

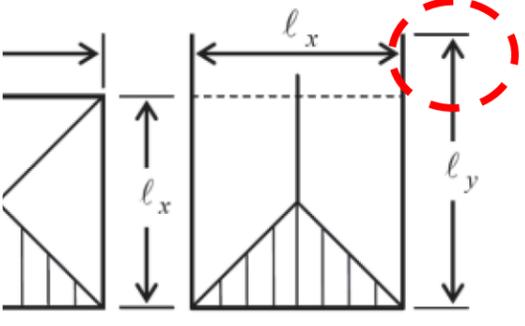
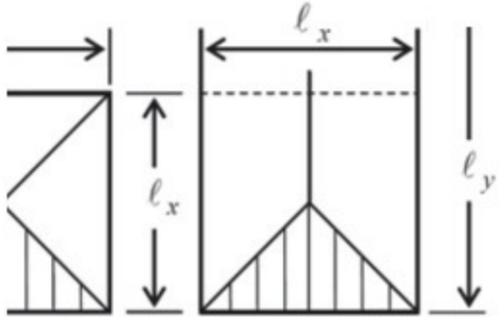
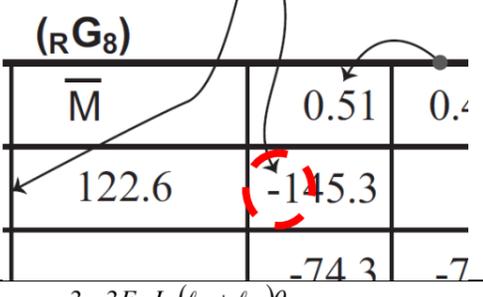
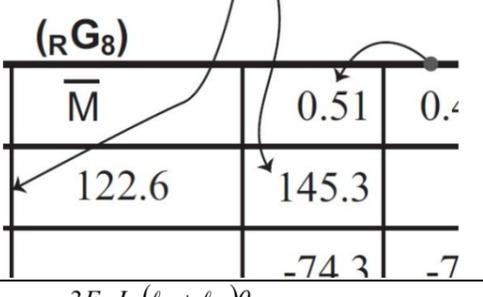
# 「ひとりで学べる RC 造建築物の構造計算演習帳【許容応力度計算編】」

## 正誤表（第1版1刷、2刷共通）

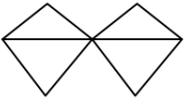
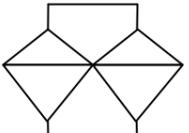
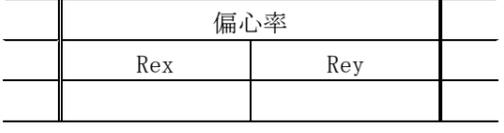
本書に誤り等がありましたので、以下に訂正いたします。

今後も追加される可能性がありますので最新の正誤表については、（一財）日本建築センターホームページ (<http://www.bcj.or.jp/>) からご確認下さい。

H25/6/13

該当箇所		誤	正	1刷	2刷																
頁	行																				
9	表 1.1-1	直接基礎 (GL-1,000 (mm) に支持地盤)	直接基礎 (GL-1,200 (mm) に支持地盤)	○	○																
30	梁の剛比表の単位	$K_0 = 1 \times 10^6 \text{ mm}^2$	$K_0 = 1 \times 10^6 \text{ mm}^3$	○	○																
35	図 2.2-3			○	○																
48	9行目	$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^n W_j}{\sum_{j=1}^n W_j}$	式の分母 $j=i \rightarrow j=1$ $\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^n W_j}{\sum_{j=1}^n W_j}$	○	対応済																
55	7行目	建築物の高さから、…	建築物の高さ ( $h=7.6\text{m}$ ) から、…	○	対応済																
67	図 3.4-5			○	○																
75	下から2行目	$R_C = \frac{3 \cdot 3E \cdot I_b (\ell_1 + \ell_2) \theta}{\ell_2^3}$	$R_C = \frac{3E \cdot I_b (\ell_1 + \ell_2) \theta}{\ell_2^3}$	○	対応済																
76	1行目	$\sum R_C (\ell_1 + \ell_2) = \left\{ \frac{3E \cdot I_b (\ell_1 + \ell_2)^2}{\ell_2^3} \right\} \theta$	$\sum R_C (\ell_1 + \ell_2) = \left\{ \frac{\sum 3E \cdot I_b (\ell_1 + \ell_2)^2}{\ell_2^3} \right\} \theta$	○	○																
	6行目	$M_{OT} = (\sum 3E \cdot K_0 \cdot K_{be} \cdot K_F) \theta$	$M_{OT} = (\sum 3E \cdot K_0 \cdot K_{be} + K_F) \theta$	○	○																
	10行目	$= \frac{M_{OT}}{Q_i \cdot h_i} \cdot \frac{12E \cdot K_0}{\sum 3E \cdot K_0 \cdot k_{be} \cdot K_F}$	$= \frac{M_{OT}}{Q_i \cdot h_i} \cdot \frac{12E \cdot K_0}{\sum 3E \cdot K_0 \cdot k_{be} + K_F}$	○	○																
80	8行目	…水平剛性で序した…	…水平剛性で除した…	○	○																
	11行目	$g_x = \frac{\sum N \cdot X}{\sum N}$	$g_x = \frac{\sum (N \cdot X)}{\sum N}$	○	対応済																
	12行目	$g_y = \frac{\sum N \cdot Y}{\sum N}$	$g_y = \frac{\sum (N \cdot Y)}{\sum N}$	○	対応済																
	15行目	$\ell_x = \frac{\sum K_y \cdot X}{\sum K_y}$	$\ell_x = \frac{\sum (K_y \cdot X)}{\sum K_y}$	○	対応済																
	16行目	$\ell_y = \frac{\sum K_x \cdot Y}{\sum K_x}$	$\ell_y = \frac{\sum (K_x \cdot Y)}{\sum K_x}$	○	対応済																
83	偏心率の表	<table border="1" style="margin: auto;"><tr><td></td><td colspan="2" style="text-align: center;">偏心率</td><td></td></tr><tr><td></td><td style="text-align: center;">Rex</td><td style="text-align: center;">Rey</td><td></td></tr></table>		偏心率				Rex	Rey		<table border="1" style="margin: auto;"><tr><td></td><td colspan="2" style="text-align: center;">偏心率</td><td></td></tr><tr><td></td><td style="text-align: center;">Rey</td><td style="text-align: center;">Rex</td><td></td></tr></table>		偏心率				Rey	Rex		○	対応済
	偏心率																				
	Rex	Rey																			
	偏心率																				
	Rey	Rex																			
84	3行目	$\alpha_{my} = 1 + (X - \ell_x) \cdot \sum D_y \cdot \frac{e_x}{K_R}$	$Q_n = \frac{D}{\sum D} \cdot Q$	○	対応済																

該当箇所		誤	正	1刷	2刷
頁	行				
	10、11行目	$\ell_x = \frac{\sum D_y \cdot X}{\sum D_y}$ $\ell_y = \frac{\sum D_x \cdot Y}{\sum D_x}$	$\ell_x = \frac{\sum (D_y \cdot X)}{\sum D_y}$ $\ell_y = \frac{\sum (D_x \cdot Y)}{\sum D_x}$	○	対応済
	16行目	16行目の後ろに文章を追加。	16行目の後ろに「なお、「±」の符号は、剛心と重心の位置関係から、変形の大きくなる構面で $\alpha_{nx}$ が1.0より大きくなるように定めます。設計例では、「+」となります。」を追加。	○	対応済
	18行目	$\alpha_{nx} = 1 + (Y - \ell_y) \cdot \sum D_x \cdot \frac{e_y}{K_R}$	$\alpha_{nx} = 1 \pm  Y - \ell_y  \cdot \sum D_x \cdot \frac{e_y}{K_R}$	○	対応済
	21行目	21行目の後ろに文章を追加。	21行目の後ろに「 $\alpha_{ny}$ の符号は、設計例では「+」となります。」を追加。	○	対応済
	22行目 23行目	$Q'_{nx} = \alpha_{nx} \cdot Q_{nx}$ $\alpha_{ny} = 1 + (X - \ell_x) \cdot \sum D_y \cdot \frac{e_x}{K_R}$	$Q'_{ny} = \alpha_{ny} \cdot Q_{ny}$ $\alpha_{ny} = 1 \pm  X - \ell_x  \cdot \sum D_y \cdot \frac{e_x}{K_R}$	○	対応済
87	最終行	$M_B = Q_n \cdot y \cdot h$	$M_B = Q_c \cdot y \cdot h$	○	○
90	最終行	$y_3$ を求める(最上階では $y_3=0$ )	$y_3$ を求める(最下階では $y_3=0$ )	○	対応済
104	最後から2行目	内端の $M_L=47$ (kN・m)	内端の $M_L=67$ (kN・m)	○	対応済
110	図5.2-7下方右側	$\Delta t = \frac{35.1 \times 10^6}{345 \times 5469}$	$\Delta t = \frac{35.0 \times 10^6}{345 \times 5469}$	○	○
113	6行目	$a = \dots$ ただし、 $1 \leq a \leq 2$	$a = \dots$ ただし、 $a \leq 1$ のとき、 $a=1$ $2 \leq a$ のとき、 $a=2$	○	○
114	コーヒー ブレイク 18行目	ここに、 $a = \dots$ かつ、梁なら $1 \leq a \leq 2$ 、柱なら $1 \leq a \leq 1.5$	ここに、 $a = \dots$ かつ、梁なら $1 \leq a \leq 2$ 、柱なら $1 \leq a \leq 1.5$	○	○
119	下から5行目	文字が重なっている。	$j = \frac{7}{8}d$ としてよい	○	対応済
126	13、14行目	は剛端域の応力を… 剛域端での曲げ…	は部材フェース位置や剛端域の応力を… 剛域端あるいはフェース位置での曲げ…	○	○
	18、19行目	$\lambda_1$ : 柱端部の剛域の長さ、 $M'$ : 柱の剛域端の設計用モーメント	$\lambda_1$ : 柱端部の剛域の長さ、あるいはフェースまでの距離 $M'$ : 柱の剛域端あるいはフェース位置での設計用モーメント	○	○
127	ポイント 題名	梁の主筋に関する…	柱の主筋に関する…	○	○
134	7行目	長期許容せん断力 $Q_{aL} = a \cdot f_s \cdot b \cdot j$	長期許容せん断力 $Q_{aL} = a \cdot f_s \cdot b \cdot j$ (ここでは、応力が充分小さいため 検討は省略します。)	○	対応済
	7行目	$Q_{aL} = a \cdot f_s \cdot b \cdot j$	$Q_{aL} = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ ( $a \rightarrow \alpha$ )	○	○
	8行目	ただし、 $a = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1}$ $1 \leq a \leq 2$	ここに、 $a = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1}$  ただし、 $a \leq 1$ のとき、 $a=1$ $2 \leq a$ のとき、 $a=2$	○	○
138	表左下部分	8本D22 $\Sigma A = 8 \times 387$ $= 3096 \text{ mm}^2$	削除	○	対応済
139	9行目	文字が途中から消えている。	…3,456(kN)であるので上式を用いて、	○	対応済
140	5、6、11、 20、21、22	$Sf_a$	$Lf_a$	○	対応済
141	10、13、14	$Sf_a$	$Lf_a$	○	対応済
149	4、5行目	$Q_{Dj} = C_{右} + T_{左} - \frac{Q_{CL} + Q_{CF}}{2}$ $= T_{右} + T_{左} - \frac{Q_{CL} + Q_{CF}}{2}$ (梁断面での力の釣り合い) $Q_c$ (上下柱のせん断力の平均)とする	最終ページに記載	○	対応済
153	表1行目	接合部形状係数 $K_A$	接合部形状係数 $\kappa_A$	○	○
	表1行目	$\xi = \frac{j}{H(1-D/L)}$	$\xi = \frac{j}{H(1-D/L)}$	○	○
	表中の図			○	対応済
154	ポイント	図7.4-1 (p.151)	図7.4-1 (p.153)	○	対応済

該当箇所		誤	正	1刷	2刷																																																																																																																																																				
頁	行																																																																																																																																																								
	5行目																																																																																																																																																								
165	ポイント内	黒生博士	黒正博士	○	○																																																																																																																																																				
175	表 8.4-10	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="13">2階</th> </tr> <tr> <th>方向</th> <th>Q</th> <th>Σ D</th> <th>Q/Σ D (kN)</th> <th>ラーメン</th> <th>柱</th> <th>D</th> <th><math>\frac{\alpha x}{\alpha y}</math></th> <th>Qc (kN)</th> <th>y</th> <th>h</th> <th>yh</th> <th>(1-γ)h (m)</th> <th>M<sub>B</sub> (kNm)</th> <th>M<sub>T</sub> (kNm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">y</td> <td rowspan="4">166</td> <td rowspan="4">43.63</td> <td rowspan="4">3.81</td> <td rowspan="2">X<sub>3</sub>, X<sub>2</sub></td> <td>C<sub>1</sub></td> <td>1.17</td> <td>1.00</td> <td>4.47</td> <td>0.45</td> <td>3.47</td> <td>1.56</td> <td>1.91</td> <td>7.0</td> <td>8.5</td> </tr> <tr> <td>C<sub>2</sub></td> <td>1.29</td> <td></td> <td>4.93</td> <td>0.45</td> <td>3.47</td> <td>1.56</td> <td>1.91</td> <td>7.7</td> <td>9.4</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub></td> <td>C<sub>4</sub></td> <td>1.79</td> <td>1.00</td> <td>6.08</td> <td>0.45</td> <td>3.47</td> <td>1.56</td> <td>1.91</td> <td>10.6</td> <td>13.0</td> </tr> <tr> <td>C<sub>5</sub></td> <td>1.21</td> <td></td> <td>4.59</td> <td>0.45</td> <td>3.47</td> <td>1.56</td> <td>1.91</td> <td>7.2</td> <td>8.8</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="13">1階</th> </tr> <tr> <th>方向</th> <th>Q</th> <th>Σ D</th> <th>Q/Σ D (kN)</th> <th>ラーメン</th> <th>柱</th> <th>D</th> <th><math>\frac{\alpha x}{\alpha y}</math></th> <th>Qc (kN)</th> <th>y</th> <th>h</th> <th>yh</th> <th>(1-γ)h (m)</th> <th>M<sub>B</sub> (kNm)</th> <th>M<sub>T</sub> (kNm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">y</td> <td rowspan="4">280</td> <td rowspan="4">84.41</td> <td rowspan="4">3.32</td> <td rowspan="2">X<sub>3</sub>, X<sub>2</sub></td> <td>C<sub>1</sub></td> <td>1.49</td> <td>1.00</td> <td>4.96</td> <td>0.60</td> <td>4.05</td> <td>2.43</td> <td>1.82</td> <td>12.0</td> <td>8.0</td> </tr> <tr> <td>C<sub>2</sub></td> <td>1.57</td> <td></td> <td>5.22</td> <td>0.55</td> <td>4.05</td> <td>2.23</td> <td>1.82</td> <td>11.6</td> <td>9.5</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub></td> <td>C<sub>4</sub></td> <td>1.89</td> <td>1.00</td> <td>6.26</td> <td>0.55</td> <td>4.05</td> <td>2.23</td> <td>1.82</td> <td>14.0</td> <td>11.4</td> </tr> <tr> <td>C<sub>5</sub></td> <td>1.52</td> <td></td> <td>5.03</td> <td>0.60</td> <td>4.05</td> <td>2.43</td> <td>1.82</td> <td>12.2</td> <td>8.1</td> </tr> </tbody> </table>	2階													方向	Q	Σ D	Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	$\frac{\alpha x}{\alpha y}$	Qc (kN)	y	h	yh	(1-γ)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)	y	166	43.63	3.81	X <sub>3</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	1.17	1.00	4.47	0.45	3.47	1.56	1.91	7.0	8.5	C <sub>2</sub>	1.29		4.93	0.45	3.47	1.56	1.91	7.7	9.4	X <sub>1</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>4</sub>	1.79	1.00	6.08	0.45	3.47	1.56	1.91	10.6	13.0	C <sub>5</sub>	1.21		4.59	0.45	3.47	1.56	1.91	7.2	8.8	1階													方向	Q	Σ D	Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	$\frac{\alpha x}{\alpha y}$	Qc (kN)	y	h	yh	(1-γ)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)	y	280	84.41	3.32	X <sub>3</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	1.49	1.00	4.96	0.60	4.05	2.43	1.82	12.0	8.0	C <sub>2</sub>	1.57		5.22	0.55	4.05	2.23	1.82	11.6	9.5	X <sub>1</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>4</sub>	1.89	1.00	6.26	0.55	4.05	2.23	1.82	14.0	11.4	C <sub>5</sub>	1.52		5.03	0.60	4.05	2.43	1.82	12.2	8.1	最終ページに記載	○	対応済
2階																																																																																																																																																									
方向	Q	Σ D	Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	$\frac{\alpha x}{\alpha y}$	Qc (kN)	y	h	yh	(1-γ)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)																																																																																																																																											
y	166	43.63	3.81	X <sub>3</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	1.17	1.00	4.47	0.45	3.47	1.56	1.91	7.0	8.5																																																																																																																																											
					C <sub>2</sub>	1.29		4.93	0.45	3.47	1.56	1.91	7.7	9.4																																																																																																																																											
				X <sub>1</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>4</sub>	1.79	1.00	6.08	0.45	3.47	1.56	1.91	10.6	13.0																																																																																																																																											
					C <sub>5</sub>	1.21		4.59	0.45	3.47	1.56	1.91	7.2	8.8																																																																																																																																											
1階																																																																																																																																																									
方向	Q	Σ D	Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	$\frac{\alpha x}{\alpha y}$	Qc (kN)	y	h	yh	(1-γ)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)																																																																																																																																											
y	280	84.41	3.32	X <sub>3</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	1.49	1.00	4.96	0.60	4.05	2.43	1.82	12.0	8.0																																																																																																																																											
					C <sub>2</sub>	1.57		5.22	0.55	4.05	2.23	1.82	11.6	9.5																																																																																																																																											
				X <sub>1</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>4</sub>	1.89	1.00	6.26	0.55	4.05	2.23	1.82	14.0	11.4																																																																																																																																											
					C <sub>5</sub>	1.52		5.03	0.60	4.05	2.43	1.82	12.2	8.1																																																																																																																																											
175	下から8行目	$M_B = Q_i \cdot h_i \cdot \frac{1}{D_R} \times k_{be}$	$M_B = Q_i \cdot h_i \cdot \frac{1}{D_R} \times \frac{k_{be}}{4}$	○	対応済																																																																																																																																																				
176	1行目	一般解	一般階	○	対応済																																																																																																																																																				
189	図 9.3-4 中一番下	周辺は応力を半分にして良い	縁部は応力を半分にして良い	○	対応済																																																																																																																																																				
192	図 9.3-5	d (mm)	d	○	対応済																																																																																																																																																				
		at	a <sub>t</sub>	○	対応済																																																																																																																																																				
		195N/ (mm <sup>2</sup> )	195 (N/mm <sup>2</sup> )	○	○																																																																																																																																																				
198	基礎の図の右側の計算	$N = N' + W' = N + 30 \times A$ $A \times fe = N' + W' = \dots$ $A = N' / (\dots)$ $W = 30 \times A = 30 \times N' / \dots$ $= 30 \times 292 / \dots$	$N' = N + W' = N + 30 \times A$ $A \times fe = N + W' = \dots$ $A = N / (\dots)$ $W = 30 \times A = 30 \times N / \dots$ $= 30 \times 293 / \dots$	○	○																																																																																																																																																				
199	下から2行目	式が途中から消えている	$Q_F = \sigma' \times l' \times h$	○	○																																																																																																																																																				
218	2行目	…構造計算基準	…構造計算規準	○	対応済																																																																																																																																																				
223	X1, X2 ラーメンの梁 G10 の床荷重状態	A床 	A床 	○	○																																																																																																																																																				
223	X1, X2 ラーメンの梁 G8 の床荷重状態	A床 	A床 	○	○																																																																																																																																																				
229	下から11行目	$T = 0.02h = 0.02 \times (0.3 + 3.8 + 3.5) = 0.152 \text{ s}$	$T = 0.02h = 0.02 \times 7.6 = 0.152 \text{ s}$	○	対応済																																																																																																																																																				
238	解答 演習シート 13			○	対応済																																																																																																																																																				
253	1c5 x方向柱高さ	3785	3760	○	○																																																																																																																																																				
	演習シート p.18 演習シート 13			○	対応済																																																																																																																																																				

(梁断面での力の釣合い)

$$Q_{Dj} = T_{左} + C_{右} - \frac{Q_{c上} + Q_{c下}}{2}$$

$$= T_{左} + T_{右} - \frac{Q_{c上} + Q_{c下}}{2}$$

→  $Q_c$  (上下柱のせん断力の平均) とする

		2階													
方向	Q	Σ D	Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	α x		Qc (kN)	y	h	yh	(1-y)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)
							α x	α y							
y	166	10.92	3.81	X <sub>0</sub> , X <sub>3</sub>	C <sub>1</sub>	1.17	1.00		17.85	0.45	3.47	1.56	1.91	27.9	34.1
					C <sub>2</sub>	1.29			19.69	0.45	3.47	1.56	1.91	30.8	37.6
				X <sub>1</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>4</sub>	1.79	1.00		27.15	0.45	3.47	1.56	1.91	42.4	51.8
					C <sub>6</sub>	1.21			18.34	0.45	3.47	1.56	1.91	28.6	35.0

		1階													
方向	Q	Σ D	Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	α x		Qc (kN)	y	h	yh	(1-y)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)
							α x	α y							
y	280	12.95	3.32	X <sub>0</sub> , X <sub>3</sub>	C <sub>1</sub>	1.49	1.00		32.32	0.60	4.05	2.43	1.62	78.5	52.4
					C <sub>2</sub>	1.57			34.05	0.55	4.05	2.23	1.82	75.8	62.1
				X <sub>1</sub> , X <sub>2</sub>	C <sub>4</sub>	1.89	1.00		40.83	0.55	4.05	2.23	1.82	91.0	74.4
					C <sub>6</sub>	1.52			32.78	0.60	4.05	2.43	1.62	79.7	53.1

# 「ひとりで学べる RC 造建築物の構造計算演習帳【許容応力度計算編】」

## 正誤表（第1版3刷）

本書に誤り等がありましたので、以下に訂正いたします。

今後も追加される可能性がありますので最新の正誤表については、（一財）日本建築センターホームページ (<http://www.bcj.or.jp/>) からご確認下さい。

H25/10/31

該当箇所		誤	正																																																																																																																		
頁	行																																																																																																																				
35	図 2.2-3	$\omega$ (オメガ)	$w'$ (ダブルユ・ダッシュ)																																																																																																																		
36	図 2.2-4																																																																																																																				
38	図の上方	床単位荷重 $\frac{C}{w} \times W$	床単位荷重 $\frac{C}{w} \times w'$																																																																																																																		
122	図 5.4-4	$0 \times \frac{150 \times 3}{150 \times 3} + 0.3 \times \left( \frac{110 + 25.2}{22} \right) + 0.4$	$0 \times \frac{150 \times 3}{150 \times 3} + 0.3 \times \left( \frac{110 + 25.4}{22} \right) + 0.4$																																																																																																																		
140	10 行目	$j = \frac{8}{7}d$	$j = \frac{7}{8}d$																																																																																																																		
143	図下部	<p>2階 上下の梁がD=800mmの場合は、 <math>ld = \{3470 - 800 / 2 - 800 / 2\} / 2 = 1335 \text{ mm}</math> 上下の梁がD=700mmの場合は、 <math>ld = \{3470 - 700 / 2 - 700 / 2\} / 2 = 1385 \text{ mm}</math></p>	<p>2階 上下の梁がD=800mmの場合は、 <math>ld = \{3470 - 800 / 2 - 800 / 2\} / 2 = 1335 \text{ mm}</math> 上下の梁がD=700mmの場合は、 <math>ld = \{3470 - 700 / 2 - 700 / 2\} / 2 = 1385 \text{ mm}</math></p>																																																																																																																		
227	C6	<p>2.06→2.09、17.7→17.9、251.5→251.7、251→252、638→639</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">C<sub>6</sub></th> <th colspan="5">Wの計算</th> <th rowspan="2">N=ΣW (kN)</th> </tr> <tr> <th>荷重種別</th> <th>単位荷重 (kN/m<sup>2</sup>), (kN/m)</th> <th>面積、長さの計算</th> <th>面積(m<sup>2</sup>)、 長さ(m)</th> <th>W (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="6">2階</td> <td>屋根床</td> <td>5.8</td> <td>6.0m × (8.0/2+0.4/2)m</td> <td>25.20</td> <td>146.2</td> <td rowspan="6" style="text-align: center; vertical-align: middle;">252</td> </tr> <tr> <td>小梁</td> <td>3.0</td> <td>(6.0-0.4)/2/2*2</td> <td>2.80</td> <td>8.4</td> </tr> <tr> <td>梁x</td> <td>5.5</td> <td>(6.0-0.6)m</td> <td>5.40</td> <td>29.7</td> </tr> <tr> <td>梁y</td> <td>6.4</td> <td>(8.0/2-0.6/2)m</td> <td>3.70</td> <td>23.7</td> </tr> <tr> <td>パラペット</td> <td>4.3</td> <td>6.0m</td> <td>6.00</td> <td>25.8</td> </tr> <tr> <td>柱(2階)</td> <td>8.6</td> <td>(3.47/2+0.7/2)m</td> <td>2.09</td> <td>17.9</td> </tr> <tr> <td colspan="5"></td> <td style="text-align: center;">251.7</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="6">1階</td> <td>2階床</td> <td>5.8</td> <td>6.0m × (8.0/2+0.4/2)m</td> <td>25.20</td> <td>146.2</td> <td rowspan="6" style="text-align: center; vertical-align: middle;">501</td> </tr> <tr> <td>小梁</td> <td>3.0</td> <td>(6.0-0.4)/2/2*2</td> <td>2.80</td> <td>8.4</td> </tr> <tr> <td>梁x</td> <td>5.5</td> <td>(6.0-0.6)m</td> <td>5.40</td> <td>29.7</td> </tr> <tr> <td>梁y</td> <td>6.4</td> <td>(8.0/2-0.6/2)m</td> <td>3.70</td> <td>23.7</td> </tr> <tr> <td>外壁</td> <td>1.7</td> <td>(6.0-0.6)</td> <td>5.40</td> <td>9.2</td> </tr> <tr> <td>柱(2,1階)</td> <td>8.6</td> <td>(3.47+4.05)/2</td> <td>3.76</td> <td>32.3</td> </tr> <tr> <td colspan="5"></td> <td style="text-align: center;">249.5</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="3">基礎</td> <td>柱(1階)</td> <td>8.6</td> <td>(4.05/2+1.2/2)</td> <td>2.63</td> <td>22.6</td> <td rowspan="3" style="text-align: center; vertical-align: middle;">639</td> </tr> <tr> <td>基礎梁</td> <td>11.5</td> <td>(6.0-0.6)+(8.0/2-0.6/2)</td> <td>9.10</td> <td>104.7</td> </tr> <tr> <td>外壁</td> <td>1.9</td> <td>(6.0-0.6)</td> <td>5.40</td> <td>10.3</td> </tr> <tr> <td colspan="5"></td> <td style="text-align: center;">137.5</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		C <sub>6</sub>	Wの計算					N=ΣW (kN)	荷重種別	単位荷重 (kN/m <sup>2</sup> ), (kN/m)	面積、長さの計算	面積(m <sup>2</sup> )、 長さ(m)	W (kN)	2階	屋根床	5.8	6.0m × (8.0/2+0.4/2)m	25.20	146.2	252	小梁	3.0	(6.0-0.4)/2/2*2	2.80	8.4	梁x	5.5	(6.0-0.6)m	5.40	29.7	梁y	6.4	(8.0/2-0.6/2)m	3.70	23.7	パラペット	4.3	6.0m	6.00	25.8	柱(2階)	8.6	(3.47/2+0.7/2)m	2.09	17.9						251.7		1階	2階床	5.8	6.0m × (8.0/2+0.4/2)m	25.20	146.2	501	小梁	3.0	(6.0-0.4)/2/2*2	2.80	8.4	梁x	5.5	(6.0-0.6)m	5.40	29.7	梁y	6.4	(8.0/2-0.6/2)m	3.70	23.7	外壁	1.7	(6.0-0.6)	5.40	9.2	柱(2,1階)	8.6	(3.47+4.05)/2	3.76	32.3						249.5		基礎	柱(1階)	8.6	(4.05/2+1.2/2)	2.63	22.6	639	基礎梁	11.5	(6.0-0.6)+(8.0/2-0.6/2)	9.10	104.7	外壁	1.9	(6.0-0.6)	5.40	10.3						137.5	
C <sub>6</sub>	Wの計算					N=ΣW (kN)																																																																																																															
	荷重種別	単位荷重 (kN/m <sup>2</sup> ), (kN/m)	面積、長さの計算	面積(m <sup>2</sup> )、 長さ(m)	W (kN)																																																																																																																
2階	屋根床	5.8	6.0m × (8.0/2+0.4/2)m	25.20	146.2	252																																																																																																															
	小梁	3.0	(6.0-0.4)/2/2*2	2.80	8.4																																																																																																																
	梁x	5.5	(6.0-0.6)m	5.40	29.7																																																																																																																
	梁y	6.4	(8.0/2-0.6/2)m	3.70	23.7																																																																																																																
	パラペット	4.3	6.0m	6.00	25.8																																																																																																																
	柱(2階)	8.6	(3.47/2+0.7/2)m	2.09	17.9																																																																																																																
					251.7																																																																																																																
1階	2階床	5.8	6.0m × (8.0/2+0.4/2)m	25.20	146.2	501																																																																																																															
	小梁	3.0	(6.0-0.4)/2/2*2	2.80	8.4																																																																																																																
	梁x	5.5	(6.0-0.6)m	5.40	29.7																																																																																																																
	梁y	6.4	(8.0/2-0.6/2)m	3.70	23.7																																																																																																																
	外壁	1.7	(6.0-0.6)	5.40	9.2																																																																																																																
	柱(2,1階)	8.6	(3.47+4.05)/2	3.76	32.3																																																																																																																
					249.5																																																																																																																
基礎	柱(1階)	8.6	(4.05/2+1.2/2)	2.63	22.6	639																																																																																																															
	基礎梁	11.5	(6.0-0.6)+(8.0/2-0.6/2)	9.10	104.7																																																																																																																
	外壁	1.9	(6.0-0.6)	5.40	10.3																																																																																																																
					137.5																																																																																																																
228	上図 Y <sub>2</sub> -X <sub>1</sub> Y <sub>2</sub> -X <sub>2</sub> の軸力	251	252																																																																																																																		
229	2. 地震層せん断力	設計用1次固有周期 T=0.02h=0.02×7.6=0.152 s	設計用1次固有周期 T=0.02h=0.02×7.57=0.152 s																																																																																																																		

第1章  
一般事項

第2章  
準備計算

第3章  
鉛直荷重時応力の算定

第4章  
水平荷重時応力の算定

第5章  
大梁の断面算定

第6章  
柱の断面算定

第7章  
柱梁接合部の設計

第8章  
耐震壁の断面算定

第9章  
小梁と床スラブの設計

第10章  
基礎の設計

第11章  
配筋の詳細

# 第8章

### 8.4.1 柱の軸方向力

耐震壁の仕上げには、「モルタル 30 (mm) + プラスター 20 (mm)」を想定し、面積あたりの仕上げ重量を 1.0 (kN/m<sup>2</sup>) として参入します。また、耐震壁の重量は、階高の中央を境に、上半分は上階の梁が、下半分は下階の梁が支持するものとして計算します。各柱の軸力一覧を図 8.4-3 に示します。壁回りの柱の軸力が増加しているのが分かります。

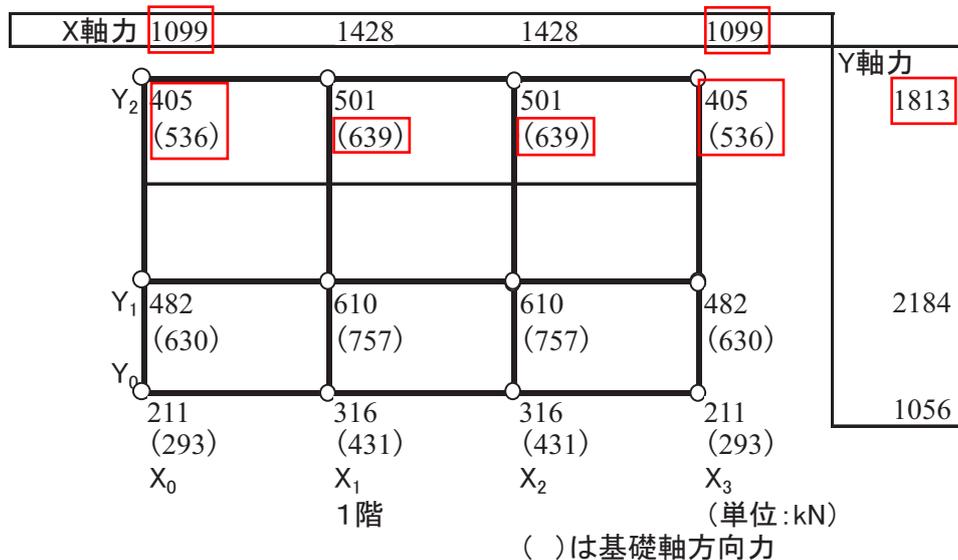
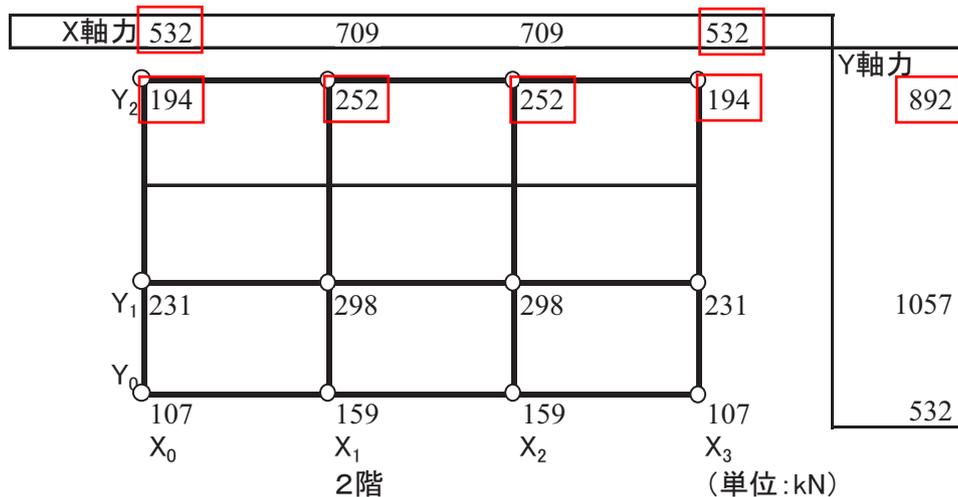


図 8.4-3 柱軸力一覧

### 8.4.2 各階の重量と設計用地震層せん断力

各階で 2 枚の耐震壁が増えた分を考慮して、各階の重量を再計算します。求めた各階重量を表 8.4-1 に、設計用地震層せん断力を表 8.4-2 に示します。

$$\beta = 1 - 1.25r_0$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{h_0 \cdot \ell_0}{h \cdot \ell}}$$

により、計算します。

開口は2階にのみあります。2階のせん断剛性低下率は、

$$\beta = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{1 \times 2}{3.47 \times 8}} = 1 - 1.25 \times 0.27 = 0.66$$

となります。なお、1階には開口がないので、ここでは $\beta = 1$ としますが、別途、作用しているせん断応力度に応じてせん断剛性を低下させる方法もあります。

各階の耐震壁の $1/D_s$  ( $= \frac{33K_0}{\beta \cdot A_w \cdot h_i}$ ) を表 8.4-3 に示します。2階の耐震壁では、開口部分は壁面積から引いています。

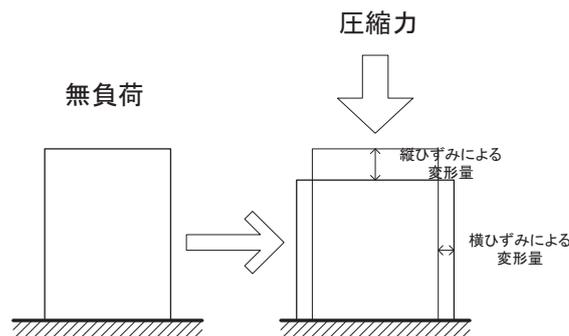
表 8.4-3 せん断変形に対する D 値 :  $D_s$

階	$\beta$	$A_w$ ( $\times 10^6 \text{ mm}^2$ )	h (mm)	$33K_0/(\beta A_w h)$ ( $\times 10^{-6}$ )
2	0.66	1.44	3470	9939
1	1.00	1.44	4050	5658

## コーヒープレイク

物体に一方方向の垂直応力を加えた場合、その垂直応力によって生じる縦ひずみと、応力と直交方向の横ひずみの比は、フックの法則が成り立つ範囲では一定となります。この、縦ひずみの横ひずみに対する比をポアソン数  $m$  と呼びます。ポアソン数の逆数をポアソン比と呼びます。ポアソン数はコンクリートでは 5 以上の値を取ります。

$$\frac{\text{縦ひずみ}}{\text{横ひずみ}} = m$$



② 耐震壁の基礎回転及び境界梁の曲げ戻しによる変形に対する D 値 :  $D_R$

$D_R$  は、第 4 章でも述べたとおり、式 8.4-2 で求めます。

$$\frac{1}{D_R} = \frac{M_{OT}}{Q_i \cdot h_i} \cdot \frac{1}{\frac{\sum k_{be}}{4} + \frac{K_F}{12E \cdot K_0}} \quad 8.4-2$$

まず  $\sum k_{be}$  は、壁にとりつく梁の有効剛比で、本耐震壁モデルプランの場合、基礎から屋上階までの G7 が相当します。各梁の有効剛比  $k_{be}$  は、次式で計算できます。

$$k_{be} = \frac{I_b}{(1-\lambda)^3 (\ell_1 + \ell_2) K_0} = \frac{\ell_b}{(1-\lambda)^3 (\ell_1 + \ell_2)} \cdot \frac{I_b}{\ell_b \cdot K_0} = \frac{\ell_b}{(1-\lambda)^3 (\ell_1 + \ell_2)} \cdot k_b$$

ここで、 $\ell_1$  は壁の長さの半分、 $\ell_2$  は梁の壁端から反曲点までの長さで、ここでは、梁の長さ  $\ell_b$  に対して、 $\ell_2 = 0.75 \ell_b$  とします。 $\lambda = \frac{\ell_1}{\ell_1 + \ell_2}$  です。 $L_{BE} = \ell_1 + \ell_2$  とおくと、各梁の有効剛比は、表 8.4-4 のように計算できます。

表 8.4-4 各梁の有効剛比

階	梁の剛比 $k_b$	壁 L (m)	梁 L(m)	梁反曲点長さ比	$L_{BE}$ (m)	$\lambda$	$k_{bE}$ ( $\times k_b$ )	$k_{bE}$
R	3.3	8	4	0.75	7	0.57	7.26	23.6
2	3.3	8	4	0.75	7	0.57	7.26	23.6
F	7.2	8	4	0.75	7	0.57	7.26	52.3

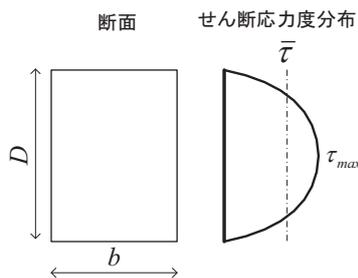
コーヒブレイク

せん断力  $Q$  が  $b \times D$  の大きさの断面に作用しているとき、平均せん断応力度  $\bar{\tau}$  は、

$$\bar{\tau} = \frac{Q}{b \cdot D}$$

となります。しかし、実際には下図のように、矩形断面の場合は、端部ではせん断応力度は 0 となり、中央部で最大のせん断応力度  $\tau_{max}$  となります。形状係数  $K$  は、この  $\tau_{max}$  と  $\bar{\tau}$  の比となります。例えば矩形断面では 3/2、円形断面では 4/3 となります。

$$K = \frac{\tau_{max}}{\bar{\tau}}$$



よって、 $\Sigma k_{be} = 23.6 + 23.6 + 52.3 = 99.5$  となります。

memo

一方、基礎の回転に対する剛性  $K_F$  は、第4章で示したとおり、次式で求めることができます。

$$K_F = \frac{k \cdot A_F \cdot L^2}{2}$$

ここで、 $k$  は動的地盤反力係数で、地盤調査の結果から求めることができます。ここでは、仮に  $k = 0.021$  (N/mm<sup>2</sup>) とします。 $A_F$  は耐震壁の側柱下のフーチング面積で、ここでは  $2.4$  (m)  $\times$   $2.4$  (m) と仮定し、 $5,760,000$  (mm<sup>2</sup>) を用います。 $L$  は壁の長さで  $8$  (m) の為、

$$K_F = \frac{0.021 \times 5,760,000 \times 8,000^2}{2} = 3.87 \times 10^{12}$$

となります。 $E = 22,668$  (N/mm<sup>2</sup>)、 $K_0 = 10^6$  を用いて、

$$\frac{K_F}{12EK_0} = \frac{3.87 \times 10^{12}}{12 \times 22,668 \times 10^6} = 14.2$$

となります。

最後に、 $\frac{M_{OT}}{Q_i \cdot h_i}$  を求める必要があります。2階建ての本耐震壁モデルプランにおいて、耐震壁に作用する地震力を図8.4-5に示すように等分布と仮定すると、各階の層せん断力は、それぞれ  $Q_1 = 2P$ 、 $Q_2 = P$  と表せます。耐震壁脚部の転倒モーメント  $M_{OT}$  は、それぞれの層せん断力にそれぞれの階高を掛けたものの合計、 $\Sigma Q_i \cdot h_i$  となります。

$$Q_2 \cdot h_2 = P \times 3,470$$

$$Q_1 \cdot h_1 = 2P \times 4,050 = P \times 8,100$$

となるため、

$$M_{OT} = P \times 3,470 + P \times 8,100 = 11,570P$$

となります。

例えば、2階の  $1/D_R$  を計算してみると、

$$\frac{1}{D_R} = \frac{M_{OT}}{Q_i \cdot h_i} \cdot \frac{1}{\frac{\Sigma k_{be}}{4} + \frac{K_F}{12E \cdot K_0}} = \frac{11,570P}{3,470P} \cdot \frac{1}{\frac{198.9}{4} + 14.2} = 0.052$$

となります。

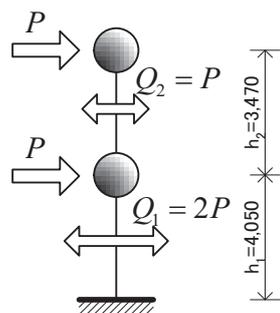


図 8.4-5 耐震壁に作用する地震力と層せん断力

③ 耐震壁の D 値

以上の結果を表にまとめると、表 8.4-5 に示すように、2 階の耐震壁の D 値は

10.5、1 階の耐震壁の D 値は 23.7 となります。

表 8.4-5 各階の壁の D 値

階	h (mm)	Q (kN)	Q・h (kN・mm)	M <sub>OT</sub> /(Q・h)	1/D <sub>s</sub> (×10 <sup>-6</sup> )	1/D <sub>R</sub> (×10 <sup>-6</sup> )	1/D (×10 <sup>-6</sup> )	D
2	3470	1P	3470P	3.33	9939	85272	95211	10.5
1	4050	2P	8100P	1.43	5658	36530	42188	23.7

8.4.5 剛性率、偏心率とねじれ補正係数

表 8.4-6 に変形角と剛性率を示します。特に Y 方向では、耐震壁を配したため、変形角が非常に小さくなっていることが分かります。表 8.4-7 には、各階の偏心率を示します。耐震壁を Y 方向に配したため、ねじれ剛性が大きくなり、その結果 X 方向の偏心率も改善されていることが分かります。そのため、表 8.4-8 に示すねじれ補正係数も、耐震壁がない場合に比べて小さくなっています。このように、耐震壁は D 値が大きいと、偏心に大きな影響を与えます。そのため、耐震壁のバランスの良い配置が肝要となります。

表 8.4-6 変形角と剛性率

方向	階	Σ D	構造階高 h (m)	スラブ天端間階高 h' (m)	12EKo/h <sup>2</sup> (kN/mm)	Σ D × 12EKo/h <sup>2</sup> (kN/mm)	Q (kN)	δ (mm)	変形角 δ / h'	r <sub>s</sub> r <sub>save</sub>	Rs
X	2	15.01	3.47	3.47	22.6	340	554	1.63	4.70E-04	2129	1.26
	1	18.52	4.05	3.80	16.6	308	933	3.03	7.98E-04	1253	0.74
	平均									1691	
Y	2	31.93	3.47	3.47	22.6	722	554	0.77	2.21E-04	4527	1.05
	1	60.35	4.05	3.80	16.6	1002	933	0.93	2.45E-04	4081	0.95
	平均									4304	

表 8.4-7 各階の偏心率

階	重心 (m)		剛心 (m)		偏心距離 (m)		ねじれ剛性 K <sub>R</sub>	弾力半径		偏心率		Fe	
	g <sub>x</sub>	g <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	e <sub>x</sub> = g <sub>x</sub> -L <sub>x</sub>	e <sub>y</sub> = g <sub>y</sub> -L <sub>y</sub>		r <sub>ex</sub>	r <sub>ey</sub>	R <sub>ex</sub>	R <sub>ey</sub>	X方向	Y方向
2	9.0	6.0	9.0	5.3	0.00	0.73	2330	8.5	12.5	0.00	0.06	1	1
1	9.0	6.0	9.0	5.3	0.00	0.73	4625	8.5	15.8	0.00	0.05	1	1

表 8.4-8 ねじれ補正係数

階	偏心方向 (構面方向)	構面	X0Y0交点からの 距離 X, Y (m)	Lx, Ly (m)	X-Lx Y-Ly	ex, ey	K <sub>R</sub>	Σ D	α <sub>nx</sub> , α <sub>ny</sub>	α <sub>nx</sub> , α <sub>ny</sub>
2	X (Y)	X0	0	9.00	-9.0	0.00	2330.1	31.93	1.00	1.00
		X1	6		-3.0				1.00	1.00
		X2	12		3.0				1.00	1.00
		X3	18		9.0				1.00	1.00
	Y (X)	Y0	0	5.29	-5.3	0.73		15.01	0.98	1.00
		Y1	4		-1.3				0.99	1.00
		Y2	12		6.7				1.03	1.03
1	X (Y)	X0	0	9.00	-9.0	0.00	4624.6	60.35	1.00	1.00
		X1	6		-3.0				1.00	1.00
		X2	12		3.0				1.00	1.00
		X3	18		9.0				1.00	1.00
	Y (X)	Y0	0	5.31	-5.3	0.73		18.52	0.99	1.00
		Y1	4		-1.3				1.00	1.00
		Y2	12		6.7				1.02	1.02

### 8.4.6 水平荷重時応力

memo

ここでは、耐震壁のある Y 方向について検討を行います。柱と耐震壁の D 値の合計は、各階で表 8.4-9 に示すようになっています。

表 8.4-9 柱と耐震壁の水平力負担

階	D値の合計		D値の比率		設計用比率	
	柱	壁	柱	壁	柱	壁
2	10.92	21.01	0.34	0.66	0.34	0.66
1	12.95	47.41	0.21	0.79	0.30	0.79

#### ① 柱の負担する応力

表 8.4-10 に柱の負担するせん断力とモーメントを示します。柱の D 値及び反曲点高さ比  $\gamma$  は、ともに耐震壁がない場合と同じです。表を見ても分かるとおり、Y 方向では耐震壁も水平力を負担するため、各階とも設計用層せん断力を表 8.4-9 に示したとおり 3 割に低減していることが分かります。

表 8.4-10 柱のせん断力とモーメント

方向	Q	Σ D	2階														
			Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	α x α y	Q <sub>c</sub> (kN)	y	h	yh (m)	(1-y)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)			
x	554	15.01	36.87	Y <sub>0</sub>	C <sub>1</sub>	0.95	1.00	35.16	0.40	3.47	1.39	2.08	48.8	73.2			
					C <sub>2</sub>	1.46		53.83	0.45	3.47	1.56	1.91	84.1	102.7			
				Y <sub>1</sub>	C <sub>3</sub>	1.08	1.00	39.75	0.45	3.47	1.56	1.91	62.1	75.9			
					C <sub>4</sub>	1.60		59.05	0.45	3.47	1.56	1.91	92.2	112.7			
				Y <sub>2</sub>	C <sub>5</sub>	0.95	1.03	36.28	0.40	3.47	1.39	2.08	50.4	75.5			
					C <sub>6</sub>	1.46		55.54	0.45	3.47	1.56	1.91	86.7	106.0			
y	166	10.92	15.21	X <sub>0</sub> X <sub>3</sub>	C <sub>1</sub>	1.17	1.00	17.85	0.45	3.47	1.56	1.91	27.9	34.1			
					C <sub>2</sub>	1.29		19.69	0.45	3.47	1.56	1.91	30.8	37.6			
				X <sub>1</sub> X <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	1.79	1.00	27.15	0.45	3.47	1.56	1.91	42.4	51.8			
					C <sub>6</sub>	1.21		18.34	0.45	3.47	1.56	1.91	28.6	35.0			
方向	Q	Σ D	1階														
			Q/Σ D (kN)	ラーメン	柱	D	α x α y	Q <sub>c</sub> (kN)	y	h	yh (m)	(1-y)h (m)	M <sub>B</sub> (kNm)	M <sub>T</sub> (kNm)			
x	933	18.52	50.38	Y <sub>0</sub>	C <sub>1</sub>	1.35	1.00	67.87	0.60	4.05	2.43	1.62	164.9	109.9			
					C <sub>2</sub>	1.68		84.74	0.55	4.05	2.23	1.82	188.8	154.4			
				Y <sub>1</sub>	C <sub>3</sub>	1.43	1.00	72.09	0.60	4.05	2.43	1.62	175.2	116.8			
					C <sub>4</sub>	1.77		89.31	0.55	4.05	2.23	1.82	198.9	162.8			
				Y <sub>2</sub>	C <sub>5</sub>	1.35	1.02	69.19	0.60	4.05	2.43	1.62	168.1	112.1			
					C <sub>6</sub>	1.68		86.39	0.55	4.05	2.23	1.82	192.4	157.4			
y	280	18.11	15.46	X <sub>0</sub> X <sub>3</sub>	C <sub>1</sub>	1.49	1.00	23.11	0.60	4.05	2.43	1.62	56.2	37.4			
					C <sub>2</sub>	1.57		24.35	0.55	4.05	2.23	1.82	54.2	44.4			
				X <sub>1</sub> X <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	1.89	1.00	29.20	0.55	4.05	2.23	1.82	65.0	53.2			
					C <sub>6</sub>	1.52		23.44	0.60	4.05	2.43	1.62	57.0	38.0			

② 耐震壁と耐震壁にとりつく梁の負担する応力

耐震壁が負担する水平力の設計用層せん断力に対する比率は、表 8.4-9 に示したとおり、2階で66%、1階で79%です。各階の設計用層せん断力は、2階で554 (kN)、1階で933 (kN) なので、2階の耐震壁は554×0.66=366 (kN)、1階では933×0.79=737 (kN) となります。各階に耐震壁は2枚あるので、1枚あたりは2階で182 (kN)、1階で367 (kN) となっています。耐震壁の脚部でのモーメントは、層せん断力に階高を掛ければ求まります。そのため、

$$2 \text{ 階 } 182 \text{ (kN)} \times 3.47 \text{ (m)} = 632 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$1 \text{ 階 } 367 \text{ (kN)} \times 4.05 \text{ (m)} = 1,464 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

となります。

各階に取り付く梁が負担するモーメント  $M_B$  は、

$$M_B = Q_i \cdot h_i \cdot \frac{1}{D_R} \times \frac{k_{be}}{4}$$

で求めることができます。  $Q_i \cdot h_i$  及び  $\frac{1}{D_R}$  は、上階の値を用いますが、最上階では、

下の階の値を用います。よって、耐震壁最上部のモーメントは一屋上  $M_B$  となります。

よって、最上階脚部のモーメントは、

$$M_w = Q_{\text{最上階}} \cdot h_{\text{最上階}} - M_B$$

となります。図 8.4-6 に示すように、耐震壁のモーメントは上層より求まり、壁脚

部のモーメント  ${}_i M_{w下}$  は当該階耐震壁頭モーメント  ${}_i M_{w上}$  より、

$${}_i M_{w下} = Q_i \cdot h_i - {}_i M_{w上}$$

で求めます。また、一般階の当該階耐震壁頭モーメント  ${}_i M_{w上}$  は、当該階の梁のモーメント  ${}_i M_B$  を用いて、

$${}_i M_{w上} = {}_{i+1} M_B - {}_{i+1} M_{w下}$$

により、求めることができます。

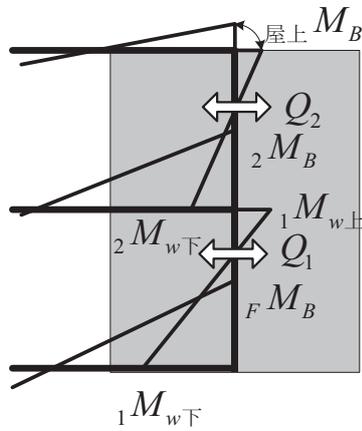


図 8.4-6 耐震壁のモーメント

以上の結果から、各梁端及び耐震壁の負担するモーメントを表 8.4-11 に示します。また、耐震壁を有する  $X_0$  及び  $X_3$  構面の最終的な水平荷重時応力を図 8.4-7 に示します。

表 8.4-11 耐震壁と耐震壁に取り付く梁の負担するモーメント

階	Q (kN)	h (m)	Qh (kN・m)	$1/D_R$ ( $\times 10^{-3}$ )	$k_{bE}/4$	$M_B$ (kN・m)	Mw (kN・m)
R					5.9	318	
2	182	3.47	632	85			-318 314
2					5.9	318	
1	367	4.05	1464	37			-4 1480
F					13.1	709	
F							772

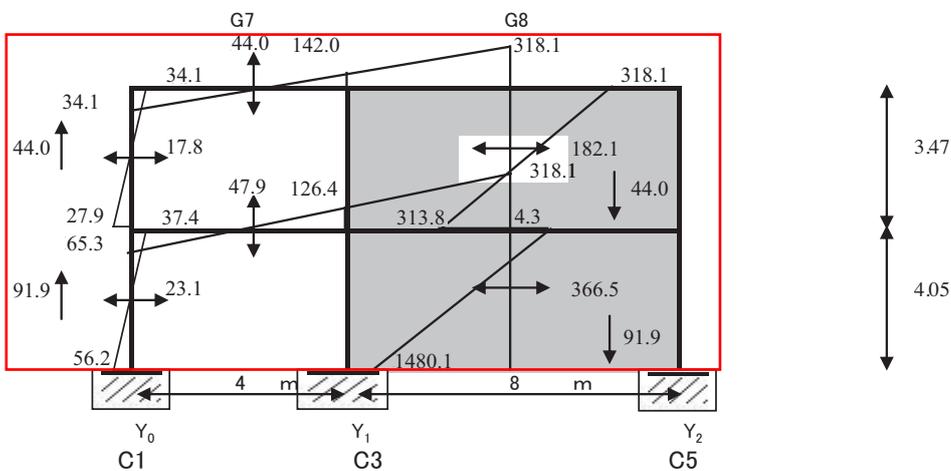


図 8.4-7  $X_0$ 、 $X_3$  構面の水平荷重時応力

## 8.4.7 耐震壁の検定

### ① 設計用応力

各階の耐震壁の設計用応力を表 8.4-12 に示します。水平荷重時に耐震壁には変動軸力が2階で44 (kN)、1階で92 (kN) 発生しています。また、水平荷重時に発生したモーメントにより、側柱には2階で±314 (kN・m/8m) = ±39kN、1階では±1,480 (kN・m/8m) = ±185kNの変動軸力が作用します。結果的には、2階で±83 (kN)、1階で±277 (kN) の変動軸力が作用するため、それらの値に長期軸力を加えたものを短期荷重時の各側柱の設計用軸力とします。また、設計用せん断力は、水平荷重時のせん断力とします。

表 8.4-12 耐震壁の設計用応力

階	記号	長期軸力 (kN)			水平荷重時					短期荷重時				
		C <sub>3</sub>	C <sub>5</sub>	N (kN)	N (kN)	M (kN・m)	Q (kN)	N圧縮(kN)	N引張(kN)	C <sub>3max</sub> (kN)	C <sub>3min</sub> (kN)	C <sub>5max</sub> (kN)	C <sub>5min</sub> (kN)	Q <sub>D</sub> (kN)
2	EW18	231	194	425	44	314	182	83	-83	314	148	278	111	182
1	EW18	482	405	887	92	1480	367	227	-277	759	205	682	128	367
基礎部	-	630	536	-	92	772	367	188	-188	818	442	724	348	-

### ② 軸力の確認

既に述べたとおり、各階の柱の圧縮側及び引張側の許容軸耐力  $N_C$ 、 $N_T$  は

$$N_C = f_c (b \cdot D + n \cdot a_g)$$

$$N_T = f_t \cdot a_g$$

で計算できます。設計用軸力では、引張軸力は作用していないので、圧縮力についてのみ検討を行います。表 8.4-13 に示すように、各階・各側柱ともに、圧縮側の許容軸耐力  $N_A$  は、作用している軸力を上回っているため、OK となります。

表 8.4-13 軸方向力の検定

柱記号	階	最大軸力 (kN)	b (mm)	D (mm)	配筋	a <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )	N <sub>A</sub> (kN)	判定
C <sub>3</sub>	2	314	600	600	8-D22	3096	6503	OK
	1	759	600	600	8-D22	3096	6503	OK
C <sub>5</sub>	2	278	600	600	8-D22	3096	6503	OK
	1	682	600	600	8-D22	3096	6503	OK

### ③ せん断力の検定

許容せん断耐力  $Q_A$  は、

$$Q_A = \max\{Q_1, Q_2\}$$

により求めます。

まず、 $Q_1$  は、次式で計算できます。

$$Q_1 = r_2 \cdot t \cdot \ell \cdot f_s \quad \text{コンクリートのみで抵抗} \quad (8.2-1)$$

$r_2$  : 次式で計算する開口による低減率。開口がない場合は 1.0 となる。

$$r_2 = 1 - \max\left\{r_0, \frac{\ell_0}{\ell}, \frac{h_0}{h}\right\}$$

$t$  : 壁板の厚さ

表 8.4-16 各壁の  $Q_w$

階	壁板部分						$Q_2$ (kN)	判定
	$L'$ (mm)	$P_{sneed}$ (%)	配筋	ピッチ (mm)	$P_s$ (%)	$Q_w$ (kN)		
2	7400	0.28	2-D10	250	0.32	1245	1207	OK
1	7400	0.28	2-D10	250	0.32	1245	1696	OK

③ 基礎部での軸力

長期荷重及び短期荷重時の基礎部での最大軸力を表 8.4-17 に示します。表に示すように、短期荷重時の長期荷重時による比率は、何れも 1.5 を下回っているため、どちらの基礎も長期荷重で決まることが分かります。

表 8.4-17 長期及び短期での基礎部の最大軸力

柱	長期軸力 (kN)	短期荷重時 最大軸力(kN)	短期/長期
C <sub>3</sub>	630	818	1.30
C <sub>5</sub>	536	724	1.35

### 8.4.8 開口補強筋の設計

2 階の耐震壁には開口があるため、開口補強筋の設計が必要となります。開口補強筋は斜め方向（断面積  $a_d$  (mm<sup>2</sup>))、縦方向（断面積  $a_v$  (mm<sup>2</sup>))、及び横方向（断面積  $a_h$  (mm<sup>2</sup>)) に必要です。各断面積に短期引張許容応力度（ここでは 295 (N/mm<sup>2</sup>)) を掛けた値が、次式に示す  $T_d$ 、 $T_v$ 、 $T_h$  を上回っている必要があります。

$$T_d = \frac{\ell_0 + h_0}{2\sqrt{2}\ell} \cdot Q \quad (\text{なお、式 8.2-3 による場合は、}\ell\text{を}\ell'\text{と読み替える。})$$

$$T_v = \frac{h_0}{2(\ell - \ell_0)} \cdot Q$$

$$T_h = \frac{\ell_0}{2(h - h_0)} \cdot \frac{h}{\ell} \cdot Q \quad (\text{記号は図 8.2-1 を参照して下さい})$$

設計用のせん断力  $Q$  は、耐震壁の設計用せん断力  $Q_D$  としますが、その値が式 8.2-1 を基にした  $Q_1$  を上回る場合は、 $Q_1$  と式 8.2-3 による  $r_2 \cdot Q_w$  の大きい方を、開口補強筋検討用せん断力  $Q$  とします。この場合は、 $Q_D$  を設計用のせん断力とします。表 8.4-1 に示すように、設計用せん断力  $Q$  は、 $Q_D$  の 215 (kN) となります。よって、

$$T_d = \frac{\ell_0 + h_0}{2\sqrt{2}\ell} \cdot Q = \frac{2+1}{2\sqrt{2} \times 8} \times 182 = 24 \text{ (kN)}$$

$$T_v = \frac{h_0}{2(\ell - \ell_0)} \cdot Q = \frac{1}{2 \times (8-2)} \times 182 = 15 \text{ (kN)}$$

$$T_h = \frac{\ell_0}{2(h - h_0)} \cdot \frac{h}{\ell} \cdot Q = \frac{2}{2 \times (3.47-1)} \times \frac{3.47}{8} \times 182 = 32 \text{ (kN)}$$

となります。必要な鉄筋量は、これらの値を  $f_t=295$  (N/mm<sup>2</sup>) で割れば求まります。

$$a_d = \frac{T_d}{f_t} = \frac{24 \times 1000}{295} = 82(\text{mm}^2)$$

$$a_v = \frac{T_v}{f_t} = \frac{15 \times 1000}{295} = 51(\text{mm}^2)$$

$$a_h = \frac{T_h}{f_t} = \frac{32 \times 1000}{295} = 108(\text{mm}^2)$$

となります。配筋は D10（断面積 71（mm<sup>2</sup>））を用いると、斜めには 2 - D10、縦には 1 - D10、横には 2 - D10 となります。

表 8.4-18 開口補強筋量の計算

Q <sub>D</sub> (kN)	Q <sub>1</sub> (kN)	r <sub>2</sub> × Q <sub>w</sub> (kN)	Q (kN)	T <sub>d</sub> (kN)	T <sub>v</sub> (kN)	T <sub>h</sub> (kN)	a <sub>t<sub>d</sub></sub> (mm <sup>2</sup> )	a <sub>t<sub>v</sub></sub> (mm <sup>2</sup> )	a <sub>t<sub>h</sub></sub> (mm <sup>2</sup> )
182	1117	886	182	24	15	32	82	51	108

### 8.4.9 耐震壁の詳細図

一例として 2 階の有開口耐震壁の配筋詳細図を図 8.4-8 に示します。

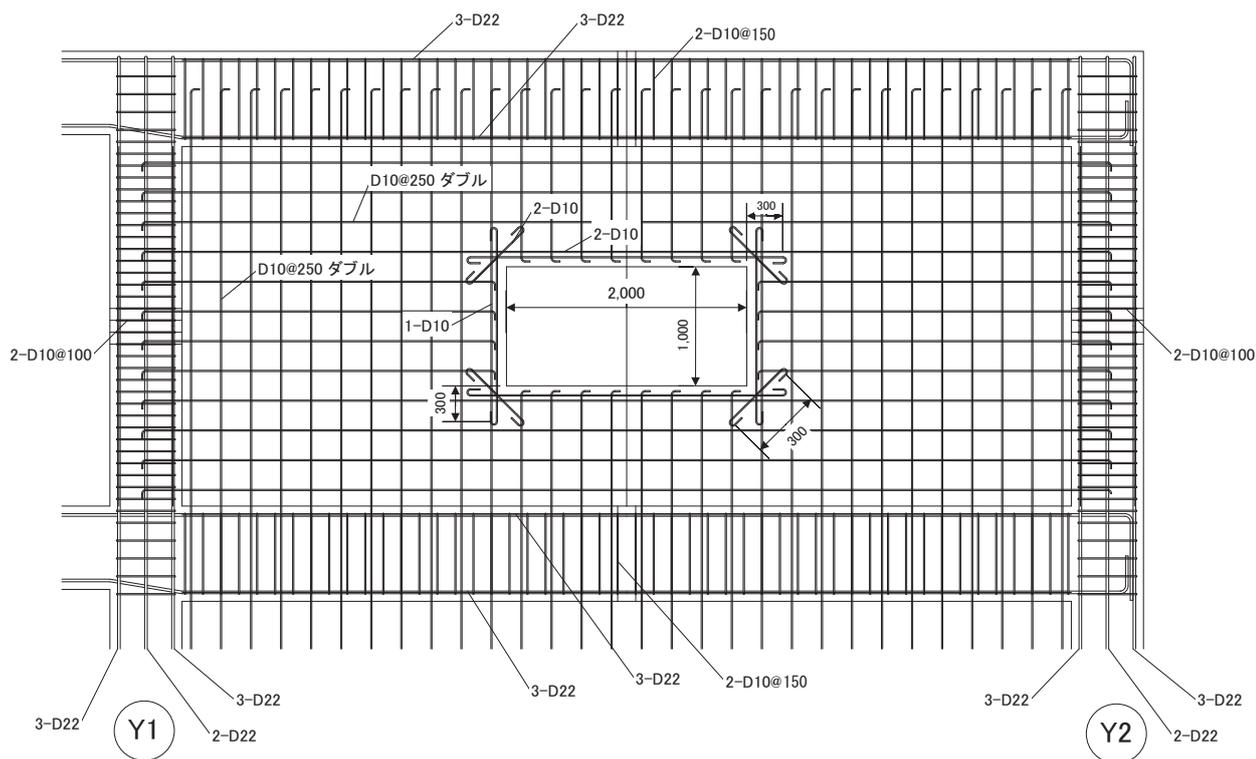


図 8.4-8 2 階耐震壁詳細図