

鋼アーチ橋における地盤変動時の挙動に関する 数値解析的検討

千田 知弘¹・細川 知孝²・崔 準祐³

¹正会員 博士（工学） 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）

²学士（工学） 大和町役場 上下水道課（〒981-3626 宮城県黒川郡大和町吉岡南二丁目28-4）

³博士（工学） （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 九州支社 建設・改築事業部 構造技術課
（〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東3-13-15）

1. はじめに

現在の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の前身にあたる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では、熊本地震で甚大な被害が生じた橋梁7橋に対し、被害の主要因を地震動に限定せず、地盤変動といった様々な要因に関し広く検討する取り組みを行い、その成果を2018年に報告書¹⁾として取りまとめている。その中では、地盤変動によって鋼アーチ橋のアーチアバットが滑動すると、アーチリブが弱点箇所となり、橋全体が破壊する可能性があることが指摘されている。また、国土交通省の報告²⁾によると、南阿蘇鉄道の第一白川橋梁にも橋台および橋脚に滑動が見られ、例えば1A橋台で下流側に0.40m、2A橋台側に圧縮となる0.34mの滑動が確認されており、落橋は免れたが、アーチリブに深刻な損傷を受け、架け替えが決定していることが示されている。

ここであらためて道路橋示方書³⁾の地盤変動に関する記述を確認すると、「断層変位の影響については、橋の設計に取り入れるために必要なこれらの事象の予測技術や影響の評価方法等が工学的に確立されておらず、設計計算で評価できる手法として確立されていない」と記載されているように、アーチ橋に留まらず地盤変動に対する構造的なアプローチによる具体的な対策方法はこれからの状況である。今後、危機耐性の概念が鋼アーチ橋に適用されていくことを勘案すると、こうした地盤変動による影響等の照査には、様々な検討が必要になってくることは

容易に想像できる。

検討項目の候補としてまず挙げられるのは、地盤変動によって生じるアーチアバットの変位ベクトルであり、鋼アーチ橋にどのような変位が生じた場合、最も不利な条件となるのかを明確にする必要がある。報告書¹⁾では、実際の橋梁付近に生じたと推定される橋軸方向に約2.24m、橋軸直角方向に0.68mの地盤変動量を与えた解析が行われているが、上記推定量を用いた解析しか行われておらず、鋼アーチ橋に甚大な損傷を与えた要因が、2mを超える橋軸方向変位によるものか、橋軸直角方向変位も同時に作用した複合変位によるものかといった定性的な評価はなされていない。実際、同規模の鋼アーチ橋である第一白川橋梁が比較的大きな複合変位を受けたのにもかかわらず落橋していない事実があり、アーチアバットの滑動によるアーチリブへの影響を詳細かつ定性的に把握しておく必要がある。

地盤変動によって生じるアーチアバットの変位ベクトルによる影響を考慮する際には、付随する検討事項として、アーチ床版の橋軸方向への変位の拘束の有無、アーチ支承の破壊の有無の影響を考慮する必要がある。報告書等^{2),4)}では、橋軸方向の滑動が生じた際、アーチ床版の橋軸方向の変位が拘束されるかどうか、つまり、アーチリブとアーチ床版の変位量に差が生じた場合、トラス部材を介してアーチリブに大きな影響を与えることが報告されている。また、地盤変動によってアーチ支承が破壊されたという報告は現在のところ皆無であるが、実際に破壊された場合、アーチリブに与える影響は極めて大きいと考えられ、検討事項に含めておく必要があると

考えられる。

そこで本研究では、地盤変動が生じた際に鋼アーチ橋に生じる挙動の照査とデータの蓄積を目的とした基礎研究として、実橋を参考にモデル化した鋼アーチ橋を対象に、地盤変動の影響が大きいと考えられる支承部や桁端部の境界条件をパラメータとして与えたFEM解析を行った。具体的には、まず、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向にそれぞれ単独に強制変位を与えアーチリブの挙動を照査した後、それぞれの方向を組み合わせた複合方向の強制変位を与えて挙動を照査した。それらの解析においては、アーチ床版の変位拘束の有無、アーチ支承の破壊を想定したアーチ支承の変位拘束の有無もまたパラメータ化して解析を行った。

2. 対象モデル

アーチ区間の側面図を図-1に、アーチリブの各断面詳細を図-2に示す。本研究では、全幅員8.8m、アーチ支間120.0mを有する仮想の上路式トラス逆ランガーアーチ橋を対象とした。アーチライズは18.0mとし、内側にそれぞれ6°傾斜したモデルとした。図-1においては、アーチリブに対し、A1側のアーチ支承部を[1]、A2側のアーチ支承部を[16]とした上で、各格点に[2]～[15]の番号を順に振った。

アーチリブは、図-2に示すように、幅540mm×厚さ9～19mmの上フランジ、幅600mm×厚さ9～19mmの下フランジ、高さ600mm×厚さ9mm～19mmのウェブから成るボックス断面を有し、支承部から支間中央部にかけて各部材の厚みが薄くなっていく構造とした。補剛材として、厚さ8mmダイヤフラムを各格点間の中央に取り付け、[3]～[14]間のアーチリブには90mm×8mmの縦リブが上下フランジおよび左右のウェブの中央に計4箇所設置した。[1]～[3]、[14]～[16]のアーチリブには縦リブは設置しない代わりに、アーチリブとアーチ支承の接合部側面に、補剛リブを2箇所ずつ計4箇所それぞれ設置することによって剛性を確保した。

上流側と下流側のアーチリブを連結する下横構の支材は、幅200mm×厚さ9mmの上フランジ・下フランジ、高さ134mm×厚さ9mmのウェブから成るI型断面を有する断面とした。対傾構は、幅200～204mm×厚さ10～12mmの上フランジ、下フランジ、134mm～200mm×厚さ8～12mmのウェブから成るI型断面もしくはT型断面を有する断面とした。

アーチリブと上弦材を連結するワーレントラスは、ボックス型断面とI型断面の二種類とし、図-1にお

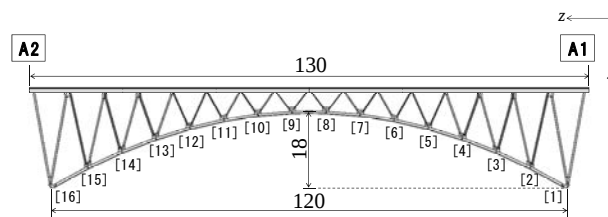


図-1 アーチ区間の側面図(単位：m)

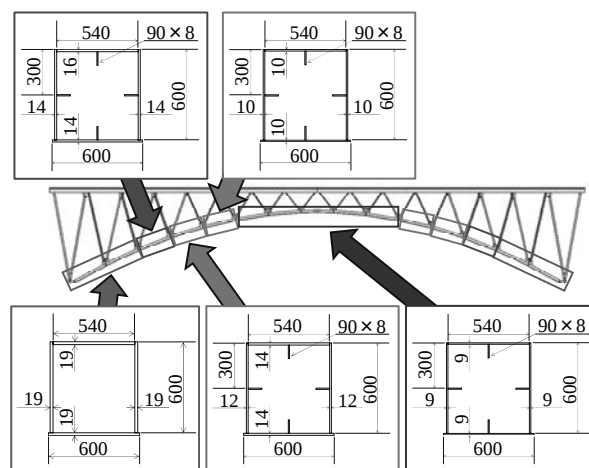


図-2 アーチリブの断面および断面配置図 (単位：mm)

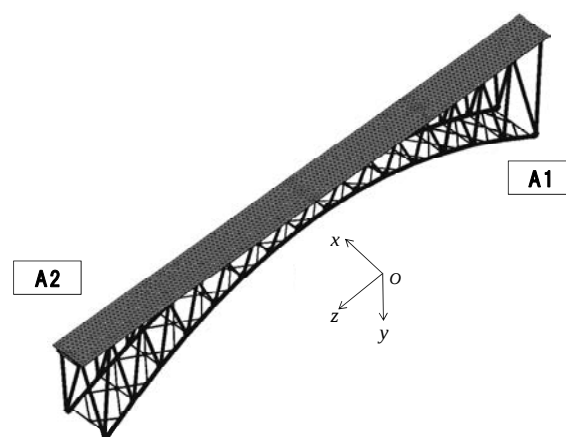


図-3 要素分割全体図

いて、[6]～[8]、[10]～[12]の格点で接合されている斜材の内、それぞれ支承側の斜材をI型断面とした。各部材は、幅200mm～460mm×厚さ9mm～14mmの上フランジ・下フランジ、高さ510mm～520mm×厚さ9mm～28mmのウェブから成る断面とした。

3. FEM解析モデル

本解析では、汎用FEM（有限要素法）解析ツールANSYS（Ver19,ANSYS,Inc）を用いて解析を行った。

本研究では、アバットの滑動によって、鋼アーチ橋にどのような変位や応力分布が生じるのかという傾向を見たいだけなので、弾性解析に留めた。ただし、評価する上で、SS400の公称値である235MPaを

超える応力を降伏応力として以後扱う。

FEM解析モデルの作成にあたっては、上弦材と床版を除き、ソリッド要素で図-1、図-2の諸元を忠実にモデル化した。上弦材と床版のモデル化は、主部材をボックス型の合成断面とする簡易モデルとした。具体的には、上弦材は、幅700mm×厚さ20mmの上フランジと下フランジ、高さ920mm×厚さ10mmのウェブから成るボックス型断面とし、2本の上弦材を幅5100mm×板厚14mmの鋼板で接合するモデルとした。コンクリート床版は、幅8800mm×板厚200mmとしてモデル化した。

FEM解析モデルの要素分割全体図を図-3に示す。座標はA1からA2へ向けて正とする橋軸方向にz軸、橋軸直角方向にx軸、高さ方向にy軸を取ることとした。原点Oは、側面から見て、左右の支承のヒンジ部を繋ぐ軸線上の橋軸方向中央および橋軸直角方向中央となる図-3の位置に原点を取った。

使用した各材料定数を表-1に示す。解析ではソリッド要素を用い、要素サイズは鋼材を50～100mm、床版のコンクリートを1000mmとした。

本研究では、1章で述べたように、境界条件をパ

ラメータ化して与える。パラメータの設定に関しては、以下の条件を基とした。

①地盤変動による変位は、橋軸方向のみ、橋軸直角方向のみ、高さ方向のみ、それらを組み合わせ複合方向に生じると仮定する。

②橋軸方向変位のみ、アーチリブが圧縮を受ける方向と引張を受ける方向を考慮する。

③地盤変動が生じた際、地盤変動が生じる側のアーチ支承が破壊された場合を検討する。ただし、破壊後もアーチ支承がアーチアバット上に存在すると仮定し、沈下は生じないものとする。

④床版にも地盤変動による滑動が生じるケースを考慮する。ただし、橋軸方向変位のみを対象とする。本研究では、参考とした鋼アーチ橋に倣い、兩岸にアプローチ橋が存在し、遊間が18mm程度と想定している。この場合、アプローチ橋の床版に生じた橋軸方向変位は遊間が狭いためアーチ床版にそのまま

表-1 解析に用いた要素形状と各材料定数

部材	要素・自由度	ヤング率(MPa)	ポアソン比	単位体積重量(MN/m ³)
鋼材	4面体10節点30自由度	206	0.3	0.077
コンクリート		25	0.25	0.025

表-2 アーチ床版の橋軸方向変位が拘束されるモデルの境界条件と強制変位条件パラメータ

		境界条件(単位:m)											
		アーチ支承						上弦材・床版下部					
		右岸			左岸			右岸			左岸		
		x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
橋軸方向	(1) 圧縮・床版強制変位有	○	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	○
	(2) 圧縮・床版強制変位有・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	○
	(3) 圧縮・床版強制変位無	○	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(4) 圧縮・床版強制変位無・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(5) 引張	○	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(6) 引張・支承破壊	x	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○
橋軸直角方向	(7)	0.25	○	○	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(8) 支承破壊	0.25	○	x	○	○	○	x	○	x	x	○	○
高さ方向	(9)	○	0.25	○	○	○	○	x	x	x	x	○	○
	(10) 支承破壊	x	0.25	x	○	○	○	x	x	x	x	○	○
斜め方向	(11) xz圧縮・床版強制変位有	0.18	○	0.18	○	○	○	0.18	○	0.18	x	○	○
	(12) xz圧縮・床版強制変位無	0.18	○	0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(13) xz引張	-0.18	○	-0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(14) yz圧縮・床版強制変位有	○	-0.18	0.18	○	○	○	x	-0.18	0.18	x	○	○
	(15) yz圧縮・床版強制変位無	○	-0.18	0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(16) yz引張	○	-0.18	-0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(17) xyz圧縮・床版強制変位有	0.14	0.14	0.14	○	○	○	0.14	0.14	0.14	x	○	○
	(18) xyz圧縮・床版強制変位無	0.14	0.14	0.14	○	○	○	x	○	x	x	○	○
	(19) xyz引張	0.14	0.14	-0.14	○	○	○	x	○	x	x	○	○

表-3 アーチ床版の橋軸方向変位が拘束されないモデルの境界条件と強制変位条件パラメータ

		境界条件(単位:m)											
		アーチ支承						上弦材・床版下部					
		右岸			左岸			右岸			左岸		
		x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
橋軸方向	(20) 圧縮・床版強制変位有	○	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	x
	(21) 圧縮・床版強制変位有・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	x
	(22) 圧縮・床版強制変位無	○	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x
	(23) 圧縮・床版強制変位無・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x
	(24) 引張	○	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x
	(25) 引張・支承破壊	x	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x
橋軸直角方向	(26)	0.25	○	○	○	○	○	x	○	x	x	○	x
	(27) 支承破壊	0.25	○	x	○	○	○	x	○	x	x	○	x
高さ方向	(28)	○	0.25	○	○	○	○	x	○	x	x	○	x
	(29) 支承破壊	x	0.25	x	○	○	○	x	○	x	x	○	x
斜め方向	(30) xz圧縮・床版強制変位有	0.18	○	0.18	○	○	○	0.18	○	0.18	x	○	x
	(31) xz圧縮・床版強制変位無	0.18	○	0.1									

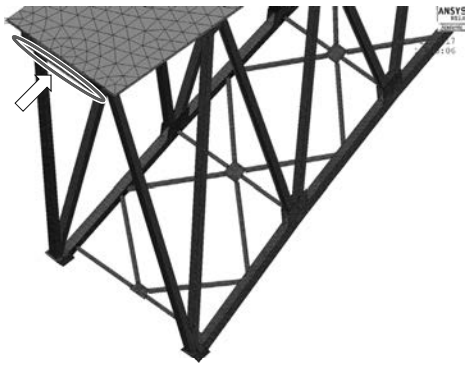


図-4 床版の境界条件および強制変位入力位置

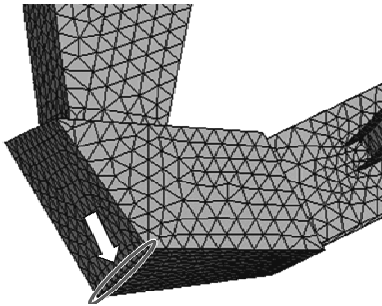


図-5 床版の境界条件および強制変位入力位置

影響すると仮定し、橋軸直角方向変位、高さ方向変位（沈下）の影響は遊間によってアーチ床版に影響を及ぼさないと仮定するためである。

⑤④に関連し、既報⁴⁾においては、アーチ床版に橋軸方向の滑動が生じた場合、アーチ床版がA2側のアプローチ橋に衝突後、アプローチ橋によってアーチ床版の橋軸方向変位が拘束される場合と拘束されない場合の2ケースを検討している。解析結果では、アーチ床版の拘束の有無がアーチリブに生じる相当応力の分布に大きな差を生じさせることが示されており、本研究でも検討事項とする。

①～⑤をパラメータとして設定した境界条件と強制変位条件を表-2と表-3に示す。各表においては、①～⑤の条件が分かりやすい箇所をグレーで表示した。例えば、表-2中においては、(1)と(2)、(3)と(4)、(5)と(6)のモデルとではA1のアーチ支承のx方向変位の拘束の有無の条件が異なり、(5)と(6)はアーチリブに引張が生じるモデルとなるので、(1)～(4)のモデルとは異なるアーチ支承に-0.25mの変位を与えている。表-2と表-3の違いは、条件⑤の違いによるもので、各表の最右欄のアーチ床版の橋軸方向変位の拘束の有無以外、各条件は同じとなる。地盤変動はA1側に生じるものとし、A1側の床版およびアーチ支承に強制変位を与えるものとする。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）の各変位を拘束することで与え、各表では、拘束を○、フリーを×と表記した。床版・上

弦材に対する境界条件および強制変位入力位置を図-4、アーチ支承部に対する境界条件および強制変位入力位置を図-5に示す。変位拘束は、アーチ床版の場合は床版端部断面最下部に、アーチ支承の場合はエッジ部に線拘束で与えることによって、x軸回りの回転を許容するモデルとした。強制変位は既報⁵⁾を参考とし0.25mを与えることにした。強制変位付与位置は、アーチ支承の場合は境界条件付与位置と同じ位置とし、アーチ床版の場合、A1側端部断面の全面に与えた。

4. 解析結果および考察

アーチ床版の橋軸方向変位が拘束されるモデルに生じる最大相当応力と生じる位置を表-4に、アーチ床版の橋軸方向変位が拘束されないモデルに生じる最大相当応力と生じる位置を表-5に示す。

最大相当応力に関し、表-4と表-5を比較すると、対となる(8)と(27)、(10)と(29)のモデルを除いて、表-4に示すモデルに生じる相当応力が、対となる表-5に示すモデルに生じる相当応力よりも大きいことが分かる。また、最大相当応力が生じる位置に関し、表-4と表-5とで一致しないケースが多い。アーチ床版の挙動が、トラス部材を通じてアーチリブの挙動に大きな影響を及ぼすことが既往の文献⁴⁾同様に本研究でも確認された。本研究におけるパラメータでは、多くの場合、アーチ床版の変位が拘束されない場合の方が、アーチリブに生じる損傷を軽減させる傾向が見られる。ただし、極めて高い相当応力が生じた(27)と(29)のモデルに関しては、A1側（強制変位を与えた側）の支承が破壊したと仮定したモデルであり、支承が破壊した状態でアーチ床版の変位が拘束されない場合、単独で橋軸直角方向もしくは高さ方向の変位を受けると、アーチリブには極めて大きい相当応力が生じることが示された。一方で、(27)と(29)のモデルに橋軸方向変位を加えた(30)～(38)のモデルには大きな相当応力が生じていない。本研究ではxy方向の組み合わせの解析を行っていないため、橋軸方向の変位が相当応力を減少させるのか、単独で橋軸直角方向もしくは高さ方向の変位がアーチリブに極めて大きい相当応力を生じさせるか分からず、今後のxy方向の組み合わせの解析を追加して検討していく必要がある。

相当応力の最大値に関して、表-4と表-5を比較すると、(27)と(29)のモデルを除けば、橋軸方向変位を与えたモデルの相当応力が大きく、順に、複合変位を与えたモデル、高さ方向変位を与えたモデル、

橋軸直角方向変位を与えたモデルの順となっているのは共通している。ただし、本研究では、変位ベクトルの値を0.25mに定めているため、複合変位の場合、各方向変位が小さくなるため、複合変位のモデルの方が最大相当応力の値が小さくなる傾向にある。

一方で、最大相当応力が生じる箇所は、表-4と表-5とで一致しないが、これに関しては後述する。

(1)のモデルの相当応力分布示す側面図を実変形量で示した図を図-6に、変形を分かりやすくするために変形量を誇張して表示した図を図-7に、(3)、(20)

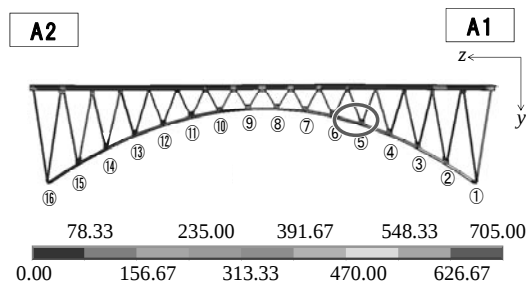


図-6 (1)の相当応力分布 (実変形, 単位: MPa)

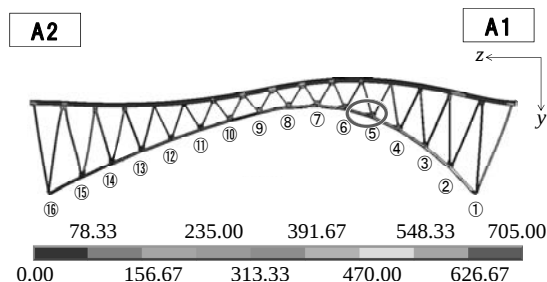


図-7 (1)の相当応力分布 (変形誇張表示, 単位: MPa)

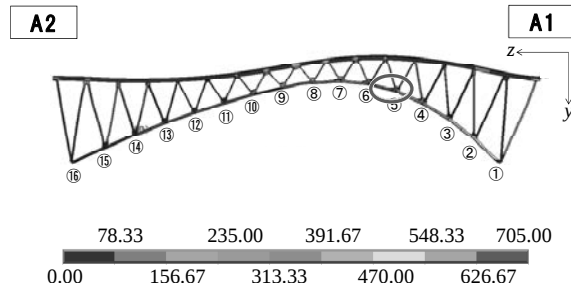


図-8 (3)の相当応力分布 (変形誇張表示, 単位: MPa)

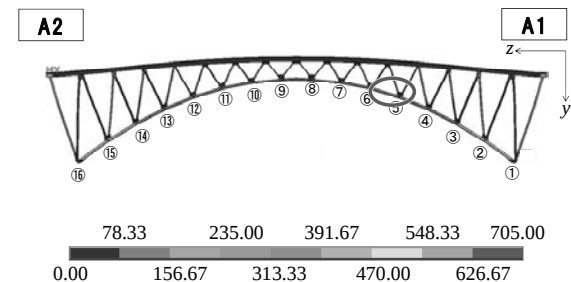


図-9 (20)の相当応力分布 (変形誇張表示, 単位: MPa)

表-4 アーチ床版の橋軸方向変位が拘束されるモデルに生じる最大相当応力と生じる位置

		境界条件(単位:m)												解析結果 相当応力 (単位:MPa)			
		アーチ支承						上弦材・床版下部									
		右岸			左岸			右岸			左岸						
橋軸方向	床版への強制変位条件 支承の破壊条件	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z	最大値	位置		
	(1) 圧縮・床版強制変位有	○	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	○	823.52	(5)		
	(2) 圧縮・床版強制変位有・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	○	822.77	(5)		
	(3) 圧縮・床版強制変位無	○	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○	823.52	(5)		
	(4) 圧縮・床版強制変位無・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○	822.77	(5)		
	(5) 引張	○	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○	788.27	(6)		
橋軸直角方向	(6) 引張・支承破壊	x	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	○	789.93	(6)		
	(7)	0.25	○	○	○	○	○	x	○	x	x	○	○	302.42	(1)		
高さ方向	(8) 支承破壊	0.25	○	x	○	○	○	x	○	x	x	○	○	526.94	(13)		
	(9)	○	0.25	○	○	○	○	x	x	x	x	○	○	377.57	(14)		
斜め方向	(10) 支承破壊	x	0.25	x	○	○	○	x	x	x	x	○	○	496.81	(13)		
	(11) xz圧縮・床版強制変位有	0.18	○	0.18	○	○	○	0.18	○	0.18	x	○	○	596.95	(5)		
	(12) xz圧縮・床版強制変位無	0.18	○	0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○	542.64	(5)		
	(13) xz引張	-0.18	○	-0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○	503.58	(14)		
	(14) yz圧縮・床版強制変位有	○	-0.18	0.18	○	○	○	x	-0.18	0.18	x	○	○	437.89	(6)		
	(15) yz圧縮・床版強制変位無	○	-0.18	0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○	643.62	(5)		
	(16) yz引張	○	-0.18	-0.18	○	○	○	x	○	x	x	○	○	601.29	(16)		
	(17) xyz圧縮・床版強制変位有	0.14	0.14	0.14	○	○	○	0.14	0.14	0.14	x	○	○	439.89	(12)		
	(18) xyz圧縮・床版強制変位無	0.14	0.14	0.14	○	○	○	x	○	x	x	○	○	391.47	(5)		
	(19) xyz引張	0.14	0.14	-0.14	○	○	○	x	○	x	x	○	○	425.74	(13)		

表-5 アーチ床版の橋軸方向変位が拘束されないモデルに生じる最大相当応力と生じる位置

		境界条件(単位:m)												解析結果 相当応力 (単位:MPa)			
		アーチ支承						上弦材・床版下部									
		右岸			左岸			右岸			左岸						
橋軸方向	床版への強制変位条件 支承の破壊条件	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z	最大値	位置		
	(20) 圧縮・床版強制変位有	○	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	x	392.10	(5)		
	(21) 圧縮・床版強制変位有・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	0.25	x	○	x	391.34	(5)		
	(22) 圧縮・床版強制変位無	○	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x	392.10	(5)		
	(23) 圧縮・床版強制変位無・支承破壊	x	○	0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x	391.34	(5)		
	(24) 引張	○	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x	372.57	(8)-(9)		
橋軸直角方向	(25) 引張・支承破壊	x	○	-0.25	○	○	○	x	○	x	x	○	x	372.47	(8)-(9)		
	(26)	0.25	○	○	○	○	○	x	○	x	x	○	○	277.11	(1)		
高さ方向	(27) 支承破壊	0.25	○														

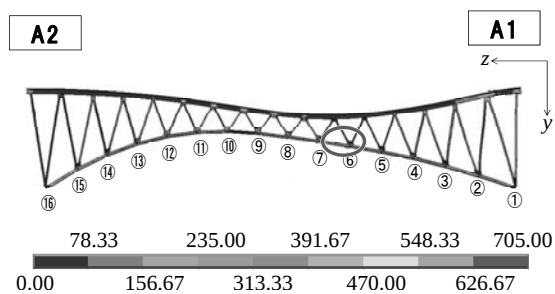


図-10 (5)の相当応力分布 (単位: MPa)

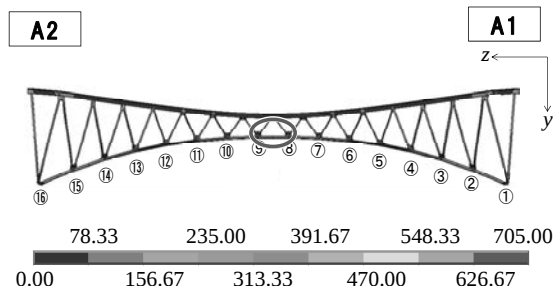


図-11 (24)の相当応力分布 (単位: MPa)

のモデルの相当応力分布を示す側面図を誇張して表示した図を図-8, 図-9に示す. 本研究で与えた0.25mほどの強制変位量では, 全てのモデルで図-6ほどの変形しか生ぜず, 図-6に示すように変形の視認が困難であるので, 以後示す図は, 図-7~図-9の様に变形量を誇張して示した図とする. なお, コンターの値は, SS400の降伏点である235MPaがコンターの差で視認できるように調整したため, 最大値が705MPaとなるように設定している. また, 各図には, 最大相当応力が生じた箇所を丸で示している.

図-7に示す(1)のモデルと図-9に示す(20)のモデルの違いは, アーチ床版の変位拘束の有無であるが, 図-7においては, 強制変位を与えたA1側のアーチリブの変形が大きいのにに対し, 図-9ではアーチリブの変形はほぼ左右対象となっている. しかしながら, 文献⁴⁾では, アーチ床版の変位拘束の有るモデルが図-9に近い変形を示し, 変位拘束の無いモデルの方が図-7の様に側面から見て左右のどちらかの変形が大きくなる挙動を示すとともに, 変形が大きいのはA2側のアーチリブの変形が大きくなるなど, 変形挙動が逆の傾向を示す. 文献⁴⁾で用いた強制変位は, 橋軸方向に約2m, 橋軸直角方向に約0.7mの変位を与えており, 本研究で与えている強制変位よりも約3倍~8倍大きく, また, それぞれの方向に与えている変位量の比が大きく異なるので, その差が解析結果に表れたと推察される. よって, アーチ床版の変位拘束の有無が, アーチリブの挙動に大きな影響を与えることは共通した挙動だが, 変位量や, 変位方向の組み合わせによって, アーチリブに与える影響が大きく異なることが示唆され, パラメータを変え

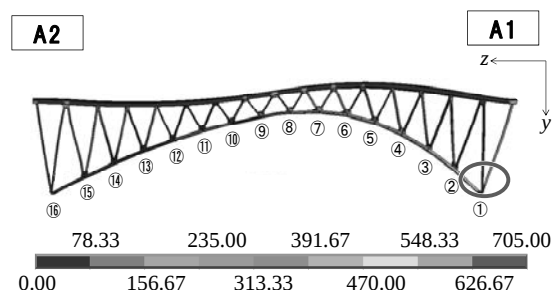


図-12 (7)の相当応力分布 (単位: MPa)

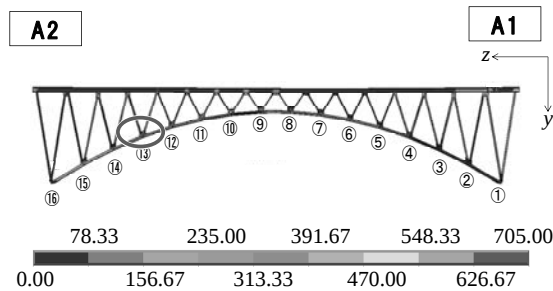


図-13 (8)の相当応力分布 (単位: MPa)

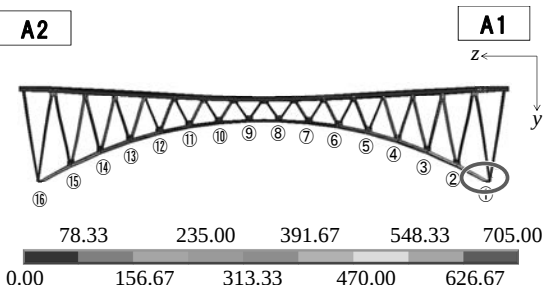


図-14 (26)の相当応力分布 (単位: MPa)

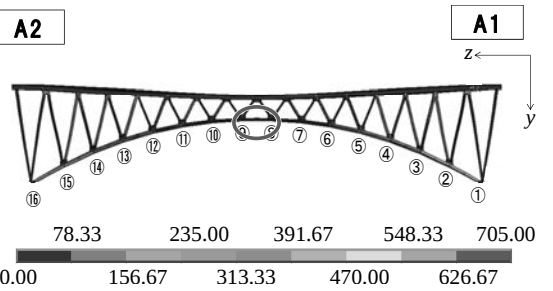


図-15 (27)の相当応力分布 (単位: MPa)

た解析を増やしていく必要があるといえる. また, 表-4と表-5とで最大相当応力が生じる位置が異なるのは, 図-8, 図-9に示すように, 変形挙動が異なるためである.

図-7と図-8を比較すると, 変形形状, 相当応力の分布, 大きさに差は生じていない. これは, (2)と(4), (20)と(22), (21)と(23)の組み合わせでも同じ挙動が見られた. アーチ床版はトラス部材を介してアーチリブに接合されており, 本解析結果は自明といえる.

(5)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-10に, (24)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-11に示す. 各図はアーチリブが引張挙動となるモデルとなるが, 圧縮挙動となる(1)~(4), (20)~(23)のモデ

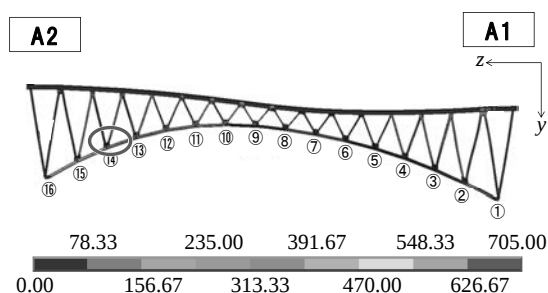


図-16 (9)の相当応力分布 (単位: MPa)

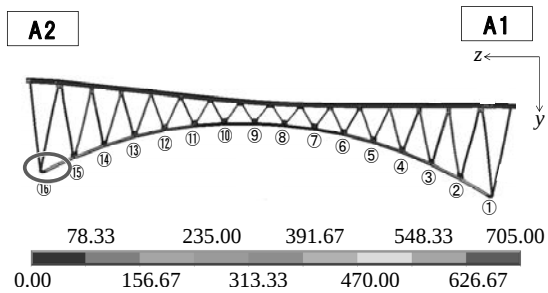


図-17 (28)の相当応力分布 (単位: MPa)

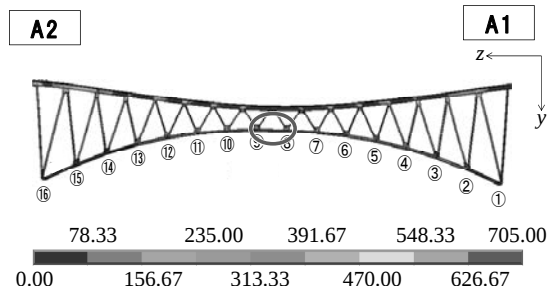


図-18 (29)の相当応力分布 (単位: MPa)

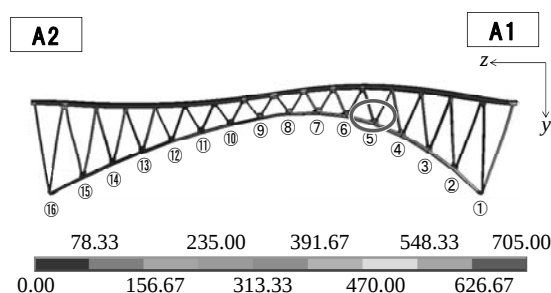


図-19 (11)の相当応力分布 (単位: MPa)

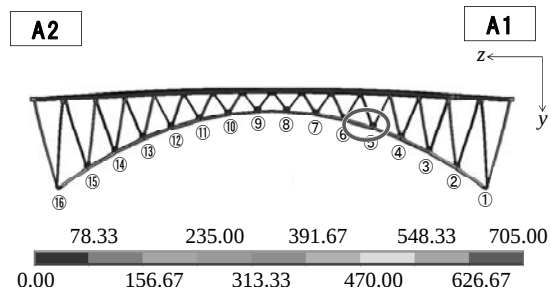


図-20 (30)の相当応力分布 (単位: MPa)

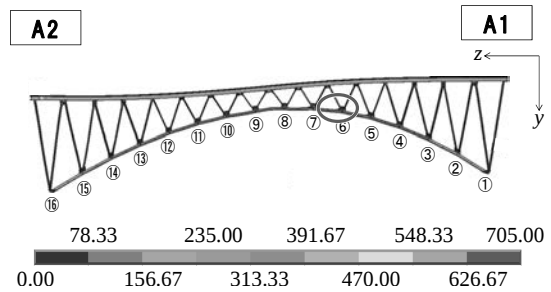


図-21 (14)の相当応力分布 (単位: MPa)

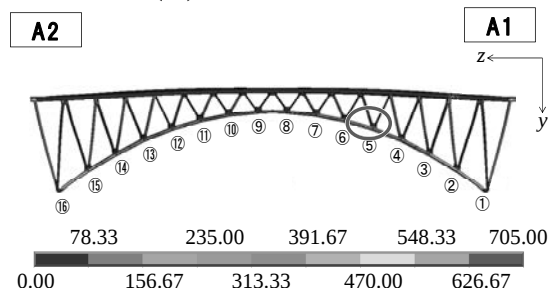


図-22 (33)の相当応力分布 (単位: MPa)

ル同様、アーチ床版の変位拘束の有無がアーチリブの挙動に大きく影響されることが分かる。また、表-4と表-5から、引張挙動よりも圧縮挙動の方がより大きな相当応力を生じさせ、また、支承の破壊が、応力分布に与える影響が小さいことが示された。

(7)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-12に、(8)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-13に、(26)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-14に、(27)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-15に示す。

図-12、図-14から、橋軸直角方向変位は、アーチ支承の変位拘束の有無にかかわらず、支承付近に最大相当応力を生じさせることが分かる。この挙動は文献^{4,5)}の挙動と同じ傾向を示す。しかし、支承が破壊した場合、図-13、図-15に示すように、支承付近に高い応力は見られず、図-13の場合、A2側のアーチリブ全体に、図-15の場合、アーチクラウン周辺に大きな相当応力が生じることが分かる。アーチ支承とアーチリブの接合部には、側面に補剛リブが取り付けられており、ねじれなどの挙動が大きく軽減されるが、図-13と図-15の場合、断面内に縦リブが設置されているが、効果が低く、大きい相当応力

が生じると考えられる。変形挙動に着目すると、各モデルに図-7、図-9に示した橋軸方向変位に比べ、各モデル間に大きな差は見られない。

(9)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-16に、(28)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-17に、(29)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-18に示す。(10)のモデルは、それぞれ(9)のモデルの変形挙動と、値こそ異なるが応力分布に差が無かったので、ここでは省略する。

図-16～図-18を比較すると、橋軸直角方向変位のモデルと異なり、変形に差があることが分かる。最大相当応力が生じる箇所は、アーチ床版の変位拘束の有無によって異なりはするが、床版(9)、(10)、(28)ではA2側の支承に近い位置に生じることが示さ

れた。一方、支承が破壊したモデルである(29)モデルでは、アーチクラウン部に高い相当応力が生じることが示された。詳細は割愛するが、(28)のモデルのアーチ床版の変位は、強制変位を与えたA1側の変位が大きくなるが、(29)のモデルでは、アーチクラウン部の変位が大きくなっている。アーチ床版の変位挙動によって、アーチリブの応力分布と生じる最大相当応力に差が生じたと推察される。

複合変位の代表例として、xz変位を与えた(11)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-19に、(30)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-20に、yz変位を与えた(14)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-21に、(33)のモデルの相当応力分布を示す側面図を図-22に示す。なお、図-21、図-22のモデルは、表-2、表-3に示すように、高さ方向変位の正負が、高さ方向変位のみを与えた(9)、(10)、(28)、(29)と異なるが、左右の向きを入れ替えると同じ結果となる。

各図を比較すると、各方向の変位を単独で与えた場合の結果を、それぞれ複合させたような変形と応力分布を示す一方、各図ともに橋軸方向変位の影響が強く出ている。例えば、図-19の場合、変形も応力分布も図-7に近く、図-20の場合、最大相当応力の位置が一致している。図-21、図-22の場合、橋軸方向変位と高さ方向変位の各モデルの変形が類似しているため判別は難しいが、最大相当応力が生じている位置は、図-7の位置に近い。しかしながら、橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向変位が同時に作用した場合、表-4、表-5に示すように、最大相当応力が生じる位置が、(17)、(18)、(36)、(37)の各モデルで異なり、橋軸方向の影響が小さい。前述の通り、本研究ではxy方向に変位を与えた解析を行っておらず、xy方向変位によって生じる挙動が影響している可能性が示唆される。

5. まとめ

本研究では、地盤変動が生じた際に鋼アーチ橋に生じる挙動の照査とデータの蓄積を目的とした基礎研究として、実橋を参考にモデル化した鋼アーチ橋を対象に、支承部や桁端部の境界条件をパラメータとして与えたFEM解析を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・アーチ床版の変位拘束の有無をパラメータとした

が、アーチリブの応力分布に与える影響は極めて大きいことが示された。本研究では、多くのモデルにおいて、変位が拘束されないモデルの方が、アーチリブに生じる最大相当応力が小さいことが示された。しかし、既往の研究とは逆の傾向となっており、与えている強制変位のオーダー等、さらに多くのパラメータを仮定し、データの蓄積していく必要である。

- ・一方向にのみ強制変位を与えた場合、橋軸直交変位、高さ方向変位、橋軸方向変位の順で、アーチリブに生じる相当応力が大きくなっていくことが示された。また、橋軸方向変位の場合、圧縮側となる変位の方が、引張側となる変位よりも、アーチリブに生じさせる相当応力を大きくすることが示された。

- ・地盤変動が生じる側の支承が破壊した場合を想定した解析においては、橋軸方向の変位の場合、変形挙動、応力分布への影響は極めて小さいが、橋軸直角方向、高さ方向の変位の場合、アーチリブに生じる相当応力は著しく増加することが示された。

- ・2方向の変位を与えた場合、橋軸方向の変位の影響がより大きく変形挙動、応力分布に影響することが示された。ただし、3方向の変位を与えた場合、いずれのモデルとも異なる挙動が示された。

参考文献

- 1) (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。
- 2) 国土交通省鉄道局：南阿蘇鉄道の鉄道施設災害復旧調査報告概要，p.3, 2019。
- 3) (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。
- 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) 千田知弘，渡辺浩，谷口亮太，崔 準祐：アーチアバットの滑動を考慮した阿蘇大橋崩落メカニズムの静的検討，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，Vol.20，pp.187-192，2017。