

第1編 鋼橋編

1章 総 則

1.1 適用の範囲

この編は、主として鋼製の上部構造に適用する。

1.2 設計一般

構造の各部分はなるべく簡単にし、製作、運搬、架設、検査、塗装、排水、維持管理などに便利なように設計しなければならない。

1.3 設計計算

- (1)設計にあたっては、微小変位のはり理論、または薄板理論を用いて弾性解析を行うことを原則とする。ただし、必要に応じて有限変位解析に基づく設計を行うものとする。
- (2)設計計算にあたっては、最終段階で有効数字3けたが得られるように行うのを原則とする。

1.4 設計の前提となる施工の条件

16章までの規定は、道路橋示方書（平成8年版）鋼橋編15章に示す施工の条件が守れることを前提とする。施工の条件が同15章の規定によりがたい場合は、それを設計において考慮しなければならない。

1.5 鋼種の選定

- (1)鋼材は、JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材、JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材および JIS G 3114 溶接構造用耐侯性熱間圧延鋼材の規格に適合するものを原則とする。ただし、溶接を行う鋼材は JIS G 3106 および JIS G 3114 の規格に適合するものを原則とする。
- (2)鋼種は板厚により表-1.5.1 に基づいて選定するものを標準とする。板厚が40mmをこえる場合は、降状点または耐力が JIS による鋼材の他に、板厚により降状点または耐力が変化しないことを保証された鋼材も使用することができる。
- (3)気温が著しく低下する地方では鋼種の選定に特別な配慮をしなければならない。
- (4)溶接により拘束力を受ける主要部材で板厚方向に主として引張力を受ける場合には、鋼材の板厚方向の特性に配慮しなければならない。
- (5)特別な性能を有する鋼材を使用する場合には、その仕様を表す記号を設計図書に明記しなければならない。

2章 材料の強度

2.1 適用の範囲

2.2, 2.3に規定する材料の強度は、設計計算が微小変位のはり理論または薄板理論を用いた弾性解析に基づく場合に適用することを原則とする。

2.2 鋼材の強度

2.2.1 構造用鋼材の強度

(1)構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度は表-2.2.1に示す値とする。

表-2.2.1 軸方向引張強度・曲げ引張強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

鋼種 鋼材 板厚(mm)	S S 400 S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40 以下	2,400 [235]	3,200 [315]	3,600 [355]	4,400 [430]
40 をこえ 75 以下	2,200 [215]	3,000 [295]	3,400 [335]	4,200 [410]
75 をこえ 100 以下			3,300 [325]	4,100 [400]

(2) 構造用鋼材の局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度は表-2.2.2に示す値とする。

表-2.2.2 局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度 (kgf/cm²)

鋼種 板厚 (mm)	S S 400, S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y, S M 520 S M A 490W	S M 570 S M A 570W
40 以下	$2,400 : \frac{\ell}{r} \leq 19$ 2,400 $-14(\frac{\ell}{r}-19) :$ $19 < \frac{\ell}{r} \leq 93$ $\frac{21,000,000}{6,700+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $93 < \frac{\ell}{r}$	$3,200 : \frac{\ell}{r} \leq 16$ 3,200 $-22(\frac{\ell}{r}-16) :$ $16 < \frac{\ell}{r} \leq 80$ $\frac{21,000,000}{5,000+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $80 < \frac{\ell}{r}$	$3,600 : \frac{\ell}{r} \leq 15$ 3,600 $-26(\frac{\ell}{r}-15) :$ $15 < \frac{\ell}{r} \leq 76$ $\frac{21,000,000}{4,500+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $76 < \frac{\ell}{r}$	$4,400 : \frac{\ell}{r} \leq 19$ 4,400 $-37(\frac{\ell}{r}-19) :$ $19 < \frac{\ell}{r} \leq 67$ $\frac{21,000,000}{3,500+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $67 < \frac{\ell}{r}$
40 をこえ 75 以下	$2,200 : \frac{\ell}{r} \leq 19$ 2,200 $-12(\frac{\ell}{r}-19) :$ $19 < \frac{\ell}{r} \leq 97$	$3,000 : \frac{\ell}{r} \leq 17$ 3,000 $-20(\frac{\ell}{r}-17) :$ $17 < \frac{\ell}{r} \leq 83$	$3,400 : \frac{\ell}{r} \leq 16$ 3,400 $-24(\frac{\ell}{r}-16) :$ $16 < \frac{\ell}{r} \leq 78$ $\frac{21,000,000}{4,700+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $78 < \frac{\ell}{r}$	$4,200 : \frac{\ell}{r} \leq 19$ 4,200 $-35(\frac{\ell}{r}-19) :$ $19 < \frac{\ell}{r} \leq 69$ $\frac{21,000,000}{3,600+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $69 < \frac{\ell}{r}$
75 をこえ 100 以下	$\frac{21,000,000}{7,300+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $97 < \frac{\ell}{r}$	$\frac{21,000,000}{5,300+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $83 < \frac{\ell}{r}$	$3,300 : \frac{\ell}{r} \leq 16$ 3,300 $-23(\frac{\ell}{r}-16) :$ $16 < \frac{\ell}{r} \leq 79$ $\frac{21,000,000}{4,900+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $79 < \frac{\ell}{r}$	$4,100 : \frac{\ell}{r} \leq 20$ 4,100 $-34(\frac{\ell}{r}-20) :$ $20 < \frac{\ell}{r} \leq 69$ $\frac{21,000,000}{3,700+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $69 < \frac{\ell}{r}$
備考	ℓ : 部材の有効座屈長(cm) r : 部材の総断面の断面二次半径(cm)			

表-2.2.2 局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度 (N/mm²)

鋼種 板厚 (mm)	S S 400, S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490Y, S M 520 S M A 490W	S M 570 S M A 570W
40 以下	$235 : \frac{\ell}{r} \leq 18$ 235 $-1.4(\frac{\ell}{r}-18) :$ $18 < \frac{\ell}{r} \leq 92$ $\frac{2,000,000}{6,500+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $92 < \frac{\ell}{r}$	$315 : \frac{\ell}{r} \leq 16$ 315 $-2.2(\frac{\ell}{r}-16) :$ $16 < \frac{\ell}{r} \leq 79$ $\frac{2,000,000}{4,800+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $79 < \frac{\ell}{r}$	$355 : \frac{\ell}{r} \leq 15$ 355 $-2.6(\frac{\ell}{r}-15) :$ $15 < \frac{\ell}{r} \leq 75$ $\frac{2,000,000}{4,300+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $75 < \frac{\ell}{r}$	$430 : \frac{\ell}{r} \leq 19$ 430 $-3.7(\frac{\ell}{r}-19) :$ $18 < \frac{\ell}{r} \leq 66$ $\frac{2,000,000}{3,400+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $66 < \frac{\ell}{r}$
40 をこえ 75 以下	$215 : \frac{\ell}{r} \leq 19$ 215 $-1.2(\frac{\ell}{r}-19) :$ $19 < \frac{\ell}{r} \leq 96$	$295 : \frac{\ell}{r} \leq 16$ 295 $-2.0(\frac{\ell}{r}-16) :$ $16 < \frac{\ell}{r} \leq 82$	$335 : \frac{\ell}{r} \leq 15$ 335 $-2.4(\frac{\ell}{r}-15) :$ $15 < \frac{\ell}{r} \leq 77$ $\frac{2,000,000}{4,600+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $77 < \frac{\ell}{r}$	$410 : \frac{\ell}{r} \leq 19$ 410 $-3.5(\frac{\ell}{r}-19) :$ $19 < \frac{\ell}{r} \leq 68$ $\frac{2,000,000}{3,500+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $68 < \frac{\ell}{r}$
75 をこえ 100 以下	$\frac{2,000,000}{7,100+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $96 < \frac{\ell}{r}$	$\frac{2,000,000}{5,200+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $82 < \frac{\ell}{r}$	$325 : \frac{\ell}{r} \leq 16$ 325 $-2.3(\frac{\ell}{r}-16) :$ $16 < \frac{\ell}{r} \leq 78$ $\frac{2,000,000}{4,700+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $78 < \frac{\ell}{r}$	$400 : \frac{\ell}{r} \leq 20$ 400 $-3.3(\frac{\ell}{r}-20) :$ $20 < \frac{\ell}{r} \leq 69$ $\frac{2,000,000}{3,600+(\frac{\ell}{r})^2} :$ $69 < \frac{\ell}{r}$
備考	ℓ : 部材の有効座屈長(cm) r : 部材の総断面の断面二次半径(cm)			

(3)構造用鋼材の曲げ圧縮強度は表-2.2.3 (a), (b) に示す値とする。

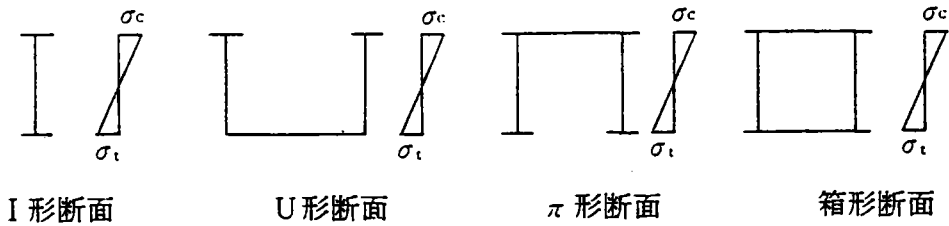
表-2.2.3 (a) 曲げ圧縮強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

鋼種 鋼材 板厚(mm)	S S 400 S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40 以下	2,400 [235]	3,200 [315]	3,600 [355]	4,400 [430]
40 をこえ 75 以下	2,200 [215]	3,000 [295]	3,400 [335]	4,200 [410]
75 をこえ 100 以下			3,300 [325]	4,100 [400]

表-2.2.3 (b) 曲げ圧縮強度 (kgf/cm²)

鋼種 板厚 (mm)	S S 400, S M 400 S M A 400 W	S M 490	S M 490 Y, S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W	
$\frac{A_w}{A_t} \leq 2$	40 以下	$2,400 : \frac{\ell}{b} \leq 4.5$ 2,400 $-43(\frac{\ell}{b} - 4.5) :$ $4.5 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$3,200 : \frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 3,200 $-66(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$3,600 : \frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 3,600 $-78(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 27$	$4,400 : \frac{\ell}{b} \leq 5.0$ 4,400 $-110(\frac{\ell}{b} - 5.0) :$ $5.0 < \frac{\ell}{b} \leq 25$
	40 をこえ 75 以下	$2,200 : \frac{\ell}{b} \leq 5.0$ 2,200	$3,000 : \frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 3,000	$3,400 : \frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 3,400 $-72(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 27$	$4,200 : \frac{\ell}{b} \leq 5.5$ 4,200 $-110(\frac{\ell}{b} - 5.5) :$ $5.5 < \frac{\ell}{b} \leq 25$
	75 をこえ 100 以下	$-37(\frac{\ell}{b} - 5.0) :$ $5.0 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$-59(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$3,300 : \frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 3,300 $-69(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 27$	$4,100 : \frac{\ell}{b} \leq 5.5$ 4,100 $-100(\frac{\ell}{b} - 5.5) :$ $5.5 < \frac{\ell}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_t} > 2$	40 以下	$2,400 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{9}{K}$ 2,400 $-21(\frac{K\ell}{b} - 9) :$ $\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$3,200 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 3,200 $-33(\frac{K\ell}{b} - 8) :$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$3,600 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 3,600 $-39(\frac{K\ell}{b} - 8) :$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$	$4,400 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{10}{K}$ 4,400 $-56(\frac{K\ell}{b} - 10) :$ $\frac{10}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 25$

40 を こ え 75 以 下	$2,200 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{10}{K}$ 2,200	$3,000 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 3,000	$3,400 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 3,400 $-36(\frac{K\ell}{b}-8):$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$	$4,200 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{11}{K}$ 4,200 $-53(\frac{K\ell}{b}-11):$ $\frac{11}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 25$
75 を こ え 100 以 下	$-19(\frac{K\ell}{b}-10):$ $\frac{10}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$-30(\frac{K\ell}{b}-8):$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$3,300 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 3,300 $-34(\frac{K\ell}{b}-8):$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$	$4,100 : \frac{\ell}{b} \leq \frac{11}{K}$ 4,100 $-51(\frac{K\ell}{b}-11):$ $\frac{11}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 25$
備 考	A_w : 腹板の総断面積(cm ²) A_c : 圧縮フランジの総断面積(cm ²) ℓ : 圧縮フランジの固定点間距離(cm) b : 圧縮フランジ幅(cm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			



ここに、 σ_c : 圧縮縁応力度 σ_t : 引張縁応力度

図-2.2.1 断面の分類

表-2.2.3 (b) 曲げ圧縮強度 [N/mm²]

鋼種		S S 400, S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490Y, S M 520 S M A 490W	S M 570 S M A 570W
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	40 以下	235 : $\frac{\ell}{b} \leq 4.5$ 235 $-4.2(\frac{\ell}{b} - 4.5) :$ $4.5 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	315 : $\frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 315 $-6.6(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	355 : $\frac{\ell}{b} \leq 3.5$ 355 $-7.9(\frac{\ell}{b} - 3.5) :$ $3.5 < \frac{\ell}{b} \leq 27$	430 : $\frac{\ell}{b} \leq 5.0$ 430 $-11(\frac{\ell}{b} - 5.0) :$ $5.0 < \frac{\ell}{b} \leq 25$
	40 を こ え 75 以下	215 : $\frac{\ell}{b} \leq 5.0$ 215	295 : $\frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 295	335 : $\frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 335 $-7.2(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 27$	410 : $\frac{\ell}{b} \leq 5.5$ 410 $-10(\frac{\ell}{b} - 5.5) :$ $5.5 < \frac{\ell}{b} \leq 25$
	75 を こ え 100 以下	$-3.7(\frac{\ell}{b} - 5.0) :$ $5.0 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$-5.9(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 30$	325 : $\frac{\ell}{b} \leq 4.0$ 325 $-6.9(\frac{\ell}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 27$	400 : $\frac{\ell}{b} \leq 5.5$ 400 $-10(\frac{\ell}{b} - 5.5) :$ $5.5 < \frac{\ell}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40 以下	235 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{9}{K}$ 235 $-2.1(\frac{K\ell}{b} - 9) :$ $\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	315 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 315 $-3.3(\frac{K\ell}{b} - 8) :$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	355 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{7}{K}$ 355 $-3.9(\frac{K\ell}{b} - 7) :$ $\frac{7}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$	430 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{10}{K}$ 430 $-5.6(\frac{K\ell}{b} - 10) :$ $\frac{10}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 25$
	40 を こ え 75 以下	215 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{10}{K}$ 215	295 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 295	335 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 335 $-3.6(\frac{K\ell}{b} - 8) :$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$	410 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{11}{K}$ 410 $-5.2(\frac{K\ell}{b} - 11) :$ $\frac{11}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 25$
	75 を こ え 100 以下	$-1.9(\frac{K\ell}{b} - 10) :$ $\frac{10}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	$-3.0(\frac{K\ell}{b} - 8) :$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$	325 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ 325 $-3.4(\frac{K\ell}{b} - 8) :$ $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$	400 : $\frac{\ell}{b} \leq \frac{11}{K}$ 400 $-5.1(\frac{K\ell}{b} - 11) :$ $\frac{11}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 25$
備 考	A_w : 腹板の総断面積(cm ²) A_c : 圧縮フランジの総断面積(cm ²) ℓ : 圧縮フランジの固定点間距離(cm) b : 圧縮フランジ幅(cm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$				

(4)圧縮板の局部座屈強度は表-2.2.4, 表-2.2.5 および表-2.2.6 に示す値とする。

ただし, 表-2.2.4 はプレートガーダーの腹板には適用しないものとし, 表-2.2.6 はプレートガーダーの腹板および鋼床版には適用しないものとする。

また, 表-2.2.6 は 5.2.3 の規定を満足する補剛材が等間隔に配置されている場合に適用する。

表-2.2.4 両縁支持板の局部座屈強度 (kgf/cm²)

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する強度 (kgf/cm ²)	
S S 400 S M 400 S M A 400W	40 以下	2,400 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{39.4f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{39.4f}$
	40 をこえ 100 以下	2,200 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{41.1f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{41.1f}$
S M 490	40 以下	3,200 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{34.1f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{34.1f}$
	40 をこえ 100 以下	3,600 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{35.2f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{35.2f}$
S M 490Y S M 520 S M A 490W	40 以下	3,600 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{32.2f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{32.2f}$
	40 をこえ 75 以下	3,400 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{33.1f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{33.1f}$
	75 をこえ 100 以下	3,300 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{33.6f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{33.6f}$
S M 570 S M A 570W	40 以下	4,400 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{29.4f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{29.4f}$
	40 をこえ 75 以下	4,200 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{30.1f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{30.1f}$
	75 をこえ 100 以下	4,100 3,800,000($\frac{tf}{b}$) ²	$\frac{b}{30.4f} \leqq t$ $\frac{b}{80f} \leqq t < \frac{b}{30.4f}$

t : 板厚(cm)

b : 板の固定縁間距離(cm) (図-2.2.2 参照)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65\varphi^2 + 0.13\varphi + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$

σ_1, σ_2 : それぞれ板の両縁での縁応力度(kgf/cm², N/mm²), ただし, $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし, 圧縮応力を正とする (図-2.2.3 参照)。

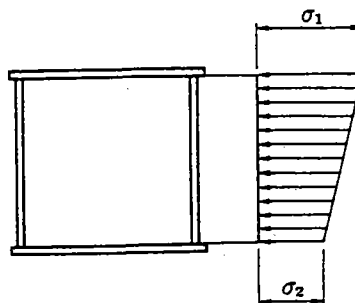
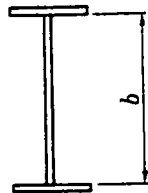
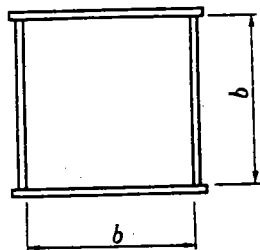


図-2.2.2 板の固定縁間距離

図-2.2.3 板の縁応力度

表-2.2.4 両縁支持板の局部座屈強度 [N/mm²]

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する強度 [N/mm ²]	
S S 400 S M 400 S M A 400 W	40 以下	235 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{38.8 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{38.8 f}$
	40 をこえ 100 以下	215 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{40.6 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{40.6 f}$
S M 490	40 以下	315 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{33.5 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{33.5 f}$
	40 をこえ 100 以下	295 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{34.7 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{34.7 f}$
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	40 以下	355 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{31.6 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{31.6 f}$
	40 をこえ 75 以下	335 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{32.5 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{32.5 f}$
	75 をこえ 100 以下	325 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{33.0 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{33.0 f}$
S M 570 S M A 570 W	40 以下	430 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{29.0 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{29.0 f}$
	40 をこえ 75 以下	410 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{29.7 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{29.7 f}$
	75 をこえ 100 以下	400 360,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{30.0 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{30.0 f}$

表-2.2.5 自由突出板の局部座屈強度 (kgf/cm²)

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する強度 (kgf/cm ²)	
S S 400 S M 400 S M A 400	40 以下	2,400	$\frac{b}{12.9} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.9}$
	40 をこえ 100 以下	2,200	$\frac{b}{13.5} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.5}$
S M 490	40 以下	3,200	$\frac{b}{11.2} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
	40 をこえ 100 以下	3,000	$\frac{b}{11.6} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.6}$
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	40 以下	3,600	$\frac{b}{10.5} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$
	40 をこえ 75 以下	3,400	$\frac{b}{10.9} \leq t$
	$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.9}$	
	75 をこえ 100 以下	3,300	$\frac{b}{11.0} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$
S M 570 S M A 570 W	40 以下	4,400	$\frac{b}{9.6} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.6}$
	40 をこえ 75 以下	4,200	$\frac{b}{9.9} \leq t$
	$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.9}$	
	75 をこえ 100 以下	4,100	$\frac{b}{10.0} \leq t$
		$410,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.0}$

t : 板厚 (cm)

b : 自由突出幅 (cm) (図-2.2.4参照)

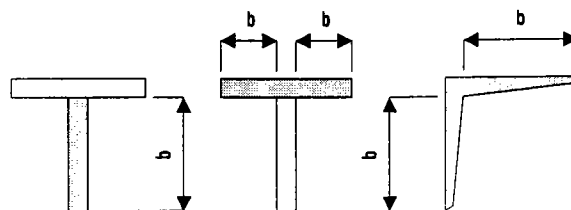


図-2.2.4 自由突出幅

表-2.2.5 自由突出板の局部座屈強度 [N/mm²]

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する強度 [N/mm ²]	
S S 400 S M 400 S M A 400	40 以下	235 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{12.7} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.7}$
	40 をこえ 100 以下	215 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{13.3} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.3}$
S M 490	40 以下	315 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{11.0} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$
	40 をこえ 100 以下	295 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{11.4} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.4}$
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	40 以下	355 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{10.4} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.4}$
	40 をこえ 75 以下	335 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{10.7} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.7}$
	75 をこえ 100 以下	325 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{10.8} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.8}$
S M 570 S M A 570 W	40 以下	430 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{9.5} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$
	40 をこえ 75 以下	410 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{9.7} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.7}$
	75 をこえ 100 以下	400 39,000($\frac{t}{b}$) ²	$\frac{b}{9.9} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.9}$

表-2.2.6 補剛板の局部座屈強度 (kgf/cm²)

鋼種 板厚(mm)	S S 400, S M 400 S M 400W	S M 490	S M 490 Y, S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40 以下	$2,400 : \frac{b}{28fn} \leq t$ 2,400 $-43(\frac{b}{fn}-28) :$ $\frac{b}{56fn} \leq t < \frac{b}{28fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{56fn}$	$3,200 : \frac{b}{24fn} \leq t$ 3,200 $-66(\frac{b}{fn}-24) :$ $\frac{b}{49fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{49fn}$	$3,600 : \frac{b}{23fn} \leq t$ 3,600 $-78(\frac{b}{fn}-23) :$ $\frac{b}{46fn} \leq t < \frac{b}{23fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{46fn}$	$4,400 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 4,400 $-113(\frac{b}{fn}-22) :$ $\frac{b}{41fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{41fn}$
40 を こ え 75 以下	$2,200 : \frac{b}{29fn} \leq t$ 2,200 $-37(\frac{b}{fn}-29) :$ $\frac{b}{59fn} \leq t < \frac{b}{29fn}$	$3,000 : \frac{b}{25fn} \leq t$ 3,000 $-60(\frac{b}{fn}-25) :$ $\frac{b}{50fn} \leq t < \frac{b}{25fn}$	$3,400 : \frac{b}{24fn} \leq t$ 3,400 $-72(\frac{b}{fn}-24) :$ $\frac{b}{47fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{47fn}$	$4,200 : \frac{b}{23fn} \leq t$ 4,200 $-106(\frac{b}{fn}-23) :$ $\frac{b}{42fn} \leq t < \frac{b}{23fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{42fn}$
75 を こ え 100 以下	$3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{59fn}$	$3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{50fn}$	$3,300 : \frac{b}{24fn} \leq t$ 3,300 $-69(\frac{b}{fn}-24) :$ $\frac{b}{48fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{48fn}$	$4,100 : \frac{b}{23fn} \leq t$ 4,100 $-95(\frac{b}{fn}-23) :$ $\frac{b}{42fn} \leq t < \frac{b}{23fn}$ $3,800,000(\frac{fn}{b})^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{42fn}$

t : 板厚 (cm)

b : 補剛板の全幅 (cm)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

f : 応力勾配による係数 $f = 0.65(\varphi/n)^2 + 0.13(\varphi/n) + 1.0$

φ : 応力勾配、 $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$

σ_1, σ_2 : それぞれ補剛板の両縁での縁応力度(kgf/cm², N/mm²), ただし、 $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし、
圧縮応力を正とする (図-2.2.6 参照)。

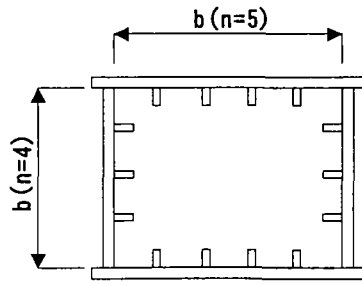


図-2.2.5 補剛板の全幅

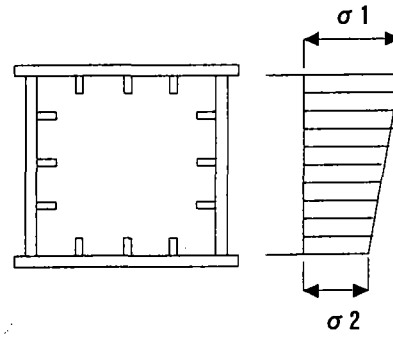


図-2.2.6 補剛板の縁応力度

表-2.2.6 補剛板の局部座屈強度 [N/mm²]

鋼種 板厚(mm)	S S 400, S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y, S M 520 S M A 490W	S M 570 S M A 570W
40 以下	$235 : \frac{b}{28fn} \leq t$ 235 $-4.2 \left(\frac{b}{fn} - 28 \right) :$ $\frac{b}{55fn} \leq t < \frac{b}{28fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{55fn}$	$315 : \frac{b}{24fn} \leq t$ 315 $-6.6 \left(\frac{b}{fn} - 24 \right) :$ $\frac{b}{48fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{48fn}$	$355 : \frac{b}{23fn} \leq t$ 355 $-7.9 \left(\frac{b}{fn} - 23 \right) :$ $\frac{b}{45fn} \leq t < \frac{b}{23fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{45fn}$	$430 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 430 $-10.5 \left(\frac{b}{fn} - 22 \right) :$ $\frac{b}{40fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{40fn}$
40 を こ え 75 以下	$215 : \frac{b}{29fn} \leq t$ 215 $-3.7 \left(\frac{b}{fn} - 29 \right) :$ $\frac{b}{58fn} \leq t < \frac{b}{29fn}$	$295 : \frac{b}{25fn} \leq t$ 295 $-6.0 \left(\frac{b}{fn} - 25 \right) :$ $\frac{b}{50fn} \leq t < \frac{b}{25fn}$	$335 : \frac{b}{23fn} \leq t$ 335 $-7.2 \left(\frac{b}{fn} - 23 \right) :$ $\frac{b}{46fn} \leq t < \frac{b}{23fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{46fn}$	$410 : \frac{b}{22fn} \leq t$ 410 $-9.8 \left(\frac{b}{fn} - 22 \right) :$ $\frac{b}{41fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{41fn}$
75 を こ え 100 以下	$360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{58fn}$	$360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{50fn}$	$325 : \frac{b}{24fn} \leq t$ 325 $-6.9 \left(\frac{b}{fn} - 24 \right) :$ $\frac{b}{47fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{47fn}$	$400 : \frac{b}{23fn} \leq t$ 400 $-9.4 \left(\frac{b}{fn} - 23 \right) :$ $\frac{b}{41fn} \leq t < \frac{b}{23fn}$ $360,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2 :$ $\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{41fn}$

(5)構造用鋼材のせん断強度および支圧強度はそれぞれ表-2.2.7 に示す値とする。

表-2.2.7 せん断強度および支圧強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

応力の種類		鋼材の	鋼種	S S 400	S M 490	S M 490 Y	S M 570	
		板厚(mm)		S M 400		S M 520	S M A 570 W	
				S M A 400 W		S M A 490 W		
せん断応力度		40 以下		1,400 [135]	1,850 [180]	2,100 [205]	2,550 [250]	
		40 をこえ 75 以下		1,250 [125]	1,750 [170]	1,950 [190]	2,400 [235]	
		75 をこえ 100 以下				1,900 [185]	2,350 [230]	
支 圧 強 度	鋼板と鋼板 との間の 支圧強度	40 以下		3,600 [355]	4,800 [470]	5,400 [530]	6,600 [645]	
		40 をこえ 75 以下		3,300 [325]	4,500 [440]	5,100 [500]	6,300 [620]	
		75 をこえ 100 以下				4,950 [5.0]	6,150 [605]	
	ヘルツ公式 で算出する 場合	40 以下						
		40 をこえ 75 以下		10,200 [1,000]	11,900 [1,150]	—	—	
		75 をこえ 100 以下						

2.2.2 鋳鍛造品の強度

支承その他に用いる鋳鍛造品の強度は表-2.2.8 に示す値とする。

表-2.2.8 鋳鍛造品の強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

強度の種類 鋳鍛造品の種類		軸方向強度		曲げ強度		せん断 強度	支圧強度			
		引張	圧縮 ¹⁾	引張	圧縮 ¹⁾		すべりのない 平面 接触 ²⁾	すべり のある 平面 接触 ²⁾	ヘルツ公式で計算する 場合の支圧	
									支圧 強度	かたさ必要 値HB ³⁾
鍛 鋼 品	SF490A	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	1,400 [135]	3,600 [355]	1,800 [175]	10,000 [980]	125 以上
	SF540A	2,900 [285]	2,900 [285]	2,900 [285]	2,900 [285]	1,700 [165]	4,300 [420]	2,100 [205]	12,000 [1,200]	145 以上
鋳 鋼 品	SC450	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	1,400 [135]	3,600 [355]	1,800 [175]	10,000 [980]	125 以上
	SCW410	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	1,400 [135]	3,600 [355]	1,800 [175]	10,000 [980]	125 以上
	SCW480	2,900 [285]	2,900 [285]	2,900 [285]	2,900 [285]	1,700 [165]	4,300 [420]	2,100 [205]	12,000 [1,200]	145 以上
	SCMn1A	2,900 [285]	2,900 [285]	2,900 [285]	2,900 [285]	1,700 [165]	4,300 [420]	2,100 [205]	12,000 [1,200]	143 以上
	SCMn2A	3,200 [315]	3,200 [315]	3,200 [315]	3,200 [315]	1,850 [180]	4,800 [470]	2,400 [235]	13,500 [1,300]	163 以上
機 械 構 造 用 鋼	S35CN ⁴⁾	3,200 [315]	3,200 [315]	3,200 [315]	3,200 [315]	1,850 [180]	4,800 [470]	2,400 [235]	12,000 [1,200]	149 以上
	S45CN ⁴⁾	3,600 [355]	3,600 [355]	3,600 [355]	3,600 [355]	2,100 [205]	5,400 [530]	2,700 [265]	13,500 [1,300]	167 以上
鋳 鉄 品	FC250	1,000 [100]	2,000 [195]	1,000 [100]	2,000 [195]	900 [90]	2,000 [195]	1,000 [100]	11,000 [1,100]	135 以上
	FCD400 ⁵⁾	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	2,400 [235]	1,400 [135]	3,600 [355]	— —	— —	— —

注：1)圧縮強度は座屈を考慮しない場合の値である。

2)曲面接触において、図-2.2.2 に示す r_1 と r_2 との比 r_1/r_2 が、円柱面と円柱面では 1.02 未満、球面と球面では 1.01 未満となる場合は、平面接触として取り扱うものとする。

この場合の支圧強度は、投影面積について算出した強度に対応する値である。

3)HB は JIS Z 2243 に規定するブリネルかたさを表わす。

4)機械構造用鋼 S35CN, S45CN は JIS G 4051 に規定される材質 S35C, S45C に熱処理として焼きならしを施し、その規格の解説付表に示される機械的性質を満足する材料とする。

5)FCD400 については規定値のない項は使用しないものとする。

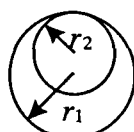


図-2.2.2

2.2.3 溶接部および接合用鋼材の強度

(1) 溶接部の強度

溶接部の強度は表-2.2.9 に示す値とする。ただし、現場溶接を行う溶接継手は、原則として道路橋示方書（平成8年版）Ⅱ鋼橋編 15章に規定する工事溶接と同等の管理を行うものとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表-2.2.9 溶接部の強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

鋼種			S M400 S M A400W		S M490		S M490 Y S M520 S M A490W			S M570 S M A570W		
			40 ㍉	40 ㍉ 100 ㍉	40 ㍉	40 ㍉ 100 ㍉	40 ㍉	40 ㍉ 75 ㍉	75 ㍉ 100 ㍉	40 ㍉	40 ㍉ 75 ㍉	75 ㍉ 100 ㍉
工 場 溶 接	全断面	圧縮強度	2,400 [235]	2,200 [215]	3,200 [315]	3,000 [295]	3,600 [355]	3,400 [335]	3,300 [325]	4,400 [430]	4,200 [410]	4,100 [400]
		引張強度	2,400 [235]	2,200 [215]	3,200 [315]	3,000 [295]	3,600 [355]	3,400 [335]	3,300 [325]	4,400 [430]	4,200 [410]	4,100 [400]
	溶接	せん断強度	1,400 [135]	1,250 [125]	1,850 [180]	1,750 [170]	2,100 [205]	1,950 [190]	1,900 [185]	2,550 [250]	2,400 [235]	2,350 [230]
		すみ肉溶接 部分溶込み グループ 溶接	せん断強度	1,400 [135]	1,250 [125]	1,850 [180]	1,750 [170]	2,100 [205]	1,950 [190]	1,900 [185]	2,550 [250]	2,400 [235]
現場溶接		原則として工場溶接と同じ値とする										

(2)高力ボルトの強度

1)摩擦接合用高力ボルトおよび摩擦接合用トルシア形高力ボルトのすべり耐力は表-2.2.10 に示す値とする。

表-2.2.10 摩擦接合用高力ボルトのすべり耐力 (kgf) [kN]
(1ボルト1摩擦面あたり)

ボルトの等級 ねじの呼び	F 8 T	F 10 T	S 10 T
M20	5,300 [53]	6,600 [66]	6,600 [66]
M22	6,600 [66]	8,200 [82]	8,200 [82]
M24	7,700 [77]	9,500 [95]	9,500 [95]

2)支圧接合用高力ボルトのせん断強度および支圧強度はそれぞれ表-2.2.11 および表-2.2.12 に示す値とする。

表-2.2.11 支圧接合用高力ボルトのせん断強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

ボルトの等級	B 8 T	B 10 T
強度	2,600 [255]	3,300 [325]

表-2.2.12 支圧接合用高力ボルトの支圧強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

母材および連結 板の鋼種 鋼材の板厚(mm)	S S 400 S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40 以下	4,100 [400]	5,400 [530]	6,100 [600]	7,500 [735]
40 をこえ 75 以下	3,700 [365]	5,100 [500]	5,800 [570]	7,100 [695]
75 をこえ 100 以下			5,600 [550]	7,000 [685]

(3)アンカーボルトおよびピンの強度は、それぞれ表-2.2.13 に示す値とする。

表-2.2.13 アンカーボルト、ピンの強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

鋼 種		S S 400	S 35 C N	S 45 C N
せん断強度	アンカーボルト	1,000[100]	1,400[135]	1,400[135]
	ピン	1,700[165]	2,400[235]	2,600[255]
降伏点	アンカーボルト	2,400[235]	3,200[315]	3,600[355]
	ピン	2,400[235]	3,200[315]	3,600[355]
曲げ強度	ピン	3,200[315]	4,400[430]	4,900[480]
支圧強度	ピン (回転を伴わない場合)	3,600[355]	4,800[470]	5,400[490]
	ピン (回転を伴う場合)	1,800[175]	2,400[235]	2,700[245]

(4)仕上げボルトの強度は表-2.2.14 に示す値とする。

表-2.2.14 仕上げボルトの強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

JIS B 1051 による 強度区分	4.6	8.8	10.9
強度の種類			
降伏点及び耐力	2,400[235]	6,500[640]	9,500[935]
せん断強度	1,400[135]	3,800[375]	5,500[540]
支圧強度	3,600[355]	9,200[905]	12,200[1,195]

2.2.4 棒鋼および鋼管の強度

(1)鉄筋コンクリート用棒鋼の強度は表-2.2.15 に示す値とする。ただし、鉄筋コンクリート床版に用いる棒鋼の強度は8.1.7によるものとする。

表-2.2.15 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

棒鋼の種類	S R 235	S D 295 A S D 295 B	S D 345
強度の種類			
引張強度	2,400[235]	3,000[295]	3,000[295]
圧縮強度			3,500[345]

(2)鋼管の軸方向引張強度および曲げ引張強度、軸方向圧縮強度、曲げ圧縮強度は、それぞれ2.2.1(1)、(2)、(3)項によるものとする。ただし、表-2.2.3の適用にあたっては、それぞれの鋼種に対する上限値を用いてよい。また、4.1.1、4.1.2および4.1.3の適用にあたっては、局部座屈に対する強度は、表-2.2.16に示す値とする。S T K 400はS M 400に、またS T K 490はS M 490に準じるものとする。

ただし、橋脚基部などの耐震設計上じん性が要求される部位に用いられる鋼管については、耐震設計編の鋼製橋脚の規定に従うものとする。

表-2. 2. 16 局部座屈に対する圧縮強度 (kgf/cm²)

鋼種	鋼管の板厚 (mm)	局部座屈に対する圧縮強度(kgf/cm ²)	
S S 400 S M 400 S M A 400 W S T K 400	40 以下	2,400 2,400-7.3($\frac{R}{\alpha t} - 50$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 50$ $50 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 100 以下	2,200 2,200-7.1($\frac{R}{\alpha t} - 55$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 55$ $55 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
S M 490 S T K 490	40 以下	3,200 3,200-10.4($\frac{R}{\alpha t} - 40$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 40$ $40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 100 以下	3,000 3,000-9.4($\frac{R}{\alpha t} - 40$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 40$ $40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	40 以下	3,600 3,600-11.4($\frac{R}{\alpha t} - 35$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 75 以下	3,400 3,400-10.9($\frac{R}{\alpha t} - 35$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75 をこえ 100 以下	3,300 3,300-10.7($\frac{R}{\alpha t} - 35$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
S M 570 S M A 570 W	40 以下	4,400 4,400-14.1($\frac{R}{\alpha t} - 25$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 75 以下	4,200 4,200-13.9($\frac{R}{\alpha t} - 30$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 30$ $30 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75 をこえ 100 以下	4,100 4,100-13.8($\frac{R}{\alpha t} - 30$)	$\frac{R}{\alpha t} \leq 30$ $30 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

表-2.2.16 局部座屈に対する圧縮強度 [N/mm²]

鋼種	鋼管の板厚 (mm)	局部座屈に対する圧縮強度[N/mm ²]	
S S 400 S M 400 S M A 400 W S T K 400	40 以下	235 $235-0.7\left(\frac{R}{\alpha t}-50\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 50$ $50 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 100 以下	216 $216-0.7\left(\frac{R}{\alpha t}-55\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 55$ $55 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
S M 490 S T K 490	40 以下	314 $314-1.0\left(\frac{R}{\alpha t}-35\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 100 以下	294 $294-0.9\left(\frac{R}{\alpha t}-40\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 40$ $40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	40 以下	353 $353-1.1\left(\frac{R}{\alpha t}-35\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 75 以下	333 $333-1.1\left(\frac{R}{\alpha t}-35\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75 をこえ 100 以下	323 $323-1.0\left(\frac{R}{\alpha t}-35\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
S M 570 S M A 570 W	40 以下	431 $431-1.4\left(\frac{R}{\alpha t}-25\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 をこえ 75 以下	412 $412-1.4\left(\frac{R}{\alpha t}-25\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75 をこえ 100 以下	4.0 $4.0-1.4\left(\frac{R}{\alpha t}-25\right)$	$\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

ここに、

R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離) (cm)

t : 鋼管の板厚 (cm)

$$\alpha = 1 + \phi / 10$$

$$\phi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

σ_1, σ_2 : 曲げにより、鋼管に生じる合応力度 (kgf/cm²) [N/mm²] , ただし、圧縮側を負とする。

(3)鋼管のせん断強度は表-2.2.17 に示す値とする。

表-2.2.17 せん断強度 (kgf/cm²)

鋼種	鋼管の板厚 (mm)	せん断強度(kgf/cm ²)	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
S S 400 S M 400 S M A 400 W S T K 400	40 以下	1,400-0.032($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 125$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $125 < \frac{R}{t} \leq 200$	850
	40 をこえ 100 以下	1,250-0.027($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 130$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $130 < \frac{R}{t} \leq 200$	
S M 490 S T K 400	40 以下	1,850-0.075($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 95$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	1,000
	40 をこえ 100 以下	1,750-0.058($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 100$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	40 以下	2,100-0.097($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 85$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $85 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 をこえ 75 以下	1,950-0.085($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 90$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $90 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 をこえ 100 以下	1,900-0.075($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 95$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	
S M 570 S M A 570 W	40 以下	2,550-0.180($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 70$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 をこえ 75 以下	2,400-0.163($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 75$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 をこえ 100 以下	2,350-0.148($\frac{R}{t}$) ² : $\frac{R}{t} \leq 75$ 127,500/($\frac{R}{t}$)-150 : $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

表-2.2.17 せん断強度 [N/mm²]

鋼種	鋼管の板厚 (mm)	せん断強度[N/mm ²]	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
S S 400 S M 400 S M A 400 W S K T 400	40 以下	$135-0.003(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 120$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $120 < \frac{R}{t} \leq 200$	85
	40 をこえ 100 以下	$125-0.003(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 130$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $130 < \frac{R}{t} \leq 200$	
S M 490 S T K 400	40 以下	$180-0.007(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 95$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	100
	40 をこえ 100 以下	$170-0.006(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 100$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	40 以下	$205-0.010(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 85$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $85 < \frac{R}{t} \leq 200$	-
	40 をこえ 75 以下	$190-0.008(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 90$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $90 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 をこえ 100 以下	$185-0.007(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 95$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	
S M 570 S M A 570 W	40 以下	$250-0.018(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 70$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	-
	40 をこえ 75 以下	$235-0.016(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 をこえ 100 以下	$230-0.015(\frac{R}{t})^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $12,500/(\frac{R}{t})-15$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

2.3 コンクリートの支圧強度

コンクリートの支圧強度は、式(2.3.1)により算出した値とする。

$$\sigma_{bu} = (0.425 + 0.85 \frac{A_b}{A_c}) \sigma_{ck} \quad (2.3.1)$$

ただし、 $\sigma_{bu} \leq 0.85 \sigma_{ck}$

ここに、

σ_{bu} : コンクリートの支圧強度(kgf/cm²) [N/mm²]

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積(cm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧力を受けるコンクリート面の面積(cm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(kgf/cm²)[N/mm²]

3章 荷重の組合せと安全係数

3.1 終局限界状態の安全係数

終局限界状態の照査にあたって考慮する荷重の組合せおよび安全係数は、表-3.1.1 に示すものを用いるものとする。

表-3.1.1 荷重の組合せおよび安全係数

荷重の組合せ	安全係数 ν
主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)	1.70
主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+温度変化の影響(T)	1.50
主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+風荷重(W)	1.35
主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+温度変化の影響(T)+風荷重(W)	1.25
主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+制動荷重(BK)	1.35
主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+衝突荷重(CO) (鋼)	1.00
主荷重(P)+主荷重に相当する特殊荷重(PP)+衝突荷重(CO) (鉄筋コンクリート)	1.15
風荷重のみ(W)	1.40
制動荷重のみ(BK)	1.40
活荷重および衝撃以外の主荷重(P(except L+I))+地震の影響(EQ)	1.15
施工時荷重(ER)	1.35

3.2 たわみの安全係数

たわみの照査にあたって考慮する荷重の種類と安全係数は表-3.2.1 に示すものを用いるものとする。

表-3.2.1 たわみの照査に用いる荷重の種類と安全係数

荷重の種類	安全係数 ν
活荷重(L)	1.0

3.3 鉄筋コンクリート床版の耐久性の安全係数

鉄筋コンクリート床版の耐久性の照査にあたって考慮する荷重の種類、安全係数は表-3.3.1 に示すものを用いるものとする。

表-3.3.1 鉄筋コンクリート床版の耐久性照査に用いる荷重の種類と安全係数

荷重の種類	安全係数 ν
死荷重(D)+活荷重(L)+衝撃(I)	1.0

3.4 鋼床版の疲労限界状態の安全係数

鋼床版の疲労限界状態の照査にあたって考慮する荷重の種類、安全係数は表-3.4.1 に示すものを用いるものとする。

表-3.4.1 鋼床版の疲労照査に用いる荷重の種類と安全係数

荷重の種類	安全係数 γ
活荷重(L)	1.0

4章 限界状態の照査

4.1 終局限界状態の照査

4.1.1 部材

4.1.1.1 軸方向力を受ける部材

軸方向力を受ける部材の終局限界状態は次の各項により照査を行うものとする。

(1)引張力を受ける場合

$$\frac{\nu P}{P_{tu}} \leq 1 \quad (4.1.1)$$

(2)圧縮力を受ける場合

$$\frac{\nu P}{P_{cu}} \leq 1 \quad (4.1.2)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P : 軸方向力 (kgf) [N]

P_{tu} : 断面の引張強度で下式により算出する。

$$P_{tu} = A_n \cdot \sigma_{tu} \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

P_{cu} : 断面の基本圧縮強度で下式により算出する。

$$P_{cu} = A_g \cdot \frac{\sigma_{cug} \cdot \sigma_{cul}}{\sigma_{cuo}} \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

A_n : 照査する断面の純断面積 (cm²) [mm²]

A_g : 照査する断面の総断面積 (cm²) [mm²]

σ_{tu} : 表-2.2.1 に示す軸方向引張強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

σ_{cug} : 表-2.2.2 に示す局部座屈を考慮しない弱軸まわりの軸方向圧縮強度 (kg/cm²) [N/mm²]

σ_{cuo} : 表-2.2.2 に示す強度の上限値 (kgf/cm²) [N/mm²]

σ_{cul} : 両縁支持板, 自由突出板, および補剛板についてそれぞれ表-2.2.4, 2.2.5, 2.2.6 に規定した局部座屈強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

4.1.1.2 曲げを受ける部材

曲げを受ける部材は、次式により照査するものとする。

$$\frac{\nu M_y}{M_{ny}} + \frac{\nu M_z}{M_{nz}} \leq 1 \quad (4.1.3)$$

$$\frac{\nu M_y}{M_{cuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{cuz}} \leq 1 \quad (4.1.4)$$

$$\frac{\nu M_y}{M_{culy}} + \frac{\nu M_z}{M_{culz}} \leq 1 \quad (4.1.5)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

M_y, M_z : それぞれ弱軸および強軸まわりに作用する曲げモーメント (kgf·cm) [N·mm]

ただし、式 (4.1.4) の適用にあたっては、部材両端の曲げモーメント M_z が異なり、その間で曲げモーメント M_z がほぼ直線的に変化する場合には、 M_z を等価換算曲げモーメント M_{eq} に置き換えるものとする。

M_{eq} : 等価換算曲げモーメント (kgf·cm) [N·mm]。式 (a), (b) のうち大きい方の値をとる。

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \quad (a)$$

$$M_{eq} = 0.4M_1 \quad (b)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント (kgf·cm) [N·mm]。 $M_1 \geq M_2$ とし、符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする。

M_{tuy}, M_{tuz} : それぞれ照査する断面の引張側における弱軸および強軸まわりの終局曲げモーメントで下式により算出する (kgf·cm) [N·mm]。

$$M_{tuy} = \frac{I_{yy}}{y_t} \cdot \sigma_{tu}$$

$$M_{tuz} = \frac{I_{zz}}{z_t} \cdot \sigma_{tu}$$

M_{cuy}, M_{cuz} : それぞれ照査する断面の圧縮側における弱軸および強軸まわりの終局曲げモーメントで下式により算出する (kgf·cm) [N·mm]。

$$M_{cuy} = \frac{I_{yy}}{y_c} \cdot \sigma_{buo}$$

$$M_{cuz} = \frac{I_{zz}}{z_c} \cdot \sigma_{bugz}$$

M_{culy}, M_{culz} : それぞれ照査する断面の圧縮側における局部座屈に対する弱軸および強軸まわりの終局曲げモーメントで下式により算出する (kgf·cm) [N·mm]

$$M_{culy} = \frac{I_{yy}}{y_c} \cdot \sigma_{cul}$$

$$M_{culz} = \frac{I_{zz}}{z_c} \cdot \sigma_{cul}$$

I_{yy}, I_{zz} : それぞれ照査する断面における弱軸および強軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴) [mm⁴]、ただし、 $I_{yy} = \int_A y^2 dA, I_{zz} = \int_A z^2 dA$ である。

y_t, z_t : それぞれ y 軸および z 軸の原点 (中立軸) から引張縁までの距離 (cm) [mm]

y_c, z_c : それぞれ y 軸および z 軸の原点 (中立軸) から圧縮縁までの距離 (cm) [mm]

σ_{tu} : 4.1.1.1 の記号に同じ

σ_{buo} : 表-2.2.3 に示す設計強度の上限値 (kgf/cm²) [N/mm²]

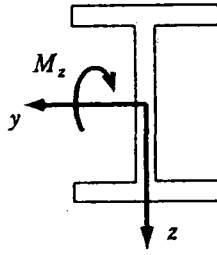


図-4.1.1 強軸曲げモーメント

σ_{bugz} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの曲げ圧縮強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

ただし、表-2.2.4, -2.2.5, -2.2.6 に示す局部座屈強度が表-2.2.3 に示す値よりも小さい場合には、表-2.2.4, -2.2.5, -2.2.6 に示す値を σ_{bugz} の値とする。

4.1.1.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材の終局限界状態は次の各項により照査するものとする。

(1)軸方向力が引張の場合

$$\frac{\nu P}{P_{tu}} + \frac{\nu M_y}{M_{tuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{tuz}} \leq 1 \quad (4.1.6)$$

$$-\frac{\nu P}{P_{tu}} + \frac{\nu M_y}{M_{cuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{cuz}} \leq 1 \quad (4.1.7)$$

$$-\frac{\nu P}{P_{cul}} + \frac{\nu M_y}{M_{culy}} + \frac{\nu M_z}{M_{culz}} \leq 1 \quad (4.1.8)$$

(2)軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\nu P}{P_{cu}} + \frac{\nu M_y}{M_{cuy} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cry}}\right)} + \frac{\nu M_z}{M_{cuz} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{crz}}\right)} \leq 1 \quad (4.1.9)$$

$$\frac{\nu P}{P_{cul}} + \frac{\nu M_y}{M_{culy} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cry}}\right)} + \frac{\nu M_z}{M_{culz} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{crz}}\right)} \leq 1 \quad (4.1.10)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P : 4.1.1.1 の記号に同じ

P_{tu} : 4.1.1.1 の記号に同じ

P_{cu} : 4.1.1.1 の記号に同じ

P_{cul} : 局部座屈を考慮した板の圧縮強度で下式により算出する。

$$P_{cul} = A_g \cdot \sigma_{cul}$$

P_{cry}, P_{crz} : それぞれ弱軸および強軸まわりのオイラー座屈強度で下式により算出する (kgf) [kN]。

$$P_{cry} = 21,000,000 \frac{I_{yy}}{\ell^2} (\text{kgf})$$

$$= 2,060,000 \frac{I_{yy}}{\ell^2} [\text{kN}]$$

$$P_{crz} = 21,000,000 \frac{I_{zz}}{\ell^2} (\text{kgf})$$

$$= 2,060,000 \frac{I_{zz}}{\ell^2} [\text{kN}]$$

A_g : 4.1.1.1 の記号に同じ

σ_{cul} : 4.1.1.1 の記号に同じ

M_y, M_z : それぞれ弱軸および強軸まわりに作用する曲げモーメント (kgf·cm) [N·mm]

ただし、式 (4.1.7)、式 (4.1.9) の適用にあたっては、部材両端の曲げモーメント M_z が異なり、その間で曲げモーメント M_z がほぼ直線的に変化する場合には、 M_z を 4.1.1.2 に示す等価換算曲げモーメント M_{eq} に置き換えるものとする。

I_{yy}, I_{zz} : 4.1.1.2 の記号に同じ

M_{ny}, M_{nz} : 4.1.1.2 の記号に同じ

M_{cuy}, M_{cuz} : 4.1.1.2 の記号に同じ

M_{culy}, M_{culz} : 4.1.1.2 の記号に同じ

ℓ : 各章に示す有効座屈長 (cm) [mm]

4.1.1.4 せん断力を受ける部材

(1)せん断力が作用する部材の終局限界状態は式(4.1.11)により照査するものとする。

$$\frac{\nu S}{S_u} \leq 1 \quad (4.1.11)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

S : 断面に作用するせん断力 (kgf) [N]

S_u : 断面の終局せん断強度で $S_u = A_e \cdot \tau_u$ (kgf) [N]

A_e : 部材断面において、せん断力を負担すると考えられる有効断面積 (cm²) [mm²]

τ_u : 表-2.2.7 に示すせん断力強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

(2)ねじりモーメントの影響を考慮しなければならない場合は次式より照査するものとする。

$$\frac{\nu S}{S_u} + \frac{\nu T_s}{T_{su}} + \frac{\nu T_w}{T_{wu}} \leq 1 \quad (4.1.12)$$

および

$$\frac{\nu M_z}{M_{tz}} + \frac{\nu M_\omega}{M_{\omega u}} \leq 1 \quad (4.1.13)$$

$$\frac{\nu M_z}{M_{cz}} + \frac{\nu M_\omega}{M_{\omega u}} \leq 1 \quad (4.1.14)$$

ただし、式(4.1.15)に示すねじり定数比 κ が $\kappa < 0.4$ の場合には、純ねじりモーメント T_s を、ねじり定数比 κ が $\kappa > 10$ の場合には、そりねじりモーメント T_ω をそれぞれ無視することができる。

$$\kappa = \ell \sqrt{\frac{GK}{EI_{\omega\omega}}} \quad (4.1.15)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

S : (1)の記号に同じ

S_u : (1)の記号に同じ

T_s : 断面に作用する純ねじりモーメント (kgf·cm) [N·mm]

T_ω : 断面に作用するそりねじりモーメント (kgf·cm) [N·mm]

M_ω : 断面に作用するそりモーメント (kgf·cm) [N·mm]

T_{su} : 断面の終局純ねじりに対する強度で

$$T_{su} = K \frac{\tau_u}{h}$$

K : 断面の純ねじり定数 (cm⁴) [mm⁴]

τ_u : (1)の記号に同じ。

$$h = \begin{cases} t & \text{(開断面)} \\ \frac{2A_c}{t \oint \left(\frac{1}{t}\right) ds} & \text{(閉断面)} \end{cases} \quad (\text{cm}) [\text{mm}]$$

t : 板厚 (cm) [mm]

A_c : 板厚中心線の囲む面積 (cm²) [mm²]

s : 板厚中心線に沿った座標 (cm) [mm]

$T_{\omega u}$: 断面のそりねじりに対する強度で

$$T_{\omega u} = \left(\frac{I_{\omega\omega}}{Q_{\max}} \right) \tau_u \cdot t \quad (\text{kgf}\cdot\text{cm}^2) [\text{N}\cdot\text{mm}^2]$$

$M_{\omega u}$: 断面のそりモーメントに対する強度で

$$M_{\omega u} = \left(\frac{I_{\omega\omega}}{\omega_{\max}} \right) \sigma_{tu} \quad (\text{kgf}\cdot\text{cm}) [\text{N}\cdot\text{mm}]$$

ω : そり定数 (cm²) [mm²]

Q : そり1次関数 (cm³) [mm³]

$I_{\omega\omega}$: そりねじり定数 (cm⁶) [mm⁶]

M_z : 4.1.1.2 の記号に同じ

M_{tuz} : 4.1.1.2 の記号に同じ

M_{cuz} : 4.1.1.2 の記号に同じ

4.1.1.5 合成力の照査

(1)軸方向力、曲げモーメントとせん断力の合成力を考慮する場合の終局限界状態は式 (4.1.16) により照査するものとする。

$$\left(\frac{\nu P}{P_u} + \frac{\nu M_y}{M_{uy}} + \frac{\nu M_z}{M_{uz}} \right)^2 + \left(\frac{\nu S_y}{S_{uy}} + \frac{\nu S_z}{S_{uz}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.1.16)$$

(2)ねじりモーメントの影響も考慮に入れる場合の終局限界状態は式 (4.1.17) により照査するものとする。

$$\left(\frac{\nu P}{P_u} + \frac{\nu M_y}{M_{uy}} + \frac{\nu M_z}{M_{uz}} + \frac{\nu M_\omega}{M_{\omega u}} \right)^2 + \left(\frac{\nu S_y}{S_{uy}} + \frac{\nu S_z}{S_{uz}} + \frac{\nu T_s}{T_{su}} + \frac{\nu T_\omega}{T_{\omega u}} \right)^2 \leq 1.2 \quad (4.1.17)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

M_y : 4.1.1.2 の記号に同じ

M_{uy} : 4.1.1.2 の記号に同じ

S : 4.1.1.4 の記号に同じ

S_u : 4.1.1.4 の記号に同じ

T_s : 4.1.1.4 の記号に同じ

T_ω : 4.1.1.4 の記号に同じ

M_ω : 4.1.1.4 の記号に同じ

T_{su} : 4.1.1.4 の記号に同じ

$T_{\omega u}$: 4.1.1.4 の記号に同じ

$M_{\omega u}$: 4.1.1.4 の記号に同じ

4.1.1.6 二軸応力状態の照査

2方向の応力が加わる部分は次式により照査するものとする。

$$\left(\frac{\nu \sigma_x}{\sigma_m} \right)^2 - \left(\frac{\nu \sigma_x}{\sigma_m} \right) \left(\frac{\nu \sigma_y}{\sigma_m} \right) + \left(\frac{\nu \sigma_y}{\sigma_m} \right)^2 + \left(\frac{\nu \tau}{\tau_u} \right)^2 \leq 1.2 \quad (4.1.18)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

σ_x, σ_y : 照査する箇所でも互いに直交する方向に生ずる垂直応力度。ただし、引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。

τ : 照査する箇所に生じるせん断応力度

σ_u : 4.1.1.1 の記号に同じ

τ_u : 4.1.1.4 の記号に同じ

4.1.2 連結部

4.1.2.1 溶接継手

(1)軸方向力またはせん断力を受ける溶接継手の終局限界状態は式 (4.1.19) により照査するものとする。

$$\frac{\nu P}{P_u} \leq 1 \quad (4.1.19)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P : 継手に作用する力 (kgf) [N]

P_u : 継手の終局強度で下式により算出される。

$$P_u = \sigma_u \sum a l \quad \text{または} \quad \tau_u \sum a l \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

ただし、すみ肉溶接および部分溶込み溶接の場合にのみ、作用力による応力は全てせん断力とみなし、 P_u は後者を採る。

σ_u, τ_u : 溶接部の強度で表-2.2.9 による (kgf/cm²) [N/mm²]。

a : 溶接の有効厚 (cm) [mm]

l : 溶接の有効長 (cm) [mm]

(2)曲げモーメントを受ける溶接継手の終局限界状態は式 (4.1.20) により照査するものとする。

$$\frac{\nu M}{M_u} \leq 1 \quad (4.1.20)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

M : 継手に働く曲げモーメント

M_u : 継手の終局曲げモーメントで下式により算出される。

$$M_u = \frac{I}{Y_i} \sigma_u \quad \text{または} \quad \frac{I}{Y_i} \tau_u$$

ただし、すみ肉溶接の場合にのみ作用モーメントによる応力はせん断力と考え、 M_u として後者をとる。

σ_u, τ_u : 溶接部の強度で表-2.2.9 による。

I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント(cm⁴)[mm⁴]

Y_i : 展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離 (cm)

(3)軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力が組み合わされて作用する溶接継手の終局限界状態は式 (4.1.21) または式 (4.1.22) により照査するものとする。

1)全断面溶込グループ溶接

$$\left(\frac{\nu P_p}{P_u} + \frac{\nu M}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{\nu P_s}{P_u}\right)^2 \leq 1.2 \quad (4.1.21)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P_p : 継手に作用する軸力 (kgf) [N]

P_s : 継手に作用するせん断力 (kgf) [N]

M : 継手に作用する曲げモーメント (kgf・cm) [N・mm]

P_u : 継手の終局強度で下式により算出される。

$$P_u = \sigma_u \sum a l \quad \text{または} \quad \tau_u \sum a l \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

M_u : 継手の終局曲げモーメントで下式により算出される。

$$M_u = \frac{I}{Y_i} \sigma_u \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \quad [\text{N} \cdot \text{mm}]$$

σ_u, τ_u : 溶接部の強度で表-2.2.9 による (kgf/cm²) [N/mm²]

a : 溶接の有効厚 (cm) [mm]

l : 溶接の有効長 (cm) [mm]

I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴) [mm⁴]

Y_i : 展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離 (cm) [mm]

2) すみ肉溶接

$$\left(\frac{\nu P_p}{P_u} + \frac{\nu M}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{\nu P_s}{P_u}\right)^2 \leq 1 \quad (4.1.22)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P_p : 継手に働く軸力 (kgf) [N]

P_s : 継手に働くせん断力 (kgf) [N]

M : 継手に働く曲げモーメント (kgf・cm) [N・mm]

P_u : 継手の終局強度で下式により算出される。

$$P_u = \tau_u \sum a l \quad (\text{kgf}) \quad [\text{N}]$$

M_u : 継手の終局曲げモーメントで下式により算出される。

$$M_u = \frac{I}{Y_i} \tau_u \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \quad [\text{N} \cdot \text{mm}]$$

τ_u : 溶接部の強度で表-2.2.9 による (kgf/cm²) [N/mm²]

a : 溶接の有効厚 (cm) [mm]

l : 溶接の有効長 (cm) [mm]

I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴) [mm⁴]

Y_i : 展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離 (cm) [mm]

4.1.2.2 高力ボルト継手

(1) 摩擦接合

1) 垂直応力が作用する板を連結する場合の終局限界状態は、各列のボルトが式 (4.1.23) を満足するよう照査するものとする。ただし、垂直応力が均等に分布している場合は、式 (4.1.24) を満足すればよい。

$$\frac{\nu P_i}{n_i m P_u} \leq 1 \quad (4.1.23)$$

ここに、

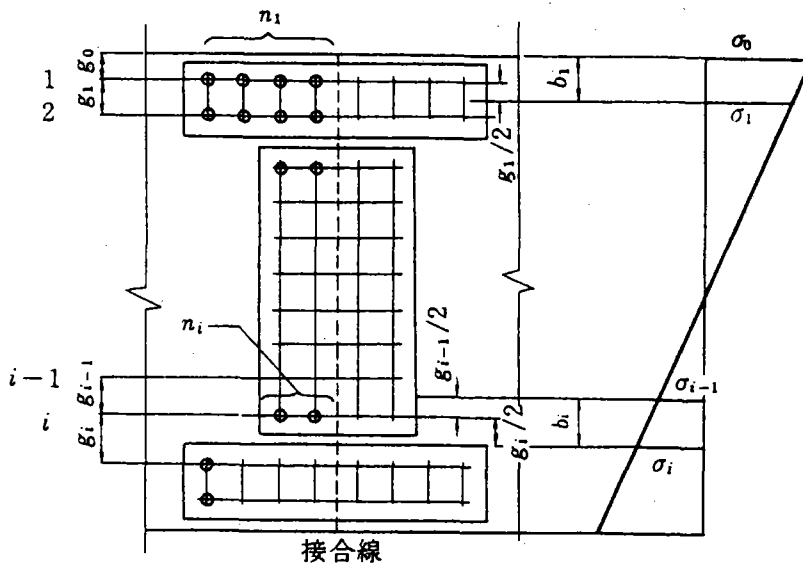
ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力 (kgf) [N]

n_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群のボルト本数

P_u : 1 ボルト 1 摩擦面あたりの強度で表-2.2.10 による (kgf) [N]

m : 摩擦面の数



1 列目のボルト

$$b_1 = g_0 + \frac{g_1}{2}$$

$$P_1 = \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2} \cdot b_1 t$$

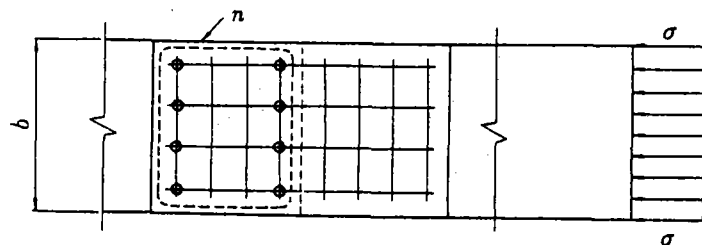
i 列目のボルト

$$b_i = \frac{g_{i-1} + g_i}{2}$$

$$P_i = \frac{\sigma_{i-1} + \sigma_i}{2} \cdot b_i t$$

ここに、 t : 板厚

図-4.1.2 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等でない場合)



$$P = \sigma b t$$

ここに、 t : 板厚

図-4.1.3 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等な場合)

$$\frac{\nu P}{nmP_u} \leq 1 \quad (4.1.24)$$

ここに、

- ν : 表-3.1.1 に示す安全係数
- P : 接合線の片側にあるボルトに作用する力 (kgf) [N]
- n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
- P_u : 1 ボルト 1 摩擦面あたりの強度で表-2.2.10 による (kgf) [N]
- m : 摩擦面の数

2)せん断力が作用する板を連結する場合の終局限界状態は式 (4.1.25) により照査するものとする。

$$\frac{\nu S}{nmP_u} \leq 1 \quad (4.1.25)$$

ここに、

- ν : 表-3.1.1 に示す安全係数
- S : せん断力 (kgf) [N]
- n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
- P_u : 1 ボルト 1 摩擦面あたりの強度で表-2.2.10 による (kgf) [N]。
- m : 摩擦面の数

3)曲げモーメント、軸方向力およびせん断力が同時に作用する板を連結する場合は、式 (4.1.26) により照査するものとする。

$$\left(\frac{\nu P_i}{n_i m P_u} \right)^2 + \left(\frac{\nu S}{nmP_u} \right)^2 \leq 1 \quad (4.1.26)$$

ここに、

- ν : 表-3.1.1 に示す安全係数
- P_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力 (kgf) [N]
- S : 継手に作用するせん断力 (kgf) [N]
- n_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群のボルト本数
- n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
- P_u : 1 ボルト 1 摩擦面あたりの強度で表-2.2.10 による (kgf) [N]
- m : 摩擦面の数

(2) 支圧接合

支圧接合のボルトの終局状態の照査は 4.1.2.2 (1) の規定を準用するものとする。

ただし、支圧接合のボルトの強度は、ねじ部外径を直径として算出した断面積を用いて算出したせん断強度と支圧強度のうち小さい方の値とする。この場合、ボルトの有効支圧面積はねじ部外径と支承する鋼材の厚さとの積とする。

(3) 連結板

高力ボルト継ぎ手における連結板の終局限界状態は次の規定により照査するものとする。

1)軸方向力が作用する板の連結板は式 (4.1.27) を満足するように設計しなければならない。

$$\frac{\nu P}{P_u} \leq 1 \quad (4.1.27)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P : 連結板に作用する軸方向力 (kgf) [N]

P_u : 連結板の終局強度で下式により算出される (kgf) [N]。

$P_u = A_n \sigma_{tn}$ (軸方向力が引張の場合)

$P_u = A_g \sigma_{cu}$ (軸方向力が圧縮の場合)

A_n, A_g : それぞれ純断面積, 総断面積で, 純断面積の算定は 6.3.4 の規定による (cm²) [mm²]。

σ_{tn}, σ_{cu} : 2.2.1 に示す鋼材強度の上限値 (kgf/cm²) [N/mm²]

2)曲げモーメントが作用する板の連結板は式 (4.1.28) を満足するように設計しなければならない。

$$\frac{\nu M}{M_u} \leq 1 \quad (4.1.28)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

M : 連結板に作用する曲げモーメント (kgf·cm) [N·mm]

M_u : 連結板の終局曲げモーメントで下式により算出される。

$$M_u = \frac{I}{Y} \sigma_{tn} \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \quad [\text{N} \cdot \text{mm}]$$

I : 中立軸に関する連結板の総断面積の断面二次モーメント (cm⁴) [mm⁴]

Y : 中立軸から連結板の縁端までの距離 (cm) [mm]

σ_{tn} : 2.2.1 に示す鋼材の強度の上限値 (kgf/cm²) [N/mm²]

4.2 使用限界状態の照査

4.2.1 たわみの照査

主げた, 床げたおよび縦げたのたわみは式(4.2.1)により照査するものとする。

$$\frac{\nu \delta}{\delta_u} \leq 1 \quad (4.2.1)$$

ここに、

ν : 表-3.2.1 に示す安全係数

δ : 表-3.2.1 に示す種類の荷重によって生じる桁のたわみ。たわみは部材の総断面積を用いて算出する。(m)

δ_u : 桁のたわみの許容値で表-4.2.1 による。ただし, ラーメン構造について 15.8 および 15.9

の規定によるものとする。(m)

表-4.2.1 たわみの限界値 (m)

橋の形式		けたの形式	単純げたおよび 連続げた	ゲルバーげたの 片持部
		プレート ガーダー 形式	鉄筋コンクリ ート床版をも つプレートガ ーダー	$L \leq 10$
$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000/L}$			$\frac{L}{12,000/L}$
$40 < L$	$L/500$			$L/300$
その他の床版をもつ プレートガーダー			$L/500$	$L/300$
吊橋形式			$L/350$	
斜張橋形式			$L/400$	
その他の形式			$L/600$	$L/400$

L : 支間長 (m)

4.2.2 鉄筋コンクリート床版

(1) 鉄筋コンクリート床版の耐久性の照査

鉄筋コンクリート床版の耐久性は、式(4.2.2)、(4.2.3)により照査するものとする。

$$\frac{\nu \sigma_c}{\sigma_{cuF}} \leq 1 \quad (4.2.2)$$

$$\frac{\nu \sigma_s}{\sigma_{suF}} \leq 1 \quad (4.2.3)$$

ここに、

ν : 表-3.3.1 に示す安全係数

σ_c : 床版のコンクリートに作用する応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]

σ_s : 床版の鉄筋に作用する応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]

σ_{cuF} : 8.1.9(1)に示す床版のコンクリートの耐久性の照査に用いる限界曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]

σ_{suF} : 8.1.7 に示す床版の鉄筋の耐久性の照査に用いる耐久性限界応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]

(2) ひび割れ

床版の最小全厚を確保することにより、有害なひび割れ幅を発生させないものとする。床版の最小全厚の算出は、8.1.5による。

4.2.3 プレストレストコンクリート床版の橋軸直角方向の照査

(1) 死荷重が作用する状態において、プレストレストコンクリート部材に引張応力を発生させてはならない。

(2) 活荷重が作用する状態において、プレストレストコンクリート部材に曲げひび割れを生じさせてはならない。

(3) 風荷重が作用する状態において、プレストレストコンクリート部材に生じる曲げひび割れ幅は以下の式によって求まる値以下でなければならない。

$$W = k \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{cs} \right) \quad (4.2.4)$$

ここに、

- k : 鋼材の付着性状の影響を表す定数で、一般に、異形鉄筋の場合 1.0 としてよい。
- c : かぶり (cm) [mm]
- c_s : 鉄筋の中心間隔 (cm) [mm]
- ϕ : 鉄筋径 (cm) [mm]
- ε'_{cs} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値
(一般の場合、 150×10^{-6} 程度としてよい。)
- σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量 (kgf/cm²) [N/mm²]

4.2.4 曲げモーメントおよび軸方向力によるプレストレストコンクリート鋼材の耐久性限界引張応力度

- (1) 死荷重作用時においては、 $0.7 \sigma_{puk}$ 以下とする。
- (2) プレストレス導入時においては、 $0.8 \sigma_{puk}$ または $0.9 \sigma_{pyk}$ 以下とする。
- (3) プレストレス導入直後においては、 $0.70 \sigma_{puk}$ または $0.85 \sigma_{pyk}$ 以下とする。

ここに、

- σ_{puk} : プレストレストコンクリート鋼材の引張強度の特性値
- σ_{pyk} : プレストレストコンクリート鋼材の降伏強度の特性値

4.3 疲労限界状態の照査

4.3.1 鋼床版の疲労限界状態の照査

鋼床版の疲労限界状態は式(4.3.1)により照査するものとする。

$$\frac{\nu \sigma}{\sigma_{uF}} \leq 1 \quad (4.3.1)$$

ここに、

- ν : 表-3.4.1 に示す安全係数
- σ : T 荷重 (衝撃を含まない) 1 台によって着目点の縦リブに生じる応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]
- σ_{uF} : 8.2.2 (2) に示す縦リブの疲労強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

5章 部材に関する一般事項

5.1 総則

5.1.1 一般

部材の各部はなるべく簡単にし、製作、運搬、架設、検査、塗装、排水、維持管理などに便利なように、設計しなければならない。

5.1.2 二次応力

構造の各部材は、部材の偏心、格点の剛性、断面の急変、床げたのたわみ、部材の長さの変化に伴う床組の変形、自重による部材のたわみなどの影響により生じる二次応力などができる限り小さくなるよう設計しなければならない。

5.1.3 相反応力部材

1部材において、死荷重による応力と活荷重（衝撃を含む）による応力との符号が反対である場合は、活荷重は30%増しとする。ただし、死荷重による応力が活荷重による応力の30%より小さい場合は、死荷重を無視し、活荷重のみを考慮するものとする。この場合の活荷重は割増しを行わないものとする。

5.1.4 交番応力を受ける部材

引張力および圧縮力を交番して受ける部材に対しては、それぞれの応力に対して安全なように設計しなければならない。

5.1.5 疲労の影響

道路橋においては、鋼床版ならびに道路橋に軌道または鉄道を併用する場合などを除いて一般に疲労の影響を考慮しなくてもよい。

5.1.6 鋼材の最小板厚

鋼材の板厚は、次の規定によるものとする。ただし、高欄用材、てん材、歩道等用床版などはこの規定によらなくてもよい。

- (1)鋼材の板厚は8mm以上としなければならない。ただし、I形鋼およびみぞ形鋼の腹部においては7.5mm以上としてよい。また、鋼床版や箱桁などの補剛材に用いる閉断面縦リブについては、腐食環境が良好または腐食に対して十分な配慮を行う場合、6mm以上としてもよい。
- (2)主要部材として用いる鋼管の板厚は7.9mm以上とし、二次部材として使用する鋼管の板厚は6.9mm以上としなければならない。

5.1.7 部材の細長比

部材の細長比は表-5.1.1 に示す値以下としなければならない。ただし、アイバー、棒鋼、ワイヤロープなどはこの限りでない。

表-5.1.1 部材の細長比

部 材		細長比 (l/r)
圧縮部材	主要部材	120
	二次部材	150
引張部材	主要部材	200
	二次部材	240

ここに、

l : 引張部材の場合骨組長, 圧縮部材の場合有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

なお、主要部材とは主構造と床組をいい、二次部材とは主要部材以外の二次的な機能を持つ部材をいう。横構や対傾構は、主要部材としての機能をもたせないで設計する場合は二次部材としてよい。

5.2 圧縮応力を受ける板および補剛板

5.2.1 圧縮応力を受ける両縁支持板

圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚は表-5.2.1 に示す値以上としなければならない。架設時のみに一時的に圧縮応力を受ける場合の板厚は、式 (5.2.1) を満足すればよい。ただし、プレートガーダーの腹板には適用しないものとする。

表-5.2.1 圧縮応力を受ける両縁支持板の最小板厚

鋼 種 鋼材の 板厚(mm)	S S 400	S M 490	S M 490 Y	S M 570
	S M 400 S M A 400 W		S M 520 S M A 490 W	S M A 570 W
40 以下	$\frac{b}{56f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{46f}$	$\frac{b}{40f}$
40 をこえ 75 以下	$\frac{b}{58f}$	$\frac{b}{50f}$		
75 をこえ 100 以下			$\frac{b}{58f}$	$\frac{b}{50f}$

$$\left. \begin{array}{l} t \geq b/80f \\ \text{かつ,} \\ t \geq b/220 \end{array} \right\} \quad (5.2.1)$$

ここに,

t :板厚 (cm)

b :板の固定縁間距離 (cm) (図-5.2.1 参照)

f :応力勾配による係数, $f = 0.65\varphi^2 + 0.13\varphi + 1.0$

φ :応力勾配, $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$

σ_1, σ_2 :それぞれ板の両縁での縁応力度((kgf/cm²) [N/mm²]), ただし $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし, 圧縮応力を正とする (図-5.2.2 参照)。

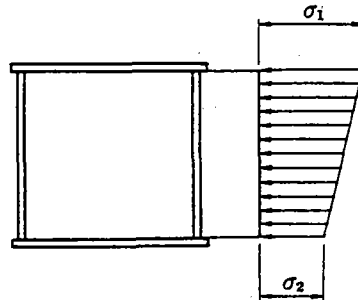
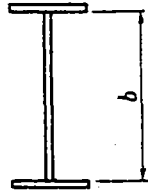
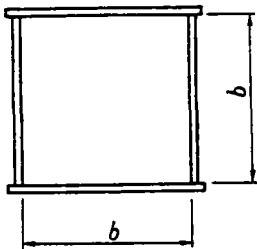


図-5.2.1 板の固定縁間距離

図-5.2.2 板の縁応力度

5.2.2 圧縮応力を受ける自由突出板

圧縮応力を受ける自由突出板の板厚 t は, 自由突出幅 b の1/16以上としなければならない。

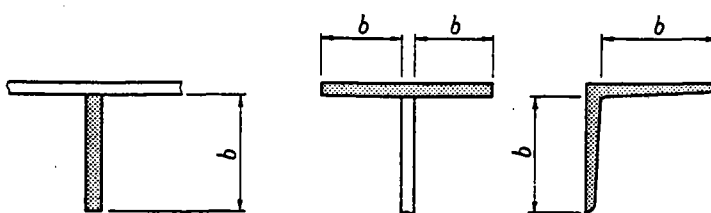


図-5.2.3 自由突出幅

5.2.3 圧縮応力を受ける補剛板

圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板に、5.2.4(2)の規定を満足する補剛材が等間隔に配置されている場合は、補剛板の板厚は、表-5.2.2 に示す値以上としなければならない。架設時のみに一時的な圧縮応力を受ける補剛材の板厚は、式 (5.2.2) を満足すればよい。ただし、プレートガーダーの腹板および鋼床版には適用しないものとする。

表-5.2.2 圧縮応力を受ける補剛板の最小板厚

鋼材の 板厚(mm)	鋼種 S S 400 S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40 以下	$\frac{b}{56fn}$	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{46fn}$	$\frac{b}{40fn}$
40 をこえ 75 以下	$\frac{b}{58fn}$	$\frac{b}{50fn}$		
75 をこえ 100 以下			$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{42fn}$

$$t \geq b / 80 fn \quad (5.2.2)$$

ここに、

t : 板厚 (cm)

b : 補剛板の全幅 (cm) (図-5.2.4 参照)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65(\varphi/n)^2 + 0.13(\varphi/n) + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$

σ_1, σ_2 : それぞれ補剛板の両縁での縁応力度((kgf/cm²) [N/mm²]), ただし $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし、圧縮応力を正とする (図-5.2.5 参照)。

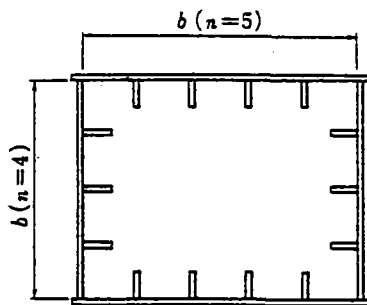


図-5.2.4 補剛板の全幅

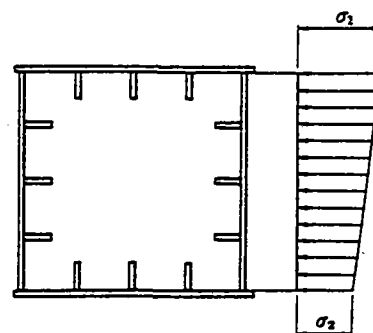


図-5.2.5 補剛板の縁応力度

5.2.4 補剛材

5.2.3 により設計される補剛板の補剛材は、次の規定を満足しなければならない。

(1) 縦方向補剛材の鋼種は、補剛される板の鋼種と同等以上のものでなければならない。

(2) (4) 項により算出された縦方向補剛材 1 個の断面二次モーメント I_t (cm⁴) および断面積 A_t (cm²) は、それぞれ式 (5.2.3) および (5.2.4) を満足しなければならない。

$$I_t \geq bt^3 / 11 \cdot \gamma_{t,req} \quad (5.2.3)$$

$$A_t \geq bt / 10n \quad (5.2.4)$$

ここに、

t : 補剛板の板厚 (cm)

b : 補剛板の全幅 (cm)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数

$\gamma_{t,req}$: (3)項により算出した縦方向補剛材の必要剛比

(3)縦方向の補剛材の必要剛比 $\gamma_{t,req}$ は次のとおりとする。

1) $\alpha \leq \alpha_0$ かつ(4)により算出した横方向補剛材1個の断面2次モーメント $I_t(\text{cm}^4)$ が式(5.2.6)を満足する場合

$$\begin{aligned} \gamma_{t,req} &= 4\alpha^2 n (t_0/t)^2 (1+n\delta_t) - (\alpha^2 + 1)^2 / n & (t \geq t_0) \\ &= 4\alpha^2 n (1+n\delta_t) - (\alpha^2 + 1)^2 / n & (t < t_0) \end{aligned} \quad (5.2.5)$$

$$I_t \geq (bt^2 / 11) [(1 + n\gamma_{t,req}) / 4\alpha^3]$$

(5.2.6)

2)1)に規定する以外の場合

$$\begin{aligned} \gamma_{t,req} &= 1/n [2n^2 (t_0/t)^2 (1+n\delta_t) - 1] & (t \geq t_0) \\ &= 1/n [2n^2 (1+n\delta_t) - 1] & (t < t_0) \end{aligned} \quad (5.2.7)$$

ここに、

α : 補剛板の縦横寸法比 $\alpha = a/b$ (図-5.2.6 参照)

α_0 : 限界縦横寸法比 $\alpha_0 = \sqrt[3]{1+n\gamma_t}$

a : 横方向補剛材間隔(cm)

δ_t : 縦方向補剛材1個の断面積比 $\delta_t = A_t / bt$

γ_t : 縦方向補剛材の剛比

$$\gamma_t = \frac{I_t}{\frac{bt^3}{11}}$$

t_0 : 表-5.2.3 に示す板厚(cm)

表-5.2.3 板厚 t_0 (cm)

鋼 種	SS400	SM490	SM490Y	SM570
	SM400		SM520	SMA570W
	SMA400W		SMA490W	
t_0	$\frac{b}{28fn}$	$\frac{b}{24fn}$	$\frac{b}{22fn}$	$\frac{b}{22fn}$

ここに、

f : (1)に示す応力勾配による係数

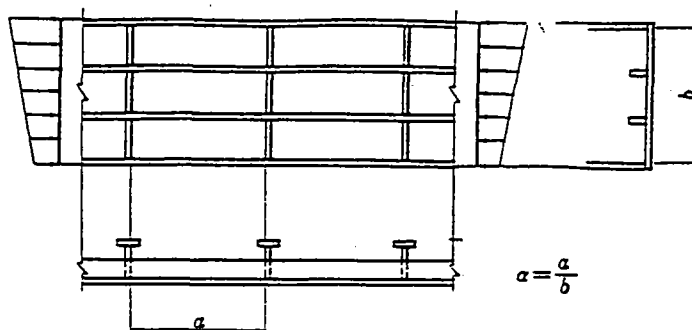


図-5.2.6 補剛板の縦横寸法比

(4)補剛材の断面二次モーメントは、次の規定により算出するものとする。

- 1)補剛材が補剛される板の片側に配置されている場合は、補剛される板の補剛材側の表面に関する断面二次モーメントとする。
- 2)補剛材が補剛される板の両側に配置されている場合は、補剛される板の中立面に関する断面二次モーメントとする。

5.3 孔あき板

(1)孔あき板の最小板厚および内側溶接線から孔までの最大幅は、表-5.3.1に示す値とする。

表-5.3.1 孔あき板

鋼種	最小板厚(cm)	内側溶接線から孔までの最大幅(cm)
S S 400 S M 400 S M A 400	$d / 50$	$13t$
S M 490	$d / 40$	$11t$
S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	$d / 40$	$11t$
S M 570 S M A 510 W	$d / 35$	$10t$

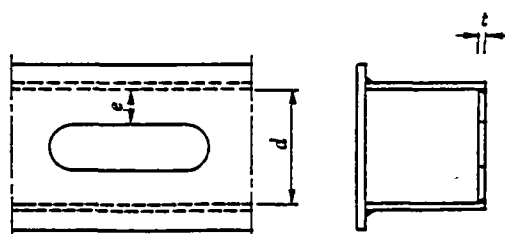


図-5.3.1 孔あき板

ここに、

- t : 孔あき板の板厚(cm)
- d : 内側溶接線間距離(cm)
- e : 内側溶接線から孔までの幅(cm)

- (1)応力方向に測った孔の長さは孔の幅の2倍以下としなければならない。
- (2)応力方向に測った孔と孔との間の板の長さは d より大きくしなければならない。ただし、端部の孔の縁と孔あき板の端までの距離は $1.25d$ より大きくしなければならない。
- (3)孔の縁の曲率半径は40mm以上としなければならない。

5.4 山形およびT形断面を有する圧縮部材

- (1)図-5.4.1のようにフランジがガセットに連結された山形およびT形断面圧縮部材は式(5.4.1)により設計してもよい。

$$\frac{\nu P}{A_g \sigma_{cu} \left(0.5 + \frac{\ell / r_x}{1000}\right)} \leq 1.0 \quad (5.4.1)$$

ここに、

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

P : 軸方向圧縮力(kgf)[N]

A_g : 部材の総断面積(cm^2) [mm^2]

σ_{cu} : ℓ / r_x を用いて2.2.1の規定により算出した軸方向圧縮強度(kgf/ cm^2)[N/ mm^2]

ℓ : 有効座屈長(cm)

r_x : 断面の重心を通り、ガセット面に並行な軸(図-5.4.1のx軸)のまわりの断面二次半径

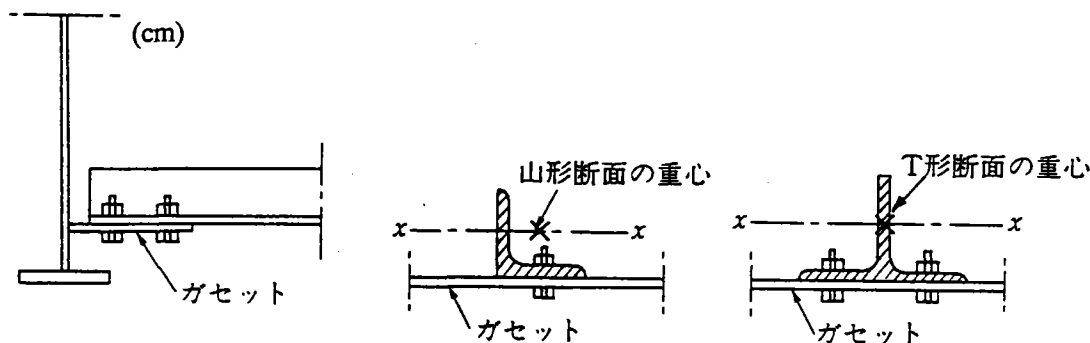


図-5.4.1 山形およびT形断面を有する圧縮部材

- (2)(1)項によらない場合は、その部材断面の図心を通るガセットプレート面に平行な軸のまわりの偏心による曲げモーメントおよび軸方向圧縮力を受ける部材として4.1.1.3の規定により設計するものとする。ただし、 σ_{cu} には軸方向圧縮強度の上限値を用いる。この場合、偏心圧縮力はガセットプレート面内に作用するものとし、断面二次半径としては曲げ変形が生じる軸に関するものを用いるものとする。

5.5 引張山形鋼の有効断面積

- (1)1本の山形鋼でできている引張材、あるいは1枚のガセットの同じ側に背中合わせに取り付けられた2本の山形鋼でできている引張材の有効断面積は、ガセットに連結された脚の純断面積に連結されていない脚の純断面積の1/2を加えたものとする。
- (2)2本の山形鋼でできている引張材がガセットの両側に背中合わせに取り付けられた場合は、その全純断面積を有効とする。

6章 連 結

6.1 部材の連結

6.1.1 一 般

(1)部材の連結の設計は作用力に対する終局限界状態を照査することによって行うのを原則とする。

なお、部材の連結部の終局限界状態の照査は4.1.2によるものとする。

(2)主要部材の連結は(1)項によるほか、原則として母材の全強の75%以上の強度をもつように設計するものとする。ただし、せん断力については作用力を用いてよい。

(3)部材の連結部の構造は、次の事項を満たすように設計しなければならない。

- 1)応力の伝達が明確であること。
- 2)構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること。
- 3)有害な応力集中を生じさせないこと。
- 4)有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。

6.1.2 溶接，高力ボルトの併用

部材の連結に溶接および高力ボルトを併用する場合は次の規定による。

(1)グループ溶接を用いた突合せ溶接と高力ボルト摩擦接合との併用および応力に平行なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合との併用にあたっては、それぞれが応力を分担するものとしてよい。ただし、その分担の状態については十分な検討を加えなければならない。

(2)応力に直角なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合とは併用してはならない。

(3)溶接と高力ボルト支圧接合とは併用してはならない。

6.2 溶接継手

6.2.1 溶接の種類と適用

(1)応力を伝える溶接継手には、全断面溶込みグループ溶接，部分溶込みグループ溶接，または連続すみ肉溶接を用いるものとする。

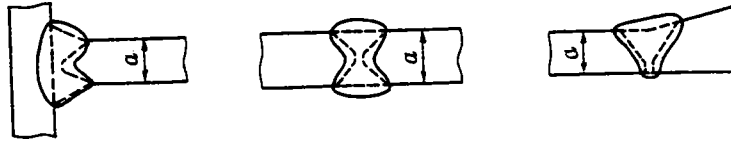
(2)溶接線に直角な方向に引張応力を受ける継手には、全断面溶込みグループ溶接を用いるのを原則とし、部分溶込みグループ溶接を用いてはならない。

(3)主要部材にはプラグ溶接およびスロット溶接を用いないのを原則とする。やむを得ず用いる場合は、応力の伝達を考慮してはならない。

6.2.2 溶接部の有効厚

応力を伝える溶接部の有効厚は、その溶接の理論のど厚とし、次の規定によるものとする。

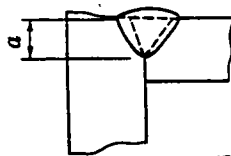
- (1)全断面溶込みグループ溶接の理論のど厚は、図-6.2.1に示すとおりとし、部材の厚さが異なる場合は薄い方の部材の厚さとする。



a : 理論のど厚

図-6.2.1 全断面溶込みグループ溶接の理論のど厚

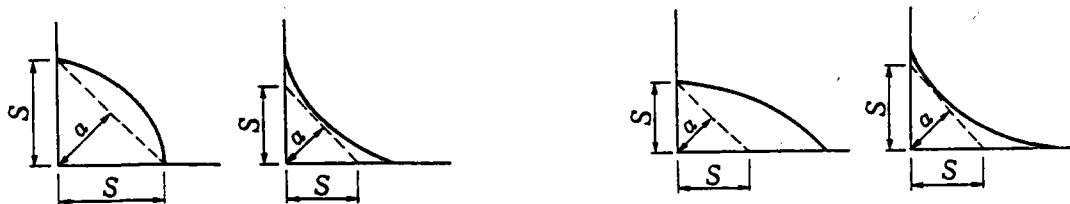
- (2)部分溶込みグループ溶接の理論のど厚は、図-6.2.2に示す溶込み深さとする。



a : 理論のど厚

図-6.2.2 部分溶込みグループ溶接の理論のど厚

- (3)すみ肉溶接の理論のど厚は図-6.2.3に示す継手のルートを頂点とする二等辺三角形の底辺のルートからの距離とする。



(a) 等脚の場合

(b) 不等脚の場合

図-6.2.3 すみ肉溶接の理論のど厚

6.2.3 溶接部の有効長

- (1)溶接部の有効長は、理論のど厚を有する溶接部の長さとする。ただし、全断面溶込みグループ溶接で溶接線が応力方向に直角でない場合は、有効長を応力に直角な方向に投影した長さとする。
- (2)すみ肉溶接でまわし溶接を行った場合は、まわし溶接部分は有効長に含めないものとする。

6.2.4 すみ肉溶接の脚およびサイズ

- (1)すみ肉溶接は等脚すみ肉溶接とするのを原則とする。
- (2)主要部材の応力を伝えるすみ肉溶接のサイズは6 mm以上とし、式(6.2.1)を満足する大きさとするのを標準とする。

$$t_1 > S \geq \sqrt{2t_2}$$

ここに、

S：サイズ(mm)

t_1 ：薄い方の母材の厚さ(mm)

t_2 ：厚い方の母材の厚さ(mm)

6.2.5 すみ肉溶接の最小有効長

主要部材のすみ肉溶接の有効長は、サイズの10倍以上、かつ、80mm以上としなければならない。

6.2.6 突合せ継手

断面が異なる主要部材の突合せ継手においては、厚さおよび幅は徐々に変化させ、長さ方向の傾斜は1/5以下としなければならない。

6.2.7 重ね継手

- (1)応力を伝える重ね継手には、2列以上のすみ肉溶接を用いるものとし、部材の重なるの長さは薄い方の板厚の5倍以上とする。
- (2)軸方向力を受ける部材の重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合は、次の規定を満足しなければならない。
 - 1)溶接線の間隔は薄い方の板厚の16倍以下を原則とする。ただし、引張力のみを受ける場合は、上記の値を20倍とする。やむを得ずこれをこえる場合、板の浮上りを防ぐ処置を施さなければならない。
 - 2)すみ肉溶接のそれぞれの長さは、溶接線間隔より大きくしなければならない。

6.2.8 T継手

- (1)T継手に用いるすみ肉溶接または部分溶込みグループ溶接は、継手の両側に配置しなければならない。ただし、横方向の変化に対して抵抗できる構造の場合は片側のみでもよい。
- (2)材片の交角が60°未満、または120°をこえるT継手には全面溶込みグループ溶接を用いるのを原則とする。すみ肉溶接または部分溶込みグループ溶接を用いる場合は、応力の伝達を期待してはならない。

6.3 高力ボルト継手

6.3.1 一般

- (1)高力ボルト継手の接合は、摩擦接合、支圧接合および引張接合とする。
- (2)高力ボルト支圧接合を採用する場合は、その適用個所、施工性などについて十分な検討を行われなければならない。
- (3)高力ボルト引張接合を採用する場合は、ボルトの材質、てこ作用などによる付加力、許容力、締付け力、疲労に対する応力範囲などを検討するとともに、継手接触面の平坦さ、被接合部の補強などについても十分な検討を行わなければならない。
- (4)安全性の照査は4.1.2.2によるものとする。

6.3.2 ボルト、ナットおよび座金

- (1)トルシア形を除く摩擦接合に用いるボルト、ナットおよび座金は、JIS B 1186に規定する第1種および第2種の呼びM20、M22およびM24を標準とする。ただし、セットのトルク係数値は表-6.3.1によるものとする。

表-6.3.1 セットのトルク係数値

1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の平均値	0.110~0.160
1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の変動係数	5% 以下
1 製造ロットのトルク係数値の平均値温度による変化量	20℃の温度変化に対して、出荷時のトルク係数値の平均値の5%以下

- (2)摩擦接合に用いるトルシア形ボルト、ナットおよび座金は「摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット-1983年（日本道路協会）」によるものとする。
- (3)支圧接合に用いるボルト、ナットおよび座金は、「支圧接合用打込み式高力ボルト、六角ナット、平座金暫定規格-1971年（日本道路協会）」によるものとする。
- (4)耐力点法によって締付けを行う摩擦接合用高力ボルト、六角ナットおよび座金は、JIS B 1186 に規定する第2種の呼びM20、M22およびM24を標準とし、耐遅れ破壊特性の良好なものとする。

6.3.3 ボルトの長さ

ボルトの長さは部材を十分に締付けられるように選ばなければならない。なお、支圧接合においては、ねじ部がせん断面にかかってはならない。

6.3.4 純断面積の計算

- (1)引張材の純断面積は純幅と板厚との積とする。この場合、材片の純幅はその総幅からボルト孔により失われる幅を除いたものとする。
- (2)部材の純断面積を算定する場合のボルト孔の径は、ボルトの呼びに3mmを加えたものとする。
- (3)千鳥にボルト締めされた材片の純幅は、総幅から考えている断面の最初のボルト孔についてその全幅を控除し、以下順次に式(6.3.1)のWを各ボルト孔について控除したものとする。

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \quad (\text{mm}) \quad (6.3.1)$$

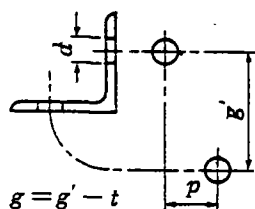
ここに、

d : ボルト孔の直径 (ボルトの呼び+3mm) (mm)

p : ボルトのピッチ(mm)

g : 応力直角方向のボルト線間距離(mm)

- (4)T形, H形などの組合せ断面の純断面積は、各材片ごとに上記の方法により求めた純断面積の総和とし、圧延形鋼の場合もこれに準じるものとする。ただし、山形鋼, みぞ形鋼では、図-6.3.1に示すように展開した形で純断面積の算出を行うものとする。



g' : 山形鋼背面に沿って測ったボルト線間距離 (mm)

t : 山形鋼の脚の厚さ(mm)

図-6.3.1 山形鋼の展開方法

6.3.5 ボルトの最小中心間隔

ボルトの最小中心間隔は表-6.3.2に示す値を原則とする。ただし、やむを得ない場合は、ボルト径の3倍まで小さくすることができる。

表-6.3.2 ボルトの最小中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最小中心間隔
M24	85
M22	75
M20	65

6.3.6 ボルトの最大中心間隔

(1)ボルトの最大中心間隔は表-6.3.3に示す値のうち小さい方の値とする。

表-6.3.3 ボルトの最大中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最 大 中 心 間 隔		
	p		g
M24	170	$12t$	$24t$ ただし、300以下
M22	150	千鳥の場合は、 $15t - \frac{3}{8} \cdot g$	
M20	130	ただし、 $12t$ 以下	

ここに、

t : 外側の板または形鋼の厚さ(mm)

p : ボルトの応力方向の間隔(mm)

g : ボルトの応力直角方向の間隔(mm)

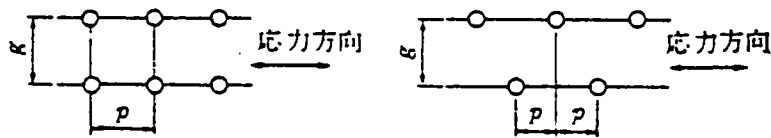


図-6.3.2 ボルトの配置と間隔のとり方

(2)引張部材のとじ合せボルトの応力方向の最大中心間隔は、(1)の規定にかかわらず $24t$ とする。ただし、 300mm をこえてはならない。

6.3.7 縁端距離

(1)ボルト孔の中心から板の縁までの最小距離は表-6.3.4に示す値とする。

表-6.3.4 ボルト孔の中心から板の縁までの最小距離 (mm)

ボルトの呼び	最 小 縁 端 距 離	
	せん断縁 手動ガス切断縁	圧延縁、仕上げ縁 自動ガス切断縁
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

(2)ボルト孔の中心から材片の重なる部分の縁端までの最大距離は、外側の板厚の8倍とする。ただし、150mmをこえてはならない。

(3)支圧接合においては、応力方向のボルト本数が2本以下の場合、応力方向の最小縁端距離は表-6.3.4によるほか式(6.3.2)を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} \text{1面せん断の場合 } e \geq \alpha \cdot \frac{A}{t} \\ \text{2面せん断の場合 } e \geq \alpha \cdot \frac{2A}{t} \end{array} \right\} \quad (6.3.2)$$

ここに、

e : 応力方向に測った最小縁端距離(cm)

α : ボルトと母材とのせん断強度の比

A : ねじ部外形を基に算出したボルトの公称断面積(cm^2)

t : 1面せん断の場合は薄い方の板厚(cm)

2面せん断の場合は母材の板厚または連結板の板厚の合計のいずれか薄い方の値 (cm)

6.3.8 ボルトの最少本数

高力ボルト継手において、1群として2本以上のボルトを配置しなければならない。

6.3.9 勾配座金および曲面座金

(1)ボルト頭またはナット面と部材面とが1/20以上傾斜している場合は、勾配フィラーを用いるか勾配座金を用いて、ボルトに偏心応力が生じないようにしなければならない。

(2)継手部が曲面でその曲率半径が小さい場合は、曲面座金を用いなければならない。

6.3.10 フィラー

- (1) フィラーは2枚以上を重ねて用いてはならない。
- (2) 摩擦接合において、フィラーは母材の鋼種にかかわらず、一般構造用圧延鋼材としてよい。
- (3) 支圧接合において、連結される部材および連結板間にフィラーを用いる場合の設計は次の規定によるものとする。
 - 1) フィラーの厚さが6 mm以上の場合、4.1.2.2の規定を満足する必要本数よりも30%増さなければならない。
 - 2) フィラーの厚さが9 mm以上の場合はフィラーを延長し、1)の規定により増加したボルトをフィラーの延長した部分に配置するのがよい。

6.3.11 ピンによる連結

- (1) ピンで部材を連結する場合は、その連結部で部材が移動しないようにし、また、適当な方法でナットがゆるまないようにしなければならない。
- (2) ピンの設計は次によるものとする。
 - 1) ピンの直径は75mm以上とする。
 - 2) ピンの仕上げ部の長さは部材の外面間距離より6 mm以上長くし、ピンの両端にはローマスナットまたは座金付き普通ナットを使用しなければならない。
- (3) ピン孔を有する部材は次によるものとする。
 - 1) ピンとピン孔の直径の差は、ピンの直径130mm未満のものに対しては0.5mm、ピンの直径130mm以上のものに対しては1 mmを標準とする。
 - 2) ピン孔を通る横断面における引張部材の純面積は、計算上必要な純断面積の140%以上、引張部材のピン孔背後における純断面積は、計算上必要な純断面積の100%以上としなければならない。
 - 3) ピン孔がある部分の引張部材の腹板厚はその純幅の1/8以上とする。

7章 対傾構, 横構

7.1 一般

- (1) 橋には対傾構および横構を設けるのを原則とする。
- (2) 死荷重による主構造のたわみが大きい場合は、主構造の変形が対傾構、横構に及ぼす影響を考慮するのが望ましい。
- (3) 対傾構および横構について、その橋の主構造に適用される章に規定されている場合は、その規定によらなければならない。
- (4) 対傾構および横構は、それぞれの構造形式に該当する章の規定を満足しなければならない。

7.2 対傾構, 横構の構造

- (1) 複斜材形式の対傾構または横構を使用する場合は、部材の交点を互いに連結しなければならない。
- (2) 対傾構、横構に用いる山形鋼の最小寸法は75mm×75mmとする。
- (3) 主構造を平面構造物として扱う場合に、対傾構または横構をトラス構造とするときは、その細長比は5.1.7に規定する二次部材の規定を適用してよい。

7.3 端対傾構

橋の支点部には、原則として上横構に作用する全横荷重を支承に円滑に伝達することができる端対傾構（橋門構を含む）を設けなければならない。

8章 床 版

8.1 鉄筋コンクリート床版およびプレストレストコンクリート床版

8.1.1 適用の範囲

- (1)この節は、道路橋示方書（平成8年版）共通編 3.1 および 3.2 にそれぞれ示す鉄筋コンクリート用棒鋼およびコンクリートを用いた短辺と長辺の比が 1：2 以上の鉄筋コンクリート床版、およびプレストレスト床版の設計に適用する。
- (2)この節に規定されていない事項については、道路橋示方書（平成8年版）コンクリート橋編の規定に準ずるものとする。

8.1.2 一 般

- (1)鉄筋コンクリート床版の設計は、耐久性を照査することによって行うのを原則とする。なお、鉄筋コンクリート床版の耐久性の照査は 4.2.2 によるものとする。
- (2)鉄筋コンクリート床版の鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、合成げたとしての主げた作用を計算する場合を除いて 15 とする。なお、プレストレストコンクリート床版の鋼材とコンクリートのヤング係数比は、道路橋示方書（平成8年版）共通編 表-3.3.1 および道路橋示方書（平成8年版）共通編 表-3.3.3 のヤング係数より算出する。
- (3)この節の規定により鉄筋コンクリート床版およびプレストレストコンクリート床版を設計する場合は、床版のせん断力に対する照査を行わなくてよい。
- (4)主げたまたはトラス橋等の縦げたの設計にあたっては、大型車両の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めるものとする。

8.1.3 床版の支間

- (1)単純版および連続版それぞれの T 荷重および死荷重に対する支間は、主鉄筋の方向に測った支持げたの中心間隔とする。ただし、単純版において、主鉄筋の方向に測った純支間に支間中央の床版の厚さを加えた長さが上記の支間より小さい場合は、これを支間とすることができる。

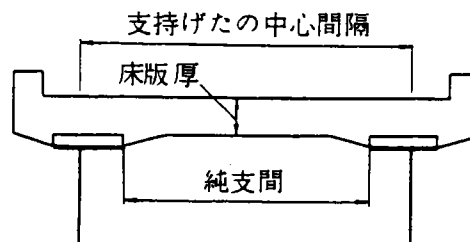


図-8.1.1 単純版の支間

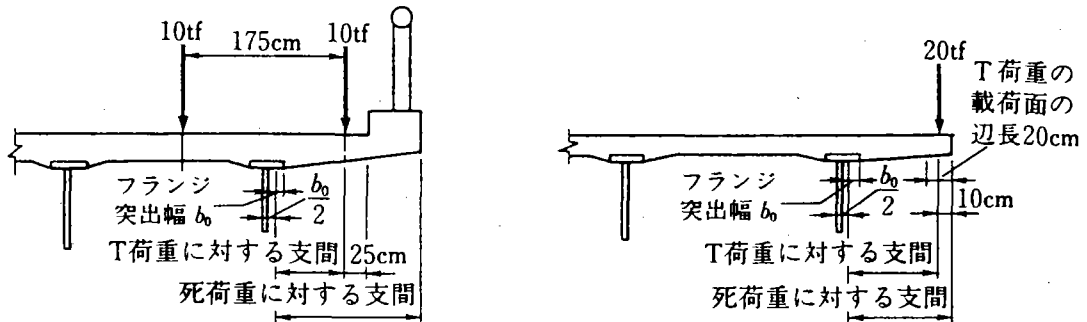
- (2)片持版の T 荷重および死荷重に対する支間は、支点となるけたのフランジの突出幅の 1/2 の点から主鉄筋の方向にそれぞれ図-8.1.2 に示すように測った値とする。

8.1.4 床版の設計曲げモーメント

- (1)B 活荷重で設計する橋においては、T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは、表-8.1.1 に示す式で算出するものとする。また、床版の支間が車両進行方向に直角

の場合、単純版および連続版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、表-8.1.1により算出した曲げモーメントに、表-8.1.2の割増し係数を乗じた値とする。

(2)A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-8.1.1に示す式で算出した値を20%低減した値としてよい。



(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合 (b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図-8.1.2 片持版の支間

表-8.1.1 T荷重(衝撃を含む)による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント

版の区分	曲げモーメントの種類		構造	床版の支間の方向 曲げモーメントの方向 適用範囲(m)	設計曲げモーメント (kgf·m/m) [kN·m/m]			
					車両進行方向に直角の場合		車両進行方向に平行の場合	
					主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		RC	$0 < L \leq 4$	$+ (0.12L + 0.07) P$	$+ (0.10L + 0.04) P$	$+ (0.22L + 0.08) P$	$+ (0.06L + 0.06) P$
			PC	$0 < L \leq 6$				
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	RC	$0 < L \leq 4$	$+ (単純版の80\%)$	$+ (単純版の80\%)$	$+ (単純版の80\%)$	$+ (単純版と同じ)$
		端支間	RC	$0 < L \leq 4$	$+ (単純版の80\%)$	$+ (単純版の80\%)$	$+ (単純版の90\%)$	$+ (単純版と同じ)$
		中間支間	PC	$0 < L \leq 6$			$+ (単純版の80\%)$	$+ (単純版の80\%)$
	支間曲げモーメント	中間支点	RC	$0 < L \leq 4$	$- (単純版の80\%)$	—	$- (単純版の80\%)$	—
片持版	支 点		RC	$0 < L \leq 1.5$	$\frac{-PL}{1.30L+0.25}$	—	$- (0.70L + 0.22) P$	—
			PC	$0 < L \leq 1.5$				
				$1.5 < L \leq 3.0$	$- (0.60L - 0.22) P$			
	先 端 付 近		RC	$0 < L \leq 1.5$	—	$+ (0.15L + 0.13) P$	—	$+ (0.16L + 0.07) P$
PC			$0 < L \leq 3$					

ここに、

RC：鉄筋コンクリート床版

PC：プレストレストコンクリート床版

L：8.1.3に示すT荷重に対する床版の支間 (m)

P：道路橋示方書(平成8年版)共通編2.1.3に示すT荷重の片側荷重(10,000kgf) [100kN]

表-8.1.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の単純版
および連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増し係数

支間 $L(m)$	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 6.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	$1.125 + (L - 1.5) / 26$

表-8.1.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の
支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 $L(m)$	$L \leq 2.5$	$1.5 < L \leq 3.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$

ここに、

L : 8.1.3 に示す T 荷重に対する床版の支間 (m)

(3)等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、表-8.1.4 に示す式で算出してよい。

表-8.1.4 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメント
(kgf·m/m) [kN·m/m]

版の区分	曲げモーメントの種類		主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		$+wL^2/8$	無視してよい
片持版	支点曲げモーメント		$-wL^2/2$	
連続版	支間曲げモーメント	端支間	$+wL^2/10$	
		中間支間	$+wL^2/14$	
	支点曲げモーメント	2支間の場合	$-wL^2/8$	
		3支間以上の場合	$-wL^2/10$	

ここに、

L : 8.1.3 に示す死荷重に対する床版の支間 (m)

w : 等分布死荷重 (kgf/m²) [kN/m²]

- (4)床版を支持するけたの剛性が著しく異なり、そのために生じる付加曲げモーメントの大きさが無視できない場合は、この付加曲げモーメントを考慮するものとする。この場合は、床版を支持するけたの剛性の相違を考えて、設計曲げモーメントを算出しなければならない。
- (5)高欄に作用する推力および自動車用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、それぞれ道路橋示方書 (平成8年版) 共通編 4.2.1 および 4.2.2 により算出するものとする。
- (6)床版にプレストレストを導入する場合は、プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるようにプレストレストコンクリート鋼材を配置する場合は、この不静定曲げモーメントを無視することができる。

8.1.5 床版の最小全厚

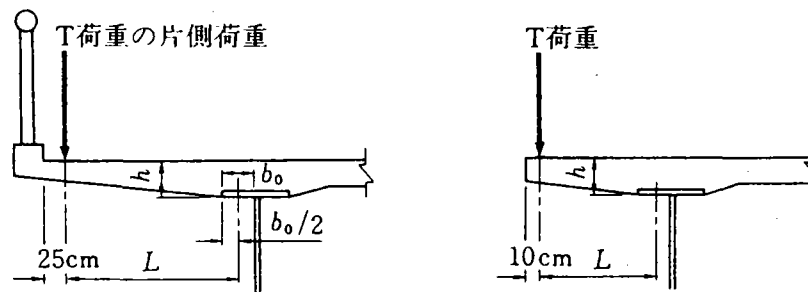
(1)鉄筋コンクリート床版の車道部分の最小全厚は、表-8.1.5 に示す値とする。なお、片持版における最小全厚は、図-8.1.3 に示す床版厚に対する値とする。ただし、車道部分の床版の全厚は、いかなる場合も、16cmを下回ってはならない。また、大型車の交通量が多い道路の橋、床版を支持するけたの剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋等については、表-8.1.5 に示す床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。

表-8.1.5 車道部分の床版の最小全厚 (cm)

版の区分	床版の支間の方向		
	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	
単純版	$4L+11$	$6.5L+13$	
連続版	$3L+11$	$5L+13$	
片持版	$0 < L \leq 0.25$	$28L+16$	$24L+13$
	$L > 0.25$	$8L+21$	

ここに、

L : 8.1.3 に示す T 荷重に対する床版の支間(m)



(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合 (b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図-8.1.3 片持版の最小全厚 h

(2)プレストレストコンクリート床版の車道部分の最小全厚は次の規定によるものとする。

- 1)車道部分の床版の最小全厚は、いかなる部分も 16cm を下回ってはならない。
- 2)片持版の版先端の厚さは、1)の規定によるほか、表-8.1.5 の片持版の最小全厚の 50%以上としなければならない。
- 3)床版の 1 方向のみにプレストレストを導入する場合の車道部分の最小全厚は、1)および 2)の規定によるほか、表-8.1.6 の値とするものとする。なお、片持版の最小全厚とは、支持けたのウェブ前面における厚さをいう。

表-8.1.6 プレストレストコンクリート 床版の場合の最小全厚 (cm)

版の区分	車両進行方向に直角
単純版	$(4L+11) \times 0.9$
連続版	$(3L+11) \times 0.9$

ここに、

L : 8.1.3 に示す T 荷重に対する床版の支間(m)

(3)歩道部の床版の最小全厚は 14cm する。

8.1.6 鉄筋の種類および配筋

- (1)鉄筋には異形鉄筋を用いるものとし、その直径は13, 16, 19mmを原則とする。
- (2)鉄筋のかぶりは3cm以上とする。
- (3)鉄筋の中心間隔は10cm以上でかつ30cm以下とする。ただし、引張主鉄筋の中心間隔は床版の全厚をこえてはならない。
- (4)断面内の圧縮側には、引張側の鉄筋量の少なくとも1/2の鉄筋を配置するのを原則とする。
- (5)連続版で主鉄筋を曲げる場合は、図-8.1.4に示すように支点から $L/6$ の断面で曲げるものとする。ただし、床版の支間の中央部の引張鉄筋量の80%以上および支点上の引張鉄筋量の50%以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置しなければならない。ここに、 L は支持げたの中心間隔とする。

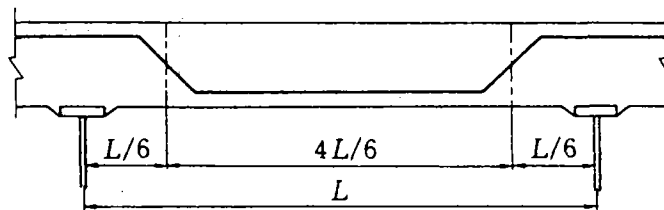


図-8.1.4 連続版の主鉄筋を曲げる位置

- (6)床版の配力鉄筋は床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。この場合、8.1.4による設計曲げモーメントについて算出した配力鉄筋量に表-8.1.7の係数を乗じた鉄筋量を配置すればよい。

表-8.1.7 床版の配力鉄筋量を算出する係数

$L : (m)$

床版の支間が車両進行方向に直角な場合		床版の支間が車両進行方向に平行な場合	
連続版および単純版	歩道のない片持版	連続版および単純版	片持版

8.1.7 鉄筋の耐久性限界応力度

鉄筋コンクリート床版に用いる鉄筋の耐久性を照査する場合の耐久性限界応力度は表-8.1.8によるものとする。

表-8.1.8 鉄筋コンクリート床版の耐久性の照査に用いる耐久性限界応力度

(kgf/cm^2) [N/mm^2]

鉄筋の種類	引張応力度	圧縮応力度
SD295A SD295B	1,400[140]	1,800[180]

8.1.8 コンクリートの設計基準強度

床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は次の規定によるものとする。

- (1) 鋼げたとの合成作用を考えない床版の場合は、 240kgf/cm^2 [24N/mm^2]以上とする。
- (2) 鋼げたとの合成作用を考える床版の場合は、11.2.1の規定によるものとする。

8.1.9 コンクリートの限界応力度

- (1) 鋼げたとの合成作用を考えない床版のコンクリートの耐久性の照査に用いる耐久性限界圧縮応力度は設計基準強度の1/3とする。ただし、 100kgf/cm^2 (10N/mm^2) をこえてはならない。
- (2) 鋼げたとの合成作用を考える床版のコンクリートの耐久性限界圧縮応力度は、11.2.10の規定によるものとする。

8.1.10 床版のハンチ

- (1) 床版には、支持げた上でハンチを設けるのを原則とする。
- (2) 床版のハンチの傾斜は、1:3よりゆるやかにするのが望ましい。1:3よりきつい場合は、図-8.1.5に示すように1:3までの厚さが床版として有効な断面と見なすものとする。

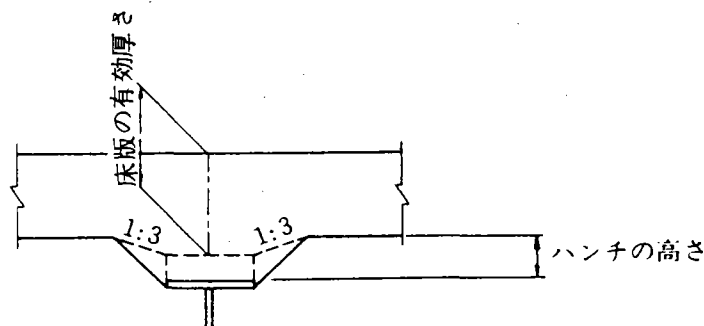


図-8.1.5 ハンチ部の床版の有効高さ

- (3) 図-8.1.5に示すハンチの高さが8cm以上のハンチには、ハンチ下面に沿ってけた直角方向に用心鉄筋を配置するのが望ましい。この場合、用心鉄筋は、直径13cm以上とし、その間隔はハンチの位置においてけたに直角方向に配置された床版の下側鉄筋間隔の2倍以下とする。
- (4) けた端部の車道部分の床版は、床版厚さをハンチ高だけ増すのを原則とする。

8.1.11 けた端部の床版

- (1) けた端部の車道部分の床版は、端床げた、端ブラケットなどで支持するのが望ましい。この場合、端床げた、端ブラケットなどは単独で輪荷重に抵抗できるものでなければならない。
- (2) けた端部の中間支間の床版を端床げたなどで支持しない場合は、けた端部から床版支間の1/2の間の床版については、T荷重（衝撃を含む）により設計曲げモーメントとして、8.1.4の表-8.1.1に示す値の2倍を用いるものとする。なお、一般には、けた端部以外の中間支間の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。
- (3) けた端部の片持部の床版を端ブラケットなどで支持しない場合は、けた端部から死荷重に対する床版支間長の間の床版については、T荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、8.1.4の表-8.1.1に示す値の2倍を用いるものとする。なお、一般には、けた端部以外の片持部の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。

8.2 鋼床版

8.2.1 適用の範囲

この節は、デッキプレート縦リブおよび横リブで補剛し、舗装を施した鋼床版の設計に適用する。

8.2.2 設計一般

(1)鋼床版が主げたの一部として作用する場合は、次の規定により設計を行うものとする。

1)鋼床版は次の二つの作用に対してそれぞれ安全であることを照査しなければならない。

i) 主げたの一部としての作用

ii) 床版および床組としての作用

2)鋼床版は 1) に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対しても安全であることを照査しなければならない。

この場合の照査に用いる荷重、安全係数は第3章の規定にかかわらず表-8.2.1 に示すものとする。照査はそれぞれの作用に対して鋼床版が最も不利になる載荷状態における作用力の合計について行うものとする。

表-8.2.1 主げた作用と床版および床組作用を同時に考慮した場合の荷重、安全係数

荷重の種類	安全係数 ν
死荷重(D)+活荷重(L)+衝撃(I)	1.2

(2)床版および床組としての鋼床版の設計は、次の規定により行うものとする。

1)活荷重は、道路橋示方書（平成8年版）共通編 2.1.3 の(1)項によるものとする。

2)衝撃係数 i は次のとおりとする。

i) 縦リブ： $i = 0.4$

ii) 横リブ： $i = \frac{20}{50 + L}$

ここに、

L : 横リブの支間 (m)

3)計画交通量のうち大型車両が1日1方向、1,000台以上の橋においては、1)の荷重に式(8.2.1)により算出した係数を乗じたものとする。

$$\left. \begin{aligned}
 k &= k_0 && (L \leq 4) \\
 k &= k_0 - (k_0 - 1) \times (L - 4) / 6 && (4 < L \leq 10) \\
 k &= 1.0 && (L > 10)
 \end{aligned} \right\} \quad (8.2.1)$$

ただし、

$$\begin{aligned}
 k_0 &= 1.0 && (L \leq 2) \\
 k_0 &= 1.0 + 0.2 \times (B - 2) && (2 < B \leq 3) \\
 k_0 &= 1.2 && (B > 3)
 \end{aligned}$$

ここに、

L : 部材の支間 (m) , B : 横リブ間隔 (縦リブの支間) (m)

- 4)A 活荷重で設計する橋においては、設計に用いる断面力は、1)および2)で算出した断面力を20%低減した値としてよい。
- 5)縦リブは疲労限界状態について照査するものとし、照査は4.3.1によるものとする。なお、縦リブの耐久性限界応力度は表-8.2.2に示す値とする。この場合、用いる荷重はT荷重（衝撃を含まない）1台とする。

8.2.3 舗装による荷重分布

鋼床版のデッキプレート上に載荷する集中荷重については、舗装による荷重分布を考慮してはならない。

表-8.2.2 縦リブの引張・圧縮限界応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]

鋼種 種類		SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
		母材	1,400 [140]	1,600 [160]	1,600 [160]
工場	仕上げした全断面溶込み グループ溶接部	1,400 [140]	1,600 [160]	1,600 [160]	1,600 [160]
	仕上げしない全断面溶込み グループ溶接部	1,000 [100]	1,000 [100]	1,000 [100]	1,000 [100]
溶接	リブ十字すみ肉溶接部 ¹⁾	900 [90]	900 [90]	900 [90]	900 [90]
	連続すみ肉溶接部 ²⁾	1,100 [110]	1,100 [110]	1,100 [110]	1,100 [110]
現場溶接		原則として上記の値の80%とする			

注：1)応力方向に連続した母材上にある、応力方向に直角なすみ肉溶接

2)応力方向に連続したすみ肉溶接

8.2.4 床版または床組作用に対するデッキプレートの有効幅

縦リブのフランジまたは、横リブのフランジとしてのデッキプレートの片側有効幅は式(8.2.2)により算出するものとし、その適用方法は表-8.2.3によるものとする。

8.2.5 デッキプレートの最小板厚

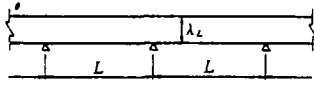
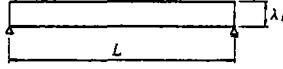
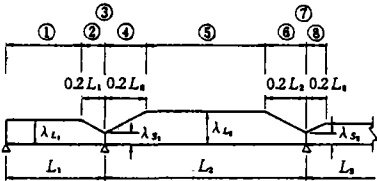
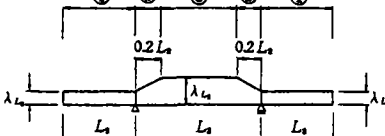
デッキプレートの板厚 t (mm)は、式(8.2.3)より算出される値以上としなければならない。

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{車道部分} \quad : t = 0.037 \times b, \quad (\text{B 活荷重}) \\
 \quad \quad \quad : t = 0.035 \times b, \quad (\text{A 活荷重}) \\
 \quad \quad \quad \text{ただし, } t \geq 12\text{mm} \\
 \\
 \text{主げたの一部として} \\
 \text{作用する歩道部} \quad : t = 0.025 \times b, \quad \text{ただし, } t \geq 10\text{mm}
 \end{array} \right\} \quad (8.2.3)$$

ここに、

b : 縦リブ間隔

表-8.2.3 床版または床組作用に対するデッキプレートの有効幅

部材	区間 (個所)	片側有効幅		摘要	
		記号	等価支間長 l		
縦 リ ブ		λ_L	$0.6L$		
横 リ ブ	単純支持	① λ_L	L		
	連続支持	①	λ_{L_1}	$0.8L_1$	
		⑤	λ_{L_2}	$0.6L_2$	
		③	λ_{S_1}	$0.2(L_1 + L_2)$	
		⑦	λ_{S_2}	$0.2(L_2 + L_3)$	
		②④ ⑥⑧	両端の有効幅を用いて直線変化させる。		
	張出し部	①	λ_{L_1}	$2L_3$	
③		λ_{L_2}	L_3		
②		両端の有効幅を用いて直線変化させる。			

$$\lambda = b \quad (b/l \leq 0.02)$$

$$= \{ 1.06 - 3.2 (b/l) + 4.5 (b/l)^2 \} b \quad (0.02 < b/l < 0.30) \quad (8.2.2)$$

$$= 0.15 l \quad (0.30 \leq b/l)$$

ここに、

λ : デッキプレートの片側有効幅 (cm)

$2b$: 縦リブまたは横リブの間隔 (cm)

なお、閉断面リブでは図-8.2.1 に示すとおりとする。

l : 等価支間長(cm)

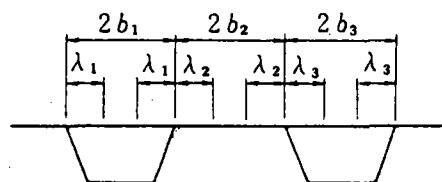


図-8.2.1 閉断面リブの間隔

8.2.6 縦リブの最小板厚

縦リブの最小板厚は 8mm とする。ただし、腐食環境が良好または腐食に対して十分な配慮を行う場合は、閉断面縦リブの最小板厚を 6mm としてもよい。

8.2.7 構造細目

- (1) 鋼床版は溶接によるひずみが少ない構造としなければならない。
- (2) 縦リブと横リブの連結部は、縦リブからのせん断力を確実に伝えることのできる構造にしなければならない。特別な場合を除き、縦リブは横リブの腹板を通して連続させるのが望ましい。
- (3) 車道部の主げたあるいは縦げたが配置される場合には、腹板上の舗装のひびわれの抑制に配慮するものとする。

9章 床 組

9.1 床組の支間

(1) 縦げたの支間は、縦げたの方向に測った床げたの中心間隔とする（図-9.1.1 参照）。

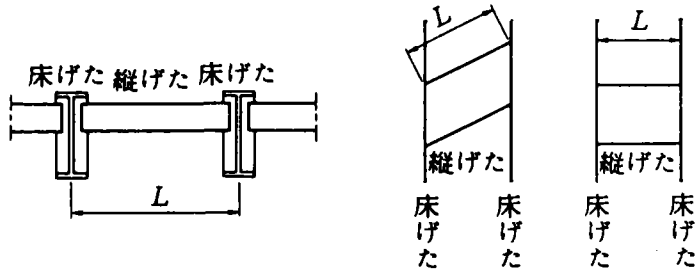


図-9.1.1 縦げたの支間

(2) 床げたの支間は床げたの方向に測った主げた取付け腹板の中心間隔とする（図-9.1.2 参照）。

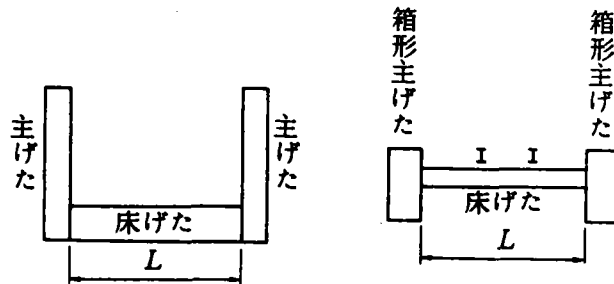


図-9.1.2 床げたの支間

9.2 縦げたの断面力の算出

- (1) 鉄筋コンクリート連続床版を経て活荷重が作用する縦げたの曲げモーメントおよびせん断力は床版を単純げたと仮定して算出してよい。
- (2) 支間および曲げ剛性がほぼ同一の連続縦げたの活荷重による最大曲げモーメントは、表-9.2.1に示す値を用いてよい。

表-9.2.1 連続縦げたの曲げモーメント (kgf·m) [N·m]

端 支 間	$0.9M_0$
中 間 支 間	$0.8M_0$
中 間 支 点	$-0.7M_0$

ここに、

M_0 : 単純げたとしての支間中央の曲げモーメント (kgf·m) [N·m]

- (3) 連続縦げたのせん断力は単純げたと仮定して算出するものとする。

9.3 鉄筋コンクリート連続床版をもつ床げた

縦げたがなく、鉄筋コンクリート連続床版が曲げ剛性がほぼ同一の床げたで直接支持される場合、床げたの曲げモーメントおよびせん断力の算出に用いる荷重は、床版を単純げたと仮定して算出した床げた上の反力とする。

9.4 床組の連結

- (1) 縦げたを床げたのフランジ上に取り付ける場合は、縦げたの横方向の安定を保持できるような構造としなければならない。
- (2) ブラケットの取付け部は、曲げモーメントによる応力が縦げた、床げた、ダイヤフラムなどに円滑に伝わるような構造としなければならない。
- (3) 縦げたまたは床げたの連結部における曲げモーメントとせん断力を受ける部分の終局限界状態の照査および多軸応力を受ける場合のフランジの終局限界状態の照査は、それぞれ 4.1.1.5 および 4.1.1.6 によるものとする。

9.5 対傾構

縦げた間には、10.8.1の規定により対傾構を設けるものとする。

10章 プレートガーダー

10.1 適用の範囲

この章は主として曲げモーメントとせん断力を受ける充腹のI形断面、 π 形断面および箱形断面のけたを主構造にもつ上部構造の設計に適用する。

10.2 設計一般

10.2.1 終局曲げモーメントおよび曲げモーメントによる垂直応力度

- (1)照査に必要な抵抗値としての断面の終局曲げモーメントは、4.1.1.2の規定により算出するものとする。
ただし、引張フランジにボルトなどの孔がある場合には、引張フランジ終局曲げモーメントに(引張フランジ純断面積/引張フランジ総断面積)を乗じなければならない。
- (2)荷重効果としての作用曲げモーメントによる垂直応力度は、式(10.2.1)で算出するものとする。ただし、引張フランジにボルトなどの孔がある場合には、式(10.2.1)による引張フランジ応力度に(引張フランジ総断面積/引張フランジ純断面積)を乗じなければならない。

$$\sigma_b = \frac{M}{I} z \quad (10.2.1)$$

ここに、

σ_b : 作用曲げモーメントによる垂直応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]

M : 荷重効果としての作用曲げモーメント (kgf·cm) [N·mm]

I : 総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント (cm⁴) [mm⁴]

z : 中立軸から着目点までの距離 (cm) [mm]

式(10.2.1)は、10.2.5二軸応力状態の照査、10.5.1垂直補剛材の位置およびその間隔において用いるものとする。

10.2.2 曲げに伴う終局せん断耐力およびせん断応力度

- (1)曲げに伴う断面の終局せん断耐力は、4.1.1.4の規定により算出するものとする。
- (2)荷重効果としての腹板の曲げに伴うせん断応力度は、式(10.2.2)で算出してよい。

$$\tau_b = \frac{S}{A_w} \quad (10.2.2)$$

ここに、

τ_b : 曲げに伴うせん断応力度 (kgf/cm²) [N/mm²]

S : 荷重効果としての曲げに伴う作用せん断力 (kgf) [N]

A_w : 腹板の総断面積 (cm²) [mm²]

式(10.2.2)は、10.5.1垂直補剛材の位置およびその間隔において用いるものとする。

10.2.3 ねじりモーメント

ねじりモーメントを考慮する場合、純ねじりによるせん断力とそりねじりによるせん断力との合計および、そりねじりを考慮し、4.1.1.4の規定により安全性の照査を行うものとする。

ただし、I形断面主げたを用いた構造では、一般にけたの純ねじりおよびそりねじりによる影響を無視することができる。

また、箱形断面主げたを用いる場合には、格子構造、単一主げた構造いずれの場合でも、一般にそりねじりによる影響を無視することができる。

10.2.4 合成力の照査

曲げモーメントおよび曲げに伴うせん断力のみが作用する部材は、曲げモーメントおよび曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる荷重状態について、4.1.1.5(1)の規定により安全性を照査しなければならない。

ねじりモーメントを考慮する場合は、曲げモーメントおよび曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる荷重状態について、4.1.1.5(2)の規定により安全性を照査しなければならない。

10.2.5 二軸応力状態の照査

主げたフランジとラーメン横ばりのフランジが直接連結される場合などのように、主げたに2方向の応力が加わる部分の応力度は、4.1.1.6の規定により安全性を照査しなければならない。

10.3 フランジ

10.3.1 引張フランジの自由突出部の板厚

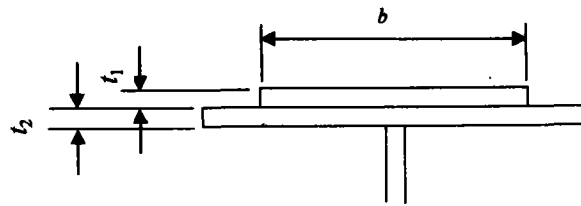
引張フランジの自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出幅の1/16以上とする。

10.3.2 箱げたの引張フランジ

箱げたの引張フランジの板厚は腹板中心間隔の1/80以上とする。ただし、十分に剛な補剛材がある場合は腹板中心間隔のかわりに補剛材中心間隔を用いてよい。

10.3.3 鋼板を重ね合せたフランジ

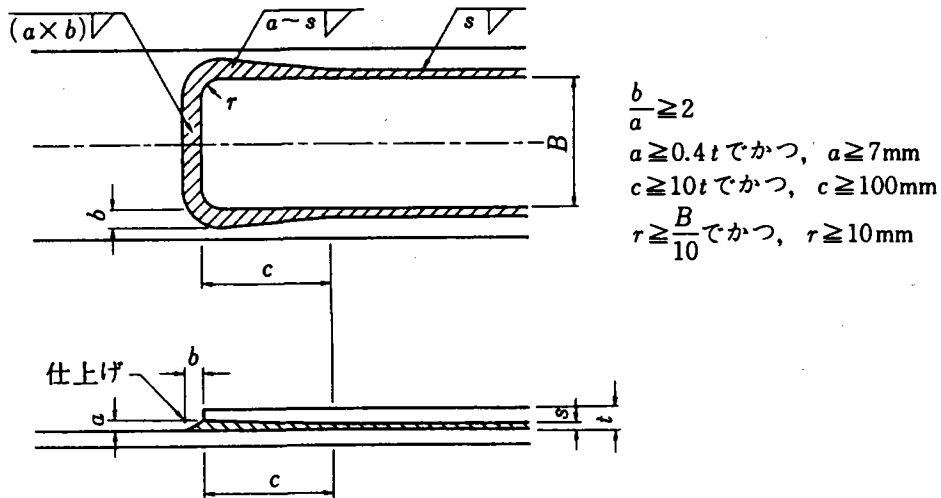
- (1) 鋼板を重ね合せてフランジとする場合には外側フランジは1枚を原則とする。
- (2) 外側フランジの板厚は次の規定によるものとする（図-10.3.1参照）。
 - 1) 外側フランジの板厚は内側フランジの板厚の1.5倍以下とする。
 - 2) 圧縮フランジに用いる外側フランジの板厚は外側フランジの幅の1/24以上とする。
 - 3) 引張フランジに用いる外側フランジの板厚は外側フランジの幅の1/32以上とする。
- (3) 外側フランジの長さはけた高(m)の2倍に1mを加えた値以上としなければならない。
- (4) 外側フランジの端部には、理論端より30cm以上で、かつ、外側フランジの幅の1.5倍以上の余長をつけなければならない。
- (5) 引張フランジに用いる外側フランジは、外側フランジを除いた断面で算出したフランジの応力度が材料強度の50%以下となるところまで延長しなければならない。
- (6) 外側フランジの端部の溶接は不等脚の連続すみ肉溶接とし、その溶接細目は図-10.3.2に示すとおりとする。
- (7) 内側フランジの設計には10.3.1の規定を適用するものとする。



圧縮フランジ: $t_1 \leq 1.5t_2$, かつ, $t_1 \geq b/24$

引張フランジ: $t_1 \leq 1.5t_2$, かつ, $t_1 \geq b/32$

図-10.3.1 外側フランジの板厚



$\frac{b}{a} \geq 2$
 $a \geq 0.4t$ かつ, $a \geq 7\text{mm}$
 $c \geq 10t$ かつ, $c \geq 100\text{mm}$
 $r \geq \frac{B}{10}$ かつ, $r \geq 10\text{mm}$

図-10.3.2 外側フランジの端部の溶接細目

10.3.4 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅 λ は、式(10.3.1)および式(10.3.2)により算出するものとし、その適用方法は表-10.3.1によるものとする。

$$\begin{aligned}
 \lambda &= b && (b/l \leq 0.05) \\
 &= \{1.1 - 2(b/l)\}b && (0.05 \leq b/l \leq 0.30) \\
 &= 0.15l && (0.30 \leq b/l)
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \lambda &= b \\ &= \{1.1 - 2(b/l)\}b \\ &= 0.15l \end{aligned}} \right\} \quad (10.3.1)$$

$$\begin{aligned}
 \lambda &= b && (b/l \leq 0.02) \\
 &= \{1.06 - 32(b/l) + 4.5(b/l)^2\}b && (0.02 \leq b/l \leq 0.30) \\
 &= 0.15l && (0.30 \leq b/l)
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \lambda &= b \\ &= \{1.06 - 32(b/l) + 4.5(b/l)^2\}b \\ &= 0.15l \end{aligned}} \right\} \quad (10.3.2)$$

ここに、 λ : フランジの片側有効幅 (cm) (図-10.3.3)

b : 腹板の間隔の1/2または片持部のフランジの突出幅 (cm) (図-10.3.3)

l : 等価支間長 (cm) (表-10.3.1)

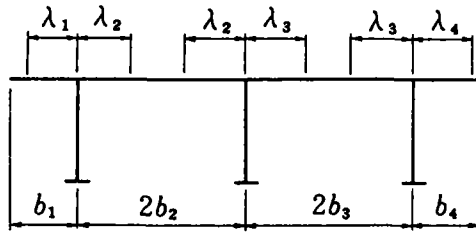


図-10.3.3 フランジの有効幅

表-10.3.1 フランジの片側有効幅

	区間 (箇所)	片側有効幅			摘 要
		記号	適用式	等価支間長 l	
単純げた	①	λL	(8.3.1)	L	
連続げた	①	λL_1	(8.3.1)	$0.8L_1$	
	⑤	λL_2		$0.6L_2$	
	③	λS_1	(8.3.2)	$0.2(L_1 + L_2)$	
	⑦	λS_2		$0.2(L_2 + L_3)$	
	②④ ⑥⑧	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。			
ゲルバーげた	①	λL_1	(8.3.1)	L_1	
	④	λL_3		$0.8L_3$	
	②	λS_2	(8.3.2)	$2L_2$	
	③	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。			

10.3.5 スラブ止め

コンクリート床版と接し、ずれ止めのないけたのフランジには、スラブ止めを付けなければならない。

10.4 腹板

プレートガーダーの腹板厚は表-10.4.1に示す値以上としなければならない。ただし、やむを得ない場合には、表-10.4.1の分母を $0.77\sqrt{\text{終局曲げモーメントの上限値}/\text{作用曲げモーメント}}$ 倍することができる。この場合1.2倍をこえてはならない。

表-10.4.1 プレートガーダーの最小腹板厚

	鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
	水平補剛材のないとき		$b/152$	$b/130$	$b/123$
水平補剛材を1段用いるとき		$b/256$	$b/220$	$b/209$	$b/188$
水平補剛材を2段用いるとき		$b/310$	$b/310$	$b/294$	$b/262$

ここに、

b : 上下両フランジの純間隔 (cm)

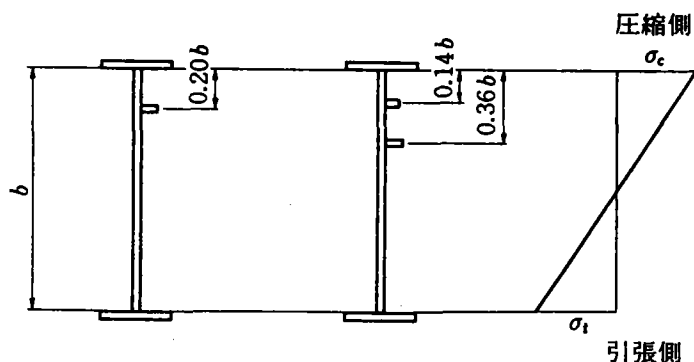


図-10.4.4 上下両フランジの純間隔

10.5 垂直補剛材

10.5.1 垂直補剛材の位置およびその間隔

- (1) 上下両フランジの純間隔が表-10.5.1の値をこえる場合には、腹板には垂直補剛材を設けなければならない。ただし、やむを得ない場合には、表-10.5.1の値を $0.77\sqrt{\text{せん断強度}/\text{作用せん断力}}$ 倍することができる。この場合、1.2倍をこえてはならない。

表-10.5.1 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値

	鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
	上下両フランジ純間隔		$70t$	$60t$	$57t$

ここに、

t : 腹板の板厚 (cm)

(2) 垂直補剛材の間隔は、次式の関係満足するようにしなければならない。ただし、 $a/b \leq 1.5$ とする。

1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{810 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \frac{a}{b} > 1 \quad (10.5.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{610 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \frac{a}{b} \leq 1 \quad (10.5.2)$$

2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,270 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \frac{a}{b} > 0.80 \quad (10.5.3)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{950 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \frac{a}{b} \leq 0.80 \quad (10.5.4)$$

3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{31,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,970 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \frac{a}{b} > 0.64 \quad (10.5.5)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{31,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,480 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \frac{a}{b} \leq 0.64 \quad (10.5.6)$$

ここに、

a : 垂直補剛材間隔 (cm) [mm]

b : 腹板の板幅 (cm) [mm]

t : 腹板の厚さ (cm) [mm]

σ : 腹板の縁圧縮応力度 (kgf/cm^2) [N/mm^2]

τ : 腹板のせん断応力度 (kgf/cm^2) [N/mm^2]

10.5.2 垂直補剛材の剛度、鋼種および板厚

(1) 5.2.4(4)項により算出した垂直補剛材1個の断面二次モーメント I_v は式(10.5.7)を満足しなければならない。

$$I_v \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{vreq} \quad (10.5.7)$$

ここに、

t : 腹板の板厚 (cm)

b : 腹板の板幅 (cm)

$$\gamma_{vreq} : \text{垂直補剛材の必要剛比, } \gamma_{vreq} = 8.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2$$

a : 垂直補剛材の間隔 (cm)

- (2) 垂直補剛材の幅は、腹板高の1/30に50mmを加えた値以上としなければならない。
- (3) 垂直補剛材は、腹板の鋼種にかかわらずSM400級の鋼種を用いてよい。
- (4) 垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上としなければならない。

10.5.3 垂直補剛材の取付け方

- (1) 支点部の垂直補剛材とフランジとは溶接するものとする。
- (2) 支点部以外の垂直補剛材の取付け方は、次の規定によるものとする。
 - 1) 垂直補剛材と圧縮フランジとは溶接するものとする。
 - 2) 荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジとは原則として溶接せず密着させるものとする。
 - 3) 荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジは適当な間隔をあけて取り付けるものとする。
 - 4) 床版に接する引張フランジと垂直補剛材とは2), 3)の規定にかかわらず溶接するものとする。

10.6 水平補剛材

10.6.1 水平補剛材の位置

水平補剛材の取付け位置は、それを1段用いる場合は $0.20b$ 付近、2段用いる場合は $0.14b$ と $0.36b$ 付近とするのを原則とする。

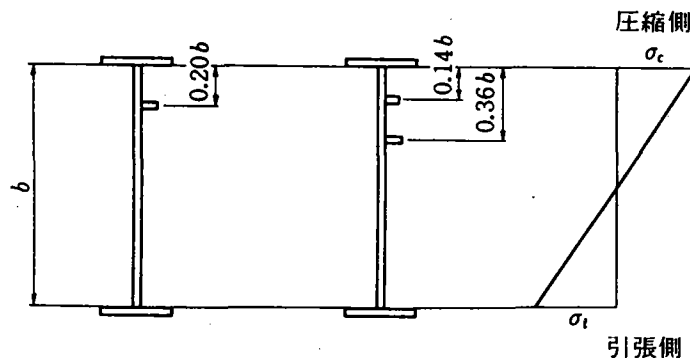


図-10.6.1 水平補剛材の位置

10.6.2 水平補剛材の剛度，鋼種および板厚

(1)5.2.4(4)項により算出した水平補剛材1個の断面二次モーメント I_h は式(10.6.1)を満足しなければならない。

$$I_h \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{h.req} \quad (10.6.1)$$

ここに，

t : 腹板の板厚 (cm)

b : 腹板の板幅 (cm)

$\gamma_{h.req}$: 垂直補剛材の必要剛比， $\gamma_{v.req} = 30 \left(\frac{a}{b} \right)$

a : 垂直補剛材の間隔 (cm)

(2)水平補剛材にはその取付け位置に生じる腹板の最大応力が生じるものとして，その鋼種および板厚を決定しなければならない。

10.7 荷重集中点の構造

10.7.1 荷重集中点の補剛材

(1)プレートガーダーの主げたの支点，および床げた，縦げた，対傾溝などの取付け部のような荷重集中点には垂直補剛材を設けなければならない。

(2)荷重集中点の垂直補剛材は，次の規定により軸方向圧縮力を受ける柱として設計しなければならない。

1)柱としての有効断面積は，補剛材断面および腹板のうち補剛材取付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。ただし，全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍を超えてはならない

2)軸方向圧縮強度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし，有効座屈長はけた高の1/2とする。

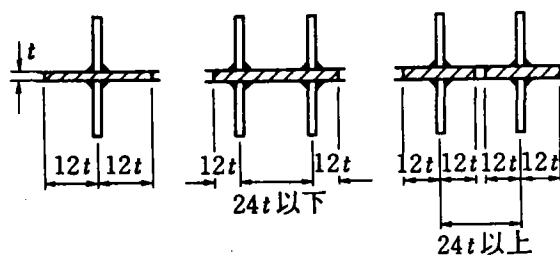


図-10.7.1 荷重集中点の腹板の有効幅

10.7.2 設計細目

(1)垂直補剛材と腹板との連結は，垂直補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計しなければならない。

(2)支点上の垂直補剛材は両側に対称に設け，フランジの両縁に達するまで伸ばすのを原則とする。

10.8 対傾構および横構

10.8.1 対傾構

- (1) プレートガーダー橋の支点では、各主げた間に端対傾構を設けなければならない。
- (2) I形断面および π 形断面プレートガーダー橋では、6m以内で、かつフランジ幅の30倍をこえない間隔で中間対傾構を設けなければならない。箱形断面プレートガーダー橋でもこれに準じるのがよい。
- (3) 床版が3本以上のけたで支持され、かつ、けたの支間が10mをこえる場合は、それらのけたの間に剛な荷重分配横げたを設けなければならない。荷重分配横げたの間隔は20mをこえてはならない。
- (4) 荷重分配作用をさせる対傾構は主要部材として設計しなければならない。
- (5) 下路プレートガーダー橋では、床げた取付け部はニーブレース板などにより床げたと主げたの垂直補剛材を結合し、横方向の変形に対して補剛しなければならない。この場合ニーブレース板、補剛材など各部の構造は、支間中最大の圧縮フランジ軸力の1%の横力に対して安全であるよう設計しなければならない。この軸力は圧縮フランジ面内で各床げた取付け点にフランジに直角に作用させるものとする。耐力を期待しない場合でも、ニーブレース板の自由辺の長さは板厚の60倍をこえてはならない。この場合の圧縮フランジの曲げ圧縮強度の計算に用いる固定点間距離は、ニーブレースの中心間隔を用いるものとする。

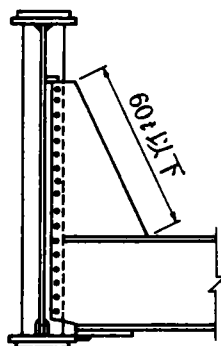


図-10.8.1 ニーブレースの自由辺

10.8.2 横 構

- (1) I形断面プレートガーダー橋には、横荷重を支承に円滑に伝達するように上横構、下横構を設けるのを原則とする。
- (2) 上路プレートガーダー橋で鋼床版あるいは鉄筋コンクリート床版とけたが結合されていて、けたの横倒れなどに耐えられる場合は、上横構を省略することができる。
- (3) 支間が25m以下で強固な対傾構がある場合は、下横構を省略することができる。ただし、曲線橋では下横構は省略してはならない。

10.9 そ り

- (1) 支間25m以上のプレートガーダーには、そりを付けるのを原則とする。
- (2) そりは死荷重に対して路面が所定の高さになるように付けるものとする。

11章 合成げた

11.1 一般

11.1.1 適用の範囲

この章は合成げたの設計に適用する。

11.1.2 用語の定義

この章における用語は次のように定義する。

(1)合成げた

鋼げたと鉄筋コンクリート床版（以下「版」という）とが一体となって働くように、鋼げたのフランジと版とを適当なずれ止めにより合成したけたをいう。

(2)版の有効幅

鋼げたと合成される版において合成げたの断面に算入できる版の幅をいう。

(3)ヤング係数比

鋼のヤング係数とコンクリートのヤング係数との比をいう。

(4)周長率

版の断面における鉄筋の周長の総和と版のコンクリートの断面積との比をいう。

(5)クリープ係数

クリープとは、持続荷重が作用しているときにコンクリートに生じる現象で、ひずみが時間とともに増加する塑性変形をいい、最終クリープひずみと弾性ひずみとの比をクリープ係数という。

(6)ずれ止め

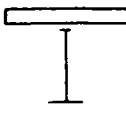
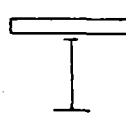
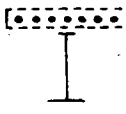
版のコンクリートと鋼げたとが一体となって働くように、鋼げたのフランジに設ける結合材をいう。

11.1.3 版の合成作用の取扱い

(1)主げたの断面強度を算出する場合、版の合成作用の取扱いは表-11.1.1に示すとおりとする。

(2)主げたの弾性変形および不静定力を算出する場合は、表-11.1.1によらず版のコンクリートの合成作用を考慮するものとする。

表-11.1.1 合成作用の取扱い

曲げモーメントの種類	合成作用の取扱い		適用
正	版のコンクリートをけたの断面に算入する。		
負	引張応力を受ける版において、コンクリートの断面を有効とする設計を行う場合	版のコンクリートをけたの断面に算入する	
	引張応力を受ける版において、コンクリートの断面を無視する設計を行う場合	版のコンクリートの中の橋軸方向鉄筋をけたの断面に算入してよい	

11.2 設計計算に関する一般事項

11.2.1 版のコンクリートの設計基準強度

版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、 270kg/cm^2 [27N/mm^2]以上としなければならない。ただし、版にプレストレスを与える場合は 300kg/cm^2 [30N/mm^2]以上としなければならない。

11.2.2 鋼材と版のコンクリートとのヤング係数比

主げたの弾性変形、不静定力および断面応力を算出する場合の鋼材と版のコンクリートとのヤング係数比 n は 7 を標準とする。

11.2.3 引張応力を受ける版の鉄筋量および配筋

(1)引張応力を受ける版の最小鉄筋量は次の規定によるものとする。

1)引張応力を受ける版において、コンクリート断面を有効とする設計を行う場合の版の橋軸方向最小鉄筋量は式(11.2.1)によるものとする。

$$A_s = \frac{\nu T}{\sigma_{UF}} \quad (11.2.1)$$

ここに、

ν : 表-3.3.1 に示す安全率

A_s : 橋軸方向鉄筋断面積 (cm^2) [mm^2]

T : 版に作用する全引張力 (kgf) [N]

σ_{UF} : 8.1.7 に示す鉄筋の引張応力度 (kg f/cm^2) [N/mm^2]

2)引張応力を受ける版においてコンクリート断面を無視する設計を行う場合の版の橋軸方向最小鉄筋量は、コンクリート断面積の 2% とする。この場合、周長率は 0.045cm/cm^2 以上とするのがよい。

なお、床版のために配置された鉄筋を橋軸方向鉄筋の一部として考慮してもよい。

(2)鉄筋は死荷重による曲げモーメントの符号が変化する点をこえて版のコンクリートの圧縮側に定着するものとする。

11.2.4 版の有効幅

版の有効幅は 10.3.4 の規定によるものとする。ただし、 λ および b は図-11.2.1 に示すとおりとし、この場合の水平に対するハンチの傾斜は 45° として取り扱うものとする。

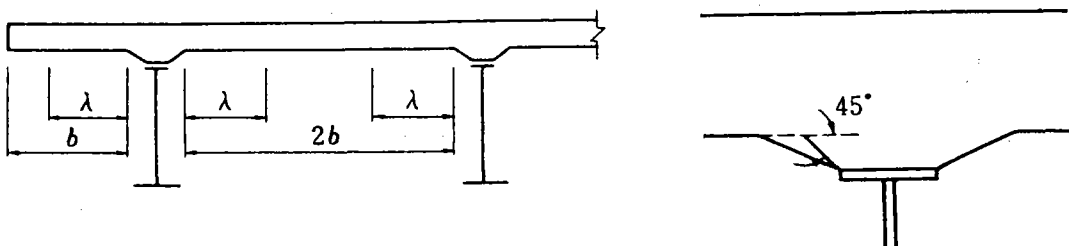


図-11.2.1 λ と b のとり方

11.2.5 主げた作用と床版作用との重ね合わせ

(1)版は次の二つの作用に対して、それぞれ安全であることを照査しなければならない。

1)床版としての作用

2)主げたの断面の一部としての作用

(2)版は(1)に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全であることを照査しなければならない。この場合、それぞれの作用に対して版が最も不利になる載荷状態について応力を算出し、その合計に対して照査してよい。ただし、主げた作用によって、正の曲げモーメントを受ける部分の橋軸方向鉄筋の応力については、二つの作用の重ね合わせを考慮しなくてもよい。

11.2.6 版のコンクリートのクリープ

合成断面としての版のコンクリートに持続荷重が作用する場合、版のコンクリートのクリープによる応力度の算出に用いるクリープ係数 ϕ_1 は2.0を標準とする。

11.2.7 版のコンクリートと鋼げたとの温度差

(1)版のコンクリートと鋼げたとの温度差は10度を標準とし、著しい温度差が生じる場合は、別に考慮するものとする。

(2)温度分布は鋼げたおよび版のコンクリートにおいてそれぞれ一様とする。

(3)版のコンクリートと鋼材の線膨張係数 α は 12×10^{-6} とする。

11.2.8 版のコンクリートの乾燥収縮

版のコンクリートの乾燥収縮による応力の算出に用いる最終収縮度 ϵ_s は 20×10^{-5} を、クリープ係数 ϕ_2 は $\phi_2 = 2\phi_1 = 4.0$ をそれぞれ標準とする。

11.2.9 耐久性および終局限界状態の照査

合成げたの耐久性および終局限界状態は式(11.2.2)により照査するものとする。

$$\frac{v\sigma}{\sigma_u} \leq 1 \quad (11.2.2)$$

ここに、

v : 11.2.10 および 11.2.11 に示す合成げたの耐久性および終局限界状態を照査するための安全率

σ : 版および鋼げたに作用する応力度で、終局限界状態の照査は 11.2.11 の規定による
(kgf/cm^2) [N/mm^2]

σ_u : 11.2.10 および 11.2.11 に示す鋼材および版のコンクリートの強度
(kgf/cm^2) [N/mm^2]

11.2.10 耐久性限界応力度

合成げたの版および鋼げたの耐久性の照査に用いるコンクリートおよび鋼材の耐久性限界応力度は次の規定によるものとする。

(1)版のコンクリートの耐久性限界圧縮応力度は表-11.2.1 に示す値とする。

表-11.2.1 コンクリートの耐久性限界圧縮応力度

荷重の組合せ		耐久性限界圧縮応力度 (kgf/cm ²)[N/mm ²]
1	主荷重	1) 床版としての作用 2) 主げたの断面の一部としての作用
		3) 1)と2)を同時の考慮した場合
2	主荷重+版のコンクリートと鋼げたとの温度差	1.1)項の15%増し
3	プレストレス直後	1.1)項の25%増し

(2)引張応力度をうける版においてコンクリートの断面を有効とする設計を行う場合、版のコンクリートの耐久性限界引張応力度は表-11.2.2 に示す値とする。

表-11.2.2 コンクリートの耐久性限界引張応力度

荷重の組合せ		耐久性限界引張応力度(kgf/cm ²)[N/mm ²]	
1	主荷重	版の上, 下縁	$\sigma_{ck}/15$ かつ 25 [2.5]以下
		板厚中心	$\sigma_{ck}/25$ かつ 15 [1.5]以下
2	活荷重, 衝撃を除く主荷重		0
3	主荷重+版のコンクリートと鋼げたとの温度差		1. の15%増し
4	施工時荷重		$\sigma_{ck}/40$ かつ 10 [1.0]以下

(3)鉄筋の耐久性限界応力度は、8.1.7の規定によるものとする。ただし、11.2.5の規定により、主げた断面の一部としての作用と床版としての作用とを同時に考慮する場合は、限界強度を20%増してよい。

(4)鋼げたの耐久性限界応力度は、2章に規定した強度を表-11.2.3 に示す値で除した値とする。

表-11.2.3 鋼げたの耐久性限界応力度を算出するための係数

荷重の組み合わせ		正の曲げモーメント を受ける部分	負の曲げモーメント を受ける部分
1	クリープの影響と乾燥収縮の影響を除く主荷重	1.70	1.70
2	主荷重	圧縮縁	1.70
		引張縁	1.70
3	主荷重+床版と鋼げたの温度差	圧縮縁	1.30
		引張縁	1.50
4	施工時荷重	圧縮縁	1.40
		引張縁	1.40

(5)3章の規定にかかわらず安全係数は1.0とする。

11.2.11 終局限界状態

合成げたは(1)項に示す規定により終局限界状態に対する安全度を照査しなければならない。

(1)終局限界状態において合成げたの版および鋼げたに作用する応力度は、次に示す荷重の設計用値により算出された応力度の最も不利な組合せを用いるものとする。

- 1)活荷重および衝撃の2倍
- 2)死荷重の1.3倍

- 3)プレストレス
- 4)コンクリートのクリープの影響
- 5)コンクリートの乾燥収縮の影響
- 6)温度変化の影響

(2)

- 1)鋼げたの縁応力度および橋軸直角方向の引張強度はそれぞれ表-11.2.4 に示す値以下としなければならない。

表-11.2.4 鋼材の引張強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

鋼種 鋼材 の板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W	SD295A SD295B
40 以下	2,400 [235]	3,200 [315]	3,600 [355]	4,600 [450]	3,000 [295]
40 をこえ 75 以下	2,200 [215]	3,000 [295]	3,400 [335]	4,400 [430]	
75 をこえ 100 以下			3,300 [325]	4,300 [420]	

- 2)版のコンクリートの圧縮強度は設計基準強度 σ_{ck} の 3/5 以下とする。

- (3)3章の規定にかかわらず安全係数は 1.0 とする。

11.3 版

11.3.1 一般

版の設計は、この節に示すほか、8章の規定によるものとする。

11.3.2 せん断力が集中する部分の構造

- (1)せん断力が集中する部分では、版に生じるせん断力と主引張応力に対する補強鉄筋を配置しなければならない。
- (2)補強鉄筋の直径は 16mm 以上とし、版の中立面付近に 15cm 以下の間隔で配置するのがよい。
- (3)補強鉄筋を配置する範囲は主げた方向、主げた直角方向ともに主げた間隔の 1/2 以上とする。

11.3.3 構造目地

版のコンクリートには構造目地を設けてはならない。

11.3.4 合成作用を与えるときの版のコンクリートの圧縮強度

版のコンクリートに合成作用を与えるときの版のコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度 σ_{ck} の 80% 以上でなければならない。

11.4 ずれ止め

11.4.1 ずれ止めの種類

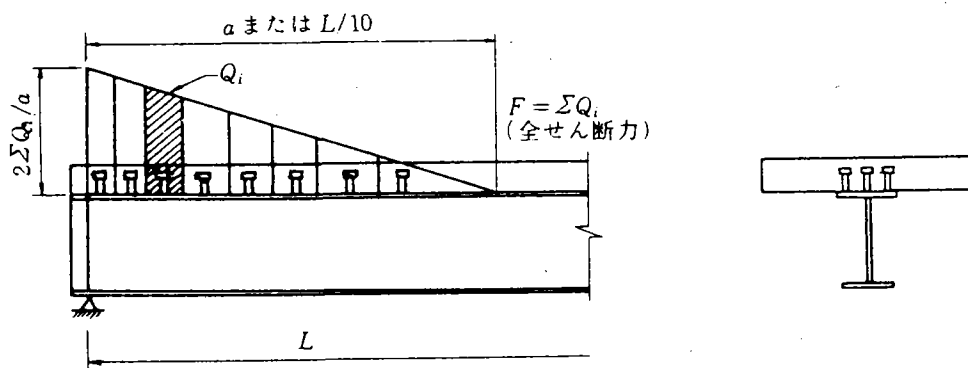
合成げたに用いるずれ止めはスタッドを標準とする。

11.4.2 ずれ止めの設計

- (1) ずれ止めは、各種荷重の組合せによる鋼げたと版のコンクリートとの間のせん断力が最も大きくなる場合について設計するものとする
- (2) ずれ止めの設計における安全係数は3章の規定にかかわらず、どの荷重の組合せに対しても1.7とする。

11.4.3 版のコンクリートの乾燥収縮および版のコンクリートと鋼げたとの温度差により生じるせん断力

- (1) 版のコンクリートの乾燥収縮および版のコンクリートと鋼げたとの温度差により生じるせん断力は、床版の自由端部において、主げた間隔（主げた間隔が $L/10$ より大きいときは $L/10$ をとる）の範囲に設けるずれ止めで負担させなければならない。
- (2) ずれ止めの設計にあたっては、図-11.4.1に示すように、せん断力の全部が、支点上で最大となる三角形に分布するものとしてよい。



ここに、

a : 主げた間隔

L : 単純げたの場合

連続げたの場合

L : 支間

L : 支間の合計

図-11.4.1 せん断力の分布

11.4.4 ずれ止めの最大間隔

ずれ止めの最大間隔は版のコンクリートの厚さの3倍とし、60cmをこえないものとする。

11.4.5 ずれ止めの最小間隔

ずれ止めにスタッドを用いる場合、橋軸方向の最小中心間隔は $5d$ または 10cm とし、橋軸直角方向の最小中心間隔は $d+3.0\text{cm}$ とする。ここに、 d はスタッドの軸径である。また、スタッドの幹とフランジ縁との最小純間隔は 2.5cm とする。

11.4.6 せん断強度

ずれ止めのせん断強度は、式 (11.4.1) で算出するものとし、版のコンクリートと鋼げたのフランジ間との付着力は無視するものとする。

$$\left. \begin{array}{l}
 Q_u = 50d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \\
 [=16d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}]
 \end{array} \right\} (H/d \geq 5.5)$$

$$\left. \begin{array}{l}
 Q_u = 9.5dH \sqrt{\sigma_{ck}} \\
 [=3.0dH \sqrt{\sigma_{ck}}]
 \end{array} \right\} (H/d < 5.5)$$
(11.4.1)

ここに、

Q_u : スタッドの許容せん断強度 (kgf/本) [N/本]

d : スタッドの軸径 (cm) [mm]

H : スタッドの全高で、15cm[150mm]程度を標準とする。

σ_{ck} : 設計基準強度 (kgf/cm²) [N/mm²]

11.4.7 中間支点付近のずれ止め

ずれ止めの計算は、着目点の曲げモーメントの符号にかかわらず、版のコンクリートの断面を有効として行うものとする。

11.4.8 ずれ止めの終局限界状態の照査

スタッドに対しては一般に終局限界状態の照査を行わなくてよい。

11.4.9 スタッド

(1) 合成げたに用いるスタッドは、軸径 19mm および 22mm のものを標準とする。

(2) スタッドの材質、種類、形状、寸法およびその許容差については、JIS B 1198「頭付きスタッド」を標準とする。

11.5 鋼げたのフランジ厚さ

ずれ止めを設けるフランジの板厚は、表-11.5.1 に示す値以上としなければならない。

表-11.5.1 ずれ止めを設けるフランジの板厚

ずれ止めの種類	フランジの板厚 (mm)
スタッド	10

11.6 そり

合成げたの鋼げたにはそりを付けるのを原則とする。

12章 トラス

12.1 適用の範囲

この章はトラスげたを主構造にもつ上部構造の設計に適用する。

スパンドレルブレースドアーチ、アーチの補剛トラスなどはこの章を準用することができる。

12.2 部 材

12.2.1 一 般

部材の設計一般については2章、3章、4章および5章の規定によるものとする。

12.2.2 断面の構成

- (1) 断面の構成にあたっては、断面の図心になるべく断面の中心と一致し、かつ骨組線と一致するように配慮するなど、二次応力をできるだけ小さくするようにしなければならない。
- (2) 材片の組合せにあたっては、溶接部が左右はもとより上下にもなるべく対称な位置にくるように考慮して設計するものとする。
- (3) 圧縮力を受ける弦材、端柱および中間支点に取り付く斜材などは、原則として箱形または π 形断面とし、かつ垂直軸まわりの断面二次半径に関する細長比は水平軸まわりのものよりも小さくしなければならない。
- (4) 箱形断面部材においては、トラス面と平行に配置された板（以下ウェブと呼ぶ）の断面積は部材総断面の40%以上とするのがよい。

12.2.3 トラス圧縮部材の有効座屈長

(1) トラス内面

- 1) 弦材の有効座屈長は骨組長をとるものとする。
- 2) ガセットにより弦材に連絡された腹材の有効座屈長は、連結高力ボルトの重心間距離をとってよい。ただし、骨組長の0.8倍を下回ってはならない。なお、横構や対傾構などの部材で部材の両面にガセットを設けない構造では骨組長の0.9倍をとるものとする。
- 3) 部材の中間点を他の部材が有効に支持する場合はその支持点間を有効座屈長としてよい。ここに有効に支持するという意味は、たとえば図-12.2.1のように斜材Dと支材Tとの連結が十分であり、かつ支材が5.1.7に規定する圧縮二次部材として設計されている場合をいう。この場合斜材Dと支材Tとの連結部の強さは、少なくとも斜材Dと支材Tとの連結部の強さの1/4以上としなければならない。

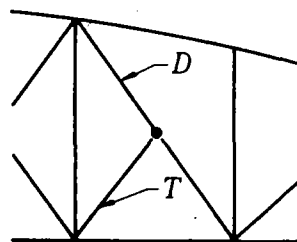


図-12.2.1 支材のある腹材

(2) トラス面外

圧縮部材のトラス面外の有効座屈長は骨組長をとるのを原則とする。ただし12.5に規定する横構、対傾構および橋門構によって支持される主トラス弦材および腹材はその支持点間を有効座屈長としてよい。

(3) 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

図-12.2.2に示す \overline{aa} 部材のように、 \overline{ab} 、 \overline{ba} で大きさの異なる圧縮力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材 \overline{aa} のトラス面外に対する有効座屈長 l は、式(12.2.1)によって求めることができる。

$$l = \left(0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \quad (12.2.1)$$

ここに、 P_1 、 P_2 は部材 \overline{aa} の各格間 \overline{ab} 、 \overline{ba} に作用する圧縮力で $P_1 \geq P_2$ とする。また、図-12.2.3に示すKトラスの垂直材 \overline{aa} のように、 \overline{ab} 、 \overline{ba} で符号の異なる軸力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材 \overline{aa} のトラス面外に対する有効座屈長 l は式(12.2.2)によって求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} l &= \left(0.75 - 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L & (P_1 \geq P_2) \\ l &= 0.5L & (P_1 < P_2) \end{aligned} \right\} \quad (12.2.2)$$

ただし、 P_1 は圧縮力の絶対値、 P_2 は引張力の絶対値とする。なお、これらの式は部材 \overline{aa} で断面が一定の場合に適用することができる。

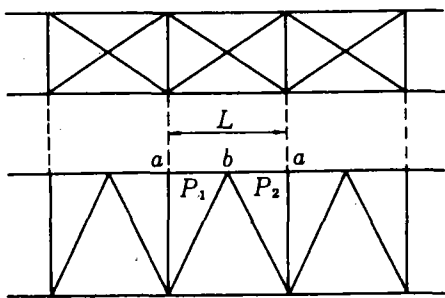


図-12.2.2 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

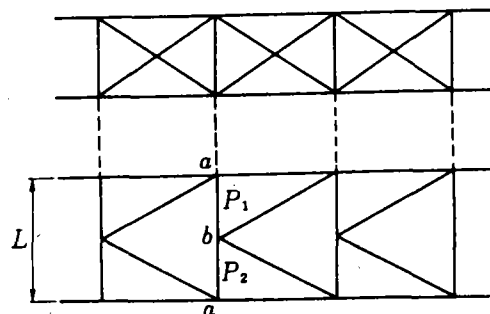


図-12.2.3 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

12.3 格点

12.3.1 一般

- (1) 格点の設計にあたってはなるべく単純な構造とし、各部材の連結が容易であり、かつ検査や排水、清掃などの維持作業が支障なく行えるように配慮しなければならない。
- (2) 部材に鋼管を用いる構造の場合は、14章の規定によるものとする。

12.3.2 ガセット

- (1)部材をガセットに連結する高力ボルトの配置は、部材の軸にできるかぎり対称とし、かつ部材とガセットとの接触面全体に行きわたらせなければならない。
- (2)主トラス格点において、弦材のウェブに重ねてガセットをあてる構造で、かつ部材両面にガセットを使用する場合は、ガセットの板厚は鋼材の種類にかかわらず式(12.3.1)により算出した値を標準とする。

$$t = 20 \times \frac{P}{b} \quad \left[t = 2 \times \frac{P}{b} \right] \quad (12.3.1)$$

ここに、

- t : ガセットの板厚 (mm)
- P : そのガセットで連結される端柱または腹材に用する最大部位力 (tf) [kN]
- b : そのガセットで連結される端柱または腹材のガセット面に接する部分の幅 (mm)

- (3)ガセットと弦材または端柱のウェブとを一体とする構造では、ガセット板厚はウェブより薄くしてはならず、また式(12.3.1)で算出した値以上としなければならない。この場合、フィレット半径 r_f はガセットと一体となる弦材または端柱のウェブの高さ h の1/5以上としなければならない(図-12.3.1参照)。
- (4)ガセットの最小板厚は9mmとする。

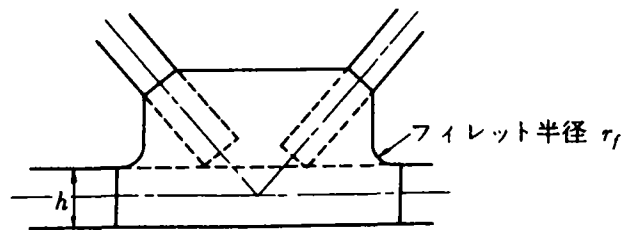


図-12.3.1 フィレット

12.4 ダイヤフラム

- (1)トラスの格点、トラス部材の中間部で横構などを取り付ける箇所および現場継手の両側にはダイヤフラムを設けなければならない。ただし、現場継手の両側のダイヤフラムは密閉形としなければならない。
- (2)トラス支承部、床げたの取付け部などのように集中力の作用する場所の弦材およびガセットには、ダイヤフラムを設けて力の伝達が確実に行われるようにしなければならない。

12.5 横構、対傾構および橋門構

12.5.1 一般

横構、対傾構および橋門構は橋全体の立体的な機能を確保するに十分な剛性および配置としなければならない。

12.5.2 横構

- (1)トラスの上弦および下弦にはそれぞれ横構を設けるのを原則とする。
- (2)無載荷弦に横構部材を取り付ける部分においては、横構部材高が弦材高より小さく、ストラットがその部分に取り付いていない場合、取付け部付近の横構部材を拡大して弦材の全高にわたって取り付けるの

がよい。

- (3) 下路トラスのストラットの高さは少なくともそれが取り付く弦材の高さと同じにしなければならない。
- (4) 圧縮弦に取り付けられる横構およびストラットは、次に示す荷重に十分抵抗できるものでなければならない。

$$\text{ストラットに対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \quad (12.5.1)$$

$$\text{横構に対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \sec \theta \quad (12.5.2)$$

ここに、

P_1, P_2 : 横構またはストラットが取り付けられている格点の左右側にある弦材の圧縮力(kgf)[N]

θ : ストラットと横構とのなす角度

- (5) 横構は主トラス弦材応力の一部を分担するほか中間対傾構の影響による付加応力を受けることがあるので、余裕を見込んだ設計を行うように配慮することが望ましい。

12.5.3 対傾構

- (1) トラスの各格点には対傾構を設けるのを原則とする。
- (2) 上路トラスには、床げたと下弦材との間の全高にわたってトラスを組むことを原則とする。
- (3) 上路トラスの支点上の対傾構は、トラスを組んで十分な剛性を確保し、かつ上弦に作用する横荷重の全反力を支点到に伝え得るものでなければならない。

12.5.4 橋門構

下路トラスの橋門構は、上弦に作用する横荷重の全反力を支点到に伝え得る構造とし、なるべく、箱形断面の部材を用いて端柱および上弦材のフランジに直接取り付けするのがよい。I形断面の部材を用いる場合には端柱の図心の位置に取り付け、ダイヤフラムなどを用いて応力の伝達を確実にするように配置しなければならない。

12.6 トラスの二次応力

- (1) トラスの設計にあたっては、格点剛結の影響による二次応力をできるだけ小さくするように配慮しなければならない。
- (2) 主トラス部材の部材高は、部材の長さの1/10より小さくするのがよい。

12.7 ポニートラス

- (1) ポニートラスの垂直材、床げたおよび垂直材と床げたとの連結部分は、式(12.7.1)によって算出した横力に抵抗できる設計としなければならない。この横力はトラスの各上格点に作用するものとする。

$$H = \frac{P}{100} \quad (12.7.1)$$

ここに、

H : 横力 (kgf) [N]

P : 上弦材に作用する最大軸方向圧縮力 (kgf) [N]

- (2) ポニートラス上弦材の垂直軸まわりの断面二次半径は、水平軸まわりの断面二次半径の1.5倍以上としなければならない。

12.8 直接床版を支持する弦材

主トラスの弦材が直接鉄筋コンクリート床版を支持する構造の場合、その弦材は主トラス部材として算出した断面力と床組部材として算出した断面力とが同時に作用する部材として設計しなければならない。

なお、この場合、設計強度はその上限値を用い、安全係数は1.70とする。

12.9 そり

- (1) トラスにはそりを付けなければならない。
- (2) そりは死荷重に対して所定の高さになるように付けるものとする。

12.10 全体座屈に対する照査

主トラスの支間長に比べその間隔が非常にせまいトラス橋では、全体座屈について適当な方法により照査するのがよい。

13章 アーチ

13.1 適用の範囲

- (1) この章はアーチ系橋の主構造の設計に適用する。
- (2) アーチ系橋の横構、橋門構、対傾構の設計には7章および12章に定めるそれぞれの項の規定を準用してよい。

13.2 一般

- (1) アーチ主構造の配置、形状および部材断面の選定にあたっては、アーチ面内外への全体座屈が生じないようにしなければならない。
- (2) アーチの部材軸線は、骨組線と一致させることを原則とする。

13.3 変位の影響

1主構あたりの死荷重強度が式(13.3.1)により算出される w (tf/m) [kN/m]より大きいアーチ橋では、死荷重と活荷重を載荷することによって生じる骨組線の変位の影響を考慮して主構造を設計しなければならない。ただし、補剛げたに軸方向力が生じるアーチ橋では、これを無視してよい。

$$w = \frac{8\alpha}{\gamma} \cdot \frac{EI}{L^3} \cdot \frac{f}{L} \quad (13.3.1)$$

ここに、

E : ヤング係数 (tf/m²) [kN/m²]

I : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 (m⁴) [m⁴]。補剛アーチの場合には、アーチと補剛げたの和をとる。

L : アーチの支間 (m) [m]

f : アーチのライズ (m) [m]

α : 表-13.3.1 に示すアーチの面内座屈係数

γ : 表-13.3.1 に示す補正係数

表-13.3.1 面内座屈係数 α および補正係数 γ

構造形式		f/L	α					γ		
			0.00	0.10	0.15	0.20	0.30	B活荷重	A活荷重	
無 補 剛 チ	2ヒンジアーチ		39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	10.0	9.0	
	固定アーチ		81.0	76.0	69.5	63.0	48.0			
補 剛 桁 に 2 ヒ ン ジ 補 剛 ア ー チ に 軸 方 向 力 が 生 じ な	側径間がない場合		39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	13.5	12.0	
	側径間がある場合	λ	0.00	81.0	76.0	69.5	63.0			48.0
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0			34.5
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5			30.5
			0.75	51.5	48.0	43.0	38.5			28.5
			1.00	49.0	45.5	41.0	36.5			27.0
			2.00	45.0	41.0	36.5	32.0			22.5

ここに,

$$(a) \lambda = \frac{a}{L} \left(1 + \frac{I_A}{I_G} \right) \quad (13.3.2)$$

ここに,

a : 補剛桁の側径間の支間長 (m) [m]

L : アーチの支間長 (m) [m]

I_A : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 (m⁴) [m⁴]

I_G : 片側補剛げたの断面二次モーメントの平均値 (m⁴) [m⁴]

(b) f/L および λ が表-13.3.1 に示す値の中間の値となる場合は, a は直線補間して算出してよい。

13.4 アーチの面外座屈

- (1) 主構間隔が支間に比べて小さいアーチ橋は, 面外座屈に対して安全であることを照査しなければならない。
- (2) アーチ橋の面外座屈は, 図-13.4.1 に示す荷重状態について照査するのを原則とする。ただし, 等分布活荷重 p_1 は, 曲げモーメントを算出する場合の値を用いる。

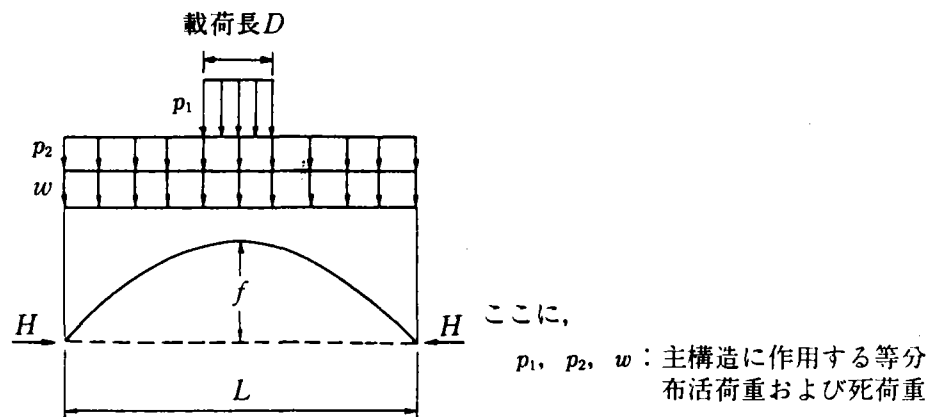


図-13.4.1 面外座屈の照査に用いる荷重状態

- (3) アーチ軸線が鉛直面内にあつて対称な放物線をなし, 部材がほぼ等高のアーチで, 横構と対傾構が 12.5 の規定に準じて設けられている場合は, アーチの面外座屈の照査は式(13.4.1)によってよい。

$$\frac{\nu \cdot H}{A_g} \leq 0.85 \sigma_{cu} \quad (13.4.1)$$

ここに,

H : 図-13.4.1 に示す荷重によって片側アーチ部材に作用する軸方向力の水平成分 (tf) [kN]

A_g : 片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m²) [m²]

σ_{cu} : 片側アーチ部材の L/4 点の 2.2.1 に規定される軸方向圧縮強度 (tf/m²) [kN/m²]。ただし, 有効座屈長(m)および断面二次半径(m)は(4)項によるものとする。

ν : 表-3.1.1 に示す安全係数

(4)(3)項の照査における有効座屈長 l および断面二次半径 r はそれぞれ式(13.4.2)によるものとする。

$$l = \varphi \beta_2 L$$

$$r = \sqrt{\left\{ I_z + A_g \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right\} / A_g} \quad (13.4.2)$$

ここに、

- I_z : 片側アーチ部材の鉛直軸まわりの断面二次モーメントの平均値 (m^4)
- A_g : 片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m^2)
- b : アーチ軸線の間隔 (m)
- β_2 : 表-13.4.1 に示す値。なお、 f/L の中間の値に対しては直線的に補間してよい。

表-13.4.1 β_2 の値

断面	ライズ比 f/L				
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
$I_z = \text{一定}$	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
$I_z(x) = I_{z,c} / \cos \varphi_x$	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

φ : 以下に規定する値

- (i) 下路補剛アーチ
 $\varphi = 1 - 0.35k$
- (ii) 上路補剛アーチ
 $\varphi = 1 + 0.45k$
- (iii) 中路補剛アーチ
 $\varphi = 1$

(13.4.3)

k : 図-13.4.1 の荷重状態において吊材または支柱が分担する荷重の全荷重に対する比の値。ただし、上路補剛アーチで、アーチと補剛げたをアーチクラウンで剛結しない場合は、 $k=1$ とする。

13.5 アーチ部材の設計

- (1) アーチ部材は、(2)項の規定により設計する場合を除き、4.1.1.3の規定により軸方向力と曲げモーメントとを受ける部材として設計するものとする。この場合、部材断面図心の骨組線からの偏心量および、部材軸線が直線でない場合は、相隣る格点を結ぶ直線と部材軸線のへだたりをそれぞれ考慮しなければならない。
- (2) 次に示す条件をすべて満足するアーチ橋では、アーチ部材を軸方向力のみを受ける部材として設計してよい。
 - 1) 13.3 に規定する変位の影響を無視できる。
 - 2) アーチ軸線が各格点間で直線である。
 - 3) アーチ部材の部材高が格間の 1/10 以下である。

4)式(13.5.1)を満足する。

$$\beta \cdot \frac{\sigma_{cu}^A}{\sigma_u} \cdot \frac{h^G}{h^A} > 1 \quad (13.5.1)$$

ここに、

h_A : アーチ部材の部材高さの平均値 (cm) [mm]

h_G : 補剛げたの部材高さの平均値 (cm) [mm]

σ_{cu}^A : アーチ部材の軸方向圧縮強度の平均値 (kgf/cm²) [N/mm²]

σ_u : 補剛げたの下フランジの引張強度の平均値 (kgf/cm²) [N/mm²]

β : 補剛げたに軸力が生じない場合

$$\beta = 0.04 + 0.004 \frac{\ell}{r}$$

補剛げたに軸力が生じる場合

$$\beta = 1.75 \left(0.04 + 0.004 \frac{\ell}{r} \right)$$

$\frac{\ell}{r}$: アーチ部材の細長比

13.6 終局強度の照査

13.3の規定により変位の影響を考慮する場合、死荷重の1.7倍および衝撃を含む活荷重の1.7倍によって生じる断面力が表-2.2.1、表-2.2.5、および表-2.2.6に示す材料の強度にもとづく断面強度をこえてはならない。

13.7 吊材または支柱

- (1) 吊材または支柱の部材力の算出にあたっては、吊材または支柱長さが特に短いものを除いてはアーチ面内の変形に対してそれらの両端はピンと仮定してよい。
- (2) 吊材または支柱を補剛げたまたはアーチリブに取り付けるにあたっては、連結部に応力集中や二次応力の発生によって欠陥が生じないように注意しなければならない。
- (3) 細長い吊材や支柱では、風によって有害な振動が発生しないように注意しなければならない。

13.8 たわみ

たわみの限界値は4.2.1による。たわみ量の算出にあたっては13.3に規定する活荷重によって生じる骨組線形状の変化を無視してよい。

14章 鋼管構造

14.1 適用の範囲

この章は、鋼管部材を使用する上部構造および鋼製橋脚の設計に適用する。

14.2 補剛材

(1) 補剛材の最大間隔

鋼管部材には環補剛材またはダイヤフラムを設けるのを原則とし、その最大間隔は鋼管の外径の3倍とする。ただし、 $R/t \leq 30$ の範囲にある場合はこれを省略できる。

(2) 環補剛材の剛度

環補剛材の突出脚の幅および厚さは、それぞれ式(14.2.1)を満足しなければならない。

$$\left. \begin{aligned} b &\geq \frac{d}{20} + 70 \\ t &\geq b/17 \end{aligned} \right\} \quad (14.2.1)$$

ここに、

- b : 環補剛材の突出脚の幅 (mm)
- t : 環補剛材の板厚 (mm)
- d : 鋼管の外径 (mm)

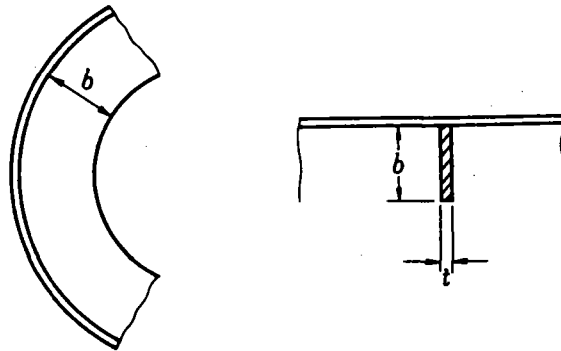


図-14.2.1 環補剛材

14.3 鋼管の継手

(1) 鋼管と鋼管とを軸方向に連結する場合は、高力ボルト、または溶接による直継手を原則とする。ただし、二次部材でやむを得ない場合はフランジ継手とすることができる。

(2) 部材軸の方向が異なる他の部材と鋼管とを連結する場合は、ガゼット継手または分岐継手とする。

14.4 構造細目

14.4.1 直継手

高力ボルト継手による鋼管の直継手では、高力ボルトの間隔は円周方向に一定とし、線間距離およびピッチを変化させないのを原則とする。なお、連結板の分割は4箇所以内を原則とする。

14.4.2 フランジ継手

フランジ継手は、ダブルフランジ継手またはリブ付きフランジ継手とする（図-14.4.1）。

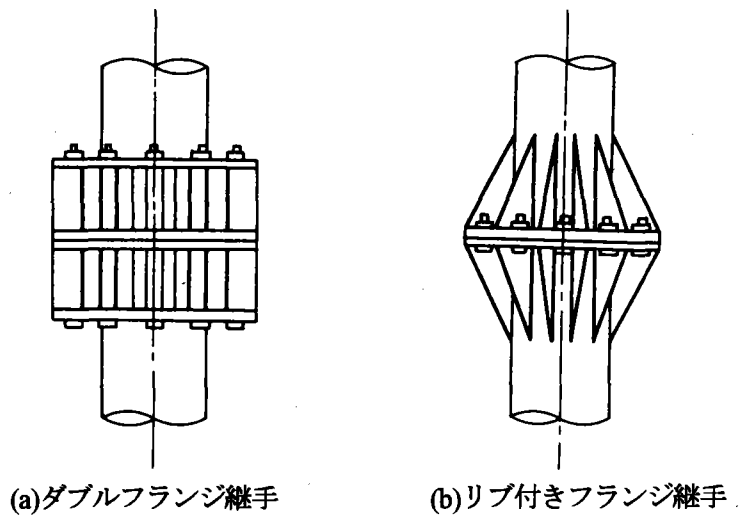


図-14.4.1 フランジ継手

14.4.3 ガゼット継手

(1)ガゼットプレートを主管の管軸線方向に取り付ける場合は、通しガゼットとするかリブを付けて主管を補強するものとする（図-14.4.2(a),(b)）。ただし、横構のように主管からの力が比較的小さくかつ主管の管軸方向に作用する場合はその限りではない。

(2)環補剛材のない格点における管軸直角方向のガゼットおよび補剛リブの取付け幅は、鋼管の中心角が 120° となるように定めるものとする（図-14.4.2(b),(c)）。なお、図-14.4.2(c)のような場合は、必要に応じてガゼットプレートはリブなどで補強するものとする。また、ガゼットプレートの支管側先端はまわし溶接を行った後になめらかに仕上げるものとする（図-14.4.2(a)）。

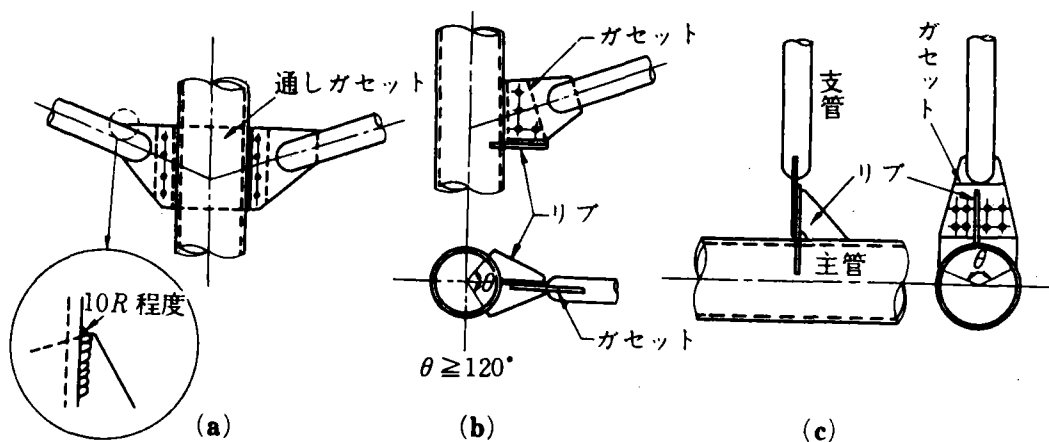


図-14.4.2 ガゼット継手

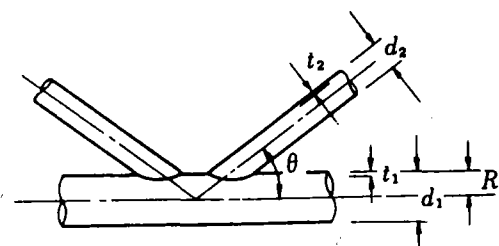
14.4.4 分岐継手

鋼管の分岐継手においては、次の条件を満足しなければならない（図-14.4.3）。

- (1)主管の板厚は $R/30$ 以上とし、原則として支管の板厚以上であること。
- (2)支管の外径は、主管の外径の $1/3$ 以上であること。
- (3)両管の交角が 30° 以上であること。

(4)両管の管軸に偏心がないこと。ただし、支管が二次部材でやむを得ない場合は、支管側へ $d/4$ の範囲で偏心させることができる (図-14.4.4)。

(5)支管管端の切断は鋼管自動切断機によること。

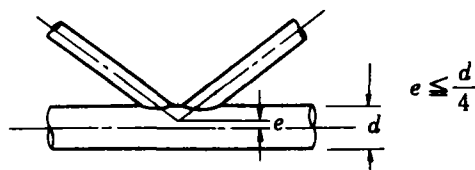


$$1) t_2 \geq t_1, t_1 \geq \frac{R}{30}$$

$$2) d_2 \geq \frac{1}{3}d_1$$

$$3) \theta \geq 30^\circ$$

図-14.4.3 分岐継手



$$e \leq \frac{d}{4}$$

図-14.4.4 偏心のある分岐継手

14.4.5 格点構造

(1)集中荷重が作用する格点部や支承部は、局所的な変形を防止するために環補剛材またはダイヤフラムで補強するのを原則とする。

(2)格点部の変形量は式(14.4.1)を満足しなければならない。

$$\delta \leq \frac{R}{500} \tag{14.4.1}$$

ここに、

δ : 格点部変形量 (cm) [mm]

R : 鋼管の半径 (cm) [mm]

(3)環補剛材の断面二次モーメントが一定の場合、格点部の変形量は式(14.4.2)により、算出してよい。

支材と併用する場合

$$\delta = 0.007 \frac{PR^3}{EI}$$

環補剛材のみの場合

$$\delta = 0.045 \frac{PR^3}{EI}$$

(14.4.2)

ここに、

P : 作用荷重 (kgf) [N]

I : 環補剛材の断面二次モーメント (cm^4) [mm^4]

E : ヤング係数 (kgf/cm^2) [N/mm^2]

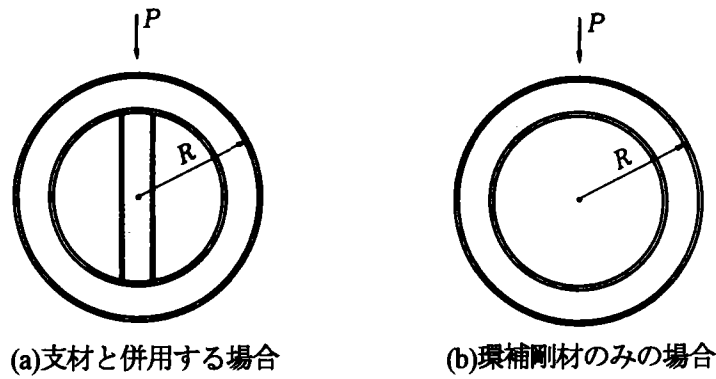


図-14.4.5 環補剛材の形式

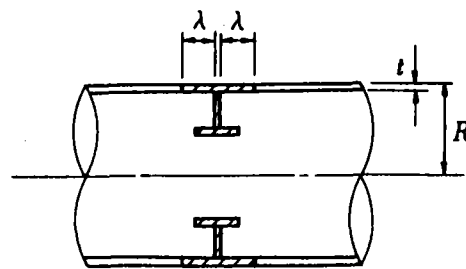
(4)環補剛材の断面二次モーメントを算出する場合の鋼管の有効幅 λ は、式(14.4.3)によるものとする。

$$\lambda = 0.78\sqrt{Rt} \quad (14.4.3)$$

ここに、

λ : 鋼管の有効幅 (cm) [mm]

t : 鋼管の板厚 (cm) [mm]



λ : 有効幅

図-14.4.6 鋼管の有効幅

14.4.6 単一鋼管部材

(1)鋼管を細長比の大きい吊材、支柱、トラス部材などに使用する場合は風による振動を制限するため鋼管の外径は式(14.4.4)を満足しなければならない。ただし、特別な振動対策を講じたうえその効果を風洞実験などで確かめた場合、および直接風の影響を受けない部材についてはこの限りでない。

$$d = \frac{\ell}{30} \sqrt{\frac{8}{t}} \quad \text{ただし、} d \geq \frac{\ell}{40} \quad (14.4.4)$$

ここに、

ℓ : 部材長もしくは有効座屈長 (m)

d : 鋼管の外径 (m)

t : 鋼管の板厚 (mm)

(2)(1)の規定に従って設計した鋼管部材の端部を溶接により連結する場合は全周溶接するものとする。またその形状は、一般にすみ肉溶接とし、 d が $l/25$ 以下の場合、図-14.4.7のようにレ形溶接とする。
 (3)やむを得ずガセットプレートやリブを取り付ける場合は、14.4.3の規定によらなければならない。

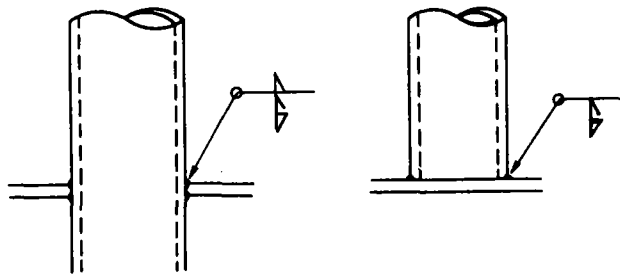


図-14.4.7 単一鋼管部材の端部の溶接方法($d \leq l/25$)

14.4.7 屈曲管の曲げ角度

屈曲管を用いて部材を構成する場合、折曲げ角度が式(14.4.5)を満足する場合には、直線部材として設計してよい。

$$\theta = 0.04 \frac{d}{L} \tag{14.4.5}$$

ここに、

θ : 折曲げ角 (ラジアン) , 円弧アーチの場合 $\theta = L/R_a$

d : 鋼管の直径 (m)

L : 直線部材長 (m)

R_a : アーチの曲率半径 (m)

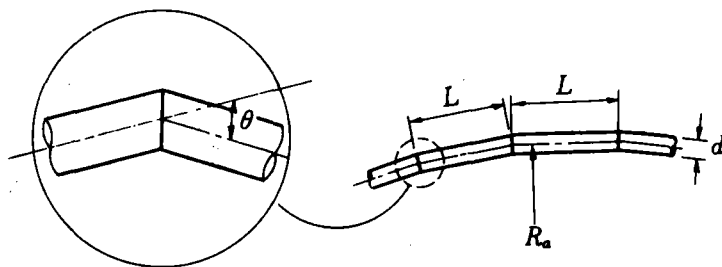


図-14.4.8 屈曲管

15章 ラーメン構造

15.1 適用の範囲

この章は、ラーメン構造を用いた上部構造及び橋脚の設計に適用する。

15.2 ラーメン橋脚の設計に用いる活荷重および衝撃

(1)活荷重

ラーメン橋脚を設計する場合、活荷重は上部構造の支点反力が着目点に対して最も不利となるように、上部構造に載荷するのを原則とする。ただし、T形ラーメンを除く他のラーメン橋脚を設計する場合は、着目点に対する影響線の符号が同一となるところに作用する上部構造の活荷重最大支点反力を用いてよい。

(2)衝 撃

ラーメン橋脚の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃を考慮するものとする。

15.3 風 荷 重

(1)ラーメン橋に作用する風荷重は道路橋示方書(平成8年版)共通編 2.1.10 に規定する上部構造に作用する風荷重とする。

(2)ラーメン橋脚に作用する風荷重は道路橋示方書(平成8年版)共通編 2.1.10 に規定する下部構造に作用する風荷重とする。

15.4 基礎構造の影響

橋のラーメン構造部の設計の際、基礎構造の回転、相対的移動が予想される場合は、その影響に留意しなければならない。

15.5 ラーメンの全体座屈

15.5.1 ラーメンの有効座屈長

ラーメンの有効座屈長 l は、とくに厳密な計算を行わない場合は、表-15.5.1によるものとする。

表-15.5.1 ラーメン柱の有効座屈長

座屈形式		面内座屈	
部材(図-15.5.1)			
1層の柱 (①~⑥)	下端固定	$l = 1.5h$ $l = \{1.5 + 0.04(k-5)\}h$: $k \leq 5$: $5 < k \leq 10$
	下端ヒンジ	$l = 3.5h$ $l = \{3.5 + 0.2(k-5)\}h$: $k \leq 5$: $5 < k \leq 10$
2層以上の柱 (⑦~⑧)		$l = 1.9h$ $l = \{1.9 + 0.14(k-5)\}h$: $k \leq 5$: $5 < k \leq 10$
1本足の柱 (⑨)		$l = 2.0h$	
2層以上の1本足の柱(⑩)		$l = 2.2h$	

ここに、

$$k = \frac{I_c/h}{I_B/L}$$

I_c : 柱の断面二次モーメントの平均値 (cm⁴)

I_B : はりの断面二次モーメントの平均値 (cm⁴)

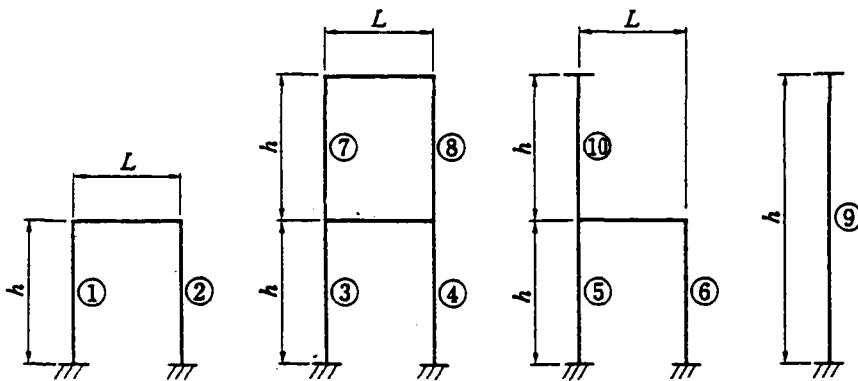


図-15.5.1 ラーメンの部材長

15.5.2 軸方向圧縮力と曲げモーメントが作用するラーメン部材

軸方向圧縮力と曲げモーメントが作用するラーメン部材の終局限界状態の照査は、4.1.1.3 によって行うものとする。この場合、基本圧縮強度は p_{cu} は 15.5.1 に示した有効座屈長 l を用いて求めるものとする。

15.6 終局限界状態の照査に用いる安全率

ラーメン構造部の終局限界状態の照査に用いる安全係数は 3.1 の規定によるものとする。

15.7 曲げ、軸方向力、せん断力の合成に対する照査

曲げモーメント、軸方向力、せん断力の合成を考慮する場合の終局限界状態は、4.1.1.5 によって照査しなければならない。

15.8 ラーメン橋のたわみ

ラーメン橋の活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみは、式（15.8.1）を満足しなければならない。

$$\delta \leq \frac{L}{500} \quad (15.8.1)$$

ここに、

δ : 活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみ (cm)

L : 支間 (cm) (図-15.8.1 参照)

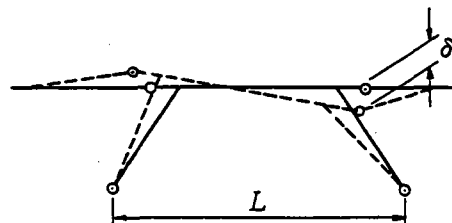


図-15.8.1 ラーメン橋のたわみ

15.9 ラーメン橋脚のたわみ

主げたをラーメン橋脚で支える場合、活荷重(衝撃を含まない)による最大たわみは次式を満足しなければならない。

$$(\delta_1 + \delta_2) \text{ または } (\delta_2 + \delta_3) \text{ のうち大きい方} \leq \frac{L_1 + L_2 + L_3}{500}$$

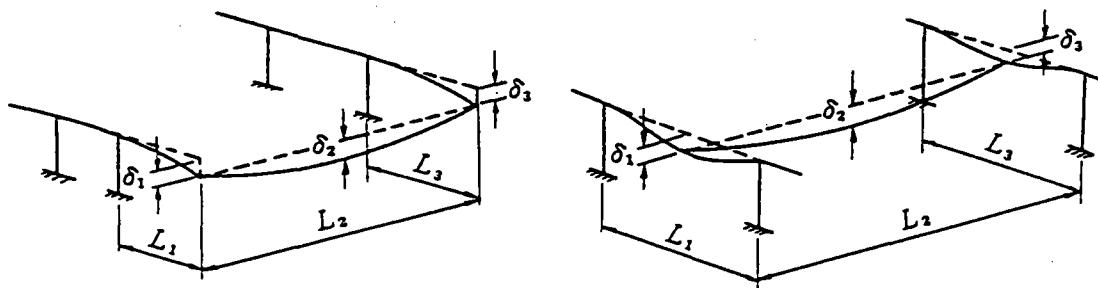
(15.9.1)

$$\text{図-15.9.1(a)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{300} \quad (15.9.2)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{300} \quad (15.9.3)$$

$$\text{図-15.9.1(b)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{500} \quad (15.9.4)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{500} \quad (15.9.5)$$



(a)

(b)

δ_1, δ_3 : ラーメン横ばりの主げたの位置でのたわみ
 δ_2 : 主げたのたわみ

図-15.9.1 ラーメン橋脚のたわみ

なお、上式を満足する場合でも、上部構造の応力が δ_1 または δ_3 によって無視し得ない影響を受けると考えられる場合は、主げたを弾性支承上のはりとして解くなどの配慮をしなければならない。

15.10 方づえラーメン橋の水平変位の影響

方づえラーメン橋の伸縮装置、支承などの設計にあたっては、活荷重(衝撃を含む)による水平変位の影響を考慮しなければならない。

15.11 隅角部

隅角部における断面は、横梁の断面力を柱に円滑に伝達できるように設計しなければならない。

15.12 ダイヤフラムなどによる補剛

荷重の集中点、フランジあるいは腹板の屈折部などには箱形断面の場合はダイヤフラムを、I型断面の場合は補剛材を設けなければならない。

15.13 支承およびアンカー部

ラーメン構造のアンカー部は、作用する力を基礎構造へ十分に伝達できる構造としなければならない。

15.14 防 食

ラーメン構造の柱部の土中あるいは水中にある部分は、根巻きコンクリート、防食板、防食塗装などで防護しなければならない。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないようにその構造細目には十分注意しなければならない。

16章 ケーブル

16.1 適用の範囲

この章はワイヤで構成されるケーブルおよびハンガーに適用する。

16.2 ケーブルおよびハンガーの種類

ケーブルおよびハンガーには次に示すものを用いるのを原則とする。

ただし、ストランドロープは原則として吊橋のハンガーにのみ使用できるものとする。

- (1) ストランドロープ（麻芯ロープは除外する）
- (2) スパイラルロープ（ロックドコイルロープを含む）
- (3) 平行線ストランド

16.3 ワイヤ

ロープおよび平行線ストランド用ワイヤについては表-16.3.1の規格に適合するものを標準とする。

16.4 ロープおよび平行線ストランドのヤング係数

設計に用いるヤング係数は、有効断面積につき、表-16.4.1に示す値を標準とする。ただし、ストランドロープおよびスパイラルロープはプレテンションングを行って使用するものとする。

表-16.4.1 ロープおよび平行線ストランドのヤング係数

構造	ヤング係数 (kgf/cm ²) [N/mm ²]
ストランドロープ	1.4×10 ⁶ [1.35×10 ⁵]
スパイラルロープ	1.6×10 ⁶ [1.55×10 ⁵]
平行線ストランド	2.0×10 ⁶ [1.95×10 ⁵]

16.5 ロープおよび平行線ストランドの設計強度および安全係数

- (1) ロープおよび平行線ストランドの設計強度は、ワイヤの引張強さに表-16.5.1に示す係数と有効断面積を乗じて算出してよい。
- (2) 各種荷重の組合せに対する安全係数は、表-16.5.2に示す値に表3.1.1の安全係数を乗じて、さらに1.7で除した値とする。

表-16.5.1 ワイヤの引張強さからロープおよび平行線
ストランドの切断荷重を求めるための係数

構 造	係 数
ストランドロープ (IWRC)	0.80
ストランドロープ (共芯)	0.85
スパイラルロープ	0.90
平行線ストランド	0.95

表-16.5.2 ケーブルおよびハンガーの安全係数

部 材		安 全 係 数
ケーブル	吊 橋	3.0
	斜張橋	2.5
ハンガー	直線部	3.5
	曲線部	4.0

16.6 定 着

- (1)ケーブルおよびハンガーの定着はソケットによるのを原則とする。ただし、エアスピニング工法による吊橋の主ケーブルはストランドシューによって定着するものとする。
- (2)定着部の強度はケーブルまたはハンガーの強度以上とするのを原則とする。

16.7 ケーブルおよびハンガーの曲率半径

- (1)ケーブルの折曲点にはサドルをおかななければならない。サドルの曲率半径はケーブル直径の8倍以上とする。
- (2)ハンガーには原則として曲線部を設けてはならない。やむを得ず設ける場合は、その曲率半径をハンガー直径の5.5倍以上とする。
- (3)ストランドシューの半径はワイヤ直径の50倍以上を標準とする。

16.8 ソケットメタル

金属鑄込み型のソケットに用いられるソケットメタルとしては、純亜鉛あるいは亜鉛98%、銅2%の合金を使用するのを原則とする。

16.9 防 食

吊橋の主ケーブルおよび斜張橋のケーブルには防食工を施すのを原則とし、バンド部分、サドル部分、定着部分では防水に対して十分な配慮をしなければならない。

16.10 ケーブルバンド

- (1)ケーブルバンドはケーブルを均一に締付け、かつその締付け力の減少がなるべく少ない構造としなければならない。
- (2)ケーブルバンドのすべりに対する安全係数は4.0を標準とする。

表-16.3.1 ワイヤの規格

種別 項目		規 格												備 考			
		ストランドロープ			スパイラルロープ			ロックドコイルロープ			平行線ストランド						
1	線 材	JIS G3506 に規定する SWRH62~82 の線材または JIS G3502 に規定する SWRS62~82 の線材			左に同じ			左に同じ			JIS G 3502 に規定する SWRS77B の線材			-			
2	メッキ後の径の許容差および偏径差	公称径 (mm)	許容差 (mm)	偏径差 (mm)	公称径 (mm)	許容差 (mm)	偏径差 (mm)	公称径 (mm)	許容差 (mm)	偏径差 (mm)	公称径 (mm)	許容差 (mm)	偏径差 (mm)	5.00	±0.06	0.06 以下	-
		1.0 をこえ 2.3 以下	±0.05	0.05 以下	2.3 をこえ 3.7 以下	±0.06	0.06 以下	2.3 をこえ 3.7 以下	±0.06	0.06 以下							
		2.3 をこえ 3.7 以下	±0.06	0.06 以下	3.7 をこえ 4.5 以下	±0.07	0.07 以下	3.7 をこえ 4.5 以下	±0.07	0.07 以下							
		3.7 をこえ 4.5 以下	±0.07	0.07 以下	4.5 をこえるもの	±0.08	0.08 以下	4.5 をこえるもの	±0.08	0.08 以下							
		4.5 をこえるもの	±0.08	0.08 以下													
3	引張強さおよび伸び	公称径 (mm)	引張強さ (kgf/mm ²) [N/mm ²]	伸び (%)	公称径 (mm)	引張強さ (kgf/mm ²) [N/mm ²]	0.7%全伸び耐力 (kgf/mm ²) [N/mm ²]	伸び (%)	公称径 (mm)	引張強さ (kgf/mm ²) [N/mm ²]	0.7%全伸び耐力 (kgf/mm ²) [N/mm ²]	伸び (%)	引張強さ (kgf/mm ²) [N/mm ²]	0.7%全伸び耐力 (kgf/mm ²) [N/mm ²]	伸び (%)	-	
		2.8 以下	150~175 [1470~1720]	3.0 以上	2.8 以下	150~175 [1470~1720]	110 [1080] 以上	3.0 以上	丸	2.8 以下	150~175 [1470~1720]	110[1080] 以上	3.0 以上	160~180 [1570~1770]	118[1160] 以上		4.0 以上
									線	2.8 をこえるもの	150~175 [1470~1720]	110[1080] 以上	4.0 以上				
		2.8 をこえるもの	150~175 [1470~1720]	4.0 以上	2.8 をこえるもの	150~175 [1470~1720]	110 [1080] 以上	4.0 以上	T 線	140~165 [1370~1620]	-	2.0 以上					
Z 線	130~155 [1270~1520]								-	2.0 以上							

4	延性	線径の3倍の径の心線に8回以上密接して巻き付けたとき切損してはならない。		左に同じ		左に同じ。ただし、異形線はのぞく。		線径の3倍の径の心線に8回以上密接して巻き付けたとき切損してはならない。		—
5	メッキ特性	線径の5倍の径の心線に2回以上密接に巻き付けたのち、はく離や指でこすってはげ落ちるような亀裂が生じてはならない。		左に同じ		左に同じ。ただし、異形線はのぞく。		線径の5倍の径の心線に2回以上密接に巻き付けたのち、はく離や指でこすってはげ落ちるような亀裂が生じてはならない。		—
6	最小亜鉛付着量	公称径 (mm)	最少付着量 (g/m ²)	公称径 (mm)	最少付着量 (g/m ²)	公称径 (mm)	最少付着量 (g/m ²)	300	JIS H 0401 3.2.2 (塩化アンチモン法)	
		1.00~1.60	120	2.30~2.60	210	2.30~2.60	210			
		1.60~2.00	150	2.60~3.00	240	2.60~3.00	240			
		2.00~2.30	180	3.00~3.60	260	3.00~3.60	260			
		2.30~2.60	210	3.60~4.80	270	3.60~4.80	270			
		2.60~3.00	240	4.80~	300	4.80~	300			
		3.00~3.60	260							
		3.60~4.80	270							
4.80~	300									
7	曲りぐせ程度	—		—		—		フリーコイル径4.0m以上 フリーリングリフト15cm以下	十分広い平坦面に放置する	

注：上記の内容はおもなものであって詳細は責任技術者の承認を受けなければならない。

*：異形線の公称径はロープによられたときのロープの半径方向の高さで表わす。異形線の亜鉛付着量を計算する場合、表面積はその高さを公称径とする丸線とみなして計算する。

参考文献

- 1) 日本道路協会橋梁委員会総括小委員会限界状態設計法分科会：限界状態設計法の書式による道路橋示方書 I 共通編 II 公共編，昭和 60 年 8 月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編，平成 6 年 2 月
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編，平成 8 年 12 月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 III コンクリート橋編，昭和 53 年 1 月
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 III コンクリート橋編，平成 6 年 2 月
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 III コンクリート橋編，平成 8 年 12 月
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 SI 単位系移行に関する参考資料，平成 10 年 7 月
- 8) (社)日本道路協会：鋼道路橋の合成桁設計施工指針，昭和 35 年 1 月
- 9) (社)日本道路協会：鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針，昭和 40 年 7 月
- 10) (社)日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書・解説，昭和 43 年 3 月
- 11) (社)土木学会：鋼構造設計指針 PART A 一般構造物，昭和 62 年 11 月
- 12) (社)土木学会：鋼構造設計指針 PART A 一般構造物，平成 9 年 5 月
- 13) 輸省鉄道局 監修 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，平成 4 年 10 月
- 14) (社)土木学会：昭和 30 年土木学会制定プレストレストコンクリート設計施工指針，昭和 30 年 4 月
- 15) (社)土木学会：昭和 38 年度改訂土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針，昭和 36 年 8 月
- 16) (社)土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書設計編，平成 8 年 6 月
- 17) 日本道路協会橋梁委員会限界状態設計法分科会荷重検討班：限界状態設計法分科会荷重検討班第 1 次報告書，1986 年
- 18) 日本道路協会橋梁委員会限界状態設計法分科会荷重検討班：限界状態設計法分科会荷重検討班第 2 次報告書，1989 年
- 19) (財)高速道路技術センター：平成 9 年度 PC 床版 2 主桁最適化に関する技術検討報告書，平成 10 年 3 月
- 20) 建設省道路局長通達：プレストレストコンクリート道路橋 (P.C 道路橋) の設計について，道発第 438 号，昭和 36 年 10 月
- 21) 守谷，入部，塚原，中西，長崎，依田：鋼桁橋における現行設計法と限界状態設計法のキャリブレーション，橋梁と基礎，97-1，1997 年 1 月
- 22) 中井・北田：鋼橋設計の基礎，1992 年 5 月
- 23) 日本規格協会：J I S ハンドブック 鉄鋼，1998 年