

Br.76-06

土研資料第 1226号

土 木 研 究 所 資 料

第1226号

鋼製箱げた橋の設計および架設についての調査報告書

(Report of the Merrison Committee)

第 I , II 編 翻 訳

昭和52年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 橋 梁 研 究 室

ま え が き

本報告書は、1973年に発表された Merrison Committee の報告書 "Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges" の第Ⅰ・Ⅱ編を全訳したものである。

Merrison Committee は、1970年前後に世界各地で発生した鋼製箱げた橋の落橋事故の原因を究明し、鋼製箱げた橋の合理的な設計・施工基準を作成するために、英国政府の委託により設置されたものである。本報告書に収録した Merrison Committee の調査報告書は、鋼製箱げた橋の設計・施工に関してきわめて厳密な照査を義務づけ、また、荷重係数設計法を本格的に導入したこと等の面で世界的に注目されており、我国における道路橋示方書の改訂に際しても参考にすべき点が多いと思われるので、建設省内での業務資料として、ここに全訳を行なったものである。

なお、翻訳文の作成にあたっては、総合技術コンサルタント宮本哲也氏に御協力いただいた。ここに感謝の意を表するしだいである。また、Merrison Committee 報告書の第Ⅳ編については、すでに昭和51年3月に、土木研究所資料第1123号として印刷を行なったので、参照されたい。

昭和52年3月

建設省土木研究所

構造橋梁部橋梁研究室

室 長 佐 伯 彰 一

研究員 金 井 道 夫

大 塚 一 喜

目 次

1. 序 文	1
2. 第Ⅰ章および第Ⅱ章における記号	2
第Ⅰ章 荷重および一般設計要求事項	
3. 設計要求事項	11
4. 荷 重	13
5. 材料特性	32
6. 解 析	33
第Ⅱ章 設計基準	
7. 溶接による残留応力	53
8. 疲 勞	62
9. ウェブの設計	72
10. フランジの設計	97
11. ダイヤフラムの設計	111
12. 横フレームの設計	135
13. 箱断面柱の設計	144
14. 連 結	145

1. 序 文

1.1. この報告に記載してある諸規定は適当な英国標準実施規格 (British Standard Code of Practice) が公布されるような時機まで、鋼箱げた橋の設計と施工に対する1つの基準として適用するため本委員会が起草したものである。

これらの諸規定は、BS 4360 の 40 ~ 55 級鋼により製作され鋼床版もしくはコンクリート床版を有する橋梁の全ての箱げたと箱断面柱に適用するよう意図した。斜張橋と吊橋のけたにも適用してよいが、アンカレッジ、サドルおよびこの種の橋梁に特有なその他の細部構造の設計に対する指針は含まない。

1.2. 諸規定は4章よりなっている。

第I章には英国において供用される道路橋と歩道橋の設計時に想定すべき荷重条件と安全係数に関する一般指針を含み、また応力解析において採用すべき諸原則を定義している。第I章の一般要求事項は第II章および第III章と関連して適用し、また遵守事項として取扱うものとする。

第II章には製作に対して適合許容誤差が指定された場合、その構造物に使用されると思われる諸要素の設計に対する簡略化した諸規定を説明してある。

第III章には第II章の簡略化した諸規定の応用に際し使用し、また第II章の範囲外の構造物の要素の設計に際し使用してもよい基準を示している。

第IV章では材料と製作を取扱っている。そしてこの章もまた遵守事項として扱うものとする。

1.3. 諸規定は必ずしも包括的なものでなく、したがって鋼板構造物の設計に適任でかつ経験豊富な設計者の指導下においてのみ使用されねばならないことを理解すべきである。またこの報告で与えた制限範囲外では使用してはならない。

もし供用不適性または強度の評価の下限界が適当な (標準偏差に対し -2σ の範囲で平均値に近似する程度) ことを示す理論的または実験的な根拠に完全に基いているならば、次の2つの強度評価方法のどちらを使用してもよい。理論的方法是実験結果が第II章または第III章に含まれる方法、あるいは適切に実施された実験結果に対して良く用いられる他の方法と包括的に比較することによって確認しなければならない。実験的方法是、縮尺、実際の材料の諸特性および不完全性、または結果のばらつきなどを適切に考慮し、充分な数の適切で解り易い実験結果に基づかなければならない。

どの設計方法を採用するにしても、第IV章に従って規定された材料と製作に考慮を払うべきである。

設計の適性を示すために耐荷荷重を採用してもよい。この場合、作用荷重はその設計において想定した各要素に最も不利な条件を生じるように分布させた崩壊係数倍した荷重に等しいものとする。

2. 第Ⅰ章および第Ⅱ章における記号

A : 単位長さ当りの有効面積 (風荷重の計算)	$A_{\beta x}$: 係数 (変形ねじり曲げ応力 X distortional bending stress)
A : 箱断面によって囲まれた面積 $= (B_T + B_B) \frac{D}{2}$	a : 長方形断面橋脚の風に直角な面の幅
A : 継手における溶接金属の全公称横断面積	a : 空気動力学的振動による加速度
A : 横断面積	a : ウェブパネルに対する垂直補剛材の間隔
A_b : 斜材の横断面積	a : 垂直補剛材間または補剛材とダイヤフラム間の水平ウェブ補剛材の長さ
A_{bf} : 箱げたの下フランジ (全ての縦方向補剛材を含む) の単位幅当りの横断面積	a : ダイヤフラムと隣接ウェブ垂直補剛材間の距離
A_e : 曲りフランジに対する有効断面積	a : 板パネルの長さ
A_e : 支承上ダイヤフラム位置において一枚のウェブの端部に取付いている任意の垂直補剛材の横断面積	a_e : ダイヤフラムからのウェブの突出長さ
A_{eff} : 有効横断面積	B : 曲げ面に平行な柱面の幅
A_F : ウェブに接するフランジの有効断面積	B : 箱げたのフランジのウェブ中心線間の幅
A_F : 横げたの有効フランジの横断面積	B : ウェブ中心線間またはウェブと材端補剛材材間のフランジパネルの幅
A_f : フランジ (全ての縦方向補剛材を含む) の全横断面積	B : 横フレーム面における箱げたウェブの間隔
A_{fn} : フランジパネル(n)の総横断面積	B^* : 構造物の有効幅 (限界風速の決定)
A_{fp} : 上フランジのウェブからの任意の突出部 (全ての縦方向補剛材を含む) の横断面積	B_B : ウェブ中心線間の下フランジ幅
A_{ft} : ウェブ間の上フランジ (全ての縦方向補剛材を含む) の横断面積	B_P : ウェブ中心線外側のフランジ突出部の幅
A_p : 高欄の垂直要素の単位長さ当りの投影面積	B_T : ウェブ中心線間の上フランジ幅
A_p : 板の中央面の面積	b : 長方形断面橋脚の風に平行な面の幅
A_p : Miner の合計係数	b : 板パネルの幅
A_s : 補剛材の横断面積	b : 縦方向補剛材の平均間隔
A_{seff} : 補剛材の有効横断面積	$\bar{b}$: 隣接板パネルの平均幅
A_{sh} : 水平ウェブ補剛材の横断面積	b^* : ダイヤフラム板パネルに対する b と a のうち小さい方
A_{ss} : ダイヤフラムスタブ補剛材の横断面積	b_c : パルププレートのパルプ幅
A_{sz} : z 面におけるダイヤフラム補剛材の横断面積	b_c : 横フレームのフランジ幅
A_{tf} : 箱げたの上フランジ (全ての縦方向補剛材を含む) の単位幅当りの横断面積	b_{cg} : ダイヤフラム中心線と横げたによるダイヤフラム支持補剛材への荷重用点間の距離
A_w : 同一断面における全てのウェブプレートの全横断面積	

b_{eff} : 垂直直応力を伝達すると考えられるダイヤフラム板の有効幅	11/1	D^* : 合成コンクリート床版の重心 (centroid) から下フランジまでの高さ	4/23
b'_{eff} : 荷重支持補剛材と共同作用するダイヤフラム板の有効幅	11/2, 11/12	D_{XB} : 下フランジ (横フレームを含む) の支間方向単位長さ当りの横方向曲げ剛性 (transverse flexural rigidity)	6/13
b_L : 一次荷重支持ダイヤフラム補剛材の取付脚部 (attached legs) の中心間の距離	11/14	D_{YC} : ウェブ (垂直一次補剛材を含む) の支間方向単位長さ当りの横方向曲げ剛性	6/13
$b_S := \frac{B_T + B_B}{2}$	11/12	D_{YT} : 上フランジ (横けたを含む) の支間方向単位長さ当りの横方向曲げ剛性	6/13
b_W : フランジに隣接するウェブパネルの幅	9/9	d : フランジ板の内面間のウェブに平行に測ったウェブの高さ。または隅角部が補剛されたところではその補剛材のウェブとの取付点の中心間の高さ。	6/10, 6/13, 9/9
b_1, b_2 : 板パネルの幅	9/9	d : 補剛材の幅	6/4, 9/5, 10/4
b_1 : b_{eff} または b'_{eff} を決定するための参考幅	11/19	d_C : 横フレーム断面の高さ	12/3
b_1 : スタブ補剛材の取付脚部とダイヤフラム付きのそれに最も近い一次荷重支持補剛材の取付脚部との間の距離	11/14	d_C : ウェブとの取付部における横けたの高さ	9/9
b_2 : b'_2 または b''_2	11/14	$d_O := d_S + \frac{t_P}{2}$	11/1
b'_2 : ダイヤフラムスタブ補剛材の取付脚部とウェブの間の高さにおける距離	11/27	d_S : ダイヤフラムの表面から補剛材の最縁 (extreme fibre) までの距離	11/1, 11/13
b''_2 : スタブ補剛材の取付脚部とダイヤフラム付きの隣接支承上のそれに最も近い一次荷重支持補剛材の取付脚部との間の距離	11/4, 11/27	d_W : 横フレームに補剛材を連結している溶接の頂部までの高さ	12/13
$C := \frac{C_{crit}}{C_{ys}}$	12/13	d_F : 任意方向の風荷重成分	4/9
C_d : 抗力係数 (drag coefficient)	4/6, 4/7, 4/13, 4/14	d_S : 長さの要素	11/3
C_L : 揚力係数 (lift coefficient)	4/9, 4/15	d_1 : 補剛材自身の図心とフランジ板の中央面との間の距離	6/4
C_O : K_O 決定のための係数	10/4	d_2 : 補剛材の突出端 (tip of outstand) とフランジ板の中央面との間の距離	6/4
C_P : K_O 決定のための係数	10/4	E : 弾性係数	5/1
C_1 : 係数 (ダイヤフラム板パネルにおける一様直応力の有効値)	11/23	E_C : コンクリートの弾性係数	5/1
C_1, C_2 : 支承の両側の支間 1 と 2 に於ける合成コンクリート床版のひび割れ長	6/1	e : 自然対数の底	6/11, 6/13, 6/16
$C_{\beta x}$: 係数 (変形ねじり応力) (distortional warping stress)	6/13	e : 11.2.3 条で定義される偏心 (eccentricity)	11/3
c : 着目点から最も近い縦方向鉄筋の表面か或いは中立軸までの距離のうち何れか小さい方 (ひび割れ幅の決定に対して)	3/1	e_n : 計算した偏心に更に付加される支承反力の偏心	4/16, 11/3
c : 支持ダイヤフラム位置における支承中心間の距離	11/4	e_p : 有効補剛材の図心から板の中央面までの距離	9/7, 11/16
D : 構造物の高さ	4/6	e_1 : 応力および温度の作用下における構造物の移動による支承のダイヤフラムに対する相対移動に他の任意の故意の偏心を加えたもの	11/3
D : 構造物の風上面の全高	4/22	F : 全風荷重	4/9
D : ウェブの垂直投影高	9/9	F_B : 対傾構 (cross-bracing) の力	6/14
D : ダイヤフラム高	11/1	F_C : 溶接収縮による残留力 (residual force)	6/2, 7/1
D : 箱けたの中心線上の高さ	6/10, 6/14	F_D : 変形ねじり曲げ応力パラメータ	6/15

F_R : 半径方向水平力 (radial lateral force) 4/4	I_s : 板に平行な図心軸に関する補剛材断面自身の断面 2 次モーメント 10/4
F_1, F_{1p}, F_2 : ダイアフラム位置における箱げたのフランジの水平せん断力 11/4	I_s : 箱げたの壁面の単位幅当りの断面 2 次モーメント (全ての縦方向補剛材を含む) 12/4
f : 係数 (横フレームまたはダイアフラムで補剛された圧縮フランジに関するもの) 10/5	I_{seff} : 補剛材の有効断面 2 次モーメント 14/3
f : 係数 (補剛されていない支点ダイアフラムの特性強度 (characteristic strength)) 11/10	I_T : 板との接点に関する補剛材断面自身の断面 2 次モーメント 10/4
f_0, f_1, f_2 : 曲げ剛性係数 (横フレーム) (flexibility coefficient) 12/3, 12/4	I_{tf} : 箱げたの上フランジの単位幅当りのその図心軸に関する断面 2 次モーメント (全ての縦方向補剛材を含む) 12/1
G : せん断弾性係数 5/1	I_x : 横断面の $x-x$ 軸に関する断面 2 次モーメント 6/12, 11/3, 11/12
G_c : コンクリートのせん断弾性係数 5/1, 6/2	I_{xy} : 相乗モーメント 6/17
g : 箱げた間のフランジ幅の半分 6/17	I_y : 横断面の $y-y$ 軸に関する断面 2 次モーメント 11/2, 11/3, 11/13
g : 溶接準備に対する金属を除去の後、残っている板の厚さ 7/7	I'_y : 横断面の $y-y$ 軸に関する断面 2 次モーメント 11/2, 11/3, 11/13
h : 長方形橋脚の高さ 4/7	J : サンプナンの捩り定数 6/10
h : 垂直荷重の作用による床版中心線に沿う床版面の水平荷重の強度 6/16	j : 箱げたのフランジ直下の支承または支承板の接触幅に $3 l_{fb}$ を加えたもの 11/2
h : 垂直ウェブ補剛材の有効高さ 9/5, 9/9	K : クリープを考慮したときのコンクリートの収縮に関する低減係数 (reduction coefficient) 5/1
h : 下フランジとダイアフラムの一段目の水平補剛材の間の距離 11/8, 11/13, 11/15	K : 係数 (変形ねじり応力) 6/12, 6/14
h_c : ダイアフラムスタブ補剛材の高さ 11/20	K : 係数 (垂直補剛材応力に対するダイアフラムの有効幅) 11/3
h_c : ダイアフラムにおけるフランジ補剛材貫通 * 切り抜き部の高さ 11/7	K : $K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4$ (補剛されていないダイアフラム) 11/10
h_{eq} : 下フランジからダイアフラムにつく横げたの下側迄の高さ 11/27	K' : 相関係数 (interaction coefficient) (補剛されたダイアフラム) 11/9
I_{BC_1}, I_{BC_2} : 支承の各側の支間中央における箱げたの等価断面 2 次モーメント 6/1	K_{bt} : 接線有効幅係数 (tangent effective width factor) 9/8, 11/16
I_{BS} : 支承上における箱げたのひび割れ前の等価断面 2 次モーメント 6/1	K_{HB} : H/B 荷重に対する係数 (変形ねじり応力) 6/13
I'_{BS} : 支承上における箱げたのひび割れ後の等価断面 2 次モーメント 6/1	K_{HB} : H/B 荷重に対する係数 (変形ねじり曲げ応力) 6/16
I_{bf} : 箱げたの下フランジのその図心軸に関する単位幅当りの断面 2 次モーメント (全ての縦方向補剛材を含む) 12/5	K_O : 10.3.1.a 条で定義された係数 10/4
I_c : 横げたまたは横フレームの断面 2 次モーメント 12/1, 12/5	K_P : 10.3.1.a 条で定義された係数 10/4
I_{hx} : ダイアフラム水平補剛材自身の板に平行な図心軸 $x-x$ に関する断面 2 次モーメント 11/14	K_R : 曲がりフランジに対する有効幅係数 6/3
I_o : 一次荷重支持ダイアフラム補剛材のダイアフラム板との接点に関する断面 2 次モーメント 11/13	K_{ss} : 係数 (補剛されたフランジパネルの圧縮域における供用適性限界) 10/7
	K_{su} : 係数 (補剛されたフランジパネルの特性圧縮強度) 10/4
	K_1, K_2 : 係数 (合成コンクリート床版を有する橋梁の固有振動数) 4/23

K_1, K_2, K_3, K_4 : 係数 (補剛されていない支点ダイヤフラムの特性強度)	11/10	m : 単位長さ当りの質量	4/22
K : 構造物の幅高比	4/6, 4/7	m : 係数比 (modular ratio)	6/7, 10/3
K_T : 係数 (横フレームのねじり座屈制限応力)	12/3	m : 係数 (補剛された曲りフランジのフランジ板における最大有効応力)	6/14
L : 柱の全長	4/17	m_1 : 係数 (曲りフランジパネルまたは補剛された曲りフランジパネルにおける破壊時の許容平均応力)	10/2, 10/11
L : 支間長	4/23, 6/7	N : H/B 荷重のユニット数	6/13, 6/16
L : ウェブ板パネルの座屈の半波長	9/2	N : 与えられた応力範囲に対する破壊までのサイクル数 (疲労)	8/3
L : 箱げたのフランジ間の一次荷重支持ダイヤフラム補剛材の長さ	11/17	N : 隣接ウェブ間のフランジパネルにおける縦方向補剛材の数	10/3
L : 有効支点間の中間一次ダイヤフラム補剛材の長さ	11/5	N : 曲げ (flexure) またはねじりにおける基本固有振動数	4/22
L : 荷重支持補剛材間または一次補剛材間の中間2次ダイヤフラム補剛材の長さ	11/17	N_b : 垂直運動に対する基本固有振動数	4/23
L_b : 斜材の長さ	6/14	N_T : ねじりの基本固有振動数	4/24
L_c : 12.1.4 条で定義された長さ	12/4	n : 継手における溶接盛り層の総数	7/1
L_D : 有効ダイヤフラムの間隔	6/12	n : フランジパネルの数	
L_m : 断続溶接の片側における溶接端部間の純間隔	7/2	n : 係数 (ダイヤフラムにおける水平方向の板応力)	11/5
L_W : 各断続溶接の長さ	7/2	n_a : 空気動力学的振動による応力のサイクル数 (疲労)	8/3
L_W : 等分布荷重の長さ	6/8	P : 軸方向荷重 (Axial load)	9/6, 13/1
L_1, L_2 : 支点の各側の支間の長さ	6/1	P : 補剛されていないダイヤフラムに作用する局部頂部荷重	
L_1 : 2 連続支間の短い方の長さ	4/24	P_{crit} : 箱断面柱に対する主軸に関する限界座屈荷重	13/1
L_2 : 3 連続又はそれ以上の連続支間の最長支間に隣接する支間のうち長い方の支間の長さ	4/24	P_{crv} : 9.6.1.b 条で定義された荷重	9/6
ℓ : 横フレーム間または横フレームとダイヤフラム間の補剛材の長さ	10/3	P_{eff} : 9.6.1.b 条で定義された荷重	9/6
ℓ : 横フレーム間または横フレームとダイヤフラム間の間隔	10/1, 12/1	P_{lat} : 単位長さ当りの特性水平方向風荷重	4/5
ℓ : 横フレーム間またはダイヤフラム間の曲りフランジパネルの縦方向の弦長	6/3	P_{long} : 支間単位長さ当りの縦方向風荷重	4/8, 4/9
M : 曲げモーメント	11/4, 13/1	P_n : 軸重 (Axle load)	6/13, 6/16
M_D : 横方向曲げモーメント	6/16	P_o : 9.6.1.b 条で定義された荷重	9/6
M_f : 補剛されたフランジの曲げモーメント	10/7	P_b : 9.6.1.b 条で定義された荷重	9/6
M_n : 荷重成分による曲げモーメント	6/8	P_t : 引張鉄筋の百分率	3/2
M_s : 支点における負の (hogging) 曲げモーメント	6/1	P_1, P_2 : 11.2.4.a 条で定義された力	11/5
M_1 : 短い方の支間のみに載荷した場合の負の曲げモーメント (疲労)	8/10	Q : 特性水平方向風圧力	4/5, 4/6, 4/9
$M_{1,2}$: 両方の支間に同時載荷したときの負の曲げモーメント (疲労)	8/10	Q : せん断力	11/4
M_2 : 長い方の支間のみに載荷した場合の負の曲げモーメント (疲労)	8/10	Q_s : けたの全せん断力	14/3
		Q_T : トルクによるウェブからダイヤフラムに伝達される垂直せん断 (力)	11/4

Q_V : 垂直応力 $= Q_V' + Q_V''$ によるウェブからダイヤフラムに伝達される垂直せん断力 (力)	S : ダイヤフラムの任意断面のウェブ中心からの距離
..... 11/4	S : 横フレームの部分の長さ 12/3
Q_V', Q_V'' : 11.2.5条で定義された垂直せん断力	$S_B = \frac{B_B}{t_{fb}}$ 6/10
..... 11/7	$S_T = \frac{B_T}{t_{ft}}$ 6/10
Q_2 : 任意の局部荷重による補剛材のせん断力	$S_T = \left[\{ \tau \} - \{ \tau_{ult} \}_u \right] dt_W$ 9/6
..... 14/3	$S_W = \frac{d}{t_W}$ 6/10
q : 動圧力 (dynamic pressure head)	S_1 : 通過係数 (funnelling factor) 4/5
..... 4/5	S_1 : 下フランジ, ウェブの片方の面および張出床版の下側面 (もしあれば) の周辺長 (perimeter) 4/8
q_1 : 係数 (一次荷重支持ダイヤフラム補剛材の強度)	S_1 : 11.2.4.a条で定義された距離 11/4
..... 11/12	S_2 : 突風係数 (gust factor) 4/5, 4/10
q_1 : 係数 (補剛された曲りフランジに対する有効面積)	S_2 : S_1 の部分 4/8
..... 6/3	T : トルク (torque) 6/12, 6/13, 6/15, 11/2
q_1, q_2 : 補剛材と板の結合部の単位長さ当りの縦方向せん断力	T_{UWL} : 単位長さ当りの等分布トルク 6/12, 6/15
..... 14/3	t : 板厚 4/17
q_2 : 係数 (補剛された曲りフランジの平均曲げ応力)	t : フランジとダイヤフラム間の温度差 (temperature differential) 11/5
..... 6/4	t_C : コンクリート厚 10/3
R : 車線の曲率半径 4/4	t_D : ダイヤフラム板厚 6/14, 11/1, 11/12
R : フランジの曲率半径 6/3, 12/2, 12/5	t_{DB}^* : ダイヤフラムとフランジの接合部における下フランジの修正厚 (modified thickness) 11/5
R : 変形そりねじり応力パラメータ 6/12	t_{DR}^* : ダイヤフラムとフランジの接合部における上フランジの修正厚 11/5
R : 係数 (水平ウェブ補剛材の形状 (proportions))	t_f : フランジ板厚 6/3
..... 9/8	t_{fb} : 下フランジ板厚 6/10, 11/2, 11/5
R : 係数 (中間一次ダイヤフラム補剛材の形状)	t_{fc} : 横フレームのフランジ厚 12/3
..... 11/16	t_{ft} : 上フランジ板厚 6/10, 11/5
R_{CG} : 横げたによってダイヤフラム補剛材に作用する荷重	t_S : コンクリート床版厚 4/23
..... 11/3	t_S : 補剛材のウェブ厚 10/4, 11/13
R_h : ダイヤフラム支承位置の水平反力 11/3	t_S : 補剛材の取付脚部の厚さ 14/2
R_ℓ : 支承上の荷重支持補剛材の頂部に作用する荷重	t_W : ウェブ板厚 6/4, 11/7
..... 11/1	t_{WC} : 横フレームのウェブ厚 12/3
R_V : ダイヤフラムの頂部に作用する荷重以外の荷重によるダイヤフラム支承の垂直反力	t_1, t_2 : 板厚 7/6
..... 11/1, 11/4	u_W : コンクリートの特性 3 軸強度 5/1, 6/1
R_1, R_2 : フランジの有効曲率半径 6/3, 10/2	V : 平均時間風速 4/5
r : 長方形橋脚の丸味のある角の半径 4/7	
r : 9.6.2.2条及び11.5.1.b条で定義された回転半径	
..... 9/7, 11/16	
r_E : 床版の縁部材 (deck edge member) の図心軸に関する回転半径 12/1	
r_f : フランジ (全ての縦方向補剛材を含む) の回転半径 6/3	
r_{xx} : 補剛材断面自身の板に平行な図心軸 ($x-x$) に関する回転半径 9/7, 10/3	
r_{yf} : 上フランジ (全ての縦方向補剛材を含む) の回転半径 12/1	
r_y : 補剛材の最小回転半径 10/4	
S : ダイヤフラム剛性 6/14, 6/16	

V : R_h の作用線と箱げたの下フランジの図心との間の垂直距離 11/3	$\bar{y}_T$: 曲げの水平中立軸から上フランジ板の最縁までの距離 6/31
V_C : 特性突風風速 (gust speed) 4/5, 4/6	y_W : 有効補剛材断面の図心から補剛材自身の図心までの距離 14/2
V_{crit} : 限界風速 4/22	Z : 断面係数 6/15, 11/6, 13/1, 14/3
V_D : 変形そりねじり応力パラメーター 6/12, 6/15	Z_B : 横方向補剛材と下フランジ板の有効幅の支間単位長さ当りの断面係数 6/31
V_e : 予報最大平均時間風速 4/5, 4/10	Z_O : 0.85b の共同板幅をもつ補剛材の突出部に関する断面係数 10/8
V_T : ダイアフラム頂部に作用する全等価分布荷重 11/10	Z_P : 0.85b の共同板幅を有する補剛材の板に関する断面係数 10/8
W : 構造物の総幅 4/6	Z_T : 横方向補剛材と上フランジ板の有効幅の支間単位長さ当りの断面係数 6/31
W : 単一箱げたの幅 4/7	z : 下フランジからのダイアフラムの高さ 11/18
W : 床版幅 4/8, 4/24	α : けたの風上面の垂直に対する傾斜角 4/7
W : 支点ダイアフラムの片側のフランジ有効幅 11/5	α : 係数 (箱断面柱の直線度 (straightness)) 4/17
$\bar{W}$: 横部材と共同するフランジパネルの部分の平均幅 10/6	α : 変形そりねじり応力パラメーター 6/13
W_B : 支点ダイアフラムの片側の下フランジの有効幅 11/5	α : せん断流分布パラメーター 9/1
W_T : 支点ダイアフラムの片側の上フランジの有効幅 11/5	α_c : 合成コンクリート床版のひび割れに対する支点曲げモーメントに関する低減係数 (reduction factor) 6/1
w : 単位長さ当りの垂直荷重 6/17	α_p : 支間中央の点荷重に対する支間中央における有効幅比に対する係数 6/7
w : 溶接間の平均距離 7/3	α_t : 温度膨張係数 5/1, 11/5
w_C : ダイアフラムにおける補剛材貫通用切り抜き部の幅 11/1, 11/2	$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$: 横フレーム座屈パラメーター 12/7, 12/8, 12/9
x : デカルト座標 (Cartesian co-ordinate) 4/17, 6/7, 6/11	β : 係数 (有効ダイアフラムの間隔) 6/12
Y : 横フレームに対する座屈係数 12/1	β : せん断流分布パラメーター 9/1
y : デカルト座標 6/17	γ : 変形そりねじり応力パラメーター 6/13
y : 振動の基本モードにおける最大変位に対する着目点の変位の比 4/23	γ : 10.3.4 条で定義される係数 10/8
$\bar{y}$: 曲げの水平中立軸から最縁までの距離 6/12	γ : 支承端からの下フランジの突出距離のダイアフラム高さに対する比 11/22
y_B : 有効ダイアフラム断面の図心からダイアフラムと下フランジの接合部までの距離 11/5	γ_L : 30m より小さい載荷長に対する曲げモーメントに関する係数 (疲労) 8/10
$\bar{y}_B$: 曲げの水平中立軸から下フランジ板の最縁までの距離 6/31	γ_{mc} : 強度に関する部分安全係数 (崩壊) (partial safety factor) 3/1, 10/8
y_C : ウェブ中心線とウェブとフランジの接合断面の図心までの距離 9/5	γ_{ms} : 強度に関する部分安全係数 (供用不適性) 3/1, 10/8
y_O : たわみ運動の最大振幅に対する片板幅 4/22	γ_{sc} : 荷重に関する部分安全係数 (崩壊) 4/1
y_O : 有効補剛材の図心から突出部 (outstand) 最縁までの距離 9/7, 11/16	γ_{ss} : 荷重に関する部分安全係数 (供用不適性) 4/1
y_P : 有効補剛材の図心から板の最縁までの距離 9/6	d : 箱断面柱の直線度からの離れ 4/17, 13/1
y_T : 有効ダイアフラム断面の図心からダイアフラムと上フランジの接合部までの距離 11/5	

d : 増分 (increment)	6/10	σ_b : 曲げ応力	11/8, 11/9
δ_b : 係数 (ダイヤフラム剛性)	6/14	σ_{bn} : 面外 (out of plane) 曲げ応力	11/13
δ_s : 構造減衰による振動減衰の対数減衰率	4/22	σ_{bo} : 補剛されたフランジパネルの補剛材突出部における曲げ応力	6/4, 10/7
ε : コンクリートにおける見かけの (apparent) 縦方向引ひずみ	3/1	σ_{bp} : 補剛されたフランジパネルの板における曲げ応力	6/4, 10/7
ε_{calc} : 通常の弾性解析より導かれた縦方向ひずみ	3/2	σ_{b1} : 方向 1 における面内 (in-plane) 曲げ応力	6/17
ε_s : コンクリートにおける収縮ひずみ	5/1, 11/5	σ_{b1v} : 9.6.1.b 条で定義された曲げ応力	9/6
η : 係数 (合成コンクリート床版のひび割れに対する支点曲げモーメントの減少 (reduction))	6/1	σ_{b2} : 方向 2 (方向 1 と直角) における面内曲げ応力	6/17, 11/4, 11/5
η : 係数 (補剛されたダイヤフラムにおける一様直応力をもつ板パネルの幅)	11/23	$[\sigma_{b2}]$: σ_{b2} の照査値	11/6
θ : 風の入射角 (angle of incidence)	4/9	σ_{b2B} : 下フランジ面におけるダイヤフラム板の水平方向面内曲げ応力	11/6
θ : 箱げたウェブの垂直面に対する傾斜	11/18	σ_{b2T} : 上フランジ面におけるダイヤフラム板の水平方向面内曲げ応力	11/6
θ : 一様振り荷重下の箱げたの回転角 (angular rotation)	4/24	σ_{cri} : 板の限界座屈応力	10/3
λ : 変形そりねじり応力パラメーター	6/13	σ_{cri}^* : 補剛されたパネルに対する限界座屈応力	10/8
λ : 横フレーム座屈パラメーター	12/7	σ_{crit} : 12.1.4 条で定義された限界応力	12/3, 12/4
λ_c : パラメーター (一次荷重支持ダイヤフラム補剛材の強度)	11/12	σ_{DB} : 横方向変形ねじり曲げ応力	6/15, 6/16, 9/6
μ : ボルト接合に対する滑り係数 (slip factor)	14/2	σ_{DW} : 縦方向変形そりねじり応力	6/12
μ : 横フレーム座屈パラメーター	12/8	$[\sigma_{DW}]_{Bmax}$: 下フランジとウェブの結合部における最大縦方向変形そりねじり応力	6/31
ν : ポアソン比	5/1	$[\sigma_{DW}]_{max}$: トルクを受けたときの箱壁面の結合部における縦方向最大変形そりねじり応力	6/12, 6/13
ν : 変形そりねじり応力パラメーター	6/13	$[\sigma_{DW}]_{Tmax}$: 上フランジとウェブの結合部における縦方向最大変形そりねじり応力	6/31
ξ : フランジ添接強度効率 (strength efficiency)	10/2	σ_e : 等価応力 (equivalent stress) = $\left\{ (\sigma_1 + \sigma_{b1})^2 + (\sigma_2 + \sigma_{b2})^2 - (\sigma_1 + \sigma_{b1})(\sigma_2 + \sigma_{b2}) + 3\tau^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$	6/17
ρ : 空気密度	4/23	σ_e : 等価有効応力 (equivalent effective stress) = $\sqrt{\sigma_{n1}^2 + \sigma_{n2}^2 - \sigma_{n1}\sigma_{n2} + 3\tau_{eff}^2}$	11/9
Σ : 合計	4/6, 6/8, 6/13, 6/16	σ_{crit} : 等価有効応力の限界値 (critical value)	11/9
σ : 直応力 (direct stress)	11/8, 11/9	σ_{eult} : 等価有効応力の崩壊値 (collapse value)	11/9
σ' : 図 9.7 で定義された直応力および曲げ応力の組合せ	9/13	$[\sigma_e]_c$: 等価圧縮応力の照査値	11/8, 11/9
$[\sigma]$: ウェブ板パネルにおける縦方向応力の参考値 (reference value)	9/3	$[\sigma_e]_t$: 等価引張応力の照査値	11/8, 11/9
$[\sigma]$: ダイヤフラム補剛材における直応力の参考値	11/15	σ_{eff} : 9.6.2.2 条で定義された有効応力	9/8
σ_a : 一次荷重支持ダイヤフラム補剛材における支柱作用 (strut action) による応力の増分 (increase)	11/11		
σ_{BL} : 板の制限境界応力 (limiting plate boundary stress)	9/8, 11/16		

σ'_{eff} : 11.5. 1. b 条で定義された有効応力	11/15	$(\sigma_{RW})_{Tmax}$: 上フランジとウェブの結合部における縦方向最大拘束り応力	6/10
σ_f : 補剛されたフランジパネルの板の最大平均応力 = $\sigma_{mp} + \sigma_{bp}$	6/4	σ_{R1} : 補剛材方向の残留応力 (一次荷重支持ダイアフラム補剛材)	11/11
σ_L : 9.6.2.2 条および 11.5. 1. b 条で定義された応力	9/7, 11/16	σ_{R2} : 水平方向の残留応力 (ダイアフラム板パネル)	11/6
σ_m : フランジパネルまたは補剛されたフランジパネルにおける平均応力	6/3	$\sigma_{R\theta}$: ウェブに平行な残留直応力 (補剛されていないダイアフラム板パネル)	11/10
σ_{mo} : 補剛されたフランジパネルの補剛材突出部における圧縮による平均応力	6/4	σ_r : 応力範囲	8/14
σ_{mp} : 補剛されたフランジパネルの板の平均応力	6/4	σ_{rmax} : 応力の極限範囲 (extreme range)	8/1
$\{\sigma_N\}$: 中間一次補剛材に直角な有効面内ダイアフラム応力	11/15, 11/16	σ_s : 補剛されたフランジパネルの補剛材突出部の最大応力 = $\sigma_{mo} + \sigma_{bo}$	6/4
σ_n : 孔縁を通して純断面に作用する応力	11/9	σ_{sis} : 補剛されたフランジパネルの圧縮における供用適性限界	10/7
σ_n : 一様直応力の有効値 (補剛されたダイアフラム板パネル)	11/8	σ_{stult} : 補剛されたフランジパネルの特性圧縮強度	10/5
σ_{n1}, σ_{n2} : それぞれパネルの長い側および短い側に平行な直応力の有効値 (補剛されたダイアフラム板パネル)	11/9	σ_{stultn} : 補剛されたフランジパネル(n)の特性圧縮強度	10/5
σ_o : ボルトの初期プレストレス	14/2	σ_t : 移動 (transient) 荷重によるコンクリートの直応力	5/1
σ_p : 持続荷重によるコンクリートの直応力	5/1	σ_u : 補剛されたフランジパネルの基本圧縮強度	10/7, 10/8
σ_{pf} : ボルトのプレストレス	14/2	σ_{ult} : ウェブ板パネルの特性直応力	9/2
σ_{pult} : 補剛されていないフランジパネルまたは補剛されたフランジパネルの補剛材間の板パネルの特性圧縮強度	10/2, 10/5, 10/6	σ_{uT} : B S 4360 で指定された最小極限引張強度	10/2, 14/1
σ_{pultn} : フランジパネル(n)の特性圧縮応力	10/1	σ_{ys} : B S 4360 に従った保証最小降伏応力	5/1, 6/2, 6/17
σ_R : 溶接による残留応力	7/1	σ'_{ys} : 有効降伏応力	10/2, 11/11
σ_{Rb} : 補剛材取付溶接以外の溶接による縦方向残留応力	10/4	σ_{yso} : 9.6.2.2 条および 11.5. 1. b 条で定義された応力	9/7, 11/16
σ_{Rbn} : フランジパネル(n)における補剛材取付溶接以外の溶接による縦方向残留応力	10/5	σ'_{yso} : 9.6. 1. b 条および 10.3. 1. a 条で定義された応力	9/6, 10/3
σ_{Reff} : 補剛材取付溶接による板パネルにおける残留応力の有効値	7/3, 10/3	σ'_{ysp} : 10.3. 1. a 条および 10.3. 4 条で定義された応力	10/3, 10/8
σ'_{Reff} : σ_{RS} を 0.05 σ_{ys} としたときの σ_{Reff} の値	10/3	σ_{yT} : 振り座屈制限応力	10/4, 10/8, 11/16
σ_{RS} : 補剛材取付溶接のみによる残留応力	7/3, 10/4	σ_{yTe} : 横フレームおよび垂直ウェブ補剛材に対する振り座屈制限応力	9/6, 12/2
σ_{RW} : 縦方向拘束り応力 (longitudinal restrained warping stress)	6/10, 6/11	$\sigma_{yT1}, \sigma_{yT2}$: σ_{yT} の成分 (part)	10/4
$\{\sigma_{RW}\}_{pmax}$: 下フランジとウェブの結合部における縦方向最大拘束り応力	6/10	σ_1 : 方向 1 の直応力	6/17
$\{\sigma_{RW}\}_{max}$: 局所的に作用するトルクの増分 (ΔT) の作用点における縦方向最大拘束り応力	6/10, 6/11	σ_1 : 縦方向フランジ応力	6/3, 11/5
		σ_1 : ウェブ板パネルの平均縦方向応力	14/3
		σ_1 : ダイアフラム板の垂直面内直応力	11/1, 11/2
		$\{\sigma_1\}$: σ_1 の照査値	11/2

σ_{1b} : 崩壊係数倍された荷重下のフランジにおける縦方向圧縮応力	12/5
$(\sigma_1)_{crb}$: 下フランジ座屈に対する限界応力	12/6
$(\sigma_1)_{crl}$: 全体 (overall) 床版座屈に対する限界応力	12/2
σ_{1max} : 6.3.2条で導かれた有効幅を使用して計算されたフランジとウェブの結合部における縦方向フランジ応力	6/6
σ_{1s} : 補剛材の直応力	11/2, 11/14
σ_{1s} : 補剛材の線におけるフランジまたはウェブ板の縦方向応力	9/8
$[\sigma_{1s}]$: σ_{1s} の照査値	11/4
σ_{1schar} : 突出補剛材応力 σ_{1s} の特性値	11/11
σ_{1t} : 崩壊係数倍された荷重下の床版の縦方向圧縮応力	12/1, 12/2
σ_{1v} : 垂直補剛材の線におけるウェブの係数倍された平均面内縦方向応力	9/6
σ_{1x} : 距離 x における縦方向フランジ応力	6/6
σ_2 : 方向 2 における直応力 (方向 1 と直角)	6/17
σ_2 : 横方向面内フランジ応力	10/2
σ_2 : ダイアフラム板の水平方向面内直応力	11/6
$[\sigma_2]$: σ_2 の照査値	11/6
$[\sigma_2]_{max}$: $[\sigma_2]$ の最大値	9/5
$\bar{\sigma}_2$: 横フレームまたはダイアフラムとの結合部におけるフランジ板の横方向平均面内応力	10/2
σ_{2eff} : 11.2.4.a条で定義された σ_2 の有効値	11/5
$[\sigma_{2s}]$: ダイアフラム荷重支持補剛材の適性照査に使用される σ_{2s} の照査値	11/6
τ : セン断応力	6/17
$[\tau]$: τ の照査値	11/7
$[\tau]$: $[\tau]$ と $(\tau_{ult})_u$ の小さい方	9/6
$[\bar{\tau}]$: 中間一次ダイアフラム補剛材位置でのダイアフラムの平均せん断応力	11/15, 11/16
τ_D : 変形ねじりせん断応力	6/14
τ_{eff} : セン断応力の有効値	11/9
$\tau_{eff} = [\tau] - (\tau_{ult})_{ud}$	9/7
τ_T : 箱げたに作用するトルクによるフランジのせん断応力	10/2

τ_{ult} : ウェブ板パネルの特性せん断強度	9/5
$(\tau_{ult})_u$: 着目パネルと同じ材料と特性からなる拘束されていないウェブパネルの特性せん断強度	(9/5, 9/6), 11/7
$(\tau_{ult})_{ud}$: 着目パネルと同じ材料と厚さからなる寸法 $a \times b$ の拘束されていないウェブパネルの特性せん断強度	9/7, 9/8
ϕ : 風向と着目成分間の角度	4/9
ϕ : パネルの縦横比 (panel aspect ratio)	
$= \frac{a}{b}$	9/9, 11/24
ψ : 有効幅比	6/6, 6/7, 6/8, 6/9
ψ^p : 点荷重に対する幅比	6/7, 6/9
ψ_x^p : 表 6.1 の $L = 2x$ の ψ^p の値	6/7
$\psi_{(L-x)}^p$: 表 6.1 の $L = 2(L-x)$ の ψ^p の値	6/7
ψ^W : 支間の半長以上に載荷された等分布荷重に対する有効幅比	6/7, 6/9
ψ_n : 荷重成分 (n^{th}) に対する有効幅比	6/8
ϕ : セン断流分布パラメーター	11/22
ϕ : 横フレーム座屈パラメーター	12/9

注) 記号説明文の後の数字は原文 (英文) のページ数を示す。

第 I 章 荷重および一般設計要求事項

(General Design Requirements)

3. 設 計 要 求 事 項

3.1. 一 般

鋼箱げた橋は発注者により指示される設計耐用年限内で崩壊と供用不適性に対して設計すべきであり、この報告書で表わされた極限状態設計 (limit state design) の荷重係数法を使用するものとする。

要求される信頼性は次の条件を満足したとき達成されると判断できるものとする。

- a. 崩壊係数倍された荷重 (4.2.2条で定義された) による曲げモーメント・軸力およびせん断力が、強度に関する部分係数 f_{mc} で除した適当な特性値を越えない。
- b. 供用不適性係数倍された荷重による応力が、強度に関する供用不適性部分係数 f_{ms} で除した以下に規定される任意の供用不適性制限値を越えない。

3.2. 供用不適性 (unserviceability)

3.2.1. 一 般

供用不適性は構造物がその設計機能を果たすことを持続できるには、補修行為が必要となったときに生じる。供用不適性を構成するには、次のような条件を想定する。

3.2.2. 鋼要素 (steel components)

- a. 過大な永久たわみ、終極的損傷、またはあらかじめ補修を必要とするような1個またはそれ以上の要素の塑性変形。
- b. この報告の基準で計算された応力が降伏応力を越えるような要素の座屈。ただし、この報告書で示されたような限定されたパネルの形状 (proportions) をもち、塑性再分配が可能でこのような座屈が抑制される場合は除く。
- c. 疲労によるひび割れの発生。

3.2.3. コンクリート

- a. コンクリートの計算圧縮応力が特性3軸強度の0.38に達する。
- b. ひび割れ幅が0.25mmになる。

ひび割れ幅は $2.3 C \varepsilon$ で与えられる。

ここで

C = 着目点から最も近い縦方向鉄筋の表面または中立軸までの距離のうちの小さい方

ε = 着目点のコンクリートの見かけの縦方向引張ひずみ

$$= \varepsilon_{calc} - \frac{0.0004}{P_t}$$

ここで

ε_{calc} = その断面の通常の弾性解析から導かれた着目点の縦方向ひずみ

P_t = 引張鉄筋の百分率

- c. 特性極限耐力 (characteristic ultimate capacity) の0.67のずれ止めに作用する荷重に対応する鋼とコンクリートの表面間のすべり。

3.3. 崩壊 (collapse)

3.3.1. 全体安定性 (overall stability)

橋梁とその支点は4.2.4条に従って適当な係数倍された荷重 (appropriate factored loads) のもとで転倒に対して照査するものとする。

3.3.2. 箱げた

崩壊は、ある支間の任意断面の特性抵抗モーメントまたはせん断耐力を以下に示したように計算し、強度に関する部分係数 (partial factor) で除した値より、係数倍された作用モーメントまたはせん断力がそれぞれ超過したとき起ると考えてよい。

3.3.3. 鋼要素 (steel elements)

板要素 (plate elements) の崩壊強度は以下に与えられる実験的規定に基づいてよい。補剛された板の組立材の崩壊は任意点における最大等価応力が強度に関する部分係数で除した降伏応力に達したときに起ると考えてよい。疲労破断 (fatigue fracture) は任意の荷重の組合せのもとで引張を受ける要素のひび割れが、静的強度が係数倍された作用応力より小さいような有効面積の減少を引き起すまで成長したときに崩壊を引き起すと考えるものとする。

3.3.4. コンクリート

コンクリートまたは合成フランジ要素の崩壊強度はC P 117 Part 1に従って決定するものとする。

4. 荷 重

4.1. 考慮すべき荷重および力

4.1.1. 考慮すべき荷重および力は下記によるものとする。

- a. 死荷重
- b. 活荷重
- c. 遠心力
- d. 高欄 (parapet) に作用する力
- e. 縦方向の力
- f. 架設時の活荷重と力
- g. 雪および氷
- h. 風
- i. 温 度
- j. 不完全性 (imperfections)
- k. コンクリートの収縮とクリープ
- l. 橋脚短縮を含む微小沈下 (differential settlement)

4.1.2. 他の条の規定に従って、着目部材に最も不利な影響を与えるような方法で全ての荷重と力の組合せを考え、全載荷長を選ぶものとする。

4.1.3. 以後、注釈がつけられている場合を除いて、上記の荷重および力に対する特性値 (characteristic values) は BS 153 および CP 117 Part 2 で定義された設計値を採用するものとする。

4.2. 荷重の組合せおよび荷重係数

4.2.1. 表 4.1 に示されているように、4.1.1 条で述べた任意または全ての荷重または力の可能な最悪の組合せ「a」、「b」または「c」を考慮するものとする。

4.2.2. 疲労を考えるととき以外の各荷重条件に対しては、特性荷重 (characteristic loading) は表 4.2 に与えられた荷重に関する適当な部分係数 (appropriate partial factor) f_{sc} または f_{ss} を乗ずるものとする (この積が係数倍された荷重である)。

4.2.3. 死荷重の任意部分の重量が考えている全ての影響に対し、符号において代数的に反対の影響を有する場合は、死荷重のその部分に対する荷重係数の値は表 4.2 の括弧で与えられるものとする。

4.2.4. 転倒を引き起す橋脚または支保工 (trestle) の安定に対して考慮する荷重は、荷重に関する適当な係数を乗じた荷重成分とする。表 4.2 の括弧内に与えられた死荷重に関する低減した係数 (reduced factor) を仮定して計算した復元モーメント (restoring moment) は係数倍された転倒モーメント (overturning moment) の少くとも 1.2 倍でなければならない。

4.2.5. 考えている荷重作用が構造物の移動に起因する場合は、荷重に関する部分係数は作用荷重に関する部分係数と移動の原因に関する部分係数の積をとるものとする。

表 4. 1

荷 重 の 組 合 せ										
荷 重		条 項	組 合 せ							
			a	b			c			
				1	2	3	1	2	3	4
1	死荷重	4.3.1	×	×	×	×	×	×	×	×
2	後死荷重 (superimposed dead load)	4.3.2	×	×	×	×	×	×	×	×
	活荷重									
3	HA標準高速道路荷重	4.4.1	×	×	×					
4	HB “	4.4.1	×	×	×					
5	歩道および自転車道荷重	4.4.2	×	×	×					
6	遠心力	4.4.3	×	×	×					
7	高欄に作用する力	4.4.1		×	×					
8	縦方向の力	4.4.1		×	×					
9	架設時の活荷重と力	4.4.4					×	×	×	×
10	雪および氷	4.4.5								×
	風および温度範囲 (temperature range)	4.5および4.6								
11	最大風 対応温度範囲				×					
12	活荷重を伴う風 “			×						
13	最大温度 対応風			×						
14	架設時最大風 対応温度範囲							×		
15	架設時最大温度範囲 対応風								×	
16	気象予報からの予報風速 対応温度範囲									×
	温度差 (temperature differential)	4.6								
17	最大温度差			×				×		
18	気象予報からの予報温度に基く温度差								×	
19	不完全性 (imperfections)	4.7		×	×	×	×	×	×	×
20	コンクリートの収縮およびクリープ	4.8		×	×	×	×	×	×	×
21	微小沈下および橋脚短縮	4.9		×	×	×	×	×	×	×

(i) 活荷重はHA荷重およびHB荷重の適当な方を考慮するものとする。

表 4.2 部分安全係数 (partial safety factors)

	荷 重	部 分 安 全 係 数			
		崩壊の限界状態について		供用不適性の限界状態について	
		荷重に関する部分係数 (γ_{sc})	強度に関する部分係数 (γ_{mc})	荷重に関する部分係数 (γ_{ss})	強度に関する部分係数 (γ_{ms})
供 用 条 件	死荷重： 鋼工 (steelwork)	1.1 (0.9)**	1.2	1.0	1.0
	コンクリート	1.2 (0.8)**		1.1	
	後 (superimposed) (仕上げなど)	1.25 (0.8)**		1.15	
	活荷重： HA 組合せ(a)*	1.5		1.2	
	" (b)*	1.25		0.9	
	HB " (a)	1.2		0.9	
	" (b)	1.9		0.8	
	歩道および自転車道	1.5		1.0	
	遠心力	1.5		1.2	
	風荷重： 活荷重を伴う	1.2		1.0	
架 設 条 件 (組 合 せ (c))	" を伴わない	1.35	1.2	1.0	1.0
	温 度	1.2		1.0	
	不完全性	1.1		1.0	
	コンクリートの収縮およびクリープ	1.0		1.0	
	微小沈下および橋脚短縮	1.1		1.0	
	死荷重： 鋼工 (架設機材を含む)	1.1 (1.0)**		1.0	
	コンクリート	1.2 (0.9)**		1.1	
	架設時活荷重 (架設機材を除く)	1.25		1.15	
	風荷重	1.35		1.0	
	温 度	1.2		1.0	
	不完全性	1.1	1.2	1.0	1.0
	コンクリートの収縮およびクリープ	1.0		1.0	
	沈下および一時的ジャッキ操作	1.1		1.0	

* HB荷重と同時載荷のHA荷重に対してはHB荷重の係数を用いる。

** 4.2.3条参照。

4.3. 死 荷 重

- 4.3.1. 特性死荷重は連結材の重量と構造物の上に載る任意の持続荷重を適切に考慮して公称厚さに基づき計算した構造物の重量である。死荷重はコンクリート床版と舗装の構成材料に充分注意をはらって決定しなければならない。
- 4.3.2. 後死荷重 (superimposed dead load), 特性後死荷重は構造物に作用する持続荷重を形成する構造物要素ではない全ての材料の重量とする。この荷重に対して表 4.2 で示された部分荷重係数は再舗装またはこれに類する行為による重量増の可能性は考慮していない。そのような重量増があり得ると考えられる場合は、設計に用いる後死荷重に適当な余裕を見込んでおくべきである。

4.4. 活 荷 重

4.4.1. 高速道路荷重

- a. 4.1.1条に示された荷重 b , d および e は BS 153 Part 3 A で定義されたものとする。
- b. HB 車両は通常、占有車線幅内で最も厳しい位置に載荷するものとする。しかし、ある要素が任意の 2 車線にまたがった車両によってより厳しい影響を受ける場合はこのことも考慮しなければならない。HB 車両によって占有された概念的車線幅内を除く全ての車道は $1/3$ HA 荷重を載荷するものとする。HB 荷重載荷長からは $1/3$ HA 荷重は除去するものとする。
- c. 組合せの影響。構造物の要素が活荷重を局部的に載荷した場合と支間全長に載荷した場合の両方の影響を受ける場合は、これらの要素は適当な荷重の組合せの影響に抵抗するよう設計しなければならない。そのような場合、その要素の最も厳しい影響を弱める荷重のいかなる部分も無視するものとする。その要求事項は HB 荷重にも適用する。任意の車輪または車輪の組合せを無視すること要素により厳しい影響を与えるならばそうしなければならない。

- 4.4.2. 歩道および自転車道荷重。特性歩道荷重および自転車道荷重は BS 153 Part 3 A の 4.3 条の標準歩道荷重で定義されたものとする。歩道橋に対する特性活荷重は 5.0 KN/m^2 とする。歩道が有効な防護さく (barrier) によって高速道路交通から防護されていない場合は単独で作用する HB 荷重の 25 ユニットの任意の 4 車輪の組合せの最も厳しい影響を考慮するものとする。車道を支持している主要部材に作用するこの突発的な荷重の影響が考慮されている場合は、車道荷重は 1 車線の HA 荷重と残り車線の $1/3$ HA 荷重から成立っていると考えるものとする。

- 4.4.3. 遠心力。より悪い影響を引き出す位置に作用する半径方向の水平力 F_R は 2 つの車線のそれぞれに 50 m 中心間隔に作用するものとする。

$$\text{ここで } F_R = \frac{30000}{R + 150} \text{ (KN)}$$

R = 車線の曲率半径 (m)

局部的影響を考慮するときは、それぞれの力 F_R は縦方向に 5 m 中心間隔で $1/3 F_R$ と $2/3 F_R$ の 2 つの部分に分割してよい。

それらの力は道路の表面に道路面に平行に作用させる。そして力 F_R の各作用点においてこれら車線のそれぞれにおける 5 m 載荷長に沿って分布した 300 KN の垂直力と組合せて考えるものとする。 F_R が 2 つの部分に分割されるところでは垂直荷重は同比率で分割し、また同じ点に作用させるものとする。遠心力は制動力またはここで述べた 300 KN の力以外の垂直活荷重と組合せて考える必要はない。

い。

- 4.4.4. 架設時の活荷重と力 橋梁の断面が吊上げられている状態を考えると、架設時活荷重は不調に対して適当な余裕をもって使用される設備と手順に適應する衝撃係数を乗じた吊上断面の死荷重に等しく吊上げ点に作用させるものとする。設計には架設時の全ての活荷重と力を考慮するものとする。床版パネル上に想定すべき荷重は共存する軸方向力を考慮しながら床版に作用する最も危険な組合せ荷重を与える位置に局部的に置かれた施工機械と材料に対する余裕を含めるものとする。合成構造においてはコンクリートが硬化する前に崩壊の極限状態を考えると、打設コンクリートの自重の他に局部的に置かれたコンクリートのバッチ (batch) を適切に考慮するものとする。
- 4.4.5. 雪および氷 架設の期間が冬期の月間に達すると思われる場合は、崩壊の極限状態を考えると、雪と氷を考慮して床版に作用する 500 N/m^2 の等分布荷重を考慮するものとする。風および温度力とこの荷重との組合せは無視してよい。この荷重は地方気象台の24時間予報で雪の予報がないかまたは雪の増加を防ぐことができるような短期間に受ける架設中の条件の影響を扱うときは無視してよい。

4.5. 風 荷 重

4.5.1. 水平風

- 4.5.1.1. 全体としての構造物または独立要素に作用する動的圧力 (dynamic pressure head) q は次のようにとる。

$$q = 0.613 V_c^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

ここで、特性突風風速 (characteristic gust speed) は

$$V_c = V \times S_1 \times S_2$$

そして

V = 平均時間風速 m/sec (表 4.2 または信頼できる気象台データから得られる 120 年再現の平均時間風速)

S_1 = 通過係数 (funnelling factor) で風の局部的な通過または加速が起ることが知られている場合を除いて 1.0 とする。前記の場合は 1.1 を越えない適当な係数を使用する。

S_2 = 突風係数 (gust factor) で構造物の高さに応じて、また考慮した載荷長に応じて表 4.3 から得られる。

種々の荷重条件のもとで全体としての構造物または独立要素に作用する特性水平風圧力 Q は張出支間の先端に箱断面が取付いている間の架設の限界状態に対して、最大平均時間風速 V_c が予報可能な場合を含み、表 4.4 より与えられる。

$$P_{lat} = \Sigma Q \Sigma (C_d A)' \text{ N/m}$$

そして縦方向の風のないときに作用するものと仮定する。

ここで

Q = 特性水平風圧力 (表 4.4 から得られ、説明は前述)

C_d = 床版または高欄に対応する抗力係数 (4.5.1.4 条より得られる)

A = 構造物の単位長さ (m) 当りの有効面積 (4.5.1.3 条より得られる) で、交通または防護さくも考える。

Σ = 横断面の全部分に対する合計を示す。

水平風による箱げたに対するねじりの影響は無視してよい。

表 4.3 突風係数 S_2

地表面からの高さ (m)	風 荷 重 載 荷 長 (m)									時間速度係数
	20以下	40	60	100	200	400	600	1000	2000	
5	1.47	1.43	1.40	1.35	1.27	1.19	1.15	1.10	1.06	0.89
10	1.56	1.53	1.49	1.45	1.37	1.29	1.25	1.21	1.16	1.00
15	1.62	1.59	1.56	1.51	1.43	1.35	1.31	1.27	1.23	1.07
20	1.66	1.63	1.60	1.56	1.48	1.40	1.36	1.32	1.28	1.13
30	1.73	1.70	1.67	1.63	1.56	1.48	1.44	1.40	1.35	1.21
40	1.77	1.74	1.72	1.68	1.61	1.54	1.50	1.46	1.41	1.27
50	1.81	1.78	1.76	1.72	1.66	1.59	1.55	1.51	1.46	1.32
60	1.84	1.81	1.79	1.76	1.69	1.62	1.58	1.54	1.50	1.36
80	1.88	1.86	1.84	1.81	1.74	1.68	1.64	1.60	1.56	1.42
100	1.92	1.90	1.88	1.84	1.78	1.72	1.68	1.65	1.60	1.48
150	1.99	1.97	1.95	1.92	1.86	1.80	1.77	1.74	1.70	1.59
200	2.04	2.02	2.01	1.98	1.92	1.87	1.84	1.80	1.77	1.66

表 4.4 共存温度を伴う風圧

荷 重 条 件	特性水平風圧 Q	温 度	
		範 囲	差
供用			
最大風—無載荷	1.0 q	0 °C ~ 20 °C	0
載荷時の風	670	0 °C ~ 20 °C	0
最大温度時の風	0.1 q	最大値*	最大値*
載荷時, 無載荷時に関係なし			
架設			
最大風 a. 風速を限界状態に対する予報風速とする場合	0.613 ($V_e \times S_1 \times S_2$) ² (ここで V_e は予報風速)	0 °C ~ 20 °C	0
b. 風速を予報によらない場合	0.72 q	0 °C ~ 20 °C	0
最大温度	0.1 q	最大値*	最大値*

60 mを越える載荷長に対して

$$Q = 670 \left(\frac{\text{着目載荷長に対する } S_2}{20\text{mの載荷長に対する } S_2} \right)^2 \text{ を使用する。}$$

ここで S_2 は地表面からの床版高における突風係数である。

* 供用および架設状態に対する温度範囲および温度差の最大値は表 4.5 で与えられる。

表 4.5 温度範囲および温度差

条 件	床 版 形 式	最大温度範囲(℃)		最大温度差(℃)	
		舗 装 有 り	舗 装 無 し	舗 装 有 り	舗 装 無 し
供 用	鋼 床 版	- 23 ~ + 58	- 23 ~ + 60	+ 24*	+ 29*
	コンクリート床版	- 19 ~ + 46	- 19 ~ + 46	+ 15	+ 17
架 設	鋼 床 版	- 18 ~ + 54	- 18 ~ + 56	+ 21	+ 26
	コンクリート床版	- 14 ~ + 41	- 14 ~ + 41	+ 13	+ 14

*鋼床版歩道橋に対する最大温度差は 20℃とする。

4.5.1.2 風の載荷長 構造物の任意部分に作用する風が着目部材に卓越 (relief) を与える場合は、卓越を与える V_c のその部分についての有効共存値 (effective co-existent value) は表 4.3 に与えられた該当高さの時間速度係数を乗じた V を使用するものとする ($S_1 = 1.0$ とする)。載荷長は着目部材に対する影響線図の正あるいは場合によっては負の部分の基線の全長である。橋脚および支保工の応力を決定するとき、動的風圧力 Q は 4.5.1.3 条で定義されるように、箱断面構造物の高さに一様に作用すると考えるものとする。水平風による箱げたに対するねじりの影響は無視してよい。

4.5.1.3 有効面積 有効面積 A は次のように計算する。

a. 無載荷時の構造物

風上のけた、床構造および充腹高欄の直角投影立面の純暴露面積、高欄、手すりまたは開いた構造の防護さくに対しては、このような防護用構造物のうち最も大きな影響を与えるものの 2 種類の投影面積の合計。

b. 載荷時の構造物

高欄および防護さくを無視し、活荷重を高速道路荷重に対して車道面上 2.5 m、自転車道荷重に対して 1.25 m の高さの単独の垂直面として取扱うこと以外は 4.5.1.3 a 条に同じ。

4.5.1.4 抗力係数 (drag coefficient) 垂直ウエブをもつ構造物の抗力係数 C_d は図 4.3 および図 4.4 に示されるように比率 K に関係する。

ここで、供用条件に対して

$$K = \frac{\text{構造物の全幅}}{\text{構造物の高さ}} = \frac{W'}{D}$$

構造物の高さ D は次のように計算する。

a. 無載荷時の構造物

構造物の高さ。ただし高欄が充腹のときのみ高欄の高さを含む。

b. 載荷時の構造物

4.5.1.3 b 条で定義された活荷重の高さ、または構造物の高さ (充腹の場合の高欄を含む) のうち大きい方。

- c. 床版完成前の架設状態の場合（または床ふた（deck shuttering）のような表面板（plane surface）がすえられる前）の単独のけたに対する抗力係数 C_d は K に関係するものと仮定する。

ここで

$$K = \frac{\text{単独箱げたの幅}}{\text{箱 高}}$$

全体抗力係数は次のようにして得られる。

- i) 架設されたけたが1本のとき C_d は図 4.3 または図 4.4 から直接得られる。
 ii) 架設されたけたが2本以上のとき

$$\frac{\text{けた間隔}}{\text{けた高}} \rightarrow 7 \text{ のとき}$$

$$C_d = 1.5 \times (1 \text{ 本けたの場合の値})$$

$$\frac{\text{けた間隔}}{\text{けた高}} > 7 \text{ のとき}$$

$$C_d = \text{単独のけたに対する係数の合計}$$

- d. 傾斜したウェブ 風上面が垂直面に任意角 α° で傾斜している場合は C_d は $\alpha/2\%$ 低減してよい。ただし 30% を最大低減量とする。
 e. 傾斜した風 橋梁が 5° を越えない傾斜した風を受ける場合は C_d は 15% 増加させる。
 f. 片勾配（superelevation） 橋梁に片勾配がある場合は C_d は水平面に対する傾斜の角度面に 3% 増とする。ただし最大増加量は 25% とする。
 g. 開いた高欄の抗力係数は 1.5 とする。
 h. 長方形断面橋脚で風がその面に直角に作用する場合の抗力係数は次のようにとるものとする。

$$0 < \frac{a}{b} < 3 \quad C_d = \left(\frac{h}{2a}\right)^{0.075} \left(\frac{a}{b}\right)^{0.2} \left[1 - 1.5 \left(\frac{r}{a}\right)\right] \quad \frac{h}{a} < 40$$

$$C_d = 1.25 \left(\frac{a}{b}\right)^{0.2} \left[1 - 1.5 \left(\frac{r}{a}\right)\right] \quad \frac{h}{a} \geq 40$$

$$\frac{a}{b} \geq 3 \quad C_d = \left(\frac{h}{2a}\right)^{0.18} \left(\frac{a}{b}\right)^{0.2} \left[1 - 1.5 \left(\frac{r}{a}\right)\right] \quad \frac{h}{a} < 20$$

$$C_d = 1.5 \left(\frac{a}{b}\right)^{0.2} \left[1 - 1.5 \left(\frac{r}{a}\right)\right] \quad \frac{h}{a} \geq 20$$

ここで

a : 風に直角な面の幅

b : 風に平行な面の幅

r : 丸味をつけた角の半径

h : 橋脚高

抗力係数に対するこれらの値は流れが乱れると考えられる建物で囲まれた地域（built up areas）に適用する。河口のような開けた地域では上記の抗力係数は次のようにとる。

$$0 < \frac{a}{b} < 3 \text{ に対して } 2 C_d - 0.7$$

$$\frac{a}{b} \geq 3 \quad \text{に対して} \quad C_d$$

円形断面の橋脚に対して任意の入射角をもつ抗力係数は $0.7 + 0.015 (h/a)$ とし、最大値は 1.2 とする。また対称な多角形断面に対しては $1.0 + 0.02 (h/a)$ とし、最大値は 1.5 とする。

i. 支保工および他の一時的な構造物に対する抗力係数は CP 3 : Chapter V : Part 2 : 1972 より得られる。

4.5.2 縦方向の風 支間方向に沿った支間の単位長さ当りの風荷重 P_{long} は下記の合計とする。

- 活荷重載荷時は 4.5.1 条から得られる活荷重に作用する水平活荷重。また活荷重無載荷時は床版に作用する摩擦抗力 (frictional drag) で $0.015 W q$ とする。ここで W は床版幅である。
- 床版表面以外の横断面の周辺面 (perimeter) に作用する摩擦抗力で $0.015 S_1 q + 0.05 S_2 q$ 。ここで S_1 は下フランジ、片側ウェブ面および片側張出床版 (もしあれば) の下側の周辺面である。 S_2 は間隔の 1/10 を越えて外側に突出している補剛材、リブまたはブラケットをもつ S_1 の任意部分または各補剛材の突出幅の 10 倍に等しい面積である。
- 開いた高欄 (もしあれば) の支柱に作用する抗力で $1.5 q A_p$ 。ここで A_p は支間に沿って見える高欄の全垂直要素の支間単位長さ当りの投影面積で、遮へい材 (shielding) は無視する。

4.5.3 水平方向および縦方向の風の組合せ

設計には支間に対して風の最も厳しい傾斜を考慮するものとする。90°または 0° 以外の風の入射角に対しては、橋梁上部工に作用する風力は次のように計算する。

支間の任意方向の任意要素の単位長さ当りの任意方向の風力成分を任意方向に dF とする。

$$dF = q \Sigma (C_d A) \sin^2 \theta \sin (\theta + \phi) + P_{long} \cos^2 \theta \cos (\theta + \phi)$$

ここで

θ : 風の入射角

ϕ : 風向と着目分力間の角度

P_{long} : 4.5.2 条で与えられる床版単位長さ当りの縦方向荷重

$\Sigma (C_d A)$ は 4.5.1.1 条で定義されている。

任意長さ L についての同一方向の風力の全成分は次式から得られる。

$$F = \int_0^L dF ds$$

長方形橋脚に対しては、傾斜した風による単位高さ当りの力は風の作用線に直角な橋脚の投影幅に適用する抗力係数 $C_d = 1.5$ を用いて計算する。

4.5.4 揚力 (lift) および転倒の影響 水平および縦方向の風荷重の他に $Q \times C_L$ の大きさの向上または下向きの垂直圧力を考え、橋梁の平面における純暴露面積に作用させるものとする。

ここで Q = 適当な水平風圧 (4.5.1.1 条から)

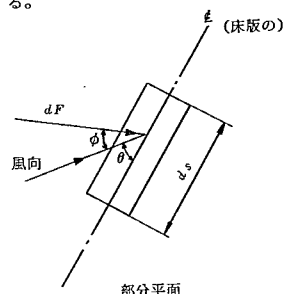


図 4.1

C_L = 図 4.5 から得られる揚力係数 (lift coefficient)。ここで $\frac{W}{D}$ は 4.5.1.4 条から得られる適当な値である。

片勾配の角度が 1° から 5° の間または水平面に対して風が傾斜しているという地方的根拠がある場合は $C_L = \pm 0.75$ とする。角度が 5° を越えるときは C_L を決定するために特別の調査を行うものとする。

垂直方向風荷重は考えている荷重組合せに対して最も不利な方向に作用するようにとるものとする。

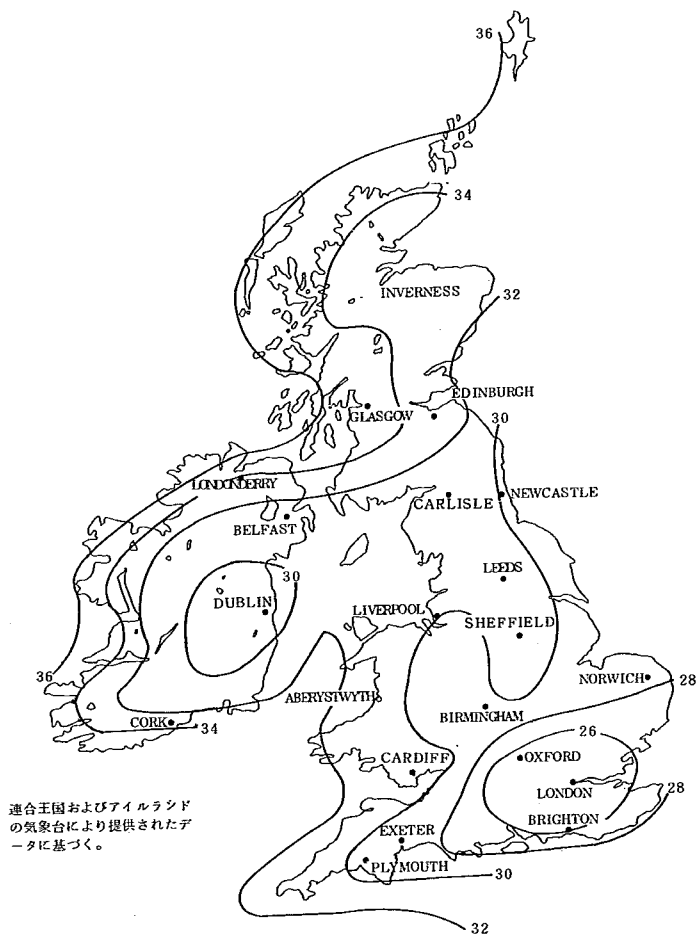


図 4.2 時間平均風速の等値線 (isopleths) 平けた平坦地において地表面から 10 m の位置で過去 120 年間にただ 1 度のみ越えたことがあると思われる時間平均風速 (m/sec)

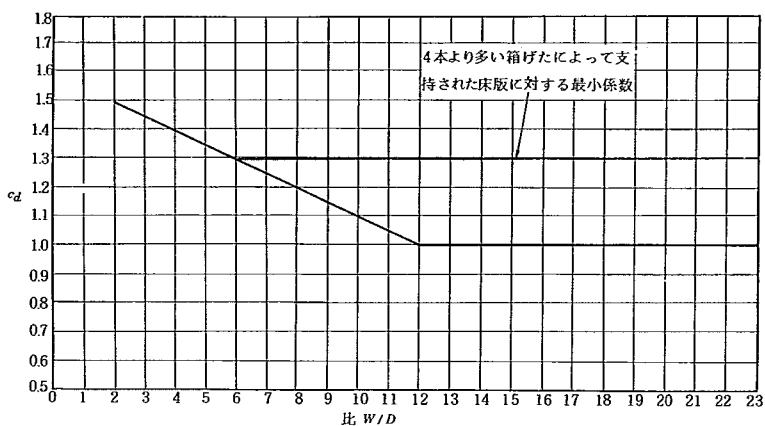


図 4.3. $\frac{W}{D} \geq 2.0$ に対する抗力係数の値 C_d

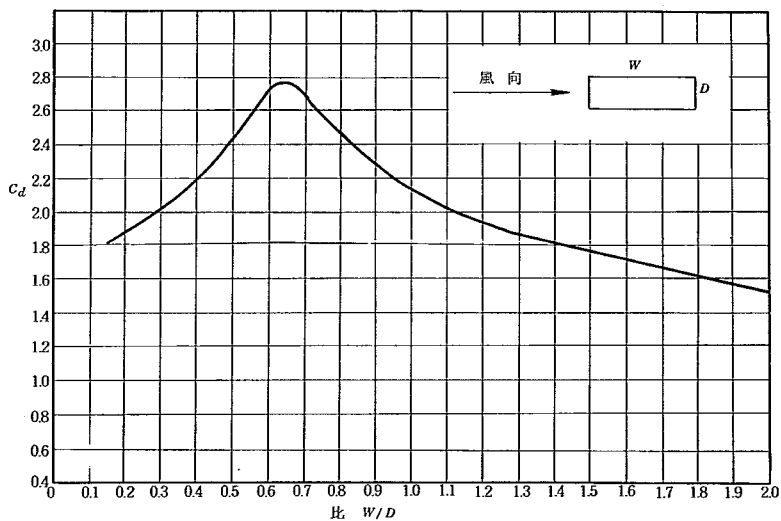


図 4.4. $\frac{W}{D} \leq 2.0$ に対する抗力係数の値 C_d

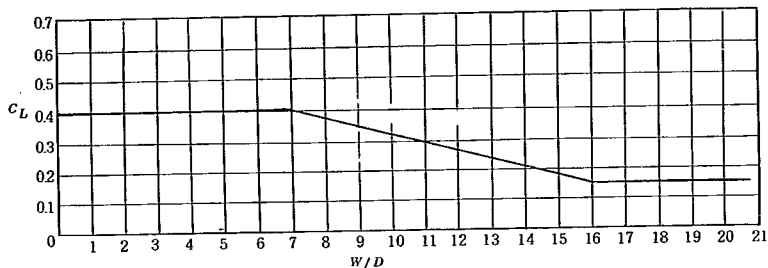


図 4.5. 揚力係数の値 C_L

4.6. 温度荷重

平均温度および温度差の範囲の最大値は構造物の種々の形式に対して表 4.5 に与えられている。種々の風圧と組合せて使用する値は載荷時と無載荷時について表 4.4 に与えられている。

4.6.1. 平均温度範囲

- 構造物が支承上を移動するときの局所的な影響は荷重組合せ「b」と「c」に含め、表 4.5 で決められた範囲の両極端に対応する移動を考え、架設に対しては指定温度から出発する。
- 摩擦力。 摩擦力を決定する場合に使用する摩擦係数は BS 153 Part 3 A の 14 条で与えられた値かまたは独立した試験所か付属資料 A22 により独立した証人の出席のもとに行われた試験から得た値とする。

4.6.2. 温度差。 表 4.4 および表 4.5 に与えられた値は床版の全部材とその他の鋼部材との間の温度差とする。一夜の中に完了するような架設状態に対しては温度差は無視してよい。

4.7. 不完全性 (imperfections)

4.7.1. 縦方向の誤差 支点におけるダイアフラムの中心面に関する支承反力の任意の計算された偏心 (eccentricity) に対して更に次の偏心を付加するものとする。

- 平面鋼製支承 (flat topped steel bearing) に対して — 付加偏心量 e_n は平面支承表面の幅の半分に 10 mm を加えたものとする。曲面支承に対しての付加偏心量 e_n は 10 mm とする。ただし製作中に箱げたの下側に付けられ、またダイアフラム面にはほぼ同心的に配置された支承に対しては付加偏心量は 3 mm とする。
- 架設中にジャッキ操作される箱げたに対して — 基準線 (accurate alignment) からの離れの誤差を 25 mm とする。事前に整列した支承を介してジャッキが箱げたを支持する場合は誤差は 3 mm まで減少すると考えてよい。

4.7.2. 柱支持列の誤差 (errors in column support Alignment) 柱がロッカー支承で支持されている場合は支承反力の計算した任意の偏心に次の偏心を加える。

平面支承に対して — 付加偏心は平面支承表面の幅の半分に 10 mm を加えたものとする。曲面支承に対しては付加偏心は 10 mm とする。

- 4.7.3. 直線度 (straightness) 箱断面の柱は次式によって与えられる2つの主軸面において偏心した初期たわみをもつものとする。

$$\Delta = \frac{L^2}{12000 \alpha B} \sin \frac{\pi x}{L}$$

ここで L = 柱の全長

B = 曲げ面に平行な柱面の幅

b = 曲げ面に直角な柱面における板パネルの幅

x = 1 端からの距離

$\alpha = 1$

板パネルの比 $\frac{b}{t} \leq 25$ に対して

$$= 1 - \frac{3}{4} \left[\frac{\left(\frac{b}{t} \right) - 25}{15} \right] \quad \text{"} \quad 25 < \frac{b}{t} < 40 \text{ に対して}$$

$$= \frac{1}{4} \quad \text{"} \quad \frac{b}{t} \geq 40 \text{ に対して}$$

t = 板厚

4.8. 収縮およびクリープ

コンクリートの収縮およびクリープによる力は C P 117 Part 2 に与えられている方法により、この報告の5節で定義されたコンクリートの諸定数を用いて計算する。

4.9. 微小沈下および橋脚短縮

橋脚短縮を含む微小沈下が全体に、または部分的に構造物に影響を与える場合は、沈下の影響が観察でき、橋梁の架設中または維持中に修正できる限度を考慮してこの影響を考慮する。

4.10. 疲労荷重

4.10.1. 活荷重 疲労調査の目的のため考慮すべき照査活荷重は次の通り。

a. 一つの実際交通車線に対する H A 荷重

b. 45 ユニットの H B 荷重のみ

それぞれ表 4.6 ~ 表 4.9 に与えられている荷重低減係数 (load fraction) を乗ずる。

表に与えられた値は 45 ユニットの H B 荷重に基いている。

45 ユニットのより小さい荷重に対して設計される橋に対しては適当な調整が示されている。

4.10.2. 設計活荷重の配置および度数

a. H A 荷重

H A 荷重 (1 車線に対する) は橋の各車道について緩速車線と隣接実交通車線に別々に作用させる。左側車線および各車道の隣接車線上のそれぞれの低減した (fractional) H A 荷重の年間度数とこれら 2 車線のそれぞれの低減した H A 荷重の同時発生年間度数はそれぞれ表 4.6 および表 4.8 に与えられている適当な比率係数 (appropriate proportion factor) と表 4.10 に与えられてい

る適當年間度数の積とする。2車線より多い車線上の荷重の同時発生は考慮する必要がない。

b. HB荷重

低減したHB荷重は各車道の緩速交通車線軸に関して対称に作用させる。それぞれの低減したHB荷重の年間度数は表4.7または表4.9に与えられている適当な比率係数と表4.10に与えられている適當年間発生度数の積とする。

c. 総発生度数

総発生度数は年間度数と仮定耐用年数の積とする。後者は120年とする。

4.10.3. 照査荷重 (reference loads) の適用

a. 単純支持された縦方向部材に対しては低減した活荷重は着目部分に最大の影響を生じるような支間の位置に載荷する。

b. 連続縦方向部材の正のモーメント領域 (sagging moment region) に対しては低減した活荷重は関係支間においてのみ単純支持部材に対する場合と同じように載荷する。他の全ての支間は活荷重から自由であると考え。しかし応力範囲を決定する場合に同系の荷重が隣接支間の何れかに作用するとき生じる任意モーメントの逆転にも注意を払わねばならない。

c. 連続縦方向部材の負のモーメント領域 (hogging moment region) に対しては2つの系の荷重の影響を合計する。

第1系は支点に隣接する各支間に順番に作用する単独支間の載荷長に対応する低減した活荷重から成り立ち、各支間の設計活荷重の発生度数は前述の通りとする。

第2系は隣接支間に同時に作用する2つの隣接支間の合計の載荷長に対応する低減した活荷重から成り立ち、発生度数は前記度数の0.15とし、緩速車線および隣接車線におけるこれらの荷重の同時載荷はないものとする。

表 4.6. 縦 方 向 部 材

HA活荷重の比率係数および種々の支間に対する荷重低減係数の値

比率係数	荷 重 低 減 係 数								
	支 間 (m)								
	5以下	7.5	10	12.5	15	17.5	20	25	30以上
0.05	0.70	0.67	0.64	0.61	0.57	0.54	0.51	0.45	0.42
0.05	0.59	0.56	0.53	0.50	0.47	0.44	0.41	0.37	0.35
0.06	0.54	0.50	0.47	0.44	0.41	0.38	0.36	0.32	0.31
0.07	0.51	0.46	0.43	0.40	0.37	0.35	0.33	0.30	0.28
0.08	0.46	0.43	0.40	0.37	0.35	0.32	0.30	0.28	0.26
0.10	0.42	0.38	0.36	0.34	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23
0.12	0.36	0.33	0.31	0.30	0.27	0.25	0.24	0.22	0.20
0.17	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22	0.21	0.19	0.18	0.16
0.30	0.18	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12	0.10	0.10

中間支間に対する荷重低減係数の値は直線内挿補間で決定してよい。

27

表 4.7. 縦 方 向 部 材

H B 活荷重の比率係数および荷重低減係数の値。45 ユニットの *H B* 車両に適用し、45 ユニットより小さい *H B* 荷重に対しては除外する。

比 率 係 数	荷 重 低 減 係 数	例	外
0.01	1.0	37ユニットまでに対してはこれらの値は無視する	25ユニットまでに対してはこれらの値は無視する
0.02	0.8		
0.05	0.6		
0.15	0.4		
0.78	0.2		

表 4.8. 横 方 向 部 材

H A 設計活荷重の比率係数および荷重低減係数の値

比 率 係 数	荷 重 低 減 係 数
0.02	0.66
0.03	0.58
0.05	0.51
0.05	0.44
0.06	0.37
0.14	0.29
0.20	0.22
0.22	0.15
0.23	0.07

表 4.9. 横 方 向 部 材

H B 設計活荷重の比率係数および荷重低減係数の値

比 率 係 数	荷 重 低 減 係 数	45 ユニットより小さい <i>H B</i> 荷重
0.03	0.71	荷重低減係数は全ての場合に45ユニットに対する値を適用する。
0.03	0.67	
0.04	0.62	
0.07	0.57	
0.08	0.52	
0.09	0.48	
0.12	0.43	
0.19	0.38	
0.35	0.33	

表 4. 10. 種々の幅員の橋梁に関する設計活荷重の年間度数

ケース	縦方向部材			横方向部材		
	2車線橋	3車線橋	4車線以上	2車線橋	3車線橋	4車線以上
左側緩速交通車線のH A	0.85×10^6	0.85×10^6	1.7×10^6	2.4×10^6	2.4×10^6	4.8×10^6
左側交通車線に隣接した車線のH A	—	0.35×10^6	0.7×10^6	—	1.1×10^6	2.2×10^6
左側交通車線および隣接車線のH Aの同時載荷*	0.15×10^6	0.15×10^6	0.3×10^6	0.2×10^6	0.2×10^6 *	0.4×10^6 *
左側交通車線のみのH B	0.0045×10^6	0.0045×10^6	0.0045×10^6	0.009×10^6	0.009×10^6	0.009×10^6

* H A 荷重の横げたに対する同時載荷は下記車線の2つの任意の組合せで載荷された荷重から起る最も不利な影響のものとする。

往復分離車道 (dual carriageway) 橋および4車線の対面車道 (single carriageway) 橋に対しては緩速車線およびそれらに隣接する車線。2および3車線の対面車道橋に対しては、外側車線のみ。

4. 11. 空気力学的安定性 (aerodynamic stability)

4.11.1. 構造物は風によって起る振動による崩壊または供用不適性を避けるように設計しなければならない。曲げまたはねじりの何れかにおいて最大振幅振動 (maximum amplitude oscillations) を引起す限界風速が4.11.2条で定義した制限速度を越えるようにするか、または次のことを考慮する。

a. 他の同時載荷荷重と振動との組合せの影響

b. 疲労損傷

c. 支承、伸縮継手または振動を伴う移動によって影響を受ける他の部分に対する損傷

高さの20倍より小さい間隔 (gap) によって分離され、また4.11.2条で与えられた速度より小さい限界風速を有する一対の隣接する上部工は風洞実験を受けなければならない。

4.11.2. 制限風速は以下のようにとる。

種別 a. 河口または溪谷上の橋梁に対して 40 m/sec

” b. 極端にさらされた状態にあるかまたは海岸から8 km以内にある低い橋梁に対して 31 m/sec

” c. 高架道路橋 (flyover br.) または連絡橋 (junction br.) を含む内陸部の低い橋梁に対して 25 m/sec

4.11.3. 曲げ振動またはねじり振動に対する限界風速 (m/sec) は次式によって計算する。

$$V_{criti} = 6.5 ND \quad \frac{B^*}{D} \leq 5.75 \text{ に対して}$$

$$= 2.0 ND \left(\frac{B^*}{D} - 2.5 \right) \quad \frac{B^*}{D} > 5.75 \text{ に対して}$$

ここで N = 基本固有曲げまたはねじり振動数 (ヘルツ) で後死荷重は考慮するが活荷重は無視する (4.11.9条および4.11.10条参照)。該当するところでは横断面の変形ねじりを考慮して計算する。

D = 図 4.6 に示される風上面の全高 (m) (高さが変化する支間ではその支間の中央 1/3 区間 (mid-third) の平均高とする)

B^* = 図 4.6 で定義された有効幅 (m)

- 4.11.4. たわみ運動 (flexural motion) の最大振幅 (peak amplitude) に対する片振幅 (half peak), 床版の中心線からその端部迄の距離の 2/3, y_0 は次式で決定する。

$$y_0 = \frac{\rho V_{crit}^2 D}{60 m \delta_s N^2}$$

ここで

m = 単位長さ当りの質量 (kg/m)

δ_s = 構造減衰 (structural damping) による振動 (oscillations) の減衰 (decay) の対数減衰率 (logarithmic decrement) (アスファルト舗装を有する鋼床版橋に対しては 0.03, 3 合成コンクリート床版橋に対しては 0.04 とする)。

ρ = 空気密度 (kg/m³) = 1.225

橋梁の任意部分の応答加速度 (corresponding acceleration) は次式で与えられる。

$$a = 4 \pi^2 N^2 y_0 y$$

ここで y は振動の基本モードにおける着目点の変位の最大変位に対する比である。

- 4.11.5. 上記加速度は活荷重無載荷時のみに作用するものとする。

崩壊に対する適性 (adequacy) を照査するとき、動的応力成分は全体崩壊荷重係数 2.0 を乗じ、また係数倍した死荷重および風荷重による応力と組合せて計算するものとする。

- 4.11.6. ねじり振動が予想される場合は振幅は励起 (excitation) を決定するための実験的調査によって決定しなければならない。また 4.11.4 条で与えられた値の 2 倍の δ_s 値を想定する。

- 4.11.7. 支承、伸縮継手および振動によって影響を受ける他の部分はモード形 (mode shape) から得た移動に適応できなければならない。また、他の任意の同時移動の他に 4.11.4 条で与えられた値の 1.5 倍に等しい片振幅に対応できなければならない。

- 4.11.8. 疲労損傷を評価するとき、応力範囲は上記限界風速時の加速度から計算した係数を乗じない動的応力の 2 倍とする。

振動 (fluctuation) の周波数は風が支間に垂直から $\pm 30^\circ$ 以内で時間平均風速が限界速度の 10% 以内である間の内に連続して起る振動を考慮して決定する。そのような決定をするのに十分なデータがない場合は、仮定する年間時間数は地形 (site) (4.11.2 条で分類した) と次の限界速度に関係する。

限界風速 (m/sec)	10	15	20	25	30	35
年間の振動時間						
地形分類 a		400	200	40	4	0.4
" b	400	160	20	2	0.2	0.02
" c	200	20	2	0.2	0.02	—

- 4.11.9. 合成コンクリート床版をもち、かつ支間が 20 m ~ 60 m の橋梁に対しては垂直運動 (vertical motion) に対する基本固有振動数 N_b は近似的に次式から導かれる。

$$N_b = K_1 \frac{226}{L} \sqrt{\left(\frac{D^*}{L}\right)^2 \frac{1}{t_s}}$$

ここで

D^* = 床版重心から下フランジ迄の高さで最長支間の全長についての平均をとる (m)

L = 最長支間 (m)

t_s = コンクリート床版厚 (m)

K_1 = 単純支持支間または等径間連続 2 支間の橋梁に対しては 1.0

2 連続支間に対しては K_1 は次の値とする。

$\frac{L_1}{L}$	0.3	0.5	0.7	1.0
K_1	1.4	1.3	1.2	1.0

ここで L_1 は第 2 (短い方) 支間の長さである (m)。

3 以上の連続支間に対しては K_1 は次の値をとる。

$\frac{L_2}{L}$	0.3	0.5	0.7	1.0
K_1	1.6	1.5	1.4	1.0

ここで L_2 は最長支間に隣接する支間の長い方の支間長である (m)。

張出しおよび吊支間の橋梁に対しては K_1 = 連続支間に対する適当な値から 0.15 を引いた値とする。

ただし最大支間におけるヒンジ点 (articulation point) は支点から $L/8$ より小さくなく、 $L/5$ より大きくない場合である。斜橋に対しては縦方向の曲げにおいて端部の回転に実質的に抵抗があるような場合、固有振動数は $N_b/\sqrt{K_2}$ とする。

ここで K_2 は支間中央の全幅の線荷重 (fullwidth knife-edge load) によって起るたわみのそのような端部拘束のない場合の同一荷重のもとでのたわみに対する比である。

4.11.10. 端部でねじり (twisting) に対し剛に拘束された合成構造の支間に対してはねじり (torsion) における基本固有振動数 N_T は次のように決定してよい。

$$N_T = \frac{20}{W} \sqrt{\frac{1}{m \theta}}$$

ここで θ = 各箱げたの中心線に沿った適当な強度の線荷重のように多箱げた橋の場合に支間に沿って作用する 1 KN/m の一様ねじり荷重が作用したときの支間中央断面の回転角 (ラジアン)。

多支間の橋梁に対しては線荷重は各支間に最大回転を生じるような方向に作用させる。

W = 橋床の全幅 (m)

単一箱げたに対しては N_T は $0.5 \frac{L}{W} N_b$ より小さくないと仮定してよい。

また $B^* > 0.4 W$ のときは N_b より小さくないとしてよい。

$B^* > 0.7 W$ の多箱げた橋に対しては N_T は N_b より小さくないと仮定してよい。

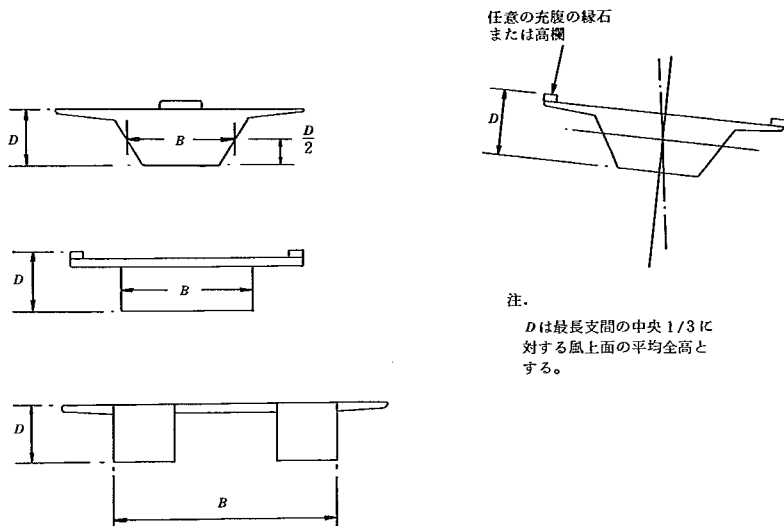


図 4. 6. 空気動力学的安定解析に対する横断面の有効寸法

5. 材料特性 (properties of materials)

設計に使用する材料の機械特性は次のようにとる。

5.1. 鋼 材

降伏強度 降伏強度 σ_{ys} は数値が必要な場合、BS 4360 に N/mm² 単位で与えられている鋼材の等級に対応する最小値とする。

弾性係数 $E = 205 \text{ KN/mm}^2$

せん断弾性係数 $G = 80 \text{ "}$

ポアソン比 $\nu = 0.3$

温度膨張係数 $\alpha_t = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

5.2. コンクリート

圧縮強度 CP 117 Part 2 を参照

弾性係数 $E_c = 2.25 \left\{ \frac{\sigma_p + 2\sigma_t}{\sigma_p + \sigma_t} \right\} \sqrt{U_w} \text{ KN/mm}^2$

ここで σ_p : 持続荷重によるコンクリートの直応力

σ_t : 移動荷重によるコンクリートの直応力

U_w : 特性 3 軸強度 N/mm²

せん断弾性係数 $G_c = 0.42 E_c$

ポアソン比 $\nu = 0.2$

温度膨張係数 $\alpha_t = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

収縮ひずみ $\epsilon_s = 2 \times 10^{-4}$

クリープを考慮するための収縮に関する低減係数 $K = 0.4$

5.3. ずれ止め

極限耐力 (ultimate capacity) ずれ止めの極限耐力は CP 117 Part 2 に基く。

5.4. 支 承

摩擦係数

鋼 材 : 鋼材接触面 0.4

他の形式 付録 A 22 による実験から得る。

6. 解 析

6.1. 上部工の全体系解析

6.1.1. 橋脚および橋台に作用する力

死荷重および活荷重により橋脚および橋台に作用する垂直力および水平力は弾性理論に基いて計算するものとする。せん断おくれ、板 (plating) の面外変形および合成構造のコンクリートのひび割れなどの影響は無視してよい。連続げた構造において各橋脚への反力分配に影響を及ぼすような架設方法を採る場合は適切な配慮が必要である。

6.1.2. 水平軸廻りの曲げモーメントおよび垂直せん断力

連続支間の曲げモーメントは低減しない (unreduced) 横断面あるいは 6.3.2 c 条を適用して得られる横断面の諸定数 (properties) を用い、弾性理論により計算するものとする。特記した架設方法を用いる場合は適切な配慮が必要である。

また合成構造物の場合、コンクリートのひび割れによる支点上の曲げモーメントの再分配は下記のように考えてよい。

支点上のコンクリート引張応力が支点上の負 (hogging) の設計最大曲げモーメントで計算して $U_w/7$ を越える場合は、任意の支点上曲げモーメント M_s の低減値として $\alpha_c M_s$ を越えないような値をとってよい。

$$\text{ここで } \alpha_c = \left(\frac{(I_{Bc_1} + I_{Bc_2})(I_{B_s} - I'_{B_s})}{I_{B_s} I'_{B_s}} \right) \left(\frac{n}{1 + 3n} \right)$$

I_{B_s} = 支点上の箱げたのひび割れのないときの等価断面 2 次モーメント

I'_{B_s} = 支点上の箱げたのひび割れを考慮した等価断面 2 次モーメントでコンクリートは無視し、縦方向鉄筋は考慮する。

I_{Bc_1}, I_{Bc_2} = 支点左右側の支間中央における箱げたの等価断面 2 次モーメント

$$n = \frac{C_1 + C_2}{L_1 + L_2}$$

ここで、 C_1, C_2 は支点からコンクリート引張応力が $U_w/7$ に等しくなる点までの支間方向のひび割れ発生長さ (cracked length) であり、 L_1, L_2 は支点両側の支間長である。

U_w = 特性 3 軸強度 (characteristic cube strength)

任意支間の正の (sagging) 設計最大曲げモーメントはその支間に対して推定した最大支点曲げモーメントの減少量の合計の 1/2 だけ増大させなければならない。

垂直せん断力の値は支点曲げモーメントの計算値と矛盾してはならない。

6.1.3. 垂直軸廻りの曲げモーメントおよび水平せん断力

連続支間の垂直軸廻りの曲げモーメントおよび水平せん断力はコンクリート床版のひび割れによる剛性の減少を考えない総断面を用い、弾性理論に基いて計算するものとする。この曲げモーメントおよびせん断力を計算する場合は、箱げたはねじれ (twist) または変形ねじれ (distort) を生じない

と仮定してよい。

6.1.4. ねじりモーメント (torsional moment)

ねじりモーメントは、その剛性を無視し、またせん断結合されたコンクリートを等価な鋼板として扱うことにより完全に合成作用をなすとして、弾性理論に基づいて計算するものとする。5.2条で与えられたせん断弾性係数の適当な値 G_c を死荷重および活荷重の各成分に対して使用するものとする。

6.1.5. たわみ

必要に応じてたわみを計算する。この場合も弾性理論により計算し、6.3.2cを適用して得られた横断面を用い、またせん断力によって生じるたわみを適切に考慮する。架設中のたわみを計算する場合はさらに、1次荷重中に引張応力の生じる領域における溶接による残留応力のリラクゼーションに対する考慮が必要である。この目的のため引張フランジの有効断面積をさらに低減し、低減量を $\Sigma F_c / \sigma_{ys}$ とする。ここで ΣF_c は7節から導かれる溶接によるフランジの全収縮力である。コンクリート引張応力が U_w / t を越える領域では、合成構造物のコンクリート断面積は無視するものとする。

6.1.6. 有効支間長

6.1.1条から6.1.5条までに規定した曲げモーメント、ねじりモーメント、たわみおよび反力を計算する場合に使用する有効支間長は下記の通りとする。

- a. 支承で支持された箱げた — 支承板またはロッカービンの中心間距離
- b. 他のはりまたは箱げたによって支持された箱げた — 支持ばりまたは支持箱げたの中心間距離
 - ・ b の場合、支持ばりまたは支持箱げた上の縦方向のその部分のけたの曲げモーメントは、そのけたと支持部材間の相互作用力の実際の分配を考慮して適当に低減してよい。

6.2. 特性抵抗モーメントおよびせん断強度

特性抵抗モーメントは、箱断面柱の設計において6.2.1.b条で与えられた基準を使用することを除いて、任意横断面の要素間の力の分配は下記の何れかであると仮定して計算する。フランジの縦方向の力は、強度が補剛材のねじり座屈によって支配される場合を除いて、構成パネル (constituent panel) の特性強度の分布に従って幅方向に分布すると仮定してよい。前者の場合、応力は弾性分布するものと仮定する。

6.2.1. 縦方向の力

- a. 曲げモーメントおよび全長に渡って作用する軸方向力に対しては全てフランジが抵抗するものと仮定し、ウェブはせん断のみを伝達するとして設計してよい。

任意の主げたに作用するフランジに平行な軸廻りの曲げモーメントおよびフランジの共通重心 (common centroid) に作用する縦方向の力による平均フランジ力は上記方法で静的に (statically) 決定される。これらの力に抵抗すると仮定されるフランジの有効幅は多箱げた系の箱げた間の中間点まで広げて考える。残りの縦方向の力はフランジに直角な軸廻りの任意曲げモーメントによるフランジ共通重心に作用する力である。この曲げモーメントは各フランジのそれぞれの (individual) 重心軸に関する断面2次モーメントに比例して各フランジに分配されるものと仮定する。ここで断面2次モーメントは板の座屈およびコンクリートのひび割れを考慮しないで計算する。

- b. 力は単純曲げ理論によって決定してよい。ウェブは共存するせん断と曲げに対して設計する。

c. 崩壊時に仮定するウェブの最大縦方向応力が隣接フランジの応力または σ_{ys}/γ_{mc} の何れか小さい方の値を越えない場合は、ウェブは 6.2.1.b 条によって計算した縦方向の力の一部 (any fraction) を伝達するものと仮定してよい。残りに対しては 6.2.1.a 条で説明したようにフランジが抵抗するものとする。

d. フランジが側面で曲率を有し、曲率半径が補剛されていないフランジに対してはパネル幅の40倍、補剛されたフランジに対しては横フレームまたはダイヤフラムの間隔の25倍より小さい場合の横断面における応力は単純曲げ理論によって計算し、この場合曲りフランジに対する有効断面積は下記 A_e を使用する。

補剛されていないフランジに対して $A_e = K_R A_f$

補剛されたフランジに対して
$$A_e = \left[\frac{A_s + K_R b t_f}{A_s + b t_f} \right] \left[\frac{q_1}{q_1 + \frac{\delta^4}{R_1^2 \gamma_f^2}} \right] A_f$$

ここで

A_f = フランジの全断面積 (全ての縦方向補剛材を含む)

A_s = 縦方向補剛材の断面積

b = 縦方向補剛材の間隔

t_f = フランジ板の厚さ

K_R は図 6.1 から得られる。

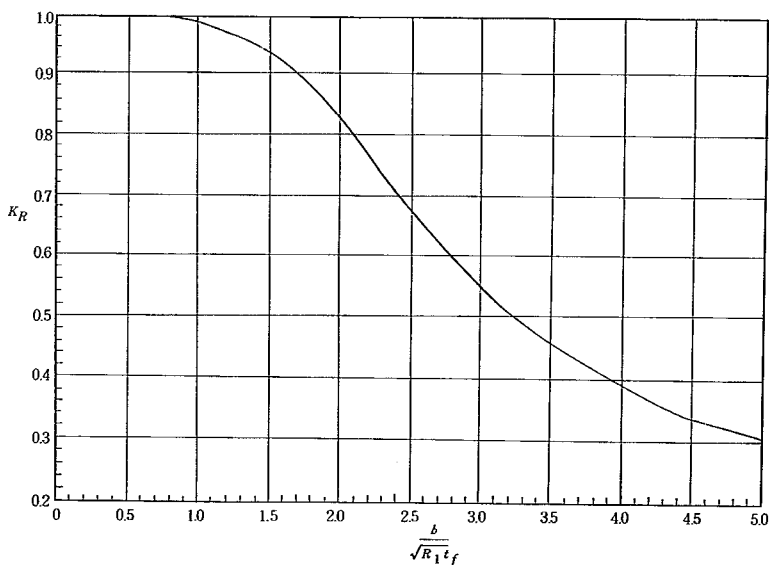


図 6.1. 曲がりフランジ有効幅係数 K_R

ここで (図 6.1 で)

$$R_1 = \text{補剛されていないフランジに対して} \quad \left(\frac{40 B}{R + 40 B} \right) R$$

$$\text{補剛されたフランジに対して} \quad \frac{40 b}{R + 40 b} R$$

B = ウェブ中心線間またはウェブと材端補剛部材との間のフランジパネルの幅

R = フランジの曲率半径

ℓ = 曲りフランジパネルの横フレーム間またはダイアフラム間の縦方向の弦長 (図 6.2 参照)

横フレームまたはダイアフラム

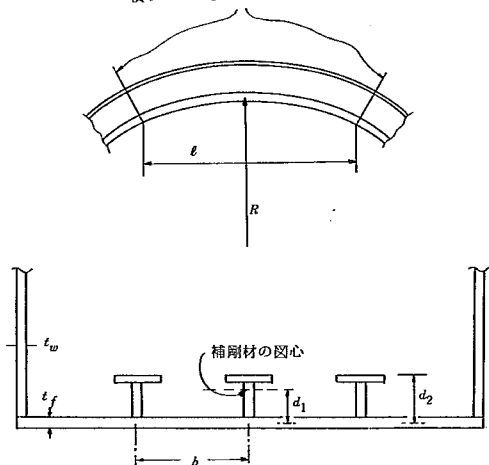


図 6.2

$$R_2 = \frac{25 \ell}{R + 25 \ell} R$$

r_f = フランジの回転半径 (全ての縦方向補剛材を含む)

q_1 = 720 (両端で連続な補剛材)

320 (一端で " ")

120 (両端共連続でない補剛材)

もし σ_1 がフランジ有効断面積 A_e で計算した縦方向フランジ応力なら, フランジの平均応力は次式となる。

$$\sigma_m = \frac{A_e}{A_f} \sigma_1$$

補剛された曲りフランジのフランジ板の最大平均応力 σ_f は圧縮による平均応力 σ_{mp} と補剛されたパネルの曲げ, 曲率によるものの平均応力 σ_{bp} との代数和である。

ここで

$$\sigma_{mp} = \left[\frac{A_s + b t_f}{A_s + K_R b t_f} \right] K_R \sigma_m$$

$$\sigma_{bp} = q_2 \left[\frac{(A_s + b t_f) A_s}{(A_s + K_R b t_f)^2} \right] \left(\frac{\ell^2 d_1}{R_1 r_f^2} \right) \sigma_m$$

$q_2 = \frac{1}{16}, \frac{1}{12}$ および $\frac{1}{8}$, それぞれ順に両端、一端で連続した補剛材および両端で連続でない補剛材を有するパネルの端部間の中央の断面に対する値。

$= \frac{1}{12}, \frac{1}{8}$ および 0 , それぞれ順に両端、一端で連続した補剛材および両端で連続でない補剛材を有するパネルの端部における断面に対する値。

$d_1 =$ 補剛材自身の図心とフランジ板の中央面との間の距離

疲労を考える場合には、補剛された曲がりフランジのフランジ板の最大有効応力は σ_f/m とする。ここで m は係数 $\frac{b}{\sqrt{R_1 t_f}}$ および $\frac{t_w}{t_f}$ の関数であり、また t_w はウェブ厚である。 m の値は図 6.3 に与えられている。箱げたのウェブと、2枚のウェブ間の最初の縦方向補剛材との間にある板パネルに対しては、比 t_w/t_f に対応する曲線を選ぶものとする。内部の板パネルに対しては $t_w/t_f \geq 2$ の曲線を使用する。2枚のウェブ間にない全ての板パネルに対しては $t_w/t_f = 0$ の曲線を使用する。

曲り圧縮フランジパネルの補剛材突出部の最大応力 σ_s は圧縮による平均応力 σ_{m0} と曲げ応力 σ_{b0} の代数和である。

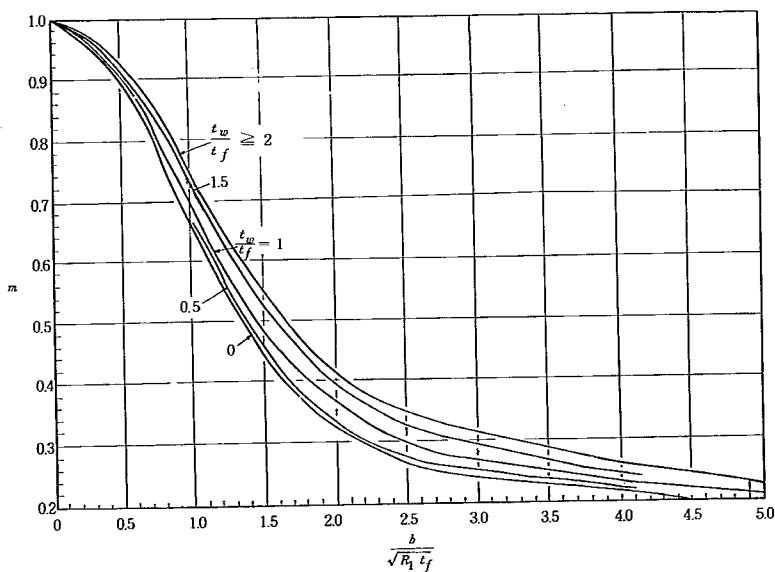


図 6.3 フランジ板の最大有効応力計算のための係数 m (曲がりフランジ)

86h

ここで

$$\sigma_{mo} = \left(\frac{A_s + b t_f}{A_s + K_R b t_f} \right) \sigma_m$$

$$\sigma_{bo} = q_z \left(\frac{A_s + b t_f}{A_s + K_R b t_f} \right) \left(\frac{\ell^2 d_z}{R_s r_f^2} \right) \sigma_m$$

$$d_z = d + t_f/2$$

d = 補剛材の突出脚長

6.2.2. セン断応力

垂直せん断力、水平せん断力およびねじりモーメントによるせん断応力は弾性理論に基づいて計算するものとする。この場合、横断面のそりねじり (torsional warping) および変形ねじり (distortion) に対する抵抗は無視する。せん断流を計算する場合、全てのウェブの断面積は零として扱い、フランジの各部の有効断面積は座屈またはコンクリートのひび割れを考慮しない値とする。

6.3. 供用適性限界 (serviceability limit) における応力および疲労寿命評価 (fatigue life assessment) に対する応力の分布

6.3.1. 諸応力は 6.1.1 ~ 6.1.4 条で説明した方法により、曲げモーメント、せん断力およびねじりモーメントから計算するものとする。これらのモーメントや諸力による組合せ応力を計算する場合は下記の影響を考慮しなければならない。

- せん断おくれの影響を含む、軸力および曲げモーメントによる直応力。
- ねじりによるせん断応力以外のせん断応力。
- ねじりせん断応力。
- そりねじり応力 (torsional warping stress)。
- 変形そりねじり応力 (distorsional warping stress)。
- 箱げた横断面の変形ねじりによる応力。
- 箱げた間の相関作用 (interaction) による横方向直応力。
- クリープ及び収縮による応力。

* a *, * b *, * c * などの応力の値は弾性理論に基づいて計算し、板の座屈による剛性の減少を考慮しない純断面を使用して計算するものとする。a および b は初等曲げ理論 (平面保持法則が成立) に基づく。

ただし必要な場合、6.3.2 条で説明するようにせん断おくれを考慮することによって、フランジの有効幅を減少させ、また全ての垂直方向せん断が鋼断面のみによって伝達されると仮定する。

d および e による縦方向付加応力は 6.3.3 条と 6.3.4 条の適用により導いてよい。

f による横方向骨組の応力は 6.3.5 条で与えられる係数から作用ねじりモーメントによって得られる曲げモーメントから計算する。

g による応力の計算方法は 6.3.6 条に与えられている。

クリープおよび収縮による応力を決定するには C P 117 Part 2 を参照すること。

6.3.2. フランジの有効幅

a. 一般

フランジの面内 (in-plane) セン断剛性 (せん断おくれの影響) を考慮するものとする。この場合、次のように垂直曲げによる応力および (または) たわみの決定に用いる断面 2 次モーメントの計算にはフランジの有効幅を用いて線形弾性解析に基づくものとする。

全有効幅は、別々に考えた各ウェブの各側についてのフランジ各部分の有効幅の合計とする。

各部分の有効幅はウェブ間の部分に対して ψB 、外側ウェブより張出している部分については $0.85 \psi B$ とする。

ここで

B = ウェブ中心線間の箱げたフランジの幅 (B_T あるいは B_B , 図 6.5, 6/11 頁参照)

B_F = ウェブ中心線外側のフランジ突出部の幅

ψ = 次に定義されている有効幅比

その結果得られる有効断面特性を使用して得られる応力はフランジとウェブの接合線の縦方向応力である。フランジの他の部分における応力は図 6.4 に与えられている分布曲線から得られる。

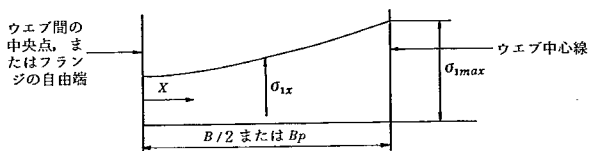


図 6.4. セン断おくれを考慮した縦方向フランジ応力の分布

$$\text{ウェブ間に対して} \quad \sigma_{1x} = \sigma_{1max} \left[4 \left(\frac{x}{B} \right)^2 + \frac{(3\psi - 1)}{2} \left\{ 1 - 4 \left(\frac{x}{B} \right)^2 \right\} \right]$$

$$\text{張出部に対して} \quad \sigma_{1max} = \sigma_{1max} \left[\left(\frac{x}{B_F} \right)^2 + \frac{(3\psi - 1)}{2} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{B_F} \right)^2 \right\} \right]$$

ここで σ_{1max} = 6.3.2 条で導かれた有効幅を用いて計算したフランジとウェブの接合部における縦方向フランジ応力。

b. 応力計算に対する有効幅比

i) 支間長 L の単純支持げたに対称荷重を載荷した場合、支間中央点または $1/4$ 点における応力を計算するための適当な有効幅比は表 6.1 から決定するものとする。

$\frac{A_s}{bt}$ はフランジの単位幅当りの縦方向補剛材の横断面積のフランジ板の横断面積に対する比である。

コンクリート床版が補剛されたフランジと共同作用する場合は、フランジの有効厚は鋼板厚とコンクリート厚の $1/m$ 倍との合計とする。ここで m は弾性係数比である。表に与えられている比以外の比 B/L および A_s/bt に対しては、 ψ の値は、直線変化として内挿法または外挿法により求める。

支間中央に点荷重を載荷した場合の支間中央における ψ の値は係数 α_F を乗ずるものとする。

$$\alpha_P = (1.08 - 0.04 \frac{A_f}{A_w})$$

ここで A_f = 考慮している全てのフランジの全横断面積 (全ての縦方向補剛材を含む)

A_w = 同一断面における全てのウェブ板の全横断面積

ii) 支間中央以外の位置に点荷重を載荷した場合の荷重載荷点における有効幅比は次式から得るものとする。

$$\psi^P = \frac{\alpha_P}{3} (2\psi_x^P + \psi_{(L-x)}^P)$$

ここで ψ_x^P = 表 6.1 の $L = 2x$ に対する ψ^P の値

$\psi_{(L-x)}^P = L = 2(L-x)$ に対する値

x = 支間端部から荷重載荷点までの距離の短い方

iii) 支間中央点、1/4点または載荷点など以外の横断面に対しては、 ψ の値は次により得るものとする。

等分布荷重載荷の場合は支間中央点と 1/4 点の間で一定とし、1/4 点と支点の間では直線変化として内挿法により求める。

点荷重載荷の場合は次の通りとする。すなわち載荷点の両側に $L/4$ の距離の範囲では 6.3.2 b 条(ii)で得た載荷点の値と表 6.1 の点載荷の場合の支間 1/4 点に対応する値との間で直線変化として内挿法によって求め、支間の他の点については後者の値をとるものとする。

表 6.1. 箱げたに対する有効幅比 ψ

有 効 幅 比 荷 重 着 目 断 面	ψ^P				ψ^W			
	支間中央に点荷重				L/2より長く載荷した等分布荷重			
	支 間 中 央		支間1/4点から 支点まで		支間中央から 1/4点まで		単純支間の支点	
$\frac{A_s}{b t}$ $\frac{B}{2L}$ または $\frac{B_P}{L}$	0	1	0	1	0	1	0	1
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.05	0.80	0.75	1.00	1.00	0.98	0.97	0.84	0.77
0.10	0.67	0.60	1.00	0.99	0.95	0.89	0.70	0.60
0.20	0.49	0.40	0.98	0.84	0.81	0.67	0.52	0.38
0.30	0.38	0.30	0.82	0.61	0.65	0.48	0.40	0.29
0.40	0.30	0.23	0.63	0.44	0.50	0.35	0.32	0.22
0.50	0.24	0.18	0.47	0.33	0.38	0.27	0.27	0.18
0.60	0.19	0.14	0.36	0.26	0.29	0.22	0.22	0.15
0.70	0.16	0.11	0.29	0.21	0.24	0.18	0.19	0.12
0.80	0.14	0.10	0.23	0.18	0.20	0.16	0.16	0.11
0.90	0.13	0.09	0.20	0.16	0.17	0.14	0.14	0.10
1.00	0.12	0.08	0.19	0.14	0.16	0.12	0.12	0.09

iv) 支間半長未満の等分布荷重に対しては任意点の有効幅比は次式より得る。

$$\psi = \psi^P + \frac{2L_W}{L} (\psi^W - \psi^P)$$

ここで ψ^P および ψ^W は着目横断面に対応する ψ の値であり、 L_W は等分布荷重の載荷長である。

v) 分布荷重と点荷重を組合せた場合、有効幅の値は次式から求める。

$$\psi = \frac{\sum M}{\frac{M_1}{\psi_1} + \frac{M_2}{\psi_2} + \dots + \frac{M_n}{\psi_n}}$$

ここで $M_1, \dots, M_n$ = 各荷重成分によって生じる着目横断面における曲げモーメント

$\sum M$ = 上記断面における全曲げモーメント

$\psi_1, \dots, \psi_n$ = 上記断面に対する各荷重成分に対応する有効幅比

vi) 連続支間では、隣り合う反曲点 (point of contraflexure) 間のけたの任意区間を等分布荷重を載荷した等価な単純支持支間として扱うことにより前述の基準を用いて有効幅を決定する。この場合 L として上記反曲点間の距離をとる。橋軸方向に (in direction) 固定された端部を有するけたに対しては、固定端の領域における等価支間長はけたが対称な隣接支間に伸び、また荷重が固定点に関して対称であると仮定することによって得られる支間長とする。片持ばりははりの中心に関して対称な荷重を載荷した片持ばりの長さの 2 倍の支間長の等価単純支持ばりとして扱う。

c. たわみ計算に対する有効幅比

たわみを計算する場合の適当な有効幅比は 6.3.2 b 条の i) および vi) を適用して得られる値とする。

この場合、 ψ の値は任意の単純支持支間または等価単純支間にそって一定であり、等分布荷重載荷時の支間 1/4 点に対して表 6.1 に与えられた値に等しいものを使用するものとする。

6.3.3. そりねじり拘束 (restraint of torsional warping) による縦方向付加応力

a. 一般

そりねじり拘束による面内縦方向そり応力は連続支間の中間支点附近と H B 車両または線 (knife edge) 荷重の載荷断面において、線形弾性解析により計算するものとする。単一箱げた、多室箱げたおよび多箱げた系に対しては次の簡略化する方法を用いてよい。

b. 箱げたの下フランジとウェブの接合部における最大拘束そり応力 σ_{RW} は、そのけたに局部的に作用するトルク増 ΔT が起る断面に生じ、次式により計算する。

$$\{\sigma_{RW}\}_{B_{max}} = \frac{D}{J} \Delta T$$

ここで

D = 上下フランジ板の中心間、または合成構造においては上フランジの有効重心と下フランジ板の中心との間の箱げた中心線上の箱げたの高さ。

$$J = \text{箱げたのサンブナンのねじり定数} = \frac{4A^2}{(S_B + S_T + 2S_W)}$$

$$A = \text{箱げた断面で囲まれた面積} = (B_T + B_B) \frac{D}{2}$$

$$S_B = B_B/t_{fb}, \quad S_T = B_T/t_{ft}, \quad S_W = d/t_w$$

B_B, B_T はそれぞれ下フランジと上フランジのウェブ中心線間の幅

t_{fb}, t_{ft} はそれぞれウェブ間の下フランジと上フランジの厚さ

d = ウェブに平行に測ったウェブ高

t_w = ウェブ厚

- c. 単独 (single isolated) 箱げたの上フランジとウェブの接合部における最大拘束そり応力は次式により計算する。

$$[\sigma_{RW}]_{Tmax} = [\sigma_{RW}]_{Bmax} \left(\frac{B_B}{B_T} \right)^2 \frac{1}{\left(1 + \frac{2B_P}{B_T} \right)^3}$$

ここで B_P = ウェブ中心線からのフランジの突出幅。

多箱げた系においては $[\sigma_{RW}]_{Tmax}$ の値は零とする。

- d. 局部的トルクの作用点からの距離 x なる任意断面における最大拘束そり応力は次式で計算する。

$$\sigma_{RW} = [\sigma_{RW}]_{max} e^{-\frac{2x}{B_B}}$$

- e. 縦方向拘束そり応力の横断面内での分布は図 6.5 に示すように控え目に仮定してよい。

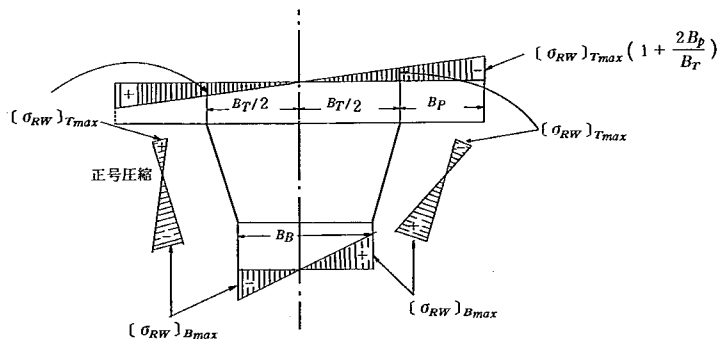


図 6.5.

- f. 多室箱げたの拘束そり応力は内部のウェブを無視して計算するものとする。

6.3.4 変形そりねじり拘束 (restraint of distortional warping) による縦方向付加応力

a. 一般

ダイヤフラム位置以外の位置にトルクが作用した場合に箱げたの横断面の変形ねじり (distortion) によって生じる面内縦方向そり応力は板 (plating) はその全剛性 (full stiffness) をもつと仮定して線形弾性解析により決定するものとする。ダイヤフラムが 6.3.4. b. iv 条の要求事項を満足する場合は、多箱げた系を含み、一室箱げたに対しては次の簡略化した方法を用いてよい。

- b. トルク T が作用した場合の箱げたの壁面材 (wall) の接合部における最大変形そりねじり応力

σ_{DW} は次式により計算する。

(i) 支間の単位長さ当り T_{UDL} の等分布トルクに対して

$$\begin{aligned} \left[\sigma_{DW} \right]_{\max} &= \frac{T_{UDL} \bar{y} L_D}{4.5 B_T I_x} & \beta L_D < 1.6 \text{ に対して} \\ &= 0.6 \frac{T_{UDL} \bar{y} L_D^2}{(\beta L_D)^2 B_T I_x} & \beta L_D \geq 1.6 \text{ に対して} \end{aligned}$$

ここで $\bar{y}$ = 曲げの水平中立軸から着目隅角部の最縁までの距離

B_T = ウェブ中心線間の上フランジ幅

I_x = 共同有効フランジを用いて計算した水平中立軸に関する箱げたの断面 2 次モーメント

L_D = 有効ダイヤフラムの間隔。6.3.4.b. (V) 条参照

$$\beta L_D = \sqrt{\frac{K L_D^4}{E I_x}}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{24 (B_T + B_B)}{B_T B_B \left\{ \frac{d}{D_{YC}} \left[\frac{2 B_T B_B}{B_T + B_B} - V_D (2 B_T + B_B) + \frac{B_T^2}{D_{YT}} \left(\frac{B_B}{B_T + B_B} - V_D \right) \right] \right\}} \\ &= \frac{24 D_{YT} R}{B_T^3} \end{aligned}$$

R の値は長方形断面箱げたに対しては図 6.6 から、水平面に対して 60° 傾いた側面をもつ台形 (trapezoidal) 断面箱げたに対しては図 6.6 ~ 図 6.9 から読み取ってよい。より急な勾配の傾きをもつ側面を有する台形断面箱げたに対する値は直線変化として内挿法により決定してよい。

$$V_D = \frac{\frac{1}{D_{YC}} \left[(2 B_T + B_B) B_T B_B d \right] + \frac{1}{D_{YT}} \left[B_B B_T^2 \right]}{(B_T + B_B) \left\{ \frac{B_T^3}{D_{YT}} + 2d \left[\frac{B_T^2 + B_T B_B + B_B^2}{D_{YC}} \right] + \frac{B_B^3}{D_{YB}} \right\}}$$

V_D の値は図 6.10 ~ 図 6.13 に与えられている。

D_{YC} = 支間単位長さ当りのウェブ (垂直 1 次補剛材を含む) の横方向曲げ剛性

D_{YT} = 支間単位長さ当りの上フランジ (横げたを含む) の横方向曲げ剛性

D_{YB} = 支間単位長さ当りの下フランジ (横フレームを含む) の横方向曲げ剛性

B_B = ウェブ中心線間の下フランジの幅

d = 上下フランジの内面間、または隅角部が補剛されている場合は補剛材とウェブの接合中心線間のウェブに平行に測ったウェブ高

$$\alpha = \frac{D_{YB}}{D_{YT}}, \quad \gamma = \frac{B_B}{B_T}, \quad \lambda = \frac{d}{B_T}, \quad \nu = \frac{D_{YC}}{D_{YT}}$$

(ii) ダイヤフラム間の中央に作用する軸重または線荷重による集中トルク (single torque) T に対して

$$\begin{aligned} [\sigma_{DW}]_{\max} &= \frac{T_y L_D}{B_T I_x} & \beta L_D \leq 1.0 \text{ に対して} \\ &= \frac{T_y L_D}{(\beta L_D) I_x B_T} & \beta L_D > 1.0 \text{ に対して} \end{aligned}$$

(iii) H 荷重が作用したときの最大そり応力は b(i) および (ii) で計算した応力を合計することによって算出してよい。

多数の軸重が間隔を置いて作用する場合の最大そり応力 $\Sigma \sigma_{DW}$ は各軸重の影響を加えることによって算出する。

$$\Sigma [\sigma_{DW}]_{\max} = [\sigma_{DW}]_{\max} \Sigma (C_{\beta x})$$

ここで

$$[\sigma_{DW}]_{\max} = \text{b(ii) によって与えられる単位軸重に対する値}$$

$$C_{\beta x} = P_n e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$P_n = \text{ダイヤフラム間の中央点から距離 } x \text{ の点に作用する軸重}$$

BS 153 Part 3 A で定義された H B 車両に対して

$$\Sigma C_{\beta x} = NK_{HB}$$

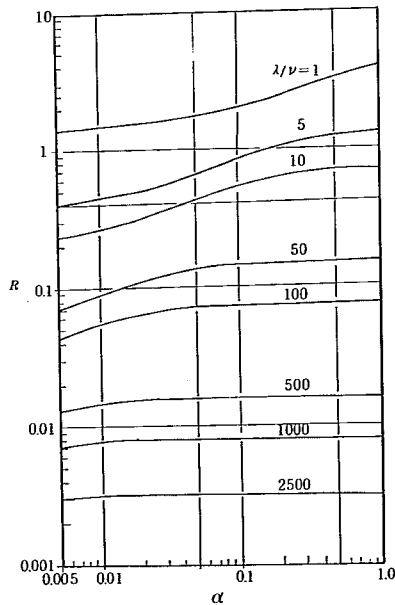


図 6.6. 長方形断面箱げたに対する変形そりねじり 応力パラメーター, R

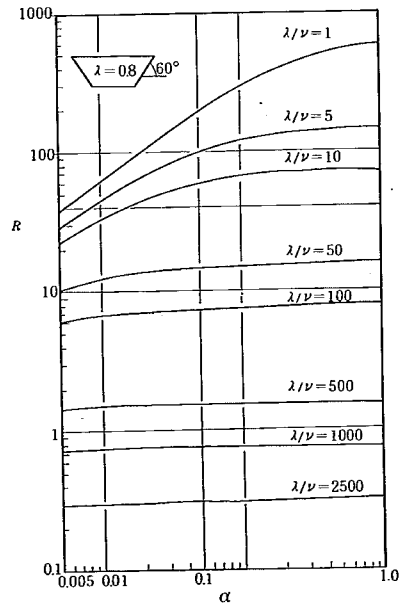


図 6.7. 60° 傾斜の台形断面箱げたに対する変形そりねじり応力パラメーター, R ($\lambda = 0.8$)

ここで

N = H B 荷重のユニットの数

K_{HB} = 図 6. 14 から得られる係数

(iv) ダイアフラムは、もし次のように全変形ねじり荷重 (full distortional loading) を伝達できるなら、変形ねじりを防止するのに有効であると考えられるものとする。

板形式のダイアフラムに対しては伝達すべき変形ねじりせん断応力 τ_D は次のようである。

$$\tau_D = \frac{T}{D (B_T + B_B) t_D}$$

ここで

D = 上下フランジ板の中心間、または合成構造においては上フランジの有効重心と下フランジ板の中心との間の箱げた中心線上の箱げたの高さ

t_D = ダイアフラム板の厚さ

横断面の対角間を有効につないでいる 2 ケの部材をもつ対傾構の場合、各対傾構で伝達すべき力 F_B は次のようである。

$$F_B = \frac{\sqrt{1 + \left(\frac{B_T + B_B}{20}\right)^2}}{2 \left(1 + \frac{B_T}{B_B}\right) B_T} \cdot T$$

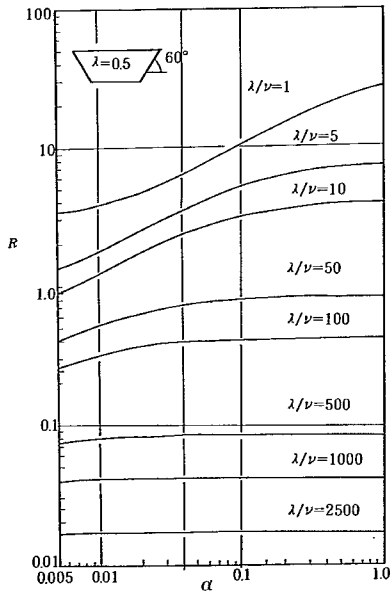


図 6. 8. 60° 傾斜の台形断面箱げたに対する変形そりねじり応力パラメーター, R ($\lambda = 0.5$)

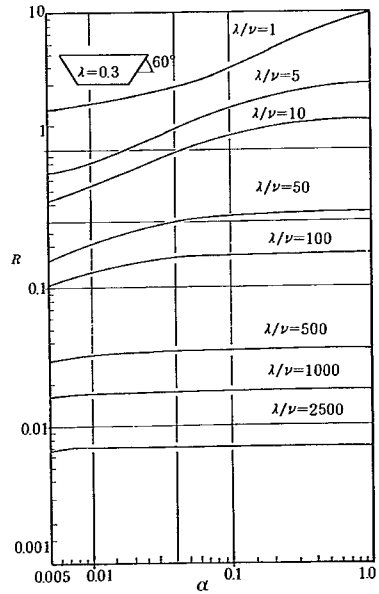


図 6. 9. 60° 傾斜の台形断面箱げたに対する変形そりねじり応力パラメーター, R ($\lambda = 0.3$)

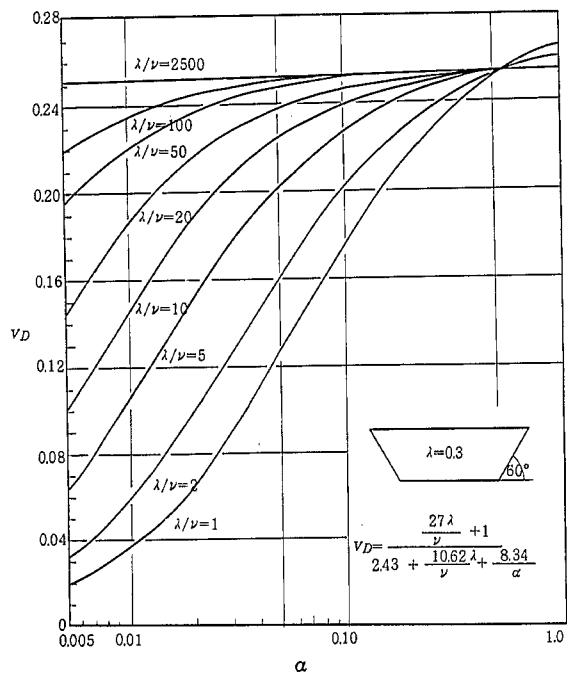


図 6. 10. 台形断面箱げたに対する変形そりねじり応力パラメーター, R ($\lambda = 0.3$)

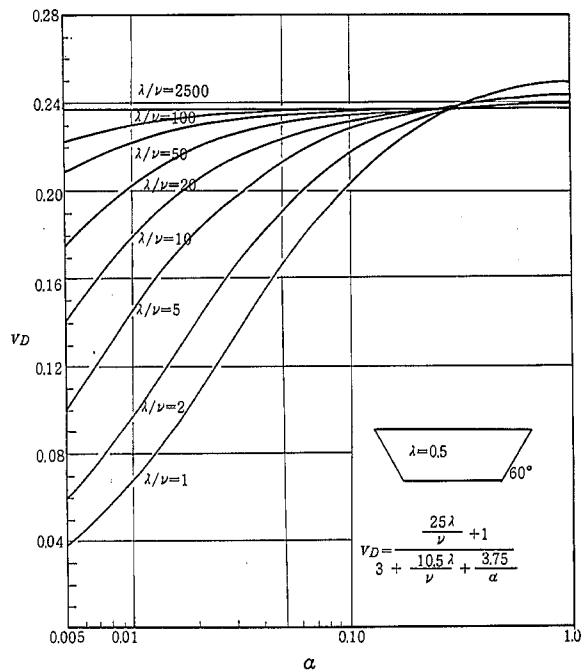


図 6. 11. 台形断面箱げたに対する変形そりねじり応力パラメーター, V_D ($\lambda = 0.5$)

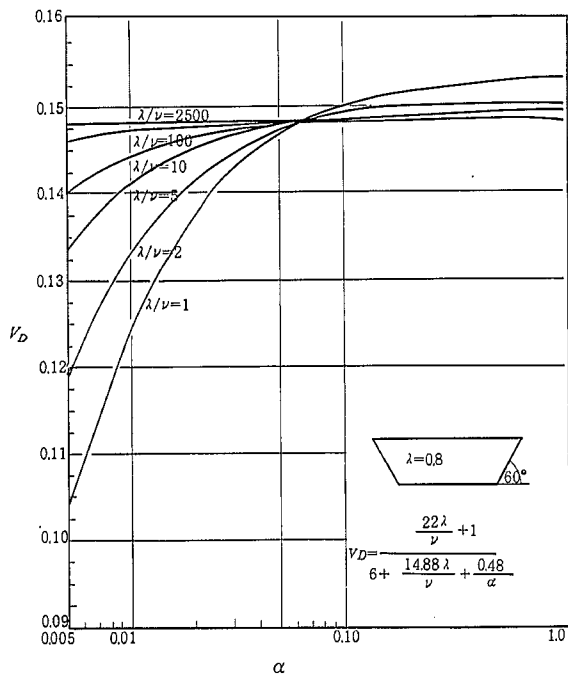


図 6. 12. 台形断面箱げたに対する変形そりねじり応力パラメーター, V_D
($\lambda = 0.8$)

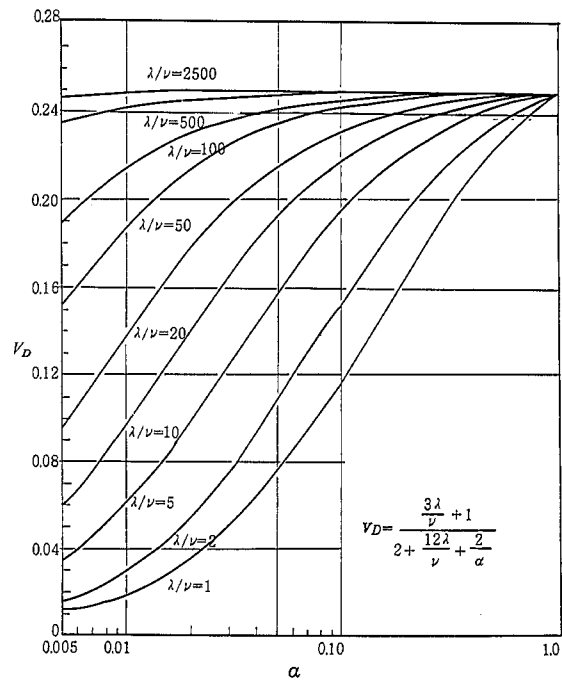


図 6. 13. 長方形断面箱げたに対する変形そりねじり応力パラメーター, V_D

さらに、変形そりねじり応力を計算するのに有効と考える場合は、表 6.2 で与えられる作用ねじり荷重の形式と σ_{DW} に対応する値より大きい無次元剛性 S をダイヤフラムに与えるものとする。

ここで

板形式のダイヤフラムに対して

$$S = \frac{G t_D L_b^2 \delta_b^2 K}{2 A_p L_D}$$

対傾構形式に対して

$$S = \frac{E A_b \delta_b^2 K}{L_b L_D}$$

$$L_b = \sqrt{D^2 + \left(\frac{B_T + B_B}{2} \right)^2}$$

= 対傾構斜材の長さ

A_p = 板の中央表面 (mid-surface) の面積

A_b = 対傾構斜材の横断面積

$$\delta_b = \frac{\frac{2}{K} \left(1 + \frac{B_T}{B_B} \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{B_T + B_B}{2D} \right)^2}}$$

K は 6.3.4 b.(i) 条で定義された値である。

c. 縦方向変形そりねじり応力

の断面内での分布は図 6.15 に示されたように仮定する。ここで B_P は任意フランジの突出幅、また多箱げた系の場合は箱げた間距離の 1/2 である。

6.3.5. 横方向変形ねじり曲げ応力

(transverse distortional bending stress)

a. 一般

ダイヤフラム位置以外の位置に作用する荷重の変形ねじり作用 (distortional action) による横断面直角方向の曲げ応力は線形弾性解析によるか、またはダイヤフラムが 6.3.4 b.(iv) 条の要求事項に従う場合は次の簡略化する方法によって計算するものとする。

b. トルク T が作用したとき、横フレームまたは横げたと垂直 1 次補剛材との接合部に生じる最大変形ねじり曲げ応力 σ_{DB} は次のように計算するものとする。

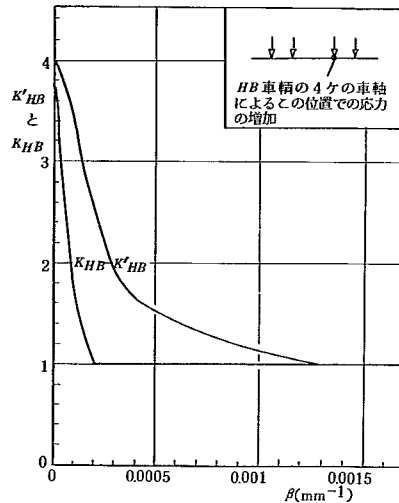


図 6.14. HB 車輛の 4 軸の車軸の重ね合せによる内側車軸位置における σ_{DW} と σ_{DB} の増加

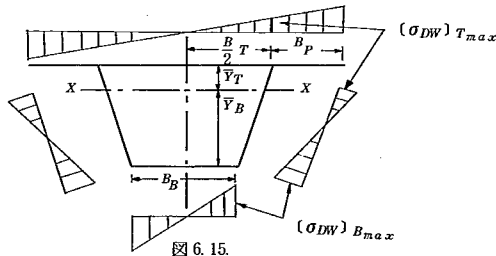


図 6.15.

(i) 支間単位長さ当り T_{UDL} の等分布トルクに対して

$$\begin{aligned}\sigma_{DB} &= \frac{T_{UDL} F_D}{B_T Z} & \beta L_D > 2.65 \text{ に対して} \\ &= \frac{T_{UDL} F_D}{2 B_T Z} \left(\frac{\beta L_D}{2.2} \right)^{3.7} & \beta L_D \leq 2.65 \text{ に対して}\end{aligned}$$

ここで

Z = 横方向部材と共同板の有効幅を組合せた断面の箱げたの支間単位長さ当りの断面係数

βL_D は 6.3.4 b(i) 条で定義されている。

$$\begin{aligned}F_D &= B_B \frac{V_D}{2} & \text{下フランジおよびウェブ底部 (bottom of web) に対して} \\ &= \frac{B_T}{2} \left(\frac{B_B}{B_T + B_B} V_D \right) & \text{上フランジおよびウェブ頂部 (top of web) に対して}\end{aligned}$$

V_D は 6.3.4 b(i) 条で定義されている。長方形断面箱げたおよび水平面に対して 60° 傾いた側面をもつ台形断面箱げたに対する V_D は図 6.10 ~ 図 6.13 から決定してもよい。 60° より急な勾配の側面をもつ台形断面箱げたに対する値は直線変化として内挿法によって求めてよい。

(ii) ダイヤフラム間の中央に作用する軸重または線荷重による集中トルク T に対して

$$\begin{aligned}\sigma_{DB} &= \frac{T F_D}{2 B_T L_D Z} \beta L_D & \beta L_D > 2 \text{ に対して} \\ &= \frac{T F_D}{15.5 B_T L_D Z} \left(\beta L_D \right)^{3.9} & \beta L_D \leq 2 \text{ に対して}\end{aligned}$$

(iii) H A 荷重載荷の場合の最大変形ねじり曲げ応力は 6.3.5 b(ii) 条および同(iii)条で計算した応力を合計することによって算出してよい。多数の軸重が間隔を置いて作用する場合の最大変形ねじり曲げ応力 $\Sigma \sigma_{DB}$ は各軸重の影響を加えることによって算出する。

$$\Sigma \sigma_{DB} = \sigma_{DB} \Sigma (A_{\beta x})$$

ここで $\sigma_{DB} = 6.3.5 \text{ b(ii) 条で与えられる単位軸重に対する値}$

$$A_{\beta x} = P_n e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

P_n = ダイヤフラム間の中央点から距離 x の点に作用する軸重

B S 153 Part 3 A で定義された H B 車輛に対して

$$\Sigma A_{\beta x} = N K'_{HB}$$

ここで N = H B 荷重のユニットの数

K'_{HB} = 図 6.14 から得られる係数

c. 隅角部以外の横断面の部分における変形ねじり曲げ応力は図 6.16 に示される横方向曲げモーメント M_D の分布から導くものとする。この場合、横方向部材と着目横断面のその部分の板の有効幅の適当断面係数 Z を使用する。

d. 変形ねじり応力を計算するときダイヤフラムが有効と考えられるのは、ダイヤフラムが 6.3.4 b) 条で定義された変形ねじり荷重を伝達するよう設計され、また σ_{DB} と表 6.2 で与えられた作用ねじり荷重の形式に対応する値、すなわち 6.3.4 b) 条で定義された値 S より大きな剛性をもつ場合のみとする。

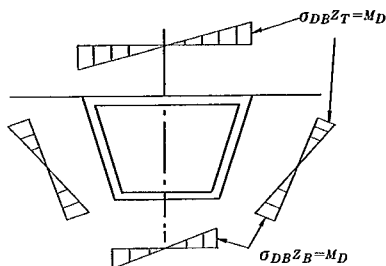


図 6.16. 変形ねじりモーメントの横方向の分布

表 6.2. 6.3.4 b) 条を満足するための βL_D の与えられた値に対する最小ダイヤグラム剛性

βL_D	支配条件	ダイヤフラム剛性 S (無次元)			
		σ_{DW} に対して 集中トルク	σ_{DW} に対して 等分布トルク	σ_{DB} に対して 集中トルク	σ_{DB} に対して 等分布トルク
3.0		—	—	1	1
2.0		—	—	5	20
1.0		10	100	50	500
0.8		50	200	100	1000
0.5		500	200	1000	10000
0.3		2000	200	10000	20000

6.3.6. 床版で連結した 2 箱げたの床版に作用する力

剛な横断面をもつ 2 つの箱げたが床版で連結されている場合、図 6.17 に示されるように垂直荷重用のもとで床版面内には力が惹起される。

中心線に沿った水平荷重強度は次のようにとてよい。

$$h = w \frac{I_{xy}}{I_x} \quad (I_{xy} \text{ が正のとき圧縮})$$

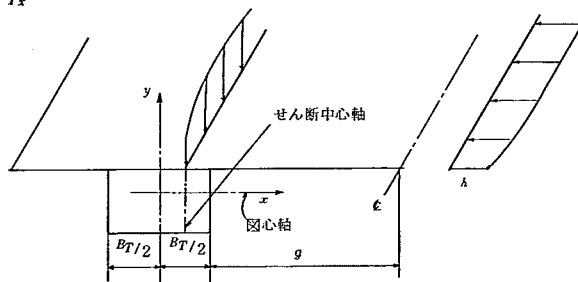


図 6.17.

ここで w = 箱げたの単位長さ当りの垂直荷重

I_{xy} = 図 6.17 に示すように、中心線方向に張出したフランジを加えた箱断面の x , y 軸に関する相乗モーメント

$x-x$ 軸は同心軸であり、 $y-y$ 軸はウェブ間の中央にある。

これら水平力は、箱げたの上フランジ面位置において床版と横げたに作用するものと仮定する。これらの力に対しては、垂直支点位置のダイヤフラムと同一面に線状に作用する水平反力が抵抗するものとする。これらの反力は、支承線の各側に $g/3$ を越えない範囲の床版（任意の横げたを含む）の有効幅上に分布すると仮定する。ここで $2g$ は箱げた間のフランジ幅である。

6.4. 降伏基準 (yield criterion)

せん断応力、直応力および曲げ応力の組合せによる等価応力 σ_e は次のようにとるものとする。

$$\sigma_e = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_{b1})^2 + (\sigma_2 + \sigma_{b2})^2 - (\sigma_1 + \sigma_{b1})(\sigma_2 + \sigma_{b2}) + 3\tau^2}$$

ここで、 σ_1 および σ_2 は着目点での直角方向の全直応力であり、 σ_{b1} および σ_{b2} は同じく曲げ応力であり、 τ はせん断応力である。

降伏は $\sigma_e = \sigma_{ys}$ となったとき起ると仮定する。

ここで、 σ_{ys} = 保証最小引張降伏応力 (guaranteed minimum tensile yield stress)

第II章 設 計 基 準

7. 溶接による残留応力

7.1. 設計における残留応力の取り扱い

ウェブ、圧縮フランジおよびダイヤフラムの崩壊強度と供用適性限界を計算する場合や架設中のたわみを計算する場合は溶接による残留応力の影響を考慮しなければならない。第9、10および11節で要求される場合はこの残留応力は7.2～7.4条に従って計算するものとする。設計者は要素に対する溶接配置、サイズおよび細部、残留応力に関係する設計強度を指定するかまたは製作者に対し使用する溶接装置が設計で考慮した応力以上の計算残留応力を生じないことを23.5.3条に従って明示するように要求しなければならない。

7.2. 残留応力の計算

7.2.1. 残留応力 σ_R は7.3条に従って計算した関係要素に取り付く全ての溶接によって生ずる収縮力を考慮して算定しなければならない。収縮力の影響は収縮力が次の面積に均様に分布すると仮定して計算するものとする。

- a. 補剛されたパネルの板と縦方向補剛材との取付溶接に対して — 補剛されたパネルの総横断面積
- b. 縦方向シームおよびパネル結合溶接に対して — 箱げたの全横断面積
- c. 横方向シーム溶接および横方向補剛材とダイヤフラムの取付溶接に対して — シーム、補剛材またはダイヤフラムの中心線の各側の板の幅の面積で次の内の小さい方に等しいとする。
 - (i) 隣接する補剛材またはダイヤフラムの中心線までの距離の1/2
 - (ii) 板の自由端までの距離
 - (iii) フランジに対して — フランジ幅の1/6ウェブに対して — ウェブ高の1/6

7.3. 溶接による収縮力

7.3.1. — 一般

溶接収縮による次の力 F_c (キロニュートン単位) は各溶接方向に生ずると仮定し、継手における全溶接層数 n と溶接間の平均距離 w を適切に考慮して溶接金属の全公称横断面積に基いて計算するものとする。溶接直角方向の収縮力は無視してよい。

7.3.2. 1層, 1溶接継手 (図7.1)

$$F_c = 10.0 A$$

7.3.3. 多層, 1溶接継手 (図7.2)

$$F_c = 10.0 \cdot \frac{A}{(\sqrt{n})^2}$$

7.3.4. 多溶接継手

連続層 (図7.3)

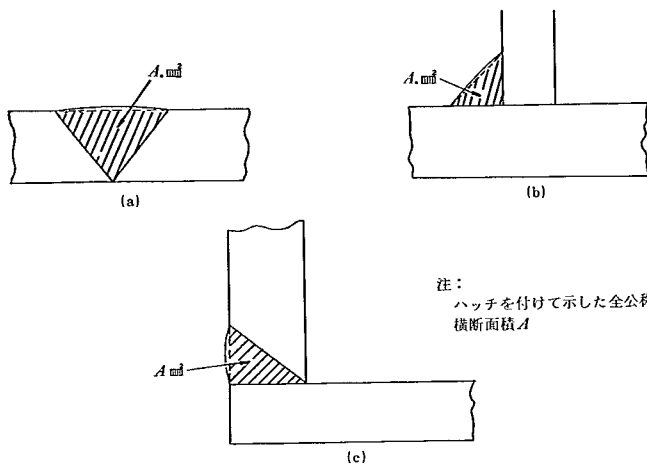


図 7. 1.

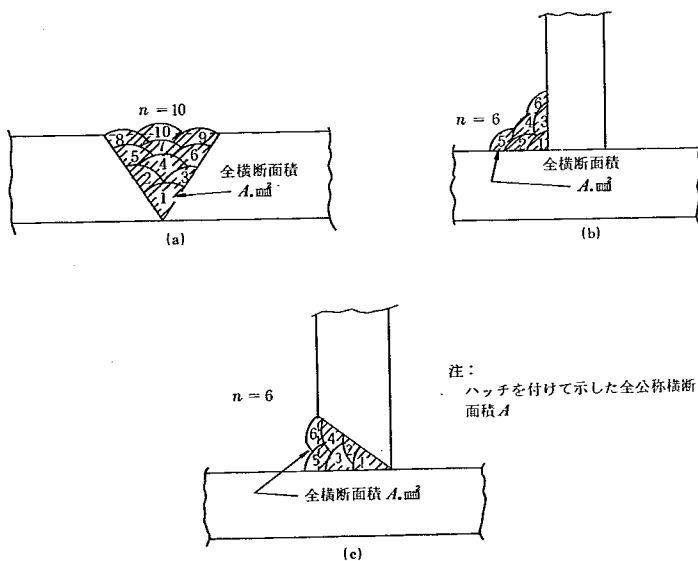
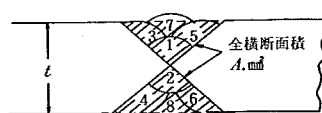


図 7. 2.

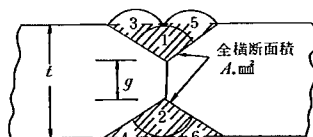


$$W = \frac{t}{2}$$

$$\Sigma t = 2t$$

$$n = 8$$

(a)

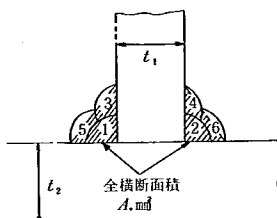


$$W = \frac{t+g}{2}$$

$$\Sigma t = 2t$$

$$n = 6$$

(b)

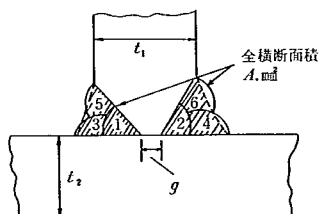


$$W = t$$

$$\Sigma t = t_1 + 2t_2$$

$$n = 6$$

(c)

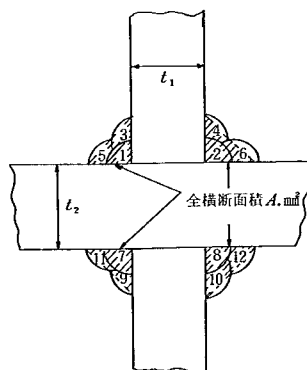


$$W = \frac{t_1 + g}{2}$$

$$\Sigma t = t_1 + 2t_2$$

$$n = 6$$

(d)



(e)

$$W = \sqrt{t_1^2 + t_2^2}$$

$$\Sigma t = 2t_1 + 2t_2$$

$$n = 12$$

注：
ハッチを付けて示した
全公称横断面積 A

図 7. 3.

$$w < 60 \cdot \frac{A}{\Sigma t} \frac{1}{(\sqrt[3]{n})^2} \quad \text{に対して}$$

$$F_c = \left\{ 10.0 \cdot \frac{A}{(\sqrt[3]{n})^2} + 0.1 w \Sigma t \right\}$$

$$w > 60 \cdot \frac{A}{\Sigma t} \frac{1}{(\sqrt[3]{n})^2} \quad \text{に対して}$$

$$F_c = 16.0 \cdot \frac{A}{(\sqrt[3]{n})^2}$$

7.3.5. 多溶接継手

べア層 (図 7.4)

$$w < 60 \cdot \frac{A}{\Sigma t} \frac{1}{(\sqrt[3]{n})^2} \quad \text{に対して}$$

$$F_c = \left\{ 16.0 \cdot \frac{A}{(\sqrt[3]{n})^2} + 0.15 w \Sigma t \right\}$$

$$w > 60 \cdot \frac{A}{\Sigma t} \frac{1}{(\sqrt[3]{n})^2} \quad \text{に対して}$$

$$F_c = 25.0 \cdot \frac{A}{(\sqrt[3]{n})^2}$$

7.3.6. 断続溶接 — 千鳥 (staggered) (図 7.5(a))

$$F_c = \frac{2 L_w}{L_m + L_w} \times (1 \text{ 連続溶接による } F_c)$$

ここで,

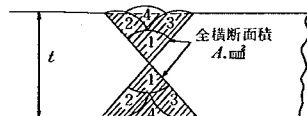
L_w = 各断続溶接の長さ

L_m = 片側の溶接端部間の純間隔

7.3.7. 断続溶接 — 並列 (chain) (図 7.5(b))

$$F_c = \frac{L_w}{L_m + L_w} \times (\text{各側の連続溶接による } F_c)$$

(7.3.4条および 7.3.5条)

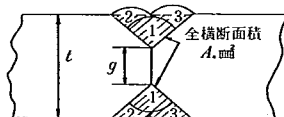


$$W = \frac{t}{2}$$

$$\Sigma t = 2t$$

$$n = 8$$

(a)

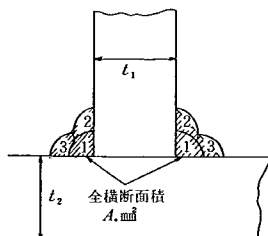


$$W = \frac{t+g}{2}$$

$$\Sigma t = 2t$$

$$n = 6$$

(b)

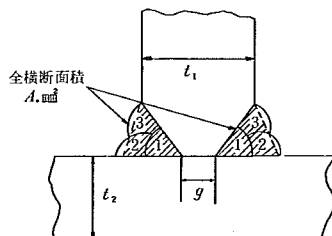


$$W = t_1$$

$$\Sigma t = t_1 + 2t_2$$

$$n = 6$$

(c)

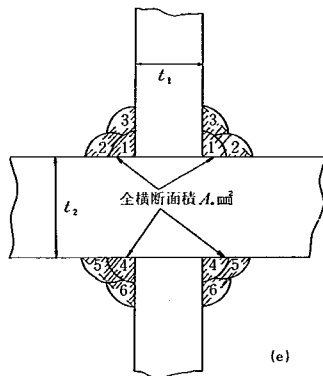


$$W = \frac{t_1+g}{2}$$

$$\Sigma t = t_1 + 2t_2$$

$$n = 6$$

(d)



$$W = \sqrt{t_1^2 + t_2^2}$$

$$\Sigma t = 2t_1 + 2t_2$$

$$n = 12$$

(e)

注：
ハッチを付けて示した
全公称横断面積 A

図 7. 4.

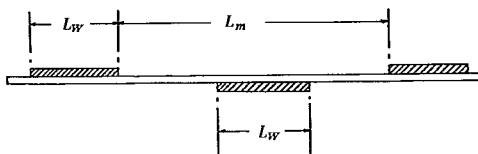
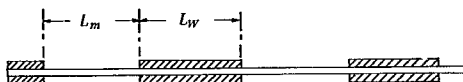
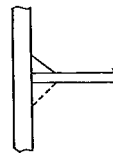
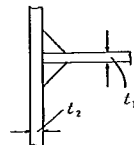


図 7.5(a)



$t = t_1, t_2$ のうち大きい方

図 7.5(b)



7.4. 板パネルにおける残留応力の有効値

補剛された圧縮フランジとダイヤフラムの板における残留応力の有効値 σ_{Reff} は第Ⅲ章の10節と11節に関係し、次のようにとるものとする。

$$\left. \begin{array}{l} 0 < \frac{b}{t} \leq 20 \\ \text{およびコンクリート床版に} \\ \text{取付いている板に対して} \end{array} \right\} \sigma_{Reff} = 0$$

$$20 < \frac{b}{t} \leq 40 \quad \sigma_{Reff} = \sigma_{RS} \left[\frac{\frac{b}{t} - 20}{20} \right]$$

$$40 < \frac{b}{t} \quad \sigma_{Reff} = \sigma_{RS}$$

ここで σ_{RS} = 補剛材取付溶接のみに対し 7.2.1.a 条, 7.3.1 ~ 7.3.7 条に従って計算した残留応力

b = 補剛材の平均間隔

t = 板厚

7.5. 残留応力計算のためのノモグラム

7.3.3 条, 7.3.4 条および 7.3.5 条に与えられるように溶接による残留力 F_c は図 7.6 および図 7.7 のノモグラムから求めて良い。

図 7.6 は、

左側の 3 つのスケールは 1 溶接継手の溶接力 F_c を計算するのに使用する (7.3.3 条および図 7.2)。

直線 abc を引く。

溶接ラン数 n に対して a 。

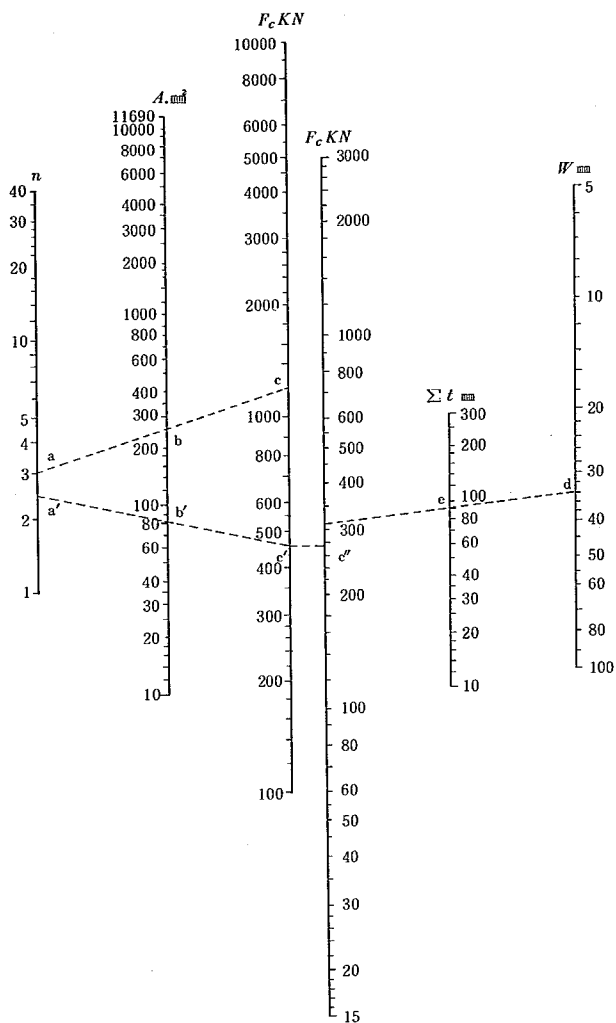


図 7.6. 溶接力の計算のためのノモグラム

(a) 片側多パス溶接 (図 7.2 - 7.3.3 条)

(b) 両側溶接 — 1 パスにつき 1 層 (図 7.3 - 7.3.4 条)

溶接公称断面積 A (mm²) に対して…………… c 。

これより溶接力 F_c (KN) が c で与えられる。

ノモグラム全体は層が連続の場合の多溶接継手に対する全溶接力 F_c を与えている (7.3.4条および図7.3)。前と同様にして c を得るが、 n は全溶接層数に、 A は全公称溶接断面積に対応することに注意すること。

直線 $d e f$ を引く。

図7.3で定義された溶接離れ (weld separation) w に対して…………… d 。

図7.3で定義された合計板厚 Σt に対し…………… e 。

c が f より上にある場合

$$F_c = c \text{ での読み値} + f \text{ での読み値}$$

c が f より下にある場合 ($a'b'c'$ 線のように)

$$F_c = c' \text{ での読み値} + c'' \text{ での読み値}$$

ここで $c'c''$ は水平である。

図7.7のノモグラムは層がベアの場合の多溶接継手に対する全溶接力 F_c を与えている (7.3.5条, 図7.4)。このノモグラムは図7.6のノモグラムと同じ方法で使用する。

ここでも n が全溶接層数、すなわちこの場合パス数の2倍であることに注意すること。

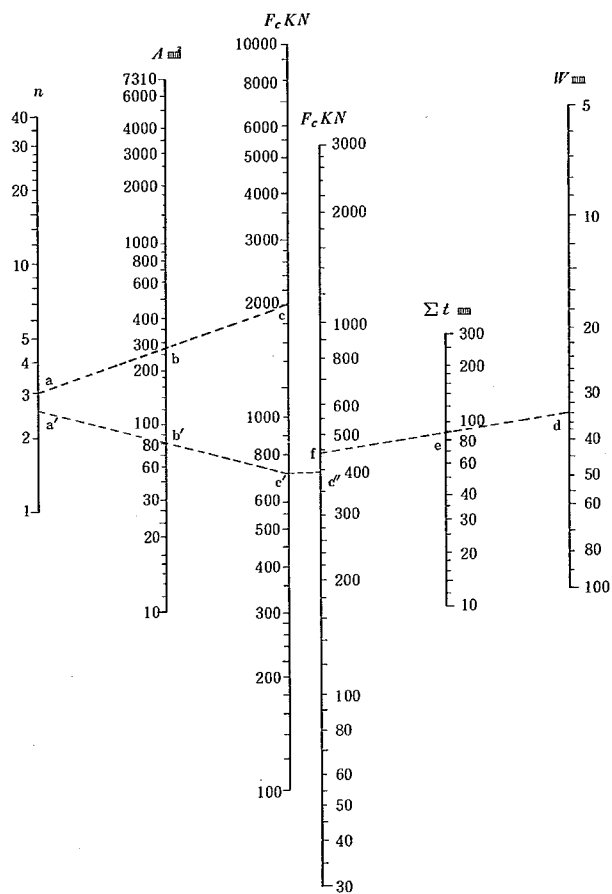


図 7.7. 溶接力の計算のためのノモグラム
両側溶接 — 1 パスにつき 2 層 (図 7.4 - 7.3.5 条)

8. 疲 労

8. 1. 照査の方法

繰返し変動応力を受けるすべての部分は疲労に対する照査を行わなければならない。縦方向部材と横方向部材は8.2条で与えられる簡易疲労設計方法を用いて照査してよい。他のすべての部材と4.4.1条で与えられる荷重以外の車両荷重を受けるすべての部材は21.3条で与えられるマイナー則の方法を用いて照査するものとする。

8. 1. 1. 考慮すべき荷重および応力

使用すべき応力は着目点における係数を乗じない最大主応力である。応力が反転し得ない場合は係数を乗じない最大等価応力を使用してよい。何れかの疲労照査方法を適用するときに考慮すべき応力範囲は活荷重、衝撃および遠心力の組合せによる範囲とし、空力学的振動によるものは単独に考える。自転車および非車両活荷重、縦方向力、風および温度などによる応力は無視するものとする。溶接部における応力は8.1.4条に述べるように各ケースにおける適当な疲労等級を用い、その溶接が接合している部分における場合と同じ方法で考慮するものとする。ずれ止めの付いているフランジに対してはそのずれ止めによって伝達される局部的なせん断応力は無視してよい。

8. 1. 2. 定 義

2つの疲労照査方法に対しては次の定義を適用する。マイナー則の方法の適用に対して必要な別の定義は21.3条に与えてある。

「応力の限界範囲 (extreme range) σ_{rmax} 」は特性荷重下において疲労照査時に考慮すべきすべての荷重の組合せから4.10.3条に従って計算した最大主応力と最小主応力もしくは等価応力との差を意味するものとする。全てのケースにおいて主応力と等価応力には6.3条の影響を適切に考慮して計算した活荷重のみによる軸方向、曲げおよびせん断の各応力の組合せの影響を考慮しなければならない。

「縦方向部材」とはそれが支持しているかあるいは支持に役立っている全ての交通車線の方向に平行かまたは角度が25°以内の構造部材ないしは骨組 (frame) を意味する。

「横方向部材」とはそれが支持しているかあるいは支持に役立っている全ての交通車線の方向から25°を越える角度にある構造部材ないしは横フレームを意味する。縦方向部材と連結されているが床版を直接支持していない横方向部材は表8.2～表8.8を使用するときは縦方向部材として取扱うものとする。荷重は想定した縦方向部材が連結している縦方向部材に最大の影響を生ずるように作用させるものとする。

「横方向溶接」とは任意の部材もしくは部分の横断面の幅の25%以上を占めている任意の溶接を意味する。この場合、断面はその断面において溶接の比率が最大になるようにとるものとする。ただし角度は45°未満とする。その他の溶接は縦方向溶接として取扱わなければならない。

「縦方向溶接」とは横方向溶接以外の溶接を意味する。

「対面車道」 (single carriageway) とは2方向の交通に供する車道を意味する。

「(往復)分離車道」 (dual carriageway) とは単独ないしは別々の構造物上に支持されてい

る1方向の交通に供する車道を意味する。

8.1.3 供用適性および崩壊基準

次の条件をすべて満足する任意の部材は疲労の供用適性に対してのみ照査すればよい。満足しない条件があるかまたは技術者の意見がより安全側の基準により設計すべきだと判断した部材については各ケースに於て8.1.1条で定義された係数を乗じない応力を使用して疲労強度に対する照査を行うものとする。

「疲労供用適性の要求事項」

着目している部材または部分に対して次の要求事項を満たすものとする。

- (i) 成長したひび割れが橋梁の究極的な崩壊の原因とはならない。
- (ii) 成長したひび割れが橋梁機能の突然の損傷の原因とはならない。
- (iii) ひび割れが補修されたとき橋梁は供用できるように回復される。
- (iv) ひび割れは通常の目視検査で発見可能でかつ補修容易である。
- (v) 同様部材に同種のひび割れが繰返し発生した場合、それほど高額でない費用でかつ完全に交通を閉鎖することなしに補修できる。

8.1.4 細部の等級 (classes of detail)

疲労に対する照査の目的のため、変動応力を受ける構造細部は表8.1によりA～Gの7等級の内の1つに位置するものとする。

これとは別に分類は21.5条によることができる。合成構造の細部の各部分は別々に分類する。表8.1または21.5条に分類表示がない構造細部は特別な実験によって証明されないかぎり等級Gとして取扱うものとする。A, B, Cに分類された細部はまず等級Dに属するとして疲労に対して照査するものとする。もしDより上位の分類が必要な場合は、その関連構造細部は21.3条に従って照査し、また所要上位等級を設計図に明確に記入しておかなければならない。

表 8.1. 細部の分類

等級Dの部材または部分は下記の要求事項D(i)～D(vi)をすべて従わなければならない。	等級Dに対する要求事項の一部に従わない部材と部分は、その従わない要求事項に対して下記の最低の等級を与えるものとする。
要求事項 下記のものがあってはならない。	
D(i) 拡大しないパンチ孔	E
D(ii) 横方向隅肉溶接	梁のウェブに連続溶接の場合はE、それ以外はF
D(iii) 横方向に溶接した十字継手	F
D(iv) 連続腐によって余盛をしない不連続縦方向溶接、仮付溶接を含む。	直ぐ隣接して連続縦方向溶接があり、それに続いており、不連続性を無視できるならE。 溶接が板に作用している荷重の全てを伝達することなくまた板の端部上にはない場合はF。 上記以外はG
D(v) 補強余盛の残っている横方向溶接突合せ溶接	F
D(vi) 溶接完了後も横方向溶接に付いている裏当て金	F

表 8.1. 細部の分類 (続き)

D(VII)	部分溶け込み横方向突合せ溶接	溶接が曲げを受けずまた応力の作用線に関して対称に配置されているならF。 それ以外はG。
D(VIII)	横方向突合せ溶接における板厚の変化。ただし次の条件を有する。 a) 機械加工した1:5傾斜の開先 — 目違いに 関係なし b) 機械加工していない目違い — 1mm以下 c) 機械加工していない目違い — 4mm以下 d) 同上 — 4mmを越える	D E F G
D(IX)	不連続横方向突合せ溶接。ただし両側から連続溶接層で余盛される仮付溶接は除く。	片側からのみ連続溶接層で余盛される仮付溶接に対してF。 それ以外はG。
D(X)	スタッドずれ止め	F
D(XI)	溶接完了後も縦方向溶接に付いている不連続裏当金。 そして以下の条件を持たせるものとする。	認められていない。 23.5.7条参照。
D(XII)	平滑に機械加工された補強余盛、およびすべての横方向溶接から平滑に機械加工された板厚の不ぞろいもしくは変化。ただしすべての溶接層が工場で下向きで深い溶込みの溶接棒以外の溶接棒による手溶接または潜弧溶接以外の自動溶接によってなされる場合で、補強余盛の機械加工による平滑化が要求されていない場合を除く。	E
等級Cの部材ないしは部分は等級Dに適用される要求事項のすべてに従い、さらに下記の要求事項C(i)~C(vii)のすべてに従わなければならない。		
要求事項	下記のものがあってはならない。	
C(i)	横方向突合せ溶接。ただし平滑に仕上げた補強余盛をもつものは除く。	
C(ii)	横方向突合せ溶接における発見可能な厚さの不ぞろいまたは変化。	
C(III)	始終端を有する縦方向溶接。	
C(IV)	孔。ただし鋼において340 N/mm ² 以上の降伏強度をもつものは除く。	
C(V)	仮付け溶接	
C(VI)	10 mm未満の半径の凹角の隅 (re - entrant corners)	
C(VII)	溶接完了後も残っている裏当金	
等級Bの部材ないしは部分は等級Cに適用される要求事項のすべてに従い、さらに下記の要求事項B(i)~B(iii)のすべてに従わなければならない。		
要求事項	下記のものがあってはならない。	
B(i)	すべての溶接における始終端	
B(ii)	孔および凹角の隅	
B(III)	隅肉溶接	

表 8.1. 細部の分類 (続き)

等級Aの部材ないしは部分は等級Bに適用される要求事項のすべてに従い、さらに下記の要求事項A(i)~A(iii)のすべてに従わなければならない。	
要求事項	下記のものがあってはならない。
A(i)	ガス切断縁 (flame cut edge)
A(ii)	部分溶け込み縦方向突合せ溶接
A(iii)	溶接完了後も溶接上に残された補強余盛

8.2. 簡易疲労設計 (simple fatigue design)

簡易疲労設計方法は 4.4.1 条で与えられた標準 $H A$ または標準 $H B$ 荷重を受ける溶接等級 D~G の縦方向および横方向の部材に対してのみ、かつ 4.11 条で与えられた空力学的荷重に対してのみ使用するものとする。本条 (8.2) の要求事項は関連荷重組合せ下の応力の限界範囲が表 8.3~8.8 に与えられる係数によって適当に修正された表 8.2 に与えられる応力の許容範囲を越えない場合は満足されなければならない。

8.2.1. 表の使用

表 8.2 に与えられた基本応力の値にもし、もうひとつの表を適用するならば他の表の適当な修正係数を乗じなければならない。中間の値は表から内挿法により求めるものとする。種々の割合いで 2 車線に同時に $H A$ 荷重を載荷したときの許容応力範囲の決定のための修正係数は表 8.3 と表 8.4 に与えられている。表 8.3 または表 8.4 の 2 車線載荷の係数によって修正されたとき表 8.5 で与えられる縦方向連続部材の負の領域に対する係数は両方の支間に同時載荷した $H A$ 荷重に対する制限許容応力範囲を決定する。 $H B$ 荷重の影響に対する修正係数は表 8.6 または表 8.7 に与えられている。

表 8.8 の空力学的影響に対する係数は 4.11.8 の要求事項を考慮するため使用してよい。空力学的振動による低減

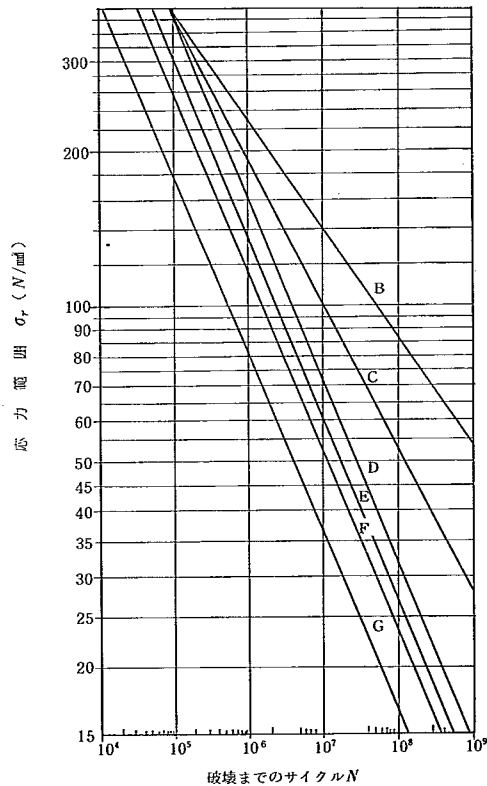


図 8.1. 種々の継手等級に対する調整平均 $S-N$ 曲線一覧

した損傷 (fractional damage) は $\frac{n_a}{NA_p}$ として計算するものとする。

ここで, $n_a = 4.11.8$ 条により与えられた適当な区分に対する振動によって生ずる応力のサイクル数

$N = 4.11.8$ 条により与えられた応力範囲に対して図 8.1 から決定された破壊までの対応サイクル数

$A_p =$ 表 8.9 に与えられるマイナーの合計係数

係数は次のように表に与えられている。

- (i) 2車線の $H A$ 荷重に対する表 8.3 の係数 — 縦方向溶接
- (ii) 2車線の $H A$ 荷重に対する表 8.4 の係数 — 横方向溶接
- (iii) 縦方向連続部材の負の領域に対する表 8.5 の係数, 30 m 未満の支間に対しては表の注(ii)の係数を乗じたものとする。
- (iv) 緩速車線の $H B$ 荷重の影響に対する表 8.6 の係数 — 疲労強度
- (v) 緩速車線の $H B$ 荷重の影響に対する表 8.7 の係数 — 疲労供用適性
- (vi) 空力学的影響に対する表 8.8 の係数

表 8.2. 簡易疲労設計

基本応力範囲 (N/㎠) H A 荷重のみに対して										
部材および車道種別			縦 方 向 溶 接				横 方 向 溶 接			
			G	F	E	D	G	F	E	D
疲 労 強 度	対 面 2 ～ 3 車線	縦方向部材								
		支間 5 m 以下	45	53	60	62	32	37	47	51
		" 10m	51	59	67	70	36	42	53	57
		" 20m	65	76	86	90	46	54	69	74
		" 30m 以上	79	91	103	107	55	64	82	88
		横方向部材	48	55	60	62	32	37	47	51
	対 面 分 離 または 4 車線以上	縦方向部材								
		支間 5 m 以下	44	43	55	56	28	32	39	42
		" 10m	49	50	60	62	31	36	44	47
		" 20m	62	63	77	78	40	47	57	61
" 30m 以上		75	77	92	94	48	55	68	72	
	横方向部材	48	49	53	55	28	31	39	41	
疲 労 供 用 適 性	対 面 2 ～ 3 車線	縦方向部材								
		支間 5 m 以下	50	60	66	71	35	45	55	60
		" 10m	56	67	74	79	40	51	61	68
		" 20m	72	86	97	104	52	66	80	88
		" 30m 以上	85	102	115	122	61	78	95	105
		横方向部材	51	60	62	68	35	45	53	59
	対 面 分 離 または 4 車線以上	縦方向部材								
		支間 5 m 以下	47	50	59	62	31	37	45	50
		" 10m	51	55	66	70	35	43	50	56
		" 20m	65	72	83	90	46	56	65	72
" 30m 以上		78	85	100	106	54	67	78	86	
	横方向部材	50	54	55	60	30	38	43	48	

表8.3 簡易疲労設計係数

2車線HA荷重に対して—縦方向溶接

車道種別および 緩速車線/隣接車線・応力比		縦方向溶接					
		部材および細部の等級					
		縦方向部材			横方向部材		
		G	F	E, D	G	F	E, D
対面 2車線	100/0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	50/50	1.44	1.44	1.50	1.56	1.57	1.65
対面 3車線	100/0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	60/40	1.37	1.39	1.40	1.58	1.54	1.56
	40/60	1.44	1.40	1.49	1.70	1.60	1.78
	0/100	1.17	1.14	1.16	1.17	1.14	1.17
対面または分離 4車線以上	100/0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	60/40	1.36	1.49	1.37	1.33	1.49	1.54
	40/60	1.36	1.49	1.40	1.33	1.49	1.62
	0/100	1.05	1.20	1.11	1.05	1.12	1.16

表8.4 簡易疲労設計係数

2車線HA荷重に対して—横方向溶接

車道種別および 緩速車線/隣接車線・応力比		横方向溶接			
		部材および細部の等級			
		縦方向部材		横方向部材	
		G, F	E, D	G, F	E, D
対面 2車線	100/0	1.00	1.00	1.00	1.00
	50/50	1.58	1.57	1.65	1.63
対面 3車線	100/0	1.00	1.00	1.00	1.00
	50/50	1.57	1.55	1.70	1.68
	30/70	1.49	1.56	1.72	1.74
	0/100	1.22	1.27	1.27	1.32
対面または分離 4車線以上	100/0	1.00	1.00	1.00	1.00
	50/50	1.50	1.50	1.67	1.66
	30/70	1.42	1.50	1.53	1.60
	0/100	1.18	1.24	1.16	1.25

表 8.5. 簡 易 疲 勞 設 計 係 数

連続縦方向部材の負のモーメント領域に対して

		等級 D, E, F および G に対する係数					
		比 M_1/M_2					
		1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.1
比 M_1/M_{12}	0.70	1.05	1.09	1.13	1.20		
	0.75	0.99	1.03	1.07	1.14	1.18	
	0.80	0.94	0.98	1.02	1.08	1.12	1.15
	0.85	0.89	0.93	0.96	1.03	1.07	1.09
	0.90	0.84	0.88	0.92	0.98	1.02	1.04
	0.95	0.80	0.84	0.87	0.93	0.98	1.00
	1.00		0.80	0.83	0.89	0.93	0.95
	1.10			0.76	0.82	0.86	0.88
	1.20				-0.76	0.79	0.81

注: (i) 比 M_1/M_2 と M_1/M_{12} から導かれる係数

ここで M_1 は短支間のみに載荷することによって生ずる負のモーメント

M_2 は長支間のみに載荷することによって生ずる負のモーメント

M_{12} は両支間に同時に載荷することによって生ずる負のモーメント

(ii) モーメントの値を30m未満の載荷長について計算する場合はモーメント比を決定するのに有効値 ($\gamma_L M$) を使用するものとする。ここで γ_L は次のように与えられる。

載荷長	γ_L
5 m 以下	1.74
10 m	1.52
20 m	1.20
30 m 以上	1.00

表 8.6. 簡 易 疲 勞 設 計 係 数

「緩速」車線HB荷重影響に対して

疲 勞 強 度													修正係数
HB荷重の限界応力範囲 (N / mm ²)													
45ユニット				37 $\frac{1}{2}$ ユニット				25ユニット					
G	F	E	D	G	F	E	D	G	F	E	D		
縦方向部材 — 縦方向溶接													
75	84	112	120	67	77	102	111	58	73	87	89	0.99	
98	121	159	165	89	112	138	149	85	88	119	128	0.97	
116	144	182	196	107	132	165	177	88	105	141	152	0.95	
145	170	229	246	132	153	207	222	105	131	177	190	0.90	
159	193	259	279	140	174	234	252	120	149	201	216	0.85	
168	210	282	303	152	189	254	274	130	162	219	235	0.80	
187	233	314	337	169	211	283	305	145	195	243	261	0.70	
208	259	318	374	187	234	314	338	160	201	269	290	0.50	
縦方向部材 — 横方向溶接													
67	79	105	113	62	71	95	102	49	60	81	88	0.99	
92	114	153	165	83	103	138	149	71	88	119	128	0.97	
109	136	182	196	98	122	165	177	84	105	141	152	0.95	
136	170	229	246	123	153	207	222	105	131	177	190	0.90	
155	193	259	279	140	174	234	252	120	149	201	216	0.85	
横方向部材 — 縦方向溶接													
56	62	73	75	47	52	61	62	31	34	41	42	0.99	
67	76	97	99	56	63	81	82	37	42	54	55	0.97	
74	86	109	117	62	72	91	97	41	48	60	65	0.95	
86	101	136	147	72	84	113	122	48	56	75	82	0.90	
97	115	155	166	81	96	129	138	54	64	86	92	0.85	
100	125	168	181	83	104	140	151	55	69	93	100	0.80	
111	139	187	201	92	116	156	167	62	77	104	112	0.70	
124	154	208	223	103	128	173	186	69	85	115	124	0.50	
129	161	216	233	107	134	180	194	72	89	120	129	0.30	
130	163	219	235	108	136	182	196	72	90	122	130	0.00	
横方向部材 — 横方向溶接													
40	46	63	68	33	38	52	57	22	26	35	38	0.99	
54	68	92	99	45	57	77	82	30	38	51	55	0.97	
65	81	109	117	54	67	91	97	36	45	60	65	0.95	
82	101	136	147	68	84	113	122	45	56	75	82	0.90	
93	115	155	166	77	96	129	138	52	64	86	92	0.85	
100	125	168	181	83	104	140	151	55	69	93	100	0.80	
111	139	187	201	92	116	156	167	62	77	104	112	0.70	

表 8.7. 簡 易 疲 勞 設 計 係 数

「緩速」車線HB荷重影響に対して

疲 勞 供 用 適 性													修正係数
HB 荷重の限界応力範囲 (N/mm ²)													
45ユニット				37 $\frac{1}{2}$ ユニット				25ユニット					
G	F	E	D	G	F	E	D	G	F	E	D		
縦方向部材 — 縦方向溶接													0.99 0.97 0.95 0.90 0.85 0.80 0.70 0.50
80	106	130	145	72	97	104	134	69	88	95	106		
114	155	179	199	104	132	162	180	88	113	139	154		
135	173	213	237	124	157	192	214	98	134	165	184		
159	217	267	298	144	196	241	268	123	168	206	230		
180	246	303	337	163	222	273	304	140	190	234	261		
196	268	329	366	177	242	297	331	152	207	255	284		
218	298	366	407	188	268	331	368	169	230	283	314		
242	330	406	452	219	298	368	407	188	256	315	350		
縦方向部材 — 横方向溶接													0.99 0.97 0.95 0.90 0.85
75	100	123	137	67	90	111	123	56	77	95	106		
107	146	179	199	98	132	162	180	83	113	139	154		
127	173	213	237	115	157	192	214	98	134	165	184		
159	217	267	298	144	196	241	268	123	168	206	230		
180	246	303	337	163	222	273	304	140	190	234	261		
横方向部材 — 縦方向溶接													0.99 0.97 0.95 0.90 0.85 0.80 0.70 0.50 0.30 0.00
59	70	81	86	49	58	67	72	33	39	45	48		
74	92	107	119	62	77	89	99	41	51	59	66		
84	103	127	141	70	86	106	117	47	57	70	78		
97	129	159	177	81	107	132	147	54	72	88	98		
108	147	180	201	90	122	150	167	60	82	100	112		
117	159	196	218	97	132	163	182	65	88	109	121		
130	177	218	243	108	147	182	202	72	98	121	135		
145	197	242	270	121	164	202	225	80	109	134	150		
151	205	252	281	126	171	210	234	84	114	140	156		
152	207	255	285	127	172	212	237	84	115	142	158		
横方向部材 — 横方向溶接													0.99 0.97 0.95 0.90 0.85 0.80 0.70
45	60	74	82	37	50	62	68	25	33	41	45		
64	87	107	119	53	72	89	99	35	48	59	66		
76	103	127	141	63	86	106	117	42	57	70	78		
95	129	159	177	79	107	132	147	53	72	88	98		
108	147	180	201	90	122	150	167	60	82	100	112		
117	159	196	218	97	132	163	182	65	88	109	121		
130	177	218	243	108	147	182	202	72	98	121	135		

表 8.8. 空気力学的影響に対する係数

空気力学的影響に対する係数	
$\frac{n_a}{NA_p}$	HA係数
0.0	1.00
0.1	0.97
0.2	0.93
0.3	0.89
0.4	0.84
0.5	0.78
0.6	0.72
0.7	0.65
0.8	0.57
0.9	0.45
1.0	0.00

表 8.9. マイナーの合計係数

疲労：マイナーの合計係数		
等級	A_p	
	疲労強度	疲労供用適性
G	0.45	0.7
F	0.30	0.6
E	0.45	0.7
D	0.35	0.6
C	0.40	0.7
B	0.65	0.8

9. ウェブの設計

9.1. 記号

この節で使用する記号は図9.1～図9.3に示されている。

9.2. 一般

ウェブはせん断応力とともに同時に生ずる面内曲げ応力と直応力を伝達するように設計するか、あるいは6.2条および6.3条に従ってせん断のみに対して設計するか何れの方法でもよい。6.2.1.b条に従って設計する場合以外はフランジとウェブの接合は9.5.2.c条の要求事項に従わなければならない。

ウェブパネルはもし関連するフランジとウェブの接合が9.5.2.c条に述べるように補強されていない場合は輪荷重や他の集中荷重を伝達することはできないと仮定すべきである。ウェブの両側に縦げたを有する鋼床版またはコンクリート床版から成り立ちウェブからの支持なしにウェブ上の輪荷重に耐えるように置かれた床版にはこの条を適用してはならない。

次条の単純化した設計規定は境界溶接と補剛材取付溶接による組合せ縦方向残留応力が $0.1 \sigma_{ys}$ を越えないウェブに適用する。この条件はウェブに取付く溶接の全公称横断面積がウェブの総断面積の0.3%を越えない場合に満足されると考えてよい。

9.3. 照査応力

9.3.1. 照査せん断応力 τ はダイヤフラムの距離 d 内を除く垂直補剛材間の中央でウェブ内または関係パネル内の平均値として計算すべきである。後者の場合、参考せん断応力はウェブの下端から割った高さ $2\beta D$ にわたって $(1+\alpha)\frac{Q}{Dt_w}$ とするものとする。

ここで Q = ウェブによって伝達される全垂直せん断力

α = 11.2.5条で定義されるせん断集中係数

β は 11.2.5条で定義されている。

9.3.2. 照査縦方向応力は次のように決定すべきである。

面内応力分布は平均応力 σ_1 とパネル境界において最大値 σ_{b1} をもつ関係パネルの高さの中央に関して対称な曲げ応力の分布との組合せとして表わすべきである(図9.4 aおよび図9.4 b参照)。

パネル境界における照査組合せ縦方向応力は $\sigma = \sigma_1 + \sigma_{b1}$ として定義される。ここで σ_1 、 σ_{b1} は垂直補剛材間の中央断面で照査する。

9.4. ウェブ板パネルの設計

9.4.1. 面内境界拘束 (in-plane boundary restraint)

面内縦方向応力およびせん断応力を伝達するように設計された板パネルは次の状況における場合を除いて面内変形に対して拘束されていないと仮定する。

a. フランジに接していない内部のパネルは拘束された境界をもつものと仮定してよい。

b. フランジに接しておりまた $\sigma_1 + \sigma_{b1} < \sigma_{ys}$ なるパネルはフランジとウェブの接合が9.5.2.c条



A_F = ウェブに接するフランジの有効断面積
 D = ウェブの垂直投影高
 d = フランジ板の内面間のウェブ高。ただし隅角部が補剛されている場合は、その補剛材のウェブとの取付点の中心間の高さ。
 $b(b_1, b_2)$ = フランジ板の内面、または補剛材の取付脚部の中心までのウェブパネル幅
 b_w = フランジに隣接するウェブパネルの幅
 B_p = ウェブ中心線からのフランジ突出部の幅
 B_T, B_B = ウェブ中心線の交差点間でのそれぞれ上フランジおよび下フランジの幅
 a = 垂直補剛材の取付脚部の中心間の間隔
 ϕ = ウェブの内面における補剛材と横部材間の剛な取付点間の距離としてとった垂直補剛材の有効高
 $h = a/b$
 L は 9.4.1.b 項で定義されている
 d_e = ウェブとの接合部における横げたの高さ
 t_f = フランジ板厚
 t_w = ウェブ板厚

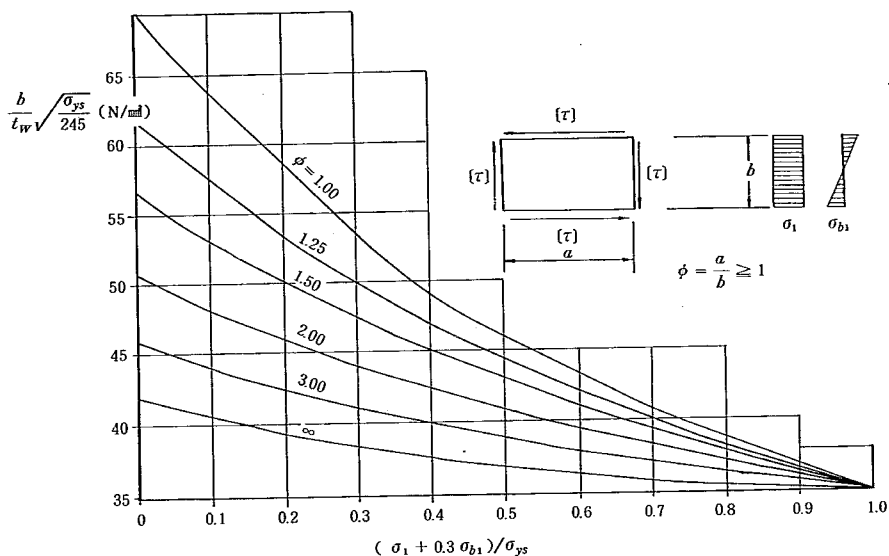


図 9.4.a 中間支点に隣接するウェブ板パネルに対する制限形状

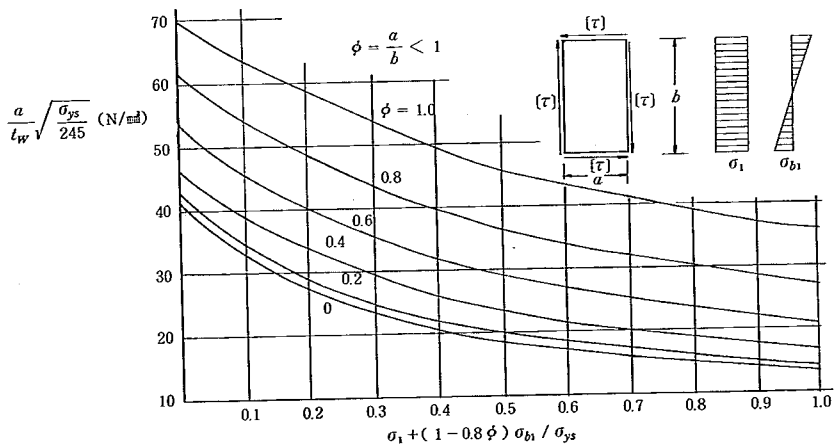


図 9.4.b 中間支点に隣接するウェブ板パネルに対する制限形状

に従うかあるいは着目ウェブパネルに隣接するフランジの有効断面積が(図9.3に図示)

比 $\frac{A_F}{b_W t_W}$ が図9.5のグラフから得られるパネル縦横比 ϕ に対応する値を越えるような値であるときはこれもまた拘束されていると仮定してよい。ここで、 $b_W t_W$ はウェブパネルの断面積である。

ウェブの各側のフランジの有効幅は次のようにとるべきである。 $\frac{A_F}{b_W t_W}$

(i) 引張フランジに隣接している場合

a/b か $B/2$ の何れか小さい方。ここで B は関連フランジの全幅である。またウェブからの突出部に対しては B_p か a/b の何れか小さい方である。

(ii) 圧縮フランジに隣接している場合

ウェブ間のフランジパネルに対して $25 t_f \sqrt{\frac{245}{\sigma_{ys}}}$ か $L/6$ の何れか小さい方である。またウェブからの突出部に対しては B_p , $16 t_f \sqrt{\frac{245}{\sigma_{ys}}}$, $L/6$ の内の最小のものである。

L はウェブパネルの座屈の半波長であり $1.3 b_W$ か a の何れか小さい方をとるものとする。

端支点ダイヤフラムに接しているパネルは次の条件の場合にのみ拘束されていると仮定してよい。

$$\frac{A_e}{d t_W} \geq \frac{d}{a_e} \left[-\frac{d}{400 a_e} - \frac{1}{3} \left(\frac{t_W}{d} \right)^2 \right]$$

ここで A_e = ウェブ端部に取付いている垂直補剛材の横断面積

a_e = ダイヤフラムからのウェブの突出長(図9.6参照)

中立軸と圧縮フランジの間に水平補剛材がないウェブは $a \leq d$ の場合のみ拘束されていると仮定し

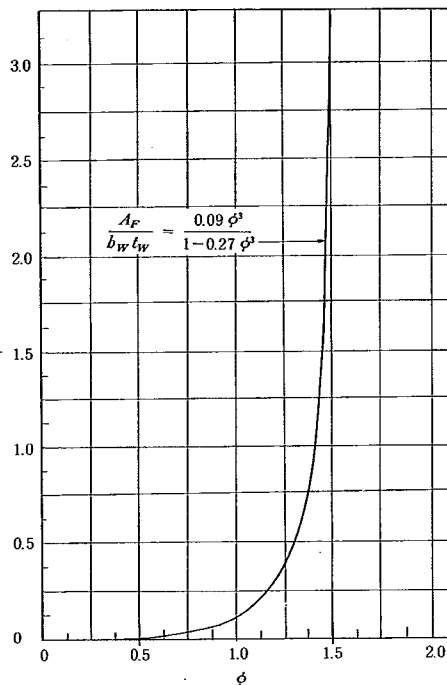


図9.5 全拘束を与えるための有効フランジ横断面積

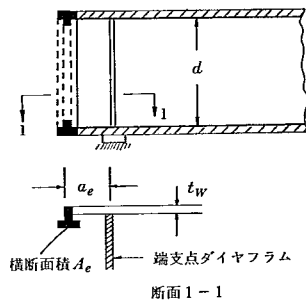


図9.6

てよい。有効フランジ断面積は、2つのフランジの有効断面積の小さい方の値をとり、 L は a に等しい値をとる。

9.4.2. 強度

ウェブの荷重耐力はフランジ接合が補強されている場合のダイヤグラムに隣接する領域を除いて要素板パネルの任意部分で組合せ照査応力（適当な場合は縦方向応力を低減するか無視して）が r_{mc} で除した特性値 τ_{ult} と σ_{ult} を越えるような荷重として決定するものとする。9.5.2 c条に従って補剛された断面においてはウェブの耐力はその条の規定に従う板パネルの耐力の合計としてよい。せん断のみに対して設計されたウェブの板パネルの特性強度は図9.7.a～図9.7.dから得るものとし、 σ_1 および σ_{b1} の値はウェブが縦方向直応力を伝達できるとして崩壊係数倍した荷重下で垂直補剛材間の中央断面に対して計算した値である。せん断とともに曲げ応力および直応力を伝達するよう設計されたウェブに対する特性強度は図9.8～図9.15に与えられている。

曲線が適用されるもの以外のパネル形状に対する強度は直線内挿法によって決定してよい。縦方向応力を伝達するよう設計されたパネルに対して使用すべき適当な図は次のようである。

a. 縦方向補剛材のないウェブに対して

図9.8.a～図9.8.e 拘束されていないパネルに対して

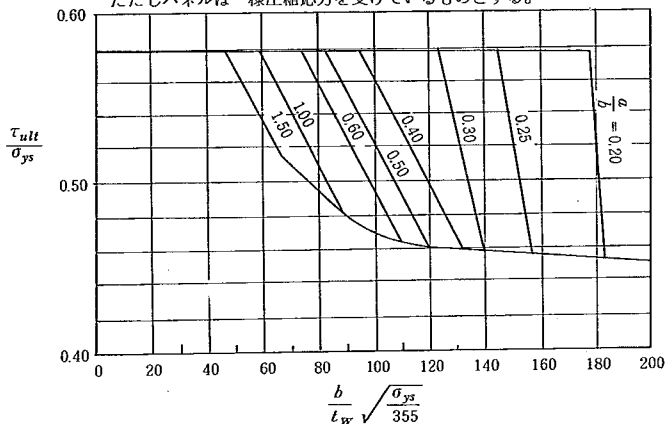
図9.9 拘束されたパネルに対して

b. 縦方向応力が完全に圧縮である縦方向に補剛されたウェブにおけるパネルに対して

図9.10.a～図9.10.c 拘束されていないパネルに対して

図9.11 拘束されたパネルに対して

ただしパネルは一樣圧縮応力を受けているものとする。

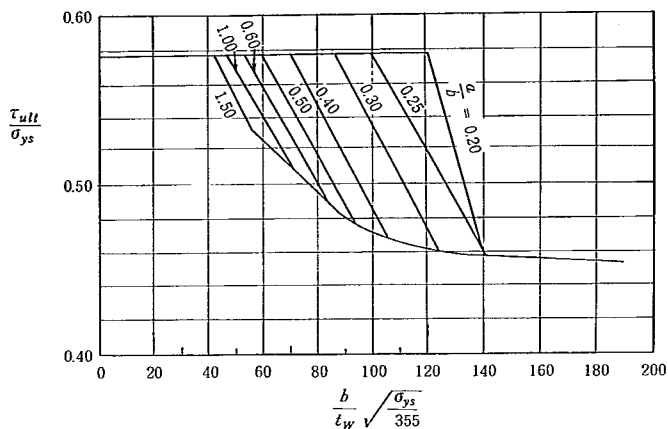


$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = 0$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = \frac{\sigma_1 + 0.2 \sigma_{b1}}{\sigma_{ys}} \quad \text{ただし} \quad \frac{a}{b} \geq 1$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = \frac{\sigma_1 + (1 - 0.8 a/b) \sigma_{b1}}{\sigma_{ys}} \quad \text{ただし} \quad \frac{a}{b} < 1$$

図9.7 a せん断のみに抵抗するよう設計されたウェブ板パネルの特性強度

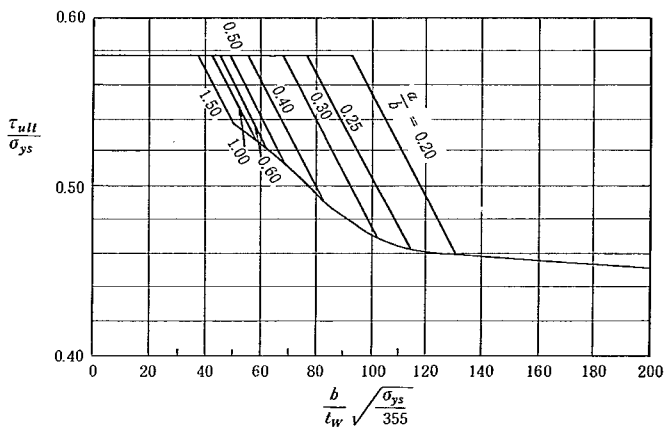


$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = 0.2$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = \frac{\sigma_1 + 0.2 \sigma_{b1}}{\sigma_{ys}} \quad \text{ただし} \quad \frac{a}{b} \geq 1$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = \frac{\sigma_1 + (1 - 0.8 a/b) \sigma_{b1}}{\sigma_{ys}} \quad \text{ただし} \quad \frac{a}{b} < 1$$

図 9.7 b セン断のみに抵抗するよう設計されたウェブ板パネルの特性強度



$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = 0.4$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = \frac{\sigma_1 + 0.2 \sigma_{b1}}{\sigma_{ys}} \quad \text{ただし} \quad \frac{a}{b} \geq 1$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma_{ys}} = \frac{\sigma_1 + (1 - 0.8 a/b) \sigma_{b1}}{\sigma_{ys}} \quad \text{ただし} \quad \frac{a}{b} < 1$$

図 9.7 c セン断のみに抵抗するよう設計されたウェブ板パネルの特性強度

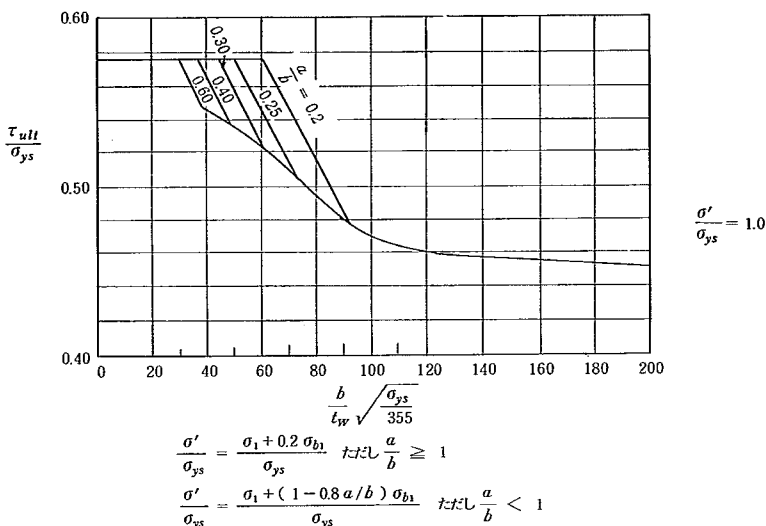


図 9.7d セン断のみに抵抗するよう設計されたウェブ板パネルの特性強度

c. 縦方向応力が引張または零から最大圧縮まで変化する縦方向に補剛されたウェブにおける板パネルに対して

図 9.12a ~ 図 9.12d 拘束されていないパネルに対して

図 9.13 拘束されたパネルに対して

ただし \$b\$ は圧縮縁から応力零点までの高さとする。

d. 縦方向応力が完全に引張あるいは圧縮から最大引張まで変化する縦方向に補剛されたウェブにおけるパネルに対して

図 9.14a ~ 図 9.14e 拘束されていないパネルに対して

図 9.15a ~ 図 9.15b 拘束されたパネルに対して

\$\sigma_{ult}\$ の値はそのパネルにおける最大引張応力に適用する。

9.4.3 供用不適性

次の 3 つの条件のすべてが適用される場合のみ、ウェブ板パネルの供用不適性の照査が必要である。

- (i) ウェブが 6.2.1.b 条に従ってせん断とともにすべての曲げ応力と直応力を伝達するには設計されていない。
- (ii) ウェブの \$\frac{[\sigma]}{[\tau]}\$ が 1.5 より大きい。 (\$[\sigma]\$ 圧縮)
- (iii) ウェブが図 9.4 の適当な限界に従わない。

このようなパネルに対する供用適性の限界は係数倍された供用適性荷重下の照査曲げ応力と照査直応力が照査せん断応力の適当な対応値に対して図 9.16 に与えられた限界を越えない場合のみ満足される。

9.4.2 条の強度に関する要求事項を満足する他のすべてのウェブ板パネルは供用適性の要求事項を満足すると考えられる。

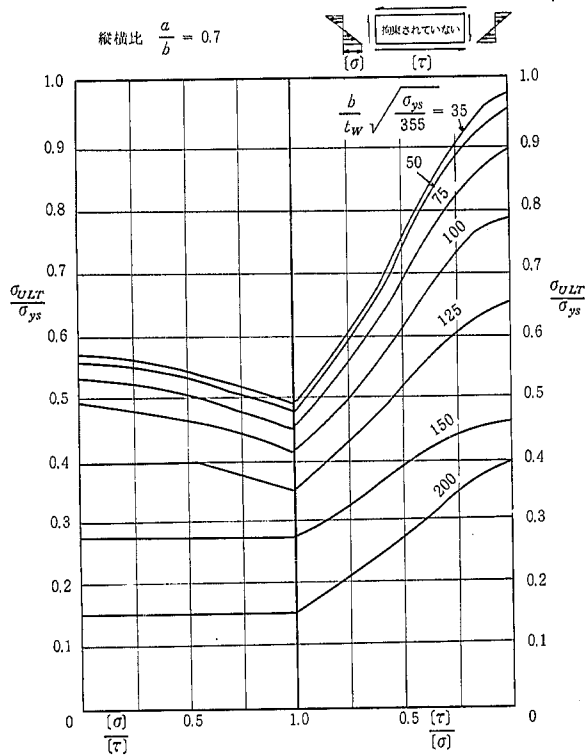


図 9.8 a ウェブパネル強度

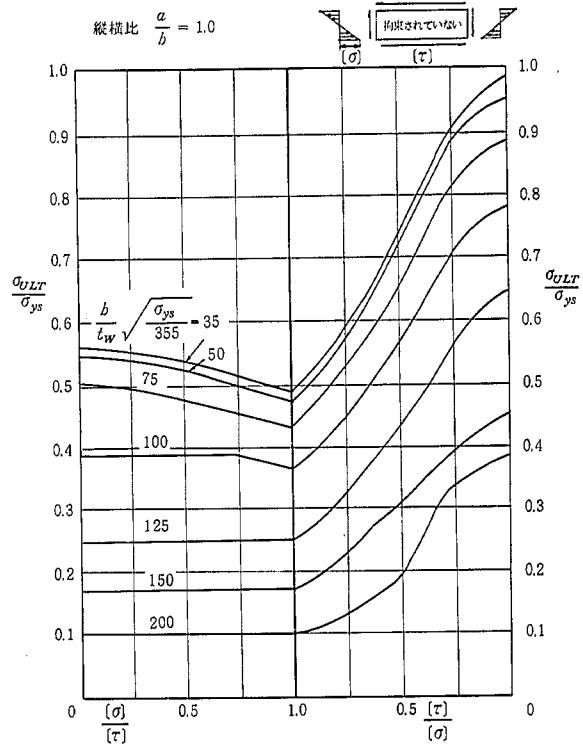


図 9.8 b ウェブパネル強度

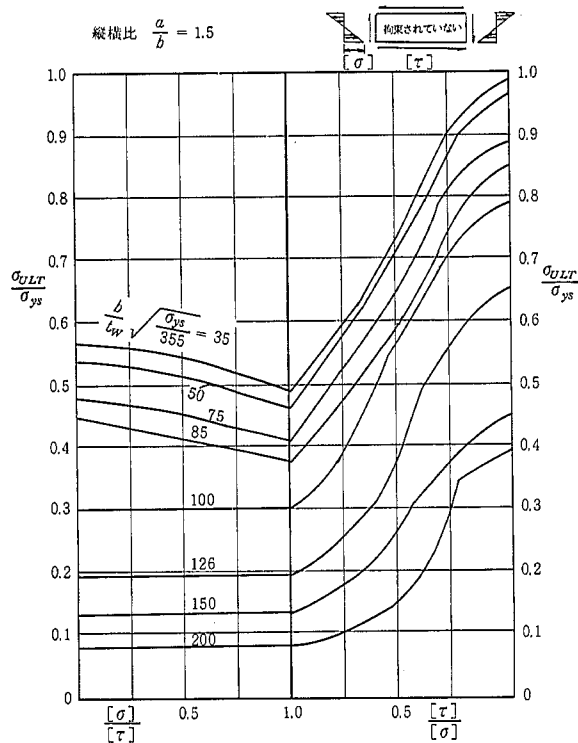


図 9.8 c ウェブパネル強度

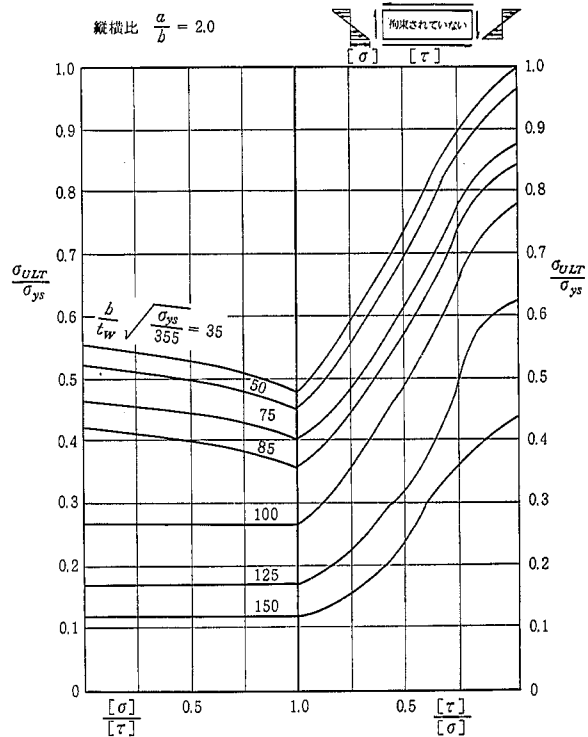


図 9.8 d ウェブパネル強度

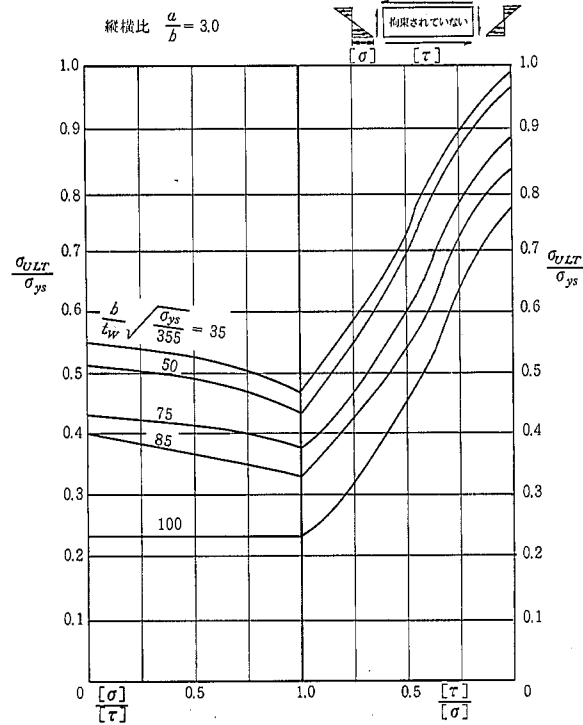


図 9.8.e ウェブパネル強度

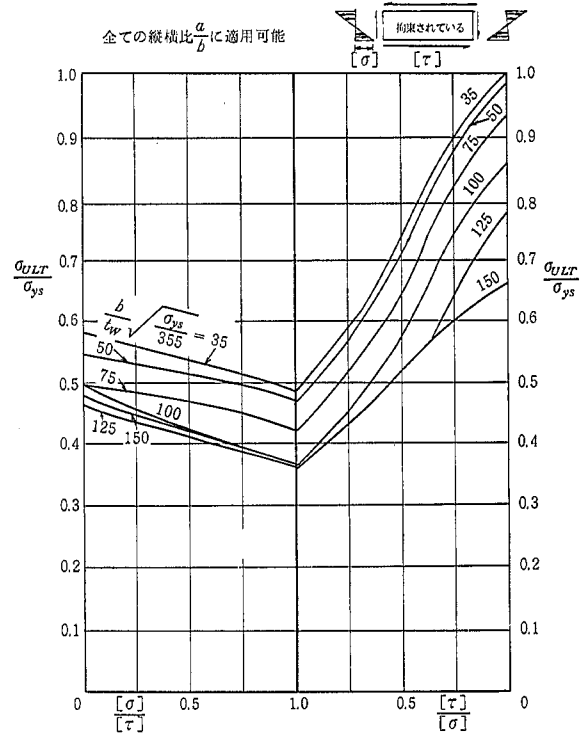


図 9.9 ウェブパネル強度

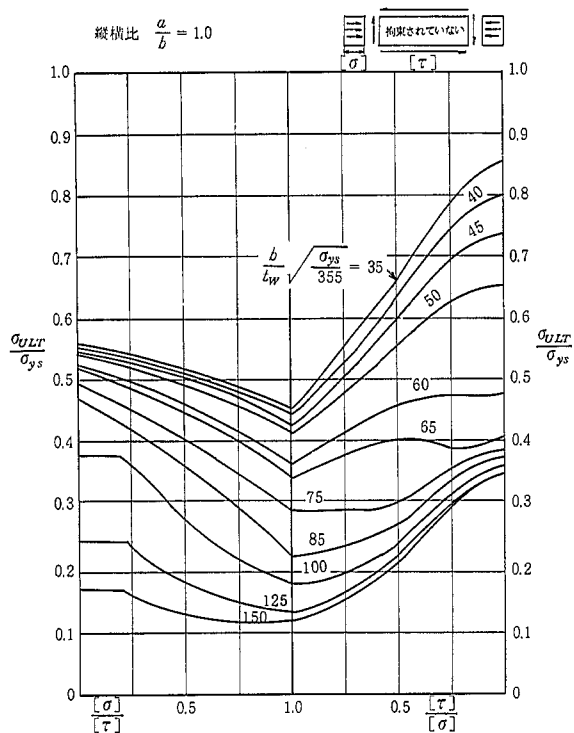


図 9.10 a ウェブパネル強度

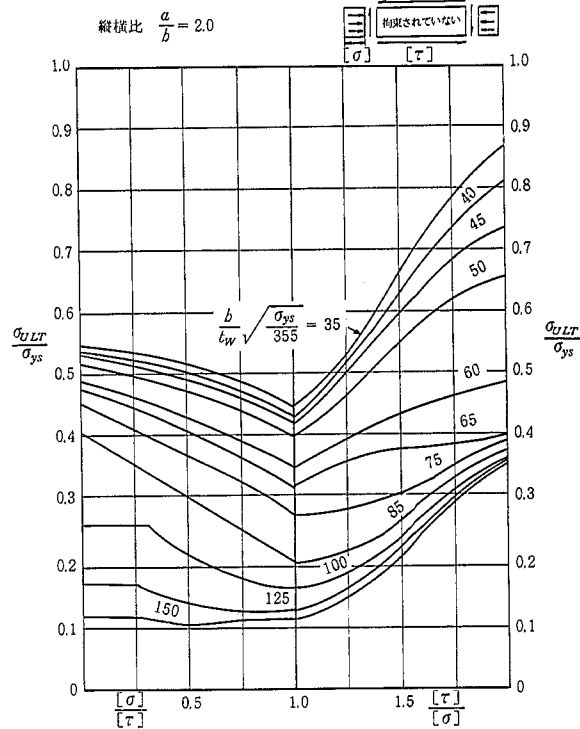


図 9.10 b ウェブパネル強度

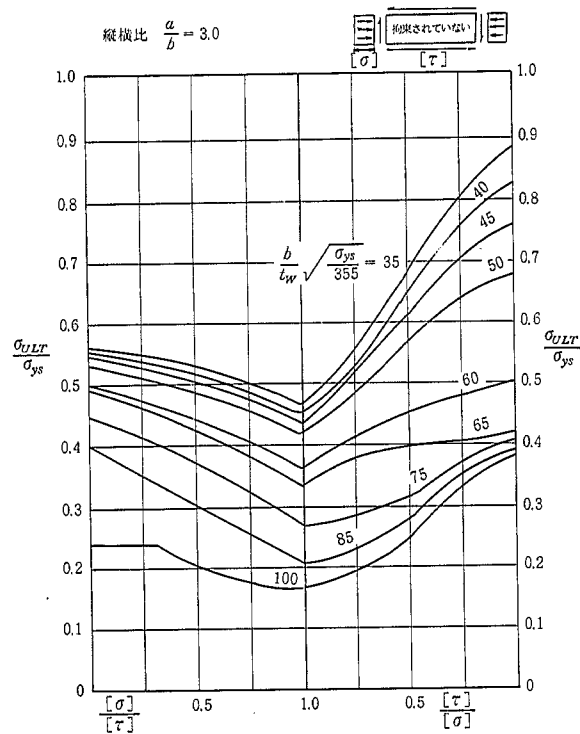


図 9.10.c ウェブパネル強度

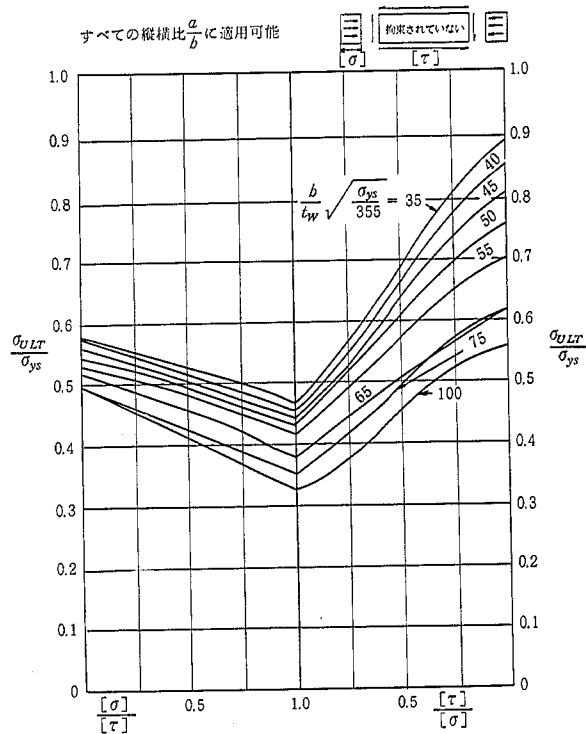


図 9.11 ウェブパネル強度

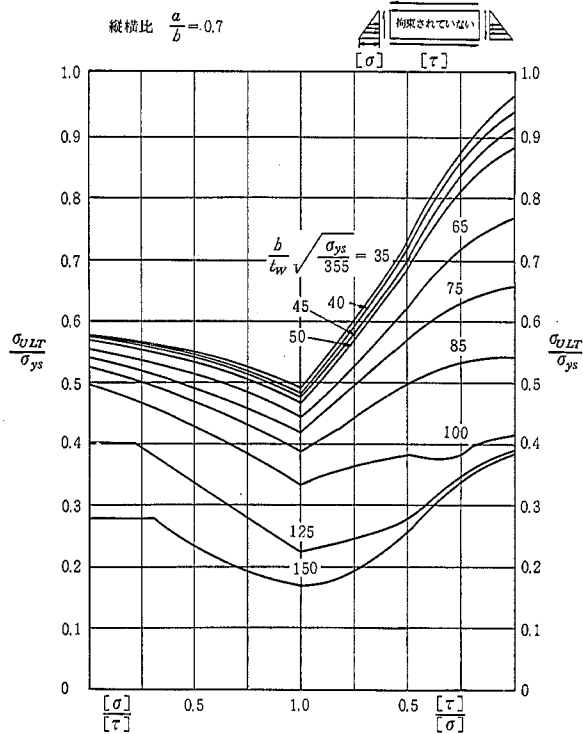


図 9.12 a ウェブパネル強度

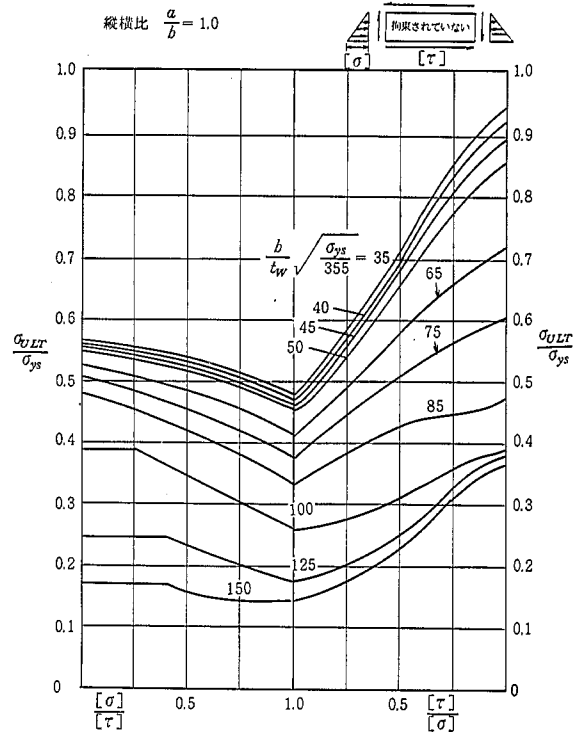


図 9.12 b ウェブパネル強度

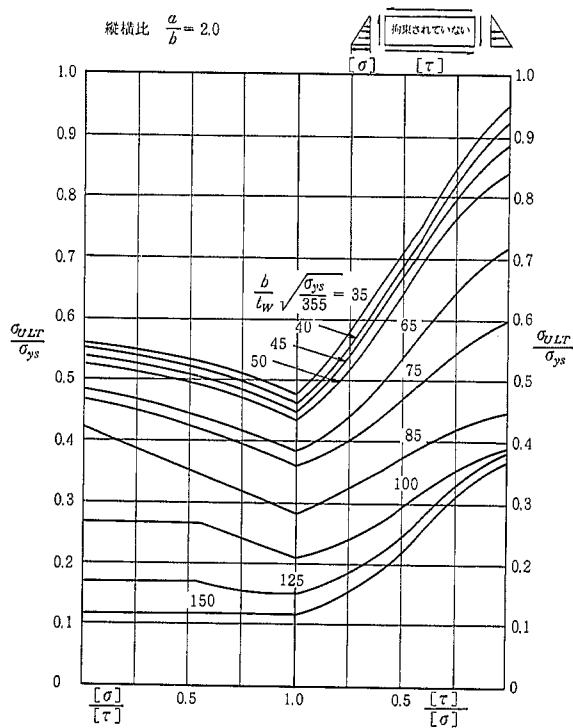


図 9.12 c ウェブパネル強度

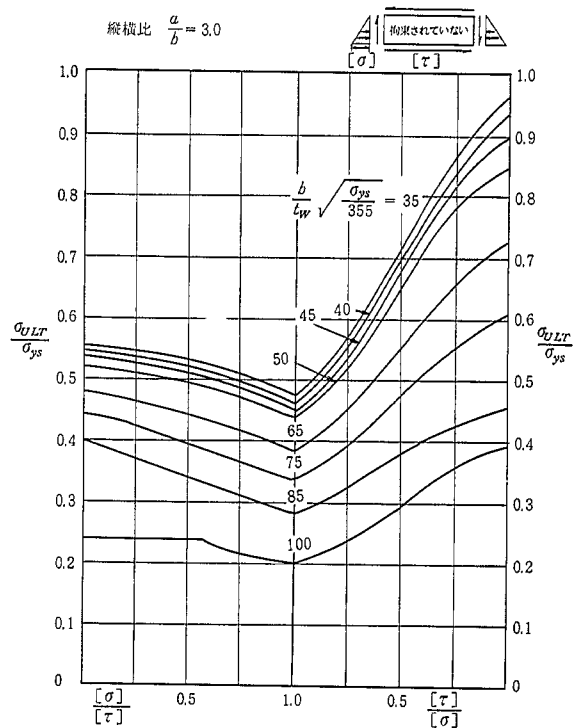


図 9.12 d ウェブパネル強度

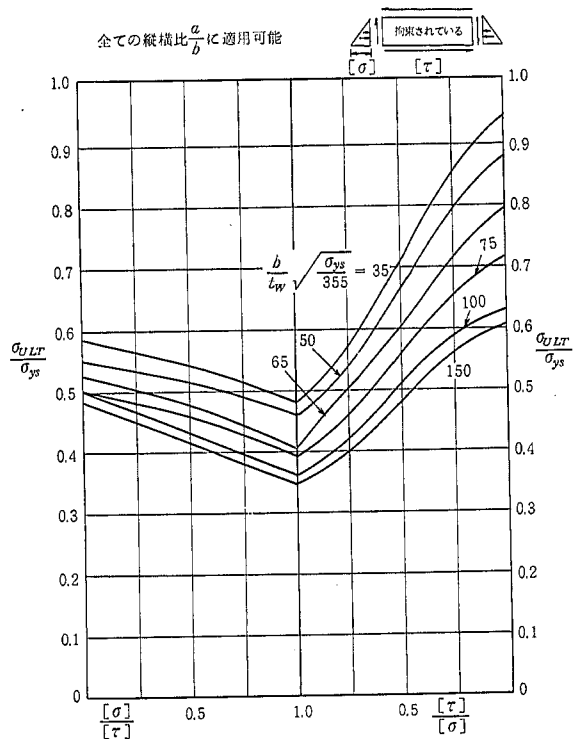


図 9.13. ウェブパネル強度

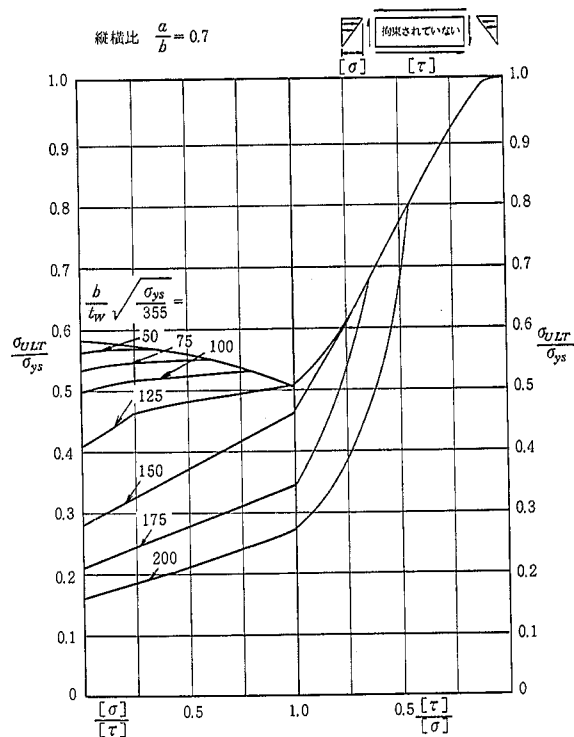


図 9.14a ウェブパネル強度

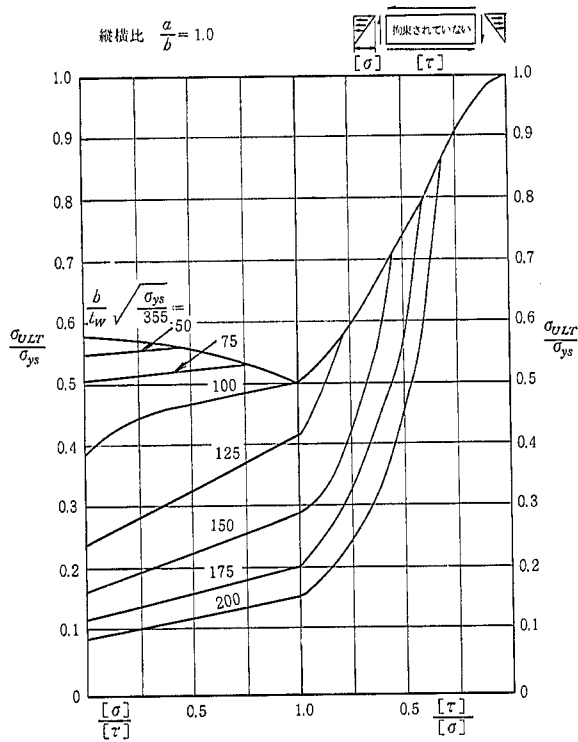


図 9.14 b ウェブパネル強度

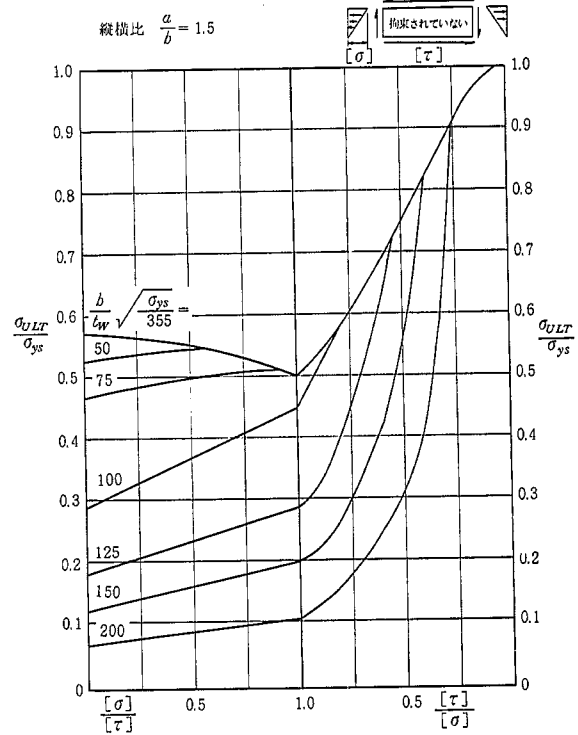


図 9.14 c ウェブパネル強度

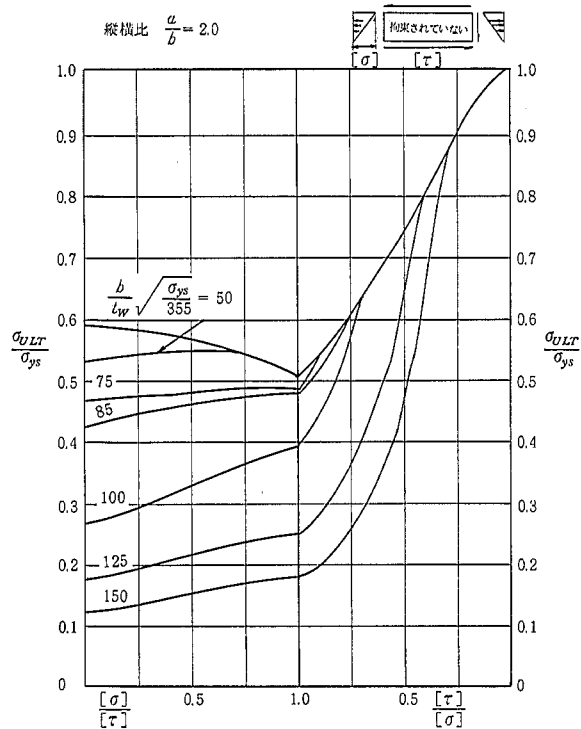


図 9.14 d ウェブパネル強度

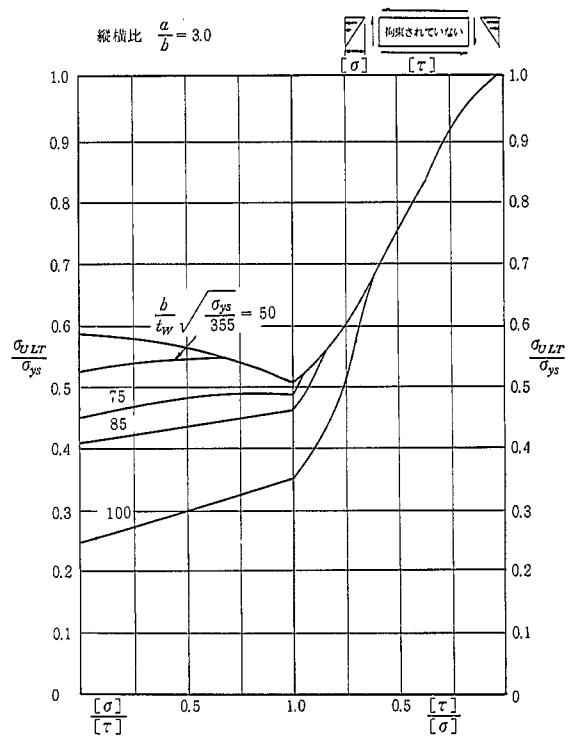


図 9.14 e ウェブパネル強度

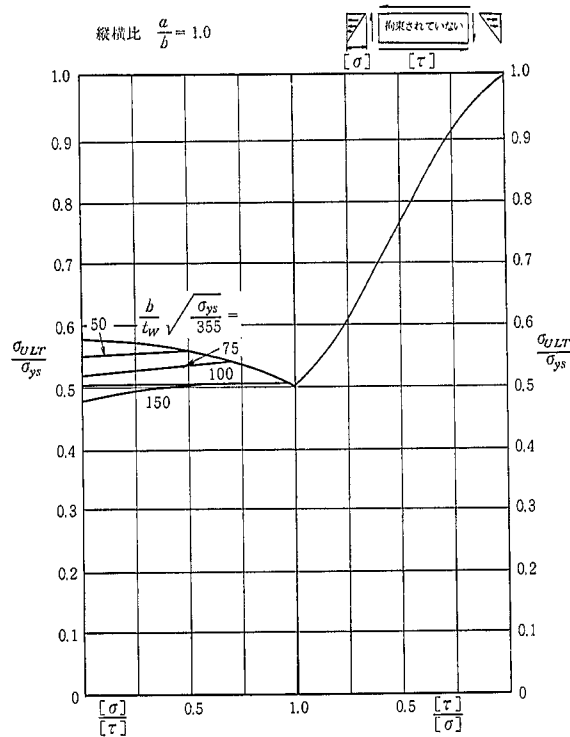


図 9.15 a ウェブパネル強度

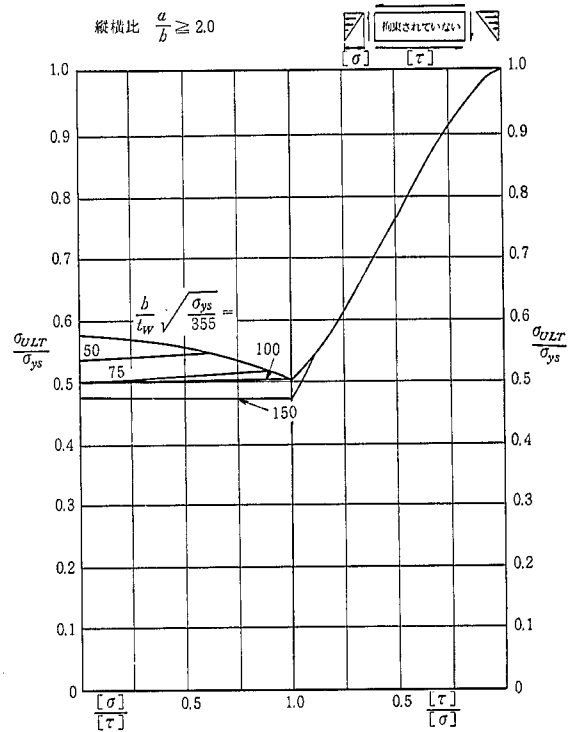


図 9.15 b ウェブパネル強度

9.5. ウェブとウェブ補剛材の配置に対する制限

9.5.1. 一般

9.4条の設計規定は次に定義したような補剛されたウェブに対してのみ適用する。

9.5.2. 補剛材間隔

a. 垂直補剛材

1次垂直補剛材は床版を支持するすべての横桁を支持するために設置し、また中間補剛材はウェブパネルをその強度が設計曲線から内挿法によって決定できるような縦横比に細分割するために配置すべきである。

連続支間の中間支点に隣接してせん断応力の集中によりウェブの下側の部分が応力超過するようなところでは、すべてのウ

ェブ板パネルの形状を図9.4.aまたは図9.4.bに与えられた縦横比 ϕ と使用鋼材の等級に対応する形状に迎えるよう支点の各側の距離 d に対してさらに中間垂直補剛材を付加して配置しなければならない。この形状は $\sigma_1 + 0.2 \sigma_1$ または $[\sigma_1 + (1 - 0.8 \phi) \sigma_{b1}]$ が最大応力作用端から距離 $b/2$ の断面に対して計算したそのパネルに対する崩壊係数倍した値に等しいと仮定して決定するものとする。この場合ウェブは縦方向応力を伝達できると仮定して計算する。このように配置された補剛材はウェブに平行なそれ自身の中立軸に関する断面2次モーメントがウェブ板を無視して $4 d t_w^3$ 以上なければならない。1次補剛材は全て横げたおよび下横フレーム（設置されている場合）に連結しなければならない。全ての補剛材または補剛材とウェブの取付部の突出部の端部は圧縮フランジに対しては剛結するものとするが、引張フランジに対してはねじり座屈の半波長が箱げたの高さより小さい場合は(12.1.4条参照)、 $4 t_w \sqrt{245/\sigma_{ys}}$ 以内の隙間をあけてもよい。

b. 水平補剛材

$d > 180 t_w$ の場合は中立軸と圧縮フランジの間に水平補剛材を最小1本は配置しなければならない。ウェブ板パネルの比 b/t_w を設計グラフに与えられた限界を越えない値に抑えるためには水平補剛材をさらに追加して配置すべきである。連続支間の中間支点に隣接してせん断応力の集中によりウェブの下側の部分が応力超過するようなところでは支点の各側に少なくとも d の距離に中間水平補剛材を追加して配置し、垂直補剛材に連絡しかつ全てのウェブ板パネルの形状を、ウェブが縦方向直応力を伝達可能と仮定して計算したそのパネルに対する崩壊係数倍した値に等しい $\sigma_1 + 0.2 \sigma_{b1}$ または $[\sigma_1 + (1 - 0.8 \phi) \sigma_{b1}]$ により、図9.4.aまたは図9.4.bに与えられた値に抑えるようにする。このように配置された補剛材はウェブに平行なそれ自身の中立軸に関する断面2次モーメントがウェブを無視して少なくとも $4 a t_w^3$ 以上なければならない。水平補剛材は垂直補剛材間に張渡しかつ後者に取付けるものとする。

c. フランジとウェブの接合

連続支間の中間支点の各側で $2d$ ないしはフランジ幅の $1/2$ の距離以内と、ウェブが面内曲げ応

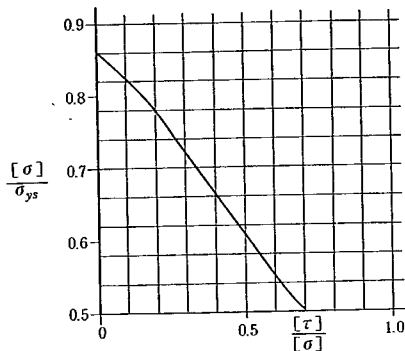


図 9.16. パネル縁が拘束されているウェブパネルの供用適性限界

力と直応力を伝達しないように設計された支間のすべての部分においてはフランジとウェブの接合は次の要求事項に従わなければならない。

- (i) ウェブに隣接するフランジパネルの支持されていない幅は 9.4.1.b 項で定義された有効幅を越えてはならない。また隅角部のウェブパネルの幅は図 9.4.a または図 9.4.b から得られる値を越えてはならない (図 9.2 参照)。
- (ii) 任意の補剛要素と結合したウェブとフランジの隅角部パネルのみから成立っている接合断面はその水平図心軸に関して少くとも $2.5 \times 10^{-3} a^3 t_w$ の断面 2 次モーメントをもつべきである。
- (iii) 補剛断面は任意の局部荷重に抵抗するために必要なものの他にその水平重心軸に関して少くとも

$$\frac{a^2 t_w}{10} \left(\frac{[\tau_{ult} - [\tau_{ult}]_u]}{\sigma_{ys}} \gamma_{mc} \right)$$

の断面係数をもたなければならない。

ここで τ_{ult} = 隣接ウェブパネルの特性せん断強度

$[\tau_{ult}]_u$ = 同じ材料と形状からなる拘束されていないウェブの特性せん断強度

- (iv) ウェブが有効接合断面の図心に対して偏心している場合は、図 9.2 に示すように隅角部はその縦軸に関して少くとも $2.5 \times 10^{-3} a^3 t_w$ の振り定数をもたなければならない。また

$$[\tau_{ult} - [\tau_{ult}]_u] \frac{d t_w}{2} y_c \gamma_{mc}$$

に等しいトルクを伝達するよう設計しなければならない。

ここで y_c = ウェブ中心線と接合断面の図心との間の距離

このような場合、接合部材は各 1 次垂直補剛材に剛に取付けなければならない。

- (v) 図 9.2 にハッチを施して示された補剛断面とその連結は 1 次垂直補剛材間のはりとして任意の局部荷重を伝達する他に適当なせん断応力をウェブからフランジに伝達することが可能でなければならない。

9.6. ウェブ補剛材の設計

9.6.1. 垂直補剛材

a. 補剛材断面

断面積 A_s の垂直補剛材はその有効断面積 A_{seff} と断面 2 次モーメント I_{seff} を計算するとき $32 t_w$ の板の幅が有効と仮定するものとする。

垂直補剛材の有効高 h は 1 次補剛材の場合は補剛材と横桁との剛な取付点間の距離とし、また中間補剛材に対しては d とするものとする (図 9.1 参照)。

b. 強度

(i) 1 次補剛材

垂直 1 次補剛材は横げたまたは横フレームに剛に連結されている補剛材として定義する。このような補剛材は次の要求事項を満足するよう支材 (strut) として設計すべきである。

$$\frac{\sigma'_{ys0}}{\bar{\gamma}_{mc}} \geq \frac{P_o h y_o}{800 \left(1 - \frac{P'_{eff}}{P_{crv}}\right) I_{seff}} + \frac{\left(\frac{P}{2} + S_T\right)}{A_{seff}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\sigma_{ys}}{\bar{\gamma}_{mc}} \geq \sqrt{(\sigma_z)_{max}^2 + \sigma_{iv}^2 - \sigma_{iv}(\sigma_z)_{max} + 3(\tau)^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで

$$(\sigma_z)_{max} = \frac{\left(\frac{P}{2} + S_T\right)}{A_{seff}} + \frac{P_p h y_p}{800 \left(1 - \frac{P'_{eff}}{P_{crv}}\right) I_{seff}}$$

$$\frac{\sigma_{ys}}{\bar{\gamma}_{mc}} \geq \frac{P_p h y_o}{800 \left(1 - \frac{P'_{eff}}{P_{crv}}\right) I_{seff}} - \frac{\left(\frac{P}{2} + S_T\right)}{A_{seff}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\sigma_{ys}}{\bar{\gamma}_{mc}} \geq \frac{P \left(1 - \frac{d_c}{D}\right)}{A_{seff}} + \sigma_{DB} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで

P = 補剛材の頂部に作用する崩壊係数倍した軸方向荷重

σ_{DB} = 垂直補剛材における横方向変形ねじり曲げ応力

S_T = $\{(\tau) - (\tau_{ult})_u\} d t_w$. ただし零より小さくない。

(τ) = 崩壊係数倍した照査せん断応力で隣接パネルにおける平均せん断応力の小さい方とる。

$(\tau_{ult})_u$ = 同じ材料と形状からなる拘束されていないウェブの特性せん断強度

y_o, y_p, e_p = 有効補剛材の図心からそれぞれ突出部の最縁, 板の最縁および板の中心迄の距離

$$P_p = \frac{P}{2} + S_T \left(\frac{1}{3} + \frac{800 e_p}{d} \right) + 0.4 \left\{ (\tau)' t_w + \left(\sigma_{iv} + \frac{\sigma_{b1v}}{7} \right) \left(t_w + \frac{\Sigma A_{sh}}{d} \right) \right\} \frac{h^2}{a}$$

$$P'_{eff} = \frac{P}{2} + \frac{S_T}{3} + 0.4 \left\{ (\tau)' t_w + \left(\sigma_{iv} + \frac{\sigma_{b1v}}{7} \right) \left(t_w + \frac{\Sigma A_{sh}}{d} \right) \right\} \frac{h^2}{a}$$

$$P_o = \frac{P}{2} + S_T \left(\frac{1}{3} - \frac{300 e_p}{d} \right) + 0.4 \left\{ (\tau)' t_w + \left(\sigma_{iv} + \frac{\sigma_{b1v}}{7} \right) \left(t_w + \frac{\Sigma A_{sh}}{d} \right) \right\} \frac{h^2}{a}$$

σ_{iv} = 補剛材の線におけるウェブの係数倍された平均面内縦方向応力

σ_{b1v} = 垂直補剛材と上横げたまたは下横げたとの取付点の高さにおけるウェブの係数倍された最大面内曲げ圧縮応力

ΣA_{sh} = ウェブパネルの高さ内の水平補剛材の合計横断面積

$(\tau)' = (\tau)$ または $(\tau_{ult})_u$ の小さい方

$$P_{crv} = \frac{\pi^2 E I_{seff}}{h^2}$$

$\sigma'_{yso} = \sigma_{ys}$ または σ_{yTc} の小さい方。ここで σ_{yTc} は 12.1.4 条で定義されるねじり座屈制限応力で、垂直補剛材を横フレームとして取扱う。

(ii) 中間垂直補剛材

中間垂直補剛材はウェブの全高にわたっているが、床荷重を伝達することがなく、また荷重支持床横げたに取付けられてもいない補剛材として定義する。中間垂直補剛材は 9.6.1 b(i) 条で定義されたように $P = 0$ と他のパラメーターで式(1)〜式(3)の要求事項を満足しなければならない。

c. 供用適性

ウェブが 6.2.1, b 条に従って全縦方向応力を伝達するように設計されたとき以外は垂直補剛材は供用適性に対して照査しなければならない。供用適性限界は崩壊係数倍された荷重の代りに供用適性係数倍された荷重を使用して 9.6.1, b(i) の(1)〜(4)式により明確にしなければならない。

9.6.2.1. せん断のみに対して設計されるウェブ

せん断のみを伝達するよう設計したウェブパネルの水平ウェブ補剛材は次のような形状でなければならない。

$$\frac{a}{r_{sx}} \leq \frac{3.5}{a} \sqrt{\frac{E \bar{b} A_{sh}}{\tau_{eff} t_w}} \quad \text{または } 120 \text{ のうちの小さい方}$$

ここで a = 9.6.1 条の要求事項に従う垂直補剛材間またはそのような補剛材とダイヤフラムとの間の長さ

A_{sh} = 補剛材自身の横断面積

$\bar{b}$ = 隣接板パネルの平均幅

t_w = ウェブ厚

r_{sx} = 板に平行な図心軸 ($x-x$) に関する補剛材断面自身の回転半径

$\tau_{eff} = [\tau] - [\tau_{ult}]_{ud}$ (負になる場合は補剛材不要)

$[\tau_{ult}]_{ud}$ = 寸法 $a \times b$ の同じ材料と厚さからなる拘束されていないウェブパネルの特性せん断強度

9.6.2.2. せん断応力と面内縦方向応力を伝達するよう設計されるウェブ

縦方向直応力と面内曲げ応力と同時にせん断を伝達するよう設計したウェブパネルの水平ウェブ補剛材は次のような形状でなければならない。

$$\frac{a}{r} \leq \frac{E e_p}{160 r \sigma_L} \left\{ -1 + \sqrt{1 + 260000 \frac{\sigma_L^2 r^2}{E \sigma_{eff} e_p^2}} \right\}$$

$$\text{かつ, } \frac{a}{r} \leq \frac{E y_o}{160 r \sigma_{yso}} \left\{ -1 + \sqrt{1 + 260000 \frac{\sigma_{yso}^2 r^2}{E \sigma_{eff} y_o^2}} \right\}$$

ここで

e_p, y_o = ウェブ板の幅 $K_b \bar{b}$ を含む有効断面の板に平行な図心軸からそれぞれ板の中央面および突出部の最縁までの距離

r = 有効断面の断面 2 次モーメントと総断面 ($A_{sh} + \bar{b} t_w$) から計算した、同じ図心軸に

関する有効断面の回転半径

$$\sigma_L = \frac{\sigma_{BL}}{r_{mc}} - R\sigma_{1s}$$

$$\sigma_{yso} = \frac{\sigma_{ys}}{r_{mc}} - R\sigma_{1s} \quad \text{または} \quad \frac{\sigma_{yr}}{r_{mc}} - R\sigma_{1s} \quad \text{のうちの小さい方}$$

$$\sigma_{yr} = 10.3.1.a \text{ 条で定義されるねじり座屈制限応力}$$

$$\sigma_{eff} = \sigma_{1s} + \frac{0.35 a^2 t_w \tau_{eff}}{b (A_{sh} + b t_w)}$$

$$\sigma_{1s} = \text{補剛材の面における縦方向応力}$$

$$R = \text{比 } \bar{b}/t_w \text{ と補剛材断面積比 } \frac{A_{sh}}{b t_w} \text{ に対応する図 9.18 から得られる係数}$$

$$\bar{b} = \text{隣接板パネルの平均幅}$$

$$\sigma_{BL} = \text{比 } \bar{b}/t_w \text{ に対応し図 9.19 から得られ, また板の有効降伏応力 } \sigma'_{ys} \text{ に対しては図 9.17 から決定される板の制限境界応力}$$

$$\tau_{eff} = [\tau] - [\tau_{ult}]_{ud} \quad (\text{負の場合は補剛材不要})$$

$$[\tau_{ult}]_{ud} = \text{寸法 } a \times b \text{ の同じ材料と厚さからなる拘束されていないウェブパネルの特性せん断強度}$$

$$K_{bt} = \text{比 } \bar{b}/t_w \text{ に対応する図 9.20 から得られる接線有効幅係数 (tangent effective width factor)}$$

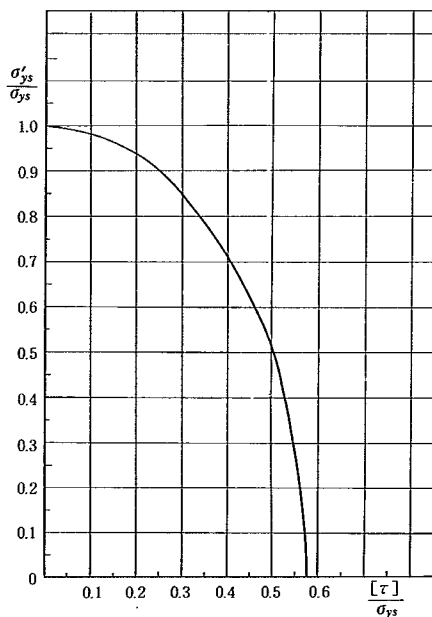


図 9.17. 板の有効降伏応力

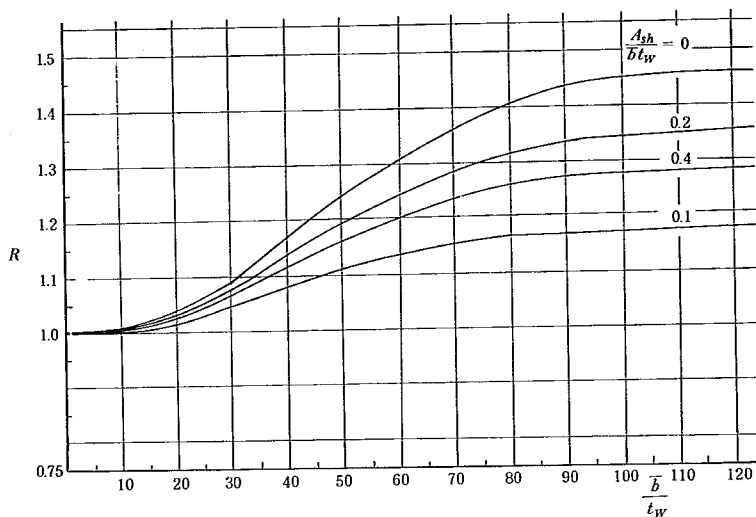


図 9.18 水平補剛材一係数 R

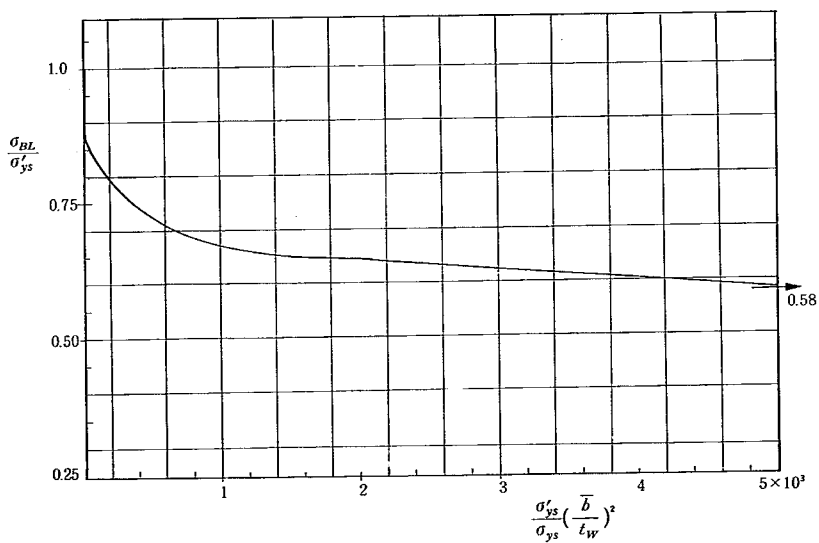


図 9.19 水平補剛材一板の制限境界応力

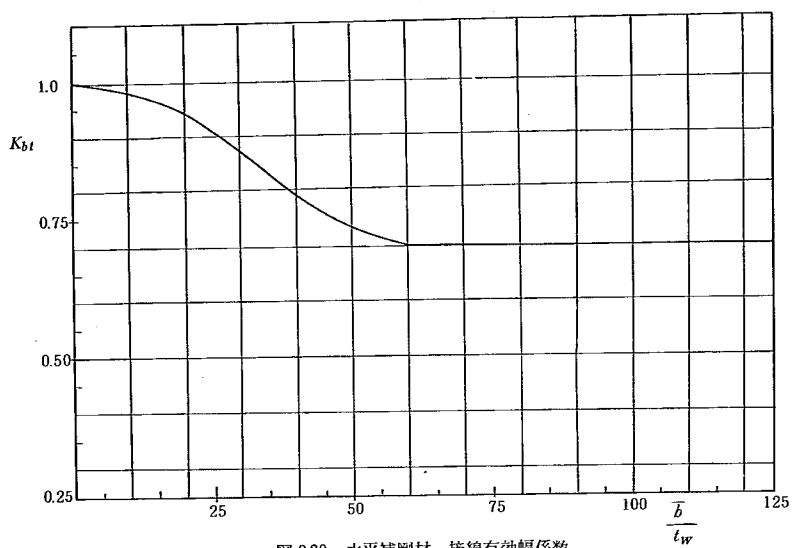


圖 9.20. 水平補剛材—接線有效幅係數

10. フランジの設計

10.1. 一般

次条の単純化した設計規定は引張フランジに対して適用し、また平面として製作されるか、または側面での曲率半径が有効横方向支点間距離の25倍以下に予め成形され製作される圧縮フランジに対しても適用する。これより大きな半径をもつパネルの設計に対しては第Ⅲ章を参照するものとする。次条における「フランジ」とは単一箱げたと共同すると考えられる上下フランジの部分を云う。多箱げた系における有効フランジは箱げた間の中央点および側箱げたの任意突出部の端部まで拡大してとるものとする。

10.2. 補剛されていないフランジ

10.2.1. 強度

- a. 単一箱げたまたは多箱げたのウェブ間、またはウェブと適当な縁補剛要素との間にある補剛されていない平面フランジパネルの特性圧縮強度 $\sigma_{p,ult}$ は適当な降伏応力とパネル縦横比 ℓ/B に対して図10.1から決定するものとする。

ここで

B = ウェブ中心線間またはウェブと縁補剛部材との間のフランジパネルの幅

ℓ = 12節の要求事項に従う横フレーム間またはこのような横フレームとダイヤフラムとの間の間隔

t_f = フランジ板厚

箱げた幅内に含まれるフランジにおいてまた面内曲げを受けているフランジの全てのパネルに対して、最大応力作用端から $B/2$ または $\ell/2$ のうち小さい方の距離で計算した崩壊係数倍した荷重下で総断面に作用する平均縦方向圧縮応力 σ_1 は r_{mc} で除した特性強度を越えてはならない。フランジ軸内に2個以上の補剛されていないパネルを含みまた面内曲げを受けないフランジにおいては、そのパネルの最大応力作用端から $B/2$

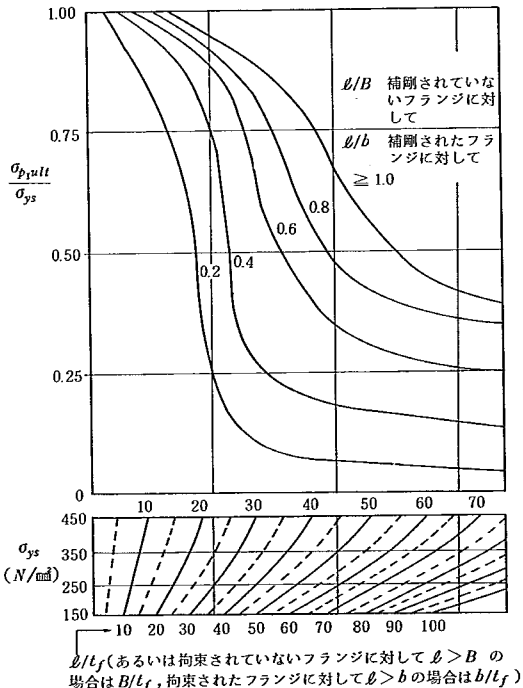


図10.1. 特性圧縮強度 — フランジ板パネル

または $\ell/2$ のうち小さい方の距離における断面の縦方向力は崩壊係数倍した荷重のもとでその断面内の n 個のパネルを横切って合計した

$$\frac{\sum \sigma_{p1ultn} A_{fn}}{T_{mc}}$$

を越えてはならない。

ここで σ_{p1ultn} = パネル n の特性強度

A_{fn} = 有効フランジ内のパネル n の横断面の総断面積

さらに BS 153 Part 4 の 2.1.2 条による孔引除後の総フランジ断面積に任意断面で作用する平均応力は

$$\frac{\sigma_{ys}}{T_{mc}}$$

を越えてはならない。

対称突合せ溶接以外の溶接によってつくられるパネル内の任意の横方向継手においては平均縦方向圧縮応力 σ_1 は

$$\frac{\xi \sigma_{p1ult}}{T_{mc}}$$

を越えてはならない。

ここで σ_{p1ult} = 図 10.1 から決定されるように継手を含む板の特性圧縮強度

ξ = 図 10.2 から得られる継手における強度能率

- b. さらに、補剛されていない圧縮フランジが、パネル内の曲げに抵抗するのに支点ダイヤフラムや荷重伝達横フレームと共同するよう設計されている場合は横方向部材との接合部における横方向応力 σ_1 は 11.2.4.a 条から導かれた有効幅についてまたは 12.1.4 条ないしは 12.2.4 条に従って横フレームに対して 11.2.4.a 条に従って崩壊係数倍した荷重下で計算しなければならない。全ねじりせん断応力とフランジとウェブとの境界における対称垂直荷重によるせん断応力の半分を組合せた σ_1 と σ_2 の最大同時発生値を使用して得られる横方向部材に隣接した、その結果生じる等価応力 σ_e は

$$\frac{\sigma_{ys}}{T_{mc}}$$

を越えてはならない。

- c. 特性引張強度は σ'_s と総フランジ断面積の積または $0.85 \sigma_{ut}$ と BS 153 Part 4 (1972) の 2.1.3 条による孔引除後の総フランジ断面積との積のうち小さい方をとるものとする。

有効降伏応力は次のようにとるものとする。

$$\sigma'_s = \sigma_{ys} \left\{ \frac{\bar{\sigma}_2}{2 \sigma_{ys}} + \sqrt{1 - \frac{3 \sigma_1^2}{4 \sigma_{ys}^2} - \frac{3 \tau_T^2}{\sigma_{ys}^2}} \right\}$$

ここで $\bar{\sigma}_2$ = 任意の横フレームまたはダイヤフラムとの接合部において (横部材のみと共同する板の有効幅内で), 11.2.4.a, 12.1.4 条または 12.2.4 条に従って計算した平均横方向面内応力 (圧縮を正)

水 平 軸

拘束されていないフランジ: $\ell / B > 1$ のとき ℓ / ℓ_f を B / ℓ_f で置き換える。

拘束されたフランジ: $\ell / b > 1$ のとき ℓ / ℓ_f を b / ℓ_f で置き換える。

ℓ / B 拘束されていないフランジに対して
 ℓ / b 拘束されたフランジに対して

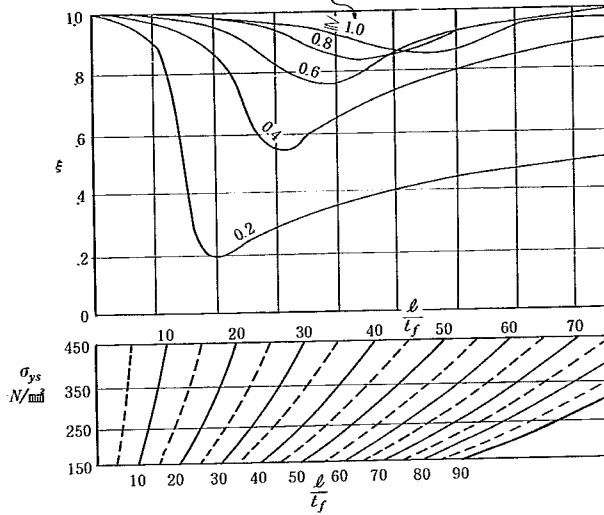


図 10.2 溶接強度能率

τ_T = 箱げたに同時に作用するトルクによるフランジのせん断応力

σ_{UT} = BS 4360 で規定された材料に対する最小極限引張強度

- d. 側面で曲っており、その曲率半径が40B以下のフランジにおいて 6.2.1.d 条に従って計算したパネル端からの距離 $B/2$ または $\ell/2$ のうち小さい方における平均応力 σ_m は引張においても圧縮においても

$$\frac{m_1 \sigma_{ys}}{\bar{\gamma}_{mc}}$$

を越えてはならない。

ここで m_1 = 図 10.3 から得られる係数

R_1 = 6.2.1.d 条で定義された有効半径

t_w = けたのウェブ厚

10.2.2 供用適性

供用不適性係数倍した荷重下で計算したフランジとウェブの境界における最大等価応力は

$$\frac{\sigma_{ys}}{\bar{\gamma}_{ms}}$$

を越えてはならない。

補剛されていないフランジが供用中または架設中に面外荷重を伝達しなければならない場合は、そのフランジは供用不適係数倍した荷重下で同時に生ずる面内応力と組合せた最大面外曲げ応力が

$$\frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{mc}}$$

を越える等価応力を生じないように設計すべきである。

同時発生する平均縦方向応力 σ_1 の影響を無視して計算した曲げ応力は係数

$$\left(\frac{1}{1 - \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}}} \right)$$

により増大しなければならない。ここで σ_1 は圧縮を正とし、また板の限界座屈応力 σ_{cr1} は

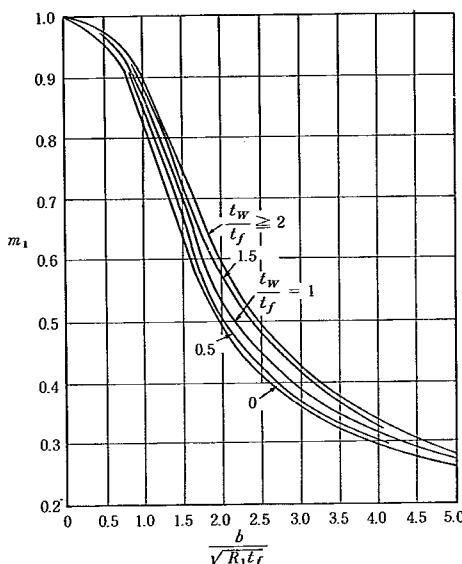


図10.3 曲げフランジ 崩壊時の許容平均フランジ応力に対する係数 m_1

$$\sigma_{cr1} = 750 \times 10^3 \left(\frac{t_f}{B} \right)^2 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \ell > B \text{ に対して}$$

$$= 175 \times 10^3 \left(\frac{t_f}{B} \right)^2 \left(\frac{B^2}{\ell^2} + \frac{\ell^2}{B^2} + 2 \right) \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \ell < B \text{ に対して}$$

曲率半径が40B未満の補剛されていないフランジは横方向荷重を受けないならば供用適性に対し照査する必要はない。

10.3. 補剛されたフランジ板

10.3.1. 圧縮強度

a. はば等しい間隔で片側に配置された内部縦方向補剛材をもち、平面に製作されるフランジパネルに対する特性圧縮強度 σ_{suit} は表10.1 a および表10.1 b に与えられ、下記のように修正した基本強度 σ_c から得るものとする。槽状補剛材は平鋼または山形鋼の組 (pair) として扱い、ねじり座屈の照査は省略する。各パネルの基本強度は板の破壊または突出補剛材の破壊の何れかの基準に対して決定するものとし、下限特性強度は仮定する。次のパラメーターは基本強度の適当な値を選ぶために使用すべきである。

ℓ = 12節の要求事項に従う横フレーム間、またはそのような横フレームとダイヤフラムとの間の補剛材の長さ。

N = 隣接ウェブ間のフランジパネルの縦方向補剛材の数 (または一番外側のウェブから突出したパネルに対して表示された関連最大値)

表 10.1.a

$\frac{\sigma_u}{\sigma_{yp}}$ (板 の 破 壊)																										
$\left(\frac{b}{r_{12}}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$	$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					$\frac{A_2}{b t_f + \frac{b t_c}{m}}$
	または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					
	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100	10	
10	.98	.93	.75	.61	.49	.43	.98	.91	.78	.64	.61	.46	.99	.92	.82	.68	.61	.49								
30	.97	.88	.72	.53	.42	.36	.97	.90	.75	.57	.45	.42	.97	.91	.79	.59	.48	.46								
60	.97	.86	.70	.51	.38	.35	.94	.85	.71	.65	.42	.41	.92	.85	.74	.56	.45	.45								
90	.97	.86	.67	.48	.35	.32	.94	.71	.56	.46	.37	.37	.71	.58	.53	.45	.38	.38	.65	.57						
150	.97	.85	.67	.48	.32	.28	.93	.62	.33	.24	.20	.19	.48	.24	.19	.18	.18	.18	.27	.22						
10	.97	.85	.68	.52	.43	.40	.97	.87	.71	.56	.46	.46	.98	.90	.74	.58	.49	.49								
30	.95	.83	.67	.51	.42	.40	.95	.85	.70	.55	.45	.45	.96	.88	.73	.57	.48	.48								
60	.95	.81	.64	.49	.40	.38	.92	.81	.67	.53	.43	.43	.90	.83	.70	.54	.46	.46								
90	.95	.81	.62	.47	.37	.36	.92	.75	.61	.49	.40	.40	.81	.72	.62	.50	.42	.42	.79	.71						
150	.95	.81	.62	.47	.34	.31	.92	.71	.48	.35	.29	.27	.65	.38	.34	.28	.26	.26	.40	.35						
10	.96	.82	.65	.54	.44	.43	.97	.85	.69	.57	.47	.47	.97	.87	.72	.58	.50	.50								
30	.94	.81	.64	.52	.43	.42	.94	.83	.67	.55	.46	.46	.95	.85	.70	.56	.49	.48								
60	.94	.78	.61	.49	.41	.40	.91	.78	.64	.52	.44	.44	.89	.81	.67	.53	.46	.46								
90	.94	.78	.59	.47	.38	.37	.91	.72	.59	.48	.41	.41	.80	.71	.61	.49	.42	.42	.78	.71						
150	.94	.78	.59	.47	.35	.33	.91	.70	.49	.37	.31	.29	.68	.41	.36	.31	.28	.28	.43	.37						
N = 1					N = 3					N = 9					N = 19											

表 10.1.b

$\frac{\sigma_u}{\sigma_{yo}}$ (突 出 部 の 破 壊)																										
$\left(\frac{b}{r_{12}}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$	$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					$\frac{A_2}{(bt_f + \frac{b t_c}{\pi})}$
	または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$					または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					
	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100	10	
10	1.0	.99	.96	.84	.70	.66	1.0	.99	.97	.89	.79	.72	1.0	.98	.96	.89	.82	.76								
30	.96	.93	.90	.75	.64	.59	.97	.93	.90	.80	.70	.66	.96	.92	.89	.80	.73	.72								
60	.96	.83	.78	.67	.57	.52	.88	.79	.75	.69	.63	.58	.85	.76	.74	.69	.63	.61	.78	.73						0.2
90	.96	.83	.67	.56	.45	.40	.88	.60	.51	.48	.44	.41	.63	.50	.47	.46	.43	.41	.54	.48						
150	.96	.80	.67	.56	.34	.30	.83	.48	.30	.23	.20	.19	.41	.22	.20	.19	.18	.18	.25	.20						
10	1.0	1.0	.99	.82	.74	.72	1.0	1.0	1.0	.89	.80	.78	1.0	1.0	1.0	.89	.83	.83								
30	.99	.99	.96	.80	.73	.71	1.0	1.0	.98	.88	.77	.76	1.0	1.0	.97	.87	.81	.80								
60	.99	.94	.92	.78	.70	.67	1.0	.96	.94	.84	.78	.73	1.0	.96	.92	.83	.77	.76	.94	.89						0.6
90	.99	.94	.88	.73	.64	.59	1.0	.88	.83	.72	.67	.64	.90	.83	.76	.70	.65	.62	.81	.74						
150	.99	.94	.88	.73	.52	.45	1.0	.75	.54	.42	.37	.33	.67	.38	.35	.34	.33	.30	.40	.34						
10	1.0	1.0	.98	.88	.81	.79	1.0	1.0	1.0	.94	.89	.89	1.0	1.0	1.0	.93	.87	.87								
30	1.0	.99	.95	.86	.79	.78	1.0	1.0	.98	.92	.87	.87	1.0	1.0	1.0	.91	.86	.86								
60	1.0	.96	.93	.84	.77	.75	1.0	.98	.95	.90	.84	.84	1.0	1.0	.97	.88	.82	.82	.99	.93						1.0
90	1.0	.96	.89	.80	.72	.68	1.0	.96	.91	.81	.76	.73	1.0	.95	.88	.77	.73	.70	.92	.82						
150	1.0	.96	.89	.80	.60	.54	1.0	.83	.65	.51	.44	.36	.70	.42	.40	.39	.38	.35	.46	.39						
	N = 1					N = 3					N = 9					N = 19										

A_s = 縦方向補剛材の総断面積

b = 補剛材の脚の中心の内側断面とフランジ中央面との間、またはそのような内側断面とウェブとフランジの接合部の中心との間の板の幅の最大

t_f = フランジ板厚

t_c = 合成フランジのコンクリート厚

m = 合成フランジにおけるコンクリートの弾性係数比 (Modular ratio)

r_{sx} = 補剛材断面自身の板に平行な同心軸 ($x-x$) に関する回転半径

$\sigma'_{ys0} = \sigma_{yr}$ または $K_O \sigma_{ys} \left[1.05 - \frac{\sigma_{RS}}{\sigma_{ys}} \right]$ のうち小さい方

$\sigma'_{ysp} = K_P \sigma_{ys} \left[1 - \frac{(\sigma_{Reff} - \sigma'_{keff})}{\sigma_{ys}} \right]$

σ_{Reff} = 7.4条に従って計算した補剛材取付溶接による残留応力の有効値

σ'_{Reff} = σ_{RS} を $0.05 \sigma_{ys}$ としたときの σ_{Reff} の値

σ_{RS} = 補剛材取付溶接による残留応力の値 (この値は各補剛材と共同する溶接断面の断面積が $0.003 (b t_f + A_s)$ を越えないなら $0.05 \sigma_{ys}$ に等しいと仮定してよい。)

$K_O = 1 - \left(5.0 - \frac{I_T}{I_S} \right) C_O$

$K_P = 1 - \left(5.0 - \frac{I_T}{I_S} \right) C_P$

ここで、 C_O と C_P は補剛材の断面および N の値に適當なものとして表10.2から導くべきである。

I_T = フランジ板との接触点に関する補剛材断面の断面2次モーメント

I_S = フランジ板に平行な図心軸に関する補剛材断面自身の断面2次モーメント

$\sigma_{yr} = \sigma_{yT_1} + \sigma_{yT_2}$ で使用補剛材断面に対応するねじり座屈制限応力である。 σ_{yT_1} の値は図10.4～図10.7に与えられている。

ここで

t_s = 補剛材のウェブ厚

d = 最縁から板表面までの補剛材の幅

b_c = パルプまたはパルププレートの幅

r_y = パルププレートまたはT形鋼 (tee) に対しては板に直角な軸、また山形鋼に対しては主軸に関してとった補剛材の最小回転半径

$\sigma_{yT_2} = 50 \frac{(10 t_s)^3}{A_s d} \quad \text{N/mm}^2$

無次元パラメーターおよび補剛材数の中間値に対しては直線内挿法を使用するものとする。

$N > 9$ に対しては次の場合を除いて $N = 9$ に対する値をとるものとする。

$\left(\frac{b}{t_f} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}} \leq 25$ かつ $\left(\frac{b}{r_{sx}} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}} \geq 90$

これに対して表は $N = 19$ まで適用する。

表 10. 2

$\left(\frac{L}{r_{xx}}\right)\sqrt{\frac{C_{95}}{355}}$	C_F				C_0				$\frac{A_1}{\left(b t_f + \frac{b t_c}{m}\right)}$
	$\frac{I_x}{I_s}$	$\frac{I_x}{I_s}$	$\frac{I_x}{I_s}$	$\frac{I_x}{I_s}$	$\frac{I_x}{I_s}$	$\frac{I_x}{I_s}$	$\frac{I_x}{I_s}$	$\frac{I_x}{I_s}$	
	$< 5 \geq 5$	$< 5 \geq 5$	$< 5 \geq 5$	$< 5 \geq 5$	$< 5 \geq 5$	$< 5 \geq 5$	$< 5 \geq 5$	$< 5 \geq 5$	
10	.003 .002	.007 .004	.014 .007	.019 .010	.006 .003	.015 .007	.028 .014	.037 .019	0.2
30	.009 .005	.022 .011	.042 .021	.056 .028	.018 .009	.044 .022	.085 .042	.113 .056	
60	.018 .009	.044 .022	.085 .043	.113 .057	.036 .018	.087 .044	.170 .085	.226 .113	
90	.027 .014	.066 .033	.127 .064	.169 .085	.053 .027	.131 .066	.255 .127	.338 .169	
150	.045 .023	.109 .055	.212 .106	.282 .141	.089 .045	.218 .109	.424 .212	.564 .282	
10	.002 .001	.005 .003	.010 .005	.013 .007	.004 .002	.010 .005	.020 .010	.026 .013	0.6
30	.006 .003	.015 .008	.030 .015	.039 .020	.012 .006	.030 .015	.059 .030	.078 .039	
60	.012 .006	.030 .015	.059 .030	.079 .040	.025 .012	.061 .030	.118 .059	.157 .079	
90	.019 .009	.046 .023	.089 .045	.118 .059	.037 .019	.091 .046	.177 .089	.235 .118	
150	.031 .015	.076 .038	.148 .074	.196 .098	.062 .031	.152 .076	.296 .148	.392 .196	
10	.001 .001	.004 .002	.008 .004	.011 .005	.003 .001	.008 .004	.017 .008	.022 .011	1.0
30	.005 .003	.013 .006	.025 .013	.033 .017	.010 .005	.025 .013	.050 .025	.066 .033	
60	.011 .005	.025 .013	.050 .025	.066 .033	.021 .011	.051 .025	.099 .050	.132 .066	
90	.016 .008	.039 .020	.074 .037	.099 .050	.031 .016	.077 .039	.149 .074	.198 .098	
150	.026 .013	.064 .032	.124 .062	.165 .083	.052 .026	.128 .064	.248 .124	.330 .165	
N	1	3	9	19	1	3	9	19	N

フランジのせん断応力の影響を考慮するため板の破壊に対する特性圧縮強度は $K_{su}\sigma_u$ をとるものとする。

$$\text{ここで } K_{su} = 1 - \left(\frac{\tau}{\sigma_{ys}}\right)^2$$

ここで τ は崩壊係数倍した荷重に対して計算したウェブ接合部におけるフランジパネルの同時発生最大せん断応力である。

突出部の破壊に対する特性強度は基本強度をとるものとする。

対のウェブ間に含まれるフランジにおいてまた面内曲げを受ける全てのフランジに対して、崩壊係数倍した荷重下で計算した最大応力作用端からの長さの 1/3 の断面におけるフランジパネルの総断面に作用する平均圧縮応力は

$$\left(\frac{\sigma_{suff}}{\gamma_{mc}}\right) - \sigma_{rb}$$

を越えてはならない。

ここで σ_{rb} = 補剛材取付溶接以外の溶接による縦方向残留応力

幅内に 2 個以上の補剛されたパネルを含みまた考慮した荷重組合せ下で面内曲げを受けないフランジにおいては、任意パネルの最大応力作用端からパネル長の 1/3 の断面における縦方向圧縮力はその断面内の n 個のパネルを横切って合計した崩壊係数倍した荷重下で

$$\sum \left(\frac{\sigma_{suffn}}{\gamma_{mc}} - \sigma_{rbn} \right) A_{fn}$$

を越えてはならない。

ここで σ_{suffn} = パネル n の特性強度

σ_{rbn} = パネル n における補剛材取付溶接以外の溶接による縦方向残留応力

A_{fn} = フランジパネル n の横断面の総断面積

さらに、任意パネルの最大応力作用端から距離 $b/2$ における平均圧縮応力は

$$\frac{\sigma_{yT}}{f_m} \quad \text{または} \quad \frac{K_{su} \sigma_{pullt}}{f_{mc}}$$

のうち小さい方を越えてはならない。

ここで σ_{pullt} = 図10.1 から得られる補剛材間の板パネルの特性圧縮強度

B S 153 Part 4 の 2.1.2 条により孔引除後の任意断面における総断面積に作用する平均圧縮応力は

$$\frac{\sigma_{ys}}{f_{mc}}$$

を越えてはならない。

対称突合せ溶接以外の溶接によって作られる補剛されたパネル内の任意の横方向継手は図10.2 に

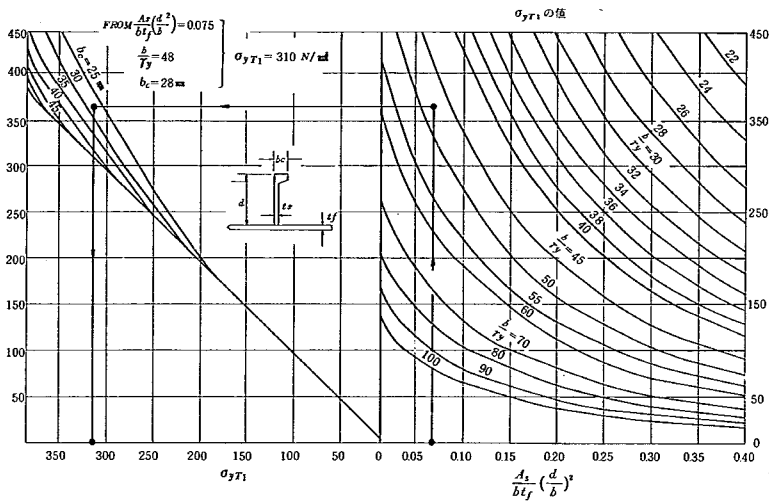


図 10.4. ねじり座屈 — パルププレート

与えられる能率係数 (efficiency factor) ϵ を乗じた板の破壊特性強度をもって上記手順によって照査しなければならない。

- b. 補剛された圧縮フランジが、面内のモーメントを伝達するのに支点ダイアフラムや荷重伝達横フレームと共同すると仮定する場合は、横方向部材の各側のフランジパネルは次のように設計しなければならない。

崩壊係数倍した荷重下で横方向部材との接合部における平均横方向面内応力 $\bar{\sigma}_2$ は 11.2.4 a 条または 12.1.4 条に従って計算しなければならない。

表 10.3

$$\sigma_2 > 0.5 \sigma_1 \frac{b}{\ell f}$$

のときは横部材と共同する有効フランジ幅にわたって b を越えない中心位置に断面 2 次モーメントが $4 b \ell_f^3$ 以上の補剛材を追加して配置しなければならない。

ここで f は表 10.3 で与えられる係数であり、ここで W は横部材と共同するフランジパネルの部分の平均幅である。

横方向部材から距離 $b/2$ の位置における平均縦方向直応力

σ_1 は

W/b	$\ell \geq b$ のとき	f
W/ℓ	$\ell < b$ のとき	
	0.2	0.05
	0.3	0.17
	0.4	0.30
	0.5	0.50
	0.6	0.70
	0.7	0.83
	0.8	0.95
	1.0	1.0
	> 1.0	1.0

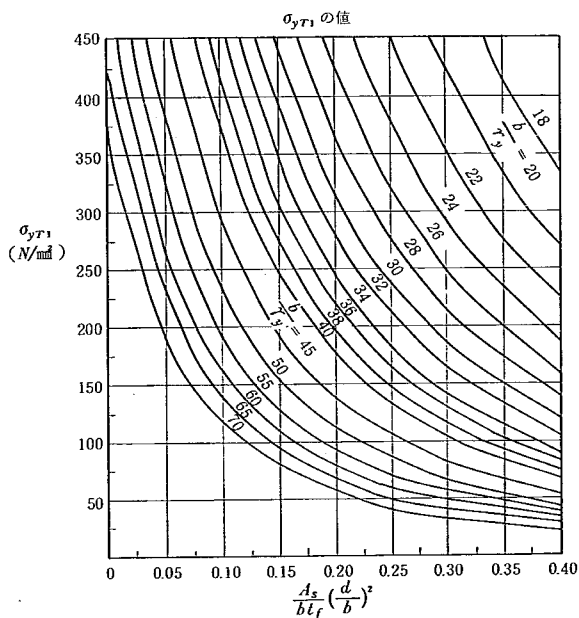


図 10.5. ねじり座屈 — 山形鋼

$$\frac{\sigma_{yT}}{t_{mc}} \text{ または } \frac{K_{su} \sigma_{pult}}{t_{mc}}$$

のうち小さい方を越えてはならない。

ここで σ_{pult} = 有効比 $\frac{b}{t_f}$ を $\frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_1 + f \sigma_2}{\sigma_1}}$ として図10.1から得られる補剛材間の板パネルの特性圧縮強度

このようなパネルはこの他に10.3.1.a条の要求事項に従わなければならない。

- c. 6.2.1.d条に従って計算した曲率半径が25 δ 以下の側面で曲った補剛されたフランジの板の崩壊係数倍した荷重下の最大平均応力 σ_f は引張、圧縮の両方において

$$\frac{m_1 \sigma_{ys}}{t_{mc}}$$

の応力を越えてはならない。ここで m_1 は R_1 が6.2.1.d条で定義された有効半径であるとして図10.3から得られる。

箱げたのウェブと、2つのウェブ間の最初の縦方向補剛材との間にある板パネルに対しては比 t_w/t_f に対応する曲線を使用しなければならない。ここで t_w はウェブ厚である。それより内側の板パネルに対しては $t_w/t_f \geq 2$ の曲線を使用するものとする。2つのウェブ間にないすべての板パネルに対しては $t_w/t_f = 0$ の曲線を使用するものとする。

6.2.1.d条に従って計算した、補剛された曲りフランジの補剛材突出部における崩壊係数倍した

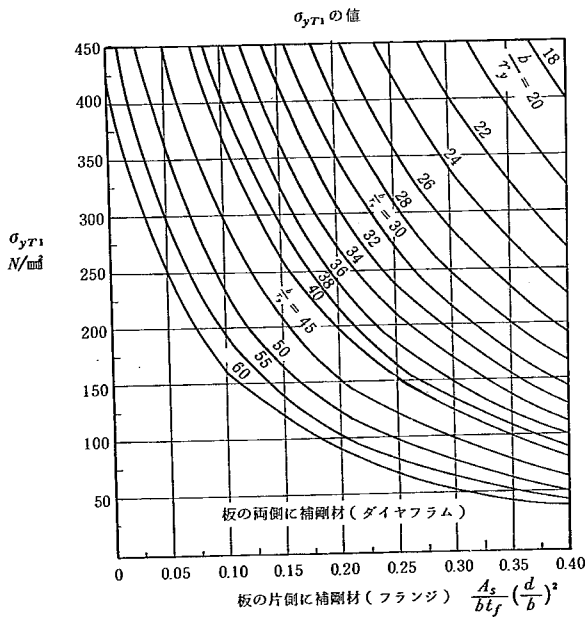


図 10.6. ねじり座屈 — T形鋼

荷重のもとでの最大応力 σ_s は引張においては $\frac{\sigma_{ys}}{l_{mc}}$ を、圧縮においては $\frac{\sigma_{ys}}{l_{mc}}$ および $\frac{\sigma_{yT}}{l_{mc}}$ のうちの小さい方を越えてはならない。ここで σ_{yT} は 10.3.1.a 条で与えられたねじり座屈制限応力である。補剛された曲りフランジの崩壊に関する残留応力の影響は無視してよい。

10.3.2 供用適性

圧縮を受ける補剛されたフランジパネルは 10.3.1.c 条に従うものを除いて供用適性に対して照査しなければならない。圧縮供用適性限界は次のようにとする。

$$\sigma_{sis} = K_{ss} \frac{\sigma_u}{l_{ms}}$$

ここで σ_u = 10.3.1 条から導かれる基本強度

$$K_{ss} = 1 - \left(\frac{b}{l_f} \right) \times 10^{-3} \quad \text{突出部破壊に対して}$$

$$= 1 - \left(\frac{N}{N+1} \right)^2 \left[3.5 \left(\frac{\tau}{\sigma_{ys}} \right)^3 + 0.25 \left(\frac{b}{l_f} \right)^3 \times 10^{-6} \right]$$

供用不適性係数倍された荷重下でウェブ接合部におけるフランジの最大せん断応力の値 τ に対応する板の破壊に対して

最大応力の作用している補剛材の線とその最大応力作用端からの距離 $l/3$ における供用不適性係数倍した荷重のもとで計算した縦方向フランジ応力は板と突出部の破壊に対する上記供用適性限界応

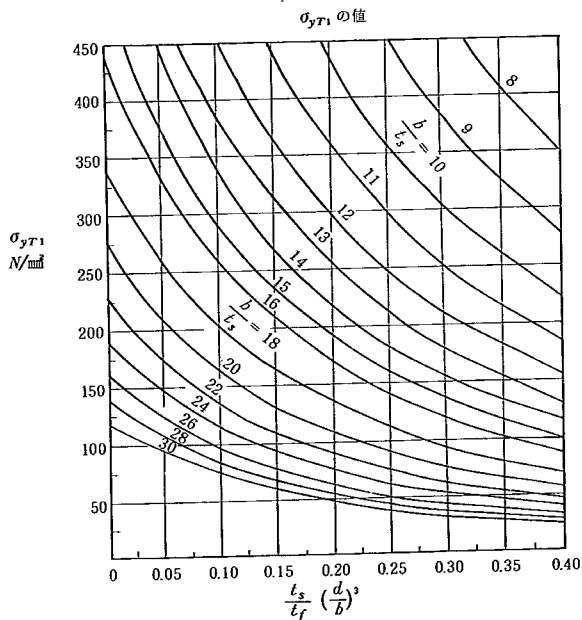


図 10.7. ねじり座屈 — 平鋼

力を越えてはならない。フランジとウェブの接合部のフランジ板の同時発生最大等価応力は最大応力作用端で

$$\frac{\sigma_{ys}}{f_{ms}}$$

を越えてはならない。

10.3.3. 引張強度および供用適性

補剛されたフランジパネルは σ'_{ys} と総横断面の積または $0.85 \sigma_{uT}$ と BS 153 Part 4 の 2.1.3 条による孔引除後のフランジ総断面積との積のうちの小さい方に等しい特性引張強度をもつものと仮定するものとする。ここで σ'_{ys} と σ_{uT} は 10.2.1.c 条で定義されたものである。

崩壊係数倍した荷重下において任意断面における平均フランジ引張応力は f_{mc} で除した特性強度を越えてはならない。

供用不適性係数倍した荷重下で計算した任意断面における最大縦方向引張フランジ応力は $\frac{\sigma'_{ys}}{f_{ms}}$ を越えてはならない。

10.3.4. 面外曲げと縦方向力を組合せた場合の強度

面外曲げと縦方向力を組合せた影響を受ける補剛された圧縮フランジの適性は次のように照査するものとする。

補剛されたフランジにおける曲げモーメント M_f は、供用不適性係数倍した荷重下において決定するものとし、最大縦方向曲げ応力は突出部と板においてそれぞれ次のように計算する。

$$\sigma_{bo} = \frac{M_f}{Z_O}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{M_f}{Z_P}$$

ここで Z_O 、 Z_P は $0.85 b$ に等しい板の共同幅をもつ補剛材の断面係数である。

応力は圧縮を正とする。

フランジの同時発生平均縦方向圧縮応力 σ_{is} は補剛材の線において次の何れをも越えてはならない。

$$a. \frac{K_{ss} \sigma_u}{f}$$

$$b. \frac{\sigma_{yT}}{f_{mc}} - \sigma_{bo}$$

$$c. \frac{\sigma_{ys}}{f_{ms}} - \sigma_{bo}$$

ここで

$K_{ss} = 10.3.2$ 条で与えられた板の破壊に対する値

$\sigma_u =$ 次の値を使用して 10.3.1 条から導かれる板の破壊に対する基本強度

$$\sigma'_{ysp} = K_P \left(\sigma_{ys} - \sigma_{bp} \left(\frac{\sigma_{cr1}^*}{\sigma_{cr1}^* - \sigma_{is}} \right) \right)$$

$\sigma_{cr1}^* =$ 表 10.4 から得られる補剛されたパネルに対する限界座屈応力

$$\gamma = \left(\frac{\text{横方向荷重下における板パネルの合計幅}}{\text{箱けたに対する有効フランジの合計幅}} \right) (\gamma_{mc} - \gamma_{ms}) + \gamma_{ms}$$

γ_{mc} = 崩壊条件に対する強度に関する部分係数

γ_{ms} = 供用不適性条件に対する強度に関する部分係数

σ_{yT} = 10.3.1 a 条から得られるねじり座屈制限応力

フランジが引張を受けているときは、引張平均縦方向応力は補剛材の線において

$$\frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{ms}} + \sigma_{bp} \quad \text{または} \quad \frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{ms}} + \sigma_{bo}$$

の何れも越えてはならない。

表 10.4. 圧縮フランジの限界応力

$\sigma_{cr1} (N/cm^2)$												
$\left(\frac{L}{r_{sx}}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$	$\left(\frac{b}{t_f}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$ または $\left(\frac{b}{t_c}\right) \sqrt{m}$						$\left(\frac{b}{t_f}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$ または $\left(\frac{b}{t_c}\right) \sqrt{m}$					
	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100
10	20850	17792	16973	16464	15599	14209	20093	17684	16294	15630	15274	15042
30	4556	2193	1961	1822	1622	1591	2502	1992	1884	1807	1699	1668
60	4556	1019	618	510	432	417	1143	541	494	461	432	417
90	4556	1220	479	309	232	201	1390	305	238	216	201	185
150	4556	1066	510	371	93	77	1158	263	124	93	80	73
10	31985	29344	28572	26394	22487	22317	31136	29221	28062	26333	24834	24665
30	7537	3583	3274	2981	2533	2502	3815	3290	3151	2934	2765	2749
60	7537	1822	1066	849	680	649	1884	900	814	745	702	688
90	7537	2070	896	541	371	324	2178	510	402	347	322	309
150	7537	1900	896	633	324	201	2008	510	232	154	129	119
10	34997	32649	32016	29777	24464	24340	34055	32495	31908	27506	27321	27321
30	8927	4047	3691	3274	2765	2734	4201	3660	3568	3228	3043	3027
60	8927	2224	1251	958	757	710	2239	1024	919	823	772	757
90	8927	2409	1112	649	432	371	2471	602	448	386	355	340
150	8927	2255	1081	726	417	247	2301	633	278	185	154	139
N = 1						N = 3						

表 10. 4 圧縮フランジの限界応力 (続き)

$\sigma_{cr}^* (N/mm^2)$												
$\left(\frac{L}{r_{xx}}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$	$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$ または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$						$\left(\frac{b}{t_f}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{355}}$ または $\left(\frac{b}{t_c}\right)\sqrt{m}$					
	10	25	40	55	75	100	10	25	40	55	75	100
10	19923	17653	16912	16433	15274	15043	19923	17653				
30	2239	1961	1884	1807	1699	1668	2239	1961				
60	587	499	471	452	432	417	587	499				
90	293	238	214	201	190	182	255	219				
150	185	95	82	77	72	67	100	80				
10	30981	29190	28217	26811	24834	24649	30981	29190				
30	3443	3243	3166	2981	2766	2734	3475	3243				
60	911	825	780	738	701	680	911	825				
90	463	378	351	333	316	305	392	362				
150	309	146	132	121	110	102	153	132				
10	33885	32479	31908	29669	27321	27336	33885	32479				
30	3799	3614	3552	3243	3043	3027	3799	3614				
60	988	920	860	810	760	750	988	920				
90	510	423	393	363	346	333	428	403				
150	355	161	147	136	128	119	168	147				
	$N = 9$						$N = 19$					

11. ダイアフラムの設計

11.1. 範 圖

設計に対する次の基準は板で作られた長方形の支点ダイヤモンドフラムと垂直に対して 30° 以下の傾斜した側面をもつ台形の支点ダイヤモンドフラムで、23.8.5 条に従ってダイヤモンドフラムの下に対称に置かれた 1 個または 2 個の支承上で支持されたものに適用する。

使用した名称と記号は図11.1(a)・(b)に示されている。関係条文は6.3.4条の規定にかなうよう要求された中間ダイヤフラムの設計に対しても適用する。諸規定は多箱構造を含む1室箱たにおいて降伏応力が 355 N/mm^2 を越えない補剛されたあるいは補剛されていないダイヤフラムに対してのみ適用するものとする。補剛されていないダイヤフラムとはその板が面外モーメントをとるよう追加される任意の補剛材とは無関係に全垂直反力に抵抗するよう設計してあるダイヤフラムと定義するものとする。

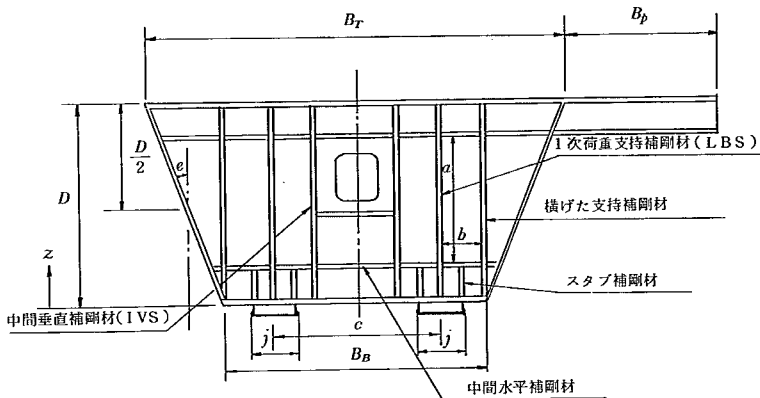
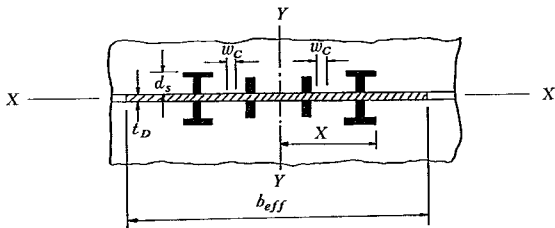


图 11.1(a)



I_x は支承の偏心による補剛材の応力 σ_{bn} の計算に使用する。
 I_y は中央支承上のトルク T による応力の計算に使用する。

☒ 11. 1(b)

11.2 応力分布

11.2.1 一般

ダイヤフラム内の合成応力の分布は次の手順によって計算してよい。

補剛されたダイヤフラムにおいては垂直荷重は板と荷重支持補剛材により共同して伝達されると仮定してよい。板の垂直応力は11.2.2 a 条によって計算するか、あるいは板は垂直応力を伝達しないと仮定してもよい。1次荷重支持補剛材は板からの助けなしに全反力を伝達するよう設計する。

11.2.2 垂直直応力

a. 板の応力 (plate stress)

(i) 補剛された支点ダイヤフラム

中間補剛材の有無に関係なく一様な厚さからなり2個の支承で支持された補剛された支点ダイヤフラムにおいては、垂直面内直応力 σ_1 は図 11.2(a)または図 11.2(b)に示されている板の有効幅 b_{eff} によって伝達されると仮定すべきである。下フランジからの高さ z における σ_1 の値は次のようにとる。

$$\sigma_1 = \frac{R_V (1 - z/D)}{\{ 0.75 \Sigma A_{sz} + (b_{eff} - \Sigma w_c) t_D \}}$$

ここで

Σw_c = 着目支承上の面での任意補剛材貫通用切り抜き部の幅の合計 (図11.1(b)参照)

t_D = 着目面におけるダイヤフラム厚

ΣA_{sz} = 着目面における有効幅内の荷重支持、スタブおよび中間などの各補剛材の合計横断面積

R_V = 係数倍した荷重下の支承上合計垂直反力から R_g を引いたもの

R_g = 支承上の荷重支持補剛材の頂部に作用する荷重

b_{eff} = 図11.2 に図示されたように垂直直応力を伝達するように考えた板の有効幅

D = ダイヤフラム厚

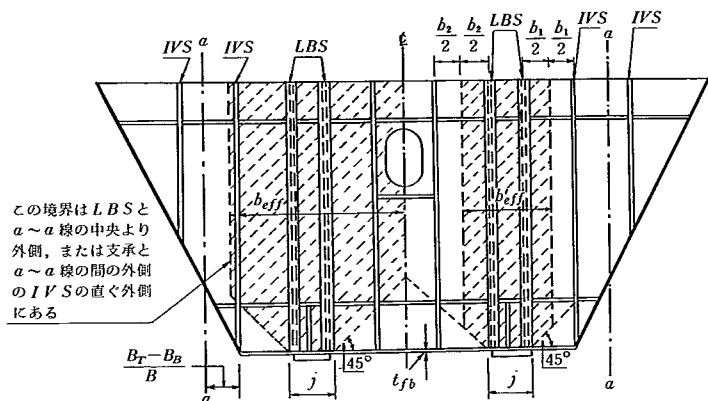
1個の中央にある支承によって支持され、1個の中央にある荷重支持補剛材を有する補剛されたダイヤフラムにおいては図11.2 に示される板の有効幅における垂直直応力は次のようにとる。

$$\sigma_1 = \frac{R_V (1 - z/D)}{\{ 0.75 \Sigma A_{sz} + (b_{eff} - \Sigma w_c) t_D \}} + \frac{T b_{eff}}{2 I_y}$$

ここで

T = 係数倍した荷重下でダイヤフラムに作用する下フランジの中央に関する同時発生トルク

I_y = 幅 b_{eff} 内の板に任意のスタブ補剛材を加えたものの断面2次モーメントで着目面における $y-y$ 軸に関するものをとる (図 11.1(b)参照)



板と中間補剛材の σ_1 を計算するための有効幅 b_{eff}

1次荷重支持補剛材の σ_{1s} を計算するための有効幅 b'_{eff}

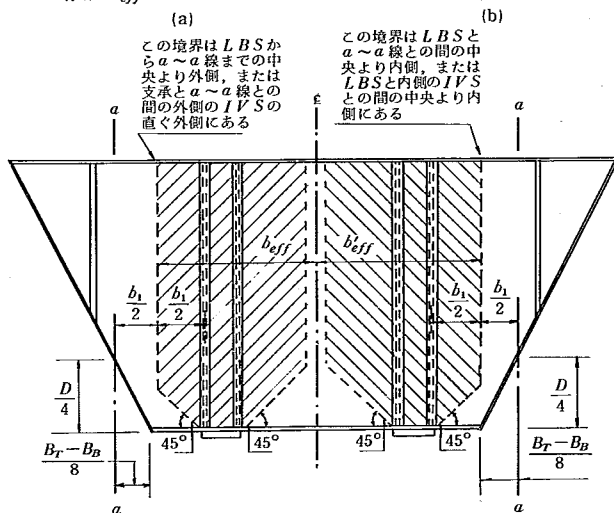


図 11.2

(ii) 補剛されていない支点ダイヤフラム

補剛されていないダイヤフラムの設計においては σ_1 の照査値は次のようにとる。

$$[\sigma_1] = \frac{1.15 R_V}{(j - \sum w_c) t_D} + \frac{Tj}{2 I'_y} \quad \text{1個の中央支承上のダイヤフラムに対して}$$

$$= \frac{1.15 R_V}{(j - \sum w_c) t_D} \quad \text{2個の支承上のダイヤフラムに対して}$$

ここで

$\sum w_c$ = 支承上の着目面における補剛材貫通用切り抜き部の幅の合計

I'_y = 切り抜き部を除き、幅 j のダイヤフラム板の $y-y$ 軸に関する断面 2 次モーメント
(図 11.3 参照)

j = 箱げたフランジ直下の支承または支承板の接触幅に $3 t_{fb}$ を加えたもの

t_{fb} = 下フランジ板厚

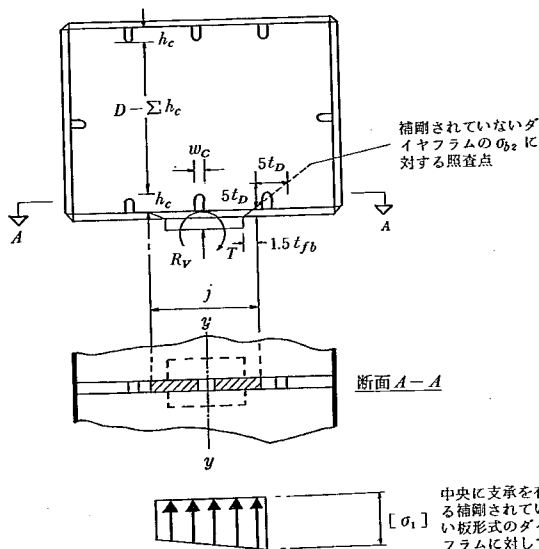


図 11.3

(iii) 中間ダイヤフラム

中間ダイヤフラムに作用する全ての垂直荷重は 11.3.4 条に従って横フレーム作用によって伝達するものとする。

b. 補剛材応力

(i) 荷重支持補剛材

一対の対称支承の一つの上にある垂直補剛材によって伝達すべき下フランジからの任意高さ z

における直応力は次のようにとるものとする。

$$\sigma_{1z} = \frac{R_V}{(K b'_{eff} t_D + \sum A_{sz})} \left(1 - \frac{z}{D} \right) + \frac{R_g}{\sum A_{sz}}$$

ここで b'_{eff} = 図11.2(c)または(d)に示されるように、1個の支承上の荷重支持補剛材群または中間補剛材と共同する板の合計幅

K = ダイアフラム板が垂直応力を伝達するよう設計されている場合は 0.65

K = ダイアフラム板が垂直応力を伝達するよう設計されていない場合は 0

対の荷重支持補剛材を1個の中央支承上に使用した場合は荷重支持補剛材における任意面の直応力は次のようにとるものとする。

$$\sigma_{1s} = \left\{ \frac{R_V}{(K b'_{eff} t_D + \sum A_{sz})} + \frac{T_x}{I_y} \right\} \left(1 - \frac{z}{D} \right) + \frac{R_g}{\sum A_{sz}}$$

ここで

I_y = 荷重支持補剛材断面とスタブ補剛材断面の $y-y$ 軸に関する着目面における断面2次モーメント (図 11.1(b)参照)

x = 支承中心から着目補剛材の外縁までの距離

(ii) 中間補剛材

中間垂直補剛材の直応力の参考値 $\bar{\sigma}$ はその有効長の中央 1/3 間での σ_1 (11.2.2 a.(i)条に従って計算した)の平均値をとるものとする。局部的に作用する床荷重 R_{cg} による垂直応力は補剛材の頂部における最大から下端部における零まで直線的に変化すると仮定し、また σ_1 に加算するものとする。

(iii) 床荷重を伝達する補剛材

床荷重を受ける横げたまたは床版の部分を支持するために使用する補剛材はダイアフラム板からの援助なしに横げたまたは床版からの全垂直荷重を伝達するよう設計するものとする。図11.14(b)のように横げたが補剛材から突出している場合は、横げたに作用する床荷重による垂直反力 R_{cg} は図 11.14(b)の仮想拘束点で拘束された横げたと仮定して計算するものとする。

11.2.3. 面外曲げ応力

荷重支持補剛材の突出部の任意面における面外曲げ応力 σ_{bn} は次のようにとるものとする。

$$\sigma_{bn} = \left[1 - \frac{z}{D} \right] \frac{(R_V + R_g) e}{\sum I_x} \left(d_s + \frac{t_D}{2} \right)$$

ここで

$\sum I_x$ = 支承上のスタブ補剛材と荷重支持補剛材の、ダイアフラム面におけるそれらの $x-x$ 軸に関する着目面での断面2次モーメント (図 11.1(b)参照)

d_s = ダイアフラムの表面から補剛材の最縁までの距離

$$e = (e_n + e_1) + \frac{R_h V}{R_V + R_g}$$

e_n = 4.7.1条で定義された付加偏心

e_1 = 応力および温度の作用下における構造物の移動によるダイアフラムに対する支承の相対

移動に任意の故意の偏心を加えたもの

R_h = 1個の支承に作用する支間方向の全水平反力

V = R_h の作用線と箱げたの下フランジの図心の間の垂直距離

任意面における荷重支持補剛材の適性を照査するのに使用すべき応力の照査値 (σ_{1s}) は次のようにとるものとする。

$$[\sigma_{1s}] = \sigma_{1s} + \sigma_{bn}$$

11.2.4. 水平方向応力

a. 板の応力 (plate stress)

補剛されたダイアフラムまたは補剛されていないダイアフラムの水平面内曲げ応力 σ_{bz} は面の曲げ理論 (plane bending theory) によって導いてよい。箱げたのフランジの任意面における面内曲げ応力は次のように計算すべきである。

ウェブ中心からの距離 S の任意断面における有効モーメントは図11.4を参照することにより次のようにして得るものとする。

$$M = QS_1 + (F_1 + P_1 - F_{1p})y_T + (F_2 - P_2)y_B + Q\left(y_B - \frac{D}{2}\right)\left(\frac{B_T - B_B}{2D}\right)$$

ここで

S_1 は対の支承に対しては S または $\left(\frac{B_T + B_B}{4} - \frac{C}{2}\right)$ のうち小さい方 (図 11.5(a))

また 1 枚の中央支承に対しては S または $\left(\frac{B_T + B_B}{4} - \frac{l}{4}\right)$ のうち小さい方 (図 11.5

(b))

C = 支承中心間の距離

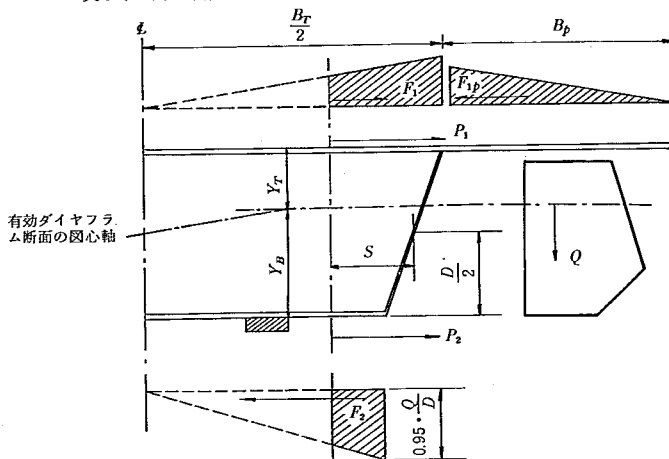


図 11.4.

$$F_1 = 0.95 \left\{ \frac{A_{ft}}{A_{ft} + 2 A_{fp}} \right\} \frac{Q_V}{D} \left\{ \left\{ S + \frac{(B_T - B_B)}{4} \right\} \left\{ 1 - \frac{1}{B_T} \left(S + \frac{(B_T - B_B)}{4} \right) \right\} \right\} + \frac{Q_T}{D} \left\{ S + \frac{(B_T - B_B)}{4} \right\}$$

= 図 11.4 のせん断流分布のハッチを施した部分の面積

$$F_{1p} = 0.95 \left\{ \frac{A_{fp}}{A_{ft} + 2 A_{fp}} \right\} \frac{Q_V}{D} B_p$$

A_{ft} = すべての縦方向補剛材を含むウェブ間の上フランジの横断面積

A_{fp} = すべての縦方向補剛材を含むウェブからの上フランジ突出部の横断面積

$$F_2 = 0.95 \frac{Q_V}{D} \left\{ \left\{ S - \frac{(B_T - B_B)}{4} \right\} \left\{ 1 - \frac{1}{B_B} \left(S - \frac{(B_T - B_B)}{4} \right) \right\} \right\} + \frac{Q_T}{D} \left\{ S - \frac{(B_T - B_B)}{4} \right\}$$

Q = ウェブからダイヤフラムに伝達されると考えるべき合計垂直せん断力 = $Q_V + Q_T$

$$Q_V = \frac{\sum R_V}{2}$$

$\sum R_V$ = ダイヤフラムに作用する垂直反力から荷重支持補剛材の頂部に伝達される床荷重を差引いたもの。

$$Q_T = \frac{T}{(B_T + B_B)}$$

$$P_1 = t_{ft} \frac{(B_T + 2 B_p)}{n} \sigma_{2eff} \left[\frac{\sum W_T t_{ft} + \frac{B_T}{6} t_{DT}^*}{\frac{(B_T + 2 B_p)}{n} t_{ft} + \frac{B_T t_{DT}^*}{6}} \right]$$

$$P_2 = \frac{3 t_{fb} B_B}{4 n} \sigma_{2eff} \left[\frac{\sum W_B t_{fb} + \frac{B_B}{6} t_{DB}^*}{\frac{B_B t_{fb}}{n} + \frac{B_B t_{DB}^*}{6}} \right]$$

t_{ft} = 上フランジ板厚

t_{fb} = 下フランジ板厚

$$t_{DT}^*, t_{DB}^* = \frac{6 \times (\text{ダイヤフラム板のフランジ接合部から高さ } B/6 \text{ 以内の体積} + \text{水平補剛材})}{B^2}$$

ここで

$B = B_T$ P_1 に対して

$= B_B$ P_2 に対して

B_p = ウェブ中心線からの任意のフランジ突出部の幅

B_T = ウェブ中心線間の上フランジ幅

B_B = ウェブ中心線間の下フランジ幅

$$\sigma_2 = \frac{Q}{\Sigma A} \frac{(B_T - B_B)}{2D}$$

ここで

ΣA = 水平補剛材と、フランジが関係する場合の有効フランジ断面積とを含むダイヤフラムの垂直断面の合計断面積

補剛されていないダイヤフラムの設計においては σ_2 の照査値は次のようにとるものとする。

$$[\sigma_2] = [\sigma_{b2}] + \sigma_2 + \sigma_{R2}$$

ただし $r \leq 0.2$ (図11.6 参照) の長方形ダイヤフラムに対しては $[\sigma_2] = 0$ とする。

ここで

$[\sigma_{b2}]$ = 図11.3 に示された照査点に対応する σ_{b2} の値

$[\sigma_{R2}]$ = 水平方向の残留応力

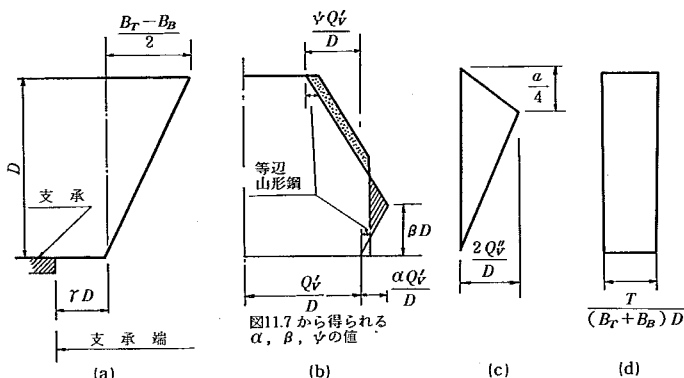


図11.6 ウェブとダイヤフラムの境界のせん断流分布

b. 補 剛 材

荷重支持補剛材の適性照査に使用すべき応力の照査値 $[\sigma_{2s}]$ は次のようにとるものとする。

$$[\sigma_{2s}] = [\sigma_2] + \frac{(\sigma_{b2B} + \sigma_{b2T})}{2} + \frac{(\sigma_{b2B} - \sigma_{b2T})}{12}$$

ここで σ_{b2B} と σ_{b2T} はそれぞれ下フランジ面と上フランジ面における σ_{b2} の値である (圧縮を正)

水平補剛材に対する照査直応力 $[\sigma]$ は上記手順で計算したその有効長の中央 1/3 の平均をとるものとする。

11.2.5. せん断応力

補剛されたダイヤフラムおよび補剛されていないダイヤフラムの両方においてダイヤフラムとウェブの境界に沿うせん断流の分布は支承位置変化に対するせん断流変化の与えられている図11.6と図11.7から決定するものとする。

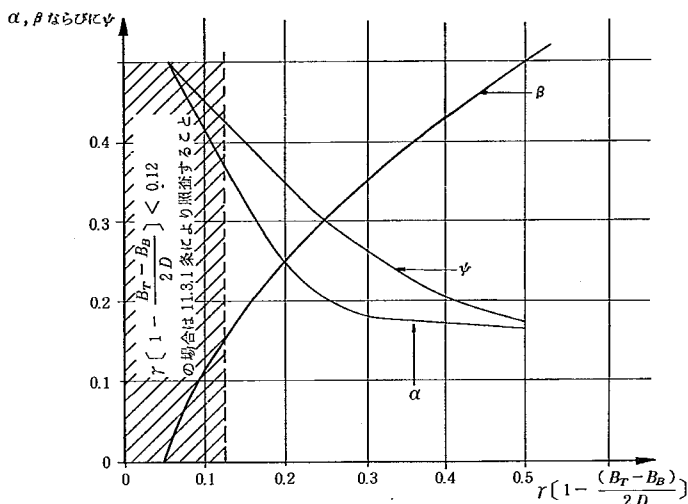


図 11.7. $r \left[1 - \frac{(B_T - B_B)}{2D} \right]$ による α , β , ψ の変化

ダイアフラムに隣接する任意のウェブパネルを面内変形に対して拘束されているとして設計する場合は、仮定すべき垂直せん断によるせん断流分布は図 11.6(b) および図 11.7 に示されているものである。ねじりが存在する場合はこれは図 11.6(b) の分布と組合せるものとする。

ダイアフラムに隣接する任意のウェブパネルが拘束された境界を仮定して設計する場合は、仮定すべき垂直せん断によるせん断流分布は中間支点ダイアフラムの各側のウェブに対しそれぞれ別に決定した図 11.6(b) と図 11.6(c) に与えられるものの組合せでなければならない。

ここで

$$Q\tau = \Sigma (\tau_{ult})_u D t_w \text{ または } \Sigma \tau D t_w \text{ の小さい方}$$

$$Q\tau = \Sigma (\tau - (\tau_{ult})_u) D t_w \text{ ただし零以上}$$

a = ダイアフラムと隣接ウェブ垂直補剛材との間の距離

τ = 隣接ウェブパネルに対する崩壊係数倍した平均せん断応力

$(\tau_{ult})_u$ = 同じ材料と特性からなる拘束されていないウェブに対する特性せん断強度 (9.4 条参照)

t_w = 隣接ウェブ板厚

Σ はダイアフラムの両側のパネルに対する合計を示す。

ねじりが存在する場合は図 11.6(d) で与えられる分布をさらに加えるものとする。

この分布はウェブと補剛されていないダイアフラムにおける支承の外縁または補剛されたダイアフ

ラムにおける外側の荷重支持補剛材との間のパネルを通して作用すると仮定するものとする。

支承間のパネルに対してはせん断流は一樣とし、かつ次に等しくとるものとする。

$$\left\{ \frac{\Sigma R_V}{8D} - \frac{T}{(B_T + B_B)D} + \frac{T}{CD} \right\}$$

隣接ウェブの設計においてその下側のパネルからのせん断応力の再分配が用意されている場合はウェブとダイヤフラムの接合部上のせん断流の再分配は、図 11.6(b) でハッチを施して示された断面積にそのように再分配された合計せん断力をそのように影響を受けるパネルより上の接合部の部分全体に一樣に分布する（点々で示されている）と仮定して、適当に調整するものとする。

支承上のパネルに対してはせん断流は支承上の最遠の荷重支持補剛材からのせん断流の平均をとるものとする。

ウェブとダイヤフラムの境界付近に補剛材貫通用切り抜き部が存在する場合は、切り抜き部を通して断面に作用する有効せん断流は上記のように $\frac{D}{(D - \Sigma w_c)}$ を乗じて計算したせん断流をとるものとする。

ここで Σw_c = 箱げたの高さにわたっての切出部の幅の合計

同様に、フランジ補剛材貫通用切り抜き部がある場合は、切り抜き部を通して断面を横切るせん断流は $\frac{D}{(D - \Sigma h_c)}$ を乗ずるものとする。

ここで Σh_c = ダイヤフラムの頂部と底部における切り抜き部の高さの合計（図 11.3 参照）

補剛されていない板ダイヤフラムに対するせん断応力の照査値 τ は図 11.6 から決定されるウェブとダイヤフラムの境界上の最大せん断応力をとるものとする。

変形ねじりに抵抗するために使用する中間ダイヤフラムにおけるせん断流は一樣でかつ 6.3.4.b(IV) 条から導かれた変形ねじりせん断流に等しいと仮定するものとする。

11.2.6. 照査等価応力

板パネルの適性を決定するための等価応力の照査値 $(\sigma_e)_c$ と $(\sigma_e)_t$ は各パネルの圧縮域と引張域のそれぞれに対して決定すべきである。

ここで $(\sigma_e)_c$ = 板の部分における最大等価応力で、幅において境界部 $5td$ を除きまた σ_2 が引張で $-\sigma_2 > \sigma_1 + \tau$ になる区域を除く。

$(\sigma_e)_t = \sigma_2$ が引張で $-\sigma_2 > \sigma_1 + \tau$ となる板（幅において境界部 $5td$ を除く）の部分（もしあれば）における等価応力の最大値。

$10t_D$ 未満の高さ a または幅 b をもつ板パネルに対する照査値はパネルの境界からの距離 a/b または $b/2$ の線上の最大等価応力をとるものとする。

荷重支持補剛材が適当に設計されている場合は σ_1 は零となると仮定してよいことに注意すること。

11.3. 板パネルの設計

11.3.1. 制限形状 (limiting proportions)

支承と接触している補剛されたダイヤフラムにおける板パネル、および支承と $r \left\{ 1 - \frac{B_T - B_B}{2D} \right\} \leq 0.12$ のウェブとの間の板パネル（図 11.7 参照）は少なくとも下記形状のうちの 1 つに適合しなければならない。

$$a. \frac{b}{t_D} \leq 1350 \frac{t_D}{j}$$

ここで b = 垂直補剛材間の距離

$$b. \frac{b}{t_D} \leq 27 \sqrt{\frac{h}{j}} \text{ または } \leq \sqrt{\frac{245}{\sigma_{ys}}} \text{ のうち小さい方}$$

ここで h = 下フランジと1段目の水平補剛材との間の高さ

フランジ補剛材やウェブ補剛材の隙間以外のパネルを貫通する開口部は内側の荷重支持補剛材間においてのみ配置してよいものとし、実施可能な場合は水平方向に引張応力を受ける区域に限るものとする。このような開口部は孔の最小方形境界からダイヤフラム厚の8倍より遠くない取付線で配置された補剛材を設けなければならない。

法令で決められている安全な出入りに対する最小の大きさである直径 450 mm の円形または 450 mm × 350 mm の長方形のマンホールは箱げたに対しては一般に不適当であることに注意すべきである。

11.3.2 板パネルの強度

11.3.2.1 補剛されたダイヤフラム

補剛されたダイヤフラムにおける板パネルの強度は次のように決定すべきである。

11.2.2条および11.2.4条を適用して導かれた合成応力は有効1つの系の有効応力に変換するものとする。任意の横断面に直角な応力が板パネルの幅方向に $\sigma + \sigma_b$ から $\sigma - \sigma_b$ まで変化する場合はその断面の一樣直応力の直効値 σ_n は次のようにとるものとする。

$$\sigma + \frac{\sigma_b}{6} \quad \text{ここで } \sigma \text{ は圧縮を正とする。}$$

$$\frac{\sigma_b + \sigma}{6} \quad \text{ここで } \sigma \text{ は引張を負とする。}$$

ただし σ が引張でかつ $\sigma_n = 0$ のとき $\sigma_b/6$ より大きい場合を除く。

任意横断面に直角な応力が幅 b の板パネルの幅 ηb の範囲では一様でかつ σ に等しく残りの範囲では零である場合はその断面の全幅に対する一樣直応力の有効値は $\sigma_n = \sigma_1 \sigma$ である。ここで C_1 は図 11.8 に与えられている。

せん断応力の有効値 τ_{eff} は 11.2.5 条で与えられたせん断流から得られたパネルの側での平均をとるものとする。

両側に平行な2方向の応力の有効値 σ_{n1} と σ_{n2} は図 11.9 に与えられる照査断面に対して決定するものとする。

応力の有効値を使用して、等価有効応力は次式によって与えられる。

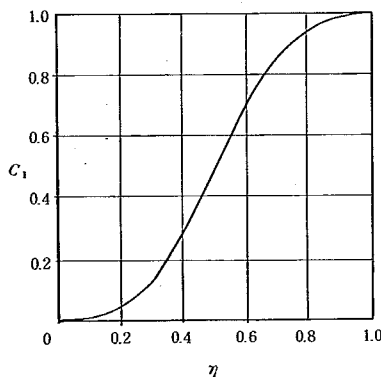


図 11.8.

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{n1}^2 + \sigma_{n2}^2 - \sigma_{n1}\sigma_{n2} + 3\tau_{eff}^2}$$

等価有効応力の限界値は次のように決定するものとする。

$$\sigma_{ecrit} = K' \frac{\pi^2 E}{11} \left(\frac{t_D}{b} \right)^2 \quad \text{または}$$

$$K' \frac{\pi^2 E}{11} \left(\frac{t_D}{a} \right)^2 \quad \text{の大きい方}$$

ここで、 K' は種々なパネルの縦横比 $\phi = a/b$ と比 σ_{n1}/σ_{n2} に対して図11.10に図示された相関係数である。中間値に対しては直線内挿法を使用するものとする。

等価有効応力の崩壊値 σ_{eult} は適当な比 σ_{n2}/σ_e 、 ϕ および $\frac{\sigma_{ecrit}}{\sigma_{ys}}$ と直線内挿法を使用して図 11. 11 から決定するものとする。

σ_{eult} の値は同様に σ_{n1}/σ_e 、 $\sigma_{ecrit}/\sigma_{ys}$ および ϕ の適当な値を使用して得るものとする。

2 つの σ_{eult} の値のうちの小さい方を板パネル強度の特性値としてとるものとする。

崩壊係数倍した荷重下において11.2.6条で定義された参考等価圧縮応力 $(\sigma_e)_c$ は $\sigma_{eult}/\gamma_{mc}$ を越えてはならないし、かつ参考等価引張応力 $(\sigma_e)_t$ は σ_{ys}/γ_{mc} を越えてはならない。

パネルの合計面積が $0.1 ab$ を越える孔を有するかまたは任意方向の寸法がその同じ方向のパネル寸法の 0.4 倍を越えるようなパネルの場合はそのパネルの強度は無視するものとする。その孔は11.5.2 c 条に述べるように水平補剛材によって境界付けしなければならない。孔のあるパネルにおける合計せん断流はそのダイヤフラム板の残りの部分と σ_{bz} を計算するときの z の値を計算するのに無視したパネルに分布すると仮定するものとする。垂直に対して 30° 未満の傾斜側面の台形ダイヤフラムにおける外側のパネルはそのパネルの平均幅に等しい幅の等価長方形パネルとして取扱ってよい。

11.3.2.2 補剛されていないダイヤフラム

補剛されていない支点ダイヤフラムの特性強度は次のように得るものとする。

a. (σ_1) 、 $\sqrt{(\sigma_2)^2 + 3(\tau)^2}$ および $\sqrt{\sigma_{R\theta}^2 + 3(\tau)^2}$ などの各値は

$$\left(1.15 - \frac{\Sigma R_V D}{1.6 KE t_D^3} \right) \frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{mc}}$$

を越えてはならない。

ここで、 $\sigma_{R\theta}$ はウェブに平行な残留直応力である。

b. ΣR_V は

$$\frac{0.65 KE t_D^3}{D \gamma_{mc}}$$

を越えてはならない。

ここで

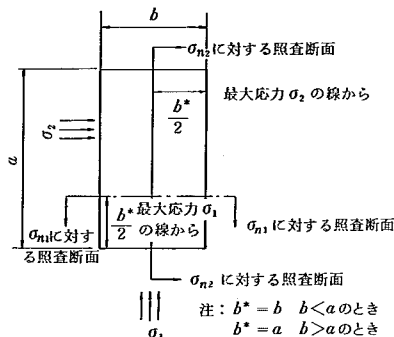


図 11. 9.

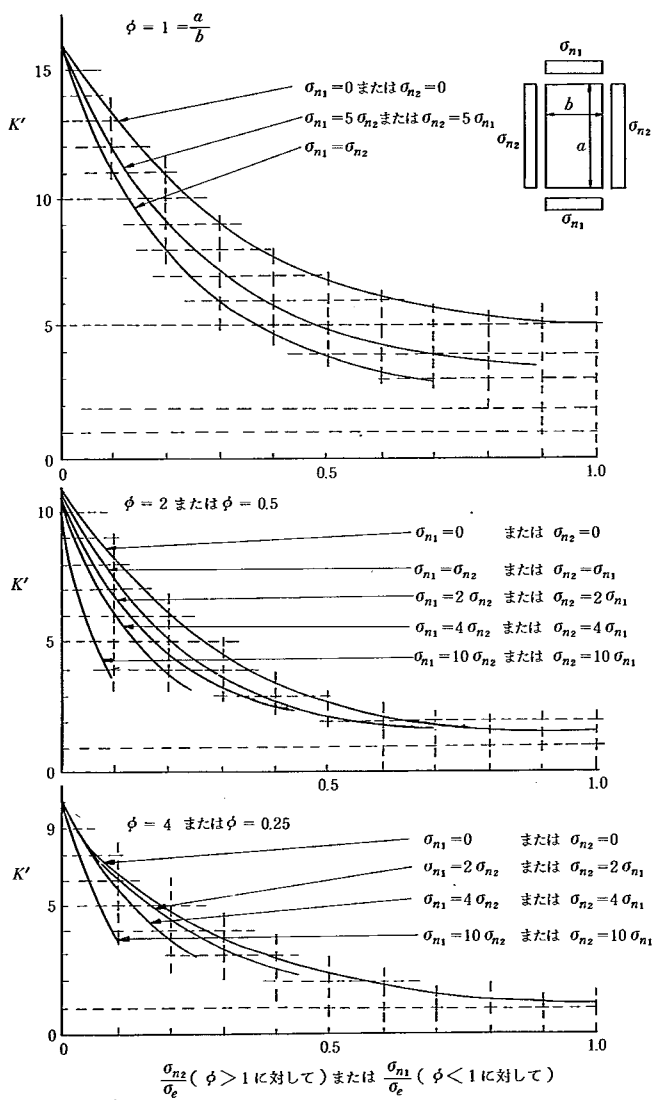
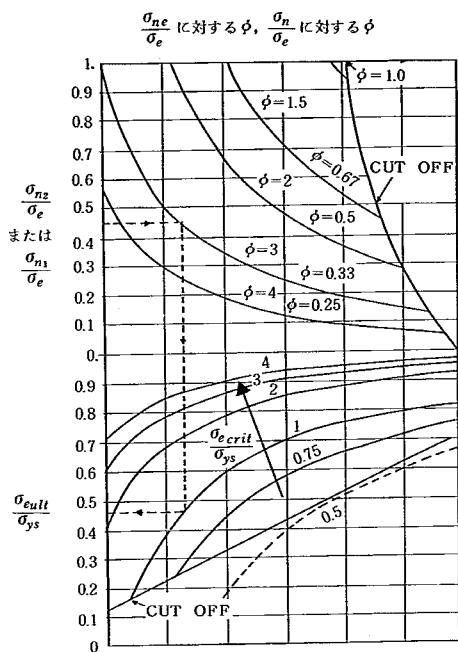


図 11. 10.



注：縦軸に $\frac{\sigma_{n1}}{\sigma_e}$ をとり、 ϕ 曲線または
CUT OFF 曲線まで水平線をひく。
次にその交点から下向きに $\frac{\sigma_{e crit}}{\sigma_{ys}}$ 曲線
または CUT OFF 曲線まで垂線をひ
き、その交点から左向きに水平線をひき、
 $\frac{\sigma_{e ult}}{\sigma_{ys}}$ を読みとる。 $\frac{\sigma_{n2}}{\sigma_e}$ を同じ手順で
繰返す。

$$K = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4$$

$$K_1 = \left(3.4 + \frac{2.2 D}{B_B} \right)$$

$$K_2 = 0.4 + \frac{j}{2 B_B}$$

1個の中央支承に対して

$$= 0.4 + \frac{(C - j/3)}{B_B}$$

有効幅 j の対の支承のそれぞれに対して

$$K_3 = 1 - \frac{\theta^\circ}{100}$$

ここで θ° = 垂直に対する箱げたウェブの傾斜角(度)

$$K_4 = 1 - f \frac{V_T B_T}{\sum R_V B_B}$$

ここで $f = 0.55$

$$\frac{2D}{B_T + B_B} < 0.7 \text{ に対して}$$

$$= 0.86 - \frac{0.88 D}{B_T + B_B}$$

$$1.5 \geq \frac{2D}{B_T + B_B} \geq 0.7 \text{ に対して}$$

$$= 0.86$$

$$\frac{2D}{B_T + B_B} > 1.5 \text{ に対して}$$

$V_T =$ ダイアフラムの頂部に作用する合計等価分布荷重 (もしあれば)

ここで、局部的頂部荷重 P は $V_T = \Sigma \left(\frac{P}{K_2} \right)$ を適用し、 K_2 は荷重幅に等しい幅の 1 個の支承に対するものとして導く。

補剛されていないダイアフラムは面外曲げモーメントを伝達できないと仮定すべきである。支承の偏心やフランジ荷重によるこのようなモーメントは適当なフランジまたは支承上に設置し全モーメントに抵抗するよう設計された全高にわたる対称垂直補剛材によって伝達するものとする。

11.3.3. 板パネルの供用適性限界

供用適性は 11.3.2 条に従って崩壊に対して設計することにより確保されると考えるものとする。

11.3.4. 床荷重を支持するパネル (panel supporting deck loads)

前述の諸規定は図 11.14 に示されるようにダイアフラム板の上側の部分が垂直応力を伝達するように補強されている場合のみ床版からの局部的荷重を受けるダイアフラムに適用する。

このような荷重には次のようなウェブの助けなしにそのけたの曲げモーメントに抵抗できる下フランジを有する完全な横げたが抵抗するものとする。そのウェブとはウェブ高がそのけたのフランジに対して $85 t_D \sqrt{245/\sigma_{ys}}$ を越えないウェブである。ここで t_D はそのけたの下フランジ上のダイアフラムの部分の厚さである。

11.4. 荷重支持補剛材

11.4.1. 1 次荷重支持補剛材

a. 一般配置 (general arrangement)

1 次荷重支持補剛材は箱げたのフランジ間に張り渡し、 $R_V \cdot (0.02 + e/L)$ に等しい横方向せん断を伝達するよう設計した連結部により箱げたの下フランジと剛に連結しなければならない。ここで L は箱げたのフランジ間の補剛材の長さである。1 次荷重支持補剛材は支承上に対称に配置するものとする。補剛材断面はダイアフラム板の中央面に関して対称で、かつ 11.4.1. d 条の要求事項に従うものとする。

b. 強度

補剛材は有効長 L を仮定して、崩壊に対して設計するものとする。

補剛材突出部応力の特性値は次式によって与えられる。

$$\begin{aligned}\sigma_{1schar} &= \sigma'_{ys} - \sigma_a && \text{補剛材長の中央 } 1/3 \text{ に対して} \\ &= \sigma'_{ys} - \left(\frac{3Z}{L} \right) \sigma_a && \text{補剛材長の下側 } 1/3 \text{ に対して} \\ &= \sigma'_{ys} - \left(\frac{3(L-Z)}{L} \right) \sigma_a && \text{補剛材長の上側 } 1/3 \text{ に対して}\end{aligned}$$

ここで

$$\begin{aligned}\sigma'_{ys} &= \sigma_{ys} - \sigma_{R1} && T \text{ 形鋼および山形鋼に対して} \\ &= \sigma_{ys} - \sigma_{R2} \text{ または } \sigma_{yT} - \sigma_{R1} && \text{の小さい方} \\ &&& \text{平鋼およびバルブプレートに対して。ここで } \sigma_{yT} \text{ は}\end{aligned}$$

10.3.1条で定義されたねじり座屈制限応力である。

σ_{R1} = 補剛材方向の残留応力

σ_a = λ_c および $(L/d_o)_{eff}$ の適当な値を使用して図11.12から得られる支柱作用
(strut action) による応力の増分

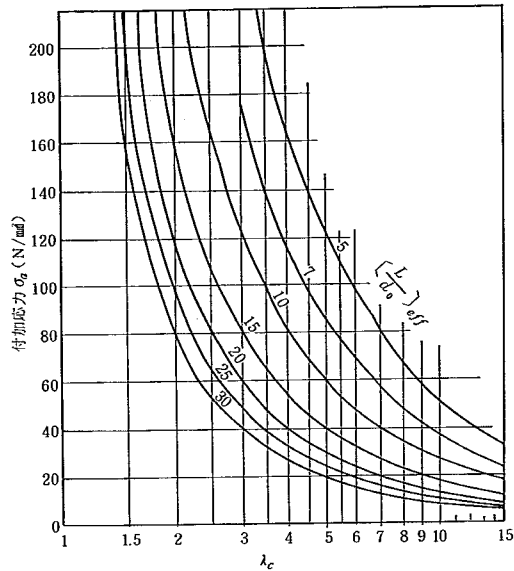


図 11.12.

$$\left(\frac{L}{d_o}\right)_{eff} = \frac{L}{d_o} \left[\frac{1}{1 + 55 \left(\frac{De (R_V + R_\theta)}{EI_x} \right)} \right]$$

ここで

$$d_o = d_s + \frac{t_D}{2}$$

d_s = 中央高さにおけるダイヤフラムの表面からの突出距離

$$\lambda_c = \frac{\frac{\pi^2 EI_x}{L^2}}{0.5 R_V + R_\theta + \frac{0.4 L^2 t_D}{b_{eff}^2} [\sigma_{zs}]}$$

板が σ_1 を伝達するよう設計した場合は板の安定効果 (stabilising effect) を含む λ_c の値を使用してよい。

$$\lambda_c = \frac{\frac{\pi^2 EI_x}{L^2} + b'_{eff} t_D q_1 + \frac{0.35 EL^2 t_D}{b'_{eff} b_s^3} \left(1 + 5 \frac{b_s}{L}\right)}{0.5 R_v + R_t + \frac{0.4 L^2 t_D}{b'_{eff}} (\sigma_{zs})}$$

ここで

I_x = 荷重支持補剛材群の中央高さにおける $x-x$ 軸に関する断面 2 次モーメント (板が σ_1 を伝達するよう設計されている場合は板の $0.65 b'_{eff}$ を含む)

b'_{eff} = 図 11.2(c) および図 11.2(d) に示されるように、中央高さにおける板の有効幅

t_D = 中央高さにおけるダイアフラム板厚

$$b_s = \frac{B_T + B_B}{2}$$

$$q_1 = 1.96 E (t_D / b_s)^2 \quad b_s \leq 1.5 L \text{ のとき}$$

$$0.87 E (t_D / b_s)^2 \quad b_s > 1.5 L \text{ のとき}$$

崩壊係数倍した荷重下で任意面における (σ_{zs}) は $\sigma_{1schar} / \gamma_{mc}$ の適当な値を越えてはならない。

c. 供用適性

荷重支持補剛材に対しては供用適性に関する追加照査は必要ない。

d. 制限形状 (limiting proportions)

荷重支持補剛材の断面は $25 t_D$ または補剛材に隣接するパネルの幅 b の何れか大きい方に等しい支承上の高さに対して次の幾何学的制限に従わなければならない。

(i) 平鋼

平形断面は $\frac{\sqrt{j d_s}}{16}$ より大きな厚さを持たねばならない。

(ii) 山形鋼, T 形鋼およびバルブプレート

山形鋼, T 形鋼およびバルブプレートおよびその他の開断面は次の要求事項を満足しなければならない。

$$\left\{ \frac{23 I_y d_s^2}{I_o h^2} + \frac{0.4 t_s^3}{A_s d_s} \right\} > \frac{j}{500 h} \quad \frac{h}{d_s} < 2.4 \sqrt{\frac{I_y A_s d_s}{I_o t_s^3}} \text{ に対して}$$

または $\frac{h}{d_s}$ の大きな方の値に対して

$$1.92 \frac{t_s}{h} \sqrt{\frac{I_y d_s t_s}{I_o A_s}} > \frac{j}{500 h}$$

ここで

I_o = ダイアフラム板との接触点に関する補剛材断面の断面 2 次モーメント

I_y = 板に直角な図心軸に関する補剛材断面の断面 2 次モーメント (板の反対側の対の補剛材に対しては I_o および I_y は 1 個の補剛材のに対するものである)

A_s = 補剛材の総横断面積

d_s = ダイアフラムの表面からの突出距離

t_s = 補剛材のウェブ厚

h = ダイアフラム板の底部から垂直補剛材またはその補剛材の部分に接しておりまた同じ

側にある一段目の水平補剛材までの距離

11.4.2 スタブ補剛材 (stub stiffeners)

a. 一般

スタブ補剛材は支承反力の一部を 1 次荷重支持補剛材をもつダイアフラムに伝達するために使用してよいが、しかし少くとも 2 個の荷重支持補剛材で支持された水平補剛材に端部が取付けられていない場合は端モーメントに抵抗できるとは考えない方がよい。スタブ補剛材は支承上に対称に配置し、またダイアフラム板の中央面に関して対称な断面をもたせ、そして 11.4.1 条の要求事項に従わなければならない。

b. 制限形状 (limiting proportions)

スタブ補剛材がその上端において適性な水平補剛材で支持されていない場合は、その高さは次の限界を越えてはならない。1 次荷重支持補剛材間の中央に配置したこのようなスタブ補剛材の高さ h は次のうち大きな方の値以上でなければならない。

$$b_L \text{ または } \frac{1}{550} \left(\frac{b_L}{l_D} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{\sigma_{1s} A_{ss}} \quad (\text{mm})$$

ここで

b_L = 1 次荷重支持補剛材の取付脚部の中心間の距離 (図 11.13 参照) (mm)

l_D = スタブ補剛材の頂部におけるダイアフラムの厚さ (mm)

σ_{1s} = スタブ補剛材の基部における直応力 (N/mm²)

A_{ss} = スタブ補剛材自身の横断面積 (mm²)

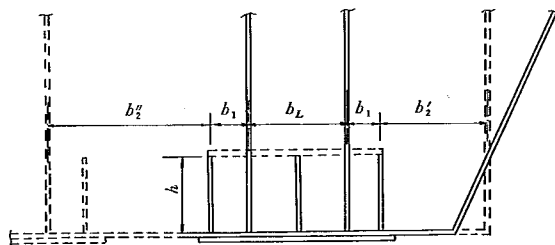


図 11.13.

主要荷重支持補剛材間に 2 個以上のスタブ補剛材がある場合は、 $\sigma_{1s} A_{ss}$ の代りに全てのスタブ補剛材に対する $\sigma_{1s} A_{ss}$ の合計を用い、 h に対し下限を適用する。

1 次荷重支持補剛材とウェブとの間、または隣接支承上の 2 個の 1 次荷重支持補剛材間に配置されたスタブ補剛材に対しては、 h は $2 b_1$ と次のうちの大きい方の値以上でなければならない。

$$\frac{1}{140} \frac{b_1 b_2}{l_D \sqrt{(b_1 + b_2) l_D}} \sqrt{\sigma_{1s} A_{ss}} \quad (\text{mm})$$

ここで (図 11.13)

b_1 = スタブ補剛材の取付脚部とそれに最も近い 1 次荷重支持補剛材の取付脚部との間の距

離 (mm)

$b_2 = b_1^*$ または b_2^* の適当な方。ここで $b_1^* =$ スタブ補剛材の取付脚部とウェブとの間の高さ h における距離 (mm)

$b_2^* =$ スタブ補剛材の取付脚部と隣接支承上のそれに最も近い 1 次荷重支持補剛材の取付脚部との間の距離 (mm)

1 次荷重支持補剛材の外側に 2 個以上のスタブ補剛材がある場合はスタブ補剛材群の中心に対して測った b_1 , b_1^* , b_2^* と $\sigma_1 A_{ss}$ の代りにスタブ補剛材群に対する $\sigma_1 A_{ss}$ の合計を用い、高さ h に対する同じ下限を適用する。

c. 強 度

スタブ補剛材は崩壊に対して設計しなければならない。関連係数を乗じた軸方向荷重と端モーメントのもとで補剛材の基部で計算した最縁応力は次の値の小さい方を越えてはならない。

$$\frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{mc}} \quad \text{または} \quad \frac{\sigma_{yT}}{\gamma_{mc}}$$

d. スタブ補剛材を支持する水平補剛材

(i) 剛 性

少なくとも 2 個の 1 次荷重支持補剛材に支持された水平補剛材が 1 個以上のスタブ補剛材を支持する場合は、スタブ補剛材自身の、板に平行な図心軸に関する断面 2 次モーメント I_{hx} は次の要求事項を満足しなければならない。

2 個の 1 次荷重支持補剛材間の中央に配置した 1 個のスタブ補剛材の支持に対して (図 11.13)

$$I_{hx} \leq 0.15 \times 10^{-6} \frac{b_1^2 \sigma_1 A_{ss}}{h} \quad (\text{mm}^4)$$

ここで h (mm) はフランジ板からの水平補剛材の高さである。1 次荷重支持補剛材間にある 2 個以上のスタブ補剛材に対しては、 $\sigma_1 A_{ss}$ の代りに全てのスタブ補剛材に対する $\sigma_1 A_{ss}$ の合計を用いる。

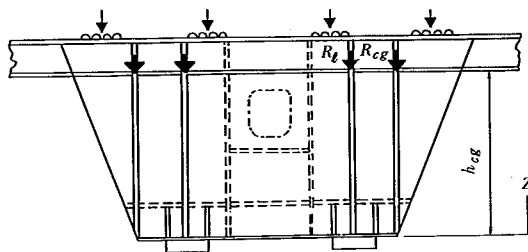
1 次荷重支持補剛材とウェブとの間、または隣接支承上の 2 ケの 1 次荷重支持補剛材間に配置した 1 個のスタブ補剛材の支持に対して

$$I_{hx} \leq 2.4 \times 10^{-6} \frac{(b_L + b_1) b_1^2 \sigma_1 A_{ss}}{h} \quad (\text{mm}^4)$$

ここで h (mm) はフランジ板からの水平補剛材の高さである。1 次荷重支持補剛材の外側にある 2 個以上のスタブ補剛材に対しては b_1 はスタブ補剛材群の中心迄の距離とし $\sigma_1 A_{ss}$ の代りに 1 次荷重支持補剛材の外側にある全てのスタブ補剛材に対する $\sigma_1 A_{ss}$ の合計を用いる。

(ii) 強 度

スタブ補剛材を支持する任意の水平補剛材は、崩壊係数倍した荷重下でスタブ補剛材の底部に作用するモーメントにより増大するダイヤフラムに直角な水平力の 50 増の水平力に耐えるよう設計しなければならない。これらの荷重のものは最縁応力は $\frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{mc}}$ または $\frac{\sigma_{yT}}{\gamma_{mc}}$ のうちの小さい方を越えてはならない。



荷重支持補剛材と横げた支持補剛材で支持された横げたによって伝達される着目ダイヤフラムの頂部に作用する荷重

図 11.14(a)

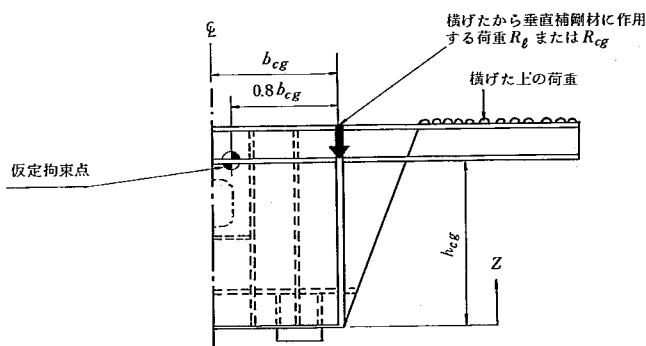


図 11.14(b)

11.5. 中間補剛材

11.5.1. 中間1次補剛材

a. 一般配置 (general arrangement)

中間1次補剛材は箱げたのフランジ間またはウェブ間に張り渡しかつそれらと適切に連絡しなければならない。補剛材断面はダイヤフラム板に関して対称でもよいしまた片側のみに配置してもよい。

b. 強度

中間1次補剛材は、その補剛材における崩壊係数倍した照査縦方向応力 $\bar{\sigma}$ に抵抗するよう設計しなければならない。ただしこの応力は、同時発生平均せん断応力の影響 $\bar{\tau}$ と補剛材に直角な同時発生有効面内ダイヤフラム応力 σ_N を組合せたものとする。

平均縦方向応力は有効支点間の補剛材の長さ L についての平均をとるものとする。同時発生平均せん断応力は11.2.5条に定義したように、関係領域における照査せん断応力の補剛材の長さ L につ

いての平均をとるものとする。直角方向有効直応力は長さ L についての代数平均をとるものとする。

補剛材の形状が次のような場合は補剛材は強度に対する要求事項に適合していると考えられるものとする。

$$\frac{L}{r} \leq \frac{E e_p}{160 r \sigma_L} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{260000 \sigma_L^2 r^2}{E \sigma_{eff}^2 e_p^2}} \right]$$

かつ

$$\frac{L}{r} \leq \frac{E y_o}{160 r \sigma_{yso}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{260000 \sigma_{yso}^2 r^2}{E \sigma_{eff}^2 y_o^2}} \right]$$

ここで

$$\sigma_{eff} = [\bar{\sigma}] + \frac{0.4 L^2 t_D}{b (A_s + b t_D)} ([\sigma_n] + 0.95 [\bar{\tau}])$$

$\bar{b}$ = 隣接板パネルの平均幅

$$\sigma_{yso} = \frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{mc}} - R[\bar{\sigma}] \quad \text{または} \quad \frac{\sigma_{yT}}{\gamma_{mc}} - R[\bar{\sigma}] \quad \text{のうち小さい方}$$

σ_{yT} = 10.3.1.a 条で定義されたねじり座屈制限応力

e_p, y_o = ダイアフラム板の幅 $K_b t_D$ を含む有効断面の板に平行な図心軸から、それぞれ板の中

央面および突出部の最

縁までの距離

r = 有効断面の断面 2 次モーメントと総断面積 $(A_s + b t_D)$ から計算した同じ図心軸に関する有効断面の回転半径

A_s = 補剛材の総横断面積

$$\sigma_L = \frac{\sigma_{BL}}{\gamma_{mc}} - R[\bar{\sigma}]$$

σ_{BL} = 比 $\frac{\sigma'_{ys}}{\sigma_{crit}}$ と図 11.15 から決定される板の有効降伏応力 σ'_{ys} に対応する図 11.16 から得られる板の制限境界応力

$[\sigma_N]$ = 補剛材の線に直角な、補剛材位置におけるダイアフラム板の応力でこの補剛材の長さについての平均をとる。

$[\bar{\tau}]$ = 補剛材に作用するすべて

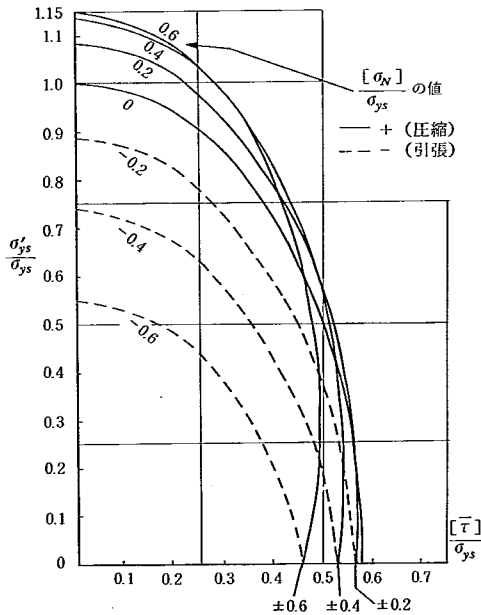


図 11.15. 中間補剛材板の有効降伏応力 $\frac{[\sigma_N]}{\sigma_{ys}}$

の端部荷重を無視して計算した補剛材の線におけるダイヤフラムの平均せん断応力

$$R = \text{比} \frac{\sigma_e}{\sigma_{ecrit}} \text{ および比} \frac{A_s}{b t_p} \text{ に対応して図 11. 17 から得られる係数}$$

$$K_{bt} = \text{比} \frac{\sigma_e}{\sigma_{ecrit}} \text{ に対応して図 11. 18 から得られる接線有効幅係数。}$$

ここで、 σ_e と σ_{ecrit} は 11. 3. 2. 1 条で定義されている。

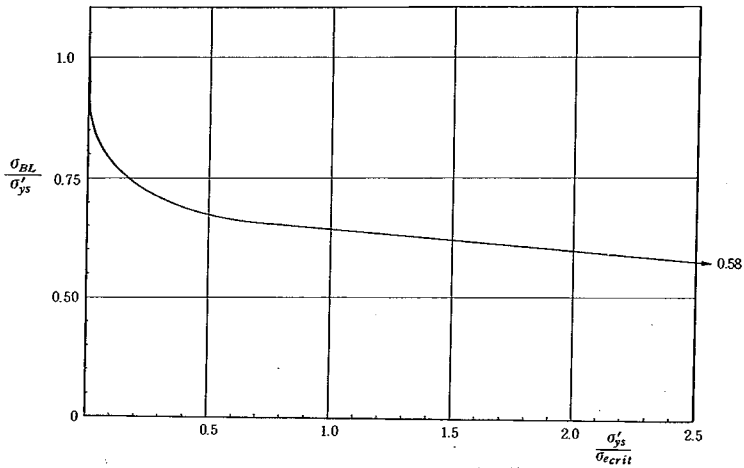


図 11. 16. 中間補剛材 — 板の制限境界応力

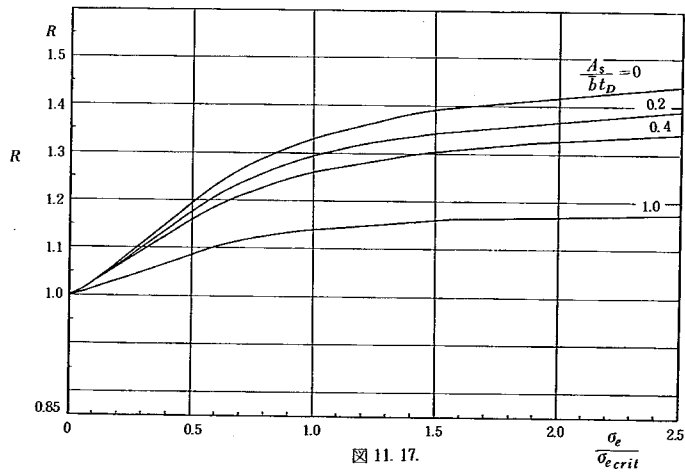


図 11. 17.

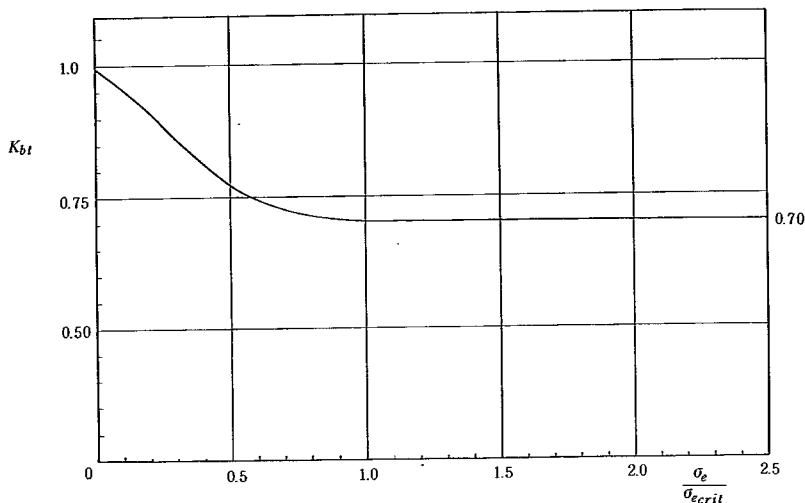


図 11.18. 中間補剛材 — 接線有効幅係数

c. 供用適性

11.5.1.b 条の規定に従う 1 次補剛材は供用適性に対する要求事項に適合すると考えるものとする。

11.5.2. 中間 2 次補剛材

a. 一般配置

中間 2 次補剛材は荷重支持補剛材または 1 次補剛材などの間、あるいはそのような補剛材と箱げたの壁面との間などに張り渡し、それらと適切に連絡しなければならない。2 次補剛材の断面は対称、非対称の何れでもよい。

b. 強度

2 次補剛材は、11.5.1.b 条で 1 次補剛材に対して定義された手順を使用し、1 次補剛材または箱げたの壁面などとの結合部間の距離に等しい有効長を仮定して崩壊に対し設計しなければならない。

c. 補剛材

11.3.1 条の要求事項を満足するため、水平補剛材を鋼支承上のパネル形状を限定するために用い、あるいは開口部にふちをつけるために水平補剛材を用いている場合は、その補剛材は板に平行な図心軸 ($x-x$) に関する断面 2 次モーメントが少なくとも $4LL_b$ でなければならない。

ここで L = 荷重支持補剛材または 1 次補剛材などの間、あるいは補剛材と箱げたの壁面との間などの補剛材の長さ

12. 横フレームの設計

12.1. 床横げた (deck cross-girder)

12.1.1. 一般

床荷重を支持するため、またはフランジを細分割するために横方向のけたを設置する場合は、横方向のけたは垂直 1 次ウェブ補剛材によって支持し、また床版の幅方向に連続でなければならない。

12.1.2. 有効断面

補剛材の計算に対して横げたは横げたの各側のフランジプレートの一様な有効幅と共同すると仮定するものとする。ただし有効幅は横げた間隔の半分または箱げたの壁面間距離の 1/8、あるいは張出部に対しては張出長の 1/4 のうち最小値以下とする。強度と供用適性の計算に対する有効幅は 6.3.2 条に従って計算するものとする。

12.1.3. 剛性

床横げたは床版の全体座屈を妨げるのに十分な剛性をもたなければならない。縁部材 (edge member) がないか、または縁部材が縦方向応力を伝達するのに関与しないと仮定して設計したか、あるいは $r_E \geq 1.65 r_{lf}$ となるような床版においては横げたの断面 2 次モーメント I_c は次の値以上でなければならない。

$$\frac{\sigma_{lt}^2 B^4 \ell A_{lf}}{5Y E^2 I_{lf}}$$

ここで

I_{lf} = 箱げたの上フランジの単位幅当りのその図心軸に関する断面 2 次モーメント (全ての縦方向補剛材を含む) (合成鋼コンクリート床版に対する有効値)

A_{lf} = 横げたの上フランジの単位幅当りの横断面の断面積 (全ての縦方向補剛材を含む)

$$r_{lf} = \sqrt{\frac{I_{lf}}{A_{lf}}} \quad \begin{array}{l} \text{箱げたの上フランジの単位幅当りの回転半径} \\ \text{(すべての縦方向補剛材を含む)} \end{array}$$

r_E = 縁部材のその図心軸に関する回転半径

B = 横フレーム面における箱げたウェブの間隔

(床横げたに対して B_T , 下フランジの横フレームに対して B_B)

ℓ = 横フレーム間隔 (あるいは隣接間隔の平均)

Y = 座屈係数。床版の幅方向に等分布の縦方向直応力を受ける単 1, 2 個および多箱げた系における一様な横断面の横げたに対しては Y の値は図 12.1 ~ 図 12.3 から得てよい。その他の系に対してまたは断面が変化する横フレームに対してあるいは補剛材として作用するよう設計した堅固な縦方向縁部材を有する床版に対しては、20.1.8 条で述べた手順を使用するものとする。

σ_{lt} = 崩壊係数倍した荷重下における縦方向圧縮応力

12.1.4 強 度

床横げたは任意の同時発生の変形ねじり応力を含む、崩壊係数倍した死荷重と活荷重の最も厳しい組合せに抵抗するよう設計しなければならない。キャンパーを与えるためその位置で傾斜が変化している箱げたの横方向溶接位置の各側にある横げたはさらに合成係数倍した箱げたに直角方向の力を伝達するよう設計しなければならない。側面で曲率を有する床版を支持している横フレームは、さらに、フレームの面内に作用し、単位長さ当りの強度が $\frac{A_{lf} \sigma_{lt} \ell}{R}$ の、曲率による等分布荷重を伝達すると仮定するものとする。

ここで、 R = フランジの曲率半径

σ_{lt} が圧縮の領域において、格子床版 (deck grillage) の線形弾性解析によって決定したモーメントから計算した、上記のすべての荷重による応力は係数

$$\frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma_{lt}}{(\sigma_t)_{crit}}\right)}$$

によって増大しなければならない。変形ねじり応力はそうように増大させる必要はない。さらに、そのような領域においては、不完全性による応力は横げたの適当な部分に次の荷重を適用し、各部分に

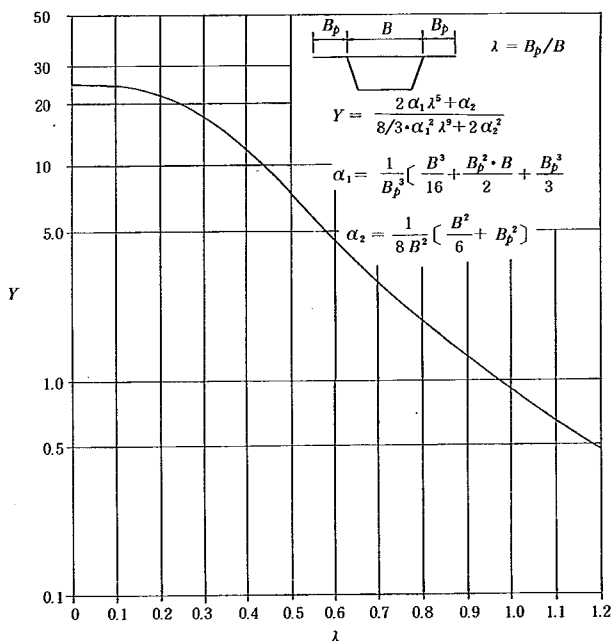


図 12.1. 縁が補剛されていない横フレーム — 単 1 箱げた

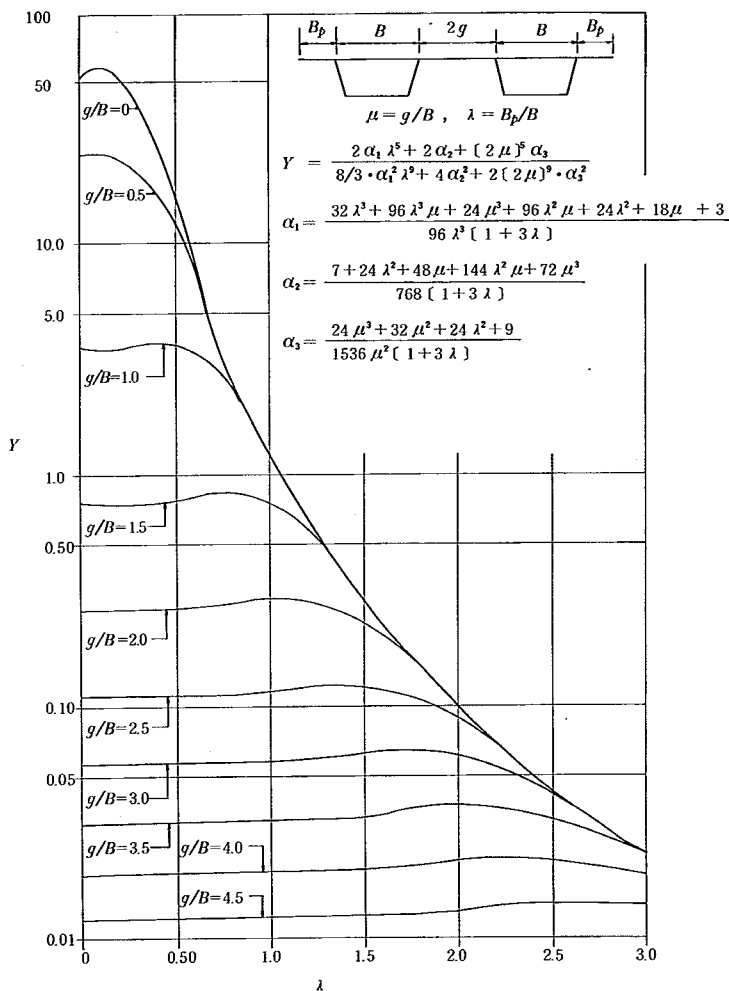


図 12.2 縁が補剛されていない横フレーム — 2箱げた

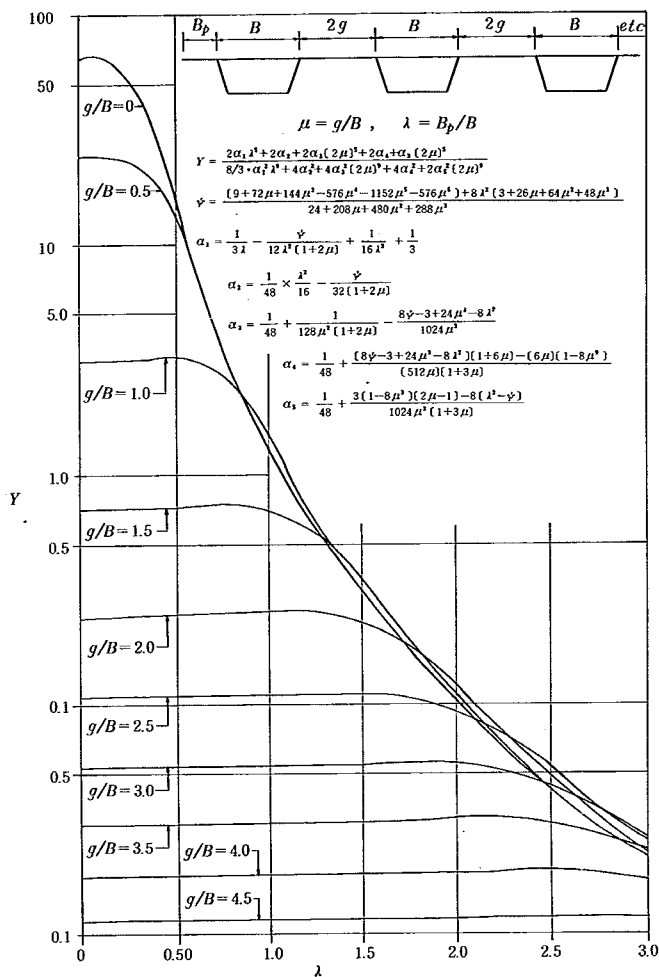


図 12.3. 縁が補剛されていない横フレーム — 多箱げた

最悪の影響を与えるような方向に作用させることによって決定しなければならない。

箱げたウェブ間の部分に対して

$$\frac{EI_c}{20 B^3} \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1t}} \right)_{crt} - 1} \right] \quad (\text{単位長さ当り})$$

箱げた間の部分に対して

$$\frac{EI_c}{20 (2g)^3} \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1t}} \right)_{crt} - 1} \right] \quad (\text{単位長さ当り})$$

任意の張出部の端部に対して

$$\frac{\sigma_{1t} A_{lf} b_p}{750} \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1t}} \right)_{crt} - 1} \right] \quad (\text{点荷重として})$$

その結果生じる組合せ応力は $\frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{ms}}$ を越えてはならないし、かつ突出部の圧縮においては $\frac{\sigma_{yTc}}{\gamma_{mc}}$ を越えてはならない。

ここで

$(\sigma_1)_{crt}$ = 全体床版座屈に対する限界応力

$$= \frac{4E}{B^3 A_{lf}} \sqrt{\frac{I_{lf} I_c Y}{\ell}} \quad \text{堅固な縁部材のないけたに対して}$$

σ_{1t} = 着目している係数倍した荷重のもとの縦方向圧縮応力

σ_{yTc} = 次に定義されるねじり座屈制限応力

10.2.1 b 条に従って床版の強度を決定する場合、横げたの曲げによる横方向面内フランジ応力を考慮しなければならない。横げたのフランジ間のウェブ高 d_c がウェブ厚 t_{wc} の $85 \sqrt{245/\sigma_{ys}}$ 倍を越えないなら横げたのウェブは補剛しなくてもよい。

この場合、極限せん断応力は 9.4.2 条で与えられたものを取り、 $\frac{A_F}{d_c t_{wc}}$ が 3.0 より大きい場合はウェブは拘束されていると仮定する。ここで A_F は横げたの有効フランジの横断面積である。

個突出部におけるねじり座屈制限応力 σ_{yTc} は 2 個のウェブ間または 2 個のフランジ間、あるいはウェブかフランジと横フレームの突出部に全ねじり拘束を与える縦方向部材との間、あるいは任意の 2

のそのような縦方向部材間などに含まれる長さ S の横フレームの任意部分において別々に決定するものとし、かつ次のようにとるものとする。

$$\sigma_{yTc} = K_T \sigma_{crit}$$

$$\text{ここで } K_T = 2 / \{ (1.28 + C) + \sqrt{[(1.28 + C)^2 - 4C]} \}$$

$$\text{ここで } C = \frac{\sigma_{crit}}{\sigma_{ys}}$$

縦方向補剛材が横フレームのウェブに溶接されているときは、横フレームの各部分に対する σ_{crit} (N/mm²) の値は次のように計算してよい。

$$\left(\frac{S}{b_c} \right)^4 > 8.1 (f_1 + f_2) \left\{ \frac{d_c^3 t_{fc}}{b_c t_{wc}^3} \right\} \quad \text{座屈半波長が } S \text{ より小さいとき}$$

$$\sigma_{crit} = \frac{1}{\left(1 + 0.25 \frac{d_c t_{wc}}{b_c t_{fc}}\right)} \left[40 \times 10^3 \left(\frac{t_{fc}}{d_c}\right)^2 + \frac{120 \times 10^3}{\sqrt{(f_1 + f_2)}} \sqrt{\frac{b_c t_{wc}^3}{d_c^2 t_{fc}}} \right]$$

$$\left(\frac{S}{b_c}\right)^2 \leq 8.1 (f_1 + f_2) \left\{ \frac{d_c^2 t_{fc}}{b_c t_{wc}} \right\} \text{ のとき}$$

$$\sigma_{crit} = \frac{1}{\left(1 + 0.25 \frac{d_c t_{wc}}{b_c t_{fc}}\right)} \left[40 \times 10^3 \left(\frac{t_{fc}}{d_c}\right)^2 + 170 \times 10^3 \left(\frac{b_c}{S}\right)^2 + \frac{21 \times 10^3}{(f_1 + f_2)} \left(\frac{S}{b_c}\right)^2 \left\{ \frac{b_c t_{wc}^3}{d_c^2 t_{fc}} \right\} \right]$$

ここで

S = 横フレームの部分の長さ

d_c = 横フレームの断面の高さ

b_c = 横フレームのフランジ幅

t_{wc} = 横フレームのウェブ厚

t_{fc} = 横フレームのフランジ厚

d_w = 横フレームに補剛材を連結している溶接の頂部までの高さ (図 12.4 参照)

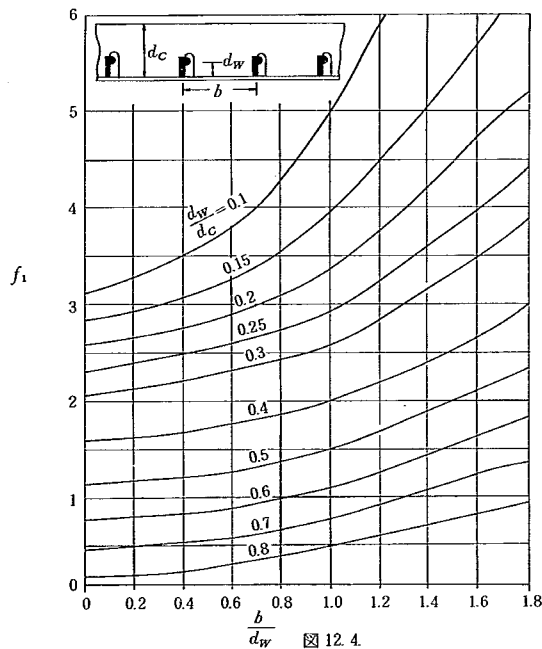


図 12.4

b = 補剛材の平均間隔

f_1 = 曲げ剛性係数

$\frac{b}{d_w} \leq 1.8$ のとき f_1 は図 12.4 から得られる

$\frac{b}{d_w} > 1.8$ のとき $f_1 = \frac{b}{d_w} f_0$

ここで、 f_0 の値は表 12.1 に与えられている。

$$f_2 = 0.25 \frac{\ell t_{wc}^3}{d_c I_s}$$

ℓ = 横フレームの間隔

I_s = 着目部分に取付けられた箱げたの壁面(すべての縦方向補剛材を含む)の単位幅当りの箱げた支間に直角な図心軸に関する断面 2 次モーメント(あるいは鋼とコンクリートの合成床版に対する有効値)

縦方向補剛材が横フレームのウェブに溶接されていないときは σ_{crit} (N/mm²) の値は次式によって与えられる。

$$\sigma_{crit} = \frac{1}{(1 + 0.25 \frac{d_c t_{wc}}{b_c t_{fc}})} \left[40 \times 10^3 \left(\frac{t_{fc}}{d_c} \right)^2 + 170 \times 10^3 \left(\frac{b_c}{3} \right)^2 \right]$$

横断面が変化する横フレームにおいては d_c , b_c , t_{wc} および t_{fc} の値は着目横フレームの部分内の最大高の横断面を対象としなければならない。横フレームの部分のどちらかの端部までの距離が $\frac{S}{3}$ または $\frac{L_c}{3}$ (のどちらか小さい方) より大きい断面における突出部圧縮応力は σ_{yrc} を越えてはならない。

$$\text{ここで } L_c = 1.68 b_c \sqrt{(f_1 + f_2) \frac{d_c^2 t_{fc}}{b_c t_{wc}^3}}$$

12.1.5. 供用適性

6.3.5 条で定義された変形ねじり応力を含む死荷重と活荷重による応力およびキャンバーによる応力は供用不適性係数倍した荷重のもとで計算するものとする。フランジにおける組合せ応力は降伏応力を越えてはならないし、突出部の圧縮においてはねじり座屈制限応力 σ_{yrc} を越えてはならない。またウェブ応力は 9.4.3 条で与えられた供用適性限界を越えてはならない。

12.2. 下フランジの横フレーム

12.2.1. 一般

下フランジを支持するため横フレームを設けた場合は、その横フレームは各縦方向補剛材または各補剛材に隣接するフランジ板およびウェブ補剛材などとその端部において連結しなければならない。

12.2.2. 有効断面

箱げたのフランジに適切に連結された下フレーム部材は、その部材の各側で $\ell/2$ または $B_p/6$ の小

表 12.1.

$\frac{d_w}{d_c}$	f_0
0.10	4.90
0.15	3.50
0.20	2.80
0.25	2.40
0.30	2.10
0.40	1.60
0.50	1.25
0.60	1.00
0.70	0.75
0.80	0.50

さい方に等しいフランジの幅と共同すると仮定するものとする。ここで B_b は箱げたの下フランジの幅である。

12.2.3. 剛 性

1室の箱げたの横材に箱げたの下フランジを拘束しその有効座屈長を限定することを要求する場合は、その部材の図心軸に関する断面2次モーメントは少くとも次の値でなければならない。

$$I_c = \frac{\sigma_{ib}^2 B^4 \ell A_{bf}}{120 E^2 I_{bf}}$$

ここで

I_{bf} = 箱げたの下フランジの単位幅当りのその図心軸に関する断面2次モーメント(すべての縦方向補剛材を含む)

A_{bf} = 箱げたの下フランジの単位幅当りの横断面積(すべての縦方向補剛材を含む)

σ_{ib} = 崩壊係数倍した荷重のもとの下フランジの縦方向圧縮応力

3室箱げたの下横フレームに対する対応必要断面2次モーメントは次式によって与えられる。

$$I_c = \frac{\sigma_{ib}^2 B^4 \ell A_{bf}}{5 Y E^2 I_{bf}}$$

ここで Y は、各室を等価な2箱げた系の部分として取扱ひ、また $\lambda = 0$ として図12.2から得られる。

12.2.4. 強 度

下フランジの横フレームは I_{sc} を乗じて作用させた任意の横方向の死・活荷重を伝達するよう設計しなければならない。この場合、変形ねじり応力は無視する。キャンパーを与えるためその位置で傾斜が変化している箱げたの横方向溶接位置の各側にある横フレームはさらに合成係数倍した箱げたに直角方向の力を伝達するよう設計しなければならない。側面で曲線のフランジを支持している横フレームは、さらに、フレームの面内に作用し、次の単位長さ当りの強度の、曲率による等分布荷重を伝達すると仮定するものとする。

$$\frac{A_{bf} \sigma_{ib} \ell}{R}$$

ここで R = フランジの曲率半径

σ_{ib} が圧縮の領域においては上記のすべての荷重による応力は係数 $\frac{1}{(1 - \frac{\sigma_{ib}}{(\sigma_1)_{crb}})}$ によって増大しなければならない。

さらに、そのような領域においては不完全性による応力は箱げたのウェブ間の部分に次の荷重を適用し、各部分に最悪の影響を与えるような方向に作用させることによって決定しなければならない。

$$\frac{E I_c}{20 B^3} \left[\frac{1}{\left(\frac{(\sigma_1)_{crb}}{\sigma_{ib}} - 1 \right)} \right] \quad \text{単位長さ当り}$$

ここで $(\sigma_1)_{crb}$ = 下フランジの座屈に対する限界応力

$$= \frac{4 E}{B^2 A_{bf}} \sqrt{\frac{I_{bf} I_c Y}{\ell}}$$

その結果生じる組合せ応力は $\frac{\sigma_{ys}}{\gamma_{mc}}$ を越えてはならないし、かつ突出部の圧縮域においては $\frac{\sigma_{yrc}}{\gamma_{mc}}$ を越えてはならない。

12.2.5. 供用適性

下フレームはキャンバーあるいは曲率の影響に対する余裕を含めて12.1.5条に従って供用適性に対して照査しなければならない。

12.3. 柱の横フレーム

柱の壁面の座屈長を限定するため設置される横フレームは、柱の壁面のそれぞれを下フランジとして扱い、12.2.1条～12.2.3条に従って設計するものとする。

13. 箱断面柱の設計

13.1. 一般

板からなる箱断面の柱は次の条件を受けるフランジに対して第10節に従って設計しなければならない。

13.2. 全体の安定性

2つの主軸に関する座屈に対する限界荷重 P_{crit} は弾性安定理論に基いて計算したけたと相互に連結することによって与えられる任意の端部固定度を考慮して計算しなければならない。

13.3. 応力

箱断面の壁面の縦方向応力は次式から計算するものとする。

$$\sigma_1 + \sigma_{b1} = \frac{P}{A} + \left\{ \frac{M + P\Delta}{Z(1 - P/P_{crit})} \right\}$$

ここで P = 作用している軸方向荷重

M = 端部偏心の影響を含む、着目断面におけるモーメント

A = 横断面の総断面積

Z = 総断面の断面係数

Δ = 4.7.3条で与えられた直線度からの離れ

13.4. 柱の横フレーム

12.3条参照。

14. 連 結

14.1. 一 般

連結は 4.2 条で定義された適当な荷重係数を用い、崩壊の限界状態に対してのみ設計するものとする。
連結は 6.2 条に従って特性抵抗モーメントと特性せん断強度を計算するとき、けたの隣接要素に存在すると仮定した力に抵抗するよう設計しなければならない。連結はその設計に関する BS 153 の一般要求事項に従わなければならない。ただし次に特記するものは除く。

14.2. 連結材 (connectors) の強度

連結材の特性極限強度は次のように仮定するものとする。

14.2.1. 突合せ溶接 — のど厚に関して

BS 639 による溶接棒で溶接されたすべての鋼材 — 母材 (parent metal) の強度

14.2.2. 隅内溶接 — のど厚に関して

BS 639 の第 1 節および第 2 節による溶接棒で溶接された 43, 50, 55 級鋼 — 200 N/mm²

BS 639 の第 1 節および第 4 節による溶接棒で溶接された 50, 55 級鋼 — 225 N/mm²

14.2.3. ボルトおよびリベット

a. せん断強度 — せん断面における純断面積に関して

BS 153 の範囲内のすべてのボルトとリベット — $2 \times$ (BS 153 Part 3 B の表 3 に与えられている許容せん断応力)

上記より等級の高い鋼材のボルトとリベット — $0.45 \times$ (連結材料の最小極限引張強度)

b. 引張強度 — ボルトに対しては有効断面積 A_{eff} , リベットに対しては総断面積に関して

BS 153 の範囲内のすべてのボルトとリベット — $1.5 \times$ (BS 153 Part 3 B の表 3 に与えられている許容引張応力)

上記より等級の高い鋼材のボルトとリベット — $0.6 \times$ (連結材料の最小極限引張強度)

ボルトに対する有効断面積 A_{eff} は BS 4395 の表 4 で定義された引張応力断面積をとるものとする。

c. 支圧強度 — 板における連結材の支圧面積に関する特性支圧強度は $2 \times$ (連結されている板の最小降伏強度)をとるものとする。

14.2.4. 摩擦接合ボルトによる継手

a. 孔線を通して純断面に作用する応力 σ_n はボルト列の直前または最後の板における荷重の大きい方を純断面の断面積で除したものとする。

b. 崩壊係数倍した荷重のもので応力 σ_n は次の値を越えてはならない。

$$\frac{0.8}{\gamma_{mc}} \sigma_{ys} \quad \text{カバープレートに対して}$$

$$\frac{0.85}{\gamma_{mc}} \sigma_{uT} \quad \text{母材に対して}$$

ここで

σ_{ur} = BS 4360 で規定された材料に対する最小極限引張強度

- c. 特性すべり抵抗は 1 つの接触面を有する 1 個の連結材について $\sigma_{pt} A_{eff} \mu$ をとるものとする。

ここで

A_{eff} = ボルトの有効断面積

σ_{pt} = ボルトのプレストレス

$$= \sigma_o - 495 \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{ys}} - 0.85 \right) \quad \text{N/mm}^2$$

しかし σ_o 以下とする。ここで σ_n は引張を正とする。

σ_o = ボルトの初期プレストレス (N/mm²) で次の値とする。

荷重指示が与えられたときはキャリブレーション応力。

また、ナット回転法で締め付けた一般級のボルトに対しては 1.05 × 試験応力 (proof stress)。

また、ロードセルを用いた試験に基く値。

上記のうちの何れか適当なもの。

μ = 0.4 ただしこの場合表面はグリットブラストまたはショットブラストでケレンを行うべきである。

その他の表面に対して使用すべき μ の値は技術者の指示により行われる試験によって確定するものとする。

14.3. ウェブとダイヤフラムの接合溶接

ウェブをダイヤフラム板に連結する隅肉溶接は 14.2.2 条で与えられた特性強度の $(1 - 0.6 \alpha)$ 倍に等しい有効せん断強度をもつと仮定するものとする。ここで、 α は図 11.7 から導かれる。

14.4. 連結材の最大および最小間隔

連結材の間隔は BS 153 の適当な要求事項に従わなければならない。さらに、補剛材を圧縮やせん断を受ける板に取付ける連結材の間隔はボルト接合またはリベット接合の構造に対しては $b/3$ および $15 t_s$ を、断続溶接に対しては $b/4$ および $12 t_s$ を越えてはならない。

ここで b = 補剛材間隔

t_s = 補剛材の取付脚部の厚さ

中間支点到隣接するウェブパネル形状を限定するために使用する補剛材 (9.5.2 a 条および 9.5.2 b 条参照) や、支承上のすべてのダイヤフラム補剛材は断続溶接によって板に連結しなければならない。同様に、縦方向補剛材やその添接板は任意の横方向ウェブやフランジ添接の各側の補剛材間隔の半分に等しい距離に対し板に連続して取付けなければならない。

14.5. 補剛材の継手

縦方向フランジ補剛材および縦方向応力を共同して伝達するよう設計した縦方向ウェブ補剛材にお

るすべての添接は補剛材の特性強度を増大できるものでなければならない。偏心によるモーメントを伝達するため支持をさらに追加しない場合は、添接の図心を補剛材の図心線に合わせた細部にしなければならない。

補剛材や横断面に変化が生じる場合は、補剛材および添接の強度の計算において、その増大した曲げモーメントを算入しなければならない。

その他のすべての補剛材の添接は補剛材が要求されている強度を増大させるよう設計しなければならない。

14.6. 補剛材と板との連結

補剛材を板に取付けるために使用した連結材や、取付けられた補剛材の脚部は任意断面において横方向荷重または曲率などによる垂直力の他に板の面に垂直なその他の力にも抵抗するに十分な強度を持たなければならない。

横方向添接位置以外における断面に対しては、中間支点に隣接するウェブや支承上のダイヤフラムにおけるものを除いて、これらの力は次のようにとする。

$$0.04 \sigma_1 t r_{mc} \quad \text{単位長さ当り}$$

ここで t = 板厚

σ_1 = 着目断面における崩壊係数倍した平均縦方向応力の最大値

横方向添接における垂直力は次のようにとする。

添接の各側の補剛材間隔の半分に等しい距離に対して

$$3 \sigma_1 t \left(\frac{t}{b} \right) r_{mc} \quad \text{単位長さ当り}$$

ここで $\bar{b}$ = 隣接板パネルの平均幅

9.5.2.a条および9.5.2.b条で定義されたようにパネル形状を限定するために使用した、中間支点に隣接するウェブの補剛材との連結に対して、また支承上のダイヤフラム補剛材に対して垂直力は次のようにとする。

$$0.10 \sigma_1 t r_{mc} \quad \text{単位長さ当り}$$

上記横方向力の他に、荷重伝達補剛材との連結は崩壊係数倍した荷重のもとで単位長さ当り $q_1 + q_2$ に等しい適当な縦方向せん断を伝達するものとする。

$$q_1 = \frac{Q_s A_s}{Z}$$

ここで Q_s = 着目断面においてけたに作用する合計せん断力

A_s = 補剛材自身の横断面の断面積

Z = 補剛材とフランジの界面に関する箱げたの断面係数

$$q_2 = \frac{Q_s A_s y_W}{I_{seff}}$$

ここで Q_s = 任意の局部荷重による補剛材に作用するせん断力

I_{seff} = 補剛材に板の有効幅 $0.7\bar{b}$ を加えたものの断面2次モーメント

y_w = 有効断面の図心から補剛材自身の図心までの距離