

# 921 大地震台 8 線 55k+200 光明橋現況及修復

張明欽

更新日期：2010 年 04 月

## 一、前言

民國 88 年 9 月 21 日凌晨 1 時 47 分於日月潭西方約 12.5 公里處發生芮氏規模 7.3 強烈地震，造成臺灣中部地區嚴重災情，其中台 8 線中橫公路於此次烈震亦受損嚴重，尤以台 8 線谷關（35K）～德基（62K）及台 8 甲線壩新路口（0K）～德基（16.9K）段受創最為嚴重，該路段受災情形合計路基缺口約 100 處，路基流失約 8 處，隧道及明隧道坍塌 4 處，坍方計 150 處，坍方數量達 73 萬立方以上，路面擠壓龜裂下陷拱起約 100 處，搶修困難。本文介紹之光明橋，即處於該路段。

光明橋為一鋼橋結構，此次強震造成該橋 A2 橋台斷裂，極需進行修復補強，本文針對需要進行緊急補強部份提出快速維修建議，期能降低震後橋樑受損程度的擴大，並維持橋樑長期營運之穩定。

## 二、橋樑基本資料

### 2.1 橋樑現況測繪圖

光明橋位於台 8 線 55K+200 處，跨越登仙溪，連接青山與德基水庫，於民國 53 年 8 月竣工。該橋為混凝土橋面版與鋼  $\pi$  橋結構。

### 2.2 地質資料

#### 2.2.1 地層

光明橋位於台 8 線青山至德基路段，沿線岩層屬雪山山脈板岩系，岩性單調以板岩及變質砂岩為主，部份地區夾有變質凝灰質岩石。出露之地層由老至新有達見砂岩、佳陽層、四稜砂岩及水長流層，其中達見砂岩出露於光明橋附近。

達見砂岩石英成份約在 82% 左右，有乾淨之單晶（monocrystalline）石英和多晶（polycrystalline）石英，角狀至次角狀，石英顆粒間之接觸成縫合狀（sutured），具波狀消光及變形簿紋（deformation lamellae）。長石以鹼性長石（alkali feldspar）為主，含少量之斜長石（plagioclase），鹼性長石含量在 12% 左右，達見砂岩之顆粒度大部份從礫至中砂粒，少部份為細砂粒，岩石強度高。

#### 2.2.2 地質構造

##### 2.2.2.1 褶皺

橋址附近規模較大之褶皺有光明橋背斜，達見砂岩出露於背斜軸部上，其岩性屬厚層塊狀砂岩，褶皺軸向從北偏東 25 度至北偏東 40 度左右。光明橋背斜為本區較重要且明顯之一構造，軸部在光明橋與小澤臺之間，軸線沿河谷以北偏東 28°左右至志樂溪與大甲溪交會口而往東北延伸，本褶皺之東南翼地層走向以北 20°至 35°東，傾角在軸部附近較小約 35°，往東南翼傾角漸增達 65°。西北翼因受斷層作用影響岩層走向變化較大，從北 20°至 30°東至北偏西十幾度。★公路局第二區工程處谷關工務段 副段長

#### 2.2.2.2 斷層

本區出現之主要斷層有兩組，一為東北—西南向屬逆斷層性質，另一為西北—東南向屬橫移斷層性質者。光明橋背斜西北翼前緣部份（F1 斷層）產生之逆斷層呈東北—西南向，斷層線與臺灣主要構造線方向一致，斷層面近乎垂直。青山附近 F3 右移斷層切過光明橋背斜西北翼前緣之 F1 逆斷層，初步研判上述地質構造線對光明橋應無直接影響。

### 2.3 地震資料

臺灣位處太平洋地震帶西側，歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊銜接區，故地震發生的機率相當大。光明橋位於台 8 線中橫公路青山到德基路段，由前述有關地質狀況了解，橋址屬達見砂岩層、西北側地質構造線光明橋背斜、及逆斷層均呈東北西南走向，光明橋跨越大甲溪支流登仙溪呈東西走向，上述地質構造位於橋址同側，對橋樑結構應無直接影響。

光明橋位於東經 121°07'北緯 24°14'，依據內政部民國 88 年 12 月 29 日函修正臺灣地區震區劃分圖，震區分佈圖顯示屬於地震甲區，475 年回歸期最大地表加速度為 0.33g。此次集集大地震，因屬逆衝斷層型態，地區震力額外激烈，高達 1g，造成光明橋橋面版與 A2 橋台撞擊開裂。

## 三、橋樑現況調查

### 3.1 一般目視評估準則

光明橋檢測因受限於人力及維修之急迫性，仍採一般目視檢測。

一般目視檢測採用 D.E.R. 評估準則，在進行評估時，將 D.E.R. 及 U（Urgency 維修急迫性）分成 1~4 加以評估，係針對劣化的嚴重程度（Degree）、劣化範圍（Extend）及此種劣化現象對橋樑結構安全性及服務性的影響（Relevancy）三部份加以評估。此種評估方法僅針對有劣化部分加以評估，對於優良構件不需評估，同時亦考慮缺陷對整體橋樑結構的安全性影響及其是否對交通安全造成影響等加以考慮，並建議維修補強方案，作為維修預算的編列。

### 3.2 全面性一般目視檢測結果

### 3.2.1 結構整體狀況評估

#### 1. 橋體

(1) 伸縮縫 全橋有二處伸縮縫，此二處 AC 路面有明顯之坑洞及破損情形，伸縮縫皆已破損。

#### (2) 支承墊

A1、A2 橋台頂部各有三塊 H 型鋼支承鋼兀橋，桁架（上部結構）直接置於 H 型鋼上，並未固定於橋台上，H 型鋼無明顯損壞，有生長植物及泥沙堆積，本次目視檢測已將大部份之雜草及泥沙清除，兀墩結構頂部的支承為 H 型鋼，無明顯之損壞，大致良好。

#### (3) 兀墩基礎

角鋼、H 型鋼直接埋入兀墩基礎內，墩基礎 F1、F2 有廢棄土石堆積、生長植物及青苔面積為不少，無明顯損壞狀況。

#### 2. 橋台

(1) A1 橋台上有一處混凝土剝落，A2 橋台斷裂，此處溪流湍急，A1、A2 橋台及兀墩基礎距離溪谷尚有約 20 至 30 公尺，故無侵蝕及沖刷之現象。

(2) 背橋 A1、A2 橋台之背牆表面混凝土老化，有部份青苔附著其上，無明顯之裂縫或混凝土剝落現象。

(3) 翼牆 A1 橋台及 A2 橋台二側翼牆表面混凝土老化且有青苔，周圍樹木茂密，無明顯損壞之現象。

#### 3. 引道

(1) 花蓮端引道 花蓮端引道路面、RC 護欄及金屬欄杆均無明顯損壞，大致良好，兩側邊駁嵌為漿砌石頭，有生長植物及青苔面積為數不少。

#### (2) 臺中端引道

臺中端引道路面、RC 護欄及木材欄杆均無明顯之損壞，大致良好，兩側邊駁嵌為漿砌石頭，有生長植物及青苔面積為數不少。

### 3.2.2 結構細部狀況評估

#### 1. 橋面版混凝土結構

(1) 摩耗層 在 A1、A2 橋台伸縮縫處 AC 有剝落，沿行車方向有 2m（寬）×70m（長）×0.01m AC 剝落，AC 路面磨損嚴重。

- (2) 緣石上有青苔面積為數不少，表面混凝土呈老化現象。
- (3) 人行道 本橋並無此設施，在橋梁南側約 10 公尺有一處吊橋，可提供外來遊客行走之用。

(4) 金屬欄杆及 RC 欄杆柱

RC 欄杆柱有少許損壞，大部份在南側，以南側 P1 及 P12 欄杆柱混凝土剝落較大，且欄杆柱有青苔，橋頭柱之混凝土剝落不少且有青苔，大致情形尚稱良好。金屬欄杆部份在南側 P11 至 P12 間之欄杆有輕微變形，金屬欄杆鬆動有 2 處，未密接而鬆脫有 2 處，其餘狀況良好。

- (5) 欄杆油漆 無明顯油漆脫落之現象，狀況大致良好。

- (6) 洩水孔 洩水孔在北側有 1 處通暢，其餘皆阻塞，洩水孔柵欄全部遺失。

(7) 橋面版

橋面版鄰接欄杆兩個側面表面混凝土老化且有青苔，但橋面底版並無明顯之損壞或劣化，狀況大致良好。

## 2. 鋼兀橋結構

- (1) 桁架(上部結構) 弦桿部份有少數幾處輕微之變形，但都僅限於局部，並非整體架構之變形，有少部份油漆輕微脫落之現象，有少許連接板鏽蝕或變形或鉚釘脫落，損壞較嚴重部份為 21BG'11~22BG'11 連接板，請詳見桁架(上部結構)缺陷表。對整體而言，尚稱良好。

- (2) 大部份損壞之位置集中於兀墩的基腳上，以墩基礎 F1 上方桿件破壞較嚴重，損壞部份包括弦桿、橫桿、支柱、水平斜撐、垂直斜撐、鉚釘及連接板，破壞方式以變形最多，但都是桿件局部之變形，並非結構體本身之變形，構件之損壞可能為有人在橋面版上方倒廢棄土石撞擊桿件所損壞；其次損壞方式為油漆脫落及鏽蝕，由於墩基礎處樹木及雜草遍佈、環境較為陰濕，因此在廢棄土石撞擊後，就容易產生鏽蝕之現象。另外在位置線 8D、10D、20D 及 22D 處轉折點，H 型鋼之連接僅在腹版位置搭接，於二側翼板位置大部份構件未以連接板或焊道搭接，有部份構件以焊道方式相連接。在鉚釘接合時，有少部份之鉚釘與鋼板接合處有間隙，其影響不大，有缺少鉚釘的部份以焊接方式填補，請詳見兀墩結構缺陷表。對整體而言，兀墩結構之二側基腳損壞情形較為嚴重。

## 四、緊急維修及長期穩定處置之建議

### 4.1 緊急維修及處理原則

由於光明橋位處台 8 線 55K+200 處，為台 8 線（青山上線）惟一交通動線，無論該區段（谷關～德基）長期修復之考量為何，本橋樑之修復均勢必為之，以因應搶修及通車時程之急迫性。

光明橋於此次強震中，以 A2 橋台斷裂受損最為嚴重，故建議以增設角鋼伸縮縫修復，並從 A2 端橋台下施設鋼架支撐，以加強 A2 橋台之支撐。

俟 A2 橋台端緊急修復後，需針對橋樑結構長期之穩定性審慎規劃，建議應進行詳細之調查及評估後再進行長期穩定之設計，應加強非破壞性檢測（包含混凝土非破壞性檢測、試驗及鋼結構非破壞性檢測、試驗）。經上述各項安全檢測、試驗後，尚須做橋樑承載能力及耐震能力分析與評估，了解橋樑劣化之現況及耐久性，進而提出適當可行之維修補強建議。

### 4.2 長期穩定處置

光明橋興建於民國 53 年，橋齡已屆 35 年，經此次 921 強震後，A2 橋台斷裂，且下部結構 H 型鋼、橫桿、弦桿多處變形，而內政部於民國 88 年 12 月將該區橋樑耐震設計規範由原先 475 年回歸期大地表加速度 0.23g 調高為 0.33g，故該橋之承載能力及耐震能力均已不敷最新耐震設計規範之要求。故為長期營運穩定之考量，建議興建新橋以符合最新耐震設計規範之安全要求。