

地震時のアバットの滑動によって生じる 橋軸方向変位と橋軸直角方向変位の相互関係が ワーレントラス橋の全体系に与える影響について

関 舘 竜太郎¹・千田 知弘²・馬越 一也³・松井 友希⁴・星宮 魁人⁵

¹ 非会員 東北学院大学 工学部環境建設工学科 4年（〒985-8537 宮城県多賀城市中央一丁目 13-1）

² 正会員 東北学院大学准教授 工学部環境建設工学科（〒985-8537 宮城県多賀城市中央一丁目 13-1）

³ 正会員 株式会社地震工学研究開発センター 解析技術センター
（〒810-0003 福岡県福岡市中央区春吉 3-21-19）

⁴ 学生会員 東北学院大学大学院 工学研究科環境建設工学専攻 2年
（〒985-8537 宮城県多賀城市中央一丁目 13-1）

⁵ 非会員 （前）東北学院大学 工学部環境建設工学科（研究当時）
（現）株式会社オリエンタルコンサルタンツ 東北支社 構造部
（〒980-0811 宮城県仙台市青葉区一番町 4-6-1 仙台第一生命タワービルディング）

1. はじめに

著者らは、土木学会地震工学委員会・性能に基づく橋梁の耐震構造計画・設計法に関する研究小委員会 WG2 の活動の一環として、トラス橋のアバットが地盤変動によって滑動した場合、トラス橋にどのような挙動が生じ得るかの検討を FEM 解析を用いて継続的に行っている¹⁻⁵⁾。前報⁵⁾においては、ワーレントラス橋を対象とし、構造的に不安定になるまでに許容される地盤の変動量を、橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向にそれぞれ単独に与えて評価するとともに、それらの変位を組み合わせた複合方向変位を与えて評価した結果を報告した。

そこで得られた知見として、橋軸方向変位は、わずか数 mm オーダーの変位量でトラス橋の下弦材に甚大な損傷を与えると同時に大きな面外変形を生じさせ、構造的な不安定を生じさせることが示された一方で、複合変位として橋軸直角方向の変位が加わった場合、構造的に不安定になるまでの橋軸方向の変位量が増加するケースがいくつか見られた。例えば、橋軸方向変位のみであれば、0.045m の変位で構造的に不安定となるが、橋軸方向変位と橋軸直角方向変位の複合変位を与えた場合、0.059m まで橋軸方向変位が許容されるといった事例である。

そこで本研究では、ワーレントラス橋の支承部に橋軸方向変位と橋軸直角方向変位が組み合わされた複合方向変位が生じた場合、どのような挙動が生じ得るのか、また与えられる変位量の違いによって、構造的に不安定となるまでの挙動に差が生じ得るのかを、FEM解析で評価した結果を報告する。

2. 構造諸元

対象とするワーレントラス橋⁶⁾の側面図を図-1に、正面図を図-2に、上面平面図および下面平面図を図-3に、主構の断面配置図を図-4に示す。本研究では既報¹⁾を基に、全幅員6.9m（有効幅員6.0m）、支間50m、高さ6.5mを有する下路式ワーレントラス橋を解析対象とした。図-1に示す側面図手前側を上流、A1側を右岸、A2側を左岸と仮定し、A2側をピン支承、A1側をローラー支承とした。また、図-3に示すように下弦材のA1側の端部の格点を[1]、A2側の端部の格点を[8]とした上で、各格点部に[1]～[8]の番号を順に振った。

なお、床版に関してのみ幅6.9m、厚さ0.19mの簡易的な矩形断面と仮定し、縦桁および横桁によって支持される構造とした。

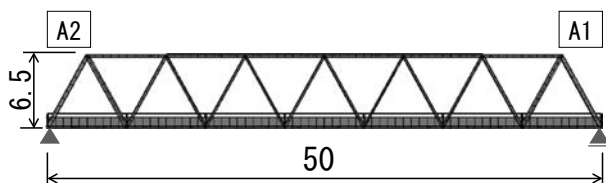


図-1 側面図（単位：m）

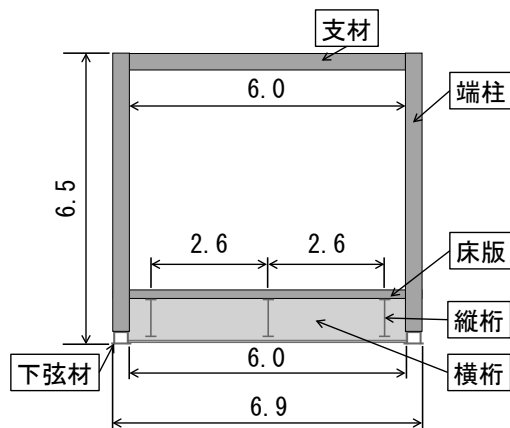


図-2 正面図（単位：m）

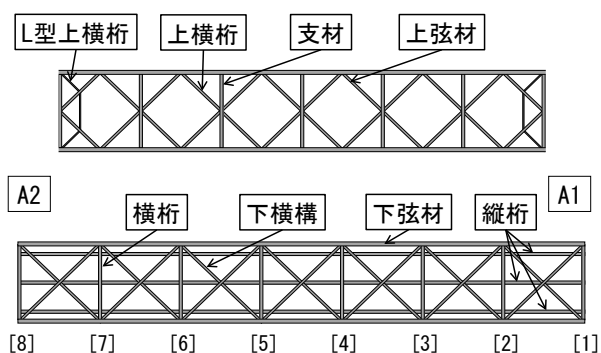


図-3 上面平面図および下面平面図

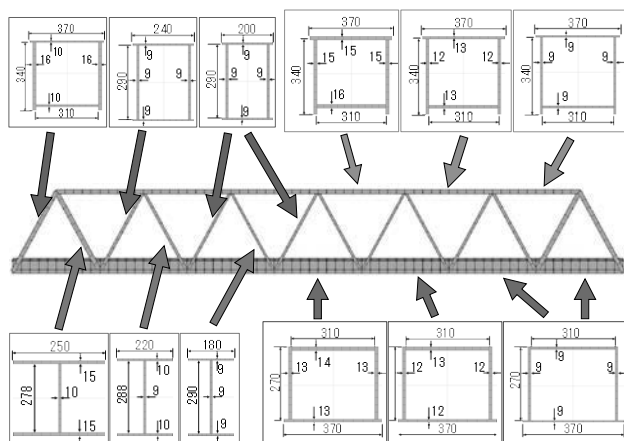


図-4 トラス主構の断面配置図（単位：mm）

3. FEM解析モデルおよび境界条件パラメータ

本研究では、熊本地震の報告書でも多く使用され

表-1 解析に用いた各材料定数

部材	ヤング率 (GPa)	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断弾性係数 (GPa)
鋼材	206.0	77.0	77.0
コンクリート床版	25.0	24.5	10.8

表-2 解析に用いた各材料定数

モデル名	A1			A2		
	x	y	z	x	y	z
Z0	強制変位	○	0.00	○	○	○
Z1	強制変位	○	0.01	○	○	○
Z2	強制変位	○	0.02	○	○	○
Z3	強制変位	○	0.03	○	○	○
Z4	強制変位	○	0.04	○	○	○

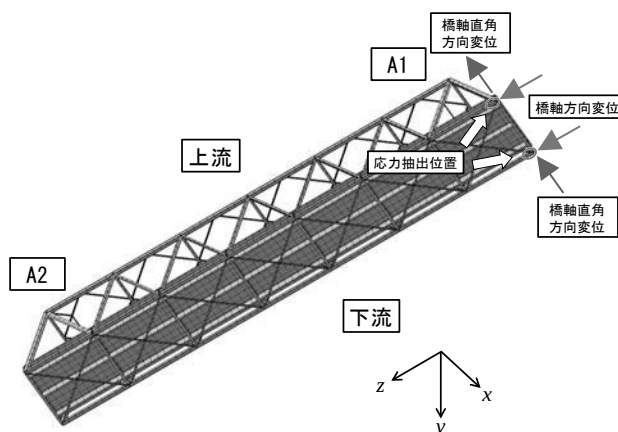


図-5 上面平面図および下面平面図

た汎用有限要素法解析ツールSeanFEM⁷⁾を用いて弾塑性解析を行なった。FEM解析モデルの作成にあたっては、図-1～図-4の諸元を基にトラス部材はファイバー要素でモデル化し、コンクリート床版はシェル要素で弾塑性体としてモデル化した。コンクリート床版は幅6.9m×厚さ0.19mの矩形断面として簡易モデル化し、スラブアンカーで縦桁および横桁と合成することで床版の影響を考慮することとした。FEM解析モデルの要素分割全体図を図-5に示す。座標はA1からA2に向けて正とする橋軸方向にz軸、橋軸直角方向にx軸、高さ方向下向きにy軸を取った。解析に使用した各材料定数を表-1に示す。鋼材はSS400とし、鋼材、コンクリートともに公称値を用いた。節点間距離は0.3～0.8mとし、全節点数2692、全要素数2913として解析を行った。

解析に用いた境界条件と強制変位条件を表-2に示す。表-2中では、拘束を○で表記した。境界条件および強制変位条件は、支承部に与えた。支承のモデル化に際しては、ばね要素を用いてモデル化した。ばね定数に関しては、変位を拘束する場合は 1×10^4 GPaとし、強制変位を与える場合には、 1×10^{-12} GPa

とした。なお、橋軸直角方向に強制変位が入るモデルに関しては、両端の z 方向変位を拘束した方がより高い応力が下弦材に生じるため、あえて安全側の解析を実施した。強制変位は、まず初期不整として橋軸方向に強制変位を与えた後、橋軸直角方向変位を強制変位として与えていくこととした。初期不整として与える橋軸方向変位は、0.00m, 0.01m, 0.02m, 0.03m, 0.04mの5種類とした。以後、各モデルの呼称は、強制変位を与える方向である z 方向と、与えた初期不整量を組み合わせて、Z0モデル、Z1モデル、Z2モデル、Z3モデル、Z4モデルとそれぞれ呼称する。各モデルに対して橋軸直角方向の強制変位を与えていき、それぞれ構造的に不安定になるまでの挙動を比較した。なお、0.05m以降の解析を実施しない理由は、橋軸方向に0.046m以上の強制変位を与えると構造的に不安定になる⁵⁾ため、初期不整として与えられないためである。

弾塑性解析においては降伏点を235MPaとし、完全弾塑性でモデル化した。強制変位は、構造的に不安定となり解析が収束しなくなるまで与えた。また、自重を考慮して解析を実施した。

4. 解析結果および考察

本研究の解析において、弾性域で生じるトラス橋の変形挙動および軸方向応力分布の代表例として、Z1モデルの応力分布図を図-6に示す。全てのモデルにおいて、変形量に差はあるものの、ほぼ図-6に示すような変形、軸方向応力分布を示す。特徴として、トラス橋の平面図心から点対称の変形を示すラーメン構造のような変形挙動を示すため、A1の下流側とA2の上流側が曲げ圧縮となり、A1の上流側とA2の下流側が曲げ引張となる。なお、本研究では全ての図の変形倍率を30倍として表示することとする。

下弦材に生じる軸方向応力と橋軸直角方向への強制変位量の関係を示した図を図-7に示す。図中に示した各応力は、A1側の下流の下弦材の端部にそれぞれ生じる軸方向応力となる。

図-7において、構造的に不安定となる橋軸直角方向変位を比較すると、Z0モデルからZ2モデルにかけて一定割合で減少しており、初期不整量が多いほど、小さい橋軸直角方向変位で構造的に不安定になることが分かる。Z3モデルに関しても同様に構造的に不安定となる橋軸直角方向変位が減少するはずであるが、Z2モデルとZ3モデルを比較すると、構造的に不

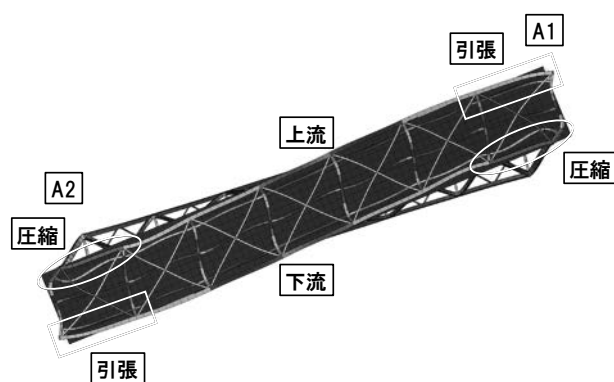


図-6 弾性域で生じるトラス橋の変形挙動および軸方向応力分布の一例

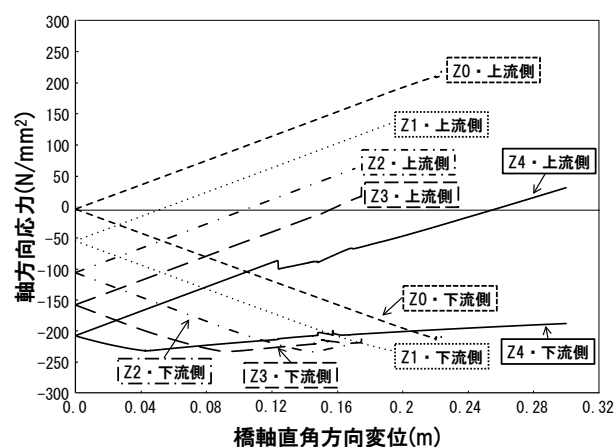


図-7 下弦材に生じる軸方向応力と橋軸直角方向への強制変位量の関係

安定となる橋軸直角方向変位は初期不整が大きいZ3モデルの方が大きく、Z4モデルに至っては、初期不整の無いZ0モデルよりも大きい。

この挙動の理由を圧縮側の下弦材に生じる応力の状態に求めると、Z0モデルとZ1モデルは弾性域で構造的に不安定となり、Z2、Z3、Z4モデルは圧縮側の下弦材が降伏した後に構造的に不安定になっていることが図-7から分かる。また、初期不整量が大きいZ4、Z3、Z2の順に、降伏後から構造的に不安定になるまでに許容される橋軸直角方向の変位が大きい。加えて、圧縮側が降伏しても、引張側の応力の傾きに大きく影響していないことから、他の部材等で急激な変形や応力分布の変化を抑制していると推察され、下弦材に生じる変形、応力分布から構造的に不安定になる要因を明らかにすることは困難であることが示唆される。そこで、下弦材以外の部材の変形も加味し、構造不安定に至るプロセスを再検討することとした。

下横構の大変形と橋軸直角方向変位の関係を表-3

表-3 下横構の大変形と橋軸直角方向変位の関係

モデル名	下横構大変形時の 橋軸直角方向変位 (単位 : m)	$ A1-A2 $ (単位 : m)	解析終了時の変位 (単位 : m)
Z0	A2 : 0.2200 A1 : 0.2235	0.0035	0.2235
Z1	A2 : 0.1936 A1 : 0.1941	0.0005	0.1941
Z2	A2 : 0.1708 A1 : 0.1708	0.0000	0.1708
Z3	A2 : 0.1501 A1 : 0.1749	0.0248	0.1749
Z4	A1 : 0.1240 A2 : 0.1482	0.0242	0.3000

に、Z0モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を図-8に、Z1モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を図-9に、Z2モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を図-10に、Z3モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を図-11に、Z4モデルの構造的に不安定になるまでの挙動を図-12に、図-7中のZ0モデルとZ4モデルを対象として下横構の大変形が生じた変位箇所を加えた図を図-13に示す。

表-3を見ると、Z0、Z1モデルはA2の下横構が先に面外に大変形を生じた後、A1側の下横構が面外に大変形しており、A1側の下横構の大変形時の橋軸直角方向変位と構造的に不安定になる橋軸直角方向変位が一致している。つまり、A1、A2の両方の下横構が大変形すると同時にトラス全体系の構造的安定性が失われたことが示唆される。Z3はA1側とA2側の下横構の大変形が同時に起きているが、構造不安定となるメカニズムは同様であると考えられる。このことは、図-9～図-11を比較しても見て取れる。この挙動を図-9を例に見ていくと、(b)の時点では圧縮側の下弦材に面外変形が生じており、その下弦材に取り付けられている下横構にも面外変形が生じる。その下横構の面外変形が進むと、(c)のように急激に下横構に大変形が生じ、それとともに下弦材にもまた急激に面外変形が生じることでA2側の耐力が失われる。A2側の耐力が失われることで、(d)のようにA1側の下横構の面外変形が加速し、それに伴いA1側の下弦材の面外変形も加速し、全体系の構造安定性を失っていくメカニズムとなることが示唆される。

一方、表-3においては、Z3モデルとZ4モデルの挙動に関し、Z0～Z2モデルの挙動とは大きく異なる挙動を示している。Z0～Z2モデルは、表-3中に示した $|A1 - A2|$ の値は小さく、ほぼ同時に両側の下横構が大変形し構造的に不安定になるが、Z3モデルとZ4モデルの $|A1 - A2|$ の値は大きく、A1もしくはA2のどちらかの下横構が大変形した後も逆側の下横構は

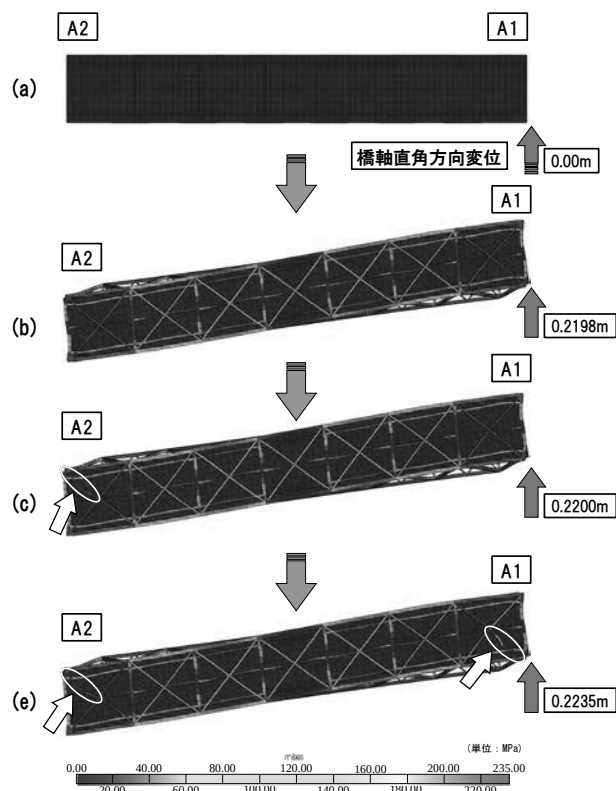


図-8 Z0モデルの構造的に不安定になるまでの挙動

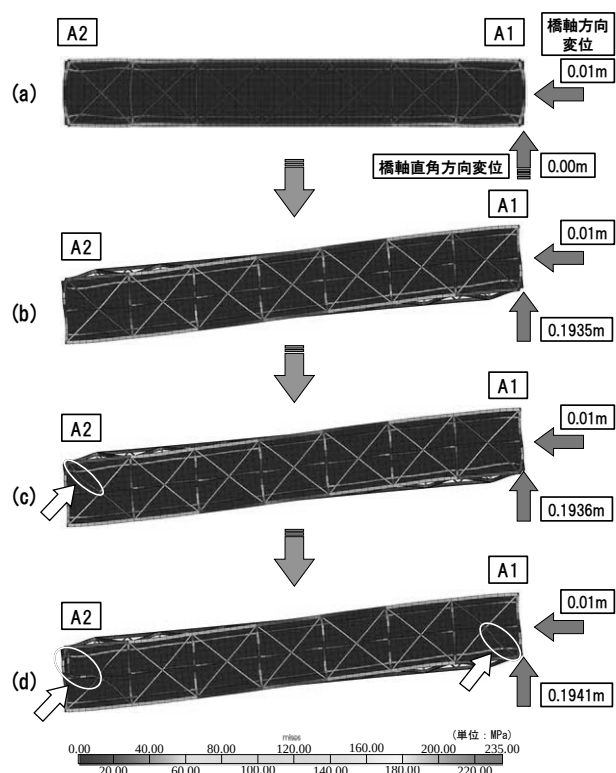


図-9 Z1モデルの構造的に不安定になるまでの挙動

すぐに大変形せずに構造的な安定性を保っていることが分かる。その挙動は、モデルZ0とモデルZ4を比較した図-13からも分かる。 $|A1 - A2|$ が大きくなる

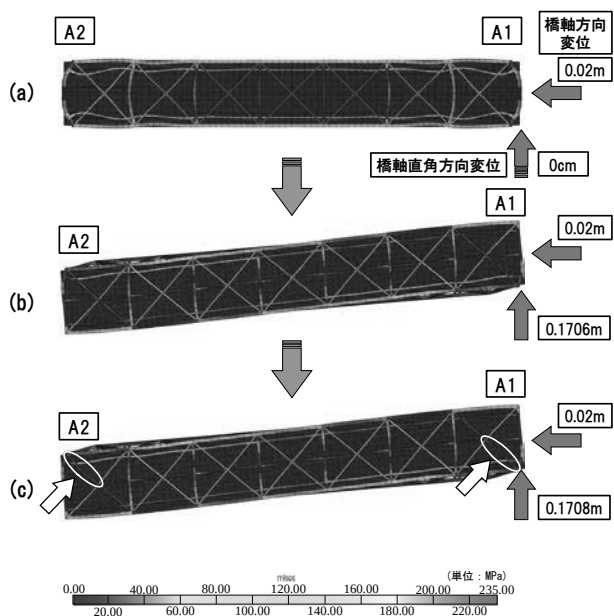


図-10 Z2モデルの構造的に不安定になるまでの挙動

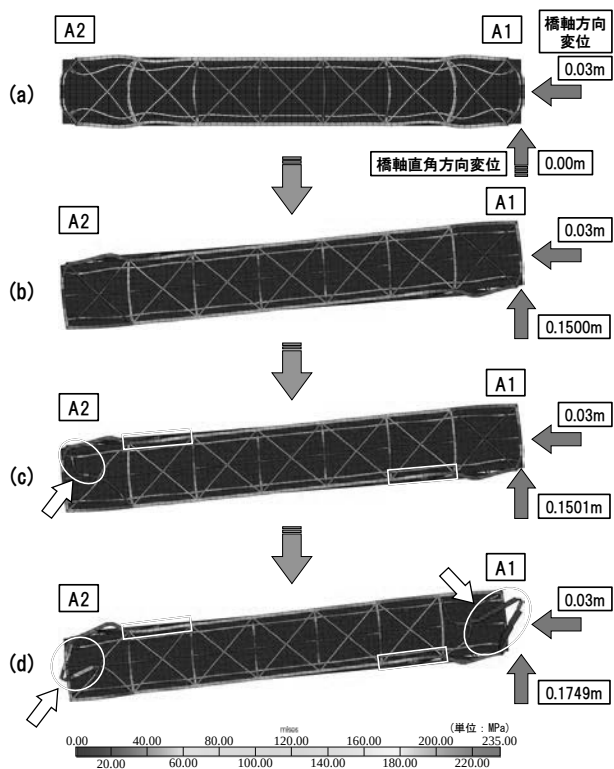


図-11 Z3モデルの構造的に不安定になるまでの挙動

ことも踏まえ、図-11と図-12を比較していくと、先
に下横構に大変形が生じる側がA1側とA2側とで異
なるが、(d)までの挙動はほぼ同じである。また、
(c)までの挙動は各図ともZ0～Z2モデルと差は無い。
ただし、表-3に示すように、Z3モデル、Z4モデルは、
圧縮側の下弦材が他のモデルと比して小さい橋軸直
角方向の変位量で降伏しているため、(c)時の変形は

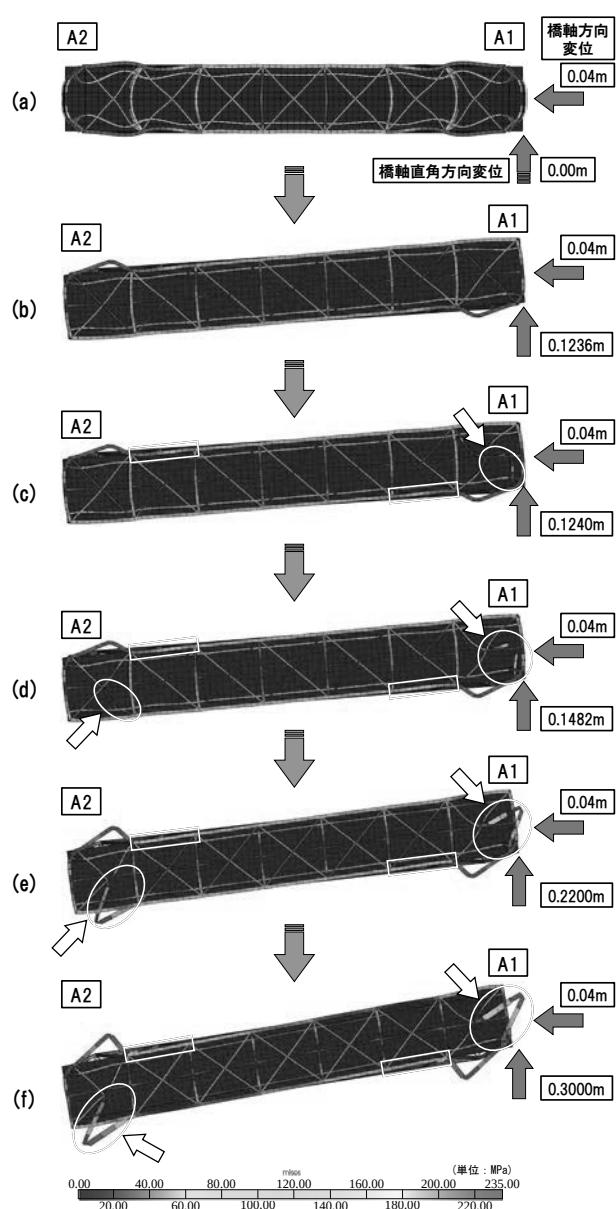


図-12 Z4モデルの構造的に不安定になるまでの挙動

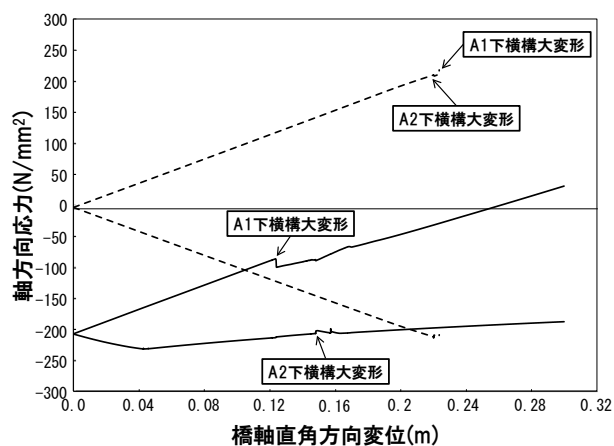


図-13 下横構の変形に着目した下弦材に生じる軸方向
応力と橋軸直角方向への強制変位量の関係

他のモデルと比べても大きい。(c)から(d)の挙動に関しても図-11と図-12に大きな差は見られないが、(d)において、下横構に先に大変形が生じた側(A1もしくはA2)の2径間目の圧縮側の下弦材(各図で四角で示した箇所)の応力が、反対側の圧縮側の2径間目の下弦材に生じている応力よりも減少する挙動が見られる。Z3モデルは(d)の時点で構造的に不安定となるが、Z4モデルはその後も構造的に不安定にならず、(e)の時点で圧縮側の2径間目の下弦材の応力がA1、A2の両方で(d)の時の半分程の値となり、(f)ではさらに小さい値となっている。圧縮側の下弦材が早い段階で降伏していることを鑑みると、Z3モデルとZ4モデルにおいては、(c)から(d)にかけて、下横構が大変形を生じた箇所の下弦材で塑性ヒンジの挙動が生じることで、大変形が生じた反対側の下横構の大変形を抑制することが示唆される。Z3モデルでは、A1、A2両側の下横構に大変形が生じた時点で構造的に不安定となるが、Z4モデルは、両側の下横構が大変形した後、圧縮側の2径間目の下弦材の応力が減少していることから、A1側とA2側の両方で塑性ヒンジの挙動が生じ、つり合いが取れることで構造的に不安定になるまでに許容される橋軸直角方向の変位量が増加すると推察される。

以上より、与えられる複合方向の変位の違いによる構造的に不安定になるまでの挙動の違いは明らかとなったが、本解析では先に橋軸方向の変位を与えてから橋軸直角方向の変位を与えて解析を行う手法を用いており、逆に複合方向の角度を決めて、橋軸方向と橋軸直角方向の変位を与えた解析を行った場合、同様の挙動を示すかの照査は必要であろう。

5. まとめ

本研究では、ワーレントラス橋の支承部に橋軸方向変位と橋軸直角方向変位が組み合わされた複合方向変位が生じた場合、与えた変位量の違いによって、構造的に不安定となるまでの挙動に差が生じ得るのかを、FEM解析で評価した。得られた知見を以下に示す。

・橋軸方向と橋軸直角方向の変位がトラス橋に生じた場合、構造的に不安定となる主要因は、下弦材の

変形では無く、下横構の変形挙動であることが示された。

・橋軸方向の変位量が小さい場合、A1とA2の両側の下横構に大変形が生じると構造的に不安定となることが示された。また、A1側とA2側の下横構の大変形は、ほぼ同時に生じることが示された。

・橋軸方向の変位量が比較的に大きい場合、A1側、A2側のどちらかの下横構に大変形が生じて、逆側の下横構にはすぐに大変形が生じないことが示された。その理由として、下横構に大変形が生じた側の下弦材で塑性ヒンジの挙動が生じ、周辺の下弦材の応力が減少するため、構造的な安定性を保てさせる可能性が示唆された。

参考文献

- 1) 松井友希, 千田知弘, 崔 準祐, 馬越一也, : トラス橋における地盤変動時の挙動に関する基礎的検討, 令和元年度技術研究発表会, 土木学会東北支部, 2020.
- 2) 松井友希, 千田知弘, 崔準祐, 馬越一也: 地盤変動時におけるトラス橋に生じる変形挙動に関する基礎的検討, 第75回土木学会全国大会講演論文集CD-ROM, 2020.
- 3) 松井友希, 星宮魁人, 千田知弘, 馬越一也: 地震時の地盤変動によって生じるワーレントラス橋の損傷に関する数値解析的検討, 令和2年度東北学院大学工学部研究報告, Vol.55, No.1, p.11-21, 2020.
- 4) 松井友希, 千田知弘, 馬越一也, 星宮魁人, 崔準祐: 地盤変動によって損傷を受けたワーレントラス橋を対象とした地震応答解析に関する基礎的研究, 第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.45-52, 2021.
- 5) 星宮魁人, 千田知弘, 馬越一也, 松井友希, 崔準祐: 地震時のアバットの活動によって生じるワーレントラス橋の損傷に関する静的研究, 第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.37-44, 2021.
- 6) 橋善雄, (中井博改訂): 橋梁工学, 共立出版株式会社, 付録・トラス橋の設計図, 1994.
- 7) 株式会社耐震解析研究所(現: 地震工学研究開発センター): SeanFEM Ver 1.22 理論マニュアルと検証, 2007.