

鋼製ラーメン橋脚に対するエネルギー一定則の適用性に関する一検討

長崎大学大学院 学生会員 ○伊田 義隆
長崎大学工学部 正会員 中村 聖三
長崎大学工学部 フェロー 高橋 和雄

1. はじめに

現行道路橋示方書・同解説 V耐震設計編では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚に対しては、エネルギー一定則の検討が十分なされていないことから、地震時保有水平耐力法の適用が見送られている。

そこで本研究では、現実的な諸元を有する 10 種類の鋼製門型ラーメン橋脚に対して、Pushover 解析・弾塑性動的応答解析の結果をもとに、エネルギー一定則により推定される弾塑性動的応答時の最大応答変位と弾塑性動的応答解析によって得られる最大応答変位を比較することにより、不静定構造物である鋼製門型ラーメン橋脚に対するエネルギー一定則の適用性について検討する。

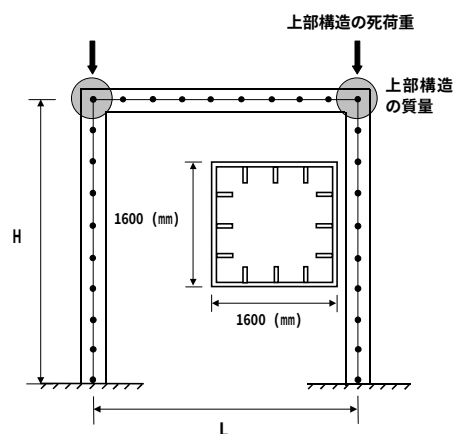


図-1 鋼製ラーメン橋脚モデル

表-1 解析モデルの諸元

モデル番号	H (cm)	L (cm)	板厚 (cm)	補剛材高さ (cm)	補剛材厚 (cm)	K	$\bar{\lambda}$	R_R	R_F
モデル1	800	2000	2.6	24	2.6	2.5	0.26	0.34	0.25
モデル2	1000	2000	2.8	20	2.8	2.0	0.32	0.31	0.31
モデル3	1200	900	1.6	19	1.6	0.8	0.38	0.54	0.33
モデル4	1200	2500	2.6	28	2.6	2.1	0.39	0.34	0.20
モデル5	1300	1000	1.6	13.5	1.6	0.8	0.41	0.54	0.52
モデル6	1500	1500	1.8	20	1.8	1.0	0.48	0.48	0.31
モデル7	1600	1500	1.8	15	1.8	0.9	0.50	0.48	0.46
モデル8	1800	800	2.2	22	2.2	0.4	0.58	0.40	0.27
モデル9	2000	2000	1.8	15	1.8	1.0	0.63	0.48	0.46
モデル10	2300	2000	2.6	28	2.6	0.9	0.75	0.34	0.20

表-2 入力地震波

タイプ	地盤種別	略称	名称	継続時間 (sec)	最大加速度 (gal)
I	II	T1-II-1	1968 ITAJIMA BRG. LG.	40	-362.617
		T1-II-2	1968 ITAJIMA BRG. TR.	40	384.925
	III	T1-III-1	1983 TSUGARU BRG. TR.	60	-433.372
		T1-III-2	1983 TSUGARU BRG. LG.	60	-424.006
II	II	T2-II-1	1995 JR TAKATORI STA. N-S	40	686.831
		T2-II-2	1995 JR TAKATORI STA. E-W	40	-672.639
	III	T2-III-1	1995 HEPC HIGASHI KOB N12W	50	-591.034
		T2-III-2	1995 KOBE PORT ISLAND N-S	50	-557.427

表-1に各モデルの構造寸法および構造パラメータを、表-2に入力地震波の概要を示す。なお、 k は曲げ剛比（梁に対する柱の剛比）、 $\bar{\lambda}$ は細長比パラメータ、 R_R は板パネルの幅厚比パラメータ、 R_F は補剛板の幅厚比パラメータである。

(2) ファイバーモデルによる骨組解析

上部構造の死荷重と質量の影響を考慮するため、図-1に示すように柱頂部2箇所に死荷重反力に相当する圧縮軸力と集中質量を作用させ、道路橋示方書・同解説 II鋼橋編に示される曲げと軸力を受ける部材の安定性の照査式（式(1)）の左辺の値が1になるように、地盤種別ごとに震度法を用いて質点の重量を決定した。要素分割は、骨組軸線方向を1m毎に分割し、柱・梁断面は板幅方向に40分割、板厚方向に2分割の計80分割とした。また、補剛材は高さ方向に2分割、板厚方向に2分割の計4分割とした。鋼材の応力-ひずみ関係は、新技術小委員会²⁾で提案されている構成則を使用した。全てのモデルに対して減衰定数は、 $h=0.01$ としている。

$$\frac{\sigma_c}{1.5\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{1.5\sigma_{cb}(1-\sigma_c/\sigma_{ca})} \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 σ_c, σ_b はそれぞれ柱基部断面に生じる軸方向圧縮応力度と曲げ圧縮応力度、 σ_{ca}, σ_{cb} は局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度と許容曲げ圧縮応力度で、 σ_{ca} はオイラーの座屈応力度である。

3. エネルギー一定則の適用性の検討

図-2 は、横軸にエネルギー一定則により推定される最大応答変位 δ_E を降伏変位 δ_y で除した塑性率 μ_E 、縦軸に μ_E を弾塑性動的応答解析から得られる最大応答変位 δ_D の塑性率 μ_D で除した μ_E/μ_D をプロットしたものである。各入力地震波の名称は、表-2 に示す略称で表している。また、凡例内の(2)式は、 $\mu_E/\mu_D = 0.0576\mu_E + 1$ で表され、 μ_E/μ_D の下限値を表す式となっている。エネルギー一定則により推定される最大応答変位は、全ての入力地震波に対して安全側の結果となっていることが分かる。また、 μ_E の増加に伴い μ_E/μ_D も増加する傾向が確認された。

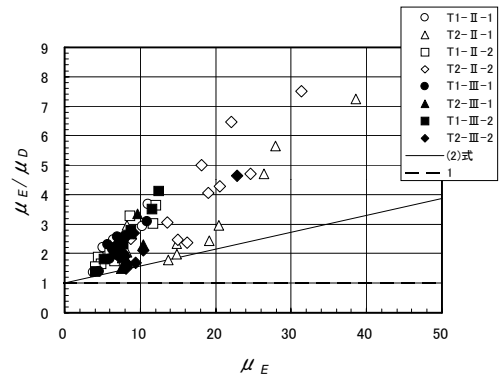


図-2 入力地震波による比較

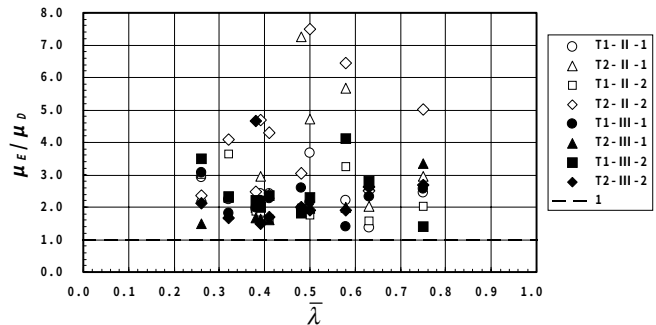


図-3 細長比パラメータによる比較

図-3 は、横軸に細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、縦軸に μ_E/μ_D をプロットしたものである。 μ_E/μ_D は、 $\bar{\lambda}$ に対して明確な相関は認められないが、III種地盤の入力地震波に対して、1.5~3 の付近に集中していることが分かる。他の、構造パラメータ R_R, R_F, k についても同様の検討を行ったが、明確な相関はみられなかった。

すべての入力地震波に対して安全側の結果となることが確認できたが、中には過度の安全側の結果となる場合も確認された。そこで(2)式より得られる μ_D の補正関数、 $\mu_D = f(\mu_E) \cdot \mu_E$ を用いて、 μ_D の補正を行った。なお、補正係数 $f(\mu_E)$ は、 $f(\mu_E) = 1/(0.0576\mu_E + 1)$ で表される。補正結果を図-4 に示す。今回提案した補正関数から得られた μ_D' は、エネルギー一定則により推定される μ_E より、精度が向上していることが分かる。

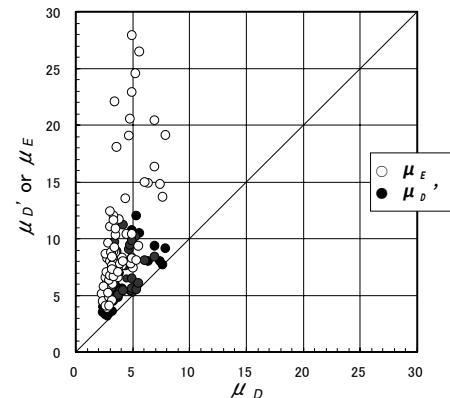


図-4 補正関数による補正結果

4. まとめ

本研究では、不静定構造物である鋼製門型ラーメン橋脚に対しても、エネルギー一定則の適用が可能であるか検討を行った。その結果を以下に示す。

1. 全てのモデルに対して安全側の結果となり、鋼製門型ラーメン橋脚に対してもエネルギー一定則は適用可能である。ただし、過度の安全側の結果となることもあることに注意を要する。
2. エネルギー一定則により推定される最大応答変位は、本研究で対象とした構造パラメータ ($\bar{\lambda}, R_R, R_F, k$) に対する明確な相関は確認されなかったが、III種地盤の入力地震波に対して δ_E は δ_D の 1.5~3 倍程度となる。
3. エネルギー一定則をもとにした μ_D の推定精度を向上させるため、 μ_E の補正係数、 $f(\mu_E)$ を提案した。

参考文献

- 1) 中井博ほか：鋼製ラーメン橋脚の実績調査 (上), (下), 橋梁と基礎 Vol.16, No.6, pp35-40, 1982.6., Vol.16, No.7, pp.43-49, 1982.7.
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 平成8年7月
- 3) 中島章典, 小野寺理：鋼製門型ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギー一定則の適用性について, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.135-142, 1998.8.