

(10) 橋台への桁衝突が橋脚の地震応答に与える影響

INFLUENCE OF IMPACT BETWEEN SUPERSTRUCTURE AND ABUTMENT WITH FLEXIBLE BRIDGE PIER

土田 貴之*、緒方 紀夫**、金子 恵二***、宮本 裕****、岩崎 正二*****

Takayuki TSUCHIDA, Norio OGATA, Keiji KANEKO, Yutaka MIYAMOTO and Shoji IWASAKI

*工修 (株)建設技術研究所 技術第四部 技師 (〒103-8430 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)

**工修 日本道路公団 東京第三管理局 調査役 (〒192-0024 東京都八王子市宇津木 231)

***日本道路公団 東京第三管理局 改良助役 (〒401-0015 山梨県大月市大月町花咲 223)

****工博 岩手大学 工学部 建設環境工学科 教授 (〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5)

*****工博 岩手大学 工学部 建設環境工学科 助教授 (〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5)

キーワード：衝突、橋台固定式橋梁、鉄筋コンクリートフレキシブル橋脚、耐震補強設計

(Impact, Abutment Rigid Bridge, Reinforced Concrete Flexible Bridge Pier, Seismic Retrofitting Design)

1. はじめに

橋台固定式橋梁は地震時の橋脚の負担を低減するために、橋台の支承境界条件を固定とし、橋脚と上部構造をヒンジ、橋脚とフーチングを固定とした構造である。本構造は施工性に優れていることから、1960年代の山岳道路建設で採用された形式である。

本研究で対象とする橋梁は建設当時の設計基準を考えると、大規模地震に対しては橋台の固定支承の水平耐力が大幅に不足していると考えられる。そのため、大規模地震時には橋台の固定支承の損傷によって橋全体の振動性状が大きく変化し、橋脚の応答断面力等にも影響を与えられ¹⁾²⁾。そこで、本研究では大規模地震時に橋台の固定支承が損傷することを考慮して次の2つを目的とした。すなわち、①橋軸方向の損傷過程を非線形動的解析により推定し、上部構造の橋台への衝突がフレキシブル橋脚の地震応答に与える影響を検討すること、②耐震性を向上させるために上部構造の橋台への衝突の影響低減方策を検討することである。

2. 対象橋梁

対象橋梁は、図-1に示すように、橋長307.0(m)の3径間連続鋼トラス橋2連(3@51×2)である。本橋はP3橋脚上が固定と可動の掛け違いとなっており、トラス上弦材と床版がゲルバー構造となっ

ている。この部材については連続化することを前提としているため、以後の解析では連続化したモデルとしている。上部構造の総重量は3500(tf)である。P1~P4橋脚は3層、P5橋脚は2層の鉄筋コンクリートラーメン橋脚である。橋脚高さは24.0~33.0(m)である。橋脚の断面形状は、柱が2.2×2.2(m)、横梁が2.0×2.0(m)の矩形断面である。橋脚基部における軸方向鉄筋比は4.1(%)であり、横拘束鉄筋の体積比は0.1(%)である。柱の主鉄筋は下層梁および中層梁の位置において段落を行っている。使用材料については、上部構造はSM490Aを主材料としている。下部構造のコンクリートは設計基準強度23.5(N/mm²)である。鉄筋規格については主鉄筋がSD345、帯鉄筋がSD295を使用している。

3. 解析モデル

橋軸方向の解析モデルは図-2に示すように2次元骨組モデルとした。上部構造は、P3橋脚上のゲルバー部を連続した線形梁要素とし、橋脚は曲げモーメントと曲率の関係で材料非線形特性を考慮した非線形梁要素とした。上部構造と橋台の支承境界条件は、現況では固定であるが、大規模地震時にはこの固定支承が損傷する可能性があり、さらに固定支承が損傷した後、上部構造が橋台に衝突する可能性がある。そのため橋台の支承境界条件を固定、可動、

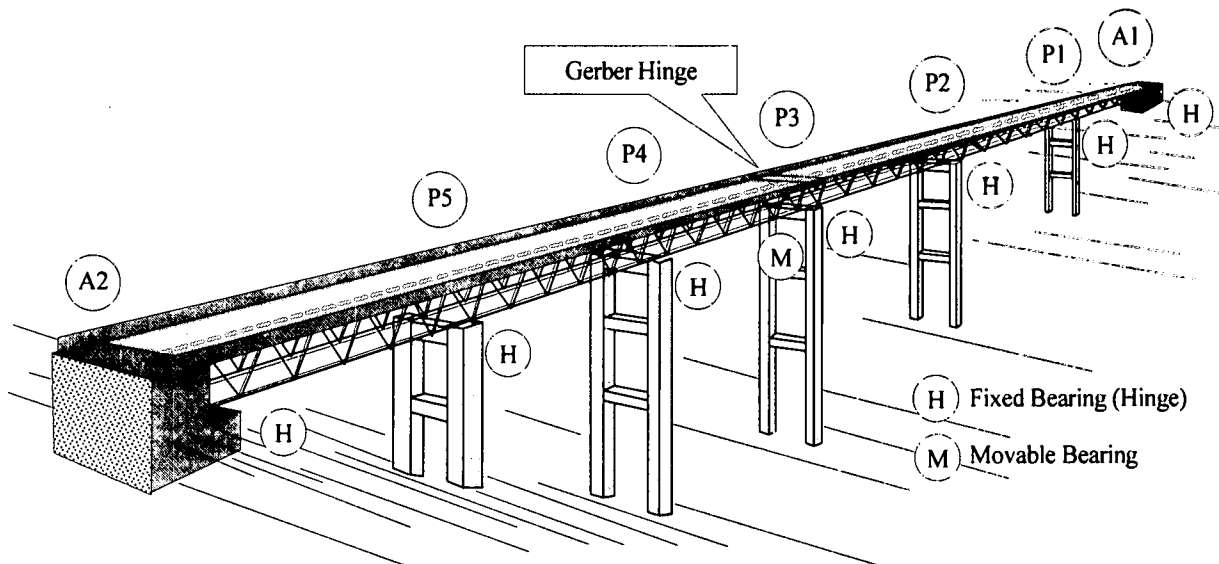


図-1 対象橋梁

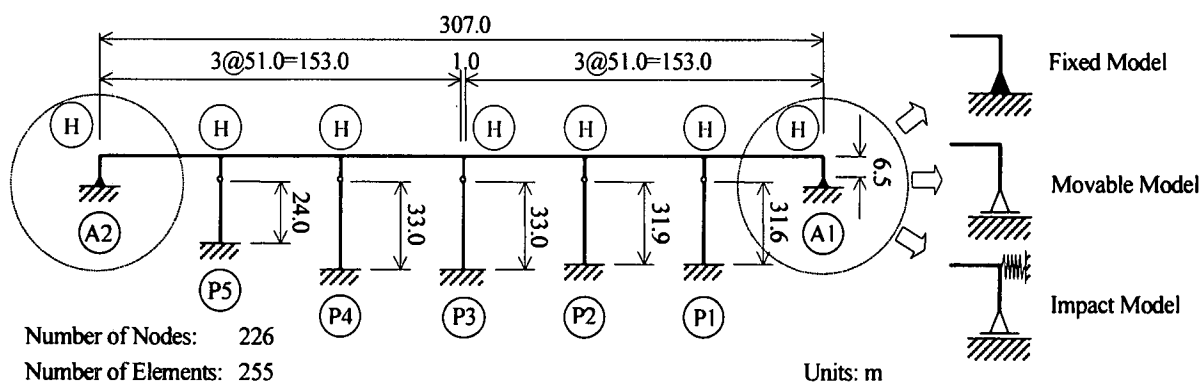


図-2 解析モデル

衝突を考慮したバネモデルとした3種類の解析モデルを作成した(固定モデル、可動モデル、衝突モデル)。なお、橋脚と基礎との境界条件は剛結としている。図-3に衝突モデルの橋台の支承のバネモデルを示す。バネモデルは非線形弾性とし、桁遊間は10(cm)、衝突後のバネ剛性はほぼ無限大の値として半橋当たり1,000(MN/m)とした。なお、支承のバネモデルは、今後の耐震性向上対策において、上部構造の端横桁前面に突起による落橋防止装置を設置することを考慮して、橋軸の両方向に衝突するモデルを用いることとした。

4. 固有値解析結果

地震応答解析に先立って橋脚を線形梁要素として固定モデルと可動モデルの固有値解析を実施した。ここでは橋脚の剛性はコンクリート全断面を考えている。各要素の減衰定数については、上部構造は0.02、下部構造は0.05とした。表-1、2に固定モデルと可動モデルの1~6次の固有値解析結果を示す。固定モデル、可動モデルともに、1次モードは上部構造の水平振動が卓越するモードであった。

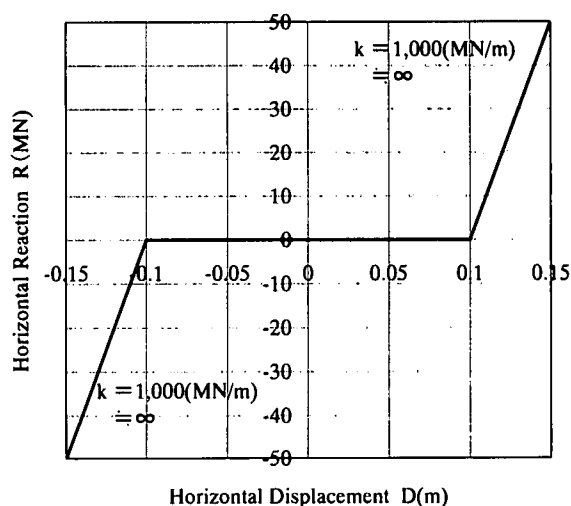


図-3 衝突モデルの橋台支承のバネモデル

固有周期は固定モデルが0.53(sec)であり、可動モデルが1.92(sec)である。2次以降はそれぞれの橋脚の水平振動が卓越するモードであり、固有周期も振動モードも両モデルの結果はほとんど同じであった。これらのことから、橋台の支承境界条件は2次以降の振動モードにはほとんど影響を与えないもの

の、1次振動モードには多大な影響を与えると考えられる。

表-1 固定モデルの固有値解析結果

モード	固有周期 T (sec)	モード減衰 h (%)	刺激係数 (累積有効質量比)
1次	0.53	2.40	18.5(81%)
2次	0.29	4.41	1.1(81%)
3次	0.27	4.47	1.2(82%)
4次	0.26	4.37	1.3(82%)
5次	0.24	4.42	3.9(86%)
6次	0.18	3.68	3.0(88%)

表-2 可動モデルの固有値解析結果

モード	固有周期 T (sec)	モード減衰 h (%)	刺激係数 (累積有効質量比)
1次	1.92	4.96	17.8(76%)
2次	0.29	4.40	0.9(76%)
3次	0.27	4.48	2.1(77%)
4次	0.26	4.34	0.4(77%)
5次	0.25	4.52	5.8(85%)
6次	0.18	3.62	3.9(89%)

5. 地震応答解析条件

地震応答解析は、Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) による直接積分法とし、積分の時間間隔は $dt=1/500$ (sec)とした。減衰はレーリー減衰を用いた。

5.1 非線形動的解析に用いる入力地震波

非線形動的解析に用いる入力地震動は、神戸海洋気象台N-S水平成分の強震記録(兵庫県南部地震、最大加速度: 818cm/sec^2)を用いた。入力時間は15(sec)とした。

5.2 部材の材料非線形性およびせん断耐力

橋脚の曲げモーメント-曲率関係およびせん断耐力は、兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様等³⁾⁴⁾に基づき算出した。すなわち、 $M-\phi$ 関係は、ひびわれ時、降伏時、終局時の3本の折れ線で表したトリリニア型モデルであり、終局時は横拘束筋によるコンクリートの拘束効果を考慮

した圧縮側コンクリートの終局ひずみにより決定されるものである。履歴特性は鉄筋コンクリート構造の繰り返し載荷時の剛性低下を考慮できる武田モデルを用いた。

6. 橋台の支承境界条件の変化が橋梁全体の地震応答に与える影響

固定、可動、衝突モデルを用いた地震応答解析の主な最大応答結果を表-3に示す。

固定モデルでは橋台の支承に作用する最大水平反力は27.2(MN)であり、固定支承の水平耐力(3.4MN)を大幅に上回り、固定支承が損傷する可能性が極めて高いことが確認された。固定支承の損傷により、本橋は可動モデルのような長周期構造の挙動を示すことになると考えられる。ただし、実構造では損傷した支承部について摩擦等の不確定要因が作用すると考えられるが、ここでは橋台の拘束が全くない理想的な状態を可動モデルとして考えた。可動モデルの最大応答加速度は固定モデルと比較すると大きく低減している。応答加速度のみに着目すれば、橋台の固定支承が可動のようになることによって大幅な慣性力の低減が期待できるといえる。しかしながら、可動モデルの最大応答変位は38(cm)であり、上部構造と橋台の遊間の10(cm)を大きく上回っていることから、上部構造は橋台に衝突し、衝突モデルのような挙動になると考えられる。衝突モデルにおける上部構造の応答加速度は、概ね0.04秒程度の極めてわずかな時間ではあるが、瞬間的に加速度が卓越し、表-3に示すように最大値は7819(cm/sec^2)、最大応答反力は49.4(MN)と極めて大きい値になっている。この衝突による応答加速度や応答反力の増大は後述するように、橋脚に対して過大な応答断面力をもたらす原因になる。

7. 橋台の支承境界条件の変化がP3橋脚の地震応答に与える影響

ここでは、橋梁の中心に位置するP3橋脚に着目

表-3 橋軸方向地震応答解析結果 (表中の値は半橋当たり)

解析モデル	上部構造端部		橋台	P3橋脚		
	加速度 α (cm/sec^2)	水平変位 δ (cm)		水平反力 R (MN)	曲げモーメント M (MN·m) (橋脚基部)	せん断力 S (MN)
			(橋脚天端)			(橋脚基部)
固定モデル	2203	0	27.2	33.0	3.3	3.5
可動モデル	310	38	0.0	29.4	1.2	2.0
衝突モデル	7819	15	49.4	30.6	7.0	4.4
緩衝モデル	1393	7	16.2	18.7	2.1	2.5

ひびわれ曲げ耐力: $M_c=9.4$ (MN·m)、降伏曲げ耐力: $M_y=28.9$ (MN·m)、終局曲げ耐力: $M_u=38.4$ (MN·m)

して橋台の支承境界条件の変化が橋脚の地震応答に与える影響を整理する。表-3には、P3橋脚の最大応答曲げモーメントとせん断力を示している。P3橋脚の最大応答曲げモーメント分布と降伏曲げ耐力関係を図-4に示す。本橋脚は下層梁および中層梁の位置において主鉄筋の段落としをしているため、同位置において降伏曲げ耐力が変化している。また、最大応答せん断力分布とせん断耐力の関係を図-5に示す。同図にはP3橋脚上の固定支承の水平耐力も示した。なお、これらの最大応答断面力は絶対値を示したものである。

7.1 最大応答曲げモーメント

曲げモーメントに関しては、全ての解析モデルで橋脚の基部が降伏曲げモーメントに至っているものの、終局曲げモーメントには至っていない。可動モデルは、上部構造の応答加速度が固定モデルに比べて大幅に低減されているにも関わらず、橋脚基部では降伏曲げ耐力を超過する曲げモーメントが作用している。この原因は、曲げモーメントの分布にある。図-4より、固定モデルの曲げモーメントはフレキシブル橋脚で顕著にみられる片持梁と単純梁の分布を足し合わせたような分布になっており、橋脚の慣性力が橋台に反力として分担されている。これに対して、可動モデルでは橋台部分での拘束がなくなり片持梁の曲げモーメント分布をしている。可動モデルでは応答加速度は極めて小さいものの上部構

造と橋脚の慣性力は全て橋脚が負担することによって橋脚基部では降伏曲げ耐力をも超過したと考えられる。さらに、衝突モデルでは、中層横梁の主鉄筋段落とし位置での曲げモーメントが固定モデルより大きく卓越していることがわかる。この曲げモーメントは降伏曲げ耐力をも超過している。これは、上部構造が橋台に衝突することによって橋台で過大な水平反力が作用したためといえる。中間横梁の主鉄筋段落とし位置の曲げモーメントが上部構造の衝突によって降伏曲げ耐力をも超過する可能性があるということは本橋の耐震性向上策を考えるうえで重要なことである。

7.2 最大応答せん断力

図-5より、せん断力に関しては、固定モデルは、橋脚上端と橋脚基部でせん断耐力を超過しており、本橋脚のせん断耐力が不足していることがわかる。また、橋台の固定支承と同様にP3橋脚の固定支承も最大応答せん断力が支承の水平耐力(1.0MN)を超過していることから、橋脚上の固定支承についても損傷の可能性が高いと考えられる。可動モデルでは全ての高さでせん断耐力を超過していないことが確認された。衝突モデルでは、せん断力分布は固定モデルとほぼ同じであるものの、その値は固定モデルより相対的に大きかった。橋脚基部では4.4(MN)、橋脚天端では7.0(MN)と極めて大きな応答である。この原因は曲げモーメントの場合と同様に上部構造

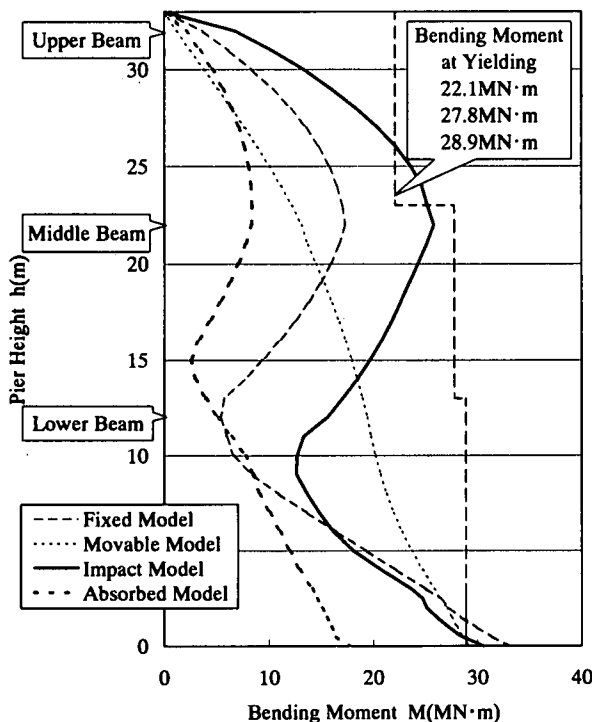


図-4 P3橋脚の最大応答曲げモーメント分布

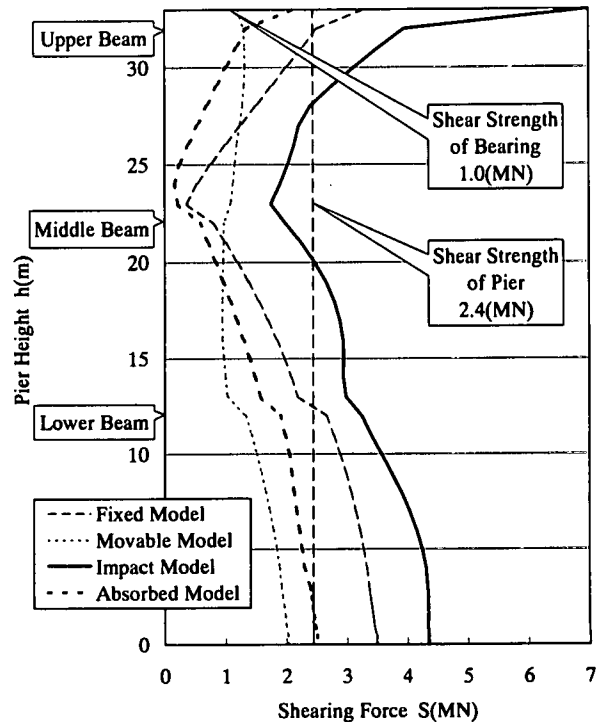


図-5 P3橋脚の最大せん断力分布

が橋台へ衝突することによって橋台での反力が増大したためと考えられる。

8. 損傷過程の推定

橋梁は上部構造、下部構造あるいは支承といった種々の部材によって構成されているシステムであると考えられる。したがって、橋梁の耐震性を考える際には、橋梁を全体システムとして捉え、構成部位の損傷過程を明確にしておく必要がある。本橋の場合、これまでの解析結果に基づいて、主な損傷過程を推定すると次のようになる。

- ① まず、大規模地震の慣性力により橋台の固定支承が損傷する。
- ② 固定支承の損傷により構造系が変化し、可動モデルのような長周期構造になった後、上部構造が橋台に衝突する。
- ③ 上部構造の衝突を受けて橋台での反力がさらに増大し橋脚基部や主鉄筋の段落とし位置での曲げ損傷が生じ、橋脚上の固定支承も損傷する。

ただし、ここで推定した損傷過程は、橋脚のせん断耐力不足に起因する脆性破壊を生じないことを前提としている。橋脚がせん断破壊等の脆性破壊を生じると、橋梁全体としても橋脚のねばりに期待できない破壊形態となってしまうため、橋脚のせん断破壊は最も望ましくない破壊形態であるといえる。また、上部構造の橋台への衝突は、これまでの解析で明らかになったような橋脚の断面力の増大や橋脚上の固定支承の損傷に加えて、橋台の安定や上部構造の座屈等に対しても悪影響を与えることが危惧される。したがって、本橋の耐震性を向上させるためには衝突の影響を低減する必要があると考えられる。

9. 衝突の影響を低減する方策

上部構造の橋台への衝突の影響を低減する方策としては、まず、橋台の固定支承を強固に補強することが考えられる。しかし、この工法では上下部構造の慣性力の大半が橋台の固定支承に作用してしまい大規模地震に耐え得る支承の規模はかなり大きくなる。あるいは、上部構造の断面力が増大し上部構造についても大規模地震に対する補強が必要になることから固定支承の補強は合理的ではないと考えられる。また、他の方策として、上部構造と橋台の間に十分な桁遊間を確保したうえで橋台の固定支承を弾性支承等に取り替えることが考えられる。しかし、既設橋梁は供用下で工事を行うという制約を受けることを考えると合理的ではないと考えられる。

このような場合の方策としては、上部構造と橋台の間に衝突を緩和する材料を設置し、支承が損傷した場合でも上部構造が橋台に急激に衝突しないようにすることが有用であると考えられる。この方策であれば供用下でも交通を確保したまま工事が行えると思われる。橋梁の衝突緩衝材には次の性能が要求される。

- ・速度依存性が少ない材料である
- ・緩衝材の厚さによる反力の変化が少ない
- ・繰り返し衝突に対しても比較的安定した反力が得られる

以降では本橋の桁端部に設置する衝突緩衝材のバネ定数と減衰定数を設定し、本橋に対する衝突緩衝の効果を検討することとする。合成樹脂は、断面積 $0.1(\text{m}^2)$ (幅 50cm 、高さ 20cm)、厚さ $10(\text{cm})$ から約 $5.0(\text{MN}/\text{m})$ のバネ定数が得られる⁵⁾。桁端部に与えるバネ定数および減衰定数は最大水平変位が桁遊間と同程度となるように繰り返し計算により推定し、

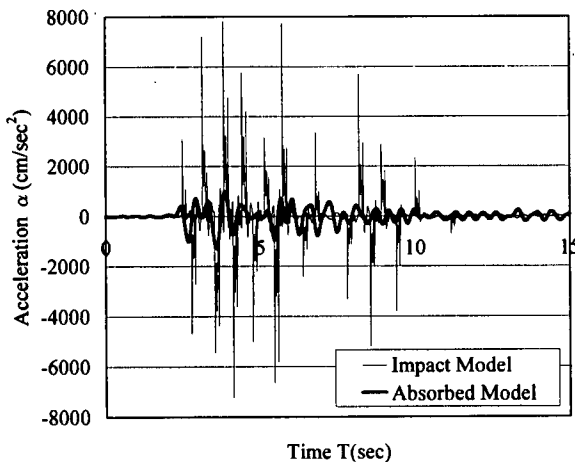


図-6 応答加速度の比較

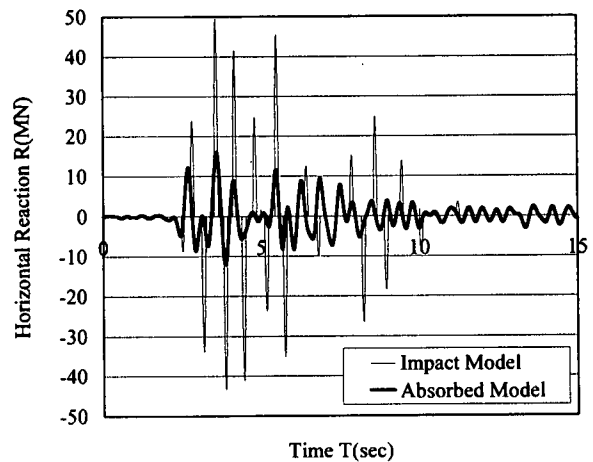


図-7 応答水平反力の比較

全橋当たりの水平バネを450(MN/m)、減衰定数を0.20の設定した。このバネ定数に相当する衝突緩衝材の断面積は9.0(m²)であり、桁端部に端巻コンクリートを設置すれば、本橋の桁端部の形状(主桁間隔9.0m、桁高6.5m)に対して十分に配置可能な断面積であると考えられる。このバネ定数は支承条件が固定の場合に近い強い拘束条件となっている。

解析モデルは、衝突モデルの水平バネと同じ位置に水平方向バネ定数450(MN/m)、減衰定数0.20の線形バネ要素を設定したものを作成した。これを緩衝モデルとして、他と同じ条件で地震応答解析を行った結果は次のとおりである。衝突モデルでは図-6、表-3に示すように瞬間的に卓越する応答加速度が7819(cm/sec²)と極めて大きなものであったのに対して、緩衝モデルでは瞬間的な卓越が抑えられ1393(cm/sec²)に低減されている。橋台での水平反力も同様に、図-7、表-3に示すように卓越が抑えられ最大値は16.2(MN)にまで低減されている。曲げモーメント分布は、図-4に示すように固定モデルの分布形状を相対的に小さくしたような形状となった。橋脚基部における曲げモーメントの最大応答値は18.7(MN)であり、降伏曲げ耐力を超過していない。図-5に示すように、せん断力分布についても固定モデルを相対的に小さくしたような形状となり橋脚基部でわずかにせん断耐力を超過するのみで他の大部分ではせん断耐力以下の応答であることがわかった。

10. 結論

本研究ではフレキシブル橋脚を有する橋台固定式橋梁に対して地震応答解析を行い部材レベルの耐震性と橋梁全体システムとしての耐震性を検討した。その結果、次のことが明らかになった。

- ① 橋脚のせん断耐力が不足している。
- ② 橋台の固定支承は大規模地震により損傷し上部構造が橋台に衝突する可能性がある。
- ③ 衝突によって曲げモーメントは橋脚基部だけでなく主鉄筋の段落とし位置付近でも降伏曲げ耐力を超過する可能性がある。
- ④ 同じく、橋脚の天端および基部付近の作用せん断力は固定モデルの場合よりさらに増大し橋脚上の支承についても損傷の可能性がある。

このような状況を踏まえて、本橋に対して次の耐震性向上策の留意点を整理する。

- ① 橋脚の脆性的な破壊を防止するために、せん断

耐力の向上が必要である。

- ② 上部構造の橋台への衝突は、橋脚、橋台、上部構造等の様々な部位に影響を与えると考えられるため、衝突の影響を低減する必要がある。
- ③ バネ定数450(MN/m)、減衰定数0.20程度の衝突緩衝材を桁遊間に設置することにより、上部構造の加速度や支点反力、あるいは橋脚の断面力が十分に低減できる可能性がある。
- ④ 想定し得ない事態に対応可能な落橋防止対策を施す必要がある。

高橋脚は橋脚高さが低いものと比べると補強が大がかりになり、多額の費用を要すると考えられる。効果的な補強を行うためには、本研究で試みたように構造物全体の損傷過程を明確にしたうえで補強工法を選定する必要があると思われる。衝突の影響を低減するにあたっては、桁遊間に衝突緩衝材を設置することが、経済性、施工性の観点から有効である。衝突緩衝材には、速度依存性が少ないことや繰り返し衝突に対しても安定して衝撃を緩和すること、また支承損傷後の摩擦等の影響も含めて20(%)程度の減衰定数を有することが要求される。今後、衝突緩衝装置を耐震設計に取り入れていくためには、これらの要求を満足する緩衝材料とその性能を適切かつ簡便に評価できる手法を開発する必要がある。

参考文献

- 1) 土田 貴之, 緒方 紀夫, 金子 恵二, 後藤 和満, 宮本 裕: 大規模地震時における既設フレキシブル橋脚の耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1391~1400, 1998. 3
- 2) 尾崎 健博, 土田 貴之, 金子 恵二, 上田 卓司, 岩崎 正二: 桁衝突がフレキシブル橋脚を有する橋台固定式橋梁の地震応答に与える影響, 土木学会第52回年次学術講演会, pp. 232~234, 1997. 9
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様, 1995. 2
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990. 2
- 5) 窪田 賢司, 菅野 匡, 上東 泰, 石田 博: 緩衝効果を有する落橋防止装置の衝突実験及び効果の検証, 土木学会第52回年次学術講演会, pp. 418~419, 1997. 9