

縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法

A DESIGN METHOD OF ORTHOGONALLY STIFFENED PLATES WITH STRINGERS UNDER UNIAXIAL COMPRESSION

中井 博* 北田俊行** 田井戸米好*** 福岡 悟****
by Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Yoneyoshi TAIDO and Satoru FUKUOKA

A design method based on the column approach is proposed for evaluating the ultimate strength of orthogonally-stiffened wide plates with some heavy longitudinal stiffeners (stringers) in addition to ordinary longitudinal stiffeners. The method is verified by the elasto-plastic and finite displacement analysis (F.E.M). It is shown that the dimensions of transverse stiffeners in orthogonally-stiffened wide plates with small aspect ratio can be largely reduced without significant variation of the ultimate strength either by increasing the size of the longitudinal stiffeners or by replacing the central longitudinal stiffener with a stringer to ensure that the elastic buckling strength remains constant. The minimum required stiffness of the flange plate of stringer for the lateral-torsional buckling is also investigated by the FEM analysis.

1. まえがき

幅員の広い鋼箱桁圧縮フランジに採用される補剛板においては、通常の圧縮補剛板と相違して、以下に示すような設計上の問題点が指摘される。

- ① 箱桁のシアラグ現象が顕著に表われるとき、それが圧縮フランジ座屈強度にどの程度影響を及ぼすか。
- ② 横補剛材間で、多数の縦補剛材によって補剛された縦横比 α_t の小さい補剛板パネル（以下、縦補剛板パネルという）の極限強度は、一本の補剛材¹⁾とそれに隣接する板パネルの有効幅部分からなる柱（以下、有効補剛材という）²⁾の強度に近づき、比較的補剛材本数の少ない圧縮板の実験結果に基いて定められた道路橋示方書³⁾（以下、道示という）の基準耐荷力と異なる。
- ③ 横補剛材位置で節となる座屈波形を前提としている道示に従って α_t の小さい補剛板を設計すると横補剛材の寸法が大きくなり過ぎる。
- ④ 幅員が広くなると、橋軸直角方向の曲げモーメントも大きくなり、2軸応力を受ける圧縮補剛板として挙動する。

*	工博	大阪市立大学教授	工学部土木教室	(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
**	工博	大阪市立大学助教授	工学部土木教室	(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
***		石川島播磨重工業(株)	鉄構事業部部長	(〒541 大阪市東区本町 4-29)
****		阪神高速道路公団	大阪第3建設部 設計課長	(〒552 大阪市港区築港 2-1)

⑤ また、主桁が偏平になると、曲げに伴うせん断応力も大きくなり、せん断応力と圧縮応力を受ける補剛板となる。

これらの問題点のうち、①については、Dowling⁴⁾、Lamas⁵⁾の研究があり、またJetter-Moquoui-Massonet⁶⁾も同じような結論を得ている。

前者の研究成果は、BS5400 Part3⁷⁾ およびAASHTOの鋼箱桁橋に関する改訂原案⁸⁾（以下、AASHTOという）に採り入れられている。すなわち、フランジ内の最大応力度と平均応力度との比が1.67以下であれば、補剛板の圧縮強度に及ぼすシアラグ現象の影響は考慮しなくてよいとしている。しかし、腹板近くの板パネルと補剛材には、ある程度の ductilityが必要であることを強調している。わが国の箱桁橋について調査した結果によると、ほとんどの橋梁で極限強度に及ぼすシアラグの影響はあまり問題にならないことがわかった。

上述の③については、三上・堂垣・米沢^{9)~10)}が道示の問題点を指摘するとともに、弾性および弾塑性座屈理論の立場から横補剛材位置で節とならない座屈波形を有する補剛板に関する設計法を提案している。吉田・前川¹¹⁾も弾塑性座屈理論の立場から、縦横に補剛された圧縮板（以下、縦横補剛板という）の設計のための図表を提示している。一方、弾塑性有限変位理論の立場から、縦横補剛板の極限強度について取り扱った小松・北田・奈良¹²⁾の研究もある。

縦横補剛板の実験的研究としては、小松・牛尾・北田・奈良¹³⁾および前田・日笠¹⁴⁾の研究があるが、前者では理論¹²⁾との比較を容易にするため補剛板の中立軸ではなく、板パネルの中央面に載荷していること、後者では補剛板パネルの周辺の境界条件が固定に近くなっていると思われるなどの理由で、これらの実験結果のみから縦横補剛板の極限強度特性を論ずることはむづかしい。

さらに、③に関連して、横補剛材の寸法を小さくする方法として、縦補剛材より寸法の大きい補剛材（以下、縦桁という）を設ける方法が考えられる。縦・横補剛材および縦桁を有する板構造は橋梁の鋼床版や船体構造によく用いられるが、これらは圧縮応力よりも、主として横荷重による曲げ³⁾を受ける部材と考えられる。圧縮応力のみを受ける縦横補剛板について取り扱った研究としては、Smith¹⁵⁾の実験的研究が挙げられるが、やはり船体構造に用いられるものを対象としているため縦桁の寸法が大きすぎ、本質的には縦補剛材のみを有する補剛板の範ちゅうに属し、本研究を進める上の資料としては十分でない。

ところで、1969~1971年のヨーロッパで起った落橋事故後、有効補剛材を用いる近似計算法（柱モデルアプローチ（Column Approach）という）に関して多くの研究が進められてきた。そのうち、Chatterjee-Dowling¹⁶⁾およびLittle¹⁷⁾の方法が、それぞれイギリスのBS5400 Part3⁷⁾およびアメリカのAASHTO⁸⁾の圧縮補剛板の設計基準を定める基礎理論となっている。

本研究は、座屈波形が横補剛材位置で節とならない縦横補剛板および縦桁を有する補剛板の設計法について取り扱ったものである。すなわち、縦・横補剛材および縦桁の設計法、ならびに、この種の補剛板の極限強度の簡易計算法について提案するものである。ここで提案する簡易計算法は、文献1)の方法を縦横補剛板および縦桁を有する補剛板にも適用できるように拡張したものであり、その妥当性については弾塑性有限変位解析¹²⁾により確める。なお、縦桁についてはT形断面部材の横倒れ座屈に関するBleichの設計法¹⁸⁾について、同じく弾塑性有限変位解析¹⁹⁾を用いて検討を加える。さらに、阪神高速道路公団で架橋中の安治川橋梁の計画断面を用いた試算設計を行い、縦補剛材を道示の必要最小剛比よりも大きくした場合、および縦桁を設けた場合の横補剛材の寸法の低下量などについて具体的に示す。

なお、上記④および⑤の問題点については、実験や解析を行っているが、本文では紙面の都合上省略する。

2. 縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の設計法

(1) 各種補剛板

腹板およびダイヤフラム位置でたわみが完全に拘束され、これらの部材で囲まれた一様圧縮を受ける板パ

ネルの補剛法としては、Fig.1 に示す3種類のものと考えられる。同図(a)は縦補剛材のみで補剛された場合（以下、縦補剛板という）、(b)は横補剛材を設け、縦補剛材の寸法を低減した場合（縦横補剛板）、さらに(c)は縦桁を設け横補剛材の寸法の低減を試みたものである。

本研究においては、これらの補剛板の最適設計法については取り扱わず、これらの補剛板が与えられたときの補剛板の設計法、および極限強度の推定法についてのみ言及することとする。

(2) 極限強度の簡易計算法

以下では、縦・横補剛材および縦桁が横倒れ座屈を起こさないような補剛板を解析の対象とする。

縦補剛板の極限強度の簡易計算法については、文献1) に詳しく示されているので、ここではその方法を縦横補剛板および縦桁を有する補剛板へと拡張する方法について述べる。

まず、Fig.2 に示すような仮想補剛板(Pseudo-stiffened Plate) を想定する。すなわち、

- ① 仮想補剛板には、横補剛材および縦桁は設けない。
- ② 仮想補剛板の板パネルと縦補剛材寸法は対象とする補剛板と同一とする。

- ③ 仮想補剛板長 l_{eff} は、その弾性座屈応力度 σ_{cr1}^* と元の補剛板の弾性座屈応力度 σ_{cr} とが等しくなるように決定する。 σ_{cr} の求め方については、後で述べる。そして、この仮想補剛板に対して、文献1)の柱モデルアプローチを適用する(Modified Column Approach)。ただし、本研究では、 $\alpha_t (= a_t / b)$ の小さい補剛板を対象としているため、補剛板側辺のたわみの拘束が極限強度に与える影響は小さいと仮定し、文献1)で示されている側辺部の板パネルに対する特別な補正は行わないことにする。すなわち、補剛板の極限応力度 $\bar{\sigma}_{spm}$ を次式で与える。

$$\bar{\sigma}_{spm} = \bar{\sigma}_{esm} \frac{A l + beff \cdot t}{A l + b l \cdot t} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\bar{\sigma}_{esm}$ は仮想補剛板に対する有効補剛材の極限応力度であり、次式で与えられる。¹⁾

$$\frac{\bar{\sigma}_{esm}}{\sigma_y^*} = 1.0, \quad (\lambda_{eff} \leq 0.2) \quad \left[\dots\dots (2) \text{ a, b} \right]$$

$$\frac{\bar{\sigma}_{esm}}{\sigma_y^*} = -\alpha \lambda_{eff}^3 + \beta \lambda_{eff}^2 - \gamma \lambda_{eff} + \delta, \quad (0.2 < \lambda_{eff} \leq 1.2)$$

ここに、パラメーター α 、 β 、 γ および δ はTable 1のとおりとする。

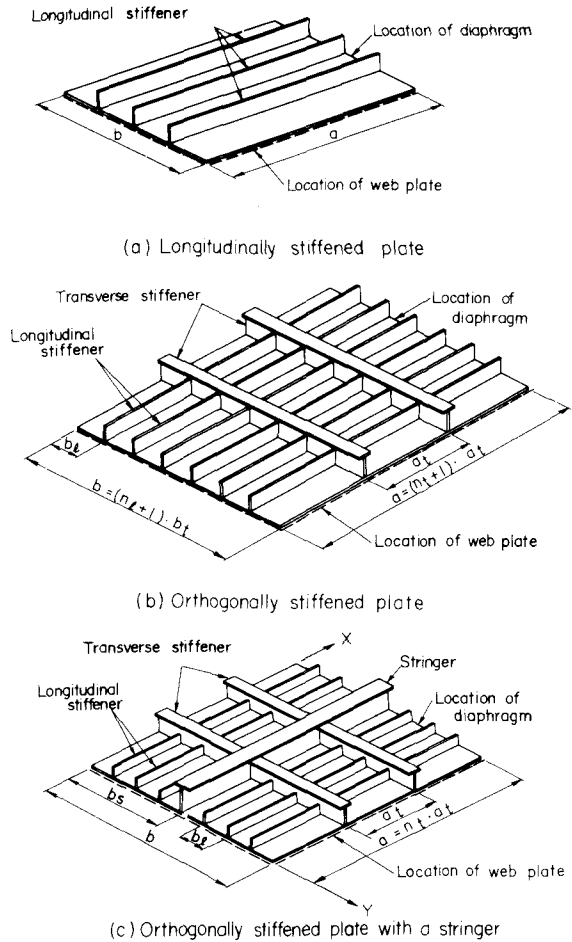


Fig.1 Various Stiffened Plates

なお、 $\lambda_{eff} \geq 1.2$ の場合は、道示の柱の耐荷力曲線を用いるものとする。また、 σ_y^* は材料の公称降伏点、 σ_{rc} は板パネルの残留圧縮応力度を表わす。 λ_{eff} は、有効補剛材の細長比パラメーターであり

$$\lambda_{eff} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y^*}{E} \cdot \frac{Leff}{r_{eff}}} \dots (3)$$

A_ℓ は縦補剛材の断面積、 r_{eff} は有効補剛材の回転半径、 E はヤング係数である。

b_ℓ は縦補剛材間隔であり、 $beff$ は板パネルの有効幅で次式で与えられる^{1)、20)}。

$$\frac{beff}{b_\ell} = \frac{\bar{\sigma}_p}{\sigma_y^*} = 0.702 R_p^3 - 1.640 R_p^2 + 0.654 R_p + 0.926 \dots (4)$$

$$: 0.3 \leq R_p \leq 1.3$$

ここに

$$R_p = 0.363 \times 10^{-3} \sqrt{\bar{\sigma}_{esm}} \cdot \frac{b_\ell}{t} \dots (5)$$

また $\bar{\sigma}_p$ は板パネルの極限応力である。

式(1)を用いて、極限応力度 $\bar{\sigma}_{spm}$ を求めるためには、 $\bar{\sigma}_{esm}$ の関数である式(4)の有効幅 $beff$ が必要となり反復計算が必要となる。ただし、収束性がよく、反復計算は2回程度で十分である。すなわち、最初式(5)において $\bar{\sigma}_{esm} = \sigma_y^*$ として計算をスタートし、 $\bar{\sigma}_{esm}$ が求まってから再計算を実行すればよい。反復計算をなくすための種々な方法についても検討してみたが、いずれの方法も精度がよくなかった。一般に橋梁の設計においては、コンピューターの利用が今日不可欠でありこの程度の反復計算は全く問題にならず、かえって精度がよいことによって鋼重が低減できるメリットの方が大きいと考え、反復計算を含む簡易計算法のままで留めた。

(3) 座屈安定性照査法

まえがきで述べたように、幅の広い箱桁に採用される補剛板ではシアラグ現象がその極限強度に与える影響が少ないことが文献4)～6)で明らかにされている。

したがって、補剛板の全体座屈照査に関しては、Fig.3 に示すようにシアラグ現象を考えないフランジプレート内の平均圧縮応力度 σ に着目し、次式に従って応力照査を行えばよい。

$$\frac{1}{\rho} \sigma \leq \bar{\sigma}_{spm} / \nu \dots (6)$$

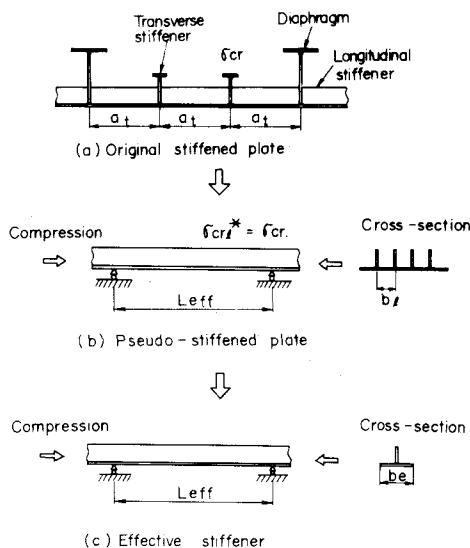


Fig.2 Modified Column Approach

Table 1 Coefficients α , β , γ and δ

Steel grade	σ_y^* (MPa) ^[2]	σ_{rc} / σ_y^*	α	β	γ	δ
SS 41	235	0.30	0.223	0.550	0.914	1.136
SM 50	314	0.25	0.294	0.638	0.886	1.135
SM 53	353	0.23	0.299	0.618	0.852	1.135
SM 58	451	0.20	0.425	0.820	0.903	1.142

ここに、 ρ は道示 2.1の表 2.1.1に示されている「荷重の組合せ」によって異なる割増し係数、 ν は道示で期待する安全率(1.7)である。

ただし、シアラグ現象が顕著に表われる場合には、端部板パネルはある程度のductility が必要であると考えられるので、^{4)~6)} フランジプレート内の最大応力度 σ_e に注目し次式により端部板パネルの応力照査をする必要があると考える。

$$\frac{1}{\rho} \sigma_e \leq \bar{\sigma}_p / \nu \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $\bar{\sigma}_p$ は圧縮板の極限応力であり文献20)によると、式(5)の $\bar{\sigma}_{esm}$ を σ_y * と置いて、式(4)より求められる。

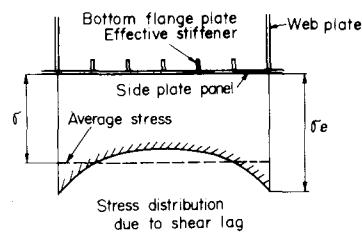


Fig.3 Stress Distribution
in Compression Flange

(4) 各種補剛板の弾性座屈応力度

仮想補剛板長 l_{eff} や後述する補剛材寸法を決定する際に、補剛板の弾性座屈応力度 σ_{cr} が必要となる。この σ_{cr} を求めるため、Fig.1 (c)に示す補剛板の座屈波形を次式のように仮定する。

$$W = W_{mm} \cdot \sin \frac{m \pi x}{a} \cdot \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \dots\dots\dots (8)$$

そして、縦・横補剛材を平均化し、離散的な縦桁を有する直交異方性板を解析モデルとしてエネルギー法を適用すると、以下の弾性座屈応力度 σ_{cr} が導ける。

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2}{b^2 t^*} \left\{ D \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right)^2 + \left(\frac{m}{\alpha} \right)^2 \cdot \frac{EI_\ell}{b \ell} + \left(\frac{\alpha}{m} \right)^2 \frac{EI_t}{a_t} + \left(\frac{m}{\alpha} \right)^2 \frac{EI_s}{b_s} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{ここに } t^* = \bar{t} + A_s / b_s = t + A_\ell / b_\ell + A_s / b_s \quad \dots\dots\dots (10)$$

I_ℓ , I_t , I_s は、それぞれ縦補剛材、横補剛材および縦桁の断面2次モーメントであり、その取り付け位置まわりで評価するものとする。 A_s は、縦桁の断面積である。式(9)で座屈半波数 m を横補剛材本数以下とし、1から順次変化させて最小となる σ_{cr} を求めればよい。

縦桁が存在しない場合の σ_{cr} の簡易計算式は文献9)に示されているので、ここではその詳細は省略する。

(5) 縦・横補剛材および縦桁の設計法

極限強度の簡易計算法においては、縦・横補剛材、および縦桁が局部座屈を起こさないことを前提とするが、それ以外の制約条件はない。しかし、慣用設計法を踏えてこれらの補剛板は以下のように設計するのが望ましいと考えられる。

すなわち、

- ① 縦桁は考えず、横補剛材間の縦補剛板パネルを対象に縦補剛材の寸法を道示に従って設計する。
すなわち、補剛材剛比 γ_ℓ が道示の必要最小値 $\gamma_{\ell, req}$ に等しくなるように設計する。
- ② さらに、ダイアフラム間の縦横補剛板パネルを対象に横補剛材寸法を道示に従って設計する。すなわち、横補剛材の断面2次モーメント I_t が道示の必要最小値 $I_{t, req}$ に等しくなるように設計する。
- ③ 横補剛材寸法が大きくなりすぎる場合には、対象とする補剛板の弾性座屈応力度 σ_{cr} を一定に保ちながら縦補剛材を大きくするか、あるいは縦桁を設けることによって横補剛材寸法の低減を図る。
縦桁が存在しない場合、 γ_ℓ を $\gamma_{\ell, req}$ より大きくしたときの横補剛材の必要最小剛度 I_t^* は以下のよう
に近似的に導くことができる。すなわち、 $\gamma_\ell = \gamma_{\ell, req}$ の縦補剛材と、 $I_t = I_{t, req}$ の横補剛材を

有する補剛板の弾性座屈応力度 σ_{cr} と縦補剛材の寸法を大きくし、横補剛材の寸法を小さくした補剛板の σ_{cr} を等しく置くことにより、後者の場合の横補剛材の必要断面2次モーメント I_t^* を導くことができる。いま、式(9)の右辺第一項を無視すると、近似的に I_t^* は次式で表わされる。

$$I_t^* \sim \frac{(n_\ell + 1)}{4 \eta \alpha_t^3} \cdot r_{\ell, req} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 n_ℓ は縦補剛材本数であり、 η は次式で与えられる。

$$\eta = \frac{r_\ell}{r_{\ell, req}} \quad \dots\dots\dots (12)$$

縦桁が存在する場合にも同様な考え方より、以下に示す縦桁の必要断面2次モーメント I_s^* を近似的に導くことができる。

$$I_s^* \sim \left\{ \frac{t^*}{t} (n_t + 1)^2 \cdot \frac{1}{m^2} - \eta \right\} (n'_\ell + 1) I_{\ell, req} \cdot \frac{\alpha^3}{m^4} \cdot \frac{(n_t + 1)}{(n_s + 1)} \cdot I_t \quad \dots\dots\dots (13)$$

ただし、座屈半波数 m を1から順次変化させたときの最大の I_s^* を用いるものとする。ここに、 n'_ℓ は、縦桁で区切られた縦横補剛板パネルの縦補剛材本数である。

(6) 試算設計

補剛板幅 $b=6.9m$ 、補剛板長 $a=7.25m$ 、縦補剛材間隔 $b_\ell=40cm$ で2本の横補剛材を有する補剛板について σ_{cr} を一定にし、縦補剛材の断面2次モーメントを道示の必要最小値 $I_{\ell, req}$ を基準にして大きくした場合の I_t^* と I_ℓ の関係をFig.4に示す。この図から明らかなように、 I_ℓ が $I_{\ell, req}$ 付近では、座屈半波数 $m=2$ のときに σ_{cr} が最小値をとる。 $m=2$ の領域では、 I_ℓ を $I_{\ell, req}$ から大きくすることによる I_t^* の減少率はかなり大きい。しかし、 I_ℓ をある程度大きくすると σ_{cr} が最小となる座屈半波数は $m=1$ となる。 $m=1$ の領域では、 I_ℓ を大きくしても I_t^* の低下率はわずかであることがわかる。座屈波形が横補剛材位置で節とならないような補剛板の設計を認めることにより横補剛材寸法をかなり低減できることがこの図からわかる。

Fig.5に示すような縦桁を有する補剛板と、有しない補剛板について横補剛材を設計した結果をTable2に示す。この表から、縦桁を設けることによって横補剛材の寸法をかなり低減できることがわかる。

ただし、この設計例では縦桁は補剛板中央にないが中央にある場合と同じような考え方に従い座屈応力度 σ_{cr} を誘導し、それに基づいて横補剛材を設計した²¹⁾。

3. 簡易計算法の検討

(1) 縦補剛板

すでに文献1)において各種簡易計算法の比較がなされているので、ここではその後⁷⁾に発表されたBS5400Part 3、AASHTO⁸⁾およびDAST Ri 012²²⁾と文献1)との方法について比較検討¹²⁾を行うために、有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析²³⁾を実施した。比較計算に用いた解析モデルをFig.6に示す。

補剛材本数が4本以上であれば1本の補剛材とその両側に隣接する板パネルの半分をとり出し解析してよいという文献24)の結論に従い、弾塑性有限変位解析においては、図中のFEMメッシュ分割部分を解析モデルとした。板パネル部分は、板要素、補剛材部分は柱要素の有限要素でモデル化した。

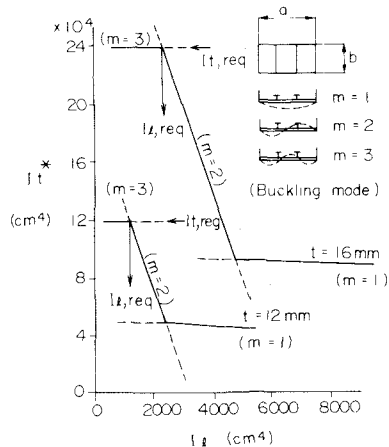


Fig.4 Relationships between I_t^* and I_ℓ

解析モデルの補剛板の材質はSS41とした。板パネル部分の圧縮残留応力 σ_{rc} は、文献25)に従って $0.3\sigma_y$ 。補剛材部分の圧縮残留応力 σ_{rcs} は、 $0.2\sigma_y$ とした。初期たわみに関しては、補剛材の柱としての最大初期たわみを $a_t/1000$ 、板パネルの最大初期たわみを $b_t/150$ とし、波形は三角関数で与えた。

b_t/t を20~80、 $r_{\ell}/r_{\ell, req}$ を1, 2に変化させた場合の計算結果をFig.7~8に示す。

これらの図より文献1)の柱モデルアプローチによる結果は今回の弾塑性有限変位解析による結果とよく一致していることがわかる。これは文献1)で対象としている初期不整と、今回対象としている補剛板のそれを同一にとったことにも起因している。また、図中には道示の基準耐荷力曲線も示されているが、道示の曲線を除き、欧米の設計法による結果はそれぞれの国で対象としている初期たわみ、残留応力、および安全率の大きさが異なることを考えると弾塑性有限変位解析による結果と比較的よく一致しているといえる。なお、極限応力度曲線が $R_p \leq 0.5$ の範囲で水平になっているのは、この範囲では道示の補剛材の必要最小剛比 $r_{\ell, req}$ が (t_o/t) の関数として低減されるからである。

なお、 t_o は $R_p=0.5$ のときの板パネル厚である。さらに、比較計算は文献9)~10)の方法についても実施したが、この方法では弾性座屈応力度の関数として極限応力度を定めているため、 $r_{\ell}/r_{\ell, req}$ が1と2の場合で結果が等しくなるなどの問題点があり、本論文には掲載しなかった。

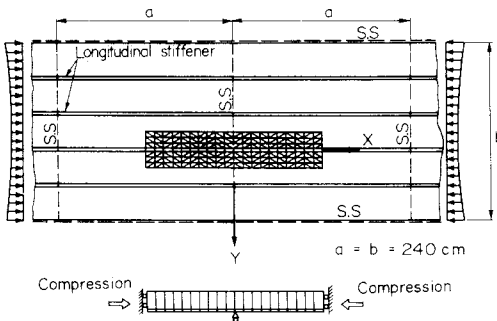


Fig.6 Analytical Model for Longitudinally Stiffened Plates

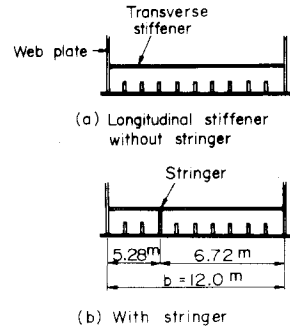


Fig.5 Orthogonally Stiffened Plates $a=9m$ $n_t=2$

Table 2 Dimensions of Transverse Stiffeners and Stringer

(mm)		
Without stringer	Transverse stiffener	
With stringer	Transverse stiffener	
	Stringer	

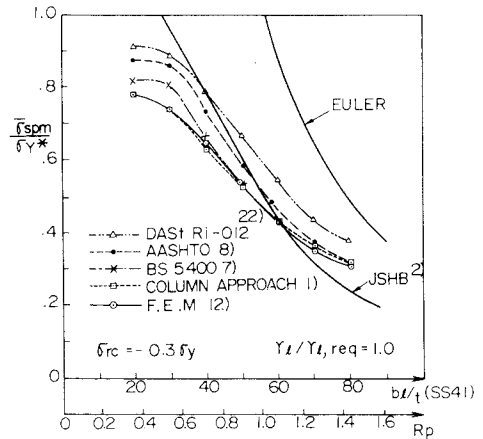


Fig.7 Ultimate Strength Curves of Longitudinally Stiffened Plates ($r_{\ell}/r_{\ell, req} = 1.0$)

(2) 縦横補剛板

Fig.2で示したような仮想補剛板に柱モデルアプローチを適用した場合の妥当性について検討するために Fig.9に示すような縦横補剛板モデルを用い、その対称性を利用し、図中のメッシュ分割部分を有限要素法によって弾塑性有限変位解析¹²⁾した。補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_p は、0.71と1.0の2種類とした。

まず、これらの補剛板の縦、横補剛材を道示に従って設計する。つぎに σ_{cr} が一定という条件のもとに、 $r_{\ell} / r_{\ell, req}$ を1, 2.5, 5, 7.5に変化させて横補剛材を設計する。

さらに、横補剛材を取り除き、縦補剛板パネルとして縦補剛材を設計する。このときの縦補剛材剛比を $r_{\ell, req}^*$ とする。すなわち、縦補剛材剛比を $r_{\ell, req}$ から $r_{\ell, req}^*$ の間で5種類に変化させた場合について弾塑性有限変位解析を実施した。

また、 $r_{\ell} / r_{\ell, req} = 1, 2.5, 5.0, 7.5$ の縦横補剛板に対応する仮想補剛板も弾塑性有限変位解析の対象とした。

解析モデルの補剛板の材質はSS41とした。残留応力は、文献25)に従って $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ の分布形を採用した。初期たわみについては、最大値が板パネルで $b_{\ell}/150$ 、縦補剛板パネルで $a_t/100$ 、縦横補剛板パネルで $a/1000$ とし波形は三角関数で与えた。

弾塑性有限変位解析、および柱モデルアプローチによる結果をFig.10に示す。柱モデルアプローチによる結果は若干安全側ではあるが、縦横補剛板および仮想補剛板に対する弾塑性有限変位解析結果とよく一致する傾向にあることがわかる。3(1)の場合に比べて柱モデルアプローチによる結果が若干安全側にでているのは、3(1)の場合には補剛板全体の初期たわみ波形としては、筒状のもので仮定し、Fig.6のメッシュ分割部分を取り出して解析したが、今回は横方向にも三角関数の波形で与えたため、弾塑性有限変位解析結果が若干大きく出たものと考えられる。

(3) 縦桁を有する補剛板

縦桁を有する補剛板に対する柱モデルアプローチの適用性について検討するために、Fig.11に示す2種類の補剛板について弾塑性有限変位解析を実施した。そのうちの1つは縦桁のない縦横補剛板モデルで、その縦・横補剛材の剛度が道示の必要最小値と一致するものである。他の1つは、弾性座屈応力度 σ_{cr} を一定に保

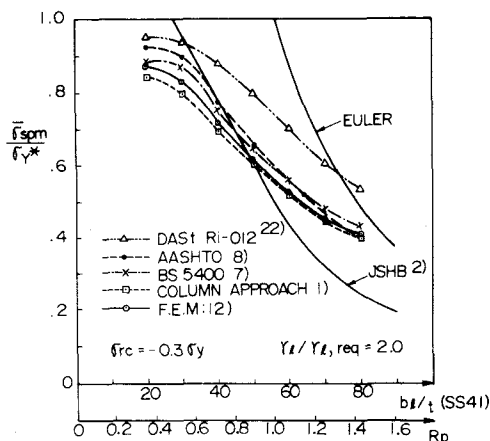


Fig.8 Ultimate Strength Curves of Longitudinally Stiffened Plates ($r_{\ell} / r_{\ell, req} = 2.0$)

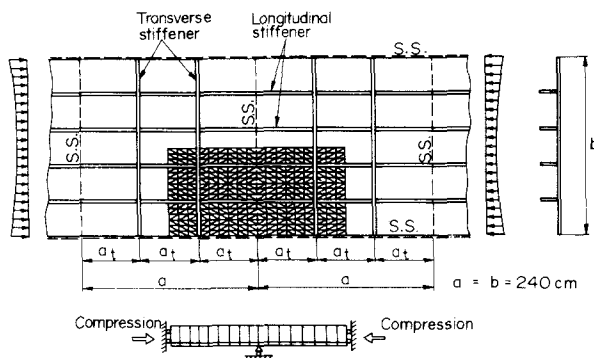
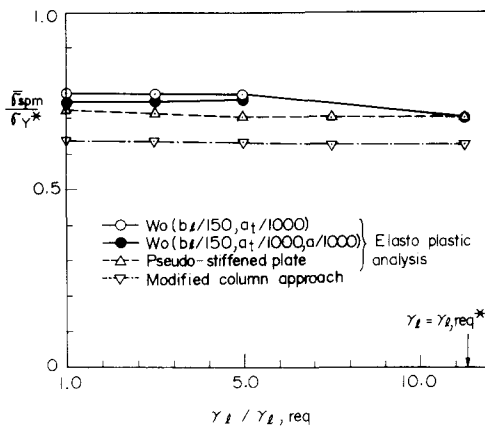
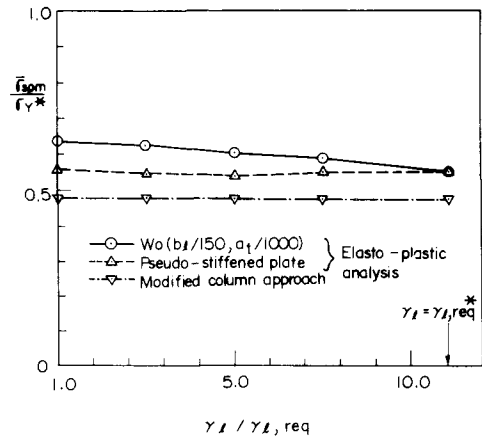


Fig.9 Analytical Model for orthogonally stiffened plates



a) The case of $R_p = 0.71$



b) The case of $R_p = 1.0$

Fig.10 Variation of Ultimate Strength of Orthogonally Stiffened Plates with Stiffness of Longitudinal Stiffener

ち、横補剛材の断面2次モーメントが $\frac{1}{2}$ になるような縦桁を設けた補剛板である。材質はすべてSS41とした。

解析に用いた残留応力は、 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ 、 $\sigma_{rcs} = -0.2\sigma_y$ の分布形のもの²⁵⁾であり、初期たわみは最大値が板パネル部分では $b_L/150$ 、補剛板全体では $a/1000$ の三角波形のものを導入した解析結果を、Fig.12に示す。2つの補剛板の平均圧縮応力度とたわみ曲線はよく一致しており、 σ_{cr} を一定に保った状態で縦桁を設け横補剛材寸法を小さくしても、極限強度はほぼ一致することがわかる。

また、図中には柱モデルアプローチによる解析結果を示してあるが、若干安全側の結果を与えていることがわかる。これは、3(2)で述べたように初期たわみ波形に起因するものと思われる。

4. 縦桁の横倒れ座屈に対する設計法

板パネルおよび横補剛材、あるいはダイアフラムとの接合線で単純支持され、先端が補剛された自由突出圧縮板として縦桁をモデル化し、その横倒れ座屈について検討する。縦桁に隣接する補剛板パネルとの連成についても考慮することがより厳密であると考えられるが、以下の理由で3辺単純支持、一辺補剛の一樣圧縮板として取り扱った。

すなわち、

- ① 解析が比較的簡単である。
- ② 縦桁の設計法が複雑にならない。
- ③ 実橋では箱桁としての曲げ応力が縦桁に導入され、縦桁の先端ではその取り付け位置に比して圧縮応力が小さくなっている。今回は一樣圧縮板として取り扱っているため、結果的には3辺単純支持板は安全側のモデルであると考えられる。

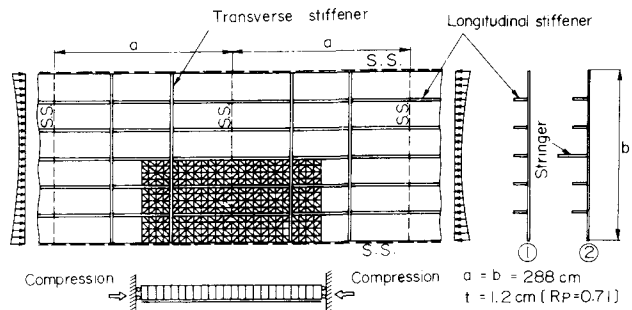


Fig.11 Analytical Model for Orthogonally Stiffened Plates with/without Stringer

このような補剛突出板に対して、Bleich¹⁸⁾は弾性座屈理論の立場から先端補剛フランジの必要最小断面2次モーメント I_f^* を提案している。道示にもこの I_f^* が参考資料として示されている。この I_f^* の妥当性について、弾塑性有限変位解析¹⁹⁾により検討を加える。

用いた解析モデルをFig.13に示す。縦桁の腹板部分は板要素、先端フランジは柱要素の有限要素でモデル化した。解析に用いた残留応力、および初期たわみ波形を同図中に示す。

縦桁の横倒れ座屈強度を調べることを目的としているため、腹板パネルの局部座屈強度が最小となるような局部初期たわみモードは導入しなかった。

腹板パネルの幅厚比 b_w / t_w を25と35、先端フランジの断面2次モーメント I_f を $0.5 \sim 4.0 I_f^*$ の間に変化させた場合の解析結果をFig.14に示す。腹板パネルのみを周辺単純支持板にモデル化した場合の結果は同図に示されている。 I_f を I_f^* の2倍以上にするならば、腹板の局部座屈強度よりも大きい横倒れ強度が確保できることがわかる。したがって、縦桁の先端フランジの必要最小断面2次モーメント $I_{f, req}$ は

$$I_{f, req} = 2 I_f^* \dots\dots\dots (4)$$

と提案することができる。

I_f^* に対する係数をそれほど厳密に評価しなかったのは、先端のフランジ幅を少し大きくすることによりその3乗に比例して I_f が大きくなるため、係数を若干大きめに取りてもそれほど鋼重の増加につながらないと考えたからである。

5. 結論

本研究で得られた代表的な結論を以下に示す。

- 1) 縦補剛材のみを有する圧縮板に対して柱モデルを用いる通常の簡易計算法を縦横に補剛された圧縮板、および縦補剛材よりも寸法の大きい縦桁を有する圧縮板にも適用できるように拡張した。
- 2) 補剛板の弾性座屈応力度 σ_{cr} を一定に保てば、① 縦補剛材寸法を大きくしたり、② 縦桁を設けたりして、横補剛材寸法を小さくしても、補剛板の極限応力度はそれほど変化しない。

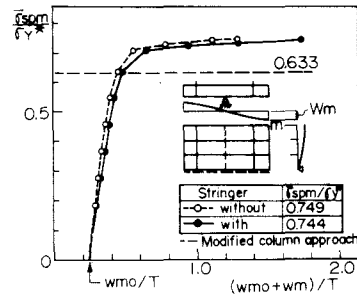


Fig.12 Mean Compressive Stress-Center Deflection Curves

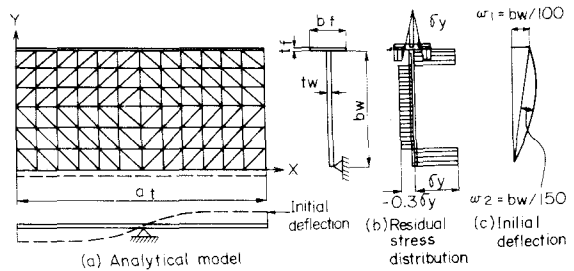


Fig.13 Analytical Model and Initial Imperfections for Stringer

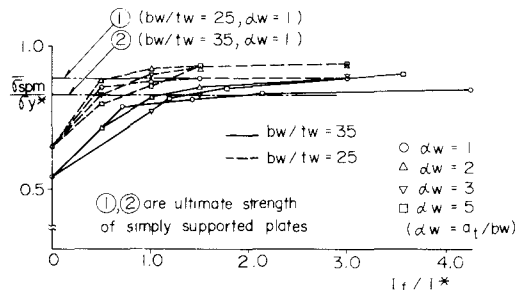


Fig.14 Relationships between $\sigma_{spm} / \sigma_y^*$ and I_f / I_f^*

- 3) σ_{cr} = 一定という条件のもとに、縦補剛材寸法を大きくしたり、縦桁を設けることにより、横補剛材寸法はかなり低減できる。
- 4) 3 辺単純支持一辺補剛の一樣圧縮板の極限強度が、周辺単純支持板の極限強度を確保できるためには、側辺の補剛材の断面 2 次モーメント I_f を弾性座屈理論に基づく Bleich の提案値の 2 倍以上にすることが望ましい。

本研究を遂行するに当り、文部省科学研究補助金および阪神高速道路公団の林 秀侃氏、総合技術コンサルタントの野口二郎氏、当時大阪市立大学大学院の野原 章氏の協力を得たことを付記する。

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.1~3，1980年10月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・Ⅱ鋼橋編，1980年2月。
- 3) 中井 博・北田俊行：幅の広い圧縮補剛板の設計法に関する研究，阪神高速道路公団・（財）災害科学研究所，昭和57年度報告書，1982年10月。
- 4) 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.
- 5) Lamas, A.R.G.: Influence of Shear Lag on Collapse of wide Flange Girders, Thesis for PHD, Imperial College, London, 1977.
- 6) Jetter, P., Maquoi, R. and Massonnet, C.: Simulation of the Behaviour of Stiffened Box Girders With and Without Shear Lag, Thin-walled Structures, No.1, PP.211~237, 1983.
- 7) British Standards Institution: BS5400 Steel, Concrete and Composite Bridges, Part3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, 1982.
- 8) Federal Highway Administration: Proposed Design Specification for Steel Box Girder Bridges, Final Report, No. FHWA-TS-80-205, January 1980.
- 9) 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。
- 10) 三上市蔵：圧縮補剛フランジの設計法についての概説，土木学会論文報告集，第 297号，PP.123~126, 1980年5月。
- 11) 吉田 博・前川幸次：縦および横方向に補剛された板の座屈強度解析，土木学会論文報告集，第 282号，PP.15 ~29, 1979年2月。
- 12) Komatsu, S., Kitada, T. and Nara, S.: Elasto-plastic Analysis of Orthogonally Stiffened Plates with Initial Imperfections under Uniaxial Compression, Computer & Struture, Vol.11, PP.429 ~437, 1980.
- 13) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行・奈良 敬：縦横に補剛された圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 288号，PP.1~14, 1979年8月。
- 14) 前田幸雄・日笠隆司：補剛板の圧縮耐荷力について（その1），土木学会年次学術講演会概要集，1-284, 1977年10月。
- 15) Smith, C.S.: Paper; Spring Meeting, RINA, London, 1975.
- 16) Chatterjee, S. and Dowling, P.J.: Design of Box Girder Compression Flanges, Steel Plated Structures, Edited by Dowling, Harding and Frieze, PP.196~228, 1977.
- 17) Little, G.H.: Stiffened Steel Compression Panels-Theoretical Failure Analysis,

- The Structural Engineer, No.2, Vol.54, PP.489~500, December 1976.
- 18) Bleich, F.: Buckling Strength of Metal Structure, McGRAW HILL, PP.360 ~380, 1952.
- 19) 酒造敏弘・中井 博・北田俊行：先端が補剛された突出圧縮板要素の極限強度解析，土木学会年次学術講演会概要集，I - 116, 1979年10月。
- 20) 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。
- 21) 野原 章・中井 博・北田俊行・田井戸米好：縦桁を有する幅の広い圧縮板の設計法について，土木学会年次学術講演会概要集，I - 120, 1983年 9月。
- 22) Deutscher Aussch. für Stahlbau:
Beulsicherheitsnachweise für Platten, Richtlinie 012(DAST Ri 012), 1978.
- 23) 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。
- 24) 小松定夫編：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究，
JSSC, Vol.16, No.170, PP.10~43, 1980年 4月。
- 25) 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。