鉄骨柱材の耐力特性

STRENGTH CHARACTERISTICS OF STEEL BEAM-COLUMNS

中島正愛*, 森野捷輔**, 古場覚司***

Masayoshi NAKASHIMA, Shosuke MORINO and Satoshi Koba

Strength characteristics of steel beam-columns are discussed by statistically evaluating the data obtained from previous experimental studies. A total of 237 test data are selected in this study, and their individual properties like material and geometrical properties and maximum resistances are stored in a computer in the format of a relational data base.

Strength of the test data (designated as the experimental strength) is calibrated against the strength assumed in the strength provisions of the LSD Specification (designated as the predicted strength), and following observations are made.

- (1) The experimental strength is 15 % larger on the average than the predicted strength.
- (2) The experimental strength relative to the predicted strength is larger for beam-columns with moment-gradient than for those with uniform-moment, and it occurs most likely because the effect of strain hardening on the strength is not included in the predicted strength.
- (3) If the nominal yield stress is used instead of the real yield stress, the difference between the experimental and predicted strengths is expanded further by 7 %.
- (4) The experimental strength is 36 % larger on the average than the design strength stipulated in the LSD Specification.
- (5) The primary source that have produced the difference between the experimental and design strengths is not the variation of yield stress but the error involved in the predicted strength.

Keywords : beam-columns, strength, database, design, provisions

1. はじめに

安全で合理的な構造設計を実現するうえで、構造設計規準の果たす役割は大きい。より高度な構造設計を目指して、新しい概念や規定を構造設計規準に組み込み、また既往の規定を修正するための努力は続いている。設計規定を新たに定めたり、既往の規定を修正したりするにあたってなすべきことの一つとして、その規定が対象としている構造性能に関する既往の研究成果を分析することによって、

- ・構造性能を左右する因子を適切に抽出すること
- ・これら因子の構造性能に対する影響度を正しく評価すること

が挙げられる。そして、影響度の高い因子に対しては、この影響が正しく反映されるように規定を整備し、一方、二次的と判断された因子に対しては、規定にある程度余裕を持たせることと引き換えに、これを規定の拘束から排除することによって、十分な精度と安全性を保ちながら、しかも簡潔で使いやすい規定を作ることができる。

昨今、構造部材・要素個々の性能を調べた研究の数があまりにも多くなった結果、これらの研究成果に対する横断的な分析が追いつかず、その結果として、研究成果の多くが規定に正しく反映されていないのではないかとこの懸念は少なくない。本研究の目的は、設計規定を適切に整備するうえで必要な知識を、それに関連する数多くの研究を横断的に分析することを通じて提示しようとするものである。本論文では、対象とする設計規定として、曲げと軸圧縮力を同時に受ける鉄骨柱材の耐力規定を採り上げた。また分析すべき研究成果として、過去20年間に日本で行われた、鉄骨柱材に対する実験的研究を用いた。これら実験結果を、現実の柱材の挙動を再現したものにとらえ、各実験で課せられた条件に従って分類することによって、柱材の耐力に及ぼす各因子の影響度を定量化するとともに、同定することが難しい不確定な因子によって生じる、いわゆる「ばらつき」をも積極的に評価することにした。このようなばらつきを定量化することは、近年の趨勢である信頼性に立脚した設計

* 神戸大学 助教授・Ph. D.

** 三重大学 教授・工博

*** 神戸大学 大学院

Associate Professor, Kobe Univ., Ph. D.

Professor, Mie Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Kobe Univ.

体系（例えば、鋼構造限界状態設計規準案（1990）（以下 LSD 規準（案）と称す）が求めるところにも一致する。

2. 柱の設計式と実験データ

2.1 柱の設計式

LSD 規準（案）では柱の曲げ圧縮限界耐力として、曲げ面内限界状態と曲げ面外限界状態それぞれに、以下の規定を設けている。

$$\frac{N}{\phi_c N_{cx}} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{N}{\phi_p N_y} + 0.85 \phi \frac{M}{\phi_p M_p} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{M}{\phi_b M_c} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{N}{\phi_c N_{cy}} + 0.85 \frac{M}{\phi_b M_c} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

M ：曲げモーメント

M_c ：横座屈限界耐力

N ：軸圧縮力

M_p ：全塑性モーメント

N_{cx} ：曲げ面内の座屈限界耐力

N_{cy} ：曲げ面外の座屈限界耐力

N_y ：降伏限界耐力

ϕ ：付加曲げ効果を考慮する係数（詳細は原典を参照）

ϕ_p, ϕ_c, ϕ_b ：耐力係数

一方米国における鋼構造設計規準の一つである AISC の LRFD 規準（1986）では、柱の限界耐力として以下の式を与えている。記号の詳細については原典を参照されたい。

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ のとき } \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b M_n} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \text{ のとき } \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - P_u/P_e)} \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left(\frac{\Delta_{on}}{\sum HL} \right)} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ϕ, ϕ_b ：耐力係数

P_n, M_n ：公称耐力

P_u, M_u ：限界耐力

$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1/M_2)$

M_1/M_2 ：モーメント勾配

上記の LSD 規準（案）式、LRFD 規準式に対する筆者らの理解は以下のとおりである。これらの式はともに、いわゆる最危険断面の初期降伏に対する軸力と曲げモーメントの相関式が基礎になっている（この相関式を導き

出す過程においては、モーメント勾配や材の曲げたわみによる $P\delta$ 効果は考慮されているが、ひずみ硬化、残留応力、初期たわみ、局部座屈等の影響は考えられていない。）。このように求められた相関式では、座屈が引き金となって生じる安定限界耐力を表現できないので、これを圧縮材の曲げ座屈耐力や、梁の横座屈耐力を用いて書き換えたものが、式（1）～（6）である。この導出過程には飛躍が見られるが、その結果として得られる設計式は簡便であり、また実験結果と比較しても余りかけ離れていないという事実などから、長年にわたって採用されてきた。次節以降の議論を明確にするために、式（1）～（6）に対する筆者らの所見を以下に示す。①上記設計式中に現れる曲げ座屈耐力や横座屈耐力は実験結果なども勘案して決められているので、そこには残留応力や初期たわみの影響が含まれているが、それらは設計式の中に陽な形で表現されていない。②局部座屈については別途規定が設けられており、上記設計式には局部座屈の影響は含まれていない。③ひずみ硬化による耐力の上昇は、短い材に対する曲げ座屈耐力や横座屈耐力に考慮されているので、上記設計式の中にもその効果が含まれているはずであるが、いずれにしても公称降伏応力度を用いて計算した降伏耐力や全塑性モーメントで頭打ちとなっている。④ $P\delta$ 効果については、LSD 規準（案）の曲げ面内限界耐力を規定する式（式（2））では ϕ で、また LRFD 規準式（式（5）、（6））では B_1 で考慮されている。一方、柱頭部が柱脚部に対して横移動すること（サイドスウェイ）によって生じる $P\Delta$ 効果については、LRFD 規準式では、式（9）に示す増幅係数を用いることによってこれを考慮している。一方 LSD 規準（案）では、その解説において、 $P\Delta$ 効果が大きいと見なされる場合には、骨組解析においてこの効果を考慮して柱の必要耐力を算定し、設計耐力式を適用することが望ましいと記している。

2.2 実験データの調査

過去 20 年間に日本建築学会論文報告集、同大会学術講演梗概集、各支部報告集で公表された実験資料の中で、① H 形断面材に対して、軸圧縮力と強軸回りに曲げを作用させた実験、② 柱材単体としての実験（骨組に組み込まれた実験は含まれていない）、③ 単調載荷による実験、を調査の対象とした。ただし、いわゆる繰返し載荷実験でも、初期載荷で明らかに最大耐力が推定できるものは含めた。また数値解析によるデータは除外した。以上の条件に適合するデータとして 19 文献、データ数にして 285 を選び出した。その中で、軸力が 0 のものが 29 データ、また素材試験から得られた降伏応力度（実測降伏応力度と定義）の記述のなかったデータが 19 データあったので、これらを除外した。最終的に考察の対象とした有効データ総数は 237 であった。実験の詳細はそれぞれ

表—1 調査文献, 実験データ数, 実験条件の一覧

Designation	Number of Data	Support(*)	Type of Forming
UDAGAW01	5	1 - 4	1
KATO0001	18	1 - 1	3
KATO0002(01~03)	3	3 - 4	2
KATO0002(04~07)	4	4 - 4	3
SUZUKI01	21	1 - 1	1
SUZUKI02(01~12)	12	3 - 3	1
SUZUKI02(13~18)	6	3 - 5	2
SUZUKI03(01~07)	7	1 - 1	1
SUZUKI03(08~13)	6	1 - 1	2
SUZUKI04	16	3 - 3	1
SUZUKI05	6	3 - 3	1
TANAKA01	7	1 - 4	1
NAKASH01	14	1 - 4	1
NAKASH02	42	4 - 4	1
FUKUCH01	4	3 - 4	2
FUKUCH02	12	3 - 4	2
FUKUCH03	12	3 - 4	2
FUKUCH04	9	3 - 4	2
FUKUCH05	9	3 - 4	2
MAKINO01	29	2 - 4	2
MITANI01	36	2 - 2	2
WAKABA01	7	1 - 4	1

(*) First Number About Strong Axis, and Second Number About Weak Axis (For Numbers, See Fig.1)

Type of Forming: 1:hot rolled; 2:built-up; 3:machined

	1	2	3	4	5
Strong Axis Bending					
K	1.0	2.0	1.0	1.0	
Weak Axis Bending					
K	1.0	0.7	0.5	0.5	0.35

K = Effective Length Factor Employed

図—1 実験データの载荷支持条件

の文献を参照されたい。

表—1 に, 各文献ごとの試験体数, 载荷・支持条件(記号については図—1 を参照), 製作形式を示す。各試験体ごとに, 試験体緒元, 材料特性, 载荷条件, 最大耐力等を抽出して, これらをデータベースとしてコンピュータの中に組み込んだ。

図—2 軸力と最大曲げモーメントの関係

表—2 実験データの無次元化細長比別の分類

Normalized Slenderness Ratio About Strong Axis	Number of Data
$0.1 \leq \bar{\lambda}_x < 0.2$	2
$0.2 \leq \bar{\lambda}_x < 0.3$	76
$0.3 \leq \bar{\lambda}_x < 0.4$	47
$0.4 \leq \bar{\lambda}_x < 0.5$	58
$0.5 \leq \bar{\lambda}_x < 0.6$	25
$0.6 \leq \bar{\lambda}_x < 0.7$	18
$0.7 \leq \bar{\lambda}_x < 0.8$	5
$0.8 \leq \bar{\lambda}_x < 0.9$	6
Total	237

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x (\text{Slenderness Ratio about Strong Axis})}{\pi \sqrt{E/\sigma_y} (\text{Yield Slenderness Ratio})}$$

3. データの分析

3.1 実験データの分類

分析結果の一例として, 軸力比と最大耐力の関係を図—2 に示す。なお図中, 縦軸, 横軸の分母である N_y (降伏軸力) と M_p (全塑性モーメント) は, いずれも実測による降伏応力度と断面寸法をもとに算定した。また最大耐力として用いた曲げモーメントは, 柱の断面に作用する一次 (first order) の最大曲げモーメントであり, いわゆる $P\delta$ や $P\Delta$ 効果による付加的なモーメントは含まれていない。降伏軸圧縮力で座屈するような材の細長比 ($=\pi\sqrt{E/\sigma_y}$ (降伏細長比と定義): ここで E はヤング係数, σ_y は実測降伏応力度) で無次元化した細長比 (LSD 規準 (案) における曲げ面内の細長比: λ_c に相当) 別の実験データ数を表—2 に, 軸力比 (N/N_y) 別の実験データ数を表—3 に, 降伏比別の実験データ数を表

—4に、材断面の幅(B)のせい(H)に対する比(B/H)別の実験データ数を表—5に、またLSD規準(案)による幅厚比区分別の実験データ数を表—6中段にそれぞれ示す。80%以上の実験データが無次元化細長比にして0.5以下で、また幅厚比も小さく(LSD規準(案)幅厚比区分P-IとP-IIに属するもので72%を占めている)、塑性設計を意識したと思われる実験が大半を占めていた。また B/H が1.0以上のデータが全体の78%以上を占めており、いわゆる広幅H形断面材に対する実験が多い。降伏比別では、降伏比が0.6~0.8のデータが全体の93%を占めていた。また全データの降伏比の平均値は0.70であった。

3.2 柱材の強度特性

得られた実験データに基づいて、鉄骨柱材の耐力特性を考察することにした。またこのために、LSD規準(案)の面外限界耐力式(式(3),(4))を規準値として用いることにした。これは、H形断面材の強軸回りに曲げが作用された実験データだけを今回の調査対象としたからである。規準値の算定にあたっては、耐力係数(ϕ_b , ϕ_c)を省くこととした。また M_c , N_{cy} の値については、LSD規準(案)が定めるところに従って求め、さらにこれら諸量を計算するために必要な降伏強さ(F_y)には実測降伏応力度を、また断面量についても実測されたものをそれぞれ用いた。そして、このようにして求めた式(3),(4)が、LSD規準(案)が想定する、曲げと軸圧縮力を同時に受ける材の耐力の予測値と仮定した。これらの式(予測耐力式と定義)によって定められる耐力値を予測耐力と名付け、この予測耐力と実験から得られた耐力(実験耐力と称す)の違いを、曲げと軸圧縮力を同時に受ける材の耐力特性を評価するための指標とした。またこの違いを図—3に示すように、実験耐力(N_{exp} , M_{exp})の予測耐力(N_{pre} , M_{pre})に対する比(R :超過比)として定義した。この定義に従うと、 N_{exp}/N_{pre}

表—3 実験データの軸力比別の分類

Axial Force	Number of Data
$0 < N/N_y < 0.15$	4
$0.15 \leq N/N_y < 0.25$	59
$0.25 \leq N/N_y < 0.35$	99
$0.35 \leq N/N_y < 0.45$	39
$0.45 \leq N/N_y < 0.55$	11
$0.55 \leq N/N_y < 0.65$	24
$0.65 \leq N/N_y$	1
Total	237

表—4 実験に用いた材料の降伏比別の分類

Yield Stress	Class	Number of Data
$0.5 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.55$	I	3
$0.55 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.6$	I	6
$0.6 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.65$	II	20
$0.65 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.7$	II	50
$0.7 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.75$	III	54
$0.75 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.8$	III	41
$0.8 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.85$	IV	4
$0.85 \leq \sigma_y/\sigma_u < 0.9$	IV	2
Total		180

表—5 実験データの断面特性(H形断面の幅のせいに対する比)

$B(\text{Width})/H(\text{Depth})$	Number of Data
$B/H < 0.5$	6
$0.5 \leq B/H < 0.6$	28
$0.6 \leq B/H < 0.7$	17
$0.7 \leq B/H < 0.8$	2
$0.8 \leq B/H < 0.9$	0
$0.9 \leq B/H < 1.0$	10
$1.0 \leq B/H < 1.1$	151
$1.1 \leq B/H < 1.2$	6
$1.2 \leq B/H < 1.3$	5
$1.3 \leq B/H < 1.4$	6
$1.4 \leq B/H < 1.5$	0
$1.5 \leq B/H < 1.6$	6
Total	237

表—6 実験データの分析結果(超過比の特性)
(実測降伏応力度を用いた場合)

Classification		n	a	b	c	d	m	σ	σ/m
All Data		237	0.12	1.10	-0.04	1.16	1.15	0.13	0.11
Moment Gradient	D.C.	18	0.18	1.16	0.30	1.17	1.25	0.07	0.06
	U.M.	33	0.45	0.91	-0.06	1.14	1.12	0.14	0.13
	M.E.	21	0.51	0.98	-0.29	1.35	1.25	0.13	0.10
	C.L.	25	0.71	0.84	-0.06	1.16	1.14	0.12	0.11
	T.L.	86	-0.01	1.15	-0.07	1.17	1.15	0.08	0.07
	S.S.	54	-0.70	1.39	0.13	1.03	1.08	0.16	0.15
Width to Thickness Ratio	Class(P - I)	159	0.06	1.11	-0.04	1.15	1.13	0.14	0.12
	Class(P - II)	11	-0.11	1.23	0.16	1.15	1.20	0.05	0.04
	Class(P - III)	17	-0.05	1.20	-0.01	1.18	1.18	0.04	0.04
	Class(P - IV)	50	0.51	0.95	0.02	1.15	1.16	0.13	0.11
Yield Ratio	Class(I)	9	-0.61	1.34	0.32	0.98	1.10	0.15	0.14
	Class(II)	70	0.32	1.06	0.10	1.18	1.21	0.14	0.11
	Class(III)	95	-0.42	1.24	0.01	1.08	1.08	0.11	0.11
	Class(IV)	6	1.05	0.60	0.00	1.15	1.15	0.18	0.16

※ n : Number of Data

a,b,c,d: Coefficients Obtained by Linear Regression

$$R = a\bar{X} + b; R = c(N/N_y) + d$$

m : Mean

σ : Standard Deviation

図-3 超過比の定義

$= M_{exp}/M_{pre} = R$ が成立するので、超過比 (R) は、実験耐力を式 (4) (ただし耐力係数は省く) に代入したときの左辺の値を示すことになる。

3.3 LSD 規準式の部材耐力予測の精度

前節で定義した超過比を用いて実験データを分析した。その結果を図-4と表-6に示す。ここで図-4(a)は軸力比と最大曲げモーメントの相関図であり、図中の一点鎖線は予測耐力式 (式 (4)) を示す。また図-4(b)は超過比の実験データ数との関係、図-4(c), (d)は超過比と無次元化細長比、軸力比の関係をそれぞれ表す。超過比の平均値は1.15、またその変動係数は0.11であった。図-4(c), (d)の破線は、直線回帰式を意味する。図-4(c)から、細長比が大きくなるほど、予測耐

(a) 軸力と最大曲げモーメントの相関

(b) 超過比の頻度分布

(c) 超過比と無次元化細長比の相関

(d) 超過比と軸力比の相関

図-4 実験耐力と予測耐力の比較 (実験降伏応力度を用いた場合)

力がより安全側（回帰式が右上がり）になることが分かる。細長比が大きくなるほど予測耐力式中の分母である N_{cy} , M_c は共に小さくなるが、この減少を予測耐力式は大きく見積り過ぎているものと解釈できる。一方軸力比

図—5 実験データの曲げモーメントによる分類

に対する直線回帰式はほぼ水平であった。

次に、荷重条件によって耐力特性がどのように変動するかを調べるため、図—5 に示す 6 つの荷重条件ごとに超過比を求めた。その結果の一覧を表—6 に示す。主な結果を以下にまとめる。①等モーメントを受ける材の超過比 ($R=1.12$) が、一端モーメントを受ける材 ($R=1.25$) や逆対称モーメントを受ける材 ($R=1.25$) よりも小さい。等モーメントを受ける材に比べると、一端モーメントや逆対称モーメントを受ける材の方が、ひずみ硬化を受けやすく、したがって高い耐力が期待できるが、予測耐力式はこの効果を十分に考慮できていないこと、また等モーメントを受ける材の方が、 $P\delta$ 効果による付加曲げモーメントが大きくなるが予測耐力式にはこの効

(a) 軸力と最大曲げモーメントの相関 (b) 超過比の頻度分布
(c) 超過比と無次元化細長比の相関 (d) 超過比と軸力比の相関

図—6 実験耐力と予測耐力の比較（公称降伏応力度を用いた場合）

果が含まれていないこと、等が理由と考えられる。②サイドスウェーを伴う材 ($R=1.08$) に対する超過比が比較的小さい。なおここで、サイドスウェーを伴う材の最大曲げモーメント (式 (4)) の左辺第 2 項分子の M に相当) としては、最大水平力に材長の $1/2$ を乗じた値を用いた。サイドスウェーを伴う材の超過比が小さくなった理由としては、材の柱頭が柱脚に対して変位することによって生じる $P\Delta$ 効果による付加モーメントを、最大モーメントに加算しなかったことが考えられる。③片持ち柱 ($R=1.14$) と集中荷重を受ける材 ($R=1.15$) については、面内挙動だけを考えれば基本的にはサイドスウェーを伴う材と同じ载荷条件であるが、これらの超過比はサイドスウェーを伴う材に比べると高い。中央に集中荷重を受ける材や片持ち柱では、材端のほかに荷重の载荷点において、曲げ面外方向の移動が拘束されていたのに対し、サイドスウェーを伴う柱では材中央において面外に自由に変形できた。この面外方向への拘束の有無が、サイドスウェーを伴う柱の耐力を相対的に低くした原因の一つであると考えられる。④载荷条件別の超過比の変動係数については、実験データ数がそれぞれ異なるものの、 $0.06\sim0.15$ にばらついていた。

実験データを、LSD 規準 (案) が規定する 4 つの幅厚比別に分類し、それぞれの分類ごとに超過比を求めた。その結果も表—6 中段に示す。幅厚比を算定するときに必要な降伏強さとしても、実測降伏応力度を用いた。区分Ⅰ (最も幅厚比の小さな断面を持つグループ) に分類される実験データが全体の約 70 % を占めていた。区分Ⅱ～Ⅳに含まれるデータは区分Ⅰに比べると少ないものの、その超過比が区分Ⅰにおける超過比よりも小さくなるとは限らず、幅厚比が大きい材 (特に幅厚比区分Ⅳの材) では、局部座屈の発生・成長によって耐力が早期に失われるという、一般的な理解に反する結果となった。この最大の理由として、区分Ⅰには超過比の比較的小さかった等モーメントを受ける材とサイドスウェーを伴う材に対するデータが多く含まれていた (55 %) のに対し、区分Ⅳにはこれからのデータが皆無であったことが挙げられ、局部座屈による耐力低下がひずみ硬化による耐力

上昇によって相殺されたものと推察される。

次に、実験データを表—4 のように降伏比別に分類し、それぞれの分類ごとに超過比を求めた。その結果を表—6 下段に示す。ここでは、降伏比ランクⅡ ($0.6\leq$ 降伏比 <0.7)、Ⅲ ($0.7\leq$ 降伏比 <0.8) の実験データが大半を占めていた。またランクⅡ、Ⅲを比較すると、ランクⅡの超過比が約 10 % 大きい結果となっている。降伏比が小さい方がひずみ硬化による耐力の上昇をより見込めることを勘案すると、この結果も、予測耐力式がひずみ硬化による耐力上昇効果を十分に考慮できていないことを示唆するものである。

3.4 LSD 規準 (案) 式の耐力予測に対する降伏強さの影響

鋼材の降伏応力度や最大強度がばらつきの多い量であることはよく知られている。そこで鋼材の材料特性が柱の耐力に及ぼす影響を考察するために、式 (4) の N_{cr} と M_c の算定に公称降伏応力度を用いたものを予測耐力と考え、超過比を算定してみた。その結果を図—6 と表—7 に示す。また実験で使用された鋼種とデータ数の分類を表—8 に示す。全実験データの約 80 % が、SS 41 を用いた実験から得られたものであった。超過比の平均値として 1.22、またその変動係数として 0.11 という結果を得た。降伏応力度の変動によって、実験耐力は予測耐力を更に 7 % 上回った。また無次元化細長比に対する回帰直線は、降伏応力度として実測値を用いた場合が右上がりの傾向を示していたのに対して、公称値を用いた場合はほぼ水平となった。また軸力比に対する回帰直線は、右上がりの傾向となった。実験に用いられた SS 41 について、実測降伏応力度の公称降伏応力度 (2.4 ton/cm^2) に対する比を求めた。その結果を図—7 に示す。この比は比較的一様に分布しており、その平均値は 1.25 であった。

表—8 実験に用いられた鋼材の種類

Material	Nominal Yield Stress (t/cm ²)	Number of Data
SS 41	2.4	182
SM 41	2.4	7
SM 50	3.3	19
HT 60	4.8	5
HT 80	6.4	1
NES 55	4.4	1
SWH 41	2.4	22
Total		237

* NES 55 : High Strength Steel
(in MAKINO01)

* SWH 41 : Light Gaged Steel
(in MITANI01)

表—7 実験データの分析結果 (超過比の特性)
(公称降伏応力度を用いた場合)

Classification	n	a	b	c	d	m	σ	σ/m
All Data	237	-0.00	1.22	0.09	1.19	1.22	0.14	0.11
Moment Gradient	D.C.	18	0.14	1.27	0.59	1.16	1.33	0.10
	U.M.	33	0.38	0.98	-0.01	1.15	1.14	0.15
	M.E.	21	0.42	1.13	0.04	1.31	1.32	0.14
	C.L.	25	0.53	1.02	0.28	1.13	1.22	0.12
	T.L.	86	-0.18	1.28	0.34	1.14	1.23	0.09
	S.S.	54	-0.66	1.43	0.25	1.06	1.16	0.14
Width to Thickness Ratio	Class(P-I)	210	-0.03	1.24	0.08	1.20	1.23	0.14
	Class(P-II)	5	0.05	1.20	0.10	1.19	1.23	0.01
	Class(P-III)	3	-4.0	2.14	0.13	1.05	1.11	0.02
	Class(P-IV)	19	0.07	1.12	0.39	1.03	1.14	0.08

図-7 SS 41 材の降伏応力度の分布

載荷条件ごとにもこの超過比を求めたが、その平均値が 7 % 程度上がることを除けば、実測降伏応力度を用いて求めた超過比とはほぼ同じ性状を示していた。ただし、等モーメントを受ける材の場合だけは、超過比の平均値は 2 % しか上昇しなかった。幅厚比ごとに分類してみると、ランク I、II のデータが、ランク III、IV のデータの平均値を 10 % 上回った。

3.5 LSD 規準 (案) 式の設計耐力

式 (4) の N_{cy} と M_c の算定に公称降伏応力度を用い、さらに、耐力係数 (ϕ_c, ϕ_b) を含めると、この式は LSD 規準 (案) が規定する設計耐力となる。実験耐力と設計耐力を比較して、その超過比を求めた。その結果を図-8 と表-9 に示す。超過比の平均値は 1.36、またその変

(a) 軸力と最大曲げモーメントの相関

(b) 超過比の頻度分布

(c) 超過比と無次元化細長比の相関

(d) 超過比と軸力比の相関

図-8 実験耐力と予測耐力の比較 (公称降伏応力度を用い、耐力係数を求めた場合)

動係数は0.11であった。これは実験データが設計耐力を平均で36%上回っているということである。載荷条件別や幅厚比別の傾向についても、超過比の平均値が上

表—9 実験データの分析結果（超過比の特性）
（公称降伏応力度を用い耐力係数を含めた場合）

Classification	n	a	b	c	d	m	σ	σ/m
All Data	237	0.06	1.34	0.13	1.32	1.36	0.16	0.11
Moment Gradient	D.C.	18	0.19	1.40	0.69	1.29	1.49	0.12
	U.M.	33	0.49	1.08	-0.04	1.31	1.30	0.18
	M.E.	21	0.55	1.24	0.02	1.49	1.49	0.16
	C.L.	25	0.64	1.12	0.30	1.27	1.36	0.14
	T.L.	86	-0.19	1.42	0.38	1.27	1.37	0.10
Width to Thickness Ratio	S.S.	54	-0.73	1.59	0.30	1.18	1.30	0.16
	Class(P-I)	210	0.02	1.36	0.11	1.33	1.37	0.16
	Class(P-II)	5	0.11	1.33	0.13	1.34	1.38	0.02
	Class(P-III)	3	0.00	1.23	0.15	1.17	1.23	0.02
Class(P-IV)	19	0.12	1.23	0.43	1.14	1.27	0.09	0.07

昇する以外には、耐力係数を含めない場合の超過比の特性とほぼ同様の性状を示していた。

3.6 米国 LRFD 規準の予測耐力と設計耐力

LRFD 規準における、曲げと軸圧縮力を受ける材に対する耐力規定（式（5）、（6））についても、同様の考察を繰り返した。これらの式において、 P_n と M_n の算定には実測降伏応力度を用い、さらに耐力係数を省いたものを予測耐力としたときの超過比を求めたところ、図—9と表—10の結果を得た。全データに対する超過比の平均値は1.16となり、

(a) 軸力と最大曲げモーメントの相関 (b) 超過比の頻度分布
(c) 超過比と無次元化細長比の相関 (d) 超過比と軸力比の相関

図—9 実験耐力と予測耐力の比較（LRFD 基準：実測降伏応力度を用いた場合）

表—10 実験データの分析結果（超過比の特性）
（LRFD 規準，実測降伏応力度を用いた場合）

Classification		n	a	b	c	d	m	σ	σ/m
All Data		237	-0.04	1.17	-0.16	1.21	1.16	0.12	0.11
Moment Gradient	D.C.	18	0.06	1.23	0.06	1.24	1.26	0.07	0.05
	U.M.	33	0.21	0.94	0.11	1.00	1.04	0.12	0.11
	M.E.	21	0.06	1.11	-0.14	1.19	1.15	0.08	0.07
	C.L.	25	0.74	0.90	0.08	1.20	1.22	0.12	0.10
	T.L.	86	0.07	1.16	-0.22	1.24	1.18	0.09	0.07
	S.S.	54	-0.41	1.31	0.01	1.12	1.12	0.13	0.12

LSD 規準（案）を対象としたときの超過比の平均値である 1.15 とほとんど変わらなかった。その他，載荷条件別等に分類した結果も，若干の相違はあるものの，両者はおおむね同じ傾向を示していた。また P と M の算定に公称降伏応力度を用い，耐力係数を含めた場合の予測耐力，すなわち設計耐力は，実験耐力を平均で 40 % 上回っているという結果を得たが，これは LSD 規準（案）式によった場合の値である 36 % と大差ない。

4. LSD 規準（案）における柱の曲げ耐力式の評価

本節では，前節で分析した結果に基づいて，LSD 規準（案）における柱の曲げ耐力規定の精度を評価する。

① 実験耐力は LSD 規準（案）が規定する予測耐力を平均で 15 % 上回った。また予測耐力の算定に公称降伏応力度を用いると，実験耐力は予測耐力を平均で 22 % 上回った。LSD 規準（案）によると，構造要素の耐力 (R_u) の平均値 (R_{um} と定義) のその公称値 (R_{un} と定義) に対する比を 1.10 と定めている。今，柱の曲げ耐力の公称値を公称降伏応力度を用いた予測耐力と考えると，本論の分析結果は， R_{um} の R_{un} に対する比が 1.22 であることを示している。LSD 規準（案）では，柱の曲げ耐力に対して，この比 (R_{um}/R_{un}) を約 10 % 低く見積っていることになる。

② R_{um} と R_{un} の違い (22 %) を，予測耐力式が持つ予測誤差と，鋼材のばらつきによる変動の和と考えると，その内訳は予測誤差によるものが 15 %，鋼材のばらつきによるものが 7 % である。 R_{um} と R_{un} の違いは，LSD 規準（案）が規定している予測耐力に対する予測誤差により多く依存している。

③ 本論での実験耐力と予測耐力の比の分析結果によると，変動係数は 0.11 という結果を得た。一方，LSD 規準（案）では R_{um}/R_{un} の変動係数を 0.15～0.20 に設定している。本論で取り扱ったのが，構造実験のために精度良く製作された単体試験体であったのに対し，現実の部材は現場で骨組に組み立てられることを考えると，LSD 規準（案）が想定している変動係数はおおむね納得できる値と考えられる。

④ 実験耐力は設計耐力を 36 % 上回るという結果を得た。今 2 次モーメント法に従って，耐力係数 ϕ を次式

$$\phi = \exp(-\alpha_r \beta V_r) \cdot \frac{R_{um}}{R_{un}} \dots\dots\dots (10)$$

で評価してみる (Ravindra and Galambos (1978))。分離係数 (α_r) として 0.55 を，安全性指標 (β) として 2.5，また変動係数 (V_r) と R_{um}/R_{un} に本論の分析結果として得られた 0.11 と 1.22 を代入すると， ϕ として 1.05 が得られる。この結果は，柱に許す設計曲げ耐力を現行 LSD 規準（案）が定める

設計耐力の 1.17 倍 ($=1.05/0.9$ ：ここで 0.9 を LSD 規準（案）の耐力係数とした) にしても，なおこの規準（案）が考えている安全性を確保することは可能であることを示唆している。

⑤ このように現行の設計耐力は安全側に位置しているが，その理由の一つとして，ひずみ硬化の影響が考えられる。前節までに述べたように，柱の曲げ耐力を規定する式の中には，柱の一部が軸力を考慮した全塑性モーメントを越えて抵抗してゆく可能性が基本的には考慮されていない。一方本論の分析の結果から，モーメント勾配のある材や降伏比の小さい材に対する実験データの方が，実験耐力の予測耐力に対する比（超過比）が大きかった。本論で分析した範囲では，モーメント勾配の有無や降伏比の大小に応じて，おおむね 10～15 % 程度の超過比の変動が観察された。柱の曲げ耐力評価式（式（4））の中にひずみ硬化の影響を取り込むことによって，その予測精度は向上できると考えられる。ただし本論で分析した材の大多数は，細長比の比較的短い材（強軸回りの無次元化細長比にして 0.5 以下）であったことは留意しなければならない。

⑥ $P\Delta$ 効果が含まれるサイドスウェイを伴う材の超過比が，これを含まない逆対称モーメントや一端モーメントを受ける材の超過比を 15 % 程度下回ったが，これは，本分析において， $P\Delta$ 効果による付加曲げモーメントを加えずに最大曲げモーメントを算出したことが原因の一つである。しかし，上にも述べたように，式（4）はかなり安全側なものとなっているため， $P\Delta$ 効果による付加曲げモーメントを無視しても，なお安全側の値を与えている。

⑦ 上の考案から，現行 LSD 規準（案）が規定する柱の曲げ設計耐力はおおよそ 15 % 安全側に位置することが明らかになったが，この 15 % の違いを大きいと見るか小さいと見るかは，他の構造部材に対する耐力予測精度や，また各構造部材の性能の構造物全体の性能に対する貢献度等を考慮しながら相対的に論議すべきものである。筆者らはこれらの精度や貢献度を定量化してゆく研究こそが先決であると考え，本論をもって，曲げと軸圧縮力を同時に受ける材の耐力に関する規定を，直ちに修正すべきであるという立場を採るものではない。

5. まとめ

鉄骨柱材に対する実験データをデータベース化し，それを分析することによって，鉄骨柱材の耐力特性を考察し，またLSD規準（案）が定める柱材の設計耐力式を評価した。主な知見を以下にまとめる。

- ① 実験耐力は，LSD規準（案）が想定する予測耐力を平均で15%上回った。またその変動係数は0.11であった。
- ② 予測耐力の算定に公称降伏応力度を用いると，実験耐力は予測耐力を平均で22%上回った。変動係数は0.11と変わらなかった。
- ③ LSD規準（案）の設計耐力は実験耐力を平均で36%上回る結果となった。また2次モーメント法によって試算したところ，現行LSD規準（案）における柱の設計耐力を1.17倍にしても，なおこの規準が要求している安全性を確保することが可能であるという結果を得た。
- ④ 柱の曲げ耐力に及ぼすひずみ硬化の影響が少なくないことが（本論で分析した範囲では，10～15%耐力を変動させる），降伏比やモーメント勾配の違いによる実験耐力と予測耐力の比の変動から明らかになった。

参考文献

- 1) 宇田川邦明，高梨晃一，田中 尚（1974）：繰返し載荷を受ける鋼製柱の曲げ振れ崩壊，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.923-924，昭和49年10月。
- 2) 加藤 勉，秋山 宏，山崎真司（1974）：H形断面材の塑性曲げ振れ座屈実験，日本建築学会論文報告集，第222号，pp.11-21，昭和49年8月。
- 3) 加藤 勉，秋山 宏，帯 洋一（1977）：局部座屈を伴うH形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第257号，pp.49-58，昭和52年7月。
- 4) 鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説（LSD規準（案）），日本建築学会，1990。
- 5) 鈴木敏郎，小野徹郎（1971）：柱の補剛に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第188号，pp.33-40，昭和46年10月。
- 6) 鈴木敏郎，玉松健一郎（1979）：低層鉄骨骨組柱材のエネルギー吸収能力に関する実験的研究（その1.単調載荷および低変位振幅載荷を受けるH形鋼柱材のエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第279号，pp.65-75，昭和54年5月。
- 7) 鈴木敏郎，小野徹郎（1980）：圧縮と曲げを受ける鉄骨H形断面柱の塑性変形能力に関する研究（その1），日本建築学会論文報告集，第292号，pp.23-29，昭和55年6月。
- 8) 鈴木敏郎，酒井新吉，貫井 泰（1980）：局部座屈を伴うH形鋼柱部材の変形能力，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.1151-1152，昭和55年9月。
- 9) 鈴木敏郎，酒井新吉（1981）：座屈を伴うH形鋼柱部材の繰返し荷重下における変形性状，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.2063-2064，昭和56年9月。
- 10) 高梨晃一ほか（1976）：軸力と繰返し曲げをうけるH形鋼柱の変形能力，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.1081-1082，昭和51年10月。
- 11) Nakashima, M., Nakamura, T., and Wakabayashi, M. (1983): Post-buckling Instability of Steel Beam-columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.6, June, pp.1414-1430, 1983.
- 12) Nakashima, M., Takanashi, K., and Kato, H. (1990): Test of Steel Beam-columns Subject to Sidesway, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, No.9, September, pp.2516-2531, 1990.
- 13) 福地保長，小倉正憲，尾崎猛美（1976）：H形鋼柱のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.1087-1088，昭和51年10月。
- 14) 福地保長，尾崎猛美，笠木 薫（1977）：H形鋼柱のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究（その2.漸増変位繰返し載荷について），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.1349-1350，昭和52年10月。
- 15) 福地保長，尾崎猛美，笠木 薫（1977）：H形鋼柱のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究（その3.初回に大変形を受ける場合），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.1351-1352，昭和52年10月。
- 16) 福地保長，笠木 薫，尾崎猛美（1978）：H形鋼柱のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究（その4. $b/t=10$ の柱の塑性変形振幅と耐力低下について），日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.1313-1314，昭和53年9月。
- 17) 福地保長，笠木 薫（1980）：H形鋼柱のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究（その5.定変位振幅実験とランダム変位振幅実験での履歴性状），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.1163-1164，昭和55年9月。
- 18) 牧野 稔，松井千秋，三谷 勲（1979）：H形鋼柱の局部座屈後の変形性状（その1.実験計画および実験結果），日本建築学会論文報告集，第281号，pp.71-80，昭和54年7月。
- 19) 牧野 稔，松井千秋，三谷 勲（1979）：H形鋼柱の局部座屈後の変形性状（その2.荷重-変形関係），日本建築学会論文報告集，第286号，pp.23-28，昭和54年12月。
- 20) 三谷 勲ほか（1986）：複曲率曲げを受けるH形鋼柱の塑性変形能力に及ぼす軸力比および曲げモーメント比の影響，日本建築学会構造系論文報告集，第370号，pp.69-80，昭和61年12月。
- 21) "Load & Resistance Factor Design", Specification for Structural Steel Buildings, American Institute for Steel Construction, USA, 1986.
- 22) Ravindra, M.K. and Galambos, T.V. (1978), "Load and Resistance Factor Design for Steel", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.104, pp.1337-1353, No.ST9.
- 23) 若林 実，岡本晴仁，小柳博義（1972）：H形鋼柱の非弾性座屈に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.1353-1354，昭和47年10月。

（1990年4月10日原稿受理・1990年9月20日採用決定）