

砂礫の代替品としての利用を目的とした 固化破碎粒子の強度特性に関する研究

新舎 博¹・堤 彩人²

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534番地の1)

E-mail: Hiroshi.Shinsha@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534番地の1)

E-mail: Ayato.Tsutsumi@mail.penta-ocean.co.jp

浚渫土を原料土として作製した固化処理土を破碎し、この破碎粒子を砂礫の代替品として護岸背面の裏埋などに利用することができれば好都合である。しかしながら、利用可能か否かを判断できるデータは未だ十分に得られていない。そこで、含水比が110%の浚渫土に固化材を100~400 kg/m³添加して固化後に破碎した粒子を作製し、破碎粒子の強度試験を実施した。試験は単粒子(4.75~9.5mm)の圧縮試験と破碎粒子(粒度分布は0.85~2mmおよび2~4.75mm)の圧密排水(CD)三軸圧縮試験である。その結果、体積圧縮量が大きい、内部摩擦角は30°以上が確保できることが明らかとなった。

Key Words : *crushed cement-mixed soil, granular particle, strength, permeability, dredged soil*

1. はじめに

わが国では航路の増深や水深の確保を目的として、毎年約2,000万m³の浚渫が行われているが、浚渫土の処分場が慢性的に不足しているのが現状である。そこで、浚渫土を有効利用する取り組みとして、浚渫土に固化材を混合する管中混合固化処理工法¹や、固化材と気泡を混合する軽量混合処理土工法²などが開発され、既に多くの現場で利用されている。固化材の混合は短期間で必要な強度が得られるという利点があり、強度がほとんどゼロの浚渫粘土を100~500 kN/m²の一軸圧縮強さを有する固化処理土に改質することができる。しかしながら、大量の浚渫土に対応するためには未だ十分ではなく、新たな技術の開発が必要である。

その一つとして、造粒技術がある。この技術は軟弱な浚渫土に含水比低減材と固化材を混合することによって、0.5~20 mm程度の粒度分布を持つ造粒物を製造するものである。含水比低減材を混合する目的は、水を取り込んで見かけ上の含水比を低下させることにあり、この結果、固化材の添加量を減少させることができる。含水比低減材としては、水溶性ポリマーが使用されており^{3,4,5}、この他に石炭灰⁶、あるいは含水比低減材を混合しない方法⁷もある。造粒物の製造方法は、両刃が反対方向に回転する土壤攪拌機³や、中央で高速回転するスクルー

状の内羽根とその内羽根でせん断されて外に弾かれた混合材を中心に戻す外羽根で構成された特殊ミキサ⁹が使用されている。造粒のための固化材添加量は原料土の湿潤密度の5~30%程度であり、処理土1 m³あたりの固化材添加量は最大で350 kg程度である。造粒物を構成する単粒子の圧縮強度 σ_c は最大で1 MN/m²程度^{3,4,5}である。水溶性ポリマーを混合して作製した造粒物に関しては多くの施工事例⁹が報告されている。

造粒物の製造方法については、上記の特殊ミキサを使用する他に、固化した処理土を破碎して利用する方法も考えられる。ここでは、造粒物と区別して破碎粒子と呼ぶ。特殊ミキサを用いる場合、造粒物の製造は100~500 m³/日程度⁹(+養生期間)であるが、固化処理土を大量・急速施工できる管中混合固化処理工法を適用すると、破碎粒子の製造は約100~600 m³/時¹(+養生期間+破碎期間)である。粒子破碎にはバックハウなどが利用できる。そこで、本研究では、破碎粒子の作製に関しては管中混合固化処理工法で作製する固化処理土を固化後に破碎する方法を対象とした。

破碎粒子の要求品質について考察する。破碎粒子を護岸背面の裏埋材などに利用する場合、その土質特性としては液状化しない範囲の粒度組成を有し、透水係数が10⁵ m/s以上であること、および内部摩擦角 ϕ が30°以上であることが望まれる。できれば、土圧を低減するた

めに軽量性を有することが望ましい。こうした土質特性を有すると、砂礫の代替品としての利用が可能と考えられる。一方、既往の造粒物に関する実験結果を概観すると、これらの土質特性はすべて満足することが明らかとなっている^{3)~7)}。しかしながら、破碎粒子に関しては土質特性に関するデータがほとんどなく、十分な研究がなされていないと思われる。

そこで、本研究では固化処理土の破碎粒子を対象としてその物理・力学特性を明らかにし、砂礫の代替品としての適用性について考察した。2章では造粒物の土質特性に関する既往の研究結果を概観する。3章では本研究における破碎粒子の作製、4章では破碎単粒子の物理・力学特性、5章では破碎粒子の物理・力学特性について述べる。

2. 既往の研究

含水比低減材として水溶性ポリマーを混合して作製した造粒物の土質特性を概観する。Dong *et al.*³⁾は締め固めた造粒物の内部構造を X 線 CT スキャナー⁹⁾を用いて観察し、単粒子内に大きな空隙 (=水泡) が存在すること、この存在により軽量性、低い強度、大きい変形性および破碎しやすさがあることを示した。内部摩擦角 ϕ' はゆるい状態で $26\sim 30^\circ$ 、密な状態で $33\sim 38^\circ$ であり、拘束圧が増加するにつれて粒子破碎が生じ、 ϕ' が低下することを示した。高橋ら⁴⁾は造粒物の一次元圧縮載荷試験を行い、粒子の破碎により粒度組成が細粒化すること、および遠心力場で鉛直載荷試験を行い、実験で得られた支持力を Terzaghi の支持力公式で解析すると、 ϕ' は 34.9° に相当することを示した。高崎ら⁵⁾は造粒物を製造する建設汚泥リサイクルシステムを開発し、造粒物の透水係数は 10^5 m/s 程度であり、汚泥が砂の性状に変化することを示した。

早野ら⁷⁾は含水比低減材を混合しないで造粒物を作製する方法を開発した。その方法は液状泥土に固化材を混合し、数時間から 1 日程度養生して処理土が液状から塑性状、そして半固体状態になった後にほぐしながら再攪拌するものであり、造粒物が作製できる一次養生条件を示した。Dong *et al.*³⁾は同一の固化材添加量の場合、水溶性ポリマーを添加しない方が単粒子の強度が大きいことを示した。

固化処理土の破碎粒子に関する実験データはほとんどない。高田ら¹⁰⁾は、含水比が 185% の砂質粘土に 89 kg/m^3 の粉体固化材をバックホウ混合して作製した固化処理土を 4~6 ヶ月後にバックホウで破碎し、破碎粒子を突き固めてその土質特性を調査した。その結果、突固め土の内部摩擦角 ϕ_i は 32.4° (湿潤密度 ρ_i は 1.36 g/cm^3 、

粘着力 c_d は 13.7 kN/m^2) であったが、転圧などを受けて粒子破碎が生じると、内部摩擦角 ϕ_u は 0° (ρ_u は 1.64 g/cm^3 、 c_u は 14.7 kN/m^2) となることを示した。材齢 28 日における処理土の一軸圧縮強さ $q_{1\sigma}$ が 124 kN/m^2 であることから破碎粒子の強度が小さく、そのため ϕ 材が c 材に変化したと考察している。本文では 4.(2)節で、固化材添加量と強度の関係を示す。

3. 破碎粒子の作製

実験で使用した粘土の物理特性を表-1 に示す。粘土は名古屋港海成粘土を使用した。液性限界 w_L は 84.3%、細粒分は 82%、強熱減量は 9.3%である。

表-2 に破碎粒子の作製条件、および表-3 に固化処理土の配合を示す。固化材は高炉セメント B 種を用い、固化材と水の質量比が 1 : 0.7 のスラリー添加とした。なお、管中混合固化処理工法の技術マニュアル¹¹⁾に記載のある 1 : 1 ではなく 1 : 0.7 としたのは、スラリー添加による加水量をできるだけ低減するためである。固化材添加量は含水比 w を 110% (1.3 倍の液性限界) に調整した粘土 1 m^3 に対して、100, 200, 300 および 400 kg とした (外割配合)。表-2 内の W/C は処理土内の水の質量を固化材の質量で除したものであり、W/C と一軸圧縮強さ $q_{1\sigma}$ には半比例の関係がある¹⁾。練り混ぜ直後の処理土のフロー値 f (試験方法: JHS A 313) は、1 : 0.6 の質量比を持つスラリー添加の場合では固化材添加量の違いによってやや異なった (1 : 0.6 は深層混合処理工法などで用いられており、粉体添加を除くと、固化処理工法の中で最も小さいスラリー質量比である)。しかし、1 : 0.7 のスラリー添加の場合は $92\sim 93 \text{ mm}$ とほぼ一定となり、固化材添加量の影響はほとんどなかった。調整含水比の 1.3 w_L 、および処理土の $f=92\sim 93 \text{ mm}$ は管中混合固化処理工法の施工に適した値である。

処理土は材齢 28 日まで養生し、その後破碎した。また、Case 2 は養生 7 日に破碎して 28 日まで養生した粒子と、養生 28 日で破碎した粒子の 2 種類を作製し、破碎までの養生日数の違いが破碎粒子の強度特性に及ぼす影響を調査した。この理由は、処理土は材齢 28 日よりも強度の小さい材齢 7 日の方が破碎しやすいからである。

実験での破碎粒子は、次のように作製した。

- 1) 粘土の含水比を 110% (液性限界 w_L の 1.3 倍) に調整した。
- 2) 粘土と固化材スラリーを混合した後、直径 5 cm × 長さ 40 cm のビニール袋に入れ、 20°C 、湿度 60% の恒温室で養生した。試料の作製方法は安定処理土の締め固めをしない供試体作製方法 (JGS 0821-2009) に準じた。

表-1 粘土の物理特性

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	粒度組成 (%)			液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)
	粘土分	シルト分	砂分		
2.668	38	44	18	84.3	24.4

表-2 破碎粒子の作製条件

実験ケース	粘土の調整 含水比 w (%)	固化材添加量 C (kg/m ³)	W/C	破碎までの 材齢 t (day)
Case-100	110% (1.3× w_L)	100	7.993	28
Case-200		200	4.347	7, 28
Case-300		300	3.131	28
Case-400		400	2.523	28

表-3 固化処理土の配合

Case	粘土		固化材 スラリー		合計	密度 ρ_{sp} (g/cm ³)	含水比 (%)			
	土粒子	水	固化材	水			w_1	w_2	実測	α_w
Case-100	722	729	100	70	1621	1.459	97.2	87.6	95.4	18.7
	271	729	33	70	1103	(1.471)				
Case-200	722	729	200	140	1791	1.477	94.2	77.9	89.7	27.7
	271	729	66	140	1205	(1.486)				
Case-300	722	729	300	210	1961	1.495	91.9	70.6	81.1	50.9
	271	729	99	210	1308	(1.499)				
Case-400	722	729	400	280	2131	1.510	89.9	65.0	77.4	50.2
	271	729	132	280	1411	(1.510)				

粘土と固化材スラリーの上段は質量(kg), 下段は体積(L)
密度の上段は実測値, 下段()内は飽和条件での計算値

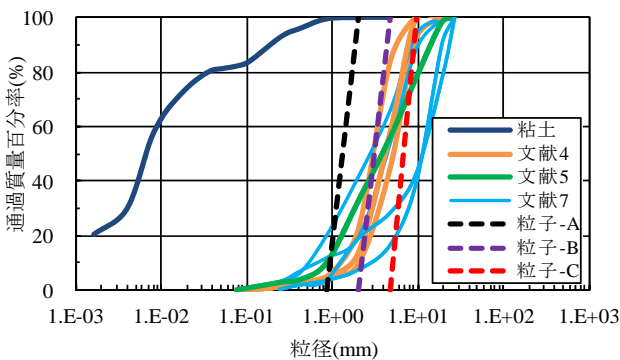


図-1 破碎粒子の粒度分布

- 3) 所定の材齢になると, 処理土を約 1 kg のハンマーを用いて人力で 5 cm 立方程度以下の塊に破碎し, その後, 破碎機 (アルカリ反応試験機 1023-A 共通) を用いて約 10 mm 以下に破碎した.
- 4) 破碎粒子はふるい分け, 次の 3 種類の粒子を準備した.
 - 粒子-A : 0.85~2 mm
 - 粒子-B : 2~4.75 mm
 - 粒子-C : 4.75~9.5 mm

文献^{4),5),7)}に記載されている造粒物の粒度分布を図-1に示す. 造粒物の粒度分布は約 0.5~20 mm の範囲にあり,

50% 粒径 d_{50} は 3~10 mm 程度である. 破碎粒子の単粒子強度試験は造粒物の d_{50} とほぼ同じ粒径となる粒子-C を用い, 破碎粒子に関する圧密排水(CD)三軸圧縮試験は粒子-A と粒子-B を用いた. なお, 粒径分布の広い粒子群を用いると, 供試体内で粒度の不均一が生じる可能性があり, 三軸圧縮試験ではせん断面での粒度分布がほぼ一定になるように, 粒度分布の狭い粒子-A と粒子-B を用いることにした.

4. 破碎単粒子の物理・力学特性

(1) 破碎単粒子の物理特性

破碎単粒子の密度と含水比を測定した.

a) 破碎単粒子の密度

破碎単粒子の密度 ρ_{sp} は飽和度を 100% と仮定すると, 表-3 に示す配合から算定することができる. すなわち, 各材料の質量の和を総容積で除すると求まる. Case-100~Case-400 の計算 ρ_{sp} は 1.471~1.510 g/cm³ となった. 一方, 一軸圧縮試験用の供試体を用いてノギス法 (JIS A 1225:2009) で密度を測定すると, 実測 ρ_{sp} は 1.459~1.510 g/cm³ となり, 0~1.0% 程度軽くなった. この要因はまき込み空気の影響と考えられる. 実測 ρ_{sp} を粘土の土粒子密度 ρ_s の 2.668 g/cm³ と比較するとかなり小さくなるが, 破碎単粒子は粒子内の間隙に多くの水を含むためである.

b) 破碎単粒子の含水比

破碎単粒子の含水比 w は, 式(1)あるいは式(2)で求めることができる.

$$w_1 = \frac{(m_w + m_{sw})}{(m_s + m_c)} \times 100 \quad (1)$$

$$w_2 = \frac{(m_w + m_{sw} - m_{cw})}{(m_s + m_c + m_{cw})} \times 100 \quad (2)$$

ここに, m_w は粘土内の水, m_{sw} は固化材スラリー内の水, m_s は粘土内の土粒子, m_c は固化材, および m_{cw} は水和反応で生じた水和物中の水の質量をそれぞれ示している.

式(1)の含水比 w_1 は水の合計質量を土粒子と固化材の質量の和で除したものである. 一方, 式(2)で求まる含水比 w_2 は, 水と固化材の水和反応で生じた水和物は乾燥法 (110°C) では蒸発しないと考えると, 水和物中の水の質量を分子から分母に移動させたものである. たとえば, 普通セメントが完全水和するのに必要な理論水量はセメント 100 g あたり 42.4 mL である (エトリンガイトは 46%)¹¹⁾. この理論水量を考慮すると, Case-100~Case-400 の含水比は表-3 および図-2 のようになる. すな

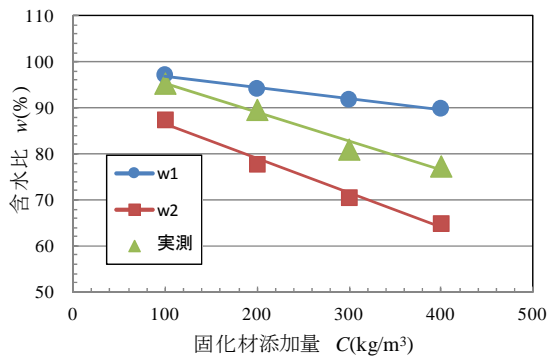


図-2 Cとwの関係

わち、固化材添加量が増加するほど、 w_1 と w_2 が低下し、 w_1 よりも w_2 の方の低下割合が大きい。 w_1 および w_2 が低下するのは、固化材スラリーの含水比が 70 % であり、粘土の含水比の 110 % よりも小さいことから、固化材添加量が多いほど全体の含水比を押し下げるためである。実際に測定した含水比 w は、セメントの水和反応が完全ではないので w_1 と w_2 の間にある。この完全ではないとの判断は、処理土の強度は 28 日以後でも長期的に伸び続けるからである。水和物の生成による含水比への影響として、水和反応率 α_w を式(3)で定義すると、 α_w は 18.7 ~ 50.9 % となり、固化材添加量が多いほど α_w が大きくなる結果が得られた。 α_w は処理土の強度に密接に関係するので、配合が既知の場合、処理土の長期強度(数ヶ月~数年後)を推定する際に一つの指標になる可能性がある。

$$\alpha_w = \frac{(w_1 - w)}{(w_1 - w_2)} \times 100 \quad (3)$$

(2) 破碎単粒子の強度特性

破碎単粒子の強度特性として、単粒子の強度試験を実施した。試験に用いた破碎粒子は粒子-C である。

a) 強度試験方法

単粒子の強度試験方法としては確立されたものがないので、高橋ら⁴⁾の方法を参考として以下のように実施した。

- 1) 粒子を 30 粒選択し、単粒子の直角 3 方向の長さを測定した。試験個数の 30 は、試験結果が概ね正規分布になるとみなしてよい場合の最低限の個数である。長さの測定は荷重を応力に換算するためである。
- 2) 単粒子を最も安定する方向に置いた。
- 3) 図-3 に示す載荷装置を用いて、単粒子に変位制御方式で載荷した。載荷速度は 0.25 mm/min で、最終変位量は 1.8 mm (軸ひずみは約 35%) とした。

b) 荷重~変位関係

単粒子の荷重~変位関係を図-4 に示す。荷重は変位

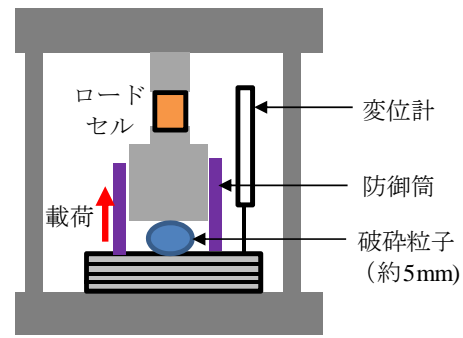


図-3 単粒子の強度試験装置

とともに増加し、小さな荷重のピークを数回繰り返しながら次第に増加した。この小さなピークの繰り返は、載荷板に接触している粒子の角の部分が破碎するか、あるいは粒子内に存在するクラックに沿って粒子の一部が欠けるために起こる現象と考えられる。破碎粒子が内部摩擦に基づくせん断抵抗を發揮する際には、粒子の最初の破碎が起こるまでの過程が支配的であると考えられるので、ここでは第 1 ピーク荷重を粒子の破碎荷重とみなすことにした。各実験ケースにおける第 1 ピーク荷重の箇所を示すと、図-4 内の赤丸箇所となる。

c) 強度特性

単粒子強度 σ_c は単粒子の面積を矩形¹²⁾で評価するか、あるいは円形⁴⁾で評価するかによって異なるが、本文ではその形状観察の結果から、円形で評価することにした。このことは、単粒子を球とみなしていることになる。すると、 σ_c は式(4)で求まる。矩形と円形の評価を比較すると、円形は矩形に対して σ_c を 1.27 倍大きくしたことになる。

$$\sigma_c = \frac{4F_c}{\pi d_0^2} \quad (4)$$

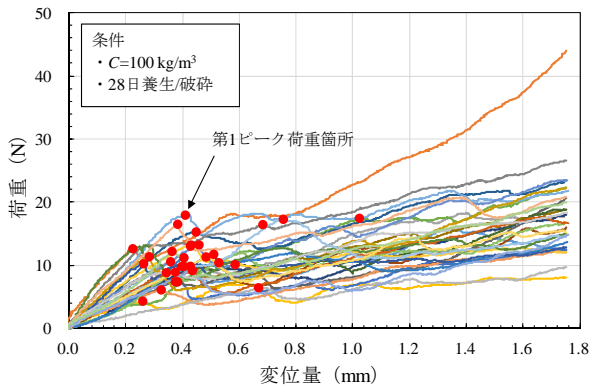
ここに、 F_c は第 1 ピーク荷重、 d_0 は単粒子の直角 3 方向の長さの平均値である。各実験 Case における σ_c の分布を図-5 に示す。

図-6 は固化材添加量 C と一軸圧縮強さ q_{128} の関係、および C と平均単粒子強度 σ_{cm} の関係を示したものである。一軸圧縮試験 (JIS A 1216 : 2009) は直径 5 cm × 高さ 10 cm の供試体を用いた。図-6 によると、 C が増加すると、 q_{128} および σ_{cm} が増加し、両者の間にはそれぞれ式(5)と式(6)の関係が得られた。また、図-7 は強度比 β を σ_{cm} / q_{128} で定義し、 C と β の関係を示したものである。 β は C が増加するほど低下し、式(7)の関係が得られた。

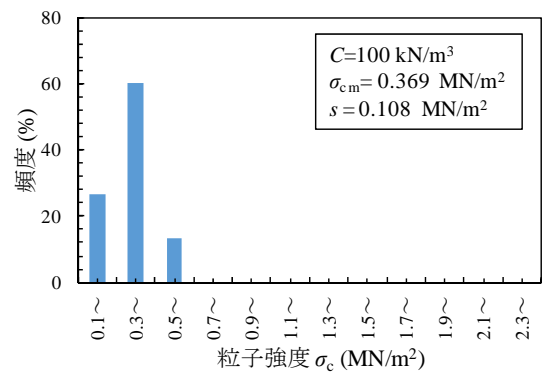
$$q_{128} = 0.0209 C - 0.725 \quad (5)$$

$$\sigma_{cm} = 0.0037 C + 0.065 \quad (6)$$

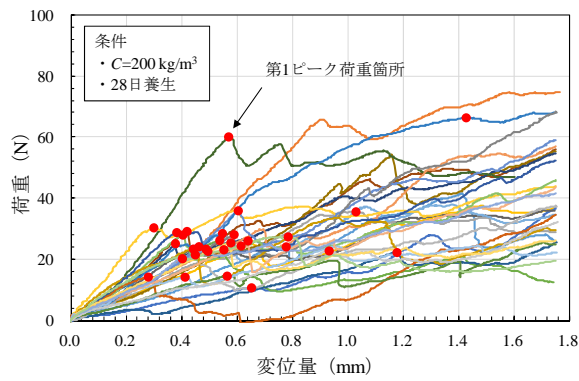
$$\beta = -0.0003 C + 0.3293 \quad (7)$$



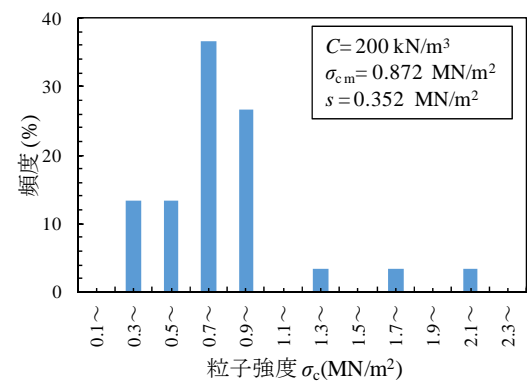
(a) Case-100



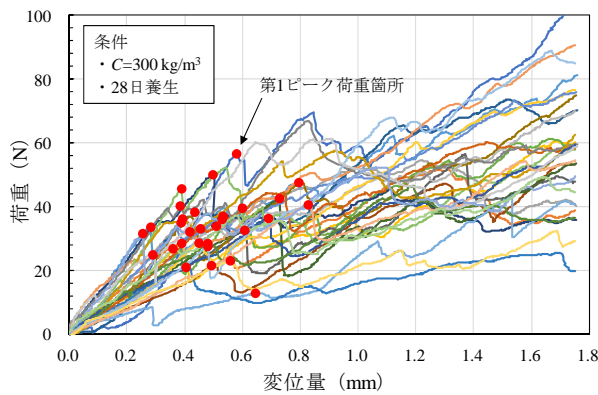
(a) Case-100



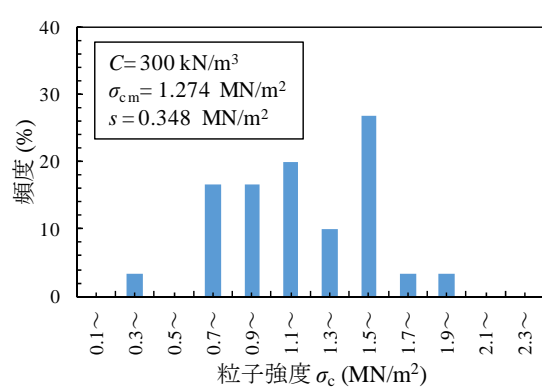
(b) Case-200-1



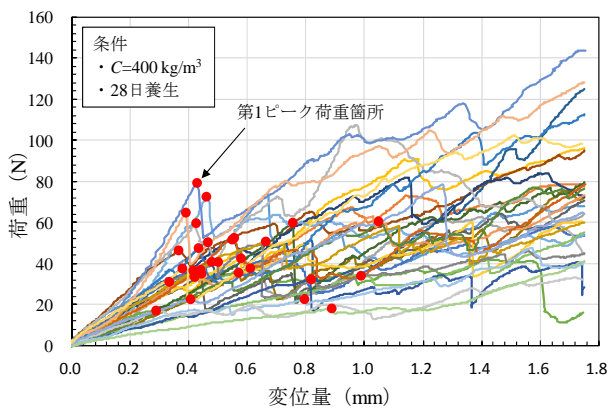
(b) Case-200-1



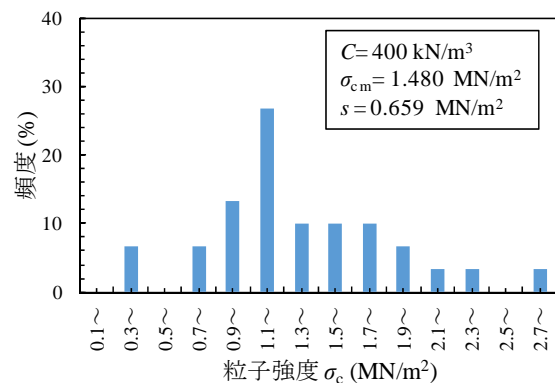
(c) Case-300



(c) Case-300



(d) Case-400



(d) Case-400

図4 単粒子の荷重～変位関係 (28日養生・破砕)

図5 単粒子強度の分布 (28日養生・破砕)

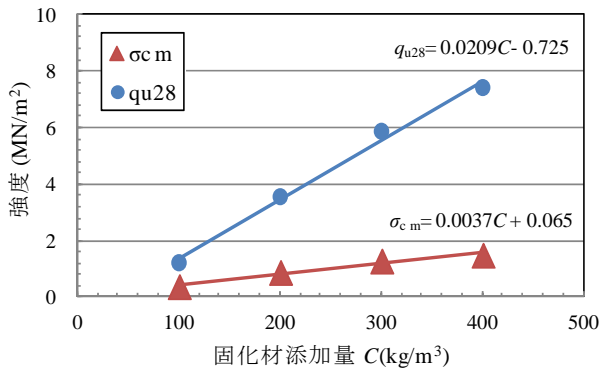


図-6 Cと q_{u28} , σ_{cm} の関係

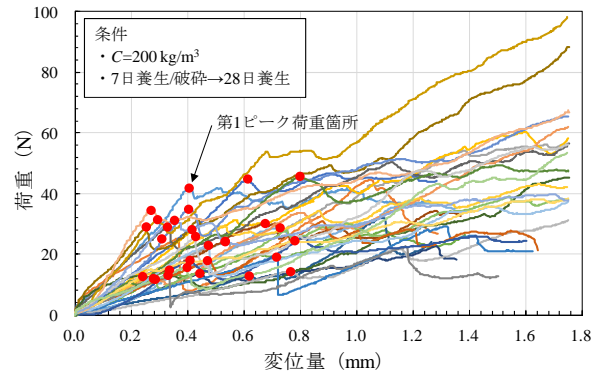


図-8 単粒子の荷重～変位関係 (7日養生・破砕→28日養生)

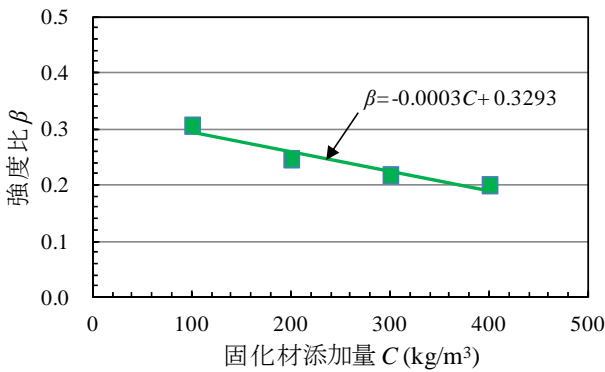


図-7 Cと β の関係

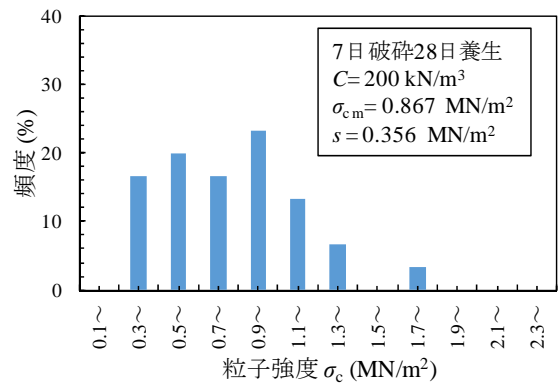


図-9 単粒子強度の分布 (7日養生・破砕→28日養生)

単粒子は荷重を載荷すると、引張りによって破砕すると考えられる。このことは、供試体が割れることにより（実際は角が連続的に欠ける）、割裂引張強度試験（コンクリートの場合は JIS A 1113）を実施していることになるからである。固化処理土の q_u と引張り強さ σ_B の間には $\sigma_B/q_u=0.15\sim 0.20$ の関係¹³⁾があるが、本実験結果は $\beta=0.2\sim 0.3$ となり、固化処理土より幾分大きい結果となった。この要因としては、固化処理土では圧縮と引張りの供試体は同じ大きさであるが、単粒子強度試験は圧縮（直径 5 cm×高さ 10 cm）に比べ引張りの供試体（4.75～9.5 mm 粒子）が非常に小さいためと考えられる。一般に、供試体が小さくなるほど、強度が大きくなる傾向がある。

単粒子強度が養生過程の違いに影響されるか否かを調べるために、Case-200-1（材齢 28 日で破砕・強度試験）と Case-200-2（材齢 7 日で破砕→28 日まで養生・強度試験）を実施した。両 Case の単粒子強度を比較すると、Case-200-1（図-4 と図-5）の σ_{cm} は 0.872 MN/m^2 （標本の標準偏差は $s=0.352$ ）、Case-200-2（図-8 と図-9）は 0.867 MN/m^2 ($s=0.356$) とほぼ同じ値となり、破砕までの養生過程は粒子強度に影響しない結果となった。

単粒子強度（4.75～9.5mm）を同じ大きさの自然物である礫と比較する。玄武岩（秋田県産）からなる単粒子の荷重～変位関係と強度分布を図-10 と図-11、および風

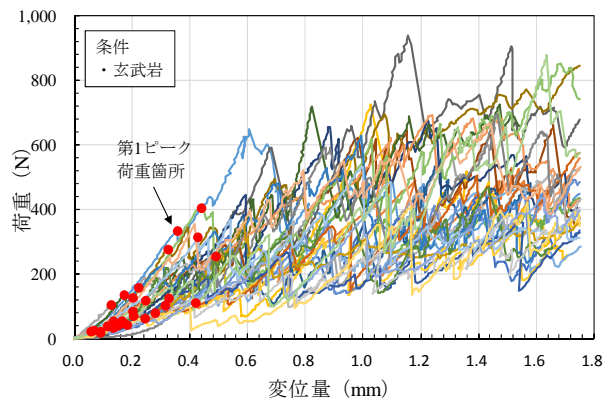


図-10 玄武岩単粒子の荷重～変位関係

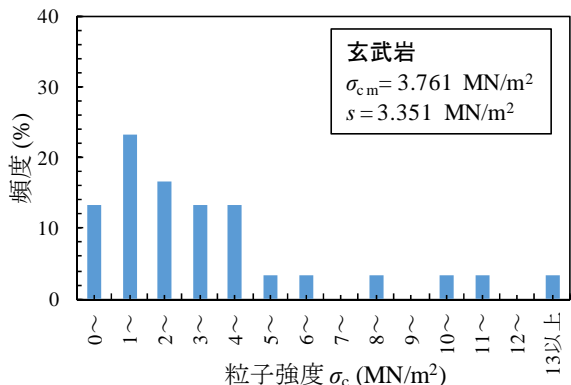


図-11 玄武岩単粒子の強度分布

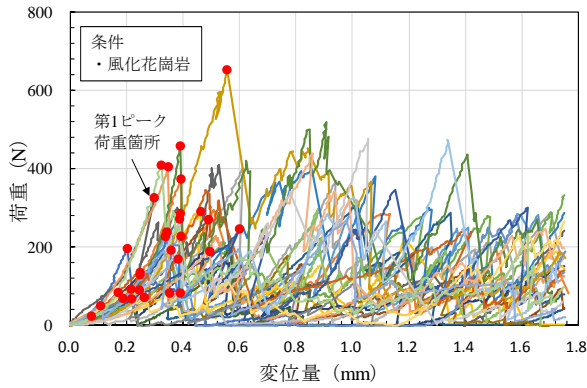


図-12 風化花崗岩単粒子の荷重～変位関係

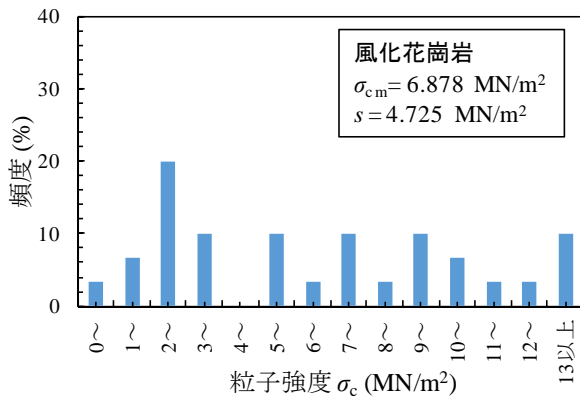


図-13 風化花崗岩単粒子の強度分布

化花崗岩（兵庫県産）の両者をそれぞれ図-12 と図-13 に示す。また、この結果を図-5 と比較する。固化材を 400 kg/m³ 添加した際の単粒子強度の平均値は $\sigma_{cm} = 1.48 \text{ MN/m}^2$ であるが、この強度は玄武岩単粒子強度 ($\sigma_{cm} = 3.76 \text{ MN/m}^2$) の約 39 % および風化花崗岩 ($\sigma_{cm} = 6.88 \text{ MN/m}^2$) の場合は約 22 % となった。また、第 1 ピーク荷重時の変位量は破碎粒子よりも自然礫の方が小さい。破碎粒子の強度が低い理由としては、破碎粒子の含水比が大きく、セメントの水和反応などによって形成された固結構造の強度が岩よりも小さいためである。

5. 破碎粒子の物理・力学特性

(1) 破碎粒子の最大・最小密度

粒子-A と粒子-B について、最大・最小密度試験を実施した。土質試験方法 (JIS A 1224 : 2009) に準じると、試験に際しては試料を炉乾燥して用いる必要があるが、破碎粒子は乾燥させないで、破碎状態のまま試験を実施した。粒子を乾燥させなかった理由は、粒子は水分を含んでおり、乾燥すると粒子が収縮し、破碎状態とは異なる状態に変化すると考えられたことによる。また、粒子-B は粒径が 2~4.75 mm の範囲で「礫」に分類されるが、

表-4 破碎粒子の最大・最小密度試験結果

破碎粒子		ρ_{max} g/cm ³	ρ_{min} g/cm ³	三軸供試体 ρ g/cm ³	D_r %
粒子-A	粒子-A-100	0.849	0.616	0.817	89.6
	粒子-A-200	0.877	0.617	0.828	86.0
	粒子-A-300	0.862	0.663	0.817	81.6
	粒子-A-400	0.877	0.665	0.829	81.7
粒子-B	粒子-B-100	0.897	0.712	0.860	83.4
	粒子-B-200	0.903	0.744	0.869	81.7
	粒子-B-300	0.909	0.764	0.880	82.6
	粒子-B-400	0.927	0.766	0.889	79.8

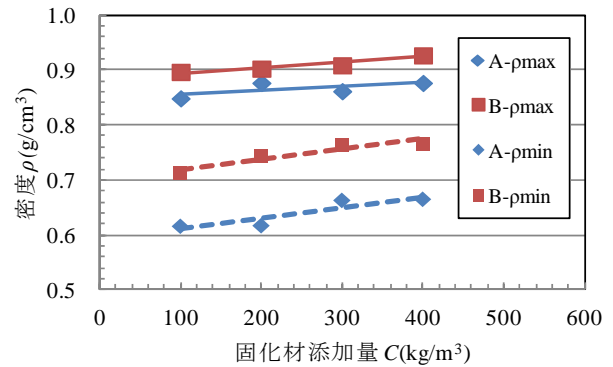


図-14 破碎粒子の最大・最小密度

地盤材料試験の方法と解説¹⁴⁾によると「最大粒径が 4.75 mm 未満であれば、砂の規格に準じて試験を行っても問題がない」ことによる。試験結果を表-4 と図-14 に示す。固化材添加量 C が 100~400 kg/m³ における粒子-A の最大密度 ρ_{max} は 0.849~0.877 g/cm³、最小密度 ρ_{min} は 0.616~0.665 g/cm³ の範囲にあり、粒子-B の ρ_{max} は 0.897~0.927 g/cm³、 ρ_{min} は 0.712~0.766 g/cm³ の範囲となった。粒子-A と粒子-B の ρ_{max} および ρ_{min} とともに、 C が増加するほど大きくなる傾向があるが、この理由は表-3 に示したように、 C が増加するほど粒子密度 ρ_p が増加するためである。また、粒子-A の ρ_{max} と ρ_{min} は、粒度分布がほぼ同じであることから、 C が異なってもその差は 0.03~0.05 g/cm³ 程度の狭い範囲にあり、この傾向は粒子-B も同様である。

(2) 破碎粒子の強度特性

破碎粒子の圧密排水(CD)三軸圧縮試験を実施した。

a) 三軸圧縮試験の供試体密度

供試体の密度に関しては、相対密度 D_r を 85 % に設定した。この D_r は締固め易さと粒子の破碎をできるだけ起さないことを考慮して定めたものであるが、供試体の上面整形の影響などによって、 D_r は表-4 に示すように、79.8~89.6 % となった。

破碎粒子を水中で利用する場合には、浮力を受けて水中密度 ρ' は非常に小さくなるのが予想される。そこで代表例として粒子-B-300 の供試体の ρ' を求めた。すると、 ρ' は 0.28 g/cm³ (飽和密度 ρ_{sat} は 1.31 g/cm³) となり、砂の場合の $\rho' \approx 1.0 \text{ g/cm}^3$ (飽和密度 ρ_{sat} は約 2.0 g/cm³) に

比べると、72%ほど軽量であることがわかった。破碎粒子で作成した供試体の水中密度が小さい理由は、図-15に示すように、全体の約83%が間隙水と粒子内間隙水であるからである。なお、5.(2)節に示すように、拘束圧を受けて粒子破碎を生じると大きな体積圧縮を生じることから、圧縮後の密度はより大きくなる。

b) 圧密排水(CD)三軸圧縮試験

圧密排水(CD)三軸圧縮試験は土質試験方法(JGS 0524-2009)に準じて実施した。供試体の大きさは直径5cm×高さ10cmであり、供試体の作製方法は土質試験方法(JGS 0530-2009)に準じた。三軸圧縮試験は50kN/m²の背圧を作用させ、50, 100, 150kN/m²の等方応力(側圧σ_r)で圧密した後(上下面排水)排水せん断を実施した。

図-16に等方圧密過程において得られた時間～体積ひずみ関係の一例を示す。等方応力を作用させると、即時圧縮による体積ひずみが生じ、その後緩やかな体積ひずみが生じた。体積ひずみは粒子配置の変化や破碎粒子の角が破碎されることで生じる現象と考えられる。そこで、変形状態は異なるが理論の適用が簡単なため、体積ひずみの時間変化曲線に次元圧密理論を適用し、体積圧縮係数m_v、圧密係数c_vおよび透水係数kを求めた。m_vは式(8)、c_vは式(9)、およびkは式(10)で求まる。

$$m_v = \frac{\epsilon_{vf}}{\Delta p} \tag{8}$$

$$c_v = \frac{T_v H^2}{t} \tag{9}$$

$$k = m_v \times c_v \times \gamma_w \tag{10}$$

ここに、Δpは圧密圧力で側圧σ_rに等しい。T_vは時間係数で平均圧密度90%のT₉₀は0.848、Hは排水距離で5cm、圧密時間tはt₉₀、ε_{vf}は一次圧密終了時の体積ひずみ、γ_wは間隙水の単位体積重量で10kN/m³である。計算結果を表-5に示す。表-5によると、即時圧縮による体積ひずみε_{v0}が非常に大きいのが、この要因としては粒子破碎の影響とともに、粒度分布が狭いことが考えられる。ε_{v0}とε_{vf}の比率を求めると、73~97%であった。破碎粒子のm_vは図-17と表-5に示すように、固材材添加量およびσ_rの増加とともに低下する傾向があり、その値は3.5×10⁻³~4.5×10⁻⁴m²/kNであった。透水係数kは粒子-Aで1.17~2.46×10⁻³m/s、および粒子-Bで1.35~2.75×10⁻³m/sとなり、ほぼ同程度であった。ここで、Hazenの式(11)¹⁵で透水係数を推定すると、粒子-Aは1.42×10⁻²m/s、粒子

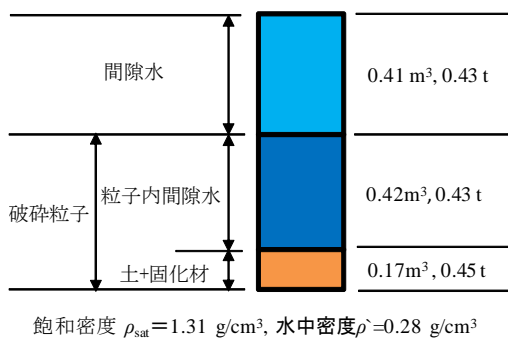


図-15 1m³内の容積と質量 (粒子-B-300, ρ=0.88g/cm³)

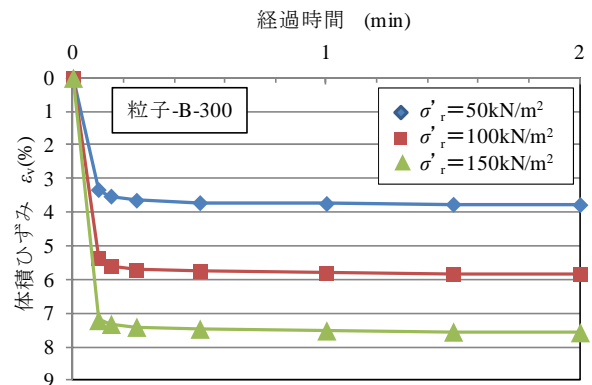


図-16 等方圧密過程の一例 (粒子-B-300)

表-5 等方圧密過程における圧密定数

粒子-A	単位	100-A			200-A			300-A			400-A		
		50	100	150	50	100	150	50	100	150	50	100	150
σ _r	kN/m ²	50	100	150	50	100	150	50	100	150	50	100	150
ε _{v0}	%	14.6	21.1	24.6	8.2	12.7	15.7	3.7	6.5	8.7	4.4	7.3	9.1
ε _{vf}	%	17.6	24.1	27.3	11.0	15.4	18.0	5.1	8.0	9.0	5.8	8.7	10.9
ε _{v0} /ε _{vf}	%	83	87	90	74	82	87	73	82	97	76	84	83
m _v	m ² /kN	3.52E-03	2.41E-03	1.82E-03	2.20E-03	1.54E-03	1.20E-03	1.02E-03	8.00E-04	6.00E-04	1.16E-03	8.70E-04	7.27E-04
t ₉₀	min	1.82	1.96	1.21	1.21	1.00	1.21	0.64	0.87	0.42	1.05	0.81	0.49
c _v	m ² /s	6.99E-02	6.49E-02	1.05E-01	1.05E-01	1.27E-01	1.05E-01	1.99E-01	1.46E-01	3.01E-01	1.21E-01	1.57E-01	2.60E-01
k	m/s	2.46E-03	1.56E-03	1.91E-03	2.31E-03	1.96E-03	1.26E-03	2.03E-03	1.17E-03	1.81E-03	1.41E-03	1.37E-03	1.89E-03
粒子-B	単位	100-B			200-B			300-B			400-B		
σ _r	kN/m ²	50	100	150	50	100	150	50	100	150	50	100	150
ε _{v0}	%	7.0	13.0	17.1	4.8	7.0	9.5	3.0	4.9	7.0	2.9	4.9	6.3
ε _{vf}	%	8.7	15.0	18.7	5.3	8.5	10.6	3.8	5.9	7.5	3.4	5.4	6.8
ε _{v0} /ε _{vf}	%	81	86	92	90	83	89	78	83	93	84	90	92
m _v	m ² /kN	1.74E-03	1.50E-03	1.25E-03	1.06E-03	8.50E-04	7.07E-04	7.60E-04	5.90E-04	5.00E-04	6.80E-04	5.40E-04	4.53E-04
t ₉₀	min	0.81	0.72	0.72	1.00	0.49	0.49	0.36	0.30	0.42	0.36	0.25	0.38
c _v	m ² /s	1.57E-01	1.77E-01	1.77E-01	1.27E-01	2.60E-01	2.60E-01	3.53E-01	4.20E-01	3.01E-01	3.53E-01	5.09E-01	3.31E-01
k	m/s	2.73E-03	2.65E-03	2.20E-03	1.35E-03	2.21E-03	1.83E-03	2.69E-03	2.48E-03	1.51E-03	2.40E-03	2.75E-03	1.50E-03

-Bは $7.80 \times 10^2 \text{ m/s}$ となる。この結果、実験での透水係数は Hazen の予測式の 0.1~0.4 倍となった。透水係数が低い理由としては、粒子破碎の影響によって細粒分の比率が多くなったことと、圧密理論による透水係数の算定は本来 10^8 m/s 以下の粘性土に適用すべきであるが¹⁶⁾、破碎粒子に適用したため適用範囲を超えていた影響などが考えられる。

$$k = C_k \times (0.7 + 0.03 T) \times D_{10}^2 \quad (11)$$

ここに、式(11)の k の単位は cm/s 、 C_k : 均等な粒子の場合 150、 T : 温度で 20°C 、 D_{10} : 10%粒径で、粒子-A は 0.085 cm、粒子-B は 0.2 cm である。

圧密後の排水せん断過程で得られた軸ひずみ ε_a ~主応力差 ($\sigma_a - \sigma_r$) および体積ひずみ ε_v の測定例を図-18 に示す。 ($\sigma_a - \sigma_r$) は明確なピークを示さず、 ε_a とともに漸増し、せん断過程における ε_v は圧縮側を示した。図-19 は排水せん断過程の $\varepsilon_a=15\%$ における ε_v を示したものである。 ε_v は 3~13% の範囲にあり、 σ_r が大きくなるにつれて増加し、固化材添加量が増加するにつれて減少した。

圧縮過程で得られたモールの応力円を図-20 と図-22 に示す。これらの図によると、粒子-A および粒子-B とも、拘束圧 σ_r の増加につれて内部摩擦角 ϕ_i が低下する傾向がある。図-21 と図-23 はモールの応力円から破壊包絡線が原点 (粘着力 $c_d=0$) と、図-20 あるいは図-22 内の赤丸を通ると仮定して、拘束圧 σ_r と ϕ_i の関係を求めたものである。その方法は赤線の近似式を求め、 σ_r の増分に対する τ の増分を求めて ϕ_i は $\tan^{-1}(\Delta\tau / \Delta\sigma)$ で求めた。図-21 と図-23 より、以下のことが述べられる。

- 1) 同じ C の場合、 ϕ_i は粒子-A よりも粒子-B の方が大きい。粒子-A の三軸供試体の等方圧密後の全平均密度 (12 データ) は 0.950 g/cm^3 (初期値は表-4 より 0.823 g/cm^3 、体積ひずみ量 ε_v の全平均値は表-5 より 13.4%) となり、粒子-B の等方圧密後の全平均密度は 0.954 g/cm^3 (初期値は表-4 より 0.875 g/cm^3 、体積ひずみ量 ε_v の全平均値は表-5 より 8.3%) とほぼ同じ値となった。このため、粒子-B の ϕ_i が大きいのは粒子-A よりも角ばっているためと考えられる。
- 2) ϕ_i は粒径、固化材添加量、拘束圧によって大きく変化した。ちなみに、拘束圧が 100 kN/m^2 で固化材添加量 C が $100 \sim 400 \text{ kg/m}^3$ における ϕ_i は、粒子-A において $30 \sim 38^\circ$ および粒子-B において $32 \sim 45^\circ$ であった。
- 3) 粒子-A および粒子-B とも、 σ_r の増加につれて ϕ_i が低下した。 ϕ_i の低下は C が多いほど大きい。
- 4) C が 100 kg/m^3 から 300 kg/m^3 に増加すると、 ϕ_i は粒子-A および粒子-B とも増加したが、 C が 300 kg/m^3 と 400 kg/m^3 の ϕ_i はほぼ同程度となった。粒子破碎の程

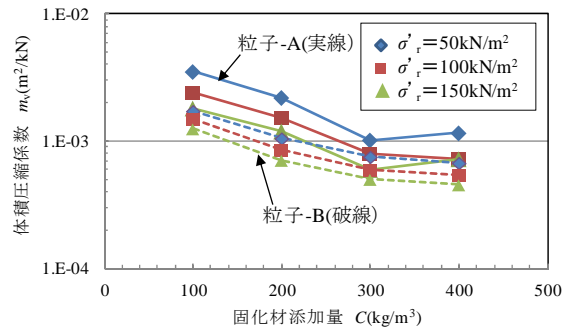


図-17 固化材添加量と m_v の関係

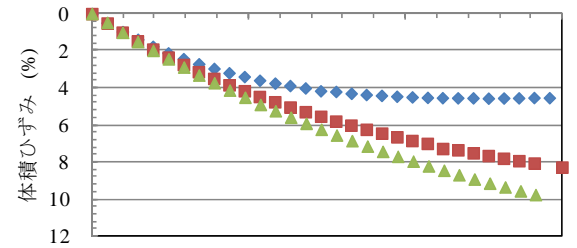
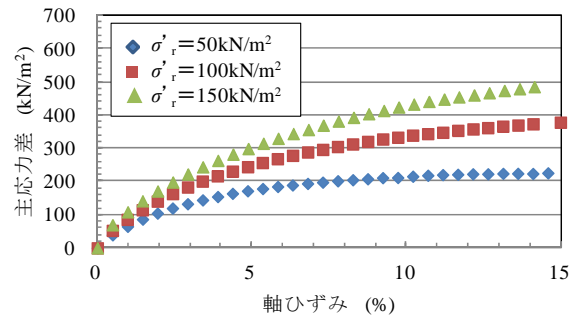


図-18 排水せん断過程の一例 (粒子-B-300)

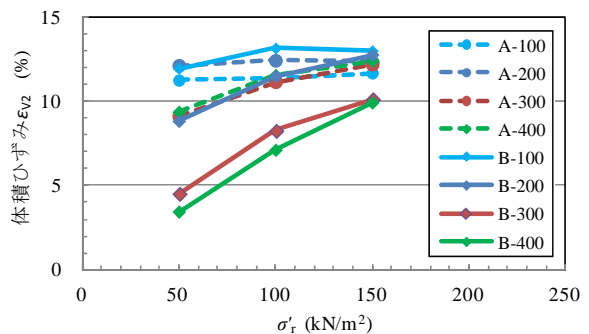
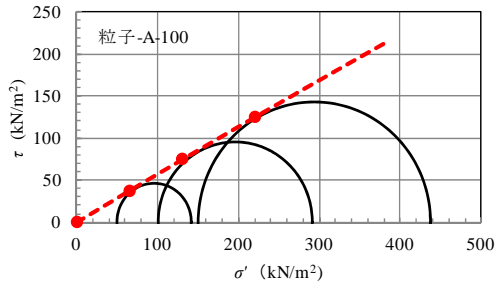


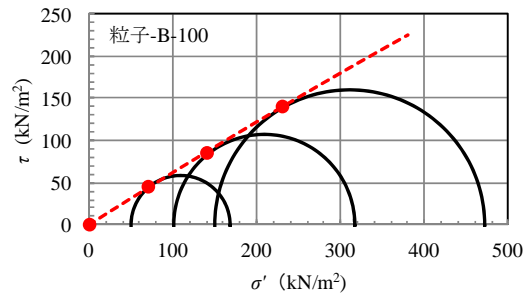
図-19 排水せん断 ($\varepsilon_a=15\%$) による体積ひずみ

度に大きな違いがないためと思われる。

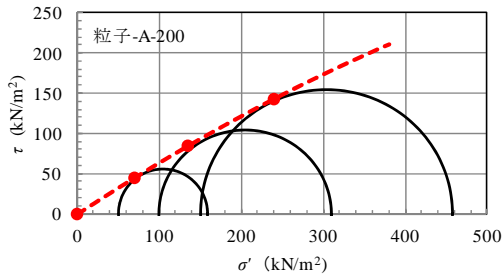
圧密排水(CD)三軸圧縮試験の結果によると、等方応力作用時の透水係数はすべての条件において $1 \sim 3 \times 10^3 \text{ m/s}$ 程度であり、砂の代替品としての要求性能 (10^5 m/s 以上) を満足すると考えられる。等方応力および排水せん断過程においては、拘束力が大きくなるほど体積ひずみが増加したが、この要因としては粒子破碎の影響が大きく、合わせて、粒度分布が狭い影響が考えられる。すなわち、粒径幅の狭い場合と広い場合を比べると、粒子破碎が生



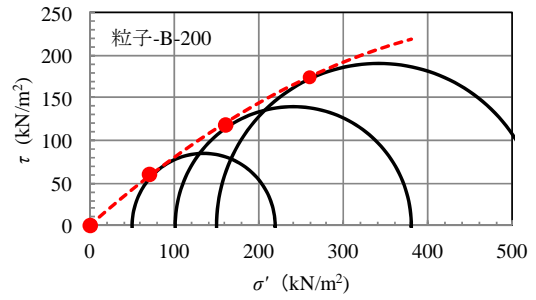
(a) 粒子-A-100



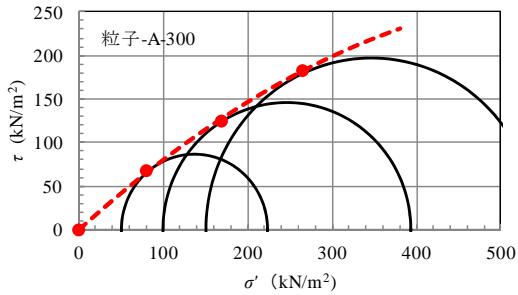
(a) 粒子-B-100



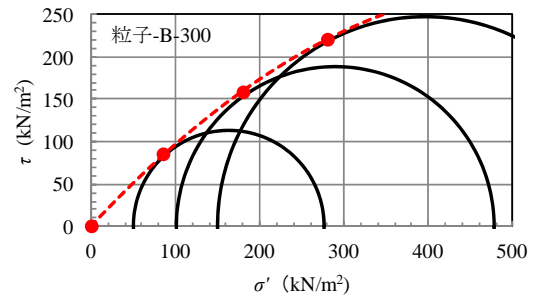
(b) 粒子-A-200



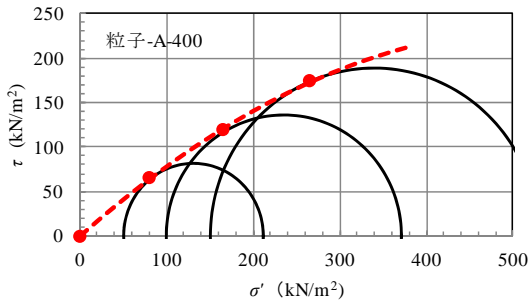
(b) 粒子-B-200



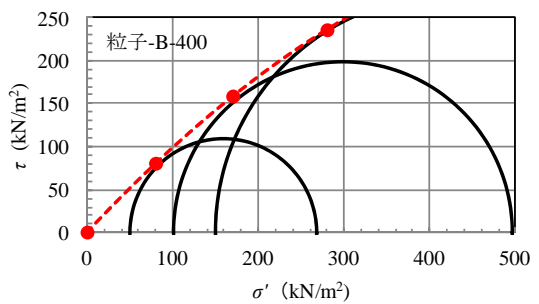
(c) 粒子-A-300



(c) 粒子-B-300



(d) 粒子-A-400



(d) 粒子-B-400

図-20 粒子-Aのモールの応力円

図-22 粒子-Bのモールの応力円

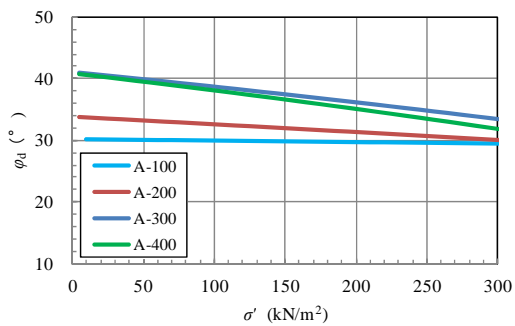


図-21 粒子-Aの拘束圧 σ' と ϕ_u の関係

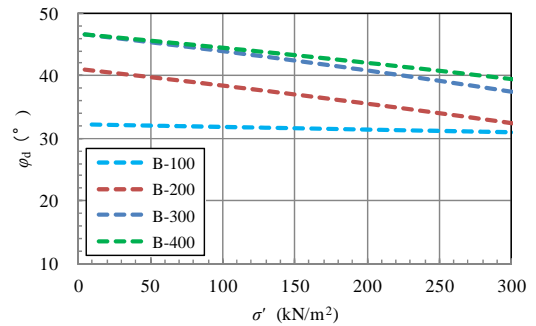


図-23 粒子-Bの拘束圧 σ' と ϕ_u の関係

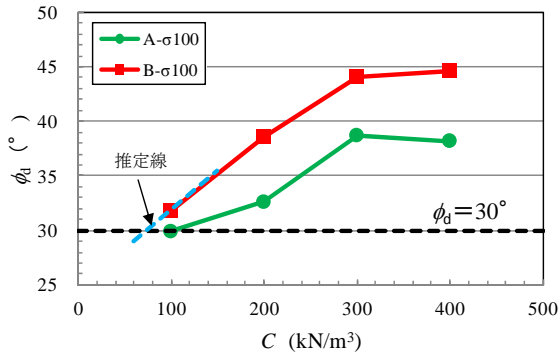


図-24 $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$ における C と ϕ_i の関係

じた際の体積圧縮量は前者の方が大きく生じる可能性がある。粒度分布が体積ひずみ量に及ぼす影響については粒度分布の異なる粒子の圧密排水(CD)三軸圧縮試験を実施し、体積ひずみ量の大きさについて検討する必要があると考えられる。

図-24 は固化材添加量 C と ϕ_i の関係を示している。拘束圧 σ'_v が 100 kN/m^2 (気中 5m 盛土で水中 10m 地点に相当: $13.1 \times 5 + 2.8 \times 10 = 93.5 \text{ kN/m}^2$) において、内部摩擦角が 30° 以上になる C を求めると、粒子-A は $C \approx 100 \text{ kg/m}^3$ 、粒子-B は約 70 kg/m^3 となる。

6. 現場への適用性

破碎粒子を砂礫の代替品として利用することを目的として、本研究では一連の固化・破碎粒子の強度試験を実施した。砂礫としての必要な材料特性は、透水係数が 10^{-5} m/s 以上、および内部摩擦角が 30° 以上と設定した。実験結果によると、粒子-Aおよび粒子-Bとも、透水係数は 10^{-5} m/s 以上を満足し、内部摩擦角も 30° 以上を満足すると考えられる。しかしながら、粒子破碎による体積圧縮量が大きいので、現場へ適用する際には体積圧縮の影響を検討する必要がある。

固化処理土の強度は原料土の含水比、固化材の種類、固化材添加量、固化材の添加方法(粉体あるいはスラリー)、養生期間によって変化する。また、破碎粒子の強度は上記に加え、破碎粒子の粒度分布、相対密度、拘束圧によって変化する。したがって、これらの多くの要因が破碎粒子の強度特性に及ぼす影響を明らかにするためには、今後多くの実験データを集積し、分析する必要がある。

現地での施工においては、重機による転圧・締固め時に粒子破碎が生じる可能性もあり、粒度分布の変化が透水係数や内部摩擦角に及ぼす影響もあわせて調査する必要がある。また、固化処理土を海水中に長期間曝露すると、海水に触れた部分からCaイオンの溶出による劣化が生

じることが知られており^{17,18)}、劣化が破碎粒子の内部摩擦角に及ぼす影響についても調査する必要がある。

7. 結論

浚渫土を原料土として作製した固化処理土を破碎し、この破碎粒子を砂礫の代替品として護岸背面の裏埋などに利用することができれば好都合である。そこで、本研究では破碎粒子の強度特性を調べた。原料土の調整含水比は 110 % (1.3 倍の液性限界)、固化材添加量は $100 \sim 400 \text{ kg/m}^3$ (固化材・水の質量比が 1 : 0.7 のスラリー添加) である。破碎は材齢 28 日で実施し、実験に供した破碎粒子の粒径は粒子-A が $0.85 \sim 2 \text{ mm}$ 、粒子-B が $2 \sim 4.75 \text{ mm}$ および粒子-C が $4.75 \sim 9.5 \text{ mm}$ である。強度試験の結果などから得られた主な結論は次のようである。

- (1) 処理土の一軸圧縮強さ q_u と単粒子強度 σ_{cm} (粒子-C) の関係を求めると、 $\sigma_{cm} / q_u = 0.2 \sim 0.3$ の関係が得られた。
- (2) 固化材添加量が 400 kg/m^3 における単粒子強度は 1.48 MN/m^2 であり、自然礫(玄武岩と風化花崗岩)の強度の約 22~39% であった。
- (3) 相対密度が約 85 % における破碎粒子(粒子-B) 供試体の水中密度は約 0.28 g/cm^3 となり、砂の場合に比べて軽量であることが明らかとなった。なお、拘束圧を受けると粒子破碎を生じて大きな体積圧縮を生じることから、圧縮後の密度はより大きくなる。
- (4) 破碎粒子(粒子-Aと粒子-B)の等方圧密過程における体積ひずみは、固化材添加量が多いほど小さくなった。排水せん断過程における体積ひずみは圧縮側を示し、拘束圧が大きくなるほど大きな体積圧縮を起した。
- (5) 破碎粒子の内部摩擦角 ϕ_i は粒径、固化材添加量、拘束圧によって大きく変化した。ちなみに、拘束圧が 100 kN/m^2 で固化材添加量 C が $100 \sim 400 \text{ kg/m}^3$ における ϕ_i は、粒子-Aにおいて $30 \sim 38^\circ$ および粒子-Bにおいて $32 \sim 45^\circ$ であった(図-21と図-23)。

本研究は破碎粒子に関する基本的な強度特性を調べたものであり、本研究結果が浚渫土を利用するための一助となれば幸いである。

謝辞: 破碎粒子の作製および強度試験に関して、ペンタテクノサービス(株)の安田淳一氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 管中混合固化処理工法技術マニュアル(改訂版): 沿岸技術研究センター, 2008.
- 2) 軽量混合処理工法技術マニュアル(改訂版): 沿岸技

- 術研究センター, 2008.
- 3) Dong, P., Hayano, K., Kikuchi, Y., Takahashi, H. and Morikawa, Y.: Deformation and crushing of particles of cement treat granulate soil, *Soils and Foundations*, Vol. 51, No. 4, pp. 611-624, 2011.
 - 4) 高橋英紀, 森川嘉之, 市川栄徳, 早野公敏, 大草陽太郎: 貧配合セメント造粒固化土の圧縮特性および支持力特性に関する模型実験, 土木学会論文集 C, Vol.66, No.2, pp.236-249, 2010.
 - 5) 高崎三晴, 大内仁, 塩田耕司, 古賀大三郎: 建設汚泥リサイクルシステムの開発, 土木学会第 55 回年次学術講演会, pp.410-411, 2000.
 - 6) 河合優, 塩田耕司, 江口信也: 石炭灰を用いた浚渫土の造粒固化技術の開発, 土木学会第 57 回年次学術講演会, pp.217-218, 2002.
 - 7) 早野公敏, 山内裕元, 佐々木孝太, 藤嶋恵輔: ほぐしを利用した液状泥土の新しい造粒方法の基礎的検討, 土木学会論文集 C, Vol.70, No.4, pp.424-432, 2014.
 - 8) 高含水泥土造粒固化処理工法: www.nikkenren.com/archives/doboku/archive/kaiyokyo/gijyutsu/01_syunsetsu
 - 9) 大谷順, 棕木俊文, 菊池喜昭: X線 CT法を用いた気泡混合処理土の物性評価, 土木学会論文集, No.652/III-51, pp.269-278, 2000.
 - 10) 高田直和, 鳥畑孝志, 前田直久, 新舎博, 堀田一久, 堤彩人: 固化処理土の破碎粒子を突き固めた際の土質特性の変化, 土木学会第 70 回年次学術講演会, pp.39-40, 2015.
 - 11) セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第 4 版): (社)セメント協会, 技報堂, p.30, 2012.
 - 12) 加登文学, 中田幸男, 兵頭正幸, 村田秀一: 地盤材料の単粒子破碎特性, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp.189-194, 2001.
 - 13) Kitazume, M., Hayano, K. and Hashizume, H.: Seismic stability of cement treated ground by tilting and dynamic shaking table tests, *Soils and Foundations*, Vol. 43, No. 6, pp. 25-140, 2003.
 - 14) 地盤材料試験の方法と解説, -二分冊の 1-, (社)地盤工学会, p.197, 2009.
 - 15) 地盤材料試験の方法と解説, -二分冊の 1-, (社)地盤工学会, p.129, 2009.
 - 16) 地盤材料試験の方法と解説, -二分冊の 1-, (社)地盤工学会, p.450, 2009.
 - 17) 渡部要一, 菊池喜昭, 新舎博: 海水曝露環境に放置・養生した SGM 軽量土の長期材料特性, 第 59 回地盤工学シンポジウム, pp.675-680, 2014.
 - 18) 原弘行, 末次大輔, 林重徳, 松田博: 海水に曝露したセメント処理土の劣化機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.69, No.4, pp.469-479, 2013.

(2015. 10. 6 受付)

STRENGTH CHARACTERISTICS OF CRASHED CEMENT-MIXED SOIL AS GRANULAR GEOMATERIALS

Hiroshi SHINSHA and Ayato TSUTSUMI

A granular material can be obtained by crushing a solidified dredged marine deposit mixed with cement. It is convenient if this can be used as an alternative fill material for such as reclamation behind seawall, however, it has not been well known with sufficient back data if the material can be used for such purpose. This paper introduces the results of the strength test for the crushed cement-mixed soil. A dredged marine deposit having water contents of 110% was mixed with the cement with dosage of 100-400 kg/m³, cured for 28 days and then crushed. Two kinds of test were performed. One is a compression test on single particles of 4.75-9.5mm and the other is a triaxial compression test (CD) on crushed soils with particle size distribution of 0.85-2mm and 2-4.75mm. The test results revealed that though quantity of volume compression by particle destruction is larger than that of sand/gravel, internal friction angle is over 30°.