

やさしい PC 橋の設計
～プレテンション方式 PC 単純スラブ橋～
[H29 道路橋示方書対応]
2021 年版 正誤表

正誤表更新履歴

2025 年 5 月 更新（対象頁：p.33, p.34）

- ・表-2.3.3 降伏曲げモーメントの特性値の数値（計算値）を修正
- ・表-2.3.4 破壊抵抗曲げモーメントの特性値の数値（計算値）を修正

2024 年 4 月 正誤表作成

以上

PC 鋼材の機械的性質や強度が道路橋示方書に規定されていますが、一部の数値が H24 年道示から H29 年道示への改定で変更されています。ここでは、その一部を例示します。

表 PC 鋼材のヤング係数の比較

	H24 年道示	H29 年道示
	道示Ⅲ編 表-3.3.1	道示Ⅲ編 表-4.2.1
PC 鋼線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼より線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼棒	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

表 PC 鋼材の強度の特性値の比較

		H24 年道示	H29 年道示
		道示Ⅰ編 表-3.1.3	道示Ⅲ編 表-4.1.2
1S15.2	σ_{pu}	1.85kN/mm ²	1880N/mm ²
	σ_{py}	1.60kN/mm ²	1600N/mm ²
1S17.8	σ_{pu}	1.80kN/mm ²	1850N/mm ²
	σ_{py}	1.60kN/mm ²	1580N/mm ²

PC 鋼材の制限値（許容値）が，H24 年道示では 1 ヶ所にまとまっていましたが，H29 年道示では以下の表に示すように各節に掲載されるようになりました。また，H29 年道示Ⅲ編 表-5.3.1 に，引張鉄筋とみなしてよい PC 鋼材の引張応力度の制限値が示されています。

表 PC 鋼材の制限値（許容値）の掲載箇所

応力度の状態	制限値（許容値）	H24 年道示	H29 年道示
プレストレス中	0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうちの小さい方の値	道示Ⅲ編 表-3.4.1	道示Ⅲ編 表-解 3.4.1
プレストレス直後	0.70 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-5.1.1
クリープ終了時	0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-6.3.4

PC 鋼材の機械的性質や強度が道路橋示方書に規定されていますが、一部の数値が H24 年道示から H29 年道示への改定で変更されています。ここでは、その一部を例示します。

表 PC 鋼材のヤング係数の比較

	H24 年道示	H29 年道示
	道示Ⅰ編 表-3.3.1	道示Ⅲ編 表-4.2.1
PC 鋼線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼より線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼棒	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

表 PC 鋼材の強度の特性値の比較

		H24 年道示	H29 年道示
		道示Ⅰ編 表-解 3.1.3	道示Ⅲ編 表-4.1.2
1S15.2	σ_{pu}	1.85kN/mm ²	1880N/mm ²
	σ_{py}	1.60kN/mm ²	1600N/mm ²
1S17.8	σ_{pu}	1.85kN/mm ²	1850N/mm ²
	σ_{py}	1.60kN/mm ²	1580N/mm ²

PC 鋼材の制限値（許容値）が，H24 年道示では 1 ヶ所にまとまっていましたが，H29 年道示では以下の表に示すように各節に掲載されるようになりました。また，H29 年道示Ⅲ編 表-5.3.1 に，引張鉄筋とみなしてよい PC 鋼材の引張応力度の制限値が示されています。

表 PC 鋼材の制限値（許容値）の掲載箇所

応力度の状態	制限値（許容値）	H24 年道示	H29 年道示
プレストレス中	0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうちの小さい方の値	道示Ⅲ編 表-3.4.1	道示Ⅲ編 表-解 3.4.1
プレストレス直後	0.70 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-5.1.1
クリープ終了時	0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-6.3.4

4) 主桁・横桁 (PC 構造)

主桁・横桁 (PC 構造) の照査方法と判定基準を表-1.4.6 に示します。なお、判定基準のコンクリート応力度は、主桁の設計基準強度が 50N/mm² で、圧縮応力度については断面形状が箱桁の場合の制限値です。横桁間詰め部は、設計基準強度が 30N/mm² で、圧縮応力度については断面形状が箱桁の場合の制限値です。

表-1.4.6 主桁・横桁 (PC 構造) の照査方法と判定基準

性能	照査項目		照査方法と判定基準		適用
耐力性能	永続支配・変動支配における照査	曲げ 限界状態 1	照査	永続・変動作用の曲げモーメントによる応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.6.1(3)
			制限値	・コンクリート引張 : -3.1 [-2.2] N/mm ² ・コンクリート圧縮 : 24.0 [16.5] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-5.6.1 道示Ⅲ編 表-5.6.2
		せん断 限界状態 1	照査	永続・変動作用のせん断力による斜引張応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.6.2(3)
			制限値	・コンクリート斜引張 : 2.6 [1.7] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-5.6.3
		曲げ 限界状態 3	照査	曲げモーメントが軸方向力を考慮した部材破壊に対する制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.8.1(3)
			制限値	・破壊曲げ : $0.90 \times 0.90 \times 0.80 \times M_{uc}$	道示Ⅲ編 表-5.8.1
	特定の組合せに対する照査	せん断 限界状態 3	照査	せん断力が斜引張破壊とウェブコンクリートの圧壊に対する制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.8.2(3) 道示Ⅲ編 5.8.2(4)
			制限値	・斜引張 : $0.90 \times 0.85 \times (0.65 \times S_c + 0.65 \times S_s) + 0.90 \times 0.70 \times S_p$ ・圧壊 : $0.90 \times 0.70 \times S_{ucw} + 0.90 \times 0.70 \times S_p$	道示Ⅲ編 表-5.8.3 道示Ⅲ編 表-5.8.4 道示Ⅲ編 表-5.8.9 道示Ⅲ編 表-5.8.4
		相反応力に対する照査	照査	$D/L \geq 30\% : 1.0(D+PS) + 1.3L$ $D/L < 30\% : 1.0(L+PS)$	道示Ⅲ編 5.1.3
			制限値	限界状態 1, 3 と同じ	
		施工時の照査	照査	例えば, $1.05D + 1.05ER + 1.00TF + 1.05SP$	道示Ⅰ編 3.3 解(2)
			制限値	コンクリートの発現強度を設定して算出	道示Ⅲ編 3.4.1(8)
耐久性能	腐食		照査	永続作用の影響が支配的な状況に対して応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 6.2.2(3) 道示Ⅲ編 5.1.5(3)
			制限値	・コンクリート圧縮 : 16.0 [11.0] N/mm ² ・コンクリート引張 : 0.0 [0.0] N/mm ² ・コンクリート斜引張 : 1.2 [0.8] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-5.1.2 道示Ⅲ編 表-5.1.3 道示Ⅲ編 表-5.1.3
	疲労		照査	$1.00(D+L+PS+CR+SH)$ による応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 6.3.2(3)
			制限値	・鋼材引張 : $\min(0.60 \sigma_{ps}, 0.75 \sigma_p)$ ・コンクリート圧縮 : 16.0 [11.0] N/mm ² ・コンクリート引張 : -1.8 [-1.2] N/mm ² ・コンクリート斜引張 : 2.3 [1.7] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-6.3.4 道示Ⅲ編 表-6.3.5 道示Ⅲ編 表-6.3.6 道示Ⅲ編 表-6.3.6

注) 版理論で解析する場合は、横桁については曲げのみ検討

[] 内は横桁間詰め部の値

4) 主桁・横桁 (PC 構造)

主桁・横桁 (PC 構造) の照査方法と判定基準を表-1.4.6 に示します。なお、判定基準のコンクリート応力度は、主桁の設計基準強度が 50N/mm² で、圧縮応力度については断面形状が箱桁の場合の制限値です。横桁間詰め部は、設計基準強度が 30N/mm² で、圧縮応力度については断面形状が箱桁の場合の制限値です。

表-1.4.6 主桁・横桁 (PC 構造) の照査方法と判定基準

性能	照査項目		照査方法と判定基準		適用
耐力性能	永続支配・変動支配における照査	曲げ 限界状態 1	照査	永続・変動作用の曲げモーメントによる応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.6.1(3)
			制限値	・コンクリート引張 : -3.1 [-2.2] N/mm ² ・コンクリート圧縮 : 24.0 [16.5] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-5.6.1 道示Ⅲ編 表-5.6.2
		せん断 限界状態 1	照査	永続・変動作用のせん断力による斜引張応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.6.2(3)
			制限値	・コンクリート斜引張 : 2.6 [1.7] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-5.6.3
		曲げ 限界状態 3	照査	曲げモーメントが軸方向力を考慮した部材破壊に対する制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.8.1(3)
			制限値	・破壊曲げ : $0.90 \times 0.90 \times 0.80 \times M_{uc}$	道示Ⅲ編 表-5.8.1
	特定の組合せに対する照査	せん断 限界状態 3	照査	せん断力が斜引張破壊とウェブコンクリートの圧壊に対する制限値を超えない	道示Ⅲ編 5.8.2(3) 道示Ⅲ編 5.8.2(4)
			制限値	・斜引張 : $0.90 \times 0.85 \times (0.65 \times S_c + 0.65 \times S_s) + 0.90 \times 0.70 \times S_p$ ・圧壊 : $0.90 \times 0.70 \times S_{ucw} + 0.90 \times 0.70 \times S_p$	道示Ⅲ編 表-5.8.3 道示Ⅲ編 表-5.8.4 道示Ⅲ編 表-5.8.9 道示Ⅲ編 表-5.8.4
		相反応力に対する照査	照査	$D/L \geq 30\% : 1.0(D+PS) + 1.3L$ $D/L < 30\% : 1.0(L+PS)$	道示Ⅲ編 5.1.3
			制限値	限界状態 1, 3 と同じ	
		施工時の照査	照査	例えば, $1.05D + 1.05ER + 1.00TF + 1.05PS$	道示Ⅰ編 3.3 解(2)
			制限値	コンクリートの発現強度を設定して算出	道示Ⅲ編 3.4.1(8)
耐久性能	腐食		照査	永続作用の影響が支配的な状況に対して応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 6.2.2(3) 道示Ⅲ編 5.1.5(3)
			制限値	・コンクリート圧縮 : 16.0 [11.0] N/mm ² ・コンクリート引張 : 0.0 [0.0] N/mm ² ・コンクリート斜引張 : 1.2 [0.8] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-5.1.2 道示Ⅲ編 表-5.1.3 道示Ⅲ編 表-5.1.3
	疲労		照査	$1.00(D+L+PS+CR+SH)$ による応力度が制限値を超えない	道示Ⅲ編 6.3.2(3)
			制限値	・鋼材引張 : $\min(0.60 \sigma_{ps}, 0.75 \sigma_p)$ ・コンクリート圧縮 : 16.0 [11.0] N/mm ² ・コンクリート引張 : -1.8 [-1.2] N/mm ² ・コンクリート斜引張 : 2.3 [1.7] N/mm ²	道示Ⅲ編 表-6.3.4 道示Ⅲ編 表-6.3.5 道示Ⅲ編 表-6.3.6 道示Ⅲ編 表-6.3.6

注) 版理論で解析する場合は、横桁については曲げのみ検討

[] 内は横桁間詰め部の値

2. 頂版の設計

2. 1 設計概要

(1) フローチャート

頂版の設計のフローチャートを図-2.1.1 に示します。

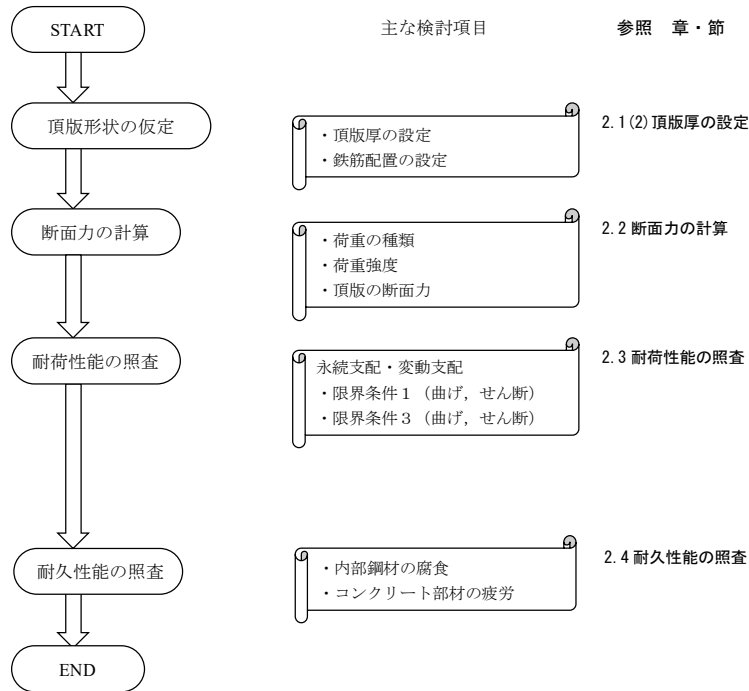


図-2.1.1 頂版の設計フローチャート

(2) 頂版厚の設定

一般的な床版については、道示Ⅲ編 9.3.2 と 9.4.2 にせん断力に対する照査があり、みなし規定として道示Ⅱ編 11.2.4 と 11.5 の最小全厚で 160mm 以上とする必要があります。円筒型枠を用いる場所打ちコンクリート中空床版橋については、道示Ⅲ編 14.4.1(6)に「 $h_1 \geq 150\text{mm}$ 」とあり、さらに道示Ⅲ編 14.4.1 解説(6)には「プレキャスト桁を並べた中空床版橋等の場合は、その施工性を考慮して別途最小寸法を定めてもよい」となっており、「JIS 設計・製造便覧」では 140mm 以上としています。

2. 頂版の設計

2. 1 設計概要

(1) フローチャート

頂版の設計のフローチャートを図-2.1.1 に示します。

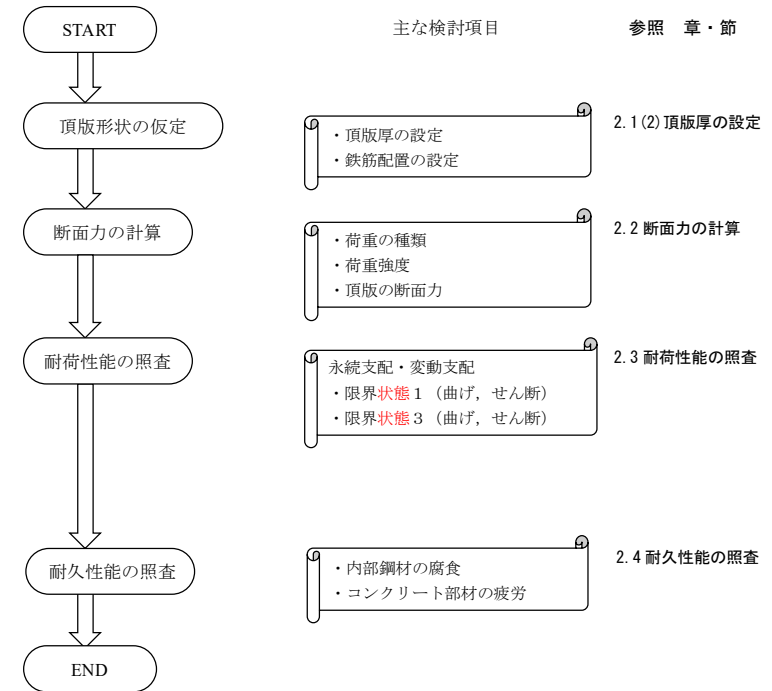


図-2.1.1 頂版の設計フローチャート

(2) 頂版厚の設定

一般的な床版については、道示Ⅲ編 9.3.2 と 9.4.2 にせん断力に対する照査があり、みなし規定として道示Ⅱ編 11.2.4 と 11.5 の最小全厚で 160mm 以上とする必要があります。円筒型枠を用いる場所打ちコンクリート中空床版橋については、道示Ⅲ編 14.4.1(6)に「 $h_1 \geq 150\text{mm}$ 」とあり、さらに道示Ⅲ編 14.4.1 解説(6)には「プレキャスト桁を並べた中空床版橋等の場合は、その施工性を考慮して別途最小寸法を定めてもよい」となっており、「JIS 設計・製造便覧」では 140mm 以上としています。

2. 3 耐荷性能の照査

(1) 曲げモーメントによる限界状態 1, 3 に対する照査

曲げモーメントを受ける頂版の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 9.3.1(3)に従い、道Ⅲ編 式(5.5.1)で算出される降伏曲げモーメントの制限値 M_{yd} を超えないことを、また、限界状態 3 に対しては、道示Ⅲ編 9.4.1(3)に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1)で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことを照査します。

各着目断面の設計曲げモーメントは、表-2.3.1 のとおりで、降伏曲げモーメントの制限値 M_{yd} と部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことから、限界状態 1, 3 に対する照査を満足します。

変動②の設計曲げモーメントは、道示Ⅰ編 3.3 の荷重係数・荷重組合せ係数を考慮して

変動支配② : $1.00 \times 1.05 \times D + 1.00 \times 1.25 \times L + 1.00 \times 1.00 \times SW$

$$\begin{aligned} \text{支間部} \quad : \quad M &= 1.00 \times 1.05 \times 0.038 + 1.00 \times 1.25 \times 2.057 + 1.00 \times 1.00 \times 0.007 \\ &= 2.618 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{支点部} \quad : \quad M &= 1.00 \times 1.05 \times (-0.076) + 1.00 \times 1.25 \times (-4.115) + 1.00 \times 1.00 \times (-0.013) \\ &= -5.237 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

表-2.3.1 曲げモーメントによる限界状態 1, 3 に対する照査

		曲げモーメント (kN・m)	
		支間部	支点部
変動	②	2.618	-5.237
限界 状態 1	制限値	$M_d \leq 7.4$	$-12.1 \leq M_d$
	判定	OK	OK
限界 状態 3	制限値	$M_d \leq 9.4$	$-12.0 \leq M_d$
	判定	OK	OK

2. 3 耐荷性能の照査

(1) 曲げモーメントによる限界状態 1, 3 に対する照査

曲げモーメントを受ける頂版の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 9.3.1(3)に従い、道Ⅲ編 式(5.5.1)で算出される降伏曲げモーメントの制限値 M_{yd} を超えないことを、また、限界状態 3 に対しては、道示Ⅲ編 9.4.1(3)に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1)で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことを照査します。

各着目断面の設計曲げモーメントは、表-2.3.1 のとおりで、降伏曲げモーメントの制限値 M_{yd} と部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことから、限界状態 1, 3 に対する照査を満足します。

変動②の設計曲げモーメントは、道示Ⅰ編 3.3 の荷重係数・荷重組合せ係数を考慮して

変動支配② : $1.00 \times 1.05 \times D + 1.00 \times 1.25 \times L + 1.00 \times 1.00 \times SW$

$$\begin{aligned} \text{支間部} \quad : \quad M_d &= 1.00 \times 1.05 \times 0.038 + 1.00 \times 1.25 \times 2.057 + 1.00 \times 1.00 \times 0.007 \\ &= 2.618 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{支点部} \quad : \quad M_d &= 1.00 \times 1.05 \times (-0.076) + 1.00 \times 1.25 \times (-4.115) + 1.00 \times 1.00 \times (-0.013) \\ &= -5.237 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

表-2.3.1 曲げモーメントによる限界状態 1, 3 に対する照査

		曲げモーメント (kN・m)	
		支間部	支点部
変動	②	2.618	-5.237
限界 状態 1	制限値	$M_d \leq 7.4$	$-12.1 \leq M_d$
	判定	OK	OK
限界 状態 3	制限値	$M_d \leq 9.5$	$-12.1 \leq M_d$
	判定	OK	OK

○降伏曲げモーメント・破壊抵抗曲げモーメントの制限値の計算

降伏曲げモーメントの制限値 M_{yd} は、道示Ⅲ編 式(5.5.1)，部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-2.3.2 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 と表-5.8.1 にあります。

$$M_{yd} = \xi_1 \times \Phi_y \times M_{yc}$$

ここに、

ξ_1 ：調査・解析係数

Φ_y ：抵抗係数

M_{yc} ：降伏曲げモーメントの特性値

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_u ：抵抗係数

M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値

道示Ⅲ編

5.5 鉄筋コンクリート部材の

限界状態 1

5.7 鉄筋コンクリート部材の

限界状態 3

表-2.3.2 部材降伏・部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

				支間部	支点部
降伏	特性値	M_{yc}	鉄筋	9.7	-15.8
		(kN・m)	コンクリート	14.1	-17.8
	変動②	$\xi_1 \times \Phi_y$		0.90×0.85	
		M_{yd}	(kN・m)	7.4	-12.1
破壊	特性値	M_{uc}	(kN・m)	14.5	-18.5
	変動②	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$		0.90×0.90×0.80	
		M_{ud}	(kN・m)	9.4	-12.0

○降伏曲げモーメント・破壊抵抗曲げモーメントの制限値の計算

降伏曲げモーメントの制限値 M_{yd} は、道示Ⅲ編 式(5.5.1)，部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-2.3.2 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 と表-5.8.1 にあります。

$$M_{yd} = \xi_1 \times \Phi_y \times M_{yc}$$

ここに、

ξ_1 ：調査・解析係数

Φ_y ：抵抗係数

M_{yc} ：降伏曲げモーメントの特性値

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

ξ_1 ：調査・解析係数

ξ_2 ：部材・構造係数

Φ_u ：抵抗係数

M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値

道示Ⅲ編

5.5 鉄筋コンクリート部材の

限界状態 1

5.7 鉄筋コンクリート部材の

限界状態 3

表-2.3.2 部材降伏・部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

				支間部	支点部
降伏	特性値	M_{yc}	鉄筋	9.7	-15.8
		(kN・m)	コンクリート	14.0	-17.6
	変動②	$\xi_1 \times \Phi_y$		0.90×0.85	
		M_{yd}	(kN・m)	7.4	-12.1
破壊	特性値	M_{uc}	(kN・m)	14.7	-18.6
	変動②	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$		0.90×0.90×0.80	
		M_{ud}	(kN・m)	9.5	-12.1

計算例 始め

・頂版支間部 正の降伏曲げモーメント

図-2.3.1のように配筋された頂版支間部の正の降伏曲げモーメントの特性値 M_{yc} は、表-2.3.3のとおりです。降伏曲げモーメントの特性値は、道示Ⅲ編 5.5.1(3)により「部材の最外縁の引張鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメント」として算出します。道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐力機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では鉄筋に圧縮ひずみが発生している場合はその鉄筋を無視することとします。

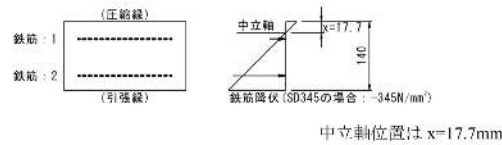
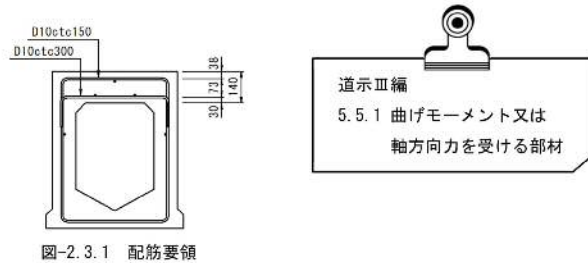


表-2.3.3 降伏曲げモーメントの特性値（支間部 引張側鉄筋が降伏強度）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 (N/mm^2)	面積 (mm^2)	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
コンクリート	上側	0.000	0.000332	12.9	17736.0	118.0	0.012	1.39
鉄筋	1	0.038	-0.000379	-75.8	475.5	-36.0	-0.020	0.73
	2	0.110	-0.001725	-345.0	237.8	-82.0	-0.092	7.57
合計						0.0		9.69

また、道示Ⅲ編 5.5.1 解説(3)に「鉄筋の引張応力度が降伏荷重に至らずコンクリートの圧縮強度が設計基準強度の2/3に達するときの抵抗曲げモーメントを、降伏曲げモーメントの特性値とすることができる」とありますので、鉄筋量が多い場合などこちらの条件で特性値を求める必要があります。

訂正後

計算例 始め

・頂版支間部 正の降伏曲げモーメント

図-2.3.1のように配筋された頂版支間部の正の降伏曲げモーメントの特性値 M_{yc} は、表-2.3.3のとおりです。降伏曲げモーメントの特性値は、道示Ⅲ編 5.5.1(3)により「部材の最外縁の引張鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメント」として算出します。道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐力機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では鉄筋に圧縮ひずみが発生している場合はその鉄筋を無視することとします。

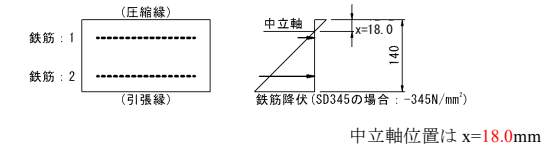
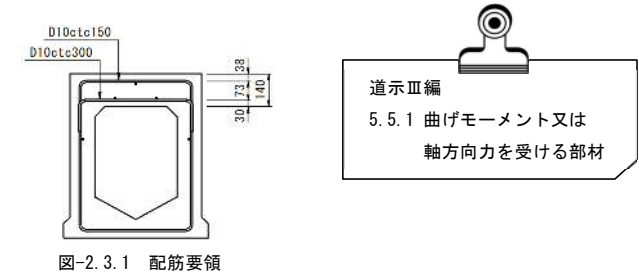


表-2.3.3 降伏曲げモーメントの特性値（支間部 引張側鉄筋が降伏強度）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 (N/mm^2)	面積 (mm^2)	軸方向力 (kN)	偏心量 (mm)	曲げ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
コンクリート	上側	0.000	0.000337	13.1	17966.4	117.74	63.8	7.5
鉄筋	1	0.038	-0.000375	-75.1	475.5	-35.71	31.8	-1.1
	2	0.110	-0.001725	-345.0	237.8	-82.03	-40.2	3.3
合計						0.00		9.7

また、道示Ⅲ編 5.5.1 解説(3)に「鉄筋の引張応力度が降伏荷重に至らずコンクリートの圧縮強度が設計基準強度の2/3に達するときの抵抗曲げモーメントを、降伏曲げモーメントの特性値とすることができる」とありますので、鉄筋量が多い場合などこちらの条件で特性値を求める必要があります。

・頂版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント

頂版支間部の正の破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} は、表-2.3.4のとおりです。曲げ破壊抵抗モーメント特性値は、道示Ⅲ編 5.7.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出します。道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、降伏曲げモーメントの場合と同様にこの計算例では鉄筋に圧縮ひずみが発生している場合はその鉄筋を無視することとします。

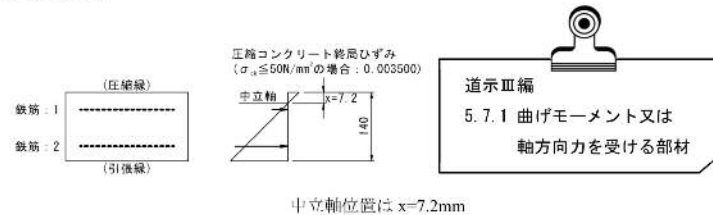


表-2.3.4 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間部 圧縮側コンクリートが終局ひずみ）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 (N/mm^2)	面積 (mm^2)	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
コンクリート	上側	0.000	0.003500	42.5	14526.0	246.1	0.004	1.03
鉄筋	1	0.038	-0.015095	-345.0	475.5	-164.1	-0.031	5.06
	2	0.110	-0.050327	-345.0	237.8	-82.0	-0.103	8.44
合計						0.0		14.53

計算例
おわり

破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合は、下図のようなひずみと応力度の分布を考えて釣り合い条件を満足する曲げ強度の特性値を求めます。

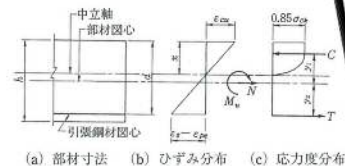


図-解 5.8.1 破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合はひずみ及び応力度の分布

・頂版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント

頂版支間部の正の破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} は、表-2.3.4のとおりです。曲げ破壊抵抗モーメント特性値は、道示Ⅲ編 5.7.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出します。道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、降伏曲げモーメントの場合と同様にこの計算例では鉄筋に圧縮ひずみが発生している場合はその鉄筋を無視することとします。

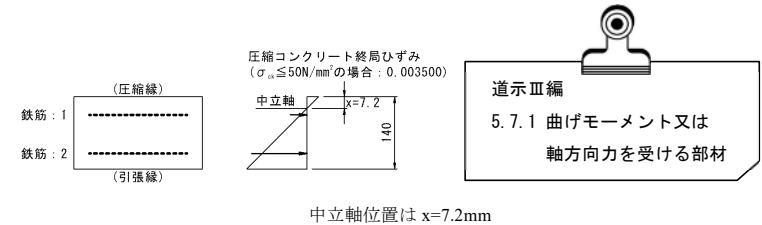


表-2.3.4 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間部 圧縮側コンクリートが終局ひずみ）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 (N/mm^2)	面積 (mm^2)	軸方向力 (kN)	偏心量 (mm)	曲げ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
コンクリート	上側	0.000	0.003500	42.5	14526.0	246.09	67.4	16.6
鉄筋	1	0.038	-0.014876	-345.0	475.5	-164.06	31.8	-5.2
	2	0.110	-0.049692	-345.0	237.8	-82.03	-40.2	3.3
合計						0.00		14.7

計算例
おわり

破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合は、下図のようなひずみと応力度の分布を考えて釣り合い条件を満足する曲げ強度の特性値を求めます。

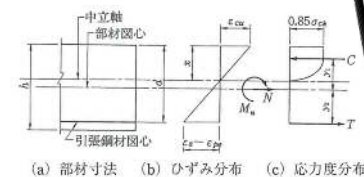


図-解 5.8.1 破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合はひずみ及び応力度の分布

3. 主桁の設計

3. 1 主桁の設計概要

(1) フローチャート

主桁の設計のフローチャートを図-3.1.1 に示します。

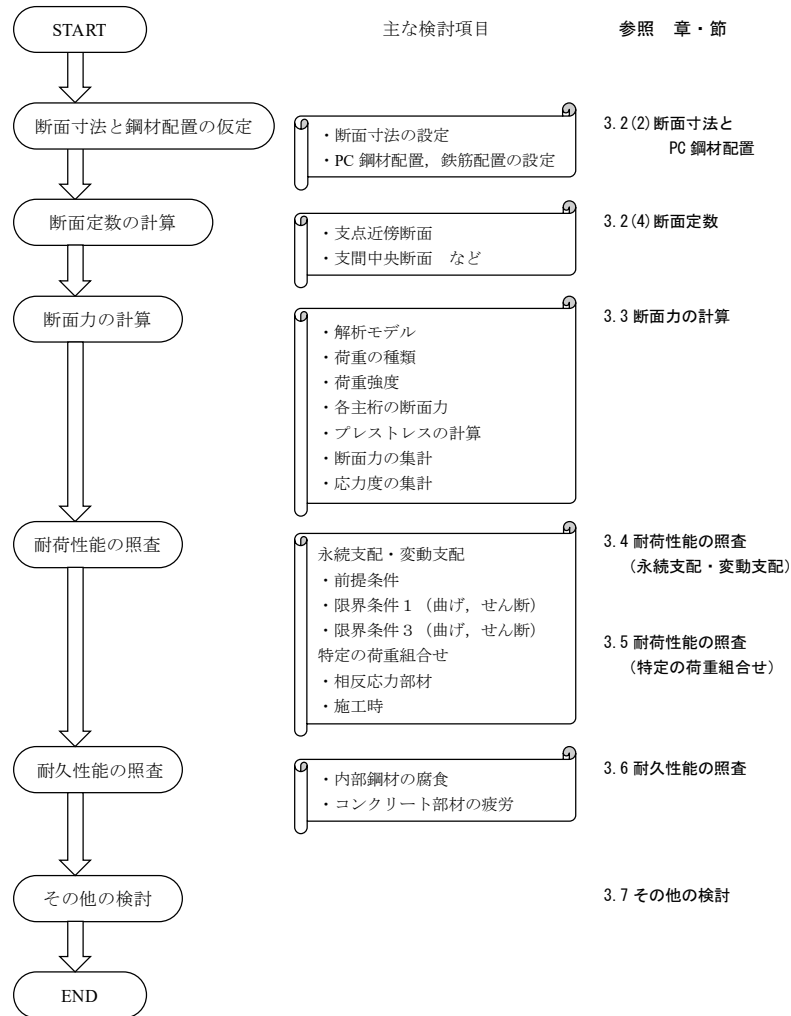


図-3.1.1 主桁の設計フローチャート

3. 主桁の設計

3. 1 主桁の設計概要

(1) フローチャート

主桁の設計のフローチャートを図-3.1.1 に示します。

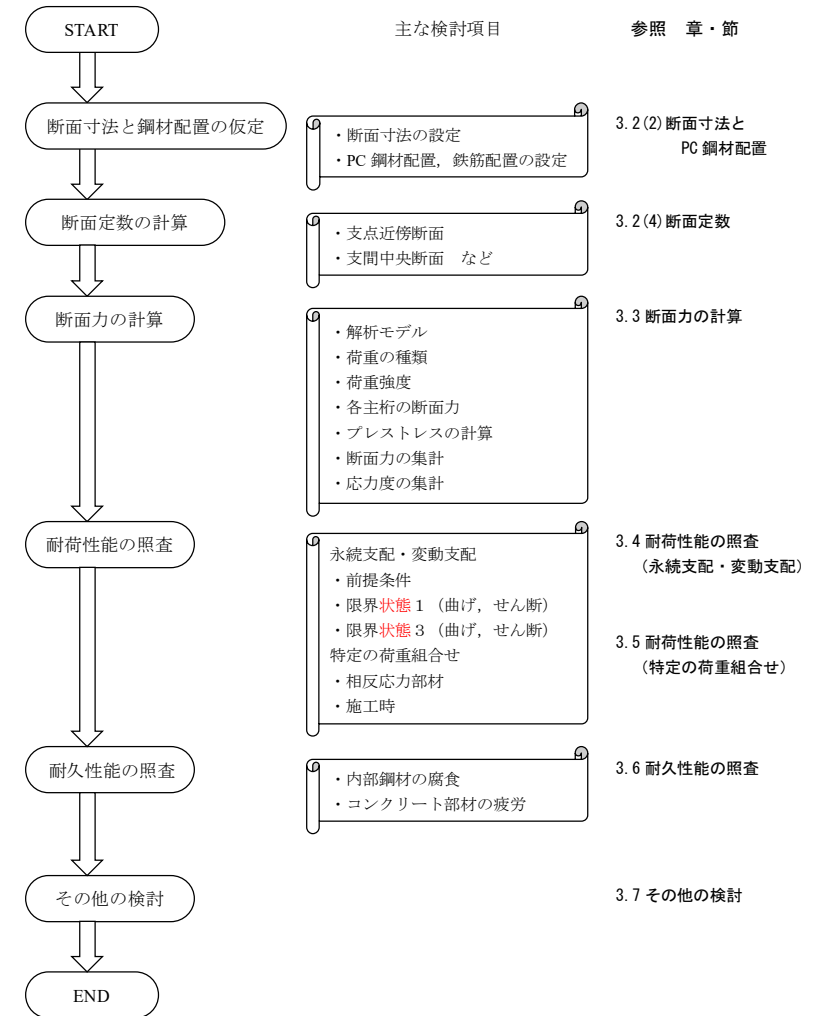


図-3.1.1 主桁の設計フローチャート

訂正後

(2) 断面寸法と PC 鋼材配置

主桁断面寸法と主桁 PC 鋼材配置を、図-3.2.2 に示します。

「標準設計」および JIS で制定されている現在の主断面は、H6 年道示の活荷重改定にともなって制定されましたが、H29 年道示にも適応しています。H29 年道示Ⅲ編 5.4.2 解説(1)には、「鉄筋拘束の影響が小さいと判断された場合には、計算上鉄筋拘束の影響を加味しなくても良い」とありますが、「鉄筋拘束の影響が小さいと判断できる鉄筋量などを標準的な値として示すことができない。」ともあり、この計算例では、鉄筋拘束力を考慮するものとします。

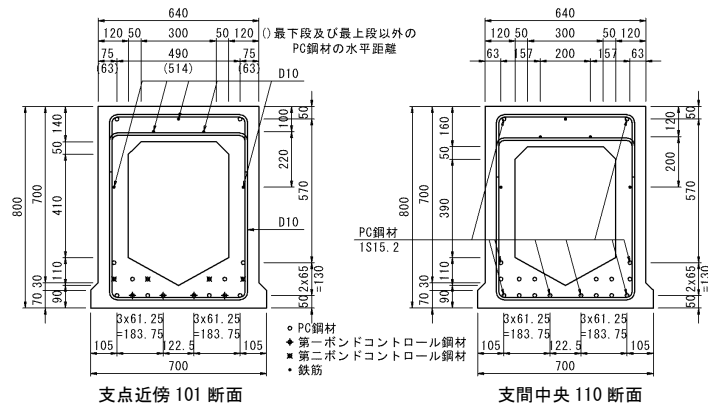


図-3.2.2 主桁の断面寸法と鋼材配置

(3) PC 鋼材の側面配置形状

主桁 PC 鋼材の側面配置を図-3.2.3 に示します。主桁端部では、プレストレスによる負の曲げモーメントの影響が大きくなるため、一部をバンドコントロール鋼材に置き換えて、プレストレスを調整します。

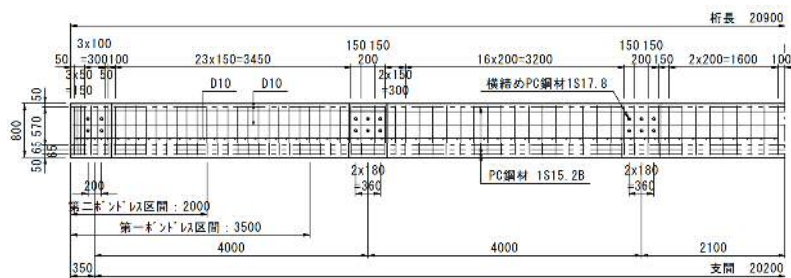


図-3.2.3 主桁 PC 鋼材の側面配置

(2) 断面寸法と PC 鋼材配置

主桁断面寸法と主桁 PC 鋼材配置を、図-3.2.2 に示します。

「標準設計」および JIS で制定されている現在の主桁断面は、H6 年道示の活荷重改定にともなうて制定されましたが、H29 年道示にも適応しています。H29 年道示Ⅲ編 5.4.2 解説(1)には、「鉄筋拘束の影響が小さいと判断された場合には、計算上鉄筋拘束の影響を加味しなくても良い」とありますが、「鉄筋拘束の影響が小さいと判断できる鉄筋量などを標準的な値として示すことができない。」ともあり、この計算例では、鉄筋拘束力を考慮するものとします。

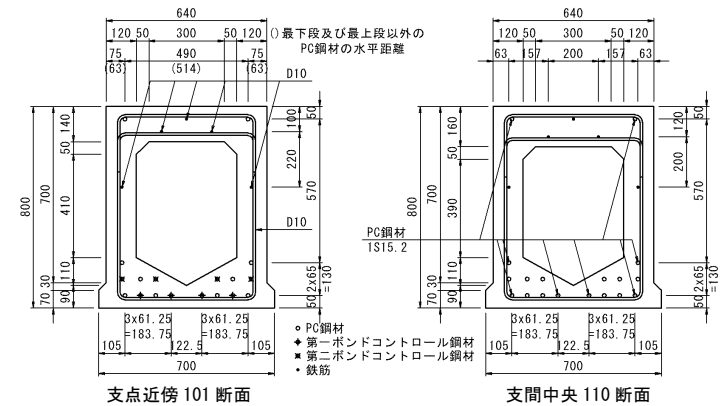


図-3.2.2 主桁の断面寸法と鋼材配置

(3) PC 鋼材の側面配置形状

主桁 PC 鋼材の側面配置を図-3.2.3 に示します。主桁端部では、プレストレスによる負の曲げモーメントの影響が大きくなるため、一部をボンドコントロール鋼材に置き換えて、プレストレスを調整します。

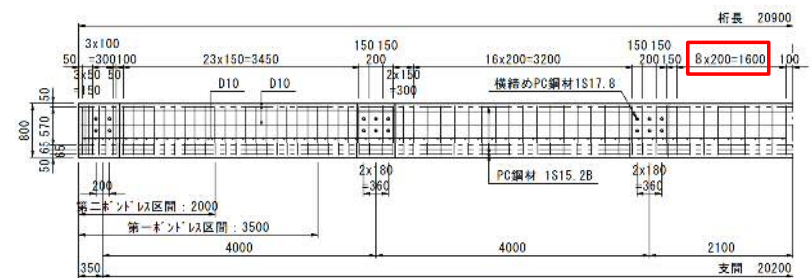


図-3.2.3 主桁 PC 鋼材の側面配置

3) 応力度算出用の主桁断面定数

断面定数を算出する場合は、図-3.2.5 に示すように主桁断面をいくつかの領域に分けて計算を行います。各領域は、矩形や三角形などに分けることによって、表-3.2.4 に示すような断面定数の公式を利用できるようにします。

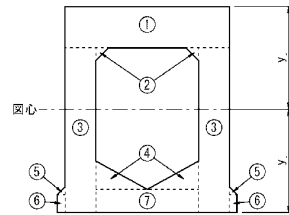


図-3.2.5 主桁断面の領域分け

領域ごとの断面積および断面図心までの距離を用いて、主桁の断面定数を算出します。

$$\text{断面積} \quad A = \sum A_i$$

$$\text{図心位置} \quad y_u = \sum (A_i \cdot y) / \sum A_i$$

図心から主桁下縁までの距離

$$y_L = y_u - H$$

断面2次モーメント

$$I = \sum (A_i \cdot y^2) + \sum I_{oi} - \sum A_i \cdot y_u^2$$

$$\text{断面係数} \quad \text{上縁} \quad Z_u = I / y_u$$

$$\text{下縁} \quad Z_L = I / y_L$$

ここに、

y : 主桁上縁から各領域の図心までの距離

y_u : 主桁上縁から主桁全体の断面図心までの距離

A_i : 各領域の断面積

I_{oi} : 各領域の断面2次モーメント

横桁部の主桁断面

横桁部の主桁断面は、ウェブを30mm切り欠いた充実断面ですが、横桁部の断面定数は一般部の中空断面の値を使用します。

3) 応力度算出用の主桁断面定数

断面定数を算出する場合は、図-3.2.5 に示すように主桁断面をいくつかの領域に分けて計算を行います。各領域は、矩形や三角形などに分けることによって、表-3.2.4 に示すような断面定数の公式を利用できるようにします。

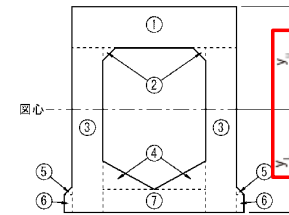


図-3.2.5 主桁断面の領域分け

領域ごとの断面積および断面図心までの距離を用いて、主桁の断面定数を算出します。

$$\text{断面積} \quad A = \sum A_i$$

$$\text{図心位置} \quad y_u = \sum (A_i \cdot y) / \sum A_i$$

図心から主桁下縁までの距離

$$y_L = y_u - H$$

断面2次モーメント

$$I = \sum (A_i \cdot y^2) + \sum I_{oi} - \sum A_i \cdot y_u^2$$

$$\text{断面係数} \quad \text{上縁} \quad Z_u = I / y_u$$

$$\text{下縁} \quad Z_L = I / y_L$$

ここに、

y : 主桁上縁から各領域の図心までの距離

y_u : 主桁上縁から主桁全体の断面図心までの距離

A_i : 各領域の断面積

I_{oi} : 各領域の断面2次モーメント

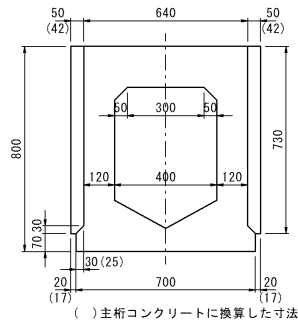
横桁部の主桁断面

横桁部の主桁断面は、ウェブを30mm切り欠いた充実断面ですが、横桁部の断面定数は一般部の中空断面の値を使用します。

計算例 始め

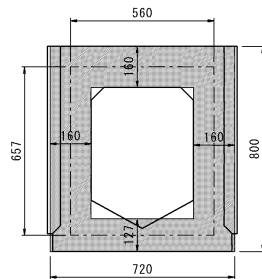
・主桁の曲げ剛性・ねじり剛性の計算

場所打ち部を考慮した間詰め換算断面を、図-3.3.3のような寸法にモデル化して、断面２次モーメント I とねじり定数 J を算出します。



() 主桁コンクリートに換算した寸法

断面２次モーメント I



ねじり定数 J

図-3.3.3 主桁の断面寸法

主桁の断面２次モーメント I を表-3.3.2に、ねじり定数 J を表-3.3.3に示します。なお主桁総断面は表-3.2.6，場所打ちは表-3.2.8の値を引用しています。

表-3.3.2 主桁断面２次モーメントの計算表

	y (m)	A (m ²)	$A \cdot y$ (m ³)	$A \cdot y^2$ (m ⁴)	I_0 (m ⁴)
主桁（総断面）	0.3987	0.32160	0.12822	0.06954	0.00550
場所打ち	0.365	0.06194	0.02261	0.00825	0.00275
	0.720	-0.00076	-0.00055	-0.00040	0.00000
合計		0.38278	0.15027	0.05897	0.02668
$A = 0.38278 \text{ m}^2$					
$y_u = 0.15027 / 0.38278 = 0.3926 \text{ m}$					
$I = 0.05897 + 0.02668 - 0.38278 \times 0.3926^2 = 0.02666 \text{ m}^4$					

表-3.3.3 主桁ねじり定数の計算表

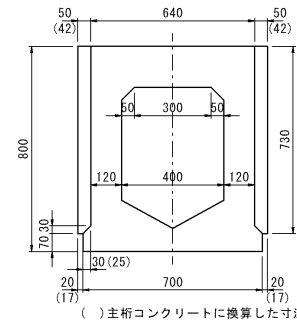
h_1 (m)	b_1 (m)	t_1 (m)	t_2 (m)	t_3 (m)	t_4 (m)
0.657	0.560	0.160	0.160	0.160	0.127
$A_m = 0.657 \times 0.560 = 0.36792 \text{ m}^2$					
$J = 1 / \{ (1/4 \times 0.36792^2) \times (0.657/0.160 + 0.560/0.160 + 0.657/0.160 + 0.560/0.127) \} = 0.03359 \text{ m}^4$					

訂正後

計算例 始め

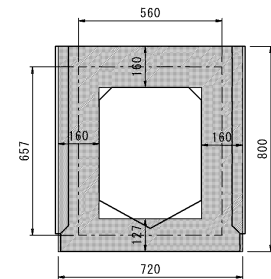
・主桁の曲げ剛性・ねじり剛性の計算

場所打ち部を考慮した間詰め換算断面を、図-3.3.3のような寸法にモデル化して、断面２次モーメント I とねじり定数 J を算出します。



() 主桁コンクリートに換算した寸法

断面２次モーメント I



ねじり定数 J

図-3.3.3 主桁の断面寸法

主桁の断面２次モーメント I を表-3.3.2に、ねじり定数 J を表-3.3.3に示します。なお主桁総断面は表-3.2.6，場所打ちは表-3.2.8の値を引用しています。

表-3.3.2 主桁断面２次モーメントの計算表

	y (m)	A (m ²)	$A \cdot y$ (m ³)	$A \cdot y^2$ (m ⁴)	I_0 (m ⁴)
主桁（総断面）	0.3987	0.32160	0.12822	0.06954	0.00550
場所打ち	0.365	0.06194	0.02261	0.00825	0.00275
	0.720	-0.00076	-0.00055	-0.00040	0.00000
合計		0.38278	0.15027	0.07739	0.00825
$A = 0.38278 \text{ m}^2$					
$y_u = 0.15027 / 0.38278 = 0.3926 \text{ m}$					
$I = 0.07739 + 0.00825 - 0.38278 \times 0.3926^2 = 0.02666 \text{ m}^4$					

表-3.3.3 主桁ねじり定数の計算表

h_1 (m)	b_1 (m)	t_1 (m)	t_2 (m)	t_3 (m)	t_4 (m)
0.657	0.560	0.160	0.160	0.160	0.127
$A_m = 0.657 \times 0.560 = 0.36792 \text{ m}^2$					
$J = 1 / \{ (1/4 \times 0.36792^2) \times (0.657/0.160 + 0.560/0.160 + 0.657/0.160 + 0.560/0.127) \} = 0.03359 \text{ m}^4$					

・曲げ剛性係数の計算

主桁および横桁の断面 2 次モーメント I を用いて、曲げ剛性係数 θ を算出します。

$$\theta = \frac{B}{\ell} \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\ell} \cdot I_{\ell} \cdot q_{\ell}}{E_t \cdot I_t \cdot q_t}}$$

$$= 5.870 / 20.200 \times \{ (3.30 \times 10^7 \times 0.02666 \times 4.200) / (2.80 \times 10^7 \times 0.13616 \times 0.740) \}^{1/4}$$

$$= 0.31086$$

ここに、

B : 抵抗幅の 1/2	5.870 m
ℓ : 支間長	20.200 m
E_{ℓ} : 主桁コンクリートのヤング係数	3.30×10^7 kN/m ²
E_t : 横桁コンクリートのヤング係数	2.80×10^7 kN/m ²
I_{ℓ} : 主桁総断面に間詰め断面を換算した断面 2 次モーメント	0.02666 m ⁴
I_t : 横桁中心間隔長の間詰め部の矩形断面 2 次モーメント	0.13616 m ⁴
q_{ℓ} : 主桁間隔	0.740 m
q_t : 横桁間隔	4.200 m

・ねじり剛性係数の計算

主桁および横桁のねじり定数 J を用いて、ねじり剛性係数 α を算出します。

$$\alpha = \frac{G_{\ell} \frac{J_{\ell}}{q_{\ell}} + G_t \frac{J_t}{q_t}}{2 \cdot \sqrt{\frac{E_{\ell} \cdot I_{\ell}}{q_{\ell}} \cdot \frac{E_t \cdot I_t}{q_t}}} \leq 1.0$$

$$= (651283 + 1405720) / \{2 \times (1188446 \times 907733)^{1/2}\}$$

$$= 0.99023$$

ここに、

$G_{\ell} \cdot J_{\ell} / q_{\ell}$	$= 1.4348 \times 10^7 \times 0.03366 / 0.740$	$= 651283$
$G_t \cdot J_t / q_t$	$= 1.2174 \times 10^7 \times 0.48497 / 4.200$	$= 1405720$
$E_{\ell} \cdot I_{\ell} / q_{\ell}$	$= 3.30 \times 10^7 \times 0.02666 / 0.740$	$= 1188446$
$E_t \cdot I_t / q_t$	$= 2.80 \times 10^7 \times 0.13616 / 4.200$	$= 907733$
G_{ℓ} : 主桁せん断弾性係数	$3.30 / 2.3$	$= 1.4348 \times 10^7$ kN/m ²
G_t : 横桁せん断弾性係数	$2.80 / 2.3$	$= 1.2174 \times 10^7$ kN/m ²

・曲げ剛性係数の計算

主桁および横桁の断面 2 次モーメント I を用いて、曲げ剛性係数 θ を算出します。

$$\theta = \frac{B}{\ell} \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\ell} \cdot I_{\ell} \cdot q_{\ell}}{E_t \cdot I_t \cdot q_t}}$$

$$= 5.870 / 20.200 \times \{ (3.30 \times 10^7 \times 0.02666 \times 4.200) / (2.80 \times 10^7 \times 0.13616 \times 0.740) \}^{1/4}$$

$$= 0.31086$$

ここに、

B : 抵抗幅の 1/2	5.870 m
ℓ : 支間長	20.200 m
E_{ℓ} : 主桁コンクリートのヤング係数	3.30×10^7 kN/m ²
E_t : 横桁コンクリートのヤング係数	2.80×10^7 kN/m ²
I_{ℓ} : 主桁総断面に間詰め断面を換算した断面 2 次モーメント	0.02666 m ⁴
I_t : 横桁中心間隔長の間詰め部の矩形断面 2 次モーメント	0.13616 m ⁴
q_{ℓ} : 主桁間隔	0.740 m
q_t : 横桁間隔	4.200 m

・ねじり剛性係数の計算

主桁および横桁のねじり定数 J を用いて、ねじり剛性係数 α を算出します。

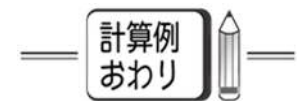
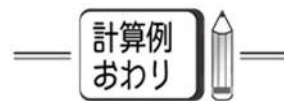
$$\alpha = \frac{G_{\ell} \frac{J_{\ell}}{q_{\ell}} + G_t \frac{J_t}{q_t}}{2 \cdot \sqrt{\frac{E_{\ell} \cdot I_{\ell}}{q_{\ell}} \cdot \frac{E_t \cdot I_t}{q_t}}} \leq 1.0$$

$$= (651283 + 1405720) / \{2 \times (1188446 \times 907733)^{1/2}\}$$

$$= 0.99023$$

ここに、

$G_{\ell} \cdot J_{\ell} / q_{\ell}$	$= 1.4348 \times 10^7 \times 0.03359 / 0.740$	$= 651283$
$G_t \cdot J_t / q_t$	$= 1.2174 \times 10^7 \times 0.48497 / 4.200$	$= 1405720$
$E_{\ell} \cdot I_{\ell} / q_{\ell}$	$= 3.30 \times 10^7 \times 0.02666 / 0.740$	$= 1188446$
$E_t \cdot I_t / q_t$	$= 2.80 \times 10^7 \times 0.13616 / 4.200$	$= 907733$
G_{ℓ} : 主桁せん断弾性係数	$3.30 / 2.3$	$= 1.4348 \times 10^7$ kN/m ²
G_t : 横桁せん断弾性係数	$2.80 / 2.3$	$= 1.2174 \times 10^7$ kN/m ²



訂正後

$$\begin{aligned}
 b_1 &= 19.5 / 3.30 \times \{3.0 \times -0.68 + 3.0 \times 6.10 + 1.8 \times 3.29 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 170.1 \\
 b_2 &= 19.5 / 3.30 \times \{3.0 \times 15.07 + 3.0 \times -3.66 + 1.8 \times -2.27 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 217.1 \\
 b_3 &= 19.5 / 3.30 \times \{3.0 \times 16.87 + 3.0 \times -4.78 + 1.8 \times -2.90 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 222.5 \\
 &\sim \\
 b_7 &= 20.0 / 3.30 \times \{3.0 \times 6.78 + 3.0 \times 1.48 + 1.8 \times 0.65 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 197.3
 \end{aligned}$$

支間中央部について連立方程式を立てて解くと、以下のとおりです。

$$\begin{array}{l}
 \text{PC ④} \\
 \text{PC ③} \\
 \text{PC ②} \\
 \text{PC ①} \\
 \text{鉄筋③} \\
 \text{鉄筋②} \\
 \text{鉄筋①}
 \end{array}
 \begin{bmatrix}
 1.033 & 0.000 & -0.012 & -0.031 & 0.008 & 0.015 & 0.009 \\
 0.000 & 1.020 & 0.066 & 0.097 & 0.000 & 0.001 & 0.005 \\
 -0.004 & 0.022 & 1.074 & 0.111 & -0.001 & 0.000 & 0.004 \\
 -0.008 & 0.024 & 0.083 & 1.126 & -0.002 & -0.002 & 0.004 \\
 0.034 & 0.000 & -0.012 & -0.031 & 1.009 & 0.015 & 0.009 \\
 0.029 & 0.002 & -0.002 & -0.015 & 0.008 & 1.013 & 0.009 \\
 0.018 & 0.009 & 0.026 & 0.030 & 0.005 & 0.009 & 1.007
 \end{bmatrix}$$

$$\begin{array}{l}
 \Delta \sigma_{p4} \\
 \Delta \sigma_{p3} \\
 \Delta \sigma_{p2} \\
 \Delta \sigma_{p1} \\
 \Delta \sigma_{s3} \\
 \Delta \sigma_{s2} \\
 \Delta \sigma_{s1}
 \end{array}
 \times
 \begin{bmatrix}
 170.1 \\
 217.1 \\
 222.5 \\
 227.7 \\
 174.4 \\
 180.3 \\
 197.3
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{array}{l}
 \Delta \sigma_{p4} = 167.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{p3} = 182.2 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{p2} = 184.3 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{p1} = 185.9 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{s3} = 171.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{s2} = 173.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{s1} = 178.6 \text{ N/mm}^2
 \end{array}$$

以上より、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量 $\Delta \sigma_{p\phi}$ は、以下のとおりです。

$$\Delta \sigma_{p\phi} = (2 \times 167.0 + 2 \times 182.2 + 6 \times 184.3 + 8 \times 185.9) / 18 = 182.9 \text{ N/mm}^2$$

・PC 鋼材のリラクセーションによる減少量

PC 鋼材のリラクセーションによるプレストレス力の減少量 $\Delta \sigma_{p\gamma}$ は、次式から求められます。ここで、リラクセーション率 γ については、本書 P.99 の「3. 4 (1) 1) リラクセーションの影響」に示す前提条件により決定しています。

$$\begin{aligned}
 \Delta \sigma_{p\gamma} &= \gamma \times \sigma_{pt} = 0.015 \times 1232.1 = 18.5 \text{ N/mm}^2 \\
 &\text{ここに、} \\
 \gamma &: \text{見かけのリラクセーション率} = 1.5\%
 \end{aligned}$$

よって、PC 鋼材の有効引張応力度 σ_{pe} と有効係数 η は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned}
 \sigma_{pe} &= 1232.1 - 182.9 - 18.5 = 1030.7 \text{ N/mm}^2 \\
 \eta &= 1030.4 / 1232.1 = 0.837
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_1 &= 19.5 / 3.30 \times \{3.0 \times -0.68 + 3.0 \times 6.10 + 1.8 \times 3.29 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 170.1 \\
 b_2 &= 19.5 / 3.30 \times \{3.0 \times 15.07 + 3.0 \times -3.66 + 1.8 \times -2.27 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 217.1 \\
 b_3 &= 19.5 / 3.30 \times \{3.0 \times 16.87 + 3.0 \times -4.78 + 1.8 \times -2.90 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 222.5 \\
 &\sim \\
 b_7 &= 20.0 / 3.30 \times \{3.0 \times 6.78 + 3.0 \times 1.48 + 1.8 \times 0.65 + 3.30 \times 200 / 10^2\} &= 197.3
 \end{aligned}$$

支間中央部について連立方程式を立てて解くと、以下のとおりです。

$$\begin{array}{l}
 \text{PC ④} \\
 \text{PC ③} \\
 \text{PC ②} \\
 \text{PC ①} \\
 \text{鉄筋③} \\
 \text{鉄筋②} \\
 \text{鉄筋①}
 \end{array}
 \begin{bmatrix}
 1.033 & 0.000 & -0.012 & -0.031 & 0.008 & 0.015 & 0.009 \\
 0.000 & 1.020 & 0.066 & 0.097 & 0.000 & 0.001 & 0.005 \\
 -0.004 & 0.022 & 1.074 & 0.111 & -0.001 & 0.000 & 0.004 \\
 -0.008 & 0.024 & 0.083 & 1.126 & -0.002 & -0.002 & 0.004 \\
 0.034 & 0.000 & -0.012 & -0.031 & 1.009 & 0.015 & 0.009 \\
 0.029 & 0.002 & -0.002 & -0.015 & 0.008 & 1.013 & 0.009 \\
 0.018 & 0.009 & 0.026 & 0.030 & 0.005 & 0.009 & 1.007
 \end{bmatrix}$$

$$\begin{array}{l}
 \Delta \sigma_{p4} \\
 \Delta \sigma_{p3} \\
 \Delta \sigma_{p2} \\
 \Delta \sigma_{p1} \\
 \Delta \sigma_{s3} \\
 \Delta \sigma_{s2} \\
 \Delta \sigma_{s1}
 \end{array}
 \times
 \begin{bmatrix}
 170.1 \\
 217.1 \\
 222.5 \\
 227.7 \\
 174.4 \\
 180.3 \\
 197.3
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{array}{l}
 \Delta \sigma_{p4} = 167.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{p3} = 182.2 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{p2} = 184.3 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{p1} = 185.9 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{s3} = 171.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{s2} = 173.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \Delta \sigma_{s1} = 178.6 \text{ N/mm}^2
 \end{array}$$

以上より、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量 $\Delta \sigma_{p\phi}$ は、以下のとおりです。

$$\Delta \sigma_{p\phi} = (2 \times 167.0 + 2 \times 182.2 + 6 \times 184.3 + 8 \times 185.9) / 18 = 182.9 \text{ N/mm}^2$$

・PC 鋼材のリラクセーションによる減少量

PC 鋼材のリラクセーションによるプレストレス力の減少量 $\Delta \sigma_{p\gamma}$ は、次式から求められます。ここで、リラクセーション率 γ については、本書 P.99 の「3. 4 (1) 1) リラクセーションの影響」に示す前提条件により決定しています。

$$\begin{aligned}
 \Delta \sigma_{p\gamma} &= \gamma \times \sigma_{pt} = 0.015 \times 1232.1 = 18.5 \text{ N/mm}^2 \\
 &\text{ここに、} \\
 \gamma &: \text{見かけのリラクセーション率} = 1.5\%
 \end{aligned}$$

よって、PC 鋼材の有効引張応力度 σ_{pe} と有効係数 η は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned}
 \sigma_{pe} &= 1232.1 - 182.9 - 18.5 = 1030.7 \text{ N/mm}^2 \\
 \eta &= 1030.7 / 1232.1 = 0.837
 \end{aligned}$$

計算例 始め

○引張鉄筋の計算

引張応力度が発生する場合、道示Ⅲ編 5.3.3 に従い、引張鉄筋を配置しますが、スラブ橋桁は主桁下縁側に鉄筋が配置されないため、道示Ⅲ編 5.3.3(2)の以下の条件を満足する場合には、PC 鋼材を引張鉄筋とみなします。

- i) PC 鋼材とコンクリートの付着がある
- ii) 引張力を PC 鋼材の断面積で除した応力度と PC 鋼材に生じている引張応力度との和が道示Ⅲ編 表-5.3.1 の制限値を超えない

PC 鋼材を引張鉄筋としてみなしてよい PC 鋼材応力度の制限値は、道示Ⅲ編 表-5.3.1 より、以下のように設定します。

$$\min(0.65 \sigma_{pu}, 0.85 \sigma_{py}) \Rightarrow 1220 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} 0.65 \sigma_{pu} = 0.65 \times 1880 = 1222 \text{ N/mm}^2 \\ 0.85 \sigma_{py} = 0.85 \times 1600 = 1360 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

道示Ⅲ編 5.3.3 引張鉄筋の配置

PC 鋼材を引張鉄筋とみなす場合

PC 鋼材の応力度が制限値に対して余裕がある場合は、引張応力度が生じる部分に配置されている PC 鋼材を引張鉄筋として扱うことができます。この規定は H24 道示Ⅲ編 6.5(5)にもありましたが、H29 年道示Ⅲ編 5.3.3(2)では、PC 鋼材の引張応力度の制限値は「 $0.65 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値」になりました。

支間中央断面の最下段の 8 本の PC 鋼材は、ボンドレス区間ではなく PC 鋼材とコンクリートの付着があり、PC 鋼材の応力度の和 σ_{psum} が以下のように制限値を超えないので、引張鉄筋として扱うことができます。なお、道示Ⅲ編 5.3.3 解説(2)2)より、「引張鉄筋としての PC 鋼材応力度の最大値は、引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値と等しくする必要」があります。

$$\begin{aligned} \sigma_{psum} &= \sigma_{ps} + \sigma_{pmax} \\ &= 19.2 + 1080.8 \\ &= 1100.0 \text{ N/mm}^2 \leq 1220 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \sigma_{ps} &: \text{引張力を PC 鋼材の断面積で除した応力度} \\ \sigma_{ps} &= T_c / A_p = 21.33 \text{ kN} / (8 \times 138.7 \text{ mm}^2) = 19.2 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{pmax} &: \text{PC 鋼材に生じている引張応力度で、表-3.6.5 より } 1080.8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

訂正後

計算例 始め

○引張鉄筋の計算

引張応力度が発生する場合、道示Ⅲ編 5.3.3 に従い、引張鉄筋を配置しますが、スラブ橋桁は主桁下縁側に鉄筋が配置されないため、道示Ⅲ編 5.3.3(2)の以下の条件を満足する場合には、PC 鋼材を引張鉄筋とみなします。

- i) PC 鋼材とコンクリートの付着がある
- ii) 引張力を PC 鋼材の断面積で除した応力度と PC 鋼材に生じている引張応力度との和が道示Ⅲ編 表-5.3.1 の制限値を超えない

PC 鋼材を引張鉄筋としてみなしてよい PC 鋼材応力度の制限値は、道示Ⅲ編 表-5.3.1 より、以下のように設定します。

$$\min(0.65 \sigma_{pu}, 0.85 \sigma_{py}) \Rightarrow 1220 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} 0.65 \sigma_{pu} = 0.65 \times 1880 = 1222 \text{ N/mm}^2 \\ 0.85 \sigma_{py} = 0.85 \times 1600 = 1360 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

道示Ⅲ編 5.3.3 引張鉄筋の配置

PC 鋼材を引張鉄筋とみなす場合

PC 鋼材の応力度が制限値に対して余裕がある場合は、引張応力度が生じる部分に配置されている PC 鋼材を引張鉄筋として扱うことができます。この規定は H24 道示Ⅲ編 6.5(5)にもありましたが、H29 年道示Ⅲ編 5.3.3(2)では、PC 鋼材の引張応力度の制限値は「 $0.65 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値」になりました。

支間中央断面の最下段の 8 本の PC 鋼材は、ボンドレス区間ではなく PC 鋼材とコンクリートの付着があり、PC 鋼材の応力度の和 σ_{psum} が以下のように制限値を超えないので、引張鉄筋として扱うことができます。なお、道示Ⅲ編 5.3.3 解説(2)2)より、「引張鉄筋としての PC 鋼材応力度の最大値は、引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値と等しくする必要」があります。

$$\begin{aligned} \sigma_{psum} &= \sigma_{ps} + \sigma_{pmax} \\ &= 19.2 + 1092.2 \\ &= 1111.4 \text{ N/mm}^2 \leq 1220 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \sigma_{ps} &: \text{引張力を PC 鋼材の断面積で除した応力度} \\ \sigma_{ps} &= T_c / A_p = 21.33 \text{ kN} / (8 \times 138.7 \text{ mm}^2) = 19.2 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{pmax} &: \text{PC 鋼材に生じている引張応力度で、表-3.4.5(2)より } 1092.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

支間中央_110 断面の応力度分布は図-3.4.1 のとおりで、引張応力の合力を算出すると表-3.4.5 のようになります。

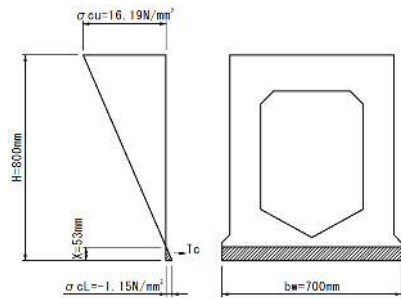
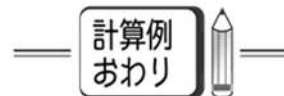


図-3.4.1 主桁コンクリートの応力分布

表-3.4.5 引張応力の合力

		支間中央_110 断面
桁高	H (m)	0.800
桁幅	b_w (m)	0.700
正曲げ		変動②M-max+SW
応力度	(N/mm²)	上縁
		16.19
引張深さ	x (m)	下縁
		-1.15
引張深さ	x (m)	0.053
引張力	T_c (kN)	21.33



支間中央_110 断面の応力度分布は図-3.4.1 のとおりで、引張応力の合力を算出すると表-3.4.5(1) のようになります。

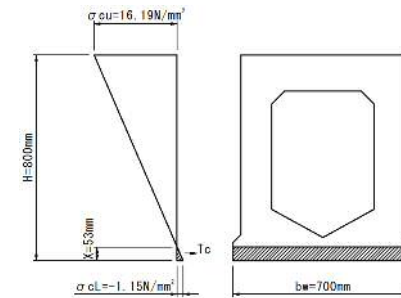


図-3.4.1 主桁コンクリートの応力分布

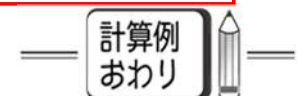
表-3.4.5(1) 引張応力の合力

		支間中央_110 断面
桁高	H (m)	0.800
桁幅	b_w (m)	0.700
正曲げ		変動②M-max+SW
応力度	(N/mm²)	上縁
		16.19
引張深さ	x (m)	下縁
		-1.15
引張深さ	x (m)	0.053
引張力	T_c (kN)	21.33

表-3.4.5(2) 後荷重による PC 鋼材応力度の増加

		支間中央_110 断面
		上縁
		下縁
曲げ応力度 (後荷重)	σ_t (N/mm²)	11.24
中立軸から PC 鋼材までの距離	y (m)	-0.363
中立軸から主桁引張縁までの距離	y_L (m)	-0.413
ヤング係数比	$n=E_p/E_c$	5.909
PC 鋼材の増加引張応力度	$\Delta \sigma_p$ (N/mm²)	61.5
PC 鋼材の有効引張応力度	σ_{pe} (N/mm²)	1030.7
増加後の PC 鋼材引張応力度	σ_{pmax} (N/mm²)	1092.2

※後荷重として、場所打ち、橋面、活荷重、雪を考慮している。



(4) 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける主桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1)で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことを照査します。

支間中央_110 断面の設計曲げモーメントは、表-3.4.9 のとおりで、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{ac} は、次頁以降のように算出します。

表-3.4.9 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

			曲げモーメント(kN・m)
			支間中央_110 断面
永続	①		716.36
変動	②	M_{max}	1174.76
		M_{min}	716.36
		$M_{max}+SW$	1213.06
		$M_{min}+SW$	754.66
制限値			$M_{ul} \leq 1570.74$
判定			OK

道示Ⅲ編
5.8.1 曲げモーメント又は
軸方向力を受ける部材

(4) 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける主桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1)で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことを照査します。

支間中央_110 断面の設計曲げモーメントは、表-3.4.9 のとおりで、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{ac} は、次頁以降のように算出します。

表-3.4.9 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

			曲げモーメント(kN・m)
			支間中央_110 断面
永続	①		716.36
変動	②	M_{max}	1174.76
		M_{min}	716.36
		$M_{max}+SW$	1213.06
		$M_{min}+SW$	754.66
制限値			$M_{ud} \leq 1626.2$
判定			OK

道示Ⅲ編
5.8.1 曲げモーメント又は
軸方向力を受ける部材

計算例 始め

○部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の計算

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-3.4.10 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.1 によります。

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_u : 抵抗係数

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

道示Ⅲ編

5.8.1 曲げモーメント又は
軸方向力を受ける部材

表-3.4.10 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		支間中央_110 断面	
		正曲げ	負曲げ
破壊抵抗曲げ M_{uc} (kN・m)		2423.98	—
永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 0.80	
変動②～⑨	M_{ud} (kN・m)	1570.74	—
変動⑩	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 1.00	
	M_{ud} (kN・m)	1963.43	—

この計算例では、PC 鋼材と鉄筋が多段配置のため、次頁以降のような表を作って、中立軸の値を仮定して表の中を計算し、軸方向力の合計値が作用軸力と同じになるまで中立軸の位置を設定し直して収束させる手法により、破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} を算出しています。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、道示Ⅲ編 5.8.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

訂正後

計算例 始め

○部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の計算

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-3.4.10 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.1 によります。

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_u : 抵抗係数

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

道示Ⅲ編

5.8.1 曲げモーメント又は
軸方向力を受ける部材

表-3.4.10 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		支間中央_110 断面	
		正曲げ	負曲げ
破壊抵抗曲げ M_{uc} (kN・m)		2509.5	—
永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 0.80	
変動②～⑨	M_{ud} (kN・m)	1626.2	—
変動⑩	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 1.00	
	M_{ud} (kN・m)	2032.7	—

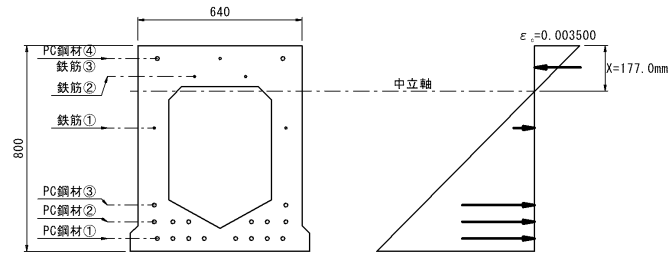
この計算例では、PC 鋼材と鉄筋が多段配置のため、次頁以降のような表を作って、中立軸の値を仮定して表の中を計算し、軸方向力の合計値が作用軸力と同じになるまで中立軸の位置を設定し直して収束させる手法により、破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} を算出しています。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、道示Ⅲ編 5.8.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

訂正後

・支間中央断面 正の破壊抵抗曲げモーメント

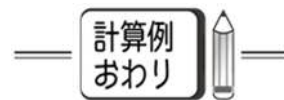
上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.11 のとおりです。



作用軸力： $N = -65.48$ kN の場合、中立軸位置： $X = 177.0$ mm

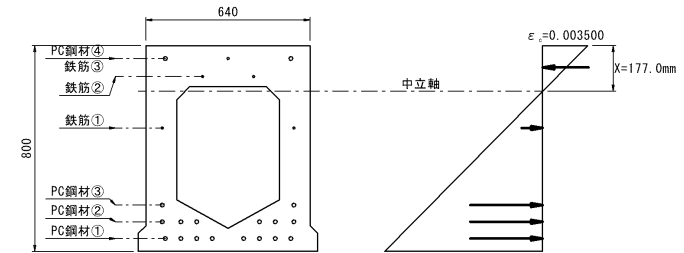
表-3.4.11 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間中央_110 断面の正曲げ）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ ε	応力度 σ (N/mm ²)	面積 A (mm ²)	軸方向力 N (kN)	偏心量 e (mm)	曲げ M (kN・m)
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	42.5	90646.31	3852.47	92.5	356.49
PC	④	0.050	0.002512	489.8	277.40	0.00	127.0	0.00
	③	0.620	-0.008757	-1707.6	277.40	-473.69	-443.0	209.82
	②	0.685	-0.010042	-1748.4	832.20	-1455.02	-508.0	739.09
	①	0.750	-0.011327	-1748.4	1109.60	-1940.02	-573.0	1111.55
鉄筋	③	0.050	0.002512	502.3	71.33	0.00	127.0	0.00
	②	0.120	0.001128	225.5	142.66	0.00	57.0	0.00
	①	0.320	-0.002826	-345.0	142.66	-49.22	-143.0	7.04
合計						-65.48		2423.98



・支間中央断面 正の破壊抵抗曲げモーメント

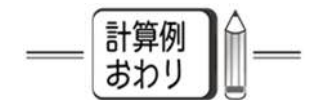
上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.11 のとおりです。



作用軸力： $N = -65.48$ kN の場合、中立軸位置： $X = 177.3$ mm

表-3.4.11 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間中央_110 断面の正曲げ）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ ε	応力度 σ (N/mm ²)	面積 A (mm ²)	軸方向力 N (kN)	偏心量 e (mm)	曲げ M (kN・m)
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	42.5	90757.1	3857.18	347.7	1341.1
PC	④	0.050	0.002513	-540.7	277.4	0.00	356.8	0.0
	③	0.620	-0.008742	-1724.6	277.4	-478.39	-213.2	102.0
	②	0.685	-0.010025	-1748.4	832.2	-1455.02	-278.2	404.8
	①	0.750	-0.011309	-1748.4	1109.6	-1940.02	-343.2	665.9
鉄筋	③	0.050	0.002513	502.5	71.33	0.00	356.8	0.0
	②	0.120	0.001131	226.1	142.66	0.00	286.8	0.0
	①	0.320	-0.002818	-345.0	142.66	-49.22	86.8	-4.3
合計						-65.48		2509.5



4. 横桁の設計

4. 1 横桁の設計概要

(1) フローチャート

横桁（PC 構造）の設計フローチャートを図-4.1.1 に示します。

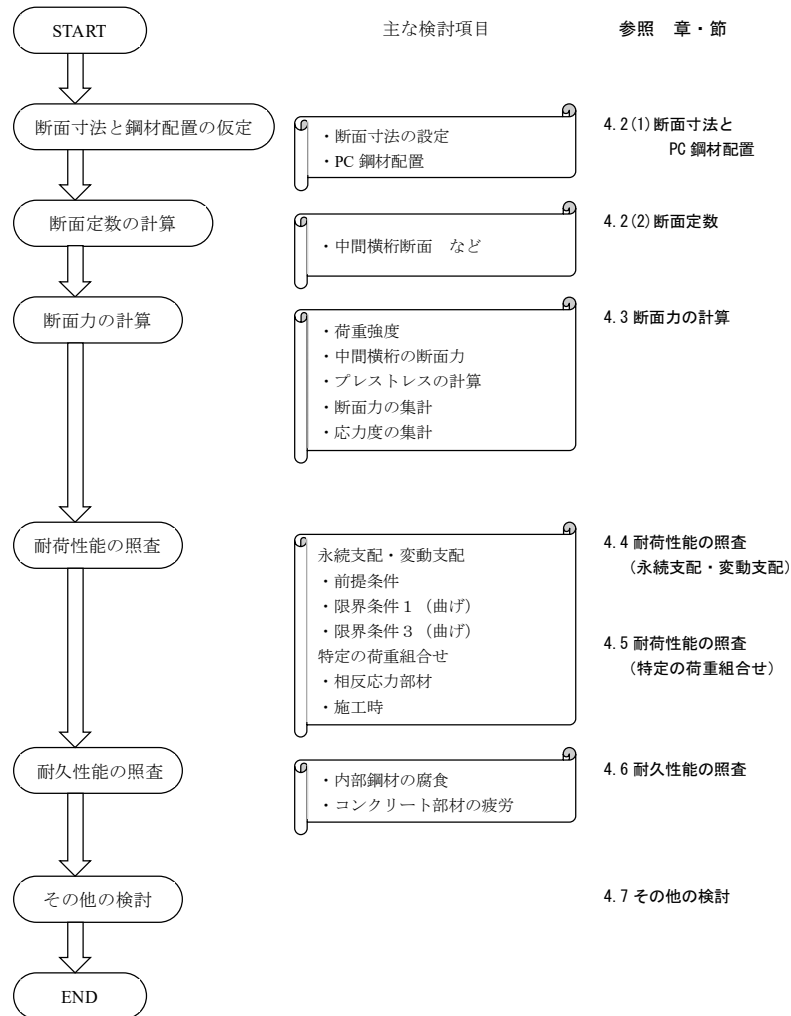


図-4.1.1 横桁（PC 構造）の設計フローチャート

4. 横桁の設計

4. 1 横桁の設計概要

(1) フローチャート

横桁（PC 構造）の設計フローチャートを図-4.1.1 に示します。

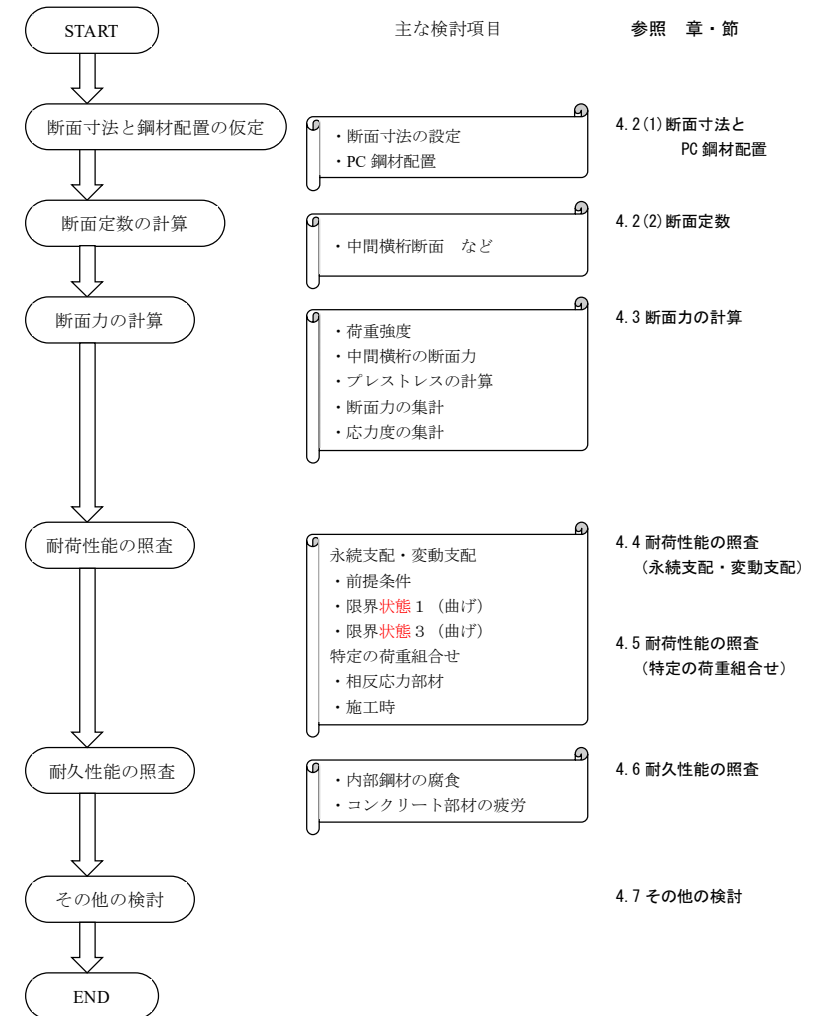


図-4.1.1 横桁（PC 構造）の設計フローチャート

訂正後

作図による計算方法を用いて、セットによる減少量を求めると図-4.3.2 と表-4.3.7 に示すような応力分布となります。この場合、セットの影響が固定端まで及ばないため、固定端での PC 鋼材応力度は $\sigma_{p2}=1192.7\text{N/mm}^2$ のままです。

$$\begin{aligned} AE_p &= \Delta \sigma_{p1} \cdot \ell = 3.0 \times 1.95 \times 10^5 \\ &= 5.85 \times 10^5 \text{ N/mm} \\ (= (1250.0 - 1143.1) \times 10950 / 2 = 5.85 \times 10^5) \end{aligned}$$

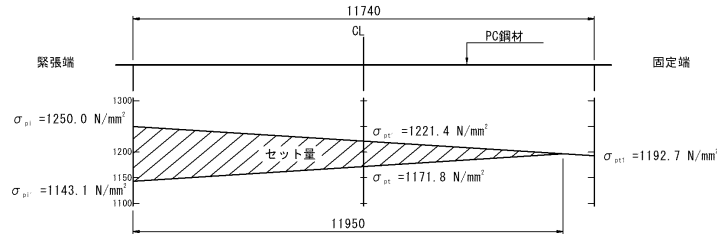


図-4.3.2 PC 鋼材応力の分布

表-4.3.7 定着具のセットによる減少後の PC 鋼材応力度

	緊張端	固定端
摩擦による減少後の応力度 (N/mm ²)	$\sigma_{p1}=1250.0$	$\sigma_{p2}=1192.7$
鋼材長さ ℓ (m)	11.740	
面積 AE_p ($\times 10^5$ N/mm)	5.85	
セットによる減少後の応力度 (N/mm ²)	$\sigma_{p1}=1143.1$	$\sigma_{p2}=1192.7$

横桁横締め PC 鋼材は、交互の片引きで緊張しますので、各断面とも左側緊張と右側緊張の平均応力度となり、表-4.3.8 のとおりです。

表-4.3.8 定着具のセットによる減少後の PC 鋼材平均応力度

ケーブル	PC 鋼材応力度 (N/mm ²)		
	左端	中央	右端
左側緊張	1143.1	1171.8	1192.7
右側緊張	1192.7	1171.8	1143.1
平均	1167.9	1171.8	1167.9

・コンクリートの弾性変形による減少

横桁では、コンクリートの弾性変形による PC 鋼材応力度の減少は、その影響が小さいため、一般的に横桁の設計では考慮していませんので、プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度も、表-4.3.8 のとおりです。

作図による計算方法を用いて、セットによる減少量を求めると図-4.3.2 と表-4.3.7 に示すような応力分布となります。この場合、セットの影響が固定端まで及ばないため、固定端での PC 鋼材応力度は $\sigma_{p2}=1192.7\text{N/mm}^2$ のままです。

$$\begin{aligned} AE_p &= \Delta \sigma_{p1} \cdot \ell = 3.0 \times 1.95 \times 10^5 \\ &= 5.85 \times 10^5 \text{ N/mm} \\ (= (1250.0 - 1143.1) \times 10950 / 2 = 5.85 \times 10^5) \end{aligned}$$

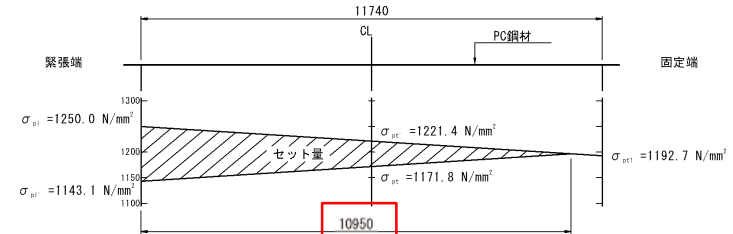


図-4.3.2 PC 鋼材応力の分布

表-4.3.7 定着具のセットによる減少後の PC 鋼材応力度

	緊張端	固定端
摩擦による減少後の応力度 (N/mm ²)	$\sigma_{p1}=1250.0$	$\sigma_{p2}=1192.7$
鋼材長さ ℓ (m)	11.740	
面積 AE_p ($\times 10^5$ N/mm)	5.85	
セットによる減少後の応力度 (N/mm ²)	$\sigma_{p1}=1143.1$	$\sigma_{p2}=1192.7$

横桁横締め PC 鋼材は、交互の片引きで緊張しますので、各断面とも左側緊張と右側緊張の平均応力度となり、表-4.3.8 のとおりです。

表-4.3.8 定着具のセットによる減少後の PC 鋼材平均応力度

ケーブル	PC 鋼材応力度 (N/mm ²)		
	左端	中央	右端
左側緊張	1143.1	1171.8	1192.7
右側緊張	1192.7	1171.8	1143.1
平均	1167.9	1171.8	1167.9

・コンクリートの弾性変形による減少

横桁では、コンクリートの弾性変形による PC 鋼材応力度の減少は、その影響が小さいため、一般的に横桁の設計では考慮していませんので、プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度も、表-4.3.8 のとおりです。

PC 鋼材に発生している平均引張応力度は引張強度の 65%以下（ $1154.9/1850=62\%$ ）で、道示Ⅲ編 5.1.5 解説(2)の見かけのリラクセーション率に関し、「プレストレッシング直後の PC 鋼材に発生している引張応力度が特性値である引張強度の 65%以下の場合には、一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに発生している圧縮応力度が 3.0N/mm^2 程度までは表-4.2.2 の値を用いてよい」とあります。

PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度を照査したところ、表-4.4.2 のように圧縮応力度が 3.0N/mm^2 を下回ったため、この計算例では道示Ⅰ編 表-解 9.1.3 のリラクセーション値の最大を見込んで 2.5%を用いるものとします。

一定荷重下における PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度は、次式により算出します。

$$\sigma_{cp} = \sigma_u + (\sigma_L - \sigma_u) \times y_u / H$$

ここに、

σ_u , σ_L : 上縁, 下縁のコンクリート応力度

H , y_u : 部材高と上縁から PC 鋼材図心位置までの距離

表-4.4.2 リラクセーションの影響の前提条件 (PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度)

		主桁部	間詰め部
部材高 H (m)		0.800	0.730
PC 鋼材図心位置 y_u (m)		0.310	0.310
永続作用での コンクリート 応力度(N/mm^2)	上縁 σ_u	0.92	0.62
	下縁 σ_L	1.24	0.85
	PC 鋼材図心 σ_{cp}	1.04	0.72
前提条件		$3.0 \leq \sigma_{cp}$	
		範囲外	範囲外

前提条件範囲外の見かけのリラクセーション率について

「2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編: 標準] (H30.3 土木学会) 8 編 3 章の解説(1)に、「見掛けのリラクセーション率は、最初に与えた PC 鋼材引張応力度が同一の場合、永続作用時における PC 鋼材位置のコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさに左右され、この値が大きい場合には小さく、小さい場合には大きい値となる」ことが記されています。

そこで、この計算例では、前提条件の範囲外（軸方向圧縮応力度が小さい）なので見かけのリラクセーション率を標準値（1.5%）よりも大きく見込むこととし、低リラクセーション PC 鋼材のリラクセーション値は道示Ⅰ編 表-解 9.1.3 に「2.5%以下」とあるので、最大の 2.5%としています。

PC 鋼材に発生している平均引張応力度は引張強度の 65%以下（ $1171.8/1850=63\%$ ）で、道示Ⅲ編 5.1.5 解説(2)の見かけのリラクセーション率に関し、「プレストレッシング直後の PC 鋼材に発生している引張応力度が特性値である引張強度の 65%以下の場合には、一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに発生している圧縮応力度が 3.0N/mm^2 程度までは表-4.2.2 の値を用いてよい」とあります。

PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度を照査したところ、表-4.4.2 のように圧縮応力度が 3.0N/mm^2 を下回ったため、この計算例では道示Ⅰ編 表-解 9.1.3 のリラクセーション値の最大を見込んで 2.5%を用いるものとします。

一定荷重下における PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度は、次式により算出します。

$$\sigma_{cp} = \sigma_u + (\sigma_L - \sigma_u) \times y_u / H$$

ここに、

σ_u , σ_L : 上縁, 下縁のコンクリート応力度

H , y_u : 部材高と上縁から PC 鋼材図心位置までの距離

表-4.4.2 リラクセーションの影響の前提条件 (PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度)

		主桁部	間詰め部
部材高 H (m)		0.800	0.730
PC 鋼材図心位置 y_u (m)		0.310	0.310
永続作用での コンクリート 応力度(N/mm^2)	上縁 σ_u	0.92	0.62
	下縁 σ_L	1.24	0.85
	PC 鋼材図心 σ_{cp}	1.04	0.72
前提条件		$3.0 \leq \sigma_{cp}$	
		範囲外	範囲外

前提条件範囲外の見かけのリラクセーション率について

「2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編: 標準] (H30.3 土木学会) 8 編 3 章の解説(1)に、「見掛けのリラクセーション率は、最初に与えた PC 鋼材引張応力度が同一の場合、永続作用時における PC 鋼材位置のコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさに左右され、この値が大きい場合には小さく、小さい場合には大きい値となる」ことが記されています。

そこで、この計算例では、前提条件の範囲外（軸方向圧縮応力度が小さい）なので見かけのリラクセーション率を標準値（1.5%）よりも大きく見込むこととし、低リラクセーション PC 鋼材のリラクセーション値は道示Ⅰ編 表-解 9.1.3 に「2.5%以下」とあるので、最大の 2.5%としています。