

鋼製門型ラーメン橋脚の非線形特性に関する検討

解析技術部 高橋宏充

1. はじめに

ラーメン形式の構造物は、地震水平力によって曲げモーメント、せん断力だけでなく、軸力が時々刻々と変化する。

しかし、曲げモーメント-曲率関係（以下「M-φ関係」と呼称）は特定の軸力に対して設定することが一般的であり、軸力変動に追従することは困難である。対処法としてファイバーモデルが検討されることがあるが、設計実務レベルでの採用は少ない。そこで、本報告ではラーメン橋脚を対象として、設定軸力の差が非線形応答に与える影響を検証するとともに、従来型のM-φ関係の適用性を検討した。

2. 非線形特性

2.1 M-φ関係の設定パラメータ

図2.1に「鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物編 平成21年7月」¹⁾より、部材端の曲げモーメント-部材角の関係（M-θ関係）の骨格曲線を示しているが、M-φ関係と同様の考え方である。表2.1に部材端部の曲げモーメントと曲率の算定式を示す。表2.1のとおり、算定式の適用範囲は $0.05 \leq Rt \leq 0.115$ 、 $0.0 \leq N'/N'y \leq 0.3$ としている。

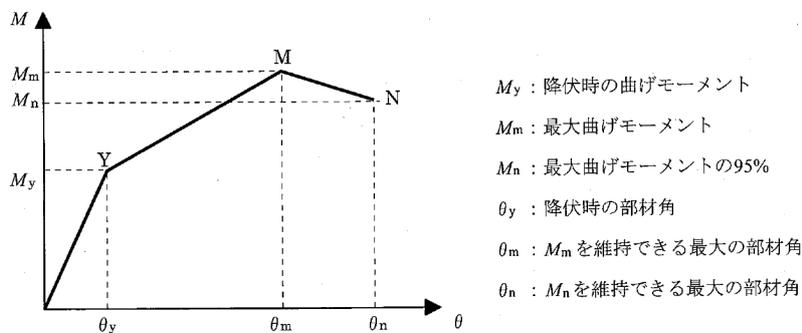


図 2.1 M-θ関係（トリリニア型）¹⁾

表 2.1 部材端部の曲げモーメントと曲率の算定式¹⁾

	折れ点	曲げモーメント	曲率
円形断面	Y点	以下の小さい方の値とする $M_y = M_{yo}(1 - N'/N'y)$ $M_y = M_{yo}(1 - N'/N'_{yo})(1 - N'/N'_{yo})$	$\phi_y = \frac{M_y}{EI}$
	M点	$M_m = \{0.0333 / (Rt \lambda)^{0.8} + 0.969\} \cdot M_y$	塑性ヒンジ部の平均曲率 ϕ_m : $\phi_m = \theta_m / L_p$ ここに、 $\theta_{pm} = (\theta_m - \theta_{mb}) / (1 - 0.5L_p/h)$
	N点	$M_n = 0.95M_m$	塑性ヒンジ部の平均曲率 ϕ_n : $\phi_n = \theta_n / L_p$ ここに、 $\theta_{pn} = (\theta_n - \theta_{nb}) / (1 - 0.5L_p/h)$
M点、N点の算定式の適用範囲 : $0.05 \leq Rt \leq 0.115$ 、 $0.0 \leq N'/N'y \leq 0.3$			

2.2 非線形特性の算出に用いる軸力

表 2.1 より Y 点における曲げモーメントは軸力に大きく依存するため、軸力の設定が重要となる。この軸力は以下の①、②が考えられる。

- ① 死荷重軸力
- ② 線形動的解析による最大応答軸力

本報告では①と②の軸力を基に M- ϕ 関係を設定した M- ϕ モデルと軸力変動を考慮できるファイバーモデルの計 3 ケースの結果比較を行う。

表 2.2 解析ケース

解析ケース	非線形タイプ	設定軸力
① 死荷重軸力	M- ϕ	死荷重軸力
② 線形最大軸力	M- ϕ	線形解析による最大応答軸力
③ ファイバー	ファイバー	軸力変動を考慮

3. 解析モデル

3.1 モデル概要

図 3.1 に鉄道で多く用いられるピボット沓で支持された門型橋脚を解析対象とするモデル概要を示す。

- ・ 柱は円形中空断面で均一断面、梁は箱型断面とする。
- ・ 柱下部にピボット支承（非線形特性を与える）とする。
- ・ 柱上部に塑性ヒンジ長 0.3D の塑性ヒンジ部を設定する。
- ・ 塑性ヒンジ部：M- ϕ 要素、鉄道標準 鋼・合成編 H21 年 7 月 P146～より算出
ファイバー要素
- ・ 荷重：掛け違い合成桁 30m 分重量、バラスト等の上載荷重、モデル化追加荷重（表 3.1）
- ・ 境界条件：ピボット支承下端部は完全固定とする。

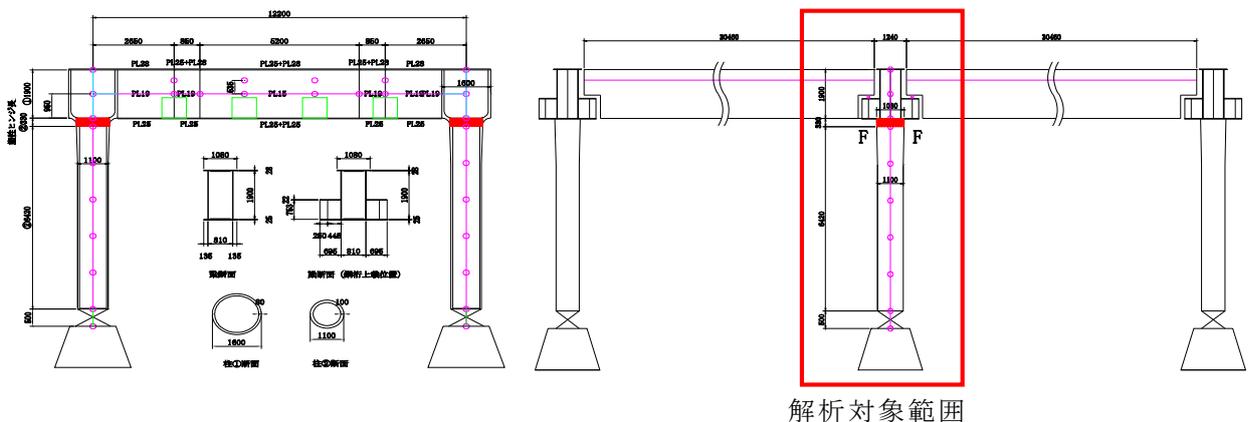


図 3.1 鋼製門型ラーメン橋脚（左：線路直角方向、右：線路方向）

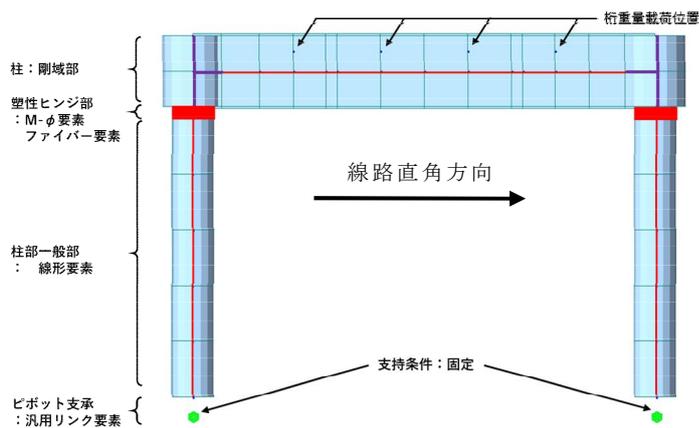


図 3.2 モデル図

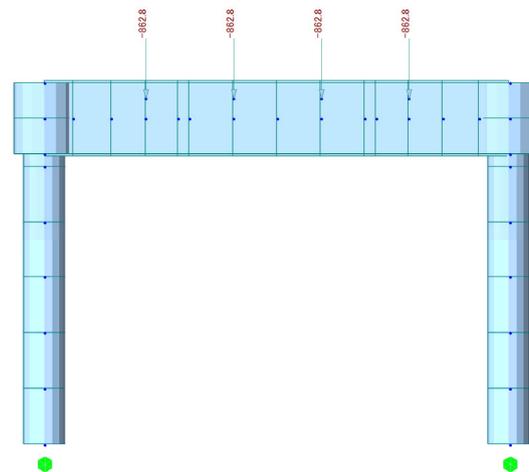


図 3.3 荷重図 (例：上載荷重)

表 3.1 荷重値

荷重	荷重範囲 m	荷重値			備考
		kN/m	kN	1支承当たり	
自重	-	-	653.0	-	
主桁	30.46	-	2625.0	656.3	4支承に分割して荷重
上載荷重	30.46	113.3	3451.2	862.8	4支承に分割して荷重
橋脚追加	12.2	10.5	128.1	-	梁部に等分布荷重
合計			6857.3 kN		

3.2 解析条件

以下に解析条件を示す。

- ・解析方向：線路直角方向
- ・減衰：レーリー減衰
- ・減衰定数：線路直角方向の振動モードである 1 次モード (T=0.805 秒) に対して 1.0%
- ・計算方法：Newmark 法 ($\beta=1/4$)、積分時間間隔は 0.001 秒
- ・入力地震動：鉄道構造物等設計標準・同解説 (H24 年 9 月) に示される L2 スペクトル II (G4 地盤) の時刻歴加速度波形 (図 3.4)
- ・解析ソフト：midas Civil ver.845

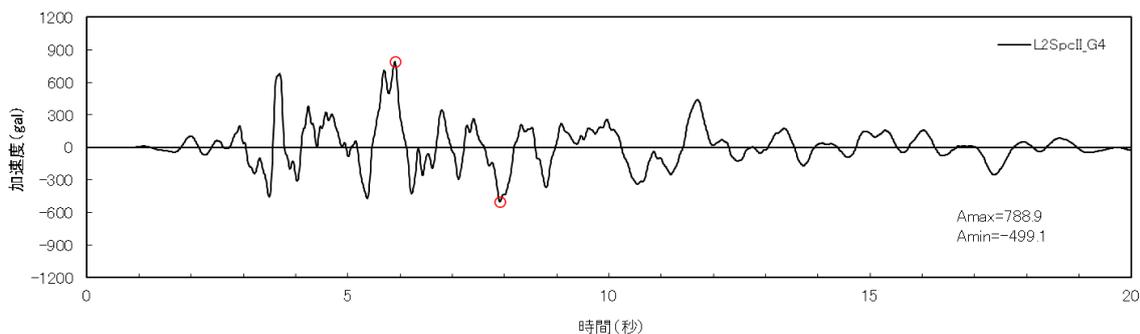


図 3.4 入力地震波 (L2Spc II_G4 地震波)

3.3 塑性ヒンジ部の軸力

まず、M-φ 関係を設定するために各ケースの応答軸力を算出する。以下に応答軸力を示す。死荷重軸力は 3429kN、線形解析による圧縮方向の最大軸力は 19032kN であった。

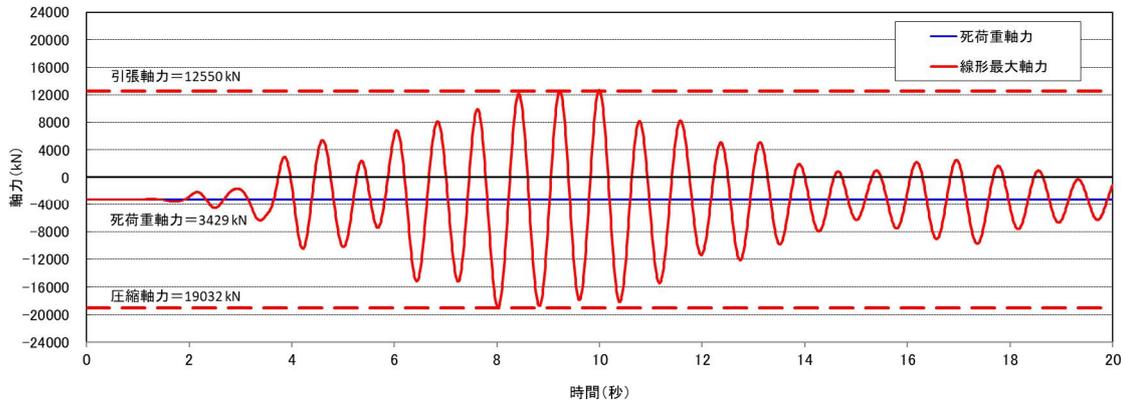


図 3.5 塑性ヒンジ部の時刻歴応答図（軸力）

3.4 M-φ 関係の設定

表 3.2 に M-φ 関係の設定を示す。なお今回、径厚比パラメータ R_t は適応範囲を外れているが、安全側を考慮して 0.021→0.050 とした。なお、以下に径厚比パラメータ R_t の算出式を示す。

$$R_t = \sqrt{3(1 - \nu^2)} \cdot (f_{sk}/E) \cdot (D/2t) \quad \text{— 式 1}$$

線形最大軸力ケースは軸力が大きいいため、死荷重軸力ケースに比べて耐力が約 6 割となった。なお、3 次勾配である M 点～N 点の負勾配は解析が不安定になるため、3 次勾配を初期勾配の 1/1000 とする（図 3.6）。

表 3.2 M-φ 関係の設定

	死荷重軸力	線形最大軸力		備考
軸力 N'	3249	19032	kN	
鋼管外径 D	1100	1100	mm	
肉厚 t	100	100	mm	
降伏点特性値 f_{syk}	235	235	N/mm ²	
ヤング率 E	1.00E+05	1.00E+05	N/mm ²	鋳造
断面2次半径	355.3	355.3	mm	
有効座屈長 l	14000	14000	mm	2L
柱高さ L	7000	7000	mm	
塑性ヒンジ長	330	330	mm	0.3D
断面二次モーメント I	3.966E+10	3.966E+10	mm ⁴	
面積 A	3.142E+05	3.142E+05	mm ²	
軸力による応力 σ_0	10.34	60.58	N/mm ²	
径厚比パラメータ R_t	0.05	0.05		0.021→0.05
オイラー座屈荷重 N'E	199722	199722	kN	
N'u	53951	53951	kN	
ρ_{bg}	0.7308	0.7308		
降伏軸力 N'y	73827	73827	kN	
軸力比 N'/N'y	0.044	0.258		
軸力無視の降伏モーメント My0	16947	16947	kNm	
My1=My0(1-N'/N'y)	16201	12578	kNm	
My2=My0(1-N'/N'E)(1-N'/N'u)	15667	9923	kNm	
降伏モーメント My	15667	9923	kNm	
θ_y	0.009217	0.005838	rad	
最大モーメント Mm	23715	15021	kNm	
θ_m	0.036738	0.023269	rad	
終局モーメント Mn	22529	14270	kNm	
θ_n	0.07147	0.03998	rad	
降伏曲率 Φ_y	0.00395	0.00250	1/m	
θ_{mb}	0.01207	0.00764	rad	
θ_{pm}	0.02526	0.01600	rad	
最大曲率 Φ_m	0.07656	0.04849	1/m	
θ_{nb}	0.01147	0.00726	rad	
θ_{pn}	0.06145	0.03351	rad	
終局曲率 Φ_n	0.18620	0.10153	1/m	

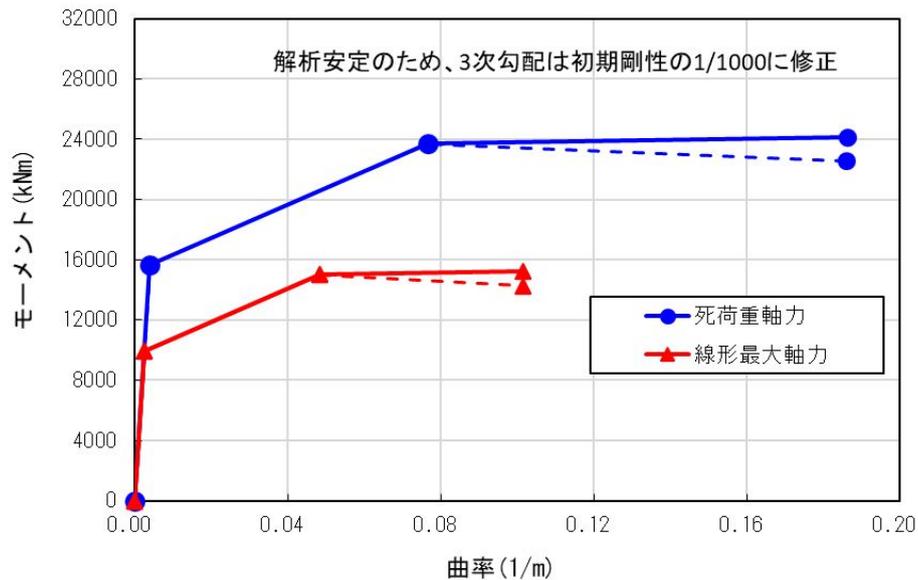


図 3.6 M-φ 骨格曲線

3.5 M-φモデルとファイバーモデルの比較

地震応答解析を行う前提として、設定した M-φモデルとファイバーモデルのプッシュオーバー解析における M-φ履歴を確認する。軸力は死荷重軸力 3429kN と設定した。ファイバーモデルのパラメータは以下のとおりである。

- ・履歴ループタイプ：Menegotto-Pinto モデル (図 3.7)
- ・降伏点 f_y ：235 N/mm²
- ・ヤング率 E ： 1.0×10^5 N/mm²
- ・剛性低下率 b ：0.01

図 3.8 に示すとおり、M-φモデルとファイバーモデルの M-φ 応答履歴は M-φモデルが先に 15667kN で降伏し、ファイバーモデルが 19000kN あたりから徐々に剛性が低下していった。

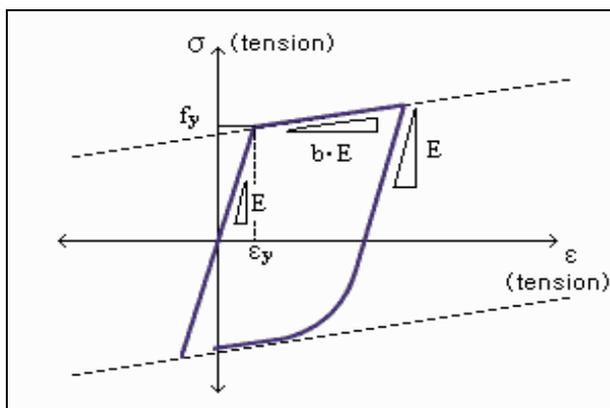


図 3.7 履歴ループタイプ (Menegotto-Pinto)

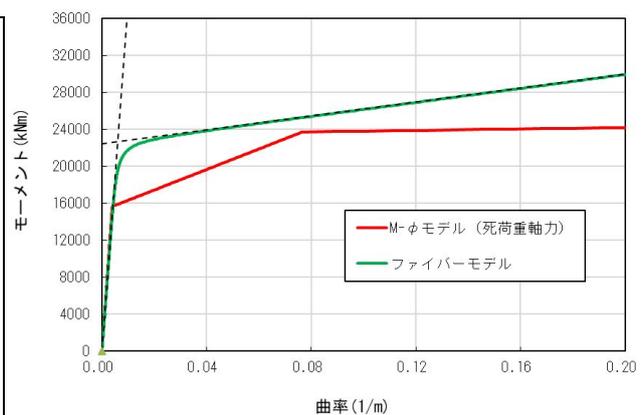


図 3.8 M-φ 応答履歴の結果比較

3.6 ピボット支承の非線形特性

以下に「ピボット支承を有する旧式鋼構造物の耐震評価および耐震補強の手引き（案）」²⁾よりピボット支承のM-θ関係を示す。

ピボット支承の復元力モデル			
鉛直力	N=	3429	kN
支承諸元			
上下沓の初期遊間量	Δini =	15.0	mm
下沓とバンドの初期遊間量	$\Delta' ini$ =	5.0	mm
防止バンド内法寸法	s=	80.0	mm
上沓幅	b=	450.0	mm
下沓フランジ高さ	tu=	30.0	mm
突起高	h=	80.0	mm
摩擦係数	μ =	0.048	
	$\theta_{①}$ =	0.147	rad $= (1.2s-tu)/b$
	$\theta_{②}$ =	0.356	rad $= h/(b/2)$
防止バンドせん断抵抗高さ	t=	30.0	mm
90°せん断抵抗面積	As=	10597.5	mm ² $= \pi b/4*t$
せん断抵抗範囲までの距離	y=	384.1	mm $= (1+1/\sqrt{2}) b/2$
鋼材の降伏点	f _{syk} =	225	N/mm ² SC46
鋼材の引張強さ	f _{suk} =	450	N/mm ² SC46
骨格曲線パラメータ			
剛性	K ₀ =	34290.0	kNm/rad $= 10N$
	K ₁ =	34.3	kNm/rad $= 0.001K_0$
	K ₂ =	34290.0	kNm/rad $= K_0$
	K ₃ =	4467.6	kNm/rad $= (M_4-M_3)/(\theta_4-\theta_3)$
モーメント	M ₁ =	164.6	kNm $= \mu N$
	M ₂ =	164.6	kNm $\cong M_1$
	M ₃ =	423.0	kNm $= f_{syk}/\sqrt{3} \times A_s \times y \times 0.8$
	M ₄ =	846.0	kNm $= f_{suk}/\sqrt{3} \times A_s \times y \times 0.8$
回転角	θ_1 =	0.005	rad $= M_1/K_0$
	θ_2 =	0.044	rad $= (\Delta ini + \Delta' ini)/b$
	θ_3 =	0.052	rad $= \theta_2 + (M_3-M_1)/K_2$
	θ_4 =	0.147	rad $= \min(\theta_{①}, \theta_{②})$
		K ₃ /K ₀ =	0.130 ※剛性低下率

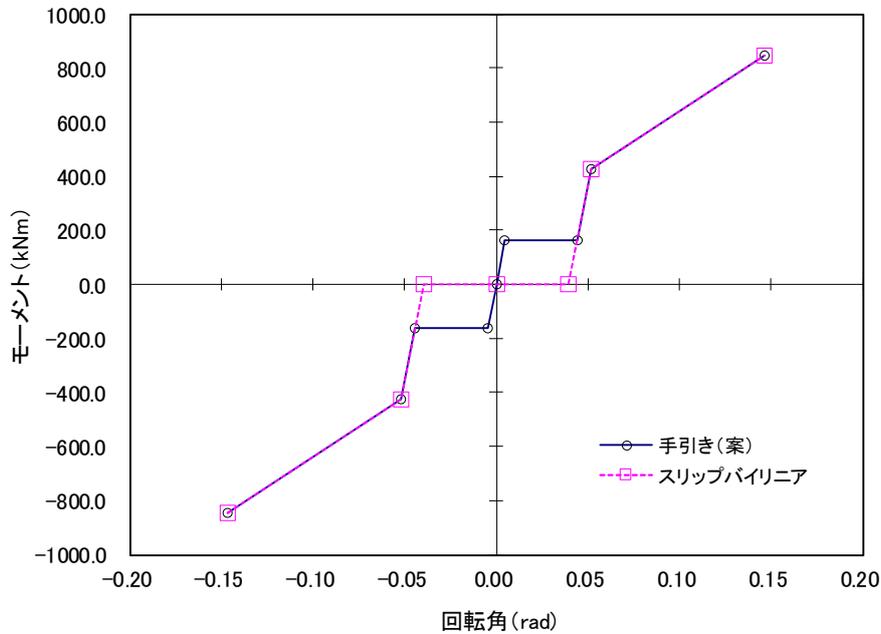


図 3.9 ピボット支承の M-θ 関係

4. 地震応答解析結果

4.1 天端の応答

鋼製門型ラーメン橋脚の梁部材の天端の線路直角方向変位を図 4.1 に、速度を図 4.2 に、加速度を図 4.3 に示す。応答変位では、死荷重軸力モデルとファイバーモデルが概ね一致しており、線形解析最大軸力モデルは入力地震波最大加速度発生時刻である 6 秒前後で大きく変形し、そのまま変形が残ったまま推移した。応答速度では、死荷重軸力モデルとファイバーモデルは概ね一致している。応答加速度は死荷重軸力モデルとファイバーモデルは概ね一致しており、線形解析最大軸力モデルは小さい値となった。表 4.1 に応答結果一覧を示す。

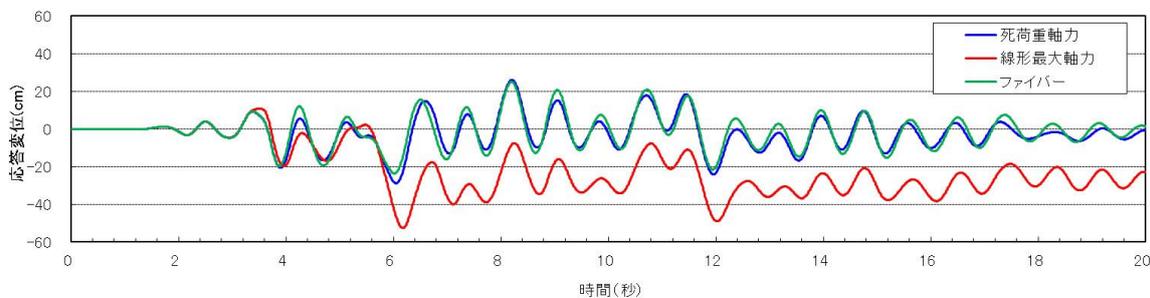


図 4.1 応答変位

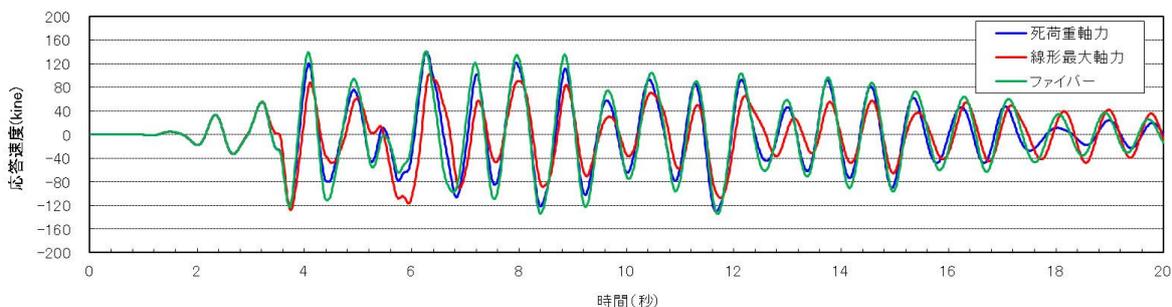


図 4.2 応答速度

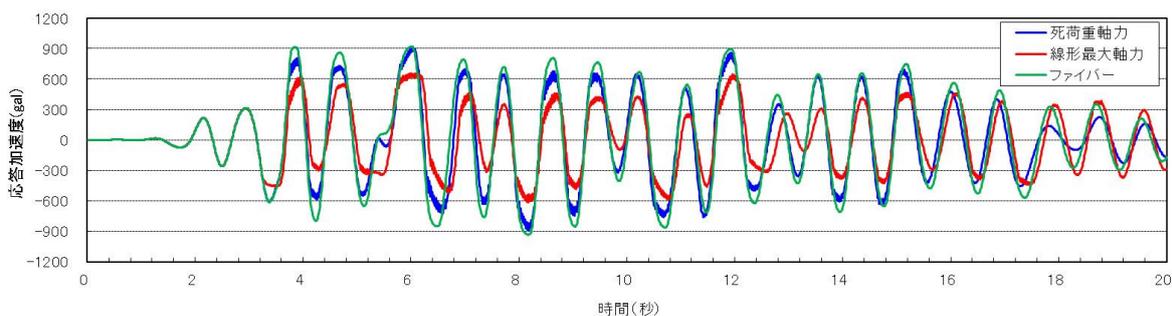


図 4.3 応答加速度

表 4.1 応答結果一覧

解析ケース	C方向						
		時間(s)	応答変位(cm)	時間(s)	応答速度(kine)	時間(s)	応答加速度(gal)
死荷重軸力	max	8.21	26.10	6.27	140.3	6.04	915
	min	6.05	-28.75	11.66	-130.0	8.19	-891
線形最大軸力	max	3.53	10.68	6.33	102.5	5.98	656
	min	6.18	-52.62	3.74	-128.3	8.17	-613
ファイバー	max	8.20	25.05	6.26	140.7	6.01	920
	min	6.02	-23.60	11.70	-134.3	8.17	-934

4.2 塑性ヒンジ部 M- ϕ 応答履歴

塑性ヒンジ部の M- ϕ 応答履歴を示す。死荷重軸力モデルは降伏しているものの、最大モーメントに至っていない。線形解析最大軸力モデルは最大モーメント荷重を超過し、大きく塑性化している。ファイバーモデルは降伏しているものの、曲率は死荷重軸力モデルより小さくなっている。

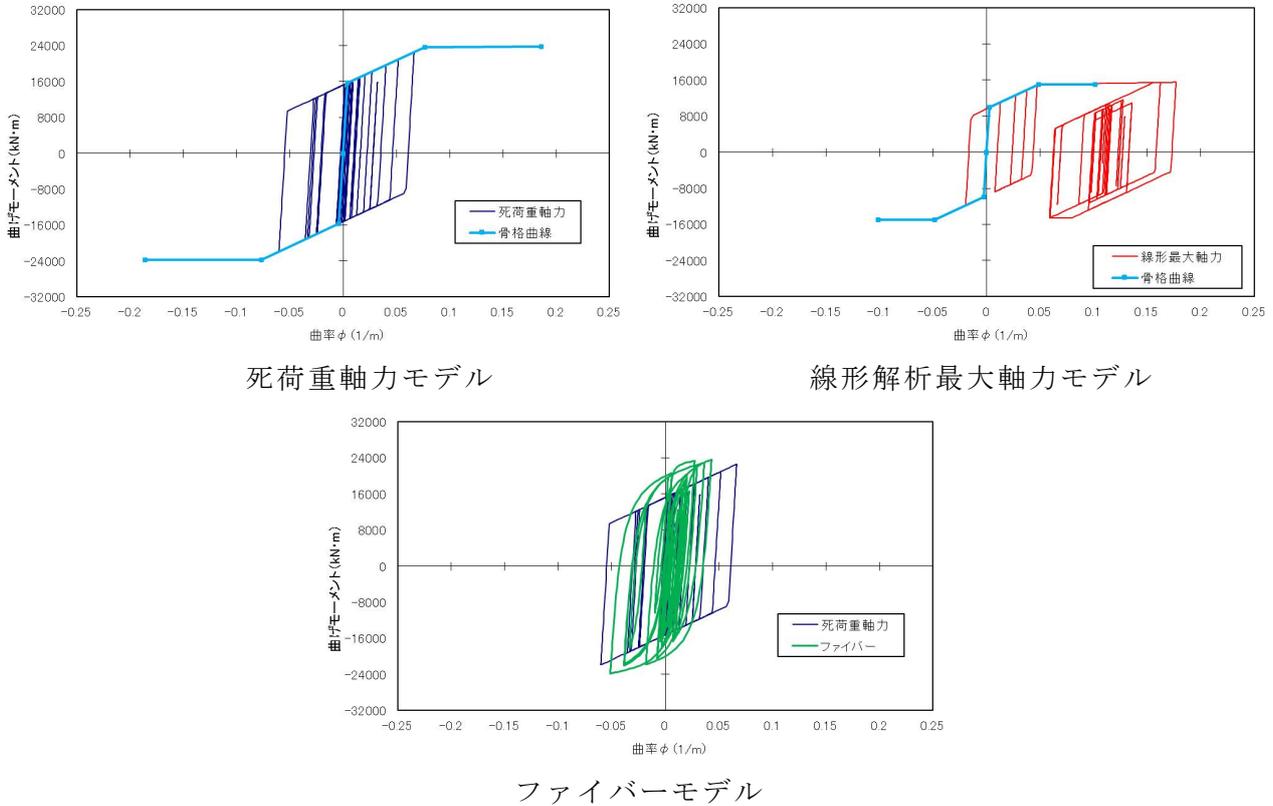


図 4.4 塑性ヒンジ部の M- ϕ 応答履歴

4.3 ピボット支承 M- θ 応答履歴

ピボット支承の M- θ 応答履歴を示す。死荷重軸力モデルは $\theta 2$ を超過しているものの、 $\theta 3$ には至らず、線形解析最大軸力モデルは $\theta 3$ を超過し、大きく回転している。ファイバーモデルは $\theta 2$ まで至っていない。

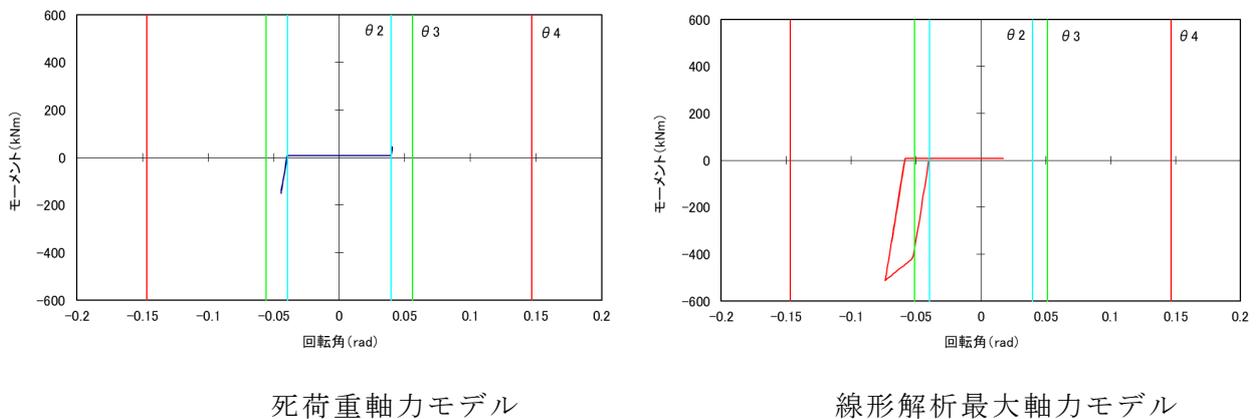
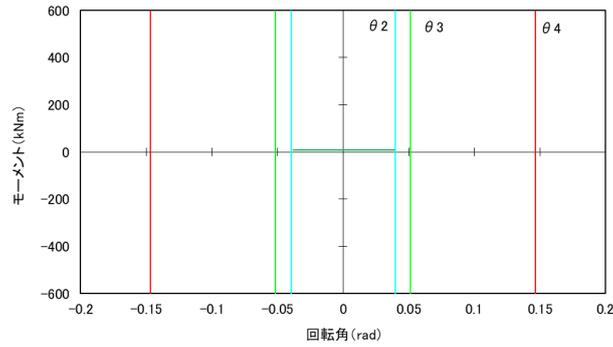


図 4.5 ピボット支承の M- θ 応答履歴 1



ファイバーモデル

図 4.6 ピボット支承の M- θ 応答履歴 2

4.4 塑性ヒンジ部の応答軸力

塑性ヒンジ部の応答軸力を示す。応答軸力は線形解析最大軸力<死荷重軸力<ファイバーとなった。耐力が大きいケースほど、軸力が大きくなる傾向である。

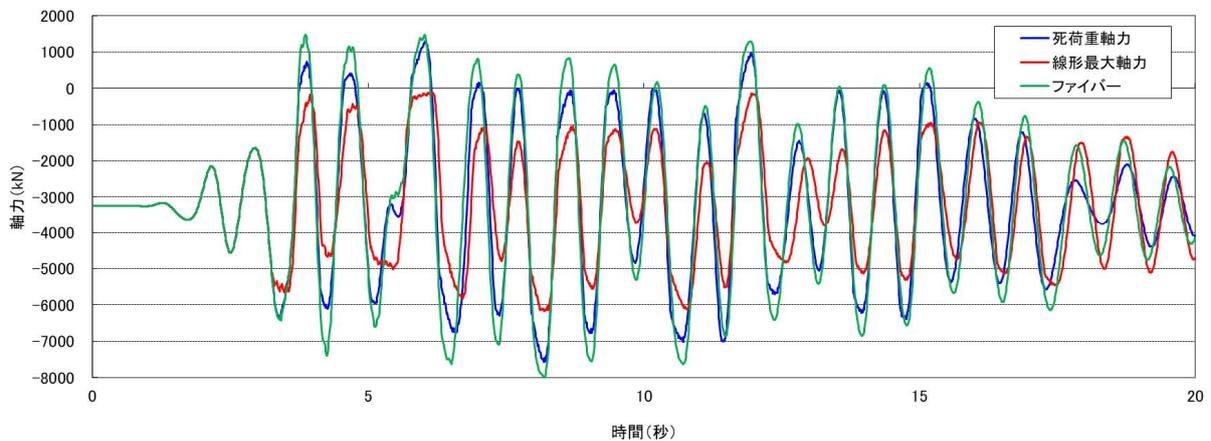


図 4.7 塑性ヒンジ部の応答軸力

5. まとめ

本報告では、鉄道標準に示される部材端の曲げモーメントと曲率の算定式より、塑性ヒンジ部の M- ϕ 関係を設定し、ファイバーモデルとの応答比較を行った。以下に、結果の考察およびモデル化の留意点を示す。

- 1) 鋼製門型ラーメン橋脚では、軸力変動が起こるため、死荷重軸力と線形解析最大軸力は大きく差が生じ、それに伴い設定する線形解析最大軸力の M- ϕ 関係は死荷重軸力と比較すると小さく不利となる可能性があるため軸力の設定には注意が必要である。
- 2) 梁天端変位・速度・加速度において、死荷重軸力による非線形性を与えたケースはファイバーモデルと近い結果が得られた。両者は M- ϕ 応答履歴も比較的近い傾向であったがファイバーモデルと比して耐力の小さい死荷重軸力による M- ϕ 関係の方が若干、保守的な結果となった。
- 3) 本報告のモデルは下端にピボット支承を有し、天端の変位はピボット支承の回転により生じる変形が支配的であるため、2) の違いが生じていても、柱上部の塑性ヒンジ部の変形による影響は小さい。しかし、柱がフーチングに直接支持されている構造形式の場合、天端の変位は基部の M- ϕ 関係の影響が大きく出るため、注意が必要である。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物編, 2009. 7
- 2) 鉄道総合技術研究所：ピボット支承を有する旧式鋼構造物の耐震評価および耐震補強の手引き（案）, 2014. 9