

# 大台北縣市聯外橋梁伸縮縫維修實務之探討

王韻瑾\*

## 摘要

台北都會區的日益繁榮興盛，需依賴連繫往來綿密的公路網，台北都會區為台灣首善之區，其公路聯外橋梁甚多，如光復橋、華江橋、台北橋、重新橋、中興橋、忠孝橋、關渡橋…等，如果公路建設有規劃良好的公路網，除可提供全面性的運輸服務，亦可加速提昇社會經濟發展，為維護橋梁結構安全，提供安全、快速、舒適之服務則為養護工程單位的重要工作之一。而橋梁伸縮縫雖僅屬橋梁工程之附屬結構，惟其一旦損壞則將影響行車的平順、安全與舒適性，進而產生噪音影響環境，藉由本研究了解目前各橋梁伸縮縫型式、種類及分析伸縮縫之適用性並彙總分析各類使用中伸縮縫之損壞率及探討損壞原因。

關鍵詞：伸縮縫、錨錠、乾縮潛變、伸縮量

## 一、前言

為使公路運輸綿密及延續，視需要建立橋梁來連結兩端交通運輸，台北都會區之聯外橋梁甚多，包含忠孝橋、中山橋、重新橋、台北橋、中興橋、關渡橋…等，由於橋梁興建時期已有歷史，部份橋梁甚有橋齡達二十年以上，昔日公路橋梁設計，對於橋梁伸縮縫選用，可能沿襲舊有產品、引進國外產品或視設計時期通用之產品等，如角鋼、橡膠、齒型…等伸縮縫，各式種類繁雜，其性能或施工細節等是否各類型橋梁皆能適用，可能於規劃設計階段並未詳細研究與考量，致使用年限一久造成損壞而影響行車平順與安全，進而產生環境噪音。期以了解各式橋梁伸縮縫之特性、優缺點、適用性及分析實際使用之損壞原因等作為將來規劃設計橋梁伸縮縫之參考。

## 二、背景

為明瞭各類橋梁伸縮縫之使用種類、型式及使用年限等，選取大台北都會區之重要聯外橋梁及較具代表性之橋梁伸縮縫彙總分析各類伸縮縫之特性及損壞率並探討損壞原因。

---

\* 公路總局第一區養護工程處中和工務段 段長

### 1. 中興橋

由台北市成都路跨越淡水河通往台北縣三重、新莊地區，是國內第一座具規模之預力鋼筋混凝土橋，位於縣道 104 線 3K+184，於 77 年 11 月 7 日完工，主橋長 1,443 公尺，淨寬 19 公尺，主梁為箱型梁，跨距為 28~60 公尺，最大跨距為 63.5 公尺，伸縮縫型式為帶狀填縫式 (GAI-TOP)。



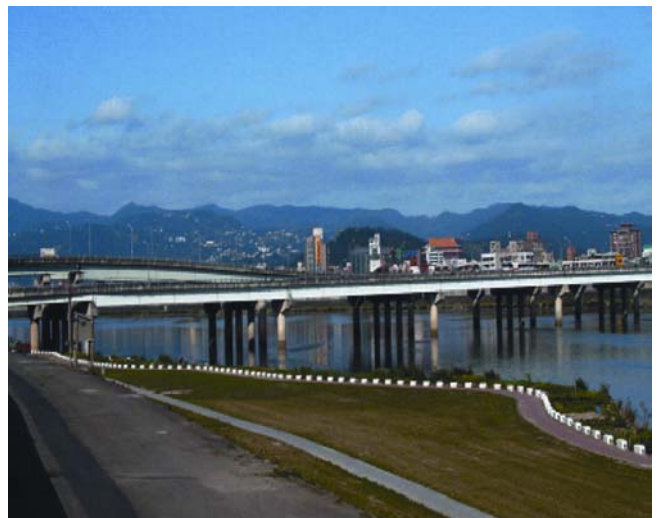
### 2. 重新橋

台一線三重與新莊間之通行主要幹道，位於台一甲線 6K+195，於民國 74 年 6 月底完工，屬預力鋼筋混凝土橋，橋梁總長 999 公尺，淨寬 40 公尺，主梁為箱型梁，最大跨距為 36 公尺，伸縮縫型式為角鋼式伸縮縫式。



### 3. 台北橋

台北橋橫跨淡水河，為連絡台北市與三重市間重要橋梁，位於台一甲線 3K+568，於民國 85 年 12 月完工，主橋長 481.6 公尺，橋面淨寬 44 公尺，主橋規劃四線快車道及二線混合車道，兩側邊橋各設一機車道及人行道，含兩端引橋，主梁為鋼構式箱型梁，跨距為 29.2~62.3 公尺，最大跨距為 62.3 公尺，伸縮縫型式為齒型伸縮縫式。



#### 4. 華江橋

華江橋為新店溪與淡水河交匯處，連接台北縣板橋市與台北市萬華區，位於台三線 4K+487，於民國 85 年 9 月完工，主梁為鋼構式箱型梁，主橋長 540 公尺、淨寬 32.5 公尺，跨距為 90 公尺，兩側各設一機車道及人行道，含兩端引橋，全長 1,627 公尺。伸縮縫型式為齒型伸縮縫式。



#### 5. 忠孝橋

忠孝橋橫跨淡水河，連結台北市與三重市之間，位於台一線 1K+258，於民國 71 年 4 月完工，主梁為預力鋼筋混凝土 T 型梁，主橋長 1,145 公尺，淨寬 27~44 公尺，跨距為 49.5~74.5 公尺，橋墩採特殊設計的 Y 型橋墩，設快車道六線，慢車道及人行道各二線，伸縮縫型式為齒型伸縮縫式。



#### 6. 中山高架橋

為連接中山橋與忠孝橋之間，位於台一線 2K+811，於民國 71 年 4 月完工，主梁為預力鋼筋混凝土箱型梁，橋梁總長 2,015 公尺，淨寬 14 公尺，最大跨距為 40 公尺，伸縮縫型式為角鋼式伸縮縫式。



#### 7. 中山橋

為跨越二重疏洪道，位於台一線 3K+392，於民國 77 年 1 月完工，主梁為預力鋼筋混凝土 I 型梁，橋梁總長 1,014 公尺，淨寬 23 公尺，跨距為 25~40 公尺，最大跨距為 40 公尺，伸縮縫型式為齒型伸縮縫式。





### 8. 關渡橋

關渡橋位於八里東南方處橫跨淡水河，連接淡水河左岸的八里與右岸的淡水，亦為八里與鄰近的淡水、北投、關渡等之唯一的聯絡橋樑，為亞洲第一座全焊接鋼拱橋，也是台灣第一座大型拱橋，其採用長跨徑鋼繫拱橋，關渡大橋分為鋼橋部份及引橋、匝道橋與引道等二部份，位於台十五線 0K+514，於民國 72 年 10 月完工，主梁為鋼構式箱型梁拱橋，橋梁總長 539 公尺，淨寬 19 公尺，跨距為 44~165 公尺，最大跨距為 165 公尺，伸縮縫型式為齒型伸縮縫式。



### 9. 光復橋

光復橋為連結台北市與板橋市之交通要道，位於 114 線 56K+200，於民國 66 年 10 月完工，主梁為鋼筋混凝土 T 型梁斜張橋，橋梁總長 942 公尺，淨寬 15 公尺，跨距為 21 公尺，伸縮縫型式為角鋼式伸縮縫式。



### 10. 大漢橋

大漢橋係跨越大漢溪，位於 106 甲線 5k+431 段，連接板橋與新莊二地，為紓解台一線省道新莊段及新海大橋的車流，亦是板橋連接高速公路、八里、新店東西向快速道路之要道。74 年 7 月竣工通車，橋梁全長 1,149 公尺，橋梁跨距為 27~41.6 公尺不等，為預力鋼筋混凝土箱型梁，伸縮縫型式為帶狀填縫式 (GAI-TOP)。



### 11. 三鶯大橋

為跨越大漢溪位於 110 線 24K+326，於民國 80 年 8 月完工，屬 PCI 型梁簡支單柱墩體及樁基礎結構型式，為雙向雙座主橋，主梁為預力鋼筋混凝土 I 型梁，橋梁總長 811 公尺，淨寬 15 公尺，跨距為 18~40 公尺，最大跨距為 40 公尺，伸縮縫型式為齒型伸縮縫式。



### 12. 樹林陸橋

為跨越鐵路之陸橋，為板橋往樹林之重要通道，位於 116 線 2K+766，於民國 68 年 7 月完工，主梁為預力鋼筋混凝土 I 型梁，橋梁總長 647 公尺，淨寬 19.5 公尺，跨距為 21.9~27.4 公尺，最大跨距為 27.4 公尺，伸縮縫型式為齒型伸縮縫式。



## 三、橋梁伸縮縫

伸縮縫為橋梁構造之一，且位於行車主線上，伸縮縫損壞即嚴重影響行車之平順與安全。橋面伸縮縫之材質、尺寸、型式等需視橋梁的跨徑、結構型式、構材性質的不同而有所差異，其型式的選擇、施工方法與品質控制之良窳…等亦直接影響其耐久性、舒適性，甚至行車之平順與否及噪音產生等；而一旦伸縮縫破損，對於交通行車順暢影響甚大，且後續維修方式、養護經費…等皆是養護單位所必須面臨的工作。

### 3.1 伸縮縫之型式與功能

#### 3.1.1 伸縮縫之型式

##### 1. 角鋼伸縮縫(angle expansion joint)

一般可使用於橋梁的固定端或橋梁較短的活動端接縫，為橋面版前端與橋台角隅處以角鋼加強，防止角隅混凝土可能遭遇過往車輛之車輪輾壓或行車震動之衝擊而損壞。伸縮縫角鋼之縫內為中空或塞以圓型或蜂巢型橡膠製品或灌注橡膠填縫劑或灌注柏油並以紫銅板於下方封住，作為防水及防止柏油落下。(圖 3.1)

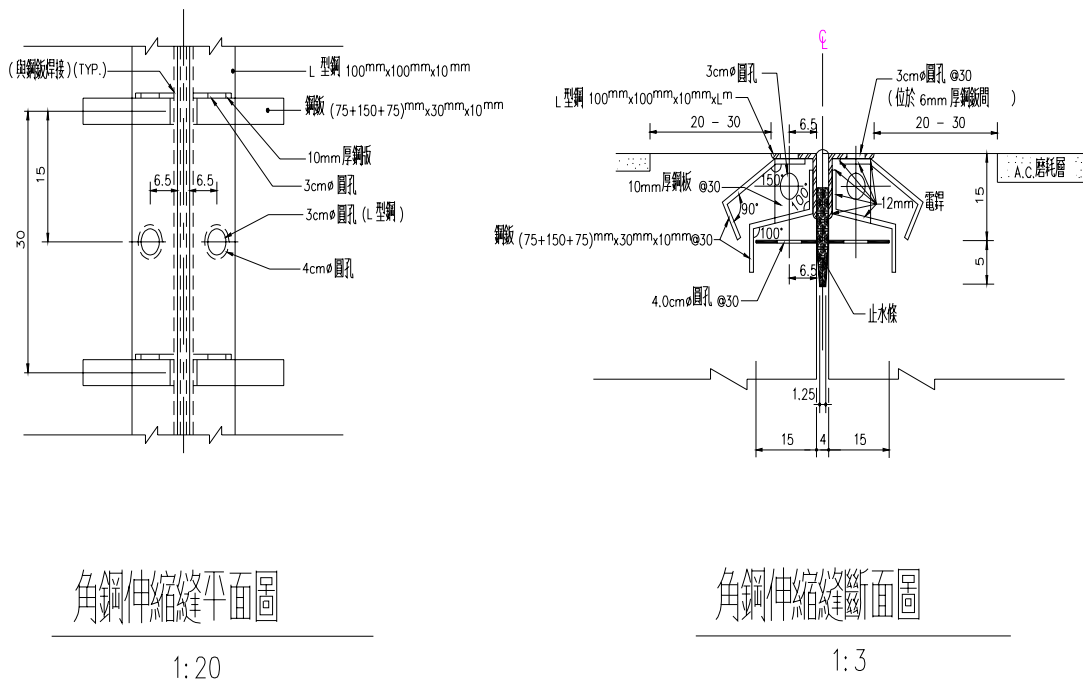


圖3.1 角鋼伸縮縫示意圖

## 2. 齒型伸縮縫 (finger expansion joint)

又稱指鋸縫為兩片豎齒或鋸齒狀之鋼板與洩水槽、錨錠件所組成，兩片鋸齒型鋼板錯開排列，所設置洩水槽即可引導橋面的水排出。(圖 3.2~3.4)

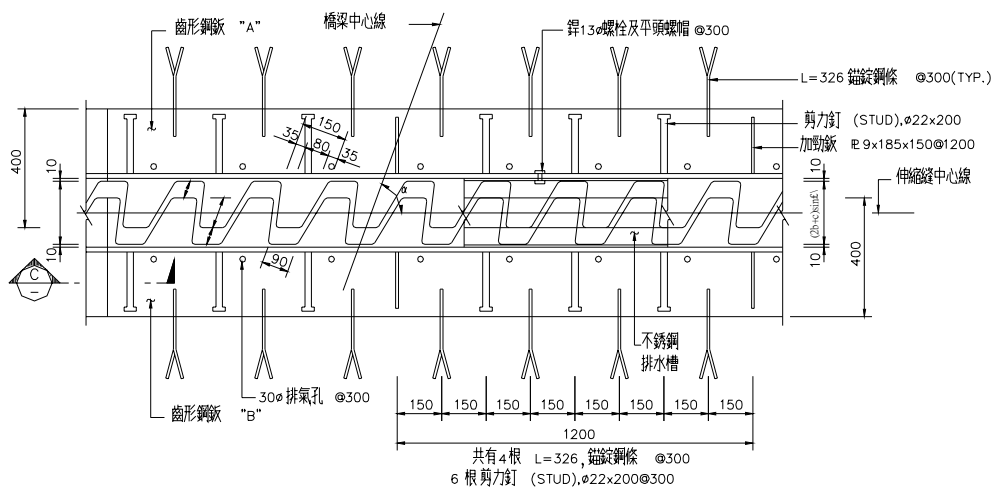


圖3.2 齒型伸縮縫示意圖



圖3.3 齒型伸縮縫施工情形

(台四線崧津大橋新建工程齒型伸縮縫施工情形)



圖3.4 齒型伸縮縫施工情形

(參考摘自阿爾格工程有限公司網站伸縮縫介紹)

### 3. 橡膠伸縮縫 (rubber expansion joint)

高速公路曾經使用之橡膠伸縮縫型式如下：(註 1)

#### (1) W 型橡膠伸縮縫接縫

此類型伸縮縫僅適用於短跨徑橋梁之固定端使用，原為美國 general tire 公司所發展，國內亦有製造；由於安裝此類型伸縮縫之混凝土面必須 45°斜角，施工時不容易控制且錨錠螺栓亦採 45°安裝較不易密合，損壞情形相當嚴重。

#### (2) TRANSFLEX 型橡膠伸縮縫

原由美國 GENERAL TIRE 公司製造，可依容許伸縮量區分。

#### (3) WABOFLEX 型橡膠伸縮縫

此類型由美國 WATSON-BOWMAN 公司發展，型式與 TRANSFLEX 型相似，相異處為在伸縮縫中之鋼板提升至頂面並以鋁合金替代。

#### (4) SHO-BOND-MS 型橡膠伸縮縫

此類型係為日本 SHO-BOND 公司產品，採後裝法施工，該橋伸縮縫安裝甚為平順，行駛平穩無跳動之感覺。

### 4. GAI-TOP 伸縮縫 (GAI TOP JOINT)

由日本中外道路株式會社發展，採用垂直式設計，其混凝土結構含 SS41 鋼板、錨錠筋，在伸縮縫之 6 公分縫隙中，下面是高級金剛砂，上面是填縫膠。GAI-TOP 伸縮縫為配合橋梁之構造具有多種類型來運用，所適用橋梁包括鋼橋、預力混凝土橋、鋼床版、橋台…等，且對於直橋、曲橋、斜橋皆可共用。

### 5. 模組型伸縮縫 (MODULAR EXPANSION JOINT)

其主要組成是由多重之壓縮式填縫與帶狀填縫變化而來，最常用者是將主構架(例如鋼軌)架設於支撐版上，支撐版錨錠至橋面版之邊緣，鋼軌與鋼軌之間則可以具壓縮性之合成橡膠填

註 1：參考摘自國道高速公路局「高速公路橋面伸縮縫設計與施工之研究」，民國 71 年 2 月



塞。其單一容許之伸縮量約 8 公分，其特點為伸縮縫兩旁上彎 30 度，模組型伸縮縫安裝前檢查調整伸縮縫之預留寬度，伸縮縫必須調整至與橋面同水平，一般模組型伸縮縫可分支撐系統及控制系統兩部份，支撐系統包括中央梁、邊梁、支撐鋼棒、人造橡膠條、固定箱、活動箱、支撐框、滑動彈簧、滑動培林等，控制系統包括控制框（中央及兩旁部份）、控制彈簧等，控制系統編排整組人造橡膠控制彈簧裝在中央梁底下，使中間梁成等距隔開來伸縮，同時亦可減弱來自車輪衝壓的力量。而模組型伸縮縫可適用於直線橋梁或曲線橋梁，其伸縮縫之移位或轉動亦皆可達到設計要求。

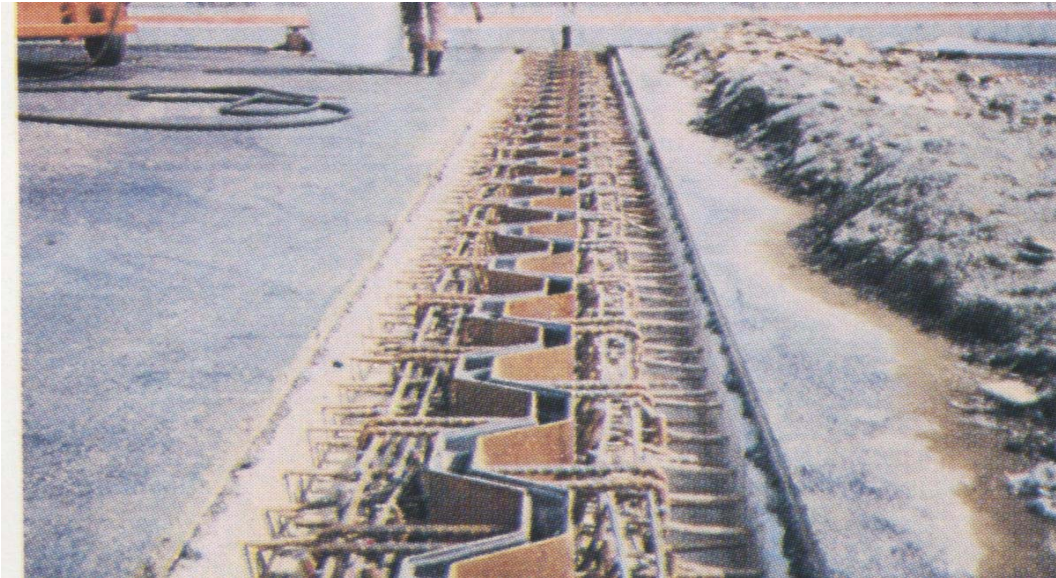


圖3.5 GAI-TOP伸縮縫施工情形

(照片摘自連福橡膠製品股份有限公司於台北市民權大橋施工情形)



圖3.6 模組型伸縮縫施工情形



圖3.7 模組型伸縮縫施工情形

(施工照片摘自台四線崁津大橋新建工程模組型伸縮縫施工情形)



## 6. 其他

### (1) 盲縫式伸縮縫

設置於磨耗層的上半部，在相鄰橋面版（或與橋台）中間不用裝置鋼件或人造橡皮，僅將磨耗層上部切成縫，供伸縮之用。通常只適用交通量小，跨距較短且伸縮量在 5 公分以內之較小橋梁。

### (2) 封閉縫（FILLED JOINT）

又可分為柏油油氈伸縮縫及柏油紫銅板伸縮縫二種。

#### A. 柏油油氈伸縮縫

為外露於橋面，縫寬為 1~2 公分，中間澆灌的材料為柏油，該縫垂直而下或中間有彎角；為防止柏油落下可施作封口，由底部封閉。一般適用於伸縮量為 1~2 公分之鋼筋混凝土橋梁。（圖 3.8）

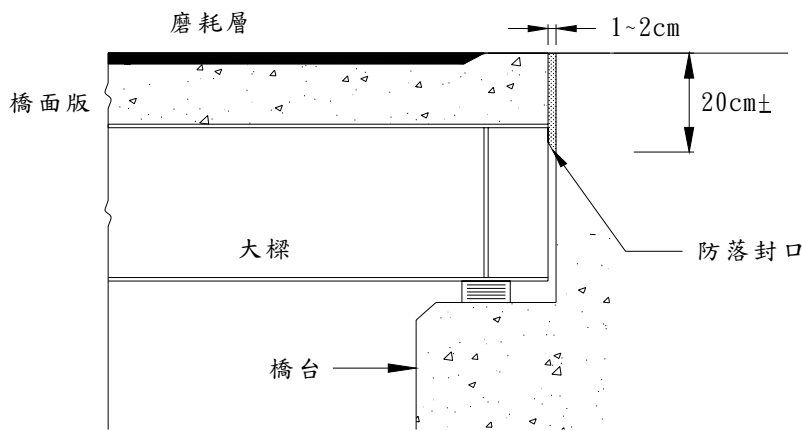


圖3.8 柏油油氈伸縮縫示意圖

#### B. 柏油紫銅皮伸縮縫

此類型伸縮縫與柏油氈伸縮縫相同，僅增加紫銅板，該紫銅皮係為防止柏油落下及防水。一般適用量為 1~3 公分間之短跨徑鋼筋混凝土橋與鋼橋。（圖 3.9）

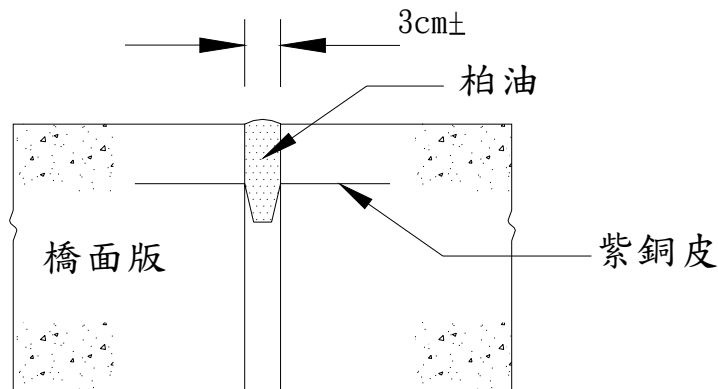


圖3.9 柏油紫銅皮伸縮縫示意圖

(3) 帶狀填縫 (STRIP SEAL JOINT)

由兩條平行的鋼軌、錨錠至該兩邊之橋面版混凝土中，鋼軌亦可以角鋼取代。

(4) 壓縮式橡膠填縫伸縮縫 (COMPRESSION SEAL JOINT)

該主要材質為可以承受壓縮之彈性材料，經壓縮後擠壓進原為開口之縫裡，因開口縫的邊緣具有黏滯性之表面塗料，可緊密黏貼。

(5) 滑鈹縫 (SLIDING PLATE JOINT)

又稱為覆蓋式鋼板伸縮縫，其指狀之滑鈹錨錠在縫的一邊，伸縮時此鈹可在對面之鐵鈹上滑動。其特色為由數片鋼版組成，錯開成兩個伸縮部份，最上部為可滑動的厚鋼鈹，另相鄰兩大梁間設同寬的縫來容許伸縮。

(6) 樹脂砂漿伸縮縫

本型伸縮縫經參考高公局於高速公路興建時曾使用分為 I~V 型五種伸縮，本段於台九甲線上、下龜山橋伸縮縫修復時曾採用 V 型伸縮縫，惟成效不彰。此類係使用超速硬水泥混凝土或環氧樹脂砂漿、黏接劑、填縫劑等材料，其超速硬水泥混凝土性質、強度及配比如表 3.1，如使用環氧樹脂砂漿，其規格如表 3.2，該黏接劑如表 3.3。

表3.1 超速硬水泥混凝土之規格

外觀	初凝時間	作業溫度	抗壓強度
灰白	30~90 分鐘	10~40°C	3 小時 ≥ 210 kg/cm <sup>2</sup> 24 小時 ≥ 240 kg/cm <sup>2</sup> 7 天 ≥ 280 kg/cm <sup>2</sup>

表3.2 環氧樹脂砂漿

項目	試驗方法	抗壓強度
抗壓強度	CNS 1010 第 11 條	3 小時 ≥ 210 kg/cm <sup>2</sup> 24 小時 ≥ 240 kg/cm <sup>2</sup> 7 天 ≥ 280 kg/cm <sup>2</sup>

表3.3 黏接劑

項目	試驗方法	抗壓強度
抗壓強度	ASTM C 78~75	1. 材齡 1 日，試體斷裂在黏接面外者為合格。 2. 斷裂黏接面時，其拉力強度應在 110 kg/cm <sup>2</sup> 以上

3.1.2 伸縮縫之功能與優缺點

橋面伸縮縫係提供橋梁潛變及熱脹冷縮時造成橋面伸縮之可餘裕空間，且可吸收溫度及因車輛行駛導致的上部結構之變位，來維持橋面的平坦性與連續性並確保行車時之舒適性。一般亦具有防水作用，可保護橋梁結構。

1. 角鋼伸縮縫

優點：(1) 構造簡單、施工容易及價格低廉。

- (2) 橋面版隅角處的混凝土免受活載重之衝擊而損壞。
- (3) 構造經改良加強，上覆 A.C 磨耗層效果甚佳。
- (4) 若縫間灌注柏油，其下加紫銅皮可加強防水的作用。

## 2. 齒型伸縮縫

優點：(1) 齒型鋼板面積較大，其結構堅固、耐久。

(2) 齒型伸出長度較長，其交叉排列，車輪可同時由兩端齒板傳遞輪壓，行車跳動較小。

(3) 因伸縮縫間隙較大，可設置排水槽以利排水。

缺點：

(1) 構造複雜，施工較角鋼伸縮縫更不易，造價較高。

(2) 損壞時維修不易。

## 3. 橡膠伸縮縫

優點：

(1) 施工容易，維修時抽換容易。

(2) 橡膠材質較具彈性，行車時感覺較舒適。

(3) 型式多種能適合不同跨距之橋梁使用。

缺點：

(1) 橡膠材質老化、剪斷力不足。

(2) 螺帽鬆動易拔脫。

(3) 螺栓鎖錠處之橡膠及固定片易被壓縮老化及分離。

(4) 螺栓易遭剪斷、銹蝕。

(5) 施工材料費較角鋼伸縮為高。

## 4. GAI-TOP 伸縮縫

優點：

(1) 裝設容易，可縮短工期。

(2) 具有優良的平穩行走性及無噪音與振動公害。

(3) 屬完全防水構造，不需另加排水設施。

(4) 於鋪設路面時不易受損傷。

(5) 不發生橡膠與鋼板之剝離現象。

(6) 適合各種橋梁型式不同伸縮量。

(7) 可適用各種橋梁及斜橋。

(8) 適用先裝法及後裝法。

缺點：

(1) 鋼板端之混凝土易遭車輛輪胎衝擊磨損。

(2) 填縫材料脫落。

## 5. 盲縫式伸縮縫

優點：

(1) 受損時維修容易。



- (2) 構造較簡單、施工容易。
- (3) 路面磨耗層與路面連續鋪設，行車較舒適，不致有劇烈震動的感覺。

缺點：

- (1) 耐久性較差。
- (2) 僅適用於跨距較短的橋梁，伸縮量在 5 公分以下，且交通量或活載重不能太大。

## 6. 封閉縫

### (1) 柏油油氈伸縮縫

優點：

- A. 施工容易、構造簡單。
- B. 損壞時修補簡單。

缺點：

- A. 防水性較差
- B. 耐久性差僅適用於短跨徑橋梁。
- C. 行車易跳動、舒適感較差。

### (2) 柏油紫銅皮伸縮縫

優點：

- A. 構造簡單、費用低、施工容易。
- B. 防水性較前者佳。

缺點：

- A. 耐久性差、易跳動。
- B. 橋面版之隅角混凝土因受活載重之車輛重衝擊，易遭破壞。

## 7. 壓縮式橡膠填縫伸縮縫

優點：

- (1) 伸縮部份無需設支承荷重裝置，橋面版間亦需固定設置。
- (2) 使用橡膠材質輕巧。
- (3) 可於工程完工後裝設，施工容易。
- (4) 修補時間短(10~20HR)

缺點：

- (1) 價格昂貴。
- (2) 施工不良時膠結處易脫落。
- (3) 填縫材料與橋面版邊緣之黏滯力易消失，導致填縫材質本身受壓縮性能減低。

## 8. 滑鈹縫

優點：

- (1) 結構材料為鋼鈹較堅固耐久。
- (2) 防水性佳。

缺點：

- (1) 構造複雜、施工費時、不易維修。
- (2) 伸縮縫易遭雜物填塞影響功能。

(3) 伸縮縫加大時易造成行車跳動。

### 3.2. 如何計算伸縮量

一般影響橋梁伸縮縫之伸縮量的因素包括：混凝土潛變、混凝土乾縮、環境溫度之變化、載重造成結構物產生的變位。

#### 1. 混凝土乾縮產生之伸縮量

混凝土澆築後凝固會產生收縮，對於橋梁伸縮縫之伸縮量有影響，可以理論公式計算之。

$$\Delta L_s = C_s \times \beta \times L$$

$C_s$ ：混凝土乾縮係數 ( $20 \times 10^{-5}$ )

$\beta$ ：混凝土乾縮折減係數

$L$ ：計算伸縮長度

混凝土構材材齡 (月)	1/4	1/2	1	3	6	12	24
潛變乾縮折減係數 ( $\beta$ )	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

#### 2. 混凝土受預力潛變產生之伸縮量

混凝土構材因受預力影響會產生潛變，對於橋梁伸縮縫之伸縮量可以理論公式計算之。

$$\Delta L_c = \frac{\sigma_p}{E_c} \times \phi \times \beta \times L$$

$\sigma_p$ ：混凝土構材施預力後之平均軸應力，大約在  $60 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$  之間

$E_c$ ：混凝土之彈性係數 ( $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )

$\phi$ ：混凝土潛變係數 (大約為 2)

$\beta$ ：混凝土潛變乾縮折減係數，依其構材材齡不同而改變。

#### 3. 溫度變化產生之伸縮量

台灣地區屬海島型氣候，一般可  $0 \sim 40$  在度之間，溫差頗大，所以溫度變化產生的伸縮量亦可以理論公式計算之。

$$\Delta L_T = \alpha \times \Delta T \times L$$

$\alpha$ ：混凝土膨脹係數 ( $11 \times 10^{-6}$ )

$\Delta T$ ：溫度變化

$L$ ：計算伸縮長度

#### 4. 載重致結構物之變位產生之伸縮量

橋梁載重可能為活載重、預力、靜載重…等產生撓度，在裝伸縮縫前，除活載重外其他因素所會產生之撓度應都已完成，故橋梁伸縮縫之伸縮量有影響者，僅只有活載重，該活載重導致結構物的變位可以理論公式計算之。

$$\delta_L = \frac{M_L \times L^2}{9.6 \times E_C \times I}$$

$\delta_L$ ：大梁相鄰兩支承間由活載重而產生之最大撓度

$M_L$ ：活載重對大梁所產生之最大力矩

$E_C$ ：混凝土之彈性係數 ( $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )

$I$ ：大梁之慣性矩

$L$ ：大梁相鄰兩支承間之長度

$$\theta = \frac{2\delta_L}{L/2}$$

$\theta$ ：梁端由撓度產生的轉角

$$\Delta a = d \sin \theta = d\theta$$

$\Delta D$ ：梁深

$L/\alpha$	400	500	600	700	800	900	1000	1500	2000
$\theta(\text{rad})$	1/125	1/125	1/150	1/175	1/200	1/225	1/250	1/375	1/500
$\sin\theta$	0.01	0.008	0.0067	0.0057	0.005	0.0044	0.004	0.0027	0.0020

註：由活載重導致之變致位值甚小，可不予考慮

### 3.3. 伸縮縫之施工方法

一般公路橋梁伸縮縫因非重要結構物屬附屬結構物，所以，以往公路橋梁設計對於橋梁伸縮縫的選用則可採用沿襲舊有型式或套用國外產品，近來亦有許多跨河橋梁伸縮縫損壞情事發生，如忠孝橋、三鶯大橋、中山橋、中山高架橋、樹林陸橋…等，時有耳聞，當橋梁伸縮縫一旦損壞，則影響行車的平順與安全，另一方面如鄰近住戶，則造成噪音影響安寧，故對於橋梁伸縮縫的性能、型式之選用及施工方法、品質控制則已顯示是非常重要的課題。

#### 3.3.1 伸縮縫安裝

橋梁伸縮縫因承受過往車輛輪荷重的反覆衝擊，較容易損壞之主要原因，加上原設計規劃不良、選擇伸縮縫種類型式錯誤、施工品質控管不佳…等，則會產生破損、行車不舒適、噪音…等情形。橋梁伸縮縫的安裝可分為先裝法及後裝法二種，如下分述：

1. 先裝法：伸縮縫先裝法的施工可分為二種，一為伸縮縫安裝後連同橋面版混凝土一起澆築完成，另一種為澆築橋面版混凝土時，在伸縮縫處預留相當之空間，俟橋面版完成後



再安裝伸縮縫及澆築混凝土。

2. 後裝法：先將橋梁伸縮縫平舖；該伸縮縫的位置與與橋面瀝青混凝土一併舖平後，將伸縮縫部份鋸開，設置伸縮縫。

### 3.3.2 伸縮縫安裝施工時間距之調整

為安裝伸縮縫之施工溫度常與設計溫度不同，當工地溫度高於設計溫度時，伸縮縫如未加以調整其伸縮量而逕行安裝，於溫度降低時，常造成較大的伸長量，若超過設計裕餘量時將可能肇致伸縮縫損壞；或因伸縮間距過小致使結構體碰撞，為避免伸縮縫因安裝不當造成伸縮縫損壞，可依公路總局九十二年五月十四日路新設字第 0920086809 號函示設計及施工注意事項辦理，利用伸縮縫安裝間距調整方式範例（如下）即可核算其安裝調整值。

範例：

$$D_s = -C_t \times (T_a - T_n) \times L$$

$D_s$ ：伸縮縫處橋梁結構體間距於施作時之調整量

$C_t$ ：溫度膨脹係數 = 0.000011/°C

$T_a$ ：估計橋梁結構體施作溫度

$T_n$ ：調查工址年平均溫度

$L$ ：伸縮縫兩側橋梁單元不動點至梁端之長度總和。

$$D_e = -C_t \times (T_b - T_n) \times L$$

$D_e$ ：伸縮縫間距於安裝時之調整量

$T_b$ ：伸縮縫安裝溫度

★另結構體間距及伸縮縫間距調整值亦可由表中查得「單位溫差調整值  $D_t$ 」後計算求得，即

結構體間距調整值  $D_s = (\text{單位溫差調整量}) \times (\text{溫差}) = D_t \times (T_a - T_n)$

伸縮縫間距調整值  $D_e = (\text{單位溫差調整量}) \times (\text{溫差}) = D_t \times (T_b - T_n)$

單位溫差調整量	溫度伸縮長度 L (公尺)													
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
$D_t(\text{cm}/^\circ\text{C})$	-0.022	-0.033	-0.044	-0.055	-0.066	-0.077	-0.088	-0.099	-0.11	-0.121	-0.132	-0.143	-0.154	-0.165

單位溫差調整量	溫度伸縮長度 L (公尺)													
	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290
$D_t(\text{cm}/^\circ\text{C})$	-0.176	-0.187	-0.198	-0.209	-0.220	-0.231	-0.242	-0.253	-0.264	-0.275	-0.286	-0.297	-0.308	-0.319

### 3.4 伸縮縫施工應注意事項：

橋梁伸縮縫因材料使用、尺寸、型式之不同，及因橋梁種類不同、長短、結構型式、構材性質之相異需有所不同，而型式與種類的選擇、施工方法與施工品質控制皆直接影響伸縮縫的耐久性、行車平順與舒適性及環境噪音產生等。伸縮縫雖是屬於橋梁附屬結構之一部份，非重要結構物，惟橋梁伸縮縫施工的良窳，雖關係著橋面整體平整性與否及後續維護工程。故施工時應注意：

#### 1. 環境溫度

安裝伸縮縫時溫度常與設計溫度不同，當工地溫度高於設計溫度時，伸縮縫未加調整而逕行安裝，俟溫度降低，常造成過大的伸長量，若超出設計裕餘量將導致伸縮縫損壞，所以應按安裝時的溫度調整間距，避免造成伸縮量過大或不足。

#### 2. 材料的製作

使用角鋼或齒型伸縮縫時，須避免鋼材變形，對於錨錠鋼材或鋼片之熔（焊）接點應確實；另橡膠伸縮縫之橡膠材質應符合規範，避免材質老化現象。

#### 3. 鋼鈹頂面之控制

選擇角鋼或齒型伸縮接縫，應防止鋼材質產生曲折或不規則變形，於澆築水泥混凝土時兩側鋼鈹頂部不可以焊接作為臨時固定，避免鋼鈹受高熱變形影響橋梁的伸縮縫。

#### 4. 水泥混凝土的品質控制

水泥混凝土可使用高強度混凝土，減少乾燥收縮，新舊混凝土間需均勻塗佈環氧樹脂粘接劑，惟應注意粘接劑之物理、化學性質及適用性。

#### 5. 表面處理

所使用填縫膠，其防水性如何及能否與橋面版混凝土充分粘接，須注意附著面之處理是否適宜，即附著面之鬆動水泥混凝土屑及雜物等均應清理乾淨，方可增加粘接處之防水性。

#### 6. 填縫膠之澆灌

填縫膠的配比及拌合可能影響施工品質，在規定時間內迅速澆灌，惟澆灌前應注意不能含水氣、濕氣及灰塵等，澆灌時應注意一次填滿，避免多次澆灌形成多層次而於日後易於剝落或脫落。

#### 7. 橋面瀝青混凝土施工

如採用先裝法鋪築瀝青混凝土時，伸縮縫兩側周圍之水泥混凝土與瀝青混凝土介面應注意確實密合壓實，不致形成高差造成行車不平順有跳動之感覺產生。

#### 8. 伸縮縫頂面與臨界水泥混凝土面的平整度控制

該平整度的控制應確實檢測高程與修正，如果未能確實控制檢測易造成高差，伸縮縫受車輛經過時的衝擊震動，將減低伸縮縫使用年限。

### 3.5 一般伸縮縫損壞原因與情形

橋梁伸縮縫因型式、種類、材料等之不同，而有不同的損壞型式與種類，而伸縮縫的損壞亦非由某一個因素所產生，通常會有許多劣質條件累積而隨時間之增長產生破壞，例如：交通量比預估多、伸縮縫材料之物理或化學性質不佳、伸縮縫施工不良、伸縮縫之伸縮量預留不佳、伸縮縫所承受載重與衝擊負荷超過…等皆是常見之損壞原因。

### 3.5.1. 鋼質伸縮縫損壞原因與情形

鋼質伸縮縫型式有角鋼伸縮縫及齒型伸縮縫二種，角鋼伸縮縫在錨錠螺桿的配置、焊接方法、伸縮間隙或填充料等與齒型伸縮縫略有不同，結構上應無太大差異。

#### 1. 損壞原因：

包含：錨錠螺桿在焊接處剪斷、錨錠螺桿從水泥混凝土脫落、鋼鈹頂版與鋼鈹在焊接處折斷、鋼板或角鋼下水泥混凝土龜裂損壞、填縫料脫落、材質老化、安裝與製作不佳、混凝土施工不良、錨錠螺桿附近補強鋼筋不足、錨錠螺桿數量不足、焊接施工不佳、角鋼上之瀝青混凝土與角鋼粘接不良、橋面版端鋼筋量不足、伸縮縫之混凝土與橋台混凝土粘接不良、角鋼勁度不足、焊道品質不佳…等。

#### 2. 損壞情形：

包含：鋼鈹頂版和鋼鈹在焊接處剪斷、角鋼附近混凝土被壓碎、伸縮縫及橋面版混凝土破損淘空、伸縮縫翻倒、伸縮縫變形、錨錠螺桿自混凝土脫落、填縫料脫落、角鋼變形或鬆脫…等。

### 3.5.2. 橡膠伸縮縫損壞原因與情形

橡膠伸縮縫之型式與種類甚多，高速公路興建時曾經亦使用此類伸縮縫，惟通車後損壞嚴重，另一般公路亦使用橡膠伸縮縫，也造成許多損壞情形，目前則已較少使用橡膠伸縮縫。

#### 1. 損壞原因：

包含：橡膠材質的剪斷力不足、鋼鈹與橡膠之粘著不佳、錨錠螺桿之數量不足、填縫膠施工不良、混凝土施工性不佳、材質老化、車輛頻繁輾壓、氣溫升高造成橡膠板易隆凸…等。

#### 2. 損壞情形：

包含：橡膠老化致頂鈹凹陷、橡膠與鋁鈹分離、錨錠螺桿自混凝土拔脫、錨錠螺桿鬆動或剪斷、填縫膠脫落、螺帽腐蝕脫落、固定橡膠板鬆脫或破損…等。

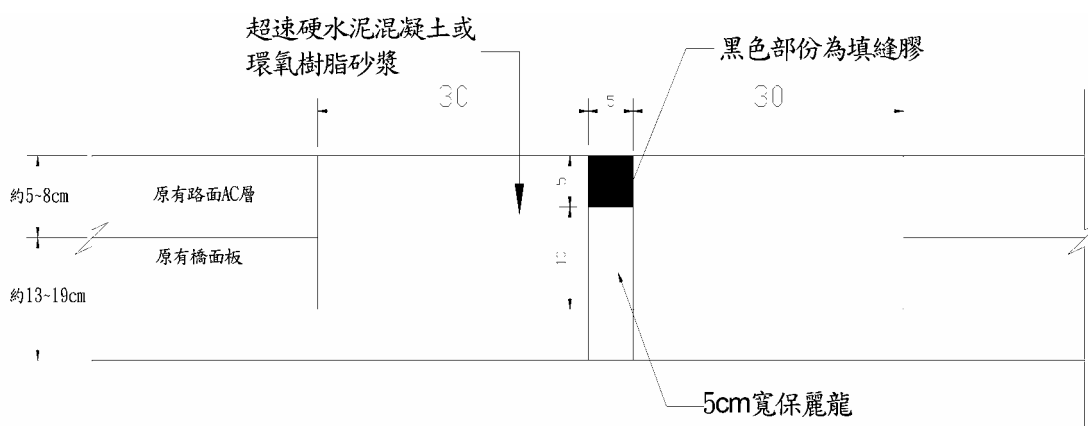


圖3.10 台9甲線上、下龜山橋V型伸縮縫設計圖

### 3.5.3. 樹脂砂漿伸縮縫損壞原因與情形

本段於辦理台九甲線上、下龜山橋伸縮縫修復工程，第一次參考高公局採用V型樹脂砂漿



伸縮縫，樹脂砂漿縫又可稱為切開面接合縫(Cut off joint)，屬於後裝法一種，施工時需封閉交通，可以超速硬水泥混凝土或環氧樹脂砂漿依一定配比調製成高強度之膠泥狀態來填塞，另伸縮縫部份可以彈性良好的填縫劑填塞，而填縫膠與環氧樹脂砂漿之接觸面需均勻塗佈粘接劑，使其具較佳之防水性。由於施工時應封閉交通情形，對於交通量頻繁地區實不適宜採用本方法，而承商採用超速水泥混凝土(其單價較環氧樹脂砂漿便宜)，雖然其強度亦在 3 小時內可達到  $210\text{kg}/\text{cm}^2$  以上，24 小時可達  $240\text{kg}/\text{cm}^2$  以上，七天為  $280\text{kg}/\text{cm}^2$  以上，並在澆築後至少養護 6 小時以上，才開放通車，惟經來往車輛反覆輾壓後不久，該超速硬水泥混凝土即出現碎裂，顯示其耐久性不佳。



圖3.11 人工打除路面AC及RC橋面版



圖3.12 表層抹平



圖3.13 後續伸縮縫碎裂嚴重



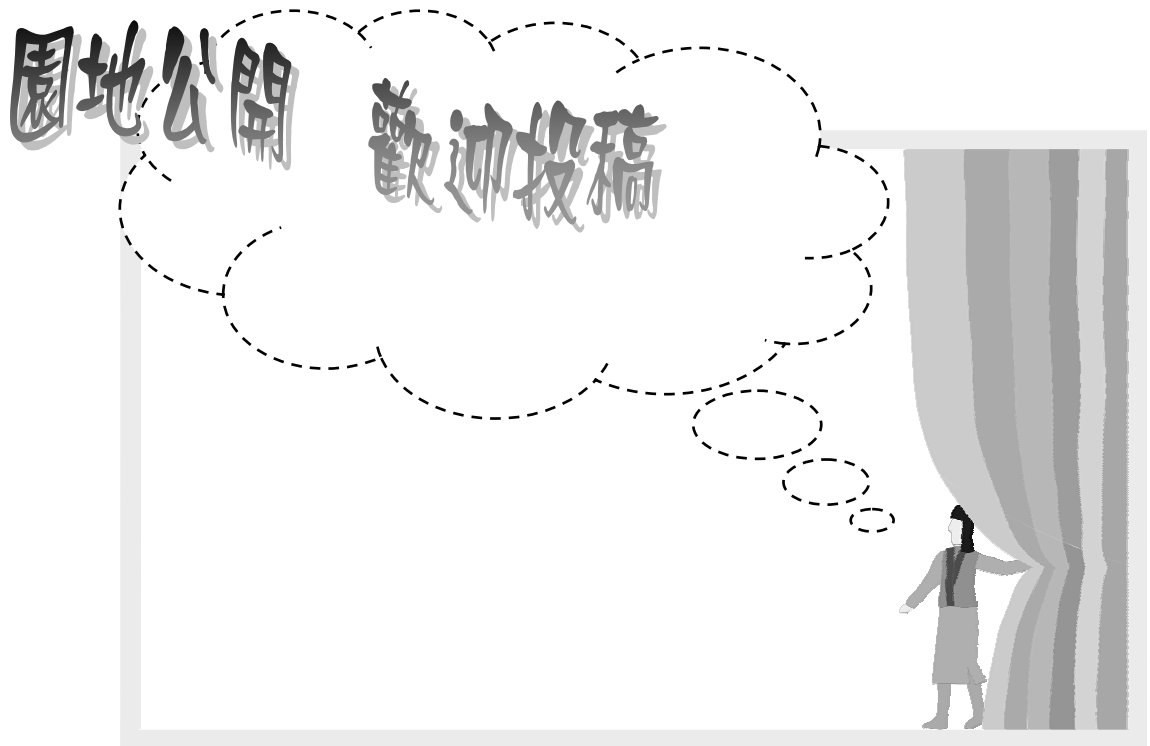
圖3.14 後續伸縮縫碎裂嚴重

經探討可能為廠商施工技術不佳，且採用超速硬水泥混凝土材料性質未熟悉。另本橋梁完工已逾 32 年，原設計伸縮縫為角鋼伸縮縫，原伸縮間隙應不大，經以超速硬水泥混凝土澆築後與原路面瀝青混凝土因勁度反應不同，再經來往車輛頻繁輾壓後不久即產生超速硬水泥混凝土部份嚴重碎裂呈不規則形狀。而材料配比雖由廠商提供，使用的各項材料於市場上品牌眾多，如無法了解材料之物理及化學性質則增加失敗率。在施上工尚有受濕度與氣溫變化影響，較無法隨時施工，因該材料屬樹脂型，易受限於濕度及氣溫變化。

### 3.5.4 模組型伸縮縫損壞原因與情形

國道三號高速公路設置許多模組型伸縮縫，由於橋梁採用多跨連續設計，受溫度熱脹冷縮、水泥混凝土乾縮、潛變等效應影響，而有設置伸縮縫之需求並採用有較大伸縮量之合適的伸縮縫考量；該採用 A 級模組型伸縮縫，其伸縮量可大於 48 公分以上，因大部分採用在連續長跨徑之預力混凝土橋梁，由於施工各節塊時未考量施預力後，梁受壓縮及混凝土之乾縮潛變於最後一節施工時未於預先調長，而且於安裝伸縮鋼箱已發現埋置長度不足而未給補強設計，更未依安裝之工地溫度調整伸縮間隙，故致使於冬季伸縮裝置跳脫而損壞，非車輛超載所致。

未完待續



# 橋基裸露修復工程之探討-以台 68 線 18K-19K 段橋基 保護工程為例

顏豐政\* 陳謂熊\*\*

## 摘要

本文內容係針對 93 年 8 月 24、25 日遭艾莉颱風洪水沖刷致台 68 線 18K-19K 段橋基發生裸露，辦理修復工程之探討。

## 一、前言

由於台灣多山，地勢陡峭河水湍急，經颱風豪雨侵襲，河道常因自然環境變化而改道，因此橋基裸露現象時有發生。一旦橋基發生裸露，管理單位即應採取適當有效修復措施，以防發生危險。至於橋基裸露因不同環境而有不同情形發生，管理單位應採取何種修復方式才能有效維護橋基安全，維持橋梁壽命，實為重要課題。本工程案例為河流流動方向與橋基路線方向平行之側向沖蝕橋基裸露與一般河流流動方向與橋基路線方向垂直之侵蝕橋基裸露不同較少見，因此借用本文提供大家參考。

## 二、工程緣由

93 年 8 月 23 日艾利颱風帶來大量雨水，致台 68 線 18k-19k 段頭前溪由原北面河道河流突然改道至南端橋址，導致原本 10 公尺高、100 公尺寬之高灘地消失河床刷深，造成匝道 B 橋墩 P418-P425 之橋墩基樁裸露達 4~6 公尺（原設計編號 RBP14~20），如照片 1、2、3、4 所示。93 年 8 月 24 日工務段唯恐橋基嚴重裸露造成橋基承載力不足危及行車安全，故立刻請當地竹東派出所警員負責維持交通，工務段布置交通設施及告示牌，如圖 1 所示，一併將竹東往新竹之竹東榮民醫院前入口及北興路匝道入口封鎖禁止人車進入。93 年 8 月 27 日會同顧問公司至現場勘查及進行監測作業，經顧問公司核算評估原設計直徑 120 公分、深 16 公尺之全套管基樁裸露 4-6 公尺，尚處安全狀態。因此撤除封鎖設施，恢復全線通車。但為避免萬一再遭受地震或沖刷而產生之橋基不穩定現象，工務段立即辦理委託測量設計、施工，以期在洪汛來臨前修復完成。因此為達到在洪汛來臨前橋基裸露修復完成之目的，採取 2 階段施工策略。第 1 階

\* 公路總局第一區養護工程處新竹工務段段長

\*\* 公路總局第一區養護工程處新竹工務段副工程司

段先將缺口修築河堤及堤內橋基回填土夯實，第 2 階段採全套管托基方式加固基礎。爲了確認第 2 階段是否有其必要性，經開會研討決議第 2 階段俟第 1 階段完成後，再依橋基承受各颱風豪雨侵蝕結果，由顧問公司評估保護效果如何再決定是否要執行。

### 三、工程內容

本工程位置在新竹縣竹東鎮三重里四重埔靠頭前溪處，如圖 2 所示。工程內容包括：橋墩外側以土石回填至原高灘地高度，以 343 公尺長重力式擋土牆及鋼筋混凝土坡面保護回填土，坡腳以 25  $\phi$  公分以上卵石及甲種蛇籠加固，轉彎處增設 10 道甲種蛇籠挑流工，外側再以 8 公尺寬之甲種蛇籠固床並整平 22 公尺寬河道，如圖 3、4、5 及照片 5、6 所示。該工程施工期間爲 94 年 3 月 7 日至 94 年 5 月 6 日。工程經費爲新台幣 30,073,000 元。

### 四、橋基基礎頂高程

92 年 4 月本路段施工時主河道離工址仍有一段很長距離，工址座落在一片翠綠之高灘地上，如照片 7、8、9、10 所示，可是 93 年 8 月 24、25 日遭艾莉颱風洪水沖刷後，整個高灘地蕩然無存，主河道改道至本工程工址處，導致橋基基樁嚴重裸露。

當初台 68 線 18k-19k 段原橋基基礎如不以高灘地高程爲設計基樁基礎頂高程，而改採深基礎頂基樁，當可避免發生橋基裸露現象。一般認爲高灘地離河道非常遠根本不可能被沖刷，但是由於台灣河流受上游山區森林銳減因素，致雨水無法先由森林蘊存，大部分直接流到河川，另受地球溫室效應影響，台灣地區洪水量有暴增趨勢，因此今日河流流量比昔日大且湍急，河道沖蝕增加河道變大，河道改道變化莫測，高灘地不復存在將爲一般正常現象。因此在高灘地之橋基基礎頂高程宜與深槽區橋基基礎頂高程一致，可免發生高灘地被刷深橋基裸露，造成橋梁危險之窘境。

### 五、鋼筋混凝土坡面

一般河堤護坡坡面常採用混凝土坡面，而本案例工程採用鋼筋混凝土坡面，與一般河堤使用不同。經探討說明如下：

#### 1. 擁有抵抗外力功能

鋼筋混凝土坡面因爲內含有鋼筋，對於河堤常受河流所夾帶大量雜物及石塊撞擊與河水侵蝕，提供有力反抗應力，可避免坡面產生裂縫導致整塊坡面破裂下陷之危險狀況。

#### 2. 施工須知

河堤坡面基礎爲避免發生滑動及下陷現象，應使其座落在河床岩盤上。由於坡面鋼筋需預留深入基礎內摺成與坡面斜坡相同角度，致使用挖土機修整上坡面時會碰觸到預留鋼筋施工較困難，如照片 11、12 所示，另坡面又有鋼筋配置，因此施工前要小心規劃施工區段分段分層施工。施工時爲避免對鋼筋混凝土坡面產生破壞，施工車輛、挖土機、存放混凝土槽，灌漿機具等嚴禁放至或爬到坡面上，全部皆應在回填基礎處運作，如照片 13 所示。至於鋼筋混凝土坡面伸縮縫及坡面厚度常因工作繁忙而忽略掉，因此在測量放樣時應一併明確打板拉線。由於

坡面受陽光照射極易因乾縮現象產生龜裂，因此應做好養治工作，如照片 14 所示。

## 六、蛇籠挑流工

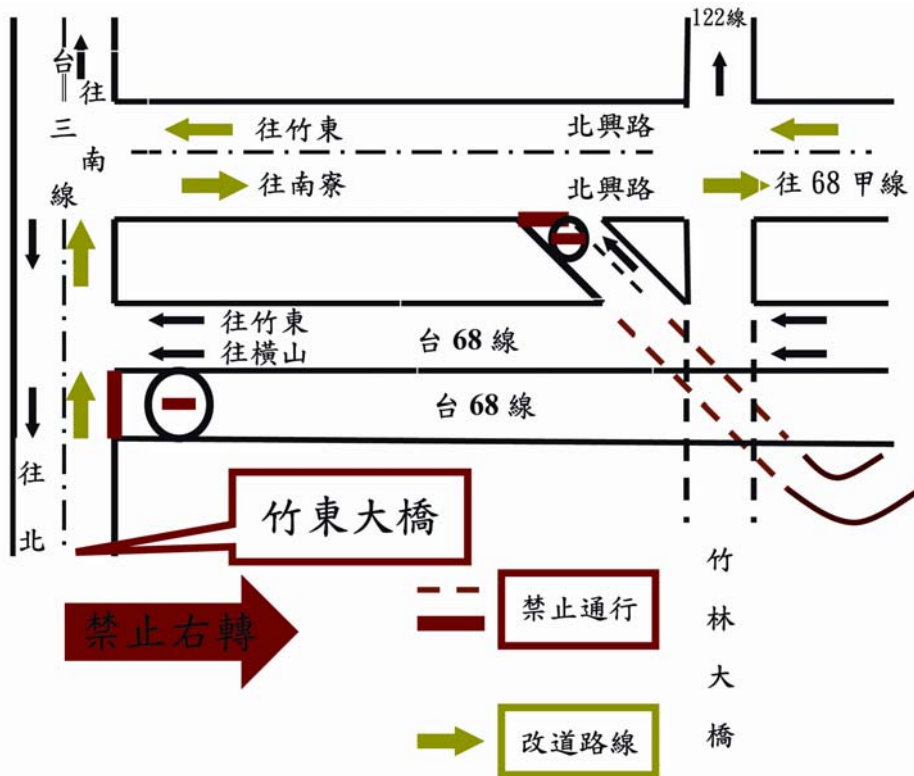
本工程除以蛇籠保護河床及鋼筋混凝土護坡基礎外，特別設置 10 道蛇籠挑流工，如圖 6、7、8 所示，對於蛇籠挑流工探討如下：

### 1. 功能及設計

蛇籠挑流工目的是將河流挑到河堤外側，使河流主河道往河堤外側移，可以使河流帶來之砂石停留在河堤邊淤積，逐漸保護河堤，功能相當佳，值得採用。此處特別提出應注意的是，蛇籠挑流工應避免直接套圖，而應計算挑流工是否能夠抵抗水流沖擊所產生之應力及扭力，以免因設計太高太大阻擋水流，反而被水沖壞，失去其效用。

### 2. 施工須知

蛇籠之鍍鋅量、鐵線大小、孔径尺寸在施工前應先檢查及送驗，如此可以避免在施工後才發現材質及尺寸不符，難以改善之窘境。枕籠與枕籠及每條蛇籠間，應互相以鐵線捆接，以防日後受河水沖蝕脫落破壞。裝置卵石於蛇籠內時，應避免施工怪手搬運卵石放置點太接近於人工搬入蛇籠處，因為施工怪手太接近於剛完成蛇籠，很容易將其壓壞，如照片 15、16 所示。



說明：台 68 線 19k 處橋樑受損，車道封閉，往西車輛前行 100 公尺右轉行駛北興路直上台 68 甲線

圖1 封閉改道示意圖



## 七、結論

除非構造物不設置在河流上，河流設置有構造物就有冲刷問題。因此橋墩基礎應採用深基礎並避免河流冲刷產生橋基裸露問題。萬一橋基發生裸露時建議即採取下列措施：

1. 監測橋墩傾斜及下陷變位，並採取緊急應變措施，如圖 9 所示。
2. 邀請專家學者及河川管理機關會勘，研商搶修處理方式。
3. 設計、發包、施工搶修工程。
4. 繼續監測維護橋基。
5. 提供日後改善方案。



圖2 施工位置示意圖



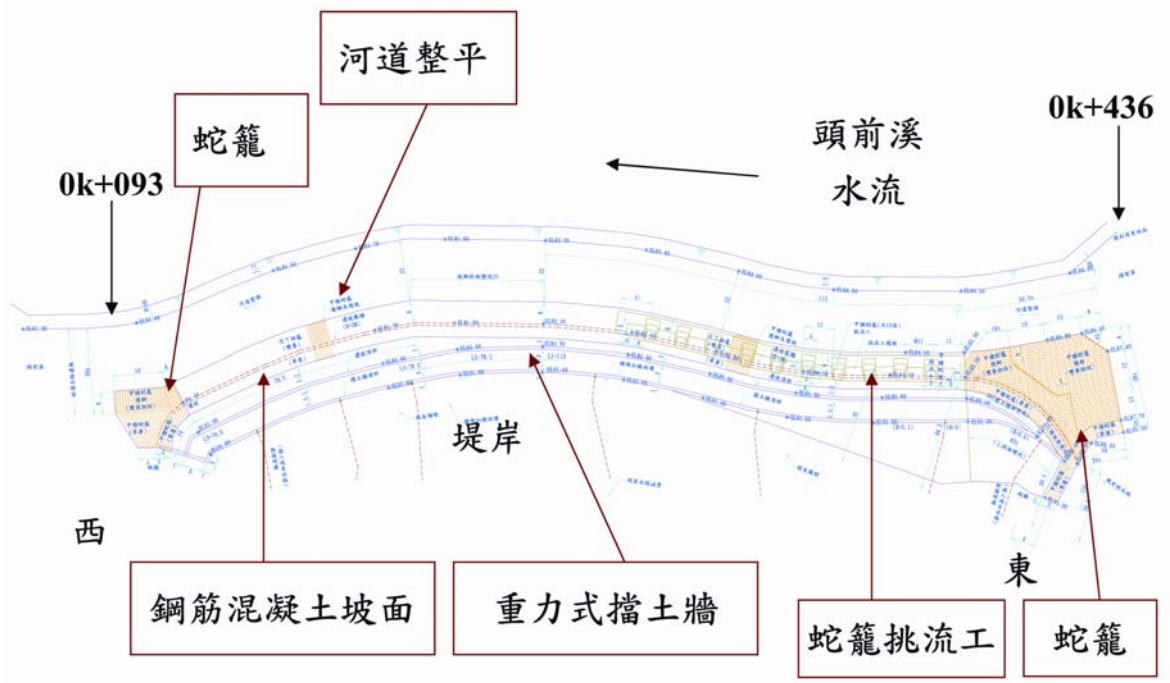


圖3 工程平面示意圖

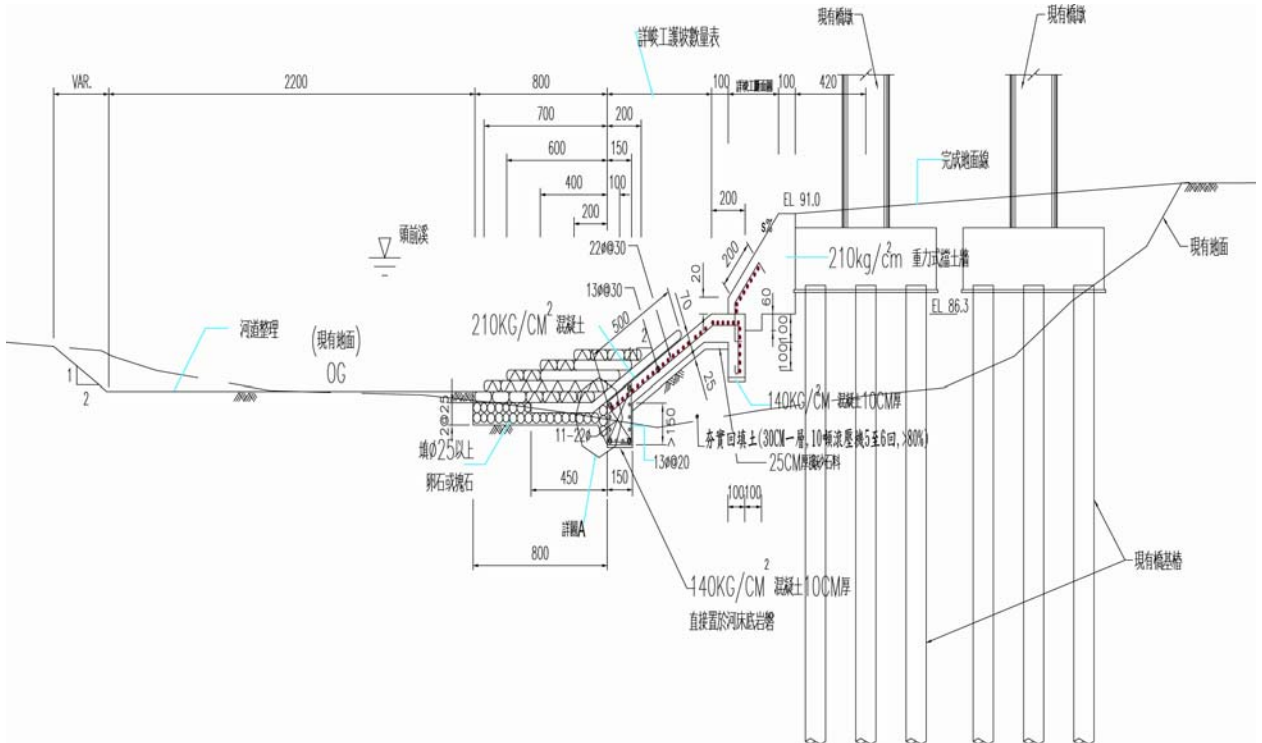


圖4 橋基保護標準斷面示意圖

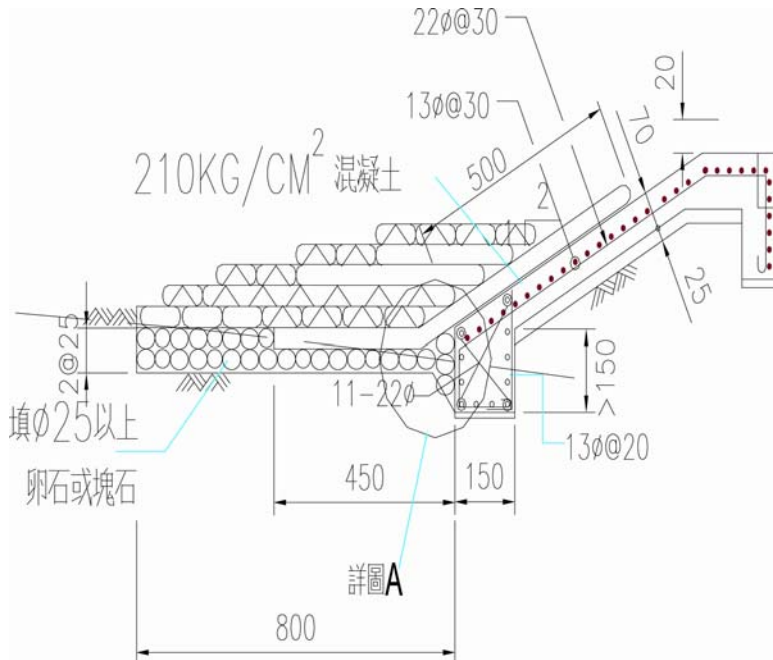


圖5 標準斷面示意圖

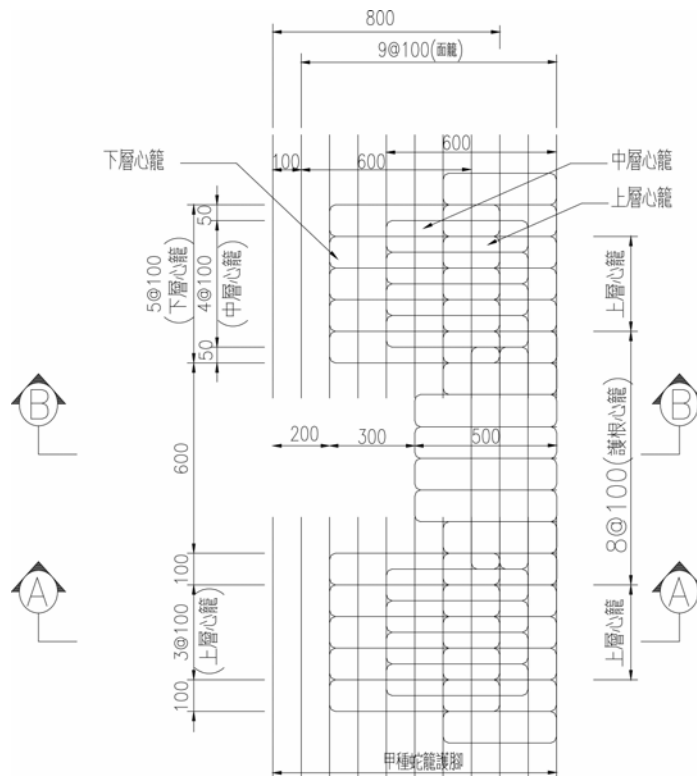


圖6 挑流工平面圖

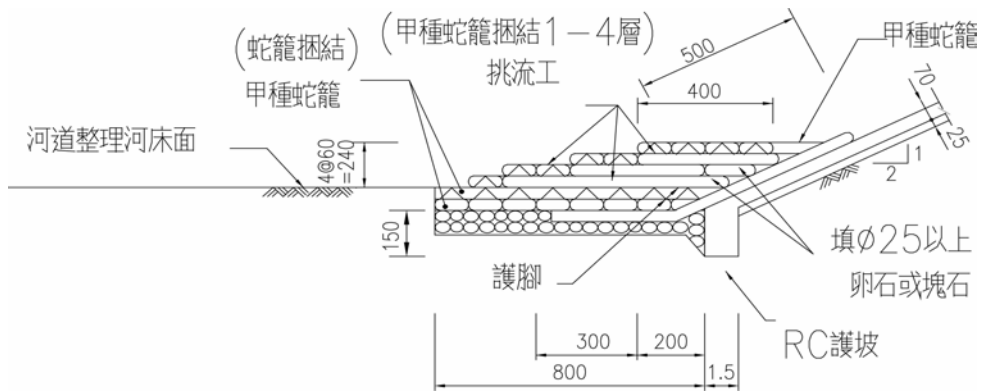


圖7 挑流工A斷面

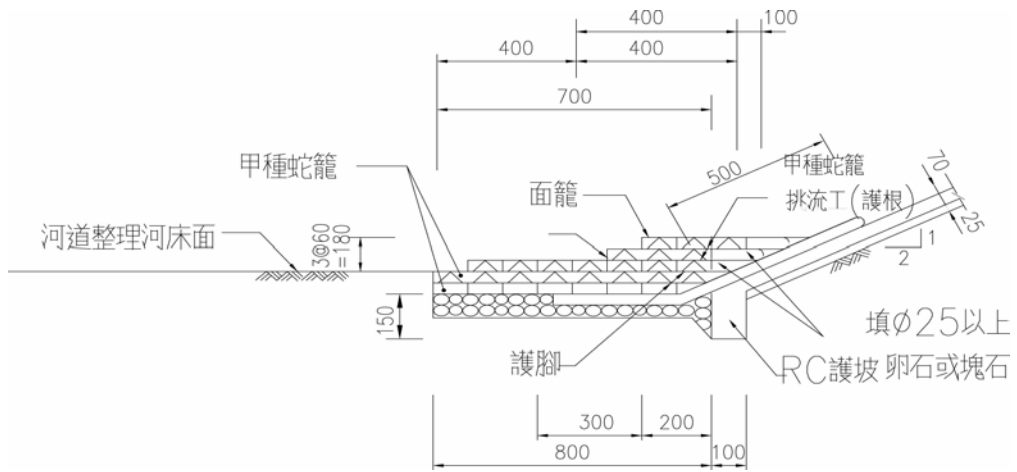


圖8 挑流工B斷面

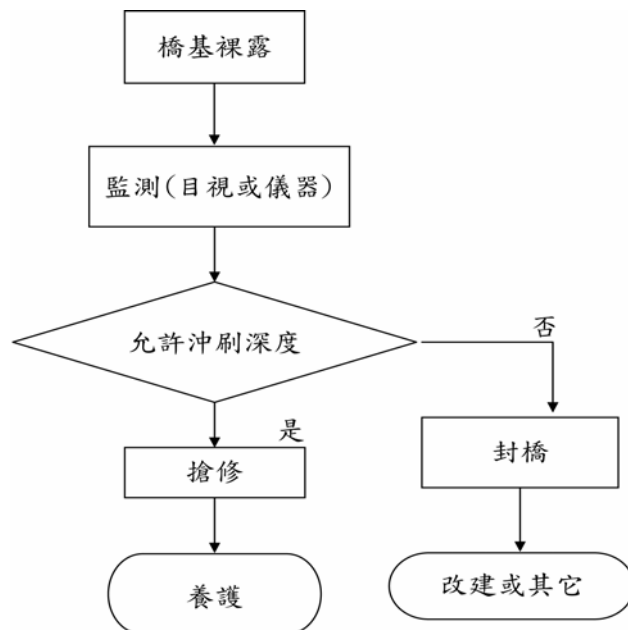


圖9 橋基裸露處理流程圖



照片1 橋基裸露1



照片2 橋基裸露2



照片3 橋基裸露3



照片4 橋基裸露4



照片5 新建匝道完工實況



照片6 新建匝道支撐架



照片7 新建匝道橋面版



照片8 新建匝道懸臂樑





照片9 新建匝道完工實況



照片10 新建匝道支撐架



照片11 鋼筋混凝土護坡基礎配筋近視



照片12 鋼筋混凝土護坡基礎紮筋遠視



照片13 鋼筋混凝土護坡表面抹平



照片14 鋼筋混凝土護坡澆水養治



照片15 蛇籠護坡捆鐵線



照片16 蛇籠護坡搬運卵石

## 傾斜式單一繫拱橋的設計

蔡伊卉\* 張志超\*\*

### 一、前言

在視覺上，直線給予人們一種剛性的感覺，而曲線則給予人們一種柔性的感覺。拱橋結構具有直線與曲線的外貌，屬剛柔並濟的橋型【1】，普受世人所青睞。就橋面構造的承載方式而言，拱橋可以區分為上承式（圖 1）、中承式（圖 2）與下承式（圖 3）拱橋。

就空間的適用性而言，若橋梁高度或是橋面結構下方淨空受到限制時，採用上承式拱橋往往會發生困難。因此，上承式拱橋多半適用於山谷地區。在平坦地區的河流上，採用中、下承式拱橋可以降低橋面的高度，有利於減少橋梁兩端引道的長度。就橋梁未來使用的變通性而言，例如，交通量增加，橋面須拓寬以增加車道數時，中承式與下承式拱橋則無此項功能。

西班牙公共藝術大師 Santiago Calatrava 於 1997 年所創作的 Campo Volantin 人行橋（圖 4），係屬於下承式拱橋的一種。該橋全長 75 公尺，拱高 15.3 公尺，係座落於西班牙畢爾包市（Bilbao, Spain），且位於古根漢美術館東北方不遠之處（圖 5）。英國建築週刊雜誌【2】對於該橋的評述為：一條優雅的曲線人行橋。該橋創作人對於該橋的自我評述為：它具有不可思議的潛能去復甦那個沒落的城市【3】。Campo Volantin 人行橋的一項景觀特色為：該橋橋面結構係以強化玻璃板所製成，且夜間橋面之照明方式，係由玻璃板下方之燈光向上投射而成（圖 6）。

下承式拱橋又被稱為“繫拱橋”（Tied-Arch Bridge）。不同於一般拱橋之結構系統，Campo Volantin 人行橋的結構型式特色在於：（1）每一跨度僅含有單一拱圈構造，且該拱圈係採傾斜式設計；（2）鋼索網所形成的表面係為曲面形狀，及（3）鋼索網曲面係座落於拱圈平面之外。

台中市政府民國 94 年度的地方建設其中之一，即是將此 Campo Volantin 人行橋（以下簡稱原橋）仿製於大坑風景區，其橋名於本文暫定為『大坑風景區二號橋』。本文謹將此一造型橋梁結構系統的設計方法，作一重點式的說明。

---

\* 逢甲大學土木工程研究所碩士班研究生

\*\* 逢甲大學土木工程系所教授，土木與結構技師





## 二、橋梁構造

如圖 7 所示，為大坑風景區二號橋造型圖。參考附錄所示之結構平面圖，該橋之跨度為 95.8 公尺，略高於 Campo Volantin 人行橋的跨度。為了維持與原橋近似的“跨—高比”（span-height ratio），本橋之設計拱高為 21 公尺。拱圈與下弦桿件採用較大口徑的圓形鋼管，而內側與外側水平弧形桿件則採用較小口徑的圓形鋼管來設計。橫越下弦桿件之橫承梁則採用變斷面之工字梁來設計。為了維持橋面構造水平橫向具有一定的剛度，沿著拉力方向又配置了水平斜撐桿件。橋梁兩端則以承座梁座落於橋台上。參考圖 8 所示，本橋傾斜式拱圈與水平向之夾角設定為 75 度。

本橋梁結構分析模型以 SAP2000 為分析工具【4】。現以該程式所顯現出的結構模型與原橋造型作一比較，並說明本橋造型改進之處。如圖 9 所示，原橋拱圈兩端含有較長的直線段，而且，拱圈的最大“無側向支撐長度”（unsupported length）又發生於該直線段。由於本案橋梁跨度稍長，為了避免所設計的拱圈尺度過大，因此，本案橋梁將該直線段及該直線段內的無側向支撐長度予以降低（圖 10）。又參考圖 11，原橋自高仰角度望去，於近橋台處，吊索分佈型態出現“紊亂”的現象；而本案橋梁將拱圈直線段長度予以降低之後，即可避免此種不美觀的情況（圖 12）。如圖 13 所示，為原橋橋底構造仰視圖。由該圖可以看出：原橋內、外側弧形桿件均為單一曲度之圓弧。本案橋梁於橋面處之內側弧形桿件仍然維持單一曲度之圓弧，而對於外側弧形桿件則採用三個曲度的圓弧來設計，以增加橋梁造型的活潑性（圖 14）。

如圖 15 所示，本橋橋面構造係於橫承梁上方先行施作鋼格柵板；然後，鋪設格框狀的界面材料（於此暫定為塑膠木）；最後，再於其上方鋪設“抗滑性強化玻璃板”。不同於原橋設計之處在於：本案橋面版構造係於玻璃板下方增設了一道鋼格柵板。採用此種橋面設計方式，係為了防止因不當使用而破壞強化玻璃板，造成橋面缺口，危及公共安全。

## 三、橋梁設計

### 3.1 橋面淨空

當行人行走於本橋梁上時，晃如通過一座三角形斷面之“網狀隧道”。依『市區道路人行道設計手冊』【5】第 4.3 節之規定，人行道高度之淨空，不得少於 2 公尺。因此，橋梁造型構築完成後，設計者須先行檢核橋面淨高是否符合規定。本橋梁淨高控制為吊索與橋面之淨高。圖 16 顯示係本案橋梁橋面淨高檢核的結果。由該圖可以顯示：本橋橋面之最小淨高 2.97 公尺，位於跨度中央處。

### 3.2 吊索施拉預力的準則

由於本案橋梁之懸索係座落於拱圈面之外，為了避免鋼索力對於拱圈構材產生過大的“面外彎矩”（out-of-plane bending moment），因此，每一組吊索於施拉預力完成後，該組吊索合力向量應座落於拱圈平面內；如圖 17 所示，即一側之吊索力  $\vec{P}$  與另一側之吊索力  $\vec{Q}$  的合力向量必須座落於拱圈平面內。由於每一根吊索於空間佈設位置已知，因此，於結構分析之前，橋梁

設計人員尚須確定每一組吊索當中兩側吊索力的相對大小關係。現以圖 17 所示之某一組吊索當中的兩根吊索為例，將吊索力  $\vec{P}$  與  $\vec{Q}$  的關係式子推衍如后。

參考圖 18 所示，下弦桿件的位置向量  $\vec{R}$  可以藉由點 1 與 2 的座標值計算如下：

$$\vec{R} = (x_2 - x_1)\vec{i} + (y_2 - y_1)\vec{j} + (z_2 - z_1)\vec{k} = R_1\vec{i} + R_2\vec{j} + R_3\vec{k} \quad (1)$$

其中： $(x_1, y_1, z_1)$  與  $(x_2, y_2, z_2)$  分別為點 1 與點 2 的座標值；向量  $\vec{i}$ 、 $\vec{j}$  與  $\vec{k}$  分別為 X 軸、Y 軸與 Z 軸方向之單位向量。平行於下弦桿之單位向量  $\vec{a}$  的計算方式如下

$$\vec{a} = \frac{\vec{R}}{|\vec{R}|} \quad (2)$$

其中： $|\vec{R}| = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2}$ ，而為向量  $\vec{R}$  的長度。同理，於拱圈上任意選取一點（圖 18 中之點 3），然後，藉由點 1 與點 3 的座標值可定義出向量  $\vec{S}$

$$\vec{S} = (x_3 - x_1)\vec{i} + (y_3 - y_1)\vec{j} + (z_3 - z_1)\vec{k} = S_1\vec{i} + S_2\vec{j} + S_3\vec{k} \quad (3)$$

繼而，垂直於拱圈平面之向量  $\vec{T}$  可以藉由向量  $\vec{R}$  與  $\vec{S}$  的叉積（cross product）運算而獲得【6】，即

$$\vec{S} \times \vec{R} = \vec{T} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \vec{T} &= \begin{vmatrix} \vec{i} & \vec{j} & \vec{k} \\ S_1 & S_2 & S_3 \\ R_1 & R_2 & R_3 \end{vmatrix} = (S_2 R_3 - S_3 R_2)\vec{i} + (S_3 R_1 - S_1 R_3)\vec{j} + (S_1 R_2 - S_2 R_1)\vec{k} \\ &= T_1\vec{i} + T_2\vec{j} + T_3\vec{k} \end{aligned} \quad (5)$$

同理，垂直於拱圈平面之單位向量  $\vec{b}$  的計算方式如下

$$\vec{b} = \frac{\vec{T}}{|\vec{T}|} \quad (6)$$

此一單位向量  $\vec{b}$  將被用來計算吊索力  $|\vec{P}|$  與  $|\vec{Q}|$  於拱圈垂直面上的分量。又參考圖 18 所示，通過點 4 且平行於兩根吊索方向之單位向量  $\vec{d}$  與  $\vec{e}$ ，分別計算如下

$$\vec{D} = (x_5 - x_4)\vec{i} + (y_5 - y_4)\vec{j} + (z_5 - z_4)\vec{k} = D_1\vec{i} + D_2\vec{j} + D_3\vec{k} \quad (7)$$

$$\vec{d} = \vec{D} / |\vec{D}| \quad (8)$$

$$\vec{E} = (x_6 - x_4)\vec{i} + (y_6 - y_4)\vec{j} + (z_6 - z_4)\vec{k} = E_1\vec{i} + E_2\vec{j} + E_3\vec{k} \quad (9)$$

$$\vec{e} = \vec{E} / |\vec{E}| \quad (10)$$

今欲使得吊索力  $\vec{P}$  與  $\vec{Q}$  的合力向量座落於拱圈平面內，則須令該二力於垂直拱圈面上的分量和為零；亦即

$$|\vec{P}| \cos \theta_{db} + |\vec{Q}| \cos \theta_{eb} = 0 \quad (11)$$

其中： $\theta_{db}$  為向量  $\vec{d}$  與  $\vec{b}$  之夾角； $\theta_{eb}$  為向量  $\vec{e}$  與  $\vec{b}$  之夾角。該二夾角之餘弦值計算式子，分別為  $\cos \theta_{db} = \vec{d} \cdot \vec{b}$  與  $\cos \theta_{eb} = \vec{e} \cdot \vec{b}$ 。最後，吊索力  $\vec{P}$  與  $\vec{Q}$  的關係式子即為，

$$|\vec{P}| = -|\vec{Q}| \cos \theta_{eb} / \cos \theta_{db} \text{ 或 } |\vec{Q}| = -|\vec{P}| \cos \theta_{db} / \cos \theta_{eb} \quad (12)$$

一般而言，懸索橋梁之吊索須配合橋梁施工過程分為數個階段來施拉預力。本案橋梁吊索施拉預力，除應遵守公式 12 所列之力量相對比值關係，尚須考慮吊索施拉預力時對於橋面強化玻璃板所產生的破壞。因此，本案橋梁吊索預力將採用兩個階段來施拉。當拱圈，下弦桿件，橫承梁，水平斜撐桿件及內、外側弧形桿件完成後，則開始第一階段吊索預力之施拉。當此一階段預力施拉完畢後，即可將臨時支撐架移除。隨後，當鋼格柵板架設完成之後，即開始第二階段（亦即最後階段）預力之施拉。此一階段預力完成施拉後，纔行鋪設強化玻璃板，並施作橋護欄等設施。

本案下弦桿件預定設計之上拱度為 95 公分。吊索於第一階段預力施拉量，以使得下弦桿產生預定設計上拱度的 50% 為準。第二階段預力施拉量，則使得下弦桿達到預定設計的上拱度。本案吊索係採用低鬆弛性鋼絞索，雖然鋼腱的鬆弛效應所產生的預力損失極小【7】，但本案仍依該文獻所提供的計算公式來計算吊索的預力損失量，然後，將鋼腱之起始預力量減去預力損失量，即可獲得鋼腱的有效預力量。吊索的鬆弛效應將使得下弦桿的上拱度略為下降（低於 5 公分）。最終，本案下弦桿的上拱度仍可維持在 90 公分以上，並不足以影響橋梁的外觀。

若構材未受力且吊索尚未施拉預力之前，假設結構物的參考型態 (reference configuration) (圖 19A)。現將該圖中之吊索於其下端處施拉預力 (圖 19B)，則吊索上、下兩端所連接的

構材距離將略為減少；因此，相對於下端構材的位置，吊索將產生些許的“拉出伸長量”（pull-out elongation）。此時，若以錨頭將吊索下端固定，然後，再將千斤頂移除，則該預力施拉之行為，可視為將千斤頂所作的功輸入至此一結構系統內；換句話說，此一千斤頂所作之功，將轉換為構材與吊索的應變能。此一應變能亦包含吊索拉出伸長量區域的應變能。當千斤頂移除時，此一少量的應變能，亦將自結構系統中移除；因此，就理論力學而言，吊索於施拉預力並錨碇的行為，將使得該懸索橋結構系統處於“非保守系統”（non-conservative system）的狀態。

部份本國橋梁工程師以電子計算機程式 SAP2000【4】作為橋梁結構分析的工具。然而，對於上述非保守系統之結構分析，該電子計算機程式卻無此一功能。實際的懸索橋結構系統，吊索拉出伸長量區域所儲存的應變能，相較於千斤頂所作的功，顯得微乎其微。因此，上述之“非保守系統”可以被視為“近乎保守系統”來處理。

若採用 SAP2000 或其它一般類型的有限元素分析程式作為懸索橋梁的分析工具時，吊索預力之施拉，可以被視為結構系統中的“起始應力問題”（initial stress problems）或“起始應變問題”（initial strain problems）來處理【8】。由於構架元件溫度之昇降所產生的應力，亦屬於“起始應力問題”，因此吊索預力之施拉，可以以 SAP2000 構架元件溫度的下降來模擬。

### 3.3 下弦桿施拉預力

繫拱梁橋之下弦桿件承受相當程度的拉應力。依據『公路橋梁設計規範』【9】第 8.1.3 節之規定，凡是鋼構桿件承受拉應力，或是承受拉力與壓力並存的返覆應力時，該桿件及其相關接合元件於設計時，必須將容許疲勞應力納入考慮。為了避免下弦桿件尺寸設計過大，本案橋梁於下弦桿件內部將設置預力鋼絞索系統（圖 20），使得該下弦桿於構造物使用壽命期間，能夠經常恆久性的維持在壓力狀態。由於吊索施拉預力之後將使得下弦桿件產生拉應力，因此，下弦桿件施拉預力的時機，須於吊索第一階段施拉預力之前完成。

### 3.4 吊索與拱圈之接合

如圖 21 所示，係 Campo Volantin 人行橋吊索與拱圈的接合方式，亦即該橋吊索上端之錨固系統，係設置於圓形鋼管壁內。由該圖中可以明顯的發現：吊索的集中應力，已經使得鋼管壁產生局部外凸的變形。為了避免此種不良的現象，本案橋梁吊索與拱圈鋼管的接合，將採用外掛的方式來設計（圖 22）。參考附錄所示之吊索與拱圈接合方式的細部尺寸，連接板的厚度採用 25mm，鋼導管與連接板的界面長度為 60cm，因此該界面所能抵抗的容許剪力為 173.3ton。而本橋樑最大吊索力僅為 12.2ton，故無安全上的顧慮。

### 3.5 載重與結構分析

本案橋梁上部結構的載重，可以歸納為構材自重，吊索預應力，活載重，溫度昇降所衍生之力，風力及地震力等六個類別。藉由構材單位體積重的定義，構材的自重即可藉由電子計算機程式自動計算出來。如前所述，吊索之預應力可藉由吊索溫度的下降值來模擬。依『公路橋梁設計規範』【9】第 2.11 節的規定，人行道橋面板上的設計活載重應為  $400\text{kgf}/\text{m}^2$ ；該

規範第 2.15 節規定，所有鋼構材均應考慮溫度昇降  $25^{\circ}\text{C}$  所衍生的力量。參考該規範第 2.14 節風力之規定，本案橋梁拱圈及吊索的側向設計風力應為  $580\text{kgf}/\text{m}^2$ ，而下弦桿件之側向設計風力則為  $390\text{kgf}/\text{m}^2$ 。本案橋梁設計地震力之基本參數，先行確定為：(1) 地震甲區之工址水平加速度係數  $Z=0.33$ ；(2) 用途係數  $I=1.0$ ；(3) 第一類地盤，即堅實地盤；(4) 起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y=1.70$ ；(5) 臨界阻尼比  $\xi=0.02$ 。由以上基本參數值，遵循『公路橋梁耐震設計規範』【10】，計算設計地震反應譜係數。最後，將此設計反應譜係數納入電子計算機程式之輸入資料，以多振態反應譜疊加法，即可計算各構材元件所承受的地震力。有關於各類載重之組合，則依『公路橋梁設計規範』當中第 2.22 節及『公路橋梁耐震設計規範』當中第 2.13 節之規定來處理。

### 3.6 構材應力之檢驗

本案橋梁中之各類構材，依其受力狀態，可以區分為：(1) 軸力與彎矩構材，(2) 純軸力構材，及 (3) 純彎矩構材等三類。屬於第一類構材者為拱圈，下弦桿及內、外側弧形桿件等。屬於第二類構材者為吊索，下弦桿件內之預力鋼絞索及水平斜撐桿件等。屬於第三類構材者為橋梁兩端之承座梁。

除了吊索之外，其餘各類構材應力的檢驗，可依『公路橋梁設計規範』第八章與第 7.15.1 節之規定。由於國內各類設計規範對於懸索橋梁當中吊索應力之檢驗並無明文之規範，因此，本案橋梁吊索應力，將依日本道路協會所制定的『道路橋示方書 鋼橋編』【11】來作檢驗。於該規範規定，吊索所承受之最大應力，不得超過極限應力的三分之一。

## 四、動態風力之檢討

一般類型的有限元素法應用程式僅可從事靜態風力之分析，而對於結構物之動態風力分析，則無此項功能。有關於橋梁結構於動態風力作用下是否仍然可以維持其穩定性，唯有藉助於風洞試驗的結果來作判斷。

於本章節中，本文作者將先行引述美國華盛頓州於 1940 年所完工之 Tacoma Narrows 橋的失敗案例【12】，然後謹慎地檢討本橋是否含有“氣動之不穩定性”(aerodynamic instability)。

於 1940 年 7 月 1 日完工通車的美國華盛頓州 Tacoma Narrows 橋(如圖 23 所示)，係由聞名全球的橋梁工程師 Leon S. Moisseiff<sup>◆</sup>所設計。該橋梁主跨徑為 854 米，橋面構造深為 2.4 米，橋面寬為 11.9 米。Leon S. Moisseiff 對於該橋的設計，雖然達到了輕巧而又優雅的目標，但是他卻忽略了空氣動力對於該橋的反應。即使處於微風狀態，該橋橋面卻呈現出明顯的上、下振動。在當時，有著不少天真浪漫的美國民眾，遠從數百哩之外驅車前來，只是為了感受一下馳聘於橋面上的快感，同時，並賦予該橋一個暱稱“奔馳的恐龍”(Galloping Gertie<sup>★</sup>)。不幸的是，該橋壽命僅維持了四個月；而於 1940 年 11 月 7 日，因橋面結構產生嚴重的扭轉振動而導致崩塌(圖 23、24 與 25)。現有的 Tacoma Narrows 橋(圖 26)係於舊橋旁重建而成，並

◆ 該工程師亦為美國舊金山金門大橋的設計人。

★ Gertie 為早期動畫影片中一條恐龍的名字。



於 1950 年間完工。

現將 Tacoma Narrows 橋崩毀的過程簡述如後。於 1940 年 11 月 7 日上午，一個風速為 56km/hr 的風首先吹擊著該座橋梁，並引發橋面上、下振動。此一上、下振動的幅度約為 46 公分，並且持續了三個小時。隨後，當風速增加至 68km/hr 時，橋面版開始呈現出扭轉振動模式（如圖 23 與 24 所示）。此一扭轉振動頻率為 0.2Hz，且其振動幅度高達 8.5 米（即：橋面版左、右兩側最大的高差值）。最後，位於該橋跨度中央處，長約 180 公尺的橋面構造，掉落至其下方酷寒的河水中（圖 25）。

Tacoma Narrows 橋梁結構的基本弱點為：橋面縱向支承大梁的高度尺寸太小，且橋面寬度與橋梁跨度的比值太低，繼而導致橋面結構垂直向勁度與扭轉勁度過小。自從 Tacoma Narrows 崩塌之後的 50 年間，工程師與學者們對於該橋崩塌的原因，陸續的提出他們的論述。這些論述一共可以歸納為三類，而為：共振（resonance），渦列（vortex street），與空氣動力之不穩定性（aerodynamic instability）【12】。現分別簡述如後。

共振理論為最早所提出來的論述；換句話說，人們認為當時的風力作用頻率與該橋的基本振動頻率極為接近，故導致該橋的崩塌。此一論述較難為人們所信服，其理由為：橋梁現場風速不太可能為“穩定氣流”（steady flow），且風壓力的大小將隨著時間而有所變異，因此，現場氣流不太可能使得該橋梁產生如當時所觀測之持續而穩定性的振動。

如圖 27 所示，為氣體通過一物件後，於其尾端所產生的渦流型態。此一渦流型態又被稱為“卡門渦列”（Karman vortex street），而係由當時一位知名的航空工程師 Theodore Von Karman 所發現。Von Karman 君認為 Tacoma Narrows 橋的崩塌係由橋面構造尾端渦流所引起的。然而，依據該渦流理論所計算出來的自然渦流頻率係為 1Hz。此一頻率值遠高於 Tacoma Narrows 橋於破壞當時所呈現出來的扭轉振動頻率（即 0.2 Hz）。因此，人們亦不認為橋面構造尾端渦流係造成該橋破壞的主要原因。

空氣動力之不穩定性是一種“自激性的振動”（self-excited vibration），且已被大多數的工程師認定是造成 Tacoma Narrows 橋崩毀的主要原因。於此種振動模式下，其振動之交互力，係由振動型態本身所衍生出來的。此一現象可以藉由“負阻尼的自由振動”（free vibration with negative damping）來模擬。飛機機翼的顫振（fluttering）或輸電電纜的馳振（galloping），均屬於此種自激性的振動【13】。

如圖 28 所示，為本案橋梁前四個振動模態與週期。第一個振動模態為橋面版繞著下弦桿而扭擺振動，其振動週期為 1.337 秒；第二個振動模態為兩個半跨度的橋面版交互上、下振動，其振動週期為 1.085 秒；第三個振動模態為橋面版側擺與傾斜振動，其振動週期為 0.7114 秒；第四個振動模態為兩個半跨度的橋面版，以反方向交互扭擺振動，其振動週期為 0.5415 秒。本案橋梁第四個振動模態雖與 Tacoma Narrows 橋的扭轉振動模態相同，但是，該振動模態之頻率（即 1.847Hz）仍遠高於 Tacoma Narrows 橋的扭轉振動頻率（即 0.2Hz）。因此，本案橋梁是否會產生空氣動力之不穩定性，以第一振態的扭轉振動及第二振態的上、下振動為主要的考量。

本案橋梁風洞試驗，將以橋面構造之“截面模型”（section model）來進行。採用此種方式之試驗，可以決定橋面構造對於“渦流振動”或“自激振動”的敏感度。該試驗亦可求得渦流振動之風速及自激振動之臨界風速。此風速應超過以 50 年為迴歸期所推算出來的設計風速。

由於橋面構造於跨度中央處之垂直向勁度與扭轉勁度為最低，因此，本案橋梁風洞試驗所使用的截面縮小模型，必須依據該處之截面單元（圖 29）來製作。再以彈簧將模型固定於風槽內。此一縮小模型與固定彈簧的特性，依據實體截面單元的基本力學參數來製作；即（1）截面單元垂直向勁度中心，（2）截面單元的旋轉中心，（3）截面單元的質量，（4）截面單元對於旋轉中心的轉動質量慣性矩，（5）截面單元的垂直向勁度，與（6）截面單元對於旋轉中心的扭轉勁度，等六個。

參考圖 29 之截面單元，由於本橋下弦桿件及內、外側弧形桿件均採用圓形鋼管，因此，就氣體動力效應而言，由渦流所引發振動的可能性，將可降至最低。橫承梁除可用以支撐橋面版外，同時，亦兼具導流板的功能。如果風洞試驗之結果顯示出本案橋面構造含有渦流振動或自激振動，其改善方式將以增加橋面構造之勁度為主要的考量，此種勁度加大的方式，將以增加下弦桿件圓形鋼管的直徑或壁厚為優先考量。至於其它種類的改善方式【14】，例如，於橋面構造兩側增設“擾流板”（baffle），或是於橋面構造下方增設“調諧質量阻尼器”（tune mass damper，TMD），因可能影響橋梁造型之外觀，故暫時不予考慮於本案。

## 五、結 論

本案橋梁現已完成細部設計。俟完成風洞試驗後，再行決定本案橋梁設計是否有進一步修正的必要。對於台中市政府工務單位勇於嘗試推動新而大膽的橋型建設，本文作者於此深表敬佩。本文作者有幸參予本案橋梁設計工作，於此將本案橋梁設計心得，責成下列數項結論，並期望我工程界的先輩們予以斧正。

- 一、於國內外所常見的繫拱橋，不論該橋係由一個或兩個主拱所構成，亦不論該橋拱圈是否為傾斜式，其吊索佈設位置均係座落於於拱圈平面內。而本案橋梁構造型式係屬於“傾斜式單一繫拱橋”（tilted tied-arch bridge），且其吊索係佈設於拱圈平面之外。於設計此種橋梁時，應審慎的考慮吊索預力是否會對於拱圈構材產生過大的面外彎矩（out-of-plane bending moment）。
- 二、由於本案橋梁係供行人與自行車所使用，其設計活載重較一般公路橋梁的設計活載重為低，因此，橋梁各構材尺寸能夠設計的較為纖細一些。然而，過度纖細的構材所形成的結構物，有可能引發氣動之不穩定性。文獻 14 對於橋梁耐風設計之建議為：橋面構造寬度與高度的比值宜大於 8，且橋梁跨度與橋面寬的比值不宜超過 30；而本案橋梁，橋面寬/高比大於 8.75，且橋梁跨度/橋面寬之比為 9.12。雖然本案橋面幾何尺度比例均能符合文獻 14 所提的建議值，但是，橋梁是否將產生氣動之不穩定性，仍須藉由風洞試驗來驗證。
- 三、紊亂是破壞美觀的原因之一。即使是國際級的橋梁設計師，亦會有其疏於考慮之處。如圖 11 所示，當人們行走於 Campo Volantin 人行橋側面下方並昂首望去時，可以發現該橋吊索佈設型態，含有紊亂的情形。此一紊亂的情況，可以藉由拱圈幾何形狀的些許調整及吊索與拱圈接合位置的改變而消除（圖 12）。
- 四、參考圖 6 與圖 13 所示，原 Campo Volantin 人行橋之橋面玻璃板下方並無設置防落措施。按強化玻璃板並非設計規範所列之可承重性構材，雖然其強度足以承受人行道

400kgf / m<sup>2</sup> 的設計活載重。為求慎重之故，本案橋面構造將於強化玻璃板下方增設一道鋼格柵板，以防止玻璃板破裂，造成行人墜落橋下。



圖1 上承式鋼拱橋



圖2 中承式鋼拱橋



圖3 下承式鋼拱橋



圖4 Campo Volantin 人行橋造型



圖5 Campo Volantin人行橋座落位置圖

386



圖6 Campo Volantin 人行橋夜間照明

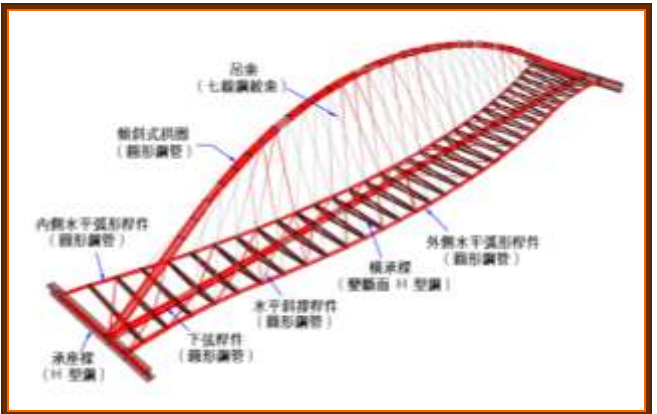


圖7 台中市大坑風景區，二號橋構造模型圖（一）



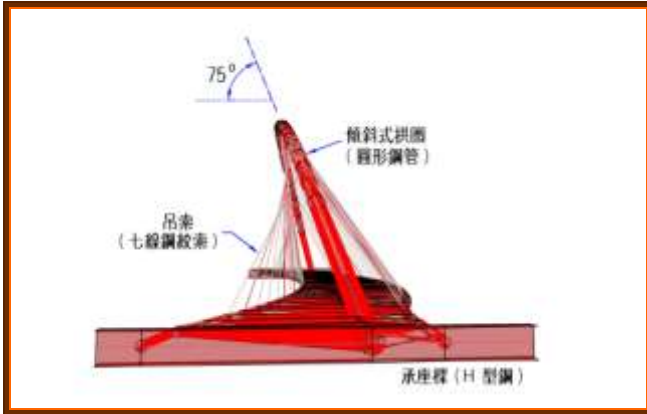


圖8 台中市大坑風景區，二號橋  
構造模型圖（二）



圖9 拱圈背斜面側面原貌圖



圖10 拱圈背斜面側面模型圖



圖11 拱圈背斜面高仰角原貌圖

387



圖12 拱圈背斜面高仰角模型圖



圖14 橋底構造模型圖

圖13 橋底構造原貌圖

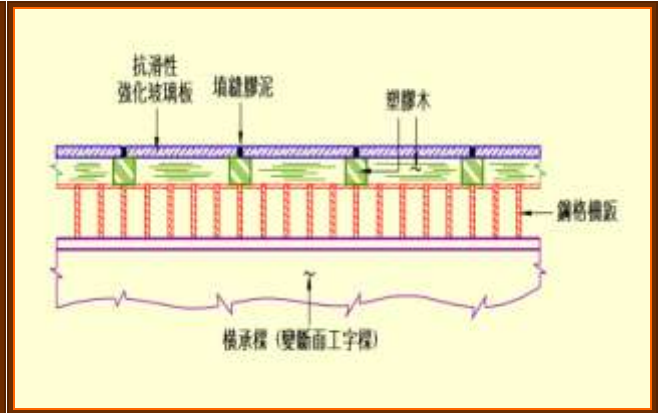


圖15 橋面版構造圖 (暫定)

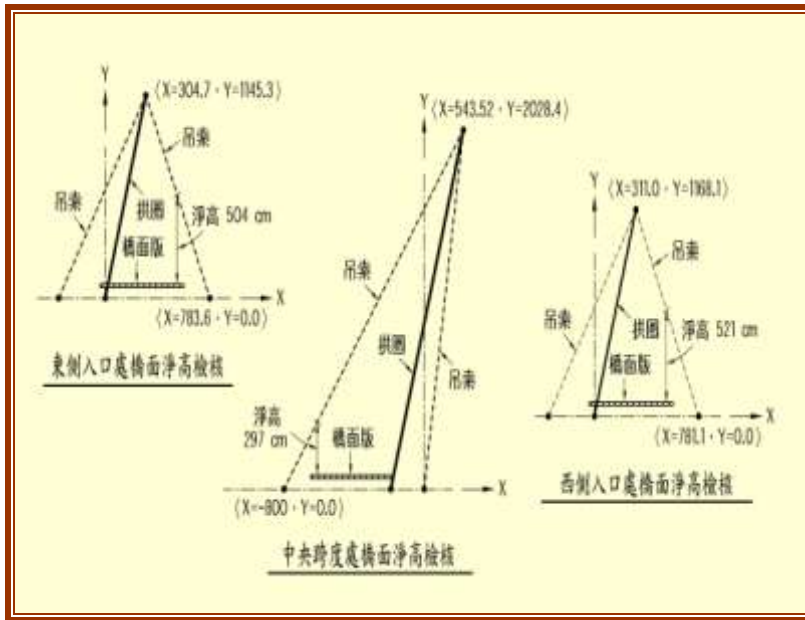


圖16 橋面淨高之檢核

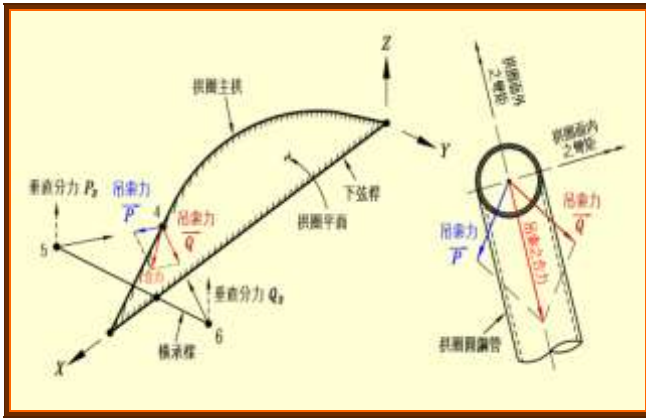


圖17 吊索力之相互關係

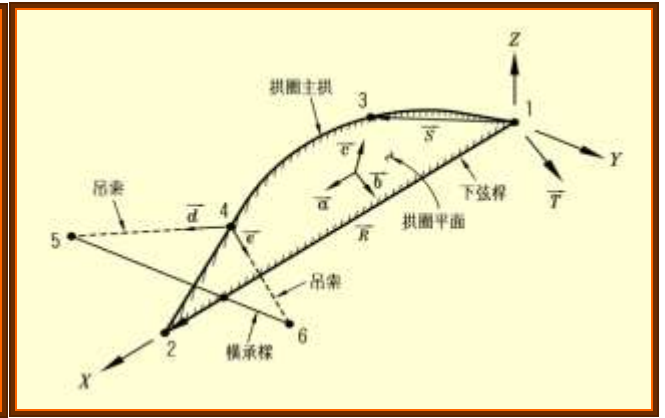


圖18 基本向量之計算

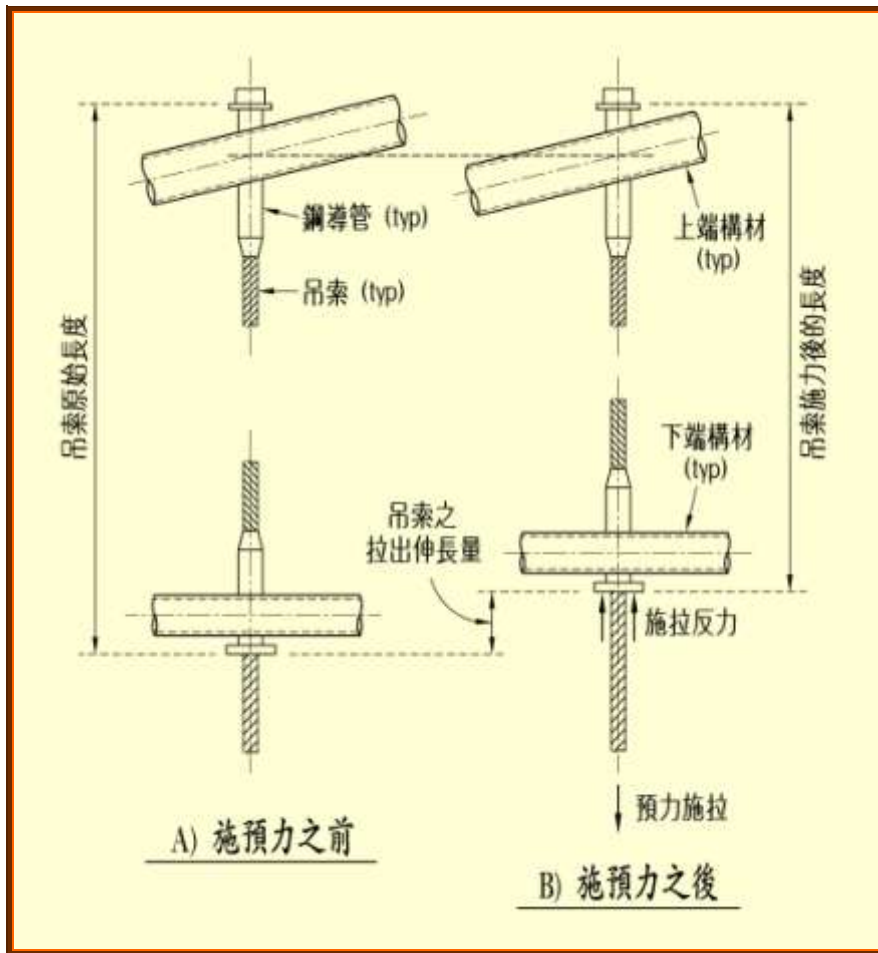


圖19 吊索施預力與拉出之伸長量



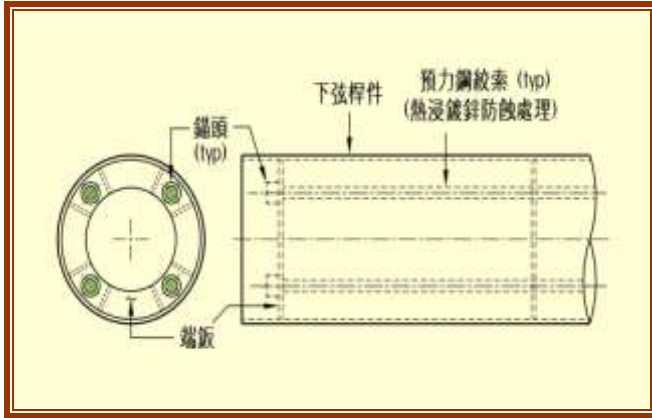


圖20 下弦桿件施拉預力



圖21 Campo Volantin人行橋吊索與拱圈接合方式

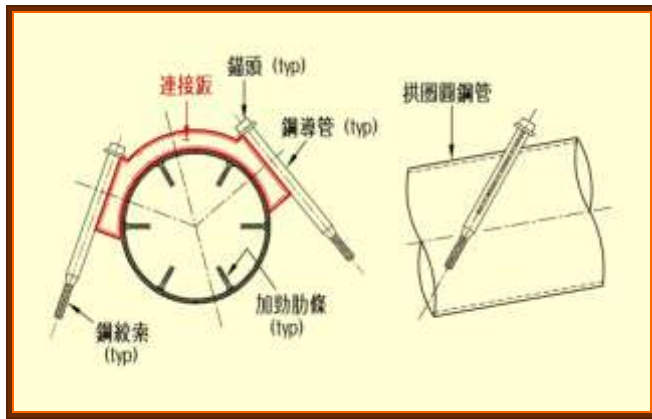


圖22 本案橋梁吊索與拱圈接合方式



圖23 Tacoma Narrows橋之橋面扭轉振動  
(圖示一，1940年)



圖24 Tacoma Narrows 橋之橋面扭轉振動  
(圖示二，1940年)



圖25 Tacoma Narrows 橋崩塌之後  
(1940年)



圖26 Tacoma Narrows 橋重建之後（1950年）

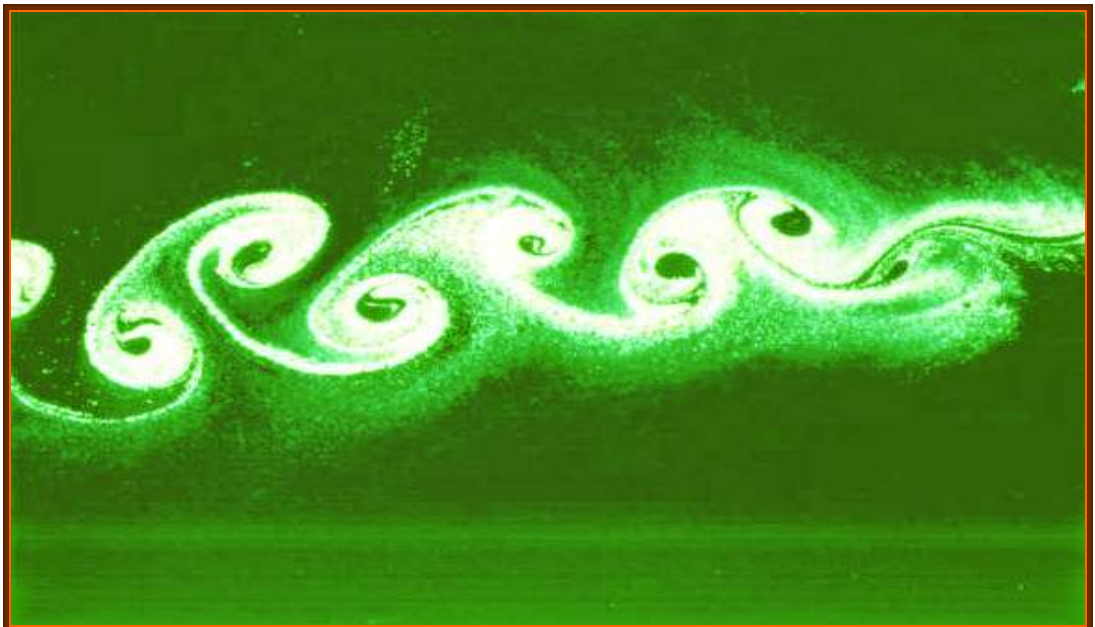


圖27 渦列（Vortex Street）

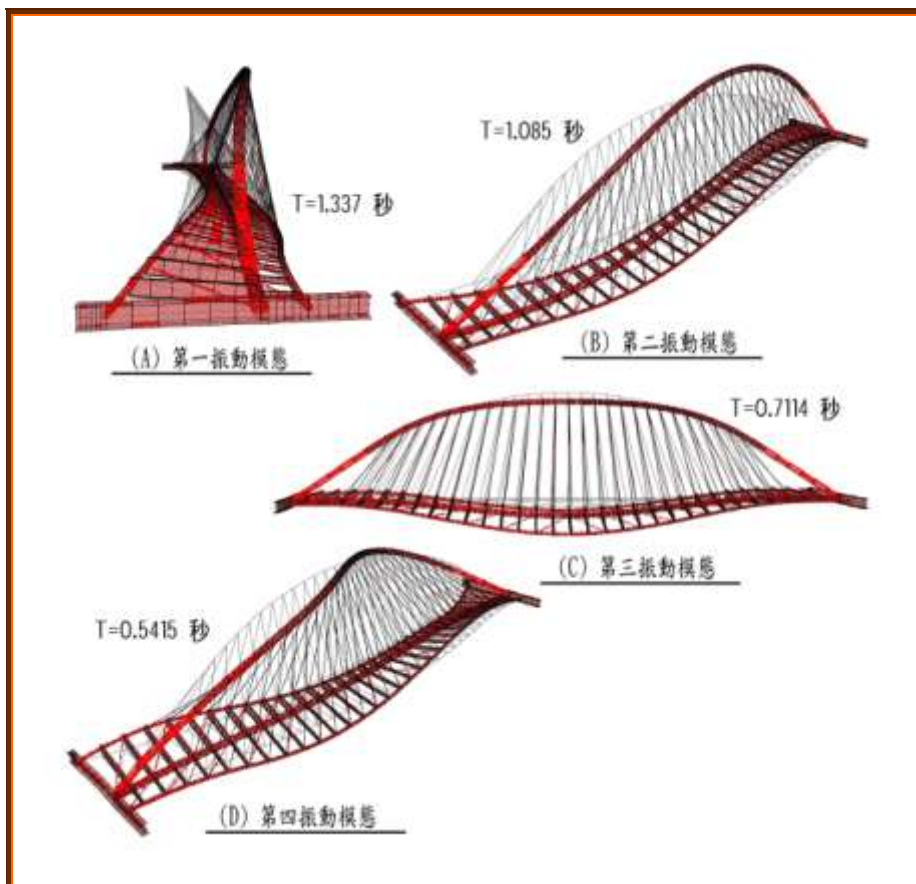


圖28 本案橋梁振動週期與振動模態圖

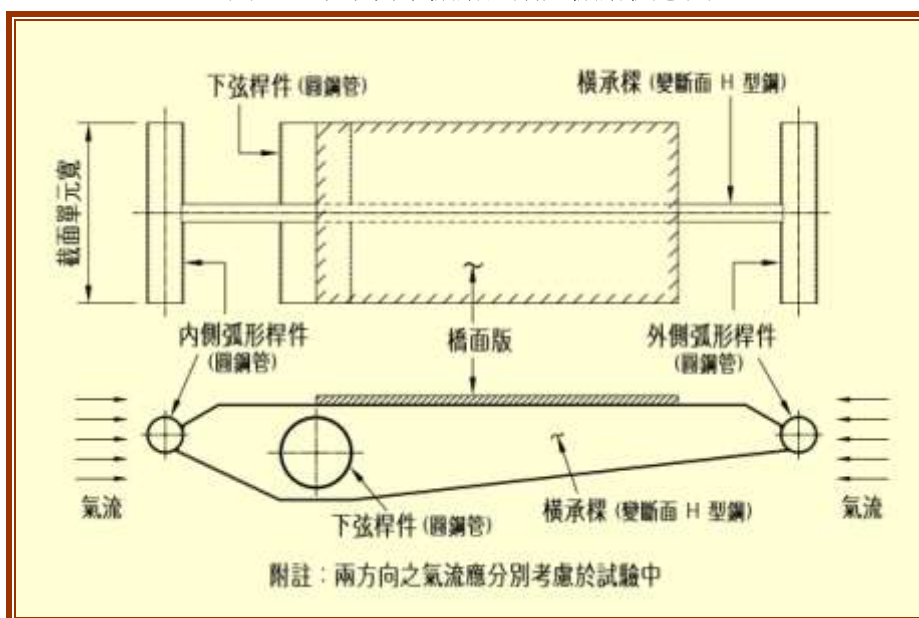
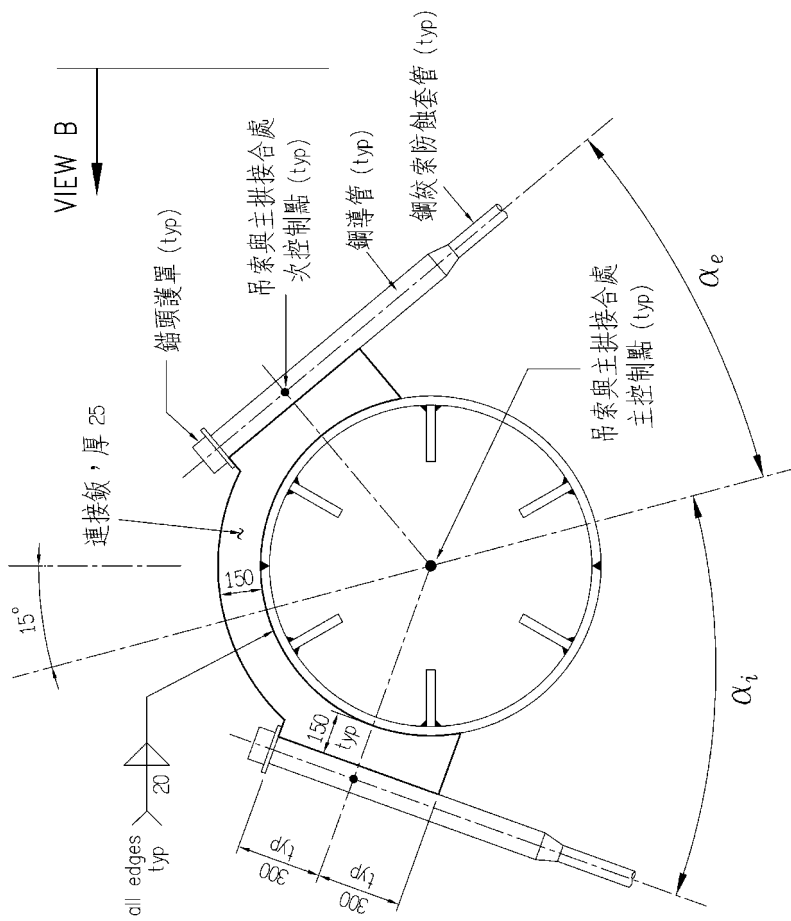


圖29 本案橋梁風洞試驗所使用的截面單元

## 參考文獻

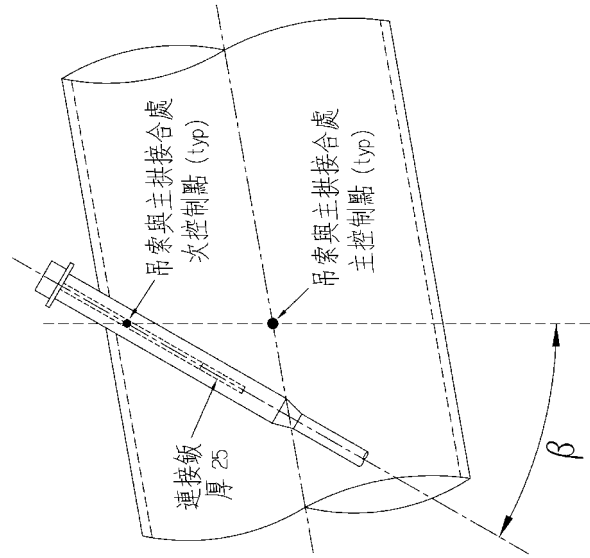
1. 唐寰澄, “橋梁美的哲學”, 明文書局, 民國八十三年五月。
2. Calatrava Recognized, Architecture Week, Page N1.1, 15 November, 2000.
3. Calatrava Bridges Motion and Art, Architecture Week, Page N2.1, 20 June, 2001.
4. SAP2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc., 1997.
5. 市區道路人行道設計手冊, 內政部營建署, 民國九十二年三月。
6. Murray R. Spiegel, “Theory and Problems of Vector Analysis and An Introduction to Tensor Analysis,” McGraw-Hill, 1968.
7. Arthur H. Nilson, “Design of Prestressed Concrete,” 2nd Edition, John Wiley & Sons, 1987.
8. R. D. Cook, Davis S. Malkus and M. E. Plesha, “Concepts and Applications of Finite Element Analysis,” Third Edition, John Wiley & Sons, 1989.
9. 公路橋梁設計規範, 交通部頒佈, 幼獅文化事業公司印行, 民國九十年一月十二日。
10. 公路橋梁耐震設計規範, 交通部頒佈, 幼獅文化事業公司印行, 民國八十九年四月七日。
11. 道路橋示方書, 鋼橋編, 社團法人日本道路協會, 平成八年十二月。
12. James Koughan, “The Collapse of the Tacoma Narrows Bridge, Evaluation of Competing Theories of Its Demise, and the Effects of The Disaster of Succeeding Bridge Designs,” The University of Texas at Austin, 1996.
13. H. Bachmann, et al., “Vibration Problems in Structures,” Birkhauser Verlag, Berlin, 1995.
14. 日本道路協會, “道路橋耐風設計便覽”, 平成三年七月。





吊索與主拱接合方式圖

(比例 1/20)



吊索與主拱接合方式側視圖

(VIEW B • 比例 1/20)