

プレートガーダー腹板の曲げ・せん断連成強度照査式

An Ultimate Interactive Strength Formula of Web Plates in Plate Girder
under Combined Shear and Bending

中沢 正利*, 倉西 茂**

By Masatoshi NAKAZAWA and Shigeru KURANISHI

The ultimate interactive strength of intermediate web plates isolated from a plate girder is investigated numerically by FEM. Although the instabilities of compressive flange are not considered, the combined loading of shear force and realistic unequal end-moments is introduced. New formulas to give the ultimate interactive strength are established by the exponential function based on the extensive parametric studies. These formulas can apply to the different value of moments occurred at the 3 positions in the panel. Moreover, it is shown that one formula for the larger end-moment in the panel can include the suggestion that the exponential coefficients are better to set 4.0 for the actual plate girder structures.

1. まえがき

プレートガーダーの耐荷力を論じる時、曲げ、せん断およびそれら両者の連成荷重に対する耐荷力に分類されるのが一般的である。このうち、曲げおよびせん断については、多年の研究により複数の強度照査式が提案され、議論されている。しかし、曲げとせん断の連成強度については理論的研究が先行しているものの、その実証的研究例が以外と少なく、これからの研究の蓄積と進展が期待される分野であろう。

Basler¹⁻³⁾はプレートガーダーの耐荷力理論を上記三つの荷重条件について初めて体系化し、曲げとせん断の連成強度は、それらの単独強度からの相関によって表わし得ると考えた。せん断強度は、圧縮フランジが降伏モーメントに達するまで曲げによって影響されないと仮定し、また曲げ強度はせん断によって放物線的に低下すると仮定した。秋田・藤井^{4,5)}は、連成荷重状態に対する崩壊モデルを考え、三つの直線で表わされる強度相関図を示した。Herzog⁶⁾も三つの直線で強度相関図を表わしたが、公表された実験結果を統計的に評価して相関関係を検討したところに特色がある。

Evans, Porter and Rockey⁷⁾は彼ら独自の崩壊モデルを提案し強度相関図を示したが、計算の煩雑であるところが難点である。しかし、現実のプレートガーダー腹板が不等曲げを受けることを考慮し、設計に際して参照すべきモーメントとしてパネルの最大モーメントを取るべきであると規定した。

藤野⁸⁾は実物大の溶接プレートガーダー供試体を用いて、連成荷重を受けるプレートガーダー腹板の座屈

* 工博 東北大学助手 工学部土木工学科 (〒980 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

** 工博 東北大学教授 工学部土木工学科

強度および耐荷力に及ぼす初期不整の影響を調べ、実験公式を示した。また、小松・森脇・藤野⁹⁾は初期不整を持つプレートガーダーのせん断強度および曲げ強度についても一連の実験^{10,11)}を行ない、これらを総合して初期不整を持つプレートガーダーの耐荷力を算定する手順を体系的にまとめた。さらに、小松・森脇・藤野・滝本^{12,13)}は新しい手法としてモデル解析と数値シミュレーションを組合せ、彼らの行なった実験結果とのよい一致を報告している。この場合のモーメント参照位置はパネル中央断面である。

一方、塩見・伊藤・福本¹⁴⁾はデータベースシステムを活用して、連成強度に関する実験結果を統計的に調べ、実験結果に大きなばらつきがあり、さらに基礎的なデータの蓄積が必要であることを指摘した。

また近年、西野・長谷川¹⁵⁾あるいは三上^{16,17)}はBasler, Evans et al.の強度相関式のよい近似として、指数形の簡便な連成強度式を提唱しているが、その指数部係数は4.0の固定された値であり、かつ理論的根拠が薄い。

この様に、連成強度に関する実験例の少なさ、着目するモーメントの値の取り方等、十分に強度特性を把握しているとはまだまだ言い難い。そこで本研究では、まず数値解析によって曲げとせん断を受けるプレートガーダー腹板の挙動および連成強度特性を広範囲に調べた。なお、ここで着目しているのはプレートガーダー腹板自体の強度であり、圧縮フランジの側方座屈やねじれ座屈等の不安定現象に起因する強度は考慮していない。次に、これらの強度特性に基づき指数形の強度評価式を仮定した。強度式の指数部の係数は縦横比の関数で表わされ⁸⁾、ここでは腹板パネルの幅厚比パラメータを用いた線形回帰式で表わすことにより、非常に簡便な形でより拡張性のある終局連成強度照査式を提案した。さらに、パネル内の右端、中央、左端のモーメントを評価する位置に応じて、連成強度式を示し、西野・長谷川らの提案式との比較を通して考察を行なっている。

2. 終局連成強度解析

(1) 剛体棒要素を用いた単純化モデル

数値解析においては、プレートガーダーから、上下対称なフランジを有する垂直補剛材間の1パネルを取り出して解析対象とした。この1パネルを応力仮定のハイブリッド法に基づいた1節点6自由度の三角形板要素で離散化し、有限要素法による弾塑性有限変位解析¹⁸⁾を行なった。材料はウェブ、フランジとも同質で、ヤング率 $E=206\text{GN/m}^2$ 、降伏応力度 $\sigma_y=235\text{MN/m}^2$ 、せん断降伏応力度 $\tau_y=136\text{MN/m}^2$ である。

解析パネルの桁断面は載荷中常に平面を保持する様に、図-1に示す様な仮定の剛棒要素¹⁹⁾がパネル左辺に取り付けられた様な単純化された解析モデルを考えている。実際の解析では、右辺での水平方向変位を拘束し、左辺では剛棒要素の動きを再現するため、境界条件の操作と変位制御解析手法を駆使して計算を行なっている。この剛棒要素の動きは、パネル左辺で指定されるヒンジ位置での水平方向並進変位 U_r と回転変位 θ_r によって一義的に表わされる。よって、外力は曲げモーメント M_r と一様分布せん断力 S をこれらの比に応じて比例载荷することにより与える。本解析では軸方向の合力 F_r が0となる様に、 U_r と θ_r の変位が自由に発生する境界条件を与え、曲げとせん断のみが生じる状態を再現している。なお、パネル左右辺での鉛直方向の動きは自由である。

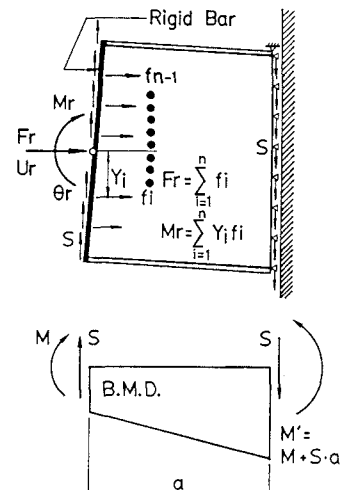


図-1 仮定の剛棒要素を用いた解析モデル

パネル左辺で同時に与えられるせん断力 S と曲げモーメント M により、線形増加する曲げモーメント分布がプレートガーダーの実構造に即して再現され、パネル右辺での端部モーメントは $M' = M + S \cdot a$ となる。ここで、 a は垂直補剛材間隔である。

垂直補剛材辺での面外境界条件は単純支持を仮定し、フランジ辺ではフランジがウェブを弾性支持している。圧縮フランジの側方座屈やねじれ座屈等の不安定現象を避けるため、フランジの自由突出端幅厚比は13.0、フランジの断面積 A_f とウェブの断面積 A_w の比 A_f/A_w は解析を通して0.5に設定されている。

ウェブの面外初期たわみは直角二方向で $\sin$ 半波を仮定し、その最大たわみは道路橋示方書²⁸⁾ の仮組み立て規定に従って桁高の $1/250$ を仮定した。また、ここでは残留応力の影響は考慮していないが、一般にせん断よりも曲げの方が初期不整（面外初期たわみ、残留応力）の影響を強く受け、しかもウェブよりもフランジの初期不整が耐荷力をより低減させることが報告されている^{8,18,11,21)}。

(2) 終局状態での変形挙動

図-2 は終局状態での面外変形形状を等高線で示したものである。縦横比 $\alpha=1.0$ 、幅厚比 $\beta=250$ のパネルに対して、作用させる曲げモーメントとせん断力の比を種々変化した。せん断が支配的な場合には対角線方向のしわの発生が顕著で張力場の形成がうかがえるが、曲げモーメントの比率が大きくなるにつれて、パネル対角線方向の波状面外たわみの卓越する幅が広くなり、かつパネル全体の面外たわみ形は平坦化する。

図-3 は同じく終局状態での主応力分布を示している。幅厚比 $\beta=250$ のパネルで縦横比を変化させた場合について、主

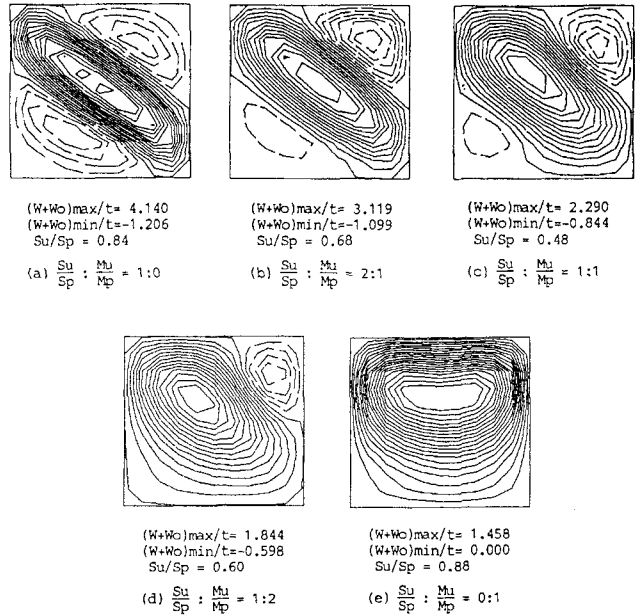


図-2 終局状態での面外変形形状($\alpha=1.0, \beta=250$)

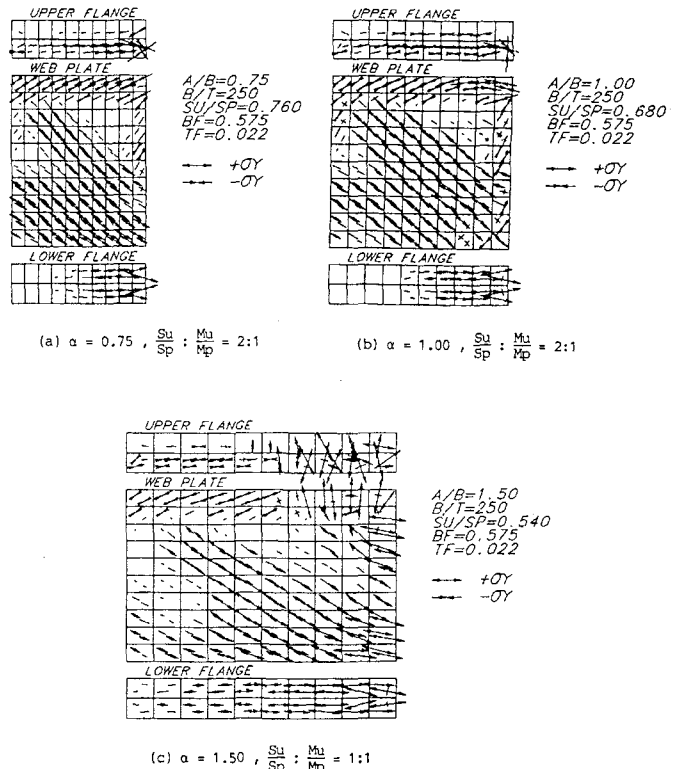


図-3 終局状態での主応力分布

応力のうちせん断降伏応力度の80%を越える成分のみを図示している。引張主応力は張力場付近に集中し、圧縮フランジと端部モーメントの大きい側の垂直辺近傍の隅角部に応力集中が認められる。フランジでは、局部的降伏を除いて、塑性ヒンジの発生は終局状態にいたる時点でも確認されなかった。この結果、パネルの崩壊要因は、せん断が支配的な場合の張力場形成、および曲げが卓越する場合の早期圧縮降伏および応力増大によるものと考えられる。連成荷重状態では明確な崩壊要因の特定はできず、作用する曲げとせん断の比、縦横比および幅厚比によって変化している。

図-4は終局時の解析モデルの左端、中央断面、右端での垂直方向の曲げ応力およびせん断応力の分布を示したものである。せん断に比べて曲げが優位な場合にはほぼ線形な曲げ応力分布の発達による隅角部での曲げ降伏が生じている。せん断が優位な場合には、高いレベルのせん断応力とランダムな曲げ応力の発生が見られる。曲げとせん断が共存する場合には、せん断応力と曲げ応力の高い応力レベルでの共存が見られ、それらの合応力による材料の降伏が予想される。これらの理由により、曲げとせん断の連成強度は、一般に各々の単独強度よりも小さくなる。

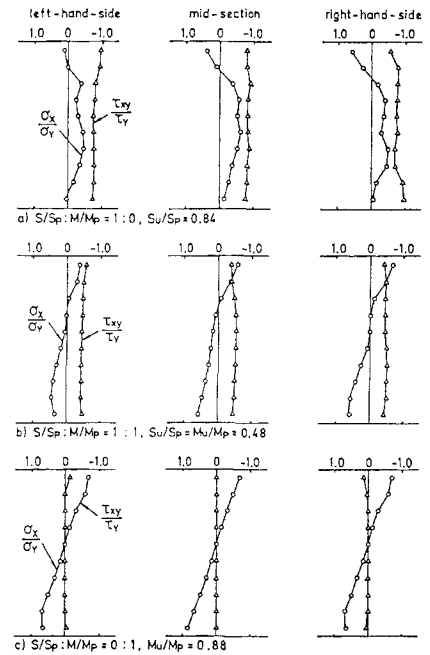


図-4 終局状態での曲げ応力およびせん断応力分布($\alpha=1.0$, $\beta=250$)

(3) 連成強度特性

終局連成強度特性は、図-5(a)に示す様に左端での作用モーメント M と作用せん断力 S の比を変えることによって得られる強度相関図によって表わす。縦軸および横軸はそれぞれ数値解析によって得られたそれらの単独強度によって正規化されている。図-5(b)は、幅厚比 $\beta=250$ で $S/Sp:M/Mp=1.0$ の場合に対する連成せん断強度と縦横比の関係を示している。ここで、 Sp は全塑性せん断力、 Mp は桁の全塑性モーメントである。縦横比 $\alpha=0.75$ の場合の純せん断強度は $\alpha=1.50$ の強度よりも大きい。縦横比とせん断強度の関係は単調減少とはならず $\alpha=1.00$ の場合に最も小さな連成強度が得られる。この理由としては、 $\alpha=1.50$ の場合には曲げによるパネルの面外たわみが共存するせん断力の効果によって抑制され、結果として $\alpha=1.00$ の場合よりも大

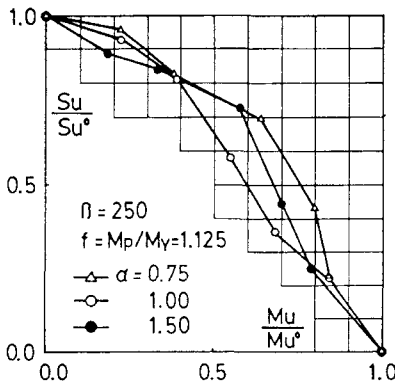


図-5(a) 終局連成強度相関図(S vs. M)

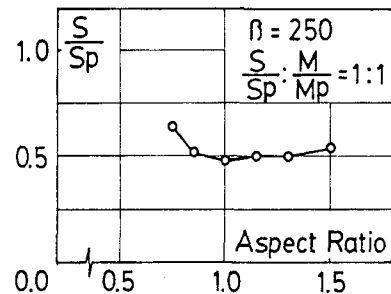


図-5(b) 終局連成強度と縦横比の関係

きな連成強度をもたらすためであると考えられる。

一方、図-6は横軸のパラメータとして右端での値の大きいモーメント M' を用い、連成強度の相関図をプロットしたものである。図-5(a), 図-6いずれの連成強度曲線も単独強度からの急激な強度低下は見られず、スムーズな曲線として描かれる。連成曲げ強度については、特に $\alpha=1.50$ のケースで最も大きく、わずかのせん断力の存在は純曲げ強度よりも大きな曲げ強度を与えることがあることが解る。これはせん断力がわずかでも、パネルの面外変形はせん断の影響を受けるため、ウェブの曲げ圧縮による応力集中が起こりにくくなるためである。連成荷重を受けるプレートガーダー腹板の崩壊

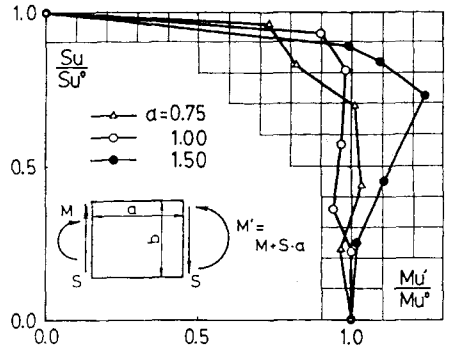


図-6 終局連成強度 (S vs. M')

要因はパネル縦横比、幅厚比および曲げとせん断の比率などによって変化するが、終局連成強度については相関図で表わすと比較的滑らかな曲線として示される。よって、これらの連成強度相関図を指数形の相関曲線で回帰することにより、連成強度照査式を構築することは自然であると考えられる。

3. 終局連成強度照査式

(1) 曲げおよびせん断の単独強度特性

これまでの研究から、せん断強度は次の強度照査式²²⁾により妥当な強度を与えることができる。あるいは現在、広く受け入れられているBasler²⁾の算定式を使うこともできる。

$$\frac{S_u^0}{S_p} = 2 \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \tan \theta_d} - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \tan \theta_d, \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで τ_{cr} はフランジの剛性を考慮に入れた腹板のせん断座屈応力、 θ_d は腹板対角線の傾き角である。

曲げ強度については、数値解析によっても以下に示すBasler³⁾あるいはCooper²³⁾の提案式が良い推定式となることが裏付けられた。

$$\frac{M_u^0}{M_y} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left[\beta - 5.7 \sqrt{E/\sigma_y} \right], \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 β はウェブの幅厚比、 M_y は降伏モーメントである。図-7は推定式と数値解析による強度を比較したものであり、純曲げ強度の下限値を良く押さえていることが解る。

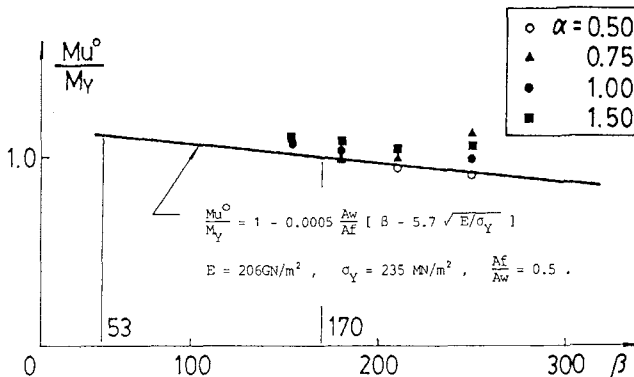


図-7 純曲げ耐荷力の比較

(2) 曲げとせん断の終局連成強度照査式

連成強度相関式は、実用上の簡便さを考慮して次の様な指数形を仮定する。すなわち、

$$\left[\frac{S_u}{S_u^0}\right]^i + \left[\frac{M_{xu}}{M_u^0}\right]^j = 1.0 \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 S_u^0, M_u^0 は純せん断強度および純曲げ強度である。また、パネル任意断面での曲げモーメントの値 M_{xu} は次式の様に表わせる。

$$M_{xu} = M_u + S \cdot x, \quad 0 \leq x \leq a.$$

この指数部の係数 i および j はモーメントを評価する位置に応じて、数値解析の結果を最小自乗法で回帰することにより決定され、表にその結果がまとめられている。まず、モーメントを評価する位置 $x=0.0$ と $0.5a$ についてそれぞれ $0 < i, j < 4$ の範囲で回帰した結果が i^*, j^* で示されている。次に、これらの結果よりさらに単純化を行い、 $x=0.0$ の場合には $i=1.0$ と固定して j を再び回帰し、 $x=0.5a$ の場合には $j=4.0$ と固定して i を回帰し直し、最終的な回帰係数 i, j を決定した。さらに、 $1.0 \leq i, j \leq 4.0$ の範囲で得られた (3) 式の指数部の係数 i, j を幅厚比パラメータ $R\tau, R\sigma$ を用いて線形回帰式で表わすと、

$$\begin{cases} i = 1.0 \\ j = 4.26 - 1.20R\tau + 0.62R\sigma & (\text{for } x=0.0 ; \text{ i.e. by value of left-side smaller moment}) \\ i = 4.73 - 0.74R\tau - 0.50R\sigma \\ j = 4.0 & (\text{for } x=0.5a ; \text{ i.e. by value of mid-span moment}) \\ i \geq 4.0 \\ j \geq 4.0 & (\text{for } x=a ; \text{ i.e. by value of right-side larger moment}) \end{cases} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $R\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k \tau} \cdot \frac{\sigma_y}{E}}, \quad R\sigma = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k \sigma} \cdot \frac{\sigma_y}{E}},$

表 回帰された強度照査式の指数部係数 i, j の値

	moment at right-hand-side section (x=0.0)				moment at mid-section (x=0.5a)					
	i*	j*	i	j	i*	j*	i	j	R _τ	R _σ
β = 152										
α = 0.75	0.90	3.08	1.00	2.80	2.16	4.00	2.16	4.00	1.47	1.10
1.00	1.13	2.36	1.00	2.65	4.00	3.14	3.37	4.00	1.77	1.07
1.50	0.92	1.95	1.00	1.82	2.05	4.00	2.05	4.00	2.03	1.10
β = 180										
α = 0.75	1.26	2.87	1.00	3.58	4.00	4.00	4.00	4.00	1.74	1.30
1.00	1.48	2.03	1.00	3.19	4.00	4.00	4.00	4.00	2.09	1.27
1.50	1.27	1.30	1.00	1.62	1.89	2.94	1.29	4.00	2.40	1.30
β = 210										
α = 0.50	1.46	4.00	1.00	4.00	2.13	4.00	2.13	4.00	1.48	1.52
0.75	0.90	4.00	1.00	3.63	3.84	4.00	3.84	4.00	2.03	1.52
1.00	1.11	2.04	1.00	2.25	1.56	4.00	1.56	4.00	2.44	1.48
1.50	1.24	1.67	1.00	2.02	2.29	3.07	1.63	4.00	2.80	1.52
β = 250										
α = 0.50	0.90	2.57	1.00	2.34	1.08	3.96	1.07	4.00	1.77	1.76
0.75	0.92	2.39	1.00	2.21	1.22	4.00	1.22	4.00	2.42	1.81
1.00	0.90	1.60	1.00	1.46	1.00	2.79	1.22	4.00	2.91	1.76
1.50	0.90	1.91	1.00	1.73	1.04	4.00	1.04	4.00	3.33	1.81

であり、 $k\tau$ 、 $k\sigma$ はそれぞれ四辺単純支持条件下での純せん断座屈係数および純曲げ座屈係数である。図-8は数値解析より得られた強度と強度照査式を比較した強度相関図である。○、●、◇印は数値解析より得られた、パネル左端、中央、右端でのモーメントを用いて表わした連成強度を示している。図-8の破線、実線、一点鎖線は本研究で提案された強度照査式を示しており、右端での最大モーメントの場合を除いて数値解析結果を良く表していることが解る。ここで、右端での評価式は $i=4, j=4$ を上限としているため、西野・長谷川の提案式と一致する。

(3) 考察およびまとめ

西野・長谷川¹⁵⁾は相関式として(3)式の i, j をともに4.0とおくことを提案した。この値は、評価モーメントとしてパネル内右端での最大モーメントをとる場合には、連成強度の十分な余裕を見込んだことになり、設計においては安全側の評価を与えることが解る。しかし、パネルに作用する平均モーメントという意味でスパン中央でのモーメントを用いる場合には i が4.0より小さな値となり、本研究の様に連成強度照査式の指数部の係数を変数として取り扱う手法が有効である。またより合理的な設計を可能とする発展性を有している。以上のことより、プレートガーダーの終局連成強度設計という観点から、パネル内で評価すべきモーメント位置に関する設計論的考察も今後必要となろう。

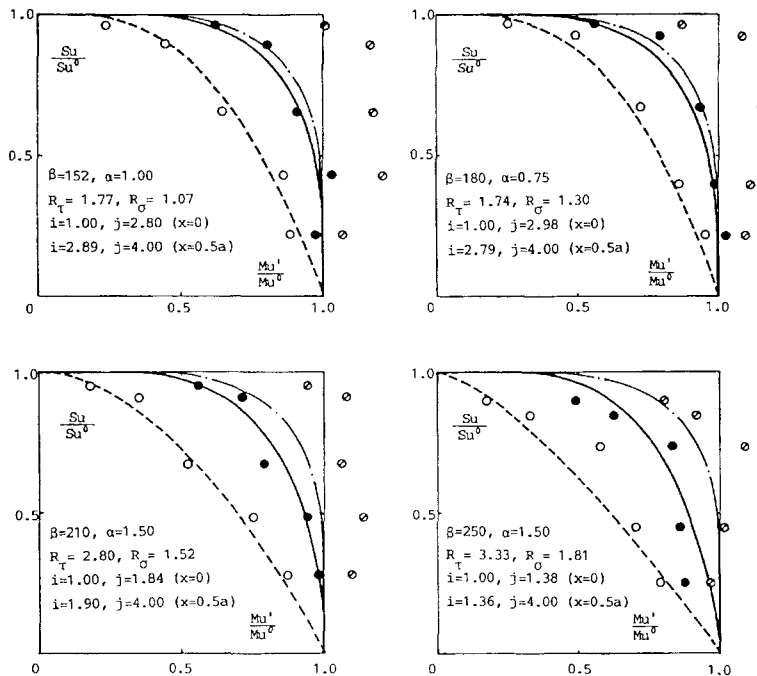


図-8 数値解析結果と強度照査式の比較

4. 結論

プレートガーダーから対称フランジを有する1パネルを取り出し、作用させる曲げモーメントとせん断力の比を種々変化させて弾塑性有限変位解析を行なった。圧縮フランジの不安定に起因する崩壊を避けるため、

フランジの自由突出端幅厚比を13.0、フランジとウェブの断面積比を0.5とする条件下での結論は以下のとおりである。

- (1) 曲げとせん断の連成荷重を受けるパネルの崩壊要因は、せん断が支配的な場合には張力場の降伏、曲げが支配的な場合には圧縮フランジ辺付近での応力増大による早期圧縮降伏に起因し、これらの間では明確な原因は確定できず、作用する曲げとせん断の比、縦横比および幅厚比等の影響を受ける。
- (2) 終局連成強度は、基準とするモーメントの位置の違いに応じて、パネル左端でのモーメント M と右端での最大モーメント M' および平均的なモーメントという意味でのパネル中央のモーメントの3つにより強度相関図で表わされた。いずれの場合も、各々の単独載荷時の強度からの急激な強度低下は見られず、相関曲線はスムーズな軌跡を描く。
- (3) 連成強度式は曲げとせん断の単独強度を用いた指数形の照査式として構築され、指数部の係数は最小自乗法を用いて回帰することにより決定された。それらはまたパネルの幅厚比パラメータにより線形回帰され、3つの異なるモーメント評価位置に応じて実用容易な形で示された。実際のプレートガーダーに対してこの係数を4.0とするのが適切であるという西野・長谷川らの提案は、評価モーメントとしてパネル右端での最大モーメントをとる場合には、十分な余裕を見込んだ安全側の評価を与えることが解った。しかし、より合理的なプレートガーダーの終局連成強度設計を可能とするため、パネル内で評価すべきモーメントの位置あるいは指数部の係数に関する設計論的考察も今後必要となろう。

参 考 文 献

- 1) Basler, K.: Strength of plate girders under combined bending and shear, Proc. ASCE, J. Struct. Div., Vol. 87, No. ST7, pp. 181-197, 1961.
- 2) Basler, K.: Strength of plate girders in shear, Proc. ASCE, J. Struct. Div., Vol. 87, No. ST7, pp. 151-180, 1961.
- 3) Basler, K. and Thurlimann, B.: Strength of plate girders in bending, Proc. ASCE, J. Struct. Div., Vol. 87, No. ST6, pp. 153-181, 1961.
- 4) 秋田好雄・藤井登喜雄：座屈と塑性を考慮した最小重量設計、第一報 ガーダーのせん断座屈をともなうせん断崩壊荷重、造船協会論文集、第119号、pp. 200-208、昭和41年。
- 5) 秋田好雄・藤井登喜雄：座屈と塑性を考慮した最小重量設計、第二報 ウェブの曲げおよびせん断座屈をともなうガーダーの崩壊荷重、造船協会論文集、第120号、pp. 156-164、昭和41年。
- 6) Herzog, M. A. M.: Ultimate static strength of plate girders from tests, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST5, pp. 849-864, May, 1974.
- 7) Evans, H. R., Porter, D. M. and Rockey, K. C.: The collapse behaviour of plate girders subjected to shear and bending, IABSE PERIODICA 4/1978, pp. 1-20, 1978.
- 8) 藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーの組合せ強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第269号、pp. 1-16、1978年1月。
- 9) 小松定夫・森脇良一・藤野真之：初期不整を考慮したプレートガーダーの強度設計に関する研究、土木学会論文報告集、第272号、pp. 13-26、1978年4月。
- 10) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第249号、pp. 41-54、1976年5月。
- 11) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第264号、pp. 1-15、1977年8月。
- 12) 小松定夫・森脇良一・藤野真之・滝本哲四郎：組み合せ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度、土木学会論文報告集、第321号、pp. 1-14、1982年5月。
- 13) Komatsu, S., Moriwaki, Y., Fujino, M. and Takimoto, T.: Ultimate strength of girders in combined load, Proc. ASCE, J. Struct. Eng., Vol. 110, No. 4, pp. 754-768, 1984.
- 14) 塩見弘幸・伊藤義人・福本湧士：プレートガーダーの耐荷力実験データの調査、構造工学論文集、Vol. 33A, pp. 127-139, 1987年3月。
- 15) 西野文雄・長谷川彰夫：道路橋示方書 II 鋼橋編改訂の背景と運用、第5回、8章プレートガーダー、橋梁と基礎、pp. 8-13、1981-6。
- 16) 土木学会鋼構造委員会、福本湧士編集：座屈設計ガイドライン、9章、1987-10。
- 17) 関西支部共同研究グループ 代表三上市蔵：薄板構造の強度と設計に関する調査研究、1988-4、1989-6。

- 18) Kuranishi, S., Nakazawa, M. and Iwakuma, T.: On the tension field action and collapse mechanism of a panel under shear, Structural Eng./Earthquake Eng., Japan Society of Civil Engineers, Vol.5, No.1, pp.161s-171s, 1988.
- 19) 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.
- 20) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、1980年2月.
- 21) 坂口三代治・中井博・北田俊行・大南亮一: 初期不整を有するプレート・ガーダーの純曲げ耐荷力特性について、第27回構造工学シンポジウム、pp.119-128、昭和55年.
- 22) Kuranishi, S., Nakazawa, M. and Iwakuma, T.: A new formula to predict the ultimate shear strength of a plate girder, Structural Eng./Earthquake Eng., Japan Society of Civil Engineers, Vol.6, No.2, pp.239s-250s, 1989.
- 23) Cooper, P.B.: The ultimate bending moment for plate girders, IABSE Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, pp.291-299, 1971.

(1990年10月12日受付)