

第2章 橋梁設計

1 許容応力度

1-1 許容応力度の割増し

設計に用いる許容応力度の割増しは表1-1に示す値とする。

表1-1 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
(1) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響	1.15
(2) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重	1.25
(3) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響+風荷重	1.35
(4) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重	1.25
(5) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重	
鋼部材に対して	1.70
鉄筋コンクリート部材に対して	1.50
(6) 風荷重のみ	1.20
(7) 制動荷重のみ	1.20
(8) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響	1.50
(9) 施工時荷重 (完成後の応力度が著しく低くなる場合)	1.50
(10) 施工時荷重 (完成後の応力度が許容応力度と同程度になる場合)	1.25

道示IV
(H24.3) P155

※ 杭などの打込み時の応力に対する許容応力の割増しは、「完成後の応力度が著しく低くなる場合」の割増し係数を用いる。

1-2 許容応力度

1-2-1 基礎工

表1-2 水中で施工する場所打ち杭および地中連続壁の
コンクリート許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの呼び強度		30	36	40
水中コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合 (τ_{a2})	1.7	1.8	1.9
付着応力度 (異形棒鋼)		1.2	1.3	1.4

道示IV
(H24.3) P159

(注)① 軸方向力を伴う場合を含む。

② 地震時における許容応力度は、上表の値を50%割増しすることができる。

③ 水中コンクリートの配合は単位セメント量 350 kg/m³以上、水セメント比 55%以下、スランプ 18~21 cmとし、標準供試体の28日圧縮強度は 30N/mm²以上でなければならない。

④ 水位がないと判断される場合も、地中のコンクリートの品質を考慮して、場所打ち杭の場合には上記を採用する。

表 1-3 場所打杭鉄筋の許容応力度の基本値 (N/mm²)

設計条件		材質		
		SD345	SD390	SD490
常時		160	160	160
地震時	軸方向鉄筋	200	230	290
	上記以外	200	200	200

道示IV
(H24.3) P165

表 1-4 鋼管杭の許容応力度 (N/mm²)

記号	常時	地震時
SKK400, SS400	140	210
SKK490, SM490	185	277

道示IV
(H24.3) P167

表 1-5 PHC杭およびSC杭のコンクリートの許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	杭種	
	PHC杭	SC杭
設計基準強度	80	80
曲げ圧縮応力度	27.0	27.0
軸圧縮応力度	23.0	23.0
曲げ引張応力度	0	—
せん断応力度	0.85	0.85

道示IV
(H24.3) P160

表 1-6 地震時の影響を考慮する時のPHC杭のコンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

有効プレストレスト (σ_{ce})	$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$
曲げ引張応力度	3.0	5.0

道示IV
(H24.3) P160

表 1-7 深礎基礎の許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度 (σ_{ck})		
		24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合 (τ_{a2})	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度 (τ_{a3})	0.90	0.95	1.00
付着応力度 (異形棒鋼)		1.6	1.7	1.8

斜面上の深礎基礎
設計施工便覧
(H24.4) P15

1-2-2 下部工

表 1-8 コンクリートの許容圧縮応力度およびせん断応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度 (σ_{ck})			
		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.22	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 (τ_{a2})	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00

道示IV
(H24.3) P157

注) $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ の許容応力度は主務課と協議するものとする。

表 1-9 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類	コンクリート設計基準強度 (σ_{ck})			
	21	24	27	30
異形棒鋼	1.4	1.6	1.7	1.8

道示IV
(H24.3) P158

コンクリートの許容支圧応力度は、式(1-1)により算出するものとする。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \times A_c/A_b) \times \sigma_{ck} \dots \dots \dots \text{式(1-1)}$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5\sigma_{ck}$

ここに、

σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (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 (N/mm²)

表 1-10 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度, 部材の種類		鉄筋の種類			
		SD345	SD390	SD490	
引張応力度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合 (はり部材等)	100	100	100	
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の基本値	2) 一般の部材	180	180	180
		3) 水中又は地下水水位以下に設ける部材	160	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の基本値	4) 軸方向鉄筋	200	230	290
		5) 上記以外	200	200	200
	6) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の基本値	200	230	290	
7) 圧縮応力度		200	230	290	

道示IV
(H24.3) P165

1-2-3 鋼橋

- (1) 道示Ⅱ.1.6(5)項に規定する板厚により降伏点または耐力が変化しないことを保障された鋼材（－H仕様）を用いた場合には、その許容応力度はそれぞれの鋼材の40mm以下の板厚に対して規定する値とする。
- (2) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は表1-11に示す値とする。

表1-11 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度（N/mm²）

鋼材の板厚(mm)	鋼種			
	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40を超え75以下	125	175	195	245
75を超え100以下			190	240

道示Ⅱ
(H24.3) P131

- (3) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式(1-2)により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \quad \dots \dots \dots \text{式(1-2)}$$

ここに、

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cag} : 表1-12(a)(b)に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度

σ_{cao} : 表1-12(a)(b)に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

表 1-12(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
(溶接箱形断面以外の場合)

道示 II
(H24.3) P132

鋼種 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right):$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right):$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $67 < \frac{l}{r}$
40 を 超え 75 以下	$125: \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68 \left(\frac{l}{r} - 19 \right):$ $19 < \frac{l}{r} \leq 96$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1 \left(\frac{l}{r} - 16 \right):$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 15 \right):$ $15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0 \left(\frac{l}{r} - 17 \right):$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $69 < \frac{l}{r}$
75 を 超え 100 以下	$\frac{1,200,000}{7,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $96 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{5,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $82 < \frac{l}{r}$	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 16 \right):$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left(\frac{l}{r} - 17 \right):$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $69 < \frac{l}{r}$
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

表 1-12(b) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
(溶接箱形断面の場合)

鋼板種厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.37 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0088 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 21$: $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $140 - 1.6 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 39$: $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 0.60 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $185 - 2.4 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 32$: $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 0.73 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0099 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 17$: $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $210 - 2.9 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0029 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30$: $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 19$ $255 - 1.0 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.011 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$: $19 < \frac{l}{r} \leq 67$ $255 - 4.2 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31$: $67 < \frac{l}{r}$
40 を 超え 75 以下	$125: \frac{l}{r} \leq 20$ $125 - 0.33 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0077 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$: $20 < \frac{l}{r} \leq 96$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 0.55 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0090 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 82$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 0.65 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0096 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 77$ $195 - 2.7 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0028 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33$: $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 19$ $245 - 0.96 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.011 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$: $19 < \frac{l}{r} \leq 69$ $245 - 4.0 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31$: $69 < \frac{l}{r}$
75 を 超え 100 以下	$125 - 1.4 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 40$: $96 < \frac{l}{r}$	$175 - 2.2 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0026 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33$: $82 < \frac{l}{r}$	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 0.62 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $190 - 2.5 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33$: $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 19$ $240 - 0.93 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.010 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 22$: $19 < \frac{l}{r} \leq 69$ $240 - 3.7 \left(\frac{l}{r} \right)$ $- 0.0031 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30$: $69 < \frac{l}{r}$
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

道示 II
(H24.3) P133

(4) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次の規定によるものとする。

部材圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、圧縮フランジの固定状態および図 1-1 に示す断面の種類によって表 1-13(a)、表 1-13(b) に示す値とする。

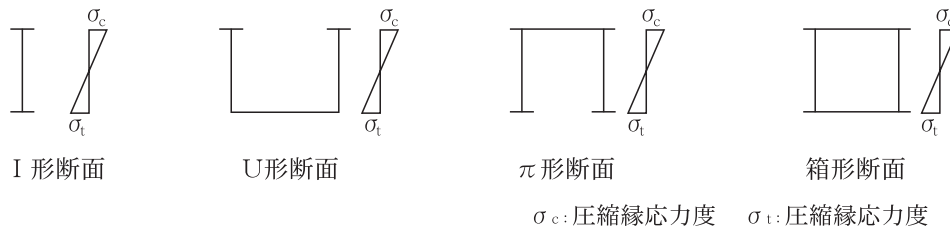


図 1-1 断面の種類

表 1-13(a) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

〔 圧縮フランジがコンクリート床版等で直接固定されている場合並びに箱形断面及びπ型断面の場合 〕

鋼材 の板厚 (mm)	鋼 種	SS400	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下		140	185	210	255
40 を超え 75 以下	125		175	195	245
75 を超え 100 以下				190	240

表 1-13 (b) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) (表 1-12 (a)に規定する以外の場合)

鋼種 板厚 (mm)		SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
$\frac{Aw}{Ac} \leq 2$	40 以下	$140: \frac{l}{b} \leq 4.5$ $140 - 2.4 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right):$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 30$	$185: \frac{l}{b} \leq 4.0$ $185 - 3.8 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$210: \frac{l}{b} \leq 3.5$ $210 - 4.6 \left(\frac{l}{b} - 3.5 \right):$ $3.5 < \frac{l}{b} \leq 27$	$255: \frac{l}{b} \leq 5.0$ $255 - 6.6 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right):$ $5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
	40 を超え 75 以下	$125: \frac{l}{b} \leq 5.0$ $125 - 2.2 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right):$ $5.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$175: \frac{l}{b} \leq 4.0$ $175 - 3.6 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$195: \frac{l}{b} \leq 4.0$ $195 - 4.2 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$	$245: \frac{l}{b} \leq 4.5$ $245 - 6.2 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right):$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
	75 を超え 100 以下			$190: \frac{l}{b} \leq 4.0$ $190 - 4.0 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$	$240: \frac{l}{b} \leq 4.5$ $240 - 6.0 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right):$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{Aw}{Ac} > 2$	40 以下	$140: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ $140 - 1.2 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right):$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$185: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ $185 - 1.9 \left(K \frac{l}{b} - 8 \right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$210: \frac{l}{b} \leq \frac{7}{K}$ $210 - 2.3 \left(K \frac{l}{b} - 7 \right):$ $\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$255: \frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ $255 - 3.3 \left(K \frac{l}{b} - 10 \right):$ $\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
	40 を超え 75 以下	$125: \frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ 125	$175: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 175	$195: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ $195 - 2.1 \left(K \frac{l}{b} - 8 \right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$245: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ $245 - 3.1 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right):$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
	75 を超え 100 以下	$-1.1 \left(K \frac{l}{b} - 10 \right):$ $\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$-1.8 \left(K \frac{l}{b} - 8 \right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$190: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ $190 - 2.0 \left(K \frac{l}{b} - 8 \right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$240: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ $240 - 3.0 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right):$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
備 考	<p>Aw : 腹板の総断面積 (mm²) Ac : 圧縮フランジの総断面積 (mm²) l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) b : 圧縮フランジ幅 (mm)</p> $K = \sqrt{3 + \frac{Aw}{2Ac}}$				

道示 II
(H24.3) P134~135

(5) 構造用鋼材の許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表 1-14 に示す値とする。

表 1-14 許容せん断応力度および許容支圧応力度 (N/mm²)

応力の種類		鋼 種 鋼板の 板厚 (mm)	SS400	SM490	SM490Y	SM570
			SM400 SMA400W		SM520 SMA490W	SMA570W
せん断応力度		40以下	80	105	120	145
		40を超え75以下	75	100	115	140
		75を超え100以下			110	135
支 圧 応 力 度	鋼板と鋼板 との間の支 圧応力度	40以下	210	280	315	380
		40を超え75以下	190	260	295	365
		75を超え100以下			285	355
	ヘルツ公式 で算出する 場合	40以下	600	700	—	—
		40を超え75以下				
		75を超え100以下				

道示 II
(H24.3) P136

(6) 溶接部および接合用鋼材の許容応力度

① 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は、表 1-15 のとおりとする。

強度の異なる鋼材を接合するときは、強度の低い方の鋼材に対する値をとるものとする。

表 1-15 溶接部の許容応力度 (N/mm²)

鋼 種			SM400 SMA400W		SM490		SM490Y SM520 SMA490W			SM570 SMA570W		
			40 以下	40を 超え 100以下	40以下	40を 超え 100以下	40 以下	40を 超え 75以下	75を 超え 100以下	40 以下	40を 超え 75以下	75を 超え 100以下
工 場 溶 接	完全溶込み 開先溶接	圧縮 応力度	140	125	185	175	210	195	190	255	245	240
		引張 応力度	140	125	185	175	210	195	190	255	245	240
		せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	110	145	140	135
	すみ肉溶接 部分溶込み 部分溶込み 開先溶接	せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	110	145	140	135
現 場 溶 接			原則として工場溶接と同じ値とする。									

道示 II
(H24.3) P149

② 高力ボルトの許容力および許容応力度

表 1-16 摩擦接合用高力ボルトの許容力（1ボルト1摩擦面あたり）(KN)

ボルト の等級 ねじの 呼び	(a) 接触面を塗装しない場合			(b) 接触面に無機ジンクリッチペ イントを塗布する場合		
	F8T	F10T	S10T	F8T	F10T	S10T
M20	31	39	39	35	44	44
M22	39	48	48	44	54	54
M24	45	56	56	51	63	63

道示Ⅱ
(H24.3) P149

表 1-17 支圧接合用の高力ボルトの許容せん断応力度（N/mm²）

母材および 連結板の鋼種 鋼材の板厚（mm）	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	235	315	355	450
40を超え75以下	215	295	335	430
75を超え100以下			325	420

道示Ⅱ
(H24.3) P150

③ アンカーボルト及びピンの許容応力度

アンカーボルト及びピンの許容応力度は、表 1-18 に示す値とする。

表 1-18 アンカーボルト、ピンの許容応力度（N/mm²）

応力の種類	部材の種類	鋼種		
		SS400	S35CN	S45CN
せん断応力度	アンカーボルト ピン	80	110	110
		100	140	150
曲げ応力度	ピン	190	260	290
支圧応力度	ピン（回転を伴わない場合）	210	280	310
	ピン（回転を伴う場合）	105	140	155

道示Ⅱ
(H24.3) P150

④ 仕上げボルトの許容応力度

仕上げボルトの許容応力度は、表 1-19 に示す値とする。

表 1-19 仕上げボルトの許容応力度（N/mm²）

応力の種類	JIS B1051になる 強度区分	4.6	8.8	10.9
引張応力度		140	360	470
せん断応力度		90	200	270
支圧応力度		210	540	700

道示Ⅱ
(H24.3) P151

(7) 支承その他に用いる鋳鍛造品の許容応力度は、表 1-20 に示す値とする。

表 1-20 鋳鍛造品の許容応力度 (N/mm²)

応力の種類 鋳鍛造品の種類		横軸向応力度		曲げ応力度		せん断 応力度	支 圧 応 力 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 応力度	硬さ必要 値 HB ³⁾
鍛 鋼 品	SF490A	140	140	140	140	80	210	105	600	125 以上
	SF540A	170	170	170	170	100	250	125	700	145 以上
鋳 鋼 品	SC450	140	140	140	140	80	210	105	600	125 以上
	SCW410	140	140	140	140	80	210	105	600	125 以上
	SCW480	170	170	170	170	100	250	125	700	145 以上
	SCM _n 1A	170	170	170	170	100	250	125	700	143 以上
	SCM _n 2A	190	190	190	190	110	280	140	780	163 以上
機 械 構 造 用 鋼	S35CN	190	190	190	190	110	280	140	720	149 以上
	S45CN	210	210	210	210	120	310	155	800	167 以上
鋳 鉄 品	FC250	60	120	60	120	50	120	60	650	135 以上
	FCD400 ⁴⁾	140	140	140	140	80	210	—	—	—

道示 II
(H24.3) P145

注) : 1) 許容圧縮応力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 1-2 に示す γ_1 と γ_2 との比 γ_1/γ_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。

この場合の許容支圧応力度は、投影面積について算出した応力度に対する値である。

3) HB は JIS Z 2243 に規定するブリネル固さを表す。

4) FCD400 については規定値のない項は使用しないものとする。

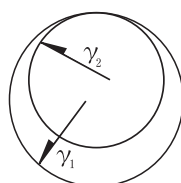


図 1-2 曲面接触

1-2-4 コンクリート橋
【PC橋】

表1-21 コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm²)

応 力 度 の 種 類			30	36	40	50	60
プレスト レッシング 直 後	曲 げ 圧 縮 応 力 度	(1)長方形断面の場合	15.0	17.0	19.0	21.0	23.0
		(2)T形及び箱形断面の場合	14.0	16.0	18.0	20.0	22.0
	(3)軸圧縮応力度		11.0	13.0	14.5	16.0	17.0
そ の 他	曲 げ 圧 縮 応 力 度	(1)長方形断面の場合	12.0	13.5	15.0	17.0	19.0
		(2)T形及び箱形断面の場合	11.0	12.5	14.0	16.0	18.0
	(3)軸圧縮応力度		8.5	10.0	11.0	13.5	15.0

道示Ⅲ
(H24.3) P126

表1-22 コンクリートの許容引張応力度 (N/mm²)

応 力 度 の 種 類			30	36	40	50	60
曲 げ 引 張 応 力 度	(1)プレストレッシング直後		1.2	1.3	1.5	1.8	2.0
	(2)活荷重及び衝撃以外の主荷重		0	0	0	0	0
	主荷重および主 荷重に相当する 特 殊 荷 重	(3)床版及びプレキャ ストセグメント構造に おけるセグメント継目	0	0	0	0	0
		(4)その他の場合	1.2	1.3	1.5	1.8	2.0
	(5)軸引張応力度		0	0	0	0	0

道示Ⅲ
(H24.3) P127

表1-23 コンクリートの許容斜引張応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		30	36	40	50	60
応力度の種類						
活 荷 重 及 び 衝 撃 以 外 の 主 荷 重	(1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	0.9	1.0	1.2	1.3
	(2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.2	1.3	1.5	1.6
衝 突 荷 重 又 は 地 震 の 影 響 を 考 慮 し な い 荷 重 の 組 合 せ	(3)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	1.7	1.8	2.0	2.3	2.5
	(4)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.3	2.5	2.8	3.0

道示Ⅲ
(H24.3) P127

表1-24 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		24	30	36	40	50	60
鉄筋の種類							
異形棒鋼		1.60	1.80	1.90	2.00	2.00	2.00

道示Ⅲ
(H24.3) P128

表1-25 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

応力度の種類	24	30	36	40	50	60
(1) 設計荷重作用時	0.39	0.45	0.50	0.55	0.65	0.70
(2) 終局荷重作用時	3.2	4.0	4.6	5.3	6.0	6.0

道示Ⅲ
(H24.3) P155, 158

表 1-26 P C 鋼材の許容引張力

名 称	構 成	断面積 (mm ²)	最初に引張力 を与える場合 (KN)	プレストレッ シング直後 (KN)	設計荷重 作用時 (KN)
			0.8 σ_{pu} or 0.9 σ_{py}	0.7 σ_{pu} or 0.85 σ_{py}	0.6 σ_{pu} or 0.75 σ_{py}
フ レ シ ネ 工 法	鋼より線	7S12.7B	690.9	982.80	768.60
		12S12.7B	1,184.5	1,684.80	1,317.60
		12S15.2B	1,664.4	2,397.60	1,879.20
シ ン グ ル ス ト ラ ン ド	鋼より線	1S17.8	208.4	297.00	232.20
		1S19.3	243.7	348.30	270.60
		1S21.8	312.9	445.50	343.80
		1S28.6	532.4	726.30	569.40
P C 鋼 棒	SBPR930/1080	ϕ 23	415.5	347.77	269.24
	SBPR930/1080	ϕ 26	530.9	444.36	344.02
	SBPR785/1030	ϕ 26	530.9	375.08	312.56
	SBPR930/1080	ϕ 26	530.9	444.36	370.30
	SBPR785/1030	ϕ 32	804.2	568.16	437.47
	SBPR930/1180	ϕ 32	804.2	673.11	560.92

σ_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm²) σ_{pu} : P C 鋼材の引張強さ (N/mm²)

【RC橋】

表 1-27 コンクリート (設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$)

	許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	
	常 時	衝突時
主 版	8	—
張出し床版	8	12

表 1-28 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度, 部材の種類等		鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
引 張 応 力 度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重		100	100	100
	2) 荷重の組合せに衝 突荷重又は地震の影 響を含まない場合の 基本値	一般の部材	180	180	180
		床版及び支間長 10m以 下の床版橋	140	140	140
	3) 荷重の組合せに衝 突荷重又は地震の影 響を含む場合の許容 応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230	290
		その他	200	200	200
4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場 合の基本値		200	230	290	
5) 圧縮応力度		200	230	290	

なお、死荷重のみが作用するときの鉄筋の応力度は、100N/mm² 以下とする。
鉄筋コンクリート床版の鉄筋の許容応力度は、140N/mm² に対して20N/mm²
程度余裕を持たせる。

道示 I
(H24.3) P78~79

道示 III
(H24.3) P134

道示 IV
(H24.3) P157

道示 III
(H24.3) P131

1-3 鉄筋の重ね継手長

鉄筋の種類（SD345）を使用した場合の鉄筋重ね継長とする。それ以外の鉄筋の種類の場合は主務課と協議するものとする。

表 1-29 鉄筋重ね継手長さ（一般部材）

コンクリート強度	σ_{ck} (N/mm ²)	18	21	24	27	30	36	40	50
許容付着応力度	τ_o (N/mm ²)	1.20	1.40	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.00
重ね継手 採用値	l_o	45φ	40φ	35φ	30φ	30φ	30φ	25φ	25φ

※鉄筋の重ね継手長は、上表の採用値に鉄筋径を乗じた値とする。

※異なる鉄筋径の重ね継手長の場合、細径鉄筋に上表の採用値を乗じた値とする。

※上表において、18N/mm² の許容付着応力度は 21N/mm² に対して 18/24 として求めた。36N/mm² の許容付着応力度は 30~40N/mm² の中位として 1.90N/mm² とした。

表 1-30 鉄筋重ね継手長さ：場所打ち杭（水中施工）

コンクリート強度	σ_{ck} (N/mm ²)	30	36	40
許容付着応力度	τ_o (N/mm ²)	1.20	1.30	1.40
重ね継手 採用値	l_o	45φ	40φ	40φ

※鉄筋の重ね継手長は、上表の採用値に鉄筋径を乗じた値とする。

※異なる鉄筋径の重ね継手長の場合、細径鉄筋に上表の採用値を乗じた値とする。

※上表において、36N/mm² の許容付着応力度は 30~40N/mm² の中位として 1.30N/mm² とした。

2 基礎工
 2-1 調査
 2-1-1 土質調査計画フロー

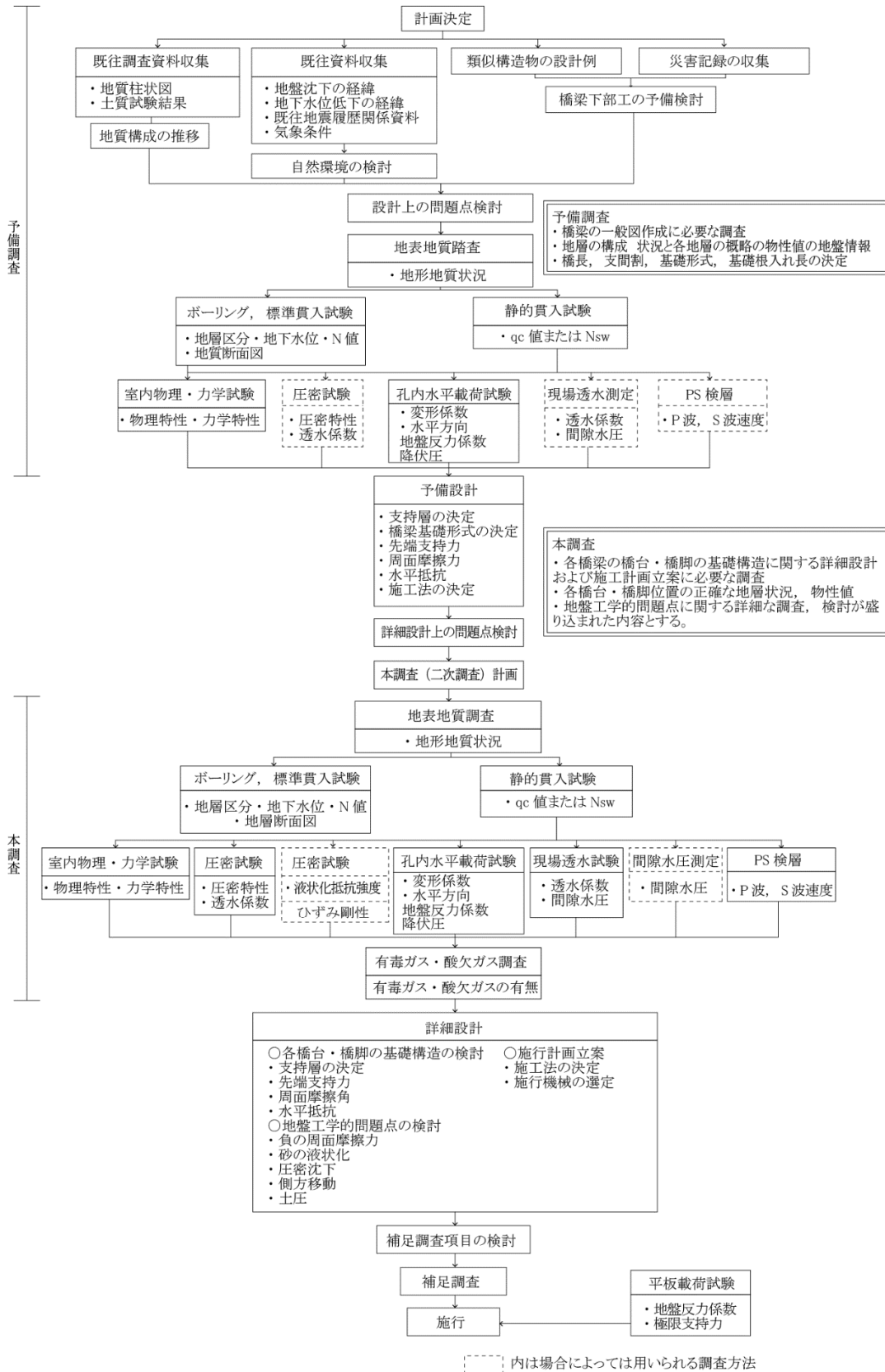


図 2-1 土質調査計画フロー (例)

2-1-2 調査項目と検討事項

表 2-1 調査項目と検討項目の関係 (杭基礎設計便覧)

調査手法		調査項目	検討項目													
			地層の成層状態	支持層の決定	杭工法の選定	先端支持力	周面摩擦力	負の周面摩擦力	水平抵抗	地盤の振動特性	液状化	圧密	側方移動	土圧		
ボーリング		地質区分, 地下水位	○	○	○				○	○	○	○	○	○	○	○
サウンディング	標準貫入試験	N 値	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	動的貫入試験	N_d 値	○	○		○						○				
	静的貫入試験	q_c 値あるいは半回転 N_{sr}	○	○			○	○							○	○
室内土質試験	物理試験	粒度, 含水比, コンシステンシー, 密度	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○	○
	力学試験	粘着力, せん断抵抗角, 一軸圧縮強度, 変形係数			○	○	○	○	○	○				○	○	○
	圧密試験	圧縮指数, 圧密係数, 圧密降伏応力		○				○	○					○		
	動的試験	繰返し三軸強度比, 等価せん断剛性率, 履歴減衰率								○	○	○				
孔内水平載荷試験		変形係数								○						○
地下水調査	地下水位測定	各滞水層の水位, 水圧分布, 被圧の有無				○		○				○	○	○	○	○
	現場透水試験 (砂質土)	透水係数, 間隙水圧				○		○	○					○		○
	間隙水圧測定 (粘性土)	間隙水圧				○		○						○		
物理探査	速度検層	P 波速度, S 波速度	○							○	○					
	電気検層	滞水層の分布, 地質構造	○			○										

杭基礎設計便覧
(H27.3) P65

2-2 設計上の区分

「基礎はその形式に応じ、原則として直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎又は深礎基礎に区分して設計する。」すなわち、直接基礎は浅い剛体基礎として、杭基礎は深い弾性体基礎として、またケーソン基礎は深い剛体基礎として取扱われているが、 $1 < \beta L_e < 2$ の範囲では水平変位量の照査をしなければならない。

(1) 直接基礎とケーソン基礎は、表2-2により区分するものとする。

表2-2 直接基礎とケーソン基礎の区分

基礎形式	L_e/B		
	0	1/2	1
直接基礎		←	
ケーソン基礎			→

ここに、 L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

B : 基礎の短辺幅 (m)

(2) 各基礎の安定性照査の基本と設計法の適用範囲は表2-3によるものとする。

表2-3 各基礎の安定性照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式	照査内容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を示す βL_e の目安			
	照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目		1	2	3	4
直接基礎	転倒照査項目 荷重合力の作用位置	底面	鉛直支持力	底面	水平支持、滑動、水平変位 【前面】 【受働抵抗力】	剛体				
ケーソン基礎	—	底面	支持力	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←	→		
鋼管矢板基礎	—	底面	支持力	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←	→		
地中連続壁基礎	—	底面	支持力	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←	→		
杭基礎	有限長杭	—	底面	支持力	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	←	→		
	半無限長杭	—	杭頭	支持力	設計上の地盤面 又は杭頭	水平変位			←	

注) 【 】: 前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

β : 基礎の特性値 (m^{-1}), $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

EI : 基礎の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

D : 基礎の幅又は直径 (m)

k_H : 基礎の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)
(βL_e の判定には常時の k_H を用いる。)

道示IV
(H24.3) P269

道示IV
(H24.3) P274

道示IV
(H24.3) P271

2-3 直接基礎

2-3-1 安定計算

安定計算における安全率は次のとおりとする。

(1) 地盤の許容鉛直支持力（支持）

常時 3 以上 地震時 2 以上

(2) 地盤の許容せん断抵抗力（滑動）

常時 1.5 以上 地震時 1.2 以上

(3) 合力の作用位置（転倒）

基礎底面における荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の 1/6 以内、地震時には底面幅の 1/3 以内にならなければならない。

2-4 杭基礎

2-4-1 水平方向の許容変位量

基礎の許容水平変位量は、上部構造から決まる許容変位量と下部構造から決まる許容変位量とがある。

表 2-4 下部構造から決まる許容変位量

種別	形態	$D \leq 1.5\text{m}$	$1.5 \leq D \leq 5.0$	$5.0 \leq D$
橋脚	常時	15 mm	$0.01 \cdot D$	50 mm
	地震時	15 mm	$0.01 \cdot D$	50 mm
橋台	常時	15 mm	15 mm	15 mm
	地震時	15 mm	$0.01 \cdot D$	50 mm

注) 暴風時は地震時に準ずる。

D: 杭径(m)

2-4-2 地盤から決まる杭の極限支持力

杭の鉛直載荷試験により決定する先端極限支持力について、道示IV12.4.1によれば、「地盤から決まる杭の極限支持力は、適切な地盤調査を行った上で、支持力推定式から算出するか、鉛直載荷試験から求めなければならない。」とされている。また、解説の中に「これまでに蓄積された場所打ち杭の載荷試験結果に基づき、N値50程度以上の層厚が概ね5m以上あり、十分固結した良質な砂れき層を支持層とする場合には、杭先端の極限支持力度を $5,000\text{kN}/\text{m}^2$ としてよいものとした。」としている。なお、杭の鉛直載荷試験を行った場合は、その値を基に検討の上、極限支持力度を決定してよい。その方法は、過去あまり経験のない種類、工法の杭を用いる場合には、地盤工学会の「杭の鉛直載荷試験方法・同解説(H14.5)」に基づき、載荷試験で極限支持力を確認するのが良いとしている。

道示IV
(H24.3) P294

道示IV
(H24.3) P270

道示IV
(H24.3) P384, 389

2-4-3 杭の最小中心間隔

杭の最小中心間隔は、原則として杭径の2.5倍とする。

杭の最小中心間隔が杭径の2.5倍より小さくなると、群杭としての影響が著しくなり、杭の鉛直支持力、水平方向地盤反力係数等を単杭の場合より低減して考える必要があるが、杭径の2.5倍以上であると、群杭の影響が比較的小さく、また、施工性についても一般には大きな問題はないと考えて良い。

とくに施工場所の制約条件よりフーチングを小さくせざるを得ないような場合は2.5倍より小さくすることも考えられるが、(場所打ち杭など)、この場合には群杭の影響について十分に検討する必要がある。回転杭は杭先端に羽を有しており、杭径 D_p と羽根部の外径 D_w が異なる。杭の最小中心間隔を羽根外径の1.5倍の場合は $2.5D_p$ 、2.0倍の場合は $3.0D_p$ とし、杭先端の羽根どうしの純間隔として $1.0D_p$ 以上確保している場合、杭軸方向支持力は設計上群杭の影響を考慮しなくて良いことが実験及び解析により確認されている。

なお、最外周の杭中心とフーチング縁端との距離(縁端距離)は標準的には杭径の1.0倍とすればよい(図2-2)。ただし、杭径が小さい既製杭を用いる場合には、杭中心から杭径の1.0倍よりも仮想鉄筋コンクリート断面の径が大きくなることから、仮想鉄筋コンクリート断面の寸法等を考慮して縁端距離を確保する必要がある。

2-4-4 斜杭の設計法

斜杭の設計法については、「杭基礎設計便覧(H27.3)」によるものとする。

2-4-5 回転杭

回転杭については、「杭基礎設計便覧(H27.3)」によるものとする。

2-4-6 PC ウェル

PCウェル工法については「杭基礎設計便覧(H27.3)」によるものとする。

2-4-7 軟弱粘性土地盤上に設置される橋脚の杭基礎の設計

(水平変位の制限を緩和する杭基礎)

変位法は豊富な実績を持ち信頼性が確立されており、一般の杭基礎に適用できる設計法として規定している。

しかし、変位法は地盤及び杭体が弾性挙動することを前提としているため、地盤に過大な非線形性が生じないように許容変位を設けている。常時、暴風時及びレベル1地震時の許容水平変位は、杭径の1%(杭径1.5m以下では15mm)である

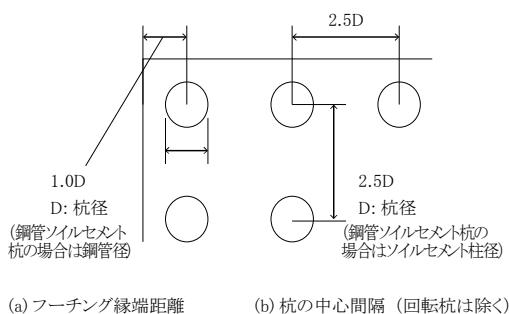


図2-2 杭の最小中心間隔

道示IV

(H24.3) P381~382

道示IV

(H24.3) P421~422

が、この許容変位は、地盤の硬軟、杭種に関わらず一定の値としているため、地盤条件や杭種によっては、基礎の変位を許容変位以下にしようとする、杭体応力度や杭頭反力に著しく余裕が生じるような場合がある。特に軟弱な沖積粘性土地盤（N値が5未満の粘性土を想定）に計画される杭基礎の場合にはこうした影響が顕著であると考えられるため、地盤の性状を適切に評価した上で、必要に応じ水平変位の制限値を緩和して設計を行うことが合理的となる。

具体的には、常時、暴風時及びレベル1地震時に対する橋脚の杭基礎の設計において、土質試験や孔内水平載荷試験など詳細な地盤調査方法により地盤定数を評価しても杭体応力又は杭頭鉛直反力が許容値に対して著しく余裕が生じるような条件の場合には、水平地盤反力係数の変位レベル依存性を考慮して変位及び断面力の計算を行うことができる。この場合、下部構造から決まる水平変位の制限値は、主としてN値が5未満の粘性土で構成される地盤に位置する既製杭の水平載荷試験データの分析結果から、杭径の3.5%としてもよい。

ここで、制限値を緩和することができる対象杭種は、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭、PHC杭及びSC杭とする。場所打ち杭については、一般に地盤抵抗が弾性限界に達するよりも先に杭体が弾性限界に達するため、制限値を緩和することはできない。

また、ここで示す制限値の緩和は、橋脚の杭基礎の場合のみ適用可能であり、橋台においては適用できないことに留意する必要がある。これは、橋台の場合、背面土により常に偏土圧が載荷されている状態であり、基礎の変形が弾性範囲内にあっても元の位置に戻らないことも想定されるためである。同様の観点から、常時に偏土圧を受けるような橋脚、例えば護岸近傍に位置する橋脚においても水平変位の緩和は行わない方がよい。

水平変位の緩和を行う場合の地盤反力係数は、地盤抵抗の非線形性を考慮し、着目する変位量を基準とした式(2-1)に示す k_H' を用いる。

$$k_H' = k_H \times \left(\frac{y'}{y}\right)^{-1/2} \quad \dots \dots \dots \text{式(2-1)}$$

ここに、

- k_H' : 着目する変位量を基準とした水平方向地盤反力係数(KN/m³)
- k_H : 基準変位量 y に対する水平方向地盤反力係数(KN/m³)
- y' : 着目する変位量(mm)。ただし、杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径)の3.5%以下(≤50mm)とする。
- y : 基準変位量(mm)で杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径)の1%とする。

レベル1地震時に対する照査において橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合も、地盤の非線形性を考慮した解析法により照査を行うことを前提に、同様に水平変位の制限値を杭径の3.5%(≤50mm)に緩和してもよい。なお、対象となる杭種等の条件は前述と同様である。

2-4-8 偏荷重を受ける基礎

常時偏荷重を受ける軟弱地盤上の基礎で側方移動のおそれがある場合においては、その影響について検討しなければならない。

橋台の側方移動の判定や側方移動対策工の検討に当たっては、「道示IV9.9」に準拠し検討しなければならない。

また、検討に当たっては道示にて参考文献とされている「橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討（その2）（土木研究所資料第4174号）」を参考にしてもよい。

道示IV
(H24.3) P289～291

2-4-9 常時、暴風時およびレベル1地震時の設計

常時、暴風時およびレベル1地震時に対する杭基礎の照査は、次によらなければならない。

- (1) 各杭頭部の軸方向反力は杭の許容支持力以下とする。
- (2) 杭基礎の変位は許容変位以下とする。
- (3) 杭基礎の各部材に生じる応力度は許容応力度以下とする。

設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のように、杭体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されることを照査する必要がある。また、必要に応じて群杭の影響についても検討する必要がある。

プレボーリング杭工法の場合は、水平変位が大きくなる杭頭近くの浅い領域では、杭体と杭周面のソイルセメント柱が分離し、支持力機構が変化する可能性が指摘されている。このことから、レベル2地震時に基礎の塑性化を考慮する橋にプレボーリング杭工法を用いる場合には、あらかじめレベル2地震後にソイルセメント柱が有効でなくなった場合も想定して、常時、暴風時及びレベル1地震時の照査を行うのがよい。

杭基礎の水平方向の安定性は、水平変位により照査することを規定している。

下部構造から決まる許容変位に対しては、設計上の地盤面がフーチング下面又はそれより下に位置する場合には、設計上の地盤面において照査を行う。設計上の地盤面がフーチング下面より上に位置する場合には、杭頭位置において照査を行う。

道示IV
(H24.3) P377～379

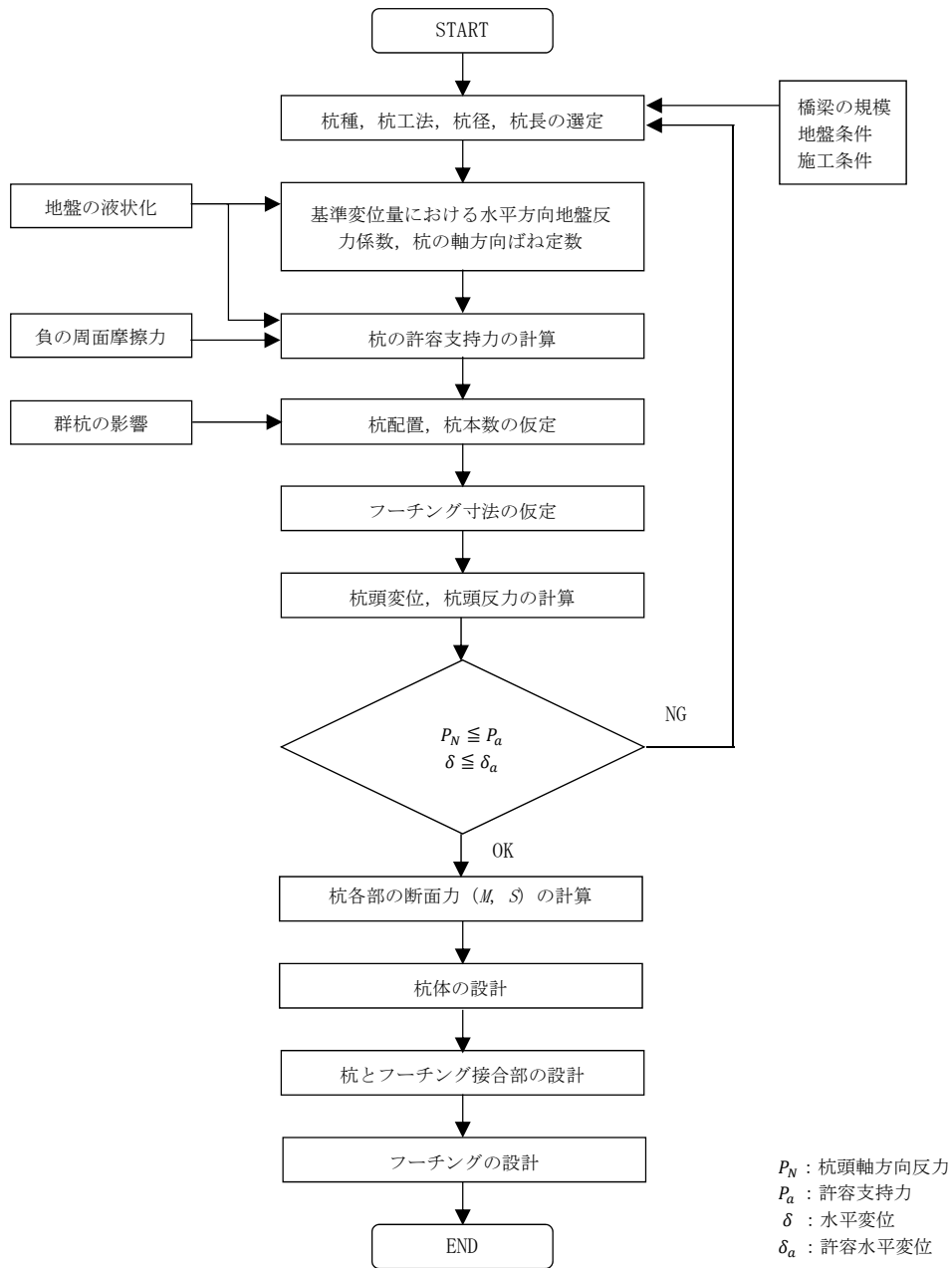


図 2-3 常時, 暴風時およびレベル 1 地震時の照査フロー

2-4-10 構造細目

(1) 鋼管杭，鋼管ソイルセメント杭

① 一般

鋼管杭の許容応力度は，表2-5に示すとおりである。

② 軸力と曲げモーメントに対する設計

ア 断面応力度

杭に作用する軸力および曲げモーメントにより抗体に生じる応力度は式(2-2)により計算する。発生する応力度が表2-5に示す構造用鋼材の許容応力度以下であることを照査する。ただし，鋼管ソイルセメント杭は，鋼管部のみ有効として応力度を算出する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad \dots \dots \dots \text{式(2-2)}$$

ここに，

σ : 杭体に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

N : 杭の軸力 (N)

A : 杭の有効断面積 (mm²)

M : 杭の曲げモーメント (N・mm)

Z : 杭の有効断面係数 (mm³)

表2-5 鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭の許容応力度 (N/mm²)

区 分		応力度の種類	常時	
			S K K 400	S K K 490
母 材 部		引 張	140	185
		圧 縮	140	185
		せん断	80	105
溶 接 部	工 場 溶 接	全断面溶込み	140	185
		グループ溶接	140	185
		せん断	80	105
	すみ肉溶接，部分溶込み	せん断	80	105
グループ溶接				
現場溶接		引 張 圧 縮 せん断	原則として工場溶接と同じ値とする ^{注)}	

注) 溶接技術の向上に加えて適切な施工管理が行われている場合，十分な溶接品質が確保できることがこれまでの実績から明らかになったことから，原則として工場溶接と同じ許容応力度としている。ただし，道示IV18章の規定に従い，適切な技能を有する溶接工が適切な溶接環境のもとで施工するとともに，非破壊検査や施工過程の記録化などにより品質管理等を行うことが前提となることに留意する必要がある。

イ 断面変化位置の設計

断面変化位置は作用する断面力に対して応力度および水平変位量が許容値内に収まるように設定する。ただし、高止まり等が想定される場合はその影響を考慮して 0.5~1.0m程度の余裕をもって設定するのが良い。

断面変化位置が 2ヶ所以上となる場合は、各断面変化位置の距離を 2m以上確保する。

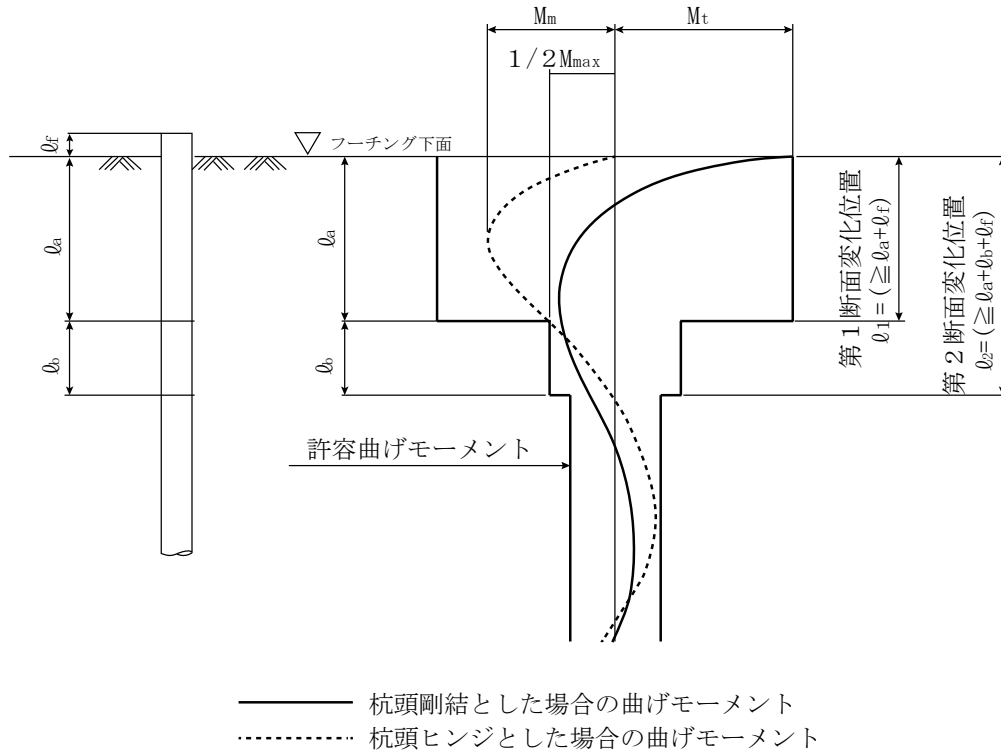


図 2-4 鋼管杭の断面変化

杭の第 1 断面変化位置は、式 (2-3) により求める。

$$l_1 \geq l_a + l_f \dots \dots \dots \text{式 (2-3)}$$

ここに、

l_1 : 杭頭からの第 1 断面変化位置までの距離 (m)。

ただし、0.5m単位で切り上げる。

l_a : フーチング下面から地中部の曲げモーメントの値が
最大曲げモーメントの 1/2 となる位置までの長さ (m)

l_f : フーチングへの埋込み長 (m)

M_{max} : M_t , M_m のいずれか大きい方の曲げモーメント (kN・m)

M_t : 杭頭剛結として求めた杭頭曲げモーメント (kN・m)

M_m : 杭頭ヒンジとして求めた地中部最大曲げモーメント (kN・m)

第2断面変化位置は、式(2-4)により求められる。
 $l_2 \geq l_a + l_b + l_f \dots \dots \dots$ 式(2-4)

ここに、

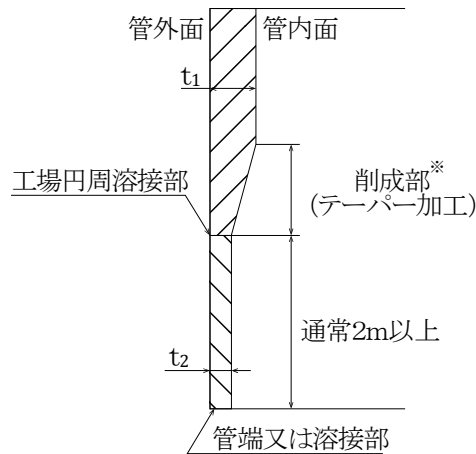
- l_2 : 杭頭から第2断面変化位置までの距離 (m)。ただし、0.5m 単位で切り上げる。
- l_b : 第1断面下端位置より、設計用曲げモーメントと第3断面の許容曲げモーメントが一致する位置までの距離 (m) で、 $l_b \geq 2\text{m}$ とする。

ただし、むやみに断面変化を行うと、かえってコストアップになる場合があるため、経済性についての検討を行う方がよい。

鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭の板厚変化は、極端な断面変化による応力集中の影響を考慮して、板厚変化の最大値は7mmとし、最小板厚は「杭基礎設計便覧(H27.3) 7. 構造細目」によることとする。

ウ 断面変化部の構造

鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭の断面変化部の構造としては、JIS A 5525 (鋼管ぐい) に図2-5に示す構造が示されているので参考にとるとよい。



※ 素管の内側の削成部の長さは、 $4(t_1 - t_2)$ 以上とする。ただし、 $(t_1 - t_2)$ が2mm以下のとき、又は工場円周溶接部を内外面溶接とする場合で $(t_1 - t_2)$ が3mm以下のときは、削らなくてもよい。

図2-5 断面変化部の構造 (JIS A 5525)

③ せん断力に対する設計

鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭は、式(2-5)により算出した平均せん断応力度が許容応力度以下であることを照査する。ただし、鋼管ソイルセメント杭は鋼管部のみ有効として応力度を算出する。なお、鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭は、曲げモーメントの影響を大きく受けるため、せん断応力度で断面が決定することが少ない。

$$\tau = \frac{S}{A} \dots \dots \dots \text{式(2-5)}$$

ここに、

τ : 平均せん断応力度 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 杭の有効断面積 (mm²)

杭に作用するせん断力が卓越する場合には式(2-6)によって最大せん断応力度を求めるのが望ましい。

$$\tau_{max} = \alpha \cdot \frac{S}{A} \dots \dots \dots \text{式(2-6)}$$

ここに、

τ_{max} : 最大せん断応力度 (N/mm²)

α : 平均せん断応力度に対する最大せん断応力度の比で式(2-7)により求める。

$$\alpha = \frac{4(D^2 + D \cdot d + d^2)}{3(D^2 + d^2)} \dots \dots \dots \text{式(2-7)}$$

D : 外径 (mm)

d : 内径 (mm)

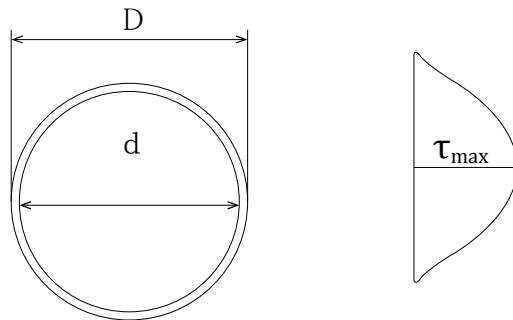


図2-6 せん断応力度分布図

④ 鋼管杭の腐食に対する設計

鋼管杭の腐食減厚は、海水や鋼の腐食を促進させる工場排水等の影響を受けない場合で、腐食調査も行わず、また、防食処理も施さないときは、常時水中および土中にある部分（地下水にある部分も含む）について、一般に1mmの腐食しろを考慮するのがよい。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてよい。

海水、鋼の腐食を促進させる工場排水などの影響を受ける部分、及び常時乾湿を繰り返す部分は十分な防食処理を行う必要がある。

さびしろを考慮する場合は、設計に用いる有効直径は下式のようなので注意を要す。

$$\text{有効直径} = (\text{杭径} - \text{さびしろ})$$

(2) 場所打ち杭

① 設計径

場所打ち杭の設計径は、表2-6による。

表2-6 設計径

工 法	設計径
オールケーシング工法 リバーズ工法 アースドリル工法	0.8m以上とし、0.1m段階とする。ただし、アースドリル工法において安定液を使用する場合には、設計径は公称径から0.05m減じた値とする。

場所打ち杭の設計径は、近年の施工実績等を踏まえて規定している。なお、一般に使用されている設計径は1.00m、1.20m、1.50m程度である。各工法の公称径は以下のとおりである。

ア オールケーシング工法では、ケーシングチューブ刃先（カッティングエッジ）の外径（図2-7(a)）

イ リバーズ工法では、回転ビットの外径（図2-7(b)）

ウ アースドリル工法では、回転バケットに取り付けたサイドカッターの外径（図2-7(c)）

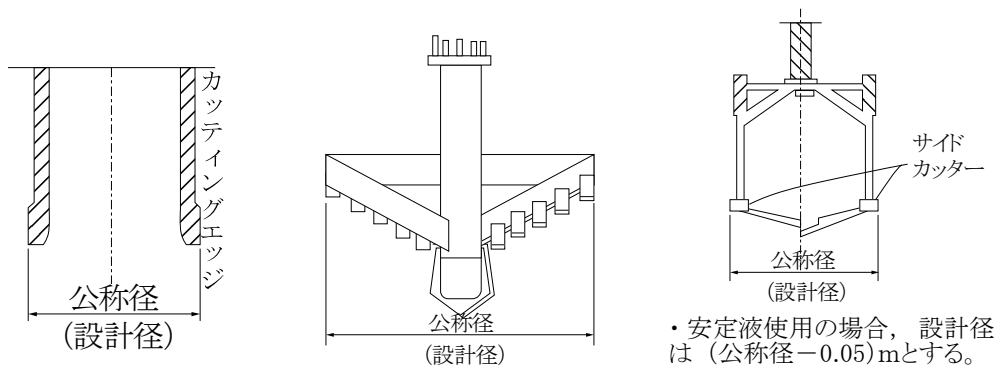


図2-7(a)
オールケーシング工法の場合

図2-7(b)
リバーズ工法の場合

図2-7(c)
アースドリル工法の場合

② 鉄筋の最小かぶり

鉄筋の最小かぶりは、工法、使用機械、地山の凸凹、鉄筋かごの建込み、耐久性等を考慮して決定するものとする。表 2-7 に基づいて設定した場合は、これを満足するとみなしてよい。

なお、水中にコンクリートを打設する場所打ち杭における鉄筋の最小かぶり 120 mm は、コンクリートと鉄筋との付着、鉄筋の防食・保護、維持管理の困難さ等を考慮した基本的な必要かぶり 70 mm に加え、施工性や施工精度等も考慮して規定されている。

道示 IV
(H24.3) P444

杭基礎設計便覧
(H27.3) P408

表 2-7 鉄筋の最小かぶり d

工 法 例	図に示す d の最小寸法	
オールケーシング工法 リバーシ工法 アースドリル工法	120 mm	

③ 配筋細目

軸方向鉄筋および帯鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するように配置するものとする。次による場合は、これを満足するとみなしてよい。

ア 軸方向鉄筋

軸方向鉄筋は異形鉄筋を使用する。その寸法および間隔は表 2-8 による。

なお、軸方向鉄筋にはフックをつけなくてよい。なお、軸方向鉄筋の継手は重ね継手とする。

道示 IV
(H24.3) P444

杭基礎設計便覧
(H27.3) P409

表 2-8 軸方向鉄筋

項 目	最大	最小
鉄筋量	6 %	0.4 %
鉄筋径	一般には 35mm 程度	22 mm
純間隔	※300mm 程度	鉄筋径の 2 倍以上、または粗骨材最大寸法の 2 倍の大きい方
鉄筋本数	—	6 本
鉄筋長	12.0m	3.5m

※ 鉄筋中心間隔を表わす。

また、以下の点に留意する必要がある。

- (ア) 軸方向鉄筋の配置は、一重配筋とする。
- (イ) 軸方向鉄筋は定尺ものを使用するよう配慮し、端数調整は最下端の鉄筋で行うのが望ましい。
- (ウ) 杭本体の応力度に余裕がある場合でも、鉄筋かごの剛性を確保するために道示IVに規定する最小鉄筋量(0.4%)以上は配筋する。
- (エ) 軸方向鉄筋の最大中心間隔については道示IVではとくに規定していないが、太径の鉄筋を用いて鉄筋間隔を大きくすることは鉄筋コンクリート部材として望ましくないことから、300mm程度以下とすることが望ましい。

軸方向鉄筋の最小中心間隔は道示IVの規定に従うものとし、粗骨材の寸法にもよるが、一般にはD32までは100mm程度、D35までは105mmとするのがよい。

- (オ) 道示IVでは、最近の鉄筋の太径化を考慮してD51までの鉄筋に対して許容応力度を規定している。しかし、場所打ち杭の主鉄筋に太径の鉄筋を用いる場合、鉄筋の継手の強度や施工性については十分な検討が必要であり、一般にはD35以下の鉄筋を使用するのが望ましい。

- (カ) SD390、SD490の鉄筋を軸方向鉄筋に使用した鉄筋コンクリート橋脚や場所打ち杭に対する適用性を検証する実験は、 30N/mm^2 以上の強度を有するコンクリートを用いて実施されており、場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD390またはSD490を使用する場合は設計基準強度 30N/mm^2 (水中コンクリート:呼び強度 40N/mm^2)を用いるのが良い。

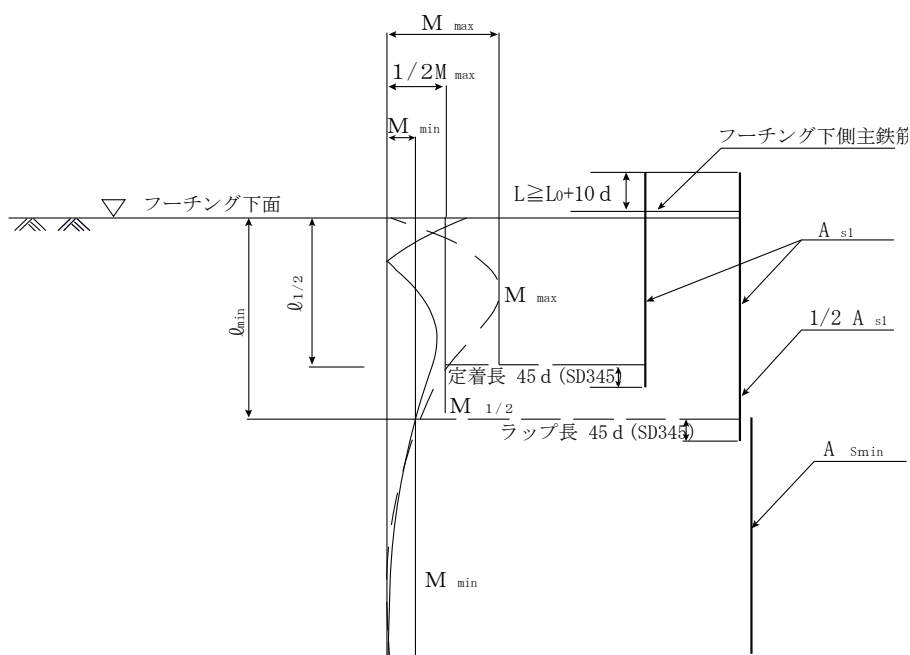


図 2 - 8 場所打ち杭の断面変化

イ 帯鉄筋

帯鉄筋は異形鉄筋を使用するものとし、その直径は 13mm 以上、中心間隔は 300mm 以下とする。ただし、フーチング底面より杭径の 2 倍（設計地盤面がフーチング底面以下の場合は設計地盤面より杭径の 2 倍）の範囲内では、帯鉄筋の中心間隔を 150mm 以下、かつ鉄筋量は側断面面積の 0.2% 以上とする。

帯鉄筋の中心間隔は、場所打ち杭の変形特性等の特性ならびに実状を考慮して最大間隔を 300mm と定めた。また、側断面面積の 0.2% 以上とする規定は、太径の場所打ち杭には適用しなくても良い。

帯鉄筋量は、せん断応力度の照査と最小鉄筋量の照査で決定する。

なお、地震時保有水平耐力法により杭体のせん断に対する照査を行った結果、帯鉄筋を密に配置するが生じるが、この場合でも水中コンクリートの充てん性を考慮すると、帯鉄筋の最小間隔は 125mm 以上とすることが望ましい。

帯鉄筋の中心間隔を 150mm とした場合の鉄筋量 (A_s) は、 $A_s \geq 0.001D \times 150$ で計算され、この関係を示すと表 2-9 のようになる。

表 2-9 杭頭付近の帯鉄筋径の目安

杭径 (m)	帯鉄筋の径 (mm)
0.8	D 13
1.0	D 16
1.2	D 16
1.5	D 19
2.0	D 22

また、鉄筋の加工性を考慮すると、機械掘削による場所打ち杭の帯鉄筋の最大径は D22 以下が望ましい。

近年機械掘削の場所打ち杭においても杭径が 2.0m を超える事例が増えてきた。その際の帯鉄筋径はせん断応力度の照査で決定することが基本となるが、せん断応力度に余裕がある場合でも鉄筋かごの剛性等から D22 とすることが望ましい。

また、帯鉄筋は、塑性化後も一定の変形能を確保するため、直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせるとともに半円形フック又は鋭角フックをつけて定着する。

溶接継手については、所定の品質を確保するための施工管理方法等について必ずしも明らかでない点があることや、近年では小径のトレミー管が開発されており、道路橋基礎に適用される程度の杭径に対してはこれらの使用でのフックとの干渉が避けられることができる状況であることを踏まえ、道示 IV 7.8 (H24.3) の規定から溶接継手に関する記載は削除されている。

したがって、溶接継手など具体的に記載されていない方法による継手の使用を禁じたものではないが、継手の採用にあたっては道示 IV 7.8 (H24.3) の規定を踏まえ、所定の品質を確保することができる継手方法を適切に選定すること。

道示 IV
(H24.3) P446~447

杭基礎設計便覧
(H27.3) P410

道示 IV
(H24.3) P446~447

道示質問・回答集
(H24.11)

ウ 施工（鉄筋かご組立て）

鉄筋かごの組立時には、溶接による形状保持を行う場合、鉄筋の断面減少等の欠陥が生じるおそれがあり、溶接によらない形状保持方法が開発され現場で適用される実状を踏まえ、道示IV19.8(H24.3)では品質向上のため形状保持のための仮止めを禁止した。

溶接によらない鉄筋かごの組立としては、(一社)日本建設基礎協会「場所打ちコンクリート杭の鉄筋かご無溶接工法設計・施工ガイドライン」による方法、国土交通省新技術情報システム(NETIS)に登録されている「鉄筋結束金具」を用いる方法等がある。

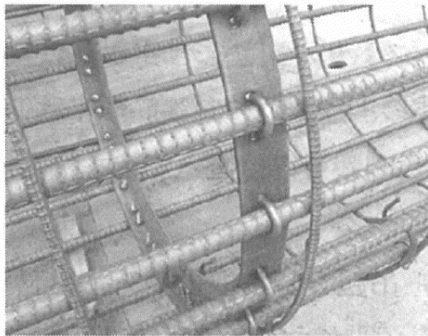


図2-9(a) Uボルトを用いた例
(無溶接工法)

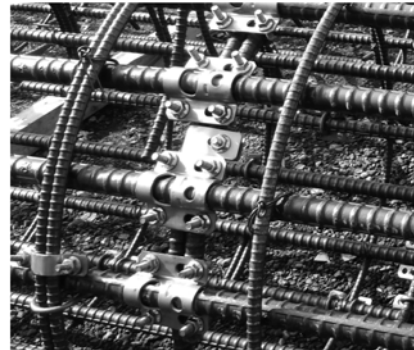


図2-9(b) 鉄筋結束金具を用いた例

エ 作業ヤード（オールケーシング工法）

施工には掘削機や補助クレーンなどの作業スペースを含んだ占有面積、スラッシュタンクなどで構成する孔内水プラントや鉄筋加工場、鉄筋かご仮置場、掘削土砂の仮置きヤード、工事車両の通路や待機場所が必要である。具体的な必要面積は敷地の形状や地形および施工内容（杭径、掘削長等）によって変わる。

作業に必要な面積が確保できない場合は、

(ア) 敷地外に孔内水プラントを設置しパイプラインでつなぐ。

(イ) 鉄筋加工を場外で行い必要な時期に輸送搬入する。

などの対策を検討する。

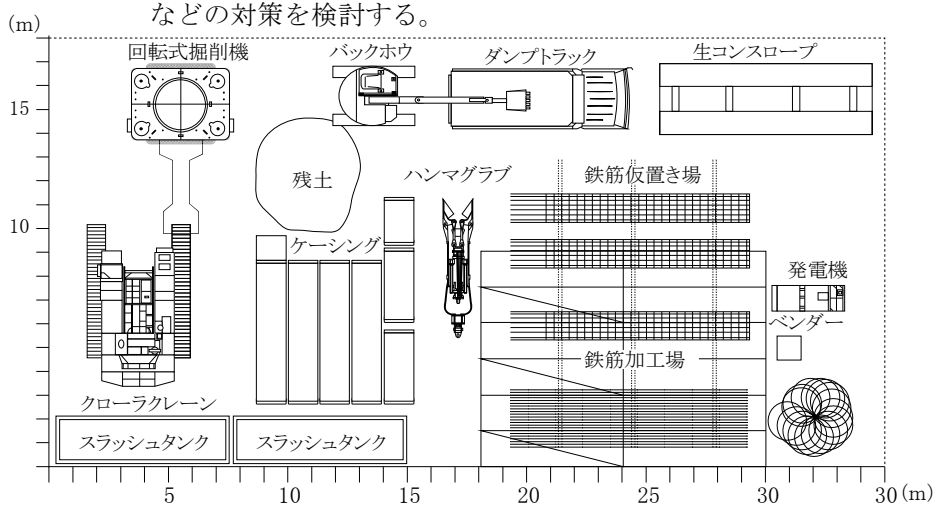


図2-10 標準的な作業ヤードの例（オールケーシング工法：回転式）

2-4-11 杭頭結合部

道示Ⅳ
(H24.3) P424~428

(1) 設計の基本

杭とフーチングの接合部は剛結として設計し、杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力及びモーメントに対して安全であるように設計する必要がある。ただし、剛体と仮定できる厚さを有するフーチングに、道示Ⅳ12.9.3 3)の構造細目を満たすように杭をフーチングに接合することを前提として、標準的な縁端距離を確保する場合には照査を省略することができる。

既製杭の場合には、道示Ⅳ12.9.3 3)の構造細目を満たすように杭をフーチングに接合することを前提として、フーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し(仮想鉄筋コンクリート断面)、杭頭接合部の補強鉄筋の応力度照査を行う。この際、仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径(有効径)は、杭径 D (ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径: mm)に $0.25D + 100$ (mm)(ただし、最大400mm)を加えた径とする。コンクリートの応力度については、フーチング内部であり杭頭部の挙動に対して支配的な影響を及ぼさないことが実験により確認されているため、照査は省略してよい。

(2) 構造細目

既製杭における補強鉄筋の杭体内への定着長は、 $L_{op} + 10\phi$ (ϕ は補強鉄筋の直径)を確保すること。フーチング下側鉄筋のかぶりは200mmを標準とする。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭、SC杭の杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式によること。施工品質の確保が困難な溶接による補強は行わないこととし、SD345の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合には、SD390やSD490を用いること。ただし、この場合にはコンクリートの設計基準強度を $30\text{N}/\text{mm}^2$ とすること。

斜杭の場合には、フーチングへの杭の埋込み長さは最小の部分が100mmとなるようにすること。なお、鋼管杭がフーチング下面鉄筋と干渉する場合には、鋼管杭を水平に切断する等の処理を行うこと。

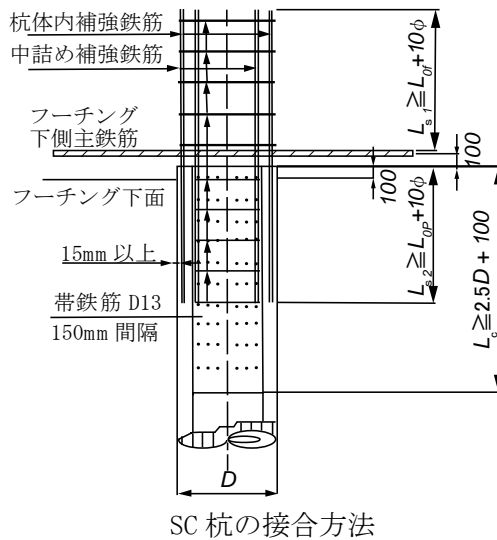
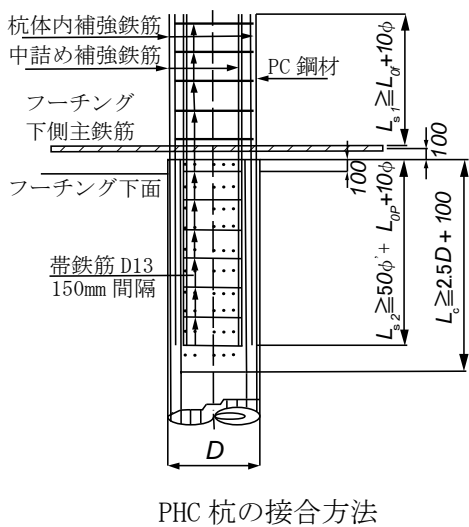
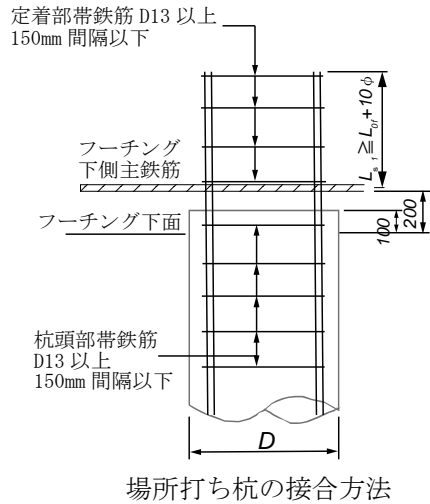
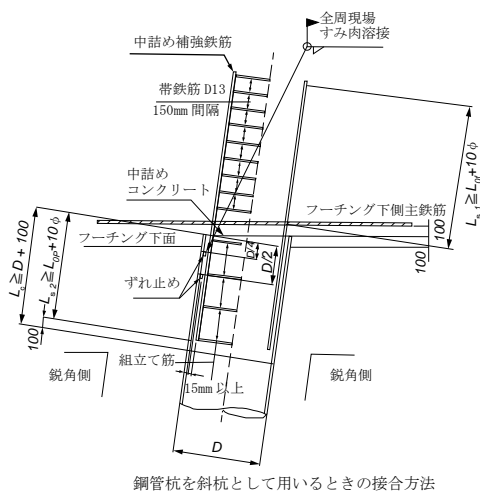
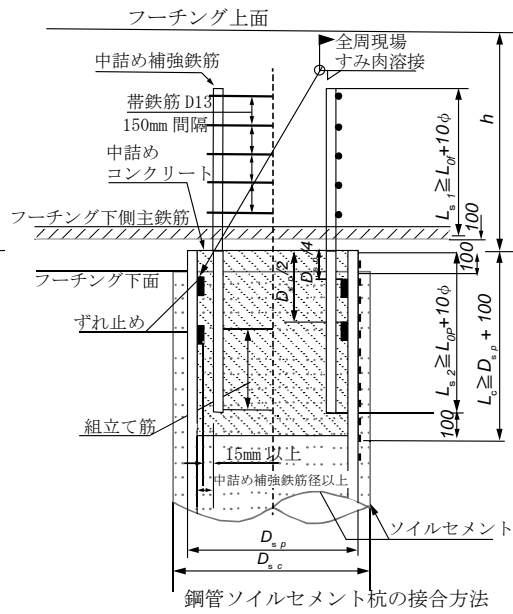
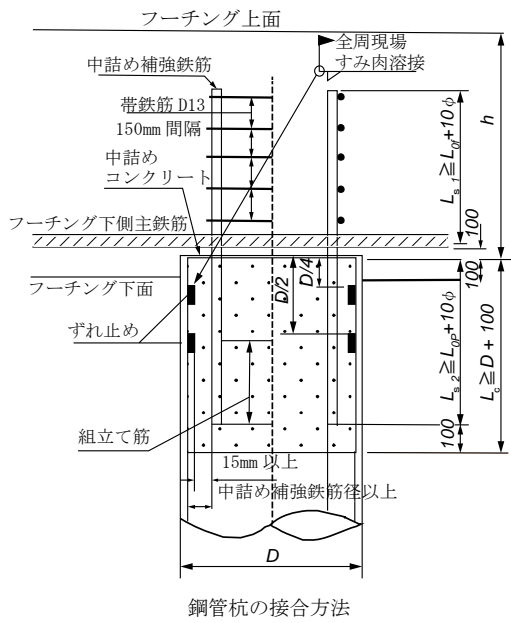


図 2-11 杭頭接合方法

道示 IV
(H24.3) P427~428

道示 IV
(H24.3) P427~428

2-5 深礎基礎（斜面上の深礎杭）

2-5-1 深礎杭の設計手法

地表面の傾斜が10度以上の斜面上において深礎工法により施工され、一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きい深礎基礎を対象とする。

常時、暴風時およびレベル1地震時に対する深礎基礎の照査は、次によらなければならない。

- (1) 深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
- (2) 深礎基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
- (3) 深礎基礎の変位は、許容変位以下とする。
- (4) 深礎基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

レベル2地震時に対する深礎基礎の照査は、道示IV15.1(2)の規定によらなければならない。

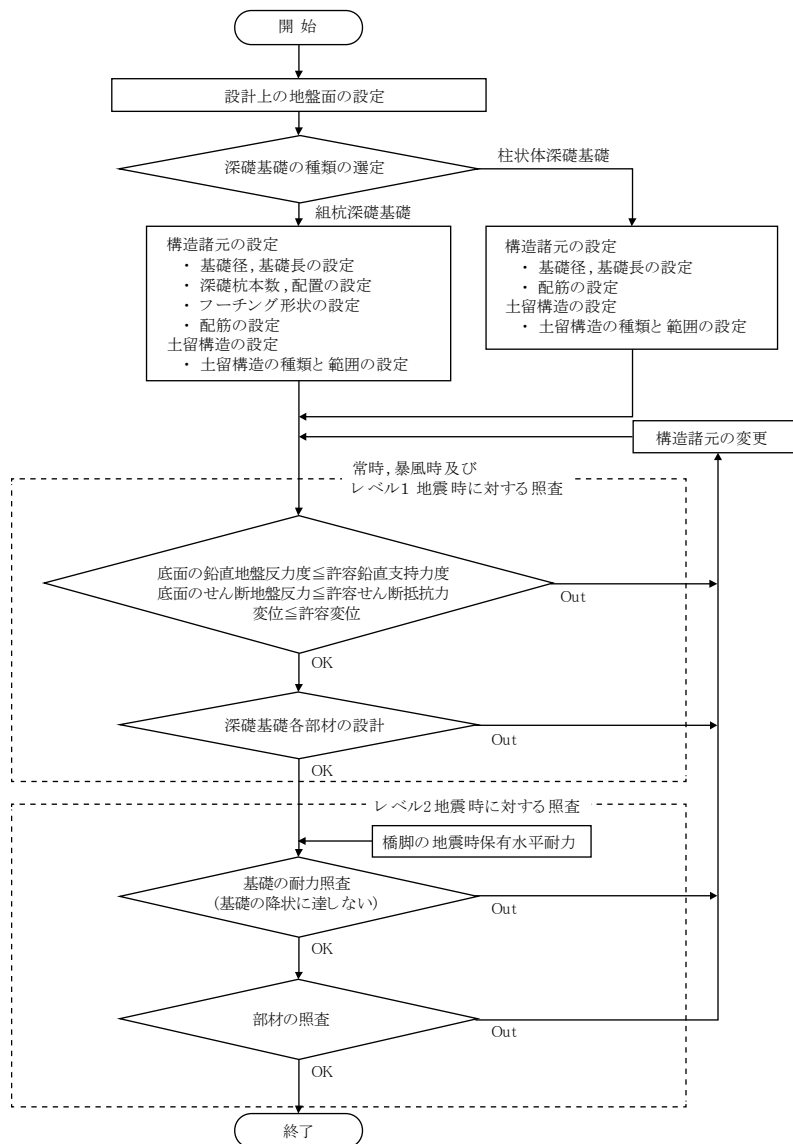


図2-12 設計計算の手順（橋脚の深礎基礎の場合）

表 2-10 常時，暴風時およびレベル 1 地震時の深礎基礎の許容変位

	橋脚基礎	橋台基礎
常時・暴風時	50 mm を上限とする杭径の 1 %	15 mm
地震時（震度法）	同上	同左

斜面上の深礎基礎設計
 施工便覧
 (H24.4) P87

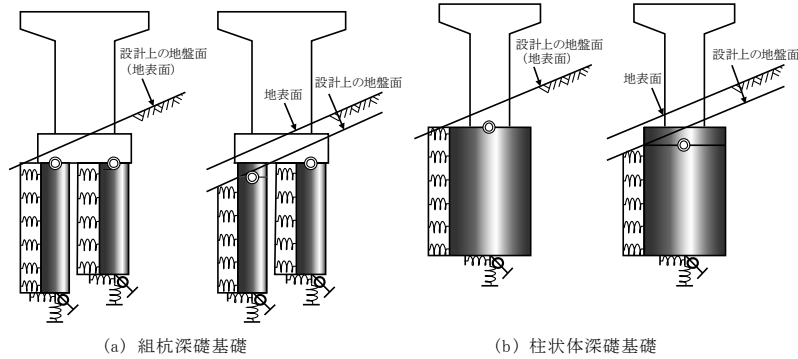


図 2-13 変位を照査する位置（◎印）

岩盤の極限支持力は，直接基礎と同様に母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表 2-11 に示す上限値程度に抑えるのがよい。

表 2-11 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類	基礎底版地盤の 最大地盤反力度 (kN/m ²)		目安とする 一軸圧縮強度 (kN/m ²)
	常時	暴風時，レベル 1 地震時	
軟岩	2,000	3,000	1~10
硬岩	2,500	3,750	10 以上

道示 IV
 (H24.3) P517

2-5-2 支持層の選定と根入れ深さ

深礎基礎の底面は，所要の支持力が得られる良質な支持層に根入れするとともに，水平方向についても，長期的に安定した地盤に支持させる。

根入れ深さは，支持層の傾斜等の地層構造及び地盤物性を調査により十分把握し決定する。

斜面上の深礎基礎設計
 施工便覧
 (H24.4) P74

2-5-3 設計上の地盤面の設定

深礎基礎の設計上の地盤面は，常時および地震時の斜面の安定性を検討して決定しなければならない。

この際，一般には以下の方法が考えられる。

- (1) 表層土の強度および地盤構成，周辺地帯での崩壊の有無，地下水の状況について十分な調査を行い，十分に安定していると判断される層を設計地盤面として評価し設定する方法。
- (2) 地盤の状況から判断して，(1)による設定が必ずしも確実でない場合には，斜面の安定計算を行い，安全率 F_s が常時 ≥ 1.5 ，地震時で $F_s \geq 1.2$ を確保できる面を設計地盤面として設計する。この際の設計水平震度は，道示Vで規定しているレベル1地震時の地盤面の設計水平震度 k_{hg} が用いられている。

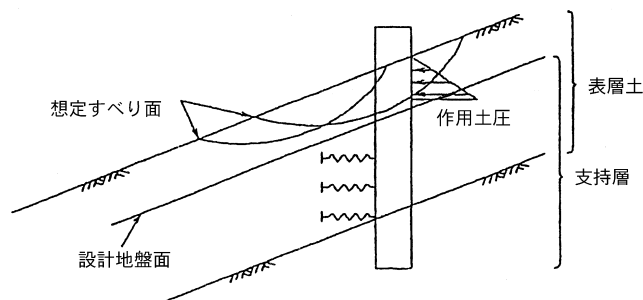


図 2-14 支持層と設計地盤面

2-5-4 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は，基礎底面地盤の鉛直地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- (2) 水平荷重は，基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力，前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- (3) 自立性の高い地山では，基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合においては，(1)又は(2)に加えて基礎側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮してよい。

道示IV
 (H24.3) P510

2-5-5 形状寸法及び配列

柱状体深礎基礎の場合には，下部構造躯体の軸方向鉄筋が確実に定着できるような寸法であることや躯体の剛性に比して十分な大きさを有することが必要であり，これまでの実績も考慮して5m以上を目安とする。また，組杭深礎基礎の場合には，掘削や支持層状況の確認，基礎本体の構築を孔内で行うため，安全性や施工性を考慮する必要があり，実績として2m以上が用いられる。

道示IV
 (H24.3) P514~P515

斜面上の橋台において組杭深礎基礎を適用する場合には，周辺地盤が不安定になった場合の補完性又は代替性を考慮して，橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれに対して複数の深礎杭からなる4本以上の組杭構造とする。

また，深礎杭の最小間隔は杭径の2倍程度，深礎杭の中心とフーチングの縁端距離は「2-4-3 杭の最小中心間隔」に準ずることとするが，確保できる用地や他の構造物との干渉などの理由から，フーチングの寸法を大きくできない場合，縁端距離を縮小することも考えられる。この場合には，深礎杭の外周面からフーチングの縁端との距離は，近年の実績が多い250mm程度以上とし，レベル2地震時も含めた水平押抜きせん断の照査などにより所要の性能を満たすよう設計を行うこと。

道示質問・回答集
 (H24.11)

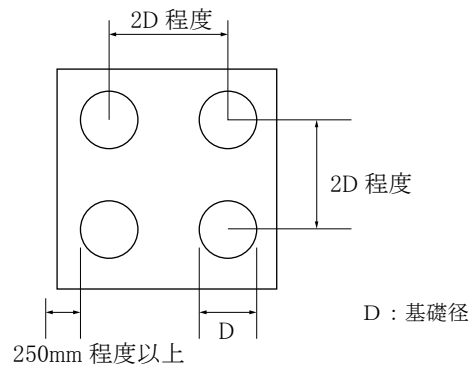


図 2-15 杭の最小中心間隔

2-5-6 構造細目

(1) 深礎基礎の設計径、公称径及び掘削径

図 2-16 に示すように土留め内側の基礎径を安定計算及び断面計算に用いる設計径とする。ただし、ライナープレートを用いる場合には安定計算に限りライナープレートの軸線に対する径を用いてよい。

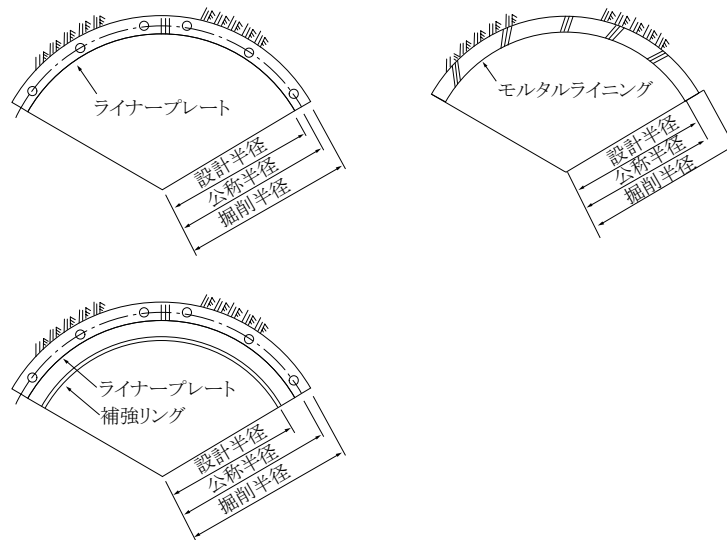


図 2-16 深礎基礎の設計径

(2) 鉄筋の最小かぶり

鉄筋のかぶり d は設計径の外周から 70mm 以上とする。

深礎基礎は、孔内で鉄筋を組立てるため、最外縁の帯鉄筋を組立てた後で軸方向鉄筋を建込むなど、断面の内外両側から鉄筋組立て作業が可能な橋脚とは鉄筋の組立て方法が大きく異なっている。このため、深礎基礎の配置の際には完成形における鉄筋配置だけでなく、施工時の鉄筋組立てに必要な構造や配置についても十分配慮する必要がある。

道示IV15.9 では、軸方向鉄筋の継手は機械式継手を用いることを原則としている。軸方向鉄筋の継手に機械式継手を用いた場合には、機械式継手の外径が鉄筋径よりも大きいため、帯鉄筋が一般部よりも外側に配置される。この場合には、最外縁にある帯鉄筋のかぶりを 70mm 以上確保するように軸方向鉄筋位置を決定する。

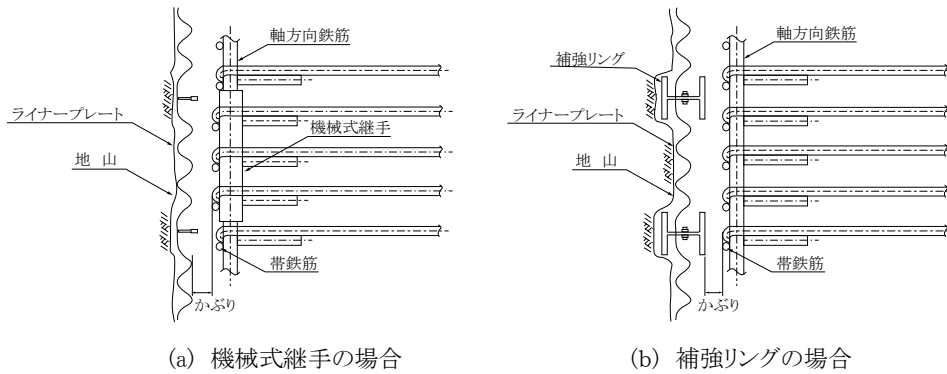


図 2-17 鉄筋の最小かぶり

(3) 配筋細目

① 軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋

軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋は、施工性に配慮した上で有効に機能するように、次のように配置する。

- ア 軸方向鉄筋は、道示IV12.11.2(3)1の規定に準じて配置する。
- イ 軸方向鉄筋の継手は原則として機械式継手とする。
- ウ 柱状体深礎基礎の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の1/4以上を基礎全長にわたり配置する。
- エ 組杭深礎基礎の帯鉄筋は、道示IV12.11.2(3)2の規定に準じて配置する。

表 2-12 軸方向鉄筋の径及び間隔

項目	最大	最小
直径	51mm	22 mm
間隔及びあき	間隔：300mm	あき：鉄筋径の2倍又は粗骨材最大寸法の2倍の大きい方

表 2-13 帯鉄筋の最小鉄筋量

基礎の種類	最小鉄筋量	配置範囲
組杭深礎基礎	帯鉄筋の直径は13mm以上 中心間隔は300mm以下	下記以外
	側断面積の0.2%	フーチング下面から基礎径の2倍の範囲
柱状体深礎基礎	軸方向鉄筋の1/4	基礎本体全長

② 帯鉄筋の定着

帯鉄筋は、せん断補強鉄筋として確実に機能するよう重ね継手により定着することとしている。帯鉄筋の直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、軸方向鉄筋にフックを付けて定着する。この際、フック形状は、半円形フック又は鋭角フックのいずれを用いてもよい。

道示IV
(H24.3) P531

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24.4) P145

道示IV
(H24.3) P531

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24.4) P146~148

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24.4) P149

③ 中間帯鉄筋の径及び配置

帯鉄筋と共同してせん断力に抵抗させる中間帯鉄筋は、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、**図 2-17**に示すように軸方向鉄筋にフックをかけて定着する。軸方向鉄筋にかける中間帯鉄筋は、**図 2-18**に示すように、両端に道示IV7.7 (3)に示すフックをつけた2組の鉄筋を直径40倍以上重ね合わせて配置する。また、中間帯鉄筋の使用にあたっては、施工性に配慮し、定着体を有する鉄筋を適用することができる。この場合には、道示IV7.6(2)4の規定に準じて鉄筋を配置する。

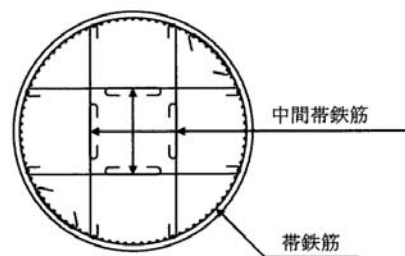


図 2-18 中間帯鉄筋

2-5-7 フーチング端部補強鉄筋

フーチング設計における鉄筋の配置については、道示IV8.7.5によるものとするが、柱とフーチング縁端部との距離が1.0m以下の場合、フーチング縁端部の補強鉄筋を**図 2-19**のようにD19以上、200mm間隔以下で配置するのが望ましい。ただし、フーチング主鉄筋がD16の場合は、補強鉄筋もD16としてよい。

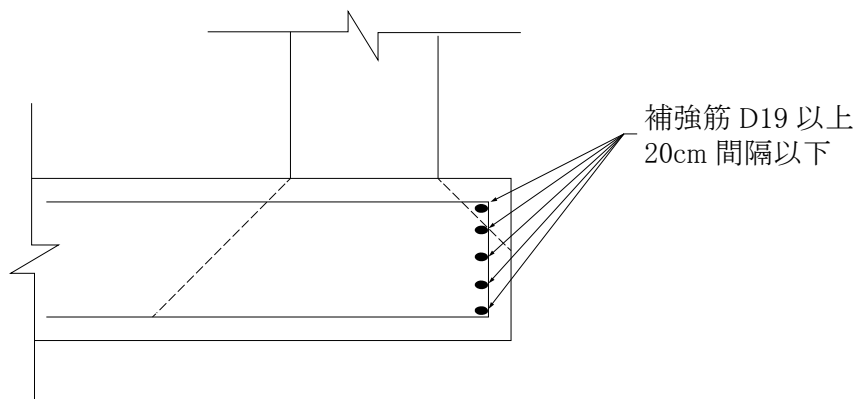


図 2-19 フーチング端部補強鉄筋

2-5-8 橋脚と大口径深礎との接合部の配筋

躯体接合部の厚さは、式(2-8)に示すように躯体の軸方向鉄筋に対して所定の定着長を確保するとともに、基礎本体の軸方向鉄筋に対しても所定の定着長を確保するよう決定する。ここで、躯体接合部に対する躯体の軸方向鉄筋の定着長は、鉄筋の定着長に躯体短辺方向長さの1/2を加えた値とする。

$$t = \max[L_1, L_2] \dots \dots \dots \text{式(2-8)}$$

ここに

- t : 躯体接合部の厚さ(mm)
- L₁ : 躯体の軸方向鉄筋の躯体接合部に対する定着長を確保するための必要厚さで、鉄筋の定着長を確保できる厚さに躯体短辺方向長さの1/2を加えた長さ(mm)とする。
- L₂ : 基礎本体の軸方向鉄筋の躯体接合部に対する定着長を確保するための必要厚さで鉄筋の定着長(mm)とする。

なお、躯体軸方向鉄筋の端部は、打継部のコンクリートの充てん性を考慮して半円形フックとするのがよい。ただし、SD490のように半円形フックが使用できない場合には、直角フックどうしが重ならないように配置し、コンクリートの充てん性に配慮するのがよい。

躯体軸方向鉄筋の定着部は、図2-20に示すように定着位置が一断面に集中しないように千鳥状に配置し、その端部の高さ方向の間隔は重ね継手又は段落し位置が打継目と重なる場合に準じ、1m程度以上離すことがよい。

また、躯体接合部はフーチング等のように単体での部材設計により鉄筋が配置されなため、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できるよう図2-20に示すような補強鉄筋を接合部上面及び内部に配置するのがよい。

補強鉄筋の決定にあたっては、類似の構造における配筋事例を参考に、躯体軸方向鉄筋から接合部に伝達される応力状態や深礎基礎に配置される鉄筋の効果を考慮したうえで、接合部における損傷が検証できるFEM解析等を用いることが考えられる。

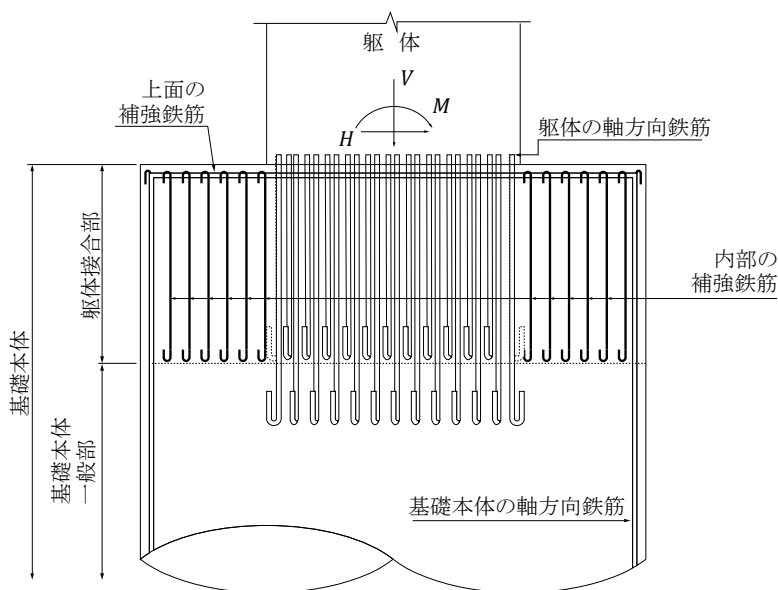


図2-20 柱状体深礎基礎各部の構造例

2-5-9 土留め構造の設計

(1) 土留め構造の選定

- ① 礎基礎の施工に用いる土留め構造は、ライナープレート及びモルタルライニング・吹付けコンクリート等の工法によることを原則とする。
- ② 礎基礎の土留め構造は、ライナープレートを標準とするが掘削完了後、地山の自立性が期待できる場合はモルタルライニング、吹付けコンクリート等を標準とする。
- ③ 深礎基礎の土留め構造は、基礎径 5 m 未満の場合にはライナープレート及びモルタルライニング・吹付けコンクリート等を、また、基礎径 5 m 以上の大口径深礎基礎の場合には吹付けコンクリートとロックボルトを用いることを標準とする。
- ④ モルタルライニング・吹付けコンクリート等の深礎基礎の先端部には、土留め施工しなくてもよい。
- ⑤ 深礎杭に用いるライナープレートは一般型と孔あき型を交互に使用することを標準とし、グラウトは行わないものとする。

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24. 4) P150

(2) 設計土圧

土砂および風化した軟岩で考慮する設計土圧は式(2-9)により求める。

$$p = K (\gamma z + q) \dots \dots \dots \text{式(2-9)}$$

ここに、

- p : 土圧強度 (k N/m²)
- K : 土圧係数、土砂および風化した軟岩では 0.5 とする
- γ : 各土層の湿潤単位体積重量 (k N/m³)
- z : 地表面からの深さ (m)
- q : 地表載荷荷重 (k N/m²)

ただし、h = 15m 以深では土圧の増加はないものとする。

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24. 4) P153

(3) 材質および許容応力度

① モルタルライニングおよび吹付けコンクリートによる土留め構造

- ア 土留め構造は 100 mm を最小厚さとする。
- イ 土留め構造に用いるモルタルは、 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ を標準とする。
なお、土留め構造の設計に際しては掘削サイクルと硬化時間を十分勘案の上、許容応力度を決定しなければならない。
- ウ 補強材が必要な場合はライナープレートの補強リングおよび杭本体に準じた鉄筋を用い、これらに準じた許容応力度を適用するものとする。

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24. 4) P153~155

② ライナープレートによる土留め構造

- ア ライナープレートの材質は JIS G 3131 (熱間圧延軟鋼および鋼帯) SPHC, JIS G 3101 (一般構造用圧延鋼材) SS 330, もしくはこれらと同等以上のものとする。
- イ 組み立てボルトの材質は JIS B 1180 (六角ボルト) 強度区分 4.6 もしくはこれと同等以上のものとする。

ウ ライナープレートの許容応力度は、以下に示すとおりとする。

SS 330 : 175N/mm²

SPHC : 145N/mm²

エ 補強リングの材質は JIS G 3101 (一般構造用圧延鋼材) SS 400 もしくはこれと同等以上のものとする。

オ 補強リングの許容応力度は 210N/mm² (SS 400) とする。

③ 大口径深礎基礎の土留め構造

以下の材料を用いるものとする。

ア 吹付けコンクリート : $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$

イ 鋼製リング支保工 : 補強リングに準ずる。

ウ ロックボルト : 異形棒鋼 D25 (SD345)

(4) 設計計算法

① 本計算法は、各工法の特徴を踏まえ、適切な条件の下で、モルタルライニングおよび吹付けコンクリート、ライナープレートの設計に適用してよい。

② 深礎基礎施工のための立坑断面外周から均等な土圧が作用するものとして、次の検討を行うものとする。

ア 円環断面の座屈に対する検討

イ 円環断面の圧縮応力に対する検討

ただし、径 3.5m 以上の土留め構造については、組立誤差や偏土圧などによって多少楕円状を呈する影響が無視できないので、曲げ応力に対する検討も行うものとする。

表 2-14 ライナープレートの断面性能 (単位: m 当り)

板厚 (mm)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント (mm ⁴)	断面係数 (mm ³)
2.7	3976	1.410 × 10 ⁶	4.598 × 10 ⁴
3.2	4712	1.676 × 10 ⁶	5.430 × 10 ⁴
4.0	5886	2.104 × 10 ⁶	6.750 × 10 ⁴
4.5	6622	2.374 × 10 ⁶	7.570 × 10 ⁴
5.3	7790	2.808 × 10 ⁶	8.870 × 10 ⁴
6.0	8820	3.194 × 10 ⁶	10.01 × 10 ⁴
7.0	10290	3.752 × 10 ⁶	11.62 × 10 ⁴

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24.4) P229

表 2-15 補強リング断面性能

寸法 (mm)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント (mm ⁴)		断面係数 (mm ³)	
		I _x	I _y	Z _x	Z _y
H125 × 125 × 6.5 × 9	3.00 × 10 ³	8.39 × 10 ⁶	2.93 × 10 ⁶	1.34 × 10 ⁵	4.69 × 10 ⁴
H150 × 150 × 7 × 10	3.97 × 10 ³	16.20 × 10 ⁶	5.63 × 10 ⁶	2.16 × 10 ⁵	7.51 × 10 ⁴

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24.4) P230

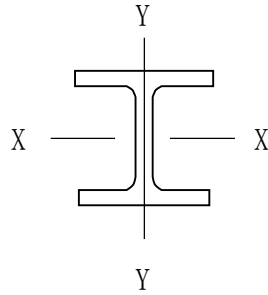


図 2-21 補強リング

(5) 大口径深礎の土留め構造

大口径深礎の土留め構造は、吹付けコンクリートとロックボルトなどにより、地盤の状況を十分に考慮した上で、孔壁の安全を確保しなければならない。

表 2-16 岩盤土留め構造パターン例〔単位：m 当り〕

岩級区分	地表面傾斜	設計径 (5.0m~10.0m)				設計径 (10.0m~15.0m)				設計径 (15.0m以上)			
		ロックボルト			吹付けコンクリート厚 (mm)	ロックボルト			吹付けコンクリート厚 (mm)	ロックボルト			吹付けコンクリート厚 (mm)
		長さ (m)	深さ方向	間隔 (m)		長さ (m)	深さ方向	間隔 (m)		長さ (m)	深さ方向	間隔 (m)	
C _H	0~10°	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	2.0	山側：1.5 他：2.0	(補強材無し) 50	3.0	1.2	山側：1.2 他：1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側：1.5 他：2.0	100	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	150	6.0	1.0	山側：1.0 他：1.5	150
C _M	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側：1.5 他：2.0	100	3.0	1.5	山側：1.5 他：2.0	100	4.0	1.0	山側：1.0 他：1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側：1.5 他：2.0	150	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	150	6.0	1.0	山側：1.0 他：1.5	150
C _L	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側：1.5 他：2.0	100	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	100	4.0	1.0	山側：1.0 他：1.5	100
	45°以上	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	150	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	150	6.0	1.0	山側：1.0 他：1.5	150
D	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	150	4.0	1.5	1.5	150
	10~45°	3.0	1.5	山側：1.5 他：2.0	100	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	150	4.0	1.0	山側：1.0 他：1.5	150
	45°以上	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	150	3.0	1.2	山側：1.5 他：2.0	150	6.0	1.0	山側：1.0 他：1.5	200

斜面上の深礎基礎設計
施工便覧
(H24.4) P236

吹付けコンクリートは $\sigma_{ck} = 18\text{N}/\text{mm}^2$ 、鉄筋は 25mm の異形棒鋼を用いている場合が多い。

吹付けコンクリート厚が 100mm 以上の場合は、厚さ 3~5mm の溶接金網を用いている場合が多い。

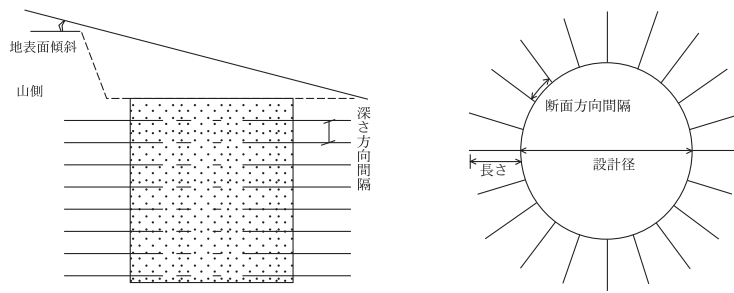


図 2-22 岩盤部土留め構造の概要

2-6 参考資料

2-6-1 深礎基礎ライナープレートの設置例（孔あき型）

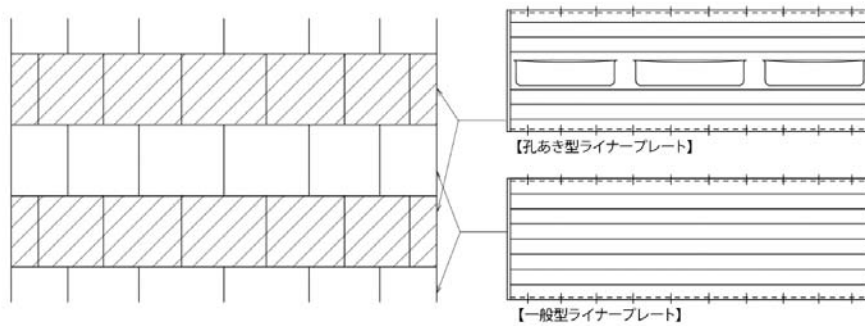
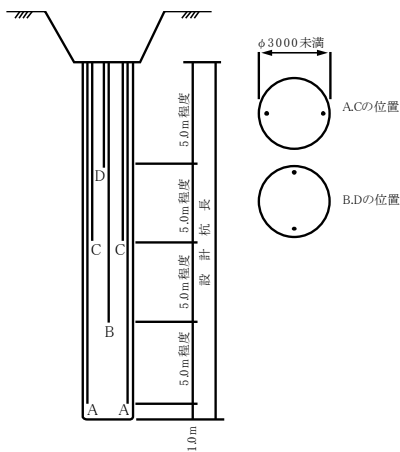


図 2-23 孔あき型ライナープレートの設置例

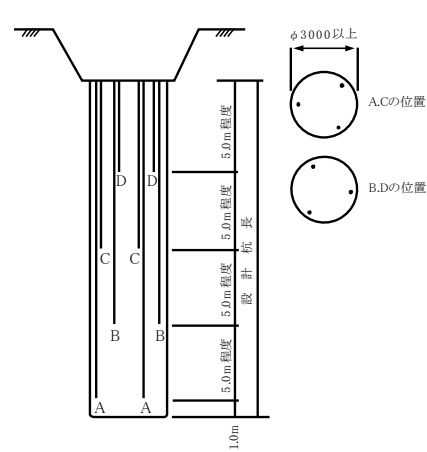
2-6-2 深礎基礎グラウトパイプの設置例

(1) 杭径 3 m 未満の場合



1 段の注入口は左図のとおり 2 箇所とし、次の各段の注入口を 90° ずつ変化させて配置する。

(2) 杭径 3 m 以上の場合



1 段の注入口は左図のとおり 3 箇所とし、次の各段の注入口を 60° ずつ変化させて配置する。大口径深礎の場合は適宜注入口を増す。

(3) グラウトパイプの省略図

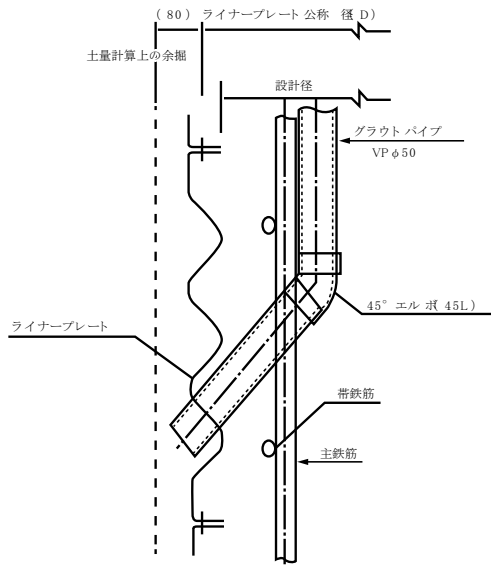


図 2-24 グラウト図

2-6-3 杭頭補強構造及び数量

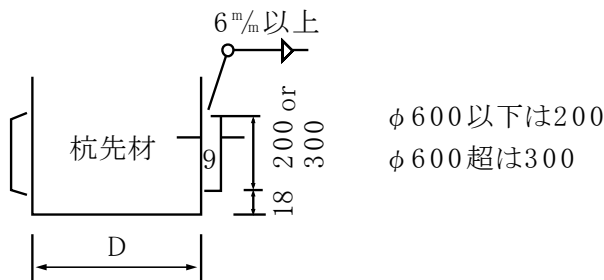
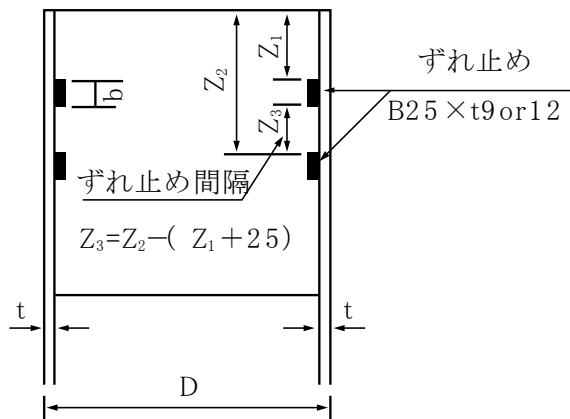


図 2-25 鋼管杭の構造細目

杭基礎施工便覧
(H27.3) P121~122

3 下部工

3-1 設計方針

3-1-1 適用

下部工の設計はこの手引きによるほか、記述のないものについては下表の関係図書他によるものとする。

表 3-1 関係図書

関係図書	発行年月	発行者
道路橋示方書・同解説 I 共通編	H24. 3	日本道路協会
道路橋示方書・同解説IV下部構造編	H24. 3	日本道路協会
道路橋示方書・同解説V耐震設計編	H24. 3	日本道路協会
道路橋支承便覧	H16. 4	日本道路協会
河川砂防技術基準(案)同解説設計編II	H 9.10	日本河川協会
エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針	H22. 7	土木学会
支障部補修・補強工事施工の手引き	H18. 1	日本橋梁建設協会

3-1-2 設計一般

- (1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、道示IV3.2に規定する荷重の組合せを用いて、道示IV3.3の規定により行うものとする。地震の影響の照査は、道示IV及び道示V(耐震設計編)により行わなければならない。
- (2) 耐久性の検討は、道示IV6章の規定により行わなければならない。

道示IV
(H24.3) P146～

3-1-3 設計時の留意点

- (1) 橋台・橋脚の躯体は、架橋地点の状況に最も適した形状としなければならない。また、経済性・外観・近接構造物に対する影響・地下埋設物との関係・施工性を考慮して決定するものとする。また、土木構造物設計マニュアル(案)(H11.11)に示した設計を踏まえ、合理的な設計を行うものとする。
- (2) フーチング等の土かぶりは、通常の場合 50 cmを標準とするが、街路上に下部構造を設置する場合や河川敷地内に下部構造を設置する場合等は、各施設管理者との協議が必要である。

3-2 設計荷重

3-2-1 活荷重の載荷方法

- (1) 活荷重は、構造物に最も不利となるように載荷させるのを原則とするが、各けた最大力を使用してもよい。
- (2) 上部工死荷重は、支承に作用する集中荷重とするが、床版橋においては分布荷重としてよい。
- (3) 橋台等m当りで計算する場合は、この限りでない。
上部構造反力は、簡略計算により算出してもよい。
ただし、斜橋・バチ形橋・曲線橋のような特殊なものについては、実橋に

道示IV
(H24.3) P152

近い反力で計算しなければならない。

簡略計算による場合は、図3-1のように1.0法でよい。

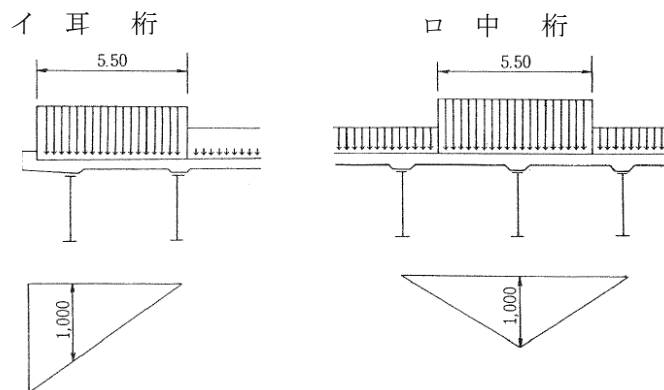


図3-1

3-2-2 橋台に働く荷重の組合わせ

- (1) 橋台の設計には、一般に、次の荷重の組合わせを考慮する。
 - ① 死荷重+活荷重+土圧+(水圧)+(浮力又は揚圧力)
 - ② 死荷重+土圧+(水圧)+(浮力又は揚圧力)
 - ③ 死荷重+土圧+地震の影響+(水圧)+(浮力又は揚圧力)
- (2) 河川の堤防中に橋台を設ける場合には、
 - ① 常時荷重+H. W. L
 - ② 地震時荷重+M. W. L(L. W. Lが不明な場合は計画河床とH. W. Lとの2/3とする)の組合わせを考えなければならない。

また、水位は橋台背面と前面水位についても十分検討すること。
なお、地下水位は、危険側に作用させるため、浮力0の場合の安定も考慮しなければならない。

(3) 残留水圧の考慮

水位の変動の著しい箇所において、水際に計画される橋台の場合には前面の水位と裏込め内の水位の間に水位差を生じることがある。このような場合には、この水位差に伴う残留水圧を考慮するものとする。

通常前面の潮位(水位)差の1/3~2/3を標準とする。

3-2-3 橋脚に働く荷重の組合わせ

- (1) 橋脚の設計には、一般に、次の荷重の組合わせを考慮する。
 - ① 死荷重+活荷重
 - ② 死荷重+温度変化の影響
 - ③ 死荷重+活荷重+温度変化の影響
 - ④ 死荷重+地震の影響
 - ⑤ 死荷重+風荷重

多径間連続橋などの橋脚を設計する場合には、②の温度変化の影響を組合わせた場合に対しても設計しておく必要がある。ただし、温度変化の影響によって基礎は不安定にはならないと考えられることから、基礎本体の部材計算のみ行えば良い場合が多いが、次のような条件の場合には、基礎の安定性に影響がないか留意する必要がある。

道示IV
(H24.3) P148

河川砂防技術基準(案)
同解説設計編II
(H9.10) P130

道示IV
(H24.3) P148

- ア 連続する径間数が多く、基礎に変状が生じるような過大な変位が生じる可能性がある場合
 - イ 斜面上の基礎のように、基礎前面地盤の受働抵抗が平坦地盤に比べて相対的に小さい場合
 - ウ 常時の状態で基礎に著しい偏心が生じている場合
 - エ 曲線橋や斜橋のように基礎に作用する荷重の方向が複雑な場合
- 橋脚高の高い場合や遮音壁を取付けた場合等では、風荷重により下部構造の安全性に影響を及ぼす場合があるので、このような場合は、⑤の暴風時として部材の安全性の照査及び基礎の安定性の照査を行う必要がある。なお、部材の安全性の照査において、風荷重による水平方向の荷重を考慮する場合には、活荷重を組合せる場合についても検討する必要がある。

(2) 各荷重の組合せにおいて主荷重に相当する特殊荷重には、許容応力についての割増はなく、従荷重との組合せのみ割増できる。例えば、主荷重に相当する特殊荷重である波圧は、従荷重である風荷重と組合せて風荷重時の割増を考慮する。

3-2-4 橋台背面の壁面摩擦角

(1) 常時

δ : 地震時の壁面摩擦角

ただし、

土と土の場合には $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合には $\delta = \phi/3$

ここに ϕ は土の内部摩擦角

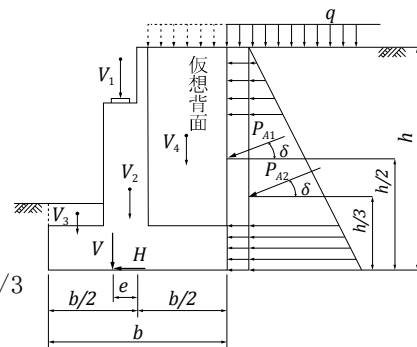


図3-2 橋台の常時の安定計算における荷重状態

道示IV
(H24.3) P151

道示IV
(H24.3) P49

(2) 地震時

δ' : 地震時の壁面摩擦角

ただし、

土と土の場合には $\delta' = \phi/2$

土とコンクリートの場合には $\delta' = 0$

ここに ϕ は土の内部摩擦角

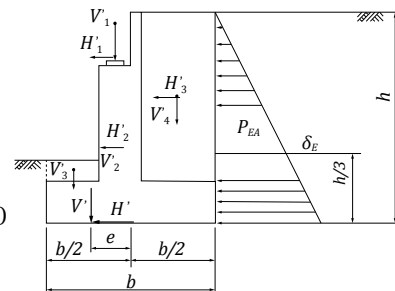


図3-3 橋台の地震時の安定計算における荷重状態

3-2-5 上部構造慣性力の作用位置

上部構造の慣性力の作用位置は、斜角・曲線半径によらず重心位置とする。これは支承の回転方向・可動方向によって、その方向のモーメントあるいはせん断力が伝達されないこと（支承は桁の回転方向をゆるすため、橋軸方向のモーメントは伝達されない。）を考慮して下部構造天端に慣性力を求める斜角が限りなく 90° に近い場合でも、橋軸直角方向に慣性力（モーメントは0にはならない。）が生じるため、慣性力の作用位置とする。

3-3 斜め橋台

(1) 斜め橋台は、橋台背面直角方向および橋軸方向について、安定と応力度の計算を行うのを原則とするが、一般の場合は、橋台背面直角方向のみについて検討するものとする。

(2) 斜角 θ が 75° より小さい場合、土圧合力の作用線の偏心により橋台が回転したり、A端の鉛直応力度および単位面積当りの滑動力がB端より大きくなることが考えられる。このためA部のフーチングを拡大するのがよい。拡大は、支障のない限り直にするのが望ましい。

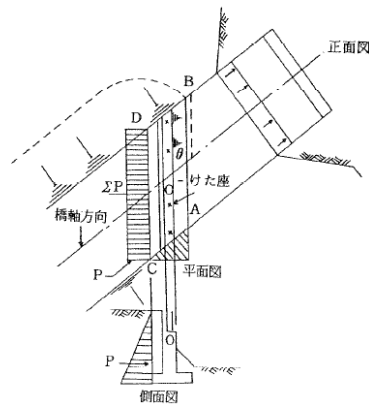


図3-4 斜め橋台

道示IV
(H24.3) P219

3-4 耐久性の検討

3-4-1 一般

下部構造の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。

道示IV
(H24.3) P178

3-4-2 塩害に対する検討

- (1) 下部構造の鉄筋コンクリート部材は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにしなければならない。
- (2) 表3-2及び図3-5に示す地域における下部構造の鉄筋コンクリート部材のかぶりの最小値を表3-1に示す値とする等の対策を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。ただし、水中又は土中にある部材は、道示IV7.4の規定による。

道示IV
(H24.3) P179

表3-1 塩害の影響による最小かぶり(mm)

塩害の影響の度合い	部材の種類	
	対策区分	はり, 柱, 壁
影響が激しい	S	90※
影響を受ける	I	90
	II	70
	III	50

※) 塗装鉄筋, コンクリート塗装等を併用

表 3-2 塩害の影響地域

地域区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい 影響を受ける
		100m を超えて 300m まで	I	
		上記以外の範囲	II	
B	表 3-3 に示す地域	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい 影響を受ける
		100m を超えて 300m まで	I	
		300m を超えて 500m まで	II	
		500m を超えて 700m まで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から 20m まで	S	影響が激しい 影響を受ける
		20m を超えて 50m まで	I	
		50m を超えて 100m まで	II	
		100m を超えて 200m まで	III	

道示 IV
(H24.3) P180

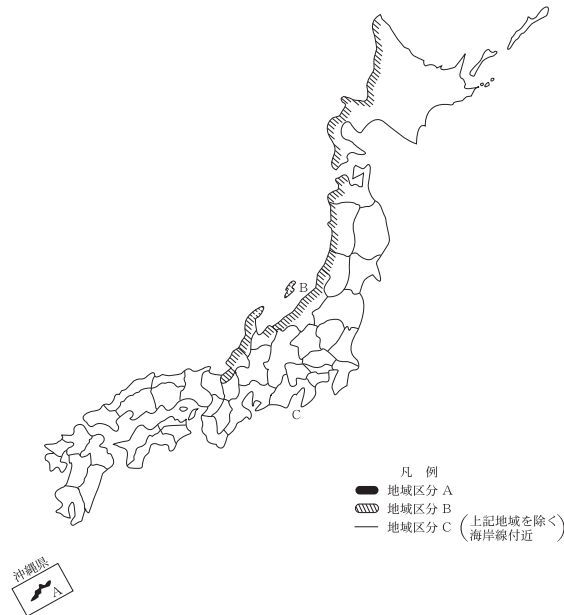


図 3-5 塩害の影響の度合いの地域区分

表 3-3 地域区分 B とする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。）

青森県のうち、今別町、外ヶ浜町（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市（旧市浦村の地区に限る。）、むつ市（旧脇野沢村の地区に限る。）、つがる市、大間町、佐井村、秋田県、山形県、新潟市、富山県、石川県、福井県

(1) 海岸線の位置

海岸線の位置は、基本的に図3-6に示す位置としてよい。ただし、護岸構造物等が無く海岸線が明確でない場合は、「海岸施設設計便覧」(土木学会, H12.11)の定義による海岸保全区域の陸海境界線を海岸線とみなしてよい。

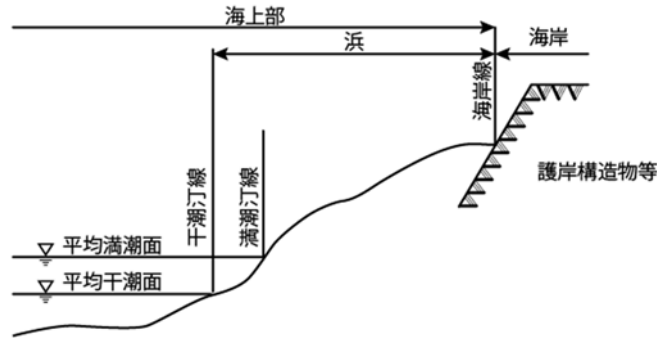


図3-6 海岸線の位置

(2) エポキシ樹脂塗装鉄筋

エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用する場合は、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針」(土木学会, H15.11)を参考にするとしてよい。

道示IV

(H24.3) P182

エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針

(H22.7) P7

3-5 構造細目

3-5-1 鉄筋のかぶり

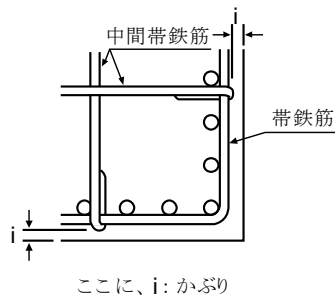
- (1) コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要なかぶりを確保しなければならない。
- (2) 水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し必要なかぶりを確保しなければならない。
- (3) 鉄筋のかぶりを鉄筋の直径以上、かつ下表に示す値以上とする場合には、上記を満たすものとする。

道示IV

(H24.3) P187~188

表3-4 鉄筋の最小かぶり (mm)

部材の種類 環境条件	はり	柱, 壁	フーチング
大気中の場合	35	40	—
水中及び土中の場合	—	70	70



ここに、i: かぶり

3-5-2 片持ちばりの設計断面

- (1) T形橋脚の柱及び張出ばりは、上部構造からの荷重を確実に基礎に伝達できるように設計しなければならない。
- (2) 片持ちばりの支間は、はりが柱に固定される位置において決めなければならない。固定端のはりの設計断面は、柱の前面における鉛直断面とする。
- (3) 柱の断面が円形の場合は、**図3-9**のとおり柱直径の1/10入った断面応力度などの照査を行ってよい。
- (4) 片持ちばりのコーベルの定義については、構造細目も含め道示Ⅲに準拠する。

① コーベルの適用範囲

コーベルとは、はりの高さ h と張出長さ l の比(h/l)が1.0以上の片持ちばりとする。

はりの高さが張出長さに比較して大きい片持ちばりは、ディープビームと同様にせん断変形の影響により、応力分布が非線形性を示す。このような片持ちばりをコーベルという。この節は、先端付近に荷重を受けるコーベルの設計に適用する。**図3-7**に示すような作用荷重が主として外力 P の場合は、柱前面より荷重作用位置までの距離 a を片持ちばりの張出長さとしてよい。

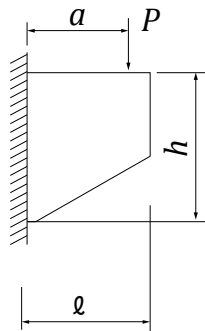
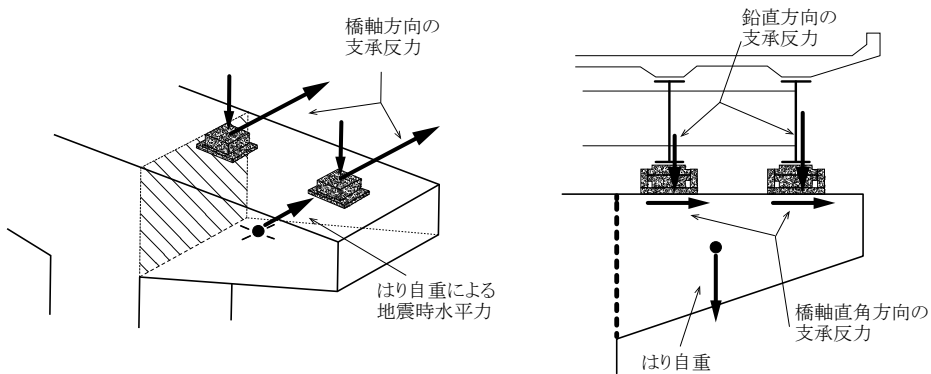


図3-7 先端付近に荷重を受けるコーベル

- (5) 梁鉄筋の許容応力度については「死荷重時 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 」とする。



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

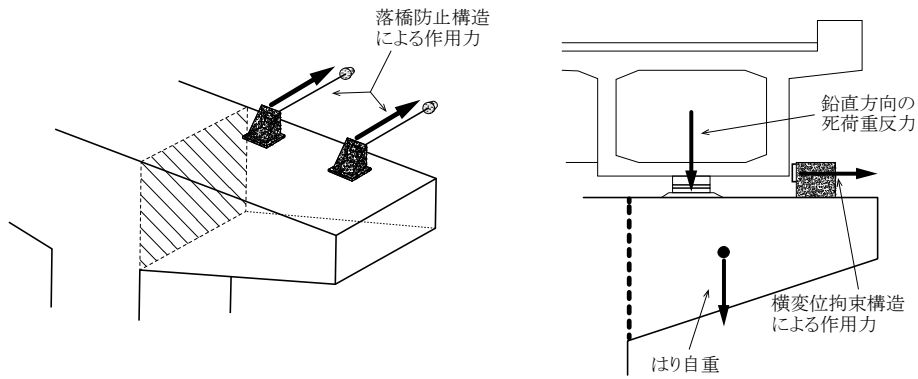
(1) レベル1地震時及びレベル2地震時

道示Ⅳ
(H24.3) P208~210

道示Ⅲ
(H24.3) P322

道示Ⅳ
(H24.3) P208~210

道示Ⅲ
(H24.3) P322



(a) 橋軸方向 (b) 橋軸直角方向
 (2) 落橋防止構造，横変位拘束構造から地震力の作用を受ける場合

図 3-8 橋脚の張出ばりに作用する荷重の例

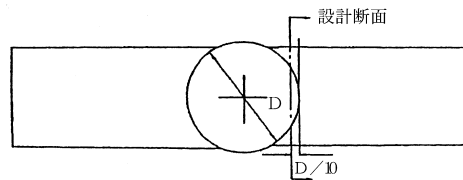


図 3-9

3-5-3 均しコンクリート，基礎材

均しコンクリート，基礎材は，図 3-10を標準とする。

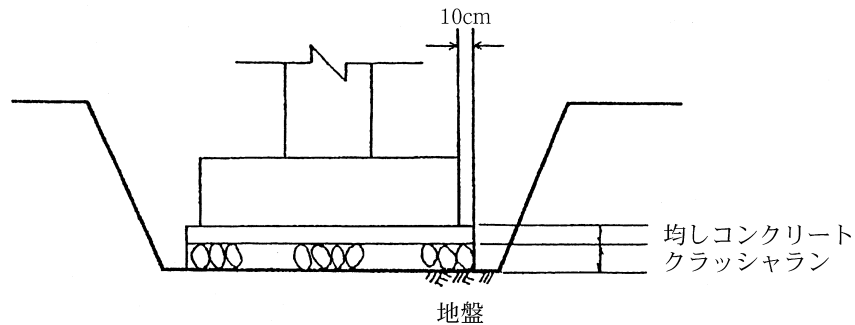


図 3-10 基礎工図

表 3-5 基礎工標準施工

名 称	施工厚	摘 要
均しコンクリート	10 cm	岩の場合はペーラインコンクリートとする (平均 10 cm)
クラッシュラン	20 cm	岩の場合は除く

杭基礎でフーチング底面の地盤が軟弱な場合は，施工性を勘案し，均しコンクリートの下層に敷砂を設ける。

3-5-4 下部構造物頂部縁端と支承縁端間の距離

(1) 橋座部は、橋軸方向において、道示V15.4に規定する支承部の設計水平地震力に対し、十分な耐力を有するよう設計しなければならない。

橋軸方向の支承縁端と下部構造物頂部縁端との間の距離（支承縁端距離） S (m)は、次に示す値以上とする。

$$S \geq 0.2 + 0.005l \cdots \cdots \text{式(3-1)}$$

ただし l : 支間長(m)

(2) 橋座部は、支承や桁の腐食を生じさせないように適切な配慮を行わなければならない。橋座部の設計を行う際には、橋座部に適切な排水勾配をつける等の配慮をするのがよい。

(3) 橋座部は、維持管理の確実性及び容易さを考慮して構造的な配慮を行うのがよい。橋座部には支承等の点検・補修などが確実にできる空間を確保するのがよい。

また、支承の交換や桁端部の補修等が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うことが望ましい。

(4) 端座部は、鉄筋を配置することにより十分に補強しなければならない。

S について（道示IV8.6 橋座の設計 (P.231)）

橋座部の破壊に対する安全性は、道示IV8.6(4)2)に規定される耐力照査により確保しているが、この場合でも、**図3-11**に示す支承縁端距離 S が小さい場合は、地震時の水平力等により支承前面のコンクリートにひび割れ等の損傷が生じる可能性がある。

したがって、橋座部の寸法については、**式(3-1)**の条件を満たすように支承縁端距離 S を確保することを規定している。なお、頂部と比べて基部の断面を絞った逆台形型の橋脚等では、橋座面で支承縁端距離 S を確保していてもコンクリートの抵抗面積が相対的に小さくなるため、ひび割れ等の損傷が生じるおそれがあり注意が必要である。

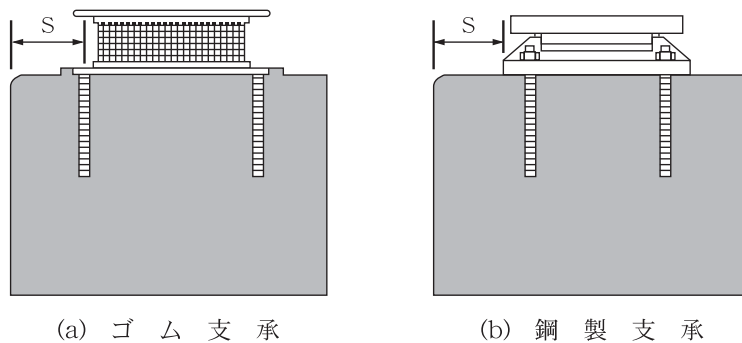


図3-11 支承縁端距離 S

道示IV
(H24.3) P229~231

道示IV
(H24.3) P229~231

斜橋あるいは曲線橋の場合の支承縁端距離 S は、**図 3-12** に示す下部構造頂部縁端との最小距離の方向に確保するものとする。橋軸直角方向の場合には、けたの架設、架換えなどのための作業空間を考慮して支承縁端距離を定めることとする。

橋座部は支承部を通じて上部構造を支持する箇所であるため、地震時等に大きな水平力が作用し、橋座部のコンクリートが破壊した場合には、桁の沈下や落橋につながる可能性がある。そのため、道示 V15.4 に規定する支承部の照査に用いる設計水平地震力に対し、橋座部が十分な耐力を有するよう設計するものとしている。

支承縁端距離 S は橋軸方向と直角方向を確保する。

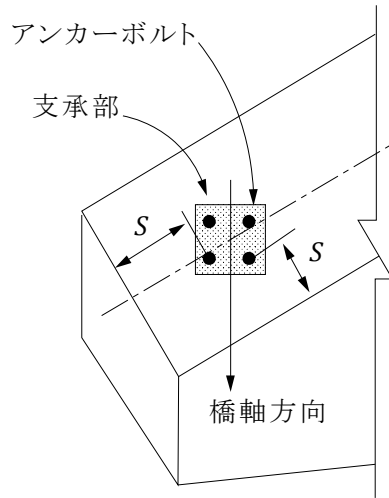


図 3-12 斜橋・曲線橋の支承縁端距離 S

3-5-5 下部構造橋座面の排水勾配

支承を設置する沓座面は、支承の防せい防食上の配慮から水はけのよい構造とする。

橋座面の滞水対策として、雨水の浸入による桁端部及び支承の劣化の促進を防ぐため、橋座部には排水勾配を付けるよう設計上留意すること。

なお、橋座部の排水勾配は 2% 程度とし、躯体前面側に排水することを標準とする。

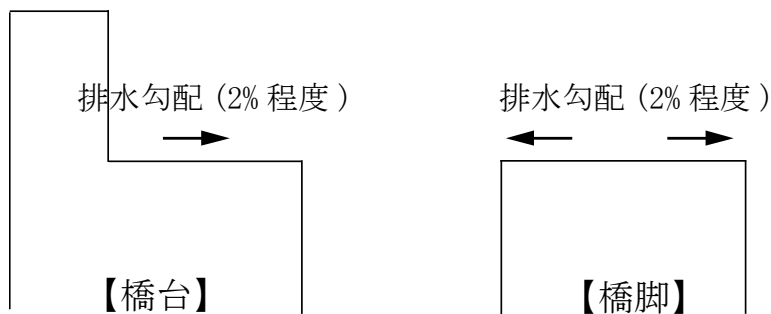


図 3-13 下部工橋座面の排水勾配【参考図】

道示 IV
(H24.3) P230

支承部補修・補強工事
施工の手引き
(H18) P193

3-5-6 端部および中間支点上のジャッキアップについて

橋座部は、支承の点検・補修などが確実にできる空間を確保すること。

また、支承交換や桁端部の補修が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うこと。

ただし、橋種や橋長等によっては上記対応が不要な場合もあるので、主務課と事前に協議すること。

(1) 支承取替えジャッキアップスペースの確保

支承取替えのジャッキアップに伴う桁下空間は、施工性を考え400mm以上確保すること。また、平面空間は、仮支点の位置や反力に応じたジャッキの種類・能力を設定し、支点上横桁あるいは支承前面等に必要な空間を適切に確保すること。

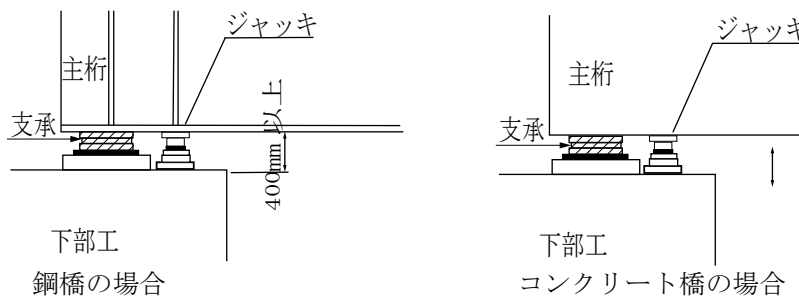


図3-14 支承取替えジャッキアップスペース【イメージ図】

(2) 支承取替えに伴うジャッキアップ補強

下部工橋座部の支承取替えに伴う仮支点箇所は、ジャッキアップ反力に備え鉄筋により十分に補強しなければならない。

(3) 支承取替え図

支承取替え構造は、今後の維持管理への活用を目的とし、施工要領図として作成、保管しなければならない。

道示IV
(H24.3) P230

道路橋支承便覧
(H16.4) P185

3-5-7 橋台の目地

打設計画を検討して目地の配置を計画する。

橋台前面の収縮目地（V型カット）は図3-15及び図3-16を標準とする。

(1) 橋台幅 10m未満

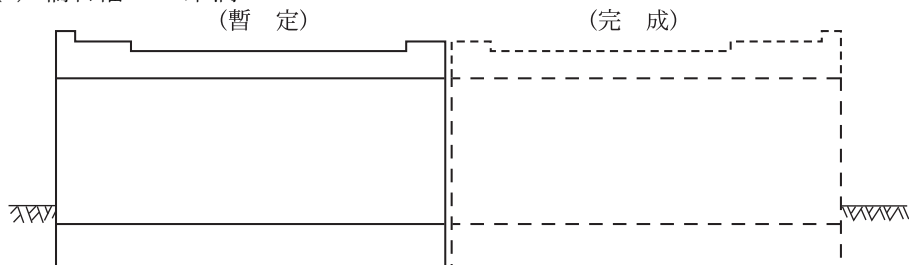


図3-15

(2) 橋台幅 10m以上 20m未満

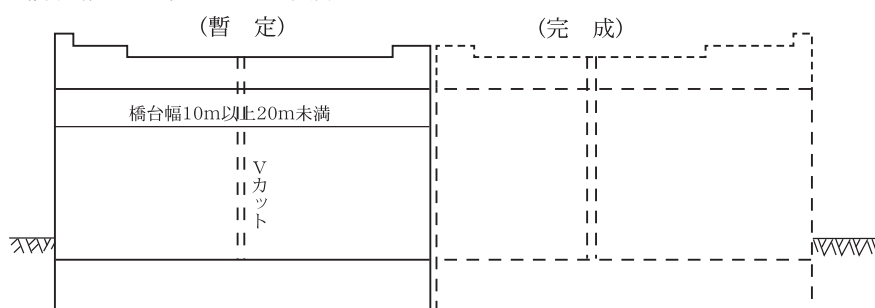


図3-16

(3) 橋台幅 20m以上

橋台幅 20m以上の場合は、フーチングが大きくなり、左右の基礎や地盤線の変化等が考えられるため別途考慮すること。

(4) 上部工分離構造の場合は橋台も分離し、片側の躯体幅より上記にのっとりて施工すること。

(5) Vカットは、横拘束筋を避けた躯体中央部に設計で示された最少かぶりを侵すことがないように設けるものとする。(図3-17)

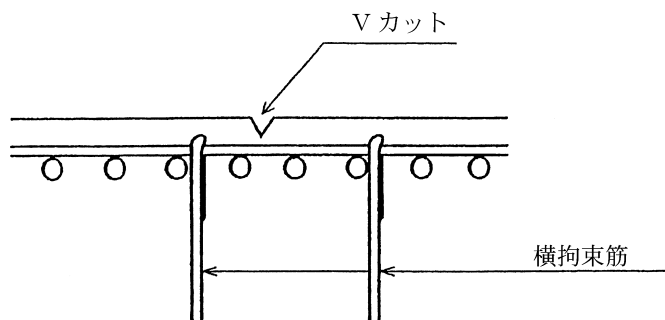


図3-17

3-5-8 橋台胸壁の設計

橋台の胸壁は土圧のほか、自動車荷重（T荷重），踏掛版からの荷重あるいは，落橋防止構造からの荷重に対して設計するものとする。設計は，道示IV 8.4.3による。

道示IV
(H24.3) P221~225

3-5-9 翼壁の設計

翼壁（ウイング）は，一般には主働土圧により設計するものとするが，次の条件を全て満たす翼壁については，静止土圧により設計しなければならない。

道示IV
(H24.3) P228

- (1) 踏掛版が設置されていない。
- (2) 歩道等が設けられていない。
- (3) 橋台の前壁と翼壁との角度が 90° 未満である。
- (4) 翼壁の形状が側壁タイプである。

3-5-10 橋台背面アプローチ

橋台背面アプローチ部は，橋台と背面側の盛土等との間に位置し，両構造間の路面の連続性を確保するために設ける構造部分であり，橋の安全性や供用性に影響する重要な部分である。

道示IV
(H24.3) P261~263

橋台のアプローチ部の範囲は，橋への影響や路面の連続性を確保するという橋台背面アプローチ部の役割を考慮して，橋台高さや地盤，地形条件などを踏まえて設定するものとする。

橋台背面のアプローチ部の範囲には，良質材を使用するものとする。

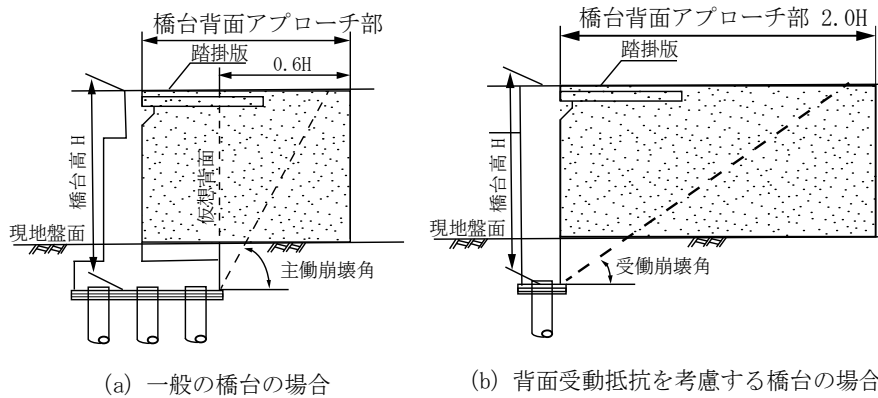


図 3-18 橋台背面アプローチ部の範囲

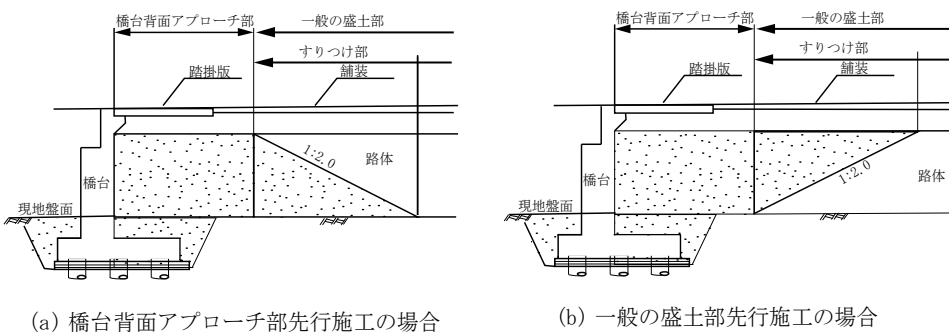


図 3-19 橋台背面アプローチ部と一般の盛土とのすりつけの例

3-5-11 橋台背面の排水処理

橋台背面アプローチ部は、内部に浸入した水を速やかに排除するため排水工を設ける。橋台壁に沿って裏込排水工を設け、これに水抜き孔を接続し集水したものを盛土外に導くものとする。

3-5-12 さや管構造の考え方と実施例

(1) 基本方針

堤体内に設置するピアアバットは堤防のすべり（亀裂を含む）、浸透に対する安全性が低下しないような構造とする。

〔工作物設置許可基準

(H10.6.19 建設省河治発第43号建設省河川局治水課長通達)〕

(設置の基準)

第二十二

一 共通事項

- ① 橋脚は、堤体内に設けないものとする。ただし、鞘管構造等の堤防に悪影響を及ぼさない構造のピアアバットを設け（ピアアバットの位置は原則として川表側とする）川裏側において堤防補強を行うときはこのかぎりではない。

以下略

堤防補強については、河川管理者との協議により決定する。

3-5-13 配筋細目

下部構造の配筋細目については、道示IV7章に規定されているので参照すること。

NEXCO設計要領
橋梁建設編(H28.8)

(1) 配筋の基本

下記に示す鉄筋の機能を十分に理解して使い分けしなければならない。

① 主鉄筋（軸方向鉄筋）

軸方向応力に抵抗することを目的として、部材の軸方向に配筋する鉄筋。

② 配力鉄筋

特定の間隔で配置される主鉄筋の応力を周辺の主鉄筋に分配し、一つの構造体として荷重に抵抗し得るよう配置する鉄筋。

③ 帯鉄筋

柱などのように鉛直荷重を受ける部材において、せん断力に抵抗するとともに、配力効果と地震時の繰り返し荷重に対する横拘束から変形性能の向上を期待する鉄筋。

④ 中間帯鉄筋

帯鉄筋のせん断力に対する抵抗と横拘束効果を向上させることを目的として、部材を貫通させ、帯鉄筋にフックをかけて配置する。

⑤ スターラップ

はりやフーチングにおいてせん断力に抵抗させることを目的とし、中間帯鉄筋同様、部材を貫通させ対面側同方向の鉄筋にフックをつけて配置する。

⑥ 補強筋

開口部や沓座などの応力集中に伴う局所的な破壊を防ぐことを目的とし、計算によらず慣用的に配置する鉄筋。

⑦ 組立筋

配筋のために用いる鉄筋で、鉄筋コンクリート断面としては何ら機能を期待しない鉄筋。

(2) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは道示IV7.4によるものとする。ここでいうかぶりとは、配置されている鉄筋の最外面からコンクリートの表面までのことである。

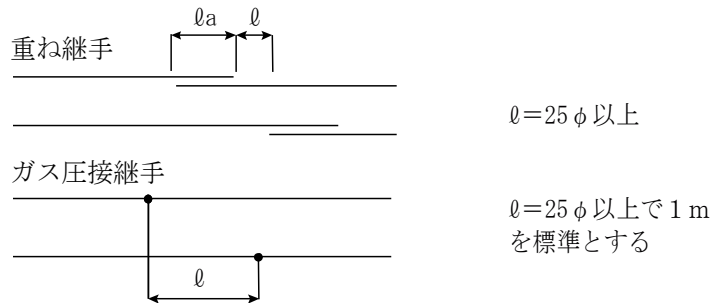
また、一般的には軸方向鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は150mm程度であり、杭を有するフーチング下面、太径鉄筋等を用いる場合や塩害の影響がある場合は別途考慮する必要がある。

(3) 鉄筋の継手

① 鉄筋を継ぐ場合は、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置などを考慮して、適切な継手を選ばなければならない。また、鉄筋の継手位置および継手方法は、設計図に示すのを原則とする。

② 鉄筋の継手位置は、原則として一断面に集中させてはならない。

継手位置を一断面に集中させないために継手位置を軸方向に相互にずらす距離は、重ね継手の場合：重ね継ぎ手長+25φ以上、ガス圧接継手の場合：25φ以上とする。



また、応力が大きい位置では、鉄筋の継手を設けないのが望ましい。

軸方向鉄筋に直径 35mm 以上の鉄筋を用いる場合、継手部には横方向鉄筋として D16 を 15cm 間隔、または、これと同等以上の量の鉄筋を配置するのがよい。

③ 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、次式により算出する重ね継ぎ手長 l_a 以上、かつ鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせなければならない。また、重ね継手部には、継ぐ鉄筋 1 本の断面積 1/3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋量を配置して、補強するのがよい。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \phi \quad \dots \dots \dots \text{式 (3-2)}$$

ここに

- l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
- τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
- ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

(計算例)

σ_{ck}	τ_{oa}	鉄筋	σ_{sa}	l_a
24	1.6	SD345	200	$31.25\phi \approx 31.3\phi$

構造上重要な箇所に直径 35mm 以上の鉄筋の重ね継手を用いる場合には、次に示すような方法により継手の安全性を増すのがよい。

- ア 継手端部にフックを設ける。
- イ 継手部をらせん鉄筋、連結用補強金具などによって補強する。

ウ 重ね継手長を既定値よりも十分大きくとる。

重ね継手あるいは段落し位置が打継目と重なる場合、構造上の弱点となるため、これらは1 m程度以上離すことが望ましい。

異なる径の鉄筋を重ね継手する場合、鉄筋径の大きい方の値を用いて継手長を決めるものとする。

④ 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、 l_a の80%以上、かつ鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせなければならない。

⑤ 機械式継手を用いる場合は「機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン(H28.7)：機械式鉄筋定着工法技術検討委員会」を参考にすること。

同ガイドラインで対象としている継手工法(土木)は、表3-6のとおりである。

なお、機械式継手を使用する場合は、事前に主務課と協議すること。

表3-6 機械式鉄筋定着工法一覧

工法名	審査番号* (建技審証)	鉄筋使用	鉄筋適用径	コンクリート強度 (N/mm ²)	定着体種別
Tヘッド工法	第0314号	SD295～490	D10～D51	24以上	加熱成形
Head-bar	第0408号	SD295～490	D13～D51	21以上	摩擦圧接工法
プレートフック工法	第0511号	SD295～345	D13～D51	21以上	螺合グアット固定
フリップバー	第0903号	SD295A～490	D13～D51	24～60	摩擦圧接接合
TPナット工法	第1010号	SD295～490	D13～D35	21以上	ねじ接合
タフナット	第1301号	SD295A～490	D10～D51	24～60	螺合、嵌合鋼線貫入による固定

※(一財)土木研究センターで審査

⑥ 十分な管理を行う場合は、ガス圧接継手を用いることができる。

十分な管理とは、共通仕様書に基づく有資格者による施工、及び品質管理基準に基づく試験を行う場合をいう。

ガス圧接継手箇所は、鉄筋の直線部として、曲げ加工部やその近傍での圧接は避ける。また、径の差が7 mmを超える場合は、不良圧接による危険性が大きいので圧接してはならない。

⑦ 鉄筋の継手方法は、以下を参考とするとよい。

表3-7 鉄筋継手方法

	～D16	D19～D25	D29～D35	D38～D51
重ね継手	◎	◎		
ガス圧接継手		○	◎	○
機械式継手		○	◎	◎

(◎：比較的多用されている継手，○：用いられている継手)

(4) 主鉄筋

① 主鉄筋は、直径 16mm 以上の異形棒鋼とし、直径 32mm までを原則とするが、設計条件等の制約によりやむを得ない場合は、直径 51mm までの異形棒鋼を使用してもよい。この場合、ひび割れ制御、応力分散の面で不利になるので、配力筋を十分に配置したり、かぶりが不足することのないよう配慮が必要である。

主鉄筋の間隔は以下を標準とする。

表 3-8 主鉄筋の間隔

径 鉄筋間隔	D16	D19	D22	D25	D29	D32
125mm				○	○	○
250mm	○	○	○	○	○	○

道示Ⅳ
(H24.3) P198

土木構造物設計
ガイドライン
(H11.11) P61

(5) 鉄筋の配置

① 橋台のパラペット (図 3-20)

	軸方向鉄筋 (主鉄筋)	
	背面側 (引張側) : 鉄筋番号①	前面側 (圧縮側) : 鉄筋番号②
鉄筋量	鉄筋量は計算による	同左。落橋防止構造を取付ける場合も同左。
間 隔	径と間隔は(4)①による	
定着長	$L_a + d$ (d : 有効高)	$L_a + d/2$ (d : 有効高)

道示Ⅳ
(H24.3)
P184~202, P212~225

土木構造物設計
ガイドライン
(H11.11) P59

	配力鉄筋 : 鉄筋番号①' ②'
鉄筋量	軸方向鉄筋量の 1/3 以上
配 置	軸方向鉄筋の外側

	スターラップ
配 置	パラペットの有効高の 1/2 以下かつ 300mm 以下。 背面側を半円形または鋭角フック、 前面側を直角フック。

② 橋台の堅壁 (柱) (図 3-20)

ただし、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちとして計算するもの

	軸方向鉄筋 (主鉄筋)	
	背面側 (引張側) : 鉄筋番号③	前面側 (圧縮側) : 鉄筋番号④
鉄筋量	鉄筋量は計算による	左の 1/2 以上配置する。液状化等の恐れがある場合は同左。
間 隔	径と間隔は(4)①による	
定 定 着 着 部 長	$L_a <$ フーチング厚	フーチング又は頂版の下面鉄筋まで。フックは道示Ⅳ7.7(3)
	$L_a >$ フーチング厚	L_a をフーチング又は頂版の下面鉄筋まで伸ばし、そこで折り曲げ下面鉄筋に沿って配置。フックは道示Ⅳ7.7(3)

道示Ⅳ
(H24.3)
P184~202
P213~218, 228

	配力鉄筋：鉄筋番号③' ④'
鉄筋量	軸方向主筋 1/3 以上
配 置 間 隔	軸方向鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔。端部は半円形フックまたは鋭角フック。

	中間帯鉄筋
鉄筋量	配力鉄筋と同材質，同径
配 置 間 隔	鉛直 600mm，水平方向 1 m 以内 フック又は定着体は配力鉄筋にかける。少なくとも一方は半円形又は鋭角フック。一方を直角とする場合は，その位置が千鳥状となること。 重ね継ぐ場合は鉄筋径の 40 倍以上重ねること。

③ 橋台のフーチング (図 3-20)

	軸方向鉄筋 (主鉄筋)	
	引張側：鉄筋番号⑤⑥	圧縮側：鉄筋番号⑦⑧
鉄筋量 間 隔	鉄筋量は計算による 径と間隔は(4)①による	⑦：⑤の 1/2 以上配置する。 ⑧：⑤と同等とする。
定 着 長	前フーチングの 引張主鉄筋	La を確保し，壁背面側の鉛直方向鉄筋まで伸ばす。
	後フーチングの 引張主鉄筋	La を確保し，壁前面側の鉛直方向鉄筋まで伸ばす。

道示 IV
(H24. 3)
P184～202, P253～256

土木構造物設計
ガイドライン
(H11. 11) P59

	配力鉄筋：鉄筋番号⑤' ⑥' ⑦' ⑧'
鉄筋量	軸方向鉄筋量の 1/3 以上
配 置	軸方向鉄筋の外側

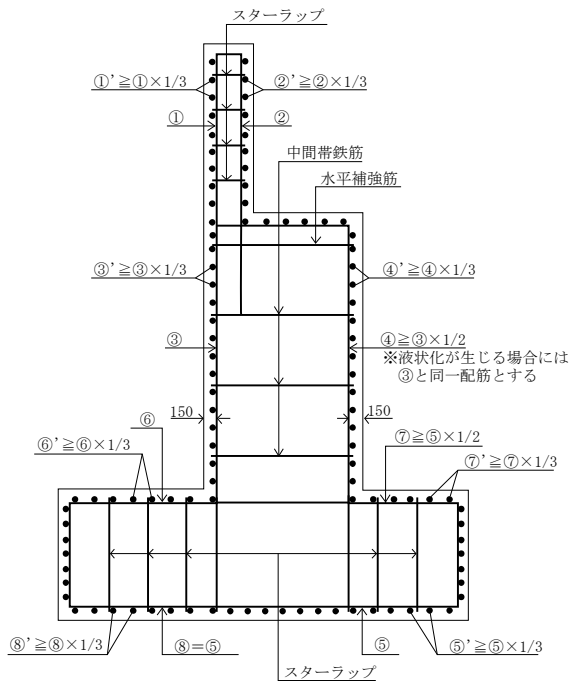


図 3-20 逆 T 式橋台配筋図

④ 橋脚のはり (図 3-21)

	軸方向鉄筋 (主鉄筋)	
	引張主鉄筋 (上面) : 鉄筋番号①	圧縮主鉄筋 (仮面) : 鉄筋番号①'
鉄筋量 間 隔	鉄筋量は計算による	左の 1/3 以上配置する。

道示 IV
(H24. 3)
P184~202, P207~213

	スターラップ : 図示のとおり	
間 隔	計算上必要な場合	はりの有効高の 1/2 以下かつ 300mm 以下
	計算上不要な場合	はりの有効高以下
配 置	軸方向鉄筋の外側	

土木構造物設計
ガイドライン
(H11. 11) P59

⑤ 橋脚の堅壁 (柱) (図 3-21)

	軸方向鉄筋 (主鉄筋) : 鉄筋番号③④	
鉄筋量 間 隔	鉄筋量は計算による 径と間隔は (4) ①による	
定着長	La < フーチング厚	フーチング又は頂版の下面鉄筋まで。フックは道示 IV 7.7 (3)。
	La > フーチング厚	La をフーチング又は頂版の下面鉄筋まで伸ばし、そこで折り曲げ、下面鉄筋に沿って配置。フックは道示 7.7 (3)。

道示 IV
(H24. 3)
P184~202
P207~213, 228

	帯鉄筋	
鉄筋量	軸方向鉄筋の照査時に用いた量とする。	
配 置 間 隔	軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部はフックをつけて断面内部のコンクリートに付着する。重ね継ぐ場合には、鉄筋径の 40 倍以上重ねること。間隔は道示 IV 7.10, 道示 V 10.8 による。	

	中間帯鉄筋	
鉄筋量	帯鉄筋と同材質, 同径	
配 置 間 隔	水平方向 1 m 以内で帯鉄筋を配置する全ての断面で配置する。フックは帯鉄筋にかける。 帯鉄筋にかける側の端部は半円形又は鋭角フックを原則。一方を直角とする場合は、その位置が千鳥状になること。 重ね継ぐ場合は、鉄筋径の 40 倍以上重ね、その端部は半円形フック又は鋭角フックを設けること。フーチング内部には配置不要。	

⑥ 橋脚のフーチング (図 3-21)

	軸方向鉄筋 (主鉄筋)	
	引張側 (主に下面) : 鉄筋番号⑤	圧縮側 (主に上面) : 鉄筋番号⑤'
鉄筋量 間 隔	鉄筋量は計算による 径と間隔は (4) ①による	左の 1/3 以上配置する。

	配力筋 : 鉄筋番号⑥⑥'	
鉄筋量	直交する鉄筋量の 1/3 以上	
配 置	軸方向鉄筋の外側	

道示 IV
(H24. 3)
P184~202
P253~256

	スターラップ	
間 隔	計算上必要な場合	フーチングの有効高の 1/2 以下
	計算上不要な場合	フーチングの有効高以下
配 置	軸方向鉄筋の外側	

土木構造物設計
ガイドライン
(H11. 11) P59

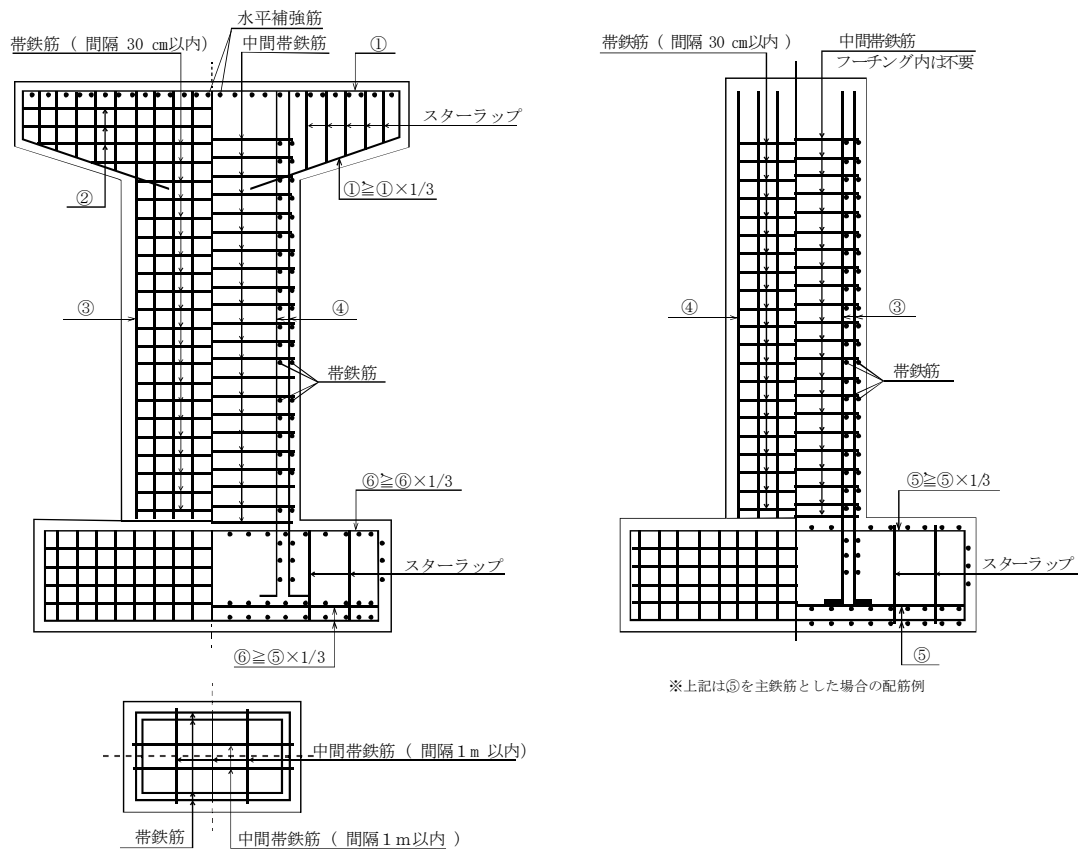


図 3-21 張出し式橋脚配筋図

(6) その他

フーチング設計における鉄筋の配置については、道示IV8.7.5によるものとするが、柱とフーチング縁端部との距離が1.0m以下の場合、フーチング縁端部の補強鉄筋を図3-22のようにD19以上、200mm間隔以下で配置するのが望ましい。ただし、フーチング主鉄筋がD16の場合は、補強鉄筋もD16としてよい。

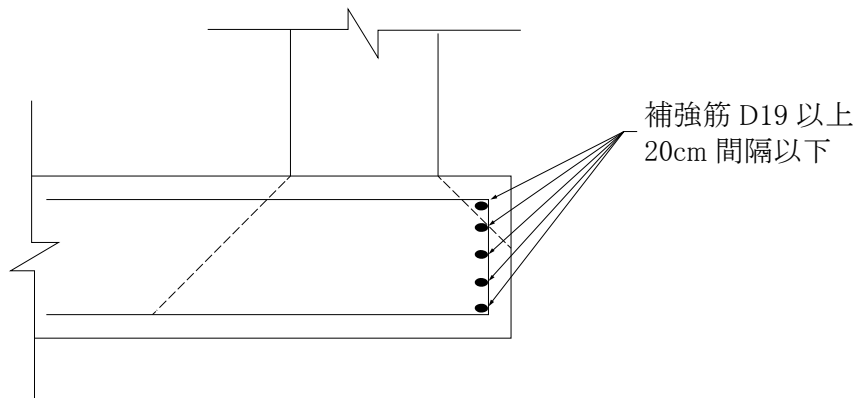


図 3-22 フーチング端部補強鉄筋

4 鋼橋

4-1 鋼橋の設計

4-1-1 適用

鋼橋の設計はこの手引きによるほか、記述のないものについては下表の関係図書他によるものとする。

表 4-1 関係図書

関係図書	発行年月	発行者
道路橋示方書・同解説 I 共通編	H24. 3	日本道路協会
道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編	H24. 3	日本道路協会
鋼道路橋設計便覧	S55. 8	日本道路協会
鋼道路橋施工便覧	H27. 3	日本道路協会
鋼道路橋防食便覧	H26. 3	日本道路協会
鋼道路橋塗装・防食便覧	H17. 12	日本道路協会
鋼道路橋の疲労設計指針	H14. 3	日本道路協会
鋼道路橋の疲労	H 9. 5	日本道路協会
鋼道路橋の細部構造に関する資料集	H 3. 7	日本道路協会
土木構造物設計マニュアル (案)	H11. 10	建設省
鋼橋設計ガイドライン (案)	H10. 5	建設省
溶融亜鉛めっき橋の設計・施工指針	H 8. 1	日本鋼構造協会
PC床板を有するプレストレスしない連続合成桁設置要領 (案)	H 8. 3	日本橋梁建設協会
ガイドライン型設計適用上の考え方と標準図集	H15. 3	日本橋梁建設協会
デザインデータブック	H26. 5	日本橋梁建設協会

4-1-2 鋼材

(1) 標準とする鋼材

構造物に使用する鋼材は、道示 I 3 章に示されているものを標準とする。
鋼材は、表 4-2 及び表 4-3 に示す規格に適合するものを標準とする。

ただし、溶接を行う鋼材は、JIS G 3106 及び JIS G 3114 の規格に適合するものを原則とする。

道示 I
(H24.3) P73~74

表 4-2 鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規 格		鋼 材 記 号
1) 構造用鋼材	JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材	SS400
	JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490, SM490Y, SM520, SM570
	JIS G 3114	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	SMA400W, SMA490W, SMA570W
2) 鋼管	JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管	STK400, STK490
	JIS A 5525	鋼管ぐい	SKK400, SKK490
	JIS A 5530	鋼管矢板	SKY400, SKY490
3) 接合用鋼材	JIS B 1186	摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット	F8T, F10T
	JIS B 1180	六角ボルト	強度区分 4, 6, 8, 8, 10, 9
	JIS B 1181	六角ナット	強度区分 4, 8, 10
4) 溶接材料	JIS Z 3211	軟鋼, 高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3214	耐候性鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3312	軟鋼, 高張力鋼及び低温用鋼用のマグ溶接及びミグ溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3315	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3320	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接 フラックス入りワイヤ	
	JIS Z 3351	炭素鋼及び低合金鋼用サブマージアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3352	サブマージアーク溶接用フラックス	
5) 鋳鍛造品	JIS G 3201	炭素鋼鍛鋼品	SF490A, SF540A
	JIS G 5101	炭素鋼鋳鋼品	SC450
	JIS G 5102	溶接構造用鋳鋼品	SCW410, SCW480
	JIS G 5111	構造用高張力炭素鋼及び低合金鋼鋳鋼品	SCMn1A, SCMn2A
	JIS G 4051	機械構造用炭素鋼鋼材	S35CN, S45CN
	JIS G 5501	ねずみ鋳鉄品	FC250
	JIS G 5502	球状黒鉛鋳鉄品	FCD400, FCD450
6) 線 材 線材二次製品	JIS G 3502	ピアノ線材	SWRS
	JIS G 3506	硬鋼線材	SWRH
	JIS G 3536	PC 鋼線及び PC 鋼より線	SWPR1, SWPD1, SWPR2, SWPR7, SWPR19
	JIS G 3549	構造用ワイヤロープ	

7) 棒鋼	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235, SD295A, SD295B, SD345, SD390, SD490
	JIS G 3109	PC 鋼棒	SBPR785/1030 SBPR930/1080 SBPR930/1180
8) その他	JIS B 1198	頭付きスタッド	呼び名 19, 22

道示 I
(H24.3) P74

表 4-3 鋼材 (JIS 以外)

鋼材の種類	規 格	鋼材記号
接合鋼材	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 (日本道路協会)	S10T
	支圧接合用打ち込み式高力ボルト・六角ナット・平座金暫定規格 (日本道路協会)	B10T, B8T
線材二次製品	平行線ストランド (日本鋼構造協会規格)	
	被覆平行線ストランド (日本鋼構造協会規格)	

4-1-3 板厚による鋼種選定標準

鋼板は主応力部材として、SS400、SM400、SM490、SM490Y、SM520、SM570、SMA400、SMA490、SMA570材を使用するものとする。

道示Ⅱ
(H24.3) P118

表 4-4 板厚による鋼種選定標準

鋼種		板厚 (mm)								
		6	8	16	25	32	40	50	100	
非溶接構造用鋼	SS400									●
溶接構造用鋼	SM400A					●				
	SM400B						●			
	SM400C									●
	SM490A				●					
	SM490B						●			
	SM490C									●
	SM490YA		●							
	SM490YB						●			
	SM520C									●
	SM570									●
	SMA400AW				●					
	SMA400BW						●			
SMA400CW									●	
SMA490AW		●								
SMA490BW						●				
SMA490CW									●	
SMA570W									●	

鋼種は板厚により表 4-4 に基づいて選定するのを標準とする。

板厚が40mmをこえる場合は、降伏点または耐力がJISによる鋼材の他に、板厚により降伏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。

この場合は鋼種の名称 (SM400C, SM490C, SM520C, SM570, SMA400CW, SMA490CW, SMA570W) の後に“-H”を付記してJIS規格材と区分すること。

板厚が8mm未満の鋼材については、道示Ⅱ 4.1.4及び9.4.6の規定による。

4-1-4 添接用鋼材及びジベル

(1) 添接用鋼材

高力ボルトを使用する。

高力ボルトについて摩擦接合用トルシア形高力ボルトを標準とする。

使用はボルト等級S10Tを標準とする。

道示Ⅱ
(H24.3) P232

(2) ジベル

ジベルは頭付きスタッドの使用を標準とする。

径はφ19, φ22mmを標準とする。

道示Ⅱ
(H24.3) P358

4-1-5 使用鋼材の選定にあたっての留意事項

(1) 普通鋼材

SS400 規格品材をさし、橋梁への適用を非溶接部材に限定することとする。

(2) 高張力鋼材

高張力鋼材は現在、引張強さ $490\text{N}/\text{mm}^2 \sim 720\text{N}/\text{mm}^2$ 程度が橋梁部材として使用されるようになった。(SM490A, SM490B, SM490C, SM490YA, SM490YB, SM520C, SM570 等)

鋼材の使用については、構造及び経済性を比較検討した後採用すること。原則として、SM490Y 相当を使用し、必要に応じて SM570 を使用している。

道示Ⅱ
(H24.3) P117, 120

4-1-6 疲労設計

(1) 概要

鋼橋の設計にあたっては、疲労の影響を考慮するものとする。

疲労段計にあたっては、あらかじめ疲労強度が著しく劣る継手や過去に疲労損傷が報告されている構造の採用を避けなければならない。また、基本的には活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して、疲労耐久性が確保できる継手や構造となるようにすることが必要である。このとき、鋼床版や鋼製橋脚等のように応力変動の適切な評価が困難な場合にも、過去の知見からより疲労耐久性に優れる継手や構造が明らかになっている場合には、それらを採用する等によって疲労の影響について考慮することが可能である。

なお、疲労設計にあたっては、道示Ⅱの他、「鋼橋の疲労」(日本道路協会)や「鋼道路橋の疲労設計指針」(日本道路協会)が参考にできる。

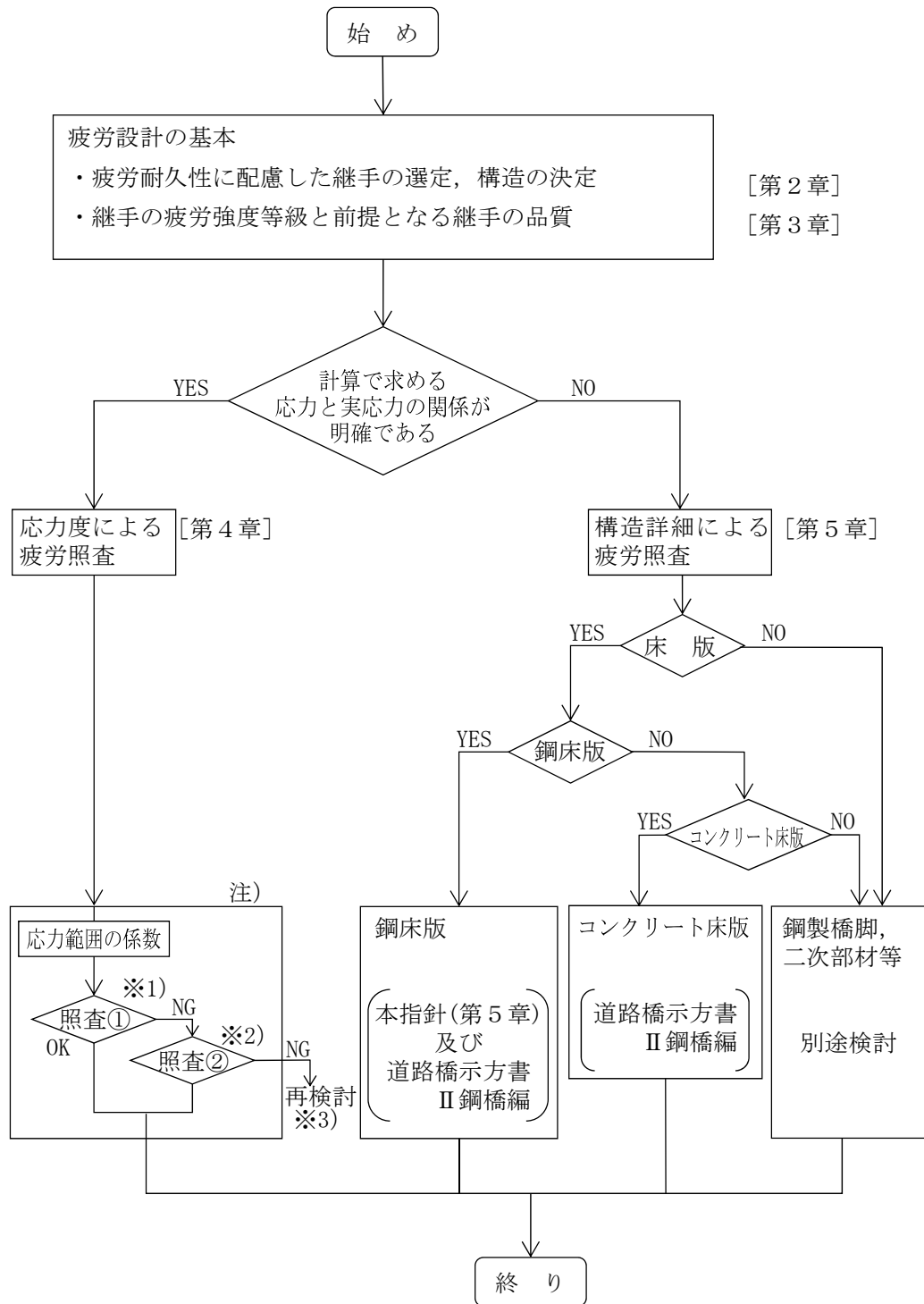
道示Ⅱ
(H24.3) P191~192

(2) 基準

- ① 道路橋示方書同解説Ⅱ鋼橋編 (H24.3 日本道路協会)
- ② 鋼道路橋の疲労設計指針 (H14.3 日本道路協会)
- ③ 鋼橋の疲労 (H9.5 日本道路協会)

(3) 疲労設計の流れ

疲労設計の流れを以下に示す。



注) 疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい条件をすべて満たす場合は省略可能。

※1) 照査①: 一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を用いた照査

※2) 照査②: 累積損傷度を考慮した疲労照査

※3) 再検討: 継手位置の変更, 継手形式や構造の変更等の検討を行ったのちフローの適切な段階から再度検討する

図 4 - 1 疲労設計の流れ

4-2 基本構造

4-2-1 桁配置

主桁間隔は、鉄筋コンクリート床版を用いる場合、車道の床版支間が3m程度より小さい範囲で設計することを、以下の理由より定めた。

(1) 橋の全体の剛性を上げる。

道示Ⅱ 11.6.2 の解説に、「鋼桁橋の支間長、主桁間隔、断面二次モーメントをそれぞれ l 、 a 、 I とし、荷重分配横桁の断面二次モーメントを I_a とすると、格子剛度 $Z = (l/2a)^3 \times (I_a/I)$ と表されるが、上記の影響は Z に大きく関係する。 Z の所要量は、支間長の増加に伴って増大するが、支間長 30m で、 Z はほぼ 10 程度が必要である」とあり、 Z を大きくするためには a を小さくする方が好ましい。

(2) 主桁の設計にあたっては、大型の自動車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。床版を念頭において、主桁はできるだけ大型の自動車の車輪の軌跡の近くに配置することが望ましい。

(3) 車道の床版の支間は、従来の経験から、3m程度より小さい範囲で選定するのが望ましい。上記(2)のもととなる資料は、「鋼道路橋設計便覧 (S55.8)」に付属資料として収録されており、その資料の中で上記の通りに結論付けている。

道示Ⅱ
(H24.3) P330~331

道示Ⅱ
(H24.3) P264

鋼道路橋設計便覧
(S54.2) P408

4-2-2 主桁の設計

(1) 主桁

① 主桁の断面変化は、現場連結位置において行うものとする。

② フランジおよび腹板は、板継ぎ溶接のない構造とし、フランジの板幅変化もテーパ加工を行わない同一幅の構成を原則とする。

連結位置におけるフランジ厚さの調整はフィラープレートで対応するものとし、腹板については板継ぎ溶接を発生させないため原則として全長にわたり一定とする。

フランジの板幅変化については、基本的にはテーパ加工のない桁全長にわたる同一幅を原則とする。このため、連結位置での引張りフランジのボルト孔引きによる母材断面の増加が必要となる場合、ボルト孔引きによる影響を考慮した上で断面決定を行うこと。

従来、主桁の設計においては発生する応力状態に合わせ、フランジや腹板の板厚、板幅を変化させ、板継ぎ溶接や板幅加工により断面変化を行ってきたが、これらが工場製作時の加工数を増加させることとなるため、上記のように定めた。

土木構造物設計マニュアル(H11.10) P51

(2) フランジ

上下フランジ幅はそれぞれ、桁全長にわたり同一幅とすることを原則とする。

従来、フランジの断面変化は、板厚あるいは幅変化により行われてきた。

板幅を変化させる場合には、断面の急変を避けるため板継ぎ溶接により断面をすり合わせる必要があるが、板厚変化には連結位置でフィラープレートの使用で調整し、板幅変化については行わず、板継ぎ溶接の省力化を行うものとする。

上フランジ幅を桁全長にわたり統一することは、床版の現場施工時の型枠作業やハンチ量の管理、配筋作業の省力化の効果も期待ができる。なお、連続桁などにおいて、上下のフランジ幅を同一とする必要性はない。

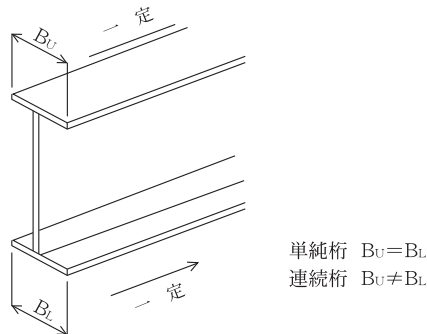


図 4-2 鋼桁のフランジ幅

下フランジも一定幅を原則とするが、中間支点上は断面構成上の合理性およびゴム支承のソールプレート幅との関連もあるため、径間部より広くすることを検討する。

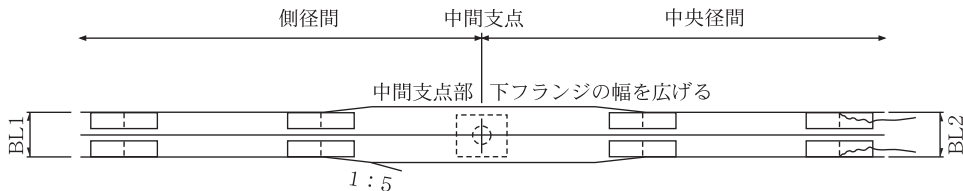


図 4-3 (a) 中間支点上の下フランジ幅 (例 1)

支間のバランスによっては、最小板厚で断面が決定されることを避けるために、支間毎に下フランジ幅を変えることも可能。(BL1≠BL2)

鋼桁橋において、主桁下フランジと杢ソールプレートとの幅の関係から、やむを得ず下フランジを拡幅する場合は一枚板を原則とする。

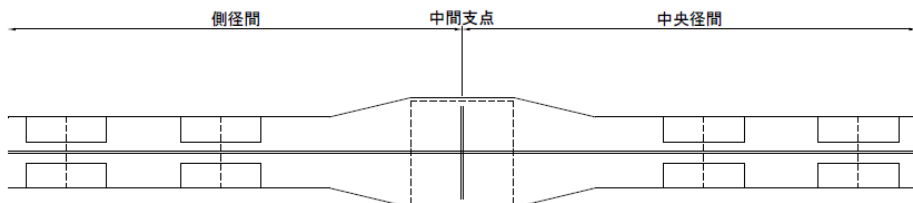


図 4-3 (b) 中間支点上の下フランジ幅 (例 2)

(3) 腹板

腹板厚は、桁全長にわたり、同一厚とすることを原則とする。

腹板の板厚変化は一般に小さく、フィラープレートを用いて高力ボルト継ぎ手により部材を連結することは困難であり、かつ板厚変化を行うと継ぎ手位置以外での板継ぎ溶接により断面のすり合わせが必要となる。このため、原則として腹板厚を全長にわたり同一とすることによって板継ぎ溶接をなくすものとする。

土木構造物設計マニュアル(H11.10) P52

(4) 水平補剛材

水平補剛材の配置は、原則として1段までとする。ただし、連続桁の中間支点部等のように部分的に応力が卓越する箇所において、補剛材段数を増やすことにより腹板厚が前後と同一にできる場合には段数を増やしてもよいものとする。

土木構造物設計マニュアル(H11.10) P52

水平補剛材をなくした場合、製作加工数を低減すると共に、構造的な面からも溶接歪みの低減による耐久性の向上等の効果が期待できる。そこで著しい構造物重増にならない範囲で腹板厚を厚くするものとする。

(5) 連結

- ① 板厚差のあるフランジの高力ボルト継ぎ手は、原則としてフィラープレートを用いて連結し、**図4-4**のように板厚調整を行う。

土木構造物設計マニュアル(H11.10) P53

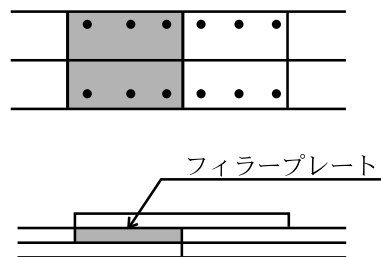


図4-4 フランジ連結

- ② 腹板の高力ボルト継ぎ手に用いる連結板は、材片数の削減および接合作業の省略化等の観点より、**図4-5**に示すモーメントプレートとシアプレートとの一体化した連結板を用いることを原則とする。

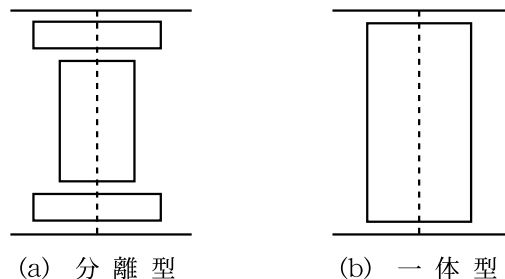


図4-5 腹板の連結

- ③ 高力ボルト現場継手における母材間の隙間は、下記を標準とする。
耐候性鋼材の場合:10mm
普通鋼材(塗装仕様)の場合:0mm

道示Ⅱ
(H24.3) P449
鋼道路橋防食便覧
(H26.3) PⅢ-30

なお、落とし込み部材等で、現場での部材の組立てを容易にするため現場継手部に隙間をあける場合は別途検討する。

(6) 使用形鋼

プレートガーダー橋においては、対傾構や横構に形鋼（溝形鋼，C T 鋼，山形鋼等）を使用する。使用形鋼の仕様や規格の標準化を目的として，1 橋梁内においては，それぞれの形鋼の使用種類数は1～2種類程度とするのが望ましい。

土木構造物設計マニュアル(H11.10) P54

4-2-3 対傾構・横桁の設計

- (1) 鋼桁橋の支点では，各主桁間に端対傾構を設けるものとする。
- (2) I 形断面及び π 形断面の鋼桁橋では，6 m 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るものとする。箱形断面の鋼桁橋でもこれに準じるのがよい。
- (3) 床版を3 本以上の桁で支持し，かつ，桁の支間が10m を超える場合は，それらの桁の間には剛な荷重分配横桁を設けるものとする。荷重分配横桁の間隔は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するものとする。

道示Ⅱ
(H24.3) P330

4-2-4 横構の設計

横構は次のような機能を有する。

- (1) 地震荷重，風荷重などの水平荷重を支点まで伝達する。
- (2) 架設時の位置ぎめ材となる。
- (3) 下フランジの横振れを止める。
- (4) 主桁と共同して一種の準箱桁を形成する。しかし，この効果は余剰耐力と考える。

通常は(1)の機能に対して解析され設計されるが，床版や対傾構等が横構の機能をもっているような場合には省略してもよい場合もある。一般に上路プレートガーダーでは上横構を省略して設計されることが多い。さらに，支間長が25m 以下で強固な対傾構がある場合には下横構も省略される。

横構の形式選定上の基本

- (1) 支間全長にわたり，少なくとも1 列の横構を配置すること。端部付近のみ設ける例があるが，あまり好ましくない。
- (2) 3 主桁以上の場合，少なくとも2 列の横構を配置すること。
- (3) 支点付近は水平荷重をすべての支承に均等に分散させるような構造とすること。

鋼道路橋設計便覧
(S54.2) P133～135

道示Ⅱ
(H24.3) P331～332

図4-6に横構の配置例を示す。

横構に加わる地震荷重及び風荷重は等分布荷重として、橋軸直角方向に作用するものとして以下のように取扱う。なお風荷重は、横構部材力が最大となる位置に任意の長さにならって作用するものとする。

風下側に加わる荷重は、風上側の1/2であり、道路橋示方書に与える風荷重の値は風上・風下の合計であるが、設計では風上側の横構がその全風荷重を分担できるようにするのがよい。

なお、鋼床版橋もしくは支間の割に幅員が広く、主桁に強固に結合された鉄筋コンクリート床版をもつ橋では、床版が風荷重の1/2を分担するとして、下横構には全風荷重の1/2を分担させる設計をしてもよい。

地震荷重は全面に分布して加わると考えることができるので、両側の2列の下横構がそれぞれ全荷重の1/2ずつを負担するとして設計する。また、この場合も上記と同様の条件をもつ床版には、全荷重の1/2を分担させてよい。

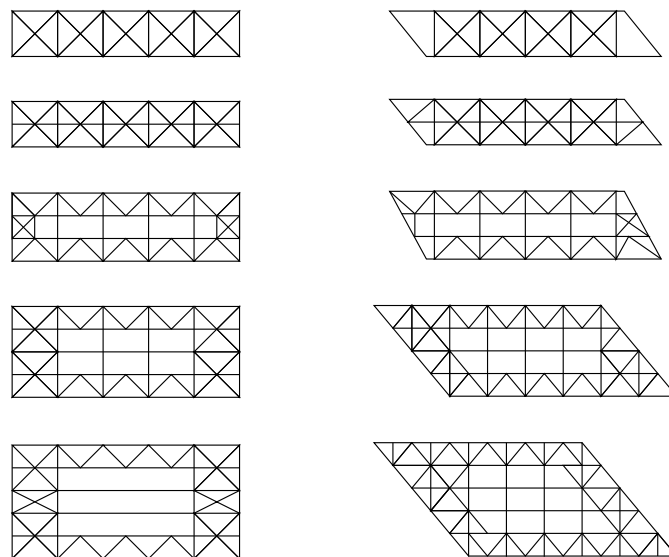


図4-6 横構の配置

4-2-5 ハンチ

(1) 床版のハンチは、フランジ上面から立ち上げる構造を標準とする。主桁上フランジ部のハンチ構造はひび割れ等の生じにくい構造とするよう配慮し、ハンチ内に上フランジを埋め込まない構造とする。

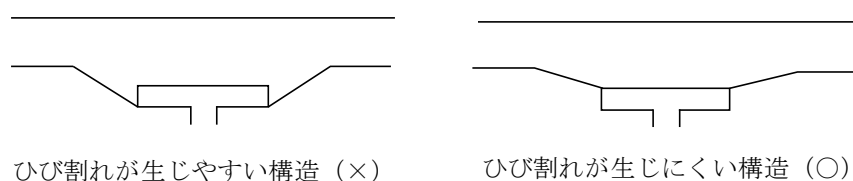


図4-7 ハンチ及び横断勾配

(2) 床版のハンチ量は50mm~150mm(フランジ厚さを含まない純ハンチ量)を標準とする。

(3) 床版ハンチ高が 80mm 以上の場合は、ハンチ下面に沿って桁直角方向に用心鉄筋を配置する。床版のハンチの傾斜は、1:3 より緩やかにし、ハンチの高さが 80mm 以上の場合には、ハンチ下面に沿って桁直角方向に用心鉄筋(D13)を床版下側鉄筋間隔の 2 倍以下にて配置すること。

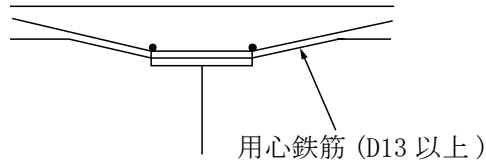
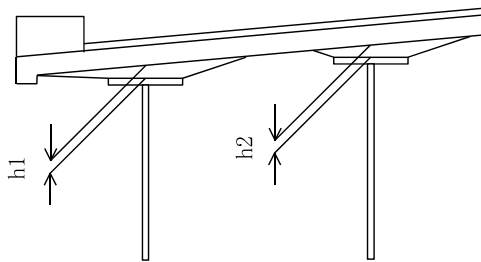


図 4-8 ハンチ下面の用心鉄筋【参考図】

(4) ハンチ形状

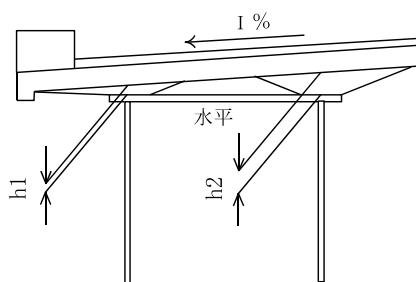
鉄筋コンクリート床版のハンチ量は、1 橋梁内において一定とすることが望ましい。鉄筋コンクリート床版の場合、現場での型枠作業およびハンチ量の管理、配筋作業の省略化の観点より、ハンチは 1 橋梁内において一定とするのが望ましいが、やむを得ない場合でも 1 主桁内において一定とするのがよい。

① 鈑桁の場合

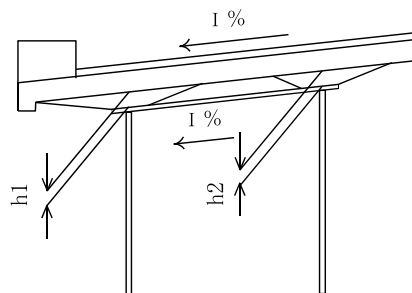


h_1, h_2 は橋軸方向、橋軸直角方向とも同一とすることが望ましいが、片勾配すりつけなどにより、やむを得ない場合には、 $h_1 \neq h_2$ としてもよい。

② 箱桁の場合



(ア) 横断勾配 2.0% 以下



(イ) 横断勾配 2.0% を超える場合

図 4-9 主桁のハンチ量

図 4-10 のようにハンチが 50 mm 未満と低く、かつ、死荷重応力の増大の影響が少ない場合には、同図(b)のように、埋殺し型枠を用いないのがよい。埋殺し型枠を用いる場合には、床版の破損位置、伸縮継手位置からの漏水による鋼桁の腐食が生じないように、上フランジには排水孔を設けることや、内面用塗装仕様 D-5 塗装系（変性エポキシ樹脂塗装）を施す必要がある。

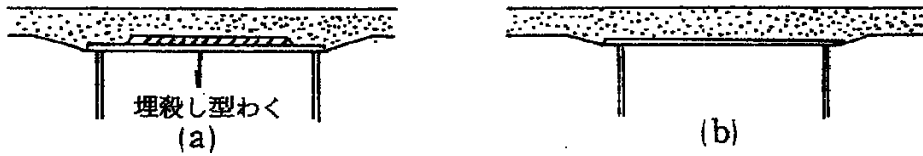


図 4-10 ハンチ及び横断勾配

4-2-6 桁端部の張出し長さ

桁端部の張出し長さは、支承、伸縮継手、落橋防止システム等のことを考えた上で決定するものとする。特に斜橋の場合は注意を要する。

4-2-7 支承取付け部の補強

- (1) 鋼桁の支承部では、支承縁端直上に垂直補強材を設けることを基本とする。鋼桁には、橋軸方向地震時に支承端部に橋軸方向の慣性力と支承高さに起因する局所的な曲げにより、上下方向の力が生じ、フランジや腹板に局部座屈が生じることがある。これを防ぐため図 4-11 のような補強を行う。

道示 V
(H24.3) P262~263

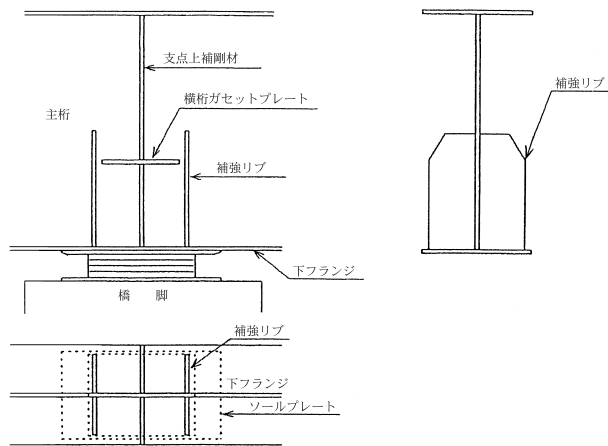


図 4-11 垂直補剛材による支承上の鋼橋腹板の補強例 (タイプ I)

支点上補剛材の両サイドに設置する補強リブは道示 V14.2.2 の解説によると、桁高の 1/2 程度の長さが必要になるが、横桁ガセットや水平補剛材の抵触を避けることを優先とする。

道示 V
(H24.3) P262~263

ガイドライン型
標準図集
(H10.5) 図面番号4

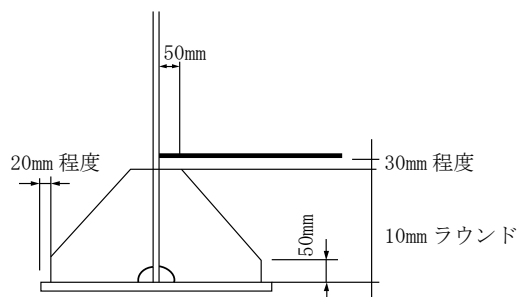


図 4-12 垂直補剛材による支承上の鋼橋腹板の補強例 (タイプ II)

補強リブの配置及び形状は、支承の構造・桁製作等を考慮し、タイプ I・II により決定する。

(2) 鋼製橋脚では、ベースプレート下面の橋脚内部に必要な補強を行うことを基本とする。

(3) 鉄筋コンクリート製橋脚の橋座部は、鉄筋により十分に補強しなければならない。

4-2-8 部材の大きさ

桁の継手位置については、輸送条件、架設工法等を十分検討し経済的なブロック割とする。

4-2-9 端部及び中間支点上のジャッキアップについて

橋座部は、支承の点検・補修などが確実にできる空間を確保すること。

また、支承交換や桁端部の補修が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うこと。

ただし、橋種や橋長等によっては上記対応が不要な場合もあるので、主務課と事前に協議すること。

(1) 支承取替えジャッキアップスペースの確保

支承取替えのジャッキアップに伴う桁下空間は、施工性を考え 400mm 以上確保すること。

また、平面空間は、仮支点の位置や反力に応じたジャッキの種類・能力を設定し、支点上横桁あるいは支承前面等に必要な空間を適切に確保すること。

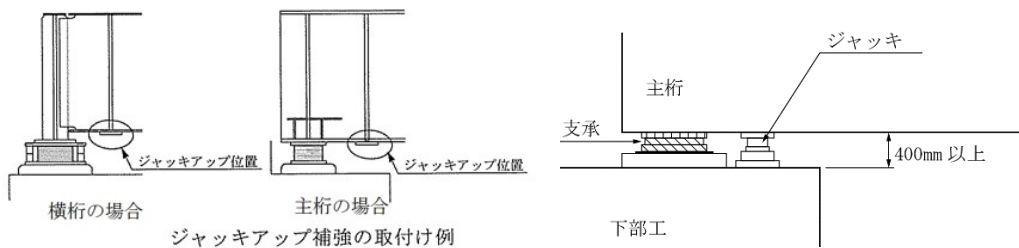


図 4-13 支承取替えジャッキアップスペース【イメージ図】

(2) 支承取替えに伴うジャッキアップ補強

支承取替えに伴う仮支点箇所は、維持管理のためのジャッキアップ補強をあらかじめ行っておくことが望ましく、この場合、ジャッキアップ補強位置は支点上横桁あるいは支承前面の主桁に設け、端部対傾構の充腹化も含め検討すること。

また、下部工橋座部は、ジャッキアップ反力に備え鉄筋により十分に補強しなければならない。

(3) 支承取替え図

支承取替え構造は、今後の維持管理への活用を目的とし、施工要領図として作成、保管しなければならない。

4-2-10 鋼橋の桁端部構造

(1) 維持管理スペース確保

桁端部には、通気性と維持管理スペースを確保するため切欠きを設ける。

道示IV
(H24.3) P229~230

道路橋支承便覧
(H16.4) P185

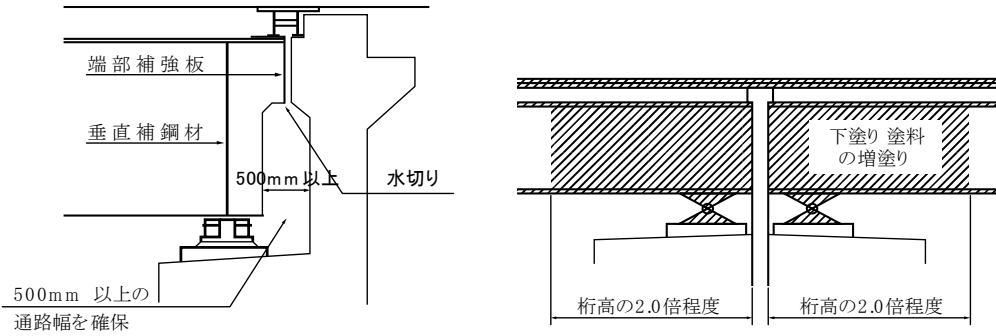
道示IV
(H24.3) P230

腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル
(H21.3) P2~90

(2) 桁端部の増塗り塗装

- ① 鋼橋桁端部の外面塗装は、下塗りを1層多くする
- ② 上フランジ角部は下塗りまで「まわし塗装」を行う
- ③ 施工範囲は、下図に示す範囲を標準とする。
- ④ I型断面主桁、箱形断面主桁の下フランジ（上面・下面・小口）及び下フランジと接するウェブ部分（立ち上り10cm）の橋梁全長及び桁端部については下塗りを1層増し塗りすることを標準とする。
- ⑤ 増し塗り範囲に位置する添接部は、増し塗りしない。

NEXCO設計要領Ⅱ
P7～19

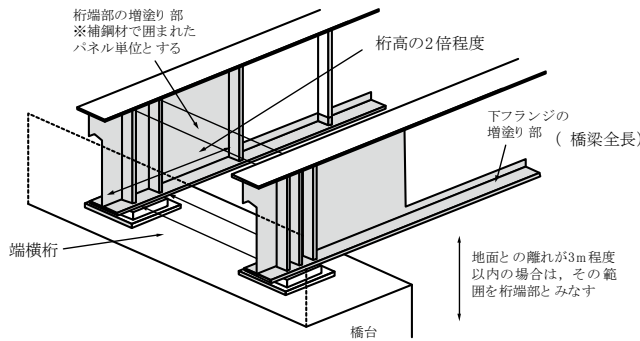


腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル
(H21.3) P2～90

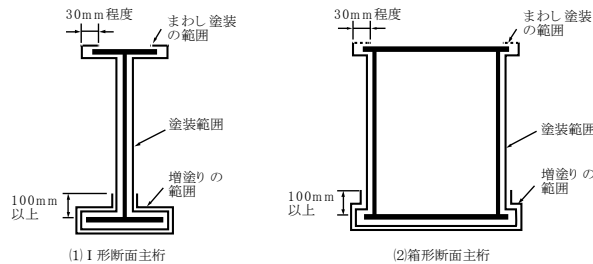
NEXCO設計要領Ⅱ
P7～19

桁端部の切欠き構造例

桁端部の増塗りの例



増し塗り範囲の例



塗分け区分の例

図4-14 鋼橋の桁端部構造

(3) 下部構造頂部の表面保護塗装

下部構造頂部の表面保護塗装は「5-2-11 コンクリート橋の桁端部構造」と同様とする。

4-2-11 仮定剛度・仮定死荷重の照査

仮定剛度と実部材の剛度の差は10%以下とする。

仮定死荷重と実死荷重との差は鋼自重で5%以下とする。

4-3 鉄筋コンクリート床版

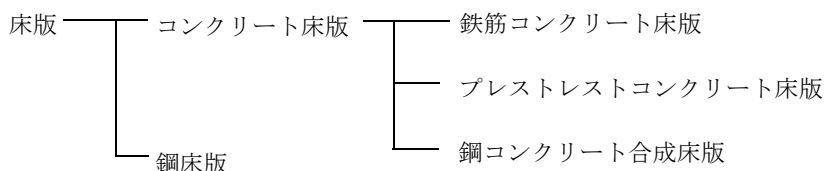
鉄筋コンクリート床版の設計及び施工は「道示（H24.3）」による。

道示Ⅱ
(H24.3) P260～

(1) 構造概要

① 床版の種類

床版は、活荷重を直接あるいは舗装を介して支持し、主桁や床組へ伝達する主要な部材である。その他、主桁間の荷重を分配する機能や、地震の影響や風荷重等の横荷重に抵抗する機能を期待する場合がある。鋼橋に用いられる主な床版の種類を以下に示す。



② 鉄筋コンクリート床版

鉄筋コンクリート床版は、コンクリートと鉄筋からなる鉄筋コンクリート構造である。一般に、鉄筋コンクリート床版は、現場においてコンクリートを打設するが、部分的に工場でプレキャスト床版を製作し、連結部のコンクリートを現場で打設する場合がある。

③ プレストレストコンクリート床版

プレストレストコンクリート床版は、コンクリートにプレストレスを導入した構造の床版であり、橋軸直角方向に配置した PC 鋼材により橋軸直角方向のみにプレストレスを導入した 1 方向プレストレストコンクリート床版が一般的である。

プレストレストコンクリート床版には、現場においてコンクリートを打設後にプレストレスを与える場所打ちプレストレストコンクリート床版と、工場で橋軸直角方向にプレストレスを導入したプレキャスト板を製作したものを現場で一体化するプレキャストプレストレストコンクリート床版がある。プレキャスト床版には、床版間の連結にループ継手等を使用するものと、橋軸方向にプレストレスを導入して連結するものがある。

④ 鋼コンクリート合成床版

鋼コンクリート合成床版は、鋼板や形鋼等の鋼部材とコンクリートが一体となって荷重に抵抗するよう合成構造として設計される床版である。鉄筋コンクリート床版における鉄筋の代替や補完ともなる様々な形式のずれ止めや鋼製部材が配置される等、その形式や構造には様々な種類のものが提案されている。なお、I 型鋼格子床版は、従来から用いられてきた床版の形式であるが鋼コンクリート合成床版の一種である。

⑤ 鋼床版

鋼床版は、舗装を介して活荷重を直接支持するデッキプレートとそれを補剛する縦リブ及び横リブで構成された構造の床版である。縦リブの形状によって、閉断面リブと開断面リブの 2 種類に分類され、閉断面リブとしては、鋼板を台形に曲桁 U 形材（以下 U リブと略記する）を用いたもの、開断面リブとしては、平鋼やバルブプレート（球平形鋼）を用いたものが一般に用いられている。

4-3-1 設計曲げモーメント

県管理の国県道における橋、高架の道路等（B活荷重で設計する橋）の床版の設計曲げモーメントは「道示Ⅱ表-9.2.1」に示す式で算出するものとする。又床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版及び連続版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、上記により算出した曲げモーメントに「道示Ⅱ表-9.2.2」の割増係数を乗じた値とする。

道示Ⅱ
(H24.3) P266

4-3-2 床版厚

道路橋の床版では、①示方書類で規定される荷重を著しく超える大きい車両が通行する場合があること。②断面の厚さが、一般の鉄筋コンクリート構造物に比べて小さいため、若干の施工誤差が断面性能に及ぼす影響が著しく大きいこと。③鋼橋の場合、支持桁のたわみが比較的大きく、床版としての応力の他に複雑な応力が加わることが多いこと。④凍結防止剤の散布を行うような場合は、十分に水密性をもつRC床版でなければ鉄筋の電気化学的腐食からコンクリートの膨張ひびわれが進行し、RC床版の寿命を著しく短くすることになること等々の理由により、一般的な鉄筋コンクリート構造物のひびわれに対する考え方より厳しい条件を満たさなければならない。

このようなことから、道示では、荷重が載ることによって床版コンクリートに生じる曲げ引張応力度を低く抑えて有害なひびわれ発生の危険を少なくし、床版を健全な状態で供用するために、鉄筋の許容引張応力度を通常の部材における $180\text{N}/\text{mm}^2$ に対して約80%の $140\text{N}/\text{mm}^2$ と低い値としているとともに「道示Ⅱ9.2.5」には床版の最小全厚を規定し、一定の床版厚さを確保することとしている。さらに、重交通を受けもつ橋、補修の特に困難な橋、合成桁等の条件の厳しいRC床版に対する処置を示しており、鉄筋の許容引張応力度をさらに控えて $120\text{N}/\text{mm}^2$ 程度にして、床版厚さをそれぞれの条件に応じて10%~25%増加させるようになっている。

道示Ⅱ
(H24.3) P276

道示Ⅱ
(H24.3)
P276, P266~P272

表4-5 車道部分の床版の最小全厚 (mm)

床版の部分	床版支間の方向	
	車両・進行方向に直角	車両進行方向に平行
単純版	$40L + 110$	$65L + 130$
連続版	$30L + 110$	$50L + 130$
片持版	$0 < L \leq 0.25$	$280L + 160$
	$L > 0.25$	$80L + 210$

道示Ⅱ
(H24.3) P272

ここに、L：道示Ⅱ9.2.3に示すT荷重に対する床版の支間 (m)

一般的に適用されることの多い連続床版の支間長と全厚との関係を図4-15に示した。図中は、一般的な条件下にある橋梁の最小全厚 d_0 に対する大型車の交通量による係数 k_1 を乗じた場合の所要全厚である。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \cdots \cdots \text{式(4-1)}$$

d：床版厚(mm) (第1位を四捨五入する。ただし、 d_0 を下回らないこと。)

d_0 ：道示Ⅱ表-9.2.4に規定する床版の最小全厚(mm)

(小数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。 $d_0 \geq 160\text{mm}$)

道示Ⅱ
(H24.3) P273~274

k_1 : 大型の自動車の交通量による係数で表 4-6 に示す。

k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数

表 4-6 係数 k_1

1 方向あたりの大型車の 計画交通量 (台/日)	係数 k_1
500 未満	1.10
500 以上 1,000 未満	1.15
1,000 以上 2,000 未満	1.20
2,000 以上	1.25

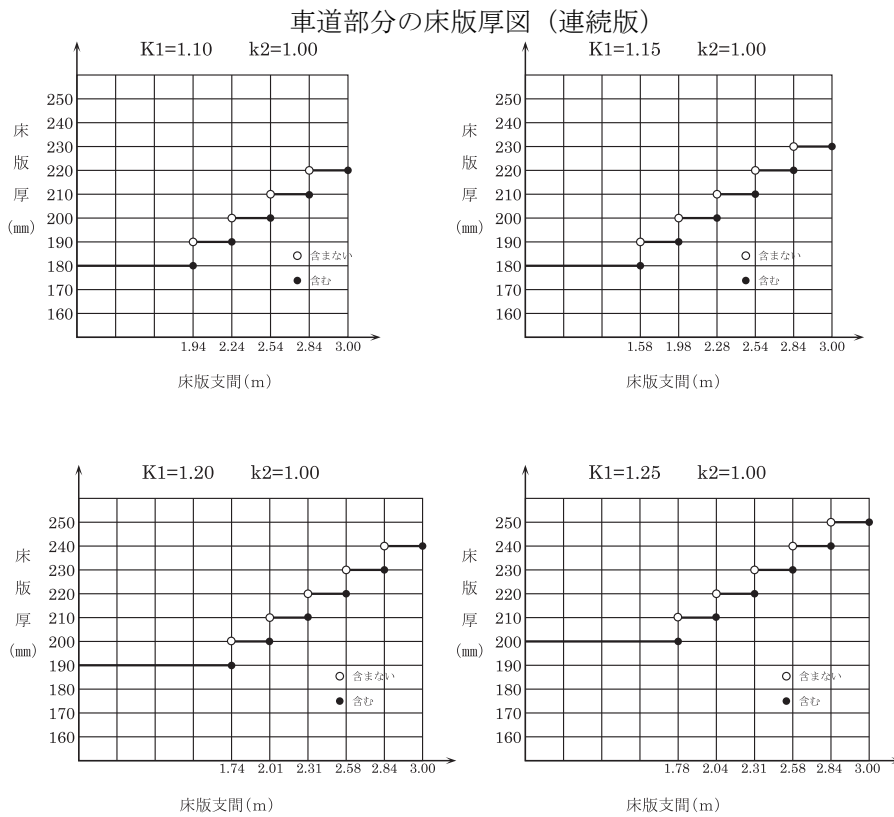


図 4-15 RC 連続床版の支間長と全厚の関係

4-3-3 コンクリート

床版コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck}) 及び許容曲げ圧縮応力度 (σ_{ca}) は、表 4-7 を標準とする。

表 4-7 床版コンクリートの設計基準強度

区分	σ_{ck}	σ_{ca}
合成桁の RC 版	27N/mm ²	9N/mm ²
非合成桁の RC 版	24N/mm ²	8N/mm ²

道示 II
(H24.3) P277,
P337~338

4-4 鋼床版

鋼床版の設計及び施工は「道路橋示方書（H24.3）」による。

4-4-1 デッキプレート最小板厚

新設橋において、閉断面リブ（Uリブ）を使用する場合、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下では、デッキプレートの板厚は16mm以上とすることを標準とする。

《補足説明》

既設橋の鋼床版において、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下に、Uリブとデッキプレートの溶接部からデッキプレート内を貫通した疲労き裂（以下、デッキ進展き裂）による損傷事例が報告されている。このき裂が進展するとデッキプレートの破断につながり、舗装の損傷や路面陥没等を引き起こし、車両走行に影響を与えるおそれがある。

平成14年以降の道路橋示方書Ⅱ鋼橋編及び鋼道路橋の疲労設計指針（以下、指針）に基づき設計された鋼床版では同種のき裂は未だ報告されていないが、その構造細目は損傷の報告されている既設鋼床版とほぼ同一と考えられ、将来き裂が発生する可能性は否定できない。

一方、これまでの調査研究において、デッキ進展き裂の大半が最小板厚12mmのデッキプレートにおいて報告されていること、デッキプレートの板厚を増加させることにより疲労耐久性の向上が図れることが確認されている。き裂の発生要因や進展挙動に関しては必ずしも明確ではない点があるが、これらの状況を踏まえ、今後、設計・製作する鋼床版を対象として、疲労耐久性を向上させるための当面の対策について通知することとした。

閉断面リブ（Uリブ）を使用する場合、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下では、デッキプレートの板厚は16mm以上とすることを標準とするが、デッキプレートの板厚以外の構造細目については、指針のとおりとする。

大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下でない部位では、デッキプレートの板厚は、指針のとおりとしてよい。また、バルブプレート、平板リブ等の開断面リブを使用する場合には、これまでデッキ進展き裂による損傷事例が報告されていないことから、車道部分のデッキプレートの板厚は鋼道路橋の疲労設計指針のとおりとする。

なお、既設橋に対しては、本現象が厳しい交通条件でもき裂が確認されていないことから、維持管理において注意することによりよい。これにあたっては、下記を参考にすることができる。

- ・国総研資料No.471 鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究—実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討—（H20.8）
- ・土研資料第4138号 鋼床版のデッキプレート進展き裂の調査のための超音波探傷マニュアル（案）（H21.3）

「新設橋への鋼床版の適用に関するデッキプレート最小板厚の見直しについて」
(H21.12.25 事務連絡)

4-5 鋼橋塗装・防食

鋼橋塗装・防食にあたっては「鋼道路橋・防食便覧（H26.3）」によることを原則とする。

塗装・防食仕様選択においては、「図4-16 鋼道路橋塗装・防食仕様選択の考え方（案）」を参考とする。

鋼道路橋塗装・防食仕様選択の考え方（案）

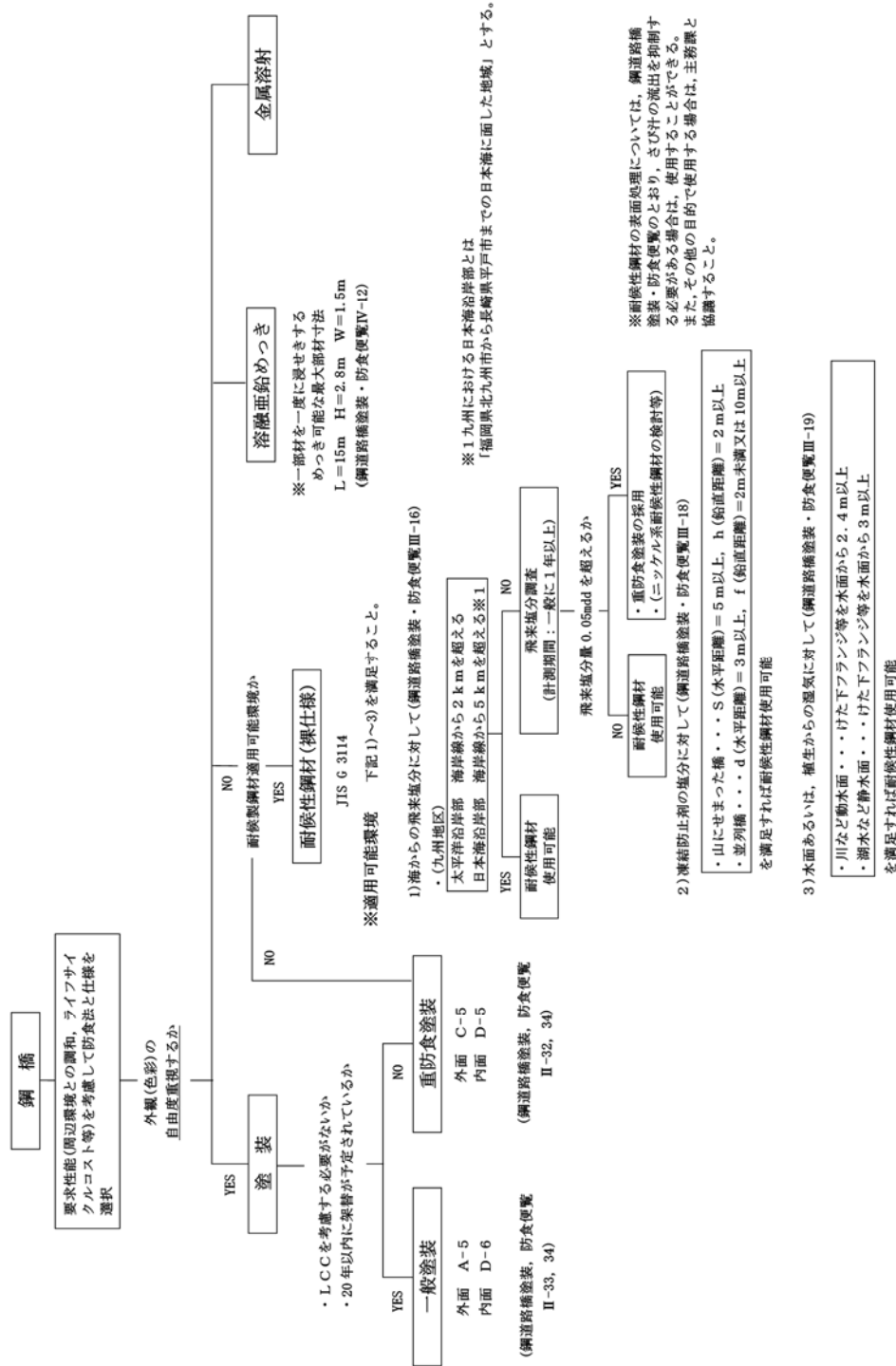


図4-16 鋼道路橋塗装・防食仕様選択の考え方（案）

4-5-1 防食

表4-8に代表的な鋼道路橋の防食法を示す。

表4-8 代表的な鋼道路橋の防食法

防食法	塗装		耐候性鋼材	溶融亜鉛めっき	金属溶射
	一般舗装	重防食塗装			
防食原理	塗膜による環境遮断	塗膜による環境遮断とジンクリッチペイントによる防食	緻密なさび層による腐食速度の低下	亜鉛皮膜による環境遮断と亜鉛による防食	溶射皮膜による環境遮断と亜鉛による防食
劣化因子	紫外線, 塩分, 水分(湿潤状態の継続)	紫外線, 塩分, 水分(湿潤状態の継続)	塩分, 水分(湿潤状態の継続)	塩分, 水分(湿潤状態の継続)	塩分, 水分(湿潤状態の継続)
防食材料	塗料	塗料	腐食速度を低下する合金元素の添加	亜鉛	亜鉛, アルミニウム, 亜鉛・アルミニウム
施工方法	スプレーやはけ, ローラによる塗付	スプレーやはけ, ローラによる塗付	製鋼時に合金元素を添付	めっき処理槽への浸漬(めっき工場)	溶射ガンによる溶射
構造, 施工上の制限(原則)	温度, 湿度等施工環境条件の制限	温度, 湿度等施工環境条件の制限	滞水・湿気対策	めっき処理槽による寸法制限と熱ひずみ対策	溶射ガンの運行上の制限
外観(色彩)	色彩は自由	色彩は自由	色彩は限定(茶褐色)	色彩は限定(灰白色)	色彩は限定(梨地状の銀白色)
維持管理	さびの発生や塗膜の消耗, 変退色の調査。塗膜劣化が進行した場合は塗替え。	さびの発生や塗膜の消耗, 変退色の調査。塗膜劣化が進行した場合は塗替え。	異常なさびが形成されていないことの確認。腐食が進行した場合は塗装による防食	亜鉛層の追跡調査。亜鉛層の消耗後は塗装による防食*	亜鉛・アルミニウム層の追跡調査。溶射皮膜の消耗後は金属溶射もしくは塗装による防食*
複合防食	-	-	-	塗装との併用	塗装との併用

鋼道路橋防食便覧 (H26.3) P. I-19

注) 1. *塗装によって補修する場合は, 施工方法や施工条件の検討が必要である。
 2. 耐候性鋼材は, JISG3114(W仕様)に規定する溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材を示す。

(1) 塗装

塗装は, 鋼材表面に形成した塗膜が腐食の原因となる酸素と水や, 塩類等の腐食を促進する物質を遮断(環境遮断)し鋼材を保護する防食法である。

塗膜には, 鋼材の防食のために環境を遮断する以外にも, 色彩選択の自由度が高く周辺景観との調和を図りやすい特色を活かしての外観着色の機能やそれ自体の耐久性向上のための耐候性能等, 様々な機能が要求される。したがって, 通常は使用目的や環境条件等に応じて異なる塗料を複数層組み合わせることで塗膜を形成して使用し, それぞれの仕様を塗装系として分類している。例えば, 厳しい環境条件では, 塗膜の最下層に金属亜鉛を含有した塗料を用いてその犠牲陽極作用による防食性能の向上を図った塗装系が高い防せい(錆)効果を発揮することから適用されてきた。

塗装系の選定にあたっては, 架橋地点の環境条件のみならず構造部位ごとの環境条件の違いや, 施工条件, 維持管理の条件等も考慮して, 所要の性能が確保できるように配慮する必要がある。したがって, 同じ橋の中でも腐食環境条件の違いによって複数の塗装系を使い分けることが一般的であり, 代表的なものでは, 箱桁の内外での外面用塗装系と内面用塗装系の使い分けや, 現場連結部用塗装や鋼床版裏面用塗装等のように施工上の条件を考慮して塗装系を選定すること等が行われる。

構造設計にあたっては, 下地処理や塗付作業が容易に行える構造, 形状とするなど塗装施工の条件を考慮して, できるだけ良好な施工品質が確実に確

鋼道路橋防食便覧 (H26.3)P. I-19~20

保できるように配慮することが必要である。例えば、ブラストを行う場合はブラスト作業が困難となるような薄い板厚の鋼材の使用を避けるとともに狭あい部をなくし、塗膜厚が確実に確保されるよう必要に応じて部材自由端の面取りを行う等の配慮を行うことが重要である。

また、施工にあたっては、温度や湿度等の施工環境条件の制限があることに注意が必要である。特に海岸地域で現場塗装を行う場合は、飛来塩分や海水の波しぶき等によって、塩分が被塗装面に付着することのないよう確実な養生を行う必要がある。

塗装では、施工完了後に、下地処理や下層塗膜の乾燥（硬化）状態などの施工の条件が要求した施工品質を満足するものであったことを確認することは困難であるが、これらは耐久性に大きく影響を及ぼすものであるため、施工の工程を通じての十分な品質管理が重要である。

塗装を施した橋では、防食機能の低下や異常を点検によってさびの発生や塗膜の消耗、変退色等の塗膜の劣化状況を把握することで検出・評価することができる。点検によってさびの発生や塗膜の劣化などの変状が発見された場合には、その原因を究明し、その原因を排除するとともに、適切な時期に補修塗り等の適切な対策を施すことで防食機能の維持・回復が可能である。

(2) 耐候性鋼材

耐候性鋼材は、腐食速度を低下できる合金元素を添加した低合金鋼であり、鋼材表面に生成される緻密なさび層（保護性さび）によって腐食の原因となる酸素や水から鋼材を保護し、さびの進展を抑制する防食法である。

耐候性鋼材は各種の鋼板材料以外にも、溶接材料、高力ボルト、支承等に実用化されており、鋼材及び溶接材料には、日本工業規格（以下「JIS」という）に規格化されているものもある。

また、最近では、飛来塩分量の比較的多い地域への適用を目的として、これまで使われてきた耐候性鋼材に比べニッケルの含有量を高めたニッケル系高耐候性鋼材など様々な種類の材料が開発されている。

耐候性鋼材では、その表面に緻密なさび層が形成されるまでの期間は普通鋼材と同様にさび汁が生じるため、初期さびの生成抑制や、緻密なさび層の生成促進を目的として開発された耐候性鋼用表面処理が併用される場合もある。なお、これらの耐候性鋼用表面処理は適切な条件で使用しないと初期の段階でさびむらやさび汁が流出する場合があるが、通常の場合には時間の経過とともに鋼材表面に緻密なさび層が形成されて暗褐色となりさび汁の流出もなくなる。

(3) 溶融亜鉛めっき

溶融亜鉛めっきは、鋼材表面に形成した亜鉛被膜が腐食の原因となる酸素と水や、塩化物等の腐食を促進する物質を遮断（環境遮断）し鋼材を保護する防食法である。

溶融亜鉛めっきの付着量は、板厚や材料の大きさにより異なるため、日本工業規格（JISH8641:2007）では板厚 6mm 以上の鋼材や形鋼類及び高力ボルト等を付着量 550g/m²以上（HDZ55）、3.2mm 以上 6mm 未満の鋼材を付着量 450g/m²以上（HDZ45）、3.2mm 未満の鋼材及び普通ボルト等を付着量 350g/m²以上（HDZ35）としているが、これにより難しい場合は別途主務課と協議すること。

ただし、鋼道路橋では、長期の耐久性が要求されるため、少なくとも主要な部材については付着量 600g/m²以上を確保することが望ましい。ちなみに鋼道路橋の主要な部材では、一般に板厚が 9mm 以上あるため、付着量 600g/m²は比較的容易に確保できる。なお、溶融亜鉛めっき皮膜の耐久性は付着量に比例するため、大きな付着量の確保が困難な附属物や普通ボルトでは、めっき付着量に応じて防食皮膜の寿命も短くなることに注意が必要である。

溶融亜鉛めっきは、塩分の多い環境下では消耗が早いことから、飛来塩分量の多い地域や凍結防止剤の影響を受ける部材への適用には限界がある。また、防食皮膜が消耗して補修が必要となった場合にも、塩分等の腐食を促進する物質は確実に除去する必要がある。

(4) 金属溶射

金属溶射は、鋼材表面に形成した溶射皮膜が腐食の原因となる酸素と水や、塩類等の腐食を促進する物質を遮断（環境遮断）し鋼材を保護する防食法である。

なお、金属溶射には単に環境を遮断する以外にも、例えば溶射材料に亜鉛を用いてその犠牲陽極作用によって防食性能の向上を図った溶射皮膜を形成するものもあり、溶射材料によってそれぞれ性能が異なるいくつかの種類がある。鋼道路橋に使用される代表的な金属溶射皮膜には、亜鉛溶射皮膜及びアルミニウム溶射被膜、亜鉛・アルミニウム合金並びに擬合金溶射皮膜等がある。

一般に、金属溶射皮膜は多孔質の皮膜であるために、溶射皮膜に別途封孔処理を施す必要のあるものが多い。

金属溶射部材の色彩は梨地状の銀白色に限定される。しかし、金属溶射面に塗装を施すことも可能であることから、塗装によって、色彩を自由に選定できる。

4-5-2 新設塗装仕様

(1) 一般外面塗装系

一般外面塗装系には、架橋地点の腐食環境の厳しさに十分耐えられる防食性能を有していると同時に美観・景観性をできるだけ長期間保つために耐候性の良好な上塗り塗装を用いた表 4-9 の塗装系を適用する。

飛来塩分の少ない環境に架設する場合で特にライフサイクルコストを考慮する必要のない場合や、20 年以内に架け替えが予定されている場合などでは、表 4-10 の鉛・クロムフリーさび止めペイントを使用する A-5 塗装系を適用してもよい。ただし、A-5 塗装系は、工場塗装後 6 ヶ月以内に現場塗装しなくてはならない。6 ヶ月以上経過し、塗膜劣化がある場合は、塗替え塗装仕様の Ra-III 塗装系を適用する。

- ① 工場塗装と現場塗装の間隔が表に示す間隔を超えた場合は、割れ、はがれ、はく離、さびがない場合は清掃と軽い面あらしを行い鉛・クロムフリーさび止めペイントを 1 層 (140g/m², 35 μm) 塗装し、長油性フタル酸樹脂塗料中塗り、長油性フタル酸樹脂塗料上塗を塗装する。
- ② 摩擦接合面やコンクリート接触面には塗装しない。
- ③ 使用量は、工場塗装はスプレー塗り、現場塗装ははけ・ローラー塗りの

場合を示す。

- ④ プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
- ⑤ 隠ぺい性の劣る有機顔料を用いなければならない制限色の例に示されるような塗装色は適用しないことが望ましい。

表 4-9 一般外面の塗装仕様 C-5 塗装系

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2		4 時間以内
	プライマー	無機ジンクリッチペイント	(160)	(15)
橋梁製作工場	2 次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2		6 ヶ月以内
	防食下地	無機ジンクリッチペイント	600	75
	ミストコート	エポキシ樹脂塗料下塗	160	—
	下塗	エポキシ樹脂塗料下塗	540	120
	中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	170	30
	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	140	25
				2 日～10 日
				1 日～10 日
				1 日～10 日
				1 日～10 日

- 注)1：使用量はスプレーの場合を示す。
- 注)2：プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 注)3：製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

表 4-10 一般外面の塗装仕様 A-5 塗装系

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2		4 時間以内
	プライマー	長ばく形エッチングプライマー	(130)	(15)
橋梁製作工場	2 次素地調整	動力工具処理 ISO St 3		3 ヶ月以内
	下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	170	35
	下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	170	35
現場	中塗	長油性フタル酸樹脂塗料中塗	120	30
	上塗	長油性フタル酸樹脂塗料中塗	110	25
				1 日～10 日
				～6 ヶ月
				2 日～10 日

- 注)1：使用量は、工場塗装はスプレーの場合を、現場塗装は はけ・ローラーの場合を示す。
- 注)2：プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 注)3：製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

(2) 内面塗装系

箱桁や鋼製橋脚などの内面は、塗替え塗装が困難なので耐久性に優れた塗装系を適用することがよい。箱桁や鋼製橋脚などの閉断面部材の内面は外部環境の腐食作用を受けることは少ないが、結露や漏水等によって部材内に滞水した場合は鋼材が腐食しやすい。また、部材内面は塗膜の点検機会が少な

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-33

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-33

鋼道路橋防食便覧
(H26.3)
P. II-33～II-34

く塗替えも容易でないことから、耐水性に優れた内面用変性エポキシ樹脂塗料を厚く塗付して塗膜の防食効果を長期間維持できる表4-11のD-5塗装系を適用するとよい。内面の色相は点検時の照明効果を良くするため淡彩仕上げすることがよい。内面塗装にはD-5、D-6塗装系を適用することを原則とする。一般外面の塗装系がA-5塗装系の場合には、内面用にはD-6塗装系を適用するとよい。

表4-11 内面用塗装仕様 D-5塗装系

塗装工程		塗料名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			4時間以内
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	160	(15)	6ヶ月以内
橋梁製作工場	2次素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4時間以内
	第1層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	1日～10日
	第2層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	

注)1: プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

注)2: 製作工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

表4-12 内面用塗装仕様 D-6塗装系

塗装工程		塗料名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			4時間以内
	プライマー	長ばく形エッチングプライマー	130	(15)	3ヶ月以内
橋梁製作工場	2次素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4時間以内
	第1層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	1日～10日
	第2層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	

注)1: プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

注)2: 製作工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

4-5-3 連結部の塗装仕様

(1) 現場ボルト接合部の塗装

現場ボルト接合部には表 4-13, 14 に示す F 11, F 12 塗装系を適用することを原則とし、はけ・ローラによる塗装を標準とする。

C-5 塗装系の場合には本締め後、現場塗装までの間にさびが発生するのを防ぐため防せい処理ボルトを使用するのがよい。

現場連結部は、塗料が付きにくく一般部に比べ塗膜の弱点となりやすい。このため、現場接合の後の溶接には、塗装作業の不十分さを補う意味や、長期耐久性に必要な膜厚確保のため超厚膜形エポキシ樹脂塗料を塗装する必要がある。

(2) 現場溶接部の塗装

外面及び内面の現場溶接部には、表 4-15, 16 の塗装系を適用することを原則とし、はけ・ローラによる塗装を標準とする。

(3) A 塗装系の現場連結部の塗装

A 塗装系の現場連結部には、表 4-17, 18 の塗装系を適用することを原則とし、はけ・ローラによる塗装を標準とする。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-60~II-61

鋼道路橋防食便覧
(H26.3)
P. II-62~II-63

表 4-13 高力ボルト連結部の塗装仕様 F-11 (一般塗装系 C-5)

塗装工程	塗料名	塗料方法	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔	
製鋼工場	1次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内	
	プライマー	無機ジंकリッチプライマー	スプレー	(160)	(15)	6ヶ月以内
製作工場	2次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内	
	防食下地	無機ジंकリッチペイント	スプレー	600	75	1年以内
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4時間以内	
	ミストコート	変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	160 (130)	-	1日~10日
	下塗り	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1110 (500×2)	300	1日~10日
	中塗り	ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー (はけ・ローラー)	170 (140)	30	1日~10日
	上塗り	ふっ素樹脂塗料用上塗	スプレー (はけ・ローラー)	140 (120)	25	1日~10日

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-64

注1: 塗装使用量: スプレーとし、(***)は はけ・ローラー塗りの場合を示す。

注2: プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

注3: 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

注4: 母材と添接板の接触面は、製作工場の無機ジंकリッチペイントまで塗布する。

注5: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がり外観は劣る。

注6: 防せい処理ボルトの場合、添接板も含めて高力ボルト頭部にミストコートから塗布する。

注7: 防せい処理ボルトを使用しない場合は、高力ボルト頭部に素地調整後、有機ジंकリッチペイント 240g/m²×2回(はけ塗り、塗装間隔は1日~10日)を塗装した後、添接板も含め、ミストコートから塗装する。

表 4-14 高力ボルト連結部の塗装仕様 F-12 (一般塗装系 D-5)

塗装工程	塗料名	塗料方法	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	1次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内
	プライマー	無機ジंकリッチプライマー	スプレー	(160)	(15)
					6ヶ月以内
製作工場	2次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内
	防食下地	無機ジंकリッチペイント	スプレー	600	75
					1年以内
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4時間以内
	ミストコート	変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	160 (130)	—
	下塗り	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1110 (500×2)	300
					1日～10日

注)1: 塗装使用量: スプレーとし, (***)は はけ・ローラー塗りの場合を示す。

注)2: プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

注)3: 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

注)4: 母材と添接板の接触面は, 製作工場の無機ジंकリッチペイントまで塗布する。

注)5: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが, 一般面と比べて仕上がり外観は劣る。

注)6: 防せい処理ボルトの場合は, 添接板も含めて高力ボルト頭部にミストコートから塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-65

表 4-15 溶接部の塗装仕様 F-13 (一般塗装系 C-5)

塗装工程	塗料名	塗料方法	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔	
現場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内	
	防食下地	無機ジंकリッチペイント	スプレー (はけ・ローラー)	600 (300×2)	75	
						1日～10日
	下塗り	変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	240 (200)	60	
						1日～10日
	下塗り	変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	240 (200)	60	
					1日～10日	
中塗り	ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー (はけ・ローラー)	170 (140)	30	1日～10日	
上塗り	ふっ素樹脂塗料用上塗	スプレー (はけ・ローラー)	140 (120)	25	1日～10日	

注)1: 塗装使用量: スプレーとし, (***)は はけ・ローラー塗りの場合を示す。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-65

表 4-16 溶接部の塗装仕様 F-14 (一般塗装系 D-5)

塗装工程	塗料名	塗料方法	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
現場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内
	防食下地	有機ジंकリッチペイント	スプレー (はけ・ローラー)	600 (300×2)	75
下塗り	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1100 (500×2)	300	1日～10日

注)1: 塗装使用量: スプレーとし, (***)は はけ・ローラー塗りの場合を示す。

注)2: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが, 一般面と比べて仕上がり外観は劣る。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-67

表 4-17 A 塗装系の現場連結部の塗装仕様 F-15 (一般塗装系 A-5)

塗装工程	塗料名	塗料方法	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔	
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4 時間以内	
	下塗り	鉛・クロムフリー さび止めペイント	はけ・ローラー	140	35	1 日～10 日
	下塗り	鉛・クロムフリー さび止めペイント	はけ・ローラー	140	35	1 日～10 日
	下塗り	鉛・クロムフリー さび止めペイント	はけ・ローラー	140	35	1 日～10 日
	中塗り	長油性 フタル酸樹脂塗料中塗	はけ・ローラー	120	30	1 日～10 日
	上塗り	長油性 フタル酸樹脂塗料上塗	はけ・ローラー	110	25	2 日～10 日

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-66

表 4-18 高力ボルト連結部の塗装仕様 F-16 (一般塗装系 D-6)

塗装工程	塗料名	塗料方法	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔	
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4 時間以内	
	下塗り	変性エポキシ 樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	240 (200)	60	1 日～10 日
	下塗り	超厚膜形エポキシ 樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1100 (500×2)	300	

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-66

注)1: 塗装使用量: スプレーとし, (***)は はけ・ローラー塗りの場合を示す。

注)2: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが, 一般面と比べて仕上がり外観は劣る。

4-5-4 新設橋の塗装面積の算出における留意事項

新設橋の塗装面積の算出において, 留意すべき点を下記に示す。

(1) 鋼床版上面

舗装施工までの防せいのため, 無機ジンクリッチペイント(30 μm)を塗布する。現場溶接部や塗膜損傷部は, 有機ジンクリッチペイント(30 μm)を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-35

(2) 添接板接触面(摩擦接合面)

母材と連結板の接触面は, 工場塗装の無機ジンクリッチペイント(75 μm)まで塗布する。

(3) 箱桁上面部(埋設型枠部)

D-5 (内面塗装)を塗布する。

デザインデータブック
(H28.5) P238~241

(4) 耐候性鋼材における桁端部

桁端部は, 防食に対する配慮が特に必要とされる環境の悪い箇所であるため C-5 (外面塗装)を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-25

(5) 耐候性鋼材を使用している箱桁内面

箱桁内面は, 閉塞された空間であり, 結露を生じ易いなど, 耐候性鋼材の適用可能な環境とならない場合が多いため, D-5 (内面塗装)を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-25

(6) ボルト連結部の塗装面積(F-11・F-12)

ボルトは購入品であるため, ボルト表面積の工場塗装は計上しない。

(7) コンクリート接触面

コンクリート接触面については、さび汁による汚れを考慮し無機ジンクリッチペイント(30μm)を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-35

4-5-5 塗替え塗装仕様

塗膜は環境中に暴露されると徐々に劣化し、防せい性能や美観性能も徐々に低下する。鋼道路橋塗装の機能を維持するには、塗膜の性能が管理上必要な水準以下に低下してしまう前に塗替え塗装を行うことで塗装の機能を回復させる必要がある。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-114

鋼道路橋は、塗膜の暴露される環境が塗替え後も変わらないと判断し、従来の塗替え塗装は旧塗装と同じ性能を有する塗装系を一般的に選定していた。しかし、その後の調査によると塗装のライフサイクルコスト、環境対策、景観上の配慮などの観点から、より耐久性の優れた塗装系にするほうが有利かつ合理的と考えられるため、塗替え塗装仕様は従来よりも耐久性に優れた重防食塗装系を基本とする。

塗替え塗装系は、表4-19~25によることを原則とする。また、旧塗膜と塗替え塗装系の組み合わせは表4-26によることを原則とする。

表4-19 R_c-I 塗装系 (スプレー※1)

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	1種※3		4時間以内
防食下地	有機ジンクリッチペイント	600	
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	240	1日~10日※2
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	240	1日~10日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	170	1日~10日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	140	1日~10日

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-118

※1：原則はスプレー塗装とするが、発注者との協議のうえで、はけ、ローラーにも変更できる

※2：現場の施工条件に応じて塗装間隔を別途取り決める場合もある。

※3：ブラスト処理による除せい度はISO Sa2 1/2とする。

表4-20 R_c-III 塗装系 (はけ, ローラー)

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	3種		4時間以内
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗 (鋼材露出部のみ)	(200)	
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日~10日
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日~10日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	140	1日~10日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	120	1日~10日

表 4-21 R_c-IV 塗装系 (はけ, ローラー)

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	4 種		4 時間以内
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1 日～10 日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	140	
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	120	

表 4-22 R_a-III 塗装系 (はけ, ローラー)

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	3 種		4 時間以内
下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント (鋼材露出部のみ)	(140)	1 日～10 日
下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	140	1 日～10 日
下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	140	1 日～10 日
中塗	長油性フタル酸樹脂塗料用中塗	120	2 日～10 日
上塗	長油性フタル酸樹脂塗料上塗	110	

表 4-23 R_c-II 塗装系 (はけ, ローラー)

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	2 種		4 時間以内
防食下地	有機ジンクリッチペイント ^{※1}	(240)	1 日～10 日 ^{※2}
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1 日～10 日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	140	1 日～10 日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	120	1 日～10 日

※1: 素地調整程度 2 種ではあるが, 健全なジンクリッチングプライマーやジンクリッチングペイントを残し, ほかの旧塗膜を全面除去した場合は, 鋼材露出部のみに有機ジンクリッチペイントを塗布する。この際, 使用量の目安は 240g/m²程度とする。素地調整程度 2 種で旧塗膜を全面除去した場合は, 有機ジンクリッチペイントの使用量が 600g/m²とする。

※2: 現場の施工条件に応じて塗装間隔を別途取り決める場合もある。

表 4-24 R_a-III 塗装系 (はけ, ローラー)

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	3 種		4 時間以内
第 1 層	無溶剤形変性エポキシ樹脂塗料	300	2 日～10 日
第 2 層	無溶剤形変性エポキシ樹脂塗料 [※]	300	

※: 旧塗膜がタールエポキシ樹脂塗料である場合, タールのブリードによる変色むらが生じることがあるが, 塗膜性能上問題とならない。

表 4-25 R_{Zc}-I 塗装系 (スプレー)

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	1種※		4時間以内
下塗	亜鉛めっき用エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日～10日
中塗	弱溶剤ふっ素樹脂塗料用中塗	170	
上塗	弱溶剤ふっ素樹脂塗料上塗	140	1日～10日

※1：素地調整程度1種ではあるがプラストグレードは、ISO Sa1程度とする。

表 4-26 旧塗膜と塗替え塗装系の組合せ

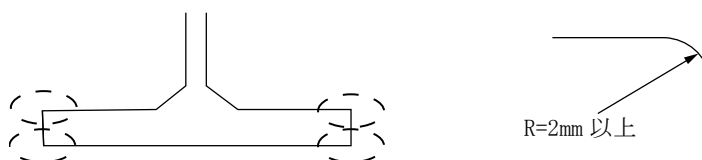
塗替え 塗装系	旧塗膜 塗装系※	素地 調整	特徴
Rc-I	A, B a, b, c	1種	プラスト工法により旧塗膜を除去し、スプレー塗装する。
Rc-III	A, B, C a, b, c	3種	工事上の制約によってプラストできない場合に適用する。 耐久性はRc-I塗装系に比べて著しく劣る。
Rc-IV	C c	4種	C塗装系の塗替えで下塗には劣化がおよんでない場合に適用する。
Rc-II	B b, c	2種	工事上の制約によってプラストできなく、かつ、ジンクリッチングプライマーを用いたB系塗装の旧塗膜、又はC塗装系の局部補修に適用する。
Ra-III	A a	3種	A塗装系の塗替えで十分な塗膜寿命を有していて、適切な維持管理体制がある場合や橋の残存寿命が20年程度の場合に適用する。
Rd-III	D d	3種	暗く換気が十分に確保されにくい環境の内面塗装に適用する。

※：旧塗膜の塗装仕様について塗装・防食便覧資料集付II-2.を参考にすることがよい。

・鋼橋の塗装品質に対する配慮

(1) 鋼部材角部の処理

部材の自由縁となる角部は、膜厚の確保がしにくい箇所である。塗装の寿命を高めるために、部材各部は面取りを行うことが重要である。一般部と同等の塗膜性能を得るためには、半径2R以上の曲面仕上げを行うことが望ましく、加工を行う旨を設計図に明示すること。



角部の曲面仕上げの例

(2) トルシア形高力ボルトのピンテール跡の仕上げ

高力ボルト接合継手にトルシア型高力ボルトを用いる場合、ピンテール跡が鋭利な形状となることが多く、塗装を行う場合そのままでは塗料が十分に付きにくい。この場合にはピンテール跡をグラインダーや専用加工機などで平滑に仕上げることで、通常のボルト頭やナット部と同等の塗装品質が確保できる表面性状とすることができる。

以上より、ピンテールの跡はグラインダーなどで平滑に仕上げる旨を設計図に明示すること。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. II-49

4-5-6 耐候性鋼材

鋼道路橋の防食法として耐候性鋼材の使用を計画した場合に、その橋に所定の性能を発揮させるために考慮すべき事項とその手順、内容について表4-27に示す。

なお、耐候性鋼材を使用する場合は、裸使用を原則とする。

特段の理由により、表面処理を実施する場合は、主務課と協議すること。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-14~15

表4-27 耐候性鋼橋梁の防食設計の手順

手順	内容	備考
環境条件の確認	建設地点の環境が耐候性鋼材に適しているかを確認する。	
↓		
使用材料の確認	鋼材、溶接材料、高力ボルトについて適正材料を選定する。	
↓		
景観への配慮	耐候性鋼材特有の暗褐色が環境と調和するかを確認し、さび汁などで外観上特別な配慮が必要かを検討する。	
↓		
細部構造の処置	防食に配慮した細部構造設計とする。	
↓		
製作・架設条件の確認	防食と外観に配慮した製作法と架設法がとられることを確認する。	
↓		
維持管理方法の提示	点検・診断、維持・管理の方法を提示する。	

(1) 適用可能環境

① 海からの飛来塩分に対して

JIS G 3114 に規定される溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材については、道示Ⅱで「原則として所定の方法で計測した飛来塩分量が 0.05mdd を越えない地域あるいは表4-28、図4-17 に示す地域では一般に無塗装で用いることができる」となっている。

飛来塩分量測定の方法としては、「鋼道路橋塗装・防食便覧」付属資料に示す「土研法」または JIS Z 2381, JIS Z 2382 に示されているいわゆる「ガーゼ法」が用いられる。測定期間は、飛来塩分量が季節変動することから、一般に1年以上継続する必要がある。ただし、日本海沿岸部等の季節変動が例年同じ傾向を示す地域では、海風のピークが生じる季節の2～3ヶ月の測定結果によって無塗装使用の適否を判断することが可能と考えられる。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-15

表 4-28 耐候性鋼材を無塗装で使用する場合の適用地域

地域区分		飛来塩分量の測定を省略して良い地域
日本海沿岸部	I	海岸線から 20km を超える地域
	II	海岸線から 5 km を超える地域
太平洋沿岸部		海岸線から 2 km を超える地域
瀬戸内海沿岸部		海岸線から 1 km を超える地域
沖	縄	なし

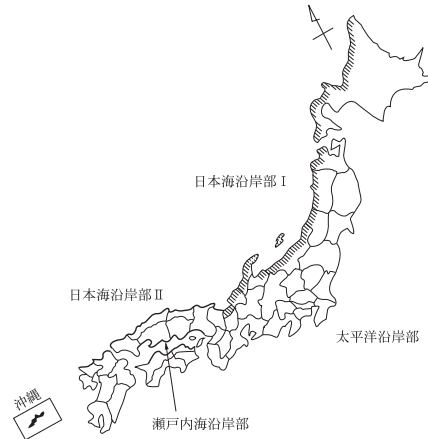


図 4-17 表 4-28 に示す地域区分

飛来塩分量を測定して無塗装使用の適否を判断する際、海岸線からの距離、気象条件の相違による地域特性、季節変動、年変動等を十分把握しておくとともに、架設地点周辺の既存の調査結果等との比較などによって慎重に検討することが重要である。また、ここでの適用可否の評価は、あくまでも地域的な環境としての評価であり、地形的要因や部材の細部構造等に支配される局部環境による評価ではないことに注意が必要である。したがって実際の設計にあっては、それらについて別途所要の耐久性が確保されるよう検討することが重要である。

三者共同研究（旧建設省土木研究所，旧（社）鋼材倶楽部，（社）日本橋梁建設協会）の暴露試験結果とその後追跡した 17 年暴露試験結果から、このような地域環境での JIS G 3114 に規定する溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の長期にわたる板厚減少経年変化の推定を図 4-18 に示す。

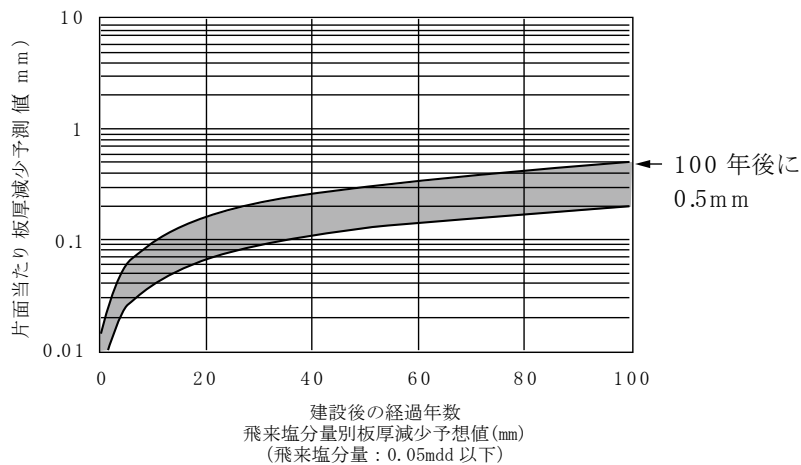


図 4-18 JIS 耐候性鋼腐食予測曲線

(桁内側環境での飛来塩分量 0.05mdd 以下での暴露試験結果に基づく回帰予測)

② 凍結防止剤の塩分に対して

凍結防止剤を大量に散布する路線においては、路面水が交通車両によって飛散し他の近接する橋の部材や当該橋の部材に付着することが考えられる。したがって計画段階では、他路線からの飛散の影響を受ける位置や跳ね返りの影響を受ける斜面や山と接近した位置を避けること（地形環境条件）、あるいは飛散の影響を受ける部位に他の防食法を採用することなどの検討が必要となる。

凍結防止剤が多く散布される高速道路におけるさび状態の調査の例では、凍結防止剤と地形環境の関係について次のような配慮が必要であることが示されている。

ア 山に迫った橋においては、路面水の巻き上げが気流により対象橋の桁に掛らない程度に、また湿気がこもらない程度に距離を置くこと。

図4-19で示すように、山の地面との関係で水平距離 s が5m以内で、しかも鉛直距離 h が2m以内となることを避けるようにする。

イ 並列橋においては、凍結防止剤を散布する下側の橋から路面水の巻き上げが掛らない程度の距離を置いて上側の橋を配置すること。

図4-17で示すように、水平距離 d が3m以内で、しかも鉛直距離 f が2~10mとなる関係を避けるようにする。

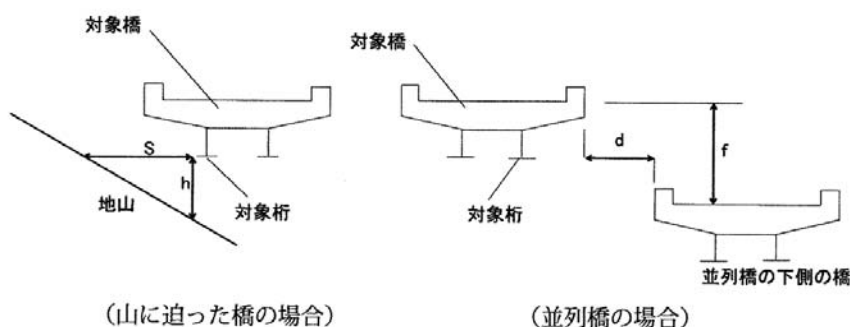


図4-19 凍結防止剤の影響を受ける桁

なお、米国連邦道路局（FHWA）では、図4-20の掘割りタイプの立体交差橋の場合、橋と道路面でトンネルのような閉鎖的な空間が形成されることから、交差橋には耐候性鋼材の適用を避けることが提案されている。

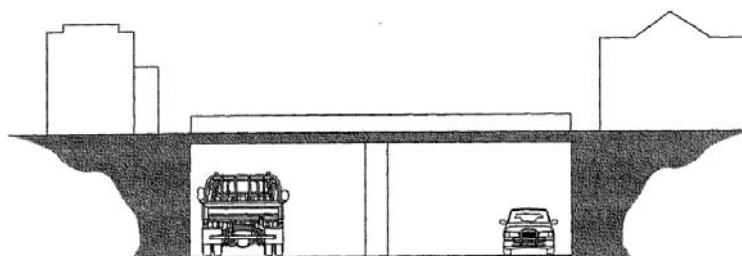


図4-20 掘割りタイプの立体交差橋（米国連邦道路局（FHWA）の例）

③ 水面または植生からの湿気に対して

水面、湿地または植生からの湿気の影響を受けるような地形環境においては、桁が湿潤状態に置かれると考えられる。過去、湿地面に接した桁、植生に覆われた桁などで層状剥離さびが発生している例もあり、水面や湿地、植生との離隔を十分にとるなど、地形との関係を考慮することでも層状剥離さびの発生する危険性を小さくすることが可能であると考えられる。

例えば、米国連邦道路庁（FHWA）では、水面との地形関係について次のような規定を設けている。

ア 川などの動水面では、桁下フランジなどを水面上8フィート（約2.4m）以上離す。

イ 湖水など静水面では、桁下フランジなどを水面上10フィート（約3m）以上離す。

(2) 使用材料

① 鋼材

主構造部材に使用する耐候性鋼材として、JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材（JIS 耐候性鋼材）があり、使用条件によりWタイプとPタイプに区分されている。Pタイプは主に塗装を施して使用する鋼材であり、Wタイプ（SMA400W, SMA490W, SMA570W, SBHS400W, SBHS500W, SBHS700W）は無塗装使用を目的とした鋼材である。

なお、道示ⅡではWタイプのみを扱っており、さらに、SBHSの適用にあたってはJIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材と同等の安全性が確保されるよう設計するとともに、製作・施工において所定の品質が確保されることを確認する等、十分な検討が必要であると示されている。

② 接合材料

耐候性鋼橋に用いる高力ボルトは、主要構造部材と同等以上の耐候性能を有する耐候性高力ボルトを用いるものとする。JIS 耐候性鋼材に対応する耐候性高力ボルトは、JIS 等に規格化されていないが、JIS B 1186（摩擦接合用高力ボルト・六角ナット・平座金のナット）のうちF10TまたはF8T、または、日本道路協会規格（トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のナット）のうちS10Tに合格するもので、かつ耐候性鋼と同様に耐候性を付与するため、主としてCu, Cr, Niなどを添加したものを使用するのがよい。

③ 耐候性鋼用表面処理剤

流出したさび汁により周辺を汚すことを抑制する必要がある場合には、耐候性鋼材に耐候性鋼用表面処理を施すことも有効である。

耐候性鋼用表面処理剤の基本機能は耐候性鋼材表面の緻密なさびの形成を助け、架設当初のさびむらの発生やさび汁の流出を防ぐことを目的に開発されている。その他環境作用の緩和や着色などの機能を付随したものなどがあるが、耐候性鋼用表面処理剤の性能については橋毎にその使用目的に応じて検討するのがよい。

耐候性鋼材に適用する耐候性鋼用表面処理剤は、長期的には風化・消失

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-20

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-21~22

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-23

し、その後の耐候性鋼材表面に緻密なさび層が形成するため、防食機能の向上させることを意図したものでなく、これらを塗り替えることは行なわない。そのため、適用環境条件は、母材の耐候性鋼材の適用範囲と同等とすることが重要である。従って、耐候性鋼材は耐候性鋼用表面処理剤を塗布しても塩分過多な地域では使用すべきでなく、適用環境外の使用にあたっては環境条件を十分調査・検討の上対応することが重要である。

(3) 防食仕様

① 鋼材

飛来塩分量が、0.05mdd を超えない地域の鋼道路橋に無塗装で使用する構造用鋼材は、(2)使用材料に示すとおりとする。

飛来塩分量が 0.05mdd を超える地域にはニッケル系高耐候性鋼材の適用が考えられるが、適用可能限界については、現在のところ基準が確立されていないのが現状である。したがって、ニッケル系高耐候性鋼材の使用にあたっては適用環境条件を調査し、これを反映した適切な暴露試験などによって用いようとする鋼材の適用性を評価・確認するのがよい。

② 部分塗装

鋼道路橋では、通常橋全体が同一の腐食環境にはなく、例えば橋の端部などは橋の中央部に比べて環境が悪いことが多い。したがって、橋全体の腐食に対する耐久性を均一化させるため、環境の悪い部位に対しては部分的に防食性能の高い他の防食方法を採用することが考えられる。耐候性鋼橋でも以下に示すように条件に応じて特定の部位に他の防食法を採用することで、橋全体の耐久性を確保するように配慮する必要がある。

なお、併用される塗装や溶射などの耐候性鋼材以外の防食法それぞれの仕様については、各防食法についての技術資料を参考にするのがよい。その場合に母材が耐候性鋼であるために特別な仕様が求められることはなく、普通鋼材に対する仕様と同様でよい。

また、部分的に他の防食法を適用すれば、その部位についてはその防食法としての点検などの維持管理が必要となる。したがって、構造細部の設計や維持管理設備などの維持管理上必要な措置についても適用するそれぞれの防食法に応じて配慮しなくてはならない。

ア 桁の端部

桁の端部は通常塗装橋においても防食に対する配慮が特に必要とされる環境条件の悪い箇所であることから、耐候性鋼橋の桁端部に塗装などの防食法を施す場合にも耐久性に優れた塗装系などを適用するのが良い。

例えば、塗装を施す範囲は、桁端から桁高の2倍程度までの範囲を目安に、一般部と同程度の環境とみなせる範囲まで塗装することが基本である。このとき塗装部と無塗装部で外観が異なってくるため、景観上支障とならないように配慮するのが良い。

塗装仕様については、色調と日射に考慮して外面用塗装系仕様C-5塗装系（耐候性）（表4-29）を適用すると良い。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-24

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-24~25

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-25

表 4-29 一般面の塗装仕様 C-5 塗装系 (耐候性)

塗装工程		塗料名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			
	2次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			
製作工場	防食下地	無機ジンクリッチペイント	600	75	4時間以内
	ミスコート	エポキシ樹脂塗料下塗	160	—	2日～10日
	下塗り	エポキシ樹脂塗料下塗	540	120	1日～10日
	中塗り	ふっ素樹脂塗料用中塗	170	30	1日～10日
	上塗り	ふっ素樹脂塗料用中塗	140	25	1日～10日

注) 使用量は、スプレーの場合を示す。

イ 箱桁の内部

「内面」とは、箱桁や鋼製橋脚などの閉断面部材の内側の面を指す。箱桁の内面は、閉鎖された空間であり結露も生じやすいなど、耐候性鋼材の適用可能な環境とならない場合が多い。この様な場合には、普通鋼材による箱桁と同様に内面用塗装仕様D-5 塗装系 (表 4-30) を適用する。

表 4-30 内面用塗装仕様 D-5 塗装系

塗装工程		塗料名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	(160)	(15)	6ヶ月以内
製作工場	2次素地調整	動力工具処理 ISO St3			4時間以内
	第1層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	1日～10日
	第2層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	

注) 1 プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

注) 2 製鋼工程におけるプライマーは膜厚にて管理されている。

ウ 摩擦接合面の処理

摩擦接合面の処理は耐候性鋼橋の場合、無機ジンクリッチペイントの塗布、または無塗装が考えられる。無塗装の場合には所要のすべり係数を確保するため、現場接合前に摩擦接合面の浮きさび、油、泥などの汚れを十分に除去するなど配慮することが重要である。

なお、摩擦接合面に無機ジンクリッチペイントを塗布する場合については、母材と同様の状態の塗布となることから製鋼工場での無機ジンクリッチプライマーは不要としてよい。

エ 鉄筋コンクリート床版を持つ箱桁の上フランジ上面

箱桁の上フランジ上面と鉄筋コンクリート床版との間にできる空間は、狭あいかつ閉塞されているためほとんど維持管理が不可能である。したがって、この部分になる箱桁の上フランジ上面には、耐久性に優れた内面用塗装仕様D-5 塗装系を適用するのがよい。その他、I 桁等の上フランジ上面と床版コンクリート接触面については、塗装橋と異なりさび汁による汚れを考慮する必要がないことから基本的には無塗装でよい。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-26

オ 局部的に環境が悪い部位

局部的に環境の悪い部位とは、凍結防止剤の散布量が多い路線で地山に迫ったI 桁橋外桁の下フランジなどが該当する。このような部位では日射、湿潤環境、色調などを考慮して防食法を選定しなくてはならない。従来例では、例えば、下フランジと腹板の立ち上がり 200mm 程度を内面用塗装仕様としたものがある。また、ニッケル系高耐候性鋼を使用することも考えられるが、局部的な部位にのみ異なった鋼材を接合することは好ましくない。ニッケル系高耐候性鋼材の使用にあたっては、環境と鋼材の性能を把握し、暴露実験などによる検証をした上で採用することが必要である。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-26~27

カ 鋼床版上面

架設中の流れさび防止のため鋼床版の上面に塗装を施す場合は、一般の塗装橋と同様、舗装材料の特性にあった塗装仕様を選定することが重要である。例えば、無機ジンクリッチペイント 30 μ m を塗布する例などがある。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. III-27

③ 支承

耐候性橋に使用する支承には、めっき仕様、塗装仕様、耐候性鋼仕様などがあるが、橋の端部の局部環境が悪いこと、及び取り替えが困難であることを考えると、塗装やめっきを施すなど十分に防食性能を高めておくのがよい。

4-5-7 防食耐久性に考慮した構造

(1) スカラップ等滞水対策

材片の組立や溶接に必要がない場合であっても、垂直補剛材やダイヤフラム、横リブ等で滞水が懸念される場合には、スカラップを設けることによる排水対策も検討するのがよい。

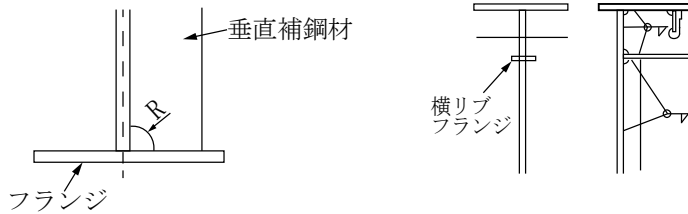


図 4-21 スカラップの例

また、無塗装橋梁の手引き (H19.8, P35, 37), 腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル (H21.3, P20) には、「補剛材及び格点部のスカラップの例」が例示されている。

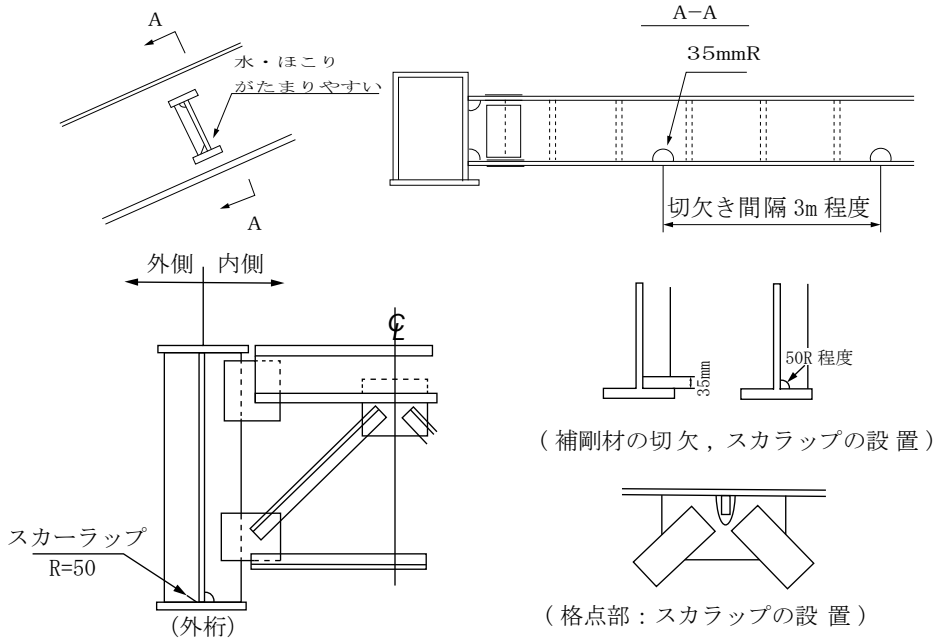


図 4-22 補剛材及び格点部のスカラップの例

(2) 箱桁内部の滞水対策

箱桁内に浸入した水はスカラップを通過して低い方に流れていくが、支点部等ではスカラップを設けることが困難な場合がある。このようなスカラップを設けることが困難で滞水が懸念される箇所には、箱桁外に水を排出するための水抜き孔を設ける必要がある。

また、腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル (H21.3, P20) には、「導水板・排水孔の設置例」が例示されている。

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. I-39

無塗装橋梁の手引き
(H18.8) P35, 37

腐食した鋼構造物の
耐久性照査マニュアル
(H21.3) P20

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) P. I-41

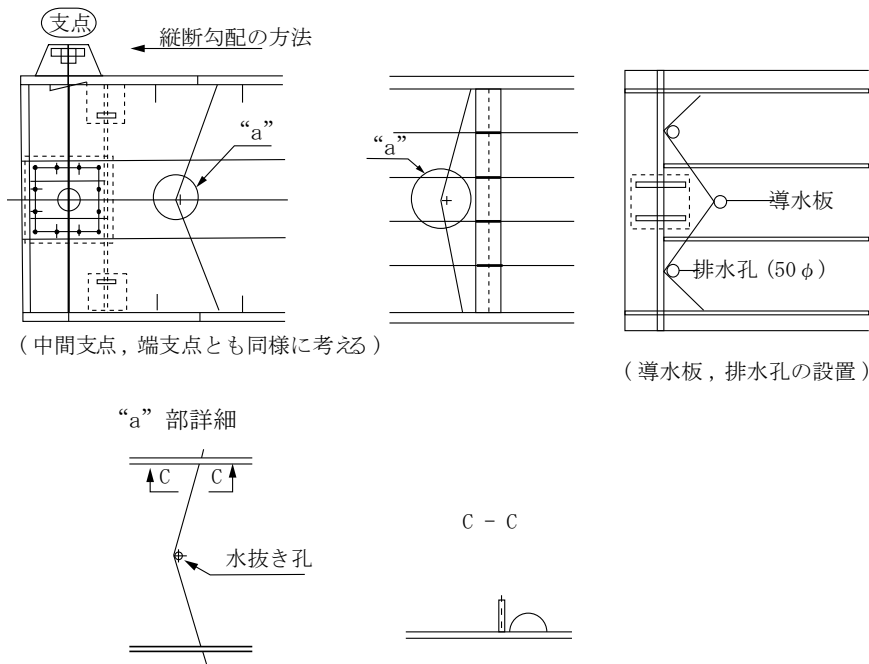


図 4-23 箱桁内部の水抜き処理の例

(3) 床版埋め殺し型枠部の滞水対策

床版ひびわれ部などから浸入した水を排出するため、床版の埋め殺し型枠部には水抜きを設けることが必要である。設置箇所は、縦断勾配の低い側の床版端部と連結部の手前とし、排出した水が桁や横構等にかかることのないよう注意するとともに、水抜きの先端に水切りを設けるのが望ましい。

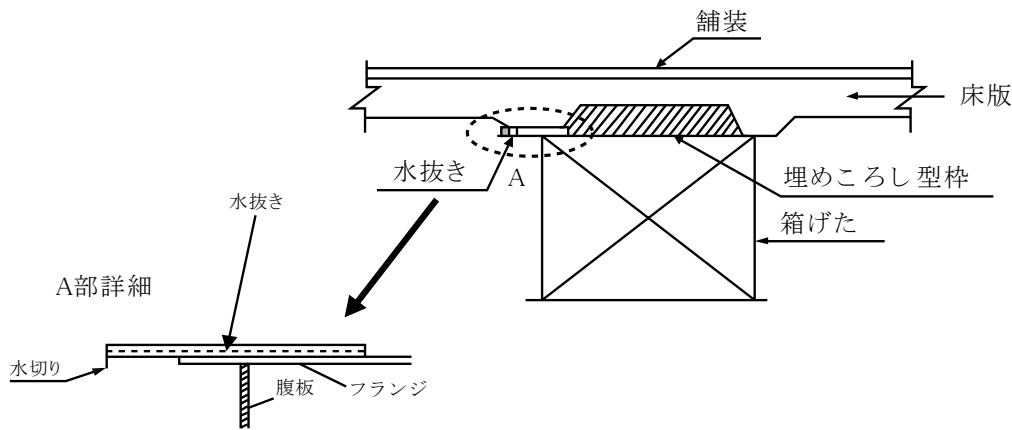


図 4-24 箱床版埋め殺し型枠部の水抜き例

(4) RC床版を貫通する部材の対策

RC床版を貫通する部材は、コンクリートとの接触面を非破壊で目視点検することは不可能であり、この接触箇所は橋面からの雨水が浸透しやすく湿潤状態を継続し、腐食が進行している事例が見受けられる。やむを得ずRC床版を貫通する部材を設ける場合には、開口部を設け通気性を確保することを基本とするが、RC床版が貫通部材の直下で主構上に打ち下ろして支持している構造など開口構造と出来ない場合は、以下に示すように周囲を嵩上げ+シールによる止水する構造にするのがよい。なお、腐食した鋼構造物の耐

久性照査マニュアル (H21. 3, P20) にも例示されているので参照すること。

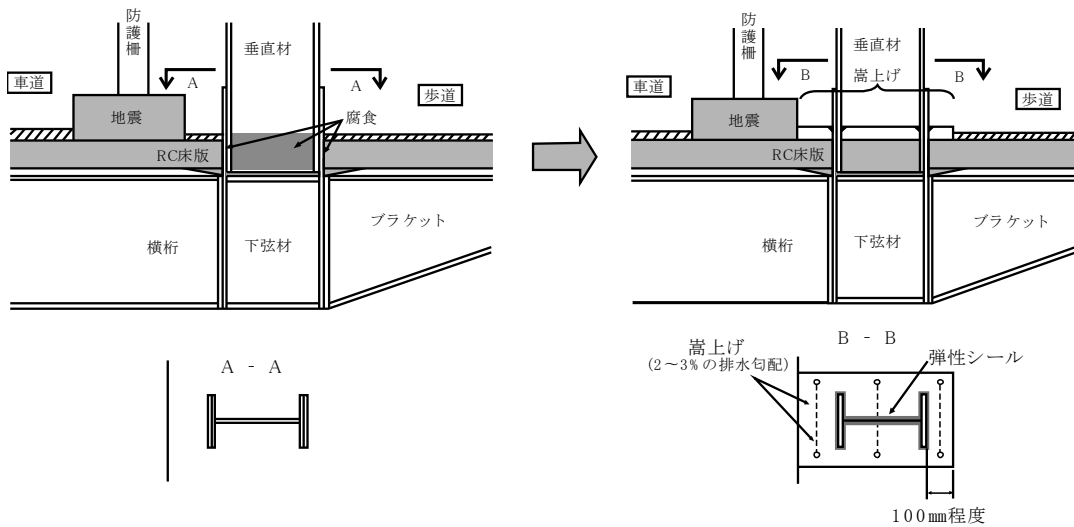


図 4-25 RC床版を貫通する部材の対策例

(5) ハンドホールからの漏水対策

マンホールやハンドホールは、蓋を普通ボルトで留めるだけでは水は浸入するので、補強板を外面に取付けるとともにゴムパッキン等を用いた止水対策を施すのが望ましい。

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3) P. I-49

(6) 異種金属取り合い部の腐食対策

ボルト・ナット類の耐久性向上を図るため、ステンレス材 (SUS) 等も用いることがあるが、一般構造用鋼材にステンレス材を直接取付けると、電位差により異種金属接触腐食を生じる。

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3) P. I-51

異種金属接触腐食が懸念される場合には、異種金属の併用を避けるか、電位差のある金属が接触することがないように絶縁できる座金を使用する等の対策を施す必要がある。

4-6 足場用吊金物

4-6-1 足場用吊金物

床版打設時の支保工の固定、塗装及び維持・補修の足場の固定のために足場用吊り金具を設置する。吊り金具の設置間隔は、橋軸方向に1.8m以内とする。

〈腹板取付金具設置に関して〉

- (1) 桁高が1.8m 以上の場合は、中段位置にAタイプの金具を設ける。
- (2) 桁高が1.8m 未満の場合は、下段位置にAタイプの金具を設ける。なお、取付位置は足場チェーン取付角度を考慮して下フランジ側から300mm程度（最大フランジ幅の約1/2程度）とする。
- (3) 上フランジ側取付金具は、溶接施工を考慮してフランジからの離隔を100mm 以上確保する。
- (4) 補剛材取付側腹板に取り付ける場合は、補剛材位置から150mm 程度離れた位置とする。
- (5) 場所打ち床版施工時に型枠設置にBタイプを利用する場合は、取付位置を上フランジ天端から一定とすることで、型枠高さ調整材を一定にできる。なお、外・内桁とも金具タイプは、型枠取付方法により選定し、橋軸方向の設置間隔は、型枠支保工の検討を行った上で決定する。
- (6) 合成床版タイプで型枠不使用の場合は、外・内桁ともAタイプを設置する。
- (7) 下フランジに足場チェーン用クランプを利用しての足場チェーン取付は、フランジ塗装面の損傷および、チェーンの引張方向によってはクランプの脱落等の懸念があることから、腹板取付金具を利用して行うことが望ましい。

〔吊り金具タイプ〕

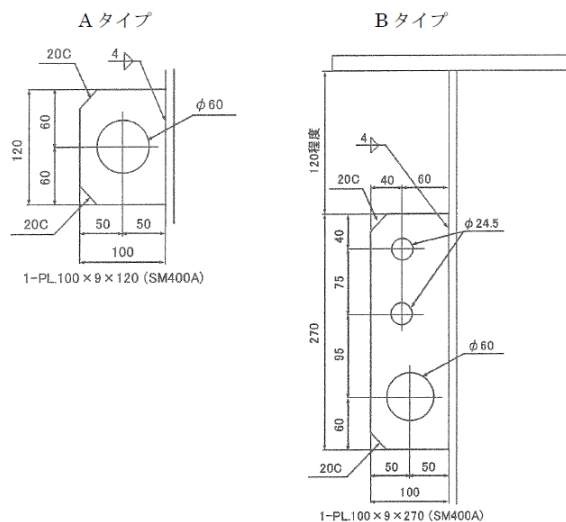


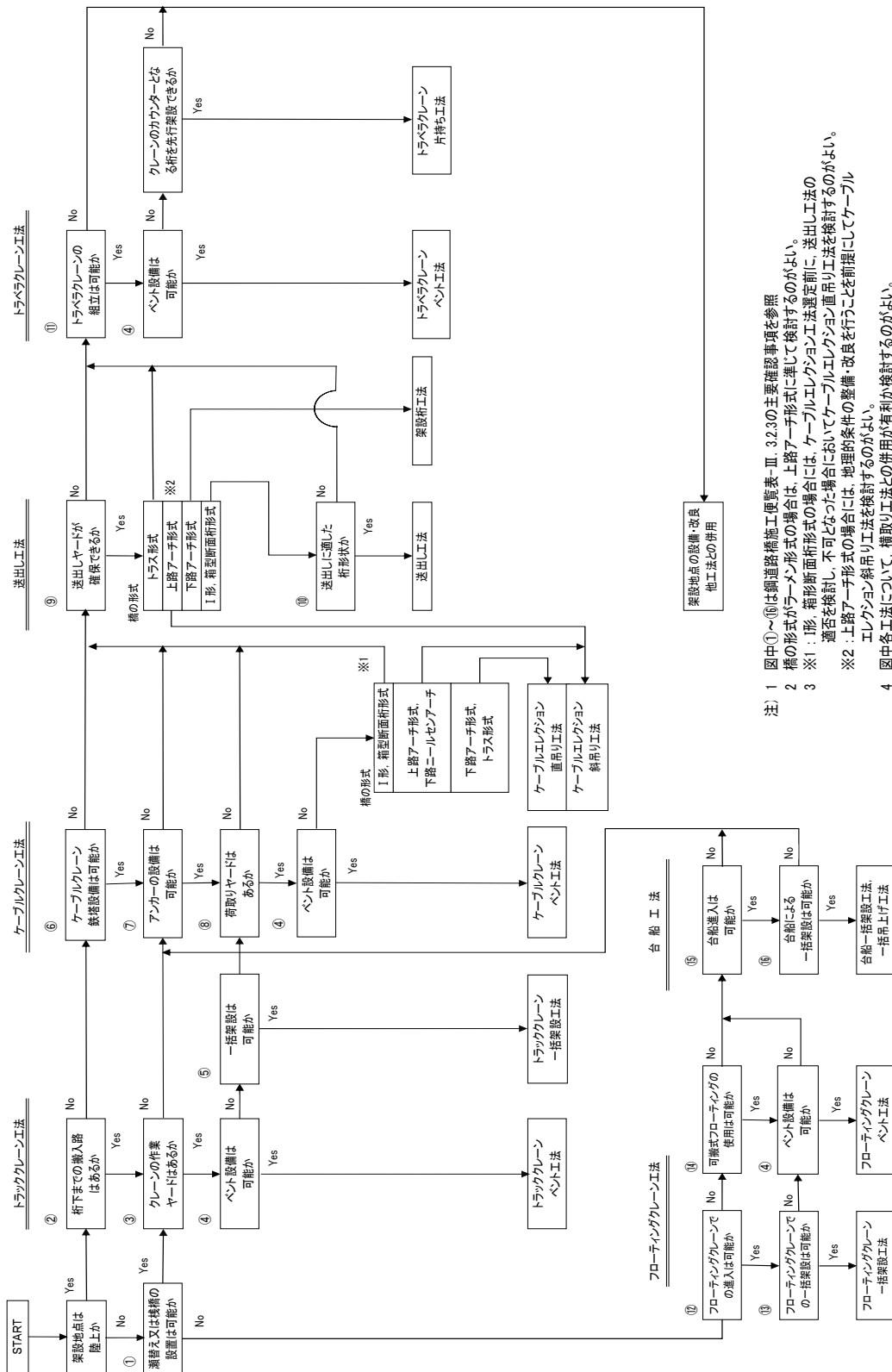
図4-26 足場用吊金物の例

4-6-2 鉄筋コンクリート床版型枠吊金具

鉄筋コンクリート床版型枠吊金具は、上部工製作時に工場溶接による取付を原則とし、その間隔は0.9mを標準とする。

4-7 架設

架設工法選定のフローチャートを図4-27に示す。



- 注) 1 図中①~⑩は鋼道路橋施工便覧表-III-3.2.3の主要確認事項を参照
 2 橋の形式がラーメン形式の場合は、上路アーチ形式に準じて検討するのがよい。
 3 ※1：I形、箱形断面桁形式の場合には、ケーブルエレクション工法選定前に、送出し工法の適否を検討し、不可となった場合においてケーブルエレクション工法を検討するのがよい。
 ※2：上路アーチ形式の場合には、地形的条件の整備・改良を行うことを前提としてケーブルエレクション斜吊り工法を検討するのがよい。
 4 図中各工法について、構取り工法との併用が有利か検討するのがよい。

図4-27 架設工法選定のフローチャート

代表的な施工方法を表4-31(1), (2), (3)に示す。

表4-31(1) 代表的な工法の説明

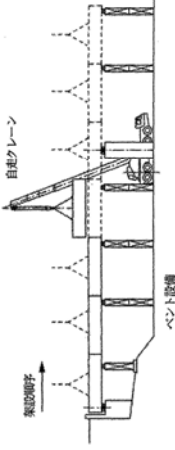
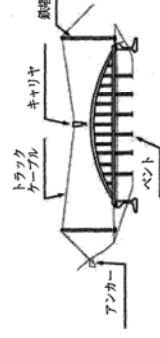
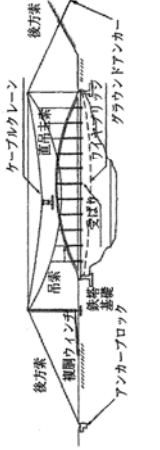
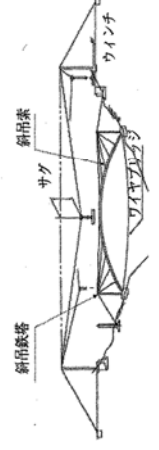
工法	適用可能な橋の形式	工法概要図	選定条件	工法の概要	特徴
自走クレーンによるベント工法	単純桁(1形, 箱形断面桁) 連続桁(1形, 箱形断面桁) 曲線桁 単純トラス 連続トラス ラーメン橋 鋼性橋脚		1 高架構などで架設地点の下まで自走クレーン車が入りできる場合 2 作業帯内に流水部がある場合には堰替えか棧橋を設置可能であること 3 作業帯上空に架空電線などがある場合には防護、又は移設ができること 4 桁下にベントを設置できる場合	自走クレーンで桁を吊上げて架設する方法である。支間が短く、桁の地組が可能な場合には直接、桁を橋台、橋脚上に架設することが可能であるが、支間が長い場合や桁の地組ができない場合は、ベントを用いて架設される。	自走クレーンの車の機動性を活かすことにより、一般には仮設構造物が少なく、すみ、架設工期も短い。桁下が水面の場合でも棧橋を設置するか、堰替えすることにより適用できる。
ケーブルクレーンによるベント工法	単純桁(1形, 箱形断面桁) 連続桁(1形, 箱形断面桁) 曲線桁 単純トラス 下路アーチ 下路ローゼ 下路ランガン 斜張橋		1 海上や河川上で自走クレーン車が入りできない場合 2 両岸に鉄塔、アンカーの設置が可能の場合 3 桁下にベントを設置できる場合	荷取りを考慮してケーブル鉄塔を設置し、各格点にケーブルクレーンでベントを設置した上で、搬入されてきた部材をケーブルクレーンで吊込み架設する方法である。	アンカーの設置、鉄塔の組立等、仮設備に多くの日数を必要とするが、支間長に対して桁間隔が小さい橋の架設に適している。各格点にベントを設置するため、桁のそりの調整などが容易である。
ケーブルクレーンによるケーブルエレンション直吊工法	単純トラス 下路アーチ 下路ローゼ 下路ランガン 上路ランガン		1 桁下が流水部や谷でベント設置ができない場合 2 ケーブル設備及びアンカーブロックが設置できる場合	仮設構造物はアンカーブロック、鉄塔、主索、吊索、受ばり等からなり、トラック及びびトレラーで運搬された部材をケーブルクレーンで吊込み架設する方法である。下方部材から上方部材の順で架設し、各架設段階で桁のそりの調整しながら架設する。	仮設備が多くなり、架設工期も他の工法と比べて長くなる。ケーブルの伸びによる架設途中の変形量が大きく、桁のそりの調整などの作業が多い。
ケーブルクレーンによるケーブルエレンション斜吊工法	上路アーチ 上路ローゼ 上路ランガン 方づえラーメン橋		1 桁下が流水部や谷で、ベント設置ができない場合 2 ケーブル設備及びアンカーブロックが設置できる場合	仮設構造物はアンカーブロック、鉄塔、斜吊索等からなり、トラック及びびトレラーで運搬された部材をケーブルクレーンで吊込み、アーチ部材を斜吊索で受けながら閉合し、その後垂直材、補剛桁を架設する方法である。	直吊工法とほぼ同様の仮設備と工期が必要である。支承は、斜吊索のために発生する水平力を下部構造に伝えられる構造とする必要がある。

表 4-31(2) 代表的な工法の説明

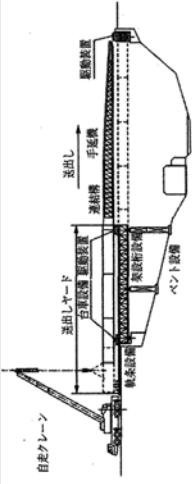
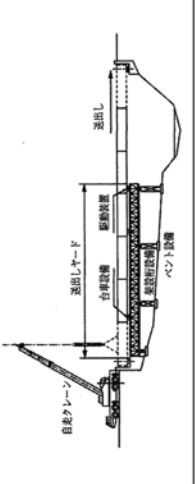
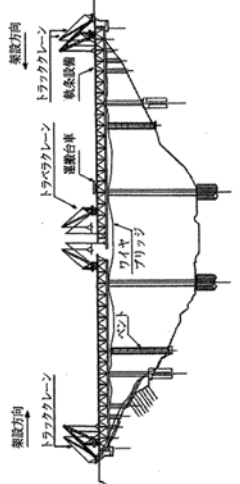
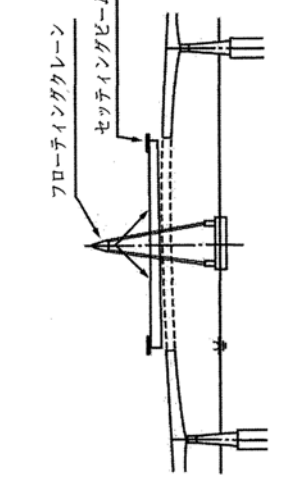
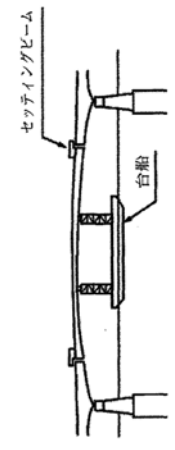
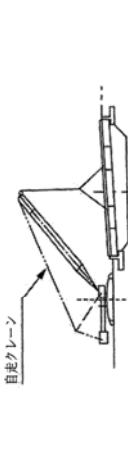
工法	適用可能な橋の形式	工法概要図	選定条件	工法の概要	特徴
手延機による送出し工法	等断面のI桁、箱桁断面桁、橋やかな曲線桁 (R=500m程度以上)		<ol style="list-style-type: none"> 1 桁下空間が使用できない場合 2 架設現場の隣接場所が地組が可能である場合 	架設現場の隣接場所、手延機と橋桁の部分組立、又は全体組立を行って、順次送出す工法である。桁の組立は自走クレーン車、門型クレーン等で行い、送出し装置の設置は現地状況に合ったクレーンを使用する。	道路、鉄道等の上で行う架設作業が比較的短時間で済む。
架設桁による送出し工法	連続桁(I形、箱形断面桁) 連続トラス		<ol style="list-style-type: none"> 1 桁下空間が使用できない場合 2 部分的にベント設置が可能なる場合 3 前方に手延機の解体ヤードが確保できない場合 	側径間、支間の一部に架設桁を設置し、これを送出しヤードとして順次送出す工法である。桁の組立は自走クレーン車、門型クレーン等で行い、送出し装置の設置は現地状況に合ったクレーンを使用する。	架設ヤードが制限される場合に有利である。仮設橋が大規模になる。
トラベラクレーンによる片持ち工法	連続トラス 斜張橋 連続桁(I形、箱形断面桁) 曲線 縦断変断面で送り出し出来ない形状		<ol style="list-style-type: none"> 1 流水などで桁下に自走クレーン車が進入できない場合 2 桁下空間が使用できない場合 	カウントワーユエイトになる側径間を何らかの方法で架設し、その上でトラベラクレーンを組み立てて、連結材を介して片持ちで架設する方法である。部材は、床組上を台車で運搬するのが一般的である。	架設応力が大きくなる場合がある。設計計算書を照査し、各部材の応力及びたわみを考慮して、架設計画を立てる必要がある。
フローティングクレーン工法	斜張橋 連続桁(I形、箱形断面桁) 曲線桁 単線トラス 連続トラス		<ol style="list-style-type: none"> 1 適当な水深があり、かつ流れが弱い地点に架設する場合 2 フローティングクレーンが架設地点まで進入できる場合 	工場岸壁、又は現場近くで大ブロックに組立てられた部材を、台船に積んでえい航、又は直接、フローティングクレーンで吊って運搬し、フローティングクレーンで吊込み架設する方法である。	ほぼ完成に近い状態で架設するのが一般的であるため、架設工期が短く、高所作業も少ない。運搬中、架設中の支持条件が完成系と異なるため架設応力、たわみなどを照査し、補強など十分な検討を行い、架設計画を立てる必要がある。

表 4 - 31 (3) 代表的な工法の説明

工法	適用可能な橋の形式	工法概要図	選定条件	工法の概要	特徴
台船工法	単純桁(I形, 箱形断面桁) 連続桁(I形, 箱形断面桁) 曲線桁 単純トラス 下路アーチ 下路ローゼ 下路ランカー		<ol style="list-style-type: none"> 1 適当な水深があり, かつ流れが弱い地点に架設する場合 2 台船が架設地点まで進入できる場合 	工業岸壁, 又は現場近くにて台船上で大ブロックに組み立てられた部材を, 現場下まで曳い航し, 以下のいずれか, あるいは組合せで架設する方法である。 ①ジャッキアップ ②水位の干満差を利用する。 ③水位の干満差を利用し, かつ台船の注排水を行う。	橋体の運搬, 架設は, フロートディングレール工法と同じである。ただし, 支持状態が橋の下側からとなる。台船の全体の安全性, 局所座屈等も照査する必要がある。
自走クレーンによる大ブロック工法	単純桁(I形, 箱形断面桁) 連続桁, 曲線, 縦断変断面で送出しできない形状		<ol style="list-style-type: none"> 1 流水などで桁下に自走クレーン車が入りできない場合 2 桁下空間が使用できない場合 3 地組ヤードが確保できない場合 4 自走クレーンの設置が可能である場合 	後方ヤード, 桁下用地等で, 支間全体を組立て, ペントなど仮支持を行わずに架設する方法である。	大型の自走クレーンが必要となり, 設置ヤードの十分な検討が必要となる。

5 PC橋

5-1 PC橋の設計

5-1-1 適用

PC橋の設計はこの手引きによるほか、記述のないものについては下表の関係図書他によるものとする。

表5-1 関係図書一覧

関係図書	発行年月	発行者
道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編	H24. 3	日本道路協会
道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編	H24. 3	日本道路協会
コンクリート道路橋設計便覧	S55. 8	日本道路協会
コンクリート道路橋施工便覧	H27. 3	日本道路協会
道路橋支承便覧	H16. 4	日本道路協会
道路構造令の解説と運用	H27. 6	日本道路協会
防護柵の設置基準・同解説	H28. 12	日本道路協会
コンクリート標準示方書（設計編）	H25. 3	土木学会
土木構造物標準設計ポストテンション方式PC単純床版橋同T桁橋	H 6. 3	全日本建設技術協会
プレテンション方式PC単純床版同T桁橋	H 8. 3	全日本建設技術協会
プレキャストブロック工法によるプレレストコンクリートTげた道路橋設計・施工指針	H 4. 10	全日本建設技術協会
PCグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアル	H25. 8	PC建設業協会
PC道路橋設計・製造便覧	H16. 6	PC建設業協会
PC連結げた橋設計の手引き（案）	H10. 6	PC建設業協会
施工計画書作成の手引き [T桁橋・セグメントT桁橋]	H14. 7	PC建設業協会

5-1-2 コンクリート材料

コンクリート材料は、表5-2によるが、PC橋コンクリートの強度の使い分けは原則として次のように分類する。

表5-2 コンクリート強度区分

コンクリート強度 (σ_{ck})	使用区分
50N/mm ²	プレテンション桁 プレキャストセグメント桁（工場製品）
40N/mm ²	ポストテンションT桁 場所打ポストテンション箱桁橋（片持工法） プレキャストセグメント桁（現地製作）
36N/mm ²	場所打ポストテンション箱桁橋（支保工法） 場所打ポストテンション中空床版橋（支保工法）
30N/mm ²	ポストテンションT桁橋及びプレテンションT桁橋の横桁・床版場所打コンクリート プレテンション床版橋の中埋コンクリート ポストテンションT桁橋及びプレテンションT桁橋・床版橋の張出床版部（定着部を有する）の場所打コンクリート
24N/mm ²	ポストテンションT桁橋及びプレテンションT橋の横桁・床版橋の張出床版部（定着部を有しない）の場所打コンクリート 地覆・壁高欄

標準設計プレテンション方式PC単純床版橋同T桁橋 3.2 (H8.3)

道示Ⅲ
(H24.3) P85, P300

標準設計ポストテンション方式単純T桁橋 3.2 (H6.3)

表 5-3 プレストレストコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

		主 桁		間詰, 横桁	
		設計基準強度 σ_{ck}	プレストレス を与えてよい 強度	設計基準強度 σ_{ck}	プレストレス を与えてよい 強度
プレテンション桁	単純T桁	50	35	30	25
	単純床版	50	35	30	25
ポストテンション桁		40	34	30	25

5-1-3 PC鋼材・シース

PC鋼材は、原則として道示I (H24.3) 3章(表一解3.1.3, 表一解3.1.6)に掲載されている材料を使用する。また、シースについてはスパイラルシース(鋼製)を標準としているが、海浜部および山間部で凍結防止剤を散布するような塩害対策が必要な箇所についてはポリエチレンシース等を使用してもよいものとする。

道示 I
(H24.3) P78~79, P81

5-1-4 プレグラウトPC鋼材

プレグラウトPC鋼材は、原則として道示III20.10.2及びPCプレグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアルに掲載されている材料を使用する。

プレグラウトPC鋼材を使用する場合は、主務課と必ず協議すること。

PCグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアル (H25.8) P183

表 5-4 PC鋼より線の機械的性質, 公称断面積, 単位重量

呼び名	0.2%永久伸びに対する試験力 (kN)	最大試験力 (kN)	伸び (%)	公称断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)	リラクゼーション値* (%)	
						N	L
12.7mm 7本より	156以上	183以上	3.5以上	98.71	0.774	8.0以下	2.5以下
15.2mm 7本より	222以上	261以上	3.5以上	138.7	1.101	8.0以下	2.5以下
17.8mm 19本より	330以上	387以上	3.5以上	208.4	1.652	8.0以下	2.5以下
19.3mm 19本より	387以上	451以上	3.5以上	243.7	1.931	8.0以下	2.5以下
21.8mm 19本より	495以上	573以上	3.5以上	312.9	2.482	8.0以下	2.5以下
28.6mm 19本より	807以上	949以上	3.5以上	532.4	4.229	8.0以下	2.5以下
PC鋼棒 B種1号 32mm	748以上	869以上	5.0以上	804.2	6.31	4.0以下	
PC鋼棒 B種2号 32mm	748以上	949以上	5.0以上	804.2	6.31	4.0以下	
PC鋼棒 C種1号 32mm	869以上	990以上	5.0以上	804.2	6.31	4.0以下	

*リラクゼーション値は最大試験力の70%を初期荷重として、1000時間後の荷重低下を示す。
またNは通常品、Lは低リラクゼーション品を示す。

表 5-5 プレグラウトPC鋼材の樹脂の種類・タイプの特徴

樹脂の種類・タイプ		コンクリートの最高温度	適用可能な範囲の目安	有効付着強度*1の発現期間*2
湿気硬化型		95℃	薄い部材(床版)からマスコンクリートまで適用可能。	2~4年程度
熱硬化型	超高温タイプ	85℃	コンクリート温度が高くなることが見込まれる部材においても適用可能。熱硬化型の中で最も温度依存性が低く、緊張可能期間が長い。	床版への使用で4~6年程度
	高温タイプ	80℃	超高温タイプよりも緊張可能期間および有効付着強度が発現するまでの期間が短い。	床版への使用で3~5年程度
	暑中タイプ	75℃	床版に適用可能。	床版への使用で2~3年程度
	常温タイプ	60℃	床版に適用可能。夏期使用は適さない。	床版への使用で1~1.5年程度

PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル (H25.8) P187

- *1 有効付着強度とは、プレグラウト PC 鋼材とコンクリートとの付着において、その付着強度が PC 鋼材径、コンクリート強度など同条件での PC グラウトにおける PC 鋼材とコンクリートのそれと同等になる付着強度のことである。実用的にはプレグラウト樹脂の硬度が 50D となる時期が有効付着強度発現時と設定されている。
- *2 有効付着強度の発現期間は、年平均気温が 16℃程度の地域での発現期間を示した。ここに記述した床版とは、 $\sigma = 40\text{N/mm}^2$ の早強コンクリートの場所打ち床版(床版厚 300mm)を想定している。

プレグラウト PC 鋼材用エポキシ樹脂は、土木学会基準 JSCE-E146「プレグラウト PC 鋼材用エポキシ樹脂の品質規格(案)」に適合したエポキシ樹脂とする。プレグラウト PC 鋼材用エポキシ樹脂には、湿気硬化型と熱硬化型の 2 種類があり、それぞれの品質規格を表 5-6、表 5-7 に示す。

PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル (H25.8) P186

表 5-6 湿気硬化型エポキシ樹脂の品質規格 (JSCE-E 146-2010 より)

試験項目	試料	加温条件	頻度	品質規定
粘度	湿気硬化型エポキシ樹脂に、重量比で 2% の水を添加し 5 分間攪拌したもの	90℃ 48 時間	樹脂製造ロットごとに 1 回	150Pa・s 以上 600Pa・s 以下
デュロメーター D 硬さ	定められた期間内に製造されたロットから任意に抽出	85℃, 95% RH 800 時間	定期試験 (1 年 1 回以上)	タイプ D 50 以上
硬化収縮率	定められた期間内に製造されたロットから任意に抽出	85℃, 95% RH 800 時間	定期試験 (1 年 1 回以上)	1.0% 以下

表 5-7 熱硬化型エポキシ樹脂の品質規格 (JSCE-E 146-2010 より)

試験項目	樹脂タイプ	加温条件	頻度	品質規定
ちょう度	常温	80℃, 15 時間	樹脂製造ロットごとに 1 回	300 以上
	暑中	80℃, 30 時間		
	高温	90℃, 45 時間		
	超高温	95℃, 45 時間		
デュロメーター D 硬さ	常温	80℃, 75 時間	定期試験 (1 年 1 回以上)	タイプ D 50 以上
	暑中	80℃, 150 時間		
	高温	90℃, 150 時間		
	超高温	95℃, 150 時間		
硬化収縮率			定期試験 (1 年 1 回以上)	1.0%以下

PC グラウト&プレ
グラウト PC 鋼材施工
マニュアル
(H25.8) P186

5-1-5 PC 定着工法

設計に用いる PC 定着工法は、次の種類の中なら、現場条件により、適宜選定するものとする。

コンクリート道路橋
施工便覧 (H10.1)
P260

表 5-8 PC 定着工法の分類

[大分類]	[小分類]	[定着工法]	[PC 鋼材のシステム]	[構成線材]		
定着装置 の形式	クサビ形式	内クサビ形式	FKK フレシネー工法 (T システム)	マルチストランド	S12.7, 15.2	
			スリーストランド工法	マルチストランド	S10.8, 12.4, 15.2	
			アンダーソン工法	マルチストランド	S9.5, 11.1, 12.4	
		二重クサビ形式	OBC 工法	マルチストランド	S9.3, 12.4	
			SWA 工法	マルチストランド	S7.9, 9.3, 10.8	
			FKK フレシネー工法 (V システム)	マルチストランド	S12.7, 15.2	
		外クサビ形式	SEEE・PAC 工法	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
			VSL 工法	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
			CCL 工法	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
			BBR 工法 (コナマルチシステム)	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
			ディビダーク工法 (ケーブルシステム)	マルチストランド	S15.2	
		ネジ形式	圧着ネジ形式	SEEE 工法	マルチストランド	S8.1, 9.5, 11.1
				普通 PC 鋼棒	バー	B17, 23, 26, 32
			鋼棒ネジ形式	ディビダーク工法 (鋼棒システム)	バー	B26, 32
	FAB 工法			バー	B26, 32	
	製頭ネジ形式	BBR 工法 (V システム)	マルチワイヤー	W5, 7		
		OSPA 工法	マルチワイヤー	W5, 7		
	合金ネジ形式	安部ストランド工法	シングルストランド	S20.6, 26.8, 45.2		
レオバネジ形式	レオバ工法	マルチワイヤー	W5, 8			
ループ扇状ネジ形式	パウル・レオンハルト工法	マルチストランド	S9.3, 12.4			

参考文献 : PC 定着工法 (1988 年版), PC 技術協会

この他に、斜張ケーブル・外ケーブル・アンボンドケーブル・新素材ケーブル・アフターボンドケーブル等があるが、それらについては、「PC 定着工法」(プレストレストコンクリート技術協会)を参照すること。

5-1-6 ケーブルシステム

ケーブルシステムは、原則として次の図5-1によること。

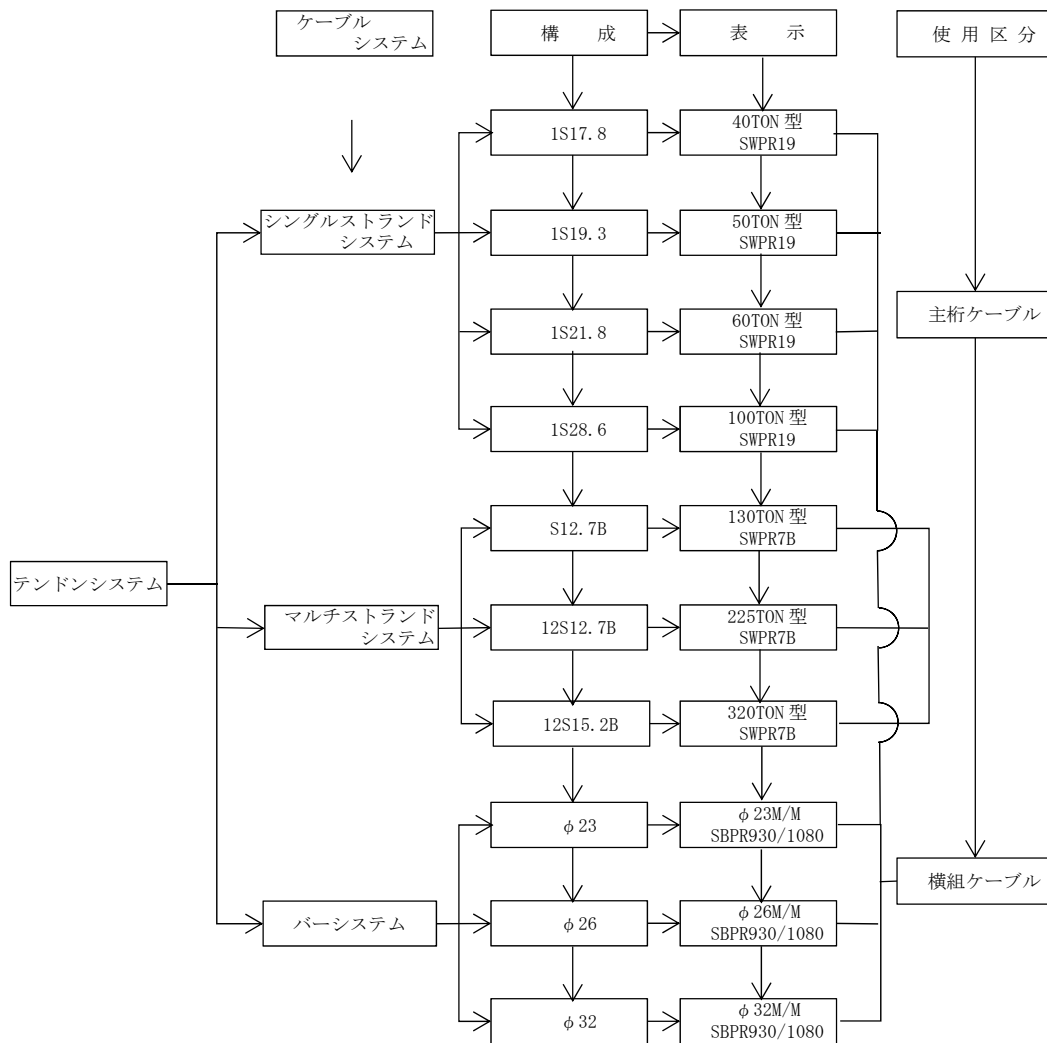


図5-1 ケーブルシステムの一般的な流れ

5-1-7 PC橋の横締めについて

横締め用PC鋼材は、シングルストランドを標準とする。

5-1-8 鉄筋の重ね継手長について

PC構造における異種径鉄筋の重ね継手長は、細径を基本として重ね継手長を算出する。

5-1-9 鉄筋のかぶり

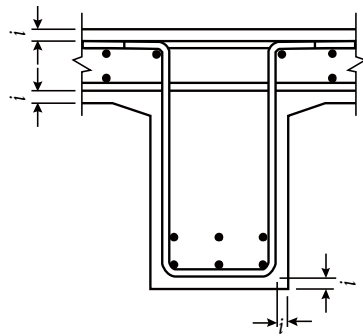
- (1) 場所打ち中空床版橋や箱桁橋の最小かぶりに関しては、施工用鉄筋に関しても所定の鉄筋かぶりを確保すること。
- (2) コンクリートと鋼材との付着を確保し、鋼材の腐食を防ぎ、火災に対して

鋼材を保護する等のために必要なかぶりを確保しなければならない。

(3) かぶりは、鉄筋の直径以上かつ、下表の値以上とする場合においては、上記を満たすものとみなす。

表 5-9 鉄筋の最小かぶり (mm)

部材の種類	床版, 地覆, 高欄, 支間 10m以下の床版橋	桁	
		工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	左記以外の桁及び支間が 10mを超える床版橋
最小かぶり	30	25	35



ここに、 i : 鋼材のかぶり

5-1-10 PC工法の耐久性向上について

コンクリート部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮するものとする。

(1) コンクリート構造物は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにするものとする。

(2) 表 5-11 に示す地域においては、かぶりの最小値を表 5-10 に示す値以上とする等の対策を行うことにより(1)を満足するとみなしてよい。

表 5-10 塩害の影響による最小かぶり (mm)

塩害の影響の度合	対策区分	構造	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1)以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造
		影響が激しい	S	70 ^{*1}	
影響を受ける	I		50	70	
	II		35	50	70
	III				50
影響を受けない		道示Ⅲ6.6.1「鋼材のかぶり」による			

^{*1} 塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用

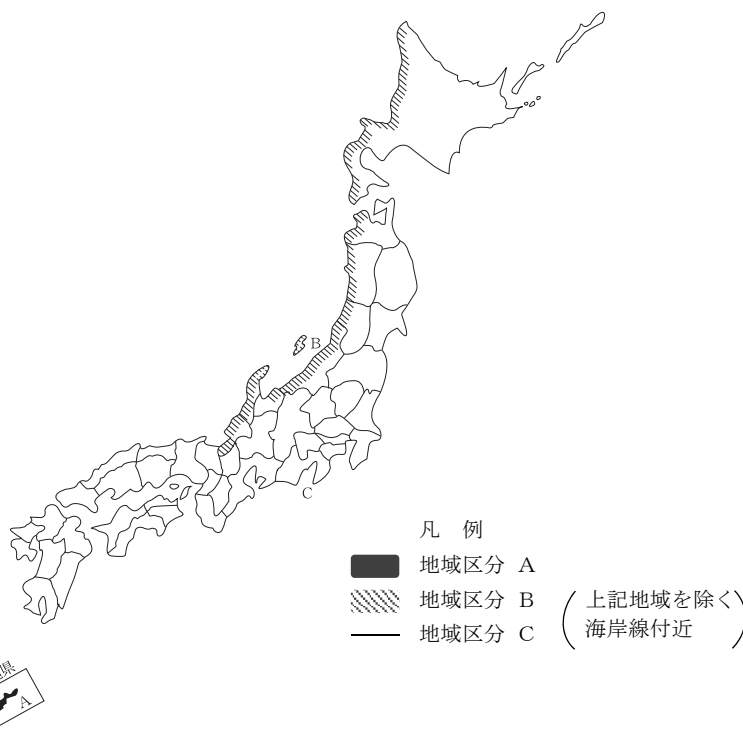
道示Ⅲ
(H24.3) P174

道示Ⅲ
(H24.3) P175

表 5-11 塩害の影響地域

地域区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から 100mまで	S	影響が激しい
		100mを超えて 300mまで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	図 5-2 及び表 5-12 に示す地域	海上部及び海岸線から 100mまで	S	影響が激しい
		100mを超えて 300mまで	I	影響を受ける
		300mを超えて 500mまで	II	
		500mを超えて 700mまで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から 20mまで	S	影響が激しい
		20mを超えて 50mまで	I	影響を受ける
		50mを超えて 100mまで	II	
		100mを超えて 200mまで	III	

道示Ⅲ
(H24.3) P175



道示Ⅲ
(H24.3) P176

図 5-2 塩害の影響の度合いの地域区分

表 5-12 地域区分 B とする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。）
 青森県のうち、今別町、外ヶ浜町（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市（旧市浦村の地区に限る。）、むつ市（旧脇野沢村の地区に限る。）、つがる市、大間町、佐井村、秋田県、山形県、新潟市、富山県、石川県、福井県

5-1-11 端部および中間点上のジャッキアップについて

橋座部は、支承の点検・補修などが確実にできる空間を確保すること。

また、支承交換や桁端部の補修が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うこと。

ただし、橋種や橋長等によっては上記対応が不要な場合もあるので、主務課と事前に協議すること。

(1) 支承取替えジャッキアップスペースの確保

支承取替えのジャッキアップに伴う桁下空間は、施工性を考え400mm以上確保すること。

また、平面空間は、仮支点の位置や反力に応じたジャッキの種類・能力を設定し、支点上横桁あるいは支承前面等に必要な空間を適切に確保すること。

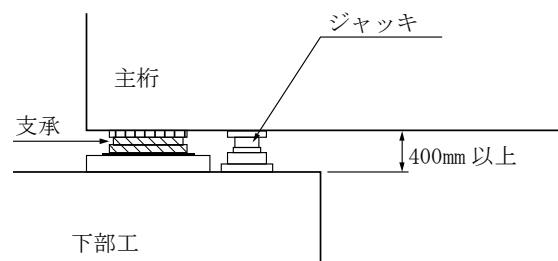


図5-3 支承取替えジャッキアップスペース【イメージ図】

(2) 支承取替えに伴うジャッキアップ補強

支承取替えに伴う仮支点箇所は、維持管理のためのジャッキアップ補強をあらかじめ行っておくことが望ましい。ジャッキアップ位置を端横桁あるいは支承前面の主桁に設ける場合は、ジャッキアップ反力に備え十分に補強しなければならない。

また、下部工橋座部についても、ジャッキアップ反力に備え鉄筋により十分に補強しなければならない。

(3) 支承取替え図

支承取替え構造は、今後の維持管理への活用を目的とし、施工要領図として作成、保管しなければならない。

道示IV
(H24.3) P229

道路橋支承便覧
(H16.4) P185

道示IV
(H24.3) P229～230

5-2 ポステン桁及びプレテン桁の標準構造

5-2-1 ポステン桁及びプレテン桁の適用支間

プレテンション型式の支間は24m以下、ポストテンション型式の場合は20m以上を原則とする。プレテンション方式において、トレーラーによる陸路輸送が伴う場合、車長が12m以上の場合運搬経路について、道路管理者等、関係機関の許可が必要であるので、方式決定にあたっては経路等、十分調査検討しなければならない。

5-2-2 ポステン桁及びプレテン桁の標準桁高

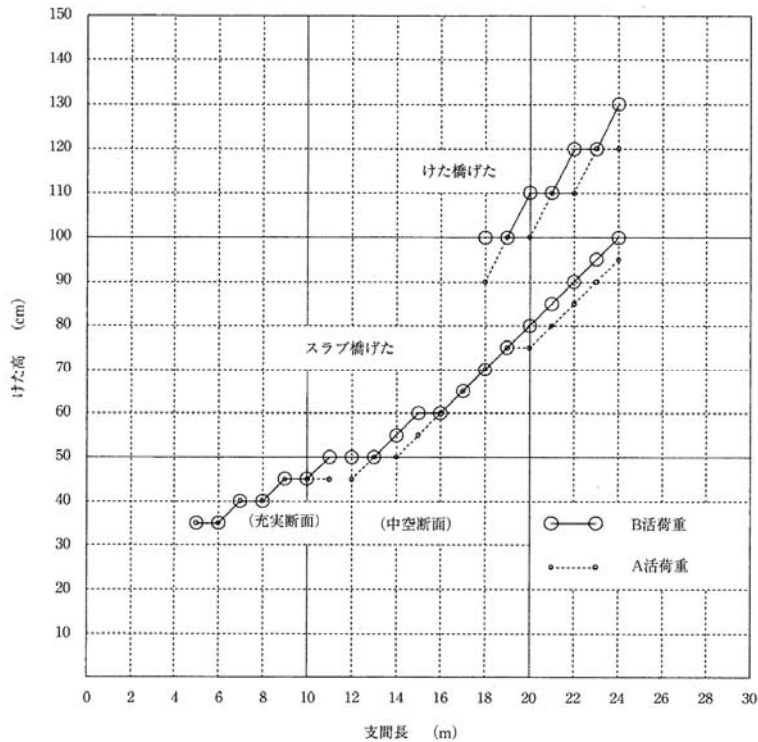


図5-4 支間と桁高の関係（プレテン桁）

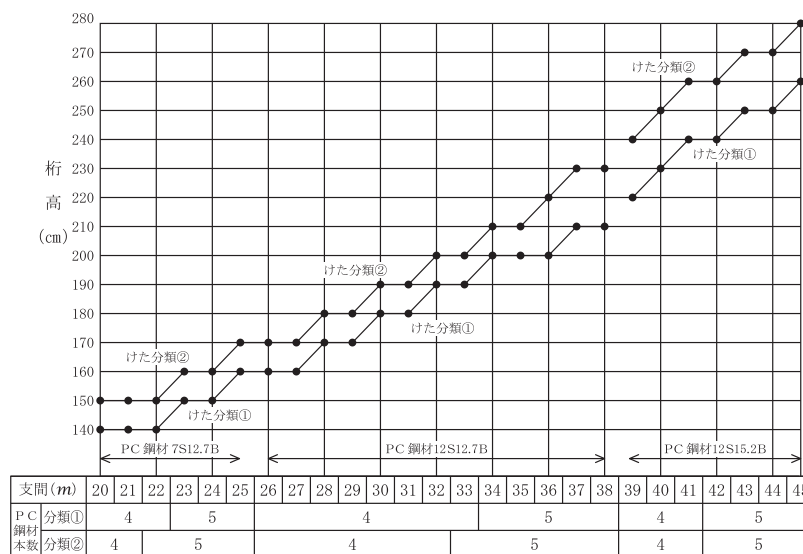


図5-5 支間と桁高の関係（ポステンT桁橋）

標準設計プレテンション方式PC単純床版橋道T桁橋 (H8.3) 3.2

設計・製造便覧 (H16.6) P14

標準設計ポストテンション方式単純T桁橋 (H6.3) 3.2

5-2-3 ポステン桁及びプレテン桁の標準桁配置

標準設計ポストテンション方式単純T桁橋(H6.3)3.2

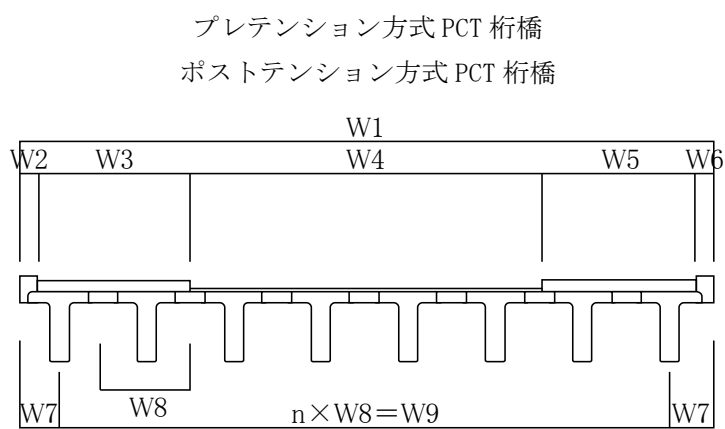
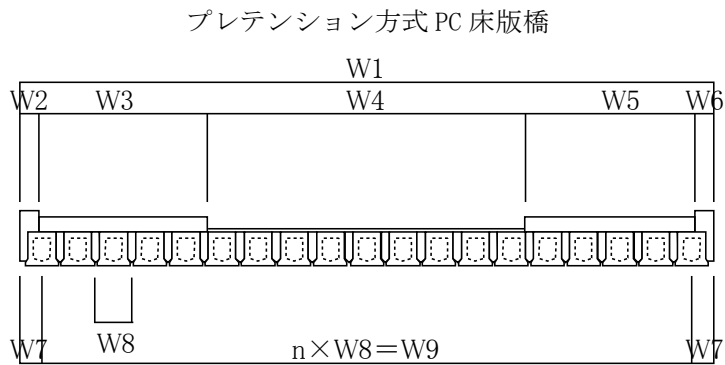


図5-6 標準桁配置

表5-13 寸法表

記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
プレテンション方式PC床版橋	5.200	0.600	0.000	4.000	0.000	0.600	0.440	6.000	0.720	4.320
	8.200	0.600	0.000	7.000	0.000	0.600	0.450	10.000	0.730	7.300
	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	0.475	11.000	0.750	8.250
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	0.470	12.000	0.730	8.760
	10.200	0.600	0.000	9.000	0.000	0.600	0.480	12.000	0.770	9.240
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	0.475	13.000	0.750	9.750
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	0.500	14.000	0.750	10.500
	12.000	0.400	3.500	7.500	0.000	0.600	0.450	15.000	0.740	11.100
	12.500	0.400	3.500	8.000	0.000	0.600	0.475	15.000	0.770	11.550
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	0.475	15.000	0.770	11.550
	13.000	0.400	3.500	8.500	0.000	0.600	0.500	16.000	0.750	12.000
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	0.460	17.000	0.740	12.580
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	0.525	17.000	0.750	12.750
	14.000	0.400	3.500	9.500	0.000	0.600	0.455	17.000	0.770	13.090
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	0.490	18.000	0.740	13.320
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	0.470	19.000	0.740	14.060
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	0.525	19.000	0.750	14.250
	15.500	0.400	3.500	11.000	0.000	0.600	0.550	20.000	0.720	14.400
	15.800	0.400	3.500	8.000	3.500	0.400	0.500	20.000	0.740	14.800
	16.300	0.400	3.500	8.500	3.500	0.400	0.450	20.000	0.770	15.400
17.300	0.400	3.500	9.500	3.500	0.400	0.510	22.000	0.740	16.280	
17.800	0.400	3.500	10.000	3.500	0.400	0.540	22.000	0.760	16.720	
18.800	0.400	3.500	11.000	3.500	0.400	0.520	24.000	0.740	17.760	

標準設計プレテンション方式PC単純床版橋同T桁橋 (H8.3) 3.1

標準設計ポストテンション方式単純T桁橋 (H6.3) 3.2

記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
プレテンション方式PC T桁橋	5.200	0.600	0.000	4.000	0.000	0.600	0.560	4.000	1.020	4.080
	8.200	0.600	0.000	7.000	0.000	0.600	0.565	7.000	1.010	7.070
	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	0.560	8.000	1.010	8.080
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	0.570	8.000	1.070	8.560
	10.200	0.600	0.000	9.000	0.000	0.600	0.555	9.000	1.010	9.090
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	0.580	9.000	1.060	9.540
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	0.600	10.000	1.030	10.300
	12.000	0.400	3.500	7.500	0.000	0.600	0.600	10.000	1.080	10.800
	12.500	0.400	3.500	8.000	0.000	0.600	0.585	11.000	1.030	11.330
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	0.585	11.000	1.030	11.330
	13.000	0.400	3.500	8.500	0.000	0.600	0.560	11.000	1.080	11.880
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	0.570	12.000	1.030	12.360
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	0.600	12.000	1.050	12.600
	14.000	0.400	3.500	9.500	0.000	0.600	0.580	12.000	1.070	12.840
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	0.585	13.000	1.010	13.130
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	0.610	13.000	1.060	13.780
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	0.580	14.000	1.010	14.140
	15.500	0.400	3.500	11.000	0.000	0.600	0.610	14.000	1.020	14.280
	15.800	0.400	3.500	8.000	3.500	0.400	0.620	14.000	1.040	14.560
	16.300	0.400	3.500	8.500	3.500	0.400	0.590	14.000	1.080	15.120
17.300	0.400	3.500	9.500	3.500	0.400	0.625	15.000	1.070	16.050	
17.800	0.400	3.500	10.000	3.500	0.400	0.580	16.000	1.040	16.640	
18.800	0.400	3.500	11.000	3.500	0.400	0.560	17.000	1.040	17.680	

支間38m以下										
記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
ポストテンション方式PC T桁橋	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	0.920	4.000	1.840	7.360
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	0.910	4.000	1.970	7.880
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	0.910	4.000	2.220	8.880
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	0.925	5.000	1.930	9.650
	12.000	0.400	3.000	8.000	0.000	0.600	0.925	5.000	2.030	10.150
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	0.925	5.000	2.130	10.650
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	0.930	6.000	1.940	11.640
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	0.930	6.000	1.990	11.940
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	0.910	6.000	2.080	12.480
	14.800	0.400	3.000	8.000	3.000	0.400	0.920	6.000	2.160	12.960
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	0.930	6.000	2.190	13.140
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	0.960	6.000	2.230	13.380
	16.300	0.400	3.000	9.500	3.000	0.400	0.940	7.000	2.060	14.420
	16.800	0.400	3.000	10.000	3.000	0.400	0.910	7.000	2.140	14.980
	17.800	0.400	3.000	11.000	3.000	0.400	0.940	8.000	1.990	15.920

支間38m以上										
記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
ポストテンション方式PC T桁橋	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	1.045	3.000	2.370	7.110
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	1.130	3.000	2.480	7.440
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	1.050	4.000	2.150	8.600
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	1.050	4.000	2.350	9.400
	12.000	0.400	3.000	8.000	0.000	0.600	1.040	4.000	2.480	9.920
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	1.050	5.000	2.080	10.400
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	1.050	5.000	2.280	11.400
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	1.050	5.000	2.340	11.700
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	1.050	5.000	2.440	12.200
	14.800	0.400	3.000	8.000	3.000	0.400	1.040	6.000	2.120	12.720
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	1.050	6.000	2.150	12.900
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	1.050	6.000	2.200	13.200
	16.300	0.400	3.000	9.500	3.000	0.400	1.040	6.000	2.370	14.220
	16.800	0.400	3.000	10.000	3.000	0.400	1.050	6.000	2.450	14.700
	17.800	0.400	3.000	11.000	3.000	0.400	1.060	7.000	2.240	15.680

標準主桁間隔は次のとおりとする。

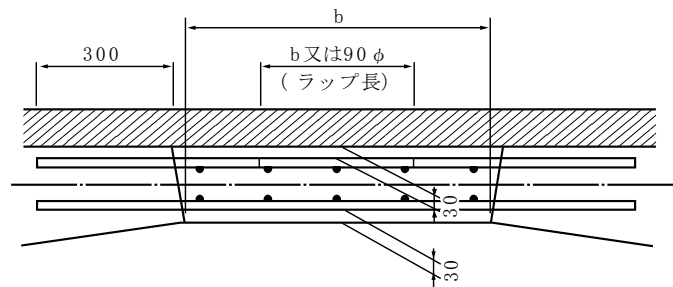
(1) プレテンション桁

- ① プレテンション単純T桁は1.08m以下（場所打床版幅 30cm以下）とする。
- ② プレテンション単純床版は0.77m以下（間詰め間隔 13cm以下）とする。

(2) 合成桁の最大間隔は 4.0m以下とする。

(3) ポストテンションT桁については次のとおりとする。 間詰コンクリート幅は $25\text{ cm} \leq b \leq 75\text{ cm}$ とする。

ア $30\text{ cm} < b \leq 75\text{ cm}$



イ $b \leq 30\text{ cm}$

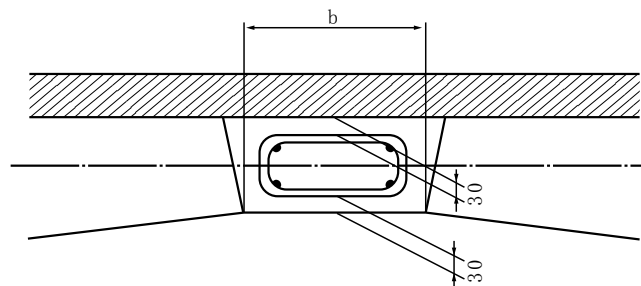


図 5 - 7 間詰構造

5 - 2 - 4 縦断勾配の処理

- (1) 縦断勾配が変化している場合は、主桁端部は鉛直に設計製作する。
- (2) ポステンション桁で縦断曲線がある場合の主桁は舗装厚で加減できる範囲までは主桁を縦断勾配にあわせ直線桁に設計する。舗装厚調整出来ない縦断曲線部の主桁はその縦断曲線に合わせて主桁を設定するのがよい。その場合の主桁製作台は縦断曲線と主桁のプレストレスによるそり等を十分計算の上、施工しなければならない。（製作台の下げ越し）
- (3) プレテンション桁では主桁製作台は水平に据えつけられているためクリープ、乾燥収縮などにより製作そりが生じる。一般に表 5 - 14 を参考に縦断厚計画舗装を決定する。

設計・製造便覧 (H16.6) P87

設計・製造便覧 (H16.6) P94

[そり量の標準値]

橋桁製作後、90日経過した時点で生ずるたわみをそり量の標準値として表 5 - 14に示す。

表 5-14 そり量の標準値

設計・製造便覧
(H16.6) P95

	A活荷重対応			B活荷重対応			
	呼び名	支間ℓ (m)	そり量 (cm)	呼び名	支間ℓ (m)	そり量 (cm)	
ス ラ ブ 橋 げた	AS05	5.2	0.5	BS05	5.2	0.5	
	AS06	6.2	1.0	BS06	6.2	1.0	
	AS07	7.2	0.5	BS07	7.2	1.0	
	AS08	8.2	1.0	BS08	8.2	1.5	
	AS09	9.2	1.0	BS09	9.2	1.0	
	AS10	10.2	1.5	BS10	10.2	2.0	
	AS11	11.2	2.0	BS11	11.2	1.5	
	AS12	12.2	3.0	BS12	12.2	3.0	
	AS13	13.2	3.0	BS13	13.2	4.0	
	AS14	14.2	4.0	BS14	14.2	4.0	
	AS15	15.2	4.0	BS15	15.2	4.0	
	AS16	16.2	4.0	BS16	16.2	5.0	
	AS17	17.2	4.5	BS17	17.2	5.0	
	AS18	18.2	4.5	BS18	18.2	4.5	
	AS19	19.2	4.0	BS19	19.2	5.0	
	AS20	20.2	5.0	BS20	20.2	5.0	
	AS21	21.2	5.0	BS21	21.2	5.5	
	AS22	22.2	5.0	BS22	22.2	5.0	
	AS23	23.2	5.0	BS23	23.2	4.5	
	AS24	24.2	5.5	BS24	24.2	5.5	
	け た 橋 げた	AG18	18.2	6.0	BG18	18.2	5.5
		AG19	19.2	5.5	BG19	19.2	6.5
		AG20	20.2	6.5	BG20	20.2	6.0
		AG21	21.2	6.5	BG21	21.2	7.0
AG22		22.2	7.0	BG22	22.2	7.5	
AG23		23.2	7.0	BG23	23.2	7.5	
AG24		24.2	7.5	BG24	24.2	8.0	

注) 材令90日，クリープ係数 $\Phi=1.3$ として算出した。

① 余盛り

余盛りを行う場合は図5-8のように桁端に向かって放物線状に上縁の高さを変えて余盛りをつけ，そりが生じた時点での桁上面が直線状になるように調整する。

けた橋桁の場合，桁端部付近においては余盛りのための床版厚さが厚くなり横締めPC鋼材の位置及び鉄筋の形状が規格と異なるので検討を要する。

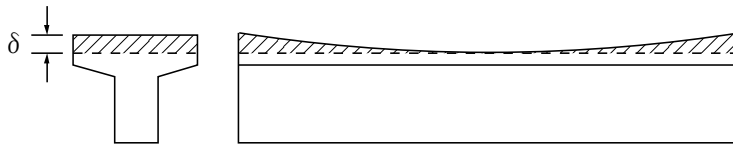


図 5-8 余盛り

② 余盛りによるコンクリート体積

$$V = \frac{B \cdot \delta \cdot L}{3} \quad \dots \dots \dots \text{式(5-1)}$$

ここに，V：余盛りによるコンクリート体積

δ：そりの高さ（けた端）

L：けた長

B：PCげたの上幅

5-2-5 横断勾配の処理

曲線区間内の橋梁は、横断勾配の処理とシフト量をどのように処理するかが重要である。横断勾配の処理方法としては、工場製品であるプレテンション床版橋、T桁橋と、現地製作のポストテンション桁とは少し趣が異なる。一般には次の方法が考えられる。

- (1) 桁自体を傾斜させ架設して処理する方法。
- (2) 桁をある程度傾斜させて架設し、残りを舗装の厚みで処理する方法。
- (3) 桁の上縁だけを傾けて製作、架設して舗装厚さをなるべく薄くする方法。

これらの中から適当な方法を組み合わせることによって施工しているが、判断基準としては次の値を標準としている。

① 工場製品（プレテンション桁）

ア 床版橋

横断勾配4%までは主桁を傾斜させて、橋面勾配に合わせて据え付ける。4%以上8%までは舗装で調整する。

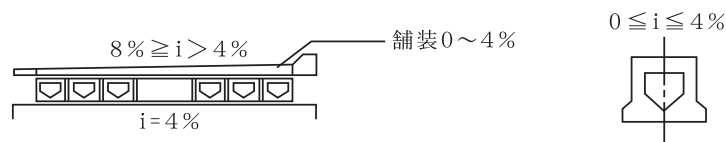


図 5-9

イ T桁橋

プレキャスト桁は原則として鉛直に据付るものとする。

なお、横断勾配の調整を行う場合は下記による。

(ア) $i \leq 4\%$

上フランジ厚さを橋面勾配に合わせて調整する。

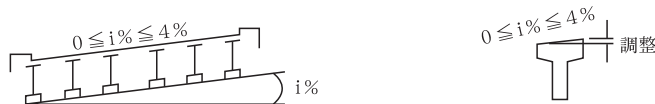


図 5-10

(イ) $4\% < i \leq 8\%$

上フランジ厚さを4%とし残りは舗装で調整する。

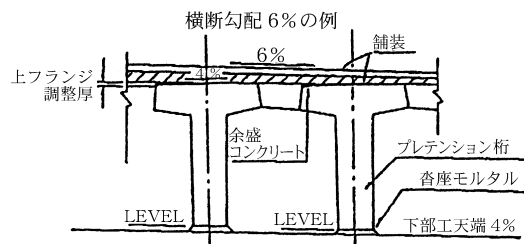
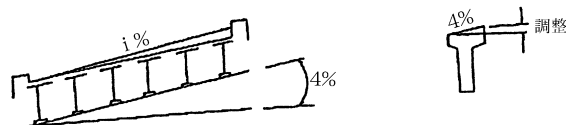


図 5-11

プレストレストコンクリート構造物図集 (S63.3) 1-4

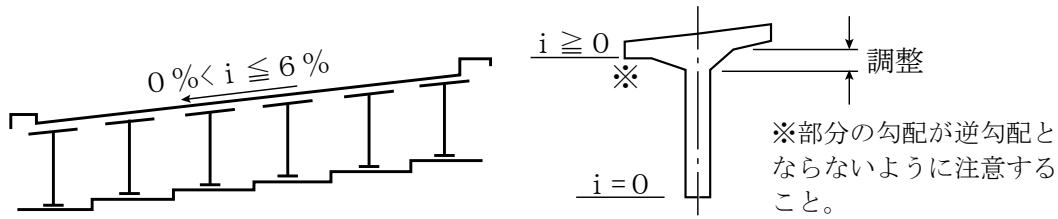
プレストレストコンクリート構造物図集 (S63.3) 1-4

プレストレストコンクリート構造物図集 (S63.3) 1-4

② 現地製作桁（ポストテンション桁）

ア $0\% < i \leq 6\%$

桁を垂直に据え桁座は、その横断勾配にする。また、フランジの傾斜はハンチで調整する。



ただし、2%までは上フランジ厚による調整も可能。

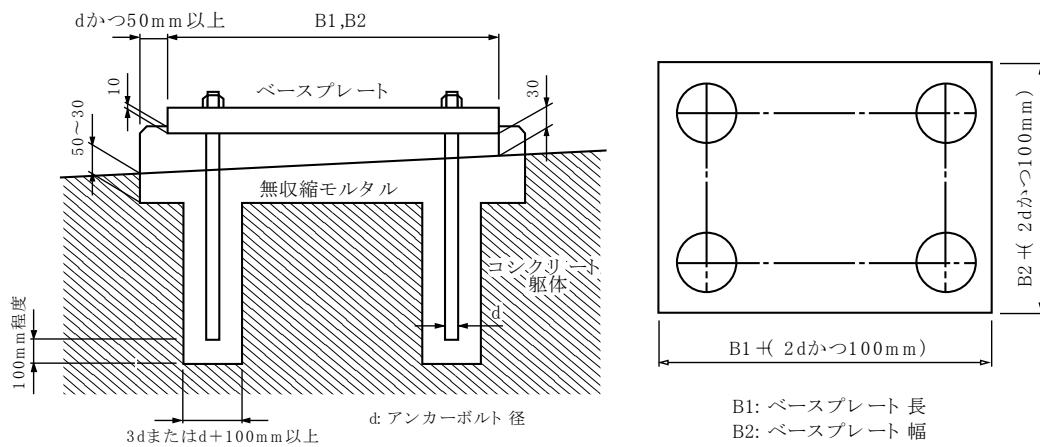


図 5-12

注) 下部構造天端上の H が 100~150mm となる場合は、台座コンクリートが必要となる。…………… 支承便覧

イ $6\% < i \leq 8\%$

6%以上の勾配は舗装で調整する。

※主桁の型枠の転用を十分考慮することが必要である。

③ 場所打ち（支保工）桁

現場打ち桁の場合は、容易に横断勾配の処理が可能であるため、特別横断勾配の処理について問題にならない。

主桁断面の形状は次のようにする。

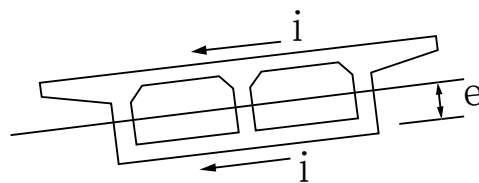


図 5-13

5-2-6 横桁配置

- (1) 支点上には必ず横桁を配置する。
- (2) 横桁は等間隔に配置するのが望ましい。
- (3) 1 径間につき 1 箇所以上かつ 15m 以下の間隔で中間横桁を設けるのを標準とする。
ただし、P C 床版を有する斜角 70° 以上の T 桁端については、中間横桁を 30m 以下の間隔で設けてもよいが、道示 III.2 解説に規定する床版最小全厚の増加等の処置を行う。
- (4) 横桁の数は図 5-14 を標準とする。

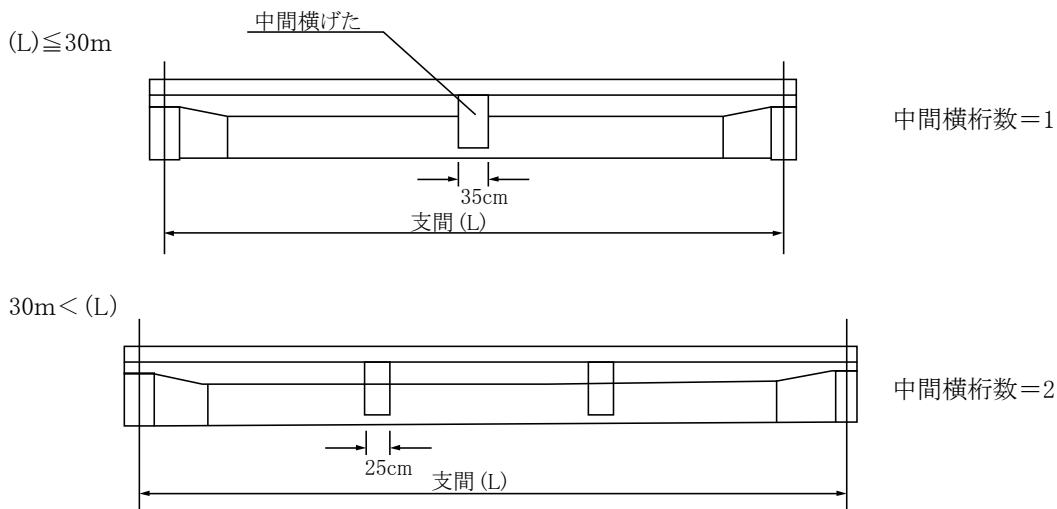


図 5-14

5-2-7 地覆

地覆の配筋は橋梁付属物標準図集を参考とする。

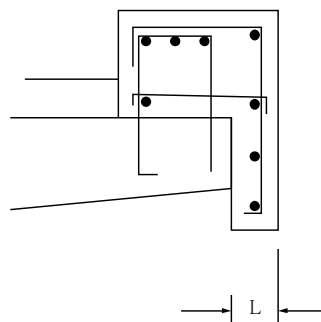


図 5-15

- (1) 図 5-15 の L については、横断定着部における必要寸法以上を確保すること。特に斜角を有する場合は最小部材位置で所定のかぶりが確保できるようにする。
- (2) 主桁上フランジには直端 ($\theta = 90^\circ$) 以外は切欠きを設けることを標準とし、支圧板は $\theta \geq 75^\circ$ では標準プレートを使用し、 $\theta < 75^\circ$ では切欠き + 異形プレートを使用する。

道示 III
(H24. 3) P243~244

コンクリート道路
橋設計便覧
(H6. 2) P249

設計・製造便覧
(H16. 6) P86

表 5-15

シングルストランド			PC 鋼棒		
使用材料	記号	寸法(mm)	使用材料	記号	寸法(mm)
1S17.8	a	25	φ 23	a	24
	b	60		b	4
	c	10		c	36
	d	30		d	30
	e	35		e	35
	L	160		L	129
1S19.3	a	25	φ 26	a	27
	b	60		b	4
	c	10		c	40
	d	30		d	30
	e	35		e	35
	L	165		L	136
1S21.8	a	28	φ 32	a	33
	b	75		b	4.5
	c	10		c	49
	d	30		d	30
	e	35		e	35
	L	178		L	151.5
1S28.6	a	32			
	b	100			
	c	10			
	d	30			
	e	35			
	L	217			

注) 塩害対策地域においては e を増厚すること。

(3) 張出し床板の水切り構造

張出し床板の水切り構造は、突出型の水切り構造とし、以下を標準とする。

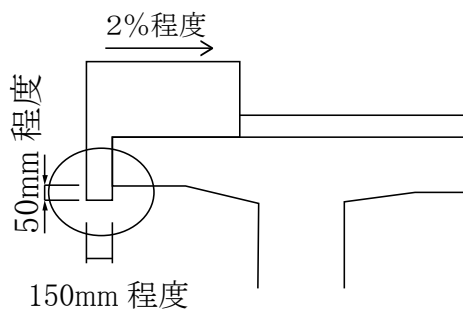


図 5-16 水切り構造

5-2-8 端部PC鋼材について

横縮ケーブルを橋軸直角方向に配置した場合には両側部に温度変化やコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置するかPC鋼材で補強しておかなければならない。

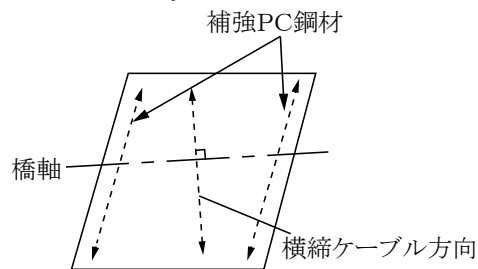


図 5-17

5-2-9 横締めPC鋼材の定着部

横締めPC鋼材の定着部は、次のような処置を行っておく必要がある。

(1) 直橋の場合

① スラブ橋桁

ウェブの外側の面は、PC鋼材となす角度が直角であるので特別な処理を行う必要はない。

② けた橋桁

横締めPC鋼材のアンカープレートは、緊張時にコンクリート面に当てて取り付けるので、その当たり面をPC鋼材に直角にする必要がある。一般的には、外桁上フランジの外側の面を直角に製作するが、製作の便のため傾斜が付いている場合は図5-18のような処理を行う。

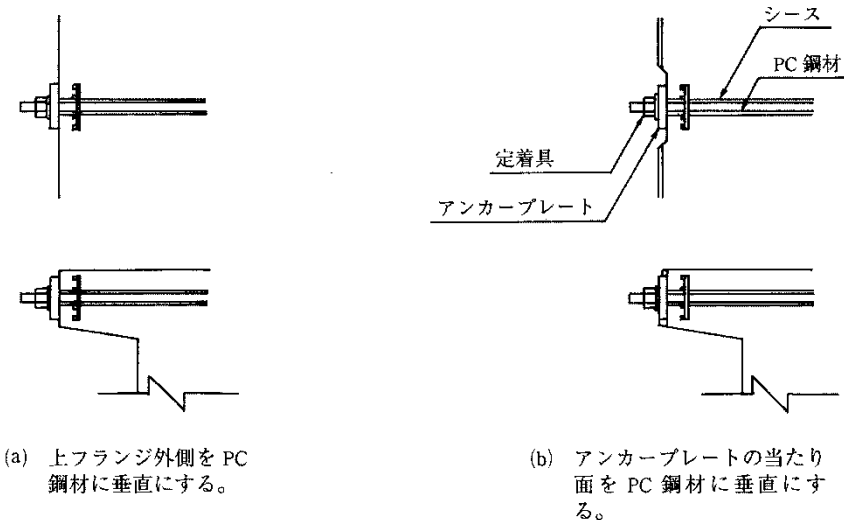


図 5-18 上フランジ側面の処理

(2) 斜橋の場合

緊張方向と支圧面が斜角を有する場合、支圧面には水平分力が発生するため、施工上その対策を講じておく必要がある。定着部の処理方法として図5-19のような例がある。

スラブ橋桁のウェブを切り欠いて処理する場合、切欠きが大きくなってPC鋼材、鉄筋などのかぶりが確保できない時はかぶりを確保できるところまで切欠きを設け、残りの分については支圧板を異形にして処理する。

けた橋桁の上フランジ部コンクリートを切り欠く場合は、上フランジに配筋されている橋軸方向鉄筋を内側に移動させ、補強鉄筋を別途考慮する。

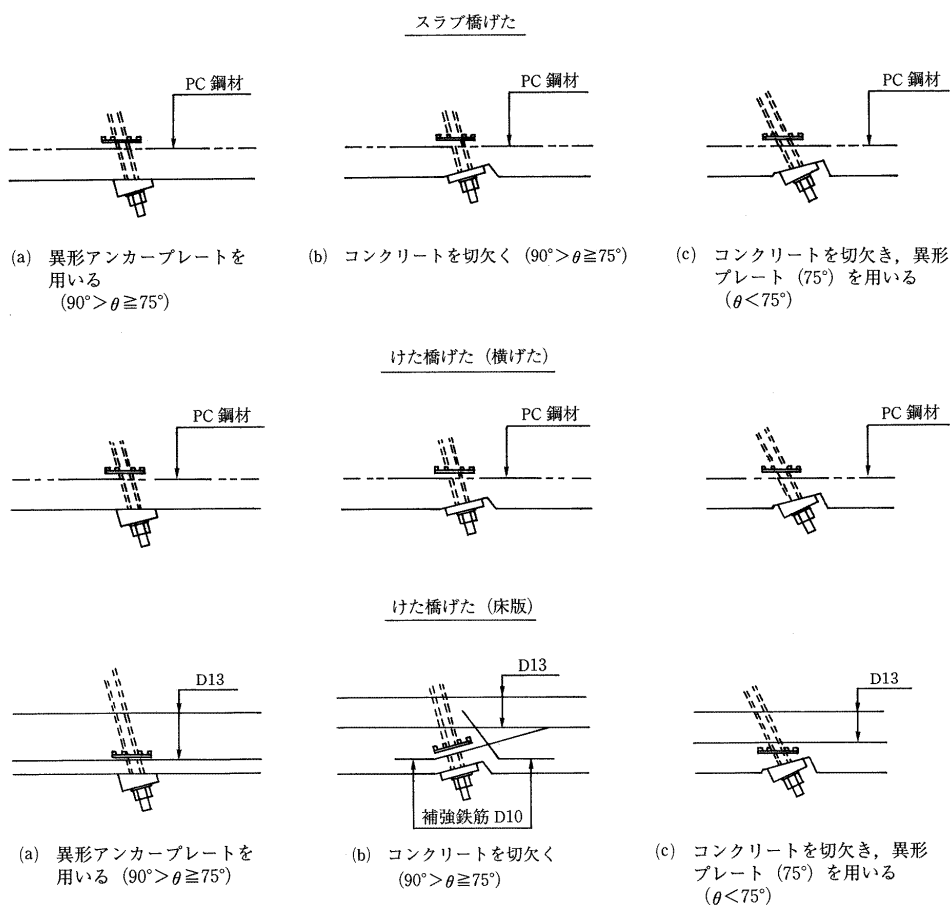


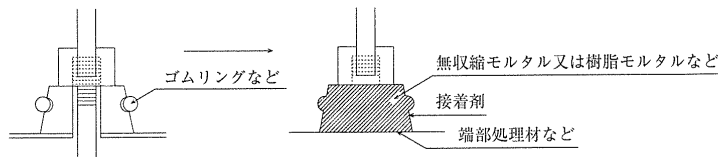
図5-19 斜橋に対する横締め鋼材定着部処理 (例)

(3) PCプレテン桁のPC鋼材曲げ上げ支持金具の跡埋め

PC鋼材曲げ上げ支持金具を定着するための凹部の跡埋めは、跡埋めしたモルタルが剥離・落下しない構造とする。

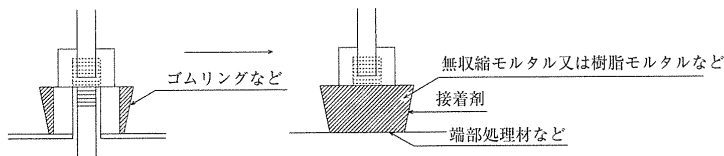
跡埋め構造は、「道路橋用橋げた設計・製造便覧」(H16.6)を参考にする。

①ゴムリングで凸面を付ける場合



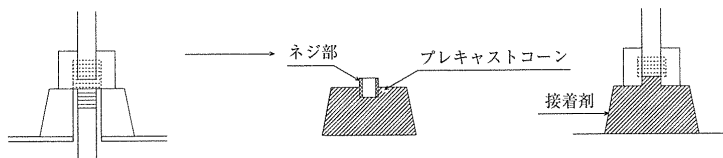
端部処理材の塗布厚は、3.12.2仕上げ材料(3)施工(c)塗布材の厚さに準ずる。

②ゴムリングで逆テーパを付ける場合



端部処理材の塗布厚は、3.12.2仕上げ材料(3)施工(c)塗布材の厚さに準ずる。

③プレキャストコーンを接着剤で取り付ける場合



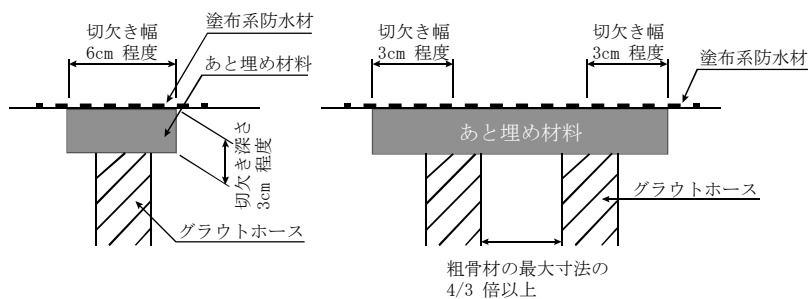
プレキャストコーンを接着剤で取り付ける場合は、上端凸部に非金属性のネジを取り付け、落下しないように十分配慮する

図5-20 曲げ上げ支持具跡埋め(例)

5-2-10 グラウトホースのあと処理

グラウトホース周囲のコンクリートは、施工により弱点となりやすいので、適切なあと処理および防水処理を行う必要がある。

グラウトホース切断部のあと処理は密実なあと埋めに加え、防水工を施すことを標準とし、グラウトホース切断部のあと処理を確実にを行う旨を設計図に明示すること。



- ・コンクリート打設時に表面から3cm程度の深さで箱抜きする。
- ・あと埋め部の施工は、打継面処理を行い、清掃後適切な断面修復材料を打設する。
- ・あと埋め材料を充填する前に、打継目にプライマーを塗布する。

図5-21(a) 主ケーブルグラウトホースのあと処理(例)

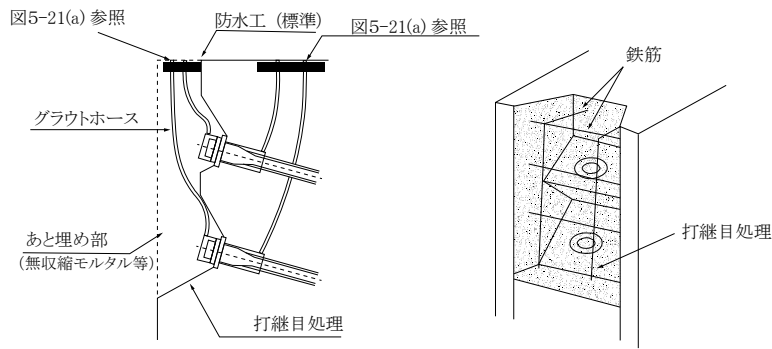
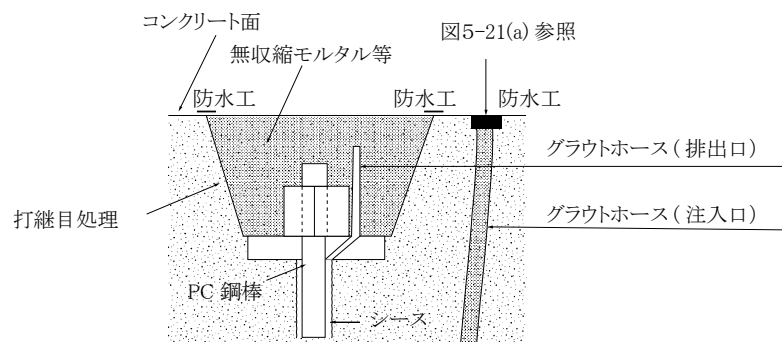
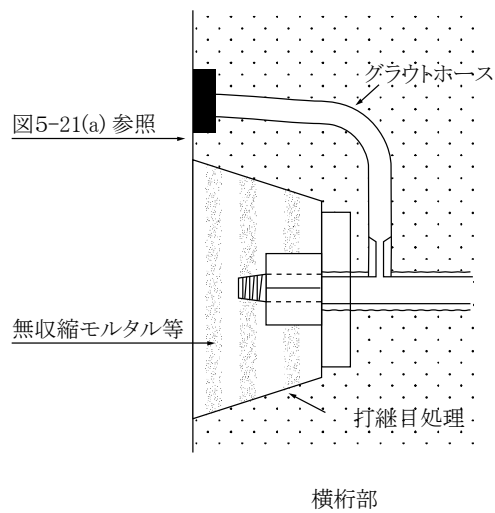


図 5 - 21 (b) 主ケーブルの端部定着部のあと処理(例)



- ・あと埋め部の施工は、打継面処理を行い、清掃後適切な断面修復材料を打設する。
- ・あと埋め材料を充填する前に、打継目にプライマーを塗布する。

図 5 - 21 (C) 横締および鉛直鋼棒定着部のあと処理(例)

5-2-11 コンクリート橋の桁端部構造

桁端部には通気性と維持管理スペースを確保するため、切欠きを設ける。

ただし、PCプレキャスト桁橋、場所打ち中空床版橋等桁端部に切欠きを設けることができない構造形式では橋台胸壁に張出しを設ける等にて対応する。

なお、連続高架橋のかけ違い部等で、上・下部構造でも対応ができず維持管理スペースを設けることができない場合は、やむを得ないものとする。

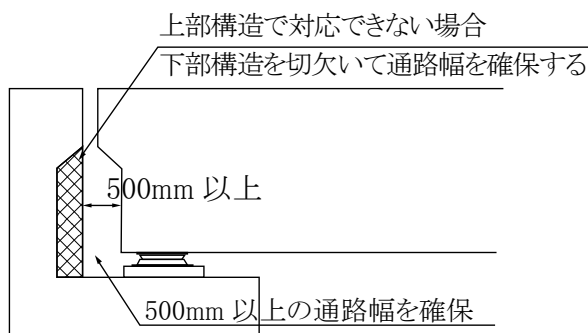


図 5-22 桁端部の切欠き形状の例

凍結防止剤の散布により塩害の影響が懸念される橋梁は、道路橋示方書に示される“耐久性の検討”の適用や、桁端部及び桁端部に位置する下部構造頂部に対して、あらかじめコンクリート塗装による表面保護を施す等、適切な劣化抑制対策を検討すること。

コンクリート塗装を採用する場合の仕様は、鋼道路橋塗装・防食便覧に示すCC-A（PC部材）又はCC-B（RC部材）を適用する。

なお、コンクリート塗装を施さない場合は、現地架橋状況や凍結防止剤の散布状況を確認し、施さない理由を整理する必要がある。

桁端部におけるコンクリート塗装の範囲は、「4-2-10 鋼橋の桁端部構造」と同様に桁高の2倍程度を標準とする。

5-3 斜橋及びばち橋の標準構造

5-3-1 斜橋一般

(1) T桁の断面力は格子構造理論により算出するのが原則とするが、直橋で床版の支間が短く版構造とみなせる場合(斜角 75° 以上)は、直交異方性版の理論により断面力を算出することができる。なお、プレテンション床版橋の場合は、「道示Ⅲ8.3」にもとづき、直交異方性版理論により断面力を算出するものとする。

ただし、斜角が 70° 未満のT桁橋及び横桁間隔が大きいT桁橋についてはねじりの影響が大きいため、ねじり剛性を考慮して解析し、ねじりに対する検討を行うのがよい。この場合は、横桁の有効断面を除いた床版も格子部材として評価し解析するのがよい。

(2) プレテンション床版橋の斜角は 60° 以上がのぞましい。

プレテンションT桁橋の // 70° //

ポストテンションT桁橋の // 70° //

道示Ⅲ
(H24.3) P175

道示Ⅳ
(H24.3) P179

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) PⅡ-40~41

道示Ⅲ
(H24.3)
P233~234,
P244~245

5-3-2 斜橋の横桁及び横締め配置

(1) 横桁及び横締め鋼材の配置方法は、表5-16の通りとする。

表5-16 鋼材の配置方法

[横桁配置方向]	斜角	未満	以上
プレテン床版桁	60°	桁に直角	斜角なり
プレテンT桁橋	45°	桁に直角	斜角なり
ポステンT桁橋	45°	桁に直角	斜角なり

[縦締め配置方向]	斜角	未満	以上
プレテン床版桁	—	—	—
プレテンT桁橋	60°	桁に直角	斜角なり
ポステンT桁橋	60°	桁に直角	斜角なり

(2) 支点上には必ず横桁を配置するものとする。

5-3-3 斜橋の桁端構造

桁端の方向は斜角の方向と一致させるものとする。

5-3-4 ばち橋一般

桁橋の詳細設計の場合は、格子構造理論により断面力の算出を行うものとする。

(1) 計算支間は該当径間の主桁群のうち最大支間で行う。ただし、プレストレス導入直後の部材応力度の検討は最小支間の桁についても必ず行うこと。

5-3-5 ばち橋の主桁配置

(1) 主桁の間隔は支点部で等しくなるように配置する。

(2) 桁端は橋脚（または橋台）の前面方向に一致させるようにする。

5-3-6 ばち橋の横桁配置

(1) 支点上には必ず横桁を配置する。

5-3-7 ばち橋の横桁及び横締め配置

(1) ばち橋の横桁及び横締め配置は、斜橋の場合と同様とする。

道示Ⅲ
(H24.3) P243～244

コンクリート道路
橋設計便覧
(H6.2) P250

斜橋設計の手引き
(H2.4)

道示Ⅲ
(H24.3) P243～244

阪神高連設計基準
(H7.1)6.5.1

阪神高連設計基準
(H7.1)6.4.4

阪神高連設計基準
(H7.1)6.4.3

5-4 直線桁を用いた曲線橋の標準構造

ここでいう曲線橋は、橋面が平面的に曲線であり、主桁が直線のものを用いる。主桁が曲線のものには適用しない。

曲線区間に架設される直線桁は特にシフト量、横断勾配を考慮して桁の断面、配置を決めなくてはならない。

一般に舗装厚さが最小になるように桁配置を決める。又横断勾配を処理するには「5-2-5 横断勾配の処理」を参照して決める。

橋脚、橋台を法線方向に設置した時は桁長が一本一本違ってくる。この時は次のように処理するのが良い。

各桁共中間部の長さや拡幅部の長さを一定に決めて両端拡幅部終了点から桁端迄の長さを変化させるのがよい。ただし、斜角やばち形状によってはウェブ厚一定区間を変化させ桁端部を一定とする場合が合理的なケースがあるので注意すること。(図5-23)

(参考例)

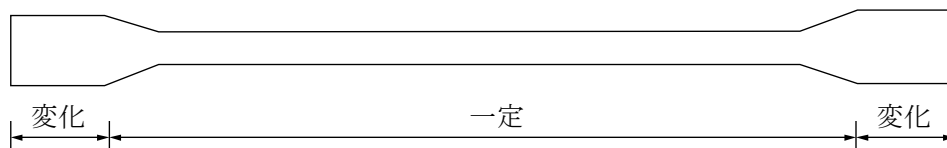


図5-23

5-5 張出し工法による場所打連続桁橋 (カンティレバー工法)

5-5-1 柱頭部の形状について

1 柱頭部に移動作業車 (フォールパワーゲン) を 1 台設置するのと 2 台設置する場合とでは、当然ながら工程の差が生じる。2 台設置が経済的なので、特別の理由がない限り 2 台設置することを原則とする。

表5-17 1 柱頭に架設車 2 台を乗せるための最少長さ (m)

規格	会社名					
	A社	B	C	D	E	F
一般型ワーゲン	11.5	10.75	11.5	12.2	11.0	11.0

5-5-2 PC鋼材について

カンティレバー工法に用いるPC鋼材は、引張能力320ton (12S15.2B) 以下の緊張システムを用いることを基本とする。ただし、アウトケーブルの場合はこの限りではない。

5-6 プレキャスト桁架設方式連続桁橋（連結桁）

5-6-1 連結桁の型式

ここでいう連結桁とは、プレキャストPC桁を弾性支承（ゴム）で支持された単純桁の状態で架設した後、中間支点上を両桁端から突出した鉄筋を重ね継手により連結し、横桁と同時にコンクリートを打設して連続構造したものをいう。

5-6-2 適用の範囲

(1) 適用の条件

- ① 支間……プレテン桁 $l = 24\text{m}$ 程度（JIS 桁範囲内）
ポステン桁 $l = 45\text{m}$ 程度（標準設計適用範囲内）
- ② 桁軸の平面折れ角は 10° 以下とする。
- ③ 斜角は 70° 以上とする。ただし、端支点の斜角はこの限りではない。

(2) 主桁断面

- ① プレテン桁……JIS 桁

5-6-3 荷重

(1) 荷重の種類

- D_1 : 主桁重量, 床版及び横桁重量
 D_2 : 橋面工重量
PS : プレストレス力
L : 活荷重
I : 衝撃
CR : コンクリートのクリープの影響
SH : コンクリートの乾燥収縮の影響
T : 温度変化の影響
SD : 支点の不等沈下の影響（架設地点, 下部形式に応じて考慮する）

(2) 荷重の組合せ

- （連結部） $D_2 + L + I + CR + SH + T + SD$
（支間中央部） $D_1 + D_2 + PS + L + I + CR + SH + T + SD$

5-6-4 設計

(1) 設計一般

断面力は、死荷重 D_1 については、単純桁として、死荷重 D_2 ならびに活荷重、衝撃についてはばね支承を考慮した格子構造理論により算出するのが原則である。ただし、直橋あるいは斜角が 75° 以上の斜橋で、床版支間が短く版構造とみなせる場合には直交異方性版理論により断面力を算出することができる。なお、格子構造理論で断面力を求める際、斜角 70° 以上の場合は部材のねじり剛性は無視してもよい。

(2) 中間支点上の曲げモーメント

連結桁橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、道示Ⅲ12.3による低減を行わないものとする。

PC 連結げた橋設計の手引き（案）(H10.6)

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 (H4.2)

道示Ⅲ
(H24.3) P244~245

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 (H4.2)

(3) 支承

- ① 結桁の用いるゴム支承は、適当なバネ定数を持つものを使用する。
連結桁橋の中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は支承に負反力が生じないよう構造物の規模などに応じて決定する。

PC 連結げた橋設計の手引き(案)(H10.6)

5-6-5 連結部の構造

(1) 連結部の構造

- ① 連結部の桁橋の間隔は 20 cm を標準とする。
- ② 横桁の幅は、プレテンション桁の場合は床版切欠き長+10 cm、ポストテンション桁の場合は桁高程度以上とする。
- ③ 横桁には、主桁を縫う形で PC 鋼材を配置しなければならない。
そのプレストレス量は横桁断面に対してプレテンション桁の場合 1 N/mm^2 以上、ポストテンション桁の場合は 1.5 N/mm^2 以上とする。
この場合、横桁断面とは（横桁幅×総桁高）とする。

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書(H4.2)

(2) 連結部の鉄筋

- ① 連結部上側引張鉄筋は、2 段配置までとする。
- ② 連結部上側引張鉄筋は、D22 以下、中心間隔は 10 cm 以上を原則とする。
- ③ 連結部上側引張鉄筋の最小鉄筋量は、1 段配置で次の通りとする。
ポストテンション桁：D22 中心間隔 15 cm
プレテンション桁：D19 中心間隔 15 cm
- ④ 埋込み鉄筋の長さは支間 L_s の 20% 以上とする。（プレキャストセグメント桁の場合は別途考慮する。）
- ⑤ 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は、 30ϕ とする。
- ⑥ 連結部の正の曲げモーメントは比較的小さい値と考えられるが、コンクリートのクリープ・乾燥収縮により生じる。不静定力等が作用するので、検討を行い必要量を配置する。ただし、最小鉄筋として D16 を 20 cm 以下の間隔で配置する。
- ⑦ 横桁の配力鉄筋は D16 を 20 cm 以下の間隔で配置するものとする。
- ⑧ ポストテンション T 桁の切欠き部のずれ止め鉄筋は D13 以上とし、中心間隔は 15 cm 以下とする。

切欠き部は横桁に包まれてしまうため、ずれせん断は発生しない。このため、細目として図 5-24 のように規定した。なお、プレテンション桁の場合にも、これに準じてずれ止め鉄筋を配置しなければならない。

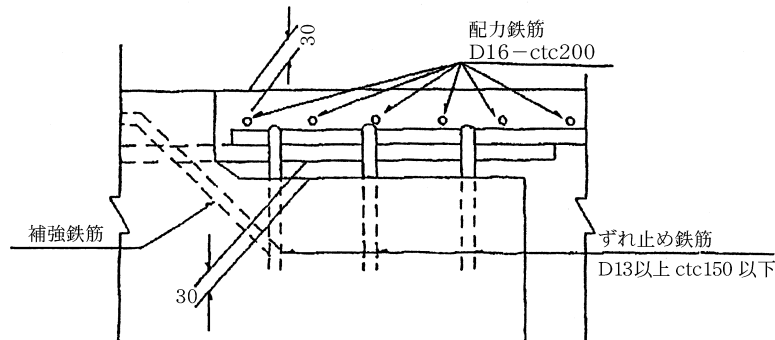


図 5-24 床版切欠部側面図

(3) 連結部の設計

連結部の応力度照査は図5-25に示すように、支点上中央断面B-BはRC構造とし、横桁位置主桁断面A-A、C-CについてはPC構造として検討を行う。連結部に作用する負の曲げモーメントに対する圧縮側有効幅については、横桁前面より1:5の勾配の範囲で増加分を考慮することができる。また、連結部に作用する正の曲げモーメントに対する圧縮側有効幅は「道示Ⅲ4.2.2」によって決定する。

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書(H4.2)

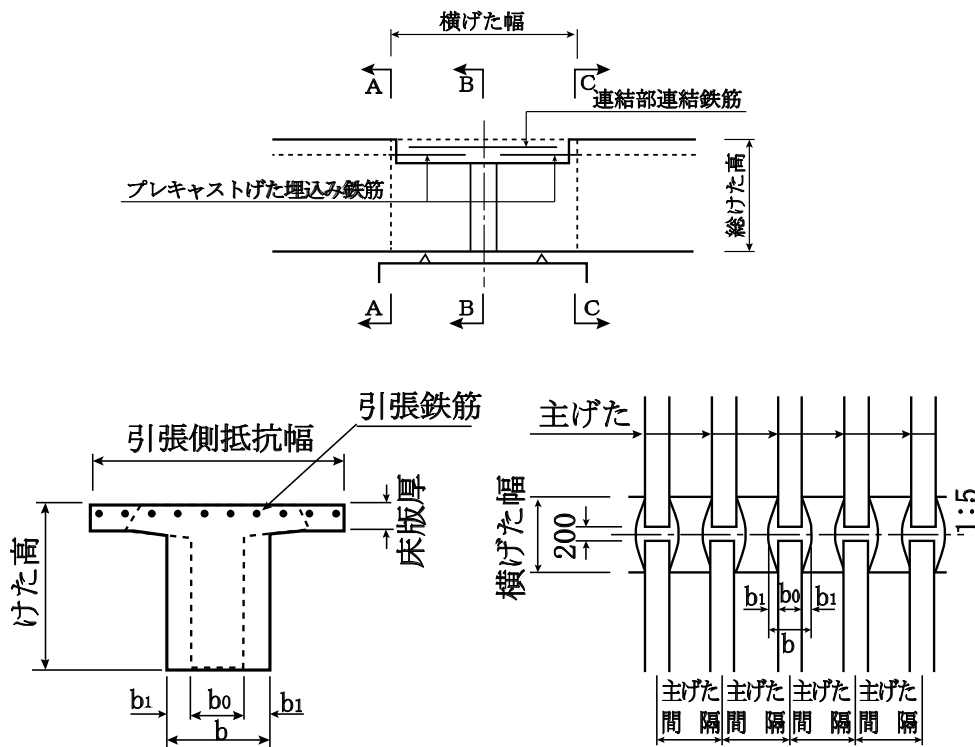


図5-25 連結部の応力度照査断面位置と抵抗断面

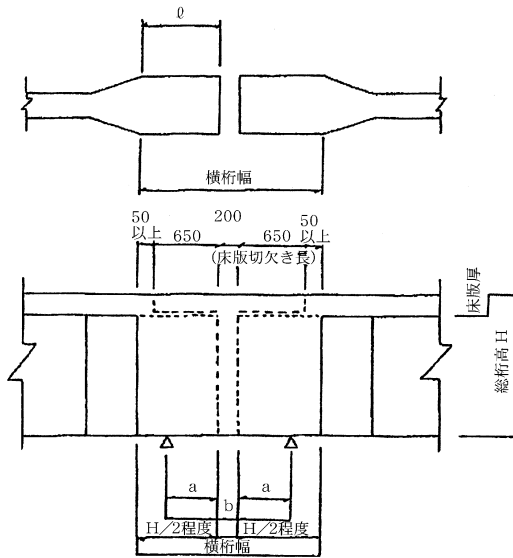
- ① 連結部上側引張鉄筋の許容引張応力度は「道示Ⅲ12.4.2」に従い、 $160\text{N}/\text{mm}^2$ とする。
- ② 連結部のコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=30\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

連結部に作用する曲げモーメントに対しては、横桁中心位置の断面B-Bにおいて鉄筋コンクリート構造として照査しておけば一般に安全である。ただし、断面A-A、C-Cでのプレキャスト桁の下縁部では直結後に作用する負の曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度が加算させるので、これに対しても照査するのがよい。

この照査は、全断面を有効として算出したプレストレス力及び桁自重などの連結部施工前に作用する荷重によって生ずる曲げ圧縮応力度に、橋面荷重や活荷重などの連結後に作用する荷重によって生ずる曲げ圧縮応力度を鉄筋コンクリート構造として算出、加算し、これを許容値として比較することにより行う。

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書(H4.2)

(4) 連結部の寸法



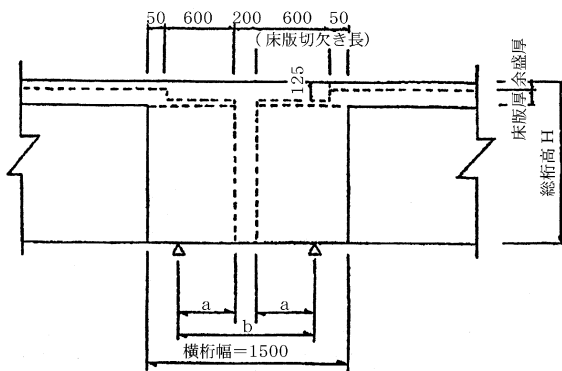
a . b の標準値

スパン	29m 以下	37m 以下	45m 以下
a (mm)	350	400	450
b (mm)	900	1000	1100

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書(H4.2)

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書図解 5.5.2 (H4.2) では、横桁幅は、桁高と同じ長さ以上となっている。

図 5-26 ポステンT桁の連結部



a . b の標準値

スパン	19m 以下	24m 以下
a (mm)	350	350
b (mm)	800	900

図 5-27 プレテンT桁の連結部

(5) 連結部横桁の横締定着部について

連結部横桁の横締定着部については、図 5-28 のように張出し横桁を箱抜きして定着具を配置するのを標準としている。

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書(H4.2)

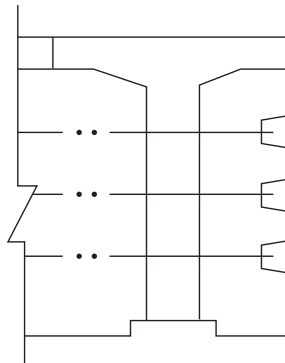
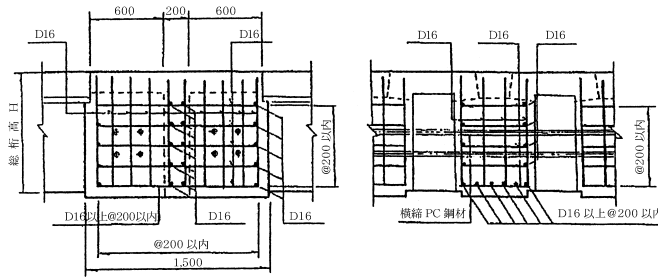


図 5-28 連結部横桁の横締定着部

5-6-6 連結桁の配筋要領

連結部横桁の配筋例を下図に示しているが、横桁の打ち下ろし位置については、維持管理の容易性を考慮し、設計検討するものとする。

プレテンションT桁



ポストテンションT桁

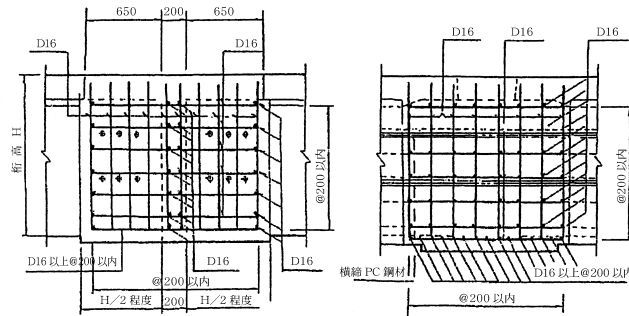
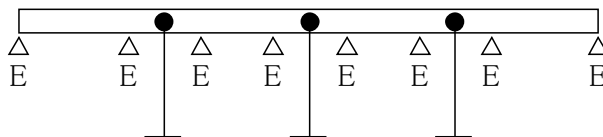


図5-29 横筋配筋要領図

5-6-7 連結部横桁の構造系



(a) 一点固定の構造系



(b) 分散型式の構造系

図5-30 連結桁の構造系

連結桁の構造系は通常の連続桁と同様に、(a)のような一点固定、他の支点可動と分散型式との比較により構造系を決定する。

分散型式とは、せん断変形型ゴム支承を用いて桁の弾、塑性変形、及び温度変化等のゆるやかな変形に対しては可動支承の機能を有し地震時の水平力は、各橋脚で分担する構造である。

一般に各橋脚に作用する水平力がほぼ等しくなるので、同形状の橋脚とすることができ、美観上も優位となる。

PC 連結げた橋設計の手引き(案)(H10.6)

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書(H4.2)

5-6-8 排水ますの配置

排水ますを橋脚付近に配置するときは、原則として連結鉄筋を切断しない位置に配置しなければならない。

5-6-9 防水処理

「第1章 橋梁計画 4-4-3 橋面舗装」による。

5-7 合理化桁橋

5-7-1 工法の概要

ここでは、PC桁を用いた合理化桁橋について解説する。

(1) 少主桁工法

プレキャストセグメント桁橋において主桁間隔を広くとることにより、使用する主桁本数を減らしコスト縮減を図ることを目的として考案された橋梁形式。

(2) PCコンポ橋

プレキャストセグメント桁橋において主桁間隔を広くし、また、桁間の場所打ち部にPC版を用いることによりコスト縮減をはかる目的として考案された橋梁形式。

5-7-2 参考図書

少主桁工法及びPCコンポ橋を設計する場合は、次の図書を参考とすること。

(1) コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書(Ⅱ)

(建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 H10.12)

(2) 少主桁工法

((社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 九州支部 H11.11)

5-7-3 適用範囲

少主桁工法及びPCコンポ橋の適用支間長は、45mを最大とする。ただし、PCコンポ橋に関しては、支間長が45m以内であっても、桁高が3.0mを越えることがあるため注意を要する。また、各工法の桁間隔は、次の値とする。

表 5-18 桁間隔

工 法	最大桁間隔 (m)	摘 要
少主桁工法	2.750	現場打ち部最大 75 c m
PCコンポ橋	4.000	

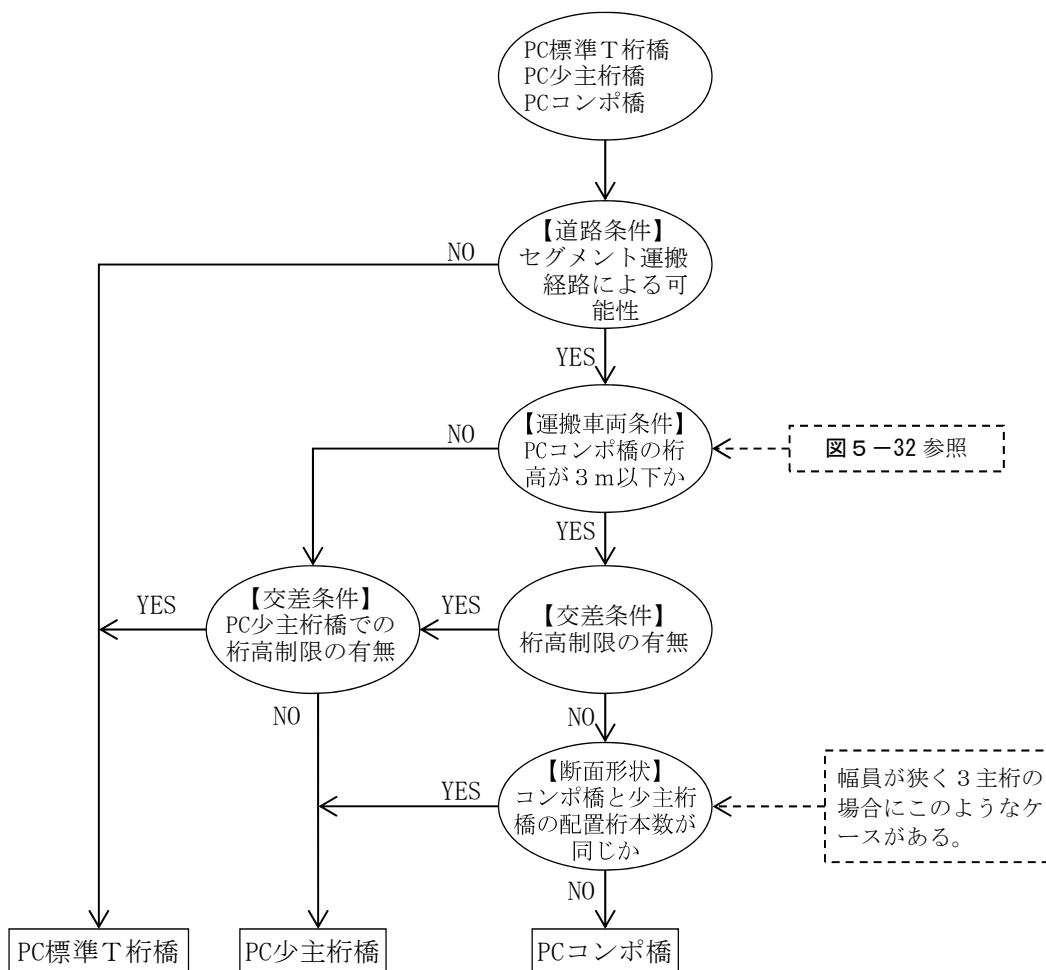
5-7-4 プレキャスト桁の橋種選定について (L ≤ 45m)

プレキャスト桁は、PC標準T桁、PC少主桁、PCコンボ橋が考えられるが、橋種選定にあたっては、運搬経路、輸送高、交差条件（桁高制限）、桁配置等を基に、経済性の比較を行って選定する。

なお、基礎工への負担の大小が考えられる場合は、下部工及び基礎工を合わせてトータル比較を行い選定する。

【プレキャスト桁コスト削減案選定フローチャート (L ≤ 45m)】

※PC建協選定フロー参照

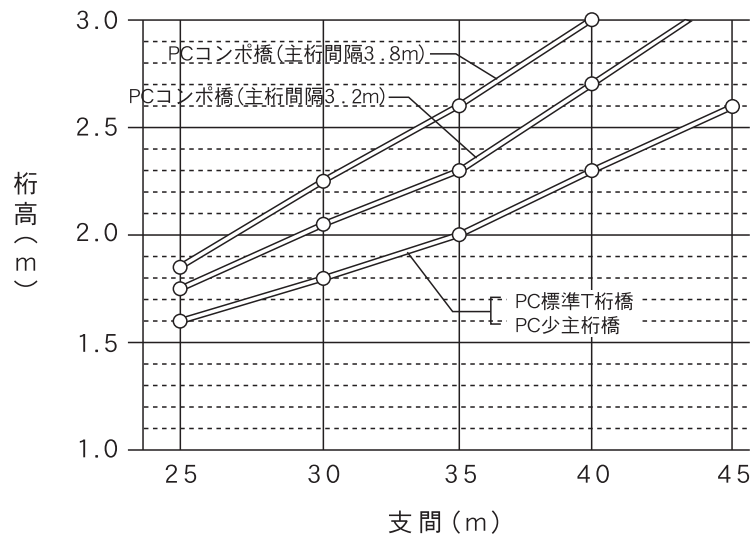


※基本的なフローチャートは、上記のように考えられるが、基礎工への負担の大小が考えられる場合、下部工及び基礎工を合わせてトータル比較を行い選定する。

図5-31 選定フロー

5-7-5 標準桁高の目安

【桁高の目安】



※ 幅員構成により，PC標準T桁橋とPC少主桁橋の桁高に若干の差が生じる場合がある。

図5-32 標準桁高

〈L=37mの場合〉

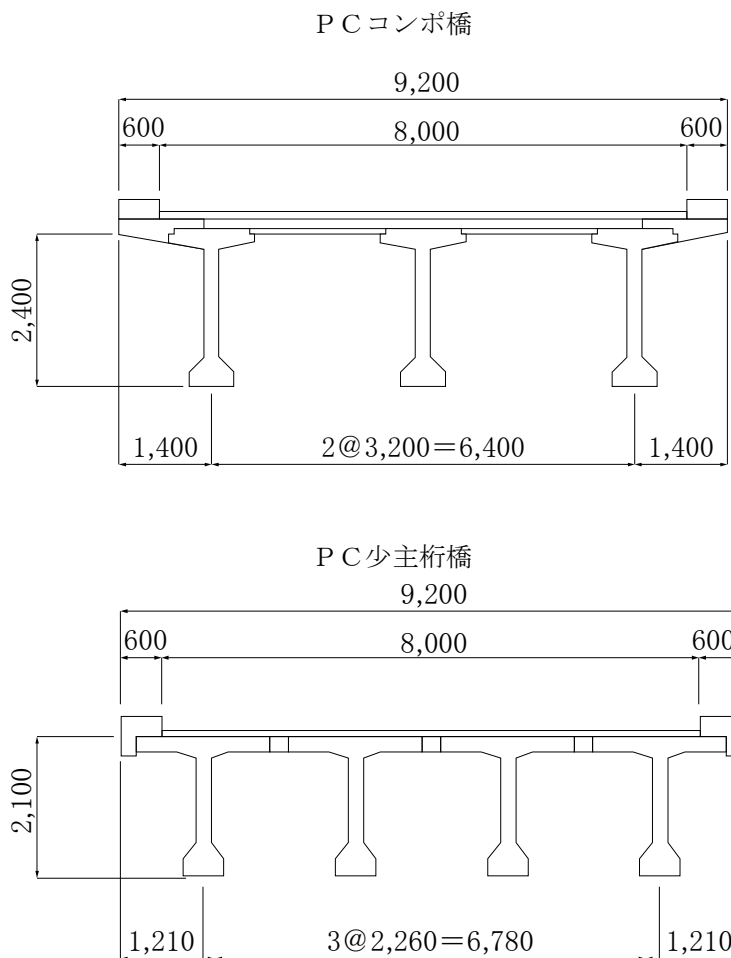
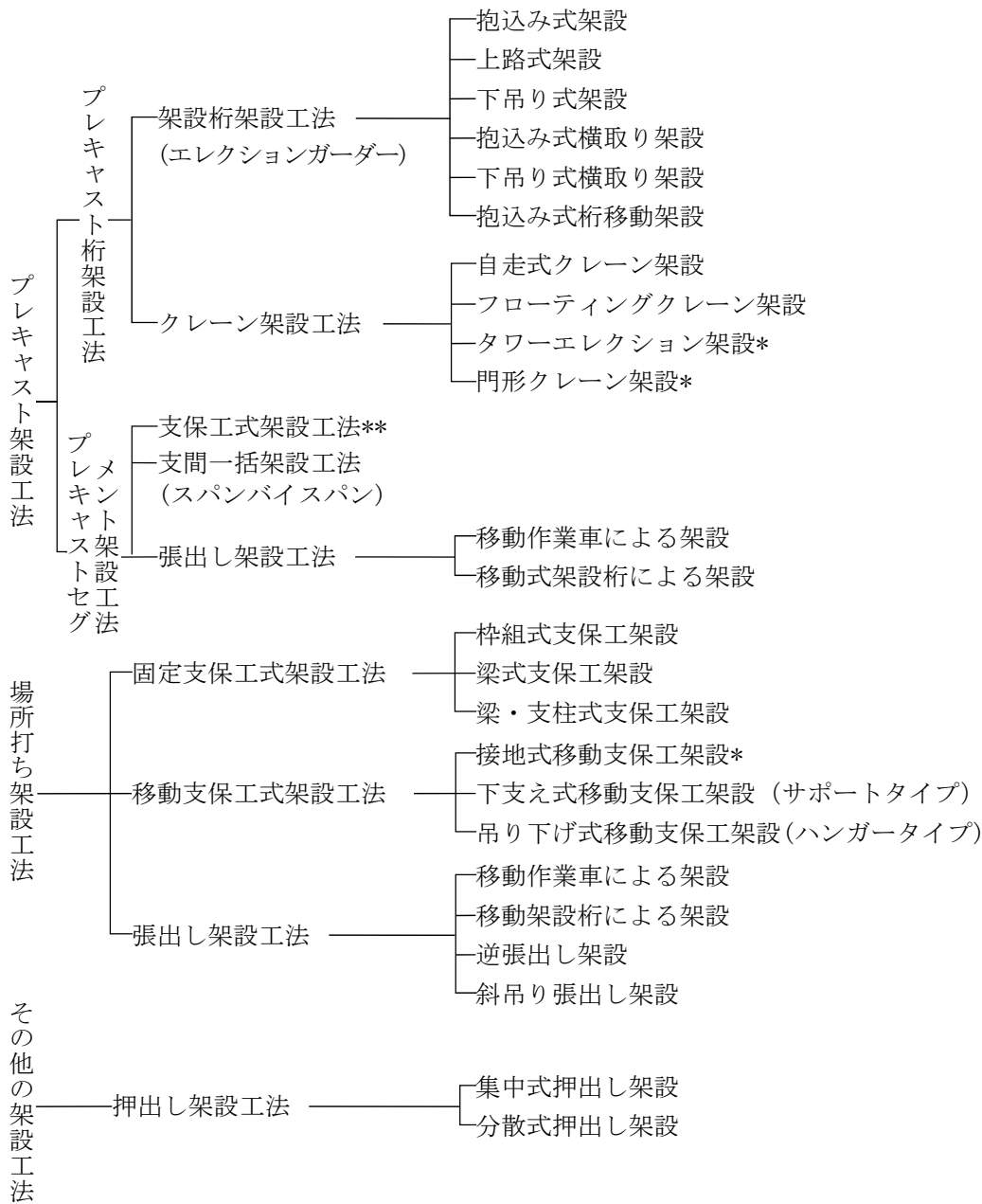


図5-33

5-8 架設

5-8-1 架設工法について

コンクリート道路橋
施工便覧
(H10.1)P393



注)*で示した架設工法は、施工実績が少ないため、上記の分類表のみに掲載する。

注)**で示した架設工法は、固定支保工式架設工法に準ずるため上記の分類表のみに掲載する。

図 5-34 架設工法の分類

5-8-2 架設工法の適用に関する一般的な目安

表 5-19 架設工法の適用に関する一般的な目安

架設工法		プレキャスト架設工法						場所打ち架設工法				その他の架設工法		
		プレキャスト桁架設工法		プレキャストセグメント架設工法				固定架設工法 支保工式	移動架設工法 支保工式		張出し 架設工法	押出し 架設工法		
		架設桁架設工法	クレーン架設工法	支保工式架設工法	支間一括架設工法	移動式架設桁架設工法	移動作業車架設工法		支柱式・梁式	下支え式・吊り下げ式		接地式	移動作業車	移動式架設けた
								枠組式						
間	20～40m	◎	◎	◎	◎	△	△	◎	◎	△	◎			
	40～60m	○	※	○	○	※	※	◎	○	○	◎			
	60～80m	△	△	※	※	◎	◎	○	※	◎	※			
	80～100m	△	△	△	※	○	◎	※	△	◎	△			
	100m以上	△	△	△	※	※	◎	※	△	◎	○	△		
条件	桁高の変化に対する融通性	○	○	○	※	◎	◎	○	※	○	◎	△		
	平面曲線に対する融通性	○	○	○	○	○	◎	◎	○	◎	◎	○		
	主桁幅拡幅に対する融通性	○	○	※	※	※	※	◎	※	◎	○	※		
	桁下空間の確保	◎	○	※	◎	◎	◎	△	○	◎	※	◎		
	急速施工	○	○	○	◎	◎	◎	※	○	○	○	○		
	多径間の場合の有利性	◎	◎	※	◎	◎	◎	※	◎	○	○	◎		
	桁下に対する安全性	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	◎		
	天候に対する有利性	※	※	○	◎	◎	◎	※	◎	※	◎	◎		
桁下が使用できない場合の資機材運搬	◎	△	△	◎	◎	※	△	◎	△	※	◎	◎		
桁下高が高い場合の施工性	◎	※	△	◎	◎	◎	※	※	◎	△	◎	◎		

【凡例】

◎最適である ○適する △適さない ※可能だが適用には検討が必要
注) 支間については比較の実績のあるものについて適用性を示している。

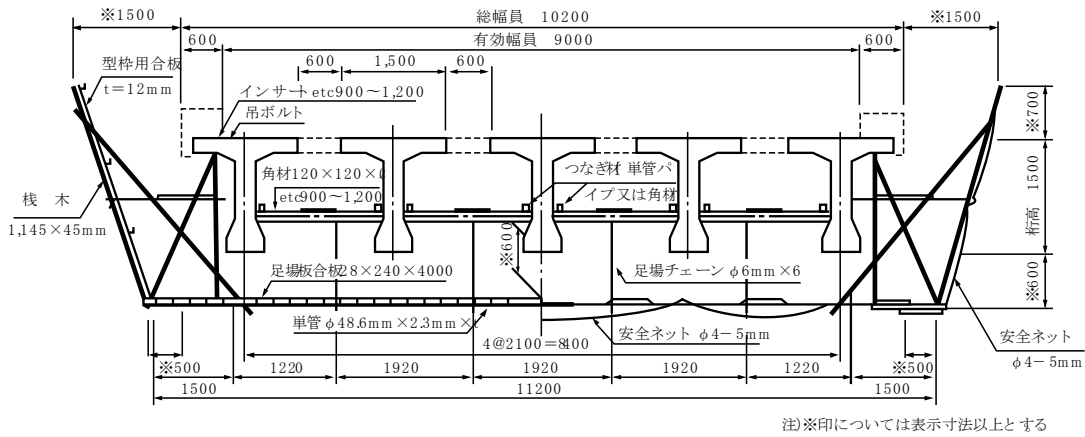
コンクリート道路橋
施工便覧
(H10.1)P394

5-9 足場工

(1) 一般

足場の標準図を下記に示す。

[ポストテンションT桁]



[プレテンションT桁]

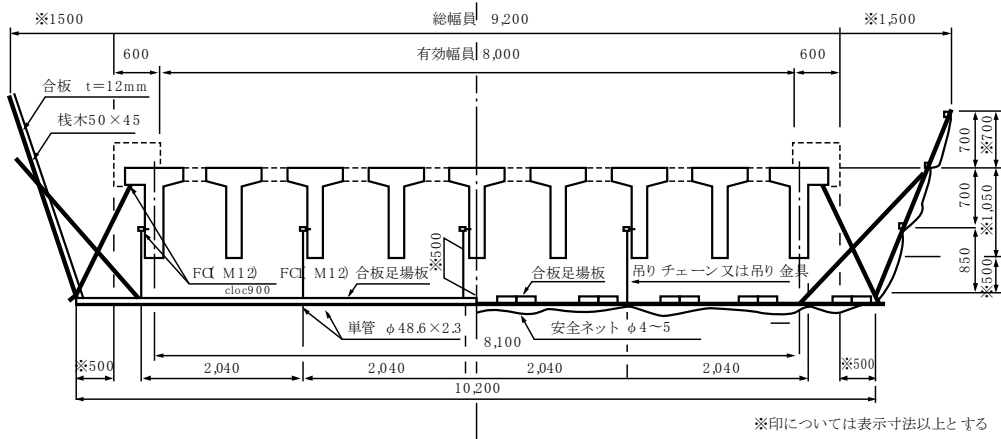


図 5-35 足場標準図(1)

施工計画書作成の手引き
[T桁橋セグメントT桁橋] (H14.7)P150

[プレテンションスラブ桁]

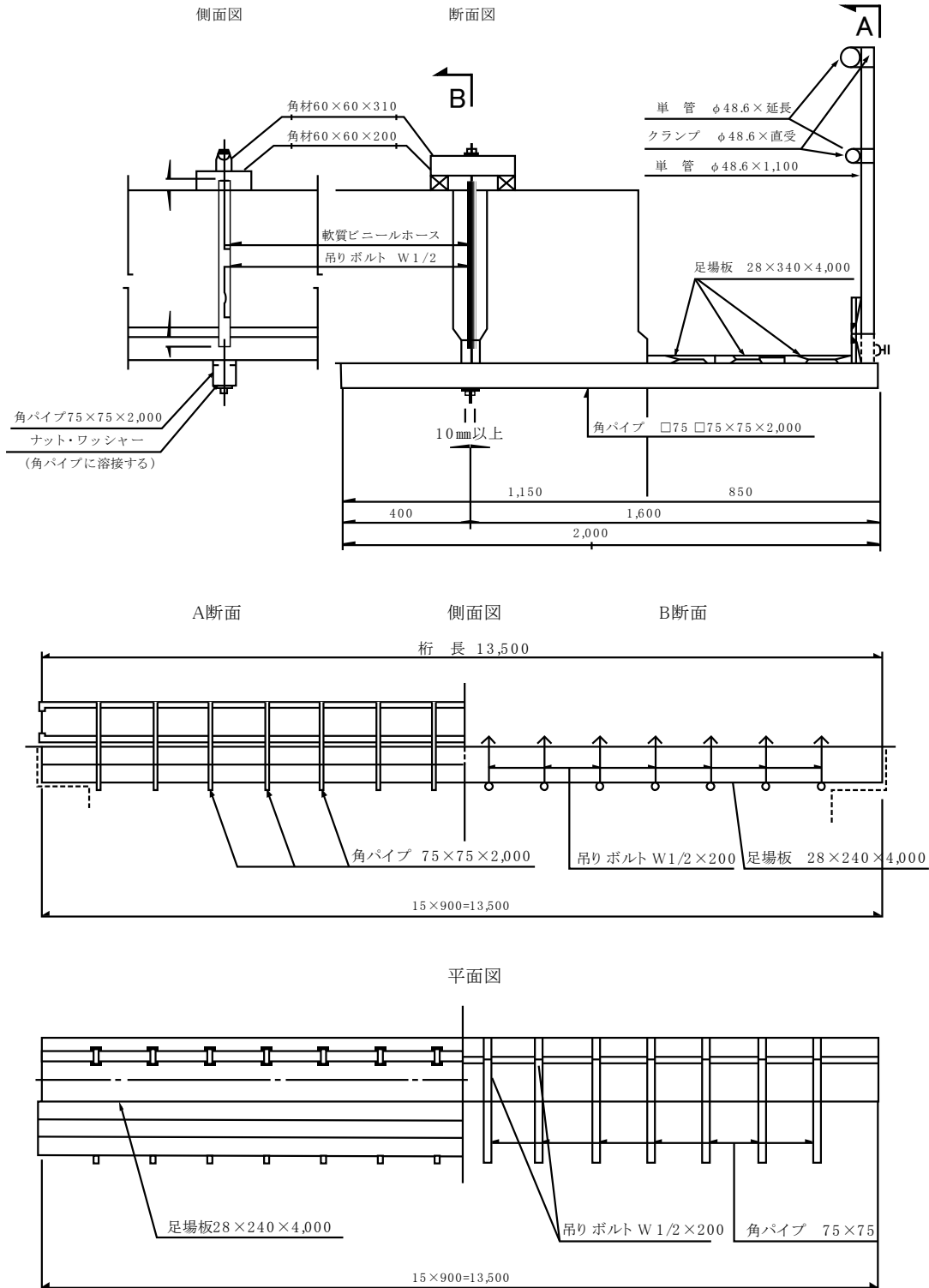


図5-36 足場標準図(2)

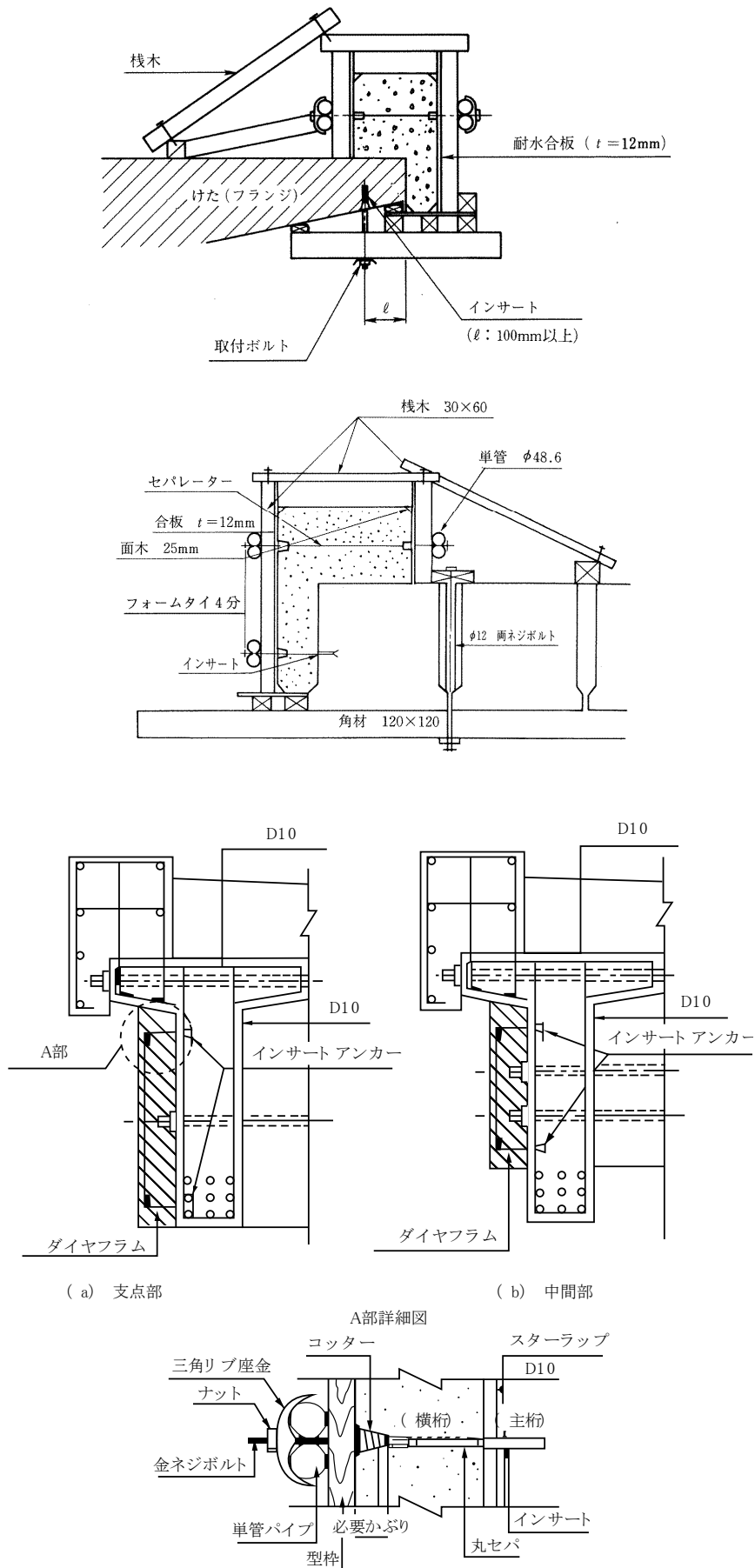


図 5 - 37

6 床版橋

6-1 RCホロースラブ橋

ここでとりあげる鉄筋コンクリート橋は、張出し床版付き穴あきスラブ橋である。

その他の構造物に対しては道示Ⅲに従うものとする。

6-1-1 主版の構造解析

- (1) 穴あきスラブ橋の橋軸方向の設計モーメントはOlsenの薄版理論等によって求めるものを原則とする。
- (2) 穴あきスラブ橋は等方性スラブとして設計する。
- (3) 張出し部のある穴あきスラブ橋の仮想抵抗幅は主版幅をとるものとする。
- (4) 主版横方向の構造解析は(1)と同様にして求める。

6-1-2 張出しスラブの構造解析

張出しスラブの橋軸直角方向の設計には衝突荷重、風荷重等も考慮する。

また、橋軸方向には同方向に下図の如く用心鉄筋を配置しなければならない。用心鉄筋の配置は、「道示Ⅲ6.4」によるものとする。ただし、下図以外の部分については、表6-1、図6-2を参考とする。

なお、PC床版橋の場合は、張出しスラブにプレストレスによる軸方向力が作用しているため、この配筋を考慮しなくてよい。

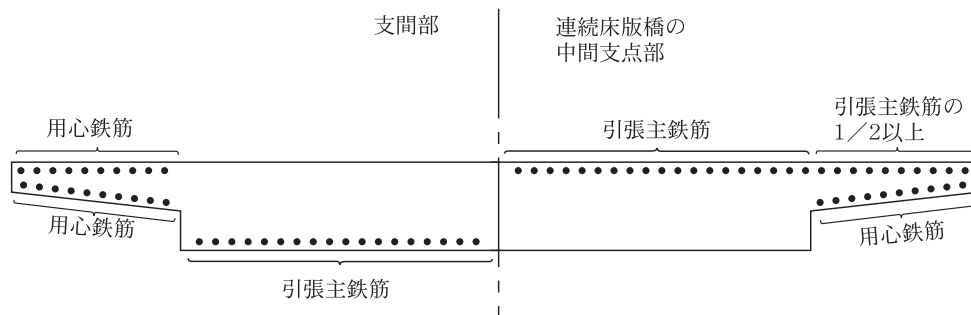


図6-1 片持床版の用心鉄筋

表6-1 用心鉄筋径及び間隔

	端部	中間支間	中間支点
上側鉄筋	D22 ctc125	D16 ctc125	D25 ctc125
下側鉄筋	D13 ctc125	D22 ctc125	D16 ctc125

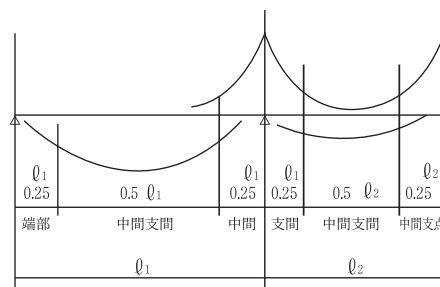


図6-2 連続床版橋の場合の曲げモーメントの分布と用心鉄筋の範囲

道示Ⅲ
(H24.3) P233~242

コンクリート道路橋
設計便覧
(H6.2) P218~220

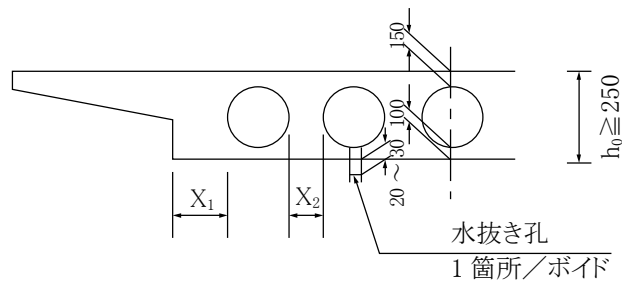
道示Ⅲ
(H24.3) P235~242

コンクリート道路橋
設計便覧
(H6.2) P233~235

6-1-3 支点部の解析

支点部の設計にあたっては、十分安全であることを確認しなければならない。

6-1-4 主版の構造細目



$X_1 = 300\text{mm}$ 以上

$X_2 = 150\text{mm}$ 以上かつ $h_0/5$

図 6-3 中空床版橋の断面の最小寸法

6-1-5 斜橋の場合の配筋方向

斜橋の場合の配筋方向は図 6-4 を標準とする。

- (1) $l_s/B \geq 1.5$ の場合 (2) $l_s/B < 1.5$ の場合

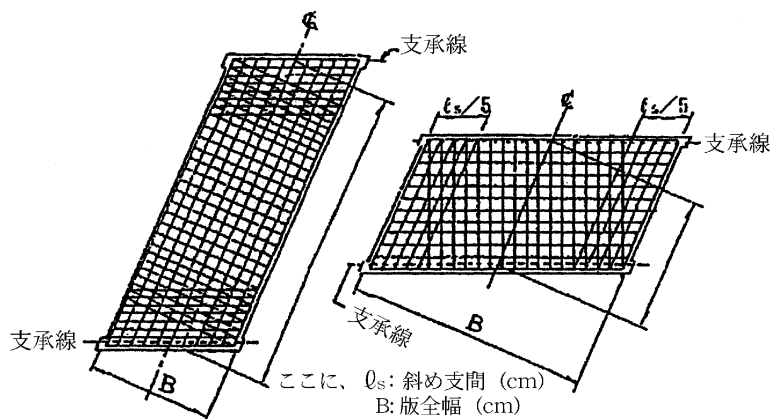


図 6-4 斜め床版橋の鉄筋配置

6-1-6 ガス圧接

鉄筋をガス圧接する場合は、一連の鉄筋で3回までとする。また、一連の桁で最低1箇所ラップ部を設ける。(単純桁は除く)

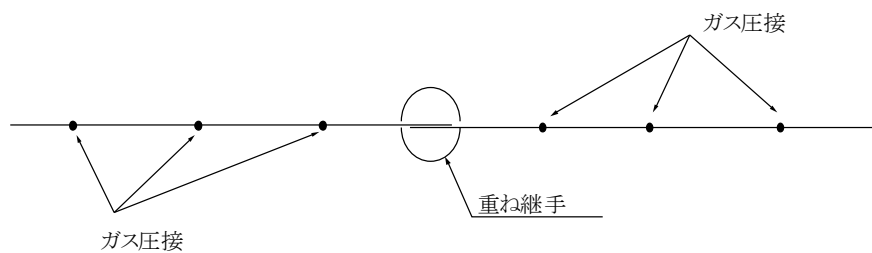


図 6-5 鉄筋の継ぎ手

道示Ⅲ
(H24.3) P236

道示Ⅲ
(H24.3) P236

7 上部諸構造物

7-1 地覆，橋梁用防護柵及び防音壁

7-1-1 地覆

地覆の形状寸法は下表を標準とする。

表 7-1 地覆等の寸法 (mm)

寸法	①車道に接する地覆	②歩車道境界の地覆	③歩道に接する地覆
b_1	600	500	400
b_2	250※1	—	—
b_3	250	250	100

注) (1) 「歩道に接する地覆」は幅員 2.0m以上の歩道，自転車歩行道等に接する場合に適用する。

(2) 自動車専用道路等の道路では，建築限界との関係からその一部を一段高い構造として地覆を兼ねる場合において，横断勾配の影響で高欄が建築限界線を侵す場合のみ地覆 (b_1 及び b_2)の幅で調整する。

(3) ※1の値は，道路構造令によると自動車専用道路等の規格の高い道路で，50m以上の橋もしくは高架の道路で地覆部も路肩として兼ねている場合のみ地覆の車道側前面より 25cm 後方設置となるが，ここでは車両の接近により損傷のおそれがあり，地覆の車道側最前面より 25cm 後方に設置することが望ましいことを考慮して参考値とする。

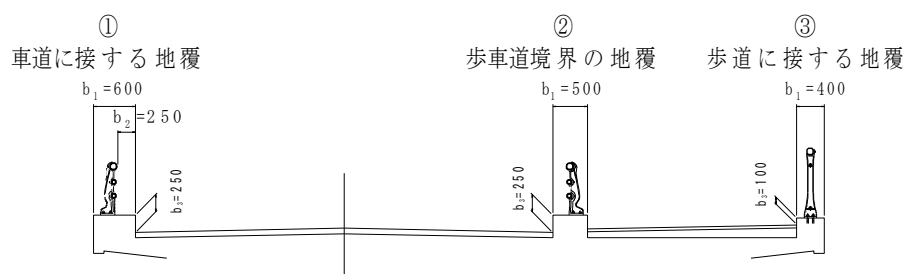


図 7-1 地覆の基本関係図

(1) 歩道の構造

歩道は、縁石、防護柵その他これに類する工作物により、車道部から分離するものとする。

歩道は、縁石、防護柵その他これに類する工作物によって、車道部から必ず分離するものとする。また、歩道面は、縁石により車道面より高くすることが望ましい。

① 橋梁部の歩道形式

橋梁部の歩道形式は、セミフラット形式を基本とする。

② 歩道の標準構造

セミフラット形式の標準構造

③ 歩道面の高さ、路上施設の高さ等

歩車道境界の施設帯（ブロック）の高さは、25 cmを標準とする。

車道面と歩道面の段差は5 cmを標準とする。

歩道の平坦部の横断勾配は2 %を標準とする。

歩道の排水処理には、十分配慮する。

④ 重点整備地区におけるバリアフリー的要素

歩道等（車両乗入れ部を除く）の横断勾配は、円滑な排水性を確保した上で1 %以下とすることが望ましい。

歩道の縁端は、当該車道より高くするものとし、その段差は2 cmを標準とする。縦断勾配をするつける場合は、5 %以下で行うことが望ましい。

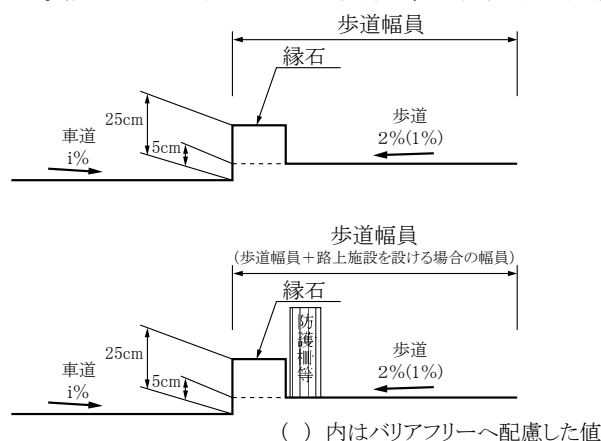


図 7 - 2 歩道の構造

(2) 地覆・壁高欄の表面保護

凍結防止剤が散布される地域や飛来塩分の影響を受ける海浜環境にあるコンクリート製の高欄、地覆部は道示に示される“耐久性の検討”の適用やコンクリート面を塗装することが有効である。

そのため、凍結防止剤の散布状況や対象部位の維持管理の容易性を考慮し道示Ⅲに示される“耐久性の検討”の適用や、劣化抑制対策としてあらかじめコンクリート塗装による表面保護工の必要性を検討した上で、適切な対策を講じること。

コンクリート塗装を採用する場合の仕様は、鋼道路橋防食便覧に示す CC-A(P C部材)又は CC-B(R C部材)を適用する。

道示Ⅲ
(H24.3) P175

鋼道路橋防食便覧
(H26.3) PⅡ-41

7-1-2 橋梁用防護柵

防護柵の設計については、「防護柵の設置基準の改訂について（H10.11.24 建九 道交第112号）」によるとともに「防護柵の設置基準・同解説（H28.12 日本道路協会）」によるものとするが、表7-2の橋梁用防護柵の適用区分を参考に防護柵タイプを決定されたい。

また、歩道付き橋梁の防護柵設置に関する取扱いについては、「歩道付き橋梁の防護柵設置について（H21.3.12 土木部長通知）」によるものとする。

表7-2 橋梁用防護柵の適用区分

項目	鋼製防護柵			壁高欄	
	車両用防護柵	高欄兼用車両用防護柵	高欄	直壁型	フロリダ型
設置箇所	一般国道			一般国道 自動車専用道路	自動車専用道路
特徴	・歩行者・運転者に対して圧迫感が少ない ・走行中の視認性が良い。			・車両の路外逸脱防止能力に優れる。 ・フロリダ型は軽い接触時における衝突車の損傷を軽減する。	
規格	A・B・SB	A・B・SB	SP	SC・SB・SA・SS	
路面からの高さ	100 cm	110 cm		自専道 90～110 cm 一般国道 車道 100 cm 歩道 110 cm	90～110 cm
設計荷重 (支柱の極限支持力)	B : 60kN/本 A : 80kN/本 SB : 100kN/本		・垂直荷重 980N/m ・水平荷重 2500N/m	SC : 43kN SB : 72kN SA : 109kN SS : 170kN	SC : 35kN SB : 58kN SA : 88kN SS : 138kN
落下防止柵の設置	適用可能			適用可能	
遮音壁の設置	適用不可			適用可能	
照明・標識等の受台	地覆に設置 (地覆幅)			壁高欄天端に設置 (壁高欄を幅)	

[適用にあたって]

- ① 防護柵の設計・計画にあたっては「防護柵の設置基準・同解説（H28.12）」および「車両用防護柵標準仕様・同解説（H16.3）」を準拠すること。
- ② 壁高欄を直壁型からフロリダ型に切替える場合、前後の橋梁との連続性を考慮して決定すること。
採用例 ・インターチェンジを区切りとした変更
・長い土工区間を区切りとした変更
- ③ 歩車道境界に車両用防護柵（ガードレールを含む）を設置する場合、歩道側の地覆には高欄の採用について検討すること。
- ④ 鋼製防護柵は一般国道を対象とし「SC」を除外した。
- ⑤ 「防護柵の設置基準・同解説（H28.12）」において車両用防護柵の高さは60～100 cmとなっているが、一般国道では車道をバイクや自転車が走行する可能性もあり、路面からの高さを100 cmとした。
- ⑥ 鋼製防護柵の設計荷重は「防護柵の設置基準・同解説（H28.12）」65頁及び113頁より抜粋した。車両防護柵については支柱の極限（水平）支持力の最大値を記載した。
- ⑦ 壁高欄の設計荷重は「車両用防護柵標準仕様・同解説（H16.3）」112頁より抜粋した。
- ⑧ 照明・標識等の受台を計画する場合、用地境界との取合いに注意すること。
- ⑨ 「歩道付き橋梁の防護柵について（H21.3.12 土木部長通知）」による歩道付き橋梁の防護柵設置に関する取扱いについては下記のとおりである。

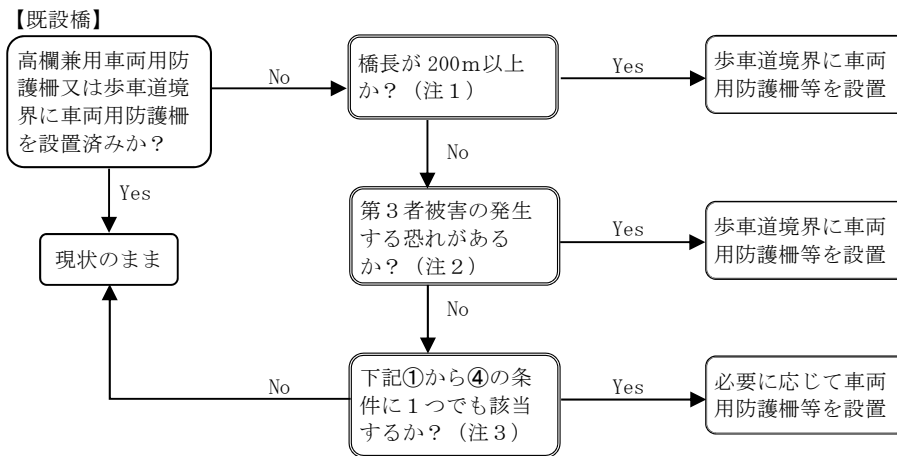
(1) 新規橋梁について

防護柵の設置基準・同解説 (H28.12 日本道路協会) に基づき設置の検討を行なうこと。また、設置に関しては主務課と協議のこと。

(2) 既設橋梁について

歩道付き既設橋梁の防護柵については、別添フローに基づき設置の検討を行なうこと。また、防護柵等の設置が必要な橋梁については、橋梁長寿命化修繕計画に基づいた補修と併せて実施するなど、順次設置していくこととします。

(歩道付き既設橋梁の車両用防護柵設置に関する検討フロー)



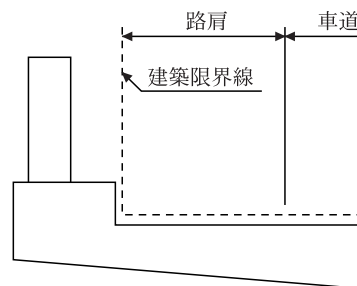
(注1)・・・橋長200m以上について
○車両転落事故の発生件数の半数以上を占めている。(別紙、検討委員会報告書より)
○県においても、橋長200m以上の橋(天城大橋 L=245m)で転落事故が発生している。

(注2) 第三者被害の発生する恐れがある状況
○跨道橋、跨道橋。
○橋梁下が船の航路。
○橋梁下に併走する道路がある。
○橋梁下に人家がある。または、立地することが予想される。
○その他、第三者の二次被害が発生するおそれのある場合等

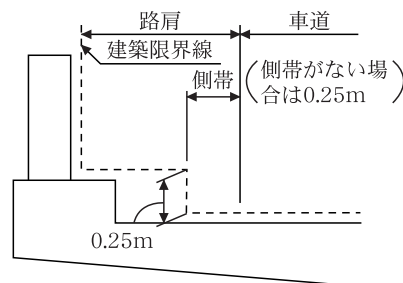
(注3)
①路面凍結が生じやすくスリップ事故が発生しやすい。
・過去にスリップ事故が発生している等
②橋梁前後の道路線形がよく、走行速度が高くなりやすい。
・下り勾配で、走行速度が高くなりやすい箇所等
③線形が視認されにくい。
・急カーブ区間等で、事故の恐れのある区間等
④歩道幅員が狭い又は縁石の高さが低い場合。

7-1-3 防護柵と幅員構成（橋体幅）

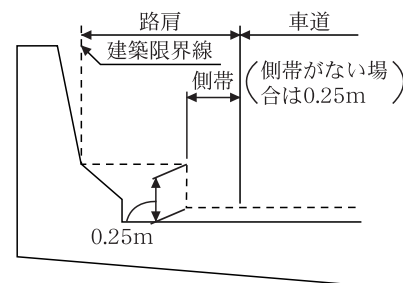
- (1) 橋体幅は、横断勾配による建築限界や視距等を考慮して決定する。
- (2) 橋体幅は50mmラウンドとなるように決定し、拡幅が必要な場合も同様とする。
- (3) 一連の橋梁の中で横断勾配が変化する場合は、上部工構造（連続構造）毎に同一橋体幅とする。
- (4) 横断勾配により橋体幅の拡幅が必要な場合は、片勾配の下がった方に拡幅する。
- (5) 遮音壁・落下物防止柵等を壁高欄上に設置する場合は、それからの視距の影響も考慮し、橋体幅を決定する。
- (6) 路肩の構造に関しては、一般的には下記に示す路肩形状とするが、道路の連続性に配慮し路肩形状を決定してもよい。



(a) 一般的な構造



(b) 地覆を兼ねた構造



(c) 剛性防護柵(フロリダ型)を設置した構造

図7-3 トンネル・橋梁部の路肩の構造

道路の構造令の
解説と運用
(H27.6) P219

7-1-4 落下物防止柵

(1) 設置箇所

鉄道・主要道路と交差及び近接、または人家に近接する本線橋及び跨道橋で、必要がある橋梁については、落下物防止柵を設置するものとする。

落下物防止柵の設置の有無は、管理者と協議により決定する。

また、近接箇所とは、表7-3に示すdの値よりも対象施設が近接している箇所をいう。

なお、上記箇所においても遮音壁との併設は行わない。

表7-3

H (m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
d (m)	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	9	9

H：対象施設の基面から道路等の路面までの高低差 (m)

d：道路等の端から対象施設の端までの距離 (m)

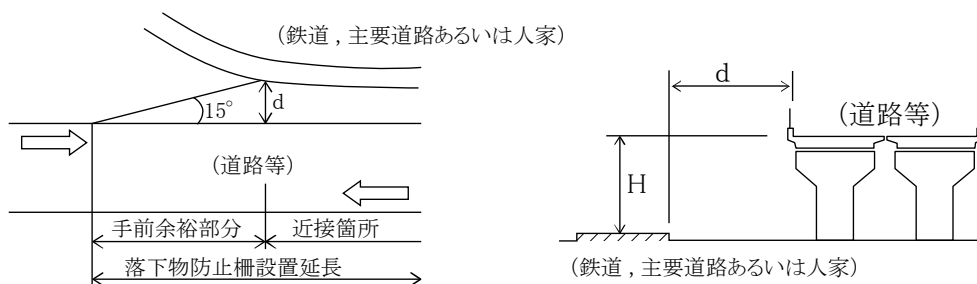


図7-4 近接箇所

(2) 設置範囲

落下物防止柵の設置範囲は、対象施設と交差または近接している部分に、その手前余裕部分を加えた範囲とする。

手前余裕部分とは図に示す部分をいう。

手前余裕部分長Lは次のように表される。

$$L = V_0 \times \sqrt{\frac{2(H+3)}{g}} \times \left(\cos 15^\circ + \frac{\sin 15^\circ}{\tan \alpha} \right) \quad \dots \text{式(6-1)}$$

ただし、 $\alpha = 90^\circ$ の場合

$$L = V_0 \times \sqrt{\frac{2(H+3)}{g}} \times \cos 15^\circ \quad \dots \text{式(6-2)}$$

ここに、 V_0 = 落下物の路外逸脱速度 (m/sec)

H = 対象施設の基面から高速道路等の路面までの高低差 (m)

α = 対象施設と高速道路等の交差する角度

(ただし、近接の場合は $\alpha = 90^\circ$ として計算する。)

g = 重力加速度 9.8m/sec²

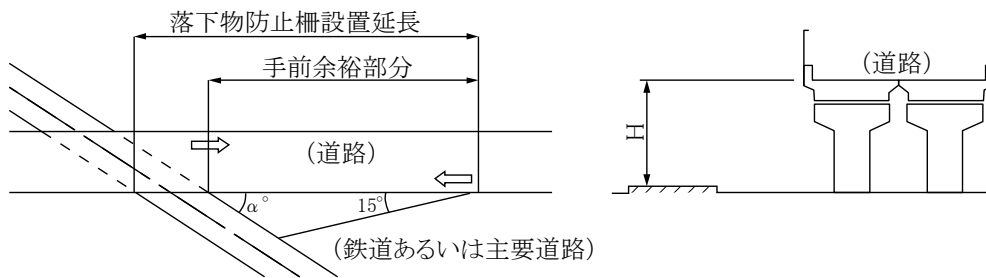


図7-5 交差区間

落下物の路外逸脱速度は新幹線と交差する場合には $V_0 = 18\text{m/sec}$ (64km/h)、その他の施設と交差する場合は $V_0 = 14\text{m/sec}$ (52km/h) とする。

なお、新幹線と交差する場合には手前余裕部分長は、最小36m確保するものとする。

7-1-5 コンクリート剥落防止対策

コンクリート片が落下する時期を予見することは、現状において極めて困難であるものの、被害が発生した場合の重大性を考えると極力事前に予防策をとることが重要である。

第三者被害を及ぼす恐れのある橋梁のうち、安易に点検や補修が実施できるものではない鉄道や軌道上の橋梁等は、あらかじめ剥落防止対策(剥落防止ネット)を検討すること。

剥落防止ネットの設置に当たっては、点検時の近接点検や補修工事のために、撤去・設置が容易にできる構造とするように配慮する。

なお、架橋環境(塩害・中性化等)に対して対策を施し、確実な施工で耐久性が十分確保され、剥落片の恐れが無い場合は剥落防止対策を省略してよい。

橋梁における第三者被害
予防措置要領
(案) (H16.3) P3

7-1-6 防音壁

遮音壁の設計死荷重は、その実施の如何にかかわらず、最低3m高の遮音壁荷重を考慮するものとする。これは、道路付帯施設等の追加設置などの不測の事態に対しても対応可能な様に、また、大きく不経済とならない範囲で余裕を考慮したものである。

一般的な遮音壁の荷重を、表7-4に示す。他の遮音壁については、遮音壁標準図集を参考にするものとする。

表7-4 遮音壁死荷重

高さ (m)	単位重量 (k N/m)
3	1.45

7-2 親柱

親柱は交通の流れに対して、障害となったり、抵抗感を与える位置や構造であってはならない。

特に一般道路部より幅員が狭くなっている橋長50m以上の橋梁や親柱や高欄が、走行の妨げとならないように注意しなくてはならない。

- (1) 親柱の内面を地覆及び高欄の内面と形状を合せる。
- (2) 親柱は従来大きなものがあつたが、走行の妨げとなるため好ましくない。
- (3) 親柱の高さは高欄高より5cm程高いくらいが好ましい。
- (4) 周辺の景観や街並みの景観に配慮する親柱の必要があるところについては、必要性を整理し、主務課と協議すること。

親柱に橋名板を取付ける場合は図7-6の記入方法を標準とする。

橋名板の大きさは、200×300×13（ブロンズ）を基本とするが、親柱の大きさとのバランス等を考慮する場合はこの限りでない。

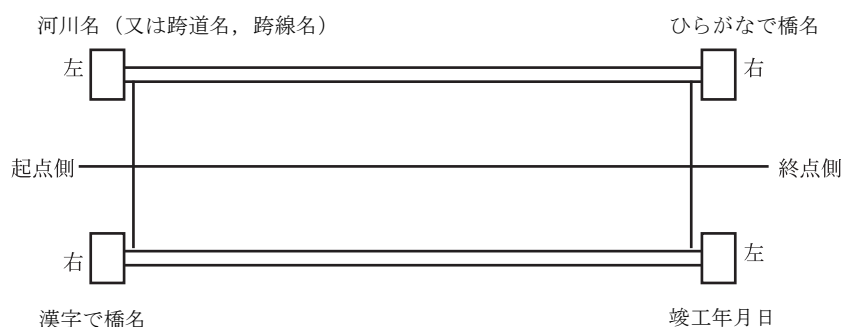


図7-6 親柱の設置位置

7-3 橋名板

橋梁名の決定については、地元への橋梁の親しみ易さや施設の大切さなど地域住民に理解していただくことが重要と考え、橋梁の着手前までに地元市町村等と十分に協議して決定すること。

7-4 橋歴板

- (1) 橋歴板は起点左側、橋梁端部に取付けるものとし、具体的な取付け位置については監督職員の指示によるものとするが、可能な限り地覆天端等の見やすい位置に設置することが望ましい。
- (2) 橋歴板の寸法および記載事項は、下図を標準とする。

土木工事共通仕様書
(H28.1)P121

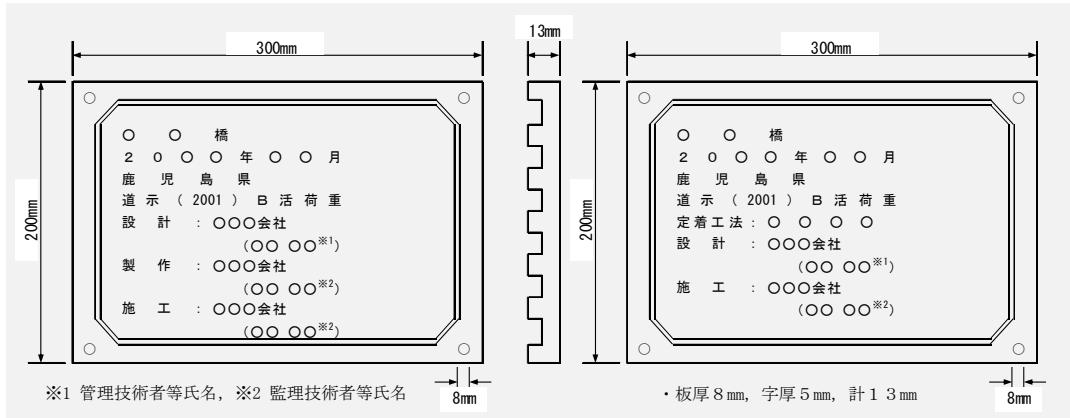


図7-7 橋歴板の標準刻印例

7-5 添架物

- (1) 添架荷重が 50 kg/m を超える場合、もしくは、超えることが予想される場合は、費用負担の予算措置について、添架物管理者及び主務課と協議すること。(平成2年11月1日付土木部長通知「橋梁添加物の費用負担について」参照のこと)
添架物管理者との費用負担の協定(覚書)については、事業着手の前年度までに基本協定を締結すること。
- (2) 添架する場合、橋梁の外観美を損なわない場所とすること。
- (3) ガス管・水道管・下水管等の鋼管類の防錆処理と温度変化による伸縮対策は必ず実施すること。
- (4) 鋼桁で添架材の製作が必要な場合、同質塗装、同時製作となるように鋼桁の請負者に添架材の製作を依頼するよう添架申請者を指導すること。
- (5) 道路占用申請以前に添架物の目的、種類、最大寸法、所要幅間隔等を明記した書類をもって協議させること。

① 添架位置及び方法

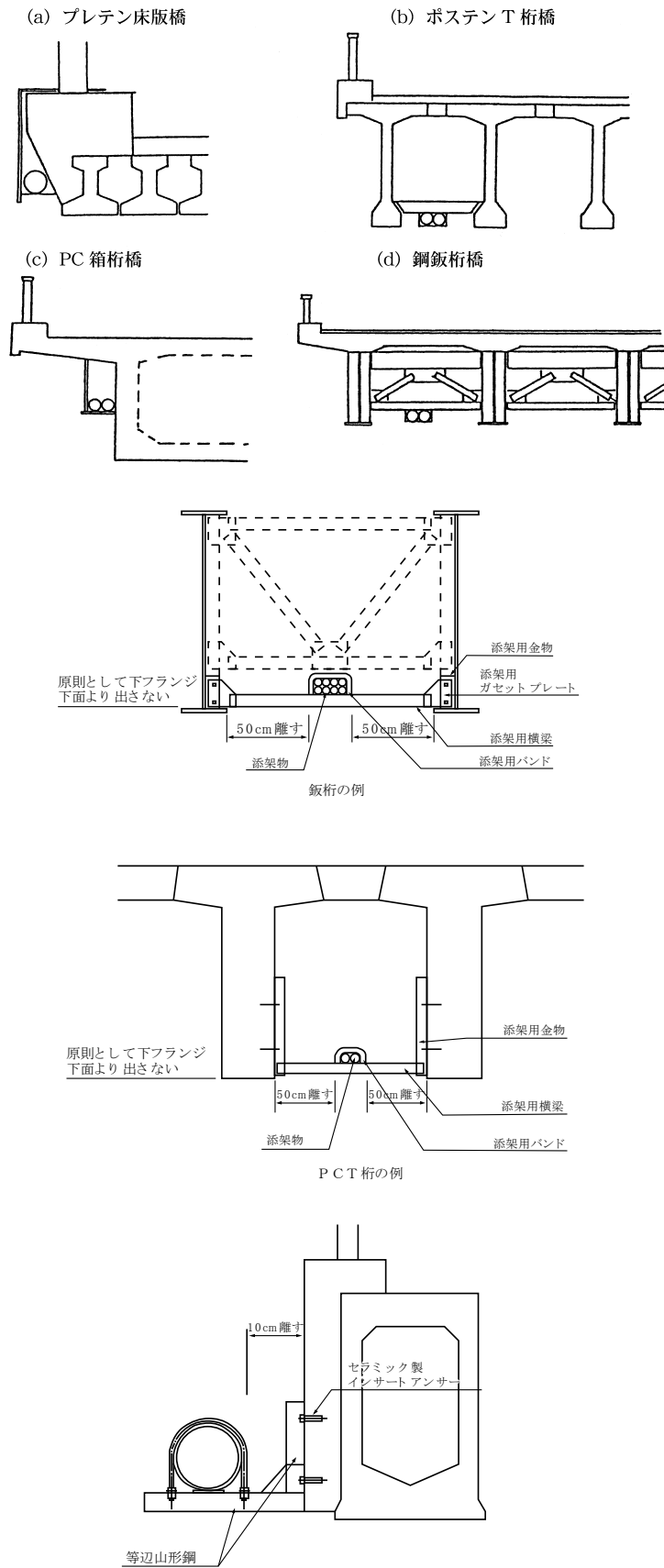


図 7 - 8 橋種別の添架物設置位置

② 費用負担について

ア 鹿児島県土木関係通知集の「橋梁添架物の費用負担について (H2. 11. 1)」により取扱うものとする。

イ 対象添架物は、添架物の総合計（水道管路、NTT 管路、九電管路等の合計）重量が 1 m 当り 50 kg を超える物件とする。

ウ 負担金は次式により行うこと。

a 工事費

$$\text{負担工事費} = \text{上部構造額} \times \frac{\text{添架物重量}}{\text{活荷重} + \text{死荷重} + \text{添架物重量}}$$

ここに上部構造費とは、上部工事費のうち、交通の供用に関する工事（舗装工、床版工（合成桁を除く）、高欄、排水工、照明工事）の費用を含まない額とする。

b 間接費

負担工事費の 10% とする。

エ 添架物負担額については、予算措置が必要となるため、前年度までに添架物管理者、主務課と協議を終えておくこと。

7-6 伸縮装置

(1) 伸縮装置は以下の性能を満足するよう、適切な型式、構造及び材料を選定するものとする。

- ① けたの温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重等による橋の変形が生じた場合にも、車両が支障なく通行できる路面の平坦性を確保するものとする。
- ② 車両の通行に対して耐久性を有するものとする。
- ③ 雨水等の浸入に対して水密性を有するものとする。
- ④ 車両の通行による騒音、振動が極力発生しないよう配慮した構造とする。
- ⑤ 施工、維持管理及び補修の容易さに配慮した構造とする。

(2) 伸縮装置の耐震設計は、道示 V の規定によるものとする。設計伸縮量は、支承の移動量の算出と同様の方法で算出する手法によることを基本とする。活荷重によって生じるたわみによる伸縮量については、けた端部における橋の挙動を考慮し、適切に検討するものとする。また、余裕量については 10 mm を標準とし、橋の規模や施工誤差等、実状に応じて別途定めることができる。

上記によるとき、けたのたわみによる回転量の算出等、その算出が煩雑となる場合には、以下に示す簡易算定法が参考となる。

道示 I
(H24. 3) P100~103

表 7-5 伸縮量簡易算定式 (単位: mm)

橋 種	鋼 橋	鉄筋コンクリート橋	プレストレスト コンクリート橋	
伸 縮 量	①温度変化	0.6ℓ(0.72ℓ)	0.4ℓ(0.5ℓ)	0.4ℓ(0.5ℓ)
	②乾燥収縮	—	0.2ℓβ	0.2ℓβ
	③クリープ	—	—	0.4ℓβ
	基本伸縮量 (①+②+③)	0.6ℓ (0.72ℓ)	0.4ℓ+0.2ℓβ (0.5ℓ+0.2ℓβ)	0.4ℓ+0.6ℓβ (0.5ℓ+0.6ℓβ)
	余 裕 量	基本伸縮量×20%, ただし, 最小 10 mm (施工誤差等が大きい場合は別途考慮)		

ℓ=伸縮けた長(m), β=低減係数

表中の()内は, 寒冷な地域に適用

表 7-6 伸縮装置に用いる乾燥収縮およびクリープ簡易低減係数

コンクリートの材齢(月)	1	3	6	12	24
低減係数(β)	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

(3) 伸縮装置の漏水防止

伸縮装置部から雨水や塵埃が侵入すると, 桁端部の腐食や支承部の損傷を引き起こす恐れがある。このため, 伸縮装置部は水密性を有するよう十分な配慮が必要である。

伸縮装置は, 長期にわたって水密性を確保することを目的に, 非排水構造を標準とする。また, 二重の非排水構造として, 弾性シール材等の一次止水材に加え, 樋やゴムパッキン等の二次止水材を併設すること。

なお, 路面からの桁下への水の侵入を防止するため地覆部を含めた止水構造とすること。シール材は伸縮装置本体の止水材と同等以上の性能を有するものとするのが望ましい。

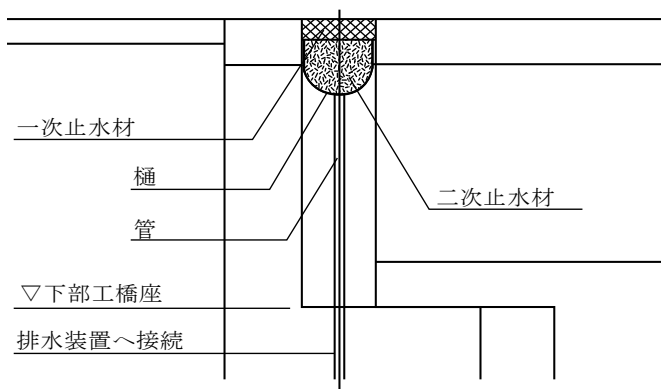


図 7-9 非排水構造【参考図】

道示 I
(H24.3) P100

7-7 支承

7-7-1 支承の種類及び形式

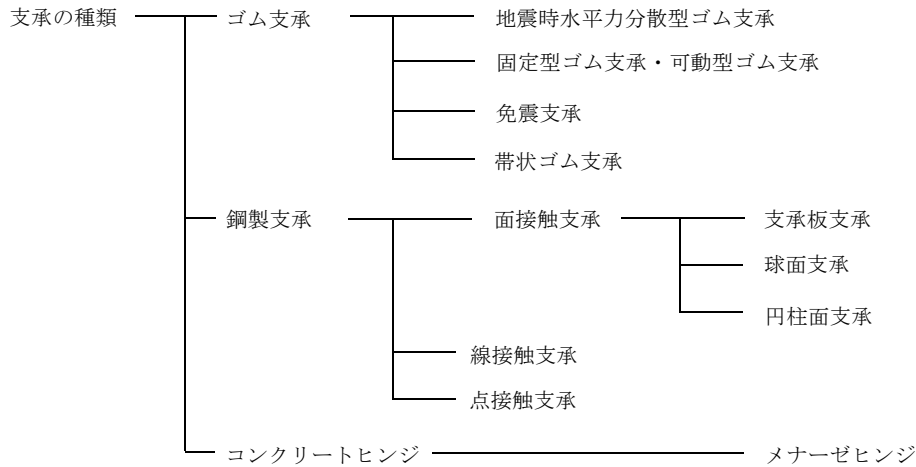
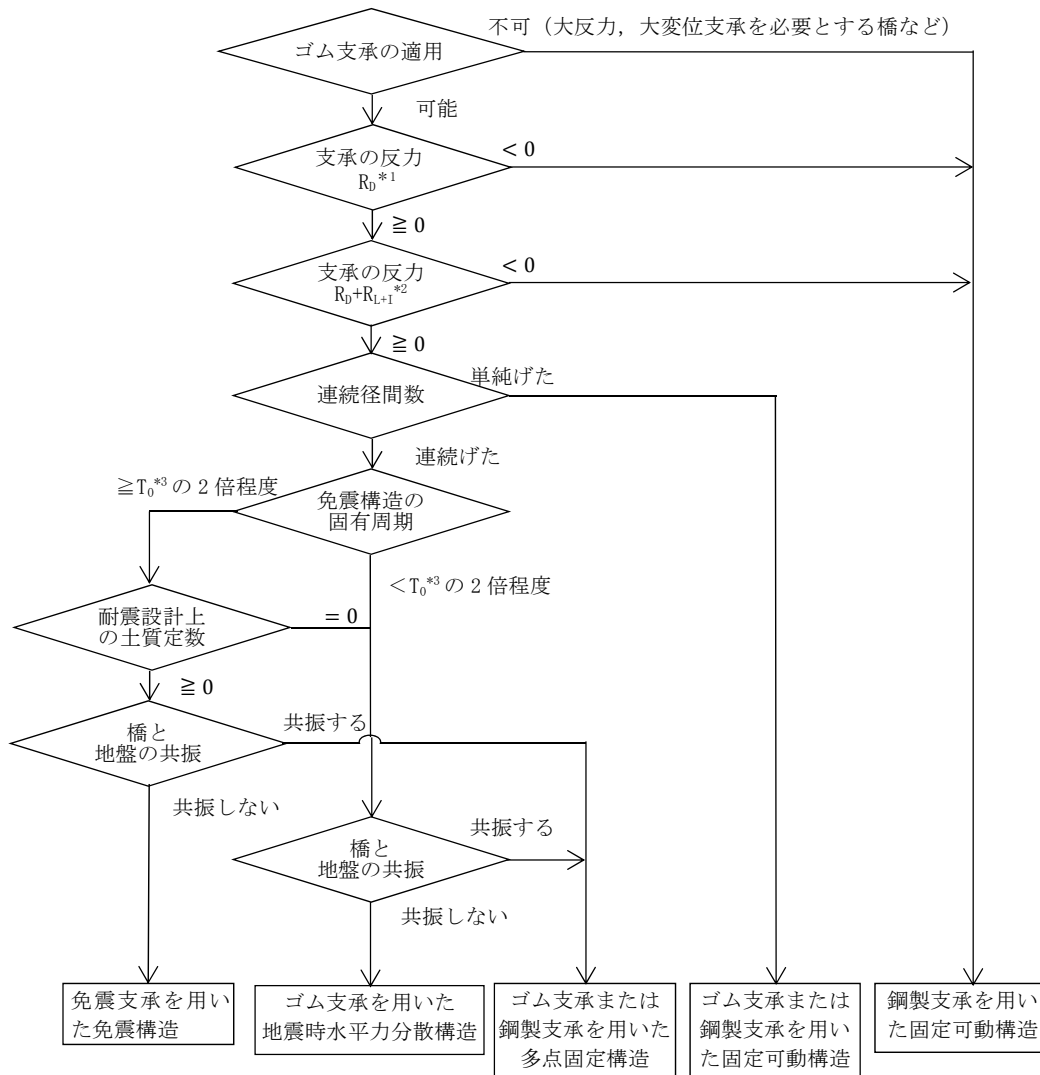


図7-10 支承の種類

道路橋支承便覧
(H16.4) P35



注) *1) R_0 : 死荷重による支承反力 *2) R_{t+1} : 衝撃を含む活荷重による最小反力
*3) T_0 : 固定構造とした場合の固有周期

図7-11 支承形式の選定フロー

道路橋支承便覧
(H16.4) P53

7-8 排水設備

- (1) 排水柵には耐食性の材料（鋳鉄等）を使用すること。
- (2) 排水管は塩化ビニール管の使用が望ましい。
- (3) 排水管の長さは、跨道橋や人家の附近の高架橋においては、橋台あるいは橋脚にそって地上迄伸ばすのが好ましい。また、必要であればその端末処理を行うこと。ただし、出来るだけ屈曲部が少ない構造とし、もし詰まっても掃除が容易に出来る様な構造にしておくこと。
- (4) 排水管の長さは最低橋桁の下端部より低い位置に排出し得る長さとする。特に鋼橋においては錆の原因となるので注意すること。また、桁端部においては、橋座部に垂れ流さない構造を検討する。
- (5) 排水管は径 150A 以上標準とし、材質は硬質塩化ビニール管を使用するのが原則とする。
- (6) 排水管の勾配は原則として 3% 以上とする。

標準設計・解説書
(H8.3) 2.5

道路土工(排水工指針)
(S62.6) P127

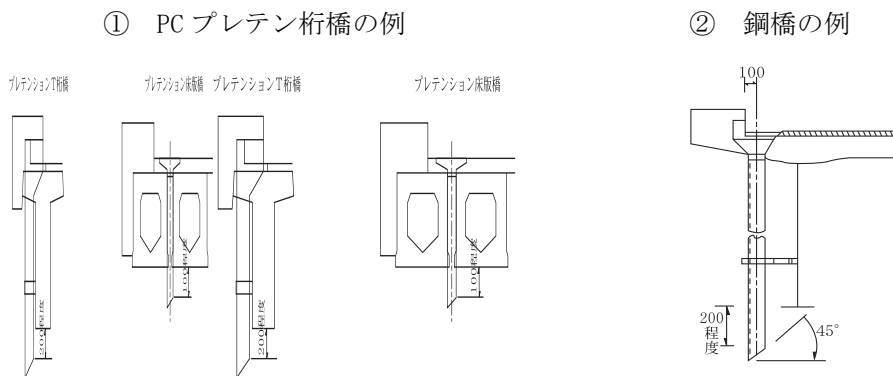


図 7-12 排水管端部処理

- (7) 桁端部付近は排水の飛散等に伴う滞水により、支承部周辺の劣化要因となることから、排水管を下部工にそって、地上まで伸ばし流末処理を行うこと。
- (8) 排水管の勾配は原則として 3% 以上とする。なお、排水管の勾配は土砂堆積等に配慮し可能な限り大きくすること。

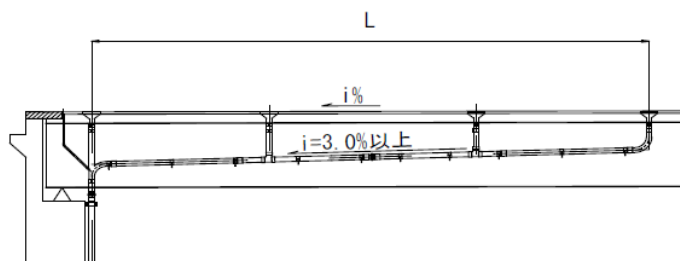


図 7-13 排水管の勾配【参考図】

- (9) スラブドレインは導水して、その流末を排水管に導くものとする。
- (10) スラブドレインの導水勾配は、排水管同様 3% 以上とする。

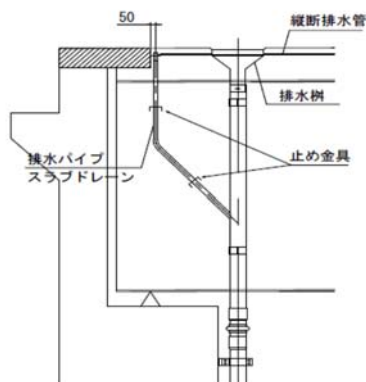


図 7-14 端部排水【参考図】

7-8-1 排水装置

- (1) 排水樹は 20m 以内に設けるのを原則とする。
- (2) 縦断勾配が凹となる区間では、その底部に必ず 1 個を設置する。
- (3) 伸縮装置の近くには排水樹を設けて、伸縮装置への流入量を極力減ずるなど配慮する。
- (4) 緩和曲線区間あるいは S 字曲線区間の变化点付近に生じる横断勾配が水平またはこれに近くなる箇所には、車道の両側に設置するなど十分検討する。
- (5) 水平方向に配置する場合、管の支持間隔は図 7-15 による。

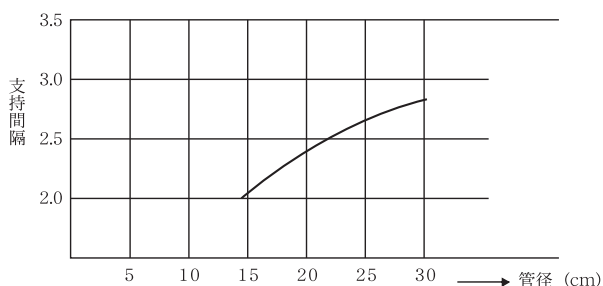


図 7-15 管径と管の支持間隔の関係

※管を曲げる場合の最小曲率は、 $R = 500 \text{ mm}$ 以上とする。

7-8-2 補強鉄筋

排水樹の設置により、鉄筋コンクリート床版の鉄筋をやむを得ず切断する場合は、切断した鉄筋に相当する補強鉄筋を排水樹の周囲に配置する。

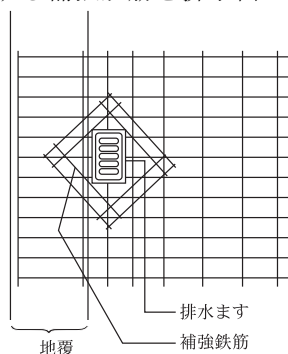


図 7-16 排水ます補強鉄筋

7-8-3 排水処理

床版の上には舗装を浸透した水が溜り、溜まった水が舗装を劣化させる原因となるので、速やかに排除する必要がある。

なお、詳細については、橋梁付属物参考図集（案）を参照のこと。

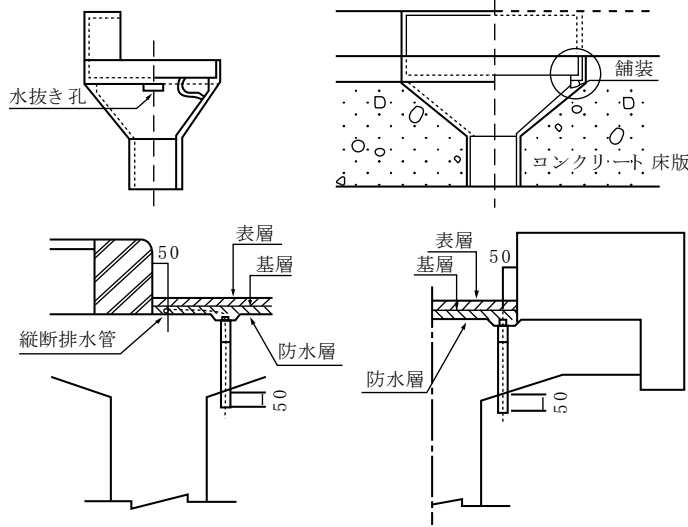


図 7-17 排水処理(例)

7-8-4 排水性舗装（参考）

排水性舗装は、道路表面の雨水を速やかに排水することによる車両の走行安全性の向上効果のほか、表面から内部まで多くの空隙が存在することによる道路交通走行騒音の低減効果等がある。

橋面上に適用した場合、目地部や構造物との接合部から雨水が浸透すると舗装および床版の強度低下が懸念されるため排水処理には特に配慮が必要である。橋面上の排水処理例を以下に示す。

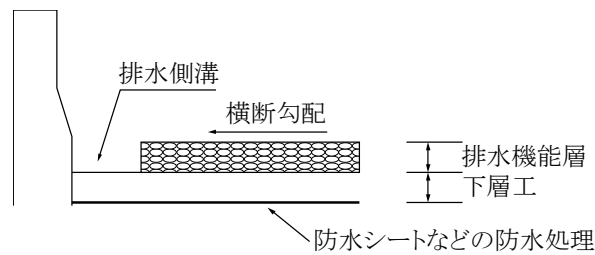


図 7-18 縦断方向の排水処理

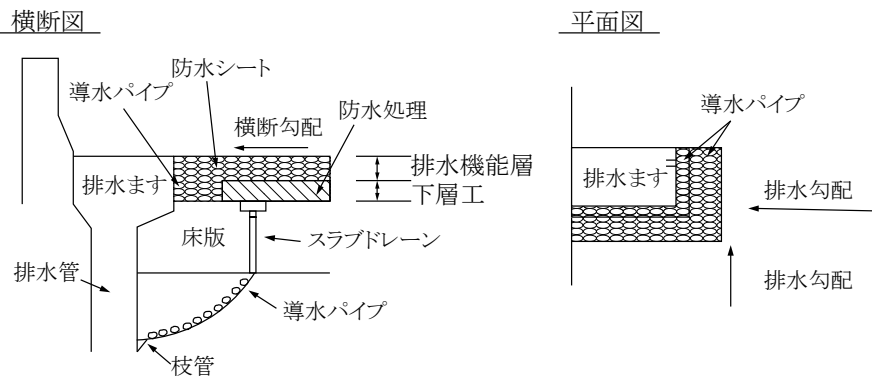


図 7-19 排水ます付近の排水処理

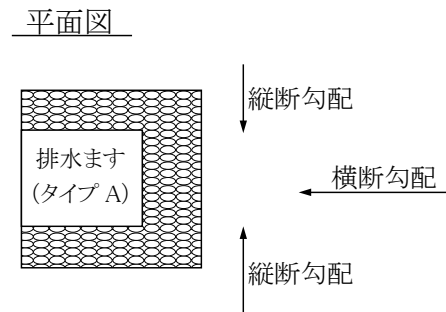


図 7-20 サグ点箇所

7-9 検査路

- (1) 道路橋の検査路は、上部構造、下部構造及び付属設備（支承、伸縮継手、排水設備、落橋防止設備等）について、必要な箇所での必要なタイミングにおいて、鹿児島県橋梁長寿命化修繕計画に基づく所定の点検活動および保守活動が確実かつ容易に行えることを目的として設置する。
- (2) 検査路の設置計画・設計については、主務課と協議する。
- (3) 検査路の設置計画は、個々の橋梁の架橋条件、構造特性などを考慮して、点検活動又は保守活動を適切に行うために次に示す事項が達成できるよう配置する。
 - ① 検査路のみで必要な箇所に容易にアクセスでき必要な作業が行えること。
 - ② 検査路以外の手段を利用し、または併用することによって容易に行えること。
- (4) 検査路の設計にあたっては、橋梁本体の構造に影響を及ぼさないようにしなければならない。また、使用目的を達成し、構造安全性を確保するとともに、所要の耐久性を確保するように設計しなければならない。
- (5) 検査路の設計では、次の検討を行う。
 - ① 設置（使用）目的
 - ② 配置計画
 - ③ 構造設計
 - ④ 耐久性の検討
 - ⑤ 検査路の維持管理計画
- (6) 検査路は、「上部構造検査路（桁方向）」、「下部構造検査路（横方向）」および「昇降設備」の3種類とする。
- (7) 上部構造検査路は、橋種や支間に関係なく河川を横断する橋梁および地上からの点検保守が困難な橋梁については設置することを基本とする。
- (8) 下部構造（橋脚）検査路は、鋼橋・コンクリート橋の区別なく、橋脚高さが高い場合には設置することを基本とする。
- (9) 下部構造（橋台）検査路は、かけ違い橋脚部と同様に重要点検箇所であるため、橋台高さが低い場合においても、鋼橋・コンクリート橋の区別なく橋台検査路を設置することを基本とする。

- (10) 昇降設備は、上部構造検査路や下部構造検査路へのアクセス方法を橋脚高、桁下空間の状況などから、橋面からの設置とするか、地上からの設置とするかを総合的に判断するものとする。
- (11) 検査路の機能・性能を維持し、第三者への被害の防止と点検者の安全を確保するため、適切な維持管理を行う。
- (12) 検査路に生じている損傷を把握するため、所定の点検を行わなければならない。発見した損傷に対しては、補修等の適切な措置を行う。
- (13) 検査路の設置計画を検討するうえでの判定フローを、「図7-22 検査路の標準的設置判定フロー」に示す。

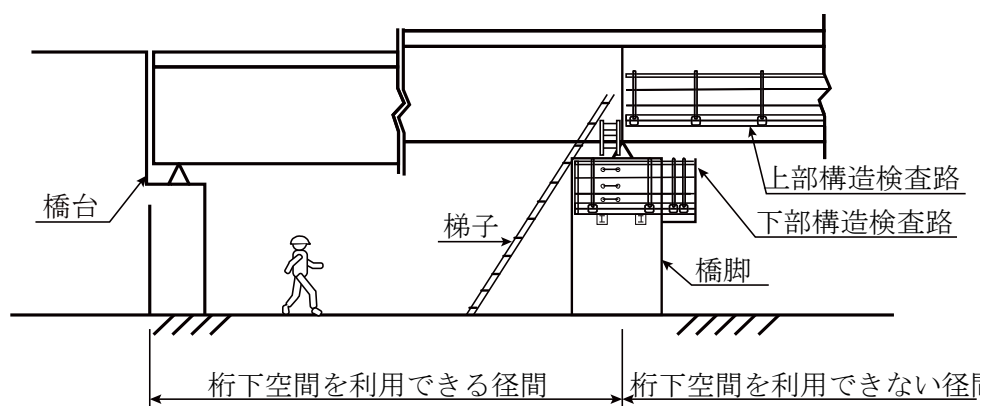


図7-21 検査路の取り付け例

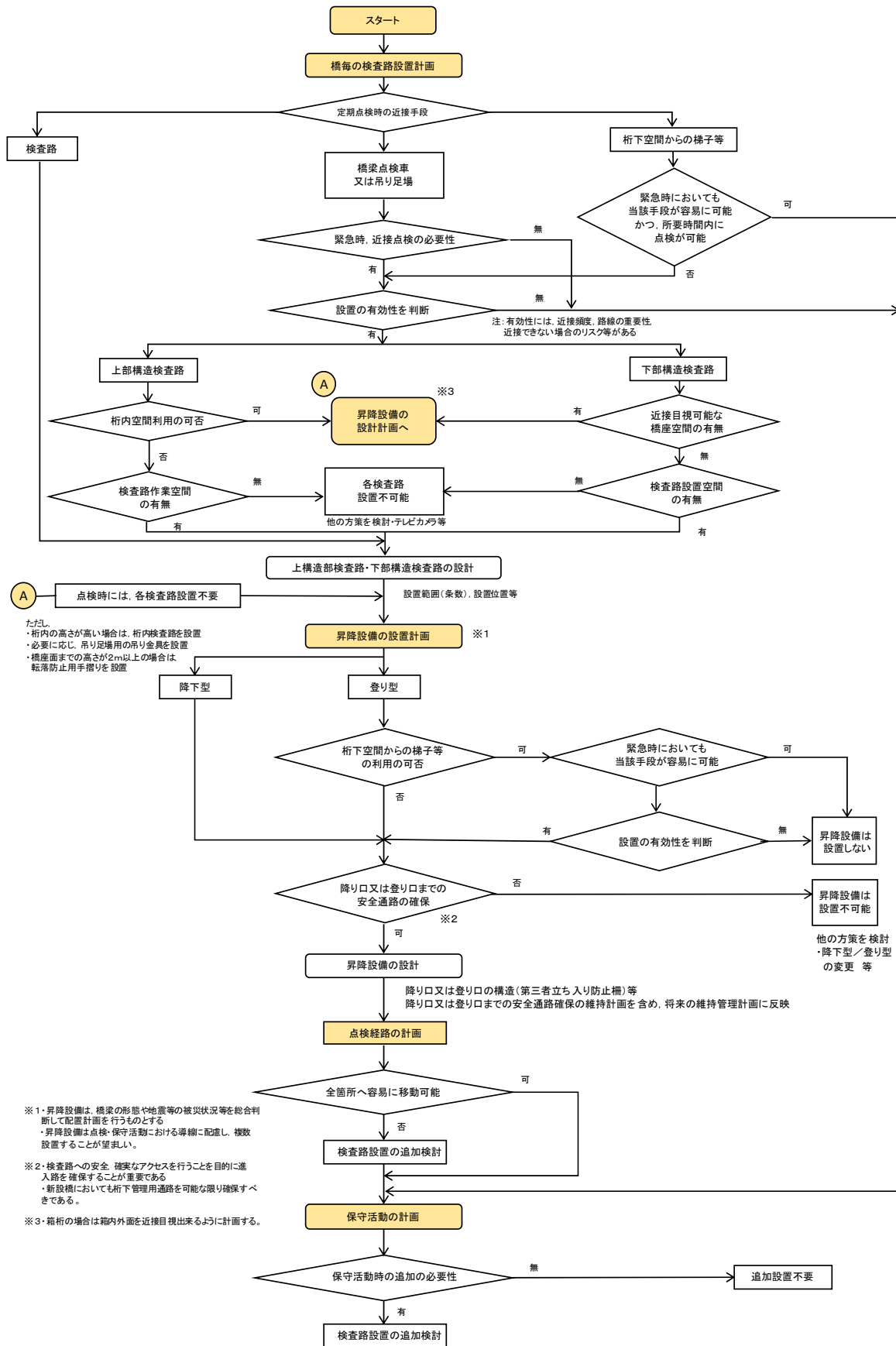


図 7-22 検査路の標準的設置判定フロー