

プレート ガーダーの極限強度解析

文献調査委員会

1. ま え が き

構造物を設計するに当たって考えねばならぬことは、設計時に考える外力の作用に対して崩壊することのない安全なものを経済的に作ることである。構造物の安全性を知るには、その真の強さを知ることがもっとも重要である。この意味で、現在使われている設計法で考えられているように、構造物の内部に働いている応力とその材の降伏応力に達する荷重をもって安全性の限度、つまり構造物の強さの限度と考える考え方は必ずしも満足であるとはいえない。

例えば、いま図-1に示されるような応力-ひずみ関係を持つ完全弾塑性体といわれるような材料で、断面係数の値のまったく等しいI形断面、長方形断面、および中実丸棒でできた3

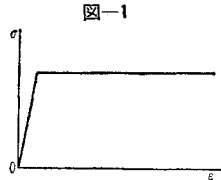


図-1

つの単純支持のはりを作り、その中央点に集中荷重を加える実験を行なうと、その加え得る最高荷重を比べてみると、中実丸棒ではI形断面のものにくらべて1.5倍程度、長方形断面のものでは1.4倍位の荷重に耐えることがわかる^{1),2)}。この3本のはりでは、断面係数が同じであるから、上下両縁での応力が降伏応力に達する荷重はまったく同じであると考えられることができる。この降伏応力を生じる荷重と最大耐力とをくらべてみると、I形断面では最大耐力は1.1倍位、長方形断面では1.5倍、中実丸棒では1.7倍位となる^{1),2)}。この実験について考えてみると、構造物の安全性を知るためには、その構造物の耐え得る最大の荷重を知ることが必要であり、構造物の真の強さというのはその最大耐力と考えてよいと思われる。一方ある設計荷重に対してI形断面のはりが十分安全であるならば、それと同じ断面係数の中実丸棒では、よりいっそう安全であるということが想像され、材料がむだ使いされていることになる。このようなことからわかるように、材の降伏応力に安全性の限度をおく設計法にくらべて、最大耐力に基準をおいた設計が可能であれば、安全に対するよりいっそうの信頼性があるのみならず、材料の強度を効果的に発揮し、使用材料の節約、ひいては経済的に構造物を作ることができるであろう。この場合のように材料の弾性域のみでなく、塑性域での性

質をも考慮して求めた構造物の崩壊荷重を基準とする設計法が塑性設計法であり、極限設計法の中心をなすものである。この問題については過去20年間ほどの進歩にはいちじるしいものがあり、教科書も数多く、また現在も多くの人々によって研究が進められている¹⁾⁻¹⁰⁾。

つぎに塑性解析の一つの例として3本の棒からなる図-2に示した簡単な構造物を考えてみる。3本の柱の断面積をそれぞれA、両端の柱の長さをL、真中の柱のそれを3L/4とすれば、材に降伏応力を生じさせる荷重はつぎのように求められる。

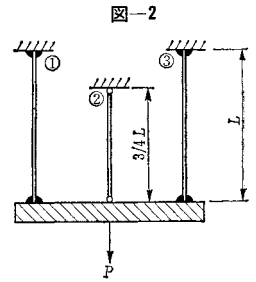


図-2

$$\text{つり合式} \quad 2T_1 + T_2 = P$$

$$\text{適合式} \quad \Delta L_1 = \Delta L_2 \quad \therefore \frac{T_1 L_1}{AE} = \frac{T_2 L_2}{AE}$$

ここに T_1, T_2 はそれぞれの柱に働く軸力、 E は弾性率である。この2つの式を解くことにより

$$T_2 = \frac{4}{3} T_1$$

したがって真中の柱が最初に降伏し、そのときの荷重は σ_Y を材料の降伏応力とすると

$$P_Y = 2.5 T_2 = 2.5 \sigma_Y A \dots \dots \dots (1)$$

と求められる。

もしも柱の材料が図-1に示されるように十分な延性をもつならば、この降伏荷重を越して荷重が加えられ、さらに多少の変形が生じて、②の柱は破断することはない。この間②の柱に働いている力は変化せず、その値は $\sigma_Y A$ を保つ。降伏荷重を越して加えられた力はすべて両端の2本の柱によって受けとめられる。この状態は両端の柱が降伏するまで続き、このときの荷重は

$$P_u = 3 \sigma_Y A \dots \dots \dots (2)$$

と求められる。荷重がこの P_u を越えれば非常に大きな変形が生じ、材が破断するゆえ、結局 P_u がこの構造物の崩壊荷重となる。

いま荷重 P を上向きに作用させ、柱には軸圧縮力が働く場合にも、もし柱が座屈することがなければ、軸引張りが働く場合とまったく同じ結果が得られ、降伏荷重は $2.5 \sigma_Y A$ となり、崩壊荷重は20%大きい $3 \sigma_Y A$

となる。

この簡単な例から、材が降伏を起こすことが必ずしも構造物の崩壊を意味しないことが理解される。同様のことが構造物中の局所的な座屈についてもいえ、座屈荷重が必ずしも崩壊荷重を意味しない⁹⁾。

図-2 の真中の柱が座屈した後の荷重-たわみ曲線が図-3 のAに示されるように、座屈後の多少の軸方向の縮みに対して荷重が急激に低下することがなければ、真中の柱が座屈した後のこの構造物の挙動は、この柱の降伏したときの挙動とほとんど等しいことがわかる。3本の柱の断面2次モーメントをそれぞれ I とし、この構造物中の柱が比較的長くて、降伏を起こすことなく座屈するものとすれば、荷重 P を増して行く

$$T_2 = \frac{\pi^2 EI}{(3/4 L)^2} \dots\dots\dots (3)$$

に達すると、②の柱がまず座屈する¹¹⁾。したがって座屈荷重 P_{cr} は

$$P_{cr} = 2.5 T_2 = \frac{40}{9} \frac{\pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots (4)$$

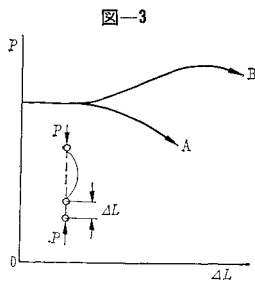
と求められる。さらに荷重を増すと増分はすべて柱①、③に分配せられ、

$$T_1 = \frac{4 \pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots (5)$$

に達したときに柱①、③が座屈し、構造物は崩壊する。このときの荷重、つまり崩壊荷重 P_u は

$$P_u \approx 2 T_1 + T_2 = \left(8 + \frac{16}{9}\right) \frac{\pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots (6)$$

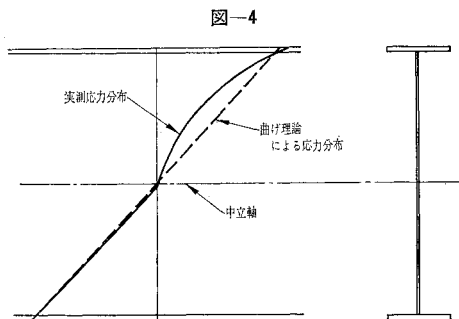
となり、崩壊荷重は座屈荷重の2.2倍に達する。部分的に座屈する材がこの例のように柱であれば、座屈後、その荷重は低下する一方であるが、これに反して板の場合には、座屈後の荷重-たわみ曲線は図-3のBに示す曲線のように、座屈後も荷重は上昇し¹¹⁾、局部座屈後も十分安定であるので、後座屈強度を考慮して設計を行なう問題として適当と思われる。このような考えから後座屈強度を考慮した設計法が土木の分野でも問題とされるようになり、いわゆる張力場の理論をプレート ガーダーのウェブの座屈後の解析に応用することによって、プレート ガーダーの崩壊荷重を求めるための研究がなされている^{12)~20)}。本解説は、特にプレート ガーダーの崩壊荷重を求めるための一つの考え方として、特に米国リーハイ大学における K. Basler, B. Thürliman らによる研究結果^{12), 13), 14)} を紹介し、解説をこころみる。この問題に関しては数多くの文献があるが、諸外国の研究の概要



を集大成し要領よく紹介したものとして、関西橋梁鉄骨溶接研究会のまとめた「プレート ガーダーの耐力に関する理論と実験」²¹⁾ がある。

2. 曲げ耐力¹²⁾

フランジが降伏し始める程度の大きな曲げモーメントが、プレート ガーダーに加えられたときの曲げによる軸応力の分布を図-4に示す。破線は通常の曲げ理論で仮定する応力分布であるのに対し、比較的薄い腹板を使ったプレート ガーダーに関する実験結果²²⁾ によれば、実線で示すようになることが多く、圧縮応力を受ける部分では、曲げ理論で仮定した応力に達していない。これは初期曲りが原因で、圧縮応力を受ける部分のウェブが荷重の増加とともに横方向にたわむためと思われる。このために、圧縮フランジでの応力は、一般に曲げ理論で求めたものより大きくなっている。このことから圧縮部腹板は、圧縮フランジに沿った微小部分をのぞいて、曲げ耐力に寄与しないと考えるもよい。



いま腹板に適当な板厚が使われ、腹板が崩壊することがないとするれば、結局曲げによる崩壊は、圧縮フランジの破損によって起こると考えることができる。このとき圧縮フランジの強度は（隣接した腹板の一部もふくめて）一本の柱と考えることができる。圧縮フランジの崩壊するのは柱が座屈するか、あるいは全断面が降伏するかによる。座屈の形としては通常の柱と同じく、図-5に示すような2つの独立なオイラー形のものどねじり座屈との合計3つの形の座屈が考えられる。

(1) フランジの垂直座屈

プレート ガーダーに曲げモーメントを加えると、圧縮フランジが弯曲し、ひいては腹板に垂直圧縮力を加えることになる。この様子を図-6に示す。腹板を単位幅

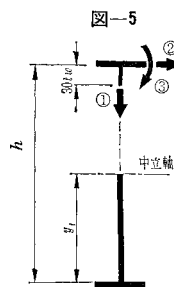
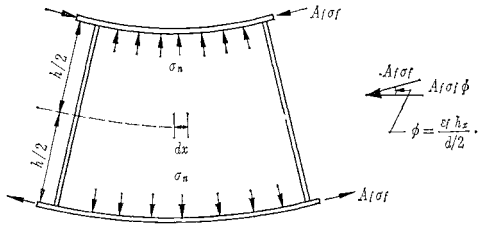


図-6



の細長い垂直の柱と考え、そのオイラー座屈値が、フランジの弯曲による圧縮力よりも大きくなるように腹板厚を選べば、フランジの垂直座屈を防ぐことができる。このことから曲げを受ける場合の腹板の最大桁高板厚比が定まる。図-6 中に画いた力のつり合図から、幅 dx の部分に働く軸圧縮力は

$$\sigma_n = A_f \sigma_f \frac{2 \epsilon_f}{h} dx \dots\dots\dots (7)$$

ここに A_f はフランジ断面積、 σ_f はフランジ応力、 ϵ_f はフランジひずみである。一方同じ幅の柱のオイラー座屈値 σ_{cr} は

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t_w^3}{h^2} dx \dots\dots\dots (8)$$

ここに t_w は腹板厚、 h は腹板高、 E はヤング係数である。したがって、圧縮フランジが垂直座屈を起こさないための条件は、 $ht_w = A_w$ (A_w は腹板の断面積) に注意すればつぎのようになる。

$$\frac{h}{t_w} \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{24(1-\nu^2)} \cdot \frac{A_w}{A_f} \cdot \frac{1}{\sigma_f \epsilon_f}} \dots\dots\dots (9)$$

フランジが、降伏応力度 σ_Y に達するまで垂直座屈を起こさないためには $\sigma_f = \sigma_Y$ とおけばよい。フランジ全断面が降伏するときのひずみは、一般には残留応力の存在のため、材の降伏ひずみ $\epsilon_Y = \sigma_Y/E$ よりも大きく、最大引張残留応力の値を σ_{rt} とすれば $\epsilon_f = (\sigma_Y + \sigma_{rt})/E$ と表わされる。

軟鋼の場合の一例として、 $\sigma_{rt} = \sigma_Y/2$ とし、またプレートガーダーでは、一般に $A_w/A_f > 0.5$ ということから $A_w/A_f = 0.5$ として式 (9) から h/t_w の上限値を求めると 360 となり、従来考えられているより薄い腹板を使えることになる。

(2) フランジの水平座屈

フランジの水平座屈は、横構間隔をせまくすることによって防ぐことができる。上フランジを柱と考えるとき、これに隣接した腹板のうち、柱にふくませるべき部分を定めることは困難であるゆえ、水平座屈としてではなく、もとにもどしてプレート ガーダーの横座屈を防ぐに必要な横構間隔 l を求める。上下フランジの等しいブ

レート ガーダーの横座屈モーメント M_{cr} は

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E I G K_T}{I^2} + \frac{\pi^4 E^2 I_y I_w}{I^4}} \dots\dots\dots (10)$$

と求められる¹¹⁾。ここに G はせん断係数、 K_T はねじり定数、 I_w は曲げねじりモーメント、 I_y は腹板に平行な軸に関する断面 2 次モーメントである。式 (10) の右辺の第 1 項は St Venant のねじりによる項であり、第 2 項は曲げねじりによる項である。プレート ガーダーのように薄くて桁高の大きい腹板を使用する場合には、第 2 項にくらべて第 1 項は小さいので、これを無視しても大きな影響はなく、かつ安全である。

$M_{cr} = \sigma_{cr} W$ (W は断面係数) および $I_w \approx I_y d^2/4$ 、 $I_y \approx I_f$ (I_f はフランジのみを考慮した場合の y 軸まわりの断面 2 次モーメント) の関係を使って式 (10) を簡単化すると

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \dots\dots\dots (11)$$

ここに $r = \sqrt{\frac{I_y y}{A_f + 1/6 A_w}} \dots\dots\dots (12)$

となる。すなわち圧縮フランジは腹板の 1/6 をふくめた単独の柱として、水平座屈に抵抗すると考えてよい。式 (11) は、弾性柱に対するものである。非弾性領域での柱の座屈式として通常考えられているように放物線式²³⁾を使うものとし、応力が $\sigma_Y/2$ に達すると非弾性領域に入るものとする、降伏ひずみを使って無次元化した細長比 λ によって

$$0 < \lambda < \sqrt{2} \quad \sigma_{cr} = (1 - \lambda^2/4) \sigma_Y \dots\dots\dots (13)$$

$$\lambda > \sqrt{2} \quad \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \dots\dots\dots (14)$$

ここに $\lambda = \frac{l}{r} \cdot \frac{\sqrt{\epsilon_Y}}{\pi} \dots\dots\dots (15)$

と座屈応力を表わすことができる。

(3) フランジのねじれ座屈

ねじれ座屈については、フランジに対する腹板からの拘束をまったく無視するならば、フランジの局部座屈の問題に帰し¹¹⁾、弾性フランジの局部座屈応力は、つぎの式 (16) によって求めることができる¹¹⁾。

$$\sigma_{cr} = 0.425 \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_f}{b} \right)^2 \dots\dots\dots (16)$$

ここに b はフランジ幅、 t_f はその板厚である。フランジ全断面が降伏するまで座屈しないための板幅板厚比は、式 (16) において $\sigma_{cr} = \sigma_Y$ とおくことによって求められる。しかしながら、板の場合にも座屈応力が降伏応力に近づくと、非弾性座屈を起こす可能性があり、式 (16)

で求めた b/t の 7 割位の値を使う必要がある。したがって、ねじれ座屈が生じないためには

$$\frac{b}{t_f} < 0.7 \times \sqrt{\frac{0.425}{12}} \pi \sqrt{\frac{E}{(1-\nu^2) \sigma_Y}} \dots \dots (17)$$

を満たす板幅板厚比を選べば安全である。

(4) 崩壊モーメント

プレート ガーダーの崩壊は、圧縮フランジの破壊によって生じるという仮定で、フランジの崩壊を調べてきた。そこで、もし腹板が座屈しなければ崩壊モーメントは比較的簡単に推定できるが、曲げによって腹板が座屈すると 図-4 に示すように応力分布は直線的でなくなり、腹板が受け持つべき応力の一部は圧縮フランジに添加される。

一般にガーダーの崩壊モーメントに影響する要因として l/r , b/t_f , A_w/A_f , h/t_w が考えられる。このうち最初の 2 つは圧縮フランジのねじれ座屈、局部座屈に影響するものである。ここでは残る 2 つの要因について考える。比較的フランジの板が厚く、フランジが降伏応力に達してもただちに破損しないような断面で、腹板の桁高板厚比 h/t_w が 53 以下 (軟鋼の場合) である場合には、崩壊モーメントは、塑性設計でいわれる全塑性モーメント^{1),2)} M_P に達することが実験によって確かめられている。したがってこのような断面のガーダーの崩壊モーメント M_u は

$$M_u = M_P = A_f \sigma_Y h \left(1 + \frac{1}{4} \frac{A_w}{A_f} \right) \dots \dots (18)$$

ただし $0 < h/t_w < 53$

と表わされる。

圧縮フランジの縁が降伏応力度に達した瞬間に、ちょうど腹板が座屈を起こすような板厚になっていると、この瞬間における曲げ応力分布は直線分布と考えることができ、この場合の崩壊モーメントは、フランジ応力が降伏応力に達するいわゆる降伏モーメントに等しい。このときの h/t_w の値は軟鋼では 170 位である。

$$M_u = M_Y = A_f \sigma_Y h \left(1 + \frac{1}{6} \frac{A_w}{A_f} \right) \dots \dots (19)$$

ただし $h/t_w \approx 170$

h/t_w の値がさらに大きくなり式 (9) で示されるようにフランジが垂直座屈を起こす限界値に達したときには 図-4 に示すように圧縮応力を負担しなくなった腹板の一部を無視した断面係数 W' を用いると、崩壊モーメントは

$$M_u = \sigma_Y W' \dots \dots (20)$$

と表わすことができる。軟鋼においては、 h/t_w の限界値は 2.(1) に示したように 360 程度である。ここで断面係数 W' の求め方が問題になるが、これに関しては

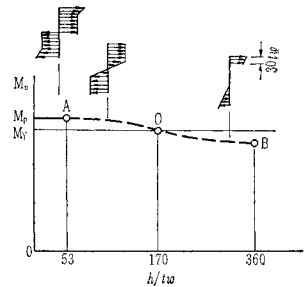
きりした根拠はないが、向き合った 2 縁で圧縮を受ける板の座屈後の有効幅の場合と同じ程度は、有効に働くとみても安全であろうとの考えで、軟鋼の場合フランジと腹板との交点から腹板厚の 30 倍を有効と考慮して、結局 図-5 に示す断面について断面係数 W' を求めている。

図-5 の記号を使うと

$$W' = \frac{A_f h}{1 - y_f/h} \left[\left(\frac{y_f}{h} \right)^2 + \frac{1}{3} \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{y_f}{h} \right)^3 + \left(1 - \frac{y_f}{h} \right)^2 + \frac{1}{12} \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{23}{24} - \frac{y_f}{h} \right)^2 \right] \dots \dots (21)$$

以上 3 のつの場合を応力分布もふくめて 図-7 に示す。図中の AOB 点を結ぶ線は必ずしも直線とはならないが、いずれにしても、プレート

図-7



ガーダーの場合、A 点 B 点の M_Y からのずれは少ないゆえ、直線で結んでも崩壊モーメントを十分正確に表わすであろう。A, B 点を計算により求めこれを直線で結ぶことにより崩壊モーメントを表わす近似式として、つぎの式 (22) を得ることができる。

$$M_u = M_Y \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{300 + 1200(A_f/A_w)} \left[\left(\frac{h}{t_w} \right) - \left(\frac{h}{t_w} \right)_0 \right] \right\} \dots \dots (22)$$

ここに $(h/t_w)_0$ は、 $M_u = M_Y$ となる時、つまり O 点に相当する桁高板厚比である。プレート ガーダーにおいては $A_w/A_f < 2$ であることを考慮すると式 (22) の近似式としてさらに簡単化した

$$M_u = M_Y \left\{ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left[\left(\frac{h}{t_w} \right) - \left(\frac{h}{t_w} \right)_0 \right] \right\} \dots (23)$$

をもって崩壊モーメントを表わすことができる。設計に際しては、プレート ガーダーの断面では M_P と M_Y との差もあまり大きくないゆえ、特殊な場合をのぞき $(h/t_w) < (h/t_w)_0$ の場合には、 $M_u = M_Y$ と考えるべきであろう。

$M_u/M_Y = \sigma_u/\sigma_Y$ の関係から式 (23) を圧縮フランジ応力で書き直すと

$$\sigma_u = \sigma_Y \left\{ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left[\left(\frac{h}{f_w} \right) - \left(\frac{h}{t_w} \right)_0 \right] \right\} \dots (24)$$

となる。式 (24) の第 2 項は腹板の座屈によるフランジ応力の増加を補正するためのものであり、式(24) の σ_u に通常の曲げ理論により計算される崩壊時の圧縮フランジ応力である。 h/f_w の値が大きい場合、 σ_u は降伏応力より小さな値となるが、薄い腹板を使うことにより、一

般には従来の曲げ理論で設計するよりも式 (24) によって設計の方が経済的である。さらに重要な点は、式 (24) による荷重の方が従来の曲げ理論によるよりも、真の崩壊荷重に近く、より合理的な点である。

3. せん断耐荷力¹³⁾

(1) 崩壊せん断力

プレート ガーダーにせん断力のみが作用することは実際にはあり得ないが、ここでは、一応せん断力のみが作用する場合について解析する。せん断力は、腹板が座屈するまでは、はり作用によって伝達される。腹板が座屈した後においてもその後座屈強度によって一般には座屈荷重を越えるせん断力を受け持つことができる。座屈変形がいちじるしく進んだ状態では、主応力は座屈波方向にのみ存在するいわゆる張力場を形成し、このような状態では、腹板の一部がトラスの斜材のような働きをし、プラット トラスのような作用でせん断力に抵抗する²⁴⁾。

薄い腹板を使用した場合のせん断耐力を求めるについては、座屈荷重に達する以前は、せん断力はすべてはり作用によって受け持たれ、座屈荷重を越して加えられたせん断力は、すべて張力場によって受け持たれると仮定する。そうするとせん断耐荷力 V_u は腹板の座屈せん断耐荷力 V_b と、張力場による耐荷力 V_t を加え合わせることにより式 (25) のように表わせる。

$$V_u = V_b + V_t \dots\dots\dots(25)$$

はり作用によるせん断力は、腹板を四辺単純支持の長方形板と考えると、その座屈応力 τ_{cr} を使って

$$V_b = \tau_{cr} h t_w \dots\dots\dots(26)$$

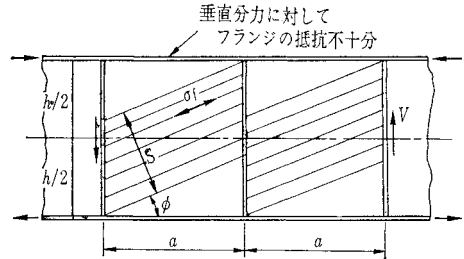
と表わせる。

つぎに張力場によるせん断力の分担について考える。溶接プレート ガーダーでは、一つのパネルはフランジと補剛材という異なった境界に接している。このうちフランジはそれ自身の曲げ剛性が非常に小さいので、斜張力による垂直分力に対し十分に抵抗することができないゆえフランジに接する境界は、張力場のアンカーとしては働かない。これに対して補剛材に接している部分では、端部の補剛材をのぞいては隣りのパネルの腹板がつながっており、斜張力の水平分力に十分抵抗することができるゆえ、張力場のアンカーとして十分と思われる。したがって、図-8 に示す形の張力場が生じると考えられる。張力場内の引張応力度 σ_t を一定とすれば、張力場の受け持つせん断力は

$$V_t = \sigma_t S t_w \sin \phi \dots\dots\dots(27)$$

となる。ここに S, ϕ は 図-8 に示すように、それぞれ

図-8



張力場の幅および張力場と上下フランジとなす角である。 S と ϕ との間には、パネル間隔を a として

$$S = h \cos \phi - a \sin \phi \dots\dots\dots(28)$$

の関係があり、各種の S と ϕ の組み合わせが考えられる。ここで式 (27) で表わされるせん断力をもっとも大きくなるように張力場の形が定まると仮定すると、 S, ϕ が一義的に定まる。式 (27) を ϕ で微分し 0 とおくことにより、 V_t を最大にする ϕ は

$$\tan \phi = \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2} - \frac{a}{h} \dots\dots\dots(29)$$

式 (28), (29) から定まる S, ϕ を式 (27) に代入することにより、張力場の受け持つせん断力は式 (30) に示すように求まる。

$$V_t = \sigma_t t_w h \frac{1}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \dots\dots\dots(30)$$

軸方向力 σ_t の取り得る最大値は σ_t と τ_{cr} の2つの応力が作用したとき、Misses の降伏条件²⁵⁾を満たす条件から定められる。Misses の降伏条件の近似値として式 (31) を使うとすると¹³⁾

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_Y} = 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_Y} \dots\dots\dots(31)$$

ここに $\tau_Y = \frac{\sigma_Y}{\sqrt{3}}$

結局式 (26), (30), (31) を式 (25) に代入することによって腹弾性座屈を生じる場合のパネルの最大せん断力は式 (32) のごとく表わされる。

$$V_u = h t_w \left\{ \tau_{cr} + \frac{\sigma_Y (1 + \sqrt{3} \tau_{cr})}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right\} \dots\dots\dots(32)$$

式 (32) の第2項は、張力場によるせん断耐力を示し、数値の上でも第2項が第1項の数倍の値になることもしばしばあり、従来の理論によるものよりも同じせん断力に対して薄い腹板ですみ経済的である。曲げ耐荷力の場合と同じく、せん断耐力についても式 (32) による方が従来の理論によるものよりも、直の崩壊荷重に近く、合理的である。

(2) 補剛材

ガーダーの端部においては、特別に補強した補剛材を使わないかぎり張力場のアンカーとしては働かないゆ

え、補剛材間隔を短くするか、あるいは腹板厚を増すかして張力場が発生しないようにする必要がある。

中間補剛材は斜張力 σ_t の垂直分力に耐えるに十分な断面積が必要である。図-8 から中間補剛材に働く力 P_s は

$$P_s = \sigma_t t_w a \sin^2 \phi \dots\dots\dots(33)$$

と表わされる。式 (29) から定まる ϕ をこの式に代入することにより最終的に式 (34) のようになり、中間補剛材の断面形は、この力に十分耐えるように設計されねばならない。

$$P_s = \frac{\sigma_t}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] h t_w \dots\dots\dots(34)$$

4. 曲げとせん断力を受ける場合の極限強度¹⁴⁾

曲げとせん断力の両方を同時に受けるパネルでは、当然のことながらそれぞれを単独に受けると考えて求めた崩壊モーメントおよびせん断耐力を同時に受け持つことはできない。このような荷重条件での強限強度を相互作用曲線^{7),14)}を用いて考える。

作用しているせん断力 V を、腹板の最大せん断耐力 V_u で無次元化し、相互作用曲線の縦軸方向にプロットする。同様に作用モーメント M を断面の降伏モーメント M_Y で無次元化し、軸横方向にプロットする。モーメントが作用していないとき、せん断耐力は V_u である。逆にせん断力が作用していないとき、崩壊モーメントは M_u であり、簡単のため腹板の比較的厚いガーダーを考えれば、全塑性モーメント M_P に耐えることができる。せん断耐力 V_u は、腹板の強度のみから求められたものであるから腹板を無視して、つまりフランジのみによって受け持つことができるモーメントをフランジモーメント M_f とし

$$M_f = \sigma_Y h A_f \dots\dots\dots(35)$$

で定義すると、作用モーメントが M_f に達しても、なお腹板は V_u のせん断力を受け持つことができることが理解される。結局 M_f より大きな曲げモーメントが加えられたときのみ、せん断耐力が低下することになり、この様子を $M_f =$

$0.8 M_Y$, $M_P = 1.10 M_Y$ の場合について示したのが図-9 の相互作用曲線である。この図中の斜線をつけた部分が使用可能な範囲を示している。もし腹板が比

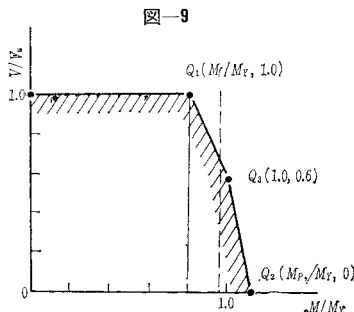


図-9

較的薄く $M_u = 0.95 M_Y$ のようになればさらに図中の点線で示した線によって使用可能範囲がせばまることになる。図中 Q_1, Q_2 を結ぶ線分を理論的に求めることは困難であるが、物理的な条件を考慮して解析した結果¹⁴⁾によると $A_w/A_f \approx 2$ のガーダーにおいて $M/M_Y = 1.0$ のときこの曲線は $V/V_u \approx 0.6$ の Q_3 をとおることがわかる。いずれにしてもプレート ガーダーにおいては、 M_f と M_u との差も比較的小さいことであるから、設計の目的には相互作用曲線の近似曲線として図-10

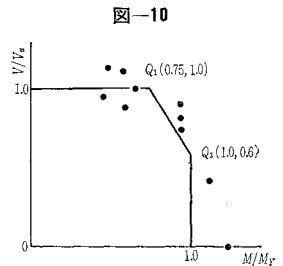


図-10

に示してあるような3つの直線を考えれば十分と思われる。図-10における M_u は、 $(h/t_w) < (h/t_w)_0$ の範囲では M_Y をとり、これより腹板厚が薄い場合には式(23)の値を使う。図-10には支間約8m、桁高1.25mの

試験桁について行なった実験結果を示してある²²⁾。その他数多くの実験が大形の試験体について行なわれ、ここに紹介した理論による極限強度と試験結果とは、腹板が比較的薄く、腹板屈曲を生じるようなプレート ガーダーについてもよく合うことが報告されている^{21),22),26)}。

5. 終りに

以上リーハイ大学において進められたプレート ガーダーの極限強度に関する理論的研究の結果を紹介した。極限解析一般についていえることであるが、ここに紹介した理論の最大の弱点は、変動荷重を受ける場合の挙動については考えられていないことである。ここでいう極限強度とはあくまでも静荷重に対するものであることに注意されねばならない。このようなわけで、この理論研究の進められたアメリカ合衆国においても、鉄鋼協会 (American Institute of Steel Construction) の示方書²⁸⁾にこの理論が取り入れられているのみで、他の AASHO, AREA 等の橋梁の示方書には取り入れられていないのが現状である。

いずれにしても、ここに述べたような考え方は極限強度を考えた設計法に対する一つの進み方を示しているものと思う。これから塑性解析、極限解析を理解しようとしている人の参考になればと思い、この問題をとり上げた。

参考文献

- 1) Beedle, L.S. : PLASTIC DESIGN OF STEEL FRAMES, John Wiley and Sons, New York, 1958.
- 2) 藤田 譲・楠田忠雄・川井忠彦 : 塑性設計法, 森北出版, 昭和 35 年.

- 3) Van den Broek, J.A. : THEORY OF UNIT DESIGN, John Wiley and Sons, New York, 1948.
- 4) Baker, J.F., Horne, M.R. and Heyman, J. : THE STEEL SKELTON Vol. 2, Cambridge Univ. Press, Cambridge, England, 1956.
- 5) Neal, B.G. : THE PLASTIC METHOD OF STRUCTURAL ANALYSIS, John Wiley and Sons, New York, 1956.
- 6) Heyman, J. : PLASTIC DESIGN OF PORTAL FRAMES, Cambridge Univ. Press, Cambridge, England, 1957.
- 7) Hodge, P.G., Jr. : PLASTIC ANALYSIS OF STRUCTURES, McGraw-Hill, New York, 1959. (倉西他共訳, 構造物の塑性解析, コロナ社, 昭和36年)
- 8) American Institute of Steel Construction : PLASTIC DESIGN IN STEEL, New York, 1959.
- 9) 倉西正綱 : 極限設計法, オーム社, 昭和29年
- 10) 田中 尚 : 骨組の塑性解析, コロナ社, 昭和38年
- 11) Timoshenko, S. and Gere, J.M. : THEORY OF ELASTIC STABILITY, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York, 1961 (International Student Ed., Kogakusha, Tokyo).
- 12) Basler, K. and Thürliman, B. : STRENGTH OF PLATE GIRDERS IN BENDING, Proc. of ASCE, ST 6, 1961.
- 13) Basler, K. : STRENGTH OF PLATE GIRDERS IN SHEAR, Proc. of ASCE, ST 7, 1961.
- 14) Basler, K. : STRENGTH OF PLATE GIRDERS UNDER COMBINED BENDING AND SHEAR, Proc. of ASCE, ST 7, 1961.
- 15) Rockey, K.C. and Jenkins, F. : THE BEHAVIOR OF WEBPLATES OF PLATE GIRDERS SUBJECTED TO PURE BENDING, The Structural Engineer, May, 1957.
- 16) Rockey, K.C. : WEB BUCKLING AND THE DESIGN OF WEBPLATES, The Structural Engineer, Feb., 1958.
- 17) Rockey, K.C. and Leggett, D.M.A. : THE BUCKLING OF A PLATE GIRDER WEB UNDER PURE BENDING WHEN REINFORCED BY A SINGLE LONGITUDINAL STIFFENER, Inst. of Civil Eng., Vol. 21, 1962.
- 18) Skaloud, M. : DESIGN OF WEBPLATES OF STEEL GIRDERS WITH REGARD TO THE POST BUCKLING BEHAVIOR (APPROXIMATE SOLUTION), The Structural Engineer, Sept., 1962.
- 19) Skaloud, M. : DESIGN OF WEBPLATES OF STEEL GIRDERS WITH REGARD TO THE POST BUCKLING BEHAVIOR (ANALYTICAL SOLUTION), The Structural Engineer, Dec. 1962.
- 20) Massounet, C. : STABILITY CONSIDERATIONS IN THE DESIGN OF STEEL PLATE GIRDERS, Proc. of ASCE, ST 1, 1960.
- 21) 関西橋梁鉄骨溶接研究会 : プレート ガーダーの耐荷力に関する理論と実験, 昭和40年
- 22) Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J.A. and Thürliman, B. : WEB BUCKLING TESTS ON WELDED PLATE GIRDERS, Bulletin No. 64, Welding Research Council, New York, 1960.
- 23) Column Research Council : GUIDE TO DESIGN CRITERIA FOR COMPRESSION MEMBERS, Column Research Council, Urbana, Illinois, 1960 (New Edition to be published by John Wiley and Sons, New York).
- 24) Kuhn, P., Peterson, J.P. and Levin, R.L. : A SUMMARY OF DIAGONAL TENSION, National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note 2661, U.S.A., 1952.
- 25) Nadai, A. : THEORY OF FLOW AND FRACTURE OF SOLIDS, Vol. 1, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York, 1950.
- 26) Cooper, P.B., Lew, H.S. and Yen, B.T. : WELDED CONSTRUCTIONAL ALLOY STEEL GIRDERS Proc. of ASCE, ST 1, 1964.
- 27) American Institute of Steel Construction : SPECIFICATION FOR THE DESIGN, FABRICATION AND ERECTION OF STRUCTURAL STEEL BUILDINGS, 1963.

[担当委員 西野文雄 : 東京大学工学部 総合試験所 大型構造物試験室]

日本の土木技術 —100年の発展のあゆみ—

日本の今日における輝かしい土木技術発展の蔭には、明治初期から約100年にわたる多くの先輩方の努力を見逃してはなりません。本書は従来あまり見られなかった土木技術史の領域に目を向け、現在を力強く支えている数々の貴重な業績を新しい体系で追ったきわめてユニークな書籍です。若い技術者とくに、これから土木工学の真髄をきわめようとする学生諸君、建設会社に就職された新入社員に、土木とは何か、そしてなすべき仕事は何だろうか、という問題意識を高める上に貴重な書籍ですので学校、会社等でまとめてご購入下さるようおすすめします。

体 裁 : A 5 判 488 ページ 定 価 : 1 200 円 送 料 : 150 円