

剛性履帶と超軟弱地盤との相互作用

INTERACTION PROBLEM BETWEEN RIGID TRACK AND SUPER-WEAK MARINE SEDIMENT

室 達朗*・河原莊一郎**

By Tatsuro MURO and Soichiro KAWAHARA

This paper aims to analyse a trafficability of tracked vehicle of construction machinery operating on a super weak sediment of sea bed. Vane shear test result showed that the shear strength c_u of kaolinite clay which is consolidated by its own weight in sea water increases linearly with depth. As the results of traction test for rigid track model with 4 grousers, the tractive resistance is in direct proportion to the height of grouser, and the average contact pressure of a track model is in proportion to a product of 0.216 power of grouser height and 0.598 power of initial sinkage. When an elasto-plastic FEM analysis concerning an increment of shear strength of soil to depth and its large deformation problem was used, the calculated values showed a qualitative agreement to the experimental data. And it was clarified that 1.5 times shear strength c_u determined by vane test is of practical use for this FEM analysis.

Keywords : vehicle, rigid truck, weak ground, FEM analysis

1. まえがき

近年、港湾整備、海上空港や沈埋管トンネルの建設など海底での施工が増加しつつある。わが国の大都市沿岸部において工事対象となる河口、内湾では地盤支持力があまり期待できない超軟弱地盤が広範囲に存在する。

ここでは、このような超軟弱地盤上を走行する履帶式建設機械の走行性を把握することを目的とし、履帶式水中ブルドーザによる押土などの作業に必要な牽引力がどのような機構で発生するかについて着目し、超軟弱地盤とその接触面である剛性履帶との相互作用について基礎的な実験を行い、さらに有限要素法による解析を行った。

一般に、牽引力は履帶の突起（グラウザ）の間に挟まれた土と地盤との間のせん断抵抗力（推進力）によって発揮される。しかし、推進力がすべて牽引力になるのではなく、一部は地盤の沈下による圧縮やせん断変形に要する走行抵抗のために消費される¹⁾。特に超軟弱地盤では沈下量が大きいため推進力に対する走行抵抗の割合がかなり大きくなる。なお、ここでいう超軟弱地盤とは「自然含水比が液性限界以上の地盤である」と定義する。

超軟弱地盤のモデルとして、粉末のカオリン粘土を海水と重量比2:3で混合したのち10日間自重圧密した試料土を用いた。超軟弱地盤では自重により正規圧密しているので、非排水強度は深さ方向に直線的に増加する。そこで深さを変えてベーンせん断試験を行い、非排水強度と深さの関係を直線で表わした。

履帶は多くの履板がピンで連結されてきており、地盤への変形の仕方の違いから、たわみ性履帶と剛性履帶とに分けられる²⁾。剛性履帶の方がたわみ性履帶と比較して接地圧分布が均一になるので沈下量が小さく、したがって剛性履帶の方が超軟弱地盤では走行抵抗を小さくし、有効牽引力を発揮するのに効果的である。そこで長さ40cm、幅9cm、グラウザ枚数4枚の剛性履帶モデルについて試料土上で平面ひずみ状態において牽引試験を行った。履帶の牽引特性に及ぼす要因として接地圧およびグラウザ高さを取り上げ、それらの牽引抵抗および沈下量に及ぼす影響を明らかにした。

さらに履帶モデルの牽引試験結果について試料土の深さ方向の強度増加性を考慮した大変形弾塑性有限要素解析を行った。この解析ではモールクーロンの降伏条件を用い、関連流れ則を仮定するとともに増分法を用いた。この解析結果と実験結果とを比較することによって、解析法の適用性を確かめた。

* 正会員 工博 愛媛大学教授 工学部海洋工学科
(〒790 松山市文京町3)

** 正会員 工修 愛媛大学助手 工学部海洋工学科(同上)

2. 履帶モデルの牽引試験

(1) 試 料 土

粉末のカオリン粘土を海水と 2:3 の重量比で混合したのち、後述する試料箱に入れ、10 日間自重圧密（圧密度 95 %）したものを超軟弱試料土とした。Table 1 にその土質性状を示す。試料土の非排水せん断強度 c_u を調べるために、羽根の直径 5.0 cm、高さ 9.3 cm の 4 枚羽根を直角に取り付けたベーンを用いて、羽根の中央での貫入深さを 5.0, 7.5, 10.0 cm と変えてせん断試験を行った。せん断強度は深さ方向に直線的に増加しており、 c_u が試料土表面で 0 になることを考慮に入れると、 c_u (Pa) とせん断深さ z (cm) の関係は次式で表わされる。

(2) 履帶モデルおよび牽引装置

この実験に使用した履帯モデルは、Fig.1 に示す長さ 40 cm、幅 9 cm のアクリル製の平板に高さ 2, 3, 5, 7 cm のグラウザを取り付けたものおよびグラウザを取り付けないものの 5 通りである。

この履帯モデルを牽引する装置を Fig. 2 に示す。この装置はロッドの先端に直径 30 cm のアクリル製の円盤を取り付け、4 個の定滑車と 1 個の動滑車を介してその円盤の 2 点に両端を固定したワイヤと、一端をその動滑車に、もう一端を定滑車を介して履帯モデルに取り付けたワイヤを用い、円盤を回転させてワイヤを巻き取ることによって履帯モデルを水平に牽引し、そのときの牽引抵抗をトルクセルによって検出し、自記記録させるようになっている。また、牽引試験中の履帯モデルの沈下量は、履帯モデルの前端と後端に取り付けたマークの挙動をスライド撮影し読み取った。

試料箱は前面が透明のアクリル板でできており、100

Table 1 Soil properties of kaolinite.

Specific gravity	Gs	2.59
Plastic limit	P.L (%)	31.2
Liquid limit	L.L (%)	48.5
Plasticity index	I _p (%)	17.3
Liquidity index	I _L (%)	455
Grain size distribution	Coefficient of uniformity U _c	1.73
	Coefficient of curvature C _c	0.94
	Average grain size D ₅₀ (μm)	6.8
Unit weight	γ (kN/m^3)	13.8
Void ratio	e	2.85
Water content	w (%)	110
Degree of consolidation	U (%)	95
Coefficient of consolidation C _v (cm^2/s)	5.75 $\times 10^{-4}$	

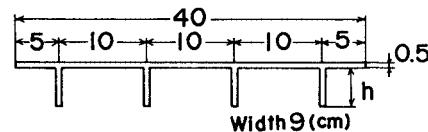


Fig. 1 Shape and dimension of track model.

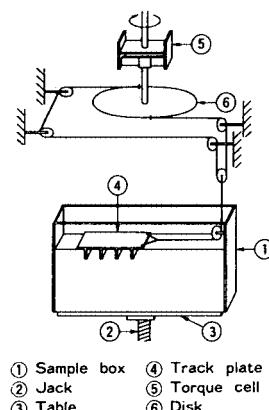


Fig. 2 Test apparatus for traction of track model.

ニヤ板にビニローゼを塗布して、試料土との付着を取るように心掛けた。なお、10日間圧密後に試料土の高さが約30cmになるように調整した。

(3) 沈下量に関する実験結果

この実験では、前述した5つのタイプの履帶モデルを使用し、それぞれ平均接地圧が0.29, 0.44, 0.59, 0.74, 0.88, 1.03 kPaの6通りとなるように載荷した。牽引速度はすべて0.5 cm/sで行った。

Fig. 3 にグラウザ高さ $h = 3$ cm の場合の牽引抵抗 F やび沈下量 S と牽引距離 X の関係を示す。ここで沈下量 S とは前後端の平均すなわち履帯モデル中央の値であり、沈下量の基準を履帯モデルの腹下面にとり、それと試料土表面の距離で表わした。一般に沈下量とは鉛直荷重による初期沈下量と履帯モデルの牽引に伴って発生する傾斜荷重による沈下量(以後すべり沈下量という)

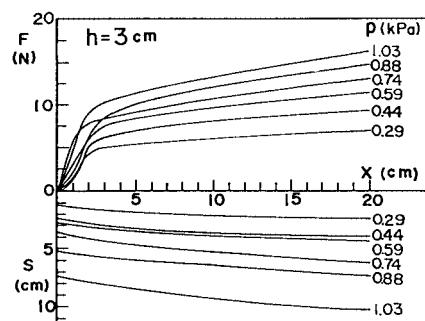


Fig. 3 Relations between tractive resistance F , sinkage S and distance of traction x .

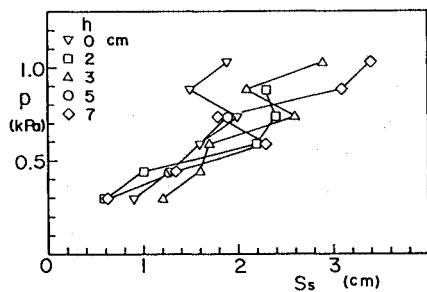


Fig. 4 Relations between average contact pressure p and slip sinkage S_s at 20 cm distance of traction.

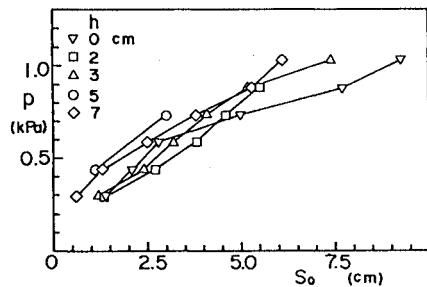


Fig. 5 Relations between average contact pressure p and initial sinkage S_0 .

Table 2 Values of k and n in Eq. (2).

h (cm)	k	n	r
0	0.271	0.608	0.98
2	0.216	0.807	0.99
3	0.264	0.718	0.98
5	0.420	0.509	1.00
7	0.380	0.519	0.98

r : Correlation coefficient

の和で与えられる。

すべり沈下量は牽引距離が増加するに従って増加する。20 cm 牽引後のその値の平均は初期沈下量の 61.1 ± 24.0 % であり、すべり沈下量と初期沈下量との間に明瞭な関係がみられない。

次に、20 cm 率引後のすべり沈下量 S_s と平均接地圧 p の関係を Fig. 4 に示す。一般には平均接地圧が高くなるに従ってすべり沈下量も大きくなる傾向がみられるが、ある接地圧において一時的にすべり沈下量が減少することもある。また、すべり沈下量とグラウザ高さの間には一定の関係がみられない。

初期沈下量 S_0 と平均接地圧 p の関係を Fig. 5 に示す。初期沈下量はグラウザ高さの低いものほどわずかに大きいところで S_0 (cm) と p (kPa) の間には次式

の関係^{3), 4)}が一般に成立する。

三次元の場合 $k = k_c/b + k_\phi$ が成立する.

b：載荷幅

n (N.D.), k_c (F/L^{n+1}), k_ϕ (F/L^{n+2}) はともに平板の寸法の影響を受けず、地盤の性質のみによって決まる固有の値である。杉山⁵⁾は平板についての実験より一般的な粘土では、 $n=0.79$, $k_c=206$, $k_\phi=12$ (SI系での換算値) であることを求めている。

この式はもともとグラウザのない平板に対して適用されたものであるが、二次元平面ひずみ条件で行った各グラウザ高さ別の k , n の値を Table 2 に示す。グラウザのない履帯モデル（すなわち平板である）を除いて考えると、 k はグラウザ高さが高いほど大きくなる傾向がある。逆に n はグラウザ高さが低いほど大きくなる傾向があり、一定とはならない。

このように係数 k , n ともグラウザ高さ h (cm) の影響を受けるので、この影響を含めて h , S_0 について重回帰分析を行うと次式が得られた。

(重相關係數 0.96)

この式では、 S_0 の指數の値はグラウザのない場合とは
ほぼ等しく、グラウザの有無の影響を受けない。

(4) 粗引抵抗に関する実験結果

前述の Fig. 3 をみると牽引距離約 3 cm まで牽引抵抗は急激に増加し、その後はなだらかに増加する傾向がみられる。また、平均接地圧が高いほど牽引抵抗は大きい。これらのことは他のグラウザ高さの履帯モデルでもみられた。

次に、Fig. 6 に種々の平均接地圧 p に対する 20 cm 牽引後の牽引抵抗 F_{20} とグラウザ高さ h との関係を示す。牽引抵抗とグラウザ高さとの間にはほぼ比例関係がみられる。これは沈下量がグラウザ高さの影響をほとんど受けないため、グラウザ先端でのせん断深さがグラウザ高さ

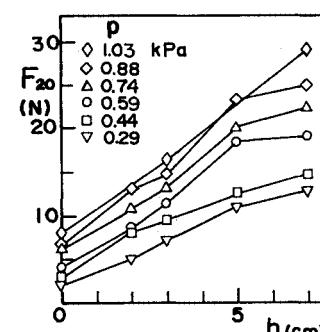
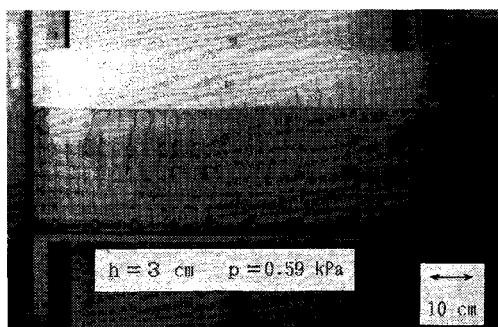


Fig. 6 Relations between tractive resistance F_{20} at 20 cm distance of traction and height of grouser h

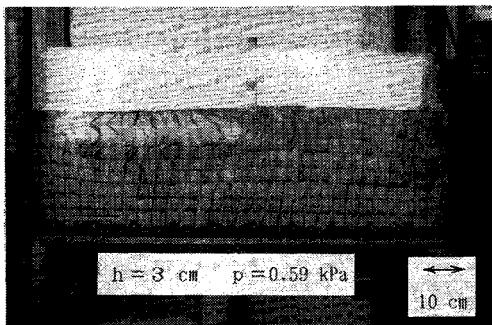
Table 3 Values of a_0 , a_1 and a_2 in Eq. (4).

h (cm)	a_0	a_1	a_2	R
0	3.90	0.237	1.170	0.99
2	7.66	0.187	0.718	0.99
3	7.41	0.245	0.622	1.00
5	12.71	0.200	0.618	0.97
7	16.06	0.166	0.635	0.99

R : Multiple correlation coefficient



(a) at initial sinkage



(b) at 5 cm distance of traction

Photo 1 Failure pattern under track model.

さに比例するためであると考える。

さて、説明変数を X (cm) および p (kPa), 被説明変数を F (N) として重回帰分析を行った結果、次式の関係が得られた。

$$F = a_0 X^{\alpha} p^{\alpha} \dots (4)$$

係数 a_0 , a_1 , a_2 の値は Table 3 に示すとおりである。 a_0 はグラウザ高さが高いほど大きいが、グラウザがない場合を除いて a_1 , a_2 はグラウザ高さの影響をあまり受けず、それ平均 0.200 ± 0.029 , 0.648 ± 0.041 であった。

ところで牽引抵抗と沈下量の関係についてみると、沈下量が大きいほど牽引抵抗も大きくなっている。これは沈下量が大きいほどグラウザ先端でのせん断深さが深い

ためにせん断強度が大きくなるからである。

(5) 試料土の挙動

Photo 1(a), (b) はグラウザ高さ $h=3 \text{ cm}$, 平均接地圧 $p=0.59 \text{ kPa}$ の場合のそれぞれ鉛直荷重による載荷直後、5 cm 牽引後の試料土の挙動である。同図 (a) では履帯モデル両端部の縦線は外側に湾曲しているのに対し、履帯モデル中央部ではグラウザ間に挟まれた試料土が、グラウザによって変位拘束されているため、そのような変形はみられない。一方、同図 (b) ではグラウザ下端を結ぶ線上で縦線が牽引方向にくの字に曲がった形状をしており、またそれより深い位置の縦線もグラウザ先端から約 6 cm に至るまで牽引方向に傾いている。

このように超軟弱地盤では滑り線ははっきりしたものでなく、せん断領域がグラウザ先端位置より深いところまで及んでいる。したがって従来のグラウザ先端を結ぶ線上にすべり線を仮定した理論^{6), 7)}では牽引抵抗は過小に評価される。また、この理論では履帯モデルの沈下量を考慮していないため次節で有限要素解析によって詳細に検討する。

3. 有限要素解析

(1) 解析方法

履帯モデルの牽引試験結果について有限要素法を用い、関連流れ則を仮定するとともに増分法を用いることによって大変形弾塑性解析を行った。降伏条件および塑性ポテンシャルは平面ひずみ状態における次の粘土(c材)に対するモールクーロンの基準(すなわちこの場合はトレスカの基準と等しい)を用いた。

$$\bar{\sigma} = \sigma_1 - \sigma_3 \leq q_u \dots (5)$$

$\bar{\sigma}$: 相当応力, σ_1 , σ_3 : 最大, 最小主応力

q_u : 一軸圧縮強度

弹性限度を越えたところの応力増分-ひずみ関係は、山田の方法⁸⁾により次式のように求められる。

$$\begin{bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{bmatrix} = [D_e] \begin{bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{bmatrix} - \frac{4G^2}{\bar{\sigma}^2(4G^2+H')} \cdot \begin{bmatrix} \sigma^2 & -\sigma^2 & 2\sigma\tau_{xy} \\ -\sigma^2 & \sigma^2 & -2\sigma\tau_{xy} \\ 2\sigma\tau_{xy} & -2\sigma\tau_{xy} & 4\tau_{xy}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{bmatrix} \dots (6)$$

$$\sigma = \sigma_x - \sigma_y$$

$[D_e]$: 平面ひずみ状態における弾性の応力-ひずみマトリックス, E : 弹性係数, ν : ポアソン比, G : 剛性率, H' : ひずみ硬化率

弾塑性の構成方程式は、右辺第1項の弾性の構成方程式を第2項によって補正する形となっているが、この補正項は見掛けの応力増分として扱った。また、引張破壊し

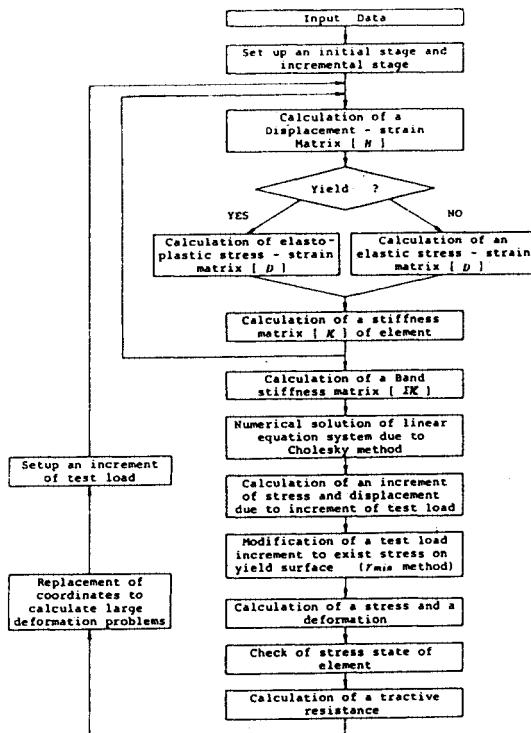


Fig. 7 Flow chart of FEM programming due to elasto-plastic theory.

た要素については E を弾性状態の $1/200$, ν を 0.499 として処理した.

Fig. 7にこの解析に用いたプログラムのフローチャートを示す。このプログラムでは、ある試験的な荷重増分あるいは強制変位増分に対して相当応力 $\bar{\sigma}$ を計算し、弾性状態の要素について $\bar{\sigma}$ が q_u を越えないよう、すなわち降伏曲面上に応力値が存在するように r_{\min} 法を用いて試験的な荷重増分あるいは強制変位増分を修正するようになっている。また連立一次方程式の解法として、剛性マトリックス $[\Sigma K]$ の対称性を利用したコレスキーキ法をバンド化して用いている。

(2) 解析条件

解析対象の履帯モデルの形状および寸法は前述 Fig. 1 のとおりであるが、グラウザ高さ h は 3, 5, 7 cm に限った。解析に用いた試料土の物性値を Table 4 に示す。 c_u ($=q_u/2$) および E ($=E_{50}$) はペーン試験より定めたが、自重圧密している超軟弱地盤の特長である深さ方向に直線的に大きくなることを解析に取り入れた。また、 c_u を 2 通り用いたが、小さい方が実際にペーン試験より定めたもの（以下①という）であり、大きい方はその値を 1.5 倍したもの（以下②という）である。一般に地盤はせん断強度異方性があるが、ペーンでは主に鉛直方向のせん断強度 τ_y を求めている。履帯モデルの牽引試

Table 4 Soil properties for FEM analysis.

Modulus of elasticity	E_{50} (Pa)	170 z
Undrained shear strength	C_u (Pa)	11.1 z
		16.6 z
Strain-hardening rate	H (Pa)	0.001 E_{50}
Poisson's ratio	ν	0.490

z : Depth (cm)

験では試料土は主に水平方向にせん断されているので水平方向のせん断強度 τ_h を求める必要がある。ここでは塑性指數 I_p と水平方向と鉛直方向とのせん断強度の比 τ_h/τ_v の関係⁹⁾ より $I_p = 17.3\%$ である本試料土では $\tau_h/\tau_v \approx 1.5$ となるので、②では c_u を 1.5 倍したものについて解析した。

また、弾性係数はバーン試験結果より以下のとおりに定めた。

Cadling, Odenstad¹⁰⁾は、ベーン試験結果から土の剛性率 G を求めることを目的として、二次元弾性論に基づく考察を行い、剛性率 G を次式のように求めた。

τ : せん断応力, θ : 回転角 (rad)

この解析では弾性係数として E_{50} を定めるため、 G_{50} を次式のように表わした¹¹⁾。

$$G_{50} = \frac{c_u/2}{2\theta_a} \dots \dots \dots \quad (8)$$

θ_a : $\tau = c_u/2$ における回転角

これより $G = E/2(1+\nu)$ なる関係を用い、また深さ方向に G_{50} が直線的に増加しており、試料土表面で G_{50} が 0 となるとみなすと E_{50} (Pa) と深さ z (cm) の間に Table 4 の関係が得られた。なお、同表における z は各要素の重心位置の鉛直座標で評価した。ポアソン比 ν については、牽引中に試料土の体積変化がないものとし、0.490 とし、試料土の引張強度は c_u と等しくした。

一方、履帶モデルについてはせん断、引張破壊しないと考え、弾性係数 $E=4.90 \text{ MPa}$ 、またポアソン比 $\nu=0.3$ と便宜的に与えた。

解析領域については履帶モデルの牽引試験と同じ領域

Table 5 Number of triangular elements and nodal points.

Height of grouser h (cm)	Number of element	Number of nodal point
3	4 2 9	2 3 5
5	4 5 1	2 4 6
7	5 0 9	2 7 5

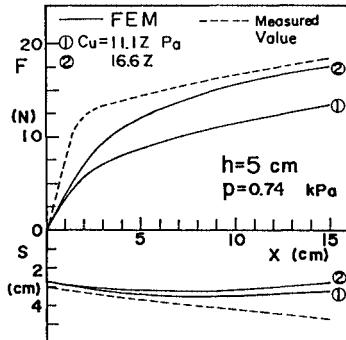


Fig. 8 Relations between tractive resistance F , sinkage S and distance of traction X (comparison between calculated values due to FEM and measured values).

(長さ 100 cm × 高さ 30 cm) である。履帯モデルと試料土が接する節点ではその間の付着力によりスリップがないものとして扱った。また試料土と試料箱内面との境界条件は、鉛直面に対しては鉛直方向、水平面に対しては水平方向の変位を許すものとした。要素形状は3角形要素であり、各グラウザ高さ h ごとに要素数、節点数を Table 5 に示す。

(3) 解析結果

Fig. 8 に一例としてグラウザ高さ $h = 5$ cm, $p = 0.74$ kPa の場合の解析結果を示す。ベーンせん断試験より求めた c_u を用いた①の場合、FEM 計算値の牽引抵抗 F は実験値のものより小さくなっている。これは FEM 計算値の沈下量 S が実験値より小さいため、グラウザ先端でのせん断深さが浅くなるのでせん断強度が小さいことによる。実際、 $p = 0.74$ kPa の接地圧になると履帯モデルの上に試料土が覆いかぶさり、接地圧が設定値より多少高くなるので FEM 計算値の沈下量 S は実験値より小さいと考える。また①の c_u を 1.5 倍した②の場合、やはり FEM 計算値の牽引抵抗 F は実験値のものより小さくなっている。①と比較した場合、 F の値は

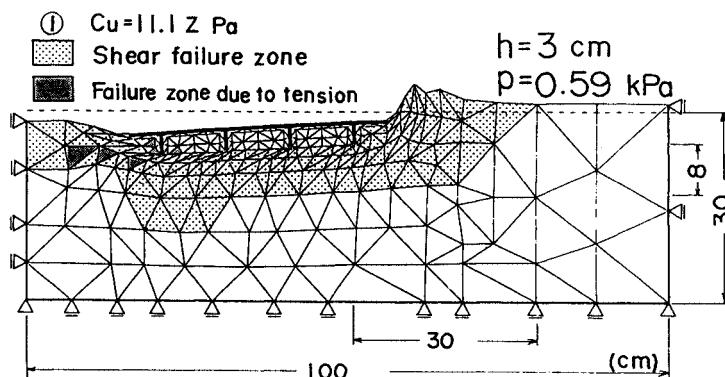


Fig. 9 Failure pattern of each element at 5 cm distance of traction.

約 1.5 倍となっているが S の値はわずかに小さいだけである。

次に、グラウザ高さ $h = 5$ cm, $p = 0.59$ kPa の場合の 5 cm 牽引後の試料土の変形および破壊状態を Fig. 9 に示す。せん断破壊域はグラウザ先端より約 8 cm まで及んでいる。FEM 解析では 3 角形要素を使用しているため要素内で一定の応力値しか取り得ないので、グラウザ先端からの破壊域の深さは実験値とほぼ一致しているといえる。一方、グラウザ間に挟まれた試料土ではグラウザによって変位を拘束されているため、ほとんど変形しておらず、弾性域となっている。また、進行方向の破壊域は先頭のグラウザ先端より約 30 cm 前方まで及んでいる。

(4) 考 察

牽引抵抗および沈下量の FEM 計算値が推定値として適切かどうかを実験値と比較することによって検討した。

Fig. 10 は 10 cm 牽引後の牽引抵抗 F_{10} と平均接地圧

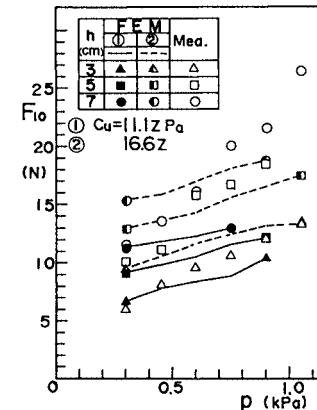


Fig. 10 Relations between tractive resistance F_{10} at 10 cm distance of traction and average contact pressure p (comparison between calculated values due to FEM and measured values).

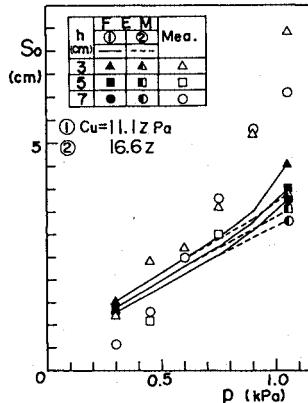


Fig. 11 Relations between initial sinkage S_o and average contact pressure p (comparison between calculated values due to FEM and measured values).

p の関係における FEM 計算値と実験値の比較を示したものである。①, ②の場合にかかわらず、FEM 計算値の F_{10} は接地圧が高くなるに従って、またグラウザ高さが高くなるに従って大きくなっている。この点からみると、FEM 解析結果は実験結果と同様の傾向を示している。しかし、①の FEM 計算値の F_{10} は $p=0.44$ kPa 以下の接地圧では実験値とほとんど変わらないが、それ以上の接地圧になると接地圧が高くなるに従って実験値よりかなり小さくなっている。この主な原因は前述したようにこの FEM 解析では牽引中に履帶モデル上に試料土が覆いかぶさることを考慮できないためと考える。ところで、②の場合、①と比べて相対的に高い接地圧で実験値とよく一致している。超軟弱地盤では有効牽引力が最大となる最適接地圧が 1.0 kPa 程度である^{12), 13)} ことを考えると、便宜的にはベーンせん断試験で得られた c_u を約 1.5 倍したせん断強度を解析に用いればよい。

さらに、前述の Fig. 9において①の場合のせん断破壊域の広さは実験値と同じかもしくは大きいのにもかかわらず、牽引抵抗は実験値より小さいことを考えると、ベーンせん断試験で求めた c_u より大きい値をこの解析には使用すべきである。なお、ベーンによるせん断機構¹⁴⁾が試料土の異方性を十分に評価し得る⁹⁾とはい、履帶下のせん断と塑性流動による破壊域の拡大を考えるとベーンによる試験法が最も適切なものかどうかは疑問である。今後、比掘削抵抗^{15), 16)}からせん断特性を求める方向で検討する必要がある。

次に、Fig. 11 に初期沈下量 S_o と平均接地圧 p の関係における FEM 計算値と実験値の比較を示す。①, ②の場合にかかわらず、FEM 計算値の S_o は接地圧が高くなるに従って、またグラウザ高さが低くなるに従って大きくなっている。この点からみると牽引抵抗の場合と

同様に、FEM 解析結果は実験結果と同様の傾向を示している。①, ②とも $p=0.74$ kPa 以下の接地圧では FEM 計算値の S_o は実験値とほとんど変わらないが、それ以上の接地圧になると実験値より小さくなっている。また、①と②を比較すると、 $p=0.74$ kPa 以上の接地圧で②の方が①より幾分小さくなっているだけであり、相違はほとんどみられない。

4. 結論

超軟弱地盤ではせん断強度が深さ方向に直線的に増加しており、そのことが剛性履帶の牽引力および沈下量の牽引性能に対して深く影響を及ぼしている。

ここでは、超軟弱地盤における剛性履帶モデルの牽引試験およびその有限要素解析から履帶と超軟弱地盤の相互作用に関する次のことが明らかとなった。

(1) 剛性履帶モデルの牽引試験より、グラウザのある履帶モデルについて、初期沈下量 S_o (cm) と平均接地圧 p (kPa) およびグラウザ高さ h (cm) の間には次式の関係が成立する。

$$p = 0.240 h^{0.216} S_o^{0.598}$$

この式の S_o の指数はグラウザのない場合の 0.608 とはば等しく、グラウザの有無の影響を受けない。

(2) 牽引抵抗 F (N) と牽引距離 X (cm) および p (kPa) の間には次式の関係が成立する。

$$F = a_0 X^{\alpha_1} p^{\alpha_2}$$

a_0 はグラウザ高さが高いほど大きいが、グラウザがない場合を除いて a_1 , a_2 はグラウザ高さの影響をあまり受けず、それぞれ平均 0.200 ± 0.029 , 0.648 ± 0.041 であった。また、牽引抵抗はグラウザ高さに比例する。

(3) 超軟弱地盤ではすべり線ははっきりしたものではなく、 $p=0.59$ kPa の場合ではせん断領域がグラウザ先端位置より約 6 cm の深いところまで及んでいる。

(4) 大変形弾塑性有限要素解析結果の牽引抵抗および沈下量は定性的には実験結果と一致する。

(5) ベーンせん断試験より求めた非排水強度 c_u を有限要素解析に用いた場合、 $p=0.59$ kPa 以上の高い接地圧での実験値より過小になっており、したがって実用的には c_u の値を 1.5 倍したものを解析に用いればよい。

今後は、三角形等のグラウザをもつ履帶に関してグラウザ形状と牽引性能の関係について明らかにしていく予定である。最後に本研究を行うに際して、愛媛大学元学生 古田真二氏、赤坂雄司氏、水川泰一氏に多大なるご協力を得たことを記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 杉山 昇：建設機械と土の諸問題, pp. 90~133, 鹿島出

- 版会, 1982.
- 2) Karafiat, L. L. and Nowatzki, E. A. : Soil Mechanics for Off-Road Vehicle Engineering, pp. 429~481, Trans. Techpublications, 1978.
 - 3) Bekker, M. G. : Introduction to Terrain-Vehicle Systems, pp. 38~114, The University of Michigan Press., 1969.
 - 4) Youssef, A. F. and Ali, G. A. : Determination of soil parameters using plate test, J. Terramechanics, Vol. 19, No. 2, pp. 129~147, 1982.
 - 5) 杉山 畏：装軌車両のけん引力に関する土質工学的考察（第1報），土と基礎，第20巻11号，pp.49~56, 1972.
 - 6) Masuda, S., Tanaka, T. and Oida, A. : Soil deformation under model shoe and its reaction evaluated from shear stress-strain characteristics, Proc., 3rd Int. Conf. ISTVS, Vol. 2, pp. 25~49, 1969.
 - 7) 箕田 昭：装軌トラクタのけん引性能解析, 農業機械学会誌, 第38巻1号, pp.25~40, 1976.
 - 8) 山田嘉昭：有限要素法の基礎と応用シリーズ2. マトリックス法材料力学, pp.37~53, 培風館, 1980.
 - 9) Richardson, A. M., Brand, E. W. and Memon, A. : In-situ determination of anisotropy of a soft clay, Proc. of the Conf. In-situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 1, pp. 336~349, 1975.
 - 10) Cadling, L. and Odenstad, S. : The vane borer, an apparatus for determining the shear strength of clay directly in the ground, Proc., Royal Swedish Geotechnical Institute, No. 2, 1950.
 - 11) Muro, T. : Interaction between super-weak marine sediment and track plate of construction machinery, Memoirs of the Faculty of Engineering, Ehime University, Vol. X, No. 3, pp. 421~432, 1984.
 - 12) 室 達朗・榎 明潔：超軟弱地盤における履帯式車輌の走行性能, 愛媛大学工学部紀要, Vol. X, No. 2, pp. 329~338, 1983.
 - 13) 室 達朗・河原莊一郎・尾本 清：建設機械用履帯のグローサ間隔と牽引力の関係, 第38回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集, pp. 291~292, 1986.
 - 14) 柴田 徹：粘土のベーンせん断強度に関する研究, 土木学会論文集, 第138号, pp. 39~48, 1967.
 - 15) Hata, S. : A field test for the specific cutting resistance, Proc., 6th Int. Conf., ISTVS, Vol. 3, Vienna, Austria, pp. 983~992, 1978.
 - 16) 畠昭治郎・檜垣義雄・建山和由：水底粘土地盤の掘削について, 土木学会第35回年次学術講演会講演概要集3, pp. 450~451, 1980.

(1986.7.21・受付)