

三次元 FEM による歴史的価値が高いトラス橋の構造検討

群馬工業高等専門学校 環境都市工学科 正会員 濱本 朋久
群馬工業高等専門学校 環境都市工学科 学生員 ○尾谷 力

1. はじめに

わが国の道路橋は、1950 年代後半から始まる高度経済成長期を中心に大量に建設され、一般に橋梁の寿命が 50 年程度と仮定するならば、多くの既存橋梁において鋼材およびコンクリートの劣化が進行している危険性がすでに高まっているのが現状である。一方、明治に建設された橋梁も橋齢が高いと言われながらも、今も一部通行制限を受けながら活躍している橋梁も存在する。そのような高齢橋梁、つまり歴史的価値が高い橋梁を後世に残していくことも橋梁技術者の重要な役割であると考えられる。そこで、本検討ではトラス橋の三次元有限要素モデルを構築し、維持管理に必要な基礎資料として、高齢橋梁の活荷重に着目して主桁の変形性能について解析的検討を実施する。

2. 歴史的価値が高いトラス橋の現地調査結果

1901（明治 34）年に建設された鉄道を併設した国道橋¹⁾を選定し、高齢橋梁の現地調査を実施した。この橋梁の構造形式は当時ピン結合の下路曲弦分格プラットトラス桁三連で、煉瓦造の橋台、橋脚に支えられていた。また、その構造は典型的な米国式であるペンシルバニア型のピン結合であり、斜めに組み合わせられた部材がピンによってトラスに結合されており、米国製の輸入鋼材で製作されていた。さらに、下弦材と斜材の引張り部材にはアイバーと呼ばれる両端にピンを通す穴をもつ帯鋼を使用しているのが特徴である。明治時代に建設されたトラス橋は数えるほどしか現存しておらず、現地調査で再確認した桁長 69.00m・支間長 68.24m を有する現役トラス桁は橋梁技術史上貴重な遺産と考えることができる。現在、図-1 に示すようにその当時建設された形状と部材の状態が 1 スパン分が現存している。加えて、このトラス橋の利用状況は単独の道路橋として有効幅員 3.0m で 60.0kN の車両制限を設けて活躍している。

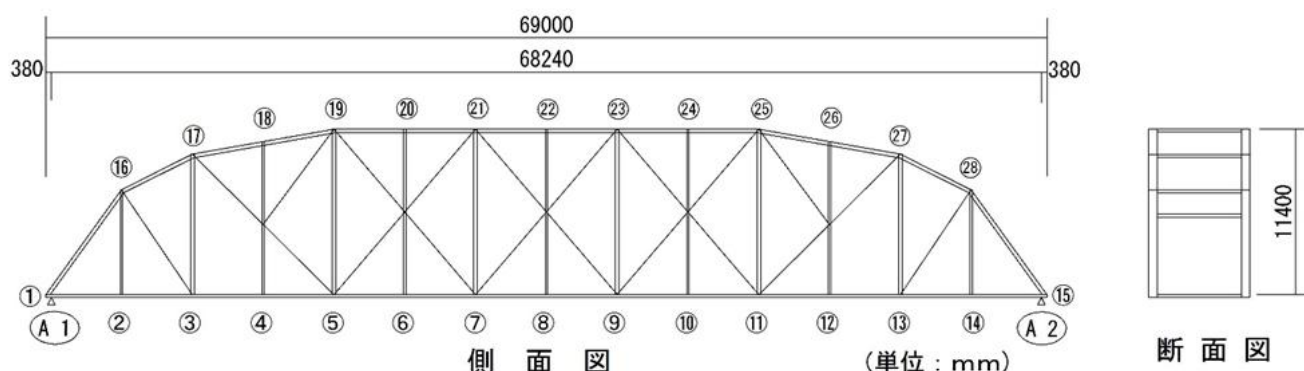


図-1 トラス橋の現地調査結果

3. 活荷重の解析ケースおよび解析条件

明治時代後期の交通事情として、米国のフォード車や馬車列車や電気鉄道なども普及していた。本橋は鉄道と道路の併用橋であったため、当時の活荷重を設定する必要がある。そこで、国有鉄道化以前の鉄道橋は英・米・独国の橋梁技術を参考に 100.0ft・200.0ft などの標準設計スケルトンが利用されていたことより、当時の鉄道院で活用していたクーパー荷重（蒸気機関車：E33）があり、最大軸重の約 150.0kN 程度を参考にした。しかしながら、本検討ではトラス橋の維持管理に必要な全体系の変形性能に着目するため、車軸配置のモデルは考慮せず、Case-A として最大軸重と機関車重量を勘案してトラス桁の全長に等分布荷重 9.5kN/m²を載荷することとした。また、Case-B は移設後の利用状況に対して、車両の荷重におけるせん断力算出の割増しは考慮せず、便宜上 60.0kN の T 荷重と RC 床版・縦桁や防護柵などの重量を等分布荷重 4.1kN/m²に換算して比較検討を実施した。次に、本検討の構造解析は汎用有限要素解析プログラム Ansys²⁾を使用した。解析モデルとして、トラス橋の部材を三次元弾性有限要素として構築した。なお、上弦材・下弦材などの主構は溝形鋼や山形鋼とレーシングバーで構築されているが、本検討では断面剛性を等価にした箱断面に置換した。また、斜材のピン結合とアイバーのモデル化は簡易化した。さらに、使用鋼材は鋼材の成分分析調査を実施しておらず、昭和初期の技術基準^{3・4)}を参考に SS41 材を仮定した。鋼材のヤング率は $2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比は 0.3、単位体積重量は 78.5 kN/m³とした。三次元解析モデルの要素総数は 4614 要素であり、節点総数は 26,183 節点である。

キーワード：維持管理、列車荷重、土木遺産、三次元有限要素、トラス橋

連絡先：〒371-0845 群馬県前橋市鳥羽町 580 群馬高専 TEL:027-254-9180 E-mail: c10507@ipc.gunma-ct.ac.jp

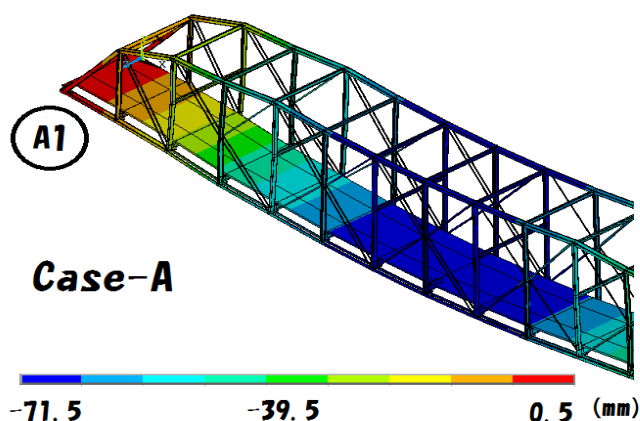


図-2 Case-A 変形図

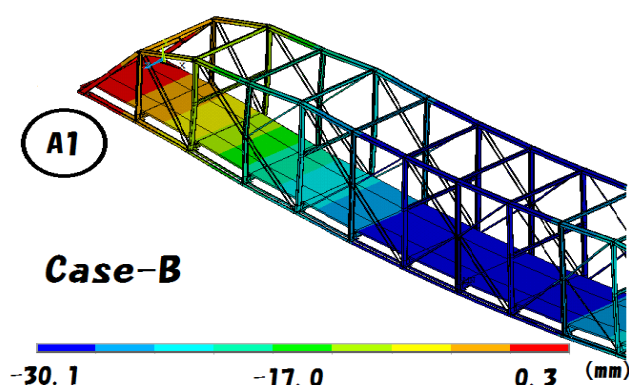


図-3 Case-B 変形図

表-1 対象部材の解析結果

対象部材		解析結果	case-A	case-B
下弦材	3-4	変位 (mm)	33.4	14.4
		曲げ応力度 (N/mm ²)	34.0	14.7
	7-8	変位 (mm)	70.6	30.5
		曲げ応力度 (N/mm ²)	49.9	21.5
	⑧	たわみ (mm)	71.5	30.9
鉛直材	4-18	変位 (mm)	42.5	18.3
		曲げ応力度 (N/mm ²)	6.1	2.6
	7-21	変位 (mm)	68.8	29.7
斜材	5-17	変位 (mm)	34.0	14.7
		曲げ応力度 (N/mm ²)	105.6	45.6
	9-21	変位 (mm)	69.7	30.1
		曲げ応力度 (N/mm ²)	2.0	0.9
上弦材	17-18	変位 (mm)	33.9	14.6
		曲げ応力度 (N/mm ²)	81.8	35.3
	21-22	変位 (mm)	70.1	30.3
		曲げ応力度 (N/mm ²)	121.8	52.5

4. 解析結果および考察

解析結果として、Case-A および Case-B の変形図を図-2・図-3 に示す。また、鉛直方向変位および曲げ応力度の解析結果を表-1 に示す。表-1 の解析結果より、主構について以下に考察する。鉛直変方向変位に関して、下弦材 3-4 部材では Case-A で 33.4mm、Case-B で 14.4mm となり、下弦材 7-8 部材では Case-A で 70.6mm、Case-B で 30.5mm の変位となった。また、上弦材 17-18 部材では Case-A で 33.9mm、Case-B で 14.6mm であり、上弦材 21-22 部材では Case-A で 70.1mm、Case-B で 30.3mm の変位が確認できた。

次に、曲げ応力度に関して、下弦材 3-4 部材では Case-A で 34.0 N/mm²、Case-B で 14.7 N/mm² となり、下弦材 7-8 部材では Case-A で 49.9 N/mm²、Case-B で 21.5 N/mm² の曲げ応力度となった。さらに、上弦材 17-18 部材では Case-A で 81.8 N/mm²、Case-B で 35.3 N/mm² であり、上弦材 21-22 部材では Case-A で 121.8 N/mm²、Case-B で 52.5 N/mm² の曲げ応力度が確認できた。加えて、最大たわみに関して、Case-A では 71.5mm、Case-B では 30.9mm のたわみが生じた。

前述の結果より、建設当時の列車荷重を載荷した Case-A の曲げ応力度は Case-B の約 2.3 倍であることが確認できた。これは、当時の設計活荷重が非常に大きかったため、Case-B が作用する現状の道路橋において利用上の危険性は低いと考えられる。なお、米国の輸入鋼材が SS41 材程度だと仮定した場合に、鋼材の許容応力度⁴⁾が 130 N/mm²程度と想定でき、本検討の Case-A では 93.7%の曲げ応力度が発生した。このことから、車軸配置は考慮していないが、建設当時を復元した換算活荷重強度の妥当性が確認できた。

5. おわりに

本研究では、歴史的に価値が高い橋梁を対象に、既設橋梁の活荷重条件や三次元有限要素解析を用いたトラス桁の変形性能について解析的検討を実施した。今後、既存の特殊橋梁を対象に、より詳細な構造解析モデルを構築し、各部材の損傷分析を実施することで、橋梁点検などの実務設計にフィードバックしていく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会関東支部群馬会：ふるさと群馬の土木史を訪ねて 群馬の土木技術，pp. 51-53，2009. 5.
- 2) CAD/CAE 研究会：有限要素法解析ソフト ANSYS 工学解析入門（第 2 版），理工学社，2005. 4.
- 3) 鉄道院：鋼鉄道橋設計示方書，1912. 2.
- 4) 内務省：鋼道路橋設計示方書案，1939. 2.