

地震時保有耐力法に基づく方杖ラーメン橋の耐震設計

－ 橋脚の安全性の検討 －

坂手 道明¹，中山 隆弘²，岡田 毅³，井上 陽介⁴，長谷川賢路⁴

¹正会員 広島工業大学大学院工学研究科博士後期課程知的機能科学専攻（株式会社コンサルタンツ大地）

²正会員 工博 広島工業大学 教授 工学部建設工学科（〒731-5193 広島市佐伯区三宅 2-1-1）

³正会員 広島工業大学専門学校 講師 測量情報工学科（〒733-8533 広島市西区福島町 2-1-1）

⁴学生員 広島工業大学大学院 工学研究科博士前期課程土木工学専攻

1. はじめに

近年、耐震性確保の観点から、道路橋の設計基準である「道路橋示方書¹⁾」をはじめ各種要領類も大幅に改正された。併せて耐震性照査の具体的な方法についても関連資料²⁾で具体的な事例で説明されている。しかし、「道路橋示方書」などが改正されても、未だそれに基づく設計事例は少なく、特に上下部工一体のラーメン構造については、設計において不明確な点があり、現場で混乱が無い訳ではない。

本報告ではラーメン構造の中でも特殊な形式の方杖ラーメン橋の耐震性を、静的および動的的非線形解析による具体的計算によって照査した結果について述べる。また、それぞれの計算手法における問題点も明らかにする。

2. 解析対象橋梁および解析モデル

解析対象とする橋梁は橋長128mのPC3径間連続ラーメン橋であり、橋脚の傾斜を考慮して図-1(a)に示す平面骨組構造にモデル化を行った。このモデル化の際、橋脚の耐震性に着目するため、上部構造物は降伏しないと仮定し全断面有効とした。次に、橋脚に生じると予想される塑性ヒンジは、橋脚の上下端に設置し、図-1(b)に示すように、非線形回転バネ要素でモデル化を行った。また、橋脚の非線形特性を考慮するため、この塑性ヒンジで囲まれる領域は非線形はり要素とし、基礎形式として直接基礎を想定したので、橋脚下端を固定とした。

本報告では、この解析モデルを用いて、タイプI、IIの2種類の地震動を想定して橋軸方向のみを解析した。なお、初期応力状態として死荷重（クリープ、乾燥収縮は考慮しない）を考慮し、地震時保有耐力法および非線形動的解析により、その耐震性をそれぞれ検討した。

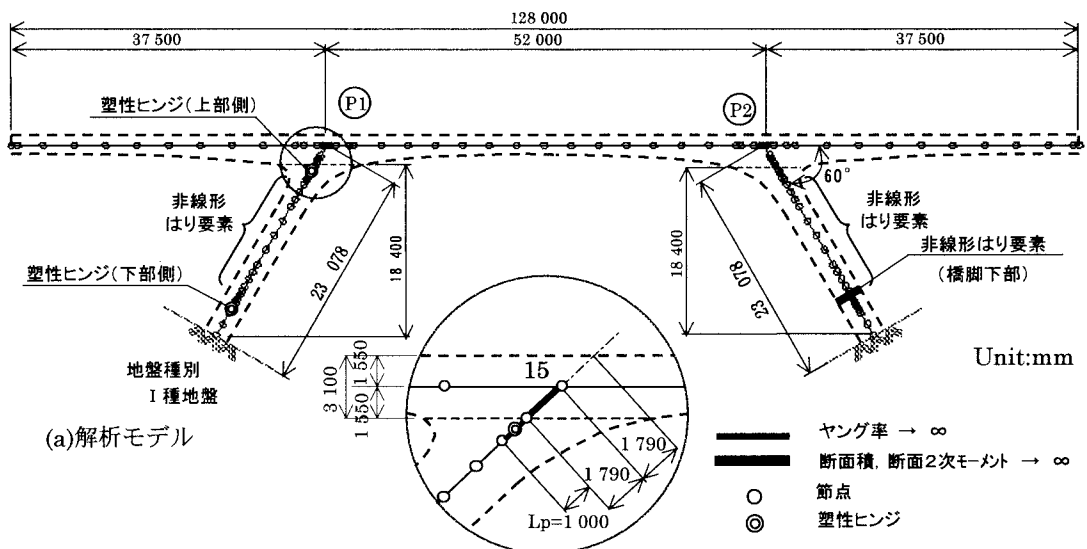


図-1 検討対象橋梁

(b)塑性ヒンジのモデル化

3. 橋脚の非線形特性の算出

橋梁全体の解析を行なう前に、両解析方法で使用する橋脚の非線形特性の算出を行なった。このとき、橋脚の曲げモーメントと曲率の関係、塑性ヒンジ（非線形回転バネ）の曲げモーメントと回転角の関係は、橋脚に発生する軸力変動の影響は考慮しないという前提条件で算出した。

1) 地震時保有耐力法のための非線形特性

橋脚の各断面における曲げモーメントと曲率は、参考文献 2) に従い、橋脚の傾斜を考慮して、降伏 Y 、終局 U の 2 つの状態 で算出した。これらの算定値を用いて、完全弾塑性型のバイリニアモデルとして橋脚の非線形特性を規定した。このときの橋脚下部における両者の関係を図-2 に示す。また、塑性ヒンジの非線形回転バネの曲げモーメントと回転角の関係は、橋脚の曲げモーメントと曲率の関係より算出し、曲率の関係と同様に、完全弾塑性型として規定した。このときの両者の関係を図-3 に示す。

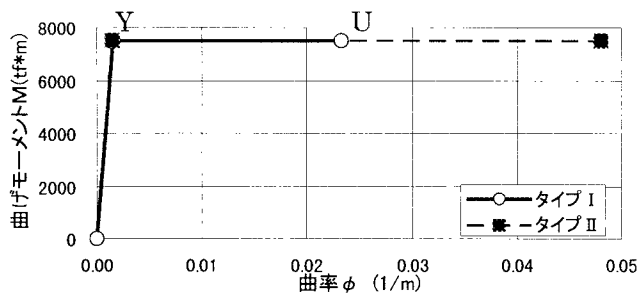


図-2 曲げモーメント - 曲率(橋脚下部)

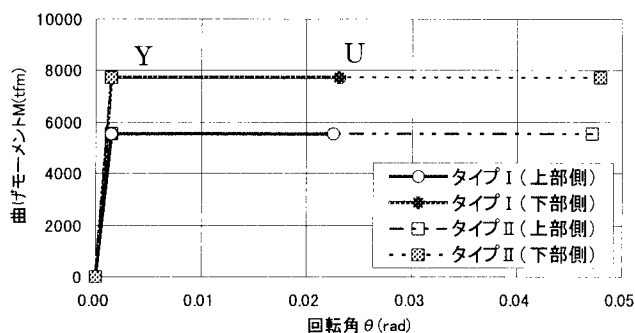


図-3 曲げモーメント - 回転角

2) 非線形動的解析法のための非線形特性

この場合の橋脚および塑性ヒンジの履歴特性モデルは、コンクリートのひび割れ C 、鉄筋の初降伏 Y_0 、終局状態 U を考慮するトリリニアモデルとした (図-4, 5 参照)。

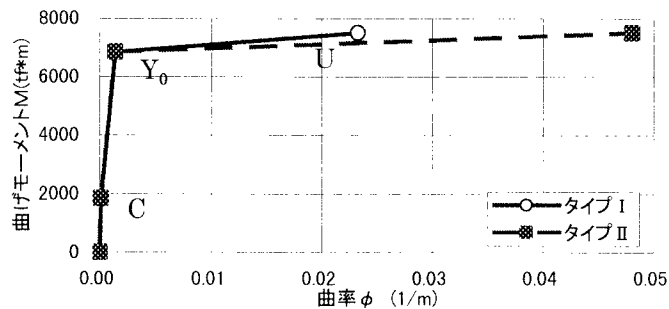


図-4 曲げモーメント - 曲率(橋脚下部)

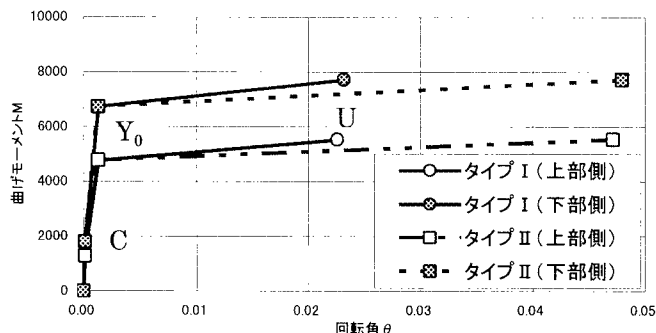


図-5 曲げモーメント - 回転角

4. 地震時耐力法に基づく耐震検討

地震時保有耐力法を用いて橋脚の非線形性を考慮した方杖ラーメン橋の耐震検討を行った。

まず、各地震動に対する地震時保有耐力法によるラーメン橋梁の解析結果を示す。

1) 作用震度 - 水平変位

タイプ I, II の地震動に対する橋脚の非線形特性を用いて算出した上部構造および橋脚に作用する作用震度と、上部構造の慣性力が作用する位置での水平変位の関係を図-6 に示す。なお、ここでは、紙面の都合上、P1 橋脚における慣性力の作用位置での結果のみを示している。このとき、複数の塑性ヒンジのうち一つが降伏に達するときをラーメン橋梁の降伏状態と定義し、終局状態も同様とした³⁾。

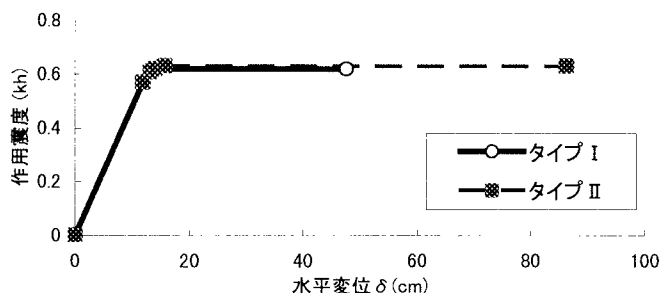


図-6 作用震度 - 水平変位

2) 塑性ヒンジの発生順序

このときの橋脚の状態をまとめたものを、表-1に示す。

表-1 塑性ヒンジの発生順序

(a) タイプ I		
作用震度	慣性力作用位置における水平変位 (cm)	橋脚の状態
0.57	11.9	P1橋脚(下部側)の降伏
0.61	13.2	P2橋脚(上部側)の降伏
0.61	13.2	P2橋脚(下部側)の降伏
0.62	14.1	P1橋脚(上部側)の降伏
0.62	47.6	P1橋脚(下部側)の終局

(b) タイプ II		
作用震度	慣性力作用位置における水平変位 (cm)	橋脚の状態
0.57	11.9	P1橋脚(下部側)の降伏
0.61	13.3	P2橋脚(下部側)の降伏
0.62	14.1	P2橋脚(上部側)の降伏
0.63	15.7	P1橋脚(上部側)の降伏
0.63	86.2	P2橋脚(上部側)の終局

この表より、地震動により、塑性ヒンジの発生する順序が異なることが分かる。

3) 橋脚の安全性の判定

地震時保有耐力法による橋脚の安全性の判定結果を表-2に示す。

表-2 橋脚の安全性の判定

	タイプ I	タイプ II
許容塑性率 μa	1.889	4.692
等価水平震度 K_{he}	0.42	0.44
終局水平震度 K_{hu}	0.62	0.63
判定 $K_{he} \leq K_{hu}$	OK!	OK!
残留変位 δR (cm)	1.07	12.2
許容残留変位 δRa (cm)	23.1	23.1
判定 $\delta R \leq \delta Ra$	OK!	OK!

この表より、水平震度、残留変位のいずれの点からも、両地震動に対して、本橋脚は安全であると判定できる。

4) 軸力変動の検討

前述のように、橋脚の軸力変動の影響は考慮しないと言う前提条件で、橋脚および塑性ヒンジ(非線形回転バネ)の非線形特性を算出した。したがって、タイプ I, II の地震動に対する橋脚下部における軸力変動について検討した。ここでも紙面の都合上、最大加速度の大きい地震動タイプ II に対して、作用震度を 0.0 (死荷重時) から 0.63 (終局状態) まで変化させたときの橋脚に生じる軸力の変動を図-7に示す。

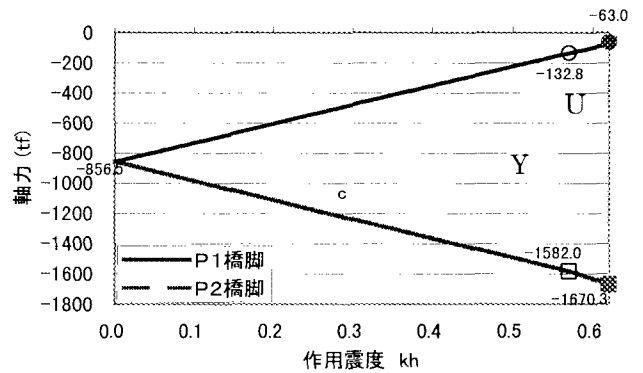


図-7 軸力の変動(下部)

図より、P1橋脚については、軸力が死荷重時-856.5(tf)から降伏時-132.8(tf)まで、P2橋脚については、軸力が死荷重時から降伏時-1582.0(tf)までいずれも大きく変動していることが分かる。

したがって、軸力変動の影響については、今後慎重に検討する必要があると考えられる。

5. 非線形動的解析法に基づく耐震検討

本研究では、時刻歴応答解析法によっても、橋脚の非線形性を考慮した本橋の耐震検討を行った。直接積分法として Newmark β 法を用い、 β および微小時間増分量 Δt は、それぞれ 0.25, 0.002 秒とした。時刻歴応答解析に用いる減衰行列は、Rayleigh 減衰の考えに従って算出した。また、入力地震波としては、耐震設計編に示されている振幅調整されたタイプ I, II の地震波を用いた。なお、橋脚の非線形特性として、剛性低下を考慮できる武田モデルを用い、この解析結果を次に示す。

1) 最大応答値の平均値

まず、両タイプともに 3 波の入力地震動に対する最大応答の平均値を示したのが表-3である。

表-3 最大応答の平均値

	タイプ I	タイプ II
入力地震動の最大加速度 (gal)	320.5	786.0
最大応答加速度 a_{max} (gal)	506.7	583.5
最大応答変位 δ_{max} (cm)	12.2	19.1
残留変位 δR (cm)	0.3	0.5
最大回転角(上部) θ_{max} (rad)	0.00226	0.00688
最大回転角(基部) θ_{max} (rad)	0.00252	0.00622
最大せん断力(上部) S_{max} (tf)	545.343	608.373
最大せん断力(基部) S_{max} (tf)	743.730	744.727

2) 動的解析による安全性の判定

安全性の判定は、橋脚の塑性回転角および断面力、そして橋梁全体の残留変位の平均値で行った。このときの判定結果を表-4に示す。

表-4 安全性の判定

			タイプ I	タイプ II
回転角	上部	最大回転角 θ_{max} (rad)	0.00226	0.00688
		許容回転角 θ_{pa} (rad)	0.00841	0.03186
	判定	$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$	OK!	OK!
	基部	最大回転角 θ_{max} (rad)	0.00252	0.00622
許容回転角 θ_{pa} (rad)		0.00861	0.03239	
判定	$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$	OK!	OK!	
せん断力	上部	最大せん断力 S_{max} (tf)	545.34	608.37
		せん断耐力 S_u (tf)	1575.54	1664.13
	判定	$S_{max} \leq S_u$	OK!	OK!
	基部	最大せん断力 S_{max} (tf)	743.73	744.73
せん断耐力 S_u (tf)		1575.54	1664.13	
判定	$S_{max} \leq S_u$	OK!	OK!	
残留変位	残留変位 δR (cm)		0.3	0.5
		許容残留変位 δRa (cm)	23.1	23.1
	判定	$\delta R \leq \delta Ra$	OK!	OK!

この表より、水平震度、残留変位のいずれについても、二つのタイプの地震動に対してともに安全であると判定できる。

3) 軸力変動の検討

本解析方法においても前述の前提条件について検討するために、地震動II-1-1による、各橋脚下部の軸力の時刻歴応答を計算した、その結果を、図-8 (a), (b)に示す。

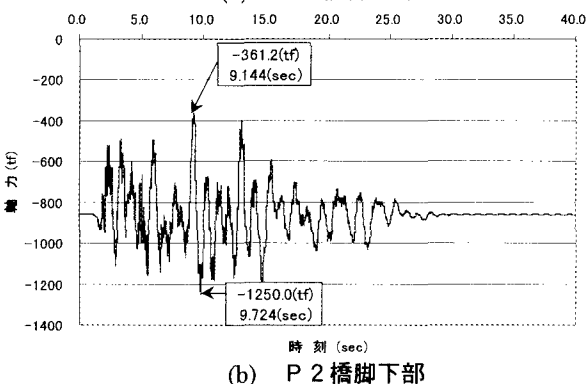
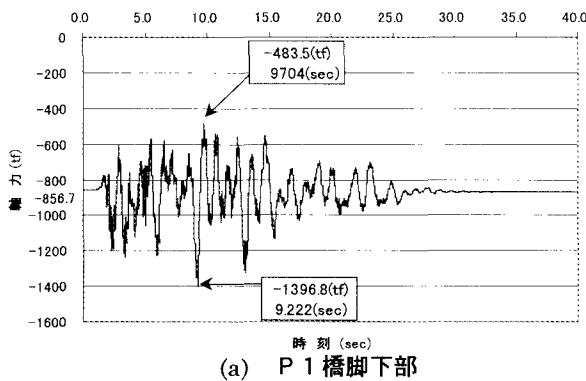


図-8 軸力の時刻歴応答

両図より、各橋脚の軸力応答は鏡像関係にあり、橋梁の対称性を良く表していることが分かる。

次に、これらの軸力の変動比を算出したものを表-5に示す。

表-5 軸力の変動(橋脚下部)

		軸力 (tf)	相対変動比 (%)	時刻 (sec)
死荷重時		-856.60	0.00	0.000
P1	最大値	-483.53	0.44	9.704
	最小値	-1396.81	0.63	9.222
P2	最大値	-361.19	0.58	9.144
	最小値	-1249.96	0.46	9.724

表中、相対変動比は、死荷重時の軸力に対する最大または最小時の軸力変動の相対比(絶対値)を表している。

表より、軸力が大きく変動し、変動が短時間で最小値から最大値に移行していることが分かる。

したがって、非線形動的解析の結果からも、軸力変動が橋脚の非線形特性に及ぼす影響について十分検討する必要があると考えられる。

6. おわりに

本報告では方杖ラーメン橋の耐震性を、静的および動的非線形解析による具体的な計算によって検討したが、方杖ラーメン橋の耐震性の検討を行うには、軸力変動を考慮した解析の必要性が高い。

今後の検討として、次に示す項目が挙げられる。

- ・軸力変動が静的および動的非線形解析に及ぼす影響^{3), 4)}
- ・橋脚の傾斜角と軸力変動の影響の関係
- ・上部工の降伏をも考慮したモデルによる検討

謝辞：本研究は文部省私立大学ハイテク・リサーチ・センター整備事業の一環として実施されたものであり、関係各位に本紙面を借りて御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年 12 月。
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成 10 年 1 月。
- 3) (財) 土木研究センター：耐震ソフトウェアに関する研究委員会報告書，平成 9 年 5 月。
- 4) 御園生 他著：コンクリートラーメン橋の地震時保有水平耐力法の検討，pp.77-80，第 1 回地震時保有耐力法に関するシンポジウム講演論文集，平成 10 年 1 月。