

鋼中路式ローゼ桁橋を対象とした 非線形動的応答解析による耐震設計

馬渡あかね¹・新井雅之²・五十嵐隆之³

^{1,2,3}パシフィックコンサルタンツ(株)大阪本社交通技術部 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島4丁目3番24号)

アーチアバットと一体の逆 T 式橋台・張出し式橋脚で支持された鋼中路式ローゼ桁橋を対象として、兵庫県南部地震規模の地震動を入力とする非線形動的解析を行い、部材の重要度と局部・全体座屈を考慮した応力度安全性の検討を行った。照査の結果、橋脚の曲げ変形に伴って橋軸直角方向加振時にアーチリブの耐力が不足するため、①橋脚の剛性増加、②アーチリブの鋼材質変更、③角プレート補強を効率的に組み合わせた耐震性向上対策を設計し、アーチリブ全部材の耐震安全性を確認した。

本論文では、常時設計で決定した構造諸元を対象とした非線形動的解析、および部材の安全性の照査結果に基づいた耐震性向上対策の選定、さらに対策後の非線形動的解析結果に基づく部材の安全性の照査結果について報告する。

Key Words : steel arch bridge, seismic design, nonlinear dynamic response analysis

1. はじめに

平成8年12月に改訂された「道路橋示方書」¹⁾によれば、“上・中路式アーチ橋については震災経験の蓄積が少なく、また部材としての地震時保有水平耐力の評価方法もまだ十分に解明されていないので、動的解析により設計する”と規定している。しかし、鋼中路式ローゼ桁橋を対象とした設計例²⁾は少なく具体的な設計方法は確立していないのが現状である。

本論文は、アーチアバットと一体の逆 T 式橋台・およびアーチアバットと一体の張出し式橋脚で支持された橋長 161.0m の鋼中路式ローゼ桁橋を対象に、兵庫県南部地震規模の地震動を入力とする非線形動的解析を行い、部材の重要度に応じて、局部・全体座屈を考慮した応力度安全性の検討³⁾を行った。さらに、安全性が劣ると判断された部材を耐力以内に収めるために①橋脚の剛性増加、②鋼材質の変更、③角プレート補強を組み合わせた橋梁の耐震性向上対策を行った。ここでは、主に非線形動的解析結果、部材の安全性の検討結果、および対策後の安全性の照査結果について報告する。

2. 耐震設計方針

2.1 耐震設計の基本方針

本橋梁の耐震設計の基本方針を以下に示す。

- ①常時設計で決定した断面を対象に非線形動的解析を行い、耐震安全性の照査を行う。
- ②耐震安全性が確保できない場合は、照査結果に基づいて部材の設計変更を行う。
- ③設計変更後の断面に対して、再度非線形動的解析を行い、

耐震安全性の照査により安全性を確保しているか確認する。
本橋梁の耐震設計フローを図-1に示す。

2.2 部材の照査方針

(1) 部材の照査式

部材の局部・全体座屈が生じないことを照査する。道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編 3.3)³⁾の局部座屈照査式、全体座屈照査式を適用する。

(2) 部材の照査方針

図-2に、弾塑性応答の応力 σ -ひずみ ϵ 曲線を太線で示す。各部材の重要度に応じて、許容される耐力を以下のように設定する。

①主要部材 a (補剛桁、アーチリブ) :

降伏耐力(σ_y)以内とする

②主要部材 b (横桁、横支材) :

タイプ I、II の限界耐力(σ_1 , σ_2)以内とする

③2次部材 (吊材、支柱) :

終局耐力(σ_u)以内とする

弾塑性応答耐力は、ニューマークのエネルギー一定則を用いて、台形 oabc と $\triangle ode$ の面積が等しくなるように弾性応答耐力に換算した。鋼部材の終局ひずみ ϵ_u は、文献 4) をもとに次のように規定した。

$$\epsilon_u = 10\epsilon_y \quad (2-1)$$

表-1に、許容応力度 σ_s に対する各部材の耐力を示す。局部・全体座屈照査では、許容応力度 σ_s に対して安全率=1であるため、各部材の許容応力度 σ_s に対する耐力の倍率が安全率である。

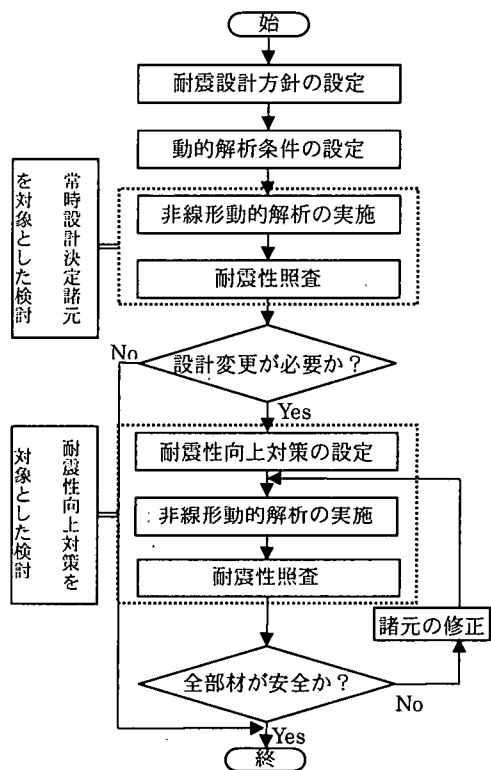


図 - 1 橋梁の耐震設計フロー

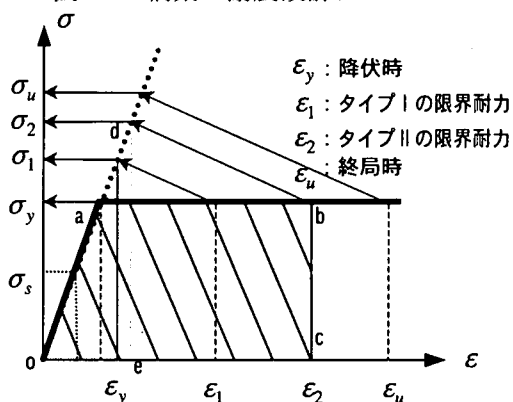


図 - 2 エネルギー一定則による弾性応答への換算

表 - 1 部材の重要度と耐力

主要部材 a (補剛桁、アーチリブ)	$\sigma_y = 1.7 \sigma_s$
主要部材 b (横桁、横支材)	$\sigma_1 = 4.5 \sigma_s$ (タイプ I) $\sigma_2 = 6.0 \sigma_s$ (タイプ II)
2次部材 (吊材、支柱)	$\sigma_u = 7.5 \sigma_s$

3. 解析条件

3.1 解析モデル

図-3に、本橋梁の3次元骨組解析モデルを示す。表-2に、構造諸元を示す。補剛桁の支承条件は、橋軸方向についてA1橋台側は可動支承、P1橋脚側は固定支承である。

P1橋脚は非線形部材でモデル化し、橋脚基部に塑性ヒンジ点を設け、復元特性(M~φ)は剛性低下型の武田モデルとした。P1橋脚基礎の変位の影響は、等価な変位を与える一組(回転バネ、水平バネ)の線形バネにモデル化し、A1橋台基礎は固定とした。

3.2 入力地震動と解析プログラム

入力地震動は、「道路橋示方書」¹⁾のI種地盤の標準波形(タイプI、タイプII)を使用した。解析には、3次元非線形骨組動的解析プログラム“DYNA2E”を使用した。

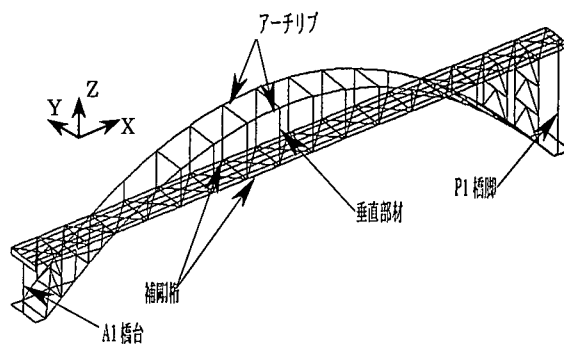


図 - 3 橋梁の3次元骨組モデル

表 - 2 橋梁の構造諸元

		形式	中路式ローゼ桁橋
上部工	橋長	161.000	m
	アーチライズ	28.000	m
	支承条件	ピン支承(アーチリブ支承)	
下部工	A1橋台	アーチアバットと一体の逆T式橋台	
	P1橋脚	アーチアバットと一体の張出式橋脚	

4. 常時設計決定諸元を対象とした場合

4.1 動的応答解析結果

図-4に、最大応答値の着目点を示す。S1~S4は補剛桁、Ar1~Ar3はアーチリブの着目点である。

表-3に、タイプ-II地震時の最大変位・加速度値を示す。橋軸方向加振の場合、S1(可動支承)の水平変位は10.2cmである。S2の上下方向変位は25.5cm、加速度は1256galである。

橋軸直角方向加振の場合、橋台側のS1は0.01cm、S4では13.2cmである。アーチ中央の応答は大きく、S3の水平方向変位は27.5cm、加速度は1710gal、Ar3の水平方向変位は71.5cmで加速度は5456galである。このように、直角方向加振時の場合、P1橋脚の曲げ変形に起因して、上部工は大きく変形することが明らかとなった。

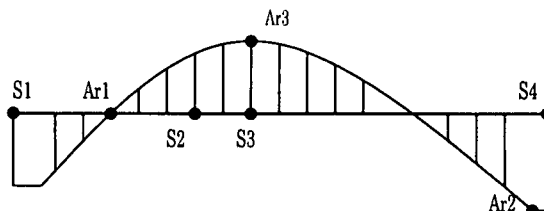


図 - 4 最大応答値出力位置

表-3 最大応答変位値・加速度値

		橋軸方向加振時		直角方向加振時		
		橋軸方向	上下方向	直角方向	上下方向	
変位値 (cm)	補剛桁	S1	10.16	0.31	0.01	0.18
		S2	10.74	25.52	22.21	1.65
		S3	10.21	6.68	27.47	2.25
		S4	10.12	0.05	13.19	3.89
	アーチ	Ar1	10.86	17.62	8.54	0.96
		Ar2	1.19	0.34	1.46	0.95
		Ar3	11.38	6.62	71.49	2.23
加速度値 (gal)	補剛桁	S1	868.6	141.0	691.0	18.2
		S2	639.5	1256.3	1400.4	246.1
		S3	603.1	1111.9	1710.9	379.3
		S4	1092.3	48.2	1415.3	684.1
	アーチ	Ar1	928.0	1759.8	903.3	100.7
		Ar2	962.5	202.6	1166.6	139.6
		Ar3	621.8	1096.2	5456.1	371.5

表-4 補強対策方法と安全率

耐震性向上対策	具体的な補強方法	安全率
対策①	P1橋脚柱の寸法変更 (橋軸直角方向寸法を4m→6m)	1.70
対策②	材質変更(SM490Y→SM570)	1.28
対策③	角プレート補強	1.10
対策①+②	-	2.17
対策①+②+③	-	2.40

橋軸直角方向加振時の P1 橋脚側の変形に着目すると、S4 の変位量は 8.89cm であり、常時設計決定諸元の場合の結果と比較して約 4 cm 低減している。また、Ar2 の加速度は 1059gal であり、約 90% に低減している。一方、アーチ中央の Ar3 の変位量が約 3 cm 増加しているが、P1 橋脚側の変形は低減しており、P1 橋脚の剛性増加の有効性が確認できた。

表-5 最大応答変位値・加速度値

		橋軸方向加振(cm)		直角方向加振(cm)		
		橋軸方向	上下方向	直角方向	上下方向	
変位値 (cm)	補剛桁	S1	10.44	0.29	0.01	0.20
		S2	11.02	23.53	23.57	1.58
		S3	10.98	6.96	28.27	2.03
		S4	10.79	0.05	8.89	2.57
	アーチ	Ar1	11.1	17.75	9.39	1.00
		Ar2	1.26	0.41	1.54	0.98
		Ar3	10.61	6.90	74.48	2.02
加速度値 (gal)	補剛桁	S1	852.8	145.4	691.0	21.8
		S2	652.5	1165.0	1594.1	231.2
		S3	633.6	1193.4	1858.6	348.0
		S4	1158.3	45.4	1263.0	578.3
	アーチ	Ar1	953.1	1818.1	1027.9	117.1
		Ar2	1010.6	218.4	1059.1	188.4
		Ar3	630.4	1174.4	5882.0	341.2

4.2 安全性照査結果

非線形動的解析結果の最大応答値を重ね合わせて、安全性の照査を行った。図-5の太線は、橋軸直角方向加振時にアーチリブ部材で発生応力度が安全率を上回った部材である。() 内に、安全率と発生応力度の算出値を示す。特に、P1 橋脚の曲げ変形に伴って、P1 橋脚支承付近で大きな応力が発生している。

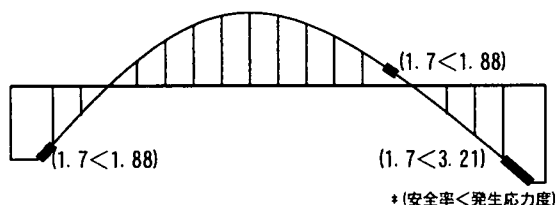


図-5 耐力が不足するアーチリブ部材
(橋軸直角方向、タイプII地震時)

5. 耐震性向上対策後を対象とした場合

5.1 耐震性向上対策方法

表-4に、アーチリブの耐震性向上を図るために適用した対策と安全率を示す。①の目的は、P1 橋脚の剛性を増加し、P1 橋脚の曲げ変形に伴う上部工の断面力応答値を低減させることであり、②・③の目的は、アーチリブ部材の耐力を増加することである。P1 橋脚の剛性増加後、再度、非線形動的解析を行い、対策後の安全性の照査により橋梁の安全性を確認する。

5.2 動的応答解析結果

表-5に、P1 橋脚剛性増加後の動的解析結果を示す。

5.3 安全性照査結果

図-6の太線で示す部材は、P1 橋脚の剛性増加後も耐力不足となった。() 内に適用した対策番号、安全率、および発生応力度の算出値を示す。さらに、表-4の対策②・③を適用して部材の耐力増加を行い、安全性を確保した。結果を図-7に示す。

さらに、アーチリブのように軸力と曲げモーメントが同時に作用する部材の照査では、最大応答値の重ね合わせによる断面力の過大評価が問題となる。そこで、最大応答値の重ね合わせ a)、軸力最大 (N_{max}) 時刻の断面力 b)、曲げモー

メント最大 ($M_{y_{max}}$, $M_{z_{max}}$) 時刻の断面力 c), d) により, 比較検討を行った。照査の結果, 最大応答断面力の重ね合わせと各断面力最大時刻での断面力の重ね合わせとでは, 最大25%の相違が発生することが明らかとなった。

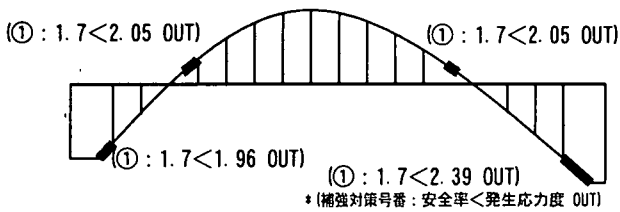


図-6 対策①実施後の照査結果

6. まとめ

本論では, 鋼中路式ローゼ桁橋を対象として, 兵庫県南部地震規模の地震動を入力とする非線形動的解析を行い, 安全性の照査, 耐震性向上対策により, 本橋梁の耐震安全性を確認した。

得られた結果をまとめると, 次のようになる。

- (1) 鋼中路式ローゼ桁橋における, 動的応答解析, 安全性の照査, 耐震性向上対策の選定に至る一連の耐震設計手法を提案した。
- (2) P1 橋脚の曲げ変形に起因して, 橋軸直角方向加振時に橋脚側のアーチリブの支承付近で, 大きな応力が発生することが明らかとなった。耐震性向上対策を設計

する場合は, 上部工のみならず, 下部工の剛性の変更等も含めた全体橋梁の応答特性も考慮して設計を行う必要がある。

- (3) 橋脚の剛性増加, 鋼材質の変更, 角プレート補強を効果的に組み合わせることで, 有効な対策を行った。
- (4) 最大応答値の重ね合わせによる照査は, 安全側過ぎる結果となり, 軸力最大時, 曲げモーメント最大時の時刻の断面力に基づいて照査を実施する必要があることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1997.
- 2) 大江豊, 劉貴位, 水田洋司: 軸力変動を考慮した鋼アーチ橋の弾塑性応答解析, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998. 12.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説III鋼橋編, 1997.
- 4) 李重桓, 石橋治, 堂上幸男, 大塚久哲: 既設3径間連続鋼ラーメン橋の非線形動的解析について, 第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998. 12.

(1999年11月19日受付)

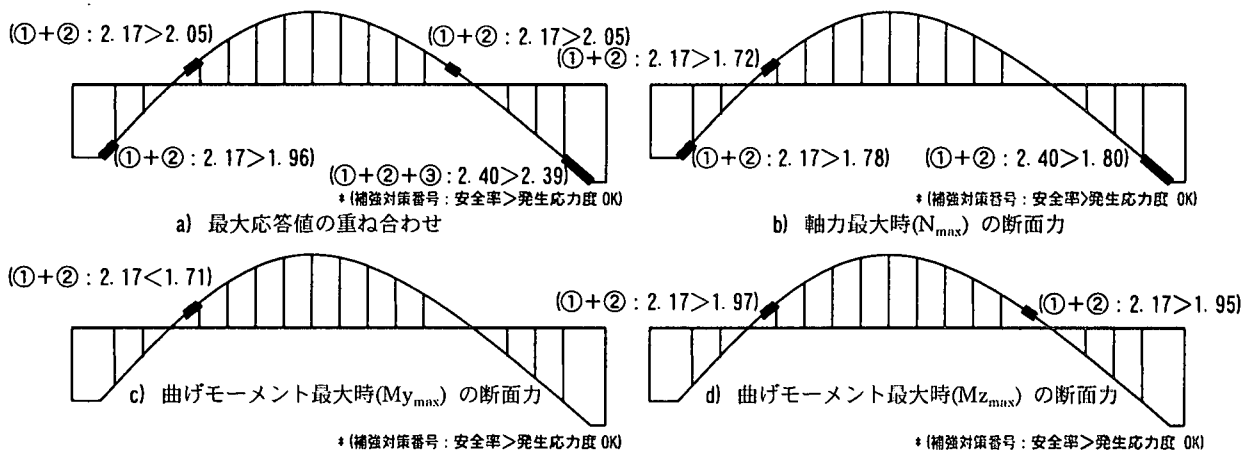


図-7 耐力が不足するアーチ部材と対策
(橋軸直角方向, タイプII加振時)

Seismic design of a half-through type steel arch bridge based on a nonlinear dynamic response analysis

Akane Mawatari, Masayuki Arai, Takayuki Igarashi

This report presents a nonlinear dynamic response analysis of a half-through type steel arch bridge using the earthquake motions of Hyogo-ken Nanbu earthquake. At the result of stress check in consideration of buckling or local buckling, the strength of arch rib was insufficient due to bending deformation of the bridge pier in case of transverse direction.

In order to improve the seismic safety of arch rib, authors apply the three means (①addition of pier's stiffness ②changing materials of arch rib ③corner strengthening of arch rib) to this arch bridge. It was found that the seismic safety of arch rib was satisfied.