

台湾集集地震により落橋した長庚橋の解析的検証

九州工業大学	正会員	○幸左賢二
九州工業大学大学院		手嶋康博
大日本コンサルタント(株)		田崎賢治
建設技術研究所		鈴木直人

1. はじめに

1999年9月21日、台湾中部を震源(震源深さ6.99km)とするM7.6の地震が発生した。この地震は1995年兵庫県南部地震のM6.8、1999年トルココジャエリ地震のM7.4と比較しても大きく、また断層変位による被害が多かった。台湾集集地震において被害を受けた橋脚の中では、長庚橋は断層が確認されていないにも関わらず、桁2連が落橋に至る特徴的な被害を受けていた。そこで現地での調査結果及び入手した竣工図をもとに、損傷メカニズムを解析的に推定した。

2. 損傷状況

台湾集集地震で被災した長庚橋は、大甲溪の石岡ダムの約1km東に位置する13径間の単純桁の橋梁である。中央部の11径間はいずれも径間長34.7m、幅員13.1m、桁高2.15mの5主桁P C桁である。左岸及び右岸の両端部桁には12mの短い単純桁が配置されている。橋脚はRC構造で、基礎はケーソン構造となっている。

図-1に現地で測量した長庚橋の被害状況¹⁾を示す。いずれの橋脚においても柱部での損傷は認められないが、左岸側のD2、D3桁の2連が落橋、D1桁が橋台にめり込んでいた。現地では明瞭な断層線は認められず、このような比較的小さな桁の移動によって桁2連が落橋に至った原因としては、単純桁であることに加えて、橋軸方向の桁かかり長が100cmと比較的短いことや橋軸方向には落橋防止構造が存在しないことも挙げられる。なお、橋軸直角方向は移動を制限する鉄筋コンクリート製のせん断キーが設置されている。

現地における測量によるとA1、A2橋脚は 8.9° 、 12.9° 傾いていた。A1、A2橋脚が橋脚基部から回転しているとして、橋脚高さ5mの区間で傾きを補正して橋脚間距離を求めると、A1～A6橋脚間はそれぞれ34.5m、34.8m、35.0m、34.8m、34.9mとなり桁長34.7mにほぼ対応した値になっている。このように、橋脚の位置は地震前後で変化していない。また、橋脚の傾きにより橋脚間距離はA3～A2橋脚間で80cm、A2～A1橋脚間で40cm橋脚基部間より広がっている。次に、現地における桁遊間位置と橋脚中心の測定結果から、桁の移動量を推定すると、D6桁で30cm、D5桁で50cm、D4桁で70cm、それぞれ左岸側(南側)

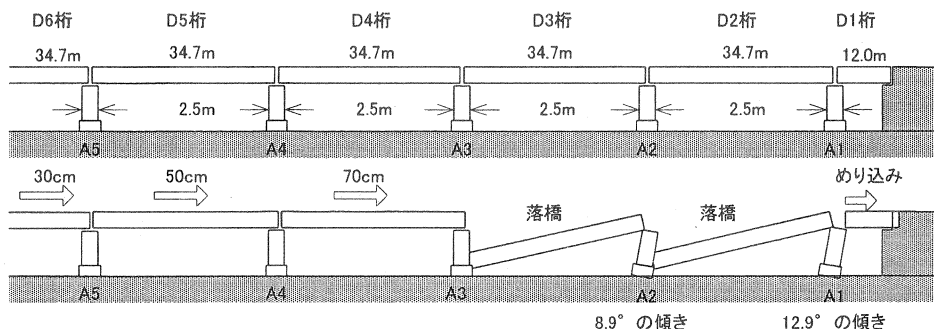


図-1 長庚橋の被害状況

へ移動している。このことは、A6 橋脚より南側では、橋脚自身は移動していないにも関わらず、それぞれの桁自身が移動したことを示している。また、落橋桁反対側の右岸側付近の桁でも、桁同士がぶつかり合い、桁端部が損傷するとともに、桁遊間がない状態となっていた。このことから、大きな桁移動を生じた水平力は、北側から南側に卓越していたと推定される。

3. 対象橋脚の構造諸元

長庚橋の詳細な構造諸元を入手した竣工図により説明する。図-2の一般構造図に示すように、基礎は直径が約6m、長さが12mのケーソン基礎で、橋脚の高さは5~8mである。また橋脚重量1852KN、上部工重量6713KNのRC単柱構造である。橋脚断面は小判型の5.0m×2.0m、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27(N/mm²)となっている。これらの鉄筋比は、台湾地震で橋脚が破壊した烏溪橋の主鉄筋比が0.2%であるのに比べると、十分に鉄筋が配筋されていたことがわかる。

図-3に固定支承形状を示す。支承は40×55cmで、薄いゴムが6段重ねたパットタイプである。可動タイプと固定タイプとあるが、違いは固定タイプでは直径6cm、長さ50cmの鋼棒が埋め込まれている点である。また、橋軸直角方向には図-4に示すような、50×50cm程度のせん断キーが設置されている。本形状からせん断キーの抵抗力を求めると1径間あたり1029(KN)、固定支承の抵抗力は4900(KN)となる。

4. 橋脚の耐力照査

(1) 照査条件

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。平成8年道路橋示方書(以下H8道示とする)に基づく設計水平震度は $K_{hc}=1.75$ となる。台湾集集地震において、設計水平

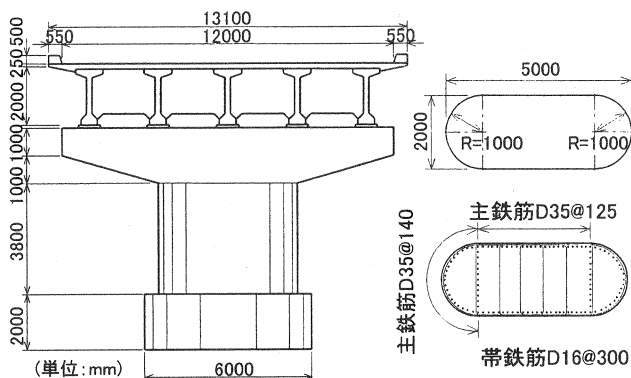
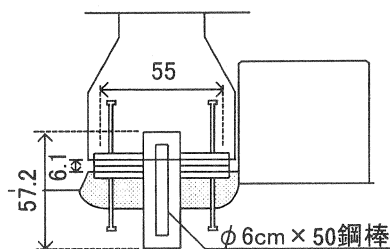
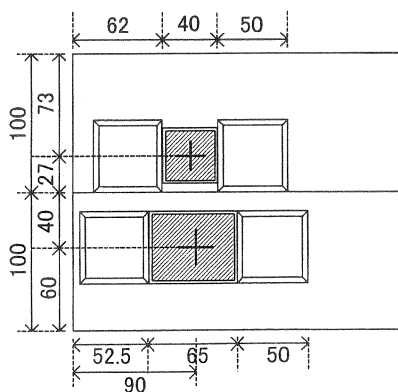


図-2 一般構造図



(単位:cm)

図-3 固定支承構造図



(単位:cm)

図-4 せん断キー平面形状

震度 K_{hc} は加速度応答スペクトルより、最大である $K_{hc}=1.53$ を用いる。

(2) 地震時保有水平耐力法による安全性の照査

長庚橋は、AASHTO の基準に基づき設計された橋脚であるが、我が国の耐震設計で評価するために、H8 道示に基づき照査した。橋脚の基部断面の配筋形状から断面力を照査した結果、 $M_c=10143$ (KN・m) , $\phi_c=0.0001123$ (1/m) , $M_y=28146$ (KN・m) , $\phi_y=0.00109$ (1/m) , $M_u=33624$ (KN・m) , $\phi_u=0.017$ (1/m) , $\mu_a=7.80$ となった。

表-1 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	1.53
許容塑性率	μ_a	7.80	
等価水平震度	K_{he}	0.46	0.40
等価重量	W(KN)	7626.36	
慣性力	$K_{he} \cdot W$ (KN)	3508.13	3050.54
地震時保有水平耐力	P_u (KN)	5797.68	
終局せん断力	P_{so} (KN)	5883.92	

表-1 には地震時保有水平耐力法により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 3508.13 (KN) , 3050.54 (KN) が地震時保有水平耐力 5797.68 (KN) 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 $\mu_a=7.80$ により求められる等価水平震度 K_{hc} 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と考えられる。

5. 一質点系の動的解析による照査

後述する図-5 と同じフレームモデルにおいて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モデルとして、橋脚に作用する力について求めた。その結果、橋脚基部断面において終局耐力 (33624 (KN・m)) には至らないものの、降伏耐力 (28146 (KN・m)) を超える曲げモーメントが作用している (図-4)。JR 鷹取駅記録(E-W) の波形を用いた場合、桁の重心位置で最大水平変位 6.6cm、橋脚天端において 5.2cm となり、同様に台湾地震波形 (Tcu068EW) においては 4.2cm、3.3cm となった。最大水平変位は約 $1.5\delta_y$ (δ_y : 降伏変位) 程度であったことから、対象橋脚が変形性能に富んだ橋脚であることが動的解析においても確認された。

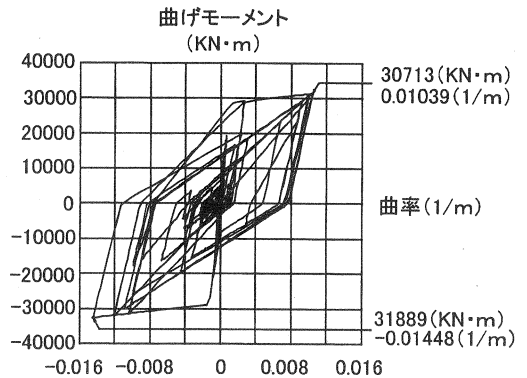


図-5 橋脚基部の要素履歴ループ図 (Case 1)

6. 解析手法

(1) 動的解析手法

解析フレームモデルを図-6 に示す。解析には落橋に至ったA2橋脚を用いた。柱部における曲げの非線形特性は、H8 道示に準じてひび割れを考慮したトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を与えた。梁部・フーチング部は剛体とし、基礎部

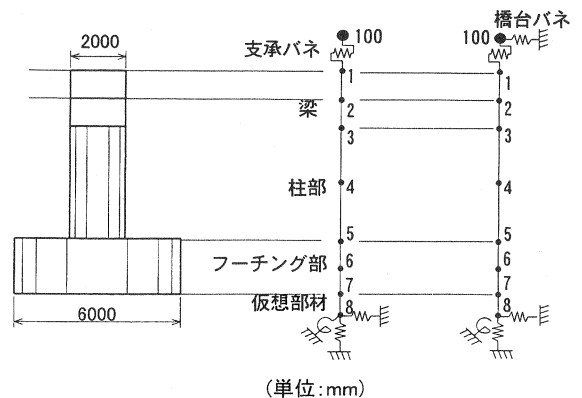


図-6 解析フレームモデル図

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。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、到達後は抵抗を抵抗値を一定とするために第2剛性 K_2 を $0.001K_1$ としたバイリニアモデルとした。それぞれのバネモデルを図-7、図-8に示す。これらの初期剛性、降伏耐力については、以下の式により算出した。

a) 支承バネ

実際の被害状況において、移動防止の鋼棒が抜けているのが確認されている。このため鋼棒の抵抗が小さかったと考え、かつ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、剛性は下記のゴムの平面形状の寸法²⁾により設定することとした。

$$K_1 = A_R \cdot G_{(r)} / \Sigma t_e \quad (\text{KN/m}) \quad (1)$$

$$A_R : \text{支承の支圧面積} = 0.55 \times 0.4 \quad (\text{m}^2)$$

$$G_{(v)} : \text{ゴムのせん断弾性係数} = 784 \quad (\text{KN/m}^2)$$

$$\Sigma t_e : \text{ゴムの総厚} = 0.06 \quad (\text{m})$$

$$\therefore 5 \text{ 基分の剛性は } 5 \times K_1 = 14373 \quad (\text{KN/m})$$

又、本橋の設計震度が $K_{he} = 0.2$ であるので、上部工重量 W_u の30%を降伏耐力 $Q_y = 0.3W_u = 2009 \quad (\text{KN})$ と仮定した。

b) 橋台バネ

Caltrans が実験により求めた算定式³⁾を用いる。

$$K_1 = 47000 BH \quad (\text{KN/m}) \quad (2)$$

$$Q_y = 370 BH \quad (\text{KN}) \quad (3)$$

$$B : \text{バラベットの幅} = 13 \quad (\text{m})$$

$$H : \text{バラベットの高さ} = 1.2 \quad (\text{m})$$

$$\therefore K_1 = 733200 \quad (\text{KN/m}), Q_y = 5772 \quad (\text{KN})$$

支承バネモデル

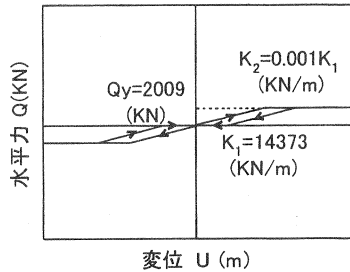


図-7 支承バネモデル図

橋台バネモデル

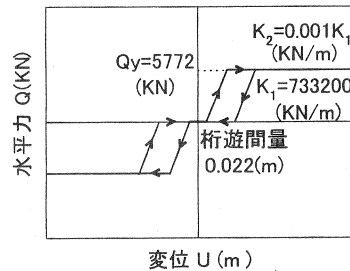


図-8 橋台バネモデル図

(2) 動的解析ケース

表-2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・橋台バネモデル、加速度波形倍率とした。入力波形は先述のとおり、JR 鷹取駅記録(E-W)と台湾地震波形(Tcu068EW)を用いた。二つの地震波形を用いた理由は、JR 鷹取駅記録(E-W)は400gal以上の加速度が15秒間で数回観測されているII種地盤の代表的な地震波形であること、台湾地震波形(Tcu068EW)は最大加速度502galという大きな加速度が作用しており、構造物の近傍で観測された波形であるためである。なお、解析においては、H8道示との対応から、JR 鷹

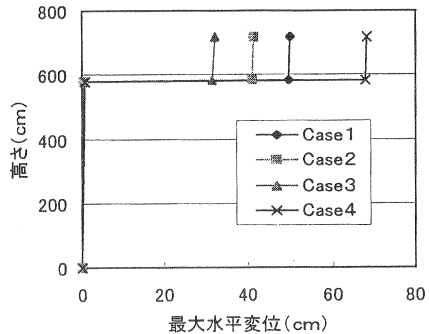


図-9 入力加速度が最大の時の水平変位

表-2 解析ケース

	入力波形	支承バネモデル	橋台バネモデル	加速度波形倍率
Case 1	JR鷹取駅 (E-W)	非線形バネモデル	非線形バネモデル	1.5
Case 2	台湾波形Tcu068 (E-W)	非線形バネモデル	非線形バネモデル	
Case 3	JR鷹取駅 (E-W)	非線形バネモデル	非線形バネモデル	
Case 4	JR鷹取駅 (E-W)	非線形バネモデル	非線形バネモデル	

取駅記録(E-W)を標準波形とする。

Case 1, Case 2をゴムパット支承として非線形スリップバネモデルを設定した場合, さらに Case 3を橋台の背面土砂の抵抗及び桁遊間2.2cmを考慮した非線形スリップバネモデルを設定した場合とする。Case 4に関しては衝突後に桁が一体となって橋台に衝突した場合, 作用する水平力が増大することを考慮して, 入力波形の加速度を1.5倍の値に設定した。

7. パラメータ解析結果

(1) 支承バネの影響について (Case1, Case2)

図-9に各ケースの橋脚基部, 橋脚天端, 支承, 桁の重心の入力加速度が最大の時の水平変位について示す。図より, 橋脚基部から橋脚天端まではほとんど変位しておらず, 橋脚天端から支承までが大きく変位していることがわかる。Case2では, 最終的には約62cm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D3桁の50cmのずれを超える水平移動となった。図-10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(2009(KN))を超え破壊し, 桁の滑り現象が起きていることがわかる。

(2) 橋台バネの影響について (Case3, Case4)

橋台バネを設定したCase3とCase4については, どちらの橋台バネにも, その耐力値(5779(KN))を超える水平力が働いていることが確認された。図-9に示すとおり, 入力加速度が最大の時の水平変位は約32cm, 最終的には橋台で55cm(57.3cm-2.2cm)もめり込み現象が起こることが再現された。これらの結果をまとめると, 桁が桁遊間を含め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。

図-11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いる。Case3の解析において, 入力加速度が最大の時の水

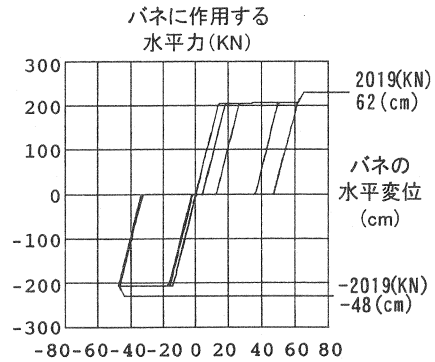


図-10 支承バネの荷重-変位履歴ループ図 (Case 1)

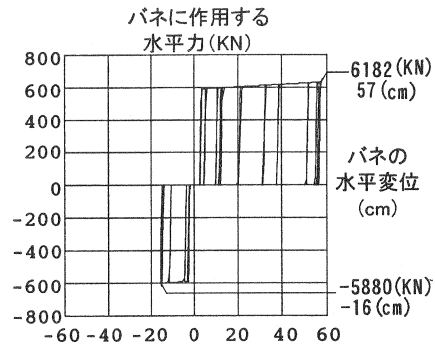


図-11 橋台バネの荷重-変位履歴ループ図 (Case 3)

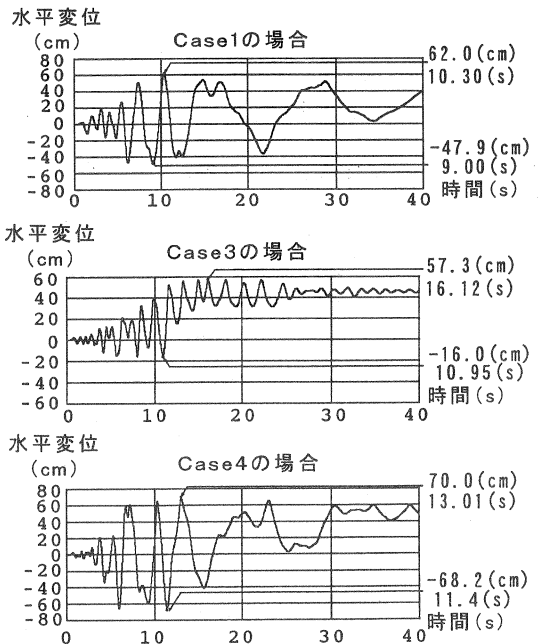


図-12 桁の時刻歴水平変位図

平変位は約 32cm であり, Case 1 の水平変位が約 50cm であることと比較して, 64% も大幅に変位を抑制している結果となった。以上のことから, 桁の滑り現象においては橋台の抵抗が支配的であると考えられる。

(3) 桁の衝突による水平力の増加の影響について

実際の地震時には, 桁と桁が衝突した後に数径間分の桁が一体となって応答し, 橋台に衝突することが想定できる。そこで, 解析に用いる入力加速度を 1.5 倍に変更することによりこの状況を再現した。図-9 に示すように, Case3 に対して入力加速度を 1.5 倍にした Case4 では桁の最大水平変位は約 1.4 倍の 68cm となった。

図-12 に桁の時刻歴水平変位図を示す。Case3 と Case4 を比較すると, 入力加速度が最大の時 (6.8 秒付近) で, 急激に水平変位が増大していることがわかる。これらのことから, 桁の衝突が付加する作用水平力が支承や橋台に与える影響は大きく, 桁の滑りを増加させると考えられる。

7. 結論

台湾集集地震で被災した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を用いて照査した結果, 長庚橋の橋脚は H8 道示を満足することが明らかになった。
- ②一質点系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。最大水平変位は JR 鷹取駅記録 (E-W) で 6.6cm, 台湾地震波形 (Tcu068EW) で 4.2cm 程度であり, これは降伏変位 δ_y の 1.5 倍の応答程度であることから, 十分に変形性能に富んだ橋脚であることが動的解析においても確認された。
- ③ゴムパット支承を非線形バネモデルとした Case1, Case2 では, 橋脚の変形はほとんど見られず, 支承が破壊され, 桁かかり長 1.0m を超えないものの, D3 桁の 50cm の移動を超える桁の滑り現象が確認された。
- ④橋台を非線形スリップバネモデルとした Case3 では, Case1 と入力加速度が最大の時と比較すると, 桁の水平変位が 32cm と 64% に抑制される結果となった。このことから橋台バネが滑り現象において支配的であることが明らかになった。
- ⑤桁の衝突による作用水平力の増大を考慮し, 入力加速度を 1.5 倍と変更した場合, 入力加速度が最大の時と比較すると, 桁の水平変位は約 1.4 倍の値となった。これらのことから, 桁の衝突により付加された作用水平力が支承や橋台に与える影響は大きく, 桁の滑りを増加することが明らかになった。

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)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 3)Caltrans: Bridge Design Practice October, 1995.
- 4)田中克典, 幸左賢二, 藤井康雄: 非線形動的解析を用いた道路橋の被災に関する考察, 第22回コンクリート工学年次論文集, pp.1423-1428, 2000. 6.