

I-2 桁間連結板の剛性と可動支承の移動制限量が高架橋の非線形挙動に与える影響

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎
 北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 村井 健二
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 佐野 雅章
 (株) 開 発 工 営 社 正 員 木内 順司

1. まえがき

先の兵庫県南部地震では、高速道路や新幹線、さらに地下鉄や新交通システムなどの都市交通施設に甚大な被害が発生した。特に、都市高速道路では数多く的高架橋が被害を受け、鋼製橋脚の局部座屈や脆性破壊のみならず、高架橋を構成する支承部や桁間連結板などの破損も見受けられた¹⁾。一般に、高架橋の落橋防止対策は、桁かけり長の確保、支承の移動制限装置、段差防止構造、桁間連結装置を設けることにより行われる。このうち、桁間連結装置はタイバー形式の連結板（以下桁間連結板と称す）が多用され、桁遊間が広がる場合に隣接する桁の重量を利用して落橋を防止するように設計される。震災後、明らかになった桁間連結装置の損傷形態としては、連結板の破断、連結用ピンの曲がりや破断、取付け部の補強板や補剛材の破損などがあげられる。これらは、地震時における上部構造の慣性力によるもので、隣接する桁間で衝突が発生することにより起こると考えられる。最近では、この上部構造の慣性力を低減するためのゴム製緩衝装置に関する研究が数多く行われている²⁾。

震災以降、免震支承や積層ゴム支承で支持された長周期の高架橋が数多く建設されている。このような高架橋では、地震時における上部構造慣性力の伝達を大きく低減できるが、一方、桁の応答変位が増大し、隣接する桁同士で衝突が生じる可能性がある。また、高架橋の耐震設計に際しては、高架橋の各構造部材要素が必要な強度を満足するだけでなく、高架橋の全体構造システムとして耐震性能を確保することの必要性が指摘されている。以上の着目点から、隣接する桁の相互作用を考慮した高架橋全体構造システムとしての地震時応答性状を把握する必要があるものと考えられる。

そこで、本研究では高架橋の支承条件、桁間連結板、隣り合う桁の相互作用および鋼製橋脚の材料および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行い、高架橋システムの応答性状について考察する。動的応答解析に際しては、鋼製橋脚および鋼製支承を有する2径間高架橋を対象として、上部構造の落橋防止システムとしての桁間連結板の剛性および可動支承の移動制限量に着目し、それらが高架橋の地震時非線形挙動に与える影響について比較検討する。具体的には、隣接する上部構造の相対変位、桁間連結板および支承部の水平力と水平変位の関係、橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係について考察を行う。

2. 解析モデル

本研究では、単純桁が多径間にわたり連なる高架橋の中から一部を取り出し、図-1に示すような2径間高架橋を対象とする。上部構造の相接する桁端部に水平ばね要素を挿入し、桁間連結板の動的挙動を模擬することとする。

2.1 上部構造と橋脚

上部構造は支間長 40m、総重量 5880kN の合成桁とした。解析に際してはこれを断面二次モーメントと総重量が等価な鋼断面に換算することとした。橋脚は鋼製橋脚を対象とし、その断面幅を 2.2m、板厚を 0.05m の正方形箱形断面とした。また、橋脚高さは図-1 のように P1、P2 および P3 すべて 20m とした。上部構造と橋脚の断面諸元を図-2(a),(b)に示す。なお、上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化し、上部構造は 1 スパン 40m を 8 要素に分割、橋脚は橋脚高さ 20m を 5 要素に分割した。橋脚については、実際はそれぞれ設置する支承条件によって断面が異なるが、本研究では

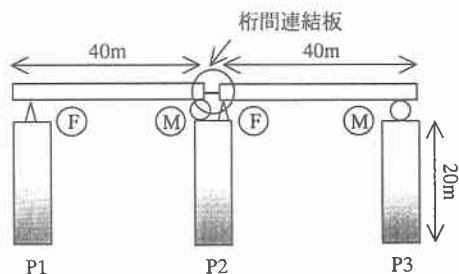


図-1 2径間高架橋

Effects of Spring Stiffness of Seismic Tie-Plates and Displacement Limiting Device on Nonlinear Dynamic Behavior of Highway Viaducts

by Toshiro HAYASHIKAWA, Kenji MURAI, Masaaki SANO and Junji KIUTI

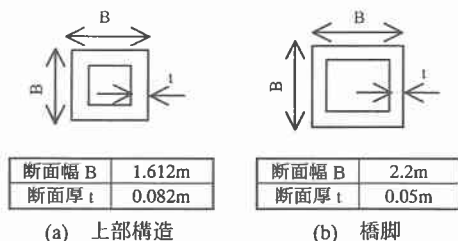


図-2 上部構造と橋脚の断面諸元

表-1 桁間連結板の剛性

	case 1	case 2	case 3	case 4
K_1 (kN/m)	10.0	1.0×10^3	1.0×10^4	1.0×10^5

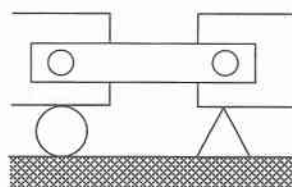


図-3 桁間連結板

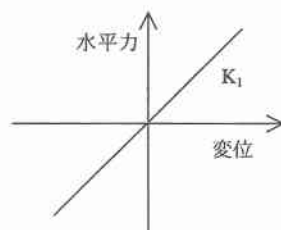


図-4 桁間連結板のばね要素モデル

すべて同じ断面としている。このため、可動支承を設置している橋脚は応力的に余裕のある断面となっている。

2.2 支承

支承は、鋼製の固定支承と可動支承を対象とし、1つの支承を水平、鉛直、回転の3方向のばね要素にモデル化した。鉛直および回転方向は線形ばねとし、水平方向は線形ばねおよび非線形ばねにより固定支承および可動支承を模擬している。鉛直ばねは支承部の鉛直方向の剛な結合条件を表すために十分なばね定数 ($1.7 \times 10^6 \text{ MN/m}$) を設定し、回転方向ばねにはヒンジの条件を満足するように小さなばね定数 ($10.0 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$) を設定した³⁾。なお、P1 橋脚には固定支承、P3 橋脚には可動支承、そして P2 橋脚には固定支承および可動支承の双方を設置した。

本来、支承の移動制限装置は温度膨張などを考慮し、十分な余裕を持つ幅で設置される。その場合、移動制限装置の存在は、二次的な落橋防止構造であると言える。本研究では、支承の移動制限装置を積極的に作用させた場合に、高架橋の地震時挙動がどのようになるか比較検討するために、支承の移動制限量に十分余裕のある幅 (10cm) を持たせた Type1 と、温度膨張を考慮した上で最小限の移動制限量 (2cm) を設定した Type2 の2タイプの動的応答解析を行う。

2.3 桁間連結板

桁間連結板については、支承と同様に水平、鉛直、回転の3方向のばね要素によりモデル化した。可動支承により上部構造が移動すると、直ちに桁間連結板が作用することを考慮して、水平方向には線形ばねによりモデル化することとした。桁間連結板の概略を図-3に示す。また、桁間連結板を表すばね要素の水平力と変位の関係は図-4のように設定している。桁間連結板は正の変位において引張に作用し、負の変位において圧縮に作用するよう設定した。桁間連結板が作用している状態の剛性を K_1 とした。ここでは、パラメトリック解析として桁間連結板の剛性を変え、Case1～Case4 とした。なお、桁間連結板の断面諸元は表-1に示す。

3. 解析方法

本解析において採用した非線形動的応答解析方法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮し、はり柱要素の有限要素法と Newmark β 法 ($\beta=1/4$) および修正 Newton-Raphson 法を併用した平面骨組構造のための弾塑性有限変位動的応答解析を用いた。弾塑性有限変位動的応答解析に際しては、桁や橋脚に用いる鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニア型になるものとし、ヤング率を $2.0 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$ 、降伏応力を 235 MN/m^2 、塑性域のひずみ硬化を 0.01 としている。また、構造減衰に関しては質量比例型を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数を 0.05 とした。弾塑性有限変位動的応答解析に用いた入力地震波は、兵庫県南部地震発生時に観測された地震波などから作成されたⅠ種地盤用標準波とⅡ種地盤用標準波のN-S成分を入力地震波として用い、解析モデルの橋軸方向に作用させた。構造物の応答性状は入力する地震波に依存するため、用いる入力地震波によって構造物の応答性状は種々変化すると考えられる。しかし、一つの地震波に対しての結果を比較することによって高架橋全体系の動的応答性状に及ぼす影響の傾向を知ることではできると考えられるので、以下ではⅡ種地盤用標準波による結果について考察する。

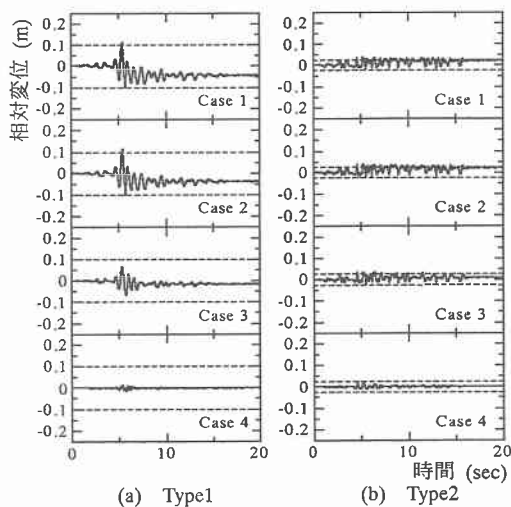


図-5 隣接桁間の相対変位

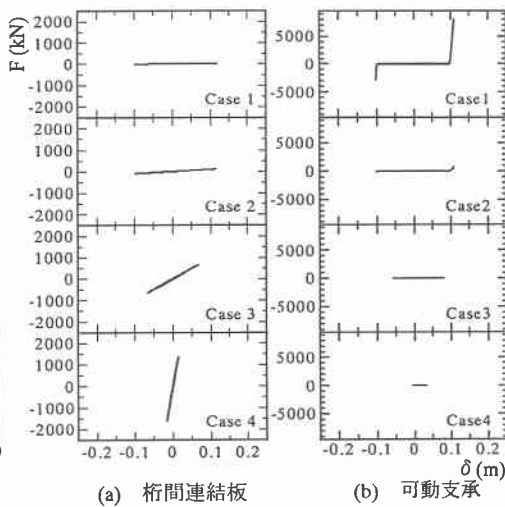


図-6 桁間連結板と可動支承の $F-\delta$ 関係 (Type1)

表-2 解析モデルの固有振動数と固有周期

	case 1	case 2	case 3	case 4
固有振動数 (Hz)	1.43	1.46	1.49	1.50
固有周期 (s)	0.697	0.686	0.669	0.667

4. 解析結果

4.1 固有振動解析結果

動的応答解析に先立ち、解析モデルの固有振動解析を行った。可動支承においては、地震時においてすべりの状態が支配的であると考えてその剛性を 10.0kN/m とした。固定支承については、十分剛であると考えてその剛性を $1.7 \times 10^6\text{MN/m}$ とした。桁間連結板については、連結板が作用した状態を考え K_1 を設定した。なお、その結果を表-2 に示す。桁間連結板の剛性が大きくなると固有振動数は大きくなりそれに伴い固有周期は小さくなる。これは、桁間連結板の剛性が大きくなるにつれて、モデル全体の剛性が高まるためと考えられる。

4.2 動的応答解析結果

(1) 上部構造の相対変位

図-5(a), (b)は P2 橋脚上部の隣接桁間の相対変位を示す。(a)は可動支承の移動制限量が十分余裕のある Type1 の解析結果を示し、(b)は移動制限量が最小限の幅である Type2 の解析結果を示す。なお、図中の破線は可動支承の移動制限量を表している。Type1 については、すべてのケースにおいて可動支承の移動制限量の範囲内に相対変位は収まっている。また、桁間連結板の剛性が大きくなることにより、相対変位が 0 に近づいていることが確認できる。Type2 については、桁間連結板の剛性が大きいケースにおいて、可動支承の移動制限量の範囲内に相対変位は収まっている。しかし、桁間連結板の剛性が小さいケースにおいて、支承の移動制限量を超えた相対変位が存在している。これについては、次の項で述べることとする。

(2) 桁間連結板と可動支承の $F-\delta$ 関係

図-6,7 は、Type1 および Type2 の桁間連結板と可動支承の水平力と変位の関係を示す。(a)に桁間連結板、(b)に可動支承の応答を示す。桁間連結板は、正の変位で引張に作用し、負の変位で圧縮に作用する。ここで、

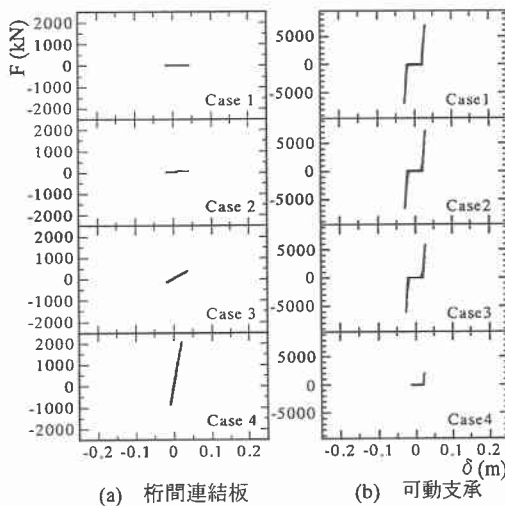


図-7 桁間連結板と可動支承の $F-\delta$ 関係 (Type2)

変位というのは相対変位のことを表す。Type1 については、桁間連結板の剛性が小さいケースにおいて、支承の移動制限装置に大きな水平力が発生していることがわかる。連結板の剛性が大きいケースにおいては、可動支承が移動制限量には達していないことがわかる。Type2 については、桁間連結板の剛性が小さいケースにおいて、支承の移動制限装置に大きな水平力が発生していることがわかる。このため、移動制限装置の破損が考えられ、移動制限量以上の変位が発生している。前の項で述べた移動制限量を超えた隣接桁間の相対変位が存在するのは、このためと考えられる。また、連結板の剛性が大きい Case4 においては、桁間連結板の剛性効果により、移動制限装置には大きな水平力が発生しないものと考えられる。

(3) 橋脚基部の $M-\phi$ 関係

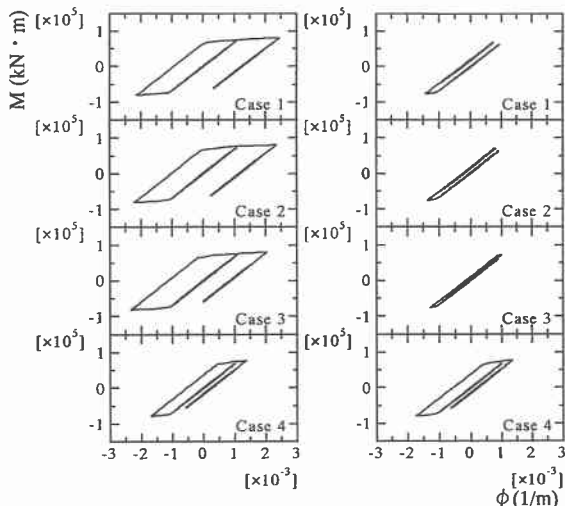
図-8,9 は Type1 および Type2 の P1 橋脚基部および P2 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。(a)に P1 橋脚基部、(b)に P2 橋脚基部の応答を示す。Type1 については、桁間連結板の剛性が大きくなるにつれて各橋脚基部の履歴ループの均等化が見受けられる。これは、桁間連結板の剛性が大きくなるにつれて上部構造が連続化され、上部構造の慣性力が P1 橋脚および P2 橋脚に分散されるためと考えられる。Type2 については、Type1 に比べて橋脚基部の履歴ループは小さくなっている。また、桁間連結板の剛性が大きくなるにつれて履歴ループの均等化も見受けられるが、Type1 ほど顕著に均等化が見受けられない。

5. あとがき

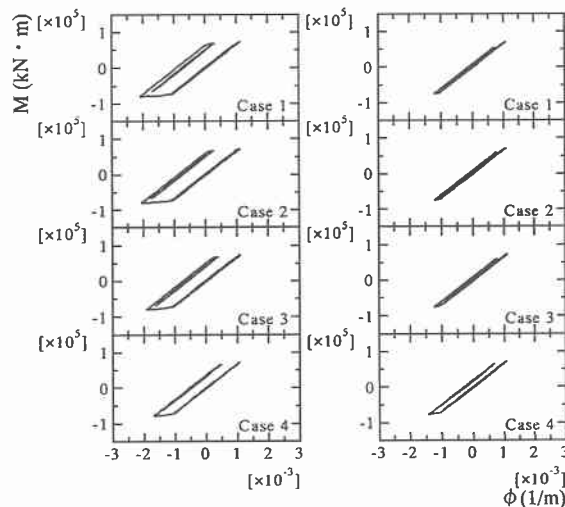
本研究は、鋼製支承および鋼製橋脚を持つ 2 径間高架橋を対象とし、桁間連結板の剛性と可動支承の移動制限量が高架橋全体の非線形挙動に与える影響についてパラメトリック解析を行った。可動支承の移動制限量が十分余裕のある Type1 では、桁間連結板の剛性が大きくなることにより、上部構造の連続化が起り、上部構造の慣性力を各橋脚に分散できることがわかった。一方、可動支承の移動制限量を最小限の幅とした Type2 については、Type1 と比べ各橋脚の履歴ループが小さくなることがわかった。また、Type1 において見受けられた上部構造の連続化の傾向も見受けられた。しかし、桁間連結板の剛性が小さいケースにおいて、移動制限装置に大きな水平力が発生しており、この場合、移動制限装置の破損が考えられる。今後、桁間連結板や支承の移動制限量を十分考慮し、決定することが必要であると考えられる。

【参考文献】

- 1)土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告－阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について、土木学会、1995.5.2)庄司学・川島一彦：ゴム製緩衝装置による隣接桁間の連結効果、土木学会第 54 回年次学術講演会、pp.420-421、1999.9.3)林川俊郎・佐野雅章・大嶽敦郎・中島章典：橋脚長の異なる高架橋の大地震時非線形挙動、土木学会北海道支部論文報告集、第 54 号(A)、pp.156-161、1998.2



(a) P1 橋脚基部 (b) P2 橋脚基部
図-8 橋脚基部の $M-\phi$ 関係 (Type1)



(a) P1 橋脚基部 (b) P2 橋脚基部
図-9 橋脚基部の $M-\phi$ 関係 (Type2)