

既設上路式鋼アーチ橋における 新しい耐震補強工法の提案

劉 貴位¹・宇山 友理²・大塚 久哲³

¹九州大学 工学府建設システム工学専攻博士課程 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

E-mail:g-liu@doc.kyushu-u.ac.jp

²九州大学 工学府建設システム工学専攻修士課程 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

E-mail:uyama@doc.kyushu-u.ac.jp

³九州大学大学院教授 工学研究院建設システム部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

本論文ではまず、昭和30年に竣工された上路式鋼アーチ橋を対象に、非線形動的解析による耐震性の照査を実施した。次に性能水準を満足していないと判断された鋼アーチリブ部材に対して、PUFA被覆による耐震補強設計を行い、節点加速度、節点変位、合成アーチリブ部材の諸断面力および支承反力などに着目して補強の効果を、解析によって確認した。さらに、コンクリート被覆工法で補強されたものとの比較により、PUFA被覆による耐震補強工法の優位性を明らかにした。

Key Words : Steel arch bridge, PUFA(Poly Urethane mixed Fly Ash) , Seismic retrofit Methods, elasto-plastic dynamic analysis, Non-linear response Characteristics.

1. はじめに

コンクリート充填あるいは被覆による鋼製部材の耐震補強に関する研究^{1), 2), 3), 4)}は数多く報告されているが、著者らは耐震補強においては、軽量の材料が望ましいと考え、また産業廃棄物の有効利用も考慮に入れて、フライアッシュを主成分とした軽量かつ高強度なPUFA(Poly Urethane mixed Fly Ash)材を開発した。これまで、PUFAの力学特性及びPUFA充填鋼管柱の弾塑性応答特性に関する基礎研究^{5), 6), 7)}を行ってきた。これにより、PUFAによる耐震補強工法は、従来の耐震補強技術であるコンクリート補強による既設鋼構造物の耐荷力と靱性の向上効果と同等以上であることが確認できた。

そこで、さらに研究をすすめて本文では写真-1に示すような既設上路式鋼アーチ橋に対し、各材料の非線形応答特性と幾何学非線形を考慮した時刻歴応答解析（以下複合非線形動的解析と称する）による既設橋梁の耐震性の照査を行った。次に、耐震性能を有していないと判断されたアーチリブ部材に対して、本研究で提案したPUFA被覆による被覆による耐震補強設計を実施した。



写真-1 対象橋梁の全景

さらに、①PUFA被覆による耐震補強工法、②従来の耐震補強技術であるコンクリート($\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$)被覆による耐震補強工法による耐震補強を別々に施し、動的解析で得られた節点加速度、節点変位、部材断面力及び支承反力などの比較を通じて、本研究で提案したPUFA被覆による耐震補強工法の有用性を定量的に評価した。

2. 解析対象橋梁

解析対象となる橋梁は、昭和14年鋼道路橋設計示方書

表-1 対象橋梁の諸元

橋 長	L_o	53.7 m
アーチ支間	L	47.0 m
ライズ	f	10.0 m
ライズ比	f/L	1/4.7
総 幅 員	B_o	7.9 m
有効幅員	B	7.1 m

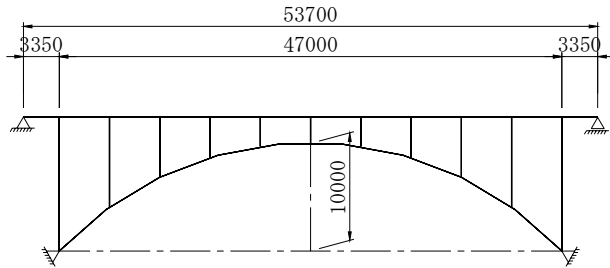


図-1 対象橋梁の側面図 (単位mm)

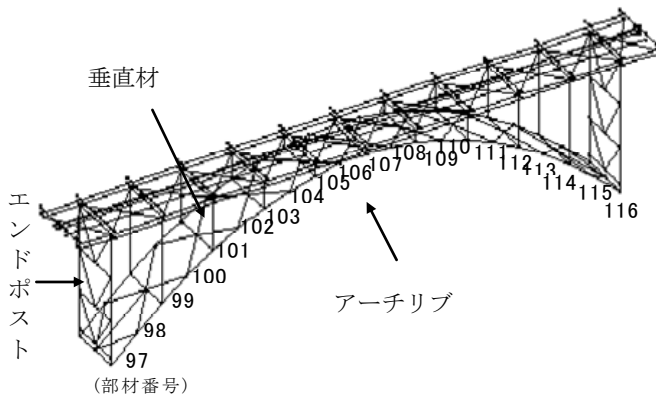


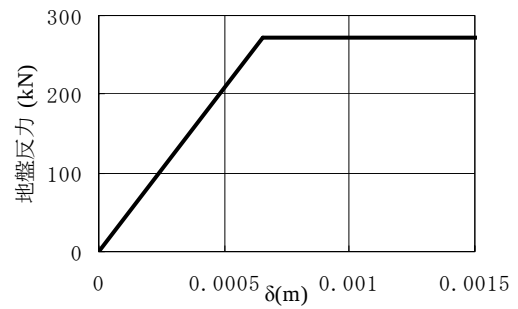
図-2 3次元解析骨組みモデル

により設計され、昭和30年に竣工されたもので、その構造形式は2ヒンジの鋼上路式アーチ橋である。図-1の側面図に示しているように補剛桁は、左端をピン、右端をローラー支承で支持されている。なお、本橋の主な諸元を表-1に示す。

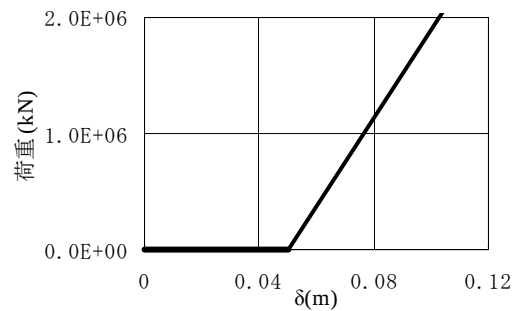
3. 解析モデル及び入力条件

3.1 3次元解析モデル

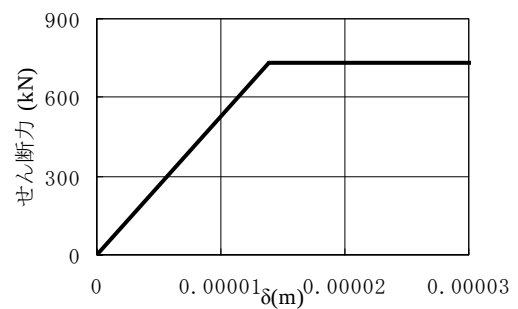
対象橋梁の断面構成は、アーチリブはI断面、補剛桁はH断面、両端の支柱は二枚の溝型鋼から構成された組立柱、中央部は鋼管柱、横構および対傾構などはCT断面、床版はRC構造である。したがって、アーチリブ、補剛桁および支柱は3次元梁要素とし、他の部材はトラス要素とした。また、線形動的解析を行い損傷部材を確



a) 背面地盤ばね



b) 衝突ばね



c) パラペットせん断ばね

図-3 桁端に設けている等価なバネ要素

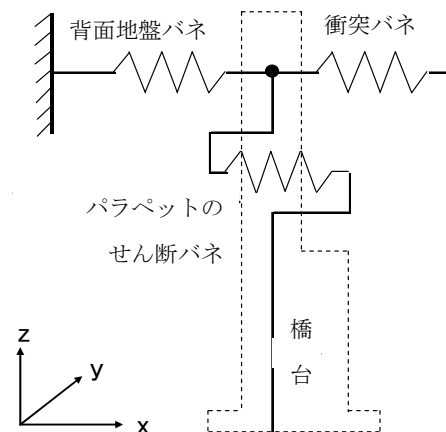


図-4 等価なバネ要素の設置状況

認することで、RC床版と補剛桁を線形部材とし、それ以外の部材を非線形部材とした。3次元骨組み解析モデルを図-2に示す。

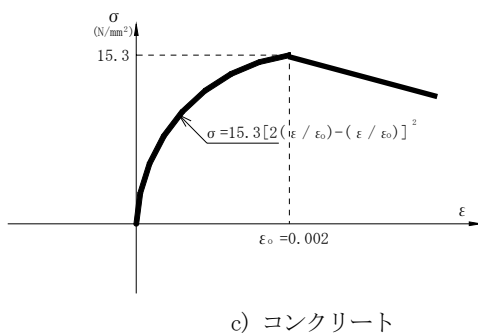
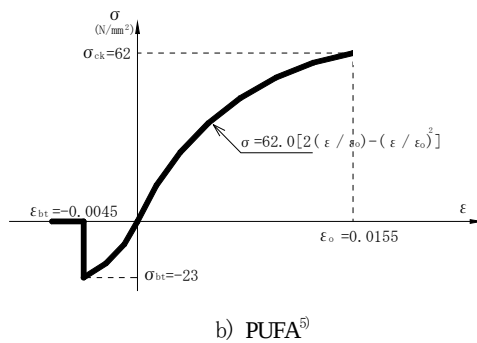
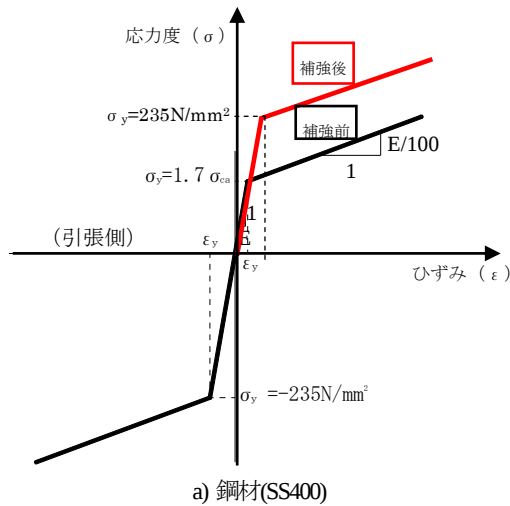


図-5 各材料の応力度－ひずみ関係

さらに、当該橋梁の上部構造を支える逆T式橋台の躯体高が約10.0mと高いため、橋台背面地盤バネ、上部構造とパラペットとの衝突バネ、パラペットのせん断バネ（図-3に示す）などを考慮して、図-4に示すように上部構造の両桁端に配置した。

3.2 各材料の応力－ひずみ曲線

本研究の動的解析に用いた鋼材、PUFA及びコンクリートの応力度－ひずみ曲線は、文献⁵)及び道路橋示方書・同解説V耐震設計編の記述により、図-5に示すように仮定した。鋼材の応力度－ひずみ曲線において、圧縮部では局部座屈を考慮して、許容軸方向圧縮応力度と

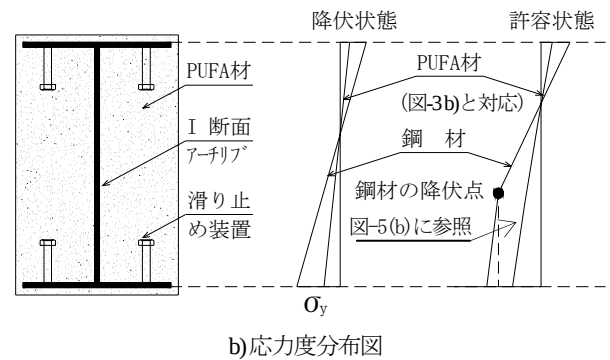
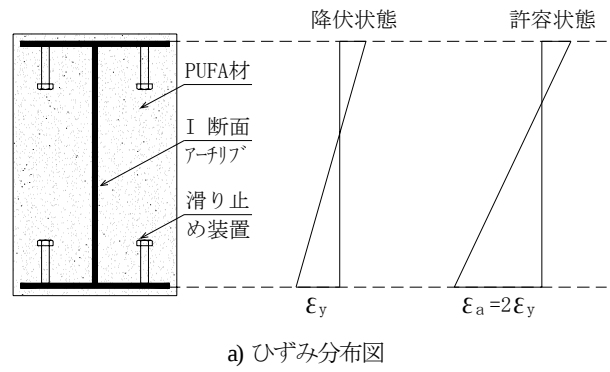


図-6 各限界状態におけるひずみと応力度分布図

しているが、被覆補強後は座屈拘束を考慮して、圧縮域において引張降伏応力度と同値とした。

3.3 アーチ部材のN－M－φ曲線

軸力と曲げモーメントを同時に受けるアーチリブ部材のN-M-φ関係を導くために、次のような仮定条件を用いた。

- 1) 断面のひずみ分布は中立軸からの距離に比例するものとする。すなわち、あらゆる限界状態においても平面保持の原則に従うものとする。
- 2) 降伏限界状態とは、断面の最縁端に位置している鋼材のひずみが降伏ひずみ ($\epsilon_y = 1.7 \sigma_{ck} / E = 114 / (2.0 \times 10^5) = 5.7 \times 10^{-4}$) に達している時と設定している。
- 3) 文献⁶)によれば、鋼アーチ橋の主部材であるアーチリブに過大な損傷を生じた場合、橋梁全体系の崩壊につながる恐れがある。したがって、既設鋼アーチ橋の主部材である鋼アーチリブ部材の許容塑性ひずみは $2\epsilon_y$ としている。
- 4) 断面力(N)及び曲げモーメント(M)は式(1)によって求められる。

$$N = \int_A \sigma dA \quad M = \int_A \sigma y dA \quad (1)$$

ここに、

σ：軸力及び曲げモーメントによる鋼材およびPUFAの垂直応力度(N/mm²)

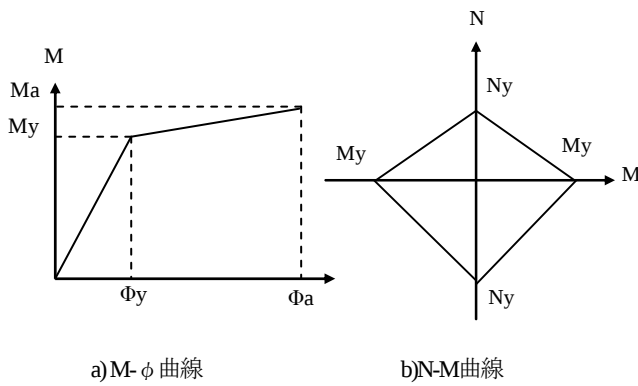


図-7 アーチリブのN-M-φ関係

表-2 入力条件

解析手法	直接積分法
積分方法	Newmark β 法 β=0.25
時間間隔	Δt=0.005 Sec.
質量行列	集中質量行列
減衰タイプ	レーリー減衰
地盤種別	I 種地盤
地域別区分	B地域
入力地震波	Ⅱ-I-3

y : 断面図心からの距離

A : 鋼材およびPUFAの断面積(mm²)

5) 曲率(φ)はたわみ角が微小であることを考慮して、式(2)により算出するものとする。

$$\phi = \pm \frac{\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\}^{3/2}} = \pm \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (2)$$

次に、軸力を受ける鋼 I 断面に曲げモーメントが作用するとき、鋼 I 断面に生じているひずみ及び応力の分布状態をそれぞれ図-6に示す。

なお、上記のように求められたM-φおよびN-M関係を一例として図-7に示す。

3.4 入力条件

本研究は直接積分法にて動的時刻歴応答解析を行う。数値解析に用いる主な入力条件を表-2に示す。

4 既設橋梁の耐震安全性照査及び耐震補強設計

4.1 照査方法

本研究では、複合非線形動的解析で得られたアーチリブ部材の曲率応答塑性率の最大値(φ_{max})と各部材の許

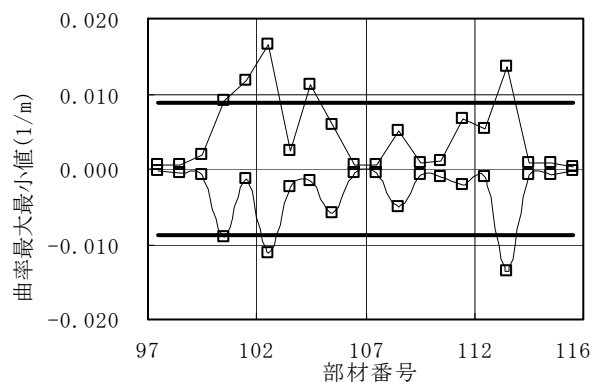


図-8 面内方向曲率の最大最小分布図(橋軸方向)

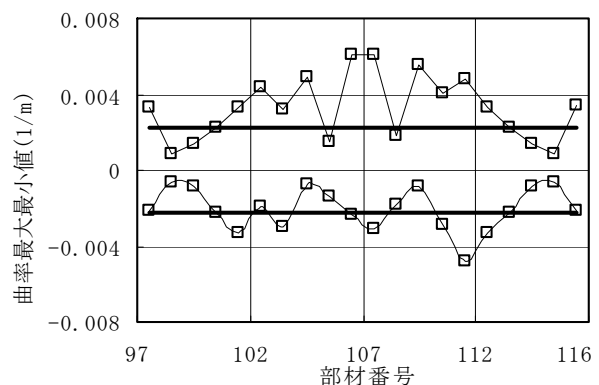


図-9 面外方向曲率の最大最小分布図(橋軸直角方向)

容曲率(φ_a)の大小関係を比較することにより式 (3) によって既設鋼アーチ橋の耐震安全性を照査することとした。

$$\begin{aligned} \phi_{\max} &\leq \phi_a \cdots \cdots \text{OK} \\ \phi_{\max} &> \phi_a \cdots \cdots \text{NG} \end{aligned} \quad (3)$$

4.2 照査結果

地震動(Ⅱ-I-3)を橋軸方向と橋軸直角方向に別々に入力させた場合の複合非線形動的解析で得られたアーチリブ部材における曲率応答塑性率の最大最小値を図-8,9に示す。図中の横軸は図-2に示す部材番号で、縦軸は応答曲率の最大(上縁が引張)最小(下縁が引張)値である。なお、太線は各部材の許容曲率(φ_a)である。

図-8,9から以下のことが言える。

- 1) 橋軸方向入力の場合、アーチリブのL/4, 3L/4付近で曲率が大きくなり(最大値0.0164), 許容曲率(φ_a=0.00870)より大幅に上回るため、耐震安全性を有していないと判断できる。
- 2) 橋軸直角方向入力の場合、アーチリブの基部と中央付近で曲率が大きくなり(最大値0.0061), 許容曲率(φ_a=0.00229)より大きくなっているため、耐震安全性を有していないと判断できる。

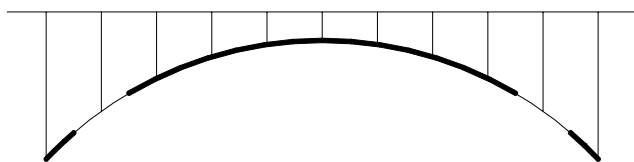


図-10 耐震補強の必要となる部材の分布図

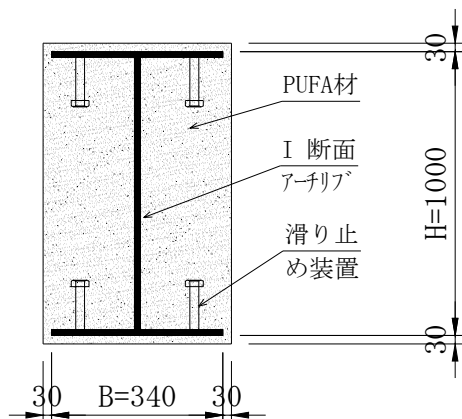


図-11 PUFA被覆による耐震補強断面

4.3 耐震補強部位

前節で橋軸方向と橋軸直角方向それぞれにおいて耐震性を有していないと判定されたアーチリブ部材を、当該橋梁の耐震補強部材とする。その分布状況を図-10の太線で示す。

4.4 耐震補強工法の提案

図-9に示すよう、耐震補強が必要となる部材はアーチリブのほぼ全域となるため、すべてのアーチリブに対して図-11に示すようなPUFA被覆による耐震補強工法を実施する。

また、本橋梁の耐震補強設計を実施する際、以下のことに留意しなければならない。

- 1) 上下フランジの内側に設けたスタッドは、PUFAと鋼材との一体化を図るもので、抵抗断面としては計上しない。
- 2) かぶり($t=30\text{mm}$)部分のPUFAは、鋼材の腐食経路を大気から遮断し、鋼材を保護する目的として設けたものであり、かぶり部分のPUFAの抵抗効果を無視する。

また、比較検討をするためのコンクリート被覆による耐震補強は、図-10に示すPUFA被覆による耐震補強と同じである。なお、補強前後橋梁全体の重量は既設橋梁で437.9t、PUFA補強で481.2t、コンクリート補強で523.7tとなった。

5 PUFA被覆による耐震補強を実施された橋梁の耐震安全性照査

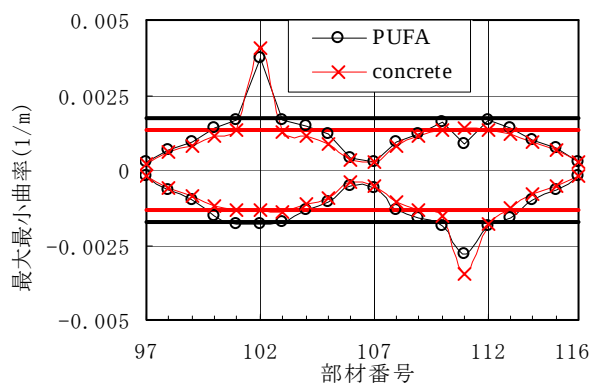


図-12 面内方向曲率の最大最小分布図(橋軸方向)

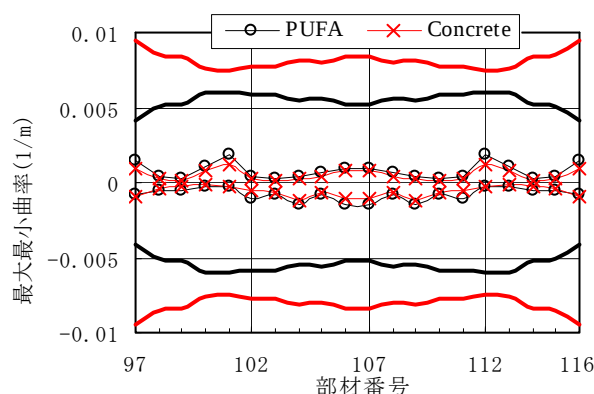


図-13 面外方向曲率の最大最小分布図(橋軸直角方向)

PUFA被覆による耐震補強を実施した橋梁に対して既設鋼アーチ橋と同様の手法により複合非線形動的解析を行い、得られたアーチリブ部材の曲率に着目して補強後の耐震性の照査を行った。

5.1 照査結果

地震動(Ⅱ-I-3)を橋軸方向と橋軸直角方向に別々に入力する場合の、アーチリブ部材の曲率応答塑性率の最大最小値をそれぞれ図-12、図-13に示す。図中の横軸は照査部位で、縦軸は応答曲率の最大最小値である。なお、黒い太線はPUFAによる耐震補強を施したアーチ橋の降伏曲率で、赤い太線はコンクリートによる耐震補強を施したアーチ橋の降伏曲率である。

図-12、13から以下ことが言える。

- 1) 橋軸方向入力の場合、アーチリブ部材の最大曲率は最大0.0037となり、許容曲率($\phi_a=0.0131$)より小さくなっているため、耐震性を有していると判断できる。
- 2) 橋軸直角方向入力の場合、アーチリブ部材の最大曲率は最大0.00181となり、許容曲率($\phi_a=0.00409$)より小さくなっているため、耐震性を有していると判断できる。
- 3) 以上より、本研究で提案したPUFA被覆による耐震補強工法は、既設上路式鋼アーチ橋の耐震安全性を満足

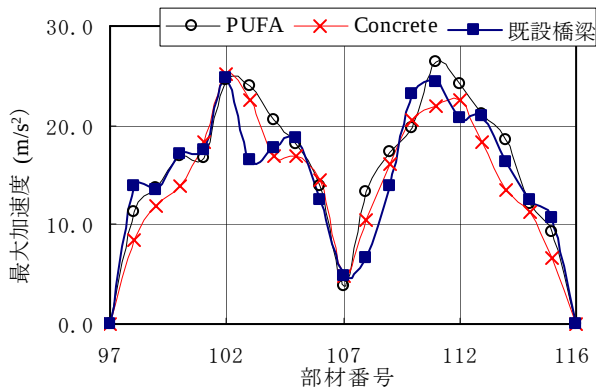


図-14 上下方向加速度の最大最小値分布図(橋軸方向)

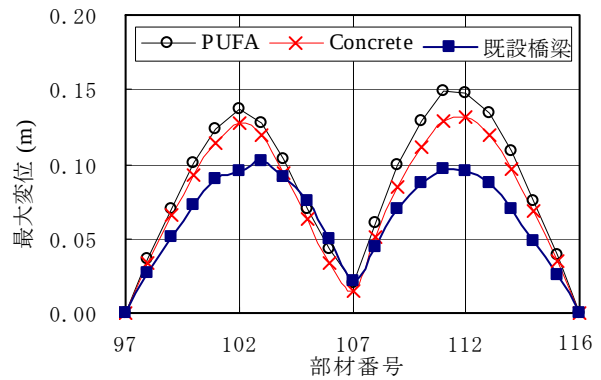


図-16 上下方向変位の最大最小値分布図(橋軸方向)

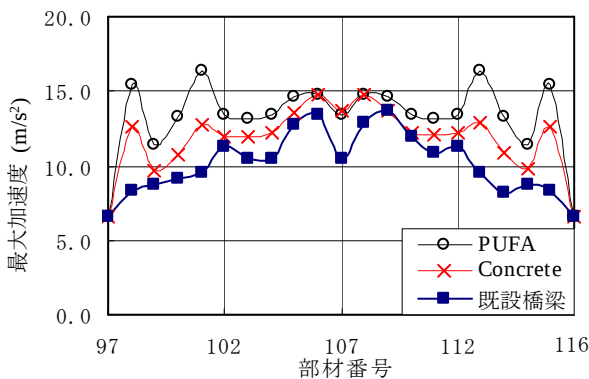


図-15 面外方向加速度の最大最小値分布図(直角方向)

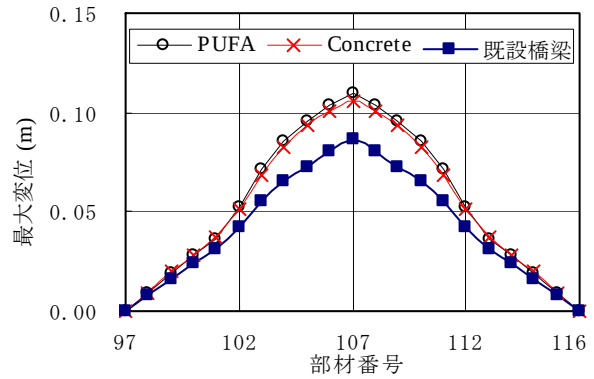


図-17 面外方向変位の最大最小値分布図(直角方向)

させることが可能であると判断できる。

6. 2種類の耐震補強工法における比較検討

①PUFA被覆による耐震補強工法と②従来の耐震補強技術であるコンクリート(設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$)被覆による耐震補強工法を用いて各々に耐震補強を施す場合に対し、動的解析で得られた節点加速度、節点変位、断面力及び支承反力などの比較検討を通じて、PUFA被覆による耐震補強工法の有用性を定量的に評価した。入力地震動は標準波形Ⅱ-I-3とし、これを橋軸方向と橋軸直角方向に別々に入力した場合の応答値の最大最小値を以下に示す。

なお、図中の黒い○印付き実線がPUFA被覆の結果、赤い×印付き実線がコンクリート被覆の結果、青い■印付き実線は既設鋼アーチ橋の結果である。

6.1 節点加速度

節点加速度の最大最小値分布をそれぞれ図-14, 15に示す。

図から以下のことがわかる。

1) 橋軸方向入力の場合、補強前後アーチリブに生じ

る上下方向加速度最大値の分布はほぼ同じであるが、各最大値(既設鋼アーチ橋の 24.7m/s^2 、PUFA被覆アーチ橋の 26.5m/s^2 、コンクリート被覆アーチ橋の 25.1m/s^2)に僅かな差異が見られた。それは補強前後橋梁全体系の質量及び剛性の変動によるものと考えられる。

2) 橋軸直角方向入力の場合、補強前のアーチ橋ではスパン中央付近で面外方向加速度は最も大きい。一方、耐震補強を実施されたアーチ橋ではスパン中央よりも両サイドの応答値が大きくなっている。また、最大応答値(既設鋼アーチ橋の 13.7m/s^2 、PUFA被覆アーチ橋の 16.4m/s^2 、コンクリート被覆アーチ橋の 14.8m/s^2)には大差のないことが確認できた。

3) 地震動の入力方向がいずれであっても、PUFA被覆アーチ橋を実施した鋼アーチ橋の節点加速度の最大最小値は、コンクリート被覆を実施したものより10%程度大きいことがわかる。

6.2 節点変位

節点変位の最大値分布をそれぞれ図-16, 17に示す。図に見られるように、橋軸方向入力の場合、PUFA被覆アーチ橋の最大変位 0.15m は、コンクリート被覆アーチ橋の最大変位 0.13m より7%程度大きい。一方、橋軸直角

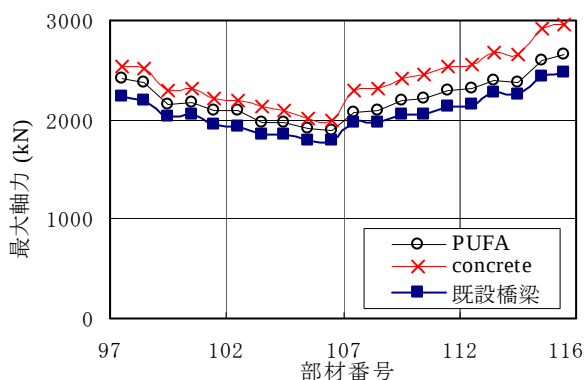


図-18(a) Nの最大値分布図(橋軸方向)

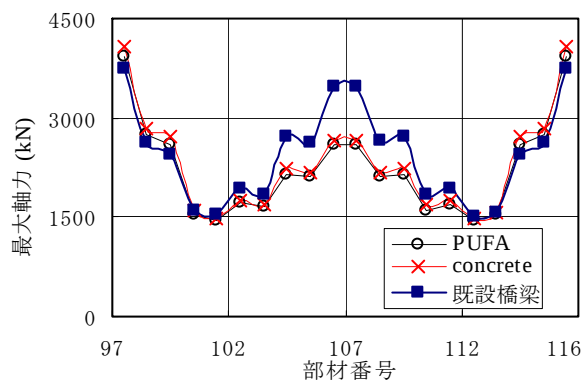


図-19(a) Nの最大値分布図(直角方向)

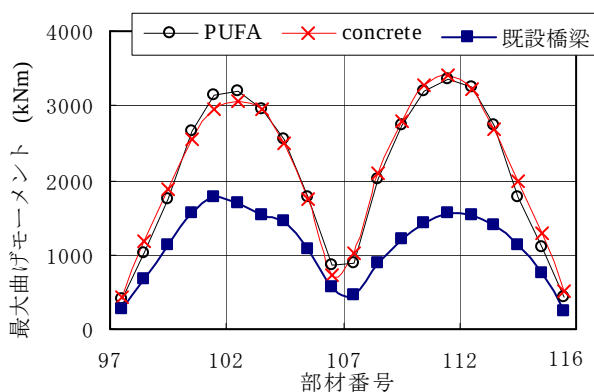


図-18(b) M_y の最大値分布図(橋軸方向)

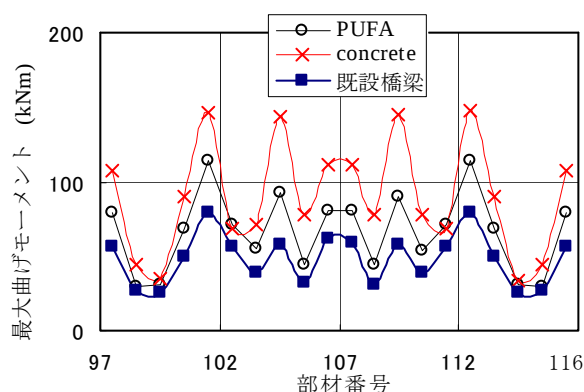


図-19(b) M_z の最大値分布図(直角方向)

方向入力の場合、PUFA被覆アーチ橋の結果は、コンクリート被覆アーチ橋の結果と良く一致し、両者に差がほとんど見られなかった。また、地震動の入力方向にかかわらず、耐震補強を実施した鋼アーチ橋の節点変位の最大最小値は、既設鋼アーチ橋の方より30%程度大きいことがわかる。

6.3 断面力

(1) 橋軸方向

軸力(N)と面内曲げモーメント(M_y)の最大値分布をそれぞれ図-18(a), (b)に示す。図-18から以下のことが言える。

1) 橋軸方向入力の場合、補強前後アーチリブに生じる軸力(N)と面内曲げモーメント(M_y)の最大値の分布傾向はほぼ同じである。

2) 軸力最大応答値(既設鋼アーチ橋で2480kN, PUFA被覆アーチ橋で2650kN, コンクリート被覆アーチ橋で2950kN)には最大10%程度の変動が見られた。

2) 面内曲げモーメントの最大値(既設鋼アーチ橋で1760kNm, PUFA被覆アーチ橋で3350kNm, コンクリート被覆アーチ橋で3400kNm)には、耐震補強工法の違いによる影響が見られないものの耐震補強の有無による影響がおおきい。それは、耐震補強により鋼アーチリブの

降伏耐力を増加したからである。

(2) 直角方向

軸力(N)および面外曲げモーメント(M_z)の最大値分布をそれぞれ図-19(a), (b)に示す。図-19から以下のことが言える。

1) 橋軸直角方向入力の場合、補強前後アーチリブに生じる軸力(N)と面外曲げモーメント(M_z)の最大値の分布傾向はほぼ同じである。

2) 軸力最大応答値(既設鋼アーチ橋で3730kN, PUFA被覆アーチ橋で3940kN, コンクリート被覆アーチ橋で4030kN)に最大10%の差が確認できた。

3) 耐震補強を実施したアーチ橋のスパン中央付近に生じる軸力は補強する前より約40%減少した。これは、補強前後でアーチリブが塑性域に達している程度の違いによるものと考えられる。

4) 面外曲げモーメントの最大値(既設鋼アーチ橋で79 kNm, PUFA被覆アーチ橋で115kNm, コンクリート被覆アーチ橋で147kNm)に最大約90%の差も確認されたが、それは、耐震補強により鋼アーチリブの降伏耐力を増加し、部材が塑性域に達している程度の違いによるものと考えられる。

表-3 支承反力(T_x , T_y , T_z)の最大値(橋軸方向)

		T_x	T_y	T_z
PUFA	kN	2042	43	1970
Concrete	kN	2280	47	2080
比 率		0.90	0.91	0.95

表-4 支承反力(T_x , T_y , T_z)の最大値(直角方向)

		T_x	T_y	T_z
PUFA	kN	3713	1644	3790
Concrete	kN	4425	1994	4112
比 率		0.84	0.82	0.92

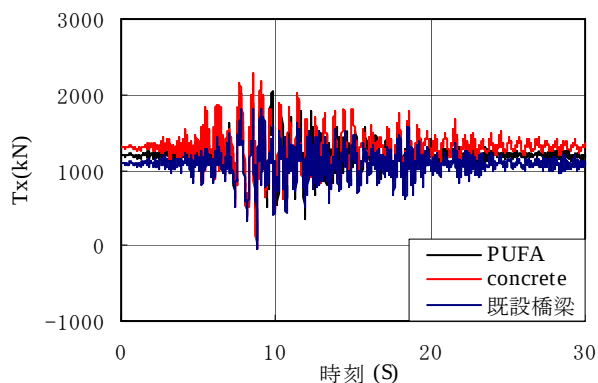


図-20(a) T_x の時刻歴応答(橋軸方向)

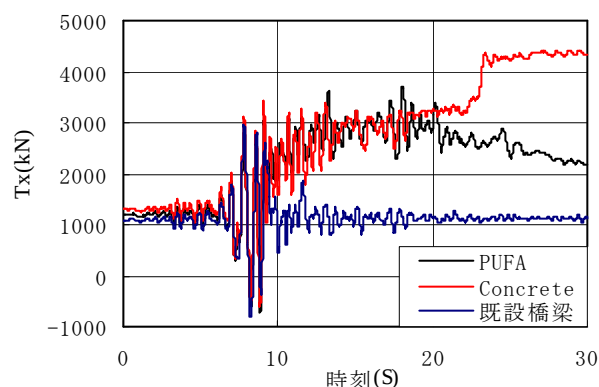


図-21(a) T_x の時刻歴応答(直角方向)

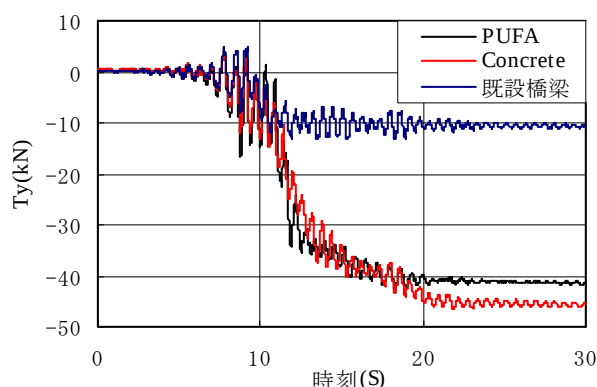


図-20(b) T_y の時刻歴応答(橋軸方向)

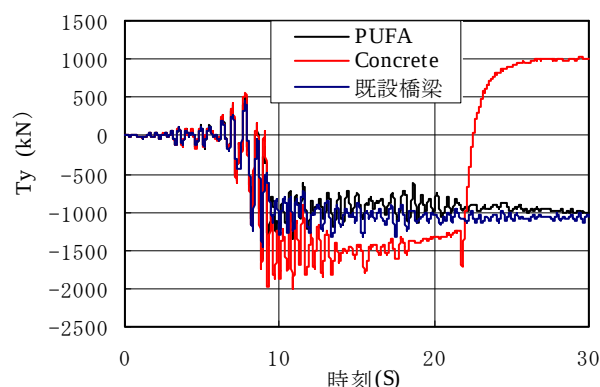


図-21(b) T_y の時刻歴応答(直角方向)

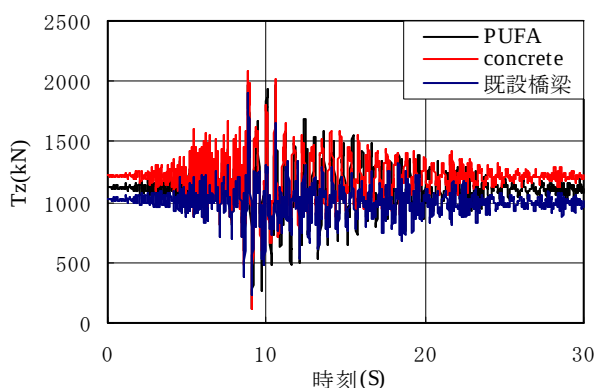


図-20(c) T_z の時刻歴応答(橋軸方向)

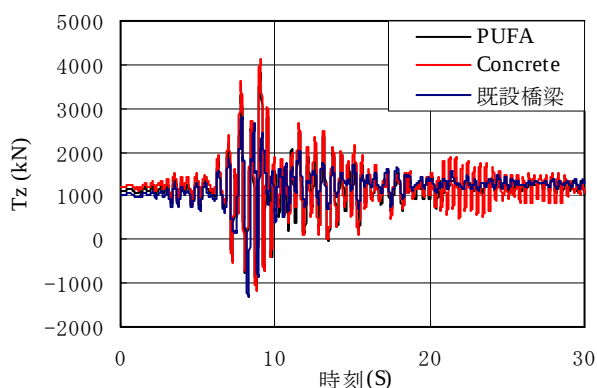


図-21(c) T_z の時刻歴応答(直角方向)

6.4 支承(部材97に連結する支承における比較)

(1) 橋軸方向

橋軸方向入力の場合の支承反力(T_x , T_y , T_z)の時刻歴応

答をそれぞれ図-20(a), (b), (c)に示す。図中の黒線はPUFA被覆アーチ橋, 赤線はコンクリート被覆アーチ橋, 青線は既設鋼アーチ橋の結果である。

また、動的解析で得られた支承反力(T_x , T_y , T_z)の最大値における比較を表-3 に示す。支承反力の方向は図-2 の全体座標系の X, Y, Z 軸と一致している。図表から以下のことが言える。

- 1) PUFA 被覆アーチ橋の橋軸方向の支承反力の最大値は、コンクリート被覆アーチ橋の結果より約 12%程度小さい。
- 2) PUFA 被覆アーチ橋とコンクリート被覆アーチ橋のいずれにおいても、上下方向の支承反力に大差がないことを確認し、支承に上揚力の発生が認められなかった。

(2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向入力の場合の、支承反力(T_x , T_y , T_z)、の時刻歴応答をそれぞれ図-21(a), (b), (c)に示す。図中の凡例は図-20 と同じである。

また、動的解析で得られた支承反力(T_x , T_y , T_z)の最大最小値および地震後の残留力における比較を表-4 に示す。図表から以下のことが言える。

- 1) PUFA 被覆アーチ橋の支承反力の最大値は、コンクリート被覆アーチ橋の支承反力の最大値より、橋軸方向では 16%、橋軸直角方向では 18%、上下方向の支承反力では 8%程度小さい。
- 2) いずれの補強工法においても支承に上揚力の発生が見られたが、PUFA 被覆アーチ橋の支承に上揚力の最大応答値が-1020kN で、コンクリート被覆アーチ橋の-1200kN より、約 15%程度小さくなっている。
- 3) コンクリート被覆による耐震補強を施したアーチ橋では、20 秒過ぎてから橋軸方向と橋軸直角方向の支承反力を大きく変動し、PUFA 被覆による耐震補強を施したアーチ橋と既設鋼アーチ橋のと異なった不安定現象を現した。今後、他の解析プログラムにて解析して、当該解析プログラムの制約によるものかどうかを検討する必要がある。

以上のことから、支承反力は地震動の方向にかかわらず、PUFA 被覆の方が小さくなっており、メリットが明らかに表れている。

7 結論

本研究で得られた主な結論をまとめると以下の通りである。

昭和 14 年鋼道路橋設計示方書により設計され、昭和 30 年に竣工された当該橋梁は、アーチリブのほとんどの部位で耐震安全性を満足していないことがわかった。本論文の結果、以下のことがまとめられる。

- 1) PUFA 被覆による耐震補強を行うことにより、既

設鋼アーチ橋の耐震安全性を大幅に改善することができた。

- 2) PUFA 被覆とコンクリート被覆のアーチ橋において、動的解析で得られた節点加速度、節点変位および断面力の時刻歴応答を比較した結果、ある程度のバラツキが見られたものの、同じ傾向であることが確認できた。
- 3) コンクリート被覆アーチ橋に比べ PUFA 被覆アーチ橋の支承反力と上揚力は、最大 15%程度減少することができた。
- 4) PUFA 被覆による耐震補強工事費が約 1000 万円で、コンクリート被覆による耐震補強の方が約 900 万円となり、両者に大差が見られなかった。
- 5) PUFA 被覆材が優れた圧縮・引張変形性能を有していることから、コンクリート被覆に比べ PUFA 被覆を実施した鋼アーチ橋にひび割れを発生する恐れが少ない。
- 6) 構造的、経済性、施工性および将来の維持管理性の観点から、本研究で提案している PUFA 被覆による耐震補強工法は、コンクリート被覆による耐震補強工法より若干の優位性を有しており、PUFA 被覆による地震補強工法は既設鋼アーチ橋の新しい耐震補強工法として使用できると考えられる。

以上のように、PUFA 被覆により耐震補強された鋼アーチ橋の解析的研究より得られた耐震性能に関する主な知見について記したが、本研究に用いた鋼材の許容ひずみ ($\varepsilon_a = 2\varepsilon_y$) の設定に未だ解明していない点が研究課題として残されており、引き続き研究を行う予定である。

謝辞

本研究を実施することに当たり、九州大学建設システム工学専攻の古川愛子助手を初め、山崎智彦技官から多大な御指導と御支援をいただいた。ここに記して深謝の意を表す。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：土木研究所資料 コンクリート被覆鋼管の耐荷力（その 3），pp. 1-61, 1997.
- 2) 井浦雅司，折野明宏，石澤俊希：コンクリートを部分被覆した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No. 696/I-58, pp. 285-298, 2002.
- 3) 田村清満，山田正人，池田学，瀧口将志，渡辺忠朋，木下雅敏：コンクリート被覆円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，No. 640/I-640, pp. 149-163, 2000.
- 4) 後藤芳顕，江坤生，小畑誠：2 方向繰返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，土木学会論

- 文集, No. 780/I-70, pp. 181-198, 2005.
- 5) 劉貴位, 大塚久哲, 水田洋司, 清水敦夫: フライアッシュを用いた超軽量・高強度な材料の開発と静的な力学特性に関する基礎研究, 材料学会論文集, Vol. 55 No8, pp. 738-745, 2006.
- 6) 劉貴位, 大塚久哲, 水田洋司: PUFA を被覆した鋼製柱橋脚の弾塑性応答特性と新しい耐震補強工法の提案, 第 12 回日本地震工学会シンポジウム pp. 1050-1053, 2006
- 7) 劉貴位, 大塚久哲, 清水敦夫: フライアッシュ混合ポリウレタンを被覆した鋼管柱の弾塑性応答特性に関する実験的研究, 土木学会論文集に掲載決定,
- 8) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベチマークと耐震設計法の高度化, 2000. 4.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2004
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, pp. 738-745, 2004
- (2007.04.06 受付)

STUDY ON A NEW SEISMIC RETROFIT METHOD FOR AN EXISTING OVER THROUGH TYPE STEEL ARCH BRIDGE

Guiwei LIU, Tomoyoshi UYAMA and Hisanori OTSUKA

In order to prove the possibility and superiority of the new seismic retrofit method for an existing over through type steel arch bridge, three kinds of structural systems, such as an existing bridge, retrofitted bridges by PUFA and by concrete, were investigated using elastio-plastic and geometric nonlinear dynamic analysis. The main conclusions are followings: 1) the seismic performance of existing arch bridge is not sufficient to resist the level two earthquake described in the current design specification of highway bridges, 2) PUFA coating around of the main steel arch ribs can be used to improve the seismic performance of the existing bridge and 3) the seismic performance of the hybrid arch bridge reinforced by PUFA will be better than that of hybrid arch bridge reinforced by concretes.