

横方向圧縮力を受ける補剛板の極限強度とその一簡易算定法に関する研究

北田俊行*・中井 博**・古田富保***

幅員の広い橋梁の鋼床版では、縦方向の内力以外に、横方向にも大きな面内圧縮力が生じる。このような場合に対処すべく、横方向圧縮力を受けた補剛板の極限強度特性を明らかにし、その簡易算定法を確立しておく必要がある。そこで、本研究では、まず、初期不整を含む補剛板モデルを用いた弾塑性有限変位解析を行い、この種の無補剛板、および補剛板の極限強度の簡易算定法を提案している。さらに、弾塑性有限変位解析結果、および座屈実験結果との対比から、簡易算定法の妥当性を示している。

Keywords: stiffened plate, ultimate strength, transverse compression, initial deflection, residual stress, steel deck, buckling

1. まえがき

縦（橋軸）方向に圧縮力を受ける補剛板の極限強度については、これまで種々な簡易算定法が開発されている¹⁾。ところが、幅員の広いアーチ橋や斜張橋の鋼床版では、縦方向の内力以外に、横（橋軸直角）方向に対しても、横桁の圧縮フランジとしての大きな面内圧縮力が生じる。このような場合に対処すべく、横方向圧縮力を受ける補剛板の極限強度特性を明らかにし、その簡易算定法を確立しておく必要がある。なぜなら、補剛板の横方向圧縮強度が求まれば、文献1)の縦方向圧縮強度の実用計算法と文献2)の極限強度の相関曲線とを用いて、2方向面内力を受ける補剛板の極限強度は、迅速に求めることができるからである。

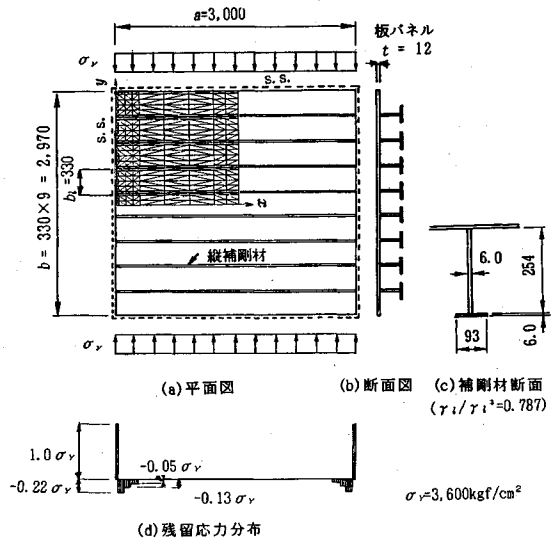
しかしながら、横方向圧縮力を受ける補剛板の極限強度に関する研究は少ない^{17), 19)}。

そこで、本研究では、まず、初期たわみ、および残留応力が横方向圧縮強度に与える影響を調べるため、これらの初期不整を含む解析モデルを設定して弾塑性有限変位解析を行う。また、作用する横方向圧縮応力の分布形状が一様でない場合の取扱い方法についても検討する。

つぎに、アスペクト比の大きい無補剛板の横方向圧縮強度が簡便に算定できる解析法を提案する。

さらに、これらの検討結果を踏まえ、横方向圧縮力を受ける補剛板の極限強度の簡易算定法を提案する。

最後に、その妥当性について、補剛板モデルを用いた弾塑性有限変位解析、および座屈実験の結果との対比により検討を加える。



図—1 補剛板の解析モデル（寸法単位：mm）

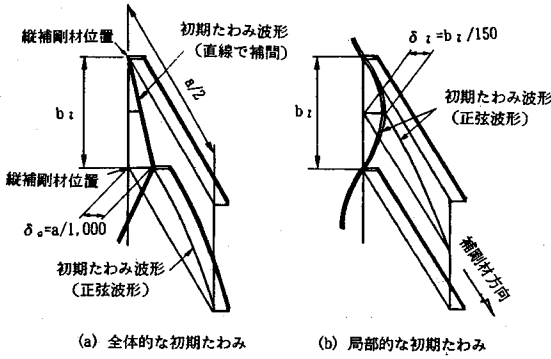
2. 極限強度特性

(1) 座屈モードと初期たわみ波形との関係（全体座屈を起こす場合）

補剛板に横方向圧縮力が作用した場合、縦補剛材が十分に剛であれば、座屈モードは、縦補剛材位置で節となる。そして、縦補剛材間の板パネルの極限強度によって補剛板の極限強度は、決定される。しかし、座屈モードが縦補剛材位置で節とならないような場合、補剛板としての座屈強度は、板パネルのものより低くなる。

このように、縦補剛材の位置で座屈モードが節とならない例として、図—1に示す周辺単純支持の補剛板を考える。この補剛板の解析モデルは実橋の鋼床版を参考にして作成したもので、最小の弾性座屈応力度 σ_{cr} (= 2,157 kgf/cm²) を与えるのは、補剛材方向の座屈半波

* 正会員 工博 大阪市立大学助教授 土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
 ** 正会員 工博 大阪市立大学教授 土木工学科
 *** 正会員 大阪市立大学大学院工学研究科 研究生 (横河工事棟)



図一 補剛材直角方向の初期たわみの与え方

表一 初期たわみ波形による補剛板の横方向圧縮強度の比較

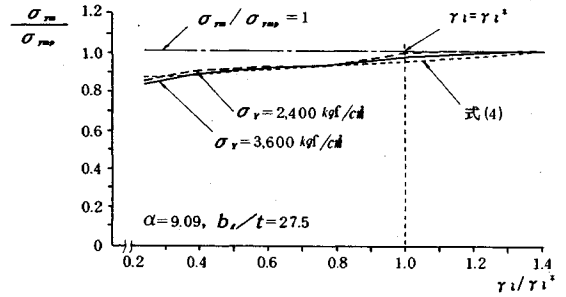
項目	Case	ⓐn=0	ⓑn=7	ⓒn=5	ⓓn=1				
σ_{vm} (kgf/cm ²)		1,674.9	1,549.1	1,598.1	1,673.9				
σ_{vm}/σ_y		0.4653	0.4303	0.4439	0.4650				
比率 ⓐ/ⓓ		1.000	0.925	0.954	0.999				
初期たわみ波形	全体的	δ_o	δ_o	δ_o	δ_o				
	局部的	δ_z	δ_z	δ_z	δ_z				
		δ_o	δ_z	δ_o	δ_z				
		δ_o	δ_z	δ_o	δ_z				
		δ_o	δ_z	δ_o	δ_z				
		δ_o	δ_z	δ_o	δ_z				
初期たわみ波数		n=0	n=9	n=7	n=9	n=5	n=9	n=1	n=9

数 $m=1$, および補剛材直角方向の座屈半波数 $n=6$ の座屈モードである。すなわち、この座屈モードの横方向の1半波長は、縦補剛材間隔の約1.5倍に相当する²⁾。

初期たわみ波形は、補剛板の極限強度を支配する要因となることは周知の事実である。そこで、図一の補剛板モデルに、弾性座屈モードに類似した全体的な初期たわみ波形と補剛材間の板パネルの局部的な初期たわみ波形とを重ね合わせた初期たわみ波形を導入し、初期たわみ波形が極限強度に及ぼす効果について調べてみる。

その際、全体的な初期たわみは、図一2 (a) に示すように、最大値 $a/1,000$ を補剛材中央に与え、補剛材方向の波形を正弦波で、また補剛材直角方向の補剛材間を直線で補間した。そして、局部的な初期たわみは、最大値 $b_1/150$ で、両方向ともに正弦波形とした。直線を用いたのは、図一2 に示すように、2つの初期たわみ波形を重ね合わせた初期たわみ波形において、補剛材位置における初期たわみを0としたときの板パネルの初期たわみの最大値が常に $b_1/150$ とならしめるためである。

また、表一中の挿入図に示すように、全体的な初期たわみの横方向の半波数を $n=7, 5, 1$ と変化させて弾塑性有限変位解析³⁾を行い、横方向圧縮強度の変化を調べた。これらの解析における横方向圧縮応力は、両載荷辺



図一3 σ_{vm}/σ_{ym} と γ_i/γ_i^* との関係 (解析結果)

に一様な相対面内圧縮変位を与えることにより導入した。そのため、極限状態における載荷辺の平均圧縮応力を、横方向圧縮強度 σ_{vm} とした。

表一には、それらの解析結果を示す。この表から、解析例の中では、初期たわみの半波長が縦補剛材間隔の1.3倍となる $n=7$ の場合が、最小の極限強度を与えることがわかる。すなわち、座屈モード ($n=6$) に類似した初期たわみ波形を有する解析モデルの極限強度が最も低い強度を与えている。

(2) 補剛材剛比の影響

補剛材剛比が補剛板の横方向圧縮強度に及ぼす影響について次に調べた。

解析においては、補剛材剛比 γ_i と必要最小剛比 γ_i^* (弾性座屈モードが縦補剛材位置で節となるのに必要な最小の剛比) との比 γ_i/γ_i^* を 0.27~1.4 に設定した。そして、 γ_i/γ_i^* が横方向圧縮強度に及ぼす影響を調べた。

図一3には、補剛板の横方向圧縮強度 σ_{vm} を縦補剛材間の板パネル (周辺単純支持板, アスペクト比 $\alpha=9.09$) の横方向圧縮強度 σ_{ymb} で無次元化した値 σ_{vm}/σ_{ymb} を補剛材剛比 γ_i/γ_i^* との関係として表したものの一例を示す。解析モデルには、図一1 に示した補剛板の4分の1を取りだしたモデルを用いた。ここで、任意の γ_i/γ_i^* に対応する σ_{vm}/σ_{ymb} は、弾性座屈強度が最小となる座屈モードの横方向の半波数の前後で全体的な初期たわみ波形の横方向の半波数を変化させた弾塑性有限変位解析を行い、そのうちの最小値を採用した。

この図から、補剛材の剛比 γ_i が $0.3 \gamma_i^*$ 以上であれば、 γ_i/γ_i^* と σ_{vm}/σ_{ymb} との関係は、ほぼ直線式で表せることがわかる。また、 $\gamma_i \geq \gamma_i^*$ の補剛板の横方向圧縮強度は、板パネルの横方向圧縮強度で決定されることがわかる。

(3) 板パネルの初期たわみ波形の極限強度に与える影響 (局部座屈を起こす場合)

文献4)によると、鋼床板の初期たわみ波形は、図一4 (c), および (d) に示すいわゆる「やせ馬状」を呈すると報告している。このような初期たわみ波形の極限強度に及ぼす影響を調べるために、ここでは、図一4の (a)~(d) に示す4つの初期たわみ波形、すなわち、

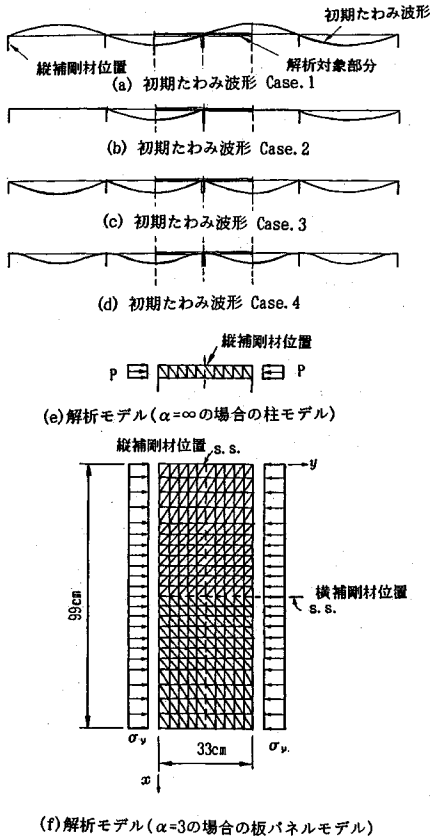


図-4 対象とした初期たわみ波形と解析モデル

Case 1 の余弦波形 ($\cos\pi x/b_1$), Case 2 の余弦波形の片振幅, Case 3 の対称余弦波形 ($|\cos\pi x/b_1|$), および Case 4 の 2 乗余弦波形 ($\cos^2\pi x/b_1$) を解析モデルに導入した. 解析モデルには, 同図 (e) に示す柱モデル (アスペクト比 $\alpha=\infty$), および同図 (f) に一例を示す板パネルモデル ($\alpha=1\sim 9$) を用いて, 幅厚比 $b_1/t=20\sim 60$, および降伏点 $\sigma_r=2,400\sim 4,600 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲において, 弾塑性有限変位解析を行った. 板パネルには, 初期たわみ量 δ_i として, 道路橋示方書⁵⁾ (以下, 道示と略) の製作基準値である $b_1/150$ を与えた. なお, 柱モデルとは, 板パネルを縦補剛材間隔の長さをもった単位幅で, 厚さ t の柱と仮定したモデルを意味する.

図-5 には, 一例として, 幅厚比 $b_1/t=20$, および降伏点 $\sigma_r=2,400 \text{ kgf/cm}^2$ に対する解析結果を示す. アスペクト比 $\alpha=3\sim 13$ の範囲では, Case 1 の横方向圧縮強度に比して, Case 2, Case 3, および Case 4 の横方向圧縮強度は, それぞれ約 1.08 倍, 1.22 倍, および 1.24 倍と高くなることがわかる. また, Case 1 の場合の横方向圧縮強度を最小値とし, Case 3 と Case 4 の場合の横方向圧縮強度を最大値とした場合, Case 2 の横方向圧縮強度は, 両者のほぼ平均値となることがわかる.

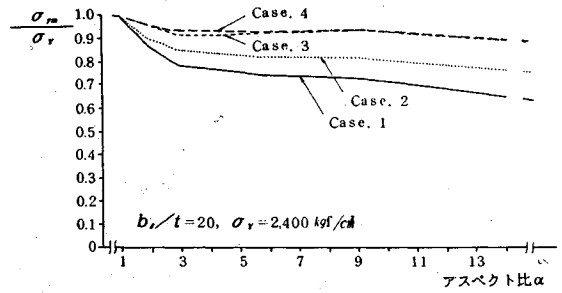
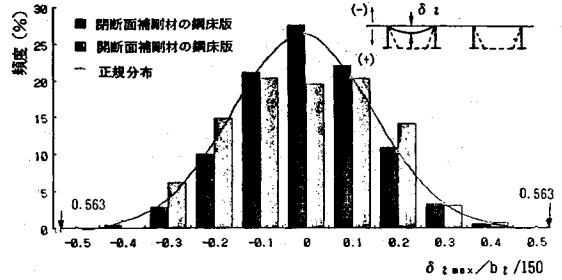
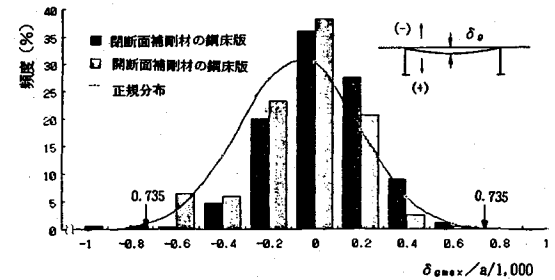


図-5 初期たわみ波形による横方向圧縮強度



(a) 板パネルの初期たわみの頻度分布図



(b) 補剛材の初期たわみの頻度分布図

図-6 初期たわみの実測結果 (鋼床板厚 $t=12 \text{ mm}$)

このように, 板パネルの横方向圧縮強度は, 初期たわみ波形に大きく依存することがわかった.

(4) 極限強度の評価に用いる最大初期たわみ

a) 補剛板に含まれる初期たわみ

文献 4) では, 実橋 (ニールセン橋) の鋼床版 (板厚 14 mm) における初期たわみを測定している. それらの結果によると, 実橋の鋼床版において超過確率 5% に対応する板パネル, および補剛材の初期たわみは, それぞれ $0.563 b_1/150$, および $0.735 a/1,000$ となったことが報告されている. ここに, $b_1/150$, および $a/1,000$ は, それぞれ板パネル, および補剛材の初期たわみに対して, 道示で定められている製作基準値, および準用値である.

これに加えて, 今回, 3 径間連続箱桁橋の鋼床版 (板厚 12 mm) について初期たわみを測定した. この鋼床版には, $200 \times 10 \times 26.5 \text{ mm}$ のバルブプレート (閉断面の補剛材), および $320 \times 260 \times 6 \text{ mm}$ のトラフリップ (閉断

面の補剛材)が用いられている。横リブ間隔は、それぞれ約 200 cm, および 300 cm であった。実測結果をヒストグラムで表したものを、図-6 (a)~(b) に示す。これらの図から、初期たわみの確率分布形状は、ほぼ正規分布を呈している。そのため、文献4) のワイブル分布と異なるものの、板パネル、および補剛材の最大初期たわみは、それぞれ文献4) の実測結果 $0.563 b_i/150$, および $0.735 a/1,000$ 以下にほぼ入っていることがわかる。また、図-6 (a) における+と-との領域の初期たわみの分布形状はほぼ同様であり、今回対象とした鋼床版の板パネルの初期たわみ波形は、必ずしもやせ馬状のものが卓越するとはいえない。

b) 輪荷重による鋼床版のたわみ

まず、横方向圧縮力による座屈が問題となる鋼床版では、製作時の溶接等による初期たわみの他に、活荷重、すなわち輪荷重の載荷によるたわみをも考慮する必要がある。

道示 6.2.5 「デッキプレートの最小板厚」の解説のなかでは、輪荷重によるたわみの制限値を縦補剛材間隔 b_i の $1/500$ とするように、最小板厚の規定を定めたところである。そこで、安全側を見込んで、輪荷重による板パネルのたわみ量には、この制限値を用いる。また、前述の文献4) の実測結果から、板パネルの初期たわみの最大値には、 $0.563 b_i/150$ を用いる。すると、これらを合計した局所的なたわみ δ_i は、

$$\delta_i = \frac{0.563b_i}{150} + \frac{b_i}{500} = \frac{0.863b_i}{150} < \frac{b_i}{150} \dots\dots\dots (1)$$

である。ゆえに、板パネルの耐荷力の評価には、製作基準値 ($b_i/150$) を用いればよいことがわかる。

次に、補剛材の初期たわみ δ_0 について検討するために、板パネルの有効幅部分と1本の補剛材からなる無限径間連続梁モデルを用いて、輪荷重による補剛材のたわみを算定する。図-1 に示した補剛材を連続補剛材とみなした場合を対象にして、補剛材のたわみを計算してみた。いま、簡単化するため、図-7 に示す連続梁モデルに T-20 の後輪荷重 ($P=8tf$) を載荷した場合の最大たわみを求めると、 $0.385 a/1,000$ となる。

先に紹介した前述の文献4) の実測結果を参照して、補剛材の最大初期たわみを $0.735 a/1,000$ とすると、これらを合計した全体的なたわみ δ_0 は、

$$\delta_0 = \frac{0.735a}{1,000} + \frac{0.385a}{1,000} = \frac{1.120a}{1,000} = \frac{a}{1,000} \dots\dots\dots (2)$$

である。実際の鋼床版では、隣接する両側の補剛材も荷重を分担し、輪荷重によるたわみが、もう少し小さくなると考えられる。そのため、たわみの合計は、道示の準用値で $a/1,000$ 以下になると推定される。したがって、補剛材の初期たわみは、 $a/1,000$ として、耐荷力を評価するのが妥当である。

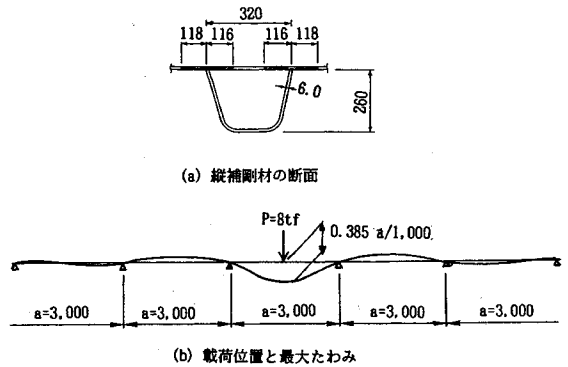


図-7 無限径間連続梁における輪荷重の載荷 (寸法単位: mm)

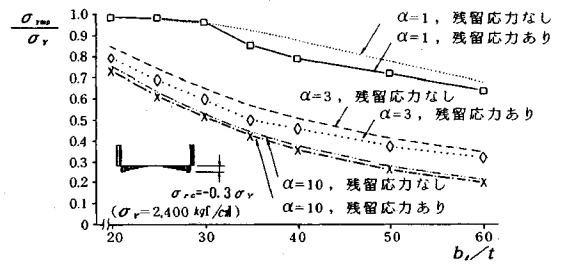


図-8 残留応力の有無による横方向圧縮強度の差異

(5) 残留応力の極限強度に与える影響

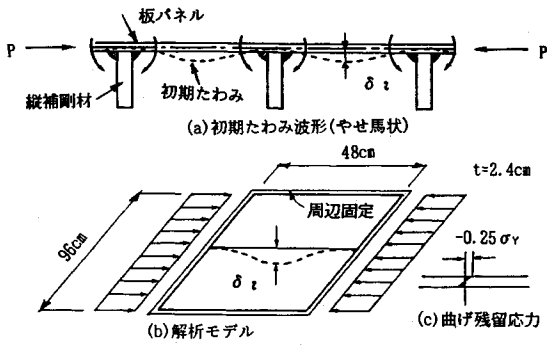
補剛材の縦方向の残留応力に関する研究としては、小松らによる研究⁶⁾があり、残留応力の横断面内における分布形状と大きさとの推定式を提案している。しかし、文献4) によると、横方向の残留応力の縦断面内における分布形状や大きさは、縦方向のそれと若干異なった傾向をもち、留意すべきことが明らかにされている。

すなわち、閉断面補剛材を有する補剛板の実測結果によると、板パネルの補剛材直角方向の残留応力度 σ_{ry} の縦断面内における分布形は、横補剛材取付け用の溶接の有無により、変化するとしている。そして、溶接がある場合には、初期たわみによる曲げ残留応力以外に、図-8中の挿入図に示すように、横補剛材近傍に大きな引張の残留応力と、それにつり合う三角形分布の圧縮残留応力が生じる。また、溶接のない場合には、初期たわみによる曲げ残留応力のみが残存することが明らかにされている。

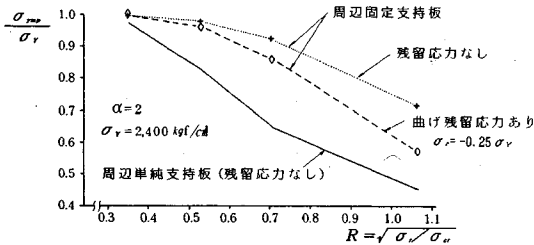
a) 溶接による残留応力

溶接により生じる残留応力の横方向圧縮強度への影響を、アスペクト比 $\alpha=3$ の板パネルを用いて、幅厚比 $b_i/t=20\sim60$, および降伏点 $\sigma_y=2,400\sim4,600 \text{ kgf/cm}^2$ を変化させたパラメトリック解析を通じて検討した。

残留応力がない板パネルの横方向圧縮強度と、文献4) の圧縮残留応力分布を仮定した板パネルの横方向圧縮強度とを比較した場合、図-8 に示すように、後者は、前者に比して、1~14% 横方向圧縮強度が低下する。また、



図—9 やせ馬状の初期たわみとそれを考慮した解析モデル



図—10 曲げ残留応力を有する板の横方向圧縮強度曲線

アスペクト比が大きくなるのに伴って、残留応力の影響は、小さくなるのがわかる。

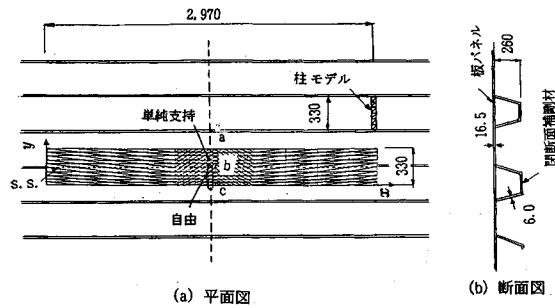
b) 初期たわみ (やせ馬) による曲げ残留応力

図—9 に示すやせ馬状の初期たわみによって生じる曲げによる残留応力が横方向圧縮強度に与える影響を調べるため、周辺固定の板パネル ($\alpha=2$) の解析モデルに $0.25\sigma_y$ の曲げ残留応力⁴⁾を導入し、弾塑性有限変位解析を行って横方向圧縮強度を求めた。

ところで、上田ら⁷⁾は、曲げ残留応力を導入するために、板パネルの周辺に曲げモーメントを与えた周辺単純支持板の解析モデルの弾塑性有限変位解析を行い、曲げ残留応力が極限強度に大きく影響することを明かにしている。また、Dier-Dowling⁸⁾は、船舶に用いられる板パネルの場合は、水圧によりやせ馬状の変形が生じるため、周辺固定の境界条件のもとで、極限強度を求めればよいとしている。

そこで、本研究においても、図—9 (b) に示す周辺固定支持の板モデルを用いて弾塑性有限変位解析を行った。

その結果、図—10 に示すように、残留応力のない板パネルの強度に比較して、曲げ残留応力が存在する場合の強度は、幅厚比パラメータ R が大きくなるのに伴って大きく低下している。そのため、曲げ残留応力も、横方向圧縮強度に及ぼす重要な要因の1つであることがわかった。しかし、曲げ残留応力を考慮した場合の横方向圧縮強度は、残留応力のない周辺単純支持の板パネルの横方向圧縮強度まで低下しない。したがって、周辺の境



図—11 閉断面補剛材を有する補剛板としての横方向圧縮強度を計算するための解析モデル ($\alpha=9, b/t=20$) (寸法単位: mm)

表—2 開・閉断面補剛材を有する補剛板の板パネルの横方向圧縮強度の比較

Case 強度 $\sqrt{b/t}$ 外比	① 開断面			② 閉断面			③ 柱モデル		
	$\alpha=3$	$\alpha=6$	$\alpha=9$	$\alpha=3$	$\alpha=6$	$\alpha=9$	$\alpha=\infty$		
σ_{ym} (kgf/cm ²)	1.917	1.692	1.624	1.789	1.642	1.588	1.528		
σ_{ym}/σ_y	0.799	0.705	0.677	0.746	0.684	0.662	0.636		
比率 ①/②	1.072	1.030	1.023	1.000	1.000	1.000	0.854	0.931	0.962
解析モデル									
$b/t=20$ $\sigma_y = 2,400$ kgf/cm ²	ac: 単純支持			ab: 単純支持, bc: 自由					

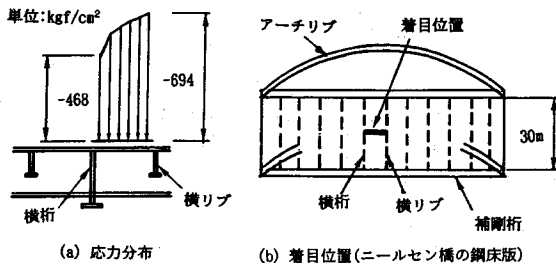
界条件を単純支持と仮定する場合は、曲げ残留応力は、無視してもよいと考えられる。

(6) 閉断面補剛材内側の板パネルの横方向圧縮強度特性

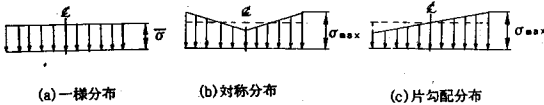
閉断面補剛材を有する補剛板では、横補剛材位置で縦補剛材内部の板パネルが横補剛材と接合されていないため、補剛材内部の板パネルが柱状に座屈すると考えられる。したがって、この内部の板パネルの横方向圧縮強度によって、補剛板の横方向圧縮強度は、決定される。図—11 に示す板パネルモデルの横方向圧縮強度を、弾塑性有限変位解析により求めてみる。

ここでは、表—2 中の Case ② に示す筒状の初期たわみ波形を有し、横リブ位置の閉断面補剛材の内側にある板パネルの bc では、たわみを拘束しないモデルを採用し、アスペクト比を $\alpha=3, 6, 9$ とした。閉断面補剛材の内側の板パネルは、横リブに溶接接合されていないため残留応力がほとんど生じないと考えられるので、柱モデルにおける残留応力を無視した。ただし、やせ馬状の初期たわみに起因する曲げ残留応力が生じているが、これに関しては、載荷辺単純支持としたモデルを用いているため、前項の結論より安全側の強度が推定されているものと考えられる。

表—2 に解析結果を示すように、Case ② の横方向圧縮強度は、開断面補剛材を有する場合 (Case ①) の横



図一12 実橋鋼床版に発生する横方向作用面内応力の分布形の一例(死荷重+活荷重)



図一13 対象とする横方向作用応力の分布形

方向圧縮強度に比して、約3~7%程低下する。

また、アスペクト比 α が大きくなるのに伴って柱モデル(Case③)の横方向圧縮強度 σ_{ym} に近づく。すなわち、柱モデルの横方向圧縮強度 σ_{ymc} によって安全側にCase②の σ_{ym} を近似できることがわかる。

(7) 一様でない応力分布

以上では、作用面内圧縮力が一様に分布する場合を対象としてきた。ところが、実橋の鋼床版で発生するように、Shear lag現象により、面内応力が一様に分布しない場合についても検討を加えておく必要がある。

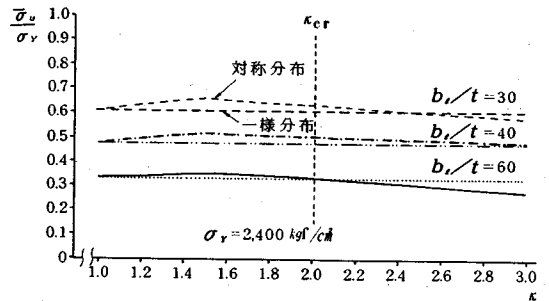
まず、文献9)では、鋼床版に発生する横方向の作用面内応力の分布形を有限要素解析により算出している。解析結果によると、図一12に例示するように、鋼床版の横リブ間の横方向作用面内応力は、非対称な放物線状の分布を呈することがわかる。

Dowling¹⁰⁾、およびLamas¹¹⁾は、箱桁圧縮フランジにおけるShear lagと座屈との連成現象の一連の研究を行っている。それによると、最大応力度 σ_{max} と平均応力度 $\bar{\sigma}$ との比が1.67を超えない程度の縦方向面内圧縮応力が作用した場合には、それらの応力が一様分布するとみなして解析したときの極限平均応力度を用いれば、安全側に極限強度を評価できるとしている。しかしながら、アスペクト比が大きい板パネルに横方向圧縮応力が作用する場合にも、この研究成果が適用可能であるか不明である。

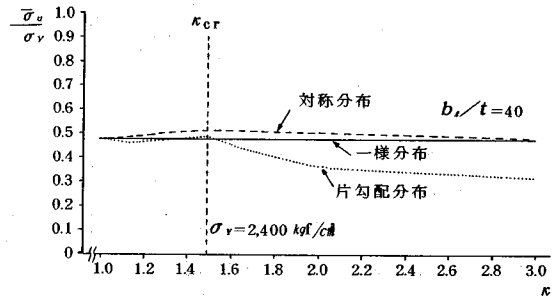
そこで、以下では、最大応力度 σ_{max} と平均応力度 $\bar{\sigma}$ との関係に着目し、Dowlingらの方法の適用範囲について検討する。

解析モデルとしては、アスペクト比 $\alpha=3$ の板パネルを用い、初期たわみ $b_1/150$ と残留応力とを考慮した。

その際、作用応力の分布形状としては、図一13に示す一様分布、対称分布、および勾配分布を仮定した。こ



図一14 対称分布と一様分布との極限平均圧縮応力度の比較



図一15 片勾配分布と一様分布との極限平均圧縮応力度の比較

これらの横方向面内応力分布は、最大応力度 σ_{max} と平均応力度 $\bar{\sigma}$ との比 $\kappa = \sigma_{max}/\bar{\sigma}$ (以下、応力分布パラメータという)で評価する。

解析法は、有限要素法を用いた圧縮板の弾塑性有限変位解析法³⁾によった。また、上記の作用面内応力は、それに相似な強制拘束変位を載荷辺に与えることにより導入した。

図一14の解析結果を考察すると、凹形の対称分布の場合の極限平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_u$ は、一様分布の場合と比較すると、おおむね大きめ、すなわち安全側に評価されていることがわかる。しかし、 κ の値が2.0以上と大きくなり、幅厚比 b_1/t も60と大きくなるケースでは、危険側の値を与える。片勾配分布の場合、図一15に示すように、 $\kappa > 1.5$ になる場合の極限平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_u$ は、一様分布する場合よりも危険側の値を与えることがわかる。そして、この限界値を κ_{cr} と定義する。すると、 $\kappa_{cr} = 1.5$ は、Dowlingらによる限界値1.67とほぼ一致している。

3. 板パネルの横方向圧縮強度の算定法

補剛板の横方向圧縮強度を算定する基本となる無補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymp} を、迅速に算出するための近似計算法を、ここで提案する。

アスペクト比 $\alpha (= a/b_1)$ の大きい無補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymp} は、図一16に示すように、アスペクト比 $\alpha=1$ の無補剛板の極限応力度 σ_{ym1} と、柱モデルの極限

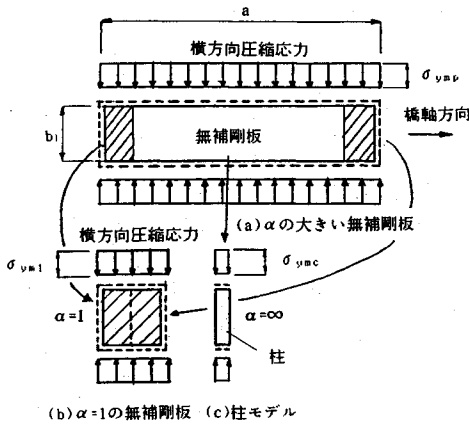


図-16 無補剛板の横方向圧縮強度を算定するための解析モデル

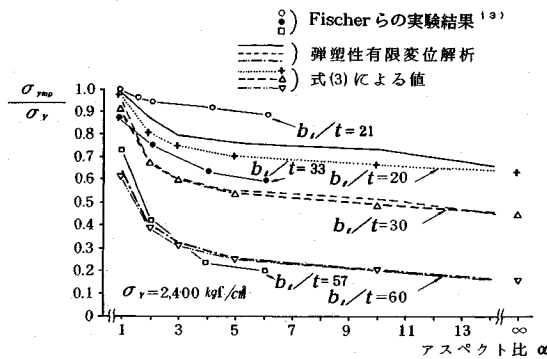


図-17 弾塑性有限変位解析, 実験, および累加法による横方向圧縮強度の比較 (周辺単純支持板)

応力度 σ_{ymc} との累加強度式 (3) により算定できるといふ DAST Ri. 012¹²⁾ に採用されている考え方が適用できる。

$$\sigma_{ymb} = \frac{\sigma_{ymi} + \sigma_{ymc}(\alpha - 1)}{\alpha}, \quad (\alpha > 1) \dots\dots\dots (3)$$

すなわち、図中の無補剛板の側辺部は、常に板として座屈する。しかし、中央部分では、柱としての座屈に近い挙動を示すものと推定される。したがって、これら両者の極限強度を、面積の比に応じて合計する方法 (以下、累加法と呼ぶ) を用い、無補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymb} を簡便に評価する。

図-17 には、累加法により算出した無補剛板の極限強度 σ_{ymb} を、弾塑性有限変位解析²⁾ による値、および文献 13) による実験結果と比較して示した。ここで、 σ_{ymi} には文献 14) の耐荷力曲線、また、 σ_{ymc} には道示の柱の基準耐荷力曲線に係数 0.9 を乗じて用いた¹⁵⁾。なお、道示の柱の基準耐荷力曲線は、 $a/1,000$ の初期たわみを対象としている。ところが、ここでは、 $b_1/150$ の初期たわみを対象としていることに留意する必要がある。すなわち、上述の係数 0.9 は、対象とする初期たわみの差

異による極限強度の差異を補正するためのものである。同図から、 $b_1/t=20$ の場合、累加法によるものは若干安全側の強度を与えるものの、両者は、よく一致していることがわかる。また、初期たわみのばらつきなどを考慮すると、式 (3) による極限強度は、文献 13) の実験結果とかなり一致していると考えられる。

4. 補剛板の横方向圧縮強度の簡易算定法

ここでは、補剛板の横方向圧縮強度の簡易算定法についてまとめる。ただし、以下に示す簡易算定法の適用範囲は、文献 16) を参考にして、以下のとおりとする。

- i) 横方向の作用応力分布の形状によって決まるパラメータ κ は、対称分布の場合 2.0、また片勾配分布の場合 1.5 以下とする。
- ii) 鋼床板の場合、輪荷重による縦補剛材のたわみは、 $a/2,000$ 以下とする。
- iii) 補剛材剛比 γ_l/γ_l^* は、0.3 以上とする。
- iv) アスペクト比 α は、1.0 以上で、20 以下とする。ただし、20 を超える場合は、 α を ∞ とみなしてよい。
- v) 降伏点 σ_y は、2,400~3,600 kgf/cm² の範囲とする。
- vi) 幅厚比 b_1/t は、20 以上で、40 以下とする。

2.(1) の解析モデルを用いて、上記の範囲内でパラメトリック解析を行った結果、 σ_{ym}/σ_{ymb} は、図-3 に示した次式のように、 γ_l/γ_l^* の関数で与えられることがわかった。

$$\frac{\sigma_{ym}}{\sigma_{ymb}} = 0.830 + 0.122 \frac{\gamma_l}{\gamma_l^*} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 σ_{ymb} は、補剛材間の板パネルの横方向圧縮強度である。

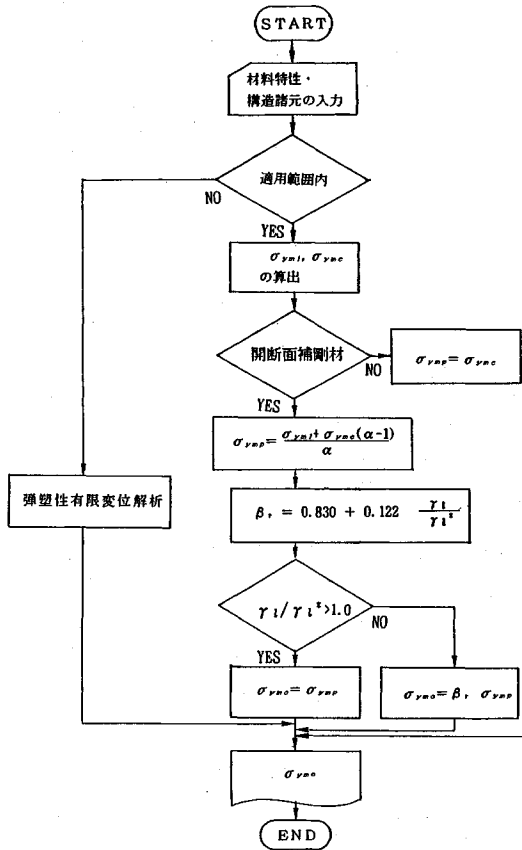
上式を用い、補剛板の横方向圧縮強度を求めるフローチャートを、図-18 に示す。これについて説明すると、以下の通りである。

まず、縦補剛材間の板パネル (無補剛板) を周辺単純支持板として横方向圧縮強度 σ_{ymb} を求める。この σ_{ymb} は、アスペクト比 $\alpha=1$ の無補剛板の極限応力度 σ_{ymi} と、柱モデルの極限応力度 σ_{ymc} との累加強度式 (3) により算定する。

つぎに、閉断面補剛材を有する補剛板で、横補剛材位置で補剛材内部の板パネルが横補剛材と接合されていない場合は、この内部の板パネルが柱状に座屈するため、式 (3) は適用できない。この場合には、柱モデルの極限強度 σ_{ymc} (道示の柱の基準耐荷力に係数 0.9 を乗じた強度) を横方向圧縮強度 σ_{ymb} と置く。

最後に、以上のようにして求めた σ_{ymb} を式 (4) に代入すると、求めようとする補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ym} が得られる。

なお、このようにして求めた σ_{ym} は、初期不整、特に初期たわみ波形により、強度の上昇が期待できる場合が



図一八 補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ym} を算定するためのフローチャート

ある(2.(3)参照)。しかしながら、設計段階では、初期たわみ波形が不明である。そのため、安全側の見地から、本簡易算定法では、最も低い強度を与える初期たわみモードを採用している。

5. 簡易算定法の妥当性の比較・検討

(1) 弾塑性有限変位解析との比較・検討

図一に示した解析モデル(ただし、 b_l/t 、および γ_l/γ_l^* は、種々変化させる)を用い、補剛板の横方向圧縮強度の簡易算定法の妥当性を、弾塑性有限変位解析を行って、検討する。

表一三に示す解析結果によると、簡易算定法による強度は、弾塑性有限変位解析のそれよりも若干安全側となることがわかる。しかも、その誤差は、6~9%と実用的な範囲内にあり、簡易算定法の妥当性が認められる。

(2) 座屈実験結果との比較・検討

補剛板供試体を用いた座屈実験結果^{17),18)}との対比を通じて、簡易算定法の妥当性について考察する。

比較の対象とした実験結果は、文献17)、および18)に示された横方向面内圧縮力のみを作用させている4体

表一三 簡易算定法と弾塑性有限変位解析との横方向圧縮強度の比較

幅厚比 b_l/t	補剛材剛比 γ_l/γ_l^*	①簡易算定法 σ_{ym}/σ_y	②弾塑性有限変位解析 σ_{ym}/σ_y	比率 ②/①
27.5	1.40	0.4378	0.4657	1.064
	0.787	0.4053	0.4303	1.062
	0.38	0.3834	0.4080	1.064
35	0.787	0.3028	0.3309	1.093
$\alpha=9.09, \sigma_y=3,600\text{kgf/cm}^2$				

表一四 実験結果、および弾塑性有限変位解析と簡易算定法との横方向圧縮強度

実験供試体名	補剛材剛比 γ_l/γ_l^*	①実験結果 σ_{ym}/σ_y	②弾塑性解析 σ_{ym}/σ_y	③=①/②	④簡易算定法 σ_{ym}/σ_y	⑤=①/④
NCO	1.40	0.654	0.678	0.965	0.557	1.174
NCT	1.40	0.629	0.678	0.928	0.557	1.129
MNCO	0.38	0.627	0.639	0.981	0.511	1.226
MNCT	0.38	0.658	0.639	1.030	0.511	1.288

のものである。そのうち、NCO、およびNCTと呼んでいる実験供試体の補剛材剛比 γ_l/γ_l^* は1.4であり、また実験供試体 MNCO、および MNCT では0.38である。

4体の実験供試体の実験極限強度、それぞれに対応する簡易算定法の結果、および弾塑性有限変位解析による極限強度を、表一四に示す。弾塑性有限変位解析では、実験供試体の初期たわみの最大値と初期たわみ波形、および実測残留応力を考慮した解析モデルを用いている。ちなみに、実験供試体では、やせ馬状の初期たわみが卓越していた。

この表より、実験供試体の極限強度と実験供試体に包含される初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析の結果とは、よく一致していることわかる。また、実験による極限強度は、簡易算定法による結果に比較してかなり高めであった。とくに、 $\gamma_l/\gamma_l^*=0.38$ の実験供試体において、簡易算定法は、かなり安全側の強度を推定することがわかる。これは、全体的な座屈波形に加えて、板パネルにおいてやせ馬状の初期たわみ波形が卓越していたこと、および $\gamma_l/\gamma_l^*=0.38$ の実験供試体では、座屈モードに類似した初期たわみモードが生じていなかったことなどに起因していると考えられる。すなわち、実際に存在する初期たわみ波形によっては、この表の結果のように、簡易算定法は若干、安全側の横方向圧縮強度を推定する可能性があることがわかった。しかしながら、初期たわみの実測データが十分でないこと、および設計の段階で初期たわみ波形は不明なことを考えるならば、安全側の初期たわみ波形を用いた本簡易算定法による横方向圧縮

強度は、やや安全側となる場合もあることはいなめない。

6. ま と め

本研究によって得られた主な結論をまとめると、以下のとおりである。

1) 座屈モードに類似した初期たわみ波形を有する解析モデルの横方向圧縮強度が、最も低い強度を与える。

2) 補剛材の剛比 γ_i が必要最小剛比 γ_i^* の 0.3 倍以上であれば、 γ_i/γ_i^* と補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ym}/σ_{ymp} (σ_{ymp} : 板パネルの横方向圧縮強度) との関係は、ほぼ直線式で表せる。

3) やせ馬状の初期たわみ波形を有する補剛板の横方向圧縮強度は、周辺単純支持の板パネルのそれよりもかなり高くなる。

4) 鋼床版の場合、輪荷重によるたわみを考慮したとしても、板パネルの初期たわみ δ_i が道路橋示方書の製作基準値 ($b_i/150$) 以下で、また、輪荷重による補剛材のたわみが $a/2,000$ 以下であれば、補剛材の初期たわみ δ_g に、準用値 ($a/1,000$) を用いて強度評価を行ってよい。

5) 溶接による残留応力の存在は、板パネルの横方向圧縮強度を 1~14% 程低下させる。その低下は、アスペクト比が大きくなるのに伴って小さくなる。

6) やせ馬状の初期たわみにより生じる曲げ残留応力の存在する場合の強度は、残留応力のない板パネルの強度に比較して、幅厚比パラメータ R が大きくなるのに伴って大きく低下する。しかし、その強度は、周辺単純支持とした板パネルの強度よりも大きい。

7) 閉断面補剛材を有する補剛板では、内部の板パネルの横方向圧縮強度によって補剛板の横方向圧縮強度が決定される。そして、柱モデルの横方向圧縮強度 σ_{ymc} によって、その値を安全側に評価できる。また、 σ_{ymc} は、道路橋示方書の基準耐荷力を 0.9 倍することにより安全側の値が求められる。

8) 作用応力分布が一樣でなく、かつ対称分布の場合で、最大応力度と平均応力度の比 κ が 2.0 以下、また勾配分布の場合で、 κ が 1.5 以下のとき、一樣分布しない場合の極限平均圧縮応力は、一樣分布する場合の極限平均圧縮応力を用いて安全側に評価できる。

9) 縦補剛材を有する補剛板の横方向圧縮極限強度を安全側に、しかも精度よく求めることができる簡易算定法を提案した。

10) ここで提案した横方向圧縮強度の簡易計算法と、文献 1) の縦方向圧縮強度の実用計算法、および文献 2) の極限強度の相関曲線とを用いれば、任意の組合せの 2 方向面内力を受ける補剛板の極限強度を求めることができる。

謝 辞：本研究の解析、および実験の遂行には、当時、大阪市立大学大学院生の秦野啓司氏(現在・三菱重工業(株))の協力を得た。また、実橋の初期たわみの測定では、阪神高速道路公団 都 良伸氏、および同 高田佳彦氏に、種々ご配慮頂いた。ここに記して、深謝の意を表す。なお、本研究の数値解析は、ワークステーション NEWS-830 で行ったことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫・北田俊行：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法，土木学会論文報告集，第 302 号，pp.1~13，1980 年 10 月
- 2) Kitada, T., H. Nakai and T. Furuta: Ultimate strength and interaction curve of stiffened plates subjected to biaxial in-plane forces, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., No.437/I-17, pp.113s~122s, Oct.1991.
- 3) 小松定夫・北田俊行：補剛された圧縮板の弾塑性有限変位挙動の一解析手法，土木学会論文報告集，第 296 号，pp.1~12，1980 年 4 月。
- 4) 北田俊行・中井 博・古田富保：閉断面補剛材を有する鋼板に含まれる初期不整に関する研究，土木学会論文報告集，第 300 号，pp.127~136，1991 年 4 月。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II. 鋼橋編，丸善，1990 年 2 月。
- 6) 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。
- 7) 上田幸雄・中長啓治・森山修司：溶接初期不整を有する矩形板の圧壊強度に関する研究(第 4 報)—溶接初期不整、有効初期たわみ係数および圧壊強度の推定法—，日本造船学会論文集，第 159 号，pp.282~293，1986 年 5 月。
- 8) Dier, A.F. and P.J. Dowling: The strength of plates subjected to biaxial forces, Behaviour of Thin Walled Structures, Edited by J. Rhodes and J. Spence, ELSEVIER, pp.329~353, 1984.
- 9) 阪神高速道路公団，(財) 大阪都市協会・都市技術研究所：2 方向面内力を受ける補剛板の設計法に関する研究—神崎川ニールセン橋梁の鋼床版の座屈安定照査—，1988 年 3 月。
- 10) Dowling, P.J.: Codified design methods for wide steel compression flanges, The Design of Steel Bridges, edited by Rockey and Evans, Paper No.16, pp.307~328, 1981.
- 11) Lamas, A.R.G.: Influence of shear lag on collapse of wide flange girders, Thesis for Ph.D., Imperial Collage, London, 1977.
- 12) DAST-Richtlinie 012-Beulsicherheitsnachweise für Platten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Oktober 1978.
- 13) Fischer, M. und W. Harre: Ermittlung der Targlastkurven von einachsigen gedrückten Rechteckplatten aus Baustahl der Seitenverhältnisse, $\alpha \leq 1$ mit Hilfe von Versucher, Der Stahlbau, 47. Jahrgang, Heft 7, S.199~204, Juli 1978 und Heft 8, S.239~247, August 1978.
- 14) 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関する研究，土木学会論文報告集，第 270 号，pp.1~14，1978 年 2 月。

- 15) Furuta, T., T. Kitada and H. Nakai : A design method of the stiffened steel plate subjected to biaxial in-plane forces, Proceedings of International Conference on Steel & Aluminium Structures, Singapore, pp.481~490, 22-24 May 1991.
- 16) 中井 博・北田俊行・鈴木 巖・古田富保：トラフリブを有する鋼床版の実績調査, 橋梁と基礎, Vol. 24, No. 10, pp. 47~55, 1990年10月.
- 17) 北田俊行・中井 博・古田富保・秦野啓司：十分に剛でない補剛材を有する補剛板の横方向圧縮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. 211~218, 1991年3月.
- 18) 北田俊行・中井 博・宮坂佳洋・古田富保・秦野啓司：補剛材方向に引張力, 補剛材直角方向に圧縮力を受ける補剛板の極限強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 36A, pp. 135~144, 1990年3月.
- 19) Rieger, H. : Zum Tyagverhalten von Beulfeldern mit einer Quersteife in Feldmitte, Der Stahlbau, 60. Jahrgang, Heft 9, S.271~277, September 1988.

(1991. 6. 24 受付)

ULTIMATE STRENGTH OF LONGITUDINALLY STIFFENED PLATES SUBJECTED TO TRANSVERSE COMPRESSION

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI and Tomiyasu FURUTA

This paper deals with the ultimate strength of transversely compressed plate with longitudinal stiffeners. Firstly, the influences of initial deflection, residual stress and patterns of stress distribution on the ultimate strength of the stiffened plate are investigated analytically. Then, an approximate method is proposed for predicting the ultimate strength of stiffened plate, through a parametric study by means of the elasto-plastic and finite displacement analyses. Finally, this approximate method is verified in comparisons with numerical and experimental results.