

塑性域の鋼材特性が鋼-コンクリート合成桁の 曲げ耐力の確率分布に及ぼす影響

Influence of steel properties in plastic region on probability distribution of flexural strength
of steel-concrete composite girders under positive bending

荒木 智*, 中村 聖三**, 江頭 克礎***, 高橋 和雄****, 呉 慶雄*****

Satoshi ARAKI, Shozo NAKAMURA, Katsuki EGASHIRA, Kazuo TAKAHASHI and Qingxiong WU

*長崎大学大学院 生産科学研究科博士前期課程 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

**長崎大学助教授 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

***長崎大学大学院 生産科学研究科博士後期課程 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

****長崎大学教授 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

*****長崎大学助手 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

Japanese design code for highway bridges has adopted the allowable stress design concept which specifies the structures should be elastic against the design loads excluding the seismic loads. On the other hand there are some design codes in foreign countries that include the plastic design concept, which can contribute to the cost reduction of steel bridges. The final goal of this study is to establish the plastic design concept in Japan. In this research, considering the parameters in stress-strain relation of steel as random variables, Monte Carlo simulation is carried out in order to obtain the probability distribution of positive flexural strength of steel-concrete composite sections.

Key Words: positive flexural strength, probability distribution, plastic design concept, Monte Carlo simulation, composite girder

キーワード: 正曲げ耐力, 確率分布, 塑性設計, モンテカルロシミュレーション, 合成桁

1. はじめに

我が国の道路橋は道路橋示方書・同解説¹⁾に基づき設計されている。現行の道路橋示方書には大地震に対する耐震設計を除き許容応力度設計法が採用されており、許容応力度は使用鋼材の保証降伏点を基準に定められているため、構造物は材料の弾性域で設計されることになる。そのため、鋼材が本来有する塑性域での伸び性能などを有効に活用していないと考えられる。この場合、鋼材特性のうち降伏点とヤング率のみが設計上必要なパラメータとなる。

一方、アメリカ²⁾やヨーロッパ³⁾等諸外国の設計基準には部分安全係数設計法の書式を用いた限界状態設計法が採用されており、圧縮域における座屈現象が生じないような断面においては、その曲げ抵抗として全塑性モーメントをとる場合もあり、アメリカでは比較的短スパンの橋梁において経済性が向上するとされている。この場合、弾性域のみならず、塑性域における鋼材特性が重要

となる。

我が国でも諸外国の基準を参考に同様の設計法が鋼構造物設計指針⁴⁾に示されているが、公的な基準化までには至っていないのが現状である。近年、各種設計規準が性能照査型設計法へと移行しつつあり、我が国の道路橋示方書も性能照査型へ一歩踏み込んだ形で見直され改定された。性能照査型設計の立場からすると、設計法に理論的根拠があり、実験的な検証がされていれば、どのような設計法を用いても良いので、将来的には、様々な設計法の採用も視野に入れる必要がある⁵⁾。

断面の全塑性モーメントを基準とする塑性設計法の採用はコスト削減の観点から有効であり、近年における我が国の社会的背景を考慮すると、その早い時期での実現が望まれる。その際、諸外国の基準をそのまま導入できれば問題はないが、国により鋼材性能や製作誤差の許容値等が異なること、鋼材の強度レベル等によりその使用が制限されている場合があるが、その根拠が明確ではないこと等のため、それは不可能であると考えられる。

すなわち、諸外国の基準を参考にしながらも、国内の既存設計・製作基準、鋼材特性などを考慮した独自の検討を行い、その結果に基づき新たな設計法を確立する必要がある。

こうした背景を踏まえ、近年、鋼材の塑性域における応力-ひずみ関係を規定するパラメータと部材性能の関係について検討したいくつかの研究が報告されている。例えば、江頭ら⁶⁾は AASHTO LRFD²⁾の規定の根拠となった文献⁷⁾を参考とし、正曲げを受ける鋼-コンクリート合成断面を対象に、断面の種類、鋼材の強度および塑性域の応力-ひずみ関係を変化させた解析を行うことによって、断面の正曲げ耐力に及ぼす鋼材特性の影響を明らかにするとともに、鋼材特性を考慮した曲げ耐力の算定式を提案している。また、神應ら⁵⁾は H 形断面ばりの静的曲げ試験を行い、耐荷力ならびに塑性回転能について検討を行い、低降伏比鋼 SA440 材の非弾性設計法への適用性について考察を行っている。

本研究では、鋼橋上部構造への塑性設計法の確立を最終目的とする研究の一環として、江頭が用いた手法にモンテカルロシミュレーションを応用し、鋼材特性の応力-ひずみ関係を規定するパラメータが確率的に変動する場合における鋼-コンクリート合成断面の正曲げ耐力の確率分布を算定した。

2. 解析概要

2.1 解析モデル

本研究では、正曲げを受ける単スパンの鋼-コンクリート合成桁を解析対象としている。解析では図-1 に示すようなコンクリート床版と H 形鋼(900mm×300mm×16mm×28mm を基準とする)の合成断面を取り上げ、以下に示す3つの仮定のもとに断面の曲げ耐力を算定する。

- ① コンクリート床版と鋼桁とは完全に一体化して挙動し、断面は平面を保持する。
- ② 鋼桁の上フランジは床版で固定され、フランジの局部座屈や桁の横ねじれ座屈は生じない。
- ③ ウェブも圧縮領域での座屈を生じないよう十分小さな幅厚比を有する。

2.2 解析方法

本研究における正曲げ耐力の計算にはファイバーモデルを用い、以下の手順で確率分布を算定する。

- ① コンクリート床版の上縁ひずみをコンクリートの破壊ひずみとする。
- ② 後述する鋼材の塑性域における応力-ひずみ関係を規定するパラメータのうち、 ξ ひずみ硬化係数 E_{sh} 、ひずみ硬化開始点ひずみ ε_{sh} を対数正規分布に従う確率変数であると仮定する。
- ③ ξ , E_{sh} , ε_{sh} の平均値、標準偏差を設定する。
- ④ モンテカルロシミュレーションにより、③で仮定した平均値と標準偏差を有する対数正規分布に従う乱

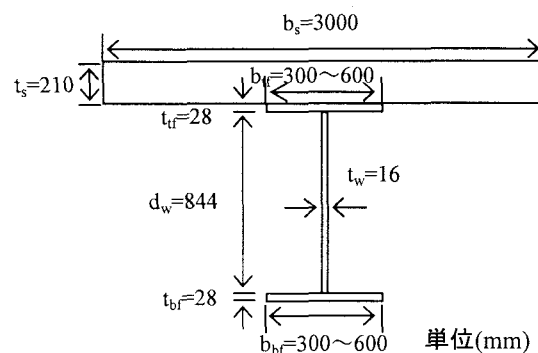


図-1 解析モデル

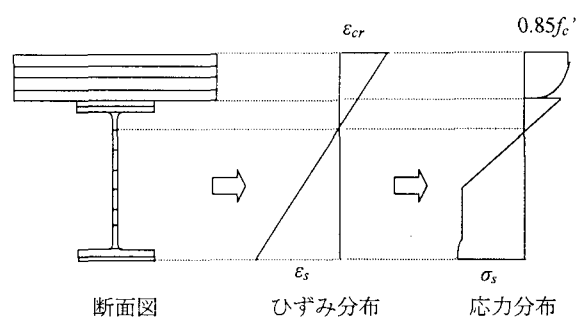


図-2 ファイバーモデル

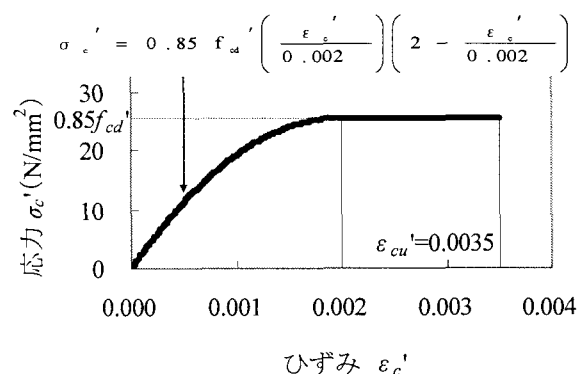


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

数を発生させ、その値を決定する。

- ⑤ 中立軸の位置を仮定することにより平面保持の仮定に基づいてひずみ分布を決定し、材料の応力-ひずみ関係を用いて応力分布を求める。(図-2 参照)
- ⑥ 各ファイバーにおける力の総和が零となるまで⑤を繰返し、釣り合った時点での応力分布から曲げ耐力を算定する。
- ⑦ 曲げ耐力の算出個数が所定の個数(本研究では5万個)となるまで④~⑥を繰返し、得られた曲げ耐力から平均値や標準偏差などの統計量を算定するとともに、ヒストグラムを作成する。
- ⑧ さらに、鋼種、鋼材パラメータの平均値・標準偏差およびフランジ幅を変動させて同様の解析を行い、それらが曲げ耐力の確率分布に及ぼす影響を検討する。

2.3 解析条件

2.3.1 材料特性

1) コンクリート

コンクリート標準示方書⁸⁾で規定されている応力-ひずみ関係(図-3)を用いる。設計基準強度 f_{ck} は 30N/mm^2 とする。したがって、終局ひずみ $\varepsilon_{cu}=0.0035$ となる。また、設計圧縮強度 f_{cd} は f_{ck} と等しいと仮定する。

2) 鋼材

より実際の応力-ひずみ関係に近いモデルとして、土木学会新技術小委員会⁹⁾で提案された構成則を用いる。その概略図を図-4に示す。ひずみ硬化前の応力-ひずみ関係は式(1)、(2)、ひずみ硬化領域の応力-ひずみ関係は式(3)に示すとおりである。

本研究では、確率密度関数を確率変数が正の領域のみで定義できることから、式(3)のパラメータのうち、 ξ 、 E_{st} 、 ε_{st} を対数正規分布に従う独立した確率変数と仮定するが、ヤング係数および降伏点は確定量とする。鋼種としてはSS400とSM490の2種類を対象とする。各鋼種に対して解析で確定量とした材料特性を表-1に示す。

なお、式(3)のパラメータのうち、 ξ の値が0.04程度以上であれば ε_s が鋼材の破断ひずみに近い領域では式(3)における指数関数の項が1に比べて極めて小さい値となるため、式(3)より引張強度と降伏点との関係として式(4)が得られる。すなわち、 ξ および E_{st} は降伏比YRを支配するパラメータである。

$$\sigma_s = E \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (1)$$

$$\sigma_s = \sigma_y \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st} \quad (2)$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left[1 - \exp \left\{ -\xi \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right) \right\} \right] + 1 \quad \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_s \quad (3)$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} + 1 \quad (4)$$

ここで、 σ_s :与えられたひずみに対する応力、 E :鋼のヤング係数、 ε_s :鋼のひずみ、 ε_y :降伏ひずみ、 ε_{st} :ひずみ硬化開始点ひずみ、 σ_y :降伏点、 E_{st} :ひずみ硬化係数、 σ_t :引張強度である。

2.3.2 解析に用いるパラメータとその変化範囲

本研究では、まず、表-2に示す鋼材パラメータの平均的な統計量を用いて、SS400とSM490の比較を行う。次に、SS400のみを対象に、確率変数と仮定したパラメータの平均値および標準偏差を表-3に示すように変化させ、曲げ耐力の確率分布に対するそれらの影響を調査する。さらに、SS400の標準的な鋼材パラメータ(表-2)を用い、フランジ幅を300~600mmの範囲で変化させた解析を行う。

鋼材パラメータのうち、 E_{st} 、 ε_{st} の平均値と標準偏差は文献10)に示されている表-4の値を参考に、 ξ の平均値と標準偏差は文献11)に示されている表-5の値と式(4)

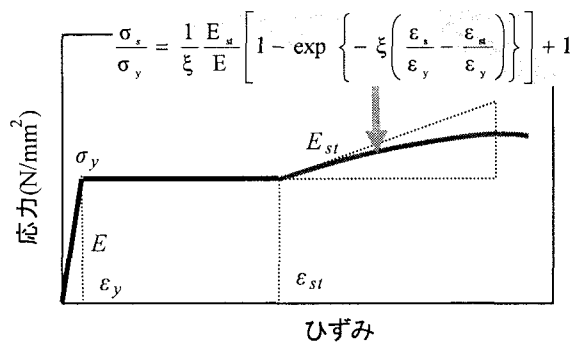


図-4 鋼材の応力-ひずみ関係

表-1 解析に用いる鋼材特性

鋼種	SS400	SM490
ヤング係数 E (N/mm ²)	200000	200000
降伏強度 σ_y (N/mm ²)	235	315
引張強度 σ_u (N/mm ²)	455	555
降伏ひずみ ε_y	0.001175	0.002775

表-2 解析に用いる鋼材パラメータ

鋼種	SS400	SM490
ξ	平均値	0.049
	標準偏差	0.027
ひずみ硬化係数 E_{st} (N/mm ²)	平均値	4070
	標準偏差	1320
ひずみ硬化開始点ひずみ ε_{st}	平均値	0.0185
	標準偏差	0.0049

表-3 パラメータの変化範囲

ξ の変化	平均値	0.012~0.098
	標準偏差	0.014~0.041
E_{st} の変化	平均値	2500~5000
	標準偏差	980~1650
ε_{st} の変化	平均値	0.0120~0.0250
	標準偏差	0.0040~0.0060

表-4 E_{st} 、 ε_{st} の平均値、標準偏差¹⁰⁾

	SS400, SM400				SM490A, SM490B	
	$t \leq 6$		$6 < t \leq 40$		$t \leq 40$	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
E_{st}	33.70	10.04	41.56	13.42	46.44	11.95
ε_{st}	2.05	0.59	1.85	0.49	1.70	0.41

E_{st} : (10^{-2}tf/mm^2) t : 板厚(mm)

表-5 橋梁用鋼板の特性調査結果¹¹⁾

規格	降伏比(%)		データ数
	平均値	標準偏差	
SS400, SM400	68.0	4.3	31579
SM490	73.5	4.8	2448
SM490Y, SM520	78.3	4.3	30013
SM570	85.7	3.4	9449

*鋼材特性データ調査対象: 鉄鋼5社の橋梁用鋼板

を用い、表-2については平均的な統計量として、表-3については現実的な値より多少広めの値として設定したものである。

2.3.3 残留応力

一般に鋼桁には圧延や溶接に起因する残留応力が存在する。しかし文献6)では、断面の曲げ耐力に及ぼすその影響は小さく、無視してもよいとの結論が得られているため、本研究では残留応力を考慮しないこととする。なお、活荷重合成桁では、残留応力以外にも合成前死荷重による初期応力も導入されることになるが、最終的な曲げ耐力に及ぼす影響は、残留応力同様小さいものと考えている。

3. シミュレーションの前提条件の検討

3.1 乱数の発生回数

鋼材パラメータのうち、 ξ 、 E_{st} 、 ε_{st} はモンテカルロシミュレーションにより発生させる擬似乱数とするため、対数正規分布の確率密度関数と擬似乱数のヒストグラムとの間には誤差が生じ得る。そのため、適切な乱数の発生回数を得るために、パラメータの一つ ξ を対象として乱数を1万回、3万回、5万回、7万回、10万回発生させ、仮定した対数正規分布と比較した。入力データとして用いた ξ の平均値と標準偏差は表-2のSS400に対するものである。表-6にシミュレーションにより算出された ξ の平均値、標準偏差を仮定した値とともに示す。また、図-5に ξ の平均値と標準偏差について、(シミュレーション算出値/基準値)の値と発生回数との関係を示す。

表-6、図-5より、乱数発生回数の増加とともに ξ の平均値、標準偏差が仮定した基準値へ近づいていることがわかる。乱数の発生回数1万回でも、平均値の誤差が0.2%、標準偏差の誤差が1.5%とそれほど大きくないが、5万回になると平均値の誤差が0.05%、標準偏差の誤差が0.19%と極めて小さくなり、ほぼ一定となっている。計算時間も勘案して、本研究のシミュレーションにおいては乱数の発生回数を5万回と定めた。

3.2 初期値の検討

本研究で用いる解析プログラムでは、擬似乱数を発生させる際に初期値を設定する必要がある。この値がシミュレーション結果に影響を及ぼすことが考えられるため、初期値を1、 10^3 、 10^6 と変えてシミュレーションを実施した。乱数の発生回数は3.1で定めた5万回である。ここでは3.1と同様、パラメータのうち ξ を取り上げ、表-7にシミュレーションで得られた平均値と標準偏差を、図-6にはシミュレーション算出値と基準値との比を示す。他のパラメータについても、図-6のように整理した場合、同様の結果となることは確認している。

表-7、図-6からわかるように、初期値によってシミュレーション算出値と基準値には若干誤差が出たが高々平均値では1.2%、標準偏差では3%以内であり、いずれ

表-6 乱数の各発生回数における ξ の平均値と標準偏差

乱数の発生回数	平均値		標準偏差	
	基準値	シミュレーション結果	基準値	シミュレーション結果
10000		0.049105		0.027408
30000		0.049148		0.027141
50000	0.049	0.049024	0.027	0.027052
70000		0.048994		0.027012
100000		0.048990		0.027027

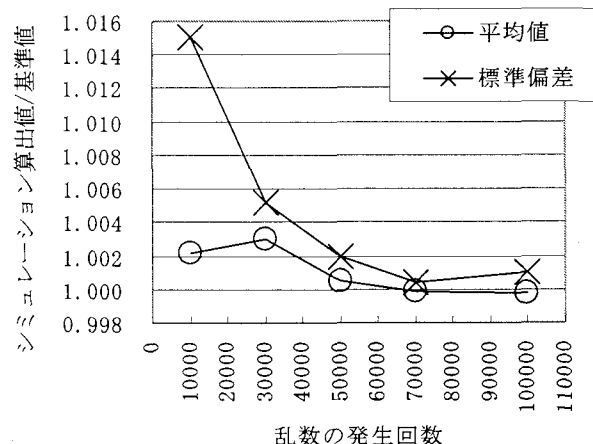


図-5 乱数の発生回数による ξ の平均値と標準偏差の変化

表-7 初期値による ξ の平均値と標準偏差の変化

		初期値 (ISEED)		
		1	K	M
擬似乱数	平均値	0.04902	0.04922	0.04838
5万個	標準偏差	0.02705	0.02719	0.02622

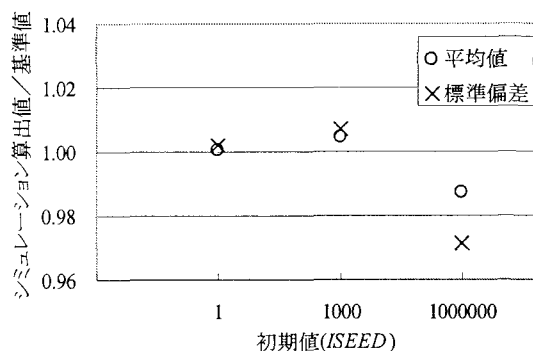


図-6 初期値とシミュレーション結果との関係

の値を用いても問題ないものと考えられる。しかし、3つの変数すべてに同じ初期値を用いると変数間に高い相関が生じるため、 ξ には1、 E_{st} には 10^3 、 ε_{st} には 10^6 と各変数に対して異なる初期値を用いることとした。

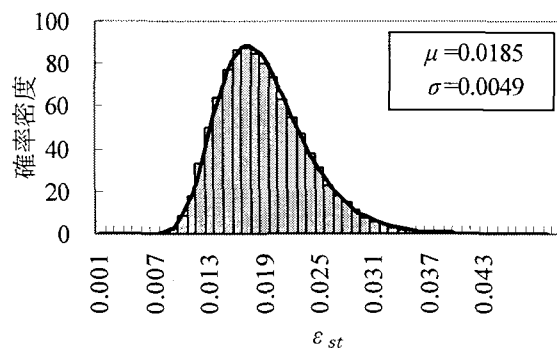
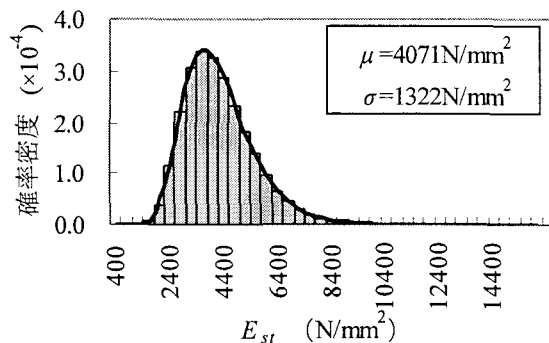
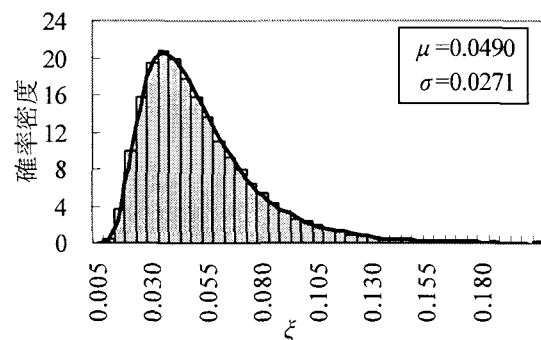


図-7 各パラメータの確率密度関数

3.3 本研究で用いるパラメータの確率密度関数

3.1, 3.2 で述べた乱数の発生回数, 初期値の条件の下, 2.3.2 で仮定したパラメータの値を用いてモンテカルロシミュレーションによって得られた3つの変数のヒストグラムを, 仮定した対数正規分布の確率密度関数と比較して図-7 に示す. 同図には, シミュレーションで得られた各パラメータの平均値, 標準偏差も併せて示している. いずれのパラメータについても, シミュレーションより算出されたヒストグラムと対数正規分布の曲線がほぼ重なっている. また, 表-2 の値と比較すると, 算出されたパラメータの平均値, 標準偏差の誤差は最大でも0.4%と極めて小さく, シミュレーションから得られたデータは仮定した対数正規分布に従っていると判断できる.

4. 解析結果と考察

4.1 鋼種別曲げ耐力の確率分布

図-8 には, SS400 と SM490 に対して平均的な統計量

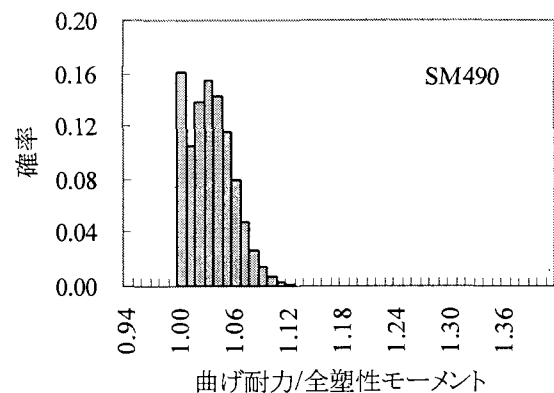
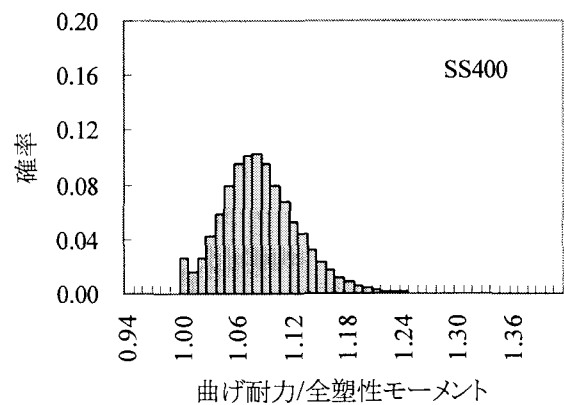


図-8 鋼種別全塑性モーメントで無次元化した曲げ耐力の確率分布

表-8 平均的な特性を用いて得られた解析結果

鋼 種	SS400	SM490
全塑性モーメント(GN・mm)	4.369	5.705
塑性中立軸(mm)	1016.9	985.2
曲げ耐力の統計特性値		
平均値 (μ) (GN・mm)	4.711	5.865
メディアン (Me) (GN・mm)	4.697	5.854
分散 (σ^2) ((GN・mm) ²)	0.033	0.019
標準偏差 (σ) (GN・mm)	0.182	0.138
変動係数 (VC) (%)	3.873	2.355
歪度 (Ske)	0.539	0.615
尖度 (Kur)	0.664	0.170

を用いて算定した曲げ耐力を全塑性モーメントで無次元化した確率分布を示す. また表-8 には, 全塑性モーメント, 下フランジ下面から塑性中立軸までの距離, 曲げ耐力の統計特性値をまとめる.

図-8 からわかるように SS400, SM490 とともに曲げ耐力の最小値にて確率が高くなっている. また, 2 種の鋼材を比較すると, 強度が高い SM490 の方が曲げ耐力が最小値付近になる確率が高い. これは, コンクリート強度が一定のまま鋼材強度が高くなると, 全塑性状態における中立軸の位置が下がるため, ひずみ硬化開始点ひずみ

がある値より大きくなると、床版上面のひずみがコンクリートの終局ひずみに到達しても下フランジ最外縁のファイバーはひずみ硬化域に達しなくなるという状況が生じ易くなることに起因している。

一方、曲げ耐力の分布形状は、最小値付近を除いて若干左に歪んだ対数正規分布に近い形状を呈しているように見える。実際、表-8 に示したように SS400, SM490 とともに歪度、尖度が正の値であることより、曲げ耐力の確率分布形は左にかたより、正規分布より尖っているといえる。SS400 の曲げ耐力の確率分布は、SM490 に比べて左右対称の分布形を呈していることを反映して、尖度は SS400 については 0.664, SM490 については 0.170 と前者の方が 4 倍近い値をとっている。

シミュレーションで得られた曲げ耐力のデータをもとに、全塑性モーメント (SS400: $4.369 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}$, SM490: $5.705 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}$) を下回る確率を計算してみると、SS400 に対して 0.0265, SM490 に対しては 0.1614 となり、強度が高い SM490 においてその値が高くなった。さらに、最小値からの累積確率が 1% および 5% に対する曲げ耐力の値は、SS400 に対してそれぞれ $4.359 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}$, $4.426 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}$, SM490 に対してともに $5.680 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{mm}$ と算定された。すなわち、例えば非超過確率 5% で曲げ耐力を規定する場合、SS400 に対しては全塑性モーメントを期待できるのに対して、SM490 では期待できないことになる。

4.2 鋼材パラメータの平均値・標準偏差の影響

4.2.1 曲げ耐力の確率分布形への影響

図-9~11 には、鋼材の塑性域における応力-ひずみ関係を規定するパラメータのうち、 ξ , E_{st} , ε_{st} の平均値・標準偏差をそれぞれ実際起こりうる範囲より若干大きく範囲をとって変化させて解析を実施した結果のヒストグラムを、標準的な鋼材パラメータの統計量を用いて算出された結果と併せて図示する。ここでも 4.1 と同様、曲げ耐力を全塑性モーメントで無次元化している。ヒストグラムであるので、本来ならば縦棒グラフとして表示すべきであるが、比較を容易にするため、ここでは折れ線グラフとしている。なお、ヒストグラム作成時の横軸の刻み幅は 0.01 である。

まず ξ については、図-9 に示すように、平均値が大きくなるにつれて曲げ耐力分布のピークがやや左上にシフトし、形状が尖る傾向が見られる。すなわち、曲げ耐力の小さい領域の確率が高くなることがわかる。一方、 ξ の標準偏差については、値を 1/2 あるいは 2 倍程度としても分布形、分布範囲ともにほとんど変化しておらず、その影響はほとんどないと言える。

次に E_{st} については、図-10 に示すように、平均値を変化させると ξ の平均値の場合とは逆に、分布のピークが右下に移動するとともに、分布形が緩やかになる傾向を示し、高曲げ耐力域の確率が高くなった。標準偏差の影響は ξ と同様、分布形、分布範囲ともにほとんど認められない。

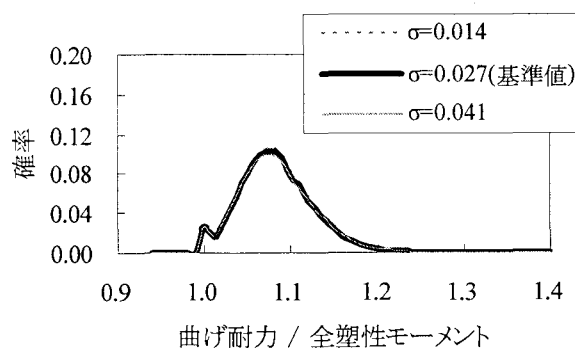
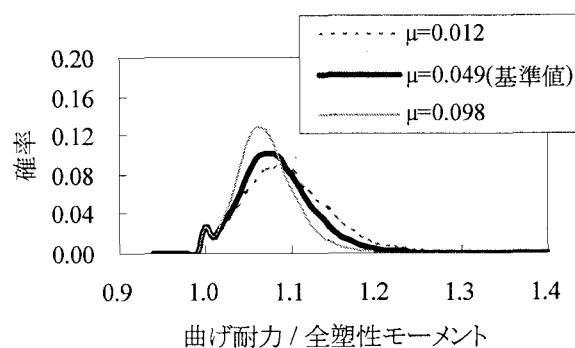


図-9 ξ の変化による確率分布への影響

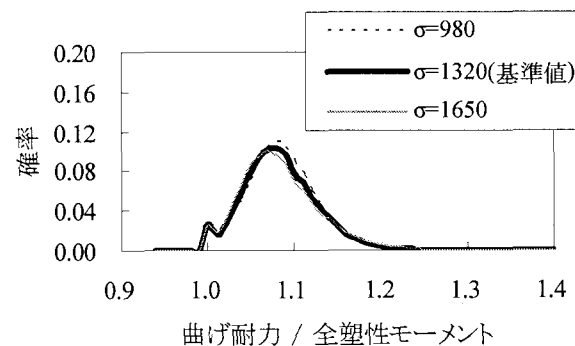
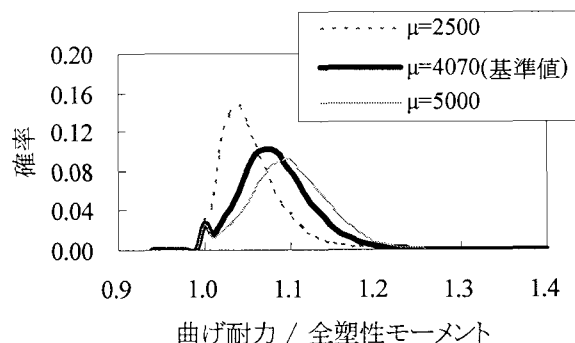


図-10 E_{st} の変化による確率分布への影響

最後に ε_{st} については、図-11 から分かるように、平均値を大きくすると、曲げ耐力の確率分布の分布範囲は小さくなるとともに、分布形は左上にシフトし、0.025 の場合には曲げ耐力の最小値付近で確率が極端に高くなっている。標準偏差の影響は他のパラメータに比べてやや大きく、値が増加するにつれてピークが若干右下に移動している。

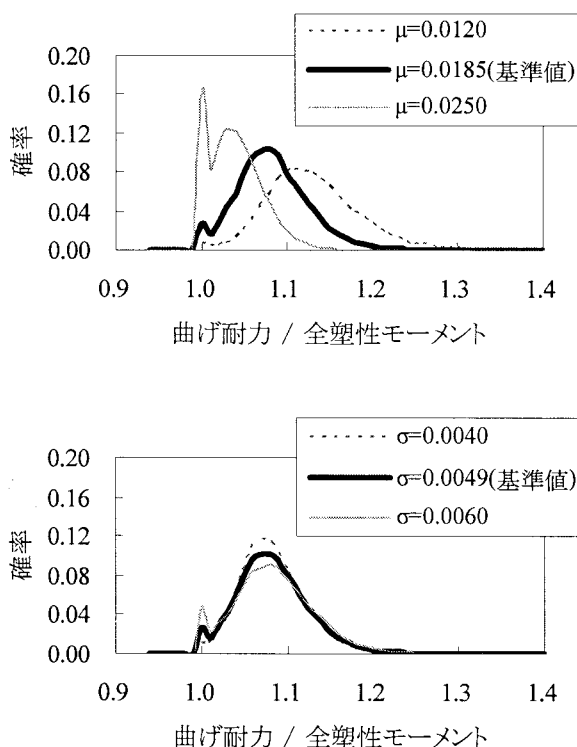


図-11 ε_{st} の変化による確率分布への影響

4.2.2 曲げ耐力の平均値・標準偏差への影響

図-12 に各鋼材パラメータ ξ , E_{st} , ε_{st} の平均値・標準偏差と曲げ耐力の平均値・標準偏差との関係を示す。なお、縦軸・横軸ともに基準値に対する比で表示している。

ξ の平均値が変化しても曲げ耐力の平均値にはほとんど変化が見られないが、曲げ耐力の標準偏差は ξ の平均値が増加することにより基準値から 20% 程度減少している。一方、 ξ の標準偏差は曲げ耐力の平均値・標準偏差いずれに対してもほとんど影響していない。

E_{st} については、平均値が小さくなるにつれて、曲げ耐力の平均値は基準値から 3% 程度、標準偏差は 20% 程度低下している。標準偏差の影響は平均値と類似しているが、その程度は小さく、曲げ耐力の平均値にはほとんど変化が見られず、標準偏差には 10% 程の変化が見られる。

検討対象とした 3 つのパラメータでは ε_{st} の影響が最も大きく、平均値の変化により曲げ耐力の平均値は基準値から約 6%、標準偏差は約 26% 変化している。また、標準偏差の変化に対し、曲げ耐力の標準偏差が基準値から 10% 程度変化しているが、曲げ耐力の平均値はほとんど変化していない。

以上のように、総じて鋼材パラメータの統計量が曲げ耐力の平均値に及ぼす影響は比較的小さく、標準偏差に及ぼす影響の方が大きい。また、今回検討したパラメータの中では E_{st} と ε_{st} 、特にその平均値の影響が大きい。今後これらの値に関して十分なデータが蓄積されることが望まれる。

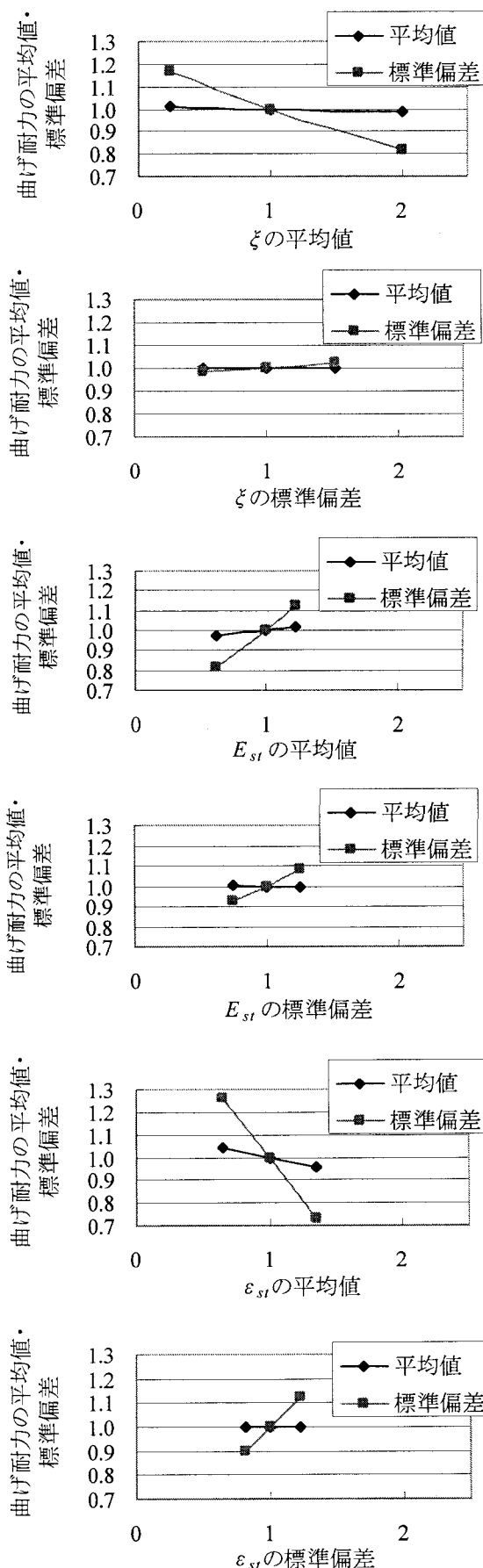


図-12 曲げ耐力の平均値・標準偏差への影響

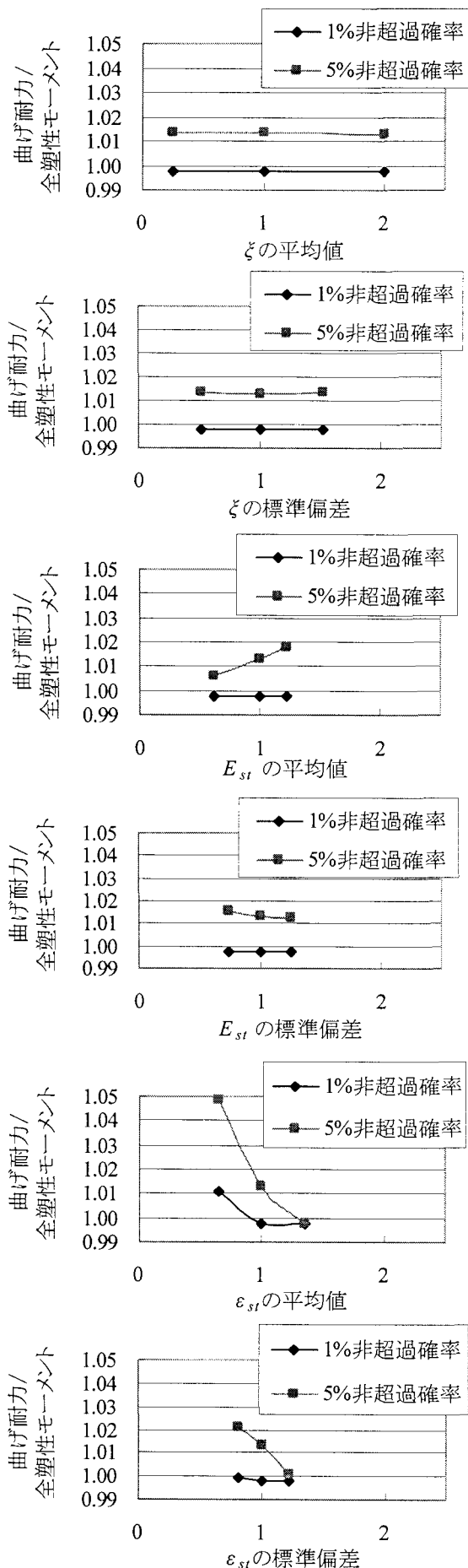


図-13 非超過確率に対する曲げ耐力

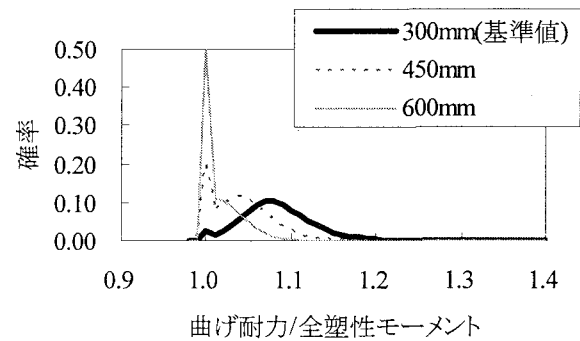


図-14 フランジ幅の変化による確率分布への影響

4.2.3 曲げ耐力の非超過確率値への影響

図-13に各鋼材パラメータの平均値、標準偏差が曲げ耐力の1%および5%非超過確率値に対する影響を示す。なお、縦軸は曲げ耐力を全塑性モーメントで無次元化した比で表示している。

曲げ耐力の平均値・標準偏差と同様、鋼材パラメータの中で1%、5%非超過確率値に対する影響が大きいのは ε_{st} の平均値であるが、その値が基準値の65%になっても1%および5%非超過確率値はそれぞれ1%および4%の増加に留まっている。

4.3 フランジ幅の影響

図-14にフランジ幅を300mm、450mm、600mmと変化したときの曲げ耐力の確率分布を示す。ここでも4.2と同様に、刻み間隔0.01にて作成したヒストグラムを折れ線グラフで示している。

フランジ幅が大きくなると、全塑性モーメントで無次元化した曲げ耐力の確率分布の分布範囲は小さくなり、分布形は左にシフトし、最小値付近の発生確率が極端に高くなっている。また、フランジ幅を300mm、450mm、600mmと変化したとき、全塑性モーメント（フランジ幅300mmでは $4.369 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$ 、450mmでは $5.462 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$ 、600mmでは $6.505 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$ ）を下回る曲げ耐力の発生確率は2.7%、19.8%、50.0%と高くなっていた。これは、フランジ幅が大きくなると塑性中立軸の位置が下フランジ側に移動するため、断面の全塑性モーメントに対する床版コンクリートの圧壊で決定される断面の曲げ耐力が相対的に小さくなるためであると考えられる。

5. まとめ

本研究では、鋼材の塑性域における応力-ひずみ関係を規定するパラメータのうち ξ 、ひずみ硬化係数 E_{st} 、ひずみ硬化開始点ひずみ ε_{st} を対数正規分布に従う確率変数であると仮定し、モンテカルロシミュレーションを実施することで、鋼-コンクリート合成桁の曲げ耐力の確率分布を算定し、次のような結果が得られた。

- 1) ひずみ硬化開始点ひずみがある値より大きくなると、

下フランジ最外縁がひずみ硬化域に達する前にコンクリート上縁が終局ひずみに達するため、曲げ耐力の最小値にて発生する確率が高くなる。

- 2) 曲げ耐力の確率分布は、最小値付近を除いてやや左に歪んだ対数正規分布に近い形状を呈する。
- 3) 全塑性モーメントを上回る曲げ耐力の発生確率はSS400 に対して 97.35%, SM490 に対しては 83.86% となり、断面形状が一定であれば強度の高い鋼材ほど全塑性モーメントを下回る確率が高くなる傾向が伺えた。
- 4) 鋼材パラメータのうち、曲げ耐力の確率分布形への影響が最も大きいのはひずみ硬化開始点ひずみ ε_{st} の平均値である。一方、各鋼材パラメータの標準偏差を変化させても曲げ耐力の確率分布形、分布範囲とともに大きな変化は見られなかった。
- 5) 鋼材パラメータの統計量が曲げ耐力の平均値に及ぼす影響は比較的小さく、標準偏差に及ぼす影響の方が大きい。また、今回検討したパラメータの中ではひずみ硬化係数 E_{st} とひずみ硬化開始点ひずみ ε_{st} 、特にその平均値の影響が大きい。
- 6) 鋼材パラメータの中で 1%、5%非超過確率値に対する影響が大きいのはひずみ硬化開始点ひずみ ε_{st} の平均値であるが、その値が基準値の 65%になっても 1% および 5%非超過確率値はそれぞれ 1%および 4%の増加に留まっている。
- 7) フランジ幅を大きくするに従って全塑性モーメントを下回る曲げ耐力の発生確率は高くなる。

本研究は、1.にも述べたように、鋼橋上部構造へ適用可能な塑性設計法の確立を最終目的とする研究の一環として、曲げ耐力の確率分布について検討をしたに過ぎない。しかも、鋼種として SS400, SM490 のみを解析対象とし、鋼材の塑性域におけるパラメータのみを確率変数として取り扱っている。また、検討した断面形状も極めて限られている。今後、他の鋼種について解析を行っていくほか、コンクリート強度や鋼材降伏点などの材料強度、鋼板厚、コンクリート床版厚などを確率変数として同様の検討を行い、正曲げ耐力の確率分布に及ぼすそれ

らの影響を明らかにする予定である。また、今回独立に変化させた鋼材パラメータにおける相関関係の有無を調査するとともに、全塑性モーメントを下回る曲げ耐力を発生させるパラメータの組み合わせなどに関しても検討したい。さらに、曲げ耐力の確率分布に及ぼす上下対称断面と非対称断面との違い、塑性中立軸位置の桁高に対する比の影響なども今後の課題としたいと考えている。

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002。
- 2) AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 1998。
- 3) Eurocode 3：Design of steel structure – Part 2：Steel bridge (ENV 1993-2)
- 4) 土木学会：鋼構造物設計指針(PART B, 合成構造物)，1997。
- 5) 神應昌嗣，野坂克義，鈴木正典，上平哲，伊藤満：モーメント勾配をうける低降伏比鋼H形断面ばりのモーメント・塑性回転能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.50A，pp.113-119，2004.3。
- 6) 江頭克礎，中村聖三，高橋和雄，呉慶雄：鋼-コンクリート合成断面の正曲げ耐力に及ぼす鋼材特性の影響，構造工学論文集，Vol.49A，pp.791-798，2003.3。
- 7) Wittry, Dennis M.：An Analytical Study of the Ductility of Steel Concrete Composite Sections, Masters thesis, University of Texas at Austin, December 1993。
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書，pp.23-25，1996。
- 9) 土木学会鋼構造委員会，鋼構造新技術小委員会：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996。
- 10) 青木博文，増田正之：素材引張試験結果による構造物用鋼材の力学的性質に関する統計的調査，日本建築学会構造系論文報告集第 358 号，pp.94-102，1985.12。
- 11) 奈良敬，中村聖三，安波博道，川端文丸，塩飽豊明：橋梁向け構造物用鋼板の板厚および強度に関する統計調査，土木学会論文集，No.752/ I -66，pp.299-310，2004.1。

(2004 年 9 月 17 日受付)