第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

地盤変動時にワーレントラス橋に生じ得る損傷に対する地盤変動の作用位置と径間数の影響に関する一考察

若槻　直暉[1]・千田　知弘[2]・中沢　正利[3]・馬越　一也[4]
荒川　弦太郎[1]・渡邊　浩佑[5]

[1]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
（〒984-8588 宮城県仙台市若林区清水小路3-1）
[2]正会員　東北学院大学准教授　工学部環境建設工学科（〒984-8588 宮城県仙台市若林区清水小路3-1）
[3]正会員　東北学院大学教授　工学部環境建設工学科（〒984-8588 宮城県仙台市若林区清水小路3-1）
[4]正会員　株式会社地震工学研究開発センター（〒810-0004 福岡県福岡市中央区渡辺通4-6-20星野ビル7F）
[5]非会員　東北学院大学　工学部環境建設工学科（〒984-8588 宮城県仙台市若林区清水小路3-1）

1. はじめに

著者らは，地震時に地盤変動が生じ，ワーレントラス橋の下弦材に強制変位が作用した場合，ワーレントラス橋にどのような挙動と損傷が生じ得るのかを，FEM 解析を用いて評価してきた [1)-4)]．これまで得られた成果として，最小で 40mm 程度の強制変位が下弦材に作用しただけでもワーレントラス橋に甚大な損傷を生じさせ得ること，その損傷が，強制変位の方向にかかわらず，支点から第 1 径間分の下弦材および下横構に集中して生じることなどを明らかにしてきた．

既報 1)では，アバットの滑動によってパラペットが下弦材に衝突し，その後も継続的に，下弦材に強制変位を作用させ続けていく状況を想定し，ワーレントラス橋の上下流の下弦材の両端部に同じ強制変位量を同時に与える解析条件で実施してきた．この解析条件を用いるにあたって，片方の下弦材にのみ強制変位が作用する解析条件も検討したが，最終的には採用していない．例えば，下弦材端部とパラペットの遊間を 250mm 程度とし，パラペットが橋軸直角方向に対して 60° といった大きな角度を有してどちらか片方の下弦材に衝突したとしても，その後すぐにもう片方の下弦材に衝突するため，解析上，初めから両方の下弦材に強制変位を与えても，解析結果に大きな影響は生じないと判断したためである．

しかし，冒頭でも示したように，最小でわずか 40mm 程度の強制変位でも，ワーレントラス橋に甚大な損傷が生じるのであれば，片方の下弦材に先に強制変位が作用する状況が，極めて危険な損傷を生じさせ得ることは自明であり，あらためて片方の下弦材にのみ強制変位が作用したケースを検討する必要があると考えられる．

また，損傷箇所が支点から第 1 径間分に集中する挙動が，径間数が異なっても同じような挙動を示すのか，同じ挙動を示す場合，径間数と構造安定性にどのような関連性があるのかを評価していく必要性も考えられる．

そこで本研究では，既報 1)で用いた FEM 解析モデルを用い，ワーレントラス橋の片方の下弦材にのみ強制変位が作用した場合，どのような変形挙動，損傷が生じ得るのかを評価するとともに，両方の下弦材に強制変位を作用させた既報 1)のケースと比較することで，地盤変動の作用位置がワーレントラス橋の損傷と構造安定性に与える影響を調べた．また，6 径間のワーレントラス橋のモデルを作成し，既報 1)で用いた強制変位条件で解析を実施して損傷や構造安定性を調べるとともに，7 径間であった既報 1)のモデルと比較することで，径間数の違いがワーレントラス橋の損傷等に与える影響を比較した．

2. 解析諸元

本研究では，既報 1)で対象とした 7 径間のワーレントラス橋と，それを基に作成した 6 径間のワーレントラス橋を解析対象とする．

7径間のワーレントラス橋（以後，7径間モデル）の側面図を**図-1** に，平面図を**図-2** に，主構の断面配置図を**図-3** に，正面図を**図-4** に示す．構造諸元

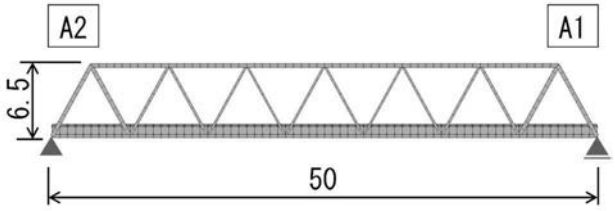


図-1　7径間モデルの側面図(単位：m)

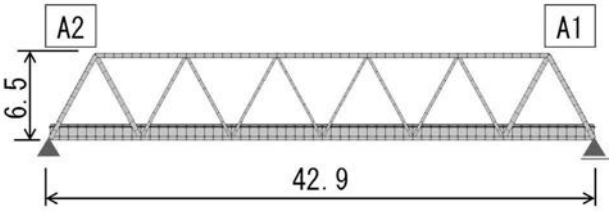


図-5　6径間モデルの側面図(単位：m)

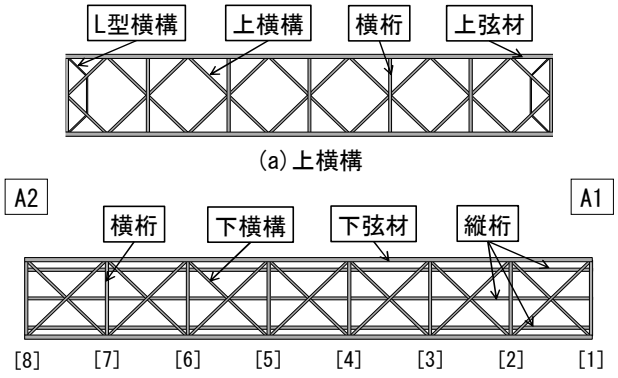


図-2　7径間モデルの平面図

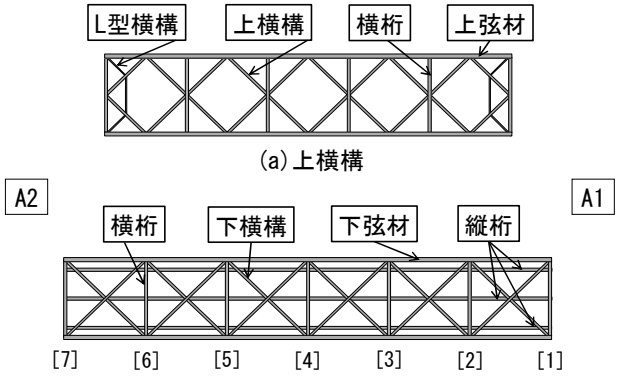


図-6　6径間モデルの平面図

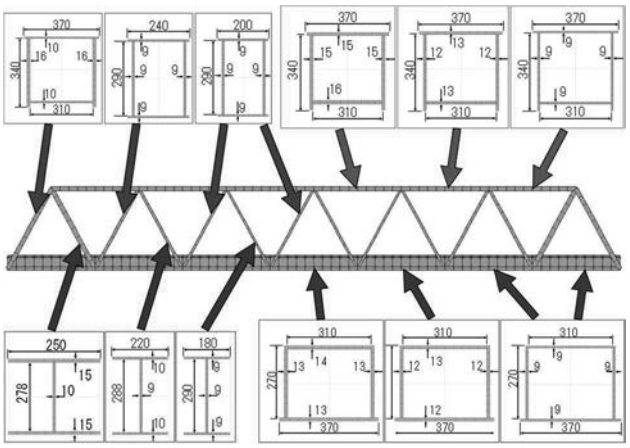


図-3　7径間モデルの断面配置図（単位：mm）

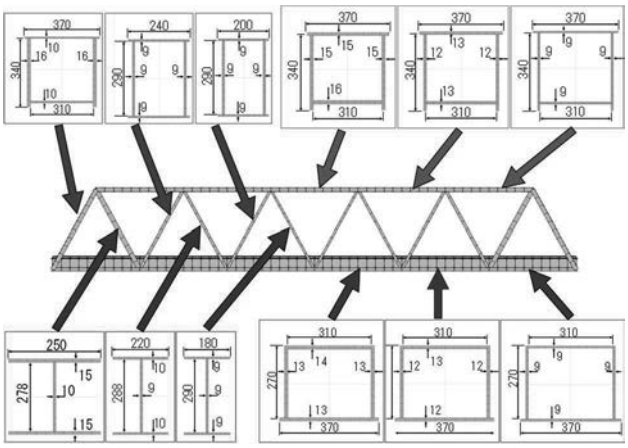


図-7　6径間モデルの平面図

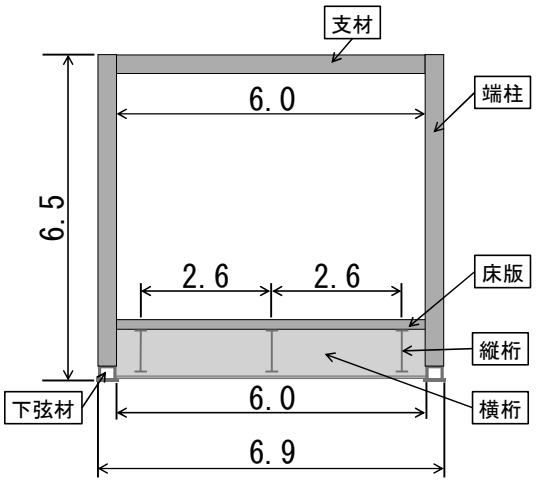


図-4　7径間モデルの正面図（単位：m）

および部材断面の諸元は文献 1)-4)に詳しく記されているため，ここでは省略する．**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[2] ～[7]の番号を順に振った．

6径間のワーレントラス橋（以後，6径間モデル）の側面図を**図-5** に，平面図を**図-6** に，主構の断面配置図を**図-7** に示す．断面は**図-4** と同じである．6径間モデルは，7 径間モデルの中央 1 径間分の上弦材，下弦材を取り除いたモデルとなる．支承条件は 7 径間モデルと同じとし，格点番号の振り方もまた，7径間モデルに准じた．

3. FEM 解析モデルと境界条件パラメータ

本研究では，汎用有限要素法解析ツール Sean FEM[5]を用いて FEM 解析を行なった．

本研究では，7 径間モデルに関しては，主構全てをファイバー要素とし，床版は積層シェル要素を用いた．積層シェル要素のモデル化の一例を**図-8** に示す．本モデルに関し，主構にシェル要素を用いなかった理由は，片側の下弦材にのみ強制変位を作用させる解析は本研究が初めてであり，まずファイバー要素を用いて大変形箇所を明らかにし，今後シェル要素を配置する部材位置について傾向を見るためである．

6 径間モデルに関しては，主構にファイバー要素とシェル要素を用い，床版は積層シェル要素を用いた．6 径間モデルにおいて，シェル要素を用いた具体的な部材位置を**図-9**，**図-10** に示す．**図-9** は斜め上から見た図であり，**図-10** は下から見た図である．これらの設定は，既報 1)に准じている．7 径間モデルにおいては，全節点数 31795，要素数 2112 とし，6径間モデルにおいては，全節点数は32164，要素数 3620 として解析を実施した．

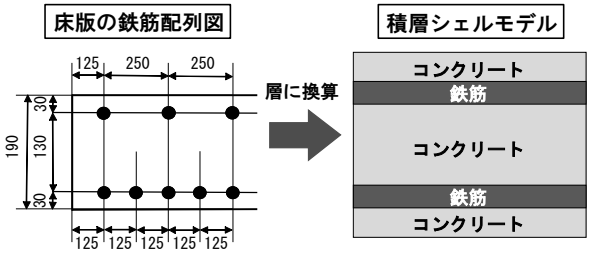


図-8　積層シェル要素のモデル化の一例（単位：mm）

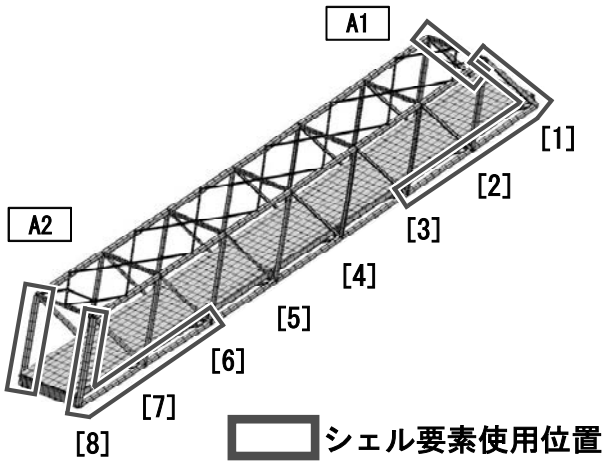


図-9　シェル要素の使用位置（下弦材，端柱）

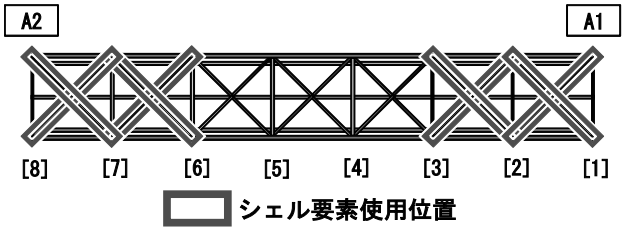


図-10　シェル要素の使用位置（下横構）

表-1　解析に用いた各材料定数

部材	ヤング率E (GPa)	単位体積重量 γ (kN/ m³)	ポアソン比 ν
鋼材＋鉄筋	206.00	77.00	0.300
コンクリート	23.50	23.00	0.167

表-2　境界条件と強制変位条件

橋軸直角方向からの角度		A1		
		x	y	z
（橋軸直角方向）	0°	強制変位	○	○
斜め方向	30°	強制変位	○	xの強制変位/$\sqrt{3}$
	45°	強制変位	○	xの強制変位×1
	60°	強制変位	○	xの強制変位×$\sqrt{3}$
（橋軸方向）	90°	○	○	強制変位

支承は，ばね要素を用いてモデル化した．ばね定数は，変位拘束する場合は 1×10^{10}kN/m とし，拘束しない場合は 1×10^{-6}kN/m とした．

使用した各材料の材料定数を**表-1** に示す．鋼材については公称値を用い，コンクリートの材料定数は文献 6)の値を参考とした．鋼材の降伏後の材料特性に関しては，降伏点を 235MPa とする完全弾塑性モデルを用いた．

床版は，積層シェル要素の各層に Drucker-Prager のコンクリートおよび完全弾塑性型移動硬化則の鉄筋を考慮して非線形性を評価している．また，自重と幾何学的非線形を考慮して解析を行った．

座標軸および強制変位方向を示した図を**図-11** に示す．**図-11** 中に O で示した位置に原点を取り，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，鉛直方向下向きに y 軸を取った．また，**図-11** に示すように，上流，下流を便宜上定めた．

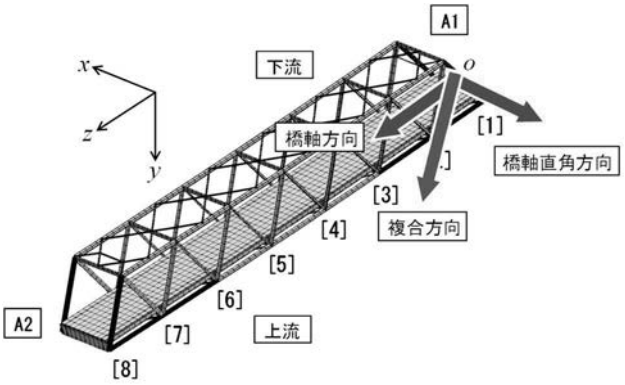


図-11　座標軸および強制変位入力方向

境界条件と強制変位条件を**表-2** に示す．本研究では，境界条件および地盤変動を模した強制変位をパラメータとして支承に作用させた．境界条件は，x 方向（橋軸直角方向），y 方向（鉛直方向），z 方向（橋軸方向）の各方向の変位を拘束することで与えた．**表-2** 中では，拘束箇所を○として表記した．また，スペースの関係で A2 側の境界条件を省略しているが，全ての変位を拘束している．回転拘束については，橋軸直角方向の軸回転をフリーとし，他の方向の軸回転を拘束した．強制変位は，0.05～0.25mm（変位量/支間長で示されるひずみ $\varepsilon=1\mu\sim5\mu$）を 1 ステップとして，解析が収束しなくなるまで与えた．

以上の条件を踏まえ，本研究では**表-3** に示す 3 つのモデルに対して比較していく．既報 1)のモデルである 7 径間モデルに対し，A1 側の上下流両方の下弦材端部に強制変位を作用させるモデルを，ここでは 7 径間両方モデルと以後呼称する．一方，7 径間モデルに対し，A1 側の下流側の下弦材端部にのみ強制変位を与えるモデルを，ここでは 7 径間片方モデルと以後呼称する．**4. (1)** では，7 径間片方モデルに対して FEM 解析を実施し，変形挙動，損傷，構造安定性を評価すると共に，7 径間両方モデルの各挙動と比較することで，強制変位の作用位置がワーレントラス橋の損傷にどのように影響を与えるかを検討していく．

また，6 径間モデルに対し 7 径間両方モデルと同じ強制変位条件を与えたモデルを，ここでは以後 6 径間両方モデルと呼称する．**4. (2)** では，6 径間両方モデルに対して FEM 解析を実施し，変形挙動，損傷，構造安定性を評価すると共に，7 径間両方モデルの各挙動と比較することで，径間数がワーレントラス橋の損傷にどのように影響を与えるかを検討していく．

4. 解析結果および考察

(1) 強制変位の作用位置の違いが損傷に及ぼす影響

7 径間両方モデルと 7 径間片方モデルの，いずれかの部材に降伏箇所が現れる時の強制変位量（以後，許容変位）と，降伏後にワーレントラス橋が構造的に不安定となる時の強制変位量を**表-4** に示す．

表-4 においては，7 径間両方モデルの許容変位に比べ，7 径間片方モデルの許容変位が総じて小さいことが分かる．片方にだけ強制変位を作用させるとより安全側の結果が得られることは自明ではあるが，強制変位方向が 0° から 90° に変わっていく際の各挙動に，モデルによって違いがあることが見て取れる．

表-3 解析対象モデルと強制変位作用位置

7径間両方	A1：上流 A1：下流	ファイバー要素 シェル要素
7径間片方	A1：下流	ファイバー要素
6径間両方	A1：上流 A1：下流	ファイバー要素 シェル要素

表-4 降伏箇所が現れる強制変位量と構造不安定となる強制変位量（単位：m）

強制変位作用位置		両側		片側	
強制変位方向		強制変位量		強制変位量	
		降伏	構造不安定	降伏	構造不安定
(橋軸直角方向)	0°	0.2000	0.2193	0.0072	0.0075
複合方向	30°	0.0680	0.1010	0.0079	0.0118
	45°	0.0540	0.0810	0.0093	0.0243
	60°	0.0480	0.0660	0.0123	0.0251
(橋軸方向)	90°	0.0400	0.0544	0.0225	0.0258

表-5 降伏時の降伏箇所

		7径間両方モデル	7径間片方モデル
強制変位方向		降伏応力位置	降伏応力位置
(橋軸直角方向)	0°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	[1]の横桁
斜め方向	30°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	[1]の横桁
	45°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	[1]の横桁
	60°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	[1]の横桁
(橋軸方向)	90°	上下流[1]，[2]間の下弦材 上下流[7]，[8]間の下弦材	下流[1]，[2]間の下弦材

7 径間両方モデルの場合，降伏までに許容される強制変位量（許容変位）は，橋軸直角方向からの角度が 0° の時が最も大きく，角度が大きくなるにつれ小さくなっていくのに対し，7 径間片方モデルの場合，0° の時が最も小さく，角度が大きくなるにつれて大きくなっており，両モデルを比較すると逆の傾向を示し，損傷に至るまでの過程が全く異なる可能性が示唆される．そこで，降伏する箇所を比較していく．

各モデルの最初に降伏する箇所を**表-5** に示す．7 径間両方モデルの場合，降伏箇所は下弦材に現れるが，7 径間片方モデルの場合，90° を除いて，格点[1]の横桁に降伏箇所が現れており，強制変位の橋軸直角方向成分が 7 径間片方モデルの挙動に大きく影響していることが示唆される．実際，**表-4** において，橋軸直角方向の変位成分の最も多い 0° のモデルの許容変位が最も小さく，角度が大きくなるにつれて，つまり，橋軸直角方向の変位成分が小さくなるにつれて許容変位が大きくなっている．よって，7 径間

片方モデルにおいては，橋軸直角方向の変位成分を有する強制変位が作用した場合，端部の横桁に大きな変形挙動が生じ，その変形挙動が許容変位に大きく影響することが推察される．

実際にどのような変形，応力分布挙動を示すのかを相当応力のコンター図で検討していく．0°モデル，30°モデル，45°モデル， 60°モデル，90°モデルの，降伏した時点，構造的に不安定となる 1 ステップ前の時点，構造的に不安定となる時点で生じる相当応力分布図を**図-12～図-16** にそれぞれ示す．各図においては，(a)が載荷前，(b)が降伏時，(c)が構造的に不安定となる 1 ステップ前の時点，(d)が構造的に不安定となる時点となる．変形倍率は30倍とした．

0°モデル（橋軸直角方向モデル）の各時点で生じる相当応力分布を示した**図-12** を見ると，60MPa 程度の相当応力が下横構に生じてはいるが，大きい応力は[1]部の横桁に集中しており，横桁が降伏後，他の部材に応力が分担される前に，塑性ヒンジが生じ，すぐに構造的に不安定となることが分かる．それに対して 30°モデルの各時点で生じる相当応力分布を示した**図-13** を見ると，A1 下流側の端部から 1 径間分の下弦材に 50MPa 程度の応力が生じ，下横構の 1 本の応力が減少している以外，降伏までの挙動に 0°モデルとの差は無い．横桁の降伏後は，0°モデルとは異なり，A1 下流側の 2 径間分の下弦材や下横構に生じる応力が 70MPa 程度にまで大きくなっていることから，横桁が降伏後，下弦材や下横構が応力を負担することにより，0°モデルに比して 30°モデルのじん性が大きくなると推察される．0°モ

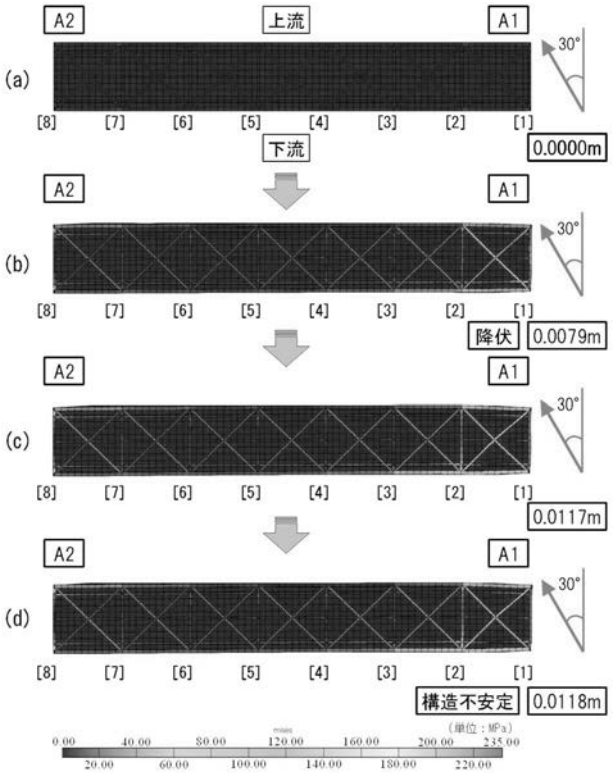


図-13　30°モデルに各時点で生じる相当応力分布

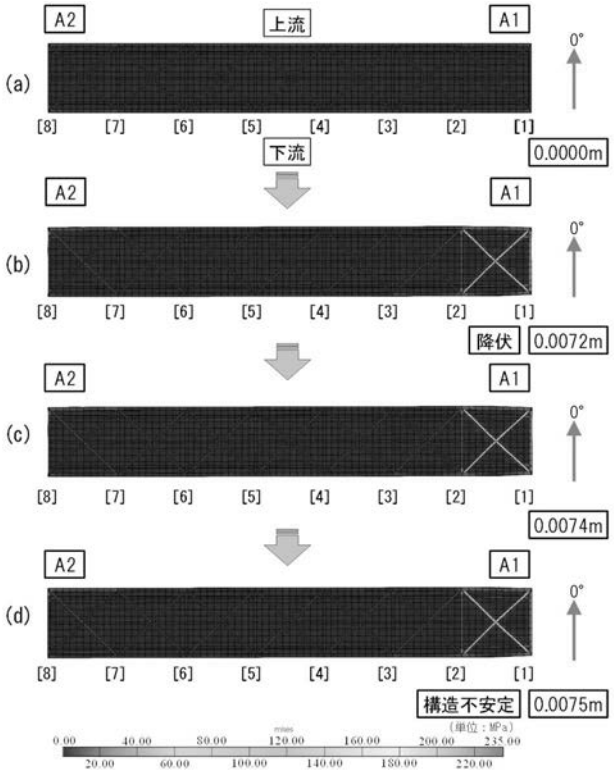


図-12　0°モデルに各時点で生じる相当応力分布

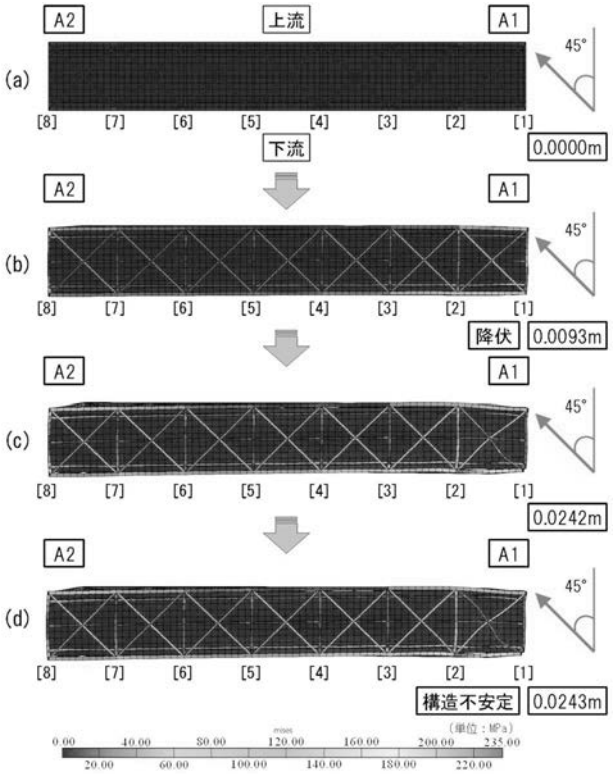


図-14　45°モデルに各時点で生じる相当応力分布

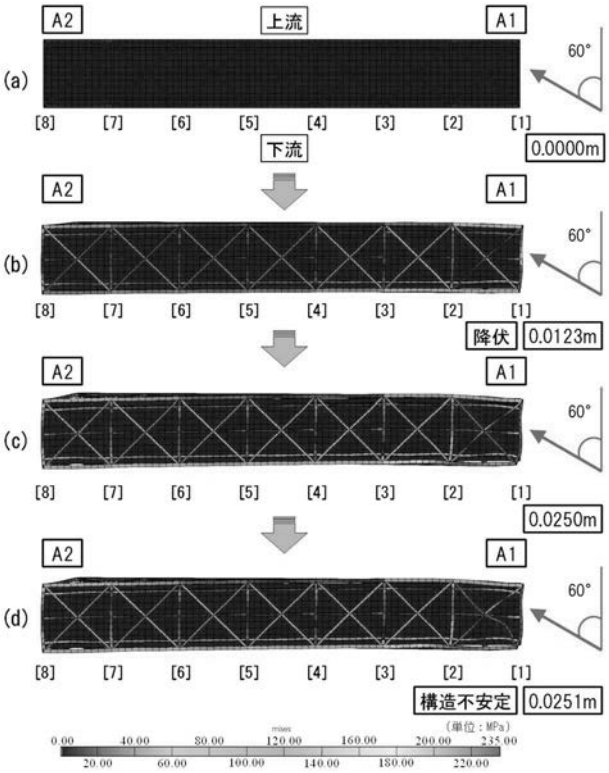


図-15 60°モデルに各時点で生じる相当応力分布

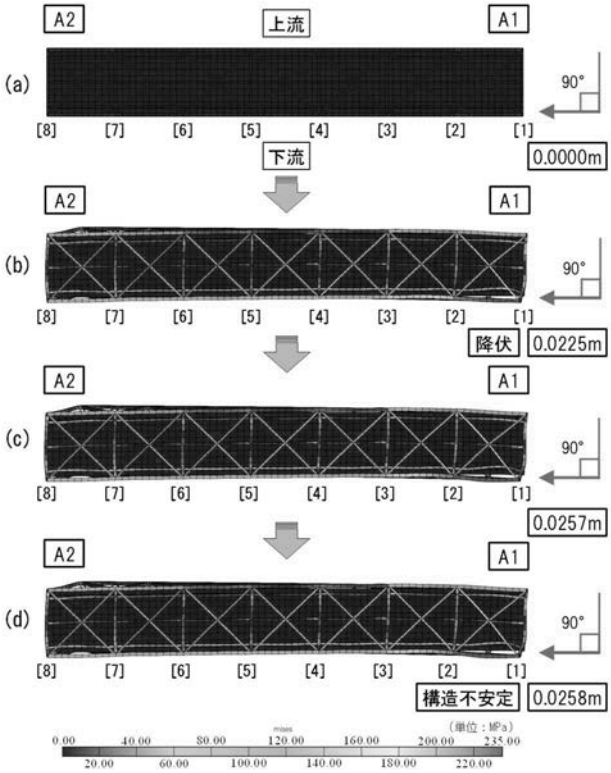


図-16 90°モデルに各時点で生じる相当応力分布

デルと 30° モデルは，[1]の横桁に塑性ヒンジが生じ，構造的に不安定になると推察される．

45° モデルの各時点で生じる相当応力分布を示した**図-14** を見ると，45° モデルの横桁の降伏時には，A1 下流側の 2 径間分の下弦材や下横構に 70MPa 程度の応力が既に生じており，この下弦材と下横構が応力を負担する挙動が，30° モデルよりも強制変位が大きくなっている理由と言える．降伏後には，下弦材の面外変形が進み，最終的に下横構の変形が大きくなり，構造的に不安定となることが見て取れる．この下弦材と下横構に応力が分散される挙動により，0° モデルや 30° モデルよりも構造的に不安定になるまでの強制変位量が増大すると考えられる．

60° モデルの各時点で生じる相当応力分布を示した**図-15** を見ると，各時点での変形挙動に関しては，45° モデルと大きな差は見られない．横桁の降伏時において，45° モデルよりも広範囲の部材に 70MPa 程度の応力が生じていることから，許容変位は 45° モデルよりも大きくなるが，最終的に下弦材の降伏によって下横構が大変形し，構造的に不安定となるメカニズムは 45° モデルと同じであり，そのため構造的に不安定となる強制変位量に差が生じない（**表-4**）と考えられる．

90° モデル（橋軸方向モデル）の各時点で生じる相当応力分布を示した**図-16** を見ると，0° ～60° モデルとは異なり，降伏時に横桁に降伏は生じていない．下弦材が降伏前から外側に面外変形し，最終的に塑性ヒンジが生じ，構造的に不安定になると推察される．90° モデルの下弦材の面外変形が他のモデルと比して大きいことは，**図-15**，**図-16** 各図の構造不安定になった時点での図と比較しても分かる．また，90° モデルでは，下横構が応力を分担していないことが見て取れ，下弦材に多くの応力が集中していることが分かる．**表-4** で 60° モデルと 90° モデルとで構造的に不安定となる時の強制変位量に大きな差はないが，構造不安定となるまでのメカニズムが大きく異なっており，偶然近い値になったと考えられる．

上記 7 径間片方モデルは，ファイバー要素のみでモデル化している為，今後は[1]の横桁を含め，大きい応力が生じた箇所の部材を適宜シェル要素の置き換え，再解析を実施していく予定である．

(2) 径間数の違いが損傷に及ぼす影響

7 径間両方モデルと 6 径間両方モデルにおける，降伏箇所が現れる強制変位量（許容変位）と構造的に不安定となる強制変位量を**表-6** に，各モデルの最初に降伏する箇所を**表-7** に示す．

既報 1)においては，強制変位によるワーレントラス橋の損傷は，左右岸端部からそれぞれ 1 径間に集中することが示されており，原因として強制変位に対する 1 径間目の剛性が低いことが分かっている．

表-6　降伏箇所が現れる強制変位量と
構造不安定となる強制変位量（単位：m）

径間数		7径間		6径間	
強制変位方向		強制変位量			
		降伏	構造不安定	降伏	構造不安定
（橋軸直角方向）	0°	0.2000	0.2193	0.1636	0.1944
複合方向	30°	0.0680	0.1010	0.0486	0.0881
	45°	0.0540	0.0810	0.0384	0.0654
	60°	0.0480	0.0660	0.0341	0.0533
（橋軸方向）	90°	0.0400	0.0544	0.0326	0.0442

表-7　降伏時の降伏箇所

		7径間両方モデル	6径間両方モデル
強制変位方向		降伏応力位置	降伏応力位置
（橋軸直角方向）	0°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	上下流[1]，[2]間の下弦材 上下流[7]，[8]間の下弦材 上下流[1]，[2]間の下横構 上下流[7]，[8]間の下横構
斜め方向	30°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材
	45°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材
	60°	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材	下流[1]，[2]間の下弦材 上流[7]，[8]間の下弦材
（橋軸方向）	90°	上下流[1]，[2]間の下弦材 上下流[7]，[8]間の下弦材	上下流[1]，[2]間の下弦材 上下流[7]，[8]間の下弦材

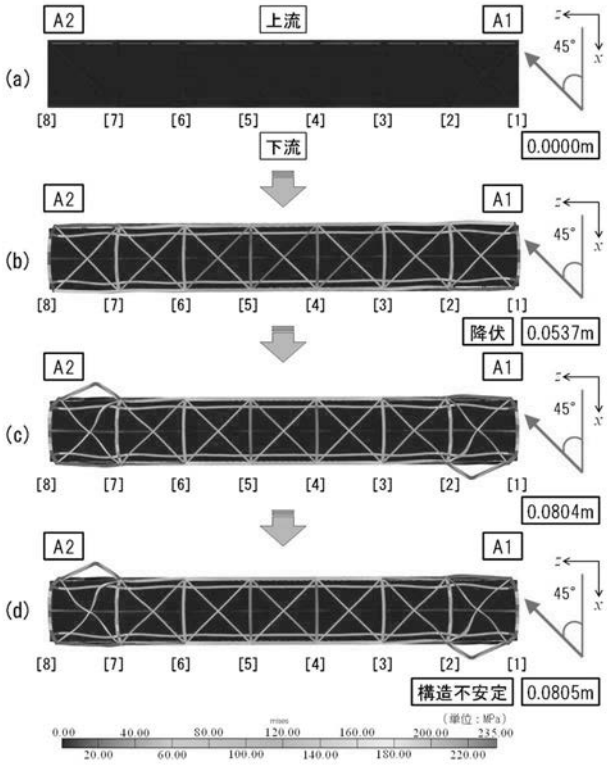


図-17　7径間45°モデルに各時点で生じる相当応力分布

よって，径間数が変わっても，1 径間目に損傷が集中するメカニズム等に大きな差は生じないことが示唆できる．

表-6 を見ると，許容変位，構造的に不安定となる変位に関し，両モデルとも，0°のモデルが最も大

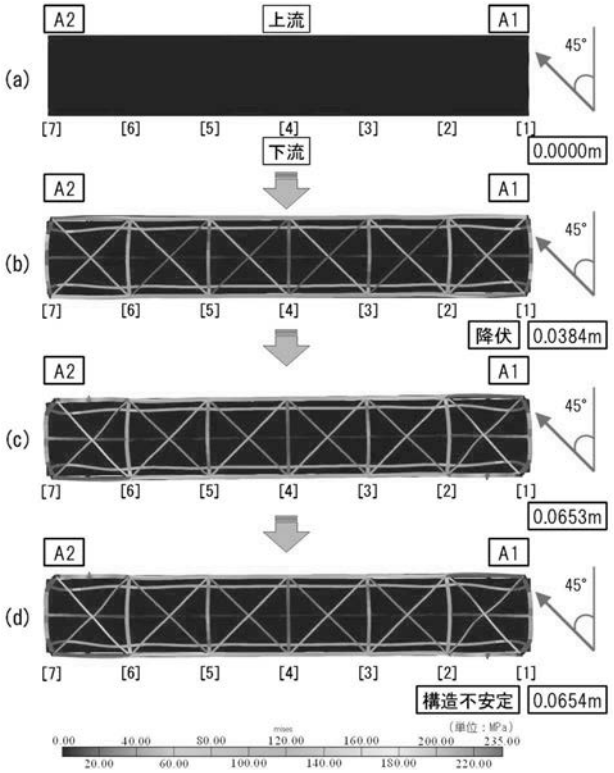


図-18　6径間45°モデルに各時点で生じる相当応力分布

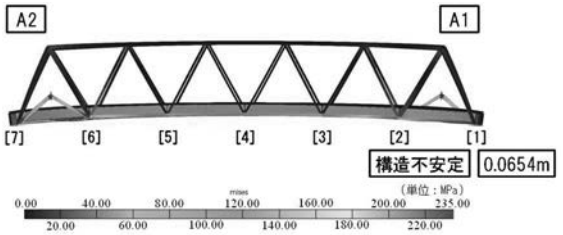


図-19　6径間45°モデルの構造不安定になった時点で生じる相当応力分布（側面図）

きく，角度が大きくなるにつれ減少していき，90°（橋軸方向にのみ強制変位）モデルが最も小さい値となる挙動は一致している．加えて，**表-7** を見ると，最初に降伏する箇所も 7 径間両方モデルと 6 径間両方モデルとで，6径間両方モデルの0°のモデルで下横構にも降伏箇所が生じている以外一致しており，径間数の違いがワーレントラス橋の損傷に与える影響は小さいといえる．なお，**表-5** において，6 径間両方モデルが降伏後にすぐに構造的に不安定なるのは，構造安定性に寄与している下横構にも降伏箇所が現れるため，じん性が著しく低くなるためと考えられる．

表-5 において，7 径間両方モデルと 6 径間両方モデルとで，許容変位，構造的に不安定となる変位に差が生じた理由を，相当応力分布のコンター図で比較していく．

各モデルの代表例として，7 径間 45°モデルの各

時点で生じる相当応力分布を**図-17** に，6 径間 45°モデルの各時点で生じる相当応力分布図を**図-18** に示す．**図-17** と**図-18** を比較すると，降伏までの挙動に関しては，7 径間両方モデルが端部から 2 径間分の下弦材に大きい相当応力が生じているのに対し，6径間両方モデルにおいては，1径間分の下弦材に相当応力が集中しているのが分かる．応力を分担している領域が狭い分，6径間両方モデルの許容変位が7径間モデルよりも小さくなった理由だと考えられる．降伏後の挙動に関しては，7 径間両方モデルは下弦材が橋軸直角方向に面外に大変形していることが見て取れる（**図-17**）が，6 径間両方モデルにはその挙動が見られない（**図-18**）．そこで，6 径間両方モデルを側面から見てみると，**図-19** に示すように，鉛直方向に面外変形していることが分かる．この変形の違いが，径間数が少なくなったことによって生じる挙動なのか，構造的に不安定となる挙動にどの程度影響するのかなど，今後 5 径間モデル，8 径間モデルなどに対しても FEM 解析を実施し，検討していく予定である．

5. まとめ

本研究では，ワーレントラス橋の片方の下弦材にのみ強制変位が作用した場合，どのような変形挙動，損傷が生じ得るのかを評価し，両方の下弦材に強制変位が作用した場合と比較することで，地盤変動による強制変位の作用位置がワーレントラス橋の損傷に及ぼす影響を確認した．また，7 径間と 6 径間のワーレントラス橋を対象とし，同じ強制変位条件で解析を実施し，径間数の違いがワーレントラス橋の損傷等に与える影響を比較した．以下に得られた知見を示す．

(1) 片方の下弦材に強制変位が作用するモデルと両方の下弦材に強制変位が作用するモデルを比較すると，片方の下弦材に強制変位が作用するモデルの方が，降伏までに許容される変位，降伏後に構造的に不安定になるまでの変位ともに，著しく小さい値となることが示された．しかし，単に片方に強制変位を作用させたために各値が小さくなったのではなく，各モデルにおいて，構造不安定になるまでのメカニズムが異なることが大きく影響している．

(2) 片方の下弦材に強制変位が作用するモデルの場合，橋軸直角方向の強制変位成分によって，端部の横桁に大きい相当応力が集中することが示された．この挙動が，両方の下弦材に強制変位を作用させたモデルよりも許容変位等が小さくなる原因となることが示唆され，橋軸直角方向の強制変位成分が大きいほど，横桁の損傷によって構造的に不安定になることが示された．また，橋軸直角方向成分が大きいほど，降伏までの許容変位は小さくなる．

(3) 片方の下弦材に橋軸方向のみの強制変位を作用させた場合，他のモデルで生じていた横桁の降伏は見られず，主として下弦材の大変形によって構造的に不安定となる．

(4) 径間数の異なる7径間モデルと6径間モデルを比較した結果，端部から1径間分の各部材に大きい応力が集中する事，強制変位の橋軸方向成分が多いほど，降伏までに許容される変位や構造的に不安定となる変位が小さくなるなど，多くの共通点が見られた．

(5) 6径間モデルの許容変位，構造的に不安定となる変位は，総じて7径間モデルの値よりも小さいものとなった．その理由となり得る挙動をある程度は特定できたが，今後，5径間や8径間など，さらに異なる径間数で比較検討していく必要性が認められた．

参考文献

1) 千田知弘，中沢正利，若槻直暉，馬越一也，松井友希：地震時の地盤変動を想定した強制変位が主構に作用した場合のワーレントラス橋の損傷に関する数値解析的検討，土木学会論文集 A1， Vol. 79，No. 13, 2023.(投稿中)
2) 吉沢美香，千田知弘，馬越一也，松井友希，庄司舞人，村上海翔，若槻直暉，荒川弦太郎，中沢正利：積層シェル構造およびファイバー - シェル要素を用いた地盤変動時にワーレントラス橋に生じる損傷の静的評価，第 25 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp. 61-66, 2022.
3) 村上海翔，関昆竜太郎，松井友希，千田知弘：地盤変動時に生じる鋼アーチ橋およびワーレントラス橋の挙動と損傷に関する数値解析的検討，東北学院大学工学部研究報告，第 56 巻，2022.
4) 松井友希，千田知弘，崔 準祜，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，令和元年度土木学会東北支部技術研究発表会, I-17, 2020.
5) 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.
6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編，pp. 46-48, 2017.