

由簡支預鑄預力混凝土梁構成連續梁 對於預力鋼腱使用量的影響

張志超*

摘要

由簡支預鑄預力混凝土梁構成連續梁橋的設計，其所面臨最為複雜的分析工作，當屬“束限彎矩”（Restraint Moments）的計算。所幸，於 2007 年美國州公路暨運輸官員協會所頒布的橋梁設計規範〔1〕對於此種束限彎矩計算的必要性，作了一個放寬的規定；亦即：「於連續度構築時，自預力大梁施加預力時所起算之混凝土齡期，若是超過 90 天，則束限彎矩之計算是不須要的」。此一新的規定，可以相當程度的減少工程師的分析工作。本文將以一個實務的範例，並依據本國交通部於民國 98 年所頒佈的“公路橋梁設計規範”〔2〕，來探討由簡支預力混凝土梁所構成的連續梁橋對於預力鋼腱用量減少的程度。

關鍵字：預力混凝土梁，預力鋼腱，連續梁，束限彎矩，乾縮，潛變。

簡介

圖 1 所示為兩根簡支梁所構成一個兩跨度的連續梁橋結構。此種構造施工程序，大致上為：(a) 於預鑄預力混凝土大梁製造並施拉預力完成後，以吊具將其吊放於橋墩或橋台上；(b) 澆注橋面版，中膈梁及連續膈梁的混凝土；(c) 於橋面版，中膈梁及連續膈梁之混凝土達於其設計強度後，施作護欄、緣石及瀝青混凝土面層。於圖 1 當中，正彎矩鋼筋須預埋於預力混凝土大梁底端區域，且於其外露處須施作標準彎勾，以便與其相鄰預力大梁底端正彎矩鋼筋相互搭接。正彎矩鋼筋主要係用來抵抗預力大梁乾縮與潛變所產生的正彎矩力，及活載重於遠端跨度處對於該處所產生的正彎矩力（雖然此一彎矩力極小）。當簡支梁連續化之後，其後續所施加的載重（例如：緣石、護欄、分隔島、瀝青混凝土磨耗層等靜載重及完工通車後的活載重等），將使得連續支承處產生負彎矩。此一負彎矩力將由圖 1 所示之負彎矩鋼筋來承受。

* 逢甲大學土木工程系所教授，土木技師，結構技師。

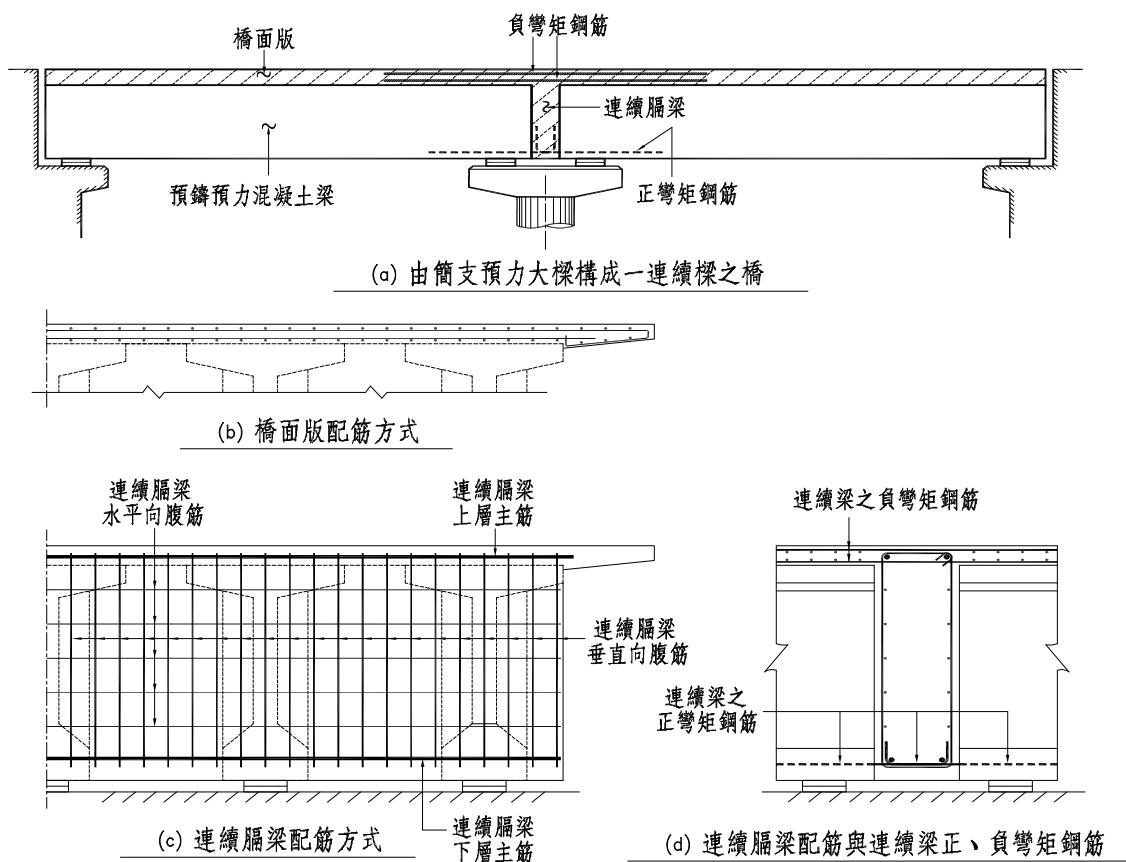


圖 1 由簡支梁構成連續梁之橋梁結構

相較於簡支預鑄預力混凝土橋梁結構系統，採用此種橋梁的設計型式，具有下列數項優點：

- (a) 可以減少預力鋼腱的使用量、伸縮縫及防落橋拉桿的設置數量，使得橋梁建造成本降低。
- (b) 於預力混凝土梁斷面固定的情況下，可以興建較大跨度的橋梁；或是於跨度固定的情況下，可以採用較小的梁斷面尺寸來設計。
- (c) 由於不連續端的數量減少，因此可降低因地震所引致的落橋機率。
- (d) 由於伸縮縫的設置數量減少，因此可以提高行車的舒適度。

又相較於連續梁橋之結構系統，採用此種橋梁的設計型式，亦具有下列數項優點：

- (a) 除了吊車或吊具之外，於施工時，不須要使用到支撐架或其它類型的支撐系統，因此，可減少此一類假設工程費用的支出。
- (b) 可以避免逐跨度的施工，以達到節省工期的目標。

由簡支梁構成連續梁橋系統，於設計時，工程師們必須確實掌握預力大梁之潛變與乾縮及橋面版混凝土乾縮對於支承處所產生的束限彎矩。如圖 2 所示，預力混凝土大梁的潛變現象，將使得大梁與橋面版產生向上拱起的變形。此一變形將使得該連續梁於內支承處產生“正束限彎矩”。又如圖 3 所示，橋面版混凝土乾縮的現象，將使得大梁與橋面版產生撓度變形。此一變形將使得該連續梁於內支承處產生“負束限彎矩”〔3〕。

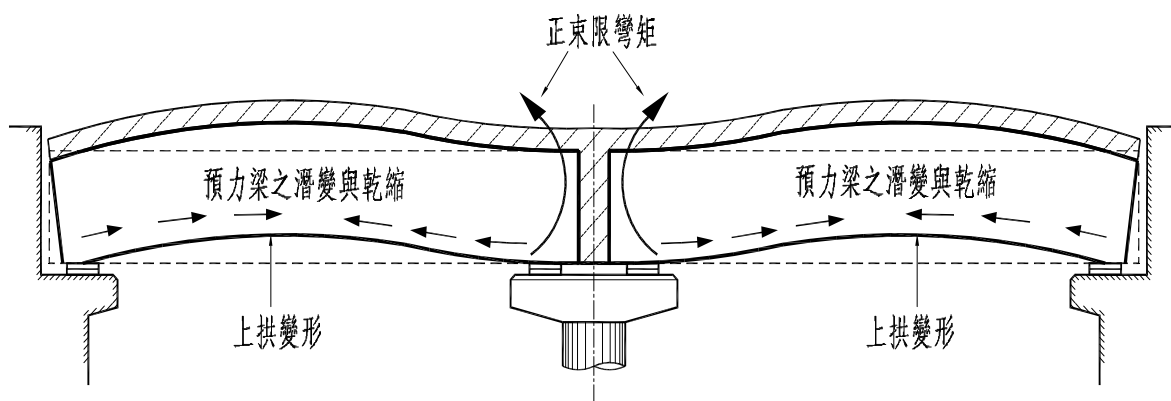


圖 2 預力大梁之潛變與乾縮所產生的束限彎矩（正彎矩）

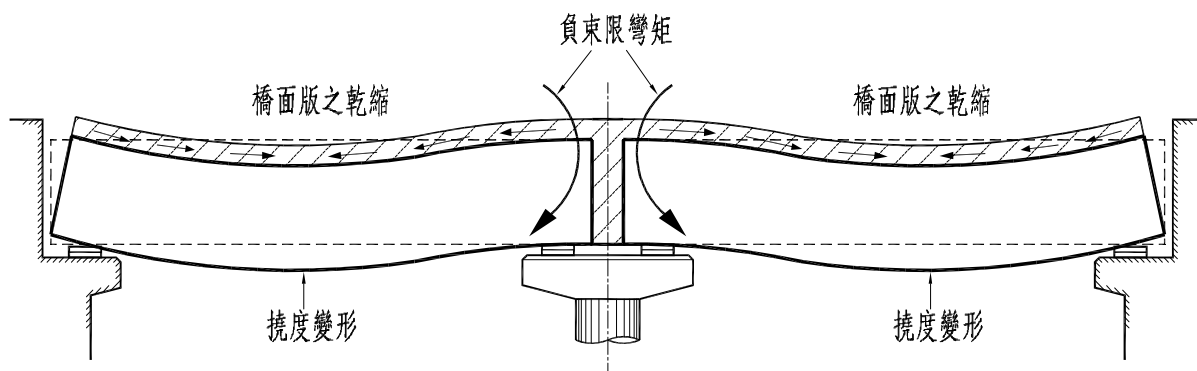


圖 3 橋面版乾縮所產生的束限彎矩（負彎矩）

爲了提高簡支梁橋的行車舒適度並減少伸縮縫的數量，於國、內外常見的施作方法，係將相鄰兩個跨度的橋面版設計成鉸接狀態〔4〕，如圖 4 所示。相較於簡支構成連續梁橋結構系統，由於預力混凝土大梁仍然處於簡支承狀態，因此，採用此種橋梁設計方式，並無法降低預力鋼腱的使用量；而且對於防落橋的能力，仍不如連續梁橋。

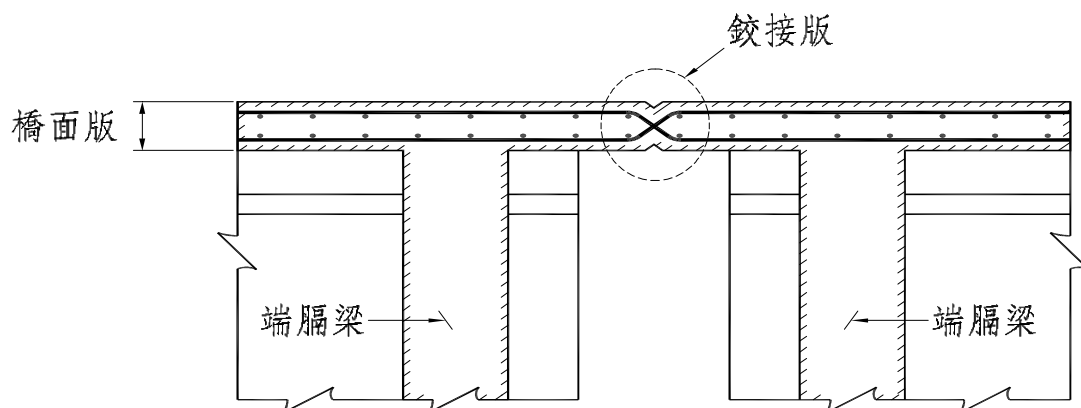


圖 4 簡支預力混凝土梁橋之鉸接橋面版構造

文獻回顧

由簡支梁構成連續梁橋的設計工作中，有關於連續隔梁所承受的束限彎矩計算方法，應回溯至 1969 年 Freyermuth 的研究成果 [5]。此一設計方法，隨後為美國波特蘭水泥協會刊登於其公報上（爾後被稱為 PCA 法），並且一直沿用至今。

PCA 法所提供的束限彎矩計算公式為：

$$M_r = (Y_c - Y_{DL}) \cdot (1 - e^{-\phi}) - Y_s \cdot \left(\frac{1 - e^{-\phi}}{\phi} \right) + Y_{LL} \quad (1)$$

其中： M_r 為束限彎矩之計算結果； Y_c 為在鋼腱預力作用下，預力大梁混凝土潛變所產生的束限彎矩； Y_{DL} 為在靜載重作用下，預力大梁混凝土潛變所產生的束限彎矩； ϕ 為預力大梁之“潛變係數”，而為一時間的函數（即 $\phi(t)$ ）； Y_s 為橋面版與預力大梁混凝土“差異乾縮”（differential shrinkage）所產生的束限彎矩； Y_{LL} 為活載重（含衝擊力）對於連續隔梁所產生的正彎矩。基本上，採用 PCA 法所計算出來的正值束限彎矩，將較實際量測結果為大 [6]；換句話說，利用此一正值的束限彎矩來計算連續隔梁下方的正彎矩鋼筋量，將可獲得一個保守性的設計。

除了上述 PCA 法之外，束限彎矩之計算尚可採用“增量分析法”（incremental analysis methods）。McDonagh 氏 [7] 於 2001 年間，採用 ACI-209 的乾縮與潛變模式 [8]，並依據 PCI 於 1975 年所建議的方式 [9] 來計算預力損失，最後研發出一軟體 RMCALC，並可用以計算連續橫隔梁上的束限彎矩。Miller 氏等人於 2004 年 [3] 間，針對 AASHTO TYPE III、PCI BT-72、51-inch 深之 I 型梁及 AASHTO BIII-48 等四種預力大梁做了束限彎矩分析，所得到的結果，如

圖 5 所示。

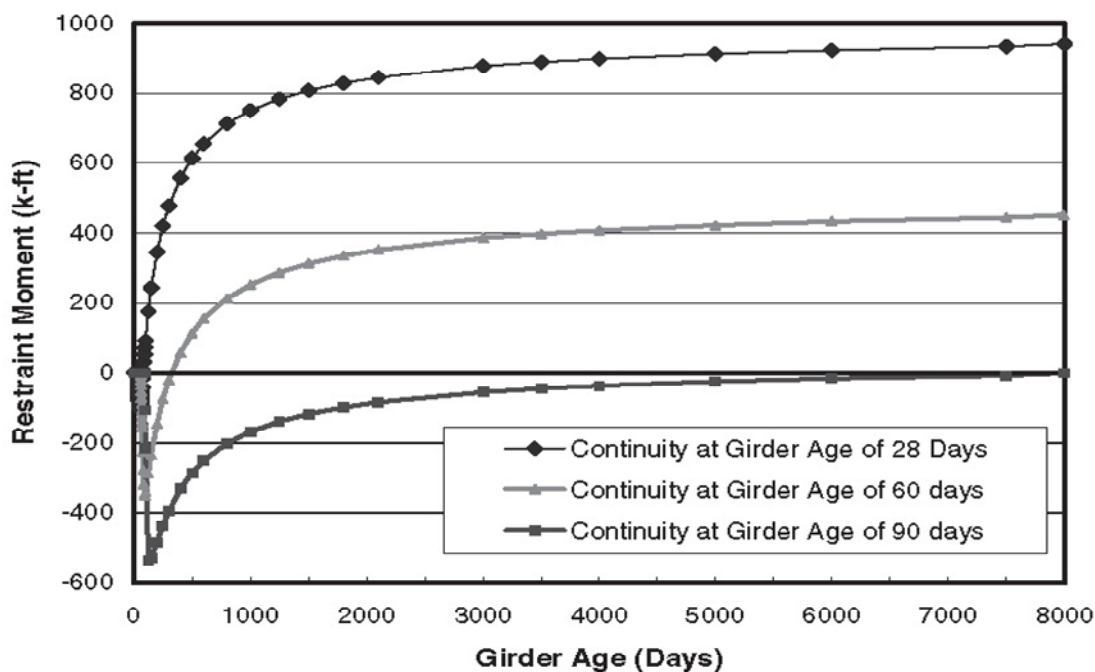


圖 5 束限彎矩與預力大梁齡期之關係曲線

該圖顯示：如果橋梁的連續度，係於預力大梁施拉預力起算後的第 28 天或第 60 天時發生，則於內支承處之束限彎矩將永久性的存在。但若橋梁的連續度係於預力大梁施拉預力起算後的第 90 天發生，則束限彎矩將隨著大梁齡期的增加，而逐漸趨於零。因此，Miller 氏等人建議：『於連續度構築時，自預力大梁施加預力時所起算之混凝土齡期，若是超過 90 天，則束限彎矩之計算是不要的』。此一論述於 2007 年為美國州公路暨運輸官員協會所採納，並納入該年所頒布的橋梁設計規範〔1〕當中。

研究目標

依據新的 AASHTO 規範所規定的設計條款，且於不考慮束限彎矩計算的前提下，本文將以「由兩個簡支梁構成一個連續梁」及「由三個簡支梁構成一個連續梁」的情況，分別探討預力鋼腱用量減少的程度。

分析範例與分析結果

本文分析範例將採用參考文獻 10 所提供的預力混凝土大梁標準圖；其側向立面圖，如圖 6 所示。該梁之跨度為 3920 公分，梁高為 220 公分。預力大梁於橋梁橫向的佈設方式，如圖 7 所

示；其中，大梁與大梁之間的距離為 180 公分。

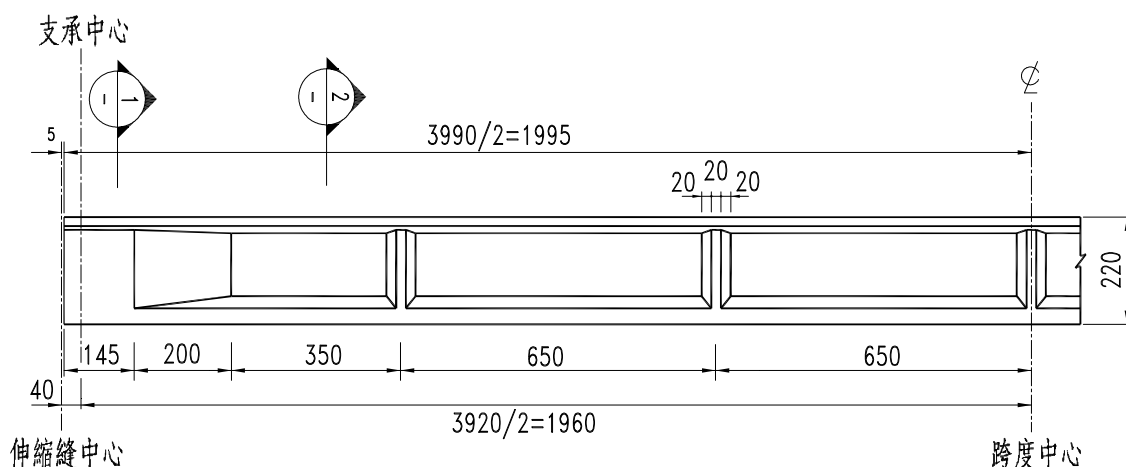
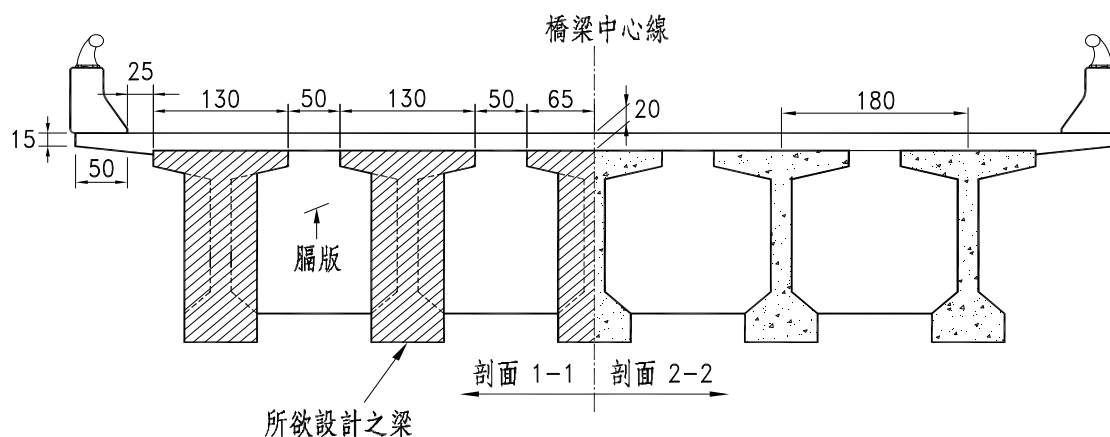


圖 6 預力大梁側向立面圖

本文將以圖 7 所示之內縱梁為例，並進行預力鋼腱使用量的分析。至於連續隔梁的配筋設計，則可參考附錄 A 之內容。首先，將該內縱梁活載重的分擔係數 D_f 與衝擊力係數 I 計算出來，分別為 $D_f = 1.091$ 與 $I = 0.1971$ 。超載重係數 F_{ovr} 採用 30%，且不考慮多車道活載重折減的百分比。預力大梁斷面特性及大梁與橋面版所形成的複合斷面特性，如圖 8 所示；其中：預力大梁與橋面版混凝土抗壓強度分別為 $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ 與 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 。



多車道活載重折減百分比 $R_L = 100\%$ (無折減之意)
 內縱梁活載重分擔係數 $D_f = S/1.65 = 1.8/1.65 = 1.091$
 衝擊力係數 $I = 15.24/(L+38.1) = 15.24/(39.2+38.1) = 0.1971$
 超載荷重係數 $F_{ovr} = 0.30$

圖 7 橋梁橫斷面圖

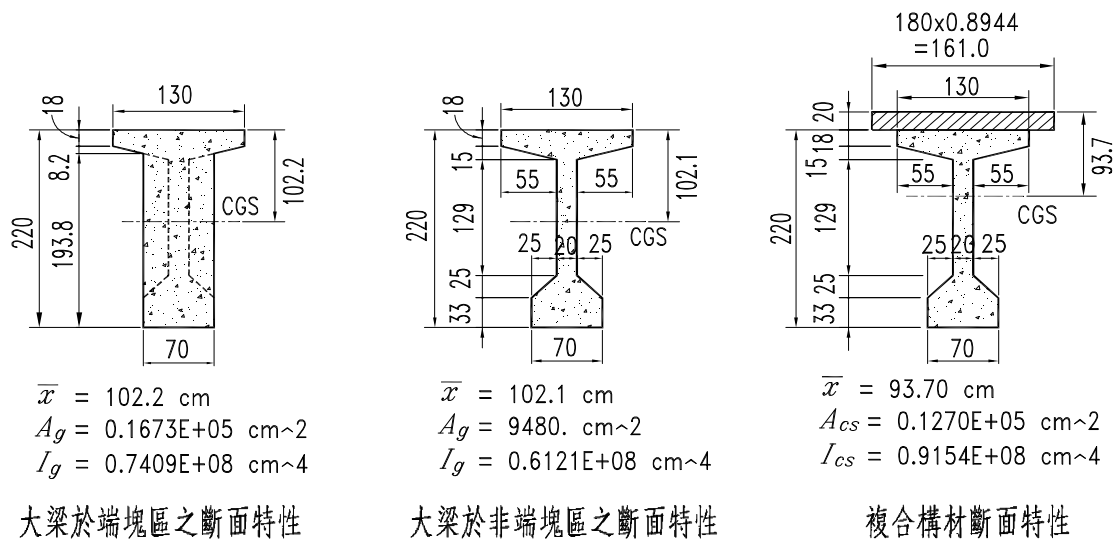
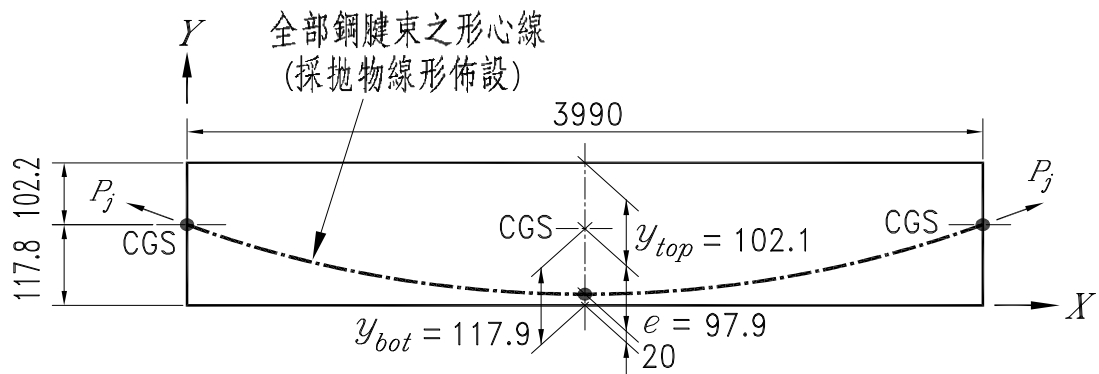


圖 8 預力大梁斷面特性

預力混凝土大梁採用後拉式工法製成。預力鋼腱係由多根“七線鋼絞索”(sever-wire strands)所構成；其材質為 ASTM 416, Grade 270 等級之產品。現將一根七線鋼絞索的基本特性列出如下：

- (a) 標稱直徑為 $D_p = 12.7 \text{ mm}$ ，
- (b) 截面積為 $A_p = 0.9871 \text{ cm}^2$ ，
- (c) 極限抗拉強度為 $f'_p = 19,000 \text{ kgf/cm}^2$ ，
- (d) 彈性模數為 $E_p = 1,970,000 \text{ kgf/cm}^2$ 。

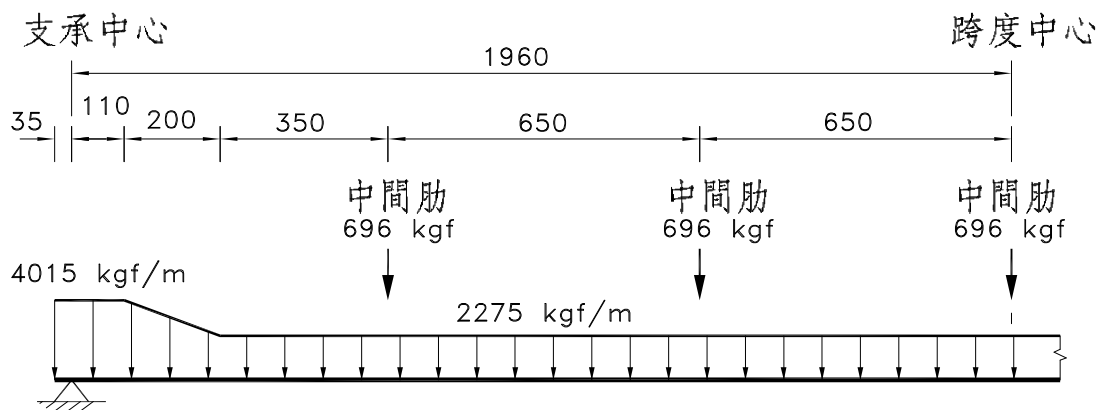
全部鋼腱均採用拋物線的型態佈設於大梁內，如圖 9 所示。若鋼套管波浪效應之磨擦係數為 $\kappa = 0.000049 / \text{cm}$ ，鋼腱曲度之磨擦係數為 $\mu = 0.25$ ，端錨滑動量為 0.8 cm ，今於大梁兩端同時將鋼腱施拉預應力至 $0.75 f'_p$ ，然後錨碇之，則於大梁中央跨度處一根鋼腱之起始預力量，可以藉由文獻 11 所敘述的方法計算出，而為 $P_i = 12,450 \text{ kgf}$ 。



每一根七線鋼絞索千斤頂所須施拉的力量 $P_j = 14066 \text{ kgf}$

圖 9 預力鋼腱佈設方式

簡支預力混凝土梁橋上部結構所承受的力量，依其施工程序，可以區分為三個階段。第一階段為預力大梁的產製及其鋼腱施拉預力完成的當時。此時，預力大梁自重沿著跨度方向的分佈，則如圖 10 所示。第二階段為預力大梁吊放於橋墩或橋台上方後，且橋面版與膈梁混凝土澆注後的當時。此時，預力大梁除須承受其自身的重量之外，尚且須承受橋面版與中膈梁混凝土的靜載重，其載重分佈方式，如圖 11 所示。第三階段為橋面版與膈梁混凝土凝固後，且形成一個複合構材的梁結構。隨後，瀝青混凝土面層及護欄的施作所產生的靜載重（如圖 12 所示），及橋梁完工通車後所發生的活載重，均將施加於此一複合構材的橋梁上。



於中央跨度處 $M_{Gir+Rib}^+ = 4.614E+07 \text{ kgf-cm}$

圖 10 預力大梁「自重」分佈圖（於第一階段施工）

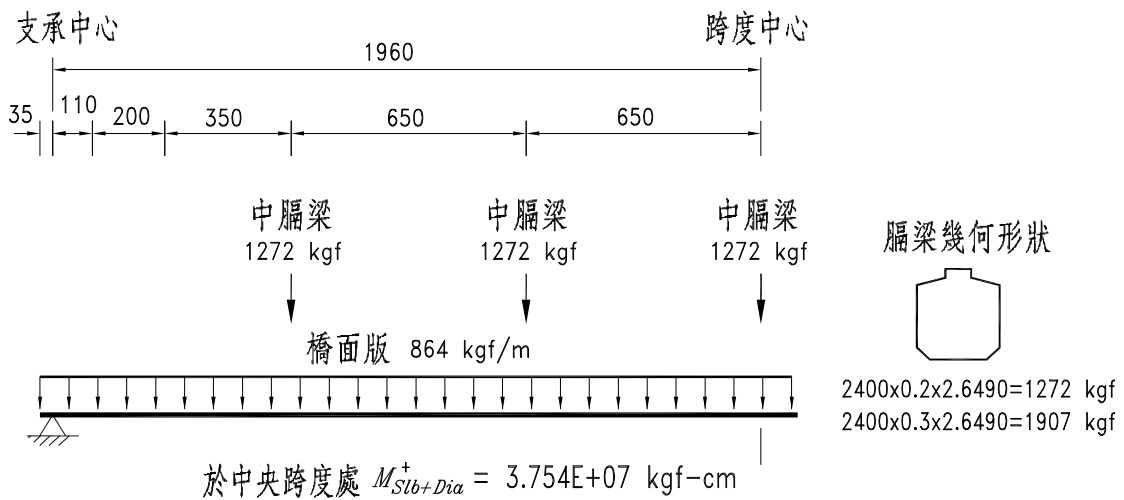


圖 11 預力大梁上方「橋面版」與「膈梁」靜載重分佈圖（於第二階段施工）

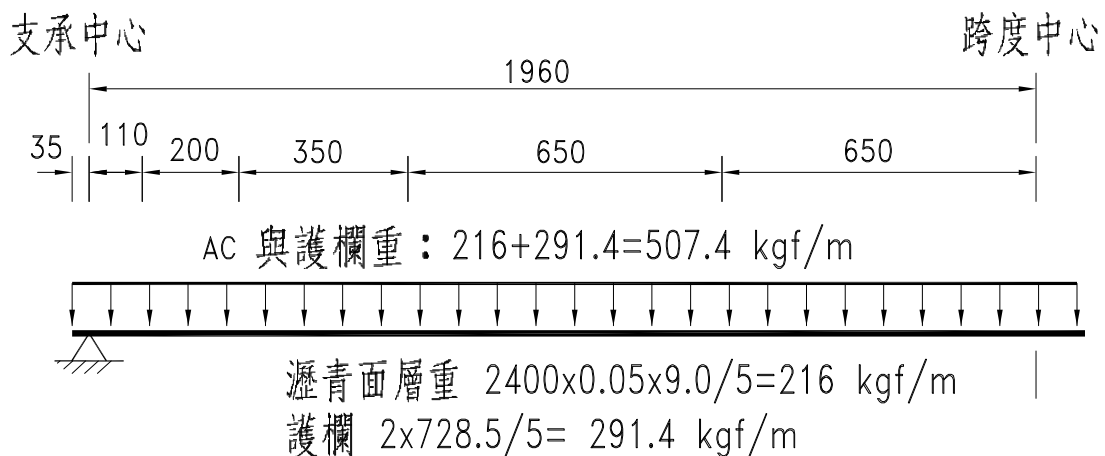
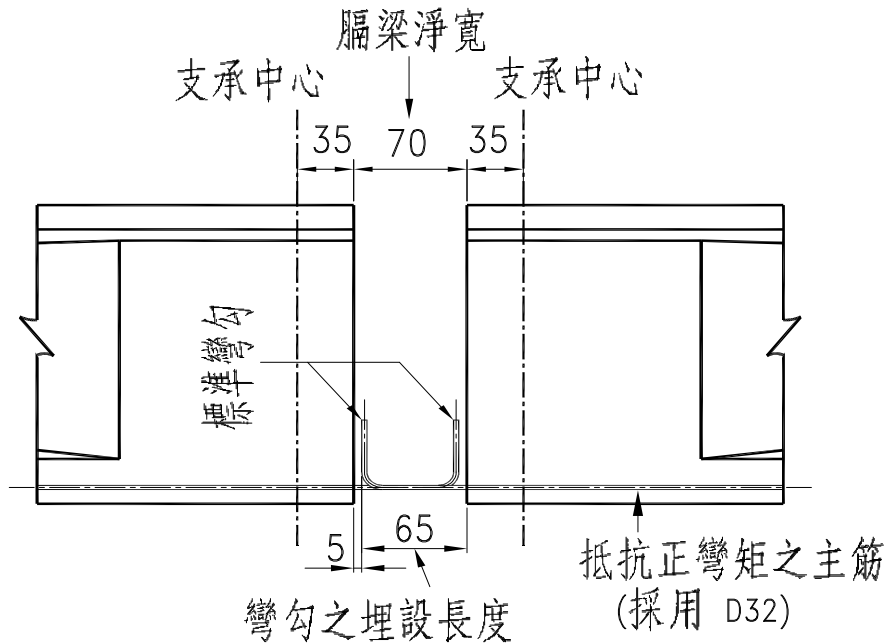


圖 12 預力大梁上方「AC 面層」與「護欄」靜載重分佈圖（於第三階段施工）

如圖 13 所示，今欲將相鄰兩個跨度的簡支梁構成一連續梁橋時，首先須將連接之橫膈梁所需之淨寬計算出。若抵抗正彎矩之鋼筋係採用 D32 尺寸，則其標準彎勾所需之伸展長度〔2〕為

$$L_{hb} = \frac{318 d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{318 \cdot 3.2}{\sqrt{280}} = 60.81 \text{ cm} \quad (2)$$

因此，所需連續橫隔梁之淨寬應為上述伸展長度再加上 5 公分的保護層厚，而為 65.81 cm。最後，本案採用 70 公分為連續橫隔梁之淨寬，相鄰兩個支承中心的距離為 140 公分。



$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L_{hb} = 318 \times 3.2 / 280 \times 0.5 = 60.81 \text{ cm}$$

$$\text{隔梁最小淨寬} = 60.81 + 5 = 65.81 \text{ cm}$$

$$\text{隔梁淨寬採用} : 70 \text{ cm}$$

圖 13 隔梁淨寬計算

由於瀝青混凝土面層的靜載重、護欄的靜載重及活載重，均係於上述第三個施工階段施加於橋梁上，因此，除了簡支梁橋之外，此三種載重均係作用於一連續梁上。又此三種載重於簡支梁、兩跨度的連續梁及三跨度的連續梁之中央跨度處所產生的彎矩力，經計算後，分別顯示於圖 14、15 與 16 當中；其中活載重所產生的彎矩力 (M_L^+ 或 M_L^-) 尚未包含多車道活載重折減百分比、活載重分擔係數、衝擊力及超載荷重等四項因素的影響。

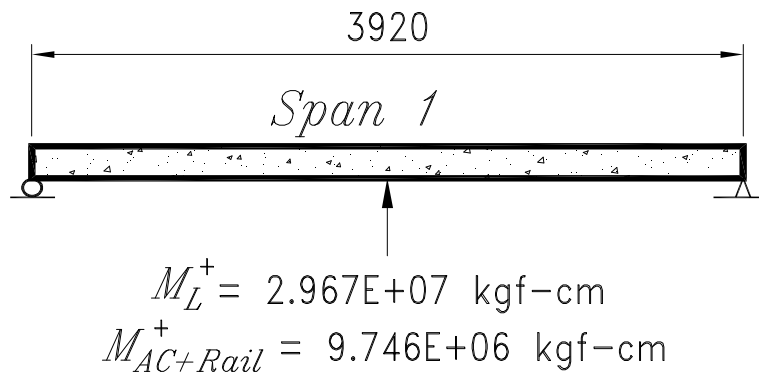


圖 14 簡支梁於中央跨度處 AC 面層、護欄及活載重所產生的彎矩

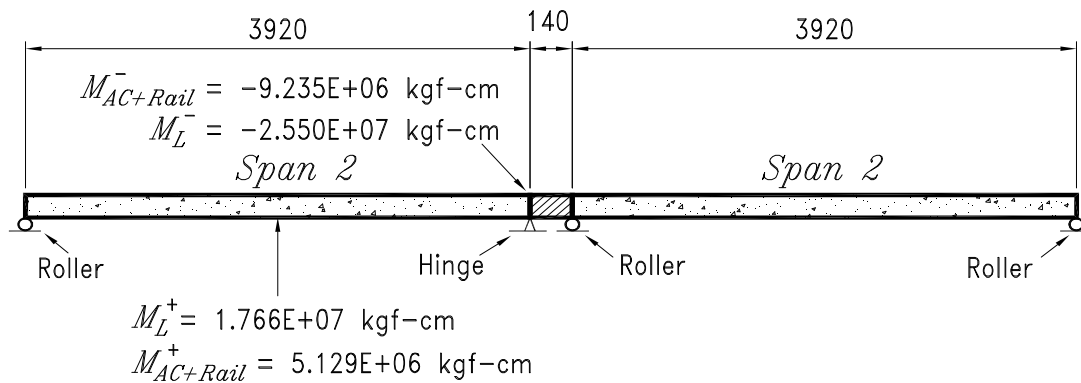


圖 15 兩個簡支梁構成一個連續梁，於中央跨度處 AC 面層、護欄及活載重所產生的彎矩

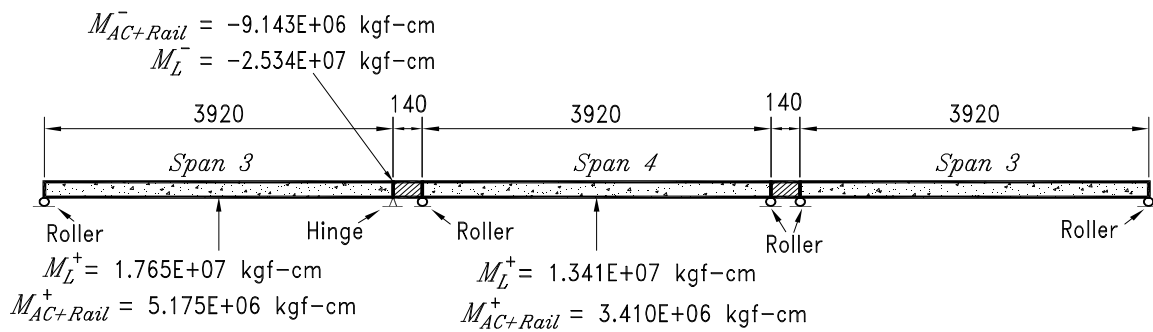


圖 16 三個簡支梁構成一個連續梁，於中央跨度處 AC 面層、護欄及活載重所產生的彎矩

參考公路橋梁設計規範〔2〕第 8.15.2 節之內容，前述三個施工階段混凝土所承受撓曲應力的大小（壓應力定義為正值，張應力定義為負值），必須能夠滿足下列公式的要求

(1) 於第一階段施工時，預力大梁頂緣應力 $f_{top}^{(1)}$ 應滿足

$$f_{top}^{(1)} = \frac{N_G P_i}{A_g} - \frac{(N_G P_i e) y_{top}}{I_g} + \frac{M_{Gir+Rib} y_{top}}{I_g} \geq -2\sqrt{f'_{ci}} \quad (3)$$

預力大梁底緣應力 $f_{bot}^{(1)}$ 應滿足

$$f_{bot}^{(1)} = \frac{N_G P_i}{A_g} + \frac{(N_G P_i e) y_{bot}}{I_g} - \frac{M_{Gir+Rib} y_{bot}}{I_g} \leq 0.55 f'_{ci} \quad (4)$$

其中： N_G 為預力鋼腱之根數， P_i 為中央跨度處預力鋼腱的起始預力， e 為中央跨度處預力鋼腱的偏心距， $M_{Gir+Rib}$ 為大梁自重於中央跨度處所產生的彎矩力， y_{top} 與 y_{bot} 分別為大梁斷面形心至梁頂緣與底緣的距離， A_g 為大梁的斷面積， I_g 為大梁的慣性矩， f'_{ci} 為鋼腱施預力時，預力大梁混凝土的抗壓強度。

(2) 於第二階段施工時，預力大梁頂緣應力 $f_{top}^{(2)}$ 應滿足

$$f_{top}^{(2)} = \frac{N_G \cdot P_e}{A_g} - \frac{(N_G \cdot P_e \cdot e) \cdot y_{top}}{I_g} + \frac{(M_{Gir+Rib} + M_{Slb+Dia}) \cdot y_{top}}{I_g} \leq 0.4 f'_c \quad (5)$$

預力大梁底緣應力 $f_{bot}^{(2)}$ 應滿足

$$f_{bot}^{(2)} = \frac{N_G \cdot P_e}{A_g} + \frac{(N_G \cdot P_e \cdot e) \cdot y_{bot}}{I_g} - \frac{(M_{Gir+Rib} + M_{Slb+Dia}) \cdot y_{bot}}{I_g} \geq -1.6\sqrt{f'_c} \quad (6)$$

其中： P_e 為中央跨度處一根預力鋼腱的有效預力， $M_{Slb+Dia}$ 為橋面版與膈梁混凝土於中央跨度處所產生的彎矩力， f'_c 為預力大梁混凝土的抗壓強度。

(3) 於第三階段時，預力大梁頂緣應力 $f_{top}^{(3)}$ 應滿足

$$f_{top}^{(3)} = f_{top}^{(2)} + \frac{\Delta M \cdot y_{top, Gir}}{I_{cs}} \leq 0.6 f'_c \quad (7)$$

預力大梁底緣應力 $f_{bot}^{(3)}$ 應滿足

$$f_{bot}^{(3)} = f_{bot}^{(2)} - \frac{\Delta M \cdot y_{bot, Gir}}{I_{cs}} \geq -1.6 \sqrt{f'_c} \quad (8)$$

其中： ΔM 為瀝青面層靜載重、護欄靜載重，活載重（含多車道折減百分比、活載重分擔係數、衝擊力及超載重）等三項載重於中央跨度處所產生的總彎矩力， $y_{top, Gir}$ 與 $y_{bot, Gir}$ 分別為複合斷面形心至大梁頂緣與底緣的距離， I_{cs} 為複合斷面之慣性矩。又於此一階段，橋面版頂緣混凝土應力 $f_{top, Slb}^{(3)}$ 應滿足

$$f_{top, Slb}^{(3)} = n \frac{\Delta M \cdot y_{top, Slb}}{I_{cs}} \leq 0.6 f'_c \quad (9)$$

橋面版底緣混凝土應力 $f_{bot, Slb}^{(3)}$ 應滿足

$$f_{bot, Slb}^{(3)} = n \frac{\Delta M \cdot y_{bot, Slb}}{I_{cs}} \leq 0.6 f'_c \quad (10)$$

其中： $y_{top,Slb}$ 與 $y_{bot,Slb}$ 分別為複合斷面形心至橋面版頂緣與底緣的距離， n 為橋面版混凝土彈性模數與預力大梁混凝土彈性模數的比值，此處 f'_c 為橋面版混凝土的抗壓強度。

上列公式 5 與 6 當中，一根鋼腱的有效預力 P_e 係將圖 9 所計算出來的起始預力 P_i 減去預力損失 ΔP ，而為

$$P_e = P_i - \Delta P = P_i - \Delta f_s \cdot A_p \quad (11)$$

其中， Δf_s 為預應力的損失量， A_p 為一根鋼腱的截面積。參考公路橋梁設計規範〔2〕第 8.16.2 節的內容，此一預應力的損失量 Δf_s 可依下列計算出

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_c + CR_s \quad (12)$$

其中，

SH = 混凝土乾縮所引起的損失 (kgf/cm^2)

ES = 混凝土彈性縮短所引起的損失 (kgf/cm^2)

CR_c = 混凝土潛變所引起的損失 (kgf/cm^2)

CR_s = 預力鋼材鬆弛所引起的損失 (kgf/cm^2)

本文所示之範例，其鋼腱預應力的損失量，經計算後，而為 $\Delta f_s = 1841 kgf/cm^2$ ；一根鋼腱之有效預力則為 $P_e = 10,633 kgf$ 。

(4) 又依據公路橋梁設計規範第 8.15.5.2 節之規定，有效預力加上永久靜載重所產生壓應力的一半，再加上活載重所生之壓應力，應小於 $0.40 f'_c$ 。因此，預力大梁頂緣應力 $f_{top}^{(4)}$ 應滿足

$$f_{top}^{(4)} = \frac{N_G \cdot P_e}{A_g} - \frac{(N_G \cdot P_e \cdot e) \cdot y_{top}}{I_g} + \frac{1}{2} \cdot \frac{(M_{Gir+Rib} + M_{Slb+Dia}) \cdot y_{top}}{I_g} + \frac{1}{2} \frac{\Delta M_{AC+Rail} \cdot y_{top, Gir}}{I_{cs}} + \frac{\Delta M_{(L+I)p} \cdot y_{top, Gir}}{I_{cs}} \leq 0.4 f'_c \quad (13)$$

預力大梁底緣應力 $f_{bot}^{(4)}$ 應滿足

$$f_{bot}^{(4)} = \frac{N_G \cdot P_e}{A_g} + \frac{(N_G \cdot P_e \cdot e) \cdot y_{bot}}{I_g} - \frac{1}{2} \cdot \frac{(M_{Gir+Rib} + M_{Slb+Dia}) \cdot y_{bot}}{I_g} - \frac{1}{2} \frac{\Delta M_{AC+Rail} \cdot y_{bot, Gir}}{I_{cs}} - \frac{\Delta M_{(L+I)p} \cdot y_{bot, Gir}}{I_{cs}} \geq -1.6 \sqrt{f'_c} \quad (14)$$

其中： $\Delta M_{AC+Rail}$ 為瀝青磨耗層與護欄靜載重於中央跨度處所產生的彎矩力； $\Delta M_{(L+I)p}$ 為活載重（含多車道折減百分比、活載重分擔係數、衝擊力及超載重）於中央跨度處所產生的彎矩力。

以圖 9 所示之鋼腱佈設方式，如欲使得公式 3 至公式 10 及公式 13 與 14 所顯示的條件，能夠完全地被滿足，則

- (1) 於一根簡支梁的情況下，預力鋼腱的根數 N_G 必須界於 72.86 根至 76.85 根。
- (2) 由兩根簡支梁構成一根連續梁的情況下，預力鋼腱所需之根數 N_G 可以降至 57.98 根，減少的幅度可達 $(72.86 - 57.98) / 72.86 \times 100\% = 20.42\%$ 。
- (3) 由三根簡支梁構成一根連續梁的情況下，外跨度處所需之預力鋼腱之根數 N_G 可以降至 58.00 根，其減少的幅度可達 $(72.86 - 58.00) / 72.86 \times 100\% = 20.40\%$ ；而於內跨度

處，其所需之預力鋼腱的根數 N_G 可以降至 52.94 根，其減少幅度可達

$$(72.86 - 52.94) / 72.86 \times 100\% = 27.34\%$$

討論與建議事項

由前一節的計算結果顯示：相對於完全採用簡支梁橋的設計，若改採「簡支梁構成連續梁橋」的方式來進行設計時，預力鋼腱的使用量大約可以降低 20% 至 27%；對於橋梁工程造價而言，可以達到些許的節約效果。除了此一項優點外，由簡支梁所構成的連續梁橋的其它優點，可參閱本文前述之簡介，於此不再贅述。

我國交通部於民國九十八年所頒佈的公路橋梁設計規範〔2〕，仍係以 2002 年美國州公路及運輸官員協會之公路橋梁設計規範為藍本而修訂。於該規範當中第 8.7.2 節對於「簡支預鑄預力梁構成之連續梁橋」僅作出了一些原則性的規定；

至於「束限彎矩」的可靠性計算方法，並未作明確的指示。因此，工程師們如欲設計此種由簡支預鑄預力混凝土梁構成連續梁橋時，將無所適從。所幸，於 2007 年美國州公路及運輸官員協會所頒佈的公路橋梁設計規範〔1〕，已作出了放寬的規定，即「於連續度構築時，自預力大梁施加預力時所起算之混凝土齡期，若是超過 90 天，則束限彎矩之計算是不須要的」。此一「90 天之條款」於工程施工時並不難達成，其理由為：當橋梁下部結構開始施工時（即：基礎開挖，打設基樁、施作樁帽、施作墩柱與帽梁 ... 等工作），此時，預力大梁亦可開始進入其製造流程。一般而言，橋梁下部結構完成時所需要的時間，將遠遠超過 90 天。但是，此一放寬性的設計條款，仍須被業主所接受並核准。

由於我國交通部最近所頒佈的公路橋梁設計規範〔2〕，並未趕上美國公路橋梁設計規範〔1〕的修訂進度，而我國下一次的公路橋梁設計規範之修定，又是遙不可期；因此，各級政府機關對於此種橋梁設計審查時，得以採用 2007 年美國州公路及運輸官員協會所頒佈的公路橋梁設計規範來進行設計，並核可該「90 天條款」之相關規定，以彌補本次規範修訂之不足，進而使得此種經濟性與行車舒適度均佳、施工較為快速、且防落橋穩定度極高的橋梁，能夠早日普及於本國。

附錄 A 連續膈梁的配筋設計

參考圖 1 所示，連續膈梁的配筋設計包含：(1) 連續膈梁上、下層主筋，(2) 連續膈梁水平向與垂直向腹筋，(3) 於橋面版內，橫越過連續膈梁上部區域之負彎矩鋼筋，(4) 一端預埋於預力大梁底部區域，另一端則以標準彎勾錨碇於連續膈梁內的正彎矩鋼筋。前兩類鋼筋主要係用來抵抗“地震力”與“車輪重”對於連續膈梁所產生的彎矩與剪力，如圖 17 所示。此一連續膈梁受力行爲與一般簡支梁橋之端膈梁受力行爲完全相同，其設計方法可參考一般工程案例，而不在本文內詳述。後兩類鋼筋則係維持橋梁連續化所爲之必要性設計。該二類鋼筋之佈設方式，如圖 18 所示。其設計方法，分別敘述如後。

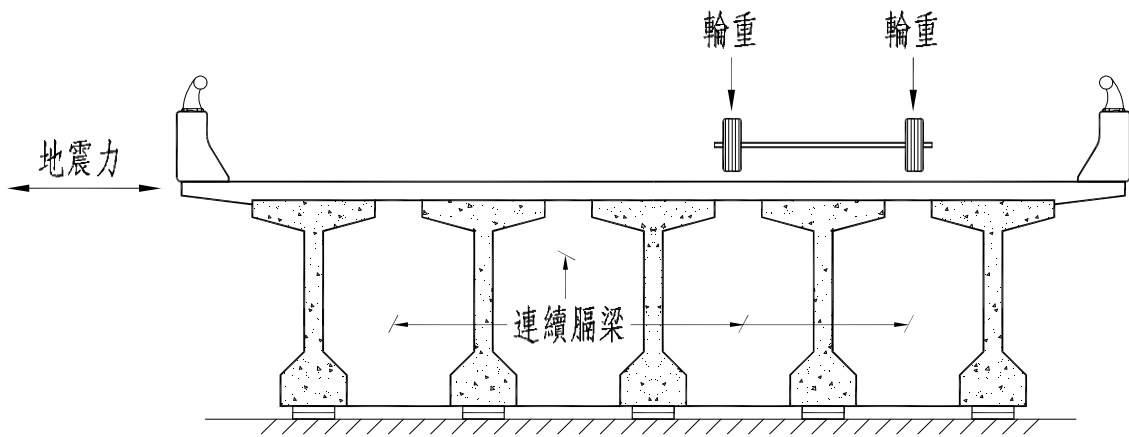


圖 17 連續膈梁設計時所須考慮的外在作用力

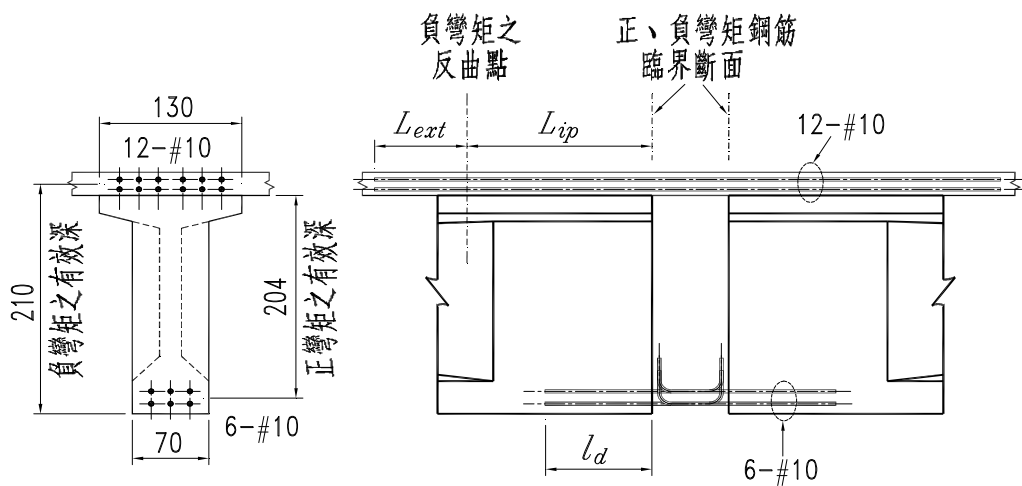


圖 18 連續膈梁內正、負彎矩鋼筋佈設方式

A.1 正彎矩鋼筋的設計

參考圖 5 所示，若橋梁連續化係發生於預力大梁施拉預力 90 天之後，則於內支承處的束限彎矩，將隨著預力大梁齡期的增長，而逐漸趨近於零。依參考文獻 1 中第 5.14.1.4.4 節規定，該支承處所須配置之正彎矩鋼筋量，其彎矩強度 ϕM_n 不得小於預力大梁 1.2 倍的開裂彎矩（即 $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ ）。

參考圖 18 所示，今假定所需之正彎矩鋼筋量為 6-#10，鋼筋之降伏應力為 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，有效深度為 $d = 204 \text{ cm}$ 。則正彎矩鋼筋能提供的彎矩強度 ϕM_n 為

$$T = A_s f_y = 48.86 \cdot 4200 = 205,212 \text{ kgf} \quad (15)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{205,212}{0.85 \cdot 350 \cdot 170} = 5.306 \text{ cm} \quad (16)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \cdot A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 205,212 \cdot \left(204 - \frac{5.306}{2} \right) \\ &= 37,190,000 \text{ kgf-cm} \end{aligned} \quad (17)$$

如圖 8 所示之大梁端塊區斷面特性，現將預力大梁於臨界斷面處之開裂彎矩，計算如下：

$$f_r = 2.0 \cdot \sqrt{f'_c} = 2.0 \cdot \sqrt{350} = 37.42 \text{ kgf/cm}^2 \quad (18)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{37.42 \times 74,090,000}{220 - 102.2} = 23,540,000 \text{ kgf-cm} \quad (19)$$

比較公式 17 與 19，基本撓曲設計條件 $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ 將可被滿足。

參考公路橋梁設計規範〔2〕第 7.1.13 節內容，圖 18 所示之正彎矩鋼筋預埋於大梁內的深度 l_d ，計算如下：

$$\text{基本伸展長 } l_{db} = \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 8.143 \times 4200}{\sqrt{350}} = 109.7 \text{ cm} \quad (20)$$

基本伸展長之增量性修正因數（即大於 1.0 之修正因數），均不適用於本案例；而減量性之修正因數（即小於 1.0 之修正因數），暫不應用於本文案例，以維持保守性的設計。因此，正彎矩鋼筋預埋於大梁內的深度 l_d 可以採用為 110 cm。

A.2 負彎矩鋼筋的設計

參考圖 7、15 與 16，現將內支承處之因數化設計負彎矩 M_u ，分別計算如後：

(a) 兩跨度之連續梁

$$M_{AC+Rail}^- = 9,235,000 \text{ kgf} - \text{cm} , M_L^- = 25,500,000 \text{ kgf} - \text{cm} \quad (21)$$

$$\begin{aligned} M_{(L+I)p}^- &= M_L^- \cdot R_L \cdot D_f \cdot (1+I) \cdot (1+F_{ovr}) \\ &= 25,500,000 \cdot 100\% \cdot 1.091 \cdot (1+0.1971) \cdot (1+30\%) \\ &= 43,300,000 \text{ kgf} - \text{cm} \end{aligned} \quad (22)$$

$$M_u = 1.3 \cdot (M_{AC+Rail}^- + M_{(L+I)p}^-) = 68,300,000 \text{ kgf} - \text{cm} \quad (23)$$

(b) 三跨度之連續梁

$$M_{AC+Rail}^- = 9,143,000 \text{ kgf} - \text{cm} , M_L^- = 25,340,000 \text{ kgf} - \text{cm} \quad (24)$$

$$\begin{aligned} M_{(L+I)p}^- &= M_L^- \cdot R_L \cdot D_f \cdot (1+I) \cdot (1+F_{ovr}) \\ &= 25,340,000 \cdot 100\% \cdot 1.091 \cdot (1+0.1971) \cdot (1+30\%) \end{aligned}$$

$$= 43,020,000 \text{ kgf} - \text{cm} \quad (25)$$

$$M_u = 1.3 \cdot (M_{AC+Rail}^- + M_{(L+I)p}^-) = 67,810,000 \text{ kgf} - \text{cm} \quad (26)$$

如圖 18 所示，橫越連續膈梁處負彎矩鋼筋係佈設於橋面版內。今假定所需之負彎矩鋼筋量為 12-#10，鋼筋之降伏應力為 $f_y = 4,200 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ ，有效深度為 $d = 210 \text{ cm}$ 。則負彎矩鋼筋能提供的彎矩強度 ϕM_n 為

$$T = A_s f_y = 97.72 \cdot 4200 = 410,424 \text{ kgf} \quad (27)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{410,424}{0.85 \cdot 350 \cdot 70} = 19.71 \text{ cm} \quad (28)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \cdot A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \cdot 410,424 \cdot \left(210 - \frac{19.71}{2} \right) \\ &= 73,930,000 \text{ kgf} - \text{cm} \end{aligned} \quad (29)$$

比較公式 23、26 與 29，佈設 12-#10 負彎矩鋼筋量，將可滿足 $\phi M_n \geq M_u$ 的基本撓曲設計條件。

參考圖 18 及參考文獻 1 第 5.11.1.2.3 節的內容，負彎矩鋼筋至少應有 1/3 的數量必須通過負彎矩的反曲點，並延伸 L_{ext} 的距離。 L_{ext} 須為下列三者之最大者：

- (a) 梁之有效深度 d ，即 210 cm ；
- (b) 12 倍鋼筋直徑，即 $12 \times 3.2 = 38.4 \text{ cm}$ ；
- (c) 大梁淨跨距的 0.0625 倍， $0.0625 \times 3990 = 249.4 \text{ cm}$

因此，本文案例應採用 250 cm 。圖 18 所示之反曲點位置 L_{ip} ，須藉由分析結果而定。對照圖 15 與 16 所標示的跨度編碼，現將本文案例之反曲點位置，表列如下，以供參考。

表一：跨度編碼與反曲點位置

跨度編碼	反曲點位置 (cm)
Span 2	$L_i/135$
Span 3	1118
Span 4	1039

參考文獻

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, American Associations of State Highway and Transportation Officials, 2007。
2. 公路橋梁設計規範，交通部頒佈，民國九十八年十二月。
3. R. A. Miller, R. Castrodale, A. Mirmiran and M. Hastak, Connection of Simple-Span Precast Concrete Girders for Continuity, NCHRP Report 519, National Cooperative Highway Research Program, 2004。
4. 橋梁細部構造標準圖，台灣區國道新建工程局，交通部，民國 83 年 8 月修訂。
5. Freyer-muth, C. L., Design of Continuous Highway Bridges with Precast Prestressed Concrete Girders, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 14, No.2, 1969. Also reprinted as PCA Engineering Bulletin (EB014.01E), Portland Cement Association.
6. Stephanie Koch and Carin L. Roberts-Wollmann, Design Recommendations For the Optimized Continuity Diaphragm for Prestressed Concrete Bulb-T Beams, Final Contract Report, VTRC 09-CR1, Virginia Transportation Research Council, Nov. 2008.
7. McDonagh, M., RMCalc, Computer Software, Washington State Department of Transportation Alternate Route Project, 2001.
8. American Concrete Institute (ACI) Manual of Concrete Practice, Prediction Of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI 209R-92, Farmington Hills, Michigan, 2002.
9. PCI Committee on Prestress Losses, Recommendation for Estimating Prestress Losses, PCI Journal, Vol. 20, No. 4, pp. 44-75, 1975.
10. 臺灣省政府交通處公路局，橋梁工程標準圖，民國 79 年 10 月。
11. 許宏祺，張志超，預力混凝土梁鋼腱起始預力之分析，臺灣公路工程，第 31 卷第 11 期，民國 94 年 5 月。

岩石邊坡災害調查與整治規劃 -以縣道 169 線達邦三號橋崩塌地為例

陳建元*、李勇鋒**

摘要

本研究區域位於嘉義縣阿里山鄉樂野村之縣道 169 線 27K+500 達邦三號橋崩塌地，該橋梁於 1999 年一月興建完成，於 2006 年六九水災後遭致土石流沖毀，研究範圍係為達邦三號橋崩塌地，歷經 2006 年六月九日水災沖毀達邦三號橋事件及 2009 年八月八日莫拉克風災造成該崩塌區再次擴大等災害。本文針對崩塌致災原因進行調查與分析，利用地質鑽探、地球物理探測等資料及衛星影像觀察崩塌地演化，配合現地調查進行分析降雨量、地下水位、地質條件等與邊坡滑動之間的關係，並透過立體投影分析岩體不連續方位產生之岩坡破壞形態及進行邊坡極限平衡穩定分析之安全係數 F.S.，探討其破壞型態與研判其災害發生原因。最後就災因分析其可能發生之災害型態提出工程整治規劃建議。整治規劃乃依據坡頂減載、坡趾堆載、邊坡擋土設施、坡面保護工及排水工程設置等穩定機制，提出短期之緊急搶修措施及長期穩定之整治措施等相關建議，以提供類似環境條件之工程設計參考。

關鍵字：崩塌地、災害調查、整治措施

一、前言

台灣位於歐亞板塊與菲律賓板塊交接處，地形及地質構造複雜，由於地形多為陡峻、地質破碎、節理發達，加上歷經多次大小地震，特別是九二一大地震之後，使得坡地表面開裂節理鬆動，容易發生土石災害。由相關文獻可知坡地災害多發生於長時間降雨期間或豪雨過後，崩積土層受地表水及地下水影響其穩定性，即土層含水量漸達飽和，有效應力降低，安全係數因而大幅降低，最終導致邊坡失穩而產生崩滑現象。本研究區域為縣道 169 線達邦三號橋崩塌地係屬山區道路邊坡崩塌，其破壞型態如圖 1 所示。

* 國立嘉義大學土木與水資源工程學系副教授

** 國立嘉義大學土木與水資源工程學系碩士

道路邊坡崩塌之發生機制一般可歸納為自然與人為二大成因。其中自然因子方面包括氣象、水文、地震、地質及地形等自然環境變化，人為因子則涵蓋如路線挖填方、坡腳開挖、坡頂荷重及邊坡保護設施等人為開發行為。2006年六月九日豪大雨水災及2009年八月八日莫拉克颱風風災均造成研究區域嚴重受創及重複致災。因研究區域裸露岩坡面風化破碎有多處崖溝裂隙，長期受雨水與地下水滲流之侵蝕沖刷，邊坡坡趾又受米洋溪河岸沖蝕作用，邊坡表層為老舊崩積土層厚且疏鬆，地表排水狀況不良，造成雨水與地表水入滲後軟化邊坡產生滑移，進而誘發大規模滑動。隨著全球氣候變遷產生超過以往經驗之非預期大規模災害，面對未來極端氣候等不確定性因素以及潛在環境敏感區域，如低階河階地、易淹水區、地層下陷區、山崩高潛勢區、土石流潛勢溪流等，僅藉由工程技術克服仍有其限度，因此工程規劃應多方思考，以達整治功效。



圖 1 研究區域破壞型態 (改繪自 Google Earth)

二、研究區域概述

本研究區域位於嘉義縣縣道 169 線 27K+500 達邦三號橋崩塌處，衛星定位點 (TW67)：X 座標 219831，Y 座標 2594849，該橋樑跨越曾文溪上游支流米洋溪，行政區域隸屬嘉義縣阿里山鄉樂野村，位置詳見圖 2。

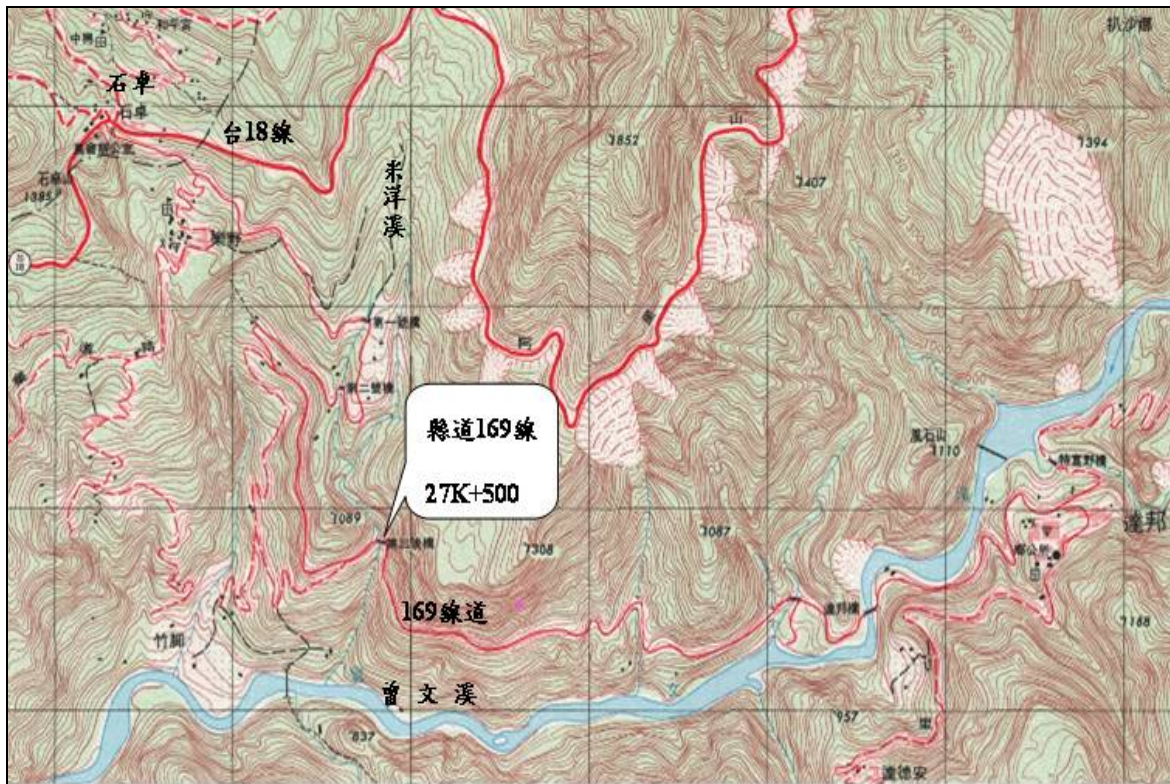


圖 2 研究區域位置圖

本研究區域地處亞熱帶，常受到梅雨季節及夏秋兩季颱風侵襲，根據中央氣象局統計之歷年颱風資料(1897~2009年)，平均侵台次數每年約3.7次，其歷年颱風的路徑統計資料如圖3所示，其中莫拉克颱風路徑係屬第三類路徑。水文因素包含地下水位、鄰近河道等，對公路安全影響很大；「米洋溪」水源頭從台18線湖底橋上方穿越，經過達邦三號橋後，匯入曾文溪流域；目前崩塌地上方階地主要有兩條山溝水路，分別收集階地上游集水區水源與階地內茶園灌溉剩餘水。階地右側山溝臨近茶園部分，溝渠斷面已整修，渠道通水斷面較大，左側山溝位於林地邊緣，因樹木土石堆積嚴重，溝渠斷面未經整治，渠道通水斷面較小。在地下水位方面，地下水分佈受地層分佈及地質構造（扶蓉山向斜）影響，地下水往向斜軸部匯集，依鑽孔水位計觀測，常時水位位於地表下20~30m，地滑之岩盤地下水分佈情形，頭部呈現濕地，末端則有湧水產生。

地質構造對於道路安全性影響甚鉅，倘若道路建造於斷層帶上，地震發生時將導致路面崩裂、錯動等災情；根據文獻資料（地質圖）顯示，附近之地層主要屬中新世晚期之地層，由老至新分別為南莊層及關刀山砂岩，出露地層以關刀山砂岩為主，地層之主要地質構造為扶蓉山向斜，其向斜西翼弱面位態約N80°E/20°S，向斜東翼弱面位態N25°E/25°N，向斜軸部通過阿里山公路及縣道169線27K+511附近，軸部側出露地層為厚層塊狀之關刀山砂岩，該區域岩體受河谷解壓及向斜構造影響，致節理面延伸性佳且盤根複雜。

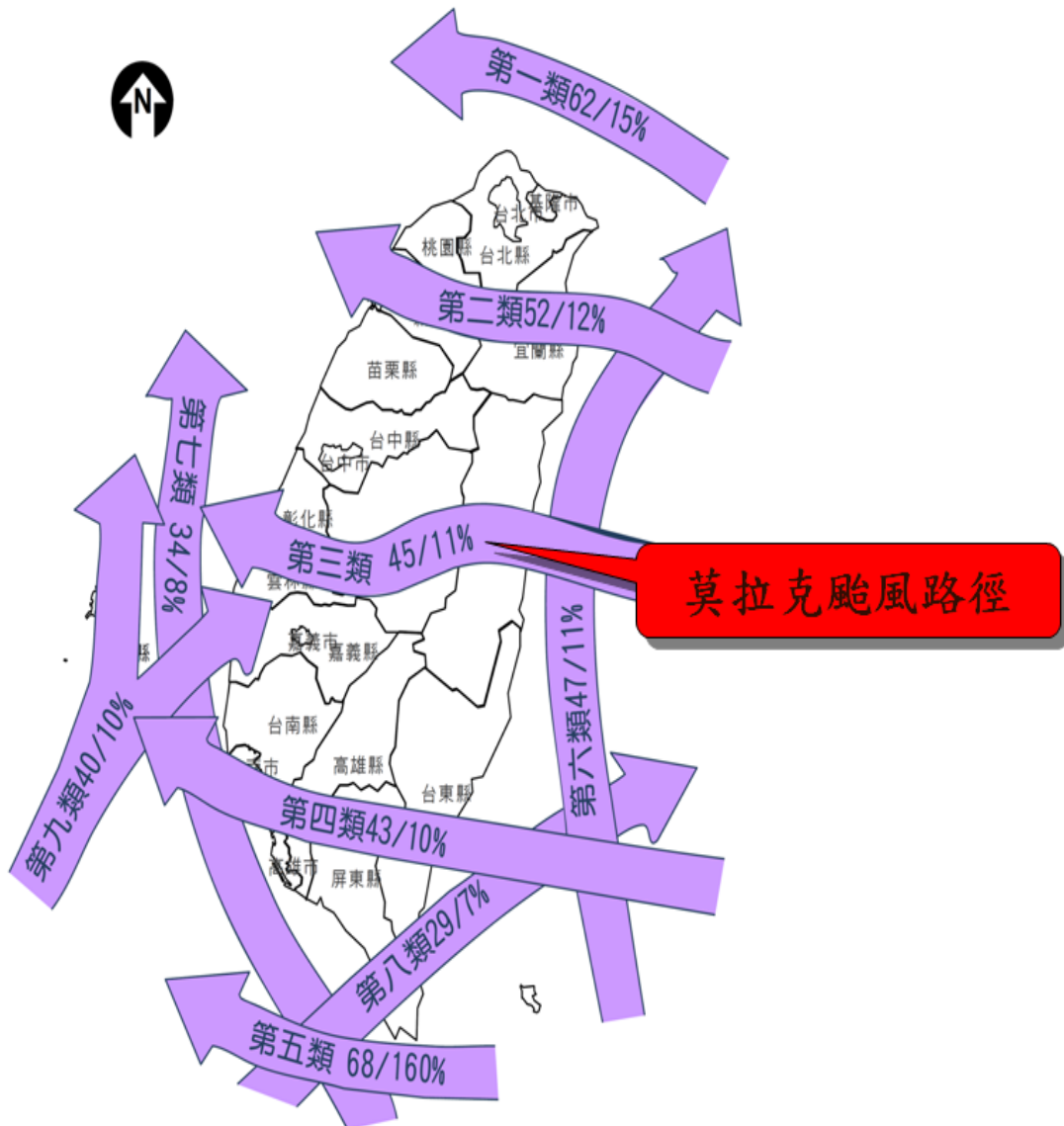


圖 3 侵台颱風（1897~2009 年）路徑分類統計圖（中央氣象局，2009）

三、現地調查與災因分析

2008 年七月廿四日現地調查，縣道 169 線 27K+500 崩塌處冠部大致上位於高程 1,200 m 附近，趾部則位於高程 900 m 附近，崩塌地上方階地有農作開發，地形呈長條狀，地表逕流之趨勢由東北向西南流向崩場地，由於上方階地排水不良導致崩塌處坡面上有多處滲水；經地表地質調查，向斜軸部通過縣道 169 線 27K+511 附近，有顯著地下水匯集現象，相關露頭照片如圖 4 所示。六九水災災後既有設施損壞情形嚴重，已於崩塌區打通臨時便道供達邦、特富野、里佳等居民進出，惟便道穩定性較低，每逢豪雨即受損中斷。米洋溪兩岸坡趾受嚴重掏刷，其西岸順向坡疊砌之石籠遭沖毀後，使路基嚴重受損。



厚層砂岩夾雜薄層頁岩



崩場地冠部向斜軸部形成雨瀑



塊狀砂岩剪切面與節理分佈情形



塊狀砂岩剪裂帶節理葉理密佈

圖 4 地表地質調查照片 (2008.7.24 拍攝)

莫拉克風災害後，於 2010 年二月廿六日再次前往現地調查，如圖 5 所示，發現米洋溪彎道處坡趾掏刷產生新崩塌區；在既有設施損壞情形調查方面，原簡易砌石擋土設施已崩壞，經緊急搶修重新堆砌砌石護坡擋土；原有排水設施為埋設九支 RCP 管作為跨越米洋溪之過水路面，本次莫拉克風災害後已遭土石流沖毀，經緊急搶修已重新埋設。另可藉由遙測判釋探討崩場地演化如圖 6 所示，藉由 2004 年十一月十一日、2007 年二月一日及 2009 年八月八日等三個不同時期之衛星影像來分析本研究區域崩場地變遷過程，並使用 AutoCAD 繪圖量測計算結果，其三個時期崩塌面積分別為 7.21 公頃、23.46 公頃及 28.22 公頃，顯示崩塌面積正逐年擴大當中，另由歷年遙測影像比對河道寬度可知該區段米洋溪受土石沖刷影響，河道寬度由 25 m 增至 100 m 左右。

岩坡穩定分析常分為兩步驟(其剖面如圖 7)，第一步為透過立體投影圖分析岩體不連續方位是否產生岩坡不穩定，第二步為進行斜坡極限平衡穩定分析以求得安全係數 F.S.。



莫拉克風災後崩塌地新增之崩塌區域



土石沿米洋溪床下輸至曾文溪流域

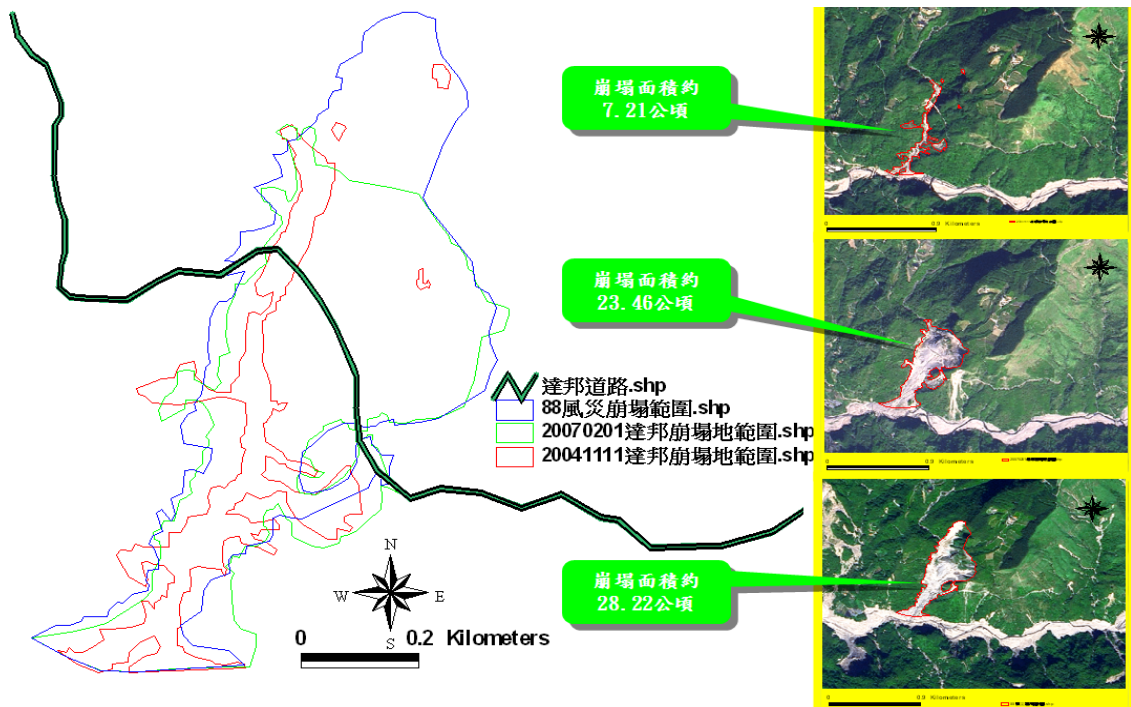


緊急搶通後重新埋設 RCP 管



原橋墩加固護岸受損嚴重

圖 5 莫拉克風災後地表地質調查照片 (2010.2.26 拍攝)



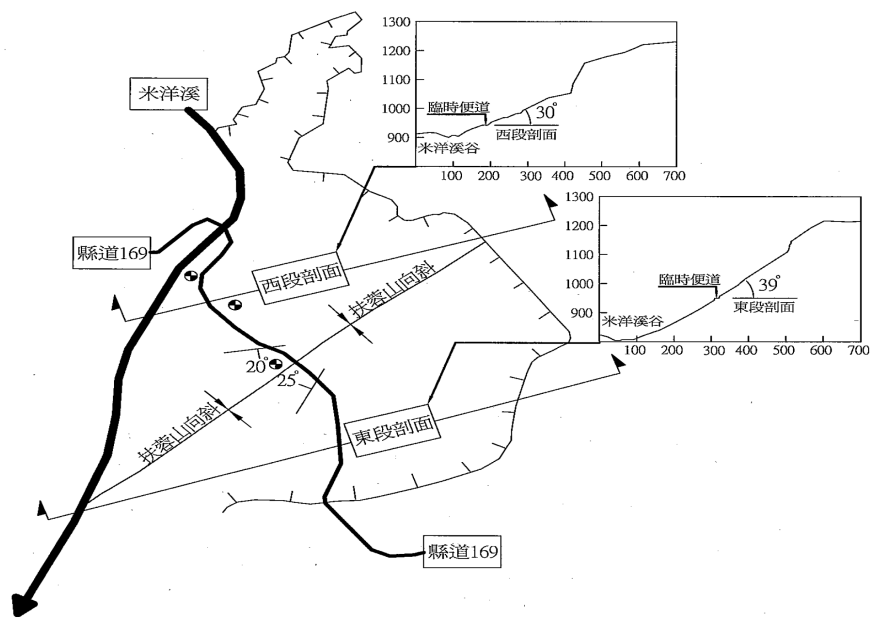


圖 7 崩塌區域中之米洋溪、崩場地西段及東段示意圖

立體投影圖：依扶蓉山向斜西翼岩層位態約 $N80^{\circ}E/20^{\circ}S$ ($170^{\circ}/20^{\circ}$) 之厚層砂岩，扶蓉山向斜東翼岩層位態約 $N25^{\circ}E/25^{\circ}N$ ($295^{\circ}/25^{\circ}$) 之塊狀岩層及兩組弱面交線傾角為 29.8° 之立體投影圖繪製如下圖 8 所示：

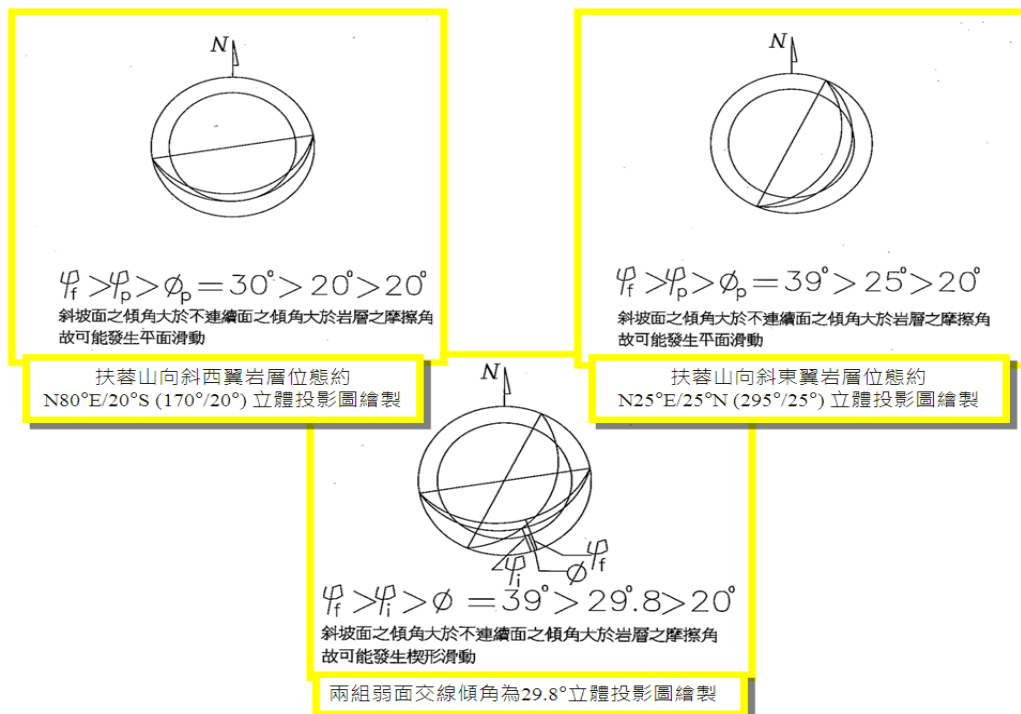


圖 8 岩層兩組弱面之立體投影圖分析

極限平衡法：其原理乃基於力平衡的觀念，分析邊坡整體之穩定性，經力平衡方程式計算出邊坡之安全係數 F.S.。本法係假設可能滑動面位置及破壞時土體為剛體，可以簡單快速得到安全係數，因此應用於本研究區域之節理岩體滑動分析上，初步評估崩塌地之邊坡坍塌，除了發生表層崩積土層及風化節理岩塊之滑動外，其岩體亦受後方節理面切割，颱風豪雨過後之地下水壓力升高作用下，沿弱面向外向下滑動（如圖 9）。經採用 (Hoek & Bray, 1981) 建議之分析方法，計算滑動之安全係數（如 4-6 式），式中 Z 為張力裂縫深度（如 4-1 式）， W 為滑動岩體重（如 4-2 式）， A 為不連續面之面積（如 4-3 式）， U 為上頂力（如 4-4 式）， V 為水平向之水壓力（如 4-5 式）， φ_p 為不連續面之傾角（西翼岩體=30°，東翼岩體=39°）， φ_f 為斜坡面之傾角（西翼岩體=20°，東翼岩體=25°）， c 為不連續面之凝聚力， ϕ 為不連續面之摩擦角，推估坍塌岩塊如圖 9 所示，其中斜坡面高度 $H=300$ m、岩塊單位重 $r_r=2$ t/m³、水之單位重 $r_w=1$ t/m³、張力裂縫與斜坡頂距離 $b=30$ m，岩塊受節理等弱面切割並已開裂位移，推估弱面之材料屬頁岩或泥質含量較高之夾層，尖峰剪力強度參數推估約為 $c=25$ t/m²、 $\phi=20^\circ$ 。初步評估，當扶蓉山向斜西翼岩體內之張力裂縫飽和時即 $Z_w=Z=104.47$ m，其岩體滑動之安全係數 $F.S.=1.11<1.2$ 即邊坡不安全，當扶蓉山向斜東翼岩體內之張力裂縫飽和時即 $Z_w=Z=116.94$ m，其岩體滑動之安全係數 $F.S.=0.68<1.2$ 即邊坡不安全。

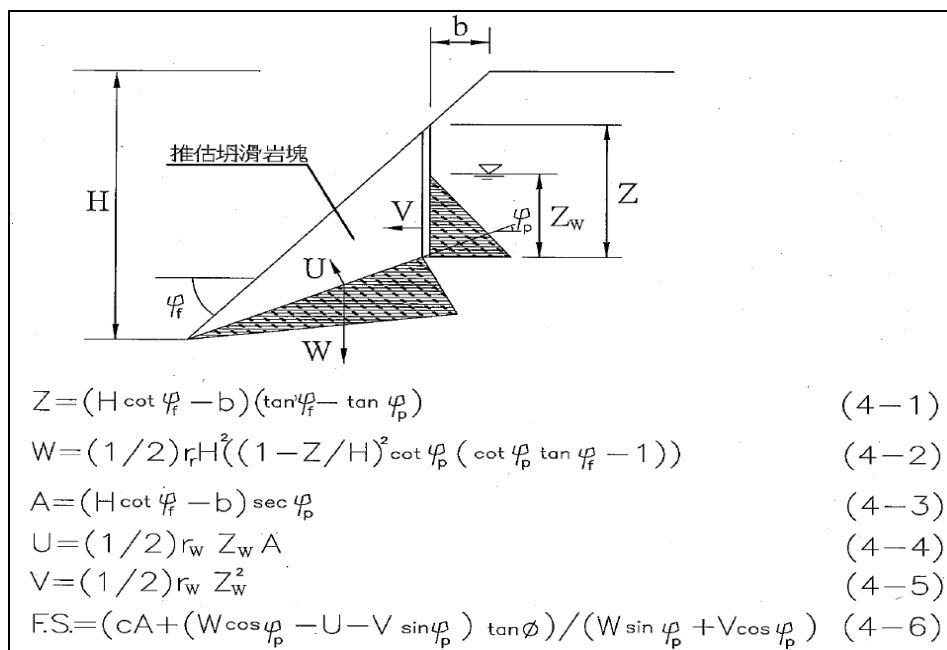


圖 9 張力裂縫發生在斜坡面上之平面破壞分析

災害原因分析係針對本研究崩塌區域中之米洋溪流經部分、崩塌地西段及東段部分等進行探討，共歸納出五點原因，分述如下：

(1) 順向坡破壞：在研究區域地層以關刀山砂岩為主整合覆於南莊層，米洋溪流經部分存在由砂頁岩互層所組成之順向坡，且砂岩層厚又硬，加上地層傾角在 20°~45°之間，於莫拉克颱風豪

大雨侵蝕後，形成明顯之順向坡崩塌區。崩塌區造成之主因，可能經年累月遭受米洋溪掏刷坡趾後失去支撐力，加上豪大雨之雨水下滲至地層界面上產生潤滑作用，造成上方岩層沿不連續面下滑，呈現平面或楔形破壞之地形。

- (2) 覆蓋老舊崩積層破壞：由鑽探報告可知，崩塌地東段部分存在深度約達 20 m 之老舊崩積層，其部分殘坡可見岩盤出露，表層散佈碎石及岩塊且具坍塌及落石潛勢，另崩塌區西段部分坍塌土石量體較大，堆積土石緊臨米洋溪谷，崩積層堆積厚度深達 40~50m 且岩塊多已發生位移並開裂，節理岩體受地下水壓推擠導致邊坡表層崩積土產生潛移或滑動，另依歷年遙測影像比對結果可知係為老舊崩塌地，並有坍塌歷史，故研判覆蓋老舊崩積層為邊坡破壞之主因。
- (3) 土石流冲刷破壞：台灣常見之土石流發生條件乃存在大量崩積物，且具有足以產生一定流速之堆積坡度，並配合使地表水驟增之降雨量等條件即可能發生。因本崩塌區邊坡緊臨米洋溪谷，經 2006 年六九水災豪大雨量，老舊崩塌地之崩塌土石沿著米洋溪床下輸至曾文溪流域，導致達邦三號橋（二代橋）完全沖毀。
- (4) 超大豪雨量：研究區域附近茲以經濟部水利署水文水資源資料供應管理系統較完整之小公田雨量站資料對照，小公田雨量站資料顯示於 2006 年六九水災及 2009 年八八風災之單日降雨量皆為當年度最大值（如圖 10）。此為本研究之崩塌區持續擴大的原因，即瞬時暴雨量造成地下水水位高漲排洩不及，使得地表逕流冲刷坡面、水分浸滲岩土層縫隙導致摩擦抵抗力降低，道路上下邊坡因而產生地表沖蝕、邊坡滑動及落石等災害。

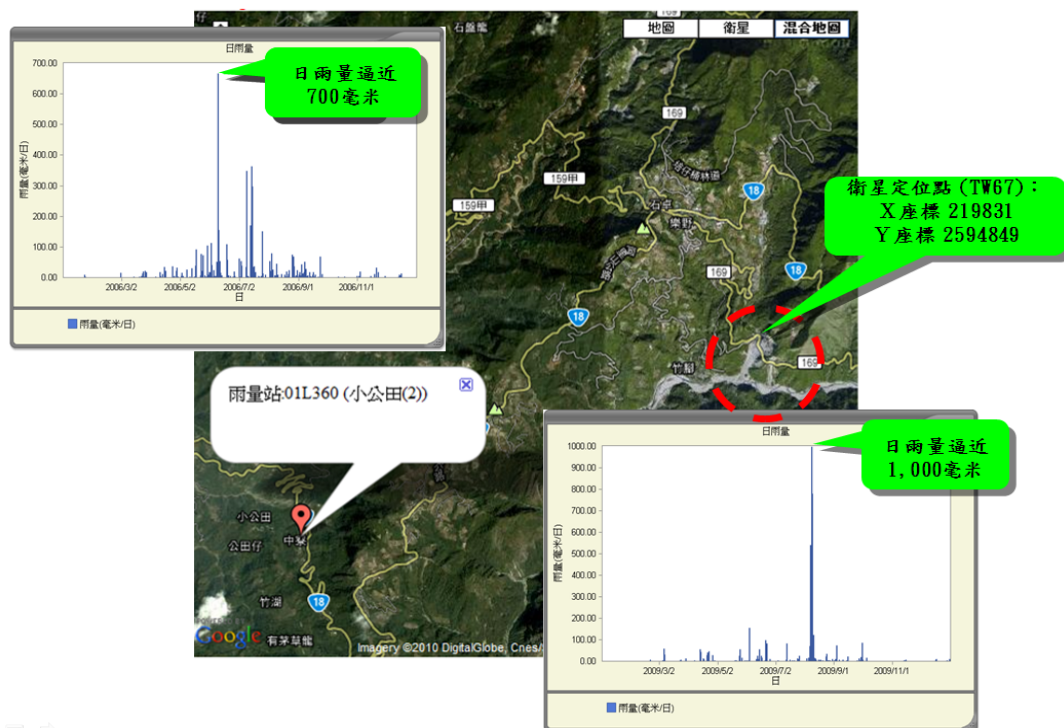


圖 10 小公田雨量站資料對照圖（資料來源為經濟部水利署水文水資源資料供應管理系統，底圖取自 Google Earth）

(5)崩塌地上方階地排水系統不良：地下水對邊坡造成的不利影響包括水壓作用於裂縫將造成邊坡滑向下之壓力，上頂力作用在滑動面，降低了層面間摩擦力，在潤滑作用下溶解岩層中的膠結物質，加上其他化學作用及物理作用，造成岩（土）質邊坡受侵蝕並崩解軟化，因此地下水為造成崩塌最主要因素（洪如江，1996）。經遙測判釋集水面積約 42 公頃，邊坡崩塌後山溝下游遭到阻斷，坡地上方階地集水區內地下水位高漲排洩不及，地表逕流直接排向崩塌地峭壁，形如小型瀑布，導致邊坡覆蓋之老舊崩積層持續遭致沖蝕破壞。

四、工程整治規劃

整治構想依災因分析與災害調查所得之災害型態及滑動深度等相關資料，擬定最適工法，依復建時效而言原則上短期以恢復交通功能為主，長期以解決坡地災害問題為主。遇到邊坡或道路修復困難之高敏感度地質區，則建議簡易修復或勸導居民搬遷或將道路改道，以免產生孤島等情事。

短期之緊急搶修措施：2006 年六九豪雨災害造成縣道 169 線達邦三號橋遭土石流沖毀，道路完全中斷即進行緊急便道搶修工作，暫時恢復縣道 169 線雙向交通，其便道搶通施工包括山壁開挖、塊石回填、鋼軌樁打設、埋設臨時排水設施、路面滾壓與 AC 舖面等；為避免形成孤島效應，道路主管機關常以開口契約方式於主要聯絡道路佈署搶修進駐點，其一般機具配置有裝載機、挖土機及卡車等。

長期穩定之整治措施：由現地調查與災因分析之討論可知，本研究區域因受地形及其上方階地集流水之排水系統不良等影響，道路上邊坡坡面岩體節理開裂具崩落之潛勢；下邊坡坡面長期受雨水與地下水滲流等沖蝕影響，裸露情形逐漸嚴重；同時崩落之土石與坡趾亦長期受米洋溪流之掏刷，加速坡面之沖蝕崩壞，於此不良地質條件及陡峭邊坡地形環境下，提出下列五點建議措施供規劃設計之參考：

- (1)排水系統工程：建議可於崩塌地上方階地進行排水系統改善，首先清疏既有山溝，以恢復原有水路之溝渠通水斷面，因山溝流末處無任何消能設施，且下游地質不穩定，建議排水系統工程於地滑冠部設置集水井並藉由新設截流溝改道，搭配水平集水管予以導流地下水，將崩塌地上方階地之地表水與地下水導流至米洋溪排放（如圖 11），避免老舊崩積層持續遭致沖蝕破壞。
- (2)土石流整治工程：米洋溪目前雖然未屬水保局公告之土石流潛勢溪流，仍建議協調山路橋河之主管機關配合共同整治，以達復建之功效。整治措施針對米洋溪流經本崩塌區域部分，因河道轉向處窪地高程差約 20 m，須設置跌水工與消能池；固床工間距依經驗公式換算（間距約為河道寬度 2.5 倍），約每 300 m 需施作一處共計五處，河道需施作護岸兩側共計三公里（如圖 12）；預估橋址上游堆積河道之崩塌土石體積量相當大，未來若規劃興建橋梁時，宜考量保有適當之梁下淨高以供土石通過，且落墩位置須考量洪水及土石下輸時對橋墩基礎沖刷等影響進行加固措施。另大量土石崩落雖無造成直接災害，但土石流或礫石堆積河道將影響下游輸砂平衡，為防止再次豪雨造成河川土砂災害，宜儘速清疏。



圖 11 崩塌區內地表水與地下水排水系統配置圖 (改繪自 Google Earth)

- (3)橋墩基礎工程：初步評估橋台位置地層皆有順向坡滑動之潛勢，設計時須將橋墩基礎深入原有堅硬岩盤且於墩座基礎上邊坡配合設置防護工，避免落石或洪水及土石下輸時直接衝擊橋墩造成損壞。
- (4)坡面防護及擋土護坡措施：道路邊坡災後殘坡仍有大量浮石及崩積土層，易受表層沖刷影響，具落石及淺層滑動之潛勢，為避免道路上下邊坡土石滑動，建議先進行邊坡修整，以減緩崩積土石之堆積載重，並配合階梯式邊坡施作石籠擋土牆（牆身排水性佳）；下邊坡部分為避免路基受沖刷而流失，建議打設 H 型鋼樁作為臨時開挖擋土支撐並配合施作懸臂式擋土牆穩固路基；為考量坡面逕流沖刷，道路下邊坡建議採格梁植生護坡，施作面積約 10 公頃，並依地形變化設置噴漿溝導流坡面水及配合於局部路段設置落石防護網；另在莫拉克風災後新增之崩塌區及道路上邊坡部分，坡面防護採用掛網植生，施作面積約 12 公頃，以減緩坡面沖蝕（如圖 13）。



圖 12 崩塌區內之護岸與固床工設置示意圖 (改繪自 Google Earth)

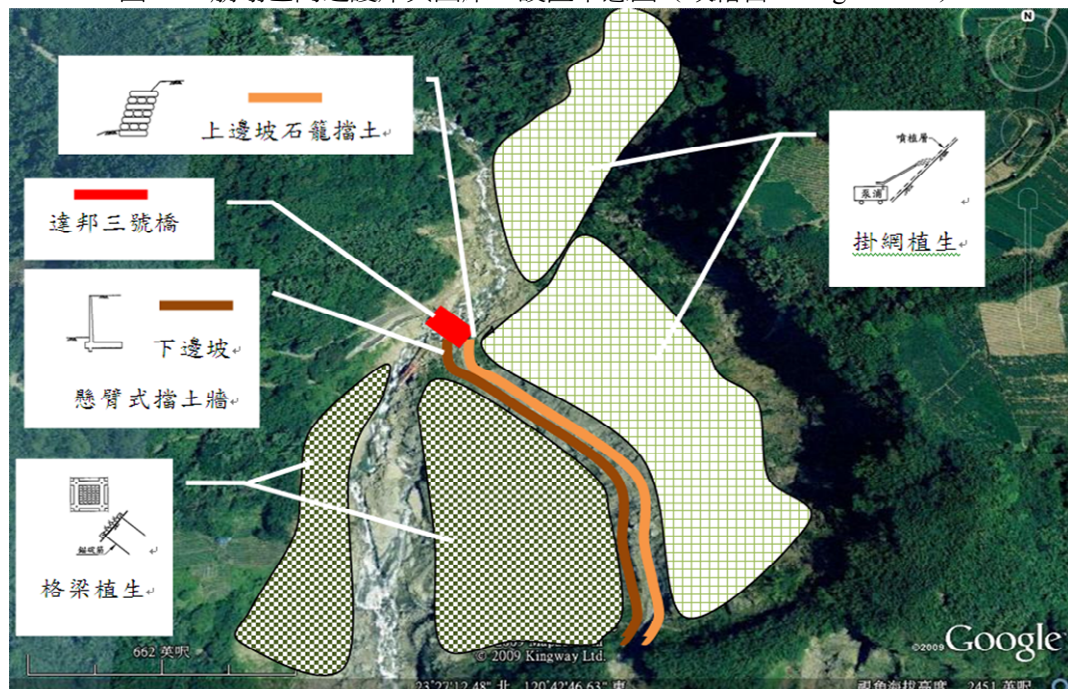


圖 13 坡面防護及擋土護坡措施示意圖 (改繪自 Google Earth)

(5) 監測系統埋設：為觀察日後坡面是否仍有繼續滑動及追蹤地震後擋土牆是否有傾斜或龜裂等異常現象，建議於坡面整治穩定後，設置傾斜觀測管及固定點座標值等監測系統，定期觀察以檢視整體治理之成效，倘若邊坡仍有不穩定之疑慮，須儘速進行補強工作或改採避開改線等其他配套措施。

五、結論與建議

本研究針對2006年六月九日水災沖毀達邦三號橋事件及2009年八月八日莫拉克風災造成崩塌區域再次擴大等原因進行調查與分析，初步得到5點結論說明如下：

- (1)由鑽探調查驗證地球物理探測結果可知，米洋溪流經部分發生淺層沖蝕型土石流破壞，於彎道處凹岸部分施作固床工及護岸等措施予以改善。崩塌區西段崩積層堆積厚度約為40 m，岩性以破碎砂岩為主，崩積層下為灰色砂岩或夾雜頁岩之砂岩，於莫拉克風災後再次發生淺層土壤滑動破壞掩沒臨時便道，將加強邊坡排水系統及坡面植生。另於崩塌區東段崩積層堆積厚度約為0.7 m，岩性以破碎砂岩為主，莫拉克風災後發生表層土壤沖蝕及部分淺層土壤滑動破壞，建議採格梁植生護坡。
- (2)研究區之坡地災害破壞類型多屬淺層沖蝕型破壞，藉由經濟部水利署水文水資源資料供應管理系統之雨量站資料顯示於2006年六九水災及2009年八八風災之單日降雨量皆為當年度最大值，導致老舊崩積層產生較嚴重之滑動破壞，由此可知降雨量為坡地災害之主因，另豪大雨過後崩塌地上方階地排水系統不良，且地質與地形限制地下水流速與流向，導致階地集水區逕流直接排向崩塌地峭壁沖蝕坡面。推論上述水文及地質因素將影響邊坡地層之穩定性。
- (3)利用三個不同時期之衛星影像判釋崩塌地演化之變化範圍，米洋溪谷土石堆積，受到暴雨後誘發類似土石流掏刷影響，河道寬度由25 m增加至100 m，又集水面積約42公頃，豪雨產生地下水位高漲排洩不及，導致邊坡覆蓋之老舊崩積層持續遭致沖蝕破壞，經計算其三個時期崩塌面積分別為7.21公頃、23.46公頃及28.22公頃，顯示崩塌面積正逐年擴大當中。
- (4)透過立體投影圖分析岩體不連續位態可能發生平面或楔形破壞類型。另由極限平衡穩定分析求得之安全係數F.S.，可能受孔隙水壓、 c 值、 ϕ 值及土壤單位重等等因素影響其精度，因此在分析時若能提高參數的掌握度，將能提升邊坡穩定分析之可靠程度。
- (5)整治工程分為短期與長期措施，短期緊急搶修便道之處理情形包括山壁開挖、塊石回填、鋼軌樁打設、埋設臨時排水設施、路面滾壓與AC鋪面等緊急搶通措施。長期措施建議設置集水井及截流溝改道等排水系統工程，配合清疏米洋溪土石，並施做穩定溪床設施及邊坡擋土護坡工程，可採噴漿掛網植生等護坡處理及施作懸臂式擋土牆穩固路基；達邦三號橋（二代橋）長93.7 m、寬7.5 m為單跨鋼拱橋，其原始設計方法僅考慮以清水流通過方式設計，未考慮土石流通過情形，因而毀於六九水災，建議往後設計時須將橋墩基礎深入原有堅硬岩盤且於墩座基礎上邊坡配合設置防護工，避免落石或洪水及土石下輸時直接衝擊橋墩造成損壞。為追蹤觀察日後坡面是否仍有繼續滑動，建議設置監測系統，定期觀察以檢視整體治理之成效並回饋相關資料以供後續分析參考。

本研究在進行過程中，參考各類相關文獻見解與訪談工程單位後得到最直接的建議，惟仍有部分建議及作法是超出本研究範圍者，且尚有許多相關課題未深入探討，特別是防災與整治工程值得後續更多案例探討與驗證，在國土開發計畫、防災計畫等相關法令規章規範下，蒐集區域地

質、地形、水文、人文及氣候資料等，搭配遙測、航照等圖說資料的判釋，評估開發後是否衍生新的災害潛勢或造成災害潛勢區之轉移，進而據以研擬相關防災策略，因此建議後續研究可對於山區道路建設檢討其重複致災路段之調查與分級，以利復育優先順序之參考。

六、參考文獻

1. 經濟部中央地質調查所，<http://www.moeacgs.gov.tw/>。
2. 經濟部水利署災害緊急應變作業系統，<http://fhic.wra.gov.tw>。
3. 經濟部水利署水文水資源資料管理供應系統，<http://gweb.wra.gov.tw/wrweb/>。
4. 中央氣象局資訊服務網站，<http://www.cwb.gov.tw>。
5. 土石流防災資訊網，<http://246.swcb.gov.tw/School/school-typhoon-2.asp>
6. 交通部公路總局第五區養護工程處，<http://www.thbu6.gov.tw/>。
7. 內政部建築研究所，<http://abri.gov.tw/>。
8. 臺灣省土木技師公會，<http://www.twce.org.tw/>。
9. 行政院農業委員會水土保持局，<http://www.swcb.gov.tw/>。
10. 整合性網際網路地理資訊系統，<http://gis.swcb.gov.tw/>
11. 環境資訊中心，<http://e-info.org.tw/node/51632>。
12. 財團法人地工技術研究發展基金會，<http://www.geotech.org.tw>
13. 工業技術研究院能源與資源研究所（1992），崩場地調查、規劃與設計手冊（地滑篇），行政院農業委員會與臺灣省政府農林廳水土保持局委託研究報告。
14. 洪如江（1996），初等工程地質學大綱，財團法人地工技術研究發展基金會，台北市。
15. 徐鐵良（1997），「工程與地質」，台灣工程基本資料叢書之四，中國工程師學會。
16. 廖瑞堂（2001），山坡地護坡工程設計，科技圖書。
17. 廖瑞堂（2008），坡地災害防治對策及案例，科技圖書。
18. 廖日昇（1999），岩土工程要義—山崩與地陷，科技圖書。
19. 施國欽（1999），岩石力學，文笙書局。
20. 杜文強、李松釧、陳熙灝、詹志銘（2000），SPOT 衛星影像應用於環境敏感地區變遷分析之初步探討，國土資訊系統通訊，36：22-29。
21. 周南山、侯秉承、黃崇仁、李民政、吳富洵、唐孟瑜（2009），誰毀了小林村？—小林村災變調查與破壞模式探討，技師報 NO.681。
22. 林俊良、何泰源、陳福勝（2003），邊坡整治工法之工址調查，中華技術雜誌 57 期。
23. 吳淵洵、周南山（2006），台灣山區道路邊坡災害及搶修處理工法之探討，臺灣公路工程第 30 卷第十二期。
24. 交通部公路總局第五區養護工程處（2007），0609 豪雨 169 線 27K+500 災害修復工程可行性研究規劃報告書。
25. 交通部公路總局（2009），公路融合生態、景觀、防災觀念之規劃、定線與評估研究總成果報告。
26. Hoek, E. and Brown, E.T. (1981) Rock Slope Engineering, Revised Third Ed, Chapter 5&7, ASIAN EDITION.