

プレートガーダーの補剛材の配置と剛度

LOCATION AND RIGIDITY OF PLATE GIRDER STIFFENERS

三上 市藏* 木村 泰三**

By Ichizou MIKAMI and Taizou KIMURA

The requirements of location and rigidity for the longitudinal and transverse stiffeners of plate girders web are discussed based on ultimate bending strength. The web strength is determined from the buckling of single, partial, and total panels. The orthotropic plate theory is used for evaluating the strength of partial and total panels. The location of longitudinal stiffeners is determined from two concepts; The strength of single panels becomes to maximum, and the strength of single panels is equal to the partial panel strength.

The requirements of rigidity for the longitudinal and transverse stiffeners is determined from the strength of longitudinally stiffened or longitudinally and transversely stiffened. The Massonnet's coefficient of stiffeners, the ratio of the actual rigidity to the rigidity based on requirements of Japanese Specifications of Highway Bridges, is discussed.

1. まえがき

近年、改訂された諸外国の設計示方書の多く^{1)~7)}は限界状態設計法を採用しており、国内でも、鋼構造物の限界状態設計法を確立するために、その基礎となる終局強度を統一的に表現する方法^{8)~10)}や終局限界状態に対する設計法^{11)~14)}が検討されてきた。

著者らは多数の補剛材が任意の位置に配置された場合、また非対称断面を有する場合にも適用できるようなプレートガーダーの終局強度の算定法を研究^{15)~17)}してきた。その成果は文献17)にまとめられており、この理論は実験結果とよく一致することが確かめられた。^{15)~19)}

水平および垂直補剛材の配置および必要剛度は、現行の道路橋示方書²⁰⁾がその基準を定めている。同書によると、プレートガーダー腹板の補剛材の配置および必要剛度の値は補剛板の弾性座屈強度に基づいて定められている。水平補剛材の場合は、水平補剛材1本を有する垂直補剛材間の補剛板を考え、その曲げ座屈強度より、水平補剛材の取り付け位置および剛度を規定している。垂直補剛材の場合は、水平補剛材がなく、垂直補剛材1本を有する補剛板を考え、そのせん断座屈強度から垂直補剛材の間隔および剛度を規定している。これらは弾性座屈に基づくもので、終局強度に基づくものではない。最近、この問題に関して、研究^{14)~16) 21)}がなされているが、その情報は必ずしも多くない。

* 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 全日本コンサルタント(株) (〒543 大阪市天王寺区上本町5丁目7番12号);元関西大学大学院

本論文では、文献16), 17) のプレートガーダーの終局強度の算定法に基づいて、腹板の終局強度と関連付けて、水平補剛材の配置と剛度、垂直補剛材の剛度について検討する。

2. 腹板の終局強度

本論文では、水平・垂直補剛材を有するプレートガーダー腹板の終局強度の算定法として、以下のものを用いる。

水平補剛材と垂直補剛材で補剛された腹板は一般的に図-1のように描ける。主板（長さ L 、幅 B 、厚さ t_w 、曲げ剛度 D 、降伏応力 σ_{yw} ）は、 n_h 本の水平補剛材（曲げ剛度 EI_h 、ねじり剛度 GJ_h 、断面積 A_h ）と n_v 本の垂直補剛材（曲げ剛度 EI_v 、ねじり剛度 GJ_v 、断面積 A_v ）で補剛されている。水平および垂直補剛材はそれぞれ同一断面とする。水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル(single panel)、垂直補剛材間の水平補剛パネルを部分パネル(partial panel)、垂直補剛材を含めた直交補剛板を全体パネル(total panel)と呼ぶ。

腹板は、単一パネルの局部座屈、部分パネルの部分座屈、全体パネルの全体座屈が照査の対象となる。

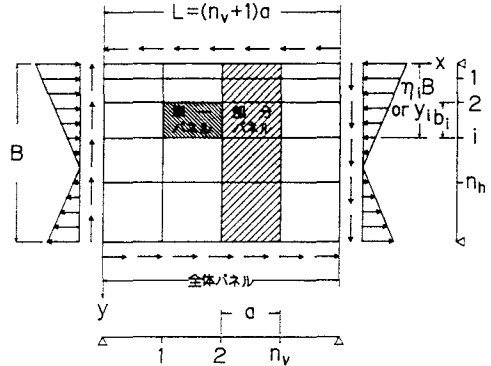


図-1 プレートガーダーの水平・垂直補剛腹板

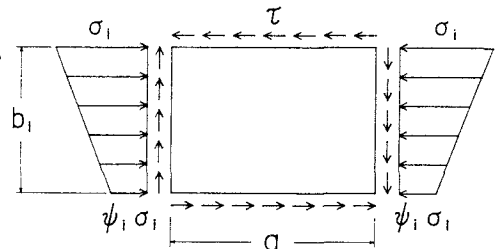


図-2 組み合わせ応力を受ける単一パネル

2.1 単一パネルの終局強度

図-2に示すように、単一パネル（幅 b_i 、厚さ t_w 、応力勾配係数 ϕ_i ）が曲げ・圧縮・せん断または曲げ・引張り・せん断の組み合わせ応力を受ける場合を考える。

終局強度を算定するために次のパラメータ λ を使う。

$$\lambda = \frac{b_i}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}, \quad \lambda = \frac{b_i}{t_w} \sqrt{\frac{\tau_{yw}}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1a, b)$$

ここに、 E は弾性係数、 μ はポアソン比、 σ_{yw} は腹板の降伏応力、 τ_{yw} は腹板の降伏せん断応力で、 $\tau_{yw} = \sigma_{yw}/\sqrt{3}$ 、 k は座屈係数である。

(1) 曲げ強度¹⁷⁾

座屈係数 $k = 23.9$ を使って式(1a)から λ を求め、次式²²⁾ から終局曲げ強度 $\sigma_{ult, b}$ を求める。

$$\begin{aligned} \sigma_{ult, b} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 1.21 \\ &= [1.21 / \lambda]^{0.42} & : \lambda > 1.21 \end{aligned} \quad (2)$$

(2) 圧縮強度¹⁷⁾

座屈係数 $k = 4$ を使って式(1a)から λ を求め、次式²³⁾ から終局圧縮強度 $\sigma_{ult, c}$ を算定する。

$$\begin{aligned} \sigma_{ult, c} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 0.526 \\ &= [0.526 / \lambda]^{0.7} & : \lambda > 0.526 \end{aligned} \quad (3)$$

(3) せん断強度¹⁷⁾

座屈係数 k は、次式を用いて計算する。

$$\begin{aligned} k &= 5.34 + 4.00 (b_i / a)^2 & : a / b_i \geq 1 \\ k &= 4.00 + 5.34 (b_i / a)^2 & : a / b_i \leq 1 \end{aligned} \quad (4)$$

このkに対する式(1b)のパラメータ λ を計算して、次式¹⁴⁾ から終局せん断強度を求める。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{ult} / \tau_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda - 0.6) & : 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda^2 & : \sqrt{2} < \lambda \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

(4) 曲げ・引張り強度¹⁷⁾

座屈係数kは、次式^{13) 14)} から算定する。

$$k = 23.9 [(1 - \phi_i) / 2]^2 \quad : -7 \leq \phi_i \leq -1 \quad (6)$$

この座屈係数kを使って式(1a)から λ を求め、式(2)を用いて、曲げ・引張りに対する終局強度 $\sigma_{ult, bt}$ を求める。

(5) 曲げ・圧縮・せん断強度

曲げ・圧縮・せん断を受ける場合(最大圧縮縁応力 σ_i 、せん断応力 τ)の終局強度は次の相関式³⁾より求める。

$$\frac{1 + \phi_i}{2} \frac{\sigma_i}{\sigma_{ult, c}} + \left[\frac{1 - \phi_i}{2} \frac{\sigma_i}{\sigma_{ult, b}} \right]^2 + \left[\frac{\tau}{\tau_{ult}} \right]^2 = 1 \quad (7)$$

ここに、 $\sigma_{ult, c}$ は式(3)の圧縮強度、 $\sigma_{ult, b}$ は式(2)の曲げ強度、 τ_{ult} は式(5)のせん断強度である。

(6) 曲げ・引張り・せん断強度

曲げ・引張り・せん断を受ける場合の終局強度は次の相関式より求める。

$$\left[\frac{\sigma_i}{\sigma_{ult, bt}} \right]^2 + \left[\frac{\tau}{\tau_{ult}} \right]^2 = 1 \quad (8)$$

ここに、 $\sigma_{ult, bt}$ は(4)で求めた曲げ・引張り強度である。

2.2 部分パネルの終局強度¹⁷⁾

部分パネルの終局強度は、水平補剛パネルを直交異方性板に置換して算定する。

(1) 仮想腹板

非対称断面の場合は、次のようにする。まず、圧縮領域 b_c が引張り領域 b_t より広い場合($b_c > B/2$)は図-3(b)に示すように、圧縮領域の2倍の幅 B_* を有する腹板を仮想する。

$$B_* = 2B / (1 - \phi) \quad (9)$$

逆に、引張り領域が圧縮領域より広い場合($b_c \leq B/2$)は、安全側をとって腹板幅をそのまま用いる。

(2) 換算剛度

a) 水平方向の曲げ剛度 D_x

$$D_x = D + \frac{E I_h}{B_*} \frac{1}{0.6352} \sum_{i=1}^{n_h} \left[\sin \frac{\pi y_i}{B_*} + 0.52 \sin \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2 \quad (10)$$

b) 垂直方向の曲げ剛度 D_y

$$D_y = D \quad (11)$$

c) 有効ねじり剛度H

$$H = D + \frac{G J_h}{B_*} \frac{1}{2.08} \sum_{i=1}^{n_h} \left[\cos \frac{\pi y_i}{B_*} + 1.04 \cos \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2 \quad (12)$$

ここに、 $D = E t_w^3 / 12(1 - \mu^2)$ である。

(3) 弾性曲げ座屈応力

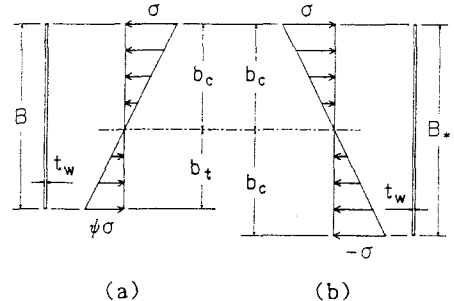


図-3 非対称プレートガダー腹板に対する仮想腹板

部分パネルの弾性曲げ座屈応力 σ_{cr}^e は次式で求める.

$$\sigma_{cr}^e = k_b \frac{\pi^2}{B_*^2 t_w} \sqrt{D_x D_y} \quad (13)$$

ここに,

$$k_b = \frac{9\pi^2}{32} \left[\frac{F_{11} F_{12}}{1 + (27/25)^2 F_{11}/F_{13}} \right]^{1/2} \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{1j} &= (1/\alpha_*)^2 + 2j^2 \kappa + j^4 \alpha_*^2 & : \alpha_* < 2/3 \\ &= 9/4 + 2j^2 \kappa + 4j^4/9 & : 2/3 \leq \alpha_* \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

$$\alpha_* = (a/B_*) (D_y/D_x)^{1/4} \quad (16)$$

$$\kappa = H / \sqrt{D_x D_y} \quad (17)$$

である.

(4) 終局曲げ強度

終局強度を算定するためのパラメータ λ は次のようになる.

$$\lambda = (\sigma_{yw} / \sigma_{cr}^e)^{1/2} \quad (18)$$

部分パネルの終局曲げ強度 σ_{ult} は, この λ を使って, 次式¹⁴⁾ から計算する.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda - 0.6) & : 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda^2 & : \sqrt{2} < \lambda \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

2.3 全体パネルの終局強度^{14) - 16)}

全体パネルの終局強度も, 水平・垂直補剛パネルを直交異方性板に置換して算定する. 非対称断面の場合は, 部分パネルと同様に仮想腹板を考える.

(1) 換算剛度

直交異方性板としての換算剛度は以下のようになる.

a) 水平方向の曲げ剛度 D_x

D_x は式(10)で計算できる.

b) 垂直方向の曲げ剛度 D_y

$$D_y = D + (n_v + 1) \frac{E I_v}{L} \quad (20)$$

c) 有効ねじり剛度 H

$$\begin{aligned} H = D + \frac{G J_h}{B_*} \frac{1}{2.08} \sum_{i=1}^{n_h} \left[\cos \frac{\pi y_i}{B_*} + 1.04 \cos \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2 \\ + (n_v - 1) \frac{G J_v}{2L} \end{aligned} \quad (21)$$

(2) 弾性曲げ座屈応力

全体パネルの弾性曲げ座屈応力 σ_{cr}^e は式(13)を用いて計算できる. ただし, 式(14), (15), (17)は成り立つが, 式(16)は次のようになる.

$$\alpha_* = (L/B_*) (D_y/D_x)^{1/4} \quad (22)$$

(3) 終局曲げ強度

終局強度を算定するためのパラメータ λ は式(18)から求まる. 全体パネルの終局曲げ強度 σ_{ult} は, この λ を使って, 終局強度曲線式(19)から計算できる.

3. 水平補剛材の配置

プレートガーダーが曲げを受ける場合の、垂直補剛材間の腹板について、水平補剛材の配置を検討するものとすれば、その定め方に次の2通りが考えられる。

Case 1 腹板の単一パネルの終局強度が最大となる（腹板圧縮縁応力が腹板の降伏応力に達する）ように、水平補剛材の位置を定める。

Case 2 腹板の単一パネルの終局強度（腹板圧縮縁応力）が部分パネルの終局曲げ強度と等しくなるように、水平補剛材の位置を定める。

水平補剛材の取り付け位置 η B は腹板の換算幅厚比 ζ との関連で求める。ただし、

$$\zeta = \frac{B}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E}} \quad (23)$$

である。

3.1 単一パネルの強度を最大にする位置

3.1.1 せん断が作用しない場合

作用せん断応力 $\tau = 0$ の場合について、相関式(7)、(8)を用いて、単一パネルの終局強度が最大となる (Case 1) η と ζ の関係を計算する。

(1) 腹板が純曲げを受ける場合

桁としての応力勾配係数 $\phi = -1.0$ の場合、水平補剛材1段目の取り付け位置 η と腹板幅厚比 ζ との関係は、図-4 のようになる。実線の曲線は圧縮縁側の単一パネルに対して計算した取り付け位置を示し、点線の曲線は引張り縁側の単一パネルに対して計算した取り付け位置を示す。

点線と $\eta = 0$ の線との交点 ($\zeta = 5.64$) が限界幅厚比であり、 $\zeta < 5.64$ の範囲の厚い腹板では水平補剛材は不必要で、 $\zeta > 5.64$ の範囲の薄い腹板では水平補剛材が1段必要になる。この場合、水平補剛材は実線と点線に囲まれた三角形領域内の位置 η に設ければよい。同領域内でも η を大きくすると、部分パネルの終局強度が上昇する。したがって、圧縮縁側単一パネルに対して求められた実線に沿って水平補剛材を配置すれば、部分パネルの終局強度が最大になり、有効な配置といえる。

実線と点線の交差する点 $\zeta = 11.74$ の値は、水平補剛材1段の限界幅厚比である。 $\zeta > 11.74$ の範囲の腹板では、2段目の水平補剛材が必要になる。

水平補剛材が2段の場合について、同様な曲線を描くと図-5 のようになる。図-4 の曲線はそのまま使用でき、圧縮縁から1段目の水平補剛材の位置 η は実線の曲線と与えられ、引張り縁から1段目の水平補剛材の位置 η は点線と与えられる。さらに、圧縮縁側から2段目（引張り縁から1段目）の水平補剛材の位置を $i = 2$ の単一パネルに対して求めると、もう1本の実線が得られる。引張り縁側から2段目（圧縮縁から1段目）の水平補剛材の位置を $i = 1$ の単一パネルに対して求めると、もう1本の点線が得られる。この点

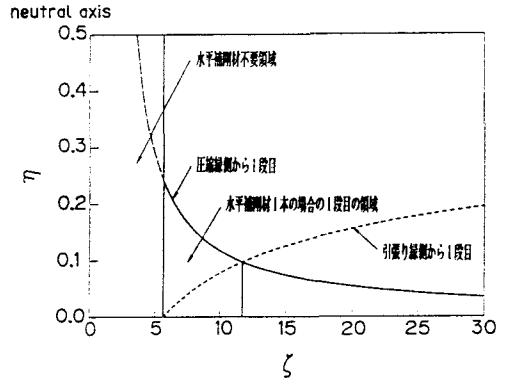


図-4 腹板幅厚比と水平補剛材1段目の取り付け位置との関係 Case 1 ($\phi = -1.0$)

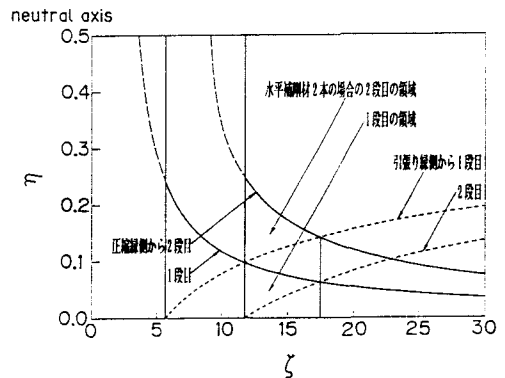


図-5 腹板幅厚比と水平補剛材1段目と2段目の取り付け位置との関係 Case 1 ($\phi = -1.0$)

線と $\eta = 0$ の線との交点の ζ 値は11.74で、これは水平補剛材1段に対する限界幅厚値 $\zeta = 11.74$ と一致する。

圧縮縁側から1段目に対する実線と引張り縁側から2段目に対する点線との交点 ($\zeta = 17.42$)は、圧縮縁側から2段目に対する実線と引張り縁側から1段目に対する点線との交点と一致し、これが水平補剛材2段の幅厚比の限界値 ζ を与える。

1段目の水平補剛材の取り付け位置 η は、圧縮縁側から1段目の実線と引張り縁側から2段目の点線とで囲まれた三角形形状領域内になる。2段目の水平補剛材の取り付け位置 η は、圧縮縁側から2段目の実線と引張り縁側から1段目の点線とで囲まれた三角形形状領域内になる。この場合も、部分パネルの終局強度を最大にするために、実線に沿って配置するのが有効である。

水平補剛材が3段の場合と、4段の場合の計算結果を図示すると、図-6のようになる。この図は次のように使用できる。

- ① 実線に沿って水平補剛材を配置すると、部分パネルの終局強度を最大にすることができ、望ましい配置となる。
- ② 点線から、各水平補剛材本数に対する限界幅厚比を求めることができる。

また、図-6から得られる水平補剛材0～4本の腹板の限界幅厚比 ζ と、限界幅厚比における水平補剛材取り付け位置 η_1 をまとめると表-1が得られる。

(2) 腹板が曲げ・圧縮を受ける場合

桁としての応力勾配係数 $\phi = -0.8$ の場合、計算結果は図-7のようになる。図中、引張り縁から1段目に対する点線が部分的に乱れている。これを拡大して図示すると、図-8のようになる。

一点鎖線 ($\eta = 0.112$)は、水平補剛材のない腹板が曲げ・引張りを受ける場合 ($\eta \geq 0.112$)と曲げ・圧縮を受ける場合 ($\eta < 0.112$)との境界である。

図-8において、 $\zeta < 6$ の範囲で曲線(点線)がなかなかになっているが、これは、当該単一パネルの終局曲げ強度が降伏応力に達していて、腹板厚が増加しても強度が増加しないためである。そこで、単一パネルの曲げ強度が腹板厚の増加に伴って降伏応力を越えて増大できると仮定^{1) 22)}して位置 η を算定すると、実線が得られる。同図には、圧縮縁応力に対応する純曲げが作用するものとして、曲げ強度に対して求めた位置 η が破線で示

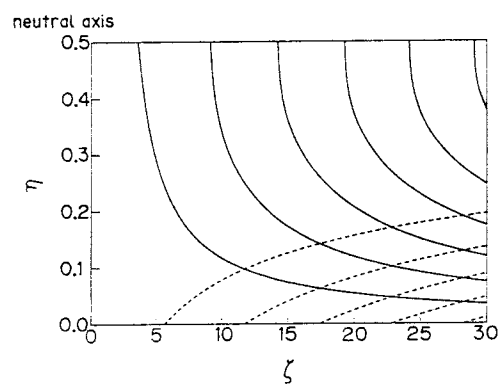


図-6 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 1($\phi=-1.0$)

表-1 腹板の限界幅厚比と水平補剛材取り付け位置 case 1($\phi=-1.0$)

水平補剛材本数	0	1	2	3	4
限界幅厚比 ζ	5.64	11.74	17.42	22.92	28.30
水平補剛材 取り付け 位置 η_1	—	0.098	0.063 0.142	0.047 0.102 0.170	0.038 0.080 0.129 0.190

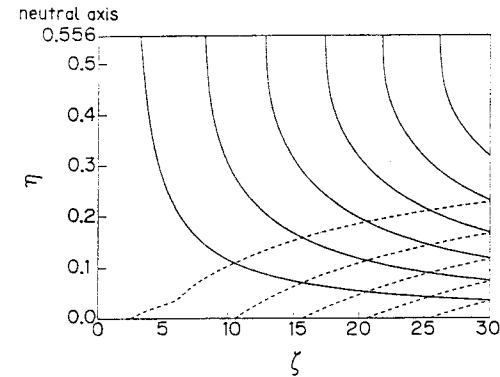


図-7 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 1($\phi=-0.8$)

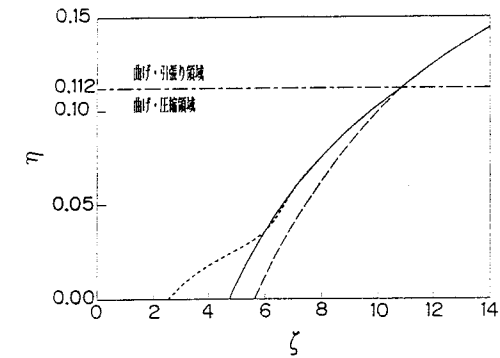


図-8 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 1($\phi=-0.8$)

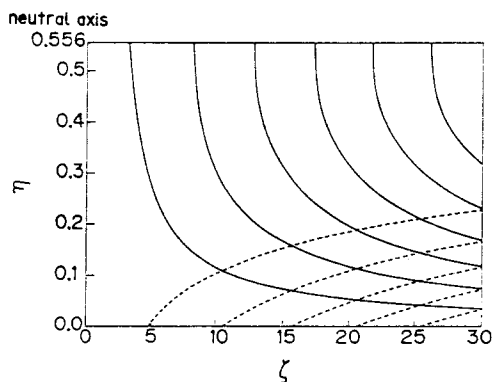


図-9 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 1($\phi=-0.8$)

表-2 腹板の限界幅厚比と水平補剛材取り付け位置 case 1($\phi=-0.8$)

水平補剛材本数	0	1	2	3	4
限界幅厚比 ζ	4.7 6	10.5 4	15.6 8	20.6 2	25.4 7
水平補剛材 取り付け 位置 η_i	1 — 2 — 3 — 4 —	0.1 0 9 — — —	0.0 7 0 0.1 5 8 — —	0.0 5 2 0.1 1 3 0.1 8 9 —	0.0 4 2 0.0 8 9 0.1 4 3 0.2 1 1

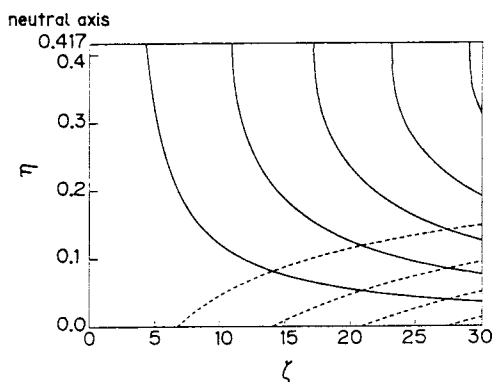


図-10 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 1($\phi=-1.4$)

表-3 腹板の限界幅厚比と水平補剛材取り付け位置 case 1($\phi=-1.4$)

水平補剛材本数	0	1	2	3
限界幅厚比 ζ	6.7 7	14.1 0	20.9 2	27.5 2
水平補剛材 取り付け 位置 η_i	1 — 2 — 3 —	0.0 8 2 — —	0.0 5 3 0.1 1 9 —	0.0 3 9 0.0 8 5 0.1 4 2

されている。破線と実線の差は、圧縮の存在による強度低下を表している。

部分パネルの強度を増すためには、図-7において、実線に沿って水平補剛材を配置するのが得策であるから、図-8において、点線の代わりに実線を採用してもかまわない。したがって、図-7は図-9のように描ける。図-9から得られる水平補剛材0～4本の

腹板の限界幅厚比 ζ と、限界幅厚比における水平補剛材取り付け位置 η_i をまとめると表-2が得られる。

(3) 腹板が曲げ・引張りを受ける場合

桁としての応力勾配係数 $\phi=-1.4$ の場合、計算結果は図-10のようになる。図-10から得られる水平補剛材0～3本の腹板の限界幅厚比 ζ と、限界幅厚比における水平補剛材取り付け位置 η_i をまとめると表-3が得られる。

表-1の腹板の限界幅厚比 ζ の値を道路橋示方書²⁰⁾の規定値と比較すると、表-4のようになる。これから、補剛材本数にかかわらず、道路橋示方書²⁰⁾の規定値よりも薄い腹板が使用可能であることがわかる。また、表-1～表-3にみられるように、道路橋示方書²⁰⁾が規定していない水平補剛材3本以上の腹板に対しても、限界幅厚比 ζ と水平補剛材取り付け位置 η を本解析法から求めることができる。

3.1.2 セン断が作用する場合

作用せん断応力の影響を調べるために、 $(\tau/\tau_{ult})^2=0.2$ 、 $\sigma_i=0.8\sigma_{yw}$ の場合について、相関式(7)、(8)を用いて、 η と ζ の関係を計算する。

桁としての応力勾配係数 $\phi=-1.0$ の場合、計算結果は図-11のようになる。図-11から得られる水平補

表-4 腹板の限界幅厚比の比較 case 1($\phi=-1.0$)

水平補剛材本数	限界幅厚比 ζ					解析値
	道路橋示方書規定値					
	SS41 SM41 SMA41	SM50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58	統一値	
0	5.14	5.07	5.09	5.04	5.05	5.64
1	8.65	8.59	8.65	8.61	8.65	11.74
2	10.48	12.10	12.17	11.99	12.10	17.42
3	—	—	—	—	—	22.92
4	—	—	—	—	—	28.30

剛材 0 ～ 5 本の腹板の限界幅厚比 ζ と、限界幅厚比における水平補剛材取り付け位置 η をまとめると表 - 5 が得られる。

この結果を 3.1.1 (1) の結果と比較すると、せん断応力が作用すると、各水平補剛材本数に対して限界幅厚比 ζ が小さくなり、厚い腹板を必要とする。しかし、その幅厚比における限界取り付け位置 η は変わらない。

3.2 単一パネルと部分パネルの終局強度が等しくなる位置

図 - 6 の結果に基づき、圧縮縁側より求めた位置（実線）に水平補剛材を配置した場合の部分パネルの終局強度を計算すると、図 - 12 のようになる。ただし、水平補剛材剛度は道路橋示方書²⁰⁾ の必要剛度 $r_{h,n}$ と等しい ($r_{h,n}^* = 1$) とする。

実線は $\zeta = 5.64$ であり、 $\zeta < 5.64$ の厚い腹板では、水平補剛材が省略できるので、破線で示す終局強度は単一パネルの強度を示している。

$\zeta > 5.64$ の薄い腹板では、腹板厚が薄くなり、水平補剛材本数 n_h が増加するに従って、部分パネルの強度は低下する。これは、水平補剛材の位置を単一パネルの終局強度に注目して定め、部分パネルの終局強度を考慮していないためである。

作用せん断応力 $\tau = 0$ の場合について、相関式 (7), (8) を用いて、単一パネルの終局強度と部分パネルの終局曲げ強度とが等しくなる (Case 2) η と ζ の関係を計算する。

桁としての応力勾配係数 $\phi = -1.0$ 、腹板縦横比 $\alpha = 0.5$ 、水平補剛材剛度が道路橋示方書²⁰⁾ の必要剛度と等しい ($r_{h,n}^* = 1$) 場合、水平補剛材 1 段目の取り付け位置 η と腹板幅厚比 ζ の関係で示すと、図 - 13 のようになる。実線の曲線が不連続になる $\zeta = 9.11$ が水平補剛材 1 本に対する腹板の限界幅厚比であり、 $\zeta > 9.11$ の範囲の腹板では 2 段目の水平補剛材が必要になる。

水平補剛材が 2 段の場合について、同様な曲線を描くと図 - 14 のようになる。図には、 ζ の変化によって生じる部分パネルの終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。図 - 13 の曲線はそのまま使用できる。2 段目の曲線と $\eta = 0.5$ の線との交点の ζ の値は 9.11 で、これは水平補剛材 1 段に対する限界幅厚比 $\zeta = 9.11$ と一致する。この曲線の $\zeta = 14.24$ が水平補剛材 2 段目の限界幅厚比を与える。 $\zeta < 14.24$ の範囲の部分パネルの終局強度は

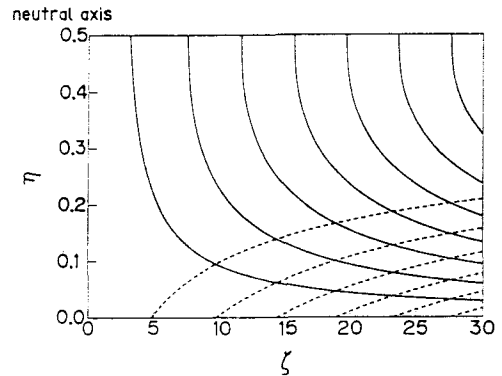


図 - 11 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 1 ($\phi = -1.0$)

表 - 5 腹板の限界幅厚比と水平補剛材取り付け位置 case 1 ($\phi = -1.0$)

水平補剛材本数	0	1	2	3	4	5
限界幅厚比 ζ	4.8 2	9.8 0	14.4 2	18.8 9	23.2 7	27.5 9
水平補剛材 取り付け 位置 η						
1	—	0.0 9 5	0.0 6 1	0.0 4 6	0.0 3 7	0.0 3 1
2	—	—	0.1 3 8	0.1 0 0	0.0 7 8	0.0 6 5
3	—	—	—	0.1 6 6	0.1 2 7	0.1 0 3
4	—	—	—	—	0.1 8 6	0.1 4 7
5	—	—	—	—	—	0.2 0 2

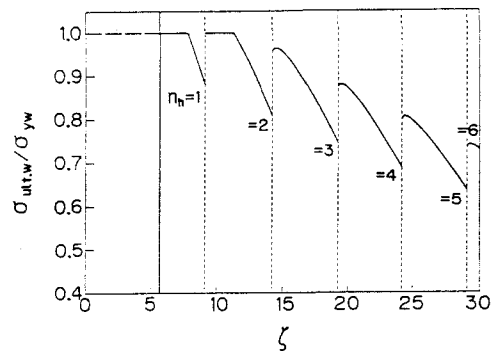


図 - 12 腹板幅厚比と部分パネルの終局曲げ強度との関係 Case 1 ($\phi = -1.0$)

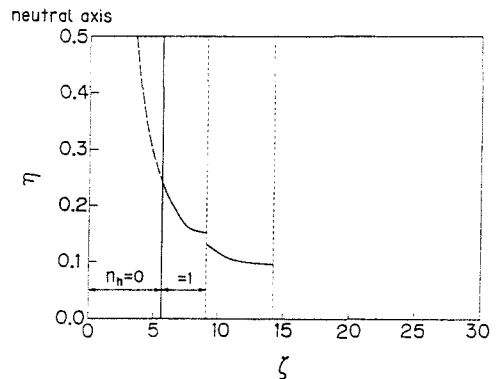


図 - 13 腹板幅厚比と水平補剛材 1 段目の取り付け位置との関係 Case 2 ($\phi = -1.0$)

図-12の終局強度より高い。これは、単一パネルと部分パネルの終局強度がバランスするように水平補剛材の位置を修正しているからである。

$\zeta > 14.24$ の範囲の腹板では、3段目の水平補剛材が必要になるが、 $r_{h,n}^* = 1$ である限り、部分パネルの終局強度は単一パネルの終局強度に達することはない。図-14から得られる水平補剛材0～2本の腹板の限界幅厚比 ζ と、限界幅厚比における水平補剛材取り付け位置 η_i をまとめると表-6が得られる。

水平補剛材剛度が $r_{h,n}$ の2倍($r_{h,n}^* = 2$)の場合、計算結果は図-15のようになる。図には、 ζ の変化によって生じる部分パネルの終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。この場合の部分パネルの終局強度は $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw} > 0.9$ であり、図-12、図-14の終局強度より高い。図-15から得られる水平補剛材0～4本の腹板の限界幅厚比 ζ と、限界幅厚比における水平補剛材取り付け位置 η_i をまとめると表-7が得られる。

水平補剛材剛度が $r_{h,n}$ の5倍($r_{h,n}^* = 5$)の場合、計算結果は図-16のようになる。これは、図-6の圧縮縁側の単一パネルに対して計算した取り付け位置(実線)と一致する。この場合、部分パネルの終局強度も腹板の降伏応力に達する。図-16から得られる水平補剛材0～5本の腹板の限界幅厚比 ζ と、限界幅厚比における水平補剛材取り付け位置 η_i をまとめると表-8が得られる。

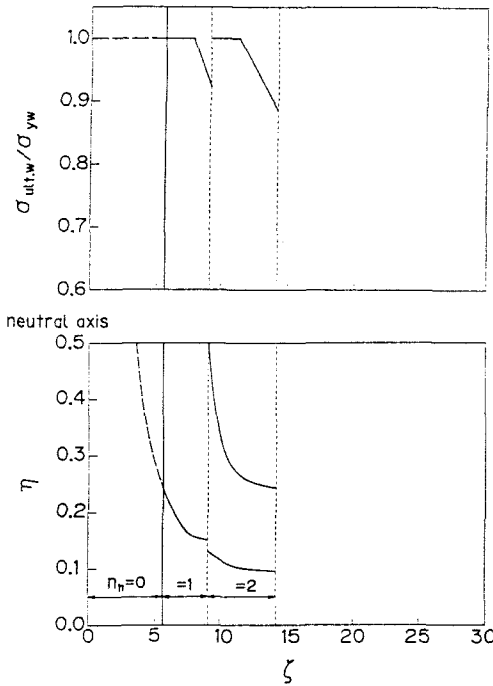


図-14 腹板幅厚比と水平補剛材1段目と2段目の取り付け位置との関係 Case 2($\phi = -1.0$)

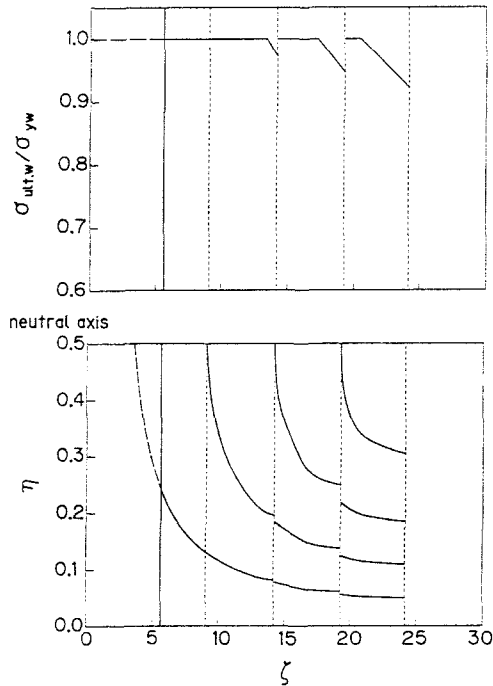


図-15 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 2($\phi = -1.0$)

表-6 腹板の限界幅厚比と水平補剛材取り付け位置 case 2($\phi = -1.0$)

水平補剛材本数	0	1	2
限界幅厚比 ζ	5.64	9.11	14.24
水平補剛材 取り付け 位置 η_i	1 2	— —	0.151 0.096 0.243

表-7 腹板の限界幅厚比と水平補剛材取り付け位置 case 2($\phi = -1.0$)

水平補剛材本数	0	1	2	3	4
限界幅厚比 ζ	5.64	9.11	14.24	19.25	24.17
水平補剛材 取り付け 位置 η_i	1 2 3 4	— — — —	0.131 0.082 0.196 —	0.061 0.138 0.249 —	0.050 0.109 0.185 0.304

以上からわかるように、部分パネルの終局強度は、水平補剛材の取り付け位置よりも、その剛度に影響される。水平補剛材剛度を増すことにより、部分パネルの終局強度を腹板の降伏応力まで高めることができる。しかし、その取り付け位置は、単一パネルの終局強度が腹板の降伏応力に達する場合に求めた位置に等しい。

3.3 腹板の限界幅厚比の近似式

Case 1の考え方で、表-1～表-3に得られた限界幅厚比 ζ を比較すると、 ϕ が小さく（圧縮領域が狭く）なると限界幅厚比 ζ が大きくなり、腹板を薄くできることがわかる。しかし、種々の応力勾配係数の値に対して、この関係を調べておいても、設計にあたって使いわけるのは大変不便である。

そこで、仮想腹板の考え方^{16) 17)}を適用する。 $\phi = -1.0$ の場合の限界幅厚比 ζ と、任意の応力勾配係数 ϕ に対する限界幅厚比 ζ との関係は次のように表せる。

$$\zeta = [(1 - \phi) / 2] \zeta_0 \quad (24)$$

式(24)より、表-1の $\phi = -1.0$ の場合の限界幅厚比 ζ_0 を使って、 $\phi = -0.8, -1.4$ の場合の限界幅厚比 ζ を計算する。この近似解を表-2、表-3の解析値と比較すると、表-9のようになる。これから、式(24)は十分な精度を持つ近似解を与えることがわかる。

3.4 水平補剛材の取り付け位置の近似式

Case 1の考え方で、表-1～表-3に得られた限界幅厚比の腹板に対する水平補剛材1段目の取り付け位置 η_1 を比較すると、圧縮領域が狭くなると、 η の値が小さくなり、圧縮縁側に近づけるべきことがわかる。

仮想腹板の考え方^{16) 17)}より、 $\phi = -1.0$ に対する水平補剛材 i 段目の取り付け位置 η_{oi} と、任意の応力勾配係数 ϕ に対する水平補剛材 i 段目の取り付け位置 η_i との関係は次のように表せる。

$$\eta_i = [2 / (1 - \phi)] \eta_{oi} \quad (25)$$

式(25)より計算される近似解を表-2、表-3の解析値と比較すると、表-10のようになる。同様に、水平補剛材2段目、3段目、4段目の

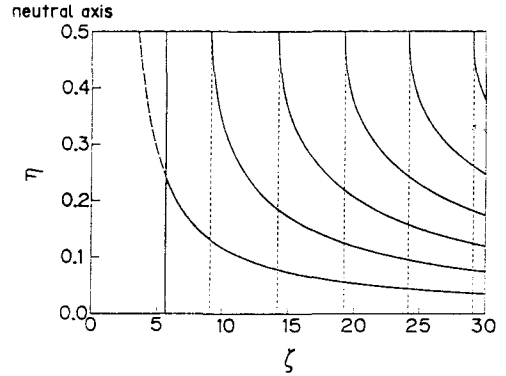


図-16 腹板幅厚比と水平補剛材取り付け位置との関係 Case 2($\phi = -1.0$)

表-8 腹板の限界幅厚比と水平補剛材取り付け位置 case 2($\phi = -1.0$)

水平補剛材本数	0	1	2	3	4	5
限界幅厚比 ζ	5.64	9.11	14.24	19.25	24.17	29.07
水平補剛材 取り付け 位置 η_i						
1	—	0.131	0.078	0.056	0.044	0.036
2	—	—	0.185	0.125	0.095	0.077
3	—	—	—	0.218	0.157	0.124
4	—	—	—	—	0.242	0.182
5	—	—	—	—	—	0.260

表-9 非対称プレートガーダーの仮想腹板による限界幅厚比の比較 case 1

水平補剛材本数	$\phi = -0.8$		$\phi = -1.4$	
	解析値	近似解	解析値	近似解
0	4.76	5.08	6.77	6.77
1	10.54	10.57	14.10	14.09
2	15.68	15.68	20.92	20.90
3	20.62	20.63	27.52	27.50
4	25.47	25.47	—	—

表-10 非対称プレートガーダーの仮想腹板による水平補剛材1段目の取り付け位置の比較 case 1

水平補剛材本数	$\phi = -0.8$		$\phi = -1.4$	
	解析値	近似解	解析値	近似解
1	0.109	0.109	0.082	0.082
2	0.070	0.070	0.053	0.053
3	0.052	0.052	0.039	0.039
4	0.042	0.042	—	—

表-11 非対称プレートガーダーの仮想腹板による水平補剛材2段目の取り付け位置の比較 case 1

水平補剛材本数	$\phi = -0.8$		$\phi = -1.4$	
	解析値	近似解	解析値	近似解
2	0.158	0.158	0.119	0.118
3	0.113	0.113	0.085	0.085
4	0.089	0.089	—	—

表-12 非対称プレートガーダーの仮想腹板による水平補剛材3段目の取り付け位置の比較 case 1

水平補剛材本数	$\phi = -0.8$		$\phi = -1.4$	
	解析値	近似解	解析値	近似解
3	0.189	0.189	0.142	0.142
4	0.143	0.143	—	—

取り付け位置 η_2 , η_3 , η_4 の近似解と解析値の比較をそれぞれ、表-11、表-12、表-13に示す。これから、式(25)は十分な精度を持つ近似解を与えることがわかる。

表-13 非対称プレートガーダーの板状腹板による水平補剛材4段目の取り付け位置の比較 case 1

水平補剛材本数	$\phi = -0.8$		$\phi = -1.4$	
	解析値	近似解	解析値	近似解
4	0.211	0.211	—	—

4. 補剛材の剛度

4.1 水平補剛材の剛度

図-17(a) に示すように、水平補剛材を1本有する垂直補剛材間の腹板をモデルにして、水平補剛材の必要剛度を検討する。単一パネル①と②の終局強度の小さい方と、水平補剛材である部分パネルの終局曲げ強度とが等しくなるような水平補剛材の剛度 r_h を必要剛度と定義し、道路橋示方書²⁰⁾の必要剛度 $r_{h,n}$ との比 r_h^*

で表す。この比は Massonnet 係数（以下、M係数とする）とよばれる。

$$r_h^* = r_h / r_{h,n} \quad (26)$$

ただし、

$$r_{h,n} = 30 (a/B) \quad (27)$$

である。

水平補剛材1本を必要とする腹板の限界幅厚比 $\zeta = 11.74$ 、腹板縦横比 $\alpha = a/B = 0.5$, 0.75 , 1.0 の場合について、水平補剛材の取り付け位置 η とその剛度のM係数 r_h^* との関係を図-18に示す。図には、 η の

変化によって生じる腹板の終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。 η が中立軸に近づくほど、M係数 r_h^* は小さくてよいが、そのとき強度は低下する。表-1から $\zeta = 11.74$ に対する位置は $\eta = 0.098$ で、終局強度が最大になるが、 $r_h^* > 5$ になる。

水平補剛材の位置が $\eta = 0.098$ の場合、縦横比 α と水平補剛材剛度のM係数 r_h^* との関係を図-19に示す。図には、 α の変化に伴う腹板の終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。 α が大きくなるに従って、 r_h^* は大きい値を必要とする。通常、 $\alpha < 1.0$ であるが、この場合、 $r_h^* > 5$ は必要である。

4.2 垂直補剛材の剛度

図-17(b) に示すように、水平補剛材がなく、垂直補剛材を1本有する腹板をモデルにして、垂直補剛材の必要剛度を検討する。単一パネルの終局強度と垂直補剛材である全体パネルの終局曲げ強度とが等しくなるときの垂直補剛材の剛度 r_v を必要剛度と定義し、道路橋示方書²⁰⁾の必要剛度 $r_{v,n}$ との比 r_v^* で表

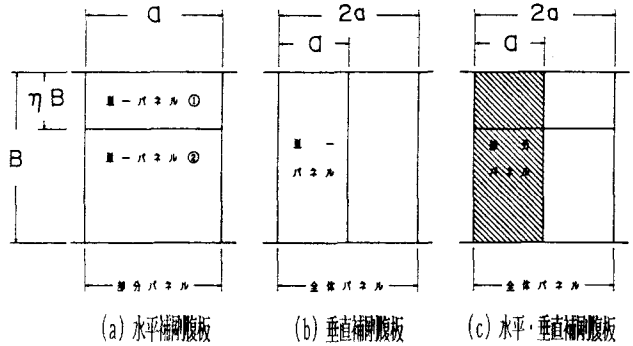


図-17 補剛材剛度の決定に用いる腹板モデル

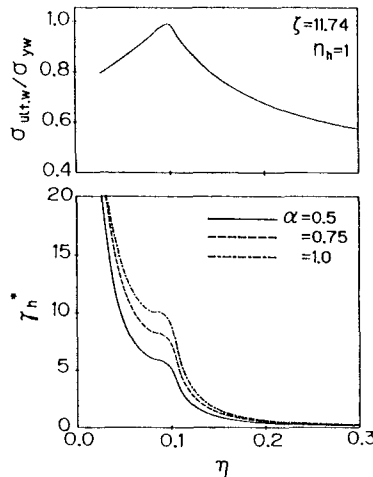


図-18 水平補剛材の取り付け位置とM係数との関係

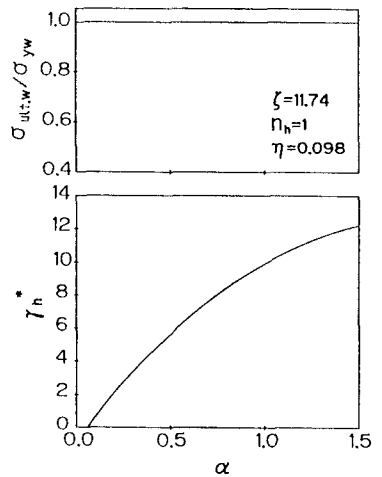


図-19 縦横比と水平補剛材のM係数との関係

す。

$$\tau_v^* = \tau_v / \tau_{v,n} \quad (28)$$

ただし、

$$\tau_{v,n} = 8 (B/a)^2 \quad (29)$$

である。

腹板縦横比 $\alpha = 0.5, 0.75, 1.0$ の場合について、腹板の換算幅厚比 ζ と垂直補剛材剛度の M 係数 τ_v^* との関係を図-20 に示す。図には、 ζ の変化に伴う腹板の終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。 ζ が大きくなるに従って、 τ_v^* は大きい値を必要とする。水平補剛材が省略できる換算幅厚比は $\zeta = 5.64$ であるが、このとき、終局強度は腹板の降伏応力に等しく、 $\tau_v^* < 4$ である。また、この図より、 $\tau_v^* = 0$ となる ζ は、 α に関係なく一定値 $\zeta = 2.78$ となる。 $\zeta < 2.78$ の厚い腹板では垂直補剛材が省略できる。

腹板の換算幅厚比 $\zeta = 5.64$ の場合、縦横比 α と垂直補剛材剛度の M 係数 τ_v^* との関係を図-21 に示す。図には、 α の変化に伴う腹板の終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。 α が大きくなるに従って、 τ_v^* は大きい値を必要とする。通常、 $\alpha < 1.0$ であるが、この場合、 $\tau_v^* = 4$ 程度は必要である。

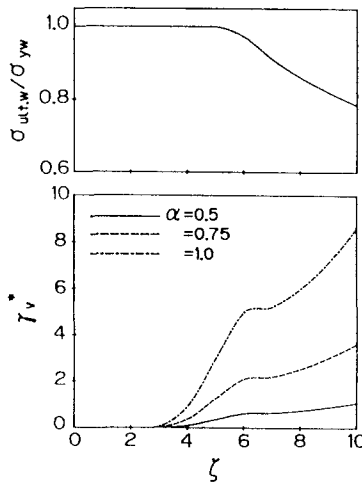


図-20 腹板幅厚比と垂直補剛材の M 係数との関係

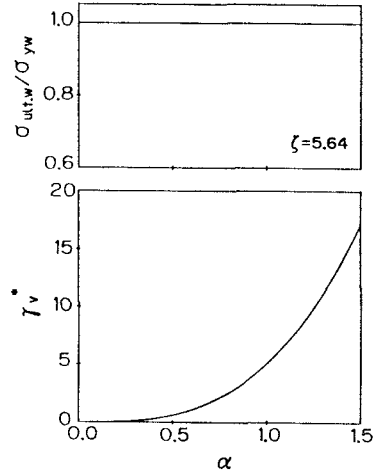


図-21 縦横比と垂直補剛材の M 係数との関係

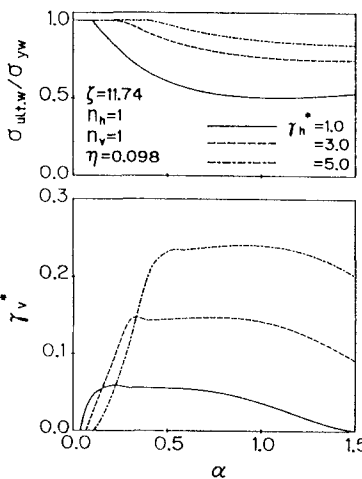


図-22 縦横比と垂直補剛材の M 係数との関係

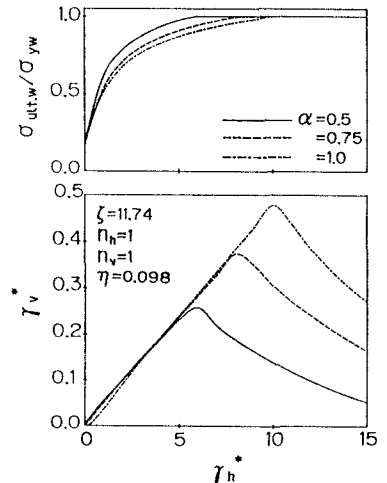


図-23 水平補剛材と垂直補剛材の M 係数の関係

4.3 水平・垂直補剛材剛度

水平・垂直補剛腹板における両補剛材の剛度の関係を調べるために、図-17(c) に示すような水平補剛材と垂直補剛材をそれぞれ 1 本ずつ有する腹板をモデルに考える。

水平補剛板である部分パネルの終局曲げ強度と直交補剛板である全体パネルの終局曲げ強度が等しくなるときの剛度を必要剛度と定義し、道路橋示方書²⁰⁾ の必要剛度との比で表す。

水平補剛材 1 本を必要とする腹板の限界幅厚比 $\zeta = 11.74$ ，その幅厚比に対する取り付け位置 $\eta = 0.098$ ，水平補剛材剛度の M 係数 $\tau_h^* = 1.0, 3.0, 5.0$ の場合について、腹板縦横比 α と垂直補剛材剛度の M 係数 τ_v^* との関係を図-22 に示す。図には、 α の変化に伴う腹板の終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。 τ_h^* が小さくなると、 τ_v^* も小さくてよいようであるが、そのときの強度はかなり低下する。腹板の終局強度を高めるためには、 τ_h^* を大きい値にしておけば、 $\tau_v^* = 1$ ，すなわち道路橋示方書²⁰⁾

の必要剛度で十分である。つまり、 r_h^* の r_v^* に対する影響は大きいと思われる。

縦横比 $\alpha = 0.5, 0.75, 1.0$ の場合について、図-23に水平補剛材剛度のM係数 r_h^* と垂直補剛材剛度のM係数 r_v^* との関係を示す。図には、 r_h^* の変化に伴う腹板の終局強度 $\sigma_{ult,w} / \sigma_{yw}$ の変化も図示してある。 r_h^* を増すと r_v^* は増加し、最大値に達したのち低下するが、その強度は腹板の降伏応力に等しくなっている。これから、少なくとも、腹板の強度がその降伏応力に達するときの r_v^* が必要であり、 r_h^* も強度が降伏応力に達するときの値が必要である。

4.4 Massonnet 係数

表-14に、他の研究者によって明らかにされた、補剛材剛度に対するM係数を示した。^{24) - 28)} また、本論文から得られたM係数も併記する。

水平補剛材剛度について、本論文で得られたM係数は Dubas²⁵⁾ や長谷川²⁷⁾ の提唱値と等しい。また、水平補剛材のない場合の垂直補剛材剛度については、本論文では曲げに対してM係数4が得られたが、これはせん断に対して得られたECCS²⁶⁾ や長谷川²⁸⁾ の提唱値と等しい。

水平・垂直補剛腹板では、曲げに対して求めた水平補剛材剛度のM係数は5で、垂直補剛材剛度のM係数は1で十分である。これは、三上²¹⁾ がせん断に対して定めたM係数と逆の結果を与えている。

以上からわかるように、垂直補剛腹板では、垂直補剛材剛度のM係数は4である。水平・垂直補剛腹板では、M係数は水平補剛材剛度が5で、垂直補剛材剛度が1である。

表-14 補剛材剛度のM係数

研 究 者	M係数	
	水平補剛材	垂直補剛材
E C C S	4	4
Massonnet	3~7	3~5
D u b a s	5	—
Skaloud	3~5	—
長 谷 川	5	4
三 上	1	5
本 論 文	5	1 4

5. あとがき

水平・垂直補剛材を有するプレートガーダーについて、終局曲げ強度の観点から水平補剛材の配置と剛度、垂直補剛材の剛度を検討した。主な結論は次のようである。

補剛材の配置について

- ① 腹板の換算幅厚比に対して、必要な水平補剛材本数、その本数に応じた最適な取り付け位置を求めることができた。
- ② 腹板の部分パネルの終局強度を最大にするためには、単一パネルの終局強度を最大にする位置に配置するのが望ましい。
- ③ 非対称断面プレートガーダーの場合には、腹板の限界幅厚比と水平補剛材の取り付け位置は、仮想腹板の考えを適用して容易に求めることができる。

補剛材の剛度については、

- ④ 水平・垂直補剛腹板では、水平補剛材の取り付け位置、腹板縦横比の影響を受け、両補剛材はおたがいに影響を及ぼしあう。水平補剛材剛度のM係数は5必要で、垂直補剛材剛度のM係数は1で十分である。
- ⑤ 垂直補剛腹板では、縦横比の影響を受け、垂直補剛材剛度のM係数は4程度必要である。

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 を使用した。本研究は平成元年度文部省科学研究費総合研究(A) (課題番号62302040, 研究代表者 福本誘士) の補助を受けた。

参考文献

- 1) BS 5400 : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standards Institution, 1982. (財)建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳: BS 5400 3編 鋼橋の設計指針, 1983.12.
- 2) DAST-Richtlinie 012 Beulsicherheitsnachweise für Platten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Oktober, 1979. (財)建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳: DAST指針012 板の座屈安全度の照査, 1981.12.
- 3) European Convention for Constructional Steelwork : European Recommendations for Steel Constructions, ECCS-BG 77-2E, The Construction Press, London, 1981.
- 4) Wolchuk, R., and Mayrbaur, R.M. : Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges, Report No. FHWA-TS-80-205, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D. C., Jan., 1980.
- 5) European Convention for Constructional Steelwork : EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, Draft, The Commission of the European Communities, July, 1983.
- 6) Dubas, P., and Gehri, E. : Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS Publication n° 44, Applied Statics and Steel Structures, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, 1986.
- 7) Swiss Society of Engineers and Architects : Swiss Standard Sia 161 Steel Structures, English Edition of 1979 Edition, 1981.
- 8) 東海鋼構造研究グループ (代表: 福本晴士): 鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用, 橋梁と基礎, Vol.14, No.11, 1980.11, pp.33-41, No.12, 1980.12, pp.38-44.
- 9) 塩見弘幸・福本晴士: 鋼構造部材の耐力の一算定法, 土木学会論文報告集, No.309, 1981.5, pp.155-158.
- 10) 日本道路協会橋梁委員会総括小委員会限界状態設計法分科会: 限界状態設計法の書式による道路橋示方書 I 共通編, II 鋼橋編, 1985.8.
- 11) 長谷川彰夫・西野文雄: プレートガーダーの荷重係数設計に関する一試案, 橋梁と基礎, Vol.13, No.2, 1979.8, pp.7-12.
- 12) 三上市藏・武田八郎・大谷孝彦: 多数の補剛材を有するプレートガーダーの曲げ強度算定法, 橋梁と基礎, Vol.17, No.1, 1983.1, pp.32-38.
- 13) 三上市藏: プレートガーダーおよびボックスガーダー, 鋼橋および鋼橋部材の非弾性不安定挙動と設計基準に関する研究, 科学研究費補助金研究成果報告書 (代表 西野文雄), 1984.3, II-3.
- 14) 座屈設計ガイドライン, 第9章, 土木学会, 1987.
- 15) 三上市藏: プレートガーダーの強度と設計法, 土木学会関西支部共同研究グループ報告書「薄板構造の強度と設計に関する調査研究」中間報告書, 1988.4.
- 16) 三上市藏: プレートガーダーの強度と設計法, 土木学会関西支部共同研究グループ報告書「薄板構造の強度と設計に関する調査研究」最終報告書, 1989.6.
- 17) 三上市藏・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.
- 18) 塩見弘幸・伊藤義人・福本晴士: プレートガーダーの耐力力実験データの調査, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.33A, 1987.3, pp.127-139.
- 19) 塩見弘幸・福本晴士: 実験データによるプレートガーダーの終局限界強度式の検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.34A, 1988.3, pp.171-180.
- 20) 道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編, 日本道路協会, 1980.2.
- 21) 三上市藏・出口恒宣: セン断を受けるプレートガーダーの水平・鉛直補剛材の必要剛度, 土木学会論文集, No.398/1-10, 1988.10, pp.405-408.
- 22) 奈良 敬・津田 真・福本晴士: 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度評価に関する研究, 土木学会論文集, No.392, 1988.4, pp.259-264.
- 23) Mikami, I.: Discussion to "Basic compressive strength of steel plates from test data," by Y. Fukumoto and Y. Itoh, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, No.1, Apr., 1985, pp.293-294.
- 24) Massonnet, Ch. : Stability Considerations in the Design of Steel Plate Girders, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.86, No.ST1, Jan., 1960, pp.71-97.
- 25) Dubas, P. : Essais sur le comportement post-critique de poutres en caisson raidies, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp.367-379.
- 26) Djubek, J. and Skaloud, M. : Czechoslovak approach to the design of longitudinally stiffened compression flanges of steel box-girder bridges, Preliminary Report of 2nd International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liège, April 13-15, 1977, ECCE-IABSE, pp.249-256.
- 27) 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力実験, 土木学会論文報告集, No.234, 1975.2, pp.33-44.
- 28) 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力, 土木学会論文報告集, No.235, 1975.3, pp.13-28.

(1989年10月2日受付)