

正誤訂正表

執筆者

ページ	行	誤	正
		島崎和司（神奈川大学工学部建築学科教授）	島崎和司（神奈川大学工学部建築学科助教授）

目次

ページ	行	誤	正
		8.5 安全限界時の <u>確認</u>	8.5 安全限界時の <u>検証</u>

2.2 鉄筋コンクリート部材の力学の基礎

ページ	行	誤	正
9	4	また、部材軸に直交する方向にはせん断応力度が分布し、断面の形が矩形であるとすればその分布形は放物線状となり、	また、せん断応力度が分布し、断面の形が矩形であるとすればその部材軸に直交する方向の分布形は放物線状となり、
9	29	建物内に分散して配置される壁（分散壁、図2.2.7）に置いては	建物内に分散して配置される壁（分散壁、図2.2.7）においては
12	3	普通骨材の品質規準および骨材の最大寸法	普通骨材の品質基準および骨材の最大寸法
17	7	応力度の断面内の分布は梁の高さ（成）に添って一様でないことが分かる、	応力度の断面内の分布は梁の部位により一様でないことが分かる、
21	21	部材の弾性の評価基準として単位変形を	部材の弾性の評価基準として、単位変形を
22	5	複合断面である鉄筋コンクリート部材では、	複合断面である鉄筋コンクリート部材の設計では、
22	10	コンクリートのみの均一断面であるとして評価しても	コンクリートのみの均一断面であるとして部材剛性を評価しても
22	24	異形鉄筋の場合にもかぶりコンクリートの割れによって	異形鉄筋の場合にはかぶりコンクリートの割れによって
23	14	せん断破壊を防止し曲げ先行させるための構造計画と部材設計を行う事が基本になっている、	せん断破壊を防止して曲げ降伏を先行させるための構造計画と部材設計を行う事が基本になっている、

2.2 鉄筋コンクリート構造の設計

ページ	行	誤	正
28	31	分類1の鉛直荷重と水平荷重とは何れも同時に作用する事がある、	分類1の鉛直荷重と水平荷重とは両者が同時に作用する事がある、

ページ	行	誤	正
28	31	分類2による臨時荷重の作用時には常時荷重が必ず同時に作用していることに注意が必要である。	分類2による臨時荷重の作用時には常時荷重も必ず同時に作用していることに注意が必要である。
31	28	屋上突出物や地下部分に作用する地震力は次の b) 項に記す方法に基づいて定める事とされている。	屋上突出物や地下部分に作用する地震力は後述の震度の考え方をういた方法に基づいて定める事とされている。
34	21	許容応力度設計における標準せん断力係数 C_0 は、	許容応力度等計算法の一次設計 (c) 項における標準せん断力係数 C_0 は、
34	26	後述の保有水平耐力の確認 (b項)	後述の保有水平耐力の確認 (d) 項
35	12	以下の (c), (d) にそれぞれの計算法の進め方の概要を記す。	以下の (c), (d) にそれぞれの計算法の進め方の概要を記す。
36	6	暴風時や地震時の応力は、短期応力と呼ばれ、	暴風時や地震時の応力は、 <u>両荷重による応力と長期応力を加算して短期応力</u> と呼ばれ、
38	5	右の図は δ_{ur}/δ_{er} と塑性率との関係を表したものであり、	右の図は、 <u>左の図の関係をもとにして</u> δ_{ur}/δ_{er} と塑性率との関係を表したものであり、
38	7	同図をもとにして定義される下記の係数 D_s	同図をもとにして導かれる下記の係数 D_s
39	16	剛性が顕著に低い層に変形が集中する事を防ぐために、	剛性が顕著に低い層では一般に耐力が低くなりがちであり、 <u>その層に変形が集中する事を防ぐために、</u>
40		図 2.3.12 中の凡例 A_w, A_c, W : p.162 の告示で示している記号と同じ	図 2.3.12 中の凡例 A_w : 当該階の壁断面積, A_c : 当該階の柱断面積, W : 当該階の支える重量
42	3	階と計算方向ごとに、それぞれ次の <u>1) から 4)</u> までの判定規準に基づき	階と計算方向ごとに、それぞれ次の (2)-1) から (2)-4) までの判定規準に基づき
42	9	(2)表 3 の適用	(2)告示 1792 号表 3 の適用

2.4 既存建物の耐震診断・補修・補強

ページ	行	誤	正
51		図2.4.2 平面の非整形性によるねじれ振動	図2.4.2 平面における耐震要素の偏心配置によるねじれ振動
51		図2.4.3 立面の非整形性による特定層での崩壊	図2.4.3 立面における耐震要素の不連続な配置による特定層での崩壊
54		図2.4.4 第2次診断による I_s 指標と地震被害の関係 [2] (1968年十勝沖地震および1978年宮城県沖地震)	注) 曲線①は被害地震を未経験の建物群についての I_s 値分布を対数正規曲線で近似したものを、曲線③は1968年十勝沖地震および1978年宮城県沖地震で中破以上の被害を受けた建物群の I_s 値分布を信頼性理論により推定したものを、それぞれ表す。 図2.4.4 第2次診断による I_s 指標と地震被害の関係 [2] (1968年十勝沖地震および1978年宮城県沖地震)

3.4 建築基準法の成立と新潟地震

ページ	行	誤	正
72	27	地耐力テストを行えば軽く 10 t/m^2 以上の支持力が出る。	地耐力テストを行えば軽く 10 t/m^2 以上の支持力が出る。
73	3	写真 3.4.4.1 は液状化により横倒しとなった川岸町の県営アパートである。	写真 3.4.1 は液状化により横倒しとなった川岸町の県営アパートである。

3.6 宮城県沖地震と新耐震設計法の導入

ページ	行	誤	正
81	10	(財) 日本建築防災協会の診断 <u>規</u> 準	(財) 日本建築防災協会の診断 <u>基</u> 準
81	17	保有水平 <u>体力</u> の確認を行う二次設計	保有水平 <u>耐力</u> の確認を行う二次設計

3.7 阪神大震災と性能設計

ページ	行	誤	正
85		写真 3.7.2 1階層崩壊した病院	写真 3.7.2 1階層崩壊した学校校舎
86	1	ただし、上階では最小断面寸法や最小配筋等の構造規定等により構造耐力の <u>低下</u> に歯止めがかけられているために、 <u>中間層の耐力が相対的に不足していたもの</u> と考えられる。	ただし、上階では最小断面寸法や最小配筋等の構造規定等により構造耐力にかなりの余裕があり、一方で中間層の耐力は相対的に不足していた <u>ため</u> と考えられる。
86	17	壁の偏在、 <u>腹壁</u> や	壁の偏在、 <u>腰壁</u> や
87	6	被害建物多くで柱が	被害建物 <u>の</u> 多くで柱が
88	11	補強筋の末端は 135 度フックを <u>行う</u>	補強筋の末端は 135 度フックを <u>設ける</u>
88	15	写真 <u>3.7.7</u>	写真 <u>3.7.8</u>
90	9	建物 <u>高さ</u> 方向	建物 <u>高さ</u> 方向
96	1	住宅の瑕疵担保責任 (<u>修補</u> 請求権等)	住宅の瑕疵担保責任 (<u>補修</u> 請求権等)

4.5 地震荷重時の性能確認

ページ	行	誤	正
135		図 4.6.3 図中 $Q_s \quad Q_{sn}$	図 4.6.3 図中 $Q_s \geq Q_{sn}$
138	16	安全限界耐力より <u>大きい</u> ことを確認する.	安全限界耐力より <u>小さい</u> ことを確認する.

5.3 静的弾性解析

ページ	行	誤	正
196	6	力の釣り合い条件と適合条件に基づき	力の釣り合い条件と <u>変形</u> の適合条件に基づき
196	12	部材剛性マトリックは	部材剛性マトリック <u>ス</u> は
199	11	ここで, y_0 : 標準反曲点高比 y_1 : 上下梁の剛比変化による修正値	ここで, y_0 : 標準反曲点高比 (<u>表 5.3.2</u>) y_1 : 上下梁の剛比変化による修正値 (<u>表 5.3.3</u>)
199		図 <u>5.3.3</u> 柱と梁の応力	図 <u>5.3.4</u> 柱と梁の応力

5.4 静的弾塑性解析

ページ	行	誤	正
208	7	$M_2 = \frac{2EI}{L}(\tau_2 + 2\tau_1)$ (5.4.1c)	$M_2 = \frac{2EI}{L}(\tau_1 + 2\tau_2)$ (5.4.1c)
211		図 <u>5.5.4</u> 弾塑性の場合の増分形表示	図 <u>5.4.5</u> 弾塑性の場合の増分形表示

5.6 動的弾塑性解析

ページ	行	誤	正
246	図 5.6.1 8	モデル 3 の右上の式 $K_r = \sqrt{\frac{X_y}{X_m}}$	モデル 3 の右上の式 $K_r = \underline{K}_y \sqrt{\frac{X_y}{X_m}}$
251	4	<u>5.6.7</u> に示した関係があり	<u>式 (5.6.14)</u> に示した関係があり

6.2 梁

ページ	行	誤	正
271	14	<u>A-3)</u> で説明した平面保持の仮定	<u>a-3)</u> で説明した平面保持の仮定
273	4	$M_{cr} = C_s(x_n - D_c) +$ (6.2.15)	$M_{cr} = C_s(x_n - d_c) +$ (6.2.15)
274	4	$f_t = 1.2 \sim 2.4 \sqrt{\sigma_B}$ 程度の範囲	$f_t = 1.2 \sim 2.4 \sqrt{\sigma_B}$ (σ_B の単位は, <u>kgf/cm²</u>) 程度の範囲

ページ	行	誤	正
276	11	(6.2.32)	(6.2.31)
276	13	(6.2.33)	(6.2.32)
278	18	「 <u>C-2</u> 曲げ降伏モーメント」	「 <u>c-2</u> 曲げ降伏モーメント」
279	18	その他の記号は <u>図 6.2.5</u> による.	その他の記号は <u>図 6.2.6</u> による.
283		<u>図 6.2.13</u> 許釣合い鉄筋比を有する梁断面のひずみ度・応力度分布 (許容応力度設計時)	<u>図 6.2.13</u> 釣合い鉄筋比を有する梁断面のひずみ度・応力度分布 (許容応力度設計時)
284		<u>図 6.2.14</u> 許釣合い鉄筋比を有する梁断面のひずみ度・応力度分布 (終局強度時)	<u>図 6.2.14</u> 釣合い鉄筋比を有する梁断面のひずみ度・応力度分布 (終局強度時)
287	28	各部材の <u>せん断耐力</u> を防止して	各部材の <u>せん断破壊</u> を防止して
289	25	せん断終局強度	<u>c-2</u> せん断終局強度
294	10	誤： $\alpha_y = \{0.043 + 1.64np_t + 0.043\alpha + 0.33\eta_0\} \left(\frac{d}{D}\right)^2$ (6.2.68)	正： $\alpha_y = \left\{0.043 + 1.64np_t + 0.043\frac{a}{d} + 0.33\eta_0\right\} \left(\frac{d}{D}\right)^2$ (6.2.68)
294	14	α ：シアスパン = M/Q ,	a ：シアスパン = M/Q ,
296		表 6.2.1 第1の場合と同等の効果がある <u>配筋方</u> による場合	表 6.2.1 第1の場合と同等の効果がある <u>配筋法</u> による場合
303	4	誤：ここで、 $b_e = b_s = 320$ (mm), $j_e = 520$ (mm) とおくと, $p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} = \frac{127 \times 2}{320 \times 200} = 0.0040 = 0.40 \%$ $p_{we} \sigma_{wy} = 0.0040 \times 295 = 1.18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} = 1 - \frac{200}{2 \times 520} - \frac{320}{4 \times 520} = 0.654$	正：ここで、 $b_e = b_s = 400$ (mm), $j_e = 520$ (mm) とおくと, $p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} = \frac{127 \times 2}{400 \times 200} = 0.0032 = 0.32 \%$ $p_{we} \sigma_{wy} = 0.0032 \times 295 = 0.94 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} = 1 - \frac{200}{2 \times 520} - \frac{400}{4 \times 520} = 0.615$

ページ	行	誤	正
303	15	<p>誤： $= 2 \times 1.18 \times 320 \times 520 + \left(12.5 - \frac{5 \times 1.18}{0.645}\right) \cdot \frac{400 \times 600}{2} \times 0.0598 = 4.18 \times 10^5 \text{ (N)}$</p> $V_{su2} = \frac{\lambda \mu \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e = \frac{0.654 \times 12.5 + 1.18}{3} \times 320 \times 520 = 5.19 \times 10^5 \text{ (N)}$ $V_{su3} = \frac{\lambda \mu \sigma_B}{2} b_e j_e = \frac{0.654 \times 12.5}{2} \times 320 \times 520 = 6.80 \times 10^5 \text{ (N)}$ <p>したがって、せん断終局強度 V_{su} は、</p> $V_{su} = \min(V_{su1}, V_{su2}, V_{su3}) = 4.18 \times 10^5 \text{ (N)} = 418 \text{ (kN)}$	<hr/> <p>正： $= 2 \times 0.94 \times 400 \times 520 + \left(12.5 - \frac{5 \times 0.94}{0.615}\right) \cdot \frac{400 \times 600}{2} \times 0.0598 = 4.18 \times 10^5 \text{ (N)}$</p> $V_{su2} = \frac{\lambda \mu \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e = \frac{0.615 \times 12.5 + 0.94}{3} \times 400 \times 520 = 5.98 \times 10^5 \text{ (N)}$ $V_{su3} = \frac{\lambda \mu \sigma_B}{2} b_e j_e = \frac{0.615 \times 12.5}{2} \times 400 \times 520 = 8.00 \times 10^5 \text{ (N)}$ <p>したがって、せん断終局強度 V_{su} は、</p> $V_{su} = \min(V_{su1}, V_{su2}, V_{su3}) = 4.26 \times 10^5 \text{ (N)} = 426 \text{ (kN)}$

6.3 柱

ページ	行	誤	正
309	4	誤： $M_{cr} = (f_t + \sigma_0)Z_e = f_t Z_e + \frac{N}{A_e} Z_e = f_t Z_e + \frac{ND}{2}$ (6.3.9)	
		正： $M_{cr} = (f_t + \sigma_0)Z_e = f_t Z_e + \frac{N}{A_e} Z_e = f_t Z_e + \frac{ND}{6}$ (6.3.9)	
312	9	以下の式 $d[1]$ が良く	以下の式 $[1]$ が良く
316	21	各部材のせん断耐力を防止して、	各部材のせん断破壊を防止して、
316	29	式 (6.2.55)	式 (6.3.38)
316	30	式 (6.2.55)	式 (6.3.39)
321	6	建物の設計糸	建物の設計意図

6.4 耐震壁

ページ	行	誤	正
328	2	これらの破壊は脆性的であり、 $\underline{\tau}$	これらの破壊は脆性的であり、
328	25	$\frac{M}{l} - N \leq p_g b D f_c$ 引張側	$\frac{M}{l} - N \leq p_g b D f_t$ 引張側
329	13	曲げ降伏及び曲げ終局の事情を考慮し、	曲げ降伏及び曲げ終局の事象を考慮し、
329	29	$M_y = c a_{gc} \sigma_y l + 0.5 w_{\sigma_y w} \sigma_y l + 0.5 N l$	$M_y = c a_{gc} \sigma_y l + 0.5 w_{a_{gw} \sigma_y} l + 0.5 N l$
334	4	(II) $\underline{\tau} < f_s$ の場合：	(II) $\underline{\tau} > f_s$ の場合：
339	21	$\underline{15} \sim 180\text{mm}$ の場合、	$\underline{150} \sim 180\text{mm}$ の場合、

6.6 スラブ

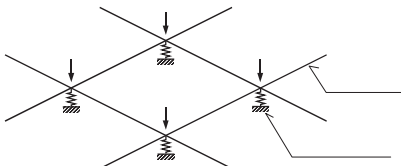
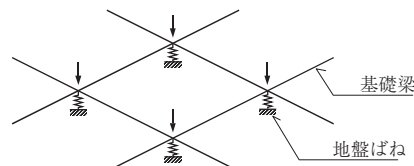
ページ	行	誤	正
356	5	全重量	全荷重
359		図 6.6.7 中の凡例 μ ：内スパンの弾性たわみ b に対する、端スパンの b の比率	図 6.6.7 中の凡例 m ：内スパンの弾性たわみ δ_b に対する、端スパンの δ_b の比率
359	11	これに直交する大梁のたわみ $\delta_{\underline{a0}}$ を求めて、	これに直交する大梁のたわみ δ_{Bx} を求めて、
360	5	中央と柱心の距離の 2 倍を L として、その程度以下とする必要があることから、	中央と柱心の距離の 2 倍を L として、その $\underline{1/400}$ 程度以下とする必要があることから、

ページ	行	誤	正
362	最終行	誤： $x'_n = -\frac{n(a_t + a_c)}{b} + \sqrt{\left(\frac{na_t + a_c}{b}\right)^2 + \frac{2n(a_t d + a_c d_c)}{b}}$	正： $x'_n = -\frac{n(a_t + a_c)}{b} + \sqrt{\left(\frac{n(a_t + a_c)}{b}\right)^2 + \frac{2n(a_t d + a_c d_c)}{b}}$
363	7	代わりに $E_t, n_t = \frac{n}{1+\psi}$ を用いる.	代わりに $E_t, n_t = n(1+\psi)$ を用いる.
365	17	引張側コンクリートの断面積) で $A_{ce} = (2c_e + \phi)b$,	引張側コンクリートの断面積) で $A_{ce} = (2c_b + \phi)b$,
365	26	誤： $\varepsilon_{t,av} = \frac{(2 \times 10^3 \sigma_t - 0.8 E_s) + \sqrt{(2 \times 10^3 \sigma_t - 0.8 E_s)^2 - 8 \times 10^3 E_s (F_t / (p_e) - 0.8 \sigma_t)}}{4 \times 10^3 E_s}$	正： $\varepsilon_{t,av} = \frac{(2 \times 10^3 \sigma_t - 0.8 E_s) + \sqrt{(2 \times 10^3 \sigma_t - 0.8 E_s)^2 - 8 \times 10^3 E_s (F_t / p_e - 0.8 \sigma_t)}}{4 \times 10^3 E_s}$
366	16	左図の左図の縦軸に σ_t (<u>kgf/cm²</u>) の値をとり,	左図の縦軸に σ_t (<u>kgf/cm²</u>) の値をとり,
370	29	コンクリートのヤング係数は, $E = 2.4 \times 10^5$ kgf/cm ² をとっている.	コンクリートのヤング係数は, $E = 2.1 \times 10^5$ kgf/cm ² をとっている.
372	5	ここに, C は辺長比 l_y/l_x によって決まる係数である.	ここに, C_1 は辺長比 l_y/l_x によって決まる係数である.
373	17	<u>スラブ厚</u> に関して近似的に解いたものが	<u>スラブ厚</u> t に関して近似的に解いたものが

6.7 付着・定着

ページ	行	誤	正
384	1	で(すなわちスパン長)を付着長さとする。一方、同図(b)のように両端に塑性ヒンジができる梁部材では、有効な付着長さはと考える。	で(すなわちスパン長 L)を付着長さとする。一方、同図(b)のように両端に塑性ヒンジができる梁部材では、有効な付着長さは $0.5(L+d)$ と考える。
386	9	RC 規準 16 条 6.7.4)	RC 規準 16 条 [4]
392	2	構造規定および配筋標準として RC 規準 16 条, 付 10 [4] を示す。	構造規定および配筋標準として RC 規準 16 条付 10 [4] を本書付 11 に示す。
397	5	RC 規準 17 条 6.7.4) を引用して示す。	RC 規準 17 条 [4] を引用して示す。
398	10	$\frac{d_b}{D} \leq 3.6 \frac{1.5 + 0.1F_c}{f_x} \quad (21)$	$\frac{d_b}{D} \leq 3.6 \frac{1.5 + 0.1F_c}{f_s} \quad (21)$

6.8 基礎

ページ	行	誤	正
406		図 6.8.3 中の凡例	別添下図に訂正
407	19	誤： $M_F = \int_{x=0}^{x=h} \sigma l dx = \sigma_{\max} \frac{(l-a)^2}{8} l \left(1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l-a}{x_n}\right)$	正： $M_F = \int_{x=0}^{x=h} \sigma l dx = \sigma_{\max} \frac{(l-a)^2}{8} l \left(1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l-a}{x_n}\right)$
412	2	図 6.8.1 のように	
412	1	自重により図 6.8.1 のように基礎梁に力が生じる	自重により図 6.8.10 のように基礎梁に力が生じる
412	4	この力は生じない。	この力は生じない。
412	7	図 6.8.2 のように曲げモーメントが生じる。	図 6.8.11 のように曲げモーメントが生じる。
412	11	図 6.8.3 のように上向きの力が	図 6.8.12 のように上向きの力が
412	13	建物底には図 6.8.4 のように	建物底には図 6.8.13 のように
413		図 6.8.16 	図 6.8.16 

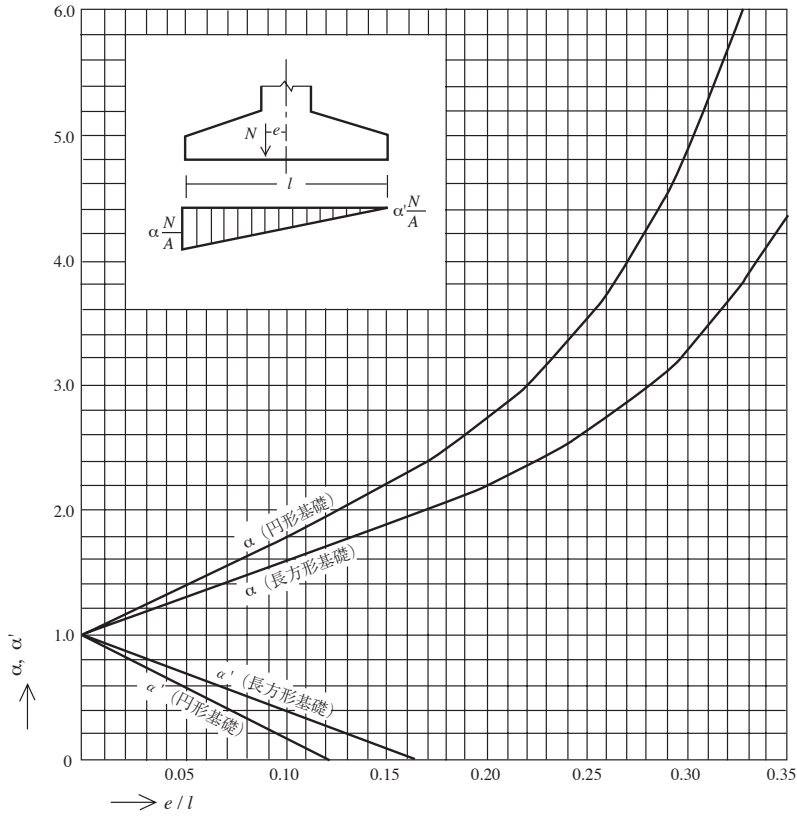


図 6.8.3 α, α' の算定図

6.10 補修および補強

ページ	行	誤	正
425	11	被災前まで回復させることが困難である。	被災前まで回復させることは困難である。
426	34	塑性変形能力の回復は難しい。	塑性変形能力の回復は難しいと <u>されている</u> 。
427	13	適用するべきではない。また、長期荷重の影響は	適用するべきではない。長期荷重の影響は
427	21	とも多い。居ながら補強	とも多い。使いながら補強

8 設計例 2 地上 6 階建て事務所

ページ	行	誤	正
493	5	方法であり、建築基準法に従来の許容応力度等計算の計算ルートを新たに <u>加えられた</u> 。	方法であり、従来の許容応力度等計算の計算ルートを <u>新たに</u> 加えられた。

ページ	行	誤	正
496	10	④ 極めて稀に発生する地震に対して，建築物の地下部分が倒壊	④ 極めて稀に発生する地震に対して，建築物の地上部分が倒壊

9 設計例3 地上2階建て店舗

ページ	行	誤	正
538	5	重量は鉄筋コンクリートで 24 N/m^3 とする.	重量は鉄筋コンクリートで 24 kN/m^3 とする.
538	6	地盤耐力は, 長期荷重に対して 100 N/m^2 (短期荷重に対しては, 200 N/m^2) とする.	地盤耐力は, 長期荷重に対して 100 kN/m^2 (短期荷重に対しては, 200 kN/m^2) とする.
542	14	ここに, $a = l - b + \frac{b'}{2}$	ここに, $a = l - \frac{b+b'}{2}$
543		表 9.4 スラブの有効幅 $a = l - b + \frac{b'}{2}$	表 9.4 スラブの有効幅 $a = l - \frac{b+b'}{2}$
549	6	1 階 $1.8 \times 2,850,000 = 5,130,000 \leq 1.0 \times 3,324 \times 10^3 \times 1.000 \times 0.926$	1 階 $1.8 \times 2,850,000 = 5,130,000 \geq 1.0 \times 3,324 \times 10^3 \times 1.000 \times 0.926$
564	16	基礎梁については $a_t = \frac{M_0}{f_t \cdot j}$ より求める	基礎梁については $a_t = \frac{M_D}{f_t \cdot j}$ より求める
576	10	(1) 小梁のたわみ検討 有効スパン	(1) 小梁のたわみ検討 有効スパンは小梁であることを考慮してスパン長とすれば
576	13	$L_y = 6,000 \text{ mm} - 2 \times 350 \text{ mm} = 5,300 \text{ mm}$	$L_y = 6,000 \text{ mm}$
576	15	小梁のせい $D = 450 \text{ mm} < L_y / 10 = 530 \text{ mm}$ より	小梁のせい $D = 450 \text{ mm} < L_y / 10 = 600 \text{ mm}$ より
576	24	(ii) 小梁の有効幅 B の算定	(ii) 小梁のたわみの算定
576	27	$I_b = \psi I_0 = (1.92 \times 300 \times 450^3) / 12 = 4.38 \times 10^9$	$I_b = \psi I_0 = (1.92 \times 300 \times 450^3) / 12 = 4.38 \times 10^9$
576	29	誤: $\delta_b = \frac{w_b L_y^4}{384 E I_b} = \frac{8,000 \times 10^{-6} \times 2,500 \times 6,000^4}{384 \times 2.17 \times 10^4 \times 4.38 \times 10^9} = 0.71 \text{ mm}$	正: $\delta_b = \frac{w_b L_y^4}{185 E I_b} = \frac{8,000 \times 10^{-6} \times 2,500 \times 6,000^4}{185 \times 2.17 \times 10^4 \times 4.38 \times 10^9} = 1.48 \text{ mm}$
576	32	$0.71 \times 8 = 5.68 \text{ mm} < 6,000 / 250 = 24 \text{ mm}$ OK	$1.48 \times 8 = 11.84 \text{ mm} < 6,000 / 250 = 24 \text{ mm}$ OK