

路床土壌の物理的試験とその分類方法

高田昭

緒言

路床土壌の性状が鋪装の安定に影響を及ぼすこと、殊に新設の路線に於て其の影響の大なること及各種路床に對する施工法に就いては嘗て本誌第十三卷第三號に記述したことがある。

路面に作用する交通車輛の荷重、衝撃、摩擦等に對して充分耐久力を有し且荷重及衝撃を適當に分布軽減して之れを路床に傳へる様な鋪装の構造が常に必要であるは論ずる迄もないことであるが、路床土壌の支持力及其他の物理的性質は地質的並に氣象的影響によつて一般に極めて不同であるのみならず之れに處する施工も亦必ずしも一様であるとは云ひ得ない場合が多く、其の結果として相當入念に施工された場合にも開通後幾何もなくして所々に不満足な箇所を發見する場合がある。其の原因が路床に對する取扱ひの不當であつた場合についてのみ考へてみると、輶壓の如き施工が不適當であつた場合は論外とし、一般には路床土壌に對する注意の不充分による場合が最も多い。

路床土壌として最も必要な物理的性質は粘着力、内部摩擦力、壓縮性、彈性及毛管作用の5種であつて之等の性質は土

壤の組成分及地質的關係により相違することになる。併し乍ら之等の性質は極めて重要なが其の測定試験方法が極めて複雑で且相當の時間を要する缺點がある爲め之れを比較的簡易にして且當を得たる方法によつて究めんとして米國道路局に於て二十數年來銳意研究の結果遂に相當満足なる成果を擧げ本年六及七月に亘り其の結果が發表された。本稿は其の内容の内試験の意味と分類方法との概略を紹介し其の説明不充分なる箇所其他には適宜筆者の意見をも挿入したもので同好の士の参考に供すると共に一般讀者の注意を多少とも喚起することが出来れば幸甚である。本文中には説明の都合上前回の記述と重複する箇所もあるが御寛恕に預り度い。

土木試験所に於ても之れと同様の試験を數年前より行つてゐるから疑問の路床があれば遠慮なく御相談を寄せられたい

一 路床土壤の物理的性質

路床に起る變化の内飾装に損傷を及ぼす主なるものには含水量の變化による膨脹又は収縮、凍結作用、沈下、滑動等であつて之等は土壤の粘着力、内部摩擦力、延縮性、彈性及毛管作用に支配される。以下之等の諸性質を略説し併せて簡易試験方法との關係を明かにしたい。

1. 空隙比、容積の變化、含水率、有孔率

土壤に就いて考へる場合に先づ必要なる事項は其の實體と空隙及含水率との關係である。

空隙比 (Void ratio) とは空隙の容積 (V_v) と土壤の絶対容積 (V_s) との比である。即空隙比を e とせば $e = \frac{V_v}{V_s}$ 、
 $1 + e = V_s + V_v$ であつて、 e の値は固結の程度、含水量の變化等によつて變化する。

容積の變化は空隙の増減にて表はされ、又空隙が完全に水にて飽和されるときは其の水量の變化にて表はされる。即含水時の見掛け容積 (V)、空隙比 (e)、乾燥時の見掛け容積 (V_0)、空隙比 (e_0) とし其の間の容積の變化 (C_0) を百分率にて表はせば $C_0 = \frac{V - V_0}{V_0} \times 100 = \frac{e - e_0}{1 + e_0}$

含水率は一般に含有水量と土壤の乾燥重量との比を百分率にて表はしたもので、それを w 、含水量 (M_w)、土壤の乾燥時の重量 (W_0)、含水時の重量 (W) とせば

$$M_w = W - W_0 \quad w = \frac{W - W_0}{W_0} \times 100$$

又土壤の比重を G とせば $V_s = \frac{W_0}{G}$ であるから含水率を容積百分率 (w_v) にて表せば次の如き關係がある。

$$w_v = M_w \frac{G}{W_0} \times 100 = \frac{(W - W_0)G}{W_0} \times 100 = w G$$

$$w_v = e \times 100$$

$$e = w G \times \frac{1}{100}$$

有孔率 (Porosity) は空隙比と異なり空隙の容積 (V_v) と土壤の見掛け容積 ($V_s + V_v$) との比を百分率にて表はしたものでこれを P とせば $P = \frac{V_v}{V_s + V_v} \times 100 = \frac{e}{1 + e} \times 100$ である。

2 支持力、粘着力、内摩擦力

路床の支持力に關しては從來相當に研究されてゐるが、其の値を如何なる方法に據りて測定し且之れを表はすかといふ

問題に至つては今日に於ても意見が區々に分れてゐる。

Goldbeck 及 Boyd 氏は Comparative bearing value test なるものを工業し一定の容器に土壤を詰めて其の中央に載荷し其の部分を 0.1 吋 沈下せしめるに要する荷重を求め、沈下量は載荷面積の平方に逆比例するものとし實際の場合の沈下量測定を行つた。

H.M. Westergaard 氏は混凝土鋪装に生ずる龜裂發生の機構なる論文中に路床の支持力を Modulus of subgrade reaction なるものにて取扱つてゐる。之は路床を完全なる弾性體と假想し之れを 1 吋變形せしむるに要する單位荷重で表はしたものである。

Terzerghi 氏は圓筒形供試體に一定の荷重を載せて變形量を時間的に測定し、壓力と變形とか平衡に達した後荷重を除去して變形を回復せしめ、次に前回より大なる荷重を載せて前回同様の測定を行ひ、之れを反復して其の降伏點を見出すが試験を行ひ之れを Consistency 試験と呼ぶ。即此の試験では壓力變形、弾性及時間的變形の關係を求めることが出来る。

鋪装には彈性のものと剛性のものがあつて同じ路床に對しても之れに傳はる外力の大きさは荷重、載荷面積及其の周囲に働く荷重等によつて一定せず、又路床に起る變形に在つても土壤が側方に滑動する爲めに起る場合と單に壓縮される場合とあり、又弾性に應じて浅部變形を異にする場合等があつて上記の試験で其の大要を究めることは出来るが其の試験は極めて廣汎な範圍に及んで一一行はねばならぬ不便があつて急場の間には合はない。従つて之れを簡易試験によつて相當な程度に迄究明することが出来れば最も實用向きであるとの見地から企てられたのが後述の方法である。併し乍ら之等の簡易試験と上記の支持力との間の關係を明かにする爲めには多少支持力に關する説明が必要であると思ふ。

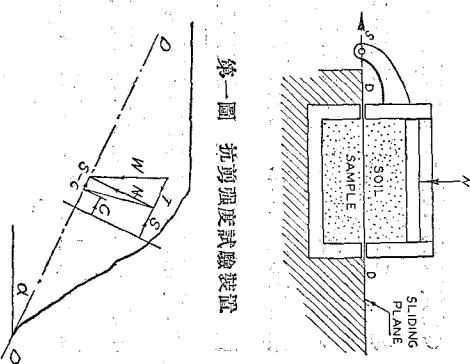
路床の安定は其の抗剪力即ち粘着力と内部摩擦力とによつて定まるもので、粘着力は土壤粒子間に作用する水の分子引力によつて生づる力であつて其の値は外力の爲めに變化されないが含水量の増減によつて変化する。内部摩擦力は粒子の粒度、形状に依つて相違し其の値は壓力に應じて變ずるのみならず粘着力に乏しいものでは各粒子を被覆する水膜の程度によつても多少變化する。剪断抵抗力の測定には我國では山口博士は三つの方形容器に土壤を入れて其の中央部を引き抜いて測定されてゐる（業務研究資料 XIX, 1 及 25）。米國道路局試験所に於ては第一圖に示すが如き裝置によつてゐる。

抗剪強度を S とすれば粘着力 (c)、摩擦角 (ϕ) 及滑動面に垂直なる壓力 (N) の間には次の如き關係がある。

$$S = N \tan \phi + c$$

第二圖

第二圖は均質土壤より成る斜面に於ける安定の關係を示したもので水平面と α 角をなす任意の面 DD' をとり、其の上の一點に於ける安定を考へんに、土壤の単位重量 (W)、其の DD' 面に向ふ直分力 ($N = W \cos \alpha$) とし、 DD' 面に沿ひ滑動を生ぜしむる力を T とせば $T = W \sin \alpha$ 而して前述の如く $S = N \tan \phi + c$ であるから $T > S$ となれば滑動を惹起す、即 $W \sin \alpha > N \tan \phi + c$



又は $W \sin \alpha < W \cos \alpha \tan \phi + c$

即、以上の關係に於て明かなる如く路床の安定は路床が周囲の地頭と同高に在る場合と盛土乃至片切取である場合により次の如き關係に於て考へねばならぬ。

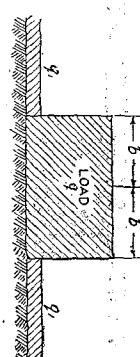
(1) 粘着力、内部摩擦力及 N に關係ある所の載荷面積の大きさ並に其の周囲に作用する荷重の影響。

載荷面を幅に比して長さの大なるものと假定し其幅を b 、土壤の單位重量 s 、粘着力 c 、摩擦角 ϕ 、 $45^\circ - \frac{\phi}{2} = \beta$ とし載荷部の周囲には単位面積に q_1 なる荷重がある場合に荷重 q が約合を保つて居るものとせば

$$q = \frac{q_1}{\tan \beta} + \frac{bs}{2 \tan \beta} \left(\frac{1}{\tan \beta} - 1 \right) + \frac{2c}{\tan \beta \sin^2 \beta}$$

第一表 路床の支持力とそれに及ぼす q_1 の影響

路床の種類	粘着力 c (kg/m^2)	摩擦角 ϕ (度)	支持力 q (kg/m^2)	
			$q_1 = 0$	$q_1 = 0.5$
波状 極く軟質	0.5	0	2.0	2.5
粘土軟質	1.0	2	4.2	4.8
	2.0	4	9.1	9.7
	9.1	9	—	—



第三圖

備 考	載れの場合にも $S = 1.65 t/m^3$, $b = 2.33m$ とす
稍々硬質 極く硬質	5.0 10.0 12 16 0 10 0.2 1.4
淤泥 (泥)	0 34 3.8 9.9
淤泥 (乾)	0 34 3.8 9.9
砂礫 (固結)	5.0 34 87.0 94.2

(2) 粘着力、内部摩擦力及盛土の法面勾配との関係

盛土又は切取の臨界高と c, ϕ の關係に就いて Resal 氏は次の式を與へてゐる。但 i は法面の水平面となす角度とし、盛土又は切取に於て滑動を起さうとする臨界高を h_i とす。

$$h_i = \frac{c \sin i \cos \phi}{S \sin^2 \frac{i-\phi}{2}}$$

第一表に於ては c 及 q を一定として取扱つてゐるが今 $c=2.0 t/m^2$, $b=2.33m$, $q_1=0$ なる場合に $\phi=12^\circ \sim 34^\circ$ ならば $q=1.25 \sim 3.70 t/m^2$, $\phi=34^\circ$ の時 $c=1.0 \sim 5.0 t/m^2$ ならば $q=2.05 \sim 8.70 t/m^2$ となる。

又 $i=1:1$, $S=1.65 t/m^3$, $c=2.0 t/m^2$ にして $\phi=2^\circ \sim 12^\circ$ ならば $h_i=3 \sim 10m$

$\phi=6^\circ$ にして $c=1.0 \sim 5.0 t/m^2$ ならば $h_i=4 \sim 21m$

斯様に路床の安定は粘着力及内部摩擦力に關係するのみならず、其の周囲の状態によつて影響を受けるものであるから粘着力の殆どない路床では載荷面積を成る可く大きくならしめる構造となし、又主として粘着力のみで支持する路床では

載荷面積或は η を大きくしても其の支持力に餘り好影響を及ぼさないから先づ摩擦力を添加して本質的に改良を施す必要がある。

3. 弾性、壓縮性

路床が締め固まれば其の密度を増加すると共に一面に於ては滲透性を減少する。其の程度は土壤が彈性であるか壓縮性であるかによつて一定でない。

彈性土壤の輒壓は最も困難なもの一つであつてローラーが通過中だけ壓縮するが後は舊態に復してしまふ。斯様な路床に餘分の水を與へることは最も危険であつて、例へば混凝土鋪装を施工した場合に混凝土より逃出する水を吸ふたので膨脹して硬化中の床版を持ち上げて龜裂を生せしめた例が相當にある。又マカダム鋪装の如きは殆ど成功する見込がない。彈性の主なる原因が粘着力にある場合にはこれを減少せしめなければ彈性を低下せしめることが出来ないが、雲母砂、泥炭層等の如き粘着力に乏しく且彈性に富むものでは其の透水率が極めて少ないので載荷により彈性的變形をなすのであるから此の場合には含水量を適當に減少せしめればよい。

壓縮性土壤とは加壓の爲めに其の容積を減少す、即其の空隙比を減少するものであつて、主に含有水量の逸出によつて垂直方向にのみ變形するものである。斯様な路床にはたとひ築造後數年間異状を認めなくとも若し之れに近接した箇所で地下工事を施す爲めに掘り下げる其の含有する水が逸出する機會を與へれば俄かに沈下を起こす實例は極めて多數である。此の場合の沈下速度は土壤内の水の逸出する速さ即滲透率によつて支配される。土壤の主要成分の滲透率は第二表に示す如く成分によつて大なる差異がある。又滲透率は壓縮の進行によつても變化するから此の間の關係を明かにするには

夢の實驗に待つより他に方法がない

第四圖は容器に詰めた土壤を加壓し

て其の含有水を逸出せしめた場合の

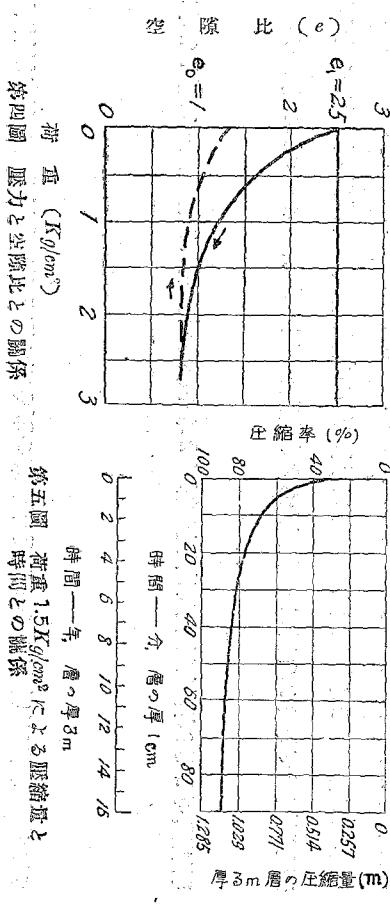
圧力と空隙比との變化（實験）と壓力を全部除外した後に吸水により空隙比を増加する関係（破壊）とを示す。

示すもので實験は厚さ1cmの層に就いて行つたが、それを厚さ8mmの層の場合に換算したものとの比較をも

第六圖に示す様な厚さ3mの砂羽
地層上に盛土をした場合に其の地層
内で滑動を起すことなく單に壓縮の

第二表 土壌の主要成分の透過率

土壤の種類	透水率 (No.20 ~ No.100 間)	透水率 (No.20 ~ No.100 ")
砂	18.96	X
砂母	0.128	X
泥	0.00096	X
硅藻土	0.048	X
粘泥	0.00011	X
泥炭	0.785	X



たもので、地層は均質にして其の含有する水は周囲へ自由に逸出し得るのみならず其の圧力と空隙比との関係は第四及第五圖に示す如きものとすれば其の沈下量は大體次の如くになる。盛土の重量 1.5
 Eg/m^2 の爲めに軟弱地層の空隙比は $e_1 = 2.5$ より $e_0 = 1.0$ に變る (第四圖) 沈下の前及後に於ける地層の厚さは其の容積の比で表はされるから沈下後の厚さは

$$\frac{1 + e_0}{1 + e_1} \times 3 = \frac{1 + 1}{1 + 2.5} \times 3 = 1.715m$$

即ち沈下量は $1.285m$ であつて、其の割合は第五圖によれば 1 年後には $0.791m$, 6 年後には $1.053m$ の沈下となる。併し乍ら實際の場合には此の外に滑動を起こすから沈下は更に急速に且多量に進行する。

4. 膨脹、収縮、凍結

土壤の含水量が増加すれば其の容積を膨脹し、減少すれば収縮し又凍結すれば縮れるが之等の程度は總べて毛管作用即水の表面張力と土壤内の間隙の大きさによって定まる。

土壤で水を吸收する程度は其の毛管性質と粘着力とによつて相違がある。粘着力のないものでは毛管作用で水が滲入すれば粒と粒の間が容易に分離するから此の際多少の膨脹をなすが間もなく其の形態を崩壊する。又粘着力ある土壤では其の安定が破れる迄は相當多量の吸水に耐ゆるが、一面に於て粘着力の大きさには含水量と固結状態によつて相違があるから吸水前に於ける之等の状態が膨脹量に大なる關係を持つことになる。

收縮は水分の減少により毛管壓力が著しく作用する様になれば起る。即液狀に在る時は毛管壓力は皆無であるが可塑性狀態になつてから水分が減少すれば毛管壓力が増加して土壤粒子を牽引する爲め其の容積を縮少するのである。而して此



第 六 圖

の作用は土壤粒子の小なる程大である。

凍結により融解の起るのは表面附近の凍結箇所へ水が集中して其の箇所の含水量が増加するに因る。土壤内に在る水の水結温度は其の存在する箇所の状態により次の如き相違がある。

(1) 毛細管より大なる間隙内に在る水は $-1\sim -4^{\circ}\text{C}$ にて水結する。

(2) 毛細管より小なる間隙内に在る水は -70°C 以下に於て水結する。

(3) 毛細管より大なる間隙内に在る水が水結すれば、其の附近に在る水で單獨には遙かに低温でなければ水結し得ないものでも毛細管作用で引き寄せられて凍る。従て期様にして供給される水量が多い程水の結晶は増大する。即凍結膨張は毛管作用と夫れによる水の上昇速度とによつて定まるのであるが、土壤の含水量が其の水を凍結箇所へ迄上昇供給せしめ得るだけの量でなければならぬ。

粘着力なき土壤では毛管作用が小であるから、間隙内に在る水は通常の冰點で凍結すれば下方から之れを補給しようとすると水との脈絡が急に絶たれるから大した融解を起すことがない。又極度に粘着力に富むものにあつては毛管壓力は著しく大であるが其の内部に於ける水の流動抵抗が非常に大きいから、斯様な土壤が相當に締まってゐて且附近の地下水位が低い場合には少量の氷塊が單に土の内に散點して生づるのみならず其の爲めに却つて残りの部分の含水量を減少せしめるから收縮龜裂を發生せしめることがある。併し乍ら地下水位が高いとか或は周囲の状態が水の補給を充分ならしめる状態に在る場合には相當に大なる融解を起こす。

二 路床土壤の分類

路床土壤を簡易なる試験によつて成る可く費用的、殊に鉢装の型式を決定する根據を與へる目的で次の如き分類が行はれてゐる。分類の標準は先づ均質、不均質によつて二大別し、更に之れを其の性状に従ひ細別する方法に據つてゐる。

(A) 均質な路床土壤

A - 1 粗粒より細粒に亘り適當な粒度で混合し且適當の結合材を含むもの。乾燥の状態の如何に拘らず車輪荷重に對して極めて安定であるから其儘路面として使用し得るもの。

A - 2 A1に比し水の影響を受け易いもので、粗粒より細粒に亘るより成るが其の粒度及結合材の量が充分な關係にないもの。降雨時には軟化し適當に乾燥せる狀態の時のみ安定であつて、甚だしく乾燥すれば多量の砂塵を發す。

A - 3 主に粗粒材のみより成り結合材の含有量が少ないから、粘着力に乏しく、内部摩擦力はあるが含水すれば多少膨脹して變形し易くなる。透水性であるから凍結の被害を蒙ることは少ない。

A - 4 粗粒材に乏しく主として淤泥より成り又粘土も極少量であるから、粘着力及彈性に乏しいが相當に内部摩擦力を有す。毛管作用は相當に強くて凍結による被害を受け易く、又多量の水分を吸收すれば急速に其の安定を失ふ傾向がある。

A - 5 多孔質で變形し易く彈性及毛管作用を有し且内部摩擦力に富むも粘着力のないもの。成分は A4と同様であるが乾燥状態に在るときでも路面で多少彈性を感じる如きもので雲母砂質土壤は之れに屬す。

A - 6 粘着力及毛管作用に富むが摩擦力及彈性に乏しくて外界の影響を受け易く、主として粘土より成り粗粒材を含まないものである。適度の可塑性を有する時には相當に安定であるが交通により部分的に破壊されると粘着力を激減し

又乾燥吸水を反復すれば剛性鋼装に破裂を生ず。收縮性に富むから之れを盛土に使ふには適しない。

A - 7 A6 に略々同様であるが相當多量に水を含むときには彈性に富む。乾燥吸水による容積の變化は *A6* に比し遙かに大である。

A - 8 粘着力、毛管作用及彈性を有するが摩擦力の殆どないもので、主に極く軟質なる泥炭或は有機質泥土より成る。地下水位が相當下位に在る場合でも毛細管水を多量に含有す。

(B) 不均質な路床土壤

B - 1 天然地盤で其の組織の不定なもの。

B - 2 不均質な土壤より成る盛土。

B - 3 片切取箇所で一部は天然地盤、一部は盛土であるもの。

以上の内 *(A)* 類に属するものの特性を摘要すれば大體第三表に示す如くである。

第三表 各種路床土壤の特性

種別	内部摩擦力	粘着力	收縮性	膨脹性	毛管作用	彈性
A - 1	大	大	小	小	小	小
A - 2	大	大	屢々大	屢々大	屢々大	屢々大
A - 3	大	盛小	小	小	小	小

A 4	不 定	僅 小	稍 大	小	稍 大	小
A 5	不 定	僅 小	水少量の時は大	小	僅 小	稍 大
A 6	小	同 上	屢々大	大	大	大
A 7	小	同 上	屢々大	大	大	大
A 8	小	同 上	屢々大	大	大	大

三 簡易なる路床土壤試験の結果と物理的性質との関係

前述せし諸種の物理的性質の研究は實用上甚だしく不便なる缺點があるから、之れを簡易なる試験によつて其の大要を誤りなく示すことが出来なからうかといふので諸種の試験が行なれたが機械分析、液性限界、可塑性限界、收縮限界、收縮比、遠心力含水等量、野外含水等量、容積變化、線收縮率に關する試験によつて物理的性質を相當の程度に迄明かならしもるに至つた。以下其の大體の試験方法と物理的性質との關係に就いて説明しようと思ふ。

1.) 機 械 分 析

土壤の性狀を粒の大きさの關係のみで判断することは到底望めないが、或る程度迄は必要な試験である。大粒のものは篩分けによることが出来るが 20番篩 (孔徑 0.074mm) 以下のものは Stokes の法則により水篩方法に據つて分ける。此の方法は物體が靜止せる液體中で落下する速さは其の重量と大きさとに關係するといふ法則即

$$v = \frac{2}{9} gr^2 \frac{\delta - \rho}{\eta}$$

に據る。但粒の半径 r , 密度 δ , 液體の密度 ρ , 粘性度 γ とし粒は球形なるものと假定す。

此の試験には通常水を使用するが此の方法によつて示される結果例へば $0.05mm$ 以下のものが 5% あるといふことはされど同じ大きさ以下の球が水中を落下するとの同じ速さで落下するものが 5% あることを意味するのである。

此の試験に於ては粒の大きさによつて次の如くに分類す。

礫 (Gravel) $2.0 mm$ 以上 (10番筋止り)

砂 (Coarse sand) $2.0 \sim 0.25mm$ ($No.^{\circ} 0 \sim No. 60$)

細砂 (Fine sand) $0.25 \sim 0.05mm$

泥 (Silt)

$0.05 \sim 0.005mm$

粘土 (Clay)

$0.005mm$ 以下

コロイドとは Atterberg 氏によれば大きさ $0.002mm$ 以下のものにして水中に於て Brown 運動をなすものである。一般に粒上中には化學的作用によつて粒の大きさを増減するものがある、例へば Ca, Mg の如きはコロイド粒子を互に接着せしめて淤泥位の大きさとなしめる傾向があり、又 Na, K の如きはこれに反して更に分散せしめる作用を及ぼす。第四表は L, B, Onstead 氏等によつてアムモニア、苛性曹達、炭酸曹達及磷酸曹達を用ひて分散せしめた結果を示すもので、アムモニアに於ては少ないが炭酸曹達及磷酸曹達は熟れも著しい影響を示してゐる。

第四表 各種の溶液による粘土の分散

土 壤 の 種 類	ア ル ニ ア		苛 性 钙 遊		炭 酸 钙 遊		修 酸 钙 遊	
	0.005 mm 以下	0.002 mm 以下	0.005 以下	0.002 以下	0.005 以下	0.002 以下	0.005 以下	0.002 以下
淤 泥 质 土 壤	30.7	24.1	33.2	28.5	33.1	28.3	34.5	29.6
黑 色 粘 土	38.4	26.4	44.5	30.6	61.3	53.5	63.8	53.8
ロ	-	7.8	6.4	24.9	21.8	23.4	19.9	24.7
								22.9

路床土壤の性状に在つては主に砂以下の大きのもの即ち 10 番筛を通過する大きのものが最も重要な作用を行ふものである。之れを砂モルタル (Sand mortar) と呼ぶ。各種別路床土壤の機械分析の結果は大體次の如くである。

A 1 粗 50% 以上	粗 砂 45 ~ 60%	A 3 有 効 径 0.10 mm 以上
	砂全量 70 ~ 85%	A 5 同 上
砂モルタル中	淤 泥 10 ~ 20%	A 6 砂モルタル中の粘土 30% 以上
	粘 土 5 ~ 10%	A 7 同 上
A 2 砂モルタル中の砂 55% 以上		A 8 不 定

2.) 代表的組成分の試験結果

一般の路床土壤の性状を論ずるに先だち、先づ機械的分析によつて分ち得る組成分の代表的なものの性状を知つておき

必要がある。第五表は代表的組成成分8種に就いて行つた結果であつて各試料は次の如きものである。

砂 Potomac 河産にして 20番筋通過 100番筋止りのもの。

淤泥 Rock Creek Park 産の淤泥質砂より砂を除去したもの。

粘土 Cuba 島 Yaguajoy 産にして 粘土約70%, 淤泥約30% より成るもの。

コロイド Benonite と呼ばれる一種の鉱物であつて水凝の結果 0,05mm 以上 99%, 0,005mm 以下(粘土) 85%,

0.001mm 以下 80%, 0.005mm 以下 79% より成る。

雲母砂 20番筋通過 100番筋止りのもの。

硅藻土 Celite と呼ばれる混凝土混加物(商品名)にして 0,05mm 以上 95%, 0,005mm 以下 61% より成る。

泥炭 Florida 州 Everglade 産のものにして 0,05mm 以下 65%, 0,005mm 以下 18% を含む。

之等の組成成分の圧力空隙比の関係即壓縮及膨脹と荷重との関係は第七圖に示す如く著しい相異がある。

第五表 代表的組成成分の試験結果

組成成分	液性限界	可塑性限界	收縮		含水等量		容積收縮率	線收縮率
			限界	比	遠心力	野外		
砂	20%	0%	—	—	4%	25%	0%	0%
淤泥	27	7	19	1.8	22	22	5	2
粘土	100	54	11	2.1	70	55	32	19

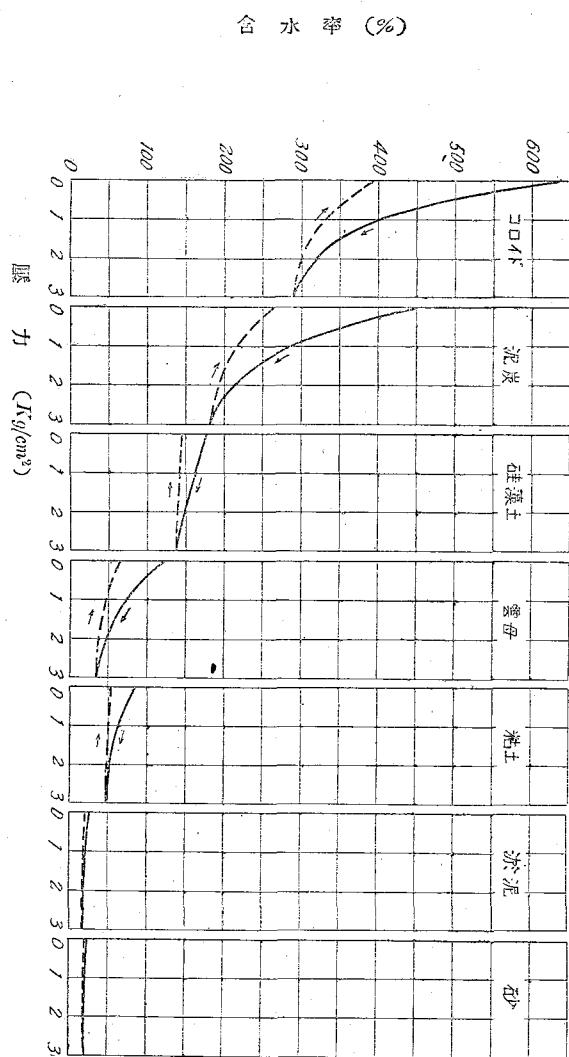
コロイド	399	354	6	2.0	測定不能	86	160	27
同，50%	174	154	12	1.9	291	54	—	—
雲母砂	123	0	160	0.52	159	142	—9	—3
硅藻土	163	0	134	0.5	221	212	39	10
泥炭	136	0	44	0.9	90	121	69	16

備考 絶対容積及線收縮率中負数を附したものは乾燥の結果膨張するものである。

3) 可塑性限界 (Plastic limit)

可塑性とは其の容積を變へることなく只其の形狀を任意に且恒久的に變じ得る性質を云ひ、此の性質を保持するに必要な最小限度の水量を可塑性状態の最低限界 (Lower limit of the plastic state) 又は簡単に可塑性限界と云ふ。試料に水を加へて適當の軟さとなし直徑約 2mm の糸狀のものを作り之を硝子板上に置き掌にて輕く壓しつゝ展轉して水分を漸次減少しめ最早や糸狀を呈し得ずして片々に崩れようとする時の含水量を試料の乾燥重量に對する百分率で表はしたものである。

可塑性限界は含水量に對する關係に於て可塑性土壤の支持力の限界に近い値を示す。第八圖は一定荷重 $0.4Kg/cm^2$ の下に於て土壤が含水量を増加するに従ひ變形量を増す關係を示すもので含水量 26.7% 以下のときの變形率は含水量 1% に付き約 $0.00065cm$ であるが 26.7% 以上になれば其の 1% に付き $0.05cm$ となる。而して此の支持力の限界は可塑性限界 25.4% に略々近く又粘着力のない土壤即ち可塑性を失くものに在つては其の液性限界の約 75% に當る。



第七圖 代表的組成成分の壓力含水率の關係

可塑性限界は土壤の試料に最少な毛管壓力 ($= 2.5 \text{Kg/cm}^2$) が作用してゐるときの含水量に等しく、又均質粘土の浸透率が實際上零に等しなかつた場合の含水量に等し。含水量が此の場合以下となれば水の物理的性質が自由水の場合とは異

り著しく其の毛管引力を發揮し始めるのみならず、其の水の蒸發速度も之れを境として遅くなる。

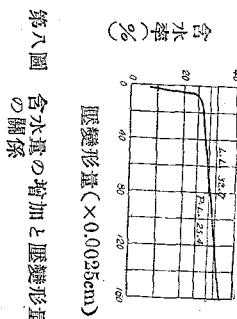
砂、雲母、硅藻土及泥炭は可塑性を有しないから可塑性限界がない。

淤泥、粘土及コロイドは可塑性を有す。

4) 液 性 限 界 (Liquid limit)

土壤が液性状態を呈する場合の最小限度の水量、即可塑性状態より液性状態に遷移する時の水量を土壤の重量百分率で示したもので、液性状態とは其の剪断抵抗が極く小であつて僅小なる外力により容易に滑動する様な状態を意味する。其の測定には直径約 10cm の丸底蒸發皿を用ひ之れに最厚 1cm に詰め平滑な表面となした後これを二等分し、皿の一縁を片手の掌に當て他端を輕く 10 回叩き、水量を種々に變へて土壤が中央の溝に向つて突出し溝の下部に於て高さ約 1mm 迄接着するに至る時の含水量を以て液性限界とする。斯様な方法で試験する時土壤内に生ずる滑動力は其の粒子の比重の函数であつて静水的揚壓力 (Uplift) に關係があり、其の程度も膨脹性土壤では充分に作用するが然らざるものでは一部分に作用するに止まる。従つて土壤の種類により其の液性限界は種々の意味を有す。

非膨脹性土壤では揚壓力を受けて滑動を起し得る程度に其の粒子の表面が水の爲めに滑り易くなつた時の水量が液性限界である。粘着力なき膨脹性土壤に於ける限界は毛管張力其他によつて起る所の粘着力が事實上零に等しくなる爲めに各粒子の間隔を大きくなす、即土壤を膨脹さすに要する水量を意味し、又粘着力ある膨脹性土壤に在つては其の粘着力及毛管張力等を事實上零に等しくなす爲めに必要な水量であるから、粘着力なき土壤に比すれば更に多量の水が必要とする。



第八圖 含水量の增加と圧縮形量との關係

のである。

斯様に液性限界は砂の如き内部摩擦力の大なるものを多量含有するものが含水量の増加により摩擦力の激減する點、又砂以外の微粒子よりなるものでは含水量の増加により毛管壓力が激變する點を示すものであるから、路床土壤として必要な物理的性質が含水量によつて變化する範圍に於ては夫々の性質が液性限界と密接な關係を有することは明かである。

5.) 可塑性指數 (Plasticity Index)

液性限界と可塑性限界との差で示すもので、可塑性の範圍を数量的に表はしたものである。即ち可塑性限界の時は土壤粒子は未だ多少粘着力を有してゐるから滑動に對する抵抗力は多少減つてゐるが限度液性の場合は粘着力が零となつた時であるから、其の差即ち可塑性指數は可塑性限界より次第に含水量を増すに従ひ各粒子の間を疎隔する水膜の厚さが増加して終に其の間の粘着力を事實上零に等しくなす時の水量であつて、粘着力の作用する範圍を水量的に表はしたものである。

以上の意味に於て粘着力は毛細管壓力、Skin friction 等より成る所の附着力 (adhesion) と各粒間に作用する分子引力による眞の粘着力 (cohesion) とよびなる。従つて土壤粒子間に眞の粘着力が作用してゐる場合には其の他に附着力も加つてゐるのであるから、之れを水膜で打ち勝たしめる爲めには附着力のみが作用する場合に比べて更に厚いものが必要となる。可塑性限界の項に於て粘着力をもつてゐる支持力の限界水量は液性限界の約 75% に相當すると述べたが、液性限界の 25% は附着力に打ち勝つ爲めに必要とする水量であるから、可塑性指數より液性限界の 25% の水を引去つた残りは即ち粒子の表面に作用してゐる眞の粘着力の大きさを表はすものとなる。従つて液性限界と可塑性指數との間には土壤の性質を示す所の或る關係、即第九圖に示す様な關係がある。曲線の (1) は可塑性限界 0 なるもの即砂、雲母、泥炭、硅藻土、

(2) は砂、淤泥、雲母、泥炭又は硅藻土等を相當に含むもの、(3) は粘土又は

コロイドと雲母又は泥炭の如き彈性を有つものとの混合物の場合を示し、コロイドは之れを熱したり或は凝結せしめたものであるから其の作用は餘り強くない。(4) は天然の礫の強い作用を有するコロイドを含むものである。

6) 收縮限界 (Shrinkage limit)、收縮比 (Shrinkage ratio)

收縮限界は土壤試料の空隙を完全に満すに要する水量を試料の乾燥重量で表したものである。收縮を起す原因は前述の如く毛管張力によるもので其

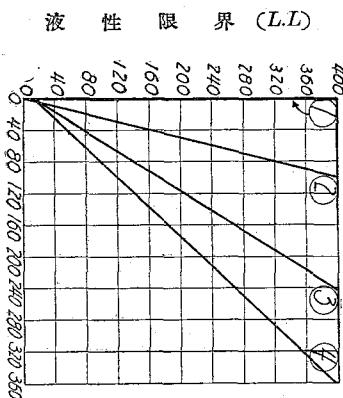
の大さは毛細管の直径を αcm とすれば $\frac{0.806}{\alpha} gr/cm^2$ である。従つて $\alpha = 0.01 cm$ のときは $30.6 gr/cm^2$, $\alpha = 0.001 cm$ 即ち泥では $3060 gr/cm^2$ の如く粒子の小なる程大なる毛管張力が作用するのである。

收縮比は容積の縮小量と含水量の減量との比で表はしたもので、孰れも收縮限界以上の水量の場合を用ふ。

收縮限界及收縮比は次の如くにして算出する。水量 ω を含む時の試料の容積 V 、重量 W 、乾燥した時の容積 V_0 、重量 W_0 、收縮限界を S とすれば、容積の縮小量は $V - V_0 = \omega - S$ であるか、

$$b) \quad S = \omega - \frac{V_0 - V}{W_0}$$

又收縮比を R とすれば



可塑性指數 (P.I.)

$$(1) \quad P.I. = 0$$

$$(2) \quad P.I. = 0.25 \times LL$$

$$(3) \quad P.I. = \frac{LL - 14}{160}$$

$$(4) \quad P.I. = \frac{LL - 14}{1,07}$$

$$R = \frac{V - V_o}{V_o} \cdot \frac{1}{\omega - S} \times 100 = \frac{W_o}{V_o}$$

即 R は其の見掛けの比重を示すものとなる。

従つて比重を G とすれば

$$G = \frac{W_o}{V_o - SW_o} = \frac{1}{1 - \frac{S}{R}} = \frac{1}{1 - \frac{S}{100}}$$

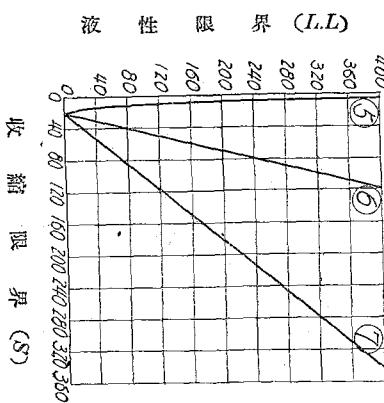
然し乍ら此の計算による G の値は實測の比重とは多少相違する場合が多
い、其の原因は含水量の減少と容積の縮少とは必ずしも直線的関係をなさな
いかからである。

第十圖は收縮限界と液性限界との關係を示す。曲線(5)は淤泥、粘土又
はコロイドを多量に含むもの、(6)は有機質土壤、泥炭、又は高陵土で S
の稍高いもの(7)雲母、硅藻土等で S の最大な場合であつて實際には斯様
なものは殆どない。

7) 繩心力含水等量(Centrifuge moisture equivalent)

土壤試料を6時間水中に置いた後濕潤槽内に12時間入れて排水した後遠心分離器で1,000gに相當する遠心力を1時間作用せしめた時に保有する水量を土壤の乾燥重量に対する百分率で表はしたものである。

此の場合に作用する遠心力は水と土とに働く、水に働く遠心力は試料の表面よりの距離によつて大きさを異にし、又土粒



第十一圖

$$(5) S = 21 - 1.1 \sqrt{L.L. - \frac{2L.L.}{600}}$$

$$(6) S = \frac{L.L. + 26}{4.1}$$

$$(7) S = \frac{L.L. + 26}{1.24}$$

に作用する壓力は其の比重、表面よりの距離、靜水的揚壓力によつて相異するが、單に距離の函数とした場合には双方を合した力は平均 $2kg/cm^2$ に當る。従つて試料は次第に壓縮されて水分の逸出に對する抵抗及毛管作用を増す様になる。故に此の試験結果は次のものを區別し又は知るに役立つ。

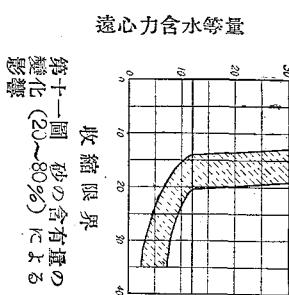
(1) 約 $2kg/cm^2$ の壓力に相當する遠心力を受けてゐる狀態の下に於て透水性のもの（砂、淤泥、雲母、硅藻土、泥炭又は凝結した粘土）と不透水性のもの（粘土、コロイド多きもの）との區別。

(2) 透水性土壤の有する毛管作用の程度。

(3) 非膨脹性又は膨脹性土壤中より透水性のものの判別。

即透水性土壤では砂の含有量が増すに従つて遠心力含水等量は減少する。又淤泥及粘土質のものとの收縮限界を增加せしめる爲めに砂を混加しても元來相當に大なる毛管作用を有してゐるから此の作用を著しく減少せしめる程多量を混加せないちは砂の混加による影響は極く緩慢であるが、其の點を越えると急激に著しい割合で増加する。即此の關係を遠心力含水等量と收縮限界との關係に於て示せば第十一圖の如くであつて、收縮限界の急變する點に於ける含水等量 12 は、夫れ以下の水量の時には毛管作用の爲めに殆ど膨脹及收縮を起さないことを示すのである。又凍結の害を及ぼす場合も其の毛管作用が相當大でなければならぬから其の遠心力含水等量が 12 以上の場合に限られると考へらる。併し實際の場合には斯様な路床に於ては安全率を考慮して 6~8 以下とするのが適當である。

第十二圖は遠心力含水等量と液性限界との關係を示すもので、曲線 (8) は一般の砂、(9) は乾燥せしめた土の平均



値を示し、(10)は淤泥及コロイドを多量に含む土の場合を示す。

8) 野外含水等量 (Field moisture equivalent)

約 500 gr の土を鍋に入れて表面を平らに其上に徐々に水滴を落下げしめ直ちに水が吸ひ込まれなくなつた時の水量を土の重量に對する百分率にて表はしたものである。

湿润せる土の表面に落ちた水滴が直ちに滲み込まぬ様になる場合は土の性質により次のように區別して考へらる。

- (1) 砂の如き非膨脹性土壤では其の間隙が完全に水で充填されたとき。
- (2) 粘着力なき膨脹性土壤 (硅藻土、雲母等) では其の内部に毛管水が行き渡つたとき。

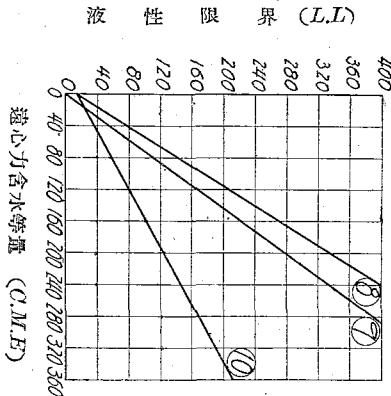
(3) 粘着性土壤では其の平坦にされた表面が充分に水を含んで不透水性

の層を作つたとき、但内部には未だ充分に毛管水が行き渡つてゐない。

第十三圖は野外含水等量と液性限界との關係を示すもので、曲線 (11) は一般に粘土及コロイドを含む土であつて、極めて多數の試験結果に依るものである、(12) は雲母、硅藻土等の如き粘着力のない膨脹性土壤を示す。

9) 容積變化 (Volumetric change), 線收縮 (Linear shrinkage)

第十二圖



遠心力含水等量 (C.M.B.)

$$(8) \quad C.M.B. = \frac{L.L - 14}{1.61}$$

$$(9) \quad C.M.B. = 0.72 \times L.L$$

$$(10) \quad C.M.B. = \frac{L.L - 14}{0.55}$$

容積變化は乾燥したときの土の容積に對する百分率で表はすもので、含水狀態の容積は野外含水等量の時を用ひ斯様な狀態に於ける容積の收縮が 17 以下であるときは其の粒度が適當であるが、17 以上なるときは淤泥又は粘土を多量に含むことを示す。又之れを線收縮率で表はせば其の 5 は容積收縮 17 に相當する。従つて A6, 7 の如き路床と A2, 4, 5 の如き收縮少なる路床とを區別する場合に相當必要なものとなる。

容積收縮率 (C) は野外含水等量 ($F.M.E$)、收縮限界 (S)、收縮比 (R) 及比重 (G) の間に次の如き關係がある。

$$C = \left[(F.M.E) - S \right] \times R = \frac{(F.M.E) - S}{G} + \frac{S}{100}$$

$$\text{線收縮率} = \left(1 - \sqrt{\frac{100}{C+100}} \right) \times 100$$

$$(11) \quad F.M.E = \sqrt{15.2(L.I. - 16.3)} + 9$$

$$(12) \quad F.M.E = \frac{L.I. - 10}{1.03}$$

$$(13) \quad F.M.E = \frac{L.I. - 4}{0.85}$$

判れば S を算出することが出来る。

四 路床土壤の改良及分類の標準

路床土壤を改良するには先づ其の良質なものの性質を知ることと、今使はうとするものの性質を檢することが必要である。

る。而して之等の處理を爲すには豫め分類研究されたものに従ふのが最も實用的である。

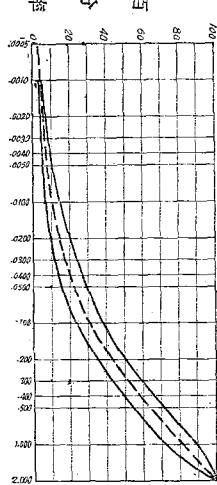
1. 優良な路床土壤の性質

優良な路床土壤は實驗の結果によれば第十四圖に示すが如き粒度を有するものである。但破線は理想的曲線であつて實線内に在るものをして百良好的な粒度とする。

之れを理論的に考へれば路床として支持力の安定上大なる内部摩擦力が必要であるのみならず、更に適量の結合材がなければならぬ。之れは砂粒間の孔隙を充填するのみならず充分なる粘着力を以て砂粒を締め合し、若し濕ることがあれば多少膨脹して其の表面にある孔隙を充分塞ぎ水が内部に侵入して之れを軟化するのを防止する役割を勤めるのである。

然し結合材の膨脹が過大であれば却つて砂粒を浮き出さしめて全體の安定を減少するし、又膨脹が少なくて表部の孔隙を充填して完全に近い不透水層を作ることが出来なければ路床の内部に水が侵入して之れを軟化する。従つて安定なる土壤を作る爲めに必要とする結合材の量は其の膨脹性の如何によつて定めねばならぬ。即其の性狀の小なるものならば乾燥時に在つても間隙を充分に塞いで居るもの、又其の大なるものならば砂の浮出しを起さない程度に少量となさねばならぬ。

膨脹及收縮の程度が同等なものでは粘着力の大きなものが結合材として優れて居り、又逆に粘着力の同等なもので



第十四圖 土壤の標準粒度
粒の大きさ (mm)

は膨脹收縮の小なるもの程優良である。理想的に良質な総合材は Strahan 氏の研究によれば高陵土 (Kaolin) であつて其の恒数は $L.L=60$, $P.I=2$, $S=36$, $R=1.3$, $C.M.E=49$, $F.M.E=36$ である。即其の $L.L$ 及 $P.I$ より見ても其の粘着力は曲線 (3) (第九圖) の示す活動性の乏しい粘土に近似し、 $S=36$ の點では彈性淤泥及泥土 (曲線 6) に似て居り、 $C.M.E=49$ は其の平均土壤 (曲線 9) の含水性より稍大なることを示し、 $F.M.E=36$ は水の滲透抵抗がコロイド (曲線 11) と同等であることを示すのみならず、 $S=F.M.E$ であるから其の総收縮率は砂と同様に零に近いものである。即高陵土は其の粘着力及水密性に於て適當なものであるのみならず、其の收縮限界に在つても透水抵抗性が比較的大であつて且收縮性が殆ど零で等しいものであるから、優良な総合材の標準と考へることが出来る。

2. 混加物に依る土壤の改良

不適當な土壤に何かを混加すれば其の性質を改良し得るが、夫れも元の土壤の性質によつて結果を異にする。
機械分析の結果粗粒物が少なくて可塑性指数の大なる土壤には砂、砂利、碎石、碎礫等の様な粗粒材を混加すればよい。
砂利を使ふ場合には之れに碎石の様な稜角に富むものを混合したものを使用する方がよい成績を擧げることが出来る。
粘土を多量に含む土で其の可塑性及收縮性の大なるものには多孔質な淤泥、石灰、硅藻土等の如き收縮限界の高いものを混ぜれば其の可塑性を著しく減退せしめずして收縮性を引下げる事が出来る。又含水等量の大なる粘土質のものには、
滻青質物を透入させると夫れを低下せしめることが出来る。

粗粒材を多量に含有し粘土及淤泥の少ない土では粘着力を有するものを適當に混加せねばならぬ。之れには粘土を適當に混加するか或は滻青質材料を透入させて更に其の上に薄く砂を撒布するがよい。

種々の混加物によつて土の性質の變化する一例を擧げれば第六表に示す如く、(A)の様な可塑性のない土に雲母、硅藻土を混加すれば R も $F.M.E$ も非常に増加する。又 (B) に硅藻土を加へたときも同様であるが、雲母を (B) の様な可塑性土に加へると $F.M.E$ が著しく増加する。又 (C) に石灰を加へると其の容積收縮が著しく減少するのは注目に値することである。

第六表 土壤の回数に及ぼす混加物の影響

種類	混加物	液限 <i>L.L.</i>	塑性界 <i>P.I.</i>	收縮		含水等量 <i>R</i>	透心力 <i>C.M.E</i>	野外 <i>F.M.E</i>	容積化
				限界 <i>S</i>	比 <i>R</i>				
A	0	24	0	20	1.7	15	24	—	—
	碎石砂 60%	25	0	—	—	10	25	—	—
	雲母 20	44	0	38	1.2	23	44	—	—
	泥炭 15	37	0	28	1.3	26	34	—	—
B	硅藻土 15	73	38	36	1.3	38	42	—	—
	コロイド 6	39	20	16	1.6	32	28	—	—
	0	66	40	11	2.1	53	29	—	—
	碎石砂 60	36	20	17	1.9	23	27	—	—
C	雲母 20	70	42	16	1.8	63	51	—	—
	石灰 6	60	30	15	2.0	55	33	—	—

泥炭	15	72	38	15	1.8	66	47	—
堆漢土	15	89	54	28	1.6	75	52	—
コロイド	6	89	62	10	2.1	133	40	—
C	0	65	33	14	1.9	55	50	63.4
	石灰	15	84	58	24	1.6	59	42
								28.8

3 分類の標準

路床土壤の分類は前述の試験結果により第十五及十六圖によつて行ふことが出来るが、大體標準となる諸恒数を次に擧げることとする。

A 第一種。

粒度に於ては No. 10 鋼止(礫) 50 %以上、砂モルタル中の粘土 5-10 %、淤泥 10-20 %、砂全量 70-85 %、但粗砂 45-60 %、平均有効径 0.01mm、均徑係數 15 以上(第十四圖參照)である。

$L.L$ は 14 以上 25 以下、 $P.I$ は山線(2)に賛等しいか、或は稀には 8 以上、 S は通常 14~20、 $C.M.E$ は 15 以下である。

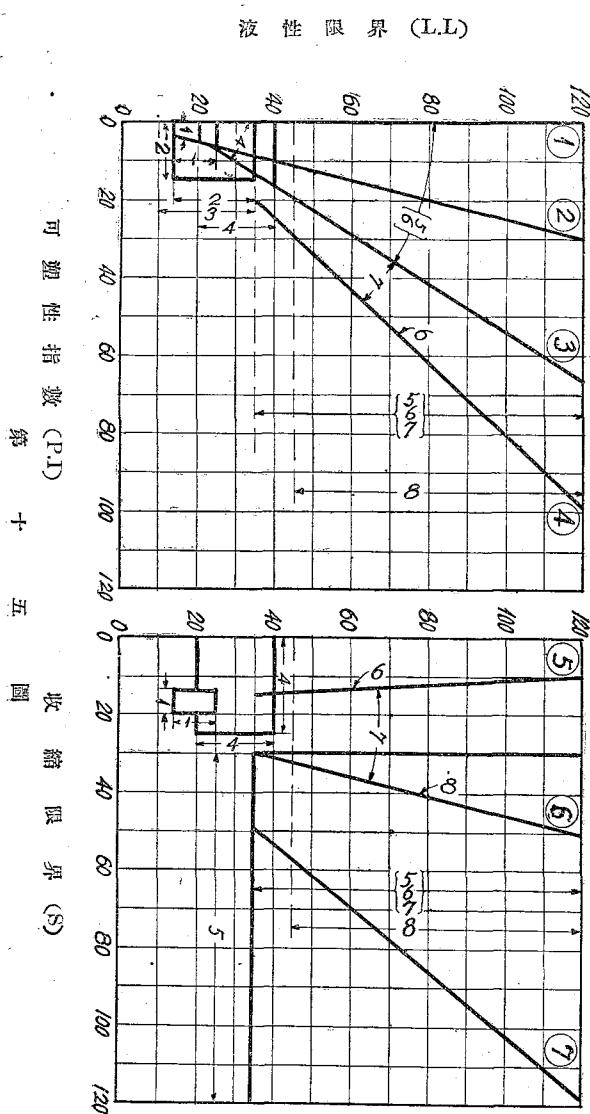
A 第二種。

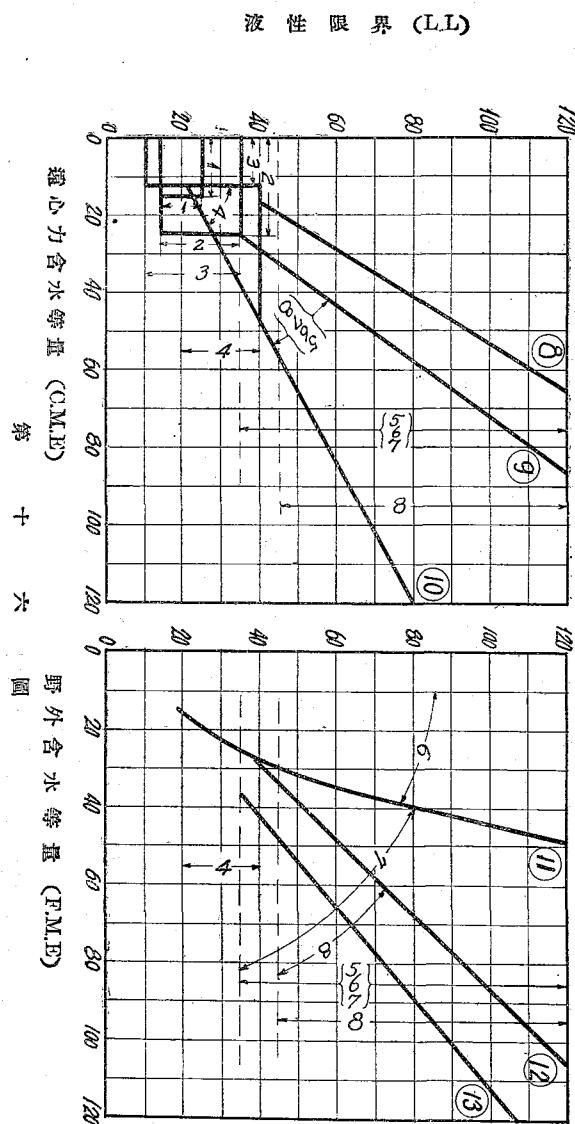
粒度に於ては砂モルタル中の砂全量 55 %以上である。

L/L は一般に 14 以上で 35 以下、 $P.I.$ には S が 0 以上であつて $P.I.$ が 0 であるときと、 S が 0 又は 0 以上で $P.I.$ が 0~15 であるときがある。C.M.E. は 25 以下である。

A 第三種。

粒度に於ては不定であるが有効径 0.10mm 以上である。





$L.L$ は 35 以下、 $P.I$ も S も 0 又は 0 に近く、 $C.M.E$ は 12 以下である。

濕潤せる砂の滑動する場合は砂の形狀と性質とによつて一定せない。滑砂の様な圓滑な砂は $L.L$ 10~14 で滑動するが、稜角に富む砂は其の $L.L$ 30~35 に達しても滑動を起さない、又 $L.L$ が $F.M.E$ より少なければ局部的飽和で滑動し、等しい時には水の揚壓力が充分に作用したときに初めて滑る。又 $L.L$ が $F.M.E$ より大きいときは其の團結の狀態が、

F.M.E を測定する時の状態程締め固められて居ない時でなければ滑動を起こさない。

A 第四種。

粒度に於ては砂モルタル中の砂 55 %以上である。

$L.L$ は 20 以上、40 以下、 $P.I$ は曲線(3)の値以下、 S は 25 以下、 $C.M.E$ は曲線(10)の値に近くて 12~50 であるが $L.L$ より大きいときには水の爲めに不安定になり易い、 $F.M.E$ は曲線(11)の値に等しいか或は稍大であるが最大 30 以下である。

膨脹性が大となれば S は 20 以上となつて曲線(6)の値に近くなる、更に $F.M.E$ が $C.M.E$ より大なる場合にも同様となる。

A 第五種。

粒度は不定の場合もあるが一般に砂モルタル中の砂 55 %以上である。

$L.L$ は常に 35 以上、 $P.I$ は曲線(3)の値以下であるが稀には以上となる、 $C.M.E$ は 12 以上で稀には曲線(9)と(10)との間の値を示す。 S は一般に 30 以上であるが、其の 50 以上に及ぶものは不適當な土である。泥炭を含む淤泥は曲線(6)の値に近く、柱藻土又は雲母を多量に含むものは曲線(7)の値に近くなる。 $F.M.E$ は泥炭を相當に含む淤泥では曲線(12)の値に近く、又雲母、柱藻土を相當に含む彈性の強い土では曲線(13)の値に近くなる。

A 第六種。

粒度は一定せないが一般に砂モルタル中に 30 %以下の粘土を含む。

$I.L$ は一般に 85 以上、 $P.I$ は略々曲線 (4) の値に近く、 S は曲線 (5) の値以下、 $C.M.E$ は水の逸出不良で求められることもあるが大體曲線 (9) と (10) の間の値を示し、 $F.M.E$ は曲線 (11) の値を越えることは少ない。容積收縮は 17 以上である。

A 第七種。

粒度は一定せないが一般に砂モルタル中に 30 %以下の粘土を含む。

$I.L$ は一般に 85 以上、 $P.I$ は曲線 (3)、(4) の間の値、 S は曲線 (5)、(6) の間の値、 $C.M.E$ は曲線 (9)、(10) の間の値、 $F.M.E$ は曲線 (11) の値以上である。 S が比較的小さくて $F.M.E$ の大きなものは有機質コロイドが相當あることを示し、 S の比較的大なるものは凍結の害を受け易い。

A 第八種。

粒度は不定である。

$I.L$ は 45 以上、 $P.I$ は一般に曲線 (3) の値以上、 S 上は曲線 (6) の値に略近く、 $C.M.E$ は曲線 (9)、(10) の間の値、 $F.M.E$ は曲線 (12) の値以上である。(終)