

プレートガーダーの終局強度の算定法について

ON PREDICTION OF ULTIMATE STRENGTH OF STEEL PLATE GIRDERS

三上 市蔵* 木村 泰三** 大淵 智弘***

By Ichizou MIKAMI, Taizou KIMURA, and Tomohiro OHBUCHI

The Mikami's approximate method to predict the ultimate strength of steel plate girders having the multi-stiffeners and unsymmetrical cross-section, is discussed in detail as follows.

First, when the plate girders are subjected to the combined bending and shear, the bending moment is varying along length. The method to determine the equivalent bending moment is presented. The predicted strength shows a good agreement with the test results.

Second, the web plates are elastically restrained or fixed by the flanges with high torsional rigidity. A method for predicting the ultimate bending strength of plate girders is presented by taking flange restraint into consideration. It is found from comparison with the test results that the effect of the flange restraint can be ignored.

Third, the residual ultimate strength of plate girders after buckling of compression flange or web plate is theoretically evaluated and is compared with the reported test results.

1. まえがき

鋼プレートガーダーの設計を合理的に行うには薄板が用いられる腹板, フランジおよび補剛材の座屈強度を把握するとともに, 桁としての終局強度を的確に評価する必要がある. しかも, 実務上はなるべく簡易な方法がよい. しかし, 現行の道路橋示方書¹⁾における設計法は許容応力度法を用いているため, 終局強度がかならずしも明確にされていない. また, 現行の道路橋示方書¹⁾には, 非対称断面プレートガーダーの設計や多数の補剛材が配置された腹板の設計など規定されていない事項が多くある.

三上は一連の研究^{2)~4)}ののち, 対称断面, 非対称断面を問わず適用でき, 腹板が多数の補剛材で垂直および水平に補剛されていても適用できる鋼プレートガーダーの終局強度算定法をまとめた.⁵⁾ この終局強度算定法⁵⁾は, 鋼プレートガーダーの終局強度を明確にし, 現行の道路橋示方書¹⁾が規定していないものも合理的に設計できるようにすることを目的としている. また, 終局強度の算定にあたっては, 現行の道路橋示方書¹⁾の考え方を踏襲して, 下限値強度式を用いている.

* 工博 関西大学教授 工学部土木工学科

(〒564 吹田市山手町3丁目3番35号)

** 工修 関西大学研究員; 全日本コンサルタント(株)

(〒543 大阪市天王寺区上本町6丁目9番17号)

*** 関西大学大学院 博士課程前期課程

(〒564 吹田市山手町3丁目3番35号)

最近、鋼構造の限界状態設計における終局強度の算定に平均値強度式を用いる研究がいくつかみられる。著者らも、その意義は認める。しかし、一連の研究^{2)~4)}は現行の道路橋示方書¹⁾の考え方を大幅に変更することなく、広く鋼構造の設計に適用できるように、現行の道路橋示方書¹⁾が明確にしていない事項に対する終局強度算定法を明らかにすることを目的としているので、終局強度を平均値で評価することは考えない。

この終局強度の算定法⁵⁾において、若干の検討事項が残されている。

第1に、プレートガーダーが曲げとせん断の組合せを受ける場合の終局強度は、曲げが作用した場合の終局強度とせん断が作用した場合の終局強度とを用いて、相関曲線から算定する方法がとられる。この方法によると、曲げとせん断が作用する場合、作用曲げモーメントは桁の長さ方向に変化するので、どの断面における曲げモーメントを採用して相関式を適用するのか明確ではない。道路橋示方書¹⁾、DIN 4114⁶⁾、Massonnet⁷⁾、Nethercot⁸⁾は等曲げモーメントへの換算式を提案しているが、すべてはりに対するものである。本論文では、プレートガーダーに適用できる変化する曲げを等曲げに換算する簡易な方法を提案し、既報のプレートガーダー実験^{9)~18)}の結果を用いて、その妥当性を検討する。なお、中沢・倉西¹⁹⁾は弾塑性有限変位解析によりプレートガーダーの垂直補剛腹板の1パネルを対象とし、採用する曲げモーメントの位置で相関曲線を変化させることを考えているが、曲げモーメントの変化に限界がある。

第2に、曲げを受けるプレートガーダー腹板の上下フランジまたは水平補剛材と垂直補剛材とで囲まれた単一パネルの終局曲げ強度は、周辺単純支持の仮定のもとで算定される。しかし、実際のプレートガーダーのフランジのねじれ剛性は高く、腹板は弾性拘束あるいは固定支持されているとみなすのが普通である。本論文では、腹板単一パネルが上下辺で固定支持されているものとして、終局曲げ強度を算定する方法を考案し、既報のプレートガーダー実験の結果^{9) 10) 12)~15) 20)~24)}を用いて、フランジによる拘束の影響を検討する。

第3に、プレートガーダーが曲げを受ける場合、腹板座屈が先行するときは、座屈後の曲げモーメントの増加分をフランジが負担するとして、応力再配分による余剰強度を考慮し、フランジ座屈が先行するときは、フランジの座屈で桁が崩壊するとみなしている。本論文では、フランジ座屈先行の場合にも、フランジの座屈後の曲げモーメントの増加分を腹板が負担するとして、応力再配分による余剰強度を考慮する方法を考案し、応力再配分による余剰強度が終局曲げ強度に及ぼす影響を既報のプレートガーダー実験の結果^{9) 10) 12) 13) 15) 20)~24)}を用いて検討する。また、終局曲げ・せん断強度についても、応力再配分による余剰強度の影響を既報のプレートガーダー実験の結果^{9) 12)~15)}を用いて検討する。

2. 変化する曲げの等曲げへの換算

プレートガーダーが曲げとせん断の組合せを受ける場合の終局強度は、曲げが作用した場合の終局強度とせん断が作用した場合の終局強度とを用いて、相関曲線から算定する。この方法によると、曲げとせん断が作用する場合、作用曲げモーメントは桁の長さ方向に変化するので、どの断面における曲げモーメントを採用して相関式を適用するのか明確ではない。そこで、プレートガーダーに適用できる変化する曲げを等曲げに換算する簡易な方法を提案する。また、本算定法とはりに対する道路橋示方書¹⁾、DIN 4114⁶⁾、Massonnet⁷⁾、Nethercot⁸⁾の換算等曲げモーメントの値とを既報の実験結果^{9)~18)}を用いて比較・検討する。

2.1 プレートガーダーに対する換算法

曲げとせん断が作用する場合、作用曲げモーメント M はFig. 1に示すように、桁の長さ方向に変化する。

この場合の等曲げへの換算法が文献2)に示されているが、ここでは、この方法を簡略化し、換算等曲げモーメント M_0 を直接求める次式を考える。

$$\left. \begin{aligned} M_0/M &= 1 - 0.377(1-\beta)^2 & : \alpha \leq 1 \\ &= 1 - 0.377(1-\beta)^2/\alpha^p & : 1 < \alpha \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ただし、

$$p = 3.61(1-\beta) / \{1 + 5.55(1-\beta)\} \quad (2)$$

$\alpha = L/B$, L は照査対象の腹板の長さ, B は腹板高, β ($0 \leq \beta \leq 1$)は腹板両端での曲げモーメント比である。

この簡易式(1)から得られる値と文献2)の換算法から得られる値を比較するとFig. 2のようになる。簡易式(1)の値は $\beta=0.0, 1.0$ で文献2)の式の値と一致するように決定した。 $\beta=0.5$ で誤差は最大となるが、5%以下である。プレートガーダーに対する換算法として、簡易式(1)は設計に実用する上で十分な精度を有していることがわかる。

2.2 はりに対する換算法

はりに対しては、変化する曲げ ($0 \leq \beta \leq 1$) を等曲げに換算する式が次のように提案されている。

(1) 道路橋示方書¹⁾

$$M_0/M = 0.6 + 0.4\beta \quad (3)$$

(2) DIN 4114⁸⁾

$$M_0/M = 0.5 + 0.5\beta \quad (4)$$

(3) Massonnet⁷⁾

$$M_0/M = \sqrt{0.3(1+\beta^2) + 0.4\beta} \quad (5)$$

(4) Nethercot⁸⁾

$$M_0/M = 1 / (1.75 - 1.05\beta + 0.3\beta^2) \quad (6)$$

プレートガーダーに対する式(1)とはりに対する式(3)～(6)とを比較するとFig. 3のようになる。

$\alpha = 1$ の場合、式(1)は $\beta = 0$ で式(3)～(6)より大きい換算等曲げモーメントを与える。 β が1に近づくほど、式(3)～(6)の換算等曲げモーメントの値に近くなり、 $\beta = 1$ (純曲げ状態)で換算等曲げモーメント $M_0/M = 1$ となる。

$\alpha > 1$ の場合、式(1)は腹板縦横比 α を考慮できるので、 β の値に関係なく、 α を考慮できない式(3)～(6)より大きい換算等曲げモーメントを与える。

2.3 既報の実験結果との比較

付録に示す既報のプレートガーダー実験^{9)~18)}のうち、変化する曲げを受ける49供試体について、式(1)および式(3)～(6)の換算法を適用して、文献5)の終局強度算定法によって理論終局強度を求め、実験結果と比較するとTable 1のようになる。

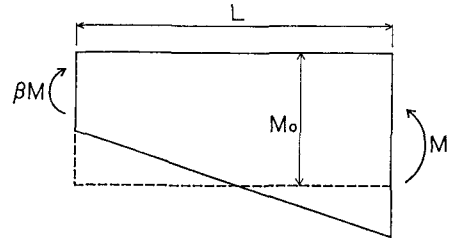


Fig. 1 Varying bending moment and equivalent bending moment.

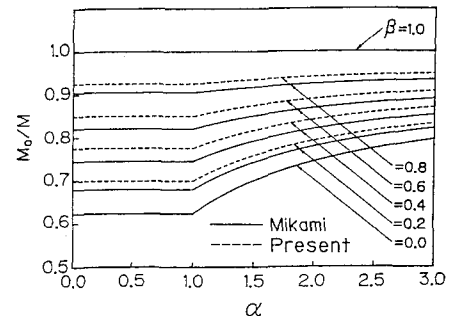


Fig. 2 Equivalent bending moment.

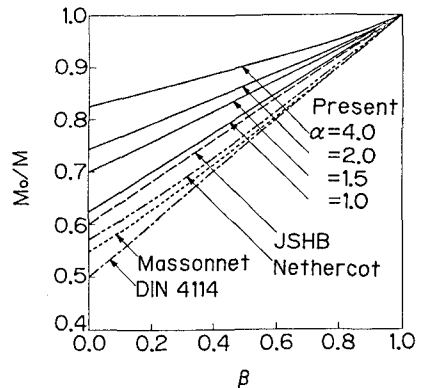


Fig. 3 Various proposed equations for equivalent bending moment.

供試体はせん断試験、曲げ・せん断試験に供されたものを対象としたが、せん断試験といえども、実際には曲げが作用しているので曲げ・せん断として評価した。表中の L_{ex}/L_{th} は Fig. 4 に示すように、 L_{ex} は曲げ・せん断の相関曲線図における原点から実験値までの距離、 L_{th} は原点から理論相関曲線式(25)²⁵⁾までの距離である。⁵⁾ここに、横軸は終局曲げ強度の実験値 M_{max} と理論値 M_{ult} との比、縦軸は終局せん断強度の実験値 V_{max} と理論値 V_{ult} との比を示す。表には L_{ex}/L_{th} の平均値および標準偏差を併記した。記号 n_h は水平補剛材の本数、 n_v は垂直補剛材の本数を示す。

Table 1 Comparison of theoretical ultimate strength with test results.

Loading	Testing models	α	β	n_h	n_v	L_{ex}/L_{th}				
						Present	J S H B	DIN 4114	Massonnet	Nethercot
Shear	S-21	1.21	0.0	2	1	0.895	0.894	0.893	0.894	0.894
	S-22	1.21	0.0	2	1	0.927	0.926	0.925	0.925	0.926
	S-23	1.21	0.0	2	1	0.852	0.851	0.850	0.851	0.851
	S-24	1.21	0.0	2	1	1.036	1.035	1.034	1.034	1.034
	S-25	1.21	0.0	2	1	1.007	1.007	1.006	1.006	1.006
	S-26	1.21	0.0	2	1	0.845	0.844	0.843	0.843	0.843
	S-01	1.21	0.0	—	1	0.708	0.707	0.706	0.706	0.706
	S-25-0	1.50	0.250	1	—	1.503	1.500	1.499	1.499	1.499
	S-25-5	1.50	0.250	1	1	1.355	1.343	1.338	1.339	1.340
	S-35-1	1.50	0.192	1	1	1.392	1.378	1.373	1.374	1.376
	S-35-1A	1.50	0.192	1	1	1.392	1.378	1.373	1.374	1.376
	S-35-5	1.50	0.192	1	1	1.377	1.363	1.358	1.359	1.361
	S-35-1D	1.50	0.192	1	2	1.266	1.242	1.231	1.234	1.236
	S-35-1F	1.50	0.192	1	1	1.338	1.295	1.276	1.281	1.285
	C	1.25	0.118	—	—	1.621	1.619	1.619	1.619	1.619
	D	1.26	0.117	—	—	1.721	1.709	1.709	1.709	1.709
	E	1.50	0.0	—	—	1.374	1.368	1.368	1.368	1.368
	S 1	1.50	0.0	—	—	1.217	1.063	1.063	1.063	1.063
	S 2	2.00	0.0	—	—	1.229	1.202	1.202	1.202	1.202
	S 3	1.99	0.0	—	—	1.024	1.007	1.007	1.007	1.007
Bending and shear	U 1	2.00	0.0	—	—	1.357	1.313	1.313	1.313	1.313
	U 2	1.51	0.0	—	—	1.218	1.206	1.206	1.206	1.206
	C-21	1.21	0.322	2	1	1.048	0.977	0.943	0.951	0.958
	C-22	1.21	0.322	2	1	1.058	0.986	0.951	0.960	0.967
	C-23	1.21	0.322	2	1	1.102	1.034	1.001	1.009	1.016
	C-24	1.21	0.322	2	1	1.117	1.048	1.015	1.023	1.030
	C-25	1.21	0.311	2	1	1.049	0.987	0.957	0.964	0.971
	C-26	1.21	0.524	2	1	1.051	0.944	0.901	0.908	0.917
	C-27	1.21	0.487	2	1	1.092	0.994	0.940	0.947	0.957
	C-28	1.21	0.412	2	1	1.115	1.019	0.978	0.986	0.995
	GB1	3.30	0.0	—	2	1.153	0.896	0.788	0.837	0.864
	GB2	4.12	0.0	—	2	1.262	0.935	0.802	0.864	0.896
	G A	2.98	0.0	—	1	1.130	0.875	0.755	0.811	0.840
	G B	3.97	0.0	—	2	1.145	0.838	0.704	0.768	0.800
	G C	5.96	0.0	—	3	1.144	0.799	0.667	0.730	0.761
	G D	6.95	0.0	—	4	1.149	0.792	0.660	0.723	0.754
	A ₀ CY ₁ -4-①	1.00	0.579	—	—	1.210	1.145	1.222	1.125	1.130
	A ₀ CY ₁ -4-②	1.00	0.579	—	—	1.092	1.020	0.993	0.997	1.003
	A ₀ CY ₁ -3.6	1.00	0.529	—	—	1.164	1.099	1.074	1.077	1.083
	A ₀ CY ₁ -2.8	1.00	0.381	—	—	1.190	1.151	1.132	1.136	1.140
	GCX ₁ -4	1.00	0.579	—	—	1.014	0.954	0.933	0.935	0.940
	GCX ₂ -4	1.00	0.579	—	—	1.291	1.228	1.206	1.209	1.214
	GCY ₁ -5	1.00	0.667	—	—	1.375	1.267	1.229	1.233	1.242
	GCY ₁ -4	1.00	0.579	—	—	1.234	1.163	1.137	1.140	1.146
	GCY ₁ -3.6	1.00	0.529	—	—	1.218	1.174	1.157	1.160	1.163
	GCY ₁ -2.25	0.63	0.500	—	—	1.330	1.309	1.302	1.303	1.305
	C	0.83	0.707	—	—	1.148	1.050	1.017	1.020	1.029
	C 1	0.83	0.704	—	—	1.084	0.992	0.960	0.963	0.971
	V C	0.80	0.680	—	—	1.021	0.968	0.951	0.952	0.957
Mean						1.176	1.099	1.073	1.080	1.087
Standard deviation						0.190	0.216	0.239	0.227	0.222

Table 1 からわかるように、プレートガーダーに対する式(1)を用いると、理論値はやや安全側に得られる。危険側に評価される供試体が5体あるが、この5体はいずれもせん断試験の水平補剛材あるいは垂直補剛材を有する供試体で、報告⁵⁾によれば、補剛材剛度が道路橋示方書¹⁾の必要剛度以下であるために、実験値が低下したものである。

せん断試験の場合、 $\beta \approx 0$ 、すなわち、せん断が卓越した純せん断に近い状態の試験では、曲げによる影響が小さいので、プレートガーダーに対する式(1)の値とはりに対する式(3)～(6)の値とは違わない。

曲げ・せん断試験の場合、多くの供試体に対して、はりに対する式(3)～(6)は危険側の値を与える。とくに、 $\alpha \geq 2.98$ の6体はすべて垂直補剛腹板を有する供試体であり、報告⁵⁾によれば、垂直補剛材剛度は

道路橋示方書¹⁾の必要剛度の20～50倍あり、実験値が低いはずはない。 $\beta=0$ ではあるが、曲げとせん断が同程度に共存しており、この6供試体に対し、式(1)を用いると理論値は安全側に得られるが、式(3)～(6)を用いるとかなり危険側になる。これは、式(1)が腹板縦横比 α の影響を考慮できるためである。

したがって、垂直補剛材を有するプレートガーダーでは、変化する曲げを等曲げに換算するには、はりに対する式(3)～(6)ではなく、式(1)を用いるのがよい。

3. フランジで拘束された腹板をもつプレートガーダーの終局曲げ強度

曲げを受けるプレートガーダー腹板の上下フランジまたは水平補剛材と垂直補剛材とで囲まれた単一パネルの終局曲げ強度は、周辺単純支持の仮定のもとで算定される。⁵⁾ しかし、実際のプレートガーダーのフランジのねじれ剛性は高く、腹板は弾性拘束あるいは固定支持されているとみなすのが普通である。²⁶⁾

そこで、腹板単一パネルが上下フランジまたは水平補剛材辺で固定支持され、垂直補剛材辺で単純支持された場合の終局曲げ強度の算定法を提案する。この算定法による終局曲げ強度と単一パネルが周辺単純支持された場合の終局曲げ強度とを既報のプレートガーダー実験の結果^{9) 10) 12) -15) 20) -24)}を用いて比較し、フランジによる拘束の影響を検討する。

3.1 終局曲げ強度

プレートガーダーの終局曲げ強度は、文献5)の方法を用いて算定する。ただし、腹板単一パネルの終局曲げ強度は、二辺固定・二辺単純支持された場合について以下の方法を用いて算定する。

3.2 単一パネルの終局曲げ強度

Fig. 5に示すように、二辺固定・二辺単純支持された単一パネル i (長さ a 、幅 b_i 、厚さ t_w 、応力勾配係数 ϕ_i)は、桁に作用する曲げモーメントによる水平方向曲げ・圧縮あるいは曲げ・引張りを受け、圧縮フランジの垂直座屈に関連する垂直方向圧縮を受ける。単一パネルの終局強度は、これらの組合せ応力を受ける場合について求める。

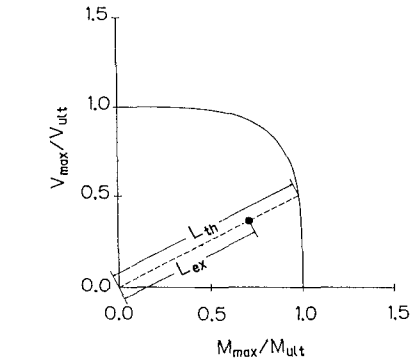


Fig. 4 Theoretical interaction curve and a test result.

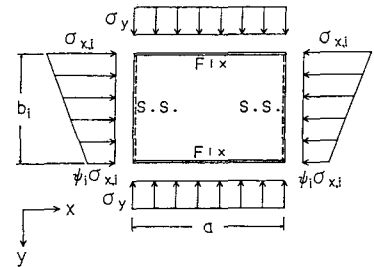


Fig. 5 A single panel under combined stresses.

3.2.1 弾性座屈応力

(1) 垂直方向の圧縮応力による弾性座屈応力 $\sigma_{cr^*, c_{yi}}$ は次式より計算する。

$$\sigma_{cr^*, c_{yi}} = k_{c_{yi}} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left\{ \frac{t_w}{a} \right\}^2 \quad (7)$$

ここに、 E は弾性係数、 μ はポアソン比、 $k_{c_{yi}}$ は座屈係数で、次の近似式から算定できる。

$$\left. \begin{aligned} k_{c_{yi}} &= 4.0 + 2.842(a/b_i)^2 & : a/b_i < 5/7 \\ &= 2.069 + 3.983(a/b_i)^2 + 0.688(b_i/a)^2 & : 5/7 \leq a/b_i \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

この近似式は、文献²⁷⁾に与えられた二辺固定・二辺単純支持された単一パネルの座屈係数のデータをもとに、今回誘導したものである。近似式(8)をSchleicherの値²⁷⁾と比較するとFig. 6のようになる。式(8)は $a/b_i=1.8$ (座屈モードの変化点)で誤差が最大となるが、6%以下であり、式(8)は十分な精度をもつ近似式であることがわかる。

(2) 水平方向の圧縮応力による弾性座屈応力 $\sigma_{cr^e, cxi}$ ($\phi_i=-1$)は次式より計算する。

$$\sigma_{cr^e, cxi} = k_{cxi} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left\{ \frac{t_w}{b_i} \right\}^2 \quad (9)$$

ここに、 k_{cxi} は座屈係数で、Chwalla²⁸⁾の近似式から算定できる。

$$\left. \begin{aligned} k_{cxi} &= 2.366 + (b_i/a)^2 + 5.3(a/b_i)^2 & : a/b_i < 0.66 \\ &= 6.97 & : 0.66 \leq a/b_i \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

(3) 水平方向の曲げまたは曲げ・引張り応力による弾性座屈応力 $\sigma_{cr^e, bi}$ ($-3 \leq \phi_i \leq -1$)は次式より計算する。

$$\sigma_{cr^e, bi} = k_{bi} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left\{ \frac{t_w}{b_i} \right\}^2 \quad (11)$$

ここに、 k_{bi} は座屈係数で、三上²⁸⁾の近似式から算定できる。

$$k_{bi} = 39.6 \left\{ (1-\phi_i)/2 \right\}^2 \quad : -3 \leq \phi_i \leq -1 \quad (12)$$

3.2.2 単一応力による終局強度

単一応力による終局強度は、弾性座屈応力 $\sigma_{cr^e, i}$ と腹板の降伏応力 σ_{yw} との比であるパラメータ

$$\lambda_i = (\sigma_{yw}/\sigma_{cr^e, i})^{1/2} \quad (13)$$

を用いて算定する。

(1) 垂直方向の圧縮強度 $\sigma_{ult, cxi}$ は次式⁵⁾より計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult, cxi} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda_i \leq 0.526 \\ &= (0.526/\lambda_i)^{0.7} & : 0.526 < \lambda_i \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

(2) 水平方向の圧縮強度 $\sigma_{ult, cxi}$ ($\phi_i=1$)は次式^{2) 5)}より計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult, cxi} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda_i \leq 0.526 \\ &= (0.526/\lambda_i)^{0.7} & : 0.526 < \lambda_i \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

(3) 水平方向の曲げまたは曲げ・引張り強度 $\sigma_{ult, bi}$ ($-3 \leq \phi_i < -1$)は次式^{2) 5)}より計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult, bi} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda_i \leq 1.21 \\ &= (1.21/\lambda_i)^{0.42} & : 1.21 < \lambda_i \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

3.2.3 単一パネルの終局強度

組合せ応力を受ける単一パネルの終局強度 $\sigma_{ult, i}$ (Fig. 5の $\sigma_{x, i}$ に相当する)は次式から求める。⁵⁾

(1) 水平方向に曲げ・圧縮と垂直方向に圧縮を受ける場合($-1 < \phi_i < 1$)

$$\sqrt{\left\{ \frac{1+\phi_i}{2} \frac{\sigma_{ult, i}}{\sigma_{ult, cxi}} \right\}^2 + \left\{ \frac{1-\phi_i}{E} \frac{A_{fc}}{A_w} \frac{\sigma_{ult, i}^2}{\sigma_{ult, cxi}} \right\}^2} + \left\{ \frac{1-\phi_i}{2} \frac{\sigma_{ult, i}}{\sigma_{ult, bi}} \right\}^2 = 1 \quad (17)$$

ここに、 ϕ は桁としての応力勾配係数、 A_w は腹板の断面積、 A_{fc} は圧縮フランジの断面積である。

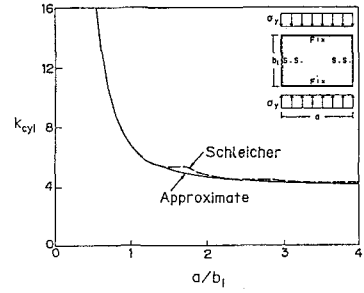


Fig. 6 Approximate buckling coefficient.

(2) 水平方向に曲げ・引張りと垂直方向に圧縮を受ける場合 ($-3 \leq \phi_i \leq -1$)

$$\frac{\sigma_{ult. i}}{\sigma_{yw}} = 1 / \sqrt{\left\{ \frac{\sigma_{yw}}{\sigma_{ult. bi}} \right\}^2 + (1 - \phi) \frac{A_{fc}}{A_w} \frac{\sigma_{yw}}{E} \frac{\sigma_{yw}}{\sigma_{ult. c \phi i}}} \quad (18)$$

3.3 既報の実験結果との比較

プレートガーダーの終局曲げ強度を単一パネルが二辺固定・二辺単純支持されたものとして求めた場合の理論値 M_{ult}^* と周辺単純支持されたものとして求めた場合の理論値 M_{ult} を、付録に示す既報のプレートガーダー実験^{9) 10) 12) 15) 20) 24)}のうち18供試体について、比較・検討する。ただし、フランジの拘束の影響を受ける腹板の座屈が先行する供試体について示す。

3.3.1 曲げ試験

曲げ試験について、理論値 M_{ult}^* と M_{ult} を実験値 M_{max} との比として、比較するとTable 2のようになる。表には、 M_{max}/M_{ult} 、 M_{max}/M_{ult}^* の平均値と標準偏差も併記した。記号T, Lは圧縮フランジの座屈形式で、Tはねじれ座屈、Lは横座屈を示し、S, Pは腹板の座屈形式で、Sは単一パネルの座屈、Pは部分パネルの座屈、Ywは腹板の降伏を示す。Myfcは圧縮フランジの降伏モーメントを示す。また、圧縮フランジまたは腹板のうち座屈が先行するほうを○印で示す。

Table 2からわかるように、周辺単純支持とした場合の理論は実験結果をよく評価しており、圧縮フランジの拘束を考慮して二辺固定・二辺単純支持としても、理論値は平均値で約2%改良されるだけである。ただし、理論値が実験値より大きめの供試体が3体あるが、この3供試体はいずれも無補剛腹板で、腹板座屈が先行する場合である。腹板の初期たわみの影響により終局強度が低下したと思われる。²¹⁾

単一パネルの終局強度の算定には、多少とも実験結果をよく評価できる強度式を用いたい。しかし、フランジの拘束の影響は、単一応力状態に対してはわかっているが、組合せ応力状態に対しては不明な点が多い。実務設計の観点からは種々の応力状態に対して統一的な取扱いが、簡便で、望ましい。

このように考えると、単一パネルの終局曲げ強度の算定にあたって、あえてフランジの拘束を考慮するほどのことはなく、簡便さを考慮して、周辺単純支持とみなすのがよい。

Table 2 Comparison of theoretical ultimate strength with test results under bending.

Testing models	ϕ	n_a	Experimental	Theoretical				$\frac{M_{max}}{M_{ult}^*}$	$\frac{M_{max}}{M_{ult}}$		
			$\frac{M_{max}}{M_{yte}}$	$\frac{M_{ult}^*}{M_{yte}}$		$\frac{M_{ult}}{M_{yte}}$					
B-35-1	-1.000	1	0.973	0.856	T	(P)	0.846	T	(S)	1.137	1.151
B-35-1A	-1.000	1	1.084	0.857	T	(P)	0.846	T	(S)	1.265	1.282
B-35-1B	-1.000	1	0.931	0.859	T	(P)	0.846	T	(S)	1.083	1.100
B-35-5	-1.000	1	1.076	0.859	T	(S)	0.846	T	(S)	1.253	1.273
A _a BX ₁	-1.000	—	0.874	0.925	T	(S)	0.911	T	(S)	0.945	0.960
A _a BX ₂	-1.000	—	0.876	0.920	T	(S)	0.904	T	(S)	0.953	0.969
A _a BY ₁	-1.000	—	0.883	0.905	T	(S)	0.896	T	(S)	0.976	0.986
GBY ₁ -17	-1.002	—	1.090	0.953	L	(S)	0.940	L	(S)	1.144	1.160
GBY ₂ -17	-1.002	—	1.012	0.953	L	(S)	0.940	L	(S)	1.062	1.077
VB	-0.799	—	1.020	0.879	L	(S)	0.864	L	(S)	1.160	1.180
VB1	-0.802	—	0.829	0.701	T	(S)	0.689	T	(S)	1.183	1.203
VB2	-0.850	—	0.662	0.633	T	(S)	0.618	T	(S)	1.045	1.071
AL2	-1.261	1	1.132	0.840	T	(S)	0.837	T	(S)	1.347	1.353
AL3	-1.228	1	1.175	0.822	T	(S)	0.806	T	(S)	1.429	1.457
AL4	-1.202	1	1.100	0.794	T	(S)	0.777	T	(S)	1.387	1.417
BL2	-1.261	1	1.132	0.840	T	(S)	0.837	T	(S)	1.347	1.353
BL3	-1.228	1	1.114	0.822	T	(S)	0.806	T	(S)	1.355	1.381
BL4	-1.202	1	1.032	0.794	T	(S)	0.777	T	(S)	1.301	1.329
Mean									1.187	1.206	
Standard deviation									0.151	0.153	

Table 3 Comparison of theoretical ultimate strength with test results under bending and shear.

Testing models	ψ	n_h	Experimental		Theoretical							M_{max}	M_{max}	V_{max}	L_{ex}	L_{ex}
			M_{max}	V_{max}	M_{ult}^*		M_{ult}		V_{ult}	M_{max}	M_{max}	V_{max}	L_{ex}	L_{ex}		
			M_{Yrc}	V_Y	M_{Yrc}		M_{Yrc}		V_Y	M_{ult}^*	M_{ult}	V_{ult}	L_{th}^*	L_{th}		
A _u CY ₁ -4-①	-1.001	—	0.924	0.635	0.905	T ⑤	0.896	T ⑤	0.635	1.022	1.033	1.001	1.203	1.210		
A _u CY ₁ -4-②	-0.987	—	0.906	0.523	0.932	T ⑤	0.926	T ⑤	0.620	0.972	0.978	0.843	1.088	1.092		
C 1	-0.654	—	0.782	0.280	0.752	T ⑤	0.727	T ⑤	0.620	1.039	1.076	0.452	1.048	1.084		
V C	-0.808	—	0.777	0.429	0.882	L ⑤	0.867	L ⑤	0.526	0.880	0.896	0.815	1.010	1.021		
Mean														1.087	1.102	
Standard deviation														0.072	0.068	

3.3.2 曲げ・せん断試験

曲げ・せん断試験について、理論値 M_{ult} と M_{ult}^* を実験値 M_{max} との比で、比較するとTable 3のようになる。表中の V_{ult} は終局せん断強度の理論値、 V_{max} は終局せん断強度の実験値、 V_Y は降伏せん断力を示し、 L_{ex}/L_{th} または L_{ex}/L_{th}^* は M_{max}/M_{ult} または M_{max}/M_{ult}^* と V_{max}/V_{ult} から計算したものである(Fig. 4 参照)。⁵⁾ 表には L_{ex}/L_{th} 、 L_{ex}/L_{th}^* の平均値と標準偏差を併記した。

Table 3 からわかるように、周辺単純支持とした場合の理論は実験結果をよく評価しており、二辺固定・二辺単純支持としても、理論値は平均値で約2%改良されるだけである。

したがって、曲げの場合と同様に、単一パネルの終局曲げ強度の算定にあたっては、簡便さを考慮して、周辺単純支持とみなすのがよい。

4. 応力再配分による余剰強度を考慮したプレートガーダーの終局曲げ強度

プレートガーダーが曲げを受ける場合、文献5)では腹板座屈が先行するときは、座屈後の曲げモーメントの増加分をフランジが負担するとして、応力再配分による余剰強度を考慮し、フランジ座屈が先行するときは、余剰強度を期待していない。しかし、フランジ座屈が先行する場合にも、フランジ座屈後の曲げモーメントの増加分を腹板が負担できる場合があるので、応力再配分による余剰強度を考慮する方法を考案する。そして、腹板座屈が先行する場合とフランジ座屈が先行する場合の両方について、腹板座屈またはフランジ座屈の後の応力再配分による余剰強度が桁の終局曲げ強度に及ぼす影響を既報のプレートガーダー実験の結果^{9) 10) 12) 13) 15) 20) 24)}を用いて検討する。また、終局曲げ・せん断強度についても、応力再配分による余剰強度が桁の終局曲げ・せん断強度に及ぼす影響を既報のプレートガーダー実験の結果^{9) 12) 15)}を用いて検討する。

4.1 終局曲げ強度

プレートガーダーが曲げを受ける場合、フランジ座屈先行および腹板座屈先行の場合の終局曲げ強度の算定法を考える。ただし、フランジの終局曲げ強度、腹板の終局曲げ強度は文献5)の算定法を用いて算定するものとする。

4.1.1 フランジ座屈先行

(1) 余剰強度を考慮しない場合

文献5)では、圧縮フランジの座屈が先行する($\sigma_{ult, f} \leq \sigma_{ult, w}$) 場合、Fig. 7(b)に示すように、その座屈が桁の崩壊になるとみなした。その場合、桁の終局曲げ強度 M_{ult} は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult, f}}{\sigma_{Yf}} \quad : \sigma_{ult, f} \leq -\sigma_{Yf}/\phi \quad (19a)$$

ここに、 σ_{Yf} はフランジの降伏応力、 $\sigma_{ult, f}$ はフランジの終局曲げ強度である。

断面の非対称性が著しく、腹板の引張り領域が広い場合、引張フランジが降伏応力に達することがある。この場合、桁の終局曲げ強度は少し安全側であるが次のようになる。

$$\frac{M_{ult}}{M_{Yfc}} = -\frac{1}{\phi} \quad : \sigma_{ult, f} > -\sigma_{Yf}/\phi \quad (19b)$$

(2) 余剰強度を考慮する場合

文献5)では式(19a)および式(19b)しか考えていなかったが、実際にはFig. 7(b)の状態にとどまらず、Fig. 7(c)に示すように、圧縮フランジ座屈後の曲げモーメントの増加分を腹板が負担することもありうる。その限界は、腹板の終局曲げ強度である。このように考えると、応力再配分による余剰強度を考慮した桁の終局曲げ強度 M_{ult}^* は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}^*}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult, f}}{\sigma_{Yf}} \times \left\{ 1 + \frac{A_w}{6 A_{fc}} \frac{(1-\phi)(\sigma_{ult, w}/\sigma_{ult, f}-1)}{1+\phi^2 A_{ft}/A_{fc} + (1+\phi+\phi^2) A_w/3 A_{fc}} \right\} \quad : \sigma_{ult, w} \leq -\sigma_{Yw}/\phi \quad (20a)$$

ここに、 $\sigma_{ult, w}$ は腹板の終局曲げ強度、 A_{ft} は引張りフランジの断面積である。

断面の非対称性が著しく、腹板の引張り領域が広い場合、腹板の引張り縁で降伏応力に達することがある。この場合、桁の終局曲げ強度は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}^*}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult, f}}{\sigma_{Yf}} \times \left\{ 1 + \frac{A_w}{6 A_{fc}} \frac{(1-\phi)(-\sigma_{Yw}/\phi \sigma_{ult, f}-1)}{1+\phi^2 A_{ft}/A_{fc} + (1+\phi+\phi^2) A_w/3 A_{fc}} \right\} \quad : \sigma_{ult, w} > -\sigma_{Yw}/\phi \quad (20b)$$

対称断面($\phi = -1$, $A_t = A_{ft} = A_{fc}$)のとき、式(20a)および式(20b)は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}^*}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult, f}}{\sigma_{Yf}} \left\{ 1 + \frac{\sigma_{ult, w}/\sigma_{ult, f}-1}{1+6 A_t/A_w} \right\} \quad (21)$$

4.1.2 腹板座屈先行

(1) 余剰強度を考慮しない場合

腹板座屈が先行する($\sigma_{ult, f} > \sigma_{ult, w}$)場合、Fig. 8(b)に示すように、その座屈を桁の崩壊とすると、終局曲げ強度 M_{ult} は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult, w}}{\sigma_{Yf}} \quad : \sigma_{ult, w} \leq -\sigma_{Yw}/\phi \quad (22a)$$

断面の非対称性が著しく、腹板の引張り領域が広い場合、腹板の引張り縁で降伏応力に達することがあ

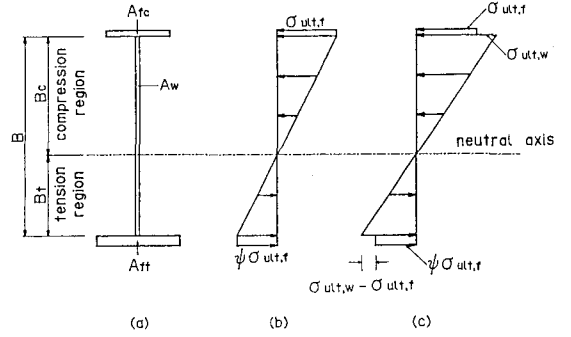


Fig. 7 Stress distribution of collapsed plate girder : flange buckling preceding.

る。この場合、桁の終局曲げ強度は少し安全側であるが次のようになる。

$$\frac{M_{ult}}{M_{Yfc}} = -\frac{1}{\phi} \frac{\sigma_{Yw}}{\sigma_{Yf}} \quad : \sigma_{ult,w} > -\sigma_{Yw}/\phi \quad (22b)$$

(2) 余剰強度を考慮する場合

実際には、Fig. 8(c)に示すように腹板座屈後の曲げモーメントの増加分をフランジが負担することができる。その限界はフランジの終局曲げ強度である。このように考えると、応力再配分による余剰強度を考慮した桁の終局曲げ強度 M_{ult}^* は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}^*}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{Yf}} \left\{ 1 + \frac{(1-\phi)(\sigma_{ult,f}/\sigma_{ult,w}-1)}{1+\phi^2 A_{ft}/A_{fc} + (1+\phi+\phi^2) A_w/3 A_{fc}} \right\} \quad : \sigma_{ult,f} \leq -\sigma_{Yf}/\phi \quad (23a)$$

断面の非対称性が著しく、腹板の引張り領域が広い場合、引張フランジが降伏応力に達することがある。この場合、桁の終局曲げ強度は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}^*}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{Yf}} \left\{ 1 + \frac{(1-\phi)(-\phi\sigma_{Yf}/\sigma_{ult,w}-1)}{1+\phi^2 A_{ft}/A_{fc} + (1+\phi+\phi^2) A_w/3 A_{fc}} \right\} \quad : \sigma_{ult,f} > -\sigma_{Yf}/\phi \quad (23b)$$

対称断面($\phi = -1$, $A_f = A_{fc} = A_{ft}$)のとき、式(23a)および式(23b)は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}^*}{M_{Yfc}} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{Yf}} \left\{ 1 + \frac{\sigma_{ult,f}/\sigma_{ult,w}-1}{1+A_w/6 A_f} \right\} \quad (24)$$

4.2 終局曲げ・せん断強度

4.2.1 余剰強度を考慮しない場合

曲げ・せん断を受ける場合、曲げが作用した場合の終局強度とせん断が作用した場合の終局強度とを用いて、相関曲線から算定する方法をとる。⁵⁾ 相関曲線は次式²⁵⁾を用いる。

$$\left\{ \frac{M}{M_{ult}} \right\}^4 + \left\{ \frac{V}{V_{ult}} \right\}^4 = 1 \quad (25)$$

ここに、 M は作用曲げモーメント、 V は作用せん断力、 M_{ult} は式(19a), (19b), (22a), (22b)のいずれかで与えられる終局曲げ強度、 V_{ult} は文献5)の算定法で求められる終局せん断強度である。

4.2.2 余剰強度を考慮する場合

余剰強度を考慮する場合には、相関曲線式(25)を次のように適用する。

$$\left\{ \frac{M}{M_{ult}^*} \right\}^4 + \left\{ \frac{V}{V_{ult}} \right\}^4 = 1 \quad (26)$$

ここに、 M_{ult}^* は式(20a), (20b), (21), (23a), (23b), (24)のいずれかで与えられる終局曲げ強度である。

4.2.3 換算等曲げモーメント

プレートガーダーに曲げとせん断が作用する場合、作用曲げモーメント M は桁の長さ方向に変化するの

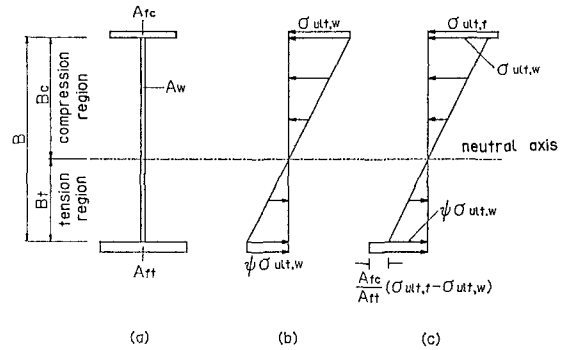


Fig. 8 Stress distribution of collapsed plate girder :web buckling preceding.

で、式(1)を使って作用曲げモーメント M を等曲げモーメント M_0 に換算する必要がある。すなわち、余剰強度を考慮しない場合、式(25)は次のようになる。

$$\left\{ \frac{M_0}{M_{ult}} \right\}^4 + \left\{ \frac{V}{V_{ult}} \right\}^4 = 1 \quad (27)$$

余剰強度を考慮する場合、式(26)は次のようになる。

$$\left\{ \frac{M_0}{M_{ult}^*} \right\}^4 + \left\{ \frac{V}{V_{ult}} \right\}^4 = 1 \quad (28)$$

4.3 既報の実験結果との比較

付録に示す既報のプレートガーダー実験^{9) 10) 12) -15) 20) -24)}の結果を用いて、応力再配分による余剰強度が終局曲げ強度に及ぼす影響を検討する。

4.3.1 フランジ座屈先行

(1) 曲げ試験

フランジ座屈が先行する21供試体について、実験値 M_{max} を余剰強度を考慮しない理論値 M_{ult} と比較するとFig. 9(a)、余剰強度を考慮した理論値 M_{ult}^* と比較するとFig. 9(b)のようになる。図中、○印は水平補剛材なし、●印は1段、●印は2段の供試体を示す。図には、 M_{max}/M_{ult} 、 M_{max}/M_{ult}^* の平均値と標準偏差を併記した。

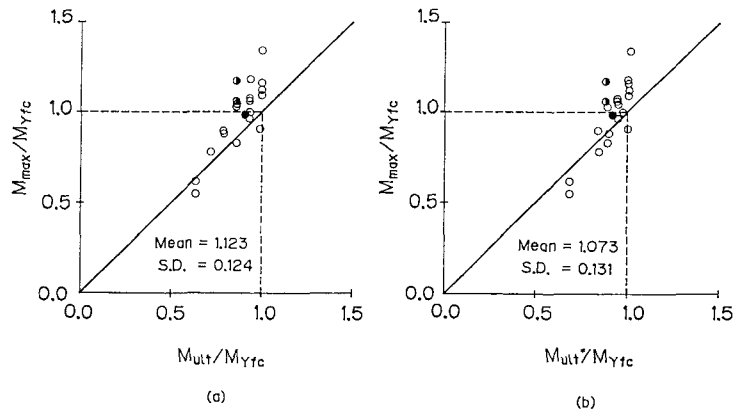


Fig. 9 Comparison of theoretical ultimate bending strength with test results : flange buckling preceding.

Fig. 9(a)からわかるように、余剰強度を考慮しない理論は終局強度を安全側に評価している。ただし、理論値が実験値より大きめの供試体が4体ある。この4体のうち3体は無補剛腹板であり、残り1体は道路橋示方書¹⁾の必要剛度の4倍の垂直補剛材をもつ腹板であるが、いずれも腹板の初期たわみが道路橋示方書¹⁾の許容値より大きいために終局強度が低下したと思われる。^{20) 22) 24)}

Fig. 9(b)からわかるように、余剰強度を考慮した理論は終局強度を危険側に評価する供試体が6体ある。このうち4体は余剰強度を考慮しない理論でも危険側に評価されているもので、残りの2体は余剰強度を考慮すると理論値が実験値を上回ったものである。

フランジ座屈が先行する場合、余剰強度を考慮しない理論は実験値の下限値を与える。余剰強度を考慮すると、理論は若干改良されるが、かえって強度を過大評価する場合がある。したがって、曲げを受けて、フランジ座屈が先行する場合は余剰強度を考慮しないほうがよい。

(2) 曲げ・せん断試験

フランジ座屈が先行する20供試体について、実験値 M_{max} を余剰強度を考慮しない理論値 M_{ult} と比較した結果をFig. 10(a)、余剰強度を考慮した理論値 M_{ult}^* と比較した結果をFig. 10(b)に示す。図には、 L_{ex}/L_{th} 、 L_{ex}/L_{th}^* の平均値と標準偏差を併記した。

Fig. 10(a)からわかるように、余剰強度を考慮しない理論はすべての供試体について強度を安全側に評価している。Fig. 10(b)からわかるように、余剰強度を考慮した理論を用いると、かえって危険側に評価する

供試体が2体ある。この2体は曲げが卓越している供試体で、せん断に対しては余裕があるが、曲げに対しては余裕がない。このために、余剰強度を考慮することにより大きめの強度を予測したと考えられる。

したがって、曲げを受ける場合と同様に、曲げ・せん断を受けてフランジ座屈が先行する場合は、余剰強度を考慮しないほうがよい。

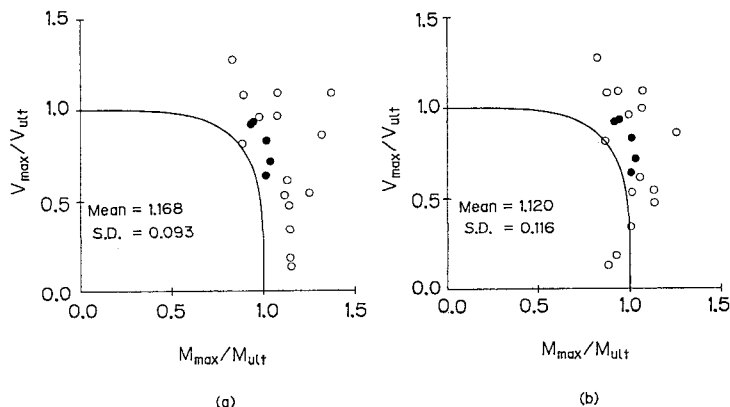


Fig. 10 Comparison of theoretical ultimate strength with test results under bending and shear : flange buckling preceding.

4.3.2 腹板座屈先行

(1) 曲げ試験

腹板座屈が先行する25供試体について、実験値 M_{max} を余剰強度を考慮しない理論値 M_{ult} と比較した結果をFig. 11(a), 余剰強度を考慮した理論値 M_{ult}^* と比較した結果をFig. 11(b)に示す。図には、 M_{max}/M_{ult} , M_{max}/M_{ult}^* の平均値と標準偏差を併記した。

Fig. 11(a)からわかるように、余剰強度を考慮しない理論はすべての供試体について終局強度を安全側に評価しているが、過少評価している供試体が多くみられる。そのうち8体は、水平補剛材が1段のハイブリット・プレートガーダーである。

Fig. 11(b)からわかるように、余剰強度を考慮することにより理論値が大幅に改良され、ハイブリット・プレートガーダーの8体を含み終局強度をよく評価できる。ただし、理論値が実験値より大きい供試体が4体ある。この4体のうち3体は無補剛腹板であり、残り1体は道路橋示方書¹⁾の必要剛度の1.1倍の垂直補剛材をもつ腹板であるが、いずれも腹板の初期たわみの影響により終局強度が低下したと思われる。^{10) 21)}

したがって、曲げを受けて、腹板座屈が先行する場合は余剰強度を考慮するのがよい。

(2) 曲げ・せん断試験

腹板座屈が先行する7供試体について、実験値 M_{max} を余剰強度を考慮しない理論値 M_{ult} と比較した結果をFig. 12(a), 余剰強度を考慮した理論値 M_{ult}^* と比較した結果をFig. 12(b)に示す。図には、 L_{ex}/L_{th} , L_{ex}/L_{th}^* の平均値と標準偏差を併記した。

Fig. 12(a)からわかるように、余剰強度を考慮しない理論はすべての供試体について終局強度を安全側に評価しているが、全体的に終局強度を過少評価している。とくに、水平補剛材のない供試体では過少評価している。

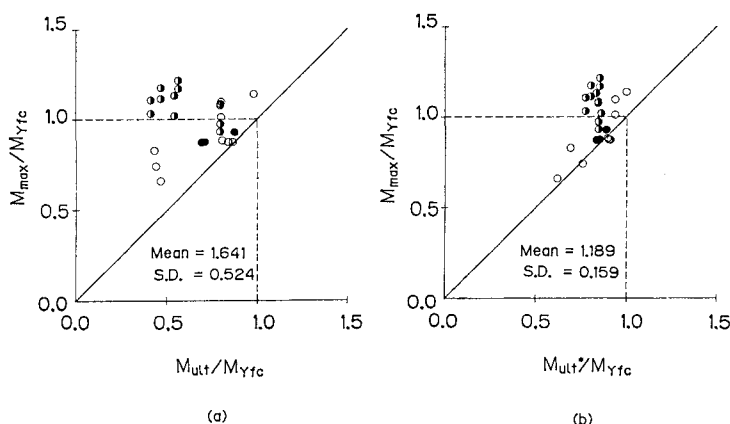


Fig. 11 Comparison of theoretical ultimate bending strength with test results : web buckling preceding.

Fig. 12(b)からわかるように、余剰強度を考慮した理論はすべての供試体について終局強度を安全側に評価し、実験値の下限值を与える。

したがって、曲げを受ける場合と同様に、曲げ・せん断を受けて腹板座屈が先行する場合は、余剰強度を考慮するのがよい。

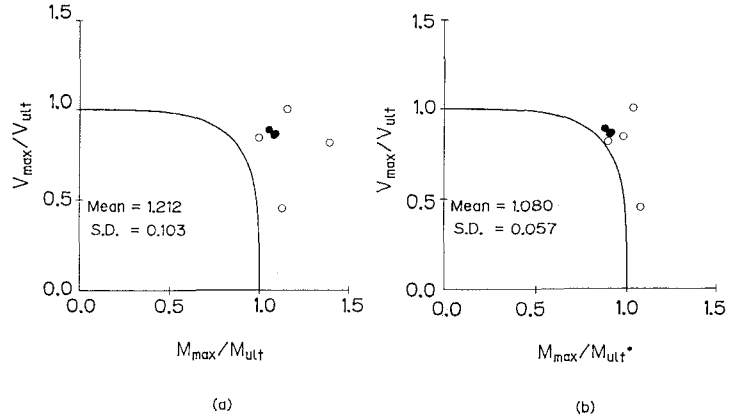


Fig. 12 Comparison of theoretical ultimate strength with test results under bending and shear : web buckling preceding.

5. あとがき

本論文では、三上²⁾ -⁵⁾ の提案する鋼プレートガーダーの終局強度の算定法に対して、より詳細な検討を3項目について行った。得られた結果は次のようである。

プレートガーダーの変化する曲げの等曲げへの換算について検討した。その結果、提案の方法はプレートガーダーに対し、腹板縦横比の影響が考慮できるため、既往のはりに対する換算法よりも終局強度をよく評価できる。変化する曲げを等曲げに換算するには、プレートガーダーに適用できる簡易な本法を用いるとよい。

腹板単一パネルの終局曲げ強度に対するフランジの拘束の影響を検討した。その結果、フランジの拘束による影響はほとんどみられないため、単一パネルの終局曲げ強度の算定にあたっては、簡便さを考慮して、周辺単純支持とみなしてよい。

プレートガーダーの腹板座屈またはフランジ座屈の後の応力再分配による余剰強度を考慮する場合と考慮しない場合の終局曲げ強度を比較・検討した。その結果、フランジの座屈が先行する場合は応力再分配による余剰強度を考慮しないほうがよく、腹板の座屈が先行する場合は応力再分配による余剰強度を考慮するのがよい。

【謝辞】数値計算には関西大学情報処理センターの汎用コンピュータ FACOM M-780/10を、数値計算結果の図形処理および図面作成には富士通(株)製のアプリケーションソフトGRAPHMANとFCAD-Rをそれぞれ使用した。また、数値計算およびデータの整理には、村上欣吾君(関西大学学部生)の協力を得た。

付録 既報のプレートガーダーの実験

本論文の検討に用いた既報のプレートガーダー実験の载荷状態別の供試体数をTable 4に示す。表に示す各供試体の応力勾配係数は $-2.044 \leq \phi \leq -0.344$ 、パネルの縦横比は $0.50 \leq \alpha \leq 6.95$ 、幅厚比は $116.03 \leq B/t_w \leq 477.14$ の範囲にある。

また、無補剛腹板の供試体は40体、垂直補剛腹板の供試体は16体、水平補剛腹板の供試体は15体、水平・垂直補剛腹板の供試体は24体である。

Table 4 Testing models for comparison.

Investigator	Ref.	Number of testing models		
		Bending	shear	Bending and shear
Public Works Research Institute, Ministry of Construction	9) 10)	4 1	6 1	8
University of Tokyo	11) 20)	7	7	
Nagoya University	12) 13)	4 4		2 4
Kobe Steel Ltd.	14) 21) 22)	10 3		10
Kansai University	15) 16) 17) 18)	3	2 3 3	3
Osaka University	23)	8		
Basler	24)	2		
Total		46	22	27

参 考 文 献

- 1) 道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編, 日本道路協会, 1990. 2.
- 2) 三上市蔵・木村泰三・山里 靖: 設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 35A, 1989. 3, pp. 511-522.
- 3) 三上市蔵・山里 靖: 設計のための終局せん断強度の算定法の改良, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 36A, 1990. 3, pp. 181-190.
- 4) 三上市蔵・木村泰三・徳田浩一: プレートガーダーのフランジ垂直座屈強度の算定法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 36A, 1990. 3, pp. 191-201.
- 5) 三上市蔵: プレートガーダーおよびボックスガーダーの終局限界状態設計に関する研究, 科学研究費補助金研究成果報告書, 1992. 3.
- 6) DIN 4114 Blatt 2 : Stabilitätsfalle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Richtlinien, 1953.
- 7) Campus, F. and Massonnet, C. : "Recherches sur le Flambement de Colonnes en Acier A37, A Profil en Double T^e Sollicitées Obliquement", C.R.R., Bulletin No.17, IRSIA, Apr., 1956.
- 8) Nethercot, D.A. : Elastic Lateral Buckling of Beams, Chapter 1 in Beams and Columns, edited by Narayanan, R., Applied Science Publishers, London, 1983, pp.1-33.
- 9) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室: 土木研究所資料, プレートガーダー耐荷力実験報告, No. 2533, 1987. 12.
- 10) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室: 土木研究所資料, プレートガーダー耐荷力実験報告, 1988.
- 11) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵: 水平補剛材を有するプレート・ガーダーのせん断耐荷力, 土木学会論文報告集, No. 235, 1975. 3, pp. 13-28.
- 12) 前川幸次・伊藤義人・福本晴士: プレートガーダーの曲げによるフランジと腹板の連成座屈実験, 土木学会論文集, No. 392, 1988. 4, pp. 335-343.
- 13) 福本晴士・前川幸次・伊藤義人・浅里芳行: モーメント勾配による溶接 I 形桁の横ねじれ座屈実験, 土木学会論文集, No. 362/I-4, 1985. 10, pp. 323-332.
- 14) 藤野真之: 初期不整を有するプレートガーダーの組合わせ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No. 269, 1978. 1, pp. 1-16.
- 15) 三上市蔵・木村泰三・徳田浩一: 非対称断面プレートガーダーの終局強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 37A, 1991. 3, pp. 249-262.
- 16) Mikami, I., Harimoto, S., et al. : Ultimate behaviour test of plate girders under repetitive shear, Technology Reports of Kansai Univ., No. 31, Mar., 1989, pp. 153-167.
- 17) Mikami, I., Harimoto, S., et al. : Further test of steel plate girders under repetitive shear, Technology Reports of Kansai Univ., No. 32, Mar., 1990, pp. 151-166.
- 18) Mikami, I., Harimoto, S., et al. : Ultimate strength test of steel plate girders under repetitive shear, Technology Reports of Kansai Univ., No. 33, Mar., 1991, pp. 145-164.
- 19) 中沢正利・倉西 茂: プレートガーダー腹板の曲げ・せん断連成強度照査式, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 37A, 1991. 3, pp. 239-247.
- 20) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵: 水平補剛材を有するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力実験, 土木学会論文報告集, No. 234, 1975. 2, pp. 33-44.
- 21) 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, No. 264, 1977. 8, pp. 1-15.
- 22) 森脇良一・藤野真之・森 修: プレートガーダーのフランジ剛度が耐荷力に及ぼす影響に関する実験的研究, 橋梁の極限設計研究班研究資料, No. 122.
- 23) 前田幸雄・川井 豊: 上下非対称水平補剛材を有する完全ハイブリット・プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する実験的研究, 大阪大学, 1971. 6.
- 24) Basler, K., Yen, B.T., Müller, J.A. and Thürlimann, B. : Web Buckling Tests on Welded Plate Girders, WRC Bulletin, Series No. 64, Sept., 1960.
- 25) 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, 8 章プレートガーダー, 橋梁と基礎, Vol. 15, No. 6, 1981. 6, pp. 8-13.
- 26) 三上市蔵: 曲げを受ける薄肉断面桁の座屈に関する研究, 名古屋大学提出学位論文, 1972. 12.
- 27) 長柱研究委員会: 弾性安定要覧, コロナ社, 1969.
- 28) Chwalla, E. : Erläuterungen zur Begründung des Normblattentwurfes, Knick- und Beulvorschriften für Stahlbau, (DIN E4114), 1940.

(1992年 9 月 21 日 受 付)