

土盤の振動三題

島田八郎

I 章 土質彈性特性の二三に就て

II 章 振動載荷による土質輾壓法

III 章 地上の正法的振動荷重による誘發震動

要約

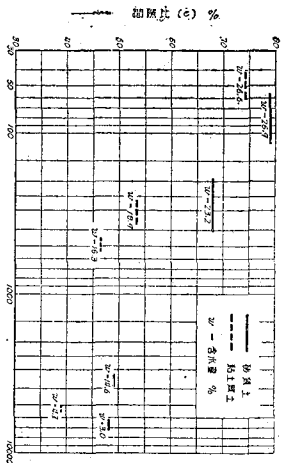
I 章 土質彈性特性の二三に就て

盛土、土堰堤路床等に於て土砂の輾壓により所謂安定度の増加を計る事は土木施工の一の大なる部門である。對照とする土砂の物理化學的特性が千差萬別であり且つ土性力學の内特に土性學の物理化學的特性の研究は未だ全般の特性に及んでゐないが漸次其の研究の範圍が擴大されつゝある現状である、例へば輾壓又は壓縮による土堰堤路床土砂材の所謂安定促進に關する研究も、歐米諸國我國に於ても近來旺に行はれんとする傾向を示してゐる。手近に其の例を擧げんに、東京山手赤土の彈性的性質に關する高田氏の研究土の壓縮強度さに及す含水率の影響其の他類似の特性に關して山田元氏の研究あり又田町氏は土堰堤用土に關して塑性下限界 (plastic lower limit) 約 12%~43% の範圍、塑性假上限 (Atterberg

の液状限界より稍小なるものを定義す) 約 15%~50% 前後の範囲のものに就て水分と壓縮性の研究、弾性的特性に關する石本飯田雨氏の研究等を始め餘多重要なものが發表されてゐる。其の他路床支持力係数の算定に關しては圓形加壓面を有する路床支持力係數試驗機、12ton ローラーに依る方法等あり、單位面積の載荷面を單位長さ沈下さすに要する荷重により示されてゐる。

斯くの如く支持力を kg/cm^2 の單位で指示する事もある。勿論斯かる表現方法は一種の規約にて嚴密な意義に於ては議論の餘地がある、然れども周圍の條件を正しく認識する事により充分工學上價値を賦與する事が出来、一方土壤の所謂剪斷力試験より凝聚力摩擦角等を求めしものは枚擧に遑がない、今其等の各研究者の試験研究の結果より後述第 I 章 II 章の記述に參考となる特性のみを、二三引用し論ぜん。

惟ふに土壤は元來完全な弾性體でなく、且つ粘土質のもつと砂質のもつとにて變形並に應力傳達形式が全く異なるもので粘土質土の方が彈性的である。即ち應力歪關係の一つの表現法である所謂ヤングの彈性係數 (E) 等は應力状態により異なるも、假りに應力状態を度外視するも E 係數は土壤の狀態即ち間隙比 $e = \frac{\text{間隙の容積}}{\text{土の實質部分の容積}}$ 並に含水量により著しく異なるもので一般に間隙比 (e) の減少に伴ひ、 E は著しく増加するものである事はよく知られてゐる、第 I 圖のは Terzaghi によるもので靜的實驗によるも E 係數と間隙比 (e) の關係が分る、即ち少くとも間隙比の考察よりするも彈性係數に一つの判別値を興へ得るものである。



第 I 圖

—— E (kg/cm^2) (Terzaghi)

一方弾性係数として意義異なるも弾性波なる縦波横波の傳播速度、

$$V_1 = \sqrt{\frac{1-\sigma}{(1+\sigma)(1-2\sigma)}} \sqrt{\frac{E}{\delta}} \dots\dots\dots(1)$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{G}{\delta}} = \sqrt{\frac{1}{2(1+\sigma)}} \sqrt{\frac{E}{\delta}} \dots\dots\dots(2)$$

(但し、 G : 剛性弾性係数、 E ; ヤング弾性係数、 δ : 密度/單位容積、 σ ; ホアゾン比を示す、 $G = \frac{1}{2(1+\sigma)} E$ 、 $V_1 > V_2$) より、 E 、 G 係數値が比較的容易に實測する事が出来る。又石木博士飯田波事氏は土壤の弾性的特性に関する研究は有要な資料を興へるもので二三の結果を引用さして載く。先づ粘土質のものを使用し含水率の變化を主眼として剛性率を靜的實験にて求め、例へば(沈泥 0.05—0.01 mm ; 11.94%, 粘土 0.01—0 mm 84.14%)

含水率	粘性係數 η (kg.cm)	剛性率 G (kg.cm)	溫度 O°
21%	$3,335 \times 10$	$3,109 \times 10^{-1}$	17.5°
30.1	5,026	$1,032 \times 10^{-1}$	18.2
48.0	$1,588 \times 10^{-1}$	$2,175 \times 10^{-3}$	19.8

の如き値を得、更に圓柱の縦自己振動を利用し E 係數並に固體粘性係數を求めた、例へば丸の内のソルト質粘土に就ての値を擧れば

含水率	速度(音波) $\sqrt{\frac{E}{\delta}}$	ヤング弾性率 E (kg.cm)	固體粘性係數(kg.cm) η
50.0	62	5.61×10	4.05×10^{-2}
42.3	166	4.05×10^2	2.32×10^{-1}

48.6	110.7	1.72 × 10 ²	1.27 × 10 ⁻¹
32.7	437	3.19 × 10 ³	1.11
30.5	344	1.74 × 10 ³	6.30 × 10 ⁻¹

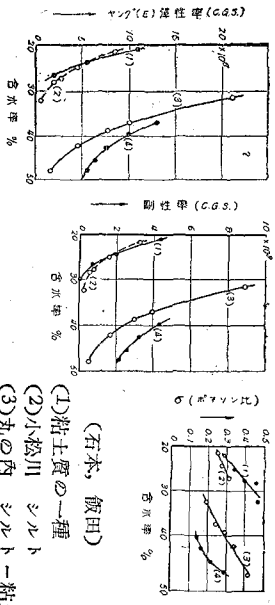
の如し更に重要な特性として、剛性弾性係数 G 並にポアソン比を測定された。

第2圖は其結果を示すものである。

E の係数と地盤の安定度の關係は其の傾向のみなれば研究されてゐる例へば最も簡単な半径 (a) なる一様な p_0 單位荷重による半無限弾性體の表面上の中心點の沈下量は

$$W = \frac{2(1-\sigma^2)}{E} p_0 a = \frac{(1-\sigma)}{G} p_0 a \dots \dots (3)$$

で示される、深部に弾性の異なる部分例へば堅硬な地盤の存在せる時は補正を加ふればよい。要するに斯かる理想的の物質に於ける沈下量は、 E , σ 又は G , σ により其の傾向を推測し得る、弾性理論によればポアソン比 σ は常に 0.5 より小なるべきであるが石本、飯田兩氏の研究によれば第2圖の如く粘土質のものに於ては含水量大なるとき 0.5 程なるも、含水量との關係より判斷するに σ の傾向は更に大なる値をも示さんとしてゐる。ローム土質に於ては實際の範圍に於ては $\sigma = 0.1 \sim 0.3$ の値を示す。含水量の小なるものは間隙も小なるもので堅緻な組織を有するもの様である、要するに弾性係数 E 、ポアソン比 σ に關する數値を求め得れば土壌の緻密程度、沈下を或る程度まで知り得る。従つて路床地盤



第 2 圖

- (石本, 飯田)
- (1) 粘土質の一種
- (2) 小松川シルト
- (3) 丸の内シルト
- (4) 木郷ローム

其他壓による安定度増進を明かにするには、

- (1) 輻壓による土壌の弾性係數 (E, G) 並にポアソン比の變化。
- (2) 同上凝集力、内部摩擦係數の變化。
- (3) 上項に對する水分並に乾燥の影響。
- (4) 弾性係數測定としては音響傳播速度の測定によるもの、又は振動方法によるもの。
- (5) 更に必要なるは静力學的方法によるもので一定荷重又は一定載荷速度によるものに二分し破壊強度の測定も行ふ。
- (6) 上記各項に關連して土壌の物理化學的特性をも實測し取扱ひの規準を定める事。

現在我國に於ても斯かる方面の資料が漸次得られてゐる、土壌堤の如きものの自己振動數算定にも弾性係數は常に重要な資料を興ふ。

彈性人工波地震の傳播速度を利用して土壌床の安定度許容荷重を測る方法も、全く上記の原理によるもので第1圖並に(1)(2)(3)式を参照すれば其の一端を窺ひ知る事を得。嚴密な意味では未だ其の緒に就きし程度のもので綜合的研究と同時に各研究家の獨創的研究をも必要とする時代である、彈性波による地下探査法として各種土壌内の彈性波速度を測定されしものは餘多あるも土堤堰の如き土木土壤構造物に應用されしものには高田昭氏が大野、山口、村山(上下)の堰堤に就き堤頂附近外法中腹で 20kg モンキー (0.5m 落高) 落下による人工地盤の縱波傳播速度 (1) 式) を測定し、ポアソン比 0.25 密度 $\rho = 1.8$ と假定し剛性係數を求められた。今堰頂の値のみ引用してゐたゞけば、大野 (1912—1914) 山

口 (1930—1933) 村上 (上) (1917—1919) 村山 (下) (1916—1919) の各土堤堰に於て、夫々

剛性係數 G ……50, 140, 200, 240 kg/cm² の値を得た。

一般に縦壓により間隙の漸近的に減少し一定値に近くと共にポアソン比 σ は減少し、彈性係數も増加するものである事は、上記第1圖、第2圖よりも推測し得るも體積彈性率 (volume modulus) $k = -\frac{p}{\theta}$ (p : 静水壓、 θ 體積減少) の壓縮状態により變化する事よりも論じ得、 k , E 係數 σ 比の間には下記の關係あれば

$$k = \frac{E}{3(1-2\sigma)} \dots\dots\dots (4)$$

を (1) 式に代入し、

$$V_1 = \sqrt{\frac{1-\sigma}{1+\sigma}} \sqrt{\frac{k}{\rho}} \dots\dots\dots (1)'$$

とも書換え得。彈性方程式の體積彈性率 (k) は靜的水壓による應力を受ける場合で所謂壓密試験 (Consolidation Test) に於けるものと全く同一とは直ちに判断し得ざるも假りに壓縮試験の結果を引用すれば (5) 式の如き關係の間際比 (e) と壓力 p_w の間に存在せる事は一般に周知の事である。

$$e = -\frac{\log (p_w + B)}{A} + C \dots\dots\dots (5)$$

A, B, C, 常數 (5) より微分の逆數 $-\frac{dp_w}{de} = A(p_w + B)$ を得るも、寧ろ $(1+e = \frac{1}{1-p})$ ($1-p$) の2乗の逆數を乗じた。

$$-\frac{dp_w}{dp} = A(p_w + B) \times \frac{1}{(1-p)^2} = k \dots\dots\dots (6)$$

を考察せんに、 p_{00} を空隙を示す e, p , に對應するパラメーターと見做せば (6) 式の物理的意義が明かとなる、斯く考察する時、體積彈性率 (k) は空隙 (void) の減少するに伴ひ増大する事が分る、(1) (2) (3) (1)' 式に於けるポアソン比の影響を傾向のみにて示す事は諸相を了解するに必要である。

今
$$\sqrt{\frac{1-\sigma}{(1+\sigma)(1-2\sigma)}} = f_1(\sigma), (1-\sigma^2) = f_2(\sigma), \sqrt{\frac{1-\sigma}{1+\sigma}} = f_3(\sigma)$$
 の $\sigma = 0.5 \rightarrow 0.1$ 範圍に於ける値を表示してみる。

σ	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0
$f_1(\sigma)$	∞	1.46	1.16	1.06	1.00	1
$f_2(\sigma)$	0.75	0.84	0.91	0.96	0.99	1
$f_3(\sigma)$	0.574	0.65	0.73	0.81	0.91	1

今此等の關係を曲線で示すと第3圖 (a) (b) の如くなる、

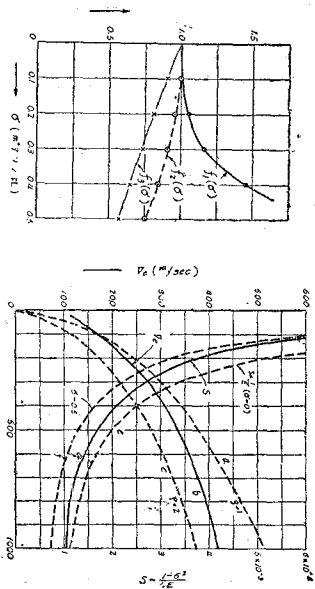
(a) 圖は $f_1(\sigma)$ $f_2(\sigma)$ $f_3(\sigma)$ と σ 比の關係で一般に σ の小さな値及び E の大なる値が或る興へられた土壤に就ては軟壓の進

んだ状態を示す事は上述の議論により明かである。(b) 圖の(a)

(c) 曲線は $\rho = 1, = 2 \dots$ に對する $\sqrt{\frac{E}{\rho}}$ 曲線である、然るに通常同一土壤にては E 係數の小さなものは密度 ρ

小なるを以て、 $\sqrt{\frac{E}{\rho}}$ 曲線は (b) 點線の如く變化す、更に $f_1(\sigma)$ を修正する事により彈性傳播速度 (V) として (d) 曲

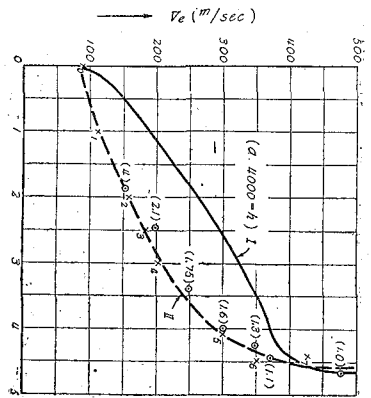
線を得、全く類似の推論により (3) 式の沈下量 (W) を示す彈性變形の主要量 $\frac{1-\sigma^2}{E} = S$ を第3圖 (d) に示した。斯くし



第 3 圖 (a) (b)

て沈下量を彈性變形と見做し推定し得るものである。3圖—(b)より屯に角にも彈性傳播速度が輻壓其の他の原因により増大する時沈下量は著しく減少し所謂安定度の著しく増大せる傾向を推測し得。然れども安定度は主として靜的荷重による變形量を對照とせるもので彈性波傳播速度は所謂特定の動荷重によるもので、此の後研究を要すべき最も肝要な事項が收斂されてゐる、従つて理論的に此以上推論を爲す事は頗る工學上曖昧な結果を來すものであるが、第4圖に一つの推論の結果を示さん。

實用上採用されてゐる許容安定度 (q_0) kg/cm^2 と彈性波の傳播 (V) 速度との關係例を引用し第3圖—(b)の結果と比較するも興味ある事で將來研究を行ふに際しての指針をも與へる。同圖の横座標は許容載荷強度 kg/cm^2 、縦座標は縱彈性波傳播速度 V (m/sec) を示す、*₀*₁*₂*₃*₄ は A. Ramspeck の資料より引用せしもので *₀*₁*₂*₃*₄…沼地、*₅*₆*₇…微砂 (Mehlsand)、*₈*₉*₁₀…中砂 (Mittelsand)、*₁₁*₁₂*₁₃*₁₄*₁₅*₁₆*₁₇*₁₈*₁₉*₂₀…泥灰石、*₂₁…地下 4m の砂利、*₂₂…充分壓縮された粗砂を示すもので我國の人工地震波の測定による V の値も土表上に對しては 100 ~ 350 m/sec 程度のもが多い。理論的には曖昧であるが假りに沈下量 (h) と載荷面半径 (a) との關係を $4000 \cdot a = h$ とし (3) 式より單位載荷重 p_0 を計算し上記 p_0 ~ V 圖内に計算値を記入すれば第4圖 (D) の如くなるも一般に軟弱地盤では載荷面積なるもの狭くその相對値を比較的大と採る事も可能なれども A. Ramspeck の結果と比較せん爲め軟弱地盤ほど h/a 比を大きくとり同圖内 (C) の如き點を得た、(C) の側に記入した數字 4, 21, 1.75, 1.6…の如きは (1.0) の場合に比し h/a を示せる數字の倍数にとりし事を示すものである、斯くして II の如き傾向曲線を得、今 II 曲線が一つの確率を



第 4 圖

は A. Ramspeck の資料より引用せしもので *₀*₁*₂*₃*₄…沼地、*₅*₆*₇…微砂 (Mehlsand)、*₈*₉*₁₀…中砂 (Mittelsand)、*₁₁*₁₂*₁₃*₁₄*₁₅*₁₆*₁₇*₁₈*₁₉*₂₀…泥灰石、*₂₁…地下 4m の砂利、*₂₂…充分壓縮された粗砂を示すもので我國の人工地震波の測定による V の値も土表上に對しては 100 ~ 350 m/sec 程度のもが多い。理論的には曖昧であるが假りに沈下量 (h) と載荷面半径 (a) との關係を $4000 \cdot a = h$ とし (3) 式より單位載荷重 p_0 を計算し上記 p_0 ~ V 圖内に計算値を記入すれば第4圖 (D) の如くなるも一般に軟弱地盤では載荷面積なるもの狭くその相對値を比較的大と採る事も可能なれども A. Ramspeck の結果と比較せん爲め軟弱地盤ほど h/a 比を大きくとり同圖内 (C) の如き點を得た、(C) の側に記入した數字 4, 21, 1.75, 1.6…の如きは (1.0) の場合に比し h/a を示せる數字の倍数にとりし事を示すものである、斯くして II の如き傾向曲線を得、今 II 曲線が一つの確率を

もつ地盤の特性を示すと見做す。(可塑性大なる土壌は別に考察するを便とす)

即ち最初傳播速度の僅かな増加により許容耐力は著しく増加するが其の後は漸進的變化を示すものである。

斯かる土壌の特性は現今實用上常識的に可成り承認され(嚴密な科學的研究を必要とす)利用されてゐる今後も試験研究の進展と共に其の利用價值が増大するものと思はれる。

本文に述べんとする振動法による輾壓法並に之に關連せる事項は上述の如き所謂靜的に考察せる土性力學特性の外に動力學的特性の影響が著しく顯れて来る、即ち表面層(地盤)の固有振動が問題になる、最初は地震動の記録より實驗的に斯かる固有振動が震源よりの直接に傳播し来る地震動に據り誘發されるものとし、理論的にも其の存在の可能性に疑き妹澤博士等の研究がある。要するに地表に比較的單係數の小なる表面土層の存在せる爲めである、即ち軟弱地盤(例へば剛性彈性率“ G ”の小なるもの)にて其の層の厚み大なるものは固有振動週期大——にて反射に鞏固なる G 係數大なる地盤に於ては固有振動週期は小となる。後述振動法による輾壓法實施に際しても之の特性は常に考慮に入れる必要ある重要なものである。初期に於て土盤固有振動として論じられたものは主として地震記録結果より得しものを根據とせるもので、未廣、石本兩博士により實測された二三の値を引用すれば下表の如きものを得、今固有振動週期を石本博士の用語に従て卓越振動周期とも稱へん、地上の振動機により設施箇所にて誘發されるもの遠距離にて測定される等と異なるものと思ふ。

地	地	卓越振動周期	同振動數/秒
東京(下町)	深川	0.6"~0.8"	1.66~1.25
東京(山手)	本郷	0.3"	3.3
東京(丸ノ内)		0.48"	2.1

筑	波	山	0.04"~0.08"	25~12.5
Leinetal (F1ツツ)*			0.33"~0.35"	3~2.8

*Leinetal のものは R. Kohler が振動機にて地上に於て周期的衝撃を與へ距離の隔たれる地點にて誘發された地上の震動より觀測したものである。

即ち工學上より云ふも卓越振動周期は地表の彈性的力學的特性によるもので單に彈性波傳播速度よりのみならず安定度を斯かる見地よりも論究し得るものである、強硬な地盤は卓越振動數が大である。要するに現今地表土の安定に關する動力學的研究は上記のものに類似せる諸性質を考慮に入れて行はれつゝあるもので、其の詳細は省略するも今土壤振壓に上記のものと稍々異なる意味に於ける卓越振動周期を利用せる一例と、地上の振動衝擊機による振動機を含める振動系の卓越振動の誘發される例を紹介せん。

II 章 振動載荷による土壤振壓法

靜的載荷の代りに往復繰返しにより衝擊的荷重を地盤に加へ、且つ其の週期を地盤の自己周期と一致せしめ強制振動の状態に入れ土壤各粒子間の内部摩擦を減少せしめ、有効に空隙を減少せしめんとするもので、ドイツ國地質工學研究所 (Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, 略稱 Degeho) に於て 1932 年に考案された装置の原理によるものである。以下記述せんとする、A. Ramspeck の研究も同じく Degeho により行はれた一試験である、以下主として Bautechnik, 1937, H, 17 s. 219—に據り述んとするものである。

(1) 振動撓固め原理

撓固め用振動機は不平衡荷重が偏心的に同轉軸を中心として同轉する、今遠心力の水平分力は反對に同轉する 2 個の偏心重錘の場合に於ては平衡せるもので垂直方向の分力のみが正弦函数的に變化する。

同轉數は或る範圍例へば 2~35 Herz 同轉數秒の後に調節し得るものとする。斯かる遠心力の分力により地盤も正弦的に變化する壓縮力を受けつゝ、各粒子間の空隙が減少するものである。

今偏心重錘の質量； m 、 其の偏心距離； r 、 振動機角速度； ω 、 振動機による動付垂直力； $m\omega^2 r \sin \omega t$ 、 振動機に伴ひ同調で移動する質量； m' 、 振動系質量； $M = m + m'$ 、 弾性的反抗力； Cx (但し x ； 平衡位置よりの垂直變位) 減衰抵抗力； kx

としまつ静荷重による沈下即ち mg による影響を別に考慮すれば一般の強制振動體の式を得振動機系 (m)

$$m\ddot{x} + kx + Cx = K \sin(\omega t) \dots\dots\dots (7)$$

即ち $K = m\omega^2$

$$\ddot{x} + 2\lambda_2 \dot{x} + \alpha_2^2 x = K' \sin \omega t \dots\dots\dots (7')$$

但し、 $\alpha_2 = \sqrt{\frac{C}{m}}$ 、 $\lambda_2 = \frac{k}{2m}$ 、 $K' = \frac{K}{m}$ にて一般には但し振動機の大きさ及び地盤の性質により異なるもので單に地盤の土性力反的特性のみであると斷定する事能はざるも、問題を簡單にする爲め振動機にて移動輾壓の誘發される地面の部分も振動機の質量に比例すると假定すれば α_2 、 λ_2 等は土性力學的持である係數と見做し得。(7) 式の解とし振動をなす場合は

$$x = A \sin (\omega t - \varphi) + l^{-\lambda_1 t} [A \sin (\alpha_1 t) + B \cos (\alpha_1 t)] \dots \dots \dots (8)$$

で表はされ、但し $\alpha_1, A, B, \varphi \dots$ は常數を示す、1 分間の振動數を n, n' とすれば $\omega = \frac{2\pi n}{60}$ 、 $\alpha_1 = \frac{2\pi n'}{60}$ 、の關係がある。

$$A = \frac{K'}{\sqrt{(\alpha_1^2 - \omega^2)^2 + 4\lambda_1^2 \omega^2}} \dots \dots \dots (9)$$

$\alpha_1 (n')$ は地盤上にある振動機采自巳固有振動角速度 (數) である、振動機の下部にある土壤の粒子は $A\omega^2$ の加速度を得る。勿論上述は強制振動の場合のみの説明で、過渡状態の項に含まれてゐる重要な特性は複雑となるから本文には略し別の機會に述べる。従つて今土壤の密度を ρ とすれば土壤粒子の蒙る慣性力は

$$K_I = \rho A \omega^2 \dots \dots \dots (10)$$

即ち此の慣性力が土壤粒子を現狀に保持せんとする總ての力(即ち凝集力 C 、重力 ρg 、内部の摩擦力 $\sigma \tan \phi$ 、 ϕ 摩擦角、 σ は粒子が移動する平面に垂直方向の壓力) より大となる事が必要である。垂直力 σ は $\sigma_0 + \sigma \omega^2$ の二部分より成るとする、 σ_0 は振動力無き場合にも存在せるもの $\sigma_1 \omega^2$ は振動機にて誘發されるものとす、即ち斯かる場合輻壓の進行する條件は

$$K_I > C + \rho g + \sigma_0 \tan \phi + \sigma_1 \omega^2 \tan \phi = K_0 + \sigma_1 \omega^2 \tan \phi \dots \dots \dots (11)$$

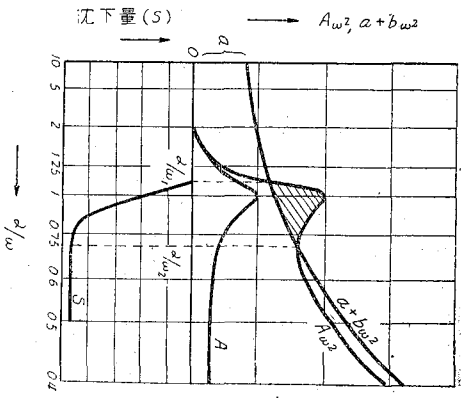
とす。又 $\frac{K_0}{\rho} = a$ 、 $\frac{\sigma_1 \tan \phi}{\rho} = b$ 、と置けば (11) 式は

$$A \omega^2 > a + b \omega^2 \dots \dots \dots (12)$$

となる。

(12) 式は一般に2つの w の値即ち w_1, w_2 の間で満足されるもので第5圖(2)は其の一例として $A\omega^2$ と $a+b\omega^2$ の傾向を示す。圖中點線を畫ける部分が(12)の條件を満足せる範圍である w_1, w_2 、同轉角速度の間に $\omega = \alpha_k$ の部分があり $w = \alpha_k$ の所の前後に於て振動橋き固め法が最も有效に行はれるものである、振幅 A も土質が粘土質、又は砂質なるやにより異なる傾向を示すものである。茲に云ふ固有振動角速度 α_k は $\sqrt{\frac{C}{m}}$ にて示したが又 $\sqrt{\frac{\beta F}{m}}$ 、即ち彈性抗力 $C = \beta F$ 、 $\beta =$ 動的踏床係數 (dynamische Bettungs-ziffer) $F =$ 振動機底面積とす)を表すものとも解する事を得。I章に述べた地盤の卓越振動數とは概念に相通する所あるも物理的意義全く異なるものであるが實驗的にも振動機による場合上述の意味にて觀測される自己振動數はI章に表示した所謂卓越振動數と稍々異なる値を示すものである、今其の一例を表示す、但し下表は凝集力少き (Nichtbindige Boden) に就いての結果である凝集力ある粘土質のものでは以下は時間的に可成り生ずるもの即ち可塑的傾向を示すこと大なれば彈性的特性自己振動數のみにて許容耐荷重を判定することは困難である。然れども觀壓効果に就ては同様の推論を爲し得。

土質	振動機により誘發される自己振動數 (Heiz)	許容耐荷重 (kg/cm ²)
深さ 1.5m の舊き盛土	19.10	1.0



第 5 圖

泥炭の残滓を含む中砂土	21.3	1.5
著くよく踏み固められしもの	21.7	2.0
ローム質砂利の盛土	24.1	3.0
非常に一様な黄色中砂	26.2	4.5
不均一の充分壓縮された砂	26.7	4.5
充分壓縮された砂利	28.1	4.5

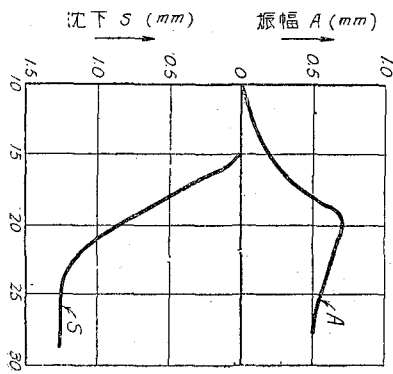
Her は 1 秒間の振動数を示すものである。

上述せし如き正弦的荷重力により空隙が減少し振動機下の地面は壓縮され容積を減じ沈下する、今 w_1, w_2 の範囲内で w に於ける沈下は $Aw^2 - (a+bw^2)$ に比例すると假定すると 5 圖 (a) の如き場合の沈下量 (S) は下記の如く示し得、

$$S = S_0 \int_{w_1}^{w_2} [(A - b)w^2 - a] dw$$

S_0 は常数、沈下曲線は同圖 (b) に示す如く與へられた $Aw^2, a+bw^2$ により定まる一定値 (S) に到達す、實例を第 6 圖に示す、微砂質土壌での結果にて全く理論曲線と同じ傾向である、 w_1, w_2 の範囲にて更に輾壓 2 回繰返すも沈下は一回のときより増加する事無し。今振動の状態即ち偏心荷重、偏心距離等を變化すれば振動撃力も變り内部摩擦抵抗力に及す影響にも變化を來す。

例へば偏心距離を増加すれば $A \rightarrow k_1A, b \rightarrow k_2b$ となるも a は一定、従つて $Aw^2 - (a+bw^2)$ は増加し沈下を新に増大す一方實際上 a_k/w_2 の値も移動する。



→ 回数/秒 圖 6

$A\omega^2, a + b\omega^2$ の関係は 3つの場合に分けて考察するのが便宜である。

- (1) 第 5 圖の場合、一般不粘着性土壌にて振動搗き固め法有效である。
- (2) $a \gg$ の場合、粘着性土壌にて特に第 7 圖の如きものでは。振動搗き固め法は無効である。
- (3) $a \ll$ 、特に無凝集土壌にて、振動数の増加に伴ひ沈下は繼續して生ずる場合。(第 8 圖)

以上の如く土質の相違により傾向異なるも振動搗き固め法が如何なる作用を呈し輻壓を爲すものなるやを説明した。

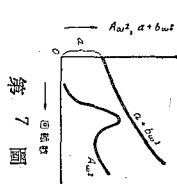
斯かる振動系に於ても自己振動なる卓越振動の存在せる事を示し數値は地震振動により誘發される卓越振動と類似 (analogie) 傾向と独自の傾向とを顯す事を指摘した。

§ 振動による土嚙搗き固めの結果 振動搗き固め法により空隙含水量が變化して弾性常數並びに強度をも増大するものである、従つて輻壓後の搗き固め程度堅硬の程度を試験する事が必要である、其の方法には各種多様あれども今其の若干を述べん、

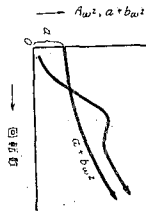
(1) 地表面の輻壓前後の沈下測定；最も簡單なもので振動輻壓作用の地下深さに及ぼす影響を知れば空隙の減少度も推測し得。

(2) 試料土壌を採取し空隙率の變動を測る。

(3) 振動輻壓により堅緻になれる、土盤にては振動機系の自己振動數は増大する、従つて其の變化より輻壓効果を推定す。



第 7 圖



第 8 圖

(4) 振動輾壓されし土塊に於ては凝聚力内摩擦力も増大するから $a+bw^2$ 増大し、再度振動を行ふに沈下傾向を異にし且つ其の量も著しく減少するものである。

(5) 適切な試験法の一は人工弾性波の傳播速度を測る事で其の許容載荷度との關係は既に第 I 章に述べた。

以上の外第 I 章に述べた路床支持力測定法其他斜度式にするもの等數多あるも省略し振動輾壓法を行へる實際の二三の例を述べる。

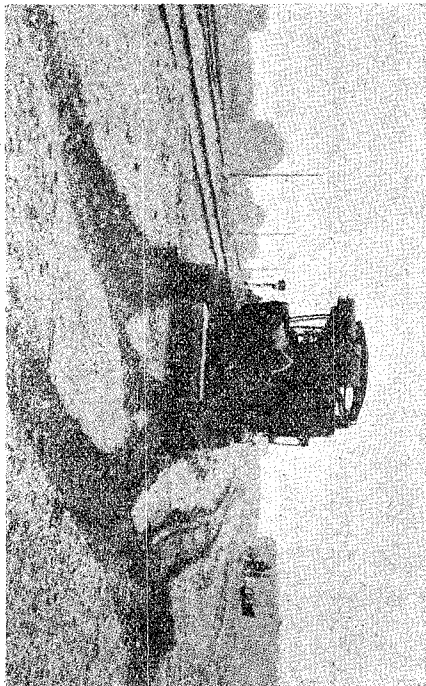
§ 實例 實際上振動式輾壓法は大型の搖動機にて實施されるもので今大型ローゼンハウゼン (Losen-hausen) 機にて行れた例を記述せん。

機械、自重；約 7.5t 底部面積；7.5m² 偏位重回轉數；地盤上に於ける自己振動數と一致する様調節するが、通常的地盤では寫眞第 1 の型式のものでは毎秒 13—16 程度が適當の様である。

(a) 道路床盛土 盛土の高さは 6—7m にて、

盛土材は細微砂利砂の混合物に拳大までの川玉石を

も混和せるものである振動輾壓により盛土堤頂は平均約 20cm 個所によりては 36cm も沈下壓縮す。即ち空隙としては約 10% 減少せるものである。



寫眞 第 1

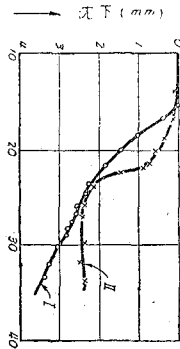
振動試験機として (Dageho. 2700 kg 底面積 $1m^2$) を使用し揺動輓壓前後の沈下傾向を測定した、第9圖に此等の値を示す。

(I) 輓壓以前；——沈下は極限なく (I 曲線) 即ち $a + bu^2$ 曲線の a, b 充分大となり得ず Au^2 曲線とは唯一點に交るのみである。

(II) 輓壓後；——沈下傾向は一定の極限値を有する事が分る (II 曲線)、即ち凝集力内部摩擦抵抗が増大せる状態にあるを以て、 $A'u^2, a + bu^2$ 兩曲線は二點で交るものである、彈性波傳播速度は輓壓前後で—— $106m/秒, 128m/秒$ ——であつた、更に輓壓盛土に深さ $2.5m$ の穴を穿ち全く同様の彈性波傳播實驗を行ひしが地表部と變化が無つた。以上の如く輓壓により盛土の搗き固めが如何に行れるかを推察し得。

(b) 地盤底部の振動輓壓 面積 $120 \times 25m$ の深さ $2.5m$ の地溝に大型機械を設置する事になり大型ロゼンハッセン揺動機を用ひて振動輓壓を行ひ $18cm$ 沈下をなし大體極限の輓壓状態に達したと見做し工事をなす。其後の成績をみるに事實其の後沈下は認められない程度である。

上述の如く、土壌の凝集力内部摩擦の力に打撻つて空隙を減少し充分輓壓を行ふには振動的荷重且つ、周期を地盤(振動輓壓機をも含む系)の自固振動期と一致せしめる事により有効に其の機能を發揮し得るものなる事を述べた。又土質の特性により振動輓壓作用の傳達方式の異なる有様をも説明した。揺動によるときは表面より少くとも $2.5m$ までに其の作用が及ぶものである。

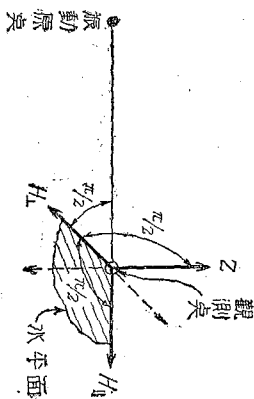


第 9 圖

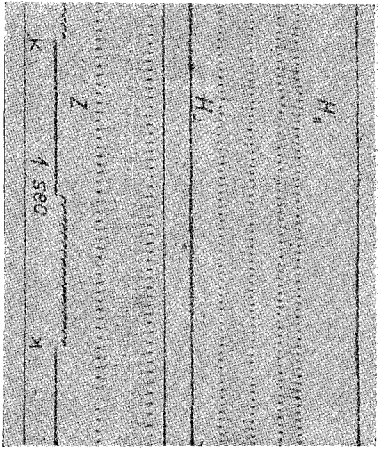
III 章 地上の正弦的振動荷重による誘發振動

建築土木工事に於て地上にて正弦的撃力の加はる事は屢々である。斯かる場合地表の固有振動周期によつては共鳴現象を呈し震動が著しく増し數多の有害な影響を及すものである。

其の I 章に述べた地震動の際誘發さるる上層部の固有振動によるもの II 章の振動増き固め法の際の α_n も類似の意義を持つものである。II 章に述べた如き正弦的に變化する振動荷重を地上に加へ振動數を變じつゝ一定の距離隔てる場所にて傳播し來る震動の振幅を測定し共鳴點より固有振動數を求め地震の重要な基準を求めんとするものである、顯れる自己振動數は第 II 章に記述せしものと同程度のものゝ様である、即ち振動機設置部分の振動系の強制振動が震動として傳播するものである。詳細に考察する時は更に數多の問題あるも今試験の行はれつゝある地域一體は同じ弾性的特性を有するものと假定する。一例として Dagebo とグッツンゲン大學地球物理部の共同研究によるものを述べん。振動機(同轉數を $0.5 \sim 2H_{orz}$ づゝ増大せしめた)より $10m \sim 140m$ 距てる位置に 2 個の水平 (H_{10}) (H_{14}) 1 個の垂直 (Z) の地震計を置き、傳播し來る震動を記録せしむ。地震計は倍率 30,000 \sim 40,000 倍、自己振動數 $4H_{orz}$ 、空氣ダンパーを有するもので、 H_{10} 、 H_{14} は振動機と觀測點を結ぶ直線に平行並に直角方向の水平震動成分を示す、 Z は震動の垂直成分である、此等の關係は第 10 圖に明記す。振動機械は垂直運動のみであるが水平成分をも誘發す

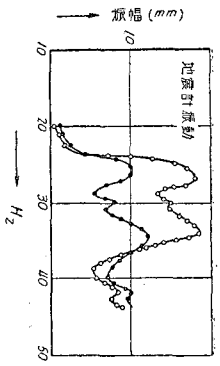


第 10 圖



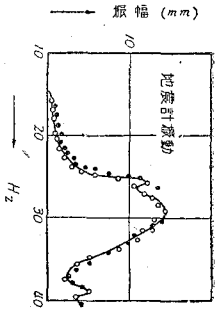
33.8Hz による地盤振動
 H_1, H_2 水平成分
 Z 垂直成分
 寫眞 第 2

轉る。第 11 圖は 2 個の全く構造を異にせる地震計の記録より回轉數と震動振幅の共鳴曲線を示すものである、共鳴極大點は多數顯れてゐるが同じ回轉數の位置である、終局の共鳴曲線を求めんには振動機の振幅を一定にした場合の地震計記録を求むる必要があるものである、第 12 圖は其の一例を示すので 29Hz の所に地盤の自周振



地盤振動の一例
 ● 構造異なる地震計による
 (R. Köhler, A. Ranspeck)

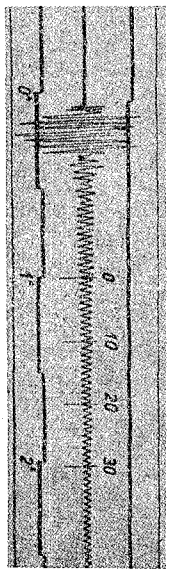
第 11 圖



地盤共鳴曲線垂直地震計
 期日 22, 8, 33 ○ ○
 期日 22, 8, 33 ● ●
 (R. Köhler, A. Ranspeck)

第 12 圖

るものである。寫眞第 2 は地震計の記録を示すもので水平垂直震動も共に正弦變化を示し H_1, H_2 も Z の約 $\frac{1}{2}$ 程度である、記録震動振幅は震動機の数により異なるものであ



單獨衝撃による地盤の垂直誘發震動 (29.2Hz,
 斜イナマー 1 ト 50g 測定位置 40m)
 寫眞 第 3

動數を示す箇所がある、其の他 26Hz の所にも一の小さき極大點あるも、之は振動機自體に據るもので地震計設置地盤の固有振動としては 29Hz の方が重要であると論じ又單獨衝擊力による弾性波傳播試験に於ても其の記録に 29.2Hz の地盤自己振動が顯れてゐる。寫眞第 3 は其の記録を示すもので共鳴曲線の結果と同じ數値を與へてゐる。

以上により地盤が如何に強制振動を誘發されるものなるやを略記したものである。之の外弾性波傳播速度と振動數との關係、唸現象、地盤誘發固有振動數と載荷状況との關係等の諸問題山積せるも總て省略した。

IV 章 要 約

土質力學の發展に伴ひ土壤の弾性的特性を利用し支持力等の判定に資せんとする傾向が旺に行れんとしてゐる、特に彈性波の傳播速度、地盤の固有振動數を其の對照とする場合が多い、一方振動的觀壓法の如き固有振動を利用せる施行法も行れつゝある、現状である本文は其の原理の概要と二三の關連せる重要な特性を列擧せるものである記述に可成り不徹底の箇所あるは此後の研究により補足されるべきものである、先人の行へる研究を引用し二三の理論的の考案をも加へたもので、今後發達せんとする之種の研究の實例に就き紹介したものである。研究結果を引用せし諸氏に對し深く敬意を表する次第である。