

固結粒状材料の一次元圧縮特性に与える 固結構造および粒子の物理特性の影響

香月大輔¹・中田幸男²・兵動正幸³・吉本憲正⁴・村田秀一⁵

¹正会員 工博 産業技術総合研究所北海道センター客員研究員 エネルギー利用研究部門ガスハイドレート
研究グループ (〒062-8517 北海道札幌市豊平区月寒東2条17-2-1) E-mail: d.katsuki@aist.go.jp

²正会員 工博 山口大学工学部助教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

³正会員 工博 山口大学工学部教授 工学部社会建設工学科 (同上)

⁴正会員 工修 山口大学工学部助手 工学部社会建設工学科 (同上)

⁵フェロー会員 工博 山口大学工学部教授 工学部社会建設工学科 (同上)

粒子同士が固結した粒状地盤材料の一次元圧縮特性に与える固結構造および粒子の物理特性の影響に関する検討を目的として、一連の試験を行った。試料に粒度分布などの物理特性の異なる幾種類かの砂を選び、これらにセメントを加えて固結供試体を作製した。主にセメントの添加量によって固結構造の強さを変化させ、さらにこの強さを力学的に把握するため圧裂引張試験を実施した。一次元圧縮試験の結果から、固結構造の発達による圧縮特性への影響は主に、圧縮曲線が未固結材料の正規圧縮曲線から突出するなどの圧縮降伏応力の増加として現れた。このような圧縮特性の変化のメカニズムは、粒子の接点などに付着するセメントの固化による粒子間の接点荷重分布の均質化にあると結論づけられた。

Key Words : *structural bonding, granular geomaterial, physical property of sand particle, splitting test, one-dimensional compression test, yield*

1. 序論

高圧力および高温条件などの物理的作用、生物遺骸などの分解物および地下水に含まれるカルシウムなどの溶出による化学的作用は、土粒子同士を固結させる効果をもたらす¹⁾。固結した地盤材料として主なものに、地山しらすやスコリアなどの火山性土、海洋性生物の遺骸の分解物であるカルシウムの作用を受けたカルカリアス堆積物、砂岩などの堆積軟岩、セメントなどによって処理された改良土などが挙げられる。このような材料は、固結構造の発達に伴って降伏応力やせん断時のピーク強度が増加するため、工学的に優れた材料といえる。しかし、その反面、降伏後に急激に圧縮性が増加することや、せん断において高いピークを示した後に極端なひずみ軟化挙動を呈することが多い²⁾。これらの挙動は、設計荷重を越える過大な荷重の作用時に支持地盤に大きな沈下や進行性の破壊などが生じることを意味しており、重大な工学的問題へとつながる懸念がある。そのため、これらの材料においても適切な力学特性の評価を行うことが

重要となる。また、固結した粒子の組成や物性が多岐にわたることや、同種の材料から成ったものについても個々の強度が大きく異なるため、統一的手法がなく、それぞれ個別の評価がなされている。今後の設計法の発展や、これらの材料の力学特性を対象とした学問領域の体系化のためには、固結構造の発達と損傷について評価し力学特性との関連性を検討すること、またその中で種々の材料に共通する力学特性を把握することが重要と考えられる³⁾。

固結材料の力学特性に関する研究はこれまでも多くなされており、等方圧縮試験の結果から、固結材料では降伏応力の増加が認められることが報告されている²⁾⁻⁴⁾。また、せん断時に低拘束圧下で未固結の材料に比べて高いせん断強度が得られるが、拘束圧の増加に伴って未固結材料の強度に漸近することなどが報告されている²⁾⁻¹⁰⁾。また、これらの結果を踏まえたモデル化に関する研究も徐々に行われるに至っている^{11), 12)}。これまでの研究の中で、LDTを用いた微小ひずみや弾性波速度から固結材料の弾性係数およびその変化を評価した研

表-1 試料の物性値

	Grain size mm	D_{50} mm	ρ_s g/cm ³	U_c —	e_{max} —	e_{min} —	σ_{fm} MPa
Silica _{0.85-2.0}	0.85-2.0	1.228	2.647	1.304	0.883	0.635	39.2
Silica _{0.11-0.6}	0.11-0.6	0.348	2.666	1.498	1.052	0.672	106.0
Silica _{0.18-2.0}	0.18-2.0	0.737	2.655	2.197	0.936	0.588	58.7
Chiibishi	0.075-2.0	0.613	2.821	2.401	1.574	0.983	34.8

究¹³⁾⁻¹⁶⁾は、特に重要なものと位置づけられる。その理由として、せん断強度などに現れにくい固結の影響をより明確にできるとともに、時間の経過に伴う固結構造の発達や、応力や変形の増大に伴う固結構造の損傷を定量的に評価しうるものである点が挙げられる。これらに加えて、引張試験からの固結構造の評価も、未固結の材料が引張強度を持たないことからみて、力学的に優れた評価法となりうると考えられる^{2), 10), 17), 18)}。

一方、未固結の粒状材料について、圧縮曲線上で認められる降伏が粒子の破碎現象と関連していることが以前から指摘されており¹⁹⁾、一次元圧縮状態にある粒子の破碎の様子の観察²⁰⁾も行われている。これらの検討から、破碎現象の詳細が徐々に明らかにされるとともに、粒径や粒子形状などの粒子の物理的特性および単粒子破碎強度などの粒子個々の力学的特性と、その集合体としての材料の巨視的な挙動の関連性について多くの知見が得られている²⁰⁾⁻²⁴⁾。これらを考慮した圧縮挙動のモデル化²⁵⁾や、粒子の脆性的な破碎特性のモデル化と巨視的な挙動を関連づける理論的な検討²⁶⁾もみられる。

本研究は、固結した粒状地盤材料の巨視的な力学特性として一次元圧縮特性を取り上げ、固結構造や粒子の物理的特性といった微視的な性質との関連性について評価することを目的としている。粒度分布や単粒子破碎強度の異なる複数の砂試料を選び、これにセメントを添加して固結供試体を作製している。本研究では、固結構造の発達に伴って発生する引張り抵抗の相対的な大きさを把握することを目的として圧裂引張試験を行った。さらに圧裂引張強度から得られる固結構造の発達の程度を踏まえ、一次元圧縮特性について評価を行った結果について報告する。

2. 試料および供試体作製方法

(1) 試料

本研究で用いた試料は、粒度分布の異なる3種類の珪砂 (Silica_{0.85-2.0}, Silica_{0.11-0.6}, Silica_{0.18-2.0}) および沖縄で採取したカーボネイト系のチイビシ砂 (Chiibishi) である。各珪砂の試料名の下付の数字は、それぞれの最

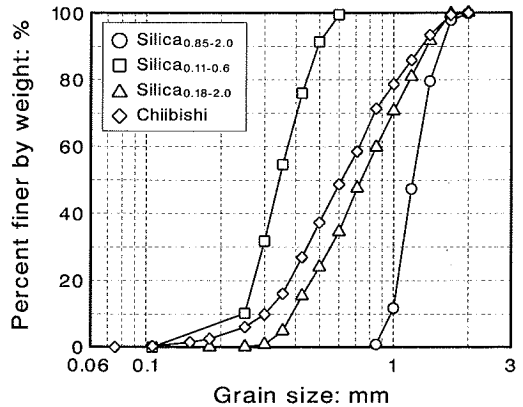


図-1 各試料の粒径加積曲線

小および最大粒径を表している。各試料の粒径加積曲線および物性値をそれぞれ、図-1および表-1に示す。

図-1より、Silica_{0.18-2.0}およびChiibishiの粒度分布は類似した傾向を示していること、Silica_{0.85-2.0}およびSilica_{0.11-0.6}と比較して粒度分布の幅が広いことがわかる。しかし両者の物性を表-1に基づいて比較すると、Chiibishiの最大・最小間隙比 $e_{max} \cdot e_{min}$ はSilica_{0.18-2.0}に比べてより高い値を示していることがわかる。これは、Chiibishiの粒子が海洋生物の遺骸によって構成されており、そのため粒子形状が非常に複雑であることおよび粒子内にも間隙を有していることに起因している²²⁾。また表中には、各試料の平均粒径 D_{50} の粒子の単粒子破碎強度 σ_{fm} ^{21), 22)}を示している。単粒子破碎強度は、上下の鋼製の平板により粒子に荷重を載荷する単粒子破碎試験から得られる破壊荷重を粒径の二乗で除して得られる。単粒子破碎強度は寸法効果を強く受け、粒径が小さいものほど強度は高くなる傾向にある^{21), 22)}。Chiibishiの単粒子破碎強度 σ_{fm} は、平均粒径の粒子30個に対して行われた単粒子破碎試験の結果を平均して得られた値²²⁾である。Silica_{0.85-2.0}, Silica_{0.11-0.6}およびSilica_{0.18-2.0}については、粒径0.1~2.0mmまでの珪砂粒子を用いた試験より得られた単粒子破碎強度と粒径の両対数軸上での回帰直線²¹⁾において、各試料の平均粒径の粒子の破碎強度に相当する値を平均粒径粒子の単粒子破碎強度 σ_{fm} とした。平均粒径が比較的似通ったChiibishiと

表-2 固結供試体の配合と養生条件

	D_{rs} %	Q_c %	M_w/M_c %	試料 M_s g	セメント M_c g	水 M_w g	ベントナイト M_b g	脱型後養生条件 °C (days)
Silica _{0.85-2.0}	30	4	150	57.49	2.30	3.45	0.07	20 ± 2 (13)
	30	7	150	57.49	4.02	6.04	0.07	20 ± 2 (13)
	30	15	70	57.49	8.62	6.04	0.12	50 ± 2 (2)
Silica _{0.11-0.6}	30	4	150	54.01	2.16	3.24	0.06	20 ± 2 (13)
	30	7	150	54.01	3.78	5.67	0.11	20 ± 2 (13)
	30	15	70	54.01	8.10	5.67	0.11	50 ± 2 (2)
Silica _{0.18-2.0}	45	3.4	150	58.59	1.99	2.99	0.06	20 ± 2 (13)
	45	6	150	58.59	3.52	5.27	0.11	20 ± 2 (13)
	45	15	70	58.59	8.79	6.15	0.12	50 ± 2 (2)
Chiibishi	45	6	150	48.00	2.88	4.32	0.09	20 ± 2 (13)
	45	10	100	48.00	4.80	4.80	0.10	50 ± 2 (6)
	45	15	70	48.00	7.20	5.04	0.10	50 ± 2 (2)

Silica_{0.18-2.0}の単粒子破砕強度を比較すると、Chiibishiはより低い値を示しており、複雑な粒子形状および粒子鉱物の影響が現れている。これに対し、各珪砂は粒子形状が比較的丸みを帯びていること、粒子が二酸化珪素を主成分としていることにより単粒子破砕強度は比較的高くなっている²¹⁾。

(2) 供試体作製方法

固結砂供試体の作製方法は、空気乾燥した砂試料に所定の割合でセメント系固化材および水、セメント系固化材と水の分離を抑制する目的で極少量のベントナイトを混合後、良く攪拌することで作製される。この混合試料をモールドに入れ、モールド内で混合試料がなるべく均一になるようにタンピングした後、プレス機を用いて予め設定した体積まで静的に縮固めた。供試体サイズは圧裂引張試験用が直径50mm、厚さ20mmであり、一次元圧縮試験用が直径50mm、高さ10mmとした。なお、一次元圧縮試験に供した $Q_c = 0\%$ の未固結砂供試体は、載荷を行う鋼鉄製のリング内に乾燥試料を直接充填して作製された。表-2には、各固結供試体の配合割合および養生条件、圧裂引張試験用供試体の配合質量を示している。固結構造の発達による力学特性への影響を未固結供試体との比較から検討するため、各試料の供試体は砂粒子の相対密度 D_{rs} を一律として作製された。砂粒子の相対密度 D_{rs} は、粒径の比較的そろった試料Silica_{0.85-2.0}およびSilica_{0.11-0.6}では30%、粒度分布の広い試料Silica_{0.18-2.0}およびChiibishiでは45%と設定した。この相対密度 D_{rs} は、固結試料において、砂粒子のみの体積に着目して規定したものである。乾燥砂の質量は、縮固め後の供試体体積と目標とする砂粒子の相対密度 D_{rs} から求めたものであり、またセメント量は、乾燥試料に対する質量比(セメント添加率 Q_c)に換算して、3.4~15%の間で変化させた。なお、セメント添加率 $Q_c = 0\%$ は未固結の供試体を指す。水は水セメント比

(M_w/M_c)が、 $Q_c = 3.4 \sim 7\%$ のとき $M_w/M_c = 150\%$ 、 $Q_c = 10\%$ のとき $M_w/M_c = 100\%$ 、 $Q_c = 15\%$ のとき $M_w/M_c = 70\%$ となるように加えた。またベントナイトはベントナイト水比(M_b/M_w)が2%になるように配合した。

すべての固結供試体は、所定の密度で縮固めてから24時間が経過するまでは、 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ の条件下におかれたモールド内で養生を行った。その後モールドから取り出し、固結構造の強さを変化させるため表-2に示した養生条件において密封状態で養生を行った。固結供試体は養生後の湿潤状態のまま、各試験に供された。各試料の供試体において、セメント添加率 Q_c が同程度ものは、養生条件をそろえている。なお、任意の試料および任意のセメント添加率の供試体において、配合割合および養生条件は一義的に定まるため、後の結果に示す凡例中にはセメント添加率以外の配合条件は示さない。

3. 固結粒状材料の一次元圧縮特性

(1) 固結構造を有する土の圧縮挙動

固結構造を持つ土の圧縮特性の例として、年代効果を有する自然粘土の圧密試験による挙動を掲げることができる。図-2は自然粘土において、固結構造の発達に伴う圧密挙動の変化を表した模式図である²⁾。正規圧密状態にある粘土は、鉛直応力の増加に伴い、直線 $\alpha-\alpha$ に沿って圧密される。堆積後の有効鉛直応力および間隙比が σ_{v1}' および e_1 であるとする。ここで、有効応力が一定のまま二次圧密が生じ、間隙比が e_0 に減少したとすると、先行圧密応力は σ_{v1}' から σ_{vB}' に増加したと考えることができる。このとき、何らかの化学的な作用などにより生じる固結構造やその他の長期の二次圧密中に生じる効果により、先行圧密応力は σ_{vB}' から σ_{vP}' まで増加することがある。このような特性を持つ粘土は、

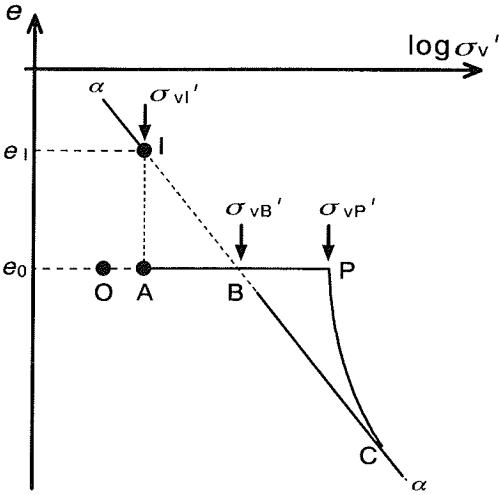


図-2 固結構造の発達に伴う粘土の圧密挙動の変化²⁾

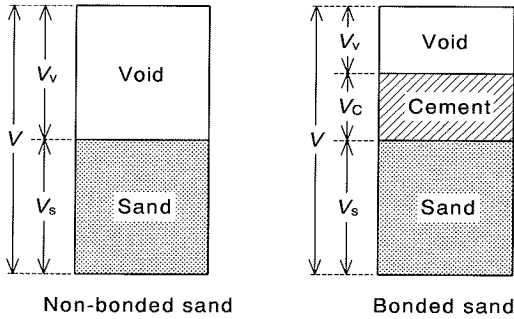


図-3 未固結砂と固結砂のモデル

点Pで示されるような明確な降伏を示し、降伏後は点Cで構造を持たない粘土の正規圧密線と一致するまで急激に圧縮される。

一方、固結した砂質土の圧縮特性については粘土と同様に、未固結砂の正規圧縮線からの突出の大きさから固結構造の影響の大きさについて検討したもの⁴⁾の他、任意の応力まで行った等方圧縮除荷試験の結果から、ひずみの急増する降伏点付近で弾性係数が急激に減少すること¹³⁾が示されている。しかし、粒状材料の圧縮は粒子の破碎現象と密接に関わっているため^{19), 20)}、固結構造の損傷をより適切に把握するためには、粒子の破碎を考慮した検討も不可欠であると推察される。

(2) カーボネイト砂を用いた固結材料の一次元圧縮挙動

固結砂の一次元圧縮試験は、直径約50mmの鋼鉄製のリングに供試体を設置し、最大で約90MPaの鉛直応力を載荷して行った。載荷速度は0.1mm/minとした。今回用いた固結供試体の間隙比は、図-3に示すように、砂のみから成る未固結供試体の間隙がセメント粒子によ

って置き換えられるものと考えて求めた値を用いた。実際に固結供試体の間隙比を求めるにあたっては、次式を用いた。

$$e = \frac{V_v}{V_s + V_c} = \frac{V_v}{V_s + (M_c / \rho_c)} \quad (1)$$

ここで、 V_v 、 V_s はそれぞれ供試体の間隙および砂粒子の体積、 V_c はセメント粒子の体積であり、 M_c および ρ_c はそれぞれセメントの質量と密度である。Chiibishi供試体においては、土粒子内の間隙が間隙の体積 V_v に含まれている。なお、セメントの密度は $\rho_c = 3.02 \text{g/cm}^3$ である。ちなみに、固結砂供試体の砂粒子のみに着目した相対密度 D_{rs} は、式(1)および図-3において $V_c = 0$ としたときの間隙比を用いて求められる値である。

図-4(a)および(b)は、一次元圧縮試験における破碎性のカーボネイト砂からなるChiibishi供試体($D_{rs} = 45\%$, $Q_c = 0, 6, 10, 15\%$)の $e - \log \alpha$ 関係を示している。図-4(a)より、セメント添加率 Q_c の増加に伴って載荷初期の間隙比の値は低下するが、固結材料の圧縮曲線は図中に一点鎖線で示した未固結砂の正規圧縮線NCLから右側に突出していることが確認できる。なお、この正規圧縮線は、未固結供試体の圧縮曲線が片対数グラフ上で直線となる部分をもとに引いたものである。

図-4(b)は、図-4(a)中の点線で囲んだ範囲を拡大したものを示している。この図中のプロットは、それぞれの圧縮曲線の降伏点を示しており、後の図-4(c)に示される圧縮曲線の接線勾配である圧縮指数 C_c が0.3となるとき鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ に対応している。未固結砂において、この $(\sigma_v)_{0.3}$ の鉛直応力は、Casagrande法によって求められる降伏応力と対応することが報告されている²²⁾。今回用いた固結砂供試体において、Casagrandeの方法によって降伏応力 σ_{vy} を求めた結果、 $(\sigma_v)_{0.3} / \sigma_{vy}$ の値は試料に依存する傾向が強く、各試料の固結砂供試体ごとに平均値をとると、Silica_{0.85-2.0}が0.90、Silica_{0.11-0.6}が0.77、Silica_{0.18-2.0}が0.91、Chiibishiが0.86となった。しかし、図-4(b)の $Q_c \geq 10\%$ のChiibishi供試体では、 σ_{vy} は折れ曲がり点よりも大きくなる結果となったことから、明確な折れ曲がりを示す材料に対するCasagrandeの方法の適用は不相当と考えられる。一方、鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ は、図-4(b)に示すように圧縮曲線に現れる明確な折れ曲がり点と比較的良好に対応している。また後で述べるような未固結の粒状材料の圧縮特性に関する一連の研究成果を踏まえた検討を行うことも考慮し、今回はこの鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ を降伏応力と捉えて検討を行う。圧縮曲線が緩やかに折れ曲がる未固結供試体と比較して、セメントを添加した $Q_c = 10, 15\%$ の供試体の圧縮曲線は、 $(\sigma_v)_{0.3}$ の降伏点付近まではほとんど圧縮されていないこと、鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ はセメント添加率の増加と

ともに増加し、圧縮曲線が未固結材料の正規圧縮線 NCL の右側に突出すること、降伏点を境にわずかではあるが右上に凸なこぶ状の折れ曲がりを示しながら急激に圧縮することなど、図-2 に示したものと同様の圧縮特性の変化が観察される。また図-4 (a) から、 $\sigma_v \geq 30\text{MPa}$ となる高い応力域では、固結供試体の圧縮曲線が未固結供試体の圧縮曲線に漸近する様子が認められる。

図-4 (c) は、図-4 (a) の圧縮曲線 $e-\log \sigma_v$ の接線勾配である圧縮指数 C_c' と鉛直応力 σ_v の関係を両対数軸上にプロットしたものである。固結構造の損傷がほぼ生じていないと考えられる載荷初期 $\sigma_v = 0.2\text{MPa}$ のときの C_c' の値は、セメント添加率 Q_c の増加と共に低下する傾向にある。固結構造の発達に伴って、圧縮性が低下したものと考えられる。また、 C_c' が最大値を迎えるまでの応力域において、未固結砂供試体 $Q_c = 0\%$ では $\log C_c' - \log \sigma_v$ 曲線の傾きはほぼ一定で C_c' の値の急激な増加がほぼ認められないこと、一方固結砂では C_c' の値が急激に増加し始める応力域があることが認められる。この固結供試体の圧縮指数 C_c' が急増し始める点は、概ね図中に示した C_c' が 0.04 を越える付近にあると捉えることができる。後の結果にも示すが、同様の傾向が他の固結材料についても認められた。 C_c' の増加は圧縮特性の変化を表しており、固結砂供試体においては、 C_c' の急増する応力域において固結構造の損傷が顕著になり始めると考えられる。加えて $Q_c = 10, 15\%$ の供試体においては、それぞれ $\sigma_v = 5.0\text{MPa}$ および 7.0MPa 付近で C_c' の値に鋭いピークが現れている。なお $Q_c = 0\%$ の Chiibishi 供試体のデータに鉛直応力の細かい増減が認められる理由は、間隙比が高いため、粒子に損傷や相対的な移動が生じたとき接点荷重の再配分に必要な変形量が大きく、変位速度一定では載荷板が完全に追従していないためとみられる。

(3) 珪砂を用いた固結材料の一次元圧縮挙動

図-5 (a) は、Silica_{0.18-2.0} 供試体 ($D_{rs} = 45\%$, $Q_c = 0, 3, 4, 6, 15\%$) の一次元圧縮曲線 $e-\log \sigma_v$ 関係を示しており、図-5 (b) は、図-5 (a) の点線で囲まれた部分を拡大したものである。セメント添加率 Q_c の増加に伴い、 $(\sigma_v)_{0.3}$ の降伏応力は増加し、 $Q_c = 15\%$ の固結供試体の圧縮曲線は、未固結材料の正規圧縮線 NCL から右側に突出しており、固結構造の影響が認められる。ここで、この結果を先に示した粒度分布の類似した Chiibishi の固結供試体 ($Q_c = 15\%$) と比較してみると、 $Q_c = 15\%$ の Silica_{0.18-2.0} 供試体の圧縮曲線は、NCL を越える前から大きく折れ曲がる様子がみとれる。このことに加えて、その折れ曲がりの程度は Chiibishi 供試体に比べて緩やかであること、またこの供試体の鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ は NCL の近傍にあることが確認できる。図-5 (c) は、圧縮指数 C_c' と

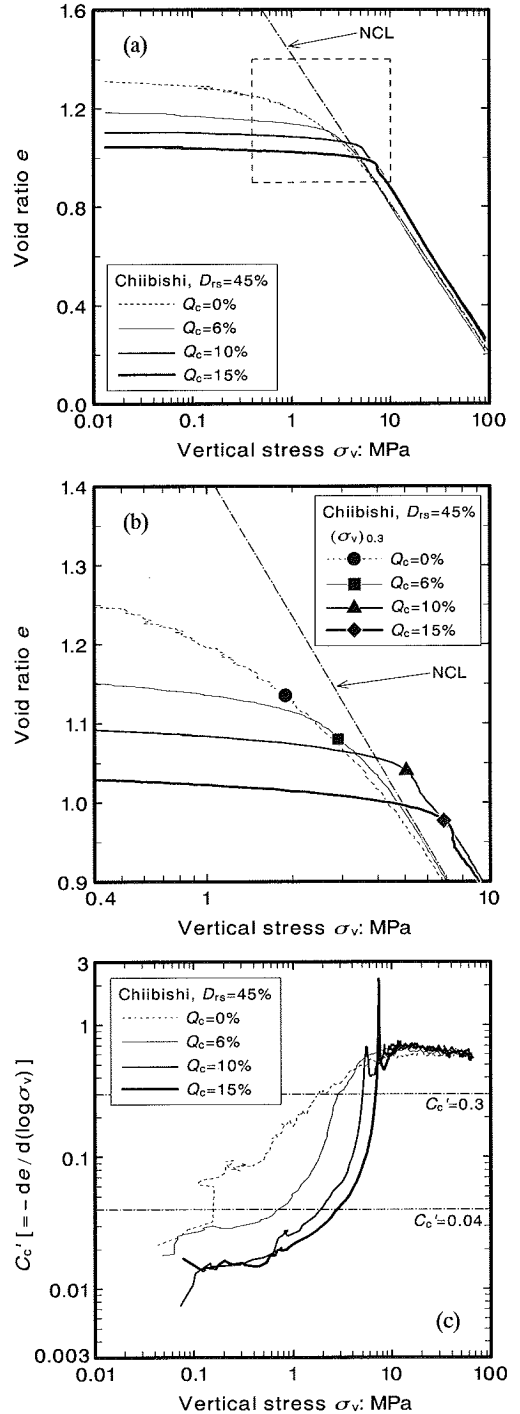


図-4 Chiibishi 供試体の一次元圧縮試験結果：(a) $e-\log \sigma_v$ 関係；(b) 拡大図；(c) $\log C_c' - \log \sigma_v$ 関係

鉛直応力 σ_v の関係を両対数軸上にプロットしたものである。載荷初期 $\sigma_v = 0.2\text{MPa}$ 付近における C_c' の値は、セメント添加率の増加に伴って低下する傾向が認められる。

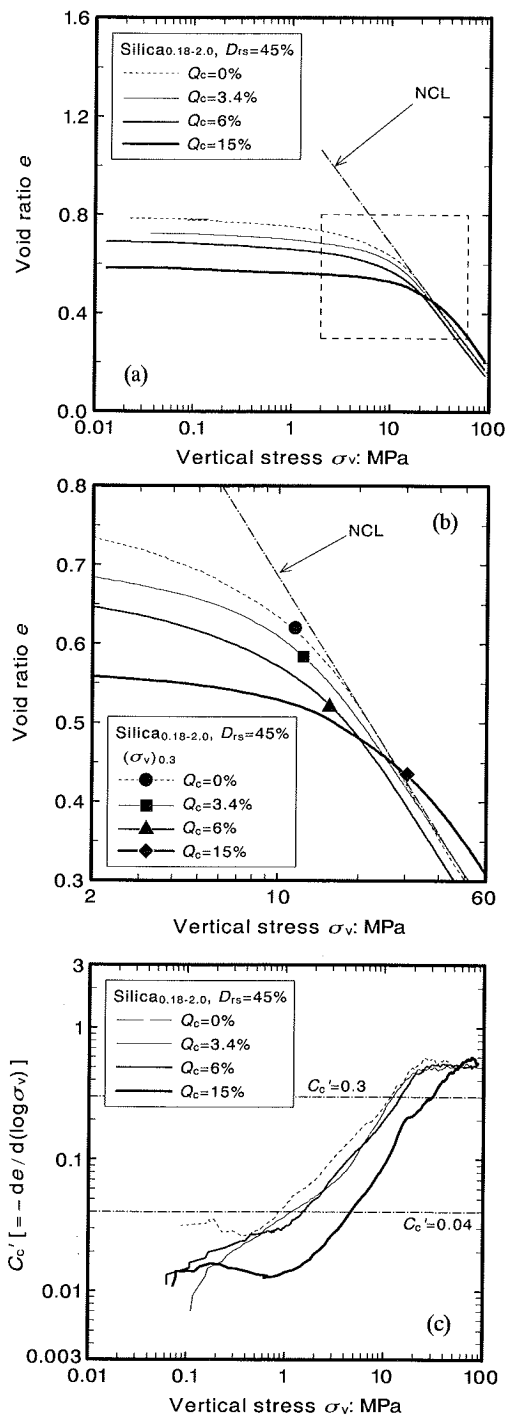


図-5 Silica_{0.18-2.0} 供試体の一次元圧縮試験結果：(a) $e - \log \sigma_v$ 関係；(b) 拡大図；(c) $\log C_c' - \log \sigma_v$ 関係

また、 C_c' の増加割合は、セメント添加率の増加にともなって多少高くなる傾向が認められる。鉛直応力が80MPaとなる高圧力下においては、圧縮指数 C_c' の値はセメント添加率に依らず約0.5程度の値に収束している。

Silica_{0.18-2.0} 供試体における固結構造の発達に伴うこのような挙動の変化は、Chiibishi供試体とは細かい部分で異なるものの、大きくみれば降伏応力の増加や降伏を迎えるまでの圧縮量の低下などの点で類似のものといえることができる。

(4) 各材料の一次元圧縮挙動の比較

図-6(a)および図-6(b)はそれぞれ、Silica_{0.85-2.0} ($D_{rs} = 30\%$, $Q_c = 0\%$)、Silica_{0.11-0.6} ($D_{rs} = 30\%$, $Q_c = 0\%$)、Silica_{0.18-2.0} ($D_{rs} = 45\%$, $Q_c = 0\%$)、Chiibishi ($D_{rs} = 45\%$, $Q_c = 0\%$)の各未固結供試体について、鉛直方向ひずみ ε_{ver} と鉛直応力 σ_v の関係および $\varepsilon_{ver} - \log \sigma_v$ 曲線の接線勾配 $C_c'/(1+e_0)$ と鉛直応力 σ_v の関係を示したものである。図中のプロットは圧縮指数 C_c' が0.3となるとき鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ を示している。

図-6(a)より、Chiibishi供試体は $\sigma_v = 0.2\text{MPa}$ 付近から鉛直ひずみが増加し始めており、他の3種類の珪砂供試体に比べてより低い応力域からの変形の増加が確認できる。この要因として、Chiibishi供試体は粒子破碎強度特性の不均一性と粒子に作用する平均的な粒子内応力が高く、その結果低応力域から粒子に角欠けなどの損傷が発生していることが挙げられる。同一粒径の粒子の単粒子破碎強度のばらつきは、カーボネイト砂や火山性土および残積土などの形状の複雑な粒子の方が石英質の粒子に比べて高くなり、さらに粒径分布の広い集合体となることで単粒子破碎強度のばらつきはさらに大きくなる²²⁾。また空隙比の高い材料では単位面積あたりに含まれる粒子数が少なく、その結果同一の応力下で1粒子あたりに作用する平均的な粒子内応力は高くなる²¹⁾。高い空隙比および低い単粒子破碎強度に加え、ばらつきの大きい単粒子破碎強度特性を有するChiibishi供試体は、粒子の損傷がより低応力域から生じやすい材料といえる。一方、3種類の珪砂供試体は相互に比較的類似した挙動を示しているものの、Silica_{0.85-2.0}供試体は他の2種類の珪砂供試体に比べて圧縮曲線の折れ曲がりより狭い応力の範囲で生じて急激に圧縮するなど、粒度分布の違いに依存した挙動の差が認められる。

図-6(b)より、Silica_{0.85-2.0}供試体の $C_c'/(1+e_0)$ の増加割合は、 $\sigma_v = 5.0\text{MPa}$ 付近を越えたあたりから急激に増加し、他の供試体に比べて高くなっていることがわかる。このようなSilica_{0.85-2.0}供試体で認められる降伏前後での急激な圧縮性の変化は、この試料の粒径分布が狭いこと、また粒子が丸みを帯びているため粒子形状の均一性が高いことによるものと考えられる。この特性により単粒子破碎強度のばらつきは小さく²²⁾、粒子破碎がより狭い範囲の応力域で急激に生じているとみられる。また、 $\sigma_v \leq 9.0\text{MPa}$ の応力域において、Chiibishi供試体の $C_c'/(1+e_0)$ の値は、他の珪砂供試体に比べて高い値をと

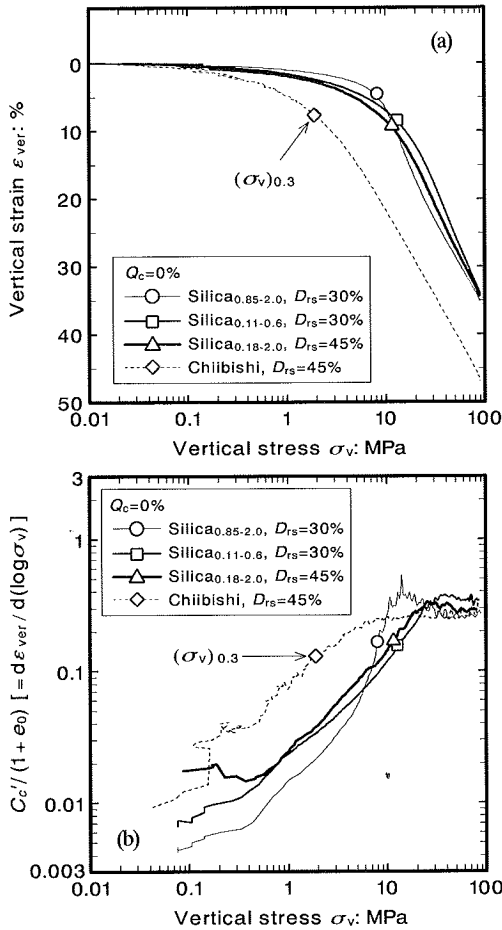


図-6 各未固結供試体 ($Q_c = 0\%$) の一次元圧縮挙動：
(a) $\varepsilon_{ver} - \log \sigma_v$ 関係；(b) $\log\{C_c'/(1+e_0)\} - \log \sigma_v$ 関係

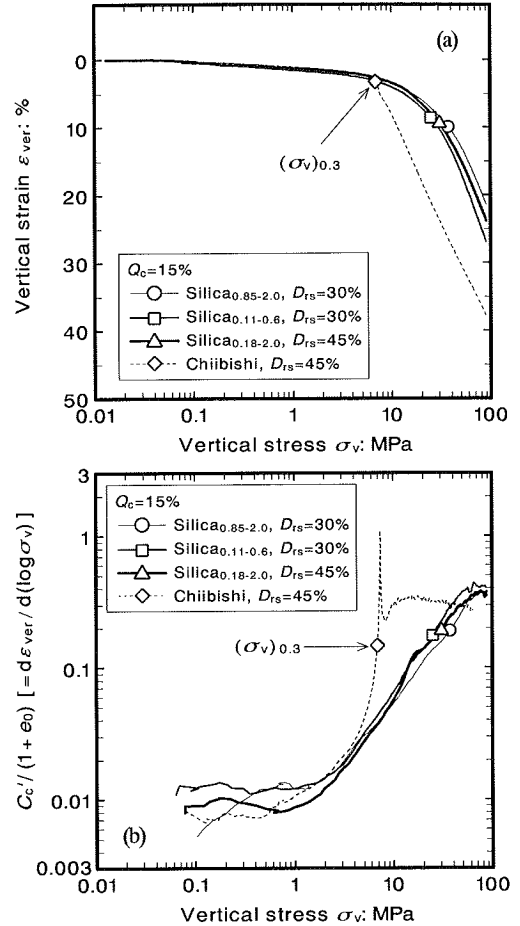


図-7 各固結供試体 ($Q_c = 15\%$) の一次元圧縮挙動：
(a) $\varepsilon_{ver} - \log \sigma_v$ 関係；(b) $\log\{C_c'/(1+e_0)\} - \log \sigma_v$ 関係

ることもわかる。

図-7(a) および (b) はそれぞれ、 $Silica_{0.85-2.0}$ ($D_{rs} = 30\%$, $Q_c = 15\%$)、 $Silica_{0.11-0.6}$ ($D_{rs} = 30\%$, $Q_c = 15\%$)、 $Silica_{0.18-2.0}$ ($D_{rs} = 45\%$, $Q_c = 15\%$)、 $Chiibishi$ ($D_{rs} = 45\%$, $Q_c = 15\%$) のセメント添加率 15% の各固結供試体について、鉛直方向ひずみ ε_{ver} と鉛直応力 σ_v の関係および $\varepsilon_{ver} - \log \sigma_v$ 曲線の接線勾配 $C_c'/(1+e_0)$ と鉛直応力 σ_v の関係を示している。図-7(a) より、未固結供試体の場合と異なり、各固結供試体の挙動はより類似した挙動となっていることがわかる。 $Chiibishi$ 供試体においても、 $\sigma_v \leq 6.0 \text{MPa}$ の応力域では、その挙動は珪砂供試体と非常に似通ったものになっている。図-7(b) より、 $Chiibishi$ 供試体は、その降伏応力が近づく $\sigma_v = 4.0 \text{MPa}$ 以上になると、急激な接線勾配 $C_c'/(1+e_0)$ の値の増加を示すことがわかる。これは、降伏点を境に $Chiibishi$ 供試体内で粒子破碎が急激に生じ始めるためと考えられる。

Ismailら⁹⁾は、事前に乾燥試料をモールドに詰めした後、固結作用を有する溶液を通水させ、砂粒子のマトリックスに固結物質を沈殿させるという方法を用いて固結供試体を作製した。加えて、一度粒子をこの溶液によってコーティングした後供試体を再構成し、再度溶液を通水して固結供試体を作製した。これらの作製方法の異なる供試体の一軸圧縮強度を比較した結果、後者の供試体においてより高い強度が得られることを示した。固結した材料においても、このような粒子の接点における接触の状態の違いといった微視的な特性が、その巨視的な挙動に大きな影響を与えることを示唆しているといえる。Ismailらの作製方法とは多少異なるものの、本研究で用いた供試体は、一度粒子表面をコーティングした後再度固結されたものとして分類でき、粒子の接点間にある程度セメントが挟まれて固結しているものと推察される。そのため、特に降伏に至るまでの載荷初期の挙動には、接点に存在するセメントの影響がより顕著に現れている

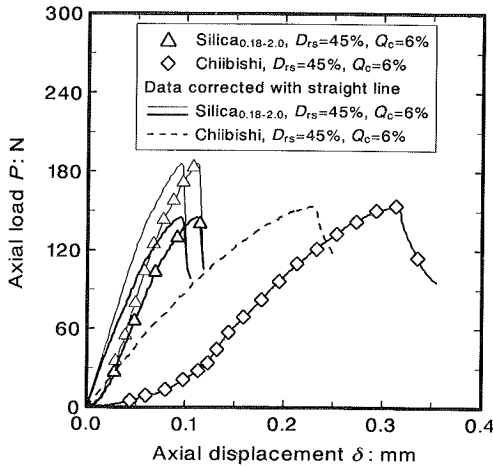


図-8 代表的な圧裂引張試験の結果 (Silica_{0.18-2.0}, $Q_c=6\%$ および Chiibishi, $Q_c=6\%$)

と予測される。試料や粒度分布の異なる固結供試体について、降伏に至るまでの荷重初期の挙動がセメント添加率の増加に伴って類似したものとなる傾向は、初期の挙動が接点間のセメントによって支配される程度がより高まるためであると推察される。

4. 圧裂引張強度特性を用いた固結構造の強さの把握

(1) 圧裂引張試験の概要

固結した材料の固結構造の強さを力学的に把握するため、圧裂引張試験を実施した。圧裂引張試験は、直接的に引張試験を実施することが困難な岩石など、脆性材料の引張強度を簡便に評価する手法として導入された試験方法である²⁷⁾。円盤形状に整形した供試体を直径方向に鋼製の円盤で圧縮することによって、供試体はその中心部で引張破壊することが期待される。この試験の適用性や得られる結果の妥当性については、これまでに様々な議論が重ねられてきた^{28), 29)}。この点についてはいまだ議論の余地はあると思われるが、今回は固結構造の発達により生じる引張り抵抗の相対的な大きさの把握を目的として、圧裂引張試験を実施した。試験条件は、荷重速度を0.1mm/minとした。一般的な圧裂引張試験用の供試体の寸法比 t/D (厚さ/直径)は0.5~1.0とされているが、今回用いられた供試体の寸法比は $t/D=0.4$ と多少異なっている。村田・山内¹⁷⁾は不攪乱の一次しらすについて、寸法比の異なる供試体の圧裂引張試験を行い、寸法比 t/D が0.5の時に圧裂引張強度が最大かつ軸引張強度と同程度の値となる結果を得ている。またこのデータから、 $t/D=0.4$ の供試体の圧裂引張強度は $t/D=0.5$ の供試体の0.95倍程度であることから、今回用いた供試

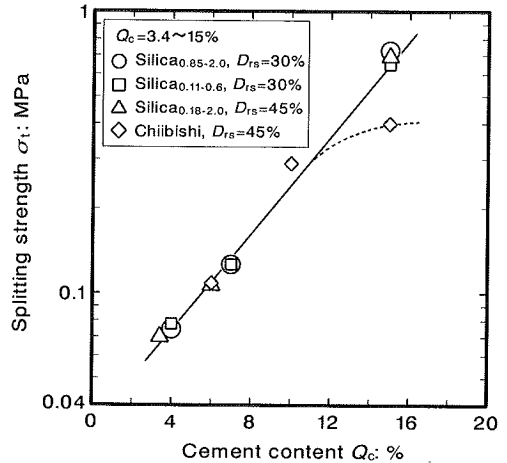


図-9 圧裂引張強度 σ_t とセメント添加率 Q_c の関係

体の圧裂引張強度に対する寸法比の影響は小さいと推察される。

(2) 固結粒状材料の圧裂引張強度特性

図-8にSilica_{0.18-2.0}供試体およびChiibishi供試体 (ともに $D_{fs}=45\%$, $Q_c=6\%$) について、圧裂引張試験から得られた軸方向荷重 P と軸変位 δ の関係をそれぞれ示す。プロットのない実線および点線のデータは、荷重初期に認められる下に凸な曲線部分を直線で修正したものである。修正されたものについて見ると、最初に荷重と変位の間には線形関係が認められるが、両供試体とも軸荷重が120Nを越えるあたりから非線形性が比較的顕著になり、軸変位量が増大していることがわかる。これは、軸荷重の増加とともに多少なりとも塑性変形が生じていることを示しているといえる。しかし、ピーク後には軸荷重の値が急激に低下して唯一の明確なピークが現れており、供試体は脆性的に破壊している。なお、ピークを迎えた直後の供試体には、目視できるような巨視的な破壊は確認出来なかったものの、さらに荷重を継続すると明確な破壊面が現れた。また、軸荷重がピークを迎えた直後の供試体の表面を光学顕微鏡で観察した結果、荷重軸方向に沿って固結したセメントの表面やセメントと粒子の境界にクラックの発生が観察された。加えて、図-8のように脆性的な挙動が認められるため、以降では軸荷重がピークを迎えたときに圧裂引張破壊が発生しているとして検討を行った。なお、これらの比較的弱く固結した材料では、一般的な岩石に比べてピークまでに蓄えられる弾性エネルギーが小さいため、ピーク直後に目視できるような破壊面が発生しなかったと考えられる。また、Chiibishi供試体の $P-\delta$ 関係の初期の傾きはSilica_{0.18-2.0}供試体に比べて小さく、約0.4倍となっている。この差は、Chiibishi供試体の間隙比がSilica_{0.18-2.0}供試体に比

べて大きいことに起因するものと推察される。

図-9は、次式^{27), 28)}よりもとめた圧裂引張強度 σ_t とセメント添加率 Q_c の関係を示したものである。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi Dt} \quad (2)$$

ここに、 P ：ピーク時の軸荷重、 D ：供試体直径、 t ：供試体厚さである。ここで示された圧裂引張強度は、平均で約4本程度の供試体の平均値である。図より、セメント添加率 Q_c が10%以下の供試体の圧裂引張強度は、試料が異なっているにも拘らず、セメント添加率と一義的な関係が認められる。しかし、セメント添加率 $Q_c=15\%$ の供試体についてみると、Chiibishi供試体の圧裂引張強度は約 $\sigma_t = 0.35\text{MPa}$ であり、他の珪砂供試体の圧裂引張強度が $\sigma_t = 0.7\text{MPa}$ 程度であるのに比べ、約半分程度の大きさになっていることがわかる。これは、Chiibishi供試体内でセメントの破壊に加えて、粒子破碎が顕著に生じていることが原因と考えられる。 Q_c の増加に伴って固結構造はより強く発達し、破壊までに粒子に作用する平均応力は増加すると考えられる。そして前述のように、供試体に同一の応力が作用する場合にも、初期間隙比の高いChiibishi供試体の粒子には、他の珪砂供試体の粒子と比較してより高い粒子内応力が作用していると考えられる。そして、Chiibishiは単粒子破碎強度が相対的に低いため、粒子破碎がより顕著になっているものと推察される。

また、セメント添加率の大小によらず、得られる圧裂引張強度には、破壊直前までに生じる固結構造の損傷の影響が含まれていると判断できる。たとえば、せん断中の弾性係数の変化に着目すると、固結の強さが低い材料ほど低応力レベルから固結構造の損傷が始まること¹³⁾が示されている。これより、比較的弱く固結した材料の固結構造の発達の程度の定量的な評価には、破壊までの負荷が小さい試験ほど理想に近く、この点および実用面からみて圧裂引張試験は比較的適した方法であるといえる。この点に加え、比較的弱く固結した材料の圧裂引張強度はセメント添加率との相関性が高く、粒子の破碎による影響が含まれないことから、固結構造による引張り抵抗の相対的な大きさを表す指標として適しているといえる。

5. 一次元圧縮特性に与える固結構造および粒子特性の影響

(1) 固結構造の発達が降伏応力に与える影響

前述のように、固結材料の圧縮曲線は、圧縮指数 C_c' が0.04を越えるあたりから急増する傾向が見

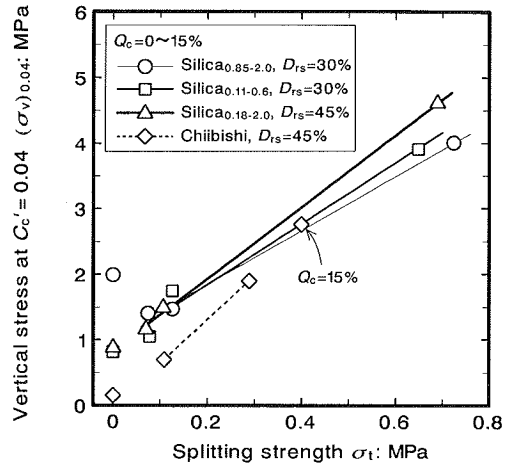


図-10 一次元圧縮試験における圧縮指数 $C_c' = 0.04$ のときの鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.04}$ と圧裂引張強度 σ_t の関係

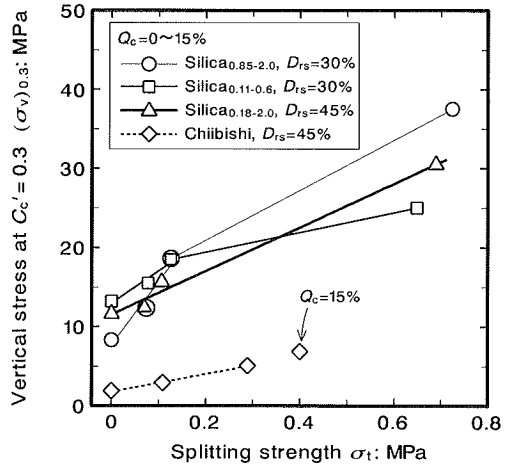


図-11 一次元圧縮試験における圧縮指数 $C_c' = 0.3$ のときの鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ と圧裂引張強度 σ_t の関係

られた。図-10は、圧縮曲線 $e-\log \sigma$ 関係の接線勾配である圧縮指数 C_c' が0.04となるとき鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.04}$ と圧裂引張強度 σ_t の関係を示している。なお、 $Q_c=15\%$ のChiibishi供試体の圧裂引張強度には粒子破碎の影響が含まれているとみられるため、図-10および後に示す図-11においてプロットを別に行っている。図より、圧裂引張強度が0、すなわち未固結供試体においては、 $(\sigma_v)_{0.04}$ の値は粒径あるいは材料の違いにより大きく異なっているが、圧裂引張強度の増加に伴って $(\sigma_v)_{0.04}$ と圧裂引張強度 σ_t の間に、一義的な関係が存在することがみてとれる。この結果は、 $C_c' = 0.04$ のときには固結供試体の巨視的な挙動がセメントによって支配されていることを裏付けるものといえ、また同時に、 $(\sigma_v)_{0.04}$ で表される応力が、固結による構造の損傷が始まる応力とある程度対応していることを示唆するものと考えられる。

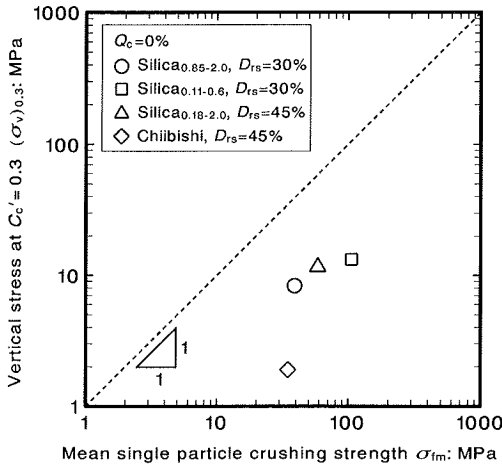


図-12 鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ と単粒子破碎強度 σ_{fm} の関係

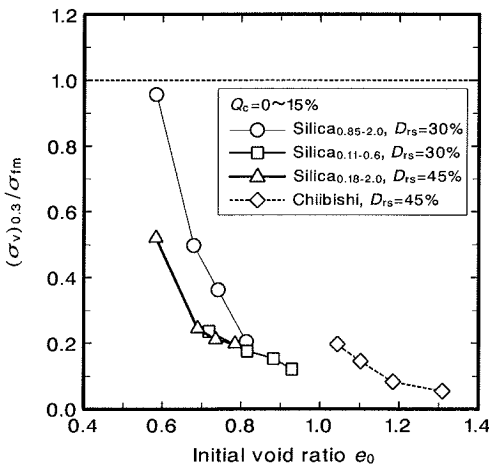


図-13 単粒子破碎強度で正規化された鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ と初期の間隙比 e_0 の関係

図-11は、圧縮曲線 $e-\log \sigma_v$ 関係の接線勾配である圧縮指数 C_c' が0.3となるとき鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ と圧裂引張強度 σ_t の関係を示している。今回は、この鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ を圧縮降伏応力と捉えて検討を行ってきた。図より、全体的に圧裂引張強度 σ_t の増加に伴って $(\sigma_v)_{0.3}$ の値は増加するものの、各珪砂供試体においては、その増加傾向に試料に依存した違いが認められる。特に、平均粒径の最も大きいSilica_{0.85-2.0}供試体の鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ は増加割合が高くなる一方、平均粒径の最も小さいSilica_{0.11-0.6}供試体の鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ では、圧裂引張強度が0.12から0.65MPaまで大きく増加するにも拘らず、鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ はほとんど増加していないことが特徴的である。

(2) 固結による降伏応力の増加と粒子の破碎特性に関する検討

Nakataら²⁰⁾は、未固結の珪砂を用いた一次元圧縮試験と供試体に混入した着色粒子の観察を行い、粒子の破碎の程度を調べた。その中で、粒径幅の広い試料では、降伏前までに粒径の大きな粒子に表面が削られたり角が欠けるなどの比較的小規模な損傷が生じること、また降伏応力を迎えて圧縮指数 C_c' が最大になるまでの応力域では、相対的に粒径の小さな粒子において、これが割裂するような大規模な破碎が顕著になることが観察されている。図-12に、各未固結供試体の鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ と平均粒径の粒子の単粒子破碎強度の平均値 σ_{fm} の関係を示している。3種類の珪砂においては、この関係は比例関係にあるものの、図中に破線で示したような完全に対応する関係には至っていない。これは初期の間隙比の大きさが主な原因と考えられ、前述のように間隙比の高い材料では粒子により高い応力が作用し、低応力域から粒子破碎を生じるためとみられる。特にChiibishiは初期の間隙比が1.31であり、3種類の珪砂が0.78~0.94であるの比べて大きいため、単粒子破碎強度に対する降伏応力の割合は小さくなっているものと考えられる。

図-13は、平均粒径の粒子の単粒子破碎強度で正規化された鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ と初期の間隙比 e_0 の関係について示したものである。各試料の供試体において、セメントの添加量の増加による初期の間隙比の低下に伴い、 $(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ の値は増加する傾向が認められる。しかしより詳細にみると、その増加割合には各供試体間で差異があり、平均粒径の最も大きいSilica_{0.85-2.0}供試体の増加割合が最も高くなる傾向が観察される。一方、平均粒径の最も小さいSilica_{0.11-0.6}供試体の増加割合は、Silica_{0.85-2.0}供試体に比べて大幅に小さくなっていることがわかる。

Nakataら²⁰⁾は、未固結砂を用いた一次元圧縮試験と供試体に混入した着色粒子の観察から、圧縮指数が最大値を示す応力域で全体の50%の粒子が割裂破碎するという結果を得ている。これに加えて単粒子破碎試験を行い、50%の粒子が破碎せずに残る単粒子破碎強度 $(\sigma_t)_{50}$ を求めた²¹⁾。さらに、圧縮指数 C_c' が最大となるときに供試体内で1粒子あたりに作用する平均的な破碎応力 $(\sigma_{sp})_{C_c'=\max}$ に対する $(\sigma_t)_{50}$ の比 $(\sigma_t)_{50}/(\sigma_{sp})_{C_c'=\max}$ を求めている。一般的に粒体内の接点荷重の伝達は不均質なため、 $(\sigma_t)_{50}/(\sigma_{sp})_{C_c'=\max}$ は1より高い値を示すものの、粒子形状の複雑な材料はこの値が低下して1に近づくことから、接点荷重を伝達する粒子の割合が高く、接点荷重の伝達がより均質な材料であることが示された。一方鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}$ は、未固結材料の粒子が割れるような大規模な破碎が生じる応力であることから、同程度の間隙比を持つ材料と比較すると、 $(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ の指標は

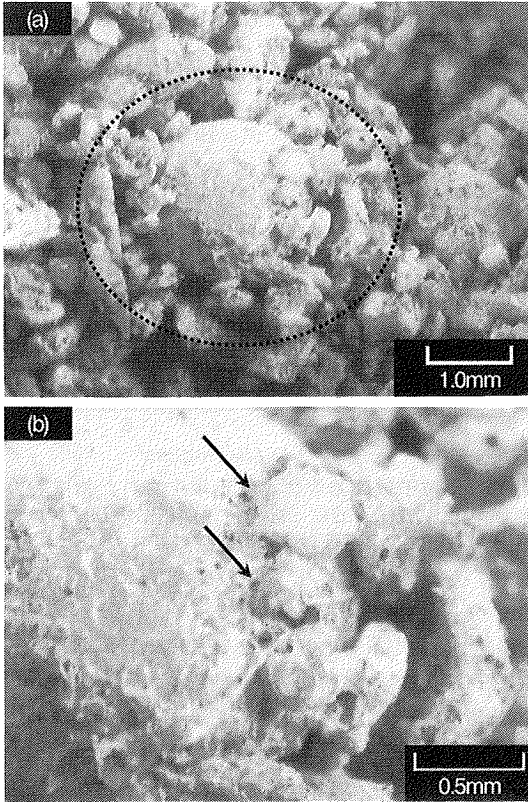


写真-1 圧裂破壊した Chiibishi 供試体 ($D_{15} = 45\%$, $Q_c = 15\%$) の断面の様子

$(\sigma_r)_{50}/(\sigma_{sp})_{C_c' = \max}$ の逆数的な意味をもち、この値の高い材料ほど接点荷重の伝達が均質であると捉えても大きな矛盾はないと思われる。今回用いた固結材料では、降伏時の粒子の破砕量やその程度を確認していないものの、主に砂粒子が骨格を形成しているため、未固結材料と同様に $(\sigma_r)_{0.3}$ の鉛直応力の作用下で粒子破砕が生じていると推察される。ここで、固結に伴う単粒子破砕強度の変化はないと考えられることから、図-13の Silica_{0.85-2.0} 供試体で認められるような $(\sigma_r)_{0.3}/\sigma_{fm}$ の急激な増加を説明するためには、粒子の破砕確率の低下を考えると妥当といえる。このような破砕確率の低下のメカニズムとして、固結に伴う骨格構造の均質化が生じ、接点荷重を伝達している粒子の割合が増加したことが考えられる。

写真-1は、圧裂破壊した Chiibishi の固結供試体 ($D_{15} = 45\%$, $Q_c = 15\%$) の断面を顕微鏡で観察したものである。写真-1(a)の点線で囲んだ箇所では、粒径の大きな粒子の周囲を小さな粒子が取り囲むように固結されている様子が観察される。また写真-1(b)に矢印で示した接点付近では、粒子の間にセメント粒子およびその水和生成物が挟まれるように存在している様子が確認できる。これは、供試体作製時にセメントが水および試料と

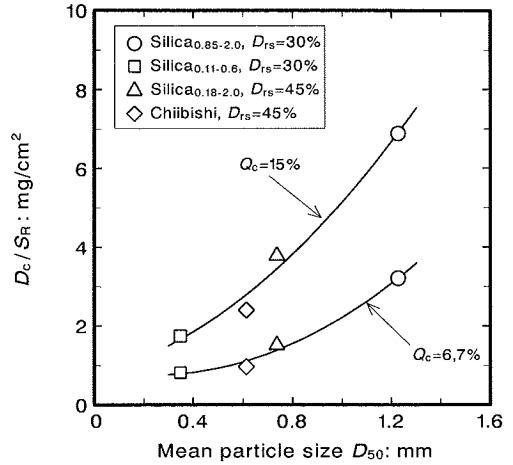


図-14 砂粒子の単位表面積あたりに付着するセメント質量 D_c/S_r と平均粒径 D_{50} の関係

混合されるため、水とセメントの混合物がメニスカス水のように粒子の接点に付着したまま固結したためであると考えられる。また、セメント粒子の粒径は一般的にシルトと同程度であり、さらにその水和生成物は小さいものではコロイド状の微粒子であること³¹⁾から、砂粒子よりもかなり粒径が細かいといえる。これらセメントとその水和物の表面積は非常に大きいものと考えられ、粒子に破砕が生じるために必要な接点荷重の集中を妨げていると推察される。その結果、粒子の破砕が抑制されることにより、降伏応力が増加したものと推察される。なお、セメント添加率は砂粒子との質量百分率で規定しているため、セメント添加率が $Q_c = 15\%$ に達するとこのような細粒分が質量比で少なくとも15%含まれていることを意味する。ここで、粗粒分に対する細粒分含有率が概ね20%前後になると、材料の巨視的な挙動が細粒分に支配され始めること^{32), 33)}を考えると、降伏応力を越える载荷を受け、固結構造がある程度破壊された状態にあるときにも、このようなセメント粒子の存在が引き続き巨視的な圧縮特性に影響を与えることも考えられる。

図-14は、固結供試体の砂粒子の単位表面積あたりに付着するセメントの質量 D_c/S_r と平均粒径 D_{50} の関係を示したものである。ここで D_c および S_r は、それぞれ単位体積あたりの供試体中に存在するセメントの質量、および単位体積あたりの供試体中に存在する粒子の表面積である。 D_c は、混合したセメントが全て砂粒子の表面に付着していると仮定して求められている。表面積 S_r は、次式²²⁾を用いて求めた。

$$S_r = R_c \cdot S \quad (3)$$

ここに、 R_c は粒子の真円度²²⁾、 S は粒子がふるい目のサイズを直径とする完全なる球体と仮定して求まる表面積

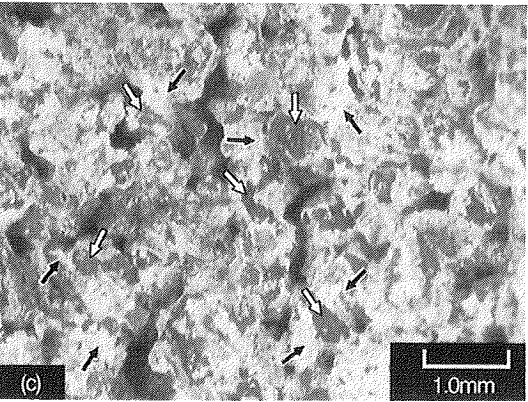
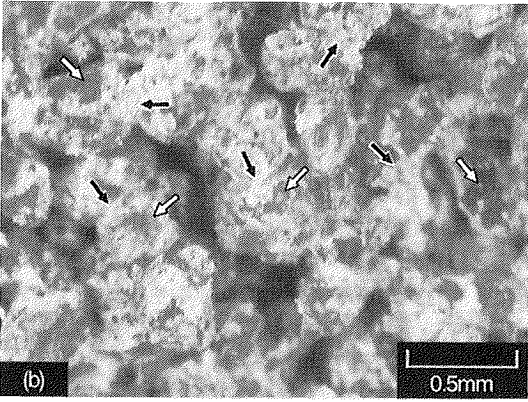
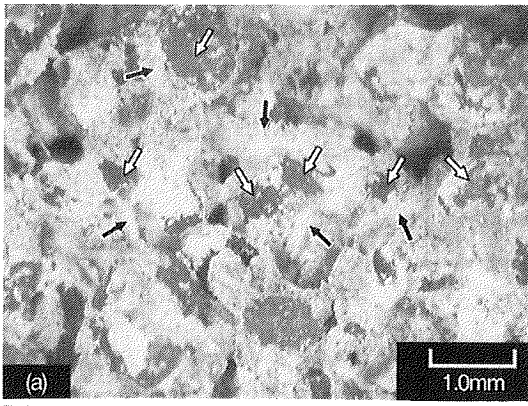


写真-2 圧裂引張破壊した固結供試体 ($Q_c = 15\%$) の断面の様子：(a) Silica_{0.85-2.0}, $D_{rs} = 30\%$ ；(b) Silica_{0.11-0.6}, $D_{rs} = 30\%$ ；(c) Silica_{0.18-2.0}, $D_{rs} = 45\%$

である。なお、真円度 R_c は、平面に投影された粒子の形状を表す指標であり、この値が1に近いほど粒子形状は真円に近づき、値が大きくなるほど粒子形状は角張っている、もしくは扁平であることを意味する。式(3)から求められる表面積 S_R は、粒子形状の複雑さを考慮した表面積²²⁾となる。図より、粒子の平均粒径の増加に伴い、単位表面積あたりに付着するセメント量が急激に増加する傾向が認められる。 D_c/S_R の値が最も大きい Silica_{0.85-2.0} 供試体の粒子表面に付着するセメントの質

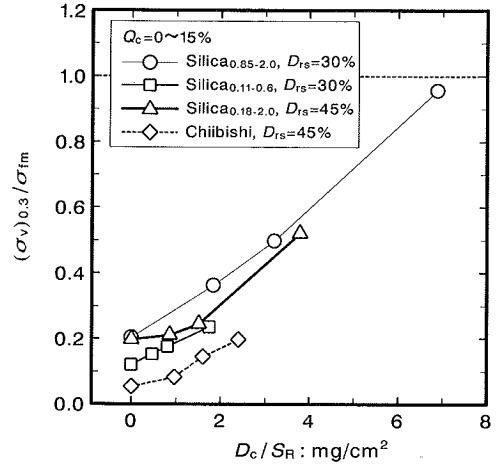


図-15 単粒子破碎強度により正規化された鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ と砂粒子の単位表面積あたりに付着するセメント質量 D_c/S_R の関係

量は、その値が最も小さい Silica_{0.11-0.6} 供試体の粒子表面に付着するセメントの質量の約4倍にも達することがわかる。

写真-2は、セメント添加率が $Q_c = 15\%$ の3種類の珪砂供試体 (Silica_{0.85-2.0}- $D_{rs} = 30\%$, Silica_{0.11-0.6}- $D_{rs} = 30\%$, Silica_{0.18-2.0}- $D_{rs} = 45\%$) について、圧裂破壊した面の顕微鏡観察写真を示している。これらの写真は、各供試体の中心部付近を撮影したものであり、各供試体において代表的なものである。なお、珪砂粒子とセメントの識別を容易にするため、着色された珪砂粒子を用いている。各写真において、黒塗りおよび白抜き矢印は、粒子の接点付近に付着したセメントおよび露出した珪砂粒子の表面を指している。供試体作製時には砂試料とセメントを混合・攪拌していることから、この部分にも破壊前にはセメントが付着していたものと考えられる。なお、これらの矢印で示した箇所以外にも、写真の白くみえる箇所はセメントであり、グレイに見える箇所は粒子の表面である。写真-2(a)の最も平均粒径の大きい Silica_{0.85-2.0} 供試体を見ると、黒塗り矢印で示した粒子間の接点付近やそれ以外の接点および砂粒子表面には顕著にセメントが付着している様子が認められる。

写真-2(b)の最も平均粒径の小さい Silica_{0.11-0.6} 供試体についてみると、粒子表面および粒子の接点には目立ったセメントの付着は認められない。写真-2(c)の Silica_{0.18-2.0} 供試体についてみると、Silica_{0.11-0.6} 供試体に比べてセメントの付着量は多いものの、Silica_{0.85-2.0} 供試体に比べると少なく、両者の中間的な付着量であるといえる。このような観察の結果は、図-14に示された結果を定性的ながらも裏付けているとみることができる。

図-15は、単粒子破碎強度で正規化された鉛直応力

$(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ と砂粒子の単位表面積あたりに付着するセメント質量 D_c/S_R の関係について示したものである。図より、 D_c/S_R が0のとき、つまり未固結の供試体において、その正規化された鉛直応力 $(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ の値は、初期の間隙比などに依存して各供試体間で多少の差異があるが、粒子の単位表面積あたりのセメント付着量 D_c/S_R の増加に伴う $(\sigma_v)_{0.3}/\sigma_{fm}$ の増加傾向は非常に類似していると見ることができる。このように、粒子の表面および接点付近に付着するセメントの量が増加することにより、材料内部で粒子による接点荷重の分担がより均等化されているものと考えることができる。

6. 結論

固結した砂のような粒状材料の巨視的な力学特性に与える固結構造の強さや粒子の物理的特性の影響に関する検討を目的として、いくつかの試験を行った。固結した粒状材料の固結構造の引張り抵抗の相対的な大きさを把握するため圧裂引張試験を実施し、圧裂引張強度特性について検討を行った。また、未固結および固結した材料の両方を用いて一次元圧縮試験を実施し、固結構造の発達粒状材料の一次元圧縮特性に与える影響について検討した。さらに、固結による圧縮降伏応力の増加のメカニズムについて、材料を構成する粒子の物理特性に着目して検討を行った。得られた知見を以下に要約する。

- 1) 単粒子破砕強度の異なる試料から成る固結供試体を用いて圧裂引張試験を行った結果、比較的弱く固結した材料の圧裂引張強度は粒子の破砕による影響を受けないと考えられることから、固結によって発揮される引張り抵抗の相対的な大きさを表す指標の一つとして適切であると考えられる。
- 2) 固結構造の発達に伴う一次元圧縮特性の変化は、未固結材料の正規圧縮線からの圧縮曲線の突出、明確な降伏点の出現および降伏後の急激な圧縮など、セメンテーションを有する粘土において一般的に認められるような変化と同様の形で現れた。
- 3) 粒径の小さい試料から成る供試体では全体的に粒子の表面積が増加し、その結果粒子の単位表面積あたりに付着するセメントの質量が低下する。
- 4) 固結による一次元圧縮時の圧縮降伏応力の増加の程度は、粒子の表面に付着するセメント量の増加と密接に関係している。
- 5) 2)のような固結による圧縮特性の変化の要因となっている降伏応力の増加のメカニズムは、粒子接点およびその周囲に付着するセメントの固結によって、粒子に作用する接点荷重の分布が均質化された結果、粒子破砕が抑制されることであると推

察される。

参考文献

- 1) Barton, M. E.: Cohesive sands: The natural transition from sands to sandstones, *Geotechnical Engineering of Hard Solis and Soft Rocks (A. Anagnostopoulos et al ed.)*, Balkema, Vol. 1, pp. 367–374, 1993.
- 2) Leroueil, S. & Vaughan, P. R.: The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, *Géotechnique*, Vol. 40, No. 3, pp. 467–488, 1990.
- 3) Coop, M. R. & Atkinson, J. H.: The mechanics of cemented carbonate sands, *Géotechnique*, Vol. 43, No. 1, pp. 53–67, 1993.
- 4) Cuccovillo, T. & Coop, M. R.: On the mechanics of structured sands, *Géotechnique*, Vol. 49, No. 6, pp. 741–760, 1999.
- 5) Lade, P. V. & Overton, D. D.: Cementation effects in frictional materials, *J. of Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 115, No. 10, pp. 1373–1387, 1989.
- 6) Malandraki, V. & Toll, D. G.: Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path, *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE*, Vol. 127, No. 3, pp. 282–291, 2001.
- 7) Abdulla, A. A. & Kioussis, P. D.: Behavior of cemented sands--I. Testing, *Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech.*, Vol. 21, pp. 533–547, 1997.
- 8) Matsuoka, H. & Sun, D.: Extension of spatially mobilized plane (SMP) to frictional and cohesive materials and its application to cemented sands, *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 4, pp. 63–72, 1995.
- 9) Ismail, M. A., Joer, H. A., Randolph, M. F. & Merit, A.: Cementation of porous materials using calcite, *Géotechnique*, Vol. 52, No. 5, pp. 313–324, 2002.
- 10) 香月大輔, 中田幸男, 兵動正幸, 吉本憲正, 村田秀一: ダイレタンシーに着目したセメント固化粒状土のせん断強度特性の評価, 第5回地盤改良シンポジウム論文集, pp. 147–152, 2002.
- 11) Abdulla, A. A. & Kioussis, P. D.: Behavior of cemented sands--II. Modeling, *Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech.*, Vol. 21, pp. 549–568, 1997.
- 12) Kavvas, M. & Amorosi, A.: A constitutive model for structured soils, *Géotechnique*, Vol. 50, No. 3, pp. 263–273, 2000.
- 13) 澁谷啓, 三田地利之, 小澤裕: セメント混合砂の変形・強度特性における時硬性および拘束圧履歴依存性, 土木学会論文集, No. 687/III–56, pp. 249–257, 2001.
- 14) Cuccovillo, T. & Coop, M. R.: Yielding and pre-failure deformation of structured sands, *Géotechnique*, Vol. 47,

- No. 3, pp. 491–508, 1997.
- 15) Kohata, Y., Tatsuo, F., Wang, L., Jiang, G. L., Hoque, E. & Kodaka, T.: Modeling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials, *Géotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp. 563–580, 1997.
 - 16) Baig, S., Picornell, M. & Nazarian, S.: Low strain shear moduli of cemented sands, *J. of Geotech. and Geoen. Engrg.*, Vol. 123, No. 6, pp. 540–545, 1997.
 - 17) 村田秀一, 山内豊聡: 乱さないシラスの強度特性の要因について, 土質工学会論文報告集, Vol. 17, No. 3, pp. 81–91, 1977.
 - 18) 金澤孝文, 関口勲, 小石真純, 関口勲, 大門正機, 坂井悦郎, 野口達彦, 益子公男, 中村昌允, 福島正義, 米村伸二, 小口寿彦, 山田敬二: 粉粒体の固結現象と防結対策, テクノシステム, pp. 61–85, 1996.
 - 19) 三浦哲彦, 山内豊聡: 高い等方圧力を受ける砂の圧縮特性について, 土木学会論文集, 第203号, pp. 45–52, 1972.
 - 20) Nakata, Y., Hyodo, M., Hyde, A. F. L., Kato, Y. & Murata, H.: Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one-dimensional compression, *Soils and Foundations*, Vol. 41, No. 1, pp. 69–82, 2001.
 - 21) Nakata, Y., Kato, Y., Hyodo, M., Hyde, A. F. L. & Murata, H.: One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength, *Soils and Foundations*, Vol. 41, No. 2, pp. 39–51, 2001.
 - 22) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一: 破砕性材料の粒子特性と一次元圧縮特性, 土木学会論文集, No. 701/III–58, pp. 343–355, 2002.
 - 23) Hagerty, M. M., Hite, D. R., Ullrich, C. R. & Hagerty, D. J.: One-dimensional high-pressure compression of granular media, *J. of Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 119, No. 1, pp. 1–18, 1993.
 - 24) Yamamuro, J. A., Bopp, P. A. & Lade, P. V.: One-dimensional compression of sands at high pressures, *J. of Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 122, No. 2, 147–154, 1996.
 - 25) Pestana, J. M. & Whittle, A. J.: Compression model for cohesionless soils, *Géotechnique*, Vol. 45, No. 4, pp. 611–631, 1995.
 - 26) McDowell, G. R. & Bolton, M. D.: On the micromechanics of crushable aggregates, *Géotechnique*, Vol. 48, No. 5, pp. 667–679, 1998.
 - 27) 赤沢常雄: コンクリート圧縮による内部応力を求める新試験法(割裂強度試験法に就て), 土木学会誌, Vol. 29, No. 11, pp. 1–11, 1943.
 - 28) 平松良雄, 岡行俊, 木山英郎: 岩石の圧裂試験に関する研究, 日本鉱業会誌, Vol. 85, No. 969, pp. 8–14, 1969.
 - 29) Fahad, M. K.: Stress and failure in the diametral compression test, *J. of Mater. Sci.*, Vol. 31, pp. 3723–3729, 1996.
 - 30) Cundall, P. A. and Strack, O. D. L.: A discrete numerical model for granular assemblies, *Géotechnique*, Vol. 29, No. 1, pp. 47–65, 1979.
 - 31) 山田順治, 有泉昌: わかりやすいセメントとコンクリートの知識, 鹿島出版会, pp. 37–76, 1976.
 - 32) 落合英俊, 大嶺聖: 砂と粘土の圧縮および強度特性, 土と基礎, Vol. 41, No. 7, pp. 11–16, 1993.
 - 33) 倉田進, 藤下利男: 砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究, 運輸技術研究所報告, Vol. 11, No. 9, pp. 389–424, 1961.

(2003. 5. 13 受付)

ROLES OF STRUCTURAL BONDING AND PARTICLE PHYSICAL PROPERTY IN ONE-DIMENSIONAL COMPRESSION BEHAVIOUR OF BONDED GRANULAR GEOMATERIALS

Daisuke KATSUKI, Yukio NAKATA, Masayuki HYODO, Norimasa YOSHIMOTO
and Hidekazu MURATA

In order to clarify the effects of bonding and physical properties of sand particle on one-dimensional compression property of bonded granular geomaterials, a series of tests was carried out. Four kinds of sands were mixed with a cement agent to prepare the bonded materials. A degree of bonding was varied with cement content and examined from the splitting test. As bonding developed, a compression yield stress increased and a compression curve grew to protrude on the right side of the normal compression line of the non-bonded material. These changes of compression behaviour were attributed to homogenization of microscopic contact load distribution owing to hardening of the cement agent at contact points.