

# プラスチック片を混合したソイルセメント 改良地盤の支持力特性

横田康行<sup>1</sup>・前田良刀<sup>2</sup>・落合英俊<sup>3</sup>・大嶺 聖<sup>4</sup>

<sup>1</sup>大分県宇佐土木事務所(〒870-0856 宇佐市法鏡寺 234-1)

<sup>2</sup>工博 九州共立大学教授 工学部土木工学科(〒807-8585 北九州市八幡西区自由が丘 1-8)

<sup>3</sup>工博 九州大学大学院教授 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門

(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

<sup>4</sup>工博 九州大学大学院 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門

(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

本論文は、ソイルセメント工法に産業廃棄物であるプラスチック片を混合した改良地盤における直接基礎の支持力特性を明らかにするものである。

ここでは、まず要素レベルの改善効果を明らかにするために一軸圧縮試験を行っている。次に室内模型装置を用いて直接基礎の支持力実験を行っている。これらの実験の結果、ソイルセメント改良地盤にプラスチック片を混合した場合、破壊後のじん性が改善されることが明らかとなった。また、支持力実験をもとにソイルセメント改良地盤に対する破壊メカニズムを仮定し、速度場法により支持力評価式を導いた。

**Key Words:** soil cement method, improvement ground, bearing capacity, failure mechanism, velocity field method

## 1. はじめに

構造物の基礎は、上部構造物の性能を損なわないように十分に安全に支持する役割がある。そのため、地盤の破壊や変形の影響で構造物の崩壊や使用上の有害な変位を生じさせないことが重要である。一般に、支持層が深い場合、杭基礎、ケーソン基礎、地中連続壁基礎などの深い基礎が採用されてきた。これらの基礎は現在までに十分な実績があり、さらに安全性や経済性の技術的な検討もかなり行われているため、技術的熟度としては既に成熟した飽和状態にあるといってもよい。

一方、地盤の安定のために軟弱地盤の改良等を目的として開発された深層混合処理工法や表層のソイルセメント等の地盤改良工法は、近年大幅に技術的進歩を続けている。この改良地盤は、一軸圧縮強さ  $q_u \approx 1000 \text{ kN/m}^2$  程度の強度が比較的容易に得られ、さらに施工管理法の高度化により、品質も信頼のおけるものとなりつつある。したがって、今後は構造物基礎の支持地盤として適用可能性の検討ができる段階にあるといえる。これより、今後地盤改良により、従来からの深い基礎が採用されてき

た地盤において直接基礎を採用することにより、建設費の縮小が図れる可能性がある。

また、近年土に異種材料を混入して土質力学的特性を改善することを目的とした要素レベルの研究が盛んに行われている<sup>1)</sup>。これらはいずれも地盤の有効利用を目的とした研究であり、これが実用化されることにより、建設発生土の削減が期待できる。このなかで、筆者らの一部<sup>1)</sup>はセメント安定処理土に加える混合材料としてプラスチック片に着目した研究を行い、プラスチック片の形状やセメント添加量が混合処理土の強度変形特性に及ぼす影響を明らかにしている。廃プラスチックの処理は現在、大きな問題となっており、地盤改良材料としての取り扱いが可能となれば、産業廃棄物問題にも貢献できると考えられる。ただし、上述の成果を実務へ展開するためには、要素レベルから地盤の安定解析等を考慮した全体モデル(マス)の検討が必要である。改良地盤を構造物基礎の支持地盤として利用する場合、①ぜい性的な破壊挙動を示す強度変形特性のじん性を改善し支持力信頼性を向上させ、②支持力発現のために必要な改良範囲を確保する必要がある。

本研究は、地盤改良工法の中のソイルセメント工法に産業廃棄物であるプラスチック片を混合した改良地盤における支持力改良効果を明らかにするものである。ここでは、まず、ソイルセメント地盤及びさらにプラスチック片を混合した改良地盤について行われている既往の研究について紹介し、その要素としての強度変形特性を明らかにする。ついで、砂地盤を対象にした室内での支持力実験を行い、その効果を明らかにした上で、破壊メカニズムを仮定し、速度場法により支持力式の提案を行いその支持力特性を明らかにする。

## 2. プラスチック片混合処理土に関する既往の研究

1. で述べたように、深層混合処理工法やソイルセメント工法等の地盤改良工法は、セメント量を調整することにより必要な強度を満足する構造物の支持地盤を作成することが可能であるが、その一方で強度の増加に伴いぜい性的な材料に変化する力学特性を有する。この特性を改善するために、プラスチック片を補強材として混合した安定処理土について、その強度変形特性を室内実験により把握する研究がこれまでに行われている<sup>1)~6)</sup>。

粘性土を母材とするプラスチック片混合処理土については、一軸圧縮試験、圧裂引張試験および三軸圧縮試験が行われている<sup>1)~6)</sup>。ここで、実験に用いているプラスチック片は、厚さ0.4mm、密度138Mg/m<sup>3</sup>の市販のカードケース用プラスチックシートを長さ4.8mm、幅3mmに裁断したものである。図-1は例としてセメント添加量が50kg/m<sup>3</sup>の場合の一軸圧縮試験から得られた圧縮応力-軸ひずみの関係を示している<sup>3)</sup>。図中、プラスチック片混合率 $p$ は、0、2.5、5.0、7.5%としている。ここで、混合率 $p$ とは、プラスチック片混合改良地盤全体の体積に占めるプラスチック片の体積として定義する。これより、プラスチック片を混合した安定処理土のピーク強度が大きくなっていることと、ピーク強度に達した後もある程度の残留強度を保ち、じん性が改善されていることがわかる。また、圧裂引張試験および三軸圧縮試験結果についても同様の傾向を示すことが確認されている<sup>2),3)</sup>。なお、強度の改善効果の度合いはセメント添加量などの影響を受けるものの、いずれの条件においてもプラスチック片を混合することでぜい性的な挙動が改善される点の特長として挙げられる。

一方、摩擦材料に対する改善効果を検討するために、砂質土にプラスチック片のみを混合した場合について三軸圧縮試験(CD)が行われている<sup>6)</sup>。図-2にその例として軸差応力-軸ひずみ関係を示す。ここではプラスチック片混合率が0、1、2%の3ケースを実施している。これより、プラスチック片を混合することで粘性土と同様にピーク

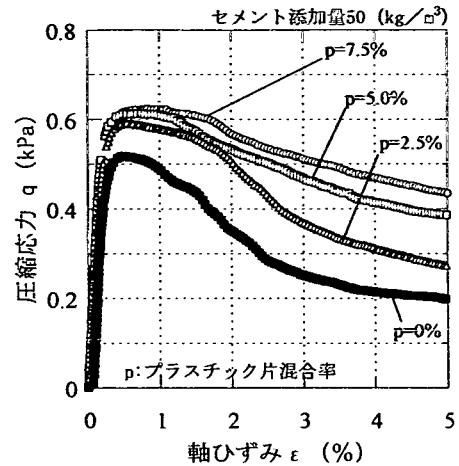


図-1 一軸圧縮試験から得られた圧縮応力-軸ひずみの関係 (粘性土)<sup>3)</sup>

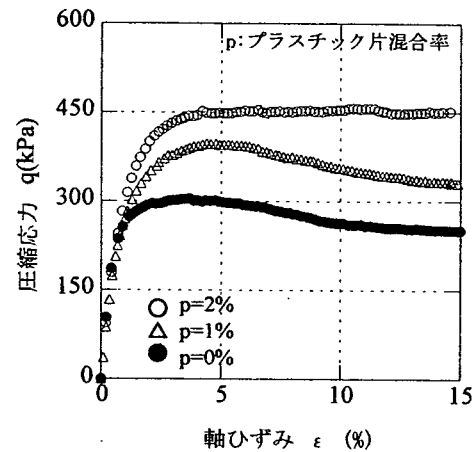


図-2 三軸圧縮試験から得られた軸差応力-軸ひずみの関係 (砂質土)<sup>6)</sup>

強度以降の強度低下が小さくなっていることがわかる。さらに、プラスチック片混合率が高くなると明確なピーク強度が現れず、砂質土に対してもプラスチック片を混合することにより粘り強い材料に変化することがわかる。

以上より、プラスチック片を混合することによって、ぜい性的な挙動を示す地盤材料のじん性が改善される効果が期待できる。この特性は構造物の支持地盤や軟弱地盤の表層改良へ適用する場合の信頼性に大いに寄与すると考えられる。

## 3. 砂地盤での室内模型支持力実験

### (1) 実験装置

実験は、図-3に示す実験土槽内に人工的な地盤を作成

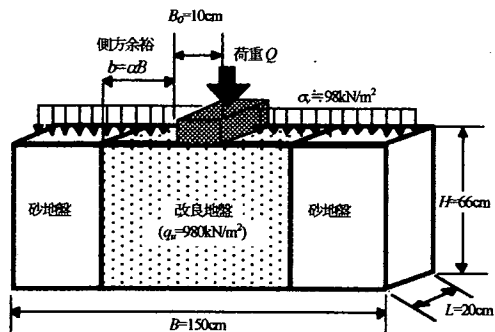


図-3 支持力実験土槽

して行う。土槽は幅  $B_0=150\text{cm}$ 、奥行き  $L=20\text{cm}$ 、高さ  $H=66\text{cm}$  の内空部を有する。荷重の増大に伴い、土槽が横方向に膨らみ出さないようリブで十分な剛性を確保している。このため、力学的には奥行き方向 ( $L$  方向) への変位のないほぼ二次元の応力状態とみなせる。なお、土槽の側壁は地盤の破壊形状が観察できるように透明の亚克力 ( $t=15\text{cm}$ ) でできているが、この側壁と地盤の間に生じる摩擦力を低減するため、ゴムシートを貼り付けている。また、地盤に作用する拘束圧を変化できるように地盤表面にラバーのエアバックを挿入し、空気圧により上載圧  $\alpha$  を作用させる構造となっている。今回の実験では、上載圧  $\alpha=98\text{kN/m}^2$  としている。

本研究では、改良地盤幅が支持力に与える影響を調べるため、地盤改良範囲  $w$  を次式で定義している。

$$w = B + 2b = B(1 + 2\alpha) \quad (1)$$

ここで、 $B$  : フーチング幅、 $b$  : 側方余裕幅 ( $b=\alpha B$ )、 $\alpha$  : 側方部の改良幅とフーチング幅の比 (改良幅比、 $\alpha=b/B$ )、である。

## (2) 実験方法

本研究では、改良地盤としてソイルセメント改良地盤と、さらにプラスチック片を混合したプラスチック片混合改良地盤について実験を行う。実験地盤は以下のように作成する。

- ①ソイルセメントは、セメント、水、砂をミキサーにて練り混ぜる。砂とセメントをミキサー内に入れ1分間練り混ぜた後、水を注入しその後さらに5分間練り混ぜる。
- ②プラスチック片混合改良地盤は、①の後、ミキサーを止め、さらにプラスチック片を混入する。ミキサーでは混ぜられないので手で練り混ぜるが、プラスチック片がなるべく均一に混ぜるように丁寧に行う。
- ③次に支持力実験土槽内に改良地盤を作成する。このときも改良地盤が均一になるように慎重に突き固める。改良地盤の表面を平らにならした後、濡れタオルで覆

表-1 岡垣砂と豊浦標準砂の物理的特性の比較

	岡垣砂	豊浦標準砂
土粒子密度, $\rho(\text{g/cm}^3)$	2.63	2.64
平均粒径, $D_{50}(\text{mm})$	0.26	0.16
有効粒径, $D_{10}(\text{mm})$	0.16	0.11
均等係数, $U_c$	2.20	1.44
最大間隙比, $e_{max}$	0.93	0.98
最小間隙比, $e_{min}$	0.56	0.61

表-2 ソイルセメント配合表

セメント水比 $c/w(\%)$	単位セメント量 ( $\text{kN/m}^3$ )	配合比(重量比)		
		砂	セメント	水
120	2.18	6.4	1.2	1

い養生する。

- ④非改良部を作成する。非改良部は岡垣砂で充填する。改良地盤の型枠を外し、密度が極力一定となるよう空中落下方式で非改良部を作成する。

実験は、実験地盤作成後、3日間の養生期間の後、図-3に示すように改良地盤の中央に幅10cm、奥行き20cm、質量41.7kNのフーチングを設置し载荷する。载荷速度は1mm/minである。このとき、フーチングが接していない地盤表面にはエアバッグにより上載圧  $\alpha=98\text{kN/m}^2$  をかける。支持力実験はフーチング幅 ( $B_0=10\text{cm}$ ) の50%の変位 (5cm) が生じた段階で载荷試験を終了する。

## (3) 実験地盤

### a) ソイルセメント改良地盤

改良地盤のソイルセメントは岡垣砂<sup>7)</sup>と高炉セメントを混合して作成する。表-1に岡垣砂の物理的性質を豊浦標準砂と比較して示す。これより、岡垣砂は豊浦標準砂と比べてやや粒径が大きいものの均等係数は2.20となっており、均一な材料と判定できる。

ソイルセメントの配合は、3日間の養生後の载荷実験時において概ね一軸圧縮強さ  $q_u \approx 1000\text{kN/m}^2$  程度を目標としていくつかの配合試験を行い、表-2に示すものを採用した。

表-3に作成したソイルセメントの一軸圧縮強さ  $q_u$  と砂地盤の乾燥密度  $\rho_c$  の測定結果を示す。一軸圧縮強さについては、支持力実験を行った後で、実験土槽内からサンプリングし、整形した供試体について試験したもの(表中①, ②)、および各支持力実験ケースにおいて別途一軸圧縮試験用として用意した供試体(表中3, 4, 5)の計5ケース実施している。表-3をみると、一軸圧縮試験用として作成した供試体については、ばらつきはあるものの、概ね  $q_u \approx 1000\text{kN/m}^2$  は確保されている。一方、実験土槽内からサンプリングし、整形した供試体について試験したのから得られる一軸圧縮強さは、小さい値を示している。これは、いずれの供試体も作成時に均一な密度になるように体積と投入質量を管理したものの、支持力実

表-3 実験地盤の力学性状(ソイルセメント改良地盤)

case No.	試験回数	改良幅比 $\alpha$	プラスチック片混合率 $p(\%)$	ソイルセメントの一軸圧縮強さ(3日後) $q_u(\text{kN/m}^2)$						砂の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$
				①	②	3	4	5	平均	
0	1	-	0							1.43
	2	-	0							1.42
	3	-	0							1.41
1	1	0	0	588	823	1382	627	1705	1029	1.42
	2	0	0	402	382	1000	1490	1098	872	1.41
2	1	0.5	0	598	813	1558	1627	1833	1284	1.42
	2	0.5	0	774	608	1029	960	1382	951	1.42
3	1	1.0	0	735	794	1107	990	970	921	1.41
	2	1.0	0	862	902	1539	1597	794	1137	1.41
4	1	3.0	0	755	647	1264	1695	1196	1107	1.43
	2	3.0	0	755	539	1646	1813	1597	1274	1.41
5	1	5.0	0	951	921	1607	1499	1499	1294	1.41
	2	5.0	0	676	608	1000	1107	1421	960	1.42
6	1	0	5	826	715	1017	1024	1139	1060	1.42
	2	0	5	779	816	975	1026	1080	1027	1.41
7	1	0.5	5	635	701	1093	1128	1076	1099	1.41
	2	0.5	5	754	792	881	916	879	892	1.43
8	1	1.0	5	953	914	996	1190	1105	1097	1.41
	2	1.0	5	870	852	1256	1082	1101	1146	1.42

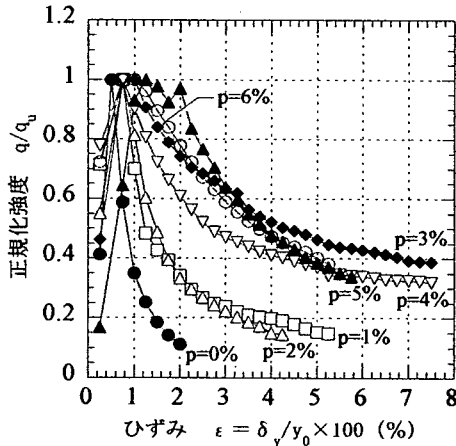


図-4 応力-ひずみ曲線

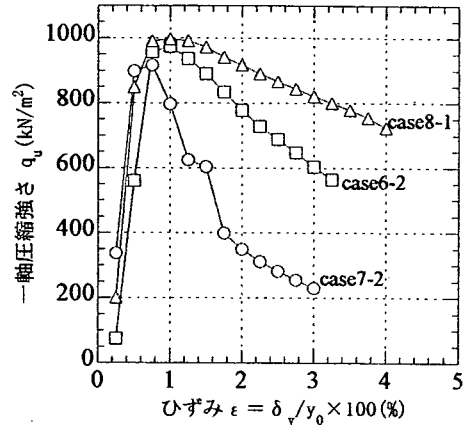


図-5 改良地盤の応力-ひずみ曲線

験土槽は体積が大きく、局部的なばらつきが生じたものと考えられる。充分な均一性を持つ実験地盤の作成方法については今後の検討課題である。また、砂地盤の乾燥密度についても実験土槽内で4箇所計測しているが、各実験ケースの平均密度は $\rho_s=1.41\text{g/cm}^3$ とどの実験でもほぼ同じ結果が得られていることがわかる。

b) プラスチック片混合改良地盤

本研究で用いるプラスチック片混合改良地盤は、前項のソイルセメント改良地盤にさらにプラスチック片を混合したものである。プラスチック片は、厚さ0.53mm、密度 $138\text{Mg/m}^3$ の塩ビ版を長さ48mm、幅4mmにカットしたものである。

実験に用いるプラスチック片混合率を決定するため、予備実験として一軸圧縮試験(供試体径 $D=10\text{cm}$ )を行った。試験の供試体は同一日に作成し、養生3日後の試

験に供した。図-4にその結果を示す。縦軸は材料のひずみ軟化特性を比較するために最大強度 $q_u$ で正規化している。また、横軸は圧縮量 $\delta_v$ を供試体高さ $y_0$ で除した軸ひずみ $\varepsilon$ を示している。試験は同一の混合率 $p$ をそれぞれ3ケースずつ行ったが、図-4にはその代表的なものを示している。無混合( $p=0\%$ )の場合、軸ひずみが0.5%程度でピーク強度を示し、その後急激に軟化する。プラスチック片混合率が増加すると、ピーク強度を過ぎた後の強度低下が小さくなり、ぜい性的破壊挙動の改善が図られる。本試験では、 $p=3\%$ 程度以上になるとその効果が出ている。そこで、今回は、混合率 $p=5\%$ により改良地盤を作成することとした。

プラスチック片混合改良地盤は、ソイルセメント改良地盤同様、支持力実験時においてその一軸圧縮強さが概ね $q_u=1000\text{kN/m}^2$ になるように、いくつかの予備試験を

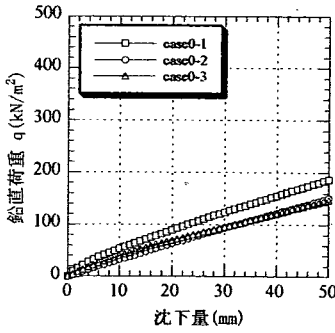


図-6(a) 荷重-沈下曲線(case0)

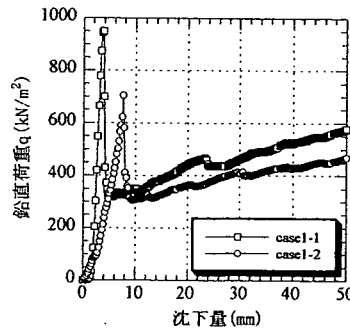


図-6(b) 荷重-沈下曲線(case1)

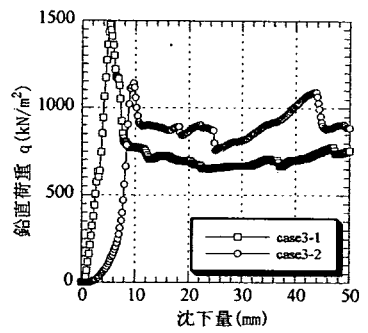


図-6(c) 荷重-沈下曲線(case3)

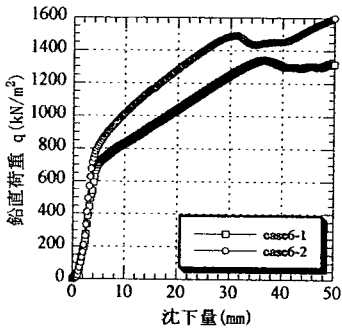


図-6(d) 荷重-沈下曲線(case6)

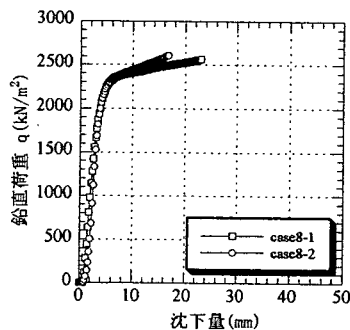


図-6(e) 荷重-沈下曲線(case8)

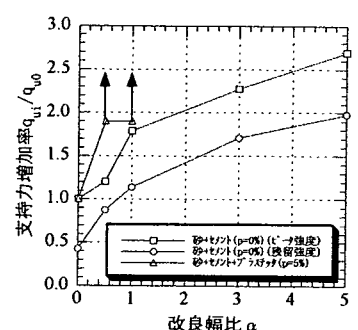


図-7 改良幅比 $\alpha$ と支持力増加率

行い、3日間の養生期間を設けた。それぞれの試験地盤において、別途養生した供試体の一軸圧縮強さが目標値( $q_u = 1000 \text{ kN/m}^2$ )に達した段階で支持力実験を実施した。表-3に、3日後のソイルセメントの一軸圧縮強さと非改良部の砂の密度を示す。

図-5は、支持力実験を実施する実験地盤と同時に別途作成、養生した供試体について、支持力実験を行う直前に実施した一軸圧縮試験の結果を示したものである。図-5から得られる改良地盤の強度とひずみの関係は、ピーク後の剛性は多少ばらつくものの一軸圧縮強さはほぼ同じであることがわかる。

#### (4) 実験結果

##### a) 荷重-沈下関係

図-6(a)~(e)はそれぞれケース0,1,3,6,8に対する荷重-沈下関係を示している。図中の凡例は、例えば「0-1」はケース0の1回目の実験であることを示している。

図-6(a)は、砂地盤のみの荷重-沈下関係を示しているが、計3回の実験結果はほぼ同様の傾向を示しており実験の精度はかなり高いことがわかる。なお、今回の実験地盤は原位置での表層部の地盤を想定してゆるい状態としたため、せん断時に砂がダイラタンシーを生じず、荷重-沈下曲線は明確なピークを示していない。

図-6(b)、(c)の各図はソイルセメント改良地盤に対す

る実験結果で、改良幅比 $\alpha$ の違いにより荷重-沈下関係がどのように変化するかを示したものである。図-6(a) (砂地盤のみ)と比較して共通していることは、荷重-沈下曲線が明確なピーク値(以降、ピーク支持力)を示すこと、また、その後変位の増加に伴って荷重が急激に低下するひずみ軟化現象を示すことである。このひずみ軟化現象は固結力を有するソイルセメントやせん断時にダイラタンシー挙動を示す非常に締まった土などに見られるぜい性破壊の特徴をよく表わしているといえる。ただし、いずれのケースもひずみ軟化に伴って荷重が消失することではなく、ある一定値まで低下した後、再び増加する傾向がみられる。また、ピーク支持力以降の荷重の最低値(以下、残留支持力)も砂地盤のみの場合の支持力と比較してはるかに大きい。これは、上載圧を受けた非改良部地盤により改良地盤の変形が拘束されたためと考えられる。また、図-6(b)と(c)を比較してみると、改良幅比 $\alpha$ が大きくなるとともにピーク支持力、残留支持力ともに増加していることがわかる。なお、各ケースで実験結果にばらつきがみられるが、これはソイルセメントを実験装置に投入したときに完全に均等には地盤が作成されていないためと考えられる。

図-6(d)、(e)はプラスチック片混合改良地盤を用いた支持力実験の荷重-沈下特性を示したものである。

まず、すべての場合において改良地盤において、破壊

後のじん性が改善されていることが分かる。沈下量 $\delta_f=5\text{mm}$ で支持力増加率が大幅に小さくなるが、それでも支持力増加率がマイナスになることはない。これはプラスチック片を混入していない場合と比べて決定的な違いである。この場合、変位量が増大しても支持力の低下はない。すなわち、プラスチック等の混合により、荷重-沈下特性を著しく改善することができる。このことは、改良地盤の支持力信頼性においてきわめて有利となる。つまり、3. で述べる支持方式に用いる強度としてピーク強度を積極的に用いることができるということになる。さらに、破壊後のじん性が改善できることで、塑性領域においても大地震時におけるエネルギー吸収も期待できる。

### b) 地盤改良幅が支持力に与える効果

図-7は、横軸に改良幅比 $\alpha$ 、縦軸にソイルセメントのみ、およびプラスチック片混入改良地盤の支持力 $q_w$ をそれぞれの $\alpha=0$ のときのピーク強度 $q_{w0}$ で除した正規化値 $q_w/q_{w0}$ との関係を示したものである。なお、ソイルセメントのみの場合はピーク強度が発現した後、強度が急激に低下しているため残留強度についても整理している。プラスチック混合改良地盤については、支持力増加は著しいが、載荷装置の能力の関係から、 $\delta_f=50\text{mm}$ まで載荷できなかったため、明確な破壊点を見出すことはできなかった。そこで、ここでは支持力増加率が大幅に低下する $\delta_f=5\text{mm}$ の時の荷重をピーク強度と考える。なお、実際の支持力はそれ以上と考えられるため、図中では参考として上向きの矢印を示している。

ソイルセメントのみの場合は、改良幅比が $\alpha=1.0$ 程度までは支持力改良効果が著しく、ピーク強度をみると、 $\alpha=1.0$ で $\alpha=0$ の場合の約1.8倍となっている。一方、 $\alpha$ が1以上となると増加の程度はややゆるやかとなる。また、残留強度についてもピーク強度と同様の傾向が見られる。ただし、図-6からも明らかなように、砂地盤のみの支持力が約 $200\text{kN/m}^2$ ( $\delta_f=50\text{mm}$ )であることを考慮すれば、ピーク強度後の残留強度においても、その改善効果は明らかである。

プラスチック片混合改良地盤の支持力増加率をソイルセメントのみの場合と比較すると、 $\alpha<1$ の範囲の結果しかないものの、支持力増加率はソイルセメントのみの場合に比べて大きくなっており、プラスチック片の効果が発揮されていることがわかる。また、表-3から、ソイルセメントのみの場合の一軸圧縮強さとプラスチック片混合改良地盤の一軸圧縮強さとを比較すると、両者に差はほぼないことから、プラスチック片が支持力の増加に寄与していることが分かる。

### c) 地盤の破壊形状と支持力のメカニズム

本実験では、フーチング幅( $B_f=10\text{cm}$ )の50%の沈下が生じた段階で実験を終了し、両脇の砂地盤を取り除いて、ソイルセメント部に生じているクラックを観察した。さ

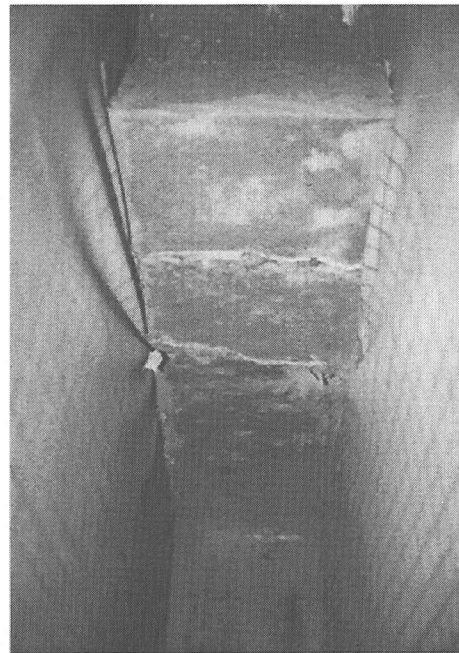


写真-1 側面部すべり面の例(case3-1)

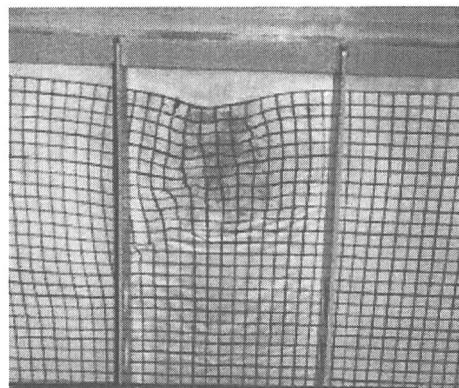
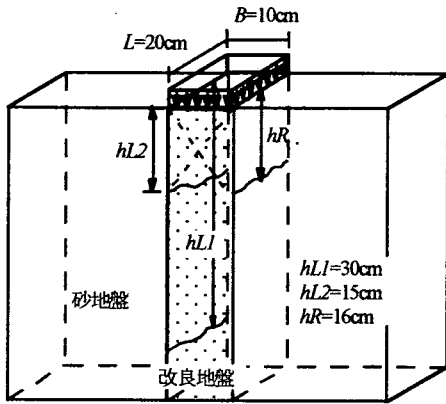


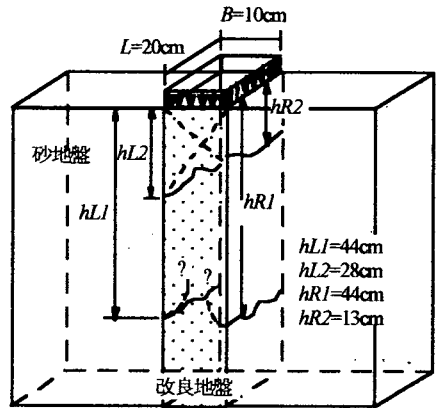
写真-2 ゴムシートの変形から観察されるすべり面の例(case3-1)

らに、摩擦低減のために土槽の側壁の内側に張りつけたゴムシートの変形から側面側の地盤の破壊形状を推定できるため、これを組み合わせて全体的な地盤の破壊形状と支持力のメカニズムを推定する。写真-1, 2 にそれぞれ側面部すべり面の例とゴムシートから観察されたすべり面の例を、図-8に推定した破壊形状を示す。図-8より、地盤の破壊は鉛直荷重に対して、ほぼ左右対称にすべりを生じており、力学的に理想的な形状となっていることがわかる。これは、両側面からの均一な砂の水平土圧が作用していることによると推定される。ただし、いずれの場合も砂地盤にはすべり線は観察されなかった。これは、砂地盤が改良地盤に比較してゆるく、圧縮性が大き



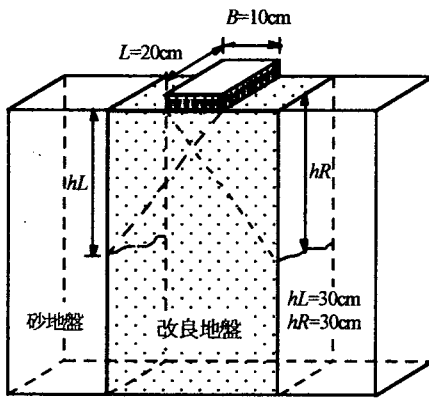
~~~~~ : 砂地盤除去後測定  
 - - - - : ゴムシートの変形から推定

図-8(a) 破壊形状(case1)



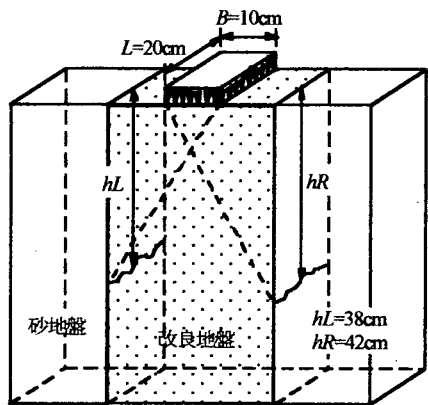
~~~~~ : 砂地盤除去後測定  
 - - - - : ゴムシートの変形から推定

図-8(c) 破壊形状(case6)



~~~~~ : 砂地盤除去後測定  
 - - - - : ゴムシートの変形から推定

図-8(b) 破壊形状(case3)



~~~~~ : 砂地盤除去後測定  
 - - - - : ゴムシートの変形から推定

図-8(d) 破壊形状(case8)

いため、砂地盤にすべりを生じるには変位量が小さいことが原因と考えられる。

改良幅比 $\alpha$ の増大に伴い、側面で観察されるひびわれの位置は深くなっており、このすべり面の拡大により支持力が増加することが予想できる。また、 $\alpha=3$ 、 $\alpha=5$ では、側面のすべり線は確認できなかった。図-7に示したように、改良幅の増加が直線的に支持力の増加につながるわけではなく、支持力の増加にも限界がある。すなわち、改良幅の増大に伴いその支持力特性は改良された単一の改良地盤のものへと収束して行くため、この単一地盤の支持力が上限となる。

また、ソイルセメントのみの改良地盤に生じるすべり線とプラスチック片を追加混合した改良地盤に生じるすべり線との間に破壊形状において大きな差異は見られず、すべり線はほぼ直線となり、ブランドルやテルツァギー

の支持力理論による主動領域と受働領域を結ぶ曲線状の遷移領域が生じていないことがわかる。これは、今回の室内模型実験では、改良部の強度や変形に関する力学特性は実際に適用されるものと同程度のものであるが、非改良部の砂地盤は、模型実験のために土被り圧が小さく、側方土圧の合力が小さいためであると考えられる。このような重力場での小型模型実験では、実際のものとの力学的相似関係が保証されないことから、今回の実験では曲線すべりモードを再現することは困難である。一方、Kitazume et. al.<sup>8)</sup>は深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力特性に関する遠心荷重実験を行っているが、これによると改良地盤が曲線すべりにより破壊している。これはフルスケールの重力場が再現された場合、改良地盤においてもブランドルやテルツァギーの支持力理論による曲線すべりが生じることを示している。

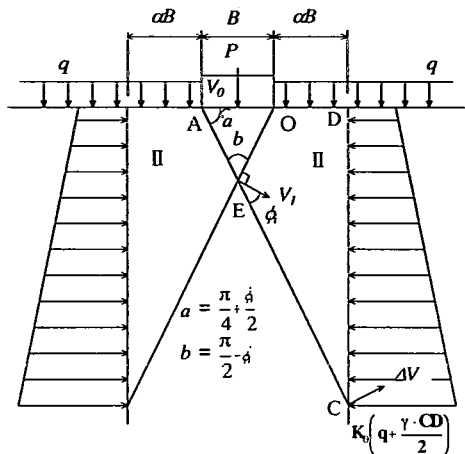


図-9 直線すべりモード

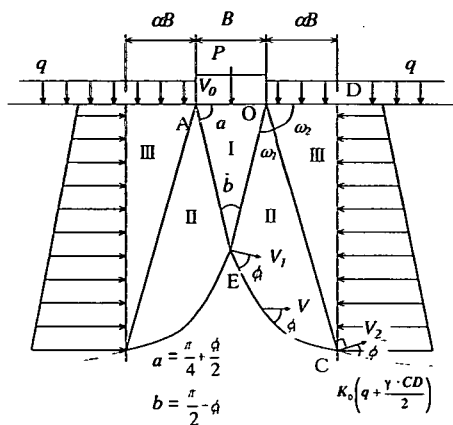


図-10 曲線すべりモード

#### 4. 改良効果を考慮した支持力式

##### (1) 破壊メカニズムの提案

前の2. で得られた実験結果をもとに、ここでは直線すべり線が生じるモード(以下、直線すべりモード)と、曲線すべり線が発生するモード(以下、曲線すべりモード)の2つの破壊メカニズムを考える。図-9, 10にそれぞれ仮定する直線すべり面、曲線すべり面の破壊メカニズムを示す。図-9は改良体中に直線すべり線が生じ、改良部と非改良部との境界面では静止土圧が作用していると仮定している<sup>9)</sup>。ここで静止土圧を仮定したのは、砂地盤は軟らかく、変形を吸収しやすいため、極限的な塑性土圧は発現しないと考えたためである。図-10は、改良地盤に対してはプランドルやテルツァギーの支持力理論と同様に主働土圧領域と受働土圧領域、およびこれらを結ぶ遷移領域が生じ、改良地盤と非改良部の境界面では静止土圧が作用していると仮定している<sup>9)</sup>。

##### (2) 速度場法による支持力式の誘導

###### a) 直線すべりモード

まず、図-9に示すような破壊形状を定める。ここで、AO面で速度 $V_0$ 、荷重 $P$ を受けた改良地盤は基礎端部A点から発生した直線すべり面は、E点を通り、C点へと至る。そして、すべり面ACに沿って速度 $V_1$ で移動する。速度の連続条件から $V_0$ と $V_1$ の鉛直成分は等しくならなければならないので次式が成り立つ。

$$V_0 = V_1 \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right) \quad (2)$$

ここで、 $V_1$ の水平成分を $V_{11}$ とすると、

$$V_{11} = V_1 \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2}\right) = V_0 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right) \quad (3)$$

となる。

なお、強度定数については、本文では改良を行わない砂地盤と改良地盤に対して、以下のように区別する。

$c_0, \phi_0, \gamma_0$ : 原地盤の強度定数

$c_i, \phi_i, \gamma_i$ : 改良地盤の強度定数

次に、内部消散エネルギー $E$ を求める。全内部消散エネルギー $E$ は次式で得られる。

$$\begin{aligned} E &= c_i \cdot \overline{AC} \cdot V_1 \cos \phi_i \\ &= c_i \cdot \frac{(1+\alpha)}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right)} \cdot \frac{BV_0}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right)} \cos \phi_i \quad (4) \end{aligned}$$

次に、全外力仕事 $\Sigma W$ を求める。外力仕事の総和は、AO面に受ける荷重 $P$ による仕事 $W_p$ 、サーチャージ $q$ による仕事 $W_q$ 、 $\triangle ACD$ 領域の地盤自重による仕事 $W_{ACD}$ 、およびDC面に受ける静止土圧による仕事 $W_{CD}$ の和であり、それぞれ次式のように表される。

$$W_p = P \cdot V_0 \quad (5)$$

$$W_q = q \alpha B V_0 \quad (6)$$

$$W_{ACD} = \frac{1}{2} \gamma_i (1+\alpha)^2 B^2 V_0 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right) \quad (7)$$

$$\begin{aligned} W_{CD} &= -V_0 B q K_0 (1+\alpha) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right) \\ &\quad - \frac{1}{2} B^2 \gamma_i K_0 (1+\alpha)^2 \tan^3\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right) \quad (8) \end{aligned}$$

全外力仕事 $W_{total}$ は式(5)~(8)を合計して得られる。

$$W_{total} = W_p + W_q + W_{ACD} + W_{CD} \quad (9)$$

フーチングに作用する荷重 $P$ は、式(4)と式(9)を等値として得られる。さらに $K_0 = 1 - \sin \phi_0$  (Jakyの式<sup>10)</sup>)と仮定すると式(10)で表される支持力式が得られる。また、内部消散エネルギーに起因する支持力係数を $N_{ci}$ 、サーチャージに起因する支持力係数を $N_{qi}$ 、外力仕事に起因する支



持力係数を  $N_n$  とすると、これらは式(11)~(13)のように表される。

$$P = c_i B N_{ci} + q B N_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_i (1 + \alpha)^2 B^2 N_{\gamma_i} \quad (10)$$

$$N_{ci} = \frac{(1 + \alpha) \cos \phi_i}{\cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)} \quad (11)$$

$$N_{qi} = (1 + \alpha) \cdot (1 - \sin \phi_0) \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right) - \alpha \quad (12)$$

$$N_{\gamma_i} = (1 - \sin \phi_0) \tan^3 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right) - \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (13)$$

### b) 曲線すべりモード

フーチングに荷重  $P$ 、その周辺地盤に上載圧  $q$  が作用する状態において、図-10 に示すような可容速度場を考える。この可容速度場は変位の境界条件と適合条件を満たす必要があるため、OE 面と EC 面における速度の不連続量に対して、次の連続条件が成立しなければならない。

$$\text{OE 面} \quad V_o = \frac{\cos \phi_i}{\cos \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2} \right)} V_1 \quad (14)$$

$$\Delta V = V_1$$

$$\text{EC 間} \quad \begin{aligned} V &= V_1 \exp(\omega \tan \phi_i) \\ V_2 &= V_1 \exp(\omega_1 \tan \phi_i) \end{aligned} \quad (15)$$

次に内部消散エネルギーを求める。内部消散エネルギーは、直線すべり区間においては粘着力に速度の不連続量を乗じて、遷移領域においてはさらに領域内部での消散エネルギーを加えて得られる。式(16)~(18)にそれぞれ OE 間、EC 間における内部消散エネルギーを示す。

$$\text{OE 間} \quad E_{OE} = c_i B V_1 \frac{1}{2 \cos \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)} \quad (16)$$

$$\text{EC 間} \quad E_{EC} = c_i B V_1 \frac{\exp(2\omega_1 \tan \phi_i) - 1}{2 \tan \phi_i \cos \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)} \quad (17)$$

$$\text{CD 間} \quad \begin{aligned} E_{CD} &= c_i \cdot CD \cdot V_2 \cos \omega_2 \\ &= c B V_1 \alpha \sin \omega_2 \exp(\omega_1 \tan \phi_i) \end{aligned} \quad (18)$$

また、全内部消散エネルギー  $E_{total}$  は、式(16)~(18)の和として得られ、式(19)のようになる。

$$E_{total} = E_{OE} + E_{EC} + E_{CD} \quad (19)$$

次に外力仕事を求める。外力仕事は、外力作用方向の仕事と地盤自重が重力方向になす仕事を合計して得られる。なお、ここでは下向きに作用する仕事を正とする。

載荷重  $P$  およびサーチャージによる仕事は次式で表さ

れる。

$$W_P = P V_1 \frac{\cos \phi_i}{\cos \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2} \right)} \quad (20)$$

$$W_q = -q \alpha B V_1 \exp(\omega_1 \tan \phi_i) \cos \omega_2 \quad (21)$$

I~III 領域における自重による仕事は次式で表される。

$$W_I = \frac{\gamma_i B^2 V_1}{2} \frac{\cos^2 \phi_i}{4 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right) \cos \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2} \right)} \quad (22)$$

$$W_{II} = -\frac{\gamma_i B^2 V_1}{2} \frac{1}{4 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)} I \quad (23)$$

$$I = \frac{1}{9 \tan^2 \phi_i + 1} \left\{ \exp(3\omega_1 \tan \phi_i) \cdot \left[ 3 \tan \phi_i \sin \left( \frac{3}{4} \pi - \frac{\phi_i}{2} - \omega_1 \right) + \cos \left( \frac{3}{4} \pi - \frac{\phi_i}{2} - \omega_1 \right) \right] - \left[ 3 \tan \phi_i \sin \left( \frac{3}{4} \pi - \frac{\phi_i}{2} \right) + \cos \left( \frac{3}{4} \pi - \frac{\phi_i}{2} \right) \right] \right\}$$

$$W_{III} = -\frac{\gamma_i B^2 V_1}{2} \alpha^2 \exp(\omega_1 \tan \phi_i) \quad (24)$$

CD 間に作用する仕事は次式で表される。

$$W_{CD} = -K_0 V_1 \left( q + \frac{\gamma_i \alpha B \tan \omega_2}{2} \right) \exp(\omega_1 \tan \phi_i) \sin \omega_2 \quad (25)$$

全外力仕事  $W_{total}$  は各領域の外力仕事を合計することで得られ、式(26)のようになる。

$$W_{total} = W_P + W_q + W_I + W_{II} + W_{III} + W_{CD} \quad (26)$$

したがって、フーチングに作用する荷重  $P$  は、全内部消散エネルギー  $E_{total}$  と全外力仕事  $W_{total}$  を等値として、式(27)で表される。また、内部消散エネルギーに起因する支持力係数を  $N_{ci}$ 、サーチャージに起因する支持力係数を  $N_{qi}$ 、外力仕事に起因する支持力係数を  $N_{\gamma_i}$  とすると、これらは式(28)~(30)のように表される。

$$P = c_i B N_{ci} + q N_{qi} + \frac{\gamma_i B^2}{2} N_{\gamma_i} \quad (27)$$

$$N_{ci} = \frac{\cos \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2} \right)}{\cos \phi_i} \left[ \frac{1}{2 \cos \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)} + \frac{\exp(2\omega_1 \tan \phi_i) - 1}{2 \tan \phi_i \cos \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)} + \alpha \sin \omega_2 \exp(\omega_1 \tan \phi_i) \right] \quad (28)$$

$$N_{qi} = \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2}\right)}{\cos \phi_i} \times \exp(\omega_1 \tan \phi_i) (\alpha B \cos \omega_2 + K_0 \sin \omega_2) \quad (29)$$

$$N_{\pi} = \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2}\right)}{\cos \phi_i} \left\{ \frac{\cos^2 \phi_i}{4 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right) \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2}\right)} + \frac{1}{4 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2}\right)} + \alpha^2 \exp(\omega_1 \tan \phi_i) + \frac{K_0 \alpha}{B} \tan \omega_2 \sin \omega_2 \exp(\omega_1 \tan \phi_i) \right\} \quad (30)$$

### (3) 支持力評価式の適用範囲

図-11は、支持力実験結果と提案する支持力式で計算した理論値の対応を示したものである。図中、プラスチック片混合地盤における矢印は、実際の実際の支持力増加率が図示されている値よりも大きくなっていることを示している。

ソイルセメント改良地盤の支持力機構を想定した直線すべりモードでは、 $\alpha < 1$  の範囲ではほぼ理論値と一致するが、 $\alpha > 1$  の場合は、実験では支持力改善効果はそれほど生じず、理論値と一致しない。これは次の理由によると思われる。

直線すべりモードは改良範囲の増大に直線的に比例して支持力は増大する。しかし、改良幅が大きくなると曲線すべりモードにおける内部消散エネルギーが小さくなるため支持力の増大が鈍化する。改良幅比 $\alpha=5$ 程度となると、改良された単一の支持地盤とみなしてよく、この支持力増加率は実験で得られた支持力と同様に2.6程度が上限となる。

一方、改良幅が大きくなると単一地盤に近づくためその影響は小さくなり、実験値と曲線すべりモードの理論値の対応はよくなると考えられる。すなわち、直線すべりモードの適用限界は $\alpha=1$ 程度の小さな範囲にあるといえる。

プラスチック片混合改良地盤の場合、今回の試験では試験装置の能力の関係から明確な試験値が出ていないので理論値との詳細な比較は困難であるが、プラスチック片混合改良地盤の支持力機構を想定した曲線すべりモードから得られる理論値よりもかなり大きな改善効果が見込めそうである。

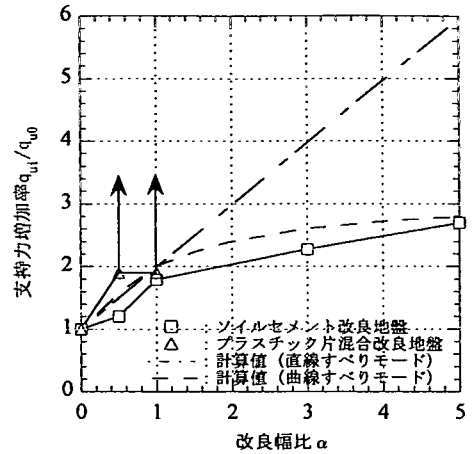


図-11 実験結果と理論値との比較

### 5. おわりに

本文では、ソイルセメント改良地盤の支持力改善効果を室内模型実験により明らかにするとともに、改良地盤と原地盤の複合地盤に対して、破壊メカニズムを仮定し、支持力評価式を導いた。その成果は以下のようにまとめられる。

- 1) 支持力実験用土槽を利用し、試験地盤の作成に種々の工夫をすることにより、比較的均一なソイルセメント改良地盤と砂地盤を作成することができた。
- 2) ソイルセメントのみの改良地盤の荷重-沈下特性として、支持力は明確なピーク値を示すが、その後急激に支持力が低下するひずみ軟化現象を示す。ただし、この場合でも砂地盤のみの場合に比較してはるかに大きな残留支持力を保持する結果が得られた。
- 3) ソイルセメント改良地盤にさらにプラスチック片を追加混合した場合、破壊後のじん性を改善でき、エネルギー吸収性能が高まることが明らかとなった。
- 4) 改良地盤の支持力は、地盤改良幅比 $\alpha$ の増加に伴って増加する。特に $\alpha=1.0$ 付近でその増加の程度が大きくなる。また、今回の重力場での破壊形状として直線すべりが観察された。
- 5) 地盤改良幅が大きくなると改良地盤の単一地盤の支持力へと近づくものと考えられる。ただし、今回は明確なすべり線は観察できなかった。
- 6) 二つの破壊メカニズムをもとにした支持力式を提案し支持力実験結果との対応を考察し、その支持力特性が改良幅比 $\alpha$ に応じて、 $\alpha < 1$ では直線すべりモードに、 $\alpha > 1$ では曲線すべりモードとなり得ることを示した。

## 参考文献

- 1) 加藤丈晴, 落合英俊, 安福規之, 大嶺 聖, 大野司郎: プラスチック片を混合したセメント安定処理土の改良効果, 九州大学集報, 第 68 卷, 第 6 号, pp.535-540, 1995.11.
- 2) 築地健太郎, 安福規之, 落合英俊, 大嶺 聖, 宮崎良彦: プラスチック廃材を利用したセメント安定処理土の粘り強さの改善, 第 33 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.2263-2264, 1998.7.
- 3) 築地健太郎, 落合英俊, 大嶺 聖, 山本雅之, 宮崎良彦: プラスチック片混合によるセメント安定処理土の強度改善効果, 第 34 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.767-768, 1999.7.
- 4) 落合英俊, 安福規之, 大嶺 聖, 山本雅之: プラスチック廃材を用いた新たな地盤材料の活用-表層改良地盤の支持力特性の改善効果-, 第 3 回環境地盤工学シンポジウム, pp.125-130, 1999.11.
- 5) 落合英俊, 安福規之, 大嶺 聖, 山本雅之: プラスチック廃材を用いた複合地盤材料の開発, 土と基礎, 第 48 卷, 第 6 号, pp.16-18, 2000.6.
- 6) 山本雅之, 落合英俊, 安福規之, 大嶺 聖: プラスチック廃材の地盤補強材としての有効利用, 第 35 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1047-1048, 2000.6.
- 7) 十河徹, 松本明広, 山本英孝: 組み合わせ荷重を受ける杭の支持力機構に関する研究, 九州共立大学卒業論文, 1994, 3.
- 8) Kitazume, M., Ikeda, T. and Miyajima, S.: Bearing capacity of improved ground with column type DMM, Grouting and Deep Mixing, pp.503-508, 1996.
- 9) 石原研而著: 土質力学, pp.257-262, 丸善, 1988.
- 10) 落合英俊: ヤーキーの静止土圧係数式, 土と基礎, Vol.33, No.4, pp.61-63, 1985.

(2000.11.6 受付)

## THE CHARACTERISTICS OF THE BEARING CAPACITY ON THE IMPROVEMENT GROUND WITH MIXED PLASTIC CHIPS

Yasuyuki YOKOTA, Yoshito MAEDA, Hidetoshi OCHIAI and Kiyoshi OMINE

This study reveals the characteristics of the bearing capacity of spread foundation on improvement ground of soil cement mixed with plastic chips. First, the unconfined compression test is conducted in order to confirm the improvement of soil cement's elements. Next, the laboratory bearing capacity test is done to clarify the characteristic of the bearing capacity. As the result of these tests, it is found out that, in the case where plastic chips are included, the failure mechanism of the improvement soil cement ground changes from the brittle failure mode to the ductility failure mode. Furthermore, these failure mechanisms are assumed based on the test results, and the equation for evaluating bearing capacity is formulated using the velocity field method.