

鋼 I 形断面梁圧縮フランジの耐荷力に関する考察

Load-carrying capacity of compressive flange in steel I-section beam

山口栄輝*, 定宗幸雄**, 村越潤***, 清水英樹****, 小野潔*****, 梁取直樹***

Eiki Yamaguchi, Sachio Sadamune, Jun Murakoshi, Hideki Shimizu, Kiyoshi Ono, Naoki Yanadori

*Ph.D., 九州工業大学大学院教授 工学研究院 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**九州工業大学大学院工学研究科建設社会工学専攻 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***工修, (独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

****工修, 大日本コンサルタント本社 (〒170-0003 東京都豊島区駒込 3-23-1)

*****博士 (工学), 東京工業大学大学院准教授 理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

The formula given in Design Specifications for Highway Bridges for the load-carrying capacity of a steel compressive flange is very conservative compared with the formula proposed by Fukumoto et al. However, while the derivation of the formula in Design Specifications is not very clear, the formula by Fukumoto et al. is based on the experimental data of cruciform members and its applicability to the load-carrying capacity of a steel compressive flange is not very clear. In the present study, the load-carrying capacity of a steel compressive flange is investigated by non-linear finite element analysis. It is revealed that although the formula by Fukumoto et al. is not applicable to a steel compressive flange in general, it can yield a reasonable load-carrying capacity of a practical steel compressive flange. Since the design equation for the load-carrying capacity should have some margin before the sharp drop of strength, it is also shown and discussed how much margin can be obtained by setting the design load-carrying capacity lower than the actual ultimate strength.

Key Words: steel I-section beam, compressive flange, local buckling, load-carrying capacity, three-dimensional finite element analysis

キーワード: 鋼 I 形断面梁, 圧縮フランジ, 局部座屈, 耐荷力,
3次元有限要素解析

1. はじめに

架設時の単純鋼桁上フランジや連続鋼桁の中間支点付近の下フランジなどには曲げモーメントによる圧縮応力が作用する。道路橋では、これら鋼 I 形断面梁圧縮フランジの局部座屈に対し、昭和 48 年の道路橋示方書¹⁾までは降伏点まで局部座屈が起こらないよう幅厚比制限が設けられ、断面が決定されていた。その後、局部座屈が生じる領域まで幅厚比制限が緩和され、道路橋示方書鋼橋編²⁾に示された自由突出板の基準耐荷力式 (以後、「道示式」と呼ぶ) をもとにした許容応力度によって設計されている。

自由突出板の耐荷力については多くの研究があるが³⁾,

中でも福本らによる鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する研究⁴⁾で提案された耐荷力式 (以後、「福本式」と呼ぶ) は座屈設計ガイドライン³⁾, 鋼・合成構造標準示方書⁵⁾など土木学会の一連の書物で採用され、よく知られている。後にあらためて図示するが、道示式と福本式には大きな開きがあり、福本式に比すると、道示式の耐荷力はかなり小さな値となる。そのため、現在進められている道路橋示方書鋼橋編²⁾の部分係数法書式への移行に向けた検討作業の中で、道示式の根拠等を含め、検討項目のひとつとなっている。

福本式は解析結果をもとに提案され、座屈実験結果とも比較されている、しかしながら、参照された実験の多くは十字形断面部材によるものである。鋼 I 形断面梁に

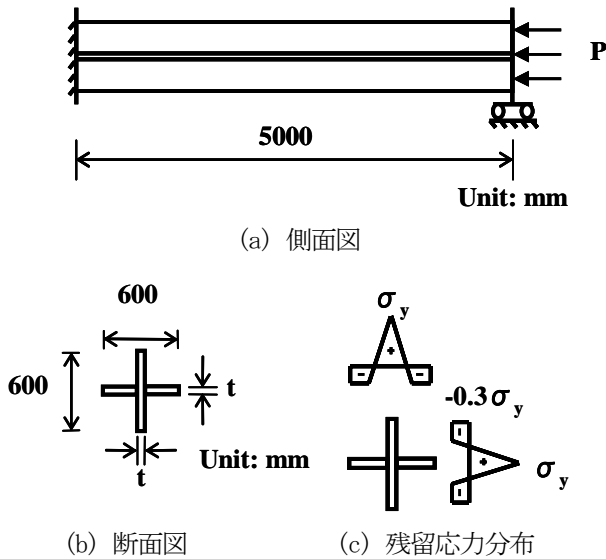


図-1 解析モデル（十字形断面柱）

おけるフランジの拘束条件と十字形断面材構成板の拘束条件は必ずしも同じではない点には注意を要する。一方、道示²⁾はオイラーの座屈強度の1/2である。道示の解説²⁾には、幅厚比の大きな領域では低い応力度で面外たわみや剛度の低下が生じやすいことを考慮して安全側に定めたと記されている。また、文献6)からは、幅厚比の大きな領域での急激な強度低下に配慮したことが推察される。

これらのことを踏まえ、本研究では、鋼I形断面梁圧縮フランジの耐力を解析的に検討する。そのために、十字形断面柱、I形断面梁の座屈固有値解析、材料非線形、幾何学的非線形の両方を考慮した複合非線形解析を行う。また、安全余裕についても検討を加える。すべての解析に、汎用有限要素法プログラムABAQUS⁷⁾を用いる。なお、本研究で行う座屈固有値解析は、初期状態をもとにした線形の座屈固有値解析である。このように、初期状態をもとにした線形座屈解析の結果を、本論文では弾性座屈荷重あるいは弾性座屈応力と呼ぶ。

2. 十字形断面柱の耐力

2.1 解析モデル

自由突出板の耐力評価でしばしば参照される十字形断面柱の解析をまず行う。福本らの実験⁸⁾を参照し、解析モデルを図-1のように設定する。板厚 t は20mm, 22mmの2種類、対応する解析モデルをC20, C22と呼ぶ。幾何的境界条件は両端ともに固定とし、右端の柱軸方向以外の自由度はすべて拘束する。

ヤング係数 E 、ポアソン比 ν 、降伏点 σ_y は、それぞれ $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、0.3、 235 N/mm^2 とする。座屈設計ガイドライン³⁾、鋼・合成構造標準示方書⁵⁾を参考に、材料特

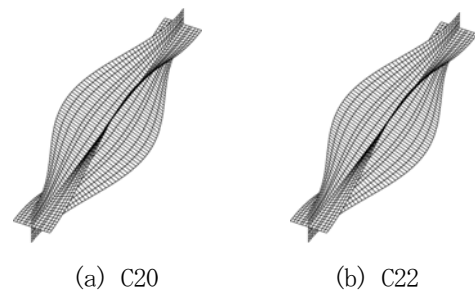


図-2 座屈モード（十字形断面柱）

表-1 弾性座屈応力（十字形断面柱）

モデル	解析結果 (N/mm ²)	理論解 (N/mm ²)
C20	356.4	365.4
C22	431.1	445.2

性は2次勾配が $E/100$ のバイリニアタイプの弾塑性挙動、複合非線形解析における初期不整は、最大初期たわみが自由突出幅の1/100、残留応力は図-1(c)に示す分布とし、初期たわみの形状は、座屈固有値解析で得られる座屈モードとする。有限要素モデルにはせん断変形を考慮できる4節点シェル要素を用い、要素の形状ができるだけ正方形に近くなり、また座屈固有値解析で得られる座屈波形に対して十分小さな要素になるよう要素分割を定める。具体的には、この十字形断面柱の場合、幅方向、高さ方向に12分割、柱軸方向に80分割とし、合計1920個の要素で有限要素モデルを構築している。なお、後に記すI形断面梁の解析でも、ここに記した要素分割方針で有限要素モデルを作成する。

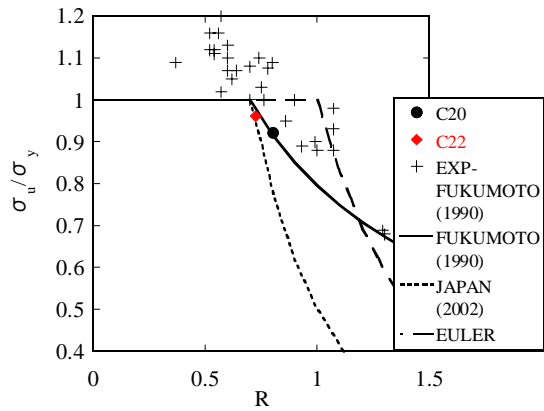
2.2 座屈固有値解析

解析結果として座屈モードと座屈応力を図-2、表-1に示している。鋼I桁の圧縮フランジは、3辺単純支持1辺自由の矩形板とみなされ、座屈荷重が求められることが多い³⁾。表-1の理論解とは、そのような境界条件を有する矩形板の弾性座屈応力の理論解である。以下でも、3辺単純支持1辺自由矩形板の弾性座屈荷重あるいは弾性座屈応力の理論解を、単に理論解あるいは3辺単純支持1辺自由矩形板の理論解と記す。

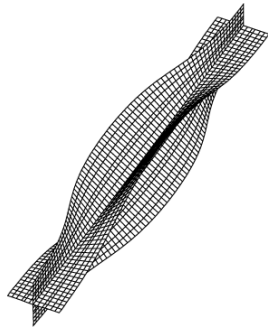
本解析結果の座屈応力と理論解に差は認められるが、その大きさは高々4%程度である。実用上、3辺単純支持1辺自由の矩形板の理論解で、圧縮力を受ける十字形断面柱の弾性座屈荷重は評価できることを示す結果になっている。

2.3 複合非線形解析

解析結果を図-3に示している。図-3(a)は耐力(最大作用応力 σ_u)と幅厚比パラメータ R^2 の関係である。



(a) 耐荷力



(b) 最大応力時変形状態 (C20; 変形倍率 10 倍)

図-3 複合非線形解析結果 (十字形断面柱)

図-3 (b)はC20 の最大応力 σ_u 作用時の変形状態である。座屈固有値解析で得られた座屈モードと同じ変形状態を示している。C22 についても、座屈固有値解析と同じ変形状態となった。

図-3 (a)には、実験結果 (EXP-FUKUMOTO)、福本式 (FUKUMOTO)、道示式 (JAPAN)、オイラー座屈曲線 (EULER) も示している。これより、道示式による耐荷力は福本式から算出される値をかなり下回ること、福本式は実験結果の下限値を与えていることが確認される。また、本解析手法により、実験結果より安全側の結果が得られていることも理解される。ちなみに、道示式、福本式は次の通りである。

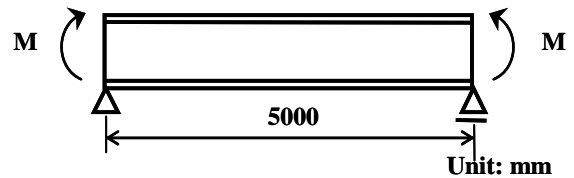
$$\begin{aligned} \text{道示式: } & \sigma_u / \sigma_y = 1.0 & (R \leq 0.7) \\ & \sigma_u / \sigma_y = 0.5 / R^2 & (0.7 < R) \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \text{福本式: } & \sigma_u / \sigma_y = 1.0 & (R \leq 0.7) \\ & \sigma_u / \sigma_y = (0.7 / R)^{0.64} & (0.7 < R) \end{aligned} \quad (2)$$

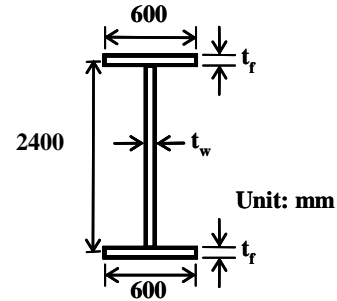
ここに

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k}} \quad (3)$$

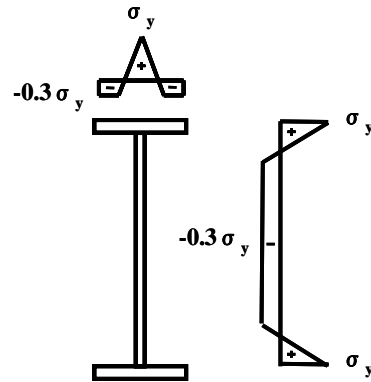
b は自由突出幅、 t は板厚、また k は座屈係数であり、道示²⁾では0.43としている。



(a) 側面図



(b) 断面図



(c) 残留応力分布

図-4 解析モデル (I 形断面梁)

3. I 形断面梁の耐荷力

3.1 解析モデル

I 形断面と十字形断面では断面形状が異なるのみならず、一般に I 形断面ではフランジとウェブの剛性も異なる。したがって、I 形断面梁フランジの幾何的境界条件 (拘束条件) は、十字形断面の場合と同じにはならない。

こうした点に鑑み、ここでは図-4 に示す I 形断面梁の解析を行う。拘束条件は両端とも単純支持、荷重は両端に大きさの等しい曲げモーメントを作用させる。曲げモーメントは、高さ方向に大きさが直線的に変化する水平方向の分布荷重を作用させ、載荷する。フランジ、ウェブの板厚が異なる 6 種類の梁モデル (表-2) を設定し、解析対象とする。梁の長さ、フランジ幅は、2 章の十字形断面柱に合わせている。ウェブの高さは 2.4m、梁端部の支点上には板厚 10mm の垂直補剛材を設置している。フランジの幅厚比パラメータは 0.72~0.81、ウェブの幅厚比パラメータは 0.68~1.10 の範囲にあり、B2024、2226 では、ウェブの幅厚比パラメータがフランジの幅

表-2 モデル諸元 (I 形断面梁)

モデル	フランジ板厚 t_f (mm)	ウェブ板厚 t_w (mm)
B2016	20	16
B2020	20	20
B2024	20	24
B2218	22	18
B2222	22	22
B2226	22	26

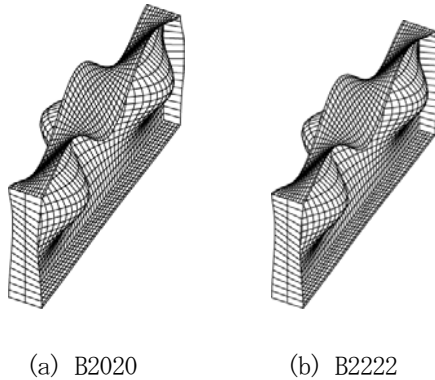


図-5 座屈モード (I 形断面梁)

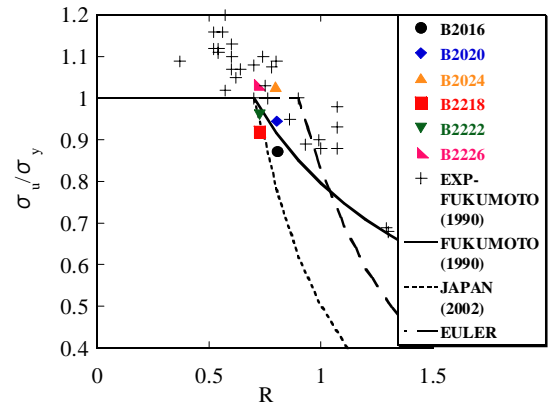
表-3 弾性座屈応力 (I 形断面梁)

モデル	解析結果 (N/mm ²)	理論解 (N/mm ²)
B2016	248.9	360.4
B2020	335.2	365.4
B2024	437.4	370.5
B2218	309.2	439.1
B2222	403.7	445.2
B2226	514.4	451.4

厚比パラメータより小さくなっている。十字形断面柱と同じ4節点シェル要素を使用し、梁軸方向を60分割、フランジ梁軸直角方向を12分割、ウェブ高さ方向を16分割する。使用要素数は合計で2464個である。材料特性は十字形断面柱の場合と同じであり、複合非線形解析における初期不整は、最大初期たわみが自由突出幅の1/100、残留応力は図-4(c)に示す分布とし、初期たわみの形状は、座屈固有値解析で得られる座屈モードとする。

3.2 座屈固有値解析

解析結果として、座屈モードと座屈応力を図-5、表-3に示している。圧縮応力下にある上フランジに座屈が生じているが、その座屈モードは十字形断面柱よりも複雑で、波長は十字形断面柱の場合より短い。図-5にはB2020、B2222の結果を示しているが、他の解析モデ



(a) 耐荷力

(b) 最大応力作用時変形状態 (B2020; 変形倍率10倍)

図-6 複合非線形解析結果 (I 形断面梁)

ルでも同様の座屈モードが得られており、十字形断面の場合とは異なった変形状態になっている。

本解析の座屈応力と理論解には、かなりの差が認められる。その大きさはウェブの板厚に依存し、ウェブの板厚によって理論解との相対的な大小関係も変わる。

3.3 複合非線形解析

解析結果を図-6に示している。図-6(a)の横軸Rはフランジの幅厚比パラメータである。この結果より、耐荷力もウェブの板厚に応じて大きく変化することが理解され、一般のI形断面梁圧縮フランジの耐荷力算定に、福本式を用いることは困難であると考えられる。図-6(b)はB2020の最大応力 σ_u 作用時の変形状態であるが、座屈固有値解析で得られた座屈モードと同じ変形状態を示している。他の解析モデルにおいても、座屈固有値解析と同じ変形状態となった。

4. 実用的なI形断面梁の耐荷力

これまでの検討結果より、I形断面梁圧縮フランジの弾性座屈応力、耐荷力はウェブの剛性に影響されるため、3辺単純支持1辺自由の矩形板や十字形断面柱の弾性座屈応力、耐荷力と関連づけるのは、一般には、難しいこ

表-4 モデル諸元 (実用的な I 形断面梁)

モデル	フランジ 板厚 t_f (mm)	ウェブ 板厚 t_w (mm)	スパン L (mm)	ウェブ高 h (mm)	水平補剛材			垂直補剛材		要素数
					板幅 (mm)	板厚 (mm)	取り付け位置 (mm)	板幅 (mm)	板厚 (mm)	
B1909	19	9	2500	1700	100	9	340	110	9	2292
B2209	22									
B2709	27									
B1910	19	10	2500	2000	110	9	400	120	10	2292
B2210	22									
B2710	27									
B1912	19	12	5000	2400	130	10	480	150	12	4550
B2212	22									
B2712	27									

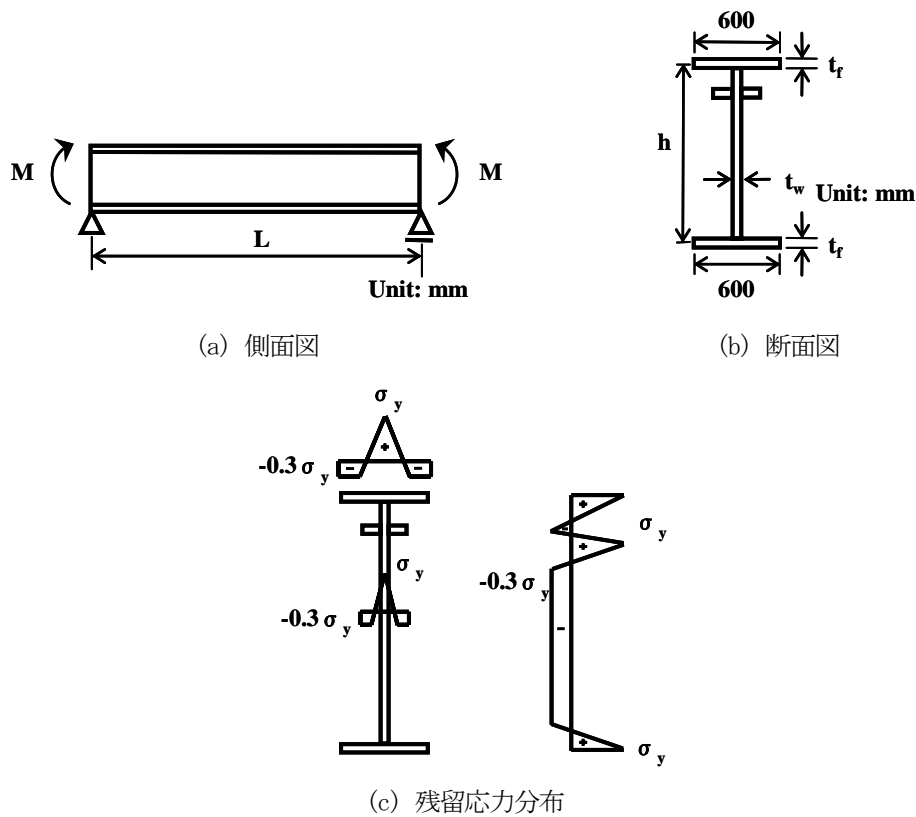


図-7 解析モデル (実用的な I 形断面梁)

とが明らかとなった。しかしながら、鋼橋には種々の要求性能があり、また経済性も考慮した上で部材諸元が決められるため、実際に建設される鋼 I 桁橋の形状寸法は自らある範囲に収まる。ここでは、そのような実用的な断面を有する I 形断面梁を対象として検討を加える。

4.1 解析モデル

道示規定に従うとともに、実用的な鋼 I 形断面梁となるよう次のような方針で解析モデルを設定する。

(1) 鋼上部構造で最も多く使用されている SM490Y を使

用する。

- (2) 非合成 I 桁が多く用いられる支間長は 30m~50m であり、その経済桁高が支間長の約 $L/20$ であることから、桁高は 1700mm, 2000mm, 2400mm とする。
- (3) フランジ幅は、鋼道路橋設計便覧よりウェブ高の $1/3 \sim 1/5$ 程度を想定し、600mm とする。
- (4) フランジの板厚は、自由突出版の道示規定において局部座屈で強度が決定する範囲になるよう 19mm, 22mm, 27mm とする。

設定した解析モデルを図-7、表-4 に示す。いずれも

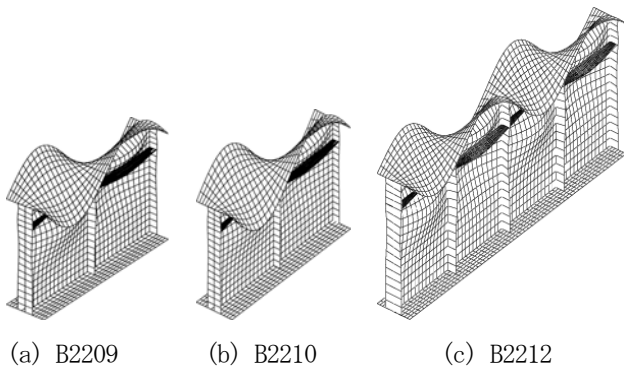


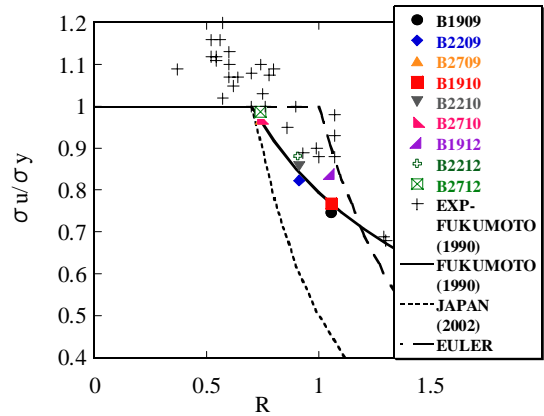
図-8 座屈モード (実用的な I 形断面梁)

表-5 弾性座屈応力 (実用的な I 形断面梁)

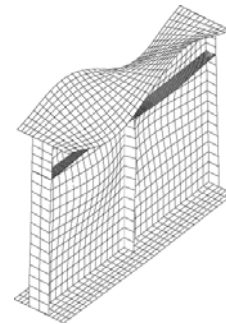
モデル	解析結果 (N/mm ²)	理論解 (N/mm ²)
B1909	413.6	317.6
B2209	523.2	425.8
B2709	748.4	641.4
B1910	424.7	318.7
B2210	531.2	427.3
B2710	749.0	643.6
B1912	455.2	320.9
B2212	554.3	430.2
B2712	749.2	647.9

水平補剛材, 垂直補剛材を有している. 垂直補剛材間隔は 1250mm である. 降伏点 σ_y は 355 N/mm² とし, 他の材料定数, 応力-ひずみ関係はこれまでの解析と同じとする. 初期不整もこれまでの解析と同様の方法で与える. 水平補剛材周辺の残留応力分布は, ウェブ内については文献 9) を参考に定め, 水平補剛材内の残留応力分布はフランジと同じとする. なお, 後者については, 文献 10) に示されている箱形断面の縦補剛材の残留応力分布を参考に定めることもできる. そこで, 実際にその残留応力分布を用いた解析も事前に行ったが, ここで採用する残留応力分布による解析結果とほとんど同じとなった.

解析に使用する要素タイプはこれまでと同じ 4 節点シェル要素であり, 梁軸方向を 30 分割 (スパン 2.5m の梁) または 60 分割 (スパン 5.0m の梁), フランジ梁軸直角方向を 12 分割, ウェブ高さ方向を 17 分割する. 使用要素数は表-4 に示している. なお, 道示²⁾ では, 圧縮応力を受ける自由突出板に幅厚比制限が設けられている. ここでの解析モデルはこの点にも配慮し, 局部座屈で強度が決定する全域をほぼ網羅するよう, フランジの幅厚比パラメータが 0.74~1.06 になる解析モデルとしている. ウェブの幅厚比パラメータは板厚 9mm のモデルで 0.74, 他のモデルでは 0.79 である.



(a) 耐荷力



(b) 最大応力作用時変形状態 (B2210; 変形倍率 10 倍)

図-9 複合非線形解析結果 (実用的な I 形断面梁)

4.2 座屈固有値解析

解析結果として座屈モードと座屈応力を図-8, 表-5 に示している. 座屈モードを見ると, 垂直補剛材設置位置が節になっており, また水平補剛材によりウェブの面外変形が拘束されている様子がうかがえる. 座屈応力は全般に理論解よりも大きくなっており, フランジの板厚が小さいほど, 理論解を上回る度合いは大きくなる傾向が認められる. 理論解を上回るのは, 補剛材による変形の拘束効果と推測される. 補剛材の諸元はウェブの板厚に依存するが, フランジの板厚に応じては変化しないことから, フランジの板厚が小さいほど補剛材の拘束効果が相対的に大きくなり, 理論解を上回る度合いも高まっていると考えられる.

4.3 複合非線形解析

解析結果を図-9 に示している. 図-9(a)の横軸Rはフランジの幅厚比パラメータである. この図に示す耐荷力の解析結果と福本式による算定値はよく一致しており, その差は2.8%~8.8%の間に収まっている. 解析結果の多くは福本式による値を上回っており, 下回った場合でも, その差は最大で2.8%に過ぎない. 幅厚比パラメータRの小さな領域において福本式よりも小さな耐荷力を与える提案式もあるが³⁾, ここでの解析結果より, 実用的なI形断面梁圧縮フランジの耐荷力算定については, 幅

表-6 安全余裕 (ケース1)

(a) 最大強度点までの安全余裕

	U_m/U_{85}	U_m/U_{90}	U_m/U_{95}
最大値	2.95	2.39	1.75
最小値	2.26	1.84	1.42
平均値	2.63	2.11	1.57
ばらつき幅	0.69	0.55	0.33

(b) 95%耐力点までの安全余裕

	U_{95+}/U_{85}	U_{95+}/U_{90}	U_{95+}/U_{95}	U_{95+}/U_m
最大値	4.73	3.71	2.67	1.66
最小値	2.62	2.13	1.65	1.14
平均値	3.56	2.85	2.12	1.35
ばらつき幅	2.11	1.58	1.02	0.52

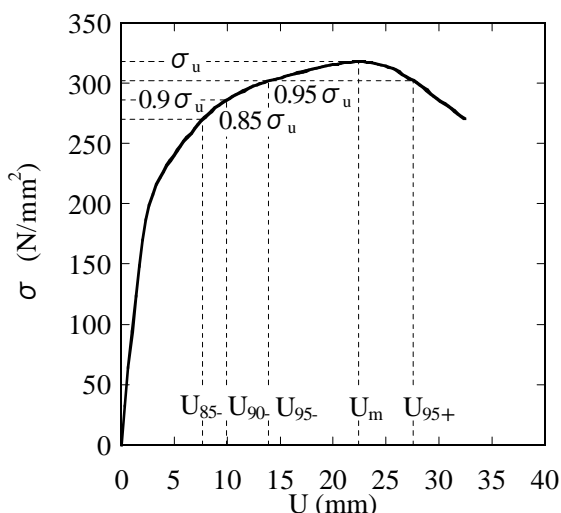


図-10 応力-変位曲線 (B1912)

厚比パラメータ R の全域に渡って福本式が適用可能であると判断される。福本式を上回る度合いが大きい解析結果は、幅厚比パラメータ R の大きな領域で見られる。これは座屈固有値解析の場合と同様の傾向であり、フランジの板厚が小さいほど補剛材の拘束効果が相対的に大きくなることに起因していると考えられる。

図-9(b)にはB2210の最大応力 σ_u 作用時の変形状態を示している。これは座屈固有値解析で得られた座屈モードと同じ変形状態である。他の解析モデルの複合非線形解析でも同様に、座屈モードと同じ変形状態が得られた。

4.4 安全性に関する考察

図-10に、B1912の応力-変位曲線を示している。変位は、座屈固有値解析で得られた座屈モードで、最も大

きな鉛直方向変位を生じている節点の鉛直変位である(以下ではこの変位成分を単に「変位」と呼ぶ)。この図より、最大応力到達後、直ちに強度が低下し始めることがわかる。強度低下の度合いは、最大応力到達前の強度増加の度合いよりもむしろ大きい。鋼材は延性に富んだ材料であり、引張荷重によって終局限界状態に達しても、このように直ちに急な強度低下を引き起こすことはない。地震をはじめ、予期せぬ荷重が作用し得る我が国の状況を考えれば、限界状態到達後の変形挙動にも注意する必要がある。本研究で扱うような座屈現象に対して安全性を確保するのに、最大強度のみを考慮するのでよいか、慎重に検討する必要がある。

急な強度低下を回避するには、終局限界状態を規定する基準耐荷力を最大強度よりも小さく設定し、強度低下が始まるまでに余裕を持たせる方法が考えられる。この観点から、ここでは、最大強度よりも小さな値を基準耐荷力とした場合に、強度低下が始まるまでの余裕がどの程度になるかを検討する。具体的には、4.3で得られた応力-変位曲線をもとに、基準耐荷力点での変位と強度低下が始まる点の変位の比を安全余裕の目安とする。なお、強度低下開始点として、最大強度点のみならず、強度低下領域における95%耐力点も考慮する。これは、文献11)において、95%までの耐力低下を許容していることを参考にしたものである。

基準耐荷力として、最大強度の85%、90%、95%および最大強度を考え、それらの点での変位をそれぞれ U_{85} 、 U_{90} 、 U_{95} 、 U_m と呼ぶ(ケース1)。強度低下開始点には、強度低下領域における95%耐力点も考慮するが、その点での変位を U_{95+} とする。図-10に、これら着目点を示す。

4.3で得られた応力-変位曲線の着目点変位を用いて、すべての供試体で安全余裕を算定し、結果を表-6にまとめている。ばらつき幅は最大値と最小値の差である。

表-7 安全余裕 (ケース 2)

(a) 最大強度点までの安全余裕

	U_m/U_J	U_m/U_{F85}	U_m/U_{F90}	U_m/U_{F95}
最大値	10.31	3.64	2.92	2.29
最小値	1.80	2.24	1.78	1.34
平均値	5.25	2.84	2.31	1.77
ばらつき幅	8.51	1.40	1.14	0.96

(b) 95%耐力点までの安全余裕

	U_{95+}/U_J	U_{95+}/U_{F85}	U_{95+}/U_{F90}	U_{95+}/U_{F95}
最大値	11.80	5.09	4.22	3.03
最小値	2.93	2.59	2.10	1.61
平均値	6.60	3.83	3.13	2.39
ばらつき幅	8.87	2.49	2.12	1.42

表-8 フランジ板厚と安全余裕 (ケース 1)

(a) 最大強度点までの安全余裕

フランジ板厚 (mm)	U_m/U_{85}	U_m/U_{90}	U_m/U_{95}
19	2.46	1.94	1.49
22	2.70	2.17	1.65
27	2.72	2.21	1.58

(b) 95%耐力点までの安全余裕

フランジ板厚 (mm)	U_{95+}/U_{85}	U_{95+}/U_{90}	U_{95+}/U_{95}	U_{95+}/U_m
19	2.88	2.27	1.75	1.16
22	3.43	2.75	2.10	1.27
27	4.37	3.55	2.53	1.61

U_{95+}/U_m を見ると、最大値 1.66、最小値 1.14、平均値 1.35 となっている。すなわち、最大強度を終局限界状態とすると、その時点から 14%ほど変位が増えた時点で、強度が 5%低下する場合のあることがわかる。基準耐荷力を小さくすると、安全余裕は増加する。平均値を見ると、 U_{95+}/U_{95} 、 U_{95+}/U_{90} 、 U_{95+}/U_{85} でそれぞれ 2.12、2.85、3.56 となっている。最大値、最小値、さらにばらつき幅も増加している。強度低下開始点として最大強度に着目した場合、余裕度は小さくなるものの、同様の傾向が認められる。ただし、ばらつき幅は 95%耐力点を強度低下開始点とした場合の 1/3 程度に減少しており、比較的安定した値が得られている。

次いで、道示式、福本式の 85%、90%、95%を基準耐荷力として同様の算定を行い、結果を表-7 にまとめて

いる(ケース 2)。表中、 U_J は道示式による耐荷力点の変位、 U_{F85} 、 U_{F90} 、 U_{F95} は福本式による耐荷力の 85%、90%、95%点の変位である。

福本式をもとに基準耐荷力を設定した場合、解析結果の最大応力をもとにした場合と同様の傾向が認められるが、安全余裕は大きくなっている。これは、基本的には解析結果と福本式がよく一致していること、解析結果の多くが福本式を若干上回っていることに起因している。

一方、道示式を基準耐荷力とした場合、平均的にはかなり大きな安全余裕となるものの、ばらつき幅が非常に大きくなっている。幅厚比パラメータ R が小さな場合に安全余裕は小さく、幅厚比パラメータ R が大きな場合に安全余裕は大きくなる傾向が見られ、その結果、大きなばらつき幅となっている。図-9 から理解されるように、

表-9 フランジ板厚と安全余裕 (ケース 2)

(a) 最大強度点までの安全余裕

フランジ板厚 (mm)	U_m/U_J	U_m/U_{F85}	U_m/U_{P90}	U_m/U_{P95}
19	7.92	2.71	2.16	1.66
22	5.94	2.91	2.37	1.86
27	1.90	2.90	2.41	1.80

(b) 95%耐力点までの安全余裕

フランジ板厚 (mm)	U_{95+}/U_J	U_{95+}/U_{F85}	U_{95+}/U_{P90}	U_{95+}/U_{P95}
19	9.23	3.16	2.51	1.93
22	7.52	3.68	2.89	2.35
27	3.05	4.65	3.87	2.89

道式と解析結果、福本式との差は、幅厚比パラメータ R によって顕著に変化している。道式を用いた際の安全余裕のばらつきの大きさはこのことに起因すると考えられる。

安全余裕と幅厚比パラメータ R の関係を見るために、フランジ板厚ごとに安全余裕の平均値を算出し、表-8, 9 にまとめている。道式を基準耐荷力とした場合を除けば、最大強度点までの安全余裕には、幅厚比パラメータ R の明確な影響は見られない。一方、95%耐力点までの安全余裕では板厚が小さいほど安全余裕は小さくなっており、強度低下領域においては、幅厚比パラメータ R の影響が認められる。道式を基準耐荷力とすると、いずれの場合においても、板厚が小さいほど（幅厚比パラメータ R が大きいほど）安全余裕は顕著に大きくなっており、特異な傾向を示している。

5. まとめ

設計で安全性を担保するには、最大強度の把握が重要である。しかしながら、予期せぬ荷重も作用し得ることに配慮すると、設計で使用する基準耐荷力は、最大強度後の強度低下性状にも留意する必要がある。そのため、最大強度のみならず、基準耐荷力点から強度低下点に至るまでの安全余裕についても検討を加えた。本研究で得られた主な成果は次の通りである。

- (1) 十字形断面柱の弾性座屈荷重は、3 辺単純支持 1 辺自由の矩形板の理論解とほぼ一致する。
- (2) I 形断面梁圧縮フランジの弾性座屈荷重および耐荷力は、ウェブの剛性に大きく影響される。ウェブの剛性により、3 辺単純支持 1 辺自由の矩形板や十字形断面柱の値との大小関係は逆転し得る。
- (3) (2) のことより、I 形断面梁圧縮フランジの弾性座屈荷重、耐荷力を、3 辺単純支持 1 辺自由の矩形板や十字形断面柱の値と関連づけることは、一般には困難である。
- (4) 実用的な I 形断面梁圧縮フランジの耐荷力は、実用上、福本式で算定可能と考えられる。弾性座屈荷重については、3 辺単純支持 1 辺自由矩形板の理論解とかなりの差があり、理論解は低めの弾性座屈荷重を与える。
- (5) 実用的な I 形断面梁圧縮フランジでは、幅厚比パラメータの大きな場合に、弾性座屈荷重の理論解、福本式による耐荷力を上回る度合いが大きくなる傾向が見られる。これはフランジ板厚が小さいほど、補剛材による拘束効果が相対的に大きくなるためと考えられる。
- (6) I 形断面梁圧縮フランジの耐荷力は、最大強度到達前の増加度合いよりも、最大強度到達後の低下の度合いの方がむしろ急である。最大荷重点変位から、その 14% 程度の変位増で 95% 耐力点に達することもある。
- (7) 急な強度低下を避けるために、終局限界状態を規定する基準耐荷力を最大強度よりも小さく設定する方法がある。95% 耐力点を強度低下開始点と見なした場合、基準耐荷力を最大強度の 95%、90%、85% に低減することで、平均として 2.12、2.85、3.56 の安全余裕が得られる。最大強度点を強度低下開始点と見なした場合には、安全余裕の平均値は 1.57、2.11、2.63 と若干低下するが、ばらつき幅は 1/3 程度にまで減り、安定した結果が得られる。
- (8) 福本式をもとに基準耐荷力を設定した場合の安全余裕は、解析結果の最大応力をもとにした場合と同様の傾向が認められるが、値は若干大きくなる。

- (9) 道示式を基準耐荷力とした場合、平均的にはかなり大きな安全余裕となるものの、ばらつき幅も非常に大きい。
- (10) 幅厚比パラメータ（フランジ板厚）と最大強度点までの安全余裕の間には、特に明確な関係は見られない。一方、95%耐力点までの安全余裕については、幅厚比パラメータが大きいほど安全余裕が小さくなる傾向が認められる。ただし、道示式を基準耐荷力とすると、いずれの場合においても幅厚比パラメータが大きいほど安全余裕は大きくなり、全く異なった傾向となる。

今後は、設計で必要とする安全余裕の議論を深めた上で、上記の検討結果をもとに、基準耐荷力について検討を進める必要がある。

謝辞

本研究の一部は、日本鉄鋼連盟の2008年度「鋼構造研究・教育助成事業（学生研究助成）」により遂行した。ここに記して深謝します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，II 鋼橋編），丸善，1973.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，II

鋼橋編），丸善，2002.

- 3) 鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン 改訂第2版，土木学会，2005.
- 4) 福本昤士：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する研究，平成元年度科学研究費補助金 研究成果報告書，1990.
- 5) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，丸善，2007.
- 6) 金井道夫：道路橋示方書 II 鋼橋編改訂の背景と運用，橋梁と基礎，81-3，pp.6-13，1981.
- 7) ABAQUS：Analysis User's Manual, ABAQUS Ver. 6.6, Dassault Systemes Simulia Corp., 2006.
- 8) 福本昤士：伊藤義則：フランジの局部座屈強度とフランジ幅厚比制限，土木学会論文集，第160号，pp.27-38，1968.
- 9) 玉田和也：鋼 π 逆形箱桁架設系のせん断荷性能に関する実験的研究，土木学会論文集 A，vol.62，pp.14-28，2006.
- 10) 岡田誠司：高軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性能および評価手法に関する研究，大阪大学大学院，博士論文，2005.
- 11) 運輸省鉄道局（監修）：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，鉄道総合技術研究所編，丸善，1999.
(2008年9月18日受付)