

テキスト「プレストレストコンクリート構造の設計」正誤および訂正表

日本建築学会関東支部 PC 構造の設計 改訂 WG

頁	行 図表	(誤) および原記述	(正) および訂正事項
P39	6	$\kappa=158.8 \text{ mm}$	$\kappa=97.3 \text{ mm}$
P39	8	$\dots - 158.8=380\sim 446 \text{ mm}$	$\dots - 97.3=441\sim 507 \text{ mm}$
P45	1	$S_2=2.285\times 10^9 < \dots$	$S_2=2.229\times 10^9 < \dots$
P45	10	$S_x=2634.1+889.24 \cdot L_x \dots$	$S_x=2634.1+889.26 \cdot L_x \dots$
P46	6	$P=3186\text{kN}$	$P=3095\text{kN}$
P46	10,11	$e=\frac{(0.037+0.063)}{2}+ \dots$ 基準を $e_a=(0.037+0.063)/2=0.05$ とする.	$e=\frac{-(0.037+0.063)}{2}+ \dots$ 基準を $e_a=-(0.037+0.063)/2=-0.05$ とする.
P46	15,16,17	$3186 \times \frac{0.411}{1.5} \times (6.5 \times \frac{0.461 + 0.05}{0.411} + 2.0 \times \frac{0.461}{0.411})$ $= 901.4\text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{BA}=-901.4\text{kN} \cdot \text{m}$	$3095 \times \frac{0.411}{15} \times (6.5 \times \frac{0.461 - (-0.05)}{0.411} + 2.0 \times \frac{0.461}{0.411})$ $= 875.6\text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{BA}=-875.6\text{kN} \cdot \text{m}$
P47	1,2,3	PC 規準付表 7.1 公式 5 より $M_{AB}=3186\times 0.013=41.4\text{kN}$ $M_{BA}=41.4\text{kN}$	解説表 2.2.3 公式 5 より $M_{AB}=3095\times 0.013=40.2\text{kN}$ $M_{BA}=40.2\text{kN}$
P47	5,6,7	$M_{AB}=901.4-41.4=860\text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{BA}=901.4+41.4=942.8\text{kN} \cdot \text{m}$ M_{AB} で比較すると $861/860=1.00$	$M_{AB}=875.6-40.2=835\text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{BA}=875.6+40.2=916\text{kN} \cdot \text{m}$ M_{AB} で比較すると $861/835=1.03$
P66	図 2.5.5	スラブ有効幅寸法 1,800	2,000
P78	20	$M_{cr} = \left(3.95 - \frac{2368 \times 10^3 \times 35}{129 \times 10^6} + \dots \right)$	$M_{cr} = \left(3.95 + \frac{2368 \times 10^3 \times 35}{129 \times 10^6} + \dots \right)$
P78	21	$= (3.95 - 0.64 + 2.92) \times \dots = 801 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$= (3.95 + 0.64 + 2.92) \times \dots = 966 \text{ kN} \cdot \text{m}$
P97	14	開口の間隔は梁せい D 以上または、開口径 ϕ の 2 倍以上とすること	開口の間隔は梁せい D 以上かつ、開口径 ϕ の 2 倍以上とすること.

		と.	
P149	13	$T_{ry} = 199 \times 3 \times 295 \times 1.1/10^3 = 194\text{kN(主筋)}$	$T_{ry} = 199 \times 3 \times 295/10^3 = 176\text{kN(主筋)}$
P149	14	$x_n = \frac{T_{ry} + T_{P23y}}{0.83 \cdot B \cdot Fc}$ $= \frac{(194 + 3744) \times 10^3}{0.83 \times 852 \times 50} = 111\text{mm}$	$x_n = \frac{T_{ry} + T_{P23y}}{0.83 \cdot B \cdot Fc}$ $= \frac{(176 + 3744) \times 10^3}{0.83 \times 852 \times 50} = 111\text{mm}$
P149	19	$=194 \times (0.83 - 0.42 \times 1.043 \times 0.111) + 3744 \times (0.48 - 0.42 \times 1.043 \times 0.111)$ $=152 + 1615 = 1767\text{kN}\cdot\text{m}$	$=176 \times (0.83 - 0.42 \times 1.043 \times 0.111) + 3744 \times (0.48 - 0.42 \times 1.043 \times 0.111) = 138 + 1615 = 1753\text{kN}\cdot\text{m}$
P188	8	$\frac{Q_M + Q_0}{B \cdot j}$ $= \frac{373 \times 10^3}{600 \times 0.875 \times 1030} = 0.690\text{ N/mm}^2$	$\frac{Q_M + Q_0}{B \cdot 0.8D}$ $= \frac{373 \times 10^3}{600 \times 0.8 \times 1100} = 0.71\text{ N/mm}^2$
P188	9	$= \frac{0.690}{50} = 0.014 \leq 0.15$	$= \frac{0.71}{50} = 0.014 \leq 0.15$
P188	11	$= \frac{1175 \times 10^3}{600 \times 0.875 \times 1030} = 2.172\text{ N/mm}^2$	$= \frac{1175 \times 10^3}{600 \times 0.8 \times 1100} = 2.22\text{ N/mm}^2$
P188	12	$= \frac{2.172}{50} = 0.043 \leq 0.15$	$= \frac{2.22}{50} = 0.044 \leq 0.15$
P188	15	$= \frac{584 \times 10^3}{500 \times 0.875 \times 830} = 1.608\text{ N/mm}^2$	$= \frac{584 \times 10^3}{500 \times 0.8 \times 900} = 1.62\text{ N/mm}^2$
P188	16	$= \frac{1.608}{50} = 0.032 \leq 0.15$	$= \frac{1.62}{50} = 0.032 \leq 0.15$
P188	18	$= \frac{691 \times 10^3}{500 \times 0.875 \times 830} = 1.903\text{ N/mm}^2$	$= \frac{691 \times 10^3}{500 \times 0.8 \times 900} = 1.92\text{ N/mm}^2$
P189	1	$= \frac{1.903}{50} = 0.038 \leq 0.15$	$= \frac{1.92}{50} = 0.038 \leq 0.15$
P189	12	$= \frac{759 \times 10^3 \div (1100 \times 0.875 \times 830)}{50}$ $= 0.019 \leq 0.15$	$= \frac{759 \times 10^3 \div (1100 \times 0.8 \times 900)}{50}$ $= 0.019 \leq 0.15$
P189	17	$= \frac{1107 \times 10^3 \div (900 \times 0.875 \times 1030)}{50}$ $= 0.027 \leq 0.15$	$= \frac{1107 \times 10^3 \div (900 \times 0.8 \times 1100)}{50}$ $= 0.028 \leq 0.15$

P189	24	$= \frac{489 \times 10^3 \div (1100 \times 0.875 \times 830)}{50}$ = 0.012 ≤ 0.15	$= \frac{489 \times 10^3 \div (1100 \times 0.8 \times 900)}{50}$ = 0.012 ≤ 0.15
P190	5	$= \frac{381 \times 10^3 \div (900 \times 0.875 \times 1030)}{50}$ = 0.009 ≤ 0.15	$= \frac{381 \times 10^3 \div (900 \times 0.8 \times 1100)}{50}$ = 0.010 ≤ 0.15
P200	17	プレストレス導入力（施工時） P_0 は下記となる.	プレストレス導入力（施工時） P_0 は下記となる. $P_0 = \frac{P_e}{\left(\frac{P_x}{P_0}\right) \times \eta} = \frac{221}{0.882 \times 0.85}$ = 295kN/m
P223	11	$M_{SL} = \frac{(1 + \alpha)}{3} Pf - P_{eb}$ $M_{SR} = \frac{(1 + \alpha)}{3} Pf - P_{ea}$	$M_{SL} = \frac{(1 + \alpha)}{3} Pf - P \cdot e_b$ $M_{SR} = \frac{(1 + \alpha)}{3} Pf - P \cdot e_a$
P238	表 4.3.2	数値の誤記	別表に記載
P253	15	比重 2.5	単位体積重量 24kN/m ³
P253	16	比重 2.4	単位体積重量 24kN/m ³
P255	(1)断面 形状	(i)プレキャスト PC 板、(ii)PC 合成床板 図面数値の誤記	別表に記載
P255	15	$y_{e1} = 126.0 \text{ mm}$	$y_{e1} = 125.6 \text{ mm}$
P255	16	$y_{e2} = 254.0 \text{ mm}$	$y_{e2} = 254.4 \text{ mm}$
P255	20	$S_j = 95131 \times 10^3 \text{ mm}^3$	$S_j = 9576 \times 10^3 \text{ mm}^3$
P257	表 5.2.5	表タイトルと数値の誤記	別表に記載
P258	表 5.2.6	表タイトルと数値の誤記	別表に記載
P258	8, 12	D10D13@400 ($A_s=990 \text{ mm}^2$)	D10D13@100 ($A_s=990 \text{ mm}^2$)
P259	5	$d_s = (\text{mm})$	$d_s = 32 (\text{mm})$
P259	18	せん断力 $\tau = \dots \leq \tau_a = 1.17 \dots \text{OK}$	せん断力 $\tau = \dots \leq \tau_a = 0.99 \dots \text{OK}$
P260	3	$\tau = \dots = 0.78 < 0.86 \text{ N/mm}^2$	$\tau = \dots = 0.78 < 0.99 \text{ N/mm}^2$
P260	18	f_s : コンクリートせん断強度 (= 0.86 N/mm ²)	f_s : コンクリートせん断強度 (= 0.99 N/mm ²)
P261	5, 6, 7	$Q_{su} = 310 \times 294.9 \times \{ 1 \times (0.86 + 0) + 0.5 \times 295 \times (0.0036 - 0.002) \} \times 10^{-3} = 100.2 \text{ kN}$	$Q_{su} = 310 \times 294.9 \times \{ 1 \times (0.99 + 0) + 0.5 \times 295 \times (0.0036 - 0.002) \} \times 10^{-3} = 112.0 \text{ kN}$

		1.2G + ... = 104.2 kN 1.7 (G + P) ... = 105.8 kN	1.2G + ... = 105.0 kN 1.7 (G + P) ... = 107.0 kN
P261	8	G : 固定荷重によるせん断力 (= $Q_P + Q_R + Q_F = 25.36$ kN)	G : 固定荷重によるせん断力 (= $Q_P + Q_R + Q_F = 26.08$ kN)
P262	2	$\tau = \frac{Q \cdot S_j}{b \cdot I_0}$ $= \frac{40.88 \times 10^3 \times 9297 \times 10^3}{1750 \times 23947 \times 10^4} = \dots$	$\tau = \frac{Q \cdot S_j}{b \cdot I_0} = \frac{40.88 \times 10^3 \times 9576 \times 10^3}{1750 \times 243341 \times 10^4}$ $= \dots$
P262	9	$\tau_u = \frac{Q_u \cdot S_j}{b \cdot I_0}$ $= \frac{78.54 \times 10^3 \times 9297 \times 10^3}{1750 \times 23947 \times 10^4} = 0.17$	$\tau_u = \frac{Q_u \cdot S_j}{b \cdot I_0}$ $= \frac{78.54 \times 10^3 \times 9576 \times 10^3}{1750 \times 243341 \times 10^4} = 0.18$
P287	表 6.2.6	1 階 X7 通の軸方向応力度 3.800	2.800
P289	10	cR_{mp}	cR_{mu}

2018/12/21

テキスト「プレストレストコンクリート構造の設計」正誤および訂正表 別表

日本建築学会関東支部 PC 構造の設計 改訂 WG

P238 表 4.3.2 設計応力一覧 (2階床)

(誤) 計算, 設計の鋼材の数値

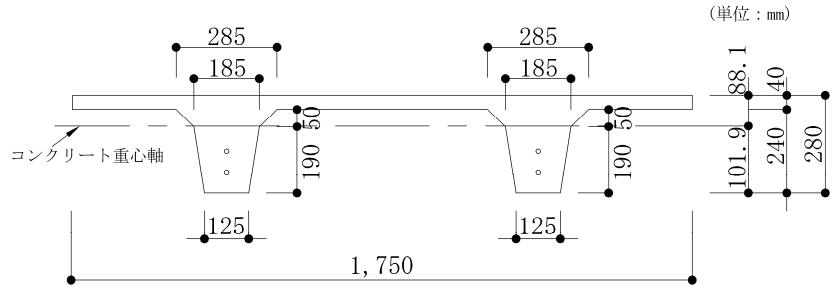
位置		計算		設計
柱列帯	端 部	$at \geq \frac{44 \times 10^6}{195 \times 236} = 956 \text{mm}^2/\text{m}$	D13D16 @171	D13D16 @100
	中 央	$at \geq \frac{16 \times 10^6}{195 \times 131} = 626 \text{mm}^2/\text{m}$	D13D16 @100	D13D16 @100
柱間帯	端 部	$at \geq \frac{14 \times 10^6}{195 \times 131} = 548 \text{mm}^2/\text{m}$	D13 @200	D13 @200
	中 央	$at \geq \frac{13 \times 10^6}{195 \times 131} = 510 \text{mm}^2/\text{m}$	D13 @200	D13 @200

(正) 計算, 設計の鋼材の数値

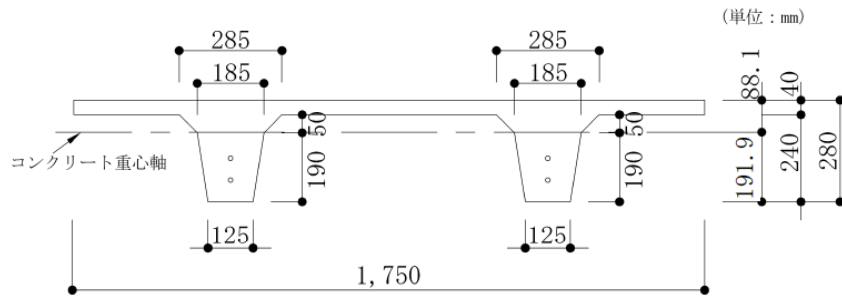
位置		計算		設計
柱列帯	端 部	$at \geq \frac{44 \times 10^6}{195 \times 236} = 956 \text{mm}^2/\text{m}$	D13D16 @171	D13D16 @150
	中 央	$at \geq \frac{16 \times 10^6}{195 \times 131} = 626 \text{mm}^2/\text{m}$	D13D16 @260	D13D16 @150
柱間帯	端 部	$at \geq \frac{14 \times 10^6}{195 \times 131} = 548 \text{mm}^2/\text{m}$	D13 @232	D13 @200
	中 央	$at \geq \frac{13 \times 10^6}{195 \times 131} = 510 \text{mm}^2/\text{m}$	D13 @250	D13 @200

P255 (1)断面形状 (i)プレキャスト PC 板

(誤) 下図：コンクリート断面重心軸から下縁までの距離 $y_{p2} = 101.9 \text{ mm}$

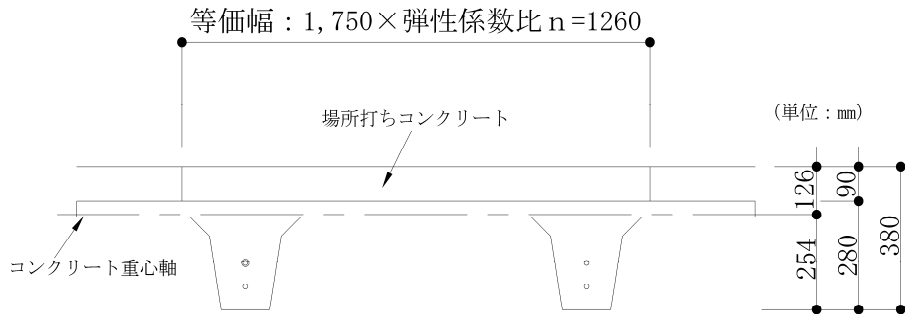


(正) 下図：コンクリート断面重心軸から下縁までの距離 $y_{p2} = 191.9 \text{ mm}$

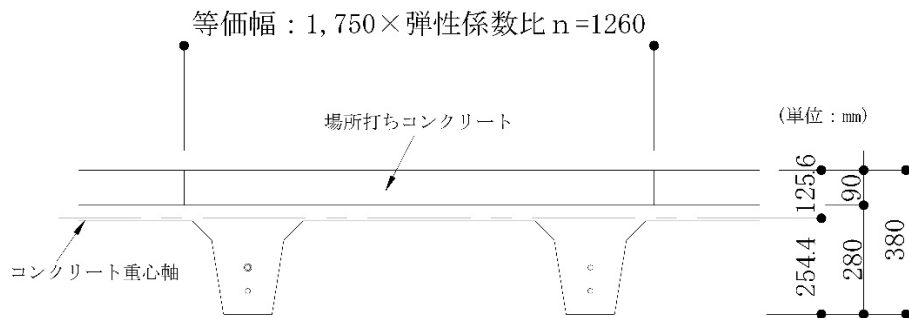


P255 (1)断面形状 (ii)PC 合成床板

(誤) 下図：コンクリート断面重心軸から下縁までの距離 $y_{c1} = 254.0 \text{ mm}$
 $y_{c2} = 126.0 \text{ mm}$



(正) 下図：コンクリート断面重心軸から下縁までの距離 $y_{c1} = 254.4 \text{ mm}$
 $y_{c2} = 125.6 \text{ mm}$



P257 (1)中央断面の設計 (i)各段階の応力度

(誤) 表 5.2.5 コンクリートの乾燥収縮とクリープ係数^{1.4),1.6)}

項目	曲げモーメント(kN・m)	断面係数 ($\times 10^3 \text{m}^3$)	応力度 σ (N/mm ²)		
			場所打ち上縁	P C板上縁	P C板下縁
PC 板自重	13.60	11510		1.18	
		-5281			-2.58
場所打ちコンクリート自重	15.65	11510		1.36	
		-5281			-2.96
作業荷重	9.80	11510		0.85	
		-5281			-1.86
仕上げ荷重	2.41	19377	0.12		
		95131		0.03	
		-9565			-0.25
積載荷重	22.11	19377	1.14		
		95131		0.23	
		-9565			-2.31

(正) 表 5.2.5 各段階の応力度^{1.4),1.6)}

項目	曲げモーメント(kN・m)	断面係数 ($\times 10^3 \text{m}^3$)	応力度 σ (N/mm ²)		
			場所打ち上縁	P C板上縁	P C板下縁
PC 板自重	14.2	11510		1.23	
		-5281			-2.69
場所打ちコンクリート自重	15.65	11510		1.36	
		-5281			-2.96
作業荷重	9.80	11510		0.85	
		-5281			-1.86
仕上げ荷重	2.41	19377	0.09		
		95131		0.03	
		-9565			-0.25
積載荷重	22.11	19377	0.86		
		95131		0.23	
		-9565			-2.31

P258 (iii)コンクリート応力度の合計

(誤) 表 5.2.6 コンクリートの乾燥収縮とクリープ係数^{1.4),1.6)}

項目	応力度 σ (N/mm ²)		
	場所打ち上縁	P C 板上縁	P C 板下縁
①有効プレストレス		-0.92	10.33
②P C 板自重		1.18	-2.58
③場所打ちコンクリート自重		1.36	-2.96
④作業荷重		0.85	-1.86
⑤仕上げ荷重	0.12	0.03	-0.25
⑥積載荷重	1.41	0.23	-2.33
打設時合計		2.47	2.93
①+②+③+④		<17.6	>-1.66
長期時合計	1.26	1.88	2.21
①+②+③+⑤+⑥	<8.0	<16.6	>-1.66

(正) 表 5.2.6 コンクリート応力度の合計^{1.4),1.6)}

項目	応力度 σ (N/mm ²)		
	場所打ち上縁	P C 板上縁	P C 板下縁
①有効プレストレス		-0.92	10.33
②P C 板自重		1.18	-2.58
③場所打ちコンクリート自重		1.36	-2.96
④作業荷重		0.85	-1.86
⑤仕上げ荷重	0.09	0.03	-0.25
⑥積載荷重	0.86	0.23	-2.31
打設時合計		2.47	2.93
①+②+③+④		<17.6	>-0.99
長期時合計	0.95	1.88	2.21
①+②+③+⑤+⑥	<8.0	<16.6	>-0.99