

鋼下路式単純トラスランガーアーチ橋の耐震補強設計

後藤僚一¹・新井雅之²

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ（株）（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）

²フェロー会員 パシフィックコンサルタンツ（株）（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）

1. はじめに

2016年熊本地震による橋梁の被害調査結果から鋼アーチ橋の損傷事例が報告されている¹⁾。特に支間長が長く高軸力が作用する鋼アーチ橋の地震時挙動は複雑であるため、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した動的複合非線形解析を行い、それぞれのアーチ形式の地震時挙動と変形性能を把握した耐震補強設計を行うことが必要とされる。本論文は、鋼単純下路式トラスランガー橋に対し、動的複合非線形解析を実施し、橋軸直角方向加震時にアーチリブスプリング部材およびアーチ支承に大きな応答値が発生したため、復元力機構を有するゴムバッファを設置し、全方向に移動可能なすべり免震支承への交換を行い免震化を図り、地震時にアーチが変形しないモードに変更することで目標とする耐震性能を確保した補強設計概要を報告するものである。

2. 検討対象橋梁および目標とする耐震性能

検討対象橋梁を図-1に示す。アーチ支間126.6m、（スパンライズ比1/6.7）、全幅員10.3mの鋼下路式単純トラスランガーアーチ橋であり、S55年（1980年）道示基準により設計された。竣工後28年経過しているが、点検調査の結果は予防保全段階に該当し、目標とする耐用期間を竣工時から100年と設定した²⁾。補強後の目標とする耐震性能を表-2および表-3に示す。ダム湖を跨ぎ2次被害の危険性があることから耐震補強後の目標とする性能を限界状態2（以下、耐震性能2と呼ぶ）と設定した³⁾⁴⁾。アーチリブと主桁（補剛桁）は、H24年（2012）道示³⁾に規定されるコンクリートを充填しない鋼箱断面の非線形パラメータ照査を満足しないため、橋全体の構造安定性および地震後の供用性の観点からレベル2地震時に塑性化させない方針とした³⁾⁴⁾。

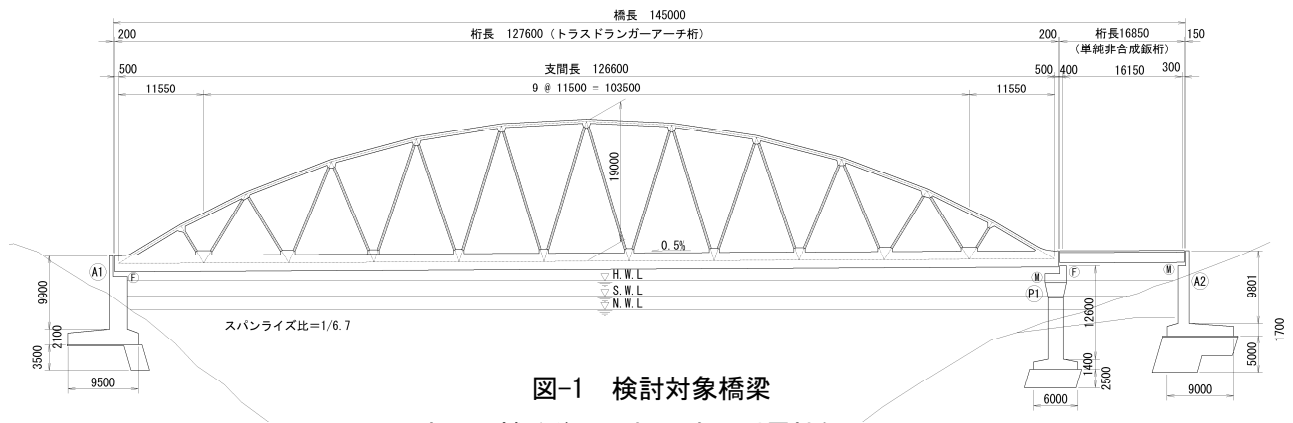


図-1 検討対象橋梁

表-1 補強後の目標とする耐震性能

鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン (2006年)	耐震性能水準				
	耐震性能水準 構造安全性	耐震性能1 安全	耐震性能2 安全	耐震性能3 安全	耐震性能4 安全
地震後の使用性	損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
	機能保持性	常時機能保持 (目視点検後、即通行可能)	一部分機能限定 (主構造部材の損傷軽微、補修しながら普通車両が通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷、荷重制限があり、緊急車両のみ通行可能)	機能喪失 (普通車両通行不可)
	復旧性	補修・補強不要	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧に長期間が必要(復旧のためには補強を必要とする) 機能回復のための修復が応急修復で対応可能	復旧不可能(撤去・再構築が必要、またはそれと同程度の復旧期間が必要)
土木学会 (2003年)		性能水準1	性能水準2	性能水準3	性能水準4
道路橋示方書V. 耐震設計編及び関連通通 (2012年〔平成24年〕および国土交通省通通)		耐震性能1	耐震性能2		耐震性能3

表-3 補強後の目標とする部材耐震性能

部位	部材要求性能	部材健全度
アーチリブ	弾性状態 * 降伏をわずかに超える塑性変形～部材は損傷せず、地震後に補修・補強を必要としない	部材健全度1 (許容ひずみ $\epsilon_a = \text{降伏} \epsilon_y$)
主桁(補剛桁) A17-チリブ'支承 P17-チリブ'支承		
橋門構	降伏を超えるが最大耐力に対して余裕がある * 耐力・変形性能とも十分～軽微な補修	部材健全度2 (軽微な損傷; 耐力・変形性能とも十分余裕がある状態 許容ひずみ $\epsilon_a = 2.0 \epsilon_y$)
アーチ支材・アーチ上横構 縦桁・横桁・下横構	耐力・変形性能ともに余裕がある * 補修・補強により再使用可能な損傷状態	部材健全度3 (限定的な損傷; 耐力・変形性能とも余裕がある補修可能な状態 許容ひずみ $\epsilon_a = 8.4 \epsilon_y$)
P1橋脚 (RC構造)	弾性状態 * ダム湖内に位置しており、地震後の補修が困難であるため、降伏をわずかに超える塑性変形とし、地震後に補修・補強を必要としない	部材健全度1 (降伏耐力以内に留める)
P1橋脚直接基礎	耐力・変形性能ともに余裕がある * 補修・補強により再使用可能な損傷状態	部材健全度3 (限定的な損傷; 耐力・変形性能とも余裕がある補修可能な状態) * 損傷度区分Ⅲの許容塑性率以下 ⁵⁾

3. 解析モデルおよび現況固有値解析結果

(1) 解析モデル

解析モデルを図-2に示す。解析モデルは、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した3次元はり-ばね-マスモデルとし、動的複合非線形解析を実施した。アーチ橋のモデル化の留意点を以下に示す。

- ・アーチ各部材：曲げ部材および軸力部材に対応した非線形はり要素とした。主要1次部材で軸力変動が生じるアーチリブは、M-Nインタラクションカーブの作成を行い、その影響を考慮した。
- ・アーチ支承：橋軸方向にA1橋台は固定、P1橋脚起点側を可動とし、橋軸直角方向はともに固定とした。
- ・橋台：全断面有効剛性でモデルとした。
- ・橋脚：非線形はり要素とし、M- ϕ トリリニアモデルとした。
- ・基礎：I種地盤である。直接基礎は線形集中ばねでモデル化した。

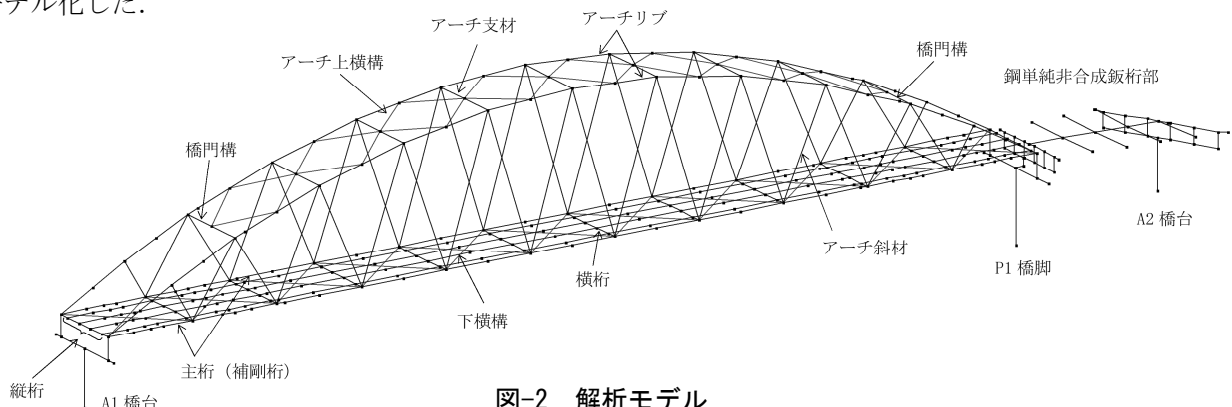


図-2 解析モデル

・粘性減衰モデルはRayleigh型減衰を採用した。

(2) 現況モデルの固有値解析結果

橋軸方向の1次振動モードを図-3に示す。P1橋脚が橋軸方向に変形するモード形状であり、固有周期は $T=0.83(\text{sec})$ である。

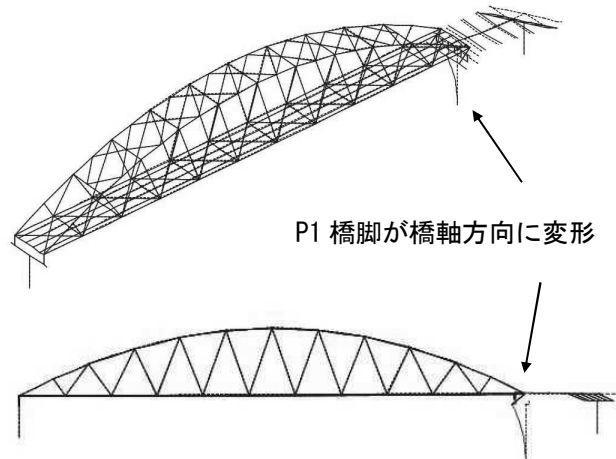


図-3 橋軸方向1次振動モード図

橋軸直角方向の1次振動モードを図-4に示す。アーチ上部工が橋軸直角方向に変形するモード形状であり、固有周期は $T=1.43(\text{sec})$ である。

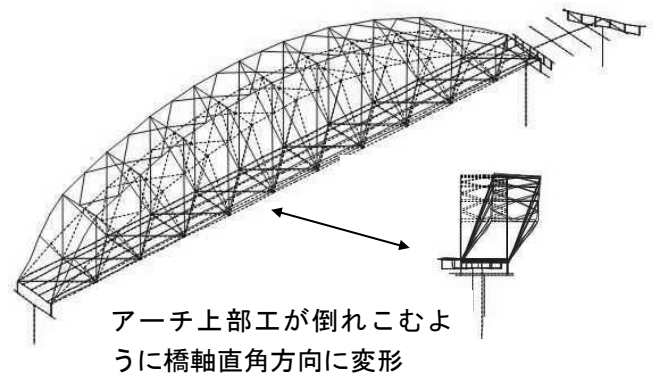


図-4 橋軸直角方向1次振動モード図

4. 現況静的プッシュオーバー解析結果

(1) 橋軸方向プッシュオーバー解析結果

橋軸方向のプッシュオーバー解析結果を図-5に示す。A1アーチ鋼製ピン支承が $kh=0.17$ で損傷し、その後、P1橋脚が $kh=0.35$ で終局に至る。アーチ部材の耐力は大きいですが、アーチ固定支承とP1橋脚により橋軸方向の耐力が決定され、現況保有耐力と変形性能が小さいことがわかった。

(2) 橋軸直角方向プッシュオーバー解析結果

橋軸直角方向のプッシュオーバー解析結果を図-6に示す。A1アーチ鋼製ピン支承が $kh=0.14$ 、P1アーチ鋼製ピンローラー支承が $kh=0.24$ で損傷し、その後、主桁が $kh=0.40$ 、アーチリブ(橋門構付近)が $kh=0.53$ で降伏し、橋軸直角方向の耐力は、アーチ支承と主桁およびアーチリブの降伏により決定され、現況保有耐力と変形性能が小さいことがわかった。

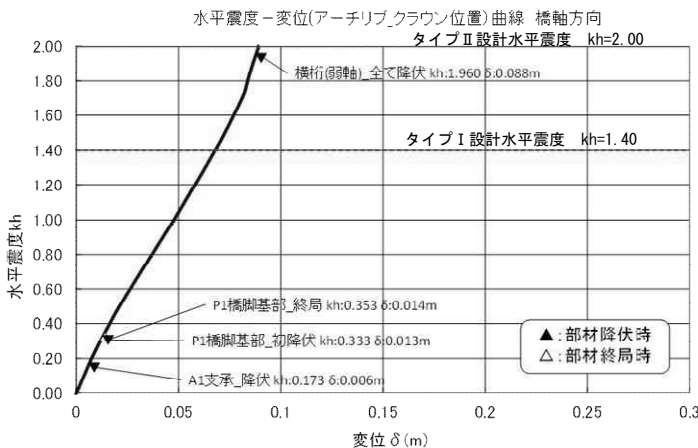


図-5 水平震度(kh)-アーチリブクラウン変位(δ)関係図[橋軸方向]

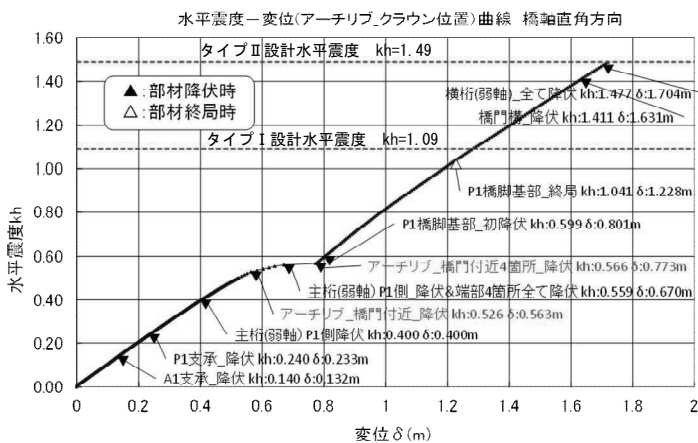


図-6 水平震度(kh)-アーチリブクラウン変位(δ)関係図[橋軸直角方向]

5. 3次元動的複合非線形解析による現況保有耐震性能の評価

(1) 3次元動的複合非線形解析結果(橋軸方向加震)

タイプII-I-1波形による時刻歴応答値図を図-7~図-8に示す。アーチリブクラウン最大応答加速度は、固有周期 $T=0.83(sec)$ の道示タイプII加速度応答スペクトル値とほぼ同程度生じている。また、P1橋脚上のアーチ主桁(補剛桁)とP1橋脚の相対変位量は遊間量200mmを超えるため、A1橋台およびP1橋脚のパラペットと桁衝突が生じることがわかった。

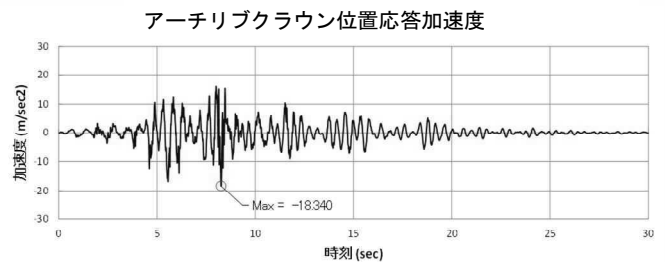


図-7 時刻歴応答加速度図(橋軸方向 タイプII-I-1波形 アーチリブクラウン位置)

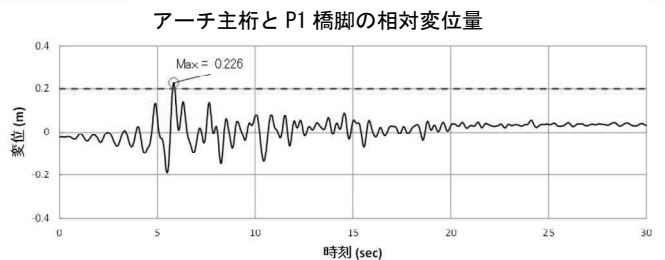


図-8 時刻歴応答変位図(橋軸方向 タイプII-I-1波形 P1橋脚遊間量)

タイプII-I-1波形による履歴ループ図を図-9~図-10に示す。アーチリブは軸力変動が大きく生じ、一部で部材降伏し、P1橋脚は耐震性能2の許容塑性率を超える曲げ変形が生じることがわかった。

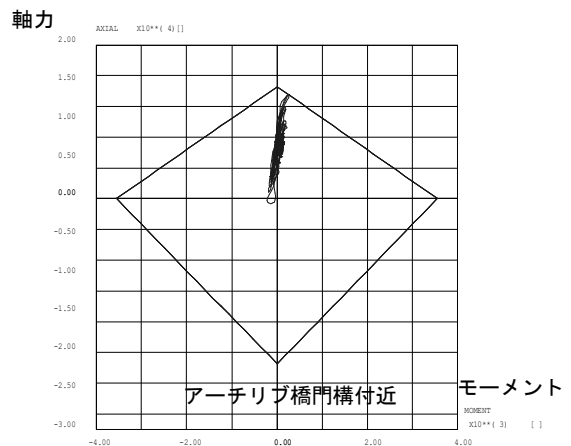


図-9 履歴ループ図(橋軸方向 タイプII-I-1波形 アーチリブ橋門構付近 M-N 相関応答値図)

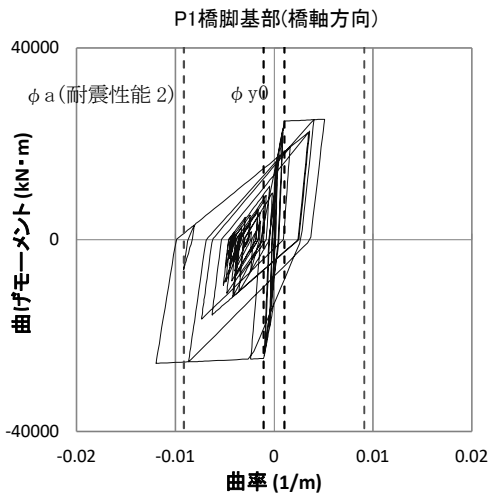


図-10 履歴ループ図(橋軸方向 タイプⅡ-I-1 波形 P1 橋脚基部)

タイプⅡ地震動3波形平均のアーチ上部工部材の応答塑性率図を図-11に示す。橋軸方向加震では橋門構付近のアーチリブ部材が降伏した。また、A1アーチ固定支承には耐力の10倍の水平力が生じた。

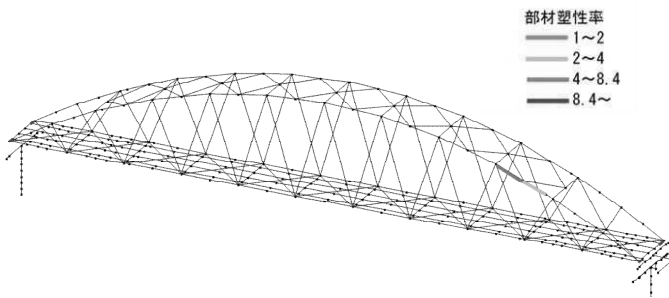


図-11 アーチ上部工塑性化部材(橋軸方向 タイプⅡ 3 波平均)

(2) 3次元動的複合非線形解析結果(橋軸直角方向加震)

タイプⅡ-I-1波形による時刻歴応答値図を図-11～図-12に示す。アーチリブクラウン最大応答加速度は、固有周期 $T=1.43(\text{sec})$ での道示タイプⅡ加速度応答スペクトル値とほぼ同程度生じている。また、アーチリブクラウンの最大応答変位は 0.48m 変形することがわかった。

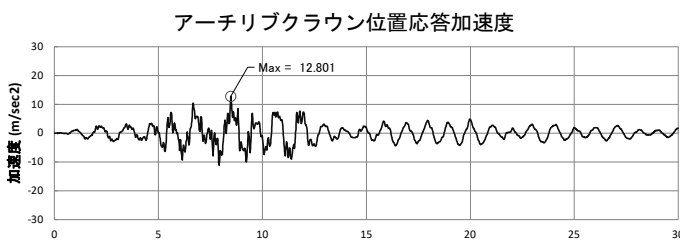


図-11 時刻歴応答加速度図(橋軸直角方向 タイプⅡ-I-1 波形 アーチリブクラウン位置)

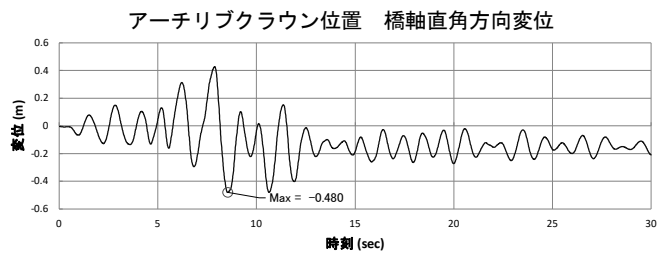


図-12 時刻歴応答変位図(橋軸直角方向 タイプⅡ-I-1 波形 アーチリブクラウン位置)

タイプⅡ-I-1波形による履歴ループ図を図-13～図-14に示す。アーチリブの軸力変動は橋軸方向加震よりも小さいが橋門構付近で一部降伏する結果を得た。P1橋脚はひび割れが生じるが弾性状態である。

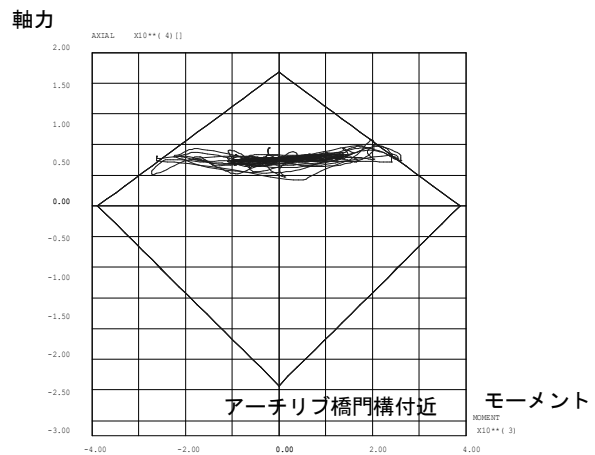


図-13 履歴ループ図(橋軸直角方向 タイプⅡ-I-1 波形 アーチリブ橋門構付近 M-N 相関応答値図)

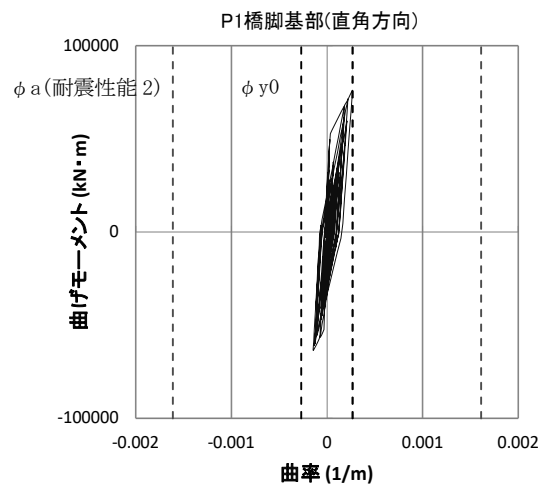


図-14 履歴ループ図(橋軸直角方向 タイプⅡ-I-1 波形 P1 橋脚基部)

タイプⅡ地震動3波形平均のアーチ上部工部材の応答塑性率図を図-15に示す。橋門構付近のアーチリブやアーチスプリング位置の主桁が降伏を大きく超え、橋門構やアーチ上横構が目標とする許容

塑性率を超える結果を得た。また、A1とP1のアーチ支承には支承耐力の6倍の水平力が生じた。

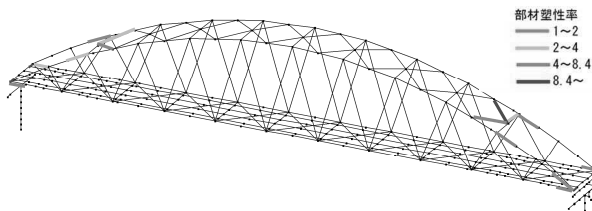


図-15 アーチ上部工塑性化部材(橋軸直角方向タイプⅡ 3波平均)

6. 耐震補強方針および補強後解析結果

(1) 耐震補強方針

特に橋軸直角方向加震で大きな応答が生じ、耐震性能2が確保できていないことがわかった。鋼中路式アーチ橋で効果が得られた鋼アーチ部材のあて板補強やアーチ上横構を座屈拘束ブレースダンパーに交換する補強等⁶⁾では耐震性能が確保できないため、支承条件を変更し、モード形状変更と免震化により、鋼アーチ部材の無補強化を図る補強方針とした。

a) 鋼アーチ部すべり免震支承による両方向免震化

アーチ支承のA1ピン支承、P1ピンローラー支承を両方向に移動可能なすべり免震支承(すべり免震支承の摩擦係数0.1および端支点横桁下面に復元力を有するゴムバッファを新たに設置)⁷⁾に交換して、橋軸方向と橋軸直角方向の両方向免震化を図った。

b) 鋼鈹桁部の支承条件変更

架け違いP1橋脚の鋼鈹桁部のBP固定支承を可動支承に改良し、A2橋台の可動支承に新たに水平力分担構造を設置して固定支承とする支承条件変更を行い、鋼鈹桁橋の地震時慣性力をP1橋脚へ作用させない工夫を行った。

c) 鋼アーチ部の橋軸方向に粘性ダンパーを設置

アーチ橋の桁とパラペットの衝突を避けるため、アーチ主桁(補剛桁)に粘性ダンパー(速度依存性考慮)を設置し、相対変位量を遊間量以内に抑えた。

d) P1橋脚のRC巻立て補強

P1橋脚の脚柱部の補強はRC巻立て補強を採用し、主鉄筋D41@250mmを基部定着させレベル2地震時では弾性挙動範囲内に留め、直接基礎は時刻の同時性を考慮した応答値を用いた照査を行い、基礎は無補強で目標とする耐震性能を満足することを確認した。

e) 伸縮装置の交換

両方向免震化に伴い、橋軸方向および橋軸直角方向のレベル2地震時のすべり免震支承変形量を阻害しない移動量を確保できる伸縮装置の交換を行った。

(2) 補強後の3次元動的複合非線形解析結果

a) 固有値解析結果(補強後)

補強後の橋軸方向1次振動モード図および橋軸直角方向1次振動モード図を図-16~図-17に示す。ともにアーチ形状を保持したまま、支承が平行にスウェイするモード形状となり、固有周期は橋軸方向で $T=1.45(\text{sec})$ 、橋軸直角方向で $T=1.81(\text{sec})$ と長周期化を図ることが出来た。

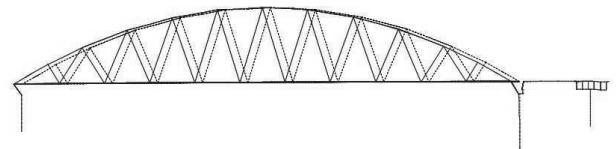


図-16 橋軸方向1次振動モード図[補強後]

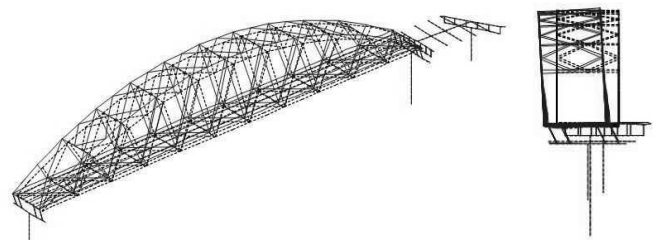


図-17 橋軸直角方向1次振動モード図[補強後]

b) 時刻歴応答変位図(補強後)

補強後のタイプⅡ-I-1波形による時刻歴応答値図を図-18~図-19に示す。図-7より橋軸方向のP1橋脚上のアーチ主桁(補剛桁)とP1橋脚の相対変位量は遊間量200mm以内となった。図-8より橋軸直角方向のアーチリブクラウン位置変形量も減少した。

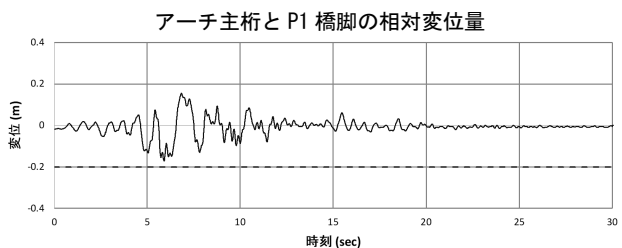


図-18 時刻歴応答変位図(橋軸方向 タイプⅡ-I-1波形 P1橋脚遊間量[補強後])

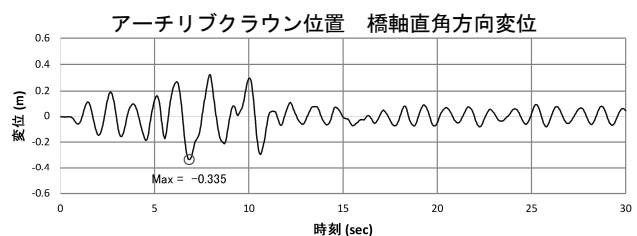


図-19 時刻歴応答変位図(橋軸直角方向 タイプⅡ-I-1波形 アーチリブクラウン位置)[補強後]

c) 応答履歴ループ図(補強後)

P1橋脚のすべり免震支承の履歴ループ図を図-20に示す。橋軸方向と橋軸直角方向の変位量はほぼ同

じとなり、負反力が生じないことを確認した。

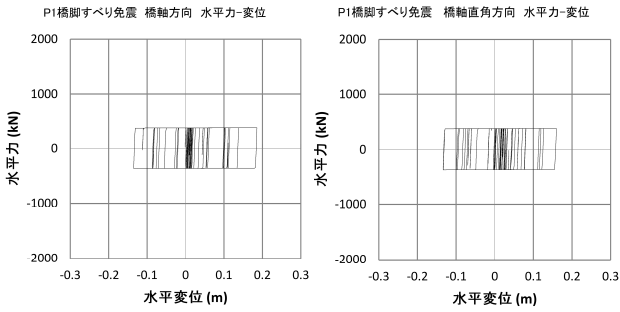


図-20 時刻歴応答変位図(橋軸直角方向 タイプII-I-1 波形 アーチリブクラウン位置)[補強後]

橋門構付近のアーチリブの履歴ループ図を図-21に示す。アーチ部材の変形が生じないことから軸力変動および発生応力も小さくなる結果を得た。

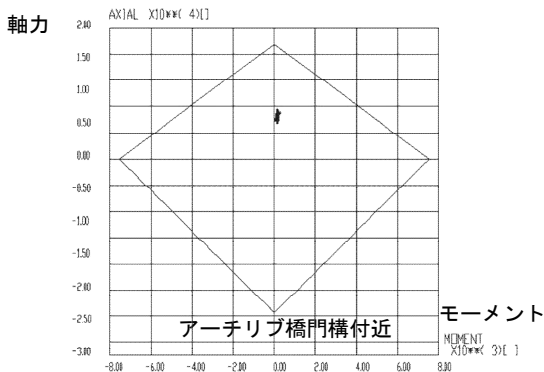


図-21 履歴ループ図(橋軸方向 タイプII-I-1 波形 アーチリブ橋門構付近 M-N 相関応答値図)[補強後]

d) 応答塑性率図

補強後の橋軸方向のアーチ部材は、レベル2地震動加震で全て弾性領域内となった。橋軸直角方向加震のタイプII地震動3波形平均のアーチ上部工部材の応答塑性率図を図-22に示す。橋門構に接続するアーチ上横構は一部降伏するが許容ひずみ内となり、表-3に示す目標とする部材耐震性能を確保させることが出来た。

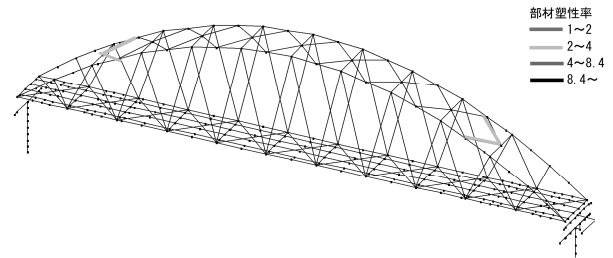


図-22 アーチ上部工塑性化部材(橋軸直角方向タイプII 3波平均[補強後])

7. まとめ

対象橋梁の補強一般図を図-23に示す。鋼下路式アーチ橋の場合、すべり免震支承への交換による全方向免震化を図り、地震時にアーチ形状を保持したまま水平方向に移動するモード形状とすることで、地震応答値を低減させることが可能となる。アーチ部材の無補強化を実現できる可能性があるため、有効な耐震補強対策の一つであると考えられる。

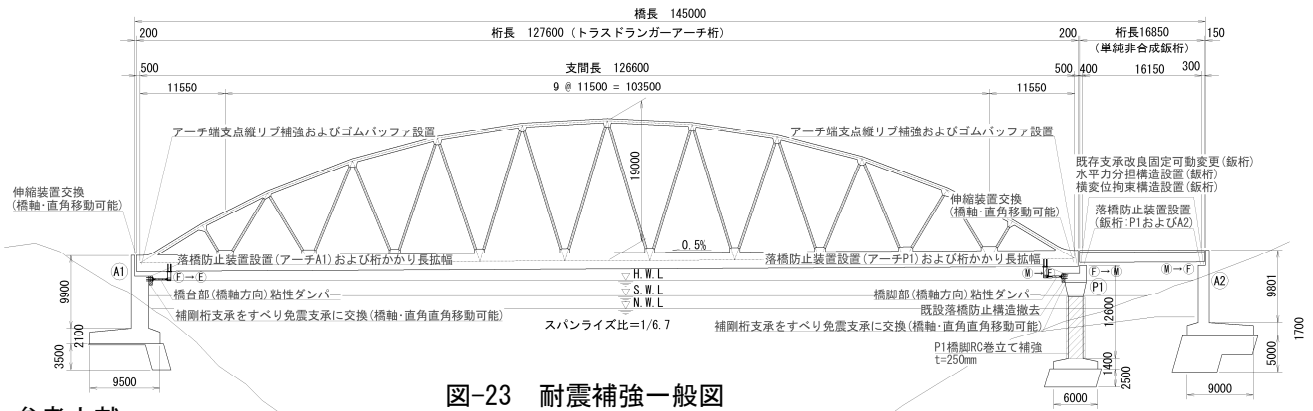


図-23 耐震補強一般図

参考文献

- 1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人 土木研究所, 平成 28 年(2016 年) 熊本地震土木施設被害調査報告, 国総研資料 第 967 号, 土研資料 第 4359 号, 2017. 3
- 2) (社) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017
- 3) (社) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012
- 4) (社) 日本鋼構造協会, 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 2006. 9
- 5) 中谷昌一, 星隈順一, 白戸真大, 西田秀明, 谷本俊輔, 横幕清, 豊島孝之, 既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価

- 手法に関する研究, 土研資料第 4268 号, 2012. 5
- 6) 後藤僚一, 新井雅之, 曲曉麗, 鋼中下路式トラスラングアーチ橋の耐震補強設計, 第 21 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.169-pp.174, 2018. 7
- 7) (独) 土木研究所, (株) 構造計画研究所, ハシフィックコンサルタンツ(株), 八千代エン지니어リング(株), オイル工業(株), 川口金属工業(株), 三協オイル工業(株), 日本鑄造(株), (株)ヒュービーエム, すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル(案), 共同研究報告書(整理番号第351号), 2006. 10