

軽部先生を偲ぶ会を開催しました

いよいよ夏本番に近づいた6月最後の日曜日、四十九日の喪が明けたところで、工学部食堂 AMEC³に軽部研究室の同窓で、軽部先生を偲ぶ会を開催しました。関西一円はもちろん、海外からの参加者もあり、同窓ならではの気の置けない会話を楽しみながら、軽部先生を中心とした「縁」の大切さを思い出させてくれるひと時でした。

今回は軽部先生のご長男の壮太様をお招きしましたが、先生の貴重なノートをお持ちいただきました。久しぶりに先生の肉筆を拝見し、卒業研究を懇切丁寧に修正していただいたときのことを思い出しました。代表的なページを添付しましたので、同窓の方々は是非ご覧ください。今後も定期的に偲ぶ会を開きたいと思っていますので、参加がかなわなかった方も是非次回はお参加頂きますよう、よろしくお願ひします。

(文責 C96 野並 賢)



写真-1 集合写真



写真-2



写真-5



写真-3



写真-6



写真-3



写真-7



写真-4



写真-8



写真-9



写真-13



写真-10



写真-14



写真-11



写真-15



写真-12



写真-16



写真-17



写真-21



写真-18



写真-22



写真-19



写真-23



写真-20



写真-24



写真-25



写真-29



写真-26



写真-30



写真-27



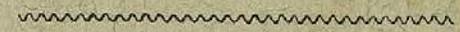
写真-28

Superior Note Book

Special made to
University and Company

土佐力子持倫瑠

演習 (打山, 紫白) (全)
演習 (墨母)



輕部 下 裁



土佐力子印

基礎の支持力

Introduction

(1) 基礎の種類と設計の基本方針

- A. 1. Spread foundation (直接基礎)
2. Pile foundation
3. Pier foundation

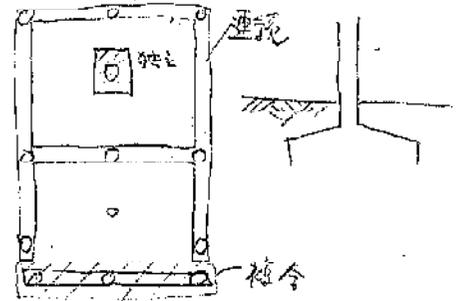
1. Spread foundation

- (i) footing : Individual footing 独立基礎
 Combined " 複合"
 Continuous " 連続"

(ii) Mat or Raft

2. Pile foundation

- (i) 先端支持杭
 (ii) 丁型杭
 (iii) 木杭
 (木杭は砂泥を掘削し、EITB
 締固め)



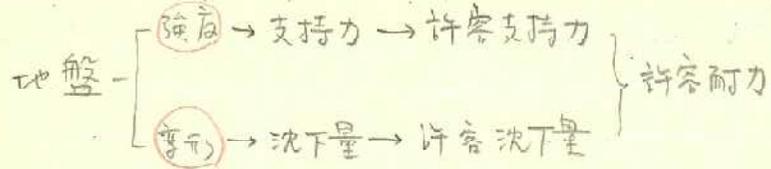
3. Pier

あらかじめおける孔の中現場で構造を製作する。dia \geq min 100 cm 程度とある。



B. 設計の基本方針

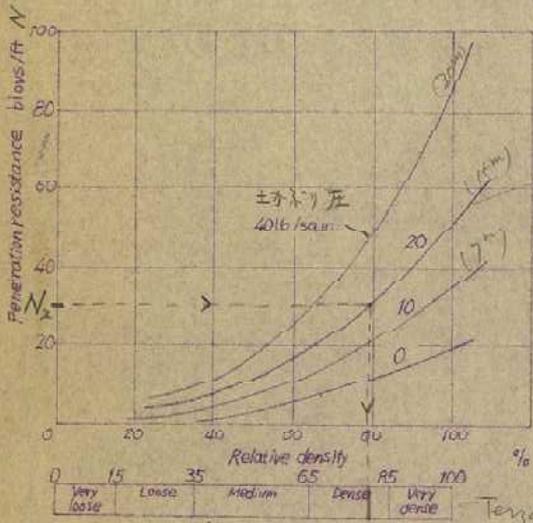
地盤の強度、変形、不安定問題を知る。次に安全率を定める



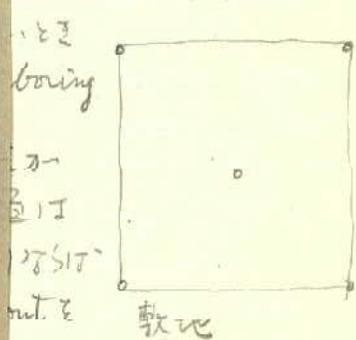
さらには不同沈下に打しても許容沈下量を定めてやる必要がある。
 ↓ 連打は許容沈下速度を定めている (4~15 cm/year 以下がおおよそ)

(2) 地盤調査

予備調査: 附近の地盤調査結果を調べる。次に物理探査として
 水位を測りおおよそ



水位を測りおおよそ



Terzaghi - 一軸, 三軸, 直挿, 貫入, 載荷試験

砂質土: 三軸, 直挿せん断試験, 貫入, 載荷

粘土質土: 圧縮 (-, 三軸), 圧密, LL, W_L の載荷試験

砂質土: 貫入, 圧縮, 載荷, 粒度分析

沈下力を小さくする

* LL ~ e_c 関係が知られていない
 ** W ~ C

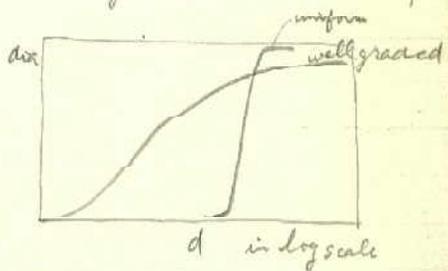
(3) 標準貫入試験の利用法

- 求める N value から
1. 砂質土の φ を推定する
 2. 粘土質土の c
 3. R.D. (相対密度)

1. N ~ φ

Dunham の式 (経験式)

$$\begin{aligned} \phi &= \sqrt{12N} + 15 && \text{for round, uniform} \\ \phi &= \sqrt{12N} + 20 && \text{for round well graded or angular uniform} \\ \phi &= \sqrt{12N} + 25 && \text{for angular well graded} \end{aligned} \quad (1)$$



2. N ~ C

$$q_u = \frac{N}{f_{1.2}} \quad (f_{1.2} \text{ 係数}) \quad \text{経験式} \quad (2)$$

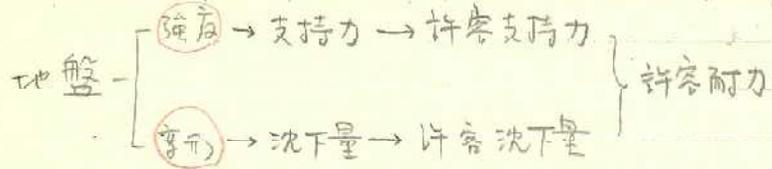
3. N ~ R.D.

$$R.D. = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100\% \quad (R.D. \text{ 係数}) \quad (3)$$

N から R.D. を推定したとき、自然な地盤の同一 N 値と比較をすれば、その N 値が同じ N 値で力学的性質を有する均質土と見做すことができ、地盤の支持力を求める。

B. 設計の基本方針

地盤の強度, 変形, 不先行問題を知る。次に安全率を定める。

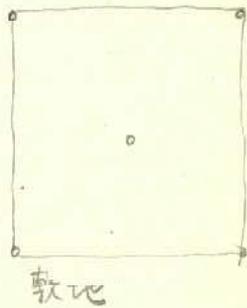


さらに不同沈下に打しても許容沈下量を定めなければならない。
 ↓ 連打時の許容沈下速度を定めている (4~15 cm/year 以下である)

(2) 地盤調査

予備調査: 附近の地盤調査結果を調べる, 次に物理探査として
 岩盤の深さや地下水位を把握しておく

1. 本調査: あらゆる地盤の調査
 1) corner と center の boring
 する。
 ⇒ 結果地盤の地層が
 平行であるか否かの
 問題。地層が異なる
 上部構造物の layout を
 考へなければならぬ



2. 調査の種類

- 支持力を求めるため
- 粘性土: 一軸, 三軸, $v-u$, 貫入, 載荷試験
 - 砂質土: 三軸, 直接せん断試験, 貫入, 載荷
- 沈下力を求めるため
- 粘性土: 圧縮 (一, 三軸), 圧密, LL の載荷試験
 - 砂質土: 貫入, 圧縮, 載荷, 粒度分析

* LL ~ e_c 関係不明
 ** $w \sim c$

(3) 標準貫入試験の利用法

- 求めた N value から
1. 砂質土の ϕ を推定する
 2. 粘性土の c
 3. R.D. (相対密度)

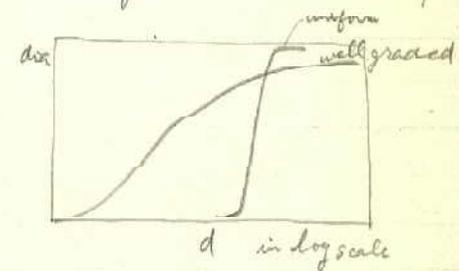
1. $N \sim \phi$

Dunham の式 (経験式)

$$\phi = \sqrt{12N} + 15 \quad \text{for round, uniform}$$

$$\phi = \sqrt{12N} + 20 \quad \text{for round well graded or angular uniform}$$

$$\phi = \sqrt{12N} + 25 \quad \text{for angular well graded}$$



2. $N \sim C$

$$q_u = \frac{N}{0.2} \quad (\text{Terzaghi}) \quad \text{経験式}$$

3. $N \sim R.D.$

$$R.D. = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100\% \quad (R.D.)$$

N から R.D. を推定すれば自然土の同一土質と見做すことができる。この場合比較力学的性質を打つておくと、地盤の支持力を求める。

Terzaghi - Peck の計算

N	<4	4-10	10-30	30-50	50+
稠度	very loose	loose	medium	dense	very dense

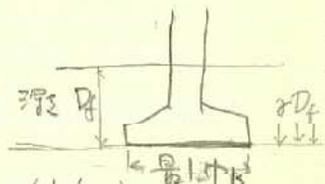
第I章 直接基礎

(3) 地盤の支持力 (浅基礎)

Terzaghi

$$q_u = C N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q \quad (4)$$

q_u 地盤の支持力
 C 粘着力
 N_c 係数
 $\frac{1}{2} \gamma B$ 地盤の単位重量
 N_γ 係数
 γD_f 係数
 N_q 係数



footingの形の影響を修正式

$$q_u = \alpha \cdot C N_c + \beta \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q \quad (5)$$

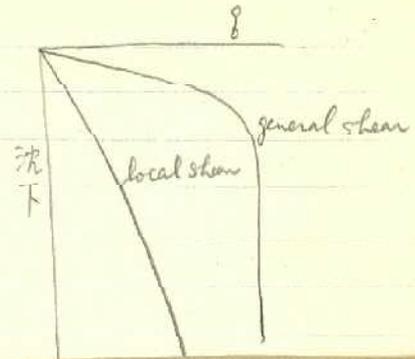
α : 形、深さ係数
 β : 基礎底面の形状係数
 γ : 基礎底面の単位重量
 地下水位以下は γ を用いる

基礎荷重面の形	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 + 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

B : 長方形の短辺長
 L : 長方形の長辺長

N_c, N_q, N_γ は ϕ の函数として与えられている。与えらる

Terzaghi の N_c, N_q, N_γ = 種類別として、
 与えらる。砂地盤には local shear
 がある。粘土地盤には general shear
 がある。砂地盤では N_c, N_q, N_γ
 ϕ = 種類別として与えらる。

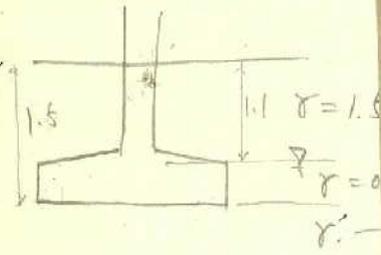
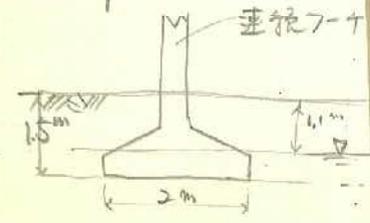


現在建築学会では N_c, N_q, N_γ の値を N_c, N_q, N_γ とおきかえている。

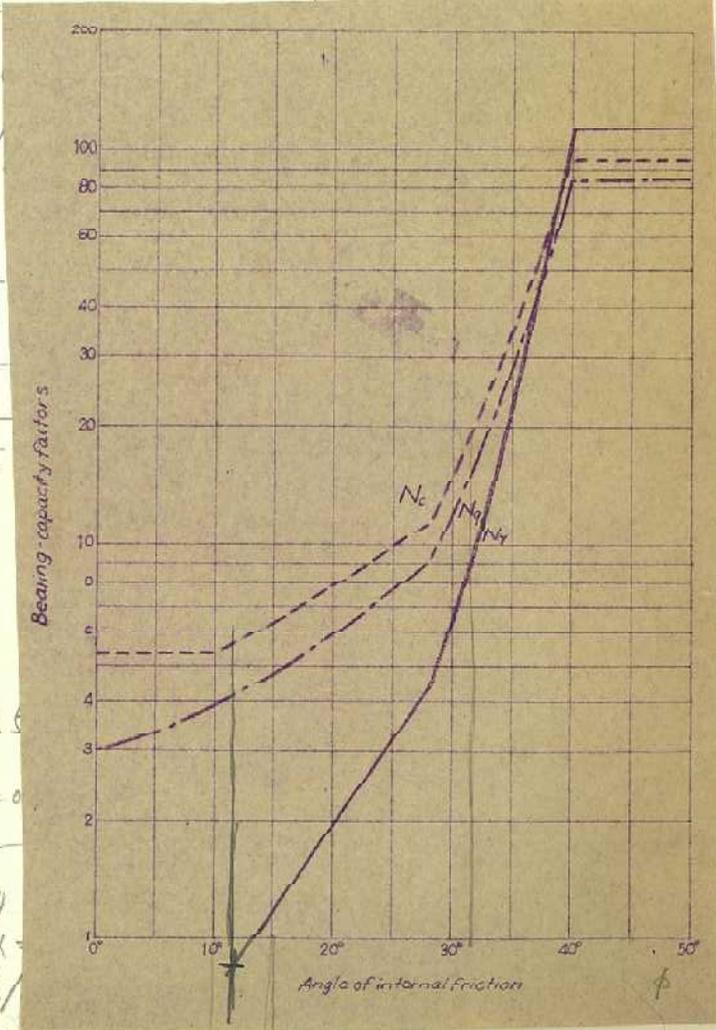
粘土地盤では $\phi = 0$
 $\gamma_u = 5.14 \sim 5.70$

長期 $q_{allow} = \delta q_u$

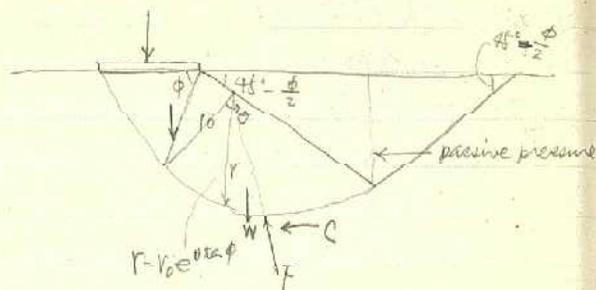
example:



$\phi = 32^\circ$ 70% 以上
 continuous $\rightarrow \alpha = 1$
 結局 $q_u = 60.2$



支持力公式の考え方



[4] 地盤の沈下量

4.1 砂質土盤

一般に粘性土に比べて非常に小さいので、砂土と粘土の互層の地盤の沈下量算定においては砂土の沈下量を無視した。

砂地盤の沈下量を求める式には次のものがあある。

・ N 値を用いた経験式

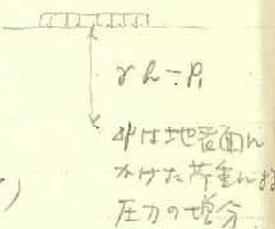
$$s = 0.4 \int \frac{P_1}{N} \log \frac{P_2}{P_1} dh \quad (cm) \quad (6)$$

P_1 : 有効土載圧 (kg/cm^2), P_2 : 載荷時の応力 $p + \sigma$
 h : 砂土の厚さ

・ 平板載荷試験結果を用いる

$$S = S_{30} \left(\frac{2B}{B + 0.3} \right)^2 \quad cm$$

$$S = S_{45} \left(\frac{B}{0.6B + 0.18} \right)^2 \quad cm$$

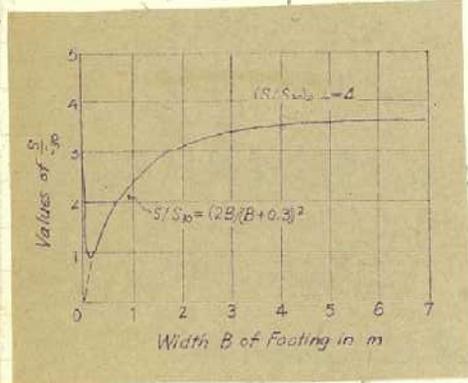
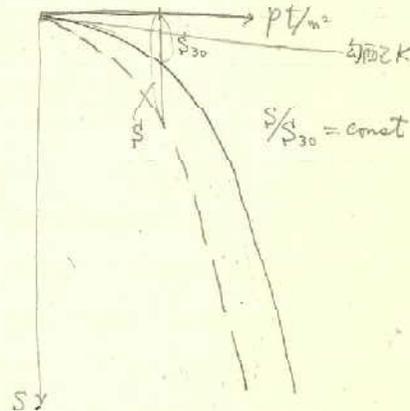


S_{30}, S_{45} : それぞれ一辺 30cm 45cm の角型載荷板
 S : 上記載荷と同一荷重率における沈下量
 B : キヤの巾 (短い方の辺長)

この式は B の 2 倍以上の深さまで同じ砂層が続いている場合にも適用できる。

(1) 式は右図のような図形を示すことになる。

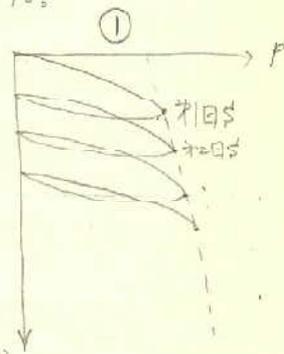
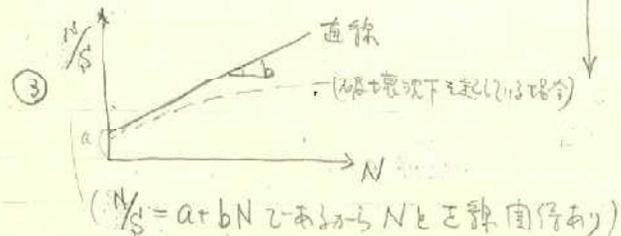
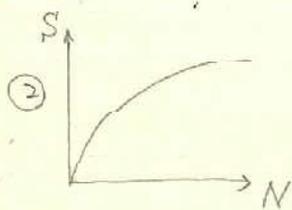
ついでから、右図の $p \sim s$ 曲線の初期部分の勾配は地盤係数 $K = p/s$ とおけるのである。
 K は p の変化したのである。



盤にかかる場合の沈下量は次のように考えられる。

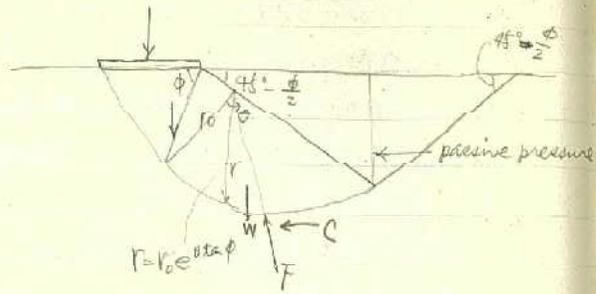
左の式 (9)

ある地盤の S を求めるには a, b を得てし平板載荷試験をとおしてやるのである。整理の順序は ① ② ③ である。



($N/S = a + bN$ であるから N と S 線直行列)

支持力公式の考案



[4] 地盤の沈下量

4.1 砂質土盤

一般に粘性土に比べて非常に小さいので、砂質土盤の沈下量算定においては砂質土の沈下量を無視し、砂質土盤の沈下量を求める式は次の通りである。

・N回を用いた試験式

$$S = 0.4 \int \frac{P_1}{N} \log \frac{P_2}{P_1} dh \quad (cm)$$

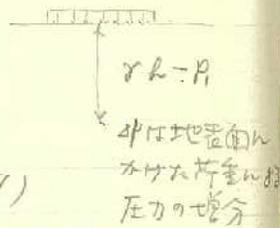
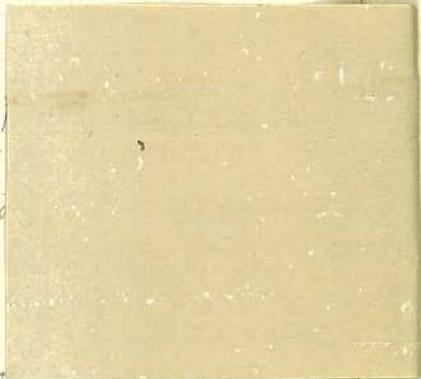
P_1 : 有効上載圧 (kg/cm^2)
 P_2 : 載荷時の土圧 $P_1 + \sigma_p$
 h : 砂質土の厚さ

・平板載荷試験結果を用いる

$$S = S_{30} \left(\frac{\Delta P}{B + 0.3} \right)^2 \quad cm$$

$$S = S_{45} \left(\frac{B}{0.6B + 0.18} \right)^2 \quad cm$$

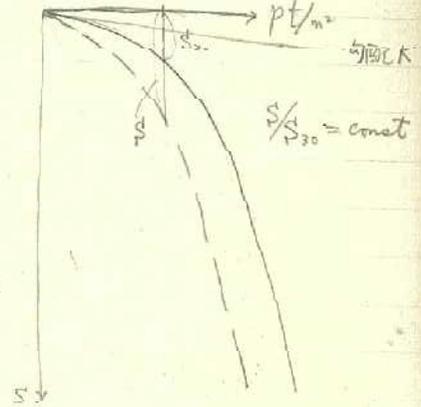
S_{30}, S_{45} : 長さ1辺30cm 45cmの角型載荷板
 S : 上記載荷と同一荷重密度における沈下量
 B : キノコIP (短い方の辺長)



この式はBの2倍以上の深さまで用い砂層が純粋な砂質土の場合に適用される。

(2) 式は右図の通り同様の土質に適用される。

ついでから右図の $p \sim S$ 曲線の初期部分の勾配は地盤係数 $K = P/S$ とおける。 K は p の変化率である。

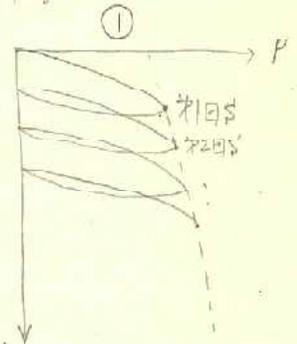
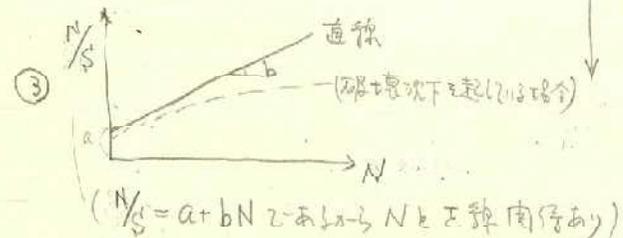
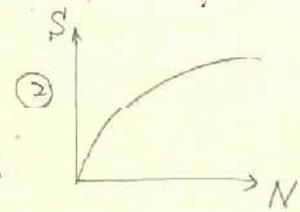


次に繰返し荷重が砂質土盤に及ぼす場合の沈下量は次の通りである。

$$S = \frac{N}{a + bN} \quad \text{左の式} \quad (9)$$

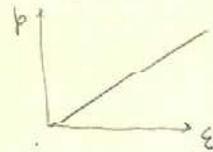
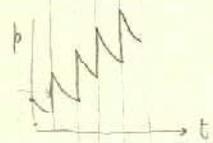
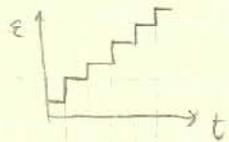
N : 繰返し回数

この地盤の S を求めるには a, b を繰返し平板載荷試験によって求める。整理の順序は①②③とす。

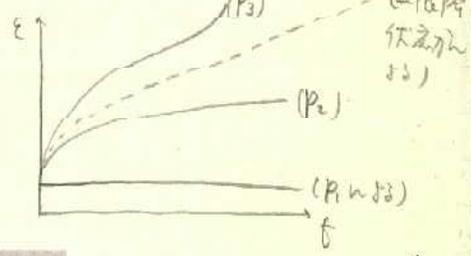
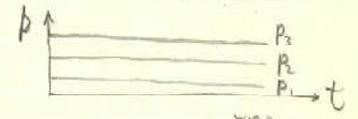


($N/S = a + bN$ とおくと N と S 線関係あり)

stress control 時の

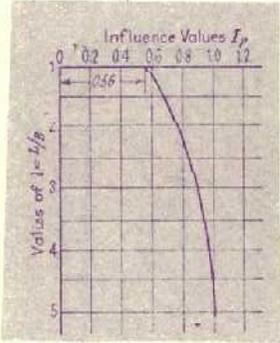


両方の試験は上限降伏以下で
ε-pが連続的なる。上限降伏以下
は



(上限降伏以下は)

○ I_p 附表の時
Fig(11) 参照



円形及び
正方形載荷板
の $I_p \rightarrow$

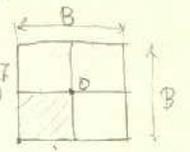
形状	剛性	形状係数			
		全面	中心点	外周中点	隅点
円形	剛	0.79	1.0	0.64	—
正方形	剛	0.88	1.12	0.78	0.56
					平均
					0.85

Example 隅点沈下時の中心点の沈下を推定する

$$S_{ol} = pB \frac{1-N^2}{E} \times \left(\frac{B}{2} \times 0.56 \times 4 \right)$$

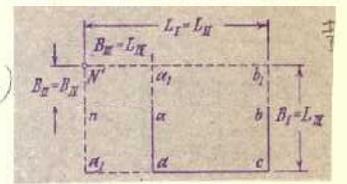
$$= pB \frac{1-N^2}{E} \times 1.12$$

○ 隅点沈下時の
中心点の沈下を
推定する
平均係数
隅点 I_p
中心点 I_p の比



○ 載荷板の外側にある点の沈下量 S_N
を求め

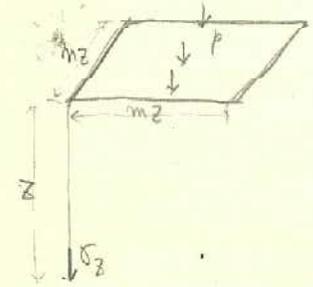
$$S_N = p \frac{1-N^2}{E} (I_{pI} B_I - I_{pII} B_{II} - I_{pIII} B_{III} + I_{pIV} B_{IV})$$



○ 理想圧縮材の初期沈下量 S_{ol} は圧縮沈下量の 1/5 程度となる
から $S_{ol} = 0.15 S_{co}$

分布荷重による地中応力 (長方形分割法) 209-1

長方形 ($m \times n$) の長方形に等分布荷重が加わった場合、O 点の直下で
滑起の値を求めた鉛直応力成分を図示



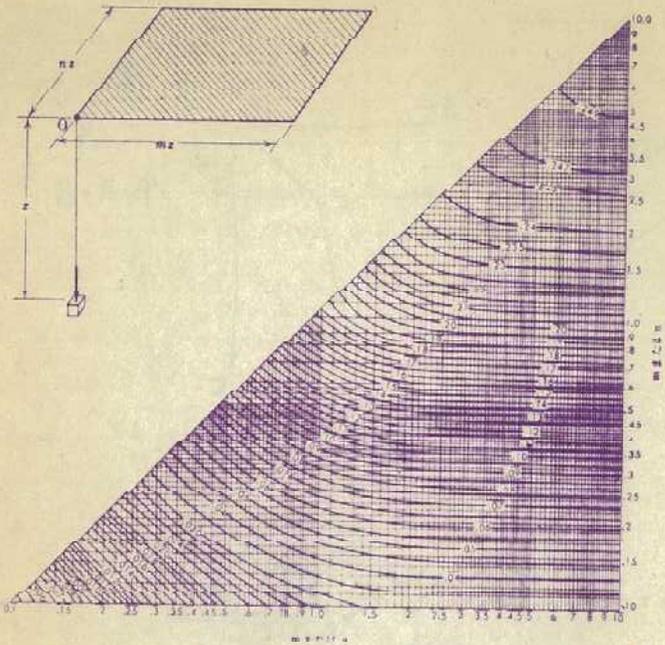
$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{mn}{m^2+n^2+1} \frac{m^2+n^2+2}{(m^2+1)(n^2+1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2+1)(n^2+1)}} \right]$$

$$\sigma_z = p f_B(m, n) \text{ と } L^2 \text{ を } f \text{ の } f \text{ 表}$$

(209-2) ←

右面荷重打地中支え(長方形分列法)

係数
高



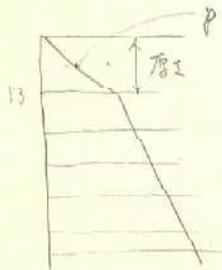
例として $z=10m \rightarrow m=2.5 \quad m=2.5 \Rightarrow f_B=0.242$

$\therefore \Delta p = 4pf_0 = 0.968p$

$z=100m \rightarrow m=0.25 \quad m=0.25 \Rightarrow f_B=0.035$

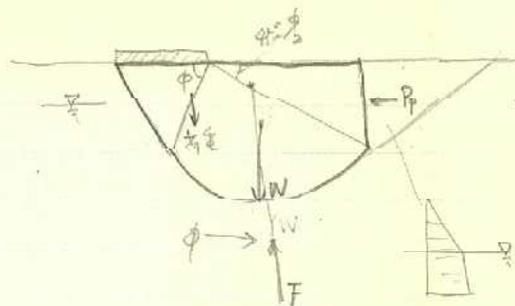
$\therefore \Delta p = 4pf_0 = 0.14p$

この(1)式を用いる → 適当な深さの分けて、ボラの面積を1.2計算する



支持力

(5)式の原理に打ち地中支え→277頁
下見



4.2.2 圧密沈下

フーチングの荷重が加わると、地中のある点の主応力が $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ だけ増加し、
とすると、この増加応力の超過利向が排水圧

$$u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (13)$$

飽和状態では $B=1$

Aはフーチングの形状による

Table 1
Typical values of the pore pressure coefficient A for the working range of stress below foundations

Type of clay	A
Very sensitive soft clays	> 1
Normally-consolidated clays	1
Overconsolidated clays	0.5
Heavily overconsolidated sandy clays ..	0

有効主応力

$1-u$

$$\sigma_1 = p_1 + \Delta\sigma_1$$

水平方向の有効主応力

$$\sigma_3' = p_3 + (\Delta\sigma_3 - u)$$

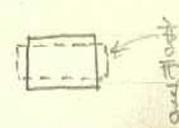
$$u > \Delta\sigma_3 \text{ とする (13)式}$$

水平方向の有効応力加載荷の正値は小さいため、
recompression (再圧縮) が起る。

排水圧密が進むと、ボラの比が $0.5 \rightarrow 1$ となる

u (排水 σ_3' は $1-u$ とする) (水平方向の排水) (排水圧密) の減少量
を d とすると

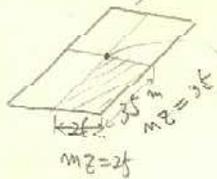
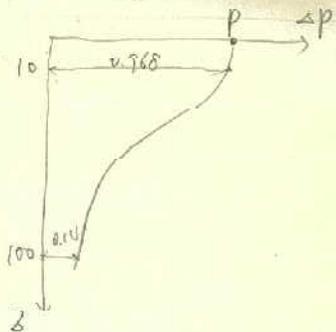
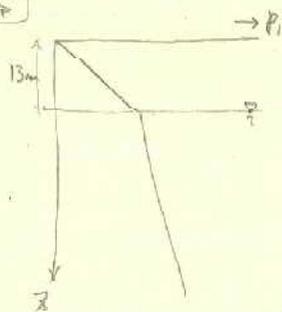
$$\sigma_3' = p_3 + \Delta\sigma_3 - d\sigma_3$$



宿題の
解答

沈下量 δ

$P_1 =$
 $B = P + \phi$



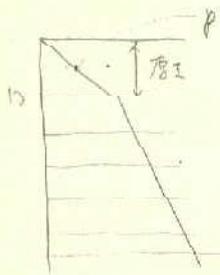
$m = \frac{3f}{z}, m = \frac{2f}{z}$

$\Delta p = 4 f_B (m \cdot m) p$

したがって $z = 10^m \rightarrow m = 2.5, m = 2f \therefore f_B = 0.242$
 $\therefore \Delta p = 4 p f_B = 0.968 p$

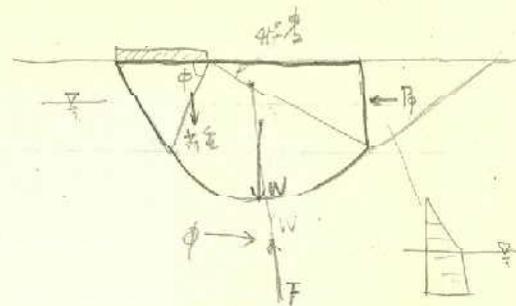
$z = 100^m \rightarrow m = 0.25, m = 0.3f, f_B = 0.03f$
 $\therefore \Delta p = 4 p f_B = 0.14 p$

したがって(6)式を用いる → 適当な層まで分けてグラフの面積として計算する



支持力

(5)式の原理に於ては、(2)式の
下をたす



4.2.2 圧密沈下

フーチングの荷重が加わると、地質あるの主応力 $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$ だけ増加し、
したがって、二つの増加を力の比として同じ方向に示す

$u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$ (13)

飽和状態では $B = 1$
Aはポイントにその同値を示す

Table 1
Typical values of the pore pressure coefficient A for
the working range of stress below foundations

Type of clay	A
Very sensitive soft clays	> 1
Normally-consolidated clays	1/2 - 1
Overconsolidated clays	1/3 - 1/2
Heavily overconsolidated sandy clays ..	0 - 1/3

有効主応力

$1 - u$

$\sigma_1 = p_1 + \Delta \sigma_1$

水平方向の有効主応力

$\sigma_3' = p_3 + (\Delta \sigma_3 - u)$

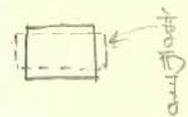
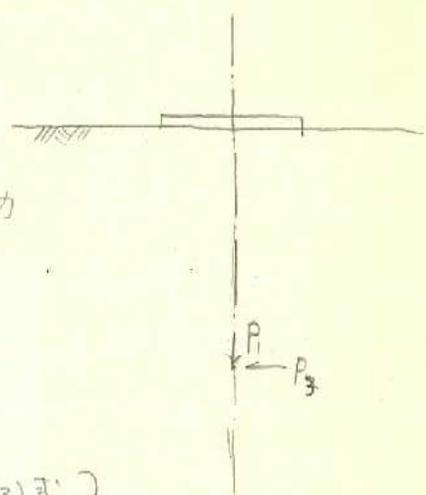
$u > \Delta \sigma_3$ とする (13)式)

水平方向の有効応力が載荷の正負に反転し、
recompression (再圧縮) が起る。

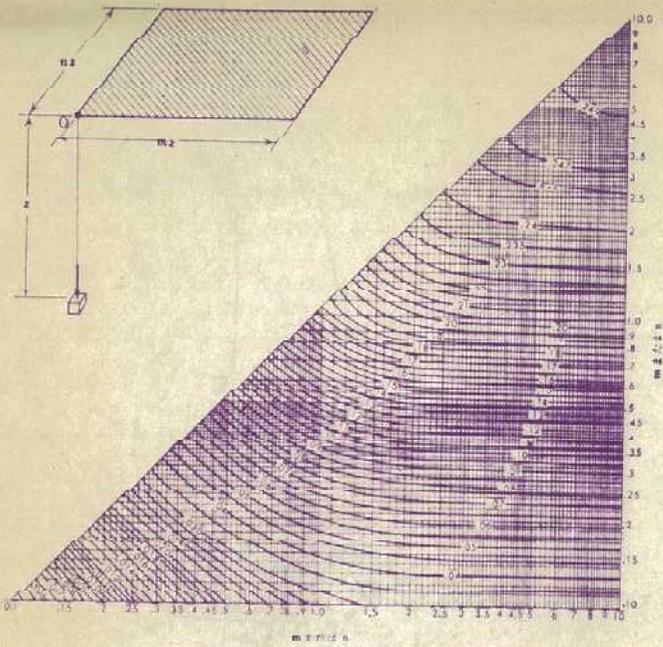
また圧密が進んでいくと、ポアソン比が $0.5 \rightarrow 1$ となる

uは、 $\Delta \sigma_3$ は大きくなる。(横方向に膨張) (すくすく) の減少
を σ_3 とする

$\sigma_3' = p_3 + \Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_3$



与面荷重に於ける地中応力 (長方形分布荷重)



応力
分布

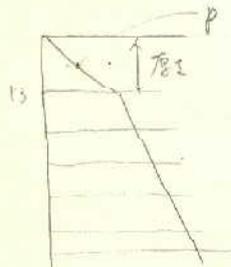
例として $z=10m \rightarrow m=2.5 \quad n=2.5$

$\therefore \Delta p = 4pf_0 = 0.963$

$z=10m \rightarrow m=0.25 \quad n=0.25$

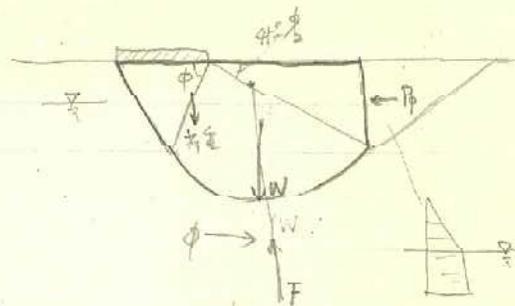
$\therefore \Delta p = 4pf_0 = 0.101$

したがって (1) 式を用いる \rightarrow 適当な深さの分けて計算する



支持力

(5) 式の原理に於けることである
下をたす



4.2.2 圧密沈下

7-10の荷重が加わると、地中のある点の主応力が $\Delta\sigma_1$ $\Delta\sigma_3$ だけ増加し、
とすると、 $\Delta\sigma_1$ による増加応力の超過利向が排水圧

$$u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (13)$$

飽和状態では $B=1$

A はポアソン比の関数である

載荷前の主応力 p_1, p_3

載荷直後の余剰応力方向の有効主応力

$$\sigma_1' = p_1 + \Delta\sigma_1 - u$$

圧密が終了する

$$\sigma_1' = p_1 + \Delta\sigma_1$$

水平方向の有効主応力

$$\sigma_3' = p_3 + (\Delta\sigma_3 - u)$$

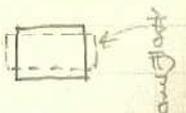
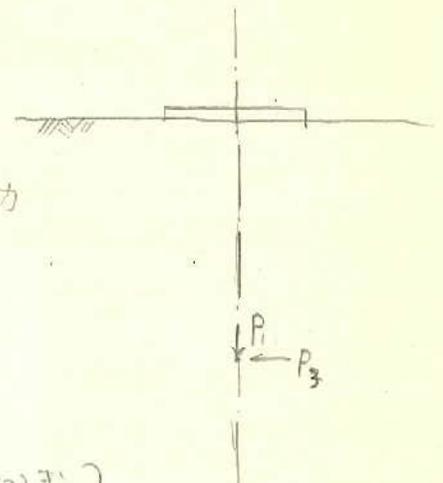
$u > \Delta\sigma_3$ とする (13) 式)

水平方向の有効応力が載荷の直後の値よりも小さくなる
recompression (再圧縮) が起る。

また圧密が進んでいくとポアソン比が $0.5 \rightarrow 1$ となる

よって σ_3' は大きくなる (横方向に膨らむ) (すなわち σ_3') の減少
をさす

$$\sigma_3' = p_3 + \Delta\sigma_3 - d\sigma_3$$



Oedometer-test において層 \$z\$ の体積変化の量を \$\Delta h\$ とすれば

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta \sigma' \cdot h$$

m_v : coeff. of compressibility
 $\Delta \sigma'$ 有効応力増加分

実際の粘土地盤上の荷重 \$q\$ の場合

$$dS_{co} = m_v \cdot u \cdot dz \quad \Delta \sigma' \text{ の場合}$$

$$S_{co} = \int_0^z m_v \cdot u \cdot dz$$

式(13)より $u = \Delta \sigma' \left[A + \frac{\Delta \sigma'_1}{\Delta \sigma'_1} (1-A) \right]$

$$S_{co} = \int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma' \left[A + \frac{\Delta \sigma'_1}{\Delta \sigma'_1} (1-A) \right] dz \quad (14)$$

実際の計算は分割して計算

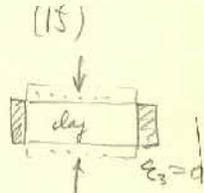
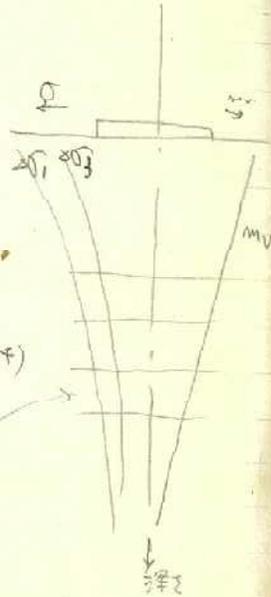
より実際の計算方法は

$$S_{oed} = \int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_1 \cdot dz$$

(圧縮係数等を用いて)

S_{oed} と S_{co} との関係は

$$S_{co} = \mu \cdot S_{oed} \rightarrow \Delta S_{co} = \mu \cdot \Delta S_{oed}$$



$$\mu = \frac{\int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_1 \left[A + \frac{\Delta \sigma'_1}{\Delta \sigma'_1} (1-A) \right] dz}{\int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_1 \cdot dz} \quad (17)$$

(14)(17)より

$$\mu = \frac{\int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_1 \left[A + \frac{\Delta \sigma'_1}{\Delta \sigma'_1} (1-A) \right] dz}{\int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_1 \cdot dz}$$

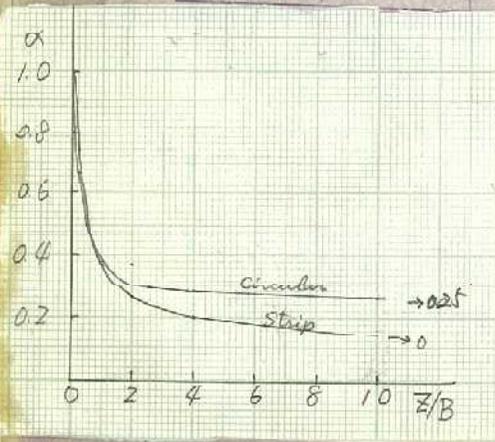
(17)式は複雑なので A, m_v が均一方向に一定と仮定して

$$\mu = A + \alpha(1-A)$$

(18)式

Values of α in the equation $\mu = A + \alpha(1-A)$

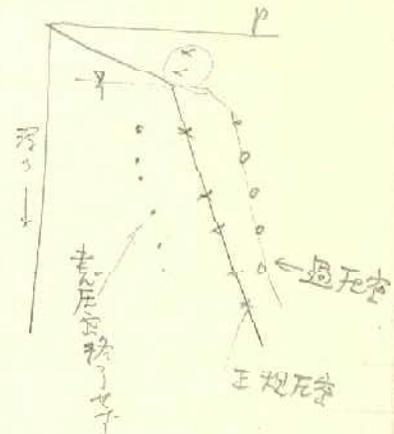
z/B	Circular footing α	Strip footing α
0	1.00	1.00
0.25	0.87	0.74
0.5	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.28
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
∞	0.25	0



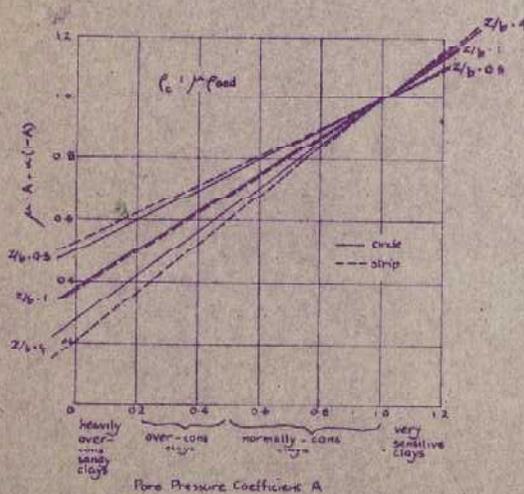
Circular $\rightarrow 0.25$
 Strip $\rightarrow 0$

(18)

(19)



A. W. SKEMPTON AND I. BJERRUM



Pore Pressure Coefficient A

Oedometer-test を用いて厚さ \$h\$ の試体の圧縮量を \$\Delta h\$ とすれば

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta \sigma'_v \cdot h$$

実際の土+地盤上の荷重 \$q\$ の

$$dS_{co} = m_v \cdot u \cdot dz$$

$$S_{co} = \int_0^z m_v \cdot u \cdot dz$$

式(13)より $u = \Delta \sigma'_v \left[A + \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \sigma'_v} (1-A) \right]$

$$S_{co} = \int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_v \left[A + \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \sigma'_v} (1-A) \right] dz \quad (14)$$

実際の計算は右側(1)計算

これは実際の計算方法

$$S_{oed} = \int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_v \cdot dz$$

(圧縮試験等による)

\$S_{oed}\$ と \$S_{co}\$ との関係

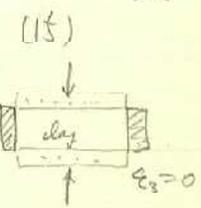
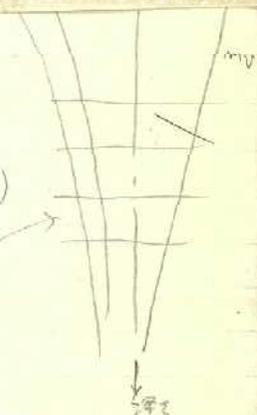
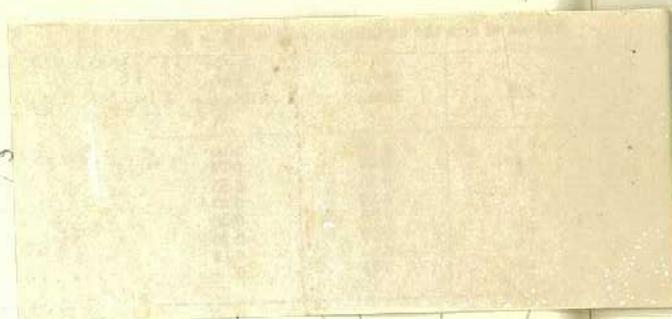
$$S_{co} = \mu \cdot S_{oed} \rightarrow \Delta S_{co} = \mu \cdot \Delta S_{oed}$$

$$m_v \cdot \Delta \sigma'_v \cdot dz$$

右側(1)計算は右側(1)計算

(14)(15)より
$$\mu = \frac{\int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_v \left[A + \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \sigma'_v} (1-A) \right] dz}{\int_0^z m_v \cdot \Delta \sigma'_v \cdot dz}$$

(17) 式は複雑なので \$A, m_v\$ を平均値として



$$\mu = A + \alpha(1-A)$$

$$\alpha = \frac{\int_0^z \Delta \sigma'_v \cdot dz}{\int_0^z \Delta \sigma'_v \cdot dz}$$

(18)

平均値 \$\alpha\$ を与えておくと

載荷時刻 \$t\$ の間におおむね \$1-\alpha\$ の圧縮量は

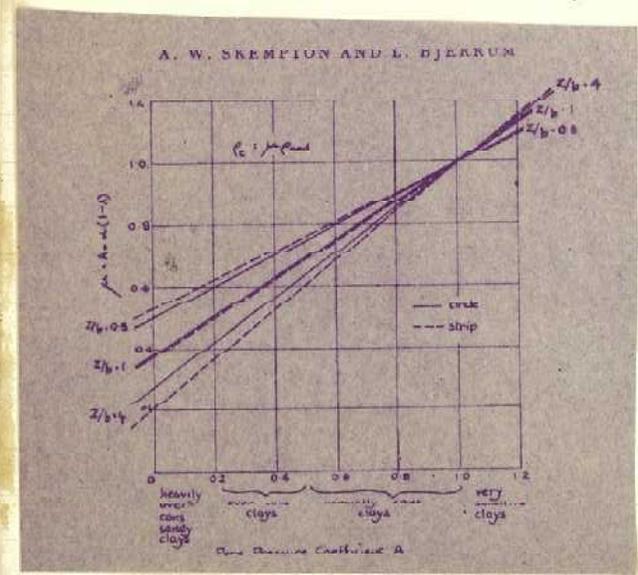
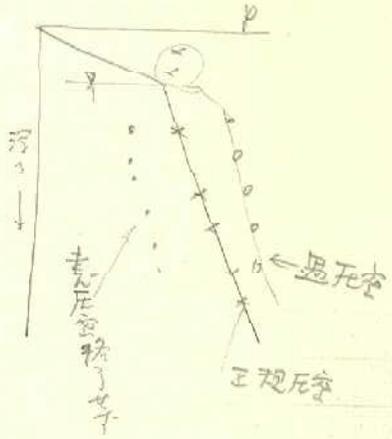
$$S_{co,t} = U \cdot \mu \cdot S_{oed}$$

(圧縮量)

(19)

(圧縮の割合)

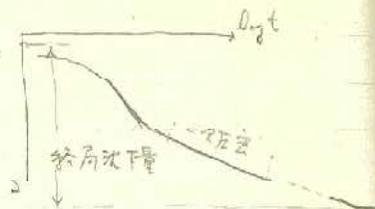
圧縮試験等による \$p_u\$ を
有効土載荷 \$p\$ に対して plot した
右側の case である



4.2.3 二次圧密の沈下

二次圧密部分の実験値をグラフに書け

$$s = a + b \log t$$



終局沈下量の求め方

過圧密状を仮して

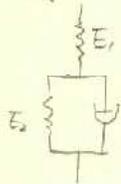
$$s_{cr} = \int_0^z m_v' \cdot \sigma' dz \quad (20)$$

正規圧密状を仮して

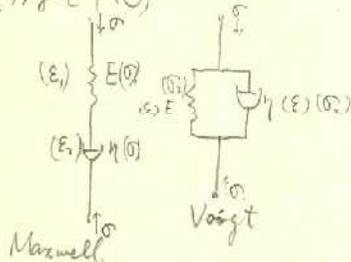
$$s_{cr} = \int_0^z (m_v' \cdot \sigma_0 + m_v' \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0}) dz \quad (21)$$

σ_0 : 20 粘土の圧入先行荷重

$$m_v' = \frac{1}{E_s}$$



(力学的平衡)



Maxwell: $\epsilon = \epsilon_1 + \epsilon_2$

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma}{E}$$

$$\frac{d\epsilon_2}{dt} = \frac{1}{\eta} \sigma$$

$$\therefore \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{\eta} \sigma$$

Voigt: $\sigma_1 = \epsilon E, \sigma_2 = \eta \frac{d\epsilon}{dt}$

$$\sigma = \epsilon E + \eta \frac{d\epsilon}{dt}$$

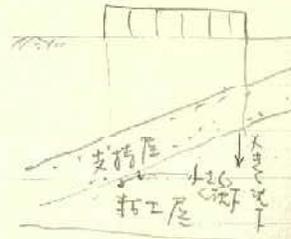
4.3 許容沈下量

Hooting: 比較的地盤かまわりの対象物があるから許容沈下量を加えなければならない

Mat: 本列から50 出ると

	許容沈下量 (cm)	
	標準値	最大値
7-4-7)	5	10
7-7	15	30

- 不同沈下は本来許容値より大きくなる。層厚が水平なときは不同沈下は起らない。層厚が傾斜する粘土層の厚さを考慮しないと、実際の不同沈下が起る。



沈下速度

粘土層が非常に厚いと $U=100\%$ まで、100年の材料-7-8年まである上部構造物。耐用年限を考慮して許容沈下量を考慮する必要はない。

