

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

松井 友希¹・千田 知弘²・馬越 一也³・星宮 魁人⁴・崔 準祐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 1 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 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 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)

⁵ 正会員 (前) 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (研究当時)
(現) 西日本高速道路株式会社 関西支社 新名神大津事務所 甲賀東工事区
(〒520-0032 滋賀県大津市観音寺 18-1)

1. はじめに

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では、アーチ橋とトラス橋に焦点を当て、地震変動時に生じる挙動と損傷の照査を行なう取り組みを行なっている。本研究はトラス橋に焦点を当てた基礎研究に位置付けされる。

2016年に発生した熊本地震においては、多くの橋梁が地盤変動によって損傷を受けたことが報告¹⁻¹²⁾されているが、H29道示には、地盤変動に対する具体的な対処法は記されていない。Caltrans, ユーロコード, NZコードといった主要な諸外国のコードも同様である。これは、断層を避けるという設計計画が前提にあり、そもそも考慮対象に成り得ないことに加え、数百年に一度の割合で起こるかどうかのシチュエーションに対し、費用対効果の議論が常に付きまとってしまうためと推察される。

しかしながら、近年では、集中豪雨による土砂災害が多数報告されており、その土砂災害でアバットが滑動する可能性も否定できない。また、橋梁の背面にある斜面からの土砂が床版にまで至った際、床版が橋軸方向に変位することで主構が損傷を受ける可能性も否定できず、地震だけを想定した対応では不十分となる可能性がある。よって様々な地盤変動の状況下におけるトラス橋の解析を多数行い、データベース化していく必要性が生じていると言える。

データベース化を目的としたトラス橋の解析を始

める際には、トラスの形式はもちろんのこと、地盤変動と地震動の生じる順番、例えば、

[1]地盤変動のみによる損傷

[2]断層等による地盤変動の後に地震動が生じる

[3]地震動の後に地盤変動が生じる

[4]地盤変動と地震動が同時に生じる

といった条件に加え、アバット周辺の諸元、例えば、

[a]下弦材と橋台との遊間

[b]支承条件

[c]たて壁と下弦材の接触の有無および影響

などといったパラメータが検討条件に挙がる。しかし、日本には多くのトラス橋が存在するため、上記条件の組み合わせを1つずつ検討するのは効率的ではなく、また効果的とは言えない。そこで、本研究では、地盤変動による強制変位が主構に作用するまでのプロセスを無視し、主構に強制変位が生じた場合の危険性をまず明らかにすることとした。つまり、主構に対し強制変位が作用した場合、どの方向にどれほどの値が作用すれば、どのような挙動、応力分布、損傷が生じるかを明らかにし、損傷を軽減もしくは、抑制しうる橋台の周りの構造を提案していくという逆プロセスのアプローチを試みることにした。

本研究では、上記の[2], [b]の条件をパラメータとして選択し、地震応答解析を行った。具体的には、初期不整として、弾性範囲で橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向に強制変位を与えた後、KiK-netから得られた熊本地震の本震の地震波を与え、時刻毎の応答、損傷を照査した結果を報告する。

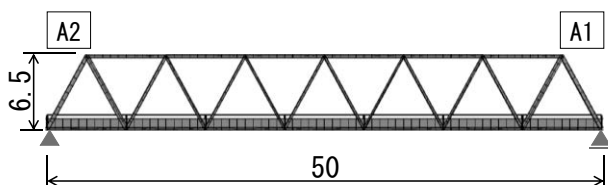


図-1 側面図 (単位 m)

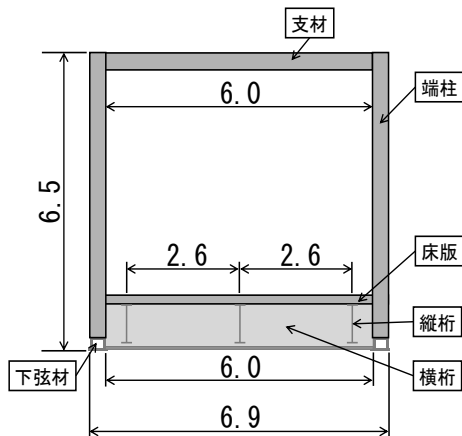


図-2 正面図 (単位 : m)

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

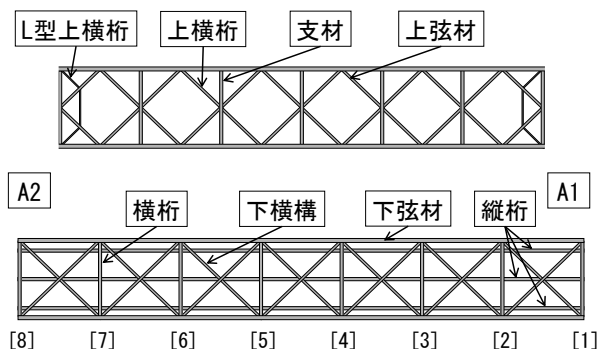


図-3 上面平面図および下面平面図

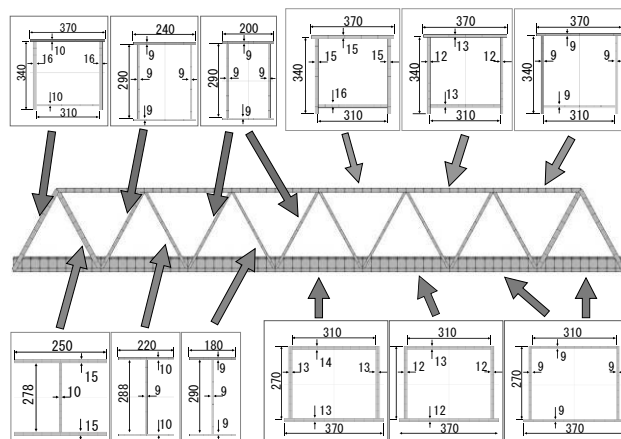


図-4 トラス主構の断面配置図 (単位 : mm)

2. 構造諸元

対象とするワーレントラス橋¹³⁾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¹⁴⁻¹⁶⁾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。

部材断面の諸元は文献¹⁴⁻¹⁶⁾に記されているため、ここでは詳細は省略する。

3. FEM解析モデルと境界条件パラメータおよび対象地震動

(1) FEM 解析モデルと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た汎用有限要素法解析ツール SeanFEM¹⁷⁾を用いて地震応答解析を行なった。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。

支承のモデル化に際しては、ばね要素を用いてモ

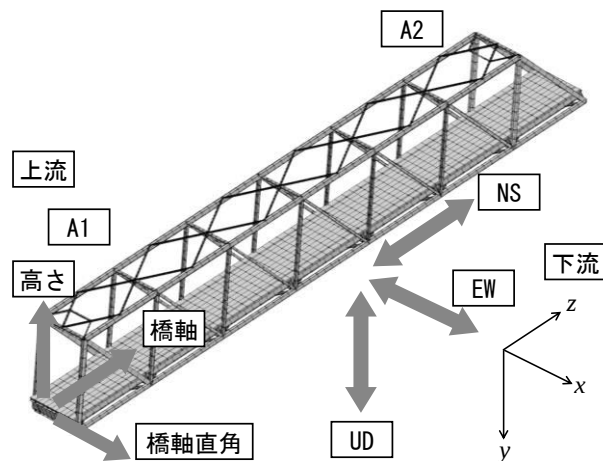


図-5 要素分割図と座標軸および初期不整入力方向

デル化した。ばね定数に関しては、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。

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、コンクリートともに公称値を用いた。なお、鋼材は

降伏点を 235MPa とし、完全弾塑性でモデル化した。
 節点間距離は 0.3~0.8m とし、全節点数 2692、全要素数 2913 とし解析を行った。

支承に与える境界条件は、x 方向（橋軸直角方向）、y 方向（高さ方向）、z 方向（橋軸方向）の各方向の変位を拘束することで与えることとした。回転の拘束についても、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全て拘束した。

本研究では、地盤変動を模した強制変位を初期不整として、橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向のそれぞれ単独方向に与えたモデル（以後、初期不整モデル）と、初期不整を与えないモデル（以後、健全モデル）に対し地震応答解析を行った。

初期不整として与えた強制変位量および境界条件パラメータを表-2 に示す。表-2 では拘束を○、フリーを×と表記した。

本研究を遂行するにあたり様々なパラメータを試したが、相当応力分布が弾性領域に収まる強制変位量を選び出した上で、地震動を与えると降伏に至るモデルを抽出した。

(2) 対象地震動

本研究では、熊本地震で $M_{JMA}7.3$ を観測した熊本県益城町の地震動（KMMH16）を採用した。強震観測網（Kik-net）で観測された対象地震動の波形データを図-6 に示す。

地震波は NS 方向を橋軸方向、EW 方向を橋軸直角方向、UD 方向を高さ方向として設定した。NS 成分の最大加速度は 1586gal、EW 成分の最大加速度は 2428gal、UD 成分の最大加速度は 1955gal となる。EW 成分の加速度が特に大きく、橋軸直角方向への振動が励起されることが予想される。

解析に用いる減衰モデルは Reyleigh 比例型減衰とし、固有モードと刺激係数等を参考に 2 つの卓越モードを選択し、その時の振動数と減衰をもとに算出した値を用いた。

また、解析対象のトラス橋の橋長が 50m であることから位相差を考慮せずに加振した。

本研究においては、相当応力分布図の作成には、SeanFEM のポストプリセッサではなく、グラフィック性能の高い可視化アプリケーション ParaView に解析データを転送して作成した。各図の作成においては、視認性を向上させるため、強制変位量の大きいモデル(4)のみ変形倍率を 10 倍、モデル (1)~(3) は全て変形倍率を 100 倍に拡大して表示した。

4. 解析結果および考察

(1) 初期不整による各モデルの挙動

初期不整として橋軸方向に強制変位を与えたモデル(2)の相当応力分布を図-7 に、橋軸直角方向に強制変位を与えたモデル(3)の相当応力分布を図-8 に、

表-2 解析に用いた境界条件と強制変位として与えた初期不整パラメータ（単位：m）

強制変位方向	強制変位付与方向 および支承条件	No.	A1			A2		
			x	y	z	x	y	z
健全状態	-	(1)	○	○	×	○	○	○
橋軸方向	z方向圧縮・z変位拘束	(2)	○	○	0.03	○	○	○
橋軸直角方向	x方向・z変位拘束	(3)	0.15	○	○	○	○	○
高さ方向	y方向・z変位拘束	(4)	○	1.75	○	○	○	○

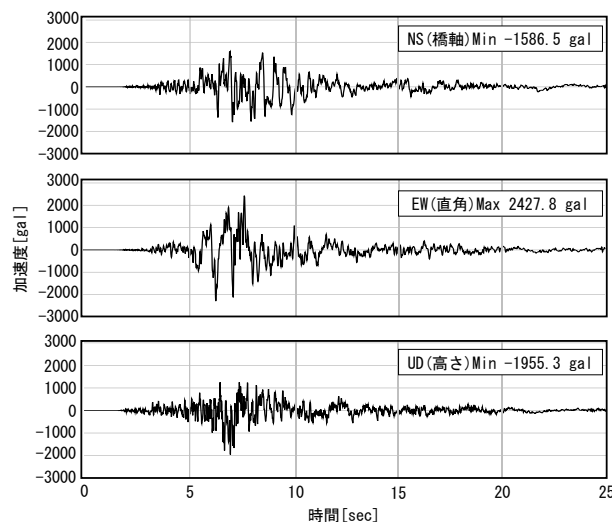


図-6 入力地震波

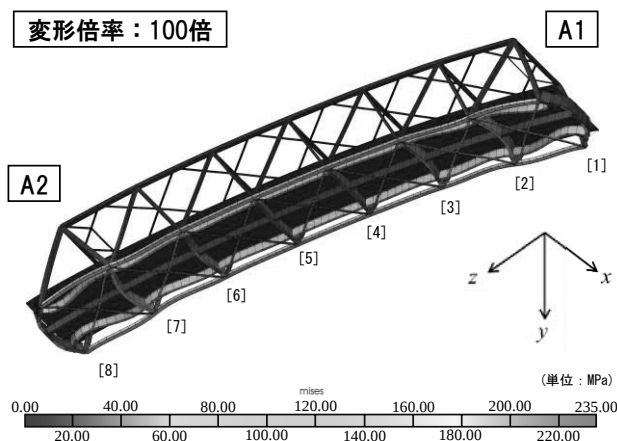


図-7 モデル(2)の初期不整のみの相当応力分布

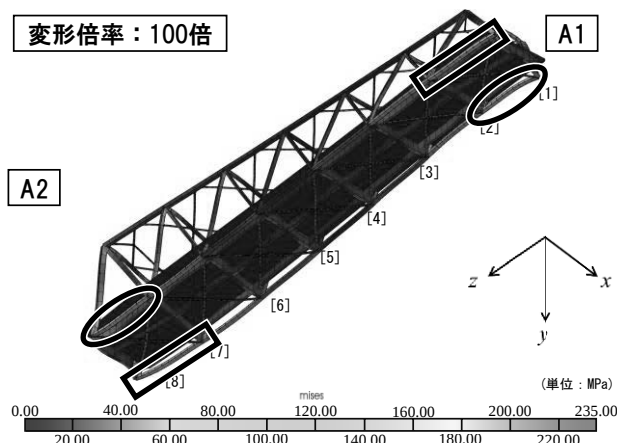


図-8 モデル(3)の初期不整のみの相当応力分布

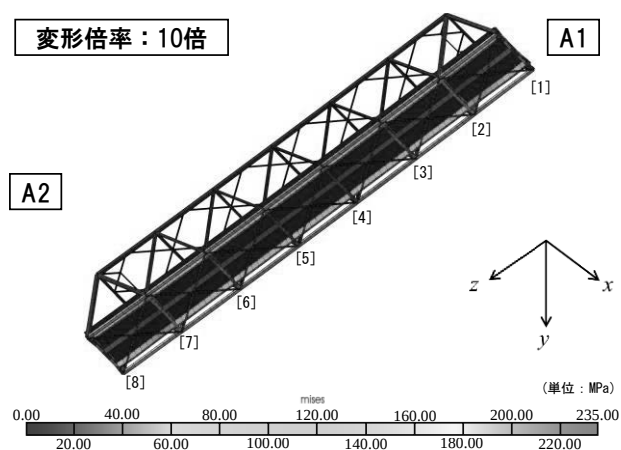


図-9 モデル(4)の初期不整のみの相当応力分布

高さ方向に強制変位を与えたモデル(4)の相当応力分布を図-9に示す。初期不整として強制変位を与えた時の各変位による挙動に関しては、既報¹⁴⁻¹⁶⁾に記されているためここでは詳細は省き、以下にその知見を示す。

- ・いずれのモデルも下弦材および下支材にのみ高い応力が生じる。

- ・橋軸方向に強制変位を与えた場合、下弦材全体に単純圧縮が作用するが、特に下弦材端部の2径間分に応力が集中し降伏応力に達する。これは、下弦材端部が支間中央の下弦材の断面に比べ小さいためである(図-4)。

- ・橋軸直角方向に強制変位を与えた場合、下弦材端部がラーメン構造のような二次モードの変形を示し、図-8中の円で示したA2側の下流とA1側の下流に圧縮応力、四角で示したA2側の下流とA1側の下流で引張応力が生じ、点対称の応力分布となる。よって、トラス橋の全体にねじれが生じる。

- ・高さ方向に強制変位を与えた場合、橋軸方向変位を拘束したモデルは、トラス橋全体に引張が作用する。また、橋軸方向と同様に、下弦材端部が支間中央の下弦材の断面に比べ小さいため、下弦材端部に応力が集中する傾向が見られた。

(2) 地震応答による各モデルの挙動

各モデルが最初に降伏に達する時刻と降伏位置、塑性領域が最も広く分布する時刻とその領域を表-3に示す。

本節では、各時刻における、健全モデルと初期不整モデルの変形挙動と相当応力分布を比較することで、地盤変動後に地震動が到達する条件下の挙動を照査した。

a) 健全状態

健全モデルに熊本地震の本震(KMMH16)の波形

表-3 各モデルが最初に降伏に至る時間および塑性領域が最も広がる時間(単位: sec)

モデル No.	最初に降伏する秒数 (座屈する秒数) (単位: sec)	降伏位置 (座屈箇所)	塑性領域が一番 大きくなる秒数 (単位: sec)	塑性領域
(1)	降伏せず	—	降伏せず	—
(2)	6.4	A2側上流[8]	9.95	A2側上下流[7]~[8]
(3)	6.38	A2側上流[7]~[8] (下横構座屈)	9.95	A2側上流[7]~[8]
(4)	6.77	A2側下流[7]	9.56	A2側上流[7] A2側下流[7]~[8]

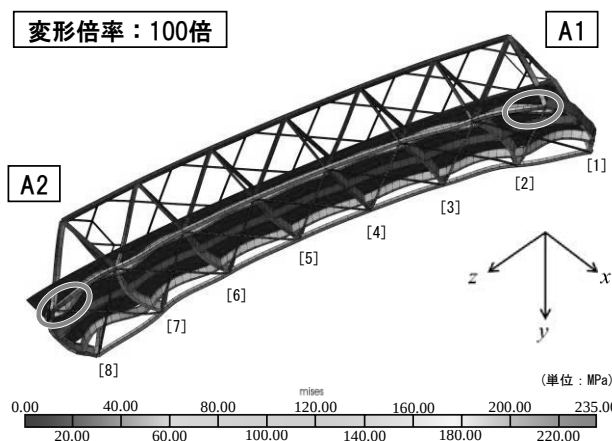


図-10 6.40秒時のモデル(2)の相当応力分布

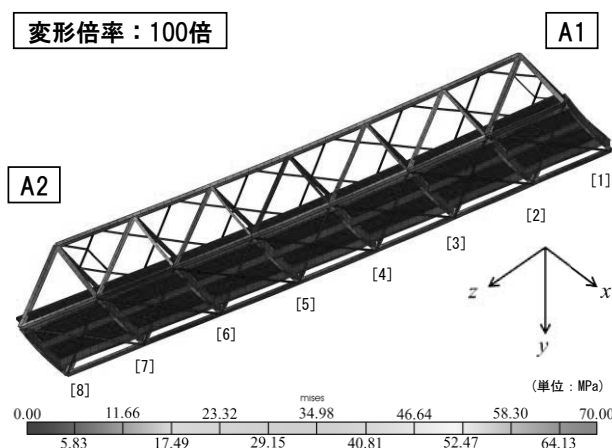


図-11 6.30秒時のモデル(1)の相当応力分布

を入力した場合、表-3に示すように、降伏に達する相当応力は生じないことが示された。主構では、下弦材の端部に最大でも約70MPaの相当応力しか生じず、最も高い応力が生じた下横構であっても約140MPaの相当応力しか生じなかった。よって、地震動のみではトラス橋に損傷が生じ得ないことが確認された。なお、特定の部材に応力が集中し続けるといった挙動も見られなかった。

b) 橋軸方向に初期不整を与えた地震動解析

初期不整として橋軸方向に強制変位を与えたモデル(2)が最初に降伏応力に達した6.40秒時の相当応力

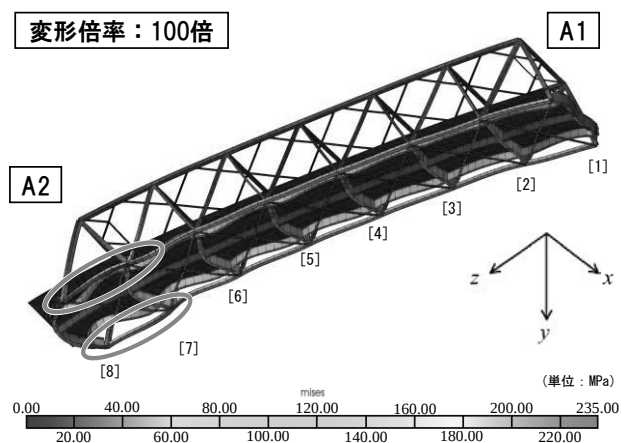


図-12 9.55秒時のモデル(2)の相当応力分布

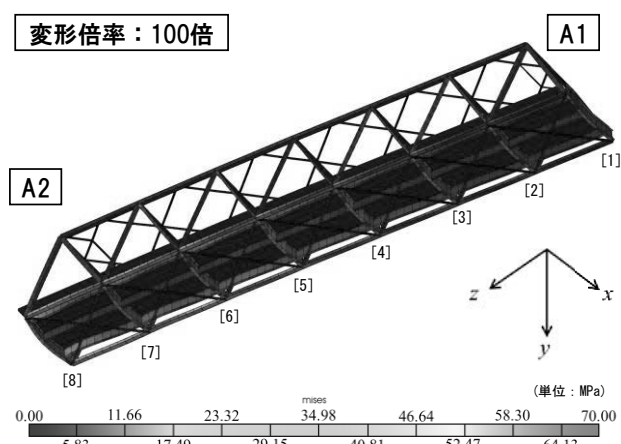


図-13 9.37秒時のモデル(1)の相当応力分布

分布図を図-10に、健全モデルであるモデル(1)の6.30秒時の相当応力分布図を図-11に、モデル(2)の主構の塑性箇所が最も広がった9.95秒時の相当応力分布図を図-12に、モデル(1)における9.37秒の相当応力分布を図-13に示す。なお、図-10と図-11および図-12と図-13で時刻に差が生じている理由は、橋軸方向の初期不整モデルの場合、周期が長周期化するため、高い応力が生じる時刻がずれるためである。また、健全モデルの場合、生じる相当応力が小さく、235MPaを最大値に設定すると応力分布が視認しづらいため、最大値を70MPaとして表示した。

降伏箇所が初めて現れる時刻の図である図-10を見ると、図中で示した箇所に高い相当応力が生じ、中でもA2側上流の下弦材の格点部[8]周辺に降伏応力が生じている。格点[2]～[7]の応力分布に関し図-7と図-10を比較すると、大きな差は見られず、初期不整によって座屈挙動が生じた部材により多くの変形が生じたと考えられる。一方、図-11でもA2側上流の格点[8]に他所と比べ高めの応力が生じており、図-7と図-11の応力の重ね合わせで図-10の円内に高

い応力が生じたとも考えられる。しかし、図中の格点[8]の応力を重ね合わせても、降伏応力に達しない。よって、健全モデルにおいて高い応力が生じる箇所に初期不整が存在すると、より大きな損傷につながることを示唆された。また、図-10と図-11の時刻を比較すると、0.1秒ほどの差が見られるが、これは、初期不整の影響でモデル(2)の周期が長周期化したと推察される。

主構の塑性箇所が最も広がった時刻の図である図-12を見ると、図中で示した箇所に高い相当応力が生じ、[7]、[8]周辺に降伏応力が生じている。一方、図-10と比較すると、格点[7]周辺に高い応力が生じていないことから、降伏箇所が拡大し、図-10で損傷箇所が見られた所を中心に損傷が進行することが示された。また、図-12と図-13の時刻を比較すると、0.57秒ほどの差が見られるが、図-10と図-11の時は0.1秒ほどの差であったことから、塑性領域が進行するとさらに長周期化すると推察される。

c) 橋軸直角方向に初期不整を与えた地震動解析

初期不整として橋軸直角方向に強制変位を与えたモデル(3)が最初に降伏応力に達した6.38秒時の相当応力分布図を図-14に、モデル(3)の主構の塑性箇所が最も広がった9.95秒時の相当応力分布図を図-15に、モデル(1)における9.85秒の相当応力分布を図-16に示す。また、図-14と挙動が一致するモデル(1)の時刻が6.30秒であるため、図-14は、前項で使用した図-11と比較する。なお、図-11と図-14および図-15と図-16で時刻に差が生じている理由として、前項でも示したが、橋軸直角方向の初期不整モデルの場合、周期が長周期化するため、高い応力が生じる時刻がずれるためである。

降伏箇所が現れる時刻の図である図-14を見ると、A2側に高い応力が分布している。A2側だけに応力が集中した理由として、図-8に示す初期不整による点対称の挙動と慣性力の影響が挙げられる。図-8では、トラス橋の上部の部材は、A1側下流側に、A2側は上流側にねじれる挙動を示すが、6.38秒時には、A2側上流方向の慣性力が働き、A1側のねじれ挙動は緩和され、A2側はよりねじれが進行する挙動を示すためである。この挙動によって、図-14で丸で示した格点[8]周辺の下弦材端部と格点[8]の下弦材に接合されている下横構に降伏応力が生じ、座屈挙動も見られる。下横構が座屈した理由は、図-8で下横構に応力が生じていないことから、上流側の格点[8]周辺の下弦材のねじれが降伏とともに進行し、図-14で四角で示した下横構に圧縮力が作用し座屈したと推察される。また、図-11と図-14の時刻を比較す

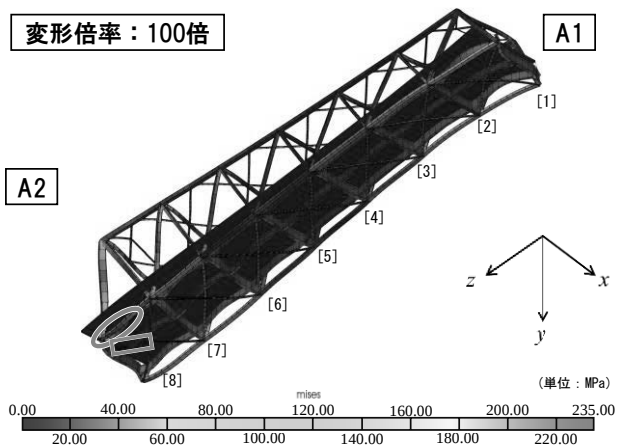


図-14 6.38秒時のモデル(3)の相当応力分布

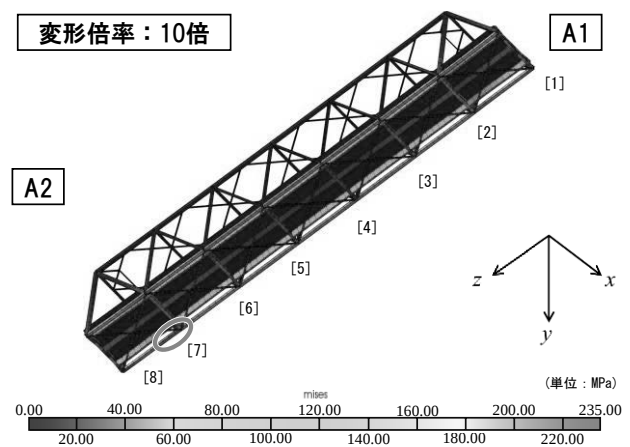


図-17 6.77秒時のモデル(4)の相当応力分布図

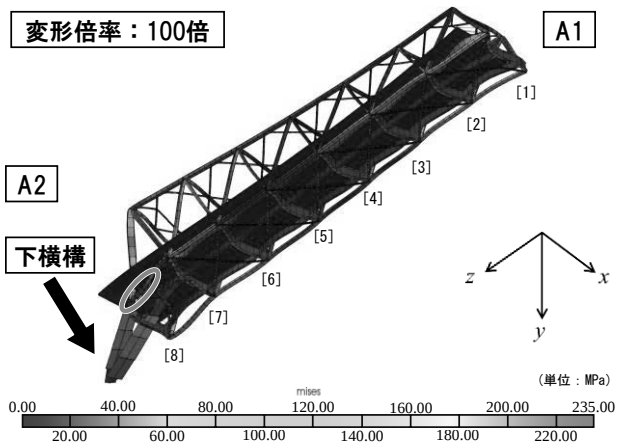


図-15 9.95秒時のモデル(2)の相当応力分布

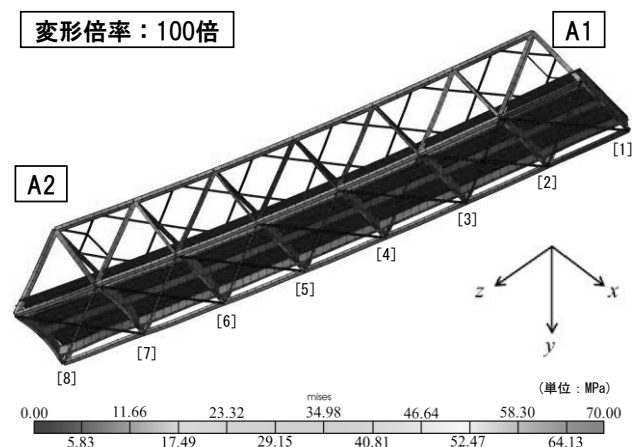


図-18 6.87秒時のモデル(1)の相当応力分布図

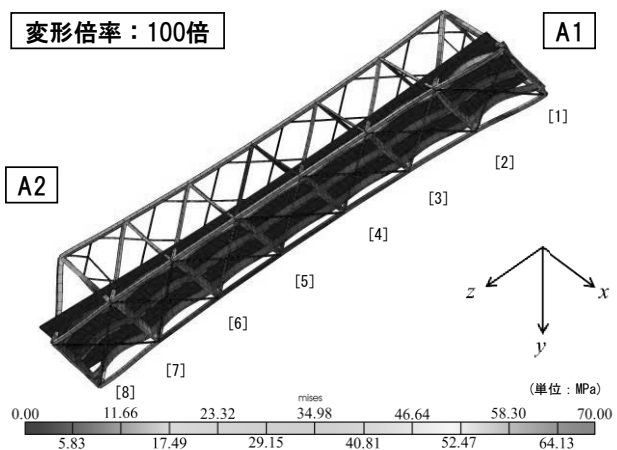


図-16 9.85秒時のモデル(2)の相当応力分布

ると、0.08秒ほどの差が見られるが、前項で示すように、初期不整の影響でモデル(3)の周期が長周期化したと推察される。

主構の塑性箇所が最も広がった時刻の図である図-15を見ると、図中で示した箇所に高い相当応力が生じ、下弦材の格点[7]～[8]周辺とA2側の下横構に降伏応力が生じている。一方、図-14と比較すると、

格点[7]～[8]周辺に図-15ほどの範囲に降伏応力が生じていないことから、図-14で塑性した箇所を中心に損傷が拡大していくことが示された。さらに、図-15に示すように、下横構が大きく座屈したことで、ねじれ挙動に対する抵抗力が減少したことも影響していると考えられる。また、図-15と図-16の時刻を比較すると、0.1秒ほどの差が見られるが、図-11と図-14の時は0.08秒ほどの差であったことから、僅かではあるが塑性領域が進行するとさらに長周期化すると推察される。

d) 高さ方向に初期不整を与えた地震動解析

初期不整として高さ方向に強制変位を与えたモデル(4)が最初に降伏応力に達した 6.77 秒時の相当応力分布図を図-17 に、健全モデルであるモデル(1)の 6.87 秒時の相当応力分布図を図-18 に、モデル(4)の主構の塑性箇所が最も広がった 9.56 秒時の相当応力分布図を図-19 に、モデル(1)における 9.55 秒の相当応力分布図を図-20 に示す。なお、図-17 と図-18 で時刻に差が生じている理由は、高さ方向の初期不整モデルの場合、周期が短周期化し、高い相当応力が

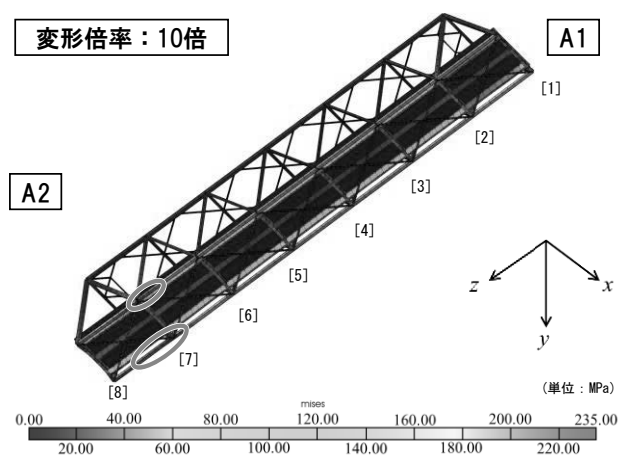


図-19 9.56 秒時のモデル(4)の相当応力分布図

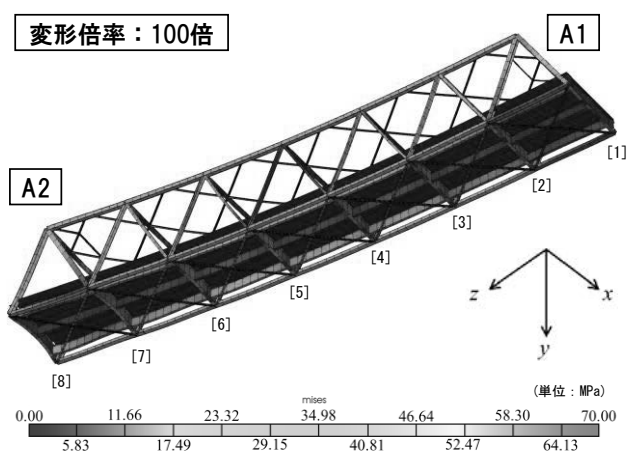


図-20 9.55 秒時のモデル(4)の相当応力分布図

生じる時刻がずれるためである。図-19 と図-20 で時刻に差が生じない理由は後述する。

降伏箇所が初めて現れる時刻の図である図-17 を見ると、図中で示した箇所が高い相当応力が生じ、中でも A2 側下流の下弦材の格点[7]周辺に降伏応力が生じている。格点[2]～[7]の下弦材の応力分布に関し、図-9 と図-17 を比較すると、大きな差は見られないが、図-9 と図-18 の重ね合わせの相当応力分布図が図-17 となる。これは、初期不整によって生じる挙動は引張挙動であり座屈が生じないためと推察される。また、図-17 と図-18 を比較すると、モデル(4)の方が 0.1 秒ほど早く高い応力が生じるため、他の方向の初期不整モデルと異なり、純引張が下弦材全体に作用するため、モデル(4)の周期が短周期化したと推察される。

主構の塑性箇所が最も広がった時刻の図である図-19 を見ると、A2 側下流の格点[7]～[8]、A2 側上流の格点[7]周辺に降伏応力が生じている。一方、図-17 と比較すると、下流側の格点[8]周辺と、上流側の格点[7]周辺に高い応力が生じていないことから、

降伏箇所が拡大し、図-17 で損傷が見られた箇所を中心に損傷が進行することが示された。また、図-19 と図-20 の時刻を比較すると、僅か 0.01 秒ほどの差となっており、時刻の差のずれが減少していることから、塑性領域が進行すると長周期化することが推察される。

5 まとめ

本研究では、地盤変動を模した強制変位を橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向に初期不整として与え、変形したワーレントラス橋に対し、熊本地震の本震（KMMH16）の地震波を加振した際の各モデルの時刻毎の応答、損傷を照査した。以下に得られた知見を示す。

- ・健全状態のトラス橋に地震波を加振した場合、主構では下弦材の端部に最大で 70MPa、最も応力の高い下横構であっても 140MPa の相当応力しか生じないため、対象地震動のみでトラス橋に損傷は生じ得ないことが示され、特定の部材に応力が集中するという傾向は見られなかった。

- ・初期不整として橋軸方向に強制変位を与えたモデルに地震波を加振した場合、初期不整によって座屈挙動が生じた同じ部材、同じ位置に集中して大きな変形が生じる挙動が見られた。その挙動により、最大加速度が生じるより早い 6.30 秒で降伏に至った。降伏後は、時間経過に伴い塑性箇所が拡大し、損傷が拡大することが示された。また、初期不整の影響で周期が長周期化することも見られた。

- ・初期不整として橋軸直角方向に強制変位を与えたモデルに地震動を加振した場合、初期不整による点対称の挙動と慣性力の影響によって、A2 側だけに高い応力が集中した。その挙動により、最大加速度が生じるより早い 6.38 秒で降伏に至った。降伏後は、下横構が座屈したことで、ねじれ挙動に対して抵抗力が減少し、塑性した箇所を中心に損傷が拡大した。また、初期不整の影響で周期が長周期化することも見られた。

- ・初期不整として高さ方向に強制変位を与えたモデルに地震動を加振した場合、初期不整で下弦材全体に純引張が生じるため、座屈が生じず地震動によって生じる応力との重ね合わせで降伏に至った。降伏後は、時間経過に伴い塑性箇所が拡大し、損傷が拡

大することが示された。また、損傷の拡大の影響で周期が拡大することも見られた。

今後の予定として、床版の詳細モデル化、変形量が大きい箇所をシェル要素で再モデル化など改良を行っていくとともに、初期不整のパラメータが解析結果に与える影響などをさらに検討していく予定である。

謝辞：本研究では、防災科学技術研究所 Kik-net の地震観測記録を利用させていただきました。ここに記して関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, p.4, 2017.
- 2) 道路橋示方書・同解説I共通編, (公社)日本道路協会, p.131, 2017.
- 3) (公社)土木学会 地震工学委員会 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会:性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会報告書, 2018.
- 4) 千田知弘, 崔 準祐, 平川泰之, 川崎巧, 渡辺浩: 航空レーザ測量に基づく地盤変動と斜面崩壊による崩土を考慮した阿蘇大橋崩落の可能性に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.4, pp.381-394, 2018.
- 5) 星隈順一, 今村隆浩, 西田秀明: 阿蘇大橋(仮称)の計画及び設計における地盤変状の影響への配慮, 第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.85-90, 2019.
- 6) 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第967号, 土木研究所資料第4359号, 2017.
- 7) (公社)土木学会 地震工学委員会: 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会報告書, 2018.
- 8) 佐々木智大, 藤倉修一, 泰吉弥: 熊本地震における扇の坂橋の被害分析及びその再現解析, 第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.223-230, 2017.
- 9) 葛西昭, 吉塚卓史, 牛塚悠太: 2016年熊本地震における大畑大橋の被害分析とFEモデルの構築, 第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.449-456, 2017.
- 10) 本橋英樹, 野中哲也, 馬越一也, 中村真貴, 原田隆典: 熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.339-352, 2017.
- 11) 藤倉修一, 佐々木智大, 本橋英樹, 野中哲也: 熊本地震で被災した山岳部曲線橋の被害分析および再現解析, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.250-261, 2018.
- 12) (社)日本橋梁建設協会: 熊本地震橋梁被害報告書, p.38,39, 2016.10.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 松井友希, 千田知弘, 馬越一也, 崔 準祐: 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.
- 16) 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, (印刷中), 2020.
- 17) 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.