

信頼性理論に基づく鋼製橋脚の耐震性能照査法

Seismic Performance Design Method
Based on the Reliability Theory for Steel Pier

井面仁志*・後藤秀典**・白木 渡***・堂垣正博****

Hitoshi INOMO, Hidenori GOTO, Wataru SHIRAKI, and Masahiro DOGAKI

- * 教修 香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒761-0396 高松市林町 2217-20)
- ** 修士(工学) ㈱オリエンタルコンサルタンツ (〒150-0002 東京都渋谷区渋谷 1-16-14)
- *** 工博 香川大学教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒761-0396 高松市林町 2217-20)
- **** 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 study, the seismic resistance performance of structures is evaluated by the use of probability theory. The performance based-design method based on the reliability theory using demand spectra of yielding strength is proposed. In order to examine the usefulness of the proposed design method, dynamic analysis is carried out for the bridge pier of the single pillar with square section designed by the proposed design method. As an analyzed result, we obtained as follows: 1) A target reliability index has played the role of the safety factor well. 2) If the proposed design method is used, we can do the design in which the damage index permitted by the structure is fully employed efficiently. 3) If structures are designed by the proposed design method, they are guaranteed for survival within specified target reliability.

Key Words: steel bridge pier, seismic design, performance based-design, demand spectra of yielding strength, reliability theory, elasto-plastic large deflection seismic analysis

キーワード：鋼製橋脚，耐震設計，性能照査設計，必要降伏度スペクトル，信頼性理論，動的弾塑性有限変位解析

1. まえがき

土木・建築分野における構造物の設計は，世界の趨勢として，近年，国際標準である ISO2394 に準拠した信頼性設計基準に則って行われつつあり，次代の設計法として性能照査型設計が注目されている．このような背景のもと，わが国の設計基準も近い将来には ISO2394 に準拠した信頼性理論に基づく規定に改められ，性能照査型設計へ移行されるものと思われる．最近，道路橋示方書の耐震設計基準に性能照査型設計の考えが導入された．しかし，現時点ではいまだ信頼性理論に基づいた性能照査型設計には至っていない．

このような状況を鑑み，本論文では信頼性理論に基づいた構造物の耐震性能照査法を提案する．耐震性能の評価に際して，構造物の非線形応答が考慮された必要降伏強度スペクトルを用いる^{1), 2)}．まず，構造物の必要降伏強度の確率モデルを求める．そして，そのモデルを用いた鋼製橋脚の耐震性能照査法を提示する．さらに，動的解析によって，提示した照査法の妥当性を検討する．

本論文では，構造物の耐震性能を評価するために必要

降伏強度スペクトルを用いるが，これは構造物に関するパラメータすなわち固有周期，減衰比，復元力特性を表す2次剛性比，目標塑性率など，および地震動に関するパラメータすなわち地動最大加速度，地盤種別などの数多くのパラメータによって評価される．信頼性理論に基づいた耐震性能評価・設計の実務の簡略化を念頭におけば，これらすべてのパラメータを確率量として取り扱うことは非現実的である．したがって，ここでは各パラメータが種々の値をとった場合の構造物の必要降伏強度スペクトルを計算してその標準値を求め，個々のパラメータのばらつきを総合的に考慮したものとして，その標準値からのばらつきを確率量としてモデル化する．

2. 必要降伏強度スペクトルとその求め方

西村・室野¹⁾は，レベル2地震動に対応した構造物の耐震設計を念頭に，構造物の固有周期と降伏震度との関係を塑性率ごとに表した所要降伏震度スペクトルを作成し，それを利用した耐震性能照査法を提案した．家村・三上²⁾は，従来から研究されてきた損傷度指標を

目標性能指標に用い、目標性能を満足するために必要な降伏強度と塑性率のスペクトルを提案した。さらに、それを用いた性能評価を基準とする設計法を示した。西村・室野と家村・三上のスペクトルは呼称が異なるものの、その内容は同じで、構造物の地震損傷を許容内に抑さえるために必要な最小強度を与える非線形応答スペクトルを提案したものである。

本研究では、構造物の非線形応答を活用した耐震設計法の有用性を認め、必要降伏強度スペクトルに注目した。ここに、“必要降伏強度スペクトル”とは、縦軸に構造物の降伏強度をとって、塑性率や損傷度指標⁵⁾ごとの固有周期と降伏強度との関係を示した非線形応答スペクトル¹⁾のことで、“所要降伏強度スペクトル”とも呼ばれる。ちなみに、必要降伏強度の物理的意味は、「構造物が地震力を受けたとき、その損傷を許容値内に抑えるために必要な構造物の最小強度」である。

必要降伏強度スペクトルの算定法を線形一自由度系によって説明すれば¹⁾、つぎのとおりである。質量 m 、減衰係数 c 、ばね定数 k からなる線形一自由度系にモデル化される構造物に地震動加速度 $\ddot{x}_g$ が作用した場合、その運動方程式は

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (1)$$

のように与えられる。上式を m で除すれば、

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = -\ddot{x}_g \quad (2)$$

となる。ここに、 h は減衰定数 ($=c/2(mk)^{1/2}$)、 ω_0 は振動系の固有円振動数 ($=(k/m)^{1/2}$) である。

式(2)から明らかなように、減衰定数 h が設定され、固有周期 T が決まれば、応答値が一意的に求められる。すなわち、 m と k の組合せは無限に存在するが、その効果は1つのパラメータ T に支配される。

同じ非線形復元力特性を有する一自由度系の運動方程式は

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + P(x) = -m\ddot{x}_g \quad (3)$$

ここに、 $P(x)$ は復元力で、変位 x の関数である。上式を m で除すれば、

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \frac{P(x)}{m} = -\ddot{x}_g \quad (4)$$

となる。式(2)と式(4)を比較すれば、左辺の第3項が明らかに異なる。

ω_0^2 と $P(x)/m$ の関係について考えてみよう。たとえば、復元力特性 $P(x)$ が図-1(a)に示すようなバイリニアな関係で与えられているものとする。縦軸 $P(x)$ を質量 m で除すれば、図-1(b)のようになる。すなわち、 $P(x)/m$ は、傾きが ω_0^2 、 y 点の荷重が P_y/m となる。

減衰定数 h と復元力特性 $P(x)$ が既知であれば、固有周期 T と降伏強度 P_y を決定すれば、応答塑性率 μ_R も算定できる。したがって、異なった固有周期の振動系に対して降伏強度を変数に式(4)を解き、応答塑性率が目標塑

性率 μ_T になるまで繰り返し計算すれば、塑性率ごとの必要降伏強度スペクトルが得られる。

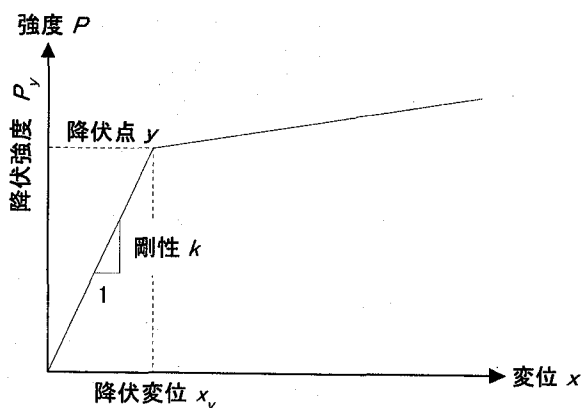
3. 必要降伏強度スペクトルの確率モデル

3.1 算定手法

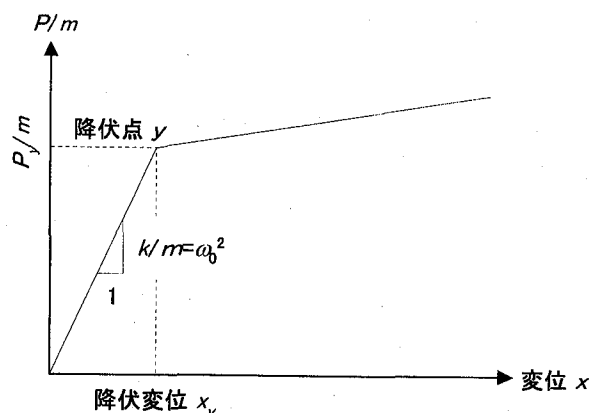
必要降伏強度の確率モデルを求めるフローを図-2に示す。その手順は以下のとおりである。

①パラメータの設定

構造物の固有周期、減衰定数、復元力の2次剛性比、目標塑性率、地震動強度、地盤種別を入力する。



(a) 荷重－変位関係



(b) 縦軸を m で正規化した荷重－変位関係

図-1 復元力特性

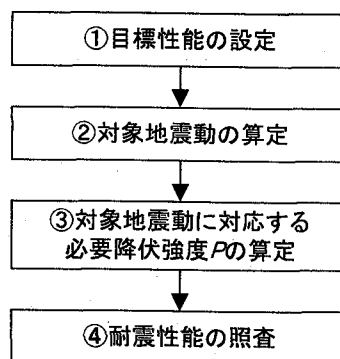


図-2 必要降伏強度の確率モデルの算定フロー

②入力地震動の振幅調整

①で設定された地盤種に対応する入力地震動を選定し、地震動強度にあわせて入力地震動の強度を振幅領域で調整する。

③必要降伏強度スペクトルの算定

②で振幅調整した入力地震動を用い、①で設定したパラメータごとに必要降伏強度スペクトルを算定する。

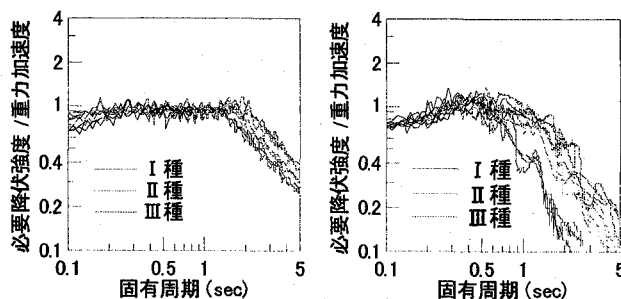
④必要降伏強度の確率モデルの算定

③で算定されたデータをパラメータごとに整理し、必要降伏強度の標準値を算定する。さらに、標準値に対するデータのばらつきを考慮して、データを確率分布にあてはめ、必要降伏強度の確率モデルを決定する。

3.2 必要降伏強度スペクトルの算定

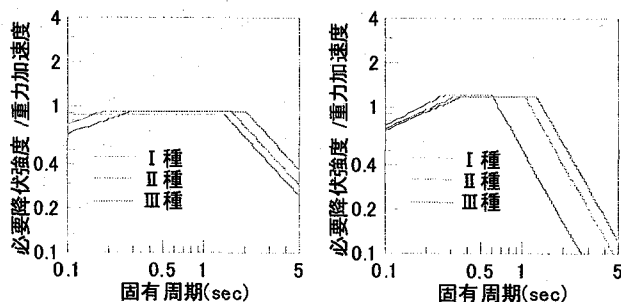
固有周期が $T=0.1 \sim 5.0(\text{sec})$ の構造物に対して、目標塑性率 μ_T を 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0 の 5 種類、地震動強度を 300gal, 400gal, 500gal, 600gal, 700gal, 800gal, 900gal, 1,000gal の 8 種類、地盤種を I 種, II 種, III 種の 3 種類に設定し、それぞれに対する必要降伏強度スペクトルを算出した。その一例を図-3 に示す。ただし、減衰定数を 0.05, 復元力特性の 2 次剛性比をゼロとした。また、入力地震動に道路橋示方書³⁾の標準地震入力波 (18 波) を振幅調整したものを用いた。

同図において、目標塑性率 $\mu_T=1.0$ に対する必要降伏強度スペクトルは、道路橋示方書³⁾で規定された地震時保有水平耐力法の照査に適用する標準加速度応答スペクトルによく一致する。道路橋示方書³⁾では、構造部材に非線形域での適当なねばりを持たせてエネルギー吸収



(a)タイプ I (400gal, $\mu_T=1.0$) (b)タイプ II (800gal, $\mu_T=2.0$)

図-3 必要降伏強度スペクトル



(a)タイプ I (400gal, $\mu_T=1.0$) (b)タイプ II (800gal, $\mu_T=2.0$)

図-4 必要降伏強度スペクトルの標準値

性能を高め、レベル 2 地震動に対する構造物の崩壊を免れるという観点から地震時保有水平耐力法を規定している。ここでは設計水平震度の標準値に $(2\mu_a-1)^{-0.5}$ を乗ずることで、許容される損傷に応じて設計水平震度を低減している。しかし、構造物の固有周期、地盤種別、地震

表-1 必要降伏強度の回帰式

(a) タイプ I 地震動

地盤種別	固有周期 T に対する P_{ny}
I 種	$H_{ny2} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c$ $H_{ny3} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{-1.0}$
II 種	$H_{ny1} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{0.33[d(\mu_T - 1.0) + 1.0]^e}$ $H_{ny2} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c$ $H_{ny3} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{-1.0}$
III 種	$H_{ny1} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{0.33[d(\mu_T - 1.0) + 1.0]^e}$ $H_{ny2} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c$ $H_{ny3} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{-1.0}$

(b) タイプ II 地震動

地盤種別	固有周期 T に対する P_{ny}
I 種	$H_{ny1} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{0.33[d(\mu_T - 1.0) + 1.0]^e}$ $H_{ny2} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c$ $H_{ny3} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{-1.0}$
II 種	$H_{ny1} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{0.33[d(\mu_T - 1.0) + 1.0]^e}$ $H_{ny2} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c$ $H_{ny3} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{-1.0}$
III 種	$H_{ny1} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{0.33[d(\mu_T - 1.0) + 1.0]^e}$ $H_{ny2} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c$ $H_{ny3} = a\{b(\mu_T - 1.0) + 1.0\}^c T^{-1.0}$

表-2 必要降伏強度の標準値のパラメータ

地震動	地盤種		a	b	c	d	e
タイプ I	I 種	H_{ny2}	0.0022	21.95	-0.19	-	-
		H_{ny3}	0.0031	4.22	-0.49	-	-
	II 種	H_{ny1}	0.0041	9.94	-0.40	0.21	-7.08
		H_{ny2}	0.0023	27.21	-0.19	-	-
	III 種	H_{ny3}	0.0037	1.92	-0.72	-	-
		H_{ny1}	0.0035	30.32	-0.28	0.19	-10.85
		H_{ny2}	0.0023	10.04	-0.24	-	-
	I 種	H_{ny3}	0.0047	1.60	-0.79	-	-
		H_{ny1}	0.0058	10.00	-0.40	1.96	-0.45
タイプ II	I 種	H_{ny2}	0.0026	6.62	-0.35	-	-
		H_{ny3}	0.0014	1.75	-0.84	-	-
	II 種	H_{ny1}	0.0047	9.43	-0.41	1.48	-0.81
		H_{ny2}	0.0026	19.28	-0.27	-	-
		H_{ny3}	0.0035	2.67	-0.69	-	-
	III 種	H_{ny1}	0.0043	8.56	-0.42	1.01	-1.22
		H_{ny2}	0.0026	8.93	-0.32	-	-
		H_{ny3}	0.0052	1.11	-1.11	-	-

動タイプによらず一つの式で耐力の低減を行っているため、すべてのケース（パラメータの差違による種々のケース）に同程度の耐震性能が保証できているか疑問が残る。特に、信頼性理論に基づく設計法では、いずれの場合も同程度の性能を保証する必要がある。それゆえ、実測値と標準値のばらつきが確率量で評価される。

3.3 回帰分析による必要降伏強度の標準値の算定

前節で得た必要降伏強度 P_{ny} を表-1 に示す 3 つの式 H_{ny1} , H_{ny2} , H_{ny3} に回帰させた。その結果、表-2 に示す必要降伏強度の標準値のパラメータ (a , b , c , d , e) を得た。これを図化すれば、図-4 となる。表中の回帰式から明らかなように、地動最大加速度が変化しても式中の変数 μ_T , T はそれに無関係なため、3 つの式が適用される固有周期の範囲は変わらない。一方、目標塑性率 μ_T が変化すれば、3 つの式の適用範囲は変化する。

そこで、表-3 に 3 つの式の適用範囲を目標塑性率ごとに示す。たとえば、目標塑性率が $\mu_T = 1.0$ で、地震動がタイプ I、地盤種が I 種の場合、適用範囲を表す数値が表中に 1.41(sec) として与えられている。これは、表-1 に 2 つの式で与えられているタイプ I 地震動、地盤種 I 種に対する必要降伏強度スペクトルの回帰式のうち、第 1 式が 1.41(sec) より短い固有周期の構造物に、第 2 式がそれより長い固有周期のそれに適用されることを意味する。同様に、タイプ I 地震動・地盤種 II 種では、0.29(sec) より短い固有周期の構造物に第 1 式が、0.29(sec) から 1.61(sec) の固有周期の構造物に第 2 式が、1.61(sec) より長い固有周期の構造物に第 3 式が適用される。

図-3 と図-4 の比較から明らかなように、 $\mu_T = 1.0$ の場合、データと標準値はよく一致する。一方、 $\mu_T = 2.0$, 3.0, 4.0, 5.0 の場合、標準値に対してデータが大きくばらつく。したがって、必要降伏強度を確定論的に扱うと、安全率を十分に取らなければ構造物の安全信頼性は確保されない。しかし、再現期間が数百年から数千年にもなるレベル 2 の地震動に対して、明確な根拠もなくいたずらに過剰な安全率を設けることは合理的でない。このことを踏まえ、信頼性理論に基づく耐震設計法を推奨し、必要降伏強度の確率モデルを提案する。

3.4 必要降伏強度の確率モデル

構造物の耐震設計では、地盤種別、地動最大加速度、目標塑性率が初期値として与えられる。構造物の固有周期は、その寸法諸元によって変動する。設計の簡便化を考えると、構造物の固有周期の変化に伴って必要降伏強度の確率モデルが変化することは好ましくない。本論文では、必要降伏強度の確率モデルを地盤種別、目標塑性率ごとに作成し、構造物の固有周期によらず一定であると仮定した。

種々の分布形の当てはめを行った結果、最も適合性のよい分布形は対数正規分布であった。したがって、ここでは必要降伏強度の確率モデルの分布形に対数正規分布

を仮定した。

必要降伏強度の確率モデルを対数正規分布に仮定すれば、その確率密度関数は

$$f_{P_{ny}}(x) = \frac{1}{\sigma_{\ln(x)} \sqrt{2\pi}} \frac{1}{x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \right)^2 \right] \quad (5)$$

のように与えられる。ここに、 $\mu_{\ln(x)}$ は必要降伏強度の標準値に相当する。つまり、確率変数 $\ln(x)$ に対する標準偏差 $\sigma_{\ln(x)}$ がわかれば、必要降伏強度の確率モデルが算出できる。3.2 のデータを用いて地盤種別、目標塑性

表-3 必要降伏強度スペクトルの標準値の適用範囲

地震動 地盤種	タイプ I			タイプ II		
	I 種	II 種	III 種	I 種	II 種	III 種
目標塑性率 μ_T	1.0	1.41	0.18	0.29	0.31	0.42
			1.61	2.05	0.70	1.20
	2.0	1.14	—	0.53	0.26	0.26
			1.41	1.71	0.64	1.14
	3.0	0.97	—	1.29	0.21	0.20
			1.11	1.37	0.57	1.01
	4.0	0.87	—	1.19*	0.17	0.17
			0.94	—	0.52	0.94
	5.0	0.81	—	—	0.16	0.15
			0.83	1.03	0.49	0.88

* $H_{ny1} \rightarrow H_{ny3}$

表-4 確率モデルに対する計算結果

塑性率	地震動	地盤種	$\sigma_{\ln}$
1	タイプ I	I 種	0.0551
		II 種	0.0537
		III 種	0.0722
	タイプ II	I 種	0.0699
		II 種	0.0736
		III 種	0.0662
2	タイプ I	I 種	0.1488
		II 種	0.1852
		III 種	0.1694
	タイプ II	I 種	0.1749
		II 種	0.1900
		III 種	0.2025
3	タイプ I	I 種	0.1599
		II 種	0.1696
		III 種	0.1842
	タイプ II	I 種	0.1927
		II 種	0.2140
		III 種	0.2401
4	タイプ I	I 種	0.1691
		II 種	0.1736
		III 種	0.1970
	タイプ II	I 種	0.1956
		II 種	0.2030
		III 種	0.2287
5	タイプ I	I 種	0.1739
		II 種	0.1834
		III 種	0.1974
	タイプ II	I 種	0.1930
		II 種	0.1990
		III 種	0.2232

率ごとに標準偏差 $\sigma_{\ln(x)}$ を算出した。計算結果を表-4に示す。ただし、表-3で示した必要降伏強度スペクトルの標準値の適用範囲や表-4に示す標準偏差は、少ない標準地震入力波（18波）から得られたもので、これらを用いて設計された構造物が必ずしも必要降伏強度を有した安定した性能を確保したものになる保証はない。このモデル化の妥当性については、後述の5.で適用事例を通して示す。

4. 信頼性理論に基づく構造物の耐震性能の照査法

4.1 限界状態関数の設定

本論文では、つぎの限界状態関数を仮定する。

$$Z = H_{max} - H_{ny} \quad (6)$$

ここに、 H_{max} は確定値として与えられる構造物の地震時保有水平耐力、 H_{ny} は対数正規分布で表される必要降伏強度である。ちなみに、 $Z > 0$ の場合には構造物は安全、 $Z < 0$ の場合には危険になる。

(1) 使用限界状態

使用限界状態とは、構造物または部材が過度の変形、変位、振動などを起こし、正常な使用ができなくなる状態をいう。ここでは、構造物の弾性限界を使用限界状態とした。すなわち、式(6)の必要降伏強度に $\mu_f=1.0$ の場合を適用する。

(2) 終局限界状態

終局限界状態は、構造物または部材が破壊、大変形、大変位などを起こし、機能や安定性を失う状態をいう。この状態は、構造形式、鋼やコンクリートなどの構成成分によって、その定義が異なる。平尾ら⁴⁾、家村・三上²⁾は、Park-Ang⁵⁾が提案した損傷度指標を用いて、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能照査法を提案した。ちなみに、この損傷度指標は、応答塑性率、終局変位靱性率、エネルギー靱性率からなっている。ここでは鋼製橋脚の終局限界状態を塑性率 μ_f によって定義する。すなわち、式(6)の必要降伏強度に $\mu_f > 1.0$ の場合を適用する。

4.2 耐震信頼性の評価法

本論文では、式(6)の限界状態関数のみで構造物の耐

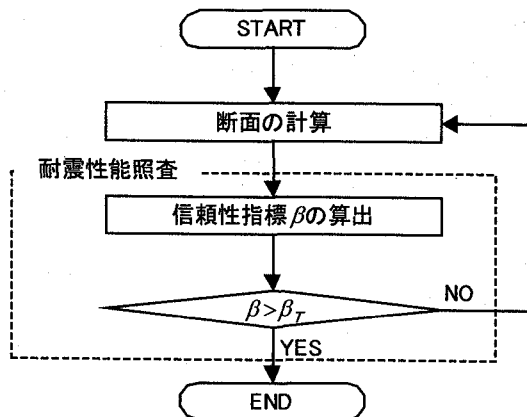


図-5 信頼性理論に基づく耐震性能照査の流れ

震信頼性を評価する。ここでは数値計算の簡単化のため、地震荷重モデルの確率分布を必要降伏強度の分布と同様、対数正規分布に仮定した。なお、信頼性の評価にHasofer-Lindの信頼性指標 β を用いた。

4.3 鋼製橋脚の耐震性能の照査法

地震動は不規則で再現性に乏しい外力であるため、構造物が同じ規模の地震動を受けてもその応答は決して同じにならない。したがって、耐震設計で用いる地震動（対象地震動）の規模を明確にしても、すべての対象地震動に対して構造物の生存を保証することはできない。ここでは対象地震動の規模を規定し、その規模の地震動が発生したときの構造物の生存を確率で保証する。すなわち、構造物の生存確率を信頼性指標 β で表し、それが目標信頼性指標 β_T となるように構造物を設計する。図-5に設計の流れを示す。

5. 耐震性能照査法の適用例とその検討

4.で提案した耐震性能照査法を用い、鋼製橋脚の耐震設計を行う。さらに、レベル2地震動を入力地震波とした動的解析を行い、本論文で提案した地震荷重の確率モデルと耐震性能照査法の有効性を示す。

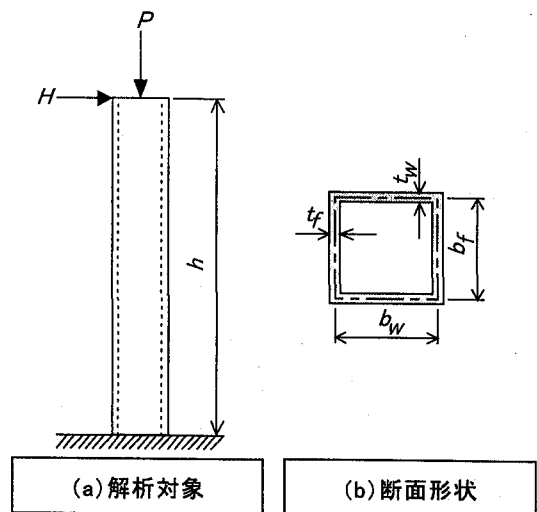


図-6 解析対象モデル

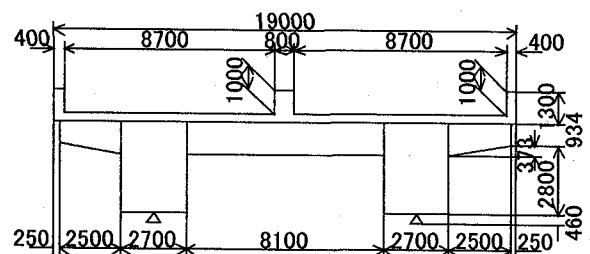


図-7 橋脚が支持する上部構造

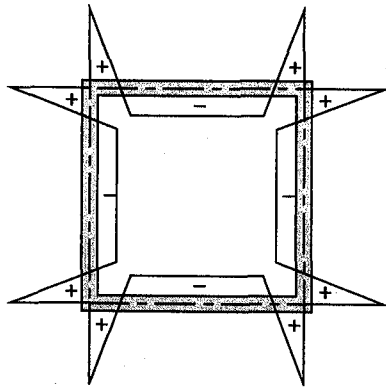


図-8 残留応力分布

5.1 対象構造物

解析対象を図-6(a)に示すような単柱形式の鋼製橋脚とする。実務では、橋脚の断面は一般に補剛断面で設計される。ここでは数値計算の簡単化のため、鋼柱の断面形状を図-6(b)に示す正方形の無補剛箱形断面とする。フランジ幅 b_f と腹板高 b_w は等しく、1,500、2,000、3,000mm の3 ケースとする。設計の簡単化のため、フランジ厚 t_f と腹板厚 t_w も同じにおいた。ここでは道路橋示方書³⁾を参考に、局部座屈が生じないような断面を考え、最小板厚を

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{b_w}{t_w} \leq 48 \quad (7)$$

を満足するように決定した。なお、使用鋼種は SM490Y である。

上部構造に図-7に示す RC 床版を有する鋼製2主箱桁橋を想定し、支間長が 40m 程度の連続高架橋を支える橋脚とした。これをもとに、上部構造の反力に相当する鉛直荷重 P を算出し、10.84MN を得た。

5.2 鋼製橋脚に生じる初期不整

単柱形式の鋼製橋脚に生じる初期不整として、溶接による残留応力と面内水平方向の初期たわみを考える。

(1) 残留応力

鋼柱の製作によって生じる不可避免的な残留応力として、図-8に示す台形分布を仮定する。ただし、溶接部以外の部分に生じる圧縮応力は $0.2\sigma_y$ である。

(2) 初期たわみ

道路橋示方書³⁾では、圧縮材の最大初期たわみを部材長の $1/1,000$ 倍に定めている。片持ち柱に換算すれば、柱高 h の $1/500$ 倍となる。部材に生じる初期たわみは柱の位置で異なり、その分布はランダムである。ここでは初期たわみをつぎのように仮定する。

$$w_0(x) = w_f \frac{h}{500} \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2h} \right) \quad (8)$$

ここに、 w_f は道路橋示方書³⁾に規定される製作誤差を

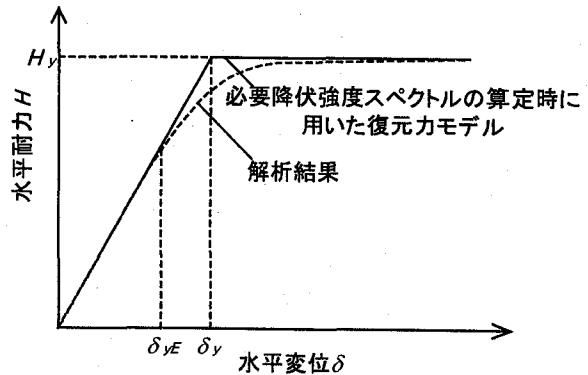


図-9 降伏強度と降伏水平変位

係数倍するパラメータである。

5.3 対象構造物の地震時保有水平耐力

(1) 解析モデルと載荷方法

正方形断面からなる単柱形式の鋼製橋脚の幅 $b_f = b_w$ を 1,500、2,000、2,500mm の3 ケースとして、板厚 $t_f = t_w$ を 32、42、52mm から 70mm まで 1mm ずつ変化させたモデルを弾塑性有限変位解析した。載荷方法として、柱頭に上部構造の死荷重に相当する圧縮力を作用させた後、地震作用に相当する水平方向強制変位を柱頭に単調載荷した。

(2) 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力

鋼製橋脚の地震時保有水平耐力 H_{max} は、その基部に塑性ヒンジが形成された時の水平力とする。ただし、鋼材の応力-ひずみ関係にひずみ硬化を考慮した bi-linear を仮定し、降伏後の接線係数を縦弾性係数の $1/100$ 倍とした。

5.4 対象構造物の信頼性解析

さまざまな目標塑性率と地盤種別に対して信頼性解析を行うと、解析の数が膨大になる。構造物を設計する際には、建設地点（地盤種別）と対象とする地震動に対する損傷度が事前に決定されている。ここでは地盤種をⅡ種地盤に限定し、対象とする地震動に対する損傷度を以下のように仮定した。

- ①タイプⅠ地震動の場合、地動最大加速度 $A_{max}=400\text{gal}$ を想定する。そのときの構造物の損傷を $\mu_f=1.0$ とし、その損傷に対して信頼性指標 $\beta_T=3.0$ を確保する。
- ②タイプⅡ地震動の場合、地動最大加速度 $A_{max}=800\text{gal}$ を想定する。そのときの構造物の損傷を $\mu_f=2.0$ とし、それに対する信頼性指標を、比較のため、 $\beta_T=1.0$ 、2.0 の2 ケースとする。

(1) 必要降伏強度の確率モデルの算出

固有周期 T を表-1 の式に代入し、それぞれの解析モデルに対する必要降伏強度の標準値を算出した。得られた標準値を式(5)に代入し、必要降伏強度の確率モデルを決定した。ただし、構造物の固有周期は自由振動解析

表-5 目標塑性率 μ_T に対する信頼性指標 β

(a) $b_f = b_w = 1,500\text{mm}$

$t_f = t_w$ (mm)	μ_T		$t_f = t_w$ (mm)	μ_T		$t_f = t_w$ (mm)	μ_T		$t_f = t_w$ (mm)	μ_T	
	1.0	2.0		1.0	2.0		1.0	2.0		1.0	2.0
			41	-8.71	-3.74	51	-7.06	-2.53	61	-5.30	-1.52
32	-10.19	-5.13	42	-8.54	-3.61	52	-6.91	-2.43	62	-5.00	-1.43
33	-10.03	-4.97	43	-8.37	-3.47	53	-6.72	-2.31	63	-4.74	-1.36
34	-9.86	-4.80	44	-8.18	-3.32	54	-6.54	-2.20	64	-4.45	-1.28
35	-9.71	-4.64	45	-7.99	-3.18	55	-6.37	-2.09	65	-4.18	-1.20
36	-9.54	-4.48	46	-7.83	-3.06	56	-6.18	-1.97	66	-3.90	-1.12
37	-9.35	-4.31	47	-7.68	-2.95	57	-6.02	-1.87	67	-3.65	-1.05
38	-9.17	-4.14	48	-7.52	-2.84	58	-5.86	-1.77	68	-3.36	-0.97
39	-9.01	-4.00	49	-7.36	-2.73	59	-5.72	-1.69	69	-3.03	-0.87
40	-8.85	-3.87	50	-7.21	-2.63	60	-5.54	-1.61	70	-2.73	-0.79

(b) $b_f = b_w = 2,000\text{mm}$

$t_f = t_w$ (mm)	μ_T		$t_f = t_w$ (mm)	μ_T		$t_f = t_w$ (mm)	μ_T	
	1.0	2.0		1.0	2.0		1.0	2.0
			51	2.23	0.61	61	5.62	1.61
42	-1.26	-0.37	52	2.64	0.73	62	5.79	1.69
43	-0.78	-0.24	53	3.03	0.84	63	5.93	1.77
44	-0.39	-0.13	54	3.40	0.94	64	6.06	1.85
45	0.02	-0.01	55	3.81	1.06	65	6.20	1.93
46	0.42	0.10	56	4.18	1.17	66	6.34	2.00
47	0.77	0.20	57	4.54	1.27	67	6.48	2.08
48	1.14	0.31	58	4.86	1.36	68	6.63	2.15
49	1.50	0.41	59	5.16	1.44	69	6.78	2.22
50	1.86	0.51	60	5.41	1.52	70	6.91	2.29

(c) $b_f = b_w = 2,500\text{mm}$

$t_f = t_w$ (mm)	μ_T		$t_f = t_w$ (mm)	μ_T		$t_f = t_w$ (mm)	μ_T	
	1.0	2.0		1.0	2.0		1.0	2.0
			61	10.93	3.95			
52	8.77	3.12	62	11.20	4.04			
53	9.00	3.22	63	11.46	4.13			
54	9.22	3.30	64	11.71	4.21			
55	9.45	3.39	65	11.97	4.30			
56	9.68	3.48	66	12.24	4.39			
57	9.91	3.57	67	12.50	4.47			
58	10.17	3.67	68	12.76	4.56			
59	10.42	3.76	69	13.01	4.63			
60	10.68	3.86	70	13.26	4.71			

から求めた。

(2) 対象構造物の信頼性解析

信頼性解析の前に、必要降伏強度スペクトルを求めたときの降伏強度と静的解析によって求めたそれとの定義を一致させる必要がある。図-9 に必要降伏強度の算定時に用いた復元力モデルと静的解析結果を示す。図中、 δ_{yE} は鋼柱の基部が降伏モーメントに達した時点の水平変位である。図から明らかなように、構造物の水平耐力は必要降伏強度に漸近する。本論文では、必要降伏強度 H_{ny} と地震時保有水平耐力 H_{max} が同一として信頼性解析を行う。ただし、必要降伏強度スペクトルの算定時に bi-linear 型の復元力モデルを用いた。したがって、静的解析によって得られた復元力特性と非線形域での挙動が多少なりとも異なる。この差は、復元力を tri-linear 型もしくは tetra-linear 型にモデル化することで緩和できる。必要降伏強度を算定した際は、図中の δ_y を降伏水平変位と定義し、その値と最大水平変位の比を塑性率とした。したがって、損傷度の指標として用いる目標塑性率 μ_T がつぎのようになることに注意を要する。

$$\mu_T = \frac{3EI\delta_{max}}{h^3 H_{max}} \quad (9)$$

ここに、 δ_{max} は最大応答変位、 EI は曲げ剛さである。

以上のことを踏まえ、解析モデルの信頼性解析を行うと、表-5 が得られる。同表から、 $\mu_T = 1.0$ に対しては、幅 $b_f = b_w = 2,000\text{mm}$ 、板厚 $t_f = t_w = 55\text{mm}$ の断面（モデル

1）が、 $\mu_T = 2.0$ に対しては幅 $b_f = b_w = 2,000\text{mm}$ 、板厚 $t_f = t_w = 66\text{mm}$ の断面（モデル 2）が最適な断面であった。

5.5 動的解析による照査

前節で得られた 2 種類の断面からなる単柱形式の鋼製橋脚に対して弾塑性時刻歴応答解析を行い、地震荷重モデルと信頼性理論に基づく耐震性能照査法の妥当性を検討する。

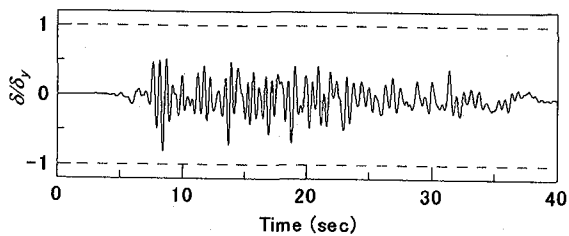
(1) 入力地震波

動的解析での入力地震波として、道路橋示方書³⁾の標準地震入力例のうち、II 種地盤の入力地震波を用いた（表-6 参照）。タイプ I 地震動の地動最大加速度が $A_{max} = 400\text{gal}$ 、タイプ II 地震動のそれが $A_{max} = 800\text{gal}$ となるようにそれぞれ振幅を調整した。

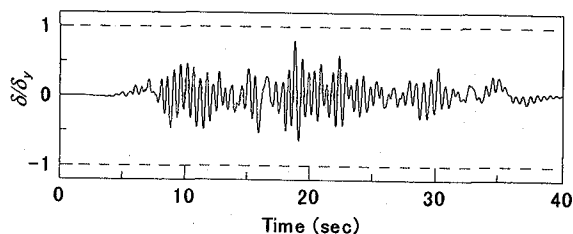
(2) 動的解析の結果

単柱形式の鋼製橋脚に対して動的解析を行った結果、図-10 を得た。図中、点線は仮定された損傷度すなわち $\mu_T = 1.0$ 、 $\mu_T = 2.0$ の値を示している。図から明らかなように、すべての地震動に対して、構造物の挙動が規定値内に収まっている。また、板厚 $t_f = t_w = 55\text{mm}$ の断面からなる単柱は、 $t_f = t_w = 66\text{mm}$ の断面からなるそれに比べると、応答値が大きくなっており、信頼性指標 β が安全率の役割を果たしていることがわかる。

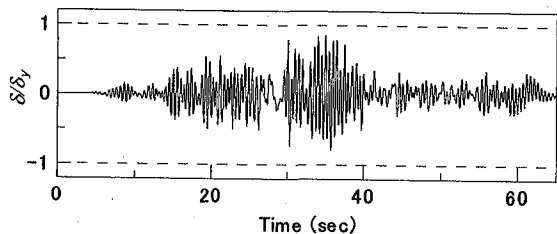
以上の結果から、本論文で提案した地震荷重モデルを用い、信頼性理論に基づく耐震性能照査法によって耐震



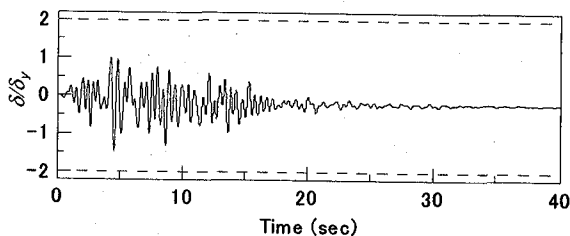
(1) 入力地震動11($A_{max}=400\text{gal}$), $t_r=t_w=55\text{mm}$, $\mu_T=1.0$



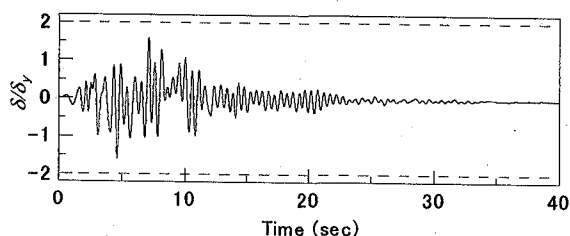
(2) 入力地震動12($A_{max}=400\text{gal}$), $t_r=t_w=55\text{mm}$, $\mu_T=1.0$



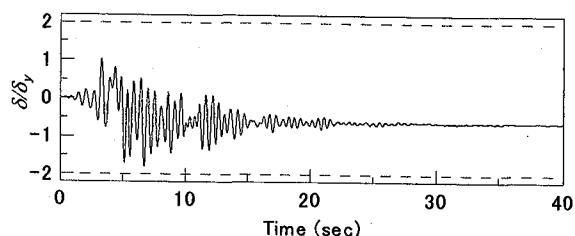
(3) 入力地震動13($A_{max}=400\text{gal}$), $t_r=t_w=55\text{mm}$, $\mu_T=1.0$



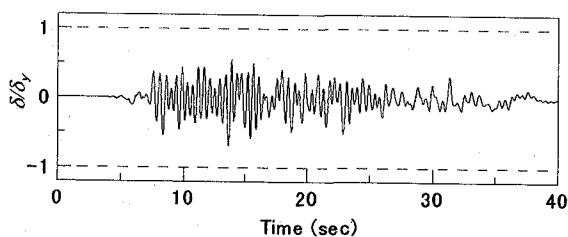
(4) 入力地震動21($A_{max}=800\text{gal}$), $t_r=t_w=55\text{mm}$, $\mu_T=2.0$



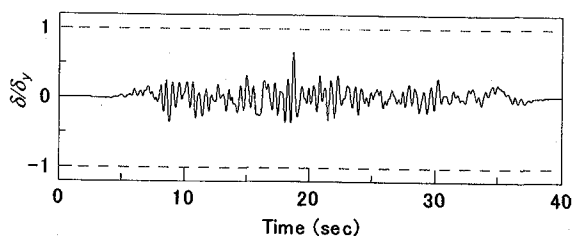
(5) 入力地震動22($A_{max}=800\text{gal}$), $t_r=t_w=55\text{mm}$, $\mu_T=2.0$



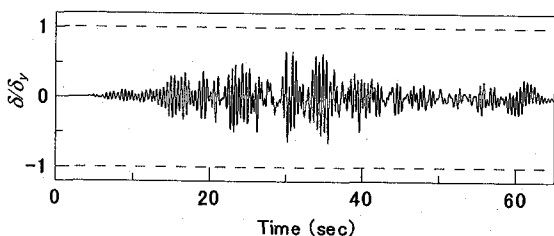
(6) 入力地震動23($A_{max}=800\text{gal}$), $t_r=t_w=55\text{mm}$, $\mu_T=2.0$



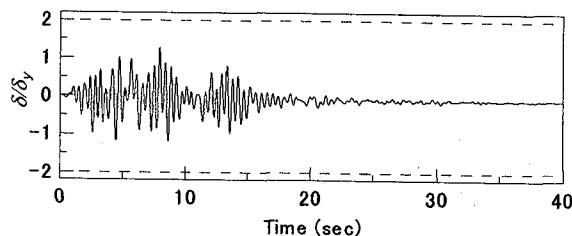
(7) 入力地震動11($A_{max}=400\text{gal}$), $t_r=t_w=66\text{mm}$, $\mu_T=1.0$



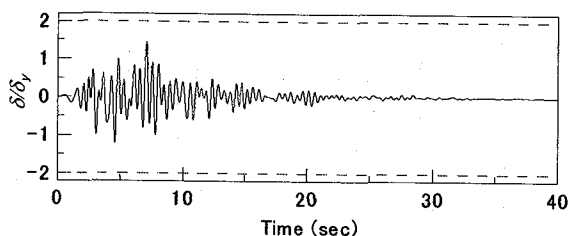
(8) 入力地震動12($A_{max}=400\text{gal}$), $t_r=t_w=66\text{mm}$, $\mu_T=1.0$



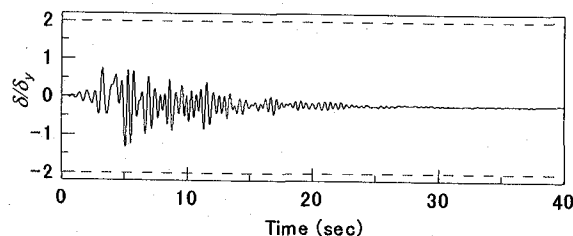
(9) 入力地震動13($A_{max}=400\text{gal}$), $t_r=t_w=55\text{mm}$, $\mu_T=1.0$



(10) 入力地震動21($A_{max}=800\text{gal}$), $t_r=t_w=66\text{mm}$, $\mu_T=2.0$



(11) 入力地震動22($A_{max}=800\text{gal}$), $t_r=t_w=66\text{mm}$, $\mu_T=2.0$



(12) 入力地震動23($A_{max}=800\text{gal}$), $t_r=t_w=66\text{mm}$, $\mu_T=2.0$

図-10 単柱形式の鋼製橋脚の動的解析による柱頭での応答変位

表-6 動的解析に用いた入力地震波

地震動	地震名	マグニチュード	観測地点	成分	番号
タイプⅠ	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上	LG	11
				TR	12
	1994年北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上	TR	13
タイプⅡ	1995年兵庫県南部地震	7.2	JR西日本鷹取駅構内地盤上	N-S	21
				E-W	22
			大阪ガス葺合供給所構内地盤上	N27W	23

設計を行うと、確率論的な立場から構造物の生存が保証される。

なお、本結果は限定された条件のもとで得られたもので、実務設計に用いるためには、今後さまざまな条件下での数値解析を行い、より多くの情報を収集しておく必要がある。

6. 結論

本論文では、地震荷重モデルとして、必要降伏強度スペクトルに注目し、その確率モデルを提案した。また、その地震荷重モデルを用いた耐震性能照査法を提案した。さらに、この手法で設計した単柱形式の鋼製橋脚に対する動的解析を行い、本提案手法の妥当性を検討した。本論文で得られた結果を要約すれば、以下のようである。

- 1) 目標とする信頼性指標 β がうまく安全率の役割を果たしている。
- 2) 本設計法によると、構造物に許容される損傷度を十分に生かした設計ができる。
- 3) 本手法によると、構造物の生存を信頼性理論の立場から保証できる。

なお、ここでは単柱形式の橋脚を対象とした。必要

降伏強度を算出する際の復元力特性を代えれば、ラーメン橋脚などの耐震設計も同様の方法で行うことができると考えられる。

参考文献

- 1) 西村昭彦・室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，No. 13，No. 2，pp. 47-51，1999-2.
- 2) 家村浩和・三上 卓：目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル，土木学会論文集，No. 689/I-57，pp. 333-342，2001-10.
- 3) 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.
- 4) 平尾 潔・笹田修司・成行義文・沢田 勉・川端茂樹：所要降伏強度非スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査法について，土木学会論文集，No. 525/I-33，pp. 213-225，1995-10.
- 5) Park, Y. J. and Ang, A. H.-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Proc. of ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739, 1985-4.

(2002年9月13日受付)