



自硬性を考慮した石炭灰のモデル化

ポムマチャン ヴィラデス
前川, 太
河井, 克之
飯塚, 敦

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 16:63-73

(Issue Date)

2012-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/81011374>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/81011374>



自硬性を考慮した石炭灰のモデル化

Modeling of coal fly-ash with self-hardening property

ポムマチャン ヴィラデス¹⁾

Viradeth PHOMMACHANH

前川 太²⁾

Futoshi MAEGAWA

河井 克之³⁾

Katsuyuki KAWAI

飯塚 敦⁴⁾

Atsushi IIZUKA

概要：石炭火力発電所では、微粉碎した石炭をボイラ内で燃焼させ、そのエネルギーを電気に変えている。石炭は10%程度の灰分を含むため、発電所で石炭を燃焼した後は大量の石炭灰が発生する。石炭灰はポゾラン反応が有するため、再利用についてはほとんどセメント分野で利用されている。しかしながら、セメント生産量は近年減少傾向にあり、今後も大幅な増産を見込むことは難しい。したがって、今後の石炭灰の増加に対処するためには、その他の分野での利用拡大が重要な課題となっており、特に大量利用の可能性の大きい土木建設材料としての利用が期待されている。そこで石炭灰が有する自硬性の定量的な評価が不可欠だと考え、本論文では初期値境界値問題への適用を目的とするため、構成モデルの枠組みの中で石炭灰の自硬性を表現することを試みた。

キーワード：石炭灰, 自硬性, 構成モデル

1. はじめに

石炭火力発電所では、微粉碎した石炭をボイラ内で燃焼させ、そのエネルギーを電気に変えている。石炭は10%程度の灰分を含むため、発電所で石炭を燃焼した後は大量の石炭灰が発生する。全国の石炭火力発電設備は、平成15年度末時点で3,630万kWの発電量を有し、平成25年度末には4,170万kWになるように計画されている。石炭火力発電設備の増大とともに、発生する石炭灰も増加し、全国の石炭灰発生量は、平成15年度の約980万トンから、平成25年度には約1,100万トンを超えるものと予測されている。石炭灰は火力発電所で焼結して形成されるため、その密度は一般的な土粒子密度と比較して軽い。そのため盛土材料に用いる場合、山土より軽量の盛土材となり、基礎地盤の沈下や安定に対しては有利な材料である。また、陸上で埋立てや盛土に利用される場合は、締固めにより、密な地盤が形成できることから、良好な地盤となる可能性がある。しかし、石炭灰はポゾラン反応による自硬性を示すため、時間の経過とともに強度が発現する。自硬性の度合いは、その密度や含水比状態とともに、石炭灰に含まれる化学成分に影響を受けることが明らかとなっている^{1), 2)}。石炭灰の化学成分組成は、炭種の違いにより多少の差異は認められるが、主な化学組成はシリカ(SiO₂)、アルミナ(Al₂O₃)が全体の70~80%を占め、その他の成分は微量のFe₂O₃、CaO、MgO、SO₂、Na₂O、K₂Oなどの酸化物となっている。一

方、ゆるい砂と同様に液状化の可能性が高いことも明らかとされている³⁾。

石炭灰の再利用について、セメント分野での利用は石炭灰再利用の、総利用量の75%以上を、セメント分野が占めている。しかしながら、セメント生産量は近年減少傾向にあり、今後も大幅な増産を見込むことは難しい。したがって、今後の石炭灰の増加に対処するためには、その他の分野での利用拡大が重要な課題となっており、特に大量利用の可能性の大きい土木建設材料としての利用が期待されている。1990年の土木学会の調査を公表した資料⁴⁾によると、石炭灰処分場は50箇所あり、そのうち、陸上埋立てが32箇所2200万 m^3 、海上面埋立てが18箇所4000万 m^3 である。埋立て量からみると、海上面埋立ての方が多いが圧倒的である。石炭灰埋立て地盤の将来的な跡地利用のためには、石炭灰が有する自硬性の定量的な評価が不可欠である。本論文では、初期値境界値問題への適用を目的とするため、構成モデルの枠組みの中で石炭灰の自硬性を表現することを試みる。図-1に本研究のフローチャートを示す。まず、後藤ら⁵⁾の非排水三軸圧縮試験結果に既往の構成モデルを適用し、フィッティングによって得られる最適なパラメータセットを選択、自硬性が現れる材料定数を同定し、石炭灰の自硬性を表現し得るモデルを構築する。得られたモデルにより、水中埋立て模型試験を模擬し、モデルの妥当性を検討する。

2. 既往研究

石炭灰が有する自硬性をモデル化するためには、その特性を理解し簡略化することが必要である。石炭灰の研究はコンクリート工学分野において盛んに行われてきたが、地盤工学分野においては、その数が少ない。後藤ら⁵⁾は、様々な室内試験を行い、石炭灰の自硬性について明らかにしようとした。また、模型試験により水中埋立てを模擬し、地盤工学における石炭灰の有効利用について検討を行っている。ここでは、後藤らの研究をまとめて紹介する。

後藤らは、2種類の石炭灰について実験を行った。試料Aは、JIS規格で商品化されたフライアッシュであり、火力発電所で発生した後、水和反応を起こさないように袋詰めされたものである。また、試料Bは、火力発電所構内の埋立て地盤内から採取された試料であり、採取深度は-15m程度で埋立て後20年以上経過しているものである。試料A、Bの土粒子密度 ρ_s は2.22~2.23 g/cm^3 で、一般の土質材料と比較して小さい。また、粒径加積曲線はほぼ一致し、 $D_{10} = 0.01\text{ mm}$ 、 $D_{60} = 0.02\text{ mm}$ 程度である。表-1に各試料の化学成分を示しているように、試料Aは、試料Bに比べて、酸化カ

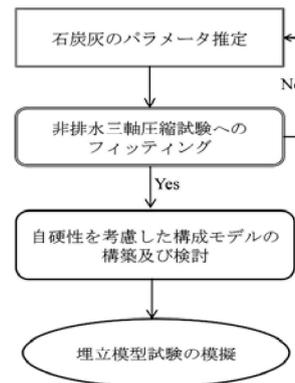


図-1 本研究のフローチャート

表-1 各試料の化学成分

試料	S ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₂	Na ₂ O	K ₂ O	塩基度	酸性率
A	53.20	24.20	5.24	5.67	1.51	0.52	2.36	1.85	0.207	6.232
B	55.90	25.90	4.96	2.36	1.38	0.17	2.48	1.57	0.154	9.402

$$\text{塩基度} = (\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O} + \text{MgO} + \text{CaO} + \text{Fe}_2\text{O}_3) / (\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3)$$

$$\text{酸性率} = (\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3) / (\text{MgO} + \text{CaO} + \text{Fe}_2\text{O}_3)$$

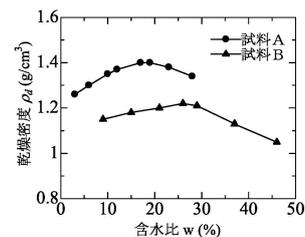


図-2 各試料の縮固め曲線

表-2 圧密試験における供試体の作製方法

実験 No.	供試体作製方法
P1	粉体 (W=0%) を連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
P7	粉体 (W=0%) を断続的に1日に1.0cm程度堆積させ、7日間繰り返した後、24時間放置
S30	W=30%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S50	W=50%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S70	W=70%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S90	W=90%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S110	W=110%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置

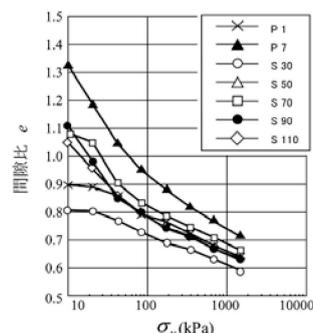


図-3 圧密試験から得られた $e - \log \sigma_v$ 関係

ルシウム CaO が多いことから、塩基度が大きく、酸性率が小さいので、強度発現が見込める石炭灰であると考えられる。

2.1 締固め試験

図-2 に各試料の締固め試験の結果を示す。締固め試験は土質工学会基準(JSF T-711 A-b)で行った。試験 A と試験 B の粒度分布はあまり変わらないが、試験 A の方が低い最適含水比で大きな乾燥密度を呈している。一般的に、砂質土や粘性土の締固め曲線は粒度分布に依存し、同じ粒度分布であれば、最適含水比や最大乾密度に大きな差がないものされている。試料 A と試料 B でこの様な差が現われたのは、試料の生成過程が異なることによる化学的組成が異なることが原因であると考えられる。

2.2 圧密試験

圧密試験は試料 A の JIS 規格のフライアッシュのみ行われている。圧密試験は、直径 97mm、高さ 50mm の供試体を一次元状態で、10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280 kPa の段階荷重で行う。特に大型の実験装置を用いるのは、表-2 に示す供試体作製方法の差を明らかにするためである。このような供試体作製方法の違いは初期間隙比の違いとして現れる。図-3 は圧密試験から得られた $e-\log \sigma_v$ 関係を示したものである。各圧縮曲線を比較すると、初期間隙比が最も大きい P7 は、圧密試験中の圧縮量が大きく、圧密終了後も大きな間隙比が保たれている。それに対して、初期間隙比が最も小さいスラリー状態から圧密された S30 では、圧密中に同じ圧密応力では圧縮曲線の傾きが最も小さく、試験終了後も最も小さい間隙比となる。このことから、石炭灰の初期間隙比は堆積条件に影響され、その後の土被り圧の影響を受けにくいことが分かる。また、すべての供試体がある圧縮線に漸近しているような挙動がうかがえ、高圧密応力域では唯一の圧縮線を呈すると予想できる。このときの圧縮指数は $C_c = 0.14$ である。

2.3 非排水三軸圧縮試験

供試体は、初期含水比 50% でスラリー化した石炭灰を水で満たした直径 50mm、高さ 125mm の鋳鉄製のモールド内に流し込み作製している。その後、そのモールドを水で満たした水槽内で、所定の鉛直圧密応力を荷重し、所定の養生日数の後間、一次元圧密させている。試験方法は土質工学会基準法の圧密非排水条件に従い、200kPa のバックプレッシャー下で、せん断時のひずみ速度を 0.5%/min でせん断とし、バックプレッシャーを 200kPa としている。供試体作製から時、養生時およびせん断まで時の温度は $24 \pm 1^\circ\text{C}$ である。なお、

表-3 非排水三軸試験の初期条件

t \ P_i'	50	100	200	400
1	○	○	○	A: ○ B: —
7	○	○	○	—
14	—	○	—	—
28	—	○	—	—

応力単位: [kPa], 時間単位: [days]

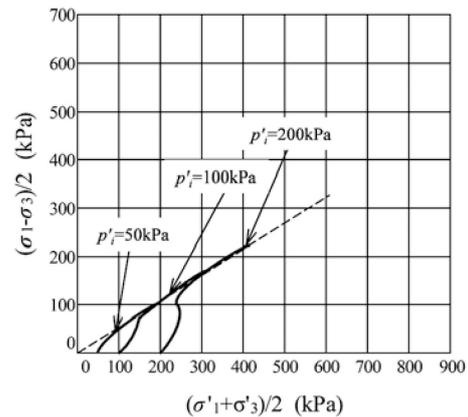
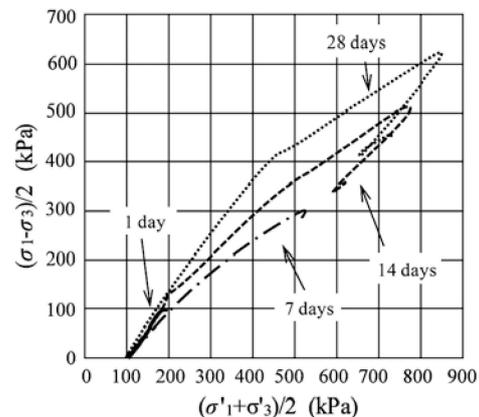
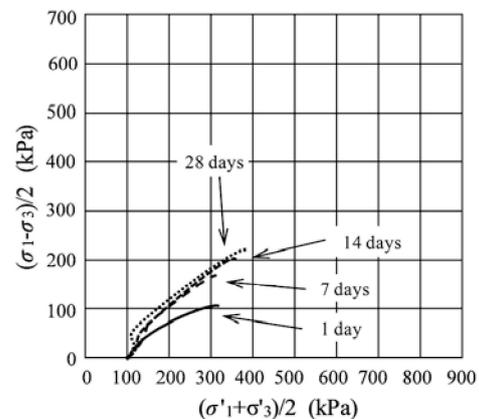


図4 試料Bの有効応力経路(養生日数7日)



(a) 試料A



(b) 試料B

図-5 拘束圧 100kPa のせん断結果

養生日数は1日, 7日, 14日, 28日で設定されているとする。

表-3に初期条件を示す。図-4に養生日数7日の試料Bのせん断時の有効応力経路を示している。図には、圧密応力の異なる3つの試験結果が示されている。有効応力経路はせん断初期に1以上の勾配で立ち上がっており、供試体内に過剰間隙水圧が発生していることが分かる。拘束圧が100kPa, 200kPaの供試体の挙動では、明確な変曲点があり、供試体内で発生した過剰間隙水圧が消散していく傾向が伺える。このような挙動は粘性土の過圧密領域の挙動に類似している。最終的に、破線で示す破壊線に漸近していく。

図-5は拘束圧 $p'_i = 100 \text{ kPa}$ のせん断結果を示す。図より養生日数とともに、破壊線の傾き（限界状態応力比 M ）が大きくなっていることが確認できる。また、せん断初期の直線部を弾性変形の結果であるとみなすと、降伏応力も養生日数に比例して、大きくなっていると考えられる。試料間の比較では、試料Aの方が養生日数による降伏応力の増加が顕著となっている。

2.4 埋立て模擬試験

生成された石炭灰地盤の状況を把握するために、石炭灰による埋立て過程を模型試験で再現している。図-6に模型実験試験に用いた実験土槽を示している。試験土槽は直径60cm, 高さ6mの鋼製管である。この土槽内に含水比70%に調整した試料Aの石炭灰スラリーを投入している。スラリー投入の工程を表-4に示す。約3日を要して投入し、3.5カ月の間、水平土圧、間隙比および沈下量が計測されている。

図-7は、模型地盤内の間隙比分布である。図中に示す細線は、スラリーの圧密試験から推定される間隙比分布を示す。本来であれば、推定曲線のように上載圧に従って、下部に向かって連続的に間隙比が減少していく。しかし、埋立て模型試験の結果は大きくばらついた傾向となっており、投入休止面を挟んで間隙比が逆転している。後藤らは、この原因として、投入休止した16時間の間に自硬性により強度が増加し、その上に続いて投入される材料に比べて剛性が高まっていて、間隙比が大きいままとなっていると説明している。その他に実施した原位置試験や強度試験でも、投入休止を境に間隙比分布と同じ傾向を示している。このことから、石炭灰地盤の状態量分布のばらつきの原因を自硬性の影響であると結論付けている。

図-8は測定された水平土圧の経過時間変化であり、図-9は水平土圧の深度分布を経過時間ごとに示したものである。水平土圧は計測期間を通じて全般的に増加する傾向にあるが、初期に大きく増加し、途中で傾きが変化しているのが確認できる。図-9には想定される鉛直土被り圧（全応力）を書き加えている。図から26

表4 スラリー投入工程

工種	工種の時間と形成地盤高さ
連続投入	8時間(h=約175cm)
投入休止	16時間
連続投入	8時間(h=約350cm)
投入休止	16時間
連続投入	8時間(h=約525cm)
計測放置	3.5か月

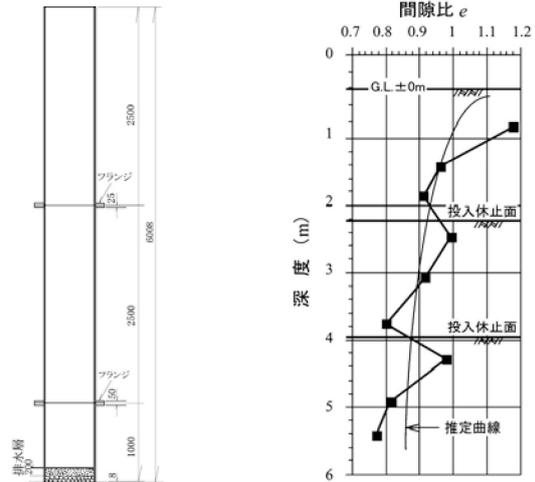


図6 土槽概要図

図7 間隙比—深度分布

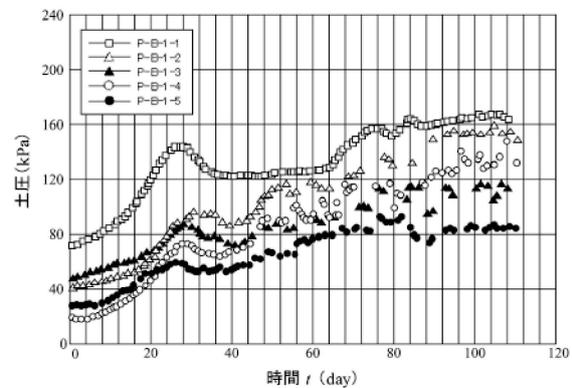


図8 水平土圧の経時変化

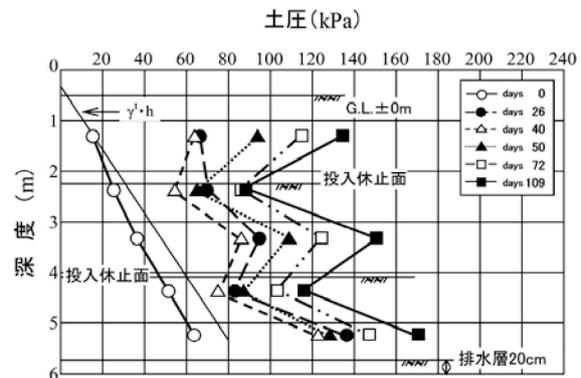


図9 水平土圧の深度分布

日経過すると水平土圧が有効土被り圧よりも大きくなるだけでなく、高さ方向にばらつきが見られるようになるのが分かる。ここでも、投入休止面を境に土圧の逆転が確認できる。

3. 非排水三軸圧縮試験へのフィッティング

砂質土や粘性土の強度は、一般的にその密度や拘束圧に左右される。地盤材料では、時間の経過とともに強度が増加する性質としての年代効果があるが、現実的な時間サイクルで強度が増加するのではなく、非常に長い年月をかけて徐々に強度増加する性質である。一方、石炭灰はセメントに代表されるように、ポゾラン反応を伴う自硬性により非常に短い時間で強度が発現する。自然地盤材料と大きく異なる性質がこの自硬性であり、自然地盤材料を対象に構築された構成モデルにより、石炭灰の挙動を再現することは困難である。

本研究では、石炭灰の挙動を再現できる構成モデルを構築することを目標としている。ここでは、石炭灰を用いて実施した非排水三軸圧縮試験結果を Cam-Clay モデルでフィッティングを行い、自硬性を反映するパラメータの同定を行う。

3.1 フィッティングに用いる構成モデル

非排水三軸圧縮試験をフィッティングするのに、Cam-Clay モデルに橋口⁶⁾が提案した下負荷面モデルを適用したものをを用いて解析を行う。下負荷面モデルでは、降伏曲面内での応力変化に対する塑性ひずみの発現を表現可能であり、弾性域から降伏に至る材料の弾塑性挙動を滑らかに描くことができる。前章で述べたとおり、石炭灰の自硬性は、降伏応力の増大として表現でき、実験結果に表れるのは降伏面内の挙動が主になるため、下負荷面モデル適用が妥当であると判断した。図-10 に下負荷面の概要図を示す。式 (1) に降伏関数を示している。

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p, R) = MD \ln \frac{p'}{p_c} + D \frac{q}{p'} - (\varepsilon_v^p + MD \ln R) \quad (1)$$

正規降伏曲面と下負荷面の相似比：

$$R = \frac{p'}{p_c} / 0 < R \leq 1 \quad (2)$$

発展則：

$$\dot{R} = -\frac{m}{D} (\ln R) \sqrt{\dot{\varepsilon}_{ij}^p \dot{\varepsilon}_{ij}^p} \quad (3)$$

ここで、 M ：限界状態応力比、 D ：ダイレイタンシー係数、 q ：主応力差、 p' ：平均主応力、 p_c' ：降伏応力、 ε_v^p ：塑性ひずみ、 R ：正規降伏曲面と下負荷面との比、そして m ：下負荷面を制御するパラメータとなる。

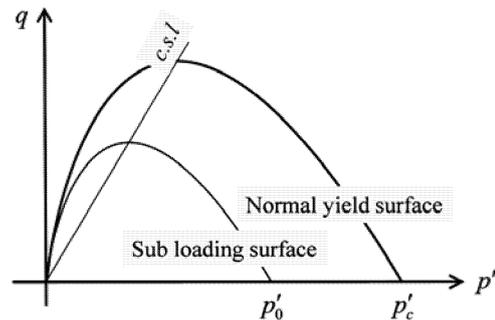


図-10 橋口が提案した下負荷面モデルの概要図

3.2 解析に用いるパラメータ

式 (1) の降伏関数に適用する材料定数の設定方法について、以下に示す。

①ダイレイタンシー係数 D

せん断変化に伴う体積変化のことである。ダイレイタンシー係数 D を求めるためには、 p' 一定の排水三軸試験を行うことが必要であるが、ここでは Cam-Clay モデルからの理論関数式 (4) を用いる。

$$D = \frac{\lambda \Lambda}{M(1+e_0)} \quad (4)$$

②非可逆比 Λ

等方圧密による体積変化のうち、膨潤によって回復しない体積変化の割合を示す。

$$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (5)$$

ここで、 κ は膨潤指数、 λ は圧縮指数である。なお、上記の 2.2 節石炭灰の圧密試験から得られた圧縮線が漸近する直線の傾き $C_c = 0.14$ を用い、 $\lambda = 0.434 C_c$ 、 $\lambda = 10 \kappa$ とする。

③有効ポアソン比 ν'

せん断弾性成分の表現に用いられるが、同定が困難なため、ここでは、一般の粘土の有効ポアソン比 $\nu' = 0.33$ を用いる。

④透水係数 k

透水係数については、最も同定が困難なパラメータのひとつである。自硬性を発揮する過程で粒子と粒子が結合し、結晶を形成するため、止水性が増大し、供試体材齢と透水係数の間に高い相関性を持つことが確認されている⁷⁾。しかしながら、石炭灰の灰種によって大きく影響されること、また本研究が参考とした後藤らの研究において実験結果がないため、ここでは Hazen の式を参考にし、粒子の 10%通過粒径 $D_{10} = 0.01\text{mm}$ とする。

$$k \cong 100D_{10}^2 \text{ [cm/s]} \quad (6)$$

⑤降伏応力 p_c' および限界状態応力比 M

図-5 に示しているように、養生日数とともに増加しているため、グラフから読み取る。

⑥下負荷面を制御するパラメータ m

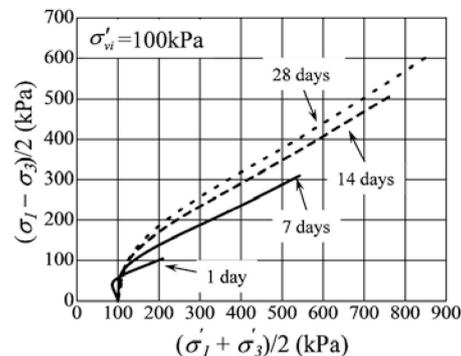
下負荷面パラメータ m は応力-ひずみ関係の形状を決定するパラメータではあるが、Viradeth ら⁸⁾はこのパラメータがせん断開始時の過圧密比に依存することを示している。ここでは、ヴィラデスらの研究を参考に、フィッティングに用いる降伏応力 p_c' に応じて、値を決定した。

3.3 非排水三軸圧縮試験へのフィッティング

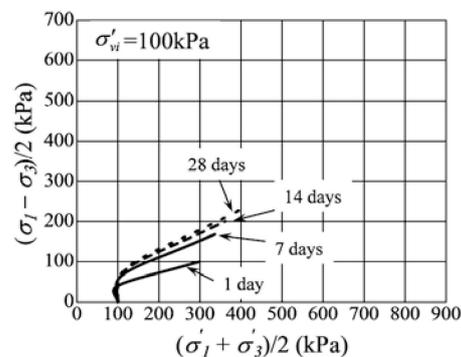
解析領域は図-11 に示すように、高さ 50mm×幅 25mm の一要素で軸対称条件とし、完全非排水の水理境界を設定した。解析は、まず一度埋立てに用いられた試料 B を対象とし、下負荷面のパラメータ m の同定を行った。これは、一度海水と反応しているため、新たな養生に対する自硬性の度合いが小さいと考えるため、モデル化する上で、評価が行いやすいと考えるからであり、得られた m を用いて試料 A のフィッティングを行った。

試料 B については先に述べた圧縮指数のデータがないため、試料 A と同じものを用いた。図-12 に各試料の初期拘束圧 $p_i' = 100\text{kPa}$ の有効応力経路を示す。有効応力の立ち上がりの傾きに相違が見られるものの、破壊に至るまでの傾向はほぼ再現できてといえる。他の圧密応力に関しても同様にフィッティングを行い、得られたフィッティング結果を表-5 にまとめた。試料 A, B とも、養生日数に応じて、降伏応力 p_c' および限界状態線の傾き M が増加していることが確認できる。Viradeth ら⁸⁾に倣い、過圧密比と m の関係を図-13 に示す。また、図-14 に養生日数と過圧密比、図-15 に限界状態係数の関係を示す。時間軸には養生日数の平方根を用いる。図から、明らかなように、試料 A の方が試料 B に比べて養生日数による変化が大きくなっている。試料 B は埋立てに用いられていた石炭灰埋立て地盤からの掘削試料であり、すでに水和反応が起こった後であり、水和反応を起こす残余量が小さいものと考えられる。

非排水三軸試験に用いた養生日数 28 日は、埋立てから供用までのスパンから見ると、短期間ではあるがここでは簡単のため、試料 A, B とも養生日数に対して過圧密比、限界状態応力比の増加傾向を、直線近似を用いて、次式のように表した。



(a) 試料 A



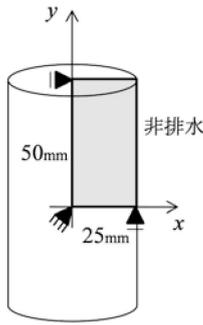
(b) 試料 B

図-12 拘束圧 100kPa のせん断結果 (解析)

表-5 非排水三軸試験における解析結果のまとめ

(a) 試料A

(b) 試料B



養生日数 [日]	p'_i	p'_c	m	M
1	50	250	1.1	1.2
	100	500	1.1	
	200	700	1.2	
	400	1600	1.2	
7	50	900	0.6	1.41
	100	1400	0.7	
	200	1500	0.9	
14	100	1950	0.6	1.71
28	100	2200	0.6	1.85

応力単位: [kPa]

養生日数 [日]	p'_i	p'_c	m	M
1	50	400	1	0.75
	100	800	1	
	200	1200	1.1	
	50	500	0.9	
100	850	1		
200	1200	1.1		
14	100	900	1	1.36
28	100	1000	0.9	1.42

応力単位: [kPa]

図-11 三軸試験における解析領域

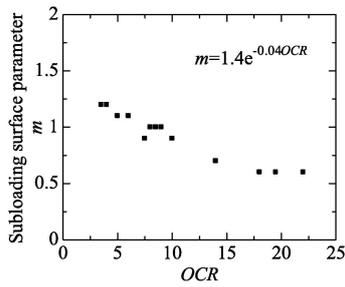


図-13 OCR と m との関係

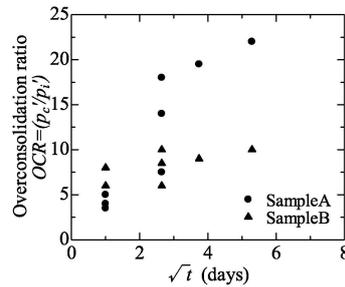


図-14 OCR と t との関係

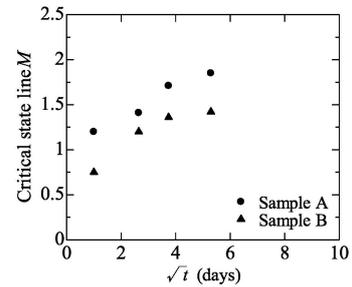


図-15 M と t との関係

・ 試料 A

$$OCR = 4\sqrt{t} + 1 \quad (7)$$

$$M = 0.16\sqrt{t} + 1 \quad (8)$$

・ 試料 B

$$OCR = 0.6\sqrt{t} + 1 \quad (9)$$

$$M = 0.16\sqrt{t} + 0.5 \quad (10)$$

石炭灰と同様に剛性の増加を示す不飽和土のモデル化では、降伏応力の増大によって不飽和化を表すことが多い。一方、限界状態線については、応力成分の与え方によって、傾きを変化させる場合とさせない場合がある。不飽和土のモデル化ではサクション、飽和度の変化をモデルに反映させるが、有効応力としてその効果を与えるモデルでは、同じ M を用いる(例えば、軽部ら⁹⁾、Kohgo ら¹⁰⁾。石炭灰については、自硬性を発揮する過程で、結晶化によって化学的な変性が生じるため、有効応力成分への反映が難しいため、 M の変化を考慮することとした。

3.4 石炭灰の自硬性を表現する構成モデル

以上の非排水三軸圧縮試験の結果を踏まえて、石炭灰の自硬性によって見られるこれらの挙動は、不飽和土における不飽和化の効果と類似している。河井ら¹¹⁾は、既往の不飽和土構成モデルの多くが、サクションの有効応力寄与分の表現と不飽和化による等方応力下での降伏応力の増大によって表されていることを示しており、同じ手法が石炭灰でも適用できると考えられる。石炭灰における自硬性は、この降伏応力を養生日数に依存する関数として与えることで表現し得る。なお、前述したように、下負荷面を制御するパラメータ m は過圧密比の関係としてしているが、過圧密比は養生日数によって変化し、長い時間を要する問題については時々刻々の過圧密比に対して、下負荷面パラメータを変化させる必要があり、計算が煩雑になることから、下負荷面を適用しないオリジナル Cam-Clay モデルに先に得られた養生日数に対する降伏応力および限界状態比の関係式を用い、次式のような石炭灰の構成モデルを提案する。図-16 に構成モデルの概念図を示す。

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p, t) = M_{(t)} D \ln \frac{p'}{p'_{c(t)}} + D \frac{q}{p'} - \varepsilon_v^p \quad (12)$$

ここで、 $p'_{c(t)}$ は降伏応力の時間関数であり、 $M_{(t)}$ は限界状態係数の時間関数である。

上に示した構成モデルのパフォーマンスを確認するため、土/水連成有限要素解析プログラムに取り組み、一次元圧密試験を模擬する。対象とするのは試料 A で、式 (7) と式 (8) で示す降伏応力および限界状態応力比の時間関数を用いる。解析領域は軸対称条件の、高さ 60mm×直径 60mm の円筒形を想定し、上端に荷重を与える (図-17)。表-6 には解析に用いたパラメータを示す。初期応力が 9.8kPa で、初期の降伏応力が 98kPa の供試体を想定し、まず 147kPa まで荷重を与え、1年間放置後、再び 686kPa まで荷重を与える。図-18 に得られた結果を示す。載荷初期には、弾性挙動を示し、 $\sigma_v = 50$ (kPa) 付近で応力点が降伏面に達し、弾塑性挙動に変わっていることが分かる。供試体を放置後、圧縮線の傾きが弾性状態と等しくなり、 $\sigma_v = 600$ (kPa) 付近で再び弾塑性状態に移行している。これは、供試体が自硬性によって降伏応力が増加し、再載荷時には、また弾性挙動が現れることを示している。この構成モデルで後藤らの埋立て模型試験のシミュレーションを行う。

3.5 水中埋立て模型地盤のシミュレーション

後藤らの模型試験で観測された石炭灰地盤の間隙比、水平土圧分布の鉛直方向のバラツキは、その自硬性が大きく影響したと考えられる。ここでは、前節で提案した石炭灰の自硬性を表す構成モデルを用いて埋立て模型地盤の模擬を行う。用いる材料は試料 A である。解析パラメータは表-7 のとおりである。解析領域は図-19 に示すように、高さ 6m の土槽を考慮し、鉛直に 30層に分割して、上面と下面を排水境界し、側方は非排水境界としている。図に示すように、実際の模型試験とは多少異なり、石炭灰の自重圧密による沈下も考慮して、投入休止面をやや高い位置で設定した。

図-20 に、解析から得られた間隙比の深度分布を示す。実験で見られた投入休止面を境とした間隙比の逆転が表現できているのが分かる。実験結果と比較すると、間隙比が全体的に大きくなっているが、これは、石炭灰が自硬性を発現する際に、水との反応生成物である針状結晶を作り、間隙比産出時の固体系積が増えているためと考えられる。本研究では、液相の固体への変相は考慮していないため、今後の検討課題である。

図-21 に放置期間中に測定した水平土圧の時間変化を示す。実験に見られた水平土圧の増加傾向が変化する挙動は、解析では初期に等方応力状態にあった試料が一次元圧密により K_0 圧密状態に移行するというこ

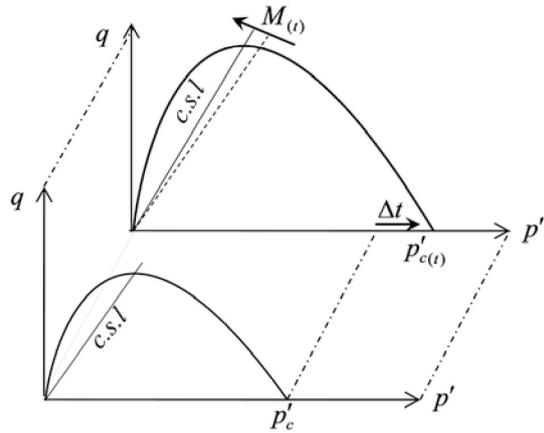


図-16 本論文提案する自硬性を表現できる構成モデル

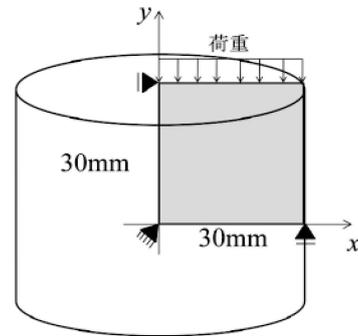


図-17 一次元圧密試験における解析領域

表-6 等方圧密における解析パラメータ

λ	κ	Λ
0.061	0.0092	0.85
$M_{t=0}$	e_0	D
1.0	1.2	0.024
p'_i	$p'_{c(t=0)}$	$k_x = k_y$
9.8	98.0	1.1×10^{-4}

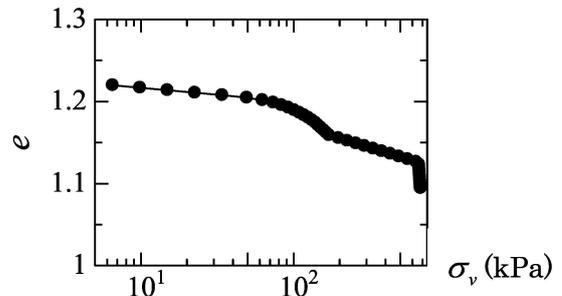


図-18 自硬性を表現できる構成モデルを用いた等方圧密を模擬した結果

とで表現されている。水平土圧が減少するところまでは表現できていないが、全体的な傾向は試験結果に一致していると言える。

図-22 に水平土圧の深度分布を示す。埋立て模型試験で計測された水平土圧は、養生日数とともに増加する傾向があり、ある期間を経過すると、想定される鉛直土被り圧(全応力)よりも大きくなる。放置期間中に土槽上部に何らの荷重も作用しないのに、計測された水平土圧が鉛直応力を上まわり、 K_0 が1.0以上となっている。実験は屋外で実施されており、夏場に石炭灰が投入され、計測期間が冬場を迎える時期に終了している。特に石炭灰が投入された時期には、温度に大きく影響を受けた可能性がある。自硬性を示すポゾラン反応自体は熱を発生する反応であるが、夏場の高温が鋼管温度をさらに上昇させ、模型地盤内部でよりポゾラン反応が促進された可能性が高く、この温度の影響により、恒温室内で実施された非排水三軸試験と異なった自硬性の進展があったと考えられる。また、模型試験の鋼管の熱膨張係数と石炭灰の熱膨張係数などの違いにより、高い水平土圧を計測された可能性も否定できない。解析結果はこのような大きな水平土圧の変化を再現できていないが、時間経過とともに水平土圧分布が湾曲していく様子は表現できている。

4. 結論

本研究は今後有効利用が望まれる石炭灰埋立て地盤の挙動予測を目指し、石炭灰のモデル化およびその妥当性を検討している。

室内で実施した非排水三軸試験の結果を用いて、石炭灰の自硬性の効果は降伏応力および限界状態応力比の増大として現れることが分かった。その度合いを定量化するために既往構成モデルで室内非排水三軸試験の再現を行い、パラメータフィッティングすることによって、養生日数と材料パラメータの変化との関連性を把握した。結果的に、自硬性による内部構造の変化は、降伏応力と限界状態応力比が経過時間とともに変化するような形でモデル化できた。新構成モデルの妥当性を検討するため、後藤らの埋立て模型地盤試験を模擬し、定性的に実験結果を再現できた。今後、石炭灰埋立て地盤の跡地利用を計画する場合に、その挙動予測手法を与えるものとする。本研究では、比較的短い時間に発現する自硬性を表現するために、時間の平方根で表わされるパラメータ変化を線形近似したが、より適切な関数形を与えることで、長期的な挙動予測も可能であると言える。

表-7 水中埋立て模型地盤模擬試験の解析パラメータ

λ	κ	Λ	$M_{t=0}$	e_0	D
0.061	0.0061	0.9	1.0	1.2	0.024
p'_i	$p'_{c(t=0)}$	$k_x = k_y [cm/s]$		$\gamma_t [t/m^3]$	
0.09 tf	0.065 tf	1.1×10^{-4}		1.65	

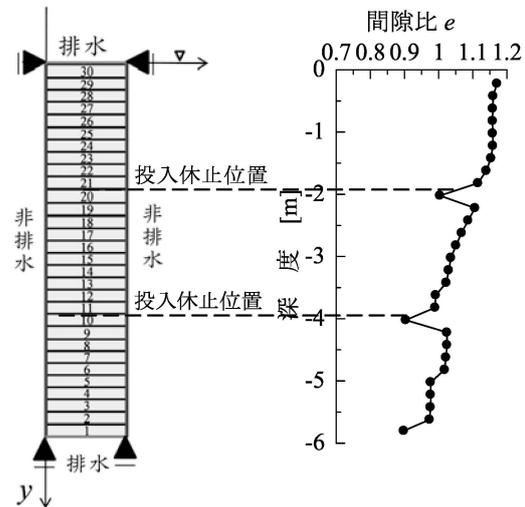


図-19 水中埋立て模型試験の解析領域

図-20 間隙比の深度分布

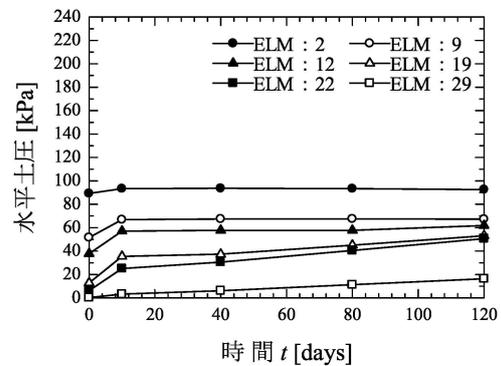


図-21 水平土圧の時間変化

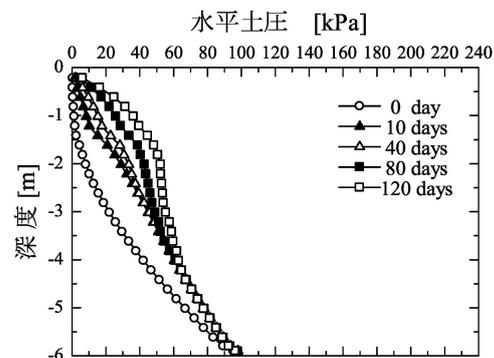


図-22 水平土圧の深度分布

参考文献

- 1) 片岡哲之, 岡本敏郎, 緒方信英: 石炭灰埋立地盤の物理的・力学的特性—締固めによる強度増加特性—, 電力中央研究報告書, U91025, 1991.
- 2) 嶋田隆一, 小池章久, 前川太: 建設発生土に石炭灰を混合した流動化処理土の材料特性, 第34回地盤工学研究発表会講演集, pp.2287-2288, 1998.
- 3) 安原一哉, 兵藤正辛, 平尾和年: 石炭灰による埋立地盤の液状化特性, 土と基礎, Vol.39, No.2, 土質工学会, 1991.
- 4) 土木学会エネルギー土木委員会新エネルギー技術小委員会: 石炭灰の土木材料としての利用技術の現状と将来展望—埋立, 盛土, 地盤改良—, 土木学会, 1990.
- 5) 後藤浩一, 柴田徹: 石炭灰の埋立地盤の液状化対策に関する研究, 土木工学会論文集, No.529, III-33, pp.113-123, 12.1995.
- 6) 橋口公一: 下負荷面モデル, 土と基礎, 52-10 (561), pp.30-32, 10.2004.
- 7) 川地武, 久保博, 高倉岳夫: 清水練り・海水練り自硬性安定液の固化強度と透水係数, 土木学会第46回年次学術講演会, III-517, pp.1056-1057, 9.2002.
- 8) Viradeth, P., 河井克之, 金澤伸一, 飯塚敦: 下負荷面を用いた不飽和土における降伏面内の弾塑性挙動のモデル化, 第45回地盤工学会. E-3, pp.667-668, 2010.
- 9) 軽部大蔵, 勝山潤一, 西海健二, 丹羽尚人: 不飽和土の三軸圧縮状態における降伏関数, 土木学会論文集, No.406/III-11, pp.205-211, 1989.
- 10) Kohgo, Y., M. Nakano and T. Miyazaki: Verification of the generalized elasto-plastic model for unsaturated soils, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.64-73, 1993.
- 11) 河井克之, 汪偉川, 飯塚敦: 既存の不飽和土構成モデルの解釈及び水分特性曲線ヒステリシスを考慮したモデルの一般的な表現方法, 応用力学論文集, Vol. 7, pp. 505-513, 2004.

著者: 1) Phommachanh Viradeth、神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻博士後期課程; 2) 前川太、株式会社ニュージェック; 3) 河井克之、神戸大学大学院都市安全研究センター、准教授; 4) 飯塚敦、神戸大学大学院都市安全研究センター、教授.

Modeling of coal fly-ash with self-hardening property

Viradeth Phommachanh

Futoshi Maegawa

Katsuyuki Kawai

Atsuki Iizuka

Abstract

Coal fly-ash is a product of the coal-burning process in thermal power plants. Coal fly-ash has self-hardening property and increases its stiffness with time. Therefore, it has been reused as a concrete aggregate in the production of concrete up to now. Recently, coal-fly ash is mixed with dredged soil from construction waste and reused for reclamation. In order to reuse coal fly-ash in the geotechnical engineering field, the self-hardening property in the framework of the constitutive model needs to be expressed. In this study, the self-hardening property is assumed as increases of the frictional angle and the yield stress. Our model is formulated for the initial-boundary problems with finite element method. Triaxial tests and the self-weight consolidation test are simulated with soil/water coupled F. E. code.