

# 鋼橋の桁連結工の地震時挙動の評価方法

福本 守\* 齊藤 雅充\*  
 和田 一範\* 池田 学\*

## Evaluation Method of Seismic Behavior of Bridge Restrainers in Steel Railway Bridges

Mamoru FUKUMOTO Masamichi SAITO  
 Kazunori WADA Manabu IKEDA

In railway steel bridges, bolt-type bridge restrainers are installed between girders in order to prevent falling of the girders. However, it is unclear how to evaluate seismic performance of those restrainers. To obtain the seismic behavior of the bridge restrainers, elasto-plastic finite element analyses of the restrainer were carried out considering strain-rate-dependency. As a result, the nonlinear behaviors of the restrainer and the girder webs around the restrainer were clarified. Based on the result, seismic response analyses of the whole bridge model with restrainers were conducted and the seismic response behavior of the restrainers was clarified. Considering these results, an evaluation method of the restrainers was discussed.

キーワード：鋼鉄道橋，ボルト方式桁連結工，非線形性，有限要素解析，地震応答解析

### 1. はじめに

既設鋼橋では、地震時に桁が橋脚から落下しようとするのを隣接する桁が支えることを想定し、桁どうしを接続するように桁連結工（図1）を設置していることが多い<sup>1)</sup>。しかし、過去の地震時に桁連結工が破壊し、落橋防止機能を発揮できない事例も見受けられる<sup>2)</sup>。したがって、大規模地震時に既存の桁連結工が破壊しないかどうかを評価することが重要であるが、そのためには桁連結工の地震時挙動、つまり地震動により桁連結工に発生する力や変位などの応答値を適切に算定する必要がある。

地震時の桁連結工の応答値は、隣接する桁どうしや桁と桁連結工との間の相互作用により定まるため、地震応答解析等により応答値を算定するにあたって、桁連結工の剛性や、特に大規模地震時には降伏後も含めた非線形挙動などの特性を適切にモデル化する必要がある。しかし、鉄道橋で標準的に用いられる<sup>1)</sup> ボルト方式の桁連結工（図1(a)）は、道路橋に多いピン方式<sup>3)</sup>など（図1(b)）と違って剛性や非線形挙動が明らかとなっていない。

本研究では、ボルト方式の桁連結工の地震時挙動の評価手法を提案することを目的とし、有限要素解析（FEM解析）により、桁連結工の剛性や降伏後の非線形挙動を把握し、そのモデル化手法を提案した。さらに、提案モデルを用い、標準的な合成橋梁を例とした橋梁全体の地震応答解析により、桁連結工の応答値を算定し、従来用いられる線形モデルによる応答値との比較から、提案モデルの適用効果を確認した。

\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

### 2. 既設桁連結工の諸元と耐力の傾向

既設の桁連結工の諸元と耐力の傾向について示す。鉄道橋では国鉄時代に標準設計されたボルト方式の桁連結工（図1(a)）が多く用いられている。支間15～50mの合成桁における標準設計の桁連結工は、連結板が高力ボルトによって桁ウェブに取付いた構造となっており、ボルト本数、孔径、はしあき等の諸元が支間毎に定められている。なお、ボルト接合部は、摩擦接合ではなく、ボルトのせん断、支圧抵抗を期待した継手である。

図2に、標準設計の桁連結工の各箇所における設計上の耐力を示す。ここで、ちぎれ破断（図3(a)）耐力は文献4)により、はしぬけ破断（図3(b)）耐力は文献5)により、ボルトせん断耐力は全支間で適用されるF9Tボルトのせん断耐力として算出し、桁ウェブの厚さは各支間の標準的な板厚（10～13mm）とした。図2より、引張力に対しては桁ウェブのちぎれ破断が生じやすいが、支間30m以下でははしぬけ破断が生じる可能性も考えられる。なお、桁ウェブの厚さが大きい場合や圧縮力に対しては、ボルト破断の可能性も考えられる。

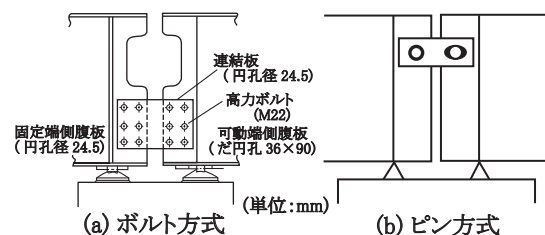


図1 桁連結工の例

特集：地震防災・耐震技術

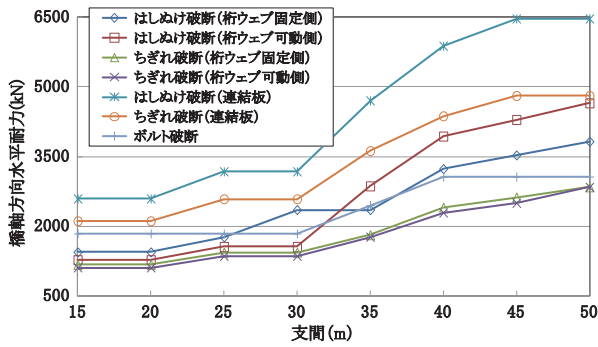


図2 ボルト方式桁連結工の耐力（計算値）

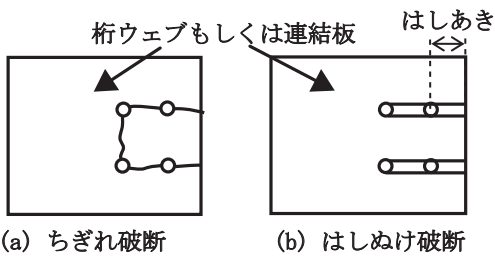


図3 ボルト方式桁連結工の破壊形態の例

表1 解析ケース

ケース	荷重方向	荷重速度	桁ウェブ厚さ
1-1	引張	静的荷重	10mm
1-2		等速荷重 (0.5m/s)	
1-3		等速荷重 (3.0m/s)	
2	圧縮	静的荷重	10mm
3	引張	静的荷重	13mm

### 3. FEM 解析による桁連結工の非線形挙動把握

#### 3.1 FEM 解析の概要

桁連結工の非線形挙動を把握するため、桁連結工を対象とした FEM 解析を行った。比較的既存数量の多い支間 35m の合成桁を想定し、連結板、高力ボルト、および周辺の桁ウェブをモデル化した(図4)。それぞれソリッド要素とし、板材同士および板材とボルトの接する箇所には接触要素を定義した。荷重速度の影響を把握するため、静的解析 (ABAQUS) と動的解析 (LS-DYNA) を行い、可動側桁ウェブ端部に接続した節点に強制変位により荷重した。

解析ケースを表1に示す。パラメータは、荷重方向、荷重速度、桁ウェブの厚さとした。荷重方向は、橋軸水平方向で、圧縮方向と引張方向とした。荷重速度は、桁連結工作動時の桁同士の相対速度を想定して 0.5m/s と 3.0m/s を設定した。

材料特性は、既往の研究<sup>6)</sup>を参考に、応力ひずみ関係を図5のように設定した。板材の降伏強度はひずみ速度に従って増加するモデルとし、文献7)を参考に式(1)

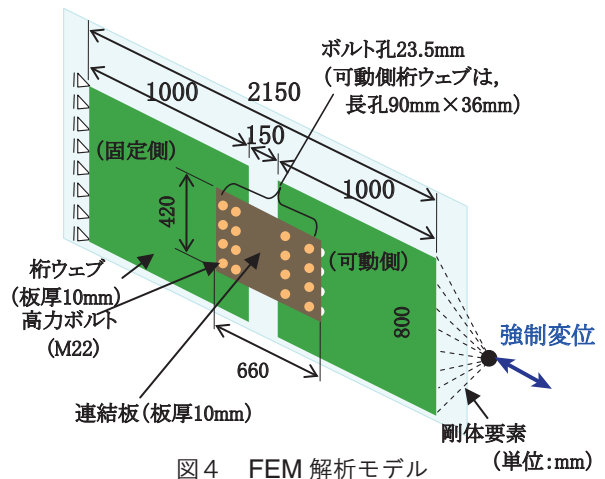


図4 FEM 解析モデル (単位:mm)

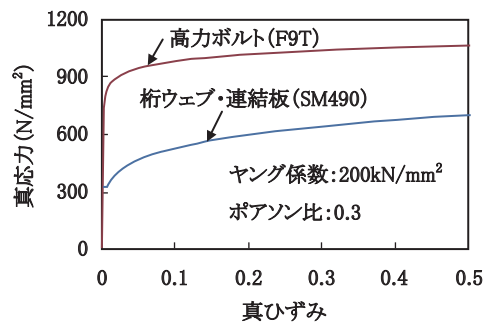


図5 鋼材の応力ひずみ関係

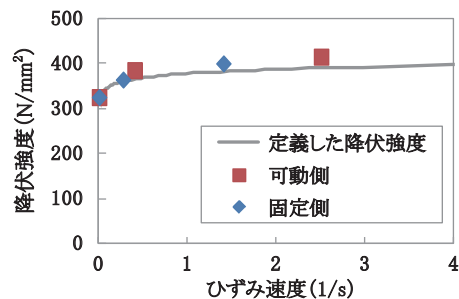


図6 ひずみ速度 - 降伏強度関係

により定義した。式(1)を用いて算定したひずみ速度と降伏強度の関係を図6の実線に示す。

$$\kappa_{ev} = 0.0416 \ln(\varepsilon_v) + 1.16 \quad (1)$$

ここに、

$\kappa_{ev}$  : ひずみ速度による降伏強度の割増係数

$\varepsilon_v$  : 鋼材のひずみ速度

#### 3.2 解析結果

##### 3.2.1 桁連結工の荷重 - 変位関係と応力状態の遷移

ケース 1-1 における桁連結工の荷重 - 変位関係を図7(a)に示す。図中①ではわずかに、②では大きな剛性変化がみられた。①付近では、桁ウェブのボルト孔周辺が局部的に降伏した(図8(a))。②付近では、ボルト孔間の桁ウェブが降伏しており、その直後の変位 6mm 時

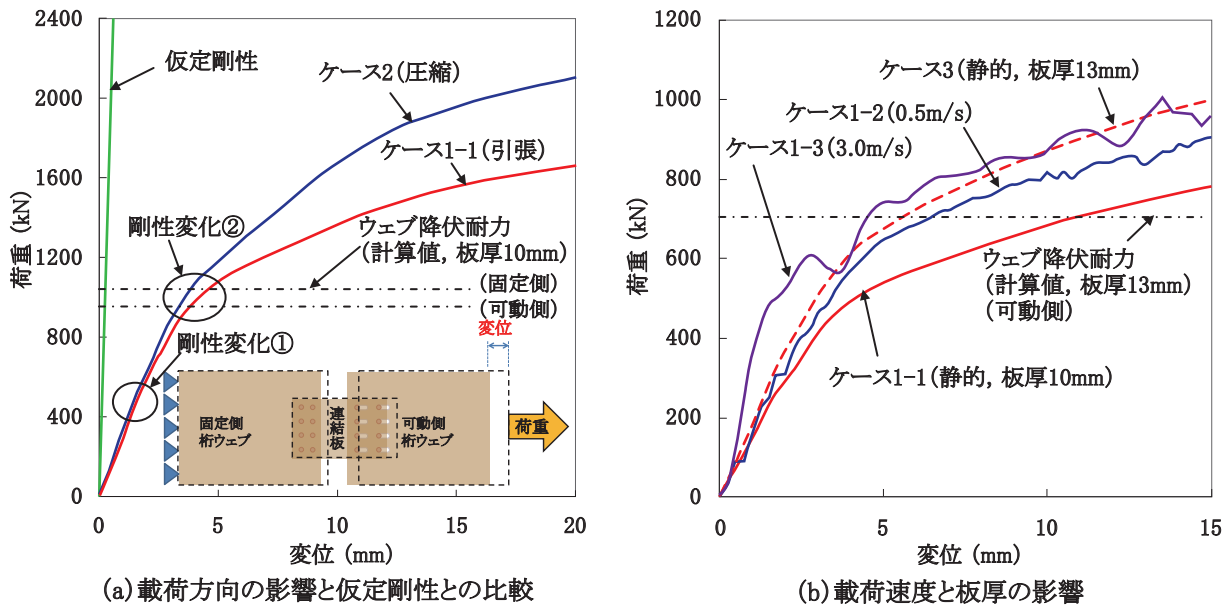


図7 桁連結工の荷重 - 変位関係

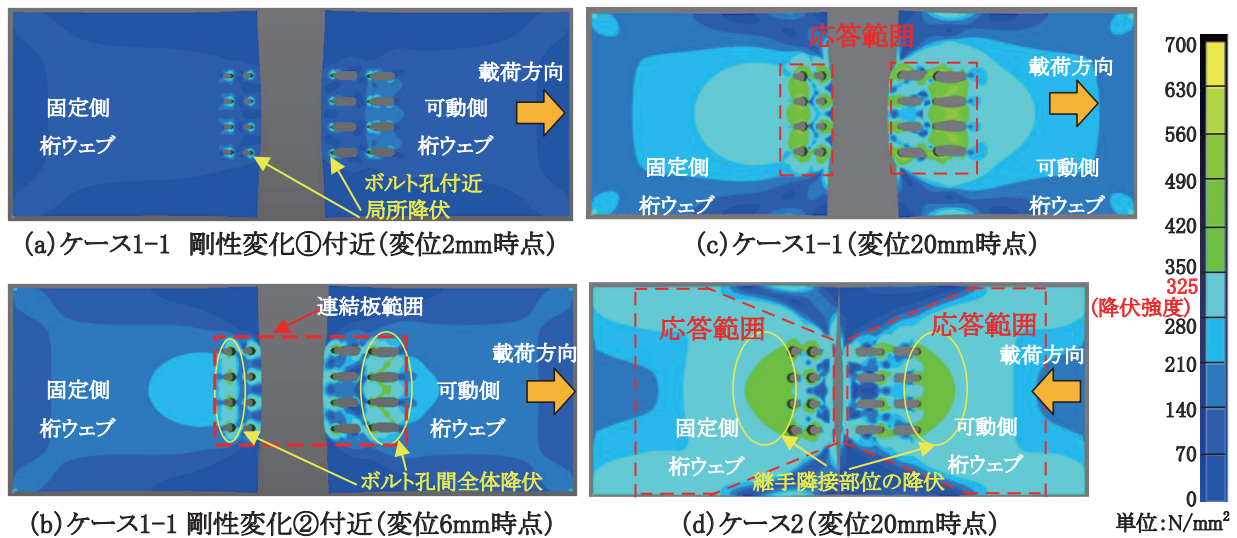


図8 桁ウェブの変形・応力状態 (変形図: 変位3倍, コンター: Von-Mises 応力)

点 (図8 (b)) ではこの部位の広い領域が塑性化していたため、ボルト孔間の塑性化が剛性低下に寄与していると考えられる。他のケースでも同様の傾向が見られた。

図7 (a) には、式(2)により算出した連結板の軸方向剛性 (仮定剛性) を示しているが、いずれのケースの初期剛性 (剛性変化点までの傾き) も仮定剛性より小さい。これは、実際の桁連結工の変形には、図8に示すようなボルト孔付近の局所変形などが生じるためと考えられる。

$$K_a = \frac{E_s \cdot b_r \cdot t_r}{L_r} \quad (2)$$

ここに、 $K_a$ : 桁連結工の仮定剛性

$E_s$ : 鋼材のヤング係数

$b_r$ : 連結板の幅 (ボルト孔を控除)

$t_r$ : 連結板の板厚 (2枚分)

$L_r$ : 連結板の長さ (固定側および可動側の、桁端側の孔同士の間隔)

### 3.2.2 載荷方向・板厚の影響

ケース1-1の桁ウェブは、連結板に挟まれた範囲 (図8 (c) 赤枠部) で荷重に抵抗しており、特に支間中央寄りのボルト列断面の応力が高くなっている。この傾向から、図3に示したちぎれ破断に至ると推察される。一方、ケース2では、ボルト孔より桁中央側の広い範囲 (図8 (d) 赤枠部) で荷重に抵抗しており、より大きな初期剛性となった。その結果、高力ボルトの応力が増加したため、圧縮載荷時にはボルト破断に至ると推察される。

ケース3ではケース1-1と同様に応力状態が推移したが、桁ウェブの板厚が大きいため、降伏領域の進行程度が小さく、初期剛性が増加し (図7 (b)), 高力ボルトの

特集：地震防災・耐震技術

応力が増加した。解析終了時の変位 20mm 時点では、ボルトが局部的に降伏しており、この先ボルト破断に至ると推察される。

3.2.3 荷重速度の影響

図 7 (b) より、荷重速度に伴って初期剛性および降伏耐力が増加した。ケース 1-1 の剛性変化②付近である変位 5mm 時点における荷重は、ケース 1-1 に対して、ケース 1-2 では 1.2 倍程度、ケース 1-3 では 1.4 倍程度となった。

図 6 には、ケース 1-1~3 におけるボルト孔間で応力が高くなっている部位の中心にある要素のひずみ速度と、同要素の降伏時応力の関係をプロットしている。解析で定義した速度依存性とおおむね一致することから、初期剛性の増加および降伏耐力の増加は、材料のひずみ速度の影響であるといえる。また、荷重速度とひずみ速度は比例関係にあることも併せて確認した。

4. 桁連結工の非線形特性の簡易モデル化手法の提案

3 章の結果をもとに、標準的なボルト方式桁連結工の非線形挙動の簡易モデル化手法として、初期剛性、降伏耐力、降伏後の剛性の算定方法を検討した。

4.1 桁連結工の初期剛性

桁連結工の剛性を適切にモデル化するためには、3. 2. 1 に示したように、桁連結工を構成する各部位の変形を考慮する必要がある。そこで、図 9 に示す各部位の変形

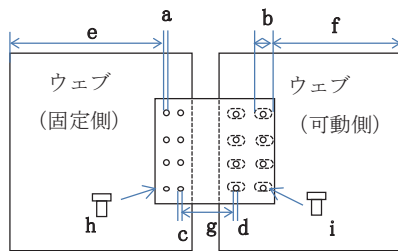


図 9 桁連結工の各部位の変形成分  
 a, b: ウェブ, ボルト孔周辺の変形  
 c, d: 連結板, ボルト孔周辺の変形  
 e, f: ウェブ, 鋼板一般部の変形  
 g: 連結板, 鋼板一般部の変形  
 h, i: ボルトの変形

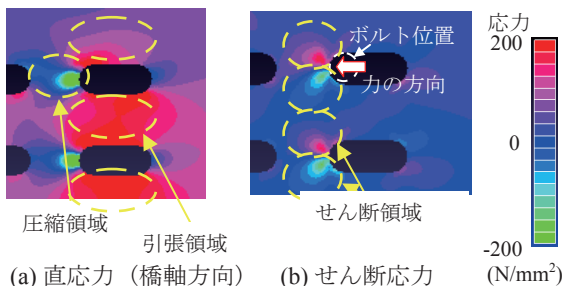


図 11 ボルト孔周辺の応力状態 (600kN 荷重時)

形量から全体の変形量を算定することとした。ここではケース 1-1 の結果に着目し、引張荷重時の剛性について示す。図 10 に、FEM 解析より得られた桁連結工の全体および各成分の推移を点プロットで示しているが、図 9 a ~ i の各成分の合計値が全体変位とほぼ一致する。よって、桁連結工全体の初期剛性  $K$  は式 (3) により算定できる。

$$K = 1 / \sum_n K_n^{-1}, \quad n = a, b, \dots, i \quad (3)$$

ここに、 $K_n$ : 桁連結工を構成する各部の剛性

これらのうち、桁ウェブのボルト孔周辺の変形 (a, b) が大きく寄与している。ケース 1-1 の可動側ウェブにおける、ボルト孔周辺部 (図 9 の b 周辺) の応力状態を図 11 に示す。ボルト孔周辺には、引張、圧縮、せん断応力で抵抗する領域があることがわかる。これより、b 部の変形量を上記 3 つの領域での変形量の和とし、式 (4) により算定できる。

$$K_b = \frac{1}{K_{bt}^{-1} + K_{bc}^{-1} + K_{bs}^{-1}} = 1 / \left( \frac{L_t}{E_s b t_w} + \frac{L_c}{E_s b t_w} + \frac{L_s}{G_s b t_w} \right) \quad (4)$$

ここに、

$K_b$ : ボルト孔周辺部の剛性

( $K_{bt}$ : 引張領域,  $K_{bc}$ : 圧縮領域,  $K_{bs}$ : せん断領域)

$E_s$ : 鋼材の弾性係数,  $G_s$ : 鋼材のせん断弾性係数

$t_w$ : ウェブの板厚

なお、各領域の寸法 ( $b, L$ ) の設定方法は図 12 に示す。その他の桁ウェブや連結板の一般部、高力ボルトの変形量については、各部の弾性剛性よりそれぞれ算出する。以上により算出した変位量を図 10 の実線で示す。簡易モデルによる計算値 (実線) の傾きは、a, b 部および桁連結工の初期剛性に関して若干大きめとなるが、FEM 解析結果をおおむね再現できている。

4.2 桁連結工の降伏耐力

3. 2. 1 より、桁連結工の荷重 - 変位関係の剛性変化点は、桁ウェブのボルト孔間の範囲の降伏によると考えられる。このため桁連結工の降伏耐力を式 (5) によって

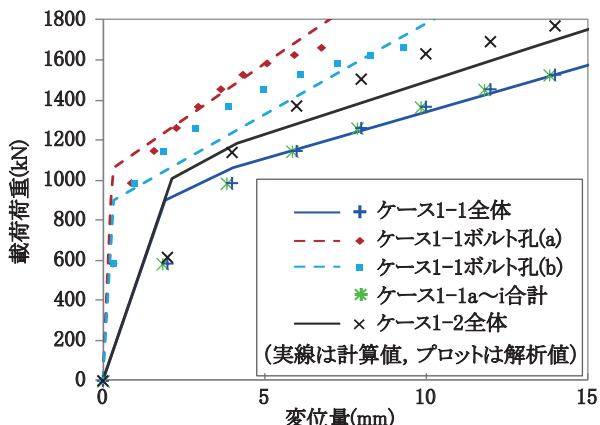


図 10 桁連結工の変位量算定結果と解析結果

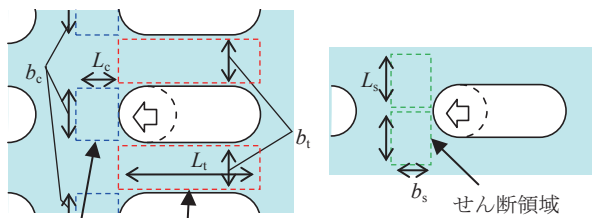


図12 ボルト周辺の抵抗領域の設定方法

- $b_t$ : 引張領域の幅 (= 連結板幅 - ボルト孔径 × 1 列本数)
- $L_t$ : 引張領域長さ (= 長孔幅)
- $b_c$ : 圧縮領域の幅 (= ボルト孔径 × ボルト本数)
- $L_c$ : 圧縮領域長さ (= ボルト孔間距離の 1/2)
- $b_s$ : せん断領域の幅 (= 孔間距離の 1/2 × ボルト本数)
- $L_s$ : せん断領域長さ (= ボルト孔の幅)

図 12 ボルト周辺の抵抗領域の設定方法

算定できる。

$$N_w = \kappa_{ev} \cdot f_{sy} \cdot b_w \cdot t_w \quad (5)$$

ここに、

- $N_w$ : 固定側桁ウェブの引張降伏耐力
- $f_{sy}$ : 固定側桁ウェブの引張降伏強度
- $b_w$ : 連結板に挟まれた範囲の固定側桁ウェブの幅 (ボルト孔を控除)
- $t_w$ : 固定側桁ウェブの厚さ
- $\kappa_{ev}$ : ひずみ速度による降伏強度の割増係数で、式 (1) により求める。

鋼材のひずみ速度  $\varepsilon_v$  は、桁連結工の全体剛性と着目部の剛性の比を用いて、式 (6) により算定できる。

$$\varepsilon_v = V \cdot \frac{K}{K_{bt}} \cdot \frac{1}{L_{bt}} \quad (6)$$

ここに、

- $V$ : 全体の荷重速度
- $K$ : 桁連結工の初期剛性 (式 (3))
- $K_{bt}$ : ボルト孔周辺の引張領域の剛性 (式 (4) に示す  $E_s \cdot b_t \cdot t_w / L_t$ )
- $L_{bt}$ : ボルト孔周辺の引張領域の長さ (図 12)

鋼材のひずみ速度は、実際には時刻とともに変動しており、図 6 に示したプロットには降伏する瞬間のひずみ速度を示す。これに対し式 (6) は、荷重速度から平均的なひずみ速度を求めており、瞬間の速度より小さめとなるが、安全側のためこの方法とした。図 10 には、ケース 1-1、1-2 における FEM 解析より得られた荷重 - 変位関係と、式 (1)、(5)、(6) により得られた降伏耐力を考慮した計算値を示す。図より、降伏耐力および荷重速度による降伏耐力の増加をおおむね再現できている。

#### 4.3 桁連結工の降伏後の剛性

図 10 より、桁ウェブのボルト孔周辺の変形 (a, b) は、降伏とともに剛性が低下した形で推移する。これらの部位には、降伏耐力を迎えると同時に剛性が低下するモデ

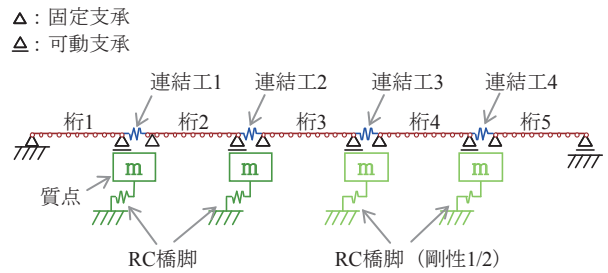


図 13 桁連結工を有する橋梁の地震応答解析モデル

ルを用いる。標準的な桁連結工では、FEM 解析結果より、降伏後の第 2 剛性は初期剛性の概ね 1/30 倍となっている。計算値を図 10 に示しているが、FEM 解析における降伏後の剛性をおおむね再現できている。

### 5. 非線形モデルを適用した地震応答解析による桁連結工の応答値算定

#### 5.1 地震応答解析の概要

4 章で提案した桁連結工の非線形モデルの適用効果を確認するため、提案モデルを用いた桁連結工を有する橋梁全体系の地震応答解析により桁連結工の地震時の応答値を算定した。対象構造は、標準的な鉄道橋として中間橋脚に RC 橋脚を有し、支間 35m の複線合成桁 (単純桁) が 5 連続接する橋梁とした。解析モデルは、図 13 に示すような 2 次元骨組みモデルとした。桁は径間ごとに線形梁要素とし、橋梁断面に基づき軸方向剛性を与えた。RC 橋脚は、Clough モデルに従う履歴特性を有する非線形ばねとした。橋脚の剛性は、橋脚による特性の違いを想定し、左側 2 基と右側 2 基の剛性比が 2:1 となるよう設定した。支承は遊間、摩擦を考慮した非線形ばね要素とし、桁連結工は後述する 2 タイプのばね要素とした。解析コードは、T-DAP III を用いた。入力地震動は、L2 地震動スペクトル II (G3 地盤) とした。

#### 5.2 桁連結工のモデルの設定

- 桁連結工には、以下の 2 種類のモデルを適用した。
- ・ケース A: 仮定剛性 (式 (2)) を有する線形ばね
- ・ケース B: 4 章で提案した非線形ばね

図 14 に桁連結工の特性を示す。ケース B では、圧縮力に対してはボルト降伏荷重まで一定の剛性を保った後ボルト破断により終局状態となることを想定し、引張力に対しては桁ウェブ降伏後の第 2 剛性まで想定した。

#### 5.3 解析の結果

解析の結果、桁連結工 2 において最大の応答軸力を示した。これは、桁 3 の前後で橋脚の剛性が変化しているためであると考えられる。この桁連結工 2 における荷重

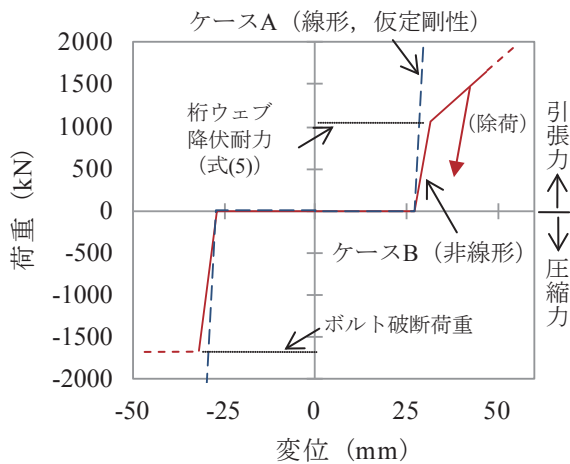


図 14 桁連結工のばねのモデル化

- 変位関係を図 15 に示す。

ケース B (非線形ばねモデル) では、桁連結工の最大応答軸力がケース A (線形ばね, 仮定剛性) に比べて圧縮側で 3 割超, 引張側で 4 割超低減した。これは、線形ばねモデルの仮定剛性に比べて非線形モデルの剛性が小さいことが主要要因と考えられる。

従来、地震応答解析では、ケース A でモデル化することが多かったが、桁連結工の実際の挙動を表現したケース B でモデル化することにより、実挙動に近い評価が可能であり、さらに従来より合理的な評価が可能になると考えられる。なお、引張側で応答軸力が降伏耐力を超えているが、わずかに塑性変形を示した程度であり、桁連結工としては問題ない範囲内であると考えられる。

また、本解析では支承が損傷する結果となっているため、橋脚の応答に対する、桁連結工のモデルの違いによる影響はみられなかった。

## 6. おわりに

本研究では、既設鉄道橋のボルト方式桁連結工について、FEM 解析により剛性や降伏後の非線形挙動を把握し、そのモデル手法を提案した。さらに、これを適用した橋梁全体系の地震応答解析により、提案モデルの適用効果を確認した。本研究により得られた主な知見を以下に示す。

- ・ 標準設計の桁連結工に対する試算の結果、橋梁の支間に応じた桁連結工の諸元の違いにより、破壊性状が異なる可能性があると考えられる。
- ・ 桁連結工の初期剛性は、連結板の断面積や長さを考慮した仮定剛性と比べてはるかに小さな剛性を示す。
- ・ 桁連結工の剛性は、桁ウェブの降伏により低下するが、荷重の方向により降伏する箇所、降伏耐力が異なる。

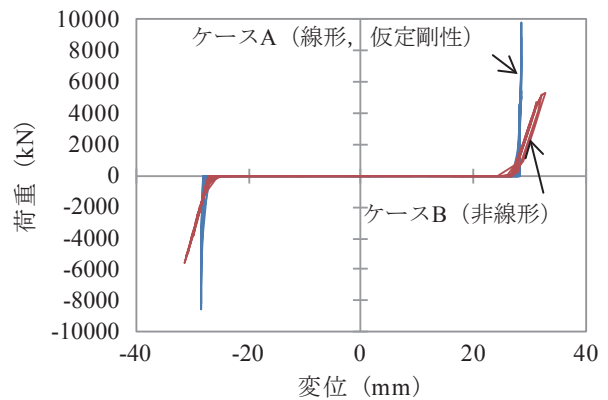


図 15 桁連結工の荷重 - 変位関係 (連結工 2)

また、荷重速度の増加に伴い降伏耐力が増加する。

- ・ 桁連結工の非線形性として、初期剛性、降伏耐力、降伏後の剛性をモデル化する手法を提案し、FEM 解析より得られた荷重 - 変位関係をおおむね再現できることを確認した。
- ・ 提案した非線形モデルを用いた橋梁全体系の地震応答解析より、桁連結工を従来の仮定剛性の線形ばねとした場合と比べて、最大軸力が大幅に低下することを明らかにし、従来よりも合理的に桁連結工の応答値算定が可能であることがわかった。

今後、桁連結工の荷重実験により実挙動および破壊形態を確認することを予定している。

## 文 献

- 1) 宮崎修輔, 田中勇, 大坪正行: 耐震・落橋防止装置の形式と設計法—国鉄の場合—, 土木技術, Vol.35, No.12, pp.104-116, 1980
- 2) 長嶋文雄: 阪神・淡路大震災における橋桁間の耐震連結装置の被害および衝撃応答解析, 総合都市研究, Vol.61, pp.63-77, 1996
- 3) 鈴木五月, 後藤芳顕, 松浦聖, 石原英一: 鋼道路橋の落橋防止装置連結板の耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1011-1018, 1989
- 4) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計規準 (案)・同解説, 1990
- 5) 鉄道総合技術研究所: 支承部の耐震補強設計の手引き, 1996
- 6) 小畑誠, 鈴木五月, 後藤芳顕, 松浦聖: 落橋防止装置連結板の静的耐荷特性の解析, 土木学会論文集, No.422/I-14, pp.295-302, 1990
- 7) 小畑誠, 後藤芳顕, 松浦聖, 藤原英之: 高速引張時の落橋防止装置連結板の強度特性, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.97-105, 1992