BRBおよびSPDを導入した鋼アーチ橋の 地震後の使用性と複数回地震動の影響に関する 解析的検討

丸山 陸也1・葛 漢彬2

¹学生会員 名城大学大学院 理工学研究科建設システム工学専攻
(〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口1-501) E-mail:rikuya.maruyama@gmail.com
²フェロー 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科
(〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口1-501) E-mail:gehanbin@meijo-u.ac.jp

本論文は、鋼アーチ橋に座屈拘束ブレース(BRB)およびせん断パネルダンパー(SPD)を導入し、損 傷が集中する端柱基部の最大応答ひずみを制御した場合に、残留変位による地震後の使用性の照査も満た すのかを解析的に検討したものである.残留変位は鋼アーチ橋の補剛桁、アーチリブ、端柱から抽出し、 より詳細に検討を行った。制震化していない基本モデルでは残留変位は小さいものの、最大応答ひずみが 目標値である部材健全度2以内を満足することができなかった。しかしながら、制震ダンパーを導入した 耐震性能向上モデルでは、最大応答ひずみを2*c*,以下に低減し、その際の残留変位も許容値以内に抑えるこ とができた.このことから、鋼アーチ橋に対して、ひずみ照査法と変位照査法における地震後の使用性の 等価性を示すことができた.また、鋼アーチ橋に対する複数回地震動による影響が小さいことを確認した.

Key Words : steel arch bridge, post-earthquake performance, multiple earthquakes, strain verification method, residual displacement, damage control design

1. 序論

1995年に発生した兵庫県南部地震では、過度の残留変 形のために撤去・再構築された被害橋梁がみられた¹⁾. また、1999年トルコ・コジャエリ地震、2008年中国四川 大地震、2009年インドネシア・ニューギニア島沖地震、 2011年東北地方太平洋沖地震では、本震の後に強い余震 が多発することやその地震が引き金となり、他の地震を 短期間内に引き起こす複数回地震が起こることが明らか にされている.この結果は、単独、複数回地震時の構造 物の地震後の使用性、早期復旧性を高めるためにも残留 変形をできるだけ小さくする必要があることを示してい る.

著者らはこれまでに、座屈拘束ブレース(以降BRBと 呼称)やせん断パネルダンパー(以降SPDと呼称)を導 入した鋼アーチ橋の地震応答解析を行い、それらの制震 ダンパーの要求性能や復元カモデルに関する研究、応答 値に関する検討をしてきた²⁹⁻⁴.しかしながら、これら は主に制震ダンパーのエネルギー吸収性能および制震効 果に関するものであり、制震ダンパーを導入した鋼アー チ橋の残留変位に及ぼす複数回地震の影響に関する詳細 な検討、橋脚全体の残留変位の照査についての検討は十 分ではない.

そこで本研究では、これまでに検討してきた鋼アーチ 橋(基本モデル)およびBRB,SPDを導入した鋼アーチ 橋(耐震性能向上モデル)に対し、地震動を複数回入力 した地震応答解析を行い、鋼アーチ橋の端柱、補剛桁、 アーチリブの各部材で残留変位を抽出し、これらの制震 ダンパーを導入した構造物の最大応答ひずみを制御した 際に、残留変位による地震後の使用性の照査を満たすか どうか解析的に検討する.そして、これらの条件を満た すことで、鋼アーチ橋に対するひずみ照査法と変位照査 法における地震後の使用性の照査の等価性を示すことを 目的とする.

表-1 耐震性能照査法 5/0 (部分係数),構造安全性の照査項目は省略)

	部材健全度2			
変位照査法		機能保持性・復旧性	$\delta_R \le h/300$ (a)	
ひずみ照査法	地震後の使用性	機能保持性・復旧性 (鋼部材)	$\varepsilon_{a)\max} \le 2.0\varepsilon_y$ (b)	

Note: δ_R =残留変位、h=橋脚高さ、 ϵ_{ajmax} =最大応答ひずみ、 ϵ_{j} =降伏ひずみ



図-1 相対変位の定義の概念図

アーチリブ,補剛桁,鉛直材,	はり
床板,アーチリブ支材	要素
上横構,下横構,鉛直材対傾構	トラス 要素

表-3 各部材の使用鋼材 ・チリブ、補剛桁、

アーチリブ,補剛桁, 端柱,横構	SMA490W
その他の部材	SMA400W

2. 耐震性能照査法^{5,6}

本研究では、日本鋼構造協会および土木学会が提案 する鋼構造部材・部品の健全度照査法^{5,6}に基づき、変位 照査法およびひずみ照査法を組み合わせた照査を行う. 許容値としては、軽微な損傷(耐力・変形性能とも十分 /軽微な補修)である部材健全度2を目標とし、表-1に 地震後の使用性照査の一部を抜粋した形でその詳細を示 す.また、文献5,6)には、アーチ橋等の地震後の使用性 照査を変位照査法で行う場合の規定はない.そこで本論 文では、表-1の式(a)の橋脚高さhを隣接横構間距離Lに置 き換えて、部材健全度2の規定とする.よって、残留変 位については、隣接する各横構間の相対変位を用いるこ ととする.この相対変位に関する概念図を図-1に示す. ひずみ照査法については式(b)をそのまま用い、損傷が 集中する端柱基部の最大応答ひずみの照査を行う.

3. 鋼アーチ橋に関する検討

(1) 解析概要

解析対象のアーチ橋は、日本鋼構造協会5でベンチマ





(b) 耐震性能向上モデル1 (UM1, Type1)



(c) 耐震性能向上モデル1 (UM1, Type 2)



(d) 耐震性能向上モデル2 (UM2)

図-2 鋼アーチ橋解析モデル

ークとして用いられているもので,文献2)-4)と同様であ る.詳細としては,橋長173m,アーチ支間長114m,側 径間26.5m,アーチライズ16.87m,スパンーライズ比が 1/6.76の2ヒンジ上路式RC床版の鋼アーチ橋である.解 析モデルは橋軸直角方向の解析を対象とすることから, 図-2(a)に示される3次元骨組モデルを使用した.本論文 ではこのモデルを「基本モデル(OM)」と称する.さ



図-3 使用した構成則

地震動々 (11)	财产	入力モデル				
地展到沿(Level 2, Type 1)	四合个小	Arch OM	BRB in Arch	SPD in Arch		
開北橋周辺地盤上(橋軸成分)	KAI-LG-M	\bigcirc^1	\bigcirc^{123}	\bigcirc^1		
開北橋周辺地盤上(橋軸直角成分)	KAI-TR-M	\bigcirc^1	$\bigcirc^{1,2,3}$	\bigcirc^1		
七峰橋周辺地盤上(橋軸成分)	SHI-LG-M	\bigcirc^1	$\bigcirc^{1,2,3}$	\bigcirc^1		
板島橋周辺地盤上(橋軸成分)	ITA-LG-M	\bigcirc^1	\bigcirc^{123}			
板島橋周辺地盤上(橋軸直角成分)	ITA-TR-M	\bigcirc^1	$\bigcirc^{1,2,3}$			
温根沼大橋周辺地盤上(橋軸直角成分)	ONN-TR-M	\bigcirc^1	\bigcirc^{123}			
地電動名 (112-172)	math	入力モデル				
地展到纪(Level 2, Type 2)	四合个小	Arch OM	BRB in Arch	SPD in Arch		
神戸海洋気象台地盤上(NS成分)	JMA-NS-M	\bigcirc^1	\bigcirc^{123}	\bigcirc^1		
神戸海洋気象台地盤上(EW成分)	JMA-EW-M	\bigcirc^{123}	\bigcirc^{123}	\bigcirc^1		
猪名川架橋予定地周辺地盤上(NS成分)	INA-NS-M	\bigcirc^1	$\bigcirc^{1,2,3}$	\bigcirc^1		
JR 西日本鷹取駅構内地盤上(NS 成分)	JRT-NS-M	\bigcirc^1	\bigcirc^{123}			
JR西日本鷹取駅構内地盤上(EW成分)	JRT-EW-M	0123	0123			
大阪ガス葺合供給所構内地盤上(N27W 成分)	FUKIAI-M	\bigcirc^1	○1,2,3			

表-4 それぞれのモデルに入力した地震動とその略称

らに、今回使用する「耐震性能向上モデル」を図-2(b)、 (c)、(d)に示す.ここで耐震性能向上モデル1(UMI) は端柱の各層およびアーチリブの一部にBRBを導入した モデル(図-2(b)、(c)では地震動のタイプによってアー チリブに導入するBRBの数を変更している)、耐震性能 向上モデル2(UM2)は端柱の各層にSPDデバイスを導 入したモデルである.

アーチ橋の各部材に用いた要素および鋼材を表-2,3 に示す.このモデルでは横構,対傾構は非常に細長い構 造となっている.したがって、トラス部材と見なして、 構造的にも、横構は腹板の側面にガゼットを用いて溶接 するため、補剛桁、アーチリブの曲げ変形を横構に伝え るには剛性が充分でないことから、トラス要素を用いる. ここで、はり要素はABAQUSに用意されている3次元 はり要素B31、トラス要素は3次元トラス要素T3D2であ る.また、鋼材の構成則は、図-3(a)に示すようなバイリニア型移動硬化則(2次勾配はE/100であり、 E=206[GPa]としている)、コンクリートには道路橋示方 書⁷で与えられている図-3(b)のような構成則を用いた (圧縮強度f=0.85σ_d、設計強度σ_d=30[MPa]、ε_σ=0.002である).

耐震性能向上モデル1に導入したBRBについては,一次設計時にブレースを含めた構造物の全部材が弾性域内に収まるよう設計した⁴.構成則は二次勾配を一次勾配の1/60としたバイリニア移動硬化則である(図-3(c)).

耐震性能向上モデル2に導入したSPDデバイスの設計 としては、SPDの塑性変形により、エネルギーを吸収す ることを目的としているため、支持ブレースの水平方向 降伏荷重がSPDの水平方向降伏荷重を上回るように設計 する必要がある.従って、SPDデバイスの水平方向降伏 荷重は、そのままSPDの水平方向降伏荷重となる.SPD

Note: 丸印の右上に示した数字はその地震動の入力回数を示している.また,入力モデルとして示す Arch OM は鋼アーチ橋の基本モデル,BRB in Arch は鋼アーチ橋の端柱およびアーチリブに BRB を導入したモデル (UMI), SPD in Arch は鋼アーチ橋の端柱に SPD デバイスを導入した モデル (UM2) をそれぞれ示している.

表-5 鋼アーチ橋に導入した BRB の設計断面積

BRB in Arch	地盤種別	BRB設置	BRB 断面積 A _{BRB} (mm ²)		
Upgrading Model 1	1	端柱	3,000		
	1	アーチリブ	7, 8	8,500	
	2	端柱	5,000		
		アーチリブ	7, 8	10,000	
			9~12	5,500	

SPD in Arch	α_{F}	$a=b_w$ (mm)	t_w (mm)	N_L	R_w	F _{y,SPD} (kN)	K _{SPD} (kN/m)
Upgrading Model 2	0.2	500	19.80	0	0.223		1,568,997
		600	16.50	1	0.161		1,307,497
		700	14.14	1	0.219	1343	1,120,712
		800	12.38	1	0.285		980,623
		900	11.00	2	0.241		871,665
		1000	9.90	2	0.297		784,498

表-6 鋼アーチ橋に導入した SPD の構造パラメータ

Note: a=降伏強度比, a=パネル幅, b_w=パネル高さ, t_w=ウェブ板厚, N=補剛材本数, R_w=幅厚比パラメータ, F_{3,SPD}=SPDの降伏 強度, K_{SPT}=SPDの剛性

表-7 鋼アーチ橋の固有値解析結果

	F	「古田畑の		有効質量比(%)							亦叱		
モード	回有 同 坍 I (S)		橋軸方向		橋軸直角方向		鉛直方向			変形			
	OM	UM1	UM2	OM	UM1	UM2	OM	UM1	UM2	OM	UM1	UM2	
1	1.315	1.315	1.316	14.8	16.4	16.2	0	0	0	0	0	0	面内
2	1.018	1.130	0.990	0	0	0	73.6	85.8	80.8	0	0	0	面外



図-4 基本モデルに INA-NS-M を入力した際の各部材の橋軸直角方向残留変位分布

の設計においては、主構造およびSPDデバイスの応答特 性を比較・検討するために、材料諸元および寸法を含め た幾何学的諸量から定まるパラメータがよい.そこで、 降伏強度比₄=0.15-0.35、パネル高さb_w=0.5~1.0とし、計 30ケースのSPDを設計した.本研究では、文献3)を参照 し、前述の30ケースの内、一次設計を満足したa_F=0.2、 b_w=0.5~1.0の6ケースについて検討する.二次設計におけ る入力地震動は、日本道路協会の道路橋の耐震設計にお ける動的解析に用いる加速度波形レベル2地震動を用い たが、UM1、UM2はそれぞれ文献4)と文献3)を参照して いるため、異なる地震波を用いている.そこで表-4に本 研究で用いた地震動とその入力モデルを示す.

(2) 設計結果

鋼アーチ橋に導入した制震ダンパーの設計結果を表-5, 6に示す.

(3) 解析結果

表-7にOM, UM1, UM2に対する2次モードまでの固 有値解析結果を示す.1次モードではそれぞれの固有周 期に大きな違いはみられなかった.橋軸直角方向に有効 質量比が卓越した2次モードでは,それぞれの固有周期



図-5 BRBを導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位との関係



(a) 補剛桁中央点の変位と端柱基部のひずみの時刻歴 応答



塑性化箇所

図-6 橋脚の応答ひずみおよび補剛桁の応答変位

に変化がみられた.また,有効質量比を比べると,OM が73.6%であるのに対し,UM1では85.8%,UM2では80.8%となり,耐震性能向上モデルでは基本モデルと比べて大きくなる結果となった.

図-4に示すのは、OMに対し地震動INA-NS-Mを入力した際の各部材の橋軸直角方向残留変位である.図-4(a), (b)では縦軸に残留変位,横軸に部材長をとり、図-4(c)では縦軸に部材長,横軸に残留変位をとっている.これらをみると、補剛桁およびアーチリブを示した図-4(a), (b)では、どちらも部材中央付近で残留変位が大きくなっていることがわかる.一方、図-4(c)の端柱では、頂部の残留変位が大きくなった.このことから本研究では、鋼アーチ橋において最大応答ひずみー残留変位関係を表す際、端柱基部の最大応答ひずみと補剛桁中央、アーチリブ中央および端柱頂部の残留変位を用いることとする.

図-5に地震動を1回のみ入力した場合のOMおよび UM1の最大応答ひずみと各着目点での残留変位との関係を示す.ここで縦軸は残留変位を横構ごとの節点間距 離Liで無次元化した値,横軸は端柱基部の最大応答ひず みを降伏ひずみで無次元化した値である.図をみると, 全体を通して,制震ダンパー導入前は最大応答ひずみが 大きくなっているものの,残留変位は部材健全度2の照



図-7 SPDデバイスを導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位との関係



図-8 OMにおける補剛桁およびアーチリブの橋軸直角方向残留変位分布

査を満たしていた.図-6(a)に示すように,端柱基部の 最大応答ひずみが20c,以上の大きな値となった場合でも, 補剛桁中央点の変位はあまり大きくなく,最終的に残留 変位も小さいことがわかる.これは構造的に上部構造の 剛性が非常に高いことに起因したと考えられる.また, 図-6(b)をみると,損傷はアーチリブおよび端柱に集中 していることから,非制震の基本モデルにおいても残留 変位が小さくなったものと考えられる.図-5(a),(b), (c)を比べると補剛桁中央,アーチリブ中央,端柱頂部 の順で残留変位が大きくなる傾向がみられた.制震ダン パー導入後は,1ケースのみ部材健全度2を満足しなかっ たが、ほとんどのケースで大幅なひずみの低減効果がみ られ、残留変位に関しても許容値以内に収まる結果とな った.これらのことから、鋼アーチ橋に対して、最大応 答ひずみを2c,以内に抑えるような制震設計を行うこと で、地震後の使用性の照査も満たすことができるといえ る.

図-7にOMおよびUM2の最大応答ひずみと,各着目点 での残留変位との関係を示す.グラフの構成は図-5と同 様である.UM2では、図-5のUM1と比べ残留変位は小 さくなり,許容値を超えたケースはなかった.また, UM1と同様に補剛桁中央,アーチリブ中央,端柱頂部



図-9 UMIの各種応答値に及ぼす地震動入力回数の影響

の順で残留変位が大きくなる傾向がみられた.

図-5,7ともに、最大応答ひずみを2c,以内に制御した 場合の残留変位は許容値以内となり、ひずみ照査法と変 位照査法における地震後の使用性の等価性を示すことが できた.

図-8に示すのは、OMにおける補剛桁およびアーチリ ブの残留変位を地震動入力回数ごと(GM1, GM2, GM3は それぞれ1回のみ入力、2回連続入力および3回連続入力 を表す)に表したもので、JMA-EW-Mを一例として挙げ ている.これをみると、図-8(a)では補剛桁長30mおよび 140m付近(端柱頂部付近)で残留変位が大きくなり、 地震動入力回数の増加とともに残留変位が増大している ことがわかる.また、図-8(b)のアーチリブでは3mおよ び118m付近(アーチリブ基部付近)で補剛桁と同様に 残留変位が増大している.これは端柱基部およびアーチ リブ基部で塑性変形が大きくなっており、地震動入力回 数が増えるにつれてその周辺の残留変位が増大したもの と考えられる.

図-9にはUMIの補剛桁中央点の残留変位(図-9(a)) および端柱基部の最大応答ひずみ(図-9(b))に及ぼす 地震動入力回数の影響を示している.図-9(a)をみると, 地震動入力回数と残留変位に明確な傾向はみられなかっ たが,表中の最大残留変位($\delta_n/L_i=0.0002$)は許容値

 $(\delta_R L_i=0.0033)$ を十分下回っていた. 図-9(b)の最大応答 ひずみに関しては、ITA-TR-MおよびJRT-NS-Mを除くす べての地震動で、入力回数による最大応答ひずみの変動 はほとんどみられなかった.

図-8,9では、複数回地震動が鋼アーチ橋の残留変位 に与える影響について検討した.地震動の入力回数によ って残留変位に若干の変化はあるものの、それらは非常 に小さく、地震後の使用性の照査にも影響しないもので あった.これらのことから、本研究で用いた鋼アーチ橋 については、地震後の使用性の照査に関して地震動入力 回数の影響は大きくないといえる.

4. 結論

本研究では、鋼アーチ橋に制震ダンパーを導入した際 の、地震時応答について解析的に検討した.以下に本研 究によって得られた知見を示す.

- 鋼アーチ橋に制震ダンパーを導入する際,最大応答 ひずみを2g以内に抑えるよう設計すると,地震後の 使用性の照査も満たすことができる.すなわち,ひ ずみ照査法と変位照査法における地震後の使用性の 照査の等価性を示した.
- 2) 制震ダンパーの違いによって制震効果にバラつきは あるが,最大応答ひずみー残留変位関係は結論1)の ような傾向がみられた.
- 3) 地震動入力回数による残留変位の増加は非常に小さ

く、本研究で用いた鋼アーチ橋に対する影響は大き くないといえる.

謝辞:本研究は、平成24年度私立大学戦略的基盤研究形 成支援事業「21世紀型自然災害のリスク軽減に関するプ ロジェクト」で名城大学に設置された「自然災害リスク 軽減研究センター」の助成を受けて実施されたものであ る.

参考文献

- 家村浩和:極限地震動に対する要求性能と設計法の あり方-耐震設計から先端技術を応用した免震・制 震設計へ-,土木学会論文集,No.623/VI-43, pp.1-8, 1999.
- 2) 陳 渓,葛 漢彬:せん断パネルダンパーによる鋼 アーチ橋の耐震性向上及びせん断パネルダンパーの 要求性能に関する研究,構造工学論文集, Vol.57A,

pp.514-527, 2011.

- 3) 丸山陸也,大場孝太,葛 漢彬:鋼アーチ橋へ導入 した SPD の構造パラメータの違いが耐震性能へ及ぼ す影響に関する解析的研究,第 17 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.375-382, 2014.
- Chen, X., Ge, H.B. and Usami, T. : Seismic Demand of Buckling-Restrained Braces Installed in Steel Arch Bridges Under Repeated Earthquakes, *Journal of Earthquake and Tsunami*, Vol.5, No.2, pp.119-150, 2011.
- 5) 宇佐美 勉編著,日本鋼構造協会編:鋼橋の耐震・ 制震設計ガイドライン,技報堂出版,2006.
- 5) 土木学会:鋼・合成構造標準示方書[耐震設計編],土 木学会,2008.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説[V耐震設計編], 丸善, 2012.

ANALYTICAL STUDY ON THE POST-EARTHQUAKE SERVICEABILITY OF STEEL ARCH BRIDGES WITH BRB AND SPD DAMPERS AND EFFECTS OF MULTIPLE EARTHQUAKES

Rikuya MARUYAMA and Hanbin GE

This study aims to evaluate post-earthquake seismic performance of a steel arch bridge with either BRBs (Buckling-Restrained Braces) or SPDs (Shear-Panel Dampers) by investigating residual displacements. Seismic dampers are designed to control the maximum strain of the main structure. Two verification procedures, namely strain-based and displacement-based procedures, are employed in this study. It is found that if the strain verification procedure is satisfied, the residual displacement verification procedure can also be generally satisfied. Moreover, effects of strong aftershocks are also investigated, where the structure is subjected to the same earthquake three times.