高規格堤防の地盤改良強度の見直しについて

Reviewing of Soil Improvement Strength for Super Levees

研究第一部　次　　長　**石　川　　浩**
研究第一部　主任研究員　**白木原　隆　雄**

At present, soil improvement for super levees stability in earthquake is mainly done using the deep mixing method. Soil improvement work for super levees is often large-scale work, and it is necessary to establish a more rational and economical design method for this work. With this background, this report proposes that it is possible to review the upper limit values of the design strength from the existing value of 5~6kgf/cm^2, to 10kgf/cm^2, from the analysis of the data for strength obtained on site; also, the results of sandy soil consolidated drainage curing tests show that it is possible to review the strength ratios (λ) for sandy soil used for the mix proportion design, from the existing value of 1/2, to 1.

Key words: super levees soil improvement, design strength, strength ratio, consolidated drainage curing test

1．はじめに

高規格堤防の地震時のすべり破壊に対する安定性は、以下により検討することとされている[1]。

① 地震時の液状化によるすべり破壊に対する安定性

過剰間隙水圧を考慮したすべり安定計算を行い、最小安全率(Fs)が 1.2 以上であることを確認しなければならない。Fs が 1.2 未満である場合には、必要な対策を講じるものとする。

② 地震時慣性力によるすべり破壊に対する安定性

地震時慣性力を考慮したすべり安定計算を行い、最小安全率(Fs)が 1.2 以上であることを確認しなければならない。Fs が 1.2 未満である場合には、必要な対策を講じるものとする。

Fs を 1.2 以上にするための対策としては、現在おもに深層混合処理工法による地盤改良が行われており、その際の改良深度については、支持層に着底させることが原則となっている。したがって、軟弱層が厚い地盤の場合は、大規模な地盤改良が必要となる。

もしも、設計基準強度を大きく見直すことが可能であれば、設計数量を減らし、地盤改良費用を削減することができる。

設計の手順は、まず設計基準強度(quck)を設定し、設計基準強度と現場強度(quf)の強度比(γ=quck/quf)、現場強度と室内強度(qul)の強度比(λ=quf/qul)から室内強度を決定する。次に、室内配合試験を行い、セメント添加量と室内強度の関係を求め、必要なセメント添加量を求める。

これらの強度には、次の関係式が成立する。

$$quck=\gamma \cdot quf=\gamma \cdot \lambda \cdot qul$$

現行ではγ=1/2、λ=1/2 とされているため、

$$quck=1/2 \cdot 1/2 \cdot qul=1/4 \cdot qul$$

となる。

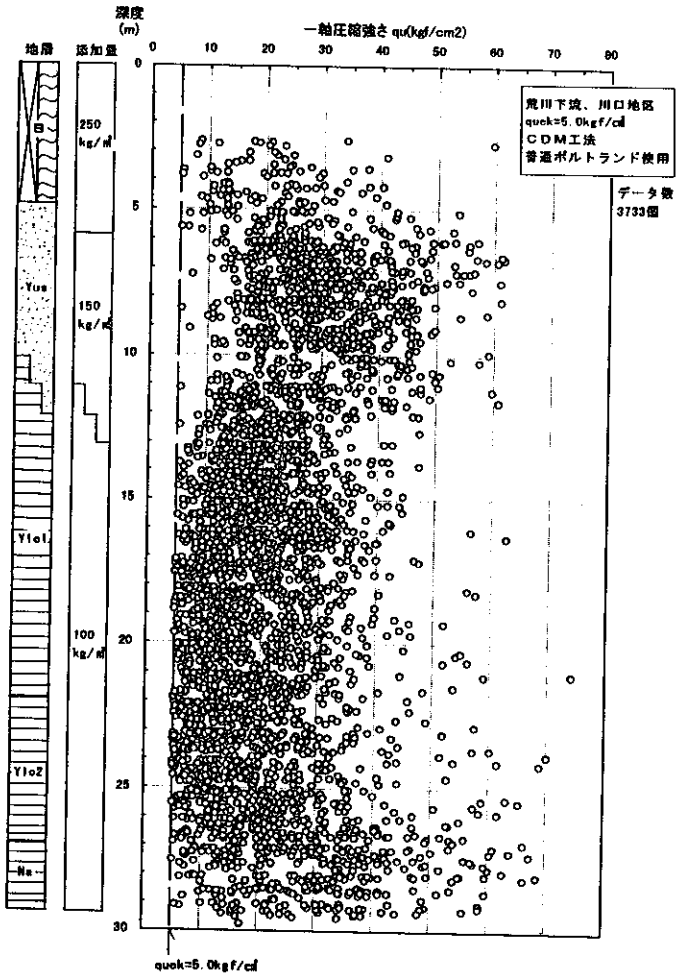
もしも、強度比λを現状より大きく見直すことが可能ならば、セメント添加量を減らすことで経済的な設計が可能となる。

2．設計基準強度の見直し

2－1　現場強度の分析結果

(1) 現場毎の強度の分布と最小値（図－1）

quck=5～6kgf/cm^2 での quf は、概ね 5～80kgf/cm^{2}の範囲にあり、大きなばらつきを有



図－1　現場強度 quf の深度分布図の例

Fig. 1　Example of Diagram of Depth Distribution of On-Site Strength quf

するものの、深度方向に弱線を示す所は見られない。また、最小値は設計基準強度(5kgf/cm²)である。

(2) 地層毎の平均強度の分布と最小値（表－1，図－2）

平均強度は、$\overline{quf}$=12.0～49.6kgf/cm²を示し、設計基準強度(5～6kgf/cm²)の 2.4～8.3 倍となっている。平均強度の最小値は、5.0～39.2kgf/cm² を示す。平均強度は、「砂質土(Yus, As)＞粘性土(Ylc, Ac)」の関係を示す所が多い。標準偏差は、σ=3.5～26.6kgf/cm² とばらつきが大きい。データ数が多くなると、正規分布、対数正規分布を示す。

2－2　結　論

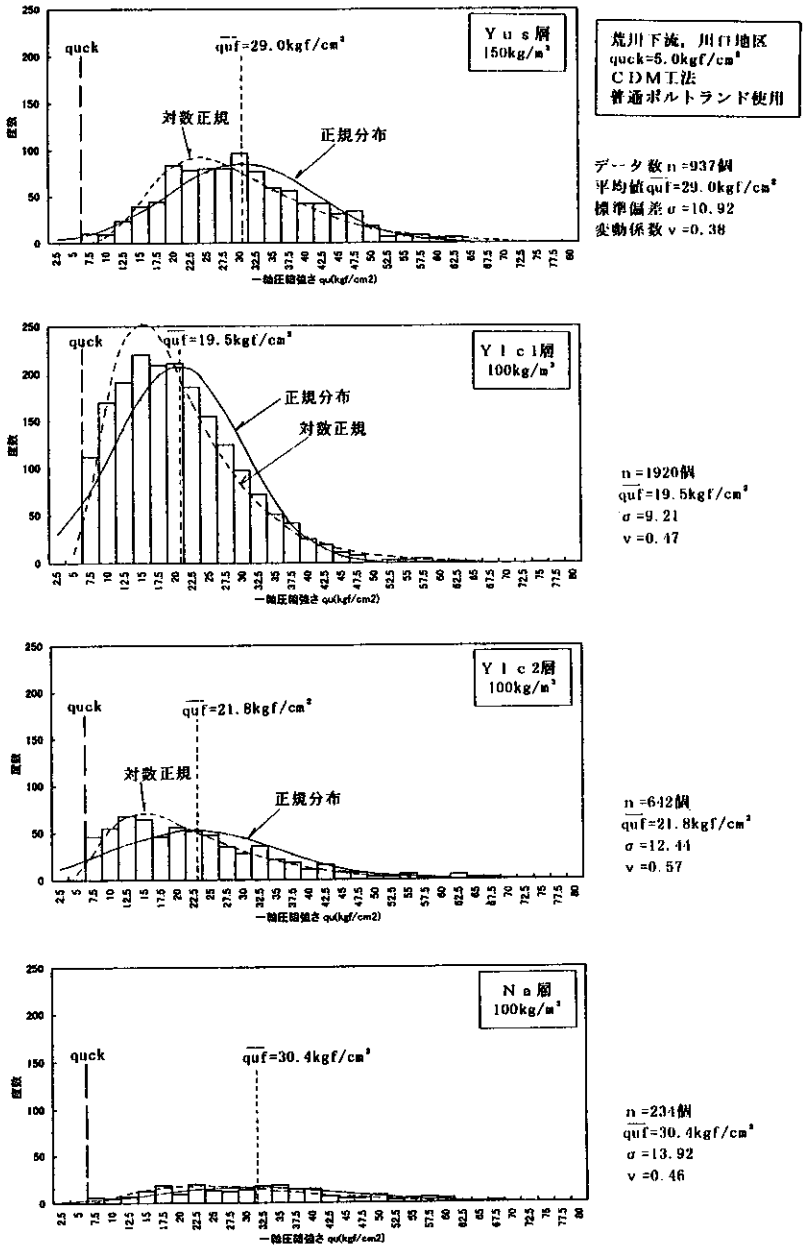
以上の結果より、セメント添加量を適正に設定すれば、設計基準強度の上限値を現行の 5～6kgf/cm²の 2 倍程度の 10kgf/cm²に上げることは可能と判断される。

但し、セメント添加量の上限値は施工上の理由から 250kg/m³とする必要がある。

表－1　設計基準強度見直しデータ

Table 1　Data for Reviewing of Design Strength

地区名		工法 CDM (w/c)	工法 DJM	設計強度 quck (kgf/cm2)	強度比 (設計強度/室内強度)	セメント種類	地層	添加量 (kg/m3)	室内強度 $\overline{qul}$ (kgf/cm2)	現場強度データ データ数	現場強度データ 平均値 $\overline{quf}$ (kgf/cm2)	現場強度データ 標準偏差	現場強度データ 最小値 quf min	採用確率分布 正規分布	採用確率分布 対数正規	正規分布 $\overline{quf}-\sigma$	対数正規 16% 確率値	$\overline{quf}/2$ (kgf/cm2)	ボーリング地点毎の平均の最小値 $\overline{quf}_{min}$ (kgf/cm2)	室内と現場の強度比 λ' $\overline{quf}/\overline{qul}$
荒川上流	吹上	○ (1.0)		5.0	1/3	セメント系固化材	Ac1	130	15	20	12.0	5.86	6.21		○		7.03	6.00	7.7	1/ 1.25
							Ac2	200	15.23	35	13.4	5.16	5.20	○		8.24		6.70	6.7	1/ 1.14
							Ac3	130	14.70	49	16.0	7.05	5.35		○		9.33	8.00	8.0	1/ 0.92
	田島	○ (?)		3.0	1/4	セメント系固化材	A	150	-	3	4.1	0.27	3.78	-	-	-	-	-	-	-
							B	100	-	3			3.63							
							C	150	-	3			4.35							
荒川下流	川口	○ (1.0)		5.0	1/2.8	NP	Yus	150	12.60	937	29.0	10.92	5.40	○		18.08		14.50	17.8	1/ 0.43
					1/5.5		Ylc1	100	29.70	1920	19.5	9.21	5.00		○		10.69	9.75	11.4	1/ 1.52
					1/6.2		Ylc2	100	33.10	642	21.8	12.44	9.20		○		10.48	10.90	9.2	1/ 1.52
					1/3.2		Na	100	28.60	234	30.4	13.92	13.40	○		16.48		15.20	13.4	1/ 0.94
					1/2.3	BB	Yus	100	15.00	109	24.9	6.63	11.20	○		18.27		12.45	15.7	1/ 0.60
					1/5.1		Ylc1	120	30.60	506	23.6	10.42	5.10		○		13.65	11.80	11.7	1/ 1.30
					1/5.4		Ylc2	120	30.80	224	22.7	15.08	5.00		○		10.1	11.35	8.6	1/ 1.36
					1/4.3		Na	110	25.80	40	24.5	13.83	7.70		○		11.98	12.25	13.5	1/ 1.05
	鹿浜	○ (1.0)		5.0	1/4	BB	Yus	140	20.30	100	30.5	13.81	8.80		○		16.56	15.25	9.4	1/ 0.67
							Ylc	100	25.10	259	22.3	10.39	5.00		○		12.38	11.15	12.4	1/ 1.13
							Na	100	26.00	57	29.5	11.22	11.00	○		18.28		14.75	16.9	1/ 0.88
	宮城	○ (1.0)		5.0	1/4	BB	YU	110	20.50	24	25.8	12.53	9.85	○		13.27		12.90	10.8	1/ 0.79
							YL	100	26.80	48	20.1	9.26	5.03	○		10.84		10.05	8.5	1/ 1.33
							Na	160	27.00	24	18.8	7.12	4.87	○		11.68		9.40	7.0	1/ 1.44
	新砂	○ (1.0)		5.0	1/4	BB	Yus	120	22.30	52	36.4	14.91	10.90	○		21.49		18.20	22.2	1/ 0.61
							Ylc1	110	25.40	81	27.0	11.70	7.70		○		15.74	13.50	22.9	1/ 0.94
							Ylc2	110	23.00	89	29.7	14.96	5.40		○		15.04	14.85	22.4	1/ 0.77
							Na	100	30.70	15	32.9	16.70	8.60	○		16.2		16.45	19.2	1/ 0.93
江戸川	木津内		○	3.0	1/4	BB	Ap	400	12.45	72	6.2	1.57	3.15		○		4.66	3.10	3.4	1/ 2.01
							Ac	100	4.15	69	9.8	3.07	3.66	○		6.73		4.90	4.2	1/ 0.42
	妙典	○ (1.0)		1.0	1/5	NP	As1	100	19.95	9	6.7	2.58	5.65	-	-	-	-	-	-	-
							Ac2	100	9.94	9			3.72							
							Ac3	100	10.04	9			2.06							
				5.0	1/4	BB	As1	340	19.95	3	24.1	13.62	39.24	-	-	-	-	-	-	-
							Ac2	175	18.35	3			15.22							
							Ac3	180	19.39	3			10.77							
		○ (1.0)		5.5	1/4	BB	As1	370	21.98	3	17.8	6.48	14.55	-	-	-	-	-	-	-
							Ac2	180	19.29	3			11.12							
							Ac3	195	21.78	3			14.62							
				6.0	1/4	BB	As1	400	24.07	3	21.0	7.29	19.51	-	-	-	-	-	-	-
							Ac2	210	24.10	3			18.68							
							Ac3	215	24.43	3			10.15							
			○	6.0	1/4	BB	As1	235	24.13	12	18.7	6.66	8.35	-	-	-	-	-	-	-
							Ac2	200	24.31	12	20.4	8.30	8.22							
							Ac3	200	24.18	12	17.1	9.00	6.31							
利根川上流	常木		○	6.0	1/4	セメント系固化材	As1	125	25.50	80	39.8	22.40	13.00		○		21.38	19.90	15.90	1/ 0.64
							Ac	165	24.28	106	36.9	18.14	6.30	○		18.76		18.45	20.90	1/ 0.66
							Asc	175	24.10	7	28.1	11.10	11.00	-	-	-	-	-	-	-
							Ap	225	23.90	46	38.7	26.63	10.40		○		19.33	19.35	20.20	1/ 0.62
							Dc1	110	26.10	118	33.9	20.27	7.50		○		15.46	16.95	10.70	1/ 0.77
	伊賀袋		○	6.0	1/4	BB	As	130	24.30	600	42.6	17.19	6.30	○		25.41		21.30	18.00	1/ 0.57
							Ac	130	24.76	380	36.0	17.69	6.00		○		17.95	18.00	23.10	1/ 0.69
利根川下流	出津		○	6.0	1/4	BB	砂Ⅰ	130	25.56	32	35.3	13.54	16.90		○		22.56	17.65	24.33	1/ 0.72
							粘土Ⅰ	100	28.40	8	25.4	4.90	20.00	-	-	-	-	-	-	-
							砂Ⅱ	100	30.80	12	14.9	9.68	5.32	-	-	-	-	-	-	-
							粘土Ⅱ	100	26.10	62	22.9	14.12	6.70		○		11.27	11.45	15.78	1/ 1.14
		○ (1.0)		6.0	1/4	BB	砂Ⅰ	220	24.56	22	48.4	16.67	12.97	○		31.73		24.20	41.45	1/ 0.51
							粘土Ⅰ	110	24.64	4	24.4	3.52	21.37	-	-	-	-	-	-	-
							砂Ⅱ	120	26.98	6	31.6	9.01	19.00	-	-	-	-	-	-	-
							粘土Ⅱ	110	23.84	38	17.1	8.22	6.97		○		9.38	8.55	16.20	1/ 1.39
	小見川		○	6.0	1/4	BB	As1	120	28.06	9	49.6	14.87	28.56	-	-	-	-	-	-	-
							Ac	160	28.08	9	39.7	23.48	14.80							
							Asc	100	29.70	9	26.5	13.51	6.34							
							As2	100	31.60	9	27.8	16.55	9.31							
京浜	戸手		○	6.0	1/4	BB	-	100	-	45	37.7	14.86	6.38	○		22.84		18.85	31.29	-



（注）記号

・quck：設計基準強度（kgf/cm²）

・$quf_{ｺ}$：個々の現場強度（kgf/cm²）

・$\overline{quf}_{ｺ}$：地層毎の現場強度の平均値（kgf/cm²）

図－２　地層毎の$quf_{ｺ}$の度数分布と平均強度（$\overline{quf}_{ｺ}$）の例

（荒川下流：川口地区、普通ポルトランドセメント工区）

Fig. 2　Examples of Distribution of Degree of $quf_{ｺ}$ and Average Strength ($\overline{quf}_{ｺ}$) for Each Stratum

(Lower stream area of Arakawa River: Kawaguchi area, Portland cement work area)

3．砂質土の強度比(λ)の見直し

3－1　強度比の見直しの考え方

砂質土は、室内試験において強度が出にくいものの、実際の施工では、現場強度の発現性は高く、現状のセメント添加量 100～150kg/m³ に対し、現場強度の平均値は、quf=14.9～49.6kgf/cm² が得られている。また、quck の上限値を 10kgf/cm² とした場合、現行の強度比(γ・λ=1/4)ではセメント添加量を上限値の 250kg/m³ としても所定の室内強度 40kgf/cm² が得られない可能性が高い。

したがって、現場強度/室内強度の強度比(λ=1/2)を見直し、合理的なセメント添加量を設定することが必要である。

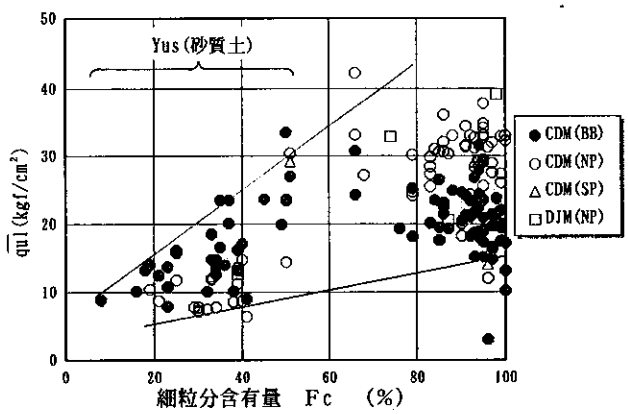
3－2　圧密排水養生試験

(1) 室内強度が出にくい原因の推定

現場平均強度と室内平均強度の比λは、砂質土の方が粘性土より大きい。すなわち、砂質土は現場で強度が出やすいが、室内では強度が出にくい。

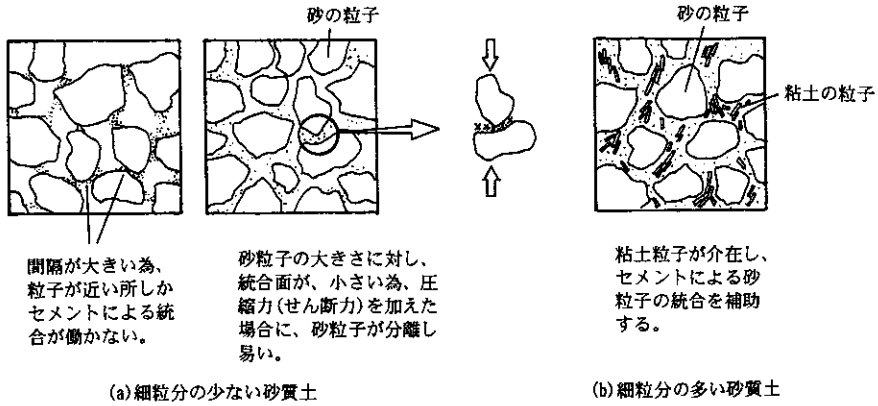
砂質土では、細粒分含有率が室内強度に大きく影響する（図－3）。すなわち、細粒分が少ない場合は、応力～ひずみ曲線は途中で折れ曲がり、強度の伸びが期待できない。

この原因は、次のように考えられる。細粒分の少ない均等な砂でタッピング方法（モールド内の気泡を取り除くため、モールドを床などに打ちつける）で供試体を作成すると、



図－3　細粒分含有量と室内強度の関係

Fig. 3　Relationship between Content of Fine-Grained Soil and Laboratory Test Strength



図－4　砂質土のセメンテーション効果

Fig. 4　Cementation Effect of Sandy Soil

図－4(a)に示すように、土粒子の間隙が大きいためセメンテーション効果があまり働かず、養生後に一軸圧縮力を加えた際に砂粒子が分離し、応力の伸びが小さくなるものと考えられる。一方、細粒分を多く含む砂では、図－4(b)に示すようにセメンテーション効果が良好に発揮されるため、応力～ひずみ曲線は直線的に伸びるものと考えられる。

実際の砂質土地盤においては、現場の改良体は自重や土圧という拘束圧を受け圧密排水状態で養生されていると考えられることから、室内において供試体に拘束圧をかけたまま排水条件で養生（養生中に圧密する）すれば、現場の養生条件を再現することになり、現場強度に近い高い強度が得られるものと考えられる。

(2) 試験方法

圧密排水養生を行うため、図－5に示す試験装置を作成した。なお、試験は砂質土と粘性土について行い、両者の比較検討を行った。試験方法を表－2に示す。

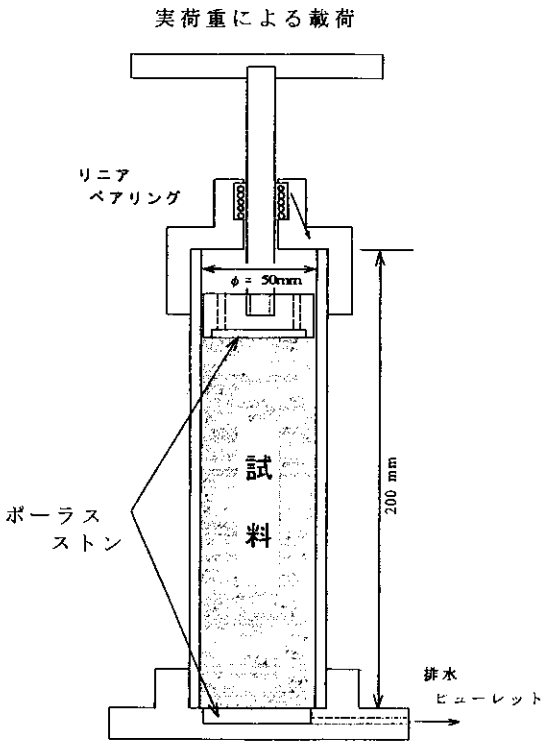
(3) 試験結果（表－3、表－4）

砂質土については、改善法による圧密排水効果が明瞭に出ている。改善法の $\overline{qu1}$/従来法の $\overline{qu1}$ の比をaとすると、aは1.6～2.0を示す。この場合、$\overline{quf}$ と $\overline{qu1}$ の関係は現行の λ=1/2に対して、

$\overline{quf}$=1/2・a・従来法 $\overline{qu1}$ ≒1・従来法 $\overline{qu1}$

と表されることとなり、これは λ を見直して、λ=1とする根拠となる。

粘性土についは、セメント添加量 100kg/m³ のケースでは改善法のよる効果が明瞭にでて



図－5　圧密排水養生用供試体作製装置

Fig. 5　System for Preparation of Test Piece for Consolidated Drainage Curing Test

表－2　試験方法

Table 2　Test Method

土質	区分	養生条件	水セメント比	セメント添加量	材令	個数	試験
砂質土	従来法	温度20°C，湿度95%	W/C=100%	100kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
			W/C=100%	200kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
	改善法1	圧密排水養生（荷重 1kg/cm²）温度20°C，湿度95%	W/C=100%	100kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
			W/C=100%	200kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
	改善法2	圧密排水養生（荷重 2kg/cm²）温度20°C，湿度95%	W/C=100%	100kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
			W/C=100%	200kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
粘性土	従来法	温度20°C，湿度95%	W/C=100%	100kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
			W/C=100%	200kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
	改善法1	圧密排水養生（荷重 1kg/cm²）温度20°C，湿度95%	W/C=100%	100kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
			W/C=100%	200kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
	改善法2	圧密排水養生（荷重 2kg/cm²）温度20°C，湿度95%	W/C=100%	100kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	
			W/C=100%	200kg/m³	7日	3個	一軸
					28日	3個	

表－3　平均一軸圧縮強さ

Table 3　Average Unconfined Compression Strength

土　　質			砂 質 土		粘 性 土	
セメント添加量(kg/m³)			100	200	100	200
$\overline{qu}$ (kgf/cm²)	材令7 日	従来法	7.70	13.27	7.03	31.27
		改善法1	14.90	26.40	11.27	34.97
		改善法2	14.00	26.10	14.30	33.93
	材令28日	従来法	13.97	34.63	16.97	57.00
		改善法1	22.00	58.93	27.27	62.70
		改善法2	22.03	56.57	32.50	61.00

注）改善法1：荷重1 kgf/cm²　改善法2：荷重2 kgf/cm²

表－4　改善法と従来法の比

Table 4　Strength Ratio of Improved Method and Conventional Method

a	土　　質	砂 質 土		粘 性 土	
	セメント添加量(kg/m³)	100	200	100	200
改善法1 /従来法	材令7 日	1.94	1.99	1.60	1.12
	材令28日	1.57	1.70	1.61	1.10
改善法2 /従来法	材令7 日	1.82	1.97	2.03	1.09
	材令28日	1.58	1.63	1.92	1.07

いるが、セメント添加量 200kg/m³ のケースでは強度発現が早く、載荷中に固化が進行したためと考えられ改善法のよる効果は見られなかった。いずれにせよ、粘性土地盤では、非排水条件にあるものと考えられ、今回の結果は、排水条件が確保された場合の参考値として捉えることが望ましいと言える。

4．まとめ

現場強度のデータ分析からセメント添加量を適正に設定すれば、設計基準強度の上限値を現行の 5～6kgf/cm² から 10kgf/cm² に見直すことが可能であるという結論が得られた。これにより、地盤改良の改良幅を小さくできるため、地盤改良費用を大幅に削減することが可能となる。

また、砂質土の圧密排水養生試験を行った結果、砂質土は現場で強度が出やすいが、室内では強度が出にくいという原因が究明でき、砂質土の強度比（λ）を現行の 1/2 から 1 に見直すことが可能であるという結論が得られた。これによって、より合理的な配合設計が可能となり、セメント添加量を削減することが可能となる。

今後の課題としては、地盤改良の改良幅をどこまで小さくすることができるのかを弾塑性ＦＥＭ等の変形解析等により検討していく必要があると考えられる。

＜参考文献＞

1) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル、1998 年 1月