

プラスチック等が混入した廃棄物層の
斜面安定性等の力学特性と水挙動に関する研究

2018年9月

長崎大学大学院工学研究科

山脇 敦

目 次

	頁
第1章 序論 -----	1
1-1 研究の背景 -----	1
1-2 既往の研究 -----	2
1-3 研究の目的 -----	5
1-4 本論文の構成 -----	6
参考文献 -----	9
第2章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤での強度試験と簡易現場試験法 -----	11
2-1 はじめに -----	11
2-2 試験現場 -----	11
2-3 試掘 -----	14
2-4 力学試験方法と簡易試験の提案 -----	18
2-4-1 強度試験方法の選択 -----	18
2-4-2 現場一面せん断試験, 現場土圧試験 -----	18
2-4-3 平板載荷試験 -----	20
2-4-4 衝撃加速度試験 -----	21
2-4-5 安息角試験 -----	22
2-4-6 現場空隙率試験 -----	23
2-5 力学試験結果 -----	25
2-6 簡易試験方法の適用性 -----	28
2-6-1 衝撃加速度試験の適用性 -----	28
2-6-2 安息角試験の適用性 -----	31
2-7 まとめ -----	33
参考文献 -----	34
第3章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性評価 -----	35
3-1 はじめに -----	35
3-2 廃棄物地盤の斜面崩壊に関する事例調査 -----	36
3-2-1 国内外の堆積廃棄物層の大規模斜面崩壊事例 -----	36
3-2-2 国内での斜面崩壊等の状況 -----	40
3-3 現場実験及び室内実験 -----	42
3-3-1 載荷実験 -----	42

3-3-2 崩壊実験	46
3-3-3 引張試験と引張抵抗	47
3-3-4 せん断強度の異方性と水分量の関係	50
3-3-5 耐震性に関する試験	51
3-4 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性解析	54
3-4-1 円弧すべり解析による斜面安定解析法	54
3-4-2 引張抵抗の与え方	56
3-4-3 せん断抵抗の異方性	58
3-5 無限長斜面を仮定した斜面安定性解析	59
3-6 斜面安定性解析適用例と解析方法の適用性	60
3-7 安息角試験による斜面安定性の概略評価	66
3-7-1 停止安息角と斜面安定性の関係	66
3-7-2 安息角確認実験	67
3-7-3 安息角試験からみた斜面安定特性	69
3-7-4 停止安息角と限界安息角による引張抵抗の推定	70
3-7-5 安息角試験による引張抵抗角等を用いた斜面安定性評価	72
3-8 わが国の不法投棄等現場での斜面崩壊のパターン	75
3-9 斜面安定性評価上の留意事項	79
3-9-1 内部水位、地震力	79
3-9-2 プラスチック等の強度劣化	79
3-9-3 深度方向のせん断強度	80
3-9-4 細粒分の深部への移行による影響	81
3-10 まとめ	81
参考文献	83
第4章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の沈下、支持力特性	85
4-1 はじめに	85
4-2 海外でのプラスチック等が混入した廃棄物地盤の活用事例	86
4-3 平板載荷試験による極限支持力	88
4-3 プラスチック等が混入した廃棄物地盤での沈下計測	90
4-3-1 沈下計測方法	90
4-3-2 沈下計測結果	91
4-3-3 沈下と降雨の関係	92
4-3-4 空隙率等と沈下の関係	93
4-4 注水沈下実験	95
4-5 表面波探査による内部密度の調査	96

4-6	不同沈下に関する実証载荷実験	99
4-7	衝撃加速度試験と安息角試験による支持力評価	100
4-8	廃棄物地盤中の衝撃・荷重の伝搬についての考察	102
4-9	まとめ	103
	参考文献	104
第5章	プラスチック等が混入した廃棄物地盤の水挙動と浸透量算定方法	105
5-1	はじめに	105
5-2	浸透経過確認実験	106
5-3	浸透特性把握のための大型カラム実験	107
5-3-1	実験方法	107
5-3-2	排水特性に関する実験結果	108
5-3-3	実験後の容器内の状態	112
5-4	浸透モデルの提案と浸透量計算	112
5-4-1	カラム内の流出応答計算	112
5-4-2	実現場での検証	115
5-5	排水に含まれる固形分量と沈下量	117
5-6	排水の水質	118
5-7	まとめ	120
	参考文献	121
第6章	結論	122
	謝辞	125

第1章 序論

1-1 研究の背景

プラスチック等が混入した廃棄物地盤は、産業廃棄物安定型最終処分場（全国に約 1100 箇所¹⁾）や廃棄物処理法政令第 269 号（平成 9 年）の施行前に設置された許可または届出の対象外の小規模最終処分場、不法投棄支障除去現場、災害廃棄物仮置場等、多数存在する。

こうした地盤については、不法投棄事案で急勾配に堆積した場合の斜面崩壊の危惧や、跡地利用等の際にフワフワで使えないとの指摘がなされており、重量構造物設置等による利活用は進んでいない。

斜面安定性については、不法投棄等現場の生活環境保全上の支障やそのおそれの除去を都道府県等が投棄行為者等に代わって実施する場合の都道府県等への支援事業（廃棄物処理法及び産廃特措法に基づく事業）²⁾において、堆積廃棄物の崩壊の危険があるとされた事案は平成 28 年度末までに 23 件あった。さらに、平成 28 年度末で依然全国に約 1,600 万 t の産業廃棄物の不法投棄等が残存³⁾しており、この中にも急勾配に堆積し崩壊の危険が指摘されている現場が多数存在し、早急な対応が望まれている。

しかしながら、一般廃棄物最終処分場が焼却灰を主とした埋立になっていること等を背景として、産業廃棄物安定型最終処分場等のプラスチック等が混入した廃棄物地盤に関する力学面等の研究は十分にはなされていない。このため、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性や支持力等の評価は土質力学に基づく地盤評価法が援用されている状況にある⁴⁾が、廃棄物処分場等のプラスチック等が混入した廃棄物地盤では個々の廃棄物サイズが数 cm からメートル単位のものまであり、既往の土質試験法の適用が困難な場合が多い。

一方、現場経験的には、わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性は、通常の土地盤よりも遙かに高いことが知られている。しかし、強度評価方法が確立されていないことから、廃棄物処分場の斜面勾配や不法投棄現場の斜面安定化対策においては、廃棄物処理法に基づく産業廃棄物の保管基準に示された最大勾配⁵⁾に従って、盛土の安定勾配と同様の 1:2 勾配で整形される場合がほとんどである。このため、適切に地盤強度が評価されるようになれば、現状よりも急勾配での埋立が可能になり廃棄物処分場の容量増加や、不法投棄現場の斜面安定化対策費の抑制がなされるとともに、未利用廃棄物地盤の有効活用に結びつくことが期待される。

さらに、海外では 2017 年 4 月にスリランカで発生した廃棄物集積場（landfill）での大規模斜面崩壊災害（死者 32 名）^{6),7)}等、海外の水分を多く含む都市ごみ等の廃棄物集積場において、大雨後等に大規模な斜面崩壊が頻発しており、プラスチック等が混入した廃棄物

地盤の力学特性を知ることは、海外への技術移転にもつながる。

また、海外の斜面崩壊事例等から斜面安定性等の力学特性に廃棄物層中の水の挙動が密接に関係することが類推されるとともに、廃棄物地盤の利用に際しての環境評価面でも水の挙動は有害物質の流出等に深く関係する。

このようななかで本研究は、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の有効活用に向けて、力学試験法、斜面安定性、支持力・沈下特性、水挙動に関する研究を包括的に行うものである。

1-2 既往の研究

わが国の廃棄物地盤の力学研究については、行政が管理する一般廃棄物処分場が主に焼却灰により埋め立てられていることから、焼却灰地盤に関する力学面の研究は行政研究機関等によりなされている。しかし、個々の廃棄物サイズが格段に大きく力学特性が異なるプラスチック等が混入した廃棄物地盤については、民間管理の産業廃棄物処分場や不法投棄現場が主であることもあり、力学面での研究はほとんどなされていないのが実情である。

わが国の廃棄物地盤の土質定数に関しても、都市廃棄物焼却残渣の値については、「廃棄物最終処分場整備の計画・設計管理要領，2010 改訂版」⁸⁾に例示されているものの、プラスチック等が混入した廃棄物については具体的な例示はない。

このような中で、東畑郁夫⁹⁾らは、廃棄物処分場(ドイツ及び東京湾の一般廃棄物処分場)から実際の廃棄物を採取し、大型三軸圧縮試験(直径 300mm, 高さ 600mm)等を行い、圧縮性、せん断特性、地震時変形特性などの力学的特性の解明を試みている。その結果、東京湾の一般廃棄物処分場の不燃性廃棄物(3~5cm 程度のビニールやプラスチック類が重量比 25%程度)には、圧縮性が高くクリープによる長期沈下が継続する、土質材料と比べ初期剛性が非常に小さいが非線形性が顕在化しにくい、ポアソン比が小さい、過圧密状態で剛性が大きくなる、剛性は乾燥密度や拘束圧に依存する、载荷方向によりせん断特性が異なる、土質材料と同様にせん断剛性はひずみ依存性を持つが、減衰は明確でないという特性があることを示している。

また、山内一生¹⁰⁾らは、F 県某清掃組合最終処分場の適正化等の際に大規模な廃棄物掘削を実施し、廃棄物層の粘着力(c)、内部摩擦角(ϕ)について考察し、廃棄物層の掘削は土砂掘削に比べ相当な急勾配(掘削勾配 1:0.5 で高さ 20m 程度)で可能であることを類推した。

しかし、いずれも一般廃棄物処分場を対象とした研究であり、長尺のプラスチック等を含む産業廃棄物の処分場や不法投棄現場を対象としたものとはなっていない。

海外に目を向けると、廃棄物処理の方法として焼却よりも埋立が選択される場合が多いことや、処分場等での大規模な斜面崩壊が世界各地で頻発していることもあり、ドイツ、米国、カナダ等で、プラスチックが混入している都市固形廃棄物についての力学研究が行

われている。ドイツの Florian Koelsch^{11),12)}は、都市固形廃棄物の力学特性として、せん断強度の構成要素に引張抵抗に相当する繊維性粘着力 (fibre-cohesion) を定義し、大型の引張試験によるその算定方法を示した。また、摩擦抵抗については、大型一面せん断試験 (せん断断面:1m×1.8m) による試験方法を示した。さらに、土質力学を基礎として、上述のせん断強度パラメータを用いた斜面安定評価のための極限平衡式を次のとおりに示している。

$$T = (G \cdot \tan \varphi + c \cdot b + G \cdot \tan \zeta \cdot \sin(1.5 \theta)) / (\mu \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi + \cos \theta) \quad \text{----- (1.1)}$$

ここに、 T : すべり面でのせん断抵抗(kN/m)

G : 自重等による鉛直荷重(kN/m)

μ : 安全率(F_s)の逆数,

安全率(F_s): すべり面に沿って斜面が極限平衡状態になるようにせん断強度定数を低減させる係数

b : すべり面長(m)

φ : 内部摩擦角(°)

c : 粘着力(kN/m²)

θ : すべり面の傾斜角(°)

ζ : 引張抵抗角(°)

また、Klaus Peter Salomo¹³⁾は、ハンブルグの都市固形廃棄物埋立地で大型風力発電設備の建設を目的として、ボーリング調査や平板載荷試験等による地盤調査を行うとともに、廃棄物地盤での大型風力発電設備基礎の合理的設計方法を提案した。なお、大型風力発電設備の設置後の状況は、廃棄物地盤は毎年 20mm 程度の沈下が生じているものの、風車頂部での水平変位はほぼ 0 であり、設計法が適切であったことが裏付けられている。

同様にカナダの I.R.Fleming¹⁴⁾らが、廃棄物処分場上で大型発電風車基礎の設計のために、広範囲に平板載荷試験を行って廃棄物地盤の支持力や偏心荷重への耐力を試算している。

米国では、Dimitrios Zekkos^{15),16)}らが、サンフランシスコ湾の処分場から採取した都市固形廃棄物により大型一面せん断試験 (300mm×300mm box) を実施し、廃棄物のせん断応答を調べ、プラスチック等の繊維質廃棄物の量と配向がせん断強度において支配的要因であり、一般的な堆積時と同様に繊維質の方向がせん断面と平行のとき繊維質による効果が小さくなることや、繊維質の配向がせん断面に対し 60° のときせん断強度が最大となることを示した。せん断抵抗は、変位が大きいときでも大きな値をとり、重量、締固め、せん断速度が大きいほど大きな値をとることを示した。また、せん断強度の試験方法については、一面せん断試験が適するとしている。

廃棄物層中の水挙動については、焼却灰を主とした一般廃棄物処分場については種々の研究がなされているものの、プラスチック等が混入した廃棄物層の水挙動については、体系的な研究は行われておらず、未だ明らかになっていない状況である。このような中で、

原口¹⁷⁾らがプラスチックフィルムの混入した廃棄物地盤について、プラスチックフィルムの混入率が大きいほど上載圧の増加に伴う間隙比の減少が大きく透水係数が急激に小さくなることや、透水係数に異方性（水平方向が鉛直方向に比べ大きい）があることを示している。海外研究については、生ごみ主体の埋立で地盤中に飽和状態に近い水分があるような地盤が対象であるため、わが国の生ごみが無く含水率が低いプラスチック混入地盤での水挙動とは異なっていることが考えられる。

以上を整理すると、各国の研究者はプラスチックが混入した都市廃棄物層について、総じて次のようにみていると言える。

（力学的特性や試験方法について）

- ・廃棄物層の斜面安定性評価等のための強度算定は土質工学的アプローチで可能^{9),11),14)}。
- ・変位が大きくなってもせん断破壊が生じにくいなど、廃棄物層は土層と比較して、弾性的挙動を示す⁹⁾。
- ・せん断強度の構成要素には、都市固形廃棄物に含まれる繊維質（プラスチック類等）による引張抵抗もある^{11),12)}。
- ・せん断強度には都市固形廃棄物に含まれる繊維質の方向により強度が異なる異方性が存在することや、密度の増加に応じてせん断強度が増すことが窺える^{11),12),14),15)}。
- ・廃棄物層のせん断抵抗の試験方法としては、一面せん断試験が適する^{11),14)}。

（斜面安定性評価方法について）

- ・土質工学で用いられる断面方向の 2 次元の極限平衡法（円弧すべり解析等）によりなされている。例えば、ドイツのケルシュ(Koelsch)は廃棄物の引張抵抗を考慮した極限平衡式を示している。

（廃棄物地盤の利用について）

- ・長期間の沈下は生じるものの、適切な設計法により重量構造物の設置は可能¹³⁾。

（水挙動について）

- ・透水係数に異方性（水平方向が鉛直方向に比べ大きい）がある¹⁷⁾。

本研究は、上記の既往研究結果を踏まえて、土質工学的アプローチにより行うものである。また、海外も含めた既往研究で明らかとなっていない、わが国の生ごみが無く含水比が小さいプラスチック等の混入地盤の強度特性や水挙動を調べるものである。

1-3 研究の目的

産業廃棄物安定型処分場等のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の有効利用を進めるためには、未解明である地盤力学特性を把握することや、有効な強度試験法を提示することが必要になる。また、力学特性や排水の安全性等に関係する地盤中の水挙動の把握も必要になる。

こうしたことが把握できれば、産業廃棄物安定型処分場等の未利用廃棄物地盤での重量構造物設置等による有効活用が進むことが期待できるとともに、それによって地域貢献や周辺住民の処分場への理解の醸成等の効果も期待できる。また、不法投棄等現場は全国に未だ約 1,600 万ト残留し、行政には斜面崩壊や有害物流出等についての監視や必要に応じた対策が求められており、こうした現場での合理的な監視、対策に結びつく。さらに、多方面への波及効果も期待でき、例えば、処分場の水処理施設の経済設計や有効な埋立方法の確立等に結びつく可能性がある。また、材料分野、建設分野等を含めて関連研究が進むことや、廃棄物地盤の斜面崩壊が頻発しているアジア地域等の海外への技術移転も期待できる。

地盤構成面からみると、プラスチック等が混入した廃棄物地盤は、長尺物（プラスチック等）を多く含み、それらが主に水平方向に、複雑に屈曲して内部に多くの空隙を抱えるような形で堆積しているという特長がある。したがって、この特長に合致した強度試験方法の選定が必要になるとともに、斜面安定性（せん断強度特性）、沈下・支持力特性や、水の浸透特性が通常の土砂地盤とは大きく異なることが考えられる。

以上をふまえて、本研究は、プラスチック等が混入した廃棄物地盤について、適切な地盤強度試験（簡易試験法の提案を含む）により基本的な強度特性を把握すること、斜面安定性の把握とその評価方法を提示すること、支持力・沈下特性の把握とその評価方法を提示すること、地盤中の水挙動の把握と浸透量の算定方法を提示することを目的とする。

地盤強度試験法の研究では、プラスチック等が混入した廃棄物地盤は個々の廃棄物サイズが土砂地盤に比べ格段に大きいこと等をふまえて試験方法を選定し、20 現場 30 箇所現場試験を行って、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の基本的な強度特性を把握する。また、地盤強度試験については、調査の初期段階等で簡易に広範囲の強度を把握することが処分場等の所有者や行政にとって重要になることから、現場での簡易試験法についても提示する。

斜面安定性の研究では、国内外のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の大規模斜面崩壊事例を調べたうえで、現場実験（載荷実験、崩壊実験）、室内実験（引張試験、せん断強度の異方性と水分量に関する試験、振動台実験）を行って、斜面安定性特性を把握する。また、斜面安定性解析法を提案し、実現場に適用して検証する。さらに、簡易現場試験法（安息角試験）による斜面安定性評価の方法も提案する。こうした研究結果をもとに、わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤で留意すべき斜面崩壊のパターンを提示する。

支持力・沈下特性の研究では、現場での平板載荷試験と継続的な沈下計測により、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の支持力、沈下特性を把握する。また、注水沈下実験や不同沈下に関する実証載荷実験を行って、沈下や廃棄物地盤中の衝撃・荷重の伝搬のメカニズムについて考察する。さらに、簡易現場試験法（衝撃加速度試験，安息角試験）による支持力評価の方法を提案する。

地盤中の水挙動に関する研究では、浸透経過確認実験や大型カラム実験を行って、プラスチック等が混入した廃棄物地盤中の水の流れ方（浸透，貯留，排水特性）を明らかにし，水質への影響について調べる。また，実験結果をもとに浸透量の算定方法を提案し，実現場で検証する。

最後に，以上の研究結果を整理し，わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の利活用の可能性や今後の課題を示す。

1-4 本論文の構成

本論文は，序論と結論を含めて次の6つの章で構成している。

第1章 序論

第2章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤での強度試験と簡易現場試験法

第3章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性評価

第4章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の沈下，支持力特性

第5章 廃棄物地盤の水挙動と浸透量算定方法

第6章 結論

各章毎の内容は以下のとおりであり，構成は図1-1に示す。

第1章では，研究の背景を示し，既往の研究状況を概観して，わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤については，力学特性，水挙動に関してほとんど未解明であることを示した。そのうえで，研究目的（研究効果を含む）を示した。

第2章では，試掘により判明したプラスチック等が混入した廃棄物地盤の特徴を示したうえで，国内外30箇所の廃棄物地盤で行ったせん断強度や支持力等に関する力学試験結果を示した。また，有効な現場簡易試験法（衝撃加速度試験，安息角試験，現場空隙率試験）について，一面せん断試験結果との比較等により検討した。

第3章では，廃棄物地盤の斜面崩壊に関する文献及び事例調査結果を示し，プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性の実証を目的とした現場での載荷実験，崩壊実験等の結果を示したうえで，プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定特性（異方性，水分量との関係等）を示し，斜面安定性の解析方法を提案し，国内で想定される斜面崩壊

のパターンを示した。

第4章では、中部地方の産業廃棄物安定型処分場で行った継続的な沈下計測結果を示し、専門家からの指摘が多い不同沈下の発生を調べることを目的としたコンクリート版(径7m, 厚さ1m)を用いた大規模載荷実験の結果を示した。これらの結果等をもとに、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の沈下、支持力特性を示し、廃棄物地盤中の衝撃・荷重の伝搬の仕方について考察した。

第5章では、沈下計測結果や注水沈下実験の結果から廃棄物地盤での沈下と降雨の関係を考察した。また、浸透特性把握のための大型カラム実験を行ってプラスチック等が混入した廃棄物層の水挙動について考察し、浸透量の算定方法を提案した。さらに、カラム実験での浸透水の水質試験結果から、浸透特性と浸透水質の関係を考察した。

第6章では、第1章から第5章の結果をまとめるとともに、斜面安定性と水挙動等の相互に関係する部分を整理して、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の利活用に向けた課題を整理した。

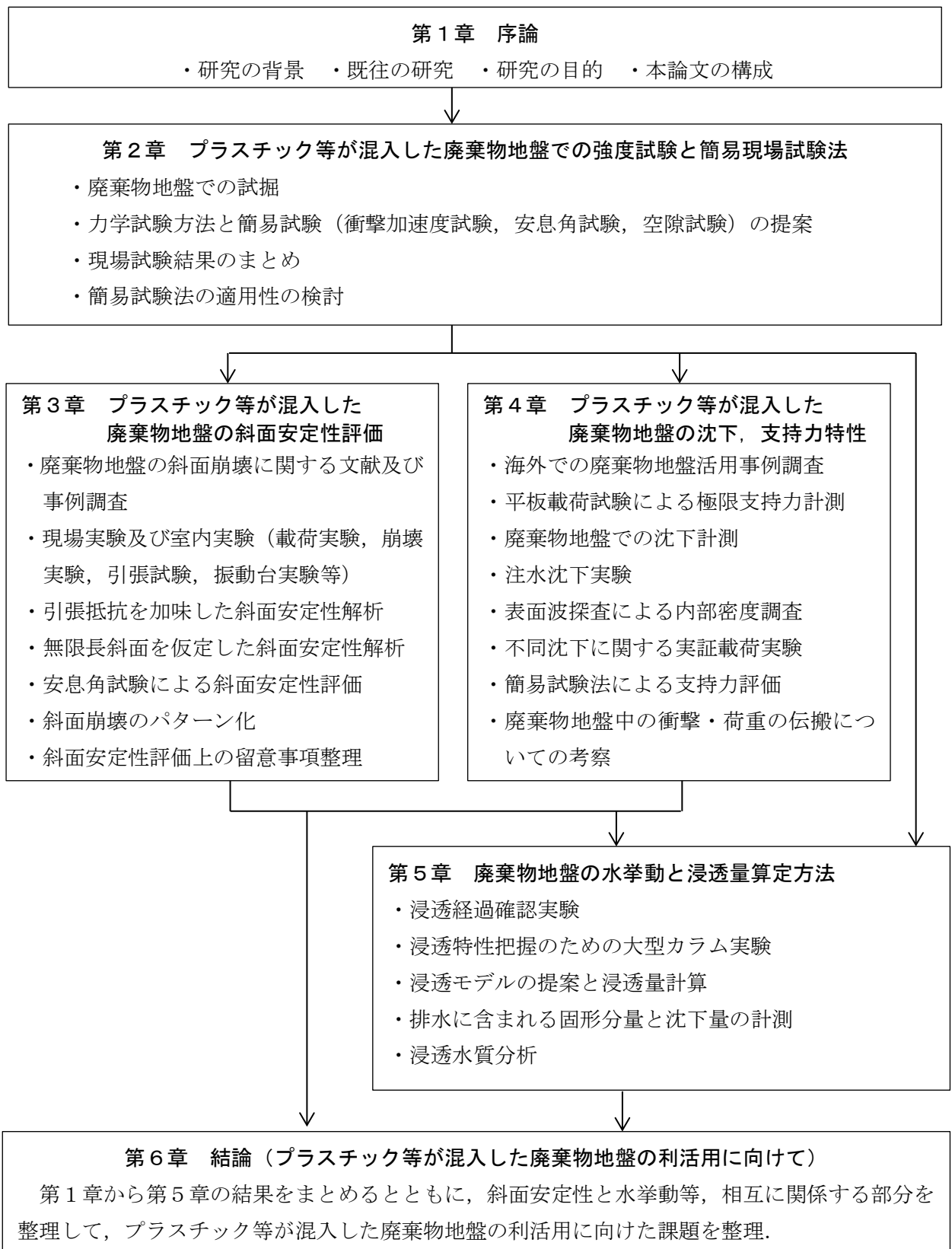


図 1-1 本論文の構成

参考文献

- 1) 公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団：誰でもわかる日本の産業廃棄物 改訂 7 版, pp.11, 大成出版社, (2017)
- 2) 公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団：誰でもわかる日本の産業廃棄物 改訂 7 版, pp.39-40, 大成出版社, (2017)
- 3) 公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団：誰でもわかる日本の産業廃棄物 改訂 7 版, pp.38, 大成出版社, (2017)
- 4) 社団法人全国都市清掃会議：廃棄物最終処分場整備の計画・設計管理要領 2010 改訂版, pp.217-218, (2010)
- 5) 公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団：誰でもわかる日本の産業廃棄物 改訂 7 版, pp.15, 大成出版社, (2017) (廃棄物の処理及び清掃に関する法律 施行規則第 8 条)
- 6) 公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団：産廃振興財団 NEWS No.87, pp.16-19, (2017)
- 7) 公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団：産廃振興財団 NEWS No.88, pp.11-14, (2017)
- 8) 社団法人全国都市清掃会議：廃棄物最終処分場整備の計画・設計管理要領 2010 改訂版, pp.207, (2010)
- 9) 東畑郁生, 鶴野雅明, 河野有司, 亀田真加, 喜多佑介, 米内祐史：一般廃棄物の力学的性質に関する研究, 土木学会論文集 C vol.66, No.3, pp.631-644, (2010)
- 10) 山内一生, 長野修治：廃棄物掘削勾配に関する報告, 廃棄物学会研究発表会講演論文集 15th, (2004)
- 11) Koelsch, F. : Static Stability of Landfills, Toolkit Landfill Technology, Chapter 4.6, pp.1-24, German Geotechnical Society (DGGT), (2009)
- 12) Florian Kölsch : *Leichtweiss-Institut Für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Mitteilungen Heft 133/1996, Der Einfluß der Faserbestandteile auf die Scherfestigkeit von Siedlungsabfall*, pp.1-158, (1996)
- 13) Klaus-Peter Salomo: Schwimmende Gruendung von Windkraftanlagen auf Deponien am Beispiel der Deponie Georgswerder in Hamburg, Baugrundverbesserung in der Geotechnik, Symposium Baugrundverbesserung in der Geotechnik, pp.451-466, Wien, (2012)
- 14) I.R.Fleming, B.F.Sparling and J.S.Sharma: Waste Mechanics Study Proposed Wind Turbine Foundation on Municipal Waste Landfill, October, (2011)
- 15) Dimitrios Zekkos, George A.athanasopoulos, Jonathan D.Bray, Athena Grizi, Andreas Theodoratos : Large-scale direct shear testing of municipal solid waste, *Waste Management 30*, pp.1544-1555, (2010)
- 16) Dimitrios Zekkos : *Geotechnical Characterization, Field Measurement, and*

Laboratory Testing of Municipal Solid Waste, pp.1-234, American Society of Civil Engineers, (2008)

- 17) 原口貴子, 信田智, 伊澤淳, 日下部治: プラスチックフィルムの混入した廃棄物地盤の透水係数の異方性について, 第 38 回地盤工学研究発表会 (秋田), pp.2349-2350, (2003)

第2章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤での強度試験と簡易現場試験法

2-1 はじめに

プラスチック等が混入した廃棄物地盤は、全国に約 1,100 箇所ある産業廃棄物安定型最終処分場、同 1,600 万トン残存する不法投棄等現場など全国に多数存在するものの、処分場の研究が主に行政が管理する一般廃棄物処分場（焼却灰の埋立が主）を対象に行われてきたことや、地盤がフワフワで使えないとの専門家からの指摘がなされてきたこと等から、地盤強度に関するデータは蓄積させていない。

また、強度試験法についても、プラスチック等が混入した廃棄物地盤では、個々の廃棄物のサイズが土粒子に比べ格段に大きく、既往の土質試験法の適用が困難であることが多いにもかかわらず、このような地盤に対応した試験法が示されていない状況にある。

したがって、プラスチックが混入した廃棄物地盤の利用を進めるためには、適切な試験法の選択や開発と、それらの試験による強度データの蓄積が必要になる。

このため、本章では、プラスチックが混入した廃棄物地盤での試掘により掘削断面に現れる廃棄物の状態等を調べたうえで、プラスチック等が混入した廃棄物地盤に適した強度試験方法を選定し、国内外 20 現場（場内で埋立年数等が異なる場所を含めた全 30 箇所）で現場試験を行って、わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の基本的な強度特性を把握する。また、地盤強度試験については、調査の初期段階等で簡易に広範囲の強度を把握することが処分場等の所有者や行政にとって重要になることから、現場での簡易試験法についても提示する。

2-2 試験現場

現場試験は、2010～2017 年度の 8 年間に、プラスチック等が混入した廃棄物地盤 15 現場と、比較のためプラスチック等を含まない廃棄物地盤 5 現場で実施した。内訳は、産業廃棄物安定型最終処分場 4 現場（場内で埋立年数等が異なる場所を含めた全 9 箇所）、産業廃棄物不法投棄現場 6 現場（同 8 箇所）、産業廃棄物管理型最終処分場 4 現場（同 6 箇所）、一般廃棄物最終処分場 1 現場、震災廃棄物仮置場 1 現場、海外埋立地（Landfill）4 現場（同 5 箇所）の計 20 現場（同 30 箇所）である（表 2-1）。

このうち、中部 A1 現場（安定型処分場）は、ほぼ同一の組成で埋立時期の異なる複数の区画を有していることから、5 箇所での強度試験の他、第 4 章に示す沈下計測、実証載荷実験、第 5 章に示す注水沈下実験を行った。また、広大な埋立地で大規模な実験が可能であ

る中国・上海現場（海外処分場）では、第3章に示す斜面安定性を検証するための載荷実験を行った。さらに、廃棄物層の大規模な掘削が可能であった中部 C1 現場（不法投棄現場）では、第3章に示す廃棄物層の崩壊実験を行っている。

表 2-1 には、現場種類の他、堆積年数、廃棄物組成（重量比）、湿潤密度、含水率を示している。廃棄物組成、湿潤密度、含水率は、廃棄物層の表層を 0.15m 程度掘削（上海現場は 1m～3m 掘削）した地点での値である。組成分析は主に現場で 20mm×20mm の篩を用いて行っており、20mm 以下のものは土砂等としている。

10cm 超のプラスチック等が混入した現場では、重量比で概ね 6%～17%程度のプラスチックが混入し、湿潤密度は平均 1.3g/cm³ で、含水比は平均 23%となっている。

全体的には、プラスチック等が混入した地盤は、プラスチック等が混入していない地盤に比べ湿潤密度が小さい。とくに海外の埋立地は湿潤密度が小さく、含水比が顕著に高い。

混入しているプラスチックのサイズについては、安定型処分場では 15cm 以下に破碎することが廃棄物処理法施行令第 6 条第 1 項第 3 号の処分基準に示されており、近年は概ね最大 15cm 程度になっている。これに対し、基準適用前の埋立や不法投棄現場では、メートル単位の長尺物も含まれている。

なお、中部 A1 現場では、100mm 篩い非通過の廃棄物（篩い分けを行った試料全体のうち重量比で 6%）のサイズ計測を行っており、その結果を表 2-2 に示す。また、図 2-1 には篩い分けされたプラスチック等を示す。100mm×100mm 篩非通過の内訳は、シート状物（2次元形状）が重量比で 53%、面積比では 98%を占め、軟質プラスチックが面積比で 89%を占める。100mm×100mm 篩非通過のシート状物の平均サイズは 25cm×9cm で、50cm 以上のものも含まれている。他の 10cm 超のプラスチック等が混入した現場も、図 2-2(1)、図 2-2(2)に示すように掘削面から垂れ下がる等して見えるプラスチック等の様子は類似していることから、中部 A1 現場の廃棄物の面積構成比に近いものとみられる。

したがって、安定型処分場等の地盤において、土砂地盤に存在しないような長さや面積を有するものの大半がプラスチックであると判断できる。

また、地盤中では、このような一定の長さや面積を有するプラスチック等は、主に水平方向に複雑に屈曲して内部に多くの空隙を抱えるような形で堆積しており、こうしたことが地盤の強度特性等に影響を与えているものと想定される。

表 2-1 試験現場一覧

区分	現場種類	現場名	堆積時間	主な組成(重量比)	湿潤密度	含水比
			年		g/cm ³	%
10cm超のプラあり	安定型処分場	東北A1	3.8	**プラ54%, 陶磁器がれき等45%	1.4	42
		関東A1	0.1	プラ7%, 土等43%, 陶磁器類44%	1.5	10
			15.0	プラ6%, 土等66%, 陶磁器類18%	1.6	28
		中部A1	0.0	プラ14%, 土砂57%, がれき類25%, ゴム皮革1%, 金属類1%, その他2%	1.2	21
			0.9		1.2	23
			1.8		1.4	29
			8.0		1.6	19
	15.0	プラ17%, 土砂43%, がれき類28%	1.5	23		
	中国A	0.3	プラ6%, 土等59%, 陶磁器類30%	1.1	25	
	不法投棄	関東C1	10.0	プラ16%, 土陶磁器等74%, 金属4%	1.2	31
		中部C1	1.5	プラ6%, がれき類50%, 土等35%	1.2	21
			1.5	(頂上部)上記よりプラスチック多	0.9	13
		中部C2	13.0	**プラ50%, がれき等13%	0.7	17
		中部C3	0.5	がれき類主体(プラ少)	---	---
平均		5.1		1.3	23	
10cm以下プラあり	管理型処分場	関東B1	0.1	プラ8%, 土等73%, がれき類10%	1.2	31
		中部B	0.1	プラ13%, 土等78%, 陶磁器類5%	1.1	26
	0.1		プラ1%, 土等65%, 陶磁器類30%	1.5	19	
	震災仮置場 東北E	0.5	土等80%, がれき類14%, 木6%	1.1	40	
	平均		0.2		1.2	29
プラなし	管理型処分場	東北B	0.8	燃え殻	1.5	22
			0.8	ばいじん	1.2	32
	関東B2	12.0	土・燃え殻等85%, がれき類12%	1.4	---	
	不法投棄	東北C	10.0	がれき類等(土砂分主体)	2.0	18
		九州C中腹	9.0	がれき類等(土砂分主体)	1.4	23
		九州C頂上	12.0	がれき類等(土砂分主体)	1.7	---
	一廃処分場 関西D	40.0	焼却灰等(土砂分主体)	1.1	14	
平均		12.1		1.5	22	
海外10cm超のプラあり	埋立地	上海GL-1m	7.0	プラ22%, 土陶磁器等29%	1.1	39
		上海GL-3m	7.0	プラ9%, 土陶磁器等52%	1.2	45
		ジャカルタ	0.2	生ごみ(果実殻等), レジ袋等	---	72
		トルコ	0.6	**生ごみ49%, 容器包装24%	1.0	45
		スリランカ	10.0	プラ20%, 繊維類18%, 土等53%	1.1	59
	平均		5.0		1.1	52

注) 主な組成の「*」は、搬入記録による値。(他は組成分析の値)

表 2-2 埋立廃棄物の形状分類別の重量構成比，面積構成比
(中部 A1 現場；100mm×100mm 篩非通過物)

形状	重量比	面積比	平均サイズ
	(%)	(%)	(cm×cm)
線状物	0%	0%	-----
シート状	軟質プラスチック	23%	27×10
	硬質プラスチック	16%	19×4
	その他	14%	26×10
	シート状物計	53%	25×9
塊状物(がれき等)	47%	2%	13×7
合計	100%	100%	24×9
注1) 約25kgの採取試料により分類した。			
注2) 塊状物の面積は投影面積。			



図 2-1 20mm 篩いで篩い分けされた廃棄物（左）と，10cm 以上の軟質プラスチック（右）

2-3 試掘

試掘は，表 2-1 に示した現場で，バックホウを用いて可能な範囲で行った．多くの現場で埋立層の中に 3m ピッチ程度で中間覆土層を設けていること等から，試掘は概ね深さ 3m 程度の範囲内で行っている．

各試験現場の試掘断面を図 2-2(1)～(5)に示す．図 2-2 は，10cm 超のプラスチックが混入した現場（安定型処分場，不法投棄現場），10cm 以下のプラスチック等が混入した現場，プラスチック等がほとんど混入してない現場，海外埋立地（生ごみ主体の埋立）に区分して示した．

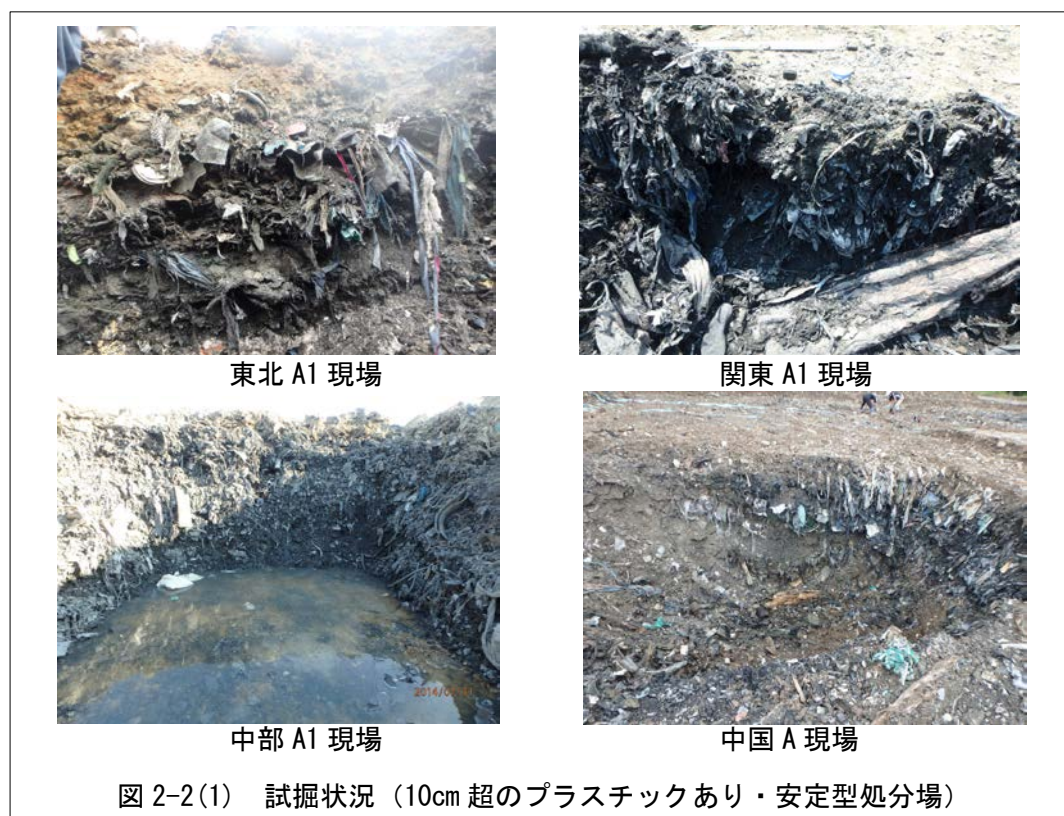
10cm 超のプラスチック等が混入している場合は，長尺物が複雑に屈曲，絡み合う等しているものの堆積方向は主に水平方向になっている．

図 2-2(1) 中部 A1 現場, 図 2-2(4) 関東 B2 現場, 図 2-2(5) 上海現場では, 掘削底面に水が溜まっている. このうち, プラスチック等が混入している中部 A1 現場, 上海現場では, 試掘後 1~6 時間経過してから水が溜まりだしたもので, プラスチック等が無い関東 B2 現場では掘削中に廃棄物層の境界部にレンズ状に溜まっていた水が一気に出水したものである.

中部 A1 現場では, 2014 年 7 月 31 日に廃棄物が露呈した表層 3m×3.5m の範囲を重機でほぼ垂直に深さ 2.6m までの試掘を行い, 約 6 時間後に試掘底面(粘土質の中間覆土層上面)に水が溜まりだし, その後徐々に増加し, 試掘 26 時間後に水深 0.17m に達した. 当該地では, 同年 7 月 3 日~11 日に計 82mm, 同 13 日~17 日に計 8.5mm, 同 19 日に 1mm の降水量があったが, それ以降は試掘期間中を含めて降水量は 0 であった. したがって, 少なくとも 12 日前の降雨による表層から深さ 2.6m の範囲に存在した移動可能状態にあった水がゆっくりと試掘底面に流れ出したことになる.

上海現場では, 2010 年 8 月 28 日の 12 時頃に掘削を終えた後, 13 時頃から水が少しずつ出始めて, 17 時頃に水深 0.05m, 翌 8 月 29 日 12 時頃には水深が 0.3m に達した.

他の現場では, 出水は確認していないが, いずれの現場でも試掘後, 半日~2 日程度で埋め戻しているため, 短時間内での確認に留まっている.





関東 C1 現場



中部 C1 現場



中部 C2 現場



中部 C3 現場

図 2-2(2) 試掘状況 (10cm 超のプラスチックあり・不法投棄現場)



関東 B1 現場 (管理型処分場)



中部 B 現場 (管理型処分場)



東北 E 現場 (震災廃棄物仮置場)

図 2-2(3) 試掘状況 (10cm 以下のプラスチックあり・管理型処分場, 震災仮置場)



東北 B 現場 (管理型)

東北 C 現場 (不法投棄)

九州 C 現場 (不法投棄)



関東 B2 現場 (管理型処分場)



関西 D 現場 (一廃処分場)

図 2-2(4) 試掘状況 (プラスチックなし・管理型処分場, 不法投棄等)



上海現場



ジャカルタ現場



トルコ現場



スリランカ現場

図 2-2(5) 試掘状況 (海外埋立地・10cm 超のプラスチックあり)

2-4 力学試験方法と簡易試験の提案

2-4-1 強度試験方法の選択

強度試験は、プラスチック等が複雑に絡み合っている現場状況を実験室で再現することは難しいと判断し、現場試験によった。

せん断強度試験は、第1章に示した既往研究で廃棄物地盤での適用性が高いと考えられている一面せん断試験によることとし、大嶺らが廃棄物地盤用に改良した現場一面せん断試験¹⁾により行うこととした。また、支持力計測には、直接的に支持力を計測でき、諸外国でも廃棄物地盤の支持力算定のために用いられている平板載荷試験²⁾によった。

一方、自治体や事業者から斜面安定性評価の検討の初期段階等に迅速にせん断強度を推定することを求められることが多いが、現場一面せん断試験は1地点のせん断強度を得るのに1~2日を要する。このため、迅速に多くの地点での強度データを得ることができる簡易試験方法についても検討した。現場簡易試験法には、廃棄物のサイズの大きさや不均一性を考慮でき比較的広範囲の地盤強度の推定が可能になるものとして、土地盤のせん断強度を推定する衝撃加速度試験^{3),4)}と、土居、山脇らが考案した廃棄物1m³程度の単位の安息角を調べる現場安息角試験⁵⁾を行うこととし、その廃棄物地盤への適用性を検討した。

2-4-2 現場一面せん断試験、現場土圧試験

現場一面せん断試験を13現場(18箇所)、同試験の簡易試験法として大嶺らが開発した現場土圧試験¹⁾を5現場で行って、せん断強度を調べた。

廃棄物地盤での現場試験用に改良した一面せん断試験器を図2-3に示す。せん断箱の寸法は幅300mm、奥行300mm、高さ150mmである。廃棄物地盤の表面を平坦に整形し、せん断箱の大きさに合わせて4つの側面を切り取り、ブロックの供試体を作製する。このとき、プラスチックや木片などが含まれている場合は、グラインダーを用いて廃棄物を切断することにより供試体を成形することができる。

現場土圧試験(図2-4)は、根入れ深さを変えて杭を打ち込み、深さが異なる3個以上の受働土圧を測定し、モーメントとの釣り合い方程式を立てることで強度定数(c , φ)を推定することを目指したものである。杭と地表面が傾斜する一般的な場合、図2-4に示すクーロン土圧の考え方を適用できるものと仮定し、この時の受働土圧の合力 P と杭を倒す時の力 T のモーメントの釣り合い式から強度定数が推定される。現場土圧試験から推定される粘着力および内部摩擦角は、現場一面せん断試験から得られる粘着力および内部摩擦角とそれぞれ正の相関関係があることが示されている⁶⁾。そのため、時間的な制約で現場一面せん断試験ができない場合は、現場土圧試験で強度定数の概略値を求めることとした。

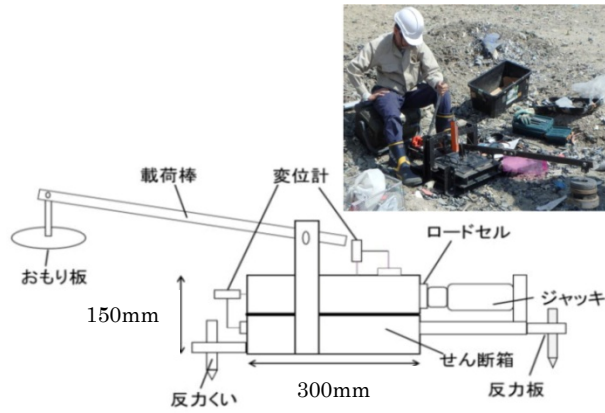


図 2-3 現場一面せん断試験器と実施状況（関東 A1 現場）

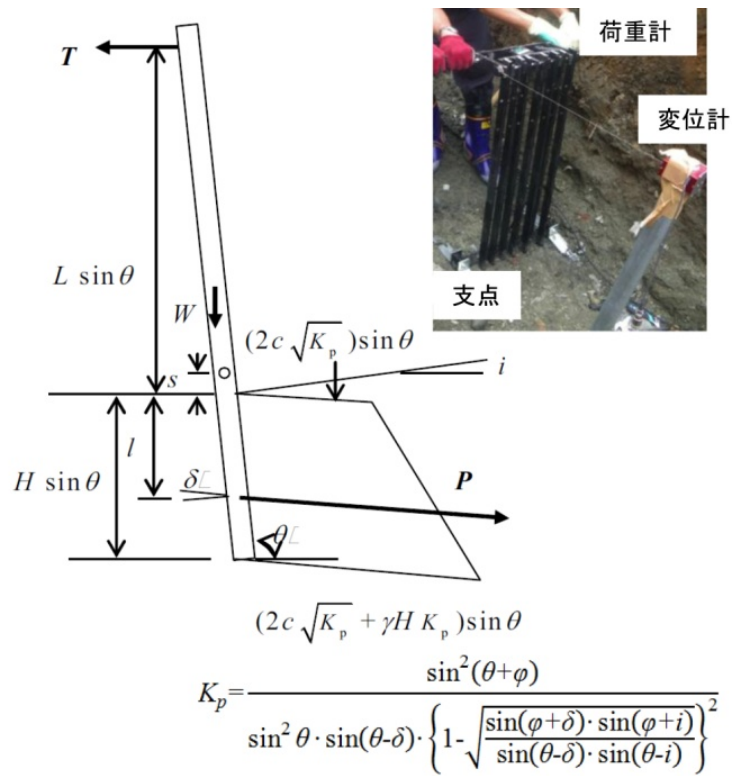


図 2-4 現場土圧試験のモーメント釣合い図と実施状況（東北 B 現場）

2-4-3 平板載荷試験

地盤の平板載荷試験（図 2-5）は，安定型処分場 4 現場（8 箇所），管理型処分場 3 現場，不法投棄現場 1 現場の計 8 現場（12 箇所）で行った．平板載荷試験では沈下が急激に増加し沈下軸と平行になる載荷圧力が極限支持力とされるが，このような現象が生じなかった場合には載荷板径の 10 %の沈下量のときの載荷重が極限支持力とされる²⁾．プラスチック等が混入した廃棄物地盤は変形しやすいことから通常の土砂地盤に用いられる載荷板径 300 mm ではすぐに沈下量が 30 mm に達してしまい，極限支持力が過小に評価される可能性がある．このため，出来るだけ大きな載荷板を用いることが望ましいが，本研究では反力に現場で調達可能な重機（0.7 m³級バックホウ：重量約 16 t 等）を用いたため，この反力の範囲で載荷圧－沈下量の関係が把握できるよう，事前の急速載荷試験結果等をもとに載荷板径を選定した．



図 2-5 平板載荷試験（左：中部 A1 現場，右：関東 B1 現場）

2-4-4 衝撃加速度試験（キャスポル）

土地盤を対象とした簡易支持力測定法であるキャスポル（図 2-6 左）は、衝撃加速度法に着目して国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所が開発したもので、廃棄物地盤の強度評価にも有効である可能性があり、19 現場（29 箇所）で試験を行った（図 2-6 右）。

キャスポルは、直径 50 mm、質量 4.5 kg のランマーを高さ 0.45 m から自由落下させ、ランマーに内蔵の加速度計で衝撃加速度を測定し、その最大値を検出してインパクト値 (I_a) として表示する。土地盤での多くの試験結果からインパクト値と各種強度定数との関係式が提示されているが、廃棄物地盤は物性が異なりこれらの関係式を用いることができないため、廃棄物地盤での関係性を調べた。



図 2-6 衝撃加速度試験(キャスポル)

左：キャスポル測定器⁴⁾ 右：測定状況（中部 C1 現場）

2-4-5 安息角試験

廃棄物地盤での安息角試験は、斜面の安定勾配の把握等を目的に新たに考案したもので、現場で重機（バックホウ）を用いて廃棄物を山状に積み上げ、その過程で斜面角度を計測した値を安息角とするものであり、19現場（27箇所）で試験を行った（図2-7）。



図2-7 安息角試験 上左：中部A1，上右：東北B（燃え殻）
下：安息角試験のイメージ

従来の研究⁷⁾で、安息角には限界安息角（critical angle of repose; α_c ）と停止安息角（repose angle after avalanching; α_r ）の二つがあり、限界安息角は砂や礫などの粒状体から成る斜面が静止しうる最大の角度を、停止安息角は限界安息角を越える斜面で生じる崩れが停止した時の斜面角としている。本研究では試験試料と廃棄物地盤の連続性を考慮して廃棄物が露呈した水平な地盤上に底面寸法が3m×3mの金属製の枠を設置して、試験直前に周辺で掘削して得られた廃棄物を用いて、金属製枠内で安息角を調べた。停止安息角はバックホウ・バケツの手前側（図2-7左写真の右法）の崩れが停止した時の斜面角をみた。これは、バックホウ・バケツで廃棄物を撒きこぼすとバケツ手前側が廃棄物が滑り落ちやすいため若干勾配が緩くなり、これが崩れ後の勾配とみなせることによる。また、容量0.45m³バケツでは、バケツ杯数（撒きこぼし杯数）で3～4杯目以降（廃棄

物の山の高さは概ね 1.0～1.5m) に値が安定してくることを確認しており、4 杯目以降の値から停止安息角を求めた (図 2-8)。限界安息角は同様にバケット手前側の 4 杯目以降の勾配で廃棄物が積み上がった斜面角 (角度が大きくなったときの値) とした。また、試料中の水分による影響を避けるために、降雨時や大雨後は避けて試験を実施した。

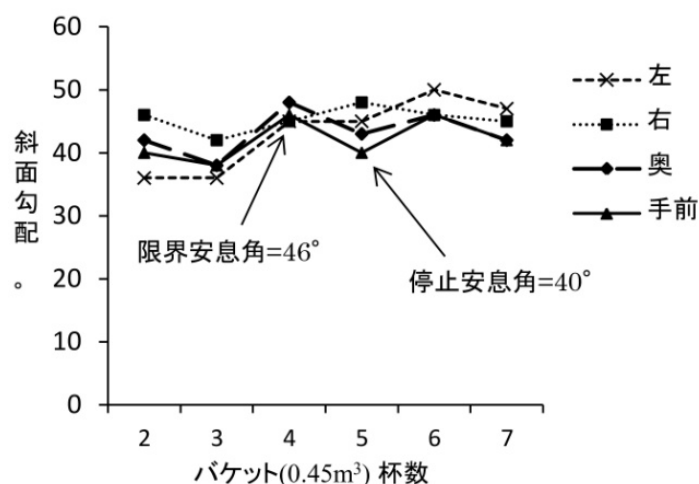


図 2-8 安息角試験例 (中部 A1 現場 1.8 年経過地盤)

2-4-6 現場空隙率試験

廃棄物地盤中の空隙率については、現場で容易に計測する方法が確立されていないため、水置換による土の密度試験方法⁸⁾ (JGS1612-2003) の実施後に掘削試料 (50 kg 程度) を水 (0.15 m³ 程度) の入った断面積一定のドラム缶大の容器 (内径 567mm, 高さ 830mm) に投入し、掘削容積と実容積 (水位上昇分) の比から地盤の空隙量を概略的に調べる方法 (図 2-9) を考案して、9 現場 (16 箇所) で空隙率を測定した。

空隙率 (空気空隙率; n_a) は、(2.1)式から求まる。

$$n_a = (V - V_{s+w}) / V \quad \text{----- (2.1)}$$

V : 土の密度試験の掘削容積 (掘削孔の内径 0.6m, 深さ 0.4m 程度)

V_{s+w} : 容器中での水位増分(Δh) から求まる試料の実容積

Δh : 棒等で十分に攪拌し試料中の空気を抜いた後の水位増分

なお、水温による試料や水分の体積変化(例:ポリエチレン線膨張率⁹⁾ = 100～200/10⁻⁶K⁻¹)等は、求める精度に比べ小さく無視している。

中部 A1 現場・堆積後 1 年地盤で現場空隙率試験を実施して得られた試料実密度は 2.02 g/cm³ で、同現場からの採取試料を用いた室内試験 (土粒子の密度試験^{10),11)} による実密

度 2.14 g/cm^3 との比は、94.4% である。室内試験値が若干大きい原因として、現場空隙率試験で十分に気泡が除去されていないことが考えられる。一方、現場空隙率試験で用いる試料重量は 50 kg 程度で土粒子の密度試験の 200 倍程度ある。このため、現場空隙率試験は、空隙率を高精度で測定するものではないが、地盤圧縮の進行状況等の概略把握のために活用できる簡易で巨視的な試験法になっている。

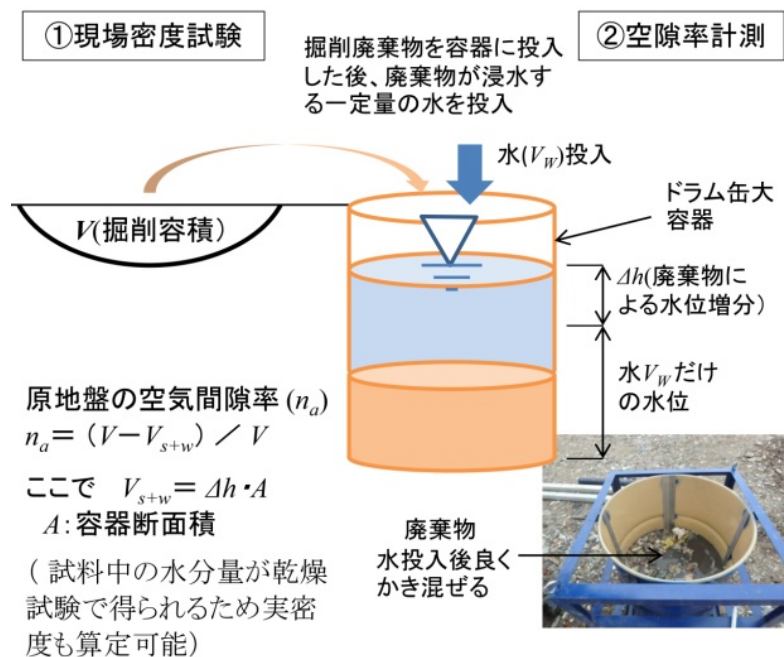


図 2-9 現場空隙率試験の方法

2-5 力学試験結果

20 現場 30 箇所での力学試験結果の一覧を表 2-3 に示す。また、表 2-3 から作成した地盤分類別のレーダーチャートを図 2-10 に示す。

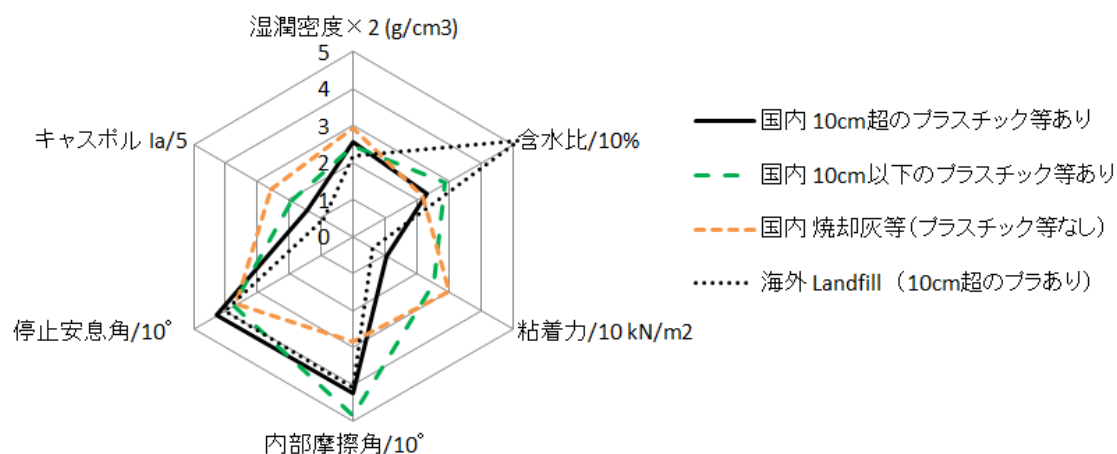


図 2-10 廃棄物地盤の分類別の強度特性(20 現場 30 箇所の試験結果による)

廃棄物地盤の分類は、国内現場と生ごみ主体の埋立である海外現場を区分し、国内現場については、プラスチック等の混入の有無、プラスチック等の混入がある場合は、安定型処分場や不法投棄現場で長さ 10cm 程度以上のプラスチック等が混入している現場と、管理型処分場で細かいプラスチック等（概ね 10cm 以下のもの。例えば、破碎された硬質プラスチック、プラスチックキャップ）が混入している現場に分類した。

図 2-10 をみると、廃棄物地盤の力学特性は、廃棄物の組成やサイズにより左右され、とくにプラスチック等の一定の長さや面積を有する廃棄物が混入すると力学特性は大きく変化している。表 2-3、図 2-10 等からわかる廃棄物地盤分類別の強度特性を以下に列挙する。

①概ね 10cm 超のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の強度特性

- ・地盤中にプラスチック等が混入すると、地盤反力係数や、キャスポル値（錘落下時の衝撃加速度； Ia ）が小さくなり（表 2-3）、地面を踏査したときに柔らかく感じられる地盤が形成される。
- ・地盤中に 10cm 程度以上の長尺のプラスチック等が混入すると、斜面の安定勾配を表す安息角が顕著に大きくなり（図 2-11）、急勾配斜面でも安定する地盤が形成されることが推察される。

- ・10cm 超のプラスチック等が混入した地盤は柔らかい地盤であるにも関わらず、埋立後 1 年以上経過した地盤の極限支持力は焼却灰や燃えがら主体の地盤を上回っている (表 2-3).
- ・10cm 超のプラスチック等が混入した中部 A1 現場 (安定型処分場) では、堆積時間の経過とともに地盤中の空隙が少なくなり、地盤の極限支持力、地盤反力係数、キャスポル値(I_a)が顕著に増加した。地盤の極限支持力は、埋立終了後 1~2 年の間の強度増加が著しく、その後は緩やかに強度が増加している (図 2-12).

②概ね 10cm 以下の短いプラスチック等が混入した廃棄物地盤

- ・10cm 以下のプラスチック等が混入した地盤の地盤反力係数、キャスポル値(I_a)は、10cm 超のプラスチック等が混入した地盤と焼却灰主体の地盤の間の中間的な値を示す (図 2-10, 表 2-3)。内部摩擦角は、雑多な廃棄物の噛み合わせ効果等により焼却灰主体の地盤に比べて大きい。ただし、安息角は、10cm 以上のプラスチック等が混入した地盤よりもかなり小さく、焼却灰主体の地盤とほぼ同じ値を示す (図 2-11)。

③プラスチック等がほとんど混入していない地盤 (焼却灰, 燃えがら等) の強度特性

- ・焼却灰や燃えがらが主体の地盤は、地盤反力係数、キャスポル値(I_a)や粘着力が大きく、硬い地盤が形成される。反面、安息角や内部摩擦角は 10cm 超のプラスチック等が混入した地盤に比べて低い (図 2-10, 図 2-11, 表 2-3)。

④海外の埋立地 (Landfill) の強度特性

- ・海外の埋立地は、わが国の 10cm 以上のプラスチック等が混入した現場に近い強度定数を有するものの、生ごみ主体の埋立のため含水比は遙かに大きい (図 2-10, 表 2-3)。わが国の廃棄物処分場や不法投棄等現場で大規模斜面崩壊の発生はほぼ皆無なのに対し、海外の埋立地で大規模斜面崩壊が頻発しているのは、主としてこの地盤中の水分量の差に起因することが推察される。

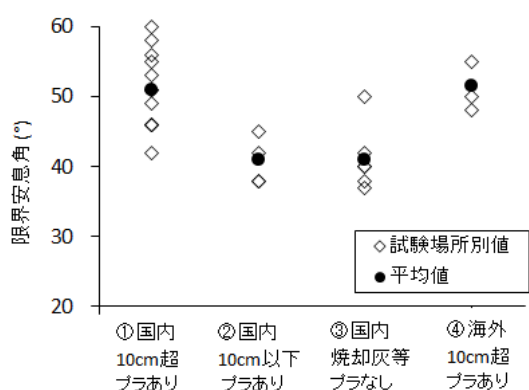


図 2-11 廃棄物地盤分類別の限界安息角

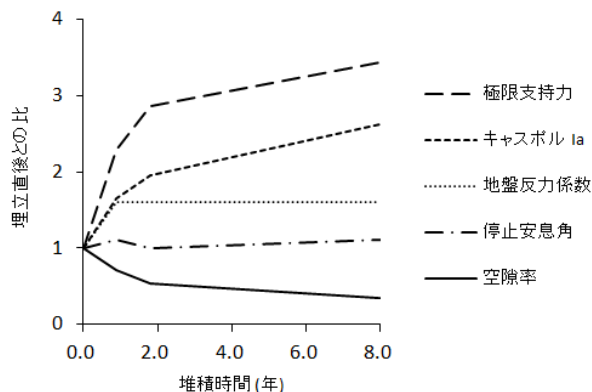


図 2-12 中部 A1 現場での強度定数の経年変化

表 2-3 20 現場 30 箇所での現場力学試験結果

区分	現場種類	現場名	堆積時間 年	主な組成(重量比)	湿潤	含水	空隙	極限	地盤反	粘着	内部	停止	限界	キャス	
					密度	比	率	支持力	力係数	力	摩擦	安息	安息	ポル	
					g/cm ³	%	%	kN/m ²	MN/m ³	kN/m ²	角°	角°	角°	la	
10cm 超の プラあり	安定型処分場	東北A1	3.8	**プラ54%, 陶磁器がれき等45%	1.4	42	16	> 2000	111	22 *	41 *	41	51	15.8	
		関東A1	0.1	プラ7%, 土等43%, 陶磁器類44%	1.5	10	37	330	12	24 *	41 *	36	42	7.7	
			15.0	プラ6%, 土等66%, 陶磁器類18%	1.6	28	21	700	24	24	35	40	46	7.6	
		中部A1	0.0	プラ14%, 土砂57%, がれき類25%, ゴム皮革1%, 金属類1%, その他2%	1.2	21	41	140	5	---	---	---	40	51	3.7
			0.9		1.2	23	29	320	8	2	59	44	49	6.1	
			1.8		1.4	29	22	---	---	8	36	40	46	7.2	
			8.0		1.6	19	14	> 480	8	18	36	44	56	9.7	
	中国A	0.3	プラ6%, 土等59%, 陶磁器類30%	1.1	25	39	340	8	11	27	38	46	8.3		
	不法投棄	関東C1	10.0	プラ16%, 土陶磁器等74%, 金属4%	1.2	31	---	---	---	3	46	50	60	6.3	
		中部C1	1.5	プラ6%, がれき類50%, 土等35%	1.2	21	---	---	---	4	51	45	53	5.4	
			1.5	(頂上部)上記よりプラスチック多	0.9	13	---	---	---	3 *	51 *	52	58	3.6	
		中部C2	13.0	**プラ50%, がれき等13%	0.7	17	---	---	---	3 *	47 *	45	55	4.6	
		中部C3	0.5	がれき類主体(プラ少)	---	---	---	---	---	---	---	---	36	42	---
	平均		5.1		1.3	23	26	619	24	11	42	42	50	7.2	
10cm 以下 プラあり	管理型処分場	関東B1	0.1	プラ8%, 土等73%, がれき類10%	1.2	31	49	1600	51	40	50	40	42	13.3	
		中部B	0.1	プラ13%, 土等78%, 陶磁器類5%	1.1	26	21	300	9	---	---	34	38	7.8	
	0.1		プラ1%, 土等65%, 陶磁器類30%	1.5	19	17	---	---	---	---	---	36	38	12.8	
	震災仮置場 東北E	0.5	土等80%, がれき類14%, 木6%	1.1	40	---	---	---	11	47	40	45	4.5		
	平均		0.2		1.2	29	29	950	30	26	49	38	41	9.6	
プラなし	管理型処分場	東北B	0.8	燃え殻	1.5	22	39	---	---	45	19	36	40	14.6	
			0.8	ばいじん	1.2	32	38	565	179	---	---	36	38	19.1	
	関東B2	12.0	土・燃え殻等85%, がれき類12%	1.4	---	---	---	---	70 超	0	---	---	20.0		
	不法投棄	東北C	10.0	がれき類等(土砂分主体)	2.0	18	---	> 360	59	14	17	35	37	9.2	
		九州C中腹	9.0	がれき類等(土砂分主体)	1.4	23	---	---	---	3	45	44	50	7.8	
		九州C頂上	12.0	がれき類等(土砂分主体)	1.7	---	---	---	---	18	33	---	---	12.2	
	一廃処分場 関西D	40.0	焼却灰等(土砂分主体)	1.1	14	---	---	---	---	---	---	36	40	6.7	
平均		12.1		1.5	22	39	463	119	30	23	37	41	12.8		
海外 10cm 超の プラあり	埋立地	上海GL-1m	7.0	プラ22%, 土陶磁器等29%	1.1	39	---	---	---	6	33	---	---	4.3	
		上海GL-3m	7.0	プラ9%, 土陶磁器等52%	1.2	45	---	---	---	4	43	---	---	3.7	
		ジャカルタ	0.2	生ごみ(果実殻等), レジ袋等	---	72	---	---	---	---	---	---	36	55	5.8
		トルコ	0.6	**生ごみ49%, 容器包装24%	1.0	45	28	---	---	4 *	52 *	36	47	4.2	
		スリランカ	10.0	プラ20%, 繊維類18%, 土等53%	1.1	59	15	---	---	10	36	40	48	5.2	
平均		5.0		1.1	52	22	---	---	6	41	37	50	4.6		

注1) 主な組成の「**」は、搬入記録による値。(他は組成分析の値)

注2) 粘着力, 内部摩擦角の「*」は, 現場土圧試験による値。(他は一面せん断試験による値)

注3) 極限支持力の「>」は, 反力不足で試験を終えたため実際の極限支持力は表示値より大きいことを示す。

2-6 簡易試験方法の適用性

2-6-1 衝撃加速度試験の適用性

(1) 現場一面せん断試験結果との比較

各試験現場で現場一面せん断試験等の実施場所近傍にて、衝撃加速度試験で5点以上計測したインパクト値(Ia)の平均値を表2-3に示した。このうち、国内現場で比較可能な18箇所でのインパクト値(Ia)と現場一面せん断試験、現場土圧試験の結果をプロットしたものを図2-13に示す。図2-13左から、国内廃棄物地盤において、衝撃加速度試験により得られるインパクト値(Ia)は、一面せん断試験による粘着力(c)と相関を示し、その相関式は(2.2)式のとおりである。

$$c = 2.8Ia - 9.5 \quad \text{----- (2.2)}$$

ここに、 c : 粘着力(kN/m²)

Ia : 衝撃加速度試験によるインパクト値

次にインパクト値(Ia)と内部摩擦角(ϕ)の関係をみると(図2-13右)、相関係数が小さく明確な関係は現れていない。この結果には、プラスチック等が混入した廃棄物地盤は柔らかくても(Ia が小)、概して大きな内部摩擦角を有することが現れている。

海外の現場を加えた場合(図2-14)も、国内のみの場合とほぼ同様の結果となっている。

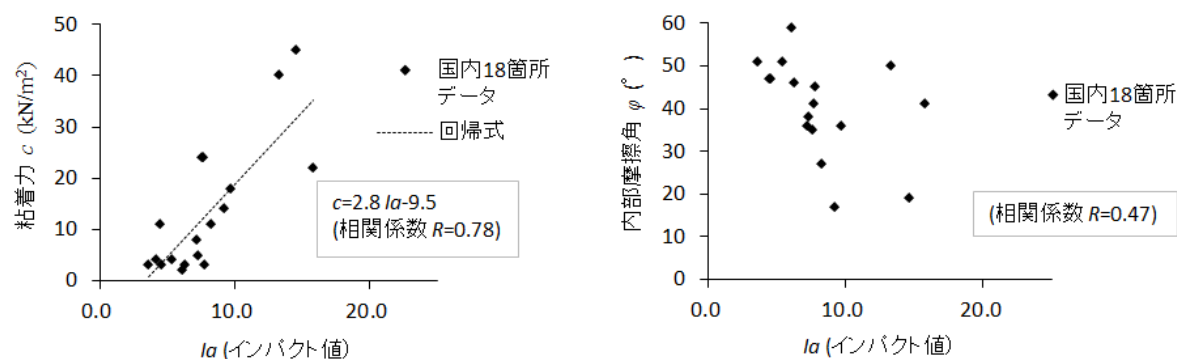


図2-13 衝撃加速度試験と現場一面せん断試験結果の関係 (国内現場のみ)

左: Ia -粘着力, 右: Ia -内部摩擦角

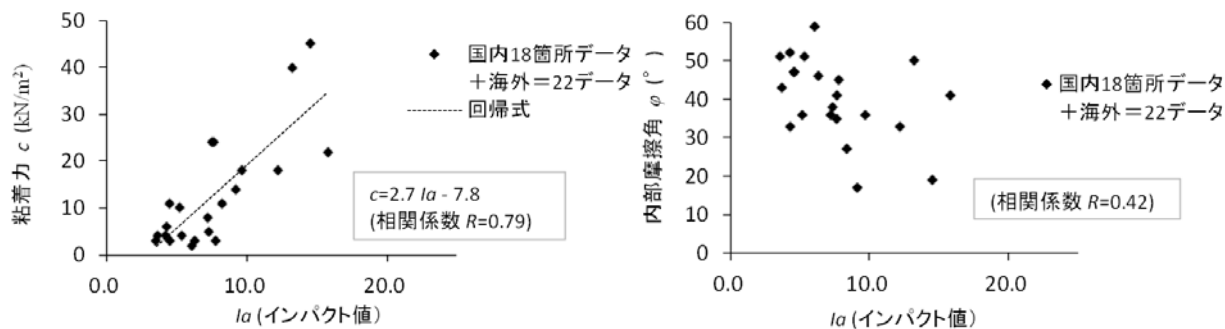


図2-14 衝撃加速度試験と現場一面せん断試験結果の関係 (国内現場+海外現場)

左: Ia -粘着力, 右: Ia -内部摩擦角

(2) 影響範囲確認実験

衝撃加速度試験（キヤスポル）の廃棄物地盤中での影響範囲（計測結果に影響を及ぼす水平及び鉛直範囲）を調べるため、次のとおりの現場確認実験を行った。水平方向の影響範囲は、深さを 0.2 m（一般的な土砂地盤での影響範囲）に固定し、地盤中に 0.4 m×0.4 m から 0.1 m ピッチで 1.2 m×1.2 m までの穴を掘り（図 2-15 左）、各々廃棄物を一定密度（0.938 g/cm³）で穴の中に充填し、衝撃加速度試験を実施した。鉛直方向の影響範囲は、1 m×1 m×1 m の土槽を用いて、一定密度（0.938 g/cm³）で廃棄物層厚を 0.1 m から 0.47 m まで変化させて、層厚 0.1 m ピッチで衝撃加速度試験を実施した（図 2-15 右）。実験には 10 cm 以上のプラスチック等が混入した中部地方の安定型処分場（中部 A1 現場）から採取した試料を用いた。

さらに、廃棄物地盤内の衝撃の伝搬の仕方を調べるため、アクリル板付き土槽中で衝撃加速度試験を行って、錘の地盤衝突前後のビデオ画像を撮影し、アクリル面側の個々の廃棄物の動きを調べた。

衝撃加速度試験の影響範囲確認実験結果を図 2-16 に示す。試験実施場所の原地盤のインパクト値(I_a)は 7.1~7.7 と廃棄物地盤よりも大きいことから、広さ、深さが増すと I_a は減少する。 I_a の影響範囲として図から I_a が最小値を示すまでの範囲を読むと、広さ方向が 1.1 m（土地盤は 0.13~0.24 m⁴）、深さ方向が 0.4 m（土地盤は 0.09~0.22 m⁴）であり、広さ方向の影響範囲が土砂地盤に比べ格段に広い。

次に、衝撃加速度試験での錘の地盤衝突直後のビデオ画像を図 2-17 に示す。ビデオ画像上で廃棄物の変位（動き）がスケールアップで確認できた範囲は水平方向 0.80 m、鉛直方向 0.35 m であった。実際のインパクト値への影響範囲（力の伝搬範囲）は変位がスケールアップで確認できた範囲よりも広いと考えられるため、この結果は、図 2-16 による影響範囲（水平方向 1.1 m、鉛直方向 0.4 m）と概ね合致する。プラスチック等の廃棄物の堆積が実現場と同様に水平方向に卓越するなかで、衝突後の動きが廃棄物間を伝播して主に水平方向に広がる様子が確認できた。



図 2-15 衝撃加速度試験（キヤスポル）の影響範囲確認実験

左：水平方向確認のための試料充填穴，右：鉛直方向確認のための槽内での実施状況

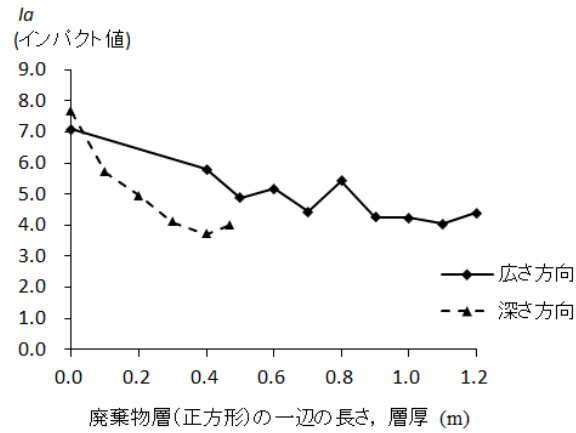


図 2-16 廃棄物地盤の衝撃加速度試験の影響範囲

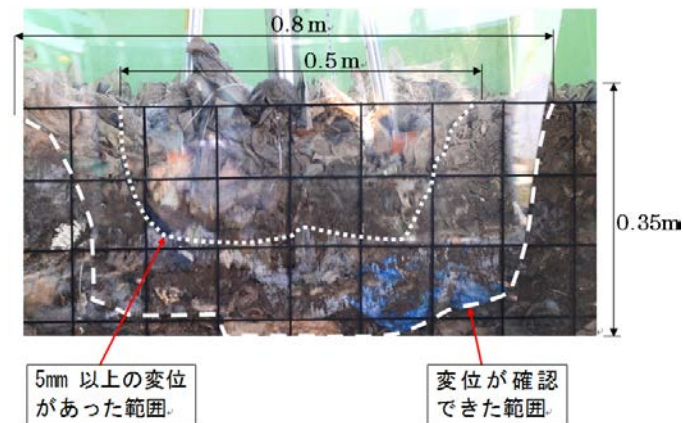


図 2-17 衝撃加速度試験の錘衝突後約 0.03 秒の画像

(3) 衝撃加速度試験の適用範囲

(2.2)式は、表 2-3 に示した国内の廃棄物地盤での試験結果をもとにしたものであり、国内の廃棄物地盤で概略的に粘着力を推定したい場合に利用可能なものである。また、インパクト値(Ia)が 10 を超えると(2.2)式と実測値の乖離が大きく (図 2-13 左)、この範囲では(2.2)式による粘着力の推定は難しい。また、試験の影響範囲は、試験地点を中心に直径 1m、深さ 0.4m 程度の範囲となる。

2-6-2 安息角試験の適用性

(1) 一面せん断試験結果との比較

各現場で現場一面せん断試験等の実施場所近傍で行った安息角試験結果を表 2-3 に示した。このうち、比較可能な、国内 17 箇所での安息角試験による停止安息角と現場一面せん断試験等の内部摩擦角の関係をプロットしたものが図 2-18 左であり、停止安息角は、現場一面せん断試験による内部摩擦角(φ)と正の相関があることが窺える。とくに、一面せん断試験で得られる粘着力(c)が $c \leq 5 \text{ kN/m}^2$ の範囲では、停止安息角と内部摩擦角がほぼ等しくなっており、停止安息角(α_r)と内部摩擦角(φ)の関係は概ね次のように表せる。

$c \leq 5 \text{ kN/m}^2$ のとき、

$$\varphi = \alpha_r \quad \text{----- (2.3)}$$

ここに、 φ : 内部摩擦角($^\circ$)

α_r : 安息角試験による停止安息角($^\circ$)

$c > 5 \text{ kN/m}^2$ のとき、

$$\varphi = 1.6\alpha_r - 28 \quad \text{----- (2.4)}$$

海外現場を含めた場合(図 2-18 右)もほぼ同様の結果であるが、国内のみの場合に比べ、回帰式の傾きが緩くなり、相関係数が下がっている。

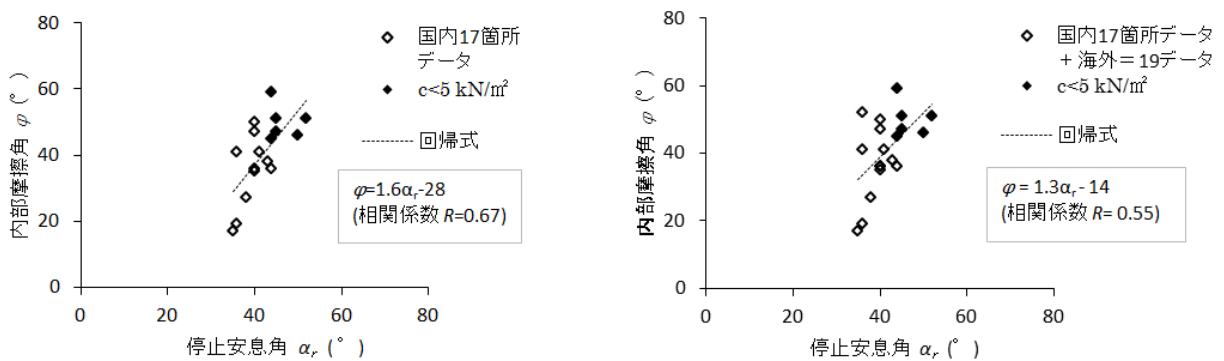


図 2-18 安息角試験による停止安息角と内部摩擦角の関係

(左 : 国内現場のみ, 右 : 国内現場+海外現場)

(2) 含水比と停止安息角の関係

図 2-19 に含水比と停止安息角の関係を示す。回帰式は弱い負の相関を示しているが、国内 17 箇所の含水比 10~40%の範囲では含水比と停止安息角の間に明確な関係は現れていない。国内のプラスチック等を含む廃棄物地盤では空隙が大きく透水性が極めて良いため、廃棄物試料中の水分はプラスチック等の凹部等に長時間滞っている少量の水と考えられる。このため、国内現場では含水比の影響があまり生じていないものと考えられ、実際に、関東 A1 現場・15 年経過地盤で行った安息角試験では掘削直後試料の停止安息角は 40°、掘削後山積みし 1 日間空気乾燥させた試料の停止安息角は 41°で、ほとんど差が無かった。一方、海外の廃棄物地盤は生ごみ等により飽和状態に近いような過剰な水分を含むことが多く、この場合、摩擦抵抗が減少して停止安息角が小さくなると推察される。

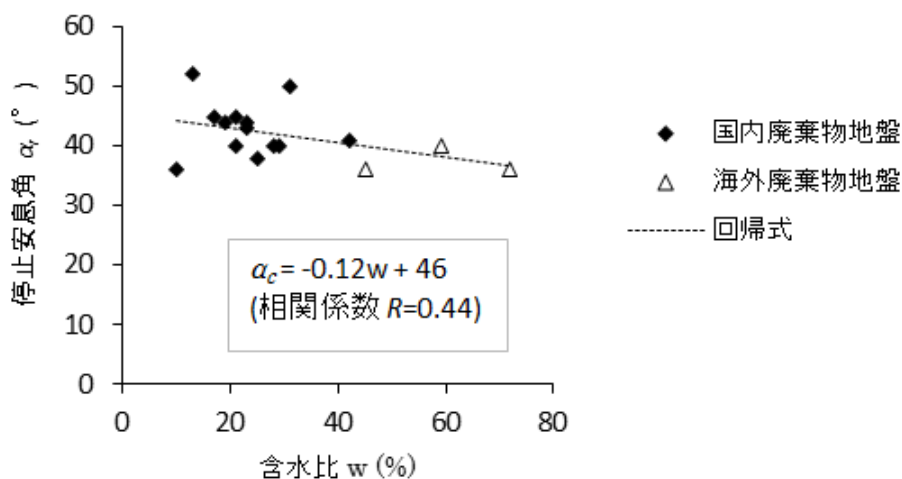


図 2-19 含水比と停止安息角の関係

(4) 安息角試験の適用範囲

(2.3)式、(2.4)式は、表 2-3 に示した国内の廃棄物地盤での試験結果をもとにしたものであり、国内の廃棄物地盤で概略的に内部摩擦角を推定したい場合に利用可能なものである。また、内部摩擦角が小さい地盤（燃え殻地盤等が相当）では、(2.4)式で推定される内部摩擦角は一面せん断試験による値よりも大きくなる傾向があり、(2.4)式による推定は危険である。

また、安息角試験では水分による影響を受けないように、降雨時や大雨後の試験は避ける必要がある。また、十分に乾燥させた試料でも摩擦抵抗が減少することが考えられるため、安息角試験は、掘削直後の試料を用いる必要がある。

2-7 まとめ

(1) 現場試験について

産業廃棄物安定型最終処分場や不法投棄現場等のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の地盤強度試験について、個々の廃棄物のサイズが大きいこと等の地盤特性や海外研究事例等を参考に試験法を選定し、20現場30箇所で行った。せん断強度計測のための現場一面せん断試験、支持力計測のための平板載荷試験と、簡易試験法として衝撃加速度試験（キャスポル）、安息角試験（提案試験）、現場空隙率試験（提案試験）を実施した。

(2) 試験結果について

20現場30箇所での現場試験等により、長さ10cm程度以上のプラスチック等が混入した廃棄物地盤は、柔らかい（地盤反力係数が小）ものの、大きな摩擦抵抗を有し、通常の盛土地盤よりも概して大きな極限支持力を持つことが窺えた。また、斜面の安定勾配を表す安息角が顕著に大きくなり、急勾配斜面でも安定する地盤が形成されることが推察された。

10cm超のプラスチック等が混入した中部A1現場（安定型処分場）のほぼ同様の廃棄物組成で埋立年数が異なる地盤で行った強度試験の結果では、堆積時間の経過とともに地盤中の空隙が少なくなり、地盤の極限支持力、地盤反力係数、キャスポル値(I_a)が顕著に増加し、地盤の極限支持力は埋立終了後1~2年の間の強度増加が著しくその後は緩やかに強度が増加した。

海外の埋立地（Landfill）は、わが国の10cm以上のプラスチック等が混入した現場に近い強度定数を有するものの、生ごみ主体の埋立のため含水比は遙かに大きい。わが国の廃棄物処分場や不法投棄等現場で大規模斜面崩壊の発生はほぼ皆無なのに対し、海外の埋立地で大規模斜面崩壊が頻発しているのは、主としてこの地盤中の水分量の差に起因すると考えられる。

また、衝撃加速度試験の影響範囲確認実験の結果から、10cm程度以上のプラスチック等が混入した場合には、衝撃の伝搬範囲は土砂地盤よりも広く、とくに水平方向の伝搬範囲が格段に広いことが分かった。これは、地盤中でプラスチック等が主に水平方向に堆積していることと関係していると考えられる。

上述のうち、斜面安定に関する事項については第3章、支持力・沈下に関する事項については第4章、水に関する事項については第5章で述べる。

(3) 簡易試験法について

簡易試験法として実施した衝撃加速度試験と安息角試験は、それぞれ、粘着力、内部摩擦角の推定が可能なが分かった。

また、現場で空隙率を概略的に計測する現場空隙率試験の結果から、空隙率の低下とともに極限支持力が増加することが確認できた。

参考文献

- 1) Omine, K., Yamawaki, A., Kawasaki, M., Doi, Y., Sugimoto, S. and Nagaura, B. : Estimation of Strength of Solid Waste Materials by In-Situ Direct Shear and Earth Pressure Tests, 7th International Congress on Environmental Geotechnics, pp.1227-1233, Australia, (2014)
- 2) 社団法人地盤工学会：地盤の平板載荷試験，地盤調査の方法と解説，pp.495-504，丸善，(2004)
- 3) 近畿地方建設局近畿技術事務所：簡易支持力測定器による試験方法，pp.1-13，(1996)
- 4) 近畿地方整備局近畿技術事務所：簡易支持力測定器(キャスポル)利用手引き，pp.1-15，(2005)
- 5) 土居洋一，山脇敦，川寄幹生，小林優子：篩分け堆積廃棄物の安息角試験結果を用いた斜面安定性評価の検討，第 25 回廃棄物資源循環学会研究発表会，pp.459-460，広島，(2014)
- 6) 長浦万理，大嶺聖，杉本知史，蔣宇静，伊木康二：原位置土圧試験による堆積廃棄物地盤の簡易強度推定法，平成 26 年度土木学会西部支部研究発表会，CD-ROM，(2015)
- 7) 松倉公憲，恩田裕一：安息角 定義と測定法にまつわる諸問題，筑波大学水理実験センター報告，pp.27-35，(1989)
- 8) 社団法人地盤工学会：水置換による土の密度試験，地盤調査の方法と解説，pp.579-586，丸善，(2004)
- 9) 国立天文台：平成 26 年理科年表，pp.413-414，丸善，(2013)
- 10) 社団法人地盤工学会：土粒子の密度試験，地盤材料試験の方法と解説，pp.97-103，丸善，(2009)
- 11) 川井晴至，島岡隆行，坂口伸也，山脇敦：プラスチックを多く含む廃棄物埋立地盤の土粒子の密度試験，土木学会第 69 回年次学術講演会，pp.457-458，広島，(2014)
- 12) 山脇敦，土居洋一，大嶺聖；プラスチック等が混入した廃棄物地盤の強度特性と現場試験方法：土木学会論文集 C (地圏工学)，Vol. 73, No. 2, pp.212-223, (2017.6)

第3章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の 斜面安定性評価

3-1 はじめに

プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性については、確立した評価方法が無い状況にあるため、土質力学に基づく地盤の斜面安定性の評価方法（円弧すべり解析等）を援用するなどして類推しているのが現状である。

公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団では、不法投棄等現場の生活環境保全上の支障やそのおそれの除去を都道府県等が投棄行為者等に代わって実施する場合の都道府県等への支援事業（廃棄物処理法及び産廃特措法に基づく事業。以下、「支障除去支援事業」という）を平成10年度から行っている。この支障除去支援事業で、堆積廃棄物層の崩壊のおそれがあった事案は平成28年度末までに23件あった。さらに、平成28年度末で依然全国に約1,600万tの産業廃棄物の不法投棄等が残存しており、この中にも急勾配に盛られ崩壊の危険にある現場が多数存在し、早急な対応が望まれている。一方で、現場経験的にはプラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性が高いことが知られているにもかかわらず、盛土の安定勾配と同様に1:2.0勾配で斜面整形を行って莫大な対策費を講じる事例もある。このため、プラスチックが混入した廃棄物地盤の斜面安定性評価方法の確立は、迅速かつ経済的な斜面安定対策に結びつく。

同様に、プラスチック等が混入した安定型最終処分場についても、適切な斜面安定性評価方法が確立されれば、処分場の容量増加に結びつく可能性がある。さらに、発展途上国を中心に生ごみやプラスチック等の廃棄物堆積地（landfill）で人身被害を伴う大規模な斜面崩壊が頻発しており、海外への技術移転も期待できる。

したがって、プラスチック等が混入した廃棄物地盤について、斜面安定特性を把握することや、適切に斜面安定性を評価することは極めて重要である。このため、本章では、国内外のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の大規模斜面崩壊事例を調べたうえで、現場実験（載荷実験、崩壊実験）、室内実験（引張試験、せん断強度の異方性と水分量に関する試験、振動台実験）を行って、斜面安定性特性を把握する。また、斜面安定性解析法を提案し、実現場に適用して検証する。さらに、簡易現場試験法（安息角試験）による斜面安定性評価方法も提案する。さらに、こうした研究結果をもとに、わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤で留意すべき斜面崩壊のパターンを提示する。

3-2 廃棄物地盤の斜面崩壊に関する事例調査

3-2-1 国内外の堆積廃棄物層の大規模斜面崩壊事例

国内の産業廃棄物不法投棄等現場で大規模な斜面崩壊が確認されているのは、平成 10 年に中部地方の山中斜面（勾配 20～30°）に斜面上方から産業廃棄物が大量投棄された現場で多量降雨時に谷上を廃棄物層が一体的にすべり落ちて廃棄物が河川を堰き止めた事例（図 3-1）が 1 件あるのみである。

海外での堆積廃棄物の崩壊状況について、南アフリカの G.E.Blight¹⁾らが、1928～2000 年に発生した世界の 22 例のくず鉱(tailings, coal waste 等)及び都市固形ごみ(MSW)の堆積場所での大規模崩壊事例を整理している。その結果ではくず鉱堆積場での崩壊が 18 例あるのに対し、都市固形ごみ堆積地での崩壊は 4 例と少ない。くず鉱堆積場での崩壊主因は、過剰堆積によるものが 4 例、地震によるものが 1978 年の静岡県(現)伊豆市・持越鉱山の崩壊事例を含めて 3 例など、盛土の崩壊事例と似たような原因により崩壊が生じている。これに対し、都市固形ごみ堆積地での崩壊主因は、間隙水圧の上昇や大雨による水に起因したものが 3 例、十分な締め固めが行われなかったことによるものが 1 例となっており、過剰堆積や地震を主因とした崩壊事例はこの中にはない。

わが国の産業廃棄物安定型処分場や不法投棄等現場と同様にプラスチック等が混入している都市固形ごみ堆積地での崩壊事例について、さらに文献収集により調べた。その結果、国内 1 件、海外 21 件の堆積廃棄物層の崩壊事例を収集し、その崩壊要素を表 3-1 のとおりにまとめた（個別事例については表 3-2 に示す）。死者を伴うような大規模な斜面崩壊が発展途上国を中心に近年も頻発しており、遮水工が無い堆積地（オープンダンプ）等での崩壊が多い。また、斜面勾配は 15～20°程度でも多数生じていて斜面勾配が崩壊の決定的な要因にはなっていないこと、全 22 事例で大量降雨や内部水位の上昇など何らかの形で水による影響が崩壊要因にあげられていること、地震による崩壊は世界的にも確認されていない、といったことがわかる。

崩壊面（すべり面）は、廃棄物層と下層土（原地盤）の間で多く（10 件）生じており、この場合、廃棄物層が全体的にすべるような崩壊となる。図 3-2 に示すインドネシアでの崩壊事例は、下層土（原地盤）と廃棄物層の間のすべり抵抗が水の影響により減少し廃棄物層の重力による滑動力に抗しきれなくなり、火災により引張抵抗が小さくなった部分に鉛直方向のクラックが生じ、やがてこの部分を起点として全体的な斜面崩壊が生じたケースで、代表的な大規模崩壊のパターンである。

なお、廃棄物層の長期的な有機質分の分解による強度低下による斜面崩壊の可能性が指摘されることがあるが、今回の事例調査では、該当ケースはクラックが発生した（崩壊は無し）ポーランドの事例²⁾のみで、このケースでも埋立後 300 年以上を経過してからクラックが生じている。

表 3-1 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の既往大規模崩壊 22 事例の崩壊要素
(国内 1 件, アジア・中東 7 件, 欧州 3 件, 北米 6 件, 南米 2 件, アフリカ 3 件)

崩壊に関連した要素	該当事例数	非該当数	不明数
遮水工のない堆積地や埋立地等で発生した事例	12	7	3
遮水工のある処分場で発生した事例	7	12	3
堆積高さ (標高差) が 30m を超える事例	16	5	1
堆積層の斜面勾配が 35°以上の事例	7	12	3
下層土 (原地盤) が 5°程度以上の傾斜地での事例	9	8	5
軟弱な下層土内で崩壊が生じた事例	3	17	2
崩壊面が廃棄物と下層土の間で生じた事例	10	10	2
うち崩壊が遮水工内で生じた事例	5	0	0
内部水位上昇等, 水に関する事項に起因した事例	22	0	0
うち崩壊前に大量の降雨があった事例	14	8	0
過去に火災・爆発が確認された事例	5	1	16
低密度埋立または締固めが不十分な事例	5	1	16
地震が崩壊原因の事例	0	22	0

注 1) 堆積高さ (標高差) が 30m を超える事案は, 16 件と過半を占めるが, 標高差が 30m 以下の小規模事案については情報を把握しきれていない可能性があり, 堆積高さとの関係ははっきりとは言えない.

- 2) 廃棄物堆積層の斜面勾配は, 35°以上の事例は 7 件と多くはなく, 崩壊は斜面勾配が 15°~20°程度の事案でも多数発生.
- 3) 崩壊面は, 判明 20 事案中半数の 10 件で崩壊が下層土 (原地盤) と廃棄物層の間で生じており, この場合, 廃棄物斜面の法肩部での小規模な崩壊ではなく, 廃棄物層が全体的に崩壊するケースが多い.
- 4) 遮水工が敷設されている処分場で崩壊が廃棄物層と下層土の間で生じた事例では, 該当判明 5 事例の全てが遮水工内の遮水シートと粘土材との間等の接合部で崩壊 (滑動) が生じている.
- 5) 崩壊した全 22 件で, 何らかの形で水が影響しているが, 水による影響の内訳は, 多量の降雨が主因と考えられている事例は 14 件 (64%) で, その他は, 不適切な管理等による処分場内部水位の上昇や, 遮水工の接合部での水分過多等が指摘されている事例.
- 6) 崩壊前や崩壊時に火災や爆発が発生した事例は 5 件あり, 廃棄物層の斜面安定性を保っているプラスチック等による補強効果が火災により消滅したことが崩壊の引き金になったとの海外研究者の見方がある. なお, 火災等の発生については, 表 3-2 に「火災」「爆発」と記していない事例については未確認である.

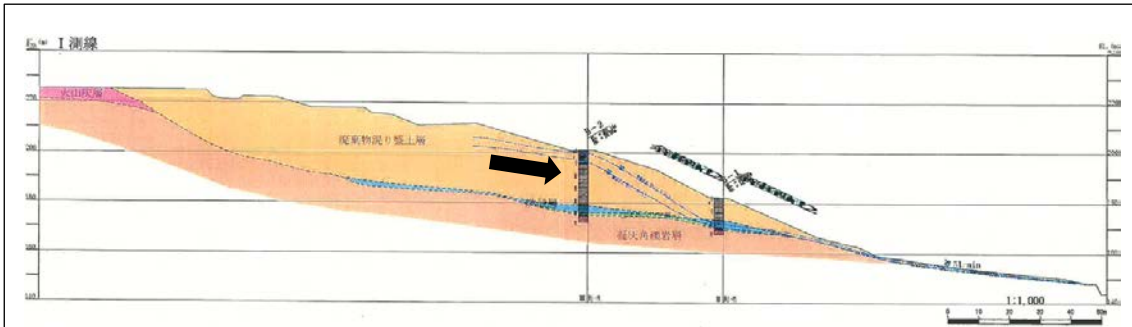
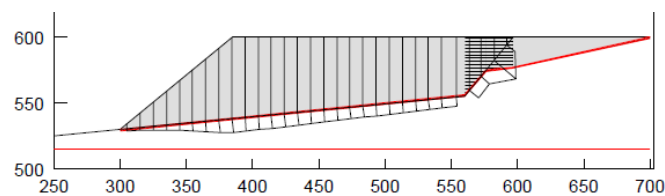


図 3-1 わが国での大規模崩壊事例（静岡県三島, August 1998, 出典：静岡県）

山中斜面（勾配約 10 度の谷地．堆積場所の下層土は凝灰角礫岩層）への堆積勾配 20～30 度，高さ 30m 以上の産業廃棄物不法投棄現場．平成 10 年 8 月 30 日の豪雨により，9 月 1 日，廃棄物が多量の土砂とともに（約 2～3 万 m³）下流側の杉林をなぎ倒し，流出方向とほぼ垂直に流れる小河川に流出し，川を堰き止めた．なお，本事例は，平成 10 年 9 月の崩落により不法投棄が発覚したものであるため，崩壊前の断面等の記録は無い．



崩壊後再投棄された斜面



(taken by Bandung Institute of Technology)

図 3-2 代表的な崩壊事例（インドネシア，2005 出典：Koelsch³⁾）

West Java province, Leuwigajah 郊外の狭い谷（雨期は水流があった谷．下層土は厚さ 1m の薄い岩または粘土層．）に設けられた廃棄物堆積地（dumpsite）．堆積面積約 6.5ha．斜面勾配 30～45°．谷の流路方向の勾配 5～10%．堆積高さ 60～70m．斜面勾配 30～45°．廃棄物処理は基本レベルだが，崩壊前の廃棄物締め固め機械の状態は良くなかった．

崩落（landslide）は 3 日間の激しい降雨後に発生し，崩落量は 270 万 m³．崩落はあたかも雪崩のようで，数分間で崩落した．発見された死亡者数は 147 人．救助作業は堆積場内の火災に妨げられて 3 週間に及んだ．崩落は，底土と廃棄物層の境界で生じ，この部分への残留水圧，水流が推進力となったとドイツの研究者 Koelsch³⁾らはみている．また，堆積地頂部近くでの火災発生が廃棄物相互間の繊維質による補強効果を無くし，それがせん断破壊に繋がったかも知れないとしている．

表 3-2 国内外のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の既往大規模崩壊事例（収集事例）

場 所 (発生年)	堆積地形態 /遮水工	廃棄物層の 高さ/勾配	下層土 勾配	崩壊状況	主な 崩壊面	推定崩壊原因	参 考 文 献
①静岡県三島市 (1998)	不法投棄 遮水工無し	30m 以上 20~30°	約 10°	廃棄物層と下層 土崩壊 2~3 万 m ³	下層土 上	豪雨による下層土 上(谷)の流量増加	図 3-2
②Maputo, Moza- mbique (2018)	堆積地 遮水工無し	15m 概ね 30-40°	不明	死者 17 名	廃棄物 層中	降雨, 過剰埋立	4)
③Delhi, India (2017)	堆積地 遮水工無し	50m 概ね 30-40°	不明	死者 2 名	廃棄物 層中	降雨, 過剰埋立	5)
④Colombo, Sri-Lanka (2017)	堆積地 遮水工無し	50m 35~60°	ほぼ水 平	廃棄物 7 万 m ³ 崩 壊, 死者 32	廃棄物, 下層土	軟弱地盤上への過 剰埋立, 多量降雨	6),7),8)
⑤Adidis Ababa, Ethiopia (2017)	処分場 遮水工不明	30m 以上 40°程度	不明	死者 113 以上	廃棄物 層中	降雨, 有機系廃棄 物の過剰埋立	9)
⑥Shenzhen, China (2015)	処分場 遮水工あり	100m(建廃) 20°	約 4°	廃棄物 250 万 m ³ 崩壊, 死者 73 名	廃棄物 層中	大量降雨, 地下水 の不十分な排水	10)
⑦Rizal, Philippines (2009)	処分場 遮水工あり	高さ不明 50°以上	不明	処分場周り壁崩 壊, 2000m ³ 流出	不明	豪雨, メタンガス 爆発, 低密度埋立	21),22) 23)
⑧Bandung, Indonesia (2005)	堆積地 遮水工無し	60~70m 30~45°	5~ 10%	廃棄物 270 万 m ³ 崩壊, 死者 147	下層土 上	豪雨, 火災, 締固 め機械不調	12),13) 図 3-1
⑨Athens, Greece (2003)	処分場 遮水工不明	60~80m 勾配不明	不明	廃棄物 80 万 m ³ 崩壊	不明	火災, 内部水位上 昇	14)
⑩Payatas, Philippines (2000)	堆積地 遮水工無し	34m 34°	水平~ 緩逆勾 配	廃棄物 120 万 m ³ 崩壊, 死者 220 不 明 200~800 人	廃棄物 層中	台風後の残留水圧 増加, 低密度埋立, 火災発生	14),15) 18),24)
⑪Hiriya, Israel (1997-1998)	処分場 遮水工無し	60m 45°以上	ほぼ水 平	廃棄物流出によ る河川堰止め	廃棄物 層中	多量降雨, 崩壊前 の覆土,ボーリング	2)
⑫Bogata, Colombia (1997)	処分場 遮水工あり	100m 15~20°	約 5°	廃棄物 180 万 m ³ 崩壊, 河川堰止め	遮水工 内等	浸出水再循環によ る内部水位上昇	11),19)
⑬Durban, South -Africa (1997)	処分場 遮水工あり	60m 20~25°	約 5°	廃棄物 16 万 m ³ 崩壊	遮水工 内等	液体廃棄物等によ る間隙水圧上昇	1),9)
⑭North America (1997)	埋立地 遮水工無し	45m 25°	55°(埋 戻土)	廃棄物, 埋戻土 10 万 m ³ 崩壊	埋戻し 斜面上	粘土での埋戻しに よる内部水位上昇	11)
⑮North America (1996)	処分場 遮水工あり	20m 20°	5°以下	廃棄物 10 万 m ³ 崩壊	遮水工 内等	遮水工・ベントナ イトの水分増加	11)
⑯Colerain, Ohio USA (1996)	処分場 遮水工無し	75m 21°	2°(一部 15°)	廃棄物 120 万 m ³ 崩壊	下層土 上等	つま先部凍結によ る内部水位上昇	11),15) 18)
⑰Europe (1994)	処分場 遮水工あり	22m 35°	7~27°	廃棄物 6 万 m ³ 崩 壊	遮水工 内	遮水シート下の粘 土層の水分増加	11)
⑱Istanbul, Turkey (1993)	堆積地 遮水工無し	45m 45°以上	約 7°	廃棄物 50~100 万 m ³ 崩壊 死者 27	下層土 上等	多量降雨による内 部水位上昇, 火災, 締固め未実施	2),5)
⑲Sao Paulo, Brazil (1991)	衛生埋立地 遮水工不明	100m 超 約 21°	約 12°	廃棄物 6.5 万 m ³ 崩壊	廃棄物 層中	多量降雨	16)
⑳North America (1989)	埋立地 遮水工無し	20m 19°	ほぼ水 平	廃棄物 50 万 m ³ 崩壊	下層土 内	多量降雨, つま先 部掘削, 軟弱下層	11)
㉑Kettleman City USA (1988)	処分場 遮水工あり	30m 17°	水平(一 部 25°)	廃棄物 49 万 m ³ 崩壊	遮水工 内	遮水シートと粘土 層間の水分過多	11),17) 20)
㉒North America (1984)	埋立地 遮水工無し	23m 10~15°	5°以下	廃棄物 11 万 m ³ 崩壊	下層土 下	多量降雨で内部水 位上昇, 軟弱下層	11)

3-2-2 国内での斜面崩壊等の状況

これまでの支障除去支援事業及び本研究で現地調査や現場試験を行った斜面崩壊や表層崩壊が生じた事例やそのおそれが指摘された 22 件の産業廃棄物不法投棄等事案と、1 件の昭和 40 年代に埋め立てられた一般廃棄物処分場での表層崩壊事案（図 3-3(1) (2)）における原地形別廃棄物種類別の斜面崩壊等事案数を表 3-3 に示す。また、事案毎の廃棄物の種類・形状、堆積高、斜面勾配、投棄量、及び崩壊、クラックの発生状況の一覧を表 3-4 に示す。表 3-3 をみると、平地での堆積事例は全 16 件あるが、表面崩壊やくずれが発生したのは 1 件のみ、直壁（90°）での表面くずれ（図 3-3(3)）であり、大規模崩壊は発生していない。

これに対し、傾斜地上での堆積事例は全 7 件で、うち大規模崩壊（図 3-1）、表層崩壊、表面くずれが発生した事案は半数以上の 4 件あり、廃棄物の性状や堆積廃棄物層の前面斜面勾配に関係なく大規模崩壊を含めて発生している。



図 3-3(1) 一般廃棄物処分場（関西 D 現場）での表層崩壊

図 3-3(2) 同左・破損した U 字溝を起点とした崩壊

図 3-3(3) 厚さ 1m の表面くずれが生じた直壁（関東 C1 現場）

（停止安息角を上回る 40°の斜面で、破損した U 字溝から降雨時に大量の水が入り崩壊したとみられる。崩壊の幅約 3～10m、奥行き平均 2m、崩壊高 20m。崩壊後の灰等の廃棄物の勾配は停止安息角とほぼ同じ 30°。）

表 3-3 原地形別廃棄物種類別の斜面崩壊等事案数

廃棄物の形状・種類	原地形別の斜面崩壊が危惧された現場数 []内:崩壊等数 ^{注)}		
	平地	傾斜地	計
1) 大型がれき、角材等の粗大物主体	2	2 [1]	4 [1]
2) 10cm 以上のプラスチック等の混入多	9 [1]	3 [1]	12 [2]
3) 細粒分主体（プラ、繊維分あり）	4	0	4
4) 土砂分、がれき主体（プラ等ほぼ無し）	1	2 [2]	3 [2]
計	16 [1]	7 [4]	23 [5]

注) 崩壊等数：過去に崩壊、くずれが発生した事案数

表 3-4 斜面崩壊が危惧された国内不法投棄等事案一覧

事案※1	投棄地地形	主な廃棄物種類 (重量比)	廃棄物の形状	プラ等の有無※2	堆積標高差 [堆積深] (m)	斜面勾配(°)	投棄量 (m ³)	斜面崩壊、クラックの発生状況
関東・H22 現地調査事案	平地	建設混合廃棄物	粗(無破砕等が主)	○	5	45	1,650	
関東・H23 現地調査事案	平地	がれき類, 土砂類, プラスチック類	中(粗大物もあり)	○	18	30~45	不明	
関東・H12 (1/3 支援事業)	平地	プラスチック類, 燃えがら	中(一次破砕物等)	○	16	35	13,000	
近畿・H12 (3/4 支援事業)	平地	がれき類・土砂 90%, プラスチック類 10%	中(一次破砕物等)	○	8	30~40	9,600	
四国・H16 (3/4 支援事業)	平地	プラスチック類 80%, 金属くず 11%	中(一次破砕物等)	○	9	20~55	3,400	
中部・H17 (3/4 支援事業)	平地	土砂等 41%, がれき類 22%, プラ類 21%	中(一次破砕物等)	○	17	35~45	123,000	
関東・H20 (特措法事業)	ほぼ平地	プラ類 49%, 汚泥 13%, がれき類 10%	中(一次破砕物等)	○	50	30~45	910,000	
関東・H22 現地調査事案	平地	木くず, 繊維くず, 金属くず	中(一次破砕物等)	○	20	31~38	50,000	
関東 C1・H23 現場試験事案	平地	礫・陶磁器 46%, 砂類 28%, プラ類 16%	中(一次破砕物等)	○	18	40~90	54,000	直壁部で 1m 厚表面崩れ発生
中部 C1・H24 現場試験事案	平地	プラ類 6%, 木くず 3%, がれき類 50%, 土砂等 35%	中(一次破砕物等)	○	11	40~60	9,100	(60°斜面法肩にクラック発生)
中部 C3・H26 現場試験事案	平地	建設混合廃棄物	粗(無破砕等が主)	○(少)	6	34~42	4,000	
関東・H22 現地調査事案	平地	木くず, 繊維くず, 残土等	細	●	10	40~41	13,000	
関東・H22 現地調査事案	平地	建設混合廃棄物(木くず, プラ), 残土	細	●	7	40	11,250	
関東・H22 現地調査事案	平地	建設混合廃棄物(木くず, プラ, 残土)	細	●	8	35~55	11,250	
関東・H22 現地調査事案	平地	建設混合廃棄物(残土, がれき類, 木くず)	細(篩下等)	●	6	45	2,500	(流出防止用万能塀が傾斜)
関東 B2・H23 現場試験事案	平地	土砂・燃え殻等 85%, がれき類 12%, プラ類 2%(現地実験でプラ等未確認)	細(土砂様分主体)	×	40	30	1,070,000	
中部・H15 (1/3 支援事業)	傾斜地	木くず, がれき類, プラ類	中(一次破砕物等)	○	60[30]	20~30	18,000 (谷上から投棄)	大規模崩壊(多量降雨時)【図 3-1】
中部・H16 (特措法事業)	傾斜地	プラスチック類, 廃タイヤ	中(一次破砕物等)	○	30 [8]	40~70	130,000 (谷上から投棄)	(落石発生)
中部 C2・H24 現場試験事案	谷~平地	(容積比)プラ類 50%, がれき類 13%	中~粗(長繊維物多)	○	30	24~25	530,000	
関東・H17 (3/4 支援事業)	傾斜地	木くず 81%, 金属くず 19%, がれき類	粗(無破砕等が主)	×	10	60~70	7,000	表面くずれ発生
北陸・H17 (特措法事業)	傾斜地	木くず 75%, 燃えがら 25%	粗(解体角材等)	×	13	30~50	18,600	
九州・H23 現場試験事案	傾斜地	がれき類・土砂 100%	細(土砂様分主体)	×	40[15]	30~40	110,000 (谷上から投棄)	急勾配の一部斜面表層崩壊(周辺は地滑り地帯)
関西 D・一般廃棄物処分場・現場試験事案	傾斜地	灰, 土砂分主体(繊維状物は散見される程度)	細(土砂様分主体)	×	30 [擁壁上 20]	40	不明	降雨後に擁壁上で幅約 10m の表層崩壊

注 1) 「事案※1」 現地調査事案：本研究で斜面勾配計測等の現地調査を行った事案

現場試験事案：本研究で一面せん断試験, 安息角試験等の現場実験を行った事案

1/3 支援事業, 3/4 支援事業, 特措法事業：当該の支障除去支援事業で把握した事案でありデータは自治体資料等による

注 2) 「プラ等の有無※2」 凡例 ○:10cm 以上のプラ等あり ●プラ等はあるが 10cm 以上ほとんどなし ×ほぼ無し

3-3 現場実験及び室内実験

3-3-1 載荷実験

(1) 実験場所と実験断面整形

わが国の不法投棄等現場と廃棄物性状が類似した上海市老港廃棄物処分場内の埋立後 8 年経過したプラスチック等が混入した区画 (図 3-4) で, 堤状に堆積した廃棄物層を図 3-5 のように掘削することにより, 既往の円弧すべり法解析による安全率(F_s)が 0.56 となる崩壊が想定される斜面を構築して (図 3-6, 図 3-7, 図 3-8), 載荷実験を行った.



図 3-4 載荷実験場所 (上海現場)



図 3-5 実験断面成型のための掘削

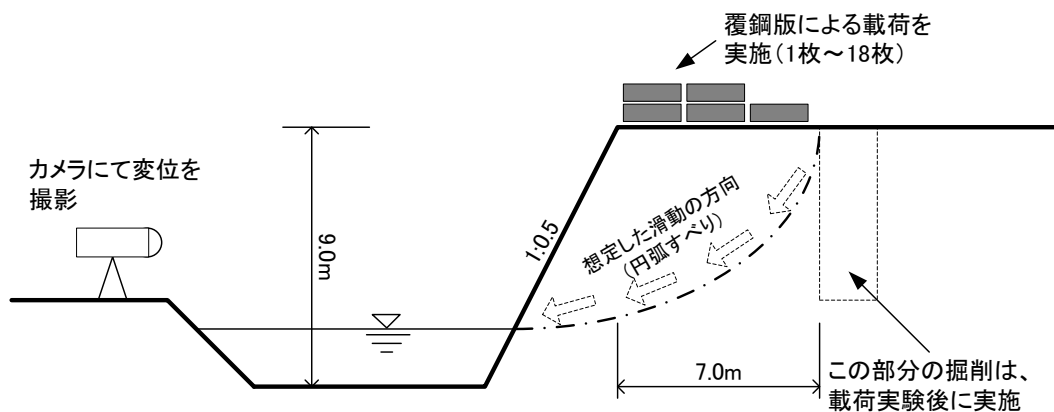


図 3-6 載荷実験模式図(1)



図 3-7 断面整形後， 載荷時
斜面高 9m， 勾配 63.5°， 載荷重 8.6 kN/m³

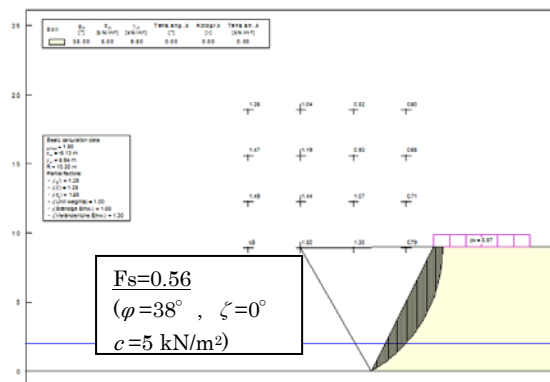


図 3-8 既往解析法による斜面安定計算結果
(計算は“GGU-STABILITY VERSION9”²⁹⁾による)

(2) 載荷実験

a) 断面整形と変位計測

高さ約 5.0m 勾配 1:1.0 (約 45°) の廃棄物斜面を， 斜面勾配 1:0.5 (約 63°) に整形し， さらに， 法面前面を掘り込むことで， 高さ約 9m の斜面を構築した． その上に 6m×1.5m×約 0.15m， 重量約 2t のコンクリート製の覆鋼版を 6 段×3 列載荷した． その際の変位を， 丁張り及びビデオカメラで撮影し， 変位量を求めた．

次に， 覆鋼版により載荷した状態で， 載荷箇所背面から重機によって水平荷重を加え， 丁張りの変位を測定した．

ビデオカメラで撮影した画像を覆鋼版載荷枚数別に編集し， 供試体の輪郭をトレースしたものが図 3-9 である． これらの解析より， 以下のことが確認できた．

- ・ 載荷時に， 堤体に揺れは生じたものの， 載荷後は堤体に変位発生等の変化はない．
- ・ 円弧すべりによる崩壊の形跡（前方への滑動）は， 確認されなかった．
- ・ 圧密の現象は， 若干確認された． 上方の圧密が下方と比較して大きい．

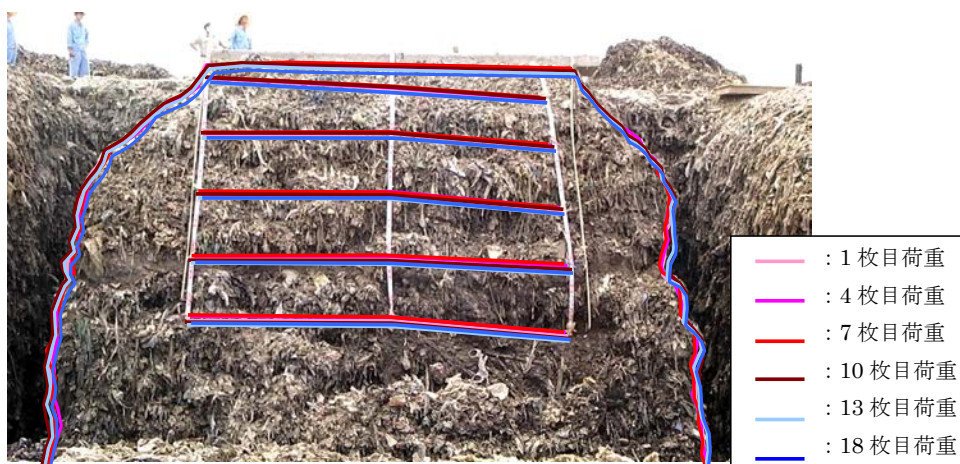


図 3-9 載荷段階毎の変位の状況

b) 法面背面から水平荷重を加えた载荷実験

前述の载荷実験で変位がほとんど確認されなかったことから、载荷箇所背面を掘削し、周辺の堤体から切り離すことにより独立した実験堤体を構築し、その背面上部に重機を用いて水平荷重を加えた（約1分間程度）。载荷の状況は、**図 3-10**に示すとおりである。実験の結果、以下のことが確認できた。

- ・覆鋼版により载荷した状態で、背面の掘削を行った時点において、実験堤体に変位発生等の変化なし。
- ・水平荷重が加わっている時は実験堤体に揺れが生じた。
- ・水平荷重を加えた後（数分後）、丁張り計測を行ったが堤体に変位発生等の変化なし。

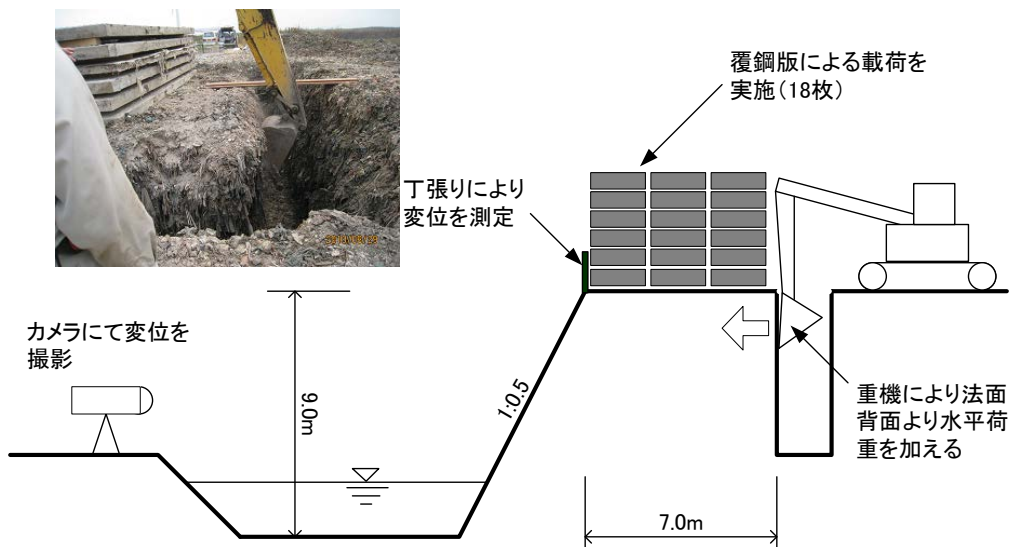


図 3-10 载荷模式図(2) 重機による水平荷重

c) 背面からの注水実験

堆積廃棄物層の崩壊事例では、大雨後の崩壊等、何らかの形で水による影響が想定されている（表 3-1）。このため、実験堤体底面を滑りやすくする（摩擦抵抗の減少）ことを主目的に、実験堤体の背面からタンクローリー車にて $5\text{m}^3 \times 2$ 回の注水を行い、変位等の計測を実施した（**図 3-11**）。さらに、注水後に重機により実験堤体背面より、水平荷重を加えた。実験結果は次のとおり。

- ・ 5m^3 の注水を行ったが背面の水位が上昇することはない、前面から浸水を確認した。
- ・ 崩壊、変位等は発生しなかった。
- ・ 注水後、重機により実験堤体背面から水平荷重を加えた。「b) 法面背面から水平荷重を加えた载荷実験」より揺れは大きくなったと感じられたものの、水平荷重を加えるのを止めた数分後は、実験堤体に変位発生等の変化は確認されなかった。
- ・ 上記実験終了約 30 分後、再び重機により実験堤体背面から水平荷重を加えたが、実

験堤体に変位発生等の変化は確認されなかった。

- さらに、 5m^3 の水を注入し、約1時間後に重機により、実験堤体背面から水平荷重を加えた。水平荷重により、荷重を加えた面の廃棄物上面から土煙が生じ実験堤体に変化の兆しが見えたが、水平荷重を加えるのを止めた数分後は、実験堤体に変位発生等の変化は確認されなかった。

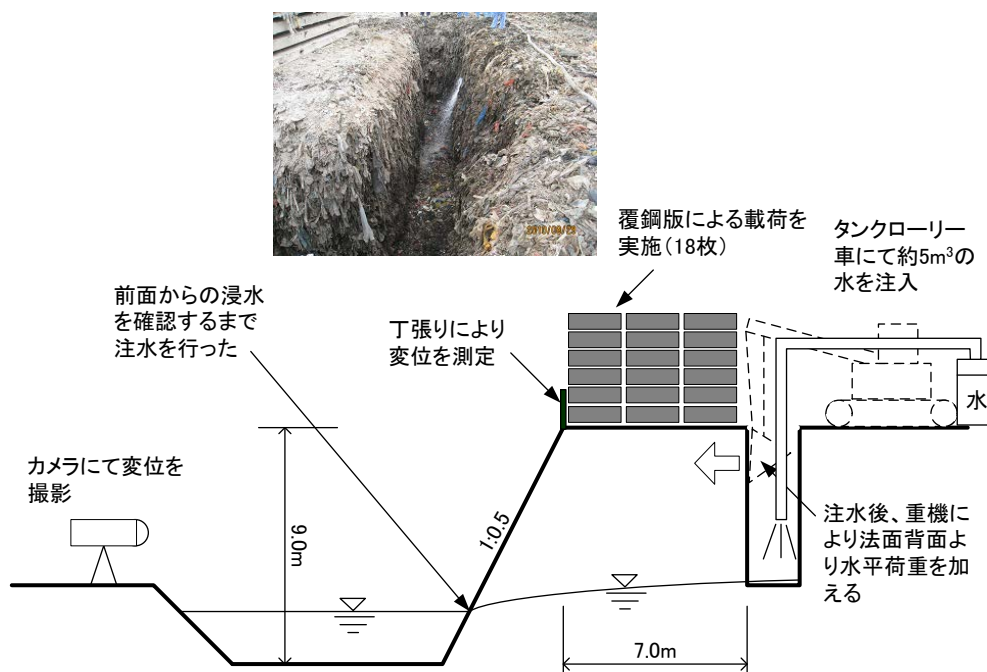


図 3-11 載荷模式図(3) 注水実験

(3) 載荷実験のまとめ

既往解析法で安全率が0.56となる崩壊が想定された斜面を構築し、さらに、背面からの重機によるプッシュ（水平荷重の付加）、背面から 10m^3 の注水を行ったが、斜面の崩壊はもとより変位もほとんど生じなかった。したがって、従来の土質工学に基づく斜面安定解析法は、明らかに廃棄物層の斜面安定性を過小評価していると考えられた。

3-3-2 崩壊実験

プラスチック等が混入した廃棄物層の実際の強度を把握するために、国内不法投棄等現場（中部 C1 現場）で、**図 3-12** 及び**図 3-13** に示すとおり、層の上部 0.818m の下を重機で矩形トンネル状にゆっくり掘削した。その結果、0.875m 掘り進んだところで急激な変位が生じ崩壊した。このとき廃棄物層に働いた引張応力は 33.7 kN/m² である。これに対し、**図 3-8** の上海での載荷実験の際に想定崩壊面に働いていたとみられるせん断強度は概ね 40 kN/m² である。また、3-3-3 に示す関東 C1 現場から採取した試料を用いた引張試験で載荷重 50 kN/m²（概ね廃棄物層厚 5m 分の荷重に相当）のときの最大引張応力は 30 kN/m² 弱であった（**図 3-17** 参照）。以上から、プラスチック等が混入した廃棄物層は実現場の表層近くにおいても 30~40 kN/m² 程度の引張応力に耐え、その絶対値は採取試料による引張試験で得られた引張強度と同程度の値を示したことがわかる。

また、崩壊面については、通常の土であれば鉛直方向に崩壊するはずであるが、40°の角度をもって崩壊したことはプラスチック等による引張抵抗が働いていたことに起因しているものと考えられる。このことから、過剰な水分量等による摩擦抵抗の減少や**図 3-12** のような底部掘削等、何らかの原因による廃棄物層内での崩壊を考えると、引張抵抗が働きにくくなるプラスチック等の堆積主方向である水平方向に近くなるよう、比較的緩い勾配で崩壊が生じ得ることが示唆される。



図 3-12 国内不法投棄等現場（中部 C1）での崩壊実験
（左写真：矩形トンネル状の掘削 右写真：崩壊後）

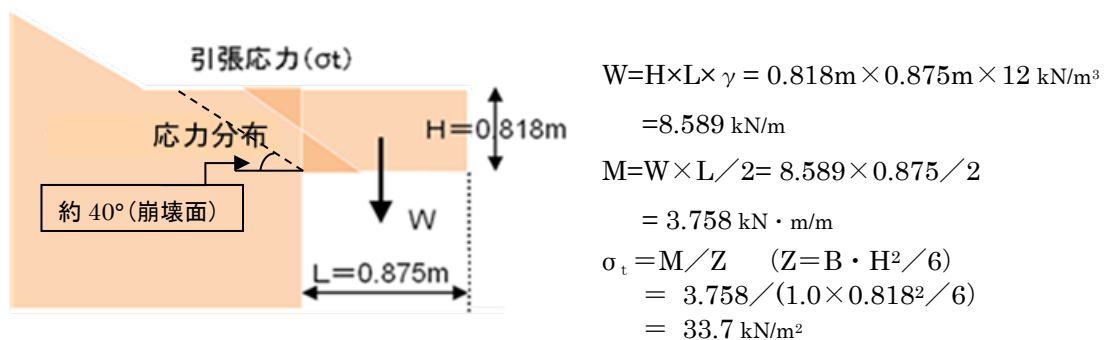


図 3-13 廃棄物層（片持ち梁部）に働いた引張応力

3-3-3 引張試験と引張抵抗

プラスチック等が混入した廃棄物層では通常の土層には無い補強効果として引張抵抗を有するものと考えられ、これが廃棄物層の斜面安定性に大きく寄与しているとみられる。この引張抵抗を調べるために、供試体を左右に引っ張りその時の力（引張抵抗）を計測する引張試験機を製作し、関東 C1 現場 GL-2m から採取した廃棄物試料を用いて引張試験を実施した²⁵⁾。

(1) 室内大型引張試験機の概要

製作した引張試験機は、ケルシュ(Koelsch)³⁾の例を参考にして、廃棄物サイズを考慮したうえで、試験場所に設置可能な適度な大きさとし、引張箱の内寸を長さ 1m (0.5m×2)、幅及び高さ 0.5m とした (図 3-14)。

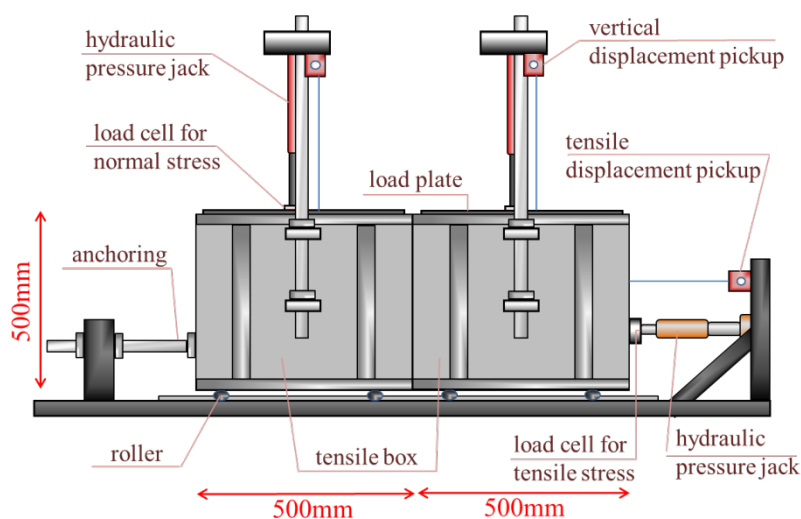


図 3-14 室内大型引張試験機の概要

(2) 試験方法の概要

① 供試体の作成

廃棄物充填後、上載圧 20 kN/m² を 3 回に分け計 30 分程度かけ、現場一面せん断試験実施場所とほぼ等しい密度 0.95g/cm³ 程度の供試体を作製した (図 3-15)。

② 引張過程

上載圧 50, 100, 150, 200 kN/m² の 4 条件で試験を行い、引張速度は、1mm/min とした。

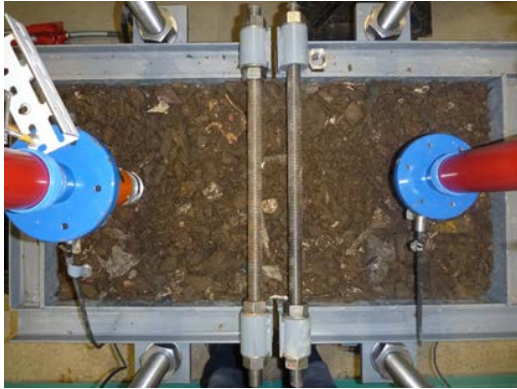


図 3-15 引張試験（試料充填時）



図 3-16 引張試験（終了時）

(3) 試験結果

実験終了時のようすを図 3-16 に示す. 両側の箱からプラスチック等が垂れ下がっており, 引張力に対してプラスチック等が抵抗したことがわかる.

図 3-17 に引張試験結果, 引張応力・垂直変位－引張変位関係曲線を示す. 図 3-17 より, 引張応力－引張変位関係では, 引張応力は確かに発現し, 上載圧を増加させるにつれ引張応力も増加する. 上載圧が大きいほど引張応力のピーク値は明確に表れ, 引張変位が小さい値でピーク値を示す. また, 垂直変位－引張変位関係では, すべての条件において収縮を示し, 上載圧が大きいほど収縮量は小さい.

さらに, 図 3-17 より, 引張応力のピーク値を引張強度とし, 引張強度－上載圧関係を描いたものが図 3-18 となる. 図 3-18 から, 引張強度－上載圧関係は比例関係になっていること, 上載圧に依存しない強度(図の切片)と上載圧に依存する強度(図の傾き)が存在することが分かる.

実験結果から, 引張強度は以下の式で表される.

$$T = c_T + \sigma \tan \zeta \quad \text{..... (3.1)}$$

T : 引張強度

c_T : 引張粘着力 (上載圧に依存しないパラメータ)

ζ : 引張摩擦角 (上載圧に依存するパラメータ)

ここで, 図 3-18 より, $c_T = 10.3 \text{ kN/m}^2$, $\zeta = 18.2^\circ$ となる.

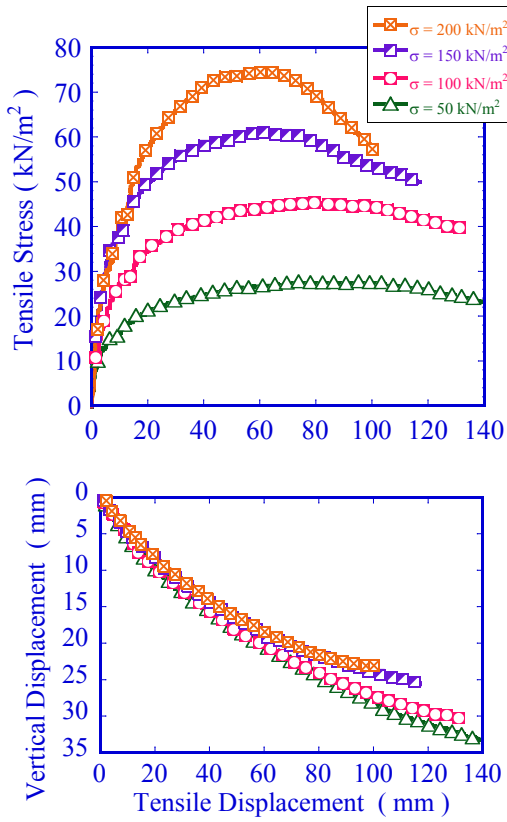


圖 3-17 引張試驗結果
(引張応力・垂直変位-引張変位関係)

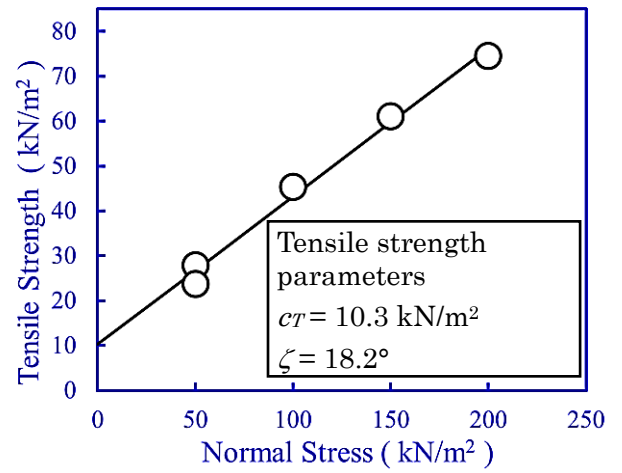


圖 3-18 引張試驗結果
(引張強度-上載圧関係曲線)

3-3-4 せん断強度の異方性と水分量との関係

10cm 以上のプラスチックが混入した関東 C1 現場試料を用いた室内での一面せん断試験で、プラスチック等の積層方向とせん断方向を現場での一面せん断試験と同様に同じ向きにした場合(図 3-19 参照)と、90°の角度をつけてせん断したケースで、せん断応力の差をみた(図 3-20)。その結果、90°の角度を付けた場合に約 15%せん断応力が増加した。

廃棄物層内ではプラスチック等が水平方向に主に堆積しているため、廃棄物層の崩壊面からみると、崩壊面(円弧)の水平に近い部分ではプラスチック等の堆積方向とせん断方向が近くなり引張抵抗の働きが少なくなり、逆に崩壊想定面が鉛直に近い部分では引張抵抗が増す(図 3-19)。したがって、引張抵抗が良く働くプラスチック等を含む締め固まった層では、砂地盤で生じるような崩壊面が鉛直に近い崩壊は生じにくく、このため急勾配でも斜面が安定すると考えられる。

次に、図 3-20 で試料の含水比を基本ケースの 10%から 50% (せん断中に水がしみ出る状態のため飽和状態とみられる)にした場合は、せん断応力が約 12%低下した。

多量の水分によるせん断強度の低下は、東南アジア地域等で水分量の多い堆積現場において、廃棄物層内で大規模な崩壊が緩勾配で生じていることから示唆される。

以上から、プラスチック等が混入した廃棄物層のせん断強度は、異方性と水分量による影響があることがわかる。

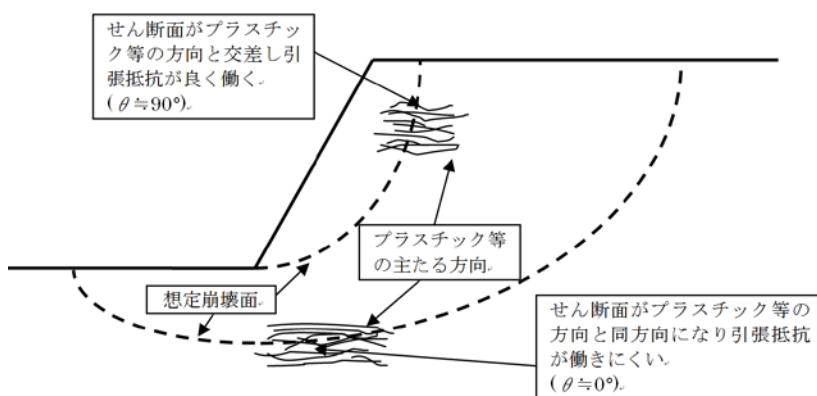


図 3-19 せん断強度の異方性

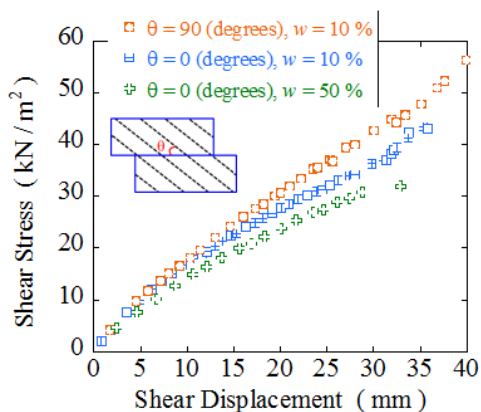


図 3-20 プラスチック等の方向、水分量とせん断強度の関係

3-3-5 耐震性に関する試験

廃棄物層の耐震性を検討するために、10cm 以上のプラスチックが混入した廃棄物（中部 A1 現場からの採取試料）を用いた振動台模型実験を行った²⁶⁾。図 3-21 に試験装置の概要、図 3-22 に実験の状況を示す。物部岡部式の適用性を検証するために、固定壁を設置して、この擁壁に作用する土圧を算定するために荷重計と合計 8 つの加速度計を設置した。

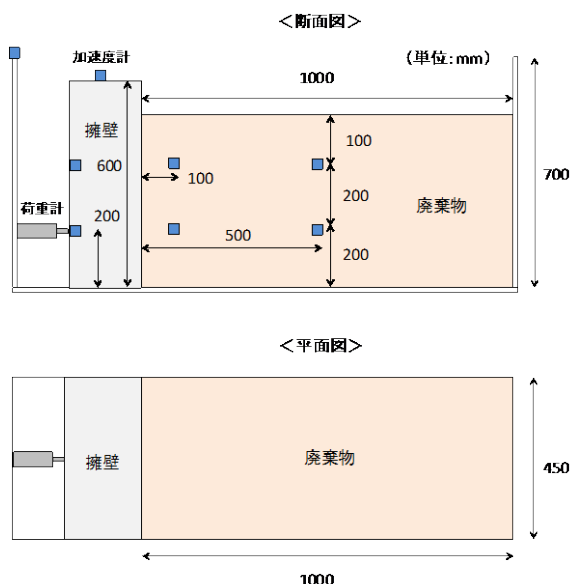


図 3-21 振動台実験装置

廃棄物層は 1 層約 10cm の試料を敷いて 5.3kg のランマーを 15 回落下させて作製した（湿潤密度 1.14g/cm³）。振動台実験では、正弦波を入力周波数約 5Hz で約 5 秒間与え、200gal ずつ増加させて 1000 gal 程度まで加振した。



図 3-22 振動台実験の状況

400gal で加振した時の加速度計の測定結果の一例を図 3-23 に示す。入力加速度と荷重計を設置している擁壁の固定点（加速度 1）はほぼ同じ振動レベルを維持している。これに対して擁壁は完全に固定されていないため、擁壁上部に設置した加速度 2 と地盤中の加速度は入力加速度よりも大きな値を示す。また、廃棄物層は全体が同じように振動していることがわかる。

図 3-24 に中部 A1 現場試料による振動台実験結果を示す。廃棄物地盤は見かけ上の粘着力を有し、静止時には自立して水平土圧が作用しない状態であった。10cm 以上のプラスチック等が混入した廃棄物地盤では、水平震度が 1 を超えるような条件で無い限り、地震時に擁壁等に作用する水平土圧は、土砂地盤より小さい。

物部岡部式による地震時土圧算定式を以下に示す（震度法）。

$$P_{Ea} = \gamma \cdot h \cdot K_a$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad \text{----- (3.2)}$$

- P_{Ea} : 深さ h の地震時主動土圧
- K_a : 地震時主動土圧係数
- ϕ : 裏込め土の内部摩擦角
- γ : 裏込め土の単位体積重量
- δ : 壁面と土の摩擦角
- θ : 地震時回転角

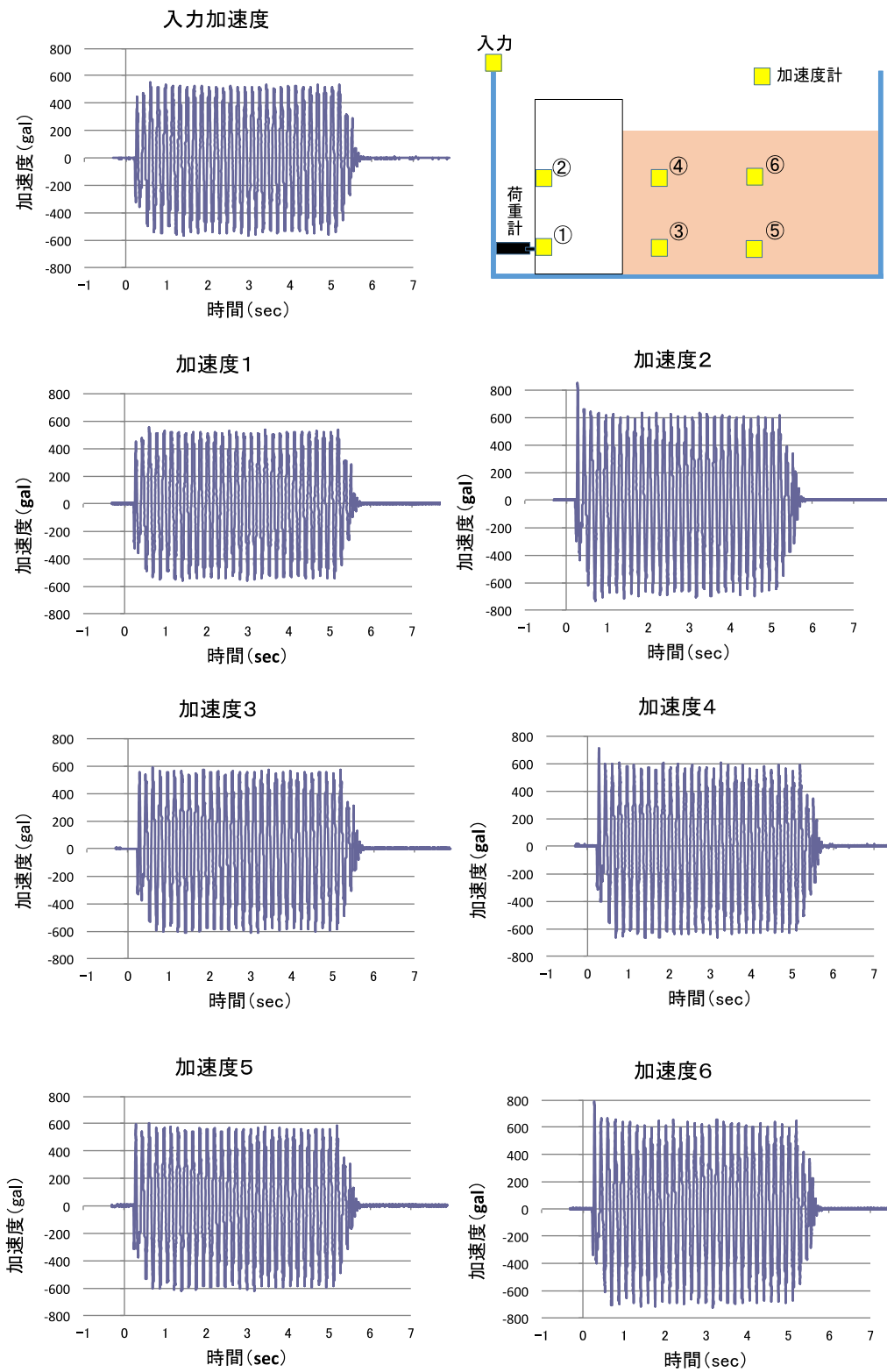


図 3-23 測定結果の一例（加速度計）

震度法では粘着力が無視され、土質定数としては内部摩擦角と土の単位体積重量によって地震時土圧が算定される。

ここでは、粘着力のない乾燥豊浦砂（相対密度 90%）で同様の条件で行われた渡辺健治²⁷⁾らによる振動台実験の結果を参考として比較を行う。

乾燥豊浦砂での実験と物部岡部式 ((3.2)式) による地震時土圧算定の結果の比較を図 3-25 に示す。計算では、相対密度 90%の豊浦砂のピーク強度（内部摩擦角 51°）を用いた。水平震度が 0.2 のときに算定結果と実験値がほぼ一致するが、水平震度が大きくなると算定結果が次第に大きくなる。したがって、通常の土木設計で用いられる 0.12~0.24 程度の震度なら、粘着力のない砂質土に対して、物部岡部式による地震時土圧算定式が適用できる。一方、廃棄物試料の振動台実験と地震時土圧算定の結果を図 3-26 に示す。計算では、廃棄物試料の室内一面せん断試験から得られた内部摩擦角 42.5°を用いた。地震時土圧の算定値はいずれの水平震度においても実験結果より大きな値を示す。これは、プラスチックを含む廃棄物層が粘着力（引張抵抗によると考えられる）を有し、砂質土に比べて粘り強い構造をしているためであると考えられる。

このように、廃棄物地盤の地震時の斜面安定計算や擁壁等の安定計算においては、土砂地盤で用いられる震度法による解析を行うことにより土圧を安全側に評価することができると考えられる。

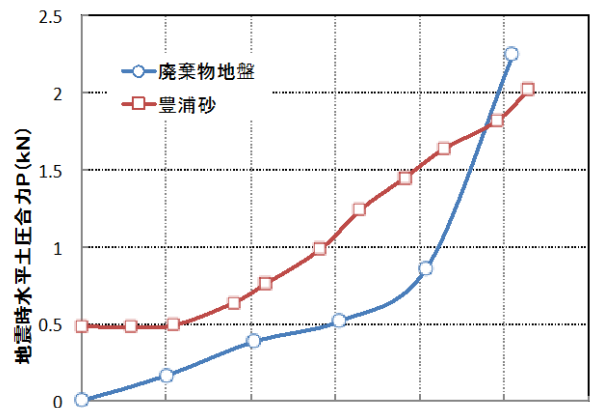


図 3-24 中部 A1 現場試料による振動台実験結果 (10cm 以上のプラスチックが混入)

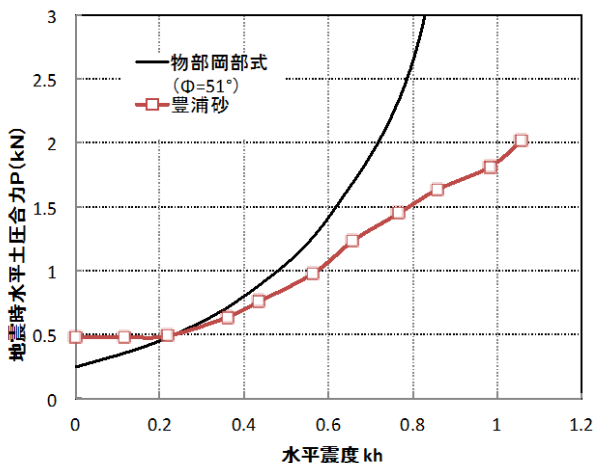


図 3-25 豊浦砂の振動台実験結果と地震時水平土圧の算定結果の比較

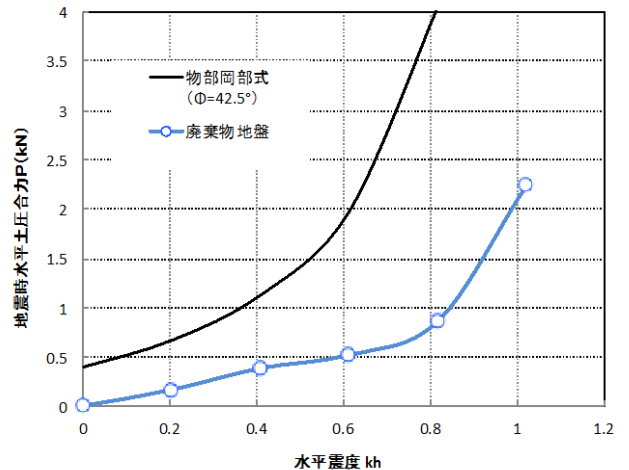


図 3-26 廃棄物試料の振動台実験結果と地震時水平土圧の算定結果の比較

3-4 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性解析

都市固形ごみ（MSW）の堆積層の斜面安定計算については、各国の研究者により、多くの場合、土質工学で用いられる断面方向の2次元の極限平衡法（円弧すべり解析等）によって、斜面安定性を評価するための研究が行われている。しかし、本研究で実施した載荷実験では従来のせん断抵抗に摩擦力と粘着力をみた円弧すべり解析によってはプラスチック等が混入した廃棄物地盤の急勾配での斜面安定を説明できなかった。

プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性をより適切に評価するためには、本研究でも明らかになった廃棄物層特有の引張抵抗を考慮する必要がある、以下で引張抵抗を考慮した解析・評価法について考える。

3-4-1 円弧すべり解析による斜面安定解析法

円弧すべり解析は、**図 3-27 左図**に示すように円弧の崩壊面を想定して斜面を鉛直方向にスライスして計算していく分割法により一般に行われる。解析法には、**図 3-27 右図**で、分割片の底面（崩壊面）での力のつり合いから条件式を作るフェレニウス法、鉛直方向の力のつり合いから条件式を作るビショップ法、水平方向の力のつり合いから条件式を作るヤンプ法、など種々の解析法が存在する。廃棄物層では、水平方向を主として引張抵抗が働くことから、**図 3-27 右図**の分割片の両側面に働く水平力 $H1$, $H2$ の差による影響がある。水平方向の力のつり合いを考える場合は、未知数が多くなり解析困難になるか解析誤差が大きくなる。このため廃棄物層では、 $H1$, $H2$ に関係なく鉛直方向の力のつり合いをとるビショップ法が適する。以下に、ビショップ法をもとに引張抵抗を考慮したときの条件式を示す。

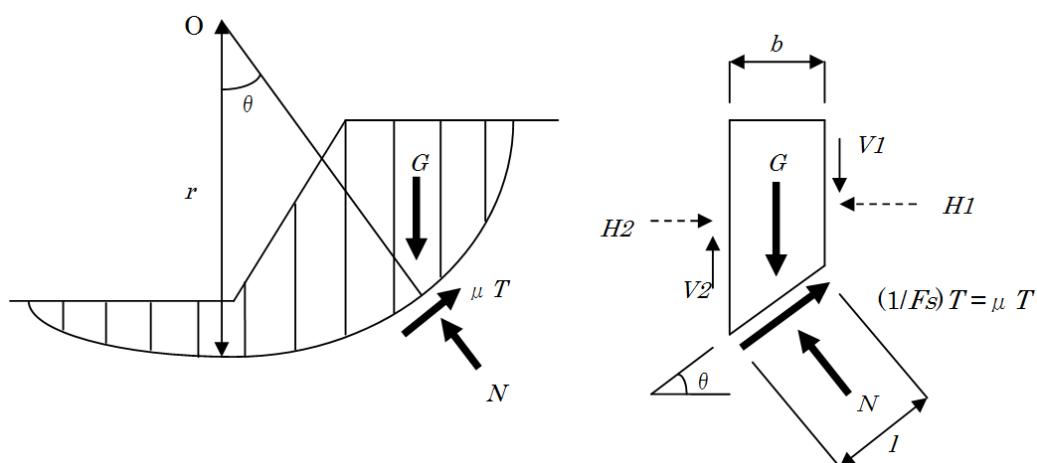


図 3-27 円弧すべり解析（分割法）による斜面のスライスと分割片に働く力

安全率(F_s)を、「すべり面に沿って斜面が極限平衡状態になるように、せん断強度定数を低減させる係数」と定義して、安全率を考慮したせん断抵抗力を表すと、

$$(1/F_s)T = \mu T$$

ここに、 μ : 安全率 F_s の逆数

T : 分割片底面 (崩壊面) のせん断抵抗力(kN/m)

ビショップ法により、分割片で鉛直方向の力のつり合いをとると、

$$N \cdot \cos \theta + \mu T \cdot \sin \theta = G + V1 - V2$$

ここで、簡略して、 $V1 - V2 = 0$ とおくと、

$$N = (G - \mu T \cdot \sin \theta) / \cos \theta \quad \text{----- (3.3)}$$

ここに、 N : 分割片底面 (崩壊面) に働く垂直力(kN/m)

G : 分割片の重量(kN/m)

$V1, V2$: 分割片の両側面に働く鉛直力(kN/m)

θ : 分割片底面の midpoint と円弧中心 O を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (= 分割片底面勾配) ($^\circ$)

崩壊面に働くせん断抵抗(T)は、引張抵抗を考慮すると、

$$T = \frac{c \cdot l}{\text{(粘着抵抗)}} + \frac{N \cdot \tan \varphi}{\text{(摩擦抵抗)}} + \frac{\tau(Z) \cdot l}{\text{(引張抵抗)}} \quad \text{----- (3.4)}$$

ここに、 c : 一面せん断試験等で求められるクーロン公式による粘着力(kN/m²)

φ : 一面せん断試験等で求められるクーロン公式によるせん断抵抗角 (= 内部摩擦角) ($^\circ$)

$\tau(Z)$: 分割片底面に働く引張抵抗力(kN/m²)

l : 分割片底面の長さ(m)

(3.3)式を(3.4)式に代入して、(3.5)式が得られる。

$$T = \frac{c \cdot l \cdot \cos \theta + G \cdot \tan \varphi + \tau(Z) \cdot l \cdot \cos \theta}{\mu \sin \theta \cdot \tan \varphi + \cos \theta}$$

ここで、 b : 分割片の幅(m) とすれば、

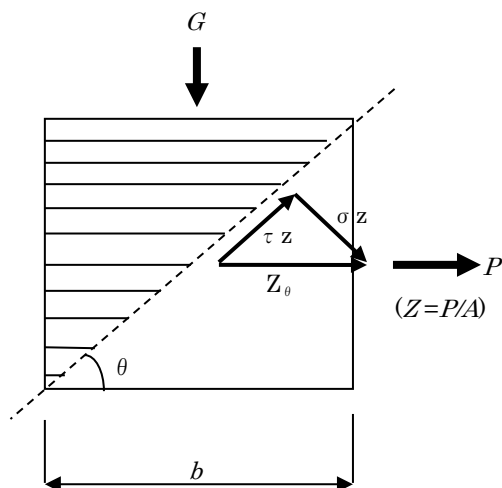
$$T = \frac{c \cdot b + G \cdot \tan \varphi + \tau(Z) \cdot b}{\mu \sin \theta \cdot \tan \varphi + \cos \theta} \quad \text{----- (3.5)}$$

μ (安全率の逆数) は、(3.4)式と分割片毎の円弧の中心 O でのモーメントのつり合いの総和式である(3.6)式から求められる。最小安全率(F_s)は、円弧中心と円弧半径(r)を変えて計算していくことにより、 μ が最大 (安全率が最小) となる値を求めることにより定まる。

$$\mu = \frac{r \cdot \sum G_i \cdot \sin \theta_i}{r \cdot \sum T_i} \quad \text{----- (3.6)}$$

3-5-2 引張抵抗の与え方

ケルシュ(Koelsch)^{3),28)}は引張抵抗を以下のとおりに与えている。引張抵抗に寄与する繊維状物等が水平方向に卓越して堆積しているため、引張抵抗力を水平方向におくと各分力は図 3-28 のとおりになる。



引張抵抗力を P とすれば、
鉛直面に働く応力は、 $Z = P/A$
勾配 θ の崩壊面では、 $Z_\theta = Z \cdot \sin \theta$
崩壊面に沿うせん断抵抗は、
 $\tau_z = Z_\theta \cdot \cos \theta = Z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$
崩壊面に働く垂直力は、
 $\sigma_z = Z_\theta \cdot \sin \theta = Z \cdot \sin^2 \theta$

図 3-28 崩壊面に働く引張抵抗力

崩壊面に沿う引張応力は、せん断抵抗 τ_z の他に、引張抵抗応力 Z_θ による垂直力 σ_z によって追加的な摩擦抵抗 $\tau_R(z)$ が生じる。

$$\begin{aligned} \tau(z) &= \tau_z + \tau_R(z) \\ &= Z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \sigma_z \cdot \tan \varphi \\ &= Z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + Z \cdot \sin^2 \theta \cdot \tan \varphi \\ &= Z \cdot \sin \theta (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \varphi) \quad \text{----- (3.7)} \end{aligned}$$

(3.7)式から、崩壊面に働く引張抵抗応力の強さは、崩壊面の勾配に応じて異方性を示すことがわかる。異方性をみるために、最大引張応力との比をとると、

$$\tau(z)/Z = \sin \theta (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \varphi) \quad \text{----- (3.8)}$$

(3.8)式で、プラスチック等が混入した廃棄物地盤での代表的な値である $\varphi=40^\circ$ と $\varphi=35^\circ$ のときの曲線を示したのが図 3-29 である。いずれも崩壊面が 60° 付近で引張抵抗応力のピークになっている。

なお、せん断面とプラスチック等の方向のなす角が 60° のとき、実際にせん断強度が最大になることは、Jonathan D.Bray³⁰⁾らにより、現場からの採取試料による一面せん断試験で確認されている。

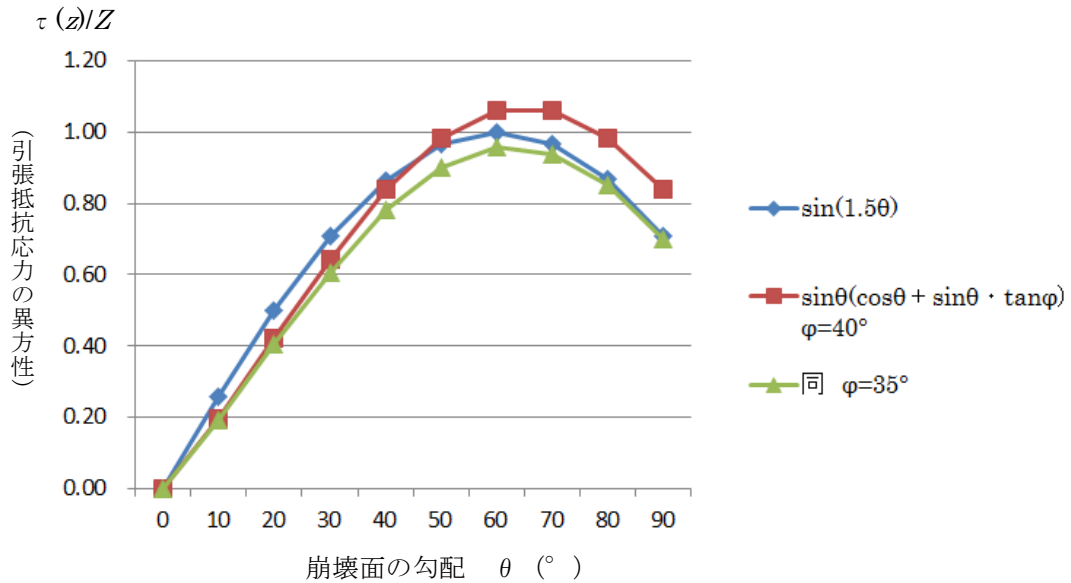


図 3-29 崩壊面の勾配に応じた引張抵抗応力の変化

ケルシュは、(3.8)式による理論値の他、各種実験結果や既往の補強土等に関する研究データをもとに、引張抵抗応力の異方性を表す(3.8)式右边を図 3-29 中の $\sin(1.5\theta)$ という近似関数と補正係数を用いて表して、(3.7)式を次のとおりにおいた。

$$\tau(z) = Z \cdot a_{\zeta} \cdot \sin(1.5\theta) \quad \text{----- (3.9)}$$

ここに、 a_{ζ} : 引張抵抗応力の活性度

引張抵抗応力の活性度(a_{ζ})は、図 3-29 の $\sin(1.5\theta)$ と実際の応力との差であり、 $\varphi=35^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の範囲での(3.8)式の理論値との差は、ピーク($\theta=60^{\circ}$)で $-4\% \sim +6\%$ である。このように差があまりないことから、簡略化して次のとおりにおける。

$$\tau(z) = Z \cdot \sin(1.5\theta) \quad \text{----- (3.10)}$$

一方、引張抵抗応力 Z は、引張試験の結果から、次のとおりに表示される。

$$Z = G/b \cdot \tan \zeta \leq Z_{\max} \quad \text{----- (3.11)}$$

ここに、 G : 上載圧 (=分割片の重量) (kN/m)

b : 載荷幅 (=分割片の幅) (m)

Z_{\max} : 引張試験から求まる最大引張強度 (kN/m²)

注) 「3-3-3 引張試験と引張抵抗」では、 $Z = c_r + \sigma \tan \zeta$ を示した。ケルシュ²⁶⁾は、この c_r (上載圧に依存しない引張強度) を、土と同様に材料間の付着または固着効果によるもので異方性が少なく、一面せん断試験等で得られるクーロン公式の c (粘着力) と同一のものとみなして、(3.11)式では無視している。

(3.10)式と(3.11)式から,

$$\tau(z) = G/b \cdot \tan \zeta \cdot \sin(1.5\theta) \quad \text{----- (3.12)}$$

(3.12)式を(3.5)式に代入し, (3.13)式のケルシュの式が得られる.

$$T = \frac{c \cdot b + G \cdot \tan \varphi + G \cdot \tan \zeta \cdot \sin(1.5\theta)}{\mu \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi + \cos \theta} \quad \text{----- (3.13)}$$

3-4-3 セン断抵抗の異方性

実際の現場でのせん断強度の異方性を, (3.13)式を用いて, 実験により強度定数が得られている関東 C1 現場の値を用いて調べる. セン断方向がプラスチック等と水平なケース ($\theta = 0^\circ$)と垂直なケース ($\theta = 90^\circ$)で比較をすると,

(3.13)式で, b (計算幅)=1m, μ (安全率の逆数)=1 とおくと,

$$T(\theta = 0^\circ) = \frac{c + G \cdot \tan \varphi}{1} = \frac{3 + 50 \times \tan 46^\circ}{1} = 54.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} T(\theta = 90^\circ) &= \frac{c + G \cdot \tan \varphi + G \cdot \tan \zeta \cdot \sin(1.5 \times 90^\circ)}{\tan \varphi} \\ &= \frac{3 + 50 \times \tan 46^\circ + 50 \times \tan 18^\circ \times \sin 135^\circ}{\tan 46^\circ} = 64.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore T(90^\circ) / T(0^\circ) = 64.0 / 54.7 = 1.17$$

注) G : 図 3-20 の実験の垂直応力と同じ 50kN/m² (堆積深 5m に相当)

c, φ, ζ : 関東 C1 現場の試験結果

計算結果から, プラスチック等の方向に 90°の角度でせん断した場合は, 水平方向のせん断に比べ, せん断強度が 17%増となる. 図 3-20 に示した本計算と同条件のせん断方向で行った実験での, せん断強度差 $T(90^\circ) / T(0^\circ)$ は 15%であり, 本計算結果とほぼ同様の実験結果を得ている. このことから, (3.13)式のが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤への適用性について, せん断強度の異方性の面からも確認できることと, 異方性は主に(3.13)式の分子第 3 項の引張抵抗に起因していることがわかる.

3-5 無限長斜面を仮定した斜面安定性解析

無限長斜面による斜面安定計算法は、**図 3.30** のとおりに単純斜面を想定して行うものである。計算も簡単で、分割法のように計算プログラムによる解析が不要のため、検討の初期段階で斜面安定性の概略を知るのに有効である。

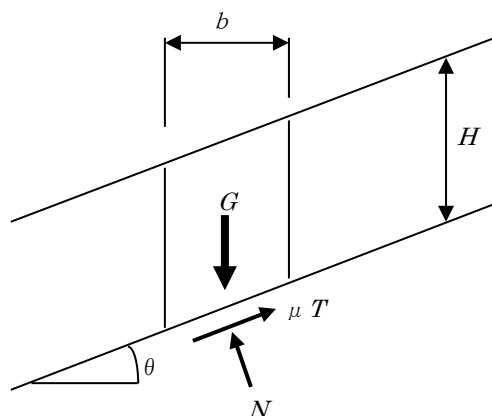


図 3.30 無限長斜面計算法

$$N = G \cdot \cos \theta \quad (= \gamma \cdot b \cdot H \cdot \cos \theta) \quad \text{----- (3.14)}$$

$$T_G = G \cdot \sin \theta \quad (= \gamma \cdot b \cdot H \cdot \sin \theta) \quad \text{----- (3.15)}$$

ここに、 N ：分割片底面に働く垂直力(kN/m)

θ ：分割片の勾配(°)

b ：分割片の幅(m)

H ：分割片の高さ(平均堆積高さ)(m)

γ ：廃棄物層の単位体積重量(kN/m³)

T_G ：分割片底面に働く滑動を起こそうとする力(kN/m)

分割片底面のせん断抵抗力(T)は、(3.4)式と(3.12)式から、

$$T = c \cdot l + N \cdot \tan \varphi + \tau(Z) \cdot l \\ = c \cdot l + G \cdot \cos \theta \cdot \tan \varphi + G/b \cdot \tan \zeta \cdot \sin(1.5 \theta) \cdot l \quad \text{----- (3.16)}$$

ここで、安全率を分割法と同様に定義すれば、 T_G と μT はつり合っているから、

$$T_G = \mu T$$

∴ $F_s = (1/\mu) = T/T_G$ (3.15)式と(3.16)式を代入して、

$$F_s = \frac{c}{\gamma H \sin \theta \cdot \cos \theta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} + \frac{\tan \zeta \cdot \sin(1.5 \theta)}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \quad \text{----- (3.17)}$$

(粘着抵抗分) (摩擦抵抗分) (引張抵抗分)

プラスチック等が混入した現場では、これまでの実験結果から、 c (粘着力)が小さいことがわかっているため、 c を無視すれば、(3.18)式のとおり、安全率(F_s)を、崩壊面を想定し

なくとも、内部摩擦角(φ)、引張抵抗角(ζ)と斜面勾配(θ)だけから簡単に求めることができる。

$$F_S = \frac{\tan\varphi}{\tan\theta} + \frac{\tan\zeta \cdot \sin(1.5\theta)}{\sin\theta \cdot \cos\theta} \quad \text{----- (3.18)}$$

(摩擦抵抗分) (引張抵抗分)

3-6 斜面安定性解析適用例と解析方法の適用性

斜面安定性が危惧され現地試験により解析に必要なパラメータを得ている 10 現場について、円弧すべり計算（ビショップ法、九州 C 現場では直線すべり面を仮定）で斜面安定解析を行った。引張抵抗を考慮した解析は(3.13)式により、計算プログラムに”GGU-STABILITY VERSING”²⁹⁾を使用した。また、(3.17)式、(3.18)式の簡易に計算できる無限長斜面法による安全率の計算も併せて行った。

なお、現場試験で、引張抵抗角(ζ)等の一部の強度定数が得られていない場合には、表 3-5 に示す仮定値を用いた。

表 3-5 強度定数が得られていない場合に用いた仮定値
(プラスチック等が混入した地盤)

パラメータ	計算で用いた仮定値	〈参考〉ドイツ /Toolkit Landfill Technology の値 ³⁾
c (粘着力)	$c = 3 \text{ kN/m}^2$ (他現場の最小値)	$c < 10 \text{ kN/m}^2$
φ (内部摩擦角)	$\varphi =$ 停止安息角($36^\circ \sim 45^\circ$) (海外の都市固形ごみに比べ、がれき類等が多く内部摩擦角が大)	<ul style="list-style-type: none"> ・未処理の都市固形ごみ $\varphi = 25^\circ \sim 30^\circ$ ・機械的生物処理都市固形ごみ (エアレーション後) $\varphi = 30^\circ \sim 35^\circ$
ζ (引張抵抗角)	$\zeta = 18^\circ$ (関東 C1 現場実測値) 締固めが不十分な場合は、安息角試験での推定値(表 3-8)を使用	<ul style="list-style-type: none"> ・未処理の都市固形ごみ $\zeta = 25^\circ \sim 35^\circ$ ・機械的生物処理都市固形ごみ (エアレーション後) $\zeta = 10^\circ \sim 14^\circ$

斜面安定解析結果を表 3-6 の計算結果一覧表、及び図 3-31~3-40 に示す。

強度定数には、一面せん断試験で φ (摩擦抵抗角) を計測していない現場では、近似した値が得られている安息角試験による停止安息角を φ に用いた。 c (粘着力) については、これまでの現場実験結果で得られた値の最小値側の $c = 3 \text{ kN/m}^2$ 、引張試験の ζ (引張抵抗角) を計測していない現場では、関東 C1 現場試料の実測値 $\zeta = 18^\circ$ を与えて試算した。ただし、締固めが十分でない場合には、緩い堆積状態で試験を行う安息角試験から算定し

た値（表 3-8）を用いた。

図 3-31～3-40 の分割法（ビショップ法）による計算結果は，崩壊現場や法肩にクラックが発生している現場では最小安全率が得られたすべり面（円弧）が実際の崩壊面やクラックが生じている場所にはほぼ一致しているうえ，これらの崩壊やクラックが発生している現場で計算結果の安全率が低くなっていることから，現場の状況を良く表していると言える。したがって，本解析方法のわが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤への適用性が高いことが窺える。

次に，無限長斜面法による安全率の計算結果（表 3-6）をみる。計算は，斜面上の堆積事案で崩壊想定面である廃棄物層の平均厚さを与えることのできる九州 C 現場を除いて，粘着力(c)を無視して斜面勾配だけで評価できる(3.18)式によった。計算結果をみると c の値が大きい東北 E 現場と，堆積高さが低く c の影響が大きいジャカルタ現場を除いて，各現場ともに分割法による計算結果に近似した値を得た。また，地山斜面上のすべりを想定して(3.17)式により計算した九州 C 現場でも分割法とほぼ同様の値を得た。したがって，粘着力(c)の値が小さいわが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤では，斜面の安全率を知る方法として，(3.18)式による無限長斜面法が，計算の簡単さから極めて有効である。また，斜面上のすべりを考える場合にも，(3.17)式により平均的な堆積厚を与えて概略的な安全率を知ることができると考えられる。

現場別にみると，図 3-31 の上海現場では，引張抵抗の効果をみるため関東 C 現場試料で得られている $\zeta=18^\circ$ を用いた結果，載荷試験での斜面安定が説明できた（安全率=1.01）。図 3-32 の関東 C 現場では，引張試験から得られた引張抵抗角($\zeta=18^\circ$)を用いることにより，直壁でも斜面が成り立ち得る結果（安全率=1.08）となっている。図 3-33 の締固めが不十分で法肩にクラックが入っている中部 C1 現場では， $\zeta=18^\circ$ を与えたときの計算結果の安全率は 1.2 を上回っている（表 3-6）が，引張抵抗角に安息角試験から推定した値 $\zeta=5^\circ$ を与えたときの計算結果では（図 3-33 右），安全率は 1.2 を下回った。締固めが不十分な場合は，プラスチック等と土砂等の細粒分の密着度が小さくなり引張抵抗は働きにくくなることが現れていると考えられる。

図 3-34 の中部 C2 現場では，すべり面が水平に近いことから引張抵抗角は安全率に他の現場ほどは寄与しておらず， $\zeta=18^\circ$ を与えても安全率はあまり変わらない。図 3-35 の九州 C 現場では，すべり面を下層土上としたときの安全率が小さく，こうした斜面上の廃棄物層では地山上のすべりに留意する必要があることが分かる。図 3-36 の関東 B1 現場は，焼却灰等が固結状態に近く一面せん断試験の途中終了段階で得た粘着力を用いても十分な安全率が得られている。図 3-37 の関西 D 現場は，プラスチック等がほとんど混入していない現場で， $\zeta=0$ で計算して，実際のすべり面が安全率 1 以下で再現されている。図 3-38 の東北 E 現場は斜面が安定していることが示されている。図 3-39 のジャカルタ現場は近隣で表層崩壊が生じており実際の安全率は計算結果よりも低い可能性があり，過剰な水分を含む現場では引張抵抗はあまり働かない可能性がある。図 3-40 は 3-7-5 で詳説する。

表 3-6 斜面安定解析結果一覧

	载荷実験	不法投棄				管理型処分場		一廃処分場	震災廃棄物	海外埋立地・都市ごみ		
	上海	関東 C1	中部 C1	中部 C2	九州 C	関東 B1	関西 D	東北 E	ジャカルタ	スリランカ		
プラ等の有無	多	多	多	多	無	無	ほぼ無	5cm 以下	多	多		
原地形(底面)	平地	平地	平地	谷～平面	約 30°の斜面	平地	谷地	平地	ほぼ平地	平地(軟弱)		
崩れ, クラック	無し	無し	クラック有	無し	表層崩壊	無し	表層崩壊	無し	近隣で崩れ	大規模崩壊		
斜面勾配 (°)	63	90(切土)	60	24~25	約 30	約 30	40	40	40	35~60		
停止安息角 (°)	-----	50	45	45	44	40	36	40	36	41~37		
含水比 (%)	42	31	13	17	23	31	14	40	72	59		
キャスポル (I_a)	4.0	6.3	3.6	4.6	10.0	13.3	6.7	4.5	5.8	5.2~4.5		
引張抵抗非考慮	γ (kN/m ³)	9.5	12	12	7	14	18 (下層)	14	11	11	10 (仮定値)	11~4
	c (kN/m ²)	5	3	4	3	3	60	70	3	11	3(仮定値)	10~4
	ϕ (°)	38	46	51°	45° (停止安息角)	45	0	0°	36° (停止安息角)	47°	36° (停止安息角)	36~41
	F_s (分割法)	<u>0.56</u> < 1.2	<u>0.31</u> < 1.2	<u>0.96</u> < 1.2	<u>3.13</u> ≥ 1.2	<u>1.92</u>	<u>1.20</u>	<u>1.14</u> 以上	<u>0.93</u> < 1.2	<u>3.45</u> ≥ 1.20	<u>1.22</u> ≥ 1.2	<u>0.68</u>
	F_s (無限法)	<u>0.40</u> < 1.2	(計算不能)	<u>0.71</u> < 1.2	<u>2.19</u> ≥ 1.2	<u>1.88</u>	<u>1.15</u>	-----	<u>0.87</u> < 1.2	<u>1.28</u> ≥ 1.20	<u>0.87</u> ≥ 1.2	-----
引張考慮	ζ (°)	18°(仮定値)	18°(実測値)	18° [5°]	18°(仮定値)	繊維状物等 無し	繊維状物等 無し	繊維状物等が ほぼ無し	繊維状物等 無し	18° [13°]	7~9	
	F_s (分割法)	<u>1.01</u> < 1.2	<u>1.08</u> < 1.2	<u>1.45</u> [1.10]	<u>3.45</u> ≥ 1.2					<u>1.64</u> [1.51]	<u>0.82</u>	
	F_s (無限法)	<u>1.20</u> < 1.2	(計算不能)	<u>1.46</u> [0.92]	<u>2.71</u> ≥ 1.2					<u>1.34</u> [1.27]	-----	
計算結果についての考察	$\zeta=18^\circ$ を与えることで、安全率が大幅に上昇し、载荷実験での斜面非崩壊を説明できた。	引張試験の ζ を与えることで、 $F_s > 1$ となり、直壁が立つことを計算で再現できた。	クラックが発生しており、 ζ を 5° とした場合に安全率が 1.0 程度になり実態に近づく。	現場土圧試験による $\phi=47^\circ$ を下回る 45° (停止安息角) を ϕ に与えて計算しても斜面は安定。	地山崩壊危険地のため廃棄物層よりも、地山側のすべりの安全率が低い。	廃棄物層が固結状態に近く、一面せん断試験の途中終了時に得たせん断強度を用いた計算でも安定性を確認。	内部摩擦角に停止安息角を用いた計算により、斜面崩壊を表し ($F_s < 1$)、崩壊面も再現できた。	細粒分主体であるが、摩擦抵抗角が大きく、斜面が安定していることを計算が再現できた。	近隣の勾配 50° の法面で表層崩壊があり、過剰な水分を含む場合は引張抵抗があまり働かない可能性がある。	廃棄物層を 4 層に分けて c , ϕ , ζ を設定。下層の軟弱地盤の c , ϕ を与えることで、崩壊を表し、崩壊面もほぼ再現。		

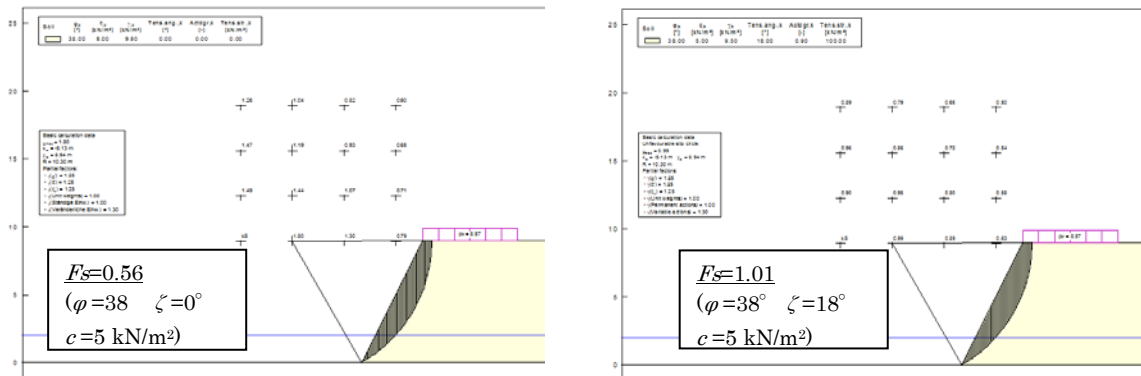


図 3-31 分割法による斜面安定解析結果（上海現場：高さ 9m）
 左図：引張抵抗なし 右図：引張抵抗考慮

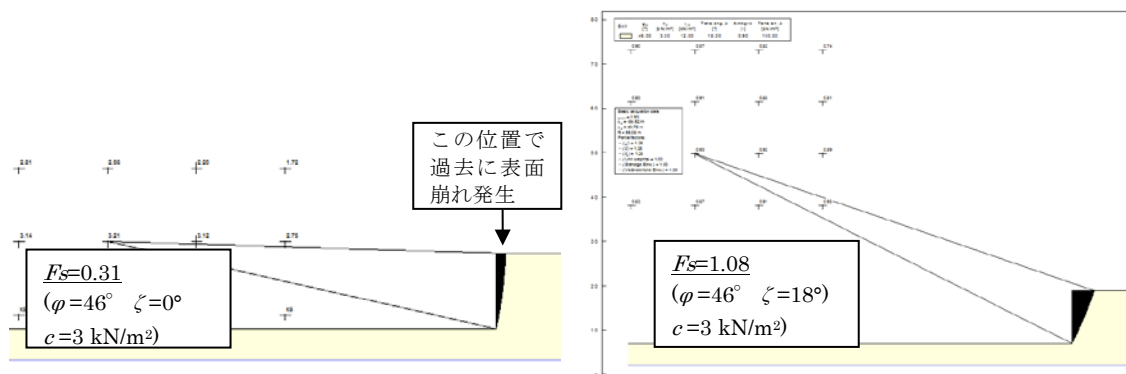


図 3-32 分割法による斜面安定解析結果（関東 C1 現場：直壁高 11.5m）
 左図：引張抵抗なし 右図：引張抵抗考慮

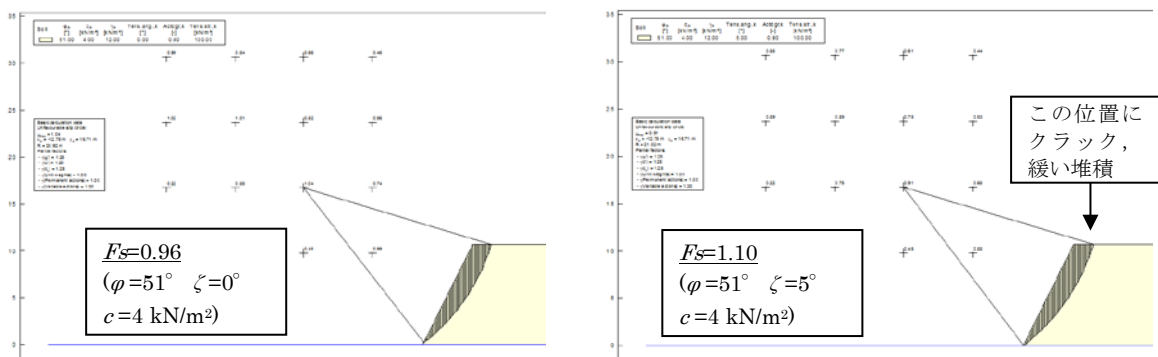


図 3-33 分割法による斜面安定解析結果（中部 C1 現場：高さ 11m）
 左図：引張抵抗無視 右図：引張抵抗考慮

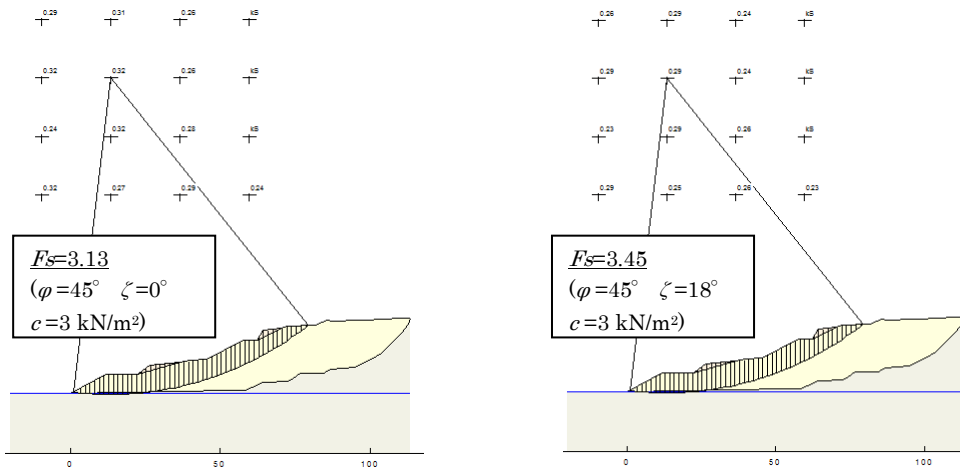


図 3-34 分割法による斜面安定解析結果（中部 C2 現場：標高差 30m）
 左図：引張抵抗なし 右図：引張抵抗考慮

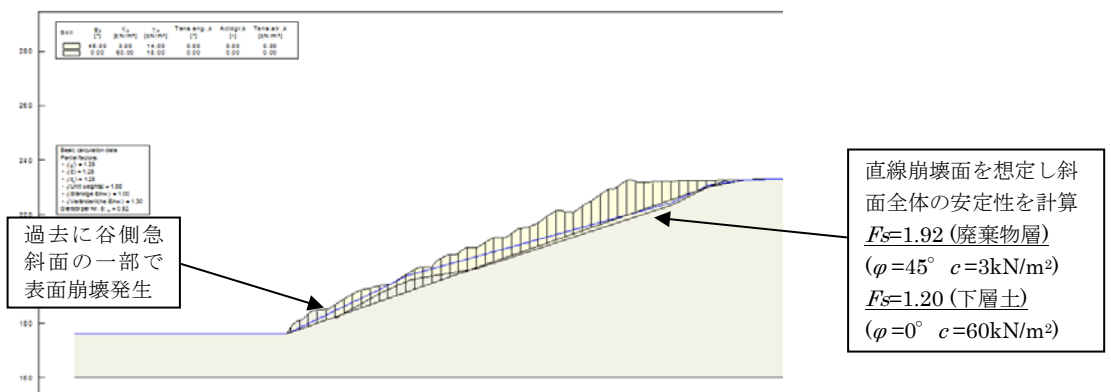


図 3-35 分割法による斜面安定解析結果（九州 C 現場：標高差 40m）

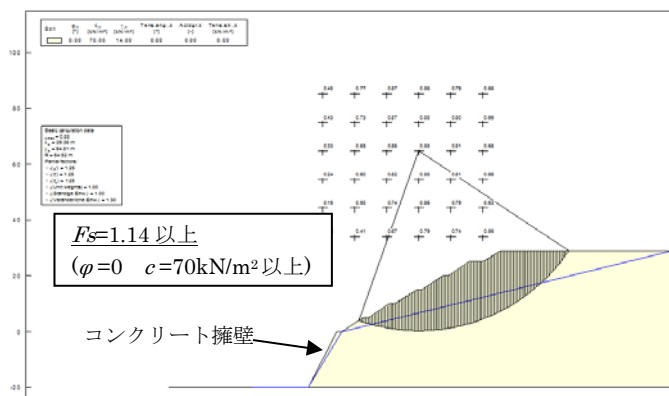


図 3-36 分割法による斜面安定解析結果（関東 B1 現場：標高差 40m）

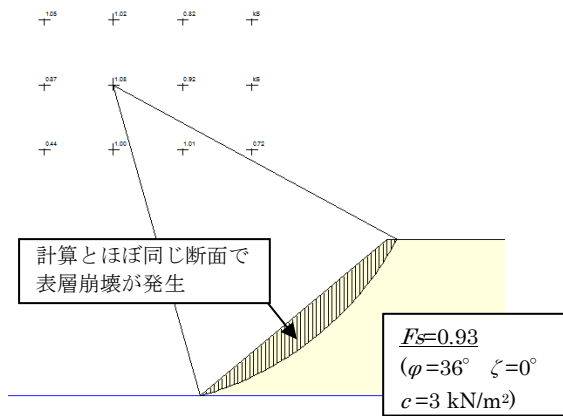


図 3-37 分割法による斜面安定解析結果
(関西 D 現場 : 高さ 20m)

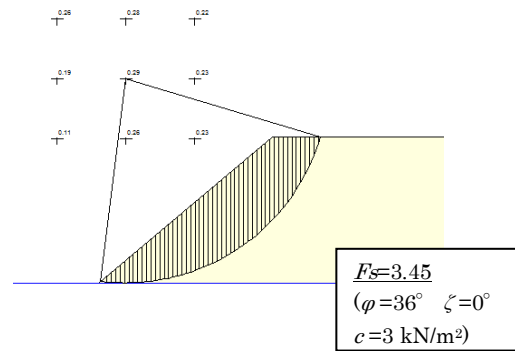


図 3-38 分割法による斜面安定解析結果
(東北 E 現場 : 高さ 3m)

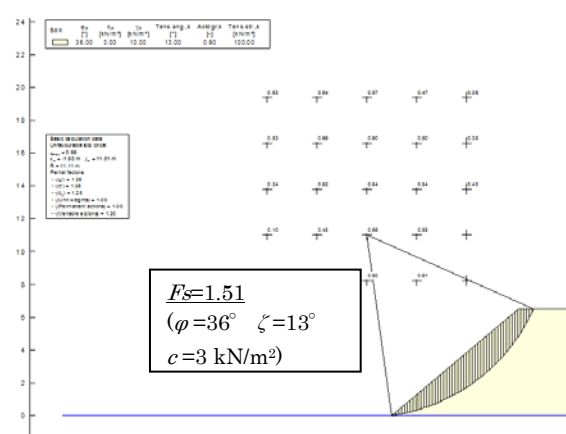
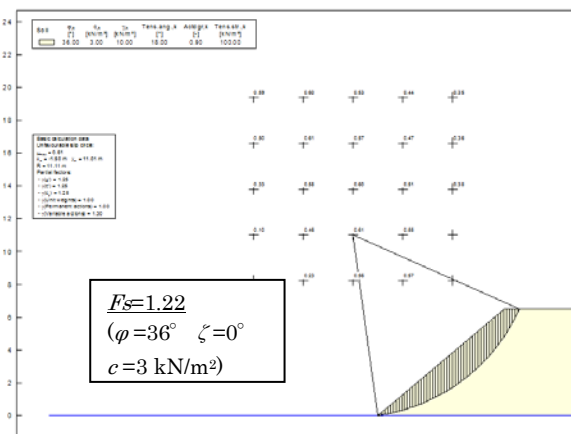
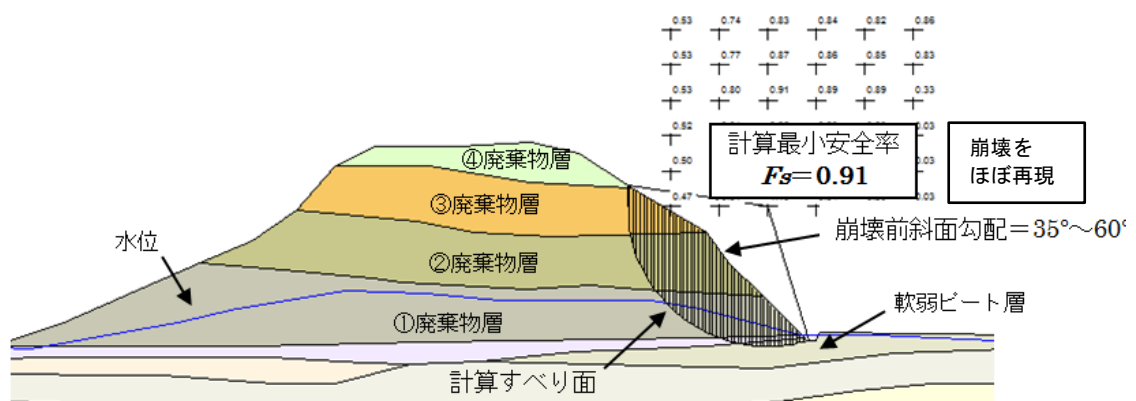


図 3-39 分割法による斜面安定解析結果 (ジャカルタ現場 : 高さ 6.5m)
左図 : 引張抵抗無視 右図 : 引張抵抗考慮



注) 計算条件の詳細は, 3-7-5 に示す.

図 3-40 分割法による斜面安定解析結果 (スリランカ現場 : 高さ 48m)

3-7 安息角試験による斜面安定性の概略評価

3-7-1 停止安息角と斜面安定性の関係

表 3-7 に各試験現場での第 2 章 2-4-5 に示した安息角試験の結果（停止安息角，限界安息角）と斜面勾配，斜面の崩れ等の発生状況，原地盤の状況を示す。表 3-7 から，原地盤がフラットな場合で斜面勾配が停止安息角以下の場合には，斜面崩壊やクラックは発生していないことがわかる。

したがって，安息角試験は，プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性を概略的に知るための目安となり得ると考えられる。

表 3-7 各現場での安息角試験結果と斜面及び原地盤状況

区分	現場種類	現場名	主な組成(重量比)	堆積時間 年	限界安息角 °	停止安息角 °	現場状況		
							勾配 °	斜面状態	原地盤
10cm以上の プラあり	安定型 処分場	東北A1	**プラ54%，陶磁器がれき等45%	3.8	51	41	27	安定	Slope
		関東A1	プラ7%，土等43%，陶磁器類44%	0.1	42	36	27	安定	Flat
			プラ6%，土等66%，陶磁器類18%	15.0	46	40	27	安定	Flat
		中部A1	プラ14%，土砂57%，がれき類25%， ゴム皮革1%，金属類1%， その他2%	0.0	51	40	27	安定	Flat
				0.9	49	44	27	安定	Flat
				1.8	46	40	27	安定	Flat
	8.0			56	44	27	安定	Flat	
	中国A	プラ6%，土等59%，陶磁器類30%	0.3	46	38	27	安定	Slope	
	不法 投棄	関東C1	プラ16%，土陶磁器等74%，金属4%	10.0	60	50	90	表層崩壊	Flat
		中部C1	プラ6%，がれき類50%，土等35% (頂上部)上記よりプラスチック多	1.5	53	45	60	クラック	Flat
				1.5	58	52	60	クラック	Flat
		中部C2	**プラ50%，がれき等13%	13.0	55	45	25	安定	Flat
	中部C3	がれき類主体(プラ少)	0.5	42	36	36	安定	Flat	
	海外 埋立地	上海GL-1m	プラ22%，土陶磁器等29%	7.0	---	---	63	安定	Flat
		上海GL-3m	プラ9%，土陶磁器等52%	7.0	---	---		安定	Flat
		ジャカルタ	生ごみ(果実殻等)，レジ袋等	0.2	55	36	40	崩れ	Flat
トルコ		**生ごみ49%，容器包装24%	0.6	47	36	25	安定	Flat	
スリランカ	プラ20%，繊維類18%，土等53%	10.0	48	40	35-60	崩壊	Flat		
平均				5.1	50	42			
10cm以下の プラあり	管理型 処分場	関東B1	プラ8%，土等73%，がれき類10%	0.1	42	40	30	安定	Flat
		中部B	プラ13%，土等78%，陶磁器類5%	0.1	38	34	27	安定	Flat
			プラ1%，土等65%，陶磁器類30%	0.1	38	36		安定	Flat
	震災仮置場 東北E	土等80%，がれき類14%，木6%	0.5	45	40	40	安定	Flat	
	平均				0.2	41	38		
プラなし	管理型 処分場	東北B	燃え殻	0.8	40	36	27	安定	Flat
			ばいじん	0.8	38	36			
	関東B2	土・燃え殻等85%，がれき類12%	12.0	---	---	30	安定	Flat	
	不法 投棄	東北C	がれき類等(土砂分主体)	10.0	37	35	27	安定	Flat
		九州C中腹	がれき類等(土砂分主体)	9.0	50	44	30	クラック	Slope (30°)
		九州C頂上	がれき類等(土砂分主体)	12.0	---	---			
	一廃処分場 関西D	焼却灰等(土砂分主体)	40.0	40	36	40	表層崩壊	Slope	
平均				12.1	41	37			

注) 主な組成の「**」は，搬入記録による値。(他は組成分析による値)

3-7-2 安息角確認実験

安息角試験で得られる停止安息角と斜面崩壊の関係をみることを目的に、現場の法肩への重機による鉛直载荷を行い、斜面崩壊や沈下等の状況を調べた。

(1) 東北 E 現場での法肩载荷実験

現場の停止安息角が 40° である東北現場（震災廃棄物篩い下残渣）の堆積法面で、バックホウのバケットにより勾配 40° の法面上の法肩部を押し込んだところ、法肩が約 200mm 沈下するとともに、約 20mm のはらみだしが生じたが、砂地盤等で生じるような法面崩壊は生じなかった（図 3-41、図 3-42）。



図 3-41 法肩部へのバケットによる载荷(東北 E) 図 3-42 载荷後(200mm 沈下, 20mm はらみだし)

(2) 中部 C1 現場での载荷実験

安息角試験終了後、重機のバケットで円錐頂部を押し込んだところ、プラスチック等が多い地点（図 3-43）では、廃棄物の山が圧縮され高さが約 300mm 低下し、その後バケットを解放すると約 100mm 程度上昇するリバウンドが確認できた。また、プラスチック等が少い地点（図 3-44）では、圧縮後のリバウンド現象はほとんどみられなかった。

なお、円錐の頂部を押し込んで廃棄物が圧縮されるだけで崩壊現象は生じなかった。



図 3-43 鉛直上方からの载荷実験
(中部 C1・プラスチック等多)



図 3-44 鉛直上方からの载荷実験後
(中部 C1・プラスチック等少)

(3) 中部 C2 現場での法肩載荷実験

停止安息角として 45° が得られている廃棄物試料を用いて、斜面勾配が停止安息角以下の 40° と、停止安息角以上の 60° の廃棄物の山（高さ 1.5m ）を構築し、バックホウにて山の頂部を上方から押したところ、 40° の側は下方に圧縮されるのみであったが、 60° の側は崩壊現象を示した。したがって、当該廃棄物について、停止安息角が安定斜面勾配の判断指標となり得ることを確認した。



図 3-45 左側 60° 、右側 40° の試験用の山



図 3-46 崩壊した左側と圧縮された右側

(4) 安息角確認実験についての考察

3 現場での重機による載荷実験（安息角確認実験）の結果、いずれの現場でも停止安息角以下の斜面では鉛直上方からの荷重で斜面崩壊現象が生じないことを確認した。また、中部 C2 現場では停止安息角以上の勾配を有する山では鉛直上方からの荷重により崩壊現象が生じることを確認した。

以上から、停止安息角が斜面勾配を上回っている場合には、ある程度の載荷重が加わっても斜面崩壊は生じにくく、停止安息角が安定斜面勾配の判断指標となり得ることが確認された。

3-7-3 安息角試験からみた斜面安定特性

安息角試験をモデル的に示したのが図 3-47～3-48 である。

プラスチック等が混入した廃棄物層は、図 3-47 のようにプラスチック等による引張抵抗の発現によって急勾配で斜面安定すると考えられる。安息角試験で鉛直上方からの撒きこぼしでうまく積み上がった場合がこれに相当し、この状態の斜面勾配が「限界安息角」となる。安息角試験で、さらに撒きこぼしを増やしていくと、図 3-48 のように、斜面上をがれき類等の重量物が転げ落ちるようになり、やがて安定的な勾配、すなわち「停止安息角」となる。このとき、軽いプラスチック等は重いのがれき類の落下エネルギーに耐えられずにほとんど引張抵抗は働かない状態で斜面が形成されると考えられ、斜面は摩擦抵抗と粘着力(c)によりほぼ形成される。このため、第 2 章 2-6-2 に示したように、粘着力がほとんど無視できほど小さい場合 ($c \leq 5 \text{ kN/m}^2$) には、停止安息角と一面せん断試験による摩擦抵抗角(ϕ)とがほぼ一致するものと考えられる。

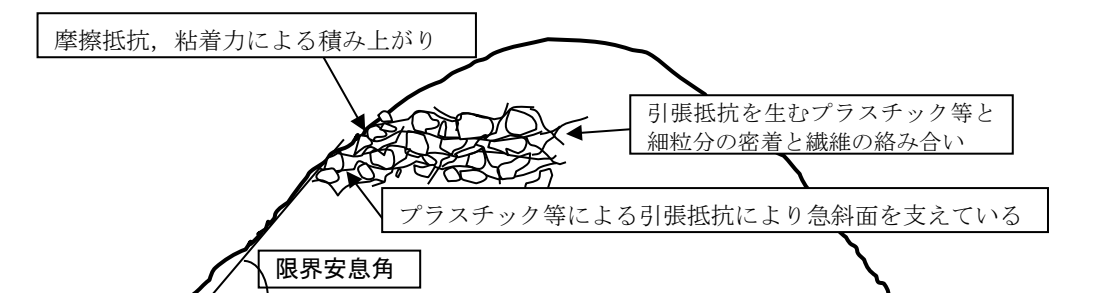


図 3-47 急勾配堆積斜面に働く引張抵抗と摩擦力の発現イメージ

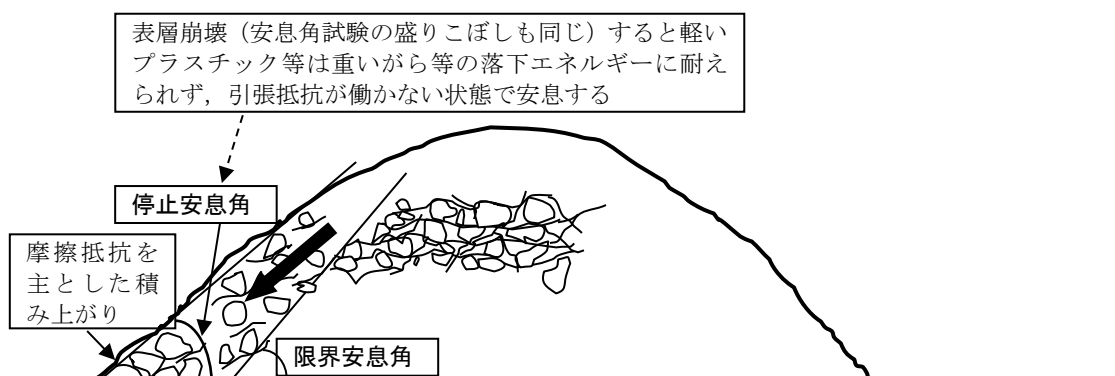


図 3-48 表層崩壊後の摩擦抵抗, 粘着力による積み上がり (停止安息角)

3-7-4 停止安息角と限界安息角による引張抵抗の推定

安息角試験のモデル図 (図 3-47～3-48) のようにプラスチック等が混入した廃棄物地盤では限界安息角と停止安息角の差は、緩く堆積したときの引張抵抗分と考えることができる。実際に、これまでの現場試験結果でも、表 3-7 のとおりにプラスチック等を多く含む現場ほど、限界安息角と停止安息角の差は大きくなっている。

引張抵抗は、(3.18)式の無限長斜面法による粘着力を無視したときの斜面安定計算式で、 ζ (引張抵抗角) として表される。

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} + \frac{\tan \zeta \cdot \sin(1.5\theta)}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \quad \text{----- (3.18)}$$

ここに、 F_s ; 安全率

φ ; 内部摩擦角 (°)

θ ; 斜面勾配 (°)

ζ ; 引張抵抗角 (°)

ここで、斜面勾配が限界安息角(α_c)のとき $F_s=1.0$ で、(3.18)式から、内部摩擦角(φ)≡停止安息角(α_R) とおくと、次のように引張抵抗角(ζ)を概算することができる。

$$1.0 = \frac{\tan \alpha_R}{\tan \alpha_c} + \frac{\tan \zeta \cdot \sin(1.5\alpha_c)}{\sin \alpha_c \cdot \cos \alpha_c}$$

$$\tan \zeta = \frac{\sin \alpha_c \cdot \cos \alpha_c}{\sin(1.5\alpha_c)} \left(1 - \frac{\tan \alpha_R}{\tan \alpha_c}\right) \quad \text{----- (3.19)}$$

(3.19)式から求めた引張抵抗を表 3-8 に示す。国内の 10cm 以上のプラスチック等が混入した現場の ζ (引張抵抗角)の平均値は 7°で、海外の現場はプラスチック等の混入割合が高く ζ の平均は 10°とやや大きい。

安息角試験の限界安息角と停止安息角から(3.19)式により求められる引張抵抗角は、緩い堆積時に働く引張抵抗を表すものであり、関東 C1 現場試料を用いた引張試験の値 $\zeta=18^\circ$ よりは小さくなっている。

このため、(3.19)式から求まる引張抵抗角は、締固めが不十分な現場や、引張試験未実施時に安全側評価をする際に適用可能と考えられる。

表 3-8 停止安息角，限界安息角の試験結果と引張抵抗角算定結果

区分	現場種類	現場名	主な組成(重量比)	堆積時間 年	限界 安息角	停止 安息角	$\alpha_c - \alpha_r$	引張 抵抗角	
					α_c (°)	α_r (°)	(°)	ζ (°)	
10cm 以上の プラあり	安定型 処分場	東北A1	**プラ54%，陶磁器がれき等45%	4	51	41	10	8	
		関東A1	プラ7%，土等43%，陶磁器類44%	0	42	36	6	6	
			プラ6%，土等66%，陶磁器類18%	15	46	40	6	6	
		中部A1	プラ14%，土砂57%，がれき類25%， ゴム皮革1%，金属類1%， その他2%	0	51	40	11	9	
				1	49	44	5	5	
				2	46	40	6	6	
	8			56	44	12	9		
	15	51	43	8	7				
	中国A	プラ6%，土等59%，陶磁器類30%	0	46	38	8	7		
	不法 投棄	関東C1	プラ16%，土陶磁器等74%，金属4%	10	60	50	10	8	
		中部C1	プラ6%，がれき類50%，土等35%	2	53	45	8	7	
			(頂上部)上記よりプラスチック多	2	58	52	6	5	
		中部C2	**プラ50%，がれき等13%	13	55	45	10	8	
	中部C3	がれき類主体(プラ少)	1	42	36	6	6		
	国内平均				5	50	42	8	7
	海外 埋立地	上海GL-1m	プラ22%，土陶磁器等29%	7	---	---	---	---	
		上海GL-3m	プラ9%，土陶磁器等52%	7	---	---	---	---	
		ジャカルタ	生ごみ(果実殻等)，レジ袋等	0	55	36	19	13	
		トルコ	**生ごみ49%，容器包装24%	1	47	36	11	10	
		スリランカ GL20m	プラ20%，繊維類18%，土等53%	10	48	40	8	7	
スリランカ GL30m		プラ27%，繊維類16%，土等57%	5	51	41	10	8		
スリランカ GL40m		プラ25%，繊維類26%，土等49%	3	48	37	11	10		
スリランカ GL50m		プラ37%，繊維類24%，土等39%	1	47	37	10	9		
海外平均				4	49	38	12	10	
10cm 以下の プラあり	管理型 処分場	関東B1	プラ8%，土等73%，がれき類10%	0	42	40	2	2	
		中部B	プラ13%，土等78%，陶磁器類5%	0	38	34	4	5	
	プラ1%，土等65%，陶磁器類30%		0	38	36	2	2		
	震災仮置場 東北E	土等80%，がれき類14%，木6%	1	45	40	5	5		
	平均				0	41	38	3	3
プラ なし	管理型 処分場	東北B	燃え殻	1	40	36	4	---	
			ばいじん	1	38	36	2	---	
	関東B2	土・燃え殻等85%，がれき類12%	12	---	---	---	---		
	不法 投棄	東北C	がれき類等(土砂分主体)	10	37	35	2	---	
		九州C中腹	がれき類等(土砂分主体)	9	50	44	6	---	
		九州C頂上	がれき類等(土砂分主体)	12	---	---	---	---	
	一廃処分場 関西D	焼却灰等(土砂分主体)	40	40	36	4	---		
平均				12	41	37	4	---	
注) 主な組成の「**」は，搬入記録による値。(他は組成分析による値)									

3-7-5 安息角試験による引張抵抗角等を用いた斜面安定性評価

(1) 対象現場（スリランカ現場）の概要

2017年4月に大規模斜面崩壊が発生したスリランカ国、ミートタムツラ (Meethotamulla) 廃棄物処分場を対象に、安息角試験による引張抵抗角等を用いた斜面安定解析を行うことで、本研究で示した一連の評価方法についての検証を行った。

ミートタムツラ処分場はコロombo市庁舎から北東へ直線距離で約4kmのコロンボ市街地内に位置し、埋立前は湿地帯で、1990年代に地盤対策を施さないまま廃棄物埋立が始まり、最大高さ約48mまで廃棄物が積み上げられ、3日間で計100mmの降雨後の2017年4月14日に大規模斜面崩壊が発生した(図3-49左)。斜面崩壊は廃棄物層頂部から南西側斜面が階段状に陥没するように生じた。斜面崩壊により崩落廃棄物が周辺住宅を襲ったとともに、周辺住宅地では地盤のスライドと隆起(3m程度)が生じ、それによる住宅倒壊等の被害が生じた(図3-50)。

スリランカ国家建築研究所 (National Building Research Organization ; 以下, NBRO) の分析では、廃棄物の積上げや降雨の浸透により廃棄物層の重量が増大し、廃棄物層直下の軟弱層ですべり破壊が生じたことが斜面崩壊の主因と考えられたが、NBROでは廃棄物層の強度試験は未実施で強度データに文献値を用いた分析を行っていたことから、NBROを支援することを目的に、大嶺、山脇^{7),8)}らが廃棄物層の強度試験及び斜面安定解析を行った。

現地で、廃棄物地盤の強度と斜面安定性との関係を見るために、非崩壊の残存東側斜面で概ね標高差10mピッチの4地点で地盤強度を調べた(図3-49)。

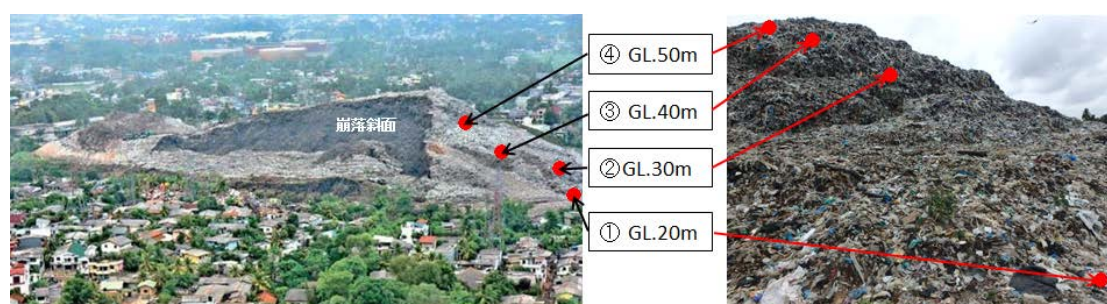


図 3-49 斜面崩壊したミートタムツラ廃棄物処分場と試験場所
Left photo by National Building Research Organization (2017年4月)

(2) 現場試験項目

図3-49に示した4箇所で現場強度試験(一面せん断試験, キャスポル, 安息角試験, 現場密度試験, 現場空隙率試験, 組成分析)を行った。

このうち、せん断強度を調べる一面せん断試験(図3-51)については試験時間を要することからGL.20mのみで実施し、一面せん断試験結果と一定の相関があることが分かっているキャスポル(図3-52)、安息角試験(図3-53~3-54)と、現場密度試験, 現場空隙率試験, 組成分析(図3-55)をGL.20m, 30m, 40m, 50mの4箇所で行った。



図 3-50 斜面崩壊による被災



図 3-51 一面せん断試験
(GL.20m)



図 3-52 キャスポル
(GL.50m)



図 3-53 安息角試験
(GL.30m)



図 3-54 安息角試験
(GL.50m)



図 3-55 組成分析
(GL.50m)

(3) 現場試験結果

a) 廃棄物層の組成, 密度

廃棄物組成, 湿潤密度, 含水比, 空隙率 (空気空隙率) の試験結果を表 3-9 に示す. 埋立が新しい上層側程, 土分が少なく, 密度が低く, 空隙が大きい. また, 含水比は生ごみが埋め立てられているため国内の処分場の値の 2~5 倍程度あり, とくに埋立後の経過時間が短い上層側でより高くなっている.

表 3-9 現場試験結果 (組成, 湿潤密度, 空隙率)

試験場所	組成 (重量比)	湿潤密度	含水比	空隙率
① GL.20m	プラスチック 20%, 繊維類 18%, 陶器・金属 9%, 1.8cm 以下(土等)53%	1.08 g/cm ³	59%	15%
② GL.30m	プラスチック 27%, 繊維類 16%, 陶器・金属 9%, 1.8cm 以下(土等)48%	0.92 g/cm ³	81%	18%
③ GL.40m	プラスチック 25%, 繊維類 26%, 陶器・金属 9%, 1.8cm 以下(土等)40%	0.88 g/cm ³	100%	14%
④ GL.50m	プラスチック 37%, 繊維類 24%, 陶器・金属 3%, 1.8cm 以下(土等)36%	0.42 g/cm ³	95%	60%

注) 含水比: NBRO による試験値.

b) 廃棄物層のせん断強度

一面せん断試験による廃棄物層の粘着力(c), 内部摩擦角(ϕ), キャスポル(I_a), 安息角試験による限界安息角(α_d), 停止安息角(α_r)の測定結果と, 第 2 章に示した I_a と c の相関式, α_r と ϕ の相関式, (3.19)式による引張抵抗角(ζ)の推定結果を表 3-10 に示す.

GL.20m 地盤での一面せん断試験による c , φ と、キャスポル、安息角試験による同推定値に近いことから、GL.30m~50m の c , φ の値はこれらの試験による推定値で概ね判断できることが分かる。また、下層ほど推定した c , φ が大きく、埋立の経過とともに密度が高まり強度が増していることがわかる。

表 3-10 現場試験結果と強度定数の推定値

	測定値					推定値		
	一面せん断試験		キャスポル	安息角試験		c^* (kN/m ²)	φ^{**} (°)	ζ^{***} (°)
	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	Ia	限界安息角 α_r (°)	停止安息角 α_c (°)			
GL.20m	10	36	5.2	48	40	6	38	7
GL.30m	----	----	4.9	51	41	5	39	8
GL.40m	----	----	4.6	48	37	5	34	10
GL.50m	----	----	4.5	47	37	4	34	9

注1) * : $c=2.7Ia \cdot 7.8$ (図2-14より)
 注2) ** : $\varphi=1.3\alpha_r \cdot 14$ (図2-17より)
 注3) ***: 表3-8より

(4) 現場試験結果を用いた斜面安定解析

表 3-10 の強度定数を用いて行った南東側の崩壊前斜面を対象とした斜面安定解析の結果を図 3-56 に示す。解析で得られたすべり面は実際の崩壊面に近似しているとともに、最小安全率は 0.91 で、すべりが生じ得る値となっている。また、NBRO の指摘と同様に、軟弱ピート層が崩壊底面になっている。

なお、軟弱層等の地盤の強度定数には、NBRO による地盤調査結果の値を用いた。

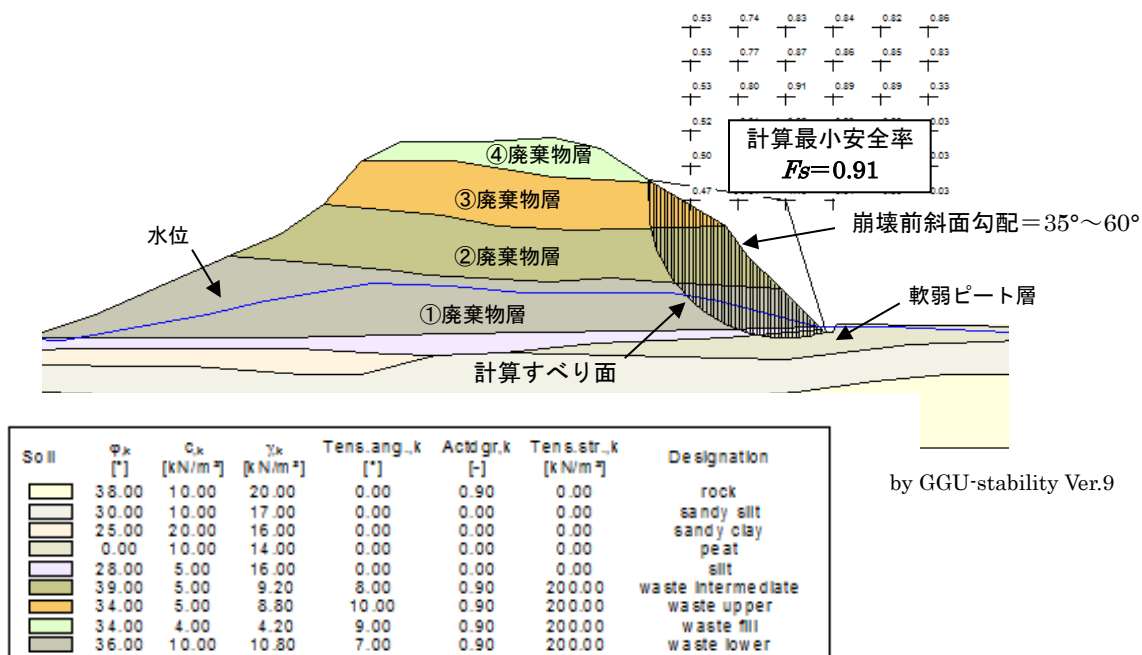


図 3-56 安息角試験結果等を用いた斜面安定解析結果 (スリランカ)

3-8 わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤での斜面崩壊のパターン

一連の強度試験結果から、わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤は、特有の引張抵抗を有すること等から通常の盛土地盤に比べて、せん断強度が大きく、斜面安定性が高いことが窺えた。安息角試験結果からは、平地での堆積の場合は、斜面勾配が停止安息角以下の場合には、斜面崩壊や表層崩れ等の発生は確認できなかった（表 3-7）。ただし、水分を飽和状態にまで含んだ場合にはせん断強度が低下し（図 3-20）、このようなケースでは斜面崩壊のリスクが高まることが窺えた。

過去の斜面崩壊事例をみると、わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤でも傾斜地上の堆積事案では、大雨時や降雨後に大規模崩壊が発生している（図 3-1）。傾斜地上の事案のうち、とくに、谷上から廃棄物を投下した現場は、下側から積み上げた現場にくらべ締固めが不十分になることから、斜面安定性は低い。傾斜地事案では、地盤自体が斜面崩落地帯に属する場合等、廃棄物層よりも地山層が弱い場合も多く、この場合には地山層のすべりにより堆積廃棄物層全体がすべり落ちるケースも考えられる。また、破損したU字溝から水が大量に廃棄物層に流れ込んでその水みちが崩落面となった一般廃棄物処分場での崩壊事例（図 3-3(1)(2)）等、崩壊は水に関係している。

一方、平地上の堆積事案は、停止安息角を上回る斜面勾配を有する事案での小規模な表層崩壊に限られている。

なお、海外の都市固形ごみ堆積地では平地上での大規模崩壊事例もあるが、このような事例はいずれも、生ごみや熱帯降雨による大量の水分含有があるケースや湿地等の軟弱地盤上の埋立で、わが国の安定型処分場や不法投棄等現場のように、水分が少なく、限られた土地にできるだけ多く埋め立てようとして締固められている状況とは、大きく異なる。

ただし、3-3-2に示した崩壊実験のように、斜面底部を掘削した場合等、何らかの崩壊要因を与えた場合には、廃棄物層内で引張抵抗が働きにくい比較的ゆるい勾配の崩壊面をもって斜面が崩壊する可能性はある。

以上から、わが国の安定型処分場や不法投棄等現場のうちプラスチック等が混入した廃棄物地盤で想定すべき斜面崩壊として、次に示す次の5パターンが考えられる。

- ①停止安息角を上回る急傾斜斜面での表層崩壊（図 3-57）
- ②谷地等の傾斜地上に堆積した廃棄物層の大雨時等における大規模崩壊（図 3-58）
- ③原地盤（下層土）が軟弱なことに起因したすべり（図 3-59）
- ④廃棄物層内への水の集中的な浸透に起因したすべり（図 3-60）
- ⑤生ごみ等の水分や降雨等による廃棄物層内でのすべり（主に海外事例：図 3-61）

①停止安息角を上回る急傾斜斜面での表層崩壊（斜面勾配の安息角化）

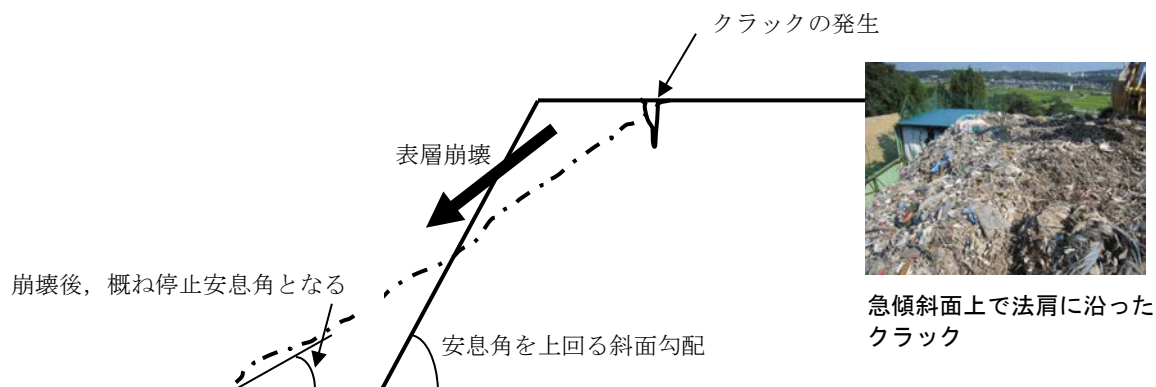


図 3-57 停止安息角を上回る急傾斜斜面での表層崩壊

斜面は停止安息角で安定するため、停止安息角を上回った角度で積み上げた場合は、崩壊して安息角になろうとする。斜面上の法肩に平行にクラックの発生がみられ、大規模に発達したクラックを起点として崩壊が生じる。このケースでも大量降雨後の崩壊が報告されている。なお、このケースは基本的に停止安息角に向かう表層崩壊であり、斜面が長大でない限り大規模な崩壊にはつながらない。

②谷地等の傾斜地上に堆積した廃棄物層の大雨時等における大規模崩壊

（廃棄物層が地山上を一体的流下）

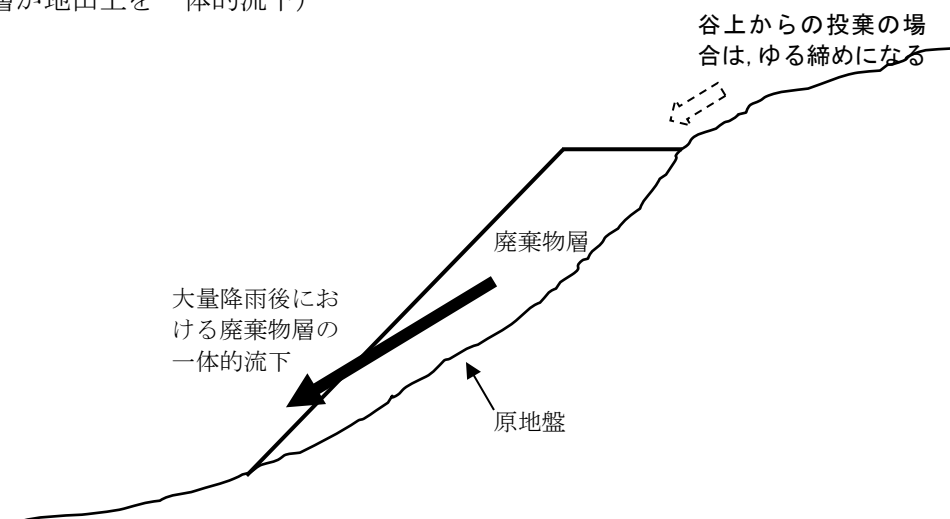


図 3-58 谷地等の傾斜地上に堆積した廃棄物層の大雨時等における大規模崩壊

廃棄物層のせん断抵抗よりも、廃棄物層と原地盤の間のすべり抵抗が小さいことから、大量降雨が引き金となって生じる大規模斜面崩壊。世界の大規模崩壊の典型的なパターンで、国内でも1例確認している。このケースは、斜面上の物体のすべりと基本的に同じ現象であり、すべり（崩壊）と廃棄物層前面の斜面勾配とはほとんど関係がない（過去の崩壊事例をみても斜面勾配とは関係なく崩壊が生じている）。

③原地盤（下層土）が軟弱なことに起因したすべり

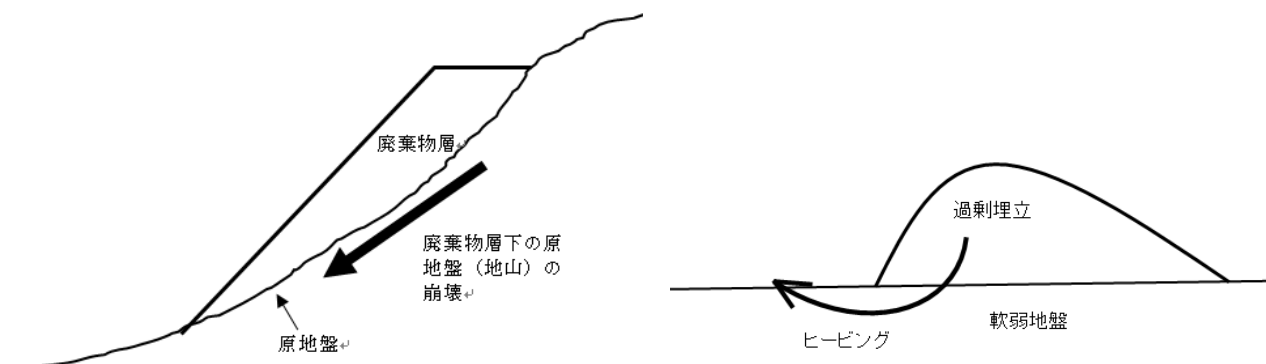


図 3-59 原地盤（下層土）が軟弱なことに起因したすべり

廃棄物層のせん断抵抗よりも、原地盤（地山）のせん断抵抗が小さい場合に、検討を要する傾斜地の斜面崩壊(左). 地山崩壊危険地域での堆積現場では十分な検討が必要になる。軟弱地盤上に過剰に埋立られた場合（右）は、ヒービングが生じる危険がある。

④廃棄物層内への水の集中的な浸透に起因したすべり

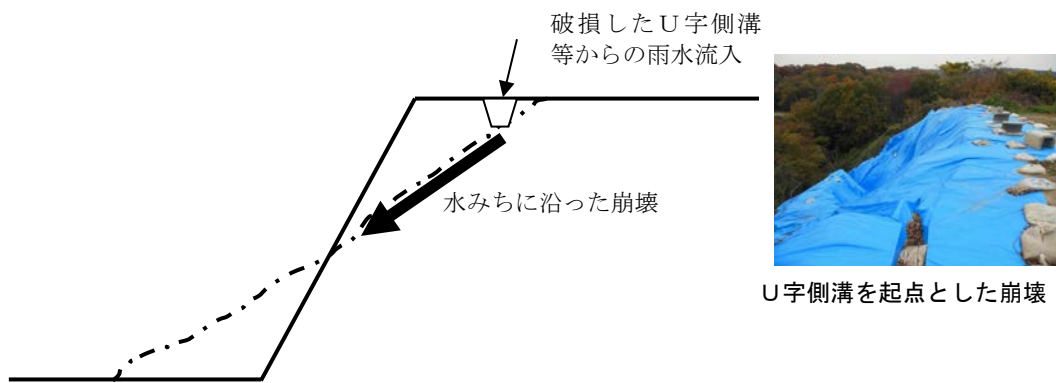


図 3-60 廃棄物層内への水の集中的な浸透に起因したすべり

何らかの原因により廃棄物層に集中的に水が流れ込んだ場合に流水方向に大きな水みちが形成され、水みちに沿った崩壊が生じるもの。把握している事例として、昭和 40 年代の一般廃棄物処分場の斜面上の法肩に平行に設置されたコンクリート製U字側溝の継ぎ目が破損し、そこから集水した雨水が廃棄物層内に入り込んで、このU字側溝を起点とした表層崩壊が生じた事例がある。なお、この事例はプラスチック等の混入が少ない土・灰分主体の埋立であり、プラスチック等主体の現場に比べ水が抜けにくかったことも崩壊につながった可能性がある。

⑤生ごみ等の水分や降雨，その他崩壊要因による廃棄物層内でのすべり

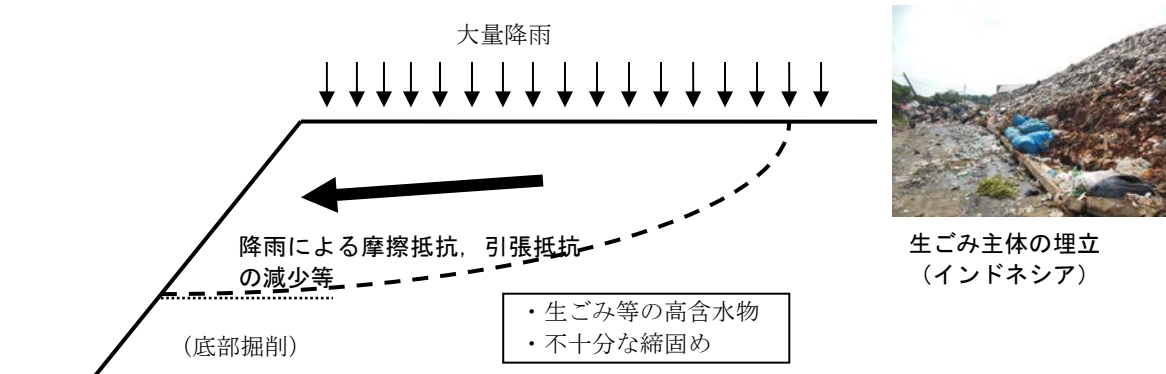


図 3-61 生ごみ等の水分や降雨，その他崩壊要因による廃棄物層内でのすべり
(主に海外事例)

東南アジア等の多雨地帯で，生ごみ等の多量の水分を含む廃棄物が不十分な締固め状態で埋立られた場合に発生している廃棄物層内でのすべり．引張抵抗の働きにくい比較的緩勾配の崩壊面により大規模な斜面崩壊が生じ得る．海外事例では，ゆる締めの場合に大量降雨後に摩擦抵抗や引張抵抗が小さくなって崩壊したとみられている事例が多い．わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤（安定型処分場，不法投棄等現場等）には多量の水分を含む廃棄物がほとんど無いことと，限られた土地でより多くの埋立を行うため一般的に良く締め固めが行われており，通常は考えにくい崩壊．

ただし，図 3-61 のように底部掘削を行うなど，何らかの崩壊要因を与えた場合には，国内でもこのような廃棄物層内での崩壊が発生する可能性はある（崩壊実験で確認）．

3-9 斜面安定性評価上の留意事項

3-9-1 内部水位, 地震力

廃棄物層の内部水位は, (3.13)式, (3.18)式では考慮していない。これは, プラスチック等が混入した現場の場合, 極めて透水性が良く内部帯水の可能性が低いためである(第5章で詳説)。このため, 下流側での通水阻害構造や中間覆土等(灰分の埋立を含む)により内部水位の上昇が考えられる場合や, 土砂分主体の現場等で地下水が高いことが想定される場合等には, 既存の円弧すべり解析での内部水位の与え方が記載されている道路, 橋梁等の設計指針(「道路土工指針・盛土工指針, (社)日本道路協会」等)を参考にして, 内部水位を与えるとともに, (3.13)式, (3.18)式に間隙水圧の項を加えて解析する必要がある。

地震時については, プラスチック等が混入した廃棄物層が崩壊した事例を本研究では確認していないことに加え, 3-3-5 に示した振動台実験の結果から, 通常の盛土地盤に比べ地震時の斜面安定性は高いものと考えられる。その要因として, プラスチック等による引張抵抗によって粘り強い挙動を示すことが考えられる。地震振動に対する安定性は基本的に高いことが推察されるが, 詳細な解析方法等については, 今後の研究課題である。

3-9-2 プラスチック等の強度劣化

廃棄物層に働く引張抵抗は, プラスチック等に起因しているため, 長期的にはプラスチック等の劣化とともに低下することが考えられる。現状では, 廃棄物層の長期強度劣化を定量的に示すことは困難であるが, 参考のため, 図 3-62 に引張抵抗(ζ , Z_{max})を低下させたときの安全率を示した。

廃棄物層内では長期間にわたり内部温度が 50°C 程度あることも珍しくはなく, 熱によるプラスチックの劣化が考えられる。プラスチックの熱による強度劣化を調べる方法として, 埋め立てられているプラスチックの種類や形態毎に高温下での劣化実験を行って廃棄物層内部温度での熱劣化を外挿式(アレニウス・プロット)により予測する方法があるが, 埋立物が雑多な処分場等ではこの方法は多大な労力を要し現実的には難しい。

プラスチックはその種類が多く, 例えば温度 50°C で強度が半減する時間として, 10 時間~100 年程度の幅を図示している文献³¹⁾もある。この範囲で考えると, 安定型処分場や不法投棄等現場でも 10 年~数十年後にプラスチックの平均的な強度が半減する可能性はある。

プラスチックの強度が半減した場合, 引張抵抗に関係したパラメータである ζ (引張抵抗角), Z_{max} (最大引張強度) が半減することが考えられる。実際に半減すると, 安全率は, 図 3-62 では, 1.41 から 1.23 に低下する。

また, プラスチックの化学的劣化速度は, 経験則として, 温度が 10°C 上昇するごとに 2 倍になると言われており, 廃棄物層の内部温度が高温になっている場合は特に留意が必要となる。実際に, 海外での崩壊事例では, 火災発生地点を起点とした崩壊が発生している

(図 3-2).

処分場や不法投棄等現場では、廃棄物種類の多様性の他、内部温度の変化や継続性、降雨による加水分解劣化等、不確定要素が多い。また、都市固形ごみでは埋立後の時間経過による有機物分解等によって引張抵抗は減少するが、逆に摩擦抵抗は増加するとの研究結果もあり、事前に長期的な強度変化を予測するのは現状では難しい。

したがって、堆積が長期間に及ぶ場合は、5年に1回程度、安息角試験を実施するなどの、継続的な強度把握が必要となる。

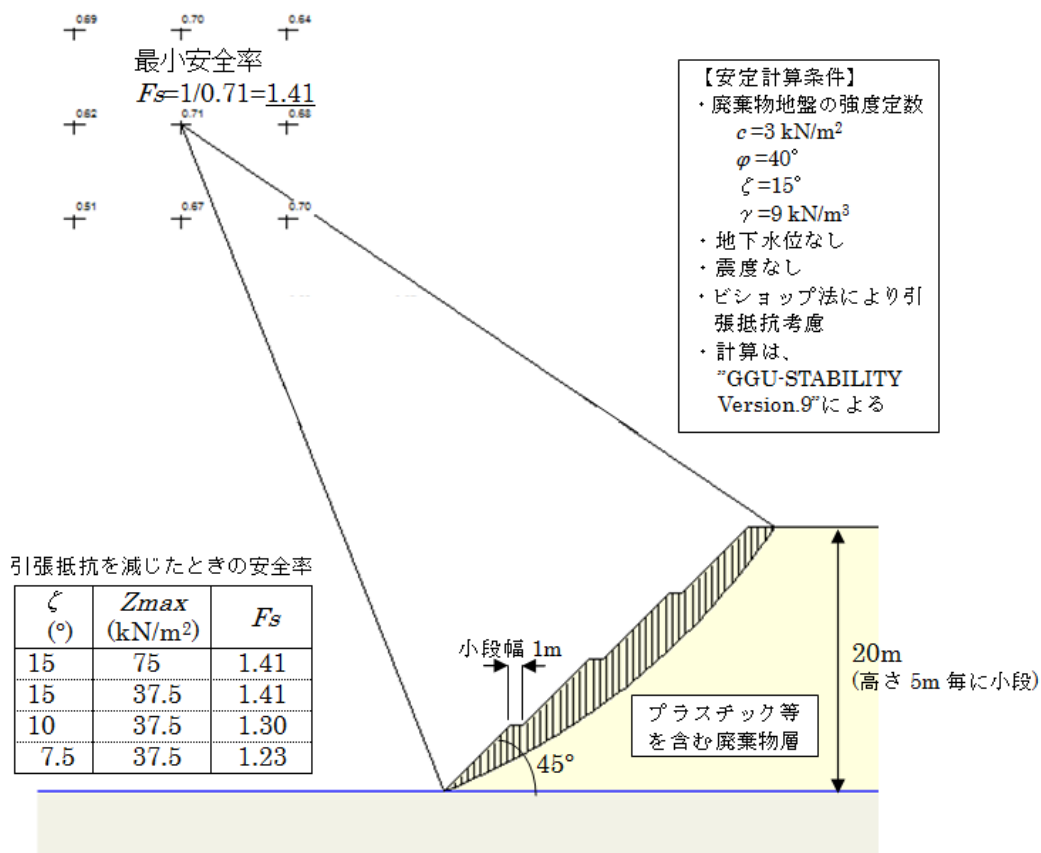


図 3-62 安全率 1.41 の断面におけるプラスチック等の劣化時の安全率低下

3-9-3 深度方向のせん断強度

斜面安定解析を行う際には、堆積廃棄物層の深度方向のせん断強度が問題になるが、プラスチック等が混入した廃棄物層では大小混合で大型の金属類や硬質プラスチック等が地盤中にあるため、ボーリングを行って適切にサンプリングすることは極めて難しい。このため、表層での強度試験に頼らざるを得ない。

深度方向のせん断強度は、第 2 章、図 2-12 で同一現場で堆積時間の経過とともに空隙が

減少し、極限支持力やキャスポル I_a 値が増加していることや、表 3-9、表 3-10 で埋立後の経過時間が長い下層側ほど、密度やキャスポル I_a 値が高いことから、深度が増すにつれ密度が増加しせん断強度が増加することが想像できる。

深度方向の密度増加については、第 4 章で沈下現象とともに研究する。

3-9-4 細粒分の深部への移行による影響

廃棄物層内に雨水浸透がある場合は、長期間の間に土等の細粒分が雨水とともに徐々に深部へ移行し、これにより、下層部での空隙閉塞が生じて内部帯水、間隙水圧の発生の可能性がある。これらについては、第 5 章で研究する。

3-10 まとめ

(1) プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性について

一連の実験により国内のプラスチック等が混入した廃棄物地盤は通常の盛土地盤に比べ高い斜面安定性を有していることを確認した。その要因として、わが国の安定型処分場や不法投棄等現場では、生ごみの埋立は無く含水比が低いこと、埋立量を増やすため良く締め固められていること、がれき等による噛み合わせ効果による非常に大きな摩擦抵抗が発現することと、プラスチック等による引張抵抗を有することがあげられる。

本研究で明らかになったプラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面安定性にかかわる強度特性を整理すると、次のとおりとなる。

- ・引張抵抗が存在し、通常の土砂地盤よりも大きなせん断抵抗を有する
- ・引張抵抗には、異方性がある（すべり面が 60° 付近のとき最大になるため、急勾配での堆積が可能になる）
- ・飽和状態に近いような過剰な水分によりせん断抵抗は低下する
- ・地震時の水平土圧は標準砂よりも小さく、地震時の斜面安定性が高いことが窺える
- ・埋立後の時間経過とともに密度が増し、せん断強度が高まることが窺える

(2) 斜面安定性解析方法について

解析法については、引張抵抗を考慮した円弧すべり計算により実現場の斜面安定性や実際のすべり面の位置を良く表すことができた。また、提案した引張抵抗を考慮した無限長斜面法による簡易な計算式によっても引張抵抗を考慮した円弧すべり計算と概ね近似した計算結果（安全率）を得た。

いずれの解析法も旧来から土地盤で用いられてきた解析法に引張抵抗を加味したものであり、計算に必要なパラメータも少なく、近年の計算技術を活用した有限要素法等の解析法に比べると簡易な計算法である。

(3) 安息角試験による安定勾配等の概略評価について

平地でのプラスチック等が混入した廃棄物の堆積事例では、安息角試験により得られる停止安息角以下の斜面勾配で表層崩壊やくずれ等は確認されていないことから、安息角試験による停止安息角は概略的に斜面安定性を知るための目安となり得ると考えられる。さらに、安息角試験結果から緩い堆積状態での引張抵抗の推定も可能で、推定した引張抵抗を用いて実崩壊現場（スリランカ現場）を対象に円弧すべり計算を行った結果、低い斜面安定性や実際のすべり面を良く再現できた。

(4) プラスチック等が混入した廃棄物地盤の斜面崩壊について

国内外の大規模斜面崩壊事例の収集結果から、斜面勾配は $15\sim 20^\circ$ 程度でも多数生じていて斜面勾配が崩壊の決定的な要因にはなっていないこと、調べた全 22 事例で大量降雨や内部水位の上昇など何らかの形で水による影響が崩壊要因にあげられていること、地震による崩壊は世界的にも確認されていない、といったことがわかった。

国内のプラスチック等が混入した廃棄物地盤は、高いせん断抵抗を有するとともに、生ごみの埋立が無いことから層内の水分も少なく、基本的に斜面安定性は高い。ただし、引張抵抗が働かない地山斜面（谷地等）上での廃棄物層の一体的なすべりは生じ得るため、わが国でも十分な留意が必要である。

参考文献

- 1) G.E.BLIGHT & A.B.FOURIE : A REVIEW OF CATASTROPHIC FLOW FAILURES OF DEPOSITS OF MINE WASTE AND MUNICIPAL REFUSE, University of the Witwatersrand, Johannesburg, South Africa, *researchgate.net*, pp.1-17, (2003)
- 2) Nejan Huvaj-Sarihan, Timothy D. Stark : BACK-ANALYSES OF LANDFILL SLOPE FAILURES, 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, August 11-16, (2008)
- 3) Koelsch, F. : Static Stability of Landfills, Toolkit Landfill Technology, Chapter 4.6, pp.1-24, German Geotechnical Society (DGGT), (2009)
- 4) Shaun Swingler (BILL NELINDA GATES foundation : Living and dying on a rubbish dump: the landfill collapse in Mozambique, 26 Feb, (2018)
- 5) Down to Earth : Ghazipur landfill collapse is a result of years of inaction, 1 September, (2017)
- 6) National Building Research Organisation Ministry of Disaster Management : GEOTECHNICAL ASSESMENT ON THE FAILURE AT MEETHOTAMULLA WASTE FILL, (2017)
- 7) 山脇敦:スリランカにおけるごみ処分場堆積物崩落に対する国際緊急援助隊専門家チームに参加して, 産廃振興財団 NEWS, No.87, pp.16-19, (2017)
- 8) 山脇敦:スリランカ国ミートタムッラ処分場廃棄物斜面安全性評価のための現地調査団に参加して, 産廃振興財団 NEWS, No.88, pp.11-14, (2017)
- 9) Tesfaye Getnet : Koshe tragedy could happen again, March, (2017)
- 10) Yueping Yin, etc. : Mechanism of December 2015 Catastrophic Landslide at the Shenzhen Landfill and Controlling Geotechnical Risks of Urbanization, (2016)
- 11) Robert M. Koerner, Te-Yang Soong : Stability Assessment of Ten Large Landfill Failures
- 12) F.Koelsch, K.Fricke, C.Mahler, E.Damanhuri : STABILITY OF LANDFILLS – THE BANDUNG DUMPSITE DESASTER
- 13) F.Koelsch, K.Fricke : COMMUNITY BASED LANDFILL MONITORING
- 14) Florian Koelsch, Gunnar Ziehm : Landfill stability, May-June 2004 WASTE MANAGEMENT WORLD
- 15) Dr.Koelsch : HOMEPAGE (<http://www.dr-koelsch.de/>)
- 16) Jan Bauer, Florian Koelsch, Andre V.A.Borgatto : STABILITY ANALYSIS ACCORDING TO DIFFERENT SHEAR STRENGTH CONCEPTS EXEMPLIFIED BY TWO CASE STUDIES
- 17) Edward Kavazanjian : The Indispensable Role of Case Histories in Landfill Engineering

- 18) Edward Kavazanjian, Scott M.Merry : The 10 July 2000 Payatas Landfill Failure, Sardina '05-10th Waste Management and Landfilling Symposium
- 19) David M.Hendron,P.E : Large Landslide Risk in Solid Waste Facilities... Geotechnical Fundamentals Count (Geo-Strata)
- 20) James K.Mitchell, Raymond B.Seed, H.Bolton Seed : KETTLEMAN HILLS WASTE LANDFILL SLOPE FAILIRE. I: LINER-SYSTEM PROPERTIES, Journal of Geotechnical Engineering , Vol.116 No.4, April, (1990)
- 21) Malaya News, August 19,2009 PHILIPPINES : 'Operater to blame for Rizal landfill collapse'
- 22) Manila Bulletin Websites and Publications, August 5, 2009: 'DNER bares findings on landfill collapse'
- 23) The Philippine Star, August 19, 2009: 'Katherine Adraneda , Mismanagement, faulty design blamed for landfill wall collapse'
- 24) Melanie A.Lasoff: Death Toll Rises in Manila Garbage Dump Collapse, Waste Age, August 1, (2000)
- 25) 宮本慎太郎, 安福規之, 大嶺聖, 山脇敦 : 大型引張試験による堆積廃棄物の引張強度特性, 平成 24 年度土木学会西部支部研究発表会, pp.491-492, (2013)
- 26) Eiichi Tanaka, Kiyoshi Omine, Satoshi Sugimoto, Atsushi Yamawaki : Seismic Earth Pressure of Waste Ground by Shaking Table Test, JS-TAINAN, (2016)
- 27) 渡辺健治ほか : 模型実験による地震時土圧に関する一考察, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.745-728, (2001)
- 28) Florian Kölsch : *Leichtweiss-Institut Für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Mitteilungen Heft 133/1996, Der Einfluß der Faserbestandteile auf die Scherfestigkeit von Siedlungsabfall*, pp.1-158, (1996)
- 29) Civilserve GmbH, Steinfeld : GGU-STABILITY VERSION9 User Manual, pp.1-151, (2010)
- 30) Jonathan D.Bray, Dimitrios Zekkos,Edward Kavazanjian Jr.,George A.athanasopoulos, Micheal F. Riemer : Shear Strength of Municipal Solid Waste, *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, ASCE, (2009.6)
- 31) 大石不二夫 : 電気用プラスチックの劣化, プラスチックス, 24(2)
- 32) Atsushi Yamawaki, Kiyoshi Omine, Yoichi Doi and Mikio Kawasaki : Slope Stability of Solid Waste Layers in Japan and Asia, *Modern Environmental Science and Engineering*, Volume2, Number1, pp.23-30, (2016.1)
- 33) Atsushi Yamawaki, Yoichi Doi and Kiyoshi Omine : Slope Stability and bearing capacity of landfills and simple on-site test methods, *Waste Management & Research*, Volume35, Issue 7, pp.730-738, (2017.5)

第4章 プラスチック等が混入した廃棄物地盤の沈下，支持力特性

4-1 はじめに

プラスチック等が混入した廃棄物地盤は，産業廃棄物安定型最終処分場（全国に約 1100 箇所）や不法投棄支障除去現場，災害廃棄物仮置場等，多数存在するものの，こうした地盤は軟らかく利用は難しいと考えられていたこと等から，重量構造物設置等による利活用はほとんどなされていない状況にある。また，自治体が管理する一般廃棄物最終処分場では焼却灰を主とした埋立になっていること等を背景として，産業廃棄物安定型最終処分場等のプラスチック等が混入した廃棄物地盤に関する力学面等の研究は十分にはなされていない。このような中，第3章で，プラスチック等が混入した廃棄物地盤が非常に高い斜面安定性を有することを把握し，こうした地盤で重量構造物設置等による利活用の可能性があることが推察された。

また，斜面安定性に加えて，沈下や支持力に関する特性が把握されれば，プラスチック等が混入した廃棄物地盤の力学全般の基礎研究がなされることから，このような廃棄物の有効活用に結びつくだけでなく，多方面への波及効果も期待でき，例えば，処分場の貯留構造物の経済設計や有効な埋立方法の確立等につながる可能性がある。

このため，本章では，海外での廃棄物地盤の活用事例を調べたうえで，現場での平板載荷試験と継続的な沈下計測により，プラスチック等が混入した廃棄物地盤の支持力，沈下特性を把握するとともに，注水沈下実験や不同沈下に関する実証載荷実験を行って，沈下や廃棄物地盤中の衝撃・荷重の伝搬のメカニズムについて考察する。また，表面波探査による内部密度の調査を行うことで，表層での試験の妥当性について示す。さらに，簡易現場試験法（衝撃加速度試験，安息角試験）による支持力評価の方法を提案する。

4-2 海外でのプラスチック等が混入した廃棄物地盤の活用事例

プラスチック等が混入した国内の安定型処分場等の廃棄物地盤上に重量構造物が設置された例は見あたらないが、海外では研究が進められドイツでは風力発電施設の建設がなされている。

海外文献^{1)~8)}と聞き取り調査により把握したドイツ国内で廃棄物地盤での風力発電施設の設置状況を表 4-1 に示す。

表 4-1 ドイツでの廃棄物地盤(Landfill)での風力発電施設設置状況

場 所	埋立地タイプ	埋立期間	風力車数	ハブ高さ	発電容量	運用開始
Altenberge	MSW (都市ごみ)	1975-1992	1	height ca. 100m	1.5MW	2001
Karlsruhe-West	MSW (都市ごみ)	1959-2005	3		2x750kW, 1x 1.5MW	1999, 2000, 2003
München- Großlappen	MSW (都市ごみ)	1954-1987	1	height 99.8m	1.5 MW (Enercon E-66)	1999
Neu Wulmsdorf	MSW (都市ごみ)	-1986	3		3x 0.6MW	2000.2001
Hamburg- Georgswerder	MSW (都市ごみ)	1948-1979	3	height ca. 100m	3x 3.4MW (建替後)	1992(旧), 2004(新)

(1) カールスルーエ(Karlsruhe-West)

カールスルーエ・エネルギーの丘(図 4-1)では、風力発電設備の全3基に不同沈下による傾き補正用のジャッキが装着されているが、設置後17年経過している現在までジャッキによる補正(傾きが8mm以上になったときに補正する)は行っていない。また、設置地盤は現在でも年間数十mm沈下している。



図 4-1 ドイツ・カールスルーエ エネルギーの丘 (Karlsruhe-West)

(2) ハンブルグ(Hamburg-Georgswerder)

ハンブルグ-Georgswerderでは、風力発電施設(図 4-2)には、傾きを修正するための機能はつけていない。風力発電施設と周辺地盤を同じように沈下されることを狙って、コンクリート基礎底面位置での鉛直荷重を周辺の廃棄物荷重と同じになるように、フーチング上

の埋戻し材に軽量材（ガラス質発泡材）を用いている（図 4-3）。これにより、基礎周辺の廃棄物地盤は現在も 20mm/年 程度沈下しているものの、風力発電施設基礎も同じ沈下量を示し全体としては傾きが生じていない。

設計時のボーリングは、基礎（直径 23m）設置地点内の 2 箇所で行われた。設計上の最大の留意点は沈下対策で、ドイツの埋立地は生ごみも多く沈下が収まるまでに数十年かかるとのことである。風力発電施設の耐用年数は 20～25 年。



図 4-2 ドイツ・ハンブルグ（Hamburg-Georgswerder）

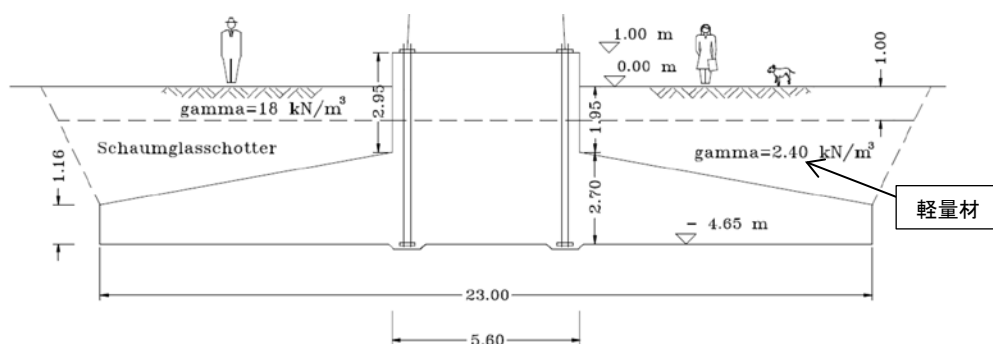


図 4-3 ハンブルグ（Hamburg-Georgswerder）フローティング式直接基礎¹⁾

(3) ドイツ・ノイス 人工スキー場

廃棄物地盤（グレーフラート埋立地，20 年程度前に埋立終了）上に，2000 年～2002 年に人工スキー場が建設されている（図 4-4）。生ごみや建設廃材等の雑多なものが埋め立てられており，形状は丘状である。ガス抜きは現在も行われている。



図 4-4 ドイツ・ノイス グレーフラート埋立地に建設されている人工スキー場

また、図 4-7 の 12 箇所で行った平板載荷試験の載荷圧力-沈下量曲線を見ると、ばいじんが形成された東北 B 現場を除いて、載荷圧を増しても急激な沈下の進行は生じておらず、実際の極限支持力はさらに大きい可能性がある。このうち、反力不足により試験を終え、実際の極限支持力がより大きいことが明らかな現場は、東北 A1 現場、中部 A1 現場 8 年、15 年堆積地盤、東北 C 現場であり、これら以外の現場では載荷板径の 10 %の沈下量で極限支持力が決められている。

一方、単位沈下量あたりの必要載荷圧を表す地盤反力係数(k_v)をみると、東北 B 現場(ばいじん)と東北 A1 現場を除き、標準的な埋立地盤の例(表 4-3)に比べ小さく、鉛直荷重に対して沈下しやすいことが分かる。

以上から、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の跡地利用に際しては、支持力的には十分であるものの、沈下に対する検討が重要になることが分かった。

表 4-2 平板載荷試験結果一覧 (8 現場 12 箇所)

現場名	区分	廃棄物種類	堆積時間	極限支持力 (kN/m ²)	地盤反力係数 (MN/m ³)	載荷板径 (mm)	支持力判断
東北 A1	安定型処分場	プラ(10cm 以上あり), 陶磁器, がれき類, 土等	3.5~4 年	2000 以上	111	300	載荷重不足
中部 A1	安定型処分場	プラスチック(10cm 以上あり), がれき類等	埋立直後	140	5	300	30mm 沈下量
			1 年	320	8	300	30mm 沈下量
			8 年	480 以上	8	1000	載荷重不足
			15 年	640 以上	12	1000	載荷重不足
関東 A1	安定型処分場	プラ(10cm 以上あり), 石, 陶磁器類, 土砂等	1 ヶ月	330	12	300	30mm 沈下量
			15 年	700	24	300	30mm 沈下量
中国 A	安定型処分場	プラ(10cm 以上あり), 石, ガラス陶磁器, 土等	3 ヶ月	340	8	500	50mm 沈下量
関東 B1	管理型処分場	プラ(10cm 以下), がれき類等	1 ヶ月	1600	51	300	30mm 沈下量
中部 B	管理型処分場	プラ(10cm 以下)	1 ヶ月	300	9	500	30mm 沈下量
東北 B	管理型処分場	燃え殻, ばいじん	10 ヶ月	565	179	300	30mm 沈下量
東北 C	不法投棄	がれき類, 土砂等	10 年超	360 以上	59	300	載荷重不足

表 4-3 平板載荷試験結果例

地盤	極限支持力 (kN/m ²)	地盤反力係数 (MN/m ³)
関東ローム層 (立川, 武蔵野)	662~666	-----
盛土地盤(碎石)	630	243
埋立地盤	330~340	88~103

注) 地盤工学会「地盤調査の方法と解説」⁹⁾から抜粋

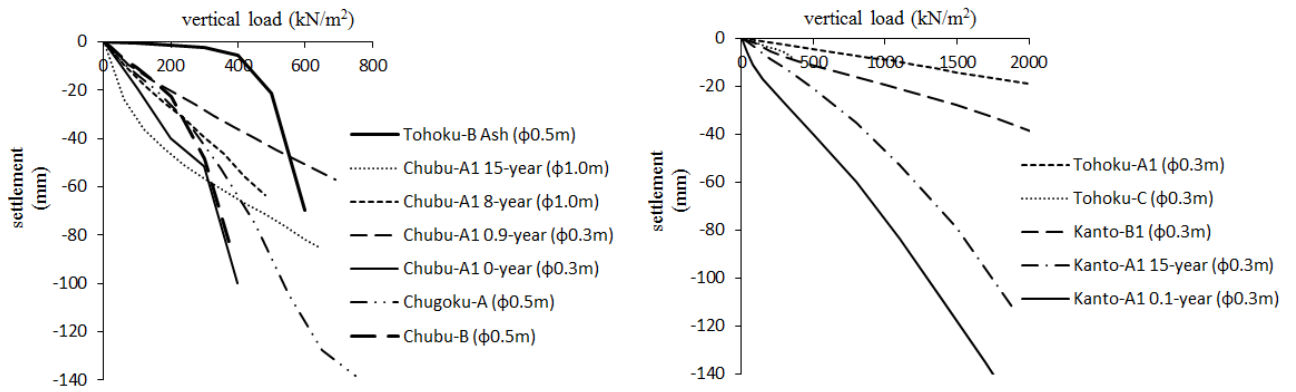


図 4-7 平板載荷試験の載荷圧力－沈下量曲線

4-3 プラスチック等が混入した廃棄物地盤での沈下計測

4-3-1 沈下計測方法

中部地方の安定型処分場（中部 A1 現場：図 4-8）で、沈下板を用いた地表面沈下量測定方法¹⁰⁾（JGS1712-2003）により、現場での継続的な沈下計測を行った。15 年間堆積した層厚約 20 m の廃棄物地盤上に、2014 年 4 月～8 月に 3 層で高さ計 9.5 m（中間覆土 2 層計 1 m を含む）の埋立を行った際に、埋立 3 層の各上面に沈下板を設置して（図 4-9）、約 2.5 年間の継続的な沈下計測を行った。

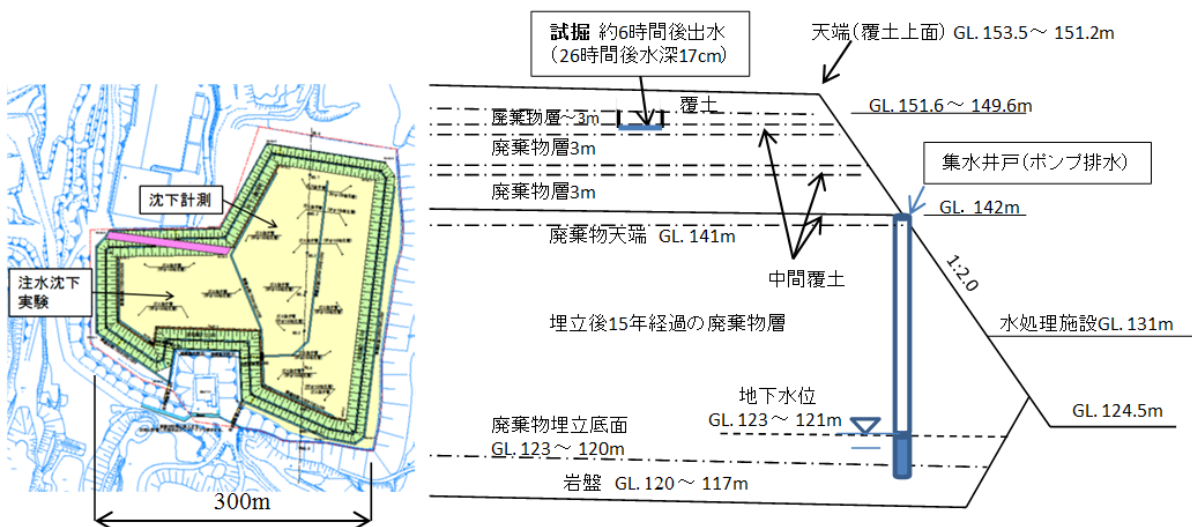


図 4-8 中部 A1 現場（安定型処分場）の平面図，断面図

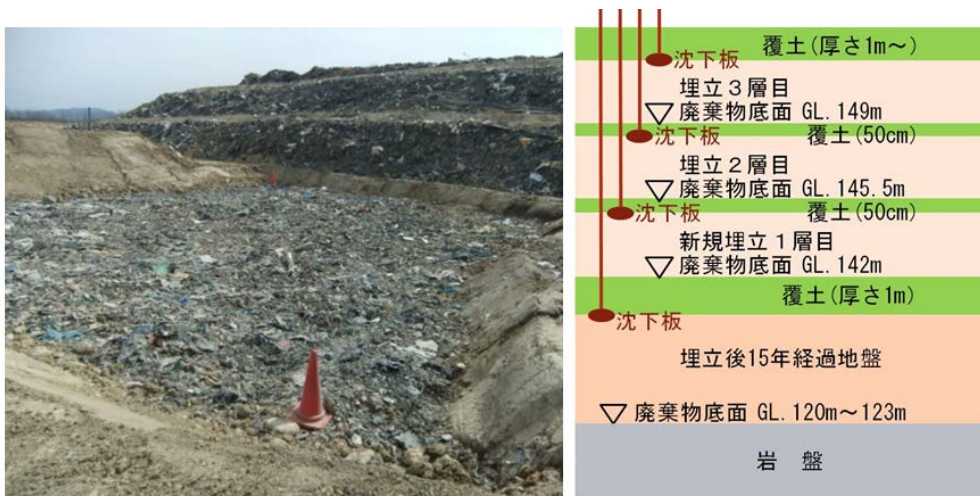


図 4-9 沈下計測場所と沈下板設置断面図（中部 A1 現場）

4-3-2 沈下計測結果

中部 A1 現場での沈下量計測結果を図 4-10、表 4-4 に示す。沈下は埋立初期や上層埋立や覆土がなされた際に大きく進んでいる。また、表 4-4 から新規埋立終了後から表層覆土開始前の 321 日（約 0.9 年）間に新規埋立 1 層目は 344 mm、2 層目は 58mm、3 層目は 53mm 層厚が減少し、下層ほど減少量が大きい。したがって、埋立初期の沈下の主要因は載荷重と考えられる。埋立終了約 2 年後の 636 日から 170 日間（約 0.5 年）の新規埋立 1～3 層の層厚変化量は計 4 mm で沈下量は急減している。しかし、年換算で 8 mm の層厚変化があることや、下層の 15 年経過地盤（層厚約 20m）でも年換算で 12 mm の沈下が生じていることから、当該処分場のような長尺のプラスチック等が混入した廃棄物地盤では、長期間沈下が継続することが推察される。なお、沈下板設置位置から約 30m 離れた地点に設置した実証載荷実験用のコンクリート版も表層とほぼ同じ沈下量を示した（図 4-10）。

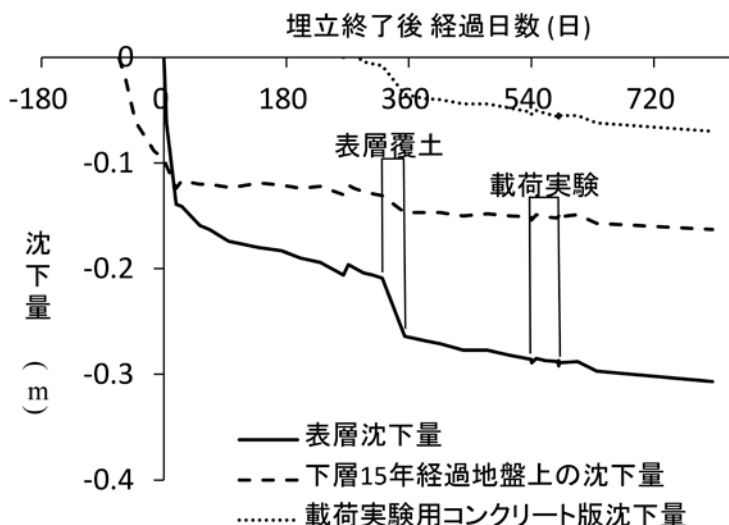


図 4-10 中部 A1 現場での沈下量計測結果

表 4-4 埋立終了後の層別変化量(中部 A1 現場)

経過日数 (埋立 終了後) (日)	期間層厚変化(減少)量				
	下層15年経過 地盤 (h=20m) (mm)	1層目 (h=4m) (mm)	2層目 (h=3.5m) (mm)	3層目 (h=3m) (mm)	
0	96	272	9	0	
18	28	37	36	38	
95	-1	19	7	10	
321	8	16	6	5	
小計	131	344	58	53	表層覆土 載荷実験
636	26	11	17	34	
806	6	4	-2	2	

注) 0日の層厚変化量は埋立開始から終了まで(66日間)の値

4-3-3 沈下と降雨の関係

図 4-11 に、図 4-10 の当初 180 日間における計測期間毎の日当たりの表層沈下量と降水量の関係を示す。埋立初期は降水量に比例するように沈下が生じており、降水によっても沈下が生じているとみられる。降水による沈下は、埋立当初の密度の低い状態で顕著であること、埋立当初 30 日間の大きな初期沈下の発生以降は降水の沈下へ与える影響が見えにくいことから、盛土等が低密度状態で雨水の浸潤で土粒子の配列（骨格構造）が崩壊し沈下する水浸沈下¹¹⁾に発生形態が類似している。この場合、水浸により廃棄物の配列が崩れたか、廃棄物層中に折りたたまれるなどして存在するプラスチック等が水重により形状的に鉛直方向に圧縮された可能性が考えられる。

沈下と水の関係については、第 5 章でさらに考察を加える。

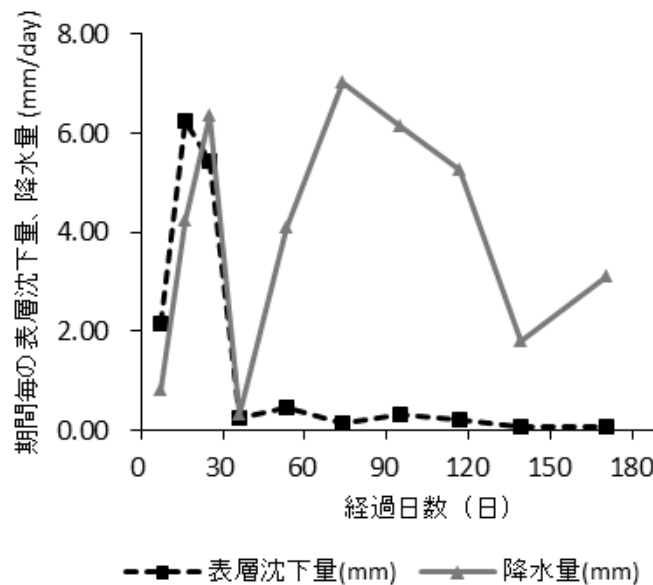


図 4-11 計測期間毎の日当たり表層沈下量と降水量の関係 (中部 A1 現場)

4-3-4 空隙率等と沈下の関係

表 4-5 に、組成がほぼ同様である中部 A1 現場の埋立直後地盤、1 年経過地盤、8 年経過地盤の現場空隙率試験結果とその他力学試験結果を示す。堆積時間の経過に伴って湿潤密度、空隙率試験時のほぐし後のふけ率と注水によるみかけ容積減少率、極限支持力、変形係数、キャスポルによる衝撃加速度(I_a ; インパクト値)が大きくなり、逆に、空隙率、沈下速度は小さくなっている。一方で、廃棄物の実密度や含水比には各地盤に明瞭な差は無い。従って、3 つの地盤に組成や水分量の差が無いなかで、堆積時間の経過とともに、空隙が減少し、それに伴って地盤強度が高まり、沈下量が小さくなっている。また、空隙が大きいほど、沈下速度が速いことも分かる。

表 4-5 中部 A1 現場での空隙率と各種試験結果の一覧

		堆積直後地盤	堆積後 1 年地盤	堆積後 8 年地盤
廃棄物組成(重量比)		プラ 14%, 土砂 57%, がれき類 25%, ゴム皮革 1%, 金属 1%, 他 2% (各地盤ほぼ同様, 1 年地盤の値)		
湿潤密度 [乾燥密度]		1.17g/cm ³ [0.97 g/cm ³]	1.40 g/cm ³ [1.13 g/cm ³]	1.58 g/cm ³ [1.33 g/cm ³]
含水比		21.3%	22.7%	19.4%
空隙率試験	廃棄物の実密度	2.48 g/cm ³	2.02 g/cm ³	2.20 g/cm ³
	ふけ率(倍率)	1.41	1.98	2.26
	注水でのみかけ容積減少	13.6%	未計測	16.0%
	間隙率(間隙比)	61.2%(1.58)	51.3%(1.05)	39.6%(0.66)
空隙率(比)		40.6%(0.68)	29.0%(0.41)	14.3%(0.17)
沈下速度 (層厚 m 当たり)		0.0963 mm/day/m	0.0068 mm/day/m	0.0028 mm/day/m
平板載荷試験	極限支持力	140kN/m ²	320kN/m ²	480kN/m ²
	変形係数	5 MN/m ²	8 MN/m ²	8 MN/m ²
キャスポル試験 I_a		3.7	6.1	9.7

沈下量の計算は、土砂地盤では一般に間隙差による(4.1)式¹²⁾が用いられる。

$$S = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} H \quad \text{----- (4.1)}$$

ここに、 S : 沈下量, e_0 : 初期状態の間隙比

e_f : 最終状態の間隙比

H : 層厚

(4.1)式による堆積 1, 8 年後の沈下量推定結果を表 4-6 に示す。(4.1)式による沈下量計算結果は実態よりも相当大きな値になっている。この原因として、空隙率の測定は表層で行っているのに対し、地中部の空隙率は自重によるプレロード効果により締め固められ表層よりも小さいことが考えられる。このため、廃棄物地盤では、(4.1)式で表層の空隙率から沈下量を予測することは現状では難しいと言える。

次に、現場空隙率試験による堆積直後地盤の注水でのみかけ容積減少(13.6%; 表 4-5)から、大雨後の沈下量 S_r を概算すると、 $S_r = 13.6\% \div 1.41$ (ふけ率) = 0.096m/m となる。実態上も

図 4-10 で初期 30 日間の降雨により 100mm 程度の沈下が生じており，プラスチック等を含む廃棄物層は雨水により大きな沈下が生じることが推察される。

表 4-6 空隙率からの地盤公式による沈下量試算結果

	0～1 年の沈下量	0～8 年の沈下量
間隙比に基づく (4.1)式による推定	0.205m/m	0.357m/m
実沈下量*	0.018m/m	-----

注) 0～1 年の実沈下量は 321 日間の沈下量 0.016m から 365 日換算した。

図 4-12 に 13 現場での空隙率と堆積経過時間との関係を示す。堆積年数別のデータが得られている安定型処分場では，空隙率は埋立後に時間経過とともに漸減している。図 4-12 からプラスチック等が混入した廃棄物地盤では，沈下が長期間継続することが推察される。

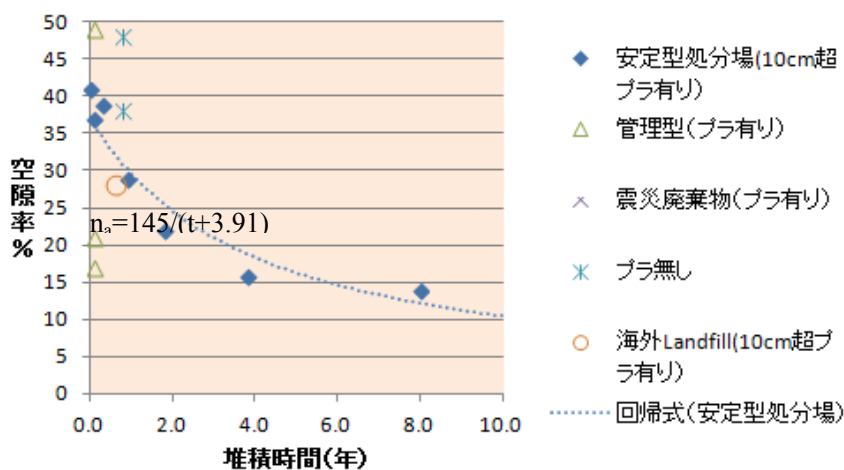


図 4-12 空隙率と堆積時間の関係
(安定型処分場等の 13 箇所での試験結果)

4-4 注水沈下実験

(1) 試験方法

雨水と沈下の関係を調べることを目的として、中部 A1 現場の試掘場所に隣接した場所で注水沈下実験（図 4-13）を行った。現場内の埋立後 1 年 10 か月経過した地盤上で、現場で調達可能な資材で均等に散水できる 1.8m×1.8m の範囲内での注水量と沈下量の関係を調べた。注水範囲を高さ 900mm、厚さ 25mm の板枠で囲み、雨量換算 300mm を 3 時間でホースで均等に注水した。板の下端は地盤中に 10mm 程度埋め込んで表層での水の板枠外への流出を防いだ。沈下量計測は水準測量により注水後 6 時間まで 1 時間間隔で行い、その後は 24 時間後に行った。また、実験前日に注水予定箇所前面の廃棄物地盤を垂直に 3m 掘削して、掘削面の水の移動状況や掘削面から採取した試料の含水比の変化を調べた。



図 4-13 注水沈下実験

左：注水時 右：注水後の断面（露呈したプラスチック等から水が滴下している）

(2) 注水沈下実験結果

注水沈下実験の結果は図 4-14 であり、注水開始 2 時間後（雨量 200mm 相当注水時）から沈下が生じ、300mm 相当の水を投入した後、注水範囲内の平均（板枠内の中央と 4 角の高さの平均値）で最大 14mm の沈下が生じた。また、注水後に掘削面から採取した廃棄物試料の含水比（注水による変化が顕著な表層～1.5m 深の平均をみた）は、注水終了後 1 時間程度で急激に低下するものの、24 時間経過しても含水比は高い状態にあり、水の一部は廃棄物層中に長時間留まっている。注水場所下の掘削断面を注水後に目視で調べた結果、断面に露呈した数多くのプラスチック等の端部から水が滴下する様子が確認できた（図 4-13 右）。以上から、注水の大部分はプラスチック等を伝わって短時間に流下するものの、水の一部は層内部に長時間貯留することが窺えた。

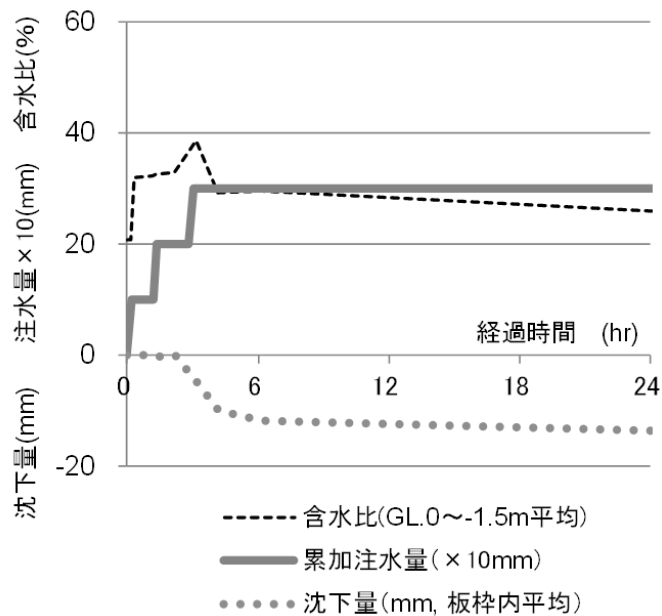


図 4-14 注水沈下実験結果

4-5 表面波探査による内部密度の調査

廃棄物地盤の跡地利用や斜面安定性評価にあたっては、廃棄物層内部の状態把握を求められるが、廃棄物地盤では個々の廃棄物のサイズが大きいことや、高硬度の廃棄物が含まれていること等からボーリングによって試料を乱さないでサンプリングをすることが難しく、層内部の強度を力学試験で把握することは極めて難しい。

一方で、沈下計測結果や埋立年代別の地盤調査結果から、上載荷重が大きい深部ほど、埋立後の経過時間が長いほど、地盤強度が増していることが推察できるため、表層で強度試験を行うことで安全側の評価ができるものと考えられる。

下層ほど高密度となっていることを実際の現場で確認することを目的に、非破壊調査である表面波探査を関東 C1 現場で行った。

(1) 表面波探査の原理¹³⁾

不均質な地盤の表面付近を伝わる表面波（レイリー波）は、その波長（周波数）によって伝播速度が変化する。一般の地盤では、深度とともに弾性波速度が増加する傾向がある。表面波は長い波長ほど深部の速度も反映するので、短い波長（高周波数）では速度が遅く、長い波長（低周波数）では速度が速くなる。波長（周波数）による伝播速度の違い（分散）を逆解析することにより、不均質な地盤の S 波速度構造を求めるもので、多数の受振器を

用いて、表面波の基本モードを検出する（図 4-15）。測定状況を図 4-16 に示す。

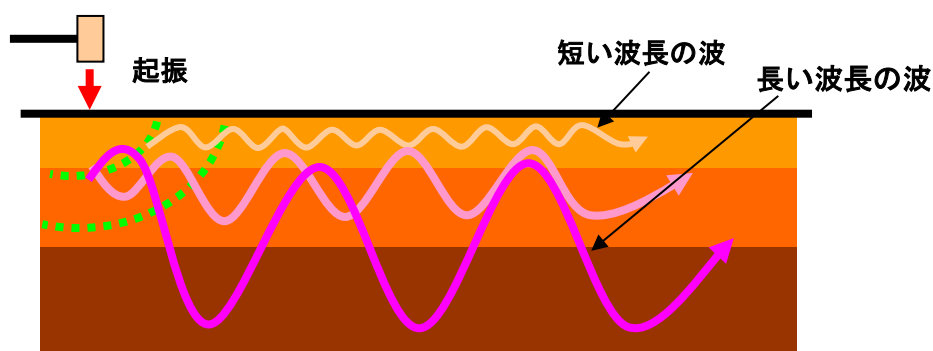


図 4-15 表面波探査の原理



図 4-16 表面波探査・測定状況

(2) 測定結果

測定結果を図 4-17 に示す。プラスチック等が混入した廃棄物層が表層から厚さ 4m 程度で N 値 3 回以下のプラスチック等が混入した廃棄物地盤上層部（S 波速度 150m/sec 以下）が分布し、その下位では N 値が徐々に上昇する傾向がみられる。なお、概ね標高+6m 以下は原地盤と推定される。

結果から廃棄物層の深部ほど密度が高まっていることが読み取れ、この結果からもプラスチック等が混入した廃棄物層では、深度が増すにつれ、上載荷重により密度が高まっていることが分かる。

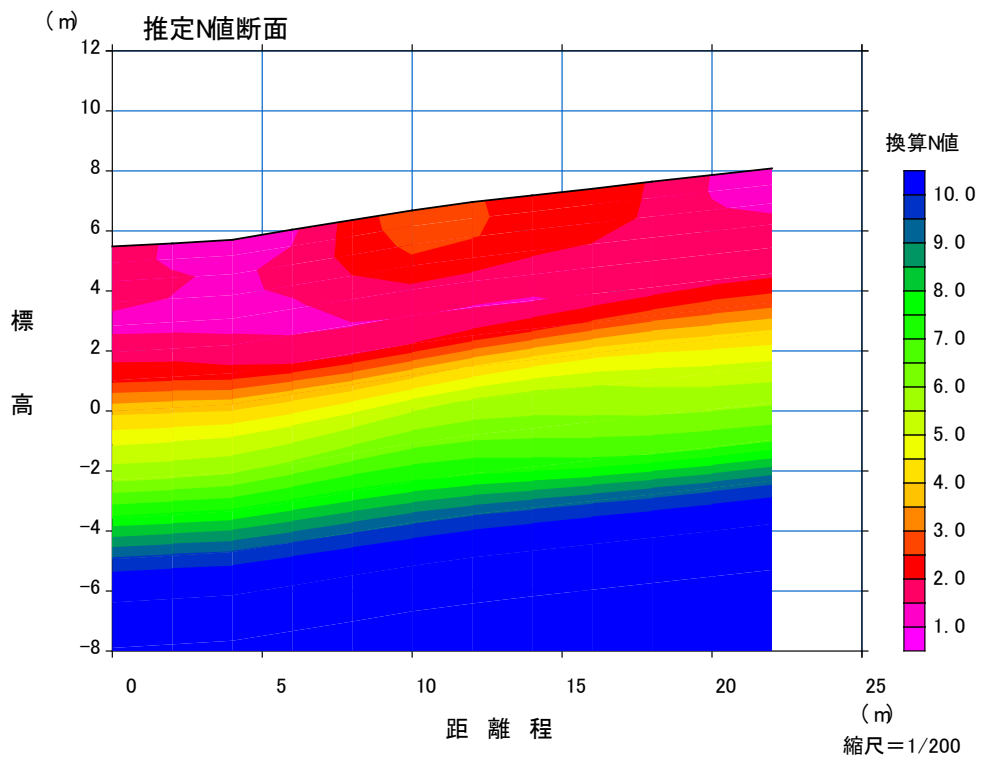
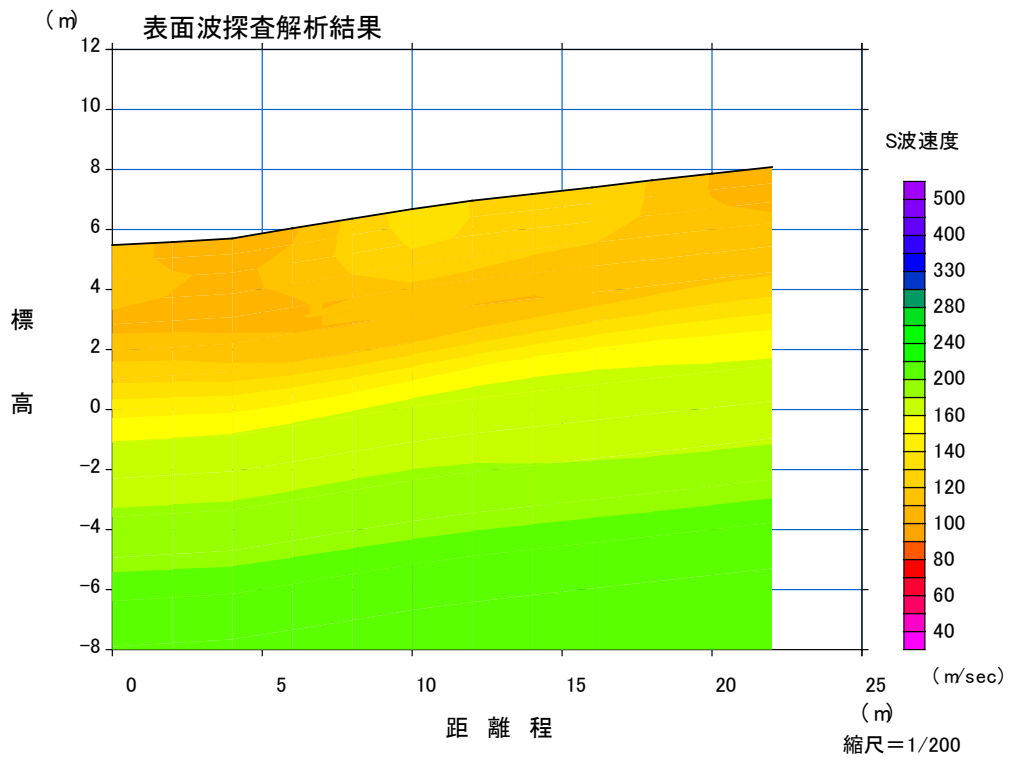


図 4-17 表面波探査解析結果 (関東 A1 現場・頂部)

4-6 不同沈下に関する実証载荷実験

(1) 実験方法

廃棄物地盤の利用に際しては、廃棄物の不均一性に起因した不同沈下に対する懸念が建設事業者等から指摘されている。このため、実規模レベルで不同沈下の発生状況を調べる実証载荷実験を行った。

中部地方の安定型処分場（中部 A1 現場）の覆土上（1.5 m 厚の表層覆土を 1 m 掘削した位置）に、コンクリート版（八角形：径 7 m，厚さ 1 m）を設置し、大型土のうにより偏心荷重をコンクリート版に作用させ、不同沈下の発生の有無を調べた（埋立終了約 1.5 年後，**図 4-18**）。なお，偏心荷重には当該地盤で設置が検討されていた小型風力発電設備（ハブ高さ 30 m，風車重量 9.8 kN，発電容量 10 kW）の設計荷重¹⁴を用いた。载荷実験は，常時荷重相当を約 20 時間作用させ，その後，暴風時荷重から同 15 %増までの荷重を計約 2 時間作用させて，不同沈下の発生状況を水準測量で調べた。

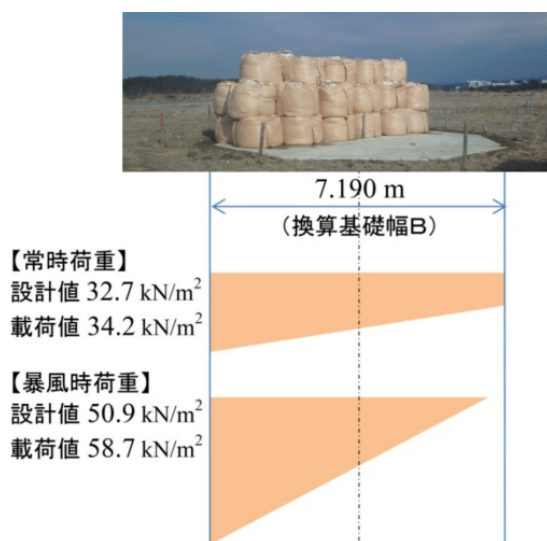


図 4-18 コンクリート版上の载荷実験

(2) 不同沈下に関する実証载荷実験結果

中部 A1 現場での大型土のうによる偏心载荷実験の結果を**図 4-19**に示す。沈下量は最大でコンクリート版の载荷側で 4 mm，対面側で 3 mm であり，ほぼ均一な沈下で不同沈下の発生はなかった。また，コンクリート版端部から载荷軸と 90°方向に 6.5 m 離れた地点でも，コンクリート版とほぼ同様の沈下履歴を示し最大で 3 mm の沈下が計測された。除荷後はコンクリート版载荷側の沈下量が 1 mm に回復しており，廃棄物地盤が弾性的挙動を示すことも確認された。

当該地盤の地盤反力係数は**表 4-5**（中部 A1，堆積時間 1 年，8 年）から 8 MN/m³程度，

載荷圧は最大（端部）で 58.7 kN/m² で、不同沈下が生じなかったことから荷重が底版に均等に作用したとすると地盤反力は 29.4 kN/m²，計算される沈下量は 3.7 mm となり，実証載荷実験結果と合致する。

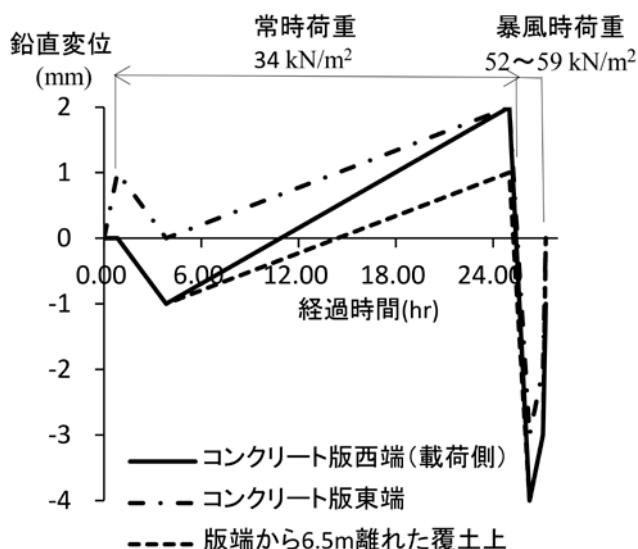


図 4-19 実証載荷実験結果

4-7 衝撃加速度試験と安息角試験による支持力評価

衝撃加速度試験と安息角試験による，(2.2)式，(2.3)式，(2.4)式から推定される c ， φ を建築基礎構造設計指針¹⁵⁾の支持力公式・(4.2)式に代入して，平板載荷試験で計測されている極限支持力と比較した（図 4-20）．平板載荷試験による極限支持力と，衝撃加速度試験，安息角試験による c ， φ を支持力公式に代入して得られた極限支持力の間には，ばいじん地盤（東北 B 現場）を除けば，一定の相関が見られた．

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r \quad \text{----- (4.2)}$$

q_u ：単位面積あたりの極限支持力度(kN/m²)

N_c, N_r ：支持力係数

c ：支持地盤の粘着力(kN/m²)

γ_1 ：支持地盤の単位体積重量(kN/m³)

α, β ：基礎の形状係数

i_c, i_r ：荷重の傾斜に対する補正係数

B : 基礎幅(m) (載荷板径 0.3~1 m)

η : 基礎の寸法効果による補正係数

注) (4.2)式は根入れ項を省略している.

図 4-20 では, 支持力公式による極限支持力は, 平板載荷試験による値よりも大きめであるが, これは, 平板載荷試験では試験時の載荷重が十分でなく極限支持力に達していない現場が 4 箇所ある (図 4-20 の△印) ことに加え, この他の現場でも試験中に地盤の降伏現象が生じず載荷板径の 10% の沈下量で極限支持力を決めていることから, 概して平板載荷試験の極限支持力は小さめになっているためと考えられる.

衝撃加速度試験と安息角試験は, いずれも 1m^3 程度のディメンジョンを持つため, $0.3\text{m}\times 0.3\text{m}\times 0.15\text{m}$ の範囲で行う一面せん断試験よりも広い範囲の c, φ や支持力が得られていると考えられる. 従って, 衝撃加速度試験と安息角試験は, 検討初期に概略的な支持力を把握したいときや, 高価な平板載荷試験の実施数抑制のために中間補間的に利用する際の経済的な試験法となり得ると考えられる.

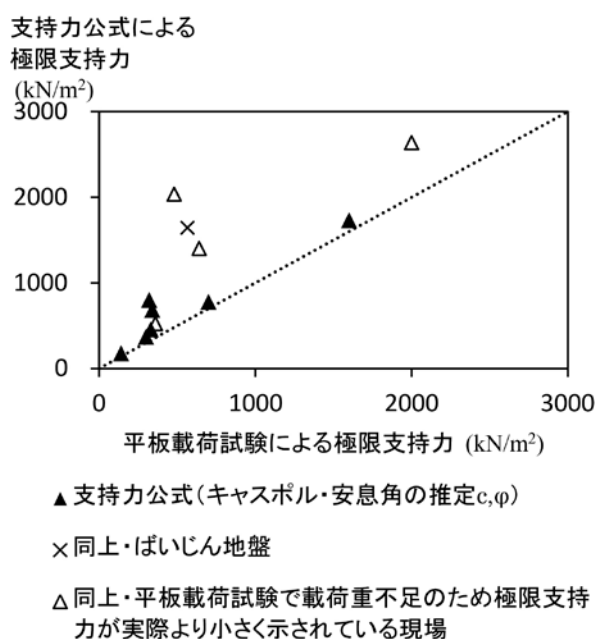


図 4-20 平板載荷試験と衝撃加速度試験, 安息角試験による極限支持力の比較

4-8 廃棄物地盤中の衝撃、荷重の伝搬についての考察

図 4-21 は、図 2-16 の土槽中のプラスチックの位置を示したものである。土槽中の廃棄物は土のう袋から投入し密度が原地盤と等しくなるように締め固めたもので、ダンプアップで投下される実地盤に近い状態と考えられる。プラスチック等は水平方向に卓越するように堆積しているが、薄いプラスチックが一定の厚さ持って堆積しており、図 4-22 のようにプラスチックが屈曲して堆積している。プラスチックは地盤中で非連続の箇所もあるが、衝撃による変位は他の廃棄物を介して主に水平方向に伝搬される（第 2 章 2-6-1 より）。鉛直方向はプラスチックの屈曲等で生じる空隙により衝撃が吸収されやすく伝搬範囲は水平方向に比べると小さい。さらに、実証载荷実験では载荷したコンクリート版の端部から 6.5 m 離れた地点でもコンクリート版と同様に沈下したことから、プラスチック等が混入した廃棄物地盤では、図 4-23 のようにプラスチック等の仮想的な繋がりにより、水平方向に引張抵抗が働き、鉛直荷重に対する水平方向の荷重分散が土砂地盤よりも格段に広がることや、個々の廃棄物に不均一性があるにも関わらず広範囲で一定の挙動を示すことが推察される。



図 4-21 土槽中のプラスチックの位置(青色部)

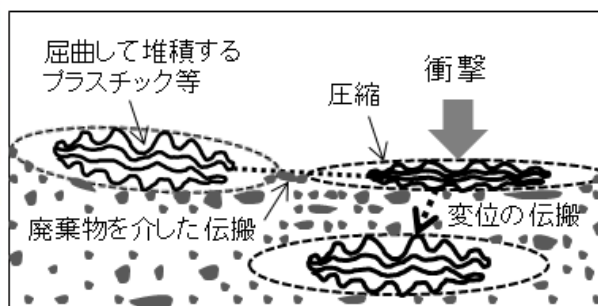


図 4-22 衝撃加速度試験での変位伝搬イメージ

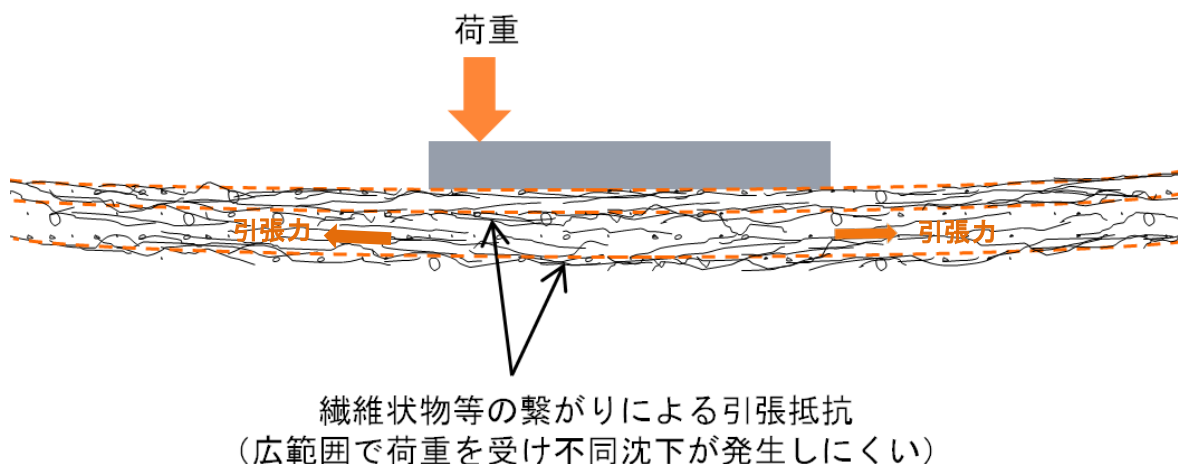


図 4-23 実証载荷試験での荷重分担イメージ

4-9 まとめ

(1) 現場試験結果について

20 現場 30 箇所での現場試験（第 2 章）、斜面安定性研究（第 3 章）と、本章での沈下、支持力研究により、プラスチック等が混入した廃棄物地盤は、柔らかく沈下が長期間継続するものの、大きな摩擦抵抗や特有の引張抵抗を有して、斜面安定性が高く、通常の盛土地盤よりも概して大きな極限支持力を持つことが把握できた。

(2) 沈下について

プラスチック等が混入した地盤は、通常の盛土地盤に比べ地盤反力係数が小さく、沈下も長期間継続することから、跡地利用に際しては、沈下対策が重要となる。

不同沈下については、現場での実証载荷実験や海外事例により、風力発電設備等の重量構造物の設置に対しても不同沈下が生じにくいことを確かめた。不同沈下が生じにくい要因については、衝撃加速度試験の影響範囲確認実験や実証载荷試験の結果から、地盤中のプラスチック等の水平方向の仮想的な繋がりにより水平方向に引張抵抗が働き、鉛直荷重に対する水平方向の荷重分散が土砂地盤よりも格段に広がることが推察された。

実証载荷実験での沈下量は、载荷重と平板载荷試験（载荷板径 0.3m～1m）による地盤反力係数から計算した沈下量に合致し、平板载荷試験により構造物設置時の沈下量を推定できることが窺えた。

沈下の主要因は、载荷重であるが、埋立当初の低密度状態では降水により沈下することが分かった。降水による沈下については、第 5 章でさらに検討を加える。

(3) 試験方法について

埋立年代別の強度試験結果や廃棄物地盤での表面波探査結果から、深度方向に密度が高まることが確認でき、表層での強度試験により安全側の評価ができることが推察された。ただし、廃棄物層内部のせん断強度等の具体的な調査・試験方法は今後の研究課題である。

(4) 簡易現場試験法による極限支持力の推定

簡易な現場試験法である衝撃加速度試験と安息角試験により求まる粘着力と内部摩擦角を用いて、支持力公式により極限支持力を概算できた。

(5) 地震時評価について

第 3 章に示した振動台実験によりプラスチック等が混入した廃棄物地盤の地震時の水平土圧は砂地盤よりも小さいことを確認し、プラスチック等が混入した廃棄物地盤は通常の土砂地盤とは異なる動的挙動を示すことが窺えた。しかし、プラスチック等が混入した廃棄物地盤の詳細な地震時挙動や設置構造物への影響把握は今後の研究課題である。

参考文献

- 1) Klaus-Peter Salomo: Schwimmende Gruendung von Windkraftanlagen auf Deponien am Beispiel der Deponie Georgswerder in Hamburg
- 2) Klaus-Peter Salomo, Detlef Krüger, Dirk Fischer: Großrahmenscherversuche auf der Deponie Wernsdorf, (Oktober 2001)
- 3) Stefan Melchior: Remediation and Future Use of the Hamburg-Georgswerder Landfill, IBA HAMBURG, (2013)
- 4) I.R.Fleming, B.F.Sparling and J.S.Sharma: Waste Mechanics Study Proposed Wind Turbine Foundation on Municipal Waste Landfill, October, (2011)
- 5) Tilman Wolfsteller: Construction and Operation of Windmills and Solar Power Plants on Landfills
- 6) Herrn Thomas Müllerschön: Windkraftanlage auf der Deponie West, Karlsruhe, (August 2012)
- 7) Michael L.Leonard and Kenneth J.Floom: Estimating Method and Use of Landfill Settlement
- 8) 松田雅央：カールスルーエ・エネルギーの丘見学，(2015.9)
- 9) 社団法人地盤工学会：地盤の平板載荷試験，地盤調査の方法と解説，pp.495-504，丸善，(2004)
- 10) 社団法人地盤工学会：地表面の鉛直変位測定，地盤調査の方法と解説，pp.609-616，丸善，(2004)
- 11) 社団法人地盤工学会：地盤工学用語辞典，丸善，pp.155，(2006)
- 12) 社団法人地盤工学会：土質試験から学ぶ土と地盤の力学入門，丸善，pp.172，(1995)
- 13) 社団法人地盤工学会：地盤工学用語辞典，丸善，pp.282，(2006)
- 14) 土木学会：風力発電設備支持物構造設計 指針・同解説 2010年版，pp.1-454，(2011)
- 15) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，第2版，pp.105-121，(2001)
- 16) Atsushi Yamawaki, Yoichi Doi and Kiyoshi Omine : Slope Stability and bearing capacity of landfills and simple on-site test methods, *Waste Management & Research*, Volume35, Issue 7, pp.730-738, (2017.5)
- 17) 山脇敦，土居洋一，大嶺聖；プラスチック等が混入した廃棄物地盤の強度特性と現場試験方法：土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 73, No. 2, pp.212-223, (2017.6)

第5章 廃棄物地盤の水挙動と浸透量算定方法

5-1 はじめに

第2章～第4章によりプラスチック等が混入した廃棄物地盤に関して、土砂地盤や焼却灰地盤と比べ、斜面安定性、沈下、支持力等の力学特性が異なることが把握できた。しかし、環境影響に関係する廃棄物層中の水の移動形態、流出応答については十分な知見が得られておらず、このことが、安定型処分場や不法投棄現場等で度々発生する浸透水汚染問題に対して適切な対応がとりにくい要因の一つとなっている。また、水の流出応答を知ることは、斜面安定性等の適切な評価や、合理的な水処理施設規模の設計につながる他、沈下との関係を調べることで有効な埋立方法を探る手がかりになる等、広範囲での活用が期待できる。

第2章～第4章でプラスチック等が混入した廃棄物地盤中の水挙動に関して把握できた事項は、次のとおりである。

①試掘による湛水

プラスチック等が混入した廃棄物地盤（中部 A1 現場）で、2014 年 7 月 13 日に表層から 2.6m の深さまで試掘した後、約 6 時間後に試掘底面（粘土質の中間覆土層上面）に水が溜まりだし、その後徐々に増加し、試掘 26 時間後に水深約 170mm に達した。当該地では、同年 7 月 3 日～11 日に計 82mm、同 13 日～17 日に計 8.5mm、同 19 日に 1mm の降水量があったが、それ以降は試掘期間中を含めて降水量は 0 であった。したがって、少なくとも 12 日前の降雨による表層から深さ 2.6m の範囲に存在した移動可能状態にあった水がゆっくりと試掘底面に流れ出したことになる。安定型処分場、管理型処分場、不法投棄現場、海外埋立地の計 30 箇所を試掘を行ったが、このような現象は焼却灰等の細かい廃棄物が埋め立てられている管理型処分場等では確認できていない。また、試掘では、土地盤や焼却灰地盤等に存在する比較的浅い層でのレンズ状の帯水（宙水）は確認できなかった。（第2章）

②含水比が低く斜面安定性が高い

わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤は、海外の廃棄物埋立地と異なり生ごみの堆積が無いことから含水比が低く、発展途上国で頻発している大規模斜面崩壊はわが国では 1 件の例外を除いて発生していない。唯一の大規模斜面崩壊は谷に投下された廃棄物が大雨時に谷上を廃棄物層全体がすべり落ちた事例である。（第3章）

③雨水による初期沈下

中部 A1 現場の埋立初期は降水量に比例するように沈下が生じた。降水による沈下は、埋立当初の密度の低い状態で顕著であることから、盛土等が低密度状態で雨水の浸潤で土粒子の配列（骨格構造）が崩壊し沈下する水浸沈下に発生形態が類似している。この場合、

水浸により廃棄物の配列が崩れたか、廃棄物層中に折りたたまれるなどして存在するプラスチック等が水重により形状的に鉛直方向に圧縮された可能性が考えられる。(第4章)

④掘削面からの排水状況

中部 A1 現場で行った注水沈下実験の際に、注水場所下の掘削断面を注水後に目視で調べた結果、断面に露呈した数多くのプラスチック等の端部から水が滴下する様子が確認できた。注水の大部分はプラスチック等を伝わって短時間に流下するものの、水の一部は層内部に長時間貯留することが窺えた。(第4章)

以上をふまえ、本章では、浸透経過確認実験や大型カラム実験を行って、プラスチック等が混入した廃棄物地盤中の水挙動(浸透, 貯留, 排水特性)を調べ、実験結果をもとに浸透量の算定方法を提案し、実現場で検証する。また、第2章～第4章での研究結果と併せて、沈下と水の関係について考察する。さらに、プラスチック等の凹部に貯留された水の水質影響について調べる。

5-2 浸透経過確認実験

プラスチックが混入した廃棄物地盤中の水の流れを目視するために、アクリル板付きの土槽を用いた浸透経過確認実験を行った。

(1) 実験方法

一側面がアクリル板の1m×1m×1mの土槽に中部 A1 現場試料を充填し、雨に見立てた一定量の水を2個のじょうろで注水し、アクリル板側からビデオ撮影することにより、土槽中の廃棄物層中の水の流れを観測した。土槽中の廃棄物密度は0.81g/cm³、廃棄物層の空隙率(空気空隙率=気体体積/全体積)は51%で、注水は15mm(15L)を30分間で均等に注水した。

(2) 実験結果

注水10分後と30分後の画像を図5-1に示す。水の浸透に凸凹はあるが、特定の水みちだけを流下するのではなく、シート状の廃棄物が水平方向に卓越して堆積している廃棄物層中を、時間経過とともに水平方向全体にも徐々に浸透が進んでいる。水の到達は、10分後は最深0.07m、30分後は最深0.15mである。この流下速度は、それぞれ 1.2×10^{-4} m/s、 0.8×10^{-4} m/sで、時間経過とともに(下層側ほど)流下速度が遅くなっている。30分間でみると、平均的な浸透深100mmの中に空隙は高さ換算で51mm(=100mm×51%)あるのに対し、注水量は15mmと空隙に対して十分小さく、水は層中を不飽和の状態で流下している。なお、画像からは、水の流下により、プラスチック等の廃棄物の配列を崩す様子は確認できなかったとともに、15mm/30min程度の水勢では廃棄物の配列を崩すことは生じ得ないこと

が窺えた。

また、注水約3週間後においても、注水前よりも湿った状態にあることが目視でき、水の一部はプラスチック等の屈曲により生じる凹部等に長時間溜まることが確認できた。

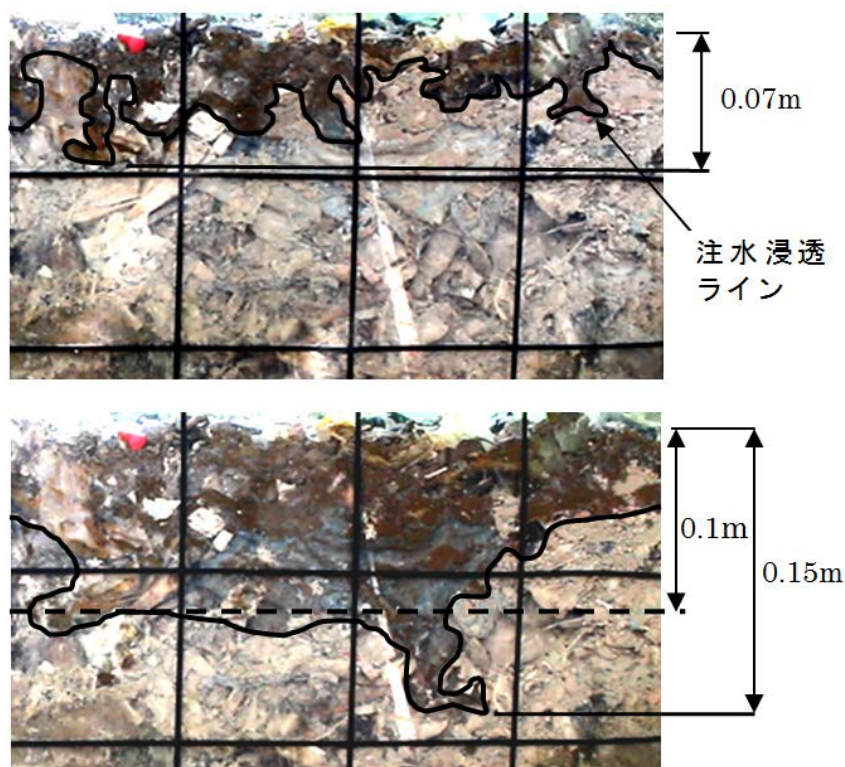


図 5-1 浸透経過確認実験
(上：注水 10 分後，下：注水 30 分後)

5-3 浸透特性把握のための大型カラム実験

5-3-1 実験方法

プラスチック等が混入した廃棄物層の水の流出応答を調べることを目的に大型カラム実験を行った(図 5-2) 1)。大型カラムは内径 567mm、高さ 890mm のドラム缶大の鉄製容器で、底面中心に排水口(φ 5mm×15 穴)を設けている。容器は十分な排水性能を有しており、試料充填前の空の容器に 3.3mm/min の注水強度で 30 分間注水した場合でも容器の底に水が溜まることなく、注水量と同量の水を排水できる。実験ケースは表 5-1 のとおりで、実験試料には、大サイズの廃棄物が混入した中部 A1 現場からの採取試料(表 2-2 参照)と、埋立前に破碎等された 15cm 以下の廃棄物からなる関東地方の産業廃棄物安定型最終処分場(関東 A1 現場)から採取した試料を用いた。試料のサイズや空隙率による差を調べるために、採取試料の篩下試料(中部試料：10cm×10cm アンダー試料，関東試料：2cm×2cm

アンダー試料), 緩詰め試料 (関東試料) についても試験を行った。また, 比較のために山砂 (購入砂) についても調べた。試料の容器への充填は, 試料採取現場の空隙率と概ね同等となるように行い, 埋立後 1 年 10 か月経過した地盤から採取した中部 A1 試料の空隙率は概ね 20%, 埋立直後地盤から採取した関東試料の空隙率は概ね 57%となっている。なお, 試料充填は試料厚 0.1m 程度毎にタンパを用いた人力締固めを行っており, 高さ方向にほぼ均一な密度を保っている。注水は, 無注水のケースを除いて, いずれも 30 分間行い, 流量を調節したじょうろを用いて均等に注水した。注水量は 50mm を基本とし, 100mm, 25mm (関東試料⑤再注水ケース, 山砂) も行った。排水口からの採水は, 注水開始後 90 分後までは 1 分間隔, 3 時間後までは 10 分間隔, その後は 6 時間後, 24 時間後, 7 日後, 1 か月後, 3 か月後, 6 か月後を基本とした。注水開始後 6 時間以降は容器中の試料高計測時以外, カラムを密閉して蒸発を抑えた。また, 採水時にカラム内試料の沈下量と排水中の固形分重量) を併せて計測した。



図 5-2 大型カラム実験 (左: 注水状況 右: 排水状況)

5-3-2 排水特性に関する実験結果

実験結果を表 5-1, 図 5-3~図 5-8 に示す。表 5-1 の排水開始時間 (注水開始時刻から排水開始までの時間) をみると, 廃棄物サイズが小さく空隙が大きい関東試料の方が総じて早い。初期流下速度 (試料高/排水開始時間) は山砂を除いて 10^{-4} m/s オーダーであり非常に速い。また, 廃棄物試料では注水中に水が表層に溜まることなく層中に浸透した。一方, 山砂は 30 分間で 25mm の少ない注水にもかかわらず表層に最大で深さ 5mm 程度の湛水が生じたとともに, 排水開始時間も 123 分と廃棄物試料の 3~7 倍を要した。山砂の空隙率は 30%で中部試料よりも高いことから, 廃棄物層で水の浸透速度が速いのは, 空隙の量よりも, 個々の廃棄物サイズが大きいことで水が流れやすい大きな空隙が存在することや, プラスチックの表面は滑らかで水が流れやすい (粗度係数が小さい²⁾) ことが関係していると考えられる。次に, 図 5-3~図 5-6 の経過時間と注水高, 排水高 (注排水量を容器の高さに換算した値) の関係を見ると, 廃棄物試料では, 排水高は注水開始後 30~40 分でピークに達し,

表 5-1 大型カラム実験ケースと実験結果一覧

ケース	注水前			注水量 (mm)	注水時間 (min)	注水強度 (mm/min)	実験結果							
	試料高 (mm)	湿潤密度 (g/cm ³)	空隙率 (%)				排水開始時間 (min)	最小空隙率 (%)	最大排水高 (mm/min)	3時間後		6ヶ月後		
									排水高 (mm)	貯留高 (mm)	排水高 (mm)	貯留高 (mm)		
中部試料	① 採取試料	685	1.19	20.3	50	30	1.67	39	12.9	0.25	14.4	35.6	37.7	12.3
	② 採取試料	687	1.18	20.6	100	30	3.33	23	9.2	3.24	62.9	37.1	87.0	13.0
	③ 10cmアンダー	676	1.30	22.9	50	30	1.67	38	15.4	0.38	16.3	33.7	38.1	11.9
	④ 採取試料	714	1.21	18.6	0	0	0.00	---	18.6	---	0.0	0.0	>0*	<0 ^{*1}
関東試料	① 採取試料	682	1.14	57.6	50	30	1.67	27	51.0	0.93	21.8	28.2	40.7	9.3
	② 採取試料	668	1.17	56.8	100	30	3.33	18	47.9	3.20	70.3	29.7	89.8	10.2
	③ 2cmアンダー	682	1.45	58.0	50	30	1.67	20	53.7	1.22	33.1	16.9	53.2	-3.2
	④ 採取試料緩詰め	687	0.85	68.4	50	30	1.67	28	61.5	0.96	22.4	27.6	38.7	11.3
	⑤ ①に再注水 ^{*2}	682	1.15	57.6	25	30	0.83	29	54.0	0.30	8.9	16.1	20.8	4.2
山 砂	676	1.97	30.2	25	30	0.83	123	26.5	0.04	0.0	25.0	12.0	13.0	

注1) 中部試料:プラスチック14%, 土砂57%, がれき類25%, その他4%; 長尺(10cm超)のプラスチック等を含む, 含水比27.4%
 関東試料:プラスチック13%, 陶磁器・石類44%, 土砂等38%, その他5%; プラスチック等のサイズ15cm以内, 含水比20.6%
 山砂:礫分(2~75mm)47.8%, 砂分(0.075~2mm)44.1%, シルト・粘土分(0.075mm未満)8.1%, 最大粒径9.5mm,
 均等係数(Uc)22.25, 含水比6.9%, 吸水率4.1%

注2) ^{*1}:6ヶ月後に排水を確認したが, 排水量は未計測。

注3) ^{*2}:50mm注水の6か月後に25mmを再注水。再注水時の1回目注水の残水量(貯留高)は9.3mm。

注4) 時間は, いずれも注水開始時刻を, 0としたときの値。

注水開始後 1 時間程度経過すると排水高は減少し, その後はゆっくりと排水されている。100mm を注水したケース②は, 50mm のケース①に比べ, 排水開始が早く, ピーク排水高は顕著に大きく注水高とほぼ同量になっている。これは, カラム内の廃棄物層が100mm/30min 以上の通水能力を有することを示しているとともに, 50mm/30min と100mm/30min の間に, 注水量と同量の排水がされるようになる変化点があることを示唆する。なお, 排水開始までのカラム内への注水量を差し引いたカラム内の最小空隙率は, 中部試料ケース②で 9%, 関東試料ケース②で 48%であり, いずれも空隙が完全に水で充たされている状態ではない。図 5-3, 図 5-5 のケース③ (中部 10cm アンダー試料, 関東 2cm アンダー試料) では, 同じ 50mm を注水した現場採取試料ケース①に比べ, ピーク排水高が高くかつピークの時刻が早くなっている。

関東④緩詰め試料は, 表 5-1 のとおり, 同量の注水量のケース①と比べて若干ピーク時の排水高が大きくなっているが, ケース①とほぼ同じ排水特性を示した。

図 5-7 の山砂の実験結果をみると, 排水開始時間が遅く, 排水が始まると一定量の排水が継続されており, 同量の注水を行った廃棄物試料とは異なる排水特性を示している。

図 5-8 のカラム内の貯留高(注水量(Qin)と排水量(Qout)の差の累加値を容器の高さに換算した値)と経過時間との関係で, 100 時間後の貯留高をみると, 中部試料では注水量に関わらずほぼ等しくなり, 関東試料では 2cm アンダー試料と再注水試料を除いてほぼ等しくなっている。表 5-1 で 6 か月後の貯留高をみると, 中部試料で 12~13mm, 廃棄物サイズの小さい関東試料 (ケース①②④) で 9~11mm となった。一方, 関東ケース③の 2cm アンダー試料では注水量の全量が排水されている。2cm アンダー試料はシート状物の面積が小

さく貯留能が小さいと考えられることと、表 2-2 に示したように 100mm 篩非通過試料のうち面積比で 98%をプラスチック等のシート状物が占めていることから、一定の面積を有するプラスチック等が貯留能に与える影響が大きいことが示唆される。

また、図 5-8 に示すとおり、山砂を除く各ケースで 6 か月（4320 時間）経過後も排水が継続していることに加え、中部 A1 現場での試掘結果で少なくとも 12 日前の降雨による水が試掘底面にゆっくりと流れ出したことから、プラスチック等が混入した廃棄物層中には、層厚メートルあたり数時間～数か月で流下する水が存在することが分かる。

山砂は排水開始が顕著に遅いとともに、167 時間経過後は排水が無く（図 5-8）、6 か月経過後の貯留高は同量注水の関東ケース⑤の 3.1 倍ある。これは試験に用いた山砂の吸水率が 4.1%とプラスチックに比べ格段に大きく、廃棄物試料に比べ長時間かけて流下できる水量が吸水により減少したことが原因として考えられる。

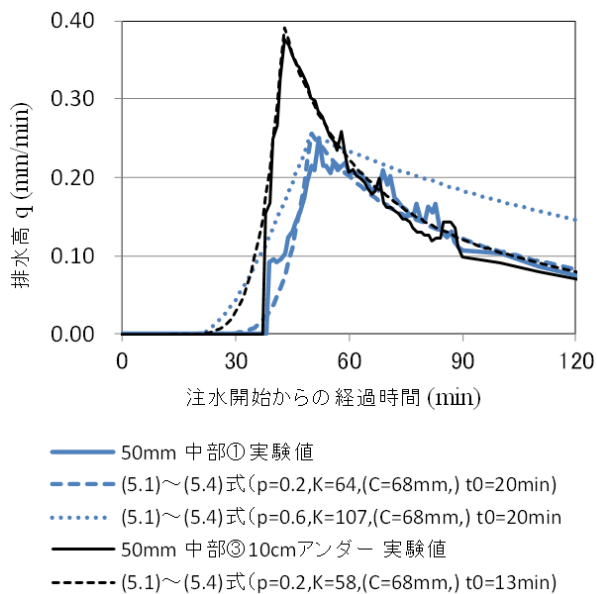


図 5-3 排水高(q)と経過時間(t)の関係
(中部現場からの採取試料・注水量 50mm)

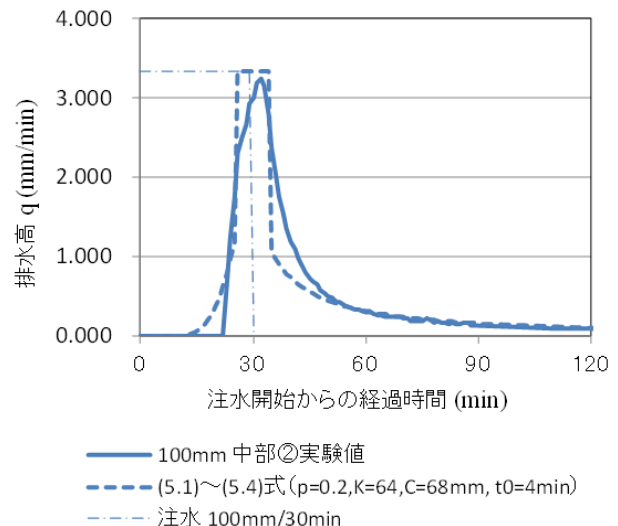
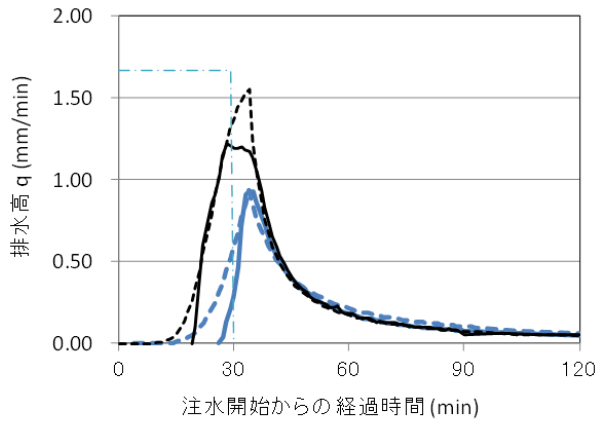
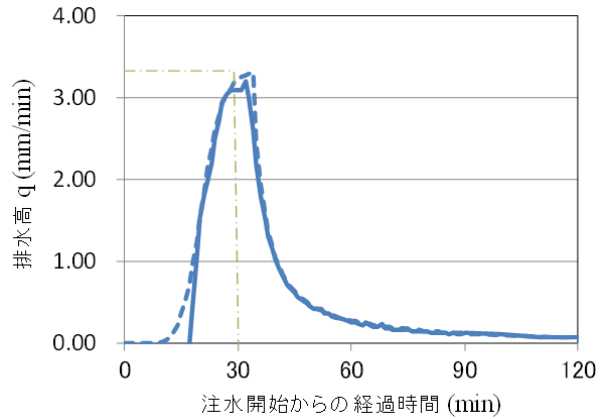


図 5-4 排水高(q)と経過時間(t)の関係
(中部現場からの採取試料・注水量 100mm)



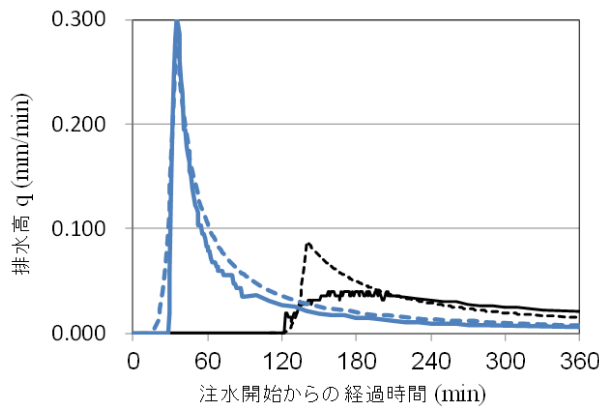
- 50mm 関東①実験値
- - - (5.1)~(5.4)式($p=0.2, K=45, (C=58\text{mm},) t_0=4\text{min}$)
- 50mm 関東③2cmアンダー実験値
- - - (5.1)~(5.4)式($p=0.2, K=32, (C=58\text{mm},) t_0=4\text{min}$)
- · - 注水 50mm/30min

図 5-5 排水高(q)と経過時間(t)の関係
(関東現場からの採取試料・注水量 50mm)



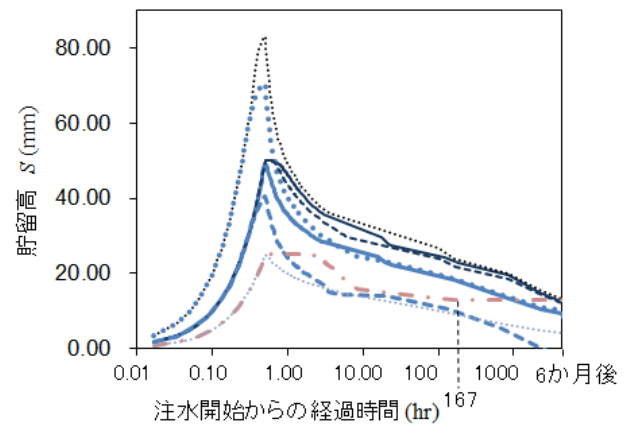
- 100mm 関東②実験値
- - - (5.1)式~(5.4)式($K=45, p=0.2, C=58\text{mm}, t_0=4\text{min}$)
- · - 注水 100mm/30min

図 5-6 排水高(q)と経過時間(t)の関係
(関東現場からの採取試料・注水量 100mm)



- 25mm 山砂実験値
- - - (5.1)~(5.4)式($p=0.2, K=40, (C=25\text{mm},) t_0=110\text{min}$)
- 25mm 関東⑤再注水
- - - (5.1)~(5.4)式($p=0.2, K=30, (C=58\text{mm},) t_0=5\text{min}$)

図 5-7 排水高(q)と経過時間(t)の関係
(山砂, 関東場試料⑤再注水試料・注水量 25mm)



- 50mm 中部①
- 100mm 中部②
- - - 50mm 中部③10cmアンダー
- · - 25mm 山砂
- 50mm 関東①
- 100mm 関東②
- - - 50mm 関東③2cmアンダー
- 25mm 関東⑤再注水

図 5-8 貯留高(S)と経過時間(t)の関係

5-3-3 実験後の容器内の状態

図 5-9 は 100mm の注水後約 6 か月経過し少量の排水が継続していた中部現場試料（ケース②）が入った実験容器（注水の残水量 13mm）をスリット状に切断したものであり、容器底部に水は溜まっていない様子が分かる。また、スリットから取り出した廃棄物の含水比は容器上部（試料上端から試料高の 1/4 の概ね 170mm の位置）が 21.9%、下部（試料下端から概ね 170mm 上）が 26.2%で（注水前はいずれも 20.6%）、下部の含水比が高いが、上部でも注水前よりは高い。したがって、注水後 6 か月経過時の排水は、容器底部に溜まった水による排水ではなく、層（容器内）全体から少しずつ流れ出している水による。



図 5-9 注水 6 か月後の実験容器内
(中部試料, 残水量 13mm, 少量の排水あり)

5-4 浸透モデルの提案と浸透量計算

5-4-1 カラム内の流出応答計算

大型カラム実験や浸透経過確認実験の結果から、当該のプラスチック等が混入した廃棄物試料では、注水強度が少なくても 100mm/30min 以下であれば水は不飽和状態で流下し、その一部はプラスチック等の凹部等に溜まりながら流下することが確認された。また、注水強度が一定値を超えると急激に流下速度が早まり、注水量と同量が廃棄物層中を流下し排水された。これらから、図 5-10 のように、雨水は廃棄物の凹部等に貯留しながら流下し、浸透量が一定量を超えるとオーバーフローし上方からの浸透量と同量が流下すると仮定して、カラム内の流出応答計算を試みた。河川計画で流域 (km^2 オーダー) を貯留域とみなし河道への雨水流出量を求める方法として貯留関数法⁴⁾がある。(5.1)~(5.4)式で表される貯留関数は、降雨、流出の現象を容器に貯えられた水の切り欠きからの流出に類似した現象と仮定して表したもので、対象規模が大きく、地盤中の流れを表すものではないが、仮定した現象が同様であることから、その適用可能性を調べた。

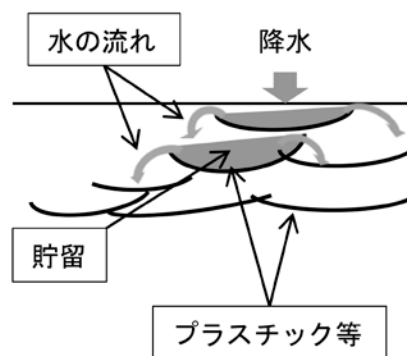


図 5-10 水の流れのイメージ

$$S=K \cdot q^p \quad \text{-----} \quad (5.1)$$

$$dS/dt=q \quad \text{-----} \quad (5.2)$$

ただし, $S > C$ のときは,

$$q=q_{in} \quad \text{-----} \quad (5.3)$$

$$q(t+t_0)=q(t) \quad \text{-----} \quad (5.4)$$

ここに, S : 貯留高(mm)

C : 内部貯留可能高(mm)

K, p : 貯留関数の定数

q : 排水高 (実現場では浸透高) (mm)

q_{in} : 注水高 (実現場では表層からの雨水浸透高) (mm)

$q(t+t_0)$: 排水の遅滞時間 (t_0) を考慮した $t+t_0$ 時の排水量(高) (mm)

時間-排水高曲線 (図 5-3~図 5-7) で, (5.1)式の p は主に波形の形状 (立ち上がりの鋭敏さ等) を表し, K は主に波形の高さを表す. p, K の値が大きいほど貯留高に対する排水高 (溢れ出す量) が少なくなる. (5.4)式の t_0 は波形の時間方向のずれを表す. 実験値に近似するように p の値を(5.1)(5.2)式で 1 分単位で計算し定めると, $p=0.2$ としたとき実験値の波形に近くなった (図 5-3~図 5-7). p は, 河川計画での流出解析の場合 0.6 の近傍に集中する⁵⁾とされるが, $p=0.6$ では実験値に近似させることはできない (図 5-3). これは, 本カラム実験の規模が河川の流域規模に比べ極めて小さいことから, 小さい p を与えて貯留量と排水量の関係を鋭敏にする必要があるためである.

次に, 現場採取試料を用いたケース①②について, 排水ピークが実験値に近似するように K を定めると, 中部試料では $K=64$, 関東試料では $K=45$ となった (表 5-2). 内部貯留可能高(C)は(5.3)式が適用されるオーバーフローする流れがある場合にのみ定められるから, 注水高と同量の排水高が計測されたケース② (注水高 100mm) で計算値が実験値に近似するように C を定めると, 中部試料では $C=68\text{mm}$, 廃棄物サイズが小さい関東試料では $C=58\text{mm}$ となる. なお, 図 5-4 で中部試料の注水高 100mm のケースで計算値のピーク部が矩形になっているのは, この区間で S (貯留高) $>C$ となり(5.3)式が適用されていることによる. 最後に計算値の時間軸上の位置を実験値に近似するように遅滞時間(t_0)を定めると, 中部試料①②で 20~4 分, 関東試料①②で 4 分となった. 以上により, 図 5-3~図 5-6 のように, 貯留関数による計算値は実験値に近似した.

篩い分けにより廃棄物サイズを小さくしたケース③について, 同様に貯留関数の定数を定めると (表 5-2), 中部, 関東試料ともに, 同じ注水高のケース①と比べ K が小さい. とくに, 2cm アンダーの関東試料 (図 5-5) では, フラットな形状の排水ピーク部を貯留関数で近似できていない. 貯留関数は貯留高に対し特定の排水高を決めるため, このように排水により貯留高が低下しても一定の排水高を示す波形に近似させることはできない.

空隙率が約 10%大きい緩詰め関東試料ケース④は, K に差はないが, t_0 はケース①に比

べ若干小さくなっている (表 5-2)。

注水の半年後に再注水を行った関東試料ケース⑤は K が小さく、注水 (降水) が繰り返されると排水がされやすくなることが示唆される。

山砂 (図 5-7) は、排水ピーク部で長時間にわたって一定の排水高を示しており、このような流出応答については、貯留関数で近似させることはできない。

表 5-2 のとおり貯留関数で近似できたのは、プラスチック等が混入した現場からの採取試料と同 10cm アンダー試料であり、プラスチック等の表面積が小さい 2cm アンダー試料や山砂には適用できず、貯留関数はシート状 (100cm² 程度かそれ以上) のプラスチック等が混入した地盤で適用可能性がある。また、実験値に近似させて得られた貯留関数の定数 (表 5-2) をみると、 K は⑤再注水と山砂を除けば廃棄物サイズが大きいほど値が大きい傾向があり、 C は廃棄物サイズが大きい中部試料の値が大きい。したがって、貯留関数で表される貯留現象 (容器に貯えられた水の切り欠きからの流出に相当する現象) は、廃棄物サイズが大きいほど任意の貯留量に対する排水量が小さくなり、ゆっくりと長く排出が続くと考えられる。

表 5-2 貯留関数の適用結果一覧

ケース		注水量 (mm)	貯留関数の定数				貯留関数による 排水量の近似結果	
			p	K	C (mm)	t_0 (min)		
カラム 実験	中部 試料	① 採取試料	50	0.2	64	68	20	近似
		② 採取試料	100	0.2	64	68	4	近似(ピーク部矩形)
		③ 10cmアンダー	50	0.2	58	---	13	近似
	関東 試料	① 採取試料	50	0.2	45	58	4	近似
		② 採取試料	100	0.2	45	58	4	近似
		③ 2cmアンダー	50	0.2	32	---	4	ピーク部近似不能
		④ 採取試料緩締め	50	0.2	45	---	3	近似
		⑤ ①に再注水*	25	0.2	30	---	5	近似
	山砂	25	0.2	40	---	110	近似不能	
	実現場 (中部現場)		実降雨	0.647	300	3000	11520	概ね近似

注1) *: 1回目の注水(50mm)の6ヶ月後に、25mmを再注水。

再注水時の1回目注水の残水量(貯留高)は9.3mm(表5-1)。

注2) カラム実験は1分単位、実現場は日単位の計算結果による。

5-4-2 実現場での検証

実現場での流出応答を貯留関数で表すことができるかどうかを調べるために、中部 A1 現場を対象に、(5.1)式～(5.3)式と(5.5)式による雨水浸透量計算を層全体一括計算で行った。

$$Q(t+t_0) = \sum_{n=1}^n q_n(t) \quad \text{----- (5.5)}$$

ここに、 $Q(t+t_0)$: $t+t_0$ 日の流末の浸透高 (集水井戸への流入量)

$q_n(t)$: n 番目の雨による t 日の計算浸透高 (降水日連続区間を1雨とした)

t_0 : 遅滞時間 (日)

(5.1)式、(5.2)式で S (内部貯水高) の初期値 0 とし、計算対象の1年前から計算を行うことで、前年の雨による貯留量と浸透量を考慮した。中部 A1 現場では、集水井戸からの排水量を日々計測しており、実態に近似するように、各日の降水量に対する浸透率 (蒸発分を除く) =17.4%とした。貯留関数の定数は、実測排水量に近似させるように定めた結果、 $p=0.647$ 、 $K=300$ 、 $t_0=8$ 日となった。 C (内部貯留可能高) はカラム実験結果から 68mm(実験値) / 680mm(カラム内試料高) × 30m(埋立厚) = 3000mm とした。(表 5-2)

中部 A1 現場の集水面積は 0.039km²であり数 km²～数百 km²の面積を対象とする河川計画に比べ規模が小さいことや計算対象が異なることから単純に比較はできないが、 p は河川計画で標準的な値とされる $p=0.6$ ⁵⁾や山地流域で適用しても良いとされる $p=0.5$ ⁴⁾より若干大きく、 K は同山地流域の $K=40.3$ ⁴⁾より大きく、 t_0 は同山地流域の流路長 11.9km 以下の場合の $t_0=0$ 時間⁴⁾よりも長い。このため、プラスチック等が混入した処分場での雨水浸透流は、雨水の河道への流出形態に比べ、貯留効果が大きく (任意の貯留量に対し流出量または浸透量が少ない)、同距離では流末への到達時間が長くなることが窺える。

試算結果を図 5-11、図 5-12 に示す。図 5-11 には、実績降水高に浸透率を乗じて算定した表層での浸透高と、集水井戸での実績排水高、(5.5)式による流末での浸透高を示している。計算された累加流末浸透高は、浸透量が降水量の多少にあまり影響されないこの処分場の流出応答に追従し概ね集水井戸での実績排水高に近似している。これは、雨水の貯留可能容量が雨量に対して十分大きいため、貯留効果により排水のピーク量抑制効果が生まれ、排水高が降水量にあまり関係なく平準になっていることを貯留関数により表現されているためと考えられる。

図 5-12 は計算流末浸透高と実績排水高の差と、日々実測されている集水井戸水位の変動を示したもので、両者の動きが連動していれば提案した貯留関数による計算が集水井戸水位の変化に追従していることになる。図 5-12 では、270 日～360 日の間で計算値が集水井戸水位変動よりも大きな動きを示しているが、全体的には概ね両者は連動している。なお、図 5-12 で、集水井戸水位は計算浸透高と実績排水高の差の 100 倍程度の変動をしているが、これは、当該処分場では集水井戸での排水はポンプ (井戸水位とは無関係な任意排水) によっており、集水井戸に近い位置ほど水位が低下しやすいことから集水井戸水位の変化は実際の排水高 (排水量 / 処分場集水面積) よりも大きくなっていることが要因と考えられる。

計算により、貯留現象から導かれる貯留関数は、実現場（プラスチック等が混入した中部 A1 現場）の流出応答を概ね表すことができた。また、他の同種の処分場等でも降水高と排水高の実績値を蓄積し、提案した貯留関数式により実績の排水高に近似させるように貯留関数の定数を定めることで、将来の浸透量のトレンド予測や温暖化による降雨特性の変化を踏まえた浸透量を計算できる可能性がある。

カラム実験と実現場との間の貯留関数の定数の関係については、実現場の深さ方向の廃棄物組成や密度の変化が不明確であることや、カラム実験で示した再注水による水の浸透促進効果があること等、不明瞭な要素が多く、現状では未解明である。なお、河川計画においても貯留関数の定数は、小規模な実験結果からではなく、雨量や河道水位等の実測値を蓄積することにより定められている。

処分場での貯留定数 (K, p, t_0) についての河川計画で示されているような一般値の与え方や、水平方向の流れの要素を加えた浸透量解析法は今後の研究課題である。

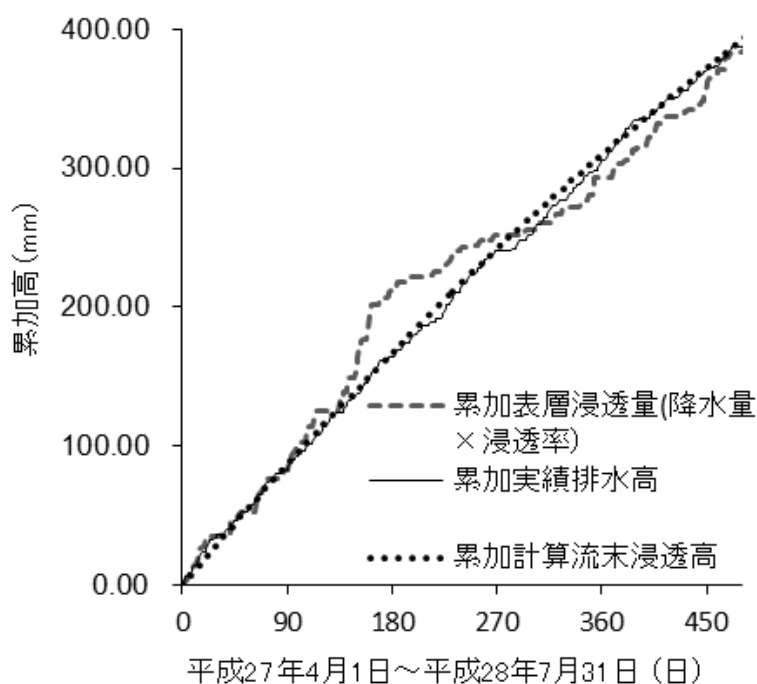


図 5-11 浸透量計算結果（中部 A1 現場・日浸透高の累加値）

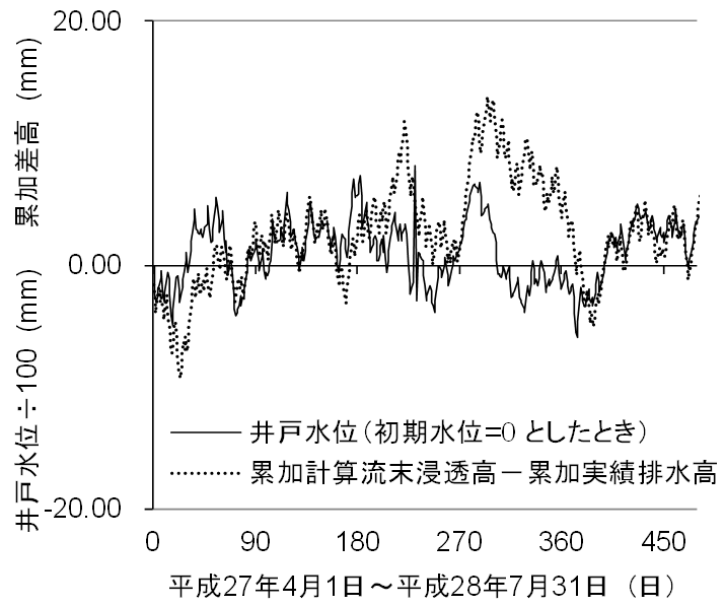


図 5-12 浸透量計算結果（中部 A1 現場・計算値と井戸水位との比較）

5-5 排水に含まれる固形分量と沈下量

排水口（径 5mm×15 穴）から排水された水に含まれる固形分量（1.0 μ m 以上）を濾過器を用いて計測し、沈下量と比較した（表 5-3）。濾過フィルターは、直径 47mm のガラス繊維濾紙で粒子保持能が 1.0 μ m のものを用いた。注水 3 か月後までの排水中の総固形分量は、注水量と無関係に、中部現場試料で概ね 3g、関東試料では再注水ケース⑤を除いて 3～6g であった。実験の試料高さは約 0.7m であることから、層厚 30m の処分場に換算すると 130～260g/(50～100mm/3 か月)となり、雨水による固形分の流下量は、空隙閉塞を生じさせるような量にはなりにくいことが窺えた。

再注水ケース⑤は、3 か月後の固形分流下量が 0.8g と少なく、洗い出し効果により降水の度に徐々に流下する固形分量は減少していくことが示唆される。山砂は 3 か月後の固形分流下量が 0.4g と廃棄物試料より少ないが、購入砂のため粒度分布で 0.075mm 未満が 8.1% と少ないことが一因と考えられる。

試料の沈下は、注水無しのケースでは生じず、その他の中部試料では概ね注水開始から 30 分後（注水終了時）までに生じている。また、関東試料の緩詰め試料で顕著な沈下が生じており、現場沈下計測結果と同様に低密度状態で水により沈下が著しく進むことが確認

された。なお、山砂では注水による沈下が計測されておらず、廃棄物試料の方が水による沈下が発生しやすい。

水による沈下発生要因については、現場計測で沈下の主要因は自重等の鉛直荷重であると判断できたことや浸透経過確認実験で水は主に水平方向に堆積したプラスチック等の表面等を通りながら流下し廃棄物の配列を崩すようなことはなかったことから、複雑に屈曲して堆積しているプラスチックの凹部等に入り込んだ水の重さによりプラスチック等が鉛直方向に沈み全体として沈下したことが可能性として考えられる。

表 5-3 カラム実験での注水後沈下量と排水中の固形分量

ケース		初期 試料高 (mm)	注水後沈下量		排水固形分量 ^{*1}	
			30分後 (mm)	3ヶ月後 (mm)	30分後 (g)	3ヶ月後 (g)
中部 試料	① 50mm	685	10	11	0.0	2.4
	② 100mm	687	5	5	0.2	2.7
	③ 50mm 10cmアンダー	676	3	4	0.0	3.4
	④ 注水無し	714	0	0	0.0	---
関東 試料	① 50mm	682	0	1	0.0	6.0
	② 100mm	668	1	3	0.7	4.1
	③ 50mm 2cmアンダー	682	0	1	0.1	3.0
	④ 50mm 緩詰め	687	11	33	0.0	2.8
	⑤ ①に25mm再注水 ^{*2}	682	0	3	0.0	0.8
山 砂		676	0	0	0.0	0.4

注1) ^{*1}:排水中の累加固形分量。

注2) ^{*2}:50mm注水の6か月後に25mmを再注水。

再注水時の1回目注水の残水量(貯留高)は9.3mm(表5-1)。

5-6 排水の水質

大型カラム実験による排水の経時的な水質変化をみることを目的に、無機イオンの多少をみる電気伝導度と、有機性の不純物の多少をみる全有機炭素(TOC)、窒素化合物の総量である全窒素(T-N)、及び水素イオン指数(pH)について調べた。図 5-13～図 5-16 に中部現場試料を用いた大型カラム実験での注水後約 3 か月間の排水を調べた結果を示す。電気伝導度(図 5-13)は最初の 7 日間程度の値が高く、概ね 30 日経過以降は、各ケースとも低下傾向を示している。とくに、廃棄物サイズの小さい 10cm アンダー試料で値の減少が大きい。電気伝導度の減少傾向は、浸透水による洗い出し効果により重金属類等が流量の多い初期に流下したことが考えられ、とくに廃棄物サイズが小さい場合は、浸透を阻害する水平方向に堆積するプラスチック等が少ないことから、洗い出し効果がより大きいことが考えられる。一方、TOC(図 5-14)は、10cm アンダー試料以外のケースでは 30 日経過以降は緩い増加傾向を示している。また、TOC はプラスチック量が少ない 10cm アンダー試料の値

が他のケースよりも小さいことから、プラスチック等の凹部等に長期間貯留した水には、TOCが増加する懸念があることが窺える。原因としては廃プラスチック等の表面に付着していた有機分等による影響が可能性として考えられる。T-N (図5-15) と pH (図5-16) は、各ケースに顕著な差は無く、時間経過（流下量減少）に伴って、T-Nは減少し、pHはアルカリ側から中性側に移行しており、プラスチック等による影響は小さいと考えられる。

以上から、長尺（概ね10cm以上）のプラスチック等が混入した地盤では、そうでない地盤よりも長期的な水質（TOC等）への影響確認が必要になる可能性がある。

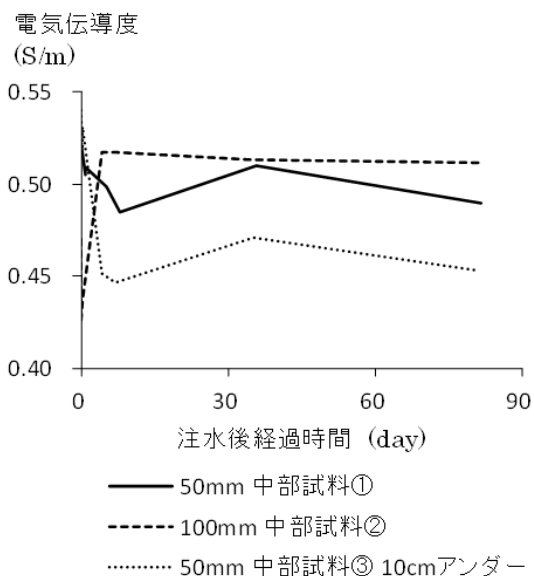


図 5-13 排水中の電気伝導度の経時変化

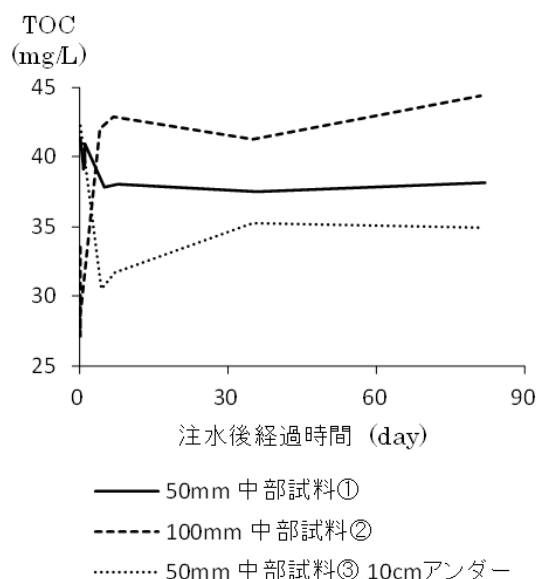


図 5-14 排水の全有機炭素(TOC)の経時変化

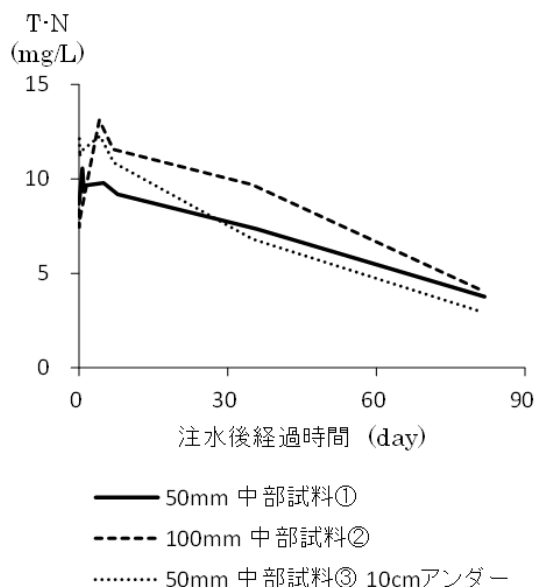


図 5-15 排水中の全窒素(T-N)の経時変化

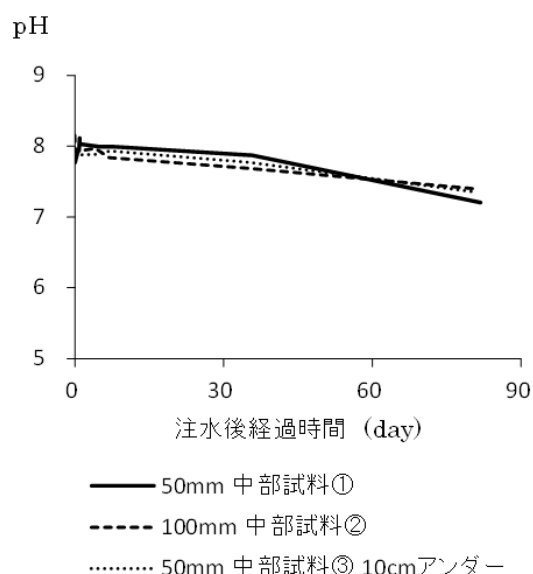


図 5-16 排水の pH の経時変化

5.7 まとめ

(1) プラスチック等が混入した廃棄物地盤中の水挙動について

プラスチック等が混入した廃棄物地盤は透水性が極めて良いが、廃棄物層中で雨水は廃棄物表面等に貯留しながら流下し、貯留された水はゆっくりと流下することが、試掘、注水沈下実験、浸透経過確認実験、大型カラム実験の結果により確認された。また、水の流下速度は下層ほど遅くなることが浸透経過確認実験で確認された。

(2) 浸透量解析方法について

大型カラム実験結果の解析により、シート状（概ね 100cm^2 程度かそれ以上）のプラスチック等が混入している場合は、貯留現象から導かれる貯留関数により浸透量（流出応答）を表すことができた。また、同様の手法で中部地方の産業廃棄物安定型最終処分場での浸透量を概ね再現することができた。

(4) 実現場（処分場）での浸透・排水特性

プラスチック等が混入した堆積厚 30m 程度の処分場では、雨水の貯留可能容量が雨量に対して十分大きいと、貯留効果により排水のピーク量抑制効果が生まれ、処分場流末までの到達時間が長くなるとともに、処分場流末からの排水量は降水量にあまり関係なく平準になる。

(5) 沈下と水の関係

プラスチック等が混入した廃棄物地盤では、埋立初期に雨水浸透による沈下促進効果が大きい。浸透経過確認実験から $15\text{mm}/30\text{min}$ 程度の水勢では廃棄物の配列を乱し得ないこと、大型カラム実験から注水（ $50\sim 100\text{mm}$ ）による固形分の流下量は少ない（3 か月間で 3g 程度）ことが把握できたことから、埋立初期の低密度状態ではプラスチック等の凹部等に貯留した水の重さによりプラスチック等が鉛直方向に沈み全体として沈下することが推察された。

(6) 貯留水の水質影響について

カラム実験によりプラスチック等の凹部等に長期間貯留された水には全有機炭素（TOC）等上昇の水質悪化の懸念があることが窺えたが、水質影響の詳細については今後の研究課題である。

参考文献

- 1) 山脇敦, 土居洋一, 川寄幹生, 小林優子: プラスチック等を含む廃棄物地盤の沈下と水挙動に関する現場及びカラム実験, 第 26 回廃棄物資源循環学会研究発表会講演原稿集, pp.491-492, (2015)
- 2) 土木学会: 水理公式集, 丸善, pp.374, (1999)
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書施工編, 丸善, pp.23, (2012)
- 4) 日本河川協会: 河川砂防技術基準(案) 調査編(平成 28 年 7 月改訂), 技報堂書店, pp.89-91, (2016)
- 5) 永井明博, 角屋睦, 杉山博信, 鈴木克英: 貯留関数の総合化, 京大防災研究所年報 第 25 号 B-2, pp.213, (1982)
- 6) 山脇敦, 土居洋一, 川寄幹生, 大嶺聖: プラスチック等が混入した廃棄物層の流出応答と沈下: 廃棄物資源循環学会論文誌, 第 29 巻, pp.139-151, (2018.7)

第6章 結論

第2章～第5章により、プラスチック等が混入した廃棄物地盤は、長尺物（プラスチック等）を多く含み、それらが主に水平方向に複雑に屈曲し内部に多くの空隙を抱えるような形で堆積しているといった特質に起因して、以下のとおりの通常の土砂地盤とは異なる地盤強度特性や水の浸透特性を有していることを把握できた。また、こうした地盤に対応した強度試験法や斜面安定性等の評価法を提案した。

第2章～第5章の主な研究結果と今後の課題を研究目的別に以下に記す。

(1) 地盤強度試験法について

産業廃棄物安定型最終処分場や不法投棄現場等のプラスチック等が混入した廃棄物地盤の地盤強度試験法について、個々の廃棄物のサイズが大きいこと等の地盤特性や海外の研究事例等を参考に選定し、20現場30箇所現場試験を行った。せん断強度計測のための現場一面せん断試験、支持力計測のための平板載荷試験を行い、長さ10cm程度以上のプラスチック等が混入した廃棄物地盤は、柔らかい（地盤反力係数が小）ものの、大きな摩擦抵抗を有することが分かった。

簡易試験法として実施した衝撃加速度試験（キヤスポル）と安息角試験（提案試験）は、それぞれ、粘着力、内部摩擦角の推定が可能なが分かった。また、現場で空隙率を概略的に計測する現場空隙率試験（提案試験）の結果から、空隙率の低下とともに極限支持力が増加することが確認できた。

(2) 斜面安定性について

わが国のプラスチック等が混入した廃棄物地盤は、大小廃棄物の噛み合わせ効果等による大きな摩擦抵抗を有する他、プラスチック等による特有の引張抵抗が働くため、極めて斜面安定性が高い。引張抵抗は、プラスチック等が主に水平方向に堆積していることから異方性を有し、すべり面が60°付近のときに引張抵抗が最大になるため、急勾配斜面での堆積が可能になる。

また、大規模斜面崩壊が頻発している発展途上国の廃棄物埋立地に比べ、生ごみの埋立が無く含水比が低いことも斜面安定性に大きく寄与している。透水性が極めて良いため層内に存在する水はプラスチック等の凹部に少量存在する水であり、残留水圧が働きにくい。

地震時についても、振動台実験で標準砂に比べ地震時に働く水平土圧が小さいことを確認し、地震時の斜面安定性も高いことが窺えた。

ただし、引張抵抗が働かない地山斜面（谷地等）上での廃棄物層の一体的なすべりは生じ得るため、わが国でも十分な留意が必要となる。

解析法については、引張抵抗を考慮した円弧すべり計算により実現場の斜面安定性や実

際のすべり面の位置を良く表すことができた。また、提案した引張抵抗を考慮した無限長斜面法による簡易な計算式によっても、斜面安定性を評価できた。

簡易試験法については、安息角試験によって得られる停止安息角は、原地盤が平地の場合では堆積廃棄物の斜面勾配が停止安息角以下のときには斜面のくずれ等が確認されていないことから、斜面の安定勾配を知るための目安になり得ることが分かった。

(3) 沈下・支持力特性について

プラスチック等が混入した廃棄物地盤は沈下が長期間継続するものの、極限支持力は通常の盛土地盤に比べ概して大きいことを、現場試験により確認した。

不同沈下については、現場での実証载荷実験や海外事例により、風力発電設備等の重量構造物の設置に対しても不同沈下が生じにくいことを確かめた。不同沈下が生じにくい要因については、衝撃加速度試験の影響範囲確認実験や実証载荷試験の結果から、地盤中のプラスチック等の水平方向の仮想的な繋がりにより水平方向に引張抵抗が働き、鉛直荷重に対する水平方向の荷重分散が土砂地盤よりも格段に広がることが推察された。

沈下の主要因は、载荷重であるが、埋立当初の低密度状態では降水により沈下することが分かった。プラスチック等は地盤中で屈折部等に空隙が存在する状態で一定のみかけ容積を持って存在し、その凹部等に降水により水が溜まり、その重さでプラスチック等のみかけ容積が鉛直方向に圧縮されることが考えられた。

埋立年代別の強度試験結果や廃棄物地盤での表面波探査結果から、深度方向に密度が高まることが確認でき、表層での強度試験により安全側の評価ができることが推察された。ただし、廃棄物層内部のせん断強度等の具体的な調査・試験方法は今後の研究課題である。

地震時については、振動台実験により水平土圧が土砂地盤よりも小さいことを確認したが、重量構造物設置の際の地震時の動的解析方法の検討は、今後の研究課題である。

(4) 地盤中の水挙動について

プラスチック等が混入した廃棄物地盤は透水性が極めて良いが、廃棄物層中で雨水はプラスチック等の凹部等に貯留しながら流下し、貯留された水はゆっくりと流下することが、試験掘、注水沈下実験、浸透経過確認実験、大型カラム実験の結果により確認された。また、水の流下速度は下層ほど遅くなることが浸透経過確認実験で確認された。

浸透水量の解析方法については、概ね 100cm² 以上のプラスチック等が混入した地盤について、貯留現象から導かれる貯留関数により浸透量の計算が可能なが分かった。実際の処分場では、プラスチック等による貯留効果により、処分場流末までの到達時間が長くなるとともに、浸透量は降水量にあまり関係なく平準化されることが分かった。

カラム実験によりプラスチック等の凹部等に長期間貯留された水には全有機炭素 (TOC) 等上昇の水質悪化の懸念があることが窺えたが、水質影響の詳細については今後の研究課題である。

(5) プラスチック等が混入した廃棄物地盤の利活用に向けて

プラスチック等が混入した廃棄物地盤は、沈下が長期間継続するものの、十分な極限支持力を有し、不同沈下も生じにくい。また、斜面安定性も高く、安全な土地利用が可能である。提案した現場試験法や沈下を許容する適切な設計により、風力発電設備等の重量構造物設置による跡地利用が十分可能である。

地震時の動的解析法の開発や地盤中に長期間貯留された水の水質影響把握等の課題は残るが、国土が狭小で利用可能な土地が少ないわが国において、廃棄物地盤の有効利用が進むことが期待される。

謝辞

本論文は、2010年4月～2013年3月の「不法投棄等現場の堆積廃棄物の斜面安定性評価（環境研究総合推進費補助金研究事業；K2402）」、2013年4月～2016年3月の「プラスチック等が混入した弾性廃棄物地盤の力学及び環境特性に関する研究（環境研究総合推進費補助金研究事業；3K133011）」をもとにして、まとめたものです。

学位論文の作成を助めてくださり、さらには論文のとりまとめに際して首尾一貫ご指導を頂いた大嶺聖教授に謹んで感謝致します。また、大嶺聖教授の研究に対する真摯な姿勢は、私に研究の何たるかを教えてくださいました。

ご多忙にもかかわらず副査をして頂いた、原田哲夫教授、蔣宇静教授、奥松俊博准教授には、多くの有益なご指摘を賜り、論考を深めることができました。謹んで感謝申し上げます。

土居洋一教授（長野県短期大学）は、私を研究の道に導いてくれたとともに、幾多の研究遂行上の紆余曲折の際にもご助言を頂くことができた私の恩師です。また、安息角試験の発案者でもあり、土居洋一教授なくして本研究を遂行することはできませんでした。心より感謝しております。

川寄幹生博士（埼玉県環境科学国際センター）には、環境分析面で貴重な知見をご教授頂き心より感謝しております。常に全体的な目的に合致した現場試験を模索され、現場で大胆かつ慎重に試験をされていた姿は心に焼き付いております。

ドイツ・ブラウンシュバイク工科大学のケルシュ(Kölsch)博士には、現地で二度にわたってご助言を頂きました。遠い国からの相談者にもかかわらず、つつみ隠さずに多くのことを教えて頂き、そのことが研究の効率的な遂行に繋がりました。遠方からではありますが感謝の意を表します。

現場実験では、松井榮社長（大洋基礎工業株式会社）を始め諸作業をしてくださった方々に多大な協力を賜りました。特に夏の猛暑の中や、スリランカの高湿多湿の中でも、無事故で計画どおりに現場実験を行えたことには、感謝とともに申し訳無い気持ちでいっぱいです。また、処分場や不法投棄現場で現場実験をさせて頂いた多くの処分場管理者の方々や自治体の方々に深く感謝致します。

研究を支えてくれた公益財団法人産業廃棄物処理事業振興財団の加藤幸男理事長を始め財団の方々には、研究のために業務上ご迷惑をおかけしたことをお詫びするとともに、今日まで研究を続けさせて頂いたことに心より感謝しております。

最後に、わがまを聞いてくれた家族に感謝します。