

圧縮と曲げとを受ける無補剛・補剛薄肉箱形断面の終局強度相関曲線に関する研究

STUDY ON INTERACTION CURVE FOR ULTIMATE STRENGTH OF UNSTIFFENED AND STIFFENED
THIN-WALLED BOX CROSS SECTIONS SUBJECTED TO COMPRESSION AND BENDING

北田俊行*・中井 博**・國廣昌史***・原田直樹****

By Toshiyuki KITADA, Nakai HIROSHI, Masashi KUNIHIRO and Naoki HARADA

This paper deals with the characteristics of ultimate strength in the form of stress resultants, and then their interaction curves of unstiffened and stiffened thin-walled box short members subjected to compression and bending are investigated based on an analytical method. The interaction curves for the ultimate stress resultants of the cross sections are assumed to be expressed by the weighted mean of two interaction curves, i.e., one is the fully plastic interaction curve of cross sections, and the other is a straight line corresponding to elastic buckling strength. The weight of two interaction curves is decided in terms of a plate slenderness parameter of the box cross sections. This interaction curve for the ultimate stress resultants is verified through a parametric study based on elasto-plastic and finite displacement analysis using F.E.M.

Key Words : F.E.M., box cross section, ultimate strength, interaction curve

1. はじめに

近年、鋼薄肉橋梁構造物は、設計計算におけるCAD化、あるいは製作・架設技術の向上に伴って大型化、ならびに薄肉・軽量化する傾向にある。また、経済性や景観上の理由から、長大な斜張橋やアーチ橋が数多く建設されるようになってきた。この種の橋梁形式のタワーやアーチリブにおいては、軸方向圧縮力が卓越するほかに、曲げモーメントやねじりモーメントが複雑に組合わさって作用する場合がある。このような鋼薄肉部材では、たとえ構造物が高次不静定であっても、ある断面の全塑性化以前に構成板要素の局部座屈が先行すれば、構造物全体の崩壊につながる危険性もある。

ここ十数年来、上記の鋼薄肉部材を構成する板要素(無補剛板・補剛板)に、圧縮、および面内曲げなどの種々な組合せ応力が作用した場合の終局強度特性に関する研究が数多く行われ、それらについては、かなり明確化されつつある。しかしながら、限界状態設計法にもとづいた鋼薄肉構造物のより合理的な設計法を確立するためには、フランジとウェブとの連成効果を無視した周辺単純支持の板要素として取り扱うよりも、フランジとウェブとの相互作用を考慮した所定の断面としての終局強度特性を明確化する必要があると考えられる。

ところで、溶接組立ての薄肉箱形断面部材に圧縮と曲げとが同時に作用した場合の終局強度特性については、実験的、ならびに解析的な両面からの研究にもとづき、初期不整の影響も考慮した信頼性の高い終局強度算定法が提案されている^{1)~5)}。

また、圧縮、曲げ、および、ねじりが組合わさって作用した場合についても、文献6)~9)において実験的研究が試みられている。そのうち、組合せ断面力を受ける局部座屈を考慮した無補剛箱形断面の終局強度を

* 工博 大阪市立大学 助 教 授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

** 工博 大阪市立大学 教 授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

*** 工修 川崎重工業(株) 総括部長 鉄構事業部・橋梁技術総括部 (〒675-01兵庫県加古郡播磨町新島8)

**** 大阪市立大学大学院 土木工学専攻 前期博士課程在学中 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

対象とした文献8)、および9)の研究によると、圧縮、曲げ、および、ねじりがそれぞれ単独に作用したときの終局断面力をそれぞれに対応した全塑性断面力の代わりに用いれば、全塑性相関曲面に類似した終局強度相関曲面が得られ、それによって薄肉箱形断面の終局強度を精度よく安全側に評価できるとしている。しかしながら、文献10)の解析的研究によると、構成板要素の幅厚比が大きくなれば、全塑性相関曲面と類似させた終局強度相関曲面は、精度がよくないとの指摘もなされている。

そこで、本文では、文献6)～10)の研究結果を踏まえて、圧縮と曲げとを同時に受ける無補剛・補剛薄肉箱形断面の弾塑性有限変位解析を通じ、文献8)、および9)で提案されている終局強度相関曲面に対する考え方を再検討し、より精度の高い終局強度相関曲線を導くことを目的として研究を行ったものである。

なお、本研究では、斜張橋のタワーやアーチ橋のアーチリブのように軸方向圧縮力が卓越する箱形断面の梁・柱を対象としている。したがって、曲げとせん断とが卓越する箱桁の腹板のように極めて大きい幅厚比を有する板要素は、解析の対象外としている。

2. 載荷方法

本解析では、文献11)で開発された8節点の四辺形アイソパラメトリックシェル要素による有限要素法プログラムを用いて弾塑性有限変位解析を行った。なお、解析では、Von-Misesの降伏条件式、ならびにPrandtl-Reussの塑性流れ則にしたがう完全弾塑性体の鋼材を対象とした。

断面力は、図-1に示すように導入した。すなわち、載荷辺に曲げ剛度無限大の剛板を取り付け、純圧縮 ($\phi=0$ 、 ϕ :弾性微小変位状態のもとでのウェブにおける応力勾配を表すパラメーター)の載荷は一様圧縮変位 u を、また純曲げ ($\phi=2.0$)の載荷は剛体変位 u を自由にして剛体回転変位 θ を、さらに圧縮と曲げとの同時載荷は $\phi=0.5$ 、1.0、および1.5となるように強制変位を与えた¹⁾。

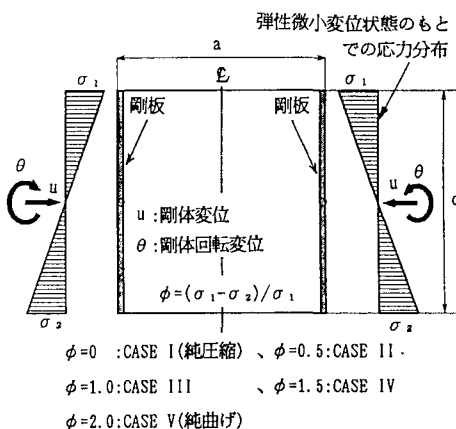


図-1 断面力の導入方法

3. 解析モデルの寸法諸元と初期不整

(1) 解析モデルの寸法諸元

無補剛、および補剛箱形断面の解析モデルを、それぞれ図-2、および図-3に示す。解析モデルは、たわみ波形、および載荷荷重の対称性を利用し、無補剛箱形断面では図-2(a)中に示すダイヤフラム間の長さ $a/2$ のコの字型モデルを、また補剛箱形断面では隣接する補剛板パネルの変形が対称、あるいは逆対称とならず、ダイヤフラム位置で固定、あるいは単純支持にできないため、図-3(a)中に示すダイヤフラムを間に挟むコ字型モデルをそれぞれ取り出して解析を行った。

図-2、および図-3中には、面外方向の境界条件、および有限要素の分割状況を示してある。その際、試算により、要素分割数は、構成板要素の局部座屈による強度低下が精度良く求められる最小値とした。

解析モデルの寸法諸元は、表-1、および表-2に示すとおりとした。ここで、文献12)の純圧縮を受ける単一の無補剛板の終局強度特性に関する研究では、幅厚比パラメーター $R (= \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}})$ 、 σ_y :降伏点、 σ_{cr} :弾性座屈応力度)が0.3～1.3の範囲では、アスペクト比 $\alpha=0.5 \sim 1.0$ において最小の終局強度を与えるとしている。そこで、本解析では、無補剛、および補剛箱形断面のアスペクト比をフランジで $\alpha_f=a/b=1.0$ 、またウェブで $\alpha_w=a/d=0.75$ に固定し、板パネルの幅厚比をフランジで20～50、またウェブで25～70に変化させ解析を行った。

また、補剛箱形断面の縦補剛材の本数は、図-3に示すように、フランジ、およびウェブにおいて各2本ずつ等間隔に配置した。なお、縦補剛材高さ h_{rs} 、および h_{ws} は、道路橋示方書¹³⁾に規定されている必要最小剛比 $R_{rw,s}$ とほぼ等しくなるように決定した。

なお、鋼材の機械的性質としては、ヤング係数 $E=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、降伏点 $\sigma_Y=2,400 \text{ kgf/cm}^2$ 、およびポアソン比 $\mu=0.3$ とした（ここに、 $1 \text{ kgf/cm}^2=0.098 \text{ MPa}$ ）。

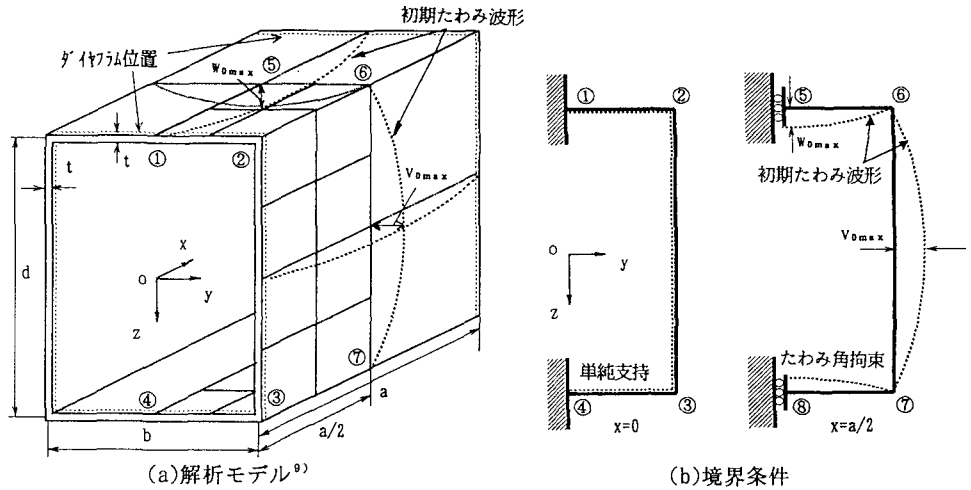


図-2 無補剛箱形断面の解析モデルと境界条件

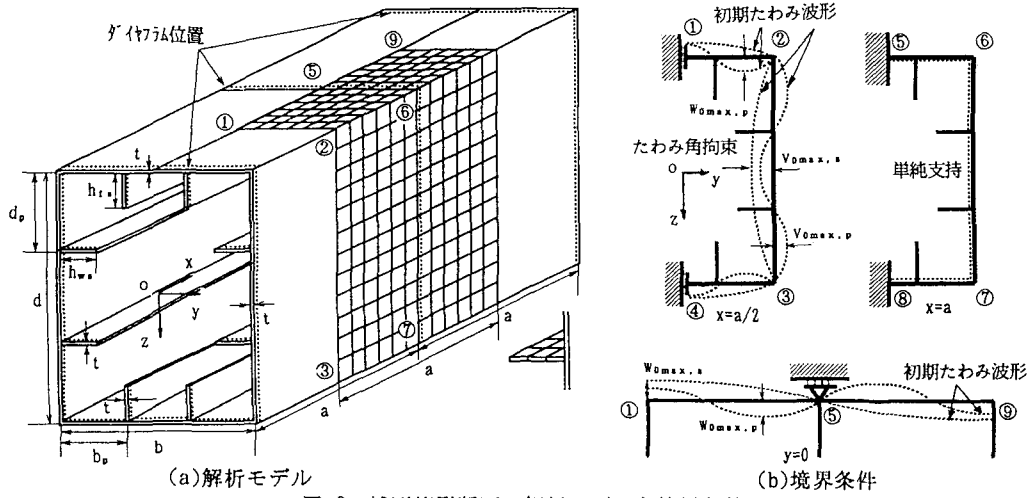


図-3 補剛箱形断面の解析モデルと境界条件

表-1 無補剛箱形断面モデルの寸法諸元⁹⁾と幅厚比パラメータ

b(cm)	d(cm)	b/t	R_{rw}
12.0	16.0	20.0	0.432
12.0	16.0	26.7	0.564
12.0	16.0	37.5	0.793
12.0	16.0	52.2	1.104

表-2 補剛箱形断面モデルの寸法諸元と幅厚比パラメータ

b(cm)	d(cm)	b_p/t	h_{rs}	h_{ws}	$R_{rw,s}$
108.0	144.0	20.0	11.1	9.9	0.432
108.0	144.0	30.0	8.4	7.5	0.635
108.0	144.0	40.0	6.8	6.0	0.847
108.0	144.0	50.0	5.8	5.1	1.058

(2) 解析モデルの初期不整

a. 残留応力

残留応力は、図-4に示すように、板の縦方向のみ軸方向力が自己平衡となるように矩形分布とした。その際、引張残留応力度を $\sigma_{r1} = \sigma_y$ 、板パネルでの圧縮残留応力度を $\sigma_{r2} = -0.3\sigma_y$ 、および縦補剛材の圧縮残留応力度を $\sigma_{r3} = -0.2\sigma_y$ にとった¹⁴⁾。なお、図-4(b)の補剛箱形断面では、縦補剛材の先端に引張残留応力度を導入していないため、板パネルの中央面回りのモーメントは、自己平衡となっていない。しかしながら、本解析を行う前に、図-3(b)の補剛箱形断面の補剛板のみ取り出し、圧縮補剛板としての解析を行い、自己平衡を満足するために必要な縦補剛材先端における引張残留応力度の有無が、終局強度に及ぼす影響を比較・検討した。その結果、縦補剛材先端の引張残留応力度の有無が終局強度に及ぼす影響はほとんど見受けられなかった。したがって、本解析では、解析データ作成の簡易化、および自由度の低減のため、図-4(b)のような残留応力の分布形状を仮定した。

また、解析では残留応力の有無による終局強度の変動を調べるために、残留応力を導入した場合、および導入しない場合の2ケースを仮定した。

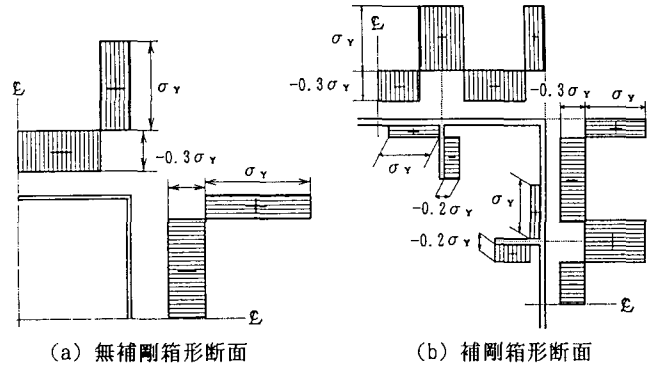


図-4 残留応力分布（引張を正）

b. 初期たわみ

無補剛箱形断面の初期たわみは、図-2中に示した正弦波形で与えた。また、補剛箱形断面では、図-3中に示したように、補剛板としての全体的な初期たわみ波形と、縦補剛材間での板パネルの局所的な初期たわみ波形との重ね合わせとして与えた。それらの際、初期たわみの最大値は、道路橋示方書¹³⁾で規定されている製作誤差の許容値とし、図-2、および図-3中に示したように座標系 (x, y, z) を仮定すれば、初期たわみ波形は、以下のように与えられる。

無補剛箱形断面の場合：

$$\left. \begin{aligned} w_0(x, y) &= \pm w_{0max} \sin(\pi x/a) \cos(\pi y/b) \\ v_0(x, z) &= \pm v_{0max} \sin(\pi x/a) \cos(\pi z/d) \end{aligned} \right\} \dots (1)_{a, b}$$

ここに、

$$w_{0max} = b/150, v_{0max} = d/150 \dots (2)_{a, b}$$

補剛箱形断面の場合：

$$\left. \begin{aligned} w_0(x, y) &= \pm w_{0max, p} \sin \frac{3\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b_p} \pm w_{0max, s} \sin \frac{\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b} \\ v_0(x, z) &= \pm v_{0max, p} \sin \frac{3\pi x}{a} \cos \frac{\pi z}{d_p} \pm v_{0max, s} \sin \frac{\pi x}{a} \cos \frac{\pi z}{d} \end{aligned} \right\} \dots (3)_{a, b}$$

ここに、

$$w_{0max, p} = b_p/150, v_{0max, p} = d_p/150, w_{0max, s} = v_{0max, s} = a/1000 \dots (4)_{a \sim d}$$

4. 弾塑性有限変位解析の結果

以下では、純圧縮、純曲げ、および圧縮と曲げとを受ける薄肉箱形断面の解析結果について述べる。

(1) 純圧縮を受ける無補剛・補剛箱形断面

a. 純圧縮を受ける無補剛箱形断面

純圧縮を受ける無補剛箱形断面の弾塑性有限変位解析の結果を、図-5に示す。同図中には、文献1)、9)、15)～21)の実験結果、ならびに、これまで提案されている代表的な終局強度曲線として、小松・北田の式¹²⁾、宇佐美の式¹⁶⁾、および三上の式²²⁾も併せて示す。同図において、縦軸は終局軸圧縮力 $N_u^{(1)}$ を全塑性軸圧縮力 $N_p^{(1)}$ で無次元化した値（ここに、上添字(1)は各断面力が単独で作用した場合を表す）にとり、また横軸は次式に示すフランジとウェブとの連成を考慮した無補剛箱形断面の幅厚比パラメータ R_{tw} にとっている¹⁾。

$$R_{tw} = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr, tw}}} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_{tw}\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $\sigma_{cr, tw}$:フランジの弾性座屈応力度、 k_{tw} :フランジを基準にした無補剛箱形断面の座屈係数であり、

$$k_{tw} = \frac{(\alpha_f + 1/\alpha_f)^2 + (t_w/t_f)^3 (d/b) (\alpha_w + 1/\alpha_w)^2}{1 + (d/b) (t_w/t_f)^3} \quad \dots\dots\dots (6)$$

で与えられる。また、 t_f :フランジ板厚、 t_w :ウェブ板厚、 $\alpha_f = a/b$ 、 $\alpha_w = a/d$ 、 a :座屈荷重を最小にする座屈モードの半波形長であり、次式で与えられる。

$$a = b \left\{ \frac{1 + (d/b)^3 (t_w/t_f)^3}{1 + (b/d) (t_w/t_f)^3} \right\}^{1/4} \quad \dots\dots\dots (7)$$

図-5中の本解析結果より、以下のことがわかる。まず、残留応力の存在は、幅厚比パラメータ R_{tw} が0.7より大きくなると終局強度を一様に低下させる。これは、文献1)の結果と同様に、文献12)の圧縮を受ける単一無補剛板の解析結果とほぼ類似の傾向を示している。

つぎに、解析値（残留応力あり）は、小松・北田の式とほぼ一致しており、同曲線は多くの実験値の下限値に良好に適合していることがわかる。この曲線は、次式で与えられている¹²⁾。

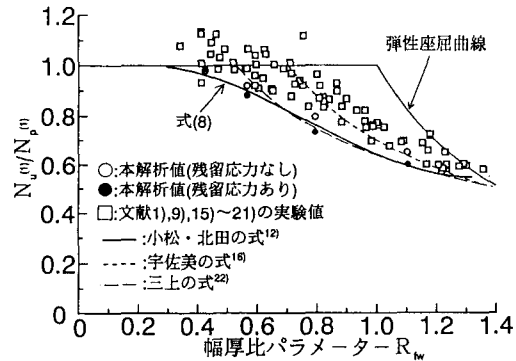


図-5 無補剛箱形断面の終局軸方向圧縮力と R_{tw} との関係

$$\left. \begin{aligned} N_u^{(1)} / N_p^{(1)} &= 1.0 & (R_{tw} \leq 0.3) \\ &= 0.702R_{tw}^3 - 1.640R_{tw}^2 + 0.654R_{tw} + 0.926 & (0.3 < R_{tw} \leq 1.3) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8) \text{ a. b.}$$

b. 純圧縮を受ける補剛箱形断面

純圧縮を受ける補剛箱形断面の解析結果を、図-6に示す。同図中には、文献3)、5)、16)、23)～27)の実験結果と中井・酒造の式³⁾、および宇佐美の式⁶⁾とを併せて示す。ただし、横軸は補剛箱形断面の幅厚比パラメータ $R_{tw, s}$ にとっている³⁾。この値は、以下の2つの仮定をもとに導かれている³⁾。すなわち、①純圧縮を受ける単一補剛板の終局強度曲線は、幅厚比パラメータ R を関数とする線形式で表される。②純圧縮を受ける補剛箱形断面の終局強度は、構成補剛板の終局強度の和として算定できる。すると、 $R_{tw, s}$ は、次式で与えられる³⁾。なお、幅厚比パラメータ $R_{tw, s}$ の下添字 s は、縦補剛材(Stiffener)の配置している箱形断面を表す。

$$R_{tw, s} = \frac{R_f + R_w (A_w/A_f) (\sigma_{wy}/\sigma_{fy})}{1 + (A_w/A_f) (\sigma_{wy}/\sigma_{fy})} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 A_f 、 A_w :それぞれフランジ、およびウェブの断面積、 R_f 、 R_w :それぞれフランジ、およびウェブの縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ、 σ_{wy} 、 σ_{fy} :それぞれフランジ、およびウェブの降伏点である。

図-6中の本解析結果より、無補剛箱形断面の解析結果と同様に残留応力による強度の低下が見受けられる。

そこで、安全側の見地より、残留応力を導入した場合の本解析結果を最小2乗法を用いて整理してみると、補剛箱形断面の終局強度曲線としては、以下に示す回帰式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} N_u^{(1)}/N_p^{(1)} &= 1.0 & (R_{fw,s} \leq 0.256) \\ &= -0.475R_{fw,s} + 1.123 & (0.256 < R_{fw,s} \leq 1.20) \end{aligned} \right\} \cdots (10) \text{ a, b}$$

上式は、実験値の下限値に良好に適合していることがわかる。

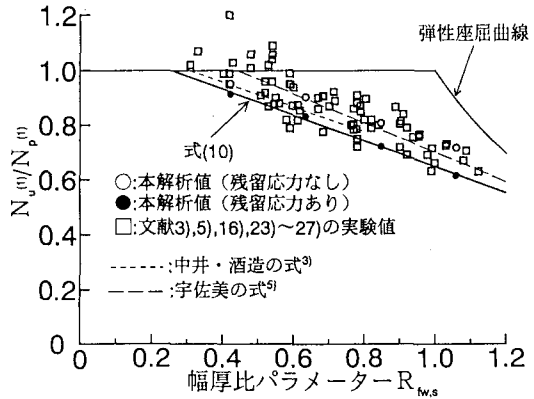


図-6 補剛箱形断面の終局軸方向圧縮力と $R_{fw,s}$ との関係

(2) 純曲げを受ける無補剛・補剛箱形断面

a. 純曲げを受ける無補剛箱形断面

純曲げを受ける無補剛箱形断面の弾塑性有限変位解析の結果を、図-7に示す。同図において、縦軸は終局曲げモーメント $M_u^{(1)}$ を全塑性曲げモーメント $M_p^{(1)}$ で無次元化した値にとっている。また、横軸はフランジとウェブとの連成効果の考慮のもとに、純曲げを受ける箱形断面の弾性座屈解析²⁸⁾で得られるフランジの弾性座屈応力度 $\sigma_{cr,b}$ を評価するための幅厚比パラメータ $R_b (= \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr,b}})$ である。図中には、文献9)、16)、30)、および31)による実験値もあわせて示す。本解析結果によると、残留応力の存在により、終局強度

が、若干、上昇する傾向にある。これは、純曲げを受ける無補剛箱形断面のウェブの圧縮領域における引張残留応力度が、箱形断面全体の終局強度に多少とも有利に働いたためと考えられる。なお、この傾向は、奈良による面内曲げを受ける単一無補剛板の弾塑性有限変位解析でも同様な結果が得られている²⁹⁾。

そこで、安全側の見地より、残留応力なしの場合の解析結果を最小2乗法で整理してみると、無補剛箱形断面の終局強度曲線としては、以下に示す回帰式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} M_u^{(1)}/M_p^{(1)} &= 1.0 & (R_b \leq 0.45) \\ &= -0.296R_b + 1.132 & (0.45 < R_b \leq 1.1) \end{aligned} \right\} \cdots (11) \text{ a, b}$$

上式は、実験値の下限値に良好に適合していることがわかる。

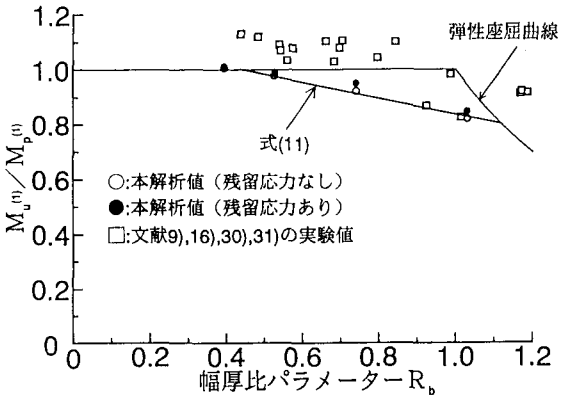
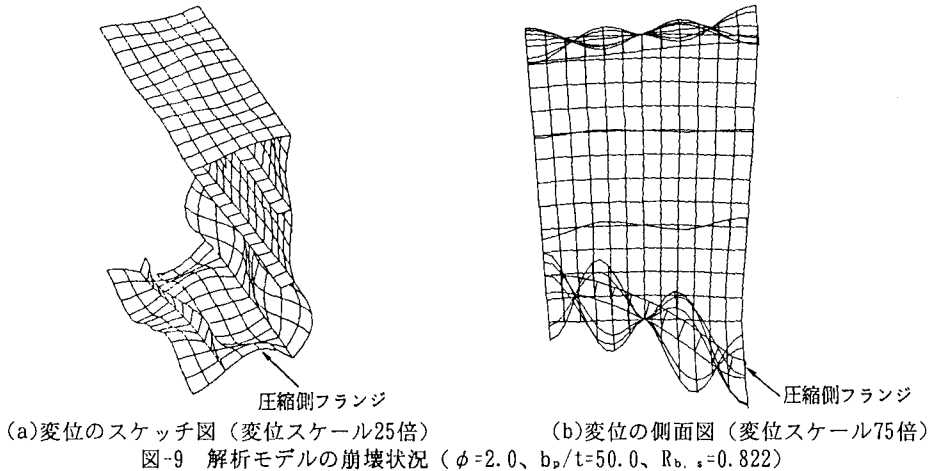
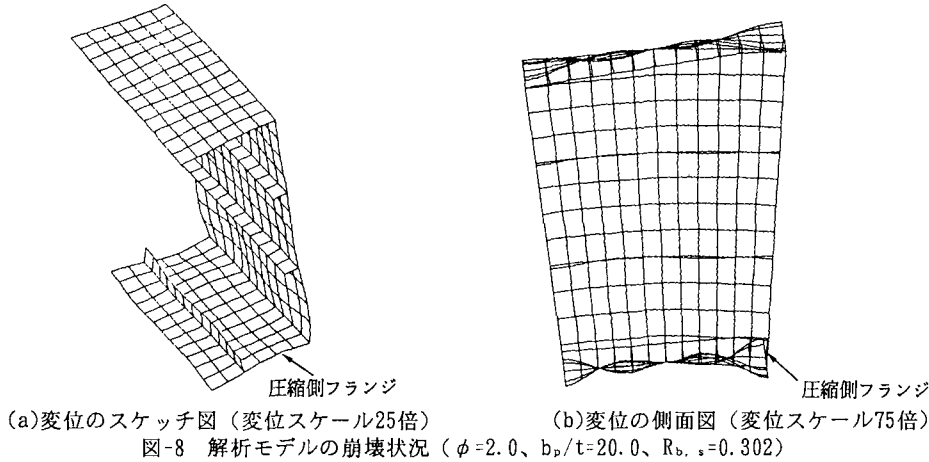


図-7 無補剛箱形断面の終局曲げモーメントと R_b との関係

b. 純曲げを受ける補剛箱形断面

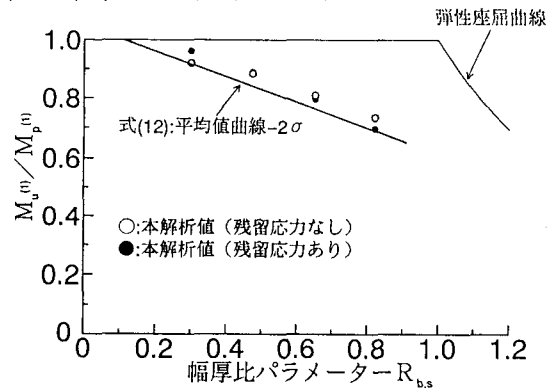
まず、図-8、および9には、終局限界状態における変形図の代表例 ($b_p/t=20.0$ 、および 50.0 で、残留応力

なし)を示す。これらの図より、板パネルの幅厚比 b_p/t が大きくなるほど、圧縮側フランジでの板パネルの局部座屈が卓越し、早期に終局限界状態に至っていることがわかる。



つぎに、純曲げを受ける補剛箱形断面の解析結果を、図-10に示す。同図より明らかなように、幅厚比パラメータ²⁸⁾が $R_{b,s} \leq 0.5$ の領域では、前述の無補剛箱形断面の場合と同様に残留応力の存在により終局強度が若干上昇している。しかし、 $R_{b,s} > 0.5$ では、残留応力の存在が終局強度の低下につながっていない。

そこで、解析結果のすべて(残留応力あり、なし)に最小2乗法を適用すると、以下に示す補剛箱形断面の終局強度曲線(平均値-2標準偏差、標準偏差 $S=0.017$)が得られる。



$$\left. \begin{aligned} M_u^{(1)}/M_p^{(1)} &= 1.0 & (R_{b, s} \leq 0.11) \\ &= -0.435R_{b, s} + 1.048 & (0.11 < R_{b, s} \leq 0.9) \end{aligned} \right\} \cdots (12)_{a, b}$$

(3) 圧縮と曲げとを受ける無補剛・補剛箱形断面

a. 圧縮と曲げとを受ける無補剛箱形断面

一般に、構成板パネルの局部座屈が問題とならないような比較的小さな幅厚比を有する箱形断面に圧縮と曲げとが同時に作用した場合、その終局限界状態は、断面固有の全塑性断面力 $N_p^{(1)}$ 、および $M_p^{(1)}$ を関数とする全塑性相関曲線を上限とみなすことができる⁶⁾。

しかしながら、全塑性状態に至る前に構成板要素の局部座屈が発生し、これが終局強度に影響を及ぼすような断面に関しては、全塑性相関曲線が適用できない。

そこで、文献8)では、構成板要素の局部座屈を考慮した終局強度相関曲線は、全塑性相関曲線の式中の N_p ⁽¹⁾、および M_p ⁽¹⁾を、圧縮、および曲げがそれぞれ単独に作用した場合の終局断面力 $N_u^{(1)}$ 、および $M_u^{(1)}$ でそれぞれ置き換えることにより、全塑性相関曲線に安全側に近似できるとしている。無補剛箱形断面の場合、終局強度相関曲線は、次式で表される⁸⁾。

i) 中立軸がウェブ上にある場合：

$$M_u/M_u^{(1)} + p (N_u/N_u^{(1)})^2 = 1 \quad \cdots \cdots (13)$$

$$\text{ここに、} p = \frac{1}{1 + 2(A_f/A_w)(d/d_w)} \left(1 + \frac{A_f}{A_w}\right)^2$$

ii) 中立軸がフランジ上にある場合：

$$q M_u/M_u^{(1)} + N_u/N_u^{(1)} = 1 \quad \cdots \cdots (14)$$

$$\text{ここに、} q = \left(1 + 2 \frac{A_f d}{A_w d_w}\right) \frac{A_w d_w}{2(A_f + A_w) d_f}$$

N_u ：組合せ断面力下における終局軸方向圧縮力、 M_u ：組合せ断面力下における終局曲げモーメント
 d_f ：箱形断面高さ、 d_w ：ウェブ幅

上述の文献8)の終局強度相関曲線に対する考え方について比較・検討を行うため、弾性微小変位状態におけるウェブの応力勾配係数を $\phi=0.5$ (CASE II)、1.0(CASE III)、および1.5(CASE IV)にとり、圧縮と曲げとの比率を変化させた解析を行った。このようにして得られた弾塑性有限変位解析の結果を、図-11に示す。同図において、縦軸は組合せ断面力下における終局軸方向圧縮力 N_u を式(8)の終局軸方向圧縮力 $N_u^{(1)}$ で無次元化した値にとり、また横軸は組合せ断面力下における終局曲げモーメント M_u を式(11)の終局曲げモーメント $M_u^{(1)}$ で無次元化した値にとっている。なお、図中には、以下に示す線形相関式をも併せて示した。

$$M_u/M_u^{(1)} + N_u/N_u^{(1)} = 1 \quad \cdots \cdots (15)$$

同図より、以下のことがわかる。すなわち、まず、残留応力なしの場合と残留応力ありの場合とを比較すると、曲げが卓越する場合(CASE IV)は、初期状態から荷重経路に差異が見受けられる。これは、曲げによる引張応力度と残留応力による引張残留応力度とにより、断面内で早期に塑性化する部分の発生のためと考えられる。また、これは、後述する補剛箱形断面にも同じようなことがいえるのがわかった。

つぎに、幅厚比パラメーターが $R_{t, w}=0.423$ より大きくなり、 $M_u/M_u^{(1)} > N_u/N_u^{(1)}$ の範囲になると、全塑性相関式(13)、あるいは(14)がしだいに危険側の値を与え、線形相関式(15)の方が終局限界状態と良好に一致することがわかる。

そこで、以下では、文献8)の終局強度相関曲線に対する考え方に若干の修正を施してみた。すなわち、幅

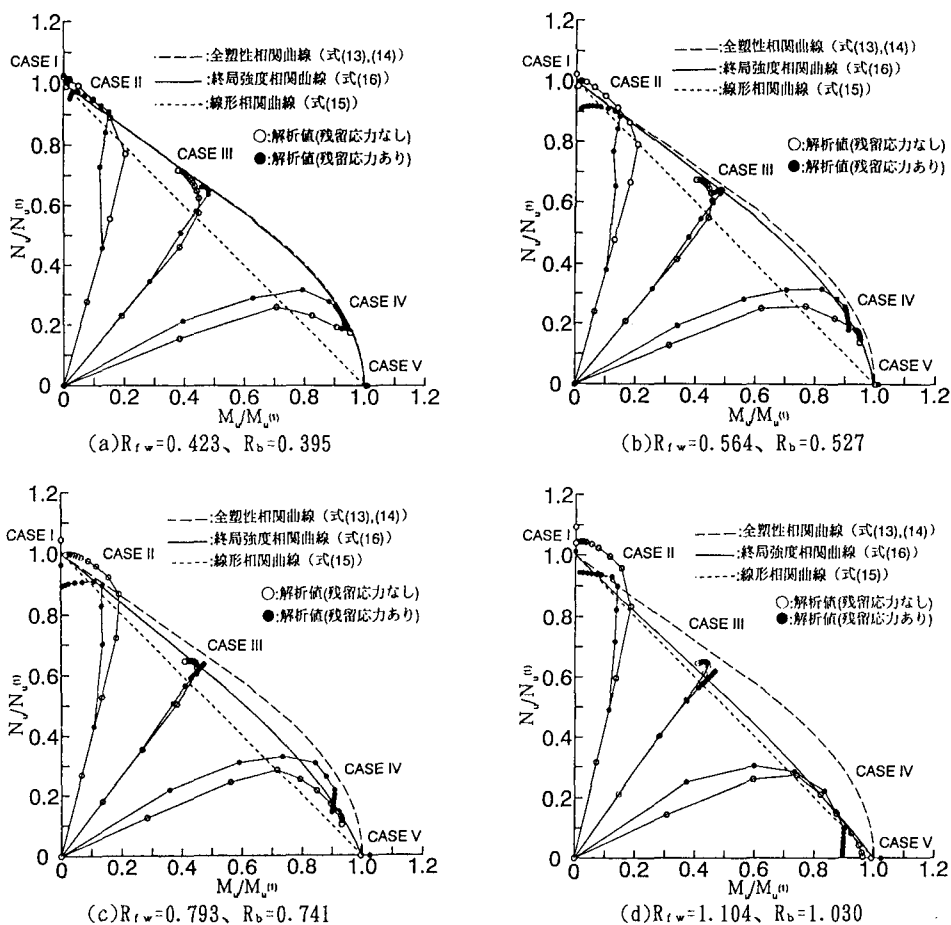


図-11 圧縮と曲げとを受ける無補剛箱形断面の終局強度相関曲線

厚比パラメーター R_{fw} が大きくなるのに伴って全塑性相関式から線形相関式に移行させるために、次式に示す終局強度相関式を作成してみた。

$$\beta \{ \text{全塑性相関式 (13)、あるいは (14) の左辺} \} + (1 - \beta) \{ \text{線形相関式 (15) の左辺} \} = 1.0 \quad \cdots (16)$$

ここに、係数 β は、全塑性相関式と線形相関式との重み付き平均値を調整する係数（以下、重み係数）であり、以下のように求めた。すなわち、図-11より、曲げが卓越する場合の解析結果（CASE IVで、残留応力なし）において、全塑性相関曲線に最も近づく $M_u/M_u^{(1)}$ と $N_u/N_u^{(1)}$ との値を式(16)に代入し重み係数 β を求める。そして、それと幅厚比パラメーター R_{fw} との関係を図示すると、図-12が得られる。同図において、重み係数 β を R_{fw} の線形関数であると仮定し、最小2乗法を用いて整理すると、次式の回帰式が得られる。

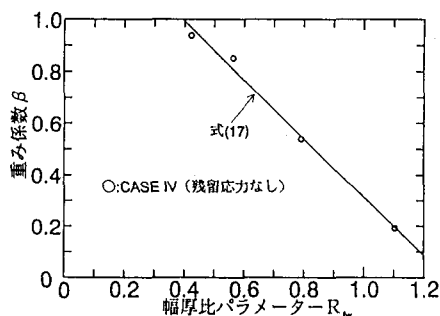


図-12 重み係数 β と幅厚比パラメーター R_{fw} との関係

$$\left. \begin{aligned} \beta &= 1.0 & (R_{tw} \leq 0.4) \\ &= 1.0 - 1.135(R_{tw} - 0.4) & (0.4 < R_{tw} \leq 1.2) \end{aligned} \right\} \dots (17)_{a, b}$$

上式を用いた終局強度相関式(16)を、図-11中に併せて示した。それらの図より、式(16)は、幅厚比パラメータ R_{tw} の増減に伴う本解析結果の終局状態に良好に適合していることがわかる。

b. 圧縮と曲げとを受ける補剛箱形断面

圧縮と曲げとを受ける補剛箱形断面の解析結果を、図-13に示す。なお、補剛箱形断面の全塑性相関曲線は、簡単のため、文献3)で提案されている近似式を用いている。

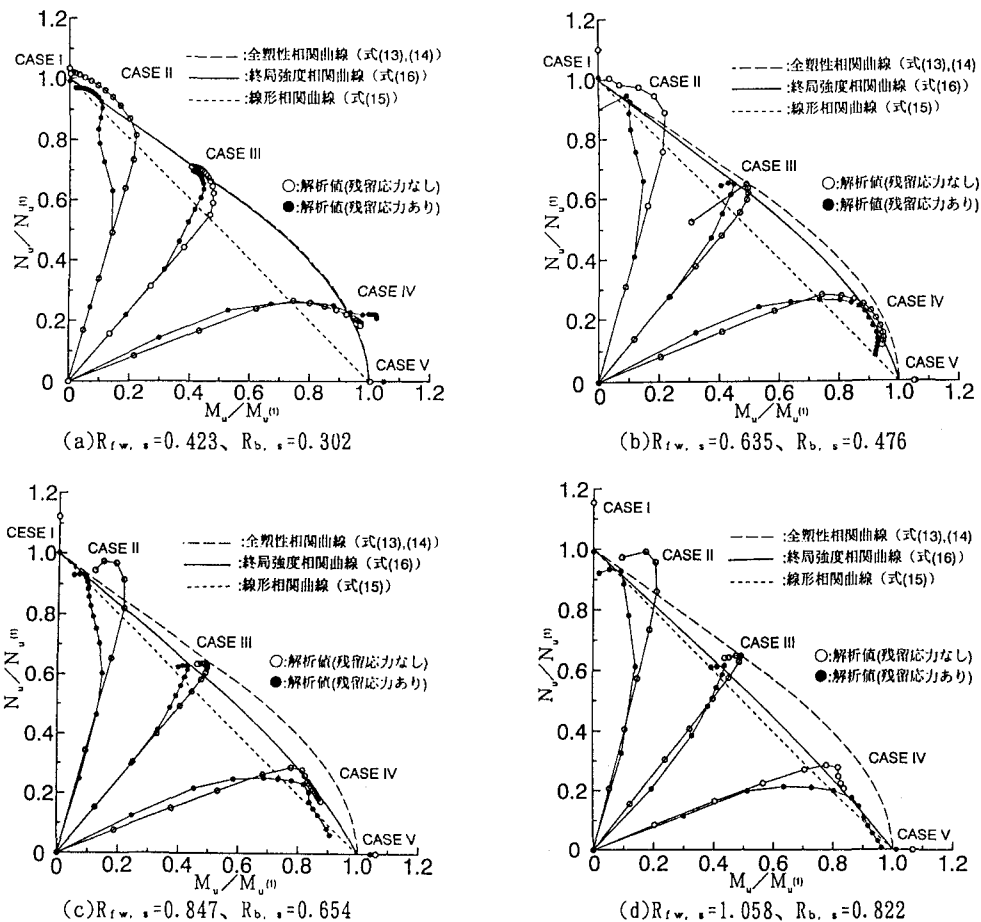


図-13 圧縮と曲げとを受ける補剛箱形断面の終局強度相関曲線

同図より、無補剛箱形断面の場合と同様に、本解析結果の終局限界状態は、 $M_u/M_u^{(1)} > N_u/N_u^{(1)}$ の領域において、 R_{tw} が大きくなるに伴って全塑性相関曲線がしだいに危険側の値を与え、むしろ線形相関曲線のほうが良好に適合することがわかる。

そこで、前述の無補剛箱形断面で提案した終局強度相関式(16)、および(17)を、そのまま補剛箱形断面に適用してみた。それらの結果も、図-13中に示した。同図より、式(16)の終局強度相関曲線は、幅厚比パラメータ R_{tw} の増減に関わらず、補剛箱形断面の終局限界状態にも良好に適合していることがわかる。

なお、本文では図-2、および図-3に示す長方形箱形断面モデルに強軸回りの曲げを作用させた場合のみに
ついて述べたが、同一の解析モデルに弱軸回りの曲げを作用させた場合においても、上述の考え方を
用いることにより、終局限界状態を精度よく評価できたことを付記する。

また、今回の研究では、幅厚比パラメーター R は、それぞれの荷重状態に対して、最も有効で精度の
高い算定方法を用いた。しかしながら、様々な断面形状、および荷重状態に対して、一貫性のある R
を用いるのが理想ではあるが、それは今後の検討課題としたい。

5. まとめ

本研究は、圧縮と曲げとを受ける無補剛・補剛薄肉箱形断面について弾塑性有限変位解析を行い、その
終局強度特性、ならびに終局強度を評価するための終局強度相関曲線を示したものである。本研究より得
られた主な結論を列挙すると、以下のとおりである。

- (1) 純圧縮を受ける無補剛、あるいは補剛箱形断面は、単一の無補剛板、あるいは補剛板と同様に、
残留応力の存在により、終局強度が低下する。
- (2) 純曲げを受ける無補剛箱形断面では、残留応力の存在が終局強度を若干上昇させる傾向を示した。
しかしながら、補剛箱形断面の場合、残留応力の存在は、幅厚比パラメーターが $R_{b, \perp} \leq 0.5$ の領域で無補剛箱形
断面とほぼ同様の傾向を示すものの、 $R_{b, \perp} > 0.5$ の領域で終局強度を、若干、低下させることもわかった。
- (3) 純圧縮を受ける無補剛、および補剛箱形断面の終局強度曲線として、それぞれ式(8)、および式(10)が得
られた。
- (4) 純曲げを受ける無補剛、および補剛箱形断面の終局強度曲線として、それぞれ式(11)、および式(12)が
得られた。
- (5) 文献8)で提案されている圧縮と曲げとを同時に受ける薄肉箱形断面の終局強度相関曲線に対する考え
方は、幅厚比パラメーターが $R_{t, \omega} > 0.4$ の範囲で、とくに曲げが卓越する場合、若干修正する必要があること
がわかった。そこで、箱形断面の幅厚比パラメーター $R_{t, \omega}$ 、あるいは $R_{t, \perp}$ の線形関数とした式(17)の重み
係数 β を用いて、全塑性相関式(13)、あるいは(14)と座屈による線形相関式(15)との重み付き平均である
終局強度相関式(16)により、圧縮と曲げとを同時に受ける局部座屈を考慮した無補剛、および補剛薄肉箱
形断面の終局限界状態を、精度よく安全側に評価できることがわかった。
- (6) 今後は、この考え方を2軸曲げ、および、ねじりをも含む組合せ断面力を受ける薄肉箱形断面の終局強
度相関曲面に拡張したり、さらに弾塑性有限変位解析や実験を通じ、この種の考え方の妥当性を検討する
必要がある。

参考文献

- 1) Nakai, H., Kitada, T. and Miki, T.: Ultimate Strength of Thin-Walled Box Stub-Columns, Proc. of JSCE, Structural Eng. /Earthquake Eng., Vol.2, No.1, pp.25~35, April 1985
- 2) Nakai, H., Kitada, T. and Miki, T.: Interaction Curve of Thin-Walled Box Stub-Column Subjected to Compression and Bending for Applying to Overall Buckling Analysis of Columns, Proc. of JSCE, Structural Eng. /Earthquake Eng., Vol.2, No.2, pp.65~73, October 1985
- 3) Nakai, H., Kitada, T. and Miki, T.: An Experimental Study on Ultimate Strength of Thin-Walled Box Stub-Columns with Stiffeners Subjected to Compression and Bending, Proc. of JSCE, Structural Eng. /Earthquake Eng., Vol.2, No.2, pp.87~97, October 1985
- 4) 宇佐美勉・土屋信洋・大谷恭弘・福本嘯士：薄板集成短柱の弾塑性有限変位解析、土木学会論文報告集、第362号／I-4、pp.293~302、1985年10月
- 5) 宇佐美勉・福本嘯士・青木徹彦・松川昭夫：補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第350号／I-2、pp.197~205、1984年10月
- 6) 北田俊行・中井 博・國廣昌史・松下孝文：圧縮・曲げ・ねじりの組合せ断面力を受ける薄肉箱形断面短柱の終局強度に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol.34A、pp.221~231、1988年3月

- 7) Kitada, T., Nakai, H. and Kunihiro, M. : Ultimate Strength of Box Stub Columns under Combined Actions of Compression, Bending and Torsion, Journal of Constructal Steel Research, Vol. 13, Nos. 2 & 3, pp. 153~168, 1989
- 8) 中井 博・北田俊行・國廣昌史・中村清孝・岸田和人：組合せ断面力を受ける薄肉箱形断面短柱の局部座屈を考慮した終局強度相関曲面に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol. 36A、pp. 89~100、1990年3月
- 9) 北田俊行・中井 博・國廣昌史・岸田和人：圧縮、2軸曲げ、およびねじりを受ける薄肉箱形断面短柱の終局強度に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol. 37A、pp. 73~82、1991年3月
- 10) Kitada, T., Nakai, H., Kunihiro, M. and Harada, N. : Ultimate Strength of Thin-Walled Stiffened Box Short Members Subjected to Compression and Bending, Proc. of the 2nd Japan - Korea Joint Seminar on Steel Bridges, Tokyo, Japan, pp. 127~136, July 1992
- 11) Nakai, H., Kitada, T. and Ohminami, R. : An Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis of Web Plates for Curved Girder Bridges by Using Isoparametric Finite Element Method, Memorirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 23, pp. 191~204, December 1982
- 12) 小松定夫・北田俊行：初期不整を有する圧縮板の極限強度特性について、土木学会論文報告集、第270号、pp. 1~14、1978年2月
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ、鋼橋編Ⅱ、平成2年2月
- 14) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究、土木学会論文報告集、第265号、pp. 25~35、1977年9月
- 15) 宇佐美勉・福本嘯士・青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第308号、pp. 47~58、1981年4月
- 16) 宇佐美勉・福本嘯士：鋼圧縮部材の連成座屈実験と有効幅理論による解析、土木学会論文報告集、第326号、pp. 41~50、1982年10月
- 17) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫：箱形断面短柱の局部座屈強度、土木学会論文報告集、第205号、pp. 19~30、1972年9月
- 18) Chiew, S. P., Lee, S. L. and Shanmugam, N. E. : Experimental Study of Thin-Walled Steel Box Columns, Journal of Structural Engineer, ASCE, Vol. 113, No. 10, pp. 2208~2220, October 1987
- 19) Dwight, J. B. and Moxham, K. E. : Welded Steel Plates in Compression, The Structural Engineer, Vol. 47, No. 2, pp. 49~66, February 1969
- 20) Liew, J. Y. R., Shanmugam, N. E. and Lee, S. L. : Behavior of Thin-Walled Steel Box Columns under Biaxial Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 12, pp. 3076~3094, December 1989
- 21) Fukumoto, Y. and Kusama, H. : Local Instability Tests of Plate Elements under Cyclic Uniaxial Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 5, pp. 1051~1067, 1985
- 22) 三上市蔵・堂垣正博・米沢 博：連続補剛板の非弾性圧縮座屈、土木学会論文報告集、第298号、pp. 17~30、1980年6月
- 23) 長谷川彰夫・長浜正孝・西野文雄：圧縮を受ける補剛された板の座屈強度、土木学会論文報告集、第236号、pp. 1~14、1975年4月
- 24) 伊藤文人・田島二郎：補剛材をもった高張力鋼板による溶接角型短柱の圧縮試験、鉄道技術研究報告、No. 313、pp. 1~33、June 1962
- 25) 金井道夫・大塚一喜：補剛板の設計、土木技術資料、第19巻、第10号、pp. 14~19、1977年10月
- 26) 金井道夫・佐伯彰一：補剛された板の限界状態－実物大供試体による実験的研究－、土木学会第34回年次学術講演会概要集、I-114、1979年10月
- 27) 金井道夫：補剛板の限界状態－大型供試体による確認実験－第2報、土木学会第35回年次学術講演会概要集、I-141、1980年10月
- 28) 米沢 博・三上市蔵：箱桁の弾性座屈について、土木学会論文集、第120号、pp. 8~13、1965年8月
- 29) 奈良 敬・津田 真・福本嘯士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究、土木学会論文集、第392号/I-9、pp. 259~264、1988年4月
- 30) 福本嘯士・草間晴幸：薄肉鋼箱形げたの交番座屈挙動特性、構造工学論文集、土木学会、Vol. 31A、pp. 37~49、1985年3月
- 31) Little, G. H. : Squar Box Sections - Experimental Behaviour under Combinend Bending and Compression, Journal of Strain Analysis, Vol. 13, No. 3, pp. 165~176, 1978

(1993年9月16日受付)