

正 誤 表

第 4 編 その3 (設計例 - 2) 担当WG名:[WG 5]

ページ	項番号	行数	誤表示	正表示	備考
283	8.3.3	図 8.3.1、図 8.3.2	応力値誤植	別紙 13 による。	
284	8.4.1	図 8.4.2	1Fから 4FまでWD	WA	
285	8.4.2 8.4.3	表 (部材群の種別)、 (必要保有耐力と保有水平耐力)	数値誤植 部材群	別紙 14 による。 部材群	
289	9.1.2	上 2	$= 38,280 \times 434.5 = \underline{16,632.7} \times 10^3$ (N) = <u>16,633</u> (kN)	$= 38,280 \times 429 = \underline{16,422.1} \times 10^3$ (N) = <u>16,422</u> (kN)	
289	9.1.2	表 9.3	引張耐力他誤植	別紙 15 による。	
289	9.1.3	表 9.4	軸力誤植	別紙 15 による。	
290	9.1.3	表 9.5	軸力他誤植	別紙 16 による。	
290	9.1.4	上 3	<u>P6 - 6</u> の 6.1.4(1) を参照	6.1.4(1) を参照	
290	9.1.4	上 5	<u>P6 - 6</u> の 6.1.4(2) を参照	6.1.4(2) を参照	
290	9.1.4	下 2	<u>Ds=0.55</u>	<u>Ds=0.40</u>	
292	9.1.5	表 9.6 及び 註)	軸力他誤植	別紙 16 による。	
293	9.1.5	表 9.7 及び 註)	軸力他誤植	別紙 17 による。	
293	9.1.5	表 9.8	表 9.8 削除		
293	9.2.1	上 5	頭拘束応力は、・・・	杭頭拘束応力は、・・・	
294	9.2.2	表 9.9	杭曲げ戻し他誤植	別紙 17 による。	
295	9.2.2	上 6	<u>X1 ~ X2</u> 間における <u>X1</u> 端の・・・	<u>X6 ~ X7</u> 間における <u>X7</u> 端の・・・	
295	9.2.2	上 7	<u>15</u> - D41 $M_{ir} = 0.9 \times 15 \times 1,340 \times 429 \times$ <u>2,825=21,923</u>	<u>16</u> - D41 $M_{ir} = 0.9 \times 16 \times 1,340 \times 429 \times$ <u>2,870=23,758</u>	
295	9.2.2	上 9	$M_{ir} = 21,923 + 960 = \underline{22,883}$	$M_{ir} = 23,758 + 960 = \underline{24,718}$	
295	9.2.2	上 12	・・・ = <u>4,349 + 12,042 = 16,391</u>	・・・ = <u>9,065 + 11,833 = 20,898</u>	
295	9.2.2	上 13	・・・ = <u>(22,883 - 119) / 15,152 = 1.499</u>	・・・ = <u>(24,718 - 119) / 20,898 = 1.177</u>	
295	9.2.2	上 14	<u>P6 - 12</u> の 1 次設計・・・	<u>表 6.17</u> の 1 次設計・・・	
295	9.2.2	表 9.10、表 9.11	曲げモーメント他誤植	別紙 18 による。	
296	9.2.2	表 9.12	曲げモーメント他誤植	別紙 18 による。	
296	9.2.2	表 9.13、表 9.14	曲げモーメント他誤植	別紙 19 による。	
296	9.2.2	表 9.15	断面変更	別紙 19 による。	
297	9.2.2	表 9.16	曲げモーメント他誤植	別紙 19 による。	
297	9.2.2	表 9.17		表 9.17 及びこの頁末尾まで削除	

(本文 P.283) (メカニズム時応力図)

X1 通り 10F N と Q の値が逆

$$N = \underline{5,086}$$

$$N = \underline{3,820}$$

$$Q = \underline{3,820}$$

$$Q = \underline{5,086}$$

その他下 1 桁の修正有

14F	M = 12,103 N = <u>751</u> Q = 4,401
13F	M = 24,500 N = <u>1,505</u> Q = 4,508
12F	M = 37,399 N = <u>2,270</u> Q = 4,448
11F	M = 50,223 N = 3,045 Q = 4,422
10F	M = <u>64,972</u> N = <u>3,820</u> Q = <u>5,086</u>
9F	M = 80,232 N = <u>4,613</u> Q = 5,262
8F	M = 96,176 N = 5,416 Q = 5,498
7F	M = 113,540 N = <u>6,225</u> Q = 5,886
6F	M = 132,975 N = <u>7,054</u> Q = 6,588
5F	M = 153,961 N = 7,891 Q = 7,114
4F	M = 178,549 N = <u>8,733</u> Q = 8,335
3F	M = 203,592 N = 9,582 Q = 8,489
2F	M = 231,758 N = 10,436 Q = 9,548
1F	M = <u>259,476</u> N = 11,298 Q = 9,396

図 8.3.1 X1 通りメカニズム応力図

14F	M = 1,389 N = <u>1,175</u> Q = 505
13F	M = 6,144 N = <u>2,272</u> Q = 1,729
12F	M = 14,478 N = <u>3,398</u> Q = 2,874
11F	M = 25,710 N = 4,532 Q = 3,873
10F	M = 38,867 N = 5,664 Q = 4,537
9F	M = 54,249 N = <u>6,832</u> Q = 5,304
8F	M = 71,527 N = <u>8,009</u> Q = 5,958
7F	M = 90,696 N = 9,197 Q = 6,498
6F	M = 110,901 N = <u>10,414</u> Q = 6,849
5F	M = 132,152 N = <u>11,654</u> Q = 7,204
4F	M = <u>153,504</u> N = 12,901 Q = 7,238
3F	M = 175,916 N = <u>14,153</u> Q = 7,597
2F	M = 197,710 N = <u>15,421</u> Q = 7,388
1F	M = 220,767 N = <u>16,697</u> Q = 7,816

図 8.3.2 X2 通りメカニズム応力図

(本文 P.285)

階	種 別 (%)				フレーム 種別	構造特性係数 D_s
	WA	WB	WC	WD		
14	100	0	0	0	WA	0.40
13	100	0	0	0	WA	0.40
12	100	0	0	0	WA	0.40
11	100	0	0	0	WA	0.40
10	100	0	0	0	WA	0.40
9	100	0	0	0	WA	0.40
8	100	0	0	0	WA	0.40
7	73	0	0	27	WD	0.55
6	<u>72</u>	0	0	<u>28</u>	WD	0.55
5	72	0	0	28	WD	0.55
4	<u>68</u>	0	0	<u>32</u>	WD	0.55
3	<u>69</u>	0	0	<u>31</u>	WD	0.55
2	<u>66</u>	0	0	<u>34</u>	WD	0.55
1	<u>68</u>	0	0	<u>32</u>	WD	0.55

(本文 P.285)

階	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{um} (kN)	Q_u (kN)	Q_u / Q_{um}	判定
14	19,499	0.40	1.00	7,800	11,271	1.44	OK
13	30,464	0.40	1.00	12,186	17,598	1.44	OK
12	40,111	0.40	1.00	16,044	23,161	1.44	OK
11	48,776	0.40	1.00	19,510	28,154	1.44	OK
10	56,600	0.40	1.00	22,640	32,663	1.44	OK
9	63,900	0.40	1.00	25,560	36,881	1.44	OK
8	70,559	0.40	1.00	28,224	40,710	1.44	OK
7	76,614	0.55	1.00	42,138	44,197	<u>1.05</u>	OK
6	82,165	0.55	1.00	45,191	47,406	<u>1.05</u>	OK
5	87,152	0.55	1.00	47,934	50,287	<u>1.05</u>	OK
4	91,517	0.55	1.00	<u>50,334</u>	52,781	<u>1.05</u>	OK
3	95,267	0.55	1.00	52,397	54,955	<u>1.05</u>	OK
2	98,423	0.55	1.00	54,133	56,708	<u>1.05</u>	OK
1	100,965	0.55	1.00	55,531	58,190	<u>1.05</u>	OK

(本文 P.289)

表9.3 鉄筋引張耐力による終局引抜き耐力 (1.1 ν)

杭径 タイプ	杭頭1.0%相当配筋 本数 径	断面積 (mm ²)	引張力耐力 (kN)	$t R a$ (kN)
1800	28 - D35	26,796	<u>11,495</u>	11,281
2000	34 - D35	32,538	<u>13,959</u>	12,675
2200	<u>36</u> - D35	<u>34,452</u>	<u>14,780</u>	14,096
2500	52 - D35	49,764	<u>21,349</u>	16,280

註) 鉄筋引張耐力では決まらない。

(本文 P.289)

表9.4 終局時鉛直力および引抜き力の算定

杭 No.	杭径	P_L (kN)	メカニズム時		曲げ戻し		最大 N_{max} (kN)	最小 N_{min} (kN)
			N_{mx} (kN)	N_{my} (kN)	$p N_{mx}$ (kN)	$p N_{my}$ (kN)		
1	2225	6,771	-12,871	-24,910	<u>-3,128</u>	<u>-3,012</u>	<u>34,693</u>	<u>-13,420</u>
2	2225	9,743	376	-20,407	<u>1,043</u>	<u>-3,012</u>	<u>33,162</u>	<u>-7,343</u>
3	2225	9,681	-384	-20,088	0	<u>-3,012</u>	<u>32,781</u>	<u>-7,185</u>
4	2225	9,742	-117	-20,276	0	<u>-3,012</u>	<u>33,030</u>	<u>-7,253</u>
5	2225	9,638	413	-19,998	0	<u>-3,012</u>	<u>32,648</u>	<u>-7,166</u>
6	2225	9,735	-1,122	-20,411	<u>-1,043</u>	<u>-3,012</u>	<u>33,158</u>	<u>-7,354</u>
7	2225	6,761	13,706	-25,023	<u>3,128</u>	<u>-3,012</u>	<u>34,796</u>	<u>-13,508</u>
8	2225	6,981	-12,468	22,994	<u>-3,128</u>	<u>3,012</u>	<u>32,987</u>	<u>-11,889</u>
9	2225	10,199	1,433	22,283	<u>1,043</u>	<u>3,012</u>	<u>35,494</u>	<u>-8,181</u>
10	2225	10,398	207	20,026	0	<u>3,012</u>	<u>33,436</u>	<u>-6,425</u>
11	2225	10,636	58	20,440	0	<u>3,012</u>	<u>34,088</u>	<u>-6,473</u>
12	2225	10,087	100	19,976	0	<u>3,012</u>	<u>33,075</u>	<u>-6,702</u>
13	2225	10,188	-1,931	22,322	<u>-1,043</u>	<u>3,012</u>	<u>35,522</u>	<u>-8,218</u>
14	2225	6,975	12,601	23,071	<u>3,128</u>	<u>3,012</u>	<u>33,058</u>	<u>-11,948</u>

註) 曲げ戻し $p M_{my}$ の値は、張り間方向のため、 D_s 相当で0.4のときの値を採用最小 N_{min} の算出において、 N_{my} の値を D_s 相当0.4として算出

算出例 杭番号1の場合

$$N_{min} = 6,771 - 24,910 - \underline{3,012} = - \underline{13,420}$$

$$\text{ここで、} \underline{\quad} = 0.4 / 0.58 = 0.690$$

(本文 P.290)

表9.5 杭体の判定

杭 No.	杭径 (mm)	N_{max} (kN)	R_a (kN)	R_a / N_{max}	判定	N_{min} (kN)	R_a (kN)	R_a / N_{min} (kN)	判定
1	2225	34,693	36,800	1.06	O.K.	-13,420	16,280	1.21	O.K.
2	2225	33,162	36,800	1.11	O.K.	-7,343	16,280	2.22	O.K.
3	2225	32,781	36,800	1.12	O.K.	-7,185	16,280	2.27	O.K.
4	2225	33,030	36,800	1.11	O.K.	-7,253	16,280	2.24	O.K.
5	2225	32,648	36,800	1.13	O.K.	-7,166	16,280	2.27	O.K.
6	2225	33,158	36,800	1.11	O.K.	-7,354	16,280	2.21	O.K.
7	2225	34,796	36,800	1.06	O.K.	-13,508	16,280	1.21	O.K.
8	2225	32,987	36,800	1.12	O.K.	-11,889	16,280	1.37	O.K.
9	2225	35,494	36,800	1.04	O.K.	-8,181	16,280	1.99	O.K.
10	2225	33,436	36,800	1.10	O.K.	-6,425	16,280	2.53	O.K.
11	2225	34,088	36,800	1.08	O.K.	-6,473	16,280	2.52	O.K.
12	2225	33,075	36,800	1.11	O.K.	-6,702	16,280	2.43	O.K.
13	2225	35,522	36,800	1.04	O.K.	-8,218	16,280	1.98	O.K.
14	2225	33,058	36,800	1.11	O.K.	-11,948	16,280	1.36	O.K.

(本文 P.292)

表9.6 杭体のせん断終局強度 Q_{su} 等について

方向	杭 No.	位置	$b \times D$	主筋 p_t (%)	帯筋 p_w	M_m (kN·m) Q_m (kN)	N_m (kN)	Q_{su} (kN)	安全率	判定
桁行き	1	隅柱	1,950	14 - D 35	2 - D16@ 150	9,713	22,770	6,361	2.65	O.K.
		下部	1,950	0.371	0.00136	2,400	-9,228	3,705	1.54	O.K.
	2	中柱	1,950	10 - D 35	2 - D16@ 150	9,713	11,162	5,191	2.16	O.K.
		下部	1,950	0.265	0.00136	2,400	8,324	4,956	2.06	O.K.
張り間	1	隅柱	1,950	14 - D 35	2 - D16@ 150	12,950	34,693	7,351	2.30	O.K.
		下部	1,950	0.371	0.00136	3,200	-13,420	3,357	1.75	O.K.
	2	中柱	1,950	10 - D 35	2 - D16@ 150	12,950	33,162	7,018	2.19	O.K.
		下部	1,950	0.265	0.00136	3,200	-7,343	3,655	2.28	O.K.

註) 安全率: Q_{su} / Q_m

判定では、安全率1.3以上を確認する。

ただし、引張り軸力を受ける杭のせん断力 Q_m は、曲げ降伏時(桁行き方向: $D_s=0.3$ 、張り間方向: $D_s=0.4$ 軸力相当時)に杭に作用するせん断力とする。張り間、杭No.1: $0.24 / 0.4 \times 3,200 = 1,920$ (kN)張り間、杭No.2: $0.20 / 0.4 \times 3,200 = 1,600$ (kN)

また、杭保有水平耐力は、引張側の不足分を圧縮側の杭で負担させることにより

所定の D_s が確保されていることを確認する。張り間、杭No.1: $D_s = 0.4 \times (7,351 / 1.3 + 1,920) / (2 \times 3,200) = 0.47 > 0.40$ 張り間、杭No.2: $D_s = 0.4 \times (7,018 / 1.3 + 1,600) / (2 \times 3,200) = 0.44 > 0.40$

(本文 P.293)

表9.7 杭体の曲げ強度一覧

方向	位置	主筋 帯筋	M_m (kN·m)	N_m (kN)	M_u (kN·m)	M_u / M_m	判定
桁 行 き	隅柱	54 - D 35	9,713	22,770	37,168	3.83	O.K.
	下部	2 - D 16 @ 150		-9,228	11,324	1.17	*
	中柱	36 - D 35	9,713	11,162	22,750	2.34	O.K.
	下部	2 - D 16 @ 150		8,324	20,456	2.11	O.K.
張 り 間	隅柱	54 - D 35	12,950	34,693	42,937	3.32	O.K.
	下部	2 - D 16 @ 150		-13,420	7,656	0.59	*
	中柱	36 - D 35	12,950	33,162	35,866	2.77	O.K.
	下部	2 - D 16 @ 150		-7,343	6,507	0.50	*

註) 引張り軸力を受ける杭は曲げ降伏を許容する。

張り間方向隅柱下部では、 $D_s = 0.24$ ($0.59 \times 0.4 = 0.24$) 相当にて曲げ降伏強度に達する。

張り間方向中柱下部では、 $D_s = 0.20$ ($0.50 \times 0.4 = 0.20$) 相当にて曲げ降伏強度に達する。

(本文 P.294)

表9.9 Y1フレームの設計応力

		X4 左端	X5 右端	X5 左端	X6 右端	X6 左端	X7 右端
長期	M_L (kN·m)	305	300	298	339	352	119
	Q_L (kN)		244		251		227
		246		239		302	
地震時	M_E (kN·m)		4,611		3,827		10,339
			3,879		3,177		9,065
		3,951		3,857		4,657	
		3,219		3,207		3,383	
Q_E (kN)	1,331	1,331	1,182	1,182	2,316	2,316	
杭曲げ 戻し	M_P (kN·m)		6,777		6,777		13,553
			5,630		5,630		11,833
		6,777		6,777		6,777	
		5,630		5,630		5,057	
Q_P (kN)	2,085	2,085	2,085	2,085	3,128	3,128	
メカ時	M_m (kN·m)	9,154	9,809	9,135	9,146	8,792	21,017
		8,544	9,209	8,539	8,468	8,088	20,779
	Q_m (kN)	3,170	3,660	3,028	3,518	5,142	5,671
		3,662	3,172	3,506	3,016	5,746	5,217

註) 加力時および杭曲げ戻しの曲げモーメントについて

上段: 節点曲げモーメント

下段: フェースモーメントに換算

(本文 P.295)

表9.10 Y1フレームにおける基礎梁の曲げ強度算定(最小鉄筋量)

スパン	位置	断面	主筋	スラブ筋	M_u (kN・m)	M_L (kN・m)	M_M (kN・m)		判定
X4-X5	X4端上端	920 × 3,000	8 - D 41	16 - D 10	12.841	305	8.849	1.42	O.K.
	X4端下端		8 - D 41	-	11.879	-	8.849	1.38	O.K.
	X5端上端		8 - D 41	16 - D 10	12.841	300	9.509	1.32	O.K.
	X5端下端		8 - D 41	-	11.879	-	9.509	1.28	O.K.
X6-X7	X6端上端	1,040 × 3,000	8 - D 41	16 - D 10	12.841	352	8.440	1.48	O.K.
	X6端下端		8 - D 41	-	11.879	-	8.440	1.45	O.K.
	X7端上端		16 - D 41	16 - D 10	24.720	119	20.898	1.18	O.K.
	X7端下端		16 - D 41	-	23.758	-	20.898	1.14	O.K.

(本文 P.295)

表9.11 桁行き方向における基礎梁のせん断終局強度の算定

スパン	位置	断面	主筋 STP	M_m (kN・m)	Q_L (kN)	Q_{su} (kN)		判定
				Q_m (kN)	Q_M (kN)			
X4-X5	X4端	920 × 3,000	8 - D 41 4 - D 13 @ 150	9.154 3.662	246 3.416	6.845	1.93	O.K.
	X5端		8 - D 41 4 - D 13 @ 150	9.809 3.660	244 3.416			
X6-X7	X6端	1,040 × 3,000	8 - D 41 4 - D 13 @ 100	8.792 5.746	302 5.444	7.938	1.40	O.K.
	X7端		16 - D 41 4 - D 13 @ 100	21.017 5.671	227 5.444			

註) M_m : メカニズム時曲げモーメント
 Q_m : メカニズム時せん断力
 Q_L : 長期荷重時せん断力
 Q_M : 水平荷重時せん断力 (杭曲げ戻しを加算)
: せん断余裕率 ; $= (Q_{su} - Q_L) / Q_M$ の値で1.1以上を確保する。

(本文 P.296)

表9.12 各フレームの設計応力

		X1 フレーム		X2 フレーム	
		Y1 左端	Y2 右端	Y1 左端	Y2 右端
長期	M_L (kN・m)	3,233	3,233	4,680	4,680
	Q_L (kN)	2,694	2,694	3,900	3,900
加力時	M_E (kN・m)				
	Q_E (kN)				
杭曲げ 戻し	M_P (kN・m)	18.070 16.413	18.070 16.413	18.070 16.413	18.070 16.413
	Q_P (kN)	3,012	3,012	3,012	3,012
メカ時	M_m (kN・m)	19,646 13,180	19,646 13,180	21,093 11,733	21,093 11,733
	Q_m (kN)	318 5,706	5,706 318	-888 6,912	6,912 -888

註) 加力時および杭曲げ戻しの曲げモーメントについて
上段 : 節点曲げモーメント
下段 : フェースモーメントに換算

(本文 P.296)

表9.13 張り間方向における基礎梁の曲げ強度算定

フレーム	位置	断面	主筋	スラブ筋	M_u (kN・m)	M_L (kN・m)	M_M (kN・m)		判定
X1	Y1端上	1,000 × 3,000	12 - D 41	8 - D 10	<u>18,299</u>	<u>3,233</u>	<u>16,413</u>	<u>0.92</u>	N.G.
	Y1端下		10 - D 41	-	<u>14,849</u>	-	<u>16,413</u>	<u>1.10</u>	O.K.
X2	Y1端上	<u>1,150</u> × 3,000	12 - D 41	16 - D 10	<u>18,780</u>	<u>4,680</u>	<u>16,413</u>	<u>0.86</u>	N.G.
	Y1端下		10 - D 41	-	<u>14,849</u>	-	<u>16,413</u>	<u>1.19</u>	O.K.

註) 曲げ余力 = $\{(M_u - M_L) / M_M\}$ の値 1.1 を確保していない。主筋本数増加にて対応する。

(本文 P.296)

表9.14 張り間方向における基礎梁の曲げ強度の再検討(必要本数)

フレーム	位置	断面	主筋	スラブ筋	M_u (kN・m)	M_L (kN・m)	M_M (kN・m)		判定
X1	Y1端上	1,000 × 3,000	15 - D 41	8 - D 10	<u>22,754</u>	<u>3,233</u>	<u>16,413</u>	<u>1.19</u>	O.K.
	Y1端下		<u>10</u> - D 41	-	<u>14,849</u>	-	<u>16,413</u>	<u>1.10</u>	O.K.
X2	Y1端上	<u>1,150</u> × 3,000	<u>15</u> - D 41	16 - D 10	<u>23,235</u>	<u>4,680</u>	<u>16,413</u>	<u>1.13</u>	O.K.
	Y1端下		10 - D 41	-	<u>14,849</u>	-	<u>16,413</u>	<u>1.19</u>	O.K.

註) したがって、基礎梁の主筋本数は以下のように変更する。

(本文 P.296)

表9.15 張り間方向における基礎梁の断面および主筋本数

フレーム	断面	位置	端部	中央
X1	1,000×3,000	上端筋	15 - D41	11 - D41
		下端筋	<u>10</u> - D41	11 - D41
X2	<u>1,150</u> ×3,000	上端筋	<u>15</u> - D41	12 - D41
		下端筋	10 - D41	14 - D41

註) X2フレーム中央下端筋:1次設計の断面算定による。

(本文 P.297)

表9.16 張り間方向における基礎梁のせん断終局強度の算定

フレーム	位置	断面	主筋 STP	M_m (kN・m) Q_m (kN)	Q_L (kN) Q_M (kN)	Q_{su} (kN)		判定
X1	Y1端上端	1,000 × 3,000	15 - D 41 <u>3</u> - D 13 @ 150	<u>19,646</u> 5,706	<u>2,694</u> 3,012	<u>6,866</u>	<u>1.38</u>	O.K.
	Y1端下端		<u>10</u> - D 41 <u>3</u> - D 13 @ 150	<u>13,180</u> 318	<u>-2,694</u> 3,012	<u>3,781</u>	<u>2.15</u>	O.K.
X2	Y1端上端	<u>1,150</u> × 3,000	<u>15</u> - D 41 <u>3</u> - D 13 @ 150	<u>21,093</u> 6,912	<u>3,900</u> 3,012	<u>8,213</u>	<u>1.43</u>	O.K.
	Y1端下端		10 - D 41 <u>3</u> - D 13 @ 150	<u>11,733</u> 888	<u>-3,900</u> 3,012	<u>4,135</u>	<u>2.67</u>	O.K.