

セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版1刷）正誤表（2011.7）

頁	行	誤	正
15 77	↓6 ↑7	フレキシブルコンテナバッグ	フレキシブルコンテナバッグ
25	表-2.3	C ₃ S C ₂ S C ₃ S C ₄ AF	C ₃ S C ₂ S C ₃ A C ₄ AF
40	図-2.28	(図中の折線グラフの説明)	(左から) 材齢3日 材齢7日 材齢28日
43	図-2.32 (横軸)	5 000 10 000 20 000 30 000 40 000 50 000 60 000	5.000 10.000 20.000 30.000 40.000 50.000 60.000
56	↑3	検討した結果 ²⁴⁾	検討した結果 ²⁵⁾
59	表-2.14	(テフロン処理タイプ・発塵抑制機構の説明) のフロンを添加し、液体中に…	のテフロンを添加し、粉体中に…
73	↑4	iv) パンチング破壊の検討	(別掲①参照)
90	表-4.1	(タイトル) …望ましい品質 ²⁾	…望ましい品質 ³⁾
141	表-6.3	(欄外記号説明: γ ₂) (kN/m ²)	(kN/m ³)
146	↓10	(γ ₁) (kN/m ²)	(kN/m ³)
	↓12	(γ ₂) (kN/m ²)	(kN/m ³)
151	↓16	(γ ₁) (kN/m ²)	(kN/m ³)
	↓18	(γ ₂) (kN/m ²)	(kN/m ³)
168	図-6.11	(擁壁寸法の一部) 1200 (および) 550	(別掲②参照) 1530 (および) 520
	↓2	等分布荷重あり。	等分布荷重である。
	↓6	(第2層(砂質…	第2層(砂質…
	↓7	φ ₂ =35°)	φ ₂ =35°
169	表-6.15 (背面土の欄)	(断面積の項) … (=1.95×3.00-Σ(W ₂ :w ₆)) (重量の項) 78.59	… (=1.95×3.00-Σ(W ₂ :W ₆)) 78.95
	↑1(式)	$K_A = \frac{\cos(\phi_3 - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha \dots)}$	(別掲③参照)
170	↓1(式)	$= \frac{\cos(30^\circ - 0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cdot \cos(0^\circ \dots)}$	(別掲④参照)
	表-6.16	(土圧+上載荷重の欄/水平力の項) 38.46	36.96
	↑3	$d = \frac{\sum V \cdot x - \sum H \cdot y}{\sum V}$	$d = \frac{\sum V \cdot x - \sum H \cdot y}{\sum V}$
171	↑4	除したものである。	除したものと考えてよい。
	↑2	の1/3以下であるか…	以下であるか…
	図-6.13	(タイトル) 地盤反力と基礎祖地盤改良 ¹²⁾	地盤改良検討図 ¹²⁾
172	↓6	$q_a = \frac{1}{3} (\dots \beta e \cdot N_r + i_q \cdot r_{13} \cdot D_f' \cdot N_q)$	(別掲⑤参照)

	↑7	支持力係数は $\phi 1=10^\circ$ …	支持力係数は $\phi 1=10^\circ$ …
173		ページ全体の修正：別掲⑥参照	
	↓2	鉛直応力 q_{uo}	鉛直応力 q_{u1}
	↓3	$q_{uo}=\dots$	$q_{u1}=\dots$
	↓5	改良体の自重 (kN)	改良体の自重 (kN/m ²)
	↓12	改良厚 h が 1.5m のとき…	改良厚 h が 0.7m のとき…
	表-6.17	(表全体を差替)	(別掲⑥参照)
	↑4	改良厚 h が 1.5m のとき…	改良厚 h が 0.7m のとき…
	↑3	$q_{u1}=\dots$	(別掲⑥参照)
	↑1	$=1/3 \{ \dots$	(別掲⑥参照)
174		ページ全体の修正：別掲⑥参照	
	↓1	$\times (18 \times 0.5 + 17 \times 1.5) \times 2.5 \} = 94.94$ (kN/m ²)	$\times (18 \times 0.5 + 17 \times 0.7) \times 2.5 \} = 80.42$ (kN/m ²)
	↓4	$\theta = \dots$	(別掲⑥参照)
	↓5	$i_c = i_q = \dots$	(別掲⑥参照)
	↓7	改良厚は 1.5m となる。	改良厚は 0.7m であるが、安全を考慮し 1.0m とする。
表-6.18	(改良厚) 1.5	1.0	
179	表-7.1	(第3種建設発生土/土質区分の項) 第2種改良土	第3種改良土
		(第4種建設発生土/土質区分の項) 第4種発生土	第4種改良土
191	図-7.7	(左端図) 郷土機	揚土機
193	図-7.10	発泡ビーズ混合計量土工法	発泡ビーズ混合軽量土工法
205	表-8.1	(2003.2/法令の項) 土壌汚染対策法の施	土壌汚染対策法の施行
217	↓12	作用機構 ⁷⁾ を以下に示す。	作用機構 ¹⁰⁾ を以下に示す。
	表-8.7	$(Cr^{3+}/\text{解離反応}) \Leftrightarrow Cr^{2+} + 3OH^-$	$\Leftrightarrow Cr^{3+} + 3OH^-$
223	↓1	認められた ¹⁸⁾ 。	認められた ²¹⁾ 。
256	図-9.30	(図中) 0.4q の位置	(別掲⑦参照)
379	↓2	麻生セメント株式会社	麻生ラファージュセメント株式会社 http://www.aso-lafarge-cement.jp/
	↑2	三井鉱山株式会社	削除
巻末	奥付	(問合せ先)	社団法人セメント協会 http://www.jcassoc.or.jp/
	広告	セメント系固化材による安定処理土の試験方法 …試験方法 JCAS L-01-2003	セメント系固化材による改良体の強さ試験方法 …試験方法 JCAS L-01 : 2006
		…六価クロム溶出試験方法 (案) …試験方法 (案) JCAS L-02-2001	…六価クロム溶出試験方法 …試験方法 JCAS L-02 : 2004
		(申込み・問合せ先) 〒104-003 東京都中央区八丁堀 4-5-4 TEL03-3523-2701 FAX03-3523-2700	〒103-0023 東京都中央区日本橋本町 1-9-4 TEL03-5200-5053 FAX03-5200-5062

【別掲①】

P73 iv) パンチング破壊の検討 (P74 から修正)

赤二重線：修正箇所
青線：修正後

誤	正
$q_{\max} \leq \frac{2 \cdot (B+L)}{B \cdot L} \cdot \frac{c \cdot Z}{F_s} + q_a \quad (3.11)$ <p>ここで、q_{\max}：最大鉛直荷重(kN/m²) $q_{\max}=P_{\max}'=223.8 \text{ kN/m}^2$ B：基礎の幅 (m) $2 \cdot B=1.6\text{m}$ L：基礎の長さ (m) $L=5.8\text{m}$ c：改良地盤のせん断強度(=$F_c/2$ とする) (kN/m²) F_c：<u>改良体の設計基準強度 (kN/m²)</u></p> $\underline{q \leq q_a (=F_c / F_s)} \quad (3.12)$ <p>ここに、<u>q：設計用荷重度 223.8 kN/m²</u> q_a：<u>許容圧縮応力度</u> F_c：<u>改良地盤のバラツキを考慮した一軸圧縮強度 (設計基準強度)</u> F_s：<u>安全率 (常時) 1.5</u></p> <p>したがって、</p> $\underline{F_c \geq F_s \cdot q} \quad (3.13)$ $\underline{\geq 1.5 \times 223.8 = 335.7 \text{ kN} / \text{m}^2}$	$q_{\max} \leq \frac{2 \cdot (B+L)}{B \cdot L} \cdot \frac{c \cdot Z}{F_s} + q_a \quad (3.11)$ <p>ここで、q_{\max}：最大鉛直荷重(kN/m²) $q_{\max}=P_{\max}=223.8 \text{ kN/m}^2$ B：基礎の幅 (m) $2 \cdot B=1.6\text{m}$ L：基礎の長さ $L=5.8\text{m}$ c：改良地盤のせん断強度($q_u/2$ とする) (kN/m²) q_u：<u>改良地盤の設計強度 (kN/m²)</u> (※p71(3.7)式より $q_u=121 \text{ kN/m}^2$)</p>

よって、設計基準強度： $F_c=340.0\text{kN/m}^2$ とする。

Z：改良厚さ (m) Z=1.9m
 q_a ：下部地盤の許容支持力度 (kN/m²) $q_a=70.3\text{ kN/m}^2$
 F_s ：安全率

よって、(3.10)式にそれぞれの値を代入する。

$$q_{\max} \leq \frac{2 \times (1.6 + 5.8)}{1.6 \times 5.8} \times \frac{335.7 \times 1.9}{3.0} + 70.3$$

$$q_{\max} (= 223.8\text{kN/m}^2) < \underline{409.4\text{kN/m}^2} \quad (3.14)$$

Z：改良厚さ (m) Z=1.9m
 q_a ：下部地盤の許容支持力度 (kN/m²) $q_a=70.3\text{ kN/m}^2$
 F_s ：安全率 (中地震時) 1.5

よって、(3.11)式にそれぞれの値を代入する。

$$q_{\max} \leq \frac{2 \times (1.6 + 5.8)}{1.6 \times 5.8} \times \frac{121/2 \times 1.9}{1.5} + 70.3$$

$$q_{\max} (= 223.8\text{kN/m}^2) > \underline{192.5\text{kN/m}^2} \quad (3.12)$$

パンチング破壊の検討を行った結果、OUTとなった。

パンチング破壊を起こさない条件を満たすには、改良厚もしくは改良地盤の設計強度を大きくする必要がある。

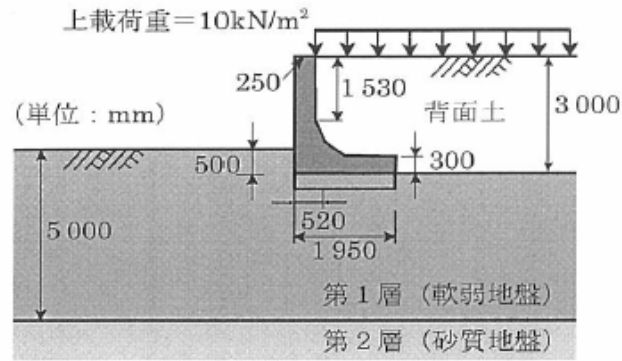
(3.13)式にパンチング破壊を起こさない条件を満たすための改良厚の設定方法を示す。

$$q_{\max} (= 223.8\text{kN/m}^2) \leq \frac{2 \times (1.6 + 5.8)}{1.6 \times 5.8} \times \frac{121/2 \times X}{1.5} + 70.3$$

$$\underline{X \geq 2.4\text{m}} \quad (3.13)$$

よって、パンチング破壊の検討を行った場合、改良厚は2.4m以上となる。

【別掲②】
P168 図-6.11



【別掲③】
P169 ↑ 1 (式)

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi_3 - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_3 + \delta) \cdot \sin(\phi_3 - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

【別掲④】
P170 ↓ 1 (式)

$$= \frac{\cos^2(30^\circ - 0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cdot \cos(0^\circ + 0^\circ) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 0^\circ) \cdot \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right)^2} = 0.333$$

【別掲⑤】
P172 ↓ 6 (式)

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{11} \cdot \beta_e \cdot N_r + i_q \cdot r_{13} \cdot D_f' \cdot N_q)$$

【別掲⑥】

P173～p174 (P173 ↓ 2 から修正)

赤二重線：修正箇所
青線：修正後

誤	正
<p>改良体下面に作用する鉛直応力 <u>q_{uo}</u> は、次式により求める。</p> $\underline{q_{uo}} = \frac{V}{B'} + W$ <p>ここに、B'：有効基礎幅を基に 1：2 で分散された改良厚(m) W：改良体の自重 <u>(kN)</u></p> <p>一方、未改良の下部地盤の許容支持力 q_{a1} は、次式により求める。</p> $q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{t1} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{t3} \cdot D_f' \cdot N_q)$ <p>荷重の傾斜角 θ は、$\tan \theta = H / (V+W)$ であるから、改良厚が大きくなる、すなわち深くなれば改良体の自重 W が大きくなり、θ が変化すると同時に i_c、i_r、i_q が変化することに留意する。</p> <p>改良体下面に作用する鉛直応力と、未改良の計算結果を表-6.17 に示す。擁壁下の改良厚 h が <u>1.5m</u> のとき、改良地盤の下部地盤の許容支持力が改良体下面に作用する鉛直応力を超える。</p>	<p>改良体下面に作用する鉛直応力 <u>q_{u1}</u> は、次式により求める。</p> $\underline{q_{u1}} = \frac{V}{B'} + W$ <p>ここに、B'：有効基礎幅を基に 1：2 で分散された改良厚(m) W：改良体の自重 <u>(kN/m²)</u></p> <p>一方、未改良の下部地盤の許容支持力 q_{a1} は、次式により求める。</p> $q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{t1} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{t3} \cdot D_f' \cdot N_q)$ <p>荷重の傾斜角 θ は、$\tan \theta = H / (V+W)$ であるから、改良厚が大きくなる、すなわち深くなれば改良体の自重 W が大きくなり、θ が変化すると同時に i_c、i_r、i_q が変化することに留意する。</p> <p>改良体下面に作用する鉛直応力と、未改良の計算結果を表-6.17 に示す。擁壁下の改良厚 h が <u>0.7m</u> のとき、改良地盤の下部地盤の許容支持力が改良体下面に作用する鉛直応力を超える。</p>

表-6.17 改良厚の検討

改良厚h(m)	鉛直応力 qu1 (kN/m ²)	許容支持力 qa1 (kN/m ²)	判定
1.2	95.19	90.94	OUT
1.3	94.78	92.27	OUT
1.4	94.53	93.60	OUT
1.5	94.42	94.94	OK
1.6	94.44	96.28	OK

なお、改良厚 h が 1.5m のときの計算過程を以下に示す。

$$q_{u1} = \frac{V}{B'} + W = \frac{131.09}{1.244 + 2 \times 1.5/2} + 17 \times (1.244 + 2 \times 1.5/2)$$

$$= 94.42(kN/m^2)$$

$$q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{t1} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{t3} \cdot D_f' \cdot N_q)$$

$$= \frac{1}{3}\{0.756 \times 1 \times 35 \times 8.3 + 0 \times 0.5 \times 17 \times 2.744 \times 0.4 + 0.756$$

$$\times (18 \times 0.5 + 17 \times 1.5) \times 2.5\} = 94.94(kN/m^2)$$

ここに、
荷重の傾斜角 θ が、

表-6.17 改良厚の検討

改良厚h(m)	鉛直応力 qu1 (kN/m ²)	許容支持力 qa1 (kN/m ²)	判定
0.5	83.67	77.72	OUT
0.6	81.29	79.07	OUT
0.7	79.33	80.42	OK
0.8	77.73	81.77	OK
0.9	76.44	83.12	OK

なお、改良厚 h が 0.7m のときの計算過程を以下に示す。

$$q_{u1} = \frac{V}{B'} + W = \frac{131.09}{1.244 + 2 \times 0.7/2} + 17 \times 0.7$$

$$= 79.33(kN/m^2)$$

$$q_{a1} = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot r_{t1} \cdot B' \cdot N_r + i_q \cdot r_{t3} \cdot D_f' \cdot N_q)$$

$$= \frac{1}{3}\{0.704 \times 1 \times 35 \times 8.3 + 0 \times 0.5 \times 17 \times 1.944 \times 0.4 + 0.704$$

$$\times (18 \times 0.5 + 17 \times 0.7) \times 2.5\} = 80.42(kN/m^2)$$

ここに、
荷重の傾斜角 θ が、

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V+W}\right) = \tan^{-1}\left\{\frac{36.96}{131.09+17\times(1.244+2\times 1.5/2)}\right\} = 11.75^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{11.75}{90}\right)^2 = 0.756$$

また、 $\theta \geq \phi_1$ のために $i_r = 0$

したがって、必要な擁壁下の改良厚は 1.5m となる。

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V+W}\right) = \tan^{-1}\left\{\frac{36.96}{131.09+17\times 0.7}\right\} = 14.49^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{14.49}{90}\right)^2 = 0.704$$

また、 $\theta \geq \phi_1$ のために $i_r = 0$

したがって、必要な擁壁下の改良厚は 0.7m であるが、安全を考慮し 1.0m とする。

【別掲⑦】
P256 図-9.30

