

東海大学 稲田 培穂

株式会社オオバ 山田 道男

東海大学 赤石 勝

○東海大学大学院 寒河江 健也

1. まえがき

生石灰パイル工法による軟弱地盤の改良強度は、従来、生石灰パイルの膨張圧から求める方法が用いられてきた。最近では、通常の載荷による圧密と同様な見地から、生石灰による周辺地盤の含水比低下量より周辺地盤の強度増加を推定する方法も提案されている。¹⁾ また、生石灰が消滅した後の消石灰パイルの強度は、安全側を考慮して無視する方法が一般的に行なわれている。しかし、実際に生石灰パイルが施工される地盤は、改良が必要な軟弱地盤であるから、生石灰の膨張に対する地盤の拘束圧は、あまり大きくないものと考えられる。特に、高圧縮性な泥炭質地盤のような場合では、拘束圧がほとんど期待できないので膨張圧はあまり発揮されないと考えられ、このような場合にはパイルとしての強度もあまり期待できない。また、生石灰パイルが設置された地盤は、生石灰パイルと周辺土との複合地盤であり、複合地盤としてせん断強度が発揮されるとき、生石灰パイルと周辺土との相互作用を考慮する必要があると思われる。しかし、現状ではパイルと周辺土を別々に取扱う方法に問題が多いので、著者らは、複合地盤としてのせん断強度を生石灰パイルと周辺土との平均せん断強度として取扱い、周辺土の含水比の変化と平均強度の関係より興味深い結果を得た。

本研究は、生石灰パイルによる粘土の複合地盤としてのせん断強度特性を、一面せん断試験機を用いて実験を行ない従来の設計法による強度の算定値と実験から得られた複合地盤としての強度を比較検討したものである。

2. 現在までの強度増加推定法

従来から行なわれてきた設計法では、生石灰パイルが設置された地盤の平均強度増加量 ΔC をサンドドレーン工法の場合と同様な考え方で次式で推定することが多く行なわれていた。²⁾

$$\Delta C = (C_{up}) \cdot (d_i / d_e) \cdot p_e \quad \dots (1)$$

ここに、 C_{up} : 強度増加率、 d_i : パイル直径、 d_e : パイル有効径、 p_e : 生石灰パイルの膨張圧

式(1)において、 p_e は通常80~100 γ_m^2 の一定値を仮定して用いるが、膨張圧はパイルの膨張変位を拘束する条件(土質、深度等)や化学反応中で異なり、常に一定値を仮定して用いることは設計上大きな問題点であった。そこで、最近では図~1に示した圧密における含水比低下量と強度増加量の関係を生石灰パイルの場合に適用して、式(2)より強度増加量を推定するのが合理的であるとする考え方が提案されている。¹⁾

$$\Delta W = 100 \cdot (C_{up} / G_s) \cdot \log(C_0 + \Delta C / C_0) \quad \dots (2)$$

ここに、 C_0 : 圧縮指数 G_s : 土の比重 C_0 : 初期強度 ΔC : 強度増加量 ΔW : 含水比低下量

また、式(2)の含水比低下量は、生石灰の消化吸水と消化後飽和状態の消石灰の毛細管吸水による含水比の低下量より式(3)によって求められる。¹⁾

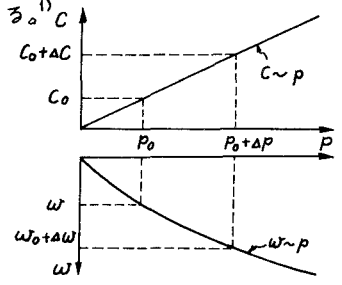
$$\Delta W = \gamma_c \cdot \alpha_v \cdot (100 + W) \cdot (0.32 + 0.59 \cdot e_L) / r \cdot (100 - \alpha_v) \quad \dots (3)$$

ここに、 γ_c : 生石灰の単位体積重量、 α_v : 体積混入率、 e_L : 消石灰の間隙比、 r : 土の初期単位体積重量、 W : 土の初期含水比

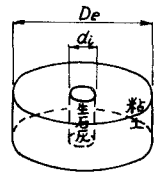
式(2)を適用できるのは、正規圧密飽和土の場合であるから、過圧密土の場合にはあらかじめ $\Delta W \sim \Delta C$ の関係を把握しておく必要がある。

3. 実験方法および実験結果

実験には、 $G_s=2.66$ 、 $W_L=77\%$ 、 $I_p=37$ の粘土と市販の生石灰塊を粉状に $\phi 420\mu$ フルイ通過分を用いた。

図~1 圧密における $W \sim C$ の関係

実験方法は、 0.2 kg/cm^2 以下の荷重でスラリーの粘土を平圧した後整形して一面セン断試験機にセットを行ない、 $0.2, 0.4, 0.8, 1.6 \text{ kg/cm}^2$ の各荷重で圧密を行なった。圧密終了後除荷し、 n (図～2参照) = 3, 5 の各直径の金属円筒で試料中心を穿孔し、生石灰粉を一定密度で孔に充填した後、試料全体の非排水条件を保つため試料上下面にビニールシートを敷き、再び圧密時と同一荷重を載荷して24時間経過後セン断を行なった。セン断後、石灰を除去して粘土部分のみの含水比測定を行なった。また、生石灰を設置しない粘土単独の圧密荷重と強度および含水比の関係を把握するため無処理のセン断試験も実施した。図～3は、一面セン断試験における垂直応力 σ とセン断強度 τ およびセン断後の粘土部分含水比 w をプロットし、平均線を実線で示したものである。さらに、図～3に、粘土部の同一含水比におけるでも一点鎖線で併記した。

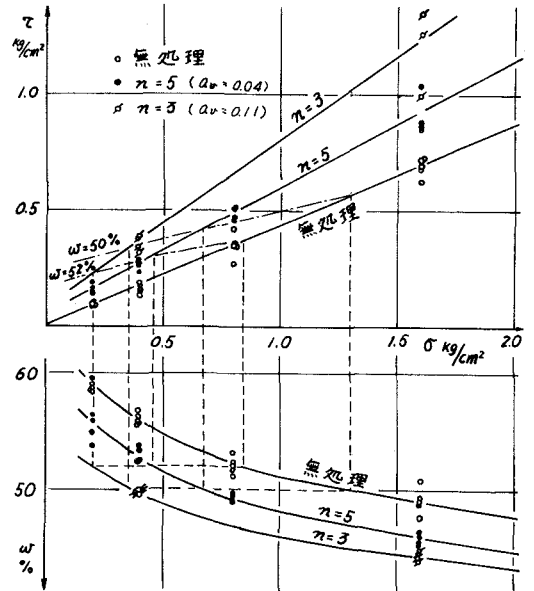


$$n = \frac{\text{粘土の直径}}{\text{生石灰の直径}} = \frac{D_e}{d_i}$$

図～2

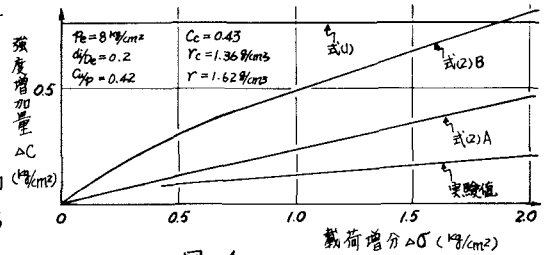
4. 考察

図～3に示した σ と τ および σ と w の関係より、 $n=5$ について上載荷重の載荷増分 $\Delta\sigma$ に対する実験結果の強度増加量 ΔC と式(1)および式(2)に実験条件を適用して求めた ΔC を示したものが図～4である。なお、式(2)Aは、実験結果の低下含水比より算出した値であり、式(2)Bは、生石灰単体の室内試験より求めた図～5の p_e と e_L の関係に一面セン断試験における σ を拘束圧 p_c と仮定して式(3)を用いて算出した Δw を式(2)に代入して求めた値である。

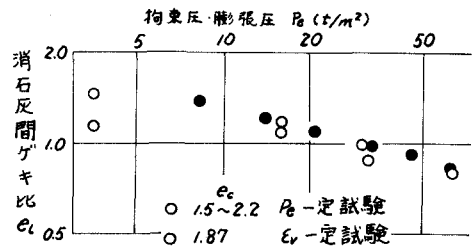


図～3.

図～4によれば、式(1)による算出値は実験値よりかなり過大であり、拘束圧や含水比の変化によらず一定値となるので不合理である。また、式(2)の算出値も実験値よりかなり大きい値を示している。とくにAの結果は、生石灰により粘土の含水比が低下したにもかかわらず図～1に示した関係ほど強度増加が生じなかったことを示している。この原因としては、生石灰逆くの粘土が消化作用により不飽和になったと考えられるが、詳細については今後の課題である。Bの計算値が実験値より過大に算出された原因としては、生石灰の反応が風化等により理論通り行なわれなかったことや消石灰間ギャキ比が適切でなかったことなどが考えられる。今回の室内実験結果によれば、各計算法とも実験値よりかなり過大に強度増加量を算出しており実際の場合より大きく強度を見積る可能性があることを示しているが実際の現場では、パイルの設置方法や拘束条件などが異なるので、今後十分検討していく必要があるだろう。



図～4.



図～5

5. あとがき

今後は間ギャキ比や飽和度の変状に着目して n を変化させた実験などを行なってゆく方針である。

参考文献 1) 奥村博郎: 生石灰の設計法について, 第1回土工学会研究発表会講演録(1976) 2) 伊藤龍雄: 生石灰による地盤改良, 日刊工業新聞社(1969)