

面内曲げと圧縮を受ける補剛板の 極限強度に関する研究

ULTIMATE STRENGTH OF LONGITUDINALLY STIFFENED PLATES UNDER COMBINED IN-PLANE BENDING AND COMPRESSION

奈良 敬*, 山田浩幸**, 松永康男***, 小松定夫****

By Satoshi NARA, Hiroyuki YAMADA, Yasuo MATSUNAGA and Sadao KOMATSU

The ultimate strength of longitudinally stiffened plates under combined in-plane bending and compression varies with many parameters, for example, initial imperfections, plate slenderness R , flexural rigidity and number of longitudinal stiffeners n_L and n_x , slope of loading stress φ , aspect ratio of plate panel α , etc. Therefore, we should establish the design rule based on the ultimate strength curve given by elasto-plastic finite displacement theory taking the initial imperfections into account rather than the conventional one being on the basis of the elastic buckling theory. For this reason, the present theoretical studies have been carried out to clarify characteristics of the ultimate strength of longitudinally stiffened plates. The correlation curves are also presented to estimate the ultimate strength.

1. まえがき

面内曲げと圧縮を受ける補剛板に関する代表的研究例としては、長谷川・大田・西野¹⁾、宇佐美・福本²⁾、長谷川・西野³⁾および Scheer-Vayas⁴⁾らの研究を挙げることができる。長谷川らは、等間隔等剛性の縦補剛材で補剛された圧縮と面内曲げを受ける板を対象に、弾性線形座屈理論の立場から縦補剛材の所要剛比 r_{req} を求めている。さらに、弾塑性座屈強度に基づいて縦補剛材間の板パネルの設計最大幅厚比を提示している。長谷川らの一連の研究成果は、鋼鉄道橋設計標準⁵⁾の規定に生かされている。宇佐美・福本は、箱桁およびI形断面部材の腹板を対象に、圧縮力と曲げモーメントを受け縦補剛材で補剛された周辺単純支持板の設計に関する提案を行っている。まず、等間隔に補剛された板の弾性座屈係数の近似式を導き、それをもとにして補剛板の設計最小板厚および縦補剛材の必要剛比を与える式を求めている。次に、不等間隔に補剛された板については、補剛材によって区切られた各サブパネルが作用応力によって同時に弾性座屈を起こすという条件で補剛材の最適位置を求めている。そして、その位置に縦補剛材が配置されたときの補剛板の設計最小板厚および縦補剛材の必要剛比を与える式を、等間隔に補剛された板と同様な観点から求めている。最後に板パネルおよび縦補剛材の溶接残留応力を同時に考慮した弾塑性座屈解析を行ってこの種の補剛板の座屈強度の検討をしている。宇佐美らの研究成果は、本州四国連絡橋上部構造設計基準⁶⁾に採り入れられて

- | | | | |
|------|-------------|--------------------|-----------------------|
| * | 工修 大阪大学助手 | 工学部土木工学科 | (〒565 吹田市山田丘 2-1) |
| ** | 工修 日立造船(株) | | (〒554 大阪市此花区桜島1-3-40) |
| *** | 大阪大学大学院前期課程 | | (〒565 吹田市山田丘 2-1) |
| **** | 工博 大阪産業大学教授 | 工学部土木工学科, 大阪大学名誉教授 | (〒574 大東市中垣内 3-1-1) |

いる。しかし、長谷川らや宇佐美らの研究において、初期たわみについては一切考慮されていない。Scheer-Vayasは、板パネルと縦補剛材の幅厚比をそれぞれ変化させ、板パネルおよび初期たわみが補剛板全体の極限強度に与える影響について実験的に明らかにしている。このように、溶接残留応力や初期たわみなどの初期不整が補剛板の極限強度を著しく低下させる要因であることが解明されている現在では、弾塑性有限変位理論の立場から初期不整の影響を定量的に把握し、極限強度に基づいた合理的設計法の確立が急務である。

ところで、現行の道路橋示方書(1980)⁷⁾(以下「道示」と呼ぶ)においては、全体座屈と局部座屈が連成するような部材についても、許容応力度を低下させることによる設計法が示された。これを契機に、現行の設計法に対する疑問が数多く出され、柱と板の座屈を考慮した研究が盛んになりつつある⁸⁾。また、中井・北田・酒造⁹⁾は4枚の板パネルを箱形短柱に組み立て、図-1に示すように圧縮と1軸曲げを与えて極限強度を求めている。このように、構成要素から部材へと対象を拡大していくことは今後の課題であるが、次に示す理由により、面内曲げと圧縮を受ける補剛板パネルの極限強度特性に関する基礎的な研究成果が必要と思われる。

- (1) 補剛板パネルの場合だけでもパラメータの数は多く、柱との連成挙動を考慮してパラメトリック解析を実施することは現実的に無理がある。
- (2) 1軸曲げの場合、圧縮フランジの破壊まで腹板を保たせるには腹板をどのように設計すればよいか。
- (3) 2軸曲げの場合には、圧縮フランジと腹板の区別は無意味である。

面内曲げ圧縮応力を受ける補剛板の極限強度は、圧縮補剛板において考慮したパラメータの他に、応力勾配 φ にも影響を受ける。すなわち、(a) 幅厚比、(b) 応力勾配、(c) 縦補剛材の剛比、(d) 縦補剛材本数、(e) 縦補剛材で囲まれたサブパネルの縦横比、(f) 残留応力、(g) 初期たわみ、がパラメータとして挙げられる。本研究は、このような種々のパラメータによる面内曲げ圧縮を受ける補剛板の極限強度特性を定量的に把握し、極限強度に基づいた合理的設計法に関する基礎的資料を収集することを目的とする。

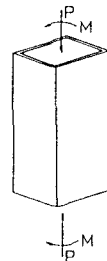


図-1 圧縮と曲げを受ける箱形短柱

2. 解析法

本解析では、文献¹⁰⁾に示す弾塑性有限変位解析法を用いる。幾何学的非線形性、並びに材料学的非線形性の取扱いについては文献¹¹⁾、縦補剛材のモデル化については文献¹²⁾によるものとする。解析にあたっての仮定は次の通りである。(1) 等方等質性材料とする。(2) ひずみ硬化のない完全弾塑性体とする。(3) Von Mises の降伏条件に従う。(4) Plandtl-Reussの塑性流れ理論に従う。(5) 変形前において板の中央面に垂直であった線素は、変形後も中央面に垂直である。(6) 各荷重の増分段階のはじめにおいては、そのときの節点変位に基づく平面三角形有限要素で構成される折板構造を初期たわみとして考える。

3. 解析モデル

面内曲げと圧縮を受ける補剛板の解析モデルについて以下の項目(1)～(4)で述べる。

(1) 境界条件

面外の境界条件については周辺単純支持とする。面内荷重、すなわち面内曲げ圧縮応力の導入方法については、図-2に示すように、載荷辺 $X=\pm a/2$ に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、応力勾配 $\varphi < 2$ の場合は偏心圧縮変位、 $\varphi = 2$ の場合は剛棒の中心に回転変位を与える変位増分法とした。なお、実際の解析には変形の対称性から $X \geq 0$ の領域だけを対象としている。

(2) 断面に関するパラメータ

解析に用いるパラメータについては、表-1に示す通りである。縦横比は、 $\alpha=3, 6, 9$ と変化させたが、 $\alpha=6, 9$ は $n_t=2$ の場合のみ解析した。板厚については、板厚が変化すると幅厚比が同じでも縦補剛材の断面が変化し、それが極限強度に影響すると思われる。したがって、板厚は実橋に即したものをを用いることが望ましく、吊橋、斜張橋の主塔を対象にした実橋断面調査結果より次式を用いることにした。

$$b/t > 35 : t = 1.2 \text{ (cm)}, \quad b/t \leq 35 : t = -0.16b/t + 6.8 \text{ (cm)} \quad (1)$$

ここで、 b/t は板パネルの幅厚比を表す。解析モデルの鋼種としては一般的なSS41とよく使われるSM50の2種類とする。そして、極限強度はすべて降伏応力度 σ_y を用いて無次元化する。

表-1 解析モデルのパラメータ

○ 幅厚比パラメータ: $R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$ ただし、 無補剛板の弾性座屈係数 $k = \begin{cases} 8.4/(\psi+1.1), & 0 \leq \psi \leq 1 \\ 10\psi^2 - 6.27\psi + 7.63, & -1 \leq \psi < 0 \end{cases}$ 応力比 $\psi = 1 - \rho / (n_t + 1)$ ○ 応力分配: $\rho = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$ ○ 縦補剛材本数: n_t ○ 板パネルの縦横比: α ○ 縦補剛材の割比: γ_i / γ_j ただし、γ_i は圧縮補剛板の最小割比

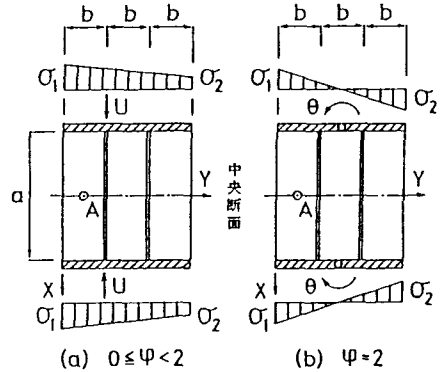


図-2 載荷方法

(3) 初期たわみ

初期たわみについては、縦補剛材の初期たわみの最大値 δ_0 と板パネルの初期たわみの最大値 W_{10} により与える。 δ_0 と W_{10} は道示に規定される製作誤差の許容値を導入する。すなわち、

$$\delta_0 = a/1000, \quad W_{10} = b/150 \quad (2)$$

初期たわみ波形については次式で与える。

$$W_0(X, Y) = \delta_0 F(Y) \cos(\pi X/a) + q W_{10} \cos\{\alpha \pi X/a\} \sin\{(n_t+1)\pi Y/b\} \quad (3)$$

すなわち、板パネルの初期たわみ波形は、縦方向にはサブパネルの縦横比 α の値だけの半波形、横方向にはサブパネル数だけの半波形をもつ二重三角級数である。縦補剛材による初期たわみ波形については、縦方向に1半波形の三角級数、横方向に $F(Y)$ で表す関数の積として表す。 $F(Y)$ は次式で与える。

$$F(Y) = F_i + (F_j - F_i)(Y - Y_i)/b \quad (4)$$

ただし、 $Y_i \leq Y \leq Y_j$, $i=0 \sim n_t$, $j=i+1$

ここに、 $Y_i = ib$, $F_0 = F_n = 0$, $F_i = 0$ or 1 or -1 ($1 \leq i \leq n = n_t + 1$)

したがって、 $F(Y)$ は両端で0、縦補剛材位置では0および ± 1 のうちいずれかの値を取り、直線変化する関数である。 $F(Y)$ の具体的な形状は極限強度に最も不利となるように決める。また、式(3)中の q は $q=1$ または $q=-1$ である。

(4) 残留応力

残留応力については、文献⁽¹³⁾による実物大の模型実験による測定結果に従うことにする。その分布形状は図-3に示す通りである。鋼種による残留応力度の大きさは次の通りである。

(1) SS41の場合

$$\sigma_{rt} = \sigma_{rt,r} = \sigma_y, \quad \sigma_{rc} = -0.30\sigma_y, \quad \sigma_{rc,r} = -0.20\sigma_y \quad (5)$$

(2) SM50の場合

$$\sigma_{rt} = \sigma_{rt,r} = \sigma_y, \quad \sigma_{rc} = -0.25\sigma_y, \quad \sigma_{rc,r} = -0.17\sigma_y \quad (6)$$

4. 数値計算結果と考察

(1) メッシュ分割と精度について

メッシュ分割が粗いと不利になるケースを数種類選び、メッシュ分割と精度について調べた。その結果、縦方向には 2α 分割、横方向には $4(n_t+1)$ 分割でよいことがわかった。図-4 に $\alpha=3, n_t=4$ のときのメッシュ分割を示す。

(2) 荷重方法についての検証

荷重方法については3. (1) について述べたように変位制御によっているので、極限状態に至るまで所定の応力勾配が保持されているかを調べた。その結果を図-5 に示す。横軸の σ_1 は圧縮縁の応力を表し、 $\sigma_{1,u}$ はその極限状態を表す。そして、縦軸が実際に導入されている実応力勾配である。これより、荷重方法の妥当性が認められた。

(3) たわみ波形

図-6 に極限状態における補剛板中央断面での初期たわみを除いた付加たわみ波形の一例を示す。 $\eta_t/\eta_i=1, n_t=2, \alpha=3$ の場合の図-6 (a) より $R=0.5$ では、補剛板の全体的なたわみ波形が現れており、 φ が大きくなるに従い正弦1半波形から正弦2半波形が卓越するようになる。 $R=1.0$ になると、 φ が小さい時は中央の板パネルのたわみが卓越しているが、 φ が大きくなるにつれて最大圧縮縁側の板パネル（以下「設計基準パネル」と呼ぶ）のたわみが生じるようになり、同時にたわみ波形も逆対称波形に移行している。すなわち、 $R=1.0$ では $R=0.5$ に比べて、縦補剛材間での局部的なたわみ波形が顕著に現れ、板

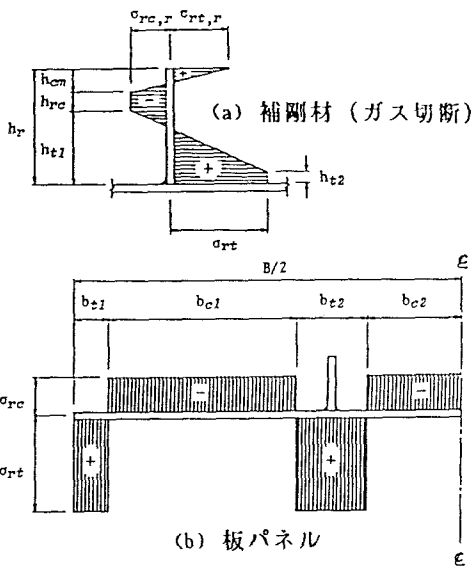


図-3 残留応力分布

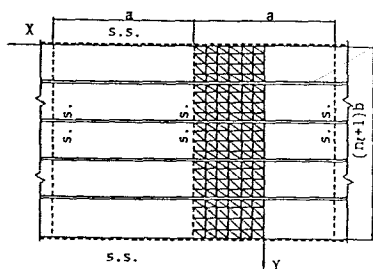


図-4 解析モデルのメッシュ分割 ($n_t=4, \alpha=3$)

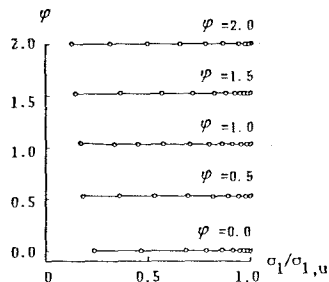


図-5 実応力勾配 ($n_t=2, R=0.7, \alpha=3$)

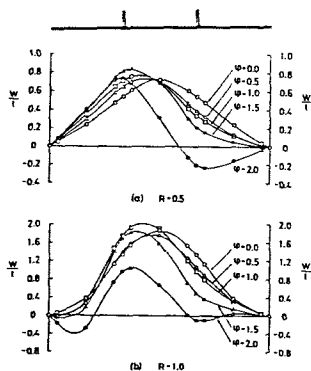


図-6 (a) たわみ波形 ($n_t=2, \eta_i/\eta_t=1$)

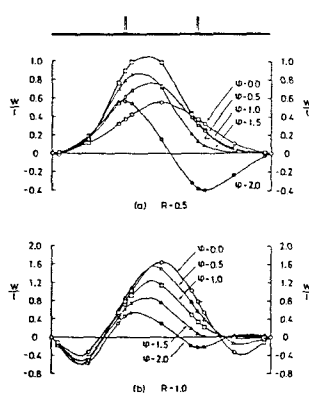


図-6 (b) たわみ波形 ($n_t=2, \eta_i/\eta_t=1$)

パネルの局部崩壊によって極限状態が支配されていることがわかる。また、縦補剛材位置におけるたわみ量から判断すると、縦補剛材が十分に板パネルを支持しているとは言い難い。この傾向は φ が小さいほど顕著である。 $\eta/\eta_i=5$, $n_t=2$ の場合を示す図-6(b)からは、板パネルの局部的なたわみ波形が補剛板全体のたわみ波形より大きく生じていることがわかる。この傾向は R および φ が大きいほど顕著である。 $\eta/\eta_i=1$ から $\eta/\eta_i=5$ に剛比を変化させることにより、R に関係なく、 $\varphi=0.0\sim 1.0$ の場合にはたわみ波形が大きく変化する一方、 $\varphi=1.5\sim 2.0$ の場合には殆ど変化しない。これは、縦補剛材の必要剛比 η が $\varphi=0$, $R=0.5$ では不十分で、 $\varphi=2$ では余裕があることを示唆しているように思われる。したがって、極限強度から見ると、 η は R および φ の変化に対応していないことがわかる。

(4) 応力分布

図-7 に $n_t=2$, $\alpha=3$, $\eta/\eta_i=1$ の場合の極限状態における補剛板の中央断面の応力分布の一例を示す。R=0.5 では断面の大部分が降伏または降伏に近い状態まで進んで極限状態に達している。しかし、R=1.0 では断面の一部しか降伏しておらず、板パネルの局部崩壊により極限状態に至ったことがわかる。また、 φ が変化しても中央の板パネル付近では、 φ による応力分布の変化は少なく、残留応力分布がそのまま極限状態の応力分布に反映されている。同じ結果がパラメータを変化させても得られている。

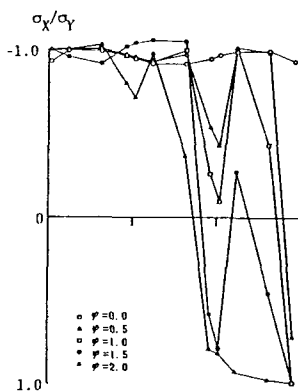


図-7(a) 応力分布
($n_t=2$, $R=0.5$)

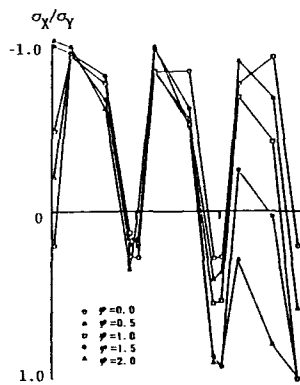


図-7(b) 応力分布
($n_t=2$, $R=1.0$)

(5) 強度指標

道示による設計法では、設計基準パネルの座屈応力度に基づいて補剛板の強度が与えられ、補剛材は単に設計基準パネルが単純支持という条件を満たす剛度を持てばよいという考え方に基づいている。この考え方では、補剛材は補剛板の強度増加には何ら関係せず、ただ必要最小剛比を満たせばよいことになる。従って、補剛材本数が増加しても設計基準パネルの幅厚比パラメータが等しければ、補剛板の強度に変化はないことを表す。しかし、上述の考え方に反して、図-8に示すように n_t が増加すると極限強度が低下することを表す解析結果が得られた。図中の横軸は縦補剛材本数 n_t 、縦軸は極限強度の尺度を表す強度指標 Ku で次式で表される。

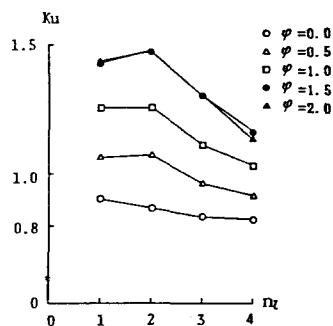


図-8 n_t による
強度指標の変化

$$Ku = Nu/N_v + Mu/M_v$$

(7)

ここに、Nu および Mu はそれぞれ極限状態における圧縮荷重および面内曲げモーメント、 N_v , M_v はそれぞれ降伏圧縮荷重と降伏モーメントを表す。R=0.5 の場合、Ku は $n_t=1, 2$ ではあまり差はないが、 $n_t=3, 4$ になると明らかに減少している。特に φ が大きいほど減少の度合いが大きい。同様の結果が R=0.7, 1.0 の場合についても得られた。これより、Ku は φ が大きい場合には n_t にかなり影響を受け、縦補剛材が必要最小剛比を満たしていても、 n_t が多くなると補剛材の剛性不足による補剛板の強度低下が生じる。すなわち、 φ の小さい場合および n_t の大きい場合には、 η を η_i より大きくする必要があり、弾性座屈理論を用いることの矛盾を指摘する結果となった。図-9は設計基準パネルの応力勾配 $\varphi/(n_t+1)$ の変化による Ku の比較をしたもの

である。この図より、 $\varphi/(\eta_t+1)$ の増加によって補剛板の K_u はほぼ直線的に増加しており、 K_u が座屈係数を考慮した R だけの関数ではないことを示す。また、 $K_u=1$ を満たす R_{cr} は、 $\varphi/(\eta_t+1)=0.0$ では 0.5 未満、 $\varphi/(\eta_t+1)=1.0$ では 1.0 を上回る。 R が等しい場合、 $\eta_t=2, 3, 4$ では η_t による K_u の変化は少なく、 R と $\varphi/(\eta_t+1)$ は K_u に影響を与える有効なパラメータと思われる。しかし、 $\eta_t=1$ の場合だけは、他の場合に比べて傾きが緩やかになっている。 $\eta_t=2$ の場合について、板パネルの縦横比 $\alpha=3, 6, 9$ と変化させた結果を図-10に示す。これより α による K_u の変化は R により異なることがわかる。すなわち、 $R=0.5, 0.7$ の場合、 α により K_u にあまり差は生じないが、 $R=1.0$ になると $\alpha=3$ と $\alpha=6, 9$ のときの K_u に大きな差が見られる。これは、 $R=1.0$ 、 $\alpha=3$ の場合に板パネルの局部崩壊により極限状態に至ることから、 R および φ の大きい領域で α が大きいと η が不足するためと思われる。以上より、極限強度を K_u で評価する場合、 K_u に影響を与えるパラメータとしては、 R 、 $\varphi/(\eta_t+1)$ 、 α が考えられる。 η_t については $\eta_t=1$ 、 $\eta_t \geq 2$ と分けられそうであるが、それでもパラメータの数は多い。

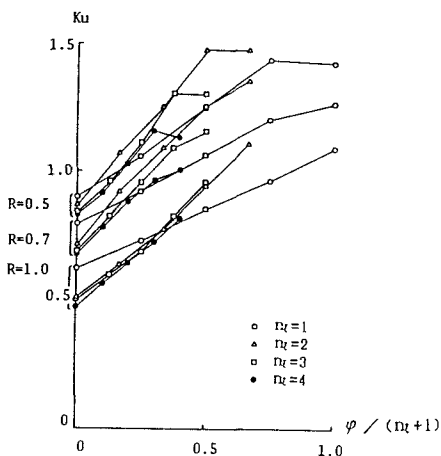


図-9 $\varphi/(\eta_t+1)$ による
強度指標の変化 ($\alpha=3$)

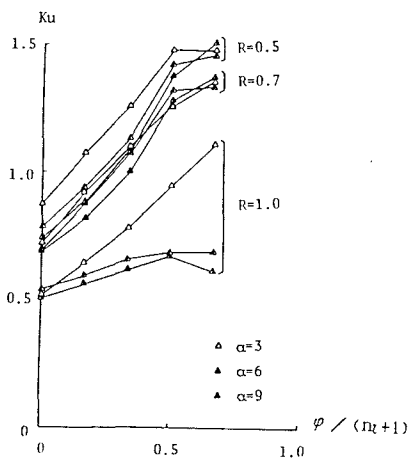


図-10 $\varphi/(\eta_t+1)$ による
強度指標の変化 ($\eta_t=2$)

5. 極限強度の相関曲線

面内曲げと圧縮を受ける補剛板の極限強度の評価法として、極限強度の相関曲線を用いる方法について述べる。

(1) 純圧縮を受ける補剛板の極限強度曲線

純圧縮を受ける補剛板の極限強度の解析結果を図-11に示す。これより、 $0.5 \leq R \leq 1.0$ の範囲で極限強度はほぼ直線的に変化している。 $\alpha=3$ の場合、縦補剛材本数 $\eta_t=1, 2, 3$ では極限強度に差があるが、 $\eta_t=3, 4$ ではほとんど差がない。 $\eta_t=2$ の場合、 $\alpha=3, 6, 9$ と変化させてみると、 $R=1.0$ ではほとんど極限強度は一致しているが、 $R=0.5$ になると極限強度に差が出てくる。図中に実線で示した道示の耐力力曲線と比較すると、道示の方は $R \leq 0.7$ で危険側の評価となり、極限強度の解析結果とは勾配の傾向が異なる。

(2) 面内純曲げを受ける補剛板の極限強度曲線

面内純曲げを受ける補剛板の極限強度を図-12に示す。 $\alpha=3$ の場合、極限強度はすべて直線的に変化している。 η_t による変化をみると、 $\eta_t \geq 2$ では η_t の増加とともに極限強度が減少しているが、 $\eta_t=1$ と $\eta_t=2$ の場合の極限強度の差は僅かである。また $\alpha=6, 9$ の場合、 $R=0.5, 0.7$ では $\alpha=3$ の場合と極限強度に差はないが、

$R=1.0$ になると $\alpha=3$ に比して急激に低下している。図中に実線で示した道示の耐荷力曲線は解析結果に比較すると、 $\alpha=3$ の場合 R および n_t に関係なく安全側の値を与える。従って、道示において $\varphi/(n_t+1)$, k , R_{cr} および安全率を組み合わせて定義した係数 f を用いて、面内曲げと圧縮を受ける補剛板に拡張した耐荷力曲線は、 $\varphi=2.0$ ではかなり安全側の耐荷力を与え、 f を用いることによる耐荷力の評価法には不経済性がうかがえる。

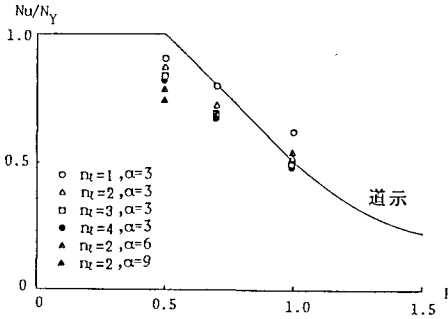


図-1-1 純圧縮の極限強度曲線

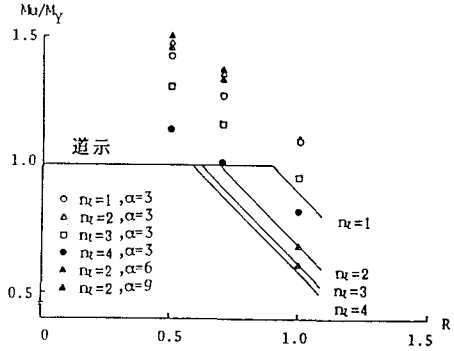


図-1-2 面内純曲げの極限強度曲線

(3) 面内曲げと圧縮を受ける補剛板の極限強度の評価

面内曲げと圧縮を受ける場合の極限強度の評価としては、極限強度の相関曲線を用いることを試みた。すなわち、極限状態における Nu と Mu を用いて、極限強度の相関曲線を式(8)で表す。

$$(Nu^*)^p + (Mu^*)^q = 1.0 \quad (8)$$

$$\text{ここに、} Nu^* = (Nu/N_y) / (Nu/N_y)_{\varphi=0}, \quad Mu^* = (Mu/M_y) / (Mu/M_y)_{\varphi=2} \quad (9)$$

ここで、添字 $\varphi=0$, $\varphi=2$ はそれぞれ純圧縮、純曲げ状態を表す。図-1-3(a)は、 $n_t=2$, $\alpha=3$ での相関曲線を表す。 $R=0.5, 0.7$ の解析結果を比較してみると、 $\varphi=0.5$ では $R=0.5$ が $R=0.7$ の下側にプロットされており、 $\varphi=1.5$ では $R=0.5$ が $R=0.7$ の右側にプロットされている。つまり、 $R=0.5$ では少し面内曲げがはいると Nu は純圧縮時に比して大きく減少する一方、 $\varphi=1.5$ 付近では Mu は純曲げ時に比して減少の度合いが小さい。 $R=0.7$ では $R=0.5$ の場合の逆になる。また $R=1.0$ では、破線で示した直線に近づいている。これより、極限強度の相関曲線は R により変化することがわかる。 $n_t=1, 3, 4$ の場合についても同様の結果が得られた。図-1-3(b)~(d)は、 R 毎に n_t による極限強度の相関曲線の変化を調べた図であるが、 n_t による相関曲線の変化はわずかである。特に、 $R=0.5, 1.0$ では相関曲線がほとんど一致している。次に、 $\alpha=3, 6, 9$ の場合について図-1-3(e)~(g)に示す。 $R=0.5$ の場合は α による変化はほとんどない。 $R=0.7, 1.0$ になると、相関曲線は α によって変化しており、複雑な様相を呈するが、 $\alpha=3$ の場合がほぼ下限値を与えている。また、 n_t/n_l が変化しても極限強度の相関曲線に変化は認められなかった。従って、相関曲線の指数 p, q に影響を与えるパラメータは R, α と考えられるが、 $\alpha=3$ の場合で代表させて R だけをパラメータとしても差し支えないと認められる。極限強度の相関曲線の指数 p, q を最小二乗法により求め、その結果を表-2に示す。さらに指数 p, q は R の二次式で表されるとして式(10)で近似する。

$$p = 3.636 R^2 - 6.458 R + 3.821, \quad q = -3.392 R^2 + 5.571 R - 0.961 \quad (0.5 \leq R \leq 1.0) \quad (10)$$

(4) 解析結果に対する近似式の精度

表-3に、相関曲線(8)と近似式(10)より求められる Nu^* または Mu^* の値と解析結果より得られたそれらの値とを比較した結果を示す。表中の値は解析結果に対する近似式による値の差を百分率表示したものであり、正の値は近似式が危険側の評価をしていることを表す。この表より、 $\alpha=3$ の場合は全て5%以内に収ま

っている。特に、 $n_L=3, 4$ の場合は 1%前後の誤差であり高い精度を示す。 $\alpha=6, 9$ においては、 $\varphi=1.5$ になると多少誤差が大きくなるが安全側の評価となっている。以上より、式(8)に示す相関式と式(10)で表される指数 p, q の近似式で極限強度を十分に評価しうることが言える。

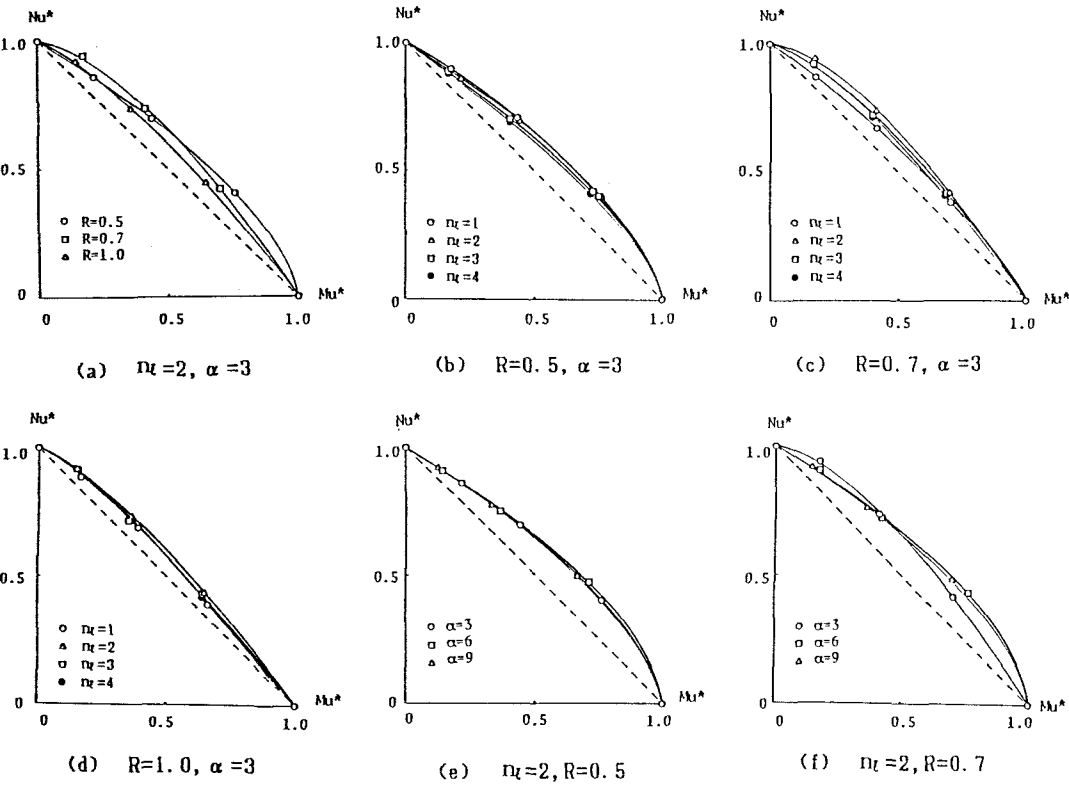


図-13 極限強度の相関曲線

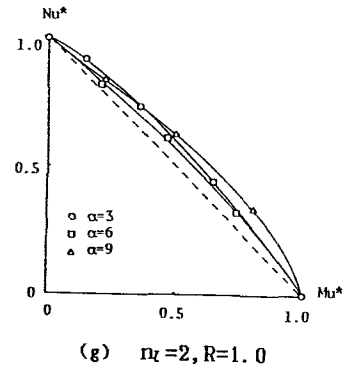


図-13 極限強度の相関曲線

表-3 解析結果に対する
近似式の誤差

n_L	φ	α	R		
			0.5	0.7	1.0
1	0.5	3	-2.44	+2.65	+0.15
	1.0	3	-3.04	+2.12	-0.62
	1.5	3	-1.12	+0.26	+0.14
2	0.5	3	-1.82	-4.23	-1.83
	1.0	3	-2.55	-3.82	-2.21
	1.5	3	-2.33	-2.71	-3.07
3	0.5	3	-0.84	-1.74	-1.61
	1.0	3	+0.02	-0.90	+0.56
	1.5	3	-0.63	-1.55	-1.54
4	0.5	3	+0.23	-1.45	-1.65
	1.0	3	+0.94	-0.29	-1.02
	1.5	3	+0.73	+0.11	-0.14
2	0.5	6	-1.34	-0.77	+3.01
	1.0	6	-2.10	-3.28	-0.81
	1.5	6	-4.15	-9.69	-1.27
2	0.5	9	-1.26	+0.12	-0.13
	1.0	9	-1.78	-1.62	-4.94
	1.5	9	-2.20	-7.36	-9.09

表-2 指数 p, q の値

n_L	R	α	p	q
1	0.5	3	1.418	1.134
	0.7	3	1.210	1.088
	1.0	3	0.986	1.238
2	0.5	3	1.569	1.028
	0.7	3	1.000	1.552
	1.0	3	1.054	1.272
2	0.5	6	1.728	0.956
	0.7	6	1.698	1.032
	1.0	6	1.183	1.036
2	0.5	9	1.558	1.019
	0.7	9	1.594	1.046
	1.0	9	1.529	0.964
3	0.5	3	1.510	0.989
	0.7	3	1.092	1.333
	1.0	3	1.036	1.214
4	0.5	3	1.472	0.968
	0.7	3	1.012	1.369
	1.0	3	0.922	1.334
R = 0.5			1.501	1.022
R = 0.7			1.082	1.322
R = 1.0			0.999	1.263

6. 結論

本文は、面内曲げと圧縮を受ける周辺単純支持の補剛板について弾塑性有限変位解析を行い、その極限強度特性と相関曲線を用いて極限強度を評価するための一手法を示したものである。本研究より得られた主な結論を以下に示す。

- (a) $R=1.0$ では $R=0.5$ に比べて、縦補剛材間での局部的なたわみ波形が顕著に現れている。
- (b) $R=0.5$ の場合における極限状態のたわみ波形は補剛板全体のたわみ波形が支配的であり、 φ が小さいほどこの傾向が強くなり α の不足がうかがえる。
- (c) 極限強度を式(7) に示す強度指標 K_u で評価した場合
 - 1) 縦補剛材本数 n_t は極限強度にかなり影響を与え、 n_t が増加するに従い強度が減少する。
 - 2) 座屈係数を考慮した幅厚比パラメータ R を用いても、極限強度は設計基準パネルの応力勾配 $\varphi/(n_t+1)$ により変化する。
 - 3) $n_t \geq 2$ の時、 $\varphi/(n_t+1)$ によって極限強度の変化をみると、 R, α が等しければ、 n_t による極限強度の変化は少ない。
 - 4) 従って、極限強度のパラメータとして $R, \varphi/(n_t+1), \alpha$ が考えられる。
 - 5) 道示の耐荷力曲線は φ の変化に対応できていないことが認められる。
- (d) 極限強度の相関曲線を用いて極限強度を評価した場合
 - 1) n_t による相関曲線の変化は少なく、相関曲線の指数に影響を与えるパラメータは、幅厚比パラメータ R と考えられる。すなわち、 R のみをパラメータとして相関曲線を表現することが可能である。
 - 2) 従って、 $\varphi=0$ および $\varphi=2$ の場合についてのみ極限強度に影響を与えるパラメータを変化させて極限強度曲線を決めることにより、面内曲げと圧縮を受ける補剛板の極限強度を評価することができる。
- (e) 解析結果に対する近似式(10)の誤差は小さく、極限強度の相関曲線(8) と近似式で極限強度を評価できる可能性を示した。

謝辞

本研究を実施するにあたり、当時大阪大学工学部4年生の辰谷義明（現在、大阪府に勤務）、十川 崇（現在、三井造船(株)に勤務）両氏に御協力頂いた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 長谷川彰夫・大田孝二・西野文雄：補剛された板要素の座屈強度に関する二、三の考察，土木学会論文報告集，第232号，pp. 1-15，1974年12月。
- 2) 宇佐美 勉・福本嘯士：圧縮力と曲げモーメントを受ける補剛材つき板の座屈強度と設計，土木学会論文報告集，第247号，pp. 35-49，1976年3月。
- 3) Hasegawa, A. and Nisino, F. : A Limited State Design of Multiple Stiffened Plates under Combined Bending and Compression, Bulletin of Nagoya Institute of Technology, Vol 32, pp. 297-301, 1980.
- 4) Scheer, J. and Vayas, J. : Traglastversuche an langsgestanten, versteiften Rechteckplatten mit allseitiger Lagerung, Der Stahlbau 52, H. 3, S. 78-84, 1983.
- 5) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準・解説，昭和58年4月。
- 6) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋上部鋼造設計基準(1976)，同解説(案)，1976年3月。

- 7) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 1980年 2月.
- 8) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮・西村良司 : 局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式, 構造工学論文集, Vol. 33A, 1987年3月. (掲載予定)
- 9) 中井 博・北田俊行・酒造敏廣 : 圧縮を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性と終局強度算定法に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 31A, pp. 65-77, 1985年 3月.
- 10) 小松定夫・奈良 敬・山口博章 : 初期不整を有し面内荷重を受ける板の混合法による弾塑性有限変位解析, 昭和58年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, I-32, 1983年 5月.
- 11) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司 : 残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析, 土木学会論文報告集, 第 244号, pp. 1-14, 1975年10月.
- 12) Komatu, S., Kitada, T. and Nara, S. : Elasto-Plastic Analysis of Orthogonally Stiffened Plates with Initial Imperfections under Uniaxial Compression, Computers & Structures, Vol. 11, No. 5, pp. 429-437, 1980.
- 13) 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.

(1986年10月17日受付)