

複合非線形動的解析による中路式鋼アーチ橋の耐震安全性と補強工法に関する研究

大塚久哲¹・飯星智博²・大江 豊³・矢葺亘⁴

- 1 フェロー 工博 九州大学教授 大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)
- 2 正会員 工修 ジェイアール九州コンサルタンツ㈱ 技術部 (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前3-16-10)
- 3 正会員 ㈱構造技術センター 福岡支社 (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前3-5-7)
- 4 正会員 工修 九州大学助手 大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

本研究ではまず、橋長200mクラスの中路式鋼アーチ橋の非線形動的解析における、幾何学的非線形性の考慮の必要性を、実際の数値解析を通じて論じた。あわせて、大地震における既設橋梁の動的挙動から、大地震時に多数の部材が降伏を越えることを示した。この結果から、部材の補強と免震沓による耐震補強策を提案し、兵庫県南部地震クラスの大地震に対する効果を検討した。それによれば、部材補強と支承免震化の併用による補強対策が最も効果のあることが明らかになった。

key words: half through type steel arch bridge, composite nonlinear dynamic analysis, seismic retrofit, base isolation

1. はじめに

1995 年の阪神大震災における橋梁被害を教訓として、今後、中径間以上の橋梁の耐震補強を真剣に考えていく必要がある。ここでは、既設の中路式鋼アーチ橋の地震時挙動を複合非線形解析により明らかにし、幾何学的非線形性の考慮の必要性を論じた後、その橋梁について部材補強および免震沓を利用した耐震補強対策を検討して、その効果を確認した。

2. 解析モデル

表-1に対象橋梁の構造概要を、図-1に解析モデルを示す。アーチリブは2ヒンジアーチ、補剛桁は一端がピン(図-1左側)、片方がローラー支承である。補剛桁はI型断面(アーチリブの結合部では箱型断面)、アーチリブは箱型断面である。補剛桁とアーチリブは非線形はり要素、横繋ぎ材、横桁と鉛直材は線形はり要素、その他は線形トラス要素とした。この橋梁の基礎は、直接基礎であるので地盤バネは考慮していない。

3. 地震時応答解析

骨格曲線は軸力変動を考慮したバイリニア(2次剛

表-1 対象橋梁の構造概要

橋長	L0	199.0m
アーチ支間	L	160.0m
ライズ	f	30.0m
ライズ比	f/L	1/5.3
総幅員	B0	8.8m
有効幅員	B	6.5m

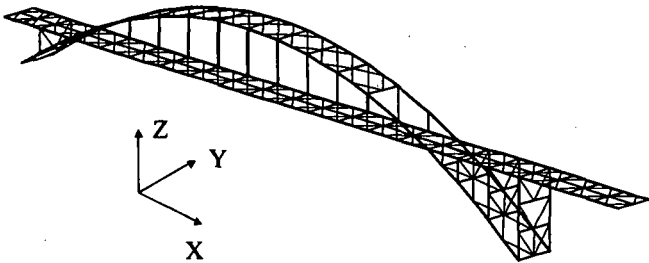


図-1 解析モデル

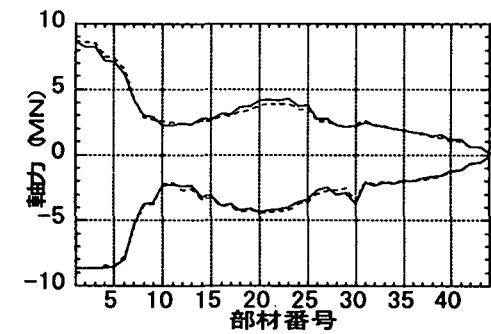
性は、1次剛性の0.001)とし、軸力変動におけるM-N相関は線形相関とした。地震波には神戸海洋気象台で観測された3波を用いた。EW成分を橋軸方向、NS成分を橋軸直角方向、UD成分を鉛直方向から同時に入力した。解析手法は、ニューマークβ法(β=0.25)である。

非線形動的解析では材料非線形のみを考慮した場合と材料非線形に加え幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析を行なった。(図-3)

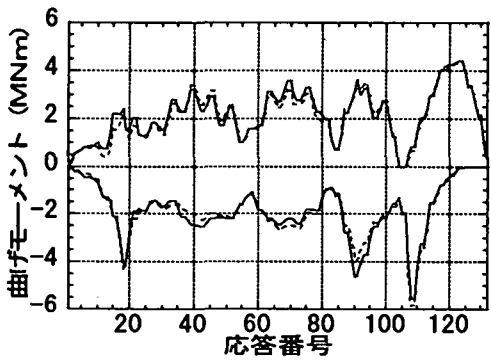
4. 地震時応答に対する解析結果

補剛桁ではピン支承付近において大きな軸力が発生し、降伏軸力に達した。補剛桁とアーチリブの結合部および横繫ぎ材がある位置で面外曲げによる塑性がアーチリブに発生している(図-3(b))。また、その点で、大きな塑性変形を生じていることが曲率応答によって知られる。

幾何学的非線形性の影響については、幾何学的非線形性を考慮することによって必ずしも応答値が大きくなるとは限らない。しかし、曲率応答から判るように塑性域に達した後の変形で、幾何学的非線形性が大きな影響を及ぼしている。

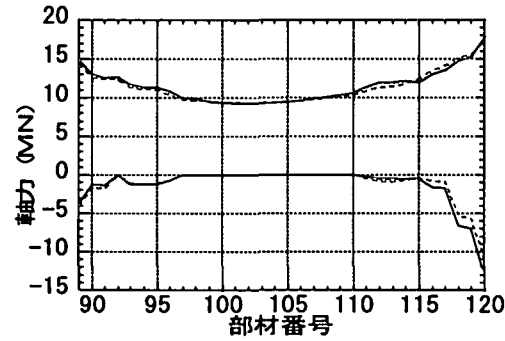


(a) 補剛桁の最大軸力

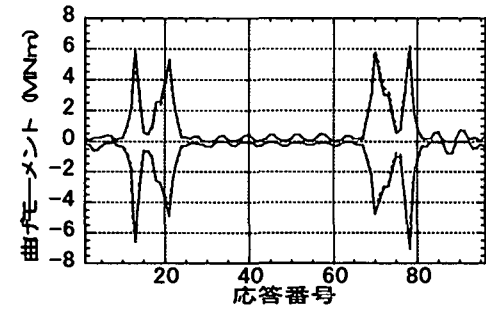


(b) 補剛桁の面内曲げモーメント

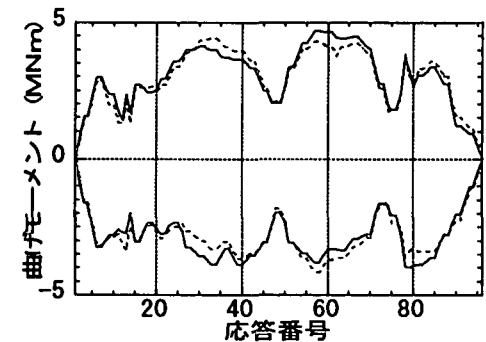
図-2 補剛桁の最大応答値 (実線: 材料非線形、破線: 複合非線形)



(a) アーチリブの最大軸力



(b) アーチリブの面外曲げモーメントと曲率



(c) アーチリブの面内曲げモーメントと曲率

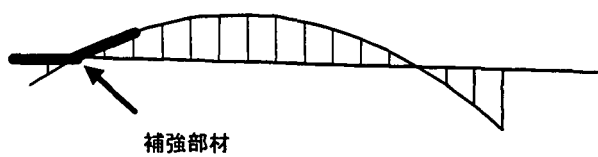
図-3 リブの最大応答値 (実線: 材料非線形、破線: 複合非線形)

5. 耐震補強に関する検討

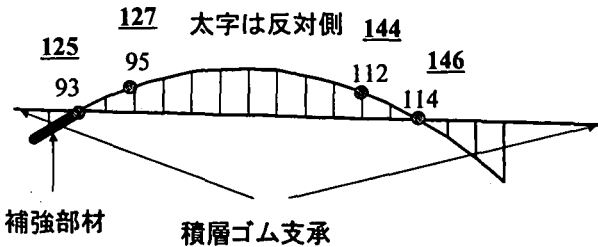
本橋は部材の一部が塑性化するため、耐震補強策の検討を行った。基本構造(Case 0)に対し、ピン支承部近くの補剛桁とアーチリブを補強したモデルをCase1、補剛桁のピン・ローラー支承を免震支承に変更し、アーチリブのスプリングング部を補強したモデルをCase2とする(図-4)。

解析に用いる橋梁は地域区分Bの県に存在することから、地震波の振幅を標準波の0.85倍とした。免震沓は高減衰積層ゴムとし、材料特性は高減衰積層ゴム修正バイリニア型(低弾性KL301, RESP)を用いた。

補強断面を図-5に示す。補剛桁は補強部分のみI桁を箱桁に改造し、アーチリブは板厚を増加させた。

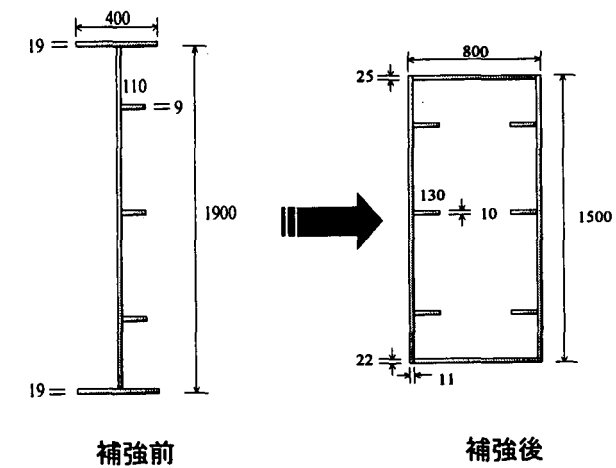


(a) 補強モデル(Case1)



(b) 免震モデル(Case2)

図-4 中路式鋼アーチ橋の補強モデル



(他に 350*16 (14) のフランジ有り) (アーチクラウン部を代用)

図-5(a) 補剛桁の補強断面(単位:mm)

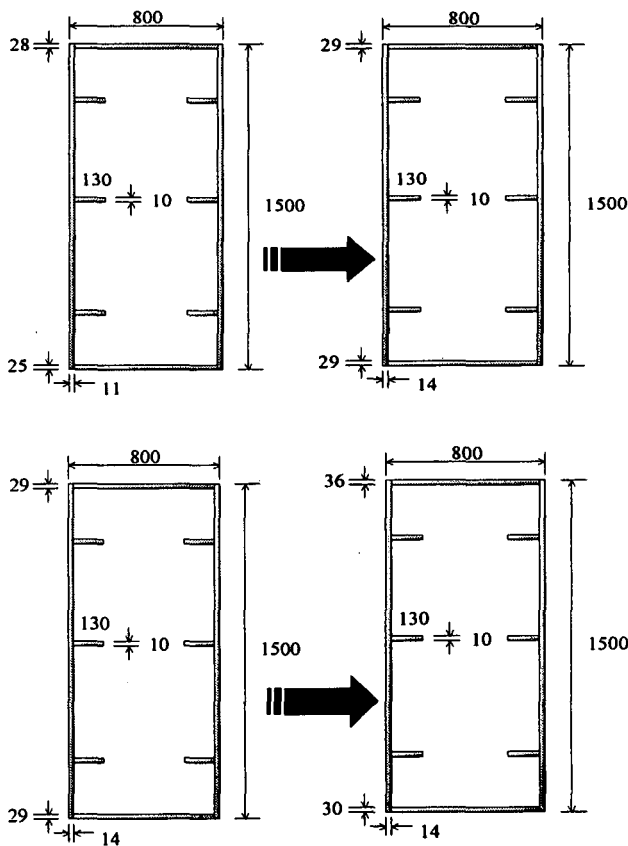
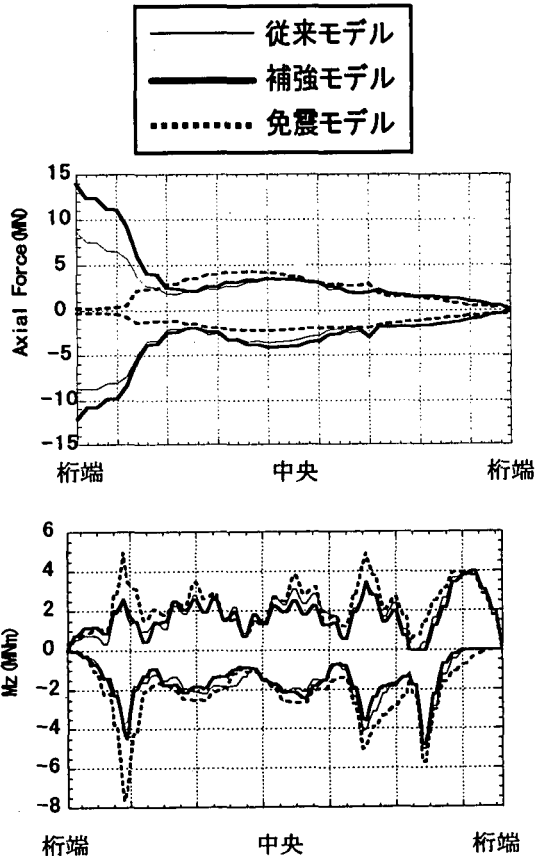
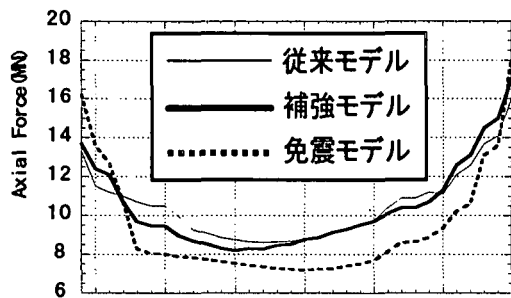


図-5(b) アーチリブの補強断面(単位:mm)

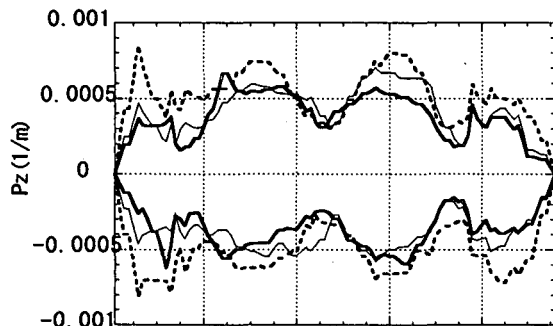


(a) 補剛桁の軸力分布と面内曲げ分布

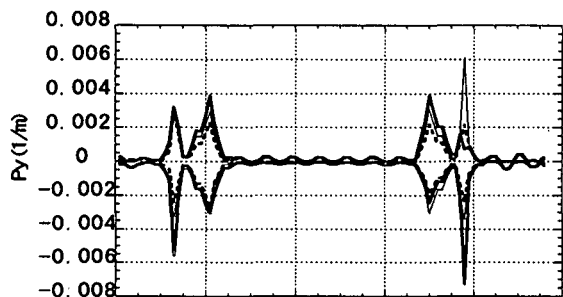
図-6 補強効果の検証



リブ端 アーチクラウン リブ端



リブ端 アーチクラウン リブ端



リブ端 アーチクラウン リブ端

(b) アーチリブの軸力・面内曲率・面外曲率の分布

図-6 補強効果の検証(続き)

従来モデルでは補剛桁のピン支承部で軸力による塑性に至ったが、補強モデルはピン支承部を補強しているため軸力は大きい、塑性には至らなかった。免震モデルはピン支承部を積層ゴムに変更したため、桁端の軸力が大幅に低減している。

アーチリブの軸力に関しては、スプリング部(リブ端)を除く他の部位で免震モデルの軸力が大幅に低減する。免震モデルは、積層ゴムの影響により、変位が生じるため、補剛桁とアーチリブの結合部の曲げモーメントが増大するが、軸力が積層ゴムにより低減されているため、塑性には至らない。

面内曲率については、免震モデルは大きな変形が生じていることがわかる。補強モデルは従来モデルより小さいところもあれば、大きいところもある。面外曲率に関しては、免震モデルの曲率が他のモデルより小さい。

表-2にアーチリブの応答塑性率を示す(部材の着目点は図-4(b)に示す)。Case1(補強モデル)は、Case0(従来モデル)に比べ、塑性率が小さくなっているが、逆に弾性部材が塑性に至るなど、補強によって塑性部材が増える結果となっている。一方、Case2(免震モデル)は積層ゴムと補強により部材の塑性化を防ぎ、全ての部材を弾性域にとどめることができた。

表-2 アーチリブの応答塑性率

	Case0	Case1	Case2
93	弾性	1.471	弾性
95	弾性	1.086	弾性
112	弾性	弾性	弾性
114	2.038	1.920	弾性
125	2.219	1.936	弾性
127	2.069	1.386	弾性
144	1.091	2.753	弾性
146	1.107	2.692	弾性

6. おわりに

中路式鋼アーチ橋の補強対策について検討した結果、免震柵の設置とアーチリブの一部補強を組合せることによって、全ての部材を弾性域にとどめることができた。免震と補強の組合せが耐震性向上策の有効な一手法となり得ると言える。

参考文献

- 1) 大塚監修：中径間橋梁の動的耐震設計，九州大学出版会，2000.5.
- 2) 大塚：鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析，構造工学論文集，Vol.46A，2000.3，pp.821-830.