

株式会社 精研 正員 岡本 純 正員 生頼 孝博 正員 山本 英夫
正員 伊豆田久雄 正員 高志 勤

1. 緒言

地盤凍結工事において凍土の曲げ強度は設計上非常に重要であるが、曲げ強度に関する研究は一軸圧縮強度などに比べて数少なく^{1),2)}、これまでに十分な研究成果が得られているとは言い難い。そこで著者等は実験的に裏付けられるに設計基準強度を確立する目的で、凍土の曲げ強度に関する実験を開始した。本報告では、その第1段階として行った砂凍土・粘土凍土の曲げ強度の温度依存性に関する実験結果について述べる。

2. 実験方法

試料土は豊浦標準砂及び藤の森青粘土である。これらの粒度分布・土質定数を図-1に示す。曲げ試験は図-2に示す装置を低温室内に設置して圧縮試験機(容量10 tonf)に取り付けを行なった。供試体は10×10×40 cmの直方体で、載荷は3等分点載荷方式、スパンは30 cmである。これらの条件はコンクリートの曲げ試験方法に関するJIS-A1106に準じている。試験中は全荷重P及び上下載荷板間の相対変位(図-2で断面AA'、BB'でのたわみの平均に相当する)をX-Yレコーダーで記録した。本報告でいうたわみは全てこのように測定した変位を意味するものとする。試験温度の精度は±0.2℃、たわみの増加速度は約0.25 mm/minである。供試体の作製方法は次の通りである。コンクリート曲げ試験供試体作製の型枠に、砂凍土の場合は砂と水の混合物と、粘土凍土の場合には約60%の含水比で粉末状粘土と水とを予め練り合わせたものを流し込み、型枠上面を断熱材で覆い、-30℃の冷凍庫内で急速凍結させる。凍結後、上面を整形し、脱枠して試験温度で1日以上養生した後に試験に供した。なお、供試体の載荷面は作製時の側面とした。粘土凍土では細かい不規則な析出氷晶が供試体内に点在していた。供試体の物理定数を表-1に示す。

3. 実験結果

3-1 変形・破壊挙動及び荷重-たわみ曲線

温度変化に伴う荷重-たわみ曲線の変化を図-3、図-4に示す。荷重-たわみ曲線は、たわみが小さい領域にはほぼ直線とみなせる部分が存在し、その後のたわみの増加に伴い荷重の増加は徐々に緩やかとなり最大荷重に至るといったのが一般的な形であるが、砂凍土で-20℃以下では直線的な部分のみで最大荷重となる。最大荷重点において供試体は2つの部分に破断するが、粘土凍土で-10℃以上ではクラックが発生し始めるものの破断には至らなかった。いずれの場合でも、破断ないしクラックの発生が起まるのは供試体の中央付近(図-2でAA'とBB'の間)であった。

3-2 曲げ降伏強度・曲げ弾性係数の定義

弾性論的な諸仮定に従えば、3等分点載荷方式の場合、全荷重がPの時に供試体縁辺に加わる最大引張り応力 σ_t 及びたわみ ε は

$$\sigma_t = PL / (DH^2) \quad \cdots (1), \quad \varepsilon = 5PL^3 / (324EI) \quad \cdots (2)$$

となる。ここにLはスパン、Dは供試体の幅、Hは高さ、Iは断面二次モ

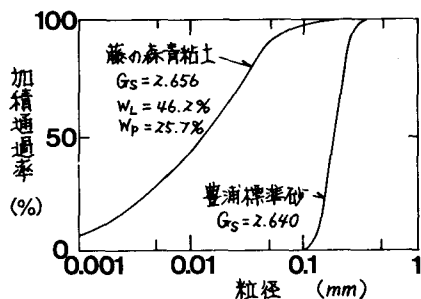


図-1 試料土の粒度分布曲線

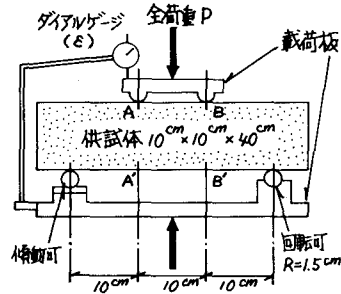


図-2 曲げ試験用載荷装置

表-1 供試体の物理定数

	含水比 W(%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	孔隙率 n	氷結知度 Si(%)
砂	22.96 ±0.80	1.560 ±0.028	0.409 ±0.010	95.50 ±1.61
粘土	54.20 ±2.67	1.017 ±0.024	0.617 ±0.009	97.34 ±2.20

メント(=DH²/12)、Eは弾性係数(圧縮・引張りで同一と仮定)である。式(2)によれば、弾性領域でのたわみεは荷重Pと直線関係になる。図-3、図-4に示す荷重-たわみ曲線では、たわみが小さい領域に直線的な部分はあるが、最大荷重点は直線的な部分からかなり離れた、従って弾性領域の外にある場合が多い。このような場合に最大荷重から式(1)を用いて算出される曲げ強度は一軸のインデックスにはなり得るが、物理的意味にやや乏しい。そこで本報告では、荷重-たわみ曲線が直線的でなくなり始める点Yを降伏点とみなし、その点における全荷重P_y、たわみε_yから式(1)、式(2)に準じて、曲げ降伏強度σ_{ey}、曲げ弾性係数E_eを

$$\sigma_{ey} = P_y L / (DH^2) \quad \text{---(3)} \quad E_e = 5 P_y L^3 / (32 d \epsilon_y I) \quad \text{---(4)}$$

と定義する。なお、荷重-たわみ曲線が直線的なまま最大荷重に至る場合は、最大荷重点を降伏点とみなすものとする。曲げ降伏強度σ_{ey}は、凍土の粘弾性的性質を考慮していない意味で完全ではないが、オノ段階的な設計基準強度と考えてよいであらう。

3-3 曲げ降伏強度・曲げ弾性係数の温度依存性

曲げ降伏強度σ_{ey}と温度の関係を図-5に示す。砂、粘土共温度の低下に伴いσ_{ey}は概して増加する。但し、砂で-20℃以下の場合には増加していないが、これはこの温度領域では荷重-たわみ曲線がほぼ直線的なまま破断することに関連している可能性がある。図-6に曲げ弾性係数E_eと温度の関係を示す。温度の低下に伴いE_eも概ねσ_{ey}と同様に増加する。温度θとσ_{ey}、E_eの間に

$$\sigma_{ey} = a + b \cdot |\theta|^n \quad \text{---(5)} \quad E_e = c + d \cdot |\theta|^m \quad \text{---(6)}$$

(a, b, c, d, n, mは定数)という形の実験式を仮定すると、

豊浦標準砂凍土でa=8, b=8.61, c=700, d=2/20, n=0.72,

m=0.64、藤の森青粘土凍土でa=6, b=1.43, c=500, d=

1550, n=1.03, m=0.54 (θの単位は[℃]、σ_{ey}・E_eは[kgf/cm²])となり、これらを図-5、図-6に記入した。砂では、σ_{ey}は一軸圧縮の場合の降伏応力の約3/5、粘土では約4/5である。

4. 結言

今回の実験では温度のみに絞ったが、曲げ強度に影響すると考えられる他の要因、例えば含水比、析出氷晶の存在などについても実験を行なっていく予定である。また、クリープ等の時間的要素を考慮して設計基準強度についても、今後検討を進めていきたい。

(参考文献) 1) 三頼 阿: 凍土の圧縮および曲げ強度について、土木学会第20回年次学術講演会概要集、Ⅲ-82、1965

2) 白井: 都市の地下空間利用工事における地盤凍結工法(その2)、土木施工、7、No. 9、1966

3) 湯浅: 材料力学(上巻)、コロナ社、1954

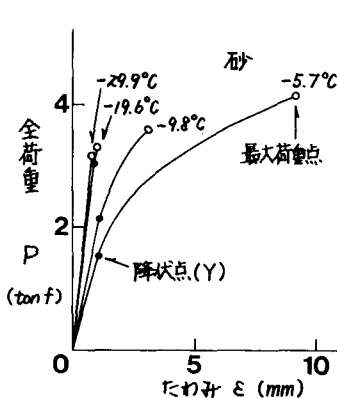


図-3 荷重-たわみ曲線(砂)

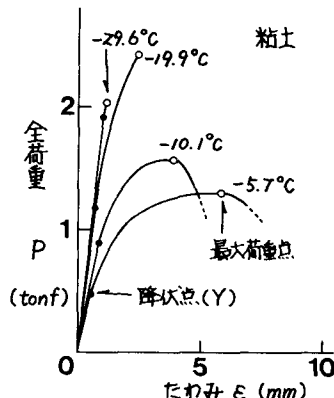


図-4 荷重-たわみ曲線(粘土)

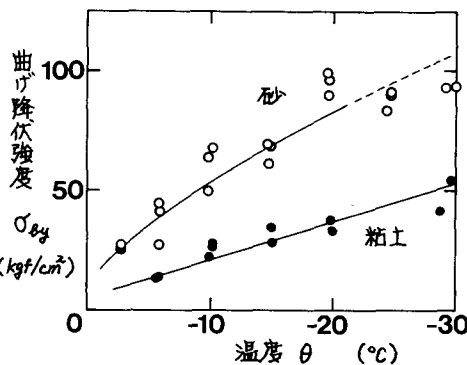


図-5 曲げ降伏強度σ_{ey}と温度の関係

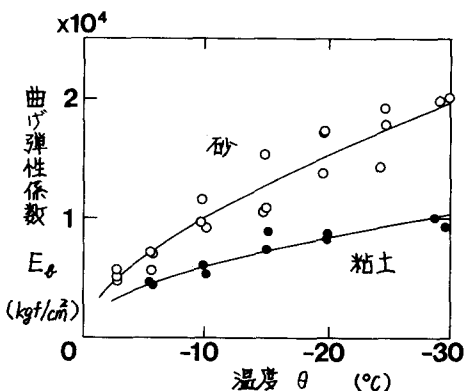


図-6 曲げ弾性係数E_eと温度の関係