

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第1611号

土木研究所資料

浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究

昭和55年10月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 55年度 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be
reproduced by any means, nor transmitted, nor
translated into a machine language without the
written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

橋梁基礎の設計においては、地盤の極限支持力を算定することが最も重要な作業の一つとなるが、地盤の極限支持力は荷重が鉛直に作用する場合に較べて、荷重が傾斜した場合には支持力が急減するため橋梁基礎、とくに直接基礎の設計に際し、荷重の傾斜を考慮した極限支持力の算定をなすべきことが指摘されてきた。その算定法については、土研資料 226 号「偏心傾斜荷重に対する極限支持力算定法」および土研研究所報告 135 号の 2「二次元傾斜荷重に対する地盤支持力の計算図表」において明らかにされるとともに、道路橋示方書 VI 下部構造編（昭和 55 年 5 月以前には、道路橋下部構造設計指針）に取り入れられ、広く我が国の道路橋基礎の設計に貢献してきた。

地盤の極限支持力に関する理論は多くの学者の研究対象とされた問題で、現在、構造物基礎の支持力算定にあたっては Terzaghi および Meyerhof の提案した支持力算定法に従うものが大半である。

土研資料 226 号 で提案された極限支持力の算定法の特色は、

- (1) 地盤の極限支持力は、地盤に自重が無い場合の Kötter の解析解に、地盤の自重の効果による支持力を合算したもので得られると仮定する。
- (2) 地盤の自重の効果は、Sokolovsky が求めた数値解を用いる。
- (3) 荷重は、任意の傾斜角を有することを許すが、極限支持力の算定に必要な支持力係数は、計算結果を図に表わして使用している。

などが主な点であるがこの算定法を Terzaghi や Meyerhof の方法と比較すると、(1)の仮定条件は同じであるが、(2)の自重効果の算定により厳密な数値解を用いたことが大きく異っている。このことは、Terzaghi や Meyerhof の与えた極限支持力よりもより正確な極限支持力を与える可能性を有しているものの、現在まで実験的には全く確認されていなかった。

ここでは、傾斜荷重を受けた基礎の極限支持力に関する実験を実施して、実験結果と上述の方法で求めた理論支持力を比較し、その妥当性を実験的に裏付けることができたので、これらの結果を報告するとともに、理論支持力の算定過程および自重の効果による付加的支持力の解析的近似解を得る方法を明らかにすることにより、任意の荷重傾斜角に対しても極限支持力の近似解を得ることができるようにした。

また、荷重が傾斜した場合には基礎底面と地盤との間の滑動が問題となるので、この点に関しても定期的な検討を行ない、基礎の破壊モードは滑動および地盤のせん断破壊の 2 モードから成り、これらが作用する鉛直荷重強度に依存することが明らかになったので、これらについても報告する。

さらに、地盤の極限支持力理論は、その数学的仮定の制約から一般に単層の半無限地盤を対象にしているが、橋梁基礎の支持地盤は、多くが複層となったものであり、これらの層状地盤に対する極限支持力算定法の検討が必要となる。ここでは、その第 1 歩として有限層厚の地盤を対象とする模型実験を実施し、支持地盤の層厚がある一定の範囲で、地盤の極限支持力が極小値を示す現象が見られることを明らかにした。

昭和 55 年 10 月

基礎研究室

塩	井	幸	武
浅	沼	秀	弥
杉	崎	光	義

浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究

第1章 浅い剛体基礎の支持力理論

§ 1. 連続体力学の基本方程式	1
§ 2. 自重のある地盤の極限平衡条件	3
§ 3. Kötter の平衡方程式	4
§ 4. 自重のない場合の Kötter 方程式	9

第2章 傾斜荷重に対する極限支持力

§ 1. 支持力の算定における仮定条件	10
§ 2. 自重のない場合の Kötter 方程式の解	10
(1) 浅い剛体基礎に対する塑性域	10
(2) 極限支持力の算定	11
(3) 荷重傾斜角 α と β の関係	14
§ 3. 自重による付加的極限支持力	19
§ 4. 滑動に対する安定性の検討	26

第3章 浅い剛体基礎の滑動に関する安定性

§ 1. 滑動に対する安定計算の現況	27
§ 2. 滑動抵抗に関する模型実験	28
(1) 実験方法	28
(2) 実験結果	31
§ 3. 支持力および滑動による不安定現象	39
(1) 支持力問題と滑動問題の接点	39
(2) 不安定現象と基礎の変位	44

第4章 浅い剛体基礎の支持力に関する安定性

§ 1. 傾斜荷重を受ける浅い剛体基礎の極限支持力	46
§ 2. 極限支持力に関する模型実験	50
(1) 実験方法	50
(2) 実験結果	52
§ 3. 根入れの無い場合の理論支持力と実験値	58
§ 4. 根入れ効果	59
§ 5. 極限平衡状態におけるすべり線形状	61

第5章 有限層地盤の極限支持力

§ 1. 実験方法	66
§ 2. 極限支持力	68
§ 3. 有限層地盤におけるすべり線	70

第 1 章 浅い基礎の支持力理論

§ 1 連続体力学の基本方程式

地盤が等方かつ連続である場合、この地盤が外力を受けて^{つりあい}平衡状態にある時、この地盤内の任意の閉じた表面積 σ で囲まれる体積 τ の地盤要素は、(1-1)式を満たさねばならない。

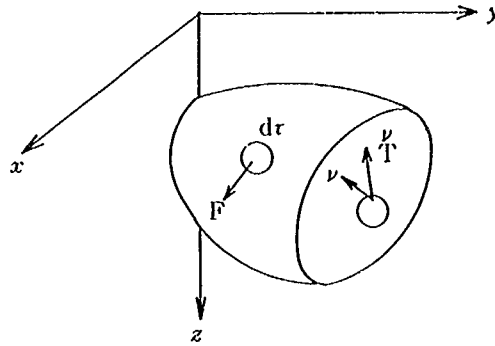


図 1-1

$$\int_{\tau} F_i d\tau - \int_{\sigma} T_i^{\nu} d\sigma = 0 \quad (1-1)$$

ここで F_i : 微小体積要素 $d\tau$ に作用する体積力の i 方向分力

T_i^{ν} : 微小表面積要素 $d\sigma$ に作用する表面力の i 方向分力 ($T_i^{\nu} = \tau_{ji} \nu_j$)

τ : 全体積

σ : 全表面積

τ_{ji} : 応力テンソル

ν_j : 微小表面要素 $d\sigma$ の法線の j 方向余弦

発散定理により、

$$\int_{\sigma} \tau_{ji} \nu_j d\sigma = \int_{\tau} \tau_{ji,j} d\tau \quad (1-2)$$

よって、(1-1)式は次のように表わされる。

$$\int_{\tau} (F_i - \tau_{ji,j}) d\tau = 0 \quad (1-3)$$

等方な連続体を仮定しているから、積分領域 τ が任意でかつ(1-3)式が連続であるため、次式が成り立つ。

$$\tau_{ji,j} = F_i$$

これを通常の微分形式で表記すると、

$$\begin{aligned}
 & \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = F_x \quad \left. \begin{aligned} & \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = F_y \quad \dots\dots\dots (1-4) \\ & \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} = F_z \quad \left. \begin{aligned} & \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

二次元問題においては次のように表わされる。

$$\begin{aligned}
 & \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = F_x \quad \left. \begin{aligned} & \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = F_y \quad \left. \begin{aligned} & \dots\dots\dots (1-4)' \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

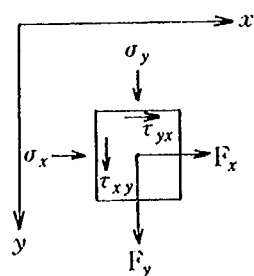


図 1-2

これが平面問題における応力方程式である。

なお、微小要素のモーメントのつりあいより $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ となるので以後 τ_{xy} と表わす。

§2 自重のある地盤の極限平衡条件

(1-4)' 式より, 自重のある等方連続な地盤の平衡方程式は, x 軸を水平方向に, y 軸を重力方向にとれば, 次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= \gamma_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-5)$$

ここで,

γ_s : 地盤の単位重量

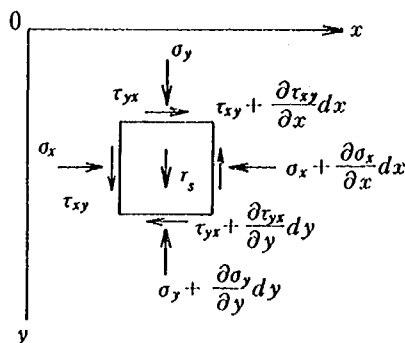


図 1-3

今, 地盤が剛塑性体であると仮定し, この地盤が極限状態に達して剛体から塑性体に移る極限の塑性平衡状態にある場合を考える。この時の破壊が Mohr-Coulomb の破壊条件に従うと仮定すると, 塑性平衡状態にある地盤内の応力は次のようになる。

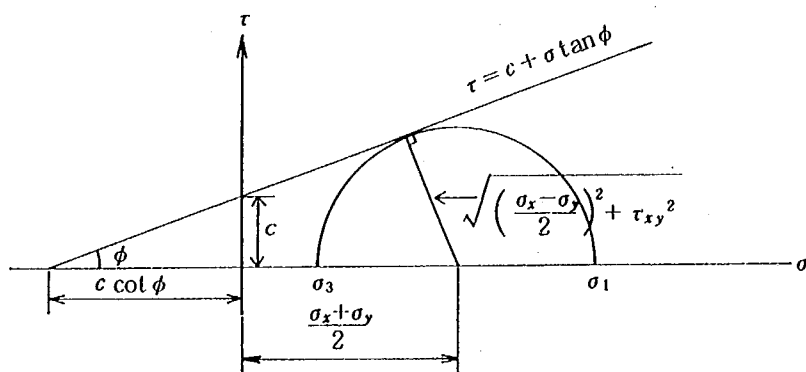


図 1-4 Mohr's stress circle

$$\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + c \cot \phi \right)^2 (1 - \cos^2 \phi)$$

整理すると,

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2 = \frac{\sin^2 \phi}{4} (\sigma_x + \sigma_y + 2c \cot \phi)^2 \dots\dots\dots (1-6)$$

したがって, 与えられた境界条件の下に (1-5)(1-6) 式を解けば, この塑性平衡状態にある地盤内各部の応力を決定することができるわけである。

§3 Kötter の平衡方程式

(1-5) 式は積分するに不都合であるので、すべり線上で成立する平衡方程式に変換すると、解析的あるいは数値的に積分するのに好都合となる。

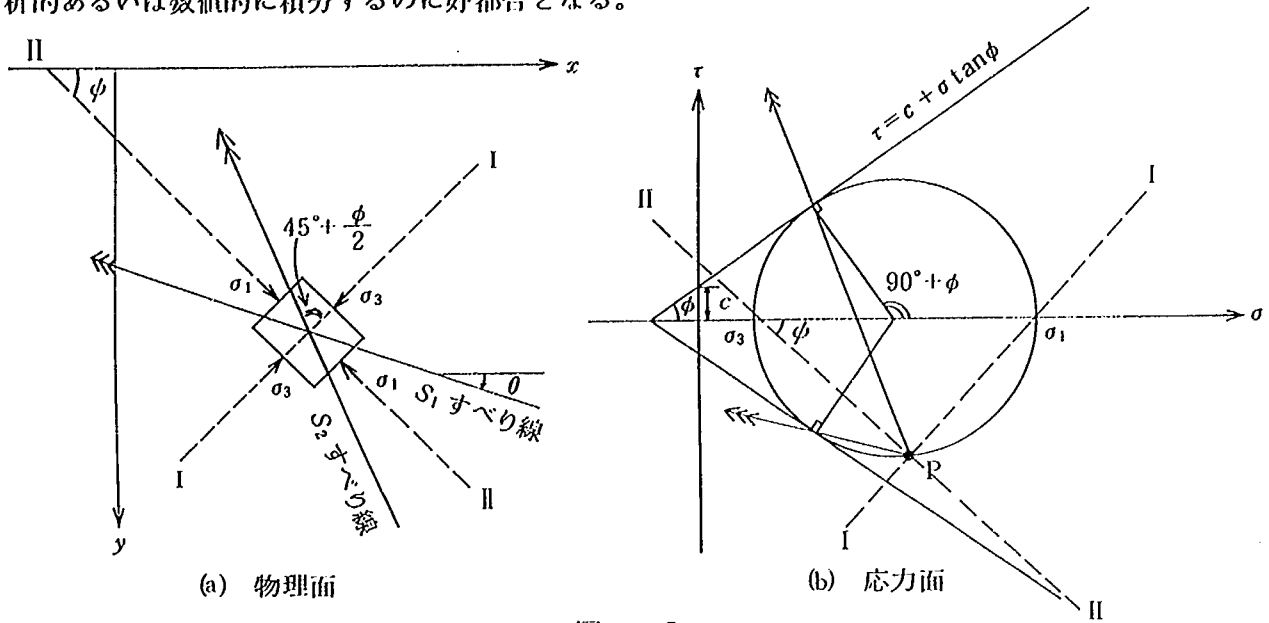


図 1-5

図のような応力面を考えた場合、第1主応力 σ_1 、第2主力の σ_3 と、第1主応力を x 軸（水平方向）のなす角 ϕ が既知であるならば、 x 軸、 y 軸方向の面に作用する応力 σ_y, σ_x は次のように計算される。

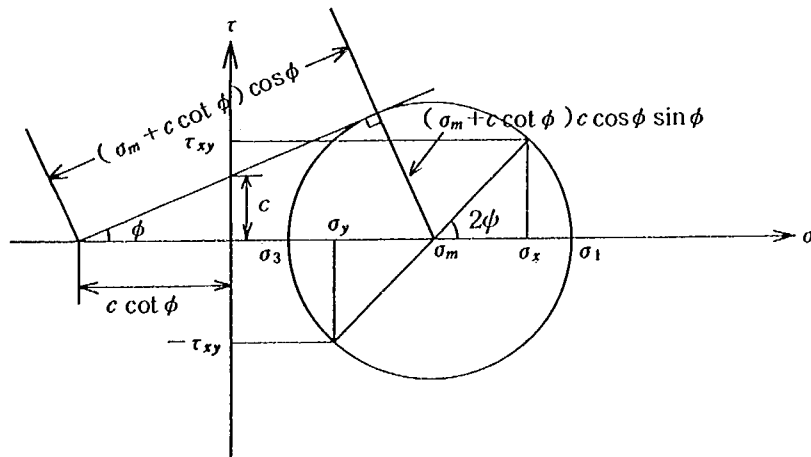


図 1-6

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= \sigma_m + (c \cot \phi + \sigma_m) \sin \phi \cos 2\phi \\
 \sigma_y &= \sigma_m - (c \cot \phi + \sigma_m) \sin \phi \cos 2\phi \\
 \tau_{xy} &= (c \cot \phi + \sigma_m) \sin \phi \sin 2\phi
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1-7)$$

ここで、 ϕ : 第1主応力と x 軸のなす角
 今、 θ を x 軸と第1すべり線 (S_1 すべり線) とがなす角とすると、図1-5より、

$$2\phi = 90^\circ + 2\theta - \phi$$

この関係により、(1-7) 式を θ を用いて書き改めると (1-7)' 式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_m \{1 - \sin \phi \sin(2\theta - \phi)\} - c \cos \phi \sin(2\theta - \phi) \\ \sigma_y &= \sigma_m \{1 + \sin \phi \sin(2\theta - \phi)\} + c \cos \phi \sin(2\theta - \phi) \\ \tau_{xy} &= (c \cos \phi + \sigma_m) \sin \phi \cos(2\theta - \phi) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-7)'$$

すべり線に沿って積分が可能となるように、線要素を dx, dy から ds_1, ds_2 に変換する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s_1} &= \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s_1} + \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s_1} = \frac{\partial}{\partial x} \cos \theta + \frac{\partial}{\partial y} \sin \theta \\ \frac{\partial}{\partial s_2} &= \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s_2} + \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s_2} = -\frac{\partial}{\partial x} \sin(\theta - \phi) + \frac{\partial}{\partial y} \cos(\theta - \phi) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-8)$$

上式より、 $\frac{\partial}{\partial x}$ を消去すれば

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s_1} \sin(\theta - \phi) + \frac{\partial}{\partial s_2} \cos \theta &= \frac{\partial}{\partial y} (\sin \theta \sin(\theta - \phi) + \cos \theta \cos(\theta - \phi)) \\ &= \frac{\partial}{\partial y} \cos \phi \end{aligned}$$

同様に、 $\frac{\partial}{\partial y}$ を消去すれば、

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s_1} \cos(\theta - \phi) - \frac{\partial}{\partial s_2} \sin \theta &= \frac{\partial}{\partial x} (\cos \theta \cos(\theta - \phi) + \sin \theta \sin(\theta - \phi)) \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \cos \phi \end{aligned}$$

よって、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} &= \frac{1}{\cos \phi} \left(\frac{\partial}{\partial s_1} \cos(\theta - \phi) - \frac{\partial}{\partial s_2} \sin \theta \right) \\ \frac{\partial}{\partial y} &= \frac{1}{\cos \phi} \left(\frac{\partial}{\partial s_1} \sin(\theta - \phi) + \frac{\partial}{\partial s_2} \cos \theta \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-9)$$

(1-9) 式を (1-5) の第1式に代入すると、

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \frac{1}{\cos \phi} \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial s_1} \cos(\theta - \phi) - \frac{\partial \sigma_x}{\partial s_2} \sin \theta + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial s_1} \sin(\theta - \phi) + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial s_2} \cos \theta \right)$$

ここで、(1-7)' 式を用いて ∂_x, τ を σ_m, θ で表わすと、

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial s_1} &= \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} \{1 - \sin \phi \sin(2\theta - \phi)\} - 2\sigma_m \sin \phi \cos(2\theta - \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} - 2c \cos \phi \cos(2\theta - \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial s_2} &= \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} \{1 - \sin \phi \sin(2\theta - \phi)\} - 2\sigma_m \sin \phi \cos(2\theta - \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} - 2c \cos \phi \cos(2\theta - \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} \end{aligned}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial s_1} = \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} \sin \phi \cos(2\theta - \phi) - 2(c \cos \phi + \sigma_m \sin \phi) \sin(2\theta - \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial s_2} = \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} \sin \phi \cos(2\theta - \phi) - 2(c \cos \phi + \sigma_m \sin \phi) \sin(2\theta - \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2}$$

したがって、

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= \frac{1}{\cos \phi} \left[\left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} - 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} \right\} \cos \theta \right. \\ &\quad \left. - \left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} + 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} \right\} \sin(\theta - \phi) \right] \end{aligned}$$

同様に、

$$\begin{aligned} \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= \frac{1}{\cos \phi} \left[\left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} - 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} \right\} \sin \theta \right. \\ &\quad \left. + \left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} + 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} \right\} \cos(\theta - \phi) \right] \end{aligned}$$

これを (1-5) 式に代入すると、

$$\left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} - 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} \right\} \cos \theta - \left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} + 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} \right\} \sin(\theta - \phi) = 0$$

$$\left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} - 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} \right\} \cos \theta + \left\{ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} + 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} \right\} \cos(\theta - \phi) = \gamma_s \cos \phi$$

整理すると、

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} - 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= \gamma_s \sin(\theta - \phi) \\ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} + 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= \gamma_s \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-10)$$

となるが、この (1-10) 式を Kötter の方程式と称する。

今、次のような新しい変数を導入する。

$$\left. \begin{aligned} q_s &= (\sigma_m + c \cot \phi) \cos \phi \\ \tau_s &= (\sigma_m + c \cot \phi) \cos \phi \sin \phi \end{aligned} \right\}$$

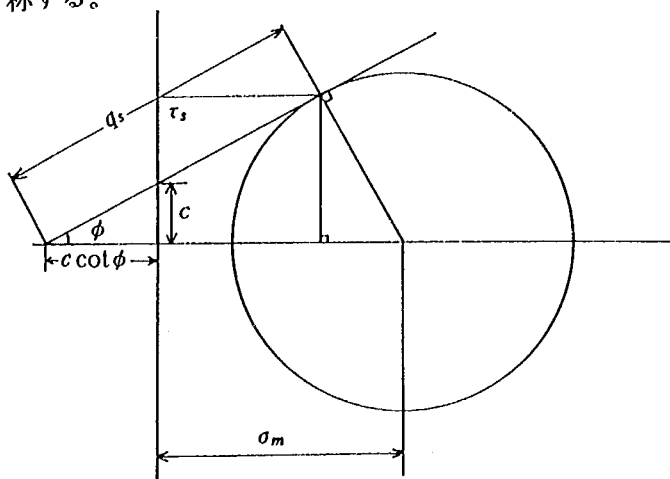


図 1-7

すると、Kötter の方程式は、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial q_s}{\partial s_1} - 2 \tan \phi \, q_s \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= r_s \sin(\theta - \phi) \\ \frac{\partial q_s}{\partial s_1} + 2 \tan \phi \, q_s \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= r_s \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-11)$$

あるいは、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \tau_s}{\partial s_1} - 2 \tan \phi \, \tau_s \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= r_s \sin \phi \sin(\theta - \phi) \\ \frac{\partial \tau_s}{\partial s_2} + 2 \tan \phi \, \tau_s \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= r_s \sin \phi \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-12)$$

とも表わすことができる。

さらに、別の変数 σ_0 を次のように定義する。

$$\sigma_0 = q_s / \cos \phi = \sigma_m + c \cot \phi$$

これをすべり線素に対し偏微分すると、

$$\frac{\partial \sigma_0}{\partial s_1} = \frac{1}{\cos \phi} \frac{\partial q_s}{\partial s_1}, \quad \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_2} = \frac{1}{\cos \phi} \frac{\partial q_s}{\partial s_2}$$

となり、(1-11) 式に代入して、

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_1} - 2 \tan \phi \cos \phi \, \sigma_0 \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= r \sin(\theta - \phi) \\ \cos \phi \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_2} + 2 \tan \phi \cos \phi \, \sigma_0 \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= r \cos \theta \end{aligned} \right\}$$

を得る。

したがって、Kötter 式は、

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_1} - \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= \frac{r_s \sin(\theta - \phi)}{2 \sigma_0 \sin \phi} \\ \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_2} + \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= \frac{r_s \cos \theta}{2 \sigma_0 \sin \phi} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-13)$$

とも表わすことができる。

また、 $2\psi = 90^\circ + 2\theta - \phi$ であるので、

$$\frac{\partial \psi}{\partial s_1} = \frac{\partial \theta}{\partial s_1}, \quad \frac{\partial \psi}{\partial s_2} = \frac{\partial \theta}{\partial s_2}$$

したがって、(1-13) 式を主応力の方向と x 軸のなす角 ψ で表わすならば、

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} - \frac{\partial \phi}{\partial s_1} &= \frac{\gamma_s \sin(\theta - \phi)}{2\sigma_0 \sin \phi} \\ \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_2} + \frac{\partial \phi}{\partial s_2} &= \frac{\gamma_s \cos \theta}{2\sigma_0 \sin \phi} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-13)'$$

とも書き表わされる。

§4 自重のない場合の Kötter 方程式

自重を無視すると $r=0$ であるので, (1-10), (1-11), (1-13), (1-13)' は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} - 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= 0 \\ \cos \phi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} + 2 \sin \phi (\sigma_m + c \cot \phi) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-14)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial q_s}{\partial s_1} + 2 \tan \phi q_s \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= 0 \\ \frac{\partial q_s}{\partial s_2} + 2 \tan \phi q_s \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-15)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_1} - \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= 0 \\ \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_2} + \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-16)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_1} + \frac{\partial \phi}{\partial s_1} &= 0 \\ \frac{1}{2} \cot \phi \frac{1}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_0}{\partial s_2} + \frac{\partial \phi}{\partial s_2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-16)'$$

(Kötter-Massan's equation)

第2章 傾斜荷重に対する極限支持力

§1 支持力の算定における仮定条件

傾斜荷重に対する極限支持力は、次の仮定の下に計算を行うものとする。

- 1) 浅い剛体基礎の支持力は、自重のない場合の Kötter 方程式の解に、自重のある場合の付加項による支持力を重ね合わせることで得られるものとする。
- 2) 基礎底面は十分に粗である。
- 3) 根入れ部分の地盤のせん断抵抗力は無視し、単なる上載荷重とみなす。

§2 自重のない場合の Kötter 方程式の解

(1) 浅い剛体基礎に対する塑性域

基礎底面が完全に粗で自重のない地盤が全般せん断破壊する場合のすべり線網は、図2-1のようになる。

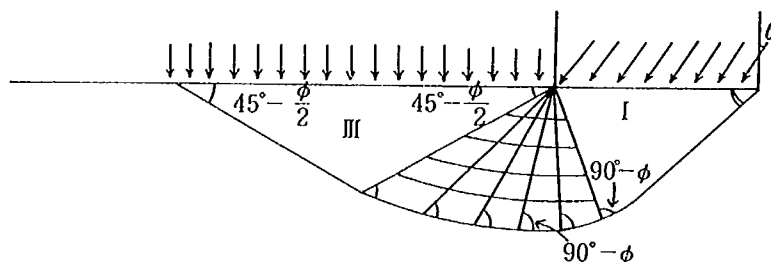


図 2-1

Iの領域を剛体的領域、あるいは主働域、あるいは拘束擬弾性域という。

ここでは、主応力の方向が一定で、すべり線は互いに $90^\circ - \phi$ で交わる直線から成る。

このような土のくさびが形成されることを Kurdümmoff 効果という。

IIの領域は、過渡領域（主働域から受働域への）、放射塑性域、扇状域などと呼ばれる。

自重のない場合のこの領域におけるすべり線の一つは、基礎端を中心とする対数らせんとなる。

IIIの領域は、受働域（ランキン受働域）と呼ばれる。

なお、自重のある場合には、図2-2に示すように I, II, の領域におけるすべり線が曲線となることが Lundgren-Mortensen や Sokolovsky によって明らかにされた。

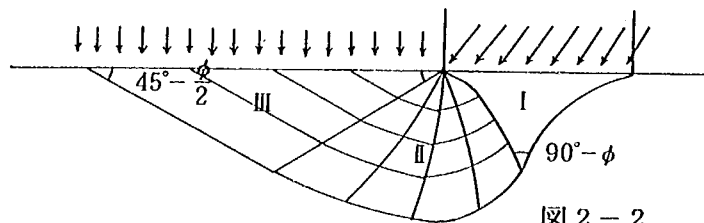


図 2-2

(2) 極限支持力の算定

今、自重のない粒状体弾性地盤に傾斜荷重が作用し極限状態にある場合を考えると、そのすべり線は図2-3のように表わされる。

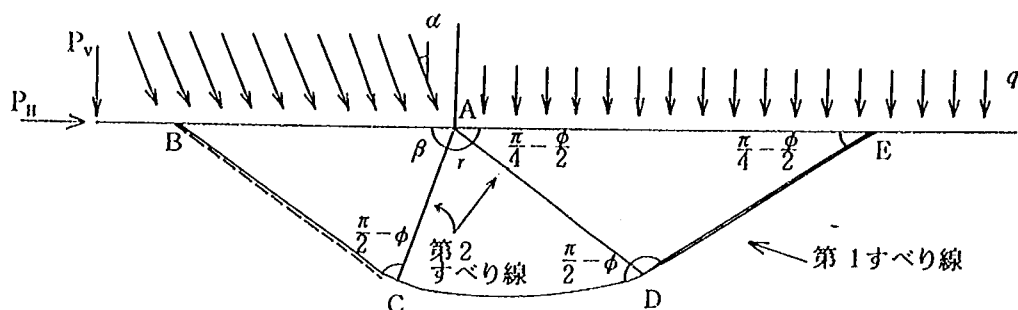


図2-3

$\triangle ADE$ の受働域内の応力状態は、次のモールの応力円で表わされる。

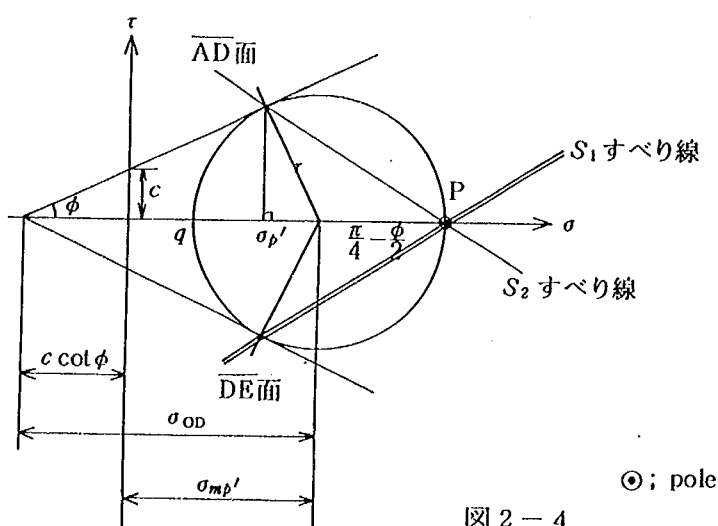


図2-4

ここで、 σ_p' : AD面に作用する直応力

$$\sigma_{OD} = c \cot \phi + \sigma_{m p'}$$

$$r = \frac{(c \cot \phi + \sigma_p') \tan \phi}{\cos \phi}$$

よって、

$$q = \sigma_p' + r \sin \phi - r = \sigma_p' - \frac{c + \sigma_p' \tan \phi}{\cos \phi} (1 - \sin \phi)$$

変形すると、

$$\sigma_p' = \frac{q \cos^2 \phi + c \cos \phi (1 - \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad \dots \dots \dots (2-1)$$

$\triangle ACB$ 内の主働域の応力状態は、次のモールの応力円で表わされる。

ここで,

$$\sigma_{0c} = c \cot \phi + \sigma_{mp} = \frac{\sigma_p + c \cot \phi}{\cos^2 \phi}$$

$$\sigma_{0D} = c \cot \phi + \sigma_{mp'} = \frac{\sigma_{p'} + c \cot \phi}{\cos^2 \phi}$$

であるから, これを (2-3) 式に入れると,

$$\sigma_p + c \cot \phi = (\sigma_{p'} + c \cot \phi) e^{2r \tan \phi}$$

よって,

$$\sigma_p = (\sigma_{p'} + c \cot \phi) e^{2r \tan \phi} - c \cot \phi \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

(2-4) 式に (2-1), (2-2) で与えられる $\sigma_{p'}$, σ_p を代入すると,

$$\frac{p_v \cos^2 \phi - c \cos \phi \{ \sin(2\beta - \phi) + \sin \phi \}}{1 + \sin \phi \sin(2\beta - \phi)} = \left\{ \frac{q \cos^2 \phi + c \cos \phi (1 - \sin \phi)}{1 - \sin \phi} + c \cot \phi \right\} e^{2r \tan \phi} - c \cot \phi$$

よって,

$$\begin{aligned} p_v \cos^2 \phi = & \frac{1 + \sin \phi \sin(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} \cos^2 \phi e^{2r \tan \phi} \cdot q \\ & + \frac{1 + \sin \phi \sin(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} (-\cos \phi \sin \phi + \cot \phi) e^{2r \tan \phi} \cdot c \\ & + (\cos \phi \sin \phi - \cot \phi) \cdot c \end{aligned}$$

整理すると, 鉛直極限支持力度 p_v は次のように表わされる。

$$p_v = \frac{1 + \sin \phi \sin(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} \cdot q + \cot \phi \left[\frac{1 + \sin \phi \sin(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} - 1 \right] \cdot c \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

したがって,

$$p_v = c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

と表わすならば,

$$\left. \begin{aligned} N_c &= \cot \phi \left[\frac{1 + \sin \phi \sin(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} - 1 \right] \\ N_q &= \frac{1 + \sin \phi \sin(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

この N_c , N_q は, 支持力係数と称する無次元量である。

N_c , N_q を算出するには β および r を与えなければならないが, β は荷重傾斜角 α の関係となり, その関係は(3)に示す。 r は β の関数で, $r = \frac{3}{4}\pi + \frac{\phi}{2} - \beta$ と表わされる。

一方, 極限平衡状況における水平支持力度 P_H は, 図 2-5 より,

$$P_H = - \frac{(c \cot \phi + \sigma_p) \tan \phi}{\cos \phi} \cos(2\beta - \phi) \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

と表わされる。

(2-4) 式に (2-1) 式を代入すると,

$$\sigma_p = \left(\frac{q \cos^2 \phi + c \cos \phi (1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} + c \cot \phi \right) e^{2r \tan \phi} - c \cot \phi$$

これを (2-7) 式に代入すると,

$$\begin{aligned} p_{II} &= - \frac{\tan \phi \cos(2\beta - \phi)}{\cos \phi} \left[\frac{q \cos^2 \phi + c \cos \phi (1 - \sin \phi)}{1 - \sin \phi} + c \cot \phi \right] e^{2r \tan \phi} \\ &= - \frac{\tan \phi \cos(2\beta - \phi)}{\cos \phi} \frac{[q \cos^2 \phi + c \cot \phi \cos^2 \phi]}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} \\ &= - \left[\frac{\sin \phi \cos(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} \cdot q + \frac{\sin \phi \cos(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} \cot \phi e^{2r \tan \phi} \cdot c \right] \end{aligned}$$

したがって, 水平極限支持力度 p_{II} は次のように表わされる。

$$p_{II} = -(N_c' \cdot c + N_q' \cdot q)$$

$$\text{ここで, } N_q' = \frac{\sin \phi \cos(2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} \dots\dots\dots (2-8)$$

$$N_c' = N_q' \cdot \cot \phi$$

(3) 荷重傾斜角 α と β の関係

(2-6) 式により荷重が傾斜している場合の支持力が得られるが, (2-6) 式は未知数 β および r を含んでいる。 r は β が与えられると決定するので, 結局, β を荷重傾斜角 α の関数として与える必要がある。

この関係は図 2-5 のモールの応力円から得られるが, 説明のためにもう一度図示する。

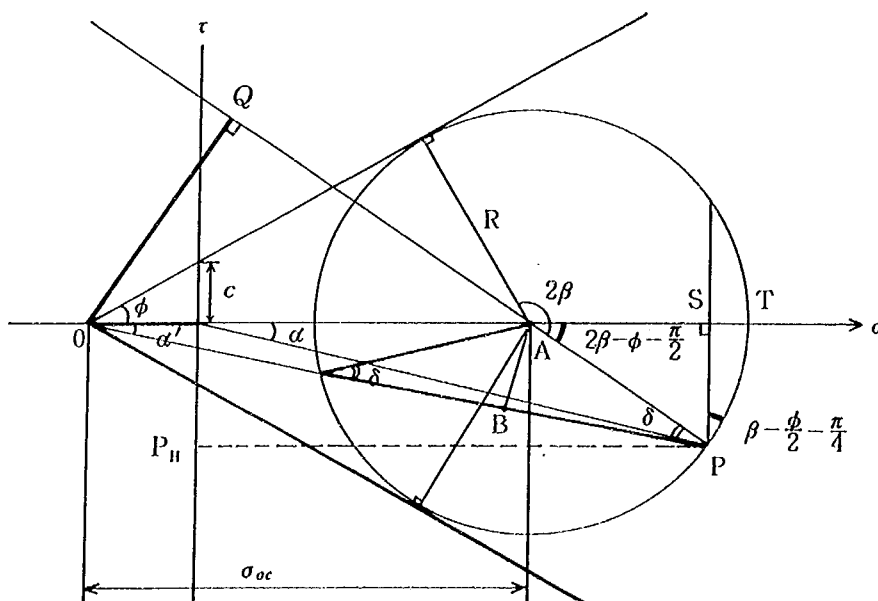


図 2-6

$$\begin{aligned}
R &= \sigma_{0c} \cdot \sin \phi \\
\overline{AB} &= \sigma_{0c} \cdot \sin \phi \sin \delta = \sigma_{0c} \sin \alpha' \\
\overline{PQ} &= \overline{OP} \sin \delta = \sigma_{0c} \cdot \sin (2\beta - \phi - \frac{\pi}{2})
\end{aligned}$$

これより,

$$\begin{aligned}
\sin \delta &= \frac{\sin \alpha'}{\sin \phi} \\
\frac{\overline{OP}}{\sigma_{0c}} &= \frac{\sin (2\beta - \phi - \frac{\pi}{2})}{\sin \delta} = \frac{\sin (\delta + \alpha')}{\sin \delta} = \frac{\sin \delta \cos \alpha' + \sin \alpha' \cos \delta}{\sin \delta} \\
&= \cos \alpha' + \sin \alpha' \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \delta}}{\sin \delta} \\
&= \cos \alpha' + \sin \alpha' \frac{\sin \phi}{\sin \alpha'} \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2 \phi}} \\
&= \cos \alpha' + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \alpha'} \\
&= \cos \alpha' + \sqrt{\cos^2 \alpha' - \cos^2 \phi}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\tan (\beta - \frac{\phi}{2} - \frac{\pi}{4}) &= \frac{\overline{ST}}{\overline{SP}} = \frac{\sigma_{0c}(1 + \sin \phi) - \overline{OP} \cos \alpha'}{\overline{OP} \sin \alpha'} \\
&= \frac{\sigma_{0c}(1 + \sin \phi) - \sigma_{0c} \cos \alpha' (\cos \alpha' + \sqrt{\cos^2 \alpha' - \cos^2 \phi})}{\sigma_{0c} \sin \alpha' (\cos \alpha' + \sqrt{\cos^2 \alpha' - \cos^2 \phi})}
\end{aligned}$$

したがって,

$$\beta = \frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4} + \tan^{-1} \left[\frac{1 + \sin \phi - \cos^2 \alpha' (1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \alpha'}})}{\sin \alpha' \cos \alpha' (1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \alpha'}})} \right] \dots\dots\dots (2-9)$$

あるいはもっと簡単に,

$$2\beta - \phi - \frac{\pi}{2} = \alpha' + \delta$$

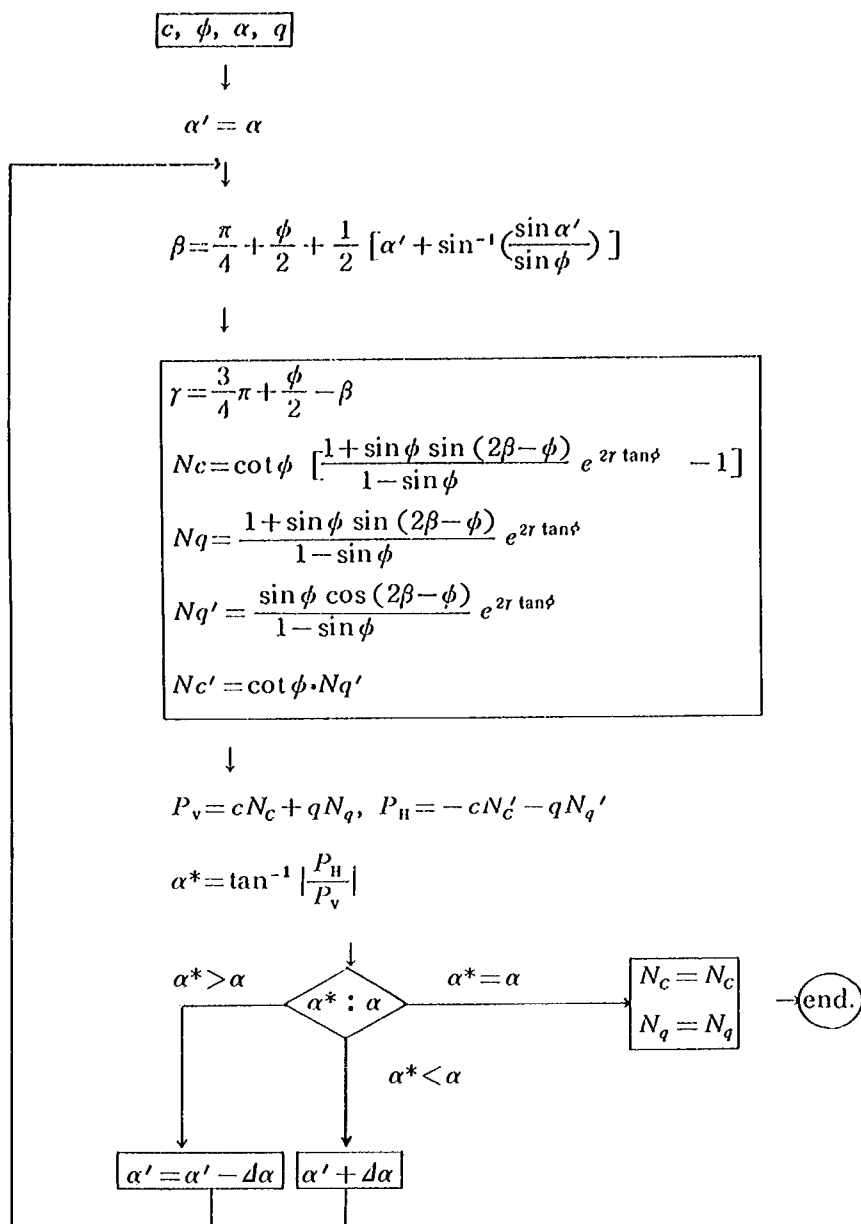
$$\text{よって, } \beta = \frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} [\alpha' + \sin^{-1}(\frac{\sin \alpha'}{\sin \phi})] \dots\dots\dots (2-9)'$$

と表わされる。

$$\text{ここで, } \alpha' = \tan^{-1}(\frac{P_H}{p_v + c \cot \phi})$$

α' は、地盤に粘着力のある場合は、直ちに荷重傾斜角 α と対応するわけではないので、結局、試行錯誤的に求めなければならない。

そのフローを示すと次のようになる。



一般に、直接基礎の対象になるような良好な地盤は、 c に比して ϕ の卓越する砂地盤が多く、これらの地盤を粒状体地盤とみなすことも可能である。

このような場合、 $c \rightarrow 0$ と見なして $\alpha' = \alpha$ とし、計算を行っても大きな誤差とはならないであろう。したがって、近似的に次式が成り立つと考えられる。

$$\beta \doteq \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \tan^{-1} \left[\frac{1 + \sin \phi - \cos^2 \alpha (1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \alpha}})}{\sin \alpha \cos \alpha (1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \alpha}})} \right] \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

あるいは、

$$\beta \doteq \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \frac{1}{2} \left[\alpha + \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (2-10)'$$

今、(2-10)式により β を計算し、この β を用いて(2-6)式で与えられる N_c, N_q を計算した

結果を次表に示す。

表 2 - 1

α		ϕ								
		0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
0°	Nc	5.14	6.49	8.34	10.98	14.83	20.71	30.13	46.10	75.25
	Nq	1.00	1.57	2.47	3.94	6.40	10.66	18.39	33.27	64.13
5°	Nc		2.72	6.57	9.13	12.53	17.52	25.34	38.33	61.58
	Nq		1.24	2.16	3.45	5.56	9.17	15.62	27.83	52.66
10°	Nc			2.84	6.88	10.01	14.26	20.67	31.08	49.28
	Nq			1.50	2.84	4.64	7.65	12.93	22.75	42.34
15°	Nc				2.94	7.27	10.99	16.23	24.44	38.43
	Nq				1.79	3.64	6.12	10.37	18.11	33.24
20°	Nc					3.00	7.68	12.05	18.47	29.05
	Nq					2.09	4.58	7.95	13.93	25.37
25°	Nc						3.03	8.09	13.19	21.09
	Nq						2.41	5.67	10.23	18.69
30°	Nc							3.02	8.48	14.43
	Nq							2.75	6.94	13.11
35°	Nc								2.97	8.86
	Nq								3.08	8.43
40°	Nc									2.88
	Nq									3.42

このような方法で、自重のない地盤に対する支持力係数 Nc , Nq を与えるのは便利であるが、地盤の粘着力 c を無視しているため、完全粒状体と見なせる場合以外には、誤差が大きくなる可能性がある。すなわち、このような場合、荷重の傾斜角 α は (2-10) の根号内が正である必要上、荷重傾斜角 α は地盤の内部摩擦角 ϕ より小でなければならないが、地盤が粘着力 c を有する地盤の場合には、荷重傾斜角 α は粘着力 c の影響により地盤の内部摩擦角 ϕ 以上の値をとることが可能である。

厳密には、フローチャートに示した手順に従い、与えられた荷重傾斜角 α に対し、粘着力による付加荷重を考慮した荷重傾斜角 α' を求めなければならないが、このためには、粘着力 c と、上載荷重 $q = \gamma_s D_f$ が既知でなければならない。

このような方法は、一般に支持力を求めるには不便であるので、一定の仮定の下に実用上便利な支持力係数を求めておくのが有利と思われる。

今、粘着力 c により影響を受けるのは支持力係数 Nc のみであると仮定する。

荷重の傾斜角 α が増大するにつれて、第2すべり線が水平面となす角 β は次第に $\frac{\pi}{2} + \phi$ に近づくが、最終的に $\beta = \frac{\pi}{2} + \phi$ となれば、粘着力を無視した場合のすべり線は基礎底面に接する水平面となって、

不安定現象は基礎底面と地盤との滑動により生じることとなる。ここで、 $\beta = \frac{\pi}{2} + \phi$ の時、他の項を無視し粘着力の項だけで支持力が決まるものとして、その時の荷重傾斜角を逆算するならば、粘着力 c をも考慮した支持力係数 Nc を得ることができる。

$$\beta; \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \longrightarrow \frac{\pi}{2} + \phi$$

$$Nc = \cot \phi \left[\frac{1 + \sin \phi \sin (2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\beta)} - 1 \right]$$

$$Nc' = \cot \phi \frac{\sin \phi \cos (2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\beta)}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{q_H}{q_V} \right)$$

$$= \tan^{-1} \frac{cNc'}{cNc}$$

$$= \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cos (2\beta - \phi) e^{(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\beta)}}{\{1 + \sin \phi \sin (2\beta - \phi)\} e^{(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\beta)} - 1 + \sin \phi} \quad \dots\dots (2-11)$$

このようにして算出した荷重傾斜角 α と Nc の関係を次表に示す。

表 2-2

Nc

() 最大の傾斜角度を示す

α	ϕ								
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
0°	5.14	6.49	8.34	10.97	14.83	20.71	30.12	46.08	75.23
5°		5.81	7.42	9.67	12.56	17.86	25.63	38.59	62.09
10°		5.05	6.42	8.30	11.02	15.06	21.34	31.66	49.79
15°		4.25	5.38	6.93	9.14	12.38	17.36	25.40	39.27
20°		3.43 (24.5)2.72	4.35	5.60	7.35	9.90	13.75	19.88	30.26
25°			3.37 (26.8)2.84	4.35	5.71	7.66	10.57	15.13	22.72
30°				3.21 (31.3)2.94	4.24 (34.9)3.00	5.70	7.84	11.15	16.54
35°						4.03 (42.2)3.03	5.56	7.88	11.61
40°							3.71 (42.2)3.02	5.29	7.78
45°								3.31 (46.0)2.97	4.91 (49.9)2.88

§3 自重による付加的極限支持力

地盤に自重のある場合すべり線が自重のない場合と異なるが、これを同一とした上で、さらに (2-6) 式で求められた支持力に加え、すべり面より上方の土の重量による力のつりあいから求める支持力を加算することにより、その支持力が求められるものと仮定する。

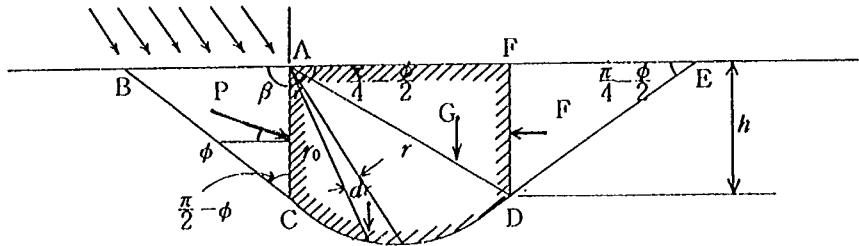


図 2-7

$\triangle ABC$ に囲まれる擬弾性クサビの領域は、基礎体のあたかも一部のような挙動を示す領域であり、また、 $\triangle FDE$ は、仮定の壁 FD に土圧を生じる受動くさびと考えることができる。

したがって、領域 $ACDF$ は主動くさびより P 、受動くさびより F の力を受けてつりあっているものと考えられる。

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_p = \frac{1}{2} \gamma_s r^2 \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \phi \right) K_p \\ G &= \frac{1}{2} \gamma_s r^2 \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-12)$$

ここで、 G : $\triangle AFD$ の自重

r : AD

K_p : 受動土圧係数で $K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

γ_s : 土の単位重量

$h = r \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$

今、 $\overline{AC}$ を r_0 とすると、扇形領域の弧 $\widehat{CD}$ は対数螺旋線と近似されるので、

$$r = r_0 e^{r \tan \phi}$$

点 A に関する P 、 F 、 G および過渡領域 ACD の自重によるモーメントのつりあいを考えると、次式が満足されなければならない。

$$P \cos \phi \cdot \frac{2}{3} r_0 = F \cdot \frac{2}{3} h + G \cdot \frac{2}{3} \cdot \overline{AF} + \int_{-(90^\circ - \beta)}^{\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}} \gamma_s R^2 d\alpha \cdot \frac{2}{3} R \sin \left(\alpha + \beta - \frac{\pi}{2} \right) \dots\dots\dots (2-13)$$

ここで、(2-13) 式の右边各項は次のように計算される。

$$F \cdot \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \gamma_s r^2 \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) r \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G \cdot \frac{2}{3} \cdot \overline{AF} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} r_s r^2 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) r \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

The diagram shows a sector of a circle with radius R and central angle α . A shaded sector of radius r_0 and angle α_1 is shown. A differential element of radius r_0' and angle $d\alpha$ is also indicated.

$$\int_{(-90^\circ-\beta)/2}^{(\pi/4+\beta/2)} \gamma_s R^2 d\alpha \cdot \frac{2}{3} R \sin(\alpha + \beta - \frac{\pi}{2})$$

$$= \frac{\gamma_s}{3} \left[-\int_0^{\alpha_1} R^3 \cos(\alpha + \beta) d\alpha + \int_0^{\alpha_2} R'^3 \cdot \sin \alpha' d\alpha' \right]$$

$$= \frac{\gamma_s}{3} \left[- \int_0^{\alpha_1} r_0^3 e^{3\alpha \tan \phi} \cos(\alpha + \beta) d\alpha + \int_0^{\alpha_2} r_0^3 e^{3\alpha_1 \tan \phi} e^{3\alpha' \tan \phi} \sin \alpha' d\alpha' \right]$$

$$= \frac{r_s r_0^3}{3} \frac{1}{9 \tan^2 \phi + 1} \left[-e^{3\alpha_1 \tan \phi} \{3 \tan \phi \cos(\alpha_1 + \beta) + \sin(\alpha_1 + \beta)\} + 3 \tan \phi \cos \beta + \sin \beta \right. \\ \left. + e^{3(\frac{\pi}{2} - \beta + \alpha_2) \tan \phi} \{3 \tan \phi \sin \alpha_2 - \cos \alpha_2\} + 1 \right]$$

— 20 —

$$= \frac{\gamma_s r_0^3}{3(9 \tan^2 \phi + 1)} [e^{3r \tan \phi} \{-3 \tan \phi \cos(\beta + \gamma) - \sin(\beta + \gamma)\} + 3 \tan \phi \cos \beta + \sin \beta + 1 - e^{3(\frac{\pi}{2} - \beta) \tan \phi}]$$

$$= \frac{-\gamma_s r_0^3}{3(9 \tan^2 \phi + 1)} [e^{3r \tan \phi} \{3 \tan \phi \cos(\beta + \gamma) + \sin(\beta + \gamma)\} - 3 \tan \phi \cos \beta - \sin \beta + e^{3(\frac{\pi}{2} - \beta) \tan \phi} - 1]$$

これらを (2-13) 式に代入すると、

$$\begin{aligned} P &= \frac{\gamma_s r_0^2}{2 \cos \phi} e^{3r \tan \phi} \sin^3 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \\ &\quad + \frac{\gamma_s r_0^2}{2 \cos \phi} e^{3r \tan \phi} \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \\ &\quad - \frac{\gamma_s r_0^2}{2 \cos \phi} \cdot \frac{1}{(9 \tan^2 \phi + 1)} [e^{3r \tan \phi} \{3 \tan \phi \cos(\beta + \gamma) + \sin(\beta + \gamma)\} \\ &\quad \quad - 3 \tan \phi \cos \beta - \sin \beta + e^{3(\frac{\pi}{2} - \beta) \tan \phi} - 1] \\ &= \frac{\gamma_s r_0^2}{2 \cos \phi} [e^{3r \tan \phi} \{ \sin^3 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \\ &\quad \quad - \frac{3 \tan \phi \cos(\beta + \gamma) + \sin(\beta + \gamma)}{9 \tan^2 \phi + 1} \} + \frac{3 \tan \phi \cos \beta + \sin \beta + 1 - e^{3(\frac{\pi}{2} - \beta) \tan \phi}}{9 \tan^2 \phi + 1}] \end{aligned}$$

図 2-7 の△ABC における幾何学的関係より、

$$\frac{r_0}{\sin \left(\frac{\pi}{2} + \phi - \beta \right)} = \frac{B}{\sin \left(\frac{\pi}{2} - \phi \right)}$$

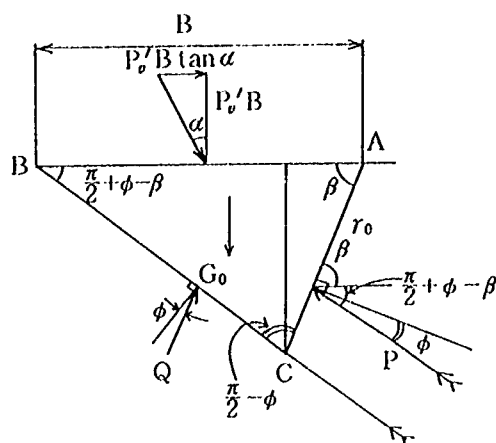
よって、
$$r_0 = B \cdot \frac{\cos(\beta - \phi)}{\cos \phi}$$

したがって、基礎直下の主働くさびが過渡領域と接する面に作用する力 P は、

$$P = \frac{\gamma_s B^2 \cos^2(\beta - \phi)}{2 \cos^3 \phi} N_G \quad \left. \begin{aligned} \text{ここで、} \quad N_G &= e^{3r \tan \phi} \left\{ \sin^3 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{3 \tan \phi \cos(\beta + \gamma) + \sin(\beta + \gamma)}{9 \tan^2 \phi + 1} \right\} + \frac{3 \tan \phi \cos \beta + \sin \beta + 1 - e^{3(\frac{\pi}{2} - \beta) \tan \phi}}{9 \tan^2 \phi + 1} \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (2-14)$$

のように表わすことができる。

次に、基礎直下の擬弾性くさびの力のつりあいを考える。



$$G_0 = \frac{B\gamma_s}{2} \cdot r_0 \sin \beta$$

図 2 - 8

荷重 $\frac{P_v' B}{\cos \alpha}$ と P, Q, G_0 の Force Polygon を考えると、次のようになる。

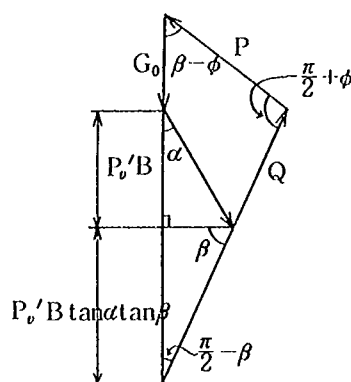


図 2 - 9

正弦定理より、

$$\frac{G_0 + P_v' \cdot B + P_v' \cdot B \tan \alpha \tan \beta}{\sin(\frac{\pi}{2} + \phi)} = \frac{P}{\sin(\frac{\pi}{2} - \beta)}$$

よって、
$$P_v' \cdot B = \left(\frac{P \cdot \cos \phi}{\cos \beta} - \frac{B\gamma_s}{2} r_0 \sin \beta \right) \cdot \frac{1}{(1 + \tan \alpha \tan \beta)}$$

$$= \left(\frac{\cos \phi}{\cos \beta} P - \frac{B^2 \gamma_s}{2} \frac{\sin \beta}{\cos \phi} \cos(\beta - \phi) \right) \left(\frac{1}{1 + \tan \alpha \tan \beta} \right)$$

したがって、基礎直下に作用する荷重強度は次のように表わされる。

$$P_v' = \frac{\gamma_s B}{2} \frac{\cos(\beta - \phi)}{(1 + \tan \alpha \tan \beta) \cos \phi} \left\{ \frac{2}{\gamma_s B^2} \cdot \frac{\cos^2 \phi}{\cos \beta \cos(\beta - \phi)} \cdot P - \sin \beta \right\} \quad \dots \quad (2-15)$$

P_v' を $\frac{\gamma_s B}{2} N_r$ と表わし、また、 P に (2-14) 式を代入すると、

$$\begin{aligned} N_r &= \frac{\cos(\beta-\phi)}{(1+\tan\alpha \tan\beta) \cos\phi} \left\{ \frac{2}{\gamma_s B^2} \cdot \frac{\cos^2\phi}{\cos\beta \cos(\beta-\phi)} \cdot \frac{\gamma_s B^2 \cos^2(\beta-\phi)}{2 \cos^3\phi} \cdot N_c - \sin\beta \right\} \\ &= \frac{\cos(\beta-\phi)}{(1+\tan\alpha \tan\beta) \cos\phi} \left\{ \frac{\cos(\beta-\phi)}{\cos\beta \cos\phi} N_c - \sin\beta \right\} \end{aligned}$$

したがって、地盤の自重による付加支持力 P_v' は次のように書ける。

$$\begin{aligned} P_v' &= \frac{\gamma_s B}{2} \cdot N_r \\ N_r &= \frac{\cos(\beta-\phi)}{(1+\tan\alpha \tan\beta) \cos\phi} \left\{ \frac{\cos(\beta-\phi)}{\cos\beta \cos\phi} N_c - \sin\beta \right\} \\ N_c &= e^{3r \tan\phi} \left\{ \sin^3\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{3 \tan\phi \cos(\beta+\gamma) + \sin(\beta+\gamma)}{9 \tan^2\phi + 1} \right\} + \frac{3 \tan\phi \cos\beta + \sin\beta + 1 - e^{3(\frac{\pi}{2}-\beta)\tan\phi}}{9 \tan^2\phi + 1} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} P_v' &= \frac{\gamma_s B}{2} \cdot N_r \\ N_r &= \frac{\cos(\beta-\phi)}{(1+\tan\alpha \tan\beta) \cos\phi} \left\{ \frac{\cos(\beta-\phi)}{\cos\beta \cos\phi} N_c - \sin\beta \right\} \\ N_c &= e^{3r \tan\phi} \left\{ \sin^3\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \right.} \right\} \dots\dots (2-16)$$

Meyerhof は同様の方法によって付加支持力を算出したが、過渡領域のすべり線である対数らせんの極の位置を、過渡領域と受働領域の境界線上にあるものと仮定して、最小の N_r を与えるすべり線を選んだ。

ここでは、自重のない地盤の場合のすべり線に沿って計算を行ったため、Meyerhof の与えた N_r より大きな支持力係数を与える結果となっている。

一方、Meyerhof の与えた N_r も基礎直下の擬弾性くさびを三角形と仮定しているため、自重のある地盤の微分方程式の数値解から求めた真のすべり線とは異なり、このため、Sokolovsky が求めた N_r の数値解に対して、かなり過大となることもよく知られた事実である。

このようなことから、(2-16) 式によって算出した N_r は、Sokolovsky の与えた N_r に比して約 2 倍の値を与えている。

自重による付加的支持力の支持力係数 N_r を厳密に求めるには、数値積分によるしか方法がないため、 N_r を図表として利用する以外には実用性に欠ける。このため、 N_r を近似的に求めようとする試みが以前からなされてきたが、Caquot らは、鉛直荷重のみが作用する場合の近似式として、

$$N_r \doteq 2(N_q + 1) \tan\phi \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

を、また、Terzaghi は、同様に、鉛直荷重のみが作用する場合の N_r の近似式として、

$$N_r \doteq (N_q - 1) \tan 1.4\phi \quad \dots\dots\dots (2-18)$$

を与えているが、いずれも Sokolovsky の数値解との誤差は大きい。(2-16) 式による N_r は Sokolovsky 解の約 2 倍であることから、その 1/2 が近似解を与える可能性がある。

表 2-3 は、このような目的で (2-16) 式で与えられる N_r の 1/2 と、Sokolovsky が求めた N_r の数値解とを比較したもので、 ϕ の小さい ($\phi \leq 30^\circ$) 間は近似性が高いことがわかる。 ϕ の大きい領域、あるいは、荷重傾斜角が ϕ に近い領域では若干誤差が大きくなるが、(2-17) や (2-18) に

比べると近似度はかなり高く、また、傾斜荷重に対する N_r を求めることができるため、近似式としての価値は十分に認められる。

表 2-3 N_r の比較

上段 Sokolovsky による解
下段 (1-32) 式の N_r の 1/2

α	ϕ								
	0	5	10	15	20	25	30	35	40
0	0	0.17	0.56	1.40	3.16	6.92	15.32	35.19	86.46
		0.17	0.56	1.41	3.16	6.83	14.81	33.42	81.19
5		0.09	0.38	0.99	2.31	5.02	11.10	24.38	61.38
		0.10	0.37	1.00	2.39	4.97	10.74	23.99	57.24
10			0.17	0.62	1.51	3.42	7.74	17.40	41.78
			0.15	0.60	1.50	3.38	7.39	16.47	38.84
15				0.25	0.89	2.15	4.93	11.34	27.61
					0.83	2.09	4.75	10.72	25.19
20					0.32	1.19	2.92	6.91	16.41
						1.08	2.76	6.50	15.46
25						0.38	1.50	3.85	9.58
							1.34	3.85	8.82
30							0.43	1.84	4.96
							0.31	1.61	4.51
35								0.47	2.21
								0.33	1.89
40									0.49
									0.34

以上に述べてきた帯状の 2 次元基礎の傾斜荷重に対する極限支持力の算定法をまとめると、次のような公式に表わすことができる。

$$q_v = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_s B N_r \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

ここで、

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{1 + \sin \phi \sin (2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} - 1 \right]$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi \sin (2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi}$$

$$N_r = \frac{1}{2} \cdot \frac{\cos(\beta - \phi)}{(1 + \tan \alpha \tan \beta) \cos \phi} \left\{ \frac{\cos(\beta - \phi)}{\cos \beta \cos \phi} N_c - \sin \beta \right\}$$

$$N_c = e^{3r \tan \phi} \left\{ \sin^3 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

$$- \frac{3 \tan \phi \cos (\beta+\gamma)+\sin (\beta+\gamma)}{9 \tan ^2 \phi+1} \} + \frac{3 \tan \phi \cos \beta+\sin \beta+1-e^{3\left(\frac{\pi}{2}-\beta\right) \tan \phi}}{9 \tan ^2 \phi+1}$$

N_q , N_r の算定に用いる β は, 次のように近似する。

$$\beta \doteq \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \tan^{-1} \left[\frac{1 + \sin \phi - \cos^2 \alpha \left(1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \alpha}} \right)}{\sin \alpha \cos \alpha \left(1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \alpha}} \right)} \right]$$

N_c の算定に用いる β は,

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cos (2\beta - \phi) e^{\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\beta}}{\{1 + \sin \phi \sin (2\beta - \phi)\} e^{\frac{\pi}{2} + \phi + 2\beta} - 1 + \sin \phi}$$

を満す β を用いるものとする。

また, r は次式により算出する。

$$r = \frac{3}{4} \pi + \frac{\phi}{2} - \beta$$

—— (1-3 $\frac{1}{2}$) 式による Nr の $\frac{1}{2}$
 ---- Sokolovsky による Nr

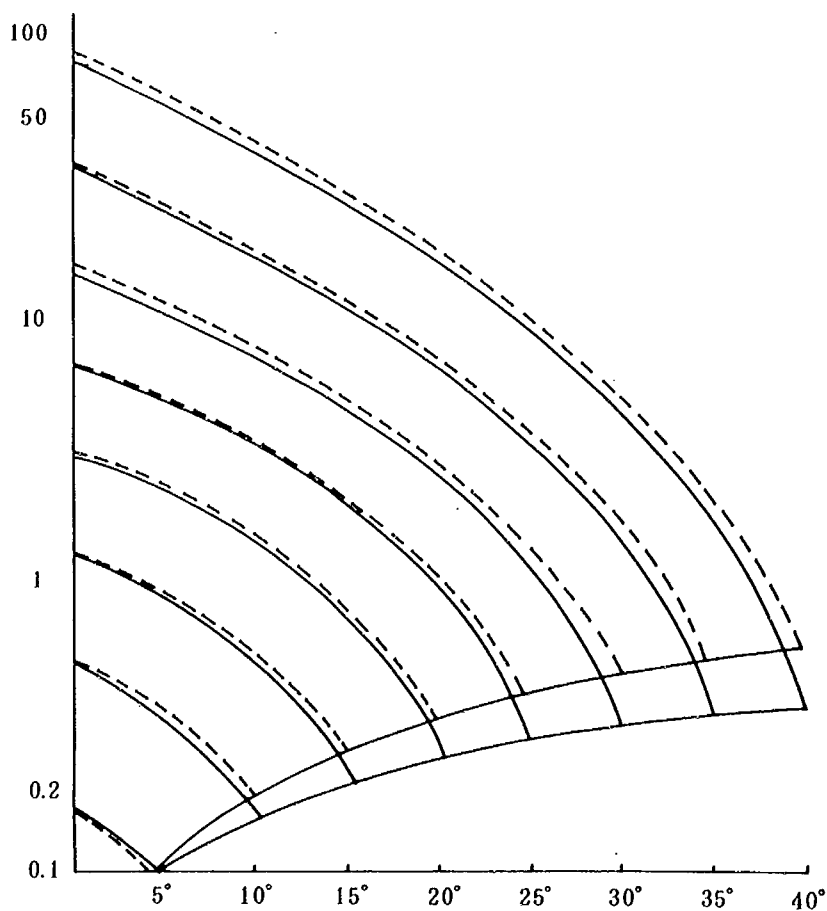


図 2-10

§4 滑動に対する安定性の検討

基礎底面の上載荷重 q はせん断抵抗を示さないと仮定しているが、 q に相当する上載土圧の受動土圧を f とすると、基礎底面が滑動しないためには、次式を満たさねばならない。

$$P_H \leq P_V \tan \phi_B + c_B + f$$

ここで、 ϕ_B : 基礎底面と地盤の摩擦角

c_B : 基礎底面と地盤の間の粘着力

$$P_H = P_V \cdot \tan \alpha$$

α : 荷重傾斜角

f : 根入れ部分の受動土圧

よって、

$$\tan \alpha \leq \tan \phi_B + \frac{c+f}{P_V} \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

(2-20) 式は、 $\alpha \leq \phi_B$ ならば常に成り立つので滑動しない。

$\alpha > \phi_B$ の場合、支持力は (2-20) 式より決まり、

$$P_V \leq (c+f)/(\tan \alpha - \tan \phi_B) \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

となる。

第 3 章 浅い剛体基礎の滑動に対する安定性

§ 1 滑動に対する安定計算の現況

直接基礎や剛性擁壁の設計においては、作用する水平外力に対して、基礎底面におけるせん断抵抗と、根入れ部前面の地盤の水平支持力で抵抗させるが、根入れが小さい場合は、根入れ部地盤の水平支持力を無視し、底面における滑動抵抗のみで抵抗させるのが一般である。

基礎底面における滑動問題を扱う場合、基礎底面と地盤の間の摩擦係数、あるいは、地盤と地盤の間の摩擦角、基礎底面と地盤の粘着力を用いて (2-1) 式で表わされる許容滑動抵抗力を算出し、その安定性を検討するのが通例である。⁽¹⁾すなわち、

$$H_a = \frac{1}{n} (c_B \cdot A + V \cdot \tan \phi_B) \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここで、 n : 安全率 (当時 1.5, 地震時 1.2)

c_B : 基礎底面と地盤との間の粘着力

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角

A : 基礎底面の有効載荷面積

V : 作用する鉛直荷重

(3-1) 式により滑動抵抗力を算出する場合、滑動抵抗力は、基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦角に支配されるため、これらの値は、地盤条件、施工条件などを十分に調査して決めるのが望ましいが、道路橋示方書では、表 3-1 に示す値を用いてよいとしている。

表 3-1

接 触 面	摩擦角 ϕ_B	粘着力 c_B
土と土または岩と岩	ϕ	c
土とコンクリート	$\frac{2}{3} \phi$	0
土とコンクリートの間に栗石	$\text{Min} [\phi, \tan^{-1} 0.6]$	0
岩とコンクリート	$\tan^{-1} 0.6$	0

ここで、 ϕ : 地盤 (土あるいは岩) のせん断抵抗角 (deg)

c : 地盤 (土あるいは岩) の粘着力

これらの摩擦角は、必ずしも十分な実験結果によるものではなく、経験的に定められているため、各機関により規定が異っている。表 3-2 に、他機関における摩擦角を示す。

(1) *道路橋示方書 IV 下部構造編

表 3 - 2

機 関 名	条 件	摩 擦 角
日本建築学会 (建築基礎構造設計 規準, 同解説)	コンクリート基礎と シルトや粘土を含まない粗粒土	$\phi_B = \tan^{-1} 0.55$
	シルトを含む粗粒土	$\phi_B = \tan^{-1} 0.45$
	シルトまたは粘土	$\phi_B = \tan^{-1} 0.35$
日本国有鉄道 (建造物設計標準 解説)	a) 支持層が土または軟岩で ○フーチングを現場打ちする場合	$\phi_B = \phi$
	○既成のフーチングを設置する場合	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$
	b) 支持層が岩盤で ○フーチングを現場打ちする場合	$\phi_B = 45^\circ$
	○既成のフーチングを設置する場合	$\phi_B = 30^\circ$

基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦角を用いて、(3-1)式により構造物の滑動抵抗を算出する方法には、次のような問題点がある。

- 1) 基礎底面と地盤との間の摩擦角や粘着力は、経験的に定められており、必ずしも十分な実験的裏付けを有していない。
- 2) 剛体と剛体との接触面における滑動の場合は、(2-1)式によって滑動抵抗を するのは妥当と考えられるが、基礎体に比して相対的に柔なる地盤上に置かれた剛体基礎の水平抵抗問題においては、必ずしも接触面で滑動するとは限らない。
- 3) 橋梁基礎のように、設計が地震時の水平力で決まる場合には、基礎底面における摩擦角のとり方に基礎の寸法が大きく依存する。

ここでは、砂地盤上の浅い剛体基礎に限ってこれらの問題点を明らかにし、その滑動に対する安定問題に検討を加える目的で、次に示す模型実験を実施した。

§ 2 滑動抵抗に関する模型実験

(1) 実験方法

a) 小型模型実験

実験は土槽(80 cm × 50 cm × 深さ 50 cm)中に造成した砂地盤上にコンクリートの基礎模型(20 × 20 × 高さ 10 cm)を設置し、一定の鉛直荷重をかけた状態で引張試験を行なったが、鉛直荷重の載荷は、おもりによる方法(a)(図 3-1)と、シャッキによる方法(b)(図 3-2)の2方法とし、(a)は鉛直荷重が 3 ~ 100 Kg, (b)は鉛直荷重が 200 ~ 500 Kgの範囲で行なった。

(a), (b)とも変位の測定はダイヤルゲージ2個により行ない、また(b)の場合の荷重はロードセルにより検出した。

基礎模型の底面はコンクリートを平滑に仕上げたものであるが、底面の粗度の影響を調べるため、これに荒目のサンドペーパーを貼付したものも使用した。

これらの実験の種類を表 3-3 に示す。

表 3 - 3 小 型 実 験

底 面 の 状 況	地盤の状態	鉛 直 荷 重
滑 (コンクリート)	乾 燥 状 態	4.6 kg ~ 500 kg
	含水比 12.7 %	4.9, 7.9, 10.9, 13.9 Kg
	13.7 %	4.9, 7.9, 10.9 Kg
	17.5 %	4.6, 7.6 Kg
	18.2 %	4.9, 7.9 Kg
	22.4 %	4.9, 7.9, 10.9, 13.9 Kg
粗 (サンドペーパー貼付)	飽 和 状 態	4.9, 7.9, 10.9 Kg
	乾 燥 状 態	8.7 ~ 107.2 Kg

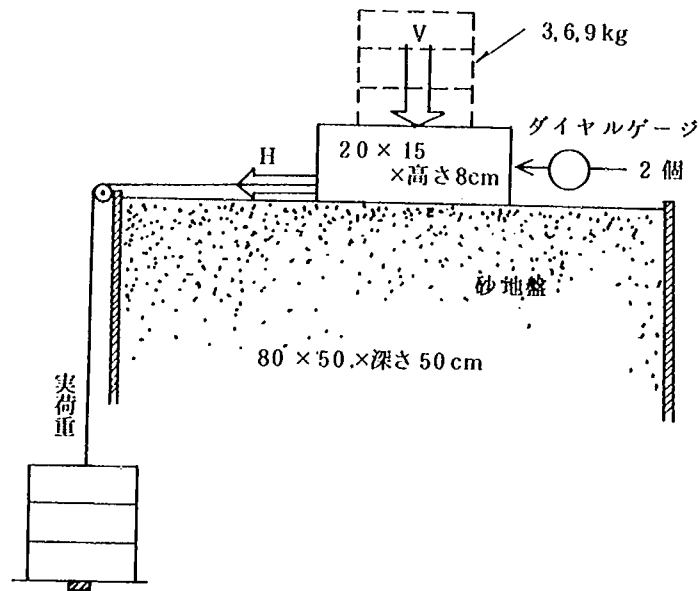


図 3 - 1 載荷装置 (a)

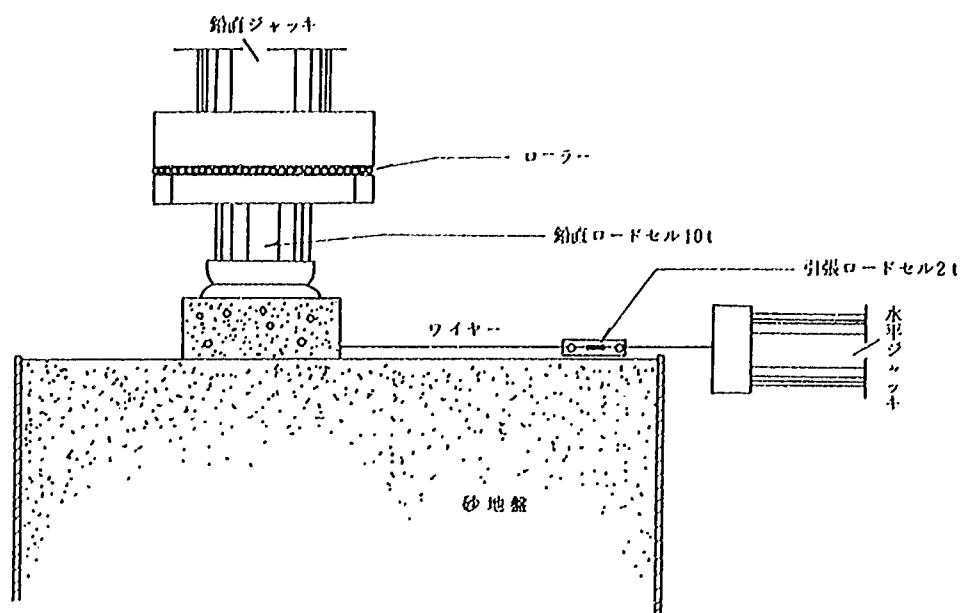


図 3-2 載荷装置 (b)

b) 大型模型実験

実験は、旧千葉支所基礎特殊実験棟内大ピット（ $8\text{ m} \times 5\text{ m} \times$ 深さ 4 m ）に砂地盤を造成し、その上に基礎模型（ $70\text{ cm} \times 70\text{ cm} \times$ 高さ 50 cm ）を設置し、基礎模型を中心に一定の鉛直荷重を載荷したままで、水平荷重を制御しつつ漸増させた。

変位量（水平変位、鉛直変位荷重、地盤変位）はダイヤルゲージにより、荷重は水平力、鉛直力ともにロードセルにより測定した。実験に用いた地盤の土質定数を表 3-4 に、実験の種類を表 3-5 に示す。

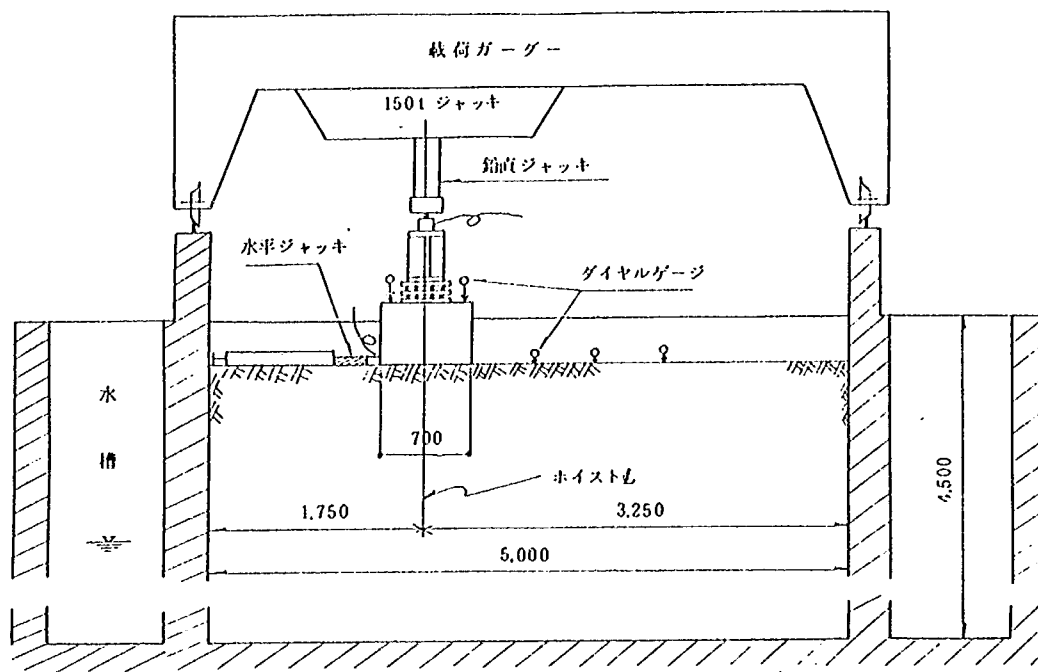
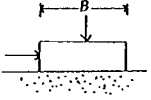
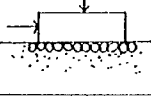
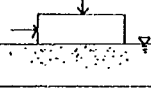


図 3-3 載荷装置

表 3—4 土質定数

試験項目	測定結果
粘着力(%)	0.15
内部摩擦角(度)	39°
N 値	10 ~ 15
比重	2.7
含水比(%)	10
単位体積重量(t/m³)	1.8

表 3—5 大型実験

地盤状態	模 型 基 礎
気乾状態 	70 cm × 70 cm × 30 cm のコンクリートブロック
気乾状態 	小砂利(直 約 1 cm) を砂利盤表面から 3 cm の厚さに敷いた後, 70 cm × 70 cm × 30 cm の基礎模型を場所打ちで製作
飽和状態 	70 cm × 70 cm × 30 cm のコンクリートブロック。地盤は実験槽に 付属の水槽により、地表面まで水で飽和

(2) 実験結果

小型模型実験においては、基礎底面と地盤との摩擦係数、地盤の含水比が摩擦係数に及ぼす影響、底面の粗度が摩擦係数に及ぼす影響について調べた。

実験結果を表 3—6 に示す。

表 3-6 底面摩擦係数に関する実験結果

底 面	含水量 (%)	実施 年度	鉛 直 力 V(Kg)	水 平 力 H(Kg)	$\frac{H}{V}$	摩 擦 角 ϕ (°)	載荷方法	模型寸法		
コ ン ク リ ー ト	0	51	4.6	2.8	0.61	31	お も り に よ る 載 荷	20 cm (L) × 15 cm (W) × 8 cm (T)		
			4.6	2.7	0.59	30				
			4.6	2.7	0.59	30				
			7.6	5.0	0.66	33				
			7.6	4.8	0.63	32				
			7.6	4.8	0.63	32				
			10.6	6.4	0.60	31				
			10.6	6.5	0.61	32				
			13.6	7.0	0.51	27				
			13.6	8.0	0.59	30				
		54	8.7	5.8	0.67	34	油 圧 ジ ャ ッ キ ロ ード セル	20 cm (L) × 20 cm (W) × 10 cm (T)		
			24.8	16.1	0.65	33				
			24.8	16.2	0.65	33				
			48.1	27.2	0.57	30				
			67.8	41.5	0.61	32				
			67.8	44.2	0.65	33				
			87.5	56.6	0.65	33				
			87.5	60.0	0.69	34				
			107.2	68.0	0.63	32				
			162	100	0.62	32				
			300	155	0.52	27				
			315	175	0.56	29				
			400	215	0.54	28				
			500	240	0.48	26				
			4.6	2.6	0.57	30				
			7.6	4.4	0.58	30				

表 3-6 (つづき)

底 面	含水量 (%)	実施 年度	鉛 直 力 V(Kg)	水 平 力 H(Kg)	$\frac{H}{V}$	摩 擦 角 $\phi(^{\circ})$	載荷方法	模型寸法
コ ン ク リ ー ト	12.70		4.9	3.4	0.69	35	お も り に よ る 載 荷	20 cm × 15 cm × 8 cm
	12.70		7.9	4.5	0.59	31		
	12.70		10.9	6.0	0.57	30		
	12.60		4.9	2.9	0.59	31		
	12.60		7.9	4.2	0.53	28		
	12.60		10.9	7.9	0.72	36		
	12.60		13.9	9.0	0.65	33		
	13.68		4.9	2.9	0.59	31		
	13.68		7.9	4.0	0.51	27		
	13.68	51	10.9	5.8	0.53	28		
	17.46		4.6	2.6	0.53	28		
	17.46		7.6	4.4	0.58	30		
	18.21		4.9	3.2	0.65	33		
	18.21		7.9	4.6	0.58	30		
	22.40		4.9	2.8	0.57	30		
	22.40		7.9	4.3	0.54	29		
	22.40		10.9	7.3	0.67	34		
	22.40		13.9	9.4	0.68	34		
	飽 和		4.9	1.4	0.326	18		
	飽 和		7.9	2.3	0.303	17		
	飽 和		10.9	2.0	0.189	11		
サ ン ド ペ ー パ ー	0	54	8.7	6.6	0.76	37.2	お も り 載 荷	20 cm × 15 cm × 8 cm
			8.7	6.5	0.75	36.7		
			28.4	20.0	0.70	35.2		
			28.4	20.8	0.73	36.2		

表 3-6 (つづき)

底 面	含水量 (%)	実施 年度	鉛 直 力 V(Kg)	水 平 力 H(Kg)	$\frac{H}{V}$	摩 擦 力 ϕ (°)	載荷方法	模型寸法
サンド ペーパー	0	54	48.1	32.6	0.68	34.2	お も り 載 荷	20 cm × 20 cm × 10 cm
			48.1	33.6	0.70	34.9		
			67.8	43	0.63	32.4		
			67.8	44	0.65	33.0		
			87.5	54.1	0.62	31.8		
			107.2	68	0.63	32.4		

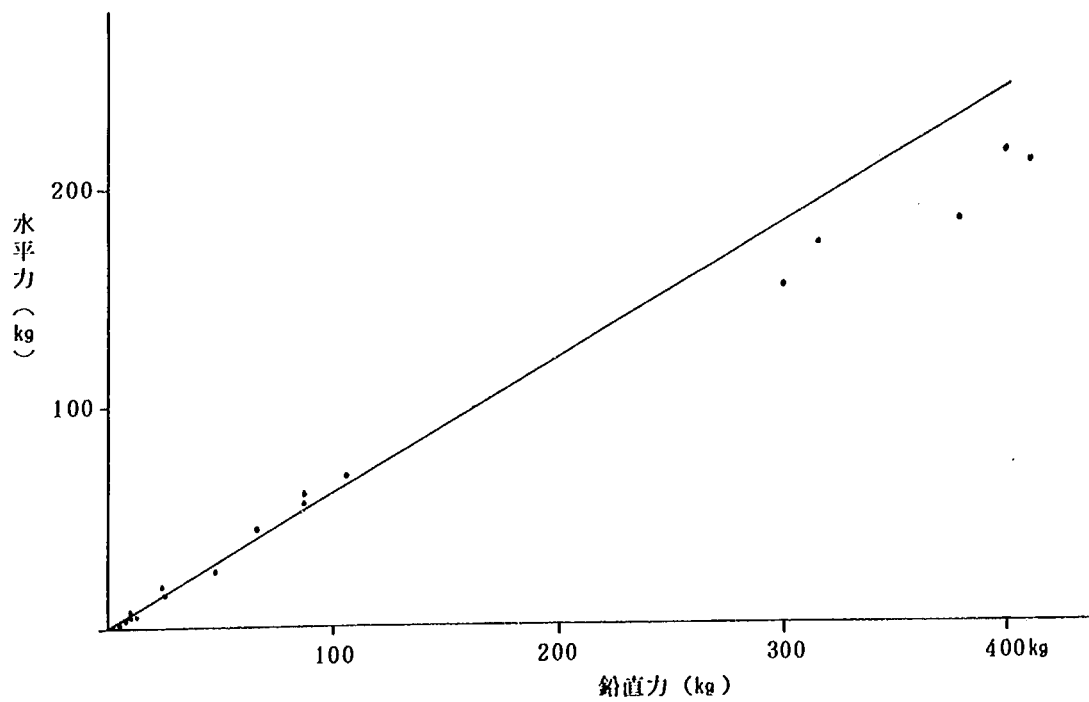


図 3-4 乾燥砂の底面摩擦抵抗

乾燥状態における鉛直力と極限水平力の関係を図3-4に示す。鉛直力が200Kg（荷重強度5t/m²）程度では、鉛直力Vと水平抵抗力Hはほぼ比例の関係、すなわち、底面における摩擦角はほぼ一定と考えられるが、それ以上の鉛直荷重強度では、非線型になる傾向がうかがえる。実験においても、これら鉛直荷重強度の高い場合、水平変位ばかりでなく鉛直変位の増加も著しくなり、本来的な滑動実験とは異って、滑動領域から支持力問題の領域への過渡的な領域に達していることがうかがえた。

したがって、基礎底面と地盤の摩擦角の算出にあたっては、ほぼ純粋な滑動の領域に入っている鉛直力200Kg以下の領域を対象に、比較を行なうことにする。

今、 $H_u = V \tan \phi_B$

ここに、 H_u : 水平滑動抵抗力

V : 鉛直力

ϕ_B : 底面と地面との摩擦係数

と仮定して、実験結果を最小自乗法により算出した ϕ_B を表3-7に示す。

表3-7 コンクリートと砂質地盤との摩擦係数

地盤状態		底面	$\tan \phi_B$	ϕ_B
乾 燥		滑	0.632	32.3°
		粗	0.644	32.8°
湿 潤	12.7%	滑	0.618	31.7°
	13.7%		0.531	28.0°
	17.5%		0.575	29.9°
	18.2%		0.602	31.0°
	22.4%		0.647	32.9°
	飽和		0.228	12.9°

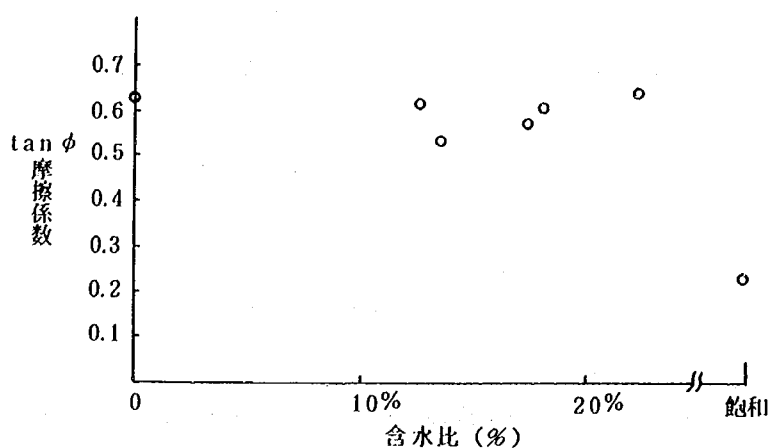


図 3-5 地盤の含水比と摩擦係数

表3-7より、基礎底面がコンクリートそのままのものと、底面にサンドペーパーを貼って粗な状態にしたものと、ほとんどの差の無いことがわかる。

また、地盤の含水比と摩擦係数の関係を図3-5に示すが、砂質土の場合、完全に飽和した場合以外は、コンクリート面と地盤との摩擦係数がほぼ一定である。

これは、砂質土において水分が飽和している場合には、水の分子が土粒子表面を完全に覆うため摩擦抵抗が急減するが、完全に飽和しない限り水分は重力のため土中に浸透し、土粒子の表面における水分の吸着状況は含水比にほとんど依存しないためであろうと考えられる。

実験に用いた砂の気乾状態における内部摩擦角は 39° であるが、実験地盤の乾燥、湿潤（水で飽和した場合を除く）状態を通じての平均摩擦角は 31° であった。これは、次節に示す大型滑動実験の結果とも良く符合しているが、昭和52年、53年度に行った支持力に関する大型実験の結果では（図4-5）、この実験に用いた砂の内部摩擦角 39° 付近までの荷重傾斜角が計測されている。これら一連の結果を合わせ考えると、コンクリート底面と砂との摩擦角は、砂の内部摩擦角を ϕ とすると、気乾状態では $\frac{2}{3}\phi \sim \phi$ の間に存在するものと考えられるが、地下水位が基礎底面より上にある場合には、 $\frac{1}{3}\phi$ 程度までに低下することが予想されるので、根入れの全くない基礎の場合は注意を用する。

大型模型実験の結果を表3-8に、また、それを荷重の傾斜角と極限鉛直荷重強度でプロットしたものを図3-6に示す。

基礎の破壊が、基礎底面と地面との間の滑動により引き起こされるならば、底面における極限の摩擦角は一定と考えられるが、実験結果は図3-6に示すように、ある鉛直荷重レベルまではほぼ一定の摩擦角を有しているが、それ以上の鉛直荷重レベルになると、しだいに摩擦角が小さくなる。

この時の地盤の状況を観測すると、もはや基礎地面と地表面との滑動ではなく、写真3-1に示すように、基礎の全面に地盤内のすべり面に起因すると見られる地盤の隆起、それに伴う地盤のクラックが発生し、明らかに地盤の極限支持力に関係する破壊が生じたものと考えられる。

図3-7は、この基礎模型前面の地盤の隆起の様子を示したものである。したがって、大型実験の結果全てを、基礎底面と地盤との間の摩擦係数に関するデーターとして用いることは不適當であり、この場合、約 20 t/m^2 未満の鉛直荷重強度のみをそのデーターと見なすべきである。このような観点から実験結果を判断すると、基礎底面における摩擦抵抗に関し、次の事が明らかである。

- (1) 気乾状態における地盤とコンクリートの摩擦角は 31° で、小型実験の結果と良い一致をしている。
- (2) 底面に粒径 10 mm の砂利を約 3 cm の厚さに敷いた上に、現場打ちで製作した基礎の底面における摩擦角は 33° で、砂地盤上にプレキャストの模型を置いた場合より若干摩擦抵抗が増えるのみで、あまり大きな効果は無い。

これは、小型実験においてサンドペーパーを底面に貼り付けた場合と、コンクリートそのままの場合の摩擦角がほとんど同じであったことと一致している。

(3) 鉛直荷重強度が 40 t/m^2 以上では、図 3-6 における底面が滑らかな場合と粗な場合のプロットがほぼ同じ曲線に重なるが、これは、破壊が基礎底面の粗滑に依存しないことを意味し、地盤の極限支持力に関係した破壊であるといえる。(厳密には、地盤の極限支持力は底面の粗度の影響を受けるが、実験ではほとんど同じ支持力を与えることが報告されている。)

図 3-6 の曲線は、地盤定数が $c = 1.5 \text{ t/m}^2$, $\phi = 39^\circ$, $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ の場合の理論支持力度であり、これからも、鉛直荷重レベルが高い部分は地盤の支持力に起因する破壊であることが裏付けられる。

表 3-8 大型実験における鉛直荷重と極限水平抵抗力

底 面	含 水 状 況	鉛 直 力(V) (t)	極 限 水 平 力(H) (t)	鉛 直 荷 重 強 度 (t/m^2)	H/V
滑	気 乾	5	3.0	10.2	0.6
		10	6.0	20.4	0.6
		20	12.0	40.8	0.6
		30	12.5	61.2	0.42
		40	14.5	81.6	0.36
		50	12.5	102.0	0.25
	飽 和	5	2.5	10.2	0.5
		10	3.7	20.4	0.37
		20	5.5	40.8	0.28
		30	7.5	61.2	0.25
		40	8.5	81.6	0.21
		50	9.5	102.0	0.19
		60	7.2	122.4	0.12
		10	6.5	20.4	0.65
粗	気 乾	20	9.8	40.8	0.49
		30	12.0	61.2	0.4
		40	14.0	81.6	0.35
		50	14.5	102.0	0.29
		60	15.0	122.4	0.25

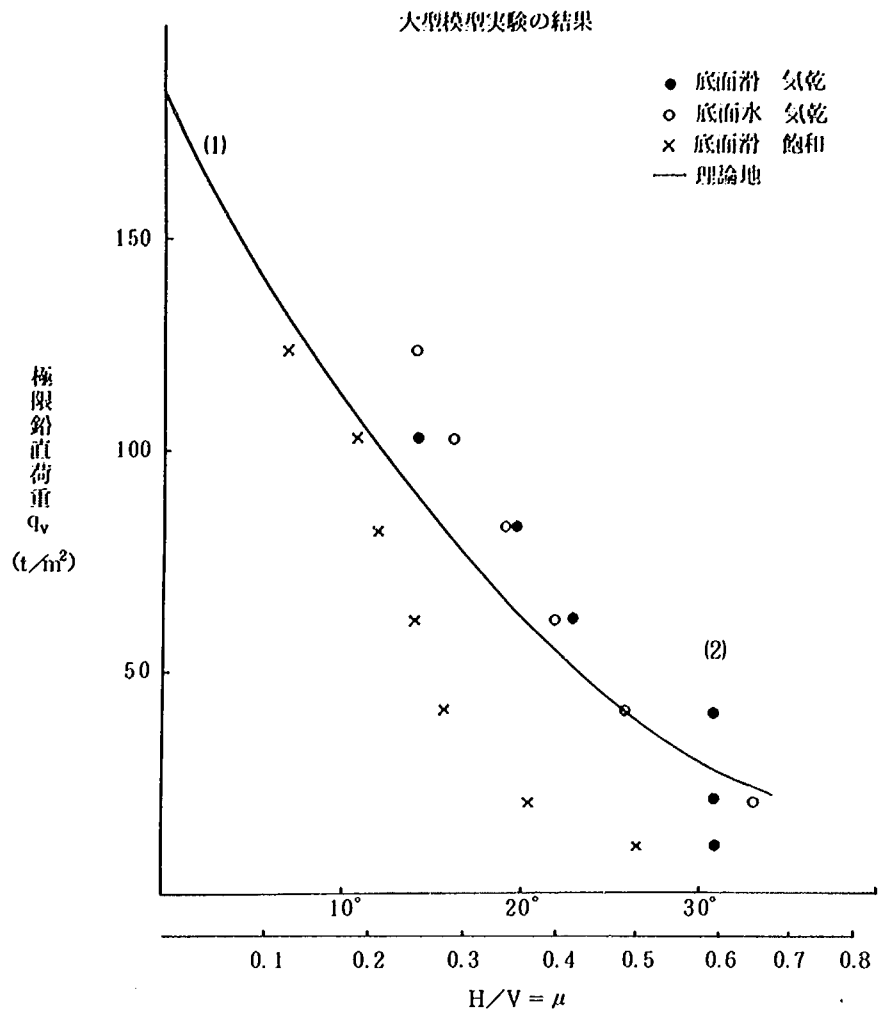


図 3-6



写真 3-1 地盤のクラック

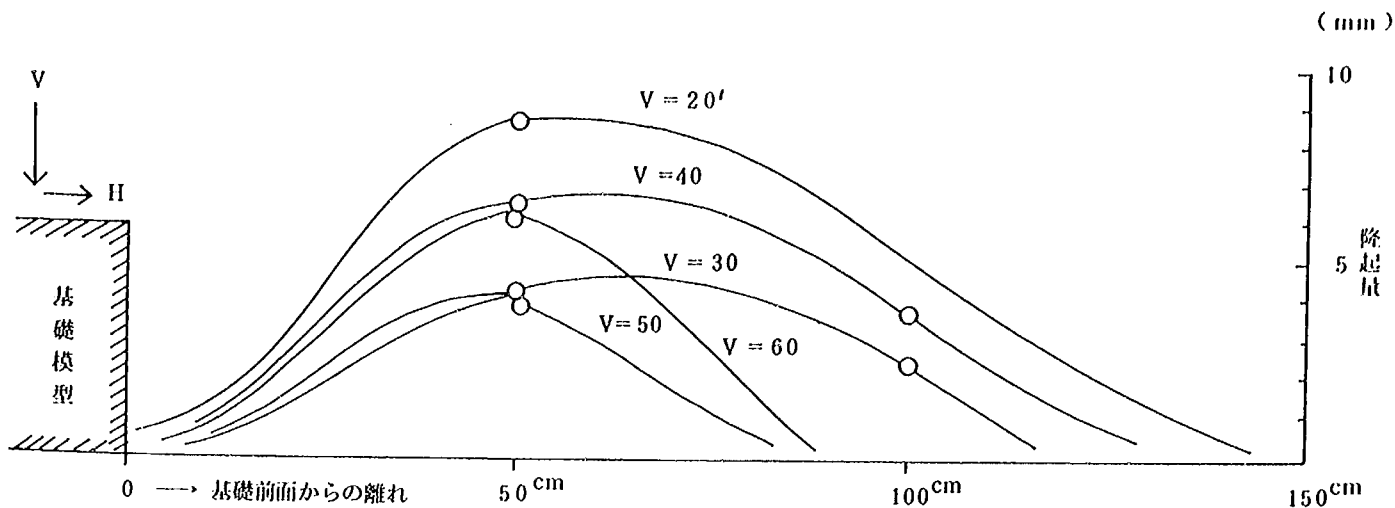


図 3-7 基礎前面における地盤の隆起

§ 3 支持力および滑動による不安定現象

(1) 支持力問題と滑動問題の接点

一般に荷重の傾斜角（鉛直からの角度）が小さい間は，基礎の不安定現象は作用外力が地盤の支持力を超えた時に生じるが，この場合の極限支持力度は，次に示す支持力公式により与えられる。

$$q_v = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

ここで， q_v ： 極限鉛直支持力度（ t/m^2 ）

c ： 地盤の粘着力（ t/m^2 ）

q ： 上載圧 （ t/m^2 ）

γ ： 地盤の単位重量（ t/m^3 ）

B ： 基礎巾（ m ）

N_c ： 粘着力に対する支持力係数

N_q ： 上載圧に対する支持力係数

N_r ： 自重に対する支持力係数

各支持力係数は地盤の内部摩擦角と荷重の傾斜角との関数で，（2-6）式，表2-3のよ
うに表わされる。

砂のように粘着力の小さい粒状体の場合，基礎直下の第2すべり線が水平面となす角 α は，
（2-10）のように与えられるが，ここで，（2-10）式が有為であるためには，

$$\alpha \leq \phi$$

でなければならない。

粘着力のある場合は（2-9）式より，

$$\alpha' \leq \phi$$

を満す必要があるが，荷重傾斜角 α は，

$$\alpha = \alpha' + \Delta \quad (\Delta \geq 0)$$

となるため、内部摩擦角 ϕ 以上の荷重傾斜角が可能である。

したがって、傾斜荷重を受けた時の地盤内のすべり線が水平面と一致するのは、

$$\alpha = \phi \quad (\text{完全粒状体の場合})$$

$$\alpha = \phi + \Delta \quad (\text{粘性のある場合})$$

の時であり、これ以上の傾斜角では地盤内にすべり線を生じることなく、基礎と地盤との間の“滑動”により平衡が破られることとなる。

地面の内部にすべりが生じないためには、Mohr—Coulomb の破壊基準、

$$|\tau| \leq \sigma \tan \phi + c$$

を満たす必要があるが、これを基礎底面に作用する τ, σ にあてはめると、

$$|q_H| \leq q_V \tan \phi + c$$

を満たさねばならない。ここで、荷重傾斜角 $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{q_H}{q_V} \right)$ を使ってこの関係を表わすと次のようになる。

$$q_V \leq \frac{c}{\tan \alpha - \tan \phi}$$

一方、基礎底面と地盤との摩擦角を ϕ_B 、粘着力を c_B とすると、

$$q_H \leq q_V \cdot \tan \phi_B + c_B$$

したがって、

$$q_V \leq \frac{c_B}{\tan \alpha - \tan \phi_B}$$

を満足する必要がある。

これらの関係を図 3—8 に示す。この図において、II あるいは III、IV と I の領域の境界が、一定の荷重傾斜角に対する極限鉛直支持力を与える曲線となる。

この図より次のことが明らかとなる。

- (1) 荷重傾斜角が小さい間は地盤の支持力で極限值が決まるが、地盤と基礎の摩擦角、あるいは地盤の内部摩擦角よりやや大きい荷重傾斜角になると、滑動により破壊するようになること。
- (2) 鉛直荷重強度が小さい間は滑動による不安定現象しか生じない。荷重が一定以上（おおむね内部摩擦角に相当する傾斜角を有する荷重の鉛直荷重強度以上）になり、始めて支持力により不安定現象が支配されるようになること。

粘着力の無い完全粒状体の場合の同様の図は、図 3—9 のようになる。

砂地盤の場合、一般に、基礎底面と地盤との摩擦角は砂地盤の内部摩擦角より小さいので、破壊の形態はⅡおよびⅣとⅠの領域の境界で決定されるため、 ϕ_B 以下の荷重傾斜角では支持力による破壊、 ϕ_B 以上の荷重傾斜角では滑動による破壊が生じるものと考えられる。

図3-6は第2節で述べた大型実験の結果をプロットしたものであるが、この図において、曲線(1)は実験による地盤定数を $\phi = 40^\circ$, $r = 1.8 \text{ t/m}^2$, $c = 1.5 \text{ t/m}^2$ (平板載荷試験により確認した c, ϕ) として計算した極限支持力度を道路橋示方書Ⅳ下部構造編にしたがって形状による補正を施したものである。

表3-9 大型滑動実験による理論支持力

α	N_c	N_r	$q_v (\text{t/m}^2)$
0°	75.3	86.5	179.5
5°	61.6	61.4	143.4
10°	49.3	41.8	112.1
15°	38.5	27.6	85.9
20°	29.1	16.4	63.3
25°	21.1	9.58	45.1
30°	14.4	4.96	30.3
35°	8.86	2.21	18.3
40°	2.88	0.49	5.8

直線(2)は、荷重レベルが小さい時の滑動に関する実験結果をプロットした図3-4より、基礎底面と地盤との粘着力 $c_B = 0$, $\phi_B = \tan^{-1} 0.6 = 31^\circ$ として求めたものである。

図3-6から判断すれば、上述の不安定現象に関する理論値と実験値は良い一致を示していると言えよう。

次に鉛直荷重強度と水平荷重強度について考察してみる。粘着力のない粒状体について、図3-9より、滑動で決まる領域ⅢあるいはⅣと安定領域の境界は、原点を通る一定勾配の直線となり、支持力で決まる不安定領域Ⅱと安定領域Ⅰの境界は上に凸な曲線となるので、図3-10のようなグラフとなり、荷重レベルの増大に伴い、破壊時のプロットは図中の太線をたどることになる。

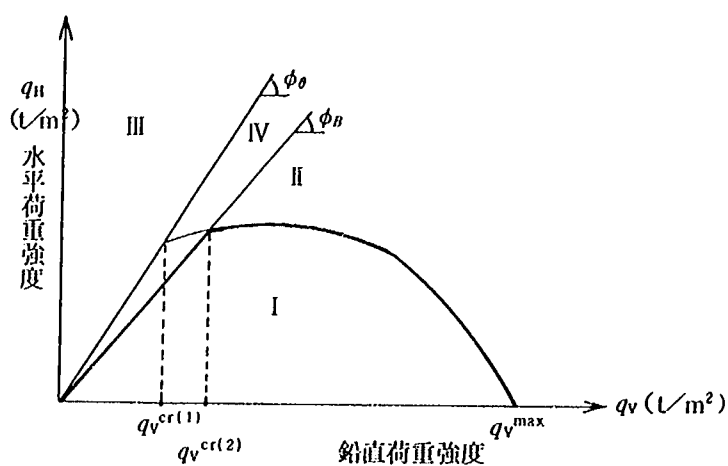


図 3-10

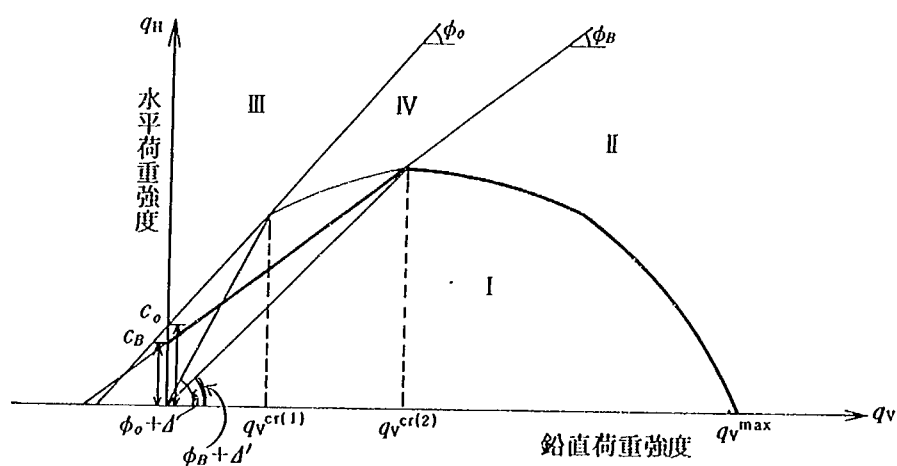


図 3-11

図 3-11 は、粘着力のある地盤の場合の極限状態における同様の図である。

この状況を確認するために、第 2 節に述べた大型実験の結果と、第 4 章に述べる大型実験の結果について、破壊時の鉛直荷重を横軸に、水平荷重を縦軸にとった図を図 3-12 に示す。図中の曲線は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に示す方法により算出した理論曲線である。この場合、 $\alpha = 31^\circ$ の直線との交差部がわずかであるため、支持力で決まる領域と滑動で決まる領域を明確に区分できないが、理論値はおおむね実験結果と良い一致をしていると言える。

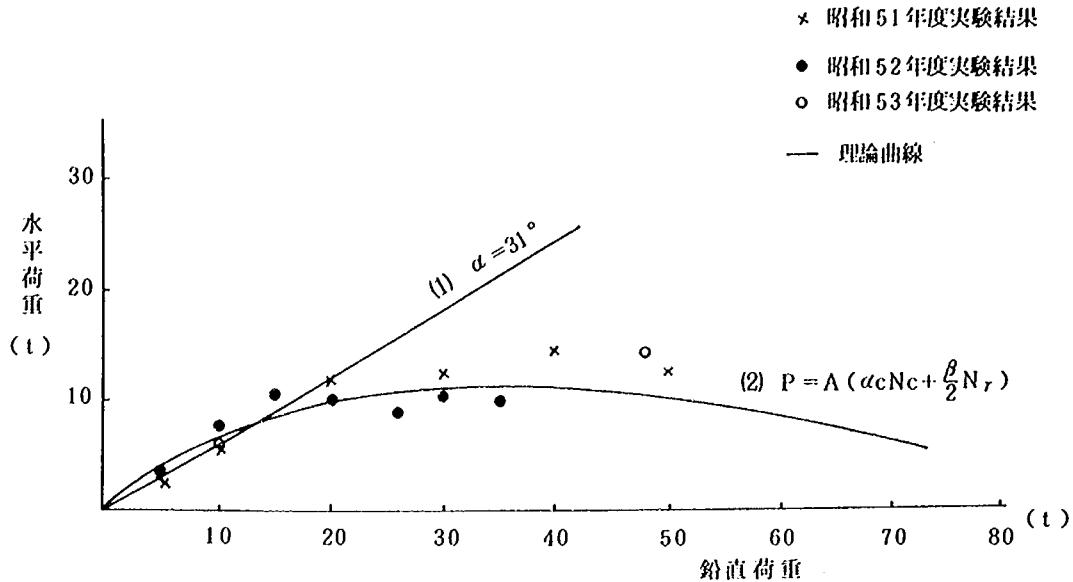


図 3-12 大型模型実験結果

(2) 不安定現象と基礎の変位

実験により傾斜荷重を受ける基礎の不安定現象問題を取扱う場合、破壊が支持力によって生じたのか、滑動により生じたのかを判断する必要がある。

この区分は、荷重傾斜が小さい場合や、逆に地盤内部、あるいは地盤と基礎底面の間の摩擦角より大きい場合には歴然としているが、傾斜角が地盤の内部摩擦角、あるいは地盤と基礎底面の間の摩擦角に近づくと、区分が判然としなくなる。

図 3-13 は、大型模型実験において計測された鉛直変位の関係を示したものである。実験は、鉛直荷重を一定にして水平荷重を増大させる方法としたので、横軸に水平荷重、縦軸に水平変位の比をとってある。

この図より、 V が 5 t, 10 t の場合は、明らかに水平変位が卓越して破壊しているので、滑動による不安定現象と考えられるが、 V が 30 t 以上では、水平変位と鉛直変位の比がほぼ一定であり、滑動による不安定現象とは考えられない。 V が 30 t 以上のプロットは、図 3-9 での荷重強度が 60 t/m^2 以上のプロットに対応しており、地盤の支持力不足による破壊と考えるのが妥当である。

実験において、 V が 30 t 以上の場合の破壊には、写真 3-1 に見るような地盤内に生じたすべり線に起因する地盤の隆起が基礎体の前面に明確に認められたので、図 3-13 のような荷重変位比図において、変位比線の勾配が 0 に近い場合は支持力による不安定現象、変位比線の勾配 45° 以上の場合は滑動による不安定現象と考えてよいものと思われる。

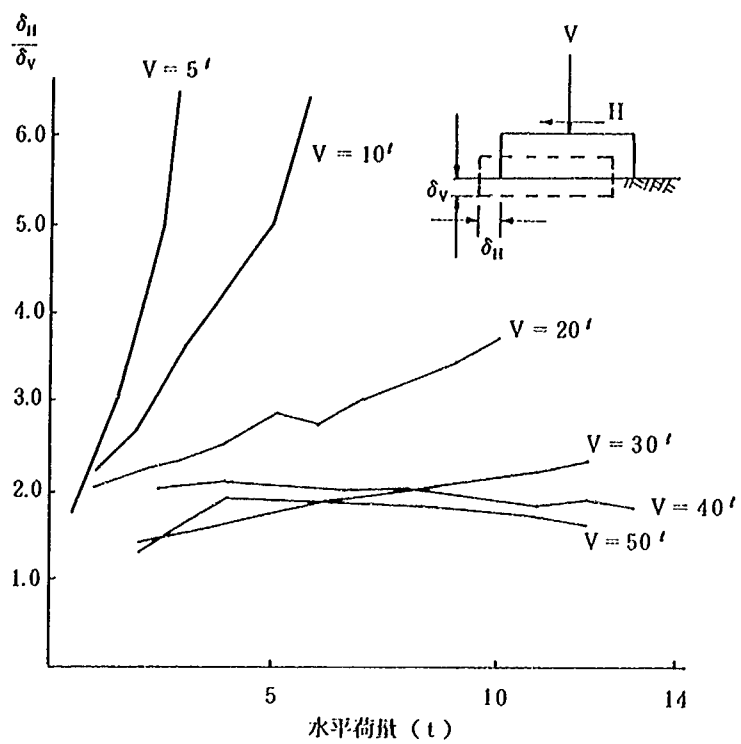


图 3-13 荷重—变位比图

第4章 浅い剛体基礎の支持力に対する安定性

§1 傾斜荷重を受ける浅い剛体基礎の極限支持力

第3章において確認されたように、浅い剛体基礎が傾斜荷重を受ける場合、鉛直荷重強度が小さい間は地盤と底面との間の滑動により不安定現象が支配されるが、ある一定の鉛直荷重レベル以上に達すると、地盤の支持力により不安定現象が支配される。

通常の道路橋下部構造の場合、底面における鉛直荷重強度は数 $10\text{t}/\text{m}^2$ 以上あるので、地盤の支持力によりその安定性が決まるものと考えられる。

傾斜荷重を受ける浅い剛体基礎の二次元極限支持力は、第2章で導いたように、次のように与えられる。

$$q_v = c \cdot N_c + r_s D_f N_q + \frac{1}{2} r_s B N_r \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

ここで、 $N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad \dots\dots\dots (4-2)$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi \sin (2\beta - \phi)}{1 - \sin \phi} e^{2r \tan \phi} \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

ϕ : 地盤の内部摩擦角

β : 基礎直下の第2すべり線が地表面となす角度

r : $\frac{3}{4} \pi + \frac{\phi}{2} - \beta$

c : 地盤の粘着力

ϕ : 地盤の内部摩擦角

r_s : 地盤の単位重量

D_f : 基礎の根入れ深さ

B : 基礎巾

N_r : 自重による付加的支持力係数で厳密解は数値解によらねばならない …… (4-4)

支持力係数 N_c , N_q , N_r は、第2章において導いた通り表4-1のように表わされ、これを図4-1, 4-2, 4-3である。

表 4-1

α		ϕ								
		0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
0°	N_r	0.00	0.17	0.56	1.40	3.16	6.92	15.32	35.19	86.46
	N_q	1.00	1.57	2.47	3.94	6.40	10.70	18.40	33.30	64.20
	N_c	5.14	6.49	8.34	10.98	14.8	20.0			
5°	N_r		0.09	0.38	0.99	2.31	5.02	11.10	24.38	61.38
	N_q		1.24	2.16	3.44	5.56	9.17	15.60	27.90	52.70
	N_c		5.81	7.42	9.67	12.56	17.86	25.63	38.59	62.09
10°	N_r		—	0.17	0.62	1.51	3.42	7.46	17.40	41.78
	N_q		—	1.50	2.84	4.65	7.65	12.90	22.80	42.40
	N_c		5.05	6.42	8.30	11.02	15.06	21.34	31.66	49.79
15°	N_r		—	—	0.25	0.89	2.15	4.93	11.34	27.61
	N_q		—	—	1.70	3.64	6.13	10.40	18.10	33.30
	N_c		4.25	5.38	6.93	9.14	12.38	17.36	25.40	39.27
20°	N_r		—	—	—	0.32	1.19	2.92	6.91	16.41
	N_q		—	—	—	2.09	4.58	7.97	13.90	25.40
	N_c		3.43	4.35	5.60	7.35	9.90	13.75	19.88	30.26
25°	N_r			—	—	—	0.38	1.50	3.85	9.58
	N_q			—	—	—	2.41	5.67	10.20	18.70
	N_c			3.37	4.35	5.71	7.66	10.57	15.13	22.72
30°	N_r				—	—	—	0.43	1.84	4.96
	N_q				—	—	—	2.75	6.94	13.10
	N_c				3.21	4.24	5.70	7.84	11.15	16.54
35°	N_r						—	—	0.47	2.21
	N_q						—	—	3.08	8.43
	N_c						4.03	5.56	7.88	11.61
40°	N_r							—	—	0.49
	N_q							—	—	3.42
	N_c							3.71	5.29	7.78
45°	N_r								—	—
	N_q								—	—
	N_c								3.31	4.91

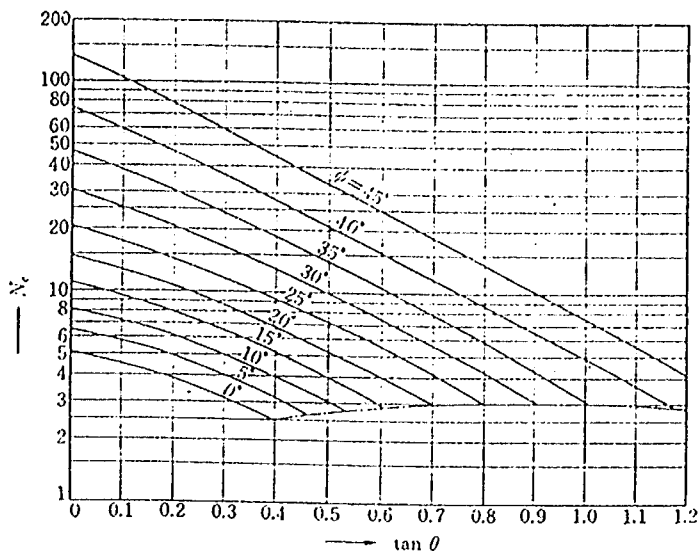


図 4-1

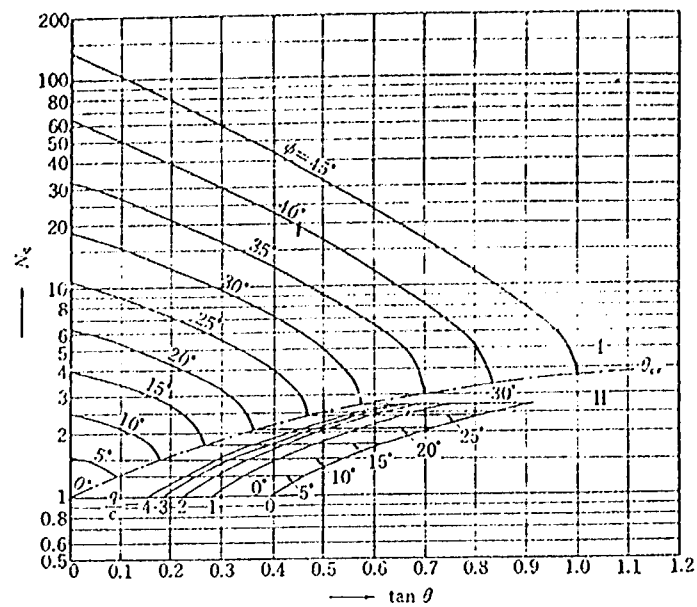


図 4-2

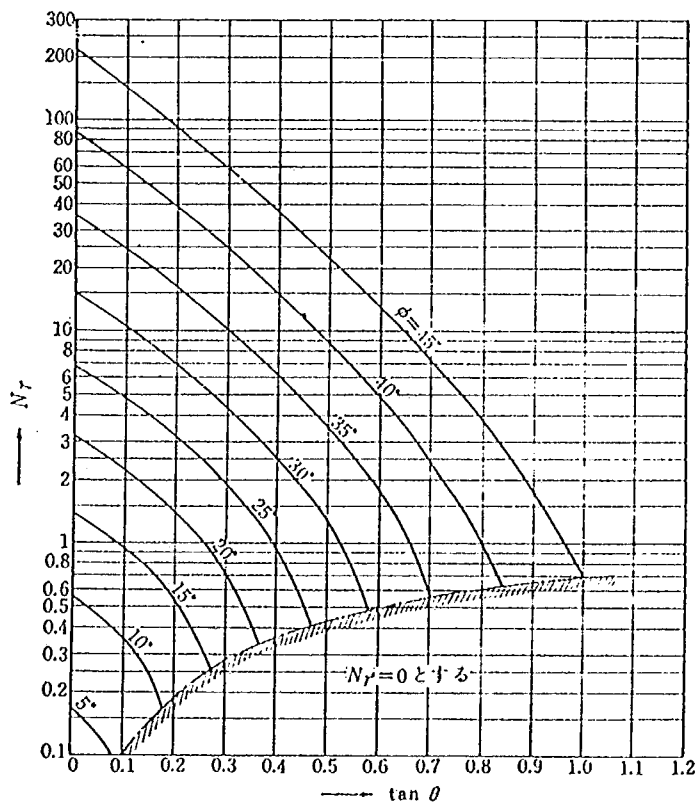


図 4-3

ここで、 N_q, N_r は荷重傾斜角が地盤のせん断抵抗角以上では 0 となり、 N_c のみ傾斜限度角まで有限の値をとる。

この支持力係数にあたっては、

- ① 地盤は等方等質で連続な剛塑性体である。
- ② 支持力は、自重のない地盤の極限支持力と、地盤の自重による付加支持力の和として表われる。
- ③ 基礎底面は十分に粗である。
- ④ 根入れ部分の地盤のせん断抵抗は無視する。
- ⑤ 支持力係数 N_q, N_r は地盤の粘着力を無視した場合の値とし、 N_c のみ地盤の粘着力を考慮して算出する。

の仮定によっているが、これらの仮定にもとづいて (4-1) 式で支持力を算出する場合の (4-1) 式の実用性を検証するため、次に示す模型実験を実施した。

なお、大型模型実験は三次元実験であるため、(4-1) 式から支持力を算出するには、次のような補正を行うものとする。

$$q_v = \alpha \kappa C N_c + \kappa \gamma_s D_f N_q + \frac{1}{2} \cdot \beta \gamma_s B N_r \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

ここで、

α, β : 形状係数で表 4-2 による

κ : 根入れ効果に対する割増係数

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f}{B} \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

表 4-2 形状係数

基礎底面の形状	α	β
帯 状	1.0	1.0
正方形, 円 形	1.3	0.6
長方形, 楕 円 小判形	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$

(B : 短辺長 L : 長辺長)

§2 傾斜荷重に対する極限支持力に関する模型実験

(1) 実験方法

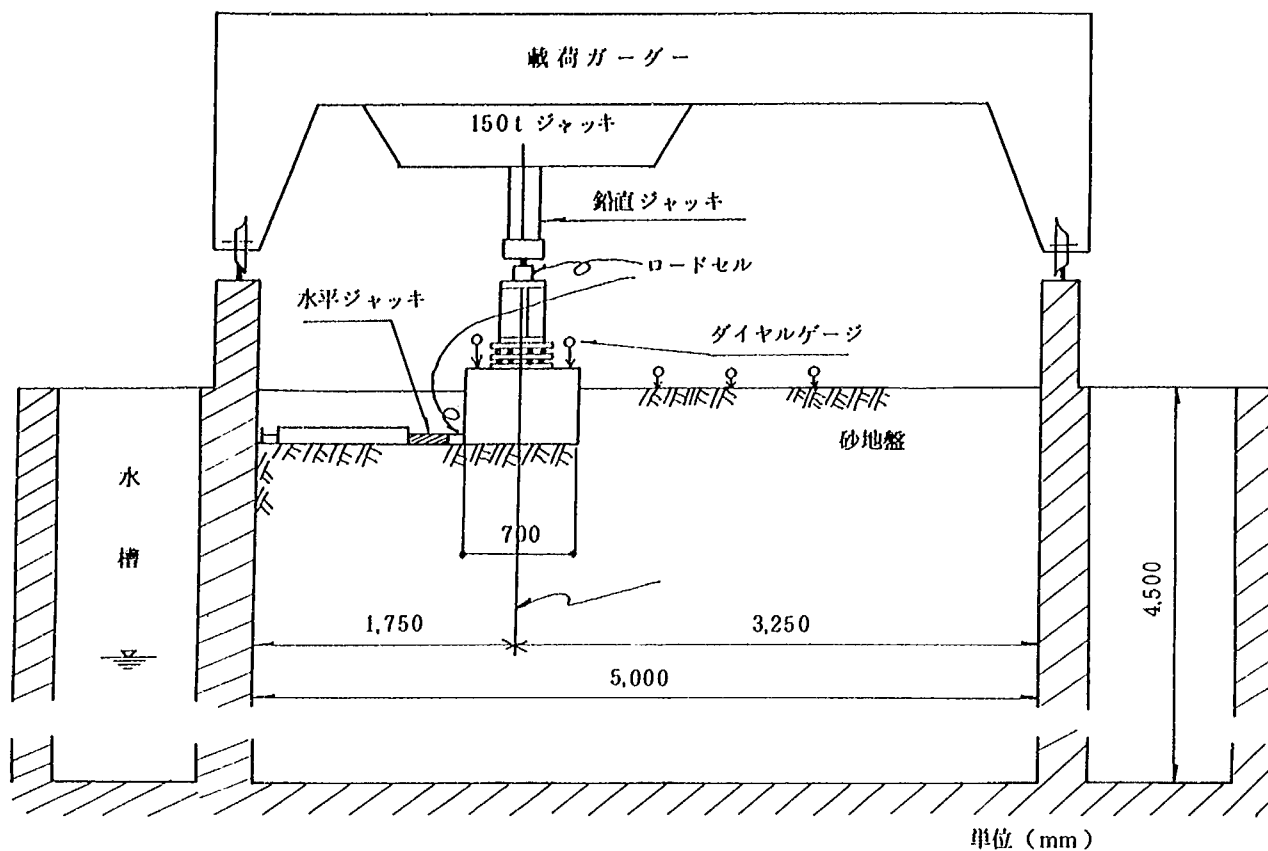


図 4-4 載荷装置

実験は、旧土木研究所千葉支所基礎特殊実験棟内の大型実験土槽（8 m × 5 m × 深さ 4 m）内に、図 4-4 に示すように砂地盤を造成し、その上にコンクリート製の基礎模型（70 cm × 70 cm × 高さ 50 cm）を設置し、これに鉛直および水平方向から油圧ジャッキにより荷重を加える方法により行った。

使用した砂は、表 4-3 に示すような土質定数を有する浅間山砂であるが、シルト分が多く、そのため三軸圧縮試験の結果で約 0.15 kg/cm²の粘着力を有している。

表 4-3 土 質 定 数

試 験 項 目	測 定 結 果
粘着力 (三軸試験) c	0.15 kg/cm ²
内部摩擦角 (") ϕ	39°
比 重 G	2.7
単位重量 γ	1.8 t/m ³
含水比 w	10 %

この実験用砂を、約30cmの厚さごとに転圧して地盤を造成したが、標準貫入試験によるN値は10～15であった。

載荷は鉛直150 t、水平50 tの油圧ジャッキを用い、荷重はロードセルにより検出したが、載荷方法は、(1)鉛直荷重を5、10、15、20、25、30、35 tに設定し、各鉛直荷重毎に水平ジャッキで水平荷重を加え、破壊に至らしめる。(2)荷重の傾斜角を、 $\tan^{-1}(\frac{H}{V})$ が0.3、0.6、1.0になるように、鉛直荷重を同時に漸増させ破壊に至らしめる、という2方法によった。

また、根入れ深さの効果を調べるため、根入れ深さ D_f を基礎巾 B の、0、 $\frac{1}{3}$ 、 $\frac{2}{3}$ 、1倍に変化させ、また、各ケース毎に気乾状態だけでなく、水で飽和した状態でも実験を行った。

これらの実験の各ケースを表4-4に示す。

表4-4 実験ケース

(1)

地盤状態	根入れ深さ	鉛直荷重 (t)
気 乾	0	5 , 10 , 15 , 20 , 25 , 30 , 35
	$1/3 \cdot B$	
	$2/3 \cdot B$	
	B	
気 和	0	5 , 10 , 15 , 20 , 25 , 30 , 35
	$1/3 \cdot B$	
	$2/3 \cdot B$	
	B	

(2)

地盤状態	根入れ深さ	荷重傾斜角の正接
気 乾	0	0.3 , 0.6
	$1/3 \cdot B$	0.3 , 0.6 , 1.0
	$2/3 \cdot B$	
	B	
飽 和	0	0.3 , 0.6
	$1/3 \cdot B$	0.3 , 0.6 , 1.0
	$2/3 \cdot B$	
	B	

(2) 実験結果

一定の鉛直荷重をかけた状態で水平荷重を増加させ破壊させた場合の結果を表 4-5 に、荷重の傾斜角を一定にした状態で荷重を増加させ破壊させた場合の結果を表 4-6 に示す。

また、これらの結果を根入れ深さ毎に、横軸に荷重傾斜角をとり、縦軸に極限鉛直支持力をとって図に表わしたのが図 4-5 ~ 図 4-8 である。

気乾状態における理論支持力との比較、および根入れ効果については、第 3 節、第 4 節に述べることにし、ここでは、飽和状態における支持力について考察することとする。

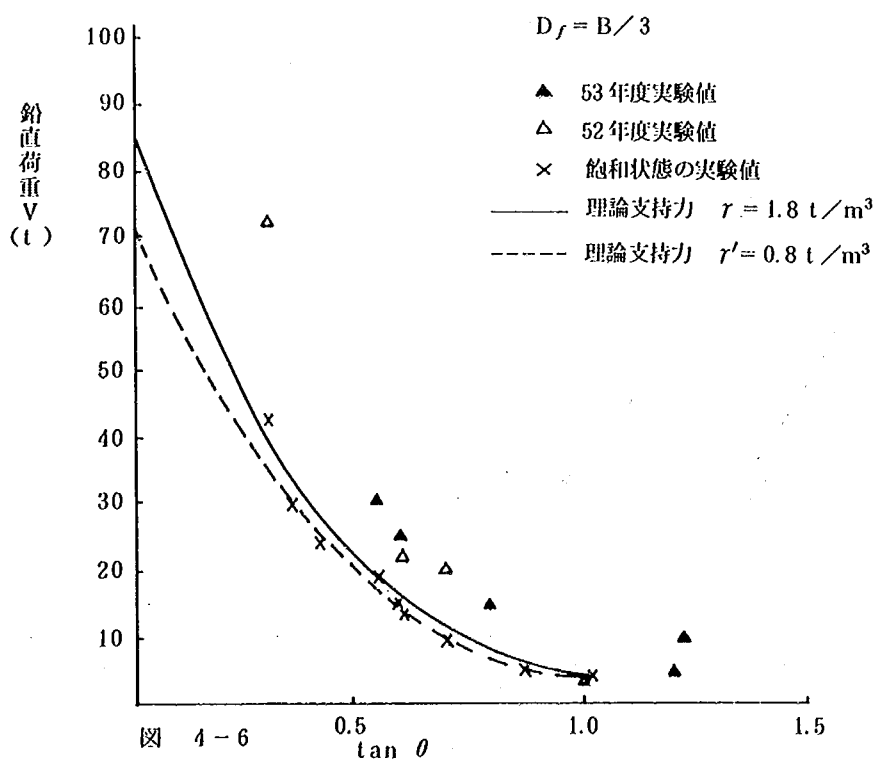
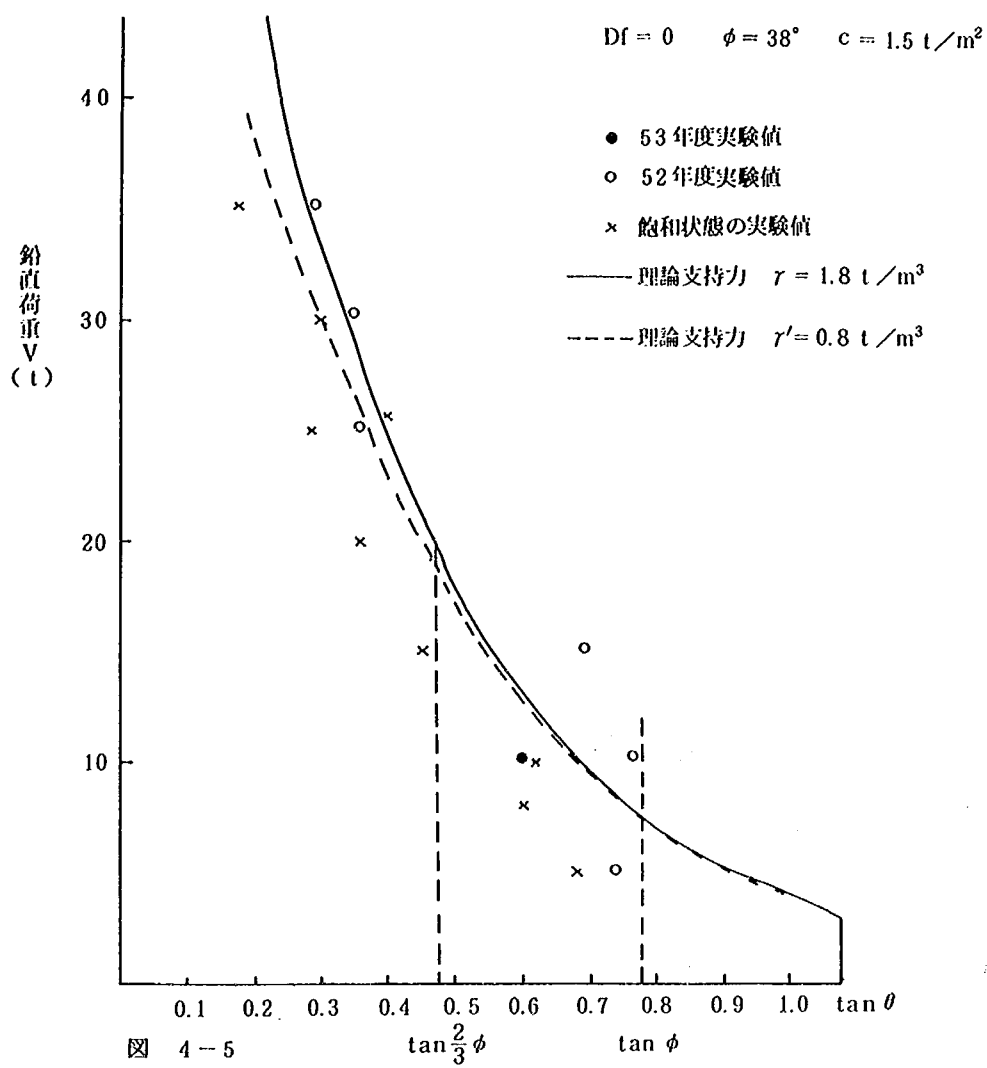
一般に、支持力問題において地盤が水で飽和している場合には、その極限支持力算定において、土の単位体積重量 γ_s の代りに浮力を考慮した場合の単位体積重量 $\gamma_s' = \gamma_s - 1.0$ を用いれば良いとされている。すなわち、

$$q_v' = a \kappa c N_c + \kappa \gamma_s' D_f N_q + \frac{1}{2} \beta \gamma_s' B N_r \quad \dots\dots\dots (4-7)$$

この式を用いて、飽和状態に対する極限支持力を計算した結果を表 4-7 に、また図 4-5 ~ 図 4-8 に破線で示した。

いずれの根入れ深さの場合についても、実験値の気乾状態と飽和状態の支持力の差は、理論値の気乾状態と飽和状態の差よりも大きくなっている。

このため、気乾状態における実験値と理論値が比較的良く一致していると見られる根入れの無い場合に関しては、飽和状態における理論値が若干危険側の極限支持力を与える結果になっている。



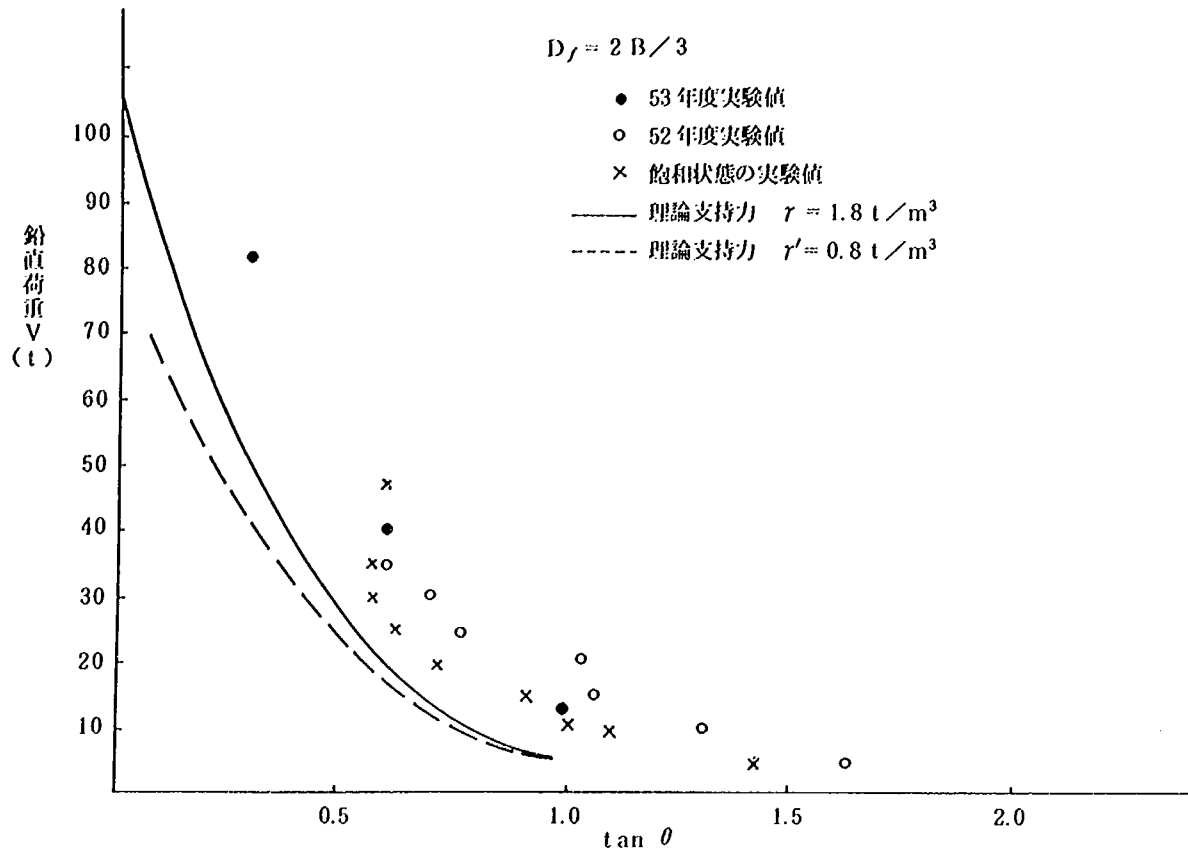


図 4-7

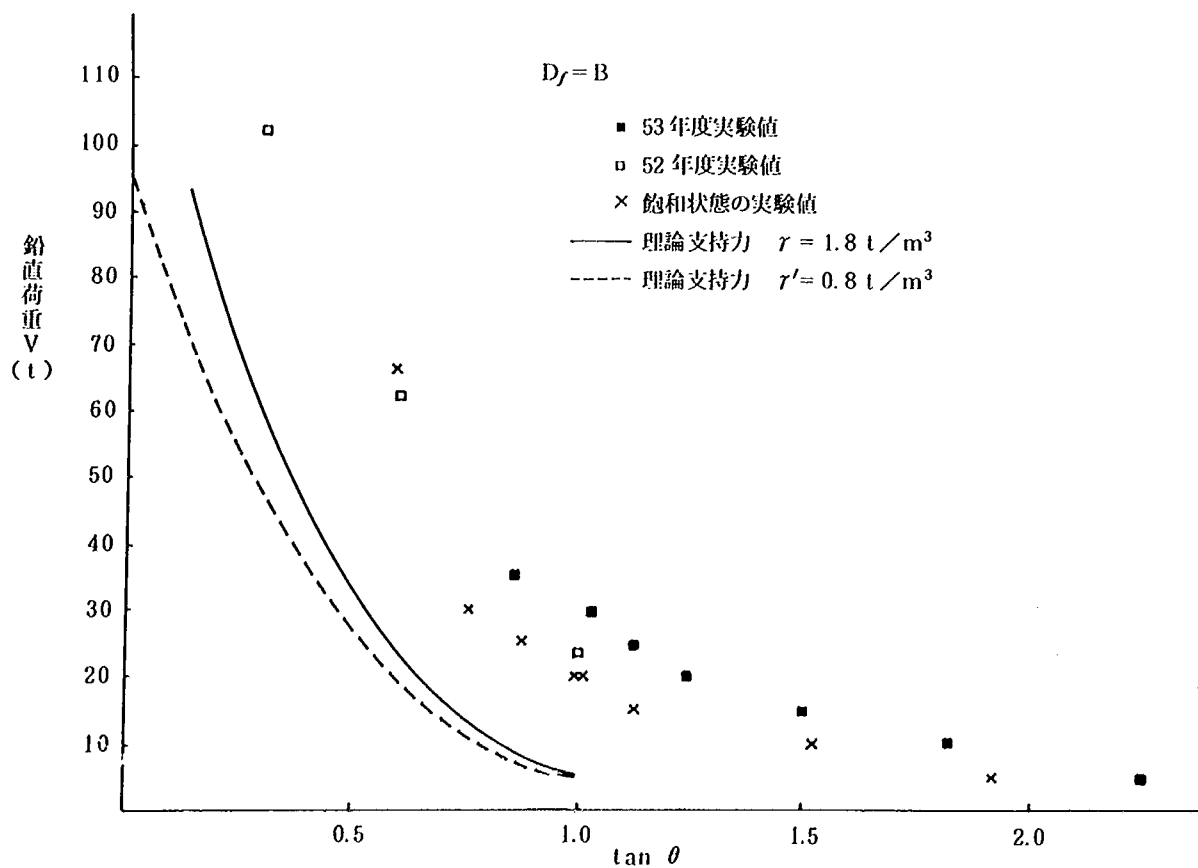


図 4-8

表 4-7 飽和状態に対する理論極限支持力

α	N_c	N_q	N_γ	理論極限支持力			
				$D_f = 0_{(1)}$	$D_f = \frac{B}{3_{(1)}}$	$D_f = \frac{2}{3}B_{(1)}$	$D_f = B_{(1)}$
0°	61.3	48.9	56.3	63.2	73.9	85.9	98.2
5°	50.8	40.5	40.0	51.8	60.7	70.6	80.9
10°	41.2	32.8	27.3	41.6	48.8	56.8	65.1
15°	32.7	25.9	17.8	32.7	38.4	44.7	51.3
20°	25.4	19.8	10.9	25.2	29.5	34.5	39.5
25°	19.2	14.6	6.13	19.6	22.1	25.8	29.6
30°	14.0	10.2	3.03	13.6	16.0	18.6	21.3
35°	9.88	6.29	1.13	9.5	11.1	12.8	14.6
40°	6.64	—	—	6.3	7.0	7.6	8.2
45°	4.18	—	—	4.0	4.4	4.8	5.2
48.3°	2.92	—	—	2.8	3.1	3.4	3.6

ここで $\gamma'_s = \gamma_s - 1.0 = 0.8$, $\phi = 38^\circ$ とする。

根入れのある場合については、気乾状態における理論値と実験値に明瞭な差が出てくるため、飽和状態においては、その影響で、 D_f が $\frac{1}{3} B$ の場合には理論値が実験値にほぼ等しく、それ以上の根入れ深さでは、理論値がかなり過小となる。

実験に用いた砂が、気乾状態で粘着力を有する砂であったため、極限支持力における粘着力の項が卓越して、気乾状態と飽和状態との支持力の差をあまり明確に比較検討することができない。また、理論計算においては単位重量のみ浮力を考慮した値を使用したのが、実験結果と理論値の比較では、飽和状態の地盤に対し、気乾状態での三軸圧縮試験から得られる c および ϕ を用いることに対しても疑問が生じる。

しかしながら、これらの問題に対し検討を加えるためには、今回の実験は不十分であり、今後の研究を待つこととしたい。

表 4-5 傾斜荷重に対する極限支持力実験結果 (1)

[illegible]

飽和	0	5	3. 4	0. 68
		10	6. 2	0. 62
		15	6. 7	0. 45
		20	7. 1	0. 36
		25	7. 2	0. 29
		30	—	—
		35	6. 3	0. 18
	0. 233	5	4. 3	0. 86
		10	6. 9	0. 69
		15	8. 8	0. 59
		20	10. 7	0. 54
		25	10. 4	0. 42
		30	10. 8	0. 36
	0. 467	5	7. 1	1. 42
		10	11. 0	1. 10
		15	13. 7	0. 91
		20	14. 4	0. 72
		25	15. 5	0. 62
		30	17. 1	0. 57
		35	20. 0	0. 57
	0. 7	5	9. 6	1. 92
		10	15. 2	1. 52
		15	17. 0	1. 13
		20	20. 1	1. 01
25		22. 0	0. 88	
30		22. 8	0. 76	

表 4 - 6 傾斜荷重に対する極限支持力実験結果 (2)

地盤状態	根入れ深 D_f	荷重傾斜角 $\tan \alpha$	極限鉛直 支 持 力
気 乾	0	0.3	(1) 44
		0.6	10.0
	0.233	0.3	72
		0.6	22
		1.0	4.0
	0.467	0.3	82
		0.6	40.5
		1.0	13
	0.700	0.3	102
		0.6	63
		1.0	23
飽 和	0	0.3	30
		0.6	8
	0.233	0.3	43
		0.6	14
		1.0	4
	0.467	0.3	89
		0.6	47
		1.0	11
	0.7	0.3	—
		0.6	66
		1.0	20

§ 3. 根入れの無い場合の理論支持力と実験値

根入れの無い ($Df=0$) 場合の実験による極限鉛直荷重と実験に用いた砂 (浅間山砂 $\phi=38^\circ$ $c=1.5 \text{ t/m}^2$) の c , ϕ を用いて、第1節に示した方法により算出した理論支持力を図4-5に比較した。

図中、52年度実施の実験は、一定の鉛直荷重下で水平荷重を漸次増大し破壊に至らしめたもの、53年度実施の実験は、荷重の傾斜角を一定に保ち荷重を増大させる方法で破壊に至らしめたものであるが、いずれも理論支持力と比較的良好一致をしていると考えられる。

図3-9は、基礎底面における滑動の摩擦角を測定する目的で実施された実験ではあるが、荷重レベルが大なる所では地盤の支持力不足により破壊しており、同様に、根入れの無い場合の実験結果と見なして良いであろう。

これらの比較より、根入れの無い場合に関しては、(4-5)式を用いて地盤の支持力を算出することの妥当性が示されているものと解される。

なお、図4-5においては、鉛直荷重強度の小さい部分に生じる滑動限界傾斜角がほぼ内部摩擦角に近いのに対し、図3-9においては、ほぼ基礎底面と地盤の摩擦角となっているが、これは実験実施年度が異っており、両者の地盤の締め固め具合が若干異ったためと思われる。すなわち、両者の荷重変位比図を比較すると、前者においては所定の鉛直荷重をかけた際に若干の沈下が見られ、これがため、底面における滑動は地盤の内部摩擦角に支配されるようになったが、後者においてはその沈下が少なく、基礎底面と地盤との摩擦角に支配されるようになったものであることが想像される。

このように、同じ地盤材料で、同じような載荷方法であっても、地盤のわずかな締め具合によって滑動限界の荷重傾斜角は変化するが、今回の一連の実験においては、地盤が気乾状態である限り滑動荷重限界傾斜角は $\frac{2}{3}\phi$ から ϕ (ϕ は地盤の内部摩擦角) の間にあり、第3章 第2節(2)において結論されたように、基礎底面における地盤との摩擦係数を $\frac{2}{3}\phi$ とすることの妥当性が再確認される。

§4 根入れ効果

浅い剛体基礎の極限支持力の理論的算定においては、上載土をせん断抵抗力を有しない単なる押え荷重として扱っている。一般に、フーチング下面より上の地盤はそれより下の支持地盤に比較すると、建設作業に伴う土工によりゆるめられており、また、そのせん断抵抗を無視すると、常に安全側の結果となるため、一般に妥当な仮定と見なされているが、場合によっては、上載土のせん断抵抗に起因する支持力の増加を無視することはできなくなる。

この根入れ効果は、理論的には算定が難しく、経験的に“depth factor”として求められているが、道路橋示方書下部構造編では、次のように与えている。

$$K = 1 + 0.3 \frac{D_f}{B}$$

70 cm×70 cm×50 cm の大型基礎模型を用いた根入れ効果に関する実験結果と第1節において述べた方法で算出した理論極限支持力を比較したのが表4-8で、これを根入れ深さ毎に図に示したものが図4-5～図4-8である。

表4-8には、実験値と理論値の比の平均値およびその標準偏差をも示したが、これによると、根入れ深さの浅い場合には、荷重傾斜角にかかわらず実験値と理論値の比はほぼ一定であるのに反し、根入れ深さが大きく ($D_f \geq \frac{2}{3} B$) になると、荷重傾斜角とともに、その比も増大する傾向にあることがわかる。

表4-8 理論値と実験値の比較

根入れ深さ D_f	傾斜角 $\tan \alpha$	極限支持力 (t)		Q_E / Q_T	備 考
		実 験 値 Q_E	理 論 地 Q_T		
0	0.29	35.	34	1.03	
	0.30	43.5	32.8	1.33	
	0.35	30	29.1	1.03	
	0.36	25	28.4	0.88	
	0.49	20	18.9	1.06	
	0.60	9	13.1	0.69	
	0.69	15	10.0	1.50	
	0.75	10	8.2	1.22	滑動限界
$\bar{x} = 1.09$ $\sigma_n = 0.24$					
$\frac{B}{3}$	0.3	72	40	1.80	
	0.56	30	19	1.58	
	0.60	22	16.3	1.35	
	0.64	25	14.3	1.75	
	0.69	20	12	1.67	

	0. 78	15	9	1. 67	
	1. 00	4	—	—	
	1. 22	10	—	—	
	1. 20	5	—	—	
	$x = 1.64$ $\sigma_n = 0.15$				
$\frac{2}{3} B$	0. 30	82	49	1. 67	
	0. 60	40. 5	20	2. 03	
	0. 60	35	20	1. 75	
	0. 69	30	14. 6	2. 05	
	0. 76	25	11. 3	2. 21	
	1. 00	13	4. 7 4. 7	2. 77	
	1. 04	20	—	—	
	1. 07	15	—	—	
	1. 31	10	—	—	
	1. 62	5	—	—	
	$x = 2.08$ $\sigma_n = 0.36$				
B	0. 3	102	59	1. 73	
	0. 6	63	24	2. 63	
	0. 86	35	9. 7	3. 61	
	1. 0	23	5. 2	4. 42	
	1. 03	30	—	—	
	1. 12	25	—	—	
	1. 24	20	—	—	
	1. 5	15	—	—	
	1. 82	10	—	—	
	2. 24	5	—	—	滑動
	$x = 3.10$ $\sigma_n = 1.01$				

これらより、根入れ効果に関しては次のことが明らかとなる。

- 1) 根入れが無い場合にはほぼ理論値に一致していた実験値も、根入れのある場合には理論値よりも過大な値を与え、根入れ長の増大とともに理論値との差は増大する。
- 2) 実験値と理論値との比は、根入れの浅い場合には荷重の傾斜角によらずほぼ一定であるが、根入れ長が深くなると、荷重の傾斜角の増加に伴いその比も増大する。

これは、理論上単なる上載圧とみなしている根入れ部分の地盤が、荷重傾斜角の増加に伴い受働土圧を発揮するため、動員された受働土圧の分だけ水平支持力が増大し、理論上の荷重傾斜角

からのずれが大きくなるためであると考えられる。

根入れ部分の土のせん断抵抗を無視したことに対する補正法に関しては、Brinch Hansen (1970) も、次のような補正係数を提案している。

$$\kappa_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

$$\kappa_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

しかしながら、これらの補正によっても実験値よりかなり近い支持力しか得られず、より正確な根入れ効果の把握のための研究が必要と思われる。

§ 5. 極限平衡状態におけるすべり線形状

第3節において述べたように、根入れの無い場合に関しては、第1節における手法で算出した浅い剛体基礎の傾斜荷重に対する極限支持力は実験値と良い一致を示すが、自重のない地盤の極限状態におけるすべり線と自重による付加支持力算定法におけるすべり線とは異っており、これらの両支持力の和として極限支持力が与えられるとした仮定の妥当性を確かめるためには、単に極限支持力の理論値と実験値の比較だけでは十分とは言えず、極限状態におけるすべり線の形状についても調査をしておく必要がある。

大型実験において、地盤内の変位を白砂柱によって観察したのは根入れが $\frac{1}{3}B$ の場合だけであるが、この時のすべり線と、 $c = 1.5 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 38^\circ$ 、荷重傾斜角 17° および 31° の場合の自重を無視した地盤が極限に達した時の理論的すべり線を、それぞれ図4-9、4-10に示す。

実験結果の極限支持力は、いずれの場合も理論値を上回っているにもかかわらず、すべり線は理論上のそれより小さく、特に荷重傾斜角 17° (図4-9)の場合、かなり小さなすべり線となっている。

大型実験においては、実験実施上の困難さから2ケースしか地盤内変位を観測できず、しかも、すべり線の発生状況を十分に把握するための条件(根入れの無い場合の方が望ましく、また、すべり線を連続的に把えるために、白砂柱を密に配列することが必要である。また、理論値との比較のためには、2次元状態の方が望ましい)が必ずしも整えられていないので、この点を確認する目的で、小型の2次元実験を実施した。

表4-9 大型実験に対するすべり線の計算値

α	γ/γ°	β	α	$\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$	$\frac{\pi}{2} - \phi$	β_L
17°	2.59	87°	67°	26°	52°	41°
31°	1.87	108°	46°	26°	52°	20°

ここで $D_f = \frac{1}{3}B$

実験には巾20cmの2次元水槽を用い、側面の一面はアクリル樹脂板、他面はテフロンシートを貼った剛壁から成り、この中に表4-8に示す土質定数を有する鬼怒川産の乾燥砂を5cmの厚さごとに振動締固機で十分に締め固め、この際、豊浦標準砂を用いて5cmごとに水平に白い線を入れて、アクリル樹脂板を通して地盤内のすべり線（写真4-1参照）を観察することが可能なようにした。

荷重は、図4-11に示すように傾斜角を一定に保つ装置にジャッキを固定し、これにより荷重をかけ、荷重の大きさは10t用ロードセルで検出した。

実験結果を表4-10に示す。

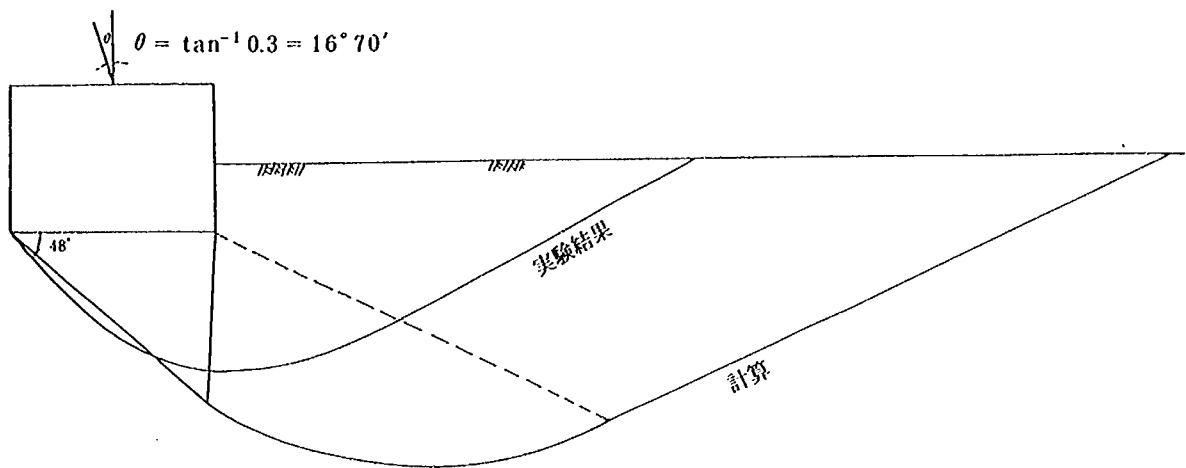


図 4-9

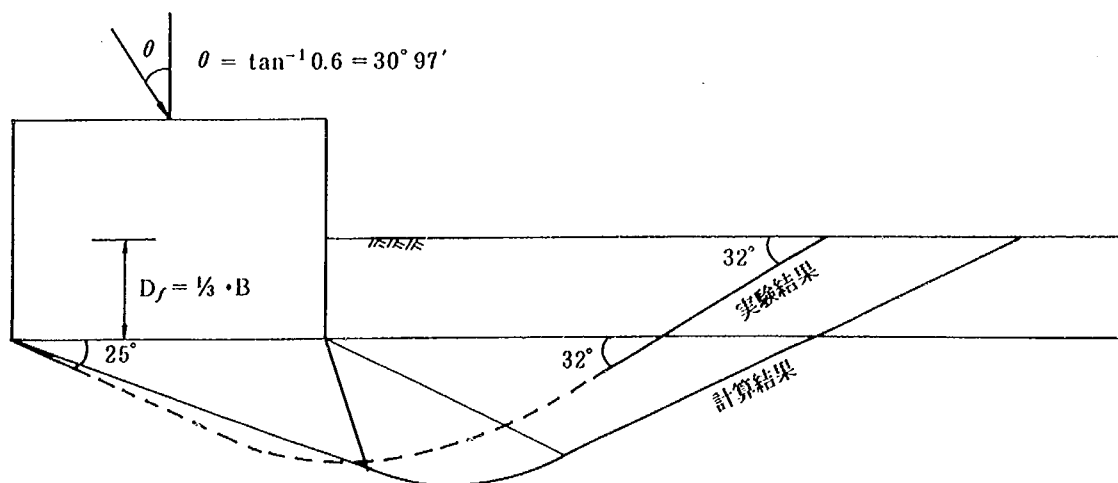


図 4-10

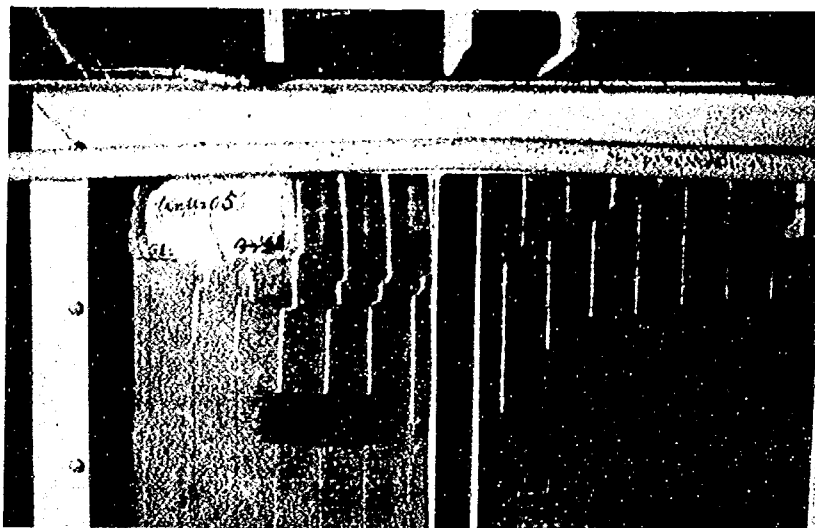


写真 4-1

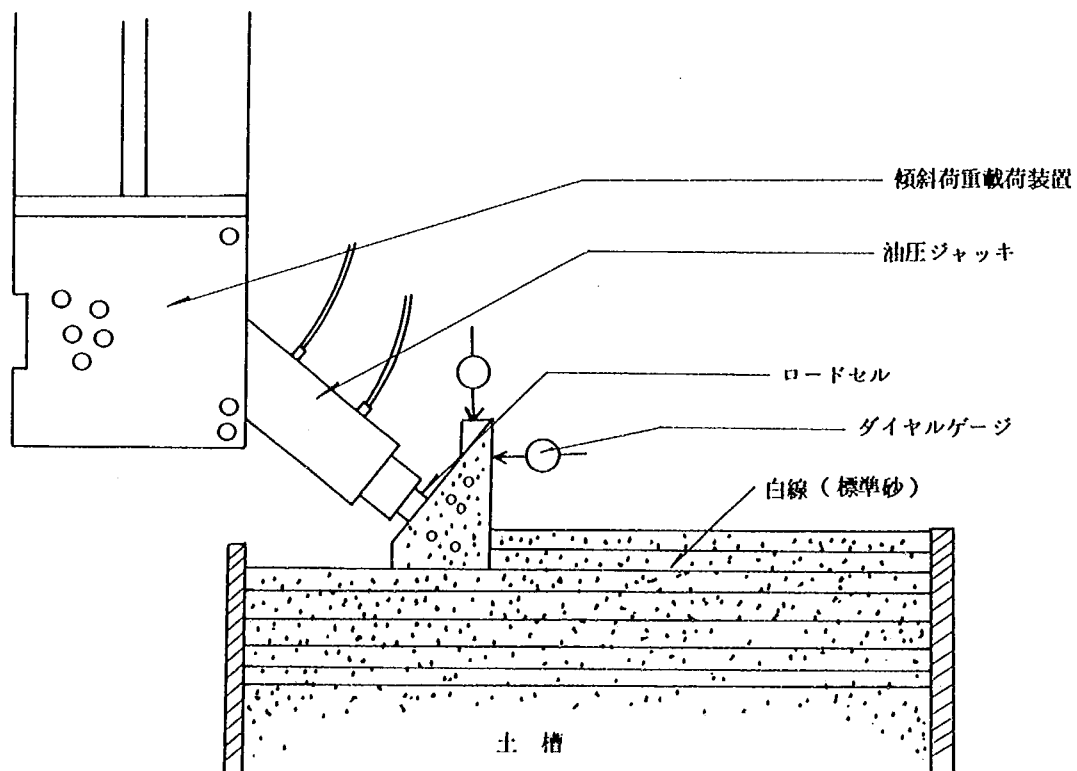
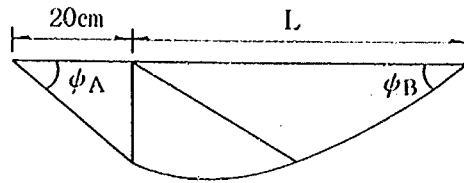


図 4-11 載荷装置

表 4-10 小型 2 次元実験の結果



$B = 20\text{cm}$

$W = 20\text{cm}$

$c = 0$

$\phi = 50^\circ$ (一面せん断結果)

$\gamma = 1.6$

$D = 80\%$

Df	$\tan \alpha$	極限荷重 (t)	鉛直 極限荷重 (t)	ϕ_A	ϕ_B	L (cm)
0	0	5.2	5.2	—	—	73
	0.2	3.3	3.2	34°	23°	45
	0.3	2.9	2.8	24°	21°	36
	0.4	2.2	2.0	26°	24°	43
	0.5	1.7	1.5	19°	23°	24
	0.6	1.2	1.0	14°	25°	21
$\frac{3}{B}$	0.2	3.7	3.6	35°	30°	53
	0.3	3.4	3.3	29°	25°	60
	0.4	2.6	2.4	18°	23°	43
	0.5	2.2	2.0	16°	24°	36
	0.6	1.5	1.3	10°	21°	34
$\frac{2}{3}B$	0.4	3.4	3.2	20°	29°	62
	0.5	2.9	2.6	16°	27°	50
	0.6	2.7	2.3	15°	28°	44

(注) 壁面の摩擦の影響が特に傾斜の急な部分に表われているものと考えられる。

この実験は壁面 (アクリライト) にテフロンシートを貼付して行ったが、結果的には壁面摩擦が強すぎ、満足な結果を得られなかった。図 4-12 はこの一連の実験によるすべり線の例であるが、この実験により次の事が明らかになった。

- ① すべり線は主働くさび、放射状の遷移領域、受働領域から成ることがはっきりと認められた。
- ② 受働領域のすべり線は水平面とはば $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ の角度で交わり、ランキン受働域となっている。
- ③ 受働域のすべり線 直線性は確められたが、主働くさびについては必ずしも明白な直線とはならず、くさび形状が不明のものもある。これは、傾斜荷重の増大に伴い、基礎模型が水平、鉛直両方向に変位することにも起因していると思われる。
- ④ 主働くさびの形状は、自重を無視した場合の主働くさびよりかなり偏平となった。また、すべり線全体も自重を無視した場合のそれに比して著しく小さくなっており、これらは壁面の摩擦の

影響と考えられる。

今後は、壁面の摩擦を完全に取除くように工夫をして実験を行い、より正確にすべり線形状を把握する努力をしたい。

以上、大型、小型の両模型実験の結果から、傾斜荷重を受ける基礎の極限すべり線については、次のように結論できよう。

- ① すべり線のうち明白な直線部分は、大型・小型実験とも受働領域のみであり、また、主働くさびから遷移領域に移る付近のすべり線は、しだいに曲率が大きくなるため、自重を無視した場合のすべり線に比べかなり小さなすべり線となる。このことから、すべり線の形状を自重の無い場合のそれで近似することには無理がある。
- ② 主働領域、受働領域におけるすべり線が地盤面となす角は、ほぼ自重の無い場合の理論値に近い。
- ③ ①②より、実際のすべり線は、自重を考慮した地盤の理論的すべり線に近似するものと予想されるが、今回、数値積分を行えなかったため、その比較は今後の検討課題としたい。
- ④ 三次元的な模型実験においても、その対称軸面上で変位を計測するならば、2次元的な理論値と比較することが可能である。

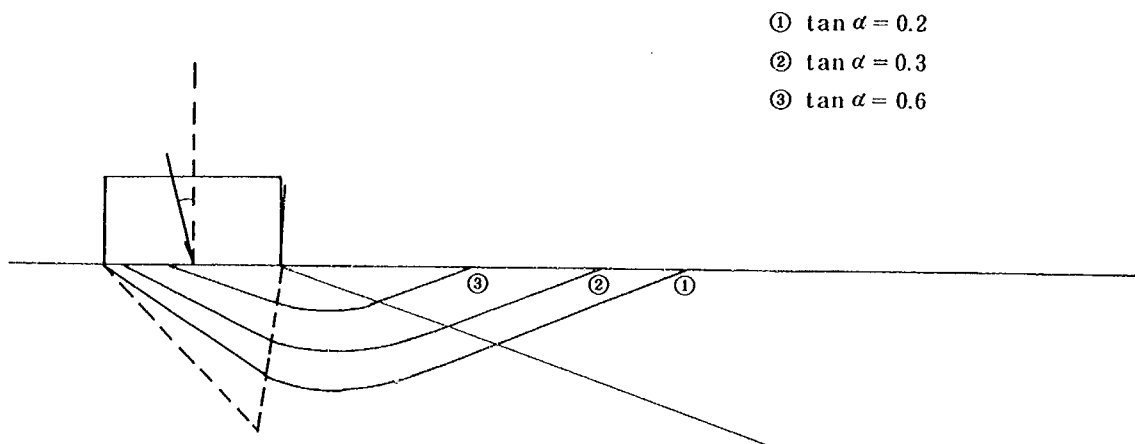


図 4-12 二次元実験には実測すべり線

第5章 有限層地盤の極限支持力

浅い剛体基礎の極限支持力算定においては、地盤を連続等方な弾性体と仮定して理論的支持力を算出するのが通例であるが、実際の地盤は必ずしもこれらの仮定を満たすとは限らず、これらの仮定の不正確さを補うためもあって、基礎の支持力算定における安全率は一般にかなり大きい。

より現実に近い形で支持力を推定するために、これらの仮定のいくつかを別の仮定に置き換えて支持力を算定する試みがなされているが、ここでは、地盤を層厚の薄い砂層から成るものとし、その層厚が支持力にどのような影響を与えるかを実験的に調べた。

§1 実験方法

8.5 m × 7.0 m × 4.0 m の大型土槽の中に、1.5 m の層厚のソイルセメント（実験に用いた砂に重量比10%のセメントを混合し20日間養生したもの）地盤を造成した後、20cmの厚さに実験砂を敷きならし、振動タンパーにより締め固めることをくり返して上層砂地盤を造成した。

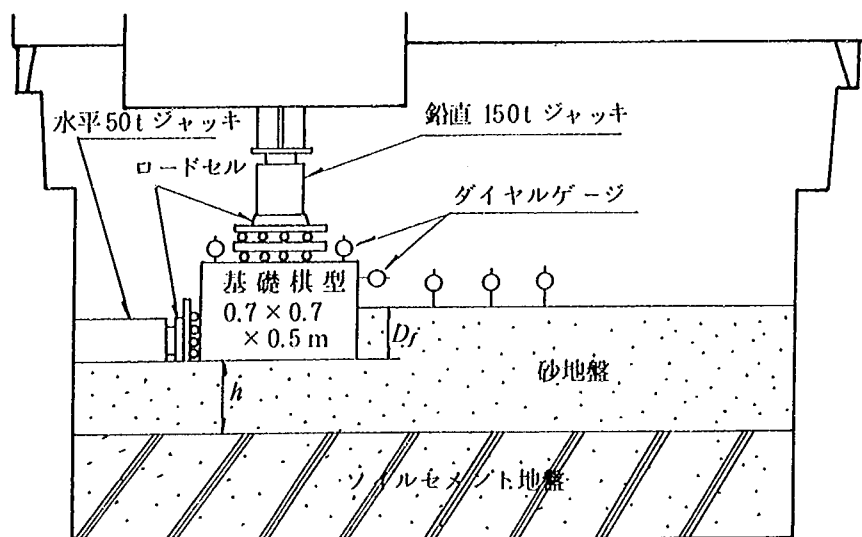
実験に用いた砂および下層ソイルセメント地盤の土質定数は、表5-1の通りである。

砂層の層厚は20 cm, 50 cm, 90 cm, 150 cmの4種類とし、この砂層の上に、70 cm × 70 cm × 50 cm のコンクリートブロック（基礎模型）を設置して、傾斜荷重を作用させた。

表5-1 土質定数

項 目	砂	ソイルセメント
内部摩擦角（三軸試験） ϕ°	30	—
粘 着 力 c (t/m ²)	0	—
単位重量 γ (t/m ³)	1.7	1.86

図 5-1



載荷は、鉛直、水平それぞれ最大 150 t、50 t の手動油圧ジャッキにより、荷重の傾斜角の正接 ($\frac{H}{V}$) が 0.3 および 0.6 となるように定率で両ジャッキの圧力を増加させて加え、荷重はロードセルにより検出した。

また、根入れの影響を調べるため、 $\frac{B}{2}$ 、B の根入れ深さのある場合についても実験を実施した。

地盤の強度定数としては他に良い方法が無いため、平板載荷試験により変形係数を算出した。結果は表 5-2 の通りである。

表 5-2 変形係数

地 盤	層 厚	変 形 係 数 E_v (kg/cm ²)	$\phi 30$ 平板載荷試験	
			V (t)	σ (cm)
砂	20 cm	28.3	9.5	10.18
	50	16.6	9.0	16.41
	90	5.22	3.25	18.87
	150	11.2	5.5	14.92
ソイルセメント				

ここで、 $E_v = K_v (1 - \nu^2) B_v I_p$

$K_v = V / A \delta_v$

ν : ポアソンヒビ (= 0.3 とした)

I_p : 沈下係数 (基礎が円形で剛度を ∞ と仮定すると 0.785)

B_v : 直径 (30 cm)

§2 極限支持力

1 定の傾斜角を保つように鉛直、水平の両荷重を増加させていくと、鉛直、水平それぞれの変位も増大するが、荷重が 1 定の大きさに達すると変位の増大に荷重増が追いつかなくなる。実験では、この時の値をもって極限荷重とし、各ケース毎の極限時の鉛直荷重を表 5-3 に示す。

表 5-3 大型実験結果

$\tan^{-1}(\frac{H}{V})$	D_f (cm)	h			
		20 cm	50 cm	90 cm	150 cm
0.3	0	*60 以上	45	20	25.5
	35	*100 以上	72.5	50	70
	70	*95 以上	101.5	100	108
0.6	0	14.6	34.5	8	10
	35	40	25	24	32
	70	97.5	37.5	50	52

* 極限まで載荷できなかったもの

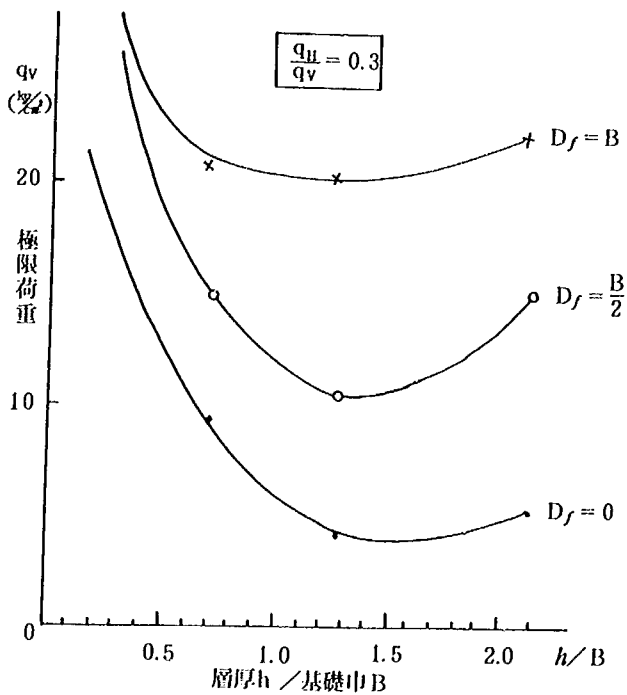


図 5-2

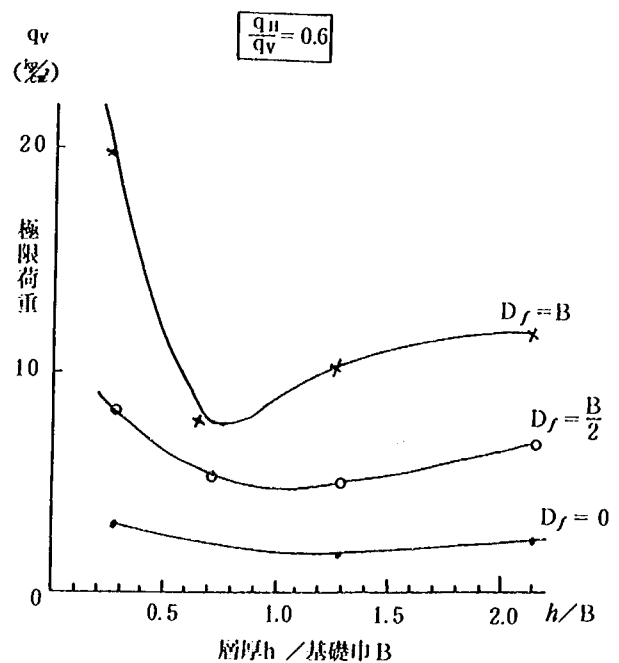


図 5-3

また、これを図示したのが図 5-2, 5-3 である。このグラフより、層厚が有限の場合、層厚が基礎巾の $\frac{1}{2} \sim 2$ 倍の間で支持力が極小を示すことがわかる。プロット数が少いので詳細な様子がわからないため、第 4 章第 5 節で述べた 2 次元実験槽を用いた実験を行った。

表 5-4 小型二次元実験結果

μ	h/B	Q^n (t)	q_v (kg/cm ²)
0.3	0.5	4.2	10.1
	0.75	3.8	9.1
	0.85	3.6	8.6
	0.90	3.4	8.1
	1.0	2.8	6.7
	1.1	3.0	7.2
	1.25	3.4	8.1
	1.5	3.5	8.4
0.5	0.25	3.2	6.9
	0.5	2.2	4.7
	0.5	2.3	4.9
	0.75	1.9	4.1
	1.0	2.0	4.3
	1.0	1.8	3.9
	1.5	1.6	3.4
	1.5	1.7	3.6

単位重量 $\gamma = 1.68 \text{ t/m}^3$ 相対変度 80 %

この実験では、前述したように壁面との摩擦を軽減する処置が十分でなく、かなりその影響を受けているものと考えられるが、定性的な傾向を把握するには十分であると思われる。

図 5-4 はこの二次元実験の結果を図にしたものであるが、 h/B が 1.0 付近で顕著な支持力低下の生じていることがわかる。

山口*らは豊浦砂およびガラスビーズを用いた同様の実験を行っているが、このうち、上層にガラスビーズ下層に剛体板を使用した場合が

今回の実験に対応しており、その結果をも図に点線で示した。

以上の結果を総合的に判断すると、支持層の層厚が有限で下層が剛な岩盤等の場合には、その極限支持力について次のことがいえる。

- (1) 層厚が基礎巾程度の付近で極限支持力が極小値を持つ。極小値がどの附近に生じるかは、荷重の傾斜角、地盤の土質定数等により異なるが、実験ではおおむね h/B が 0.5 ~ 2.0 の範囲に生じた。また、荷重の傾斜角に関しては、傾斜が急になるほど、極小値を生じる層厚が薄くなる傾向にある。
- (2) 極小値のピークの出方は、荷重の傾斜角にかなり依存するようで、実験では、傾斜角が小さいほどピークの出方が顕著であった。

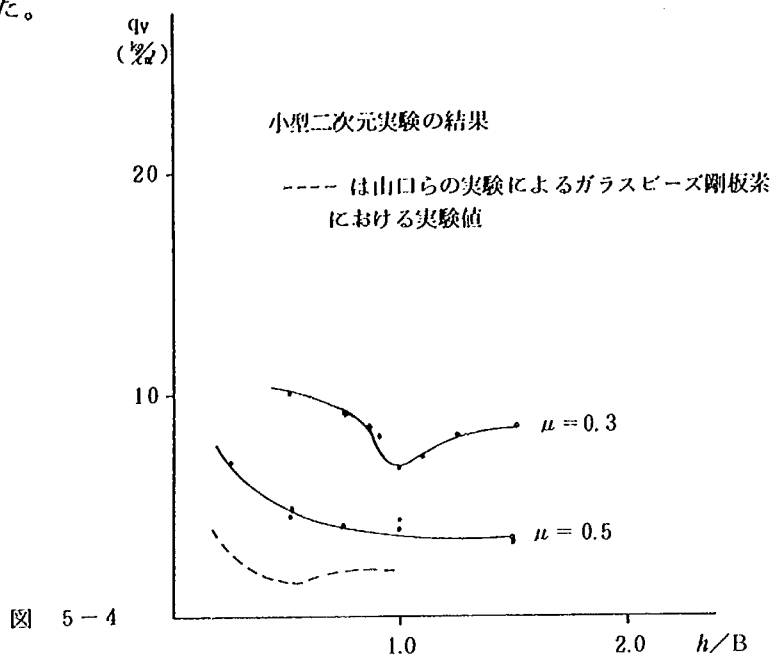


図 5-4

* 非粘性土から成る二層地盤の支持力について 「第12回土質工学研究発表会」
 // (第2報) 「第13回 // 」

§ 3. 有限層地盤におけるすべり線

地盤の極限支持力は、地盤内に生ずるすべり線の形成と密接な関係を有しており、単層地盤の支持力理論においても、基本方程式を満たすすべり線を組み立て、このすべり線に沿って微分方程式を積分することにより正しい支持力値が得られる。

有限層厚となった場合については、上層と下層との境界における境界条件が不明であるため、現在の段階で数値積分を行うことには無理があり、このため、模型実験により内部のすべり線の状況を把握し、極限支持力との関係を把握を試みた。

図 5-5 は第 2 節において述べた、荷重の傾斜角が 16.7° の場合の小型二次元実験における地盤内のすべり線を表わしたものである。

すべり線の形状は、砂層の厚さにかかわらずほぼ相似形で、すべり線が地盤面となす角度は荷重直下で約 $40^\circ \sim 50^\circ$ 、自由地盤面で $21^\circ \sim 23^\circ$ である。図に見るように、砂層厚が小さくなると、それにつれてすべり線の大きさも次第に小さくなるが、極限支持力が極小を示す h/B が 1.0 の近傍で、すべり線も極小となり、以後、さらに層厚が小さくなるとともに、すべり線は逆に大きくなり、 h/B が 0.5 では、ついに、下層地盤とすべり線が交わってしまっている。

このすべり線の大小は極限支持力の大小と良く対応しており、極限支持力がすべり線の大きさに依存することを裏付けたものといえよう。

大型の模型実験においては、4つのケースについて図5-6の示すような位置に、あらかじめ直径2cmの孔をあけ、ここに白砂を充填して白砂柱を形成しておき、実験終了後に地盤を掘削して白砂柱の切断箇所を計測し、すべり面の位置を確認した。

荷重方向を含む鉛直面（対称軸面）内で計測されたすべり線の様子を図5-7に示すが、それぞれ荷重傾斜角、根入れ深さが異っているため比較は難しいが、次の事が明らかであると言えよう。

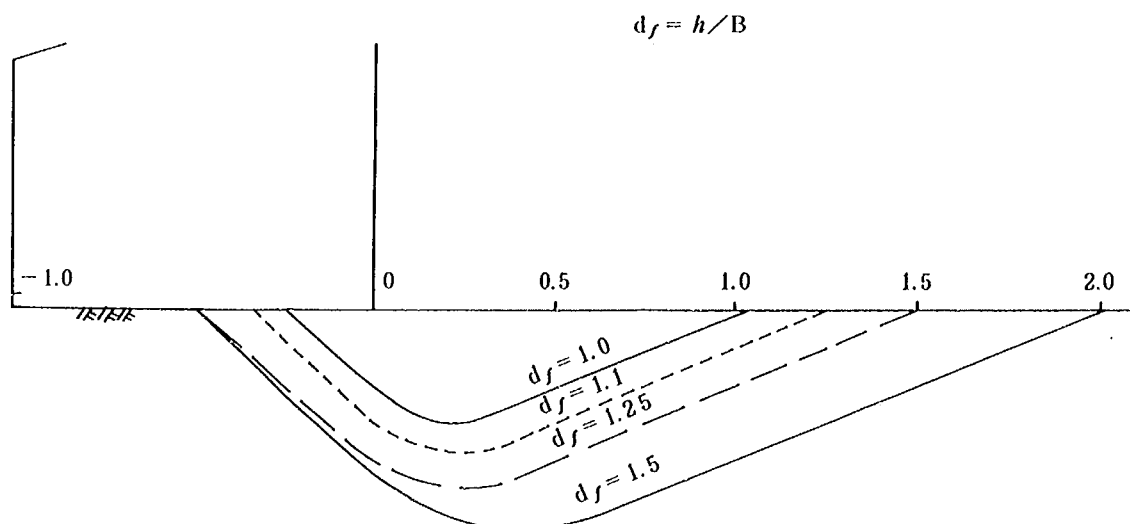
- ① いずれのケースについても、主動域および受働域のすべり線は明確に認められるが、過渡領域が不明瞭で、かつ、この領域で前後のすべり線が不連続となっている。

この原因の1つは振動タンパーによる地盤の締め固めが必ずしも十分でなく、全般せん断破壊というよりもむしろ局部せん断破壊に近づいてしまったことによるものと思われる。すなわち、主動域にすべりが発生すると同時に、荷重の水平方向成分によって基礎模型の前面にも、受働土圧にもとづくすべり線が発生したが、両すべり線の発生の原因が異なるため不連続になったものと考えられる。これは、根入れ深さの無い $\mu = 0.3$ のケースについてのみすべり線がほぼ連続していることから想像できよう。

- ② 荷重の傾斜角が急な方がすべり線が小さい。

（上層厚が90cmの場合）

- ③ 受働傾におけるすべり線と地盤のなす角度は $30 \sim 35^\circ$ であるが、この地盤の内部摩擦角 30° を用いて算出した $45^\circ - \phi/2$ にほぼ等しい。



小型実験結果

図 5-5

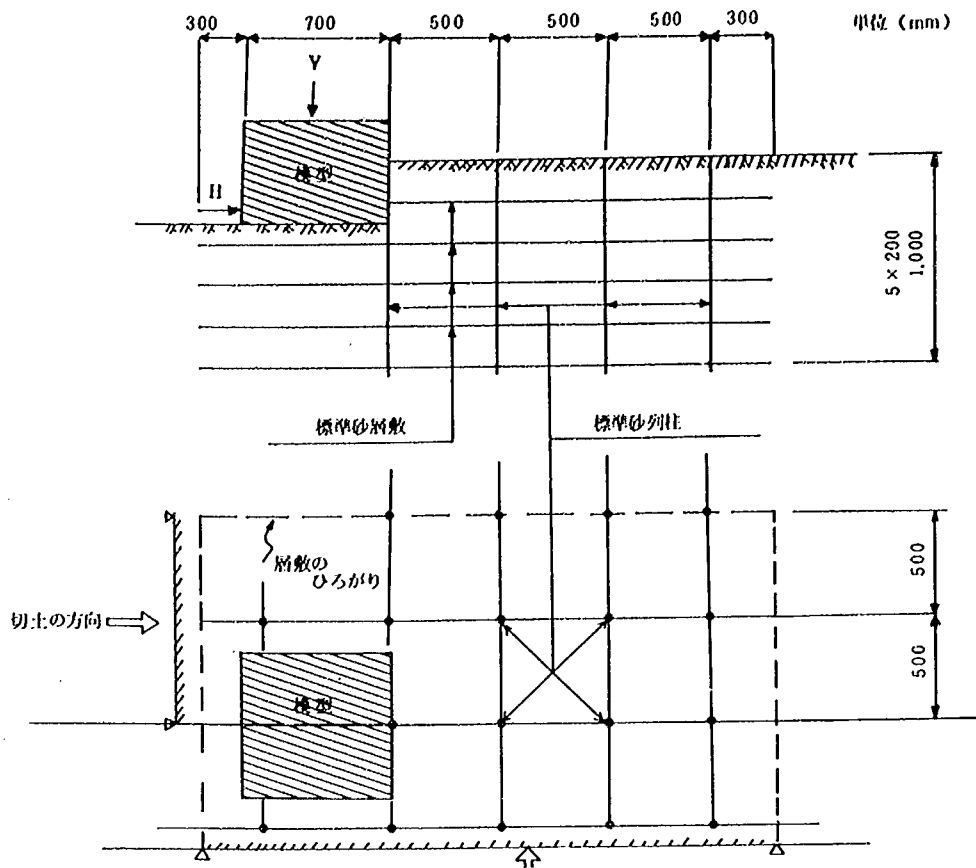
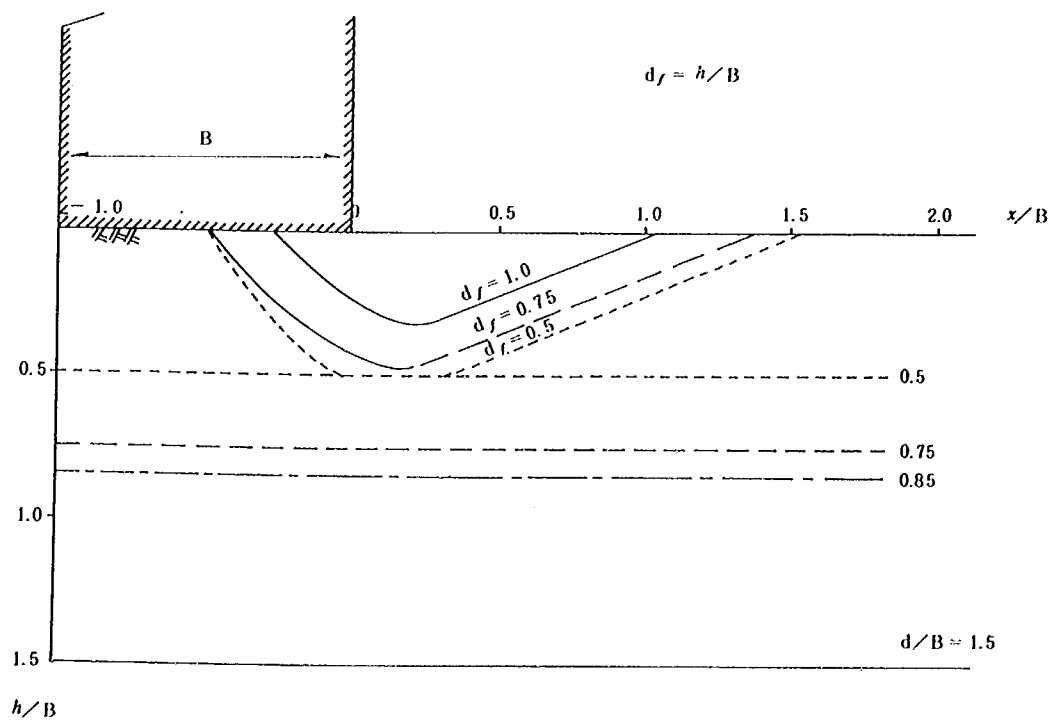


図 5-6 砂柱の位置図



大型実験結果

図 5-7

参考文献

G.G. Meyerhof "The beaing capacity of foundatins under eccentric and inclined loads."
Proc. 3rd. I.C.S.M.F.E (1953)

G.G. Meyerhof "The vltimate bearing capacity of foundations."
Geotechnique vol 2 (1951)

G.G. Meyerhof "An investigation of the bearing capacity of shallow footings on dry sand."
Proc. 2nd. I.C.S.M (1948)

A. Kezdi "The effect of inclined lods on the stability of a foundation."
Proc. 5th I.C.S.M.F.E (1961)

H. Yamaguchi, T. Kimura, N. Fujii
"On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow joundations in dense sand."
Soils & fomdations vol 16 (1976)

H. Yamaguchi, T. Kimura, N. Fujii
"On the scale effect of footings in dense sand."
Proc. 9th I.C.S.M.F.E (1977)

ソコロフスキー : 土のような粒状体の力学 オーム社

土研資料 226 号 心傾斜荷重に対する極限支持力計算法 (昭和 41 年 12 月)

土木研究所報告 135 号の 2 二次元傾斜荷重に対する地盤支持力の計算図表 (昭和 44 年 2 月)

K. Tevzaghi (1943) Thoorefical soil mechanics, J. W.ley

A. Caquot, J. Kerisel 1953 Surle teme de surface dans le calaul des
fondations on milien pulverulent.

Proc. 3rd I.C.S.M.F.E vol 1

山口, 木村, 目下部, 村田 「非粘性土から成る二層地盤の支持力について」第 12 回土質工学
研究発表会

山口他 「非粘性土から成る二層地盤の支持力について(第 2 報)」第 13 回土質工学研究発表会

浅い剛体基礎の極限支持力
に関する研究

土研資料第1611号
昭55・10(1980)

塩井幸武・浅沼秀弥
杉崎光義

キーワード

要 旨

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
基礎研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1611 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

