

# 台湾集集地震における長庚橋の被害分析

手嶋康博<sup>1</sup>・幸左賢二<sup>2</sup>・田崎賢治<sup>3</sup>・鈴木直人<sup>4</sup>

<sup>1</sup>学生会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学科専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

<sup>2</sup>正会員 Ph.D. 九州工業大学助教授 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

<sup>3</sup>正会員 工修 大日本コンサルタント(株) 東京事業部 技術一部(〒345-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1)

<sup>4</sup>正会員 建設技術研究所 大阪支社技術第四部 (〒540-0008 大阪市中央区大手町 1-2-15)

台湾集集地震で被災した橋梁の中でも長庚橋は、周辺に断層変位が見られなかったにもかかわらず、桁2連が落橋するという特徴的な被害が生じていた。そこで、長庚橋の設計図及び現地調査をもとに、地震時保有水平耐力法によって構造物の耐力を評価した。その結果、長庚橋は十分な耐力を有していることが、さらに動的解析によってこの落橋原因は桁の衝突によると推測できた。

Key Words: isolation systems, abutment, dynamic displacement, fallen beams, Chi-Chi earthquake

## 1. はじめに

長庚橋は、大甲溪の石岡ダムの約1km東に位置する11径間の単純桁の橋梁である。その径間長はいずれも34.7mであり、幅員13.1m、桁高2.15mの5主桁PC桁である。橋脚はRC構造で、断面は5.0m×2.0m、高さ7.8m、主鉄筋D35が12.5(cm)ピッチで110本(主鉄筋比1.1%)、帯鉄筋はD16が30(cm)ピッチ(帯鉄筋比0.2%)で中間帯鉄筋は6本配筋されている。設計コン

クリート強度は270(kgf/cm<sup>2</sup>)であり、基礎は直径約6mのケーソン基礎となっている。図-1に現地で測量した長庚橋の被害状況<sup>1)</sup>を示す。D6桁、D5桁、D4桁には橋軸方向に北側から南側へそれぞれ30cm、50cm、70cmのずれが見られた。A1、A2橋脚は桁の衝突のために8.9°、12.9°傾き、D3、D2桁の2連が落橋、D1桁が橋台にめり込んでいた。また、いずれの橋脚にも柱部での損傷は認められなかった。周辺には断層変位は確認できず、橋軸直角方向は鉄筋コンクリートプロッ

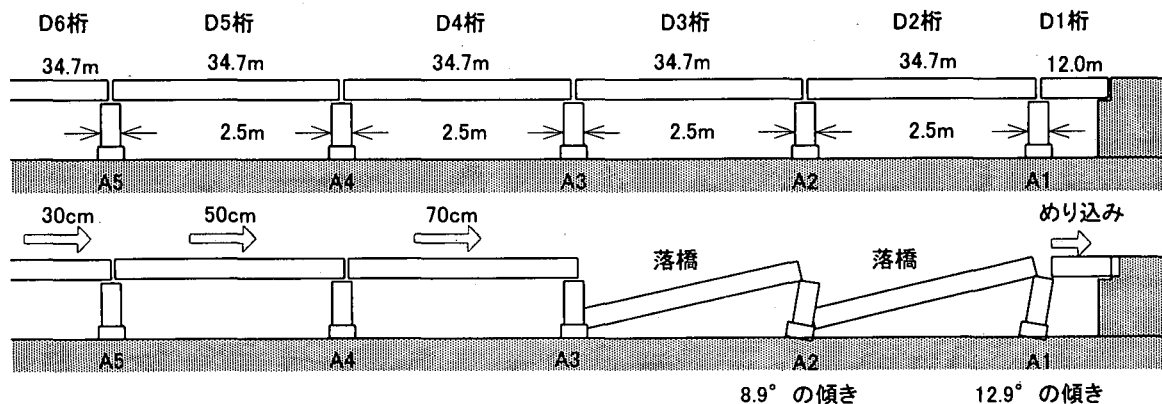


図-1 長庚橋の被害状況

クにより桁の水平移動が制限されていたのに対し、橋軸方向には落橋防止装置が無く、かつ桁かかり長 1.0m と短いものであった。以上のことから、落橋原因は地震動による桁の水平移動によると推定された。そこで、地震時保有水平耐力法及び動的解析により橋脚の損傷メカニズムを推定することとした。

## 2. 解析手法

### (1) 地震時保有水平耐力法

現地調査から、II種相当の地盤と推定され、II種地盤として代表的なJR 鷹取駅記録(E-W)(最大加速度 654gal)と、実際に長庚橋の近くで観測された台湾地震波形(Tcu068EW) (最大加速度 502gal) の波形を用いて照査することとした。H8 道示に基づく設計水平震度  $K_{hc} = 1.75$  となり、また台湾地震波形の固有周期と加速度応答スペクトルからは、設計水平震度  $K_{hc} = 1.53$  と設定される。

### (2) 動的解析手法

長庚橋の一般構造図及び解析フレームモデルを図-2 に示す。柱部における曲げの非線形特性は、平成8年道路橋示方書(以下 H8 道示とする)に準じてひび割れを考慮したトリリニア型の曲げ-曲率関係を与える。梁部・フーチング部は剛体とし、基礎部には仮想部材を設定し、水平・鉛直・回転バネを設定した。減衰条件としてレーリー減衰を用い、減衰定数は剛部材で5%、非線形部材で2%、基礎部材で20%とした。また固定支承は支承部を剛体とみなし、ゴムパット支承、橋台バネは非線形バネ特性を仮定して与えた。地震動により支承、橋台が破壊された後、桁の滑りを起こすものとして降伏耐力に到達するまでは初期剛性により弾性的な挙動を示し、到達後も多少の抵抗を持たせるために第2剛性  $K_2$  を  $0.1 K_1$  としたバイリニアモデルとする。これらの初期剛性等については、以下の式により算出した。

#### a) 支承バネ

実際に設置してあった支承が6cm程度の厚さであったことから、ゴムの平面形状の寸法<sup>2)</sup>により設定することとした。

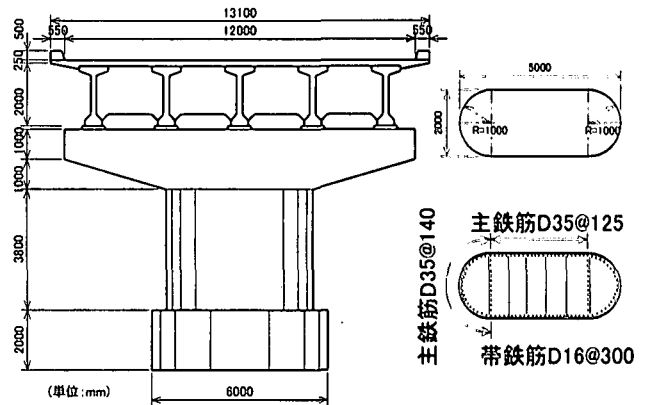


図-2 一般構造図及びフレームモデル図

表-1 解析ケース

|       | 入力波形            | 支承バネモデル   | 橋台バネモデル  | 第2剛性倍率 |
|-------|-----------------|-----------|----------|--------|
| Case1 | JR鷹取駅(E-W)      | 桁と橋脚天端を剛結 |          |        |
| Case2 | 台湾波形Tcu068(E-W) | 桁と橋脚天端を剛結 |          |        |
| Case3 | JR鷹取駅(E-W)      | 非線形バネモデル  |          | 0.1    |
| Case4 | 台湾波形Tcu068(E-W) | 非線形バネモデル  |          | 0.1    |
| Case5 | JR鷹取駅(E-W)      | 非線形バネモデル  | 非線形バネモデル | 0.1    |
| Case6 | 台湾波形Tcu068(E-W) | 非線形バネモデル  | 非線形バネモデル | 0.1    |
| Case7 | JR鷹取駅(E-W)      | 非線形バネモデル  | 非線形バネモデル | 0.05   |

$$K_1 = A_R \cdot G_{(r)} / \sum t_e \quad (\text{tf/cm}) \quad (1)$$

$A_R$ : 支承の支圧面積 =  $55 \times 40$  (cm<sup>2</sup>)

$G_{(r)}$ : ゴムのせん断弾性係数 =  $8$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sum t_e$ : ゴムの総厚 =  $6$  (cm)

∴ 5 基分の剛性は  $5 \times K_1 = 14.7$  (tf/cm)

又、本橋の設計震度が  $K_{hc} = 0.2$  であるので、上部工重量  $W_u$  の30%を降伏耐力  $Q_y = 0.3W_u = 205$  (tf) と仮定した。

#### b) 橋台バネ

Caltrans が実験により求めた算定式<sup>3)</sup>を用いることとする。

$$K_1 = 4796BH \quad (\text{tf/m}) \quad (2)$$

$$Q_y = 37.8BH \quad (\text{tf}) \quad (3)$$

$B$ : パラペットの幅 (m)

$H$ : パラペットの高さ (m)

### (3) 動的解析ケース

表-1 に解析ケースについて示す。解析パラメータは入力波形、支承・橋台モデル、バネの剛性比率とした。Case 1, Case 2 では設置されている支承が地震動によっても完全に固定されていると仮定し、桁と橋脚天端を剛結した Case 3, Case 4 ではゴムパット支承として非線形バネモデルを設定し、Case 5, Case 6 では橋台の背面土砂の抵抗及び桁遊間2.2cm を考慮して非線形スリップバネモデルを設定した。Case 7 に関してはバネの影響を検討するため、第2剛性比率を0.05 と設定した。Case 1, 3, 5 は JR 鷹取駅記録(E-W)を、Case 2, 4, 6 では台湾地震波形(Tcu068EW)を用いることとした。

## 3. 解析結果

### (1) 地震時保有水平耐力法による安全性の照査

長庚橋は、ACI の基準を基に設計された橋脚であるが、H8 道示に基づき照査した。表-2 に照査した結果を示す。JR 鷹取駅記録 (E-W), 台湾地震波形 (Tcu068EW) によって求めた慣性力 355.6 (tf), 311.6 (tf) が地震時保有水平耐力 591.6 (tf) を超えないこと、さらにせん断耐力  $P_{so}$  を橋脚躯体重量  $W$  で除した値が 0.69 と許容塑性率  $\mu_a = 7.8$  により求められる等価水平震度  $K_{he}$  よりも大きいことから、長庚橋の橋脚は十分に耐震設計を考慮した橋脚であったことがわかった。これは先に述べた帯鉄筋が密に配筋されているためだと考えられる。

### (2) 動的解析による検討結果について

各ケースの橋脚基部、橋脚天端、支承、桁の重心の最大水平変位について、図-4 のように変位時刻歴図を求め、これらを図にまとめたものを図-5 に示す。Case 1, 2 は橋脚基部断面において終局耐力 ( $3.43 \times 10^5$  (tf・cm)) には至らないものの、降伏耐力 ( $2.87 \times 10^5$  (tf・cm)) を超える曲げモーメントが作用している (図-6)。しかし、最大水平変位は  $1.5 \delta_y$  ( $\delta_y$ : 降伏変位) 程度であった。これに対し、Case 3 以降は天端から支承までが大きく変位していることがわかる。最大で 78cm も水平に移動しており、桁かかり長 1.0m を超えないものの、被害状況における D4 桁の 70cm の移動を超えるものと

なった。橋脚

表-2 地震時保有水平耐力法による照査

|           | 地震波タイプIIの応答スペクトルを用いた場合 | 台湾地震(Tcu068)の応答スペクトルを用いた場合 |
|-----------|------------------------|----------------------------|
| 設計水平震度    | $K_{hc}$               | 1.75                       |
| 許容塑性率     | $\mu_a$                | 7.8                        |
| 等価水平震度    | $K_{he}$               | 0.46                       |
| 等価重量      | $W(tf)$                | 778.2                      |
| 慣性力       | $K_{he} \cdot W(tf)$   | 355.6                      |
| 地震時保有水平耐力 | $P_u(tf)$              | 591.6                      |
| 終局せん断力    | $P_{so}(tf)$           | 600.4                      |

$P_u(tf) > K_{he} \cdot W(tf)$ ,  $P_{so}(tf) > P_u(tf)$ より、安全性を満足し、且つ形態は曲げ損傷からせん断破壊移行型である。

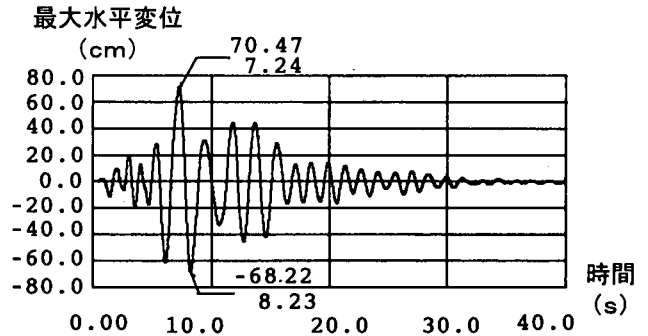


図-4 桁の重心の変位時刻歴図 (Case 3)

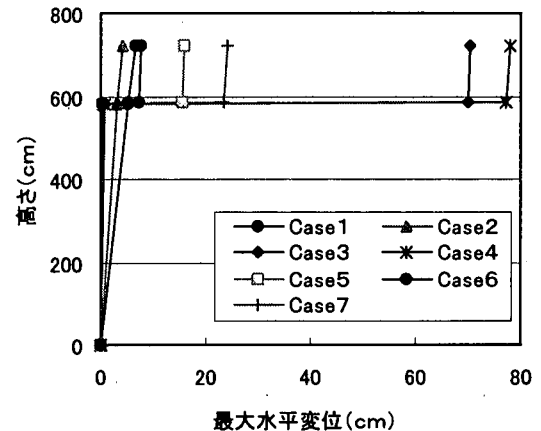


図-5 各位置の最大水平変位

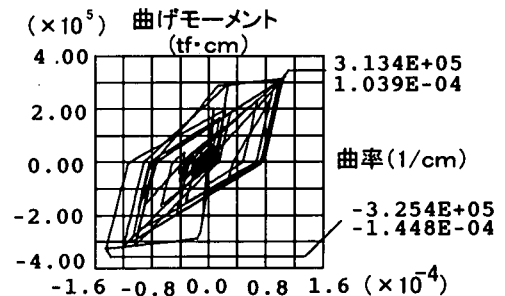


図-6 橋脚基部の要素履歴ループ図 (Case 1)

の変形による影響も考えられるため、Case 1, 2 と同様に橋脚基部の断面において照査したところ、どのケース

もひび割れ耐力を超える程度のため、影響はほとんど無いと考えられる。Case 3, Case 4については、図-7の支承バネに作用する水平力-変位関係に示すように支承が14cm水平変位した段階で耐力値(205(tf))を超え破壊し、桁の滑り現象が起きていることがわかる。また、橋台バネを設定したCase 5とCase 6については、どちらも耐力値(570(tf))を超えていることが確認され、橋台でめり込み現象が起ころことが再現された。さらに要素応力時刻歴図より求めた破壊順序は、橋台の方が先に耐力値に達することがわかった。これは、橋台バネの方が剛性が高いために、初期段階では橋台バネが先に抵抗をするためだと考えられる。これらをまとめると、橋台が桁遊間を含め3.5cm水平変位した段階でめり込み現象が生じ始め、14cm変位した段階で支承バネが破壊する現象が起きていることとなる。Case 6に関しては7.5cm程度しか変位していないため、支承が破壊されるまでには至らなかった。図-8に示すとおり、橋台バネにおいてエネルギーが大幅に吸収されており、Case 5とCase 6のどちらの解析においても最大水平変位は77%、90%と大きく変位を抑制する結果となった。これらの結果から、支承や橋台のバネの設定が桁の最大水平変位に大きな影響を及ぼすことが考えられるため、第2剛性倍率を0.05としたCase 7とCase 5の比較を行なうこととした。その結果、Case 7では桁が24cm水平移動することとなり、Case 5の約1.5倍も大きな値を示すことから、その設定条件の影響が大きいことが確認できた。

#### 4. 結論

長庚橋を対象とした解析結果を以下にまとめる。

1. 地震時保有水平耐力法によって長庚橋の安全性を照査した結果、長庚橋は地震時において十分に安全性を満足する橋脚であったことがわかった。
2. 桁と橋脚天端を剛結したCase 1, Case 2の動的解析結果によると、柱基部断面において終局耐力には至らないものの降伏耐力を超える曲げモーメントが作用するが、最大水平変位は $1.5\delta_y$ 程度であった。
3. ゴムパット支承をモデルとした非線形バネモデルを用いたCase 3, Case 4では、橋脚の変形はほとんど見ら

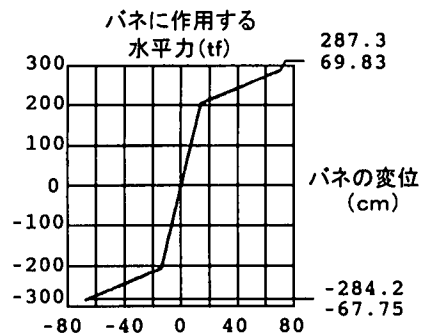


図-7 支承バネの荷重-変位履歴ループ図 (Case 3)

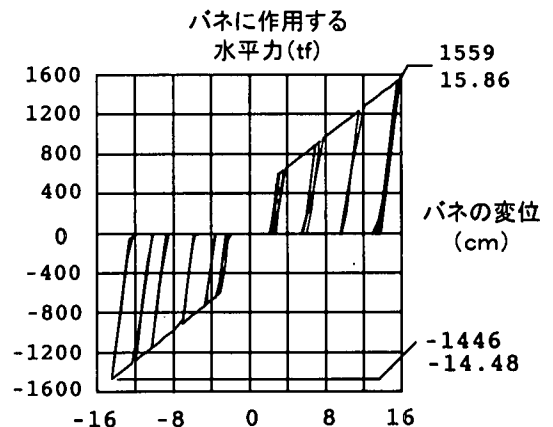


図-8 橋台バネの荷重-変位履歴ループ図 (Case 5)

れず、支承が破壊され桁が最大で78cmも水平に移動しており、桁かかり長1.0mを超えないものの、被害状況におけるD4桁の70cmの移動を超えるものとなった。

4. 橋台をモデルとした非線形スリップバネモデルを設定したCase 5, Case 6では、桁の水平変位を77%、90%と大きく抑制する結果となった。

5. 非線形バネモデルの第2剛性倍率を0.05と設定することで、0.1のケースよりも最大水平変位は約1.5倍の値を示し、設定条件によって桁の水平変位が大きく異なることがわかった。

#### 参考文献

- 1)九州工業大学, 1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書, 2000. 4.
- 2)道路橋の耐震設計に関する資料, 社団法人日本道路協会, pp. 2-91, 1997.
- 3) Bridge Design Practice October 1995, Caltrans