

局所荷重を受けるプレートガーダーの耐荷性能

Load-Carrying Capacity of Plate Girders Subjected to Patch Loading

久保全弘*, 張 耿輔**, 小川喜睦***

Masahiro KUBO, Kengfu CHANG and Yoshichika OGAWA

*工博, 名城大学教授, 理工学部土木工学科(〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

**名城大学大学院理工学研究科修士課程土木工学専攻(〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

***工修, 建設省中部地方建設局(〒460-0001 名古屋市中区三の丸 2-5-1)

Unstiffened web of plate girders subjected to patch loading is failed by crippling or partial buckling. Influences of the panel aspect ratio and the one-sided intermediate stiffeners on the load-carrying capacity are investigated from experimental and numerical analyses. Three girders are tested under vertical concentrated load and the test results are compared with nonlinear analysis taking into account the initial web deflections. An assessment of the applicability of existing formulas for the crippling ultimate load is given based on the available test data. This paper proposes the predicting formula with different expression using non-dimensional slenderness parameter.

Key Words: plate girders, patch loading, ultimate strength, experiment, numerical analysis

キーワード: プレートガーダー, 局所荷重, 耐荷力, 実験, 数値解析

1. 緒言

プレートガーダーの設計¹⁾では, 主桁の支点および床桁取り付け部のような荷重集中点には, 垂直補剛材を腹板の両側に配置して円滑な荷重伝達を確保することが基本となっている。しかしながら, 実際の桁架設においては, 送り出し工法のほかベント, ステージング及びジャッキアップ点などの仮支点部が桁の無補剛断面になることを余儀なくされる。一般に, 架設時の荷重は完成後の荷重に比べてかなり小さく, 腹板パネルの座屈耐荷力としては余裕があるが, 局所荷重に対する腹板の座屈照査が必要になる。局所荷重による圧縮力を受けると, 載荷点近傍の腹板縁には垂直方向の局部圧縮応力が発生し, 耐荷力は桁パネルの幾何学的形状, 腹板とフランジ材料の降伏応力, 荷重の分布幅および腹板の応力状態に依存して, 腹板の局部降伏, 垂直座屈またはクリップリング(Crippling)の崩壊形式²⁾に支配される。近年, わが国で実施されている鋼桁橋の省力化設計・施工では, 補剛材をできるだけ少なくし腹板のアスペクト比を増大する傾向にあり, 局所荷重に対するより精密な照査が望まれている。

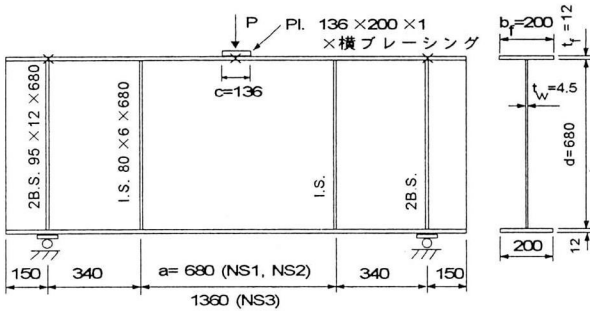
鋼桁腹板の局所荷重耐力に関する既往の研究は, 1960年頃からヨーロッパの研究者によって活発に行われ, その研究成果は文献 3) で要約されている。局所荷重を受ける溶接 I 形桁の実験^{4), 5)}は数多く行われ, 強度算定式の提

案^{6), 7)}ならびに実設計^{8)~10)}に反映されてきた。これに対し, わが国の実験的研究は少なく, 森脇・滝本ら¹¹⁾, 清水ら¹²⁾, 堂垣ら^{13), 14)}の実験結果があるのみである。これまでの研究から, 桁の局所荷重による挙動はフランジのねじり剛性があるため, 腹板の単一板としての線形座屈解析では評価できないことが指摘されてきた。そして, 近年, 有限要素法などを用いた桁の一体解析が活発に行われ, 弾性座屈荷重に及ぼすフランジや補剛材の影響^{15), 16)}および初期不整を考慮した非線形挙動が検討されている。とくに, 幾何学的小および材料的不整を考慮した複合非線形解析^{17)~19)}により, 崩壊形や耐荷力を実挙動に即して推定できるようになってきた。なお, わが国では鋼構造物の終局強度設計に関する研究成果²⁰⁾において具体的な提案がなされ, 橋梁設計への適用が可能になっているが, 限界状態設計法の採用を目指すためには実験と数値解析がさらに必要と思われる。

本論文では, 水平補剛材を必要としない垂直補剛材付き溶接 I 形断面プレートガーダーを対象に, 腹板パネル間に局所荷重が作用した場合の実験と有限要素法による解析を行い, アスペクト比および腹板パネルを構成する中間補剛材の配置形式が耐荷性能に及ぼす影響を調べる。さらに, 局所荷重耐力に関する既往の実験データを用いて, これまでに提案されてきた強度算定式の適合性を検証するとともに, 耐荷力を簡単に評価するための幅厚比パラメータおよび強度評価式を提案する。

表一 実験桁の実測寸法

実験桁	腹 板			フランジ		スパン長	中間補剛材の配置形式と取付け方
	a (mm)	d (mm)	t_w (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	L (mm)	
NS1	681	680	4.31	199.8	11.80	1358	両側・密着
NS2	680	680	4.32	199.9	11.81	1358	片側・密着
NS3	1361	679	4.33	200.0	11.81	2039	片側・密着



図一 実験桁

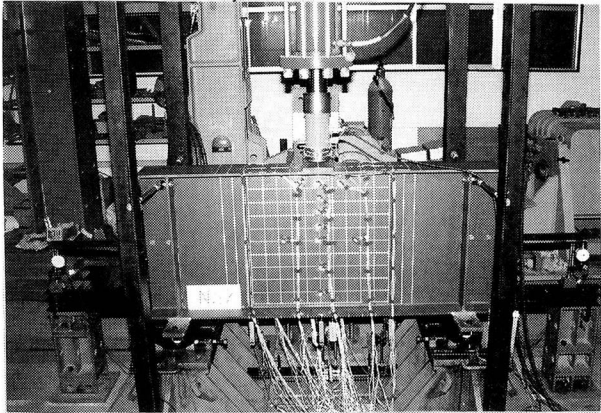
2. 鋼桁の耐力実験

2. 1 実験桁と実験方法

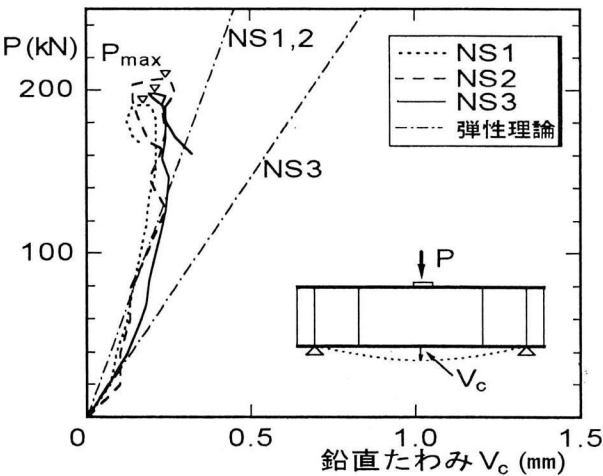
実験桁は図一に示すような垂直補剛材付きの溶接I形断面桁であり、腹板の高さ $d=680\text{mm}$ 、厚さ $t_w=4.5\text{mm}$ 、フランジの幅 $b_f=200\text{mm}$ 、厚さ $t_f=12\text{mm}$ を同一設計寸法とした。使用鋼板の材質は全て SS400 であり、脚長 4mm の手溶接で組み立てた。桁断面の幅厚比はフランジ: $b_f/2t_f=8.3$ 、腹板: $d/t_w=150$ であり、わが国の道路橋示方書¹⁾による水平補剛材を必要としないプレートガーダーの制限値 ($\text{SS400}: b_f/2t_f \leq 13.1$, $d/t_w \leq 152$) を参照して圧縮フランジの局部座屈が生じないように配慮した。表一に実測寸法を示す。そして、実験桁はスパン長 L 、腹板パネルのアスペクト比 $\alpha=a/d$ および中間補剛材の配置形式を変えた次の3体である。

- ①桁 NS1: $L=1360\text{mm}$, $\alpha=1$ で中間補剛材を両側に配置
 - ②桁 NS2: $L=1360\text{mm}$, $\alpha=1$ で中間補剛材を片側に配置
 - ③桁 NS3: $L=2040\text{mm}$, $\alpha=2$ で中間補剛材を片側に配置
- 局所荷重は、荷重幅を $c=136\text{mm}$ と一定にしてスパン中央の無補剛断面に荷重する実験を行う。なお、垂直補剛材の設計は道路橋示方書による規定に準拠して設計し、中間補剛材: 幅 $b_s=80\text{mm}$ 、厚さ $t_s=6\text{mm}$ 、端補剛材: 幅 $b_s=95\text{mm}$ 、厚さ $t_s=12\text{mm}$ である。中間補剛材と上フランジの取付けは溶接せず、密着させた。以上のほか、溶接ひずみの矯正は実際の橋梁製作に準じて行った。

鋼桁に局所荷重が作用することを想定し、実験桁のスパン中央の上フランジ上面に取り付けた荷重板 ($136 \times 200 \times 19\text{mm}$) に油圧ジャッキ (容量 1000kN) を用いて荷重した。両支点は、鋼棒 (直径 50mm 、長さ 500mm) によるローラー支承である。荷重時における桁の横ねじれ座屈を防止するため



写真一 実験の全景



図二 荷重－鉛直たわみ関係

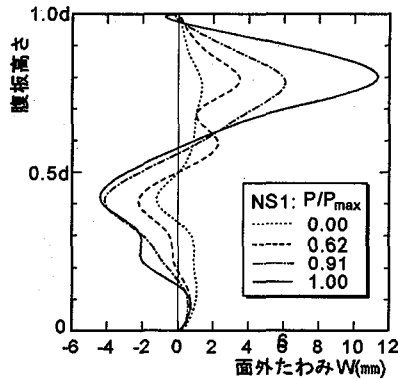
に、端補剛材の上部両側と荷重板の片側にボールベアリング付きロッドを水平に連結し、横方向で支持した。また、荷重点では鉛直たわみを自由にするためにロッドをスライドガイドに取り付けた。なお、実験装置と実験桁の全景を写真一に示す。

表-2 鋼板の材料性質

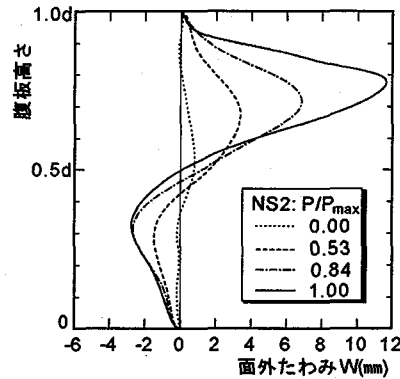
使用鋼板 公称板厚 t (mm)	降伏応力 F_y (Mpa)	引張強さ F_u (Mpa)	ヤング率 E (Gpa)	ポアソン比 ν	伸び Δl (%)
腹板 4.5	272	421	212	0.272	42
フランジ 12	269	433	214	0.277	28
端補剛材 12					
中間補剛材 6	315	455	210	0.274	28

表-3 初期変形の実測値

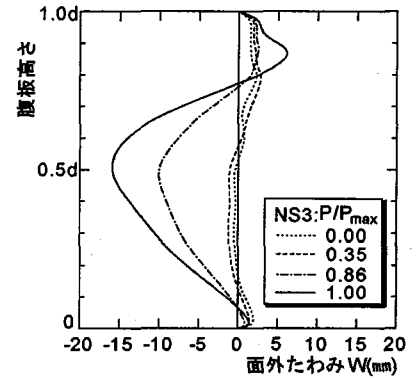
実験桁	腹板	上フランジ		
	平面度 d/δ_w	直角度 b/δ_f	平面度 a/δ_v	水平曲がり a/δ_u
NS1	241	333	1000	3778
NS2	507	392	1283	2956
NS3	300	146	712	2000
許容値	250	200	150	1000



(a) 桁NS1



(b) 桁NS2



(c) 桁NS3

図-3 荷重直下断面の腹板面外たわみモード

荷重は、弾性域内では荷重制御により、また非弾性域内では桁中央の上フランジの鉛直たわみ、および腹板の面外たわみによる変位制御により行った。荷重中のたわみの測定は、支点沈下、中間補剛材の取付け点およびスパン中央の鉛直たわみを測定した。板としての上フランジの鉛直たわみと腹板の面外たわみは、中間補剛材による補剛パネルを高さ方向12、幅方向10分割(荷重直下ではさらに細かく)した格子点について移動式変位計により測定した。なお、たわみの測定結果は中間補剛材の取付け点を基準にした相対たわみ量として処理する。ひずみ測定は、フランジの軸方向と補剛材の鉛直方向については単軸ゲージ、腹板の軸方向及び鉛直方向については、二軸および三軸ゲージを用いて行った。

2.2 材料性質と初期変形

使用した鋼板の引張試験結果を表-2に示す。各板厚とも4本の平均値から求めた材料性質:降伏点応力 F_y 、引張強さ F_u 、ヤング係数 E 、ポアソン比 ν 、伸び Δl である。

初期変形として腹板の平面度、上フランジの直角度と水平曲がりを測定し、その最大値 δ を無次元化して整理し、表-3に示す。なお、道路橋示方書による製作許容値も与えてある。上フランジの直角度(腹板接合線からのフランジ端のたわみ δ_f)は桁NS3のみ許容値を満足していないが、横ねじれ防止枠を設けており、実験には支障ないと思われる。

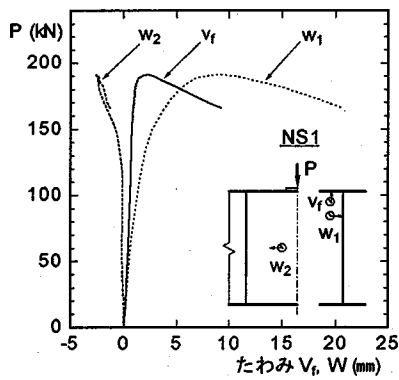
2.3 桁の荷重-変形挙動

(1) 下フランジの鉛直たわみ

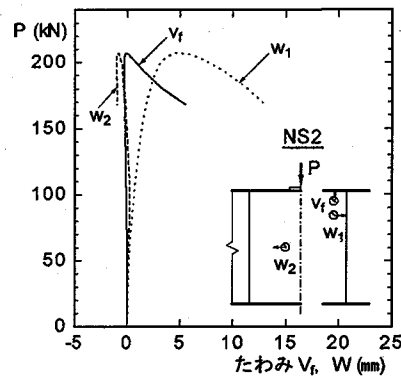
各実験桁のスパン中央断面における下フランジの荷重-鉛直たわみ関係を図-2に示す。図中の一点鎖線はせん断変形を考慮した弾性理論による計算値である。無補剛断面のフランジに荷重すると低い荷重から腹板の面外変形に伴ってたわみの増加が減少し、最大荷重付近からむしろたわみが小さくなっている。桁NS3はNS1,2よりスパン長を大きくした桁であるが、この3体とも鉛直たわみはほとんど同じであり、桁全体として荷重に抵抗していないことがわかる。

(2) 腹板の面外たわみ

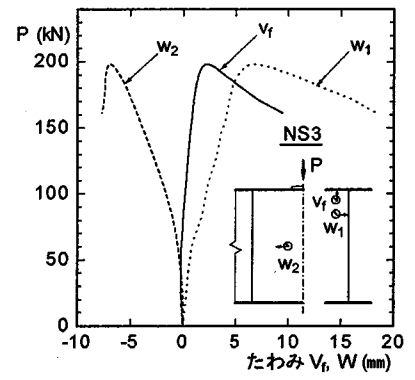
図-3(a)~(c)は、桁NS1~3の荷重直下の断面における腹板の面外たわみを主な荷重段階について描いたものである。各実験桁とも腹板の面外たわみは、小さい荷重段階では初期たわみ($P=0$ の時)の影響を受けて進展し、最大荷重ではほぼ1波長の形状を呈している。そして、アスペクト比 $\alpha=1$ で荷重幅比 $c/a=0.2$ の桁NS1,2では、荷重直下の $0.8d$ 付近で面外たわみが大きい。一方、アスペクト比を大きくした $\alpha=2$ で $c/a=0.1$ の桁NS3では、荷重直下 $0.88d$ 付近で面外変形が生じ、さらに $0.5d$ 付近でも大きく増加している。このように無補剛区間に荷重した場合、アスペクト比が大きく荷重幅比が小さい桁では、クリッピングが腹板上部で生じることがわかる。



(a) 桁NS1

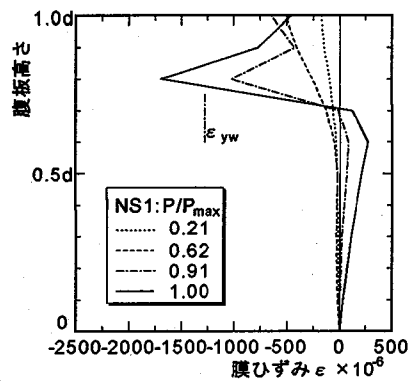


(b) 桁NS2

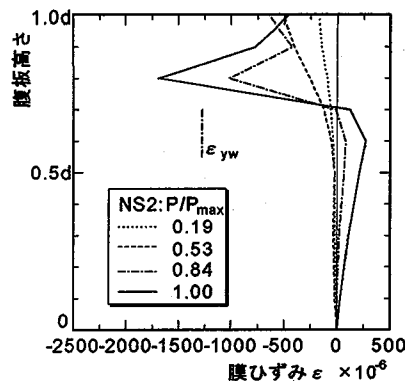


(c) 桁NS3

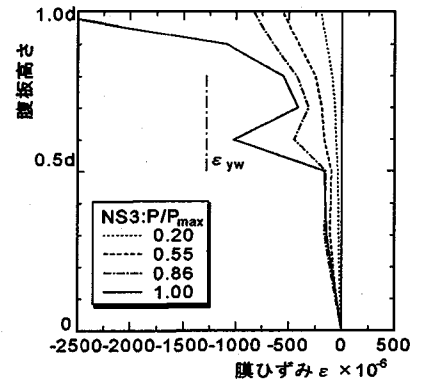
図-4 フランジと腹板たわみの相互関係



(a) 桁NS1



(b) 桁NS2



(c) 桁NS3

図-5 荷重直下断面の膜ひずみ分布

(3) たわみの相互関係

スパン中央断面の上フランジの鉛直たわみ v_f 、荷重直下 $0.8d$ の面外たわみ w_1 、およびパネル $1/4$ 断面($0.25a$)で中央高さ($0.5d$)の面外たわみ w_2 に注目して荷重-たわみ曲線を比較すると図-4(a)~(c)のようになる。無補剛断面に載荷すると、 v_f は最大荷重まで直線的に微増しているが、 w_1 は低い荷重から非線形的に増加している。また、桁NS3の w_2 は桁NS1, 2とは異なり、低い荷重からかなり生じている。

(4) 腹板の膜ひずみ分布

図-5(a)~(c)に、荷重直下における腹板の両面で測定された桁軸に直角方向の垂直ひずみの平均値(膜ひずみとも呼ぶ)を主な荷重に対し描いたものである。最大荷重時の圧縮ひずみは、桁NS1, 2では荷重直下 $0.8d$ 、桁NS3では上縁で最大値を示し、それぞれ降伏している。

最大荷重時の腹板上縁における膜ひずみは、図-6のように載荷幅 c の約3倍の範囲で生じ、アスペクト比が大きい桁NS3の方が大きな圧縮ひずみを受けている。最大荷重時

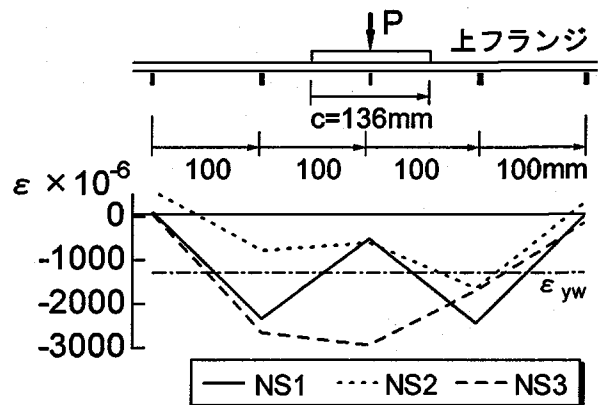


図-6 腹板上縁の膜ひずみ分布

には、荷重直下の局部面外曲げ変形が発達するため、ひずみ分布形は対称形になっていない。とくに、アスペクト比が小さく、かつ中間補剛材を片側に配置した桁NS1が顕著である。

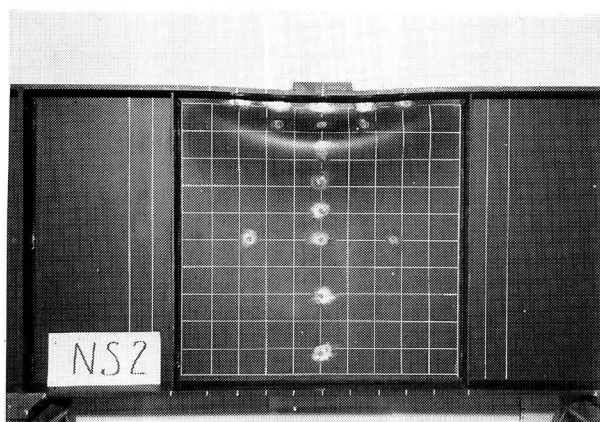


写真-2 桁NS2の崩壊モード

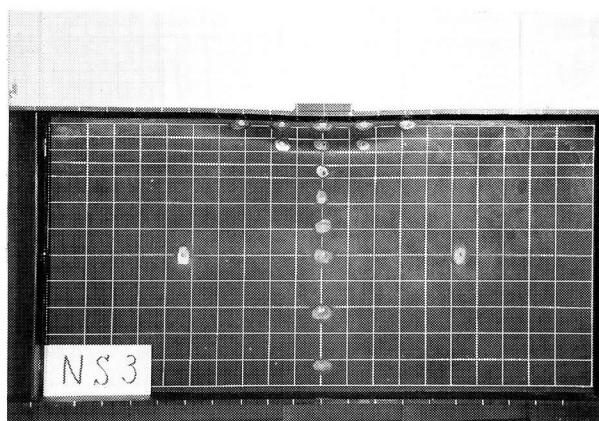


写真-3 桁NS3の崩壊モード

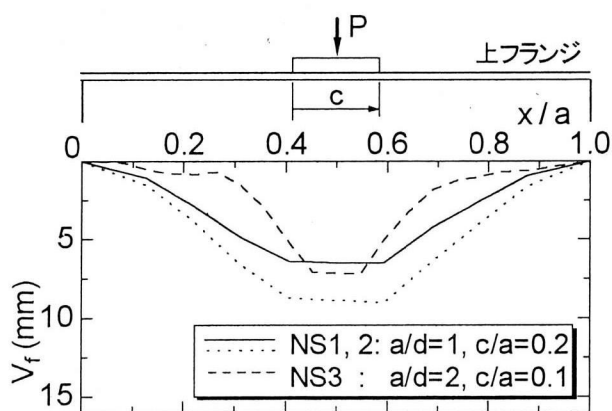


図-7 上フランジの鉛直たわみモード

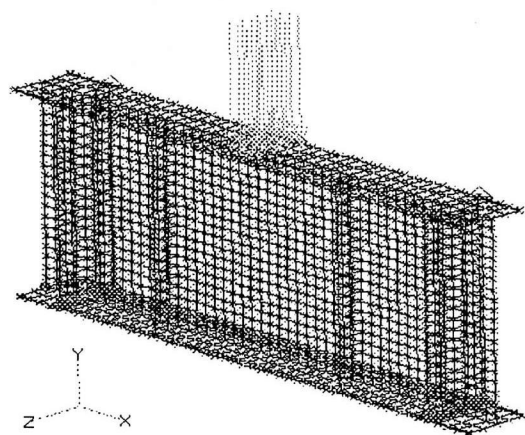


図-8 桁の要素分割

(5) 崩壊形および耐荷力

載荷パネルの崩壊状況は、写真-2, 3からクリップリングによる局部変形モードが明瞭に観察できる。また、図-7は実験終了後の上フランジ中心線の鉛直たわみを中間補剛材間で描いたものである。上フランジの窪みは、アスペクト比を大きくしても載荷幅 c の約4倍の範囲で生じている。局所変形による降伏線は2本発生し、上降伏線は腹板上縁に、下降伏線は $\alpha=1$ の桁では上フランジから $0.2d$ 、 $\alpha=2$ の桁では $0.12d$ 深さの荷重直下に生じている。

実験桁の耐荷力を表-4に示す。最大荷重 P_u およびせん断力 V_u と降伏せん断力 V_y の比 V_u/V_y 、スパン中央の曲げモーメント M_u と降伏曲げモーメントの比 M_u/M_y も与えてある。中間補剛材が片側配置した桁 NS2 の方が両側配置の桁 NS1よりむしろ大きい耐荷力を示している。これは、表-3に示した腹板の初期面外たわみ量が起因したものと推察される。また、中間補剛材が片側配置でアスペクト比を変え

た桁 NS2, 3 を比較すると、アスペクト比を2倍にしても耐荷力の減少は4%にとどまっている。さらに、腹板の幅厚比が150程度の桁でもクリップリング強度は降伏せん断力の約20%しかない。

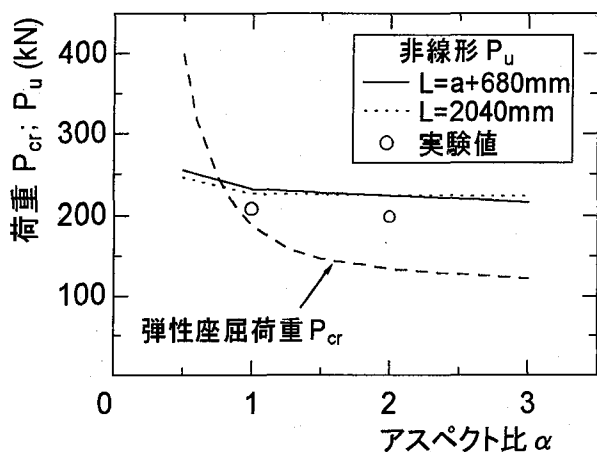
3. 数値解析

3.1 有限要素解析

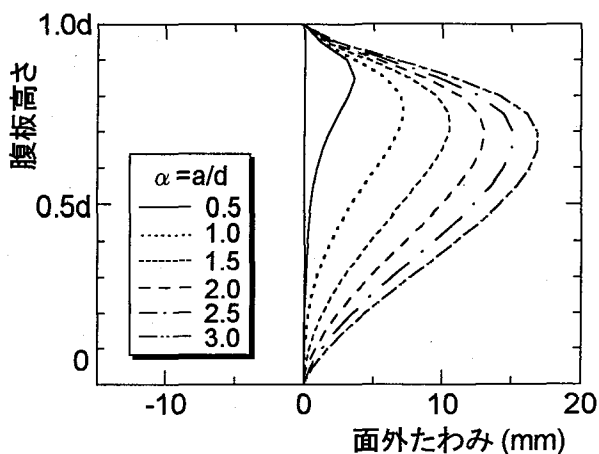
本論文では汎用有限要素法プログラム MSC/NASTRAN for Windows を用いて解析を行い、実験結果と比較した。図-1の実験桁は4節点四角形シェル要素を用いて、図-8のように桁全体を細分割してモデル化した。初期不整として腹板の面外たわみ w_0 のみを考慮し、実測値を用いた場合および道路橋示方書の許容製作誤差 $d/250$ を最大値としてその形状を $\sin$ 級数モードで仮定した場合について比

表—4 耐荷力の実験結果と解析値

実験桁	実 験			FEM解析値		
	P_u (kN)	$\frac{V_u}{V_y}$	$\frac{M_u}{M_y}$	弾性座屈荷重 P_{cr} (kN)	実測モード P_u (kN)	sin級数モード P_u (kN)
NS1	191.12	0.208	0.125	196.81	234.85	231.52
NS2	207.20	0.225	0.136	188.86	257.51	231.23
NS3	197.98	0.215	0.195	161.60	205.04	223.97



図—9 アスペクト比と耐荷力



図—10 アスペクト比と面外たわみモード

較する。ミーゼスの降伏条件を用いて非線形材料特性を加味し、ニュートンラプソン法により荷重増分の収束計算を行った。表—4には、弾性座屈荷重、腹板の初期たわみを考慮した場合の非線形解析結果が与えてある。

桁の弾性座屈荷重は、4辺単純支持の腹板モデルで解析した座屈荷重（桁 NS1, 2: $P_{cr}=79.92\text{kN}$, 桁 NS3: $P_{cr}=47.95\text{kN}$ ）より、アスペクト比 $\alpha=1$ の桁では 2.4 倍、 $\alpha=2$ の桁では 3.4 倍大きく、フランジの剛性が無視できないと言える。そして、パネルを構成する中間補剛材を両側に配置した桁 NS1 と片側配置した桁 NS2 の座屈荷重の差は僅かである。初期たわみに sin 級数モードを仮定した解析値は、実験値よりも 12～21% 大きい耐荷力を示した。実測モードを仮定した解析値は、アスペクト比 $\alpha=1$ の桁 NS1, 2 では 23%、 $\alpha=2$ の桁 NS3 では 4% 実験値より大きい耐荷力を与え、初期変形量の大きさに影響されている。

図—1の実験桁（スパン長 $L=a+680\text{mm}$ ）をモデルにしてアスペクト比を変えた場合の弾性座屈荷重と非線形解析による耐荷力を比較すると図—9のようになる。アスペクト比 $\alpha < 0.8$ では弾性座屈荷重が大きく、それ以外では非線形耐荷力の方が大きい。耐荷力は α を増加しても後座屈強度があり、急激に低下しない。実験モデルでは桁としての曲げモーメントが α によって変化するため、図中には、スパン長 $L=2040\text{mm}$ を一定にした場合の非線形解析結果も示し

てあるが、その影響は 3.4% 以内で小さい。そして、載荷点直下の腹板面外たわみ形は、図—10のように α の増加とともに変化する。

3. 2 局所荷重耐力の算定法

無補剛区間に局所荷重を受ける場合の耐荷力算定式^{3), 6), 7)}は、Granholm の単純な表現式にはじまり、これまでに数多くの実験的または理論的な検討に基づく提案がなされている。ここでは、代表的な式を紹介し、実験データと比較する。

(1) 既往の算定式

① Granholm (1960)

$$P_u = 0.045 E t_w^2 \quad (1)$$

② Bergfelt and Lindgren (1974)

$$P_u = 0.68 E t_w^2 \sqrt{\varepsilon_{yw}} \left(t_f / t_w \right)^{0.6} \quad (2)$$

ここに、腹板の降伏ひずみ $\varepsilon_{yw} = F_{yw} / E$ である。

③ Dubas and Gehri (1975)

$$P_u = 0.75Et_w^2 \sqrt{\varepsilon_{yw}} \sqrt{t_f/t_w} \quad (3)$$

④ Skaloud and Drdacky (1975)

$$P_u = 0.55Et_w^2 \sqrt{\varepsilon_{yw}} \sqrt{t_f/t_w} (0.9 + c/d) \quad (4)$$

⑤ Herzog (1986)

$$P_u = 25Et_w^2 \varepsilon_{yw} (t_f/t_w)^{1/3} \sqrt{0.4 + d/a} \quad (5)$$

ただし, $\sqrt{0.4 + d/a} \leq 1$ とする.

⑥ Roberts (1979)

$$P_u = 0.55Et_w^2 \sqrt{\varepsilon_{yw}} \sqrt{t_f/t_w} [1 + 3(c/d)(t_w/t_f)^{1.5}] \quad (6)$$

⑦ Roberts (1997)

$$P_u = 0.76Et_w^2 \sqrt{\varepsilon_{yw}} (t_f/t_w)^{0.25} [1 + (c_e/d)(t_w/t_f)] \quad (7)$$

ここに, 腹板上縁の荷重幅 $c_e = c + 2t_f$ を用いる.

⑧ Elgaaly (1983)

$$P_u = 0.5Et_w^2 \sqrt{\varepsilon_{yw}} \sqrt{t_f/t_w} \quad (8)$$

⑨ 堂垣ら (1989)

$$P_u = [0.069 + 0.594/\lambda](2V_y) \quad (9)$$

ここに, $\lambda = \sqrt{2V_y/P_{cr}}$ で表し, V_y は腹板の降伏せん断力,

P_{cr} は弾性座屈荷重である.

⑩ 滝本 (1994)

$$P_u = 25Et_w^2 (\varepsilon_{yw} + 0.16\varepsilon_{yf}(t_f/t_w)) [1 + c_e/(2d)] \quad (10)$$

ここに, フランジの降伏ひずみ $\varepsilon_{yf} = F_{yf}/E$ である.

実際には, 桁は局所荷重と曲げを同時に受ける場合が多い. この最大曲げ応力 F_b の影響を考慮するための低減係数として, 次のような近似式⁹⁾が提案されている.

$$f_b = [1 - (F_b/F_{yw})^2]^{0.5} \quad (11)$$

上記のように, 耐荷力の算定式は, 式(1)を基本に主要パラメータとして腹板の降伏ひずみ F_{yw}/E , 断面の板厚比 t_f/t_w および荷重幅比 c/d などを加味した表現となっている. Robertsらの式(6)は, 実験結果を基に塑性崩壊メカニズムを

仮定して誘導されたものであり, Eurocode 3, AISC LRFD, AIJ の限界状態設計に採用されている. ただし, 式(6)の第1項の全体係数 0.5 を Eurocode 3 では 0.6, AISC では 0.793, AIJ では 0.783 に修正し, 高めの評価を行っている. なお, 式(10)は滝本によって提案され, 土木学会発行の「鋼構造物の終局強度と設計」²⁰⁾に採用されている.

(2) 既往の実験データと算定式の比較

鋼桁の無補剛パネルに局所荷重が作用する場合に関する実験データは文献4), 5)で整理されている. 本研究では, その他の実験データをさらに調査し, 合計 186 個を収集することができた.

実験データは, 腹板の幅厚比が $\beta_w = d/t_w \sqrt{F_{yw}/E} =$

1.65~15.5 の範囲であり, 道路橋示方書の水平補剛材を必要としない限界値 $\beta_w = 5.1$ を超過するものを 84%含

む薄肉腹板の桁である. そして, アスペクト比 $\alpha = 0.75 \sim 14$, フランジの幅厚比 $\beta_f = b_f/2t_f \sqrt{F_{yf}/E} = 0.07 \sim 1.63$,

フランジと腹板の板厚比 $t_f/t_w = 1.0 \sim 12.40$, 荷重幅比

$c/d = 0 \sim 0.71$ の多様な実験データからなる.

実験データを用いて各種算定式の推定精度を求めた統計結果が表-5にまとめてある. ただし, ヤング率 $E = 206\text{GPa}$ を用い, 桁の曲げ応力による低減係数は $f_b = 1$ と仮定した. この結果, t_w のみで与える式(1)ではよい精度が得られない. 式(4), (6), (7), (8)は 40~65%程度低めの評価である. Roberts の式(6)を準用した AIJ, AISC LRFD の設計式は, ほぼ平均値強度を与える. 式(10)は, 実験値より4%程度高めの評価を与えるが, 変動も小さく推定精度がよいと言える. なお, 堂垣らの式(9)の算定には, 弾性座屈荷重として後述する腹板パネルの式(12), (13)を用いたために, 適合性が悪いようである.

(3) 本提案式

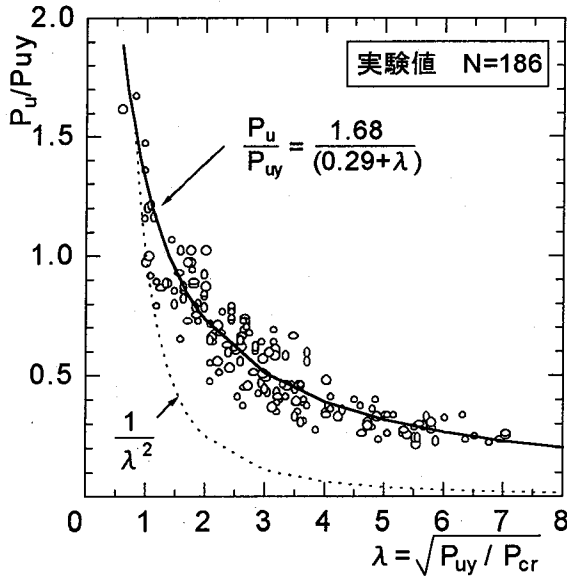
図-1に示す局所荷重が作用する腹板パネルを周辺単純支持板とした場合の弾性座屈荷重は, 次式で求められる.

$$P_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{d} \quad (12)$$

ここに, 腹板の曲げ剛度 $D = Et_w^3/12(1 - \nu^2)$. 座屈係数 k は, 土木学会の「鋼構造物の終局強度と設計」²⁰⁾で採用されている次の近似式を用いる.

$$k = \left(0.8 + \frac{2.4}{\alpha^2} \right) \left[\frac{(c_e/d)^2}{\alpha} + \alpha \right] \quad (13)$$

ここに, c_e はフランジからの分布を考慮した有効荷重幅



図—11 実験データと本提案式

$c_e = c + 2t_f$, アスペクト比 $\alpha = a/d$ は式(14)の限界値を超過した場合には α_{cr} を用いる。

$$c_e/d < 1 \text{ のとき } \alpha_{cr} = 1.5 + 0.6c_e/d \quad (14a)$$

$$c_e/d \geq 1 \text{ のとき } \alpha_{cr} = 0.1d/c_e + c_e/d + 1 \quad (14b)$$

局所荷重を受ける桁の場合も鋼部材や板の強度評価と同様に、基準強度に対する幅厚比パラメータを用いて表現できれば都合がよい。基準強度として、堂垣ら¹³⁾は腹板のせん断降伏荷重 V_y を用いているが、本論文では Roberts が塑性メカニズム解析から求めた腹板の降伏荷重を適用する。

$$P_{uy} = F_{yw} t_w^2 \left(2 \frac{t_f}{t_w} \sqrt{\frac{b_f F_{yf}}{t_w F_{yw}}} + \frac{c_e}{t_w} \right) \quad (15)$$

この式を用いて式(12)を無次元化すると、弾性座屈荷重は

$$\frac{P_{cr}}{P_{uy}} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (16)$$

与えられ、幅厚比パラメータ $\lambda = \sqrt{P_{uy}/P_{cr}}$ は次式で表される。

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{2t_f}{d} \left(\frac{b_f F_{yf}}{t_w F_{yw}} \right) + \frac{c_e}{t_w} \sqrt{\frac{F_{yw}}{E}}} \quad (17)$$

表—5 実験データと算定式の比較

算定式	実験値／計算値		
	平均値 m	標準偏差 s	変動係数 ω
1	1.237	0.384	0.311
2	1.085	0.239	0.220
3	1.106	0.210	0.188
4	1.410	0.278	0.197
5	1.047	0.235	0.224
6	1.534	0.240	0.156
7	1.395	0.287	0.205
8	1.653	0.310	0.188
9	0.905	0.269	0.298
10	0.955	0.151	0.158
18	1.006	0.175	0.174

縦軸に P_u/P_{uy} , 横軸に λ をとって既往の実験データをプロットすると、図—11のようになる。そして、最小 2 乗法により平均値強度曲線を求めると、次式が提案できる。

$$\frac{P_u}{P_{uy}} = \frac{1.68}{(0.29 + \lambda)} \quad (18)$$

本提案式の推定精度は、表—5に示すように実験値と計算値の比の平均値 $m=1.006$, 変動係数 $\omega=0.174$ であり、耐荷力評価式として十分適用できると思われる。図中には腹板パネルの弾性座屈曲線が示してあるが、桁としての耐荷力は相当の後座屈強度を有していることがわかる。

4. 結 論

本論文では、水平補剛材を必要としない垂直補剛材付きプレートガーダーを対象に、垂直補剛材間に局所荷重が作用した場合の耐荷性能を実験と数値解析から検討した。

荷重直下に垂直補剛材がない場合、腹板のクリップリングにより崩壊し、桁全体で荷重に抵抗できない。局所変形による降伏線は載荷幅の約4倍の範囲で生じ、腹板のアスペクト比を大きくすると腹板上部に変形が集中する。荷重直下の面外たわみは、 $\alpha=1$, $c/a=0.2$ の桁では上フランジから約 $0.2d$, $\alpha=2$, $c/a=0.1$ の桁では約 $0.12d$ の深さで大きかった。腹板上縁の膜ひずみは載荷幅の約3倍の範囲に分布している。

実験結果は、腹板の初期面外たわみを考慮した非線形解析と比較した。解析値は実験値より少し大きめで危険側を推定するが、アスペクト比を大きくしても後座屈強度がある

ため耐荷力はそれほど低下しないことを確認できた。また、荷重幅が小さい場合には腹板パネルを構成する中間補剛材の配置方法が耐荷力に及ぼす影響は僅かであることもわかった。

局所荷重耐力に関する実験データを既往文献から186個収集し、10種類の強度算定式との比較を行った。その結果、滝本らが提案した式(10)は実験値を4%程度大きめに推定するが、変動も小さく適合性がよい。また、Robertsらの式(6)は1.54倍小さめに推定することから、全体係数を修正すれば適用できる。

本研究では、局所荷重耐力を評価するための幅厚比パラメータを腹板の弾性座屈荷重と降伏荷重を用いて表現し、既往実験データの平均強度に対応する評価式(18)を提案した。これらのパラメータによって多様な実験データを比較的変動が少なく無次元表示できるが、フランジのねじり剛性を考慮した弾性座屈荷重を用いて改良することが、今後必要と思われる。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 鋼橋編, 技報堂, 1996-12.
- 2) Dubas, P. and Gehri, E.: Behaviour and Design of Steel Plated Structures, Applied Statics and Steel Structures, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 1986.
- 3) Roberts, T. M.: Patch loading on plate girders, Plated Structure- Stability and strength, ed. by R. Narayanan, Applied Science Publishers, London, pp.77-102, 1983.
- 4) Roberts, T. M. and Newark, A.C.M.: Strength of web subjected to compressive edge loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.2, pp.176-183, 1997.
- 5) Johansson, B. and Lagerqvist, O.: Resistance of plate edges to concentrated loads, Journal of Constructional Steel Research, Vol.32, pp.69-105, 1995.
- 6) Markovic, N. and Hajdin, N.: A contribution to analysis of the behaviour of plate girders subjected to patch loading, Journal of Constructional Steel Research, Vol.21, pp.163-173, 1992.
- 7) Herzog, M.: Web crippling with bending and shear of thin-walled plate girders, Journal of Constructional Steel Research, Vol.22, pp.87-97, 1992.
- 8) BSI: Eurocode 3 :Design of Steel Structure, DD ENV 1993-1-1: 1992.
- 9) AISC: Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel for Buildings, Chicago, Ill, 1986.
- 10) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説, 丸善, 1990-2.
- 11) 森脇良一, 滝本哲四郎, 三村裕一: 局所荷重を受ける桁の耐荷力, 土木学会論文報告集, 第339号, pp.69-77, 1983.
- 12) Shimizu, S., Yabana, H. and Yoshida, S.: A new collapse model for patch-loaded web plates, Journal of Constructional Steel Research, Vol.13, pp.61-73, 1989.
- 13) Dogaki, M., Murata, M., Nishijima, Y., Tanabe, T. and Yonezawa, H.: Ultimate strength of plate girders with transverse stiffeners under patch loading, Technology Reports of Kansai University, No.32, pp.139-150, 1990.
- 14) Dogaki, M., Murata, M., Nishijima, Y., Okumura, T. and Yonezawa, H.: Ultimate strength of plate girders with longitudinal stiffeners under patch loading, Technology Reports of Kansai University, No.33, pp.121-132, 1991.
- 15) 渡邊秀貴, 高橋実, 増田陳紀, 西脇威夫: 局所荷重を受けるプレートガーダーパネルの弾性座屈荷重, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.135-145, 1998.
- 16) 作川孝一, 大垣賀津雄, 山本晃久, 田村陽司, 川尻克利: 鉛直局所荷重が作用する腹板のフランジを考慮した座屈係数の提案, 鋼構造論文集, 第6巻第22号, 日本鋼構造協会, pp.79-89, 1999.
- 17) 堂垣正博, 岸上信彦, 米沢博: 部分縁荷重を受けるプレートガーダーの極限強度, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.155-165, 1990.
- 18) 清水茂, 堀井滋則, 吉田俊弥: 局所荷重を受ける水平補剛材付き腹板の挙動, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.229-238, 1991.
- 19) Granath, P. and Lagerqvist, O.: Behaviour of girder webs subjected to patch loading, Journal of Constructional Steel Research, Vol.50, pp.49-69, 1999.
- 20) 倉西 茂編: 鋼構造物の終局強度と設計, 土木学会, 技報堂, 1994.

(1999年9月17日受付)