

圧縮補剛板の縦補剛材剛比に関する研究

FLEXURAL RIGIDITY OF STIFFENERS OF LONGITUDINALLY STIFFENED PLATES
UNDER UNIAXIAL COMPRESSION

奈良 敬*、小松定夫**、安松敏雄***、池田博之****

By Satoshi NARA, Sadao KOMATSU, Toshio YASUMATSU and Hiroyuki IKEDA

The ultimate strength of longitudinally stiffened plates under uniaxial compression varies with many parameters such as initial imperfections, plate slenderness, flexural rigidity and number of longitudinal stiffeners, aspect ratio of plate panel, and so on. However, it has been clarified theoretically and experimentally by the authors so far.

This paper presents an investigation on the minimum flexural rigidity of longitudinal stiffeners γ_{min} based on the ultimate strength of stiffened plates. The relation between flexural rigidity of longitudinal stiffeners and the ultimate strength of stiffened plates on the basis of elasto-plastic finite displacement theory are made clear. Then, the minimum flexural rigidity γ_{min} is rationally defined and determined.

1. まえがき

一様圧縮を受ける補剛板の極限強度に関する研究は、一連の落橋事故後に実施された Dubas¹⁾ の実験的研究に始まるといっても過言ではない。彼は初期不整によって耐荷力の低下が生ずることを明らかにした。また、材料学的ならびに幾何学的諸元のみならず、溶接によって生ずる残留応力や初期たわみなどのいわゆる初期不整が圧縮補剛板の極限強度に強く影響を与えることが、事故後の原因調査により広く認識されるようになった。その後の研究気運の異常なほどの高まりは周知の通りである²⁾。しかしながら、初期不整に対する衝撃があまりにも大きかったために、研究の主眼は専ら初期不整による耐荷力の低下に固定されたままであった観が強く、他の支配的パラメータである縦補剛材に関する調査研究は十分とは言えなかったと考えられる。

そもそも、圧縮補剛板の補剛材の必要剛比に関する定義は、Timoshenko³⁾ や Klöppel-Scheer⁴⁾ らによって弾性座屈理論の立場から持ち込まれたものであり、現行の設計基準においても慣用的に用いられているのが現状である。

長谷川・大田・西野⁵⁾ は、有限帯板法を用いた弾塑性座屈理論に基づいて、面内曲げと圧縮を受ける補剛板を対象とした解析を実施し、縦補剛材剛比の決定法とそれに基づいた最大幅厚比の提案を行っている。

-
- * 工博 岐阜大学助手 工学部土木工学科 (〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)
- ** 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)
- *** 工修 日本道路公団試験所構造試験室 (〒194 町田市忠生 1-4-1)
- **** 日本道路公団福岡建設局建設第二部構造技術課 (〒810 福岡市中央区天神 2-14-13)

その中で、当時の道路橋示方書⁶⁾（以下「道示」と呼ぶ）の最大幅厚比をそのままにする場合、縦補剛材剛比を弾性座屈理論に基づく DIN4114^{7), 8)}の最小剛比 γ^* の5倍にする必要があることを結論づけている。この成果により旧鋼鉄道橋設計標準⁹⁾の一部改正が行われた¹⁰⁾。その後、長谷川・西野¹¹⁾の研究により現行の鋼鉄道橋設計標準¹²⁾では、純圧縮を受ける場合は現行の道示¹³⁾と等しい剛比を用いることに規定されている。一方、本州四国連絡橋上部構造設計基準¹⁴⁾の基礎となっている宇佐美・福本¹⁵⁾の研究においては、面内曲げと圧縮を受ける補剛板を対象として、設計最小板厚および縦補剛材の必要剛比について検討が加えられている。宇佐美らの研究におけるねらいは、面内曲げが同時に導入された状態に置かれているので、等間隔補剛の純圧縮の場合は旧道示⁶⁾通りでよいことを指摘している。なお、面内曲げと圧縮を受ける補剛板の縦補剛材剛比については著者のひとりが若干の考察を試みている¹⁸⁾。

ところで、土木の分野に限らず、造船の分野においてもこの種の研究に関する論文が散見される。圧縮補剛板の極限強度に対して、座屈に対する γ^* のような明確な定義がないことに着目して、上田・矢尾ら^{17), 18), 19)}は一連の研究において、弾塑性有限変位理論に基づいた数値計算を実施して縦補剛材の最小剛比に関する検討を行っている。その中で、極限強度に対しても縦補剛材に2つの限界剛比が存在することを明確にしている。その2つのうち、補剛板の極限強度が、板パネルの局部座屈が先行して全体崩壊する破壊様式から、板パネルの局部座屈が先行して局部崩壊に遷移する破壊様式の境界を成す補剛材剛比を、最小剛比と定義している。この定義に基づき、最小剛比を求める近似計算法を提案している。この近似計算法は弾性座屈理論を巧妙に組み入れたものであるが、板パネルと縦補剛材共に残留応力があり片側から補剛される実際の圧縮板においては若干の問題点が残るようである。また、大坪・山本・李^{20), 21)}は弾性有限変位理論に基づいて、上田・矢尾らと同様に圧縮補剛板の極限強度と縦補剛材剛比の關係に着目して、極限強度の近似推定式を提案している。藤田・野本・仁保^{22), 23)}は、両面に補剛された圧縮板を対象として、弾性有限変位解析法と塑性関節法による塑性解析法を併用した手法を用いた解析結果を示し、極限強度に対する考察を行っている。

現行の道示¹³⁾において、幅厚比パラメータ R が $0.5 < R < 1.0$ における領域で、圧縮補剛板の耐力曲線が圧縮板のそれを下回るように規定されていることは不合理かつ不経済だと考えられる。圧縮補剛板は、(a) 幅厚比、(b) 縦補剛材剛比、(c) 縦補剛材本数、(d) 縦補剛材で囲まれたサブパネルの縦横比、(e) 残留応力、(f) 初期たわみ、がパラメータとして挙げられる。本研究は、これらのパラメータによる圧縮補剛板の極限強度を定量的に把握してきた成果²⁴⁾を踏まえて、特に多数の縦補剛材をもつ箱桁橋などの圧縮フランジを対象として、縦補剛材剛比に関する検討を加えたものである。

2. 解析モデル

本解析では、文献²⁵⁾に示す弾塑性有限変位解析法を用いる。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) Prandtl-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。

数値計算においては、残留応力と初期たわみを同時に有する連続圧縮補剛板をとりあげる。解析モデルは、図-1に示すように、無限連続圧縮補剛板において、幅方向に1本の縦補剛材と縦補剛材間隔 b の板パネルだけをとりだした多リブモデルを用いた²⁶⁾。この多リブモデルを用いる理由は次の通りである。(i) 縦補剛材本数が3本以上の場合、補剛板の極限強度は補剛板全幅

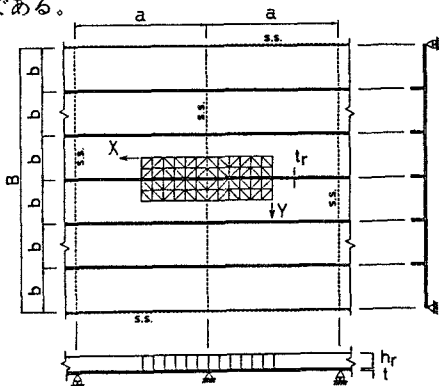


図-1 圧縮補剛板の解析モデル

Bを解析モデルとしなくても、多リブモデルにより十分な精度で推定される²⁶⁾。(ii) 箱桁の圧縮フランジのように多数の縦補剛材を持つ補剛板については、多リブモデルを用いることにより効率的で精度の高い極限強度解析を実施することができる。

対象とした圧縮補剛板の解析モデルに関する事項を(1)から(4)に示す。

(1) 断面に関するパラメータ

表-1に示すように断面の異なる2タイプのモデルを考慮した。すなわち、タイプⅠについては、縦補剛材間隔 b を実際的な値に固定して板厚 t を決定している。一方、タイプⅡについては、実用範囲の板厚 $t=12\sim 32\text{mm}$ を有する補剛板とし、この場合は縦補剛材間隔 b が変化する。このようにして縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R を $0.3\sim 1.3$ 、道示に規定される縦補剛材の必要剛比 γ_n で無次元化した剛比パラメータ γ/γ_n を $1\sim 10$ に変化させて解析モデルの断面を決定した。なお、ここで示す剛比はすべて縦補剛材1本と幅 b の板パネルの曲げ剛性の比である。

(2) 初期たわみ

道示の製作誤差の許容値に等しい大きさを初期たわみ量として導入する。すなわち、

$$W_0 = \delta \cos(\pi X/a) + W_{10} \cos(3\pi X/a) \sin(\pi Y/B) \quad (1)$$

ただし、 δ および W_{10} についてはタイプⅠの場合

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

タイプⅡの場合(超過確率5%点の初期たわみ)

$$\delta = \delta_{0.95}, \quad W_{10} = W_{10,0.95} \quad (3)$$

(3) 残留応力

残留応力については、安全側の値として残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.4\sigma_y$ および実測値²⁷⁾を参考にした実際的な値として $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ の2種類を採用した。その分布形状を図-2に示す。これは、補剛板全体で自己平衡を満たすように定めたものである。図中、 $\sigma_{rt} = \sigma_y$ 、 $\sigma_{rt,r} = 0.6\sigma_y$ であり、 $\sigma_{rc,r}$ は $\sigma_{rc} = -0.4\sigma_y$ の場合 $-0.4\sigma_y$ 、 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ の場合は $-0.2\sigma_y$ である。

(4) 使用材料

使用鋼材はSS41(降伏点 2400kgf/cm^2)とするが、極限強度を降伏点で無次元化することにより一般性をもたせる。また、相当応力 σ と相当ひずみ ϵ_v との関係については、鋼材の引張試験で得られる応力度とひずみの関係を理想化した完全弾塑性材料として取り扱う。

なお、その他に関しては文献²⁴⁾の通りである。

3. 数値計算結果と考察

表-1 解析モデルの概要

諸元	タイプⅠ	タイプⅡ
縦補剛材間隔	b	R より決定
横補剛材間隔	a	288.0cm
板厚	t	$12\sim 32\text{mm}$
幅厚比	R	$0.3\sim 1.3$
パラメータ	$0.3\sim 1.3$	$0.3\sim 1.3$
縦補剛材剛比	$1.0\sim 10.0$	$1.0\sim 5.0$
パラメータ	γ/γ_n	$1.0\sim 5.0$
初期たわみ	縦補剛材板パネル	超過確率5%点 ²⁶⁾ 同上
	$a/1000$ $b/150$	

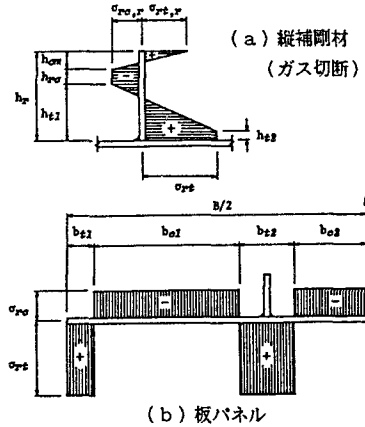


図-2 残留応力分布

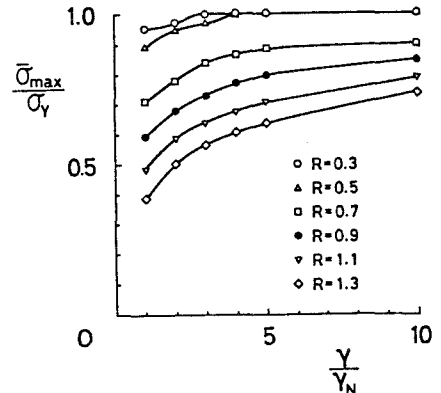


図-3 剛比パラメータと極限強度(タイプⅠ)

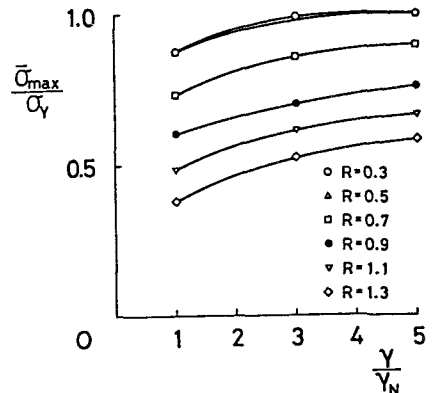


図-4 剛比パラメータと極限強度(タイプⅡ)

(1) 縦補剛材剛比パラメータと極限強度

図-3および図-4に、縦補剛材剛比パラメータ γ/γ_N と極限強度の関係を示す。図-3は表-1に示したタイプⅠの解析結果であり、図-4はタイプⅡのものである。図-3からわかるように、タイプⅠについては、幅厚比パラメータ $R=0.3, 0.5, 0.7$ の場合、それぞれ $\gamma/\gamma_N=3, 4, 5$ で極限強度が殆ど上昇しなくなる。一方、 $R \geq 0.9$ の場合だと、 $\gamma/\gamma_N \geq 5$ においても極限強度は頭打ち状態とはならない。図-4に示すタイプⅡにおいても同様な結果が伺える。これは、 R が大きいほど縦補剛材間の単一パネル自身の極限強度が小さいため、縦補剛材だけで抵抗する傾向が強くなるためである。したがって、道示の必要剛比 γ_N を基準にした場合、 γ/γ_N に対する極限強度の上昇率は R の大きい補剛板ほど顕著である。

(2) 幅厚比パラメータと極限強度

縦補剛材の剛比パラメータ γ/γ_N をパラメータとして、極限強度 $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ と幅厚比パラメータ R の関係を、タイプⅠについて示したのが図-5であり、タイプⅡについて示したのが図-6である。なお、これらの図中には道示の耐荷力曲線ならびに許容応力度曲線を併せて示した。これらの図より次の事柄がわかった。① $\gamma/\gamma_N=1$ の場合、両タイプの補剛板の極限強度は、 $R \leq 0.9$ において道示の耐荷力曲線を下回り、 $R > 0.9$ の領域では上回る極限強度を与える。②道示の耐荷力曲線を上回る極限強度を得るためには、 $R \leq 0.5$ では $\gamma/\gamma_N \geq 4$ であるのに対し、 $R \geq 1.1$ では $\gamma/\gamma_N < 1$ でよい。

このように、道示の耐荷力曲線を上回る極限強度を得るための γ/γ_N が R により大きく変化することは、道示の耐荷力曲線が決して適切ではないことを示すものと考えられる。

4. 縦補剛材の最小剛比に関する考察

縦補剛材の剛比パラメータ γ/γ_N を大きくしていくと、圧縮補剛板の崩壊様式は全体崩壊から単一パネルの局部崩壊へと変化していく。図-7はその一例を一般化変位を使って表したものである。図中の $\tilde{W}_{11}$ は圧縮補剛板全体のたわみ波形を示し、 $\tilde{W}_{33}$ は単一パネルだけの局部的なたわみ波形を示す。これより、現象的には、全体崩壊から局部崩壊へ破壊様式が変化するときの剛比を最小剛比と定義できる。

(1) 最小剛比の考え方

現象的に最小剛比を定義できても、弾性座屈理論の場合のように最小剛比の定義式が理論より自動的に誘導されるわけではない。そもそも補剛材は単一パネルを補強する機能をもつわけであるから、極限強度の観点からみて単一パネルだけの極限強度を保証してやることが最低限必要である。弾性座屈理論にお

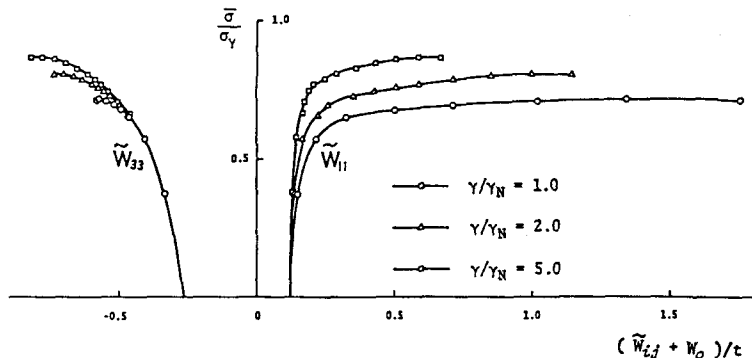


図-7 平均圧縮応力度とたわみ（一般化座標による表現）

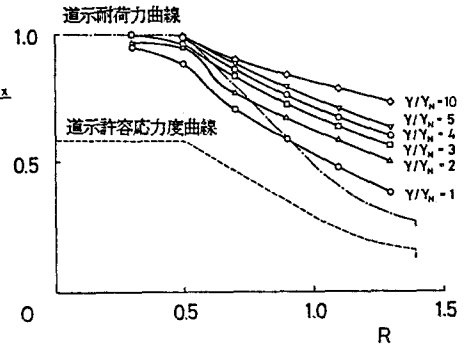


図-5 極限強度曲線（タイプⅠ）

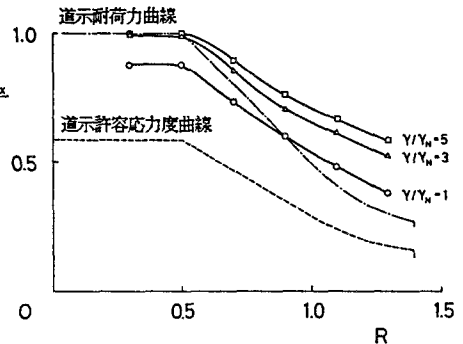


図-6 極限強度曲線（タイプⅡ）

いては単一パネルの座屈応力度と補剛板全体の座屈応力度を等置することで最小剛比が決定されるが、ここでは極限強度に基づく最小剛比 r_{min} を単一パネルの極限強度と補剛板全体の極限強度が等しくなる r として定義することにする。ただし、ここでいう極限強度は、最大平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_{max}$ と降伏応力度 σ_y の比、あるいは極限圧縮荷重 N_u と降伏荷重 N_y の比と定義する。このように極限強度と最小剛比を定義すれば、 r_{min} は単一パネルの極限強度を最低限引き出すことのできる剛比であり、現象的に定義される最小剛比と大差ないものと考えられる。なお、剛比を r_{min} より大きくしていけば、極限強度はやがて頭打ち状態となる。これはそれ以上剛比を大きくしても極限強度の観点から有利な断面に成り得ないことを示し、このときの剛比を最大剛比 r_{max} と定義できる。したがって、設計上の最適剛比 r_{opt} は $r_{min} < r_{opt} < r_{max}$ という不等式で表されるであろう。

(2) 縦補剛材の最小剛比

最小剛比 r_{min} の定義に従って、 r_{min} の決定方法の一例を図-8に示す。図中の太い実線は、タイプIの圧縮補剛板の $R=0.7$ のときの極限強度-剛比パラメータ曲線である。一点鎖線は単一パネルとしての圧縮板の極限強度を示しており、上から順に、①道示耐荷力曲線に基づく極限強度、②初期たわみを統計量として扱った確率論的評価法に基づく非超過確率95%の極限強度²⁶⁾および③道示の製作許容誤差 $b/150$ の初期たわみをもつ場合の極限強度²⁸⁾である。そして実線との交点を示す剛比をそれぞれ r_1/r_N 、 r_2/r_N 、 r_3/r_N とする。圧縮板に関する道示の耐荷力曲線では $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y=1$ を満たす最大幅厚比パラメータ $R_{cr}=0.7$ であるから、 $R=0.7$ において r_1 を r_{min} として用いると現実的でない大きな剛比が必要となる。一方、 $R>1.1$ では $r_1/r_N<1$ となる。これは、道示の耐荷力曲線が原則的に弾性座屈理論に基づいているためであり、 r_1 を r_{min} とすることは適切ではない。図-8に従って r_2 と r_3 を求めた結果を表-2に示す。表中 δ_2 および δ_3 はそれぞれ r_2 および r_3 のときの縦補剛材の断面積比 $h_r t_r / b t$ (h_r および t_r はそれぞれ縦補剛材の高さおよび板厚)を表す。この表より r_2 および r_3 はタイプIとタイプIIおよび R によってかなり変化するのに対し、 δ_2 および δ_3 の変化は剛比ほどではない。タイプIの圧縮補剛板について、 r_2 、 r_3 、 δ_2 、 δ_3 を R をパラメータとして図示したのが図-9である。 r_2 と r_3

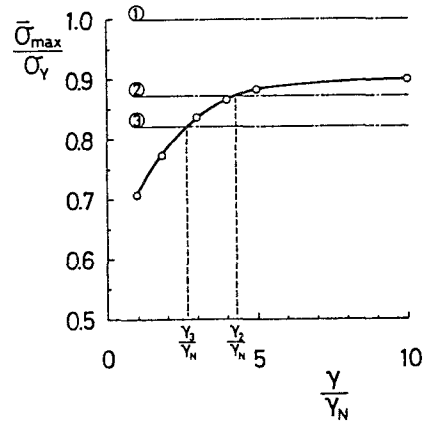


図-8 最小剛比の決定法

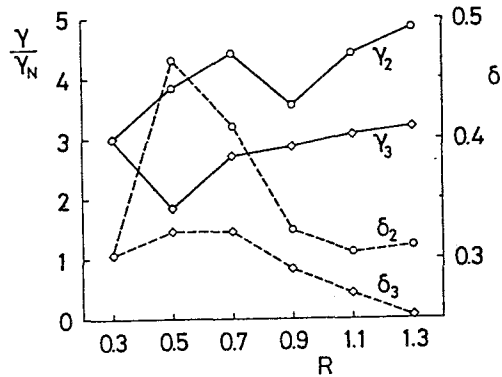


図-9 最小剛比と最小断面積比(タイプI)

のうち、実際の初期不整をもつ圧縮板の極限強度を使って決定した r_2 を r_{min} と考えたほうが妥当と思われる。これより、 $r_{min}=200\sim300$ 、最小断面積比 $\delta_{min}(=\delta_2)=0.3\sim0.4$ 程度が必要である。また、 r_{min}/r_N は3~5程度である。 r_{min} をもつ圧縮補剛板の極限強度曲線は、初期たわみを統計量として扱

表-2 最小剛比と最小断面積比

R	タイプ I						タイプ II					
	r_2	δ_2	$\frac{r_2}{r_N}$	r_3	δ_3	$\frac{r_3}{r_N}$	r_2	δ_2	$\frac{r_2}{r_N}$	r_3	δ_3	$\frac{r_3}{r_N}$
0.3	42.7	0.303	3.00	42.7	0.303	3.00	369.3	0.892	5.00	369.3	0.892	5.00
0.5	169.2	0.465	3.85	80.7	0.323	1.85	372.5	0.694	3.81	220.1	0.533	2.25
0.7	185.9	0.411	4.42	114.4	0.322	2.72	245.6	0.476	3.74	175.3	0.402	2.67
0.9	146.4	0.324	3.55	120.3	0.291	2.87	271.5	0.442	4.52	193.1	0.373	3.22
1.1	159.0	0.306	3.92	124.8	0.271	3.08	365.1	0.464	5.10	280.5	0.407	3.92
1.3	194.9	0.311	4.85	128.5	0.253	3.21	318.2	0.398	6.52	221.6	0.332	4.54

った確率論的評価法に基づく非超過確率95%の圧縮板の極限強度曲線²⁶⁾と一致し、次式で与えられる。

$$\frac{\bar{\sigma}_{max}}{\sigma_y} = \begin{cases} 1 & (R \leq 0.5) \\ 0.410R^3 - 0.742R^2 - 0.180R + 1.217 & (R > 0.5) \end{cases} \quad (4)$$

5. 結論

本研究により得られた結論を列挙すれば次の通りである。

(1) 圧縮補剛板の縦補剛材の剛比パラメータを主たるパラメータとして実施した数値計算結果より、縦補剛材剛比、幅厚比パラメータおよび極限強度の関係を明らかにした。

(2) 極限強度に基づいた縦補剛材の最小剛比 γ_{min} を定義に基づき求めた結果、 $\gamma_{min}=200\sim300$ 程度である。これは道示の必要剛比 γ_n の3~5倍であり、寸法にすれば1.3~1.5倍の断面にすぎない。

あとがき 本研究において、極限強度に基づいた圧縮補剛板の最小剛比の目安が与えられた。これにより、現行の道示の耐荷力曲線を $R>0.5$ の領域で最大2.1倍引き上げることができる。しかし、最小剛比を与えても、現行の道示の必要剛比の考え方を踏襲すれば、必要剛比以上の補剛材を使うことは極限強度の観点からは何らメリットもないという問題点が残る。これについては機会を改めて考えを明らかにしたい。

参考文献

- 1) Dubas, P. : Essai sur le comportement postcritique de pontres en caisson raidies, Publication preliminaire, Colloque AIPC, Londres, 25 et 29 mars 1971.
- 2) 奈良 敬 : 面内力を受ける補剛板の極限強度と設計法, 小松定夫先生退官記念論文集, pp.105-118, 1987年7月.
- 3) Timoshenko, L.V. and Gere, J.M. : Theory of Elastic Stability, Second Edition, McGraw-Hill, New York, 1961.
- 4) Klöppel, K. und Scheer, J. : Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- 5) 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.
- 6) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 丸善, 昭和48年2月.
- 7) Din 4114 Blatt 1 : Stahlbau, Stabilitätsfall (Knickung, Kippung), Berechnungsgrundlagen, Varschrichten, Juli, 1952.
- 8) Din 4114 Blatt 2 : Stahlbau, Stabilitätsfall (Knickung, Kippung), Berechnungsgrundlagen, Richtlinien, Februar, 1953.
- 9) 土木学会 : 鋼鉄道橋設計標準・解説, 昭和49年改訂版.
- 10) 国鉄構造物設計事務所 : 板要素の幅厚比と補剛材, 鋼橋設計内規 8-1A, 昭和50年9月25日制定.
- 11) 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.
- 12) 土木学会 : 鋼鉄道橋設計標準・解説, 昭和58年4月.
- 13) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 丸善, 昭和55年2月.
- 14) 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.
- 15) 宇佐美 勉・福本秀士 : 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.
- 16) 松永康男・奈良 敬・福本秀士 : 面内曲げと圧縮を受ける補剛板の縦補剛材剛比について, 第42回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-66, 昭和62年9月.
- 17) 上田幸雄・矢尾哲也・菊本仁司 : 補強材の最小剛比について, 日本造船学会論文集, 第140号, pp.199-204, 1976年12月.
- 18) 上田幸雄・矢尾哲也・片山正孝・中峰正則 : 補強材の最小剛比について(第2報), 日本造船学会論文集, 第143号, pp.308-315, 1978年6月.
- 19) 上田幸雄・矢尾哲也・中峰正則・中村和博 : 補強材の最小剛比について(第3報), 日本造船学会論文集, 第145号, pp.187-196, 1979年6月.
- 20) 大坪英臣・山本善之・李 雅榮 : 防撓板の圧壊強度の研究(その1), 日本造船学会論文集, 第143号, pp.316-325, 1978年6月.
- 21) 李 雅榮・大坪英臣・山本善之 : 防撓板の圧壊強度の研究(その2), 日本造船学会論文集, 第144号, pp.429-436, 1978年12月.
- 22) 藤田 諒・野本敏治・仁保 治 : 防撓板の圧縮強度について, 日本造船学会論文集, 第141号, pp.190-197, 1977年6月.
- 23) 藤田 諒・野本敏治・仁保 治 : 防撓板の圧縮強度について(第2報), 日本造船学会論文集, 第144号, pp.438-445, 1978年12月.
- 24) 奈良 敬・小松定夫・北田俊行 : 圧縮補剛板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文集(掲載予定).
- 25) 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法, 土木学会論文報告集, 第296号, pp. 1-12, 1980年4月.
- 26) Komatsu, S. and Nara, S. : Statistical Study on Steel Plates Members, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.4, pp.977-992, Apr., 1983.
- 27) 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.
- 28) 奈良 敬・津田 真・福本秀士 : 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(掲載予定).

(1987年10月16日)