

台湾集集地震における長庚橋の被害分析

北原秀樹¹・幸左賢二²・田崎賢治³・手嶋康博⁴

¹正会員 九州工業大学 建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²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）

³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）

⁴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）

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、長庚橋は断層が確認されていないに関わらず、桁2連が落橋に至る特徴的な被害を受けていた。

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PC桁である。左岸及び右岸の両端部桁には12.96m、桁高1.15mの短い単純桁が配置されている。橋脚はRC構造で、基礎はケーソン基礎構造となっている。

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、橋台パラペットの主鉄筋が少なかったことも挙げられる。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天端間は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）へ移動している。このことは、A6

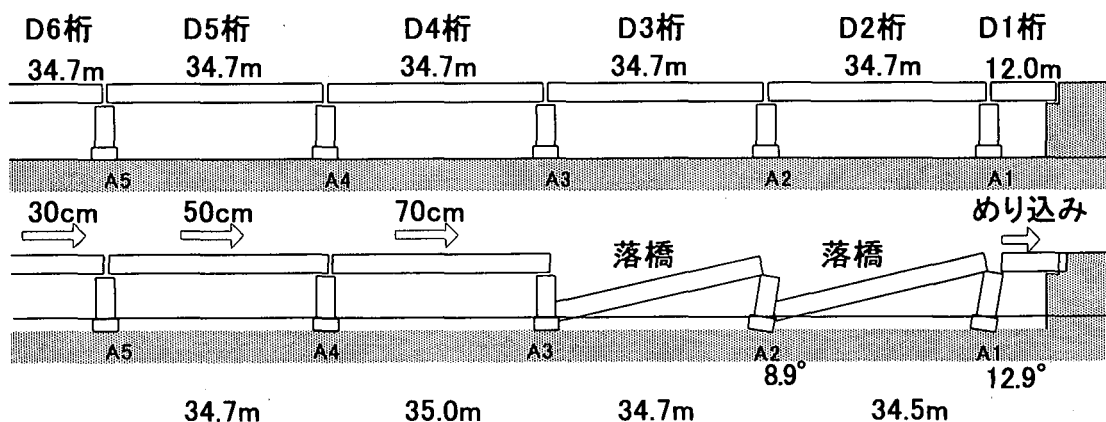


図-1 長庚橋の被害状況

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。

2. 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に固定支承構造を示す。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、50×55cm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。

3. 橋脚の耐力照査

(1) 照査条件

現地調査から、道路橋示方書による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、

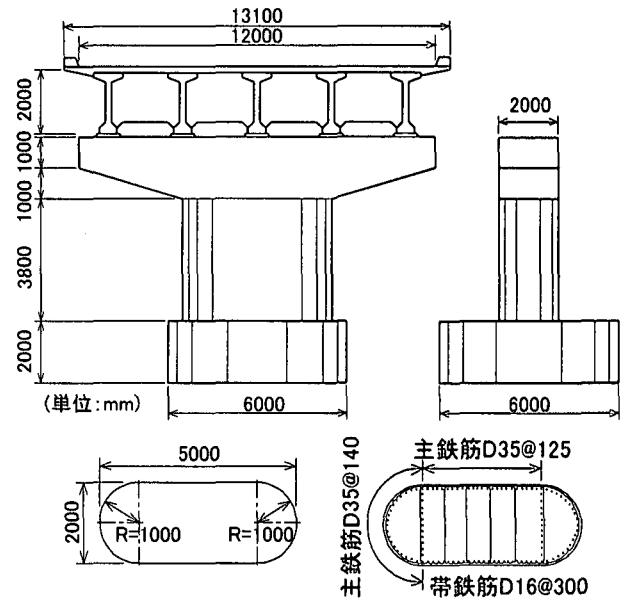


図-2 一般構造図

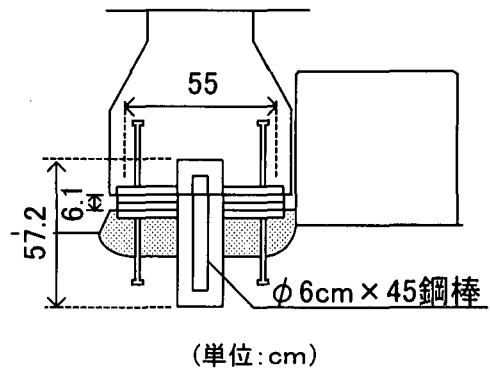


図-3 固定支承構造図

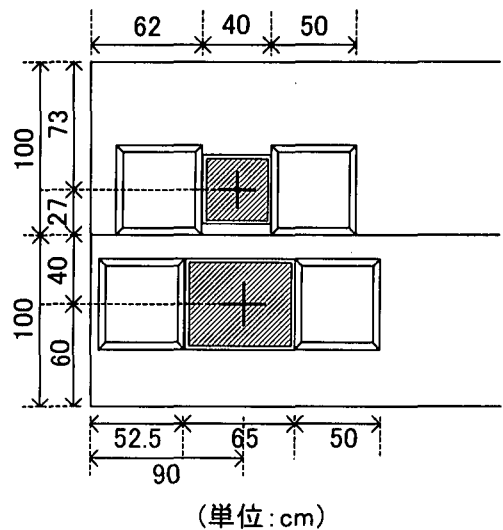


図-4 せん断キー平面形状

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_{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と考えられる。

4. 一質点系の動的解析による照査

図－５ (a) に示すように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－６) 。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。

5. 桁の移動を考慮した解析

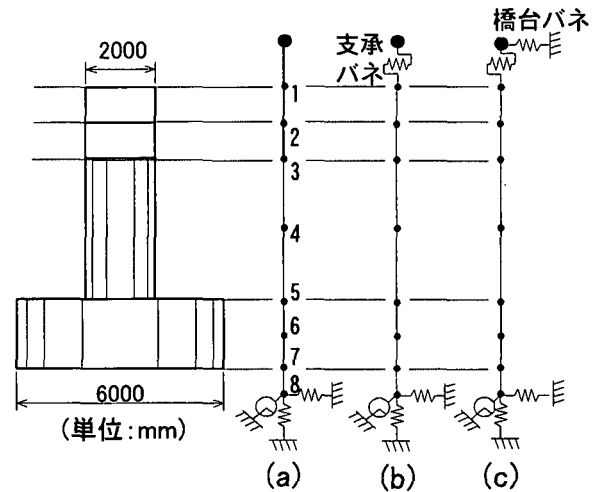
(1) 動的解析手法

解析フレームモデルを図－５ (b) , (c) 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 , 桁が滑るような挙動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挙動を示し , 到達後は塑性変形するものと仮定し , 第 2 剛性 K_2 を $0.001K_1$ としたスリップ型バイリニアモデルとした。

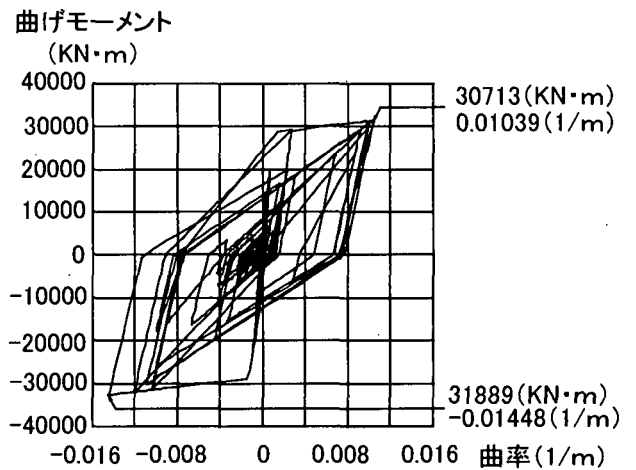
それぞれのバネモデルを図－７に示す。橋台バネは , 図－８に示すパラペット形状により算出した。

表－１ 地震時保有水平耐力法による照査結果

	地震波タイプⅡの応答スペクトルを用いた場	台湾地震(Tcu068)の応答スペクトルを用いた場
設計水平震度	1.75	1.53
許容塑性率	7.80	
等価水平震度	0.46	0.40
等価重量	7626.36	
慣性力	3508.13	3050.54
地震時保有水平耐力	5797.68	
終局せん断力	5883.92	



図－５ 解析フレームモデル図



図－６ 橋脚基部の要素履歴ループ図 (Case 1)

橋台背面土の挙動に関しては , 実験や解析による検討がまだ十分に行なわれていないことから , 算出方法として Caltrans の実験式 , 受働土圧強度式の 2 種類の方法を用いることにした。

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により設定することとした。

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

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

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

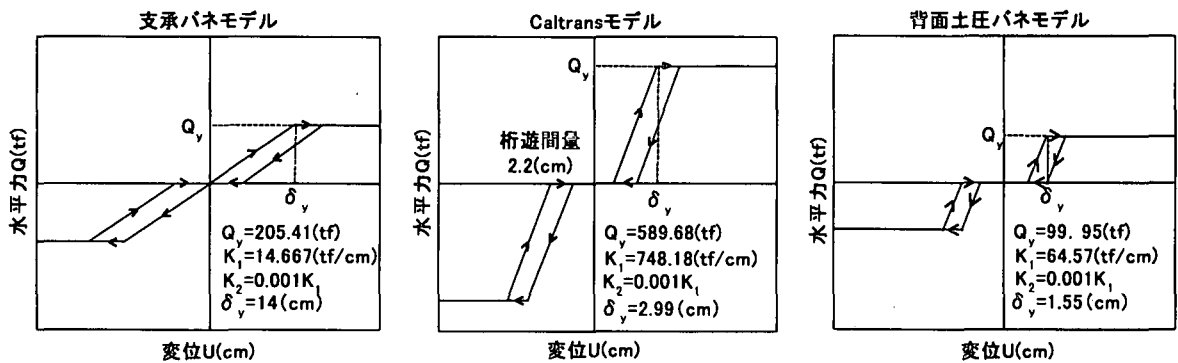


図-7 各バネモデル

Σt_e : ゴムの総厚 = 0.06 (m)

$\therefore 5$ 基分の剛性は $5 \times K_1 = 14373$ (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 $Q_y = 0.3W_u = 2009$ (KN) と仮定した。

b) Caltrans による手法²⁾

Caltrans では実験結果より最大有効土圧を 239(kPa) とし、地震時荷重に対しては最大有効土圧を約 50% 増して 368(kPa) として動的な橋台の耐力を算出している。初期剛性においても実験結果より、載荷方向に対する橋台の投影面積を用いて次式により求められる。

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

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

W : パラペットの幅 = 13 (m)

H : パラペットの高さ = 1.2 (m)

$\therefore K_1 = 733200$ (KN/m), $Q_y = 5772$ (KN)

c) 受働土圧強度^{3) 4)}による手法

桁が橋台と衝突すると、パラペットに作用する水平力は次第に増加するが、最終的には一定値に収斂する。この時、背面土にはすべり面が発生し、その上の土は右方にせりあがるような挙動となる。この現象における背面の抵抗を検討することとする。

橋台背面土は、十分に締め固められた砂質土と仮定し、標準貫入試験による N 値を 15 と仮定した。 $H8$ 道示に規定されている地震時の算出方法を参考にし、 N 値とこれにより求められる水平方向地盤反力係数、パラペットの背面面積より初期剛性 K_1 は 63279 (KN/m) となる。最大耐力は受働土圧係数より 1031 (KN) と設定した。また、パラペットは、終局曲げモーメントより算出したが、断面形状、配筋状態より求められたその抵抗値は、背面土圧と比較して小さく、ほとんど影響を及ぼさないと考え非考慮とした。

(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

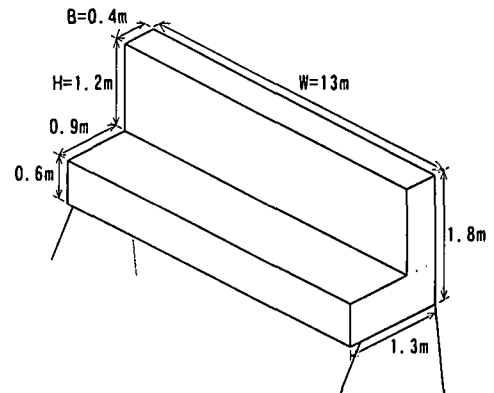


図-8 パラペット形状模式図

表-2 解析ケース

	入力波形	支承モデル	橋台モデル	加速度波形倍率
Case 1	JR 鷹取駅 (E-W)	パット支承		
Case 2	台湾地震波形 (E-W)	パット支承		
Case 3	JR 鷹取駅 (E-W)	パット支承	Caltrans	
Case 4	JR 鷹取駅 (E-W)	パット支承	受働土圧	
Case 5	JR 鷹取駅 (E-W)	パット支承	Caltrans	1.5

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, Case 4 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 5 は Case 3 に対して、入力波形の加速度を 1.5 倍の値に設定した。

6. 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最大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、支承が降伏耐力に達した後は最大で約64cm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。このように支承が耐力値を超えた場合、桁の大変位による桁・橋台への衝突の影響を考慮しなければならない。

(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))を超える水平力が作用していることが確認された。図-9に示すとおり、入力加速度最大時の水平変位はCase3で約32cm、Case4で約39cm、最終的には橋台で55cm(57.3cm-2.2cm)、57cmもめり込み現象が起ることが再現された。

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平変位は約32cmであり、Case1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。

しかしながら、Case3とCase4を比較すると、最終的な水平変位に大きな差は見られなかった。これは、図-12に示す桁位置での水平変位及び橋台バネの作用力時刻歴図からわかるように、Case3では繰り返し橋台へのめり込み現象が起こり、水平変位が累積していくような結果であるのに対し、Case4では、橋台で大きなめり込み現象が起こり、桁が大変位を繰り返しているためと考えられる(図-13)。Case4の橋台バネの方が耐力値が低いにもかかわらず、最大水平変位が変わらないのは、この影響だと考えられる。

この結果を踏まえて、解析に用いる地震波形による地震動による加速度の大きさ、作用時間の長さによって桁の橋台への衝突回数が異なると解析結果が異なると考え、Case2で用いた台湾地震波形(Tcu068

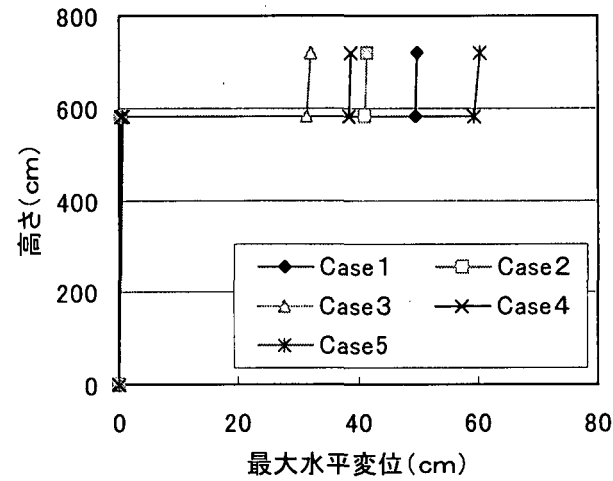


図-9 各ケースの最大加速度時の水平変位

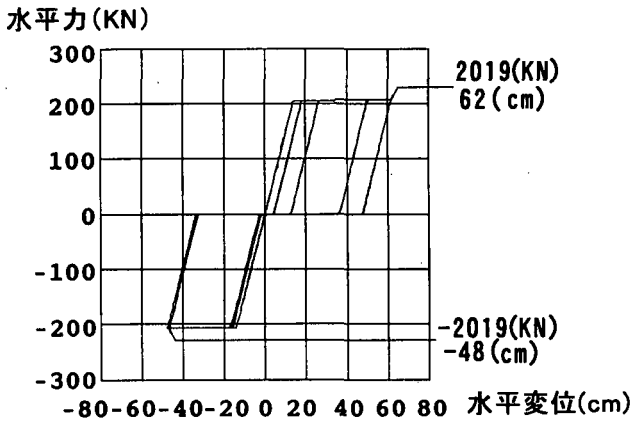


図-10 支承バネの水平力-変位 (Case 1)

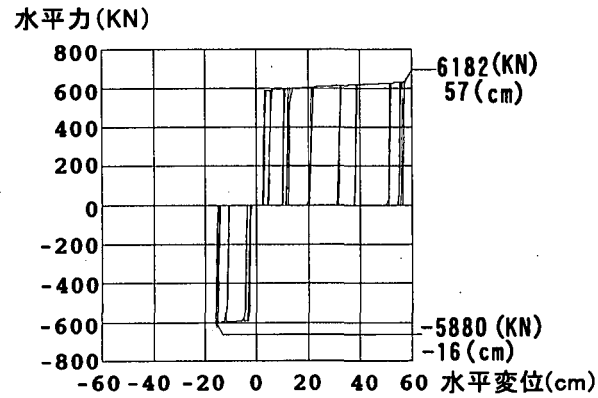


図-11 橋台バネの水平力-変位 (Case 3)

EW)を用いて比較することとした。その結果、最終的な最大水平変位を比較するとCase3で12cm、Case4で38cmとなり、桁の滑り現象において橋台の抵抗値が支配的であること、解析に用いる地震波形によって衝突回数が異なることを確認できた。

(3) 地震加速度の影響について

入力加速度を1.5倍に変更することにより作用力が付加した場合の橋台への衝突の影響を検討した。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 70cm となった。

図－14 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で比較すると、桁の水平変位が 32cm と 64% に抑制される結果となった。このことから橋台が桁の滑り現象において大きく抵抗をすることが明らかになった。
- ⑤入力加速度を 1.5 倍と変更した場合、作用入力加速度が最大の時で比較すると、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、作用入力加速度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

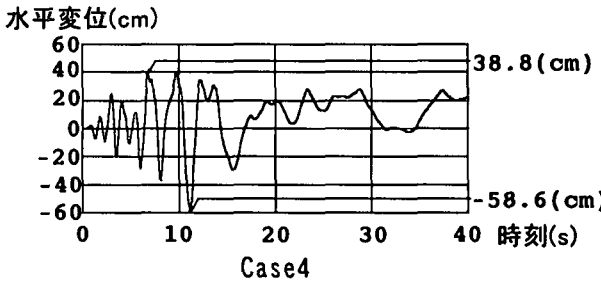
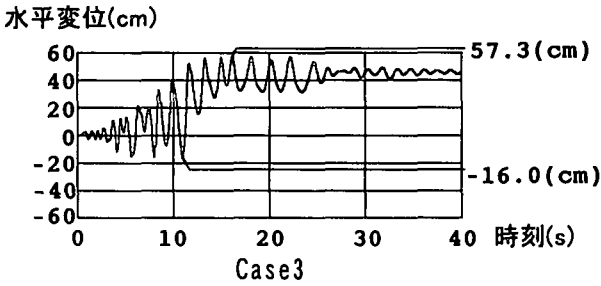
1) 九州工業大学:1999 年 9 月 21 日台湾集集地震橋梁被害調査報告書, 2000. 4.

2) Caltrans : Section 8 Seismic Analysis of Bridge Structure,Bridge Design Practice October,1995.

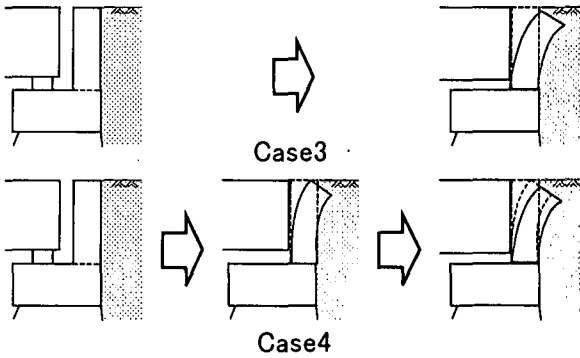
3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, IV 下部構造編, 1996. 12.

4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996. 12.

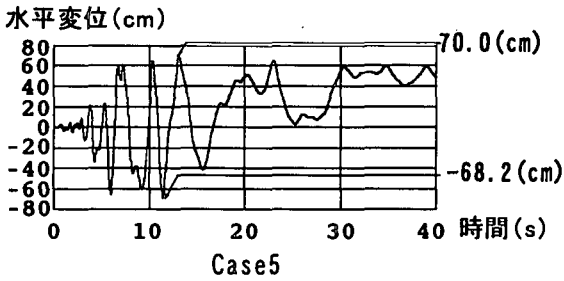
5) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi : 橋梁の耐震設計と耐震補強, 川島一彦監訳, 技報堂出版, 1998



図－12 桁位置での水平変位時刻歴



図－13 橋台へのめり込み現象の比較



図－14 桁の時刻歴水平変位図

計と耐震補強, 川島一彦監訳, 技報堂出版, 1998

6) 大塚久哲, 田中智行, 愛敬圭二, 柚辰雄: 既設連続箱桁橋における免震化及び橋台背面土の抵抗を考慮した耐震補強対策, 橋梁と基礎, 2001. 10.