

弾塑性有限変位解析による鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性

EVALUATION OF A SEISMIC RELIABILITY OF STEEL PIERS WITH RIGID PORTAL FRAME
BASED UPON ELASTO-PLASTIC FINITE DISPLACEMENT ANALYSIS

白木 渡*・山本優也**・松本 聡***・堂垣正博****

Wataru SHIRAKI, Yuya YAMAMOTO, Satoshi MATSUMOTO, and Masahiro DOGAKI

- * 工 博 香川大学教授 工学部安全システム建設工学科 (〒760-8526 高松市幸町1-1)
 ** 学士(工学) 関西大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒564-8680 吹田市山手町3-3-35)
 *** 学士(工学) 富士車輛(株) 滋賀工場橋梁部工事グループ (〒524-0034 守山市千代町1)
 **** 工 博 関西大学教授 工学部土木工学科 (〒564-8680 吹田市山手町3-3-35)

In this paper, seismic reliability levels are evaluated for the steel rigid portal frame piers of existing highway bridges, which are designed by two different design methods, i.e., the Allowable Stress Design Method and Load Resistance Factor Design Method. Four types of steel rigid portal frames were considered. The elasto-plastic finite displacement analysis and plastic hinge analysis were carried out to determine the ultimate strength and deformation capacity of four rigid frames, designed by the ASDM and LRFD. The effect of its shapes on the seismic reliability of steel portal frame piers is cleared.

Key Words: Seismic reliability analysis, Allowable stress design, Load resistance factor design, Elasto-plastic finite element method, Plastic-hinge method, Steel portal frames

1. まえがき

許容応力度設計法が橋梁の設計に導入されてから約100年の歳月が経過した。その間、荷重の増大、材料の高強度化、設計技術の進歩などによって、その都度、設計基準は見直されてきた。

先進国の多くでは、許容応力度設計法が見直され、確率論的手法に基づく限界状態設計法が導入されている。最近、国際標準化機構(International Organization for Standardization: ISO)は国際的な統一コードを策定し、それに対する各国の意見を求めている。ちなみに、限界状態設計法とは、確定論的な設計法においては不可避であった不確定要因を信頼性理論の助けのもとに確率論的に取り扱う方法である。これには、不確定要因の扱い方とその近似度によって、3種類の方法、すなわち、レベルⅠ、レベルⅡ、レベルⅢの方法がある。現在、先進国の多くで採用されている方法はレベルⅠの方法に属する。

一方、わが国の設計基準は、許容応力度設計法に準拠しており、これに対する問題点が以前から指摘されているにもかかわらず、いまだに改訂されていない。今日、わが国でも、ISOへの対応や規制緩和の一助として、性能照査型設計法が注目されつつあり、設計基準が見直されようとしている。

性能照査型設計法では、強度を中心に示された仕様規

定型設計法に対して、確率論的表現で構造物の確保すべき性能が明示される。これは、限界状態設計法を基盤に成り立つもので、これが導入されれば、設計の自由度が広がり、より合理的な構造物の設計ができると期待されている。ただし、現段階では構造性能の評価法や構造物に対する権限と責任のあり方などに未解決な事項が多くある。

世界的に性能照査型設計法の採用が唱われる現在、わが国においても限界状態設計法、すなわち、信頼性理論に立脚した設計法が導入されるべきであろう。

ところで、ここ数十年の間、鋼製橋脚の耐震信頼性に関する研究が精力的に行われている^{1)~3)}。いずれも道路橋示方書⁴⁾(以下、道示と称する)に従って設計された鋼製橋脚を対象としているが、弾塑性有限変位解析に基づいて耐震信頼性を明らかにした研究はみあたらない。それゆえ、より現実的な挙動、および、より現実的な荷重による構造物の定量的な耐震安全性の評価は有意義であると考えられる。

本研究では、鋼製ラーメン橋脚の極限強度、変形量、崩壊メカニズムなどを弾塑性有限変位解析によって明らかにした後、荷重係数設計法と許容応力度設計法の2つの方法で断面設計された構造物の耐震信頼性を評価する。ちなみに、荷重係数設計法とは、左記のレベルⅠの方法に属し、構造物に必要となる信頼性、すなわち、目標信

信頼性指標を満足するように部分安全係数を定め、それぞれの限界状態に対する安全性を確認する方法である。対象構造物としては、わが国の高架橋を支える橋脚で建設実績の多い鋼製一層門形ラーメン橋脚^{5),6)}を採用する。また、作用荷重として、上部構造の死荷重、それに作用する活荷重、温度作用、地震荷重を考える。なお、有限要素法による弾塑性有限変位解析の結果、すなわち、弾塑性挙動と終局強度を文献⁷⁾で示された塑性ヒンジ法による解析の結果と比較する。

2. 対象とする構造物と荷重のモデル化

2.1 解析対象の鋼製ラーメン橋脚

Fig.1(a)に示すような橋脚の基部が固定された鋼製一層門形ラーメン橋脚を対象に、上部構造の死荷重とそれに作用する活荷重からなる鉛直荷重 P 、ならびに、地震荷重に相当する漸増の水平力 H が作用するラーメン橋脚の崩壊メカニズムと耐震信頼性を明らかにする。ラーメン橋

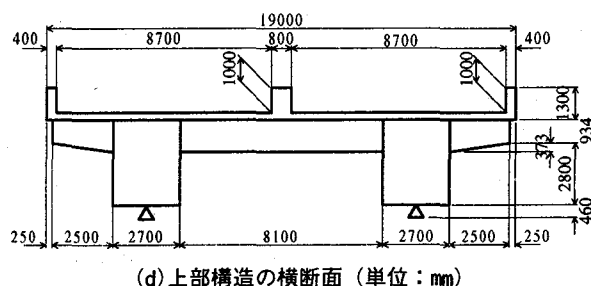
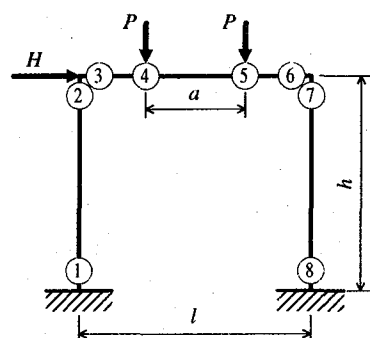
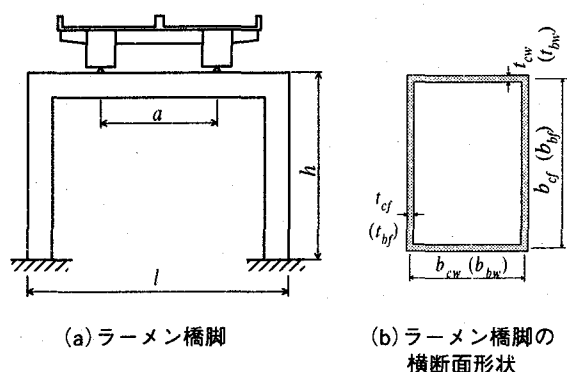


Fig.1 解析対象の鋼製門形ラーメン橋脚と上部構造

Table 1 鋼材の諸元

降伏点応力	(MPa)	353
許容応力度	(MPa)	206
ヤング係数	(GPa)	206
線膨張係数	(1/°C)	1.21×10^{-5}
単位体積重量	(kN/m ³)	77

脚はFig.1(b)に示すような箱形断面からなる。その幾何形状は、実績調査に基づいて、橋脚の全高 $\bar{h}$ が10mと20m、その全幅 $\bar{l}$ が20mと30mの組合せからなる4ケースである。これをモデル化すれば、Fig.1(c)のようになる。

ラーメン橋脚は多径間連続の2主箱桁橋 (Fig.1(d)) を2個の固定支承で支持しているものとする。なお、使用鋼材をSM490Yとし、その諸元をTable 1に示す。

2.2 ラーメン橋脚の断面決定

幾何形状が同一の鋼製門形ラーメン橋脚を許容応力度設計法と荷重係数設計法でそれぞれ断面設計し、断面寸法の異なるラーメンを作成した。ただし、いずれもFig.1(b)に示す無補剛の溶接集成箱形断面である。ちなみに、図中の記号 b は箱形断面を構成するフランジと腹板の幅を、 t はそれらの板厚を表す。また、下添え字の c は柱、 b ははり、 f はフランジ、 w は腹板を意味する。

また、死荷重、活荷重、温度作用、地震荷重の4種類の荷重を考える。すなわち、

(1) 死荷重 (D)

死荷重の公称値 D_n は、Fig.1(d)に示す上部構造の死荷重反力 R_D と橋脚を構成する柱とはりの自重 w_c 、 w_b からなる。ここに、上部構造の死荷重反力は、橋面工、主構造と支承、および、添加物に区分して集計した荷重が橋軸方向に等分布するものとし、それを支点反力の影響線に適用して算出した。その結果、一支承あたり

$$D_n = R_D = 5.42 \text{ (MN)}$$

の値を得た。また、橋脚の自重は、部材を構成する4枚の板パネルの鋼重のほかに、ダイヤフラム、添接板、補剛材などの重量がその20%増しであるとして求めた。

(2) 活荷重 (L)

活荷重に道示のB活荷重を適用する。それゆえ、活荷重の公称値 L_n は、死荷重と同様に、一支承あたりの活荷重反力 R_L とする。すなわち、

$$L_n = R_L = 1.90 \text{ (MN)}$$

である。

(3) 温度作用 (T)

温度作用の公称値 T_n は、温度が個々の部材内で等しく変化するものとし、

$$T_n = \pm 35^\circ\text{C}$$

とする。ただし、これはラーメン橋脚のはり部材にのみ考慮される。

(4) 地震荷重 (E)

地震荷重の公称値 E_n は、道示の地盤特性や固有周期に

Table 2 鋼製一層門形ラーメン橋脚の寸法諸元

(単位: mm)

No.	1		2		3		4	
設計法	A	B	A	B	A	B	A	B
$\bar{h}$	10,000		10,000		20,000		20,000	
$\bar{l}$	20,000		30,000		20,000		30,000	
$b_{cf}=b_{bf}$	2,000		2,000		2,000		2,000	
b_{cw}	1,500		2,000		2,000		2,500	
$t_{cf}=t_{cw}$	31.6	27.4	43.3	27.9	20.3	33.1	29.3	28.2
b_{bw}	1,670		2,500		1,670		2,500	
$t_{bf}=t_{bw}$	24.5	22.7	31.7	21.8	20.2	33.1	26.2	26.4

A: 許容応力度設計法, B: 荷重係数設計法

対する係数を考慮した設計水平震度 K_n を用いて,

$$E_n=K_n=0.25$$

とする.

上述の荷重が作用するもとのラーメン橋脚の許容応力度設計は平成8年改訂の道示・共通編⁴⁾の照査式

$$\sigma_D + \sigma_L \leq 1.0\sigma_a,$$

$$\sigma_D + \sigma_L + \sigma_T \leq 1.15\sigma_a,$$

$$\sigma_D + \sigma_E \leq 1.5\sigma_a$$

(1)

に, 一方, その荷重係数設計は

$$\gamma_D\sigma_D + \gamma_L\sigma_L + \gamma_T\sigma_T + \gamma_E\sigma_E \leq \sigma_Y$$

(2)

に基づく. ここに, σ_D , σ_L , σ_T , σ_E はそれぞれ死荷重, 活荷重, 温度作用, 地震荷重が作用した場合の照査断面での応力度である. σ_a は許容応力度, σ_Y は降伏点応力である. また, 式(2)の係数 γ_D , γ_L , γ_T , γ_E はそれぞれ死荷重, 活荷重, 温度変化の影響, 地震荷重に関する荷重係数である. これらは, その破壊確率に対応する信頼性指標が $\beta=4.0$ になるように, 以下のように定めた⁸⁾.

$$\gamma_D=1.05, \gamma_L=0.25, \gamma_T=0.27, \gamma_E=2.56$$

(3)

Table 2に数値解析に用いる断面の諸元を示す.

3. 弾塑性有限変位理論に基づく骨組の構造解析法

鋼製一層門形ラーメン橋脚の崩壊メカニズムと保有水平耐力を弾塑性有限変位理論に基づいた有限要素解析によって明らかにする.

弾塑性有限変位場の有限要素を定式化するにあたり, つぎの仮定を設ける. すなわち,

- 1) ラーメンの柱とはりは, それぞれ等断面からなる.
- 2) ラーメン橋脚の隅角部は十分に剛で, 柱やはりの中間部分よりも先に崩壊しない.
- 3) 鋼材は, ひずみ硬化型のBi-linearな応力-ひずみ関係にある.
- 4) 部材の局部座屈は生じない.
- 5) Bernoulli-Eulerの平面保持の仮定が成り立つ.

以上の仮定のもとに, 柱とはりを有限個の要素に離散化し, 平面骨組の弾塑性有限変位理論に基づくUp-dated Lagrangian手法で有限要素を定式化すれば,

$$[K]\{\Delta\delta\} = \{\Delta F\} + \{F_n\} - \{R_n\}$$

(4)

なる剛性方程式を得る. ここに,

$[K]$: 構造系の剛性マトリックス

$\{\Delta\delta\}$: 増分節点変位ベクトル

$\{\Delta F\}$: 増分節点力ベクトル

$\{F_n\}-\{R_n\}$: 不平衡節点力ベクトル

である.

式(4)は多元連立の非線形代数方程式で, それをNewton-Raphson法で解く. ただし, まず初めに上部構造の支点反力に相当する鉛直荷重 P が作用する骨組を構造解析した後, 地震動に相当する漸増の水平力が作用する骨組を構造解析する. その際, Fig.1(c)に示すように鋼製ラーメン橋脚の8ヶ所に着目し, それらの点での塑性化を調べる. また, 3次の不静定構造であるため, 4つ目の塑性ヒンジが発生した時点を崩壊とみなす.

4. 鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価

4.1 作用荷重のモデル化

鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性を評価するにあたって, 死荷重を確定量, 活荷重, 温度作用, および, 地震荷重を確率量とし, B-C荷重モデル⁹⁾にモデル化する.

(1) 活荷重

上部構造を支間長40mで, 4車線からなる連続高架橋とし, 交通量の実態調査に基づいたシミュレーションを行った. ここでは, 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, これらを1:2の割合で加え合わせたものを任意時刻の活荷重反力とした. すなわち,

$$F_L^*(x) = 1 + \exp\left[-\left(\frac{x}{56.49}\right)^{2.342}\right] \quad (x>0; \text{単位:tf}) \quad (5)$$

以上の結果から, 活荷重を, 非ゼロにおける分布 $F_L^*(x)$ がワイブル分布で, 基本時間区間が $\tau_L=6$ 時間, 発生率が $p=0.75$ のMixed TypeのB-C荷重でモデル化した.

(2) 温度作用

名港西大橋の鋼製主塔における東西南北の4面の平均

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年間の3時間ごとの気温データから推定した構造物温度の頻度分布を利用する。これにより、構造物温度の頻度分布形状が平均気温15℃を軸として、ほぼ対称に分布するような関数を当てはめた。

$$F_T^*(x) = 0.5 + 0.5\Phi\left[-\frac{(x-13.2)}{4.4}\right] \quad (x>0; \text{単位: } ^\circ\text{C}) \quad (6)$$

以上の結果から、温度作用を、非ゼロにおける分布 $F_T^*(x)$ が正規分布で、基本時間区間が $\tau_T=6$ 時間、発生率が $p=0.75$ の Mixed Type の B-C 荷重でモデル化した。

(3) 地震荷重

地震荷重は、阪神高速道路公団設計荷重委員会¹⁰⁾によってモデル化された応答加速度 S_a とする。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、地盤は第Ⅱ種地盤、構造物の減衰定数は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 $T_0=0.5, 0.7, 1.0$ 秒のときの再現期間と応答加速度 S_a との関係を求め、3ケースの T_0 に対する S_a の頻度分布を推定した。当てはめた頻度分布を以下に示す。

①固有周期が $T_0=0.5$ sec の場合

$$F_E^*(x) = 1 - \exp\left[-\left\{\frac{(x-41.28)}{34.24}\right\}^{0.913}\right] \quad (7)$$

($x>41.28$; 単位: gal)

②固有周期が $T_0=0.7$ sec の場合

$$F_E^*(x) = 1 - \exp\left[-\left\{\frac{(x-25.88)}{26.12}\right\}^{0.879}\right] \quad (8)$$

($x>25.88$; 単位: gal)

③固有周期が $T_0=1.0$ sec の場合

$$F_E^*(x) = 1 - \exp\left[-\left\{\frac{(x-17.91)}{18.05}\right\}^{0.850}\right] \quad (9)$$

($x>17.91$; 単位: gal)

以上の結果から、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、発生率が $v=0.5$ 年である Limiting Spike Type の B-C 荷重でモデル化した。

4.2 確率論に基づいた荷重組合せ解析法

荷重の組合せ規則に Turkstra の方法¹¹⁾を適用する。構造物に2種類以上の荷重が作用するとき、通常、耐用期間 Θ 中の同一時期に、数種類の荷重が同時に最大になることは考えられない。したがって、荷重の確率過程 $\{X_1(t), 0 \leq t \leq \Theta\}$, $\{X_2(t), 0 \leq t \leq \Theta\}$, $\dots$, $\{X_n(t), 0 \leq t \leq \Theta\}$ の組合せについて、

$$\begin{aligned} & \max_{\Theta} \{X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t)\} \\ & = \max_{\Theta} \{X_1(t)\} + \max_{\Theta} \{X_2(t)\} + \dots + \max_{\Theta} \{X_n(t)\} \end{aligned} \quad (10)$$

とすれば、安全側に過大評価することになる。また、上式の左辺は非常に複雑な確率変数で、実用上、取り扱う

には不便である。Turkstra の組合せ規則は、B-C 荷重モデルに対して、式(10)の左辺の値を

$$\begin{aligned} Y_1 &= \max_{\Theta} \{X_1(t)\} + X_2(t_1^*) + \dots + X_n(t_1^*) \\ Y_2 &= X_1(t_2^*) + \max_{\Theta} \{X_2(t)\} + \dots + X_n(t_2^*) \\ & \vdots \\ Y_n &= X_1(t_n^*) + X_2(t_n^*) + \dots + \max_{\Theta} \{X_n(t)\} \end{aligned} \quad (11)$$

で考える方法である。ここに、 $t_1^* \sim t_n^*$ は荷重の確率過程 $X_1(t) \sim X_n(t)$ において荷重 1 ~ n の荷重係数 $\gamma_1 \sim \gamma_n$ がそれぞれ単独に最大となる時点を表す。この規則に従えば、構造物の信頼性は、それぞれの荷重が最大に達する時点、すなわち n 個の時点で評価されることになる。したがって、構造物の信頼性は過大に評価されるが、その誤差は、通常、小さい。

鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性を検討するための荷重組合せとして、

死荷重(D)+活荷重(L)+温度作用(T)+地震荷重(E)を採用し、地震荷重が最大の場合を検討する。

4.3 限界状態関数の設定

本研究では、橋脚の終局限界状態として、地震時保有水平耐力と塑性ヒンジが最初に形成された時点の2とをりを考える。

(1)地震時保有水平耐力を終局限界状態とした場合の耐震信頼性

耐震信頼性を評価するにあたり、橋脚の地震時保有水平耐力 P_a と等価重量 W を確定量とし、限界状態関数 Z を

$$Z = P_a - K_{he} W \quad (12)$$

で与える。ここに、

K_{he} : 等価水平震度

である。ちなみに、構造物は限界状態関数が $Z \geq 0$ の場合に安全で、 $Z < 0$ の場合に危険となる。

(2)塑性ヒンジが最初に形成された時点を終局限界状態とした場合の耐震信頼性

地震時保有水平耐力の限界状態に加え、塑性ヒンジが1つ形成された時点を終局限界状態として耐震信頼性を評価する。そのため、はじめて塑性ヒンジが形成された時点の水平耐力を P_a' とし、それと等価重量 W を確定量とし、限界状態関数 Z' を

$$Z' = P_a' - K_{he} W \quad (13)$$

で与える。

4.4 耐震信頼性の評価法

B-C 荷重モデルに Turkstra の組合せ規則を適用したときの構造物の信頼性を Hasofer-Lind の信頼性指標 β ¹²⁾ によって評価する。各荷重については、仮に任意時点の分布が正規分布であっても、B-C 荷重モデルの Mixed Type と Limiting Spike Type を用いてモデル化しているので、パルス過程としての確率分布は正規分布関数となる。したがって、信頼性指標 β を求める際には、次式で正規分布に近似する。

$$\begin{aligned}\mu'_{x_i} &= X_i^* - \Phi^{-1}\{F_{x_i}(X_i^*)\}\sigma'_{x_i}, \\ \sigma'_{x_i} &= \frac{\phi\{\Phi^{-1}\{F_{x_i}(X_i^*)\}\}}{f_{x_i}(X_i^*)}\end{aligned}\quad (14)$$

ここに、

$$X_i^* = F_{x_i}^{-1}\{\Phi(\beta\alpha_i)\}$$

である。ただし、 μ'_{x_i} 、 σ'_{x_i} はそれぞれ近似後の X_i の平均値と標準偏差、 X_i^* は設計点における X_i の座標値、 ϕ は標準正規確率密度関数、 Φ^{-1} は標準正規確率分布関数の逆関数である。

解析の簡略化のため、地震荷重を評価する際には活荷重を確定量とし、その平均値を与えることにし、各荷重間の相関は考えない。したがって、信頼性指標 β が荷重組合せのもとで、

$$\beta = \frac{P_a - \sum_{i=1}^n A_{x_i} \mu'_{x_i}}{\sum_{i=1}^n A_{x_i} \sigma'_{x_i} \alpha_i} \quad (15)$$

のように求められる。ここに、

$$\begin{aligned}\alpha_i &= \frac{A_{x_i} \sigma'_{x_i}}{k}, \\ k &= \sqrt{\sum_{i=1}^n A_{x_i}^2 \sigma'_{x_i}{}^2}\end{aligned}$$

である。ただし、 X_i は作用荷重の確率変数、 μ'_{x_i} 、 σ'_{x_i} はそれぞれ X_i の平均値と標準偏差、 A_{x_i} は X_i の変換係数である。

5. 数値解析結果とその考察

許容応力度設計法(A)と荷重係数設計法(B)で設計された鋼製ラーメン橋脚に上部構造からの支点反力に相当する鉛直荷重と地震動に相当する漸増の水平力が作用する場合の水平力-水平変位の関係を有限要素法と塑性ヒンジ法の2方法で求める。その結果を利用し、保有水平耐力と塑性ヒンジが初めて形成された時点での耐震信頼性を評価する。この場合、主として、鋼製ラーメン橋脚の幾何形状が終局強度、崩壊メカニズム、耐震信頼性に及ぼす影響を明らかにする。

なお、弾塑性有限変位解析に必要な有限要素数を決定した結果、橋脚の柱とはりをとともに40要素に分割すればよいことがわかった。また、断面内の降伏を判定するために必要なフランジと腹板の分割数はそれぞれ40分割である。塑性ヒンジ法については付録で示す。

5.1 強度と崩壊メカニズム

はり部材上の支承間距離を $a=10.8(\text{m})$ とし、上部構造の反力に相当する鉛直荷重 P と地震荷重に相当する漸増の水平荷重 H が作用するもとの鋼製ラーメン橋脚の柱頂部における水平力-水平変位の関係を求めれば、有限要素法

と塑性ヒンジ法に対してそれぞれFig.2とFig.3のようになる。図中、縦軸と横軸はそれぞれラーメン橋脚の水平耐力 $H(\text{MN})$ と柱頂部の水平変位 $\delta(\text{m})$ を、○印は塑性ヒンジが形成された時点を表す。また、塑性ヒンジの形成順序をTable 3とTable 4に示す。

Fig.2とFig.3から明らかなように、橋脚の幾何形状によって、地震時保有水平耐力にかなりの差違が認められる。すなわち、橋脚の地震時保有水平耐力は曲げ剛比 $k=(I_b/l)/(I_c/h)$ の減少とともに増大する。また、崩壊メカニズムの差違も明らかである。これらは作用する軸力の割合や柱とはりの曲げ剛比によって異なるが、本研究のように、鉛直荷重と漸増の水平力が作用する鋼製ラーメン橋脚の場合、曲げモーメントの卓越する橋脚基部から塑性ヒンジが生じる。ちなみに、Model 2の骨組形状の安全性が極めて高くなったが、これについては、すでに文献2)と8)で詳述されている。すなわち、この種の橋脚は、現行の許容応力度設計法ではD+Lの荷重組合せで設計され、許容応力の割り増しが少なく、安全な設計になる。また、地震荷重による影響を受けにくい構造形状である。したがって、このような構造に対して信頼性解析を行うと、他の形状の橋脚に比べて極端に信頼性が高くなる。

本研究では、塑性ヒンジの形成位置を、弾塑性有限変位解析ではFig.1(c)のように、塑性ヒンジ法による解析ではFig.b(付録参照)のように仮定した。ちなみに、現行の道示では、コンクリート橋脚に対して後者のモデルが仮定され、上部構造の反力作用位置、すなわち、Fig.1(c)における点④と点⑤には塑性ヒンジは生じないものとしている。したがって、道示の方法を準用すれば、鋼製ラーメン橋脚に対する塑性ヒンジの形成位置が精度良くモデル化できない。

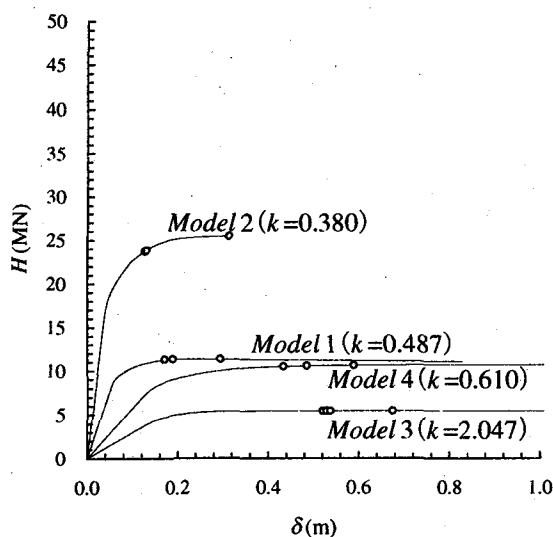
また、2つの解析手法によって得られる荷重-変位の関係に大きな差異のあることがわかる。その差は2倍程度である。塑性ヒンジ法によれば、構造物を安全側に過大設計する。それに対して、有限要素法によれば、比較的簡便に、より厳密な解が得られる。なお、棒要素による有限要素解析を実施したため、局部座屈の影響が考慮されていない。したがって、板要素の局部座屈を考慮した解析法によってより詳細に検討する必要がある。

つぎに、設計法の相違に注目する。Fig.2の(a)と(b)の比較から、橋脚を荷重係数設計すれば、構造系全体の安全性照査により橋脚断面は比較のスレンダーになり、その安全度をほぼ同程度に保つことができる。

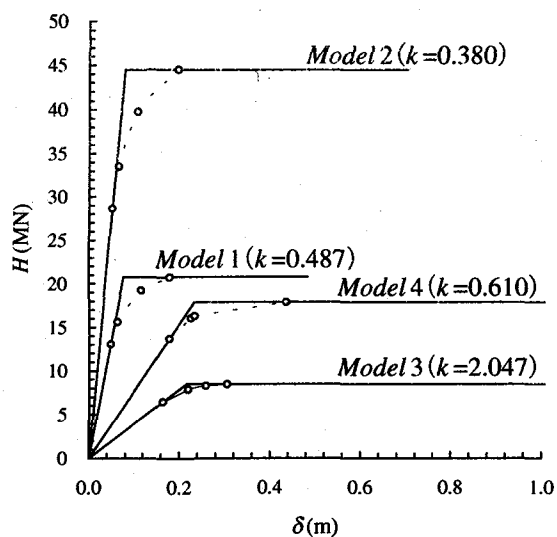
5.2 耐震信頼性評価

地震時における鋼製ラーメン橋脚の安全性をHasofer-Lindの信頼性指標 β で評価した。

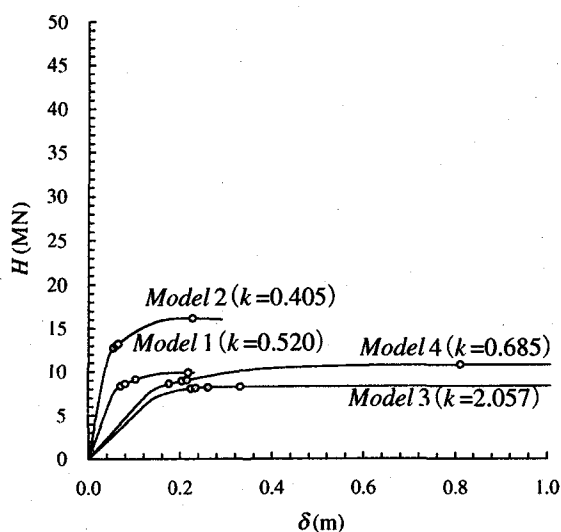
数値解析の結果、4.3の限界状態関数 Z と Z' に対してそれぞれFig.4とFig.5の結果を得た。図中、横軸は構造物のモデルを、縦軸はその構造物が保有する耐震信頼性指標 β を表す。また、●印は許容応力度設計法、○印は荷重



(a) 許容応力度設計されたラーメンの場合

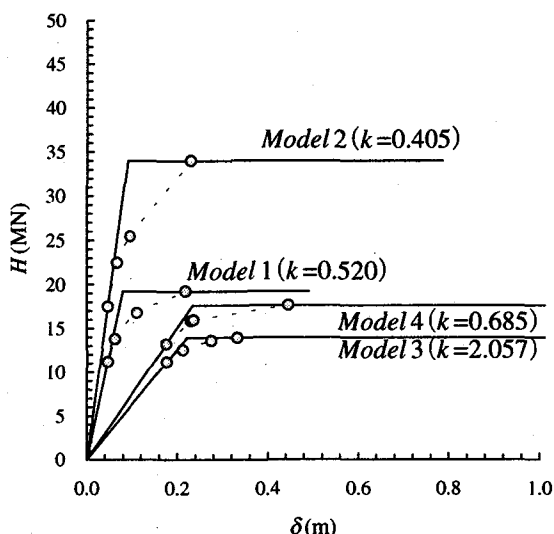


(a) 許容応力度設計されたラーメンの場合



(b) 荷重係数設計されたラーメンの場合

Fig.2 有限要素法で求められたラーメン橋脚の柱頂部での水平力と水平変位の関係



(b) 荷重係数設計されたラーメンの場合

Fig.3 塑性ヒンジ法で求められたラーメン橋脚の柱頂部での水平力と水平変位の関係

Table 3 モデル1～4における塑性ヒンジの形成順序 (Fig.1(c) 参照)

Model	設計法	塑性ヒンジの形成順序	曲げ剛比
1	A	1→8→6	0.487
	B	8→1→6→4	0.520
2	A	1→8→6	0.380
	B	8→1→7→4	0.405
3	A	8→1→7→2	2.047
	B	1→8→7→3	2.057
4	A	8→1→6	0.610
	B	1→8→7	0.685

Table 4 モデル1～4における塑性ヒンジの形成順序 (Fig.b 参照)

Model	設計法	塑性ヒンジの形成順序	曲げ剛比
1	A	8→1→6→3	0.487
	B	8→1→7→3	0.520
2	A	8→1→6→3	0.380
	B	8→1→6→3	0.405
3	A	8→1→6→7	2.047
	B	8→1→3→6	2.057
4	A	8→6→1→3	0.610
	B	8→1→6→3	0.685

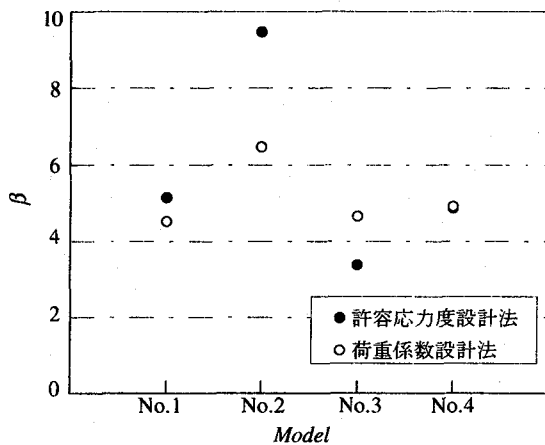


Fig. 4 地震時保有水平耐力を限界状態とした場合の設計法の相違による耐震信頼性評価

係数設計法で断面設計されたラーメンに対する結果を示す。

図から明らかなように、鋼製ラーメン橋脚を許容応力度設計すれば、信頼性指標 β にかなりのばらつきが生じる。また、その幾何形状によっては、耐震信頼性を過大に評価する場合もある。一方、荷重係数設計すれば、その耐震信頼性のばらつきが少なくなる。したがって、鋼製ラーメン橋脚の設計に部材ごとの安全性照査に基づく許容応力度設計法ではなく、構造系全体の安全性照査を主体とする荷重係数設計法を採用すれば、どのようなラーメン橋脚でもほぼ同程度の安全性が確保できる。

塑性ヒンジが初めて形成される時点を限界状態とした場合の耐震信頼性を評価した結果、保有水平耐力を限界状態とした場合のそれとさほど大きな差異は見られなかった。これには、式(12)と式(13)の限界状態において、地震時保有水平耐力 P_d と、はじめて塑性ヒンジが形成された時点での水平耐力 P_u との間にあまり違いのないことが考えられる。また、限界状態を保有水平耐力だけで評価していることも一つの原因であろう。すなわち、限界状態に変位の制限を設け、エネルギー吸収能力の観点から評価すれば、差が出てくる。RC構造物と異なり、鋼製ラーメンの限界状態として、変形性能をどこまで考えるかが今後の検討課題である。

6. あとがき

許容応力度設計法と荷重係数設計法によって断面設計された幾何形状の異なる鋼製ラーメン橋脚が一定の鉛直荷重と漸増の水平荷重を受ける場合、その崩壊メカニズムと保有水平耐力を弾塑性有限変位理論に基づく有限要素法と道示に規定された塑性ヒンジ法によって明らかにした。また、同じ鋼製ラーメン橋脚に対する信頼性解析から鋼製橋脚の耐震信頼性を検討した。得られた結果を要約すれば、以下のようなものである。

- 1) 鋼製ラーメン橋脚に道示の塑性ヒンジ法を適用すれば、その強度を安全側に過大評価することがわかった。
- 2) 荷重係数設計法によれば、その構造物が保有する耐震

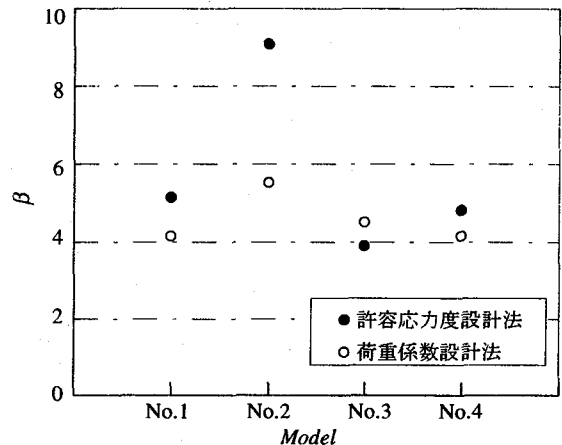


Fig. 5 塑性ヒンジが初めて形成された時点を限界状態とした場合の設計法の相違による耐震信頼性評価

信頼性を統一的に評価できる。したがって、荷重係数設計法は、許容応力度設計法に比較して、耐震設計上、より優れた設計法である。

付録：道示および文献7)に準じた骨組構造解析

(1) 橋脚の水平荷重と水平変位の関係

鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力 P_d 、等価水平震度 K_{he} 、残留変位 δ_R を求めるには、上部構造に作用する慣性力の作用位置での水平力-水平変位の関係が必要である。

上部構造慣性力の作用位置での水平力-水平変位の関係を求めるため、文献7)では、骨組モデルのはり中央点に水平方向の漸増荷重を作用させ、それによる水平変位から上部構造慣性力の作用位置での水平変位を算出している。この方法によれば、塑性回転バネ要素のうち、4個が全断面降伏すれば、骨組構造は不安定となるため、それ以上の水平力に対する解析は不可能となる。橋脚の終局水平変位を求めるためには、骨組構造が不安定になった後の解析が必要である。ここでは、隅角部に水平方向の変位が固定、鉛直方向の変位が自由、フレーム面内の回転が自由となる支承を設け、これを強制変位させて解析を続行する。

上述の方法で、4ヶ所の塑性回転バネ要素に塑性ヒンジが生じるまで骨組に水平力を作用させた。4つ目の塑性回転バネ要素が降伏すれば、それをラーメン橋脚の終局と見なす。その時の水平力を終局水平耐力 P_u とする。

本研究では、橋脚の水平力-水平変位の関係を完全弾塑性性と仮定しているので、降伏水平耐力 P_y は

$$P_y = P_u \quad (a.1)$$

から求められる。ここに、

$$P_u: \text{終局水平耐力}$$

である。また、降伏変位 δ_y は

$$\delta_y = \delta_{y0} \frac{P_u}{P_{y0}} \quad (a.2)$$

から求められる。ここに、

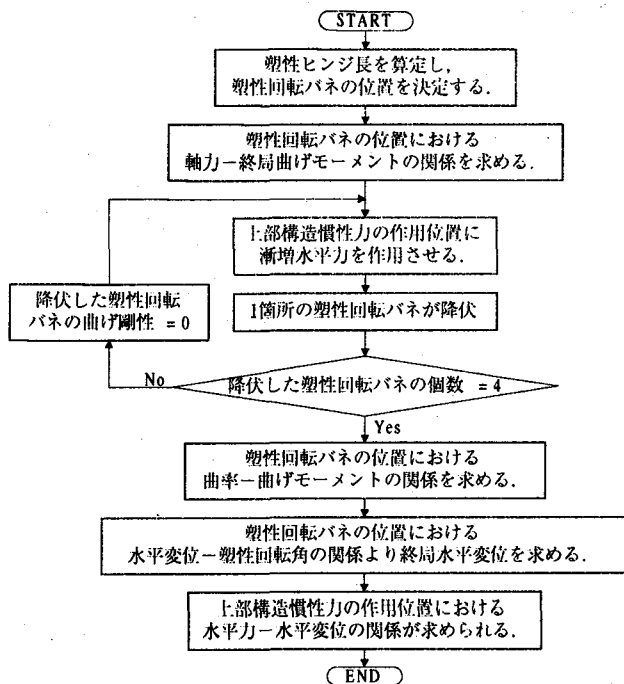


Fig.a 水平力-水平変位の算出手順

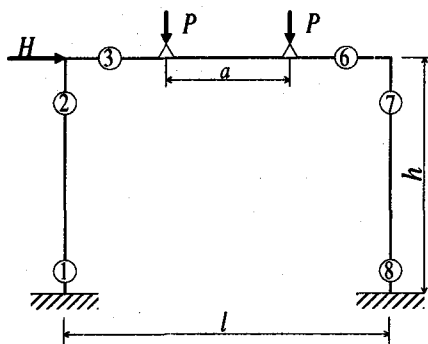


Fig.b 骨組モデルと塑性ヒンジの形成点

δ_{y0} : 門形ラーメン橋脚に1つ目の塑性ヒンジが形成された時点の水平変位(m)

P_{y0} : 門形ラーメン橋脚に1つ目の塑性ヒンジが形成された時点の水平力(N)

である。

数値解析の手順はFig.aのようである。

(2)橋脚および上部構造のモデル化

①道示における塑性ヒンジの規定

Fig.bに示す骨組モデルを20個の要素に離散化し、弾塑性解析する。応力の照査点を、文献7)を参考に、塑性ヒンジが形成されると思われる柱とはりの6ヶ所、

- 柱の基部から測って塑性ヒンジ長 L_{pc} の1/2の点(A, F)
- 柱とはりの隅角部の下端から測って塑性ヒンジ長 L_{pc} の1/2の点(B, E)
- 柱とはりの隅角部の左右両端から測って塑性ヒンジ長 L_{pb} の1/2の点(C, D)

とする。

これらの点は塑性回転バネでモデル化され、断面の降伏が判定される。なお、柱とはりの部材軸の交点から柱の下端に $b_{pw}/2$ 、はりの中央に $b_{cw}/2$ の部分は剛な隅角部要素とする。

柱とはりの塑性ヒンジ長 L_{pc} 、 L_{pb} は、道路橋示方書の耐震設計編¹³⁾に従って、

$$L_{pc} = L_{pb} = 0.1(h - b) \quad (a.3)$$

とする。ただし、

$$0.1b \leq L_{pc}(L_{pb}) \leq 0.5b$$

の範囲にあるものとする。ここに、

b : 箱断面の幅で、柱では $b = b_{cw}$ 、はりでは $b = b_{bw}$ である。

なお、上部構造慣性力の作用位置は、Fig.1(d)に示したRC床版の下面とし、はりの部材軸から測って4.468m上方の点とする。

②弾性要素と塑性回転バネ要素

柱とはりに形成される塑性回転バネは、完全弾塑性要素で表現される。この場合、応力-ひずみ関係に完全弾塑性性を仮定し、その終局ひずみ ϵ_u を地震動に関わらず道示の耐震設計編に従って $\epsilon_u = 5\%$ とする。照査点の断面が全塑性モーメントに達した後、塑性回転バネ要素の剛さはゼロとなる。ただし、これ以外の要素はすべて弾性要素で、剛さは EI とする。

参考文献

- 1) 白木 渡・井面仁志・今井慈郎・伊藤則夫・石川 浩：地震時保有水平耐力照査式を用いた終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A，pp.389-396，1999-3.
- 2) 白木 渡・山本 宏・松原考介：鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，pp.505-510，1997-3.
- 3) 星谷 勝・永田 茂：骨組構造物のシステム信頼性解析，土木学会論文集，No.398/I-10，pp.275-284，1988-10.
- 4) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編，丸善，1996-12.
- 5) 中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，Vol.82，No.6，pp.35-40，1982-6.
- 6) 中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，Vol.82，No.7，pp.43-49，1982-7.
- 7) 日本道路協会編：道路橋の耐震設計に関する資料，丸善，1997-3.
- 8) 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，土木学会，Vol.33A，pp.761-773，

1987-3.

- 9) 室津義定監訳 (Christensen, P. T. and Baker, M. J. 著) : 構造信頼性—理論と応用, シュプリンガー・フェアラー東京, 1986-5.
- 10) 阪神高速道路公団・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.
- 11) Turkstra, C. J. and Madsen, H. O. : Load combinations in codified structural design, Jour. of the Structural Division, Proc. of ASCE, Vol.106, No.ST12, pp.2527-2543, 1980-12.
- 12) Hasofer, A. M. and Lind, N. C. : Exact and invariant second-moment code format, Jour. of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol.100, No.EM1, pp.111-121, 1974-2.
- 13) 日本道路協会編 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 1996-12.

(1999 年 9 月 17 日受付)