.65	1.24	1	10
		62.5	50	-10	49.425	0.65	1.24	1	10
	2D	100	50	10	49.425	0.65	1.24	1	10
		100	50	0	49.425	0.65	1.24	1	10
		100	50	-10	49.425	0.65	1.24	1	10
	3D	150	50	10	49.425	0.65	1.24	1	9.5
		150	50	0	49.425	0.65	1.24	1	15
		150	50	-10	49.425	0.65	1.24	1	8.0
	4D	200	50	10	49.425	0.65	1.24	1	8.3
		200	50	0	49.425	0.65	1.24	1	21.5
		200	50	-10	49.425	0.65	1.24	1	10.5
	5D	250	50	10	49.425	0.65	1.24	1	10.5
		250	50	0	49.425	0.65	1.24	1	19
		250	50	-10	49.425	0.65	1.24	1	9.5

5.1 沖刷坑與淤積堆之縱斷面變化

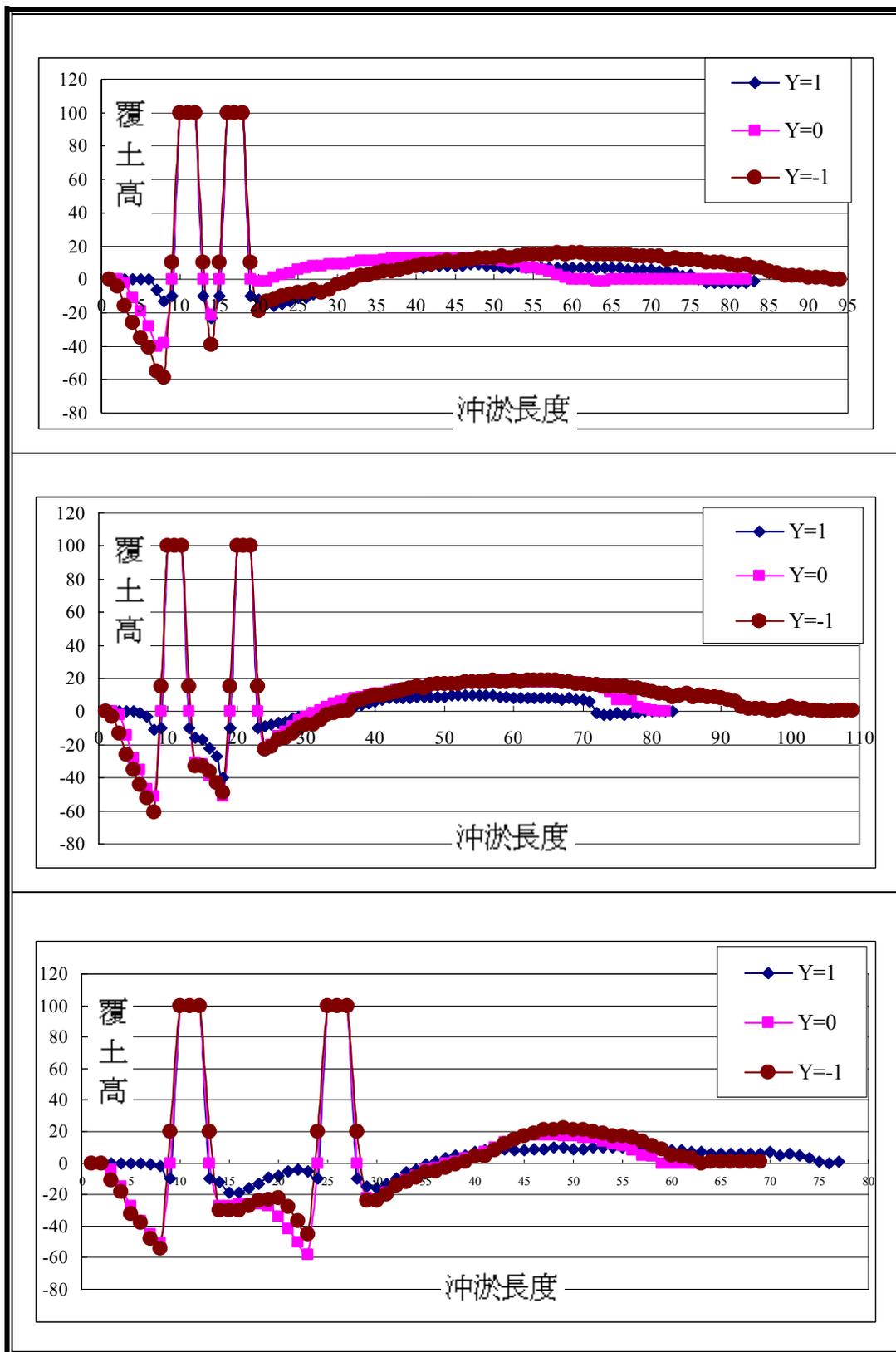
水流通過橋墩時，橋墩周圍產生的局部沖刷坑，主要由橋墩迎水面所產生的向下射流及馬蹄形渦流兩者的交互作用所形成，同時於墩前產生最大沖刷深度。而馬蹄型渦流在通過橋墩後，於橋墩下游處形成消散與尾跡渦流的產生，導致渦流效應減弱，致使受水流作用往下游移動的泥沙，因渦流攜帶泥砂能力不足而落淤形成淤積堆。

不同間距的上下游連續橋墩與墩徑比 $D/D^*=0.4$ ，在不同覆土高度下之沖刷坑與淤積堆中心線變化情形，如圖 5-1~圖 5-5。各種結果顯示，大體而言在橋基裸露的情況下（ Y 為負值），所造成之沖刷深度較大，且最大沖刷深度均發生於橋基前緣，又沖刷坑影響範圍約自橋墩中心向上游最大達 $1.8D$ 之距離；而其淤積堆的高度較低且向下游延伸較長之距離，最大達 $44.4D$ 之長度。此乃由於橋基裸露時，橋基之阻水面積增加，加大向下射流之強度所致。

橋基裸露時淤積堆的高度較未裸露情況為低，可能因為不均勻面之影響，導致尾跡渦流所造成的水流流況紊亂且複雜，因此將沖刷坑中不穩定的泥沙帶往更下游處。由水工實驗沖刷過程可知，淤積堆是由沖刷坑中之泥沙所帶出而形成，並一層一層的漸漸往下游延伸，直至穩定。

換言之，覆土高度低於橋基時，沖刷行為由橋基兩側開始，而後漸次轉移至橋基前緣。由於向下射流造成橋基前緣之局部沖刷，雖然有不均勻面之阻擋效應，初期略有減緩沖刷之趨勢，惟因橋基阻水面積加大，導致最終沖刷深度仍漸次加大，以達到最大沖刷深度而趨於穩定。同時也從試驗中發現，在定量流況下，當覆土高度在不均勻面之上時（ Y 為正值），即橋基未裸露時，由於向下射流於沖刷過程中

遭遇不均勻面之阻擋，因此橋基前緣最大沖刷深度低於橋基裸露之情況。



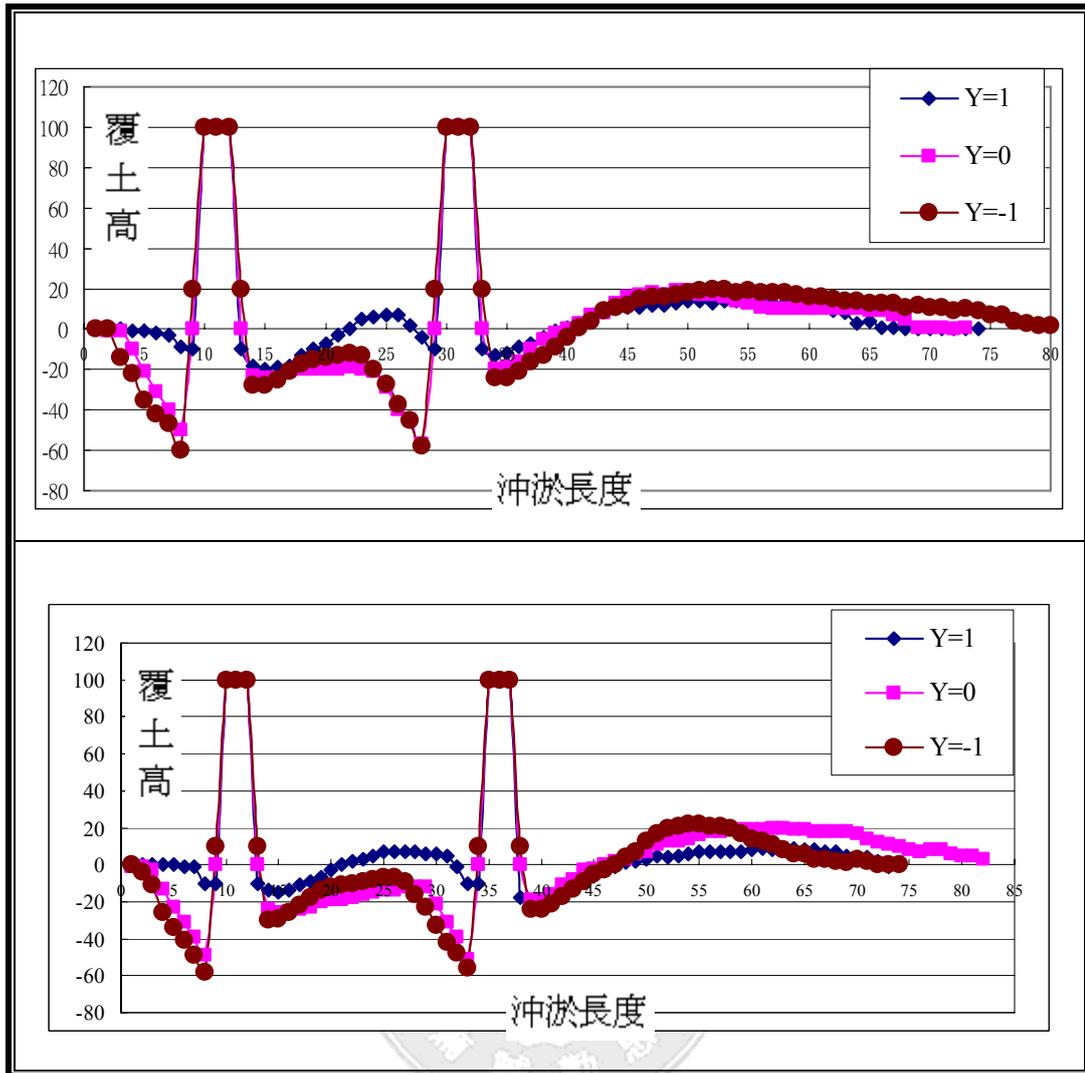


圖 5-1 為上下游連續橋墩之不同間距於不同覆土高度之河床縱斷面

圖 5-1 為上下游連續橋墩之不同間距 ($Y=1.25D$ 、 $2D$ 、 $3D$ 、 $4D$ 、 $5D$) 於不同覆土高度之河床縱斷面變化，從覆土高度來探討之，不論予何種間距，當橋墩基礎未裸露($Y=+10\text{mm}$)、覆土高度與橋墩不均勻面齊平($Y=0\text{mm}$)時，由於覆土高度與不均勻面之影響，而減緩向下射流之強度，導致墩前向下沖刷時間延後發生；此沖刷情形在橋墩基礎未裸露($Y=+10\text{mm}$)時較覆土高度與橋墩不均勻面齊平($Y=0\text{mm}$)時之沖刷情形佳；而橋墩基礎裸露($Y=-10\text{mm}$)時，沖刷情形為三種覆土高度中較差，如圖 5-1 所示。

針對不同間距與不同覆土高度分別探討後發現，當橋墩基礎未裸

露($Y=+10\text{mm}$)時，會延長墩前向下沖刷時間，但間距 $1.25D$ 和間距 $2D$ 因上下游連續橋墩間距離太近，導致上游橋墩產生渦流，使上游橋墩無法有效地保護下游橋墩，更使得下游墩前提早向下沖刷，造成下游墩前沖刷深度較上游墩前深，如圖 5-1 所示。

當覆土高度與橋墩不均勻面齊平($Y=0\text{mm}$)時，受到不均勻面之影響比橋墩基礎未裸露($Y=+10\text{mm}$)時小，所以墩前向下沖刷時間比橋墩基礎未裸露($Y=+10\text{mm}$)時短，但由於下游橋墩受到上游橋墩之保護，因此下游墩前向下沖刷時間較上游墩前沖刷時間長；不過，間距 $1.25D$ 和間距 $2D$ 因上下游連續橋墩間距離太近，所以並無法有效地延長下游墩前向下沖刷之時間，如圖 5-1 所示。

當橋墩基礎裸露($Y=-10\text{mm}$)時，受不均勻面之影響更小，無法有效地延長墩前向下沖刷之時間。當間距越小時，下游墩前沖刷深度無上游墩前深；當間距越大時，下游墩前沖刷深度會與上游墩前沖刷深度漸漸靠近，當間距為 $4D$ 和 $5D$ 時，上下游墩前沖刷深度相同，如圖 5-1 所示。

當覆土高度位於不均勻面之上 ($Y=10\text{mm}$) 時所產生之沖刷深度較小，同時其沖刷坑與淤積堆範圍皆較小，此乃為沖刷過程中因向下射流遭遇不均勻面而減緩水流強度，以致所造成之沖刷深度與範圍均變小。因此可知不均勻面具有減緩沖刷深度之功效。

由圖 5-1 可看出在動床試驗中，不同覆土高度及不同縱向間距下，在相同之墩徑比(D/D^*)條件下，各沖刷坑之幾何形狀均相似，並未隨著覆土高度改變而有太大的變化。墩前之沖刷坑邊坡坡度大致相同，即近似於水中泥砂之安息角（約為 $30\sim 34$ 度）。此乃因為泥沙顆粒在沖刷坑底部受到渦流的作用而被帶往下游，而上部的顆粒因重力

的作用而崩落到底部，進而又被帶至下游，此現象反覆振盪直到平衡狀態。於墩前的最大沖刷位置，因為渦流作用使得整個沖刷坑的形狀近似一倒置截頭的圓錐體，並呈現一弧形的情況。而在墩後由於尾跡渦流的抬升作用，形成一上舉力，使得泥沙顆粒較容易向下游移動，產生之沖刷坑坡度較墩前平緩。

5.2 沖刷坑之長度(L_s)與縱向橋墩間距(L_d)探討

圖 5-2 為無因次縱向橋墩間距(L_d/D^*)與無因次沖刷坑縱向長度(L_s/D^*)之關係圖。以相同覆土高度分析探討，發現沖刷坑縱向長度隨著縱向橋墩間距增加而有增長的情況，此乃因於定量流沖刷作用下，橋墩間距增加，使上游橋墩更能有效地保護下游橋墩，其阻水面積變大，導致向下射流強度增加並向橋墩兩側擴大，造成沖刷坑縱向長度有增長之趨勢。但當縱向間距為 $2D$ 時，受到橋墩的影響，導致沖刷坑縱向長度大幅度的增加。

以相同間距做比較時，發現其中四種縱向間距($2D$ 、 $3D$ 、 $4D$ 、 $5D$)，皆以覆土高度高於橋墩不均勻面時沖刷坑縱向長度較短，其次是覆土高度與不均勻面齊平，最後是橋基裸露；但當縱向間距為 $1.25D$ 時，覆土高度與不均勻面齊平之沖刷長度則是比覆土高度高於橋墩不均勻面來得短。由此可知，覆土高度高於橋墩不均勻面、與不均勻面齊平或橋基裸露時，其沖刷坑之縱向長度有減小之現象；換言之，沖刷坑縱向長度隨覆土高度之增加而減小，此乃因向下射流受不均勻面之阻擋，其強度因而減弱所致。

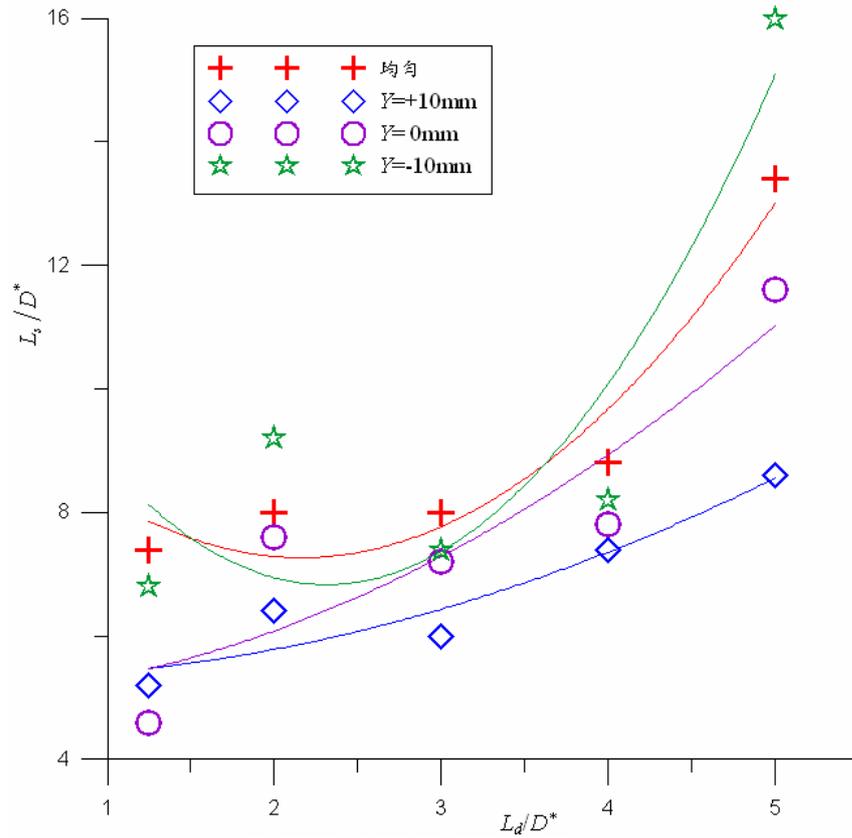


圖 5-2 無因次橋墩沖刷坑長度 L_s/D^* 與無因次縱向橋墩間距 L_d/D^* 之關係

無因次縱向橋墩間距(L_d/D^*)與無因次沖刷坑橫向寬度(W_s/D^*)之關係，如圖 5-3 所示。圖中顯示沖刷坑橫向寬度隨縱向橋墩間距之增加而減小，亦發現沖刷坑橫向寬度隨覆土高度之增加而減少，此結果與沖刷坑長度（圖 5-2）不一致，表示縱向間距影響最大沖刷坑寬度與最大沖刷坑長度結果相反。

由沖刷坑長度與寬度分析結果可知不均勻面中，不同縱向橋墩間距為影響橋墩沖刷之重要因素之一。

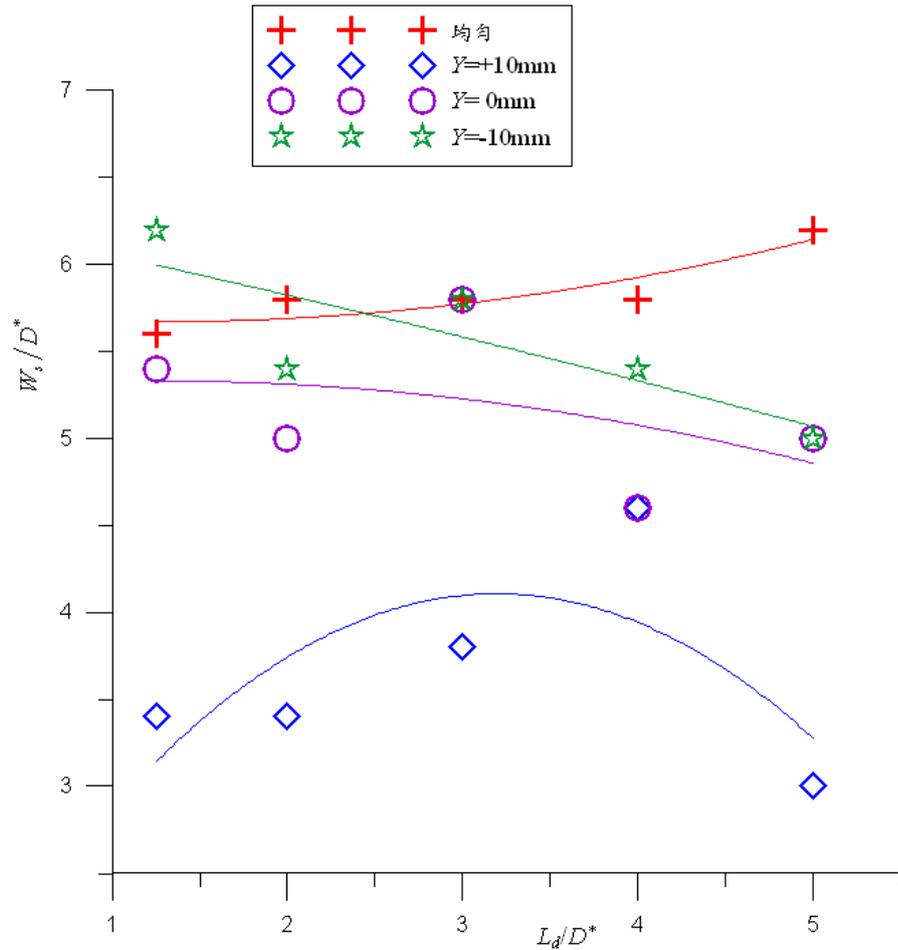


圖 5-3 無因次橋墩沖刷坑寬度 W_s/D^* 與無因次縱向橋墩間距 L_d/D^* 之關係

5.3 時間對沖刷情況之影響

在相同的覆土高度($Y=+10mm$)的情況下，以沖刷時間來分析所產生的數據，可得知上游橋墩對下游橋墩保護效果在間距為 $3D$ 、 $4D$ 、 $5D$ 時較佳，其沖刷時間於 500min 內沖刷情形相同。

在相同的覆土高度($Y=0mm$)的情況下，以沖刷時間來分析所產生的數據，可得知上游橋墩對下游橋墩保護效果也是在間距為 $3D$ 、 $4D$ 、 $5D$ 時較佳，但對此三種間距做比較，間距為 $4D$ 時，下游橋墩向下沖刷時間延長至 810min 較其他兩種間距之效果佳。

5.4 沖刷深度與橋墩間距(L_d)之關係

橋墩與橋墩基礎間交接之不均勻面，其位置為影響橋墩沖刷深度大小的重要因素之一，若將覆土高度與不均勻面之相對位置做相關探討，當設計得宜時，必能有效減緩水流對橋墩周圍局部沖刷之破壞。

當覆土高度 $Y=+10\text{mm}$ (不均勻面位於底床面之下，橋墩基礎未裸露)之沖刷深度較無因次覆土高度 $Y=-10\text{mm}$ (不均勻面位於底床面之上，橋墩基礎裸露)為小，由此可知覆土高度之高低將會是影響沖刷深度的重要因素。若橋墩基礎在覆土高度保護下，將有減緩水流向下刷深之能力，因此覆土高度的增加將有效的保護橋墩基礎與減緩橋墩基礎周圍的局部沖刷，即有效降低橋墩基礎的裸露，達到保護橋墩基礎的效果。因此，不論在何種縱向間距，當覆土高度越大時，上游墩前沖刷深度較淺。但下游橋墩因會受到上游橋墩所產生的尾跡渦流的影響，所以造成間距在 $2D$ 、 $3D$ 時，覆土高度為 $Y=0\text{mm}$ 下游墩前沖刷深度較覆土高度為 $Y=-10\text{mm}$ 深。

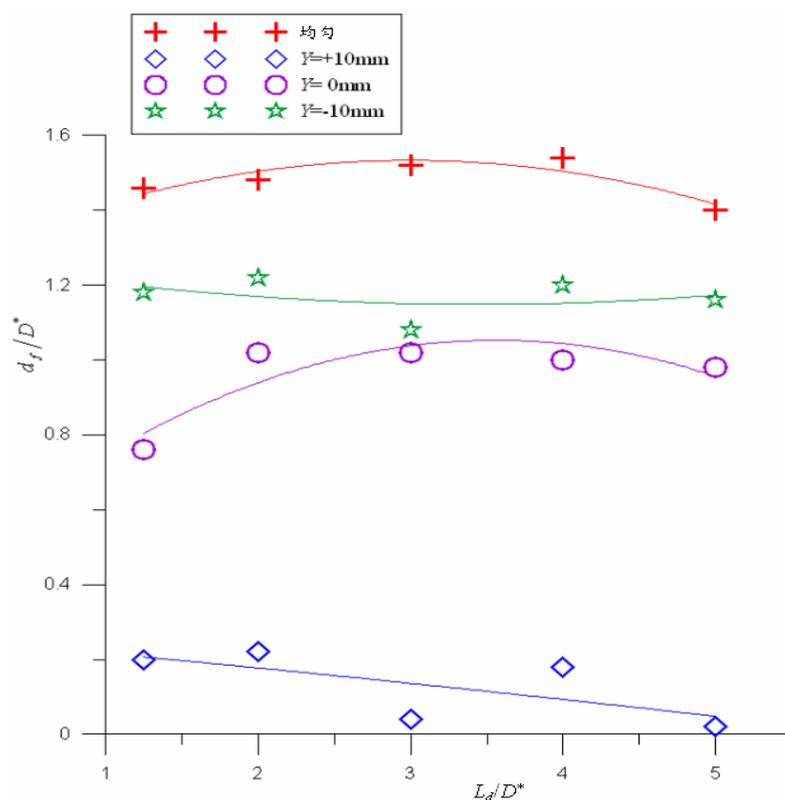


圖 5-4 上游墩前沖刷深度 (d_f/D^*) 與橋墩間距之關係

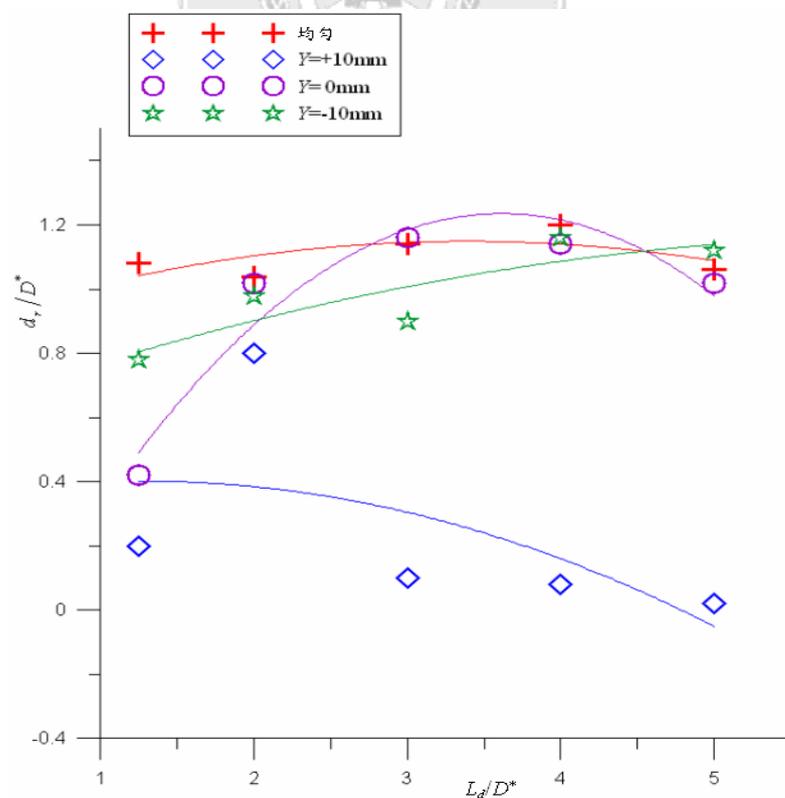


圖 5-5 下游墩前沖刷深度 (d_r/D^*) 與橋墩間距之關係

由圖 5-4 及 5-5 所示，可知縱向橋墩間距其沖刷坑深度將隨覆土高度不同而有所改變（除了 $2D$ 、 $3D$ 在覆土高度與橋墩不均勻面齊平 $Y=0\text{mm}$ 之外），即沖刷坑深度隨覆土高度之增加而減少。分別對不同覆土高度做比較，可得知在橋墩基礎未裸露($Y=+10\text{mm}$)時，其下游橋墩減緩沖刷的效果以 $5D$ 最為顯著；覆土高度與橋墩不均勻面齊平($Y=0\text{mm}$)時，其下游橋墩減緩沖刷的效果以 $1.25D$ 最為顯著；橋墩基礎裸露($Y=-10\text{mm}$)時，其下游橋墩減緩沖刷的效果以 $1.25D$ 最為顯著。

5.5 局部沖刷坑體積之變化

所謂局部沖刷坑體積，係指對橋墩基礎危害最迫切的範圍內所包含之沖刷坑體積。本研究於不均勻橋墩墩徑比 $D/D^*=0.4$ 下，探討不同縱向橋墩間距(L_d)在不同覆土高度(Y)對沖刷坑體積減緩的效用。在均勻橋墩時，沖刷坑體積為最大，故以該值為標準，比較各種縱向橋墩間距在不同覆土高度之沖刷坑體積減緩率，以判別何種具有較佳之減緩沖刷功效。分析結果詳如表 5-2 及圖 5-6 所示，其中沖刷坑體積減緩率 λ 定義如下：

$$\lambda = \frac{V_{(均)} - V_{L_d(i)}}{V_{(均)}} \times 100\% \quad (5-1)$$

式中 $V_{(均)}$ 為均勻橋墩時之沖刷坑體積， $V_{L_d(i)}$ 為不同縱向間距之沖刷坑體積。當 λ 值越高時，表示該種縱向間距對於減緩沖刷具有較大之功效；反之，則功效較不彰。

表 5-2 不同縱向間距下局部沖刷坑體積減緩率 λ (%)

體積減緩率(%) 覆土高度	$\lambda_{1.25}$	λ_2	λ_3	λ_4	λ_5
Y=+10mm	90.27	90.08	92.39	93.32	94.61
Y= 0mm	83.93	67.69	62.00	74.74	58.15
Y=-10mm	69.75	38.76	38.12	61.56	7.38

註： $\lambda_{1.25}$ 表示縱向間距為 $1.25D$ ， λ_2 表示縱向間距為 $2D$ ， λ_3 表示縱向間距為 $3D$ ， λ_4 表示縱向間距為 $4D$ ， λ_5 表示縱向間距為 $5D$ 。

由圖 5-6 可以看出，以三種覆土高度做比較時，沖刷坑體積減緩率隨著橋基覆土高度之增加而有增加之現象。再分別探討 5 種不同縱向間距，在相同覆土高度時之沖刷坑體積減緩率；當覆土高度為 Y=+10mm 時，以縱向間距 $5D$ 之沖刷坑體積減緩率效果最佳；當覆土高度為 Y= 0mm 與 Y=-10mm 時，以縱向間距 $1.25D$ 、 $4D$ 之沖刷坑體積減緩率效果最佳。

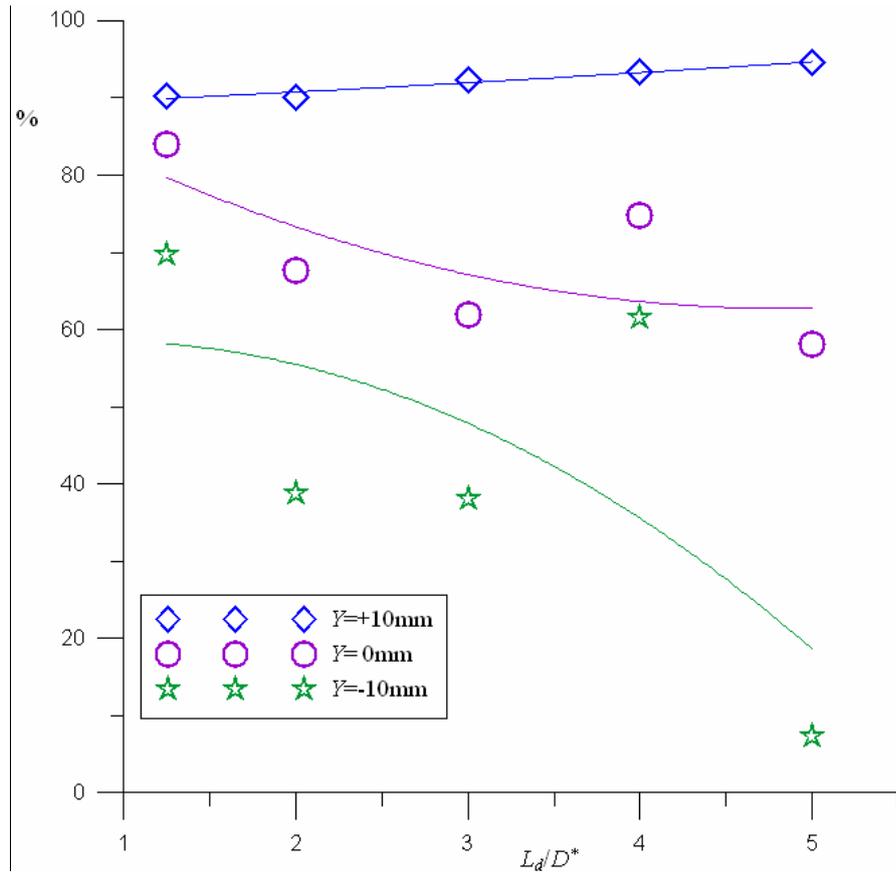


圖 5-6 不同縱向間距下之沖刷坑體積減緩率 λ

5.6 沖刷深度的比值與間距之比較圖

圖 5-7、5-8、5-9 分別在不同的覆土高度下， X 軸為間距， Y 軸為不均勻之上、下游墩前沖刷深度和上下游橋墩之中間沖刷深度與均勻之上下游連續橋墩沖刷深度之比值。

從圖 5-7(覆土高度為 $Y=+10\text{mm}$)的趨勢線可得知，當縱向間距越大時，沖刷深度的比值越小，換句話說，上、下游墩前沖刷深度與上下游橋墩之中間沖刷深度會隨著縱向間距增加而減少。從圖 5-8(覆土高度為 $Y=0\text{mm}$)、5-9(覆土高度為 $Y=-10\text{mm}$)的趨勢線可得知，當縱向間距減小時，沖刷深度的比值越小，表示當縱向間距越大時，所造成的沖刷深度越深。

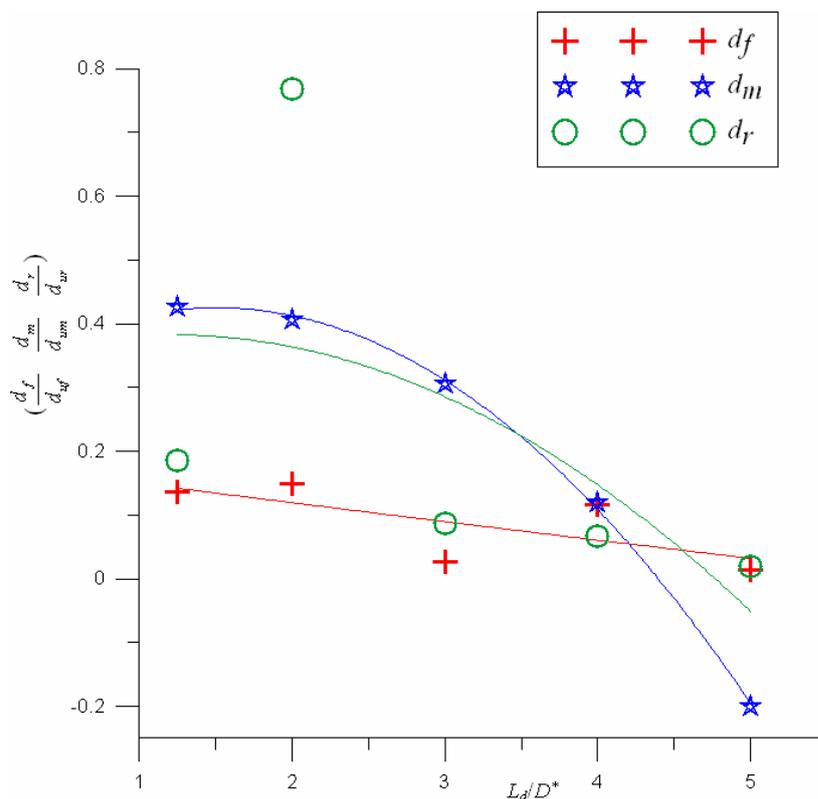


圖 5-7 對均勻上下游連續橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=+10\text{mm}$

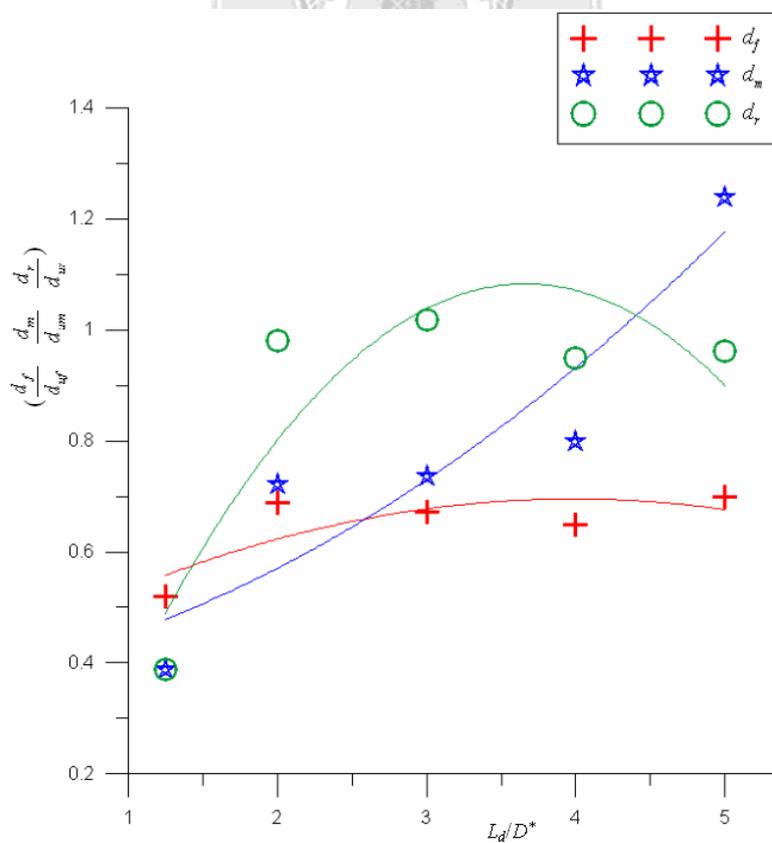


圖 5-8 對均勻上下游連續橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=0\text{mm}$

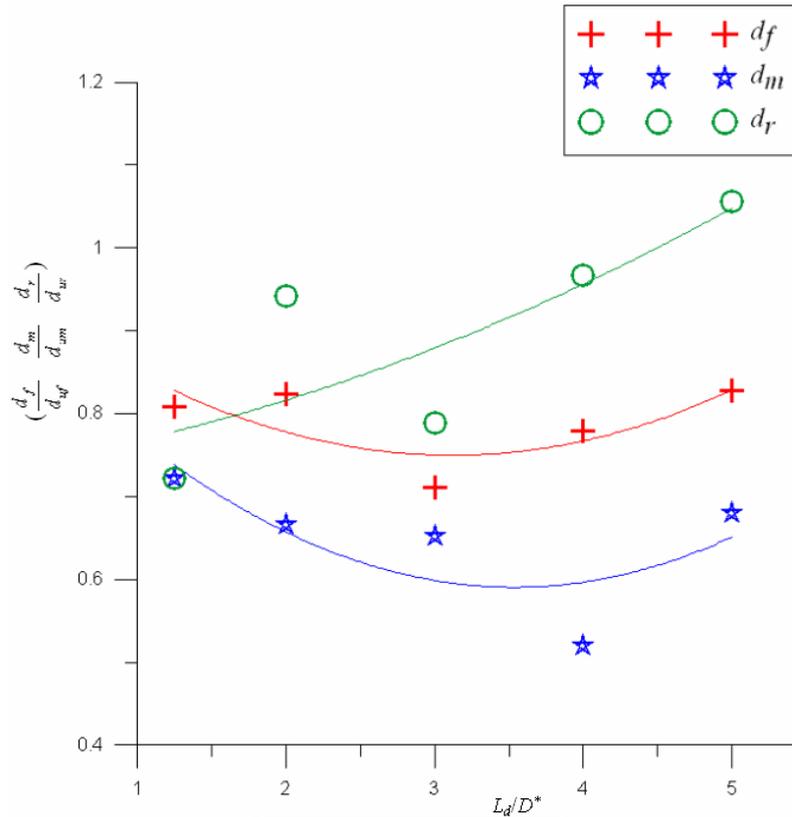


圖 5-9 對均勻上下游連續橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=-10\text{mm}$

而圖 5-10、5-11、5-12 則是分別在不同的覆土高度下， X 軸為間距， Y 軸為不均勻之上、下游墩前沖刷深度和上下游橋墩之中間沖刷深度與均勻單橋墩沖刷深度之比值。

從圖 5-10(覆土高度為 $Y=+10\text{mm}$)的趨勢線可得知，當縱向間距越大時，沖刷深度的比值也越小；亦發現在縱向間距為 $1.25D$ 、 $4D$ 、 $5D$ 時，下游墩前沖刷深度比上游墩前沖刷深度來得淺，此情形對下游橋墩之保護效果較好。從圖 5-11(覆土高度為 $Y=0\text{mm}$)的趨勢線可得知，上、下游墩前沖刷深度隨著縱向間距增加而變深；而在縱向間距為 $1.25D$ 時，對照上、下游墩前沖刷深度反而較淺。從 5-12(覆土高度為 $Y=-10\text{mm}$)的趨勢線來看，縱向間距對上游墩前沖刷深度並無太大的影響作用，反而是下游墩前沖刷深度隨著縱向間距增加而變深；對於上下游橋墩之中間沖刷深度，則是隨著縱向深度增加而減少。

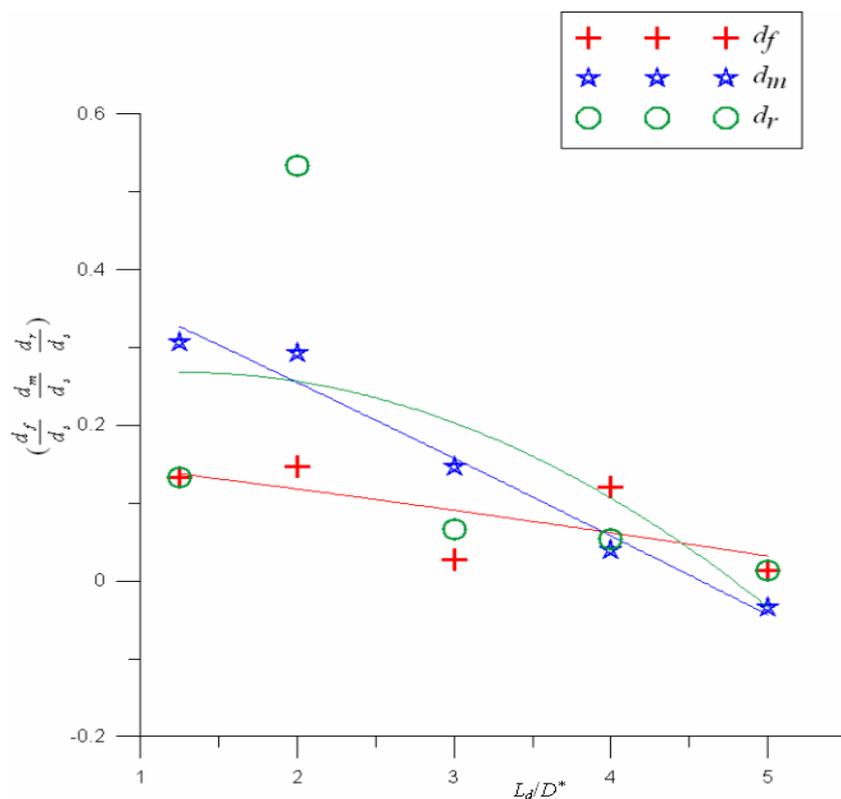


圖 5-10 對單橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=+10\text{mm}$

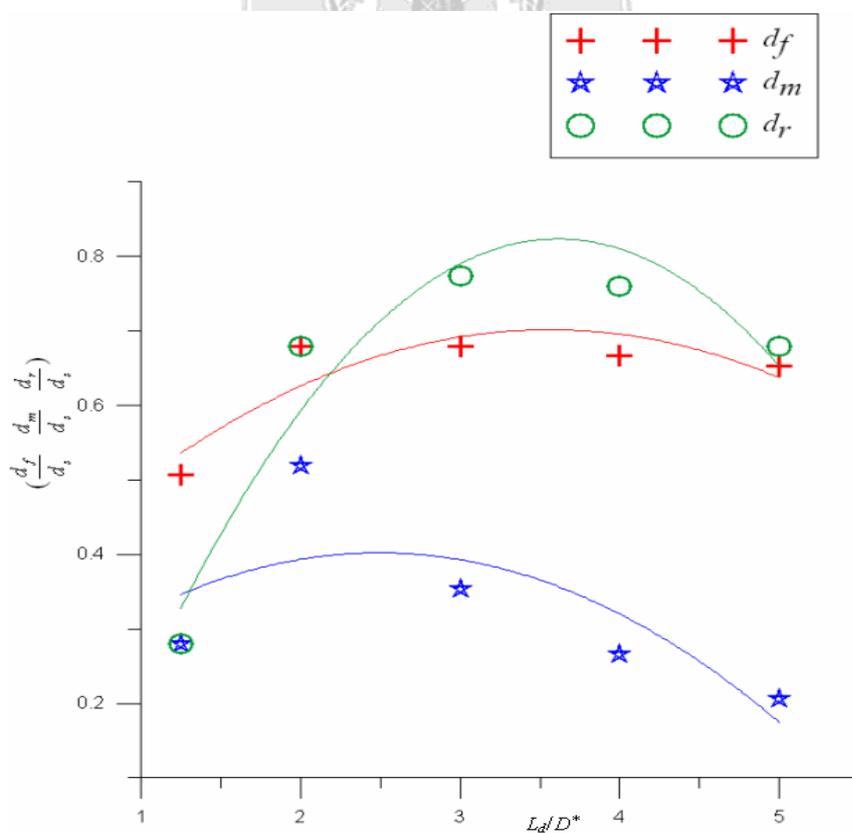


圖 5-11 對單橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=0\text{mm}$

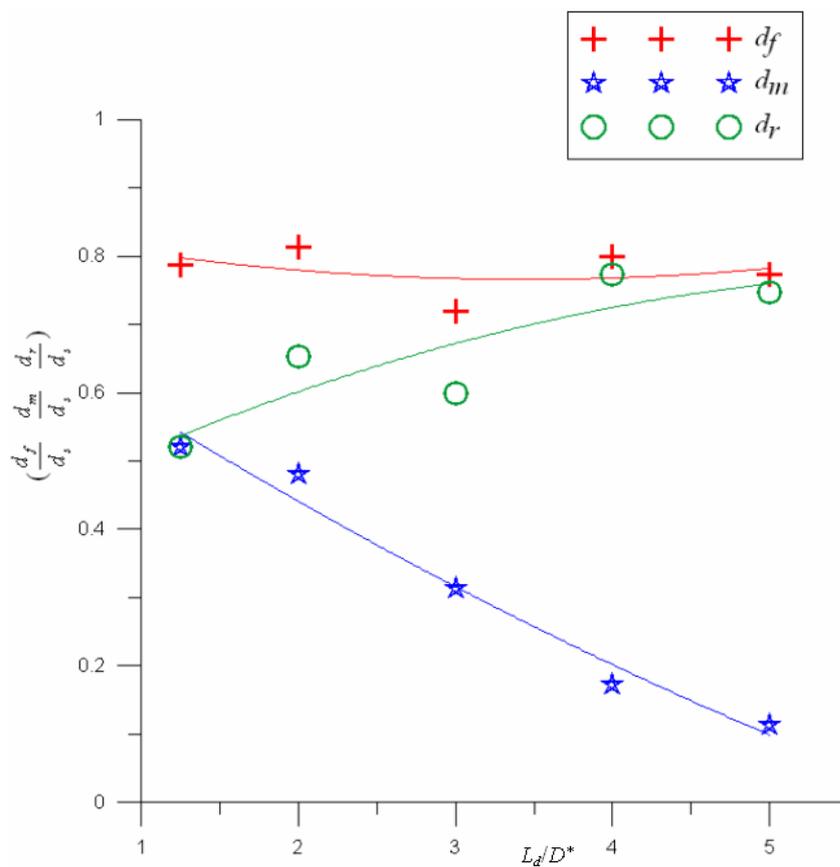


圖 5-12 對單橋墩沖刷深度之比值比較圖 $Y=-10\text{mm}$

陸、結論與建議

本研究利用水工試驗模擬在定量流($V/V_c=1$)流況下，橋墩墩徑比 $D/D^*=0.4$ ，固定下部橋墩基礎(50 mm)和上部橋墩墩徑寬(20mm)，僅改變 5 種縱向橋墩間距($L_d=1.25D$ 、 $2D$ 、 $3D$ 、 $4D$ 和 $5D$)於三種不同覆土高度相互比較分析。覆土高度(Y)以不均勻面為基準，覆土高度高於不均勻面為橋墩基礎未裸露($Y=+10$ mm)時；覆土高度(底床面)與不均勻面齊平($Y=0$ mm)時；覆土高度低於不均勻面為橋墩基礎裸露($Y=-10$ mm)條件下，於定量清水沖刷流況下，針對橋墩周圍局部沖刷深度做探討，獲得以下結論與建議。

6.1 結論

1. 水流通過橋墩時，受到橋墩迎水面阻擋產生墩前向下射流與馬蹄型渦流之交互作用下，造成橋墩周圍沖刷坑的形成，因此泥沙顆粒受到馬蹄型渦流作用下逐漸被帶往下游，但通過墩後之馬蹄型渦流攜帶泥沙之能力將逐漸變小，同時上部顆粒因重力作用而漸次崩落，其崩落型態沿著橋墩兩側向墩前延伸，終於於墩前形成沖刷深度。
2. 於相同間距之橋墩型式中，當覆土高度高於不均勻面(即橋墩基礎未裸露； $Y=+10$ mm)時，水流作用所產生之最大沖刷深度皆小於覆土高度低於不均勻面(即橋墩基礎裸露； $Y=-10$ mm)之情況。且當橋墩基礎裸露($Y=-10$ mm)時，不同間距之橋墩型式所產生之沖刷深度，並無相當程度之差異。研判其原因乃橋墩基礎未裸露時，其墩前沖刷受到覆土高度與不均勻面之保護，因而有效減緩向下射流強度，而達到降低橋墩周圍沖刷深度之效果。

3. 沖刷深度隨著覆土高度之增加而減少，縱向橋墩間距其沖刷坑深度將隨覆土高度不同而有所改變，即沖刷坑深度隨覆土高度之增加而減少。當無因次覆土高度 $Y/D^*=0.2$ (不均勻面位於底床面之下，橋墩基礎未裸露)之沖刷深度較無因次覆土高度 $Y/D^*=-0.2$ (不均勻面位於底床面之上，橋墩基礎裸露)為小，由此可知覆土高度之高低將會是影響沖刷深度的重要因素。若橋墩基礎在覆土高度保護下，將有減緩水流向下刷深之能力，因此覆土高度的增加將有效的保護橋墩基礎與減緩橋墩基礎周圍的局部沖刷，即有效降低橋墩基礎的裸露，達到保護橋墩基礎的效果。
4. 下游墩前受到上游橋墩產生之各種影響，因此不同的覆土高度和不同的縱向間距做組合，會產生不同的沖刷結果。我們發現以沖刷坑體積減緩率和下游墩前沖刷深度來探討，所產生的最佳效果均相同。當覆土高度為 $Y=+10\text{mm}$ 時，以縱向間距 $5D$ 保護效果最佳；當覆土高度為 $Y=0\text{mm}$ 時，以縱向間距 $1.25D$ 保護效果最佳；當覆土高度為 $Y=-10\text{mm}$ 時，以縱向間距 $1.25D$ 保護效果最佳。
5. 當在相同水流條件($V/V_c=0.95$)下，沖刷坑縱向長度(L_s)隨縱向橋墩間距增加而增長，而橫向寬度(W_s)則無規律性，故只可知縱向橋墩間距為影響沖刷坑長度之重要因素之一。
6. 如果以墩前向下沖刷的時間來分析其結果，在覆土高度為 $Y=+10\text{mm}$ 是縱向間距 $3D$ 、 $4D$ 、 $5D$ 對下游橋墩保護效果較好；在覆土高度為 $Y=0\text{mm}$ 則是縱向間距 $4D$ 對下游橋墩保護效果較好。

6.2 建議

1. 天然河道並非定量流、定床河道、清水流況、水平渠床與均勻粒徑之渠床條件，而是在多變的流量、流況、渠床型態與泥砂粒徑分佈不均勻的條件下進行。而本研究僅考慮於均勻泥沙（砂質渠床）且為水平坡床下之橋墩沖刷型態，此與台灣下游地區之河川較為接近。所以在未來可將研究試驗條件，多朝向較符合多變之天然河道型態如變量流、動床、非均勻底床及含滓沖刷等條件進行分析與探討。
2. 天然河川大多屬於含滓流，由於上游來流含砂有回淤補助沖刷坑之效果，因此含滓流之沖刷深度大小與歷程變化不同於清水流，未來可針對此方面深入研究。
3. 橋基裸露現象會造成底床局部沖淤變化，未來可針對橋墩基礎之保護工進一步探討。如在不影響橋墩結構安全下，加大不均勻面之面積或將橋墩阻水面減少，以降低向下射流之強度，或於橋墩基礎附近設置保護工而減少橋墩周圍局部沖刷。
4. 流量歷線可分為定量流與變量流兩類，變量流中又可分為前峰型、中峰型、後峰型與多峰型四種，而定量流之假設主要是減低試驗之複雜性，未來研究可就天然河川之變量流歷線進行模擬，進一步瞭解天然河川之橋墩沖刷過程與機制。
5. 本試驗所使用之縱向橋墩間距 $L_d=1.25D$ 、 $2D$ 、 $3D$ 、 $4D$ 和 $5D$ ，未來可以改變縱向橋墩之間距，在間距 $1.25D < L_d < 5D$ 範圍內加以細分探討，也可以試驗間距 $L_d < 5D$ 時之情況是否有較佳的情形產生，並加以分析比較後，提出最理想之橋墩間距。

參考文獻

1. 王燦汶，1968，「橋墩周圍之沖刷研究」，水利復刊第五期，第 30 頁至第 37 頁。
2. 交通部公路總局委託研究計畫，2003，「河川橋樑沖刷並補強後之安全評估」。
3. 李俊穎，2005，「歷線型流況下同心圓局部沖刷之研究」，逢甲大學水利工程研究所碩士論文。
4. 周憲德、吳沛倫、王新貴、張藝馨，「裸露圓柱橋基之局部沖刷分析」，中國土木水利工程學刊，第十四卷、第四期，(2002)。
5. 吳建民，1968，「橋墩沖刷之試驗研究」，水利復刊第五期，第 38 頁至第 69 頁。
6. 陸浩、高冬光，1991，「橋樑水力學」，人民交通出版社，第 167 頁至第 184 頁。
7. 張藝馨，2000，「不均勻圓形橋墩之局部沖刷研究」，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，第 2 頁至第 5 頁。
8. 顏榮甫，1986，「粗質渠床上橋墩周圍之沖刷試驗研究」，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，第 33 頁。
9. 蘇重光，1995，「橋墩及橋台周圍局部沖刷之研究(I)」，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，第 16 頁至第 21 頁。
10. Baker, C. J., 1980, "Theoretical Approach to Predication of Local Scour around Bridge Piers", Journal of Hydraulic Research, Vol.18, No.1, pp.1-12.
11. Batuca, D. & B. Dargahi, 1986, "Some Experimental Results on Local Scour around Cylindrical Piers for Open and Covered Flows", 3rd International Symposium on River Sedimentation, April, pp.1095-1104.

12. Breusers, H. N. C., G. Nicollet & H. W. Shen, 1965, "Local Scour around Cylindrical Piers", Journal of Hydraulic Research, Vol.15, pp.211-252.
13. Breusers, H. N. C. & A. J. Raudkivi, 1991, "Scouring", IAHR, Hydraulic Structure Design Manual, Vol.2, Belkema.
14. Chabert, J., & Engeldinger P., 1956, "Etude des afouillements autour des piles des ponts", Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou, France.
15. Dargahi B., 1990, "Controlling Mechanism of Local Scouring", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.116, No.10, pp.1197-1214.
16. Dey S., 1999, "Time-variation of Scour in the Vicinity of Circular Piers", Proc Instn Civ. Engrs Wat., Marit. & Energy, Vol.136, pp67-75.
17. Ettema, R., 1980, "Scour at Bridge Piers", School of Engineering Report No.216, Department of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand.
18. Hjorth, P., 1972, "Lokal Erosion Och Erosionsverkan Vid Avloppsledning I Kustnara omraden ", Bulletin Series B, Nr.21, Institutionen for Vattenbyggnad, Tekniska Hogskolan, Lund, Sweden.
19. Imamoto H., & Ohtoshi K., 1987, "Local Scour around a Non-uniform Circular Pier", Proc., I.A.H.R Congress, Lausanne, Switzerland, pp.304-309.
20. Jain, S. C., 1981, "Maximum Clear-Water Scour around Circular Piers", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.107, No.5, pp.611-626.
21. Jones J. S., Kilgore R. T., & Mistichelli M. P., 1992, "Effects of Footing Location on Bridge Pier," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.118, No.2, pp.280-290.
22. Laursen, E. M., 1962, "Scour at Bridge Crossings", Journal of the

- Hydraulic Division, ASCE, Vol.86, No.Hy2, February, pp.39-54.
23. Melville, B. W. & A. J. Raudkivi, 1977, "Flow Characteristics in Local Scour at Bridge Piers," *Journal of Hydraulic Research*, Vol.15, No.4, pp.373-380.
 24. Melville, B. W. & A. J. Sutherland, 1988, "Design Method for Local Scour at Bridge Piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.114, No.10, October, pp.1210-1226.
 25. Melville, B. W., 1992, "Local Scour at Bridge Abutments", *Journal of the Hydraulic Division*, ASCE, Vol.118, No.4, April, pp.615-631.
 26. Melville, B. W., & A. J. Raudkivi, 1996, "Effects of Foundation Geometry on Bridge Pier Scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, pp.203-209.
 27. Melville, B. W., 1997, "Pier and Abutment Scour: Intergrated Approach", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.123, No.2, pp.125-136.
 28. Melville, B. W., & Chiew, Y. M., 1999, "Time scale for Local Scour at Bridge Piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.125, No.1, pp. 59-65.
 29. Melville, B. W., & Coleman, S. E., 2000, "Bridge Scour", *Water Resources Publications*, LLC., Highlands Ranch, Colorado, USA.
 30. Neill, C. R., 1973, "Guide to Bridge Hydraulics", *Roads and Transp. Association of Canada*, University of Toronto Press. Toronto, Canada.
 31. Parola, A. C., S. K. Mahavadi, B. M. Brown & A. El Khoury, 1996, "Effects of Rectangular Foundation Geometry on Local Pier Scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, pp.35-40.
 32. Raudkivi, A. J. & R. Ettema, 1977, "Effect of Sediment Gradation on Clear Water Scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.109, No.3, pp.338-349.
 33. Raudkivi, A. J. & R. Ettema, 1983, "Clear-Water Scour at Cylindrical

- Piers”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, April, pp.713-731.
34. Raudkivi, A. J., 1986, “Functional Trends of Scour at Bridge Piers”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.112, No.1, January, pp.1-13.
35. Shen, H. W., Schneider, V. R., & Karaki, S., 1969, “Local Scour around Bridge Piers”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.95, No.6, pp.1919-1940.

