

蓮池粘土（上部）におけるセメントスラリーの改良による一軸圧縮強さと割裂引張強さ

佐賀大学理工学部 ○学 大塩龍星 佐賀大学共同研究員 正 碓井博文
 佐賀大学理工学部 正 日野剛徳 佐賀大学大学院 学 SINDETE Mathiro Jose

1. はじめに 佐賀低平地における道路盛土の沈下対策として、2004年頃から柱状改良体と盤状改良体の組合せによるものが多くなっている。当初の盤状改良体の施工は、粉体のセメント系固化材を散布し攪拌混合するものであって、高倉ら¹⁾による割裂引張強さの検討が認められる。近年の盤状改良体の施工は、水とセメント系固化材のスラリーによるものが主流を占めつつあるが、前述のような学術的検討の積み重ねは後追いの現状にある²⁾。本報では、盤状改良体施工の対象土である蓮池粘土（上部）を用い、水とセメント系固化材のスラリーに基づく室内配合試験による一軸圧縮強さと割裂引張強さの関係について検討した。

2. 試料の基本的性質 佐賀市嘉瀬町（現場 A と呼ぶ）と佐賀市本庄町（現場 B と呼ぶ）で採取された蓮池粘土（上部）の基本的性質を表-1 に示す。両粘性土ともに、状態諸量は軟弱な様相を示している。粒度組成について、現場 A に比べ現場 B において砂分が約 10%程度多く、シルト分が約 12%少ない。現場 A において自然含水比 w_n は高く、現場 B に比べて軟弱といえる。なお、両者の活性度 A に差はないことから、物理化学的性質上の差はないと推定される。液性指数 I_L は $I_L > 1$ であり、攪拌混合し易い粘性土と推定される^{4),5)}。

3. 実験方法 各蓮池粘土（上部）に対し、一般軟弱粘土用のセメント系固化材を用い、配合量 $C=80\text{kg/m}^3$ 、 110kg/m^3 および 140kg/m^3 、各配合量下の水セメント比 $W/C=1.0$ の条件下で 48 本ずつ、計 144 本作製した。現場 A の蓮池粘土（上部）には $C=80\text{kg/m}^3$ 、 110kg/m^3 を、現場 B の蓮池粘土（上部）には $C=140\text{kg/m}^3$ を適用した。養生日数 28 日の条件のもとで一軸圧縮試験と割裂引張試験を行った。供試体の作製手順は JGS 0821-2020 に準じているが、タッピングを伴っている。タッピングは、改良土を棒状に成形して $D50\text{mm} \times L100\text{mm}$ のプラモールドに挿入し、気泡を除去するようにゴム板にプラモールドを打ちつける。この間に、棒状の改良土はプラモールドの形状にフィットする。供試体間のばらつきを抑えるために、タッピング後にプラモールドの形状に整えられた改良土の質量をチェックしている。割裂引張試験について、「圧裂による岩石の引張り強さの試験」(JGS 2551-2001) に従い、28 日養生した上述の供試体を $L40\text{mm} \sim L50\text{mm}$ に切断したものを供試体とした。図-1 に示すように、長さ (L) (mm) / 直径 (D) (mm) の比が $0.8 \sim 1.0$ からなる供試体を 2 枚の平行な載荷板の間に挟み、 D に対し $1\%/\text{min}$ となるようにひずみ速度を設け、供試体を鉛直方向に圧縮させた。この間の圧縮力 P (kN) を測定し、次式より引張応力 σ_t (kN/m²) を算出した。

$$\sigma_t = 2F / (\pi \times D \times L) \quad (1)$$

ここに、 σ_t : 割裂引張強さ (kN/m²)、 F : 圧縮力 P の最大値 (kN)、 D : 直径 (m)、 L : 長さ (m)

4. 実験結果 図-2 に、セメント配合量 C と一軸圧縮強さ q_u および割裂引張強さ σ_t の関係を示す。一軸圧縮強さ q_u について、 $C=80\text{kg/m}^3$ では $0.44 \sim 0.64\text{MN/m}^2$ 、 $C=110\text{kg/m}^3$ では $0.68 \sim 1.20\text{MN/m}^2$ 、 $C=140\text{kg/m}^3$ では $1.70 \sim 2.80\text{MN/m}^2$ の値を得た。割裂引張強さ σ_t について、 $C=80\text{kg/m}^3$ では $0.04 \sim 0.11\text{MN/m}^2$ 、 $C=110\text{kg/m}^3$ では

表-1 蓮池粘土（上部）の基本的性質
 (項目の順序は三笠 (1964)³⁾に準拠)

現場名	現場 A	現場 B
粒 礫分 (%)	0.0	0.0
度 砂分 (%)	0.9	10.0
組 シルト分 (%)	43.7	31.8
成 粘土分 (%)	55.4	58.2
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.600	2.645
自然含水比 w_n (%)	124.1	109.4
液性限界 w_L (%)	91.8	82.5
塑性限界 w_p (%)	39.1	30.4
塑性指数 I_p	52.7	52.1
活性度 A	1.32	1.24
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³) (JGS 0821-2020)	1.376	1.434
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	0.620	0.707
間隙比 e	3.250	2.745
飽和度 S_r (%)	99.3	99.3
液性指数 I_L	1.6	1.5

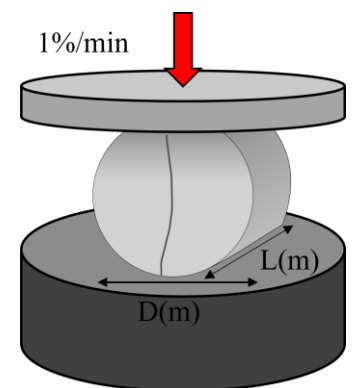


図-1 割裂引張試験の方法

0.20~0.35MN/m² の値を得た。 q_u と σ_t における $C=80\text{kg/m}^3$ から $C=110\text{kg/m}^3$ の値の増加に伴う平均値の増加は 1.7~1.9 倍程度に対し、 $C=110\text{kg/m}^3$ から $C=140\text{kg/m}^3$ の値の増加に伴う平均値の増加は 2.0~2.5 倍程度を示している。 2 章で論じたように、 活性度 A の観点から現場 A と現場 B で採取された蓮池粘土 (上部) の物理化学的性質の差異は考えられない。 他方、 現場 A に比べ現場 B の自然含水比 w_n は低く、 粗粒分が卓越したことが上記の強度発現の違いをもたらしたと考えられる。 また、 q_u と σ_t の双方において、 固化材の増加とともに同一条件における値のばらつきが顕著になる。 かつ、 q_u に比べ σ_t において値のばらつきが卓越する。 割裂引張試験の供試体は、 一軸圧縮試験用の供試体からさらに成形の過程を要する。 割裂引張試験における供試体形状の乱れによって偏心荷重の影響を受けやすくなり、 結果としてばらつきやすいことが指摘されている⁶⁾。 図-3 に、 q_u と σ_t の関係を示す。 表-2 に、 q_u と σ_t の強さ比 α を示す。 一軸圧縮試験に用いる供試体と割裂引張試験に用いる供試体について、 それぞれ 12 本/室内配合のように個別に作製される⁷⁾。 そのため、 図-3 のような相関を検討する場合、 q_u の供試体= σ_t の供試体に基づく両値の単純なプロットが許されず、 両値の間で様々な組合せが生じる。 例えば、 表-2 における $C=80\text{kg/m}^3$ の条件下とはいえ、 q_u と σ_t の強さ比 α を論じる際、 同 α は最小値で 0.07 (図中の●)、 最大値で 0.25 (図中の●) のように幅を有することの留意が必要となる。 検討の結果、 q_u と σ_t ともに平均値からなる α の値は各 C の変化のもとで 0.12~0.15、 q_u の最小値と σ_t の最大値の組合せによる α の場合 0.20~0.28、 q_u の最大値と σ_t の最小値の組合せによる α の場合 0.05~0.07 のように変化に富むことがわかった。 一般に、 割裂引張破壊の検討に用いられる α は 0.1 程度とみなされることが少なくない。 表-2 の内容は、 盤状改良体における品質管理の際、 q_u の供試体と σ_t の供試体が同一のものとして担保できる場合は表-2 中の黒ドット群の値のように一般的な値に近い α が求められるかもしれないが、 同担保が難しい場合は青ドット群における最小値としての α に基づく品質管理を余儀なくされることも示している。 今後の一軸圧縮強さと割裂引張強さの比較検討に際し、 本報に示したような両供試体の組合せによる α の値の揺れに関する解消を図るための規準化を急ぐ必要がある。

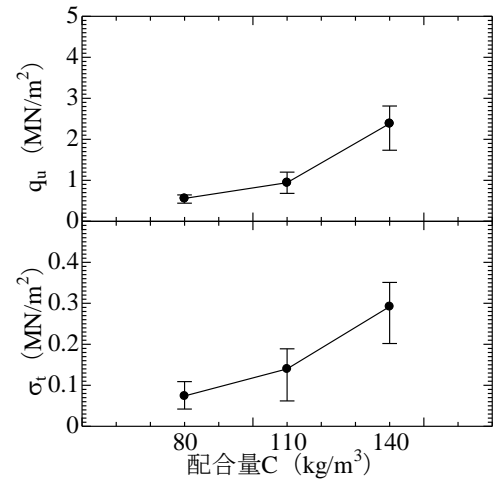


図-2 配合量と各強さの関係

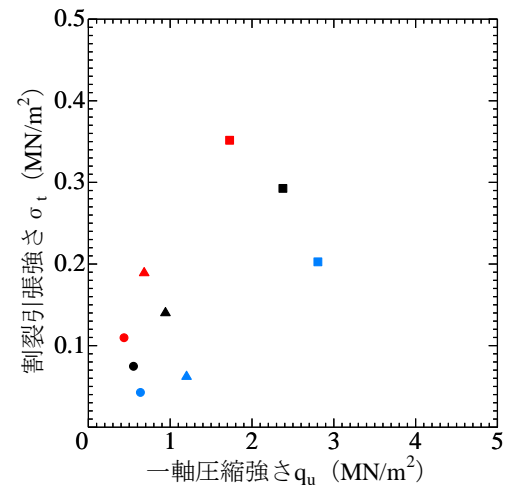


図-3 q_u と σ_t の関係

表-2 q_u と σ_t の強さ比 α (図-3 の各ドットの凡例)

C (kg/m ³)	σ_t の平均値/ q_u の平均値	σ_t の最大値/ q_u の最小値	σ_t の最小値/ q_u の最大値
80	0.13 (●)	0.25 (●)	0.07 (●)
110	0.15 (▲)	0.28 (▲)	0.05 (▲)
140	0.12 (■)	0.20 (■)	0.07 (■)

5. まとめ 本報で得られた知見を要約すると、 次のとおりである：1) 一軸圧縮強さ q_u と割裂引張強さ σ_t の双方において、 固化材の増加とともにばらつきが顕著になる；2) q_u より σ_t においてばらつきが卓越する；3) 蓮池粘土 (上部) における σ_t/q_u の強さ比 α について示した；4) α について、 q_u と σ_t ともに平均値による場合は各セメント配合量 C の変化のもとで 0.12~0.15、 q_u の最小値と σ_t の最大値の組合せによる場合は 0.20~0.28、 q_u の最大値と σ_t の最小値の組合せによる場合は 0.05~0.07 のように変化に富むことがわかった。

謝辞： 本報の検討に際し、 佐賀県有明海沿岸道路整備事務所ならびに佐賀県佐賀土木事務所には、 蓮池粘土 (上部) を提供いただいた。 記して感謝の意を表します。

参考文献： 1) 高倉ら：佐賀大学理工学部集報， 第 31 巻， 第 2 号， pp.17-20， 2002.；2) 白川ら：軟弱地盤， No.15， pp.63-64， 2018.；3) 三笠：土と基礎， Vol.12， No.4， pp.17-24， 1964.；4) 嘉門ら：16 土の力学 (I) ~土の分類・物理化学的性質~， 土木学会編新体系土木工学， 技法堂出版， pp.87-97， 1988.；5) 日野ら：地盤工学会誌， 地盤工学会， Vol.67， No.4， Ser.No.735， pp.12-15， 2019.；6) 川崎ら：セメント系改良土の工学的特性に関する研究， 竹中技術研究所報告第 19 号， pp.144-165， 1978.；7) 麻生ら：令和 4 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集， CD-ROM， 第 3 部門， 2023. (投稿中)