

降伏応力度等のばらつきが 鋼製橋脚の耐震性評価に与える影響に関する検討

森口 智聡* 小野 潔** 西村宣男***

*大阪大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

**工修 大阪大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

***工博 大阪大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

震災による被害を踏まえ、平成8年12月に道路橋示方書・同解説V耐震設計編が改訂され、鋼製橋脚に関しては、塑性域での耐力や変形性能を考慮した設計法が新たに追加された。既往の研究では、降伏応力度が大きいことは部材の変形性能を危険側に評価する可能性があるとして指摘されている。本研究では、材料強度等のばらつきおよび耐力・変形性能を評価する際の評価式自体の評価誤差によって生じるばらつきが、矩形断面鋼製橋脚の耐力・変形性能等の耐震性の評価に与える影響についての検討を行った。その結果、変形性能の評価には、降伏応力度のばらつきよりも評価式の精度が大きく関与していることが確認された。また、耐震性評価に与える不確定要素を検討する上で、鋼材の材料特性について詳細な調査を行った。

Key Words : seismic design, Monte Carlo simulation, box section steel bridge pier, uncertainty of yield stress

1. まえがき

平成7年1月17日の兵庫県南部地震では、道路橋の鋼製橋脚についても多くの被害を受けた。その後、鋼製橋脚について、正負交番載荷実験や解析等により¹⁾、耐荷力向上、変形性能向上に関する検討が実施され、鋼製橋脚の耐震設計に有用な知見が得られた。それらの成果の一部は、平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁾の規定にも反映された。その中で、鋼製橋脚に関しては、従来の弾性域での力を基本とした設計である震度法に加え、塑性域での耐力や変形性能を考慮した設計法が新たに追加された。

ところで、設計で用いられる公称値と実際の材料強度とは異なり、さらに材料強度自体にもばらつきが存在する。実際の鋼材の降伏応力度は設計で用いられる降伏応力度より高く、このことは、一般に部材耐力を増加させる傾向にある。従来の震度法に基づく許容応力度法による設計では、降伏応力度が高いことは安全側に評価されると解されてきた。しかしながら、材料強度のばらつきは部材の耐力特性のみならず、変形性能にも影響を及ぼす。したがって、塑性域での耐力・変形性能を考慮して構造物の耐震性を照査する場合、材料強度のばらつきが耐力と変形性能の両者に与える影響を考慮する必要がある。鉄筋コンクリート橋脚に関しては、これら両者を考慮した研究³⁾も既にされている。ところが、既往の鋼製橋脚の研究では、変形性能に及ぼす影響に関する検討がほとんどされていない。また、鋼製橋脚の変形性能を検討した数少ない既往の研究⁴⁾では、鋼材の実際の降伏応力度が設計で用いられる公称降伏応力度より

大きいことが耐力の場合とは反対に部材の変形性能を危険側に評価させるという指摘もされている。

一方、構造物の耐震性を評価する耐力評価式、変形性能評価式自体にもばらつきが存在し、そのばらつきは耐震性評価において材料強度のばらつきより大きな影響を及ぼすとも言われている⁵⁾。したがって、構造物の耐震性を評価するためには、材料強度等のばらつき、さらにそれを評価する際の評価式自体の評価誤差によって生じるばらつき等を総合的に評価する必要がある。

本研究では、まず鋼材の機械的性質について調査した。鋼材の機械的性質のばらつきを調査した研究には、福本ら⁶⁾、青木ら⁷⁾によるものがある。しかしながら、これらの研究はどれも20余年前のものであるため、現在使用されている鋼材が同等の性質を持つ妥当性を検証する必要がある。そこから得られた材料強度等の確率特性が、矩形断面鋼製橋脚の耐力・変形性能の評価に与える影響について検討した。耐力・変形性能の評価手法としては、橋脚の最大水平荷重および最大水平荷重時変位を比較的簡単に計算できる評価式を用いた方法⁸⁾と、橋脚の曲げ-曲率(M- Φ)関係を利用して最大水平荷重および最大水平荷重時変位に対応する許容変位を計算する方法⁹⁾を用いた。続いて、耐力・変形性能を評価する際の評価式自体の評価誤差によって生じるばらつきについて検討を行い、これら全ての変動要因を考慮したもとで、実橋脚モデル想定した、耐力および変形性能の評価に与える影響について定量的な検討を行った。本論文は、これらの検討結果について報告するものである。

表-1 SM490 材の機械的性質に関する統計量

		降伏応力度 σ_y (kN/mm ²)			引張強度 σ_u (kN/mm ²)			破断伸び ϵ_f (%)		
		本調査結果	青木ら	JMC	本調査結果	青木ら	JMC	本調査結果	青木ら	JMC
t ≤ 16	標本数N	240	38	475	240	38	475	240	24	475
	平均値M	370	363	381	540	532	531	38.82	26.56	25.17
	変動係数V	0.07116	0.08495	0.08355	0.03945	0.05234	0.03560	0.06254	0.14680	0.10020
16 < t ≤ 40	標本数N	-	15	478	-	15	478	-	11	478
	平均値M	-	343	359	-	532	527	-	29.23	27.24
	変動係数V	-	0.07920	0.09769	-	0.03987	0.03706	-	0.15060	0.08152
40 < t	標本数N	-	1	371	-	1	371	-	1	284
	平均値M	-	367	355	-	547	537	-	37.00	31.96
	変動係数V	-	-	0.07909	-	-	0.03742	-	-	0.08097
Total	標本数N	240	54	1324	240	54	1324	240	36	1237
	平均値M	370	358	366	540.000	532	531	38.820	27.67	27.53
	変動係数V	0.07116	0.08608	0.09324	0.03945	0.04842	0.03744	0.06254	0.16010	0.12870

2. 鋼材の機械的性質に関する調査

2.1 調査対象

「道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書」¹⁾による鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験の際、供試体に用いた鋼材の引張試験が行なわれた。この章では、その試験結果を整理し、降伏応力度や引張強度等、鋼材の機械的性質の調査を行った。さらに、既往の研究と比較するとともに、鋼材の材料特性について統計的性質をまとめた。

今回整理したのは、上記の実験において調査された降伏応力度 σ_y 、引張強度 σ_u 、破断伸び ϵ_f 、板厚 t の4項目とした。供試体に使用された鋼材はSM490材である。それぞれの値は一般に設計で用いられる公称値等により無次元化を行った。なお、JISの規定に従い、SM490材の公称降伏応力度は315N/mm²、公称引張強度は下限値を用いて490N/mm²とした。また、破断伸びについては今回26%を基準値とすることとした。本論文では、公称値には添え字「N」を用いて表し、引張試験から求めた材料値には添え字「M」を用いて表してある。

- σ_{yM} : 材料試験結果による降伏応力度
- σ_{yN} : 公称降伏応力度(=315kN/mm²)
- σ_{uM} : 材料試験結果による引張強度
- σ_{uN} : 公称引張強度(=490kN/mm²)
- ϵ_{fM} : 材料試験結果による破断伸び
- ϵ_{fN} : 本稿で基準とした破断伸び(=26%)
- t_M : 材料試験結果による実測板厚
- t_N : 設計公称板厚

2.2 調査結果

降伏応力度 σ_y 、引張強度 σ_u 、破断伸び ϵ_f の調査結果を表-1に、板厚 t の調査結果を表-2に、降伏応力度のヒストグラムを図-1に示す。グラフの横軸は公称値により基準化している。なお、降伏応力度等鋼材の機械的性質は板厚に影響を受けるとされているが¹⁰⁾、今回整理した文献1)のSM490材は全て板厚が16mm以下であった。表-1には比較として、鋼種・板厚を細かく区分けして統計量をまとめている文献7)による青木ら、およびJMC(材)建材試験センター)の調査結果を示してある。降伏応力度のヒストグラムについては、文献7)の調査結果のうちSM490材で板厚16mm以下に関する分布形を同時に示す。

(1) 降伏応力度

降伏応力度に関し、今回整理した文献1)の材料試験結果と公称値の比 σ_{yM}/σ_{yN} の平均値は1.176であり、標準偏差が

表-2 板厚の統計量

	本調査結果
平均値V	1.003
標準偏差S	0.01236
変動係数ω	0.01232
分布形状	正規

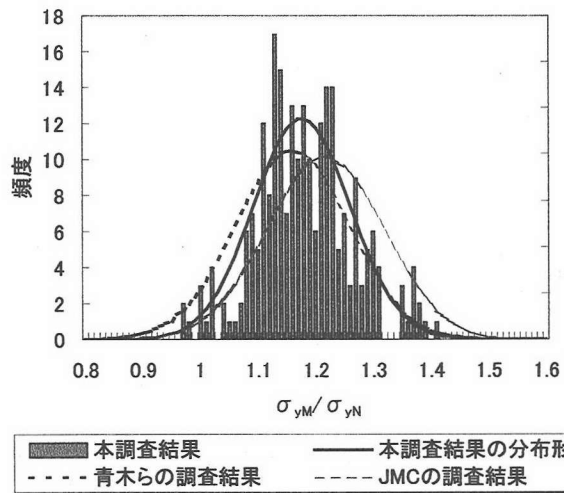


図-1 降伏応力度の分布形

0.08369、変動係数が7.116%である。青木らの調査では、平均値が1.152、標準偏差が0.09789、変動係数が0.08495である。また、JMCの調査結果では、平均値が1.210、標準偏差が0.1011、変動係数が0.08355である。今回調査した鋼材の降伏応力度は青木らの調査結果、JMCの調査結果とほぼ同じである。

(2) 引張強度

引張強度に関し、今回整理した文献1)の材料試験結果と公称値の比 σ_{uM}/σ_{uN} は平均値1.102で、標準偏差は0.04350である。この変動係数3.945%は降伏応力の変動係数の約55%で、降伏点応力に比べて変動が小さいことがわかる。青木らの調査では、平均値が1.086、標準偏差が0.05683、変動係数が0.05234であり、JMCの調査結果では、平均値が1.084、標準偏差が0.03858、変動係数が0.03560である。

(3) 破断伸び

破断伸びに関し、今回整理した文献1)の材料試験結果と本稿での基準値の比 $\epsilon_{fM}/\epsilon_{fN}$ の平均値は1.493と他の機械的性質と違って両者の間に大きな差が生じている。また、標準偏差は0.09337、変動係数は6.254%である。これに対し、青木ら、JMCらの調査結果は若干異なっている。青木らの調査では、平均値が1.022、標準偏差が0.1439、変動係数が0.1468であり、

JMC の調査結果では、平均値が0.968、標準偏差が0.09706、変動係数が0.1002である。破断伸びについては試験片の大きさが影響を及ぼすと言われている¹⁰⁾が、既往の研究では調査された試験片の大きさが明記されていなかった。そのため、既往の調査結果が本研究で整理した5号試験片とは異なった試験片のものであった可能性もあり、それが結果の差異を生じたことも考えられる。

(4) 板厚

今回整理した文献1)の実際に計測した板厚と設計公称板厚の比 t_M/t_N の平均値は1.003であり、標準偏差が0.01236、変動係数が1.232%である。この値は降伏応力度の変動係数の約17%にあたる。

3. モンテカルロシミュレーションによる部材の耐力・変形性能の評価

3.1 評価方法

材料特性のばらつきが鋼製橋脚の耐力および変形性能の評価に与える影響について検討するため、実際の設計で用いられる公称値を使って算出される数値と材料特性のばらつきを考慮して算出される数値との比較を行った。ここで、耐力については正負交番荷重実験から得られる最大水平荷重を、変形性能については、正負交番荷重実験から得られる最大水平荷重時変位もしくは最大水平荷重時変位に対応する許容変位を指標として評価した。鋼製橋脚の力学特性に影響を及ぼす要因としては、降伏応力度、弾性係数、断面積、部材寸法、作用軸力、供試体高さ等のばらつきが考えられる。ここでは、耐震設計において材料特性として与える諸数値全てを確率変数として取り扱うこととした。降伏応力度のばらつきに関しては、2章の結果より、今回本研究で整理を行った建設省土木研究所等の共同研究での鋼材の引張試験の表1の調査結果を採用した。断面積のばらつきに関しては、板厚 t に対して、部材幅、リブ長は十分に長く、鋼材の切断時に生じる誤差は板厚のばらつきに与える影響に比べ小さいと考え断面積のばらつきは板厚のばらつきに対し線形的に変化するものと見なして計算を行った。弾性係数 E 、せん断弾性係数 G 、ポアソン比 ν のばらつきに関しては、これら全てを調査している文献7)の調査結果に基づいて仮定した。また、作用軸力のばらつきおよび供試体高さのばらつきに関しては文献3)に基づいて仮定してある。これらのばらつきは完全無相関ではなく少なからず相関を持つ要因も存在する。しかしながら、相関性を設定するのは非常に難しいことから、本研究では個々のばらつきは完全無相関であると考え、さらに文献3)および文献11)を基に、個々の要因は正規分布に従うものと仮定した。さらに、2章で行なった材料特性等のばらつきの調査結果、表1より降伏応力度の変動係数に比べ他の材料特性の変動係数が小さかったことから、降伏応力度のばらつきに比べ他のばらつきが橋脚の力学特性に及ぼす影響は小さいと考え、降伏応力度のみを確率変数として取り扱ったケースも検討してある。ここでの降伏応力度のばらつきについても、前述の理由により、今回の調査結果、表1から得られたばらつきを用い、平均値1.176、標準偏差0.08369の正規分布に従

表-3 仮定した変動要因

	基準値	平均値M	変動係数 ω
降伏応力度 σ_{yM}/σ_{yN}	315kN/mm ²	1.176	0.07116
作用軸力 N_M/N_N	設計値	1.050	0.05000
弾性係数 E_M/E_N	2.06×10^5 N/m ²	1.000	0.06000
せん断弾性係数 G_M/G_N	7.92×10^4 N/m ²	1.015	0.06000
ポアソン比 ν_M/ν_N	0.3	0.917	0.01000
板厚 t_M/t_N	設計値	1.003	0.01232
供試体高さ h_M/h_N	設計値	1.000	0.01000

表-4 変動要因のサンプリング結果

	基準値	平均値M	変動係数 ω
降伏応力度 σ_{yM}/σ_{yN}	315kN/mm ²	1.152	0.07329
作用軸力 N_M/N_N	設計値	1.071	0.05234
弾性係数 E_M/E_N	2.06×10^5 N/m ²	1.044	0.05943
せん断弾性係数 G_M/G_N	7.92×10^4 N/m ²	1.057	0.06255
ポアソン比 ν_M/ν_N	0.3	0.889	0.01022
板厚 t_M/t_N	設計値	0.953	0.01183
供試体高さ h_M/h_N	設計値	1.026	0.00976

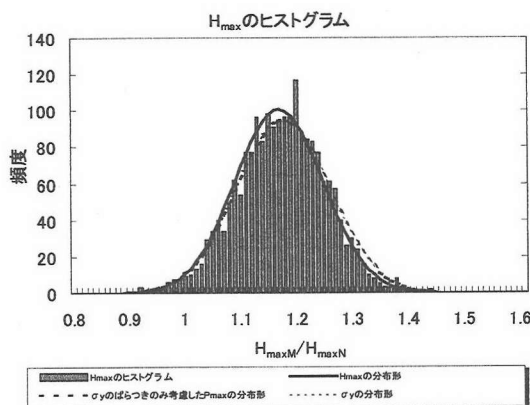


図-2 すべての材料特性または降伏応力度のみを確率変数とした場合の比較 (最大水平荷重)

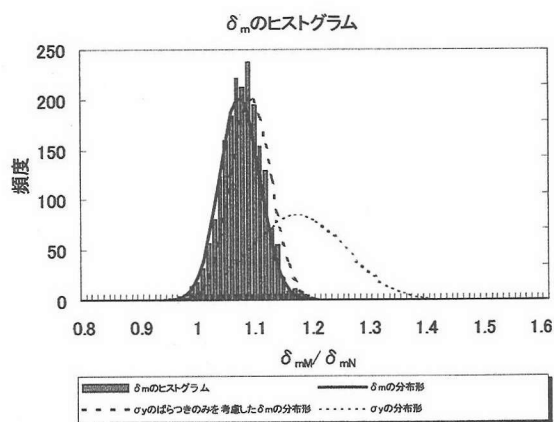


図-3 すべての材料特性または降伏応力度のみを確率変数とした場合の比較 (最大水平荷重時変位)

表-5 すべての材料特性または降伏応力度のみを確率変数とした場合の比較 (最大水平荷重、最大水平荷重時変位)

No. 2	H_{maxM}/H_{maxN}		δ_{mM}/δ_{mN}	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数
全材料特性	1.166	0.06595	1.068	0.03144
降伏応力度のみ	1.169	0.06789	1.074	0.03278

うものと仮定した。ばらつきの指標に関しては、母集団の標本誤差の不偏推定量を用いた。また、ばらつきの影響を検討する手法としてモンテカルロシミュレーション手法を用い、乱数の発生は2,000個とした。

解析対象は正負交番荷重実験で用いられた矩形断面供試体17体としている¹⁾。なお、各値は公称値により算出した値をもとに基準化して整理している。本文では、公称値には下付文字の「N」を添え表記し、材料引張試験から求めた値には下付文字の「M」を添え表記しているが、公称値より算出した値、実際の材料値より算出した値にも同様の表記をする。例えば、公称値により推定式から算出した最大水平荷重は H_{maxN} 、実際の材料値により推定式から算出した最大水平荷重は H_{maxM} と表す。本論文では、特に断りのない限り他の量についても同様の表記をする。仮定した確率特性を表3に、実際に発生させた乱数の確率特性を表4に示す。これらと比較すると目標とした確率分布特性を有するサンプルが得られていると判断できる。

3.2 宇佐美らの評価式による検討

鋼製橋脚の最大水平荷重 H_{max} および最大水平荷重時変位 δ_m を算定する評価式として、簡便で比較的精度の良い宇佐美の提案した以下の評価式⁸⁾を用いた。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_R \lambda \lambda'_s)^{0.5}} + 1.06 \quad (1)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{R_R \sqrt{\lambda \lambda'_s}} + 1.20 \quad (2)$$

ここに、

H_{max} : 最大水平荷重

H_y : 降伏水平荷重

δ_m : 最大水平荷重時変位

δ_y : 降伏水平変位 (せん断変形を含む)

λ : 補剛材の細長比パラメータ

λ'_s : 補剛材の細長比パラメータ

R_R : 補剛板の幅厚比パラメータ

シミュレーションは17供試体それぞれにおいて、全ての材料特性を確率変数として取り扱った場合と降伏応力のみを確率変数として取り扱った場合の2ケースに分けて行った。一例として、供試体No.2の最大水平荷重 H_{max} および最大水平荷重時変位 δ_m について図2、図3および表5に示すが、両者にはほとんど差異が無いことがわかる。よって、これ以降の3.2節では、材料特性のばらつきとして降伏応力のみを取り扱って解析する。供試体No.2を例にとったシミュレーション結果を図4に示す。耐震性として問題となる最大水平荷重 H_{max} および最大水平荷重時変位 δ_m の他に、文献4)で指摘のあった H_{max}/H_y および δ_m/δ_y についても検討をおこなった。また、最大水平荷重 H_{max} および最大水平荷重時変位 δ_m の算出に影響を与える降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y のシミュレーション結果についても図示してある。比較のために、各図上にシミュレーションを行う際に実際に発生させた降伏応力 σ_y の分布形を載せた。

既往の研究⁴⁾で指摘されているように、今回の実験結果でも材料降伏応力を用いて算出した塑性率 $(\delta_m/\delta_y)_M$ が最小値では公称降伏応力から算出した塑性率 $(\delta_m/\delta_y)_N$ の約0.7倍というものもあった。ところが、降伏応力 σ_y が大きくなるにつれ、降伏水平荷重 H_y 、降伏水平荷重時変位 δ_y はともに大きくなり、その影響を受け H_{max}/H_y または塑性率 δ_m/δ_y の減少は相殺される。結果として、ばらつきを考慮した降伏応力から算出される最大水平荷重 H_{maxM} または最大水平荷重時変位 δ_{mM} は、公称降伏応力 σ_{yN} を用いて算出した最大水平荷重 H_{maxN} および最大水平荷重時変位 δ_{mN} を下回る割合は小さいことがわかった。しかしながら、 δ_{mM}/δ_{mN} の平均は約1.07で1

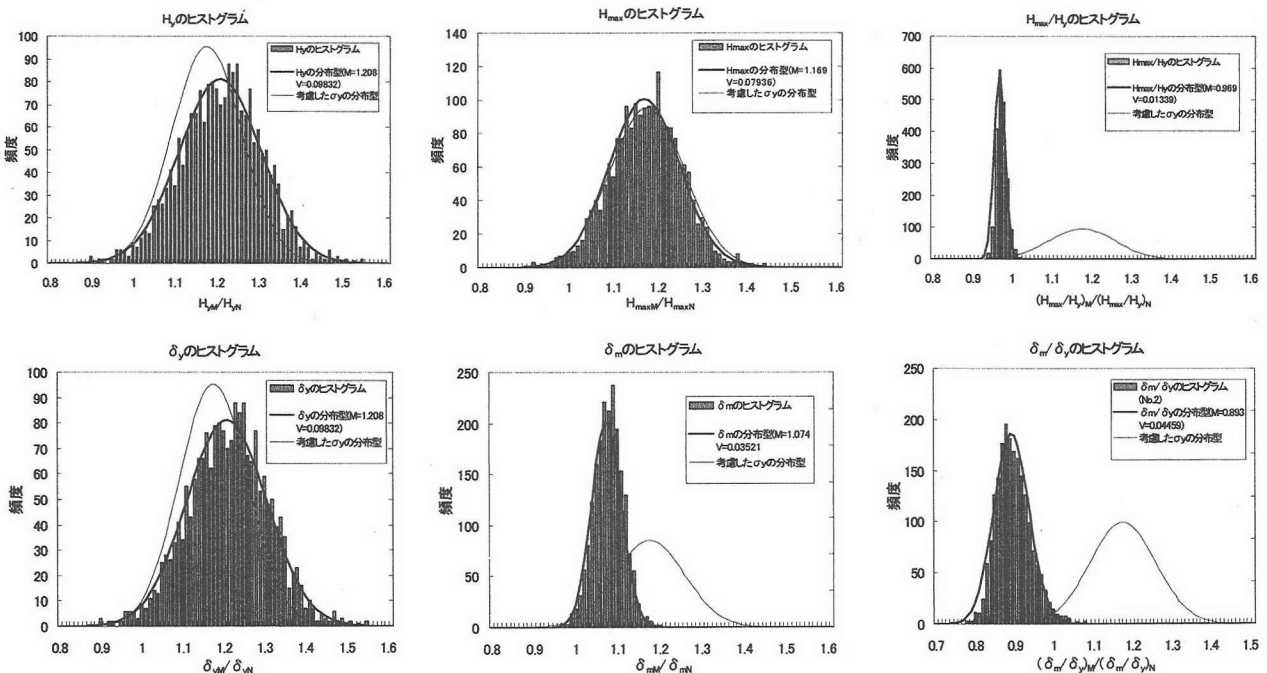


図4 宇佐美らの評価式を用いた場合のシミュレーション結果 (No.2)

倍から1.1倍付近に集約して分布しており、 σ_{yM}/σ_{yN} の平均値が約1.18であることを考えると、降伏応力度の増加に比較して変形性能は向上していないことがわかる。

なお、他の供試体については諸元が異なるため若干の差異はあるもののほぼ同様の結果となった。17供試体のシミュレーション結果の平均値および変動係数を表-6に示す。平均値に関しては図-5にも示す。

3.3 M-Φ関係による検討

最大水平荷重および最大水平荷重時変位に対応する許容変位の推定手法として、M-Φ関係を利用するものがある。そこで、17供試体について本研究では文献(9)で提案されているM-Φ関係を利用して計算される最大水平荷重および許容変位と正負交番載荷実験から得られる最大水平荷重および最大水平荷重時変位との比較を行った。以下にM-Φ関係を利用した最大水平荷重および許容変位の算出方法を示す。

1) 以下の式(3)に、実験供試体の R_F を代入して ε_a を求める。

$$\varepsilon_d / \varepsilon_y = 20 - 25 \times R_F \quad (3)$$

2) 鋼材の応力-ひずみ関係として図6を仮定し、ファイバー要素を使用して、鋼材の板厚中心位置において、圧縮側ひずみが初めて ε_y に達する時の点(M_{yc} , Φ_{yc})、引張側ひずみが初めて ε_y に達する時の点(M_{yt} , Φ_{yt})、圧縮側ひずみが初めて ε_a に達する時の点(M_a , Φ_a)を計算し、図7のトリリニア型のM-Φ関係を設定する。

3) 最大水平荷重 H_{max} は M_a を載荷点高さ h で割ることにより、許容変位は図8の曲率分布を利用して以下の式(4)から算出した。

$$\delta_a = \int (\phi_y) dy \quad (4)$$

なお、本解析では、シミュレーションにおける繰り返し計算の煩雑さを避けるため、解析では図9に示すように補剛材を有する箱型断面を等価な無補剛箱型断面に置き換えて計算した。なお、等価断面には、Z軸回りの全塑性モーメントを不変とする設定法と、Z軸回りの断面2次モーメントを不変とする設定法が考えられるが、今回の解析では断面2次モーメントを不変として設定した等価断面の方が良く適合したため、後者を用いて計算した。以下に、その計算方法を示す。

①断面の外形は変わらない(フランジ幅 B 、ウェブ高さ D_w は不変)。

②断面積は変わらない。

表-6 17供試体の平均値と変動係数

	H_{maxM}/H_{maxN}		δ_{mM}/δ_{mN}	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数
No. 2	1.169	0.06789	1.074	0.03278
No. 3	1.150	0.06129	1.029	0.01320
No. 18	1.192	0.07582	1.096	0.04080
No. 20	1.171	0.06900	1.077	0.03379
T1	1.173	0.06959	1.083	0.03627
M18	1.157	0.06351	1.034	0.01562
M20	1.156	0.06330	1.034	0.01519
M21	1.162	0.06536	1.049	0.02199
M22	1.151	0.06167	1.023	0.01050
KD-1	1.163	0.06603	1.056	0.02494
KD-2	1.152	0.06189	1.030	0.01397
KD-3	1.156	0.06325	1.034	0.01571
KD-5	1.167	0.06731	1.045	0.01975
KD-6	1.158	0.06415	1.036	0.01649
KD-7.1	1.151	0.06175	1.025	0.01184
KD-10	1.153	0.06205	1.022	0.00988
B1	1.166	0.06693	1.064	0.02831

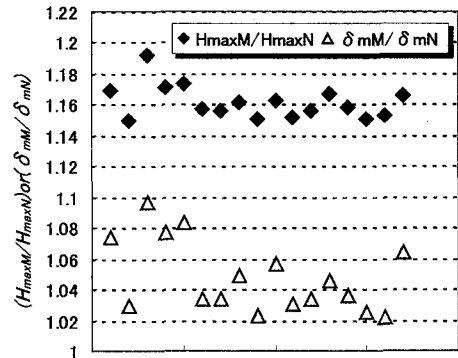


図-5 17供試体の平均値

③z軸回りの断面2次モーメントは変わらない。

これらの条件より、置換断面のフランジ板厚 t_f 、ウェブの板厚 t_w は、条件②、③を表す式(5)を解くことによって容易に式(6)により求められる。

$$\left. \begin{aligned} 2[Bt_f + (D_w - 2t_f)t_w] &= A \\ BD^3 - (B - t_w)(D - t_f)^3 &= 12I \end{aligned} \right\} (5)$$

ここで、 A : 補剛断面の全断面積

I : 補剛断面の断面2次モーメント

である。これより、

$$\left. \begin{aligned} t_f &= \frac{1}{2} \left[D - \sqrt{\frac{BD^3 - 12I}{BD - A}} \right] \\ t_w &= \frac{1}{2} \left[B - \frac{(BD - A^{2/3})}{(BD^3 - 12I)^{1/2}} \right] \end{aligned} \right\} (6)$$

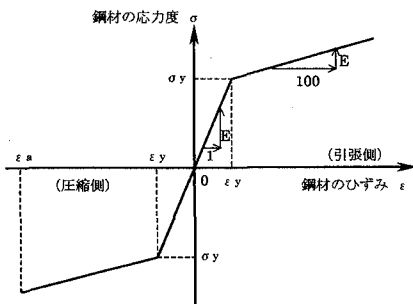


図-6 応力-ひずみ関係

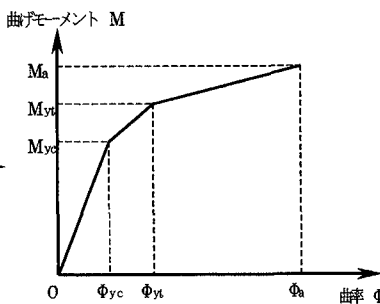


図-7 トリリニア型のM-Φ関係

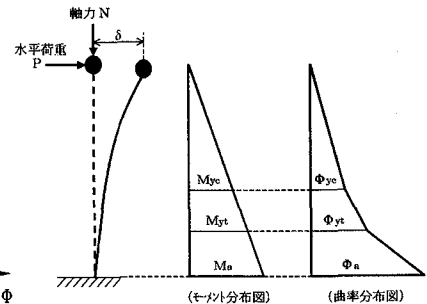


図-8 曲げモーメントと曲率

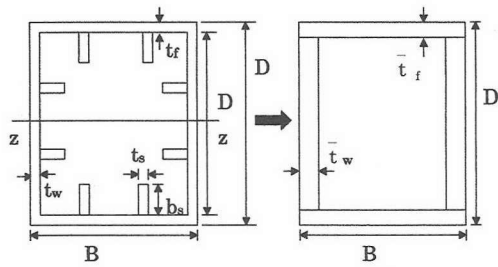


図-9 等価断面の概念図

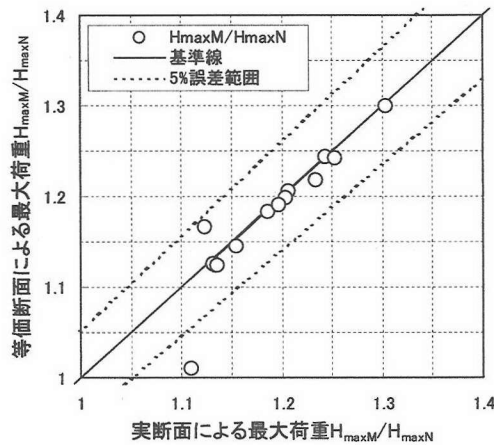


図-10 実断面と等価断面の比較 (最大水平荷重)

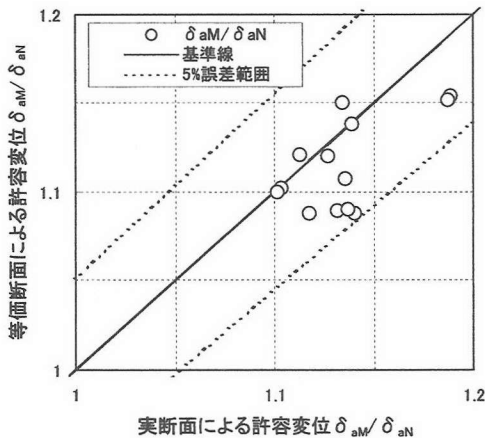


図-11 実断面と等価断面の比較 (許容変位)

等価断面を用いて計算した場合と実断面から計算した場合の比較を最大水平荷重 H_{max} は図-10 に、許容変位 δ_a は図-11 に示す。両者ともほぼ 5%以下の誤差範囲内におさまっていることがわかる。解析は 17 供試体について、全ての材料特性を変数として取り扱った場合と降伏応力度のみを確率変数として取り扱った場合の 2 ケースに分けて行った。図-2、図-3 と同様、これら 2 つ場合でほとんど差異は無かったため、これ以降の 3.3 節では、材料特性のばらつきとして降伏応力度のみを取り扱って解析する。降伏応力度のみを確率変数として扱った場合の 1 例として、供試体 No.2 のシミュレーション結果の最大水平荷重 H_{max} を図-12 に、許容変位 δ_a を図-13 に示す。

耐震性として問題となる最大水平荷重 H_{max} と許容変位 δ_a の分布形は宇佐美らの算定式を用いた場合と同様の形状を示

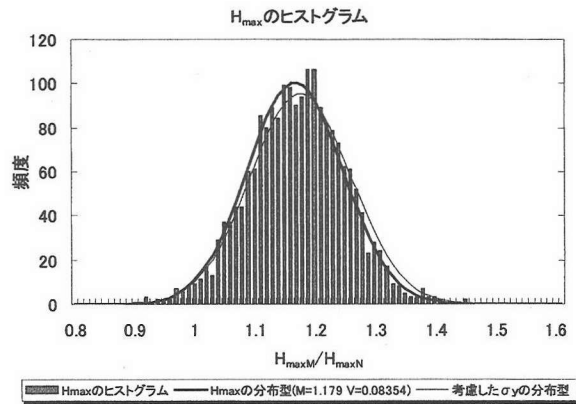


図-12 M- Φ 関係を用いた場合の最大水平荷重の分布形

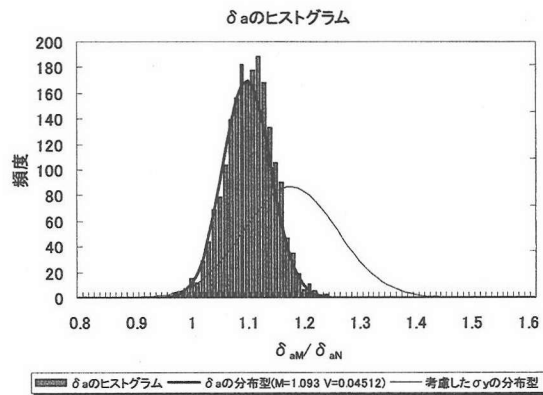


図-13 M- Φ 関係を用いた場合の許容変位の分布形

表-7 17 供試体の均値と変動係数

	H_{maxM}/H_{maxN}		δ_{aM}/δ_{aN}	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数
No. 2	1.179	0.05875	1.093	0.04131
No. 3	1.178	0.07086	1.123	0.04128
No. 18	1.176	0.08035	1.108	0.04241
No. 20	1.186	0.68275	1.083	0.04633
T1	1.179	0.06108	1.119	0.05124
M18	1.168	0.07230	1.108	0.04063
M20	1.179	0.05853	1.108	0.04774
M21	1.185	0.06663	1.119	0.04779
M22	1.182	0.05758	1.123	0.05195
KD-1	1.178	0.06317	1.083	0.05111
KD-2	1.185	0.05965	1.083	0.05494
KD-3	1.182	0.05712	1.076	0.04094
KD-5	1.179	0.07634	1.123	0.03623
KD-6	1.179	0.05484	1.076	0.04303
KD-7.1	1.185	0.06310	1.086	0.03690
KD-10	1.182	0.06337	1.103	0.04564
B1	1.168	0.06607	1.123	0.03907

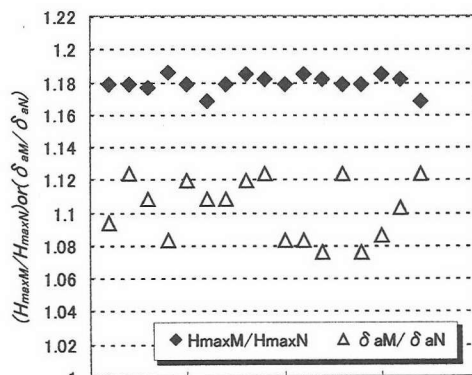


図-14 17 供試体の平均値

表-5 17 供試体の諸元と実験結果

供試体	鋼種	降伏点 σ_y (MPa)	横リブ間隔 a (mm)	外形寸法 b*b (mm)	板厚 t (mm)	パネル数 n	幅厚比パラメータ R_R	細長比パラメータ R_F	細長比パラメータ λ	断面積 A (cm ²)	軸力 N (kN)	載荷点高さ h (cm)	H_{max} (kN)	δ_m (cm)
No. 2	SM490	379	900	900*900	9.00	4	0.564	0.588	0.261	378.4	1783.6	340.3	1529.9	3.8
No. 3	SM490	368	900	900*900	9.00	8	0.278	0.454	0.259	455.2	1783.6	340.3	1932.0	5.4
No. 18	SM490	382	900	900*900	9.00	4	0.567	0.591	0.264	378.4	2851.8	342.3	1274.9	2.8
No. 20	SM490	408	900	900*900	9.00	4	0.586	0.611	0.273	378.4	1920.8	342.3	1373.0	3.7
T1	SM490	390	840	900*900	9.00	4	0.573	0.560	0.389	378.4	1783.6	500.0	967.0	6.8
M18	SM490	354	250	900*900	9.00	5	0.437	0.220	0.253	378.4	1783.6	342.3	1287.7	5.7
M20	SM490	354	600	900*900	10.00	6	0.327	0.340	0.255	474.4	2234.4	342.3	1814.3	6.5
M21	SM490	354	600	900*900	10.00	4	0.491	0.340	0.255	442.4	2077.6	342.3	1657.4	5.8
M22	SM490	354	600	900*900	10.00	6	0.327	0.240	0.260	538.0	2528.4	342.3	2059.5	8.4
KD-1	SM490	372	500	900*900	9.00	5	0.447	0.446	0.250	378.4	1783.6	330.3	1490.7	4.1
KD-2	SM490	377	500	900*900	9.00	5	0.450	0.263	0.256	436.0	1783.6	330.3	1794.7	5.6
KD-3	SM490	360	500	750*750	12.00	3	0.459	0.272	0.300	419.0	1783.6	330.3	1343.6	5.8
KD-5	SM490	350	500	750*750	12.00	3	0.452	0.368	0.296	419.0	2430.4	330.3	1245.5	6.4
KD-6	SM490	391	400	600*600	10.00	3	0.458	0.271	0.392	282.7	1205.4	330.3	778.7	8.5
KD-7.1	SM490	375	364	546*546	10.00	3	0.408	0.236	0.423	256.4	901.6	330.3	680.6	11.3
KD-10	SM490	319	360	720*720	14.00	3	0.355	0.185	0.296	467.4	2195.2	330.3	1402.4	8.4
B1	SM490	415	900	900*900	9.00	4	0.590	0.490	0.277	412.7	1940.4	342.3	1539.7	4.5

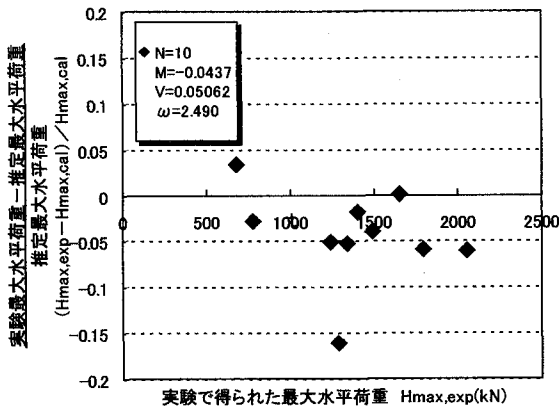


図-15 宇佐美らの推定式による耐力評価

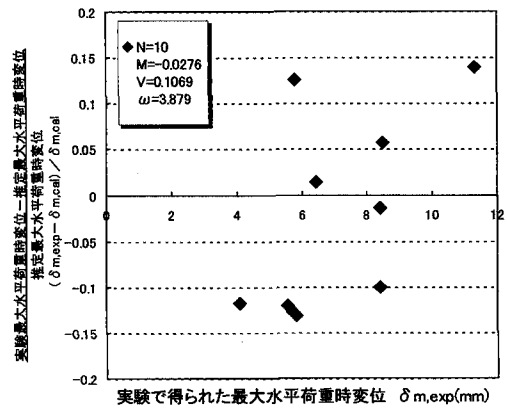


図-16 宇佐美らの推定式による変形性能評価

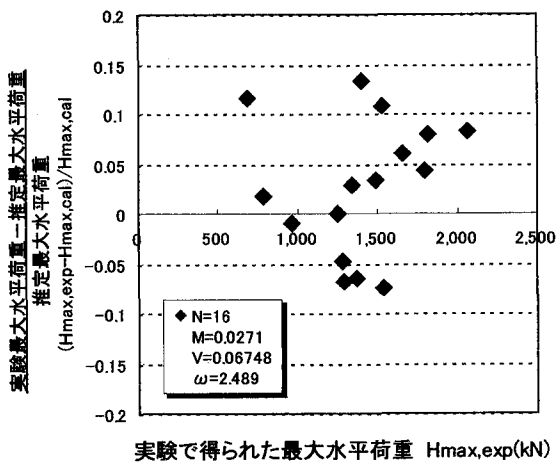


図-17 M-Φ関係による耐力評価

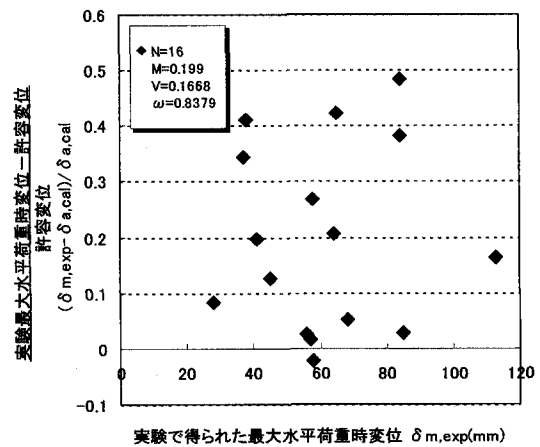


図-18 M-Φ関係による変形性能評価

している。最大水平荷重 H_{max} と許容変位 δ_a とともに降伏応力度のばらつきを考慮して求めた値が公称降伏応力度から求めた値を下回る割合は小さいことがわかった。しかしながら、宇佐美らの推定式の場合と同様、M-Φ関係による場合でも $\delta_{aM} / \delta_{aV}$ の平均は約 1.09 で 1 倍から 1.2 倍付近に集約して分布しており、 $\sigma_{yM} / \sigma_{yV}$ の平均値が約 1.18 であることを考えると、降伏応力度の増加に比較して変形性能は向上していないことがわかる。

17 供試体のシミュレーション結果の平均値および変動係数を表-7 に示す。図-14 に平均値をまとめる。

4. 部材耐力および変形性能評価式の精度の検討

一般に耐力および変形性能評価式の推定式の精度は、正負交番載荷試験結果による荷重-変位特性と比較することによ

て得られる³⁾。そこでさきほどと同じ17供試体を対象に、最大水平荷重および最大水平荷重時変位に関して、推定式から求まる計算結果と正負交番載荷実験結果との比較を行った。対象とした17供試体について供試体諸元および正負交番載荷実験によって得られた、最大水平荷重 H_{max} および最大水平荷重時変位 δ_m の実験結果を表-5に示す。

最大水平荷重および最大水平荷重時変位または許容変位(M- Φ 関係の場合)の推定に当たっては、宇佐美らの評価式を用いた場合と、M- Φ 関係を用いた場合の2ケースについて検討した。なお、17供試体のうち宇佐美らの評価式において適用範囲外の供試体については除外してある。

宇佐美らの評価式による結果を図-15および図-16に、M- Φ 関係による結果を図-17および図-18にそれぞれ示す。なお、図中の横軸には正負交番載荷実験結果から得られる値を、縦軸には実験結果から得られる値を推定式から計算される値を引き、その引いた値を実験結果の値で除したものをとっている。ばらつきの指標に関しては、母集団の標準誤差の不偏推定量を用いた。

図-15より、宇佐美らの提案式から計算される最大水平荷重はその大部分が実験値を上回っていることがわかる。一方、図-17よりM- Φ 関係から計算される許容変位はその大部分が実験から求まる最大荷重時変位を下回っていることがわかる。また、図-15と図-16および図-17と図-18から、宇佐美らの推定式およびM- Φ 関係による計算結果と実験結果を比較した場合、最大水平荷重時変位もしくは許容変位のばらつきの方が最大水平荷重のばらつきより大きくなっていることがわかる。なお、本来なら断面形状などにより評価式の推定精度は変化すると考えられるが、実験数が少ないため、これらの検討は行っていない。

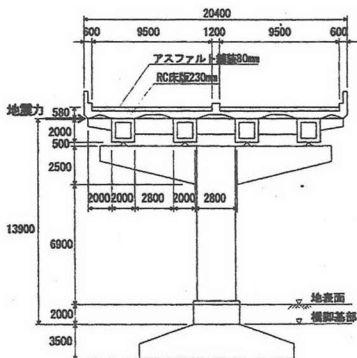


図-19 仮定した鋼製橋脚

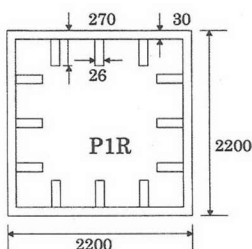


図-20 仮定した鋼製橋脚の断面

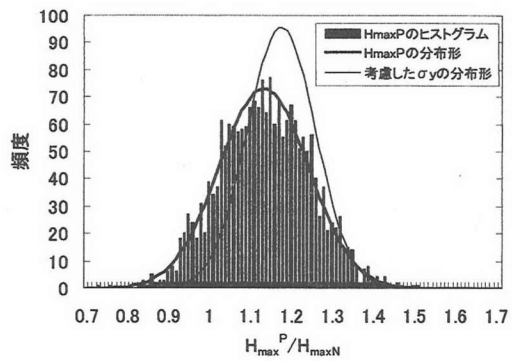


図-21 実最大水平荷重の分布形 (宇佐美ら)

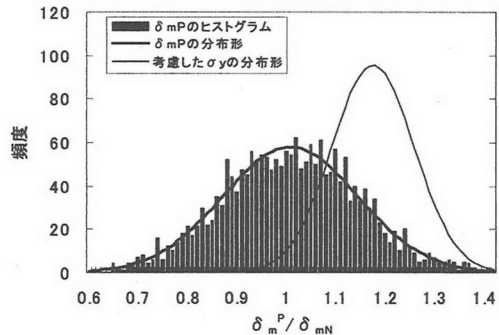


図-22 実最大水平荷重時変位の分布形 (宇佐美ら)

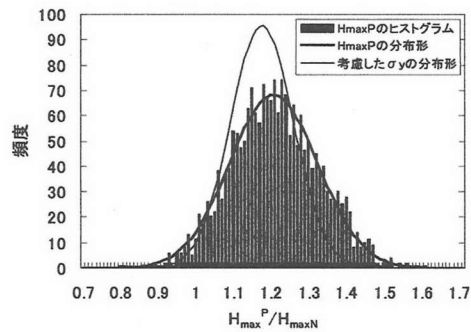


図-23 実最大水平荷重の分布形 (M- Φ 関係)

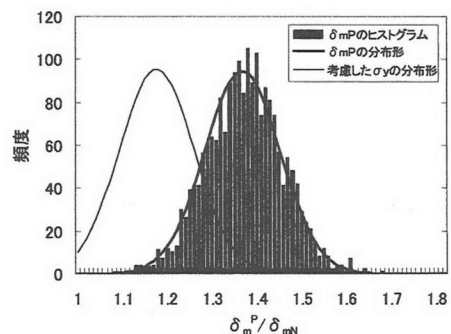


図-24 実最大水平荷重時変位の分布形 (M- Φ 関係)

表-8 実最大水平荷重および実最大水平荷重時変位の統計量

宇佐美らの評価式を用いた場合		M- ϕ モデルを用いた場合		
H_{max}^P / H_{maxN}	平均値M	1.132	平均値M	1.207
	標準偏差V	0.10920	標準偏差V	0.08934
	変動係数 ω	0.09647	変動係数 ω	0.07402
δ_m^P / δ_mN	平均値M	1.008	平均値M	1.368
	標準偏差V	0.13370	標準偏差V	0.08438
	変動係数 ω	0.13264	変動係数 ω	0.06168

5. 降伏応力度および評価式のばらつきを考慮した耐力・変形性能の検討

材料特性および評価式の両者のばらつきが矩形断面鋼製橋脚の耐震性評価に及ぼす影響について検討を行った。ここでは、2章および3章の検討結果より材料特性のばらつきとしては降伏応力度のばらつきのみを考慮することとし、耐震性能を表す指標として、最大水平荷重および最大水平荷重時変位もしくは最大水平荷重時変位に対応する許容変位に着目して評価を行った。

対象とした実構造物は図-19 および図-20 に示すような、地上の一般道路上部に建設される高架道路の鋼製橋脚¹²⁾を仮定した。橋脚の断面諸元およびパラメータを図中に示す。

解析手法としてモンテカルロシミュレーションを用い、降伏応力度のばらつきに関しては3章のシミュレーションで用いたものを使った。なお、4章では、材料特性および評価式のばらつきをともに考慮して求めた値を実際に構造物が発揮する量であると仮定して「実…」と表記し、記号では上付文字の「P」で表すこととする。また、公称降伏応力度を使用し評価式のばらつきを考慮しないで求めた値を設計で想定した量と仮定して「設計…」と表記することとする。

材料強度によるばらつき、および評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合に、構造物が実際に保有する実最大水平荷重は以下の式(7)のようにして求めた。公称降伏応力度に基づいて算出される設計最大水平荷重 H_{maxN} に対して、材料特性等のばらつきを考慮した最大水平荷重 H_{maxM} を算出し、さらにこの H_{maxM} に対して評価式の評価誤差によるばらつきを考慮し、最終的に構造物が実際に発揮する実最大水平荷重 H_{max}^P を算出した。実最大水平荷重時変位 δ_m^P も以下の式(8)のように同様に算出した。

$$H_{max}^P = (1 + m_H) \cdot H_{maxM} \quad (7)$$

$$\delta_m^P = (1 + m_\delta) \cdot \delta_{mM} \quad (8)$$

H_{maxM} , δ_{mM} : 図-1 に示す降伏応力度の分布を考慮して算出した最大水平荷重および最大水平荷重時変位または許容変位

m_H : 耐力評価式のばらつきを考慮する指標で、4章の検討結果より求めた平均値、標準偏差に従い、正規分布を仮定して発生させた乱数

宇佐美らの評価式; 平均値0.0437、標準偏差0.05062

M- Φ 関係; 平均値0.0271、標準偏差0.06748

m_δ : 変形性能評価式のばらつきを考慮する指標で、5章の検討結果より求めた平均値、標準偏差に従い、正規分布を仮定して発生させた乱数

宇佐美らの評価式; 平均値0.0276、標準偏差0.1069

M- Φ 関係; 平均値0.1990、標準偏差0.1668

シミュレーションは宇佐美らの評価式を用いた場合とM- Φ 関係を用いた場合のそれぞれに関して実最大水平荷重 H_{max}^P と実最大水平荷重時変位 δ_m^P の両者について行った。その結果を図-21 から図-24 に示す。

図-21 より、宇佐美らの評価式を用いた場合の実最大水平荷重 H_{max}^P は大部分において設計最大荷重 H_{maxN} より大きくなっていることがわかる。これは設計で想定すると考えられる耐力より、

実橋脚が発揮する耐力の方が大きいことを表していると考えられる。しかしながら、図-22 より、実最大水平荷重時変位 δ_m^P に関しては、設計最大荷重時変位 δ_{mN} を下回るものが半数程度あり、設計で想定した変形性能を実橋脚で期待できないものが半数程度存在する可能性があると考えられる。

M- Φ 関係を用いた場合、図-23 および図-24 から、実最大水平荷重 H_{max}^P および実最大荷重時変位 δ_m^P とも、設計で想定すると考えられる設計最大荷重 H_{maxN} および設計最大荷重時変位(許容変位) δ_{mN} よりも小さくなる割合は少ないことがわかる。このことから、今回検討したM- Φ 関係による場合、実構造物が設計で想定した耐力および変形性能を発揮できない可能性は少ないと考えられる。

また、宇佐美らの評価式およびM- Φ 関係のいずれの場合も、図-21 および図-23 の H_{max}^P/H_{maxN} の分布形状は、降伏応力度の分布形状と似たものになっているが、図-22 および図-24 の実最大水平荷重時変位に関する δ_m^P/δ_{mN} の分布形状は、降伏応力度の分布形状より図-16 および図-18 の変形性能評価式のばらつき具合と似たものになっていることがわかる。このことは、降伏応力度のばらつきより変形性能評価式のばらつきの影響を受けているためと考えられ、その原因として、降伏応力度のばらつきより変形性能評価式のばらつきが大きいことが考えられる。

6. 結論

本稿では、材料特性等のばらつきと耐力および変形性能評価式自体の評価誤差によって生じるばらつきが、矩形断面鋼製橋脚の耐震性の評価に与える影響についての検討を行った。なお、耐力および変形性能評価式としては宇佐美らの提案式およびM- Φ 関係による手法を取り上げた。これらの検討より得られた結論をまとめると以下のようになる。

- (1) 平成8年に行われた鋼材の引張試験結果を整理し、鋼材の機械的性質について調査した結果、過去の調査結果と比較しても差異がないことがわかった。
- (2) 降伏応力度のばらつきのみを考慮した場合、今回対象とした2つの評価式いずれについても、最大水平荷重および最大水平荷重時変位とも、ばらつきを考慮した降伏応力度から算出される値が公称降伏応力から算出される値を下回る可能性は小さいことがわかった。
- (3) 今回対象とした2つの評価式のいずれにおいても、耐力評価式より変形性能評価式のばらつきの方が大きいことがわかった。
- (4) 想定した実橋脚を対象に、降伏応力度および評価式の両者のばらつきが鋼製橋脚の耐震性能評価に与える影響の検討を行った。その結果、特に変形性能評価については、変形性能評価式のばらつきが大きいことから、降伏応力度のばらつきより評価式のばらつきの影響を受けることがわかった。

参考文献

- 1) 例えば、建設省度土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社) 鋼材クラブ、(社) 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する

- る共同研究報告書 (I) ~ (VIII)、(総括編)、1997年4月~1999年3月.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996年12月.
 - 3) 足立幸郎, 運上茂樹：じん性設計を行なった鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, vol.46A, pp.777-788, 2000年3月.
 - 4) Yushi Fukumoto ; Reduction of structural ductility factor due to variability of steel properties, *Engineering Structures*, No.22, pp.123-127, 2000.
 - 5) 福本秀士, 伊藤義人：鋼構造部材の耐荷力評価システムのための数値データバンクの作成と利用, 土木学会論文報告集, No.312, pp.59-72, 1981年8月.
 - 6) 青木博文, 能沢正樹：構造用鋼材における機械的性質の平均値と変動係数 (その1. 文献調査), 日本建築学会大会学術講演集, pp.1123-1124, 昭和55年9月.
 - 7) 青木博文, 能沢正樹：構造用鋼材における機械的性質の平均値と変動係数 (その2. 平均値と変動係数の評価), 日本建築学会大会学術講演集, pp.1125-1126, 昭和55年9月.
 - 8) 鄭 沂, 葛 漢彬, 宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計の応用に関する論文集, pp.25-32, 2001年1月.
 - 9) 深谷茂広, 小野 潔, 沈 赤, 村越 潤, 西川和廣：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ-曲率関係の検討, 構造工学論文集, vol.46A, pp.1365-1376, 2000年3月.
 - 10) 鈴木博之：溶接構造用圧延鋼材の機械的性質の実績調査, JSSC, No.18, pp.23-28, 1995年.
 - 11) 青木博文, 村田耕司：「構造用鋼材の降伏点, 引張強さおよび降伏比に関する統計的調査」に対する討論への回答, 日本建築学会論文報告集第345号, pp.228-230, 昭和59年11月
 - 12) 西川和廣, 村越潤, 山本悟司, 上仙靖, 高橋実, 中嶋浩之, 岡田淳：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木研究所資料第3585号, 1993年3月.

(2001年12月7日 受付)

AN EXAMINATION CONCERNING THE INFLUENCE OF UNCERTAINTY OF YIELD STRESS ON EVALUATION OF EISMIC PERFORMANCE OF STEEL BRIDGE PIERS

Tomoaki MORIGUCHI, Kiyoshi ONO and Nobuo NISHIMURA

The uncertainty of yield stress and restoring force model for evaluating the strength and ductility capacity of a steel piers must be considered in order to evaluate its seismic design. This paper presents a seismic evaluation of steel bridge columns designed in accordance with the present ductility design method. The material uncertainty results show that an increase in strength occurs while reduction in the ductility capacity arises. As a result, it was confirmed that the value of ductility capacity is greatly effected by the accuracy of the evaluation formulas more so than the uncertainty of yield stress. In addition, in investigating the indeterminate elements in seismic performance evaluation, the material characteristic of the steel material was investigated.