

海水曝露環境にある固化処理土と 破碎粒子の劣化特性に関する実験

新舎 博¹・堤 彩人²

¹正会員 五洋建設(株) 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534の1)

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

²正会員 五洋建設(株) 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534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、固化処理土を海水中で長期間曝露すると、海水に触れている表面から Ca^{2+} が溶出し、強度の低い劣化層が形成されることが知られている。破碎粒子にこうした劣化が生じると、初期に持っていた内部摩擦角が大きく減少する可能性がある。そこで、含水比が110%の浚渫土に固化材を $100\sim 400\text{ kg/m}^3$ 添加した固化処理土とその破碎粒子を海水曝露条件下に放置し、その劣化特性を調査した。その結果、海水曝露による劣化の影響がない場合は砂礫の代替品としての利用が可能と考えられるが、海水曝露における50年後の長期予測を行うと、劣化の影響が大きい可能性があることが明らかとなった。

Key Words : *crushed particles, cement-mixed soil, deterioration, seawater, friction angle*

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 m^3 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固化処理工法が開発され^{1,2)}、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 $100\sim 500\text{ kN/m}^2$ の一軸圧縮強さを有する固化処理土に改質させることができる。固化処理土の利用方法としては、中部国際空港や羽田 D 滑走路の建設のように、浚渫土と固化材を混合した処理土を直接、水中部や陸域に打設して地盤を造成するものが多い。

一方、浚渫土などの泥状の粘性土を固化処理して有効利用する方法に造粒技術^{3,4,5)}がある。この技術は軟弱な粘性土に含水比低減材と固化材を混合し、特殊なミキサーを用いて $0.5\sim 20\text{ mm}$ 程度の粒度分布を持つ造粒物を直接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の含水比を低下させることにある。造粒のための固化材添加量は原料土の湿潤密度の $5\sim 30\%$ 程度であり、処理土 1 m^3 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/m^2 程度である。

造粒物の製造方法については、上記の方法の他に、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。

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、その材料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 10^5 m/s 以上、内部摩擦角 ϕ が 30° 以上が望ましい。こうした材料特性を有すると、砂礫の代替品としての利用が可能と考えられる。しかしながら、固化処理土を長期間、海水に曝露された状態に置くと、海水に触れている表面から Ca^{2+} が溶出し、強度のほとんどない劣化層が形成されることが知られている(2章参照)。破碎粒子にこうした劣化が生じると、劣化は粒子の全表面から進行するので、上記の要求品質が確保できなくなる可能性がある。

そこで、本研究では固化処理土とその破碎粒子を海水曝露条件下に放置して劣化特性を調査し、砂礫の代替品としての適用性について考察した。2章では固化処理土の劣化特性に関する既往の研究結果を述べる。3章では本研究における固化処理土と破碎粒子の作製、4章では固化処理土の劣化特性、5章では破碎粒子の劣化特性、6章では現場への適用性について述べる。

2. 既往の研究

固化処理土を水中に長期間放置すると、水との接触部分から Ca^{2+} が溶出し、圧縮強度の低い劣化層が生じることが知られている。原ら⁹⁾は海水曝露したセメント処理土の劣化機構を検討するための室内実験を行い、処理土に接触する水溶液の Mg^{2+} 濃度が高いほど、 Ca^{2+} の溶出量が大きくなることを示した。

池上ら⁷⁾は海水、淡水および土中で固化処理土の曝露実験を行い、劣化量 D は式(1)で表されることを示した。

$$D = A \times t^{0.5} \quad (1)$$

ここに、 A : 1年での劣化量 (mm), t : 1年で除して無次元化した経過時間である。一方、コンクリートの分野でも劣化に関する研究がなされており、酸による化学的腐食の観点からは、溶液の H^+ 濃度が一定の条件において、式(2)が示されている⁸⁾。

$$x = K \times t^{0.5} \quad (2)$$

ここに、 x : 反応部分の厚さ, t : 時間, K : 速度定数である。式(1)と式(2)は同形であることがわかる。

固化処理土の劣化深さについては、既に各固化処理土で調査されている。渡邊ら⁹⁾は管中混合固化処理土(以下、管中処理土)を3年間室内で海水曝露した場合、 $A=14.0$ になることを示した。渡部ら¹⁰⁾は気泡混合処理土(以下、SGM 処理土)を約13年間海水交換のある水槽で曝露し、5 cm と 15 cm の砂層あるいは15 cm の粘土層を覆土層として設けた場合において、 $A=7.2 \sim 15.8$ になることを示した。覆土層は波が直接作用しないための役割があり、覆土材料と層厚の違いは劣化速度の変化を見るためである。鉄板で仕切られた場合、劣化は生じていない。池上ら¹¹⁾は、深層混合処理土(以下、CDM 処理土)で周囲が粘土で囲まれている境界部において、20年後の A は $6.7 \sim 11.2$ になることを示した。上記の3工法における一軸圧縮強さ q_u を比較すると、深層混合処理土の q_u が最も大きく、劣化を受けていない健全部(約20年経過)における q_u は約 10 MN/m^2 である。 q_u と処理土を破碎した単粒子強度 σ_{cm} の関係を示すデータは少ないが¹²⁾、上記の劣化状況を考慮すると、 σ_{cm} の大きい破碎粒子においても Ca^{2+} の溶出による劣化が生じる可能性がある。

3. 固化処理土と破碎粒子の作製

実験で使用した粘土の物理特性を表-1に示す。粘土

表-1 粘土の物理特性

土粒子密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	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 固化処理土の配合と強度¹²⁾

Case	粘土		固化材スラリー		合計	一軸圧縮強さ q_{u28} (MN/m^2)	粒子強度 σ_{cm} (MN/m^2)
	土粒子	水	固化材	水			
Case-100	722	729	100	70	1621	1.205	0.369
	271	729	33	70	1103		
Case-200	722	729	200	140	1791	3.540	0.872
	271	729	66	140	1205		
Case-300	722	729	300	210	1961	5.853	1.274
	271	729	99	210	1308		
Case-400	722	729	400	280	2131	7.400	1.480
	271	729	132	280	1411		

粘土と固化材スラリーの上段は質量(kg), 下段は体積(L)

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。

(1) 固化処理土の作製

表-2 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、多くの固化処理工法で採用している 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を 110% 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)。練り混ぜ直後の処理土のフロー値 f (試験方法: JHS A 313) は 92~93 mm (自立の場合は 80 mm) であり、固化材添加量の相違の影響はほとんどなく、針貫入試験用供試体の作製(4章参照)においても締固めは不要であった。供試体は安定処理土の締固めをしない供試体作製方法(JGS 0821-2009)に準じて作製した。一軸圧縮強さ q_{u28} は $1.205 \sim 7.400 \text{ MN/m}^2$ の範囲にあった。また、表-2 の粒子強度は 4.75~9.5 mm の大きさの単粒子を 0.25 mm/min の速度で載荷した際の第 1 ピーク荷重における強度であり、 $0.369 \sim 1.480 \text{ MN/m}^2$ の範囲にあった¹²⁾。

(2) 破碎粒子の作製

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(配合は表-2)、直径 5 cm × 長さ 40 cm のビニール袋に入れ、20℃、湿度 60% の恒温室で養生した。供試体の作製は JGS 0821-2009 に準じて作製した。
- 3) 材齢 28 日になると、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) 破碎粒子をふるい分け, 2~4.75 mm の大きさの粒子を準備した. この粒子を「粒子-B, あるいは B」と呼ぶことにする.

4. 固化処理土の劣化特性

固化処理土の劣化特性は処理土を人工海水中で曝露し, 針貫入試験で求めた.

(1) 人工海水のイオン濃度

表-3に, 一般的な海水¹³⁾のイオン種類とその濃度を示し, 合わせて実験で用いた人工海水のイオン濃度を示す. 原ら⁹⁾は, 劣化の要因となる Ca^{2+} の溶出は水溶液の Mg^{2+} 濃度が高いほど大きくなることを示しているが, 本実験では海水とほぼ同じ成分を持つ人工海水を使用することにした. ただし, 人工海水には海水中に存在する Sr^{2+} , Br^- , HCO_3^- , F^- および H_3BO_3 などの微量イオンは含まれていない.

(2) 針貫入試験方法と曝露条件

針貫入試験の条件を表-4に示す. 実験では処理土を 1 日養生後に海水曝露する場合 (Fresh 曝露と呼ぶ) と, 28 日養生後に海水曝露する場合 (固化曝露と呼ぶ) を比較した. すなわち, 2 章で述べた劣化データ (式(1)の A) の多くは事前に養生せず, Fresh 状態から海水中に直接打設した曝露を想定しており, 処理土が固化後に曝露されたデータは少ないと思われる.

針貫入試験を選択したのは実績^{たとえ}があり, 試験が簡単なことによる. 本研究における試験方法は, 先端が平坦な直径 4 mm の円柱丸棒を 2 mm/min の速度で供試体に貫入するものであり, 貫入量と貫入力との関係を求めた. 写真-1 に, 針貫入試験の状況を示す. 針貫入試験用の供試体は幅 15 cm × 奥行 15 cm × 高さ 5 cm の大きさであり, 容器はプラスチック製である.

海水曝露は約 20 l の人工海水を入れた容器内に固化材添加量の異なる供試体をそれぞれ 1 個, 合計 4 個を水浸させた. 人工海水は水中ポンプを用いて容器内を循環させたが, 実験中取り替えなかった. この理由は試験の煩雑さを無くするためである. なお, 海水の交換の有無による劣化深さへの影響については原ら⁹⁾が調査しており, 固化材を 50~100 kg/m³ 添加した処理土の 1 年曝露時の劣化量は, 海水交換がある場合はない場合の約 1.3~1.5 倍となっている. 水槽内の pH の経時変化を図-1 に示す. 供試体を水浸した 1 週間後の pH は, Fresh 状態は 9.1 と一旦増加したが, 固化後は 8.1 で水浸前 (0 日のデータ) とほぼ同じであった. 2 週間以後は両者とも 7.6~

表-3 人工海水の成分表¹³⁾

成分		自然界	実験
		mg/g	mg/g
ナトリウムイオン	Na^+	10.760	11.650
マグネシウムイオン	Mg^{2+}	1.294	1.262
カルシウムイオン	Ca^{2+}	0.413	0.456
カリウムイオン	K^+	0.387	0.274
ストロンチウムイオン	Sr^{2+}	0.008	0.000
塩化物イオン	Cl^-	19.353	21.359
硫酸イオン	SO_4^{2-}	2.712	2.524
臭化物イオン	Br^-	0.067	0.000
炭酸水素イオン	HCO_3^-	0.142	0.000
フッ化物イオン	F^-	0.001	0.000
ホウ酸	B^{3+}	0.004	0.000
計		35.141	37.526

表-4 針貫入試験の条件

曝露条件	Case	暴露前養生条件	固化材添加量 C kg/m ³	試験時期
Fresh 曝露	100F	1 日 気中養生	100	海水曝露 34日, 55日, 87日, 177日
	200F		200	
	300F		300	
	400F		400	
固化後曝露	100	28 日 気中養生	100	海水曝露 7日, 28日, 60日, 150日
	200		200	
	300		300	
	400		400	



写真-1 針貫入試験状況

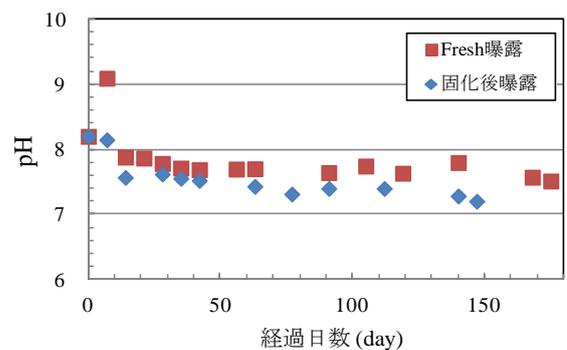


図-1 pHの経時間化 (針貫入供試体)

7.9程度でほぼ一定となったが、pHは固化後曝露よりもFresh曝露の方が全体的に幾分高い結果であった。

(3) 針貫入試験結果

曝露条件の違いによる針貫入試験の結果例を図-2に示し、曝露期間の違いによる試験結果例を図-3に示す。図-2はすべて供試体作成後56日経過時のデータであり、図-3のFresh曝露とそれに対応する曝露なしのデータの経過日数はそれぞれ同一である。

図-2と図-3によると、曝露なし(以下、健全部と言う)の試験結果(赤線)の貫入力 P は、貫入量 δ がゼロから大きく増加しているのに対して、曝露供試体の P は δ とともに漸増する傾向がある。原ら⁹⁾、渡部ら¹⁰⁾の試験結果によると、曝露供試体は P がほぼゼロの領域があり、その後健全部の $\delta \sim P$ 関係へと続く傾向がある。これらの試験結果が本実験結果と異なっているのは、実験での固化材添加量 C が 100 kg/m^3 以下であり、 C が大きく異なるためと考えられる。また、高強度の処理土の劣化領域はゼロから健全部までの間に、強度の漸増域が存在すると考える方が自然である。曝露供試体の劣化量は健全部の $\delta \sim P$ 関係(すなわち、赤線)を貫入量軸に沿って平行移動させ、両者の $\delta \sim P$ 関係がほぼ一致する所の $P=0$ の δ を劣化量 D と定義することにした。この結果、劣化域内には強度の漸増域が存在することになる。図-2によると、劣化量 D は曝露条件の違いによって大きく異なり、図-3によると、 D は曝露期間とともに増加することがわかる。

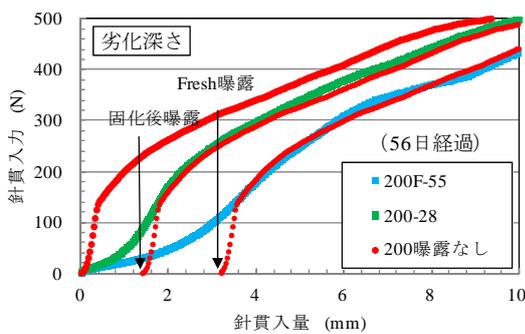


図-2 曝露条件の違いによる針貫入試験結果

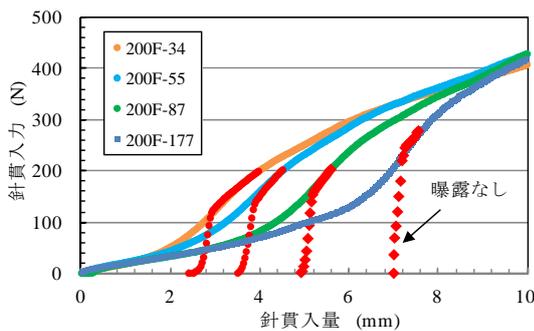


図-3 曝露期間の違いによる針貫入試験結果

固化材添加量 C と劣化量 D の関係を図-4に示す。 D は固化後曝露よりもFresh曝露の方が大きく、 C が増加するほど減少することがわかる。なお、 $C=400 \text{ kg/m}^3$ の固化後曝露においては、劣化量が大きく現れているが、この理由は供試体が膨張し、膨張表面から試験を実施したためである(150日曝露後の膨張量は平均 3.13 mm)。膨張については5.(2)で詳述する。一方、 $C=100 \sim 400 \text{ kg/m}^3$ のFresh曝露、および $C=100 \sim 300 \text{ kg/m}^3$ の固化後曝露においては、明確な膨張は観察されなかった。

(4) 劣化係数

2章で述べたように、劣化量 D に関しては、式(1)が提案されている。そこで、本試験結果においても f^5 を採用し、 f^5 と D の関係を求めた。その結果を図-5に示す。この図によると、 D は式(3)で求めることができる。式(3)は、本試験の $D \sim f^5$ 関係が原点を通らないことから¹⁴⁾、式(1)に切片を設けたものである。 B をゼロにして式(1)を適用すると A は $35 \sim 45\%$ ほど小さくなり、実験結果との整合性が悪くなる。

$$D = A \times (f^5 - B) \quad (3)$$

ここに、 A と B は材料定数である。また、図-5によると、 D は固化材添加量 C が同一の場合、固化後曝露よりもFresh曝露の方が大きいことがわかる。

長期曝露後の劣化量に関しては、曝露開始時の供試体の状態で D を議論するよりも、むしろ C あるいは標準強度(通常、 q_{028})で論ずる方がより本質的であると考えられる。 C は Ca^{2+} の総添加量を示しており、劣化は Ca^{2+} の溶出によって生じると考えられるからである。また、本処理土に関しては q_{028} (単位は MN/m^2)と C の間に式(4)の関係が得られている¹²⁾。

$$q_{028} = 0.0209 \times C - 0.725 \quad (4)$$

そこで、式(4)と図-5から、 q_{028} と A および B の関係を求めると、図-6が得られる。図-6(a)には原ら⁹⁾および山路

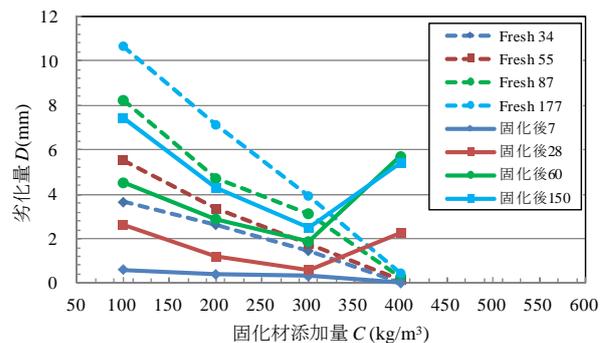
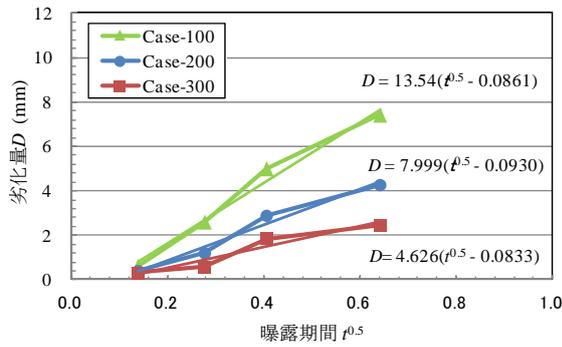
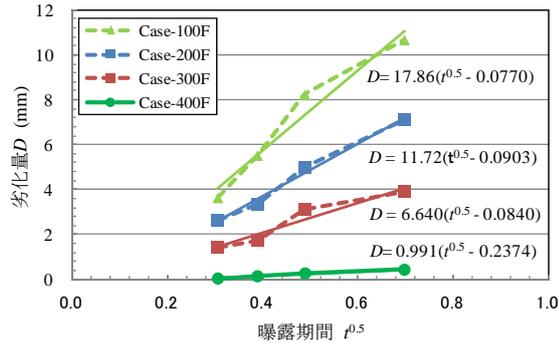


図-4 針貫入試験による劣化量

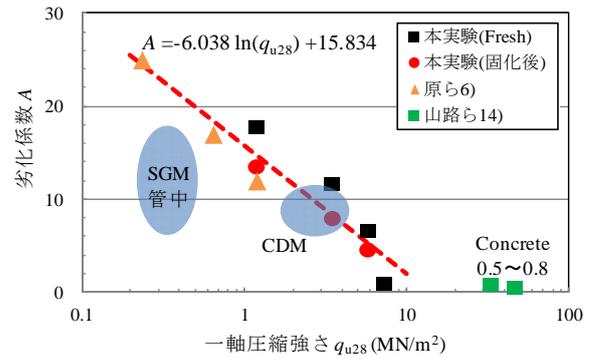


(a) 固化後曝露

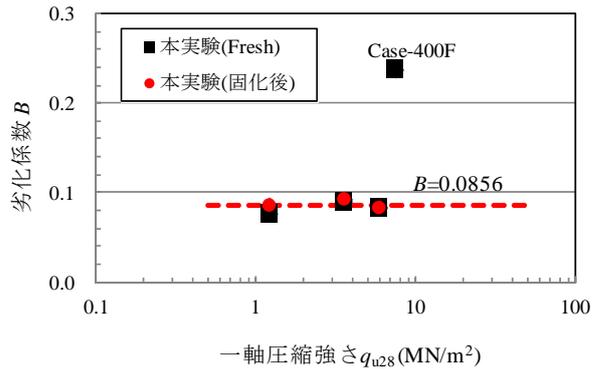


(b) Fresh曝露

図-5 曝露期間と劣化量の関係



(a) q_{u28} と劣化係数Aの関係



(b) q_{u28} と劣化係数Bの関係

図-6 一軸圧縮強さと劣化係数の関係

ら¹⁵⁾の実験結果を合わせて示した。原らは $C = 50, 70, 100 \text{ kg/m}^3$ の処理土を用いて、海水交換のない場合の約 1 年経過時の劣化量を針貫入試験で直接求めている。山路らはコンクリートの劣化量を求めており、 q_{u28} が $33.7 \sim 47.2 \text{ MN/m}^2$ における A は $0.52 \sim 0.85$ である。図-6 (a)によると、 q_{u28} と A の間には式(5)の関係がある。ただし、強度の大きいコンクリートは、構成材料が異なることから除外した。

$$A = -6.038 \times \ln(q_{u28}) + 15.834 \quad (5)$$

本実験結果と既往の実験結果 (図-6 (a)内の青○印部分) の A を比較すると、強度が約 $0.2 \sim 0.5 \text{ MN/m}^2$ とほぼ同じである管中処理土と SGM 処理土では、本実験結果と一致しなかったが、強度が約 $2 \sim 6 \text{ MN/m}^2$ の CDM 処理土では、両者はほぼ一致した (ただし、強度は各技術マニュアルからの推定値である)。管中処理土と SGM 処理土で A が一致しなかった要因としては、原料土 (= 海成粘土)、針貫入試験方法、曝露条件、式(1)と式(3)の適用の違いなどが考えられる。

また、図-6 (b)によると、Case-400F を除くと (A の値が小さいため、 B のばらつきが大きい)、平均値として $B \approx 0.0856$ が得られた。 B^2 は劣化が生じる時間を表しており、約 2.7 日となる。 B は式(1)に示すように、本来はゼロであるべきものと考えられるが、ゼロにならなかつ

た要因としては処理土の材料特性、海水濃度、試験温度、針貫入試験方法などが考えられる。また、海水曝露 10 年経過後の D を式(1)と式(3)で予測すると、その差は約 2.7%以下となることから、 D を式(1)で予測しても、実務的には問題がないことがわかる。

5. 破碎粒子の劣化特性

破碎粒子の劣化特性は圧密排水(CD)三軸圧縮試験で求めた。試料は 28 日養生後に破碎した $2 \sim 4.75 \text{ mm}$ の大きさの粒子「粒子-B」である。表-5 に、CD 三軸圧縮試験の曝露条件を示す。CD 三軸圧縮試験は曝露 0 日、60 日および 150 日で実施した。

(1) 供試体の作製方法と曝露条件

海水曝露する三軸試験用供試体の作成方法は、次のようである。

- 1) 直径 $5 \text{ cm} \times$ 高さ 10 cm の二つ割り容器の底部をはずし、二つ割り後に再度容器をゴムバンドで上下 2 箇所固定した。
- 2) 容器の内側に 0.25 mm 厚のゴムメンブレンを装着し、容器内の下部には 5 mm 厚のポーラストーンを置いた (図-7参照)。

3) 目標の相対密度 D_r を 85% に設定し、容器内に破碎粒子を詰めた。

$D_r = 85\%$ は締め固め易さと粒子破碎をできるだけ起さないことを考慮して決定した。実験での D_r は供試体の上面整形の影響などによって、表-6 に示すように、79.8~83.4% と幾分小さくなった。

海水曝露は人工海水を約 10 l 入れた水槽内に、供試体を 8 本 (材齢 2 × (側圧 3 + 予備 1)) 入れ、人工海水は実験中取り替えなかった。この理由は試験の煩雑さを無くすためである。図-8 は水槽内の pH の経時変化を示

表-5 CD三軸圧縮試験の曝露条件

Case	試験前養生条件	固化材添加量 $C \text{ kg/m}^3$	試験時期
B-100	28日気中養生	100	海水曝露 0日 60日 150日
B-200		200	
B-300		300	
B-400		400	

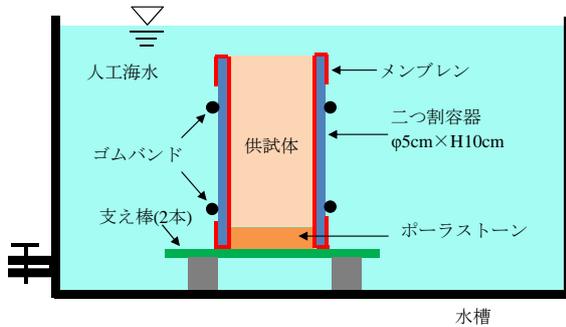


図-7 供試体の曝露状態

表-6 CD三軸圧縮供試体の相対密度

破碎粒子	ρ_{\max} g/cm^3	ρ_{\min} g/cm^3	三軸供試体 $\rho \text{ g/cm}^3$	D_r %
B-100	0.897	0.712	0.860	83.4
B-200	0.903	0.744	0.869	81.7
B-300	0.909	0.764	0.880	82.6
B-400	0.927	0.766	0.889	79.8

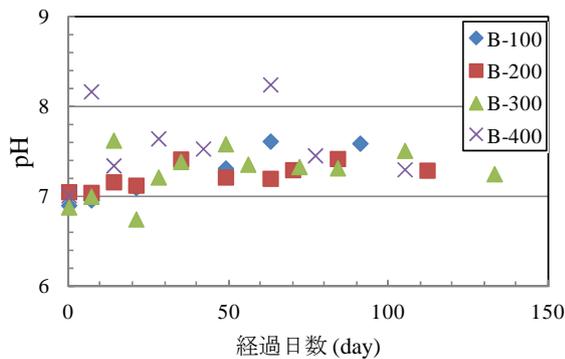
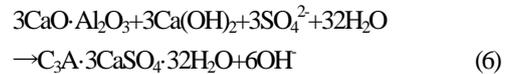


図-8 pHの経時変化 (CD三軸供試体)

している。供試体水浸前の pH は約 7.0 であり、水浸すると pH が幾分増加したが、2 週間以後の pH は 7.1~7.6 の範囲となった。固化材添加量の相違が pH に及ぼす影響はほとんどなかった。

(2) 供試体の膨張

写真-2 に、固化材添加量 C が 400 kg/m^3 における 60 日曝露時の供試体状況を示す。供試体は上部に大きく、粒子がこぼれるように盛り上がっていた。海水中に SO_4^{2-} があると、固化材に含まれている Ca^{2+} と反応して二水石膏が形成され、更に C_3A と反応してエトリンガイトが生成される。この時膨張し、膨張の程度と速度は硫酸塩の種類や濃度によって異なり、高濃度の場合は急激な膨張を示すが、ある濃度よりも低い場合にはほとんど膨張が見られないことが指摘されている¹⁶⁾。反応式は式(6)となる。



本実験における膨張量を表-7 に示す。膨張量は供試体の上部に溢れた破碎粒子を集め、乾燥質量を測定して全体での比率として求めた。 $C=200 \text{ kg/m}^3$ の海水曝露 60 日の膨張量は約 0.5% であり、 $C=400 \text{ kg/m}^3$ の場合は約 5.2% であった。海水曝露 60 日と 150 日の結果を比較すると、膨張量に変化はなく、膨張は短期的に生じるものと考えられる。



写真-2 $C=400 \text{ kg/m}^3$ で曝露 60 日の供試体

表-7 三軸供試体の膨張量

試料	膨張量 (%)	
	60日曝露	150日曝露
B-100	0.0	0.0
B-200	0.5	0.4
B-300	3.7	2.4
B-400	5.2	5.3

針貫入試験用供試体では Fresh 曝露と $C = 100 \sim 300 \text{ kg/m}^3$ の固化後曝露において、明確な膨張は確認されなかったが、三軸供試体では B-200~B-400 の場合（針貫入試験の固化後曝露に相当）において膨張が見られた。針貫入試験用供試体と三軸供試体とを比較すると、全体の処理土体積に対する曝露面積の比率は後者の方が大きいので、後者の方の膨張がより大きく現れたものと考えられる。なお、Fresh 曝露の場合に膨張が見られなかった理由については、今後解明する必要がある。

(3) 圧密排水(CD)三軸圧縮試験

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。背圧は 50 kN/m^2 、側圧 σ_r は 50, 100, 150 kN/m^2 である。

a) 拘束圧による体積圧縮

拘束圧 σ_r (=側圧) による体積ひずみ ε_{v1} を図-9 に示す。 ε_{v1} は各 σ_r における時間~排水量曲線に Terzaghi の圧密理論を適用して求めた一次圧密終了時の値である。三軸圧縮試験は等方圧密状態であるため一次元圧密とは変形状態が異なるが、理論の適用が簡単なことと排水条件が実験と同一なこと（上下面排水）で採用した。詳細は文献 12)を参照されたい。なお、 ε_{v1} に関して、膨張量は補正していない。

図-9 によると、曝露の有無とは無関係に、すべての試験で体積圧縮が生じており、固化材添加量が少ないほど、および σ_r が大きくほど、大きな ε_{v1} を生じていることがわかる。体積圧縮は曝露なしの供試体では粒子の再配列と粒子の角の部分が破碎することによって生じる現象と考えられる。破碎粒子の単粒子強度（大きさは $4.75 \sim 9.5 \text{ mm}$ ）は、固化材添加量 C が $100 \sim 400 \text{ kg/m}^3$ において $0.37 \sim 1.48 \text{ MN/m}^2$ (表-2) であり、 C が少ないほど単粒子強度が小さいことから、大きな粒子破碎が生じていると考えられる。破碎粒子を曝露すると、体積圧縮は上記に加え、劣化部分の圧縮による体積圧縮が加算されることになる。図-9 によると、曝露 60 日においては B-100~B-400 とともに、 ε_{v1} は増加した。曝露 60 日と 150 日の ε_{v1} を比較すると、B-200 は ε_{v1} が増加したが、その他の条件では ε_{v1} に大きな変化はなかった。なお、この結果は曝露期間中に地盤が沈下する可能性があることを示しており、今後地盤としての沈下評価が必要である。ただし、ここでは膨張の影響は考慮していない。

ここで、供試体内の間隙水と、土粒子と固化材を合わせた実質部分の構成について考察する。三軸圧縮供試体は相対密度 D_r を約 85% で作製したので、供試体内の間隙水と、土粒子と固化材を合わせた実質部分の体積および質量の構成は図-10 のようになる。すなわち、間隙水は、粒子の内部に閉じ込められている粒子内間隙水と粒子間隙水とに区分できる。拘束圧 σ_r を受けた三軸供

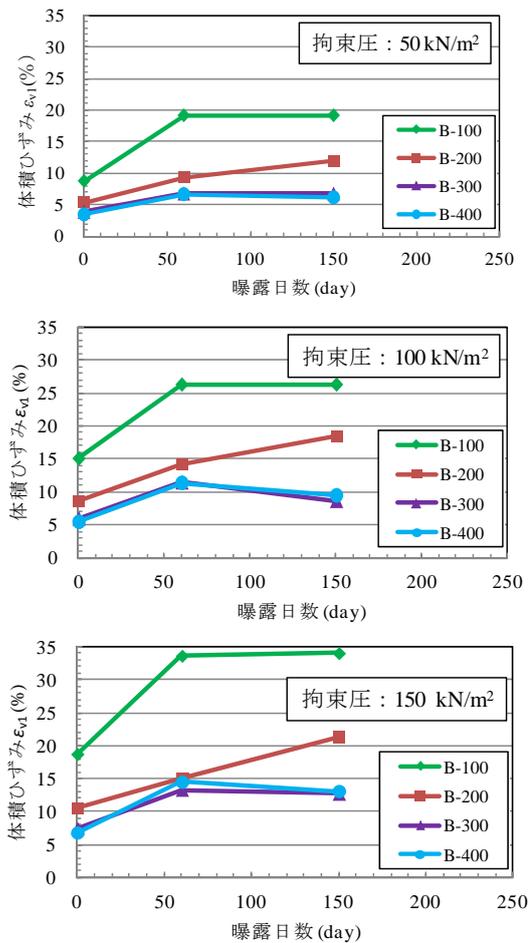


図-9 拘束圧による体積ひずみ ε_{v1}

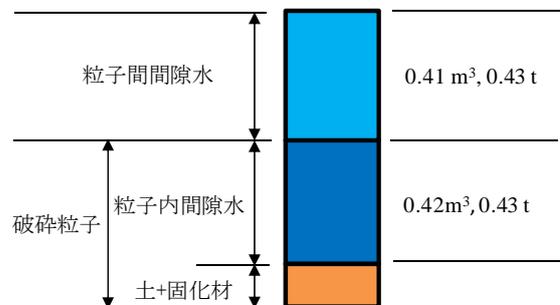


図-10 間隙水、土+固化材の容積と質量 (C=300 kg/m³, $D_r=85\%$ の場合)

試体が生じる ε_{v1} は、粒子間隙水が主に排出されたために生じたと考えられ、計算上は $\varepsilon_{v1}=41\%$ (供試体 1 m^3 内の間隙水は 0.41 m^3) において、粒子間隙水がゼロになる。たとえば、図-9 の結果によると、 σ_r が 100 kN/m^2 において、B-200 の曝露 150 日における ε_{v1} は約 18% であり、この結果、この時点においては約 23% の粒子間隙水が残留していることになる。

粒子-B の透水係数 k を Hazen の式¹⁷⁾で推定する。推定式は式(7)で表される。 k を計算すると $7.80 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ となった。図-11 に、B-200 における k を示す。 k は ε_{v1} と同様、

三軸試験の等方圧密過程において得られた時間～体積ひずみ曲線を利用して求めた。実験結果は $1\sim 3 \times 10^3$ m/s となり、Hazen の推定値よりも幾分小さくなった。この理由は、拘束圧を受けると粒子破砕が起こり、粒子間間隙が減少したためと考えられる。曝露を受けると、粒子表面付近が劣化するので k は低下する可能性があるが、実験結果ではその影響は明確でなかった。 k は今後透水試験で測定し、その大きさを明らかにする必要がある。

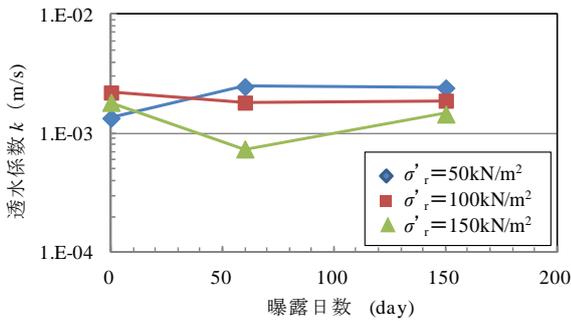
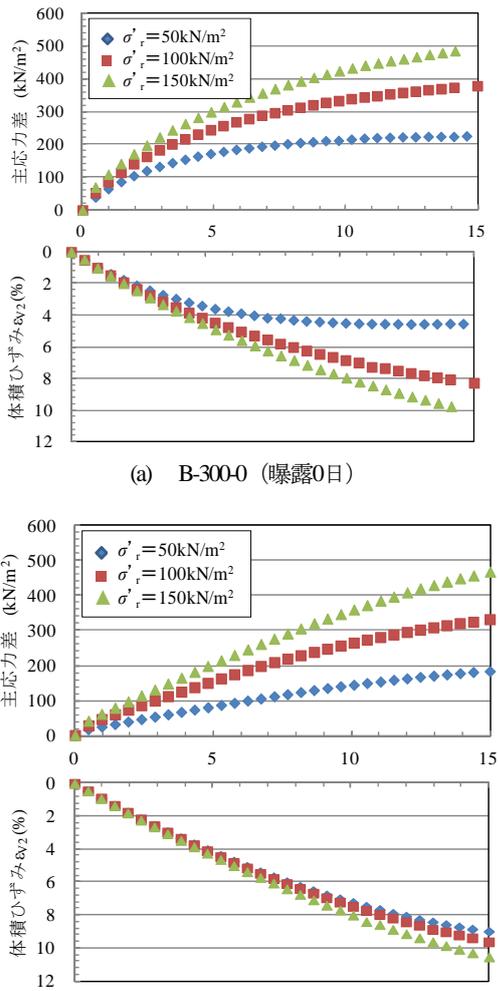


図-11 曝露日数と透水係数の関係 (B-200)



(b) B-300-150 (曝露150日)
図-12 排水せん断過程の一例

$$k = C_k \times (0.7 + 0.03 T) \times D_{10}^2 \quad (7)$$

ここに、式(7)の k の単位は cm/s, C_k : 均等な粒子の場合は 150, T : 温度で 20°C , D_{10} : 10%粒径で、0.2 cm とした。

b) せん断過程における体積圧縮

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_{v2} の測定例を図-12 に示す。曝露の有無 (曝露なしと曝露150日) に関わらず、主応力差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_{v2} は圧縮側を示した。また、曝露を受けると、主応力差は曝露のない場合の上に凸の形状がよりゆるやかになる結果となった。

$\epsilon_a=15\%$ における体積ひずみ ϵ_{v2} を図-13 に示す。曝露のない場合は、 C が少ないほど、および拘束圧 σ_r が大きいほど ϵ_{v2} が増加した。曝露が 60 日になると、 σ_r が 50 kN/m² と 100 kN/m² の場合の B-300 と B-400 の ϵ_{v2} が大きく増加し、B-100～B-400 の ϵ_{v2} がほぼ同程度になった。劣化の影響と考えられる。また、曝露 60 日と曝露 150 日の ϵ_{v2} を比較すると、B-100～B-400 とともに、 ϵ_{v2} に大きな変化はなかった。

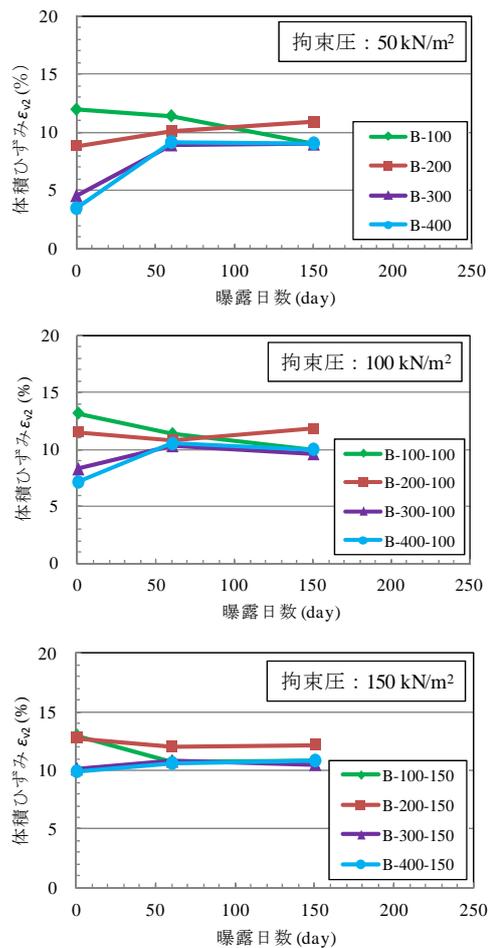


図-13 排水せん断過程 ($\epsilon_a=15\%$) における体積ひずみ ϵ_{v2}

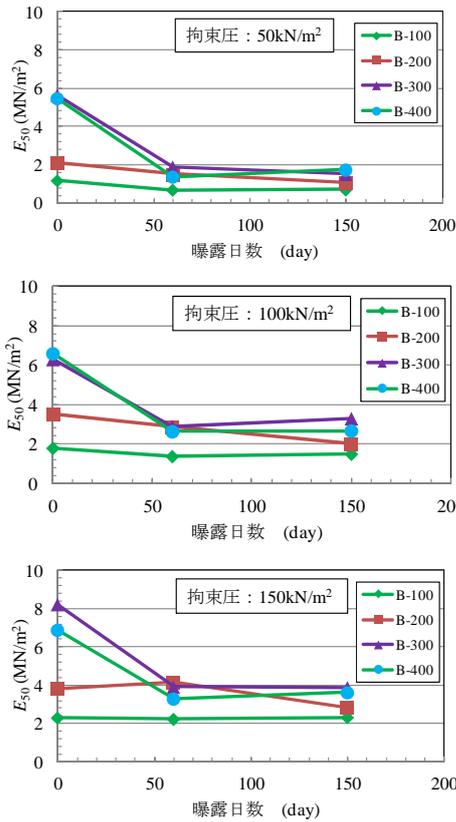


図-14 弾性係数 E_{50}

c) 弾性係数 E_{50}

CD 三軸圧縮過程で得られた E_{50} の結果を図-14 に示す。 E_{50} は一軸圧縮試験と同様、最大偏差応力 $(\sigma_a - \sigma_c)_{max}/2$ をその時の軸ひずみ ϵ_a で除して求めた。曝露のない場合は、拘束圧が増加するほど E_{50} が大きい。一方、曝露を受けると、曝露 60 日においては、B-100 と B-200 の E_{50} は幾分低下する傾向があり、B-300 と B-400 の E_{50} は大きく低下していることがわかる。また、曝露 60 日と曝露 150 日の結果を比較すると、B-100~B-400 とともに、 E_{50} に大きな変化は見られなかった。

d) Mohr 円と内部摩擦角

各固化材添加量 C ごとに整理した Mohr 円を図-15 に示す。Mohr 円に接する破壊包絡線が原点(粘着力 $c_d=0$)を通ると仮定すると、いずれの破壊包絡線も上に凸の曲線となった(図が煩雑になるので破壊包絡線は省略)。全体的には曝露の期間が増加すると、同一の拘束圧 σ' に対するせん断応力 τ は小さくなる傾向がある。図-16 は破壊包絡線から拘束圧 σ' と ϕ_0 の関係を求めたものである。その方法は破壊包絡線を二次関数の曲線($\tau=A \times \sigma'^2+B \times \sigma'$, A と B は定数)で近似し、 σ' の増分に対する τ の増分を求めて ϕ_0 は $\tan^{-1}(\Delta\tau / \Delta\sigma')$ で求めた。図-16 より、以下のことが述べられる。

- 1) 曝露がない場合は、固化材添加量が増加するほど(B-100 から B-300 になるほど)、同一の σ' に対する ϕ_0 は大きくなった。B-300 と B-400 の ϕ_0 はほぼ同程度

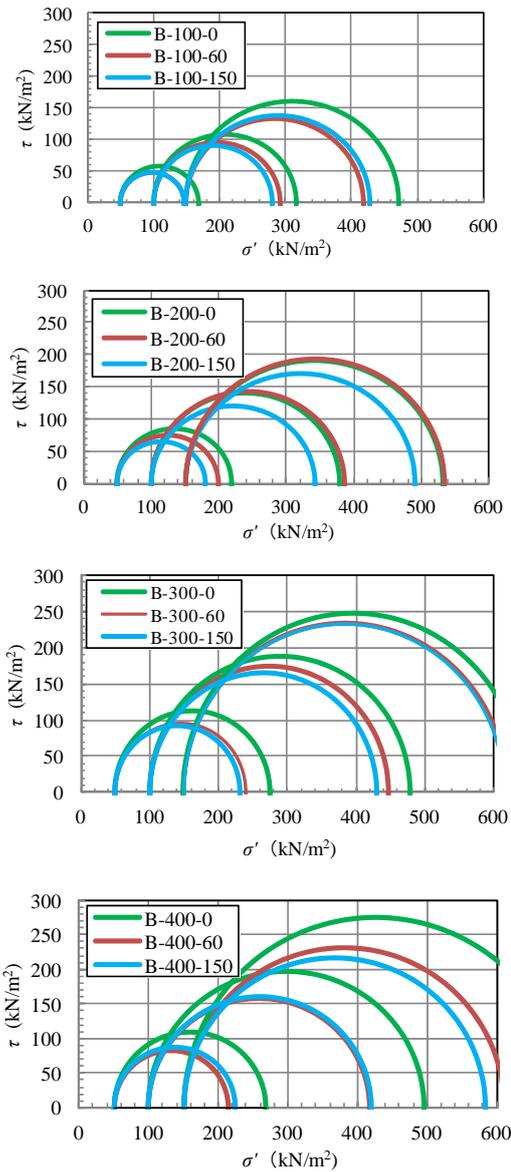


図-15 モーアの応力円

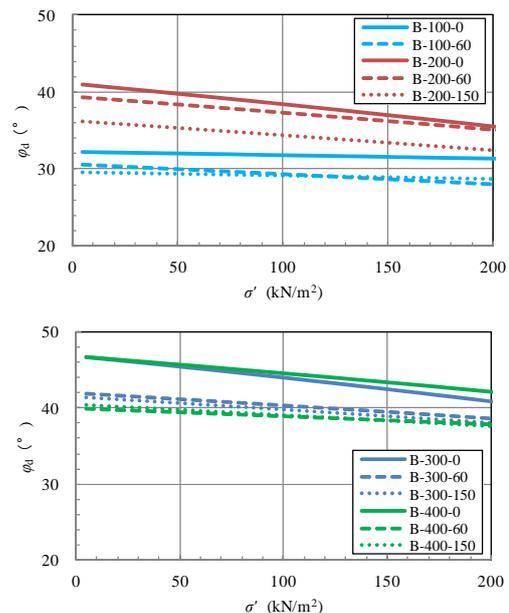


図-16 曝露日数と内部摩擦角の関係

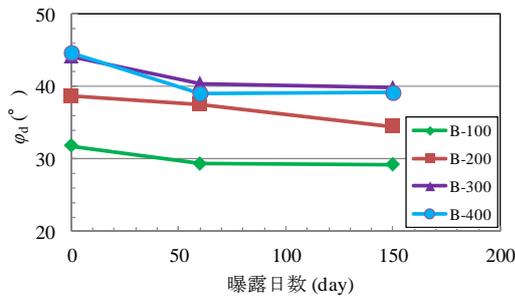


図-17 σ が100kN/m²における ϕ_d の変化

であった。

- 2) 曝露を受けると、B-100～B-400のすべてにおいて、曝露がない場合よりも ϕ_d が低下した。

拘束圧 σ が100 kN/m²における ϕ_d の経時変化を図-17に示す。曝露60日の ϕ_d は劣化によって低下したが、曝露60日と曝露150日の ϕ_d は、B-200を除くと、ほぼ同程度であった。ちなみに、B-200の曝露150日における ϕ_d は約35°である。

破碎粒子が曝露を受けた後の ϕ_d の発現メカニズムは、次のように考えられる。破碎粒子が劣化すると、表面と健全部との間に劣化層が形成される。この劣化層は、図-3に示すように、内部に行くほど強度が増加している。劣化のない場合は、接触している健全な粒子間の表面部でせん断応力を受け持っていたが、劣化を受けると、図-18に示すように、接触している粒子が強度の弱い部分にめり込み、内部の固い部分(q_{uA} 部)でせん断応力を受け持つようになる。 q_{uA} は拘束圧に依存し、 ϕ_d は新たに接触した q_{uA} 部の摩擦に支配される。このことが、図-16において、劣化を受けた粒子の ϕ_d が低下し、ほぼ一定になる理由と考えられる。また、劣化が大きく進んで健全部そのものがなくなると、強度は ϕ_d ではなく、むしろ粘着力 c_u で評価する状態に移ると考えられる。

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、本研究では固化処理土と破碎粒子の劣化実験を実施した。本実験結果からB-200を対象として、現場(拘束圧は100 kN/m²)における材料特性を、曝露なしと曝露150日で比較すると、次のようになる。

- 1) 曝露なしの水中密度 ρ_{0l} は、体積が初期から約8%減少するので0.30 g/cm³となる。曝露150日では体積が約18%減少するので(図-9)、 ρ_{150l} は約0.34 g/cm³になる(= 0.28 / (1.0 - ϵ_{v1}), 0.28 g/cm³は初期密度、図-10参照)。
- 2) ϕ_{d0} は約39°であり、 ϕ_{d150} は約35°である(図-17)。
- 3) 透水係数はHarzenの式によると、劣化や粒子破碎を

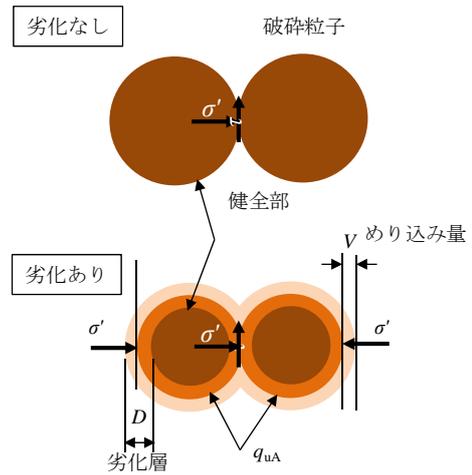


図-18 劣化した破碎粒子の ϕ_d 発現メカニズム

受けない場合は 7.80×10^2 m/sであるが、粒子破碎や海水曝露の影響を受けると低下する可能性がある。ちなみに、間隙率は0.41(図-10)から約0.23に低下する。

- 4) E_{500} は約3.5 MN/m²であり、 E_{50150} は約2.0 MN/m²である(図-14)。

上記を考慮すると、海水曝露の影響がない場合には、砂礫の代替品としての利用が可能と考えられるが、海水曝露を受けると劣化し、長期的な曝露を受けると利用可能であるとは言い難い。すなわち、50年後の劣化量を求めると、劣化係数Aは8.20(式(5)、 $q_{u28}=3540$ MN/m²、表-2)、劣化係数Bは0.0856であるので、57 mm劣化する計算になる(式(3))。粒子-Bは2～4.75 mmの大きさであるのですべてが劣化層になり、砂礫の代替品としての適用は困難になると思われる。

上記の解決策としては、破碎粒子のサイズを大きくする方法が考えられる(たとえば、100 mm以上)。劣化層57 mmは、図-5に示すように、すべてが強度の小さい層ではなく、劣化層の中では内部に行くほど強度が増加している。大きい粒子サイズは ϕ_d に寄与する部分をより多く残留させるためである。また、固化材添加量Cを増加する方法も有力であり、C=300 kg/m³に増加すると、劣化層は36 mmに低減することができる。この他に、劣化を抑制する技術として、Mg(OH)₂を主体とする表層部の形成¹⁸⁾や、微生物由来の酵素の活用¹⁹⁾などの研究が実施されている。

体積変化量についてはより詳細な実験が必要と考えられる。すなわち、劣化が進むと体積ひずみが増加し、一方で、Cが大きいと膨張するなど、その変化が複雑である。今後、劣化量と体積ひずみ量、および ϕ_d に関する実験データを集める必要がある。

固化処理土の強度は一般に、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し、破碎粒子のせ

ん断強度は上記に加え、破碎粒子の粒度分布、相対密度、拘束圧、海水曝露期間などによって変化する。したがって、これらの多くの要因を考慮するためには今後多くの実験データを集積し、解析する必要があると考えられる。

7. 結論

浚渫土を原料土として作製した固化処理土とその破碎粒子を対象として、海水曝露による劣化特性を調査した。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 C は $100\sim 400\text{ kg/m}^3$ である (固化材・水の質量比は 1 : 0.7 のスラリー添加)。固化処理土の劣化特性は処理土を最大 177 日間海水に曝露し、針貫入試験で求めた。破碎粒子の劣化特性は材齢 28 日で破碎した粒子を最大 150 日間海水で曝露し、圧密排水(CD)三軸圧縮試験で求めた。破碎粒子の粒径は $2\sim 4.75\text{ mm}$ 、相対密度は約 85% である。試験結果から得られた主な結論は、次のようである。

- (1) 固化処理土の劣化量 D (1 年間での劣化量で、単位は mm) は、式(3)で表される。

$$D = A \times (t^{15} - B) \quad (3)$$

ここに、 t は海水曝露年数、 A と B は材料と試験条件によって決まる定数であり、 A は式(5)で表され、 B は約 0.0856 である。

$$A = -6.038 \times \ln(q_{0.28}) + 15.834 \quad (5)$$

ここに、 $q_{0.28}$ の単位は MN/m^2 である。

- (2) 固化材添加量 C が $200\sim 400\text{ kg/m}^3$ の場合には (条件は固化後曝露)、破碎粒子は海水中で膨張した。固化材中の Ca^{2+} と海水中の SO_4^{2-} が反応して、二水石膏が形成されたためと考えられる。
- (3) 破碎粒子に拘束圧を与えると体積圧縮し、排水せん断過程においても体積圧縮を示した。海水曝露後においても同様であった。
- (4) 海水曝露がない場合は、 C が 100 kg/m^3 から 300 kg/m^3 になるほど、 ϕ_h は増加した。海水曝露を受けると、 C が 100 kg/m^3 から 400 kg/m^3 のすべてにおいて、 ϕ_h が低下した。
- (5) C が 200 kg/m^3 、拘束圧が 100 kN/m^2 、および曝露 150 日における $E_{30,150}$ は約 2.0 MN/m^2 、および ϕ_h は約 35° であった。

本研究結果が浚渫土を有効利用するための一助となれば幸いである。

謝辞：供試体の作製と試験に関して、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) 本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) 軽量混合処理土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) 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.
- 7) 池上正春，佐藤茂樹，一場武洋，大即信明，西田孝弘，寺師昌明，大石幹太：セメント安定処理土の劣化進行に関する簡易予測手法，土木学会第 59 回年次学術講演会，pp. 1073-1074, 2004.
- 8) (社)日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'15, 基礎編，pp. 49, 2015.
- 9) 渡邊雅哉，新舎博，野口孝俊，北詰昌樹：羽田再拡張事業における管中混合固化処理土の長期的特性，第 54 回地盤工学シンポジウム，pp. 497-502, 2009.
- 10) 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.
- 11) 池上正春，増田勝人，一場武洋，鶴谷広一，佐藤茂樹，寺師昌明，大石幹太：深層混合処理工法により改良され 20 年を経過した海底粘土の健全性，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp. 121-122, 2002.
- 12) 新舎博，堤彩人：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，土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 72, No. 2, pp. 74-85, 2016.
- 13) 海水の化学，海洋科学基礎講座 10, p.57, 東海大学出版社，1983.
- 14) 原弘行，松田博，末次大輔：海水環境下におけるセメント・石灰混合処理土の劣化進行に関する検討，土木学会第 69 回年次学術講演会，pp. 211-212, 2014.
- 15) 山路徹，Tarek Uddin Mohammed，濱田秀則：長期間海水中に浸漬されたコンクリートの劣化状況および簡易な劣化指数に関する検討，港湾空港技術研究所資料，No. 1150, 2007.
- 16) (社)日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'15, 基礎編，pp. 50, 2015.
- 17) 新舎博，堤彩人：砂の透水係数の推定に関する一考察，Geo-関東，pp. 167-168, 2014.
- 18) 原弘行，末次大輔，松田博，丸山雄一郎：海水曝露下において固化処理土に生じる変質の Ca 溶出抑制効

果とその発生条件, 第 50 回地盤工学研究発表会, pp. 657-658, 2015.

表会, pp. 649-650, 2015.

- 19) 三原一輝, 畠俊郎: セメント改良土の微生物併用による劣化抑制に関する実験, 第 50 回地盤工学研究発表会, pp. 649-650, 2015.

(2016. 2. 9 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON DETERIORATION OF CEMENT-MIXED SOIL AND CRUSHED PARTICLES IN SEAWATER

Hiroshi SHINSHA and Ayato TSUTSUMI

Crushed particles are obtained by crushing a solidified dredged marine deposit mixed with cement. It is convenient if they can be used as an alternative fill material for such as reclamation behind seawall. However, it is well known that the cement-mixed soil is deteriorated by the calcium leaching in seawater. In the case of the crushed particles, the deterioration might be accelerated with an increase in contact area between crushed particles and seawater, which make a significant negative impact on an internal friction angle of crushed particles. We examined the deterioration effect on mechanical properties of the cement-mixed soil and its crushed particles using the samples exposed under quasi-marine environment. The test results revealed that when the crushed particles are exposed for 50 years in seawater, the influence of deterioration cannot be ignored and if the crushed particles are used as an alternative fill material of sand/gravel, some measures to prevent the deterioration such as increasing cement content are required.