

I-175

メカニズムの終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の信頼度の評価

鳥取大学工学部 正会員○白木 渡 (株)奥村組 正会員 榎木正成
 鳥取大学工学部 正会員 松保 重之 (株)荒谷建設C. 正会員 川本篤志
 鳥取大学工学部 正会員 高岡 宣善

1. まえがき 我国の道路橋示方書は、許容応力度設計法に基づいているが、この設計法にはいくつかの問題点があり¹⁾、近年この許容応力度設計法から信頼性理論に基づいた限界状態設計法への移行が期待され研究が進められている²⁾。著者らも、先に死荷重(D)、活荷重(L)、温度荷重(T)、地震荷重(E)の4つの荷重の組合せ作用を受ける12種類の鋼製ラーメン橋脚を対象にして、確率論的手法に基づく荷重組合せ解析ならびに信頼性解析を行い、現行設計法の問題点について考察した^{3)・5)}。さらに、これらの結果をもとに終局限界状態に対して規定された目標信頼度を確保するように荷重および荷重組合せの種類ごとに異なる荷重係数を算定する方法を研究した^{4)・5)}。しかし、これらの研究では構造物の一部分の部材が鋼材の降伏点強度に達する時が終局限界状態と考え解析している。ここで対象としているラーメン橋脚は不静定構造物であり、一部材が終局限界状態に達しても必ずしも構造物全体の終局限界状態を意味しない。通常、不静定構造物の終局限界状態とは、構造物の各部に塑性ヒンジが生じて静定構造化し、崩壊モードが形成されることである(メカニズムの終局限界状態)。本研究ではより厳密な評価を行うために、塑性崩壊モードをもとにして定めた終局限界状態に対する橋脚の荷重組合せ解析ならびに信頼性解析を行い、現行設計法で設計された構造物の信頼度を再評価する。さらに、このメカニズムの終局限界状態に対して規定した目標信頼度を確保する荷重係数を定める。

2. 現行設計法で設計した構造物の信頼度の評価 対象とする鋼製ラーメン橋脚は、先の研究³⁾でモデル化したFig.1(橋軸方向)、Fig.2(橋軸直角方向)に示す構造モデルで、主桁の支間長 $L=40, 60, 80$ (m) 橋脚高 $H=10, 20$ (m) 橋脚幅 $W=20, 30$ (m) の組合せを考慮

した12種類のモデルを考える。信頼性解析は、橋軸直角方向のみについて行い、Fig.3(等断面)、Fig.4(変断面)に示す2つの断面モデルを考えた。D, L, T, Eの4つの実荷重は、先の研究³⁾でモデル化したものを用いた。先の研究^{3)・5)}では、橋脚の梁部あるいは柱部の一断面が鋼材の降伏点強度に達する時が、橋脚の終局限界状態と考えて信頼性解析を行っていたが、本研究では、塑性理論に基づく仮想変形法を用いて考えられる崩壊モードを網羅し、それらの崩壊モードをもとにして定めた終局限界状態に対する構造物のシステムとしての信頼度の評価をPNET法を用いて行う。システムの信頼度に影響を及ぼす主要な崩壊モードをFig.5に示す。これらのモードは、いずれも地震荷重に関係するもので、橋脚のメカニズム終局限界状態に対する信頼度に対しても地震荷重が大きな影響を及ぼすことがわかる。このようにして、実荷重の組合せCase7(D+L+T+E)に対して、現行設計法で設計された12の構造モ

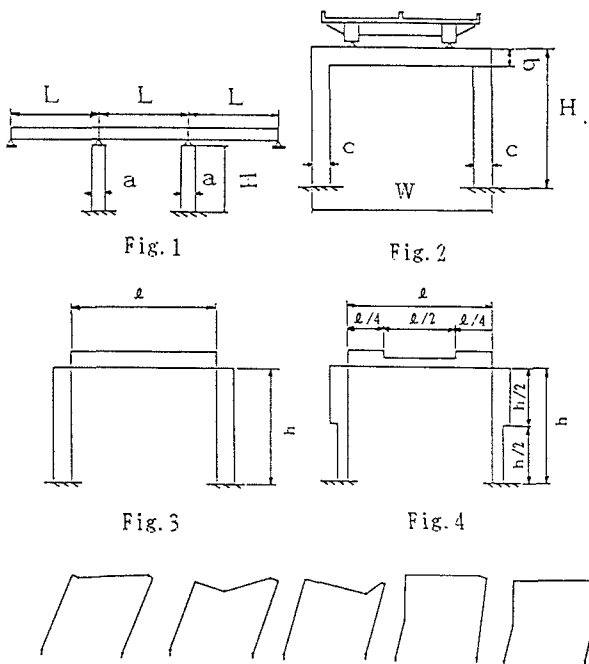


Fig.5

デル(変断面モデル)の破壊確率 P_i を計算し、それを縦軸に横軸に構造モデル番号をとって図示したのがFig.6である。また、変断面モデルと等断面モデルについての P_i の計算結果を比較した図がFig.7である。これらの図から明かなように、先の研究で求めた P_i に比べて本研究で求めた P_i の方がかなり小さい。この差は、両手法の終局限界状態に対する定義の仕方の違いによるものと考えられる。本研究で定義した終局限界状態の方が真の終局限界状態に近いと考えられるので、現行設計法で設計された橋脚は先の研究で示した結果に比べてかなり高い安全性を有しているものと思われる。また、本研究の結果においてもNos.3,7,11の地震荷重による荷重効果の大きいモデル³⁾については、他のモデルに比べて P_i が大きく、モデルごとの P_i にバラツキがあるという現行設計法の問題点が本研究においても指摘できる。さらに、変断面モデルと等断面モデルの両モデルについての計算結果もかなり異なっていることも、先の研究で指摘されている通りであることがわかる。

3. 荷重係数の算定 本研究でも、先の研究^{4),9)}と同じ方法で荷重係数を算定する。まず、目標安全性指標 β_T を設定して、 β_T と各構造モデル i の終局限界状態に対する安全性指標 $\beta_i = -\Phi^{-1}(P_i)$ とで定義される目的関数 $\Omega = \sum_{i=1}^m (\beta_i - \beta_T)^2$ を計算する。ただし、 m は考慮する構造モデルの数を表わす。そして、 Ω を最小とする最適荷重係数 $\gamma_D, \gamma_L, \gamma_T, \gamma_E$ の組合せを算定する。計算結果の一例をTable 1に示す。この表は変断面モデルで(D+L+T+E)の荷重組合せケースについて定められた荷重係数である。ただし、 $\beta_T=5.0$ とした。地震荷重の荷重係数 γ_D が他の荷重係数に比べて非常に大きいことがわかる。 $\beta_T=5.0$ を確保するためには現行設計示方書で定められている公称値に掛ける荷重係数を大きく設定する必要があることがわかる。また、Table 1で求めた荷重係数の内、支間長を60mの場合の結果を用いて、Nos.5~8の橋脚Table 2をに示す。この設計結果より、No.7以外のモデルは現行設計法で得られた橋脚自重よりも減少していることがわかる。 Table 1

- 1) 高岡:土木学会誌, Vol. 61, 1976-5.
- 2) 阪神公団:HDL委員会報告書, 1986-12.
- 3) 白木他:第41回年講, I-142, 1986-11.
- 4) 白木他:第41回年講, I-143, 1986-11.
- 5) 白木他:第42回年講, I-276, 1987-9.

支間長	β_T	γ_D	γ_L	γ_T	γ_E	Ω^*
40m	5.0	0.80	0.09	0.14	3.23	0.5756
60m	5.0	0.80	0.01	0.18	3.31	0.6349
80m	5.0	0.80	0.15	0.27	3.26	0.6740

Table 2

（謝辞）崩壊モードの作成に 当たり有用な御助言を頂いた 三原徹治先生（九州共立大学） また、貴重な資料を提供して 頂いた阪神高速道路公団の関 係各位に謝意を表わす次第で ある。		柱 部						梁 部						橋脚自重 (t) (対現行比 (%)
		着目点 1			着目点 2			着目点 3			着目点 4			
		モデル No.	Code No.	柱版厚 (mm)	柱脚重 (t/m)	Code No.	柱版厚 (mm)	柱脚重 (t/m)	Code No.	梁版厚 (mm)	梁脚重 (t/m)	Code No.	梁版厚 (mm)	
5	7	27.8	2.17	7	22.4	2.17	7	19.9	1.93	7	5.0	0.67	58.7 (85)	
6	7	23.5	2.27	7	23.2	2.72	7	18.9	2.38	7	8.8	1.36	78.1 (56)	
7	7	35.6	2.78	7	25.2	2.36	7	29.6	2.49	7	4.5	0.60	135.0 (138)	
8	7	29.4	2.72	7	24.4	2.77	7	24.0	2.65	7	8.1	1.27	148.8 (93)	
合計													420.6 (90)	

〔謝辞〕崩壊モードの作成に当たり有用な御助言を頂いた三原徹治先生(九州共立大学)また、貴重な資料を提供して頂いた阪神高速道路公団の関係各位に謝意を表わす次第である。

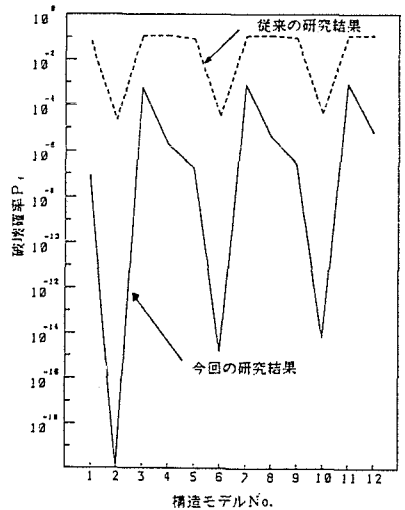


Fig. 6

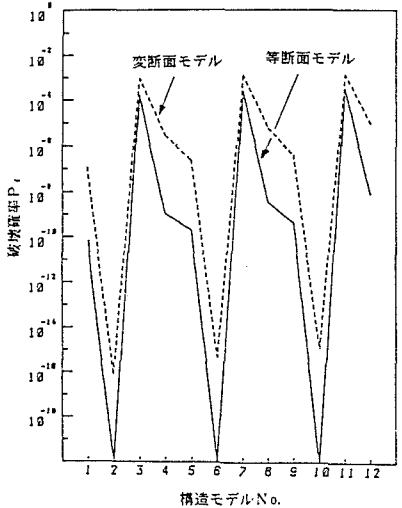


Fig. 7