

大地震時における連続高架橋の損傷メカニズムの 解明と対策に関する考察

津村洋祐*、渡邊英一**、杉浦邦征***、丸山忠明****、永田和寿*****、梶田幸秀*****

*京都大学大学院工学研究科土木工学専攻修士課程（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）

**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）

*****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）

本研究の目的は、多径間連続高架橋の桁間衝突や落橋防止装置を考慮した橋軸方向の弾塑性応答解析を行い、その大地震時応答性状および落橋のシナリオを明らかにすることである。さらに構造システムとしての総合的に耐震性の向上をはかるための対策についても検討を加えた。本解析では支承に対して損傷後の挙動も考慮した復元力モデルを用いるとともに、落橋防止構造として桁脚間連結ケーブルの非線形復元力を考慮した。その結果、桁脚間連結ケーブルを取り付けることにより、一部の橋脚の応答が増大するという傾向もみられるが、落橋を判定する指標である桁脚間の相対変位を効果的に低減することができ、落橋防止装置としての有効性を確認することができた。また、地震力分散効果を高めるために落橋防止装置の強度と変形能の最適化が必要であることが明らかになった。

Key Word : elevated bridge, nonlinear behavior, pounding, pier-to-girder connecting cable

1. はじめに

兵庫県南部地震は我が国の近代的大都市部における初めての直下型大地震であり、都市高速道路は大きな被害を受けた。震災後、多くの解析が実施され、損傷メカニズムの解明のためには、橋梁の部材単位ではなく、全体系として取り扱う必要性が強調されている^{1),2)}。

都市高速道路は様々な形式の橋梁から成るが、3 径間や5 径間を有する連続橋も数多く見受けられる。連続高架橋はその構造上、複数の橋脚・支承・落橋防止装置を有している。したがって、連続高架橋の構造解析を行うには、それらの特徴を表現しうよう解析モデルが必要であるが、従来では主たる非線形性を有する橋脚にモデル化の重点が置かれ過ぎていた。しかしながらレベル2 地震動のような大きな入力考えた場合、橋脚の他の構成要素の応答も大きく影響し、かつ非線形領域に入ると考えられる。

橋脚以外の構造要素である支承に関しては、震災後に改定された道路橋示方書³⁾では、免震支承の項目が追加され、橋脚の免震補強として免震支承が多く用いられるようになっている。しかしながら既存の橋梁の多くは鋼

製支承を有しており、大地震時での挙動を適切に評価するためにも、支承の挙動が橋梁全体の応答性状におよぼす影響を検討することは重要であると考えられる。

本研究では、橋梁を全体系として扱うため、支承については、支承の破壊ならびにそれに伴う挙動を考慮した復元力モデルを提案した。また、隣接している橋梁を考慮するため、桁遊間には衝突バネ⁴⁾を導入することにより桁間衝突を再現した。

しかしながら、橋梁を全体系として扱い、モデル化を行うにあたり、支承の剛性や減衰定数、支承の破壊に伴う摩擦力の大きさ、桁間衝突バネの剛性など様々なパラメータが存在することになる。そこで、本研究で提案した、支承の復元力モデルや各種のパラメータの妥当性を確認するため、実際に被災した西宮市浜脇町の阪神高速高架橋の橋軸方向に対象にして時刻歴応答解析を行い、実現象の再現を試みた。また、その結果をふまえ、大阪市にある既存の高架橋を取り上げ、レベル2 地震動のような大きな、入力を与えた場合の耐震性を検討し、新たな落橋防止対策として、桁脚間連結ケーブルによる落橋防止法を提案し、ケーブルの導入が橋梁全体に与える

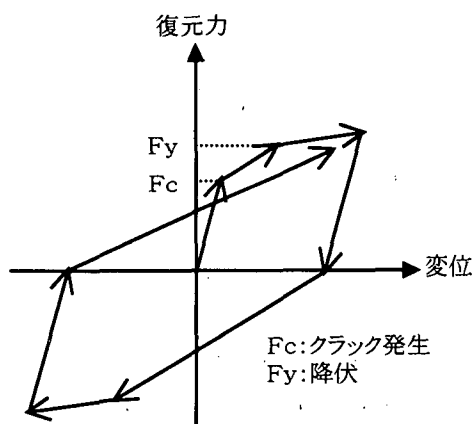


図-1 橋脚と基礎のトリリニア復元力モデル

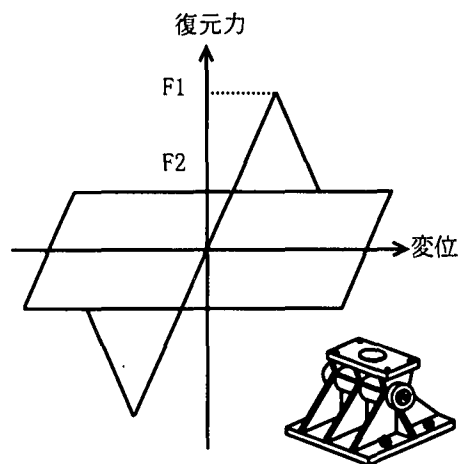


図-2 固定支承とその復元力モデル

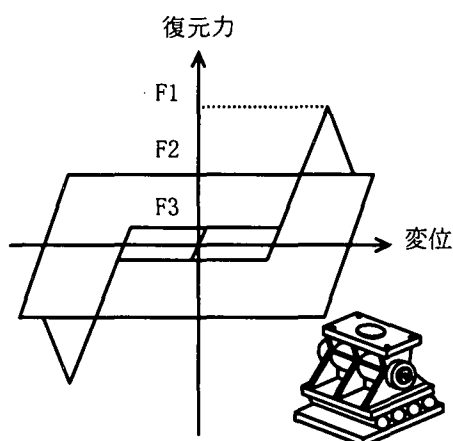


図-3 可動支承とその復元力モデル

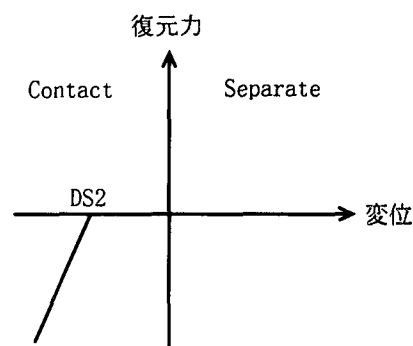


図-4 桁間の復元力モデル

影響を評価した。

2. 解析手法

本研究は高架橋を上部構造、支承、橋脚、基礎（回転と水平方向）からなるバネ・質点系のモデルにおきかえて、Newmark の β 法 ($\beta = 1/6$) を用いて橋軸方向に対し、時刻歴応答解析を行った。また、本研究の特徴として支承が損傷した後の挙動を追跡し、桁間連結装置を設置した桁同士の衝突、離間を考慮し、桁脚連結ケーブルの落橋防止装置としての役割を解明するというようなことが挙げられる。本解析で用いた各構造要素の復元力モデルおよび特徴を以下に示す。

2.1 橋脚ならびに基礎

対象とした高架橋の橋脚は RC 橋脚であるから、橋脚の復元力モデルについては図-1 のように Degrading-tri-linear 型モデルとした。基礎については、水平ならびに回転の 2 自由度について考慮した。これらについても Degrading-tri-linear 型モデルを採用した。減衰定数については、橋脚は 0.02、基礎は 0.15 とした。

2.2 固定支承

固定支承の復元力モデルを図-2 に示す。固定支承は降伏耐力 F_1 までは弾性とし、 F_1 に達したあとは、支承が破壊し、その際、粗な上下面において動摩擦力 F_2 を考慮し、完全弾塑性型の履歴を描くものとした。固定支承の初期剛性は、固定支承を有する橋脚の初期剛性の 100 倍、減衰定数ならびに動摩擦力 F_2 についてはパラメトリック解析の対象とした。

2.3 可動支承

可動支承の復元力モデルを図-3 に示す。移動制限装置に達するまでは、微小な動摩擦力 F_3 で履歴するものとする。移動制限装置に衝突し、降伏耐力に達した後は、固定支承と同様な考え方により、動摩擦力 F_2 を考慮するものとする。減衰定数は 0 とし、動摩擦力 F_2 をパラメトリック解析の対象とした。

2.4 桁ならびに桁間衝突

桁については、弾性体と見なした。桁遊間については、図-4 に示すような復元力を有する衝突バネを用いている。桁遊間衝突 (DS2) 消失した時のバネの剛性としては、非常に剛なバネを用いるべきであると考え、隣接する桁の剛性の 1000 倍を基準に、パラメトリック解析

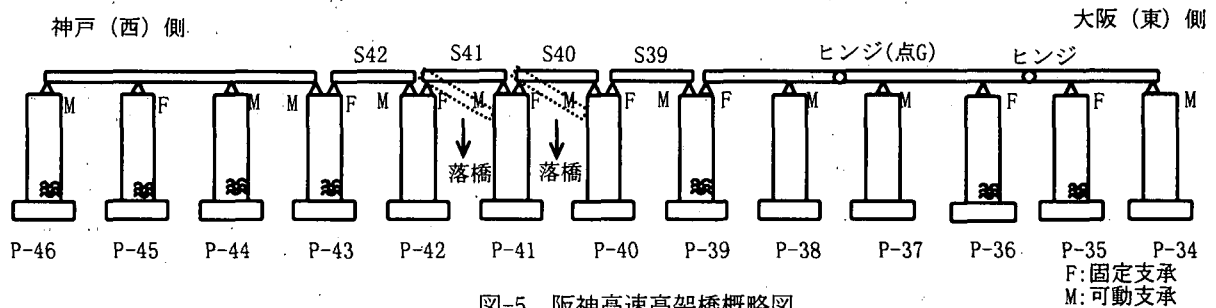


図-5 阪神高速高架橋概略図

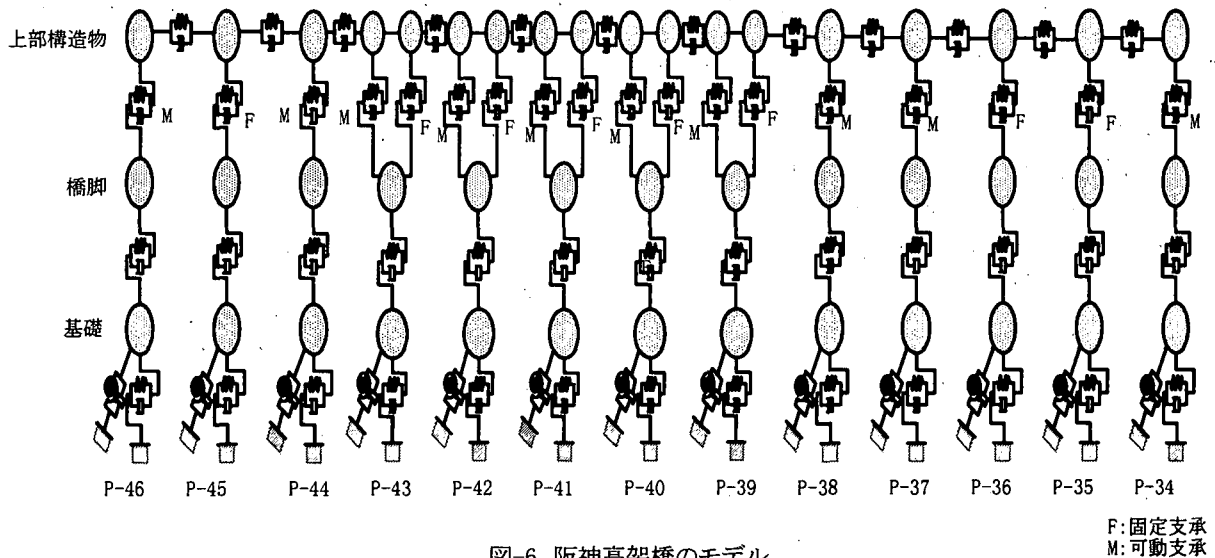


図-6 阪神高架橋のモデル

の対象とした。

3. 解析手法の検討

3.1 検証モデル

本論文の基礎となるモデルが現実的な答えを出しうるかどうか検討するため、阪神淡路大震災により被災した、阪神高速道路神戸線の西宮市浜脇町の高架橋を例に取り、神戸海洋気象台のNS成分を用いて応答解析を実施した。図-5はこの高架橋の関連区間と被災状況の概略を示している⁵⁾。特に、単純支持箱鋼桁橋の4スパンのうち、中央の区間、すなわち、P40-P41の桁S40、P41-P42の桁S41が図-5のように時計方向に回転して、それぞれ、P40とP41上の可動支承側の桁端から脱落下した。この区間を挟んで、東(大阪)側には5径間の鋼床版ゲルバー箱桁橋、西(神戸)側には3径間連続鋼箱桁橋が隣接していた。被災後の調査によると、ゲルバー桁の端部がP-39上の単純桁に衝突し、このはずみで玉突きが次々に伝播し、P-43上の連続桁の端部まで衝突が見られたようである。

さて、この高架橋システムをバネ-質点-ダッシュポット系モデルにより表したのが図-6である。図は最右端の橋脚から最左端の橋脚までの範囲を考え、基礎のバネ

-質点-ダッシュポット、橋脚部のバネ-質点-ダッシュポットそして、支承のバネ-ダッシュポット、さらに、上部構造のバネ-質点-ダッシュポットが考慮されている。このモデルの動的特性を調べるに当たり、以下の4つのパラメータを考え、適宜変化を与えることによりそれらの組み合わせを8ケース考えた。組み合わせを表-1に示す。

(1) 支承の粘性減衰定数：固定支承、可動支承とも基本的にはきわめて小さな定数しか持たないと考え、0%もしくは5%(Eのみ)とした。

(2) 支承破壊後の動摩擦係数：支承は基本的にはクーロン摩擦の影響を大きく受けると考えられるので、動摩擦係数を支点反力の5%~10%の値にとった。

(3) 点Gのゲルバーヒンジのモデル化：このモデルは可動ヒンジとして設計されているが、上部桁の水平慣性力の分担を明確にするため、ヒンジ区間の桁部の軸方向剛度を一般部の桁の軸方向剛度 EA/L (EA は桁の軸剛性、 L は桁の長さ)の1%~100%の変化を与えた。

(4) 桁端の衝突：桁同士の瞬時の衝突時にはきわめて高い剛性を考えることが妥当と思われる。ここでは基本モデルとして、桁の剛度 EA/L の1000倍の剛度に対して1.2倍~3倍の剛度を考え、変動を与えてみた。

表-1 浜脇高架橋の検証の解析パラメータ

ケース番号	支承の粘性減衰定数(%)	支承破壊後の動摩擦係数	ゲルバーピンの換算剛比(%)	衝突バネ剛度 EA/L の倍数
A	0	0.05	1	3000
B	0	0.05	1	1500
C	0	0.05	1	1200
D	0	0.05	100	1500
E	5	0.05	10	1500
F	0	0.15	10	1500
G	0	0.1	10	1500
H	0	0.05	10	1500

3.2. 検証結果

表-1 ような組合わせに対して桁一脚間の相対変位を示せば表-2のとおりとなる。なお、相対変位はすべて神戸側の最大変位である。例としてケース B の P-41 橋脚の変位、S41 と S40 の間の相対変位、P-41 と S41 の相対変位をそれぞれ図-7、8、9 に示す。桁脚間の相対変位が、桁掛り長 120cm を越えているので落橋したものと考えられる。

支承は元来クーロン減衰を受けるのが妥当であると思われるから、粘性減衰定数については、本質的には無視しても良いし、その方がむしろ現実に近いものと判断される。したがって、ケース E は 5%もの粘性減衰定数を仮定しているので、被災事例とは大きく異なり、桁はあまり水平方向に移動しないことがわかる。

また、ゲルバーヒンジの G 点では実際はローラーになっていたので、この点より左の部分の上部桁の慣性力が P-39 以西の橋脚に伝達され、このため、このヒンジがピンと仮定された、ケース D ではケース B に比べて P-39 および P-40 での移動量が激減していることがわかる。さらに、固定支承のある橋脚では基部がほぼ損傷を受けており、固定支承を介して大きな慣性力を受けていたことが説明できることになる。また、解析によれば、P-43 や P-42 上でも桁が落下するような予測が示されている。現実には P-43 上では連続桁だから落下がなかったので説明できるにしても、P-42 上では落下しても不思議ではなかったと推測される。現実には桁は落下していない。さらに、落橋にともない、玉突きが途絶えることになるが、この解析では落橋を考慮したプロセスまでは考慮おらず、このため玉突きが継続している。すなわち、図-8 によれば桁遊間(4.5cm)に対して衝突が反復されている。衝突バネの剛度の決定については、詳細な検討が必要であり、本来なら桁端と桁端がどの程度瞬間的に衝突し反力が発生しているかを検討する必要がある。しかし、このような解明は今後の研究の課題であり、したがってここでは準静的な解析を用いているので、桁端どうしのめり込みがほとんどないような衝突を想定して、

表-2 浜脇高架橋の検証解析結果
(桁一脚間の相対変位)

単位 (cm)					
ケース番号	P-43	P-42	P-41	P-40	P-39
A	1300	1260	1134	446	386
B	642	231	190	164	82
C	441	75	73	88	97
D	301	144	41	43	42
E	8	13	7	5	7
F	10	30	29	30	31
G	12	28	23	26	29
H	234	121	86	55	50

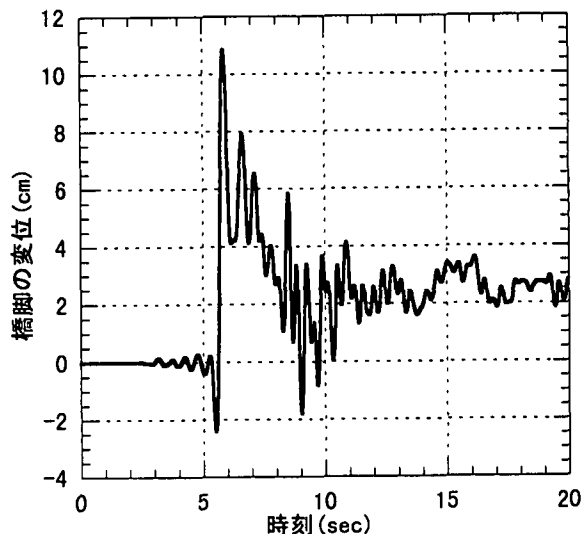


図-7 橋脚の変位

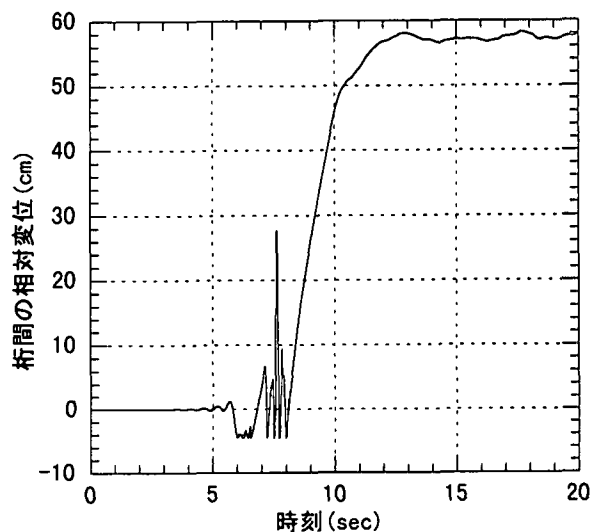


図-8 桁間の相対変位

桁単独の剛性 EA/L の 1000 倍程度を目安として変化させ、被害の記録と照らし合わせてどの程度説明できるかに着目している。結果としてケース B、C、H では実現象を再現していると考えられる。

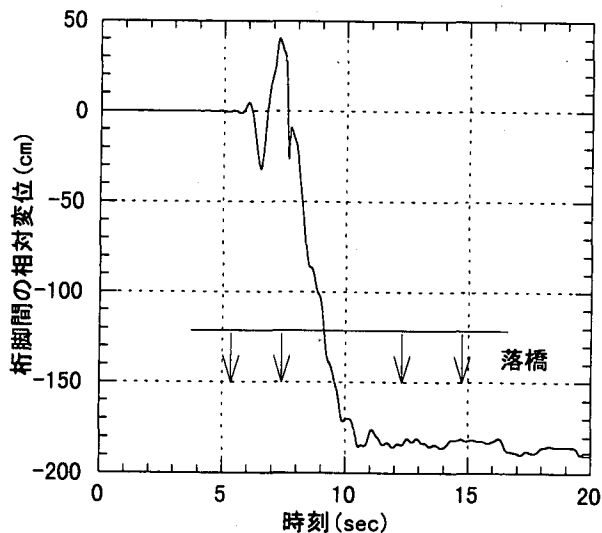


図-9 桁脚間の相対変位

以上の結果より、若干の被災記録とは異なる点もあるが、概ね被災状況を提案モデルは説明できているものと考えられる。

4. 損傷メカニズムの解明と対策

4.1 モデル化および諸元

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 径間連続高架橋を取り上げ解析の対象とした。スパン 30m のものを取りあげた理由としては、表-3 のとおり、スパン 30m のものが全体の大多数を占めており、これにより代表できると考えられるからである。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 と呼ぶことにする。隣接する高架橋がほぼ同じ固有周期を持っている場合では、隣接する桁が同位相で揺れるため、ユニット間の桁間の変位は大きくならず桁同士の衝突は起こらないと考えられる。そこで本研究では、図-12 の様にバネ-質点系にモデル化する際に P-8,9,10 の省略した橋脚の上部構造物の質量を考慮しないことにした。それにより、各ユニット A,B,C の固有周期はそれぞれ、0.749 秒、0.796 秒、0.598 秒となった。なお、この解析では、右側に動く方向を正方向の動きとしている。

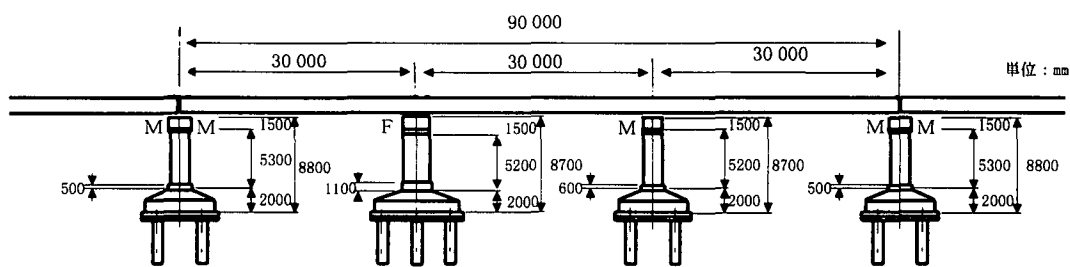


図-10 解析対象とした高架橋の概要図

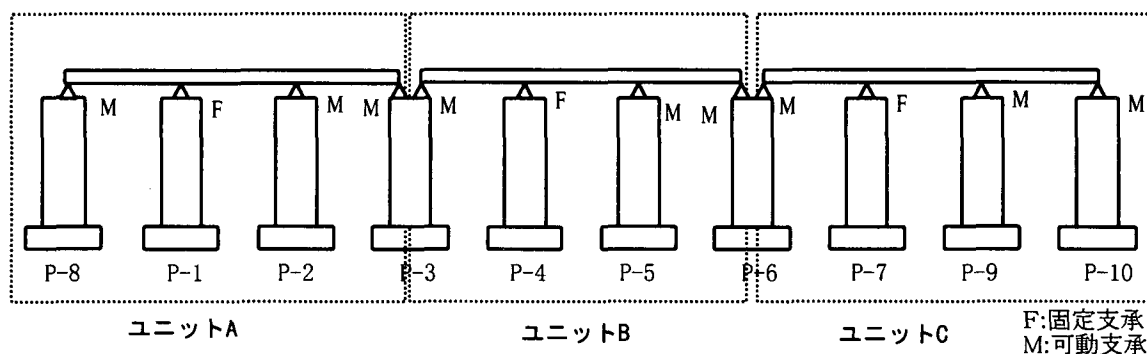


図-11 三径間連続高架橋の図

表-3 御堂筋高架橋の支間長の分布

支間長(m)	0～15	15～21	21～25	25～29	29～31	31～35	35～40	40～50	50～60	60以上
支間数	13	50	27	31	167	59	24	22	9	9

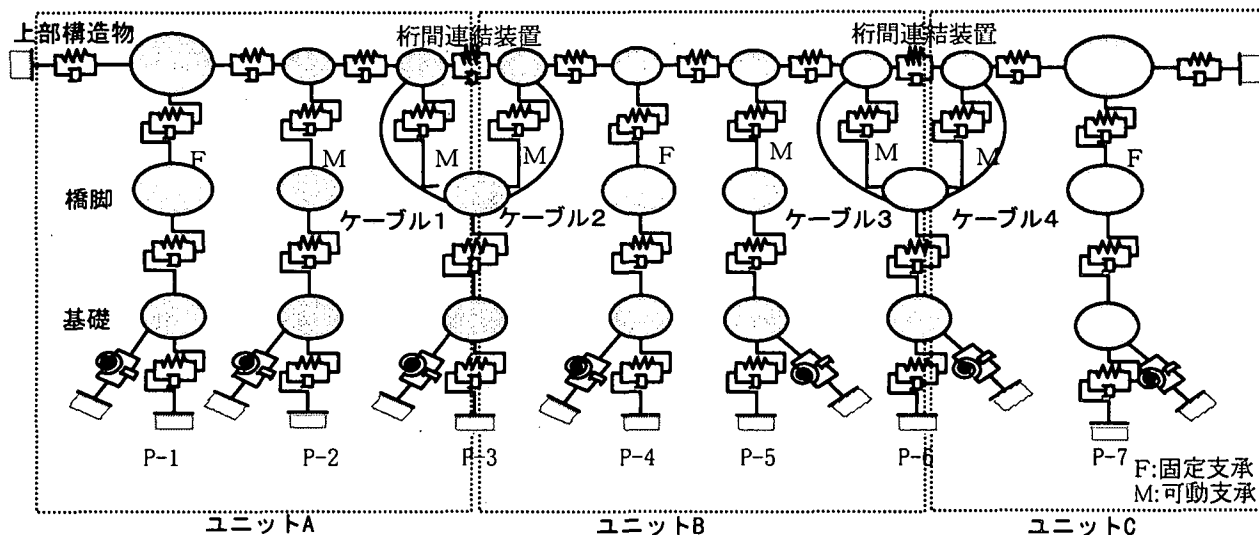


図-12 高架橋のモデル

入力地震波には、平成8年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編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* の地震波形、図-14 に加速度応答スペクトルを示す。

4.2 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* を越えると桁間連結装置が機能を発揮し始め、降伏耐力 *Fy* で塑性化し、変位が *Contact* 側に桁遊間 *DS2* を越えると衝突すると考える。

4.3 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。相対変位が *Separate* 側に距離 *DS1* を越えると桁間連結装置が効き始め、降伏耐力 *Fy* で塑性化し、ケーブルは圧縮側には力が働かないので *Contact* 側には復元力が生じないものとする。

4.4 解析結果および考察

ケーブルが設置された場合とない場合の桁間の相対変位、桁脚間の相対変位、橋脚の変位の時刻歴をそれぞれ図-19,20,21 に示す。なお、支承の破壊については、ユニット B の P-4 と P-6 の支承についてである。

図-19 は、ユニット B-C 間の P-6 橋脚上の桁間の相対変位の時刻歴である。桁間連結装置の負の方向の復元力は衝突時に発生した力を示している。この図から

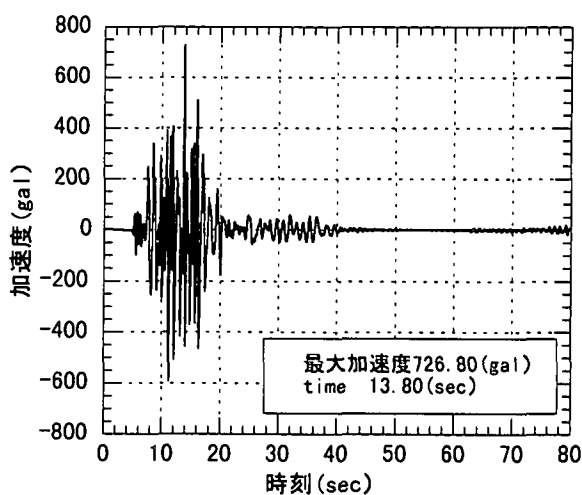


図-13 *osaka1* の地震波形

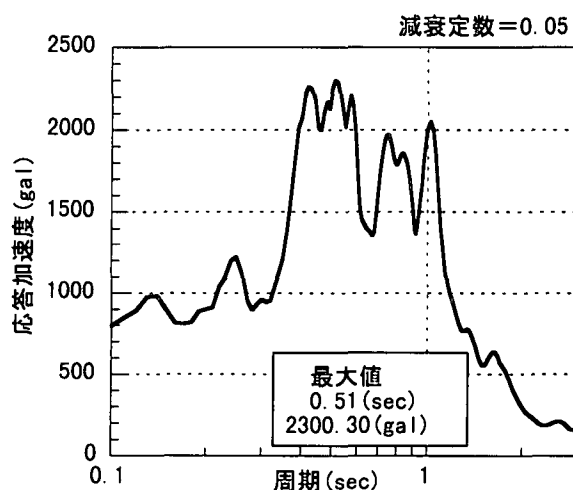


図-14 *osaka1* の加速度応答スペクトル

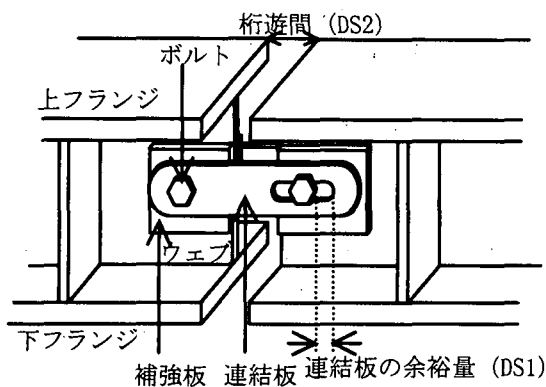


図-15 桁間連結装置

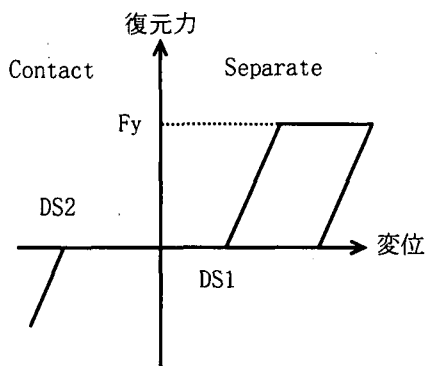


図-16 桁間連結装置の復元力モデル

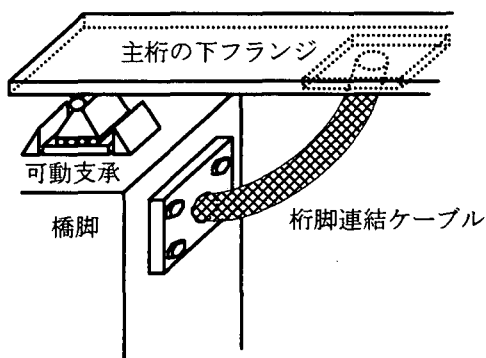


図-17 桁脚連結ケーブル

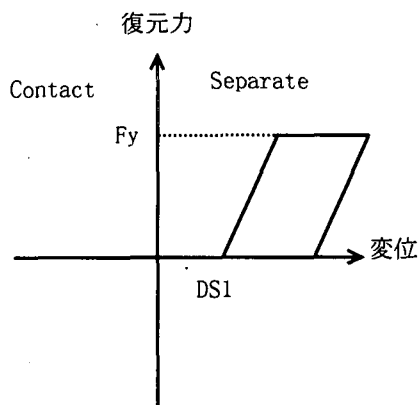


図-18 桁脚連結ケーブルの復元力モデル

わかるように、ケーブルや桁間連結装置が働き始めるのは、固定支承、可動支承が破壊したあとである。支承破壊後に桁が橋脚の上を滑るようにして動くのでケーブルや桁間連結装置に力が掛かり、また桁同士の衝突や落橋といった現象に至るといったメカニズムが推定される。

図-20 は、P-6 橋脚とユニット B の桁の間の相対変位の時刻歴を示したものである。桁脚間の相対変位が著しく増大するのは、支承が破壊し、桁が滑り出し、桁同士が衝突した後であり、衝突の反動で桁脚間の相対変位が増大しているのがわかる。また、ケーブルがある場合ない場合を比較してみると、ケーブルがない場合は、桁脚間の相対変位がかなり大きな値となっており、本モデルの桁掛り長(100cm)を上回っており、落橋するものと思われるが、ケーブルを設置することにより桁脚間の相対変位を大きく低減しており、落橋防止に十分な効力を発揮していると考えられる。

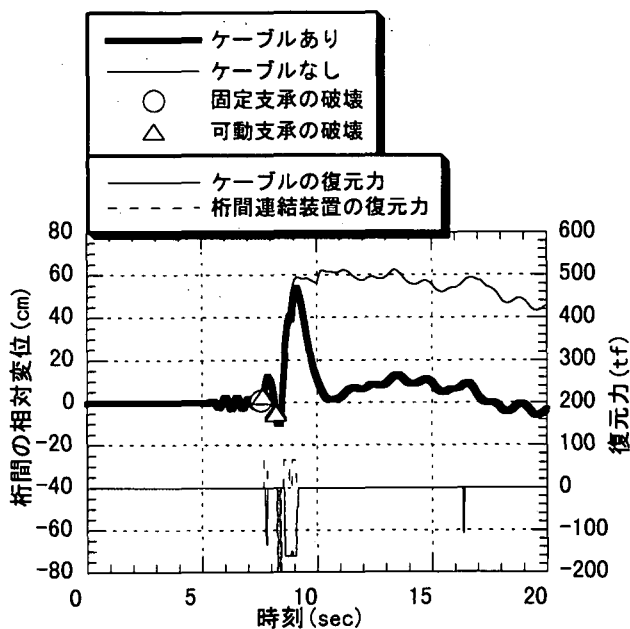


図-19 桁間の相対変位

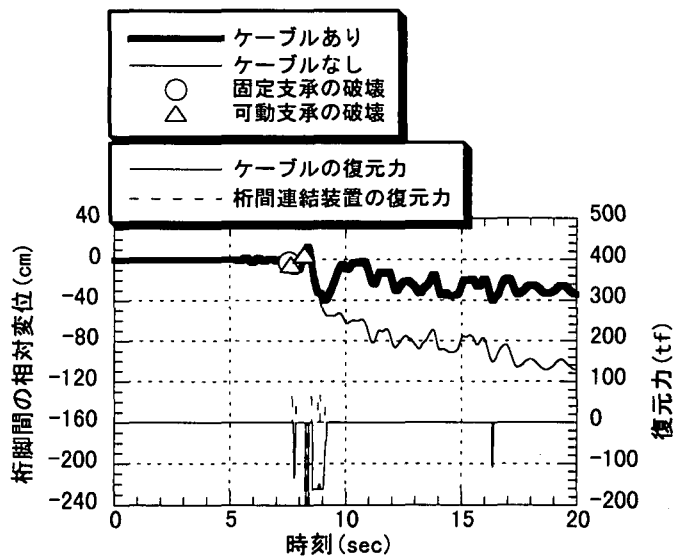


図-20 桁脚間の相対変位

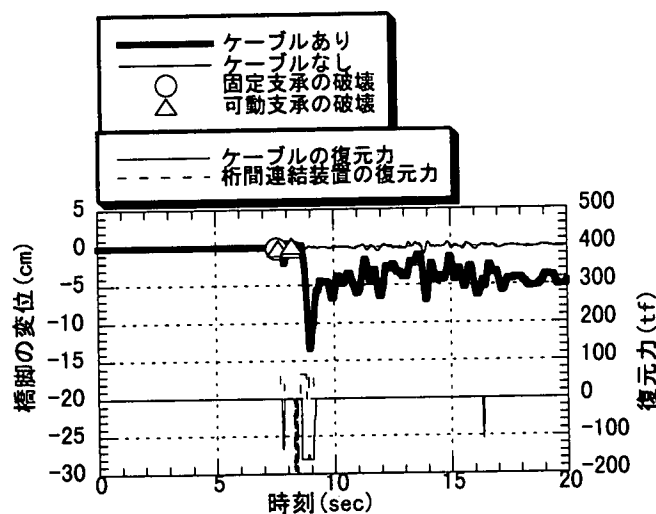


図-21 橋脚の相対変位

図-21 は、ケーブルが設置された P-6 橋脚の変位時刻歴を示したものである。ケーブルがある場合と無い場合を比較してみると、ケーブルがある場合の橋脚の変位はかなり大きなものになっている。これは、ケーブルによって橋脚が引っ張られているためであると思われる、その変位は橋脚の終局変位(9.76cm)を大きく上回っており、ケーブルの降伏耐力、剛性、ケーブルに引っ張り力が作用するまでの距離等に注意を払う必要がある。

5. 結論

本研究では、多径間連続高架橋の桁間衝突や落橋防止装置を考慮した橋軸方向の弾塑性応答解析を行い、その大地震時応答性状および落橋のシナリオについて考察した。本解析で得られた結論を以下に示す。

(1) 桁の衝突の原因は、橋脚の変位によるものではなく、

- 支承が破壊した後、桁が滑ることにより発生した。
- (2) 衝突が発生した後、桁間および桁脚間の相対変位は増大する傾向にあるが、桁脚連結ケーブルを設置することにより、桁間および桁脚間の相対変位を効率的に減少させることができる。
- (3) 桁脚連結ケーブルを設置することにより、ケーブルが設置され橋脚の変位が増大する傾向にあり、ケーブルの強度、剛性、ケーブルの効き始めまでの距離等を今後検討する必要がある。
- (4) 高架橋を解析する際には、高架橋の構造システムとしての挙動を解明することが必要であり、今後は、落橋の影響を考慮に入れた解析が必要である。

参考文献

- 1)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
- 2)渡邊英一, 杉浦邦征, 永田和寿: 異種間橋脚が混在る高架橋の地震時応答性状に関する研究, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, Vol.2, pp.1021-1024, 1997.7.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.12.
- 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, 1981.4.
- 5)阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌, pp.198-204, 1997.9.

(1998 年 8 月 17 日受付)

A STUDY ON DAMAGE MECHANISM AND ASEISMIC METHOD OF CONTINUOUS ELEVATED BRIDGE SYSTEM UNDER SEVERE EARTHQUAKES

Yousuke TSUMURA, Eiichi WATANABE, Kunitomo SUGIURA, Tadaaki MARUYAMA,
Kazutoshi NAGATA, and Yukihide KAJITA

During the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, the pounding of adjacent girders of simple span or multiple span continuous elevated bridges was observed. This pounding may cause a severe damage to girder ends, and in the worst case the fall-off of girders may occur. In this paper, the response analysis on the pounding of girders between adjacent panels of the elevated bridge 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 fall-off of girders and the sequence of fracture of devices is assessed. Furthermore, an aseismic device, the pier-to-girder connecting cable, is analyzed to assess its effect. Finally, it is found that the pier-to-girder connecting cable is effective to prevent the girder from falling down. But the displacement response of the pier may be increased due to the tension side force of the connecting cable.