

建築物の沈下性状

まつ 松 うら 浦 まこと 誠*

1. まえがき

盛土などの場合と違って建築物の沈下ではその剛性の影響が無視できない。剛性の効果は一口にいえば平均化作用で模式的に示すと図-1 のようである。剛性を無視した場合の沈下曲線 A'B'C'D'E' は剛性の効果により ABCD E となり、i) 一様な沈下は若干増加する ii) 最大総沈下量は若干減少する iii) 相対沈下量がかなり減少する、といった傾向が見られる。建築物に強制変形を加えていわゆる不同沈下応力を生じさせるのは相対変形(変形角あるいは相対沈下量)であるからこれに大幅な減少を与える剛性の影響は無視できないわけである。剛性を考慮したときの最大相対沈下量 $S_{D \max}$ と剛性を無視したときの最大相対沈下量 $S_{D' \max}$ の比を剛性係数 α といっている。また変形角とは相隣る相対沈下量の差をその区間長(ラーメン構造では柱間)で割ったもので、上部構造でいう部材角に相当する。

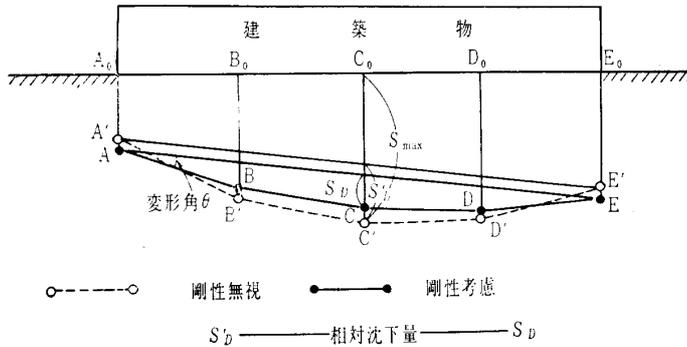


図-1 剛性の効果

建築物の基礎設計においては構造的障害、機能的障害を防止する面から沈下を制限する必要があるが、そのためには総沈下量 S 、傾斜 ϕ 、相対変形 S_D あるいは θ についての的確な情報が必要である。以下これらの量の求め方、問題点について展望する。

2. 直接基礎を用いた建築物の沈下

この場合沈下はフーチングあるいは基礎スラブ底面における接触沈下 $S_{接}$ と下位にある圧密層の圧密変形による沈

下 S_c との和である。地山(岩盤、風化岩、風化土)支持の場合は $S_c=0$ であり、砂質層支持で下位に圧密層がない場合も $S_c=0$ である。下位に圧密層があってもきわめて薄いか、はるか下位にあつて建築物による地中応力の増分が十分小さいときは S_c を無視してよい。しかしわが国の大都市の多くはチュウ積低地に位置し、上位に砂質層、下位に粘土質層(以下地盤をこの2層に大別する)といった構成になっているので両者の検討が必要である。

粘土質層に支持させる場合も両者の検討が必要であるが、わが国ではそのような機会が少ないので触れない。

2.1 接触沈下

$S_{接}$ は即時沈下を S_0 、地盤のクリープ係数を φ_c とすれば次式で表わせる。

$$S_{接} = S_0(1 + \varphi_c) \dots \dots \dots (1)$$

S_0 は地盤を均質等方弾性体と見なすと地表面載荷の場合(2)式で算定される。

$$S_0 = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \dots \dots \dots (2)$$

- q : 平均荷重度
- B : 基礎短辺幅
- I_s : 基礎の形状と剛性による係数
- ν : 地盤のポアソン比 0.1~0.5

地盤が有限厚さの場合ステインプレナー(Steinbrenner)の近似解がある。吉見はこれにもつぎフレキシブルな長方形フーチングの角と中央の沈下量の平均値を与える式として次式を提案している。

$$S_0 = 100 \mu_1 \mu_2 \frac{q \sqrt{A}}{E} \text{ (cm)} \dots \dots \dots (3)$$

μ_1 は ν 、 L/B 、 H_s/\sqrt{A} により、 μ_2 は D_f/\sqrt{A} により定まる係数で、 L は基礎長辺長さ、 H_s は基礎底面から堅固な地層までの深さ、 D_f は基礎の根入れ深さである。

E の値は粘土質地盤では一軸圧縮試験結果あるいは平板載荷試験結果より定め、砂質地盤の場合は基礎底面から下方 B の範囲の平均 N 値 \bar{N} から地下水位の影響を考慮して $E = 80(\bar{N} + 15)/C_w$ とする ($C_w \geq 1$ 地下水位の位置による)。

以上からわかるように S_0 に関与する因子はかなり多くその定性的傾向を概括するとつぎのようである。

- i) μ_1 は L/B が大きくなるとゆるやかに減少する。し

* 工博 広島大学教授 工学部建築学科

たがって μ_1 に関しては独立基礎と布基礎、べた基礎との差はほとんどない。

- ii) μ_1 は H_s/\sqrt{A} が増すと増加し、 ν が増すと減少する。
- iii) μ_2 は D_f/\sqrt{A} が増すと減少する。
- iv) E は底面下 B の範囲の \bar{N} が増すと増加する。
- v) 地下水位が底面下 $B/2$ 以上にあるときは C_w が地下水位の上昇と共に増すので E が減少する。

これらの傾向は室内実験や野外での実測により確かめられている。したがって S_0 を増加させる因子は長さ L 、地下水位（底面下 $B/2$ 以上）で、減少させる因子は νD_f 、 \bar{N} （底面下 B の範囲）となるが、基礎幅 B の効果は複雑で B が大きくなると μ_1 は減少、 μ_2 は増加、 \sqrt{A} は増加、 E は成層状況、地下水位により増加または減少ということである。

弾性体として扱えば種々の境界条件のもとに解析が可能であり、近時は異方性を考慮したり、有限要素法による弾塑性解析なども行なわれているが、砂質地盤の場合現実の地盤と理論の基本仮定との隔たりを考えると実証例が十分でないこともあってまだ実用の段階にあるとはいいがたく詳細な紹介は省略する。

幅 $B=0.3\text{m}$ の平板載荷試験での対象荷重度における沈下量 S_1 より幅 B の直接基礎の沈下量 S_0 を推定する式として次式がある。

$$S_0 = S_1 \cdot C_B \cdot C_w \cdot C_D \dots\dots\dots(4)$$

C_B は基礎幅 B による修正係数、 C_w は地下水位の位置 D_w による修正係数、 C_D は根入れ深さ D_f による修正係数で、2, 3の提案を示すと表-1 のようである。

表-1 補正係数および k_1-N 関係一覧表

	テルツァーギ・ペック (1948)	マイヤー・ホッフ (1965)	ペック・バザラ (1967)
C_B	$\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2$	$\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2$	$\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2$
C_w	2 ($D_w \leq B$) 1 ($D_w \geq 2B$)	1	$\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$ 底面下 $\frac{B}{2}$ の深さ での上載圧の比 —は地下水位考慮
C_D	$1.0 - \frac{D_f}{4B}$	$1.0 - \frac{D_f}{4B}$	$1.0 - 0.4 \left(\frac{rD_f}{q}\right)^{\frac{1}{2}}$
k_1 $t/ft^2/in$	$\frac{N}{3}$	$\frac{N}{2}$	$\frac{N_B}{2}$ $N_B = N \frac{4\sigma_v}{1+4\sigma_v}$

図-2 は S_0/S_1 を B/B_1 に対してプロットしたもので、多数の報告例の中から ビエラム (Bjerrum), エジスタド (Eggestad) が a) 試験が根切り底で行なわれ b) B の2倍以上の範囲で地盤がおおむね均質である c) 荷重度が極限值よりかなり小さい d) 各種の情報のできるだけ整っているものを選び出し、さらにメイ (Meigh) が粒度分布について考察したものを筆者が地下水位による補正を行なったものである。オリジナルデータを調べる余裕がなかったので C_D の補正をしていないが表-1の各式から

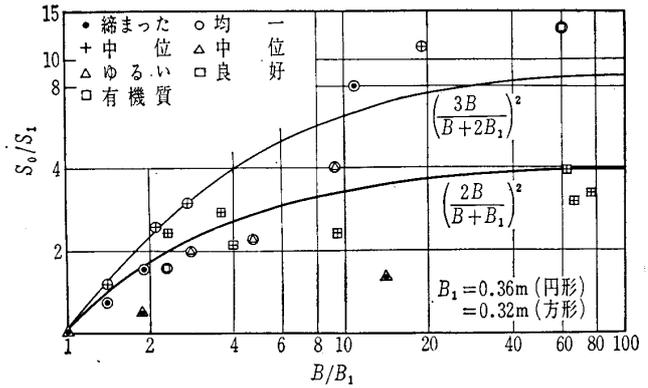


図-2 基礎幅比と沈下量比

みて C_D の補正により図-2の縦座標の値が20~30%増すことを含みにおいてこの図は C_B を反映したものとみることができる。

メイのいうように密度よりは粒度分布によって二つにグループングされるようである。図にはテルツァーギ・ペック (Terzaghi, Peck) の提案した

$$C_B = \left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2 \text{ のほか } C_B = \left(\frac{3B}{B+0.6}\right)^2$$

の線をいれてある。マイヤー・ホッフ (Meyerhof) の $C_w = 1$ は地下水位の影響は N 値に反映しているという考えであり、 C_D について3者に大きな差はない。

(4)式の S_1 は $B=0.3\text{m}$ の載荷板での地盤係数を k_1 とすれば q/k_1 とかける。この k_1 を N 値で表わして平板載荷試験によらずに S_0 を求めようとする試みがあり表-1にあわせ示してある。 k_1 と N 値の関係は実験値をみてもかなりバラツキがあり、このように線形のもの考えるとすといきおい安全側のものにならざるを得ない。テルツァーギ・ペックの式は実測値に比べて過大な S_0 を与えるといわれており、マイヤー・ホッフは $C_w = 1$ とすると共に k_1 を50%増とした。

図-3は表-1の三つの式による S_0 の推定値の実測値に対する比のひん度分布の1例を示したものである。半数以上が2倍から5倍以上の比を示し、いずれの式も過大な値を与えるようであるが、これは剛性の効果を考慮すると

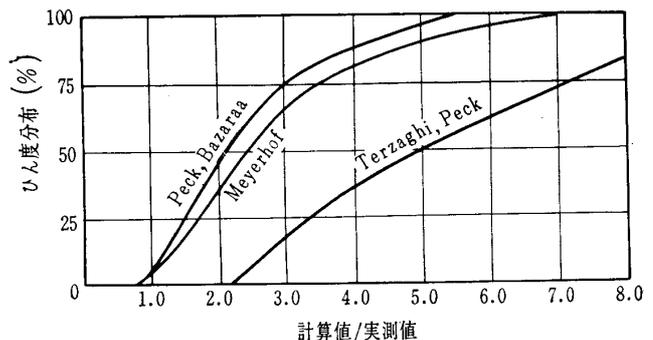


図-3 N値を利用する表-1の3式の比較

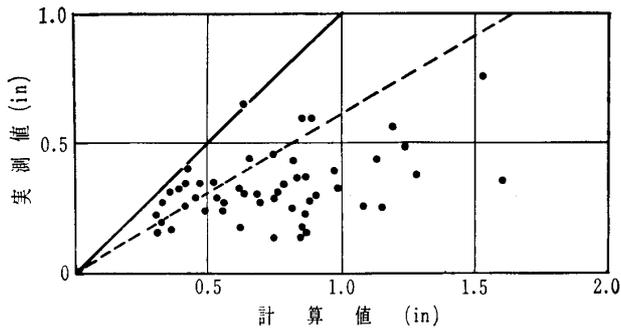


図-4 ペック, バザラ式

若干緩和される。

図-4はペック, バザラ式による計算値と実測値の比較であるが, 図-1からうかがわれるように剛性を考慮しない場合大きな沈下量が予測されるフーチングは剛性の効果により沈下量が減少し, 逆に小さな沈下量が予測されるフーチングでは剛性の効果により増加するので図-4でこのような修正を行なうと, 上記の比は2から1.5程度(図中の破線)になると思われる。

建築基礎構造設計規準同解説(以下規準と略記する)にはテルツァーギ・ペックの提案に基づく次式が示されていた。

$$S_0 = \frac{q - \gamma D_f}{1.36N - 3} \left(\frac{2B}{B + 0.3} \right)^2 \left(\frac{2B}{B + D_w} \right) \dots \dots \dots (5)$$

D_f の影響を C_D を1とする代わりに q を減少させ, 結果として S_0 が減少する形になっている。図-5は(3)式の S_0/q , (5)式の $S_0/(q - \gamma D_f)$ を B に対してプロットしたもので, $D_f = 1.5\text{m}$, $D_w = 0$, $\gamma = 1.8\text{t/m}^3$, $\gamma' = 1.0\text{t/m}^3$, $\bar{N} = 20$, 正方形基礎の場合である。

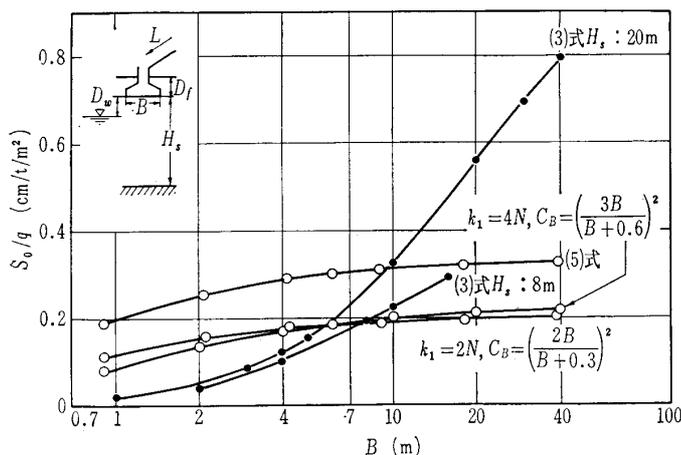


図-5 (3)式と(5)式の比較

特長としてフーチング基礎の範囲では(5)式が, ベタ基礎の範囲では(3)式がそれぞれ高い値を与えることである。図-5からフーチング基礎の範囲で(5)式がかなり大き目の値を与えることは明らかであるから, マイヤーホッフのいう

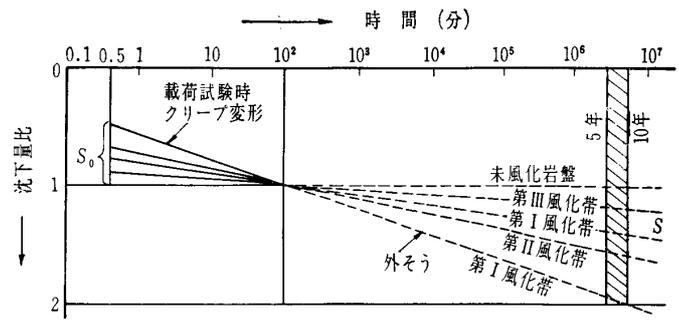


図-6 マサ地盤のクリープ係数

ように $k_1 = 2N$ ($\text{t/m}^2/\text{cm}$) あるいはそれ以上にすれば改善できるが, これではべた基礎の範囲で(5)式以上に小さくなってしまふ。ここに図-2のところ述べて砂質土の土性による C_B の多様化の問題がからんでくる。 C_B を砂質土の土性に応じて選ぶことができれば, k_1-N 関係をそれに応じて決める見込みはあるが, S_1 したがって k_1 が S_0 と同様に土性や地下水位の影響を受けることからそう簡単にしぼれるとも思えない。結局(3)式の方がややよいように思えるが, 図-5で気になるのは(3)式がかなり B の大きい値($B > 20\text{m}$)でないといふことと, ベタ基礎の範囲で(3)式の値が大きすぎないといふことを実証する例がほとんどないことである。

クリープ係数 φ_c についてはこの点に注目してまとめられた資料がほとんどない。シルトあるいは粘土のような細粒分を混じえた砂質層, 風化岩・風化土のように風化により粘土化した成分を含む砂質層の場合当然ある程度のクリープ変形が生じ φ_c は最大で3程度になろう。図-6は風化花コウ岩での載荷試験結果より松浦・芳賀がまとめたものである。今のところ長期の載荷試験あるいは実大建物についての実測結果から φ_c についての資料が数多く集まるのを待つほかない。ただ幸いなことに φ_c により S は大きくなるが許容沈下量も大きくとり得るので, $S = S_0$ として S_0 に対する制限値で直接基礎の設計を行なうと何となくカバーされそうに思いこれまででもそうしてきた。しかし S に対する制限値は φ_c のみでなくクリープ速度が関連し, φ_c が大きいかつクリープ速度も大きい場合はとても上述のようなことではカバーできない。

べた基礎の場合や, フーチング基礎で間隔が近づき基礎底面下 $\bar{B}/2$ の位置で応力重畳がみられる場合は建物全体の沈下曲線は図-1のような中くぼみ形になる。さらに後者の場合は個々のフーチング面積はそう大きくないので地盤変動の影響を受け沈下曲線の一部分が乱れることがある。またフーチング間隔が大きいと沈下曲線全般にわたって地盤変動が反映しいわゆるジグザグ形の曲線や端部が折れ下がるような形もみられる。

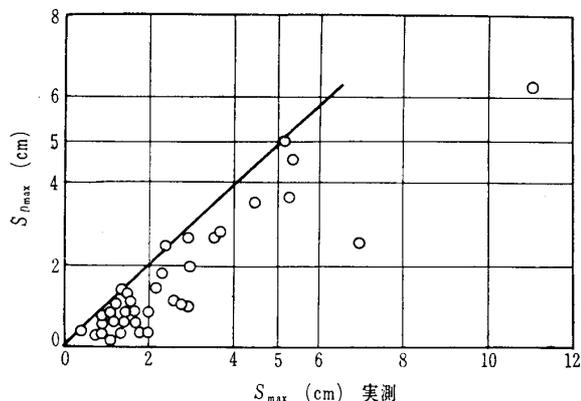
建物の剛性は変動の影響を緩和する方向に働くので, 十

表一 2 マサ地盤での相対沈下曲線

パターン	地区					計	
広島市	独立	10	12	18	15	7	62
	布	9	10	7	1	3	30
	小計	(19)	(22)	(25)	(16)	(10)	(92)
呉市	独立	4	15	15	8	2	44
	布	2	3	9	2	-	16
	小計	(6)	(18)	(24)	(10)	(2)	(60)
計	25	40	49	26	12	152	

分剛性がある場合は形は乱れても k_1 が大きければ相対変形の絶対値が小さく収まるので障害に至らないことが多いが、つなぎバリがなかったり地中バリのせいが不十分なときは建物に大きな強制変形を与え障害を発生することがある。表一 2 は筆者らがマサ（風化花コウ岩）地盤に建つ建物について実態調査を行なったときの結果である。

図一 7 は実測より総沈下量の最大値に対して相対沈下量の最大値 S_{Dmax} をプロットしたものである。筆者の経験では総沈下量、特に即時沈下の場合その測定は大変困難で、補正もむずかしく一般に小さ目の値を報告しがちである。



図一 7 総沈下量と相対沈下量（実測最大値）

実測値であるから剛性の効果は双方に入っているが、どちらかというとなら相対沈下量の方がより減少すると考えられる（図一 1 参照）。テルツァーギ・ベックはこの比が 75% くらい、ビエラムは 50% を越えることが多いといっているが、オリジナルデータが不明である。現時点では剛性を考慮しない総沈下量の最大値 S_{max} に対し S_{Dmax} は 50~75%、 S_{Dmax} は 30~50% 程度と考えるべきである。むしろ表一 2 および上述のようにジグザグ沈下により建物の一部に大きな変形角 θ を生ずる結果としてのヒビ割れ発生が問題で、この検討法として芳賀は次式で求まる θ_{max} を許容値内に収めることを提案している。

$$\theta_{max} = m \times S_{max} \times \alpha' \times \frac{1}{l} \dots \dots \dots (6)$$

$$\alpha' = \frac{1}{1 + \frac{Q \cdot S_{max}}{P}}$$

m : 地盤の変動係数

l : 柱間隔 (cm)

Q : 柱間に 1 cm の強制変形を起こさせるのに必要なせん断力 (ton)

P : 中柱荷重 (ton)

2.2 圧密変形による沈下（簡単に圧密沈下という）

通常圧密沈下量 S_c はテルツァーギの一次元圧密理論により(7)式で計算されている。

$$S_c = \sum \frac{c_c \cdot H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma_1 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right) \dots \dots \dots (7)$$

H : $\Delta\sigma$ を求めるためあるいは圧密特性が異なるため分割された層の厚さ

各層の初期間ゲキ比 e_0 , 圧縮指数 c_c , 圧密先行荷重 σ_0 , 有効上載圧 σ_1 , 建築物による地中応力の増分 $\Delta\sigma$

(7)式に対し i) 初期の応力履歴の補正, ii) 3次元圧密による補正, iii) 2次圧密による補正が考えられ、また iv) 試料採取の際のかく乱を少なくする方法や v) 現場での状態を再現するような圧密試験の工夫が提案されている。スケンプトン (Skempton), ビエラムは 3次元圧密による補正係数 μ を提案し、数個の実例について総沈下量の計算を行なって実測値とかなりよく一致すると述べているが、実測値には剛性の効果や 2次圧密の影響が入っているはずであるから ii) だけの補正で合うのは偶然にすぎない。構造的障害には S_{cmax} より相対変形の方が問題であるから、できるだけ正確な S_c を推定するための上記 i) ~v) の努力は今後共続けられるべきであるが、当面実用的には(7)式より求まる相対沈下量をもととして剛性の効果を考慮することであろう。

図一 8 は広島市(土性は図中に範囲を示す)に建てられたアパート・学校・病棟・事務所など比較的細長い平面形のものについて、(7)式により求めた総沈下量の最大値 S_{max} に対し最大相対沈下量 $S_{D'_{max}}$ (図中●印), 実測最大相対沈下量 (測定時圧密度85%以上のもの・印) および図一 9 の略算 α 値を用いて求めた $S_{Dmax} = S_{max} \times \alpha$ をプロットしたもので、この図からつぎのような傾向がみられる。

- i) $S_{D'_{max}}$ は S_{max} にほぼ比例して増大し荷重分布が均等な場合は 40~50% 程度の大きさである。
- ii) 荷重分布が均等でない場合 (偏で示す) は上記の範囲の上下に散らばる。
- iii) 学校など年次計画で増築される場合 (増で示す) は $S_{D'_{max}}$ は減少し、エキスパンションの効果は大きい。
- iv) 剛性の効果をうけた実測最大相対沈下量は $S_{D'_{max}}$ に比べてかなり小さくその程度は S_{max} が大きいほど著しい。

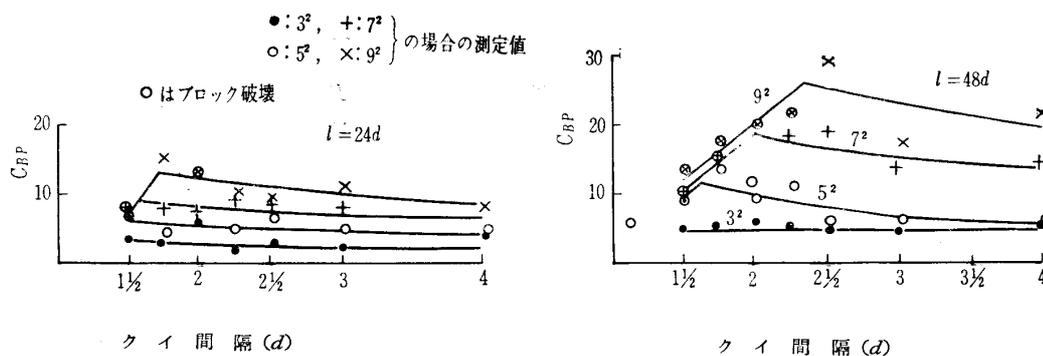


図-8 S_{max} , $S_{D' max}$, $S_{D max}$ の計算値と $S_{D max}$ の実測値

v) 後述の図-9 から求めた剛性係数 α の略算値を用いて算定した $S_{D max}$ は、おおむね実測値の上限に近い値となっている。

剛性を考慮した沈下量の計算は、建物と地盤の相互作用であるから両者を一つの系として扱うことになりかなり面倒なものであるが、大崎、横尾・山肩、赤井らの理論があり、松浦および松浦・芳賀らの実用算定法もある。

これまでの研究によると α は

i) 上部構造の剛性が大きい——部材断面（特に地中バリ）が大きい、不同沈下に抵抗する壁量が多い、階数が多いなど。

ii) 総沈下量が多い

iii) 建物が短い

ほど小さくなることや、建物の長さが数スパン以上になるとほとんど一定になることがわかっている。

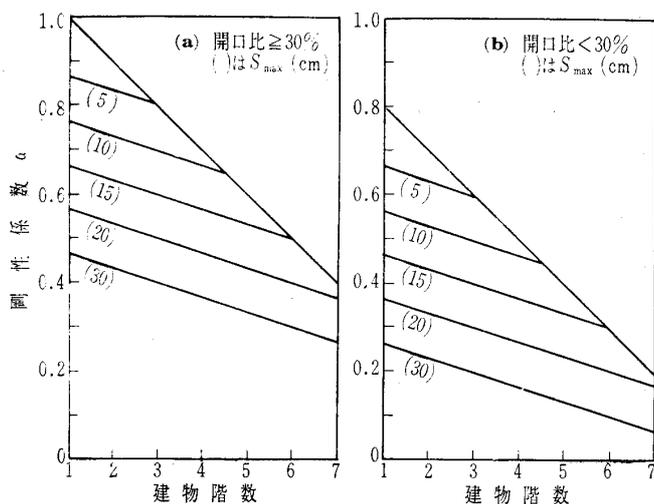


図-9 剛性係数 α の略算図表

図-9 は多数の実測値を整理して定めた α の略算図表で α に影響する上述の諸因子のうち階数、壁量の多少を表わす開口比、総沈下量の三つだけをパラメータとし、その他の因子によるバラツキの上限に近い値になるようにしたもので、開口比とは見付面積（パラペット天端から地中バリ

下端までの長さ×幅）に対する開口部面積の比で鉄筋コンクリート壁構造では30%未満としてよい。細長い建物については外側ケタ行ラーメンについて検討する。細長くない場合は直交ラーメンの剛性を考えて格子バリとして扱うことになるが、これを無視して外側および中央ラーメンについて検討しても安全側のチェックはできる。

いずれにしても略算値を用いて得られた $S_{D max}$ が若干許容値を越えても必ずしも障害には至らない。この場合さらに精算するか、ただちに設計変更するかは設計者の判断による。精算については上記文献を参照されたい。

3. クイ基礎を用いた建築物の沈下

3.1 基礎層（締まった砂層・砂レキ層・風化岩層など）に支持グイを用いた場合

一般にフーチングあるいは基礎スラブには多数のクイが用いられ、このようなクイ群によってささえられた建物の沈下は同一荷重度における単グイの沈下量よりはるかに大きい。図-10はこの一例を示したもので単グイの載荷試験における荷重沈下曲線から求めた長期設計荷重に対応する

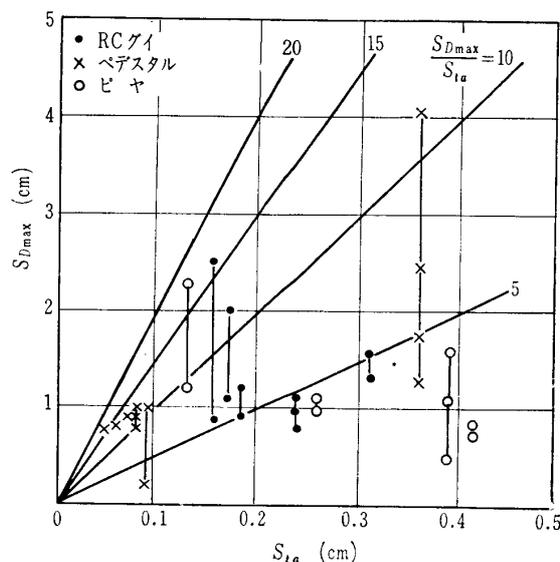


図-10 S_{1a} と $S_{D max}$ (支持グイ建物)

沈下量 S_{ta} は数 mm 程度であるのに、そのクイを多数用いた建物の最大相対沈下量は数 cm となりその比は 5~15 に及んでいる。総沈下量との比はさらに大きくなるわけである。

1 柱 1 ピヤといった場合は別として、長期設計荷重程度の荷重はほとんど周面摩擦によって地盤に伝えられ、クイとクイ間の土が一体となってブロック化しあたかも一つのフーチングのように作用し、先端荷重面で支持層に加わる荷重分布は図-11 (a) のようにほぼ均等分布に近いと考えてよい。

したがって 2.1 で述べた基礎幅 B の増大による沈下量の増加が考えられる。打込みグイの場合はさらに打込みによる先端地盤の締固め範囲が、単グイとクイ群では図-12 のように異なってくるのでこれによる沈下量の増加が同時に考えられねばならない。スケンプトンは上記の事柄を指摘して、いくつかの実例から図-12 に示すようなクイ群ブロックによる修正係数 (Settlement ratio) C_{BP} を提案している。

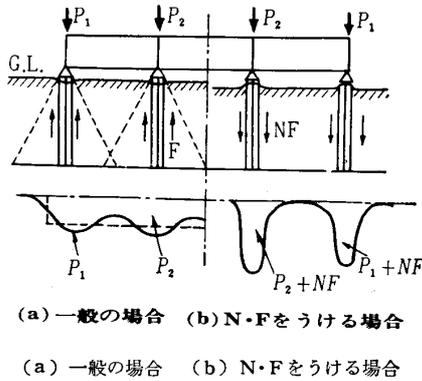


図-11 クイの支持層に加わる荷重分布

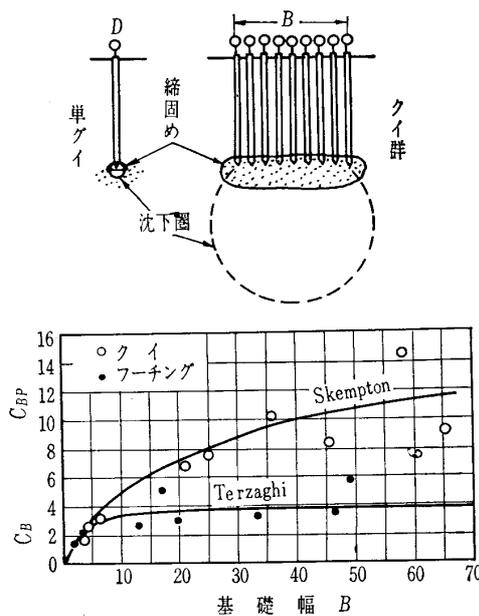


図-12 砂質層での C_{BP} と C_B

$$C_{BP} = \left(\frac{4B + 2.7}{B + 3.6} \right)^2 \dots\dots\dots(8)$$

B : ブロック幅 (m)

また支持グイはわが国ではほとんどの場合圧密変形を起こすような軟弱層を貫いて用いられているので、年月の経過と共にネガティブフリクション $N \cdot F$ を受ける。これによりクイへの荷重が増加するので結果として沈下量が増加する。この $N \cdot F$ による修正係数を C_{NF} とすれば、支持グイを用いた建物の最大沈下量を単グイの載荷試験結果から求める式として次式が考えられる。

$$S_{max} = S_{ta} \cdot C_{BP} \cdot C_{NF} \dots\dots\dots(9)$$

C_{BP} としては(8)式のほかマイヤーホッフの提案する次式がある。

$$C_{BP} = \frac{s \left(5 - \frac{s}{3} \right)}{\left(1 + \frac{1}{r} \right)^2} \dots\dots\dots(10)$$

s : クイ間隔 / クイ径 d

r : 方形群の列数

C_{NF} はブロック化が考えられるようなクイ間隔 ($< 7d$) の場合、クイ当たりの関与面積および地下階がある場合この壁面に生ずる $N \cdot F$ のクイへの分配がともに隅で最大で、辺がこれにつき、内部では最小になることから C_{BP} と逆の傾向をもつ。したがって $C_{BP} \times C_{NF}$ は必ずしも中央で最大とならない。

図-13 は $N \cdot F$ を受けていないと考えられる時点での S_{Dmax} の測定値 (1965年) とその後数年にわたって高々 5 cm/年程度の $N \cdot F$ を受けた後の時点での測定値 (1971年) とを比較したものである。図の右上に示した説明図からわかるように \cup 形の S_{Dmax} が減ったもの、 \cup 形から \cap 形に移ったもの、 \cap 形の S_{Dmax} が増したものなど $N \cdot F$ の影響、 C_{NF} の定性的性質をうかがい知ることができる。上記ほどでなくても $N \cdot F$ を受けなければ地盤のクリープを考えれば S_{Dmax} は若干増しているはずなのが、そのような例がほとんどないことはやはり $N \cdot F$ の影響を物語っているわけで、またクイ工法による差異が表われているようである。不同沈下曲線が \cup 形でも \cap 形でも建物の剛性はこれを緩和する方向に働く。

クイの載荷試験を行わない場合(9)式の $S_{ta} \cdot C_{BP}$ の代わりに(2)式あるいは(3)式を利用することが考えられる。(3)式で D_f/\sqrt{A} は 1 に近いので μ_2 は 0.8 前後、 μ_1 は $H_s/\sqrt{A} = 1 \sim 1.5$ 、 $L/B = 1 \sim 2$ の範囲で 0.36~0.45 程度となる。

問題は E の評価で $C_w = 1$ としてよいが上述の締固め効果を考えると \bar{N} のみでなく B が関与してくる。 $\nu = 0.33$

コルナー (Koerner)、パートス (Partos) は $d = 0.4m$ 、 $l = 7.6m$ の殻つきペダスタルグイを 132 本用いた $25 \times 34m$ の RC 造建物について S_{ta} および S の測定を行ない各種の算定法を比較している。表-3 にこれをまとめて示す。(9)

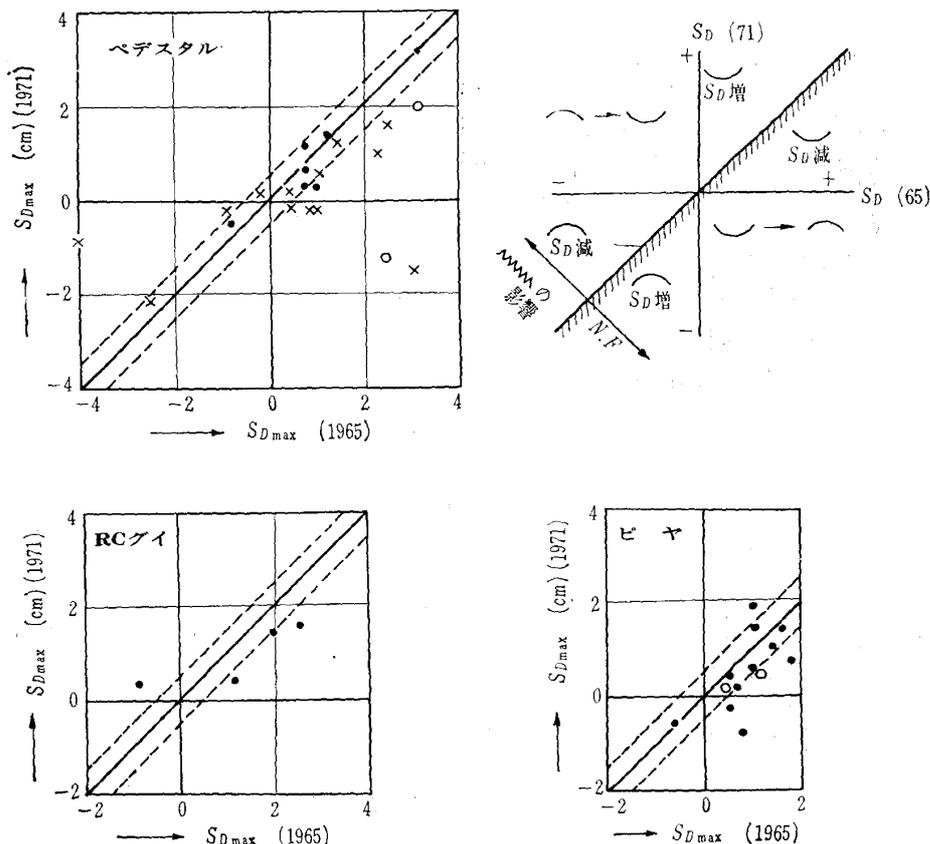
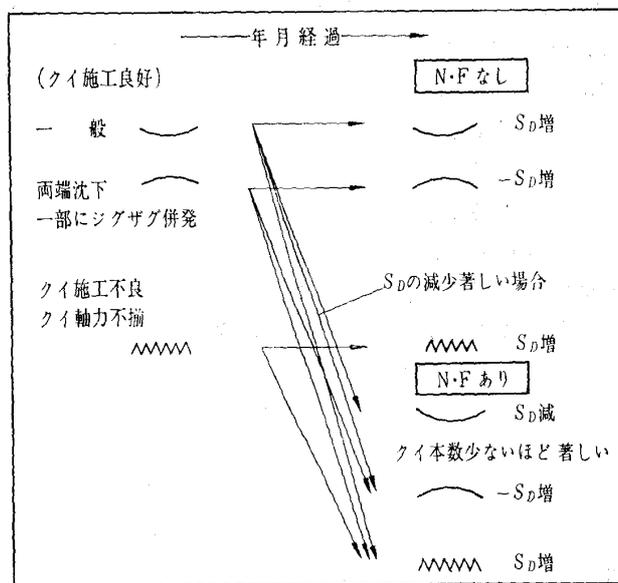


図-13 N・Fを生じた地区の S_{Dmax} の推移

表-3 計算値と実測値の比較一例

載荷試験 $S_{\sigma} = 0.6\text{cm}$		建物の沈下測定 $S_{max} = 8.4\text{cm}$ $S_{Dmax} = 4.3\text{cm}$	
算定法	備考	S_{max}	
(2)	E : 締固めを考慮3軸の2倍	21.0cm	
(8) (9)	$B = 24\text{m}$	7.6cm	
90 (9)	$s = 2.7, r = 11.5$	5.6cm	
Morgan Poulos	$S = \frac{q_0}{IE} R_0 I_1$ $R_0 = 0.1$	8.1cm	

表-4 支持グイ基礎の相対沈下曲線の形と推移



式系統のものがかなりの近似値を与えるのに反し、(2)式系統のものは2倍以上でやはり E の評価に問題があるようで塑性の考慮も必要であろう。今後に残された問題である。

クイ間隔が広くブロック化が考えられない場合は支持層に加わる荷重分布は図-11 (b)に近いであろう。独立基礎の場合と同様地盤変動の影響を受けやすいので一部ジグザグあるいは全面ジグザグになる恐れがある。

また施工の不良などのため一部に劣悪なクイが設置されると一部にジグザグが生ずる。表-4は支持グイを用いた建物に生ずる相対沈下曲線の形およびその推移をN・Fを受ける場合も含めてまとめたものである。

3.2 砂質層に摩擦グイを用いた場合

この場合は支持グイよりもさらに密に打込まれるので、クイ長は短いと図-11 (a)と同様ブロック化する。ただ先端の締固め効果による沈下量の増加は支持グイほどは期待できないであろう。(3)式あるいは(7)式により算定する場合

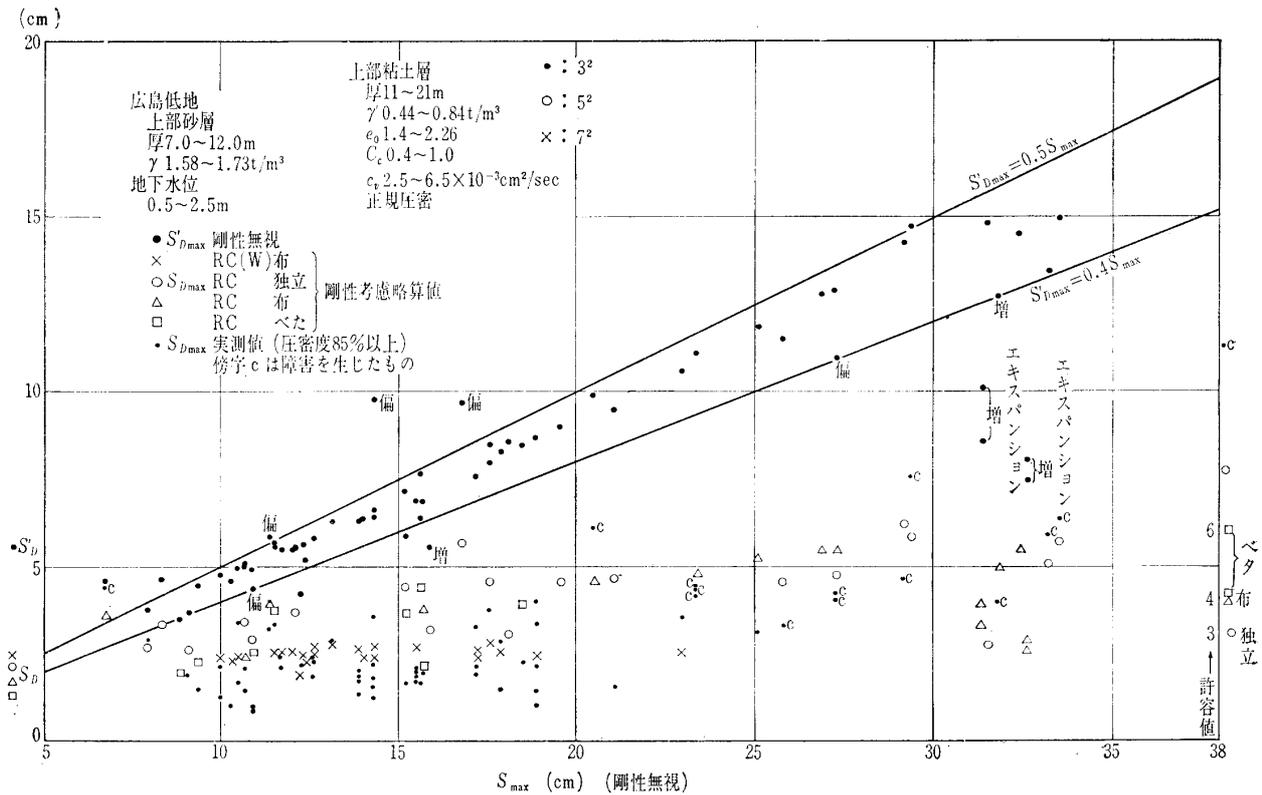


図-14 粘性土中の群グイの C_{BP}

基礎底面がどこになるかが問題であるが、摩擦抵抗の分布は拘束圧に比例するとすれば3角形分布となり底面はクイ先よりクイ長の1/3だけ上に上ったところになるが、クイ体のヒズミ分布から考えて上の方からモビライズされるとすればもっと上方になるが、この点は粘性土層の場合ほどはっきりしない。先端からの荷重伝達もゼロではないとすれば下がることになる。割り切って上記1/3付近としてよいのではないか。締固めによる E の増大は当然考慮されねばならない。(9)式で算定する場合 $C_{NF} = 1$ 、 C_{BP} は(8)式の2/3くらいと思われる。ハンナ (Hanna) によるとクイ間隔が小さいほど、砂が密なほど、クイ本数の増加に伴う C_{BP} の増加が大きい (5^2 本で $C_{BP} = 3 \sim 8$)。

3.3 粘性土層に摩擦グイを用いた場合

このような基礎の設計はわが国では比較的少ないが、ワイテーカー (Whitaker) の模型実験によるとクイ群による C_{BP} の1例は図-14のようである。クイ頭は固定、荷重は極限荷重の半分のもので即時沈下のものである。模型実験による寸法効果、クリープのことなどを考えるとこのまま実大のクイに適用できるかどうか問題であるが、ブロック化は間違いのないところであるから、締固め効果が考

えられないこととクリープが無視できないことを見合いにして C_{BP} として5~15程度は考えなくては行けないのではないだろうか。ソワーズ (Sowers) によると C_{BP} はもう少し小さい。また偏心の影響は設計荷重程度ではごくわずかであるといっている。

4. あとがき

規準あるいは多くの著書に詳細に説明されている圧密沈下については、主として剛性の効果に重点をおいて述べ紙面の大半を接触沈下およびクイ基礎の建物の沈下にさいた。これらの事柄についてはこれまで内外を通じて要説・展望が少ないと思ったからである。そのためできるだけ内外の理論・調査・実験などに目を通したが、その多くは単一のフーチングあるいは単グイに関するもので、直接基礎あるいはクイ基礎を用いた建物の沈下についての情報は圧密沈下を除くときわめて少なかった。そのため私見が多く入り展望というにはおこがましいものになったことをおわびする。なお沈下の許容値についてはページ数の関係で一切省いたが機会が与えられれば別稿で述べるつもりである。

(原稿受理 1974. 5. 10)