

鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と 落橋防止装置の有効性の検討

Seismic Response of Elevated Bridges Considering the Failure of Steel Bearings
and Assessment on Effectiveness of Fall-off Prevention Devices

梶田幸秀*, 渡邊英一**, 杉浦邦征***, 丸山忠明****, 永田和寿*****

Yukihide KAJITA, Eiichi WATANABE, Kunitomo SUGIURA, Tada-aki MARUYAMA and Kazutoshi NAGATA

*工修 防衛大学校助手 土木工学科 (〒239-8686 横須賀市走水 1-10-20)

**工博, Ph.D. 京都大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

***Ph.D. 京都大学大学院助教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

****工修 大阪市建設局土木部技術主幹 (〒530-0001 大阪市北区梅田 1-2-2-500)

*****工修 京都大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

During the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, the pounding of adjacent girders of simple span or multiple span continuous elevated bridges was observed. It is understood that the failure of supports causes the excessive movement of girders, resulting in the pounding of girders, and in the worst case the fall-off of girders may occur. In this paper, the response analysis of the elevated bridges, taking the failure of the support and the pounding of the girders into consideration, is carried out in the longitudinal direction of the bridge axis based on the spring-mass-dashpot model. The damage mechanism of elevated bridge systems, such as the sequence of fracture of devices and fall-off of girders is assessed. Furthermore, an aseismic device, the pier-to-girder connecting cable, is assessed for its effectiveness to retrofitting. Finally, it is found that the pier-to-girder connecting cable is very effective to prevent girders from falling down. But the displacement response of the pier may increase due to the tension force of the connecting cable which could manage to pull the girders back to the position.

Key Words : elevated bridge, the failure of the steel bearing, pounding, pier-to-girder connecting cable

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、隣接する単径間あるいは多径間連続高架橋の桁同士の衝突が観測された。また、この桁の衝突が、桁の落橋を引き起こしたとされている。このような現象を数値計算により再現するためには、高架橋を構成する橋脚、基礎、支承、桁、床板、落橋防止装置などの部材の相関を考慮した構造物の全体系としての地震時応答性状を評価する必要性がある。このような観点から現在までに構造物の全体系を考慮した様々な研究が行われている^{1),2),3),4)}。

構造物全体系の構造解析を行うには、連続高架橋の特徴を表現しうる解析モデルを作成する必要がある。橋脚については、過去に様々な実験及び解析が行われており非線形性を考慮したモデル化がなされている。基礎については、上記にあげた研究^{1),2),4)}では、基礎の耐力が橋脚の耐力よりも十分大きいと考えられるため線形バネでモデル化されている。鋼製支承に関しては、通常は固定支承を線形で、可動支承はころがり(すべり)摩擦を考慮したバイリニア型にモデル化されてきた。しかしながら、桁間衝突の現象を解明するには、固定支承が破損した後の上部構造の過度の移動を考慮する必要がある。固定支承をバイリニアで破

壊型にモデル化したり^{3),4)}、可動支承の移動制限を考慮したモデル³⁾や、さらには、可動支承の損傷を考慮したモデル⁴⁾なども提案されている。しかしながら、これらの研究はいずれも、支承の損傷後の動摩擦力については支承の有する耐力(可動支承では、移動制限装置の設計耐力)と同じ値を用いている。鋼製支承に関しては、支承部分の破損により桁や橋脚の被害を軽減するという支承ヒューズ論の考え方があがるが、これを数値的に検証するためには、損傷後の摩擦力の大きさを考慮できるモデルを提案する必要がある。なお、本研究では、支承の破損とは、固定支承では上部構造の固定度の欠損を意味する。一方、可動支承では、移動制限装置に衝突し、移動制限装置が破損することを意味している。

本研究の目的は、1995年兵庫県南部地震により被災した阪神高速道路3号神戸線の西宮市浜脇町地区の高架橋を取り上げ、西川らの研究²⁾同様に崩壊メカニズムを推定することにより、橋梁全体系の適切なモデル化に関する資料を得ようというものである。震災後に改定された道路橋示方書⁵⁾では、免震支承の項目が追加され、損傷を受けた橋梁の復旧やこれから建設される橋梁に多く用いられると思われるが、鋼製支承を有する橋梁もまだ多く残っており、

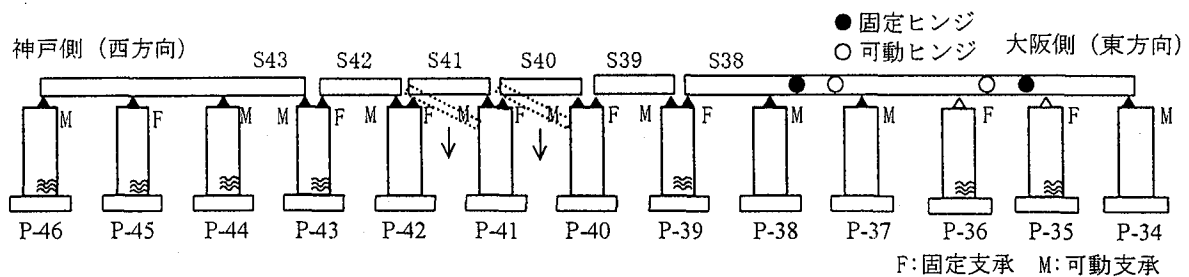


図-1 解析対象高架橋概略図

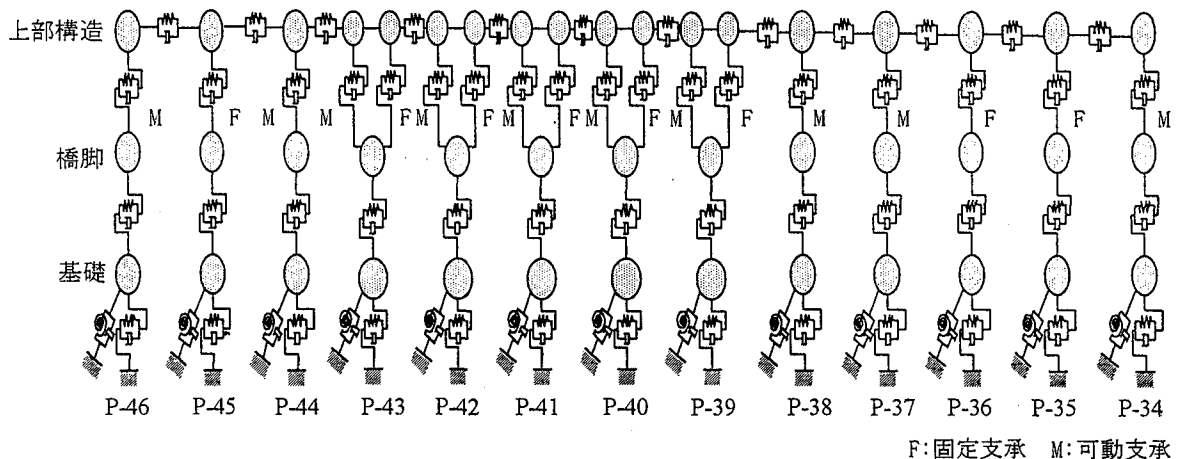


図-2 解析対象高架橋のバネ-質点系モデル

これらの橋梁に対する大地震での挙動を適切に評価することは重要であると思われる。次に、得られた資料をもとに、既存の高架橋に対して、新たな落橋防止装置として、桁と橋脚を連結するケーブルを取り上げ、桁-脚連結ケーブルによる耐震補強の有効性について検討を行うことにする。

2. 解析モデル

本研究では、高架橋を上部構造、支承、橋脚、基礎からなるバネ-質点系のモデルにおきかえている。通常、構造解析では、骨組モデルを用いるのが妥当であると考えられる。実際、矢部ら³⁾、中島ら³⁾、家村ら⁴⁾の研究では、骨組モデルにより解析を行っている。しかし、これらの研究では、対象としている橋梁は、3径間連続高架橋のみや3径間連続高架橋と単径間高架橋が2つ隣接するといった比較的小規模な橋梁群に限定された範囲でモデル化を行っている。矢部らの研究³⁾では、そのような限定された範囲のモデル化であっても115自由度となっている。本研究では、図-1のように解析対象とする橋梁群は、3径間連続高架橋と4つの単径間高架橋ならびに5径間連続ゲルバー高架橋である。なお、図-1は地震による損傷状況もあわせて記しているが、詳しい内容は後述する。この橋梁群を骨組みモデルにてモデル化しようとするとかかなりの自由度になると考えられる。一般には低次の主要な振動モードを考慮すれば実用的な精度で応答が得られるので、むやみに節点数を増やしてモデルを複雑にする必要がないと考えられる。同じ

橋梁群を解析対象とした西川らの研究²⁾では、任意の矩形要素を扱う拡張個別要素法を用いて自由度の低減をはかっているが、落橋を忠実に予測していない。そのため本研究では、落橋には軸方向の応答が卓越するため、鉛直方向の運動を無視し、橋脚、上部構造の回転も無視し、図-2のようなモデル化を行い、自由度を低減するとともに、このような簡易モデルにおいて、桁と桁との衝突現象や支承の破損といった現象をとらえることができるか検討する。ただし、本論文では、桁と桁との衝突現象については、桁を伝播する波動現象としてとらえてはいない。なお、今回のモデルの自由度は57である。

2.1 橋脚ならびに基礎

対象とした高架橋の橋脚はRC橋脚であり、橋脚の復元力モデルについては図-3のようにDegrading-tri-linear型でモデル化を行った。また、基礎については、水平振動ならびに回転振動の2自由度を考慮したが、線形バネでモデル化を行っている。

2.2 固定支承

固定支承については、従来は支承の耐力を降伏力と見なした完全弾塑性バイリニア型でモデル化されていた。これは、支承が破損した後に働く動摩擦力を支承の耐力と同じであると見なしたモデルともいえる。本研究では、支承が破損した後にどの程度の動摩擦力が働くかを考慮できるよう、図-4に示すような復元力モデルでモデル化を行った。

表-1 固定支承の諸元

	支承耐力(kN)	動摩擦力(kN)	支承剛性(MN/cm)	橋脚降伏耐力(kN)
P-45	12382	2239	1400	11802
P-43	3834	846	593	4662
P-42	3834	846	629	6547
P-41	3834	846	646	6547
P-40	3834	846	657	6547
P-39	7778	735	107	8158
P-36	7778	1664	987	6864
P-35	7778	1621	931	8078

表-2 可動支承の諸元

	P-46	P-44	P-43	P-42	P-41	P-40	P-39	P-38	P-37	P-34
F1 (kN)	32	149	33	56	56	56	56	117	111	36
F2 (kN)	967	4485	994	1692	1692	1692	1692	3518	3327	1083
F3 (kN)	484	2242	497	846	846	846	846	1759	1664	541
移動制限量(cm)	7.25	7.50	7.25	4.50	4.50	4.50	4.50	9.00	9.00	7.50

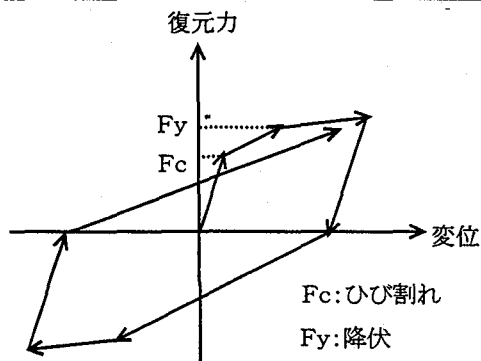


図-3 橋脚の復元力モデル

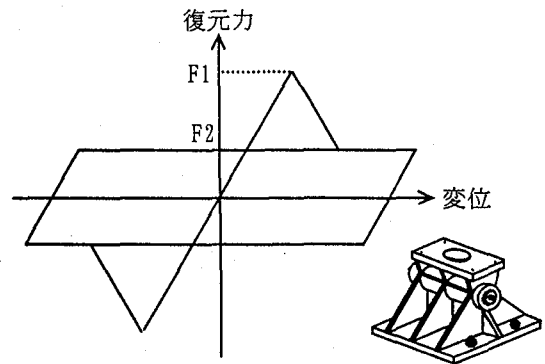


図-4 固定支承の復元力モデル

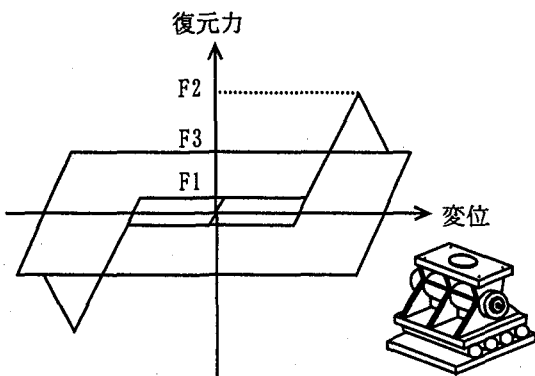


図-5 可動支承の復元力モデル

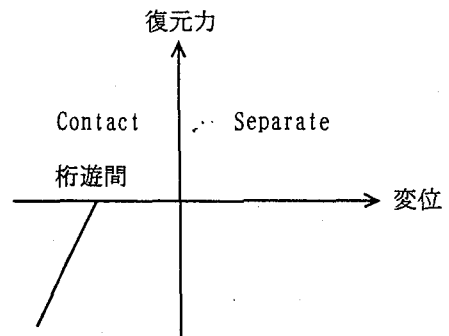


図-6 桁間衝突パネの復元力モデル

つまり、支承の耐力をF1とし、動摩擦力をF2としており、F2を変化させることが出来るようにしている。このようなモデル化では、鋼製支承が破損した後、破断した部材同士がかみ合ってロックした現象などは考慮できないが、従来のモデルを継承して本モデルの提案を試みた。支承の耐力については、震度法の慣性力によって発生する応力度が許容応力度に等しいという条件で求めた。つまり、耐力は震度法の慣性力の1.7倍としている。地震時割り増し係数(1.5)を考慮するとP-42、P-41、P-40橋脚において固定支承の耐力が橋脚のひび割れ発生時の耐力よりも小さく

なるため、本解析では地震時割り増し係数を考慮していない。また、5径間連続ゲルバー高架橋の可動ヒンジについても考慮していない。動摩擦力F2については、健全な状態において支承に作用する死荷重反力に動摩擦係数を乗じるという方法を採用している。支承の剛性は支承を有する橋脚の初期剛性の100倍としている。各支承の耐力と動摩擦係数が0.15のときの動摩擦力F2ならびに剛性を表-1に示す。

2.3 可動支承

可動支承については、家村ら⁹⁾のモデルをさらに発展し、図-5 に示すように移動制限装置と支承破損後の動摩擦力を考慮したモデルとした。基本的な考え方は固定支承と同じである。可動支承に作用するころがり摩擦 F_1 は、死荷重反力の 0.01 倍とした。これは、後述する弾性応答解析の検討結果より決定した。また、 F_2 を移動制限装置の設計に用いる水平力とし、次式により求めている⁹⁾。

$$H_s = 1.5 \cdot k_h \cdot R_d \quad (1)$$

ここで、 H_s は移動制限装置の設計に用いる水平力、 k_h は設計水平震度（ここでは、0.2）、 R_d は死荷重反力である。ただし、本解析で対象とした橋梁は昭和 44 年度（1969 年度）に完成しており、当時はまだ移動制限装置に対して式(1)のような設計力の規定はなかった。式(1)が用いられるようになったのは昭和 47 年度（1972 年度）の道路橋示方書からである。 F_3 は、固定支承と同様に可動支承破損後の動摩擦力の大きさを表しており、これも死荷重反力に動摩擦係数を乗じることにより求めている。ころがり摩擦に移行するまでの変位は、支承の有する橋脚の降伏変位の 0.01 倍としている。表-2 に各支承のころがり摩擦力 F_1 、移動制限装置の耐力 F_2 、動摩擦係数を 0.15 としたときの動摩擦力 F_3 ならびに移動制限装置までの距離を示す。

2.4 桁（上部構造）と桁との衝突

桁については、弾性体とみなした。桁間衝突については図-6 に示す復元力モデルを有する衝突バネを用いてモデル化を行った。衝突バネの剛性については、川島の研究⁷⁾では衝突バネの剛性は隣接する構造系の構成要素の剛性とおおむね同程度に取った場合が全体として最もバランスよく、衝突現象を近似することが出来るとしている。しかしながら、矢部らの研究⁷⁾では、衝突バネの剛性として隣接する桁の軸方向剛性と同じ値を与えると桁同士のオーバーラップが大きくなるため、衝突バネの剛性としては、隣接する桁の軸方向剛性の 5 倍を与えている。本研究において、衝突バネの剛性については、隣接する桁の軸方向剛性を 10 倍、100 倍、1000 倍に変化させて、応答に与える影響を評価することにした。なお、隣接する桁の軸方向剛性が異なる場合には、平均値を用いている。

3. 解析方法

前述の通り、本研究では、図-1 に示す高架橋を図-2 のようにバネ-質点系モデルに置き換え、Newmark の β 法（ $\beta = 1/6$ ）を用いて、橋軸方向に対して時刻歴応答解析を行った。時間増分は通常 $\Delta t = 1 \times 10^{-4}$ （秒）であるが、いずれかの構造要素において、与えられた時間増分内に剛性が変化する場合は、剛性が変化するまでの時間増分を内挿し、その再分割した時間増分で応答計算を行うという処理を行っている。これは、衝突などの現象は非常に短時間で進むと考えたためである。橋脚、基礎、支承ならびに桁の

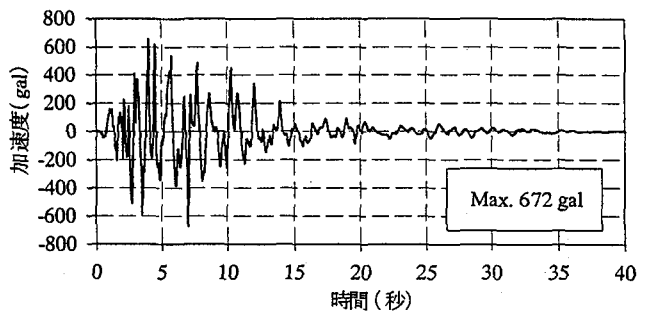


図-7 入力加速度波形（JR鷹取E-W成分）

減衰定数はそれぞれ 0.02, 0.15, 0.00, 0.03 とした。また、入力地震波は、解析対象橋梁がⅡ種地盤上に設置されていることと橋軸方向が東西に向いているため JR 鷹取駅観測記録の E-W 成分（最大 672gal）を使用し、これを解析モデルの橋軸方向に作用させた。図-7 に入力地震波の波形を示す。

なお、解析を行うにあたり、図-1 に示した被災状況の概略⁹⁾を簡単に説明する。単径間の 4 スパンのうち、中央の区間、すなわち、P-40 と P-41 の間に架かる桁 S40 と P-41 と P-42 の間に架かる桁 S41 が図-1 に示すように神戸側に大きく動き、落橋した。なお、桁かかり長は、いずれの桁においても 120cm である。橋脚の損傷については、3 径間連続高架橋を形成する橋脚すべてと 5 径間連続ゲルバー高架橋を形成する橋脚のうち、固定支承を有する橋脚に対しては大きな損傷が生じており、単径間やゲルバー高架橋のうち可動支承を有する橋脚は表面にひび割れが発生した程度である。支承については P-36、P-35 上の固定支承と 4 つあるヒンジ点のみが健全であった。図-1 では、破損した支承は黒く塗りつぶしている。詳細は文献 8) を参照していただきたい。

4. 解析結果

4.1 固有値解析

固有値解析においては、可動支承ならびに衝突バネの剛性は 0 として行った。固定支承の剛性により、固有周期が変化するため、固定支承の剛性を、支承を有する橋脚の初期剛性の 1 倍、10 倍、100 倍、1000 倍と変化させ、固有値解析を行った結果を表-3 に示す。この解析においては、5 径間連続ゲルバー高架橋のヒンジは無視している。表-3 より固定支承の剛性を、支承を有する橋脚の初期剛性の 100 倍とすると多くの橋梁における固有値の平均的な代表値を表しているといえる。これにより、固定支承の剛性を、支承を有する橋脚の初期剛性の 100 倍として良いと考えることが出来る。また、固定支承の剛性を橋脚の初期剛性の 100 倍とし、5 径間連続ゲルバー高架橋の可動ヒンジを考慮し、3 つの高架橋に分割したときの固有値は、神戸側より 0.622（秒）、0.733（秒）、0.615（秒）であった。

表-3 固定支承の剛性の違いによる高架橋の固有周期

(unit: 秒)						
固定支承の剛性	3 径間	単径間 (P-43)	単径間 (P-42)	単径間 (P-41)	単径間 (P-40)	5 径間
橋脚の初期剛性の 1 倍	0.380	0.481	0.349	0.347	0.340	0.371
10 倍	0.413	0.480	0.380	0.377	0.375	0.385
100 倍	0.671	0.708	0.651	0.639	0.636	0.659
1000 倍	1.950	2.010	1.790	1.750	1.750	1.870

表-4 弾性設計解析における橋脚の降伏変位に対する応答変位の割合

初期摩擦係数	P-45	P-43	P-42	P-41	P-40	P-39	P-36	P-35
0.050	0.55	0.56	0.44	0.49	0.48	0.45	0.49	0.40
0.010	0.67	0.63	0.49	0.49	0.49	0.56	0.62	0.52
0.001	0.71	0.63	0.49	0.51	0.51	0.58	0.66	0.54

表-5 解析ケース一覧

case 名	可動ヒンジ	衝突バネ	動摩擦係数	case 名	可動ヒンジ	衝突バネ	動摩擦係数
case1	可動ヒンジ を考慮せず	1000	0.30	case10	可動ヒンジ を考慮して 桁の剛性を 0 とした	1000	0.30
case2			0.15	case11			0.15
case3			0.05	case12			0.05
case4		100	0.30	case13		100	0.30
case5			0.15	case14			0.15
case6			0.05	case15			0.05
case7		10	0.30	case16		10	0.30
case8			0.15	case17			0.15
case9			0.05	case18			0.05

4.2 弾性応答解析

平成 2 年の示方書⁹⁾に規定されている弾性設計照査用の level1 波形を入力し、固定支承の耐力を小さく見積もっていないかという点と可動支承のころがり摩擦力 (F1) を照査した。道路橋支承便覧⁹⁾では、ローラー支承のころがり摩擦における摩擦係数を 0.05 としているが、これは弾性接触領域内において 0.001 程度と推測されるが、腐食や摩耗による影響を考慮して大きな値を取っている。そこで本解析では、摩擦係数を 0.001, 0.01, 0.05 の 3 種類において応答計算を行った。本解析において 5 径間連続ゲルバー高架橋の可動ヒンジは無視している。固定支承を有する橋脚の降伏変位に対する応答変位の比 (以下、降伏比と呼ぶ) を表-4 に示す。表からわかるように、摩擦係数が 0.05 のときは、降伏比は 0.40~0.56 となり、少し小さい値を取っている。しかしながら、摩擦係数が 0.01, 0.001 のときはそれぞれ、降伏比は 0.49~0.67, 0.49~0.71 とほぼ妥当な値を取っている。また、いずれの場合においても、固定支承はすべて健全であった。したがって、ころがり摩擦における摩擦係数は 0.01 とした。なお、摩擦係数 0.01 としたとき、可動ヒンジを考慮した場合の 5 径間ゲルバー連続高架橋を構成する橋脚 P-39, P-36, P-35 について降伏比は、0.48, 0.69, 0.47 となった。

4.3 地震応答解析におけるパラメータ

支承破損後の動摩擦力の大きさ、衝突バネの剛性ならびに 5 径間連続ゲルバー高架橋の可動ヒンジの影響などを組み合わせてパラメトリック解析を行った。まず、支承破損

後の動摩擦係数の大きさは 0.30, 0.15, 0.05 の 3 種類を考えた。その理由は以下の通りである。可動支承の耐力は式 (1) により求めている。式 (1) によると耐力は、死荷重反力の 0.30 倍となる。つまり図-5 のような復元力モデルを提唱しているため動摩擦係数の上限値は 0.30 となる。また、道路橋支承便覧⁹⁾には健全な場合のローラー支承の摩擦係数は 0.05 と記されているため、この値を下限値とした。衝突バネの剛性については、隣接する桁の軸方向剛性の 10 倍、100 倍、1000 倍とした。5 径間連続ゲルバー高架橋の可動ヒンジについては、無視した場合と可動ピンが設置されているとして、桁の剛性を 0 とした場合の 2 種類を考えた。桁の剛性が 0 ということはたとえば、P-39 と P-38 の間の桁に働く水平慣性力は P-37 より大阪側には全く影響を及ぼさないことを意味している。支承破損後の動摩擦力の大きさが 3 種類、衝突バネの剛性が 3 種類、可動ヒンジの取り扱いが 2 種類の計 18case について解析を行った。組み合わせを表-5 に示し、解析結果を表-6 から表-8 に示す。表-6 は単径間における桁と橋脚の相対変位の最大応答を示している。なお、白地の方は、その桁の大阪側への最大応答変位を表し、網掛けは神戸側への最大応答変位を表している。表-7 の落橋の可能性とは、例えば、case1 なら桁 S42 が神戸側に動いているのが、この解析ケースでの最大応答であるため、桁 S42 のところに▲印をつけている。また、case12 の△印は、桁 S40 の大阪側への応答が最大応答であることを示している。最後に、表-8 は橋脚の降伏変位に対する最大応答変位の比を表している。上から 2 段目は、実際の被災度を表しており、表中の網掛けは終局変位を越

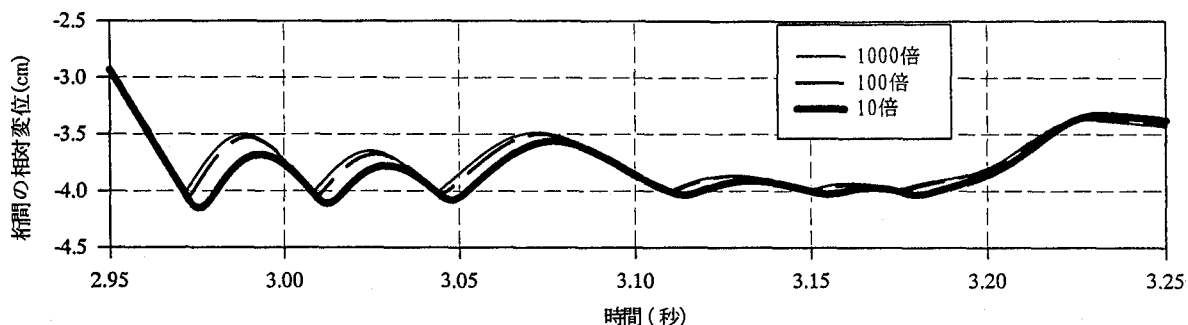


図-8 桁S39と桁S38との相対変位の時刻歴（動摩擦係数0.30）

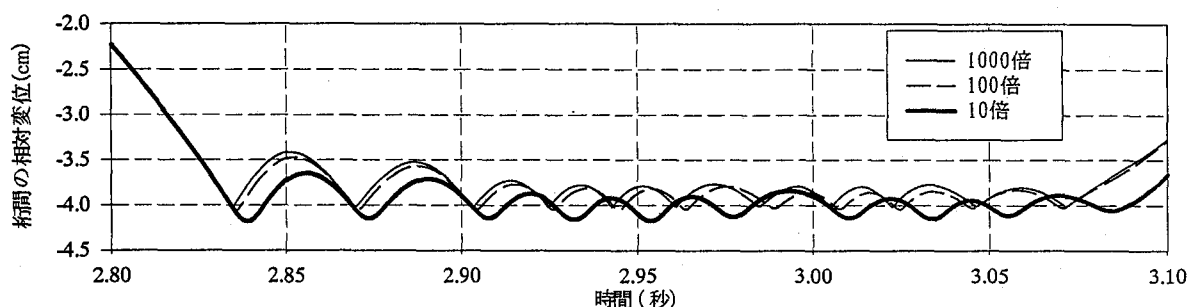


図-9 桁S39と桁S38との相対変位の時刻歴（動摩擦係数0.05）

えていることを表している。

4.4 解析結果に対する考察

解析ケースが多いため、考察を述べる際に着目点を設けて考察を行っていき、最後に全般的な考察を行う。

(1) 衝突バネの剛性の違いによる影響

表-6より、動摩擦係数が0.30のときのcase1, case4, case7の場合は最大応答変位にそれほどの差異は見られないが、動摩擦係数が0.05のときのcase3, case6, case9の場合は最大応答変位にばらつきが見られるようになる。これにより、動摩擦力が小さいときには衝突バネの剛性の影響は大きいことがわかる。本解析において最初に桁間の衝突が起こる場所は桁S39と桁S38においてであった。図-8に動摩擦係数が0.30のときの、図-9に動摩擦係数が0.05のときの桁S39と桁S38との衝突する際の桁間の相対変位の時刻歴を示す。図-8では、衝突バネの剛性がいずれの場合においても、ほぼ同一の挙動を示している。ただし、剛性が10倍のときは、桁のオーバーラップが0.15(cm)となっている。また、図-9においても、衝突バネの剛性の違いにより応答に大きな違いは見られないが、衝突バネの剛性が10倍のときには、桁のオーバーラップが0.18(cm)と大きくなっている。衝突バネの剛性が1000倍と100倍のときは衝突後の反発が大きくなっている。衝突バネの剛性について、本解析で用いた解析ケースだけでは、一意的に決定することが難しい。今後、隣接する桁の質量比や、動摩擦力、衝突前後のスピードなどの影響を考慮に入れながらさらなる検討が必要と思われる。

(2) 動摩擦力の違いによる影響

表-7ならびに表-8より明らかなように、動摩擦力が大きくなると可動支承を有する橋脚に負担がかかり、動摩擦力

が小さくなると固定支承に負担がかかる。表-8よりわかるように実際には被害を受けていないP-38, P-37においても動摩擦力が大きくなると可動支承を有する橋脚が終局変位を越える応答が生じることがわかる。その反面、表-7より明らかなように動摩擦力を大きくするとP-45上のように固定支承の破損が免れることがわかる。

(3) 可動ヒンジの影響

表-8より可動ヒンジを考慮することにより橋脚の最大応答変位はそれほど違いは見られないが、大きく異なるのは、桁の動き方である。動摩擦係数が0.30や0.15のときは大きな違いは見られない。しかし、動摩擦係数が0.05のとき、すなわちcase12, case15, case18のときは、相対変位の大きさに大きな違いはないが、桁は大阪側に変位しているのがわかる。これは、ヒンジを考慮し、桁の剛性を0としたため、5径間連続ゲルバー高架橋の固有周期が変化したことが一つの要因として考えられる。また、図表では示していないが、可動ヒンジの移動制限量は5.75cmであり、実際の被災状況では、可動ヒンジ点の損傷は見られなかったが、可動ヒンジを考慮した解析結果では、可動ヒンジ設置点の変位は、移動制限量を大きく越えた値が生じていた。

(4) 全体の考察

結論から述べると、桁かかり長は120cmであるため、いずれのケースにおいても落橋という惨事がおきる可能性が十分ありうるとはいえない。しかしながら、動摩擦係数が0.30という非常に動摩擦力が大きい場合を除いておおむね60cm~70cmの移動量が発生していることがわかる。最大応答変位は120cmを越えず、落橋を再現できなかったが、実際に落橋した桁S41や桁S40が4つある単径間の桁の中で最大応答を示したケースもあり、さらなる検討を重

表-6 桁－橋脚間の相対変位

(unit : cm)

	s42		s41		s40		s39			s42		s41		s40		s39	
case1	10	30	11	28	10	29	11	27	case10	9	30	11	28	10	27	11	26
case2	14	56	21	59	21	63	17	68	case11	14	52	21	55	20	59	16	63
case3	18	54	29	50	25	53	20	57	case12	48	36	57	25	73	26	69	32
case4	11	30	11	29	10	30	11	27	case13	8	30	11	28	10	27	11	26
case5	14	54	21	58	21	62	17	66	case14	14	52	21	56	20	60	16	63
case6	16	69	30	59	25	56	21	61	case15	64	36	68	29	76	25	78	29
case7	11	30	11	29	10	30	11	27	case16	10	30	11	28	10	29	11	27
case8	14	56	21	60	21	64	17	68	case17	14	50	21	54	20	58	16	62
case9	16	70	30	73	25	62	20	67	case18	58	38	63	21	62	24	72	30

表-7 落橋の可能性と固定支承の破損状況

	落橋の可能性				固定支承の破損							
	s42	s41	s40	s39	P-45	P-43	P-42	P-41	P-40	P-39	P36	P-35
損傷状況	-	○	○	-	○	○	○	○	○	○	-	-
case1	▲	-	-	-	-	○	○	○	○	○	○	○
case2	-	-	-	▲	○	○	○	○	○	○	○	○
case3	-	-	-	▲	○	○	○	○	○	○	○	○
case4	▲	-	▲	-	-	○	○	○	○	○	○	○
case5	-	-	-	▲	○	○	○	○	○	○	○	○
case6	▲	-	-	-	○	○	○	○	○	○	○	○
case7	▲	-	▲	-	-	○	○	○	○	○	○	○
case8	-	-	-	▲	○	○	○	○	○	○	○	○
case9	-	▲	-	-	○	○	○	○	○	○	○	○
case10	▲	-	-	-	-	○	○	○	○	○	○	-
case11	-	-	-	▲	○	○	○	○	○	○	○	-
case12	-	-	△	-	-	○	○	○	○	○	○	-
case13	▲	-	-	-	-	○	○	○	○	○	○	-
case14	-	-	-	▲	○	○	○	○	○	○	○	-
case15	-	-	-	△	-	○	○	○	○	○	○	-
case16	-	-	▲	-	-	○	○	○	○	○	○	-
case17	-	-	-	▲	○	○	○	○	○	○	○	-
case18	-	-	-	△	-	○	○	○	○	○	○	-

落橋の可能性の欄における印 ▲：最大応答変位がその桁でおこり方向が神戸側

△：最大応答変位がその桁でおこり方向が大阪側

表-8 橋脚の降伏変位に対する最大応答変位の比

被災度	P-46	P-45	P-44	P-43	P-42	P-41	P-40	P-39	P-38	P-37	P-36	P-35	P-34
被災度	A	A	A	A	C	C	C	A	C	C	B	A	C
case1	3.33	11.21	13.23	4.11	1.82	1.63	1.65	3.90	14.47	12.39	8.25	5.85	4.67
case2	2.14	12.21	10.81	2.48	1.06	1.11	1.13	2.30	4.87	5.52	4.02	3.46	3.05
case3	2.11	6.93	3.84	2.87	0.83	0.79	0.80	3.21	2.09	2.37	4.04	3.49	2.98
case4	3.35	11.24	13.23	4.14	1.79	1.54	1.68	3.90	14.46	12.39	8.25	5.85	4.67
case5	2.15	12.43	10.94	2.48	1.02	1.13	1.09	2.30	4.64	5.25	4.02	3.46	2.97
case6	2.10	6.93	3.80	2.82	0.82	0.78	0.78	3.22	2.14	2.35	4.05	3.50	2.95
case7	3.35	11.22	13.23	4.19	1.81	1.67	1.73	4.01	14.43	12.41	8.25	5.85	4.66
case8	2.16	12.31	10.83	2.48	1.04	1.13	1.07	2.30	4.26	5.82	4.02	3.43	3.19
case9	2.10	6.93	3.79	2.86	0.82	0.80	0.81	3.23	1.99	2.36	4.07	3.50	2.98
case10	3.35	11.24	13.23	4.02	1.78	1.65	1.66	3.38	14.61	13.22	10.45	6.17	4.58
case11	2.19	11.35	10.73	2.48	1.15	1.07	1.10	2.90	5.63	6.49	9.18	6.58	2.79
case12	2.00	14.95	3.70	2.89	0.82	0.78	0.77	2.69	1.35	2.45	8.07	7.51	2.82
case13	3.35	11.24	13.23	4.02	1.78	1.65	1.71	3.38	14.56	13.22	10.45	6.17	4.58
case14	2.16	11.05	10.55	2.48	1.20	1.15	1.09	2.90	5.65	6.49	9.18	6.58	2.79
case15	2.03	14.95	3.57	2.89	0.82	0.78	0.77	2.70	1.35	2.45	8.07	7.51	2.82
case16	3.35	11.24	13.23	4.03	1.81	1.65	1.72	3.38	14.50	13.22	10.45	6.17	4.58
case17	2.16	11.37	10.52	2.49	1.07	1.13	1.16	2.92	5.73	6.49	9.18	6.58	2.79
case18	2.06	14.94	3.31	2.89	0.82	0.78	0.77	2.72	1.46	2.45	8.07	7.51	2.82

被災度 A：橋脚基部がほぼ全面にわたり破損

B：橋脚の基部の一部分が破損

C：橋脚基部表面にひび割れ発生

表-9 解析ケース一覧

case 名	可動ヒンジ	可動支承の耐力	衝突バネ
case19	考慮せず	1.00	1000
case20			100
case21			10
case22		0.80	1000
case23			100
case24			10
case25		0.60	1000
case26			100
case27			10

表-10 桁-橋脚間の相対変位

(unit : cm)								
	s42		s41		s40		s39	
case19	16	77	29	76	25	75	20	76
case20	16	92	30	95	25	82	20	83
case21	16	114	30	113	25	94	20	100
case22	17	96	29	92	25	83	20	77
case23	16	108	30	83	25	78	20	84
case24	16	112	30	111	25	95	20	101
case25	19	93	29	71	25	71	20	72
case26	16	87	30	88	25	77	20	82
case27	16	114	30	112	25	95	20	102

表-11 落橋の可能性と固定支承の破損状況

	落橋の可能性				固定支承の破損							
	s42	s41	s40	s39	P-45	P-43	P-42	P-41	P-40	P-39	P36	P-35
損傷状況	-	○	○	-	○	○	○	○	○	○	-	-
case19					○	○	○	○	○	○	-	-
case20					○	○	○	○	○	○	-	-
case21	▲	▲		▲	○	○	○	○	○	○	-	-
case22					○	○	○	○	○	○	-	-
case23	▲				○	○	○	○	○	○	-	-
case24	▲	▲		▲	○	○	○	○	○	○	-	-
case25					○	○	○	○	○	○	-	-
case26					○	○	○	○	○	○	-	-
case27	▲	▲		▲	○	○	○	○	○	○	-	-

落橋の可能性の欄における印 ○：落橋（最大応答変位が 120cm 以上） ▲：桁の最大応答変位が 100cm 以上

表-12 橋脚の降伏変位に対する最大応答変位の比

	P-46	P-45	P-44	P-43	P-42	P-41	P-40	P-39	P-38	P-37	P-36	P-35	P-34
被災度	A	A	A	A	C	C	C	A	C	C	B	A	C
case19	2.11	6.85	4.25	2.87	0.82	0.80	0.80	3.21	1.75	2.04	13.51	11.59	2.77
case20	2.11	7.27	4.08	2.82	0.82	0.78	0.78	3.22	1.78	2.04	13.74	11.79	2.78
case21	2.08	4.88	3.67	2.86	0.82	0.78	0.77	3.23	1.80	2.03	13.62	11.64	2.87
case22	2.11	6.88	4.33	2.87	0.82	0.79	0.80	3.21	1.75	2.04	13.52	11.60	2.77
case23	2.11	7.23	4.00	2.86	0.82	0.78	0.79	3.22	1.78	2.04	13.82	11.86	2.78
case24	2.08	4.88	3.66	2.88	0.82	0.78	0.77	3.23	1.77	1.99	13.99	11.92	2.86
case25	2.12	6.85	4.19	2.87	0.82	0.79	0.79	3.21	1.73	2.07	13.06	11.22	2.76
case26	2.11	7.20	4.23	2.87	0.82	0.79	0.80	3.22	1.78	2.04	13.81	11.85	2.78
case27	2.08	4.88	3.66	2.89	0.82	0.78	0.77	3.24	1.77	1.99	13.99	11.92	2.86

被災度 A：橋脚基部がほぼ全面にわたり破損 B：橋脚の基部の一部分が破損 C：橋脚基部表面にひび割れ発生

ねる必要があると思われる。今回のパラメトリック解析において、1 ケースも落橋しなかった理由として、可動支承の移動制限装置の耐力が式(1)で得られる設計力よりも小さかった可能性がある。また、表-7 と表-8 より特に、5 径間連続ゲルバー高架橋の被災状況が、解析における結果と食い違っている点が多いため、5 径間連続ゲルバー高架橋のモデル化に問題点がある可能性がある。つまり、3 径間連続高架橋や単径間高架橋については、バネ-質点系の簡易モデルにおいても十分、地震時応答性状を表現できていると考えられるが、5 径間連続ゲルバー高架橋において、地震時応答性状がうまく表現できていないと考えられる。この理由としては、本解析で用いているバネ-質点系モデルでは、ヒンジ点における回転の影響を考慮することは出来ないためと考えられる。

4.5 被災状況からの逆解析

(1) 解析ケース

前節では、バネ-質点系モデルを用いて地震応答解析を行い、落橋の可能性を指摘したが、全 18 ケースのうち 1 ケースも落橋の可能性のあることを指摘することができなかった。そこで、本節では、実際の被災状況から得られる知見を解析データに取り込み、さらなる解析を行うことにより、高架橋全体系の地震時応答性状にさらなる知見を与えることや落橋の原因の追及を目的として逆解析を行うこととした。前節の結果と実際の被災状況と比較し、P-35、P-36 上の固定支承に着目した。実現象では、P-35、P-36 上の固定支承はいずれも破損しないが、表-7 に示す解析結果を見ると可動ヒンジを無視した解析では P-35、P-36 上の固定支承はいずれも破損しており、可動ヒンジを考慮に入れた解析でも P-36 上の固定支承は破損している。そ

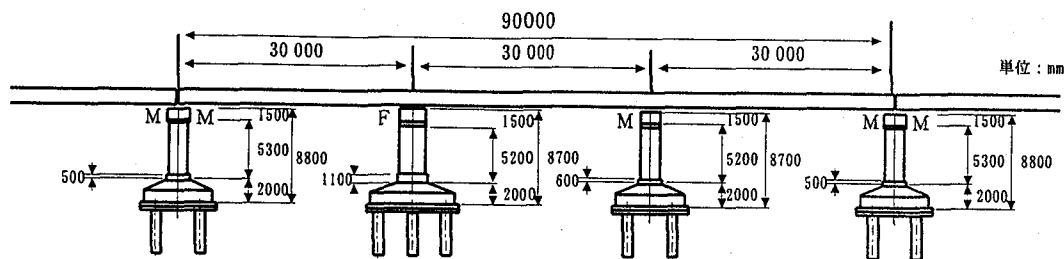


図-10 解析対象とした高架橋の概要図

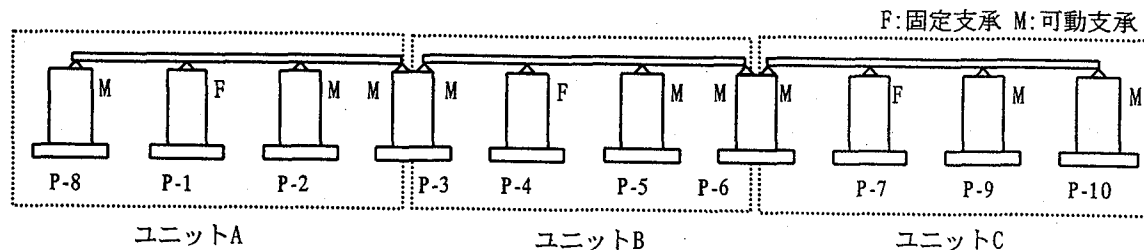


図-11 三径間連続高架橋の図

ここで、この節では、P-35、P-36 上の固定支承は破損しないものと考え、弾性体としてモデル化を行った。また、前節に示したとおり可動支承の移動制限装置の耐力が大きかったのではないかとこの点を考慮に入れ、その耐力を式(1)の1.0倍、0.8倍、0.6倍と変化させ、表-9に示すような解析ケースにより解析を行った。本解析では、動摩擦係数は0.05に固定しており、その他の解析条件は、前節と同じである。なお、前節の結果より、バネ-質点系モデルでは、ヒンジ点をうまく考慮できないと考え、本解析では、ヒンジ点を解析パラメータの対象から削除した。

(2)解析結果と考察

解析結果を表-10から表-12に示す。表-10、表-12については、前節の表-6、表-8とそれぞれ対応している。表-11の落橋の可能性の欄については、○印は、桁遊間(120cm)を上回っていることを表し、▲印は、最大応答変位が100cm以上であることを示しており、落橋のおそれがあることを指摘している。解析結果から分かることは、P-35、P-36上の固定支承の条件を変えることで、大きく応答性状が変わるということであり、最大応答変位が100cmをこえたケースが4ケースあった。また、全ケースにおいて70cm以上の最大応答変位があり、落橋もしくは落橋のおそれがあることが再現された。つまり、今回の落橋の原因は、5径間ゲルバー連続高架橋の固定支承に十分な耐力があったため、ゲルバー橋の上部構造物の変位がほとんどなく、単径間高架橋の桁が神戸側にしか変位できなかったためではないかという説明をすることが出来る。つまり、単径間高架橋の桁が、大阪側に変位したとき、ゲルバー橋の桁に押し返されたと考えられる。次にパラメトリック解析の結果より、衝突バネの剛性が10倍、100倍のときは、可動支承の耐力を変化させても、地震時応答性状にはほとんど変化はなく、衝突バネの剛性が1000倍のときは、可動支承の耐力を変化させることで、地震時応答性状も変化することがわかる。なお、固定支承に作用する最大復元力は、P-35上の固定支承では、おおむねすべてのケースで最大値

は約11000(kN)、P-36上の固定支承では、約10500(kN)であり、表-1に示した固定支承の耐力と比較すると、設計耐力の約1.4倍である。

4.6 パラメトリック解析より得られた知見

ここで、パラメトリック解析における知見を簡単に述べる。

- ・落橋の原因は、5径間連続ゲルバー高架橋の固定支承が破損しなかったため、ゲルバー橋の桁がほとんど変位しなかったことにより、単径間高架橋の桁が神戸側にしか変位できなかったためであると考えられる。
- ・非常に簡易で、自由度を大幅に低減したバネ-質点系モデルでも、落橋の可能性を指摘することができた。これにより、橋梁全体系の最大応答の推測にバネ-質点系でも十分と考えることが出来る。
- ・ゲルバー高架橋のように回転方向の運動が生じる橋梁に対しては、バネ-質点系モデルで詳細な解析をすること、すなわち回転の影響を正確に考慮することは難しいと考えられる。
- ・過去の研究^{21,22)}のように支承破損後の動摩擦力を支承の耐力と同じ値にするのは、動摩擦力の大きさを過大に評価する可能性があるため、支承の耐力と動摩擦力の大きさは別々に考える必要がある。
- ・衝突バネの剛性については、動摩擦力が大きいときには、最大応答に与える剛性の影響は小さいが、動摩擦力が小さいときには、剛性の影響が大きく現れる。また、剛性が大きいほど、支承の耐力や動摩擦力などの他の要因が変化することにより地震時応答性状におよぼす影響が大きくなる。衝突バネの剛性については、今後、さらなる検討が必要と考えられる。

5. 既存橋梁に対する落橋防止装置の効果

本章では、前章の結果を踏まえて、大阪市にある既存の高架橋に対して地震時応答解析を行う。また、落橋防止の

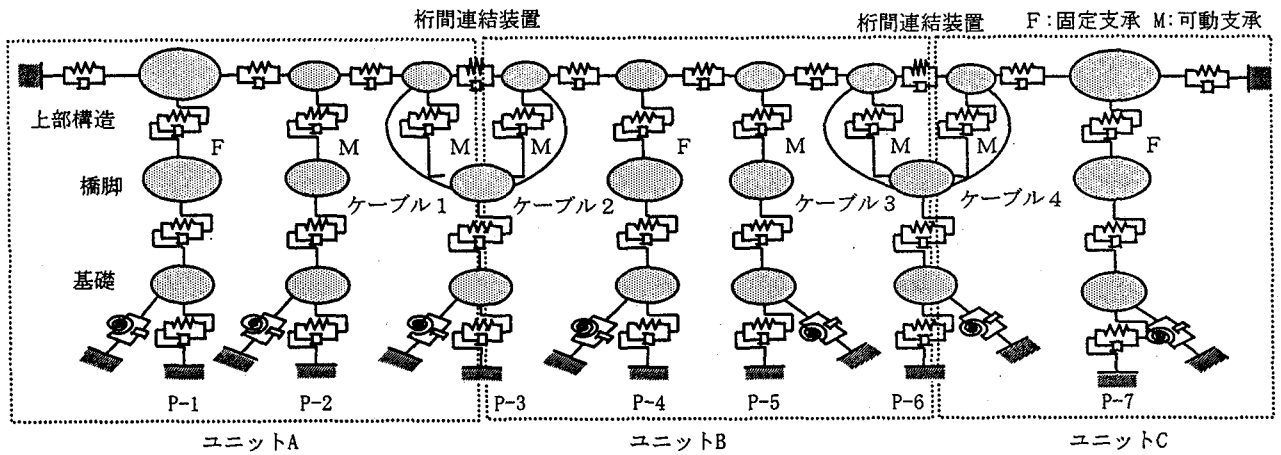


図-12 高架橋のパネー質点系モデル

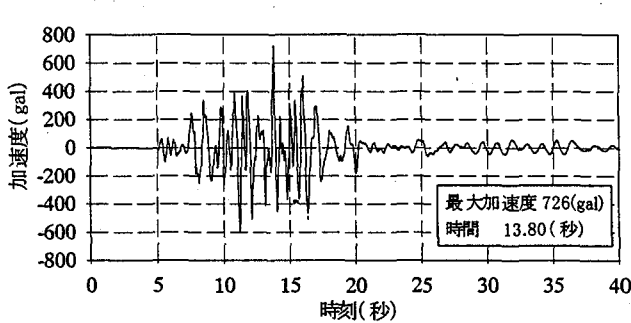


図-13 osakaの加速度波形

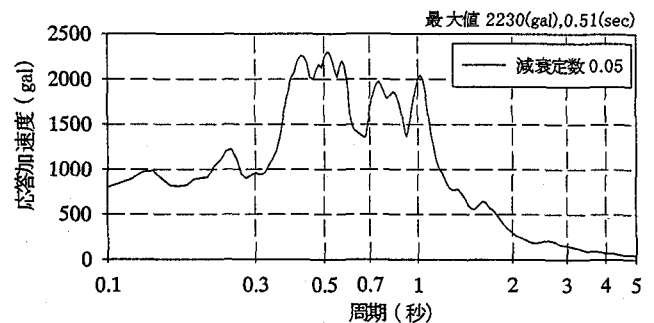


図-14 osakaの加速度応答スペクトル

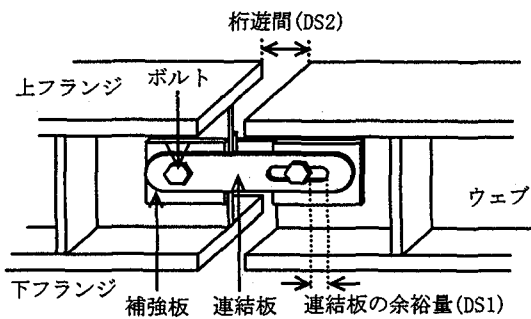


図-15 桁間連結装置

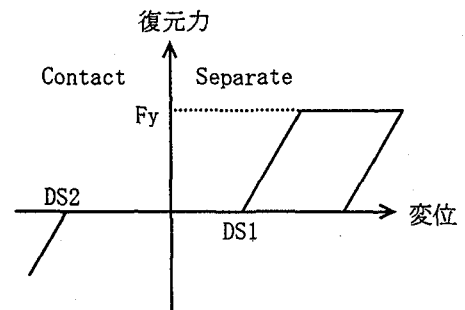


図-16 桁間の復元力モデル

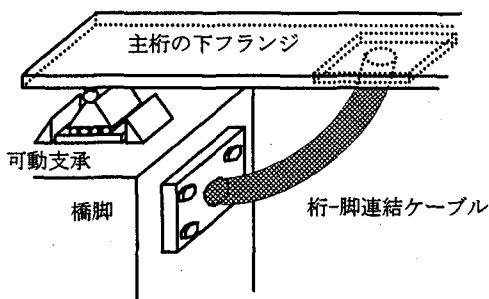


図-17 桁-脚連結ケーブル (イメージ図)

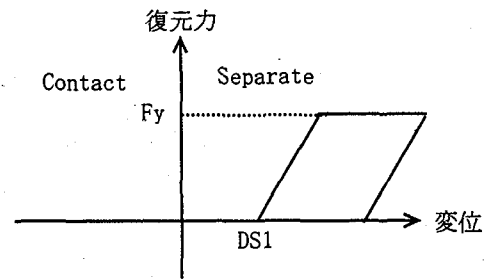


図-18 桁-脚連結ケーブルの復元力モデル

ための新たな装置として、桁-脚連結ケーブルを取り上げ、耐震補強の有効性について検討を行う。なお、各構造要素のパラメーターは、最悪の場合を想定して、支承破損後の動摩擦係数は0.05、衝突バネの剛性は、隣接する桁の軸方向剛性の10倍とすることにする。

5.1 解析対象高架橋と入力地震動

図-10 に示すような大阪市にある新御堂筋高架橋のスパン30mの3径間連続高架橋を解析対象とした。このような高架橋を一つのユニットと考え、桁間の衝突を考えるため、3つのユニットを並べたものについて考えたものが図-11である。ここで、左からそれぞれユニットA、B、Cと呼

表-13 桁一脚間の最大相対変位

	(unit : cm)							
	ケーブル 1		ケーブル 2		ケーブル 3		ケーブル 4	
ケーブル無し	36.00	22.96	37.75	13.63	37.69	13.46	36.89	6.92
ケーブル有り	12.60	19.39	14.03	11.92	13.02	12.05	19.22	11.29

表-14 橋脚の最大応答変位

	(unit : cm)			
	P-3	P-4	P-5	P-6
ケーブル無し	1.02	1.31	0.83	1.03
ケーブル有り	4.04	1.31	0.97	4.78

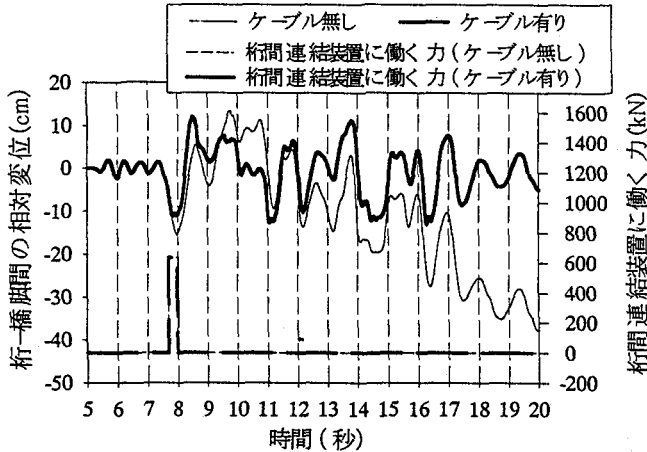


図-19 桁-橋脚間の相対変位の時刻歴

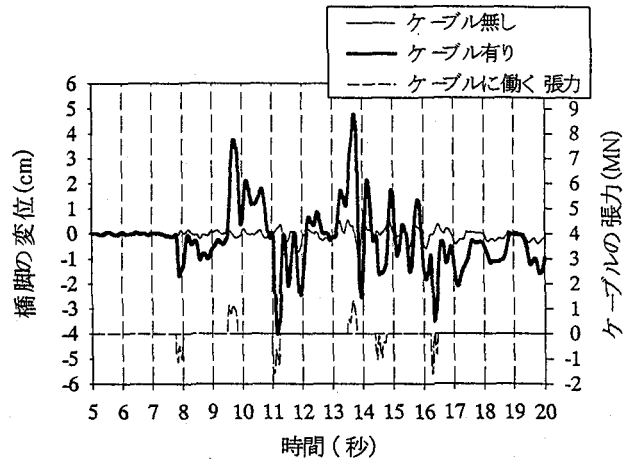


図-20 P-6橋脚の変位の時刻歴

ぶことにする。隣接する高架橋がほぼ同じ固有周期をもっている場合には、隣接する桁が同位相で揺れるため、ユニット間の桁間の相対変位は大きくならず桁同士の衝突が起こる可能性は低いとされている⁹⁾。そこで、本研究では、ユニットCの上部構造の重量を軽くすることにより、ユニットCの固有周期をユニットA、Bに比べて短くしている。ただし、上部構造の重量を軽くしたことにより、設計振動単位に作用する慣性力の大きさの変化は無視している。図-11をバネ-質点系にモデル化した図を図-12に示す。図-12よりわかるように橋脚P-8、P-9、P-10を省略し、そのかわりに左端には上部構造(桁)にP-8の可動支承に発生する摩擦力を、右端にはP-9、P-10の可動支承に発生する摩擦力の合計を与えるバネを仮定の固定壁を設けて設置している。このようにモデル化した背景には、今回は落橋防止装置の効果を見るのが主眼であり、上部構造の動きを正しく評価できれば、可動支承を有する橋脚は省略して良いと考えたためである。各ユニットA、B、Cの一次固有周期はそれぞれ、0.796秒、0.796秒、0.670秒である。入力地震波には、平成8年の道路橋示方書V耐震設計編⁹⁾に規定される地震時保有水平耐力照査に用いるレベル2地震動に相当するように作成された波形で、大阪市が上町断層を震源として発生する大地震に対して提案している地震動波形osaka1を使用した。図-13にosaka1の地震動波形を、図-14に加速度応答スペクトルを示す。

5.2 桁間連結装置のモデル化

本モデルでは、ユニットAとBの間およびユニットBとCの間に図-15のような桁間連結装置が取り付けられている。桁間連結装置の復元力モデルを図-16に示す。相対変位がSeparate側に距離DS1(DS1=5cm)を越えると桁間連結装置が機能を開始し始め、降伏耐力 F_y で塑性化し、完全弾塑性型バイリニアでモデル化した。ここで降伏耐力は、昭和55年道路橋示方書・V耐震設計編に基づき、死荷重反力の0.3倍(設計水平震度)として定めた。本解析では、 $F_y=635.5(\text{kN})$ である。また、相対変位がContact側に衝突バネを設けている。なお、本解析モデルの桁遊間DS2は10cmである。

5.3 桁-脚連結ケーブルのモデル化

本モデルでは、P-3橋脚からユニットAとBの桁にP-6橋脚からユニットBとCの桁にそれぞれ図-17のような桁-脚連結ケーブルが取り付けられている。桁-脚連結ケーブルの復元力モデルを図-18に示す。桁と橋脚の相対変位がSeparate側に距離DS3を越えると連結ケーブルが機能を開始し始め、降伏耐力 F_y で塑性化し、完全弾塑性型バイリニアでモデル化した。ここで降伏耐力は、平成8年道路橋示方書・V耐震設計編⁹⁾に基づき、死荷重反力の1.5倍として定めた。本解析では、 $F_y=1590(\text{kN})$ である。また、DS3は10cmである。連結ケーブルはContact側には復元力が生じないものとする。

5.4 解析結果および考察

連結ケーブルが設置された場合と無い場合において、P-3～P-6 橋脚の最大応答変位とケーブルを設置した桁と橋脚間の相対変位の最大値を表-13、表-14 に示す。表-14 において、各ケーブルにおいて左側の値が、桁が紙面上において左側に動いた最大相対変位を表している。網掛けは、そのケーブルに引張力が作用する方向の最大相対変位である。また、ケーブル3の相対変位、P-6 橋脚の変位の時刻歴をそれぞれ図-19、図-20 に示す。図-19 には、ユニット B とユニット C の間にある桁間連結装置に作用する力もあわせて示している。また、図-20 において、P-6 橋脚に設置されているケーブル3とケーブル4に働く軸力もあわせて示している。正の軸力はケーブル4に軸力が作用したことを示し、負の軸力はケーブル3に軸力が働いたことを示す。まず、桁と橋脚間の相対変位では、あきらかにケーブルの効果により減少していることがわかる。これによりケーブルの設置により桁の過度の動きを抑制することがわかり、落橋の防止に対する大きな効果があると考えられる。しかしながら、図表には示していないが、桁の衝突についてはケーブルの有無に関わらずおきている。これは、ユニット A とユニット C では、桁の運動は落橋方向に対してのみ抑制しており、ユニット B 方向に対しての動きは抑制してないためであると考えられる。また、ケーブルのある/なしに関わらず、落橋防止装置が働く時間が同じであることより、ケーブルに引張力が発生する前に落橋防止装置が作動していることがわかる。橋脚の応答変位であるが、ケーブルを設置したことによりケーブルを設置した P-3、P-6 橋脚では大きく変位が増大しているが、他の橋脚にはほとんど影響がないことがわかる。つまり、ケーブルの設置により桁の過度の動きは抑制され、落橋防止に対する効果は大きい。逆に、橋脚に負担がかかるため、ケーブルの降伏耐力、剛性、ケーブルに引張力が発生するまでの遊びなどに注意を払う必要がある。

6. 結論

本研究では、高架橋橋梁群に対して、鋼製支承の破損を考慮に入れた地震応答解析をバネ-質点系で行い、実際の被災状況と解析結果を照らし合わせることで、橋梁全体の適切なモデル化に関する資料を得た。また、実際の被災状況を踏まえた逆解析を行うことで、さらに精度よく被災状況をシミュレートでき、また落橋の原因を推測することが出来た。最後に、既存の高架橋に対し、新たな落橋防止装置として、桁-脚連結ケーブルを取り上げ、ケーブルによる耐震補強の有効性について検討を行った。本研究で得られた結論を以下に示す。

- (1) 阪神高速道路公団 3 号神戸線の落橋の原因は、5 径間連続ゲルバー高架橋の固定支承が破損しなかったため、ゲルバー橋の桁がほとんど変位しなかったことにより、単径間高架橋の桁が神戸側にしか変位できなかったためであると考えられる。
- (2) バネ-質点系のような簡易モデルに対しても、橋梁全体

系の応答を推測することが出来るが、ゲルバー高架橋のようにヒンジ点により回転の影響が出る高架橋に対しては、工夫が必要である。

- (3) 実際の被災状況と照らし合わせた結果、支承破損後の動摩擦力を支承の耐力と同じ値とするのは動摩擦力の大きさを過大に評価していると考えられるため、支承の耐力と動摩擦力は別々に考えるべきである。
- (4) 衝突バネの剛性については、パラメトリック解析の結果、隣接する桁の軸方向剛性の何倍にすべきという明確な解は得られなかった。おそらく、隣接する桁の重量比や、衝突時のスピードなどの影響もあると考えられるので、今後さらなる検討が必要である。
- (5) 既存の高架橋に対する、桁-脚連結ケーブルによる耐震補強では、桁の過度の動きを抑制することが出来るが、ケーブルが設置された橋脚の応答変位は増大する。そのため、ケーブルの強度、剛性、ケーブルに引張力が作用するまでの距離などについて今後検討する必要がある。

謝辞

本解析を行うにあたり、阪神高速道路公団木代護氏、(株)総合技術コンサルタント西森孝三氏ならびに(株)建設技術研究所友永則雄氏からは貴重なご意見をいただきました。ここに厚く感謝の意を表する。また、本解析を実施するにあたり京都大学大学院工学研究科修士課程津村洋祐君から多大な助力を得たことに対して謝意を表する。

(参考文献)

- 1) 矢部正明・武村浩志・川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集 Vol.43A, pp.781-791, 1997.3.
- 2) 西川大介・目黒公郎：兵庫県南部地震による阪神高速 3 号線高架橋崩壊被害のメカニズム解析，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集 Vol.2, pp.1017-1020, 1997.7.
- 3) 中島章典・庄司泰啓・安波博道・小野寺理：簡易モデルを用いた多径間高架橋システムの大地震時応答解析，鋼構造年次論文報告集第 5 巻, pp.313-320, 1997.11.
- 4) 家村浩和・宮本文穂・高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響，構造工学論文集 Vol.44A, pp.659-666, 1998.3.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年。
- 6) 日本道路協会：道路橋支承便覧，平成 3 年。
- 7) 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, 1981.4.
- 8) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌一，pp.198-204, 1997.9.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 2 年。

(1998 年 9 月 18 日受付)