

專論

橋墩對河川水流的影响

Influence of Bridge Piers on Water Flow of Rivers

國立臺灣大學農業工程學系教授
兼水工試驗所主任

許銘熙

Ming-hsi Hsu

國立臺灣大學水工試驗所研究助理

李明旭

Ming-hsu Li

摘要

本文主要利用水面有限元素法模式系統，以模擬橋墩設置對河川局部流場所造成的影響。本模式依據 Galerkin 有限元素法，分析水深平均之二維流場。由於實際河川流場為複雜之三維流況，模式在應用時尚有許多參數，如動量修正參數、動渦度黏滯係數、曼寧 n 值等需予以估計，因此本文中再依橋墩阻力轉換成河川中摩擦坡度方式，而推求出應用於橋墩附近所應改正之曼寧 n 值，藉此提供一修正方法以考慮橋墩阻力之影響。為驗證參數修正之適用性，因此本文利用 Yarnell (1934) 所發表一系列有關橋墩設置對明渠水理影響之試驗資料，針對其中並列橋墩及連續橋墩兩種情況，根據本文所提出之摩擦坡度修正方法進行模擬比較，兩種橋墩情況之結果皆顯示，本文修正後所考慮橋墩阻力時之模擬水位與試驗值較接近，因此修正後之模式較能符合實際流況，最後將此修正後之模式應用於實際之基隆河圓山段，藉以探討中山橋對洪水位所造成的影響，由模擬結果顯示，若將中山橋予以拆除，在 200 年重現期洪水頻率下，於中山橋上游與 17 斷面間，河川洪水位於中泓線處最大可下降 64 公分。

ABSTRACT

A depth-averaged two-dimensional Finite Element Surface-Water Modeling System was employed to simulate the local flow field in the river caused by the installation of bridge piers. Because of the three dimensional complicated flow field in the natural river, the parameters, such as the coefficients of momentum correction, kinematic eddy viscosity and Manning roughness are to be determined. Therefore, an adjusted method for correction of the Manning coefficient from increase of friction slope near the bridge piers are developed by the consideration of the drag force due to bridge piers installation.

In order to verify the applicability of the adjusted parameters, the experiment data of the parallel and series bridge piers by Yarnell (1934) was simulated and compared. It was shown that the results computed by the present model with friction slope adjustment

are better than the ones without adjustment. Finally, the model is applied to the Yuan-shan reach of Keelung river to investigate the influences of flood stage on Chung-shan bridge. According to the simulated results, if the Chung-shan bridge is demolished, the flood stage decreased 64 cm along Thalweg between section 17 and Chung-shan bridge under the flood of 200-yr return period.

一、前 言

因交通工程上的需求，往往在河中架設橋樑使交通路線能跨越河道，而橋墩之設置可能會影響河川之中水理情況，包括橋墩附近水位之局部壅高、底床局部冲刷，以及河川縱向水位壅高之迴水效應等，以基隆河為例，在民國76年琳恩颱風過境時，基隆河於中山橋上下游水位曾相差 0.8公尺⁽¹⁷⁾，此係中山橋產生之水位局部壅高所致。中山橋之水位壅高亦使基隆河上游產生溢堤，形成嚴重之災害⁽²²⁾，因此橋墩對於河川洪水位與局部流場變化之水理影響，值得吾人關注及進一步研究，以提供防洪工作上之參考。

早期對於橋墩附近局部流場之研究，大多數藉由水工模型試驗^(1,7,14,15)進行分析，而往往由於橋墩形狀、大小或設置之位置不同時，模型試驗便需更改而較費時費力。因此近年來之研究常可藉由數值模式加以模擬分析。Hansen⁽⁴⁾首先提出水深平均理論，後來許多研究者根據其理論，建立三維性水流之二維水深平均模式^(6,18,19)。在數值方法上常採用有限差分法及有限元素法兩種。而在實際應用上，由於需考慮橋墩之位置、大小和幾何形狀及河川走向等較複雜之邊界變化，利用有限元素法可較易處理擁有不規則邊界之問題，因此有限元素法模式之應用較廣泛^(3,20,21)。

本文主要利用美國運輸部公路局所發展之「水面有限元素法模式系統」(Finite Element Surface-Water Modeling System: Two-Dimensional Flow in a Horizontal Plane, 簡稱 FESWMS-2DH)⁽²⁾，依據 Galerkin 有限元素法理論將二維水深平均模式對整個求解區域離散化，並配合 Newton-Raphson 法疊代求解河川中之水位及流速，以探討橋墩附近流場之變化。

在實際應用上，河川之幾何形狀一般而言長度

較長、寬度相對較為狹窄，為一細長型走向，且河川中具有水位或流量記錄之水文站並不普遍，從事橋墩附近之局部流場分析時，下游邊界處常須以水文站之分析記錄為依據。因此若對整條河川做二維格網分割，則較不易顯現橋墩對局部流場之影響程度且在格網分割上是較費時的。因此本文先以整條河川以一維之迴水演算模式進行整體分析，再配合 FESWMS-2DH 對橋墩附近之局部河段作二維流場模擬。而對於橋墩附近流場之一維迴水計算，則可由二維模式之結果予以修正，以期能提供較正確之流場水理分析。

二、河川局部流場數值模式

2-1 控制方程式

根據水深平均理論，假設河川中水流流動在垂直(Z)方向物理量的變化相對於其它方向而言影響較小。座標系統及變數如圖1所示，因此取其垂直方向(Z方向)物理量的平均值即可，其控制方程式則基於以下的基本假設：

- (1)流場為穩定流況 (Steady Flow)。
- (2)流體為不可壓縮 (Incompressible) 流體。
- (3)Z方向為靜水壓力 (Hydrostatic) 分布。
- (4)各物理量可以水深平均理論描述。

根據上述假設，忽略Z方向之速度及加速度，將三維之連續及動量方程式，沿Z方向由渠底積分至水面可得連續方程式及動量方程式如下⁽¹²⁾：

$$\frac{\partial}{\partial X}(HU) + \frac{\partial}{\partial Y}(HV) = 0 \quad (2-1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial X}(\beta_{uv}HUU) + \frac{\partial}{\partial Y}(\beta_{uv}HUV) \\ & + gH \frac{\partial Z_b}{\partial X} + \frac{1}{2} g \frac{\partial H^2}{\partial X} - \Omega HV \\ & + \frac{1}{\rho} \left[\tau_x^z - \tau_x^z - \frac{\partial}{\partial X}(H\tau_{xx}) \right. \\ & \left. - \frac{\partial}{\partial Y}(H\tau_{xy}) \right] = 0 \quad (2-2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial X}(\beta_{vu}HVU) + \frac{\partial}{\partial Y}(\beta_{vv}HVV) \\ & + gH \frac{\partial Z_b}{\partial Y} + \frac{1}{2}g \frac{\partial H^2}{\partial Y} + \Omega HU \\ & + \frac{1}{\rho} \left[\tau_x^b - \tau_y^b - \frac{\partial}{\partial X}(H\tau_{rx}) \right. \\ & \left. - \frac{\partial}{\partial Y}(H\tau_{ry}) \right] = 0 \quad (2-3) \end{aligned}$$

其中，H=水深(L)；

$$U = (1/H) \int_{Z_b}^{Z_b+H} U dz, \quad X \text{ 方向之水深平均流速 (LT}^{-1}\text{)};$$

$$V = (1/H) \int_{Z_b}^{Z_b+H} V dz, \quad Y \text{ 方向之水深平均流速 (LT}^{-1}\text{)};$$

Z_b =底床高程(L)；

ρ =流體密度(常數, ML⁻³)；

g =重力加速度(LT⁻²)；

$\beta_{uu}, \beta_{uv}, \beta_{vu}, \beta_{vv}$ =動量修正(Momentum Correction)係數，主要用以修正X、Y流速(U、V)在垂直方向(Z)上不均勻分佈所引起之動量變化，若假設流速在垂直方向(Z)上均勻分佈，則其動量修正係數為1；

Ω =科氏參數(Coriolis Parameter)，主要用以估計地球轉動對水流之影響，一般而言河寬不大之河川可忽略其效應；

τ_x^b, τ_y^b =X、Y方向之底床剪應力(ML⁻¹T⁻²)，受底床摩擦影響；

τ_x^s, τ_y^s =X、Y方向之水流表面剪應力(ML⁻¹T⁻²)，即水流受表面風速影響所產生之剪應力，本文中忽略其效應；

$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{yy}$ =因亂流及流體黏滯性所造成之剪應力(ML⁻¹T⁻²)，受流體之不規則運動影響，詳見3-1節。

方程式(2-1)、(2-2)及(2-3)分別代表河川中水深平均之連續方程式、X方向之動量方程式及Y方向之動量方程式。經過上述假設與估計，控制方程式中之未知數為H、U、V三者，理論上應可由(2-1)、(2-2)、(2-3)式聯立求解，而且在實際應用上，因邊界幾何形狀往往甚為複雜，上述偏微方程組在通常並無法求得其解析解，因此必須藉由數值方法求解，本文中所採用的為Galerkin有限元素法。

2-2 有限元素法

根據 Galerkin 有限元素法理論^(9,16)將控制方程式對整個求解區域離散化後，疊代求解各節點之水深及 X、Y 速度分量，若所欲求解之區域(Domain)為A，吾人可將其切割成許多互相連接的次區域(Subregion)A_i，稱為元素(Element)，而每一元素由若干節點(Nodepoint)組成，對於某一元素中未知變數之估計值 \hat{U}_i 。(代表水深H、X方向流速U或Y方向流速V三個變量)，可利用這些節點值 U_{i0} 及選定適當的形狀函數 N_{i0} 表示成：

$$\hat{U}_i = \sum_{j=1}^m N_{ij} U_{ij} \quad (2-4)$$

式中 N_{ij} 為形狀函數， m 為此元素中之節點個數。

於某一元素中，若將控制方程式簡單表示成：

$$L(U_i) - k = 0 \quad (2-5)$$

其中，L代表一微分運算符號， U_i 為元素中待解之變數， k 為已知函數。由於 \hat{U}_i 為 U_i 之估計值，因此將(2-4)式代入控制方程式(2-5)中，使得(2-5)式左手邊項並不等於零，而將產生一誤差值 f_i 。或稱之為餘數(Residuals)，即：

$$L(\hat{U}_i) - k = f_i \quad (2-6)$$

欲使其誤差值 f_i 最小，根據 Galerkin 有限元素法，即選取與形狀函數相同之權重函數，對整個求解區域而言可表成：

$$\sum \int_{A_i} N_{i0} f_i dA_i = 0 \quad (2-7)$$

其中， \sum 代表所有元素之總和。(2-7)式，為一非線性聯立方程組，本文以疊代法求解。

2-3 邊界條件

邊界條件一般可區分為開放邊界與實體邊界，開放邊界條件通常在河川上下游河段斷面，實體邊界條件則為沿河川之兩岸。模式針對不同需求有許多處理方式，其一般之處理原則為：

(1)上游邊界條件：

可逐點輸入各節點之單位流量或流速，或僅輸入上游邊界之總入流量，FESWMS-2HD 模式將根據水流輸送量(Conveyance)理論，將該總入流量分配至各節點間。

(2)下游邊界條件：

可逐點輸入各節點之水位或給予該斷面一特定

之水位坡降。

(3)實體邊界條件：

實體邊界，即無水流進、出之邊界，如河川兩岸之堤防、公路護坡、自然河岸等，FESWMS-2DH中之處理方式可分為：

- a、滑動 (slip) 邊界條件：假設沿邊界之切線應力為零。
- b、不滑動 (No-slip) 邊界條件：假設沿邊界之流速為零。

三、模式之參數估算與修改

3-1 模式中參數之估算

由於實際水流流況為三維性，為使二維性模式能更準確地模擬，因此必須藉由某些參數的調整，以使模式的模擬能符合實際流況，所以這些參數的適當與否也就影響模擬結果的好壞，其中較重要參數之估算分述如下：

(1)底床剪應力：

由於底床摩擦之影響，於X、Y方向之底床剪應力可表示成：

$$\tau_x = \rho C_r U (U^2 + V^2)^{1/2} [1 + (\partial Z_b / \partial X)^2 + (\partial Z_b / \partial Y)^2]^{1/2} \quad (3-1a)$$

$$\tau_y = \rho C_r V (U^2 + V^2)^{1/2} [1 + (\partial Z_b / \partial X)^2 + (\partial Z_b / \partial Y)^2]^{1/2} \quad (3-1b)$$

其中， C_r 為待估計之無因次底床摩擦參數，一般須賴試驗值決定，本文中建議以曼寧 n 值估計之：

$$C_r = gn^2 / \Phi H^{1/3} \quad (3-2)$$

其中， Φ 為因次轉換參數，採用公制時 $\Phi = 1.0$ ，採用英制時 $\Phi = 2.208$ 。

(2)亂流與流體黏滯性剪應力：⁽²⁾

模式中對於亂流與流體黏滯性所造成剪應力之估計，根據 Boussinesq 之渦度黏滯性 (Eddy Viscosity) 觀念，即假設此剪應力正比於水深平均流速之梯度，即可表示成：

$$\tau_{xx} = \rho \hat{\nu}_{xx} (\partial U / \partial X + \partial U / \partial X) \quad (3-3a)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \rho \hat{\nu}_{xy} (\partial U / \partial Y + \partial V / \partial X) \quad (3-3b)$$

$$\tau_{yy} = \rho \hat{\nu}_{yy} (\partial V / \partial Y + \partial V / \partial Y) \quad (3-3c)$$

其中， $\hat{\nu}_{xx}$ ， $\hat{\nu}_{xy}$ ， $\hat{\nu}_{yy}$ 為水深平均之動渦度黏滯性 (Kinematic Eddy Viscosity) 係數，

或稱亂流取代 (Turbulent Exchange) 係數 [$L^2 T^{-1}$]，本文中假設其具有等向性 (Isotropic)，即令 $\hat{\nu} = \hat{\nu}_{xx} = \hat{\nu}_{xy} = \hat{\nu}_{yy}$ ，而且估算成：

$$\hat{\nu} = (0.6 \pm 0.3) U_* H \quad (3-4)$$

其中， U_* 為底床剪力流速 (Bed Shear Velocity) [LT^{-1}]；

$$U_* = \sqrt{C_r} U \quad (3-5)$$

而 (3-5) 式之 C_r 可依 (3-2) 式計算得到，一般而言，對於河岸邊界較不規則及變化較大 (如河道之斷面束縮、轉彎) 之渠道其 $\hat{\nu}$ 值較大，而較平直之渠道則有較小之 $\hat{\nu}$ 值。

3-2 橋墩阻力估算

設置於河川中之橋墩，由於水流之流動，將會受到某種程度之流體作用力影響，其中尤以橋墩所受阻力之影響較大，而控制方程式中並無法將此作用力之大小顯現出來，而一般橋墩之阻力大小常可根據試驗結果，表示成速度、面積與形狀因素之關係式，為使模擬結果更符合實際水理狀況，本文假設單位時間內流體所損失之能量等於流體對橋墩所作的功率，則可依據橋墩之阻力大小轉換成所應修正之曼寧阻力係數，茲將其過程述之如下：

(1)流體對橋墩所作的功率可表如下式：

$$W = FV \quad (3-6)$$

其中， W = 流體對橋墩所作的功率 ($ML^2 T^{-3}$)；

F = 橋墩所受阻力 (MLT^{-2})，可表示為：

$$F = 0.5 C_d \rho V^2 A_b \quad (3-7)$$

C_d = 橋墩形狀阻力係數

(Drag Coefficient)；

ρ = 流體密度 (ML^{-3})；

A_b = 橋墩受阻力面積 (L^2)；

V = 流速 (LT^{-1})。

(2)當水流通過橋墩時單位時間內流體所損失之能量為：

$$P = \tau Q S_b L \quad (3-8)$$

其中， P = 單位時間內流體所損失之能量 ($ML^2 T^{-3}$)；

$\tau = \rho g$ 比重量 ($ML^2 T^{-2}$)；

$Q = n_b^{-1} A R^{2/3} S^{1/2}$ ，流量 ($L^3 T^{-1}$)；

$S_b = n_b^2 V^2 / R^{4/3}$ ，橋墩阻力所造成之摩擦

坡降 (無因次)；

n_b = 橋墩阻力所增加之曼寧 n 值 (無因次)；

A = 通水斷面積 (L²) ;

R = 水力半徑 (L) ;

L = 橋墩阻力估算長度 (L) 。

(3) 橋墩阻力所造成之摩擦坡降 ;

令 (3-6) 、 (3-8) 式相等 , 可推導得 :

$$S_b = \frac{C_d A_b V^2}{2gAL} \quad (3-9)$$

(4) 摩擦坡度修正之曼寧 n 值 :

通過橋墩區之總摩擦坡降相當於水流原來之摩擦坡降加上因橋墩阻力所造成之摩擦坡降 , 可以下式示之 :

$$S_r = S_b + S_1 \quad (3-10)$$

則橋墩區之曼寧 n 值應修正為 :

$$n = \frac{(S_b + S_1)^{1/2} R^{2/3}}{V} \quad (3-11)$$

其中 , $S_r = n^2 V^2 / R^{4/3}$, 總摩擦坡降 (無因次) ;

S_b = 橋墩阻力所造成之摩擦坡降 , 可由 (3-9) 式估算 (無因次) ;

$S_1 = n_1^2 V^2 / R^{4/3}$, 水流原來之摩擦坡降 (無因次) ;

n_1 = 原有之曼寧 n 值 (不考慮橋墩阻力時)

(無因次) ;

n = 摩擦坡度修正之曼寧 n 值 (無因次) ;

因此只要適當的推估 C_d 值 , 便可計算橋墩所受阻力大小 , 由 (3-9) 式便可計算出橋墩阻力所造成之摩擦坡降 , 再由 (3-11) 式便可估計出所應修正之曼寧 n 值 , 而一般常見橋墩之 C_d 值 , 可根據實際橋墩之形狀查得^(8,13) 。

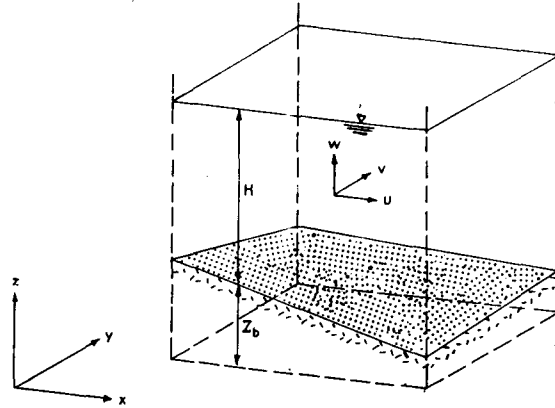


圖 1 座標系統及變數定義

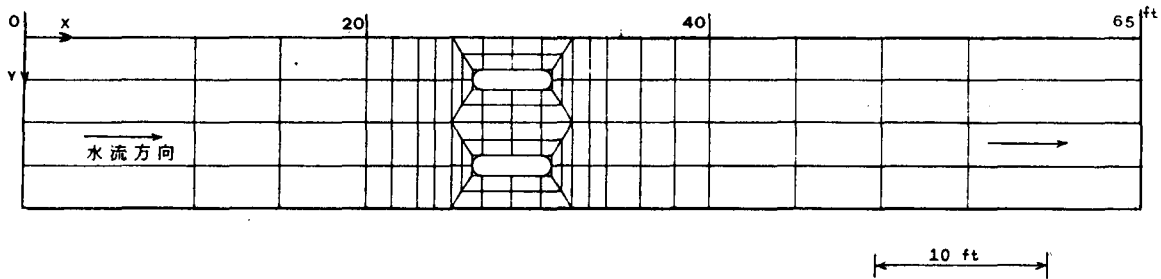


圖 2 並排橋墩之格網分割圖

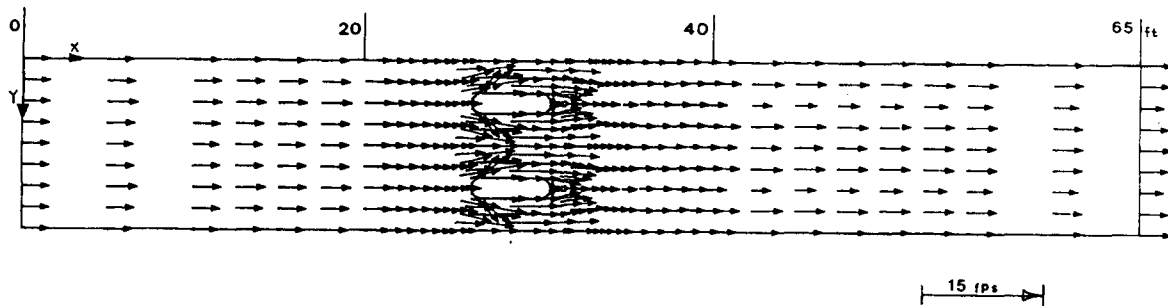


圖 3 並排橋墩之流速分佈圖

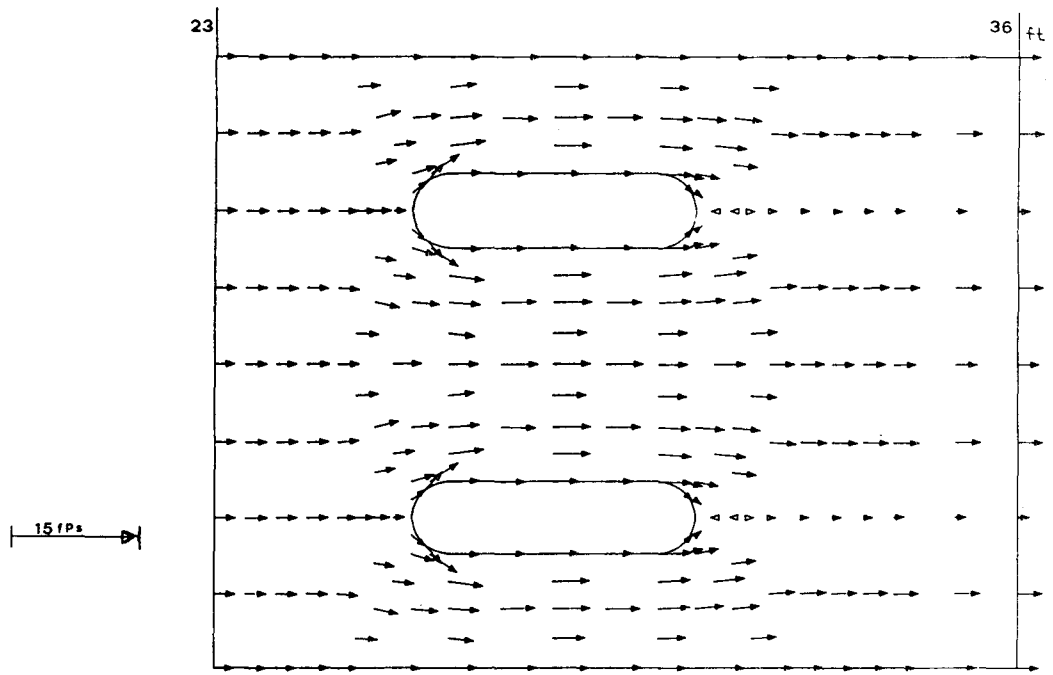


圖 4 並排橋墩之橋墩附近局部流速分佈圖

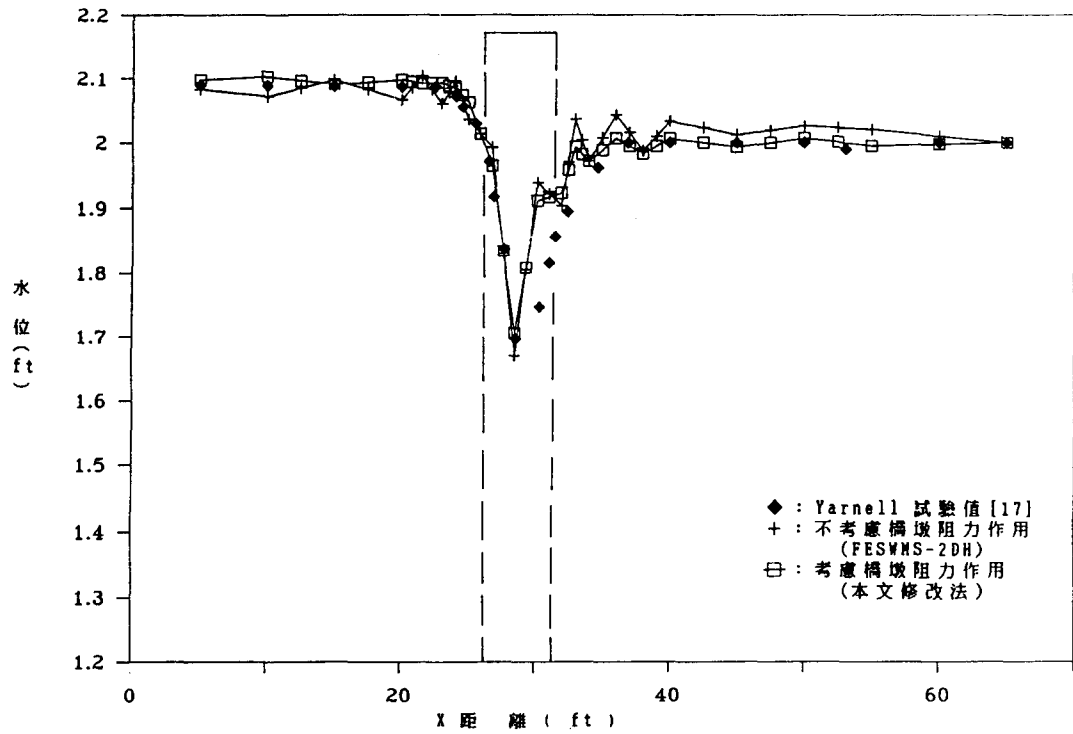


圖 5 有無考慮橋墩阻力對並排橋墩之水位影響 (Yarnell 與試驗值比較)

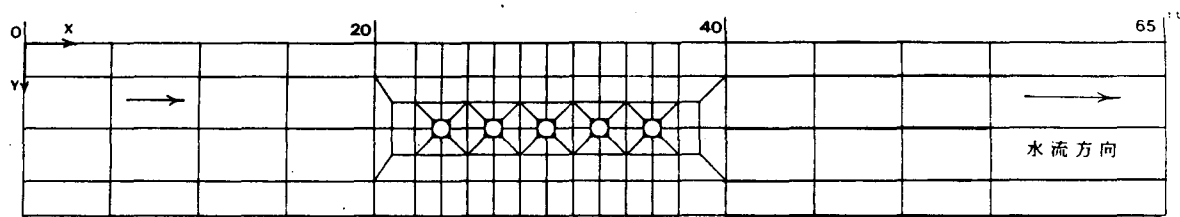


圖 6 連續橋墩之格網分割圖

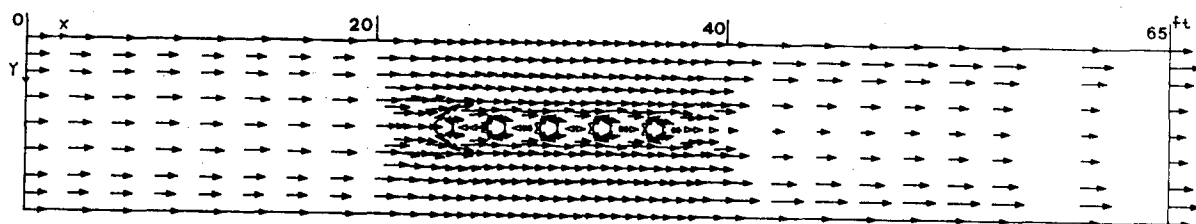


圖 7 連續橋墩之流速分佈圖

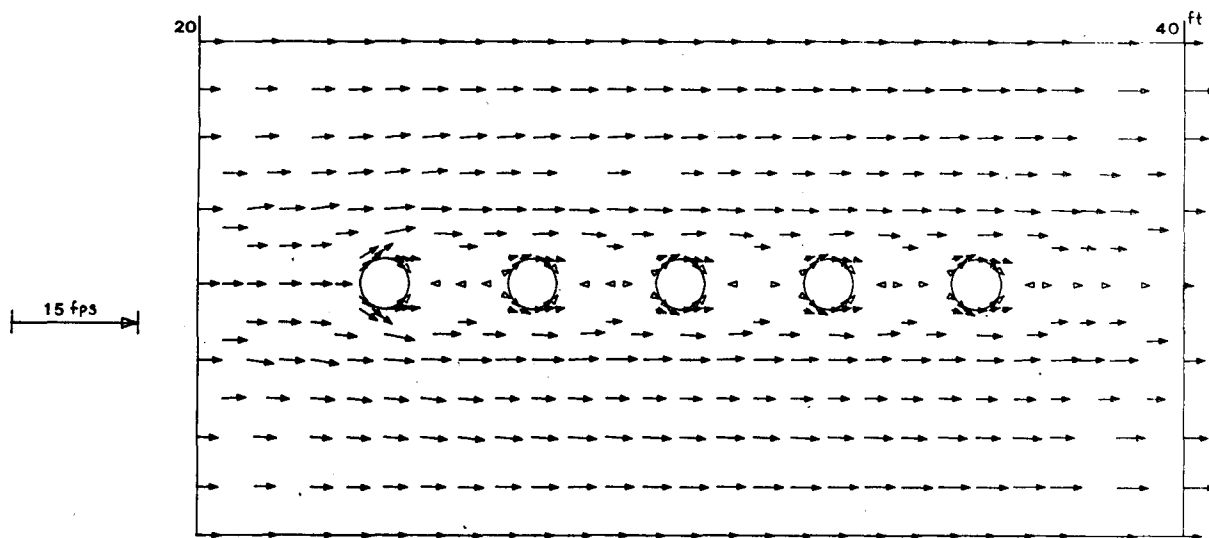


圖 8 連續橋墩之橋墩附近局部流速分佈圖

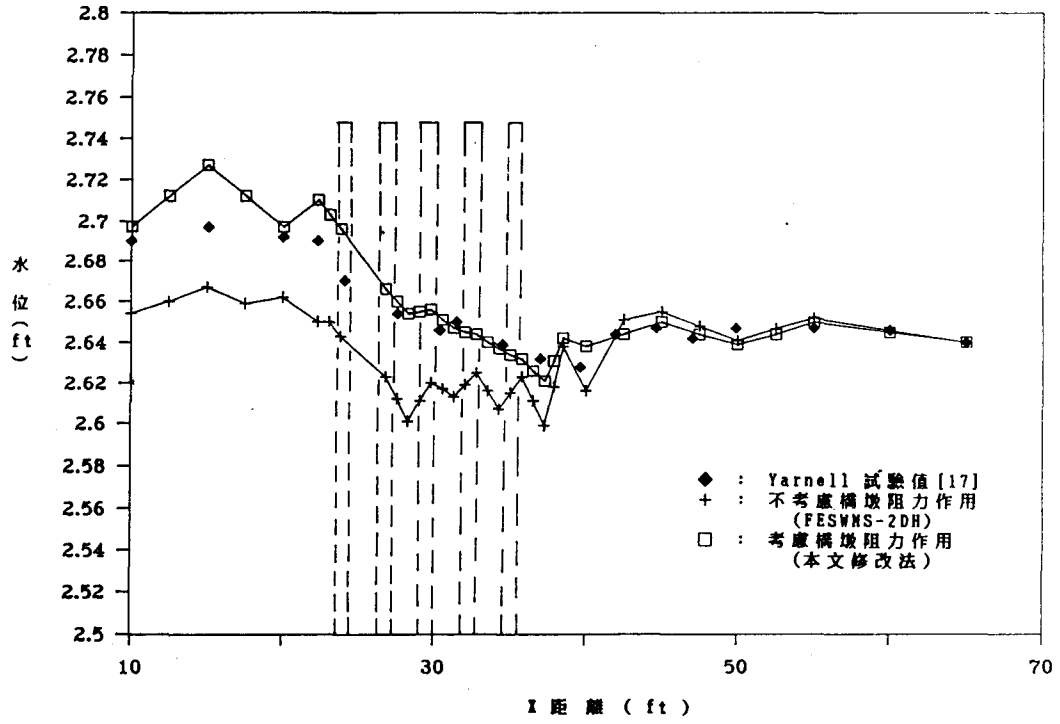


圖9 有無考慮橋墩阻力對連續橋墩之水位影響
(Yarnell 與試驗值比較)

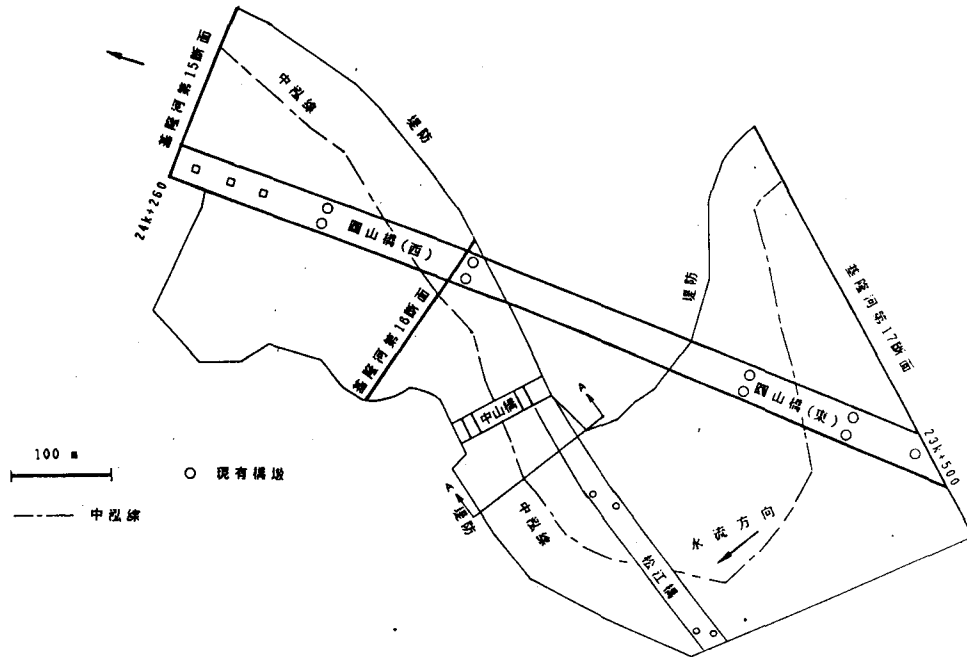


圖10 基隆河圓山段中泓線及二維流場模擬範圍示意圖

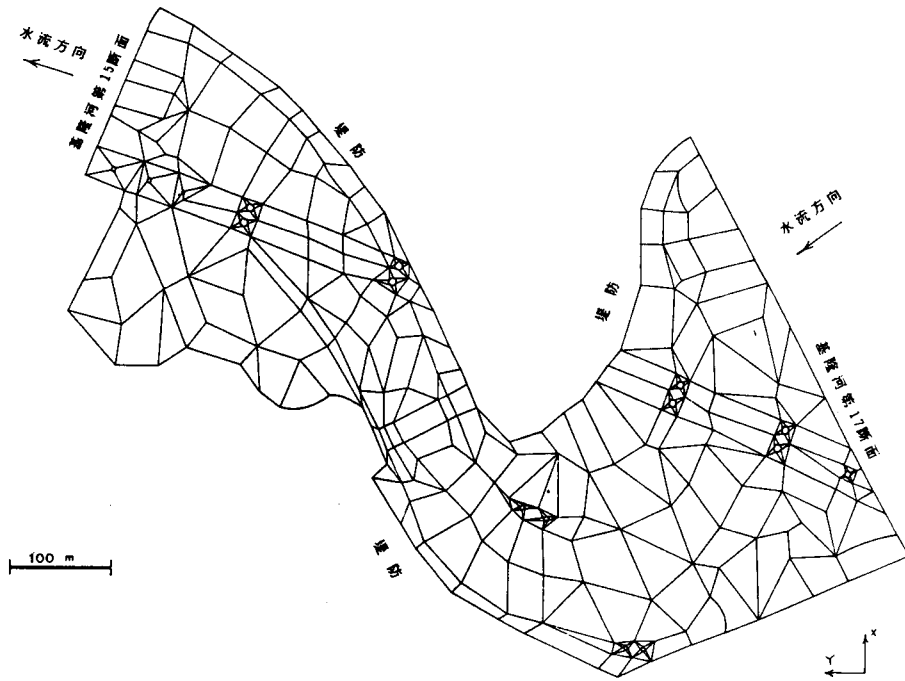


圖11 基隆河圓山段之格網分割圖

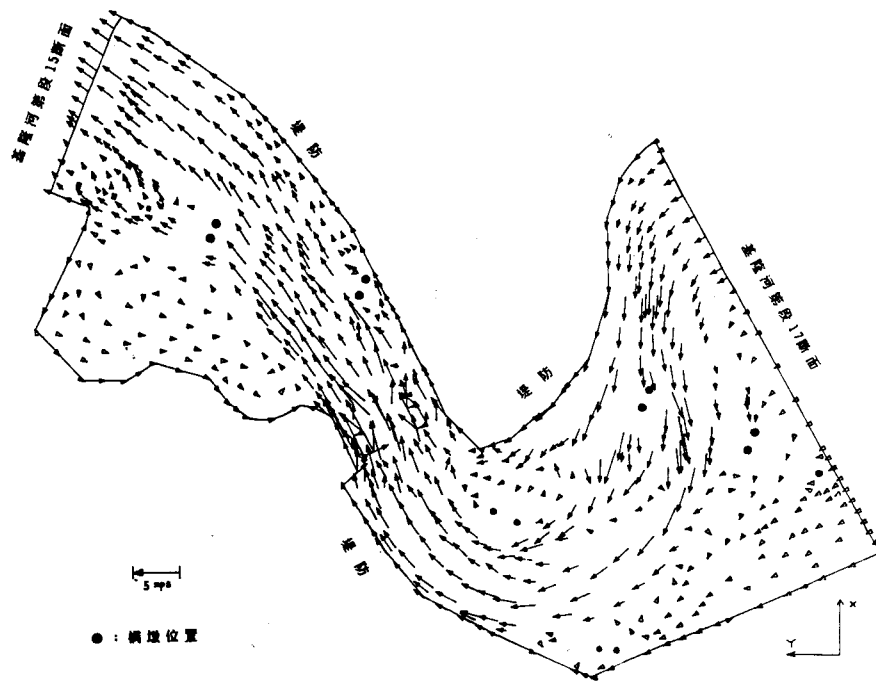


圖12 基隆河圓山段現況之流速分佈圖

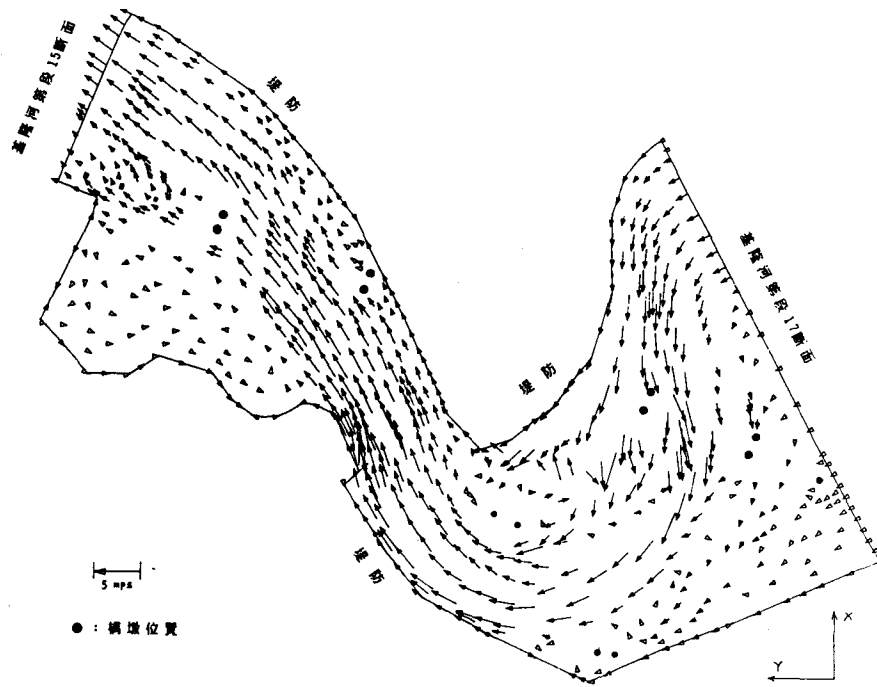


圖13 基隆河圓山段中山橋拆除後之流速分佈圖

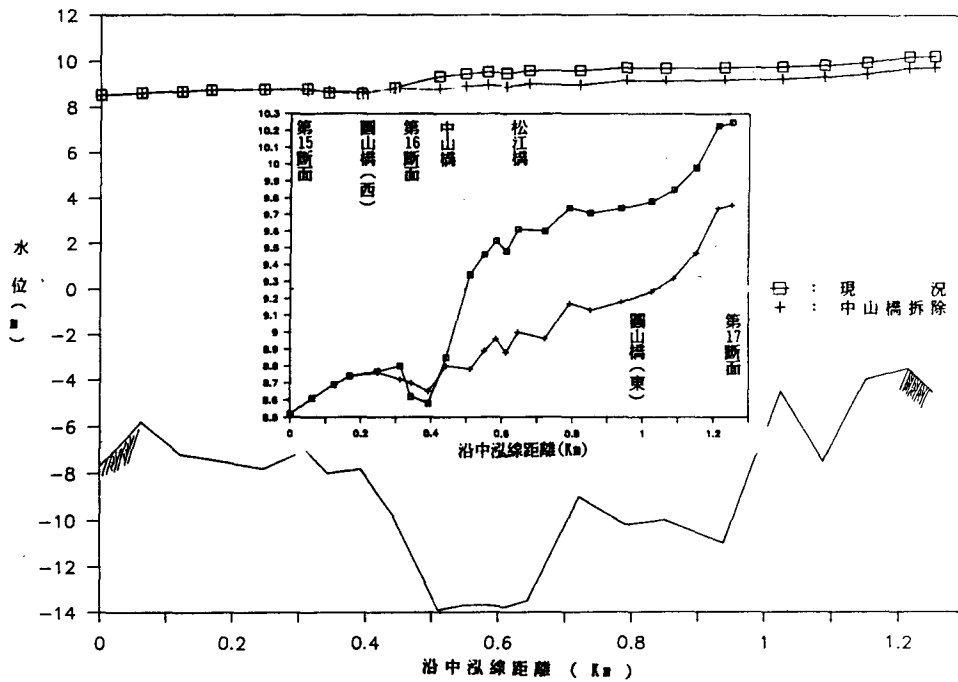


圖14 基隆河圓山段 200年頻率洪水下中山橋拆除前後之水位比較圖 (沿中泓線)

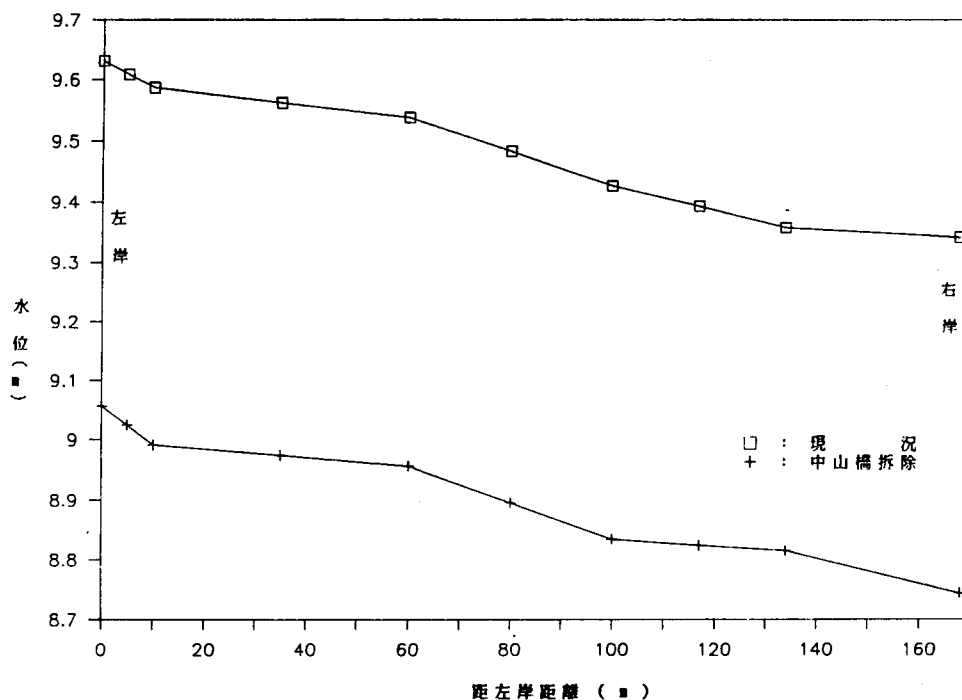


圖15 基隆河圓山段中山橋上游 100公尺處橫斷面之水位比較圖

一3 模式銜接

在實際應用上，為使能對橋墩附近之局部流場變化做較詳細之研究，若對整條河川做二維格網分割，則較不易顯現橋墩設置對局部流場之影響程度，且在格網分割上較繁雜。因此本文中對於實際之河川演算，先以一維之迴水演算模式（如 HEC-2^(10,11)）進行整體分析，再根據所欲研究橋墩附近之局部河段，選取適當之上、下游控制斷面，以一維之演算結果做為控制斷面之邊界條件。

而由於一維之模式並無法顯示出流場在河川橫斷面上之變化，如局部河段上之死水區，因此可由二維模式之演算結果，於一維模式演算時適當扣除死水區之通水斷面積，然後由一維、二維模式相互檢定在控制斷面上之水位、流速等，如此反覆交替修正，以期能提供較正確之流場水理模擬。

四、模式之應用

本文首先選取 Yarnell^(14,15) 試驗報告中二種不同橋墩設置情況，與計算值進行模擬比較，以探討有、無考慮橋墩阻力之影響，然後再將模式應用於實際河段，模擬與比較基隆河現況及中山橋拆

除後對河川局部流場與水位壅高之影響程度。

4-1 並列橋墩

配合 Yarnell 之試驗如圖 2 之雙排並列橋墩，試驗渠道坡度為零、寬度為 10ft 矩型斷面，其橋墩設置情形為：

- (1) 橋墩寬為 14 in，橋墩長為寬之 4 倍；
- (2) 橋墩之鼻端及尾端皆為半圓形；
- (3) 橋墩排列為平行於渠道；

配合試驗數據，截取長 65ft 之渠段進行格網分割，如圖 2 所示，上游入流量為 72.66 cfs，下游邊界為定水位 2.0 ft，並假設渠道兩岸之邊界條件為可滑動實體邊界條件，其橋墩形狀阻力係數估計為 0.29⁽⁶⁾，根據 3-2 節所述估算其橋墩所受阻力大小，經修正後橋墩區所使用之曼寧 n 值為 0.018，而原行水區之 n 為 0.01，圖 3 為模擬結果之流速分佈圖，如取其橋墩附近局部格網放大，則放大後之流速分佈如圖 4 所示，由圖 4 可顯示出橋墩附近局部流場受橋墩設置影響之流速變化情形，尤其是水流通過橋墩後因壓力分布不均所造成之局部流速逆流現象。

另一方面若僅採用原 FESWMS-2DH 模式

，即忽略橋墩所受阻力情況，而全區僅以原行水區之曼寧 $n=0.01$ 進行演算，選取沿渠道中央之縱向水面線水位與試驗值及考慮橋墩阻力時三者進行比較，而由圖 5 之水位比較可發現：

- (1) 橋墩設置對橋墩上游處水位壅高之迴水效應，本文修正後所考慮橋墩阻力時之模擬水位與試驗值較接近，顯示修正後之模式較為合理。
- (2) 在橋墩區後半部之水位模擬，不論是否有考慮橋墩阻力，模擬水位均較試驗值為高，可能由於在做曼寧 n 值調整時，是將橋墩區全區調高一相同之 n 值，而在實際狀況中，橋墩區前後之 n 值應不相同，且由於受垂直方向作用力不穩定擾動影響，因此在橋墩區後段之模擬水位，由於 n 值不適當而使模擬水位較試驗值為高。
- (3) 通過橋墩區之下游處水位，由於已不受橋墩迴水影響，二者之模擬結果皆與試驗值水位頗接近。

4-2 連續橋墩

Yarnell 另連續性圓形橋墩試驗如圖 6 所示，試驗渠道坡度為零、寬度為 10ft 矩型斷面，其橋墩設置情形為：

- (1) 橋墩直徑為 1.0ft，橋墩間距為 2.0ft；
- (2) 橋墩排列為平行於渠道，且位於渠道中央；

配合試驗數據，截取長 65ft 之渠段進行格網分割，如圖 6 所示，上游入流量為 75.28cfs，下游邊界為定水位 2.64ft，並假設渠道兩岸之邊界條件為可滑動實體邊界條件，其橋墩形狀阻力係數估計為 0.28⁽⁵⁾，根據 3-2 節所述估算其橋墩所受阻力大小，經修正後橋墩區所使用之曼寧 n 值為 0.015，而行水區之 n 為 0.01，圖 7 為模擬結果之流速分佈圖，如取其橋墩附近局部格網放大，則放大後之流速分佈如圖 8 所示，由圖 8 可顯示出橋墩附近局部流場受橋墩設置影響之流速變化情形，尤其是水流通過橋墩後因壓力分佈不均所造成之局部流速逆流現象。

另一方面若不考慮橋墩所受阻力大小，而全區僅以行水區之曼寧 $n=0.01$ 進行演算，選取距渠道左岸 3.5ft (距橋墩中央 1.5ft) 之縱向水面線水位與試驗值及考慮橋墩阻力時三者進行比較，而由圖 9 之水位比較可發現：

- (1) 橋墩設置對橋墩上游處水位壅高之迴水效應，本文修正後所考慮橋墩阻力時之模擬水位與試

驗值較接近，顯示修正後之模式較為合理。

- (2) 通過橋墩區之下游處水位，二者之模擬結果皆與試驗值水位頗接近。

由 4-1、4-2 節之模擬比較可發現，若能適當估計橋墩所受阻力，而調整橋墩區之曼寧 n 值，將可較有效模擬橋墩設置對局部水位壅高之迴水效應。

4-3 基隆河圓山段

基隆河發源於臺北縣菁桐山，流經瑞芳鎮、基隆市的暖暖區與七堵區、汐止鎮，再沿着臺北市的內湖區、南港區交界，臺北市舊市區，進入士林區，最後沿着士林、北投南側，在關渡附近與淡水河匯流，主流全長 86 公里，流域面積 501 平方公里，為臺北市區內主要河川之一⁽²³⁾。基隆河 200 年重現期洪水流量為 3200 秒立方公尺，中山橋附近 (距其關渡匯口約 9 公里)，因兩岸高地而行成一天然河道瓶頸，河道寬由上游 400 公尺至中山橋窄縮至 110 公尺，而後往下游又放寬至 300 公尺，狹窄急彎形成水流瓶頸，加以附近橋墩密集，尤以中山橋拱標阻水甚鉅影響洪水洩洩，每於颱風來時，因河水位驟漲，危及居民生命及財產安全，目前有關單位已就中山橋改建密切協調中，俾能兼顧防洪與交通之整體功能予以改善⁽²⁴⁾。

基隆河在第 17 斷面處是淺而寬之河道，但到中山橋時河道產生束縮及轉彎，而在中山橋與 15 斷面則又變成中等寬度及深度之斷面，其斷面位置如圖 15 所示，由於中山橋為一拱式三跨度橋墩，較不利水流之通行，若再加上受漂浮物等因素而阻塞，將有礙於基隆河中上游之排洪能力。

因此本文希望藉由二維模式，模擬比較有、無中山橋對基隆河局部流場與水位壅高之影響程度，模擬範圍起自基隆河第 15 斷面至第 17 斷面，所模擬之橋墩計有高速公路橋 (兩段)、中山橋及松江橋等，模擬區域及橋墩位置如圖 10 所示。

模擬之背景水理條件為上游邊界用二百年重現期洪水流量 3200cms，下游第 15 斷面之控制水位，則依據一維之迴水模式 (HEC-2) 演算結果 8.52m 為下游邊界條件，進行格網分割，如圖 11 所示。

根據 3-2 節所述估算，則修正後圓形橋墩區之曼寧 n 為 0.07，方形橋墩區之曼寧 n 為 0.08，洪水平原區之曼寧 n 為 0.05，行水區之曼寧 n 為 0.03，分別考慮現況及中山橋拆除後進行模擬。

現況及無中山橋之流速分佈如圖12、13所示，為顯示橋墩之位置，已將圖中橋墩區附近格網點上之流速標示去除，由圖上可發現在通過中山橋後左岸，由於通水面積擴大、可滑動邊界條件、流體之黏滯性等因素而形成環流 (Circulation) 現象之死水區。為進行比較，本文選取其沿主河道之最大水深線 (即中泓線，Thalweg) 之流況做比較 (基隆河圓山段中泓線位置如圖10示)，現況及中山橋拆除後之流況比較如圖14所示，中山橋拆除後可使洪水位最多下降64公分，該水位下降發生於中山橋至第17斷面間之上游段，主要是受河道斷面在中山橋拆除後通水斷面積增加所造成。

另一方面，為顯示河川水流在河道轉彎處受離心力作用，轉彎處外側會有水位超高 (Super-elevation) 現象，及有、無中山橋對上游轉彎處橫斷面上水位之影響，因此截取中山橋上游 100公尺處之一橫斷面，由於格網為不規則，因此根據橫斷面位置，配合既有格網點作局部內差求其橫斷面上之水位與流速，比較其現況及假設中山橋拆除後之流況，而水位比較如圖15所示，由圖上可顯示出基隆河在中山橋上游河道轉彎處外側水位超高之物理現象，及在 200年洪水頻率下中山橋拆除後此橫斷面處之河川洪水位最多下降60公分。

五、結 論

1. 由於 FESWMS-2DH 模式並無法考慮流體通過橋墩前後之能量損失，因此本文利用對橋墩所受阻力之估算，藉以調整曼寧 n 值，以增加模式之模擬精度。
2. 在與試驗數據之模擬比較中，可發現若加入考慮橋墩阻力之影響，則可有效地模擬渠道上游段，因橋墩設置，所引起水位壅高之迴水效應，而在下游段則不論是否有考慮橋墩阻力之影響，模擬水位皆與試驗值頗接近，因此在實際運用上應對橋墩阻力做適當估計，藉由曼寧 n 值之調整，如此模擬之結果才能更符合實際流況。
3. 在試驗數據之模擬比較中，可發現在橋墩區後段之模擬結果與試驗數值常有較大之誤差，可能由於在做曼寧 n 值調整時，將橋墩區全區調高一相同之 n 值，而在實際狀況中，橋墩區前後之 n 值應不相同，且受較大垂直方向作用力之影響，因此在橋墩區後段之模擬水位，常較試驗值為高。
4. 由於基隆河在中山橋附近之河道產生斷面束縮及

轉彎，而且中山橋之橋墩結構較不利水流通行，因此基隆河在此處最易產生水位壅高而向上游產生迴水效應，由模式之模擬比較中，可發現若拆除中山橋後，在 200年重現期洪水頻率下，於中山橋上游與17斷面間，河川洪水位於中泓線處最大可下降64公分。

5. 由於河道轉彎處外側會有水位超高現象，本文藉由對中山橋上游 100公尺處橫斷面之水位比較說明其現象，而在 200年重現期洪水頻率下，中山橋拆除後此橫斷面上，河川洪水位最大可下降60公分。
6. 綜合本文之研究範例應用，可發現二維模式能有效地模擬橋墩設置對河川局部流場之影響，尤其是局部洪水位壅高之迴水效應。

六、誌 謝

本研究承國道高速公路工程局及林同棧國際工程顧問公司提供研究經費；研究期間，經濟部水資源統一規劃委員會及臺北市政府養工處提供地文及試驗資料，使本文能順利完成，在此謹致由衷之謝忱。

參 考 文 獻

1. Baker, C.J., "The Laminar Horseshoe Vortex", *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 95, p. 347-367, 1979.
2. David C. Frohlich, *Finite Element Surface-Water Modeling System: Two-Dimensional Flow in a Horizontal Plane*, FHWA-RD-88-177, 1988.
3. Gresho, V. T., "Incompressible Flow and the Finite Element Methods" 有限元素法在流體力學上的應用理論與實務講習會講義, 1989.
4. Hansen, W., *Hydrodynamics Method Applied to Oceanographic Problem*, 1962.
5. Hoerner, S. F., *Fluid-Dynamic Drag*, Midland Park, N.J., 1958.
6. Leenderste, J.J., "Aspects of Computational Model for Long-Period Water-Wave Propagation", 1967.
7. Nagler, F. A., "Obstruction of Bridge

- Piers to the Flow of Water" Trans., A.S.C.E., Vol. 82(1918), p. 334.
8. Rouse, Hunter, Elementary Mechanic of Fluids, John Willey and Sons, Inc, 1950.
 9. Taylor, C., Hughes, T. G., Finite Element Programming of The Navier-Stokes Equations, 1981.
 10. The Hydrologic Engineering Center Users Manual U.S. Army Corps, HEC-2 Water Surface Profiles, 1982.
 11. The Hydrologic Engineering Center Users Manual, U. S. Army Corps, Computing Water Surface Profiles with HEC-2 on a Personal Computer Description and Users Guidance, 1986.
 12. Pinder, G. F., Gray, W. G., Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology, Academic Press, 1977.
 13. White, F. M., Fluid Mechanics, McGraw-Hill Book Company 1986.
 14. Yarnell. D. L., "Pile Trestles as Channel Obstruction", U.S. Department of Agriculture, Tech. Bull. No. 429 (July 1934).
 15. Yarnell. D.L., "Bridge Piers as Channel Obstruction", U. S. Department of Agriculture, Tech. Bull. No. 442 (November 1934).
 16. Zienkiewicz, O.C., The Finite Element Method, John Wiley and Sons, Inc, 1977.
 17. 美商塞門斯李顧問公司, 「中山橋改建規劃報告」, 1990, 3。
 18. 黃文亮, 「平面二維水流數值模式及其應用」, 碩士論文, 成大, 1984。
 19. 林國峰; 鄭學綱, 「不規則形狀明渠二維水流之流場計算」, 第五屆水利工程研討會論文集, 頁 294—304, 1990。
 20. 甘文欽, 「橋墩附近流場的數值模擬」, 國立臺灣大學土木研究所碩士論文, 1987。
 21. 藍淑芬, 「柱體附近層流流場之模擬研究」, 國立臺灣大學土木研究所碩士論文, 1990。
 22. 謝慧民, 「臺北市低窪地區之淹水模擬」, 國立臺灣大學農業工程學研究所碩士論文, 1990。
 23. 柳文成, 「截流系統對基隆河水質影響之研究」, 國立臺灣大學 農業工程 學研究所碩士論文, 1990。
 24. 國立臺灣大學水工試驗所, 「中山高速公路汐止五堵段高架拓寬工程橋墩設置對淡水河系水理影響之研究」, 1990。

收稿日期：民國80年10月16日

接受日期：民國80年10月24日

<p>專營土木、水利、建築等工程</p> <p>正林營造工程股份有限公司</p> <p>負責人：林平靜 地址：雲林縣台西鄉民權路45巷58號 電話：(056)985242</p>	<p>專營土木、水利、建築等工程</p> <p>富元土木包工業</p> <p>負責人：鄭永遠 地址：雲林縣斗六市西平路252巷58號 電話：(055)338173</p>
---	---