

軟岩の支持力に関するモデル実験と数値解析による考察

埼玉大学工学部 正会員 吉中 龍之進
埼玉大学大学院 学生員 ○西 牧 均

1. はじめに

風化花コウ岩・泥質岩などの軟岩地盤に巨大な構造物が造られるようになり、その基礎としての軟岩地盤の支持力特性を評価し、解析する必要性が増している。軟岩地盤の支持力特性は、材料自体の変形性やゼイ性に影響され、その破壊機構は、剛塑性論から予想される破壊機構とはかなり異なる。¹⁾ このため土質地盤で一般に用いられる剛塑性支持力理論を適用することが困難である。さらに、岩盤中には、一般にキレツ・節理等の不連続面が存在し、この不連続面での複雑な力学的挙動が、岩盤全体の支持力特性に著しく影響している。

本報告は、大谷石（凝灰質軟岩）を用い、均質な地盤と人工的に不連続面を導入したモデル地盤の帯基礎の支持力実験を行ない、軟岩地盤の支持力・破壊機構と不連続面が支持力・変形性に及ぼす影響を調べ、また均質な地盤モデルの実験結果と風化花コウ岩地盤での原位置平板载荷試験結果を合わせて数値解析した。

2. モデル実験の概要

この実験は、岩盤中に不連続面がある場合の支持力に及ぼす影響を調べたもので、不連続面が無い場合と有る場合の帯基礎の支持力をモデル実験で求めたものである。

実験枠の寸法は、幅 50 cm ×高さ 33 cm ×奥行き 15 cm である。実験枠は、 20 mm の鋼板にH型钢を配して剛性を大きくし、平面歪の条件で载荷を行なった。基礎幅は 5 cm （幅 5 cm ×高さ 6 cm ×奥行き 14.7 cm の鋼材）とした。

実験に用いた試料は、栃木県宇都宮市大谷町で採掘した比較的均質でみその少ない大谷石（五十石・細目）である。採掘後、試料を乾燥させないようにし、 $50\text{ cm} \times 30\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ に切断して水中におき、飽和状態で実験した。実験枠内側にはグリースを塗付し、試料と実験枠とのすき間を埋めるために石膏を用いた。载荷速度は、 $2.0 \sim 2.5\text{ kg/cm}^2/\text{分}$ の範囲で行ない、载荷板の沈下量とともに载荷板端から 5 mm での表面変位を測定した。

人工的に導入した不連続面は、 $50\text{ cm} \times 30\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ の試料をカッターで切断した。この不連続面は、多少のゆるみは有るが、充填物質はないものとし、実験枠中に作成した。不連続面は、切断装置の制限から载荷板に垂直方向とし、一地盤に一箇所入れた。不連続面の位置を载荷板中央から順次変化させ、表面载荷による均質なモデル地盤の支持力試験結果と比較している。なお、モデル実験とともに、圧密排水三軸圧縮試験等を行ない変形・強度定数を求めた。

3. 実験結果

不連続面が無い均質なモデル地盤では、地盤が降伏後、明瞭なピーク荷重を示さずに沈下量が 5 mm に達しても荷重を増加させることができたため 5 mm における値を極限荷重とした。

図1は、支持力実験の荷重 P ～沈下 S 関係を示している。図中、aは均質な場合、



写真1

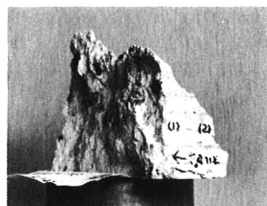


写真2



写真3

b・c・dは不連続面を有する場合で（ ）内は、載荷板中央から不連続面までの距離である（B：載荷板幅）。図2は、図1に対応する場合の沈下S～表面変位 S_d 関係を示している。

均質な場合、載荷板端の表面のふくれ出しは無く、表面変位は、降伏点附近まで直線的で、以後、変位増分が逆転している。また、荷重～沈下関係と沈下～表面変位関係は同じ傾向にあり、表面変位の変曲点が降伏点直前にある。これは、不連続面を有する場合もいえる。載荷板直下にくさびが形成されるが、これに続くすべり線は見られず、くさびが地盤中に押込まれる様に破壊し、破壊域は、くさびの周辺に限られている（写真1・2）。

同様な傾向は、石膏およびモルタルを用いた円形載荷板による3次元モデル地盤の支持力実験にも見られ、載荷板直下にくさびの貫入で、載荷板近傍から数本のクレツが入り破壊している。²⁾

不連続面が有る場合、不連続面の位置で次のように破壊機構が異なる。載荷板中央から1.0Bに有る場合は、くさびが不連続面と交わる様に形成される（写真3）。1.5B以上では、載荷板直下にくさびが形成され、くさびの押込みによる縦割れが、断続的に不連続面まで続く。以上は、表面変位にも現われている（図2）。

不連続面の有る場合を均質な場合に比較すると、変形係数は、初期に小さく、沈下の進行に従って増大するが、均質な場合と同等にならない。明瞭なピーク荷重を示して荷重が低下する。

図3は、均質な場合と不連続面を有する場合の極限支持力（ q_f , q_{jf} ）の比を図示している。不連続面の位置が0.25B～1.0Bで0.6前後に低下するが、1.5B以上だと均質な場合に近づく傾向にある。載荷板中央にある場合極限支持力の低下は少ない。

図4に、ピーク荷重（ P_p ）とピーク後の最低荷重（ P_a ）の比を図示した。不連続面の位置が、載荷板中央より外側に移るに従い荷重の低下が大きく、1.5Bで最大になり、2.5Bになると低下が小さい。

表 1 大谷石（単位Kg, cm, deg）

	q_u	C	ϕ	q_f	q_y	q_f/q_u	Terzaghi	Maslow
1	69.4	24	20	214	146	3.09	425	136
2	88.8	40	17	306	250	3.44	582	206

q_u ：一軸強度， q_f ：極限支持力， q_y ：降伏支持力

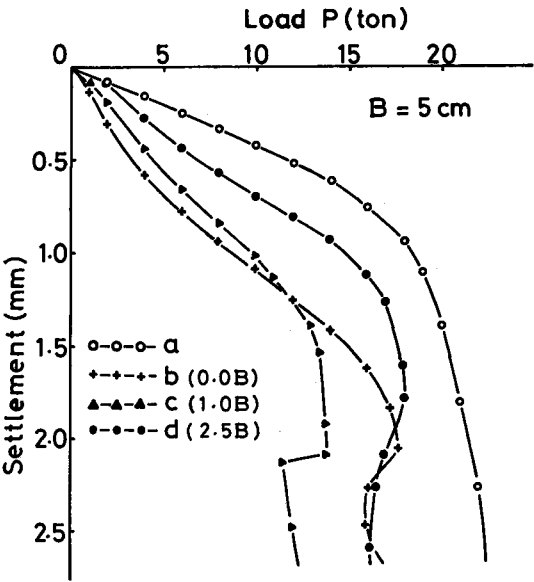


図1 荷重～沈下関係（大谷石）

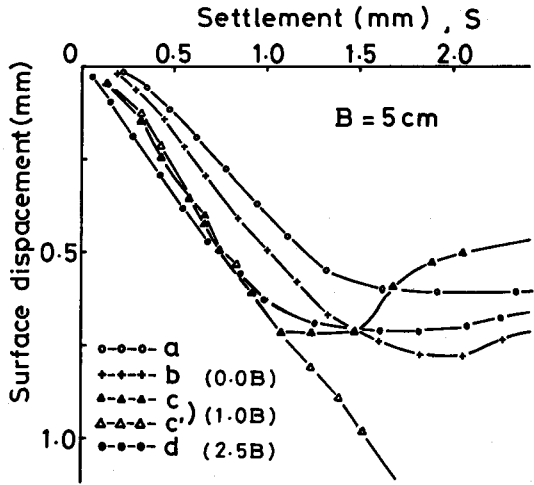


図2 沈下～ 面変位関係（大谷石）

表 2 （単位Kg, cm）

モルタル		W/C	W	q_u	q_f	q_f/q_u
石	1	0.6	360	343	1390	4.05
	2	0.6	400	172	900	5.23
		W/Ca	Ca : S	q_u	q_f	q_f/q_u
	1	0.5	3 : 1	137	453	3.31
膏	2	0.667	3 : 1	76	204	2.68
	3	1.0	3 : 1	26.3	107	4.07
	4	1.0	1 : 8	13	22.4	1.72

W：単位水量，S：砂

表1は、不連続面の無い均質な大谷石の支持力試験結果等を示している。表2は、石膏およびモルタルの一軸圧縮強度 q_u 、極限支持力 q_f を示している。 q_u と q_f の比は、 q_u のバラツキの大きな石膏を除くと4～5倍の範囲にある(帯基礎の場合は、1.3倍する)。同様の傾向は、H. Wagner, 加島らによって報告されている。^{3,4)}

図5は、不連続面の無い均質な大谷石の支持力試験の荷重～沈下関係と有限要素法による数値解析結果を併記している。解析手法はDuncanらの非線形表現法を用い、これに含まれる初期接線弾性係数を次のように修正⁵⁾して用いた。

$$E_i = E_o + K_{pa} \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \dots \dots \dots (Kq/cm^2)$$

ここに、 E_o は一軸試験の弾性係数を用い、他の各定数は、三軸試験から求めた。破壊基準は、モール・クーロン基準をバイ・リニアで表現し用いた。また、大谷石は拘束条件によりひずみ軟化するため、ピーク後、残留強度($C_r = 5 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi_r = 35^\circ$)に要素内応力を低下させた。

解析結果は、実測値の初期の変形性を良く表わしているが、降伏点附近で実測値とかけはなれている。極限支持力は、ほぼ同じ値である。見かけの粘着力 C_2 を 30 Kg/cm^2 に低減すると、降伏点附近を表現できるが、極限支持力は小さくなる。

4. 実験結果の考察

モデル実験から、軟岩地盤の破壊機構は、荷重～沈下関係と沈下～表面変位関係の類似性と降伏点直前に表面変位の変曲点が変わることより載荷板端で生じたキレツが逐次地盤中に進展し、降伏点近傍でくさびが形成され、降伏を生じる。荷重が更に増加すると、くさびが地盤中へ貫入する形で破壊(ピーク荷重)を生じる。

地盤中の不連続面の存在は、荷重～沈下関係において、初期変形係数を小さくするが、沈下が進むにつれ不連続面が閉じ、変形係数を増大させている。また、ピーク荷重後の荷重低下は、不連続面のゆるみに起因すると考えられる。載荷板附近にある不連続面は、荷重の増大と共に閉じ、くさびが交叉するが、 x/B が1.0附近では、くさびの貫入に従い不連続面のゆるみのため急激に縦割れが生じ、更に x/B が大きくなると、ゆるみの影響が小さくなる。ピーク荷重後の荷重低下は、実際の構造物を不連続面に対し設計するには大きな問題となろう。

表1の剛塑性論によるTerzaghiの極限支持力は、実測値の約2倍の過大な支持力を与える。この種の地盤の剛塑性支持

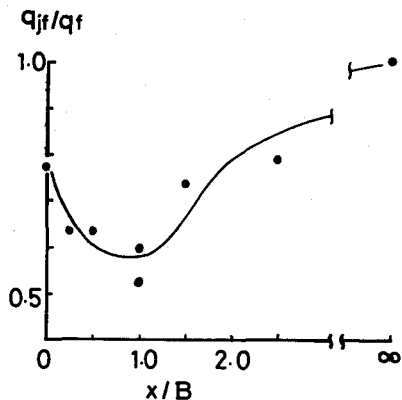


図3 $q_{jf}/q_f \sim x/B$ (x は、載荷板中央からの距離)

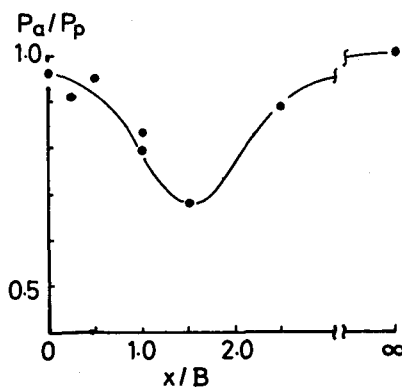


図4 $P_a/P_p \sim x/B$

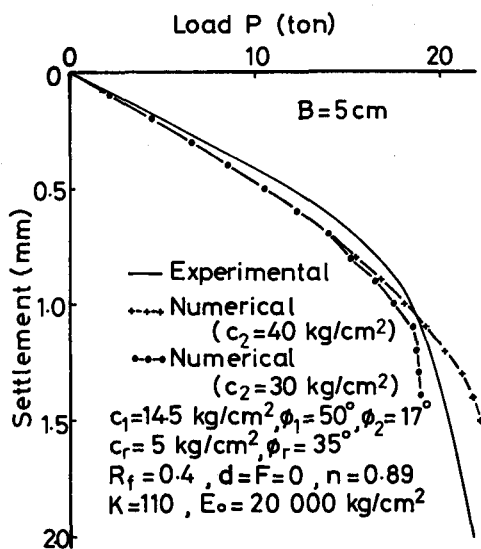


図5 荷重～沈下関係(大谷石)

力理論の取扱いに問題のあることが判る。Maslowの降伏支持力理論値は、実測降伏値に近い値となる。

5. 原位置平板载荷試験の数値解析

風化花コウ岩は、大谷石やモルタルのほぼ連続体と仮定できる材料と異なり、粒子のかみ合せによる見かけ上の粘着力を有し、変形性が拘束圧の影響を強く受ける軟岩である。

図6、7は、強く風化した花コウ岩地盤（図6、間隙率 $n = 38\%$ ）と、これより少し硬い風化花コウ岩地盤（図7、 $n = 27\%$ ）に対する原位置平板载荷試験結果を数値解析でシミュレートしたものである。解析手法は、先に述べたモデル実験の場合と同じであるが、破壊基準をモール・クーロンとし、破壊後は塑性流動するとした。各定数は、室内三軸試験結果から決定した。また、地盤の初期変形係数を評価するため、ボーリング孔内変形係数 E_b を初期弾性係数 E_o とした。

このようにして、どのような地盤定数で軟岩の支持力特性を評価し得るかを検討したものである。 E_o として E_b を用いることで、初期の変形性がよく一致しており、図中に併記した各定数を用いることで、ある程度、支持力・変形特性を説明できた。

6. まとめ

モデル地盤と風化花コウ岩地盤の数値解析結果から、軟岩地盤では地盤材料特性を適切に評価すれば、採用した有限要素解析法によって地盤の支持力・沈下特性をかなりの精度で評価することができると思われる。また、軟岩の支持力・破壊機構の説明に剛塑性理論を用いることが難しいこと、地盤中の不連続面が支持力を低下させ、初期の変形性に大きく影響することを明らかにした。なお、不連続面の有る場合の支持力の解析は、現在進めている。最後に、実験に当って、多大の協力を得た土岐恒太君に謝辞を表します。

参考文献

- (1) 吉中・西牧(1978) 第11回岩盤力学シンポ.41~45
- (2) 岡本祥(1971) 埼玉大学卒業論文 (3) H. Wagner & E. H. R. Schümann (1971) Rock Mechanics 3, 185~207 (4) 加島・大橋・小泉(1978) 第33回土木学会年次学術講演概要集Ⅲ-276 (5) 吉中・浜島・西牧(1977) 第5回岩の力学国内シンポ. 127~132
- (6) 吉中・西牧(1978) 第33回土木学会年次学術講演概要集Ⅲ-277

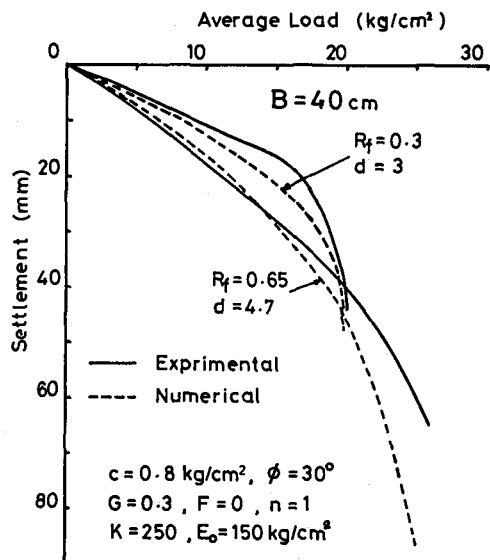


図6 荷重～沈下関係（風化花コウ岩）

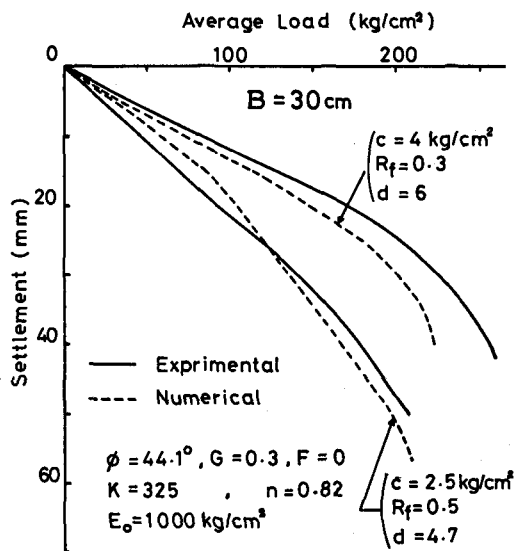


図7 荷重～沈下関係（風化花コウ岩）

Model test and numerical analysis of bearing capacity of soft rocks

Saitama University, R. Yoshinaka
Saitama University, H. Nishimaki

The paper presents the bearing capacity and settlement behavior of rigid footing on soft rock with and without a vertical joint.

1. Two dimensional model bearing tests and numerical analysis:

Footing used in this experiment is 5 cm width and 15 cm length, and soft rock for foundation is tuffaceous sandstone with porosity about 42 %.

The mechanical properties of the rock were determined from triaxial compression test under consolidated drained condition. Size of rock foundation is 15cm×50cm×33cm, and the rock was rested in the rigid frame. Joint-plane was introduced by a diamond saw.

From experiment, following are obtained;

- (a) Failure mode under a rigid footing is a punching shear type with a sharp wedge as shown in Photos. 1-3.
- (b) Load-settlement relation depends on joint distance x/B , and changes from hardening to softening, as shown in Figs. 1, 2 and 4.
- (c) Bearing capacity depends on x/B as shown in Fig. 3.

Numerical analysis was carried out by FEM. For calculation, the following conditions are considered;

- (a) Strain softening from peak to residual stress.
- (b) Non-linear stress-strain relation.
- (c) Bi-linear Mohr-Coulomb failure criterion.

The results of calculations are shown in Fig. 5, and seems that this analysis is useful to predict the bearing capacity and load-settlement behaviour of soft rock foundation.

2. Analysis of In-Situ plate loading tests:

Rocks as foundation in a test adit were highly weathered granite. Porosities of the rocks are about 27 % and 38 %. Diameters used for two loading tests are 30 cm and 40 cm. The mechanical properties of foundation rock for calculation were determined by consolidated drained triaxial compression test with undisturbed samples 10 cm dia, 20 cm length, and pressure meter test in borehole.

The results from experiments and numerical analysis by FEM are shown in Figs. 6 and 7.