

フィンガー型Expansion Jointが 橋梁の地震応答特性に及ぼす影響に関する研究

全貴蓮¹・川島一彦²

¹学生会員 東京工業大学工学部土木工学科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

²フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. はじめに

近年、橋梁の多径間連続化及び長支間化により、耐震解析におけるExpansion Joint（以下EJと略す）の役割が重要になっている。EJでは耐久性や耐寒性、耐騒音性などの性能向上が重要視されているが、耐震設計では、従来、EJは落橋防止構造と同様に、マイナーな部材と見なされ、EJが橋梁の地震応答特性に及ぼす影響に関する研究はほとんど行われていない。

兵庫県南部地震など、過去の地震では、EJにいろいろな被害が生じている¹⁾。たとえば、フィンガー型EJを用いた高架橋においては、取付け用ボルトが破断し、フェイスプレートが飛んだり、一度開いた遊間が再び縮まるときに噛み合ってしまう、フィンガーどうしがせりあがった例の他、フィンガーどうしが衝突し、大きく曲がると同時に、伸縮遊間が広がり過ぎたり、大きな段差が生じた例もある。また、ゴムジョイントにおいても、EJの取付け部の床版や桁端部に被害が及んだ例もある。こうした被害は、日本だけでなく、1994年米国ノースリッジ地震や1999年台湾Chi-chi地震の際にも、多数生じている^{2),3)}。

EJの被害は地震後の車両走行機能だけでなく、桁間変位を拘束する結果、橋梁の地震応答にも大きな影響を与える。近年、桁間衝突の影響が注目を集め、各種の解析が実施され、様々な研究が行われているが、これらの研究では、いずれも桁どうしが直接衝突すると仮定している^{4),5)}。しかし、実際には、桁間衝突が生じる前にジョイントが桁の相対変位を拘束するはずである。しかしながら、従来、このようなEJの影響は全く考慮されていない。

このため、著者らはフィンガー型EJのモデルを提案し、その破壊形態に応じてEJが橋梁全体系に及ぼ

す影響について検討した結果を報告した^{6),7)}。この解析では、フィンガー型EJの強度や破壊特性の評価が重要であり、これについては今後、実験的な検討が必要とされている。既報告の中では、フィンガーの寸法に基づいて解析的にEJの剛性及び強度を推定した結果を示したが、ここでは、EJの剛性及び強度を変化させるとどのような影響があるかを検討した結果について報告する。

2. フィンガー型EJのモデル化

フィンガー型EJのモデル化についてはすでに著者らが開発したモデルを使用する^{6),7)}。以下には、本文に必要な最小限の事項のみを示すので、詳細については既報告を見て頂きたい。

このモデルの特徴は、橋軸方向には圧縮を受けるか引張を受けるかによって強い非線形性を有していると同時に、橋軸直角方向にも、フィンガー間の相対変位に応じて強い非線形性を有している点である。また、橋軸方向と橋軸直角方向の履歴が相互に連成している点も重要である。なお、EJの応答には、橋軸や橋軸直角方向の桁応答だけでなく、鉛直軸回りの桁の回転も影響する。桁が回転すれば、 n 組のフィンガーが一斉に抵抗するのではなく、端部に位置するフィンガーから抵抗する。しかしながら、本解析はこの種の最初の解析であることから、EJに対する桁の回転の影響は無視し、橋軸及び橋軸直角方向の抵抗作用だけを考えることとする。

EJは一般に図-1に示す構造を有している。いま、フィンガー1本の橋軸方向の長さを l_{EJ} 、橋軸直角方向の幅を w_{EJ} 、高さを h とし、フィンガーどうしの遊間を橋軸方向には Δl_{EJ} 、橋軸直角方向には Δw_{EJ}

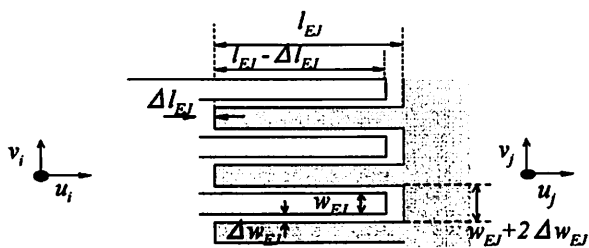


図-1 EJの構造と相対変位の定義

とする。EJの左側に位置する桁の橋軸及び橋軸直角方向の応答変位をそれぞれ u_i , v_i , 右側に位置する桁の橋軸方向及び橋軸直角方向の応答変位をそれぞれ u_j , v_j とし、橋軸及び橋軸直角方向の桁間の相対変位 Δu , Δv を次式により定義する。

$$\begin{aligned}\Delta u &= u_j - u_i \\ \Delta v &= v_j - v_i\end{aligned}\quad (1)$$

(1) EJが破断する前の力学特性

橋軸方向に圧縮を受けてもフィンガーどうしがぶつからない ($\Delta u > -\Delta l_{EJ}$) か、引張りを受けてもフィンガーが橋軸方向に抜け出さない ($\Delta u < l_{EJe}$) 限りは、橋軸直角方向の相対変位 Δv がこの方向の遊間 Δw_{EJ} の範囲内 ($|\Delta v| < \Delta w_{EJ}$) にあれば、EJは自由に変位できる。しかし、橋軸直角方向の相対変位 Δv がこの方向の遊間 Δw_{EJ} に達する ($|\Delta v| \geq \Delta w_{EJ}$) と、フィンガーどうしが接触し、フィンガーは橋軸直角方向に抵抗する。抵抗力が橋軸直角方向のEJの圧縮強度 P_v に達すると、EJは破断すると仮定する。

一方、引張を受けて橋軸方向にフィンガーが抜け出す ($\Delta u \geq l_{EJe}$) と、EJは橋軸直角方向の遊間 Δw_{EJ} を超えて自由に変位できる。しかし、橋軸直角方向にフィンガーの変位 Δv が遊間 Δw_{EJ} を超えた状態で再びEJが圧縮を受け、フィンガーの先端どうしが接触すると、フィンガーはもとのかみ合わせに戻ることはできない。フィンガーどうしの接触に伴う衝突による圧縮力がフィンガーの先端どうしが接触した状態での橋軸方向のEJの圧縮強度 P_u に達すると、EJは破断すると仮定する。

なお、フィンガーがフィンガーの幅 w_{EJ} と橋軸直角方向の遊間 Δw_{EJ} の和の整数倍だけ橋軸直角方向にずれると、原理的には橋軸直角方向にずれたままの状態でも橋軸方向には再びもとのかみ合わせに戻ることも不可能ではない。しかし、現実には、このような状態になると、桁の過大な回転に伴いEJや橋脚、桁等に何らかの損傷が生じている可能性が高い。このため、ここでは、このような状態ではフィンガーは橋軸方向にもとの位置には戻らないと仮定する。

さらに、橋軸方向に圧縮を受けて、フィンガーど

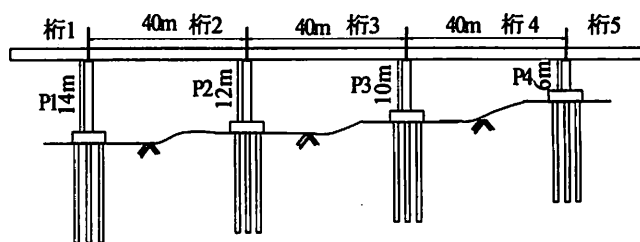


図-2 解析対象橋

うしが根元で接触 ($\Delta u \leq -\Delta l_{EJ}$) すると圧縮力が生じ、この圧縮力がフィンガーどうしが根元で接触した状態での橋軸方向のEJの圧縮強度 P_{uc} に達すると、EJは破断すると仮定する。

ここで、橋軸直角方向のEJの圧縮強度 P_v , フィンガーの先端どうしが接触した状態での橋軸方向のEJの圧縮強度 P_u , フィンガーどうしが根元で接触した状態での橋軸方向のEJの圧縮強度 P_{uc} をどのように定めるかが重要である。これらの中には、EJの材料特性に応じて、実験的に定めていく必要のあるものもある。ここでは、十分な実験データがないことから、EJの取り付け部の強度は十分高いと考え、フィンガーを片持ちばりと仮定し、 P_v についてはフィンガーの全塑性モーメントからの曲げ強度、また、 P_u , P_{uc} についてはフィンガーの座屈強度から求めることにする。

(2) EJが破断した後の力学特性

EJの破断形態はさまざまであるが、本研究ではその中でも橋梁の耐震性に及ぼすEJの影響として重要な2種類の破断形態を取り上げることにする。破断後のEJの特徴は以下になる。

- 橋軸、橋軸直角方向のいずれかでEJが破断すると、EJは他方向にも機能を失い、摩擦力しか伝達しないと仮定する。
- 橋軸、橋軸直角方向のいずれかでEJが破断するとEJが橋軸、橋軸直角方向ともにロックすると仮定する。

3. 解析対象橋とそのモデル化

解析モデルも既報告と同じである。すなわち、図-2に示す支間長 40m の 3 径間単純橋を対象とする。ただし、隣接桁 (桁 1 及び桁 5) の質量の 1/2 を P1 及び P4 の上端に集中質量として加え、隣接桁の影響を近似的に解析に取り入れている。橋の構造諸元は参考文献 8) に詳述されている通りであり、桁幅員は 12m で桁一連あたりの質量は 628t である。桁の遊間 Δ_G は 0.2m とし、各桁間に EJ が取り付けられている。橋脚は T 型 RC 単柱式で、基礎は杭基礎であ

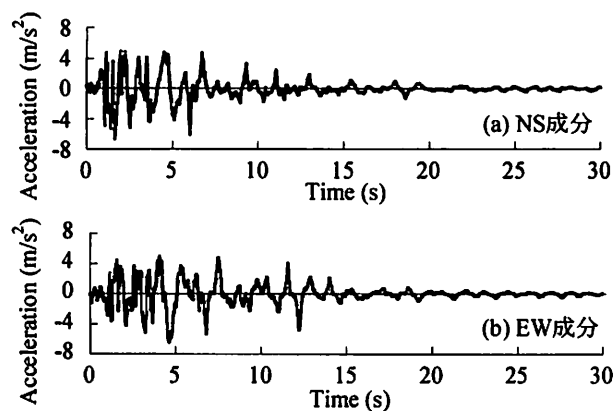


図-3 入力地震動(JR 鷹取駅)

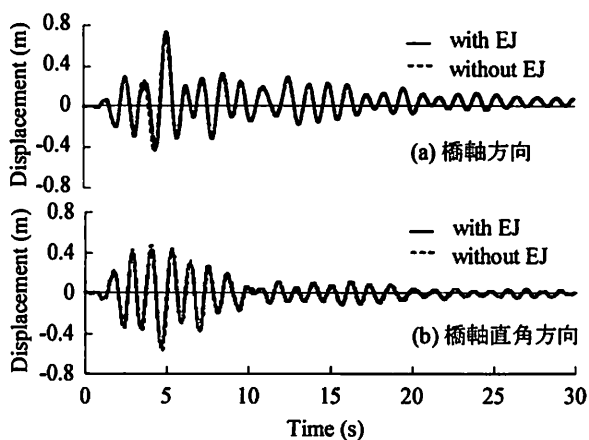
る。地盤は道路橋示方書に規定されるII種地盤を想定し、液状化は生じない⁹⁾。杭基礎はフーチング下面における並進及び回転ばねとしてモデル化した⁸⁾。また、支承は天然ゴム支承である¹⁰⁾。橋脚の塑性ヒンジ領域はファイバー要素でモデル化し^{11),12)}、それ以外の部材は桁も含めて線形梁要素でモデル化した。減衰はレーリー減衰によって与え、減衰定数が概ね2%となるようにレーリー減衰のパラメータを定めた。動的解析には、汎用ソフト TDAP IIIを用い、積分時間間隔は1/20000 (s)とした。

EJの構造は図-1に示した通りであり、フィンガー長 l_{EJ} は0.275mで、フィンガーの幅 w_{EJ} 及び高さ h はそれぞれ40mm, 66mmとした^{13),14)}。材質はSM440である。フィンガー間の遊間は橋軸方向(Δl_{EJ})には0.135m, 橋軸直角方向(Δw_{EJ})には0.005mである。フィンガーが抜け出す際の遊間 l_{EJe} は0.14mである。フィンガーの組数 $n=133$ である。既報告では、上記において、フィンガーの幅 w_{EJ} 及び高さ h をそれぞれ66mm, 40mmとしたため、これだけが今回の解析におけるパラメータで既報告と異なっている。

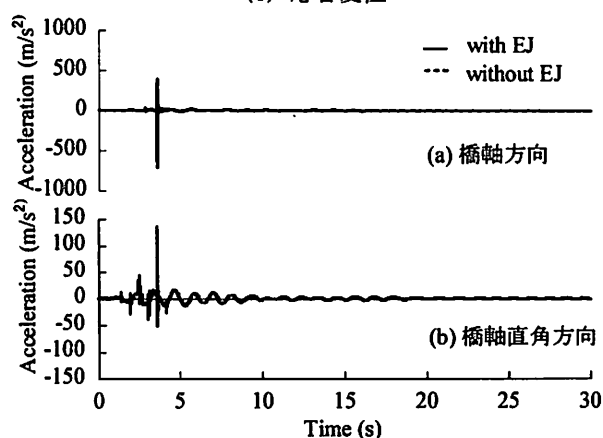
入力地震動は、既報告と同じく、1995年兵庫県南部地震の際にJR 鷹取駅で観測された地震動(図-3)のNS及びEW成分をそれぞれ橋軸及び橋軸直角方向に作用させた。

4. 破断後にEJがロックしない場合の応答

図-4は動的解析により求めたP3橋脚上の桁3の応答変位及び応答加速度である。ここでは、比較のため、EJを解析上考慮しない場合の応答も示している。桁の応答変位は、EJを考慮しない場合には、橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ0.684m, 0.576mであるのに対して、EJを見込んだ場合には、橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ0.739m, 0.518mとなる。EJを



(1) 応答変位



(2) 応答加速度

図-4 P3上の桁3における応答変位及び応答加速度

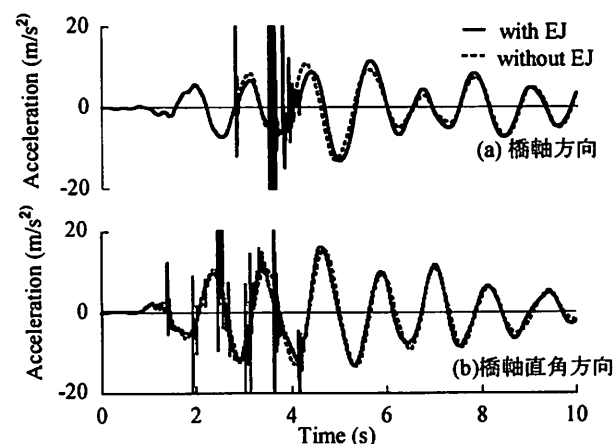


図-5 0～10s間の桁3における応答加速度

考慮しない場合に比較してEJを考慮した場合には、応答変位は、橋軸方向には8%増加するのに対して、橋軸直角方向には5.8%減少する。一方、最大応答加速度は、EJを考慮しない場合には、橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ 10.93m/s^2 , 15.41m/s^2 となるのに対して、EJを考慮した場合には、橋軸直角方向には 134.34m/s^2 であるが、橋軸方向には 710.78m/s^2 と非常に大きな値となる。これは、後述するように、フィンガーの先端どうしが衝突したためである。

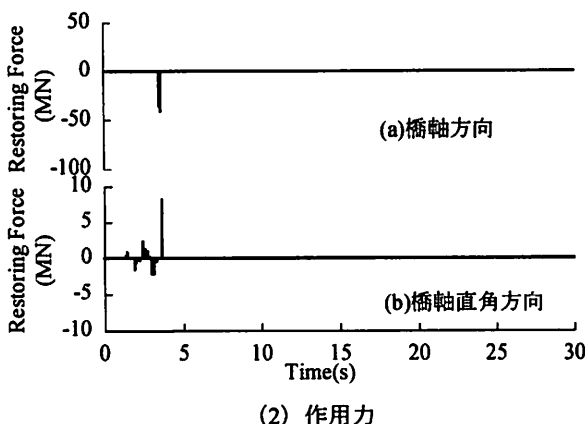
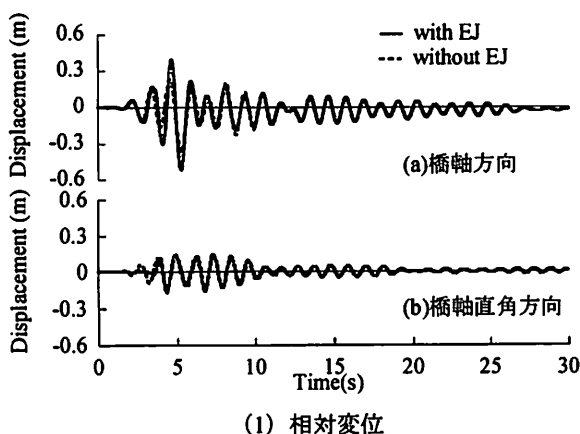


図-6 桁3～桁4間のEJの相対変位及び作用力

図-5 は図-4 の拡大図であり、0～10s 間の応答に着目し、 20m/s^2 までの加速度を示している。橋軸、橋軸直角方向には、EJ を考慮すると、パルス状の加速度が正負に複数回生じるが、これを除けば、全体として EJ を考慮しない場合とよく似た応答となる。

図-6(1)は桁3～桁4間のEJの相対変位である。重要な点は、EJ を考慮すると EJ を考慮しない場合に比較して、橋軸直角方向には3.34s まで、EJ の相対変位は拘束されるが、その以降はそれ程大きな相対変位 Δv の違いはない点である。これは後述するように3.54s にEJ が破断したためである。橋軸方向にはEJ を考慮することにより、約0.14m 程度の相対変位 Δu が3.52～3.59s 間連続する。これに相当するEJ の作用力を示すと図-6(2)のようになる。橋軸直角方向には3.64s の時にEJ には最大8.17MN の水平力が作用するのに対して、橋軸方向にはEJ の接触により3.52s の時に35.76MN、3.59s の時に41.24MN の衝突力が作用する。

0～5s 間の応答に着目して、この間だけの応答を示した結果が図-7 である。0～3.34s 間では、橋軸直角方向の相対変位 Δv がこの方向の遊間 Δw_{EJ} (0.005m) に達する度に、フィンガーには最大で2.47MN の橋軸直角方向力 F_v が作用する。一方、橋軸方向には、フィンガーどうしが根元で接触し衝突

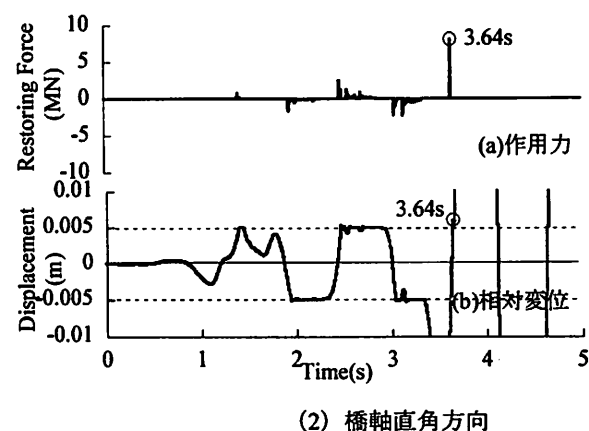
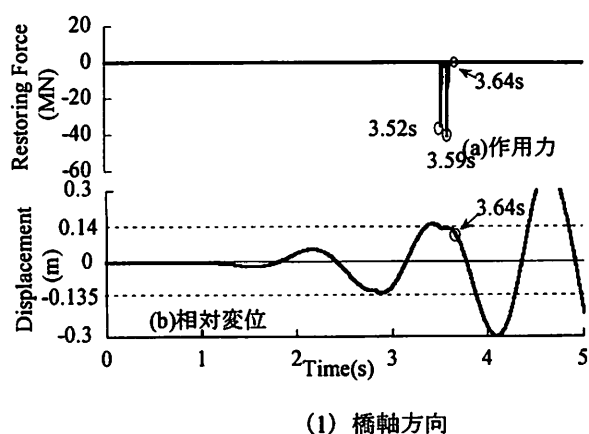


図-7 0～5sにおける桁3～桁4間のEJの相対変位及び作用力

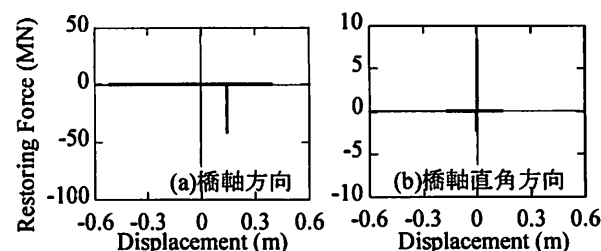


図-8 桁3～桁4間EJの作用力～相対変位の履歴

しなかった。3.34s になると、橋軸方向の相対変位 Δu が有効フィンガー長 l_{EJ} (0.14m) を超えると同時に、橋軸直角方向にも相対変位 Δv がこの方向の遊間 Δw_{EJ} (0.005m) を超えたため、フィンガーは橋軸直角方向にずれる。この状態で、EJ が再び圧縮を受けてもフィンガーは元のかみ合わせに戻れず、3.52s と3.59s にフィンガーの先端どうしが2回衝突し、それぞれ、35.76MN、41.21MN の衝突力が生じた。これが図-6(1)において、3.52～3.59s 間で橋軸方向に約0.14m 程度の相対変位 Δu が続いた理由である。3.61s になると、橋軸直角方向の相対変位 Δv が Δw_{EJ} 以下となるため、フィンガーは再び元のかみ合わせに戻ったが、3.64s になると橋軸直角方向の作用力がこの方向のフィンガーの破断強度8.17MN

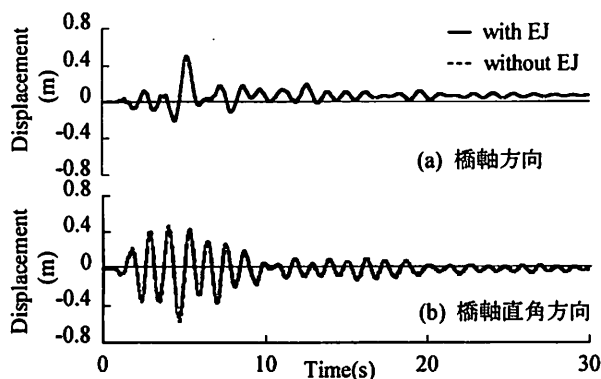


図-9 P2 上端の応答変位

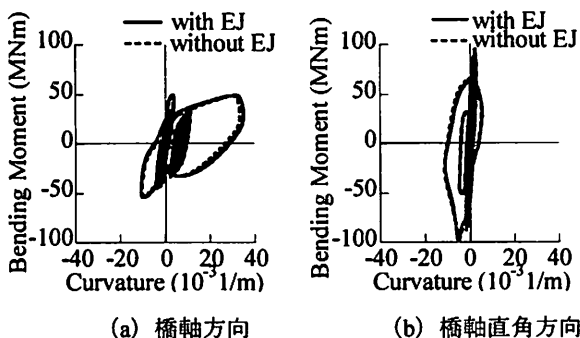


図-10 P2 の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴

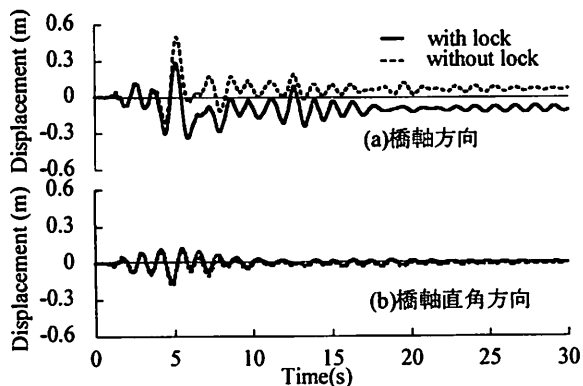
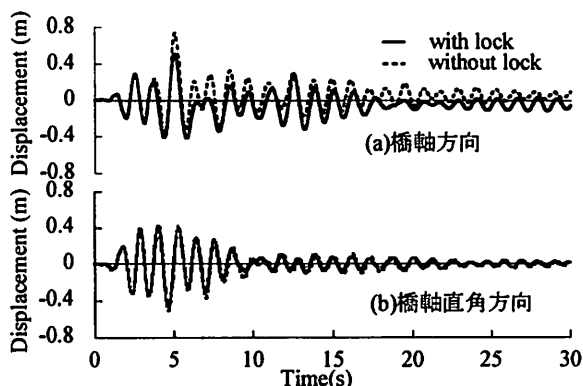


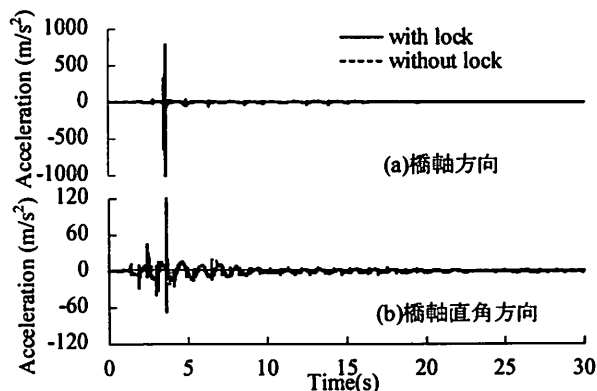
図-11 P2 の上端の応答変位

に達したため、フィンガーは破断した。その結果、EJ は橋軸方向にも機能を失い、その後は、EJ は摩擦力だけを伝達するようになる。

図-8 は以上に示した EJ の作用力～相対変位の履歴を桁 3～桁 4 間の EJ を例に示した結果である。橋軸方向の履歴の中で、相対変位 Δu が -0.135m の時、フィンガーどうしが根元で接触しなかったため、衝突は生じていない。一方、 $\Delta u=0.14\text{m}$ の時に生じる圧縮力は、いったん抜け出したフィンガーが再び圧縮を受け、フィンガーの先端どうしが接触したことによる衝突力である。橋軸直角方向には、 -0.16m ～ 0.14m と大きな相対変位 Δv が生じているが、これは、フィンガーが橋軸直角方向に破断したためである。



(1) 応答変位



(2) 応答加速度

図-12 P3 上の桁 3 の応答変位及び応答加速度

一方、P2 上端の応答変位及び P2 の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴を示すと、それぞれ図-9、図-10 のようになる。これによれば、橋軸方向、橋軸直角方向には、解析上 EJ を考慮するかしないかによって、橋脚上端の応答変位や塑性ヒンジ領域における曲げモーメントはともにそれほど変わらない。これは、図-4(1)から分かるように、桁 3 の応答変位が最大となる前の 3.64s に EJ が破断し、その後 EJ は摩擦力しか生じなくなったためである。

5. 破断後に EJ がロックする場合の応答

以上の解析は、EJ が破断し、この結果、摩擦力を伝達するだけになると仮定した場合の結果である。摩擦力しか作用しないということは、一種の免震効果と見ることができる。しかし、現実の地震被害をみると、EJ の被害はこのような単純なものではなく、EJ が破断した結果、折れ曲がったフィンガーや EJ の取付け部などが引きはがされて、EJ の相対変位を拘束する場合がある。ここでは、EJ が破断後にロックすると仮定した場合の解析を行う。比較のため、前章に示した EJ が破断後にロックしないと仮定した場合の結果も示す。

図-11 及び図-12 は P2 上端の応答変位、P3 上の桁 3

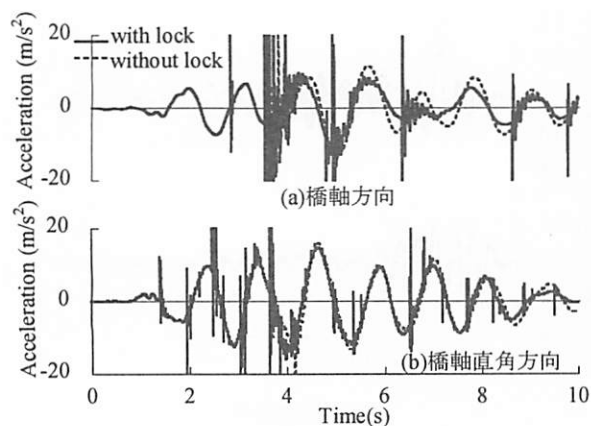
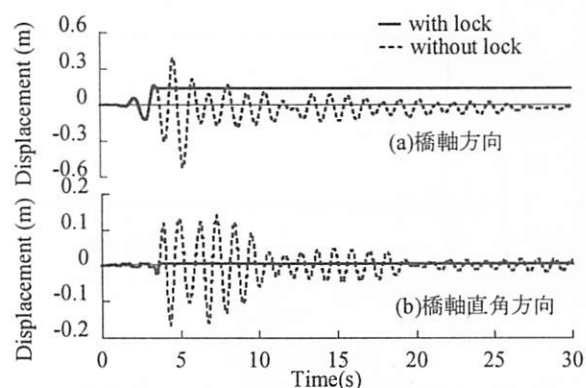
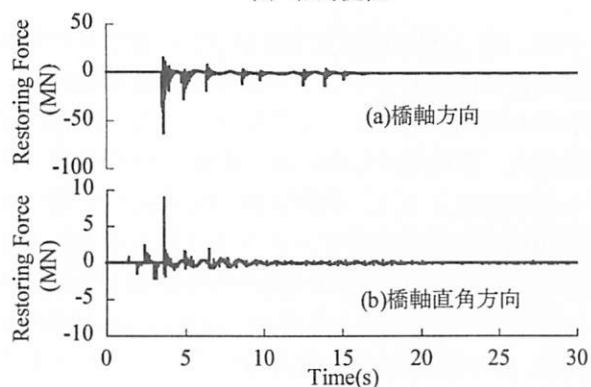


図-13 0～10s間の桁3における応答加速度



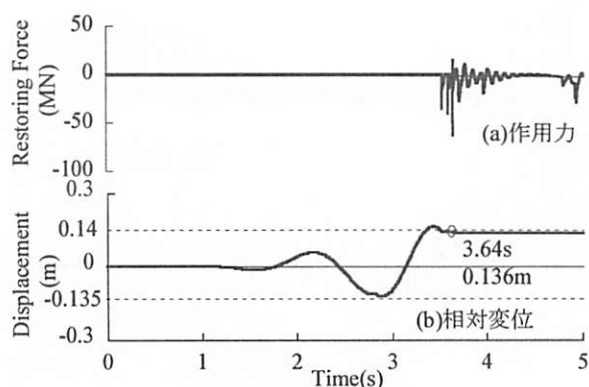
(1) 相対変位



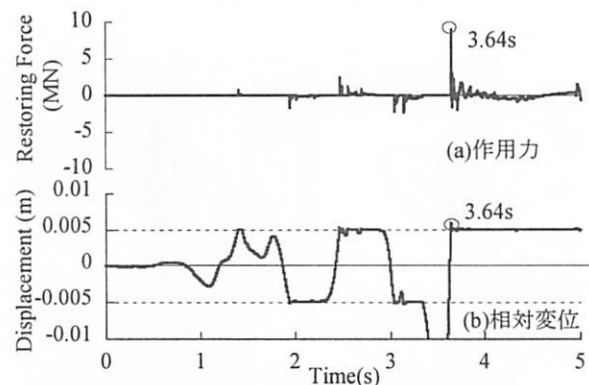
(2) 作用力

図-14 桁3～桁4間のEJの相対変位及び作用力

の応答変位及び応答加速度である。3.64sにEJが破断し、その後、EJはロックするが、これに至るまでの応答変位や応答加速度は前述したEJの破断後ロックしない場合と同一である。3.64s以降、EJがロックした影響が特に橋軸方向の応答に顕著に現われ始める。EJの破断後ロックしない場合には、P2橋脚上端では0.06mの残留変位が生じるのに対して、EJがロックする場合には残留変位は0.11mに増加する。道路橋示方書では、地震後のRC橋脚の残留変位は橋脚高さの1%以下と規定されているが、0.11mの残留変位はこの規定の92%に相当する。この結果、図-12(1)に示すように、桁3にも0.06mの残留変位が

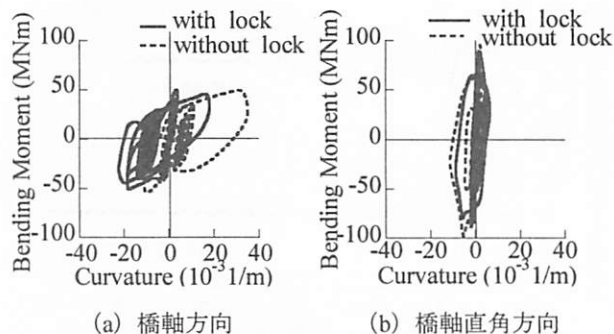


(1) 橋軸方向



(2) 橋軸直角方向

図-15 0～5sにおける桁3～桁4間のEJの相対変位及び作用力



(a) 橋軸方向

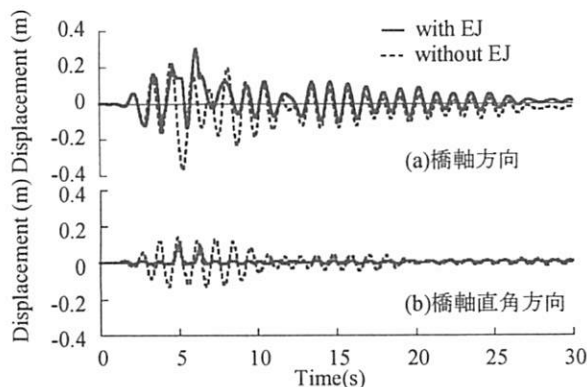
(b) 橋軸直角方向

図-16 P2の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴

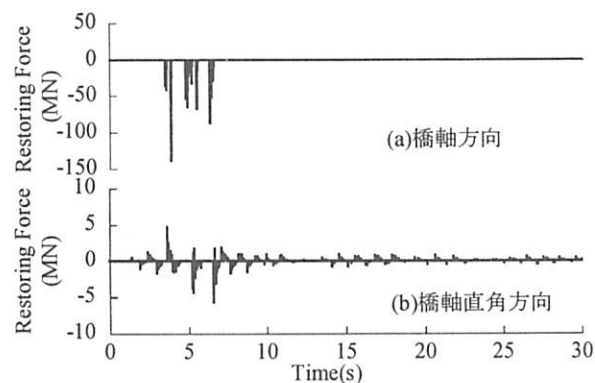
生じる。桁3の残留変位はロックを考慮しない場合には0.04mであったため、ロックを見込むことにより残留変位は増加する。

図-12(2)に示す桁3の応答加速度を時刻0～10sに限って拡大すると、図-13のようになる。上述したようにEJが破断したのは3.64sであるが、この破断前には、主として橋軸方向に大きな加速度パルスが生じる。これは、フィンガーの先端どうしで生じた衝突によるものである。3.64sにEJが破断した後は、桁3に生じる応答加速度は小さくなる。

図-14は桁2～桁3間のEJに生じる相対変位及び作用力である。また、図-15はこれらの0～5sの応



(1) 相対変位



(2) 作用力

図-17 桁3～桁4間のEJの相対変位及び作用力（既報告）

答に着目した拡大図である。EJ が破断する 3.64s 前には、EJ のロックの影響はないが、EJ の破断後には、EJ の応答は大きく変化する。EJ の破断時に橋軸及び橋軸直角方向に生じていた相対変位 Δu 、 Δv はそれぞれ 0.136m、0.006m であり、ロックが生じる場合には、この変位で EJ はロックされることになる。

図-16 は P2 の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴である。全体として曲げモーメントや曲率に及ぼすロックの影響は、EJ が破断後摩擦力しか生じない場合と比較して著しい。P2 の塑性ヒンジ区間に生じる最大曲率は、橋軸方向では、EJ が破断後摩擦力しか作用しない場合には $35.38 \times 10^{-3} 1/m$ であるのに対して、EJ が破断後ロックする場合には $18.20 \times 10^{-3} 1/m$ と、約 51.4% に減少する。ただし、ロックを考慮する場合には曲げモーメントや曲率は減少するものの、橋脚に橋軸方向の残留変位が生じることに伴って、曲率にも大きな残留曲率が生じる。同様に、橋軸直角方向にも、EJ が破断後摩擦力しか作用しない場合には $-11.54 \times 10^{-3} 1/m$ であるのに対して、EJ が破断後ロックする場合には $-8.97 \times 10^{-3} 1/m$ となり、絶対値で比較すると約 77.7% に減少する。また、 $0.22 \times 10^{-3} 1/m$ の残留曲率が生じる。

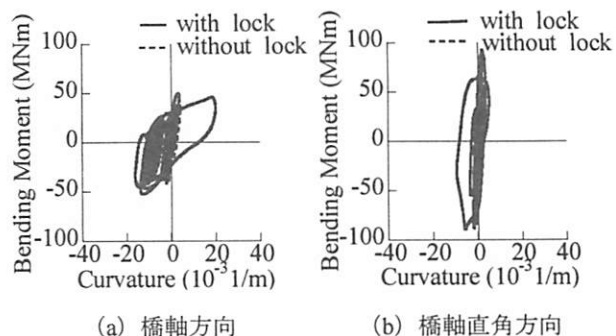


図-18 P2 の塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率の履歴（既報告）

6. 既報告と本解析の比較

本解析では、既報告に比較して、フィンガーの断面寸法を変化させたため、フィンガーの圧縮強度、座屈強度及び橋軸直角方向の EJ の曲げ剛性が表-1 に示すように既報告と異なる。すなわち、既報告に比較すると、本解析では、 P_v は 1.23 倍になり、橋軸直角方向の EJ の曲げ剛性は 3.02 倍になる。

表-1 既報告と本解析における EJ の剛性及び強度

EJ の特性	既報告 ^{6),7)}	本解析
圧縮強度 P_v (MN)	6.65	8.17
座屈強度 P_u (MN)	275.5	305.3
座屈強度 P_{uc} (MN)	551	610.6
橋軸直角方向の剛性 (KN/m)	2.89×10^6	8.72×10^6

以上のように EJ の特性を変化させた結果、既報告と本解析の結果で一番大きく異なっているのは、図-17 に示すように、既報告では、桁 2～桁 3 の EJ が最初に 7.213s に破断し、桁 3～桁 4 の EJ は破断に至らなかったのに対して、本解析では、桁 3～桁 4 の EJ が先に 3.64s で破断し、その後、桁 2～桁 3 の EJ が 4.15s に破断したことである。本解析では、フィンガーの強度、剛性をともに強化したが、結果としては、既報告で破断しなかった EJ が先に破断した。EJ の破断の進展は複雑で、これによって橋梁に及ぼす影響も異なってくるのが分かる。

また、既報告では図-18 に示すように EJ の破断後、ロックしない場合には P2 に及ぼす EJ の影響が著しいのに対して、本解析では、EJ が破断後、ロックしない場合には P2 に与える EJ の影響はそれほど著しくない。これは、EJ が桁の最大変位が生じる前の比較的早い時間に EJ が破断に至り、その後は摩擦力しか作用させなかったためと考えられる。一方、EJ の破断後、ロックする場合は既報告、本解析ともに、

EJ の破断後、最後まで桁変位を拘束するため、EJ のロックの影響が著しい。

以上より、EJ の破壊の進展を把握し、複雑な橋全体系の応答を正しく把握するためには、EJ の強度と剛性に関する正確な情報が必要である。したがって、今後、EJ の強度や変形特性に関して、実験的検討を含む各種の検討を行っていくことが求められる。

7. 結論

本研究では、フィンガー型EJが橋梁全体系の応答に及ぼす影響を検討するため、著者らが開発したフィンガー型EJの非線形履歴モデルを用い、フィンガーの剛性と強度を変化させた場合の影響をパラメータスタディーによって、3径間単純橋を対象に検討した。本解析の結果から得られた結論を示すと、以下の通りである。

(1) EJを解析に取り込むことによって、EJによる拘束や衝突、抜け出しなど複雑なメカニズムで桁間の相対変位は拘束され、橋の地震応答は変化する。特に、EJは桁の橋軸方向の応答変位に大きな影響を与える。

(2) EJの破壊特性として2種類のモデルを用いたが、EJの破断後には摩擦しか伝達しないと仮定した場合よりも破断後ロックすると仮定した場合の方が隣接桁の応答変位を拘束するため、橋の地震応答に及ぼす影響が大きい。

(3) EJの効果を解析に取り入れることにより、橋脚の塑性化や桁及び橋脚上端の応答変位、残留変位に大きく影響する。したがって、今後の耐震解析では、EJの効果を取り入れることが重要である。

(4) 既報告に加えてEJの強度や剛性を変化させたパラメータ解析の結果によれば、EJの破断の進展や橋全体系の応答はかなりパラメータにより敏感に変化する。したがって、今後、EJの特性（強度、剛性）に関する検討が必要とされる。

謝辞： EJの設計法については（株）長大の矢部正明博士に、また、EJの解析モデルの作成については、東京工業大学大学院の佐々木智大氏、松本崇志氏の御助力を得ました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.
- 2) Yashinsky, M.: Performance of Bridge Seismic Retrofits during Northridge Earthquake, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 3, Issue 1, pp. 1-14, 1998.
- 3) Yao T.H., and Chung C.F.: Seismic Effect on Highway Bridges in Chi Chi Earthquake, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, Vol. 18, Issue 1, pp. 47-53, 2004.
- 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) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋及び斜橋の桁間の衝突とその影響，構造工学論文集，Vol. 43A, pp. 781-791, 1997.
- 6) 全貴蓮，川島一彦：フィンガー型伸縮継手のモデル化とこれを考慮した橋梁の地震応答特性，第11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，土木学会，pp. 123-130, 2008.
- 7) 全貴蓮，川島一彦：フィンガー型Expansion Jointが橋梁の地震応答特性に及ぼす影響，土木学会論文集，登載決定.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 9) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002.
- 10) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 11) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 12) 堺淳一，川島一彦，庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷及び再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化，土木学会論文集，No. 654/I-52, pp. 297-316, 2000.
- 13) (社)日本道路協会：道路橋伸縮継手便覧，1970.
- 14) (社)日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮継手設計の手引き，2005.