

本資料は 年 月 日付けて登録区分、
変更する。 2001. 10. 4 [技術情報室]

軟岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究(Ⅱ)

－ 軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験 －

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

技 術 資 料		
開示区分	レポ ー ト No.	受 領 日
P	J1600 95-005	1996.3.12
この資料は技術管理室保存資料です 閲覧には技術資料閲覧票が必要です 動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室		

1995 年 3 月

北海道大学工学部
基礎地盤工学講座

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村大字村松4番地49
核燃料サイクル開発機構
技術展開部 技術協力課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:
Technical Cooperation Section,
Technology Management Division,
Japan Nuclear Cycle Development Institute
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki, 319-1184
Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)

て、
忍が

This document is not intended for publication. No reproduction or third party should be made without prior written consent of Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

本資料についての問合せは下記に願います。

〒107 東京都港区赤坂1-9-13
動力炉・核燃料開発事業団
技術協力部 技術情報室



軟岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究(Ⅱ)

－ 軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験 －

土岐祥介、三浦均也、西村右敏*

要 旨

直接基礎の支持力についての実験的および解析的研究は、粘土地盤や砂地盤については蓄積があるが、軟岩地盤についての研究は比較的遅れていると言える。ところが、実際には、近年の構造物の長大化・重量化、および丘陵・山岳地帯への構造物の建設に伴って、十分な支持力を得るために、軟岩地盤を基盤として選定することが多くなっている。本研究は、このように良質な支持層として期待される、軟岩地盤の支持力特性を明らかにすることを目的としている。室内において作成した人工軟岩地盤において、模型基礎の載荷実験を行ない、軟岩地盤の支持力機構およびその破壊メカニズムを実験的に明らかにしている。

人工軟岩は、早期の強度発揮と安定を得るために、固結材として焼石膏を用い、砂と水を混合して作製した。また、混和材としてカオリンを加えて、材料の分離を防いでいる。

支持力実験装置は、鉛直および水平載荷が可能で、偏心かつ傾斜した荷重を載荷できる構造となっている。また、アタッチメントの交換によって種々の基礎寸法および形状のフーチングによる載荷実験が可能である。

本報告書は、北海道大学工学部基礎地盤工学講座が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：060D0223

事業団担当部課室および担当者：環境技術開発推進本部

地層科学研究グループ 三戸 嘉之

*：北海道大学工学部 基礎地盤工学講座

目 次

1. 在来の研究および設計	1
1.1 破壊形式の分類	1
1.2 直接基礎の設計法	3
1.3 道路橋における直接基礎の安定計算	5
1.4 橋梁基礎としての軟岩地盤	8
1.5 軟岩地盤の力学定数	10
2. 実験装置	14
2.1 概 要	14
2.2 実験装置	14
2.2.1 載荷装置	14
2.2.2 載荷台・模型地盤用土槽	14
2.2.3 制御および計測装置	16
3. 人工軟岩模型地盤	18
3.1 概 要	18
3.2 配合条件および力学的性質	18
4. 実験結果	20
4.1 実験条件	20
4.2 模型地盤の支持力挙動	23
4.3 模型地盤の破壊状態	33
5. 実験結果の考察	40
5.1 概 要	40
5.2 降伏応力	40
5.2.1 降伏応力の算出	40
5.2.2 繰返し載荷・掘削載荷における先行応力と降伏応力の関係	42
5.3 基礎寸法と支持力の関係	46
5.4 地盤反力係数	49
5.4.1 地盤反力係数の求め方	49
5.4.2 繰返し・掘削載荷での地盤反力係数	50
6. 結 論	53
あとがき	55

1.1 破壊形式の分類

構造物から基礎を介して地盤に荷重が伝達されるが、この地盤が荷重を支える能力を支持力という。基礎の形式は、荷重を深い地層まで伝える杭基礎と、比較的浅い地層に伝える直接基礎の2つに大別できる。基礎形式を区別する目安は、基礎幅 B と地表面から基礎底面までの根入れ深さ D_f の比 D_f/B により1以下を浅い基礎、それ以外を深い基礎と称している。さらに道路橋示方書¹⁾では、浅い基礎を $D_f/B = 1/2$ を境に直接基礎とケーソン基礎に区分している。

支持地盤の破壊は、フーチングを支える土のせん断破壊現象として、荷重を受ける地盤の挙動観察により知られている。Vesic²⁾によると地盤の破壊形態は、全般せん断破壊、局所せん断破壊およびパンチングせん断破壊の3つの破壊モードに分類できる(図-1.1 参照)。

全般せん断破壊は、フーチングの端から地表面へと明確な連続したすべり線が存在により特徴づけられる。最終的な地盤の崩壊は一方の側でしか起きないが、載荷過程ではほとんどの場合、フーチングの両側で隣接する土が膨れ上がる傾向がある。

これと対照的なのがパンチングせん断破壊であり、この破壊パターンは容易には観察できない。荷重の増大によるフーチングの鉛直変位は、直下の土の圧縮を伴って生じる。フーチングが押し込まれることにより、フーチング周縁部の地盤が鉛直にせん断される。フーチング載荷面外側の土は、比較的巻き込まれず留まっており、事実上土の変位はほとんどないといってよい。

局所せん断破壊は、地盤下方に見られる破壊パターンによって特徴づけられる。この破壊パターンは、全般せん断破壊のように、くさびが形成され、フーチング端からすべり線が始まる。フーチングの周辺地盤は盛り上がる傾向が見られるが、すべり線は地表面に現れずに地盤内で終わる。

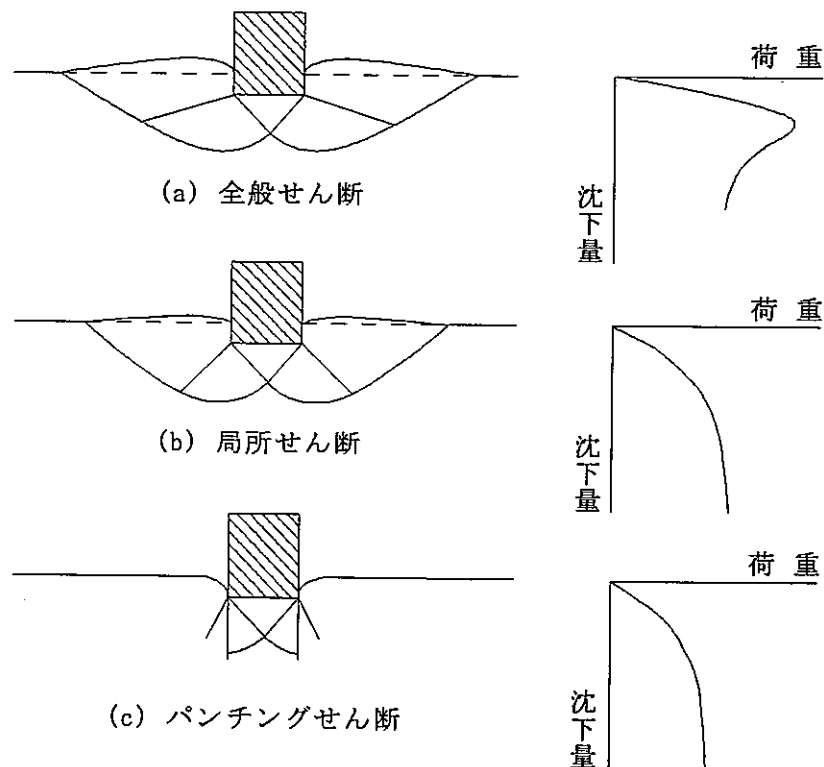


図-1.1 支持力の破壊形態²⁾

それぞれの破壊形態における荷重と沈下の関係は、浅い基礎に関して図-1.1のようであるが、全般せん断破壊の荷重-沈下曲線は極限支持力 Q_u が明瞭に認められる。この傾向は、密な砂地盤や過圧密度の高い粘土地盤に現れる。一方、局所せん断破壊およびパンチングせん断破壊の曲線には明瞭な極限支持力は認められない。局所せん断破壊は、中位の密度の砂地盤や過圧密度の低い粘土地盤に、パンチングせん断破壊は、もっと緩い砂地盤か正規圧密粘土地盤に現れる。

この破壊モードは、今までのところ知られている幾つかの特有な地盤のケースにおいてのみ、予測することができる。

破壊モードは、所定の幾何学的および載荷条件下においては、土の相対的圧縮性に依存して決まると言われている。地盤が非圧縮性で有限なせん断強さをもてば、全般せん断で破壊し、高い圧縮性を持てばパンチングせん断で破壊するであろう。非常に密な砂地盤上の浅い基礎は全般せん断で破壊し、非常に緩い砂地盤上ではパンチングせん断破壊に至る。しかし、地盤の性質からだけでは破壊モードは決まらない。例えば、非常に密な砂地盤でも深い基礎の場合、または一時的な荷重や動的載荷の場合はパンチングせん断で破壊する。同様に、同じフーチングでも、非常に密な砂層の下に緩い砂や軟らかい粘土のような圧縮性の層がある場合、パンチングせん断に至る。また、正規圧密された粘土地盤上に、体積変化が起こらないよう急激に載荷した場合、全般せん断で破壊する。一方、排水を満足するようにゆっくり載荷すれば、パンチングせん断で破壊する。

これらの破壊モードの違いを合理的に知ること、すなわち載荷された土のせん断破壊モードの予測に用いることのできる一般的な数値での基準は現在のところない。

全般せん断と局所せん断は、応力の限界条件がすべり線に沿って成り立つと考えられているが、フーチング先端を囲む局限された部分で塑性化に伴う体積変化を吸収してしまうパンチングせん断の場合は、いまだ適切な評価方法がないのが現状である。

載荷重下の土塊の圧縮性の評価に、これまでに提案された唯一の合理的パラメータとして Vesic³⁾ の剛性指数 I_r がある。

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu)(c + p_m \tan \phi)} = \frac{G}{c + q \tan \phi} \quad (1.1)$$

ここで、 G はせん断弾性係数、 c 、 ϕ は土の強度パラメータである。

この指数は、地盤を半無限の弾塑性体と仮定し、この中に想定した球状の空洞に内圧を加えて押し上げたときの極限内圧が、基礎先端の極限支持力度に相当する、空洞押上げ理論における土の弾塑性挙動に関連したものである。Vesicは塑性域の土は圧縮性を有すると仮定しているので、空洞の体積変化は弾性域と塑性域の体積変化の和であり、塑性域における平均体積ひずみ Δ に注目すると、式(1.1)で与えられる値は(1.2)式のように変化すべきであることを示唆している。

$$I_{r,r} = \zeta_v I_r \quad (1.2)$$

ここで、

$$\zeta_v = \frac{1}{1 + I_r \Delta} \quad (1.3)$$

剛性指数は、応力レベルと載荷特性によって変化することが知られている。

$I_{r,r}$ が250以上の高い値ならば、土塊は圧縮しにくいことを意味する。一方、10程度の低い値なら比較的圧縮しやすい土塊である。にもかかわらず、弾塑性体の理論的解がないので、浅い基礎の破壊モードの予測に剛性指数 I_r を半経験的にしか用いることができない。表-1.1は、Vesicにより計算および仮定された、地盤材料別の剛性指数を示したものである。

表-1.1 種々の地盤材料における剛性指数 I_r

条 件	剛性指数 I_r	塑性域の半径比 $R_p/R_u (\Delta = 0)$	
		球空洞	円筒空洞
岩	100~500	5~8	12~25
砂(粗~密) $q = 1 \text{ kgf/cm}^2$	70~150	4~6	9~15
飽和粘土(軟~硬)	10~300	2~7	3~17
雲母シルト	10~30	2~3	3~6
軟 鋼	300	7	17

R_p : 弾塑性境界半径、 R_u : 押し抜け半径

1.2 直接基礎の設計法

基礎にかぎらず、構造物の設計計算を行うためには、力学モデルを作成しなければならない。設計実務の目的からモデルはできるだけ簡単なものが望ましいので、地盤を均質または数層の弾性体と仮定し、地盤の強さをバネの強さにおきかえる方法がとられる(図-1.2)。

直接基礎の場合、フーチングは剛体で変形せず、地盤は弾性体と仮定し、力のつりあい式により安定計算を行う。力学モデルは、基礎底面の地盤反力係数のみを考慮したケースとみなすことができる(図-1.2(c))。

力学モデルはその精度をいかにあげても、地盤条件のデータの精度が低ければ、計算結果の精度は低くなるから、地盤条件の評価の重要性が理解される。しかし、地盤を構成する材料は、その力学的性質のばらつきが非常に大きいので、適切な地盤定数(変形係数、強度定数など)を設定することは、難しい問題である。現場における地盤調査・試験結果のみならず、既往資料や設計者の経験なども加えて、地盤定数を判断する必要がある。

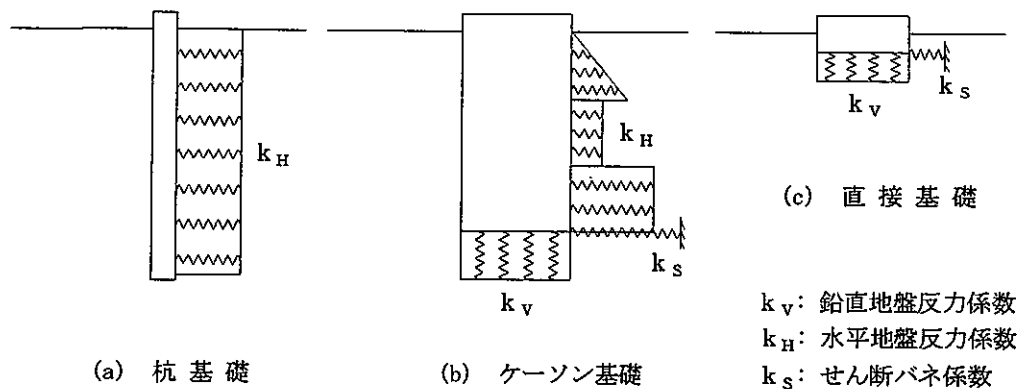


図-1.2 設計に用いる力学モデル

橋梁の設計で特に問題となるのは支持力と変形に関する問題である。

地盤の鉛直支持力に関する基本的な考え方⁴⁾は、以下の通りである。

二次元的な浅い基礎で荷重が偏心および傾斜してない場合(図-1.3)には、構造物を支持し得る地盤の最大抵抗力である極限支持力は、一般に(1.4)および(1.5)式に示すような支持力公式によって求められる。

$$Q_u = B \left(c N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q \right) \quad (1.4)$$

$$q_u = \frac{Q_u}{B} = c N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q \quad (1.5)$$

ここで、 Q_u : 地盤の極限支持力 (tf)
 q_u : 単位面積当りの極限支持力 (tf/m²)
 c : 地盤の粘着力 (tf/m²)
 q : 上載荷重 (tf/m²), $q = \gamma D_f$
 γ : 地盤土の単位体積重量 (tf/m³)
 B : 基礎幅 (m)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数

この極限支持力がある安全率で除した支持力(1.6)式または許容変位量から決まる支持力のうちで小さい方の値を許容支持力としている。

$$q_a = \frac{q_u - \gamma D_f}{F_s}$$

$$= \frac{1}{F_s} \left[c N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f (N_q - 1) \right] + \gamma D_f \quad (1.6)$$

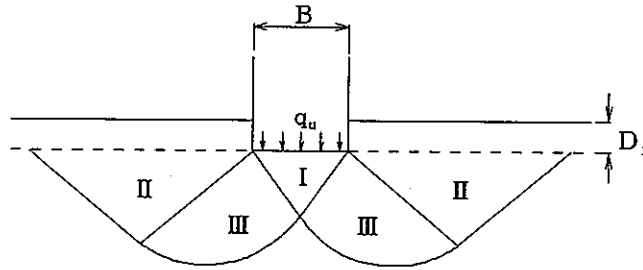


図-1.3 帯状基礎の塑性破壊状態

地盤の弾性変形に関しては以下のように考えられている^{1), 5)}。

地盤をばねにおきかえてモデル化したとき、弾性変位量や地盤反力を算定するためには、地盤反力係数を定める必要がある。これは、載荷試験で得られる荷重～変位曲線における割線勾配が得られる。平板載荷試験による鉛直方向地盤反力係数は(1.7)式で定義される。

$$k_{v0} = \frac{p}{\delta} \quad (1.7)$$

ここで、 k_{v0} : 平板載荷試験による地盤反力係数 (kgf/cm³)
 p : 地盤反力度 (kgf/cm²)
 δ : p に対応する変位量 (cm)

地盤反力係数は、地盤が実際は非弾性体であるため、基準とする変位のとり方、構造物の寸法、変形係数を求める試験方法の種類などにより異なるので、実際には経験的に定めている。道路橋示方書¹⁾における鉛直地盤反力係数は、(1.8)式により求める。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \quad (1.8)$$

ここに、 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直地盤反力係数 (kgf/cm³)で、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (1.9)$$

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式より求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad (1.10)$$

E_0 : 表-1.2に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で表-1.2に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²)

表-1.2 E_0 と α ¹⁾

次の試験方法による変形係数 E_0	α	
	常 時	地 震 時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0 = 2.8N$ で推定した変形係数	1	2

注) 暴風時は常時の値を用いるものとする。

これら、 E_0 の関係は、設計の便宜上からある程度割り切って定められたものであり、地盤の種類によっては必ずしもその関係が成立しない場合がある。このため、現地地盤の種類による各試験方法の適用性・信頼性を考慮し、各試験値を比較しなければならない。設計上採用すべき E_0 は、設計技術者が各試験の信頼性や誤差の程度、設計する構造物の諸元や安全性に与える影響などについて工学的判断により総合的に評価されているのが現状である。

1.3 道路橋における直接基礎の安定計算

実務における基礎の設計とは、与えられた地盤条件のもとで、作用する荷重条件を満足する基礎の構造寸法を定め、構造各部に発生する応力に耐える断面を決定する作業を行うことである。基礎の寸法については、ある想定した大きさの構造物について安定計算を行い、トライアルで寸法を決定する。基礎は支持・転倒・滑動に対して安定で、許容変位量を超えてはならない。代表的な岩盤基礎である直接基礎を例として、道路橋示方書下部構造編¹⁾における安定計算の概要を以下に示す。

(1) 地盤反力度の照査

フーチング底面に生じる地盤反力度の最大値および最小値は次のように計算される (図-1.4参照)。

(a) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (反力度は台形分布となる)

$$\begin{aligned} q_{\max}, q_{\min} &= \frac{V}{L \cdot B} \pm \frac{6MB}{L \cdot B^2} \\ &= \frac{V}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \end{aligned} \quad (1.11)$$

$$\text{ただし、} e = \frac{M_B}{V} \quad (1.12)$$

(b) 荷重作用位置が底面の核外にある場合 (反力度は三角形分布となる)

$$q_{\max} = \frac{2V}{L \cdot x} \quad (1.13)$$

$$\text{ただし、} x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) \quad (1.14)$$

なお、地盤反力度は、

$$\begin{cases} x > B \text{ ならば台形分布} \\ x \leq B \text{ ならば三角形分布である。} \end{cases}$$

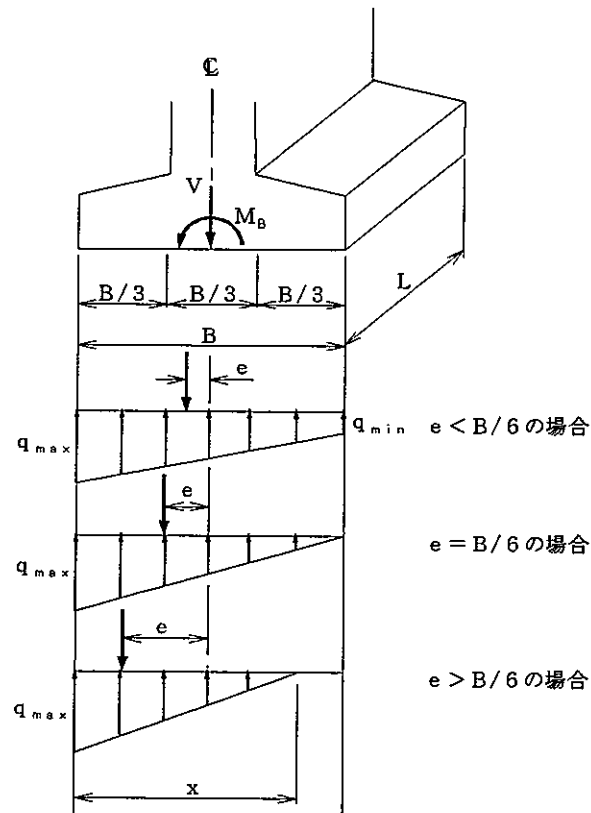


図-1.4 荷重を底面地盤のみで支持させる場合の地盤反力度¹⁾ 一部加筆

常時における良質な支持層の最大地盤反力度の上限を表-1.3に、また岩盤の場合のその上限値を表-1.4に示す。式(1.11)、(1.13)で計算された q_{max} はこれらの上限値内にあることが要求され、満足しない場合はフーチング寸法を大きくする必要がある。

表-1.3 常時における最大地盤反力度の上限値¹⁾

地盤の種類	最大地盤反力度 (tf/m ²)
砂れき地盤	70
砂地盤	40
粘性土地盤	20

表-1.4 岩盤の最大地盤反力度の上限値¹⁾

岩盤の種類		最大地盤反力度(tf/m ²)		目安とする値	
		常時	地震時	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	孔内水平載荷試験による 変形係数(kgf/cm ²)
硬岩	きれつが少ない	250	375	100以上	5000以上
	きれつが多い	100	150		
軟岩・土丹		60	90	10以上	5000未満

注) ただし、暴風時は地震時の値を用いるものとする。

(2) 支持に対する安定

直接基礎底面における鉛直地盤反力は、底面地盤の許容支持力を超えてはならない。

基礎地盤が作用荷重に対し十分な鉛直支持力を持っているか否かの検証は、荷重の偏心、傾斜を考慮して求めた地盤の極限支持力を所定の安全率で除した値を用い、安定条件は、次式を満足しなければならない。

$$V \leq \frac{1}{n} Q_u \quad (1.15)$$

ここに、V：基礎底面に作用する鉛直荷重(tf)

n：安全率（常時＝3，地震時＝2）

Q_u ：偏心量を考慮した地盤の極限支持力(tf)

十分に締まった地盤を支持層とする浅い基礎は、一般に全般せん断破壊により倒壊することが知られているが、次のような仮定をおくと、荷重が傾斜している場合の二次元半無限地盤の極限支持力を理論的に求めることが可能である。

(a) 地盤は破壊に至るまでは剛体で、破壊後は完全塑性体として挙動する。

(b) 地盤の破壊は、モール・クーロンの破壊基準に従う。

(c) 極限支持力は、地盤の自重を無視した場合の破壊支持力に地盤の自重による付加支持力を加算することによって得られる。

(d) 基礎底面以上の地盤は、そのせん断抵抗を無視し単なる上載土とみなす。

しかしながら、実際の直接基礎では基礎底面の形状による三次元的な効果や荷重の偏心を考慮しなければならない。また、根入れが深くなると根入れ部の地盤のせん断抵抗も無視できなくなる。これらの点を考慮し、実際の設計に用いることができるように経験的に修正を加えて得られるのが、式(1.16)で求められる Q_u である。

$$Q_u = A' (\alpha c N_c + k q N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B' N_\gamma) \quad (1.16)$$

ここに、 Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(tf)

c：地盤の粘着力(tf/m²)

q：上載荷重(tf/m²)， $q = \gamma_2 D_f$

A'：有効載荷面積(m²)

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の単位重量(tf/m²)

ただし、地下水位以下では、水中単位重量を用いる。

B'：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)， $B' = B - 2e_B$

B：基礎幅(m)

e_B ：荷重の偏心量(m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ(m)

α, β ：基礎の形状係数

k：根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(3) 転倒に対する安定

直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には基礎底面中心より基礎幅の1/6以内、地震時には1/3以内になければならない。

$$\text{すなわち、常時においては } e \leq B/6 \quad (1.17)$$

$$e \leq B/3 \quad (1.18)$$

であれば転倒に対して安定である。

(4) 滑動に対する安定

直接基礎底面におけるせん断地盤反力は、底面地盤の許容せん断抵抗力を超えてはならない。

基礎底面の滑動に対する安定は、基礎底面に作用する水平荷重に対して、底面地盤におけるせん断抵抗は常時1.5以上、地震時1.2以上の安全率を持たなければならない。

直接基礎のせん断抵抗力は、基礎底面と地盤との付着力および摩擦角によって決まるものであり、その大きさは、次式によって算定することができる。

$$H_u = c_B A' + V \tan \phi_B \quad (1.19)$$

ここに、 H_u ：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(tf)

また、一般に基礎底面と地盤との間の摩擦角（摩擦係数）および付着力は、表-1.5の値を採用してよいとされている。

表-1.5 摩擦角と付着力¹⁾

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付 着 力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に 栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ の小さい方 $\phi_B = \phi$	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土または岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角（度） c ：支持地盤の粘着力(tf/m²)

(5) 変位に対する検討

変位に対する検討は、上部構造の機能・構造特性を確保するためと、地盤の弾性領域内で設計体系から大きく外れることの内容に、変位をある値以下に制限する目的で行われる。実際の地盤変形には、弾性変形と塑性変形が含まれているので、前者は地盤反力係数による計算、後者は圧密計算やクリープ変形計算によって、地盤の全変形量を算出する。

1.4 橋梁基礎としての軟岩地盤

近年、わが国では新幹線、高速道路、海峡連絡橋などの建設工事に伴い、多くの長大橋梁が、軟岩地盤を基礎として建設されるようになってきた。そのため軟岩地盤の強度や変形特性に関する詳細で確かな調査・試験および設計解析検討の必要が出てきた。従来までの一般橋梁の支持対象地盤としては、よく締まった洪積世砂礫層地盤や硬質粘性土などが選定されており、岩盤であれば支持地盤として特に設計施工上問題はないと考えられてきた。したがって、わが国では橋梁基礎地盤として軟岩に

対する標準的な調査・試験方法は確立されていない現況にある。このため各研究機関において、基礎地盤に対し必要と考えられる調査・試験ならびに設計・施工をおのおの独自の方法で行っている。

橋梁基礎のごく一般的な地盤調査法は、設計計画段階における標準貫入試験を取り入れたコアボーリングとその採取コアの固結度や風化度の判定（岩盤分類に相当する）および岩盤の変形、強度特性の推定などである。

土木学会岩盤力学委員会による立地条件、橋梁規模別による地盤調査の現況事例調査⁶⁾によると、規模別には次のようになっている。

構造物基礎の地盤反力係数が常時で $q_{max} = 30 \text{ tf/m}^2$ 以下の比較的規模の小さいものは山地部に多いが、立地条件や基礎形式にかかわらず、調査の内容は、コアボーリングおよび標準貫入試験を主なものとしている。

$q_{max} = 30 \sim 60 \text{ tf/m}^2$ の規模になると、コアボーリングの他に、孔内載荷試験、採取コアの物理・力学試験を併用し、場合によっては、試掘孔内での平板載荷試験、支持力試験などがなされる。海峡連絡橋基礎の場合は、実際の基礎地盤の目視による確認が困難なことより、精度の良い地盤力学モデルの作製が必要となり、各種の物理検層が多用されるようになる。

$q_{max} = 60 \sim 100 \text{ tf/m}^2$ の規模のものは、山地部にはみられず、平地部および海峡部の橋梁基礎の例になるが、岩盤分類のためのコアボーリング調査と孔内載荷試験、孔内物理検層およびコアの物理・力学試験などが実施される。さらに試掘孔内での事前の平板載荷試験やブロックせん断試験が実施される。

$q_{max} = 100 \text{ tf/m}^2$ 以上の規模のものは、海峡連絡橋のみとなるが、地質調査は、おおむねシステム化された方法で実施されている。調査は、まず予備調査・調査計画段階の地質概査（地表地質踏査や物理探査など）を経て、設計段階における多数のコアボーリング、その他の各種孔内試験、コア試験と試掘孔内原位置力学試験（載荷試験やせん断試験など）などの総合的調査による地盤モデル作製と工学的性質の推定がなされている。

このように地盤調査の現況は、長大橋であってもその規模程度によってかなり異なっており、ボーリングコアの肉眼判定（あるいは標準貫入試験も併用）を主としたものから、精密で的確な調査法を併用してシステム化したものまで、その調査内容にかなりの幅がみられる。

基礎設計の基本条件は、支持、転倒、水平移動（滑動）に対して安定であるとともに、基礎の変位量が上部構造より規定される許容変位量以内におさまることである。基礎構造物の安定を照査することは、基礎構造物の底面あるいは前面で、これを支持する地盤の支持力を照査することにほかならないので、基礎設計に際しては基礎地盤の種々の力学定数を把握する必要がある。

橋梁基礎地盤の評価は、一般にボーリングとともに実施する標準貫入試験のN値によって行われる。これは従来からの測定例が多いことや、支持力や変形特性などとN値の相関を求めた比較試験の実績が多く、地盤の性質について広範な情報を与えてくれるからである。一般に砂質土であればN値が30以上、粘性土であれば20以上の地層で厚さが十分にあれば通常規模の橋梁の支持層になると判定されている。基礎地盤の評価をより確実なものにするためには、更に、土質試験・載荷試験により直接的に、地盤の物理的・力学的性質を調査する必要がある。岩盤を基礎にする場合は、風化が進んでいても標準貫入試験による貫入が不可能な程度の強度を持つので、一般に、橋梁の完全支持層とすることができ。しかし、長大橋などの基礎では、荷重規模が一桁大きいので、岩盤を工学的に細かく区分し、各区分別に強度・変形特性を評価し、基礎設置面を決定しなくてはならない。本州四国連絡橋の基礎岩盤調査^{7), 8)}では、ボーリング調査とボーリング孔内の諸測定を行い、コアによる岩盤区分、RQD、コアの岩石試験値などの各インデックスを組合わせて、総合的な岩盤評価を行っている。また、地盤定数を推定するため、架橋地点付近の陸上部試掘坑において、原位置岩盤試験を行い、得られた試験値とボーリング調査によるインデックスの相関性を求めている。

以下に、道路橋示方書¹⁾における設計に用いられる粘着力およびせん断抵抗角の推定方法を示す。

(a) 粘性土の粘着力 c

粘性土の場合標準貫入試験の N 値と一軸圧縮強度 q_u との相関はよくないので、乱さない試料による一軸圧縮試験から q_u を求めなければならない。この場合、軟らかい粘土においては $q_u/2$ としてよい。洪積世の硬い粘土では、 $c = (0.6 \sim 1.0) N \text{ (tf/m}^2\text{)}$ で推定してもよい。

(b) 砂質土のせん断抵抗角 ϕ

砂の相対密度は N 値によって表わされるが、相対密度とせん断抵抗角との経験的關係から、 ϕ を直接 N 値から推定できる。

この關係については、多数の研究がある。このうち、道路橋示方書では設計上の配慮から、下限値を与えるものを用いることにして次式を採用している。

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ \quad \text{ただし、} N > 5 \quad (1.20)$$

(c) 砂れきの粘着力 c およびせん断抵抗角 ϕ

沖積世の新しいゆるい砂れき層は、一般に固結が進んでいないので、せん断抵抗角のみを持つ地盤として支持力計算を行う。砂れき層ではれきを混入しているので標準貫入試験のとき、れきをたたいて N 値が過大に出る傾向があり、せん断抵抗角を N 値から推定することは一般には難しい。しかし、やむを得ず N 値から推定する場合には、 N 値を最大 30 程度にせん断抵抗角を推定するのがよい。

また、洪積世の砂れき層は一般によく締まって固結しているので、せん断抵抗角のほかに、5 tf/m^2 程度の粘着力をとらせてよい場合が多い。

構造物の規模、地盤条件などを考慮して特に必要な場合には、平板載荷試験を行って c 、 ϕ を推定するのがよい。

(d) 岩盤の粘着力 c およびせん断抵抗角 ϕ

一般に岩盤の支持力が問題になることは少ないが、亀裂、割れ目などがあるときには、簡単に支持力を決定せず、十分な調査・試験を行わなければならない。一般の土質に対する支持力の調査と最も異なる点は、岩盤での粘着力およびせん断抵抗角の決定が困難なことである。

しかし、最近の研究で、亀裂の少ない軟岩や土丹に対しては、コアの力学試験の結果をそのまま適用できることがわかってきた。従って、このような岩盤では一軸圧縮強度の $1/2$ をもって粘着力とし、せん断抵抗角を無視して計算してもよい。この一軸圧縮強度はその含水比によって左右されるので、地盤の含水比を保ったコアで試験をしなければならない。硬岩の場合には亀裂、割れ目の影響が大きいため一義的に決めるにいが、ダム建設地点などのうちに類似の地盤を求めて、その試験結果を利用して推定するのがよい。なお、構造物の規模、地盤条件などを考慮して特に必要な場合には、現場でのせん断試験によることが望ましい。

1.5 軟岩地盤の力学定数

橋梁の設計に必要な地盤力学定数には種々のものがあるが、主として必要なものは、常時および地震時における弾性特性、支持力度あるいはせん断強度長期変形特性に関する力学定数である。

(1) 弾性特性⁶⁾

設計に用いられる常時および地震時における弾性定数 E_s および E_D は、一般には、載荷試験によって求められる。載荷試験方法は、通常、剛体載荷板などを用いた平板載荷試験の荷重-変位曲線の関係より、岩盤を等方等質の弾性体とみなした弾性解で、変形係数 E_{d1} ($=D$)、繰返し弾性係数 E_{r1} ($=E_r$) を求める。これにより、 $E_s \doteq 1.0 E_{d1}$ 、および $E_D \doteq 1.0 E_{r1}$ として、求められる。軟岩地盤の場合の E_{d1} は、通常の岩盤と同様に、岩盤の緩みや割れ目のほか粘性抵抗なども包含した複雑な特性とみられるが、常時における弾性定数 E_s は、処女載荷状態における荷重と変位の関係を示す変形係数 E_{d1} と対応するとみなすものである。地震時における弾性定数 E_D は、岩盤の割れ目の閉じた状態における弾性挙動を示すと考えられる載荷試験における繰返し載荷で求めた弾性

定数 E_{11} と対応するとみなすものである。ただし、この場合、載荷速度が地震の場合と対応しないので、最近、風化花崗岩を対象として、地震時の条件に見合った荷重および周波数による動的載荷試験を行った事例がある。

この原位置載荷試験以外の方法による弾性諸定数の推定には、孔内載荷試験で求められる変形係数 E_{sb} 、標準貫入試験N値およびボーリングコアの三軸圧縮試験等より求められる E_0 などの実測値より換算係数 α を乗じて求める方法がある。道路橋示方書によると、この換算係数は前述の表-1.2のように定められている。軟岩地盤を対象とした橋梁調査では、特に孔内載荷試験が有効な方法として多用される。しかし、本州四国連絡橋での風化花崗岩を対象とした多くの孔内載荷試験と平板載荷試験の実測値の比較結果から、表-1.6のような換算係数 α の値が提案され利用されている。これによると、 E_{sb} より E_s または E_D に換算するための α は、花崗岩では1.5～2.5および3.0～5.0で、岩質別に土被り圧の影響を補正して定められている。

過去の事例調査による設計に用いられた変形係数 E 値（常時における弾性定数）は、必ずしも実測値ではなく推定値も含むが、これを地質別に示すと表-1.7のようである。これによると軟岩の場合 E_s 値は、おおむね1000kgf/cm²以上になっており、通常のレベルの地盤反力によって生じる変位量は、設計上、特に重要問題とはなりにくい数値を示している。ただし、 $E_s=200\text{kgf/cm}^2$ 前後程度の軟岩地盤の場合は、構造物～地盤系の変形に関する詳細検討が必要と考えられる。

表-1.6 設計に用いる E 値の換算（花崗岩）

次の試験方法による変形係数 E (kgf/cm ²)		係 数 α	
		E_s 常 時	E_D 地 震 時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の包絡線より求めた変形係数 E_{d1}		1.0	—
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線より求めた接線係数 E_{11}		—	1.0
ボーリング孔内で測定した変形係数 E_{sb}	変 形 係 数		
	$D_L \sim D_{M-d}$ ($E_{sb} \leq 800$)	2.5	5.5
	$D_H \sim D_{L-d}$ ($E_{sb} \leq 3\,000$)	2.2	4.5
	$D_M \sim D_{H-d}$ ($E_{sb} \leq 3\,000$)	2.0	4.0

表-1.7 設計に採用した E 値（地質別）⁶⁾

岩 質	E (kgf/cm ²)
凝 灰 岩	◎ 1,050～5,300 330～350
泥 岩	◎ 250～735 1,000 6,000～8,700
砂 岩	1,250
花 崗 岩	◎ 5,000～7,200 3,000～5,000 7,200～10,000 1,000～3,000
風化粘板岩 安 山 岩 集 塊 岩	700 2,000～2,600 720

(2) せん断強度特性および支持力度^{6), 7)}

設計に必要な地盤の支持力・強度特性は、一般にせん断定数の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ 、または極限支持力度 q_d (あるいは許容支持力度 q_s) として表わされる。これらを用いて、構造物の寸法形状や荷重条件などによって、地盤の支持力度や滑動抵抗などが検討される。

軟岩地盤のせん断強度は、通常、孔内試験では求めにくく、現状では採取コアの室内三軸圧縮試験によるか試験坑における原位置ブロックせん断試験によって求めている。風化変質岩の場合は、載荷板に荷重をかけて大変形させた支持力試験によって求めている。道路橋示方書によると、岩盤の場合は設計の実績を考慮して、母岩の一軸圧縮強度などを目安として、常時および地震時の最大地盤反力度の上限値を推定している(表-1.4)。これによると、岩質の程度により、常時で $q_{max} = 60 \sim 250 \text{ tf/m}^2$ に抑えるのがよいとされており、長大橋の場合、地盤反力度の程度によっては、支持地盤の対象となりえない場合が考えられる。

粘着力 c および内部摩擦角 ϕ は、原位置における力学試験、原位置で採取した試料による室内試験によって求めることが望ましいが、橋梁の規模によってはこれらの試験の実施にも限界があり推定による方法も多用される。岩級区分によって原位置のボーリング調査結果と対応させて推定し、既往の測定値を低減して用いる場合もある。

なお、平板載荷試験から c および ϕ を求める方法は、平板載荷試験より地盤の破壊荷重 (P_L) を推定し、この P_L を平板載荷試験に用いた載荷板の直径 (30cm)、根入れ (0 m) の条件の下での極限支持力 (Q_L) とする。そして、各地盤の Q_L から Terzaghi の支持力公式を用いて逆に c と ϕ を推定するものである。この場合、 c あるいは ϕ の一方を仮定する必要があるため、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験結果を参考として、 ϕ が卓越している地盤では c のレンジを定めて ϕ を求め、逆の場合は ϕ のレンジを定めて c を推定している。

道路橋示方書による支持力の推定は、塑性平衡論に基づく Kötter の式を基本にする算定式を用いているが、堆積軟岩の場合は砂岩や凝灰岩のように均質な岩盤、石灰岩やチャートのように硬軟不均質な岩盤、頁岩や粘板岩のように亀裂の発達した岩盤、泥岩や土丹のように粘着力の卓越した岩盤などは、従来の支持力公式を適用しがたいとの指摘⁷⁾がある。これは、Kötter による基本式は、 c 、 ϕ を有する均質な地盤が基礎からの荷重によって全般せん断破壊したときの抵抗力を求めるものである。岩盤のように極端に大きい粘着力、せん断抵抗角とはいいがたい、強いかみ合わせのある地盤では仮定条件が全く異なるものになるからである。

岩盤の支持力推定方としては経験値から安全をみて与えるもの、載荷試験から推定するもの、一軸圧縮強度から推定するものなどがある。

載荷試験から推定するものについては、載荷板の大きさと実際の基礎の大きさに極端な相違があることから、載荷試験で得られた支持力度をそのまま実際の基礎に適用するのは危険である。これは、①載荷板が小さいので反力分布は浅い層にしか影響しないため、深い層の影響が反映されない。②小さい基礎と大きい基礎とでは同じ地盤反力度でも沈下量が異なる。③地盤は掘削時に在来の先行荷重の除去によるリバウンドがあるために、載荷試験の荷重沈下量の関係は必ずしも正確ではなく、膨潤性の地盤ではその傾向が著しくなる。などの理由に基づく。そのために、載荷試験から得られた支持力を支持力公式にあてはめて支持力係数を逆算する方法がとられる。

一軸圧縮強度から推定する方法は、岩盤が亀裂のない均質な場合に利用できる。浅い基礎でせん断抵抗角 ϕ をゼロとすると、極限支持力度は(1.21)式のように簡略化される。

$$\begin{aligned} P_v &= c N_c + q N_q \\ &= c \cot \phi \left[\tan^2(45^\circ + \phi/2) \exp(\pi \tan \phi) - 1 \right] + q \tan^2(45^\circ + \phi/2) \exp(\pi \tan \phi) \\ &= (\pi + 2)c + q \end{aligned} \quad (1.21)$$

ここに、 q : 上載荷重

一方、 $c = q_u/2$ の関係を用いると、均質な粘着性地盤の支持力 Q は (1.22) 式のように与えられる。

$$\begin{aligned} Q &= (5.14c + q) / n \\ &= (2.57q_u + q) / n \end{aligned} \quad (1.22)$$

ここに、 n : 安全率

これから、一軸圧縮強度が与えられると、支持力が推定できる。

このように、堆積岩の支持力を正確に推定することは困難である。しかし、変形との関係を気になければ大きな問題となることは少ない。

軟岩を基礎岩盤とせざるを得ない橋梁の建設が増えたが、軟岩が硬岩と土の間にあることから、近年まで軟岩の力学的性質についての十分な解明はなされていなかった。さらには岩の調査および試験法⁹⁾ に関してはその具体的内容が基準のように示されているが、軟岩を対象とした調査法や設計法も確立されるまでには至っていない¹⁰⁾。土質または岩質材料に対して提案された試験方法をそのままではめる、もしくは応力レベルのみを変化させる、といった簡便な方法での調査・試験への問題点も指摘されている¹¹⁾。また、軟岩の力学特性は次第に解明されてはきているが、風化、劣化または地質不連続面の力学特性に及ぼす影響、さらにはその評価法などについても残された課題である。

参考文献

- 1) 日本道路橋協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1990
- 2) Vesic, A.S : Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.99, No.SM1, January, 1973, pp.45-73
- 3) Vesic, A.S : Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.SM3, March, 1972, pp.265-290
- 4) 榎 明潔：地盤の支持力，土の力学(河野伊一郎編)第8章，1993, pp.159-172
- 5) 土質工学会 編：地盤の平板載荷試験方法・同解説，1992
- 6) 土木学会 編：軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－，1993
- 7) 土質工学会 編：堆積軟岩の工学的性質とその応用，1992
- 8) 建設省道路局・近畿地方建設局：本州四国連絡道路調査概要報告書(上巻)，1970
- 9) 土質工学会 編：岩の調査と試験，1989
- 10) 土木学会 編：軟岩の調査・試験の指針(案)，1991
- 11) Indurated Soil and Soft Rocks 国内委員会：軟岩に関する調査・試験法－目的・問題点・今後の課題－，土と基礎，Vol.41, No.10, pp.25-46

2. 実験装置

2.1 概要

土と岩の中間的領域に位置する軟岩は、従来の支持力実験で用いられてきた砂や粘土などの地盤材料に比べ、その支持力は大きいものとなる。このため、大荷重載荷機構を有し、かつ、高精度での制御・計測が可能な試験装置を開発した。この載荷試験装置は、次のような特徴を持つ。

- 1) 模型地盤表面に、鉛直荷重および水平荷重載荷が可能である。
- 2) 鉛直と水平の2方向成分により偏心かつ傾斜した荷重の載荷が可能である。
- 3) 高性能メガトルクモータを使用することによって、変位制御、速度制御、荷重制御の各方式による載荷が可能である。
- 4) 載荷部アタッチメントの交換により、種々の寸法および形状の載荷が可能である。
- 5) 制御および計測は電氣的に行う。

ただし、本実験は鉛直載荷実験のみ行い、水平載荷装置は使用しなかった。

また、速度制御方式を採用し、0.1mm/min の一定の変位速度で載荷実験を行った。

2.2 実験装置

2.2.1 載荷装置

図-2.1に支持力試験装置の正面図を示す。鉛直、水平載荷装置は共に、モータがハーモニック、ボールネジナット、スプラインナットケーシング（回転変速、変換機）を通じて、シャフトが荷重を伝達する構造になっている（図-2.2）。モータは日本製工株式会社製のメガトルクモータAS0408を使用した。メガトルクモータは速度制御あるいは、トルク制御で回転運動を行う高性能モータであり、この回転運動を上下方向の運動に変速・変換して軸載荷荷重の供給を行っている。また、モータの回転相対位置を検出することにより、上下方向の変位量を計測することができる。

図-2.1に示したように、鉛直載荷装置は、2連のメガトルクモータと鉛直荷重用ロードセルが反力桁に連結し、クロスローラーウェイユニットの鉛直滑動面に沿って鉛直方向に滑動できるようになっている。水平載荷装置は、1連のメガトルクモータと水平荷重用ロードセルがクロスローラーユニットを介して反力桁に連結し、リニアウェイの水平滑動面に沿って水平方向に滑動できるようになっている。

図-2.3に支持力実験制御・計測システムの全体図を示す。

メガトルクモータの制御は、メガトルクモータ制御ドライブユニットが受け持ち、パーソナルコンピュータからの命令をRS232C通信によりドライブユニットを通じてモータの制御、位置の検出を行っている。

2.2.2 載荷台・模型地盤用土槽

支持力実験を行う載荷台はステンレススティールで作製している。鉛直軸荷重を作用させたときの載荷台フレームの伸びを検定した結果、 2.16×10^{-2} mm/kgfであった。

土槽本体は、深さ30cm、内径38.6cmの円筒形で、二つ割りモールド鋼製型枠をボルト留めしたものである（図-2.4）。所定の作業手順で均質な軟岩地盤を作製後、載荷装置にセットする。載荷試験終了後は、ボルトを外すことによって軟岩模型地盤を取り出すことができる。

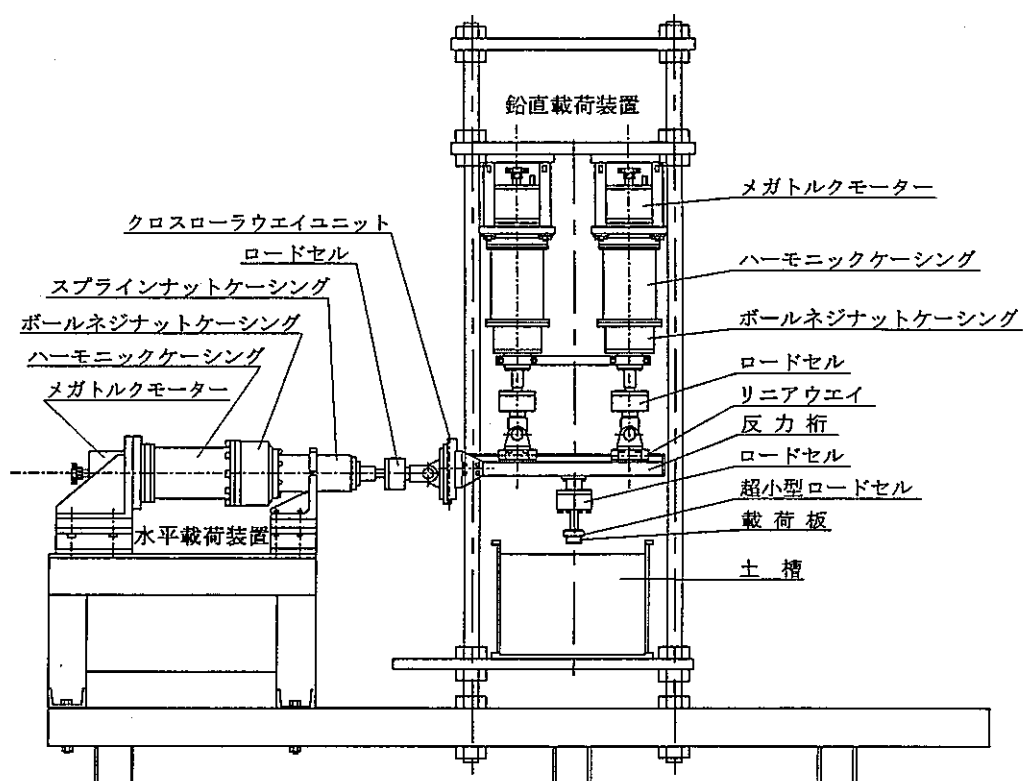


図-2.1 支持力実験装置（正面図）

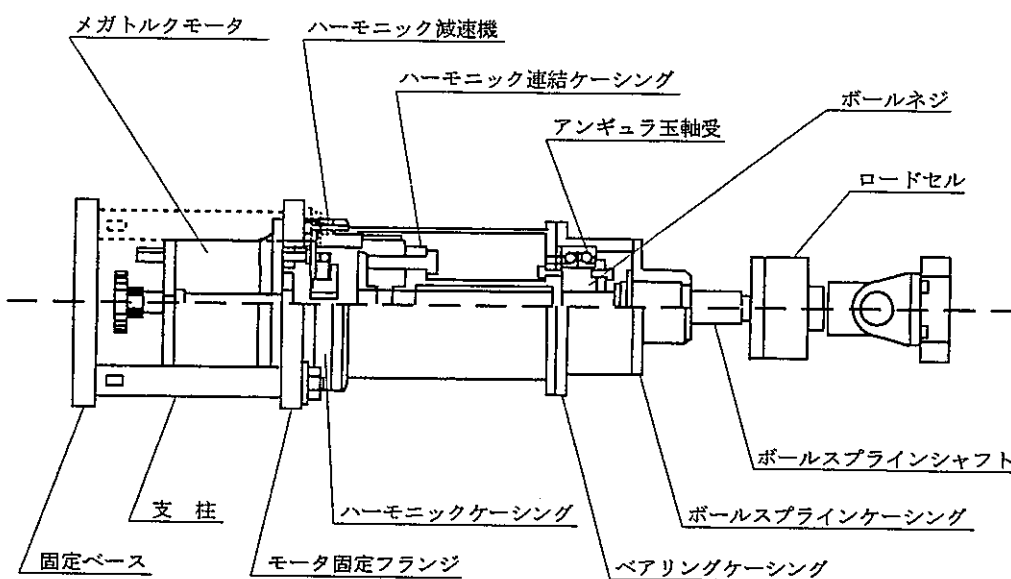


図-2.2 ダイレクトドライブ負荷装置(载荷装置)

2.2.3 制御および計測装置

図-2.3に支持力実験制御・計測システムを、表-2.1に測定項目を示す。

制御は、ドライブユニットからメガトルクモータへの命令をRS232Cインターフェイスを通してパーソナルコンピュータで行っている。

計測は所定の時間に、鉛直載荷重、水平載荷重、載荷板軸荷重をロードセルコンバータ(アンプ)を用いて測定値の増幅を行い、A/D変換ボードを通じてデジタル値を、また鉛直変位量、水平変位量はメガトルクモータの位置検出機能を用い、RS232Cを通して、パーソナルコンピュータで表示、記録を行っている。

1) 軸荷重測定装置

図-2.3に示したように、鉛直軸および水平軸の各載荷シャフト途中に容量2tfの薄型ロードセルが取り付けられており、鉛直荷重および水平荷重が計測できる。そして、その各々のロードセルが連結する反力桁の中央アタッチメント下部に容量2tfの薄型ロードセル取り付けられており、さらにその下の載荷板に接する部分に容量1tfの超小型高容量ロードセルを3個三角形配置して、軸圧縮荷重の測定ができる。この3個の超小型ロードセルによって、荷重の偏心も直接計測できるようになっている。図-2.5に超小型ロードセルの配置図に示す。

2) 軸変位測定装置

軸変位の測定はメガトルクモータの位置検出機能を使用している。メガトルクモータの回転量から上下方向軸変位量を測定するものである。

3) 補助装置

- ・ロードセルコンバータ(アンプ)：ロードセルの測定値の増幅に用いた。
- ・A/D変換ボード：アナログデータをデジタル化するために用いた。
(ネオログ電子製12bit.13ch, 最大入力電圧±5Vで精度は±1.22mV)
- ・パーソナルコンピュータ：制御・計測に使用。(セイコーエプソンPC-286V)

表-2.1 測定項目

測定項目	測定器	計測チャンネル
鉛直載荷重	鉛直ロードセル No.1	A/D変換 ch.0
鉛直載荷重	鉛直ロードセル No.2	A/D変換 ch.1
水平載荷重	水平ロードセル	A/D変換 ch.2
軸 載 荷 重	鉛直ロードセル	A/D変換 ch.3
載荷板反力	超小型ロードセル No.1	A/D変換 ch.4
	〃 No.2	A/D変換 ch.5
	〃 No.3	A/D変換 ch.6
鉛 直 変 位	モータ位置検出機能 No.1	RS232C ch.0
鉛 直 変 位	モータ位置検出機能 No.2	RS232C ch.1
水 平 変 位	モータ位置検出機能 No.3	RS232C ch.2

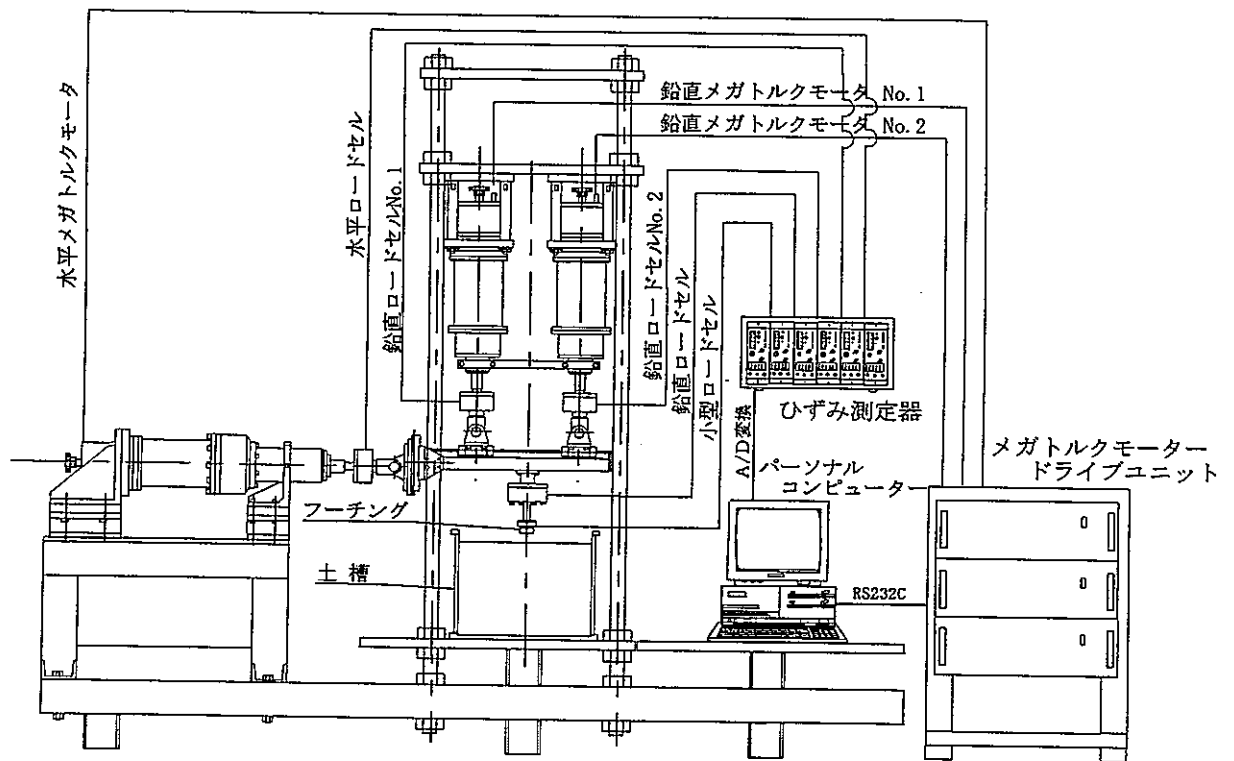


図-2.3 支持力実験制御・計測システム図

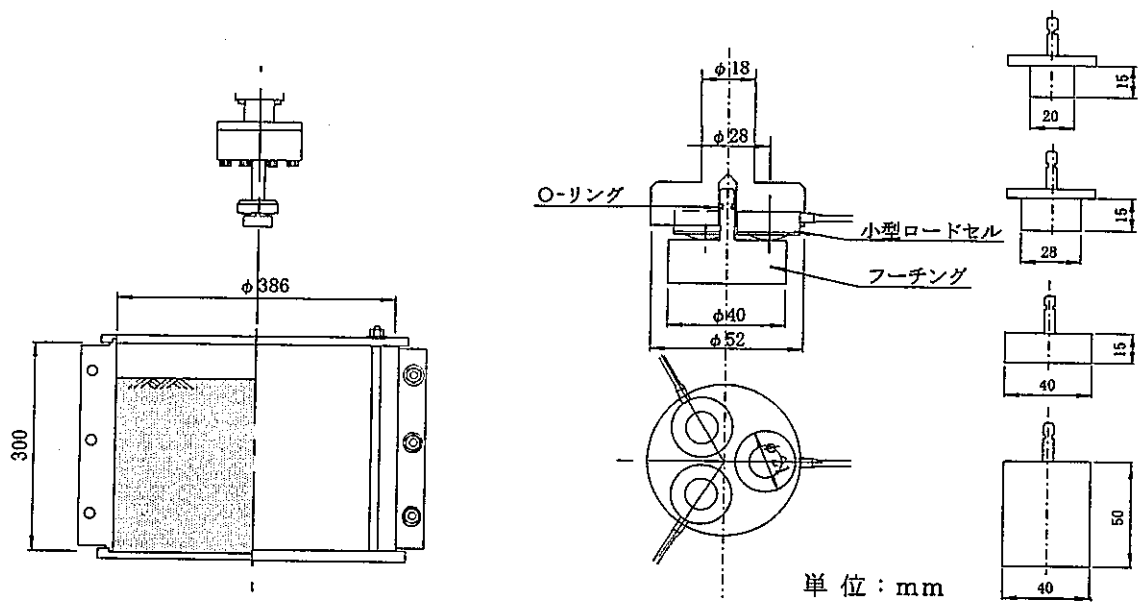


図-2.4 模型土槽

図-2.5 模型基礎

3. 人工軟岩模型地盤

3.1 概 要

前報¹⁾では、一軸圧縮試験によって人工軟岩の配合比を決定し、人工軟岩地盤の作製方法について報告を行なっている。

石膏・砂・粘土の混合模型地盤は、岩盤の脆性な特性を概念的には表現しやすく、切削が容易であり、強度が小さく、材齢にあまり影響されず安価である。岩盤自体の特性を満足に表わしているかどうかは、実際の岩盤のせん断抵抗や引張抵抗が巨視的に評価しがたい現状では、明確には述べられない。この材料の脆性および強度特性は、混合材料の配合割合によって定まるものである。

3.2 配合条件および力学的性質

支持力実験で用いる模型地盤の配合は、目標とする一軸圧縮強度と比較的均質で材料分離の少ない供試体が得られた配合比の試験 No. 7-A のケース(表-3.1)を採用した。

決定した人工軟岩の物理・力学試験結果を、表-3.2に示す。

ここで、変形係数 E_{50} とは、原点から $q_u/2$ までの割線勾配であり(図-3.1)、 E_s は、 $q_u/2$ 付近の接線勾配である(図-3.2)。それぞれ、一軸圧縮試験によって得られた応力～ひずみ関係図より求めた。その一例を、図-3.3～3.5に示す。

表-3.1 人工軟岩模型地盤の配合条件

試料名	幌延砂	焼石膏	カオリン	水
重量百分率 (%)	72.8	6.6	8.0	12.6

表-3.2 No. 7-A のケースの一軸圧縮試験結果

	記号	単 位	試 験 結 果
湿潤単位体積重量	γ_t	gf/cm ³	2.14
乾燥単位体積重量	γ_d	gf/cm ³	1.87
一 軸 圧 縮 強 度	q_u	kPa	673
破 壊 ひ ず み	ε	%	0.65
変 形 係 数	E_{50}	kPa	152700
	E_s	kPa	112200

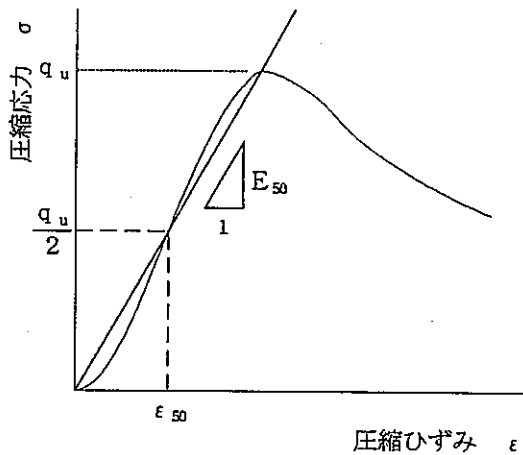


図-3.1 弾性係数 E_{50} の求め方

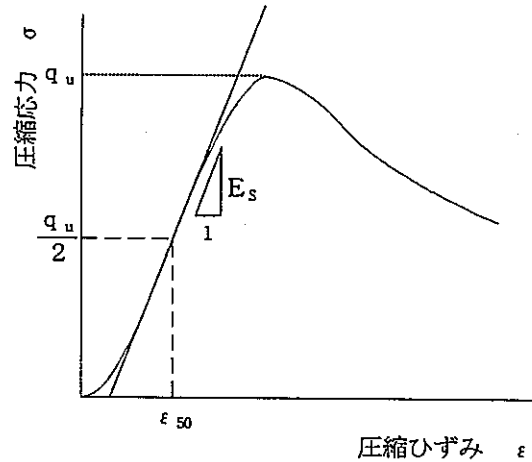


図-3.2 弾性係数 E_s の求め方

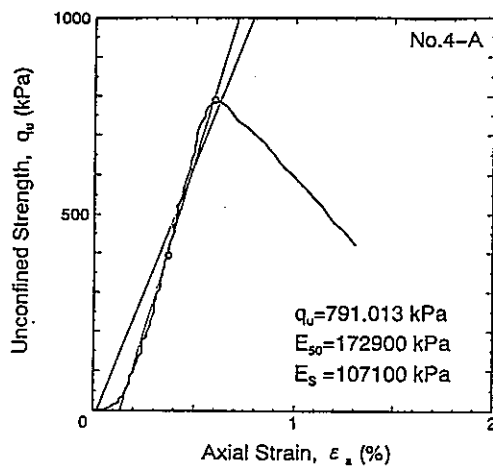


図-3.3 一軸圧縮試験結果 (No. 4-A)

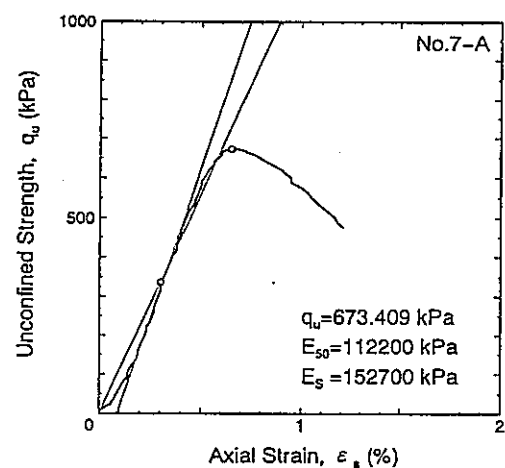


図-3.4 一軸圧縮試験結果 (No. 7-A)

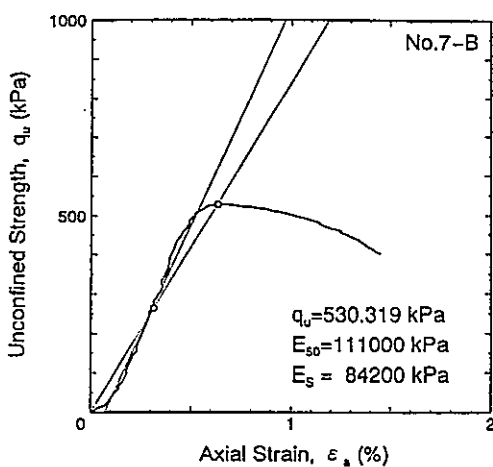


図-3.5 一軸圧縮試験結果 (No. 7-B)

参考文献

- 1) 土岐祥介, 三浦均也, 西村右敏軟: 岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究(I), 動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書, 1994

4. 実験結果

4.1 実験条件

載荷実験は、一定速度 0.1mm/min で、荷重を載荷または除荷する方法で行い、沈下量と荷重の値を計測した。また、除荷過程も計測した。

フーチングは、円形で直径20.0mm、28.3mm、40.0mm、56.7mmのものを用意した。それぞれのフーチングで単調載荷、繰返し載荷、掘削載荷実験を行った。ただし、直径56.7mmのものについては、単調載荷実験のみ行った。

実験の各ケースのデータ名を、便宜上、表-4.1のように分類した組み合わせとする。

表-4.1 実験ケース分類表

(1)	地盤種類	A～Z	模型地盤番号
(2)	載荷場所	1～5	1：中心，2～5：それ以外
(3)	地盤形状	H	(水平地盤) Horizontal Ground
		S	(斜面地盤) Slope Ground
(4)	フーチング形状	C	(円形) Circular
		S	(正方形) Square
		R	(矩形) Rectangle
(5)	フーチング幅	6	(円形 56.7mm) 断面積 25.13cm ² 断面積比 8.00
		4	(円形 40.0mm) 12.57cm ² 4.00
		3	(円形 28.3mm) 6.28cm ² 2.00
		2	(円形 20.0mm) 3.14cm ² 1.00
(6)	載荷方法	M	(単調載荷) Monotonic Loading
		C	(繰返し載荷) Cyclic Loading
		E	(掘削載荷) Overall Excavation Loading
(7)	載荷段階数	1～	主に掘削載荷の段階数

表-4.1の(2)載荷場所については、模型地盤土槽とフーチングの大きさから、また、応力の影響範囲を検証する目的もあり、同一の地盤において複数回実験を行ったケースもある。載荷位置の一例を図-4.1に示す。

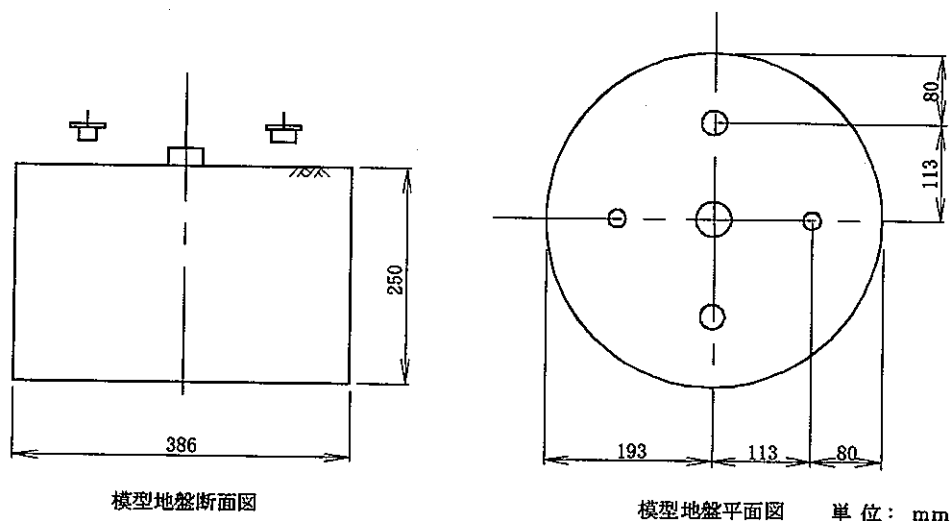


図-4.1 載荷位置図

表-4.1の(6)載荷方法 については以下に示す。

I) 単調載荷

変位速度一定で載荷板を降下させ、荷重をかける方法で行った。

II) 繰返し載荷

所定の応力値まで変位速度一定で載荷板を降下させた後、変位方向を逆向きにして除荷する。荷重が0になったところで再び載荷をする。ここで、載荷から除荷、除荷から載荷の行程変換は制御プログラムにより時間をおかず一連に行っている。

III) 掘削載荷 (図-4.2)

一定の沈下量まで単調載荷を行った後、フーチング底面から地盤表面までの土被り部分を掘削して取り除く。これは各載荷段階終了毎に、模型地盤を実験装置から取り外し、フーチング底面にあわせて水平になるようにストレートエッジで削るもので、この一連の作業を所定の回数まで繰り返す。

単調載荷と掘削載荷の実験方法を比較し、図-4.3に示した。

また、実験中にロードセルの容量 (薄型2tf、超小型1tf) になったときは、そこで載荷を中止し除荷を行った。

行った実験ケースは、表-4.2に示す通りである。表-4.2にあるデータ名は、前述の実験条件を表わしている。本文では扱っていないが、これ意外に砂および人工軟岩を用いた予備実験を行なっている。

模型地盤は、図-2.4に示した内径386mm、高さ300mmの土槽に、所定の層厚になるように作成した。模型地盤の作製条件を表-4.3に示す。

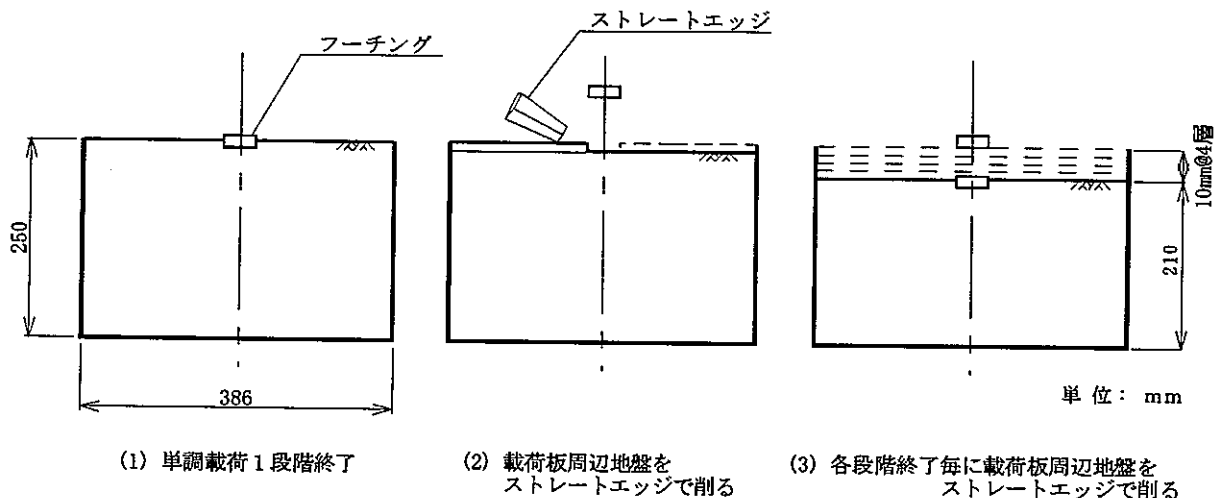


図-4.2 単調掘削載荷試験の地盤作成方法

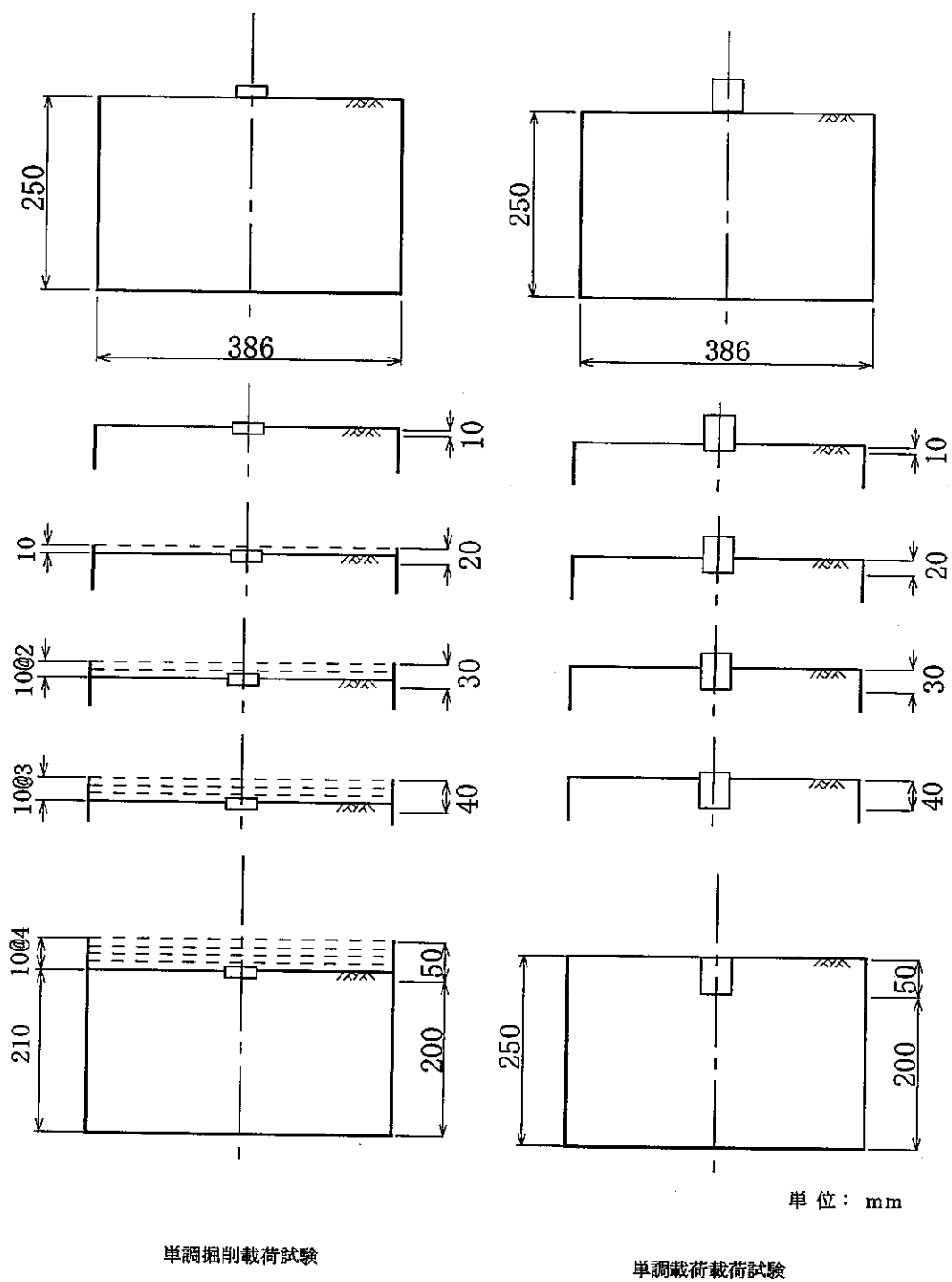


図-4.3 単調掘削载荷と単調载荷の比較

表-4.2 実験ケース一覧（フーチング直径別）

	2.0 cm	2.8 cm	4.0 cm	5.67 cm
単調載荷 (Monotonic)	B3HC2M1 C4HC2M1 D5HC2M1 E2HC2M1 E3HC2M1	B2HC3M1 B5HC3M1 C3HC3M1 K2HC3M1 K3HC3M1 K4HC3M1 K5HC3M1 K6HC3M1 K7HC3M1 K8HC3M1 K9HC3M1	A1HC4M1 B1HC4M1 B4HC4M1 C1HC4M1~2 C2HC4M1 D4HC4M1 H1HC4M1 H2HC4M1 H3HC4M1 H4HC4M1	I1HC6M1
繰返し載荷 (Cyclic)	J1HC2C1 E1HC2C1	G1HC3C1 K1HC3C1	F1HC4C1 C5HC4C1	
掘削載荷 (Excavation)	J1HC2E1~3 D3HC2E1~3	G1HC3E1~3 D2HC3E1~3	F1HC4E1~3 D1HC4E1~6	

表-4.3 模型地盤の作製条件

模型 地盤	湿潤重量 (g)	乾燥重量 (g)	掘削前 高さ (cm)	掘削後 高さ (cm)	掘削前体積 (cm ³)	打設 層数	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)
A	72557.1	63437.0	28.5	25.0	33351.0	4	2.1756	1.9021
B	68929.3	60265.2	27.5	24.7	32180.8	4	2.1419	1.8727
C	68929.3	60265.2	27.5	23.7	32180.8	4	2.1419	1.8727
D	68929.3	60265.2	27.5	25.0	32180.8	4	2.1419	1.8727
E	68929.3	60265.2	27.5	25.0	32180.8	4	2.1419	1.8727
F	68929.3	60265.2	27.5	25.0	32180.8	4	2.1419	1.8727
G	68929.3	60265.2	27.5	25.0	32180.8	4	2.1419	1.8727
H	61269.1	53567.6	24.5	22.0	28670.2	3	2.1370	1.8684
I	61269.1	53567.6	24.5	22.0	28670.2	3	2.1370	1.8684
J	61289.0	53585.0	24.5	23.0	28670.2	3	2.1377	1.8690
K	55341.4	48384.9	22.0	21.0	25744.7	3	2.1496	1.8794
X	55895.7	48115.7	23.0	21.0	26914.9	3	2.0768	1.7877

4.2 模型地盤の支持力挙動

載荷方法・フーチング直径別に分類した実験ケース一覧を表-4.2に示す。

それぞれの地盤で行った実験内容および結果についての概要を、以下簡単に記す。詳しい考察は次章にて行う。

縦軸に地盤反力(kPa)、横軸に沈下量(mm)をとった荷重～沈下関係図を図-4.4～4.44に示す。ここで、図中のBは円形載荷板の直径を表わしている。また、載荷速度はD5HC2M1(1.0mm/min)を除き、すべて0.1mm/minである。なお、地盤A, E, Gは、一連のケースの中で配合条件が異なっている。

模型地盤 A (図-4.4)

標準配合と配合条件が異なるケースで、全般せん断型の破壊を起こした。荷重～沈下曲線のみ示す。

模型地盤 B (図-4.5～4.9)

40.0mm, 28.3mm, 20.0mmのフーチングを使い、それぞれ単調載荷実験を行った。

模型地盤 C (図-4.10～4.14)

それぞれのフーチングで、場所を変えて単調載荷実験を行った。

C5HC4C1は直径40.0mmのフーチングで繰返し載荷実験を行った。

模型地盤 D (図-4.15～4.19)

3種類のフーチングで、場所を変えて掘削載荷を行った。実験は、第1段階では40.0mm, 28.3mm, 20.0mmで1cm沈下させるまで単調載荷を行い、載荷板底面から表面までの地盤を削った。第2段階以降もこの作業を同じ手順で1cmずつ削っていった。しかし、第3段階途中で模型地盤に亀裂が入ったため、第4段階からは地盤中心で行っていた40.0mmのみ実験を続け、第6段階まで掘削しながら続け実験を終了した。

D4HC4M1は、円形40.0mmフーチングでの単調載荷実験。

D5HC2M1は、円形20.0mmフーチング載荷速度1.0mm/minで単調載荷実験を行った。

模型地盤 E (図-4.20～4.22)

直径20.0mmのフーチングを使つての繰返し載荷実験(E1HC2C1)と、単調載荷実験を1.5cm沈下させるまで行った。しかし、同じ載荷板を使ったときの他の実験に比べて高い支持力挙動を示しているため、考察では扱っていない。

模型地盤 F (図-4.23, 4.26)

直径40.0mm(高さ1.5cm)の円形フーチングによる繰返し載荷実験(F1HC4C1)を行い、続けて掘削載荷実験(F1HC4E2, F1HC4E3)を行った。

繰返し載荷では、載荷して応力が1961kPa (20kgf/cm²)になったところで変位方向を逆向きにし、除荷する。除荷して荷重が0になったことを確認してから、再び載荷する。以後、3923, 5884, 7845, 9807, 11768kPa (40, 60, 80, 100, 120kgf/cm²)と段階的に応力を増やして載荷・除荷を繰り返す。沈下量が15mmになったところで載荷を止め、除荷して実験を終了する。

掘削載荷は、第1段階実験終了後、土槽を載荷装置から取り外し、フーチング底面から地盤表面までを底面にあわせて水平になるようにストレートエッジで削る。このとき、載荷板に接していた地盤を乱さないように周辺部分を削る。整形が終わったら、土槽を装置に再セットする。

第2段階は沈下量15mm、計30mmになるまで単調載荷を行い、除荷して終了する。この作業を所定の段階繰り返す。

模型地盤 G (図-4.24, 4.27)

直径28.3mmの円形フーチングで繰返し載荷実験および掘削載荷実験を行った。繰返しおよび掘削の方法はFと同じである。

模型地盤 H (図-4.29～4.32)

高さ5cm, 直径40.0mmのフーチングを使つての単調載荷実験である。同じ直径40.0mmのフーチングに比べ、これは違う挙動を示したため、考察では取り扱わなかった。

模型地盤 I (図-4.33)

直径56.7mmフーチングでの単調載荷実験である。荷重がロードセルの容量2tfに達したため、沈下量が10mm程度であったが載荷を止め、除荷して実験を終了した。

模型地盤 J (図-4.25～4.28)

直径20.0mmの円形フーチングによる繰返し載荷実験および掘削載荷実験を行った。繰返し、掘削の方法はF・Gと同じである。

模型地盤 K (図-4.34～4.42)

直径28.3mmの円形フーチングで繰返し載荷実験および単調載荷実験を複数箇所で行った。また、単調載荷後、一定の荷重で繰返し載荷を行なったケースもある。

模型地盤 X (図-4.43, 4.44)

傾斜地盤における単調載荷実験である。

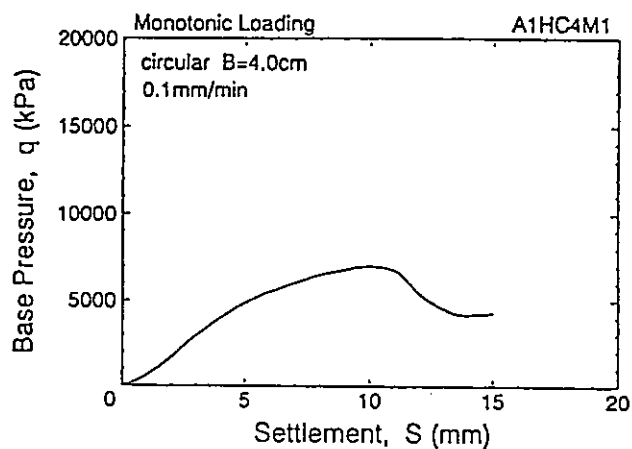


図-4.4 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

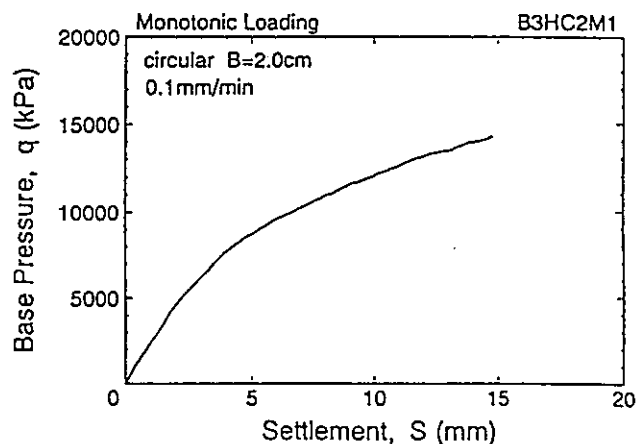


図-4.7 荷重～沈下関係
(単調 $B=20.0mm$)

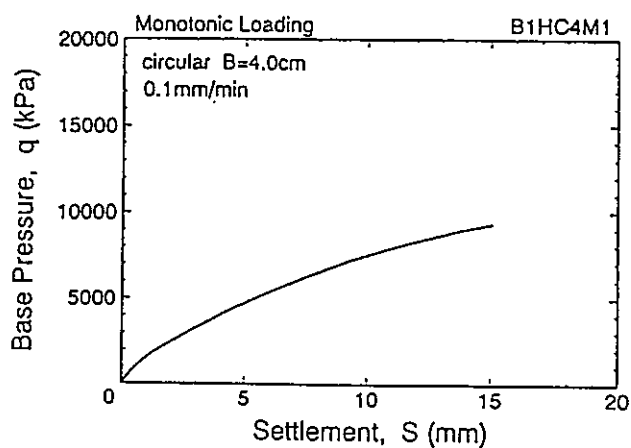


図-4.5 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

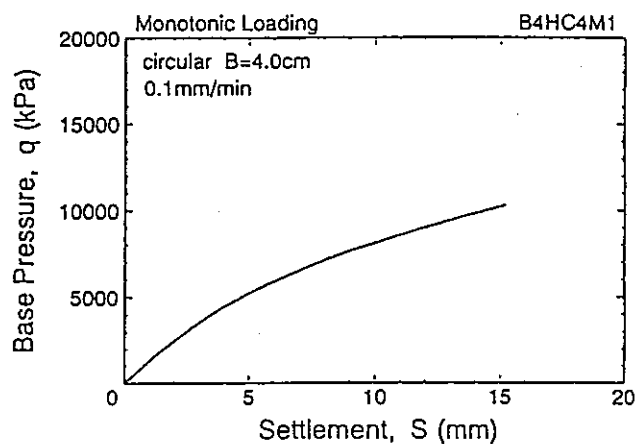


図-4.8 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

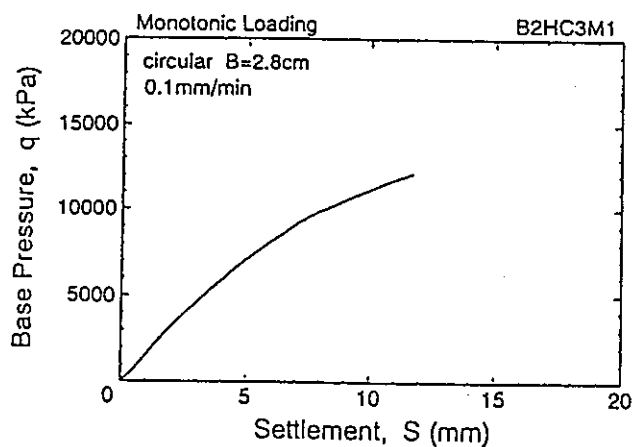


図-4.6 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3mm$)

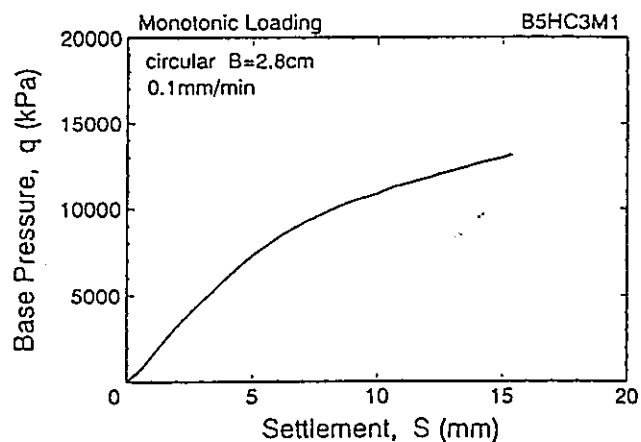


図-4.9 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3mm$)

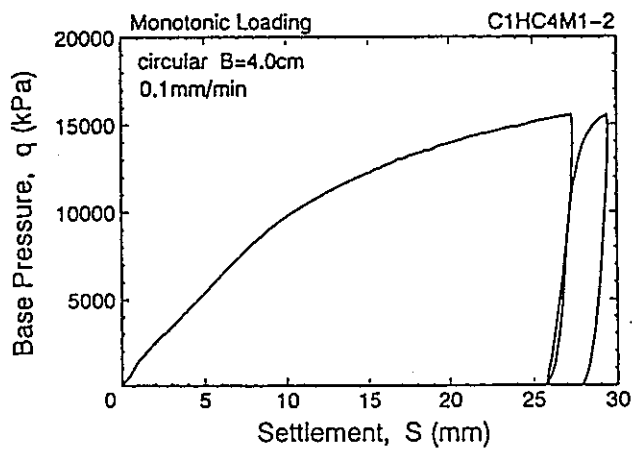


図-4.10 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

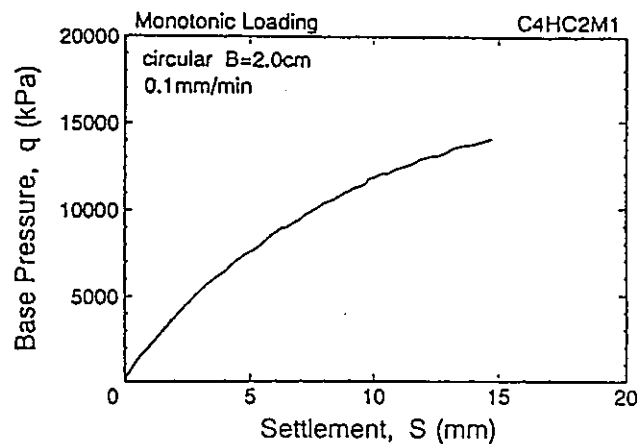


図-4.13 荷重～沈下関係
(単調 $B=20.0mm$)

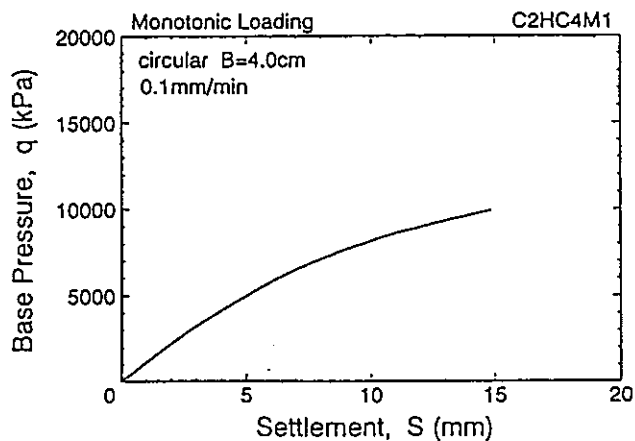


図-4.11 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

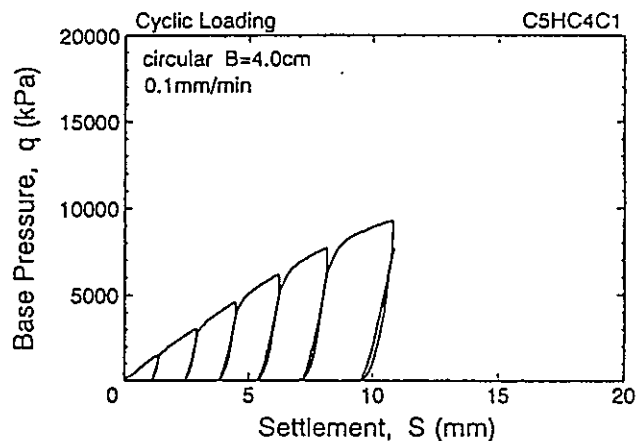


図-4.14 荷重～沈下関係
(繰返し $B=40.0mm$)

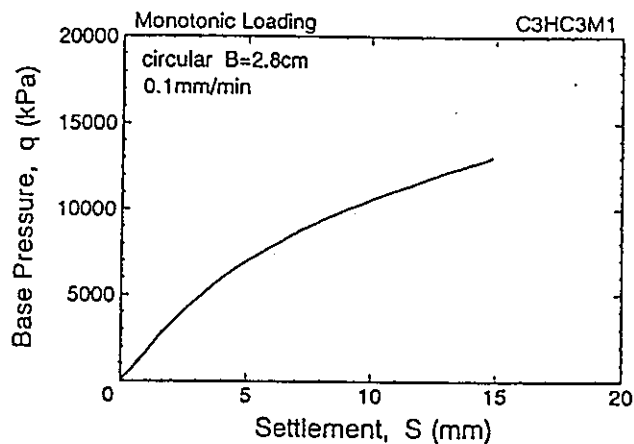


図-4.12 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3mm$)

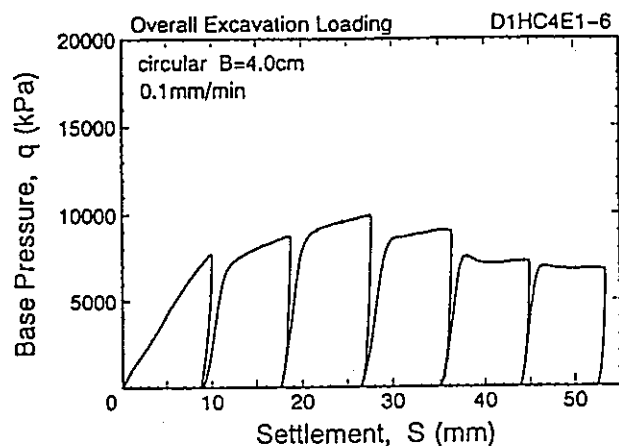


図-4.15 荷重～沈下関係
(掘削 $B=40.0\text{mm}$)

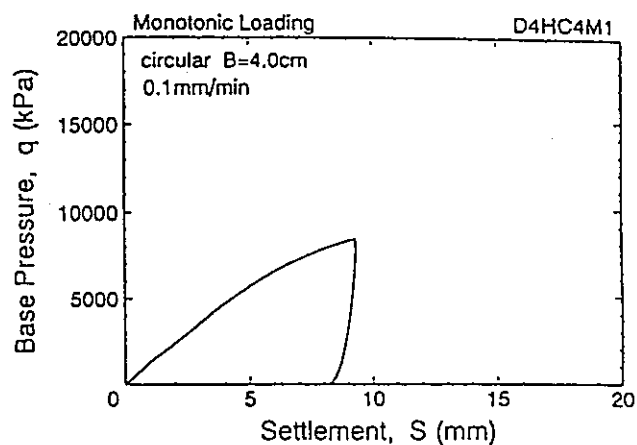


図-4.18 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0\text{mm}$)

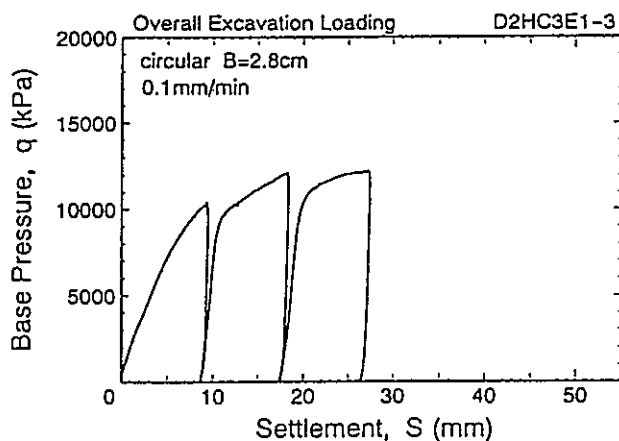


図-4.16 荷重～沈下関係
(掘削 $B=28.3\text{mm}$)

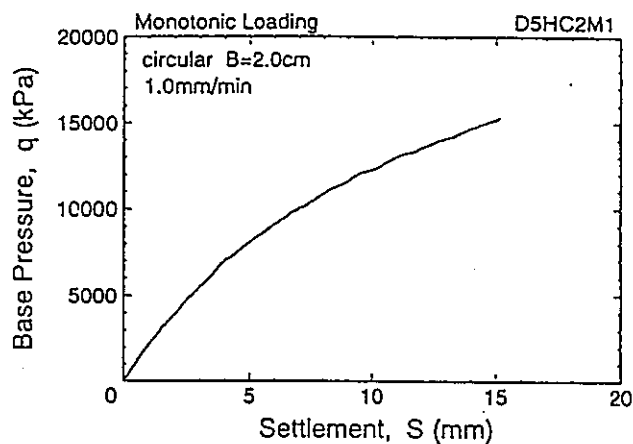


図-4.19 荷重～沈下関係
(単調 $B=20.0\text{mm}$)
(載荷速度 1.0mm/min)

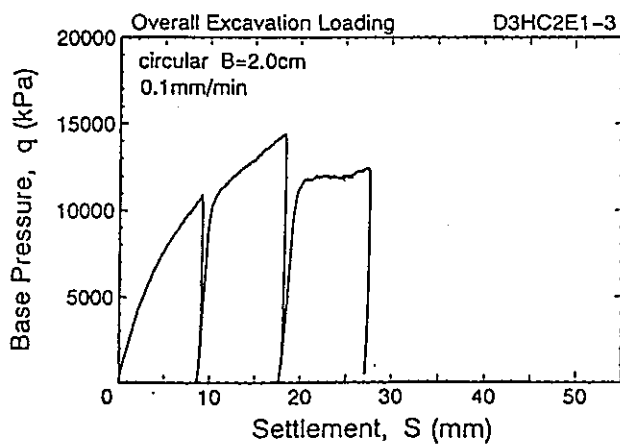


図-4.17 荷重～沈下関係
(掘削 $B=20.0\text{mm}$)

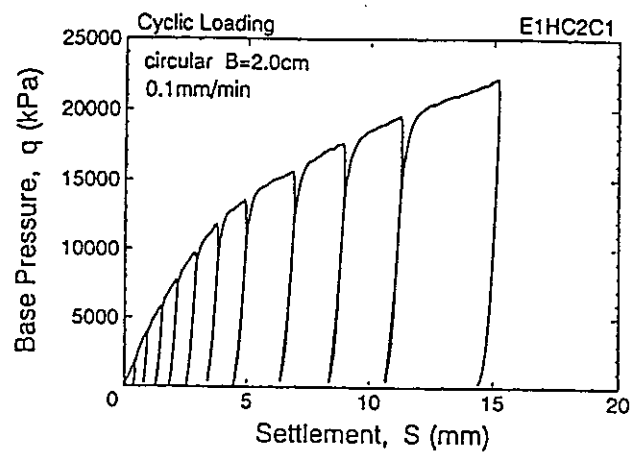


図-4.20 荷重～沈下関係
(繰返し $B=20.0mm$)

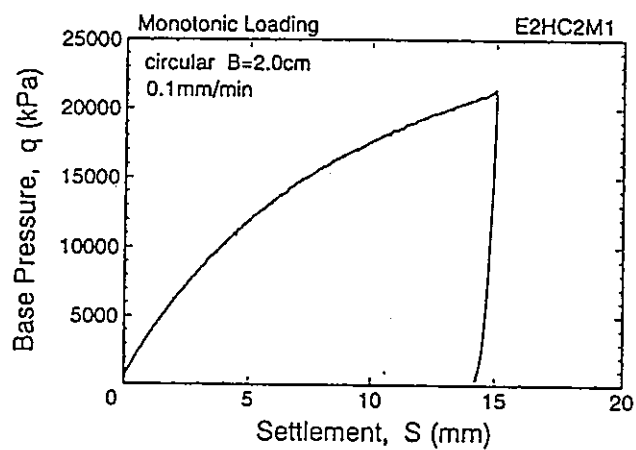


図-4.21 荷重～沈下関係
(単調 $B=20.0mm$)

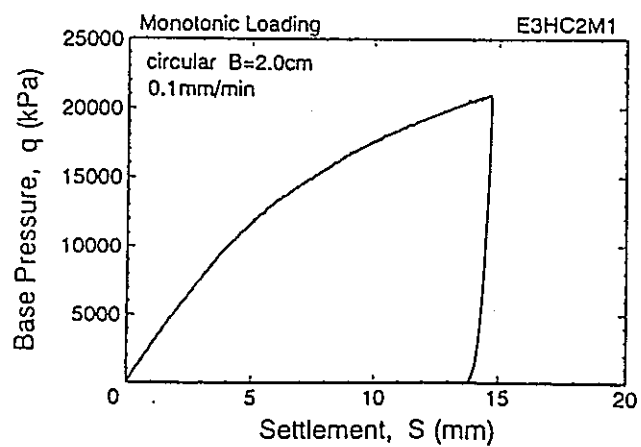


図-4.22 荷重～沈下関係
(単調 $B=20.0mm$)

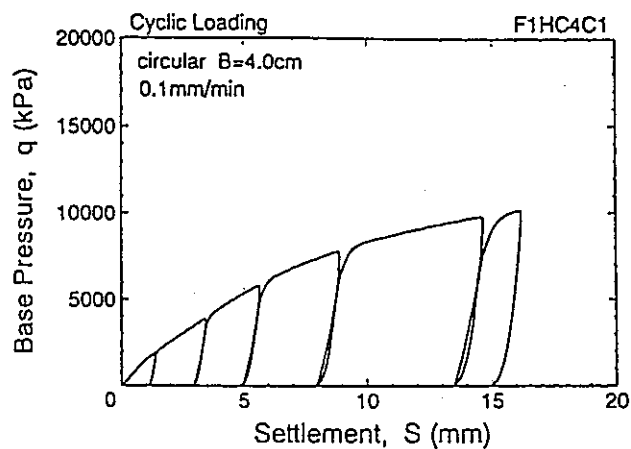


図-4.23 荷重～沈下関係
(繰返し $B=40.0mm$)

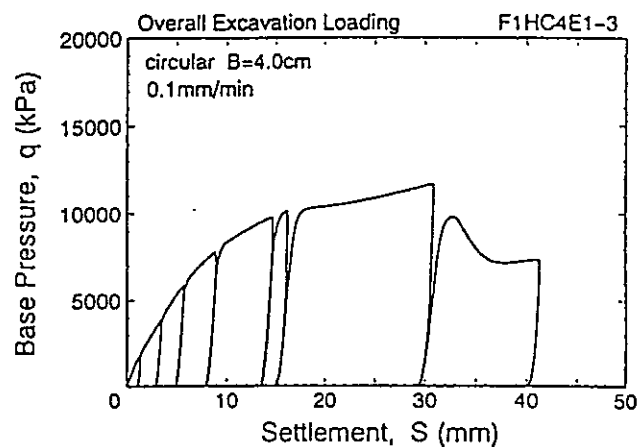


図-4.26 荷重～沈下関係
(掘削 $B=40.0mm$)

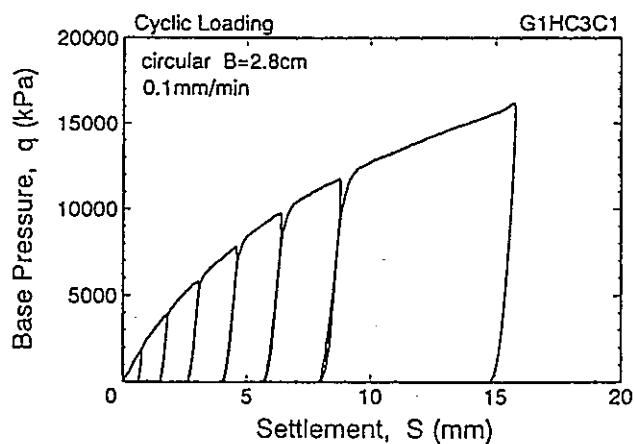


図-4.24 荷重～沈下関係
(繰返し $B=28.3mm$)

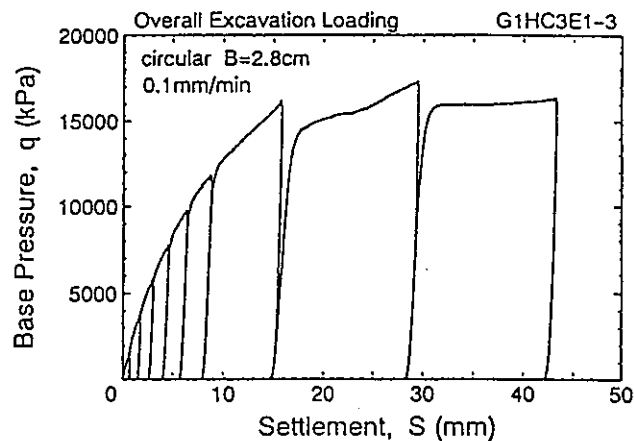


図-4.27 荷重～沈下関係
(掘削 $B=28.3mm$)

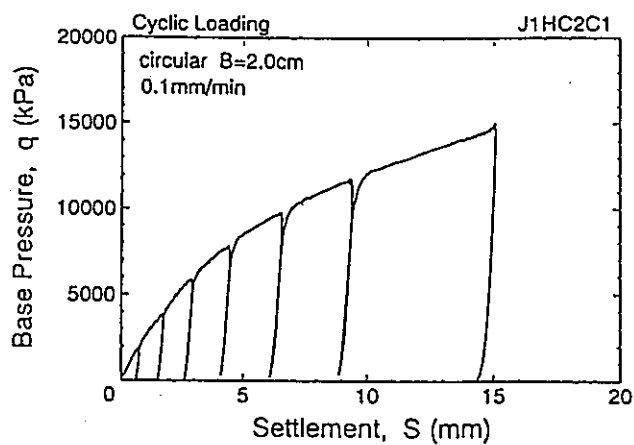


図-4.25 荷重～沈下関係
(繰返し $B=20.0mm$)

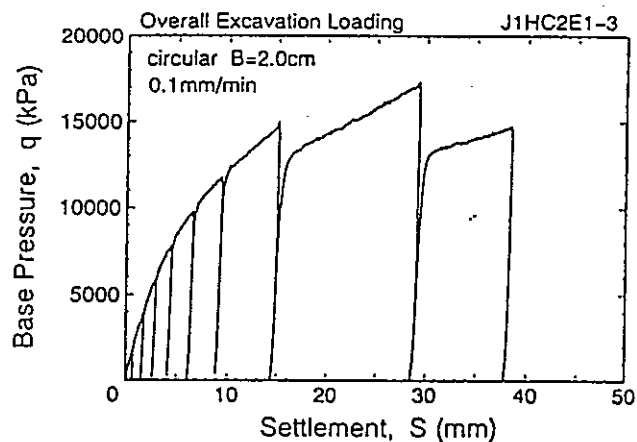


図-4.28 荷重～沈下関係
(掘削 $B=20.0mm$)

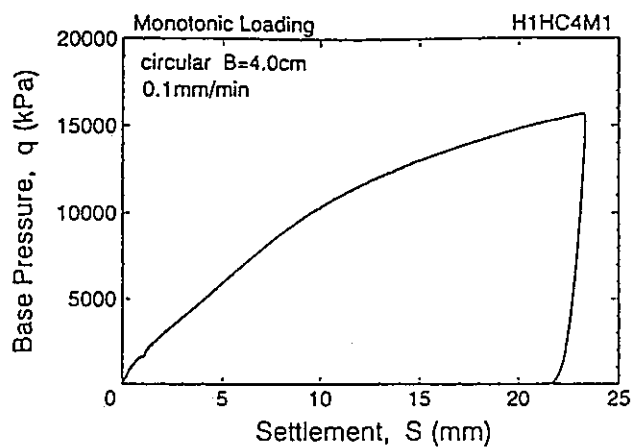


図-4.29 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

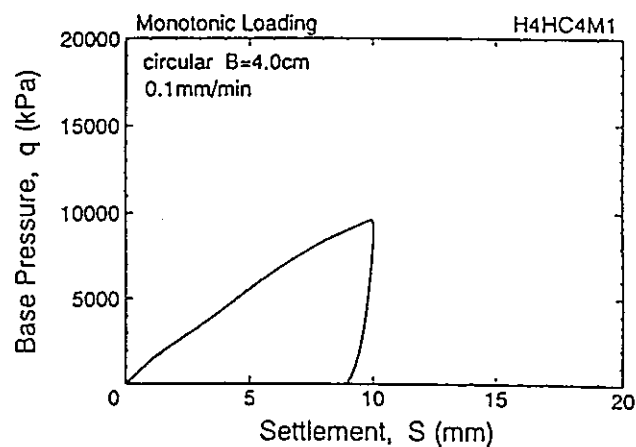


図-4.32 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

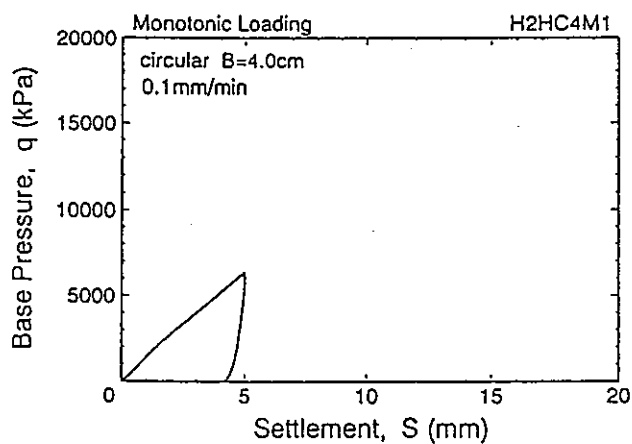


図-4.30 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

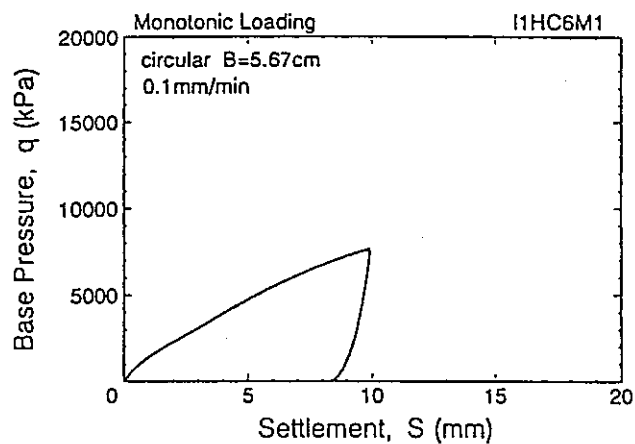


図-4.33 荷重～沈下関係
(単調 $B=56.7mm$)

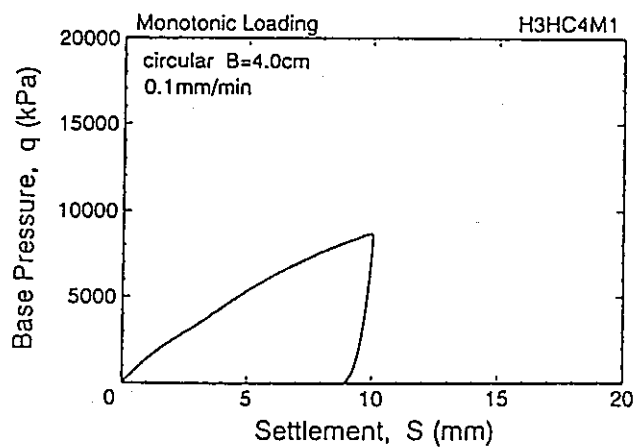


図-4.31 荷重～沈下関係
(単調 $B=40.0mm$)

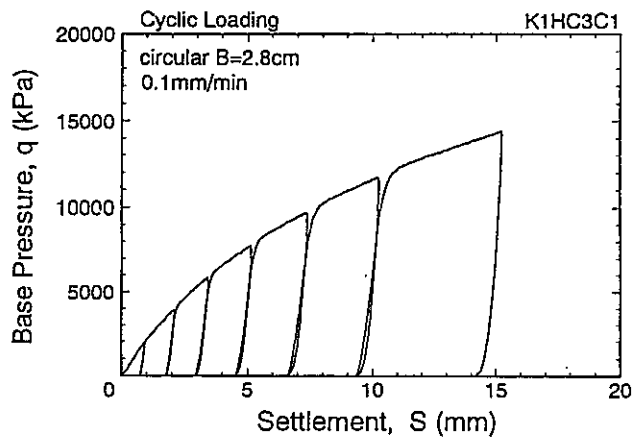


図-4.34 荷重～沈下関係
(繰返し $B=28.3\text{mm}$)

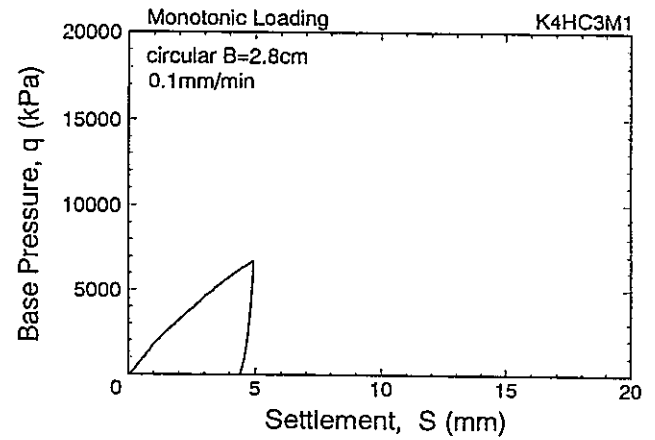


図-4.37 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3\text{mm}$)

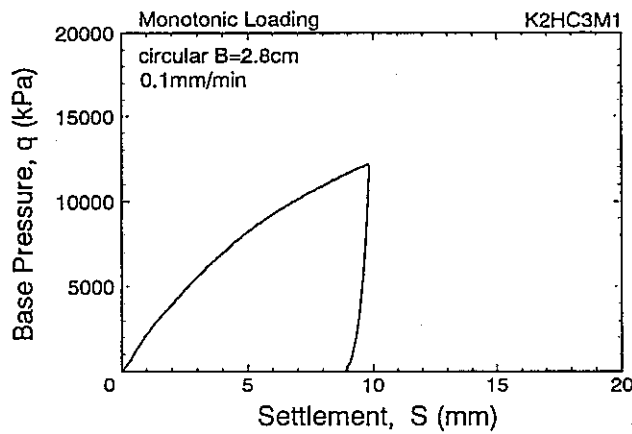


図-4.35 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3\text{mm}$)

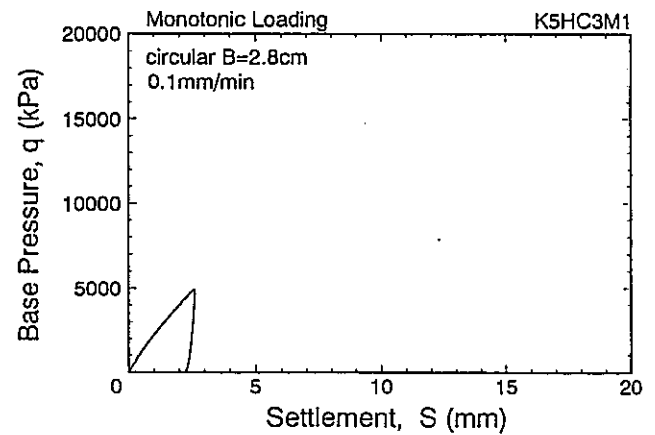


図-4.38 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3\text{mm}$)

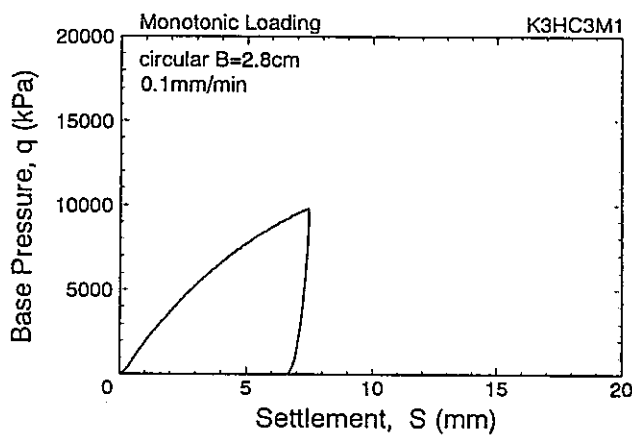


図-4.36 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3\text{mm}$)

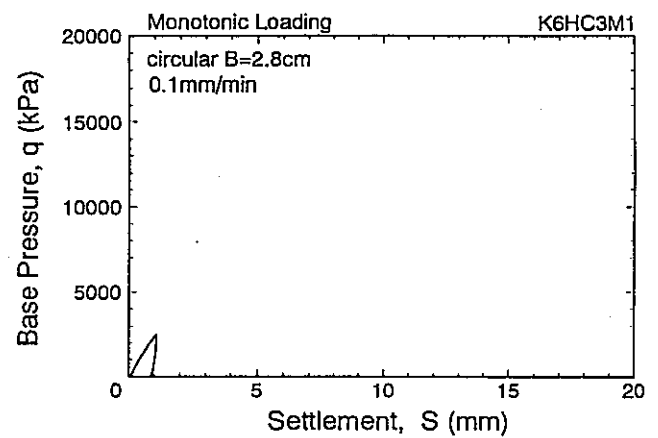


図-4.39 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3\text{mm}$)

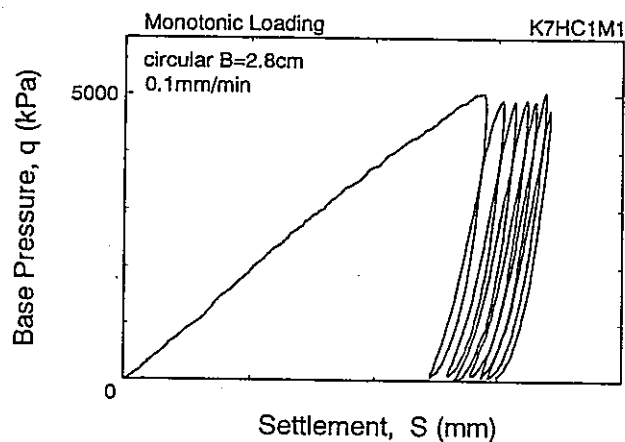


図-4.40 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3mm$)

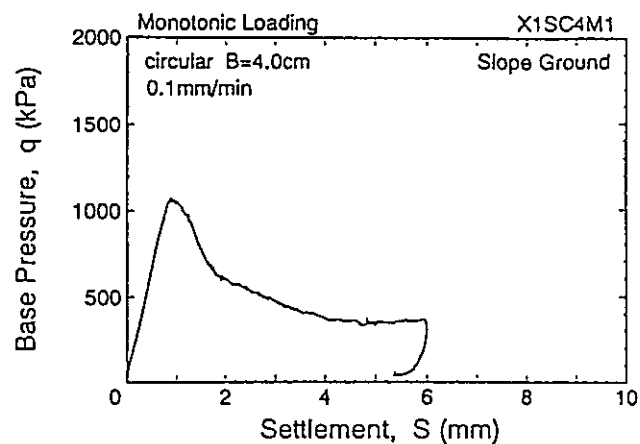


図-4.43 荷重～沈下関係 (傾斜地盤)
(単調 $B=40.0mm$)

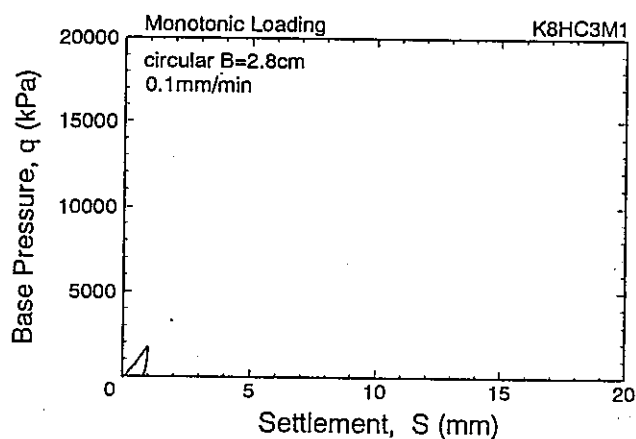


図-4.41 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3mm$)

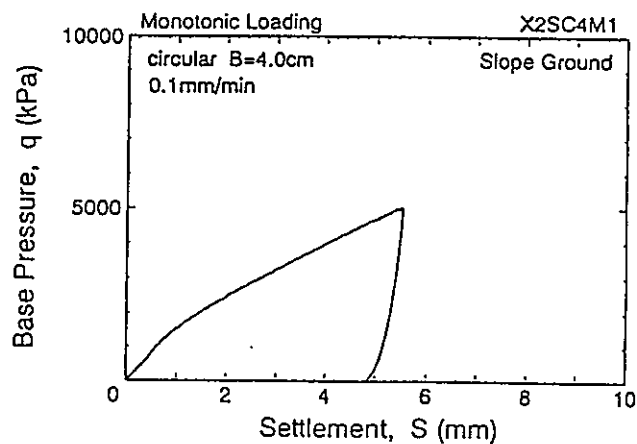


図-4.44 荷重～沈下関係 (傾斜地盤)
(単調 $B=40.0mm$)

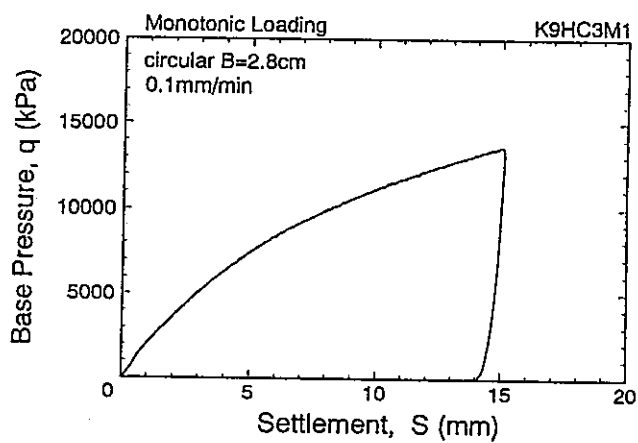


図-4.42 荷重～沈下関係
(単調 $B=28.3mm$)

4.3 模型地盤の破壊状態

土槽前面を強化ガラス張りにするなど、直接目視できる平面ひずみ模型実験とは違い、三次元の模型実験は載荷板直下の地盤内挙動を観察することはできない。そこで、模型地盤の破壊状態を知るために試験終了後、地盤を切り出し、観察を行った。ただ削っただけでは、載荷板が押し込まれた跡しか観察できない。そこで、断面にインクを染み込ませてから削っていく方法で行った。これは、亀裂および塑性化したところはインクが染み込みやすく、載荷板の押し込みによって体積圧縮したところは染み込みにくいことから、破壊状態を定性的に観察しようとするものである。

模型地盤の断面切り出し手順は図-4.45に示す通りである。まず、モールドから取り出した模型地盤の両端を垂直に切り取る。切り出した地盤を寝かし、インクを水で薄めてその断面に満遍なく霧吹きで吹きかける。インクが乾燥した後、ストレートエッジで所定の厚さだけ削りその断面を観察する。

なお、この方法では模型地盤の乾燥状態および破壊形態により、インクの染み込み程度に差が現れるので、地盤内での変形領域を精度よく定量的に測定することが今後の課題である。

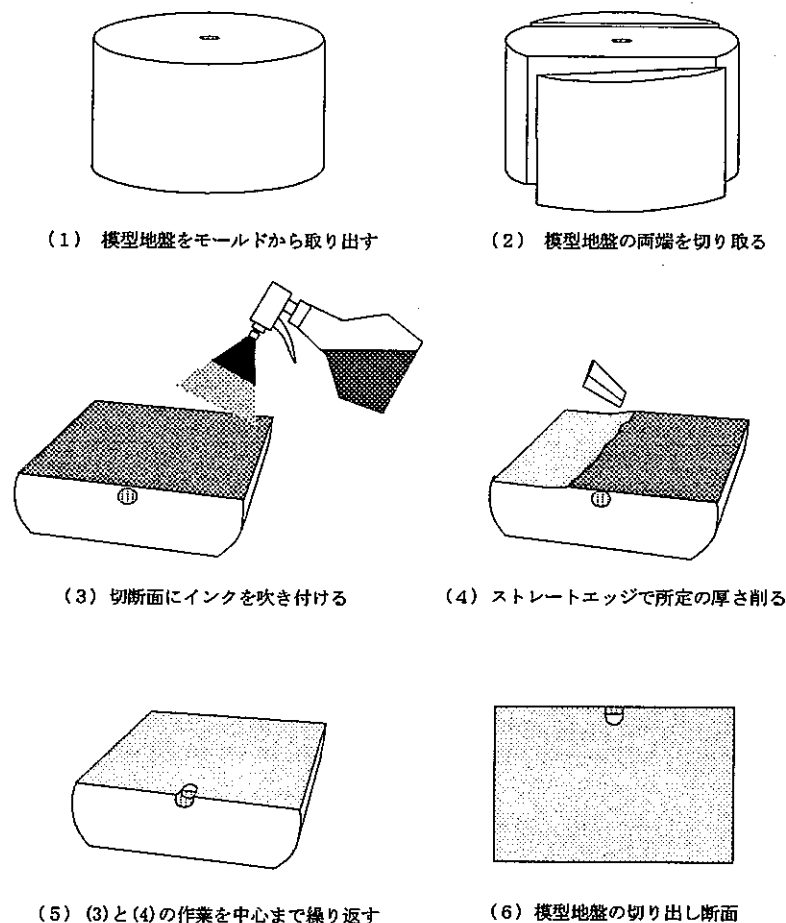


図-4.45 模型地盤断面の切り出し

—破壊形態の代表例—

図-4.46は、同一断面で観察された、フーチング幅 B の違いによる破壊形態(模型地盤ケースB)を示したもので、いずれもパンチングせん断の破壊モードである。載荷による押し込み量 S はすべて15mmであり、右が $B=20\text{mm}$ のB3HC2M1、左が $B=28\text{mm}$ のB5HC3M1、中央が $B=40\text{mm}$ のB1HC4M1である。図において、フーチング底面から圧縮領域のくさびの頂点までの距離を深さ h とすると、載荷板直径 B との関係として表-4.4が得られる。これより、 $S/B \sim h/B$ 関係および $B \sim h/B$ 関係は、図-4.47およ

び図-4.48のように、相対沈下量が大きくなるにしたがって圧縮領域が大きくなり、フーチング幅が大きいほど圧縮領域は減少する傾向にあることがわかる。

図-4.49は、同一フーチング幅における押し込み量の違いと、同一押し込み量におけるフーチング幅の違いによる破壊形態(模型地盤ケースC)である。いずれも破壊モードはパンチングせん断によるものである。左が $B=40\text{mm}$, $S=15\text{mm}$ のC2HC4M1、中央が $B=40\text{mm}$, $S=50\text{mm}$ のC1HC4M1-M2、右が $B=20\text{mm}$, $S=15\text{mm}$ のC4HC2M1である。

図-4.50は、同一断面で観察された、沈下量の違いによる破壊形態(模型地盤ケースH)を示したものである。

フーチング幅はすべて 40mm であり、右が 5mm 載荷させた(リバウンド量 0.8mm) H2HC4M1、左が 10mm 載荷させた(リバウンド量 1mm) H3HC4M1、中央が 23.3mm 載荷させた(リバウンド量 2mm) H1HC4M1である。

図-4.49および4.50より、載荷による圧縮くさび領域および亀裂は図-4.51のように発達すると推定される。

①は載荷前の状態である。これに荷重が加わった載荷初期の段階が②である。フーチング底面が滑らかなので、Hill¹⁾による平面半無限媒体に滑らかな平面ダイスを押す際のすべり線場と同様、くさびが2つ現れているものと思われる。さらに載荷を続けると、2つのくさびは③、④のように谷を埋めるように圧縮し、⑤のPrandtlのくさびがフーチングに付着した剛体のように1つのくさびとなる。載荷とともに圧縮くさび領域は増大し亀裂も発達するが、ある深さ以降はいくら押し込んでも圧縮くさび領域は増大せず亀裂も生じなくなり、くさびの側面が圧縮されながらVesicの仮定した破壊形態²⁾のようなパンチングせん断破壊が進行していくものと思われる。

以上から、本研究で用いた人工軟岩地盤の破壊パターンをまとめると図-4.52～4.54に示すような大きく3つの破壊進行過程に分類できるものと思われる。

図-4.52(a)は地盤表面における、Hillの破壊パターンである。フーチングの押し込みが進むにつれて、フーチング直下の地盤の圧縮性が卓越しているため、図-4.52(b)のように受働領域は押し上げられず、過渡領域との間に亀裂が入り取り残されたようになったと推定される。実験で亀裂と水平線のなす角は $40\sim 50^\circ$ が観察された。

図-4.53(a)は、図-4.52からさらにフーチングが押し込まれた状態で、地盤内の応力状態が高まりHillの2つのくさびがPrandtlの1つのくさびになった破壊パターンである。フーチングの押し込みが進むにつれて、フーチング直下のくさびおよび過渡領域の圧縮性が卓越しているため、図-4.53(b)のように受働領域は押し上げられず過渡領域との間に亀裂が入ったと推定される。

図-4.54(a)は、図-4.53からさらにフーチングの押し込みが進行した状態で、Vesicの仮定するような破壊パターンである。図-4.54(b)のように、フーチングの押し込みに直下のくさびはこれ以上体積を増加させることなく、地盤内の拘束力が大きく、過渡領域がくさびに圧縮されながら受働領域をフーチング外周方向に押し上げたのだと推定される。

表-4.4 フーチング沈下量 15mm における圧縮領域深さ

フーチング幅 B (mm)	圧縮領域深さ h (mm)	h/B (%)	S/B (%)
20	13	65	75
28	16	57	54
40	19	48	38

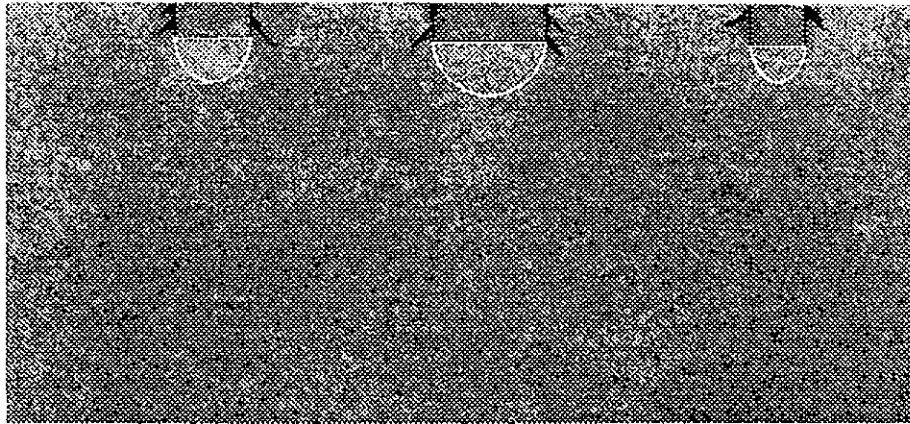


図-4.46 破壊形態 (case-B)

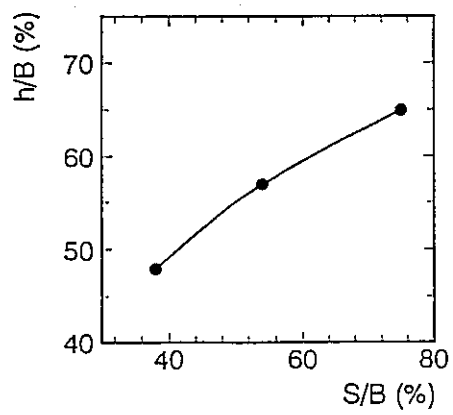


図-4.47 S/B ~ h/B の関係

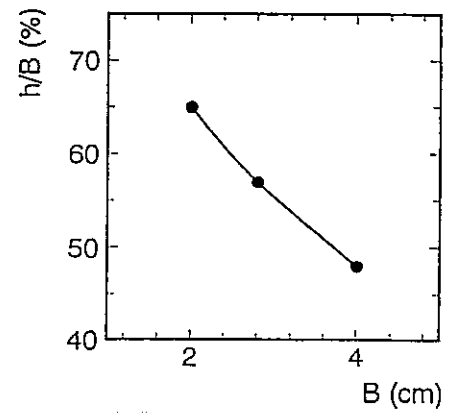


図-4.48 B ~ h/B の関係

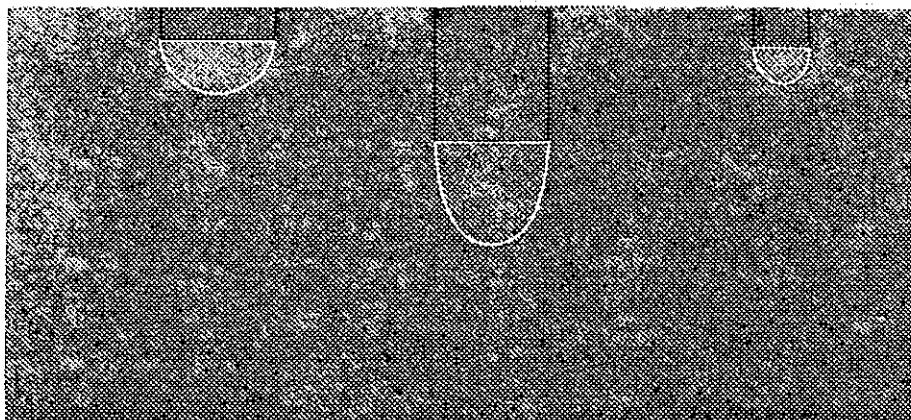


図-4.49 破壊形態 (case-C)

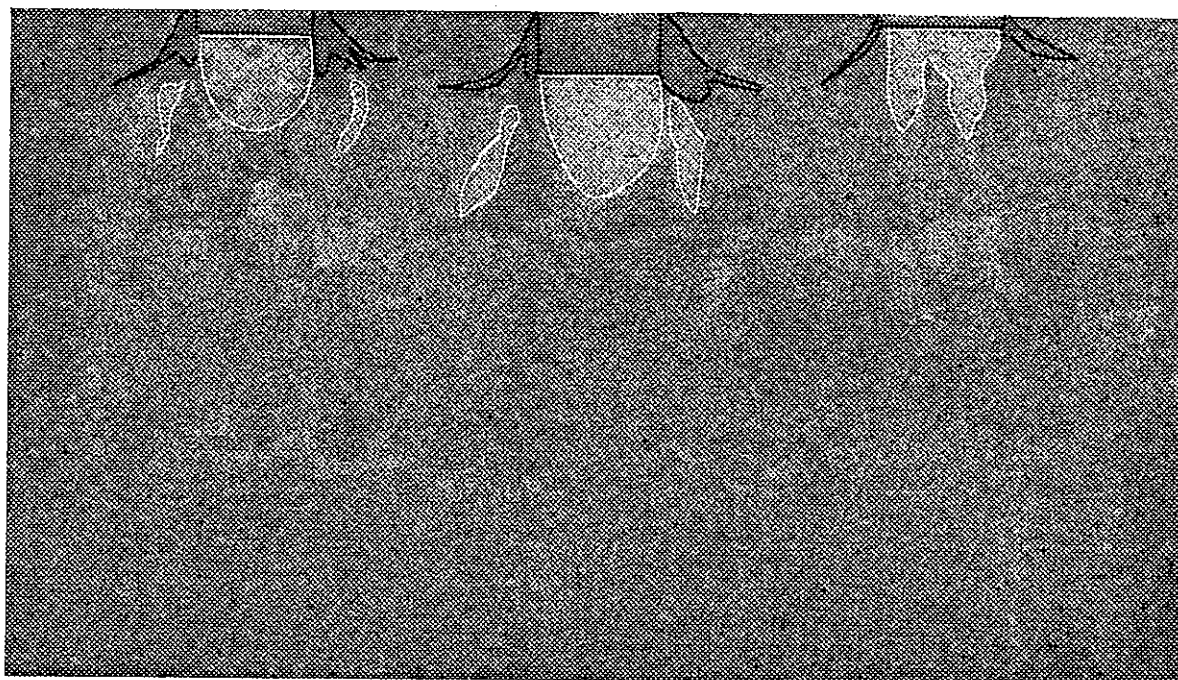


図-4.50 破壊形態 (case-H)

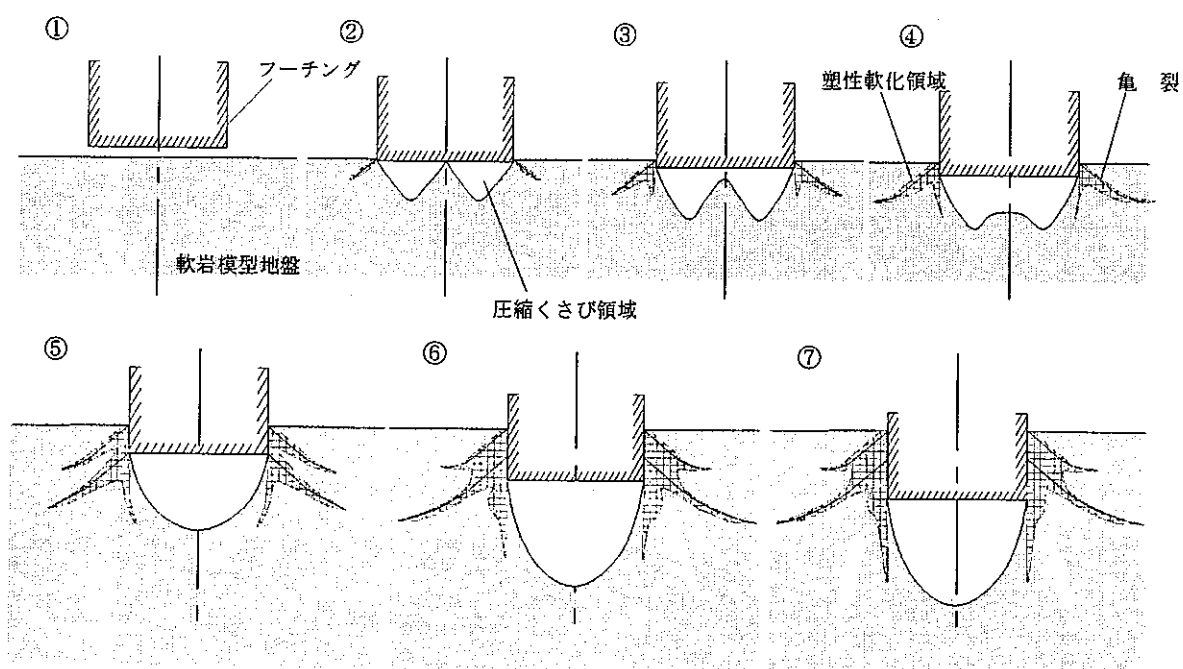


図-4.51 圧縮領域および亀裂の発達の模式図

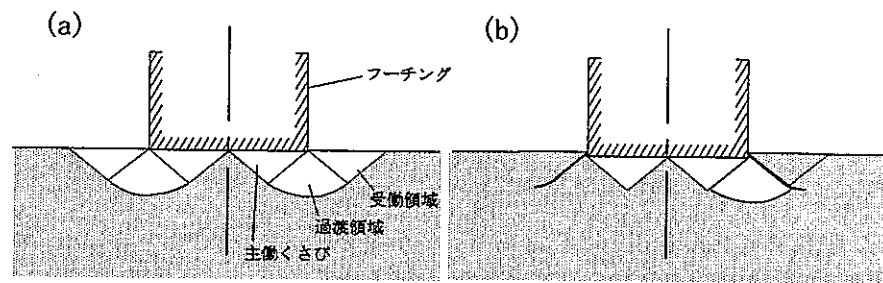


図-4.52 実験より推定される地盤表面における破壊パターン

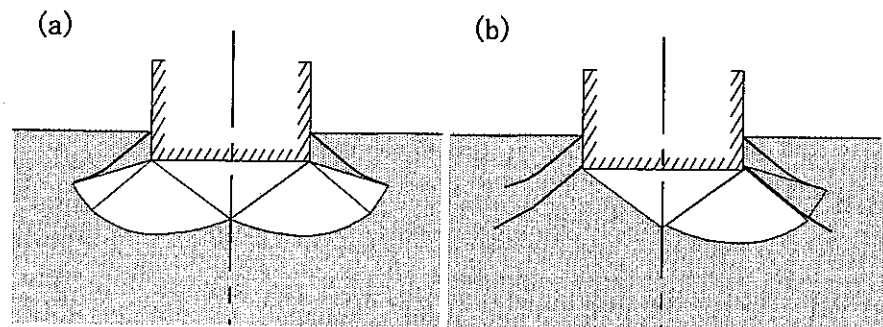


図-4.53 実験より推定される浅部における破壊パターン

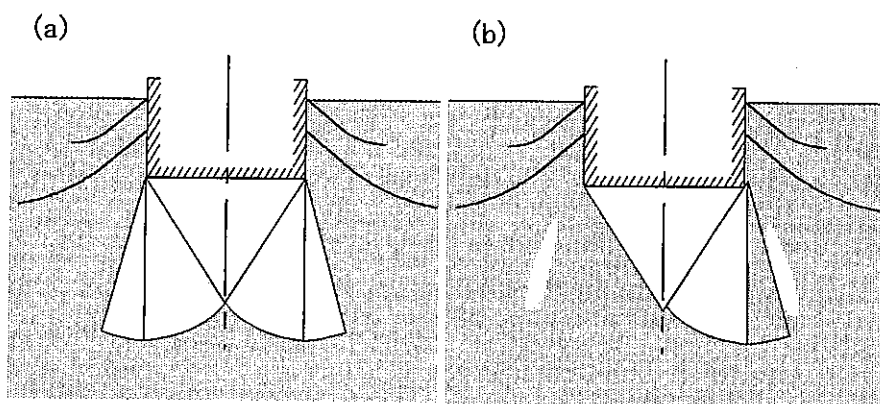


図-4.54 実験より推定される深部における破壊パターン

図-4.55および図-4.56は、フーチング幅 $B=40\text{mm}$ の掘削載荷試験における最終段階終了時の破壊形態（模型地盤ケースDおよびF）である。破壊モードは全般せん断によるものである。

図-4.55は、各段階10mm載荷させ、除荷後（リバウンド量1.2mm）のフーチング底面まで周囲を約8.8mm掘削したD1HC4E1-E6である。

図-4.56は、各段階約15mm載荷させ、除荷後（リバウンド量約1.4mm）のフーチング底面まで周囲を13.6mm掘削したF1HC4E1-E3である。なお、3段階目は地盤破壊が明瞭に現れたので、試験を10.6mm載荷（リバウンド量約1.2mm）させたところで中止している。

図-4.57は掘削載荷の破壊状態を模式的に示したものである。両者とも前載荷段階により影響を受けた地盤の上の方から破壊を起こしているのが分かる。パンチングせん断とは逆に、載荷により圧縮され剛性の高まった地盤から上載圧（土被り）を取り除くと、フーチングの押し込みによる体積変化を圧縮では吸収しきれず受働領域を押し上げるような全般破壊的モードに移行することが分かる。

対象地盤がどのようなせん断モードで破壊に至るかを予測するためには、載荷下の土塊の圧縮性を評価するVesicの剛性指数 I_p と根入れ等の上載圧によって生じる基礎底面での応力レベルの2つのパラメータを用いることにより、推定できるのではないと思われる。

図-4.58は段切り地盤における載荷試験の破壊性状を示したものである。全般せん断型の破壊挙動が観察された。破壊形式の決定には、地盤内の亀裂や、段切りや斜面上の基礎にみられる地盤条件の影響もかなり大きいことが分かる。

一打ち継目の影響一

軟岩支持力実験の模型地盤の作製条件を表-4.3に示した。

練り混ぜは3回または4回に分けて行った。1回の練り混ぜには7分かかるので、次の層を打設するときには下の層はかなり固結し始めている。そのため、境界となる層ができてしまう。1層の厚さは6cm～7cmであり、掘削実験など行う実験によっては実験前に地盤表面を掘り下げなければならず、載荷板底面から層境界面までの距離が近くなり、影響が出てしまったと考えられる。

模型地盤を切り出した断面にインクを吹き掛け、その染み込み具合を見てきた。破壊して弱くなった部分にはインクがよく染み込んでおり、フーチング直下の圧縮くさびを形成している部分にはインクはあまり染み込まない。

載荷板直下の層境界線がフーチング底面の沈下と同じようにへこんでいるものが観察された。これは、載荷板直下の第1層部分が圧縮しながら押し下げられ、境界面を境に第2層部を支持面として新たに支持力が発揮されていると推測できる。荷重～沈下関係において、 $\Delta q/\Delta S$ の値は沈下が進むにつれて減少するが、中には $\Delta q/\Delta S$ が増加し、途中で急増するものもある。これは、打ち込み時にできた不連続の影響によるものと考えられる。

よって、1層ごとにバイブレータをかけ、次の層を打ち込む前にバイブレータをかけたことによって浮かんできた水分を取り除いて平らにしてから、次の層を打ち込んだ。そうすることによって、切りだした時に見えていた層の境界線があまり見られなくなった。また、これは、容量の大きいミキサーで練り混ぜを行い、打ち込みによる不連続をなくすことによって容易に解決できる。このことから、層の間にガーゼをはさむなどして打ち込みをすれば、層状地盤の支持力模型実験も可能であろう。

参考文献

- 1) R.Hill：鷲津 久一郎ほか 訳，塑性学 第9章，培風館，pp.235-257
- 2) Vesic A.S.：Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundation in Sand, Proceeding of a Symposium held at Duke University in 1965, pp.53-68
- 3) 西村 右敏，三浦 均也，谷口 基樹，土岐 祥介：人工軟岩の破壊メカニズムと内部構造，第30回土質工学研究発表会，1995

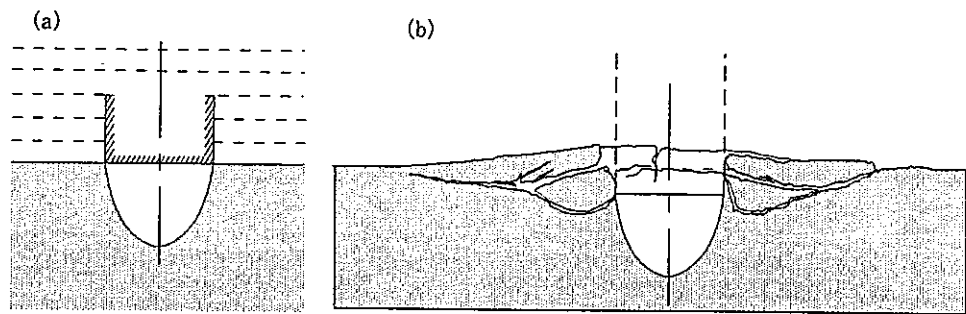


図-4.55 破壊形態 (case-D)

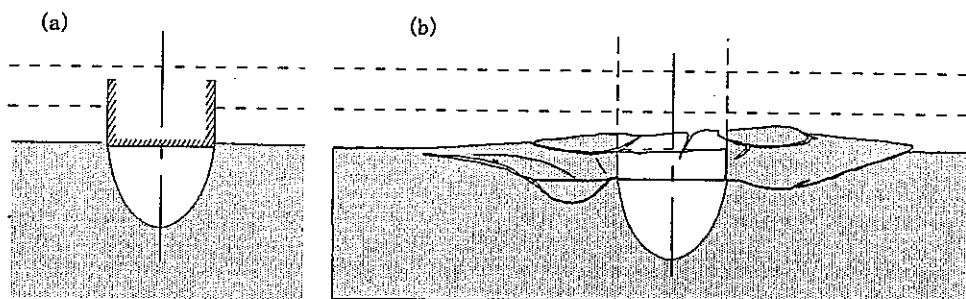


図-4.56 破壊形態 (case-F)

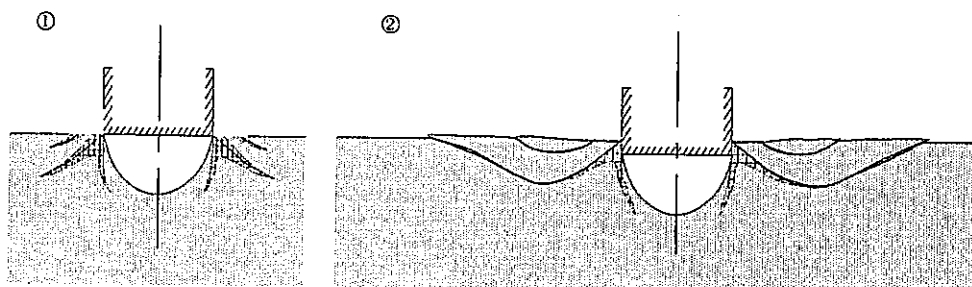


図-4.57 掘削载荷の破壊形態模式図

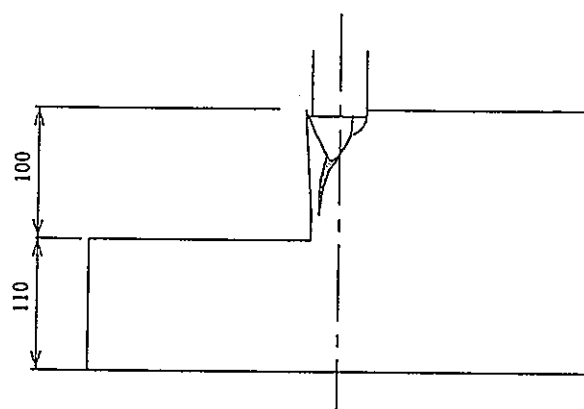


図-4.58 段切り地盤の载荷試験による破壊性状

5. 実験結果の考察

5.1 概要

- ・荷重と沈下量の関係
- ・降伏応力の算定
- ・基礎寸法と支持力の関係
- ・繰返しおよび掘削载荷における先行応力と降伏応力の関係
- ・地盤反力係数の算出
- ・単調载荷と繰返し载荷の比較
- ・掘削载荷実験による根入れの影響

以上の項目に着目して実験結果の整理を行った。以下、各節でそれぞれについて考察を行う。なお、考察に使用した実験ケースは、表-5.1 で太字で示している。

表-5.1 実験ケース

	2.00 cm	2.83 cm	4.00 cm	5.67 cm
単調载荷 (Monotonic)	B3HC2M1 C4HC2M1 D5HC2M1 E2HC2M1 E3HC2M1	B2HC3M1 B5HC3M1 C3HC3M1 K2HC3M1 K3HC3M1 K4HC3M1 K5HC3M1 K6HC3M1 K7HC3M1 K8HC3M1 K9HC3M1	A1HC4M1 B1HC4M1 B4HC4M1 C1HC4M1 C2HC4M1 D4HC4M1 H1HC4M1 H2HC4M1 H3HC4M1 H4HC4M1	I1HC6M1
繰返し载荷 (Cyclic)	J1HC2C1 E1HC2C1	G1HC3C1 K1HC3C1	F1HC4C1 C5HC4C1	—
掘削载荷 (Excavation)	J1HC2E1 ～3 D3HC2E1 ～3	G1HC3E1～3 D2HC3E1 ～3	F1HC4E1 ～3 D1HC4E1 ～6	—

5.2 降伏応力

5.2.1 降伏応力の算出

一般に、荷重～沈下関係においてピーク値が明確である全般せん断破壊では、その時の値をもって降伏荷重もしくは極限荷重としている。しかし前章で示したように、本実験では、模型地盤はパンチングせん断破壊を起こし、荷重～沈下関係において、荷重の増大につれて沈下量が増すばかりで、ピーク値は得られない。

また、このような荷重～沈下関係を示す局所せん断破壊やパンチングせん断破壊では、その関係を両対数表にとり、変曲点を降伏荷重とすることが多い。これは、レオロジーモデルにおける降伏点でもこのような折曲がり現象が認められ、折曲り点を境に荷重と沈下との関係がそれまでとは異なった比例関係になるという現象に着目したこと、このような折曲り点が多く試験結果に認められることなどによるものと考えられている。しかし、このような折曲り点が地盤内に生じているどのような現象に対応しているかについては、必ずしも明確にされているとは言えない。

また今回行った単調載荷実験では、荷重～沈下関係を両対数表にとっても、そこに明確な変化点は見られないものが多かった(図-5.1)。よって単調載荷実験の結果については、次節で基礎幅に対する相対的な沈下量における応力状態を比較することにより考察を行っている。本節では、繰返し載荷実験および掘削載荷実験における降伏応力を求め、考察している。

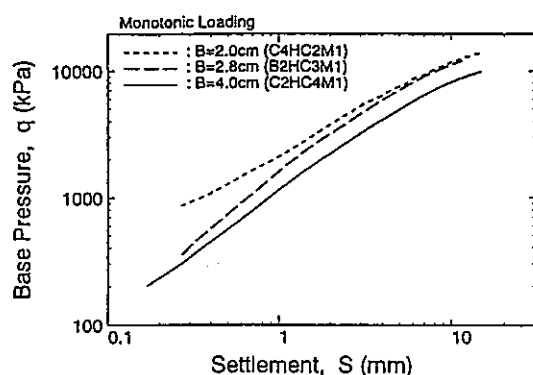


図-5.1 $\log q - \log S$ 関係

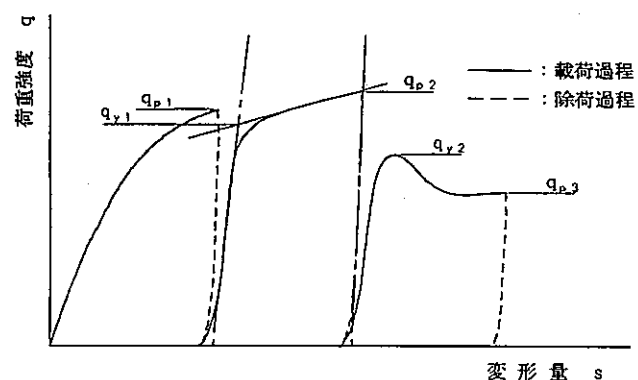


図-5.2 先行応力と降伏応力

—繰返し載荷および掘削載荷の降伏応力—

再載荷時の $\log q - \log S$ 曲線において、弾性的に地盤反力が立ち上がる部分と荷重に対して沈下が急激に進む部分をそれぞれ直線で近似し、その交点を降伏応力とする(図-5.2)。ただし、掘削載荷実験において地盤が破壊し、荷重～沈下曲線に明確にピーク値が現われているときは、そのピーク値を降伏応力とする。

先行応力は前段階における除荷直前の最大応力とした。

繰返し、掘削載荷実験を行った模型地盤D, F, G, J, Kでの各段階における先行応力と降伏応力を求めた結果を表-5.2～5.8に示す。

表-5.2 先行応力と降伏応力

模型地盤 F (B=4.0cm)	先行応力 q_p (kPa)	降伏応力 q_y (kPa)
繰返し載荷(FIHC4C1)	1 9 6 4	1 9 6 4
	3 9 6 2	3 9 3 0
	5 9 0 3	6 0 0 6
	7 8 6 7	8 0 0 9
	9 7 8 5	9 3 0 5
掘削載荷(FIHC4E2)	1 0 1 7 2	1 0 0 9 3
掘削載荷(FIHC4E3)	1 1 7 2 7	9 8 1 8

表-5.3 先行応力と降伏応力

模型地盤 G (B=2.8cm)	先行応力 q_p (kPa)	降伏応力 q_y (kPa)
繰返し載荷 (GIHC3C1)	1 9 6 9	1 8 8 0
	3 9 6 2	3 9 4 1
	5 9 3 1	5 9 6 1
	7 8 5 4	7 9 8 1
	9 8 4 7	9 9 5 1
	1 1 8 8 5	1 1 9 3 1
掘削載荷(GIHC3E2)	1 6 2 8 7	1 4 3 1 7
掘削載荷(GIHC3E3)	1 7 3 0 7	1 5 7 1 0

表-5.4 先行応力と降伏応力

模型地盤 K (B=2.8cm)	先行応力 q_p (kPa)	降伏応力 q_y (kPa)
繰返し載荷 (K1HC2C1)	1 9 8 0	2 0 0 0
	3 8 8 0	4 0 2 0
	5 8 2 0	5 8 8 0
	7 6 6 0	7 7 5 0
	9 5 8 0	9 6 1 0
	1 1 5 3 0	1 1 3 0 0

表-5.5 先行応力と降伏応力

模型地盤 J (B=2.0cm)	先行応力 q_p (kPa)	降伏応力 q_y (kPa)
繰返し載荷 (J1HC2C1)	1 9 9 8	2 0 6 5
	3 9 9 6	3 9 3 0
	5 8 5 8	5 9 6 9
	7 8 5 6	7 9 6 9
	9 8 5 4	9 8 0 8
	1 1 7 6 1	1 0 8 7 6
掘削載荷 (J1HC2E2)	1 5 0 7 6	1 2 5 7 2
掘削載荷 (J1HC2E3)	1 7 3 9 2	1 2 9 9 3

表-5.6 先行応力と降伏応力

模型地盤 D (B=2.0cm)	先行応力 q_p (kPa)	降伏応力 q_y (kPa)
掘削載荷 (D1HC4E2)	7 8 4 5	6 5 3 7
掘削載荷 (D1HC4E3)	8 7 8 7	8 2 7 1
掘削載荷 (D1HC4E4)	9 9 4 5	8 4 6 5
掘削載荷 (D1HC4E5)	9 8 0 1	7 5 3 3
掘削載荷 (D1HC4E6)	7 2 6 6	6 9 6 3

表-5.7 先行応力と降伏応力

模型地盤 D (B=2.8cm)	先行応力 q_p (kPa)	降伏応力 q_y (kPa)
掘削載荷 (D2HC3E2)	1 0 4 7 2	9 0 9 4
掘削載荷 (D2HC3E3)	1 2 2 1 0	9 9 2 2

表-5.8 先行応力と降伏応力

模型地盤 D (B=2.0cm)	先行応力 q_p (kPa)	降伏応力 q_y (kPa)
掘削載荷 (D3HC2E2)	1 0 9 8 9	9 4 8 6
掘削載荷 (D3HC2E3)	1 4 3 9 5	1 0 8 0 5

5.2.2 繰返し載荷・掘削載荷における先行応力と降伏応力の関係

図-5.3～5.5 は単調載荷と繰返し載荷の実験結果を、図-5.6～5.11 は掘削載荷の結果を、それぞれ基礎幅別に比較して示したものである。ここで、模型地盤Dでは1cm ずつの掘削、F、G、Jでは1.5cm ずつでの掘削載荷実験である。

前節で述べたように、荷重～沈下関係を両対数表にとり、その折曲り点を降伏応力として、繰返し載荷と掘削載荷の再載荷過程における降伏応力を求めた。そして横軸に先行応力(kPa)、縦軸に降伏応

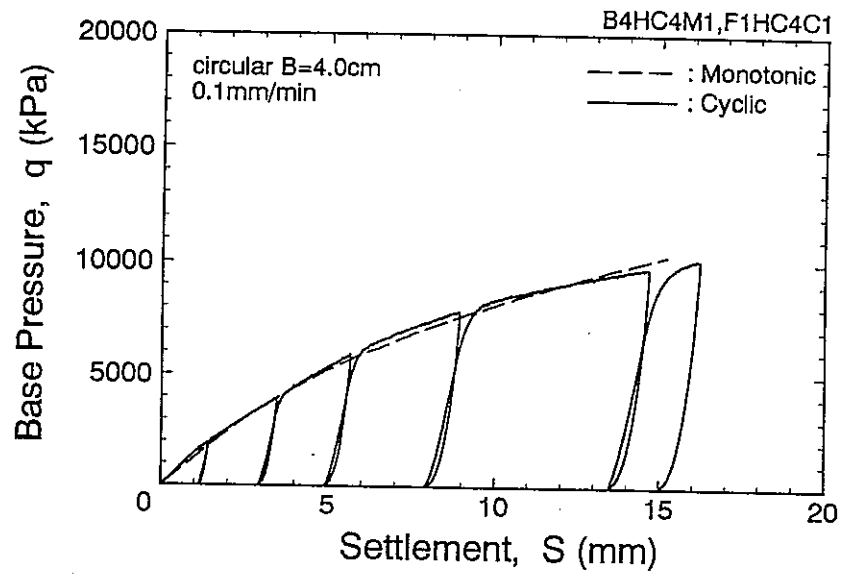


図-5.3 単調載荷と繰返し載荷の比較 ($B = 4.0\text{cm}$)

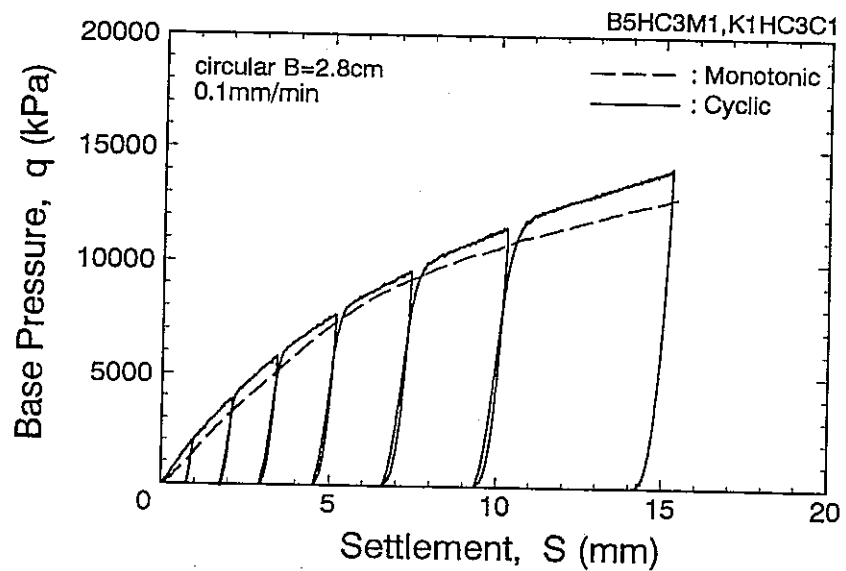


図-5.4 単調載荷と繰返し載荷の比較 ($B = 2.8\text{cm}$)

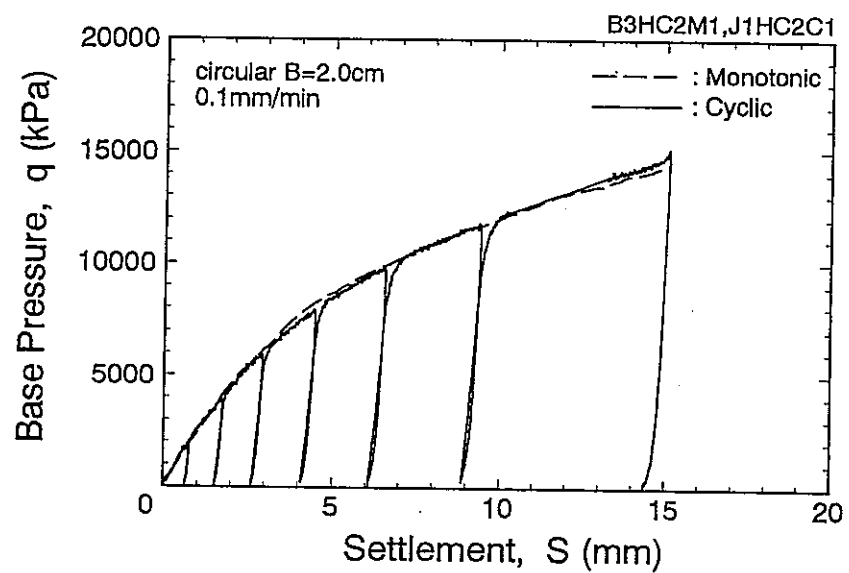


図-5.5 単調載荷と繰返し載荷の比較 ($B = 2.0\text{cm}$)

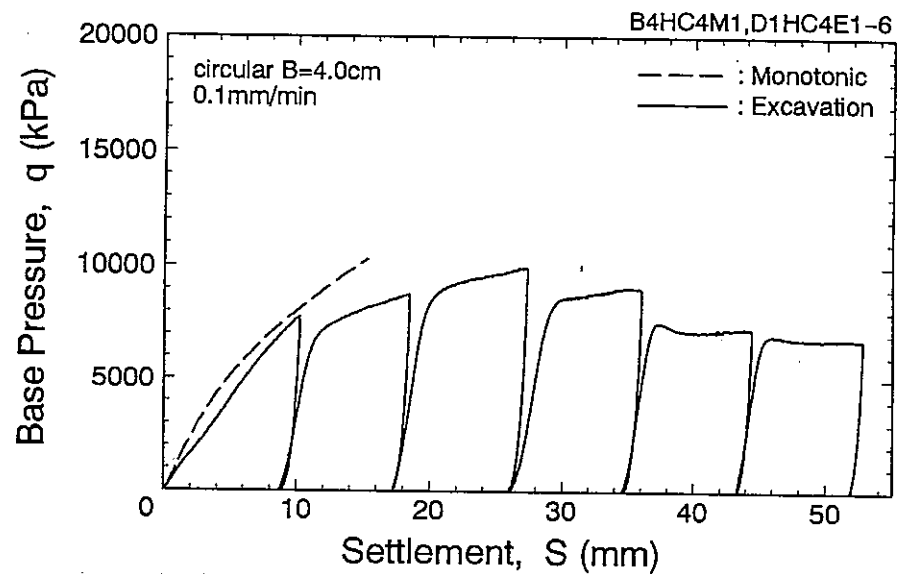


図-5.6 単調載荷と掘削載荷の比較 ($B = 4.0\text{cm}$)

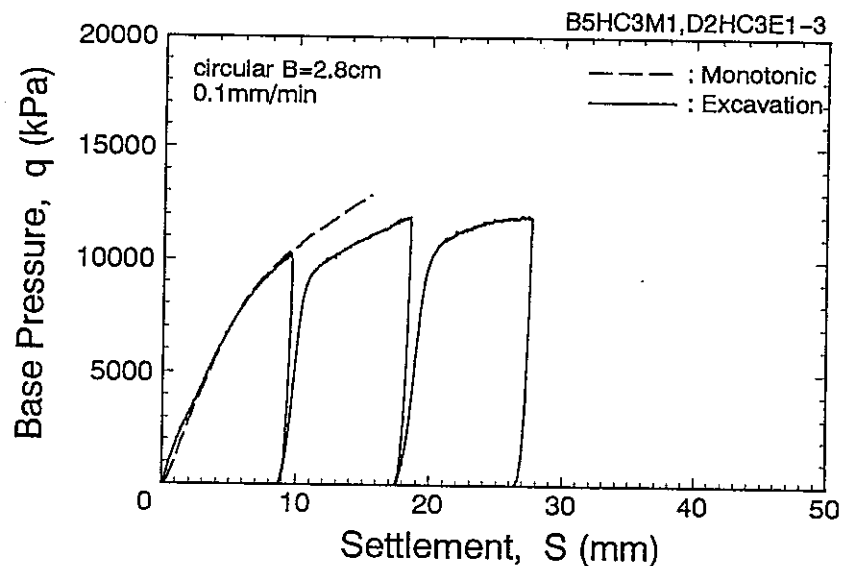


図-5.7 単調載荷と掘削載荷の比較 ($B = 2.8\text{cm}$)

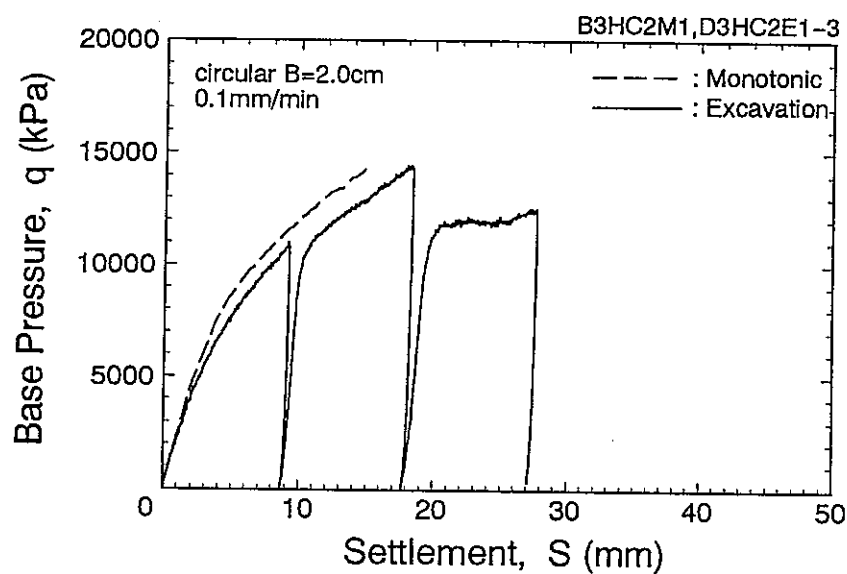


図-5.8 単調載荷と掘削載荷の比較 ($B = 2.0\text{cm}$)

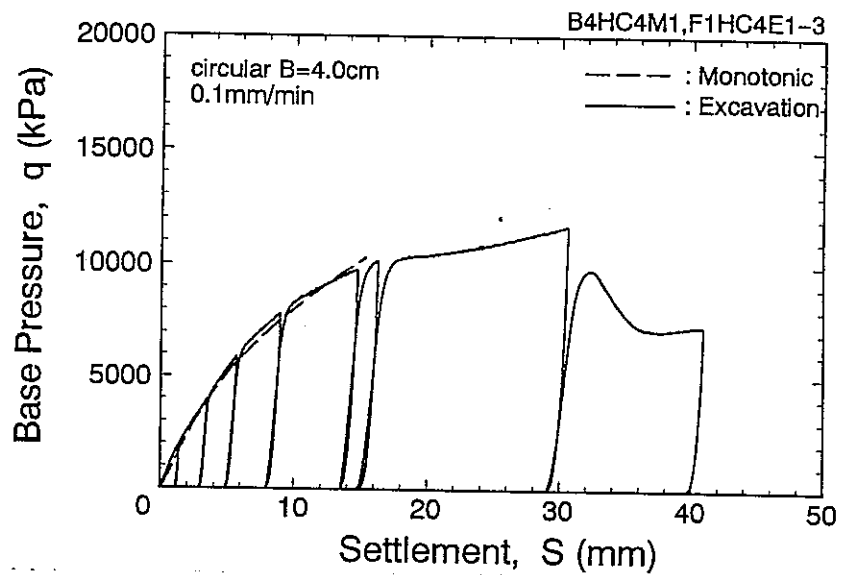


図-5.9 単調载荷と掘削载荷の比較 ($B = 4.0\text{cm}$)

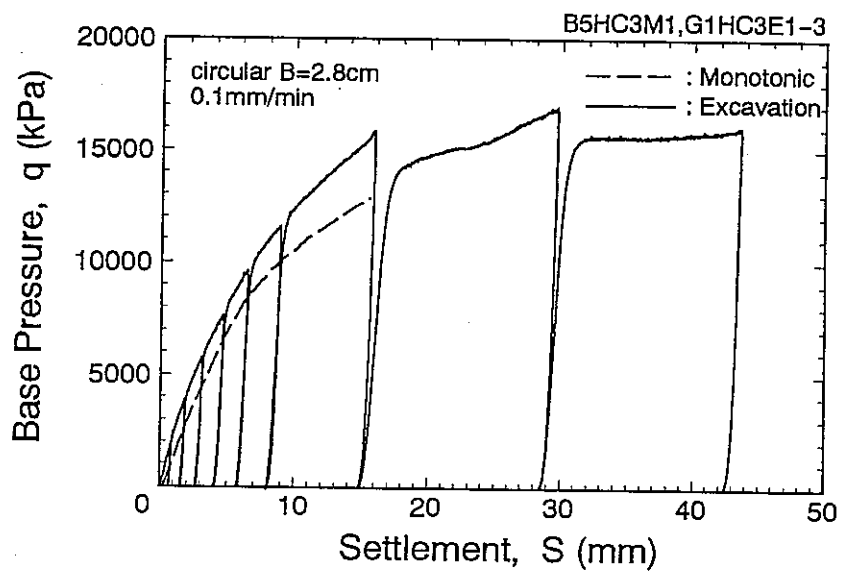


図-5.10 単調载荷と掘削载荷の比較 ($B = 2.8\text{cm}$)

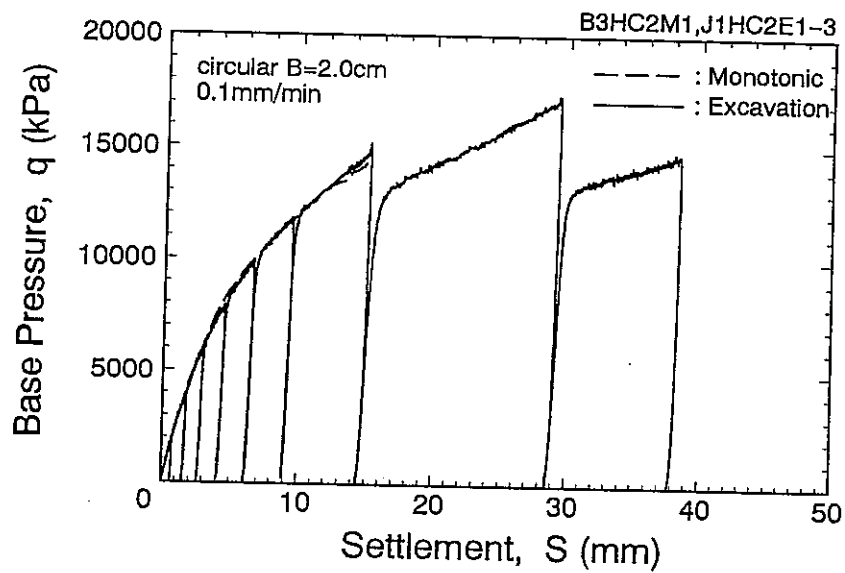


図-5.11 単調载荷と掘削载荷の比較 ($B = 2.0\text{cm}$)

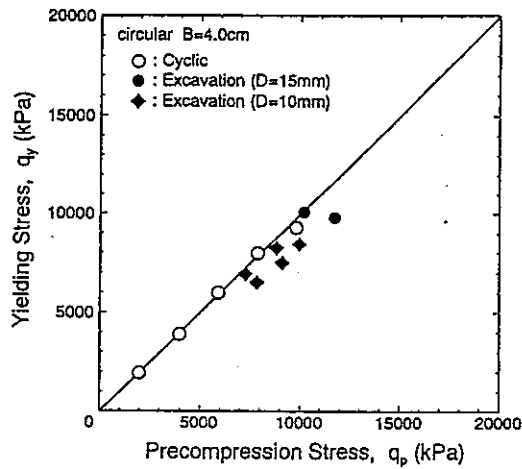


図-5.12 先行応力 q_p と降伏応力 q_y の関係
($B = 4.0\text{cm}$)

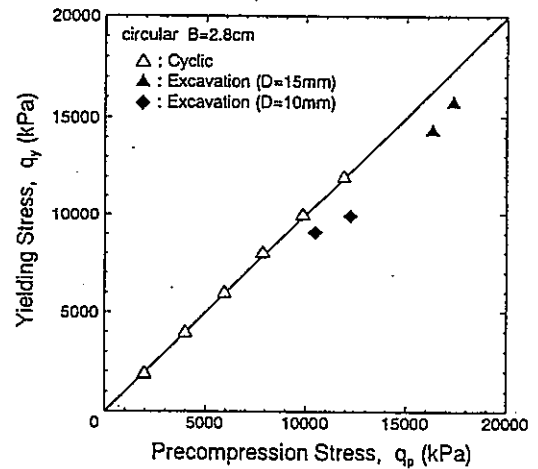


図-5.13 先行応力 q_p と降伏応力 q_y の関係
($B = 2.8\text{cm}$)

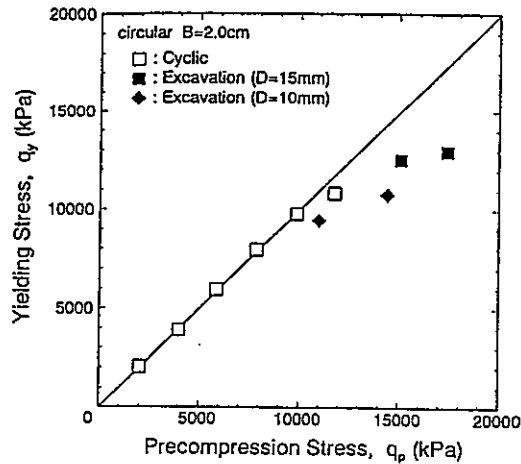


図-5.14 先行応力 q_p と降伏応力 q_y の関係
($B = 2.0\text{cm}$)

力(kPa)をとり、その関係を図-5.12～5.14に示す。

繰返し載荷の再載荷過程において、立ち上がりは弾性的挙動を示し、その後沈下が急激に進む塑性的な挙動となる。またそのときの降伏応力は先行圧縮応力にほぼ等しくなっており、降伏後の変形挙動は単調載荷の応力～沈下曲線と一致している。このことから、人工軟岩の支持力は、繰返し載荷による応力履歴の影響を受けないといえる。

繰返し載荷では、先行応力と降伏応力はほぼ等しい関係にある。しかし、掘削載荷においては、降伏応力は先行応力に対して1～2割程度低い値となっている。基礎の根入れ部分の地盤を削ったことによる影響が伺える。

5.3 基礎寸法と支持力の関係

—軟岩地盤における支持力と基礎幅の関係—

極限支持力を求めるにあたって、5.2章で示した荷重～沈下曲線で決定するのは困難である。ここでは、支持力の寸法による影響を調べることを目的として、以下の方法で各ケースを比較し、考察を行った。

荷重と沈下の関係を両対数グラフに表示すると、沈下量 S が載荷板直径 B の20～25%で折曲点が見られる。しかし、折曲点が分かりにくいものもあり、すべての実験ケースについて折曲点が明確に現れているとは言い難い。

そこで本研究では、沈下量が基礎幅の20%($S/B=0.2$)に達したときの地盤反力を $q_{0.20}$ として、基礎幅と支持力の関係を調べた。

図-5.15は縦軸に地盤反力、横軸には基礎幅に対する相対的な沈下量 S/B を取り、単調載荷の実験結果を、載荷板直径の違いによるそれぞれの挙動を比較したものである。この図を見ると、軟岩地盤の支持力は、沈下の絶対量ではなく基礎幅に対する相対的な沈下量で決まってくることがわかる。すなわち、 $q \sim S/B$ 曲線は一致し、基礎幅によらないといえる。

繰返し載荷実験の $q \sim S/B$ 関係を図-5.16に示す。 $B=2.8\text{cm}$ の場合は、模型地盤作製条件が異なっており、模型地盤の剛性が他の実験よりも高くなってしまった。そのために正規化した関係では $B=2.8\text{cm}$ だけが突出してしまっているが、模型地盤の条件さえ同じであれば、単調載荷と同様、 $q \sim S/B$ 関係は基礎幅に依存しないと考えられる。

図-5.17は基礎幅(mm)を横軸に、基礎幅に対する沈下量が5, 10, 15, 20%のときの地盤反力をそれぞれ $q_{0.05}$, $q_{0.10}$, $q_{0.15}$, $q_{0.20}$ (kPa)として縦軸にとったものである。各実験により多少の差はあるものの、ほぼ一定であると言える。ただし、C4HC2M1やD4HC4M1のケースで見られるように、荷重～沈下曲線の立ち上がり方に差が見られ、載荷途中段階の $q_{0.05}$ で基礎幅に対する比較を行うことには問題があるともいえる。よって、同じ実験条件で複数回行った中から、単調・繰返し共に極端に異なった挙動を示しているものについては取り除いて考察を行っている。

図-5.18は、配合条件の違う人工軟岩(表-5.9)で行った単調載荷実験結果の $q \sim S/B$ 関係である。本実験での配合条件のとき(図-5.15)と同様、応力状態は S/B によって決まり、基礎寸法の相違による有為な差は見られない。

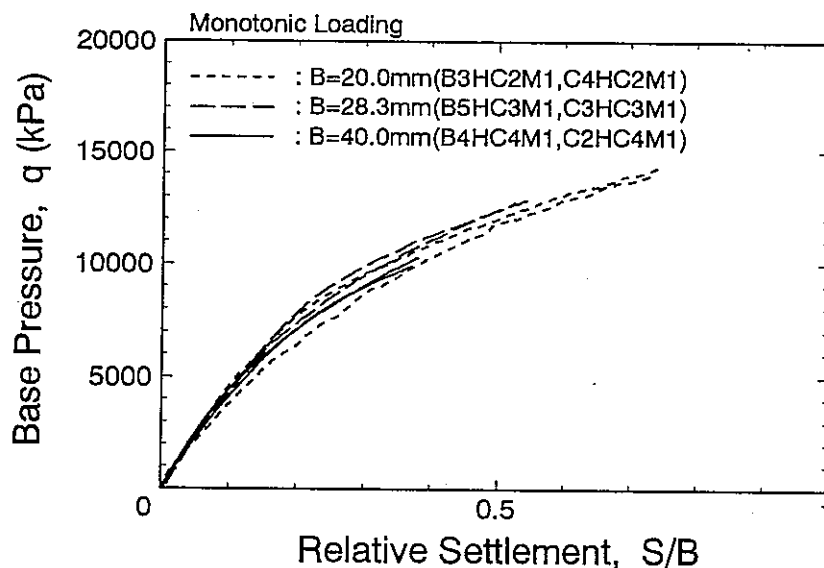


図-5.15 $q \sim S/B$ 関係 (単調載荷)

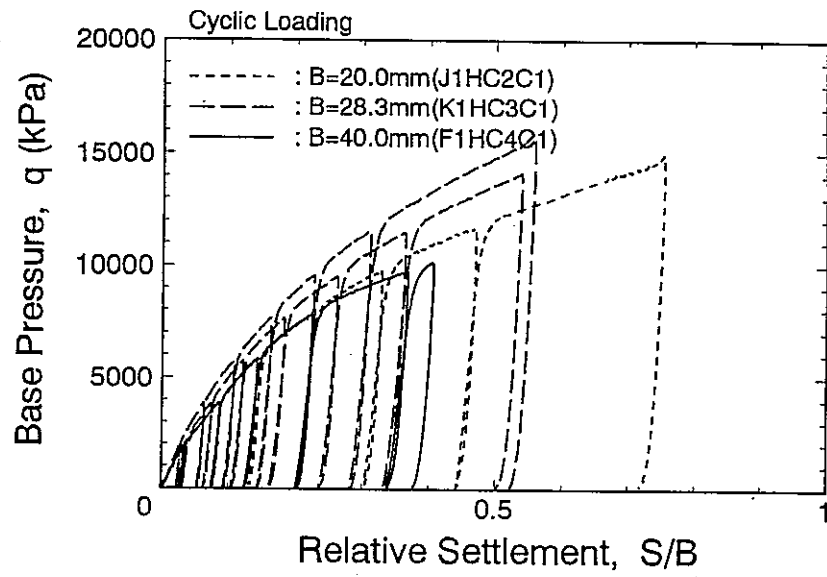


図-5.16 $q \sim S/B$ 関係 (繰返し載荷)

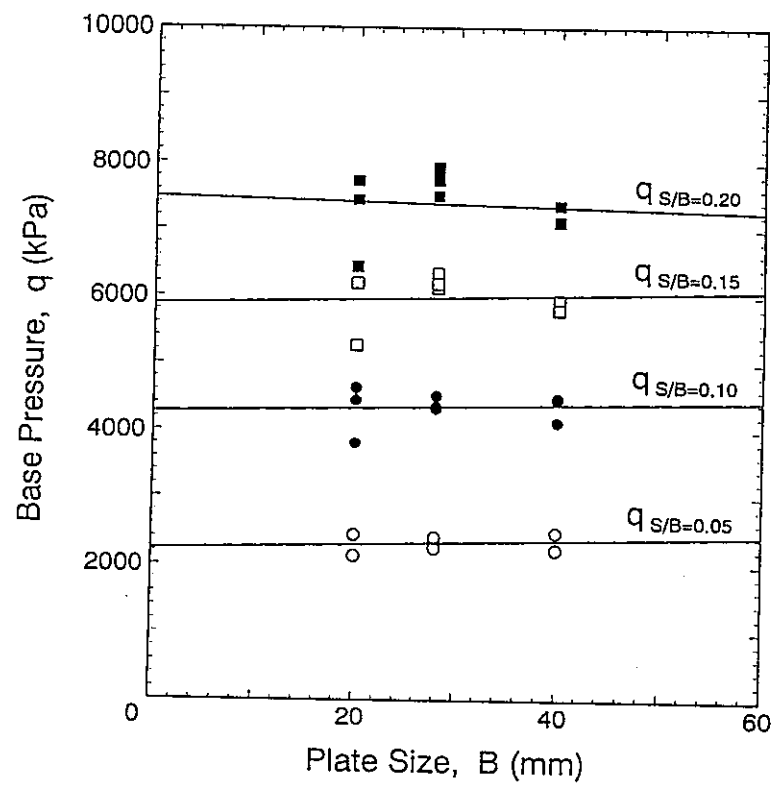


図-5.17 地盤反力と基礎幅の関係

表-5.9 配合条件

	豊浦標準砂	焼石膏	カオリン	水
重量百分率(%)	63	13	4	20

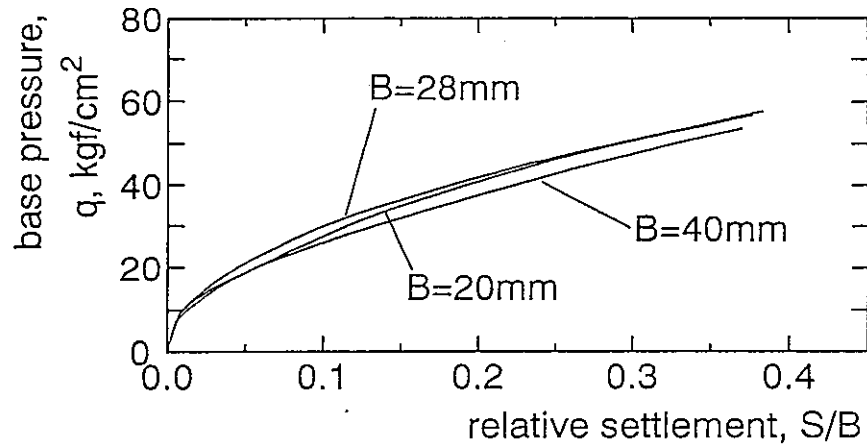


図-5.18 配合条件の異なる人工軟岩での地盤反力～相対沈下量関係²⁾

5.4 地盤反力係数

5.4.1 地盤反力係数の求め方

—地盤反力係数 K_U K_R (kPa/mm)—

地盤反力係数は、地盤面上に加えられたある応力とそれによる地盤面の変形量との比である。本節では、除荷時(unloading)の地盤反力係数を K_U 、再載荷時(reloading)の地盤反力係数を K_R として、実験結果より得られた載荷応力～沈下関係図を用いて、その両者を算出した。

図-5.19は繰返し載荷実験で得られる地盤反力と沈下量の関係を模式的に示したものである。除荷時の地盤反力係数 K_U は、各サイクルにおける最大応力から接線を描き、その接線勾配を K_U (kPa/mm)と定義する。再載荷荷重とこれによる沈下の関係において、その接線勾配を再載荷時の地盤反力係数 K_R (kPa/mm)とする。ただし、載荷初期の状態に地盤の緩みなどの影響が見られる場合には、その部分を無視した接線勾配とする。

図-5.20は掘削載荷実験で得られる地盤反力と沈下量の関係を模式的に示したものである。 K_U 、 K_R ともに上述の方法と同様に算出する。

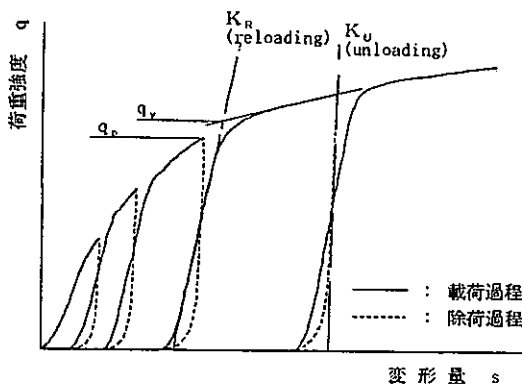


図-5.19 繰返し載荷における
地盤反力係数 K_U , K_R

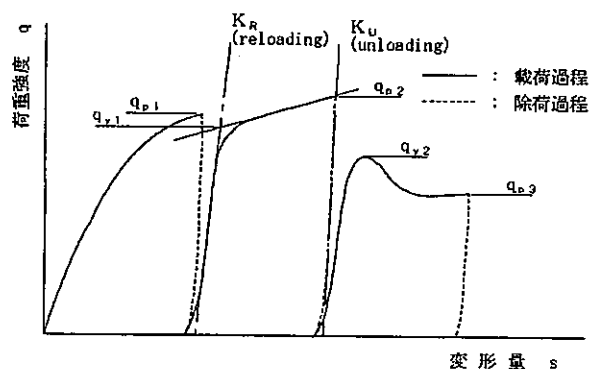


図-5.20 掘削載荷における
地盤反力係数 K_U , K_R

5.4.2 繰返し・掘削载荷での地盤反力係数

前述の要領で、掘削・繰返し载荷のそれぞれの実験ケースについて、除荷過程と再载荷過程における地盤反力係数 K_U 、 K_R を求めた結果を、表-5.10～5.13に示す。

表-5.10 FIHC4C1(繰返し载荷)・FIHC4E2,FIHC4E3(掘削载荷)の地盤反力係数

掘削 载荷段階	繰返し 载荷段階	载荷荷重 (kPa)	载荷荷重 (kgf/cm ²)	载荷 地盤反力係数 K_R (kPa/mm)	除荷 地盤反力係数 K_U (kPa/mm)
1	1	1961	20	1590	11584
	2	3923	40	7339	14414
	3	5884	60	7227	16362
	4	7845	80	7379	16480
	5	9807	100	7181	16669
	6			7092	18624
2				6258	16730
3				6258	13797

表-5.11 GIHC3C1(繰返し载荷)・GIHC3E2,GIHC3E3(掘削载荷)の地盤反力係数

掘削 载荷段階	繰返し 载荷段階	载荷荷重 (kPa)	载荷荷重 (kgf/cm ²)	载荷 地盤反力係数 K_R (kPa/mm)	除荷 地盤反力係数 K_U (kPa/mm)
1	1	1961	20	2557	18554
	2	3923	40	11527	23360
	3	5884	60	12051	25140
	4	7845	80	12620	26291
	5	9807	100	13107	26186
	6	11768	120	13016	25691
	7			13426	29353
2				9008	28830
3				10449	28929

表-5.4.3 JIHC2C1(繰返し载荷)・JIHC2E2,JIHC2E3(掘削载荷)の地盤反力係数

掘削 载荷段階	繰返し 载荷段階	载荷荷重 (kPa)	载荷荷重 (kgf/cm ²)	载荷 地盤反力係数 K_R (kPa/mm)	除荷 地盤反力係数 K_U (kPa/mm)
1	1	1961	20	2930	26974
	2	3923	40	14652	28694
	3	5884	60	14057	33509
	4	7845	80	15317	37777
	5	9807	100	17176	37687
	6	11768	120	17524	38787
	7			18396	42524
2				12090	38579
3				12582	40745

表-5.4.4 C5HC4C1(繰返し載荷)の地盤反力係数

繰返し 載荷段階	載荷荷重 (kPa)	載荷荷重 (kgf/cm ²)	載荷 地盤反力係数 K_R (kPa/mm)	除荷 地盤反力係数 K_U (kPa/mm)
1	1961	20	1143	10105
2	3923	40	5967	13091
3	5884	60	6322	13142
4	7845	80	6421	15184
5	9807	100	6782	15695
6	11768	120	6890	17004
7			6829	—

表-5.4.5 K1HC3C1(繰返し載荷)の地盤反力係数

繰返し 載荷段階	載荷荷重 (kPa)	載荷荷重 (kgf/cm ²)	載荷 地盤反力係数 K_R (kPa/mm)	除荷 地盤反力係数 K_U (kPa/mm)
1	1961	20	2250	23951
2	3923	40	9662	24661
3	5884	60	11074	26454
4	7845	80	11927	26878
5	9807	100	12500	26415
6	11768	120	12595	26204
7			12500	—

図-5.21 は、繰返し載荷を行ったケースの除荷過程における地盤反力係数 K_U を縦軸に、横軸には前節で求めた先行応力 q_p を取り、プロットしたものである。地盤反力係数 K_U は先行応力 q_p の増加とともに増加する傾向がある。また、地盤反力係数 K_U に基礎幅を乗じた値、すなわち応力～相対沈下量の関係における接線勾配 $K_U B$ を縦軸に、先行応力 q_p を横軸にとったものが図-5.22 である。 $K_U B$ と q_p の関係では、一本の曲線に近似でき、基礎寸法に依存しない関係が認められる。

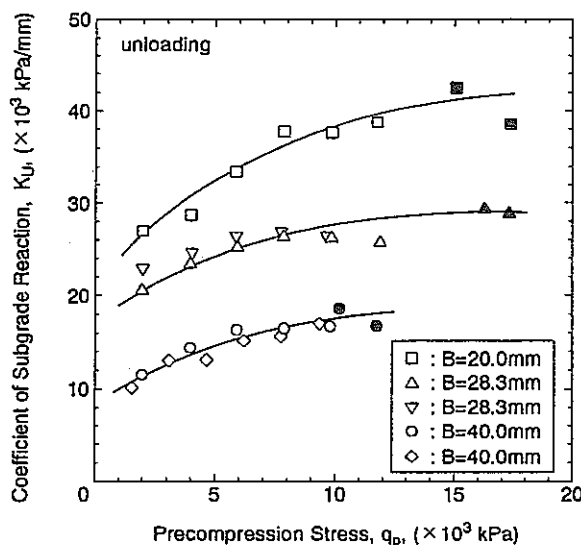


図-5.21 除荷過程における
地盤反力係数 K_U と先行応力 q_p の関係

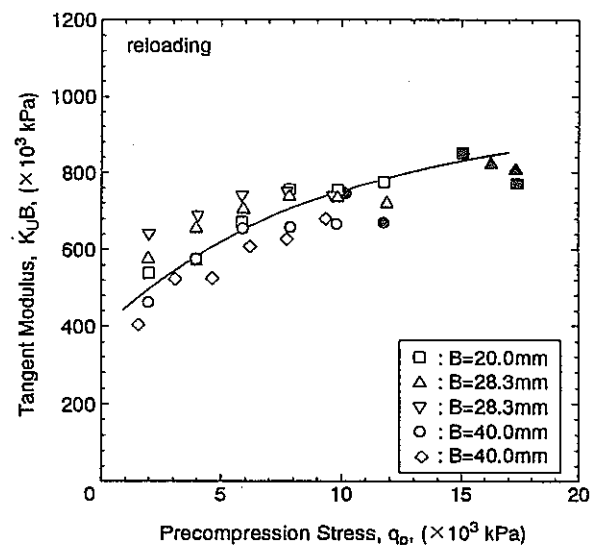


図-5.22 除荷過程における
 $K_U B$ と q_p の関係

再載荷時での地盤反力係数 K_R と先行応力 q_p の関係を図-5.23に、地盤反力係数に基礎幅を乗じた $K_R B$ と先行応力 q_p の関係を図-5.24に示す。ここで、白抜きの記号は繰返し載荷実験、黒抜きの記号は掘削載荷実験の結果を示している。 K_R と q_p の関係を見ると、繰返し載荷では先行応力とともに微増する傾向が見られる。しかし、掘削載荷時の地盤反力係数は、繰返し載荷時のそれに比べ極端に低くなっている。これは根入れ部分の地盤を削ったことによって、フーチング周辺の亀裂が地表面に達しやすくなったことと、それまでの沈下でくさびが形成され、フーチングの押し込みによって過渡領域が受働領域を外周方向へ押し広げやすくし、地盤の剛性が低下したことなどが考えられる。 $K_R B$ と q_p 関係では、曲線の帯に分布する傾向が認められる。除荷過程のプロットと比較して再載荷過程のプロットにより大きなばらつきが見られるのは、前段階の除荷過程におけるリバウンドによる影響、地盤自体が不均質であったことによる影響、および再載荷開始時のフーチングを地盤にタッチングさせる際の底面地盤の乱れによる影響などが考えられる。

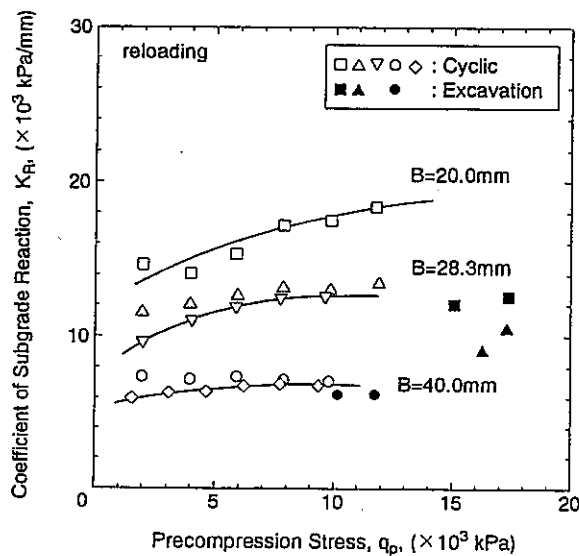


図-5.23 再載荷過程における
地盤反力係数 K_R と先行応力 q_p の関係

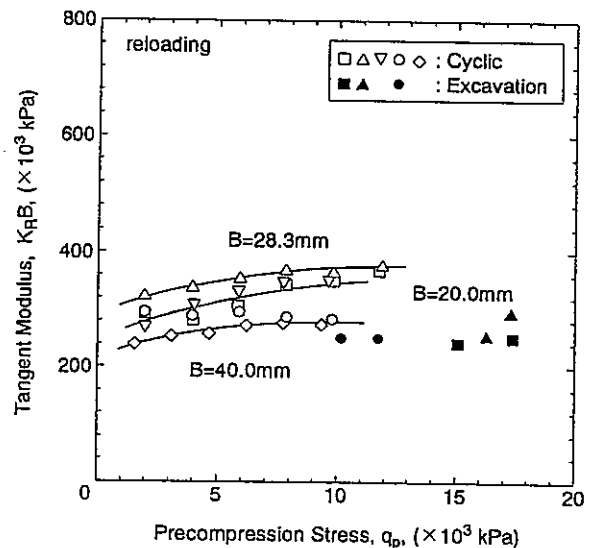


図-5.24 再載荷過程における
 $K_R B$ と q_p の関係

参考文献

- 1) 土質工学会：入門シリーズ16「支持力入門」，1990
- 2) 谷瀬 敦：軟岩地盤の支持力実験と解析方法に関する基礎的研究，北海道大学修士論文，1993
- 3) 土質工学会：土質工学会基準「地盤の平板載荷試験方法・同解説」，1992
- 4) 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー30「堆積軟岩の工学的性質とその応用」，1992
- 5) 村上省一：土木における実用岩盤力学，オーム社，1985
- 6) 杵谷真一：繰返し荷重を受けた杭の支持力・沈下特性について，第29回土質工学研究発表会，1994
- 7) 白石 俊多：極限支持力度の基礎寸法による変化，基礎工，第16巻，第9号，通巻182号，1988
- 8) 河上 房義：土質力学，森北出版，1983

6. 結 論

本研究ではまず、砂・石膏・粘土の模型材料を混合させる方法によって、人工的に軟岩地盤を作製した。強度の発現が速やかで、かつ安定すること、および材料の分離が少ないこと、という条件を満たすために、種々の配合条件の供試体を作製してその強度を調べた。セメントを用いるよりも、石膏を用いた混合模型地盤は、岩盤の脆性的性質を概念的には表現しやすく、切断が容易であり、強度が小さく、材齢にあまり影響されず、安価であるなどの利点が挙げられる。

また、支持力実験装置の開発は独自に行なった。この装置は、鉛直載荷装置の他に水平載荷装置を有し、鉛直載荷のみならず、2方向成分により偏心かつ傾斜した荷重の載荷が可能である。また、高性能メガトルクモータを使用することにより、高い荷重レベルでの変位制御および荷重制御の各方式の載荷が可能である。載荷部のアタッチメントの交換によって、種々の寸法および形状の載荷が可能である。

決定した配合条件における軟岩地盤の支持力実験を行い、破壊のメカニズムと支持力機構を解明した。種々の載荷板を用いた寸法の違いによる影響、単調載荷および繰返し載荷等の載荷方法の違いによる影響、掘削載荷による上載土被りの影響等に関する考察を行なっている。本研究で、人工軟岩模型地盤は、パンチング型のせん断破壊を示し、配合条件をおよび使用材料を変化させることにより、実際の堆積軟岩の変形および破壊挙動を定性的に予測できるのではないかとの見通しが得られた。以下には、実験結果を取りまとめて、結論とする。

—模型地盤の破壊形態—

本実験で作製した人工軟岩模型地盤では、パンチングせん断破壊を起こすことがわかった。載荷によりフーチング直下の地盤は圧縮するが、周辺地盤に盛り上がるなどの変化は見られなかった。荷重～沈下関係には明瞭なピークは見られず、基礎寸法（直径）程度沈下した段階でも、さらに荷重増加傾向が維持されている。

また、地盤断面の観察により次のことがわかった。荷重をかけていくとフーチング直下に圧縮くさびが形成され、地盤表面と載荷板底面との間に亀裂が生じる。一定量沈下させると、さらに載荷を続けても圧縮領域は増大せず、くさびの周辺が圧縮されながらパンチングせん断破壊が進行していく。破壊の進行過程を三段階に分けると、次のようになる。

- ①載荷初期の段階は、フーチングの直下に2つの圧縮くさびが形成される。地盤の圧縮性が卓越しているため、受働領域は押し上げられず、過渡領域との間に亀裂ができる。
- ②載荷を続けると、2つのくさびが1つのくさびになり、受働領域と過渡領域との間には、段階的に亀裂が生じる。このとき、その周辺地盤も軟化している。
- ③さらに載荷を続けると、押し込みに対してフーチング直下のくさびのサイズはそれ以上増加しなくなり、くさび周辺の過渡領域が圧縮されながら受働領域をフーチング外周方向に押し広げていく。

一方、根入れ部分を掘削した後に再度載荷実験（掘削載荷実験）を行った場合、全般せん断破壊を起こすケースがある。これは、前段階で形成された圧縮くさびの周辺では、根入れ部分の地盤を取り除いたことにより拘束圧が減少することによるものである。これによってフーチングの押し込みによる体積変化を周辺の地盤が圧縮を吸収しきれなくなり、受働領域を押し上げるような形で全般せん断破壊が起こっているようであった。

—人工軟岩の支持力挙動—

1) 単調載荷を行った場合、荷重と沈下の関係に明瞭な変化点は見られず、荷重の増大につれて沈下が進むばかりで、ピーク強度は得られなかった。これは、模型地盤が応力履歴を受けておらず、物性的に降伏挙動を示さないためと思われる。

2) 繰返し載荷実験における降伏後の荷重～沈下曲線の形状は、単調載荷実験のそれにほぼ一致しており、人工軟岩の支持力は繰返し載荷による応力履歴の影響を受けないといえる。

繰返し載荷において、再載荷過程の降伏応力は前段階の先行応力に等しいが、掘削載荷での降伏応力は、先行応力に比べて1～2割低い値になる。

3) 一般に、砂地盤の直接基礎での正規化極限支持力 $2q_u / \gamma B$ と基礎幅 B の関係は、基礎幅が大きくなるほど正規化極限支持力は小さくなることが知られている。

しかし、本研究で単調載荷実験を行ったときの、地盤反力 q と載荷板直径に対する相対的な沈下量 (S/B) の関係は基礎幅 B によらず一定である。本実験において、支持力の基礎寸法依存性は認められないといえる。

4) 除荷時・再載荷時の地盤反力係数は、先行応力の増大に伴って増加する。しかし、地盤を水平に掘削した場合、地盤反力係数は大きく減少する。これは、

①根入れ部分の地盤を削ったことによって、地盤表面の変形の拘束が減ったため、フーチング周辺の亀裂が地表面に達しやすくなった。

②それまでの沈下で形成された圧縮くさび状の領域は、圧縮性が非常に低く、そのため、フーチングの押し込みによって外周方向へ押し上げやすくなる。

などの理由が考えられる。

段階的に荷重を増やしていくと、地盤は圧縮されて剛性が増すが、根入れ部分の地盤を削ったことにより、結果的に地盤の剛性が低下したためであると考えられる。

あ と が き

本研究は、軟岩地盤の支持力特性を実験的に明らかにしようとするもので、一連の研究によって初期の目的をほぼ達成することができた。今後は、地盤条件による破壊モードの変化、基礎形状の影響などを実験的に調べることで、地盤の破壊メカニズムについてさらに考察し、メカニズムを取り入れた解析手法の誘導に取り組むこと、などが今後の課題として残されている。

本研究の成果が、軟岩地盤を支持層に選定する基礎構造物の支持力および変形問題の設計法の確立のための一助となれば幸いである。

本実験の遂行にあたり、北海道大学学生の谷口基樹君には実験・データ整理に多大な協力を頂いた。そして、本研究の実施にあたっては、動力炉・核燃料開発事業団の三戸嘉之、秋山泰之の両氏、ならびに関係者の方々に研究テーマおよび研究費の面で種々のご高配頂いた。ここに、記して深甚の謝意を表わすものである。