

鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価

RELIABILITY EVALUATION OF RIGID-FRAME PIERS
OF HIGHWAY BRIDGES SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOAD

白木渡*・山本宏**・松原孝介***

Wataru SHIRAKI, Hiroshi YAMAMOTO and Kousuke MATSUBARA

*工博 鳥取大学助教授 工学部土木工学科 (〒680 鳥取市湖山町南4丁目101)

**鳥取大学大学院生 工学研究科土木工学専攻 (〒680 鳥取市湖山町南4丁目101)

***鳥取大学大学院生 工学研究科土木工学専攻 (〒680 鳥取市湖山町南4丁目101)

A great earthquake with $M=7.2$ hit west part of Japan on January 17, 1995. The highest intensity and most severe damage was concentrated in Kobe City and north of Awaji Island. Many highway and railway bridges suffered severe damage, especially pier structures which were designed by the old versions of the Bridge Standards based on the ASDM (Allowable Stress Design Method) had great damage. In this study, the reliability levels for steel piers of existing highway bridges designed by the ASDM are evaluated, and then the influence of load effect due to earthquake on reliability of pier structures is examined in detail and discussed by comparing with pier structures injured in Kobe. In analysis twelve typical types of steel rigid-frame pier structures were considered. The reliability indices of pier structures for two loading directions of earthquake such as longitudinal and transverse directions of bridge are evaluated.

Key Words: reliability, pier, highway bridge, earthquake load

1. まえがき

これまで我国の土木構造物は、マグニチュード7程度の地震に耐え得ることができると言われてきたが、平成7年1月17日早朝に起こったマグニチュード7.2の兵庫県南部地震によって多くの土木・建築構造物が被害を受け、社会的、経済的に大きな損失をもたらしたのは記憶に新しい。とくに、道路橋橋脚の破壊や損傷が目立ち、構造形式や材質の違いによりその破壊や損傷の程度が異なっていることが報告されている。

これらの橋脚の設計は、許容応力度設計法により行われており²⁾、地震荷重等の作用により橋脚に生じる応力が、材料の降伏点強度を安全率で除した許容応力度を超えないように設計されている。構造物に作用する荷重や構造物の強度の不確定性および荷重組合せ効果の不確定性に対する強度余裕の大きさは、安全率や許容応力度の割増し係数によって与えられている。

しかしながら、兵庫県南部地震のように想定した以上の地震力が構造物に作用し、構造物が弾性挙動限界状態に至った場合においては、この許容応力度設計法で設計された構造物は上記の限界状態に対する安全性が不明であり、また構造形式により安全性が異なるという問題点を、第一著者である白木の研究グループが指摘してき

た³⁾⁴⁾。欧米諸国では、すでに許容応力度設計法に代わり信頼性理論に基づいた限界状態設計法が規準化され限界状態における構造物の安全性を明確にする試みが行われている。

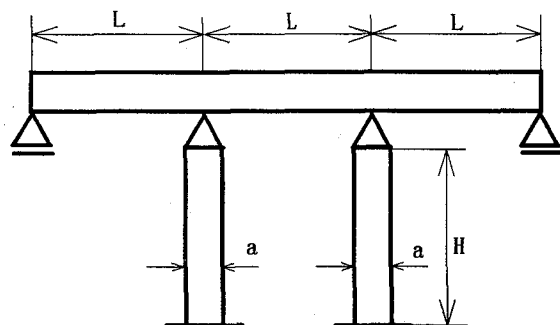
本研究では、道路橋鋼製ラーメン橋脚を対象とし、確率論的手法に基づく荷重組合せ解析および信頼性解析を行い、構造形式の異なる橋脚の弾性挙動限界状態における安全性を評価する。とくに、構造部材に生じる応力の内、地震荷重効果による応力が占める割合が、耐震安全性におよぼす影響について詳細に検討する。その結果をもとに、許容応力度設計法の問題点を指摘し、信頼性理論に基づく限界状態設計法の重要性について考察する。

具体的には、まず、支間長、橋脚全高、橋脚全幅を適当に変化させた12種類の橋脚モデルを作成し、それらのモデルに作用する荷重として、死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重の4種類の実荷重を考え、B-C(Borges-Castanheira)荷重モデル⁵⁾で阪神地区を対象にモデル化を行う。次に上記のモデル化した12種類の橋脚を許容応力度法で設計し、モデル化した実荷重を作用させて橋脚の信頼性を求め、その結果について考察する。なお、安全性の評価にはHasofer-Lind型⁶⁾の安全性指標を、荷重組合せ解析にはTurkstraの組合せ規則⁷⁾を用いる。

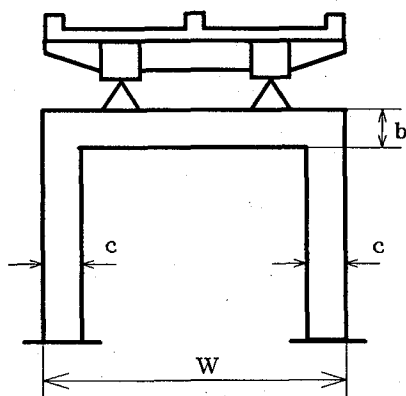
2. 対象構造物のモデル化

まず、解析の対象とする橋脚のモデル化を行う。本研究においては、これまでの研究^{3)~6)}で用いた図-1に示す3径間連続非合成箱桁を支える鋼製門型ラーメン橋脚を対象とする。同一形式の橋脚においても主桁の支間長 L 、橋脚全高 H 、橋脚全幅 W の違いにより、その信頼性がどのように異なるかを検討するために、これら3つの値をそれぞれ $L=40,60,80\text{m}$ 、 $H=10,20\text{m}$ 、 $W=20,30\text{m}$ に変化させて作成した12モデルを表-1に示す。また、柱部、梁部、桁部の断面形状は図-2に示すとおりであり、梁幅および柱高さ a 、梁高さ b 、柱幅 c は、支間長 L 、橋脚全高 H 、橋脚全幅 W をもとに、鋼構造物標準図集¹⁰⁾を参考にして決めた値で、それぞれ表-1に示している。実際の断面形状は、図-2に示すものとは異なり、補剛材を有する箱形断面であるが、補剛材による剛性分は設計変数とする板厚に換算して計算し、ここでは以後の解析の便宜を考えて補剛材を有しない箱形断面として考える。また、部材の限界を断面破壊とし、座屈は考えないものと仮定した。

設計を行うに当たっては、柱部および梁部で断面の変化を考慮しない等断面設計とし、図-3に示す解析モデルに着目点1~7を設定する。上部構造のモデル化については、支間長 L に応じて腹板高とフランジ板厚が変わるものとして、その他の断面寸法は鋼構造物標準図集¹⁰⁾より一般形状を参考にして一定とした。用いる鋼材の鋼種はSM50Yでその降伏点応力度 $\sigma_y=36000(\text{tf/m}^2)$ である。



(a) 橋軸方向モデル



(b) 橋軸直角方向モデル

図-1 対象とする橋脚モデル

表-1 構造モデルの諸元 (単位: m)

モデル No.	L	H	W	h	l	a	b	c
1	40.0	10.0	20.0	9.17	18.5	2.00	1.67	1.5
2	"	"	30.0	8.75	28.0	"	2.50	2.0
3	"	20.0	20.0	19.17	18.0	"	1.67	2.0
4	"	"	30.0	18.75	27.5	"	2.50	2.5
5	60.0	10.0	20.0	9.17	18.5	3.00	1.67	1.5
6	"	"	30.0	8.75	28.0	"	2.50	2.0
7	"	20.0	20.0	19.17	18.0	"	1.67	2.0
8	"	"	30.0	18.75	27.5	"	2.50	2.5
9	80.0	10.0	20.0	9.17	18.5	4.00	1.67	1.5
10	"	"	30.0	8.75	28.0	"	2.50	2.0
11	"	20.0	20.0	19.17	18.0	"	1.67	2.0
12	"	"	30.0	18.75	27.5	"	2.50	2.5

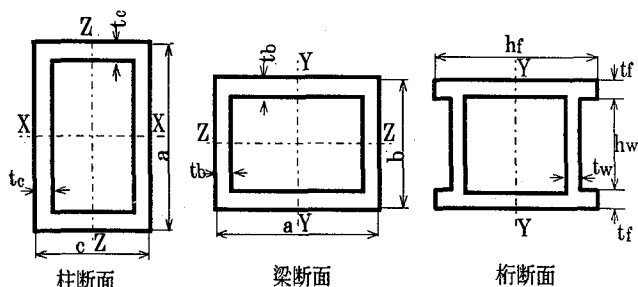
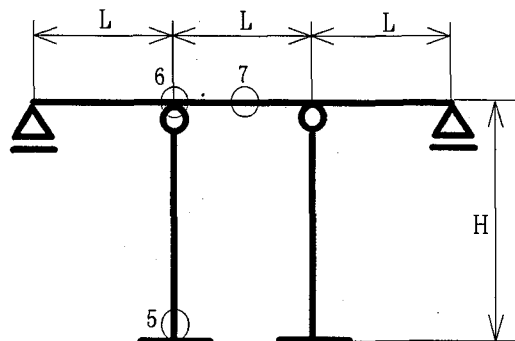
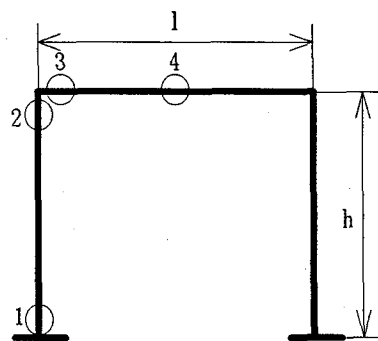


図-2 部材断面形状



(a) 橋軸方向モデル



(b) 橋軸直角方向モデル

図-3 解析モデル

3. 現行設計法による橋脚の断面設計

本研究で対象とする鋼製ラーメン橋脚の断面設計にあたっては、使用実績の多さを考慮し、昭和 55 年の道路橋示方書²⁾に基づいて行う。この示方書によると本研究で対象とする 4 種類の荷重すなわち死荷重(D)、活荷重(L)、温度荷重(T)、地震荷重(E)に対しての設計照査式は、表-2 に示す 4 種類である。表-2 における D_n, L_n, T_n, E_n は各荷重の公称値で $\alpha_D, \alpha_L, \alpha_T, \alpha_E$ はそれぞれの荷重の応力度への変換係数、 ϕ は荷重の組合せに対する割り増し係数である。

表-2 設計照査式

Code	設計照査式	ϕ
1	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_L \cdot L_n \leq \phi \cdot \sigma_a$	1.00
2	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_L \cdot L_n + \alpha_T \cdot T_n \leq \phi \cdot \sigma_a$	1.15
3	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_E \cdot E_n \leq \phi \cdot \sigma_a$	1.50
4	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_T \cdot T_n + \alpha_E \cdot E_n \leq \phi \cdot \sigma_a$	1.70

この示方書に従って設計を行う場合、どの着目点においてもこの 4 種類の設計 Code を満たすように設計断面を決定しなければならない。また、断面設計は、橋軸直角方向および橋軸方向の 2 方向について行い、それぞれの方向で算出された板厚のうち厚い板厚を設計板厚とする。

以上のようにして決定された設計板厚を表-3 に示す。この表からわかるように、柱部における設計板厚は、構造モデル No.3 以外、橋軸直角方向の設計による値が採用されている。また板厚が決定される着目点は、柱部においては構造モデル No.3 以外は着目点 No.2 で、設計 Code は 1 である。構造モデル No.3 においては、橋軸方向の設計で板厚が決まり、着目点は 5、設計 Code は 3 となっている。また、梁部では構造モデル Nos.7,11 以外設計 Code1 で決まり、着目点においては構造モデル

No.4 以外は着目点 3 で板厚が決定されている。

4. 実荷重のモデル化

本研究では、先にも述べたように死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重の 4 種類の荷重を考える。これらの荷重には、死荷重のように構造物に常時作用する荷重と、活荷重、温度荷重のように一定期間だけ作用して後は作用しないか、作用していても無視できるほど小さなものがある。さらに地震荷重のように通常は作用しないがまれに生じてごく短期間だけ作用する荷重もある。このような荷重の特性をうまくとらえた B-C 荷重モデルを用いて各実荷重のモデル化を行う。以下に各実荷重のモデル化と確率特性の概略について示す³⁾⁴⁾。

(1)死荷重

死荷重の実荷重は、確定量であるとした。その値として、上部工死荷重反力については、設計上部工死荷重の 5% 増し、橋脚自重は設計された断面の自重に対して 10% 増しをした値を採用した。

(2)活荷重

上部構造を 4 車線道路として交通実態調査に基づいてシミュレーションを行い、無載荷時間 (6 時間) を除く通常渋滞時 (6 時間) および通常走行時 (12 時間) の活荷重反力の頻度分布を作り、さらに両分布を 1:2 の比率で足し合わせたものを任意時刻の活荷重反力の分布関数とした。確率特性はいずれの支間長においても極値Ⅲ型 (ワイブル分布) がよく適合した¹²⁾。当てはめた分布関数を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 \text{支間長 40m: } F_L^*(x) &= 1 + \exp[-(x/56.49)^{2.342}] \\
 \text{支間長 60m: } F_L^*(x) &= 1 + \exp[-(x/82.81)^{2.730}] \\
 \text{支間長 80m: } F_L^*(x) &= 1 + \exp[-(x/110.97)^{3.073}]
 \end{aligned} \quad (1)$$

($x > 0$; 単位: tf)

以上より活荷重を非ゼロにおける分布 $F_L^*(x)$ がワイブル分布で基本時間区間 $\tau_L = 6$ (時間)、発生率 $p = 0.75$ の

表-3 現行設計法による板厚算定結果

モデル No.	橋軸直角方向						橋軸方向		
	梁部			柱部			柱部		
	着目点 No.	設計荷重 Code	梁部板厚 (mm)	着目点 No.	設計荷重 Code	柱部板厚 (mm)	着目点 No.	設計荷重 Code	柱部板厚 (mm)
1	3	1	22.4	2	1	28.7	5	4	12.8
2	3	1	29.0	2	1	39.3	5	4	10.8
3	3	1	18.5	2	1	18.4	5	3	18.7
4	4	1	24.0	2	1	26.6	5	3	16.0
5	3	1	24.3	2	1	31.1	5	4	15.9
6	3	1	32.4	2	1	43.1	5	4	14.2
7	3	3	20.4	2	1	20.5	5	3	17.5
8	3	1	26.6	2	1	29.8	5	3	15.3
9	3	1	26.0	2	1	33.4	5	2	27.8
10	3	1	35.3	2	1	46.6	5	2	27.7
11	3	3	22.3	2	1	22.3	5	4	17.7
12	3	1	29.0	2	1	32.7	5	4	15.9

Mixed type の B-C 荷重でモデル化する。

(3. 温度荷重

名工西大橋鋼製主塔における東西南北の4面平均の構造物温度と気温との相関係数を用いて阪神地区における1年間3時間毎の気温データから構造物温度を推定して得られた頻度分布を利用する。構造物温度の頻度分布の形状が平均値 15℃を対称軸としてほぼ左右対称となるような分布関数を当てはめた¹²⁾。

$$F_T^*(x) = 0.5 + 0.5 \cdot \Phi\{(x-13.2)/4.4\} \quad (x>0; \text{単位: } ^\circ\text{C}) \quad (2)$$

以上より温度荷重を非ゼロにおける分布 $F_T^*(x)$ が正規分布で、基本時間区間 $\tau_T=6$ (時間)、発生率 $p=0.75$ の Mixed type の B-C 荷重でモデル化する。

(4. 地震荷重

地震荷重については、HDL 委員会によってモデル化された応答加速度 S_a を用いる¹¹⁾。ただし地震動としての再現期間の平均が2年以上のものを対象とし、マグニチュードは5以上、第2種地盤、構造物の減衰定数を5%とした。そして、その加速度応答スペクトルから固有周期 T_0 が 0.5(sec)の時の再現期間と応答加速度 S_a の関係を求め、それぞれの T_0 に対する S_a の頻度分布を推定する。この頻度分布の確率特性は極値Ⅲ型(ワイブル分布)がよく適合した¹²⁾。当てはめた分布形を以下に示す。

$$F_E^*(x) = 1 - \exp[-\{(x-41.28)/34.24\}^{0.913}] \quad (x>41.28; \text{単位: gal}) \quad (3)$$

以上より地震荷重を非ゼロにおける分布 $F_E^*(x)$ がワイブル分布で発生率 $\nu=0.5$ (1/年)である Limiting spike type の B-C 荷重でモデル化する。

5. 鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価

本研究では、実荷重のモデルとして B-C 荷重モデルを用い、荷重組合せ解析として Turkstra の組合せ規則を適用する。一般に Turkstra の組合せ規則では、 r 個の荷重が作用するときには 2^{r-1} 種類の相異なる組合せを考慮しなければならないが、本研究では、鋼製ラーメン橋脚の耐震安全性について検討するので、地震荷重を含む組合せの中でもっとも厳しい載荷状態、つまり考慮するすべての荷重を組合せ(D+L+T+E)、地震荷重が最大となる場合について信頼性解析を行う。構造物の信頼性は Hasofer-Lind 型の信頼性指標 β によって評価する。本研究では、図-3に示す各着目点のうち1つでも弾性挙動限界状態に至ったときを橋脚の限界状態と考える。従って、各着目点の β のうち最小のものを橋脚の β とする。抵抗強度は死荷重と同様に確定量と考え、限界状態の応力度は鋼材の終局限界を想定した降伏点応力度を採用する。また、信頼性解析は橋脚の設計と同様に橋軸直角方向および橋軸方向の2方向に荷重を作用させて行うものとする。

決定された板厚に基づいて設計された鋼製ラーメン橋脚に、橋軸直角方向および橋軸方向から実荷重を作用

させた場合について信頼性指標 β を計算する。図-4は橋脚のモデルごとの各着目点について計算された信頼性指標 β のうち、最小値を示したものである。図中の実線で示した値は、橋軸直角方向に地震荷重を作用させた場合で、点線で示した値は、橋軸方向に地震荷重を作用させた場合である。これら 12 モデルの信頼性指標 β の値は、橋軸直角方向の解析では構造モデル Nos.2,6,10 は着目点1における値が最小となり、それ以外の構造モデルでは着目点3における値が最小となる。橋軸方向の解析ではすべて着目点5の値である。図より明らかなように、構造モデルによって信頼性指標 β が大きく異なる。特に、構造モデル Nos.3,7,11 の信頼性指標は他の構造モデルに比べ非常に小さく安全性が低い。逆に、構造モデル Nos.2,6,10 の信頼性指標は、他の構造モデルに比べて大きく安全性が高くなっている。このように、現行の許容応力度設計法で設計された橋脚は同一の門型ラーメン構造の橋脚においても、構造モデルごとに信頼性が大きく異なることがわかる。

また、荷重の作用方向が異なると、同一の構造モデルでも信頼性指標に違いが出ており、その大小関係はモデルによって異なる。例えば構造モデル No.3 では、橋軸直角方向に荷重を作用させた場合の信頼性指標が、橋軸方向に荷重を作用させた場合のそれより大きくなっているが、No.11 ではその逆となっている。

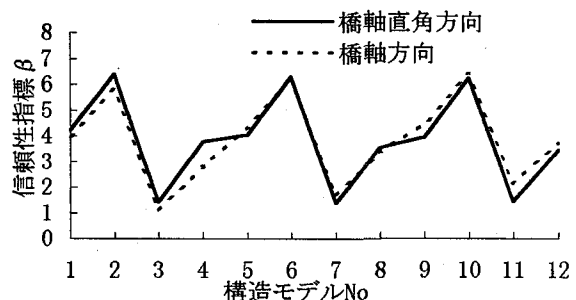


図-4 現行設計法により設計した場合の信頼性指標 β

6. 耐震信頼性に及ぼす影響評価

構造モデルごとに耐震信頼性が異なる理由の1つに橋脚の板厚決定における設計 Code の違いが考えられる。許容応力度設計法では、荷重の組み合わせによって割り増し係数 ϕ を用い許容応力の割り増しを行っている。とくに、地震荷重を含む設計 Code の ϕ の値は表-2より、Code 3 では $\phi=1.5$ 、Code 4 においては $\phi=1.7$ と大きい値が設定されている。表-3に示す採用された設計板厚の中で橋脚柱部では構造モデル No.3 が、また梁部においては構造モデル Nos.7,11 が設計 Code3 で決定されており、1.5 倍の許容応力の割増しを行っている。他の構造モデルにおいては先にも述べたように設計 Code1 で決定されており、許容応力の割増しを行っていない。

図-4にも示したように、断面設計において許容応力の大きな割増しを行った構造モデル Nos.3,7,11 の信頼性指標 β の値は他のモデルに比べて非常に小さいことから、この許容応力の割増しが構造物の耐震信頼性に影響をおよぼすものと考えられる。

また、本研究で対象とした4つの荷重の中で、荷重のばらつきが最も大きいものは地震荷重である¹²⁾。そのため、地震荷重によって部材内に生じる応力の大きい構造モデルについては耐震信頼性が低く、逆に地震荷重によって生じる応力が小さい構造モデルについては耐震信頼性が高くなるものと考えられる。このことを詳しく議論するために表-3に示す板厚を有する橋脚に、橋軸直角方向および橋軸方向に地震荷重を作用させた場合の橋脚柱部(着目点1および着目点5)に発生する各荷重による応力の割合を計算した。その結果を図-5および図-6に示す。また、図-4に示した橋軸直角方向の信頼性指標の値は着目点1~3における信頼性指標の内の最小値である。従って、橋軸直角方向モデルでは必ずしも着目点1が最小の β を与えるとは限らないので、図-5および図-6に対応する着目点1、および着目点5における信頼性指標の値を図-7に示す。図-5,6中における縦軸の応力度比100%の値は部材の降伏点応力度に対応する。図-5~7より、部材の降伏点応力度に対しての強度余裕が比較的大きい構造モデルは信頼性が高いといえる。さらに、地震荷重によって生じる応力の割合が大きい構造モデルは信頼性が低下することがわかる。特に、耐震信頼性の低い構造モデル Nos.3,7,11 は、強度余裕が小さく、しかも地震荷重によって生じる応力の割合が大きい構造モデルとなっていることがわかる。また、荷重の作用方向に注目して議論すると、強度余裕と信頼性指標の大小関係が一致していない構造モデルがほとんどである。例えば、構造モデル Nos.1,2 などは橋軸方向に荷重を作用させた場合の強度余裕が橋軸直角方向に荷重を作用させた場合の強度余裕より大きな値を示しているにもかかわらず、橋軸直角方向の信頼性指標の方が高くなっている。この理由は、図-5,6 から明らかのように、橋軸方向モデルの場合の方が橋軸直角方向モデルに比べて地震荷重によって生じる応力の占める割合が大きくなっているからである。このように、各構造モデルの信頼性は、地震荷重によって生じる応力の割合に大きく影響されると考えられる。

以上示した結果は、構造形式の違いによりその安全性が異なるという許容応力度設計法における問題点を示しており、これは許容応力度の割増しを、荷重の組合せの種類に応じて一律に定めていることによって生じる問題点である。この問題点を解決する一つの方法として許容応力の割増し係数のかわりに各荷重の大きさやバラツキに応じて各荷重ごとに異なる荷重係数を導入する荷重係数設計法の採用が考えられる。これについては、すでに文献4),5)でその有効性について議論しているが、

設計基準策定のためのさらなる研究が望まれる。

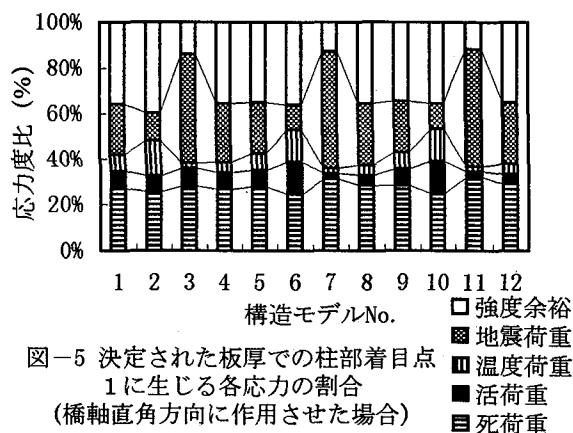


図-5 決定された板厚での柱部着目点1に生じる各応力の割合 (橋軸直角方向に作用させた場合)

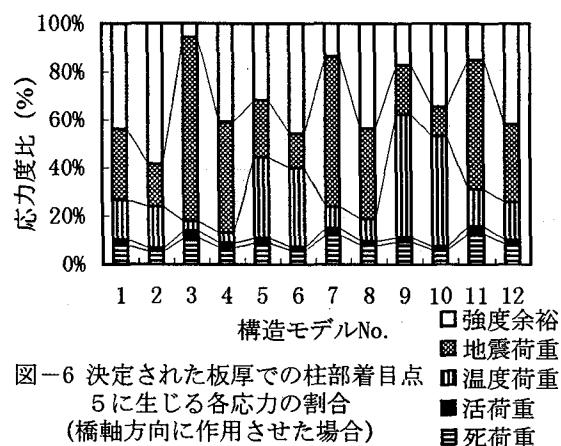


図-6 決定された板厚での柱部着目点5に生じる各応力の割合 (橋軸方向に作用させた場合)

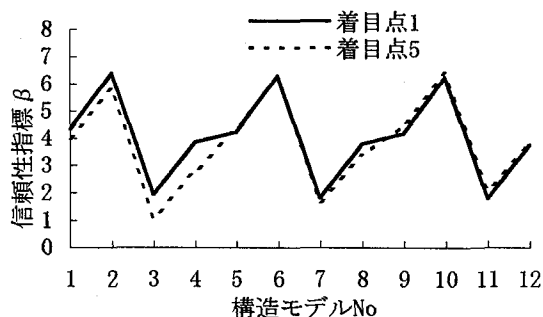


図-7 着目点1,5における信頼性指標 β

7. あとがき

本研究では、まず3径間連続非合成箱桁を支える鋼製門型ラーメン橋脚において、主桁の支間長、橋脚全高、橋脚全幅を変化させた12モデルについて、現行設計法により各部材断面を設計した。つぎにこれら12モデルの橋脚に、橋軸直角方向および橋軸方向から実地震荷重を作用させ、さらに活荷重、温度荷重との組合せを考慮して信頼性解析を行った。そして、その結果をもとに各モデルごとの信頼性の違いを指摘し、その原因が地震荷重により生じる応力の大きさの違いにあることを示した。本研究で得られた主な結果をまとめると以下のよう

である。

- (1)許容応力度設計法によって設計された橋脚の信頼性は、構造モデルごとに大きく異なる。また、地震荷重により生じる応力の大きい構造モデルの信頼性指標 β は小さく、逆に地震荷重により生じる応力の小さい構造モデルの信頼性指標 β は大きい。
- (2)同一の構造モデルでも荷重の作用方向が異なると信頼性も異なってくるが、その大小は強度余裕のみでなく、地震荷重によって生じる応力の割合によっても左右されると考えられる。
- (3)現行設計法で設計された橋脚は、荷重によって各部材に生じる応力の割合が構造モデルごとにばらついている。特に地震荷重によって生じる応力の割合が構造モデルによって大きく異なる。地震荷重は他の荷重に比べてバラツキが大きく、そのため各部材の強度余裕についても構造モデルごとに大きく異なり、橋脚の耐震信頼性がばらつく要因の一つと考えられる。

参考文献

- 1) 日経コンストラクション編：土木が遭遇した阪神大震災－被害現場が考える地震防災へのヒント－、日経 BP 社、1995 年 7 月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I－共通編，II－鋼橋編，V－耐震設計編，1980-2。
- 3) Shiraki,W.,Matsuho,S. and Takaoka,N. :Load Combination Analysis and Reliability Analysis of Steel Ridged-Frame Piers Supporting Bridges Constructed on Urban Expressway Network, Proc.of ICASP-5, Vol.1, pp.206-213, 1987.
- 4) Shiraki,W.,Matsuho,S.and Takaoka,N. Probabilistic Evaluation of Load Factors for Steel Ridged-Frame Piers on Urban Expressway Network, Proc.of ICOSAR'89, "Structural Safety & reliability", ASCE, Vol.III, pp.1987-1994, 1989.
- 5) 北沢正彦・久保雅邦・白木渡・亀田弘行：鋼製橋脚における荷重組合せの解析と荷重係数の試算，構造工学論文集 Vol.33A,pp.761-773,1987-3.
- 6) Shiraki,W. :Probabilistic Load Combinations for Steel Piers at Ultimate Limit States,Jour.of Structural Safety, Vol.13, No.1+2pp.67-81,1993.
- 7) Brozzetti,J. and Janss,J. :A Eurocode for Reliable Steel Structures,IABSE Conference DAVOS 1992 Structural Eurocodes, pp.167-176,1992.
- 8) Christensen,P.T. and Baker,M.J. :Structural Reliability Theory and Its Applications, Springer-Verlag, 1982.
- 9) Turkstra,C.J. and Madsen,H.O. :Load Combinations in Codified Structural Design, Jour.of the Stur.Div., ASCE, Vol.106, No.ST12, pp.2527-2543, 1980.12.
- 10) 阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集，1980.4.
- 11) 阪神高速道路公団・(株) 総合技術コンサルタント：阪神高速道路管理技術センター設計荷重委員会作業部会 資料 No.3-8 号，1985.10.
- 12) 阪神高速道路公団・(財) 阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，pp.257-266,1986.12.

(1996 年 9 月 6 日受付)