

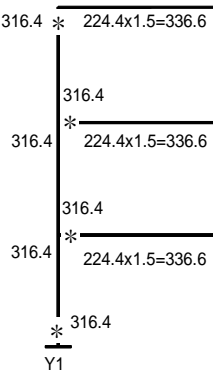

2011 年改訂版

耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説

－ 正 誤 表 (初版用) －

一般財団法人日本建築防災協会

頁	行	誤	正
13, 65	9, 10, 11	$f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5N_y, S_y \left[1 + \sqrt{1 - ((N_y - N)/T_y)^2} \right] \right\}$ $f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5(N + T_y), S_y \left[1 + \sqrt{1 - (T/T_y)^2} \right], 0.6n_c A_b F \right\}$ <p>ただし、$T = N_y - T_y - N$</p>	$f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5N_y, S_y \left[1 + \sqrt{1 - ((N_y - N)/T_y)^2} \right] \right\}$ $f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5(N + T_y), S_y \right\}$ <p>(11 行目は削除)</p>
13, 65	14, 15	S_y : 引張り側アンカーボルトのせん断耐力 n_c : 圧縮側アンカーボルトの本数	S_y : 引張り側アンカーボルトのせん断耐力 n_t : <u>引張り側</u> アンカーボルトの本数
14	下から 4	D10 以上の帯筋間隔 ≤ 100mm	D10 以上の帯筋で、 <u>間隔</u> ≤ 100mm
15	下から 9		
69	4		
70	3		
22	1	2. 基礎の抵抗 <u>転倒</u> モーメント M_F	2. 基礎の抵抗モーメント M_F
91	下から 15		
22	下から 9	(3) 地中梁のある場合は、上記 <u>く</u> 基礎の抵抗 <u>転倒</u> モーメント M_F と地中梁の曲げ終局耐力のいずれか大きい方を採用する。	(3) 地中梁のある場合は、上記基礎の抵抗モーメント M_F と地中梁の曲げ終局耐力のいずれか大きい方を採用する。
92	9		
51	下から 1	筋違ランク BC	筋違の <u>種別</u> BC
57	5, 6, 16	$\underline{b}^t f$	t_f
66	12	本文(58)式の第三項は・・・	本文(58)式の第 <u>二</u> 項は・・・
84	28	ただし、基礎梁がない場合は 1.2 とする。	(左記を削除)
92	3	ただし、いずれの場合も (A-1.11) 式を上限とする。	ただし、 <u>a)</u> 、 <u>b)</u> いずれの場合も (A-1.11) 式を上限とする。
vii	17と18の間	式 (A-1.10)と式 (A-1.11)の間に右の文章を挿入	ただし、b)、c) いずれの場合も (A-1.11) 式を上限とする。
92	下から 8, 11	抵抗 <u>転倒</u> モーメント	抵抗モーメント
123	下から 9	$T = 0.46 \text{ sec}$	$T = 0.46 \text{ sec}$ (<u>精算による</u>)
125	下から 8	a) 縮側柱	a) <u>圧縮側</u> 柱

頁	行	誤	正
126	14	隅肉溶接については、Fu を 1.1 倍しないこととした。	(左記を削除)
127	下から 1	$37.5 < t = 40.0 \text{ cm}$	$37.5 \leq t = 40.0 \text{ cm}$
130	7	例図 3.6	例図 <u>1.8</u>
132	17 から 23	<p>柱と梁を比較する。</p> $\alpha_b M_p = 1.5 \times 224.4 = 336.6 > \sum M_{pc} = 316.4 \text{ kNm}$ <p>柱の耐力が下回る。次にパネルゾーンと比較する。</p> $M_{pc} = 316.4 < \beta_p M_p = 1.2 \times 467.8 = 561.36 \text{ kNm}$ <p>ここでも柱の耐力が下回るので、柱の靱性指標を採用する。</p>	<p>まず梁とパネルゾーンを比較する。</p> ${}_b M' = \frac{224.4}{467.8} = 0.48 < \frac{1}{1.2}$ <p>次に柱とパネルゾーンを比較する。</p> ${}_c M' = \frac{316.4}{467.8} = 0.676 < \frac{1}{1.2} \text{ となる。}$ <p>p.75 解図 4.6.3 の③に相当するので、柱または梁の F 値の小さい方として、柱端の靱性指標 $F=2.0$ を採用する。</p>
132	下から 5 以降	<p>柱と梁を比較する。</p> $\alpha_b M_p = 1.5 \times 224.4 = 336.6 < \sum M_{pc} = 2 \times 316.4 = 632.8 \text{ kNm}$ <p>梁の耐力が下回る。次にパネルゾーンと比較する。</p> $M_{pG} = 224.4 < \gamma_p M_p = 1.2 \times 467.8 = 561.36 \text{ kNm}$ <p>ここでも梁の耐力が下回る。したがって、梁の靱性指標を採用する。</p>	<p>まず梁とパネルゾーンを比較する。</p> ${}_b M' = \frac{224.4}{467.8} = 0.48 < \frac{1}{1.2}$ <p>次に柱とパネルゾーンを比較する。</p> ${}_c M' = \frac{2 \times 316.4}{467.8} = 1.35 > \frac{1}{1.2} \text{ となる。}$ <p>p.75 解図 4.6.3 の②に相当するので、梁端の靱性指標 $F=3.3$ を採用する。</p>
132	例図 1.9		
134	3	<p>ケース 2 では、全階において梁端部の曲げ耐力がケース 1 に較べて小さいので、各階ともに梁端の靱性指標を採用することになる。例えば、3 階柱頭節点において柱と梁端の曲げ耐力を比較すると</p> $\alpha_b M_p = 1.5 \times 120.8 = 181.2 < \sum M_{pc} = 316.4 \text{ kNm}$ <p>であり、梁端の耐力が大きく下回ることが明らかである。</p>	<p>まず梁とパネルゾーンを比較する。</p> ${}_b M' = \frac{120.8}{467.8} = 0.26 < \frac{1}{1.2}$ <p>次に柱とパネルゾーンを比較する</p> ${}_c M' = \frac{316.4}{467.8} = 0.68 < \frac{1}{1.2} \text{ となる。}$ <p>p.75 解図 4.6.3 の③に相当するので、梁端の靱性指標 $F=1.0$ を採用する。</p>

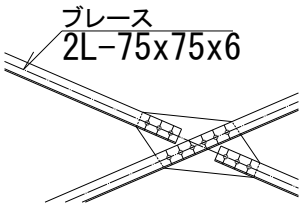
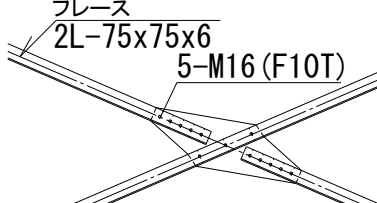
頁	行	誤	正
134	例図 1.11		
135	3	<p>ケース 3 では、全階の柱端接合部の耐力がケース 1 の場合に較べて低いので、各階とともに柱端の靱性指標を採用する。すなわち、各節点においては、</p> ${}_bM_p = 1.5 \times 224.4 = 336.6 > \sum M_{pc} = 109.1 \times 2 = 218.2 \text{ kN}$ $\sum M_{pc} = 218.2 < \beta_p M_p = 1.5 \times 467.8 = 561.36 \text{ kNm}$	<p>まず梁とパネルゾーンを比較する。</p> ${}_bM' = \frac{224.4}{467.8} = 0.48 < \frac{1}{1.2}$ <p>次に柱とパネルゾーンを比較すると</p> ${}_cM' = \frac{2 \times 109.1}{467.8} = 0.47 < \frac{1}{1.2} \text{ となる。}$ <p>p.75 解図 4.6.3 の③に相当するので、柱端の靱性指標 $F=1.0$ を採用する。</p>
135	例図 1.13		
138	例図 1.15	溶接で充填した後に梁継手の補修をする。	溶接で充填した後に梁溶接部の補修をする。
140	下から 4	結果柱との溶接は完全熔込み溶接で	結果柱との溶接は完全溶込溶接で
140	例表 2.1	第 1 種軽量コンクリート	軽量コンクリート 1 種
147	例図 2.5		

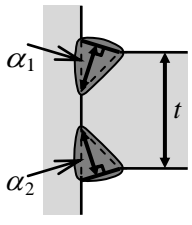
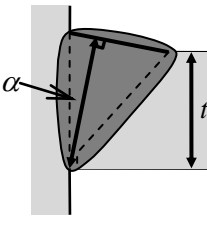
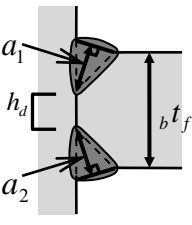
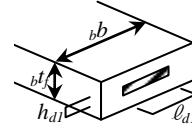
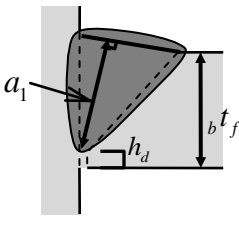
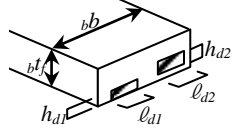
頁	行	誤	正
148	例表 2.11	別途記載 1 参照	
149	下から 2	本文 4. に示す	本文 <u>4.5</u> に示す
150	例図 2.9	1 階柱の曲げ耐力の数値 (X 方向) 1107、(Y 方向) 1110	(X、Y 方向共に) 1106
152	3	(1) 第 1 ステップ： 基礎が浮上らないとして保有水平耐 力を算定する。	架構のヒンジ発生状況を確認するため、 基礎が浮上がらないと仮定して保有水平 耐力を算定するが、浮上がりが生ずる場合 は、その時点で保有水平耐力を求める。
153	4	3.2 保有水平耐力の算定結果 増分解析結果を・・・	3.2 保有水平耐力の算定結果 <u>増分解析は層間変形角 1/50 で終了し、こ のとき基礎の浮上がりは生じていない。</u> 増分解析結果を・・・
153	例表 2.13	別途記載 2 参照	
153	例表 2.14	別途記載 3 参照	
156	5	例表 2.15 に靱性指標の結果を示し、その決 定要因を注に示した。	例表 2.15 に靱性指標の結果を示し、その決 定要因を注に示した。 <u>なお、ここでは解説 に示すように、層の靱性指標を各部材端と 柱脚のうちの最小値を用いることとした。</u>
156	例表 2.15	(柱梁接合部の梁端の靱性指標) 3.3(*1)	<u>2.4</u> (*1)
		(柱梁部材の柱の靱性指標) 2.5(*3)	<u>2.9</u> (*3)
156	例表 2.15 の脚注	(*1) 冷間成形角形鋼管柱-H 形断面梁、通 しダイアフラム、保有耐力接合	(*1) 冷間成形角形鋼管柱-H 形断面梁、通 しダイアフラム、 <u>非保有耐力接合</u>
		(*3)種別 FC	(*3)種別 <u>FB</u>
		(*6)種別 FA,FC	(*6)種別 <u>FA,FB</u>
156	例表 2.15 の脚注	(*7) 露出柱脚、非保有耐力接合、アンカ ーボルト軸部降伏。 <u>浮上り部の柱脚は、モ ーメントをゼロとして扱ったので、基礎の 回転の靱性指標は採用しない。</u>	(*7) 露出柱脚、非保有耐力接合、アンカ ーボルト軸部降伏。
158	目次	2.5 基礎の転倒モーメント	2.5 基礎の <u>抵抗</u> モーメント
160	例表 3.1 筋違 (接 合ボル ト)	2-M10 (F10T)	2-M16 (F10T)

頁	行	誤	正
161	5	0.635 kN/m^2	0.635 kN/m^2 <u>(水平投影面積あたり)</u>
163	下から 1	算入する。	算入する。 <u>なお、梁端仕口は、保有耐力接合であるとする。</u>
164	上から 2	基礎の転倒モーメント	基礎の <u>抵抗</u> モーメント
165	下から 11	および F 値にもとづいて	および <u>$F=1.1 \times (\text{基準強度})$</u> にもとづいて
166	9	${}_p\lambda_b = 0.6 + 0.3\alpha = 0.6 + 0.3 \times -0.5 = 0.45$	${}_p\lambda_b = 0.6 + 0.3\alpha = 0.6 + 0.3 \times \underline{(-0.5)} = 0.45$
166	18	${}_p\lambda_b = 0.6 + 0.3\alpha = 0.6 + 0.3 \times -0.37 = 0.49$	${}_p\lambda_b = 0.6 + 0.3\alpha = 0.6 + 0.3 \times \underline{(-0.37)} = 0.49$
166	下から 5	$N_y = F_y A$	$N_y = \underline{F} \cdot A$
167	例図 3.10	PL-14	PL- <u>16</u>
168	下から 7	$M/QD = 3.5/0.65 = 5.38 \rightarrow 3.0$	$M/Q\underline{d} = \underline{247.7}/(53.4 \times 0.59) = 7.86 \rightarrow 3.0$
168	下から 2	パネルゾーンについては、梁せいおよび柱せいが比較的低いため、早期の降伏現象は通常見られないので、ここでは省略した。	柱、はり接合パネル部の終局耐力については、対象とする屋内運動場等の架構が一般のビル形式と異なりパネル部の両側にはりが存在しない場合が多く、充腹材の場合降伏後の耐力上昇もあり溶接継目破断等の危険性を見過ごす可能性があるため、保有水平耐力に及ぼす影響を考慮しないこととした。ただし、パネル部が非充腹材にて構成され明らかにパネル部の耐力が影響すると判断される場合にはこの限りではなく、前述の文献等を参照する。 (屋内運動場等の耐震性能診断基準より)
169	1	2.5 基礎の抵抗 <u>転倒</u> モーメント	2.5 基礎の抵抗モーメント
169	下から 2	基礎の抵抗 <u>転倒</u> モーメント	基礎の抵抗モーメント
169	3	付 A1.8 より	付 <u>A.5 A</u> -1.8 より
170	10	基礎の抵抗 <u>転倒</u> モーメント	基礎の抵抗モーメント
170	12	抵抗 <u>転倒</u> モーメント	<u>右柱脚の耐力</u> ${}_R M$
171	3 から 4	転倒モーメント	<u>左柱脚の耐力</u> ${}_L M$

頁	行	誤	正
171	例図 3.16 の右図と 下から 2	<p>j) 第 3 番目の危険断面位置 メカニズム時の保有水平耐力 146.5 kN</p>	<p>j) 第 3 番目の危険断面位置 メカニズム時の保有水平耐力 <u>148.0 kN</u></p>
171	例図 3.17 の右図	<p>l) 第 4 番目の危険断面位置</p>	<p>l) 第 4 番目の危険断面位置</p>
172	6, 13, 14	転倒モーメント	<u>抵抗</u> モーメント
172	8	基礎重量	基礎重量と <u>土被り重量</u>
172	例図 3.18	<p>m) 崩壊メカニズム</p>	<p>m) 崩壊メカニズム</p>
172	例図 3.19		
174	5, 14	A_g	A
174	11 と 12 の 間	(右の凡例を挿入)	n : ボルトの本数 m : せん断面の数
174	下から 12 と 13 の間	(右の凡例を挿入)	n : ボルトの列数 m : 材軸方向の一行のボルト本数
174	下から 5, 6	n : ボルトの本数 m : せん断面の数	(左記を削除)

頁	行	誤	正
174	下から 1	(右の文章を挿入)	5)ガセットプレート溶接部の耐力 有効溶接長が充分長いので、耐力の計算を省略した。
175	2	$P_y = 8.727 \times 1.1 \times 23.5 = 225.6kN$	(左記を削除)
	6と7の間	(右の式を挿入)	$P_y = 8.727 \times 1.1 \times 23.5 = 225.6kN$
175	15, 16	${}_c N_c = \lambda_n Q_E \tan \theta / n$ ${}_c \lambda_h = {}_c N_c n / Q_E / \tan \theta = 2157.0 \times 2 / 496.6 / \tan(0.4773) = 16.8$	${}_c N_c = {}_e \lambda_h Q_E \tan \theta / n$ ${}_c \lambda_h = {}_c N_c n / Q_E / \tan \theta = \underline{2152.0} \times 2 / 496.6 / \tan(0.4773) = 16.8$
175	下から 3, 8から 7	規準強度	基準強度
176	下から 5, 6	$0.635 kN/m^2 \times 16 \times 5.8 + 4.2kN/m^2 \times 5.8 \times 3.5 / 2 \times 2$ $+ 1.0kN/m^2 \times 5.8 \times 3.0 \times 2$ $\sum W = 58.93 + 85.3 + 34.8 \doteq 179.0 kN$	$0.635 kN/m^2 \times \underline{16.4} \times 5.8 + 4.2kN/m^2 \times 5.8 \times 3.5 / 2 \times 2$ $+ 1.0kN/m^2 \times 5.8 \times 3.0 \times 2$ $\sum W = \underline{60.4} + 85.3 + 34.8 \doteq \underline{180.5 kN}$
176	下から 1, 2	$= 0.60 \times 1.0 \times 1.0 \times 179$ $= 107.4kN$	$= 0.60 \times 1.0 \times 1.0 \times \underline{180.5}$ $= \underline{108.3kN}$
176	下から 4	2) 地震層せん断力	2) <u>地震力</u>
178	下から 10		
177	下から 6	9) 慣性力と抵抗力	9) <u>地震力</u> と抵抗力
177	8	$P_2 = A_e \times F = 150 \times 258 \times 10^{-3} \doteq 38.7kN$	$P_2 = A_e \times \underline{F_u} = 150 \times \underline{400} \times 10^{-3} \doteq \underline{60.0kN}$
178	下から 3	4) 慣性力と抵抗力	4) <u>地震力</u> と抵抗力
178	下から 1	地震力	<u>慣性力</u>
177	10~11	$P_3 = \{e + (n-1)\} m \cdot t \cdot F_u = \{95 + (1-1)\} \times 1 \times 9.0 \times \dots$ $P_3 = \{e + (n-1)\} m \cdot t \cdot F_u = \{35 + (1-1)\} \times 1 \times 6.0 \times \dots$	$P_3 = \{e + \underline{(m-1)}\} n \cdot t \cdot F_u = \underline{95} \times 1 \times 9.0 \times \dots$ $P_3 = \{e + \underline{(m-1)}\} n \cdot t \cdot F_u = \underline{35} \times 1 \times 6.0 \times \dots$
177	17	$P_5 = 0.7 \times 5.0 \times (218.4 - 2 \times 5.0) \times 2$ $\times 400 \times 10^{-3} \doteq 336.9kN$	$P_5 = 0.7 \times 5.0 \times (218.4 - \underline{1} \times 5.0) \times 2$ $\times 400 \times 10^{-3} / \sqrt{3} \doteq \underline{345.0kN}$
177	下から 10の上	別途記載 4 参照	
177	下から 8, 9	$N_b = \text{Min}(90.0, 38.7, 342, 84.0, 411.84, 336.9) = 38.7kN$ $\sum N_b = 8 \times (38.7 \times 4.0 / 7.05) = 8 \times 21.97 \doteq 175.8kN$	$P_u = \text{Min}(900, 60.0, 342, 84.0, 411.84, 345.0) = 60.0kN$ $P_y = 51.9 < 60.0kN$
177	下から 5	$\sum N_b + Q_{ui} = 175.8 + 146.7 = 322.5 kN > {}_e Q_u = 107.4 kN$	$\sum N_b + Q_{ui} = \underline{235.6} + \underline{147.9} = \underline{383.5 kN} > {}_e Q_u = \underline{108.3 kN}$
177	例図 3.24 (有効溶接長さの寸法線)		
178	3	屋根部分 + 桁壁	屋根部分 + <u>妻壁</u>

頁	行	誤	正
178	4~6	$0.635kN/m^2 \times 29 \times 12.0 + \dots$ $\sum W = 220.98 + 176.4 + 78.09 \div 475.5kN$	$0.635kN/m^2 \times \underline{29.4} \times 12.0 + \dots$ $\sum W = \underline{224.03} + 176.4 + 78.09 \div \underline{478.5kN}$
178	9, 10	$= 0.60 \times 1.0 \times 1.0 \times 475.5$ $= 285.3kN$	$= 0.60 \times \underline{1.474} \times 1.0 \times \underline{478.5}$ $= \underline{423.2kN}$
178	下から 5, 6	$N_b = 38.7kN$ $\sum N_b = 10 \times (38.7 \times 5.8 / 7.05) = 10 \times 31.84 \div 318.4kN$	$N_b = \underline{51.9kN}$ $\sum N_b = 10 \times (\underline{51.9} \times 5.8 / 7.05) = 10 \times \underline{42.7} \div \underline{427.0kN}$
178	下から 2	$\sum N_b = 318.4kN > {}_e Q_u = 285.3kN$	$\sum N_b = \underline{427.0kN} > {}_e Q_u = \underline{423.2kN}$
179	下から 5	例図 3.25	例図 <u>3.26</u>
180	10	$P_3 = \{e + (m-1)p\} n t F_u$ $= \{4.0 + (5-1) \times 6.0\} \times 1 \times 0.6 \times 40.0 = 672kN$	<u>ガセットプレートの厚さは 12mm で、</u> <u>アングルの板厚と同じとなるので</u> $P_3 = \{e + (m-1)p\} n t F_u$ $= \{4.0 + (5-1) \times 6.0\} \times 1 \times 0.6 \times 40.0 \times \underline{2} = \underline{1344kN}$
180	15	${}_g A = B_t$	${}_g A = \underline{B \times t}$
180	下から 6 行以下	別途記載 5 参照	
181	例図 3.28 (ボルト の修正と 記述を追 加)		
181	4	すべり耐力として、 <u>求める。</u>	すべり耐力として求める。
181	下から 7 行以降	$\lambda_c < \lambda_c$ なので ${}_b N_c = \frac{1}{1.2 \times 1.19^2} \times 1639.0 = 964.5kN$ HTB 4-M20 (F10T) ${}_b Q_u = 8.727 \times 2 \times 25.8 \times \cos(0.4773) = 400kN$ ${}_b N_c = 964.5kN$ ${}_a P_b = 4 \times 47.1 \times 1.5 \times 2 = 565.2kN$	$\lambda_c < \lambda_c$ なので ${}_b N_c = \left\{ 1.0 - 0.5 \frac{1.19 - 0.15}{1.29 - 0.15} \right\} \times 1639.0 = \underline{891.4kN}$ HTB 4-M20 (F10T) ${}_b Q_u = 8.727 \times 2 \times 25.8 \times \cos(0.4773) = 400kN$ ${}_b N_c = \underline{891.4kN}$ ${}_a P_b = 4 \times 47.1 \times 1.5 \times 2 = 565.2kN$
ix, 191	参考表 3-2	(HU2) ${}_f P_{u1} = \text{Max}({}_f P_{u1}, {}_f P_{u2})$	${}_f P_{\underline{u}} = \text{Max}({}_f P_{u1}, {}_f P_{u2})$
ix, 191	(2) 1)の 各式と凡 例	ℓ_i	$\underline{\ell_{di}}$
ix, 192	参考表 3-4	${}_f P_u \geq 1.4b \cdot {}_b t_f \cdot F_y$ $1.4b \cdot {}_b t_f \cdot F_y > {}_f P_u \geq 1.2b \cdot {}_b t_f \cdot F_y$	${}_f P_u \geq 1.4 \underline{b} \cdot {}_b t_f \cdot F_y$ $1.4 \underline{b} \cdot {}_b t_f \cdot F_y > {}_f P_u \geq 1.2b \cdot {}_b t_f \cdot F_y$

頁	行	誤		正	
x, 192	参考図 3-1 (図の修正とキャプションの修正)	 <p data-bbox="443 474 603 510">両面開先(G1)</p>	 <p data-bbox="699 474 858 510">両面開先(G1)</p>	  <p data-bbox="960 654 1120 689">両面開先(G1)</p>	  <p data-bbox="1216 654 1375 689"><u>片面開先(G2)</u></p>

別途記載 1 (p.148)

表中の下線部を訂正

例表 2.11 梁端接合部の最大曲げ耐力

部材 bH b $b t_w$ $b t_f$	$bH - b t_f$ (cm)	$f P_u =$ $b b b t_f F_u$ (kN)	$w l = b H -$ $2(3.5 + b t_f)$ (cm)	S (cm)	$w a =$ $S / \sqrt{2}$ (cm)	$l =$ $w l - 2 b H / 3$ (cm)	$w P_u$		$j M_u$ (kN m)	$1.3 M_p / 1.1$ (kN m)(*)
							$2.8 w a l$ $\times F_u / \sqrt{3}$	$b t_w l$ $\times F_u$		
H-606×201×12×20	58.6	1620	49.6	<u>0.9</u>	<u>0.64</u>	9.20	382 <	444	<u>1035</u>	<u>≤ 1048</u>
H-600×200×11×17	58.3	1360		0.8	0.57	9.60	356 <	425	875	< 910
H-596×199×10×15	58.1	1200		0.7	0.50	9.87	321 <	397	767	< 810

(*) M_p は F 値を 1.1 倍して求めているので、ここでは 1.1 で割っている。

別途記載 2 (p.153)

表中の下線部を訂正

例表 2.13 露出柱脚の全塑性曲げ耐力 (X方向 L→R 加力) (*1)

通り	通り	$N_y =$ $0.85 B D F_c$ (kN)	$T_y =$ $n_t A_b F$ (kN)	$N_y - T_y$ (kN)	N (kN)	$f M_p$ 適用区分	$a =$ $T_y d$ (kN m)	$b =$ $(N + T_y) D / 2$ (kN m)	$c =$ $1 - (N + T_y) / N_y$	$f M_p$ $= a + bc$ (kN m)	M_{pc} (*2) (kN m)
B,C,D	1	11200	1080	10100	<u>442.5</u>	$N_y - T_y \geq N$ $> -T_y$	324	<u>609.0</u>	0.86	<u>847.7</u>	1106
	2				<u>737.5</u>			<u>0.84</u>	<u>934.7</u>	1106	
	3				<u>1378.8</u>			<u>0.78</u>	<u>1091.1</u>	1106	
A,E	1				<u>304.8</u>			<u>0.88</u>	<u>811.4</u>	1106	
	2				<u>767.4</u>			0.84	<u>944.8</u>	1106	
	3				<u>1202.2</u>			0.80	<u>1054.3</u>	1106	

(*1) 例図-2.5 参照 , $B = D = 80(\text{cm})$, $F_c = 2060(\text{N}/\text{cm}^2)$, $n_t = 3$, $A_b = 1385(\text{cm}^2)$, $F = 11 \times 23.5(\text{kN}/\text{cm}^2)$

(*2) 崩壊機構の柱脚の耐力は $f M_p$ と M_{pc} の小さい方で決る。

別途記載 3 (p.153)

表中の下線部を訂正

例表 2.14 露出柱脚の全塑性せん断耐力 (X方向 L→R 加力) (*1)

通り	通り	$N_y =$ $0.85 B D F_c$ (kN)	$T_y =$ $n_t A_b F$ (kN)	$N_y - T_y$ (kN)	N (kN)	$f Q_p$ 適用区分	$\underline{a} =$ $N + T_y$ (kN)	$\underline{b} =$ \underline{S}_x (kN)	$f Q_p$ $= \text{Max}(0.5 \underline{a}, \underline{b})$ (kN)	Q_M (*2) (kN)
B,C,D	1	11200	1080	10100	<u>442.5</u>	$N_y - T_y \geq N > -T_y$	<u>1522.5</u>	618.9	<u>761.3</u>	> 310.6
	2				<u>737.5</u>		<u>1817.5</u>		<u>908.8</u>	> 509.7
	3				<u>1378.8</u>		<u>2458.8</u>		<u>1229.4</u>	> 309.3
A,E	1				<u>304.8</u>		<u>1384.8</u>		<u>692.4</u>	> 350.1
	2				<u>767.4</u>		<u>1847.4</u>		<u>923.7</u>	> 522.1
	3				<u>1202.2</u>		<u>2282.2</u>		<u>1141.1</u>	> 317.6

(*1) $n_c = 3$ (*2) Q_M は崩壊機構に於ける柱のせん断力である。

別途記載 4 (p.177)

下から 10 行目の上に追加

ブレース軸降伏耐力

$$A \cdot F = 201 \times 235 \times 10^{-3} = 47.2 \text{ kN}$$

$$1.2A \cdot F = 56.6 \text{ kN}$$

$$1.1A \cdot F = 51.9 \text{ kN}$$

$\therefore P_u > 1.2A \cdot F$ であるから、保有耐力接合*になるので、ブレースの保有耐力を $1.1A \cdot F$ とする。

*なお、本例題では、丸鋼と羽子板とのフレア溶接部は十分に耐力があるものとして、検討を省略している。

別途記載 5 (p.180)

下から 6 行目以降と図 3.27 を修正

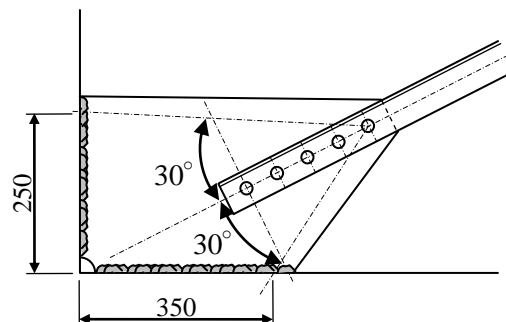
ガセットプレートの有効溶接長さは、例図 3.27 に示すように、ブレースの材軸心より 30° の範囲として約 350mm と 250mm となり、さらにサイズ 8mm の両面隅肉溶接の回し溶接分とスニップカットの半径 20mm を差し引いた長さとする。溶接部の最大耐力は、以下の通りとなる。

$$a = 0.7 \times 0.8 = 0.56, \text{ スニップカットの半径} = 2.0 \text{ cm}$$

$$P_{wu} = 0.56 \times (35.0 + 25.0 - 2 \times 0.8 - 2 \times 2.0) \times \frac{40}{\sqrt{3}} \times 2 = \underline{\underline{1407.1 \text{ kN}}}$$

さらに、この溶接接合部の最大耐力がブレース軸降伏耐力の 1.2 倍以上確保していることを確認する。

$$1.2P_y = 492.2 < P_{wu} = \underline{\underline{1407.1 \text{ kN}}} \quad \text{OK!}$$



参考

平成 24 年 5 月 24 日版正誤表から追加・修正した正誤部分 (再掲)

頁	行	誤	正
13,65	9, 10, 11 (再修正)	${}_f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5N_y, S_y \left[1 + \sqrt{1 - ((N_y - N)/T_y)^2} \right] \right\}$ ${}_f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5(N + T_y), S_y \left[1 + \sqrt{1 - (T/T_y)^2} \right], 0.6n_c A_b F \right\}$ <p>ただし、$T = N_y - T_y - N$</p>	${}_f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5N_y, S_y \left[1 + \sqrt{1 - ((N_y - N)/T_y)^2} \right] \right\}$ ${}_f Q_p = \text{Max} \left\{ 0.5(N + T_y), S_y \right\}$ <p>(11 行目は削除)</p>
51	下から 1	筋違ランク BC	筋違の種別 BC
57	5, 6, 16	$\underline{b} t_f$	t_f
66	12	本文(58)式の第三項は・・・	本文(58)式の第二項は・・・
92	3	ただし、いずれの場合も (A-1.11) 式を上限とする。	ただし、 <u>a)</u> 、 <u>b)</u> いずれの場合も (A-1.11) 式を上限とする。
vii	17と18の間	式 (A-1.10)と式 (A-1.11)の間に右の文章を挿入	ただし、b)、c) いずれの場合も (A-1.11) 式を上限とする。
153	例表 2.13	別途記載 2 参照	
153	例表 2.14	別途記載 3 参照	
166	下から 5	$N_y = \underline{F}_y A$	$N_y = F \cdot A$
174	5, 14	A_g	A
177	8 (再修正)	$P_2 = A_e \times F = 150 \times 258 \times 10^{-3} \cong 38.7kN$	$P_2 = A_e \times \underline{F}_u = 150 \times \underline{400} \times 10^{-3} \cong \underline{60.0kN}$
177	10~11 (再修正)	$P_3 = \{e + (n-1)\} m \cdot t \cdot F_u = \{95 + (1-1)\} \times 1 \times 9.0 \times \dots$ $P_3 = \{e + (n-1)\} m \cdot t \cdot F_u = \{35 + (1-1)\} \times 1 \times 6.0 \times \dots$	$P_3 = \{e + \underline{(m-1)p}\} n \cdot t \cdot F_u = \underline{95} \times 1 \times 9.0 \times \dots$ $P_3 = \{e + \underline{(m-1)p}\} n \cdot t \cdot F_u = \underline{35} \times 1 \times 6.0 \times \dots$
177	17 (再修正)	$P_5 = 0.7 \times 5.0 \times (218.4 - 2 \times 5.0) \times 2$ $\times 400 \times 10^{-3} \cong 336.9kN$	$P_5 = 0.7 \times 5.0 \times (218.4 - \underline{1} \times 5.0) \times 2$ $\times 400 \times 10^{-3} / \underline{\sqrt{3}} \cong \underline{345.0kN}$
177	下から 8, 9 (再修正)	$N_b = \text{Min}(90.0, 38.7, 342, 84.0, 411.84, 336.9) = 38.7kN$ $\sum N_b = 8 \times (38.7 \times 4.0 / 7.05) = 8 \times 21.97 \cong 175.8kN$	$P_u = \text{Min}(900, 60.0, 342, 84.0, 411.84, 345.0) = 60.0kN$ $P_y = 51.9 < 60.0kN$
179	下から 5	例図 3.25	例図 <u>3.26</u>
180	10 (再修正)	$P_3 = \{e + (m-1)p\} n t F_u$ $= \{4.0 + (5-1) \times 6.0\} \times 1 \times 0.6 \times 40.0 = 672 kN$	<p><u>ガセットプレートの厚さは 12mm で、</u> <u>アングルの板厚と同じとなるので</u></p> $P_3 = \{e + (m-1)p\} n t F_u$ $= \{4.0 + (5-1) \times 6.0\} \times 1 \times 0.6 \times 40.0 \times \underline{2} = \underline{1344 kN}$
ix, 191	参考表 3-2	(HU2) ${}_f P_{u1} = \text{Max}({}_f P_{u1}, {}_f P_{u2})$	${}_f P_{\underline{u}} = \text{Max}({}_f P_{u1}, {}_f P_{u2})$

頁	行	誤	正
ix, 191	(2) 1)の 各式と凡 例	l_i	$l_{\underline{\underline{di}}}$
ix, 192	参考表 3-4	${}_f P_u \geq 1.4b \cdot {}_b t_f \cdot F_y$	${}_f P_u \geq 1.4\underline{\underline{b}} \cdot {}_b t_f \cdot F_y$
		$1.4b \cdot {}_b t_f \cdot F_y > {}_f P_u \geq 1.2_b b \cdot {}_b t_f \cdot F_y$	$1.4\underline{\underline{b}} \cdot {}_b t_f \cdot F_y > {}_f P_u \geq 1.2_b b \cdot {}_b t_f \cdot F_y$

別途記載 2 (p.153)
 表中の下線部を訂正

例表 2.13 露出柱脚の全塑性曲げ耐力 (X方向 L→R 加力) (*1)

通り	通り	$N_y =$ $0.85BD F_c$ (kN)	$T_y =$ $n_t A_b F$ (kN)	$N_y - T_y$ (kN)	N (kN)	$f M_p$ 適用区分	$a =$ $T_y d,$ (kN m)	$b =$ $(N + T_y)D/2$ (kN m)	$c =$ $1 - (N + T_y)/N_y$	$f M_p$ $= a + bc$ (kN m)	M_{pc} (*2) (kN m)
B,C,D	1	11200	1080	10100	<u>442.5</u>	$N_y - T_y \geq N$ $> -T_y$	324	<u>609.0</u>	0.86	<u>847.7</u> <	1106
	2				<u>737.5</u>			<u>0.84</u>	<u>934.7</u> <	1106	
	3				<u>1378.8</u>			<u>0.78</u>	<u>1091.1</u> <	1106	
A,E	1				<u>304.8</u>			<u>0.88</u>	<u>811.4</u> <	1106	
	2				<u>767.4</u>			0.84	<u>944.8</u> <	1106	
	3				<u>1202.2</u>			0.80	<u>1054.3</u> <	1106	

(*1) 例図-2.5 参照 , $B = D = 80(\text{cm})$ $F_c = 2060(\text{N}/\text{cm}^2)$, $n_t = 3$, $A_b = 1385(\text{cm}^2)$ $F = 11 \times 23.5(\text{kN}/\text{cm}^2)$

(*2) 崩壊機構の柱脚の耐力は $f M_p$ と M_{pc} の小さい方で決る。

別途記載 3 (p.153)
 表中の下線部を訂正

例表 2.14 露出柱脚の全塑性せん断耐力 (X方向 L→R 加力) (*1)

通り	通り	$N_y =$ $0.85BD F_c$ (kN)	$T_y =$ $n_t A_b F$ (kN)	$N_y - T_y$ (kN)	N (kN)	$f Q_p$ 適用区分	$\underline{a} =$ $N + T_y$ (kN)	$b =$ \underline{S}_y (kN)	$f Q_p$ $= \text{Max}(0.5a, \underline{b})$ (kN)	Q_M (*2) (kN)
B,C,D	1	11200	1080	10100	<u>442.5</u>	$N_y - T_y \geq N > -T_y$	<u>1522.5</u>	618.9	<u>761.3</u>	> 310.6
	2				<u>737.5</u>		<u>1817.5</u>		<u>908.8</u>	> 509.7
	3				<u>1378.8</u>		<u>2458.8</u>		<u>1229.4</u>	> 309.3
A,E	1				<u>304.8</u>		<u>1384.8</u>		<u>692.4</u>	> 350.1
	2				<u>767.4</u>		<u>1847.4</u>		<u>923.7</u>	> 522.1
	3				<u>1202.2</u>		<u>2282.2</u>		<u>1141.1</u>	> 317.6

(*1) $n_c = 3$ (*2) Q_M は崩壊機構に於ける柱のせん断力である。