

異なるジオグリッドに対するクリンカアッシュの引抜き抵抗特性

山口大学大学院博士前期課程
山口大学大学院創成科学研究科
中国高压コンクリート工業
中国高压コンクリート工業
復建調査設計

学生会員 ○川野拓未
正会員 鈴木素之
正会員 中下明文
非会員 大本尚樹
正会員 若槻好孝

1. はじめに クリンカアッシュは火力発電所から産出される石炭灰の一種であり、土工材として有効に活用されている。その特徴として、単位体積重量が小さく、高いせん断強さを発揮するため、クリンカアッシュを用いた盛土や裏込め土とする補強土壁の適用が検討されてきた¹⁾²⁾。補強土壁工法は補強土工法の1つであり、壁面工に作用する土圧合力に対して盛土材内に敷設した補強材の引抜き抵抗力によって釣り合いを保ち、土留め壁の効果を発揮するものである。ジオテキスタイルの一つのジオグリッドはその補強材として用いられ、面状に敷設されるので、摩擦抵抗が得られやすい。ただし、細粒分含有率が50%未満の盛土材料を用いるのが条件となっており、この適用範囲内の土の代替材料としてクリンカアッシュが良好な引抜き摩擦特性を発揮するかが技術的な課題になっている。しかし、ジオグリッドには多くの形状・材質・材料特性があり、様々な異なるタイプが存在するので、クリンカアッシュに対する補強材の土中引抜き特性の一般性を検証する必要がある。そこで、本研究では、クリンカアッシュに対して異なる材料特性のジオグリッドの土中引抜き試験を行い、引抜き特性を調べた。

2. クリンカアッシュの物理特性 図-1に6種類のクリンカアッシュの粒径加積曲線を示す。いずれも粒径幅が広く、一般的な砂質土に近い粒度分布である。表-1には各クリンカアッシュの一面せん断試験から得られた強度定数(c_d , ϕ_d)を示す。6種類とも高い内部摩擦角 ϕ_d を有しており、盛土材料に適していることがわかる。

3. 土中引抜き試験

(1) 土中引抜き試験装置 図-2に引抜き試験装置の模式図を示す。土層表面にてエアバッグを膨張させ、上載圧 σ_v が試料土に載荷される仕組みになっている。所定の σ_v の下で圧密した土槽（長さ700mm、高さ200mm、幅

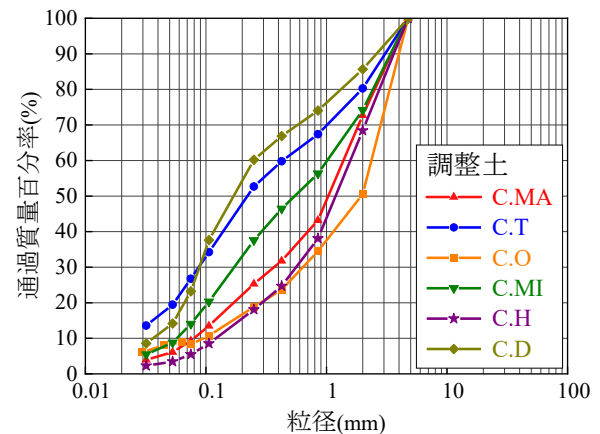


図-1 粒径加積曲線

表-1 一面せん断試験で得られた強度定数

(c_d , ϕ_d)

試料土	C. T	C. MA	C. O	C. MI	C. H	C. D
c_d (kPa)	16	20	16	2.0	19	8.0
ϕ_d (°)	40	45	45	48	49	46

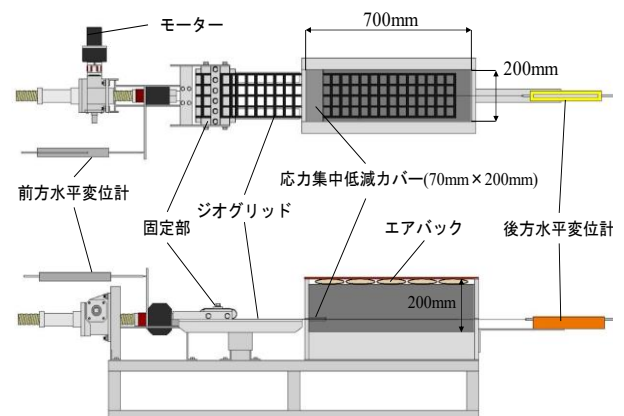


図-2 土中引抜き試験装置（模式図）

キーワード 土中引抜き試験, クリンカアッシュ, 補強土

連絡先 〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1 山口大学大学院創成科学研究科 鈴木素之研究室
TEL: 0836-85-9303

200mm) 内の試料土から所定の長さで敷設した補強材を 0.12~1.20 mm/min の範囲の引抜き速度で一方方向に引き抜くことが可能である。本試験では引抜き力 T 、前方水平変位、後方水平変位 ΔL が計測される。

(2) ジオグリッド補強材 写真-1 にジオグリッド補強材 Ar, 写真-2 にジオグリッド補強材 Po の外観を示す。補強材 Ar は、アラミド繊維を芯材に、ポリエチレン樹脂を被覆材とした交点一体型のジオグリッドである。製品基準引張強度は 185 kN/m である。他方、補強材 Po は、高強度ポリエステル繊維を芯材、ポリプロピレンを被覆材とした交点溶着型のジオグリッド補強材である。引張破断強度は 187 kN/m である。ポリエステル繊維はアラミド繊維に比べて引張応力に対するひずみが生じやすいとされる³⁾。本試験では、どちらの補強材も初期状態は全面敷設とするが、補強材 Ar は補強材の引き抜きに対して土層内の補強材長が一定となるよう、土槽後壁から 150mm 程度の引抜き余裕長さを確保し、長手方向のストランド(縦ストランド)が 7 本となるように敷設した。他方、補強材 Po は土槽内の初期敷設長を 630mm、縦ストランドが 5 本となるように敷設したが、補強材の引き抜きに伴って補強材面積が減少することに注意する必要がある。

(3) 試験手順 試料土は締固め前に含水比が均一になるように十分に混合した。土層内の密度を管理するため、投入量は試料土の乾燥密度と各層の体積をもとに計算した。所定の試料土を 1 層ずつ投入し、1 層ごとに 4kg ランマーで 1 層 42 回の突固めによる締固めを行った。1 層目充填後に応力集中低減カバー(スリーブ)の設置と補強材の敷設を行った。その後、残りの 3 層を同様に締固め、試料土の最上面を均した。所定の σ_v を載荷し、試料土を 20 分間圧密し、圧密終了後に引抜き速度 1mm/min で、引抜き変位が 100mm に達するまで定圧条件で引抜きを行った。

(4) 試験条件 試料土は $D_{max}=4.75\text{mm}$ となるよう粒度を調製した C.H を用いた。試料土の目標締固め度 D_c は 90% とした。 σ_v は、補強材 Ar に対しては、20, 40, 60, 80, 100kPa の 5 ケース、補強材 Po に対しては、20, 30, 40, 60, 80, 100kPa の 6 ケースのように変化させた。

(5) 引抜き抵抗の算定法 引抜き抵抗 τ は式(1)により算出した。一般的には補強材の引張抵抗面積 A を補強材敷設面積とする全面積法で求められる。しかし、補強材が引抜き中に伸張破断を起こすなどして、引抜き力 T に拘束圧の違いによる差が生じない場合、全面積法は適さない。そこで、澁谷ら⁴⁾や著者ら⁵⁾は、式(2)~(4)から算出する有効面積法で

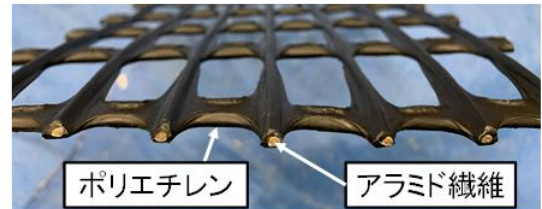
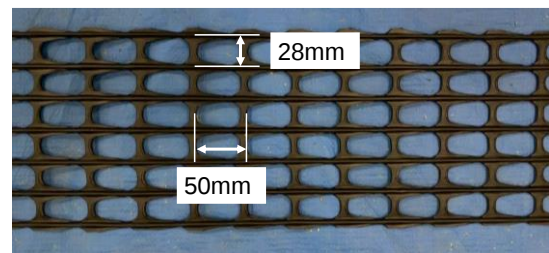


写真-1 補強材 Ar の目合いと素材

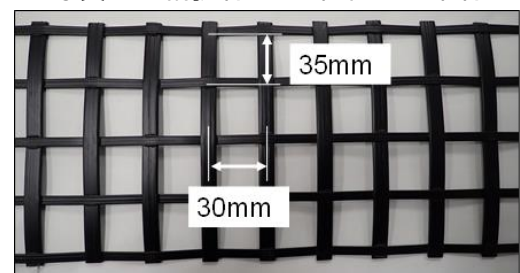


写真-2 補強材 Po の目合いと素材

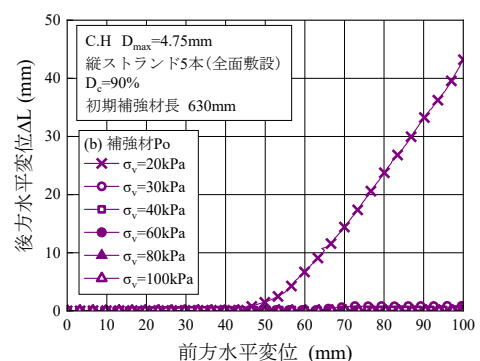
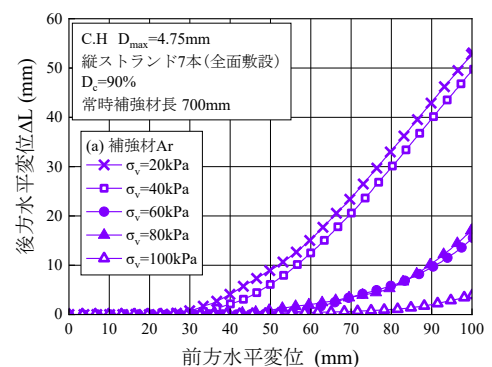


図-3 前方水平変位と後方水平変位 ΔL の関係

τ を算定した.

$$\tau = T / (2 \cdot A) \quad (\text{kPa}) \quad (1)$$

$$L_T = F_U / 2(c_d + \sigma_v \tan \phi_d) \quad (\text{m}) \quad (2)$$

$$A_{Po} = B(L_T - \Delta L) \quad (\text{m}^2) \quad (3)$$

$$A_{Ar} = BL_T \quad (\text{m}^2) \quad (4)$$

なお, 本研究では, 補強材 Po については, 破断の兆候・様子がみられない場合には全面積法で, みられる場合には有効断面積法で τ を算出した. また, 補強材 Ar については, 全面積法と有効断面積法の両方で τ を算出した.

4. 試験結果

(1) 前方水平変位と後方水平変位 ΔL の関係 図-3 (a)および(b)にそれぞれ補強材 Ar および Po の前方水平変位と ΔL の関係を示す. 補強材 Ar の場合, すべての上載圧下で引拔けが起こった. ΔL が生じた時点の前方水平変位は, 20 kPa と 40 kPa では約 30 mm で, 60 kPa, 80 kPa, 100 kPa では約 50 mm であった. 前方水平変位が 100 mm に到達した時点の ΔL は, 20 kPa と 40 kPa では 50 mm 程度, 60 kPa と 80 kPa では 15 mm 程度, 100 kPa では 5 mm 程度であった. これは σ_v が高いほど, 試料土内の補強材が伸張し, 試験終了時の ΔL が少なくなったためと考えられる. 逆に, σ_v が低いほど, 補強材自体の伸張は小さく, 補強材が全体的に引き抜けていると考えられる. それに対して, 補強材 Po の場合, σ_v が 20 kPa 下では引拔けは起こったものの, それ以上の σ_v ではほぼ引拔けが起らなかった. これは, 土層前壁付近の補強材が視認できるほど伸張破断が起きていたことが原因である.

(2) 前方水平変位と引抜き力 T の関係 図-4 (a)および(b)にそれぞれ補強材 Ar および Po の前方水平変位と引抜き力 T の関係を示す. 補強材 Ar では, σ_v の大きさによって T -前方水平変位の関係の傾向が異なり, 20 kPa と 40 kPa は 70 mm でピークを迎えた後, 僅かに減少しほぼ一定になっているが, 60 kPa, 80 kPa, 100 kPa では減少の傾向はみられなかった. なかでも 100 kPa では, T の増加率が 60 mm 時点で一度小さくなった後, 再度増大し, 引抜き終了時には約 17 kN まで引抜き力が増加した. それに対して, 補強材 Po では σ_v による最大引抜き力 $T_{\max}$ に差がみられなかった. また, σ_v が 30 kPa 以上のいずれのケースにおいても, T は 60 mm まで増加し, 60~70 mm でピークを迎えた後, 減少する傾向を示した. σ_v が 30 kPa 以上の場合, 補強材が伸張もしくは破断を起こしていたことから, このことは, 引抜きに伴う補強材の伸張破断に至るまでのメカニズムが, 高い上載圧下では大きな差がないことを示唆している.

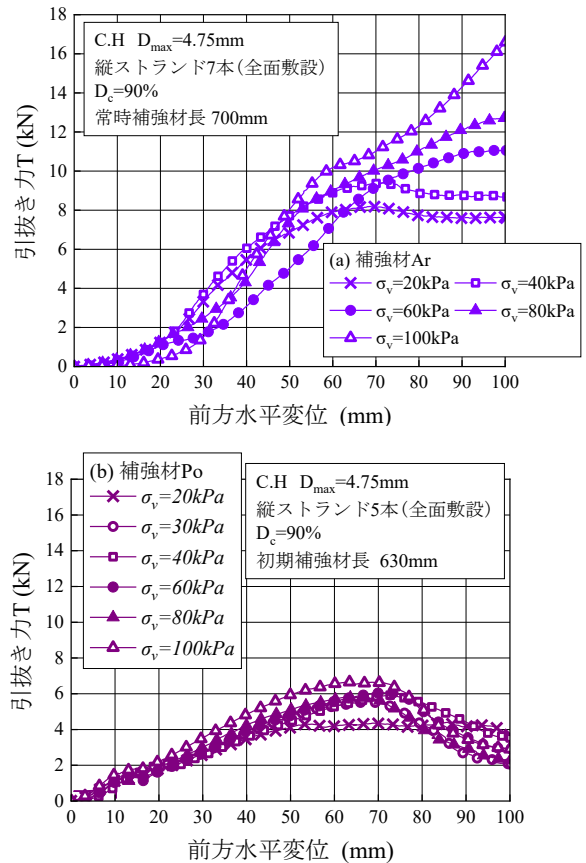
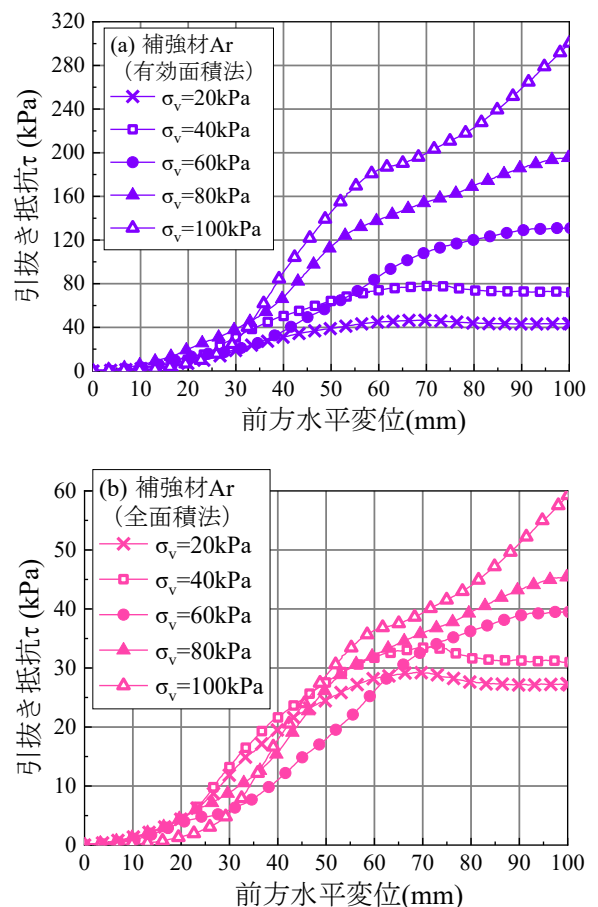


図-4 前方水平変位と引抜き力 T の関係



(3) 前方水平変位と引抜き抵抗 τ の関係 図-5 に τ と前方引抜き変位の関係を示す. 補強材 Ar では, 全面積法と有効面積法の両方で τ を求めた結果, 有効面積法で整理した結果の方が全面積法よりも τ の σ_v 依存性が明確に現れた. 他方, 補強材 Po では, 20kPa のケースでは全面積法により τ を算出し, 30kPa から 100kPa のケースでは補強材が伸張破断を起こしているため, 有効面積法により τ を算出した. τ は 60mm から 70mm でピークを迎えた後, 減少する挙動がみてとれた. これは, 伸張破断した補強材に対して有効面積法を用いて τ を求めたことによるものと考えられる. 全面積法で τ を求めると, A は一定として扱うので, 引抜き抵抗に寄与しない補強材の部分を見込むことになる. したがって, σ_v による τ の差異が現れない. 以上より, 補強材 Po に対する τ の算出は有効面積法が適していることが確認された.

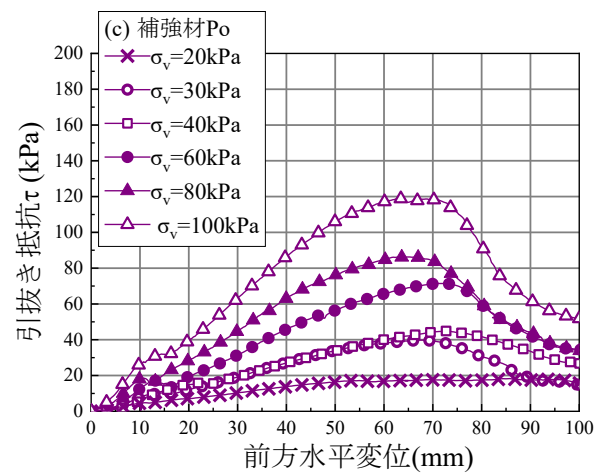


図-5 前方水平変位と引抜き抵抗 τ の関係

(4) 引抜き摩擦強さ τ_{pmax} と垂直応力 σ_v の関係 図-6 に各補強材の引抜き摩擦強さ τ_{pmax} と σ_v の関係を示す. 補強材 Ar に対して, A のとり方を変えると, 引抜き摩擦角 ϕ_p が 50° も高くなった. 補強材 Ar は伸張破断も芯材の引抜きも起こらなかったことと, τ_{pmax} が補強材 Po よりも高いことから, 有効面積法による結果の整理が適切である. 他方, 補強材 Po の ϕ_p は 48° であり, 一面せん断試験の ϕ_d に近い値となった. 以上より, どちらの補強材に対してもクリンカアッシュとの引抜き特性は良好だと考えられる.

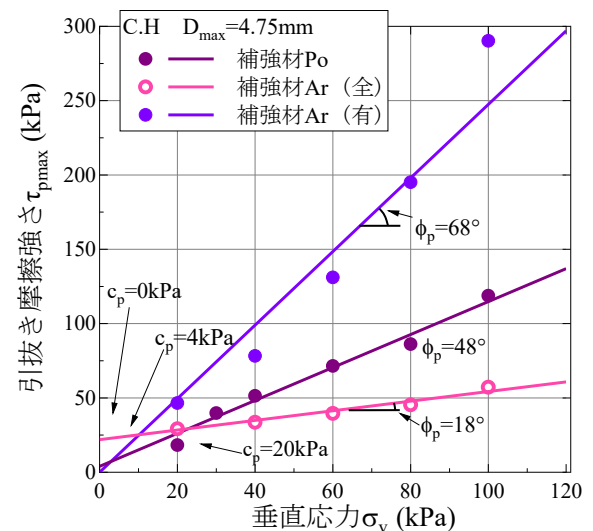


図-6 引抜き摩擦強さ τ_{pmax} と垂直応力 σ_v の関係

5. まとめ

1. 伸張破断した補強材に対しては, 有効面積法により算定した引抜き抵抗の方が拘束圧依存性を適切に評価できる.
2. 補強材 Ar は補強材 Po と同等以上の引抜き摩擦抵抗を発現し, クリンカアッシュとの引抜き特性は良好であると考えられる.

参考文献

- 1) 若槻好孝, 田中等, 内田裕二, 入江功四郎, 兵動正幸, 吉本憲正: クリンカアッシュの材料特性と適用性の検討, 地盤工学ジャーナル, pp.271-285, 2007.
- 2) 若槻好孝, 兵動正幸, 吉本憲正, 吉岡一郎, 中下明文, 中村芳弘: クリンカアッシュを盛土材料とした補強土(テールアルメ)壁のストリップの現場引抜き試験, 第 46 回地盤工学研究発表会講演集, pp.509-510, 2011.
- 3) 一般財団法人土木研究センター: 建設技術審査証明報告書 土木系材料・製品・技術, 道路保全技術「アダム」HGタイプ, 2018.
- 4) 澁谷啓, 片岡沙都紀, 植松尚大: 格子交点溶着型および一体型ジオグリッドの土中引抜き抵抗特性の比較, ジオシンセティックス論文集, 第 29 巻, pp.19-26, 2014.
- 5) 鈴木素之, 松永崇史, 藤田義成, 佃勝二, 及川隆仁, 渡辺健一: クリンカアッシュに対するジオグリッドの土中引抜き特性と同補強土壁の内的安定性の検討, 第 13 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.359-364, 2019.