

台湾集集地震における長庚橋の桁衝突解析

Dynamic analysis with collision of girders for Chang-Geng Bridge damaged to the Taiwan Chi-Chi earthquake

田崎賢治*, 幸左賢二**, 手嶋康博***, 小郷政弘****
 Kenji Tasaki, Kenji Kosa, Yasuhiro Teshima, Masahiro Ogo

*正会員 工修 大日本コンサルタント(株)九州支社 構造技術部 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-5-19)
 (現 九州工業大学大学院工学研究科社会人博士課程)

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

***学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

****正会員 工修 (株)構造技術研究所 (〒890-0032 鹿児島市西陵5-10-3)

Among the bridges damaged by the 1999 Chi-Chi Earthquake in Taiwan, the Chang-Geng Bridge showed unique damage that two girders fell to the ground in spite of no fault displacement. The cause of the fall is assumed to be the horizontal displacement of the girders due to earthquake loading. To simulate the collision of girders and confirm that assumption, nonlinear dynamic analysis was conducted on the Chang-Geng Bridge. Analytical results revealed the mechanism of collision of girders and the fact that nonlinear characteristics of the soil behind the abutment have effect on the response of bridge girders.

Key Words : Chi-Chi Earthquake, Chang-Geng bridge, Nonlinear dynamic analysis, collision of girders

キーワード: 台湾集集地震, 長庚橋, 非線形動的解析, 桁衝突

1. はじめに

1999年9月21日, 台湾において台湾中部を震源(震源深さ6.99km)とするM7.6の地震が発生し, 橋梁にも甚大な被害を生じている。この台湾集集地震において被害を受けた橋梁の中で, 長庚橋は断層が確認されていないにも関わらず, 桁が橋台にめり込み, 図-1に示すように桁2連が落橋に至る特徴的な被害を受けている¹⁾。

長庚橋の落橋の主要因として, 地震動により支承が破壊し, 桁同士が衝突を起こして桁が橋台背面土にめり込んだことが考えられる。そこで, 大規模地震時にこのような桁衝突現象が起こる可能性があることの認識に立ち, 長庚橋を対象モデルとして, 現地での調査結果¹⁾及び入手した竣工図をもとに非線形動的解析による桁衝突のシミュレーションを行った。

本研究では, 単純桁同士の玉突き衝突現象がどのように起こっているのか, また, それが桁の最大応答にどの

ような影響を与えるのかを明らかにすることを目的として, 衝突のメカニズムについて検討を行ったものである。また, この中で, 解析精度に大きく影響を及ぼすと考えられる橋台パラペット部の抵抗パネに着目し, その抵抗値をパラメータとした解析を行い, その影響度について検討した結果を報告する。

2. 長庚橋の構造諸元および損傷状況

長庚橋は13径間の単純桁橋梁である。中央部の11径間はいずれも径間長34.7m, 幅員13.1m, 桁高2.0mの5主桁P-C構造であり, 橋台側の両端部桁には13mの短い単純桁が存在する。入手した竣工図をもとに長庚橋の構造一般図を図-2に示す。基礎は直径が約6mのケーソン基礎, 橋脚は高さ5~8m, 自重 1.85×10^3 kNのRC単柱構造で, 上部工重量 6.71×10^3 kNを支持する。

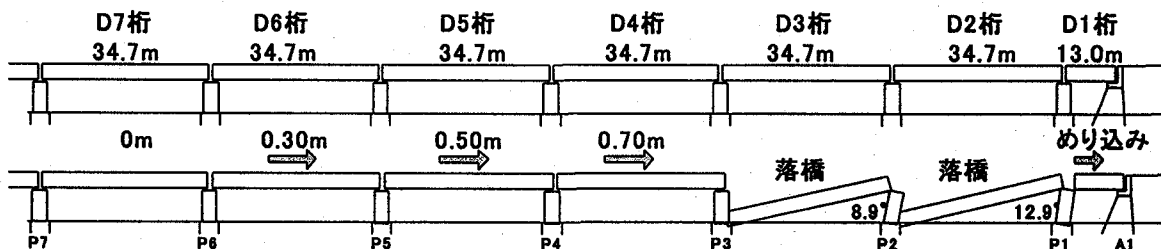


図-1 長庚橋の被害状況

橋脚断面は小判型の5.0m×2.0m、主鉄筋 D35 が125mmピッチで110本(主鉄筋比1.1%)、帯鉄筋はD16が300mm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。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、相対的に十分な鉄筋が配筋されていたことがわかる。また、橋台は高さ8.3mの重力式橋台で、堅壁は無筋コンクリートで造られている。パラペットについては、図-3に示すように、断面形状が13.0m×0.4m、主鉄筋φ13が200mmピッチの1段配筋である。

図-4に固定支承構造を示す。支承の平面形状は400mm×550mmで、薄いゴムを6段重ねたパットタイプである。固定タイプと可動タイプがあるが、違いは固定タイプに直径60mm、長さ450mm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500mm×500mm程度のせん断キーが設置されている。

損傷状況は図-1に示すように、P1およびP2以外の橋脚には特に損傷は認められないが、A1橋台側のD2桁、D3桁が落橋している。現地では明瞭な断層線は認められず、このような桁の水平移動によって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の最大応変変位が桁かかり長1.0mを超えたことや橋軸方向に落橋防止構造が存在しないこと、橋台パラペットの耐力不足などが挙げられる。現地における測量結果によると、P2橋脚、P1橋脚はそれぞれ8.9°、12.9°傾いているが、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P3~P2橋脚間で0.80m、P2~P1橋脚間で0.40m程度、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、P6橋脚上で0.30m、P5橋脚上で0.30m、P4橋脚上で0.50m、P3橋脚上で0.70m、それぞれの桁はA1橋台側に移動している。このことは、P6橋脚よりA1橋台側では、橋脚自身は移動していないにも関わらず、支承が破壊し、それぞれの桁自身が移動したことを示している。これらの桁の大きな水平移動により、桁がA1橋台パラペット部にめり込み、橋台背面土が大きく盛り上がっていることが確認されている¹⁾。

3. 桁衝突解析手法

3.1 解析モデルの設定

3.1.1 解析対象モデル

解析フレームモデルを図-5に示す。実橋の13径間すべてをモデル化することが理想であるが、実際に支承が破壊し、桁に残留変位を生じる被害が生じたのはD1~D6桁までの6径間である。したがって、今回の解析では、実際に桁衝突が起きたと考えられる径間を対象とし、簡便なモデルで評価することとした。なお、端部桁のD1桁は支間長13.0mと他の桁よりも短く、桁高も1.2m

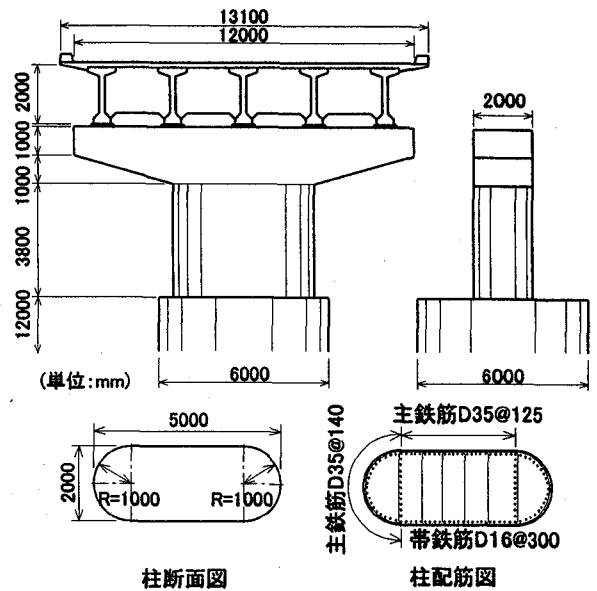


図-2 構造一般図

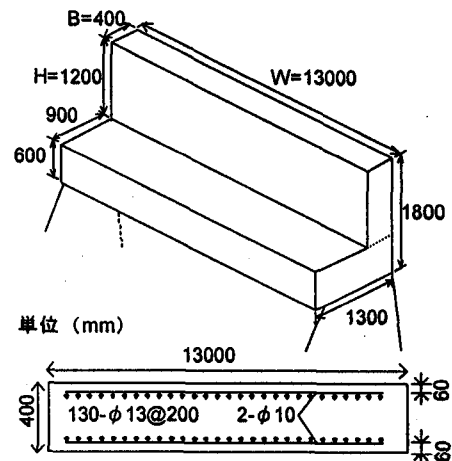


図-3 橋台パラペット部の断面形状

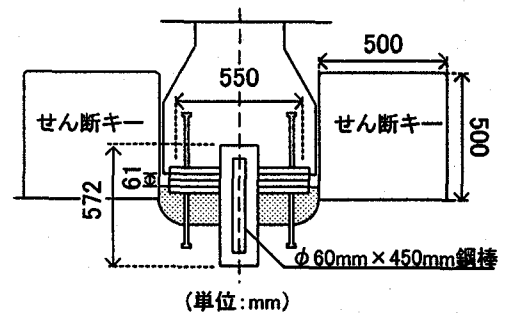


図-4 支承構造図

と低いため、D1桁を除くD2~D7桁までの等スパンの6径間を標準モデルとした。標準モデルでは、落橋に至ったD2桁が直接橋台に衝突すると仮定し、D2桁のA1橋台側端部に直接橋台の抵抗バネを設置している。すなわち、D1桁への衝突によるエネルギー消散が無いと仮定している。一方、D7桁は支承が健全で桁が残留変位を生じていないため、D7桁を支持する支承は弾性モデルとしている。

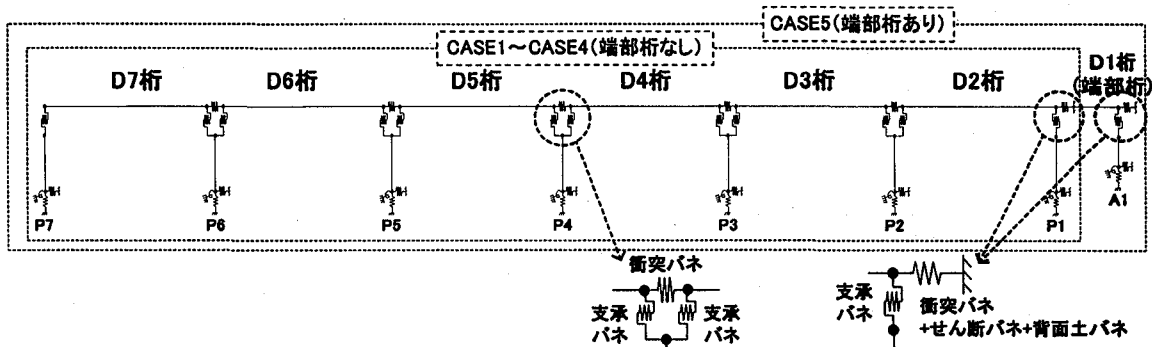


図-5 解析フレームモデル

3.1.2 支承のモデル化

実際の損傷状況では、移動防止の鋼棒が桁側で抜けている。この原因として、鋼棒の桁への埋め込み長が116mmと短く、桁の玉突き衝突時に大きな衝撃力が作用した可能性が考えられる。このため鋼棒の抵抗は小さかったと考えられ、その影響は考慮しないこととした。

ゴムパット支承のせん断ばね定数は、より現実的な値を用いるために、既往の実験結果²⁾より算出することとした。この中の水平力荷重実験では、ゴムパット支承が水平力により滑り始めた荷重は上部工反力 R_d の40%であり、その時の変形量はゴムの総厚の80%であった。この比率をもとに、対象橋梁の設計水平震度が $kh=0.2$ であったことから、支承の降伏耐力 P_{By} と降伏変位 δ_{By} を式(1)および(2)より算出することとした。

よって、 $P_{By}=671.3\text{kN}$ 、 $\delta_{By}=0.024\text{m}$ となり、1橋脚当り支承5個分のせん断剛性 K は $2.80 \times 10^4 \text{kN/m}$ となる。また、支承の非線形の履歴特性は、図-6(a)に示すように、支承が降伏した後は桁がゴム上を一定の摩擦力を伴いながら滑ることを再現するため、完全弾塑性型とした。

$$P_{By} = 0.2R_d \quad (1)$$

$$\delta_{By} = \alpha \times \Sigma te \times 0.8 \quad (2)$$

ここに、 R_d : 上部工反力=3357kN

α : 降伏耐力の比率=0.2/0.4=0.5

Σte : ゴムの総厚=0.06m

3.1.3 橋脚および基礎のモデル化

橋脚柱部における曲げの非線形特性は、平成14年の道路橋示方書V耐震設計編³⁾(以降、道示耐震編と称する)に準じて、ひびわれを考慮したトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を有するはりモデルとした。その他の橋脚梁部とフーチング部は剛はり要素を用いた。また、基礎部には、道示耐震編に準じて水平・鉛直・回転方向に集約バネを設置した。

なお、P1~P7橋脚まですべて同一断面である。

3.1.4 桁間衝突バネのモデル化

桁間衝突バネについては、桁が離れる方向、すなわち引張側では抵抗が無いものとし、図-6(b)に示すように、圧縮側のみで弾性抵抗を示すバネ特性を与えた。その初

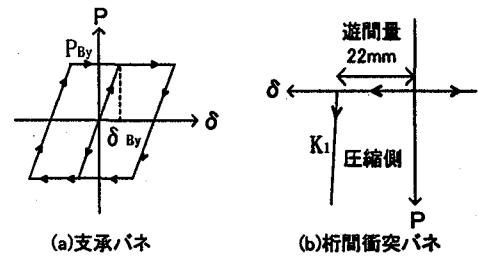


図-6 支承モデルと桁間衝突バネモデル

期剛性としては、既往の研究⁴⁾を参考とし、衝突バネの変位量が設定遊間量をオーバーしないことや衝突後の桁内に生じる応力度分布を精度よく評価できるように、桁の軸方向剛性と同等とした。よって、式(3)より、初期剛性 K_1 は $5.64 \times 10^6 \text{kN/m}$ となる。また、桁遊間量22mmを考慮して初期ギャップを与えた。

$$K_1 = EA/L \quad (3)$$

ここに、 E : コンクリートの弾性係数= $2.50 \times 10^7 \text{kN/m}^2$

A : 桁の断面積= 7.83m^2

L : 桁長= 34.7m

3.1.5 橋台パラペット部のモデル化

桁が橋台パラペットに衝突する場合の破壊形態として、本橋の橋台は重力式であり、躯体と比べてパラペットの耐力は小さい。現地の被害調査では、桁とパラペットの衝突により、パラペットがせん断破壊し、約1m背面土側にめり込む被害を確認している。したがって、本解析では、桁端部が面的にパラペットに接触する破壊形態として、せん断破壊損傷するモデルを用いた。パラペットのせん断耐力は道示耐震編に準じ、式(4)により算出するが、長庚橋の場合は、帯鉄筋がないことから、式(5)に示すコンクリートの負担分 Sc のみで算出する。その結果、パラペットのせん断耐力は $P_s = Sc = 1909.3 \text{kN}$ となる。

$$P_s = S_c + S_s \quad (4)$$

$$S_c = 0.82 \times Pt^{1/3} \times (1/d)^{1/3} \times b \times d \quad (5)$$

ここに、 Sc : コンクリートの負担するせん断耐力

Ss : せん断補強筋の負担するせん断耐力

Pt : 引張主鉄筋比=0.17%

d : パラペット断面有効高=0.34m

b : パラペット断面幅=13.0m

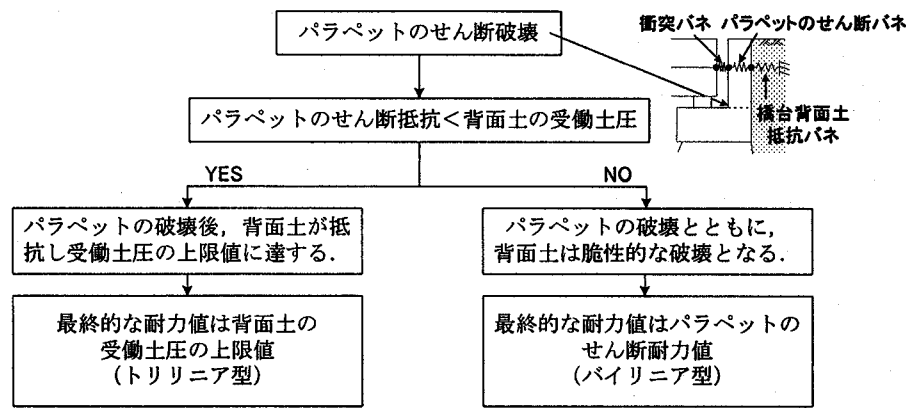


図-7 橋台部の抵抗バネのモデル化における考え方

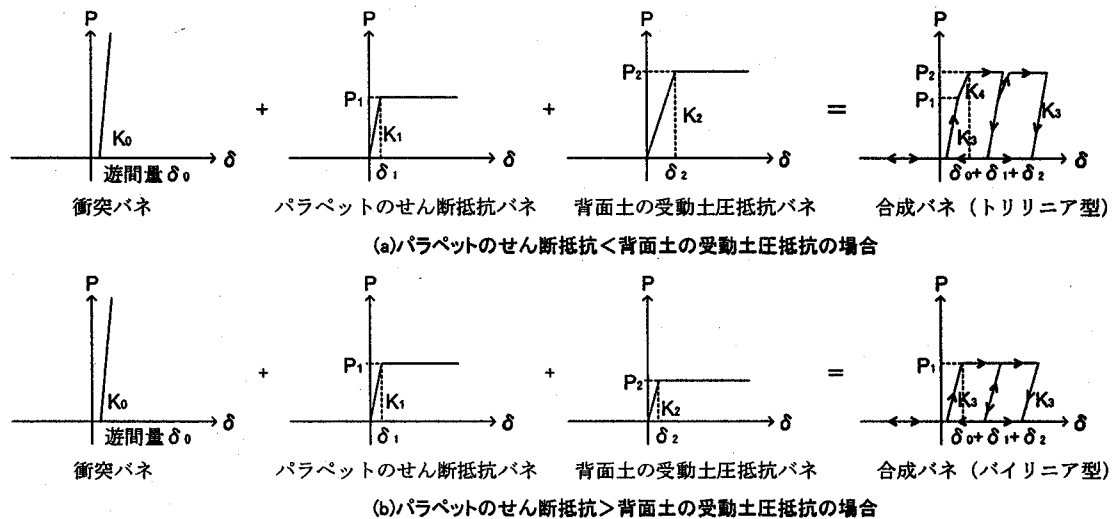


図-8 パラペットのせん断バネと背面土の抵抗バネ

一方、桁がパラペットに衝突すると、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土の抵抗を設定する。

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、せん断摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、粘性定数 $C = 0$ と仮定した。道路橋示方書IV下部構造編⁹⁾に規定されている水平方向地盤反力係数から、パラペットの背面面積より初期剛性 K_1 は $1.42 \times 10^6 \text{ kN/m}$ となる。また、土圧抵抗の最大耐力は、道示耐震編に示される L2 レベル、タイプ II 大規模地震時の地表面の設計水平震度 $kh = 0.7$ を用いて地震時受働土圧式より算出し、パラペット高 $h = 2.0 \text{ m}$ 分のみを考慮して $2.298 \times 10^3 \text{ kN}$ を標準ケースとして設定した。

桁がパラペットに衝突する場合、パラペットと背面土のうち先に衝突力が作用するのはパラペットである。なぜなら、パラペットが押し込まれて変形しない限り、背面土が変形することは考えにくいからである。また、先に述べたように、パラペットの破壊形態はせん断破壊であると考えると、パラペットのせん断耐力と背面土の耐

力との大小関係により、破壊順序・破壊形態は図-7に示すフローとなり、図-8に示すように、衝突バネとパラペットのせん断バネと背面抵抗土バネの直列バネを1つの合成バネとして設定することができる。

図-8に示す橋台部の合成モデルは背面土の受働土圧抵抗とパラペットのせん断抵抗の大小関係でモデル化が異なり、パラペットのせん断抵抗が背面土より小さい場合はトリリニア型、大きい場合はバイリニア型となる。この中で、合成バネのバネ定数 K は、各直列バネの合成バネ定数であり、例えば、 K_3 は衝突バネ K_0 、パラペットのせん断バネ K_1 を合成したものであり、 K_4 は衝突バネ K_0 、背面土の抵抗バネ K_2 を合成したものである。また、非線形の履歴モデルは、桁が橋台部に衝突して背面土バネが非線形領域に達した後、最大変形時の荷重 P が $P = 0$ まで除荷された時の変位に到達するまでは抵抗を受けないスリップ型のバイリニアモデルとした。なお、合成バネの履歴モデルにおける戻り勾配は、衝突バネ K_0 を考慮した初期勾配 K_3 と同じとしている。これは衝突バネに比べて柔らかいパラペットのせん断バネや背面土の抵抗バネに応答が支配されることから、最大応答は衝突バネの有無によらないことを確認しているためである。

表-1 解析ケース

解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
橋台背面土の受働土圧抵抗力 (kN)	1909.3	2298.1 標準ケース	4187.0	9626.5	1909.3
径間数	6 径間			7 径間	
端部桁の有無	無			有	
入力波形	台湾地震波形 (Tcu068E-W)				
	JR鷹取駅波形 (E-W)				

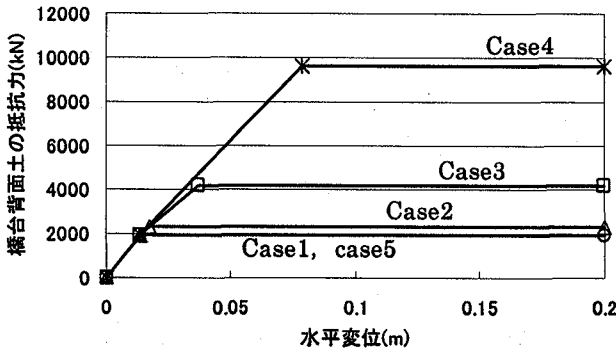


図-9 解析ケースと橋台パラペット部のバネモデル

3.2 解析ケース

表-1 および図-9 に解析ケースを示す。解析パラメータとしては、橋台背面土の受働土圧抵抗を変化させた Case1~Case4 と図-5 の解析フレームモデルに示すように端部桁を考慮する Case5 である。橋台部の合成バネの最終的な耐力値は図-7 のフローに基づき、Case1, Case5 はパラペットのせん断耐力、Case2~Case4 は受働土圧抵抗として設定している。具体的には、Case1 は橋台背面土の土質条件が液状化等の悪条件によりほとんど抵抗しない場合を想定しており、Case5 は端部桁の桁高が 1.2m と他の桁高 2.0m より低く、パラペット背面土の抵抗面積が小さくなるため、合成バネの最終耐力がパラペットのせん断耐力により決まる。また、Case2 は先述の標準ケースであり、Case3 は同様に、L1 レベルの設計水平震度 $K_h=0.25$ を用いたケースである。一方、Case4 は Caltrans が実験により求めた算定式⁹⁾を用いている。

Caltrans では実験結果より最大有効土圧を 239kPa とし、地震時荷重に対しては最大有効土圧を約 50% 増して 368kPa とし、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式(6)および式(7)により求められ、橋台パラペット部の抵抗バネ定数 K_1 は $1.22 \times 10^6 \text{ kN/m}$ 、降伏耐力 P_y は $9.62 \times 10^3 \text{ kN}$ となる。

$$K_1 = 47000 WH \text{ (kN/m)} \quad (6)$$

$$P_y = 370 WH \text{ (kN)} \quad (7)$$

ここに、W：パラペットの幅 = 13.0m

H：パラペットの高さ = 2.0m

また、解析パラメータとして、入力地震波形は図-10 に示すように、台湾地震波形 (Tcu068E-W) と兵庫県南

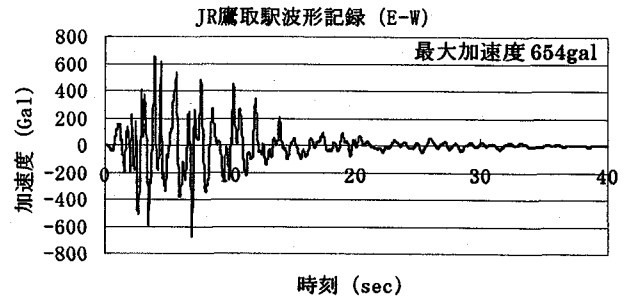
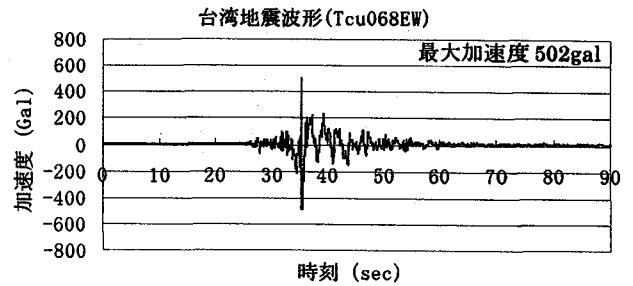


図-10 入力地震波形

地震における JR 鷹取駅波形 (E-W) を用いた。ここで、台湾地震波形 (Tcu068E-W) は長庚橋に比較的近い観測地点の波形である。

3.3 解析方法

時刻歴応答解析における数値積分には、ニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔は解の収束性と桁の応答加速度の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 秒とした。また、各非線形部材の履歴減衰の他に、粘性減衰としてレーリー減衰を用いた。なお、解析ソフトは、橋構造計画研究所の「RESP-T」を使用している。

4. 標準ケースの解析結果

4.1 応答結果

標準ケース (Case2) で最大加速度が大きい JR 鷹取波形を用いた場合の解析結果を示す。

図-11 に、A1 橋台側に最も近い D2 桁の時刻歴応答変位波形を示す。図中の+側が A1 橋台側の変位を示している。これによると、まず、5.2 秒付近に着目すると、+側に 0.3m 程度変位しており、A1 橋台部の遊間量は 22mm であることから、すでにこの時点でパラペットを押し込み、橋台背面土にめり込んでいることがわかる。さらに、6~7 秒付近で水平変位が 0.8m 程度まで急激に増加するが、このときの橋台背面土の押し込み量は前の履歴ですでに 0.3m 押し込まれているため、その差の 0.5m 押し込まれたことになる。その後、最大応答変位 1.225m まで増加し、残留変位が生じる結果となる。

長庚橋のように桁かかり長が 1.0m 程度の場合、このように、桁が橋台背面土にめり込み約 1.2m も変位することにより、桁かかり長を超えて落橋に至る可能性があることがわかる。

また、図-12に、同じD2桁の時刻歴応答速度波形を示す。これによると、最大応答速度 2.082(m/s)は時刻 6.280秒で生じている。これは、D2桁が橋台背面土に最も大きくめり込む直前に相当するものであり、このときのD2桁の運動エネルギーWは、式(8)より算出し、 $W=151.4$ (kJ)で最大となる。

$$W=1/2 \cdot m \cdot v^2 \quad (8)$$

ここに、m：桁の質量=69.85t

v：桁の速度=2.082m/s

図-13に、D2桁を支持する支承の応答履歴図を示す。支承の応答履歴結果によると、支承は上部工の地震慣性力により降伏し、桁が支承上を一定の摩擦力を伴いながら滑っている状態となっていることがわかる。支承の最大変位は1.222mであり、これはD2桁の最大応答変位と一致する。

また、図-14に、橋台パラペット部の応答履歴図を示す。これによると、D2桁が橋台パラペットに衝突後、パラペットが破壊し、背面土の受働土圧の上限値を超えて非線形の応答履歴となっている。履歴の中で水平変位が0.3~0.8mの間は、一度も戻り勾配がなく、この間は桁が一度に背面土にめり込んだことを示している。最大応答変位は1.222mで、D2桁の最大応答変位やD2桁を支持するP1橋脚上の支承の最大応答変位と同等の結果となる。

4.2 桁衝突のメカニズム

解析対象モデルは6連の単純桁からなる橋梁であるため、各橋脚上の支承が破壊後、各桁同士が玉突き衝突を起こす可能性がある。そこで、標準ケース (Case2) でJR鷹取波形を用いた場合の解析結果をもとに、各桁の衝突メカニズムをタイムステップごとに追跡した。図-15に各桁の水平変位の時刻歴を示す。図中のD7桁は弾性支承に支持されているため、他の桁に比べると応答変位は小さくなっている。この中で、D2桁の橋台背面土へめり込み量が最も大きくなる時刻 5.8~7.2秒に着目した桁の衝突状況図を図-16に示し、概要を解説する。

- ①：(時刻 5.80 秒) D5~D2 桁まで D7 桁方向に単独で移動しており、D5 桁と D6 桁が衝突する。
- ②：(時刻 5.83 秒) D6 桁と D7 桁が衝突する。
- ③：(時刻 5.87 秒) D7 桁と D6 桁が一体となって D5 桁に追突する。衝突後は A1 橋台方向に移動する。
- ④：(時刻 5.92 秒) D7~D5 桁が一体となって D4 桁と衝突する。衝突後は A1 橋台方向に移動する。
- ⑤：(時刻 5.94 秒) D7~D4 桁が一体となって D3 桁に衝突する。衝突後は A1 橋台方向に移動する。
- ⑥：(時刻 6.00 秒) D6~D3 桁が一体となって D2 桁に衝突する。
- ⑦：(時刻 6.02 秒) D4~D2 桁が D7~D5 桁に押され、A1 橋台方向に移動する。このとき、D4~D2 桁は一体となる。

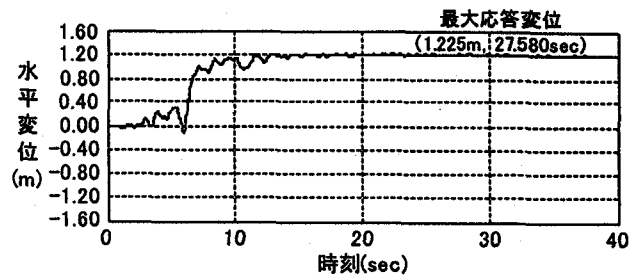


図-11 D2 桁の時刻歴応答変位波形

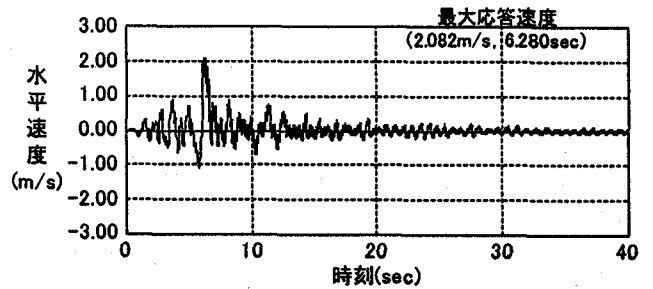


図-12 D2 桁の時刻歴応答速度波形

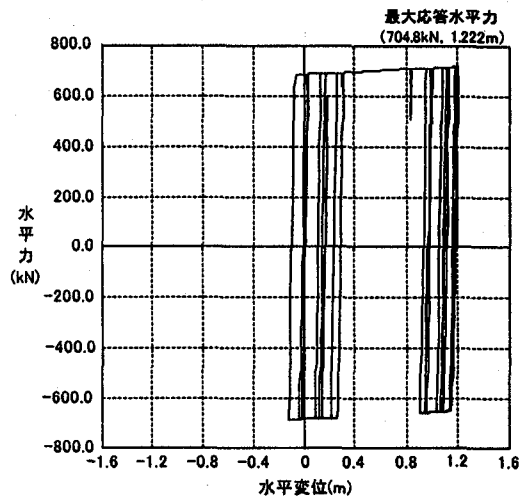


図-13 支承の応答履歴 (P1 橋脚)

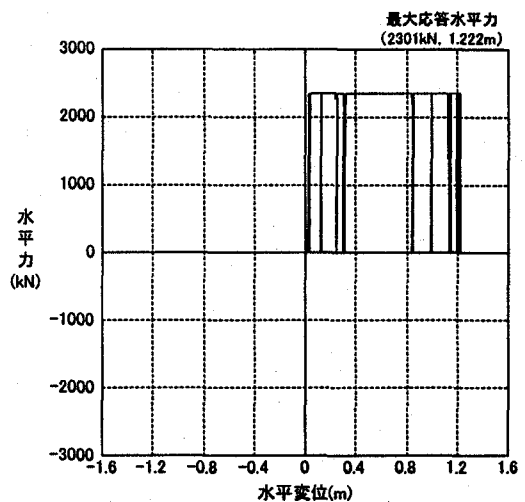


図-14 橋台パラペット部の応答履歴

- ⑧: (時刻 6.07 秒) D2 桁が D4~D3 桁に A1 橋台側に押され、単独で移動し始める。このとき、D7~D5 桁も単独となる。
- ⑨: (時刻 6.28 秒) D2 桁は徐々に加速し、D2 桁の運動エネルギーが最大となる。このとき、後方では D4 桁が D5 桁に追突される。
- ⑩: (時刻 6.74 秒) D2 桁がパラペットと衝突し、パラペットとともに背面土に一気に 0.523m めり込む。このとき、後方では D5 桁が D6 桁に追突される。
- ⑪: (時刻 6.80 秒) D2 桁がパラペットから離れたところで、後方から来た D3 桁と衝突する。
- ⑫: (時刻 7.18 秒) D2 桁は D3 桁に押し戻され、再びパラペットに衝突する。

このように、D6 桁から D2 桁の順に衝突が起きており、前に衝突した桁同士は一体となって次の桁に衝突していることがわかる。各桁が衝突する直前の衝突対象桁の運動エネルギーは表-2 に示すように、衝突の起こる順に大きくなり、D3 桁は D4 桁と比べて約 3.1 倍、最後に衝突した D2 桁は D3 桁と比べて約 2.5 倍大きくなっている。D2 桁が衝突した時刻 6.00 秒以降は、一気に A1 橋台側に押し出され、最大めり込み量まで桁の玉突き衝突は起こっていない。このことは、図-15 に示す各桁の水平変位の中で、時刻 6 秒後のグラフの傾き、すなわち各桁の速度は D6 桁から D2 桁の順に大きくなっていることから明らかであり、桁衝突により D2 桁が最も大きな運動エネルギーを伝達されたことになる。

以上の標準ケースの解析結果より、上部工慣性力により支承が破壊後、桁が衝突を伴いながら橋脚上を滑り、橋台パラペットを破壊し、橋台背面土まで桁がめり込む現象をシミュレーションすることができた。

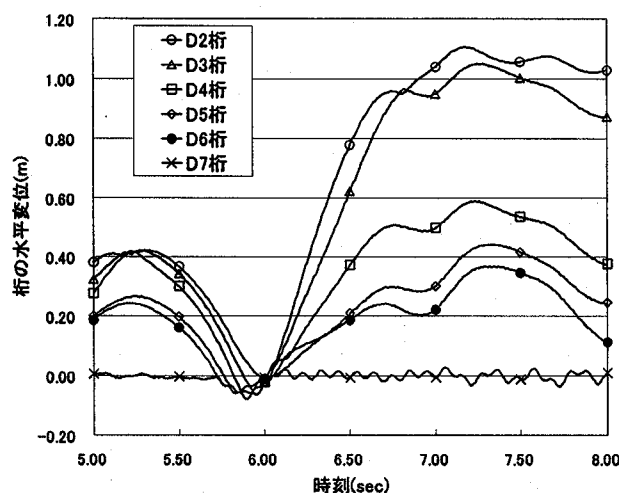


図-15 各桁の水平変位

表-2 衝突直前の運動エネルギー

衝突対象桁	時刻 (sec)	衝突対象桁	衝突対象桁の運動エネルギー (kJ)
D6 桁衝突	5.83	D7 桁	0.90
D5 桁衝突	5.87	D7-D6 桁	4.72
D4 桁衝突	5.92	D7-D5 桁	6.27
D3 桁衝突	5.94	D7-D4 桁	19.51
D2 桁衝突	6.00	D6-D3 桁	48.12

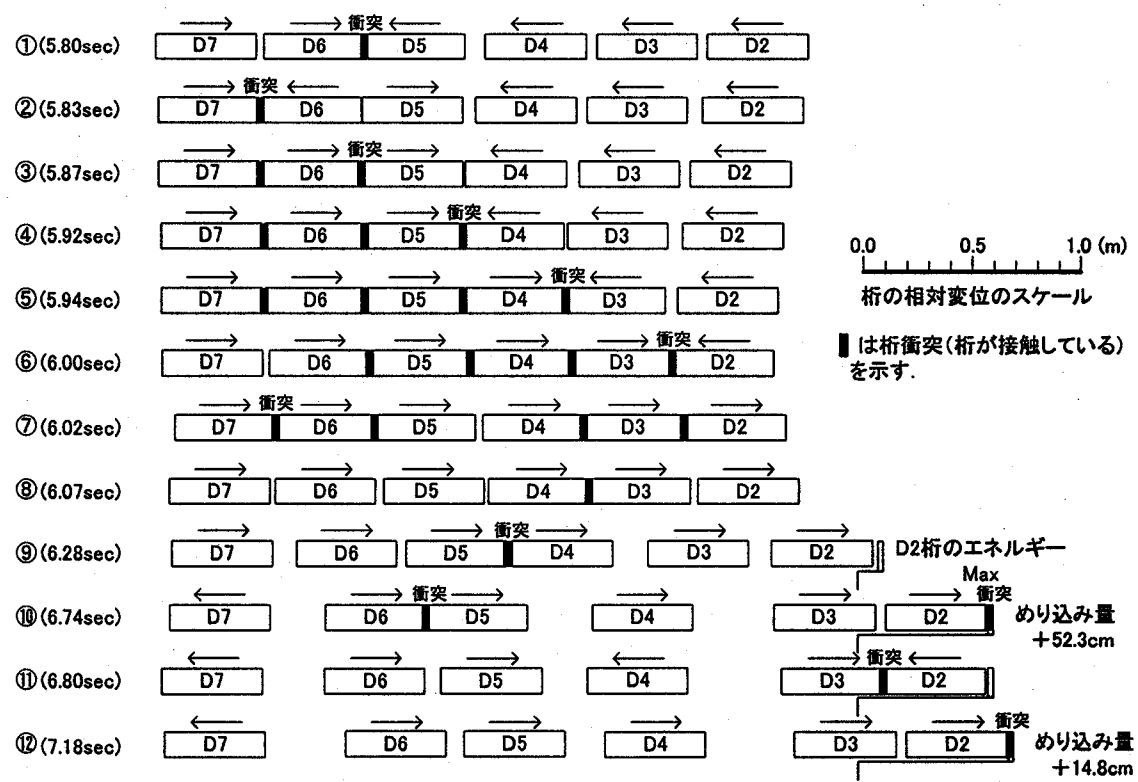


図-16 玉突き衝突のメカニズム (標準ケース)

5. パラメータ解析結果

5.1 入力地震波形の影響

本解析で用いた2つの入力地震波形について、D2 桁の最大水平変位、すなわち橋台背面土のめり込み量をプロットした結果を図-17に示す。図中には、台湾波形に対する応答結果を点線で、JR 鷹取波形に対する応答結果を実線で示している。この図から、今回用いた台湾波形 (Tcu068EW) の場合は、JR 鷹取波形の場合と比べて最大応答変位が約30%と小さく、JR 鷹取波形を用いた場合の方が実際の被害状況に近い応答結果となる。したがって、実際の被害状況から、長庚橋は局所的に Tcu068EW 波形よりも大きな地震波形が作用した可能性がある。

5.2 橋台背面土の強度の影響

図-17 は横軸に橋台背面土抵抗バネの耐力値を示す。この中で、耐力値を変化させた Case1~Case4 について、JR 鷹取波形の結果に着目すると、背面土抵抗バネの耐力値が最も小さい Case1 の最大応答変位は 1.230m であり、耐力値が大きくなるにつれて最大応答変位は小さくなる。Caltrans の実験値を用いた Case4 では最大応答変位は 0.577m となり、Case1 と比べて約47%となる。このことから、橋台背面土抵抗バネの耐力値は応答結果に大きく影響を与えることがわかる。

5.3 端部桁の影響

端部桁 D1 を考慮した Case5 について、同様に端部桁の最大応答変位を図-17に示す。端部桁の有無が異なる Case1 (6 径間) と Case5 (7 径間) を比較した結果、JR 鷹取波形に対する最大応答変位は端部桁 D1 のある Case5 の方が D1 桁の無い Case1 に対して約78%と小さくなっている。これは表-3 に示すように、端部桁が橋台パラペットに衝突する直前の最大速度は、端部桁 D1 桁のある Case5 の方が14%程度大きい、上部工質量が Case1 の D2 桁と比べて Case5 の D1 桁の方が38%程度と小さいため、最大運動エネルギーは Case5 の D1 桁の方が Case1 の D2 桁と比べて48%程度と小さいことが原因と考えられる。なお、最大速度の発生時刻が Case1, Case5 とともに同時刻であるため、衝突のメカニズムは端部桁 D1 桁の有無に関わらず、図-16 に示したものと同等であるとえられる。

6. まとめ

以上より、本論文で設定した入力地震波形および解析モデルに対して行った解析の結果、以下の結論を得た。

- (1) 桁衝突を考慮した非線形動的解析の結果、上部工慣性力により支承が破壊後、桁が衝突を伴いながら橋脚上を滑り、橋台背面土まで桁がめり込む現象をシミュレーションにより確認できた。

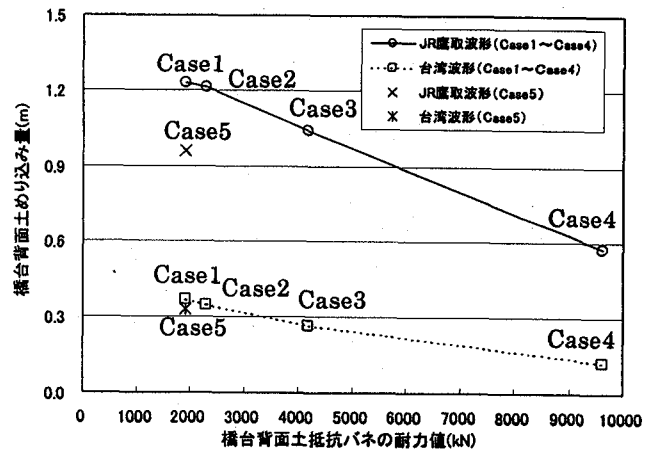


図-17 各ケースの上部工最大応答変位の比較

表-3 端部桁の有無の違いによるエネルギーの比較

解析ケース	Case1 (6 径間)	Case5 (7 径間)
端部桁 D1 の有無	無	有
端部桁の最大変位 (m)	1.230	0.957
端部桁の最大速度 (m/s)	2.083	2.367
最大速度発生時刻 (sec)	6.308	6.308
桁の質量 (kg)	69850	26180
桁の運動エネルギー (kJ)	151.54	73.34

- (2) 入力地震波形により桁衝突の挙動や応答結果は異なることが考えられるが、本論文で特定した入力地震波形に対する結果では、D6 桁から D2 桁の順に衝突が起きており、前に衝突した桁同士は一体となって次の桁に衝突していることがわかった。
- (3) 橋台背面土の抵抗バネの耐力値により、桁の応答が大きく異なることから、背面土の抵抗特性を実験等により正確に評価することが必要である。
- (4) 長庚橋の橋台のように、パラペットのせん断耐力が比較的小さい場合、今回用いたような入力地震波形によっては桁が橋台にめり込むような被害が生じる危険性があることがわかった。

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) 建設省土木研究所：ゴム支承の繰り返しせん断実験報告書，1985.1
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002.3
- 4) 渡邊学歩，川島一彦：衝突バネを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.125-139，2001
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.254-257，2002.3
- 6) Caltrans：Section 8 Seismic Analysis of Bridge Structure, Bridge Design Practice October, 1995.

(2002年9月13日受付)