

## 鋼 I 桁橋桁端部における地震水平力作用時の損傷メカニズムに関する解析的検討

東京都立大学 学生会員 ○片山 智貴 東京都立大学 正会員 村越 潤  
 東京都立大学 フェロー会員 野上 邦栄 東京都立大学 正会員 岸 祐介

## 1. はじめに

地震による鋼 I 桁橋の被害として、力の集中する支点部である桁端部において、主桁フランジ・ウェブ、支点上垂直補剛材、及び端対傾構や横構等の横部材の局部変形が生じた事例<sup>1),2)</sup>が確認されている。一方で、地震時水平力に対する上部構造の設計は、平面骨組モデルによる強度照査と構造細目により行われており、被害事例を踏まえると、実挙動との乖離が生じている可能性も考えられる。また、桁端部は相対的に厳しい腐食環境下にあり、局部減肉による耐荷性能への影響も指摘されている。本検討では、既設鋼 I 桁橋の桁端部を対象として、橋軸・橋軸直角方向の水平力作用時の損傷メカニズムを明らかにするとともに、耐荷性能向上方法に関する知見の蓄積を目的として、上部構造全体系の弾塑性有限変位解析を行い、桁端部の塑性化、変形挙動に着目した分析を行った。

## 2. 対象橋梁

図-1 及び表-1 に対象橋梁の幅員構成と主な構造諸元を示す。既設橋を対象とし、昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に基づく、標準的な支間 30m の単純合成鋼 I 桁を選定した。構造諸元に関して、主桁・床版については当時の設計を踏まえた再現設計を行い、水平力に抵抗する横部材は当時の標準図等を参考に決定した。

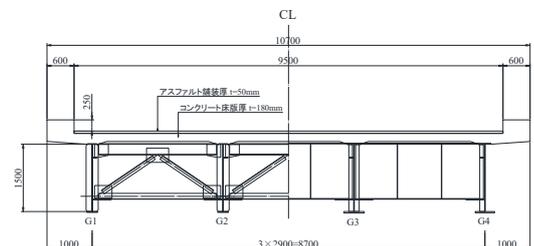


図-1 対象橋梁の断面図

表-1 対象橋梁の構造条件

活荷重		L-20
床版	設計床版厚 (主桁間隔2.9m)	180mm
	床版重量	4.5kN/m <sup>2</sup>
たわみの許容値 (L=支間長(m))		L/500m (=6cm)
主な鋼種 (降伏点)	主桁 (フランジ・ウェブ)	SM50A (315N/mm <sup>2</sup> )
	主桁以外 (補剛材・横部材等)	SS41 (235N/mm <sup>2</sup> )
桁高/支間長		1/20
設計水平震度		0.10~0.35

表-2 材料特性及び構成則

	部材	質量密度 (kN/m <sup>3</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	構成則
コンクリート部材	RC床版	24	2.65×10 <sup>4</sup>	0.2	-	弾性体
	鋼部材	主桁フランジ・ウェブ	77	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3	315
	補剛材・横部材等	77	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3	235	バイリニア

## 3. 解析方法

解析には汎用有限要素解析ソフトウェア MSC.MARC.2018 を使用した。載荷方向は橋軸(ピン支持側からローラー支持側: +X 方向, ローラー支持側からピン支持側: -X 方向)及び橋軸直角(G4 桁から G1 桁)の 2 方向とし、各方向についてそれぞれ載荷を行い検討した。水平荷重として上部構造の質量分布に応じた慣性力を全要素に導入し、水平加速度を一方向に弧長増分により漸増させ解析を行った。

なお、全死荷重は 2149kN である。解析モデルは主桁、補剛材、横部材(ガセットプレートを含む)等の鋼部材は 4 節点シェル、RC 床版は 8 節点ソリッドで作成した。要素サイズについて着目側桁端部では 25mm、その他の部位は 100mm を基本とした。材料特性及び構成則を表-2 の通りと仮定した。床版と主桁上フランジはスタッド位置で剛結し、残留応力や初期たわみ等の初期不整は本検討では考慮しないものとした。支点部の境界条件として図-2 の線支承を想定し、ピン及びローラー支持とした。なお、ソールプレートは当時の標準図を参考に板厚 22mm とし、下フランジのシェル厚を変化させることで表現した。なお、水平変位着目位置はピン支持側桁端部の床版幅員中央とした。

## 4. 解析結果

図-3~6 に各方向水平載荷時の荷重-水平変位関係と、主たる荷重レベルでの G1 桁端のミーゼス応力分布・変形図を示す。抵抗可能な水平震度は水平荷重を死荷重で除することで算出した。

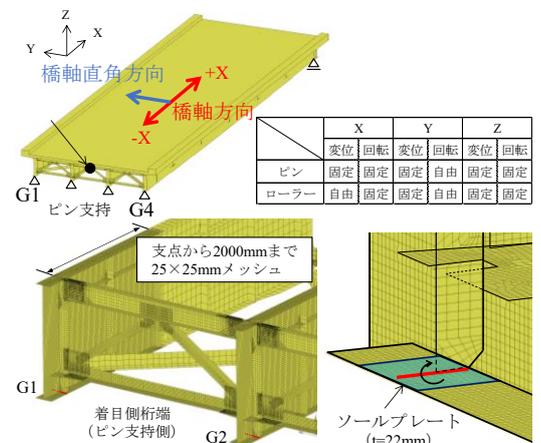


図-2 解析モデルの概要

キーワード 鋼 I 桁橋, 桁端部, 地震荷重, 水平荷重, 損傷メカニズム

連絡先 〒192-0364 東京都八王子市南大沢 1-1 E-mail: katayama-tomoki@ed.tmu.ac.jp

橋軸(+X)方向荷重では、最初に下フランジとソールプレート付近において支間中央方向の引張による塑性化が発生した(図-3,4 a点)。続いて、支点上垂直補剛材より桁端側のウェブパネル(以下、桁端パネル)で面外変形が発生した。これは水平力によりピン支点が回転し、ソールプレートと桁端側下フランジが鉛直方向へ変形することで、結果的に桁端パネルに圧縮力が作用したことによる挙動である。この挙動の直後で荷重変位関係の非線形性が顕著となった(図-3,4 b点)。さらに支点上垂直補剛材の下縁と横構ガセットプレート付近(支点から桁高方向に270mmの位置)ではピン支点における曲げに加え、ウェブに作用するせん断により橋軸方向に変形後、塑性化が生じた(図-3,4 c点)。その後は支点周辺の下フランジとウェブで塑性化が進展した(荷重も以降は漸増)。

他方の橋軸(-X)方向への荷重において、主桁がローラー支持側からピン支持側へ押し込まれる挙動により、下フランジとソールプレート付近において初期降伏が発生した。荷重変位関係に関して、-X方向荷重では+X方向荷重時に荷重変位関係の非線形性が強くなる荷重(およそ10000kN、図-3 b点)でピークを迎え、その後荷重はなだらかに減少した。変形挙動として、桁端ウェブパネルの面外変形と塑性化によりピーク荷重を迎え、ピーク荷重後に+X方向荷重と同様に桁端ウェブパネルが塑性化した。また、荷重が減少する中、下フランジの断面変化点(支点より4100mm)で橋軸方向の圧縮により塑性化が確認できた。

橋軸直角方向荷重では、支点上垂直補剛材下縁で初期降伏を迎えた。下フランジと上フランジ及び床版の水平変位差により支点上垂直補剛材はせん断変形を生じる。せん断変形により生じた斜張力場の圧縮力を受けて外桁側の支点上垂直補剛材の下縁で塑性化が起きた(図-5,6 a点)。直後に内桁側の垂直補剛材の下縁も同様に塑性化し、この挙動の後変位の増加がみられた。次に端対傾構の圧縮側斜材(G1 桁側の斜材)に部材軸方向圧縮力と曲げが作用し、山形鋼の弱軸回りに変形が生じた。その後、端対傾構下弦材の塑性化と同時に斜材の塑性域が拡大し、山形鋼の板が全面で塑性化に至った(図-5 b~d点)。最後に桁端に最も近い横構の変形が大きくなり圧縮力と弱軸回りの曲げで部材中央頂辺より塑性化した(荷重は以降も漸増)(図-5,6 e点)。

## 5. まとめ

本検討では標準的な諸元の単純鋼 I 桁橋の上部構造全体に作用した水平力による各桁端部材の損傷を分析した。その結果、橋軸方向荷重では主桁桁端部の下フランジ・ウェブに損傷が集中し、橋軸直角方向荷重では支点付近の二次部材の損傷が目立って確認された。

## 参考文献

- 1) 平成 28 年(2016 年)熊本地震土木施設被害調査報告, 国土技術政策総合研究所資料, No.967, 2017.
- 2) 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告, 国土技術政策総合研究所資料, No.814, 2014.

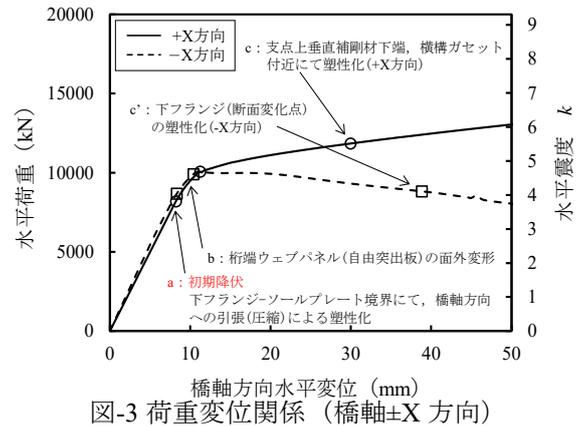


図-3 荷重変位関係(橋軸±X方向)

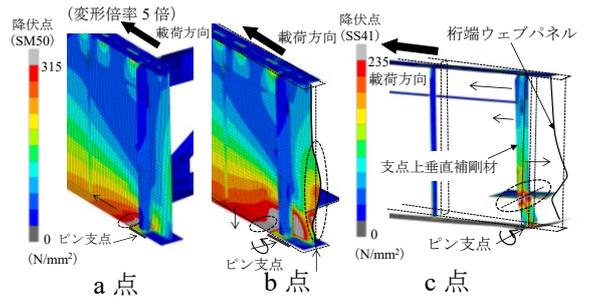


図-4 応力分布・変形図(橋軸+X方向)

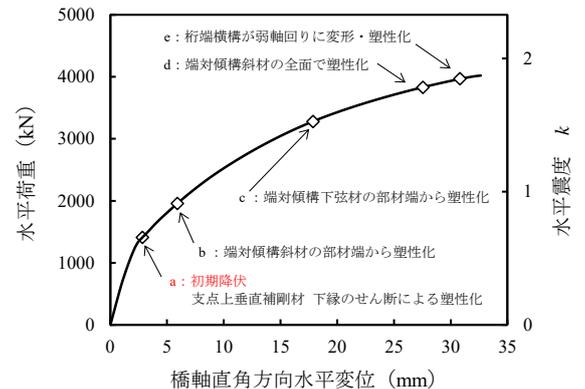


図-5 荷重変位関係(橋軸直角方向)

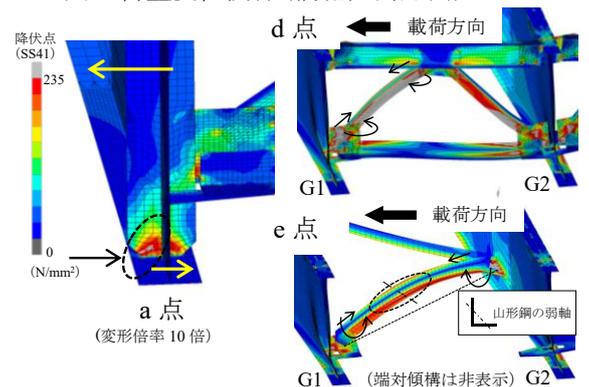


図-6 応力分布・変形図(橋軸直角方向)