

ひずみ硬化を考慮した圧縮板 の極限強度に関する研究

ULTIMATE STRENGTH OF COMPRESSIVE PLATES WITH STRAIN HARDENING

奈良 敬*, 出口恭司**, 小松定夫***

By Satoshi NARA, Yasushi DEGUCHI and Sadao KOMATSU

A wide variety of load carrying capacity curves of compressive steel plates is used for different specifications in many countries.

Making a comparison between theoretical and experimental studies, there is a difference in ultimate strength in the range of small plate slenderness. Therefore, at this range, strain hardening has to be taken into consideration.

This paper presents the ultimate strength of compressive steel plates with strain hardening. To clarify characteristics of steel materials at the state of strain hardening, material tests are carried out. Moreover, on the basis of a stress-strain curve obtained from the results of the tests, the ultimate strength has been computed making use of FEM.

1. まえがき

本研究は、弾塑性有限変位理論に基づき、有限要素法を用いて、初期不整およびひずみ硬化を有する鋼板の極限強度特性を解明することを目的として実施した研究成果をまとめたものである¹⁾⁻⁴⁾。

技術の発展により、橋梁の長大化・薄肉軽量化が急速に推進されてきた。構成部材としては、薄肉板要素に補剛材を配した力学的効率の高い補剛板形式の薄肉構造部材が広く活用されている。図-1の一点鎖線は、道路橋示方書⁵⁾（以下「道示」と呼ぶ）における圧縮板の基準耐荷力曲線で横軸は幅厚比パラメータR、縦軸は極限強度 σ_{max}/σ_y である。実際の溶接構造物には残留応力および初期たわみといった不可避の初期不整が存在する。参考として平板を4枚組み合わせた正方形断面短柱および板パネルの実験結果^{6), 7)}を図-1中に記したところ、 $0.5 < R < 0.8$ で道示の耐荷力曲線を下回る結果が認められる。このように初期不整は極限強度に極めて重大な影響を与えることが知られている。また航空機のように弹性座屈をするような極薄板を補剛するような構造を土木では使用することがなく、従って構造物の構成要素としての圧縮板、圧縮補剛板の破壊は弾塑性領域で生ずることになる。Rの小さな板は塑性領域で崩壊し、Rの大きな板は座屈後も余力を有する後座屈強度を發揮することが実験結果より推察される。つまり $R \geq 0.8$ の板では道示の値よりも大きな極限強度を有するものが、また $R \leq 0.5$ の板では極限強度が1.0を越えるものが存在することがわ

* 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)

** 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)

かる。 $R \leq 0.5$ の板では鋼材のひずみ硬化の極限強度への影響が考えられる。従って、初期不整ならびにひずみ硬化の影響を同時に考慮した弾塑性有限変位理論から得られた極限強度に基づく設計法の方が望ましいと考えられる。図中の実線は、残留応力および初期たわみを考慮した弾塑性有限変位理論に基づく有限要素法による数値計算結果⁸⁾を記したものである。実験結果は、供試体の形状寸法や製作法などが異なり、かなり分布にはらつきが見られる。計算結果はほぼ実験値の下限値をつかんでいると見なしてよいと思われる。参考のために図中に Euler の曲線および DAST-Ri012^{9), 18)}（以下「DAST」と呼ぶ）の基準耐荷力曲線をそれぞれ点線および二点鎖線で示した。道示と DAST では $R > 0.7$ で耐荷力評価に差が見られる。この圧縮板の基準耐荷力曲線の相違について、北田¹¹⁾は各国の示方書の耐荷力曲線を示し、①道示の耐荷力曲線のみ、他の示方書の耐荷力曲線の傾向と大きく異なる、② $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 1.0$ を満たす限界幅厚比パラメータ R_{cr} は 0.5~1.0 までの広い範囲に与えられていることを明らかにしている。

ところで、ひずみ硬化を考慮した圧縮板の解析的研究例としては、座屈理論に基づいた極限強度曲線を示す文献¹²⁾が挙げられる。周辺単純支持の場合で $R_{cr} = 0.58$ としている。しかしながら弾塑性有限変位理論の立場からの研究例は殆どなく、継手を対象としたもの^{13), 14)}が見られる程度である。しかも、これらは解析法に力点が置かれている。

以上より、信用しうる実験結果に基づいた統計的な評価と、厳密な理論解析による裏付けとを融合させて、合理的な耐荷力曲線の作成が望まれる。その際、次の点に配慮すべきである。

① 実験データの選択にあたっては初期不整量、模型の形式、断面寸法および製作法などにも着目して検定を行う。

② R の小さな板の極限強度解析については、ひずみ硬化を考慮する。

本研究では②に着目して、ひずみ硬化を考慮した弾塑性有限変位解析法を確立した。また材料試験を行い、得られたひずみ硬化に関するパラメータを解析に反映させ、種々の検証を兼ねた数値計算を行った後、初期不整を有する圧縮板の極限強度を算出した。さらに極限強度について実験結果との比較を行うと共に極限強度が 1.0 までもつ限界幅厚比パラメータの値を算出することを試みた。

2. 解析法

解析にあたっては、文献¹⁵⁾に示す Hybrid displacement model を採用した弾塑性有限変位解析法を、ひずみ硬化についても考慮出来るように拡張した。幾何学的ならびに材料学的非線形性の取り扱い方については文献¹⁶⁾による方法を踏襲した。

(1) 仮定

a) 鋼材の材料に対する仮定

①等方等質性である。②von Mises の降伏条件に従う。③Prandtl-Reuss の塑性流れ理論に従う。

④ひずみ硬化領域では、等方性ひずみ硬化則に従う。

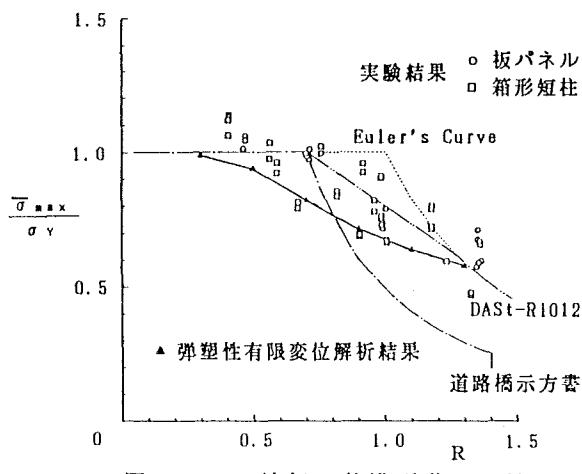


図-1 圧縮板の基準耐荷力曲線

b) 変位に対する仮定

①変形前板の中立面に垂直であった線素は変形後も中立面に垂直である。

②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形状として考える。

(2) 弾塑性応力-ひずみマトリックス

$$D_{EP} = D_E - \frac{D_E \{\partial f / \partial \sigma\} \{\partial f / \partial \sigma\}^T D_E}{\{\partial f / \partial \sigma\}^T D_E \{\partial f / \partial \sigma\} + H'} \quad (1)$$

ここに、 D_{EP} : 弾塑性応力-ひずみマトリックス D_E : 弾性応力-ひずみマトリックス

σ : 応力ベクトル

平面応力場 $\sigma = \{\sigma_x; \sigma_y; \tau_{xy}\}$ のとき、

$$f = (\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2)^{1/2} = \sigma_u = k \quad (2)$$

$$H' = dk/d\epsilon_p \quad (3)$$

ここに、 σ_u : 相当応力 ϵ_p : 相当塑性ひずみ H' : ひずみ硬化率

応力、ひずみを相当応力 σ_u 、相当ひずみ ϵ_u に直して、応力-ひずみマトリックス D を図-2 のようにおいた。 D の判定については、

$$\sigma_u < \sigma_y \text{ および除荷時 } D = D_E \quad (4)$$

$\sigma_u \geq \sigma_y$ のとき

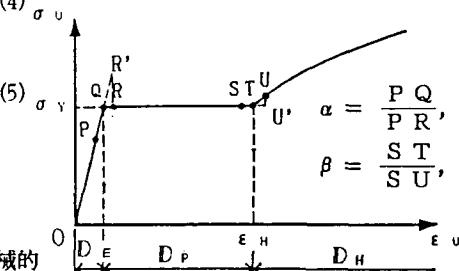
$$\left. \begin{array}{ll} \epsilon_u < \epsilon_H \text{ ならば } D = D_P \\ \epsilon_u \geq \epsilon_H \text{ ならば } D = D_H \end{array} \right\} \quad (5)$$

ここに、 ϵ_H : ひずみ硬化開始ひずみ

σ_y : 降伏応力度

D_P : 式(1)で $H' = 0$ とした時の D_{EP}

D_H : H' が材料試験より得られた鋼材の機械的



性質に基づき与えられる値の時の D_{EP} 図-2 応力-ひずみマトリックス (D)

試験結果に基づく H' , ϵ_H の詳細については4節で述べる。

(3) 還移領域における取り扱い

図-2において、変形前に弾性領域Pにあった要素が荷重増分後降伏点を越えて塑性領域(R)に移行する場合、また塑性領域Sにあった要素がひずみ硬化領域Uに移行する場合については、 D は次式で表される。

$$D = \begin{cases} \alpha D_E + (1-\alpha) D_P & (P \rightarrow R) \\ \beta D_P + (1-\beta) D_H & (S \rightarrow U) \end{cases} \quad (6)$$

ここに、 $\alpha = \frac{\text{降伏に至るまでのひずみ増分}}{\text{全ひずみ増分}}$ $(0 \leq \alpha \leq 1)$

$$\beta = \frac{\epsilon_H \text{ に至るまでのひずみ増分}}{\text{全ひずみ増分}} \quad (0 \leq \beta \leq 1)$$

なお α は相当応力 σ_u が σ_y に等しくなること、 β は相当ひずみ ϵ_u が ϵ_H に等しくなることより、図-2中の式を用いて求められる。

ひずみ増分から応力増分を計算する時にひずみ増分を弾性領域と塑性領域に、また塑性領域とひずみ硬化領域に分解してそれについて応力を求める。

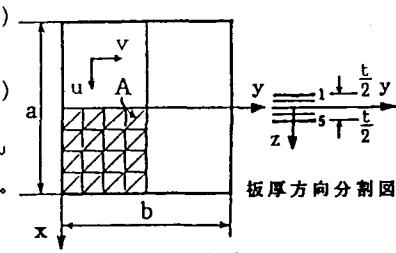


図-3 解析モデル

(4) 解析法の検証

正方形板をモデルとして平面応力問題について数値計算を行った。鋼種はSS41、メッシュ分割 4x4のモデルの概略図を図-3に示す。ここでは簡単のため ϵ_H は $10^4 \mu$ 、H'はヤング係数 E (= $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) の $1/100$ とした。図-3に示す要素Aについて第1層と5層における主応力度 σ_1 、 σ_2 の経路と初期降伏曲線を図-4に示す。載荷状態は2軸圧縮とし、圧縮変位の組合せは、x, y 方向に 1:1, 1:2, 1:4, 1:6 の4通りとした。図-5は、初期荷重として $\sigma_x = 0.5\sigma_y$ の応力を導入した後、x, y 方向に 1:1 の圧縮変位を与えた場合である。初期降伏曲線は von Mises の降伏条件(図中の式)から得られ、この曲線に達すると降伏が始まり、さらにひずみ硬化領域に入ると応力は増加することが認められる。この初期降伏曲線から離れる点は、圧縮変位の組合せ状態によって異なることがわかる。これについては、その離れる点Tにおける初期降伏曲線の法線の傾き $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_2$ と、x, y 方向の圧縮変位の比が関係していることが表-1よりわかる。また図-6は図-3に示す要素Aについて第1層と第5層における相当応力度 σ_u と相当ひずみ ϵ_u との関係をそれぞれ降伏応力度 σ_y および降伏ひずみ ϵ_y で無次元化して示したものである。この例では $\epsilon_H = 0.01$ であるが、これに相当する $\epsilon_u/\epsilon_y = 8.75$ からひずみ硬化が起こり相当応力の増加が認められる。この相当応力-相当ひずみ曲線に

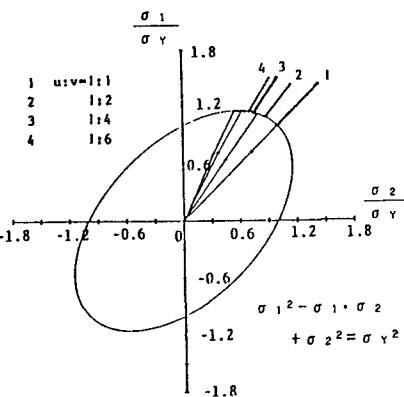


図-4 降伏曲線と主応力度曲線

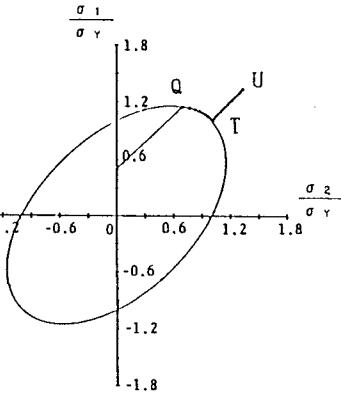


図-5 降伏曲線と主応力度曲線

表-1 圧縮変位の比と法線方向の傾き

$u : v$	1 : 1	1 : 2	1 : 4	1 : 6
$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_2$	1.00	1.99	3.95	5.89

表-2 相当応力-相当ひずみ曲線の傾き

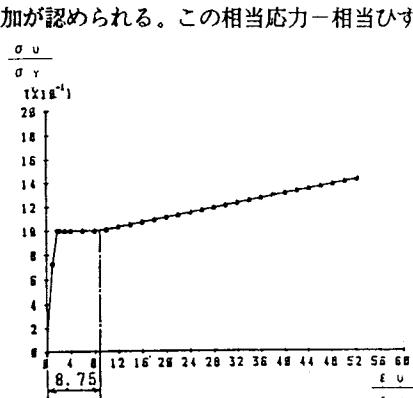
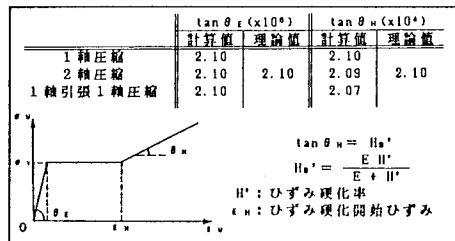


図-6 相当応力-相当ひずみ曲線

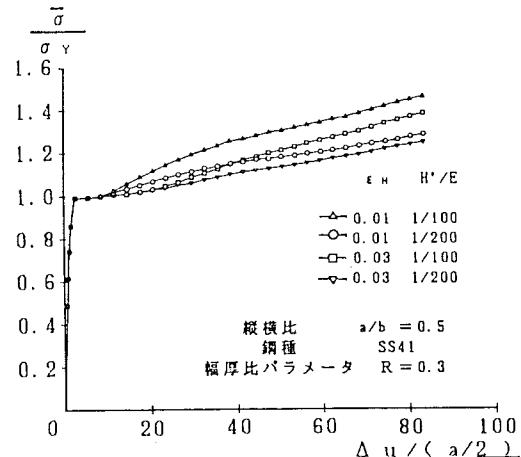


図-7 導入変位量と平均圧縮応力度

おいて、弾性領域での傾き θ_E とひずみ硬化領域での傾き θ_H を求めると表-2に示すとおりとなった。以上よりひずみ硬化を考慮した弾塑性有限変位解析法の妥当性が認められた。

次に H' , ϵ_H をパラメータとして数値計算した例を図-7に示す。解析モデルは初期不整を有する周辺単純支持板で諸元を図中に示す。初期たわみについては最大値が $b/150$ の正弦半波形、残留応力については圧縮応力度 $\sigma_{cr} = -0.4\sigma_y$ の矩形分布とした。載荷状態は変位制御の純圧縮とし縦軸は平均圧縮応力度、横軸は与えた圧縮変位の無次元値である。パラメータ H' , ϵ_H の変化により、ひずみ硬化開始点、ひずみ硬化領域での応力上昇の様子の差異が認められ、ある値の変位に対して ϵ_H は小さいほど、 H' は大きいほどとは大きくなる様子がうかがえる。これより H' , ϵ_H に関しては材料試験に基づく十分な検討を要することがわかる。

3. 材料試験

ひずみ硬化領域での鋼材の挙動を知る必要性から鋼材の材料試験を実施した。

(1) 試験片

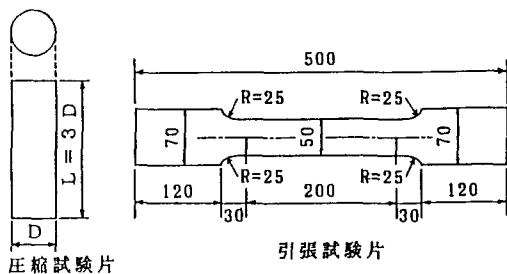


図-8 試験片形状

鋼種は、実橋でよく用いられるものとして、SS41, SM50, SM50Y, SM58の4種を選んだ。引張試験片にはJIS1号試験片を用い、圧縮試験片の形状はASTMを参考にして円柱形とした。圧縮試験片の直径と高さの比については、端部の摩擦が断面中央部に影響を与えないように1:3とした。また試験時には圧縮試験片の両端にモリブデンを使用した潤滑材をそう入し、細心の注意を払った。試験片の形状は図-8に、寸法は表-3に示すとおりである。

(2) 試験装置

引張試験、圧縮試験には最大200tonのアムスラー型万能試験機を利用した。ひずみ測定には塑性ゲージを用いた。なお、載荷速度については、JIS規格がないのでASTM規格に準じて5000μ/min.とした。

(3) 試験結果

ひずみゲージから得られたひずみの値は公称値であるから、式(7)に示すように真応力と対数ひずみの値を算出した。

$$\left. \begin{array}{l} \text{引張試験} \quad \sigma = \frac{P}{A} (1 + \epsilon_x), \quad \epsilon = \ln (1 + \epsilon_x) \\ \text{圧縮試験} \quad \sigma = \frac{P}{A (1 + \epsilon_y)^2}, \quad \epsilon = \ln (1 + \epsilon_y) \end{array} \right\} \quad (7)$$

ここに、 σ : 応力

ϵ : ひずみ

P : 荷重

A : 断面積の初期値

ϵ_x, ϵ_y : x, y 方向の公称ひずみ

得られた応力-ひずみ関係を降伏応力度 σ_y 、降伏ひずみ $\epsilon_y (= \sigma_y / 2.1 \times 10^6)$ で無次元化したものを図-9に、さらにそれを両対数目盛りのグラフに記したもの図-10に示す。図-9では同時に応力-ひずみモデルの曲線群を示すが、この説明は4節で述べる。試験結果について図-9では、ひずみ硬化領域における応力-ひずみ関係は曲線で表されるが、図-10では、直線で表現出来るようである。つまりひずみ硬化に関する

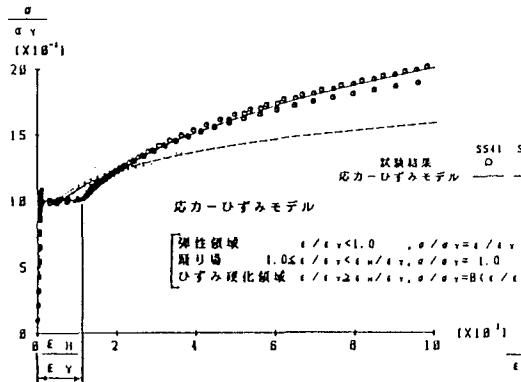


図-9 応力-ひずみ曲線
(試験結果とモデル)

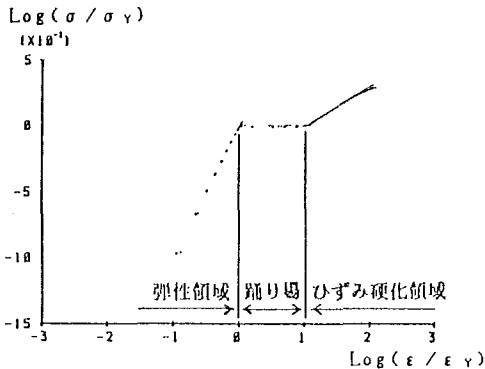


図-10 応力-ひずみ曲線
(試験結果, SS41材)

表-4 材料試験結果

鋼材	圧縮試験						引張試験									
	L	D	σ_y	E	ν	B	t	σ_y	σ_T	σ_s	E	ν	δ	B	n	
A	45.0	15.0	2595	2.116	0.2819	0.4816	0.3102	16.0	2545	4255	3344	2.113	0.2870	30.0	0.5017	0.3100
B	45.0	15.0	3789	2.130	0.2795	0.6088	0.2347	16.0	3608	5086	3870	2.096	0.2755	26.1	0.6162	0.2546
C	93.0	31.0	4084	2.130	0.2861	0.5506	0.2634	31.7	3908	5448	3789	2.117	0.2774	30.3	0.6424	0.2619
D	45.0	15.0	4102	2.135	0.2747	0.5719	0.2585	15.7	3962	5539	4064	2.119	0.2739	26.7	0.5780	0.2744
E	93.0	31.0	4105	2.119	0.2845	0.6318	0.2383	31.7	3974	5579	3780	2.091	0.2834	29.5	0.7596	0.2035
F	45.0	15.0	5401	2.148	0.2827	0.7295	0.1703	15.9	5191	6053	4065	2.133	0.2837	21.6	0.8134	0.1576
G	87.0	29.0	5407	2.143	0.2812	0.7861	0.1504	29.8	5252	6183	3602	2.120	0.2826	24.6	0.8910	0.1376

L : 高さ (mm), D : 直径 (mm), t : 板厚 (mm), σ_y : 降伏応力度 (kg/cm²), σ_T : 引張強度 (kg/cm²), σ_s : 繋断強度 (kg/cm²), E : ヤング係数 (x 10⁴ kg/cm²), ν : ポアソン比, δ : 伸び (X), B : ひずみ硬化係数, n : ひずみ硬化指数

表-5 圧縮試験結果と引張試験結果との比較

鋼材	ヤング係数 E (x 10⁴ kg/cm²)		① ②	降伏応力度 σ_y (kg/cm²)		③ ④	ボアソン比 ν		⑤ ⑥
	① 圧縮	② 引張		③ 圧縮	④ 引張		⑤ 圧縮	⑥ 引張	
記号	①	②							
A	2.116	2.113	1.001	2595	2545	1.020	0.2819	0.2870	0.9822
B	2.130	2.096	1.016	3789	3608	1.050	0.2795	0.2755	1.0145
C	2.130	2.117	1.006	4084	3908	1.045	0.2861	0.2774	1.0314
D	2.135	2.119	1.008	4102	3962	1.035	0.2747	0.2739	1.0029
E	2.119	2.091	1.013	4105	3974	1.033	0.2845	0.2834	1.0039
F	2.148	2.133	1.007	5401	5191	1.040	0.2827	0.2837	0.9965
G	2.143	2.120	1.011	5407	5252	1.030	0.2812	0.2826	0.9950

るパラメータとして、ひずみ硬化係数 B およびひずみ硬化指数 n を用いて式(8) で表現した。

$$\sigma/\sigma_y = B(\epsilon/\epsilon_y)^n \quad (8)$$

鋼材の機械的性質と共に B, n の値を表-4 に、さらにヤング係数 E, 降伏応力度 σ_y, ボアソン比の引張試験、圧縮試験での比較を表-5 に示す。表-4, 5 より B は σ_y に比例するが、n は σ_y に反比例することがわかる。また E, σ_y は圧縮試験の方が引張試験より若干大きめの値となっている。ボアソン比についても、載荷方法による差異は見られなかった。

4. 応力-ひずみモデル

表-4 より B, n の実験値を鋼種に応じて用いて、これによる応力-ひずみ曲線のモデルを鋼種別に図-9 の実線および破線で示した。図中の式に示すように、応力-ひずみモデルを弾性領域、踊り場、ひずみ硬化領域に分け、式(8) をひずみ硬化領域に適用した。ε_H はひずみ硬化開始ひずみで、式(8) において σ/σ_y = 1.0 となる時のひずみで具体的には、式(9) のように B, n の値によって一意的に決まる。

$$\epsilon_H/\epsilon_y = (1/B)^{1/n} \quad (9)$$

次にひずみ硬化領域では、接線係数 H'_e は式(8)より、

$$H'_e = d\sigma/d\varepsilon = n B E (\varepsilon/\varepsilon_y)^{n-1} = H'_e(\varepsilon) \quad (10)$$

つまり H'_e は ε の関数となる。ひずみ ε は弾性ひずみ ε_E と塑性ひずみ ε_p の和であることから、

$$\varepsilon = \varepsilon_E + \varepsilon_p, \quad d\varepsilon/d\sigma = d\varepsilon_E/d\sigma + d\varepsilon_p/d\sigma \quad (11)$$

ここで $H' (= d\sigma/d\varepsilon_p)$ をひずみ硬化率とすると、

$$H' = \frac{E H'_e}{E - H'_e} = H'(\varepsilon) \quad (12)$$

これより H' も ε の関数となる。

ひずみ硬化率 H' は ε_p の関数であると理論的に裏付けられているので、式(8), (11)より $\varepsilon_p/\varepsilon_y$ を、式(10), (12)より H' を求めこれらの関係を図-11に実線で示した。但し塑性ひずみ ε_p は、ひずみ硬化領域内の値を、 E は 2.1×10^6 (kg/cm²) を用いた。また同時に試験結果より得られたひずみ硬化領域での塑性ひずみ、増分応力より傾き $d\sigma/d\varepsilon_p$ ($= H'$) を求め、図中に記した。

図-11より、ひずみ硬化領域で式(8)を用いることが妥当だと認められ、図-9では、応力-ひずみモデルの妥当性が確かめられた。従ってこのモデルを解析に採用するが、その際 ε_H に関しては式(9)、 H' に関しては式(12)を利用することにより、ひずみ硬化に関するパラメータについては B, n を用いることとする。

5. 初期不整を有する板の解析モデル

図-3において境界条件は周辺単純支持、メッシュ分割 3x4、つまり x 方向には 3 分割、y 方向には 4 分割とした。載荷方法については板の縦方向に一様相対圧縮変位 u を与えた。初期たわみ波形は式(13)に示す三角関数であると仮定し、最大値 W_0 は道示の許容値 $b/150$ とした。

$$W_0 = W_0 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) \quad (13)$$

残留応力は、板の縦方向のみに自己平衡となるように矩形分布として導入する。残留引張応力度 σ_{rt} 、残留圧縮応力度 σ_{rc} は式(14)で与えられる。

$$\sigma_{rt} = \sigma_y, \quad \sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y \quad (14)$$

縦横比 a/b については、0.5 と 1.0 の場合を比較すると、初期たわみの最大値 W_0 が等しい場合、1.0 に比して 0.5 の方が極限強度が低下するので、ここでは $a/b = 0.5$ とした。パラメータを表-6に示す。板厚 t については、吊橋、斜張橋の主塔を対象にした実橋断面調査に基づく幅厚比からの算定式(15)を用いた。

$$b/t > 35 \text{ のとき } t = 1.2 \text{ (cm)}, \quad b/t \leq 35 \text{ のとき } t = -0.16 b/t + 6.8 \text{ (cm)} \quad (15)$$

なお、4 節で述べた応力-ひずみモデルを採用したが、圧縮板を解析することを考慮してパラメータ B, n は圧縮試験から得たものを鋼種に応じて用いる。降伏応力度については、極限強度を降伏応力度で無次元化することから公称値とした。

6. 解析結果

初期不整を有する圧縮板について、ひずみ硬化を考慮した弾塑性有限変位解析を行った結果について述べる。

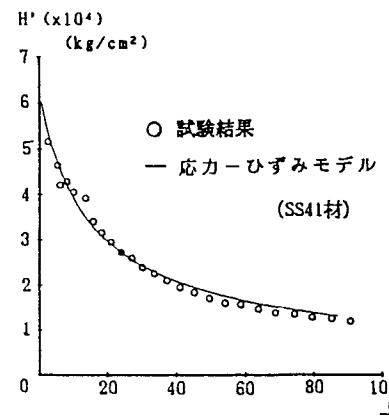


図-11 塑性ひずみとひずみ硬化率
(SS41材)

(1) 応力-ひずみ関係の検証

SS41材、 $R=0.3$ の場合、板中央の要素における相当応力 σ_u と相当ひずみ ϵ_u との関係を無次元化して図-12に記した。また同時に応力-ひずみモデルを図中に実線で示した。式(9)より $\epsilon_H/\epsilon_Y=10.54$ となるが、解析結果は、ほぼこの値からひずみ硬化領域となり、応力-ひずみモデルとほぼ同一曲線上に載ることがわかった。これから試験結果に沿った応力-ひずみ関係の解析への再現が確認された。

(2) 平均圧縮応力度-たわみ曲線

図-13に平均圧縮応力度とたわみの関係を σ_y および t で無次元化して示す。これより等しい R に対しては、降伏応力度が小さいほどたわみの無次元値は大きい。同じ鋼種(SS41)に対しては、 R が大きいほどたわみが進行する様子が認められる。またひずみ硬化を考慮しても板のたわみはそれほど大きくないことがわかる。

(3) 極限強度曲線

鋼種、 R をパラメータとして解析した結果を、図-14に示す。これは、図-1に新たに解析結果を記したもので、破線は文献8)に基づくひずみ硬化を考慮しない場合の解析結果である。点線は Eulerの曲線、一点鎖線および二点鎖線は道示および DAST の基準耐荷力曲線である。ひずみ硬化を考慮することによって極限強度の上昇が期待できる R の範囲はどの鋼種についても 0.5付近より小さい領域である。 R が 0.5以下では、ひずみ硬化を考慮した解析結果は $\bar{\sigma}_{max}$ が降伏応力度を越える実験結果の下限値となっている。 $R=0.4, 0.5$ では、極限強度の鋼種による差はほとんど無いが、 $R=0.3$ の場合、SS41材で極限強度は 1.31、SM58材で 1.17 となり、降伏応力度が小さい鋼材ほどひずみ硬化の影響が顕著である。これは降伏点の高い鋼種ほど引張強さと降伏点の比が小さいためと考えられる。道示では、

表-6 パラメータの値

$$\begin{aligned} \text{幅厚比パラメータ: } R &= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k}} \\ &= 0.3, 0.4, 0.5 \\ \text{但し } k &= 4.0, E = 2.1 \times 10^4 (\text{kg/cm}^2), \nu = 0.3 \\ \text{鋼種: } &\text{SS41, SM50, SM50Y, SM58} \end{aligned}$$

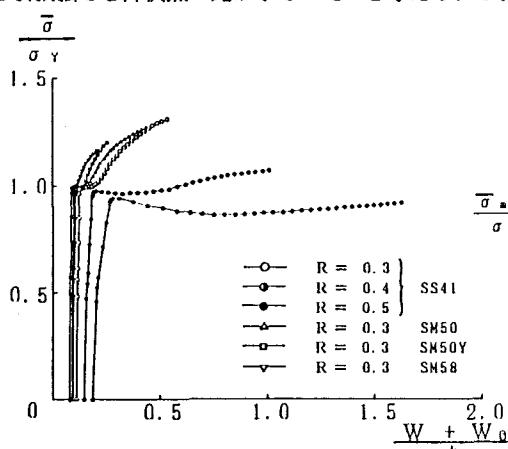


図-13 平均圧縮応力度-たわみ曲線

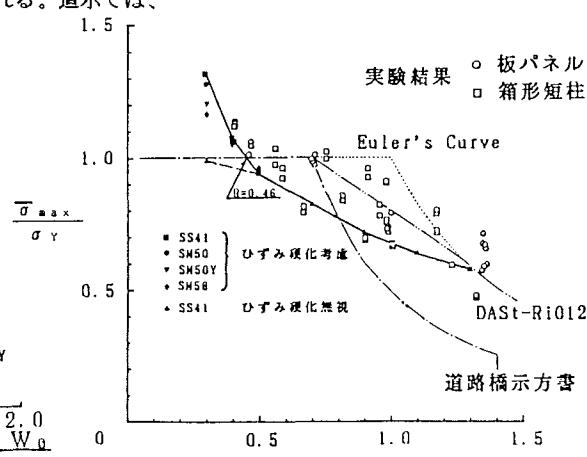


図-14 極限強度曲線

後座屈強度が考慮されていないが、実際にはRの大きな領域では後座屈強度が期待出来る。すなわちR>0.9の領域で道示より高い値を示す。一方0.5<R<0.8で道示は解析結果より耐荷力を高く評価している。DASTの場合は0.5<R<1.3で危険側の耐荷力評価を行っている。このように、R>0.5においては、ひずみ硬化が極限強度の上昇に効果を表さないので文献8)と同様の結果が得られた。道示、DASTとも $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 1.0$ となる限界幅厚比パラメータはR_{cr}=0.7となるが、ひずみ硬化を考慮しても $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 1.0$ を確保できる幅厚比パラメータはR_{cr}=0.46付近にすぎない。実験値もこのことを示している。なお、この値は文献12)に基づくR_{cr}=0.58に比較して20%低い値である。

7. 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) 材料試験結果に基づき、ひずみ硬化領域にわたるまでの応力ーひずみモデルを作成した。
- (2) ひずみ硬化を考慮した弾塑性有限変位解析法により、材料試験結果に基づく応力ーひずみモデルの再現を確認した。
- (3) ひずみ硬化を考慮することによって、極限強度がひずみ硬化を無視した場合より上昇する場合でも、極限状態におけるたわみ量は板厚以下である。
- (4) 初期不整を有する圧縮板の解析結果より、ひずみ硬化を考慮した場合、極限強度が1.0を確保出来るR_{cr}は0.46付近となった。

あとがき

2節で述べたようにH', ε_H の十分な把握が極限強度の精度の向上につながる。つまりひずみ硬化後の挙動を正確に知る上でも、さらに統計データに値するほどに材料試験のデータ収集が肝要である。パラメータB, nを統計的に扱って極限強度の精度の向上および極限強度曲線の提示が今後の課題である。なお、材料試験を実施するにあたって、当時大阪大学工学部4年生の鳥牧昭夫君（現在、大阪府に勤務）に協力を頂いたことを記し謝意を表する。

参考文献

- 1) 小松定夫・奈良 敬・山田浩幸・出口恭司：ひずみ硬化を考慮した鋼板の極限強度について，昭和60年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-76，1985年5月。
- 2) 小松定夫・奈良 敬・出口恭司：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度について，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集，I-80，1985年9月。
- 3) 小松定夫・奈良 敬・出口恭司・鳥牧昭夫：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度特性について，昭和61年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-69，1986年5月。
- 4) 出口恭司・小松定夫・奈良 敬：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限曲線について，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集，I-92，1986年11月。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，昭和55年2月。
- 6) Dwight, J.B. and K.E. Moxham : Welded steel plates in compression, The Structural Engineer, Vol. 47, pp. 49-66, February, 1969.
- 7) 前田幸雄・日笠隆司：初期不整のある板要素の圧縮耐荷力について，昭和51年度土木学会関西支部年

次学術講演会講演概要集, I-51, 1976年5月.

- 8) 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.
- 9) Deutscher Ausschuss fur Stahlbau-Richtlinien : DAST Ri012, 1978.
- 10) 小松定夫編 : 鋼構造の補剛設計, 付録 DAST Richtlinie 012 板の安定照査(案), 森北出版, 1982年6月.
- 11) 北田俊行 : 圧縮板の設計耐荷力曲線の統一化について, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-79, 1985年9月.
- 12) Ostapenko, A. : Local buckling, Structural steel buckling, edited by L. Tall, Second edition, The Ronald Press Company, New York, pp. 552-591, 1974.
- 13) Lipson, S. L. and Haque, M. I. : Elasto-plastic analysis of single-angle bolted-welded connections using the finite element method, Computers & Structures, Vol. 9, No. 6, pp. 533-545, 1978.
- 14) El-Ghazaly, H. A., Dubey, R. N. and Sherbourne, A. N. : Elasto-plastic buckling of stiffener plates in beam-to-column flange connections, Computers & Structures, Vol. 18, No. 2, pp. 201-213, 1984.
- 15) 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.
- 16) 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.

(1986年10月17日受付)