

天然短繊維材を配合した改良土の強度特性

東洋建設(株) 正会員 ○大熊 広樹
東洋建設(株) 正会員 山崎 智弘
東洋建設(株) 大出 高史

1. はじめに

河川堤防は、長い歴史の中で順次拡築されてできた構造物であり、築造年代によって土堤の盛土材料や施工方法が異なるため、堤体の粒度や強度が不均一であり、また堤防の高さは計画高水流量以下の流水を越流させないように嵩上げしつづつ築造されている。しかし、近年の巨大台風や線状降水帯等による集中豪雨で、流水が既往の計画高水量を上回り、表法の侵食・浸透のみならず、越水して堤防裏法が侵食されて決壊する事例が散見されている。そこで国土交通省では、平成 27 年の関東・東北豪雨での鬼怒川堤防の決壊を契機に、越水することを前提に、決壊までの時間を少しでも延ばすための危機管理型ハード対策を進めている¹⁾。また破堤した堤防の緊急復旧の従来方法では、荒締め切りした後に、吸い出し防止材を設置し、コンクリート連節のブロック張りにて覆工を行うが、同工法はブロックの連節や鉄筋挿入などに多くの手間と時間がかかることや、現地で作業を行う専門技術者の確保が困難であることが課題として挙げられている。

本研究では、河川堤防の裏法および表法の表土を汎用の混合プラントと専用の攪拌バケットを用いて薄層にて原位置改良して法面補強することで、耐浸透機能、耐侵食機能、耐震機能を有する堤防法面補強土工法の開発を行っている。本工法が適用される場合、現地での配合設計と設備の設置から着工までに必要な期間を短縮し、かつ省人力となる堤防の緊急復旧工法の提供を可能とすることを目的としている。

2. 堤防法面補強土工法の概要

堤防法面補強土(図-1)は、現地法面の表土を主材として、堤体の裏法および表法の表層を 20~50cm を原位置改良する。添加する材料は、水、セメント、短繊維材、必要に応じてベントナイトである。短繊維材は天然の麻繊維(図-2)を使用することによって、化学繊維を用いる場合と比較して、不慮の事由で河川へ流出したときにマイクロプラスチック問題の懸念がない。現地土砂に短繊維材とセメントと水を混合することにより、土粒子間をつなぎ、圧密沈下等の堤体の変形に対する靱性や追従性を発揮し、乾燥によるひび割れを防止する。また、補強土に作用する洪水時の流水を模擬した中規模実験によって、流水による裏法と表法の侵食を抑制できることを確認した²⁾³⁾。表法には必要に応じてベントナイトを添加し、洪水時の堤体内への浸透を抑制する地盤(透水係数 $k=1 \times 10^{-7} \text{m/s}$ のオーダー)に改良し、裏法では堤内に浸透した水を排水するためにベントナイトは配合せず、法尻ヘドレーン孔もしくはカゴマット等の排水機構の設置を想定している(図-3)。施工は、上記の材料を汎用のバッチ式プラントにて混合し、ポンプ圧送等により材料を法面に散布し、バックホウに接続した攪拌機能付きの専用バケットで原位置改良し、改良後に法面を転圧して整形する方法を想定している⁴⁾。転圧することで堤体表層近傍の締固め度を向上させるとともに、改良部と改良下部の土砂との隙間をなくし堤



図-1 堤防法面補強土



図-2 麻繊維

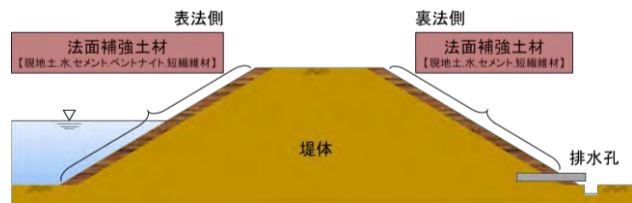


図-3 堤防法面補強土の想定断面図

キーワード 原位置改良, 堤防法面補強, 天然繊維材, 配合試験, 強度比

連絡先 〒663-8142 兵庫県西宮市鳴尾浜 1-25-1 東洋建設株式会社 鳴尾研究所 TEL 0798-43-5903

体になじませることが特徴である。また、雑草が生えにくい等、コンクリートブロック連節工と同様にメンテナンスフリーとなることを想定している。ただし排水構造部の定期的な清掃作業が必要となる可能性がある。

補強土の品質の指標は、流水による裏法および表法の耐浸食性を満足しつつ、維持管理時に補修の必要性が生じた場合などに、重機での掘削撤去が容易とするため、現地での一軸圧縮強度が $q_u = 500 \sim 1,000 \text{ kN/m}^2$ 程度となることを適切な範囲と想定する。

添加する材料の配合は、既往の研究では、短繊維材は補強土体積の 0.6~0.8% を添加することで靱性を発揮し³⁾、水は、セメントおよび短繊維材とベントナイトの添加量を一定として現地土砂の様々な粒度でも余剰水が発生しない最小の水量を設定する方法⁵⁾⁶⁾にて導出する。本配合設計を用いることで、一般的には1か月程度を要する事前配合試験を2日程度で決定でき、現地での着工までの時間短縮を図ることが可能となる。

本紙では、短繊維材、ベントナイトを一定とし、土堤の粒度の違いや、降雨などで土堤表土の含水比が増加した場合でも所定の品質強度を確保できる配合設計を構築することを目的とし、セメント添加量と対象土の粒度や含水比を変化させた室内配合試験を実施した。また、実際の施工を模擬した実規模実験を実施し、歩掛および強度比を検証した。

3. 室内配合試験

(1) 使用材料

室内配合試験に使用した材料は、真砂土： S_m （淡路島産，密度 2.67 g/cm^3 ），細砂の東北硅砂4号： S_{k4} （東北硅砂株，密度 2.64 g/cm^3 ），東北硅砂8号： S_{k8} （東北硅砂株，密度 2.64 g/cm^3 ）とした。各土砂の粒度分布を **図-4** に示す。その他の材料は、セメント： C （普通ポルトランドセメント，密度 3.16 g/cm^3 ），水： W （密度 1.00 g/cm^3 ），ベントナイト： B （赤城，株ホージュン，密度 2.60 g/cm^3 ），短繊維材： F （黄麻 100%，長さ 20mm，バングラデシュ産，密度 1.25 g/cm^3 ）とした。

(2) 試験方法

上記材料を混合後、プラモールド（ $\phi 5 \text{ cm}$ ， $H 10 \text{ cm}$ ， $n=3$ ）にて供試体を作成し、材齢7日および28日まで 20°C の恒温室内にて水中養生を行った。養生後、「土の一軸圧縮試験方法（JIS A 1216）」により、一軸圧縮強度試験を実施した。

(3) 試験ケース

複数の土砂を対象として、ビニロン繊維（改良土体積比 0.6%），セメント（ 60 kg/m^3 ），ベントナイト（ 60 kg/m^3 ）を一定としたときの余剰水が生じない最小の含水比 W/S は、各土砂の粒度曲線の左上部分の面積 A から導出できる⁶⁾。同様の方法にて、上記使用材料の天然麻繊維材における余剰水が生じない最小の含水比 W/S と面積 A の算定式を検証した。天然麻繊維材（改良土体積比 0.6%），セメント（ 60 kg/m^3 ）を一定とし、ベントナイトを添加しない場合の算定式を式(1)に、天然繊維材（改良土体積比 0.6%），セメント（ 60 kg/m^3 ），ベントナイト（ 60 kg/m^3 ）を一定としたときの算定式を式(2)に示す。

$$W/S = 12.78 A^{-0.728} \quad (1)$$

$$W/S = 10.94 A^{-0.697} \quad (2)$$

ここに、面積 A の定義や詳細な算定方法は **図-5** や文献⁶⁾を参照されたい。このような配合設計法を用いることで、さまざまな土質で構成されている土堤表土を対象として、現地にて粒度と自然含水比を確認するだけで迅速に必要な配合を決定することができ、破堤した土堤の早期復旧に貢献することができる。

3種類の土砂におけるベントナイト（ 60 kg/m^3 ）の有無における最小含水比 W/S を **表-1** に示す。対象とする現地の地山の自然含水比が **表-1** に示す最小含水比よりも大きくなった場合に適用できる配合設計を把握するために、含水比 W/S を最小含水比から約 0.05~0.30 増加させ、またセメント添加量 C は $60 \sim 250 \text{ (kg/m}^3)$ まで増加させた配合試験を行った。 **表-2** は、配合例として、真砂土 S_m ，含水比 $W/S=0.35$ に相当する水分量 W ，セメント $C=120 \text{ kg/m}^3$ ，ベントナイト $B=60 \text{ kg/m}^3$ ，天然短繊維材 $F=0.6\%/m^3$ の配合表である。

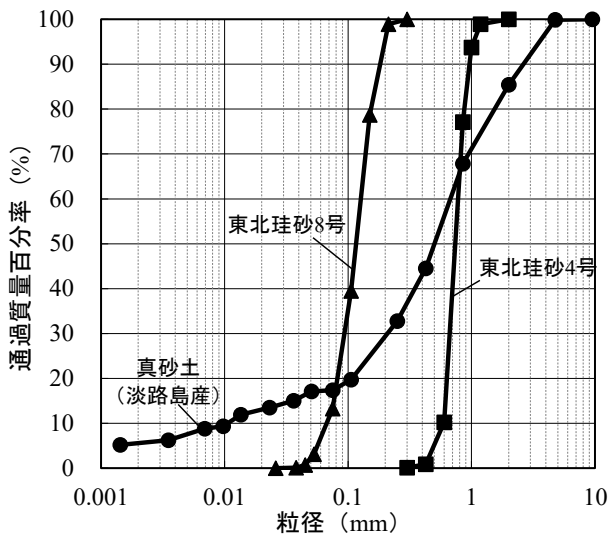
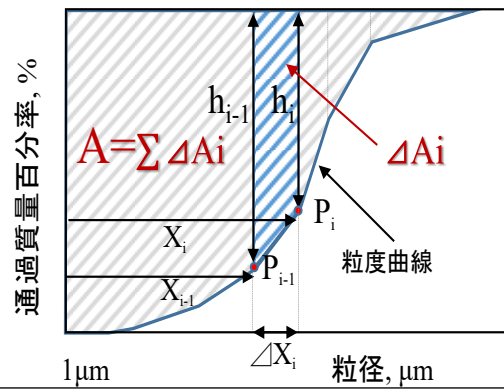


図-4 各土砂の粒度分布

表-1 各土砂における面積 A と最小含水比 W/S

	真砂土	東北珪砂 8 号	東北珪砂 4 号
面積 A	247.3	205.1	286.8
最小含水比 W/S (式(1) による)	0.231	0.265	0.208
最小含水比 W/S (式(2) による)	0.235	0.268	0.212



- ① 横軸を μm 単位で示し, \log_{10} で換算した X とする.
- ② 各粒度 X_i から X_{i-1} の各百分通過率 P_i および P_{i-1} から 100% までの割合 h_i および h_{i-1} を算定する.
- ③ 粒度分布曲線左上側の面積 A を以下の式で算定する.
 $\Delta A_i = (h_i + h_{i-1}) / 2 \times \Delta X_i$, $\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$, $A = \sum \Delta A_i$

図-5 粒度分布左上の面積 A の求め方

表-2 配合例

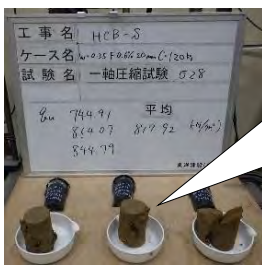
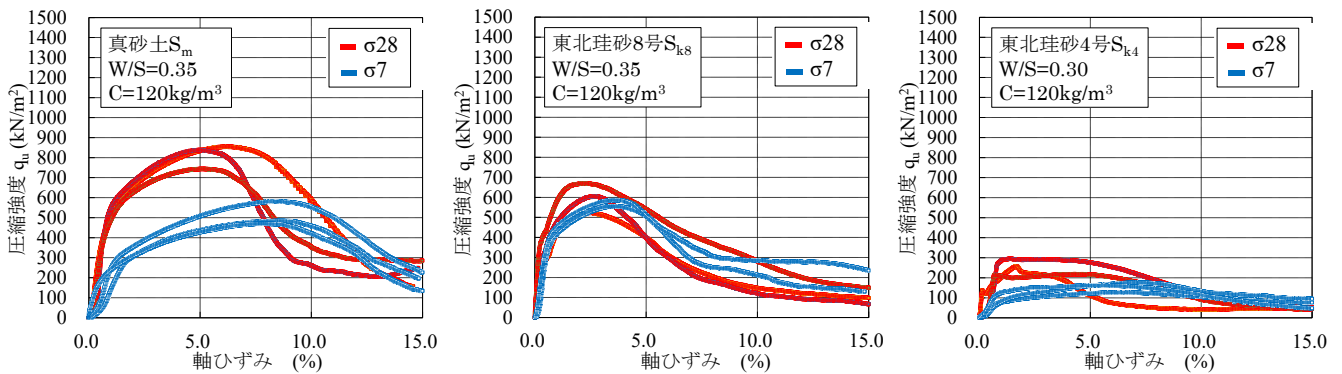
(真砂土 S_m , $W/S=0.35$, $C=120\text{kg/m}^3$, $B=60\text{kg/m}^3$)

	真砂土 S_m	水 W	セメント C	ベントナイト B	繊維 F	合計
配合量 (kg)	1,287	450	120	60	7.5	1,925
密度 (g/cm^3)	2.67	1.00	3.16	2.60	1.25	-
体積 (m^3)	0.483	0.450	0.038	0.023	0.006	1.000

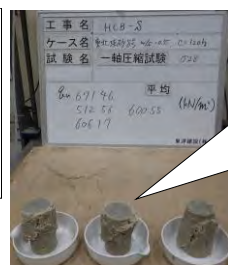
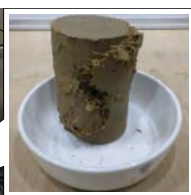
(4) 一軸圧縮強度試験結果

a) ベントナイト添加無し (裏法を対象)

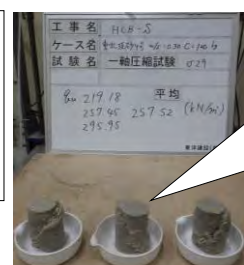
各土砂における含水比を $W/S=0.30\sim 0.35$, セメント量 $C=120\text{kg/m}^3$, ベントナイト添加しない配合の材齢 7 日, 28 日の応力-ひずみ曲線を図-6 に示す. 各土砂において, 最大圧縮強度が発現した後も, ひずみが概ね 5~10% まで極端な強度低下をせず, 靱性を有していることが確認できた.



(a) 真砂土 S_m



(b) 東北珪砂8号 S_{k8}



(c) 東北珪砂4号 S_{k4}

図-6 応力-ひずみ曲線 (材齢 7 日, 28 日), 試験後の供試体

真砂土 S_m を対象とした含水比 W/S ごとのセメント添加量 C (kg/m^3) と材齢 28 日での最大圧縮強度 $q_{u\text{MAX}}$ (kN/m^2) の関係を図-7 に示す。 C が増加するにつれ、また、 W/S が小さいほど、 $q_{u\text{MAX}}$ が大きくなることが確認できた。ここで、すべての試験結果から W/S と C からセメント水比 C/W (%) を求め、 C/W と $q_{u\text{MAX}}$ をプロットし、真砂土、東北珪砂 4 号、8 号における C/W と $q_{u\text{MAX}}$ の関係をそれぞれ図-8、9 に示す。各土砂において、 C/W と $q_{u\text{MAX}}$ には強い正の相関が得られることが確認できた。

b) ベントナイト添加有り (表法を対象)

ベントナイト ($60\text{kg}/\text{m}^3$) を添加したケースは、添加していない場合と比較して全体的に $q_{u\text{MAX}}$ が大きくなる傾向があり、 C が増加、 W/S が小さいほど、 $q_{u\text{MAX}}$ が大きくなった。真砂土 S_m における C/W と $q_{u\text{MAX}}$ の関係を図-10 に示す。同様に正の相関が得られたものの、ベントナイトを添加していない場合と比較すると、ややばらつきが見られた。そこで、 C と一定のベントナイト添加量 B を足したものを水量 W で除した比率 $(C+B)/W$ (%) を定義し、 $(C+B)/W$ と $q_{u\text{MAX}}$ の関係を図-11 に示す。決定係数がより 1 に近い 1 本の回帰直線で示されることが確認できた。

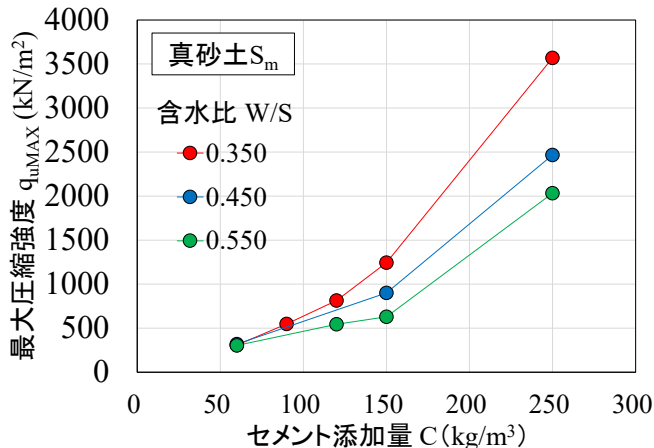


図-7 含水比 W/S の違いによるセメント添加量 C と最大圧縮強度 $q_{u\text{MAX}}$ の関係 (真砂土 S_m , 材齢 28 日)

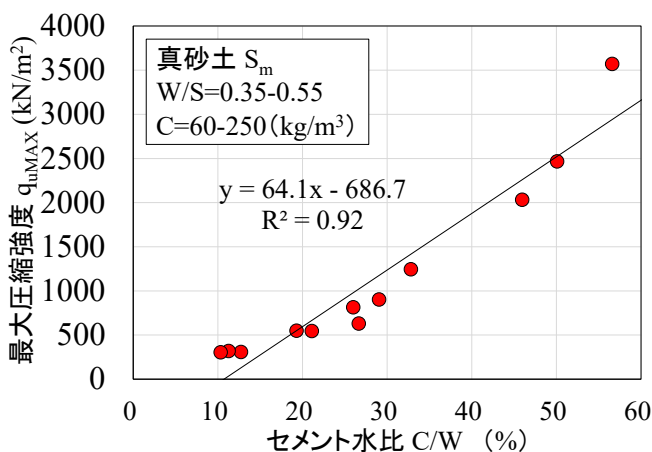


図-8 セメント水比 C/W と最大圧縮強度 $q_{u\text{MAX}}$ の関係 (真砂土 S_m , 材齢 28 日)

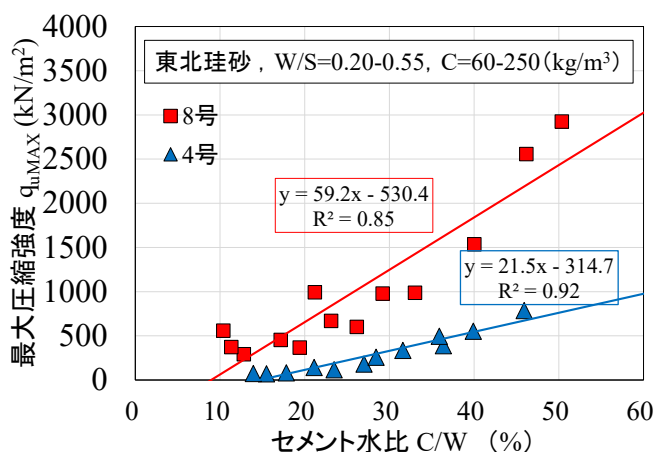


図-9 セメント水比 C/W と最大圧縮強度 $q_{u\text{MAX}}$ の関係 (東北珪砂 4 号、8 号, 材齢 28 日)

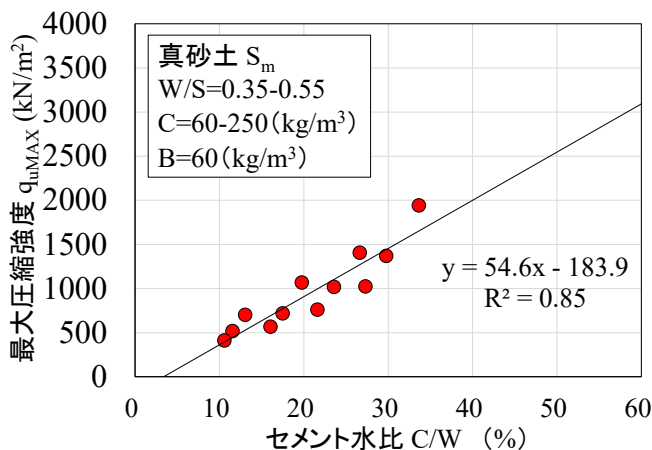


図-10 セメント水比 C/W と最大圧縮強度 $q_{u\text{MAX}}$ の関係 (真砂土 S_m , ベントナイト $B=60\text{kg}/\text{m}^3$ 配合, 材齢 28 日)

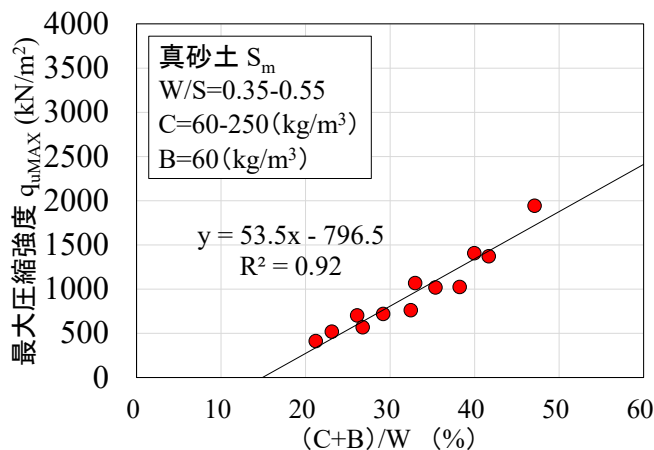


図-11 $(C+B)/W$ と最大圧縮強度 $q_{u\text{MAX}}$ の関係 (真砂土 S_m , ベントナイト $B=60\text{kg}/\text{m}^3$ 配合, 材齢 28 日)

(5) 考察

3種類の土砂における圧縮応力-ひずみ曲線の結果から、含水比W/Sやセメント添加量Cを変化させても、圧縮強度は急激な低下をせず靱性を発揮していたため、短繊維材の効果が発揮したと考えられた。

真砂土におけるW/Sの違いによるCと最大圧縮強度 q_{uMAX} の関係から、 $W/S=0.35\sim 0.55$ 、 $C=60\sim 250\text{kg/m}^3$ の範囲では、W/Sが約0.10増加するごとに q_{uMAX} は最大 1000kN/m^2 (図-7, $W/S=0.35\rightarrow 0.45$, $C=250\text{kg/m}^3$) 減少するが、Cを約 $30\sim 50\text{kg/m}^3$ 増加することで、同程度の強度を確保することができると考えられた。

各土砂におけるセメント水比C/Wと q_{uMAX} の関係から、それぞれの土砂で、C/Wに比例して q_{uMAX} は大きくなり、ベントナイトを添加する場合は、ベントナイト添加量を一定としたうえで、 $(C+B)/W$ を指標に q_{uMAX} を設定することができると考えられた。これらを踏まえて配合設計することが可能となる。

4. 現場実証実験

(1) 実験概要・方法

現場実証実験は、法勾配 1:2、高さ 2.0m の盛土を造成し、車載型全自動ミキシングプラント(攪拌容量 500L, メーカー: KG フローテクノ) とバックホウ (0.25 m^3 仕様) を用いて実施した。バックホウのバケットは、背面がハニカム状のスケルトン仕様の攪拌機能付きバケット(ドライブミキシング, バケット幅 0.8m, 長さ 1.0m, 容量 0.25 m^3 , メーカー: TAGUCHI) を使用した。バケット内の攪拌部は、 $\phi 330\text{mm}$ の回転数 100rpm の円柱ドラムに、先端が 90°の角度で曲がった突起状の 8 つの羽根が螺旋状に配置してある。さらに、本施工機械は、バケット付け根部分に材料を供給する配管を設置し、バケット下部には転圧用の平鋼板を溶接している (図-12)。

バックホウを盛土天端に配置し、セメント等を混合したスラリーを同配管から吐出し、法面の法尻から法肩にかけて法面表層 20~50cm を攪拌し、攪拌後に法面を転圧整形した (図-13)。

転圧整形した改良土を採取し、材齢 28 日まで約 20°Cにて気中養生を行い、養生後、「土の一軸圧縮試験方法 (JIS A 1216)」により、一軸圧縮強度試験を実施した。



図-12 攪拌機能付きバックホウ



図-13 攪拌状況

(2) 実験ケース

実験における配合ケースは、ベントナイト添加量 60kg/m^3 の有無と、改良土体積比 0.6%の短繊維材を添加し、セメント添加量Cは 60, 120kg/m^3 とし、水量Wは、盛土の自然含水比のケースと、混合プラントでの配合材料の混合と圧送に適した水量を追加したケースとし、含水比 $W/S=0.38\sim 0.54$ の複数ケースを実施した。材料供給後の補強土における $W/S=0.54$, $C=120\text{kg/m}^3$ の配合例を表-3 に示す。また、現場実証実験にて使用した盛土の土粒子密度は $\rho_s=2.66\text{g/cm}^3$ である。粒度分布を図-14 に示す。ここに粒度曲線の左上部分の面積Aは 219.5 であった。現地実証実験と室内配合試験の現場/室内強度比を検証するために、現場実証実験で使用した土砂を用いて表-3 と同様の配合で室内混合した供試体も作成した。

表-3 現場実証実験の配合例 (W/S=0.54, B 添加なし)

	土砂 S	水 W	セメント C	繊維 F	合計
配合量 (kg)	1,045	563	120	8	1,736
密度 (g/cm^3)	2.66	1.00	3.16	1.25	-
体積 (m^3)	0.393	0.563	0.038	0.006	1.000

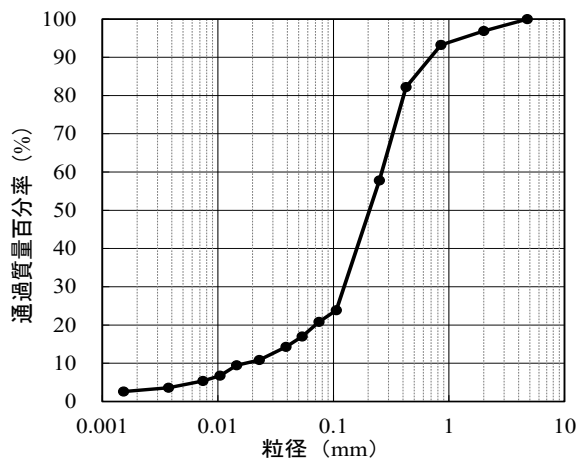


図-14 現場実証実験に使用した土砂の粒度分布

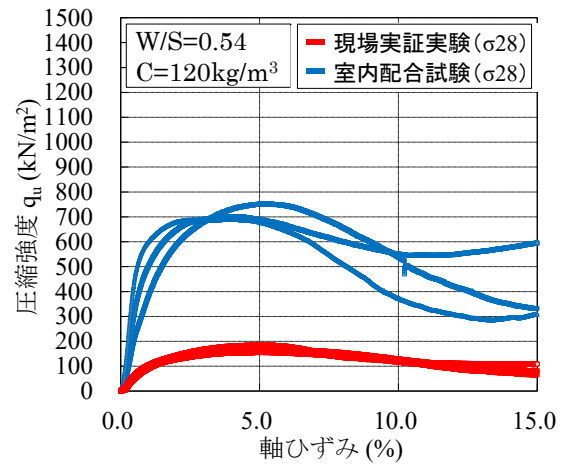


図-15 現場実証実験，室内配合試験の
応力-ひずみ曲線（材齢28日）

(3) 実験結果

a) 歩掛

上記の施工機材による法面への材料供給から法面上での攪拌および転圧・整形までの歩掛は約 2 分/m² で施工できることを確認した。

b) 一軸圧縮強度試験結果

同じ配合で攪拌方法のみが異なる現場実証実験と室内配合試験の材齢 28 日の応力-ひずみ曲線を図-15 に示す。現場実証実験における最大圧縮強度 q_{uMAX} は約 170kN/m²，室内配合試験における q_{uMAX} は約 700kN/m² となり，現場/室内強度比は約 0.25 となった。

(4) 考察

a) 歩掛

本現場実証実験での改良法長は 3.5m 程度であり，バックホウの横移動にも時間を要していたため，実際の法長がより長い場合は上記歩掛での施工が十分可能と考えられた。単位面積あたりの歩掛 2 分/m² は，1 日（運転 6 時間）で 120m² 程度の改良が可能であり，既往の法面補強工法と比較して，生産性の向上と機械化施工による省人力化が図れると考えられた。

b) 一軸圧縮強度試験

本施工機械にて施工する場合は，現場/室内強度比は約 0.25 となったことから，現場において，必要強度 500kN/m² を得るためには，室内試験での発現強度を 2000kN/m² 以上として設計する必要がある。そのため，表-3 に示す含水比 W/S が 0.54 (W=563kg/m³) となるような配合では，より精緻な検証が必要であるが，例えば粒度曲線の左上部分の面積 A がほぼ同様の値である真砂土で求められた近似式 ($q_{uMAX} = 64.1 \times C/W - 686.7$ ，図-8) に最大圧縮強度 $q_{uMAX}=2000\text{kN/m}^2$ を代入して得られるセメント水比 C/W=41.9%，すなわち，C=236kg/m³ を添加すれば必要強度 500kN/m² を確保できると考えられる。

5. まとめ

本研究では，堤防法面補強土の造成にあたり，現地の土砂の粒度に応じたセメント改良の事前配合試験を簡易に迅速に設計するために，室内配合試験および現地実証実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・堤防裏法を原位置改良する場合は，粒度分布の違いでセメント水比 C/W に比例して最大圧縮強度 q_{uMAX} が増加することから，現地の土堤の粒度分布と自然含水比を測定することによって，必要強度を確保するための最適配合を導出することが可能である。
- ・堤防表法を原位置改良する場合は，セメント+ベントナイト（一定）の重量を水の重量で除した値に比例して q_{uMAX} が増加することから，上記と同様に，必要強度を確保するための最適配合を導出することが可能である。

- ・単位面積あたりの歩掛 2 分/m² は、120m²/日以上の改良が可能であり、既往の法面補強工法と比較して生産性の向上と省人力化が図れることが期待できると考えられる。
- ・攪拌・転圧機能を有したバックホウにて施工する場合、現場/室内強度比 0.25 から、室内配合試験で 2000kN/m² を確保できるセメント添加量を求める必要がある。
今後の課題は、現場/室内強度比を大きくする検討を行うことである。

参考文献

- 1) 地盤工学会：河川堤防の調査・検討から維持管理まで， pp.1-11
- 2) ヘムラムラヴ，山崎智弘：現地発生土を用いる短繊維補強土の侵食実験，土木学会第 74 回年次学術講演会，講演概要集Ⅲ-510，2019.
- 3) 大熊広樹，ヘムラムラヴ，山崎智弘：堤防法面補強土材の配合設計と現地適用実験，河川技術論文集第 28 巻， pp.79-84，2022.
- 4) 特開 2022-62469 「堤補強構造及びその施工方法」
- 5) 山崎智弘，永井一浩，森下倫明：名古屋港高潮防波堤改良工事における中詰改質材の配合設計，月刊誌「セメントコンクリート」，No.820， pp.23-32，2015.
- 6) ヘムラムラヴ，山崎智弘，角田紘子：現地発生土を用いた短繊維補強土の配合設計，第 54 回地盤工学研究発表会，講演集， pp.561-562，2019.
- 7) 特開 2020-200689 「改良土の製造方法」