

I - B 198

地震力による鋼製橋脚の変位応答推定法に関する研究

九州大学大学院 フェロー 大塚 久哲
九州大学大学院 正会員 松田 泰治
九州大学大学院 学生員 山口 斉

1. 目的

平成2年の道路橋示方書より、鉄筋コンクリート橋脚の設計にはエネルギー一定則が用いられている。一方、鋼製橋脚の設計においては、エネルギー一定則による評価が適当であるか否かが不明であるため、阪神大震災後に改定された平成8年道路橋示方書においても、コンクリートを充填しない場合は動的解析を行うこととされている。本研究では、鋼製橋脚の地震時挙動を適切に表現できる復元力モデルとして開発された2パラメータモデル¹⁾を用いて動的解析を行い、その結果とエネルギー一定則および変位一定則による応答値を比較することによりそれらの法則の適用性を検討した。また、変位一定則を用いて標準地震波に対する最大応答変位の近似式を示した。

2. 動的解析について

2-1 2パラメータモデル

2パラメータモデルは、剛性低下と強度劣化をあらわす2つのパラメータを用いて局部座屈およびP-Δ効果を考慮した地震時挙動を表現できる非線形復元力特性である。この復元力特性では、断面諸元以外に最大荷重、およびその時の変位を設定する必要がある。本解析では、最大点を推定式から¹⁾求めた。推定式を式-1、式-2に示す。

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{y0}} = 0.055(R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}})^{-2.1} + 2.0 \dots \text{(式-1)}$$

$$\frac{H_{max}}{H_{y0}} = 0.7(R_f \cdot \bar{\lambda})^{-0.22} + 0.1 \dots \text{(式-2)}$$

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{4n^2 \pi^2}} \dots \text{(式-3)}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \dots \text{(式-4)}$$

2-2 2パラメータモデルの妥当性

2パラメータモデルを用いた動的解析結果とハイブリッド実験²⁾³⁾(実際の地震動を模型橋脚に作用させた時の応答を求めるもので、準動的載荷実験ともいう)結果を比較することにより、このモデルを用いた動的解析の妥当性を評価した。表-1に比較結果を示す。ここで、表中の δ_{max}/δ_y は最大応答変位を降伏変位で除した値である。多くのパターンにおいて精度の良い結果を得ることができた。

2-3 パラメトリックスタディー

(1)入力地震動

入力地震動としては、平成8年の道路橋示方書に基づき、タイプIの地震動(プレート境界型の大規模地震)とタイプIIの地震動(内陸直下型地震)の二種類についてそれぞれ地盤種別三種類の標準波形を用いた。

(2)橋脚の諸元に関するパラメータ

鋼製橋脚の強度および変形性能をあらわす代表的なパラメータに幅厚比パラメータ(以下、Rfと称する)と細長比パラメータ(以下、 $\bar{\lambda}$ と称する)がある。これらのパラメータは、前述の2パラメータモデルの履歴則や、骨格曲線における最大点の推定式にも含まれている。この推定式には、パラメータに対する制限

があるため、本研究では、制限に従って表-2に示すような範囲においてパラメトリックスタディーを行った。解析手順としては、まず基本となる橋脚モデルを設定する。これは、既往の研究においてハイブリッド実験で用いられた供試体の諸元を参考にした。その供試体諸元より、まず R_f の異なる供試体モデルを作成する。これは、補剛板の板厚だけを変化させ、それ以外は基本となる橋脚モデルと同一の諸元とした。これにより、橋脚の断面積と断面二次モーメントが R_f に応じて変化していくことになり、降伏条件が変わる。次に、それぞれの橋脚モデルを対

表-1ハイブリッド実験と動的解析との比較

No.	入力地震動	Rf	$\bar{\lambda}$	地震動の種類	最大応答点の算定 解決時刻	δ_{max}/δ_y	
						ハイブリッド 実験結果 (A)	動的解析結果 最大変位推定式から (B)
1	KAHKOKU	0.419	0.234	TYPE I - I	3.570	3.950	4.652 1.178
2	KAHKOKU	0.294	0.504	TYPE I - I	3.477	3.552	3.806 1.100
3	KAHKOKU	0.355	0.382	TYPE I - I	3.407	3.980	5.294 1.527
4	KAHKOKU	0.290	0.283	TYPE I - I	4.882	3.120	3.111 0.897
5	JMAKOE	0.280	0.281	TYPE II - I	4.651	10.418	11.641 1.117
6	JMAKOE	0.294	0.504	TYPE II - I	3.477	3.440	3.696 1.074
7	JMAKOE	0.355	0.382	TYPE II - I	3.407	3.870	4.213 1.089
8	JMAKOE	0.366	0.374	TYPE II - I	3.275	4.120	4.352 1.054
9	JMAKOE	0.481	0.382	TYPE II - I	2.703	2.850	2.800 1.026
10	JMAKOE	0.355	0.382	TYPE II - I	3.407	3.840	4.273 1.113
11	HIGASHI	0.354	0.383	TYPE III - III	3.411	3.200	4.454 1.302
12	HIGASHI	0.354	0.383	TYPE III - III	3.411	3.160	4.495 1.222

表-2 パラメータの範囲

断面形状	補剛断面
幅厚比パラメータ Rf	0.3 ≤ Rf ≤ 0.6
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.25 ≤ $\bar{\lambda}$ ≤ 0.5
軸力比 N/Ny	0.13 ≤ N/Ny ≤ 0.2
補剛材剛比 γ/γ^*	$\gamma/\gamma^* = 3.0$

Key Words; 鋼製橋脚, 最大応答変位, 動的解析, 2パラメータモデル, 変位一定則
連絡先; 〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1 TEL 092-642-3266

象として、 $\bar{\lambda}$ を前述の制限内で橋脚高さだけを変化させて、パラメトリックスタディーを行った。また、降伏水平震度(以下、 q_y と称す)の影響を検討するため、軸力比を変化させて同様の解析を行った。 q_y とは、橋脚の降伏水平荷重を上部工重量で除した値である。

3. 結果と考察

タイプIの地震動を入力した場合は、エネルギー一定則、変位一定則共に変位比のばらつきは小さいが、タイプIIの地震動を入力した場合は、地盤種別によらず、変位一定則の方がエネルギー一定則よりも固有周期による変位比のばらつきは小さい。次に、 q_y の違いによる一定則の精度を検証した。本研究では、軸力比(上部工重量を鋼断面の全断面降伏軸力で除した値)を変化させることで q_y の違いによる影響を検証した。入力地震動をKAIHOKU波として、軸力比を0.13とした場合と0.20とした場合の変位一定則による解析結果をそれぞれ図-1、図-2に示す。横軸は(a)図では想定実橋脚の降伏水平震度、(b)図では固有周期であり、縦軸は変位一定則の最大応答変位を動的解析による最大応答変位で除した値である。固有周期の違いによる最大変位比のばらつきの傾向は、軸力比の違いに関わらず同じような傾向を示すが、軸力比が大きくなるに連れて、変位一定則の値は動的解析に比較して小さく算定される。 R_f の違いによる変位比への影響は軸力比の大きさに関わらず小さいが、 R_f が大きいほど動的解析に比較して小さく算定される。 $R_f=0.6$ の最大変位比は、固有周期や降伏水平震度の値によって大幅に変動するため、近似式は $R_f=0.5$ までを適用範囲として誘導した(図-1.2の(b)図および表-3参照)。表-3中の δ_{dis} は、変位一定則による最大変位、つまり弾性応答変位である。なお、この近似式におけるパラメータの適用範囲は、 $0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$ 、 $0.3 \leq R_f \leq 0.5$ (塑性解析の結果からTUGARU波、TAKATORI波の場合は $0.3 \leq R_f \leq 0.4$ とする)、 $0.13 \leq$ 軸力比 ≤ 0.2 である。

謝辞： 本研究は、(社)鋼材倶楽部からH10年度土木鋼構造研究助成を受けて実施した。記して謝意を表する。

【参考文献】

- (1) 鈴木森品, 宇佐美勉 他: 鋼製箱型断面橋脚の復元モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No. 549, pp191-204, I-37, 1996
- (2) 鈴木森品, 宇佐美勉: 繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究, 土木学会論文集, No. 519, pp115-125, I-32, 1995.
- (3) 宇佐美勉, 才塚邦宏 他: ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No. 519, pp101-113, I-32, 1995.
- (4) 才塚邦宏, 宇佐美勉 他: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No. 556, pp. 119-129, I-38, 1997.
- (5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996. 12.

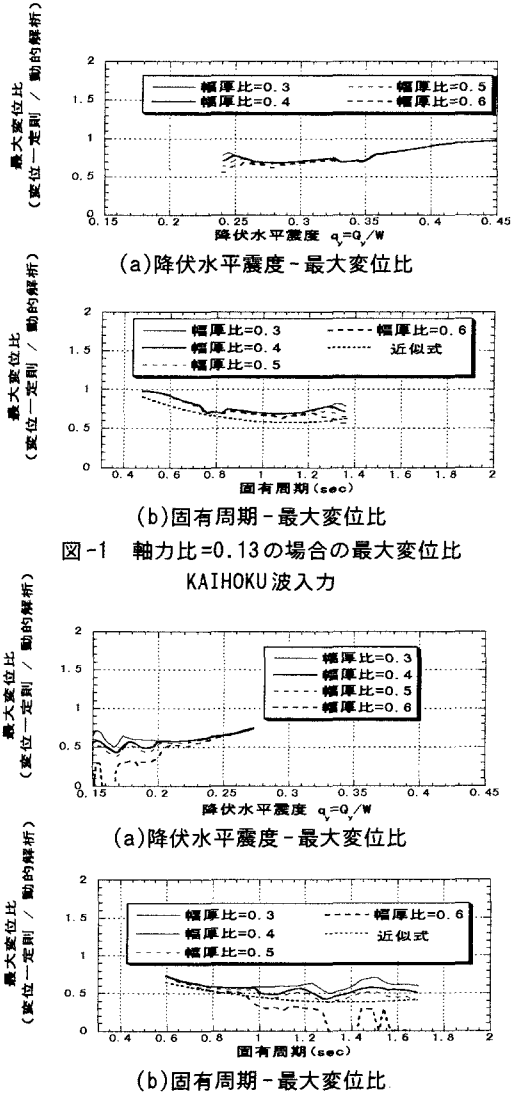


図-1 軸力比=0.13の場合の最大変位比 KAIHOKU波入力

表-3 変位一定則を用いた近似式 (軸力比=0.2の場合)

地震種別	地震源形名	TYPE I		適用範囲
		近似式		
I種地震	KAIHOKU	$\delta = 1.668 - 2.131 \cdot T + 0.894 \cdot T^2 - 0.081 \cdot T^3 \cdot \delta_{dis}$		$0.5 \leq T \leq 1.65$
II種地震	ITAJIMA	$\delta = 0.758 + 0.388 \cdot T - 0.860 \cdot T^2 - 0.271 \cdot T^3 \cdot \delta_{dis}$		$0.6 \leq T \leq 1.7$
III種地震	TUGARU	$\delta = 5.621 - 11.735 \cdot T + 6.439 \cdot T^2 - 0.257 \cdot T^3 \cdot \delta_{dis}$		$0.6 \leq T \leq 1.8$
地震種別	地震源形名	TYPE II		適用範囲
		近似式		
I種地震	UMAKOBE	$\delta = (-0.907 + 4.274 \cdot T - 2.404 \cdot T^2 - 0.21) \cdot \delta_{dis}$		$0.6 \leq T \leq 1.7$
II種地震	TAKATORI	$\delta = 4.267 - 8.570 \cdot T + 4.805 \cdot T^2 - 0.127 \cdot T^3 \cdot \delta_{dis}$		$0.8 \leq T \leq 1.7$
III種地震	HGASKOBE	$\delta = (-0.816 + 2.519 \cdot T - 0.570 \cdot T^2 - 0.21) \cdot \delta_{dis}$		$0.7 \leq T \leq 1.7$