

高張力鋼を用いた圧縮板・圧縮補剛板の終局強度に関する研究

Study on Ultimate Strength of Plates and Stiffened Plates Made of High Strength Steel under Compression

北田俊行*・中井 博**・越智内士***

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI, Nobuhito OCHI

*工博, 大阪市立大学教授, 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

**工博, 福井工業大学教授, 工学部建設工学科 (〒910-8505 福井市学園 3-6-1)

***大阪市立大学大学院, 工学研究科土木工学専攻前期博士課程 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

In the current design method, the design curves of the ultimate strength of compression plates and stiffened plates made of high strength steel is evaluated according to a concept similar to the compression plates made of mild steel, and these are not enough rational ones. In this study, therefore, the ultimate and allowable strength curves of outstanding plates, stiffened plates, and simply supported plates under compression are derived through a parametric study based on the elasto-plastic and finite displacement analyses considering the characteristics of residual stress and stress-strain curve of high strength steel. The buckling design method of these compression plates is investigated through the analytical results.

Key Words: high strength steel, ultimate strength, outstanding plate, stiffened plate, simply supported plate, compression, elasto-plastic finite displacement analysis

キーワード: 高張力鋼, 終局強度, 自由突出板, 補剛板, 周辺支持板, 圧縮, 弾塑性有限変位解析

1. まえがき

普通鋼には, 通常, 明確な降伏棚がある. しかし, 高張力鋼には降伏棚がなく, また応力-ひずみ曲線は両鋼材でかなり異なる. 道路橋示方書¹⁾において, 明確な降伏棚を有する鋼材に対しては, 降伏点 σ_y を安全率 1.7 で割り引張部材に対する許容応力度 σ_u を定めている. 一方, 降伏棚がない鋼材に対しては, 0.2%耐力 $\sigma_{0.2Y}$ を降伏点として, それを安全率 1.7 で割った応力度と引張強度 σ_B を安全率 2.2 で割った応力度とのいずれか小さい方を引張部材に対する許容応力度 σ_u としている.

一方, 現行の設計法において, 高張力鋼, および普通鋼からなる圧縮力下の部材 (柱, および梁・柱), ならびに板 (自由突出板, 周辺支持板, および補剛板など) の終局強度 σ_u は, 降伏点が σ_y (高張力鋼の場合: 0.2%耐力 $\sigma_{0.2Y}$) の完全弾塑性材料とみなして導かれた同一の耐荷力曲線から求められている. そして, この終局強度を基準にして, 道路橋示方書では, 以下のように, 許容圧縮応力度 σ_{ca} を定めている.

$$\sigma_{ca} = \text{Min}\{\sigma_B/2.2; \sigma_u/1.7\} \quad (\text{高張力鋼の場合}) \quad (1)$$

$$\sigma_{ca} = \sigma_u/1.7 \quad (\text{普通鋼}) \quad (2)$$

ここに, $\text{Min}\{A; B\}$ は, A と B とのうち小さい方の値を意味する.

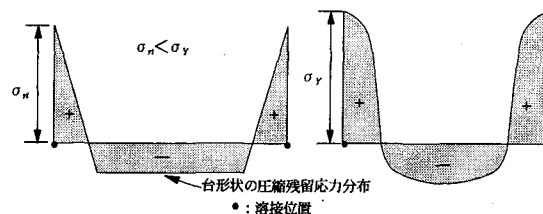
さて, 高張力鋼で製作された圧縮力下の部材, 自由突出板, 周辺支持板, および補剛板の耐荷力に関する研究は, Nishino-Ueda-Tall²⁾, 小松・吉川・牛尾³⁾, 吉浪・大村⁴⁾, および Rasumussen-Hancock⁵⁾などによって, 主として実験的研究を通じて行われている. それらの成果とし

て, 以下の事項が, 明らかにされている.

i) 高張力鋼で製作された圧縮力下の部材, および板の耐荷力曲線も, 普通鋼の場合の耐荷力曲線と同様にとってよい.

ii) 高張力鋼で製作された部材, および板要素に含まれる圧縮の残留応力は, 普通鋼の場合に比して, 絶対値がほぼ等しいため, 降伏点で無次元化すると小さくなる. したがって, 高張力鋼で製作された圧縮力下の部材, および板の終局圧縮応力度を降伏点で無次元化した強度 (以下, 終局強度という) は, 若干, 上昇する.

iii) 図-1に示すように, 残留応力の形状が, 両者で異なる. とくに, 高張力鋼で製作された部材, および板要素に含まれる引張の残留応力の最大値は, 降伏点に達しない. 圧縮の残留応力分布は, 台形状の形状を呈する.



(a)高張力鋼

(b)普通鋼

図-1 板パネルに含まれる残留応力分布

また, 最近, 高張力鋼で製作された形鋼部材の開発や, それに関連して, 実験的研究も行われている⁶⁾. さらに, 低降伏比の高張力鋼部材の耐荷力や変形性能に関する研究も, かなり行われている⁷⁾.

本論文では, 初期たわみ, 残留応力, および, ひずみ硬化の影響を考慮したパラメトリックな弾塑性有限変位解析を行って, 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板,

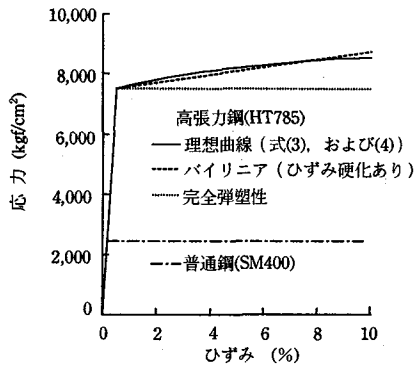


図-2 解析に用いた応力-ひずみ曲線

補剛板、および周辺支持板の終局強度特性についての検討を行い、耐荷力曲線、および安全率などについて提案を行っている。なお、本論文で提案する耐荷力は、比較的大きな残留応力と道路橋示方書で定められている許容最大の初期たわみとを用い、最も不利となる構造寸法におけるものに対応している。すなわち、それらは、平均強度でなく、下限値に近い強度に対応している。

2. 対象とした鋼材の機械的性質

2.1 高張力鋼

今回の解析に用いた高張力鋼(HT785)の応力-ひずみ曲線は、文献 8)を参考にして、数多く実施した引張試験結果に適用させた以下のものを用いた。すなわち、機械的性質を、以下のように設定した。

ヤング係数： $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比： $\mu = 0.3$

降伏点： $\sigma_y = 7,700 \text{ kgf/cm}^2$ (0.2%耐力)

応力-ひずみ関係式：

$$\varepsilon = \sigma/E, \quad (\sigma < 7,700 \text{ kgf/cm}^2) \quad (3)$$

$$= \alpha \sigma^2 + \beta \sigma + \gamma \quad (\sigma \geq 7,700 \text{ kgf/cm}^2) \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに, } \alpha &= 7.67632 \times 10^{-8} \\ \beta &= -1.150972 \times 10^{-3} \\ \gamma &= 4.31793 \end{aligned} \quad (5)_{a \sim c}$$

さらに、解析プログラムの関係上、応力-ひずみ関係を、次のような完全弾塑性形とバイリニア形（ひずみ硬化あり）との2つにモデル化した。

i) 完全弾塑性形

降伏点： $\sigma_y = 7,700 \text{ kgf/cm}^2$

ひずみ硬化率： $H' = 0 \text{ kgf/cm}^2$

ii) バイリニア形（ひずみ硬化あり）

降伏点： $\sigma_y = 7,700 \text{ kgf/cm}^2$

ひずみ硬化率： $H' = 10,532.9 \text{ kgf/cm}^2$

なお、バイリニア形のひずみ硬化率 H' は、 $\varepsilon = 8\%$ で理想曲線（式(3)、および式(4)に示したある引張試験結果から得たもの）と交わるように求めている。これらの応力-ひずみ曲線を、図-2に示す。

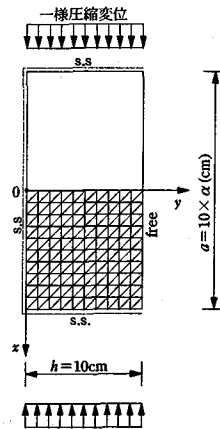


図-3 解析モデル
(自由突出板)

S.S.: 単純支持

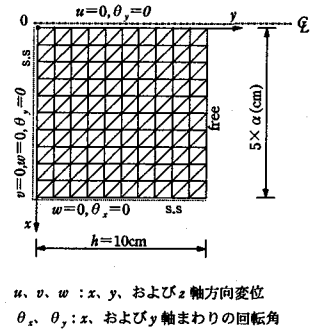


図-4 要素分割、および
境界条件（自由突出板）

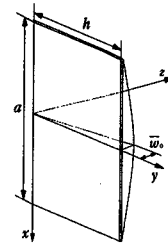


図-5 初期たわみ（自由突出板）

2.2 比較のための普通鋼

今回の解析に用いた普通鋼(SM400)の応力-ひずみ曲線も、図-2に示す。すなわち、機械的性質を、以下のように設定した。

ヤング係数： $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比： $\mu = 0.3$

降伏点： $\sigma_y = 2,400 \text{ kgf/cm}^2$

ひずみ硬化率： $H' = 0 \text{ kgf/cm}^2$

応力-ひずみ関係式：

$$\varepsilon = \sigma/E, \quad (\sigma < 2,400 \text{ kgf/cm}^2) \quad (6)$$

3. 解析モデル

3.1 自由突出板

プレートガーターやI形断面梁の圧縮フランジを想定して、それらを図-3に示すように、圧縮力を受ける3辺単純支持・1辺自由の板に理想化した。そして、対称性より、その1/2部分を取り出し解析モデルとした。また、要素分割数は、解の収束性と計算効率を考慮して、図-4に示すように、10×10分割とした。これらの図において、 $\alpha (=a/h)$ は、縦横比である。

そして、ここでは、高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板の終局強度特性を調べるために、つぎのようなパラメトリック解析を行った。

まず、幅厚比パラメーター R は 0.3～2.0 の範囲で、縦横比 $\alpha (=a/h)$ は 1～4 の範囲で変化させた。これとともに、高張力鋼と普通鋼とで製作された自由突出板の終局強度

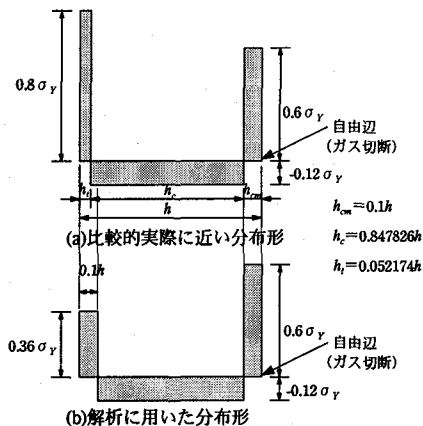


図-6 残留応力分布（高張力鋼 HT785 の自由突出板）

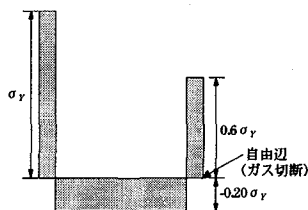


図-7 残留応力分布（普通鋼 SM400 の自由突出板）

特性の比較を行うために、普通鋼(SM400)に対しても同様な解析を行った。

なお、板厚 t は、以下の式(7)で与えられる幅厚比パラメーター R から計算した。

$$R = \frac{h}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (7)$$

ここで、 h : 板幅、 t : 板厚、 σ_y : 降伏点、 E : ヤング係数、 μ : ポアソン比($=0.3$)、および k : 座屈係数($k=0.425$)である。

(1) 初期たわみ

本解析に用いた初期たわみ波形を、図-5に示す。初期たわみの最大値は、道路橋示方書¹⁾のフランジと腹板との直角度の基準を準用して、 $\bar{w}_0/h=1/100$ とした。そして初期たわみ波形は、次式で与えた。

$$w_0 = \bar{w}_0/h \cdot y \cdot \cos(\pi x/a) \quad (8)$$

(2) 残留応力

今回の解析においては、文献 9)、および10)を参考にして、高張力鋼を用いた自由突出板に対して、図-6 (a)に示す残留応力分布を考慮した。しかし、この残留応力分布を忠実に再現しようとするならば、分布形を考慮した細かい要素分割が必要となる。そこで、今回の解析では、自由突出板の耐荷力に影響すると考えられる圧縮残留応力分布と先端部の引張残留応力分布のみを忠実にモデル化することを考え、さらに断面方向に要素分割が等分割になるように、図-6 (b)に示す残留応力分布形を用いた。

また、比較のための普通鋼の自由突出板の解析では、図-7に示す残留応力分布を用いた。

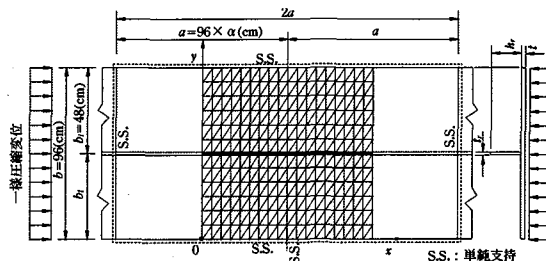


図-8 解析モデル（補剛板で、縦補剛材 1 本）

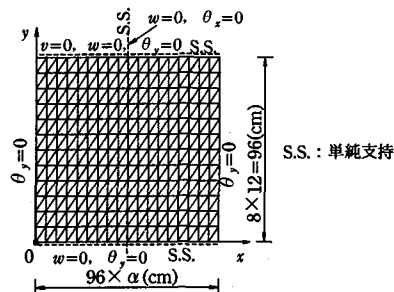


図-9 要素分割、および境界条件（補剛板で、縦補剛材 1 本）

表-1 要素分割と初期たわみ（補剛板、縦補剛材 1 本）

縦横比 α	要素分割数	初期たわみ波形
1.0	18×12	$w_0 = \delta_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) + w_{10} \cos(3\pi x/a) \sin(\pi y/b_1)$
2.0	30×12	$w_0 = \delta_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) + w_{10} \cos(5\pi x/a) \sin(\pi y/b_1)$
3.0	42×12	$w_0 = \delta_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) + w_{10} \cos(7\pi x/a) \sin(\pi y/b_1)$
4.0	54×12	$w_0 = \delta_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) + w_{10} \cos(9\pi x/a) \sin(\pi y/b_1)$

ただし、 $\delta_0 = a/1,000$ 、 $w_{10} = b_1/150$

3.2 補剛板（縦補剛材 1 本）

ここでは、図-8に示すように、1本の縦補剛材を有する連続補剛板を対象とした。そして、それから三角形要素で示す部分を取り出して、解析モデルとした。また、要素分割数は、図-9、および表-1に示すような要素分割とした。また、ここでは、高張力鋼を用いた圧縮力下の補剛板の終局強度特性を調べるために、以下のパラメトリック解析を行った。

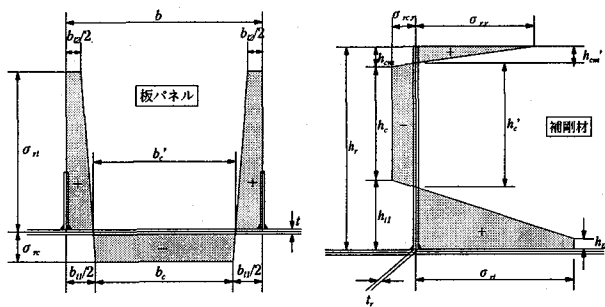
まず、幅厚比パラメーター R は、0.25～1.5の範囲で、縦横比 α ($=a/b$)は1～4と変化させた。つぎに、高張力鋼と普通鋼とからなる圧縮力下の補剛板の終局強度特性の比較を行うために、普通鋼(SM400)においても、同様な解析を行った。

なお、板パネルの板厚 t は、以下の式(9)で与えられる幅厚比パラメーター R から計算した。

$$R = \frac{b_l}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (9)$$

ここで、 b_l : 縦補剛材間隔、 t : 板パネルの板厚、 σ_y : 降伏点、 E : ヤング係数、 μ : ポアソン比($=0.3$)、および k : 座屈係数($k=4$)である。

そして、縦補剛材の剛比 γ_l は、道路橋示方書¹⁾により定められている必要最小剛比 $\gamma_{l,req}$ と等しい値とした($\gamma_l = \gamma_{l,req}$)。また、縦補剛材の幅厚比 h_l/t_l は、局部座屈しないように7とした。さらに、横補剛材は十分剛である



(a)板パネル (b)補剛材

図-10 残留応力分布 (補剛板)

表-2 各残留応力度の値 (補剛板)

鋼種	σ_{rt}^*	σ_{rc}^*	$\sigma_{rc,r}^*$	$\sigma_{rr,r}^*$
HT785	0.80	0.15	0.12	0.60
SM400	1.00	0.30	0.20	0.60

注：*は降伏点 σ_y で無次元化した値を意味する。

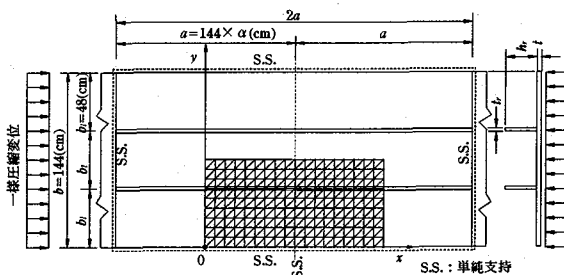


図-11 解析モデル (補剛板で、縦補剛材2本)

場合を対象とし、解析モデルの横補剛材位置を、単純支持とした。

(1)初期たわみ

道路橋示方書¹⁾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した。そして、初期たわみ波形は、表-1に示すように与えた。

(2)残留応力

今回の解析において、文献10)を参照して、板パネルには図-10(a)に、また補剛材には図-10(b)に示すような残留応力分布を考慮した。ただし、残留応力分布に関するパラメーター $\gamma_s = h_{12}/h_{11}$ 、 $\gamma_i = b_{12}/b_{11}$ 、および $\gamma_{ss} = h_{cm}/h_{11}$ として、高張力鋼では $\gamma_s = 0$ 、 $\gamma_i = 0$ 、および $\gamma_{ss} = 1/4$ 、また普通鋼では $\gamma_s = 1/8$ 、 $\gamma_i = 1/2$ 、および $\gamma_{ss} = 1/4$ を用いた。さらに、各残留応力度の大きさについては、表-2に示す値を用いた。

3.3 補剛板 (縦補剛材2本)

図-11に示すように、2本の縦補剛材を有する連続補剛板を、対象とした。そして、それから三角形要素で示す部分を、取り出して解析モデルとした。また、要素分割数は、図-12、および表-3に示すような要素分割とした。また、ここでは、高張力鋼を用いた圧縮力下の補剛板の終局強度特性を調べるために、以下のパラメトリック

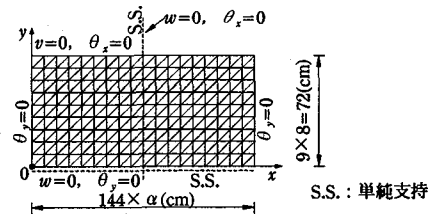


図-12 要素分割、および境界条件 (補剛板で、縦補剛材2本)

表-3 要素分割と初期たわみ (補剛板で、縦補剛材2本)

縦横比 α	要素分割数	初期たわみ波形
1.0	18×9	$w_0 = \delta_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) + w_{10} \cos(3\pi x/a) \sin(\pi y/b_1)$
2.0	30×9	$w_0 = \delta_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) + w_{10} \cos(5\pi x/a) \sin(\pi y/b_1)$
3.0	42×9	$w_0 = \delta_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) + w_{10} \cos(7\pi x/a) \sin(\pi y/b_1)$

ただし、 $\delta_0 = a/1,000$ 、 $w_{10} = b_1/150$

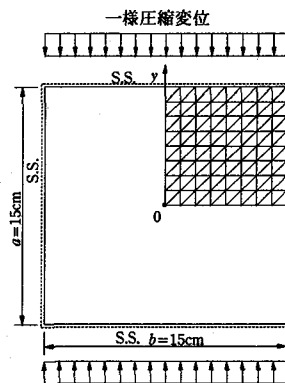


図-13 解析モデル (周辺支持板)

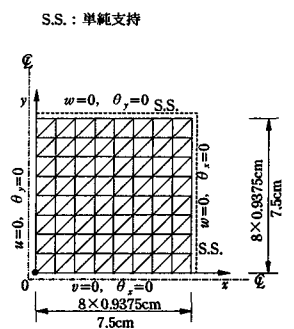


図-14 要素分割、および境界条件 (周辺支持板)

解析を行った。

まず、幅厚比パラメーター R は0.2~1.5の範囲で、また縦横比 $\alpha (=a/b)$ は1~3と変化させた。つぎに、高張力鋼と普通鋼とからなる圧縮力下の補剛板の終局強度特性の比較を行うために、普通鋼(SM400)においても同様な解析を行った。

なお、板パネルの板厚 t は、式(9)で与えられる幅厚比パラメーター R から計算した。

そして、縦補剛材の設計は、縦補剛材1本の補剛板の場合と同様にして行った。

(1)初期たわみ

道路橋示方書¹⁾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した。そして、初期たわみ波形は、表-3に示すように与えた。

(2)残留応力

3.2(2)と同様に、図-10、および表-2に示すように与えた。

3.4 周辺支持板

トラス橋の箱断面圧縮部材の構成板パネルなどを想定して、図-13に示すように、圧縮力を受ける縦横比 $\alpha=1$ の周辺単純支持された板を、検討の対象とした。そして、

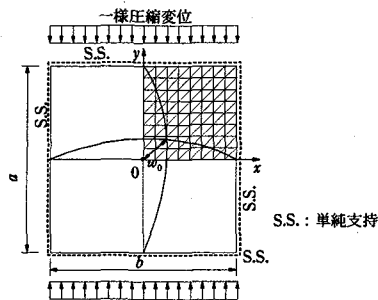


図-15 初期たわみ波形 (周辺支持板)

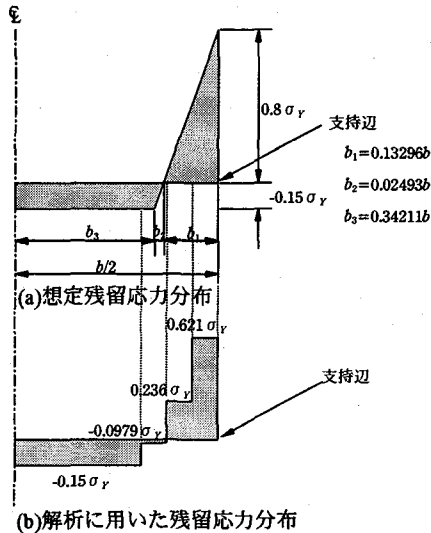


図-16 残留応力分布 (高張力鋼 HT785 の周辺支持板)

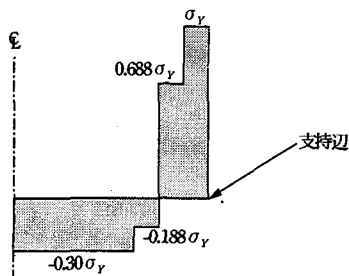


図-17 残留応力分布 (普通鋼 SM400 の周辺支持板)

対称性より、1/4 部分を取り出し解析モデルとした。要素分割数は、図-14に示すように、 8×8 分割とした。

ここでは、高張力鋼を用いた圧縮力下の周辺支持板の終局強度特性を調べるために、次のようなパラメトリック解析を行った。

本解析では、幅厚比パラメーター R を $0.2 \sim 2.0$ の範囲で変化させた。なお、板厚 t は、式(10)で与えられる幅厚比パラメーター R から計算した。つぎに、高張力鋼と普通鋼とで製作された圧縮力下の補剛板の終局強度特性の比較を行うために、普通鋼(SM400)においても同様な解析を行った。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (10)$$

ここで、 b : 板幅、 t : 板厚、 σ_y : 降伏点、 E : ヤング係

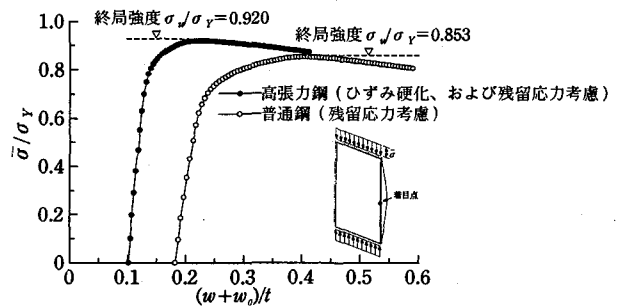


図-18 平均圧縮応力度とたわみとの関係(圧縮力下の自由突出板で、 $R=1.0$ 、および $\alpha=1$)

数、 μ : ポアソン比($=0.3$)、および k : 座屈係数($k=4$)である。

(1) 初期たわみ

本解析に用いた初期たわみ波形を、図-15に示す。初期たわみの最大値は道路橋示方書¹⁾の製作基準にしたがって、板幅の $1/150$ とした。そして初期たわみ波形は、次式で与えた。

$$w_0 = \bar{w}_0 \cos(\pi x/b) \cos(\pi y/a) \quad (11)$$

ここに、 $\bar{w}_0 = b/150 = 0.1 \text{ cm}$ 。

(2) 残留応力

今回の解析においては、文献¹⁰⁾を参考にして、高張力鋼を用いた周辺支持板には、図-16(a)に示すような残留応力分布を考慮した。しかし、この残留応力分布を忠実に再現しようとするれば、分布形を考慮した細かい要素分割が必要となる。そこで、今回の解析では、圧縮耐荷力に影響すると考えられる圧縮残留応力分布のみを忠実にモデル化することを考え、さらに断面方向に要素分割が等分割になるように、図-16 (b)に示す残留応力分布を用いた。

また、比較のための普通鋼の周辺支持板の解析では、図-17に示す残留応力分布を用いた。

4. 解析結果

4.1 自由突出板

まず、図-18には、平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}$ と自由突出板の自由縁中央点のたわみとの関係を示す。なお、この図において、高張力鋼、および普通鋼で製作された自由突出板の初期たわみ w_0/t が異なっているのは、 w_0 が 0.1 cm と同じでも、 $R=1.0$ のときの板厚 t が、それぞれ 0.98 cm 、および 0.55 となるためである。この図によると、たわみが急増し始めてから終局限界状態に至るまでのたわみは、高張力鋼からなる自由突出板の方が普通鋼からなる自由突出板に比較して、小さいことがわかる。これは、降伏点 σ_y で無次元化した圧縮残留応力の大きさが異なるためである。

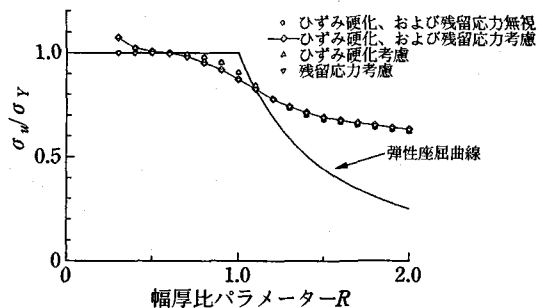


図-19 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板の終局強度曲線($\alpha=3$)

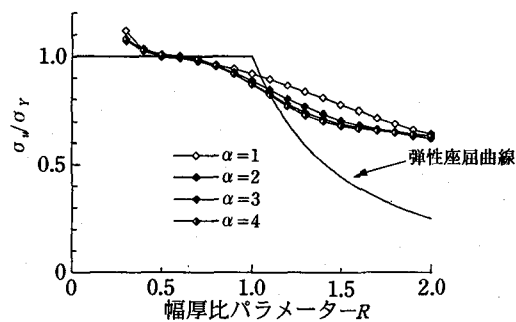


図-20 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板の終局強度曲線 (ひずみ硬化、および残留応力考慮)

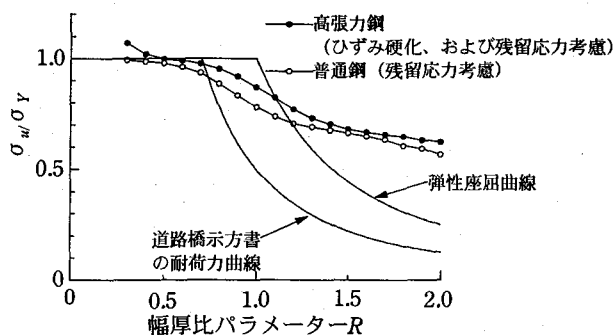


図-21 高張力鋼と普通鋼との終局強度曲線の比較 (自由突出板)

つぎに、図-19には、終局強度 σ_u/σ_y を縦軸に、また幅厚比パラメーター R を横軸にとり、縦横比 α が3の場合の解析結果を終局強度曲線としてプロットしている。図-19によると、 $\alpha=3$ の場合は、 $R=1.0$ 付近で残留応力による終局強度の低下が最大になり、 $R>1.3$ の領域(すなわち、側辺部の降伏で終局強度が決まる領域)では、引張残留応力により、終局強度のわずかな上昇の傾向が認められる。

また、図-19によると、 $R<0.5$ の領域では、ひずみ硬化による終局強度の増加が顕著に現れている。

さらに、図-20には、ひずみ硬化と残留応力とを同時に考慮した自由突出板の終局強度曲線が縦横比 α をパラメーターにとって比較されている。この図によると、 $0.9<R<1.8$ の領域では、 α が大きくなるのに伴って終局

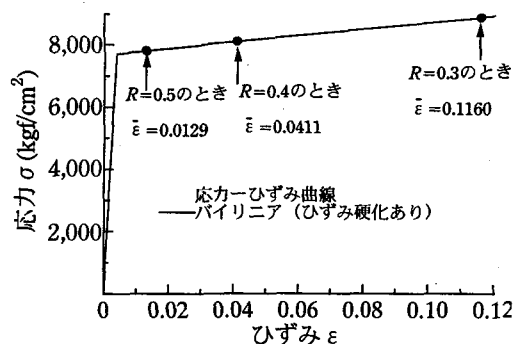


図-22 応力-ひずみ曲線と終局強度時の平均ひずみとの関係 (高張力鋼、自由突出板、 $\alpha=1.0$)

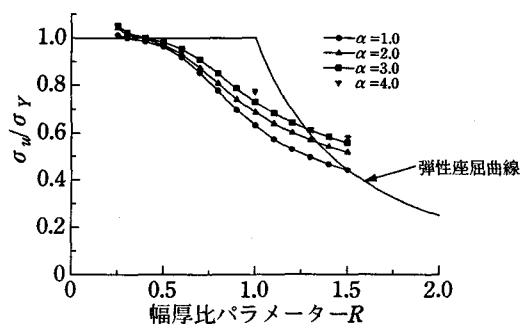


図-23 高張力鋼を用いた圧縮力下の補剛板の終局強度曲線 (縦補剛材1本、ひずみ硬化、および残留応力考慮し、 $r_1/r_{1,req}=1$)

強度が低下する傾向を示している。しかし、 $R<0.8$ の領域で、 α の変化に伴う終局強度の変化は、小さいことがわかる。また、 $R=2.0$ 付近では、終局強度が、 α に影響されなくなっている。これは、 R が大きくなると、ねじり座屈的な現象から、圧縮板の座屈的な現象に移行するためであると考えられる。

つぎに、図-21によると、全般的に高張力鋼の自由突出板は、普通鋼の自由突出板に比べ、終局強度が大きいことがわかる。とくに、 $R<0.5$ の領域において、高張力鋼の自由突出板の終局強度が、降伏点 σ_y を上回っている。また、 $R=1.0$ 付近において、高張力鋼の自由突出板の終局強度は、普通鋼に比して、最大で10%程度の上昇が見られる。これは、図-7に示すように、普通鋼の自由突出板モデルに導入した圧縮残留応力が高張力鋼の場合に比して大きいためである。また、 R が1.0より大きくなるのに伴って両者の強度差が小さくなるのは、両解析モデルに導入した引張残留応力に起因するものと考えられる。この点に関しては、今後、さらに検討する必要がある。とくに、ひずみ硬化の影響は、 R が0.3より小さい領域にしか現れないようである。

さらに、図-22には、高張力鋼を用いた自由突出板の $R=0.3, 0.4$, および0.5のときの終局強度時における圧縮軸方向の平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ を、図-2に示したバイリニア (ひずみ硬化あり) の応力-ひずみ曲線上にそれぞれプロットしている。

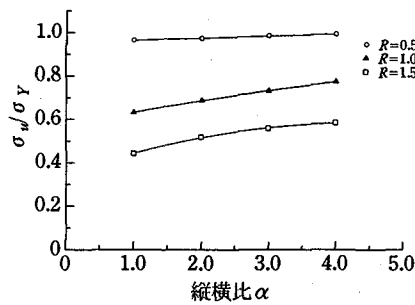


図-24 高張力鋼を用いた補剛板の縦横比 α と終局強度との関係 (縦補剛材 1 本で, $\gamma_f/\gamma_{l,req}=1$)

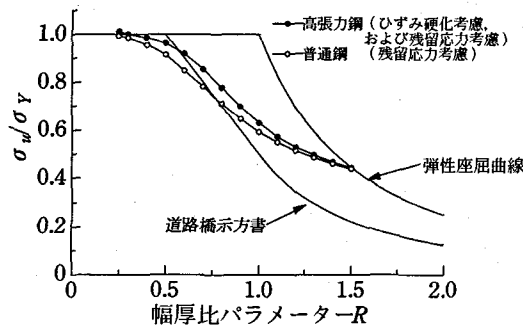


図-25 高張力鋼と普通鋼との終局強度曲線の比較 (縦補剛材 1 本で, $\gamma_f/\gamma_{l,req}=1$, および $\alpha=1$)

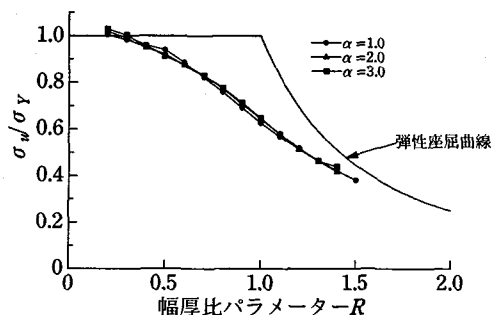


図-26 高張力鋼を用いた圧縮力下の補剛板の終局強度曲線 (縦補剛材 2 本で, ひずみ硬化, および残留応力考慮し, $\gamma_f/\gamma_{l,req}=1$)

4.2 補剛板 (縦補剛材 1 本)

まず, 図-23には, 終局強度 σ_u/σ_y を縦軸に, また幅厚比パラメータ R を横軸にとり, ひずみ硬化と残留応力とを同時に考慮した補剛板の解析結果をプロットしたものである。そして, 縦横比 α が 1, 2, 3, および 4 の場合の終局強度曲線を, 比較する。この図によると, 全体的に, α の増加に伴い終局強度が, 増加していることがわかる。ただし, $R < 0.5$ の領域で終局強度が α にあまり影響されないのは, 終局強度が座屈でなく, 材料強度に支配されるためである。

さらに, 図-24には, 縦横比 α と終局強度との関係を $R=0.5, 1.0$, および 1.5 の場合において示している。この図によると, $R=0.5$ の場合には, α による終局強度の変化は小さい。しかし, $R=1.0$, および $R=1.5$ の場合には, $R=0.5$ の場合に比べ変化が大きいことがわかる。また,

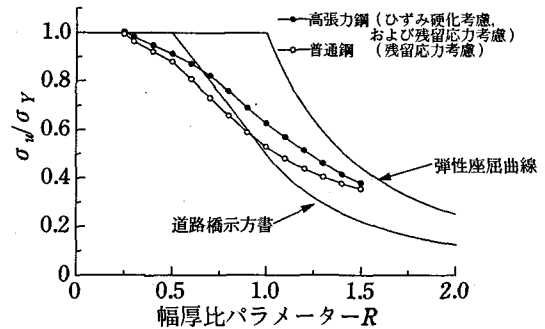


図-27 高張力鋼と普通鋼との終局強度曲線の比較 (縦補剛材 2 本で, $\gamma_f/\gamma_{l,req}=1$)

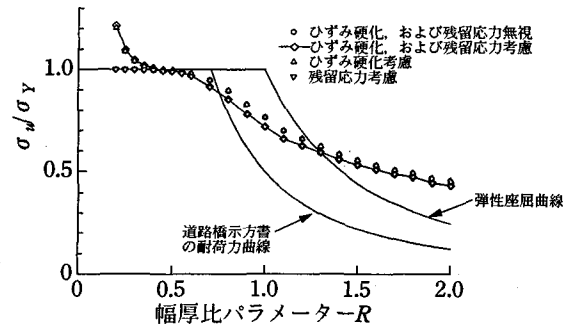


図-28 高張力鋼を用いた圧縮力下の周辺支持板の終局強度曲線

$R=0.5, 1.0$, および 1.5 のどの場合においても, $\alpha=1$ の場合において終局強度が最小になっていることがわかる。

また, 図-25には, 図-24により終局強度が最小になる $\alpha=1$ の場合におけるひずみ硬化と残留応力とを同時に考慮した解析結果と, 残留応力のみを考慮した普通鋼の補剛板の解析結果とが比較されている。この図によると, 全般的に, 高張力鋼の補剛板は, 普通鋼の補剛板に比べ, 終局強度が大きくなることがわかる。

4.3 補剛板 (縦補剛材 2 本)

まず, 図-26には, 終局強度 σ_u/σ_y を縦軸に, また幅厚比パラメータ R を横軸にとり, ひずみ硬化と残留応力とを同時に考慮した場合の解析結果をプロットしている。そして, 縦横比 α が 1, 2, および 3 の補剛板の終局強度曲線を比較している。この図によると, R がすべての領域において, 縦横比 α の変化に伴う補剛板の終局強度の変化は, 小さいことがわかる。これは, α に応じて補剛材の寸法を変化させているためである。

さらに, 図-27には, ひずみ硬化と残留応力とを同時に考慮した高張力鋼の補剛板の解析結果と, 残留応力のみを考慮した普通鋼の補剛板の解析結果とが比較されている。ただし, この図に示す終局強度曲線は, 高張力鋼, および普通鋼とも, $\alpha=1, 2$, および 3 の場合の終局強度の中での最小値を用いて作成されている。図中には, 道路橋示方書の耐力力曲線も比較のため示されている。この図によると, 全般的に, 高張力鋼の補剛板は, 普通鋼の補剛板に比べ, 縦補剛材 1 本の場合と同様に, 終局

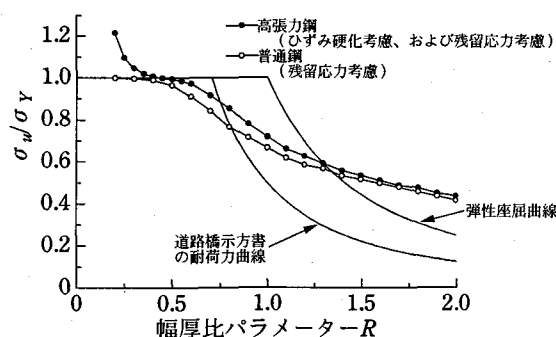


図-29 高張力鋼と普通鋼との終局強度曲線の比較
(周辺支持板)

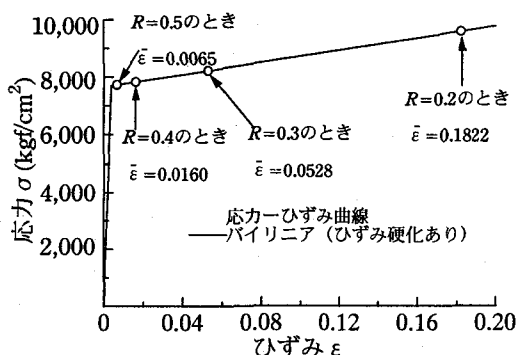


図-30 応力-ひずみ曲線と終局強度時の平均ひずみとの
関係 (高張力鋼, 周辺支持板, $\alpha=1.0$)

強度が大きくなることがわかる。とくに、幅厚比パラメータ $R=0.8 \sim 1.0$ の領域においては、10%程度の終局強度の上昇が見られる。

4.4 周辺支持板

図-28には、終局強度 σ_u/σ_y を縦軸に、また幅厚比パラメータ R を横軸にとり、解析結果を終局強度曲線としてプロットしている。この図によると、ひずみ硬化の影響による耐荷力の上昇現象は、 $R < 0.3$ の領域でのみ顕著となることがわかる。また、 $R > 0.6$ の領域では、残留応力の存在により、最大 $0.06\sigma_y$ 程度の強度低下が認められる。これまで、残留応力を考慮した場合は、終局強度の低下が起こるものと考えられていた。ところが、図-28によると、 $R=0.3 \sim 0.35$ を境にしてわずかであるが増加へと転じることがわかる。この効果は、ひずみ硬化と残留応力との両方を同時に考慮した場合、顕著に現れている。

また、図-29によると、全般的に高張力鋼の周辺支持板は、普通鋼の周辺支持板に比べ、終局強度が大きいことがわかる。また、 $R=0.8$ 付近において、高張力鋼の周辺支持板の終局強度は、普通鋼に比して、最大で10%程度の上昇が認められる。これは、図-17に示すように、普通鋼の周辺支持板モデルに導入した圧縮残留応力度が、高張力鋼の場合に比して大きいためである。また、道路橋示方書の耐荷力曲線は、本解析結果と著しく異なる傾向

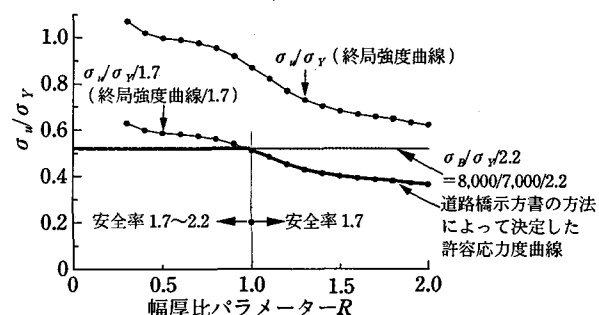


図-31 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板の終局強度曲線と許容圧縮応力度曲線との関係

を示していることがわかる。

さらに、図-30には、高張力鋼を用いた周辺支持板の $R=0.2, 0.3, 0.4$, および 0.5 のときの終局強度時における圧縮軸方向の平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ を、図-2に示したバイリニア (ひずみ硬化あり) の応力-ひずみ曲線上にそれぞれプロットしている。

5. 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板、補剛板、および周辺支持板の設計法について

5.1 安全率、および許容圧縮強度の設定法について

すでに、式(1)に示したように、道路橋示方書¹⁾における許容圧縮応力度は、高張力鋼の場合、引張強度 σ_B を安全率 2.2 で割った応力度、あるいは終局強度 σ_u を 1.7 で割った応力度とのいずれか小さい方を許容圧縮応力度としている。これは、座屈が問題とならない場合の許容圧縮強度の安全率を、引張部材と同じにすべきであるとの根拠にもとづくものである。ところが、普通鋼の場合、終局強度 σ_u を、1.7 で割った応力度を許容圧縮応力度としている。

まず、この妥当性について検討するため、図-31には、4章で求めた高張力鋼からなる自由突出板の終局強度曲線、および、それを安全率 1.7 で割った曲線と、高張力鋼の引張強度 σ_B を安全率 2.2 で割り、それを降伏点 σ_y で無次元化した値とを比較して示してみた。なお、 σ_B 、および σ_y の値としては、本州四国連絡橋公団・上部構造設計基準¹¹⁾に提示のそれぞれ $8,000\text{kgf/cm}^2$ 、および $7,000\text{kgf/cm}^2$ を用いた。この図によると、弾塑性有限変位解析により求めた終局強度曲線を用い、道路橋示方書の設計法にしたがって許容応力度曲線を決定すると、 $R < 1.0$ の領域においては、安全率を考慮している引張強度 $\sigma_B/2.2$ によって許容圧縮応力度が決まることになる。すなわち、 $R < 1.0$ の領域において、座屈に対しては、1.7 ~ 2.2 以下の安全率 (たとえば $R=1.0$ で $\nu=1.7$, $R=0.7$ で $\nu=1.9$) が確保されているのに、座屈に関係のない引張強度から許容圧縮強度が決まるという不合理な結果となる。

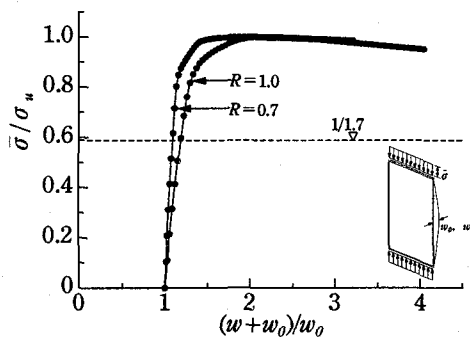


図-32 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板の平均圧縮応力度とたわみとの関係（ひずみ硬化、および残留応力考慮し、 $\alpha=1$ ）

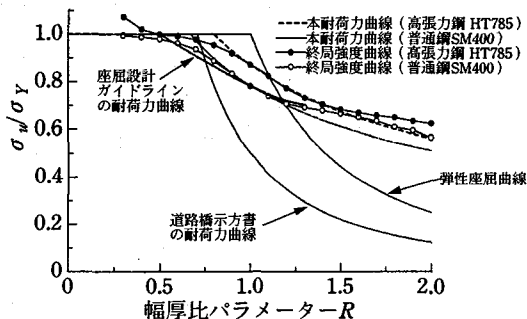


図-33 圧縮力を受ける自由突出板の設計耐力曲線

つぎに、図-32には、高張力鋼を用いた自由突出板の $R=0.7$ 、および $R=1.0$ の場合の平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}$ と自由縁中央点のたわみとの関係を、比較して示している。この図によると、 $R=0.7$ 、および $R=1.0$ の場合の曲線を比較すれば、両者には、有意な差異が見られない。しかし、図-31によると、道路橋示方書の方法によれば、 $R=0.7$ 、および $R=1.0$ の場合の安全率は、それぞれ 1.9、および 1.7 となり、両者で異なっている。ところが、圧縮板に関しては、図-32を見るかぎり、両者で安全率を区別する明確な根拠が見い出せない。

以上のことより、高張力鋼からなる圧縮力下の板の安全率も、普通鋼の場合と同様に、幅厚比パラメーター R にかかわらず、すべて 1.7 に設定してよいと考えられる。そこで、本研究では、許容圧縮応力度を次式のように提案する。

$$\sigma_{ca} = \sigma_u / 1.7 \quad (\text{高張力鋼, および普通鋼の場合}) \quad (12)$$

5.2 設計耐力曲線、および許容応力度曲線

(1) 自由突出板

ここでは、4 章で求めた終局強度曲線を、以下に示す近似曲線で適合させてみた。すなわち、

本耐力曲線（高張力鋼：HT785）：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.8) \\ &= (0.8/R)^{0.63} & (0.8 < R) \end{aligned} \right\} (13)_{a,b}$$

本耐力曲線（普通鋼：SM400）：

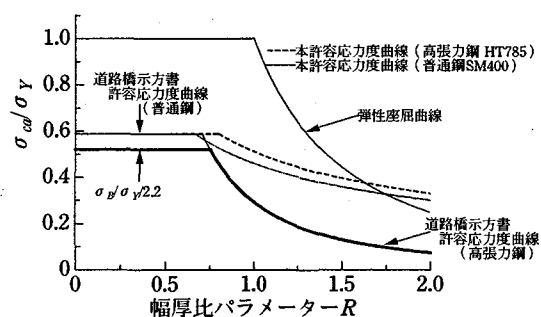


図-34 圧縮力を受ける自由突出板の許容圧縮応力度曲線

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.67) \\ &= (0.67/R)^{0.61} & (0.67 < R) \end{aligned} \right\} (14)_{a,b}$$

なお、参考までに、道路橋示方書（普通鋼）で採用されている耐力曲線を示すと、以下のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ &= 0.5/R^2 & (0.7 < R) \end{aligned} \right\} (15)_{a,b}$$

ここで、 σ_u ：終局圧縮応力度、 σ_y ：降伏点、および R ：幅厚比パラメーターである。

また、座屈設計ガイドライン¹²⁾の耐力曲線を以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.5) \\ &= 0.080(R-0.5)^2 - 0.480(R-0.5) + 1.0 & (0.5 < R \leq 1.0) \\ &= 0.470R^2 - 1.340R + 1.650 & (1.0 < R \leq 1.3) \end{aligned} \right\} (16)_{a \sim c}$$

以上の本耐力曲線と道路橋示方書の耐力曲線とを、図-33に比較する。ここで、式(15)によると、道路橋示方書の耐力曲線では、 $R \leq 0.7$ の領域で、 $\sigma_u / \sigma_y = 1.0$ となっている。ところが、本耐力曲線（高張力鋼：HT785）では、式(13)に示したように、 $R \leq 0.8$ の領域で、 $\sigma_u / \sigma_y = 1.0$ となっている。

また、本耐力曲線（普通鋼：SM400）と座屈設計ガイドライン¹²⁾の耐力曲線とを図-33により比較すると、 $R=0.5 \sim 1.0$ の領域において本耐力曲線（普通鋼：SM400）が、わずかに座屈設計ガイドラインの耐力曲線の上にきていることがわかる。

また、図-34には、高張力鋼、および普通鋼を用いた自由突出板の本耐力曲線を安全率 1.7 で割ったものを、高張力鋼、および普通鋼を用いた自由突出板の許容応力度曲線として示している。また、この図の中には、降伏点 σ_y で無次元化した引張強度 σ_b を安全率 2.2 で割った値も示してある。

(2) 補剛板（縦補剛材 1 本）

ここでは、4 章で求めた $\alpha=1$ の場合の終局強度曲線を、以下に示す近似曲線で適合させてみた。すなわち、

本耐力曲線（高張力鋼：HT785）：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.36) \\ &= 0.658R^3 - 1.719R^2 + 0.796R + 0.907 & (0.36 < R \leq 1.5) \end{aligned} \right\} (17)_{a,b}$$

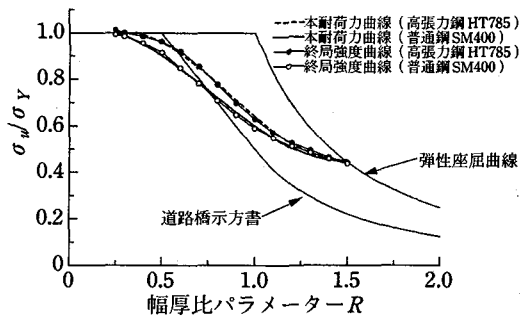


図-35 圧縮力を受ける補剛板の設計耐荷力曲線
(縦補剛材本数 1 本で、 $\alpha=1$)

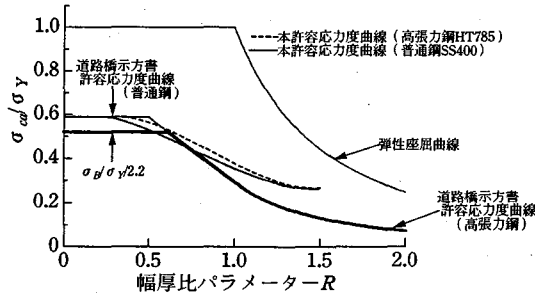


図-36 圧縮力を受ける補剛板の許容応力度曲線
(縦補剛材本数 1 本で、 $\alpha=1$)

本耐荷力曲線 (普通鋼: SM400):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.26) \\ &= 0.436R^3 - 1.011R^2 + 0.157R + 1.019 & (0.26 < R \leq 1.5) \end{aligned} \right\} (18)_{a,b}$$

なお、参考までに、道路橋示方書 (普通鋼) の耐荷力曲線を示すと、以下のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.5) \\ &= 1.5 - R & (0.5 < R \leq 1.0) \\ &= 0.5/R^2 & (1.0 < R) \end{aligned} \right\} (19)_{a \sim c}$$

図-35には、設定した高張力鋼、および普通鋼を用いた補剛板の本耐荷力曲線を示している。また、比較のため、道路橋示方書の圧縮力を受ける補剛板の耐荷力曲線も、示した。

また、図-36には、高張力鋼、および普通鋼を用いた補剛板の本耐荷力曲線を安全率 1.7 で割ったものを、高張力鋼、および普通鋼を用いた圧縮力下の補剛板の許容応力度曲線として示している。

さらに、式(17)、および(18)の耐荷力曲線を $\alpha=1 \sim 4$ の範囲にも適用できるように、以下のような耐荷力曲線を設定してみた。

本耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.36) \\ &= \beta (0.658R^3 - 1.719R^2 + 0.796R + 0.907) & (0.36 < R \leq 1.5) \end{aligned} \right\} (20)_{a,b}$$

本耐荷力曲線 (普通鋼: SM400):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.26) \\ &= \beta (0.436R^3 - 1.011R^2 + 0.157R + 1.019) & (0.26 < R \leq 1.5) \end{aligned} \right\} (21)_{a,b}$$

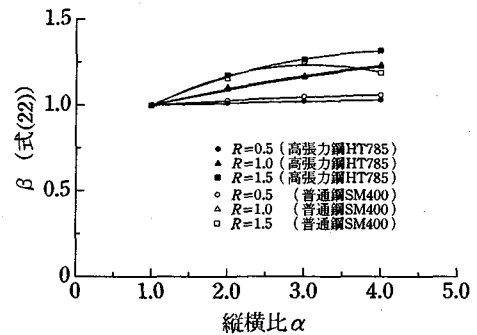


図-37 補剛板の β (式(22)) の近似曲線
(縦補剛材 1 本で、 $\gamma_f/\gamma_{f,req}=1$)

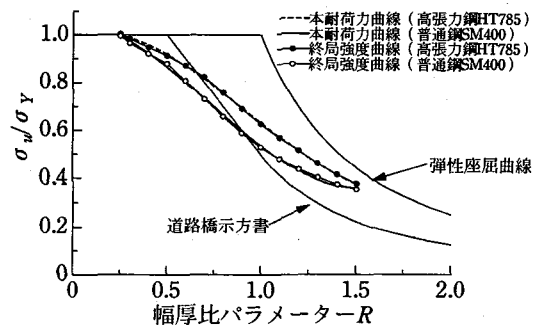


図-38 圧縮力を受ける補剛板の設計耐荷力曲線
(縦補剛材本数 2 本)

ここで、

$$\beta = \frac{(\sigma_u)_{\alpha=1 \sim 4}}{(\sigma_u)_{\alpha=1}} \quad (22)$$

ただし、 $(\sigma_u)_{\alpha=1}$ は、 $\alpha=1$ の場合の終局強度 σ_u の値を示す。

また、 β の値は、図-37を用いて $R=0.5, 1.0$, および 1.5 の場合において β を次式のような曲線で近似させた。

$$\left. \begin{aligned} \beta &= -0.000169\alpha^2 + 0.0108\alpha + 0.989 & (R=0.5) \\ \beta &= -0.00548\alpha^2 + 0.102\alpha + 0.904 & (R=1.0) \\ \beta &= -0.0284\alpha^2 + 0.247\alpha + 0.783 & (R=1.5) \end{aligned} \right\} (23)_{a \sim c}$$

普通鋼 : SM400

$$\left. \begin{aligned} \beta &= -0.00307\alpha^2 + 0.0352\alpha + 0.967 & (R=0.5) \\ \beta &= -0.00744\alpha^2 + 0.114\alpha + 0.894 & (R=1.0) \\ \beta &= -0.0540\alpha^2 + 0.335\alpha + 0.713 & (R=1.5) \end{aligned} \right\} (24)_{a \sim c}$$

(3) 補剛板 (縦補剛材 2 本)

ここでは、4 章で求めた終局強度曲線を、以下に示す近似曲線で適合させてみた。すなわち、

本耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.24) \\ &= 0.320R^3 - 0.893R^2 - 0.207R + 0.997 & (0.24 < R \leq 1.5) \end{aligned} \right\} (25)_{a,b}$$

本耐荷力曲線 (普通鋼: SM400):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.23) \\ &= 0.398R^3 - 0.880R^2 - 0.035R + 1.052 & (0.23 < R \leq 1.5) \end{aligned} \right\} (26)_{a,b}$$

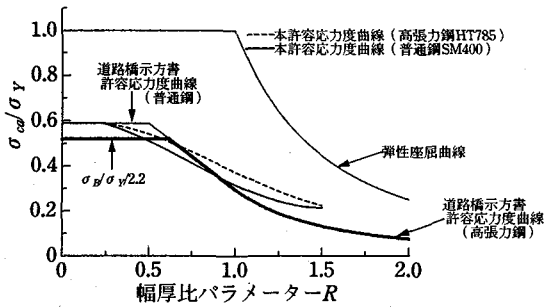


図-39 圧縮力を受ける補剛板の許容応力度曲線
(縦補剛材本数 2 本)

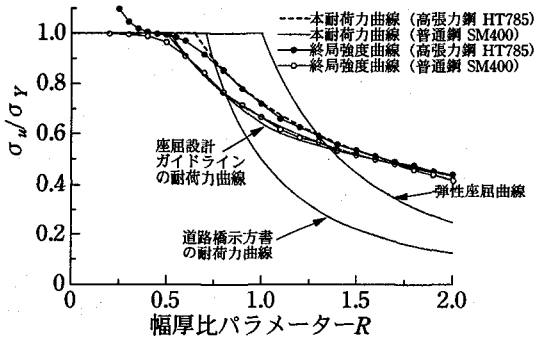


図-40 圧縮力を受ける周辺支持板の設計耐荷力曲線

図-38には、設定した高張力鋼、および普通鋼を用いた補剛板の本耐荷力曲線を示している。また、比較のため、道路橋示方書の圧縮力を受ける補剛板の耐荷力曲線も、示した。

また、図-39には、高張力鋼、および普通鋼を用いた補剛板の本耐荷力曲線を安全率 1.7 で割ったものを、高張力鋼、および普通鋼を用いた圧縮力下の補剛板の許容応力度曲線として示している。

(4) 周辺支持板

ここでは、4 章で求めた終局強度曲線を、以下に示す近似曲線で適合させてみた。すなわち、本耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785) :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.65) \\ &= (0.65/R)^{0.75} & (0.65 < R) \end{aligned} \right\} (27)_{a,b}$$

本耐荷力曲線 (普通鋼: SM400) :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.52) \\ &= (0.52/R)^{0.62} & (0.52 < R) \end{aligned} \right\} (28)_{a,b}$$

なお、参考までに、道路橋示方書 (普通鋼) で採用されている耐荷力曲線を示すと、以下のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ \sigma_u/\sigma_y &= 0.5/R^2 & (0.7 < R) \end{aligned} \right\} (29)_{a,b}$$

座屈設計ガイドラインの耐荷力曲線¹²⁾ :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.5) \\ &= 0.390(R-0.5)^2 - 0.911(R-0.5) + 1.0 & (0.5 < R \leq 1.0) \\ &= -0.146R + 0.015/(R-0.8) + 0.713 & (1.0 < R \leq 2.1) \end{aligned} \right\} (30)_{a \sim c}$$

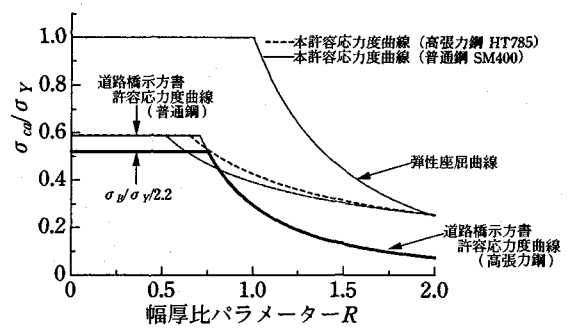


図-41 圧縮力を受ける周辺支持板の許容応力度曲線

本耐荷力曲線と道路橋示方書の耐荷力曲線とを、図-40 に比較してみる。すると、式(29)より、道路橋示方書の耐荷力曲線では、 $R \leq 0.7$ の領域で $\sigma_u/\sigma_y = 1.0$ となっている。しかし、本耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785) では、 $R \leq 0.65$ の領域で $\sigma_u/\sigma_y = 1.0$ となっている。また、式(13)に示した圧縮力を受ける自由突出板の耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785) では、 $R \leq 0.8$ の領域で $\sigma_u/\sigma_y = 1.0$ となっており、圧縮力を受ける周辺支持板の耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785) と異なっていることがわかる。

そして、本耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785) と座屈設計ガイドライン¹²⁾の耐荷力曲線とを図-40により比較すると、 $R > 0.5$ の領域において本耐荷力曲線 (高張力鋼: HT785) がわずかに座屈設計ガイドラインの耐荷力曲線の上にきていることがわかる。

また、図-41には、高張力鋼、および普通鋼を用いた圧縮力下の周辺支持板の本耐荷力曲線を安全率 1.7 で割ったものを、高張力鋼、および普通鋼を用いた圧縮力下の周辺支持板の許容応力度曲線として示している。

6. 結論

本研究では、まず高張力鋼を用いた圧縮板、および圧縮部材の国内外における耐荷力に関する文献、および設計基準について調査した。それらの成果は、以下のとおりまとめられる。

- i) 道路橋示方書においては、高張力鋼を用いた圧縮部材・圧縮板と、普通鋼で製作された圧縮部材・圧縮板の安全率の設定法が異なる。
- ii) 文献調査によると、降伏点で無次元化した圧縮残留応力度が小さくなるため、高張力鋼を用いた圧縮柱、および圧縮板の終局強度は、普通鋼を用いたそれらの終局強度よりも若干上昇する。

つぎに、ひずみ硬化、初期たわみ、および残留応力を考慮したパラメトリックな弾塑性有限変位解析により、高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板、補剛板、および周辺支持板の終局強度特性について検討した。主な検討成果は、以下に示すとおりである。

- iii) 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板においてひずみ硬化を考慮すると、幅厚比パラメーター $R < 0.5$ の領域では、降伏点を上まわる終局強度の上昇が認められる。
- iv) 高張力鋼を用いた圧縮力下の周辺支持板においてひずみ硬化を考慮すると、幅厚比パラメーター $R < 0.3$ の領域では、降伏点を上まわる終局強度の上昇が認められる。
- v) 高張力鋼 HT785 を用いた圧縮力下の自由突出板、補剛板、および周辺支持板の終局強度曲線は、普通鋼 SM400 を用いた圧縮力下の自由突出板、補剛板、および周辺支持板の終局強度曲線より上側に位置した。これは、高張力鋼で製作された板の場合は、降伏点で無次元化した圧縮残留応力が普通鋼で製作された板に比して小さくなるためである。
- vi) 高張力鋼、および普通鋼を用いた圧縮力下の自由突出板、補剛板、および周辺支持板の耐荷力曲線を、提示した。
- vii) 高張力鋼を用いた圧縮力下の自由突出板、補剛板、および周辺支持板の本耐荷力曲線は、道路橋示方書の耐荷力曲線（普通鋼）と比較して、大きく異なった傾向を呈した。
- viii) 高張力鋼からなる圧縮板の安全率は、幅厚比パラメーター R にかかわらず、すべて 1.7 に設定するのが合理的であると考えられる。

謝辞

本研究は、鋼材倶楽部（土木鋼構造教育助成金）から研究費の補助を受けて行ったものである。

また、本研究は、土木学会関西支部・共同研究グループ、および災害科学研究所・高機能の鋼部材の橋梁への活用法に関する研究会の活動の一部として行ったものである。これらの委員会の委員の方々には、本研究を行う上で種々のコメントをいただいた。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，1996年12月。
- 2) Nishino, F., Ueda, U. and Tall, L. : Experimental Investigation of the Buckling of Plates with Residual Stress, Fritz Engineering Laboratory Report, No.290.3, Lehigh University, 1996.
- 3) 小松定夫・吉川 紀・牛尾正之：80 キロ鋼の補剛板の極限強度に関する実験，土木学会論文報告集，第 218 号，pp.31～37，1973 年 10 月。
- 4) 吉浪康行・大村 裕：高張力鋼補剛板の圧縮強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 255 号/I-10，pp.255～264，1988 年 10 月。
- 5) Rasmussen, K. J. R. and Hancock, G. J. : Plate Slenderness Limits for High Strength Steel Sections, Journal of Constructional Steel Research, Vol.23, pp.73～96, 1992.
- 6) Lindner, J. und Aschinger, R. : Ergänzende Auswertungen zur Interaktion zwischen Biegedrillknicken und örtlichen Beulen, Der Stahlbau, 61 Jahrgang, Heft 6, S.188～191, Juli 1992.
- 7) 奈良 敬・梅村哲夫・服部松利・森脇良一：鋼材特性を考慮した圧縮補剛板の極限強度と変形性能，構造工学論文集，Vol.39A，土木学会，pp.125～132，1993 年 3 月。
- 8) 土木学会関西支部・共同研究グループ：鋼橋における高機能鋼の有効利用法に関する研究，報告書，3.高張力鋼を用いた部材の耐荷力，pp.17～50，1996 年 7 月。
- 9) 小松定夫・北田俊行：初期不整を含む自由突出圧縮板の極限強度特性について，土木学会論文報告集，第 314 号，pp.15～27，1981 年 10 月。
- 10) 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。
- 11) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989 年 4 月。
- 12) 土木学会鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン，第 8 章板要素，土木学会，pp.161～191，1987 年 10 月。
- 13) 奈良 敬・小松定夫・北田俊行：連続補剛板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文報告集，第 392 号，pp.273～280，1988 年 4 月。
- 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) (財) 災害科学研究所・高機能の鋼部材の橋梁への活用法に関する研究会：平成 11 年度報告書，1999 年 2 月。

(1999 年 9 月 17 日受付)