

◆ 特集：土木構造物の耐震補強技術 ◆

既設道路橋の耐震性に及ぼす橋台の変位拘束効果の影響

小林 寛* 運上茂樹** 小倉裕介***

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、高架橋などの陸上部の既設橋梁についての耐震補強は順次進みつつあるところである。一方、仮締切りを必要とする河川を横断する橋梁など施工条件が厳しい橋梁の耐震補強においては、各下部構造を鉄筋コンクリートや鋼板などで巻き立てて補強する従来の工法では多額の費用を要するなどの課題が上がっており、より効果的かつ経済的な耐震補強法の開発が求められている。

河川橋の場合には、通常両端に橋台を有する構造が一般的である。一般的な橋梁では、橋台パラペットと上部構造桁端部間の遊間は大きくはなく、大規模地震時には桁端部と橋台が接触し、これによって桁の橋軸方向の変位が拘束されることが想定される。橋台によって桁の変位が拘束される結果として、橋脚等への損傷が軽減されることが考えられることから、この影響を適切に評価することが重要である。

既往の地震被害においても、橋桁と橋台が接触し、桁端部や橋台パラペットには衝突による損傷を生じたが、橋脚等橋の主要構造には大きな被害が生じなかった事例も見られる。従来の設計では必ずしも考慮されてこなかったが、一般に橋台は側面にウイング構造を有し、また、橋台背面には裏込め土とともに踏掛版も存在する場合が多いなど、背面側方向に対する抵抗特性は比較的大きい

ことが予想される。

本文は、個々の橋脚の補強を不要にし、橋全体構造系を考慮した耐震性評価法及び耐震補強工法の開発を目的として、両端に橋台を有する連続桁形式の既設橋梁を対象に、橋台及び背面土の挙動特性を解析的に検討し、橋梁全体の変形拘束に及ぼす影響について検討した結果をまとめたものである。さらに、橋梁規模、橋台耐力が橋梁全体の地震時に挙動に及ぼす影響を解析的に明らかにし、有効な耐震補強対策の方向性についてまとめた。

2. 桁と橋台の衝突を考慮した橋全体系の解析

2.1 解析モデル

まず橋梁全体の衝突挙動を検討するため、文献¹⁾を参考に図-1に示す橋梁全体系の非線形解析モデルを作成した。橋台および橋脚の詳細を図-2に示す。解析対象橋梁はゴム支承を用いた橋長200mの5径間連続鋼I桁橋で、桁の両端は高さ10mの逆T式橋台により支持し、橋脚高さは10m、地盤種別はⅡ種地盤とした。ここでは橋台部における損傷挙動の検討が目的であるため、橋脚は新設橋梁相当とし、レベル2地震に対し地震時保有水平耐力法により設計した結果2.2m×5mの断面を持ち橋軸方向にD32を2段配筋したものをモデル化した。基部に塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネを設置し、橋脚躯体は非線形はり要素、はり部およびフーチングは剛体とした。

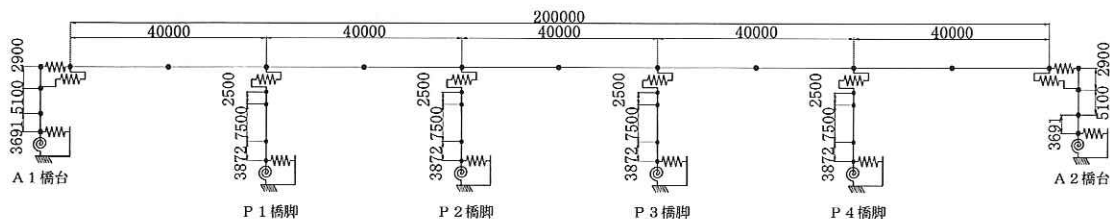


図-1 橋梁全体系モデル

履歴特性は武田型履歴モデルを用いた。橋台背面にはN値=5の砂質土(せん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma=19\text{kN/m}^3$)の盛土を想定してモデル化した地盤バネを設置した。このバネは押し込み側のみ抵抗するものとし、橋台と背面土が剥離する方向には抵抗しないものとした。基礎地盤バネは別途実施した橋台単独モデルによる衝突解析²⁾における最大変位が橋台降伏程度であったことから、道路橋示方書³⁾に示される動的解析に用いる線形の水平および回転バネとした。

桁の衝突位置はパラペット上端から0.2m下方とし、図-3に示すように遊間変位として0.15mまでは力を伝達しない衝突バネを設置した。衝突バネ剛性は、川島の研究⁴⁾を参考に $3 \times 10^6\text{kN/m}$ とした。また、ここでは落橋防止構造の影響は考慮しないこととした。

解析モデルは、パラペット部材について非線形はり要素(武田型履歴モデル)としてモデル化した「既設モデル」と、パラペットを補強することを想定してたて壁と同じ剛性を有する線形はり要素としてモデル化した「補強モデル」を作成した。

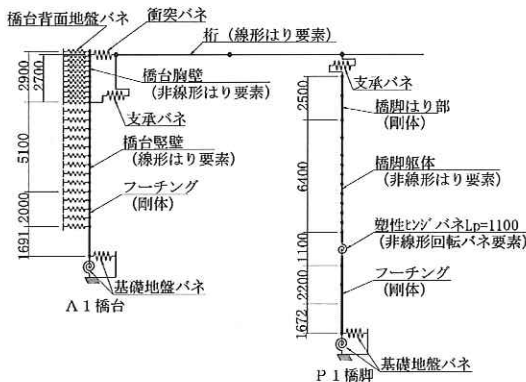


図-2 全体系モデル詳細

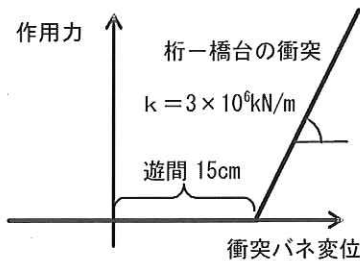


図-3 衝突バネ

さらに応答値の比較のため、既設モデルにおいて衝突を無視したケースも解析した。なお、既設モデルにおいてはウイングはモデル化に考慮していない。

2.2 解析条件

入力地震動は、II種地盤のタイプII地震としてJR西日本鷹取駅構内地盤上波を用いた。動的解析にはNewmark β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は0.0005秒とした。また、粘性減衰モデルはRayleigh減衰を用い、Rayleigh減衰係数は解析モデルの初期剛性によるひずみエネルギー比例減衰より、桁の振動モード、橋脚の振動モードにより設定した。ひずみエネルギー減衰の算定には表-1の部材減衰定数を用い、橋台背面地盤については履歴減衰のみ考慮した。

2.3 解析結果

応答の大きい前半15秒間における桁の変位時刻

表-1 部材の減衰定数

部 位	減衰定数
橋脚躯体、既設モデル胸壁(非線形部材)	2%
橋脚はり部、フーチング(線形はり部材)	5%
桁(線形はり部材)	3%
支承バネ	4%
橋台背面地盤バネ	0%
基礎地盤バネ	20%

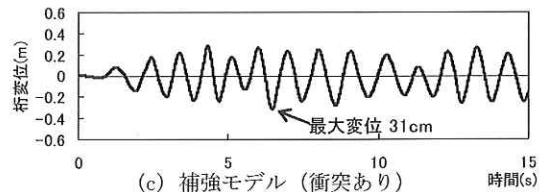
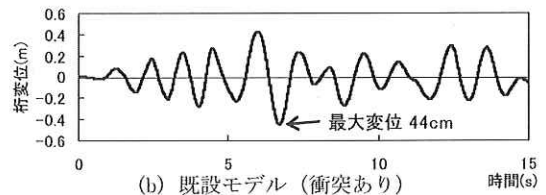
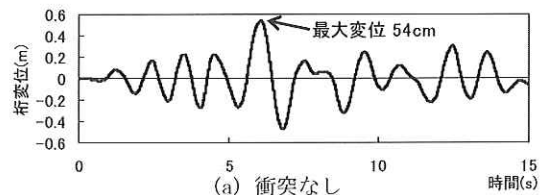


図-4 桁変位の時刻歴

歴を図-4に示す。図-4 (a) の桁の衝突がない場合と比較して、図-4 (b) (c) の衝突を考慮した場合は桁の最大変位が減少し、特に補強モデルでは、桁が遊間0.15mの間で衝突を繰り返して応答が短周期になっている。図から応答周期を読みとると、(a) (b) は1.5秒、(c) は1.0秒程度であった。

ここで、各解析ケースにおける桁、橋脚天端、橋台衝突位置の最大応答変位を図-5に示す。既設モデルで衝突させた場合、衝突なしのケースと比較して橋脚変位は26%減少したが、橋台変位は終局変位を上回る0.29m発生し、パラベットの損傷が大きいことがわかる。一方、補強モデルでは橋脚変位は57%減少し、橋台変位は0.12mとなった。この橋台の変位は、プッシュオーバー解析により求めた基礎の降伏程度である。したがって、本橋梁の条件程度であれば、桁を橋台に衝突させることにより、橋台基礎と橋台背面土が桁の変位を拘束する効果があることがわかり、その結果橋脚の耐震性が向上することが明らかとなった。

また、最大衝突力が発生したA1橋台側の衝突パネにおける作用力の時刻歴を図-6に示す。図-6 (a) の既設モデルでは、衝突によりパラベットに

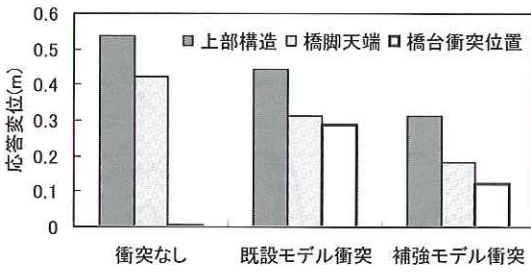
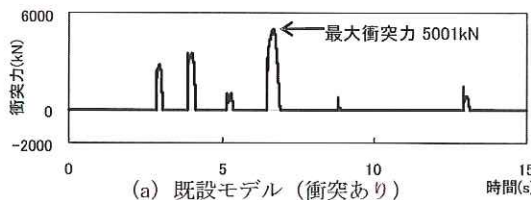
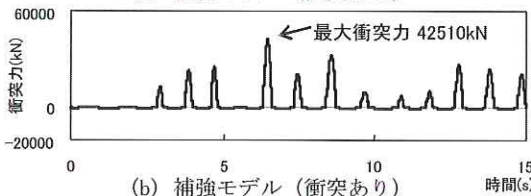


図-5 応答変位の比較



(a) 既設モデル (衝突あり)



(b) 補強モデル (衝突あり)

図-6 A1橋台衝突パネ作用力時刻歴

残留変位が発生して遊間量が増大し、補強モデルと比較すると衝突回数が少なくなった。また、既設モデルでは最大5001kN、補強モデルでは最大42510kNの衝突力が発生し、補強モデルでは既設モデルの8.5倍の衝突力が発生した。

この衝突力以上のせん断耐力を得るためには、パラベットにD25の帯鉄筋を125mmピッチで配筋する必要がある。また、衝突力を単純に床版の全断面積(11m×0.25m)で除した応力度は15N/mm²程度となり、衝突力による圧縮応力は終局限界状態の設計圧縮強度を下回る程度である。ただし、一般に床版全面が一様に衝突力を受ける事はないので、桁や橋台が局部的に損傷する可能性もある。

3. 橋台の地震時変形の拘束効果に関するパラメトリック解析

3.1 簡易解析モデルの検討

検討は、図-1に示した5径間連続桁橋をP2橋脚において一点固定式とした橋梁を対象とした。ここで固定橋脚は、外形寸法を同一とし、配筋をD35-2段からD51-1.5段に変更した。これによりこの断面の降伏震度は0.265となった。一点固定式のため橋梁全体を1質点系の橋梁モデルとし、非線形骨組構造の橋台や、バイリニアの地盤パネにモデル化した背面土を組み合わせた比較的簡便なモデルを考案し、図-7に示す3つのモデルについて、以下に示す比較検討を行った。

3つのモデルの比較に用いるための解析パラメータとしては、橋梁規模、橋台・背面土系の降伏剛性・水平耐力、遊間、固有周期とし、以下に述べるように設定した。また、基礎については固定とした。

橋梁規模は、基本となる5径間連続桁橋の支間長を固定して径間数および等価重量、固定橋脚の剛性および耐力を比例関係で変化させた2径間、3径間、5径間の3ケースとした。

橋台・背面土系の降伏剛性・水平耐力は、モデル3の橋台モデルに対して行ったプッシュオーバー解析により求めた橋台パラベット部の荷重-変位関係を基本として、剛性・耐力を変化させた3ケースとした。

ケース1：パラベットと背面土のみで抵抗する基本ケース (3,800kN)

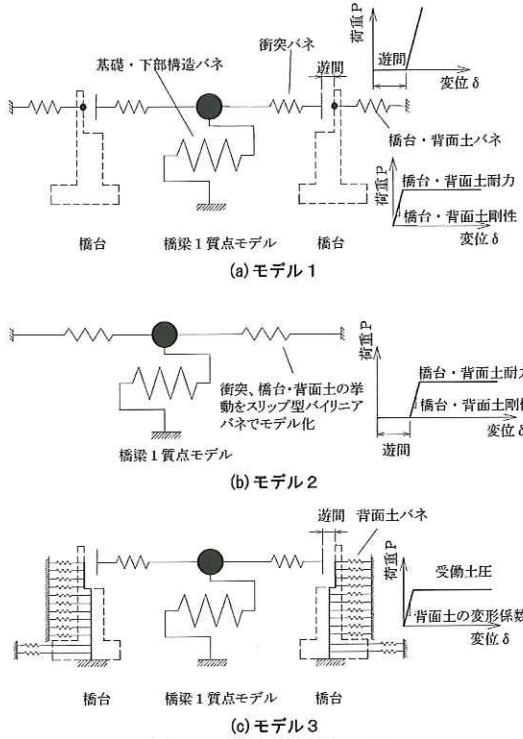


図-7 1質点系解析モデル

ケース2：ウイングの抵抗を考慮したケース (11,000kN)

ケース3：パラペットが降伏しないケース (∞)
遊間については道路橋示方書 I⁵⁾ により算出される値を基本にし、他に0.5倍、1.5倍、2倍とした4ケースと、衝突しないケースおよび遊間0の合計6ケースを設定した。

橋梁全体の固有周期は基本モデル橋の0.8秒を基準に0.7倍 (0.56秒)、1.5倍 (1.2秒) の3ケースを設定した。

入力地震動としては道路橋示方書 V³⁾ に示される動的解析に用いるレベル2地震動18波を用いた。

解析の結果、応答変位や衝突力、橋台パラペットの応答変位などは図-7に示すモデル1~3で同様の値を得ることが確認された。図-8に5径間連続桁橋のII種地盤タイプII地震における衝突バネ反力時刻歴の例を示す。モデル3においてスパイク状の波形が生じ、他のモデルに比較して大きい最大値を示したが、これはパラペット部の慣性力の影響によるものと考えられる。また、図-9に変位時刻歴応答の例を示す。モデルの間に大差なく、橋台部の影響を考慮した橋梁の挙動を、1

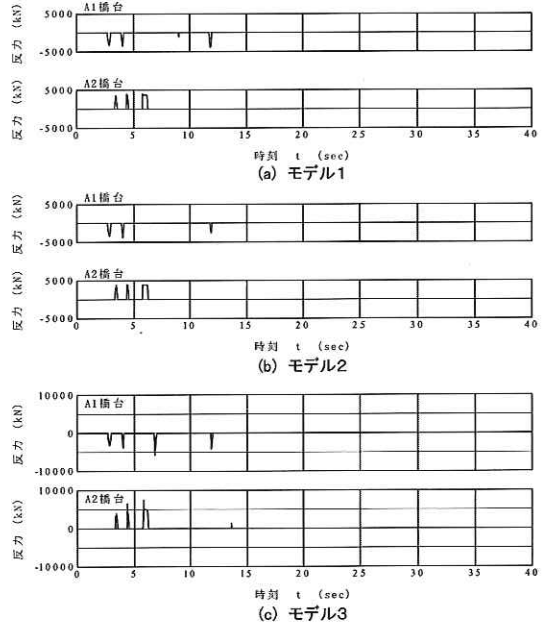


図-8 衝突バネ反力の比較 (地震動II-II-1)

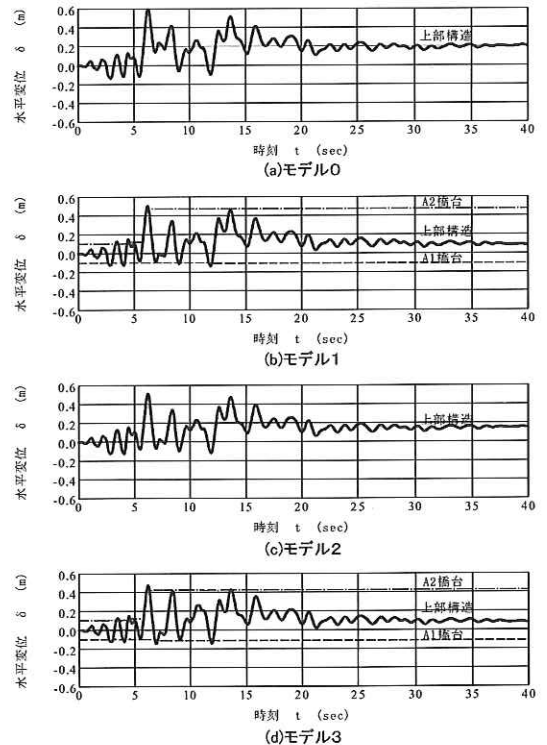


図-9 応答変位の比較 (地震動II-II-1)

質点系モデルのうち最も簡便なモデル2で表現できることが分かった。

3.2 橋台パラベット耐力及び剛性の影響

前項までの検討より、地震時に上部構造が両端の橋台に衝突する場合、橋台パラベット耐力及び剛性、或いは桁遊間の橋梁全体系応答に及ぼす影響を検討するため、簡便なモデル2を用いたパラメトリック解析を実施した。

橋台パラベット耐力及び剛性の影響を検討するため、前項のケース1~3に加えてパラベットに衝突しないケース0を追加して解析を実施した。この時の遊間及び固有周期は各橋梁の基本ケースのものとした。

橋台パラベットの抵抗と着目橋脚の応答塑性率の関係を図-10に示す。パラベットが衝突しないケースからパラベットが降伏しないケースまで、パラベットの抵抗が増すに従って最大応答塑性率は低減する。これより、パラベットを補強して十分な耐力を持たせたり、或いは橋台躯体部での変位拘束を図ることにより上部構造の応答変位を抑えて下部構造の応答塑性率を制御することが可能になることがわかる。実橋梁において、この応答変位が着目する固定橋脚の許容塑性率相当以下にできれば、橋脚の耐震補強は不要となる。

図-10より2径間連続橋程度の小規模橋梁は、橋台ウイングの抵抗を考慮すれば現状でも耐震性能を満足するケースが多いことがわかる。また、径間数の多い橋梁においては特にタイプI地震に対

して橋台部の補強のみでは対応が難しく、桁遊間の調整による対応が必要となることがわかる。

3.3 橋台パラベット目標耐力の検討

次に、桁遊間の調整を検討するにあたり、どの程度の橋台パラベット耐力を確保できれば良いのかを検討するため、前項のケースに加えて遊間をそれぞれ0倍、0.5倍と変化させた解析を実施した。

解析の結果、橋脚の許容塑性率を満足するパラベットの必要耐力について地盤種別、径間数、遊間量の設定値別に求めた。3径間および2径間モデルでは、パラベット耐力を引上げることで橋脚の応答塑性率を許容塑性率以下にできることが明らかとなった。

ただし、5径間モデルでは、パラベット耐力を引上げても、特にタイプI地震に対し橋脚の塑性率を許容塑性率以下とすることが困難であり、桁遊間を縮小する対策を併せて行う必要がある。

今回の検討モデルについて、解析結果より着目橋脚の応答変位が許容塑性率を満足させるために必要な耐力と遊間を各地盤種別、径間数ごとに整理したものを表-2に示す。

3.4 桁遊間の影響

桁遊間が橋梁全体の応答に及ぼす影響を検討するため、前項の検討結果から表-2に示す必要橋台耐力を与えた条件で解析を行った。ここでは桁遊間を表-2に示す標準値の0倍、0.5倍、1倍、1.5倍、2倍及び ∞ (衝突しないケース) まで6通りに変化させた。

桁遊間と着目橋脚の許容塑性率の関係を図-11に示す。この図より、橋台の補強だけでは対応の難しいタイプI地震に対しても、橋台を適切に補

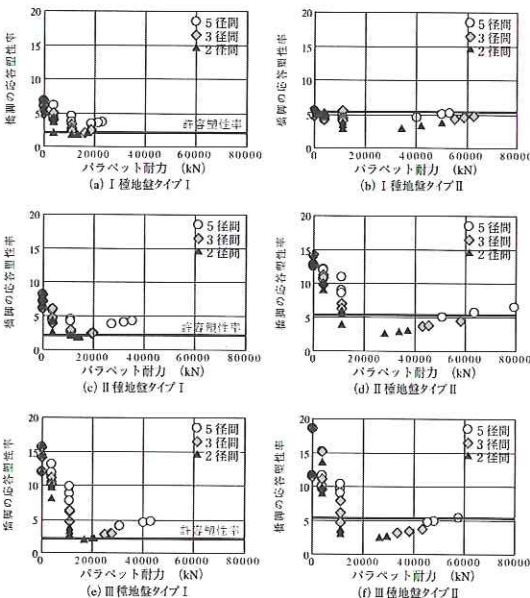


図-10 パラベットの抵抗と橋脚応答塑性率の関係

表-2 パラベットの必要耐力と桁遊間

		パラベットの必要耐力 (補強規模)	桁遊間の設定値 (標準値に対する割合)
I 種 地盤	5径間	20,000kN (+ 9,000kN)	50mm (0.5倍)
	3径間	20,000kN (+ 9,000kN)	60mm (1.0倍)
	2径間	11,000kN (0kN)	40mm (1.0倍)
II 種 地盤	5径間	40,000kN (+ 29,000kN)	50mm (0.5倍)
	3径間	20,000kN (+ 9,000kN)	60mm (1.0倍)
	2径間	11,000kN (0kN)	40mm (1.0倍)
III 種 地盤	5径間	40,000kN (+ 29,000kN)	50mm (0.5倍)
	3径間	30,000kN (+ 19,000kN)	60mm (1.0倍)
	2径間	20,000kN (+ 9,000kN)	40mm (1.0倍)

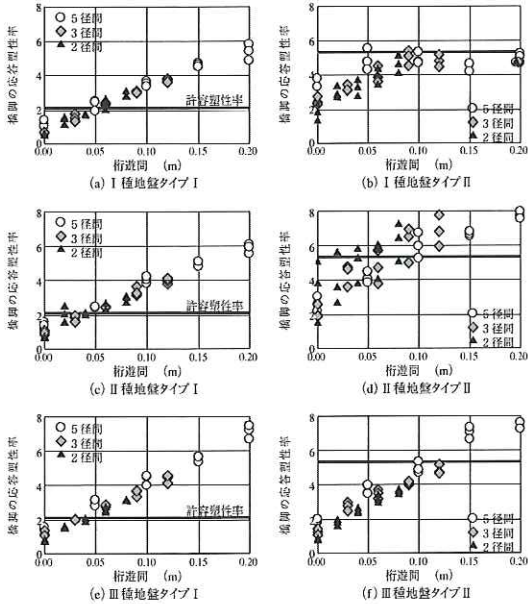


図-11 桁遊間と橋脚応答塑性率の関係

強したうえで遊間を小さくすることにより、着目橋脚の許容塑性率以下の応答を抑えることは可能であることがわかる。この場合、最も応答の大きくなるⅢ種地盤においても大規模橋梁で道路橋示方書Ⅰ⁵⁾による算定値の1/4程度、中規模橋梁で同じく1/2程度まで遊間を小さくすれば耐震性能が満足できる結果が得られた。

4. まとめと今後の予定

橋梁の全体構造系を考慮した耐震性評価法及び耐震補強工法の開発を目標とし、両端に橋台を有する連続桁形式の既設橋梁において橋梁規模や橋台耐力が、橋台と上部構造に衝突が生じる場合の橋梁の地震時挙動に及ぼす影響を解析的に検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 橋台は地震時の桁の振動を拘束し、橋梁全体の耐震性を向上させることが可能である。
- (2) 橋梁全体の応答低減効果は両端の橋台および背面土、遊間をスリップ型バイリニアバネで表現した1質点系の簡便なモデルにより十分な精度で計算が可能である。
- (3) 両端に橋台を持つ連続桁橋において上部構造と橋台の接触が生じる場合、桁遊間と橋台パラベットの抵抗を適切に設定すれば橋梁全体の応答を効果的に低減できる。
- (4) モデル橋梁について試算した結果、最も応答の大きくなるⅢ種地盤においても、橋台を適切に補強したうえで遊間を1/2～1/4程度に小さくすることにより、耐震性能が満足できる結果となった。

このような橋梁構造においては橋台の抵抗特性の確実性が最も重要なポイントである。今後、これを踏まえて橋梁全体系に着目した、経済的かつ効果的な耐震補強工法の提案を行う予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3.
- 2) 小倉裕介、運上茂樹：地震時に桁の衝突を受ける橋台の挙動特性、土木学会地震工学論文集、2003.12.
- 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) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集、第308号、pp.123-126,1981.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、2002.3.
- 6) 小林 寛、運上茂樹、西岡 勉：両端部に橋台を有する既設橋梁の橋全体系に着目した耐震補強法の検討、第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2004.1.

小林 寛*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム主任研究員
Hiroshi KOBAYASHI

運上茂樹**



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム上席研究員、工博
Dr. Shigeki UNJOH

小倉裕介***



前独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム交流研究員
Yusuke OGURA