第26回 中部地盤工学シンポジウム論文集

平成26年8月8日(金)

主催:公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援:中部地質調査業協会

(一社) 建設コンサルタンツ協会中部支部

- (一社) 日本建設業連合会中部支部
- (一社) 日本応用地質学会中部支部

目 次

第1セッション(9:35~11:00) 司会 豊田工業高等専門学校 小林 睦 1-1 河川堤防砂質土の適正な強度定数評価手法 1 崔 瑛、小高 猛司、小林 芳樹、武 楊 名城大学 ㈱建設技術研究所 李 圭太 1-2 豪雨と高水位の継続作用に着目した河川堤防の安定性 7 名古屋工業大学 齊藤 啓、前田 健一 中部大学 杉井 俊夫 小林 剛 応用地質㈱ 国土交通省中部地方整備局 伊藤 嘉 松田 達也 豊橋技術科学大学 パシフィックコンサルタンツ㈱ 若狭 愛 名古屋大学 吉川 高広、野田 利弘 名城大学 小高猛司、崔瑛 1-4 亀裂進展解析を用いた河川堤防盛土の分離破壊に関する研究19 新保 泰輝 五大建設(株) 金沢大学 矢富 盟祥 名古屋大学 豊田 智大 岐阜工業高等専門学校 水野 和憲 野々山 栄人、中野 正樹、野田 利弘 名古屋大学 特別講演その1 (11:15~12:15) 司会 名古屋大学 山田 正太郎 「LNG 地下タンクにおける大深度円形地中連続壁の設計・施工について」 東邦ガス㈱ 武居 正樹 氏 第2セッション(13:10~14:40) 司会 名古屋工業大学 檜尾 正也 近藤 明彦、前田 健一、新井 拓弥、佐藤 弘瑛 名古屋工業大学 名古屋工業大学 内藤 直人、前田 健一 土木研究所寒冷地土木研究所 山口 悟 牛渡 裕二、鈴木 健太郎、川瀬 良司 構研エンジニアリング

2-3 有効	応力解析における入力地震動の多方 清水建設㈱	向性の 濁川	影響に 直寛、	ついて 桐山	 貴俊、	福武	毅芳	53
2-4 巨大	地震における名古屋港ポートアイランドの 名古屋大学 (公財)地震予知総合研究振興会	地震中 酒井 浅岡	 ・地震 崇之、 顕 	後の変 野田	迷に関う 利弘、	する数(中野	值解析 正樹	59
2-5 1G 場 杭基	易振動台実験および数値解析を用いた 基礎耐震補強効果に関する検証 名古屋工業大学 国土交通省	こ地盤 いいいい 岡 ら 小島	☆良に↓ ↓亮、K _ 崇裕	こる i heradi	Hamayo		鋒	67
2-6 地盤	の非線形を考慮した建物浮き上がり (㈱竹中工務店	の地震 金田-	応答解 -広、中	 □村尚引	 ム、鹿島	,孝		75
特別講復	夏その2(14:50~15:50)		Ē	会名	古屋大	学山田	正太郎
「大汉	発度地下使用の鉄道新線計画につい つ	CJ			東海旅	客鉄道((株) 関	「戸淳二 氏
第3セッ	ッション(16:00~17:30)				司会	会 大同	同大学 相	掤橋 秀 行
3-1 低拘	東圧環境下の砂の力学特性に関する 名古屋工業大学 名古屋市役所	研究 細谷 長田	旭弘、 辰弥		······ 夆			81
3-2 地層	処分の緩衝材として用いるベントナ 名城大学	イト・ 古山	珪砂混 翔梧、	合体の 小高	不飽和 猛司、	力学特 崔 瑛	性 美	89
3-3 K ₀ お	よび等方応力条件下で繰返し載荷を 名古屋工業大学 海洋研究開発機構 筑波大学	·受ける 栗本 山本 氏家	堆積軟 悠平、 由弦、 恒太郎	岩の <u>ナ</u> 小枝 阪口 3)学特性 幸真、 秀	張 鋒		95
3-4 小径	倍圧型水圧ピストンサンプラーの硬 防衛大学校 ㈱アオイテック ㈱興和	質地盤 正垣 津坂 中野	に対す 孝晴 喜彦 義仁	る適用	性			99
3-5 非破	壊分析の適用による土壌中の重金属 岐阜大学	移動と 小川	不溶化 翔平、〕	メカニ 加藤	ズムの 雅彦、	解明 佐藤 俯	 建	103
3-6 各務	原台地下部層の堆積物からみた地盤 各務原市歴史民俗資料館 ㈱エイトン 奥田建設 昭和コンクリート工業㈱ 立命館大学	形西可奥中早の村児田根川	特勝幸昌洋清					

第1セッション (9:35~11:00)

司 会 小林 睦(豊田工業高等専門学校)

河川堤防砂質土の適正な強度定数評価手法

Evaluation method for appropriate strength coefficients of sandy soils in river levees

崔 瑛 1, 小高猛司 2, 李 圭太 3, 小林芳樹 4, 武 楊 4

- 1 名城大学 理工学部 社会基盤デザイン工学科・cuiying@meijo-u.ac.jp
- 2 名城大学 理工学部 社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 (株)建設技術研究所 大阪本社 水工部
- 4 名城大学大学院 理工学研究科 建設システム工学専攻

概 要

平成 24 年 2 月の「河川堤防の構造検討の手引き」の改訂によって、浸透時のすべり破壊を照査する際の 円弧すべり解析に用いる強度定数は砂質土や礫質土では従来 CU 試験で求めるとされてきたものが、 \overline{CU} 試 験や CD 試験を推奨するように変更された。現場で判断する自由度は高まったが、不適切な試験条件を採 用してしまうリスクもある。本研究では実堤防から採取した不攪乱試料を用いて \overline{CU} 試験および CD 試験 を行い、河川堤防砂質土の適正な強度定数を評価する手法について検討した。本試験の結果、従来標準と されてきた CU 試験では、強度定数の設定は困難であることがわかった。その理由は、砂質堤防土は採取 時や採取後に乱れやすい上、締固め履歴の影響にあって極わずかな採取箇所の違いによっても密度や間隙 比がバラつくが、CU 試験の結果は、特にこれら供試体のバラツキの影響を大きく受けるためである。一方、 \overline{CU} 試験や CD 試験では、供試体毎の固有のダイレイタンシー特性を反映した結果が得られるため、強度 定数の設定は容易である。本研究では、試験結果の詳細な検討を通して、堤防土の骨格構造が大きく変動 しない小ひずみ領域としての変相状態での \overline{CU} 試験結果を用いて、強度定数を設定する手法を提案する。

キーワード:河川堤防,浸透,すべり破壊,三軸試験,強度定数,試験条件

1. はじめに

従来の「河川堤防の構造検討の手引き」」)では、堤防の 浸透時のすべり破壊を照査する際の円弧すべり解析に用 いる強度定数を,砂質土や礫質土であれば圧密非排水(以 下CU) 試験で求めることとしてきたが、平成24年2月の改 訂に伴い,間隙水圧の計測を伴う圧密非排水(以下 CU) 試験や圧密排水(以下CD)試験が推奨されるように変更 された2)。現場判断の自由度が高まった一方で、不適切な 試験条件を選択してしまうリスクもある。 例えば, 今回の 改訂によって, 砂礫堤防土にはCD試験が選択される場合 が増えると予想されるが、小高らによって、ゆる詰め構造 の砂礫堤防土のCD条件での内部摩擦角のは実際の堤防土 の内部摩擦角を過大評価することが指摘されている34。礫 を含まない砂質堤体土においても, 排水条件によって得ら れる強度定数は異なる5%ため、堤体土の粒度や密度などの 土質特性に応じて,堤防の照査に用いる適切な強度定数を 得るための試験条件を示すガイドラインが必要である。

本研究では、そのガイドラインの整備にあたり、実際の 堤防から乱れの少ない砂質試料を採取して三軸試験を実 施し、CD、CU、 \overline{CU} の各種条件で得られた強度定数につ いて比較検討を行う。また、既往の研究で実施した礫質土 および砂質土を対象とする様々な三軸試験結果^{3)~6)}との 比較検討により,堤防土の強度定数への影響要因について 議論する。

2. 試験試料および試験の概要

試験試料は,排水機場建設に伴い開削工事している同じ 河川の2カ所の離れた堤防(堤防KとB)から採取した。 いずれも比較的均質な砂質土と判断できる新堤部分にお いて,乱れの少ない試料を手掘りで採取した。具体的には, 直径105mmの塩ビパイプを高さ195mmに切断し,端面を 鋭利に削ることで刃先に加工した自家製のサンプラーを, 小槌で慎重に打ち込むことによって採取した。採取後,実 験室に運搬してから凍結させ,直径50mm,高さ100mm の円柱供試体に成型した。凍結供試体を三軸試験装置に設 置し,二重負圧法による飽和化を行った後,15時間程度 の静置によって供試体を完全に解凍した。初期有効拘束圧 は30,50,100および200kPaとし,等方圧密後に排水(CD 試験)ならびに非排水せん断(CU試験)を実施した.な お,載荷速度はいずれの試験でも0.1%/minとした。

図-1,2に各供試体試料の試験後の粒度分布を示す。図 -1より,堤防Kから採取した9つの供試体は多少のバラ ッキが見られるが、細粒分を20%程度含む同粒径の試料で あることがわかる。図−2の堤防Bの7本の試料の粒度組 成には幅があり、特にCUB_30kPa, CD_30kPa, CD_50kPa_ CASE1, CD_50kPa_CASE2の供試体は細粒分を50%以上含 んでいる。堤防Bでは若干離れた2箇所から採取したため、 土質にバラツキが出たと考えているが、各供試体が堤体の どの位置で採取したものかは不明である。

表-1 に各試料の供試体の諸元を示す。乾燥密度および 初期間隙比いずれも採取時の自然状態の値である。表より, 同じ堤体から採取した粒度分布がほぼ同じ試料であって も,乾燥密度と初期間隙比は大きく異なることがわかる。





図-2 堤防 B の各供試体の粒度組成

	試験	拘束圧	乾燥密度	初期間隙比
		30	1.209	1.191
		50_CASE1	1.416	0.871
	$\overline{\mathbf{CU}}$	50_CASE2	1.216	0.939
壮	CU	100	1.367	0.925
武 料 K		200_CASE1	1.279	0.929
		200_CASE2	1.204	1.072
		30	1.199	1.211
	CD	50	1.376	1.201
		100	1.374	1.179
		30	1.352	0.960
	$\overline{\mathrm{CU}}$	50	1.406	0.885
試		100	1.373	0.929
料		30	1.351	0.961
В	CD	50_CASE1	1.205	1.198
	CD	50_CASE2	1.310	1.023
		100	1.401	0.892

表−1 各試料の供試体情報(堤防 K, B)

3. 乱れの少ない砂質土の強度定数

図-3 に試料 K の \overline{CU} 試験結果を示す。軸差応力~軸ひ ずみ関係より、 \overline{CU} 試験ではいずれの有効拘束圧の試験も、 せん断終了まで軸差応力が増加し続けて試験を終了して いる。有効拘束圧 50kPa および 200kPa の試験に対しては, 異なる供試体で同じ試験を 2 回行った。有効拘束圧 50kPa の試験では両者のせん断挙動は大きく異なるが,有効拘束 圧 200kPa の試験ではせん断挙動に大きな差は見られない。 有効拘束圧 50kPa の試験では,供試体の乾燥密度が大きく 異なっており,密度の高い CASE1 の方が CASE2 よりも大 きな軸差応力が見られる。一方,供試体の乾燥密度に大き な差がない有効拘束圧 200kPa の両試験においては,せん 断挙動もほぼ同様である。有効応力経路を見ると,いずれ の供試体でもせん断初期に塑性圧縮し,その後正のダイレ イタンシーが発現している。また,乾燥密度が高い有効拘 束圧 50kPa_CASE1 および 100kPa の試験が,変相後の軸差 応力の増加も大きいことがわかる。



図-4 に CD 試験の試験結果を示す。軸差応力~軸ひずみ 関係より,有効拘束圧 50kPaの試験では軸ひずみ 7%程度, 有効拘束圧 100kPaの試験では軸ひずみ 10%程度まで軸差 応力が増加し,その後ひずみ軟化挙動が見られる。体積ひ ずみ~軸ひずみ関係より,有効拘束圧 50kPaの試験では軸 ひずみ 3%程度,有効拘束圧 100kPa の試験では軸ひずみ 5%程度まで圧縮し,その後膨張に転じており,膨張度合 いは両ケースでほぼ同様になっている。一方,有効拘束圧 30kPa の試験では、軸ひずみ 6%程度まで軸差応力が増加 し、その後一定値を示している。軸ひずみ~体積ひずみ関 係からは、軸ひずみ 6%程度まで供試体が圧縮し続け、そ の後は膨張せず一定となっている。

図-5 に、破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。 モールの応力円はいずれも軸ひずみ 15%時における応力 より描いている。 CU 試験を全応力で整理した場合(本論 文では CU 試験とする), 拘束圧に整合したモール円が得 られず、破壊規準線は決まらないことがわかる。また、有 効拘束圧 50kPa CASE1 および有効拘束圧 100kPaの試験結 果において、有効拘束圧 200kPa の試験よりも大きな軸差 応力が得られたことによってモール円の逆転現象が見ら れる。これらの試験結果は、図-1 に示す粒度分布および 表-1 に示す初期間隙比,初期密度等における供試体毎の バラツキを反映したものであると考えられる。一方、CU 試験(有効応力)やCD 試験では試験結果は拘束圧に整合 したモール円が得られた。これらの試験条件においては, 供試体ごとに発揮されているせん断中のダイレイタンシ ー特性がモールの応力円に反映されているためであると 考えられる。例えば、全く同条件の 50kPa CASE1 および CASE2 では、非排水せん断強さが全く異なっているが全 応力で整理すると、最小主応力は同じ 50kPa となるが、有 効応力で整理すると密詰め挙動の CASE1 のモール円は負 の過剰間隙水圧によって右にずれ、ゆる詰め傾向のCASE1 のモール円は正の過剰間隙水圧によって左にずれ,結果と して有効拘束圧に整合したモール円になり,同じ原点を通 る破壊規準線が得られる。



図-5 破壊時のモールの応力円と破壊規準(試料K)

図-6に試料 B の CU 試験結果を示す。 試験では有効拘 東圧にかかわらずせん断終了時まで軸差応力が増加し続 けて試験を終了している。有効応力経路は、試料 K と同 様にせん断初期に塑性圧縮し、その後、正のダイレイタン シーが発現している。図-7に同試料のCD試験結果を示す。 CD 試験では、有効拘束圧 50kPa に対し、異なる供試体で 同じ試験を2回行った。乾燥密度が比較的小さい CASE1 では, せん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終 了しているが、CASE2 では軸ひずみ 9%程度まで増加しそ の後ひずみ軟化挙動を示している。有効拘束圧 30 および 100kPa の試験においても、軸ひずみ 9%および 7%程度ま で増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。CD 試験に おける体積ひずみ~軸ひずみ関係より,有効拘束圧 30kPa および 100kPa の試験では軸ひずみ 3%程度, 50kPa CASE1 では軸ひずみ 8%程度, 50kPa CASE2 では 7%程度まで圧 縮し,その後膨張に転じており,膨張度合いは有効拘束圧 100kPa の試験のほうが最も大きくなっている。なお、有 効拘束圧 50kPa の両ケースを比較すると、比較的乾燥密度 が大きい CASE2 のほうが、より大きい体積膨張を示して いる。



図-8 に破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。試料 K と同様に, CU 試験では有効拘束圧に応じたモール円

が得られず,破壊規準線が決まらない。具体的には,CU 試験では,有効拘束E 50kPa と 100kPa の試験の軸差応力 がほとんど同じ大きさになったことによって,モール円が ほとんど重なっている。一方,CU 試験および CD 試験で は拘束圧に整合したモール円が得られたが,これはせん断 中に発揮されるダイレイタンシー特性がモールの応力円 に反映されたためにだと考えられる。



図-8 破壊時のモールの応力円と破壊規準(試料 B)

乱れの少ない砂質試料を用いて試験を行った結果,CU 試験は供試体のバラツキを直接反映するために強度定数 の設定が困難であることが分かった。このような供試体に よる試験結果の不統一性は,全く同じ土質材料でできた堤 防盛土の同深度で採取した場合であっても,わずかに採取 した水平位置が異なることによって密度および間隙比が 異なったことが考えられる。あるいは,慎重にサンプリン グ作業は実施したものの,その作業過程において,また現 場から試験室までの運搬過程において,さらには供試体成 形のために一旦凍結したこと,その凍結試料をトリミング したことなど,試験前に様々なプロセスを経ていることに よって乱れが生じたことも十分に考えられる。一方,CU 試験やCD試験ではせん断中のダイレイタンシー特性が反 映されているため強度定数が容易に設定できる。

4. 各ひずみレベルにおける砂質土の強度定数

前章までの三軸試験結果から、CU 試験やCD試験においては、供試体毎に密度や間隙比のバラツキがあっても、 せん断中のダイレイタンシー特性に反映され、バラツキの 影響が打ち消されるために,強度定数の設定が容易である ことがわかった。ただし,CD試験による強度定数は,粒 度組成や密度,間隙比にかなりのバラツキがある場合でも 破壊規準線が明確に定まるという利点がある一方,堤防土 によってはせん断中に大きな体積圧縮を伴うことがある ため,強度定数を過大評価する場合がある³⁾。

地盤工学会の三軸試験の試験基準においては,破壊を軸 差応力のピーク時か,ピークを持たない場合には便宜上軸 ひずみ15%と定義している。しかし,堤体地盤が浸透時に すべり破壊を起こす際に,軸ひずみ15%相当の大ひずみレ ベルまで到達するとは考えにくい。さらに,堤防土が密詰 め場合には,非排水せん断時にピーク強度を持たず,軸差 応力は単調に増加し続ける場合が多いが,それは正のダイ レイタンシーを拘束するために無理矢理軸差応力が増加 しているだけであり,本来の非排水せん断強度とは異なる。 一方,堤防土がゆる詰めの場合には,排水せん断時にピー ク強度を持たず,軸差応力が単調増加する場合が多いが, 先述のように,軸ひずみ15%時には相当量の体積圧縮が生 じており,当初の堤防土とは大きく異なる密詰め土の強度 定数を求めていることと同じである³。

そこで本節では,各種のひずみレベルで整理し直した強度定数について検討する。表-2,3に軸ひずみ1,2,3,4,5%時の強度定数を示す。これらは,各軸ひずみにおける軸差応力と間隙水圧を用いて求めたものである。なお,本実験での強度定数はすべて軸ひずみ15%における応力から求めた。表より,ひずみレベルによって強度定数が大きく異なることがわかる。特に,CD試験ではひずみが大きくなるほど,せん断抵抗角々が大きくなり,浸透破壊時のひずみレベルによっては,せん断強度を過大評価する恐れがあることを示唆している。

表-2 各ひずみレベルにおける強度定数(試料K)

軸ひずみ	ϕ_{cu}	C _{cu}	ø'	c'	ϕ_{d}	c_d
(%)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	12.5	9.8	23.6	11.3	12.4	20.6
2	13.2	13.2	25.5	11.3	19.5	26.6
3	13.2	17.9	33.9	6.1	23.6	32.3
4	13.9	19.1	35.3	5.3	28.2	29.8
5	14.3	21.0	36.7	3.7	32.5	23.5
15	_	_	41.2	0.0	39.4	10.7
ピーク時	15.9	6.6	35.9	2.5	39.2	0.0

表-3 各ひずみレベルにおける強度定数(試料B)

-						
軸ひずみ	ϕ_{cu}	C _{cu}	ø'	c'	ϕ_{d}	c_d
(%)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	15.7	2.2	35.9	0.0	24.4	0.0
2	19.5	4.0	40.5	2.1	33.1	0.0
3	24.7	4.0	43.1	2.1	37.9	0.0
4	30.0	3.6	44.5	1.2	41.6	0.0
5	35.3	0.0	45.5	0.0	43.5	0.0
15	-	_	40.4	0.0	46.4	0.0
ピーク時	14.8	5.5	28.1	6.0	34.7	9.8

一方,堤防が浸透破壊する際のひずみレベルは不明であり、土質の種類や応力レベル等によっても異なると考えられる。本研究では、実務で無理なくCU試験とCD試験の 強度定数を決定する手法として、変相時の応力を用いるこ とを提案する。すなわち、図-9および10にそれぞれ示す ように、CU試験では過剰間隙水圧 uの最大時、CD試験 では体積ひずみ&の最大時の応力を用いる。図-9より、

CU 試験における変相時の軸ひずみは 3%強であり、拘束 圧が小さい場合は 2%以下である。また、変相時の応力で 評価する¢は 35°程度となる。図−10 の CD 試験でも拘束 圧に依存するが変相時の軸ひずみは 3~6%であり、¢uは 35°程度となり、通常の評価法よりも若干小さな値となる。

今回検討した試料 K はやや密詰め砂であり,図-9の有効応力経路に示すように変相後の軸差応力の上昇は,正の ダイレイタンシーの拘束によるものであり,実際のすべり 破壊時には期待できない。その意味でも,非排水せん断試 験の軸差応力は変相時までの評価でとどめておくことが



図-9間隙水圧ピーク時の応力(試料 K・CU 試験) 400 400 30kPa 30kPa 50kPa 300 300 100kPa 50kPa 100kPa 002 (kba) (kPa) 200 100 100 0 0 0 L 2 6 8 10 12 14 16 100 200 300 400 4 ε (%) p (kPa) - 30kPa - 50kPa -2 100kPa % 2 4 6 8 10 12 14 16 E (%)

図-10 体積ひずみピーク時の応力(試料 K・CD 試験)

妥当であると考えられる。密詰め砂の CD 試験におけるピ ーク強度においても、図-10 に示すように、変相状態を越 えて、さらに有効応力も軸ひずみも大きくなってから発現 する。そのため、浸透すべり破壊の強度定数の評価に CD 試験を用いることには慎重であるべきである。

本研究の試料 K の試験において, CU 試験と CD 試験の 変相時の強度定数はほぼ同じとなった。しかし, それぞれ の軸ひずみのレベルは若干異なる。すなわち, CD 試験で は変相時の有効応力も軸ひずみも CU 試験に比べて大き い。しかし, 完全非排水せん断条件では側方ひずみが軸ひ ずみに依存する拘束条件を伴うため, せん断ひずみに換算 して比較すれば, CU 試験と CD 試験の変相時のひずみレ ベルにはそれほどの大きな差はないと考えられる。したが って, 本研究で提案するように変相時での応力を用いて強 度定数を評価する場合には, CU 試験と CD 試験のいずれ を用いても大差がない場合も多いと考えられる。

本章までは、新たな堤体砂質土試料を採取して試験時の 排水条件について検討してきたが、堤体材料の粒度組成や 乾燥密度、供試体寸法、供試体作製方法等も強度定数に影 響を及ぼすことが既往の試験結果からわかっている^{3)~6}。 次章にて詳述する。

5. その他の強度定数の影響要因

表-4 は、小高らの研究³による小鴨川と江の川の砂礫堤 防土の小型三軸試験結果のまとめである。原粒度試料から 大きな礫を取り除いた粒度調整試料の再構成供試体によ る試験結果である。全体にわたり、CU 試験による&u は、 CU および CD 試験による & しも小さい。さらに と んを比較すると、締固め度 D が小さい場合には、 が ん より小さくなり、両者に差が生じる。一方、 んは締固め度 に依存しないが、これは初期にゆる詰め(D:小)であっ ても、最大せん断応力に到達した時には密詰め(D:大) に遷移しているためであり、CD 試験では相当量のせん断 ひずみが発生し、土の構造が大きく変化した後のせん断抵 抗を評価していると言える。

さらに、小高ら⁵⁶⁰によって、淀川下流域の堤防からボー リング採取した乱れの少ない砂質試料を用いて、試験方法 の影響が調べられている。天端から深度1~6mの範囲で長 さ1mのサンプリングチューブ5本を用いて採取した試料 (浅い方から試料1~5と記す)が用いられ、表-5に示すよ うに深度によって粒度が異なり、特に試料3~5は細粒分を 多く含んでいた。また、同じサンプリングチューブの試料 から作製した供試体であっても、供試体毎のバラツキが顕 著に見られた。

表-6 に、三軸試験により得られた淀川堤防試料の強度 定数を示す。本論文で検討を行った試料 K, B と同様に、 試料ごとのバラツキによる試験結果の差は、CU 試験の結 果に顕著に表れ、強度定数 ϕ_{cu} 、 c_{cu} を決めるのは困難であ った。一方、 CU 試験では、供試体のダイレイタンシー 特性を反映した結果が得られ、容易に強度定数を決めるこ とができるため、現場サイドで用いる設計定数の決定法と しては有用である。ただし、この強度定数は、軸ひずみ 15%で整理したものである。また、CD 試験においては、 CU 試験ほどではないが、多少のバラツキの影響が現れ、 cu の取り方によって fu の評価も変わって判断が難しい場 合もある。それ以上に、4 章でも述べたように、応力レベ ルもひずみレベルも実際の堤防から大きく離れた CD 試験 のピーク強度で評価する強度定数には問題が多い。

試料名	締固め度	ϕ_{cu}	C _{cu}	ϕ '	ϕ_{d}
H. 411-EI	D(%)	(°)	(kPa)	(°)	(°)
小鴨川	90	24.5	115.0	41.1	41.7
小鴨川	85	30.6	0	40.6	39.0
江の川	90	11.4	110.0	36.4	38.8
江の川	85	11.8	50.0	30.4	35.3
江の川	80	14.2	0	23.1	34.3

表-4 砂礫堤防土の三軸試験結果(文献3から抽出)

表-5 淀川堤防試料の粒度組成の

	細粒分	砂分	礫分
試料1	4~12%	80~92%	4~8%
試料2	3~7%	89~91%	2~8%
試料3	48~67%	31~50%	1~3%
試料4	32~74%	25~66%	1~3%
試料5	9~54%	46~88%	0~5%

	ϕ_{cu}	C _{cu}	φ'	c'	ϕ_{d}	c_d
	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)
試料1	23.5	0.0	34.9	0.0	40.3	0.0
c 1:#4∉			25.5	0.0	24.8	38.2
武科 2		_	35.5	0.0	32.8	7.5
試料 3	27.7	0.0	37.2	0.0	33.8	0.0
試料 4	_	_	35.4	0.0	32.3	0.0
試料 5	-	_	35.5	0.0	30.3	12.6

表−6 淀川堤防試料の試験結果 ⁶

6. まとめ ~強度定数に関する考察~

実在の砂質堤防土から慎重に乱れが少ない試料の採取 を試みたが、採取時や運搬時の乱れ、または、元々の地盤 の締固め履歴等の影響などによって、供試体に密度や間隙 比の差が生じた。この供試体毎の差はCU試験の結果に顕 著に表れることがわかった。また、密詰め砂のCU試験で は、完全非排水条件という特殊な条件下ゆえに過大な非排 水せん断強度が発現する。そのため実務における砂質堤体 土の強度定数設定法としてCU試験は適切ではない。

一方, CU 試験やCD試験では,初期に供試体毎のバラ ツキがあっても,せん断中のダイレイタンシーによって, CU 試験では過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変動 として,CD試験では体積変化として,個々の供試体の状 態が試験結果に反映されるために,最終的に求められる破 壊応力比にはバラツキの影響は現れにくいことが示された。しかし、以下に示すようないくつかの問題もある。

- ① CD試験により得られる強度定数は、過大な応力ならび にひずみレベルで評価されるために、堤防土のせん断 抵抗を過大評価する。その度合いは、ゆる詰め砂の方 が大きいが、密詰め砂であっても同様の懸念がある。
- ② 特に密詰め砂の場合には、CU 試験により得られる強度定数も大きな有効応力とひずみのレベルで評価されるために、堤防土のせん断抵抗を過大評価する。
- ③ CU 試験により得られる強度定数は、有効応力で評価 される強度定数であり、全応力法である円弧すべり解 析に用いるのは本質的に不適切である。

全応力法の本質から言えば,浸透時のすべり面上の有効 応力状態における非排水せん断強度をCU試験で求めて適 用すべきである。しかし,砂質土の場合には完全非排水と いう試験条件が,特に密詰め砂の場合においては非現実的 な試験結果を導き出す。一方,透水性が高い砂地盤の場合 には,排水条件で強度定数を決定すべきとの議論もあるが, 主働崩壊に近い堤体のすべり破壊に対して,密度変化を伴 うことが前提のCD試験の強度定数をそのまま適用するの には疑問がある。

河川堤防の実務では、 \overline{CU} 試験は、CD試験の代用、す なわち排水条件の強度定数を簡易に求めるための試験と 割り切る考え方がある²⁾。それぞれの条件下での土の挙動 は変相後に特に大きく異なってくるが、特にCD試験は強 度定数を過大に評価する傾向が顕著であることを考える と、 \overline{CU} 試験は安全側のCD試験結果を導き出すと考える こともできる。ただし、4章で述べたように、変相時の応 力で強度定数を評価する方が、応力・ひずみ双方のレベル からも妥当である。その場合には両者の試験結果には大き な差が生じないことからも、全応力解析で \overline{CU} 試験の強度 定数を用いることの妥当性も担保される。加えて、変相状 態は土骨格が大きく変化しだす状態でもあることから、透 水係数が大きい砂質土であっても、全応力法で安全率を求 める原点に立ち返れば、現時点の堤体土の初期構造に近い 変相状態での強度定数を用いることは合理的である。

ただし,標準的な試験基準が半ば義務づけられている業務ベースの土質試験においては,変相時の応力を用いた基準外の強度定数の整理法は受け容れがたいとも思われる。 その場合には,堤体土の特性を考慮しながら CU 試験結果を用いるのが妥当と現状では考えている。

参考文献

- 1) 国土技術研究センター:河川堤防の構造検討の手引き, 2002.
- 国土技術研究センター:河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), 2012.
- 小高ら:河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する 考察,地盤工学ジャーナル,5(2),2010.
- 4) 小高ら:河川堤防砂の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす 影響,河川技術論文集,18,2012.
- 5) 小高ら:三軸試験の試験条件が河川堤防土の強度定数に及ぼ す影響,河川技術論文集,19,2013.
- 6) 小高ら:砂質堤体土の強度定数評価のための三軸試験条件の 考察,地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2013.

豪雨と高水位の継続作用に着目した河川堤防の安定性

Influence of sequential action of heavy rain and high-water level on the stability of a dike 齊藤啓¹,前田健一²,杉井俊夫³,小林剛⁴,伊藤嘉⁵,松田達也⁶,若狭愛⁷

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・社会工学専攻・cju18531@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学・高度防災工学センター・都市社会工学科
- 3 中部大学・工学部・都市建設工学科
- 4 応用地質株式会社・計測システム事業部
- 5 国土交通省・中部地方整備局
- 6 豊橋技術科学大学・建築 都市システム学系・都市 地域マネジメント学分野
- 7 パシフィックコンサルタンツ株式会社

概 要

近年,集中豪雨の増加や長期化,地球温暖化に伴う台風の大型化により超過洪水が多発している。東海豪 雨による新川破堤では,決壊前に堤防から気泡が噴出したという証言から,浸透現象には従来の土-水だけ でなく土中の間隙に含まれる空気の封入・噴出を考慮する必要性が指摘されている。そこで,間隙空気の ダイナミクスを明らかにするために,模型実験や実堤防実験から,降雨特性や土質の影響を明らかにした。 また,高水位の長期化に伴い河川堤防の浸透破壊が懸念されている。実際に,2012年に発生した九州豪雨 では,矢部川堤防が,長時間高水位が維持され決壊した。しかし,現行の設計では高水位の継続に伴う進 行性破壊については考慮されていない。そこで,矢部川堤防の模型実験を実施し,堤体下の砂層を通る浸 透水により内部侵食の発生とすべりの進行によって堤防の弱体化プロセスを明らかにした。

キーワード:河川堤防,間隙空気,豪雨,パイピング

1. はじめに

近年,都市部において局所的な集中豪雨と,それに伴う 急激な河川水位の上昇による河川堤防の損傷に関する実 被害や研究成果が報告されている^{1),2)}。不飽和な堤防で は,時間雨量 10~30mm 程度の頻度の高い降雨と比較して, 集中豪雨時において急激な浸潤化作用によって間隙空気 が浸潤線に捉えられ,空気塊として圧縮され,浮力による 天端への引張り作用や堤防の弱線に沿って地表に押し出 される作用を受ける。この間隙空気が噴発するエアブロー 現象が,2011年の福島・新潟豪雨,台風 15 号時にも確認 されている(図 1)。特に,降雨量が多い豪雨時や,間隙 空気を多く含む不飽和堤防において考慮しなければいけ ない問題と考える。しかし,一般的に不飽和堤防は洪水時 に河川水の浸入を抑制することから浸透による破壊に対 し強固であるが,急激な浸潤時においては間隙空気の影響



図 1 台風 15 号来襲時の庄内川右岸堤防 (2011.9)

は無視できないものと思われる。そこで、本稿ではエアブ ロー現象が堤防の安全性に与える影響について検討する。

一方,諸外国に比べ急峻な河川の多い日本においても近年の気候変動に伴い洪水の長期化が増加している。1976年に発生した長良川破堤の際には5日間で約1000mmの雨が降り長い時間高水位が維持されたことで浸透破壊が発生した。また、2012年に発生した九州豪雨による矢部川破堤でも同様に洪水の長期化が原因で基盤層に広がる砂層を通じパイピング現象が発生した³⁾。現在堤防強化対策として各WGが立ち上がっており、その中の浸透WGでは矢部川破堤を受けて浸透破壊の機構解明に取り組んでいる。特に、被災箇所とそうでない箇所を隔てる条件の整理は堤防の安全度を向上させる上で重要であり、本研究では模型実験を実施することでそれらに関する検討を行う。



図 2 九州豪雨による矢部川破堤(2012.7)

2. 土質の違いによる堤体内浸潤挙動



エアブロー現象解明のため次のような模型実験を行っ た。図3に模型堤防実験の概略図を示す。また,実験条 件について表1に示す。本実験では堤防を構成する土質 に着目し間隙空気の封入過程に関する検討を試みた。地表 面近くに地下水位があると仮定し基盤層は飽和,堤体は乾 燥で作成した。外力は集中豪雨を想定した降雨強度 90mm/hr(猛烈な雨)を作用させた。ビデオカメラにより 堤防断面の浸潤挙動を記録し,堤体内に土壌水分計を設置 することで内部における浸潤挙動の計測を試みた。

2.2 豊浦砂堤防における実験結果







図 4 に豊浦砂堤体断面の経時変化について示す。豊浦 砂堤防に集中豪雨相当の降雨強度 90mm/hr の外力を作用 させると、堤体表層から浸潤域が発達する様子がわかる (図 4 上)。その後、表層に加え基盤層から浸潤線が発達 し天端近い箇所(E-5 の上)で乾燥域が消失した。このよ うな浸潤線に囲まれた領域は間隙空気が囲い込まれてい ることが考えられる。

図 5 に豊浦砂堤体内の水分計より計測した水分量の経時変化を示す。各計測位置における水分計が反応を示す時間に着目し,堤防断面から観察される浸潤挙動と比較を行った。実験開始から 7.5 分後の様子を比較すると,水分計設置位置 E-5 において堤体断面では乾燥領域が残っているが水分計がすでに反応していることがわかる。さらに,18.0 分後の様子を比較しても,堤防断面と内部で異なる浸潤挙動を示した。これは地盤内部でフィンガリング現象のような迷較的透水性の大きい材料では浸潤の前線において圧力勾配が大きくなることが取手ら(2009)の検討により明らかとなっている⁴⁾。また泉ら(2013)の検討から大きな圧力勾配が浸透水による液層と気層の界面に不安定化⁵⁾をもたらすことが指摘されている。

2.3 まさ土堤防における実験結果

図 6にまさ土堤防断面の経時変化について示す。断面の 様子から浸潤域が表層から進行し,基盤層に近い箇所(E-3 の下)で乾燥域が消失した。豊浦砂堤防と比較し浸潤は緩 やかに進行し,表層からの浸潤のみ観察された。





30 60 90 120 150 180
 Duration time, *t* (min)
 図 7 まさ土堤防内部における水分量の経時変化

図 7 にまさ土堤体内部の水分計より計測した水分量の 経時変化を示す。各計測位置における水分計が反応を示す 時間に着目し,堤防断面から観察される浸潤挙動と比較を 行った。実験開始から 85.0 分後の様子を比較すると断面で 見られる浸潤の前線が E-5 に到達した時点で計測器が反応 を示している。さらに,135.0 分後においても断面で見ら れる浸潤前線と計測器(E-3)の反応がおよそ対応してい ることがわかる。豊浦砂と比較し透水性の小さい土質では 浸潤前線における圧力勾配が小さいため,堤防内の空気塊 が界面を保ったまま浸潤が進行することが考えられる。

間隙空気の封入過程について検討したが噴出過程について考えると噴出する箇所により次のことが危惧される。 1) 法尻からの噴出:限界動水勾配の低下,水道の形成。 2) 法面からの噴出:内部水位増加の促進,水道の形成。 3) 天端からの噴出:クラックの発生,雨水の侵入。

3. 実堤防散水実験

3.1 実堤防散水実験の概要

昨年度,中部地方整備局庄内川河川事務所のご協力のも と実堤防における散水実験を実施した。実験地は名古屋市 内にある矢田川右岸 2.2K(庄内川左岸 20.2K)地点を 採用した。

矢田川側および庄内川側法面のそれぞれ 240m² (縦 20m ×横 12m) にスプリンクラーを設置し, ポンプ車によって 汲み上げた矢田川の河川水を用いて散水を行った。降雨強 度は 80mm/hr に設定し, 7 時間継続することで豪雨時にお ける堤防内部の浸透挙動について検討した。また, 以前同 じ実験地で降雨強度 50mm/hr で行った実験結果との比較 を行った。



図8散水の様子 左:矢田川側,右:庄内川側



図 9 比抵抗モニタリングの原理:一般に間隙中に占める水の割 合が増えるほど,比抵抗値は小さくなる.図中に示したア ーチーの式(Archie, 1942)は,比抵抗値と飽和率の関係を示 している。 堤防内部の浸潤状況については比抵抗モニタリングに より面的な計測を試みた。比抵抗モニタリングは,地盤内 の比抵抗(電気の流れにくさ・流れやすさ)を繰り返し計 測するもので,一般に地盤内の間隙に占める間隙水の割合 が大きくなるほど比抵抗値が小さくなる(図 9)。

3.2 実堤防散水実験の結果

図 10に比抵抗モニタリングにより得られた堤防断面 の比抵抗変化率の経時変化について示す。ここで,比抵抗 変化率は,変化率(%)=[(測定データ)-(基準データ)]/ 基準データ×100で算定し,基準データを散水前における 堤防内比抵抗値とした。どちらの実験においても,矢田川 側の法先において降雨浸透に伴い内部に間隙空気による 乾燥領域が発達することがわかる。また,浸潤挙動に着目 すると降雨強度 80mm/hrの方が浸潤が早く進み実験開始 から120分で堤防全体が浸潤化している。降雨強度 80mm/hrの時のような急激な浸潤は空気の逃げ道を早々 に塞ぎ空気塊として不安定なまま保持する危険性がある。 また本稿で紹介する実験では水位について考慮していな いが,このような豪雨による間隙空気の封入に加え水位上 昇のタイミング及びその速さがエアブロー現象の地盤へ の影響を左右するものと考える。



(b)

図 10 比抵抗モニタリングによる計測結果. (a)降雨強度50mm/hr, (b)降雨強度 80mm/hr

4. 矢部川破堤再現実験



4.1 矢部川破堤再現実験の概要

図 11 矢部川模型堤防概略図(実堤防の1/50スケール相当)動 水勾配が実堤防と同じ約0.2になるように形状を決定。(設 計における河川堤防の限界動水勾配は0.5)

次に,長期的な洪水による浸透破壊現象について検討す るため,図 11のような,透明なアクリル面を有する土槽 (幅 1000mm,深さ 500mm,奥行き 250mm)を用い矢部 川堤防を再現した模型実験を実施した。模型堤防の作製方 法について,堤体下部の基盤層(層厚 60mm)と堤体(高 さ 150mm)は藤ノ森粘土を含水比 20%に調整して相対密 度 80%になるように締固めを行った。堤体部と基盤層で挟 まれた砂層について,比較的粒径がそろっている豊浦砂を 堆積させる場合と,珪砂7号(大粒)と2号(小粒)を層 状に堆積させる場合^{の,7)}の2ケースについて比較を行った

(砂層も相対密度 80%となるように締固めた)。堤外側の 水位に関する水理条件としては次のように設定した。堤外 側に一定水位速度(3.0mm/min)で給水し水位を上昇させ, 水位が砂層上部から 120mm に達したところで水位を保持 した。堤防の断面および堤内側法先において動画撮影を実 施し,砂層部に間隙水圧計を計 11 箇所設置した。

4.2 堤防断面における変形挙動

図 12 に、実験時における堤防断面と堤内側法尻部にお ける様子を示す。砂層部を豊浦砂で作成した堤防(図 12 上)では、実験開始から 45 分後においても変状は見られ



図 12 堤防底部に砂礫層を有する場合の浸透破壊実験: 上図, 砂層部:豊浦砂; 下図,砂層部:上層珪砂7号・下層珪 砂2号。右の写真は堤内側法尻部における様子を示す。 ず, その後2時間ほど観測を続けたが堤内側から澄んだ漏 水が出るだけで破堤には至らなかった。一方,砂層部を上 層,下層異なる粒径の試料を用いた堤防(図12下)では, 実験開始から20分後(この時の動水勾配は0.1)に局所的 に噴砂が発生し,堤内側で濁った水が漏水し始めた。その 後,実験開始から45分を過ぎたあたりで決壊した。この 時,水みちを形成していくような後退性の浸食は見られず, 時間の経過とともに堤内側法面が少しずつ崩れていく様 子が見られた。また,両実験において堤内側からは気泡が 噴出しており不飽和堤防に関してはこのあたりの影響も 今後見ていく必要がある⁹。

実験で作用させた動水勾配は約0.2 であり,設計上の限 界動水勾配である0.5 の半分以下である。この程度の動水 勾配における浸透破壊の発生には,土粒子の移動に伴う進 行的な弱体化が指摘されている⁸⁾。そこで,次項では限界 流速と土粒子粒径に関する検討を行った。



4.3 限界流速に基づく検討

図 13 限界実流速と土粒子粒径の関係.

図 13 に,限界実流速と粒径との関係について示す。本 実験では砂層部の水平浸透に着目し,久楽らの実験結果を 参考にする。砂層が豊浦砂の場合における実流速と粒径の 関係について検討すると,動水勾配 0.2 における豊浦砂の 実流速は約 4.4×10⁻³cm/s であり豊浦砂粒子 (*D*₅₀=0.2mm) の移動が難しいことがわかる。一方,砂層が二層の場合に おいては,珪砂 2 号を透水する実流速が約 1.7cm/s であり 珪砂 7 号の移動に十分な流速が生じていることから,珪砂 2 号の層に珪砂 7 号 (*D*₅₀=0.2mm) が吸出された可能性が 考えられる。その結果,砂層内で目詰まりを発生させ局所 的な動水勾配の増加を引き起こしたことが推察される。そ こで,砂層内に設置した間隙水圧計より局所動水勾配を算 出し検討を試みた。

4.4 動水勾配に基づく検討

図 14 では、堤体下の砂層部における動水勾配の経時変 化を示している。砂層が豊浦砂の場合、堤外側から順に局 所的な動水勾配が増加する。いずれの設置位置における動 水勾配も一度増加した後減少するが、これは若番の間隙水 圧計のみ反応している時動水勾配が増加し、その後老番の



図 14 砂層部における動水勾配の経時変化.[動水勾配] = [2 点間の水頭差] / [2 点間の距離]



図 15 内部浸食と目詰まりによる透水係数の減少.

間隙水圧計が反応することで動水勾配が減少するためで ある。この結果から,堤外側から供給される水が豊浦砂層 で詰まることなく浸透していることがわかる。一方砂層が 粒度の異なる二層の場合,実験開始から堤内側に近い CH8-11 間における動水勾配が先行して増加する。堤外側 から供給される水が,比較的透水係数の大きな珪砂2号の 層を浸透する際,珪砂7号を浸食し堤内側で目詰まり引き 起こし,その結果,砂層内の目詰まりから透水係数の減少 をもたらし,堤内側における動水勾配の増加を引き起こし たものと考えられる(図 15)。また,このように粒子が抜 けることで透水係数が減少する挙動は一次元の実験にお いて確認されている⁹。

5. 内部侵食を考慮した浸透破壊解析結果及び考察

本論文では、粒子レベルのミクロスケールからの内部侵 食と土要素の損傷^{10,11},境界値問題としての土構造物の 変状と破壊が連鎖することで、パイピングなどの進行性破 壊をもたらす、という観点でこれらの一連のプロセスを数 値計算で表現する試みを行った。上記のような現象を計算 するには、連続したメッシュを有する有限要素法(FEM) や計算要素が小さな DEM を用いた方法では、要求に応え ることは難しい。そこで、ミクロとマクロのスケールでの 現象に関する考察とモデル化、スケール間の連結¹²⁾など を考慮しながら、上記の要求に応えるための新しい計算フ レームを提案した。概略図を図 16 に示す(紙面上の都合 から詳細は既報¹³⁾⁻¹⁵⁾にゆずる)。



図 16 内部侵食を伴う堤体の進行性破壊を表現するため に提案する数値計算フレーム

内部侵食時の細粒分の流出による粒度変化がもたらす 粒状体の変形・破壊挙動は,DEM で単純にモデル化し数 値実験した結果に基づいて,内部侵食時の土の応力ひずみ 関係を記述する構成則^{10),11)}を開発している。これを粒子 法の一つである SPH 法解析に導入¹³⁾⁻¹⁵⁾することで,内部 侵食を伴う大変形・破壊シミュレーションを行った。



図 17 水位一定下における堤体の下層の浸透解析断面



図 18 水位一定下における堤体の下層の浸透による堤体 の変状・決壊解析例:(左)内部侵食無し:漏水がきれい なままの場合):決壊なし; (右)内部侵食有り(漏水 が濁る場合):決壊後,越流・洗掘破壊に至る。

図 17, 18 は、図 11 の実験を模擬した解析を行った結 果である。図 18 は、底部に透水層を有する粘性土の堤体 が、高水位に保たれた条件下でどのように変状するかを解 析した結果を示しており、それぞれ、内部侵食有りと無し の場合について比較している。上流水の流れは下部の透水 性層に集中する。内部侵食無しの場合(左図)では、堤内 側の法先が膨れゆるむが崩壊には至っていない。内部侵食 有りの場合(右図)には、法先の局所的な変形が進み、ゆ るみ領域も見られる。さらに、すべりが法先から天端に伝 播し、最終的には透水性の基盤が削られ堤体全体が決壊に 至っている。進行性破壊が再現されている。本結果におけ る進行性破壊の解釈を図 19 にまとめる。



図 19 内部侵食を伴う土構造の要素の局所変形・破壊の 伝播と各スケールレベルの相互作用による堤体の進行性 破壊のイメージ

6. まとめ

本稿では、河川堤防において豪雨により捕捉される間隙 空気塊の挙動把握と、高水位の維持に伴う内部侵食による 浸透破壊について検討を行った。

1) 土質を変えて模型堤防を作製し集中豪雨に相当する雨 を降らせたところ浸潤挙動に明確な違いがみられた。これ は浸潤前線の気層境界における安定性が関わっており,透 水性に依存することが考えられる。

2)実堤防において集中豪雨相当の雨を降らせると堤防内部に間隙空気の封入が比抵抗モニタリングにより観察された。特に都市河川堤防は間隙空気を封入しやすい土質構成であることに加え、急激な水位上昇が懸念されるためエアブロー現象への対策が求められる。

3) 一昨年前に発生した矢部川破堤に関して, 模型実験を 実施することで破堤メカニズムの検討を行った。その結果, 透水性の異なる二層構造の砂層において細粒子が流出し 堤内川法面が少しずつすべりを生じる進行性の破壊現象 が見られた。全国には今回破堤した矢部川と類似した断面 の堤防が数多くあり,その中でも浸透破壊が発生するかし ないかの判断ができるようになれば効率的な維持管理に つながる。

4)浸透による進行性破壊については、マクロな浸透作用 (水位差)が一定条件であっても、ミクロレベルでの細粒 分の移動・目詰まり、土要素レベルでの粒度変化に伴う土 の変化、塑性変形の進行による土塊の不安定化、ゆるみ領 域や内部侵食領域の透水性の変化、マクロな土構造物の変 状とすべりといった、異なるスケール間での変化と不安定 化が連鎖していると考えられる。

謝辞:本研究に用いた装置の一部は,日本学術振興会科 学研究費補助金基盤研究(B) 23360203 の助成を受けたも のである。また,本実験は,国土交通省河川技術開発制度 地域課題研究によって,国土交通省庄内川河川事務所との 共同で実施されたものである。末筆ながら深謝の意を示し ます。

参考文献

- 前田健一,柴田賢,馬場千児,桝尾孝之,今瀬達也: 豪雨と気泡の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートの設置効果,国際ジオシンセティックス学会日本支部,ジ オシンセティックス論文集,第25巻,pp107-pp112,2010.
- 2)神谷浩二、山田周作、石田正利:河川堤防の浸水時の間隙空 気圧発生を抑制するシート対策工に関する実験的考察、国際 ジオシンセティックス学会日本支部、ジオシンセティックス 論文集,第28巻、pp17-pp22,2013.
- 3) 矢部川堤防調查委員会: 矢部川堤防調查委員会報告書, 2013.
- 取出伸夫,渡辺晋生,坂井勝:土中への水の浸潤 1.フラックス境界と圧力境界条件,土壌の物理性 113 号, pp.31-41, 2009.
- 5) 泉典洋,前田健一:浸透層内における Rayleigh-Taylor 不安定,応用力学論文集,16,545-551,2013.
- 6) 長瀬迪夫:浸透破壊に関する考え方と破壊発生の条件(その2) 一諸基準の統一的視野一:応用地質年報 No.15, pp.4, pp.11, 1993.
- 7) 中島秀雄: 図説 河川堤防, 技報堂出版 pp.103.
- 8) 杉井俊夫,梅基哲矢,山田公夫,名倉晋:浸透破壊を対象と した進行性メカニズムの評価に関する研究,第25回中部地盤 工学シンポジウム論文集, pp.69, 2013.
- 9) 山田高弘,前田健一,近藤明彦:粒状体の内部浸食の安定性 に及ぼす粒度形状の影響と代表粒径を用いた評価の試み,第 48回地盤工学研究発表会,pp.1967-1968,2013.
- Wood, D. M. and Maeda, K.: Acta Geotechnica, 3 (1), pp.3-14, 2008.
- Wood, D. M., Maeda, K. and Nukudani, E.: *Geotechnique*, 60(6), pp.447-457, 2010.
- 12) Maeda, K. et al. : Granular Matter, Vol.12, No.5, pp.499-505.
- 13) K. Maeda, H. Sakai and M.Sakai: Development of seepage failure analysis method of ground with Smoothed Particle Hydrodynamics, Journal of Structural and Earthquake Engineering, JSCE, Division A, Vol.23, No.2, pp.307-319, 2006.
- Maeda, K. and Sakai, H.: ASCE, Geoenvironmental Engineering and Geotechnics (GSP 204), pp.261-266, 2010.
- 15)前田健一,今瀬達也,伊藤嘉,齊藤啓:内部侵食による土の 不安定化を考慮した河川堤防の浸透破壊解析法の提案,河川 技術論文集, Vol.19, pp.39-44, 2013.

空気~水~土骨格連成有限変形解析を用いた 不飽和浸透模型実験の数値シミュレーション

(Numerical simulation of unsaturated seepage model tests by soil-water-air coupled finite deformation analysis)

吉川高広¹,野田利弘²,小高猛司³,崔瑛³

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・減災連携研究センター
- 3 名古屋大学・名城大学理工学部社会基盤デザイン工学科

概 要

洪水による堤体の浸透すべり破壊を検討するにあたっては、未だに浸透解析と円弧すべり解析を組み合わ せた古典的な手法が標準となっている。しかし、浸透も変形も同時に扱える手法でなければ、正確なメカ ニズムに基づいた河川堤防の浸透破壊を議論することはできない。そこで、飽和・不飽和状態にある土の 浸透も変形も扱える空気~水~土骨格連成有限変形解析コードを用いて不飽和浸透模型実験のシミュレー ションを行い、本解析コードが浸透破壊に適用可能かどうかを検証した。その結果、浸潤面が推移してい く過程をよく再現でき、また実験と解析の両方で法尻付近の水圧が上昇し、有効応力の減少とせん断ひず みの増加が見られ、本解析コードの浸透破壊シミュレーションへの適用可能性が高いことを示した。

キーワード:浸透破壊,不飽和土,連成解析

1. はじめに

洪水による河川堤防の崩壊は、平成 12 年 9 月の東海豪 雨時の新川決壊や平成 24 年 7 月の矢部川決壊など、日本 全国で後を絶たない。洪水による堤体の浸透すべり破壊を 検討するにあたっては、未だに浸透解析と円弧すべり解析 を組み合わせた古典的な手法が標準となっている。しかし、 浸透も変形も同時に扱える手法でなければ、正確なメカニ ズムに基づいた河川堤防の浸透破壊を議論することはで きない。そこで、飽和・不飽和状態にある土の浸透も変形 も扱える空気~水~土骨格連成有限変形解析コード¹⁾を用 いて不飽和浸透模型実験のシミュレーションを行い、本解 析コードが浸透破壊に適用可能かどうかを検証した。

2. 実験の概要と解析条件

実施した不飽和浸透模型実験に関して,図1と図2は それぞれ基礎地盤のみの場合(Case_1)と基礎地盤と堤体 を構築した場合(Case_2)の実験の初期状態の写真を示す。 図3と図4はそれぞれCase_1とCase_2に対応する解析 断面であり,基礎地盤と堤体の寸法は図3と図4の中に 示した。実験土槽の奥行き内寸は12cmである。土材料は 三河珪砂6号を用いた。模型地盤の作成方法は、図5に



図 1 基礎地盤のみの実験の初期状態(Case_1)



図 2 基礎地盤と堤体の実験の初期状態(Case_2)

示すように仕切り板で区間を分けて,各区間に含水比 3.0%,締固め後間隙比1.0(飽和度は8.0%)になるよう にあらかじめ計算した量の土試料を投入して,静的に締固 める。この工程を繰り返すことで所定の高さまで模型地盤 を作成する。Case_2の堤体部分は,矩形地盤の左上端を切 土して作製した。基礎地盤および堤体作製終了後,土槽右 端に設置した水槽に注水を行い,水頭46cmでオーバーフ ローしたら、仕切り板の孔を塞いでいた止水テープを剥が し、浸透を開始する。排水は、土槽の左下端に設けた排水 孔により行うが、図1と図2の左下に示した位置に三河 珪砂3号を用いた排水ドレーンも設け、よりスムーズな排 水を図った。実験中は浸透過程での浸潤面の推移を画像撮 影するほか、図1と図2の下端で示した点の位置で水圧 の計測も行なった。





図 5 模型地盤の作成方法

次に,解析における境界条件について記述する。解析断 面は先の図 3 と図 4 に示した通りである。下端の水平方 向・鉛直方向および側面の水平方向に速度ゼロの幾何学的 境界条件を設定し,その他は応力ゼロの力学的境界条件を 設定した。水理境界条件は,右端は全水頭 46cm で一定の 水頭境界とし,地表面・盛土表面および排水孔部分は浸出 面境界(水圧=大気圧=0と仮定した場合に,境界の外へ 排水する場合は水圧=0,それ以外の場合は非排水条件) とし,その他は全て非排水とした。空気の境界条件は,地 表面は空気圧=大気圧=0の排気境界とし,その他は全て 非排気とした。

表 1 はシミュレーションに用いた土骨格の構成式 SYS Cam-clay model²⁾に関する材料定数と初期値を示す。材料定 数は, Noda et al³⁾の三河珪砂 6 号の値を用い, 初期値は,

表1 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

			珪砂6号
弾	NCL の切片	Ν	1.98
塑性	限界状態定数	М	1.0
パラ	圧縮指数	ĩ	0.05
メー	膨潤指数	ĸ	0.012
タ	ポアソン比	ν	0.3
発	正規圧密土化指数	т	0.06
展則	構造劣化指数	а	2.2
パラ	構造劣化指数	Cs	1.0
メー	回転硬化指数	b_r	3.5
タ	回転硬化限界定数	m_b	0.7
	構造の程度	$1/R_{0}^{*}$	4.0
初期	応力比	η_0	1.0
期値	間隙比	e ₀	1.0
	異方性の程度	50	0.545
	土粒子密度	ρ^s	2.65

表 2 水分特性および透水・透気に関する材料定数と初期値

		珪砂6号
最大飽和度 [%]	$s_{\rm max}^{\rm w}$	100.0
最小飽和度 [%]	s_{\min}^{w}	0.0
van Genuchten 式 のパラメータ [kPa ⁻¹]	α	0.28
van Genuchten 式 のパラメータ	m'	0.92247
van Genuchten 式 のパラメータ	n'	12.898
飽和透水係数 [m/sec]	$k_{\rm s}^{ m w}$	1.61×10 ⁻⁴
乾燥透気係数 [m/sec]	$k_{ m d}^{ m a}$	8.87×10 ⁻³
初期飽和度 [%]	<i>s</i> ₀ ^w	8.0

構造の程度・応力比・間隙比・異方性の程度を一定として, 初期の過圧密比を未知数として計算した。初期の間隙比は 実験に揃えて1.0とした。ただし簡単のため, 珪砂3号に よる排水ドレーンの模擬は行なわなかった。

表 2 は、水分特性および透水・透気に関する材料定数 と初期値を示す。最大飽和度と最小飽和度はそれぞれ、簡 単のため 100%と 0%に設定した。van Genuchten 式⁴⁰のパラ メータと飽和透水係数の値は、杉井ら⁵⁰の三河珪砂 6 号の 値を用いた。ただし、m'=1-1/n'の関係を用いた。乾燥 透気係数は空気と水の粘性係数比を用いて飽和透水係数 から算出した⁶⁰。不飽和透水係数と不飽和透気係数のモデ ルは Mualem モデル⁷⁰を用い、パラメータは、透水係数式・ 透気係数式共に 0.5 とした。水分特性に関する初期値は、 解析断面全域において飽和度を 8%に設定し、初期間隙空 気圧を 0kPa で与え、初期間隙水圧は初期飽和度 8%に相当 するサクションから算出して与えた。

また, Case_2 の堤体部分に関しても上記のように初期値 を計算するが,基礎地盤作成後に有限要素を結合して堤体 荷重を載荷する手法8)で、図4の断面を作成した。

3. 実験結果と解析結果

基礎地盤のみの Case_1 と基礎地盤と堤体を有する Case_2 に分けて実験結果と解析結果を示す。基礎地盤のみ の Case_1 に関しては浸透過程のみに注目し、堤体を有す る Case_2 に関しては変形に注目した比較・考察を行なう。 実験結果の図中には、模型底部で計測された水圧を水頭換 算した値をプロットし、その点をつないだ直線を併記して いた。

3.1 Case_1 の実験結果と解析結果



















(e) 60 分後

図 6 Case_1の実験結果



図 7 Case_1の解析結果(飽和度分布)

図 6 と図 7 はそれぞれ実験結果と解析結果の飽和度分 布を示す。解析は、実験における地盤底部から順に浸透が 進んでいく様子や同時刻における浸潤面の位置をよく再 現できている。解析結果においても下から順に浸透が進ん でいく理由は、初期状態が解析断面全域において飽和度一 定(8%)、すなわち水圧が一定であり、右端の全水頭一定 (46cm)境界との間の動水勾配が、底部に行くほど大き くなるためである。

3.2 Case_2 の実験結果と解析結果

図 8 は実験結果を示し,図 9 から図 12 はそれぞれ, 飽和度分布,せん断ひずみ分布,間隙水圧分布および平均 有効応力分布の解析結果を示す。





(d) 17 分後
 図 12 Case_2の解析結果(平均有効応力分布)
 まず図 8 の実験結果を見ると,浸透開始 15 分後に法尻

付近に変形が生じ始め、17 分後にはその変形がさらに大 きくなる。このとき,水圧を水頭表示した直線がちょうど 崩壊箇所と重なっていることから,飽和化した法面から順 次崩壊が始まったと考えられる。

次に解析結果を見ると、図 9 の飽和度分布は、Case_1 と同様に実験の浸透過程をよく再現できている。図 10 の せん断ひずみ分布は、浸透開始前の堤体築堤段階で既に、 法尻付近のせん断ひずみが卓越しているが、浸透開始 15 ~17 分後には、その箇所のせん断ひずみが若干増加し、 またせん断ひずみが卓越している範囲も広がっている。こ のとき、図 11 の間隙水圧分布と図 12 の平均有効応力分 布を見ると、法尻付近の水圧が上昇し、平均有効応力が低 下している様子を確認できる。

実験では浸透開始 17 分経過時以降も, さらに大きな変 形を生じて破壊に至ったが,本解析ではそのような様子ま でをも対象とした表現は難しい。しかし,浸潤面が推移し ていく過程をよく再現でき,実験と解析の両方で,法尻付 近の水圧が上昇し,有効応力の減少とせん断ひずみの増加 が見られたことは,本解析コードが浸透破壊シミュレーシ ョンへの適用可能性が高いことを示している。

4. おわりに

空気~水~土骨格連成有限変形解析コードを用いて,不 飽和浸透模型実験のシミュレーションを行なった結果,浸 潤面が推移していく過程をよく再現でき,また実験と解析 の両方で法尻付近の水圧が上昇し,有効応力の減少とせん 断ひずみの増加が見られ,本解析コードの浸透破壊シミュ レーションへの適用可能性が高いことを示した。今後は, 土骨格の構成式にサクションの効果を導入するなど,より 詳細なモデルを搭載した解析コードを用いて浸透破壊に 取り組んでいく。また,本手法は空気の流れも考慮できる 三相系解析手法であるため,実構造物解析を行うに当たっ て,空気が地盤の外に排出できない場合の影響も考えてい く。また運動方程式を解いているため,地震と降雨の複合 外力に対する土構造物の安定性評価も行なっていく。

謝辞

JSPS 科研費 21226012, 25249064 と国土交通省 H25 年度 河川砂防技術研究開発の助成を受けた。謝意を表します。

(b) 10 分後

参考文献

- Noda, T. and Yoshikawa, T.: Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, to be submitted.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57, 2002.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 48(6), 771-790, 2008.
- 4) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of*

America Journal, 44, 892-898, 1980.

- 5) 杉井俊夫・山田公夫・奥村恭:高飽和時における砂の不飽和透 水係数に関する考察,平成13年度土木学会中部支部研究発表会 講演概要集,267-268,2002.
- Muskat, M: The flow of homogeneous fluid through porous media, Mcgraw-Hill, 69-74, 1937.
- Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, 12, 513-522, 1976.
- Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T. and Asaoka, A.: Predictive simulation of deformation and failure of peat-calcareous soil layered ground due to multistage test embankment loading, *Soils and Foundations*, 50(2),245-260, 2010.

亀裂進展解析を用いた河川堤防盛土の分離破壊に関する研究 On a separation failure of a river dike by a crack extension analysis

新保泰輝¹, 矢富盟祥²

- 1 五大開発株式会社 技術研究所 shinbo@godai.co.jp
- 2 金沢大学 名誉教授

概 要

河川堤防は地震によって堤防盛土天端や法面部分に複数の開口型やせん断型の亀裂を生じる事で非常に複 雑な破壊形態を示す。特に液状化現象を伴う場合には盛土が開口亀裂によって短冊状に分離する特徴的な 破壊形態を示す。このような河川堤防盛土の複雑な破壊形態の破壊メカニズムを解明するためには、盛土 内にある亀裂の進展過程を考慮する必要がある。本論文では盛土が短冊状に分離する破壊形態の破壊メカ ニズムを解明するために、側方流動によって盛土底部に微小亀裂が発生したと仮定して亀裂進展解析を行 った。その結果、盛土底部に発生した複数の亀裂が側方流動によって開口しながら地表面に向かって進展 していく事で盛土が分離する破壊形態となる事を示した。

キーワード:河川堤防, X-FEM, 分離破壊, 亀裂進展解析

1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震によって河川 堤防には数多くの被害が発生した。東北地整管内では773 箇所の堤防が被災しており,その内,「決壊・崩落」「陥没, 沈下, 亀裂」による被害は約6割を占めている¹⁾。河川堤防 が決壊すると,河川水が越流し,堤内地に甚大な被害を生 じるため,減災という観点において河川堤防の耐震対策は 非常に重要な問題である。耐震対策を検討するためには, 地震時に河川堤防に生じる破壊形態の破壊メカニズムを 把握する必要がある。

地震被害を受けた河川堤防盛土には多くの亀裂が存在 する。この亀裂を変形モード別に分類すると,図 1(a)に示 すような開口型亀裂,図 1(b)に示すせん断型亀裂,それら を組み合わせた混合型亀裂の3種類になる。様々な種類の 亀裂が盛土の至る所に生じる事で,河川堤防盛土は非常に 複雑な破壊形態を示す^{1),2)}。これらの亀裂は基礎地盤の液 状化に伴う側方流動や地震中に天端や法面に引張応力が 卓越する事で生じる^{3),4)}。その長さは盛土の位置や盛土形 状,盛土材料によって大きく異なる。特に液状化現象を伴 う場合,図 2に示すような亀裂が盛土底部まで到達して盛 土を短冊状に分離する破壊形態を示す事がある。

盛土が分離する事例は数多く存在する¹⁾。この破壊形態 に至るメカニズムは,基礎地盤や盛土内に液状化現象が発 生し,天端や法面に発生した開口亀裂(図 1(a))が側方流 動によって進展して盛土底部まで達する事で発生すると 考えられている¹⁾。しかし,この説明はどのような応力状



図 2 液状化に伴う河川堤防の分離破壊形態



図 3 亀裂を有する河川堤防盛土の自重解析



態で亀裂が進展するかを全く考慮していない。例えば,一 様な基礎地盤に液状化が発生した場合,図3(詳細は後述 する)に示すように,天端や法肩部は圧縮応力状態にある ため,亀裂面は閉口する。そのため,天端や法肩部に発生 した亀裂が側方流動によって開口しながら進展して,河川 堤防盛土を分離するとはいえない。

特に被災時に多くの亀裂を伴う河川堤防の破壊メカニ ズムを考究する上で,盛土内にある亀裂の進展過程を考慮 した破壊力学による考察は必要不可欠である。

著者らは既報⁵において、どのようにして開口亀裂が進 展するかを検討するために、亀裂を考慮した河川堤防盛土 の地震応答解析を行い、その亀裂進展可能性を検討した。 その結果、地震時に法面に発生した亀裂(図 4中①)は地 震中に盛土底面に達する可能性がある事を示した。これは 法面では土圧による拘束圧は小さい事から、地震によって 亀裂が長くなった場合でも、亀裂先端近傍では引張応力状 態となるためである。天端中央に発生した亀裂(図 4中②) も同様に拘束圧は小さいが、この亀裂が長くなると土圧に よる拘束圧は大きくなる。そのため、振動中、亀裂先端前 方は引張応力状態とはならず、圧縮応力状態になる。した がって、天端中央付近に発生した亀裂が開口しながら盛土 底部にまで到達する可能性は低い⁵⁾。ただし、この事実は 実際の被災事例において盛土底部まで到達しない、天端か ら数十cmの亀裂が生じる現象を説明している。

以上の検討により,法面に発生した亀裂は盛土底部に達 する可能性は示された。しかし,本議論だけでは盛土中央 付近が分離する現象を説明する事はできない。

また,著者らは基礎地盤や盛土内が液状化した場合を想 定して盛土下部に弾性係数の小さい軟弱層を導入する事 で液状化層を簡易に模擬し,自重解析を行った5)。この時, 地震中に亀裂が生じたと仮定して,盛土天端に亀裂を挿入 して解析を行った。その結果,側方流動によって盛土が変 形する場合には図 3に示す変形モードが発生し、天端や法 肩付近の亀裂には圧縮応力が作用する事で亀裂面は閉口 する事を示した。閉口した亀裂面がすべりを生じる場合に は図 1(b)に示すせん断破壊の可能性がある。実際に,河川 堤防の地震時破壊形態の1つとして、液状化に伴うせん断 破壊がある⁰。しかし、前述したように図 3に示すような 盛土下部の基礎地盤に一様な軟弱層が存在する場合には, 天端付近では圧縮応力が卓越し,特にその亀裂先端では土 圧による拘束圧が大きくなる。そのため、 亀裂面は閉口す るだけではなく、すべりを生じない固着状態となり、せん 断破壊は発生しない。



図 5 解析領域の定義

一方,側方流動によって盛土底部には引張応力が作用している。一般に土の強度はせん断強度に対して引張強度の 方が小さい。そのため、この時生じた引張応力により、盛 土底部に微小亀裂が発生し、これが側方流動に伴い進展す ると考えるべきである。

そこで、本論文では側方流動によって盛土底部に亀裂が 形成されたと仮定して、X-FEMによる亀裂進展解析を行い、 盛土が短冊状に分離する破壊形態の破壊メカニズムの解 明を行う。

2. X-FEM の定式化

本論文では亀裂進展解析手法としてX-FEM⁷⁾を用いた。 紙面の都合上,定式化において特に重要になる式のみを記載する。

今,図 5に示すような連続体に外力として物体力が作用 する問題を考える。図中の Ω は物体領域全体, Ω_e は有限 要素近似された亀裂を有する要素である。また,亀裂面 Γ_e に対して符号距離関数 $f(\mathbf{x})$ を与える。さらに $f(\mathbf{x})>0$ 方向 の単位法線ベクトルを \mathbf{n}_e と置く。このとき、 σ を応力とし、 物体力を \mathbf{b} とすると準静的な運動方程式は次式となる。

 $div\mathbf{\sigma} + \mathbf{b} = 0$ on Ω

また, κ, μをラメの定数とすると線形等方弾性体の構 成式は次式で表される。

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}^{\boldsymbol{\varepsilon}}\boldsymbol{\varepsilon}, \quad \mathbf{C}^{\boldsymbol{\varepsilon}} := \kappa \mathbf{I} + 2\mu \left(\mathbf{I} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{I} \right)$$
(2)

(1)

ここで、物体境界 $\partial\Omega = \Gamma_{t} + \Gamma_{e} + \Gamma_{u}$ において変位境界条件 $\mathbf{u} = \overline{\mathbf{u}} on \Gamma_{u}$ 、荷重境界条件 $\mathbf{t} = \mathbf{0} on \Gamma_{t}$ を考える。また、亀裂 面上ではMohr-Coulomb型の摩擦則が成り立つとし、弾完 全塑性接触摩擦モデルを用いている⁸⁾。亀裂面の相対変位 を $\mathbf{\tilde{u}}$ と置くと、亀裂面の境界条件は次式となる。

$$\mathbf{f}_{c} \coloneqq \begin{cases} \mathbf{\sigma} \mathbf{n}_{c} & \text{if } \tilde{\mathbf{u}} \cdot \mathbf{n}_{c} = 0\\ \mathbf{0} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{on } \Gamma_{c} \tag{3}$$

なお, 亀裂面はめり込まない事から常に ũ・n_c≥0 である。 ここで, dを節点変位自由度, b を変位不連続を表す付 加自由度, 要素の節点数 num, 形状関数を N(x) とし, 亀 裂先端近傍変位場の特異解を用いない場合には要素内変 位-節点変位関係式は次式で表される。

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}) = \mathbf{N}(\mathbf{x})\mathbf{d} + \mathbf{\Phi}(\mathbf{x})\hat{\mathbf{b}} \quad on \,\Omega / \Gamma_{c}$$

$$\mathbf{\Phi}(\mathbf{x}) \coloneqq \sum_{I=1}^{nom} \Psi_{I}(\mathbf{x}_{I})\mathbf{N}(\mathbf{x}_{I}), \quad \Psi_{I}(\mathbf{x}) \coloneqq H(f(\mathbf{x})) - H(f(\mathbf{x}_{I}))$$
(4)

またここで、 $\Phi(\mathbf{x})$ の空間微分を $\hat{\Phi}(\mathbf{x})$ と置く。以上を用いて式(1)の弱形式の離散化を行い、非線形問題の解法として Newton-Raphson 法を用いると最終的に次式が得られる。

$$\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{d}_{n+1}^{k+1}} = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \hat{\mathbf{b}}_{n+1}^{k+1}} \left\{ \begin{array}{l} \Delta \mathbf{d}_{n+1}^{k+1} \\ \Delta \hat{\mathbf{b}}_{n+1}^{k+1} \end{array} \right\} = \begin{cases} \mathbf{F}_{n+1}^{ext} - \mathbf{F}_{n+1}^{int,k+1} \\ \mathbf{G}_{n+1}^{ext} - \mathbf{G}_{n+1}^{int,k+1} \end{cases}$$
(5)

$$\begin{cases} \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{d}_{n+1}^{k+1}} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^{T} \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \\ \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{b}_{n+1}^{k+1}} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^{T} \mathbf{D} \hat{\mathbf{\Phi}} d\Omega + \int_{\Gamma_{c}} \mathbf{N}^{T} \frac{\partial \mathbf{f} \left(\tilde{\mathbf{u}} \right)}{\partial \tilde{\mathbf{u}}_{n+1}^{k+1}} \mathbf{N} d\Gamma \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial \mathbf{d}_{n+1}^{k+1}} = \int_{\Omega_{c}} \hat{\mathbf{\Phi}}^{T} \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \\ \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial \mathbf{b}_{n+1}^{k+1}} = \int_{\Omega_{c}} \hat{\mathbf{\Phi}}^{T} \mathbf{D} \hat{\mathbf{\Phi}} d\Omega + \int_{\Gamma_{c}} \mathbf{\Phi}^{T} \frac{\partial \mathbf{f} \left(\tilde{\mathbf{u}} \right)}{\partial \tilde{\mathbf{u}}_{n+1}^{k+1}} \mathbf{N} d\Gamma \end{cases}$$

$$(7)$$

式(5)右辺のノルムが許容誤差以下となるまで収束計算 を行う。ここで、nは荷重ステップであり、k は収束計算 の繰返し回数を意味する。

3. 側方流動に伴う開口亀裂の進展解析

本章では、図 6 に示す河川堤防モデルを用いて亀裂進 展解析を行う。分離破壊が発生する場合,分離した土塊自 体の変形は小さいため,材料は線形等方弾性体と仮定した。 ただし, 亀裂面には摩擦係数, 粘着力が存在している。解 析に用いた材料パラメータを表1に示す。図7に解析に 用いた有限要素メッシュを示す。三角形二次要素を用いて 節点数 41,271, 要素数 20,476 とした。図 8 に河川堤防盛 土内に亀裂が存在せず,自重のみが外力として作用してい る場合(以後,自重解析と呼ぶ)のσ,の分布図を示す(以 後記載している分布図は全てσ,分布である)。なお,正値 が引張応力である。図8に示すように軟弱層の影響によ って盛土が沈下し,法尻部分では隆起する変形モードが得 られている。この時、図8点線内に示すように、盛土底 面に引張応力 σ, が作用している事から, 引張応力により 鉛直方向の微小亀裂が形成されたと仮定し,図9に示す ように,初期亀裂を盛土底面中央に挿入した。初期亀裂長 さは 1.5m であり, 堤防側に 0.5m, 軟弱層側に 1m とした。

亀裂進展は、図 10に示す極座標を用いて、亀裂先端からの距離r=0.2mで引張周応力 $\sigma_{\theta}(r,\theta)$ の最大値 $\sigma_{\theta}(r,\theta_{max})$ が引張破壊強度 $\sigma_{\theta,f}=1.5$ MPa以上となる場合に、 θ_{max} 方向に発生すると仮定した。なお、議論を簡単にするために、地盤材料のせん断破壊強度は引張破壊強度に対して非常に大きいと考え、せん断破壊は発生しないとする。また、本解析では数値解析精度を考慮し、亀裂進展方向が±5度程度となった場合には、みなし角として0度(直進)方向に亀裂が進展するとした。

図 9 の初期亀裂モデルにおける自重解析結果を図 11 に示す。また,図 9 に示す亀裂の上下先端近傍応力場を 図 12 に示す。図 12 の縦軸は引張破壊強度 σ_{θ,f} =1.5MPa で



表 1 材料パラメータ

	盛土	軟弱層	地層1	地層2
単位体積重量[kN/m ³]	17.07	18.54	18.54	20.6
弾性係数[kN/m ²]	88,000	150	150,000	738,000
ポアソン比[-]	0.258	0.33	0.33	0.33
亀裂面の摩擦係数[-]	0.1	0	-	-
亀裂面の粘着力[kN/m ²]	5	0	_	_



図 7 解析メッシュ図



図 11 初期亀裂モデルでの解析結果



除して無次元化した応力成分 σ を表示しており, σ_o が1 を超えると引張破壊となる。図11に示す σ_x 分布図は図8 とほとんど違いは見られないが, 亀裂先端近傍応力場を見 ると,上側先端では亀裂が開口した事によって亀裂先端近 傍に応力集中が発生し,図12(a)に示すような典型的な開 口型亀裂の応力分布を生じている。この時, 亀裂先端近傍 の引張周応力は亀裂が直進する方向(0度方向)に最大と なっている。一方,軟弱層側では図12(b)に示すように, 周応力は全方向で圧縮を示している。この応力分布は均一 圧縮応力状態であり, 亀裂面は閉口している事を意味して いる。なお,極座標表示で振幅,振動数が等しく振動して いる場合は均一応力状態であることに注意したい。

亀裂進展解析結果を図 13 に示す。亀裂は図 13(a)から 徐々に盛土内をまっすぐに進展していき,最終的に盛土天 端表面に到達する(図 13(f))。一方,軟弱層側の亀裂先端 近傍は一貫して図 12(b)に示すような均一な圧縮応力状態 を示し,亀裂進展は発生しない。

以上より,盛土底面に亀裂が形成された場合には,側方 流動に伴って亀裂が開口しながら進展する事が判明した。

しかし,図 13(f)に示すように,盛土全体の変形モード を見ると,盛土中心に対して天端が沈み込むような変形モ ードとなっており,盛土が離れていくような短冊状の破壊 形態とはいえない。



(c) 盛土側 亀裂長さ1.5m



(d) 盛土側 亀裂長さ 3m



(e) 盛土側 亀裂長さ4m



(f) 亀裂が盛土天端に到達図 13 亀裂進展解析結果

4. 側方流動に伴う複数亀裂の進展解析

前章の解析結果より、1つの亀裂では、図2に示すよう な盛土が分離する破壊形態は得られない事が判明した。そ こで,側方流動によって盛土底部に複数の亀裂が形成され, これが成長する事で盛土が複数に分断されると考え,複数 亀裂による進展解析を行った。

本解析では、図 14 に示すように、盛土底部中央、盛土 底部左側に盛土側 0.5m, 軟弱層側 1m の亀裂の 2 本を挿入 した。以後, それぞれ単に中央亀裂, 左側亀裂と呼ぶ。そ の他, 解析に用いたモデル, 解析メッシュ, 材料パラメー タは前章と同じである。

図 15 に初期亀裂モデルにおける自重解析結果を示す。 また、この時の両上側亀裂先端近傍の周応力分布を図 16 に示す。図 16 に示すように両亀裂上側先端近傍の最大周 応力は亀裂がまっすぐ鉛直に進展する方向を示しており, $\bar{\sigma}_a=1$ を超えている。また、その最大値は左側亀裂の方が 大きい。これは、 左側亀裂の方が中央亀裂に対して土圧に よる拘束圧は小さいためである。したがって, 亀裂は左側 亀裂から進展を開始する。

図 17 に左側亀裂が初期状態,進展中(詳細は後述する), 法面到達時における,中央亀裂の亀裂先端近傍周応力分布 を示す。また、図 18 に亀裂進展解析結果を示す。

図 17 に示すように、左側亀裂の進展に伴って、中央亀 裂の最大引張周応力が小さくなっている。これは、左側亀 裂が進展することで応力再分配が発生したためである。す なわち、左側亀裂が進展中(図 18(b))に開口する事で、 中央亀裂は左側から圧縮され, 拘束圧が大きくなり, 引張 周応力は小さくなったといえる。

また, 左亀裂が法面到達時(図 18(c))には, 左側亀裂 を境にして盛土が分離する。この時、分離した右側の盛土 の左側亀裂面は反時計方向回りに少し傾いたまま沈下し ている。そのため, 左側亀裂の下側先端近傍の軟弱層は変 形が局所化し,結果として左側への側方流動は抑えられて いる。これにより, 盛土底面に生じる引張応力は小さくな る。この影響は大きく、図 17 に示すように中央亀裂の最 大引張周応力は初期状態に対して 1/2 程度まで小さくなっ ている。ただし, 盛土右側の法尻部は隆起した状態, すな わち,盛土右側への側方流動は生じたままであるために中 央亀裂は閉口する事なく,開口したままである。また,こ の時,最大引張周応力は引張破壊強度を超えている。した がって, 左側亀裂が法面に到達した後に中央亀裂は進展を 開始する。

図 18(d)に示すように中央亀裂はまっすぐ上方に進展し ていき、最終的に天端へと到達し、図 18(e)に示すような 盛土が短冊状に分離する破壊形態となる。

図 18(e)に示すように盛土天端中央付近に段差が生じて いる。これは, 盛土の左側亀裂と中央亀裂に挟まれた部分 が盛土全体から分離してブロック化した事で,その底部の 傾きが自重によって水平となり,反時計回りに傾いている



図 15 複数初期亀裂モデルでの自重解析結果



図 17 左亀裂進展時の中央亀裂上側先端近傍周応力分布

盛土右側部分との間に変位差を生じたためである。

以上の解析結果より,河川堤防盛土が分離するような短 冊状の破壊形態は,河川堤防盛土下部の基礎地盤が側方流 動を生じる事で盛土底部にいくつかの微小亀裂を形成し, この亀裂が側方流動に伴い開口しながら進展し,法面や天 端に到達することで生じる事が分かった。

5. まとめ

本論文では, 地震時に河川堤防盛土に発生する盛土が短 冊状に分離する破壊形態の破壊メカニズムを解明するた



(e) 中央亀裂が天端に到達図 18 複数亀裂の亀裂進展解析結果

めに,側方流動に伴って盛土底部に亀裂が生じたと仮定し て亀裂進展解析を行った。その結果,以下の事を示した。

○ 盛土底部に発生した亀裂の亀裂先端近傍応力場は典型的な開口型亀裂の応力分布を示し、亀裂進展方向は鉛直上向きである事が判明した。これにより、亀裂は開口しながら盛土中をまっすぐに進展していき、天端へと到達する

事が分かった。

複数亀裂(盛土底部中央,左側)の発生を考慮した場
 奇,拘束圧の小さい盛土左側から亀裂は進展する。このと
 き左側亀裂が進展する事で応力再配分が発生し、中央側の
 亀裂の最大引張周応力は小さくなることを示した。

 を側亀裂が法面に到達後,中央亀裂が進展を開始する。
 この中央亀裂が盛土天端に達する事で,河川堤防盛土が短
 冊状に分離される破壊形態が生じる事を示した。

今後は,液状化領域の位置によって引張破壊,せん断破 壊のどちらが発生するかを検討する事で引張破壊とせん 断破壊を含めた統合的な河川堤防盛土の破壊メカニズム の解明を行う。

謝辞

本稿は、地盤工学会東日本大震災対応調査研究委員会 「地盤変状メカニズム研究委員会(委員長:浅岡顕)」河 川堤防ワーキンググループ(リーダー:小高猛司)に関連 する研究報告である。WGメンバーには多くのご意見を頂 きました。ここに記して感謝します。

参考文献

- 財団法人国土技術センター:北上川等堤防復旧技術検討会報告 書,http://www.thr.mlit.go.jp/,2014年3月12日取得.
- 財団法人国土技術センター:河川土工マニュアル,平成21年4 月,http://www.jice.or.jp/,2014年3月12日取得.
- 3) 余川弘至,田辺 晶規,八嶋厚,杉戸真太,沢田和秀,久世益充, 中山修,星加泰央:地震動の加速度振幅と継続時間が河川堤防 の変形に及ぼす影響,日本地震工学会論文集 Vol. 9, No.5, 5_1-5_20, 2009.
- 4) 中田光彦,澤田純男,後藤浩之,吉田望,飛田善雄:引張破壊 を考慮した液状化地盤上における盛土の地震時破壊性状に関す る研究,第47回地盤工学研究発表会,2012.
- 5) 川瀬貴文,新保泰輝,鈴木達也,矢富盟祥:動的X-FEMを用いた引張亀裂を有する盛土の地震時破壊形態に関する基礎的研究, 第48回地盤工学研究発表会,2013.
- Sasaki, Y., Moriwaki, T. and Ohbayashi, J.: Deformation process of an embankment resting on a liquefiable soil layer, Deformation and progressive failure in geomechanics, Proc. IS-Nagoya'97, pp.553-558, 1997
- Belytschko, T., Chen, H., Xu, J., Zi, G. : Dynamic crack propagation based on loss of hyperbolicity and a new discontinuous enrichment, Int. J. Numer. Meth. Engng., Vol.58, pp.1873-1905, 2003.
- 李炳奇, 矢富盟祥:陰解法リターンマップ手法を用いた圧縮荷重 下におけるき裂先端近傍場の X-FEM 解析,応用力学論文集, Vol.8, pp. 461-470, 2005.

剛塑性有限要素法による粘性土地盤の不均一性を考慮した支持力解析

Bearing Capacity Analysis by Using Rigid Plastic Finite Element Method

~A Challenge to Consider the Heterogeneous Distribution of the Ground Condition~

豊田智大¹,水野和憲²

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・toyoda.tomohiro@i.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科

概 要

剛塑性有限要素法は、カムクレイモデルに基づいて限界状態における地盤の状態を予測することにより、 応力経路に依存することなく、極限荷重を精度よく求めることのできる地盤の安定解析手法の1つである. この手法を支持力問題に適用する場合、地盤の初期状態として有効応力分布、過圧密比分布を設定する必 要がある.ところが、地盤の状態を正確に把握することは難しく、剛塑性有限要素解析においては多くの 場合、地盤の初期状態は適当に仮定して与えられる.そこで本研究ではまず、地盤の初期状態の設定方法 が極限支持力および破壊形態に対して与える影響について検討した.続いて、支持力解析に先立ち、水ー 土骨格連成有限変形解析によって地盤の初期状態を精緻に明らかにしておくことで可能となる「地盤の状 態の不均一性を考慮した剛塑性有限要素解析」を実施した.本研究では特に、基礎設置以前のKo圧密過程 および根入れのための掘削過程が地盤の極限支持力ならびに破壊形態に与える影響について評価した.

キーワード: 剛塑性有限要素法 (RPFEM), 安定解析, 支持力問題

1. はじめに

剛塑性有限要素法(Rigid Plastic Finite Element Method, 以下 RPFEM と記す)は、Cam-Clay モデルに基づいて極限 状態における地盤の状態を予測することにより、応力経路 に依存することなく、極限荷重を精度よく求めることので きる地盤の安定解析手法の1つである.この手法を支持力 問題に適用する場合、地盤の状態として以下の2種類の分 布を与える必要がある.

1) 地盤内の平均有効応力p'分布

2) 過圧密比OCR分布

ところが、これらの地盤の初期状態を正確に推定することは難しく、RPFEM 解析においては、地盤の初期状態は 適当に仮定されることが多い.

そこで本研究においては、RPFEM による支持力解析に 先立ち,水-土骨格連成極限有限変形解析(変形解析)に より地盤の初期状態を精緻に明らかにしておくことで,地 盤の状態の不均一性を考慮した RPFEM 解析の実現を目指 す.また,基礎を設置する以前の地盤の状態変化(本研究 ではとくにK₀圧密過程および掘削過程)が地盤の極限支持 力および破壊形態に与える影響について検討することを 目的とする.さらに、RPFEM による極限解析が増分型の 弾塑性有限要素法に匹敵する精度を発揮しうるのか調べ る中で、RPFEM 解析自体の妥当性についても評価する.

2. 剛塑性有限要素法

RPFEMは,1960~1970年代に金属の塑性加工分野で開 発された極限解析手法¹⁾であるが、その明快さ故に、発祥 から半世紀が経過しようとしている現在でも尚、塑性加工 の実務においては強力なツールとして台頭している. **RPFEM**は田村ら^{2),3}によって地盤工学の分野に持ち込ま れて以降、浅岡ら^{4),5}、小高ら^{6),7),8}によって「水-土骨 格連成極限つり合い解析」として再定式化され、地盤の安 定問題を合理的に解く手法としての地位を確立した.

本章ではまず, RPFEM 特有の簡便さと明快さの拠りど ころとなっている事項,および地盤工学への適用が進んだ 背景を順を追って確認してゆく.加えて,現在積極的に地 盤工学への導入が進められている弾塑性変形解析とも対 比しながら,近年における RPFEM の地盤工学的な位置づ けをここで再認識しておくことにしたい.

2.1 剛塑性有限要素法とは

地盤の安定解析においては、地盤が破壊して塑性平衡状 態が達成されたと考えて、極限つり合い方程式から不静定 問題を解く.このような場合、地盤の構成材料の塑性ひず みが弾性ひずみに比べて非常に大きくなるため、相対的に 弾性変形を無視し、剛塑性体とみなして解析を行うことが できる.



図2 構成モデルの比較

RPFEM は図 1 の応力-ひずみ関係に示されるように,地 盤材料が限界状態において応力一定,ひずみ不定,体積一 定となることを利用し,上界定理に基づく塑性仕事率の最 小化演算によって,塑性崩壊時に発揮されうる極限荷重 (すなわち極限支持力q_u)およびこれに対応する崩壊メカ ニズムとしての破壊時変位速度場を求める手法である.

図 2 は解析にしばしば用いられる代表的な構成モデル を示したものである. 地盤は一般に弾塑性体としてモデル 化されることが多く, 弾塑性体として計算すれば, 変形問 題から安定問題まで幅広く問題を解くことができる. しか し, 弾塑性体としてモデル化した場合, その構成式は増分 形式で記述され, 破壊現象は変形の履歴を追跡(積分)し た結果として表現される. そのため, 破壊時の状態を知る ためには, 節点座標を更新してゆく繰り返し計算が必要と なる. その点で弾性解析は, 高い応力レベルでの非線形な 応答を記述できないという代償を支払うかわりに, 変形勾 配と場の応力を 1:1 に対応させることができるという対価 を得た解析手法として位置づけることが可能である.

一方, RPFEM の場合,地盤を剛塑性材料と仮定したこ とによって,弾性沈下のような低い応力レベルでの問題を 解くことを放棄する.その代わりに,最初から限界状態に 着目し,破壊時の応力と塑性ひずみ速度を1:1に対応させ ることで,弾塑性解析に見られるような増分計算なしで極 限荷重と崩壊メカニズムを直ちに求めることができる.

2.2 剛塑性有限要素法の特徴

金属材料を対象として開発された RPFEM が,地盤の安 定問題を取り扱う強力なツールとなり得た背景には,金属 と土質材料の特性のアナロジーが存在する.本節では,解 析の簡便性を裏付ける RPFEM の特長について整理する.

2.2.1 限界状態理論 ~非排水条件の威力~

地盤内応力は限界状態において一定となり、このときの 応力場が明らかとなれば、極限荷重は容易に求まる.

この地盤内の応力状態を決める上で威力を発揮するの が「非排水条件」である.地盤の安定問題のうち,とくに 基礎の支持力問題は地盤の「短期安定問題」すなわち「急 速載荷問題」として取り扱われることから,土は系の外部 と水のやりとりをしないという非排水条件を仮定するこ とができる.このとき,破壊時の土の状態(軸差応力 q_f , 平均有効応力 p'_f)は,限界状態理論によって図3のように, 変形の過程(応力経路)を追跡することなく,初期状態(平 均有効応力 p'_0 ,比体積 v_0)から直ちに,そして唯一に定ま る.このようにして,破壊時の応力状態が繰り返し計算な しで求められることが,RPFEMの簡便さを生み出してい ると言っても過言ではない.また,非排水せん断時に土の 比体積vが変化しないこと(非圧縮性)は、金属材料の塑 性変形における「体積一定則」と等価であり、後述の Mises 降伏関数を使用する動機を与えるものとなる.

2.2.2 Mises 降伏関数 ~後続しない降伏曲面~

Mises 降伏関数もまた,元来は金属材料の降伏条件として提案されたものであるが,体積一定則と非排水条件の同 義性から,地盤材料にも適用可能な降伏曲面を与える.

Mises 降伏関数*f*は, 偏差応力*s_{ij}の*第 2 不変量を用いて 以下のように記述される.

$$f = \frac{1}{2} \left(s_{ij} s_{ij} - \sigma_0^2 \right)$$
 (1)

ここに σ_0 はミーゼス定数である.

ここで重要なことは、剛塑性体の場合には応力状態が一 定となっているため、降伏曲面*f* = 0 (図 4) は負荷に対し て拡大せず、後続降伏曲面を考える必要がない (硬化パラ



図3 限界状態理論による破壊時応力状態の予測



図4 Mises 降伏関数と関連流れ則

メータを導入する必要がない)という点である.したがって,先のように,Cam-Clay モデルによって破壊時の応力場を既知とした場合,関連流れ則

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \tag{2}$$

より塑性ひずみ速度 ϵ_{ij}^p を生じる方向が直ちに決まるため, これに適合条件を用いることで変位速度場 u_i もまた容易 に求まり,崩壊メカニズムを一意に決定することができる.

2.2.3 Drucker 仮説 ~安定な変形~

Drucker 仮説は,地盤材料が負荷に対して「安定な変形 ($\dot{\sigma} \cdot \dot{\epsilon}^{p} = 0$)」をする硬化材であることを仮定するもので ある.したがって,材料が軟化挙動を示し,限界状態到達 以前のピーク強度で破壊する場合,破壊時の応力状態は限 界状態理論によっては予測され得ないため,RPFEM は適 用できない.したがって,図5のように過圧密土が排水せ ん断によって破壊するようなケースにおいては RPFEM を 適用することができない.しかし非排水条件の下では,正 規圧密状態であっても過圧密状態であっても材料は硬化 挙動を示すことから,短期安定問題の場合,地盤の過圧密 の程度によらず極限支持力を推計することが可能となる.

2.2.4 粘性土地盤の場合

とくに粘性土地盤の場合,透水係数が小さいため急速載 荷時に非排水条件が十分に満足され得るだけでなく,粘土 地盤を非排水条件で c_u 材料として取り扱う場合,ダイレイ タンシー角をゼロとみなして問題が解ける.これにより解 法はさらに明快なものとなり, RPFEM は $\phi_u = 0$ の円弧す べり解法から速度不連続線を除いたものに相当する.

2.2.5 必要な材料パラメータ

RPFEM における材料パラメータは、初期状態から限界 状態を予測するのに必要な最低限の弾塑性パラメータに とどまり、とくに Original Cam-Clay Model の場合、圧縮指 数*λ*、膨潤指数*κ*、限界状態定数Mの3つに限定される.ま た、降伏曲面が後続しないことから、弾塑性解析における 発展則パラメータを必要としない.したがって、これらの 材料パラメータに加え、有限要素メッシュおよび境界条件、 初期パラメータが適切に与えられれば、弾塑性解析よりも 遥かに少ないパラメータで地盤の安定解析が可能となる.



図5 粘性土の典型的な応力-ひずみ関係

3. 地盤の初期状態が極限支持力に与える影響

RPFEM の最大の特徴はその簡便さにあり,前章に示し た非排水条件や硬化材料等の各種条件が揃えば,増分計算 なしで崩壊時の荷重を正確に推計することできる.したが って,**RPFEM** の解の良否は,適切な有限要素離散化がな され,正しく材料パラメータが与えられたならば,もっぱ ら初期パラメータ(平均有効応力p'分布とOCR分布)の設 定方法に依存して決まるといってよい.ところが,これら 地盤の初期状態を正確に把握することは困難であり,大抵 の場合は図6のように,平均有効応力分布は長方形分布や 三角形分布等で,過圧密比分布は均一分布や2層分布等で 仮定して与えるほかない.

本研究の目的の1つは、地盤の状態の不均一性を考慮した RPFEM 解析を実施することにある. そこで本章では、 不均一性の考慮に先立ち、初期パラメータの設定方法(仮 定方法)が RPFEM の解に与える影響について検討する.

3.1 地盤の状態変化が土の非排水せん断強度に与える 影響

(1) 平均有効応力p'の影響

地盤内で平均有効応力p'が増大すると、土骨格に作用する有効拘束圧の増大によって、地盤の強度cuは増大する.





(2) 過圧密比OCRの影響

過圧密比OCRの大きい地盤ほど,より大きな先行圧密圧 力を受けて密な状態にあるため,OCRが増加すると,土は 非排水せん断時により大きな強度*cu*を発揮する.

Original Cam-Clay モデルによると、2 次元平面ひずみ条件では、上記の平均有効応力p'、過圧密比OCRと強度 c_u の関係は、土の弾塑性パラメータ(圧縮指数 $\hat{\lambda}$ 、膨潤指数 $\hat{\kappa}$ 、限界状態定数M)を用いて次式で予測することができる.

$$c_u(p', \text{OCR}) = \frac{M}{\sqrt{3}} p' \text{OCR} \exp\left[-\left\{1 - \frac{\tilde{\kappa}}{\tilde{\lambda}}(1 - \ln \text{OCR})\right\}\right] \quad (3)$$

図 7 は式(3)の関係を示したものであり、平均有効応力 の増加p'と過圧密比OCRの増加が、ともに強度c_uの増大に 寄与することがわかる.

3.2 土の非排水せん断強度が極限支持力に与える影響

図 8 は強度 c_u 分布が異なる 5 種類の地盤について,極限 支持力 a_u を発揮するときの破壊形態を示したものである.

地盤内の強度が均一である場合,(a)のような破壊形態を とる.しかし,有効応力の小さい地表面での強度低下を考 慮した(b)では,強度の小さい浅部で局所的に破壊が起こっ ている.また,強度の小さい上層が存在する(c)のケースで は,強度の大きい下層に遮られて破壊は上層において卓越 し,一方,仮想の強度が小さい(d)の場合,相対的に強度の 小さい下層を抉るような破壊形態となることがわかる.こ のことから,破壊は強度の小さい領域において卓越する傾 向があることがわかる.

ところで,(a)よりも大きい強度を有する(e)では,極限 支持力は増大しているものの,破壊形態は変化していない. このことから,強度の増加それ自体は,極限支持力を増大 させるものの,破壊形態には影響を与えないといえる.

一方,均質な強度分布を仮定する場合,極限支持力の正 解(Plandtl 解)は図9のような速度場の下で

 $q_{\mu} = (2+\pi)c_{\mu} = 5.14c_{\mu} \tag{4}$

と与えられる. 一方, RPFEM により支持力の上界値を算 定すると,正解よりも大きい解 $q_u = 5.55c_u$ が上界定理によ り求まる.このことから, RPFEMの解は正解に対して 8.0% 程度の相対誤差を含んでいることがわかる.



図9 Plandtl 解を与える変位速度場(崩壊メカニズム)

4. K₀圧密・膨潤過程が極限支持力に与える影響

本章では、一次元圧密・膨潤過程によって状態が不均一 となった地盤の支持力解析を行う.そこで、図 10 に示す ような半断面の有限要素メッシュを用意し、変形解析によ って初期状態を作成した後、これを RPFEM に入力するこ とで極限支持力、破壊形態を算定する.

本章での変形解析による地盤の初期状態の作成方法は, 地表面に圧密圧力pを作用させて地盤を一次元圧密させた 後,この荷重を取り除いて膨潤させるというものである. 表1および図11に示す一連の過程を経て,不均一な応力 分布ならびにOCR分布が得られる.本研究では,載荷履歴 の異なる次の3種類の方法で地盤の初期状態を作成し,極 限支持力g_uを求めた.

- E密圧力pの大きさを変化させた場合 (圧密,膨潤放置時間t₁, t₂は∞とする)
- (*p*=200kN/m², 膨潤放置時間*t*₂は∞とする)
- 8) 膨潤放置時間t₂を変化させた場合 (p=200kN/m², 圧密放置時間t₁は∞とする)









4.1 圧密圧力の大きさpを変化させた場合

異なる圧密圧力pで圧密された地盤の初期状態を図 12 に、極限支持力quを図 13 に示す.図 12(a)より、圧密圧力 pが増加すると除荷時の有効拘束圧が増加するため、平均 有効応力p'が増加する.また、図 12(b)より、より大きな 圧密圧力が作用するほど圧密段階で地盤深部まで塑性圧 縮し、OCRが増大する傾向にある.このことから、図 13 にみられるような圧密圧力の増大に伴う極限支持力の増 大は、平均有効応力p'と過圧密比OCRの増大に伴う図 12(c) のような強度cuの増加によるものであると解釈できる.



4.2 圧密放置時間 t_1 を変化させた場合

異なる時間t₁だけ圧密放置し、圧密度がUに達した後、

+分に膨潤させた地盤の初期状態の分布を図 14,極限支 持力*q_u*の推移を図 15,破壊形態の変化をOCR分布の推移と 併せて図 16 に示す.

まず,有効応力分布について,図14(a)によれば,圧密 度の低い段階では,地表面付近で速やかに過剰間隙水圧が 消散し,有効応力が増加するため,地表面よりも有効応力 の小さい領域が地盤内に存在することとなる.一方,圧密 放置時間を長く設けた場合,深部まで過剰間隙水圧が消散 して有効応力分布は台形に近づくこととなる.一方,地盤 内のOCR分布の推移について図14(b)を見ると,圧密度が U=0のときは地盤全域が正規圧密状態にあるが,圧密度U が大きくなるにつれて地表面から深部に向かって圧密が 進行し,除荷時に過圧密土化する領域が深部に拡大するこ とがわかる.この結果は,圧密が十分に進行していない状 態で圧密圧力を取り除くと,上層が過圧密土,下層が正規 圧密土で構成される不均一な地盤(相対的に上層が強い2 層地盤)が形成されることを意味している.

以上より,図 16 において破壊時変位速度場が圧密度Uの 増大とともに深部へと拡大したのは、地表面から進行する 過剰水圧の消散と圧密の進行に伴う過圧密領域の拡大に よって、深部に向かって強度 c_u 増加が起こったためである と解釈できる.強度 c_u の増加に加えて、この速度場の拡大 もまた極限支持力 q_u の増加に寄与しているといえる.





図 15 圧密度の異なる地盤の OCR 分布と破壊形態の変化

4.3 膨潤放置時間t₂を変化させた場合

圧密完了後,異なる時間t₂だけ膨潤放置した地盤の,圧 密完了時を基準とした圧密度(膨潤度U'と呼ぶ)と極限支 持力の関係を図 16 に示す.また,異なる膨潤度U'に到達 した地盤の初期状態を図 17 に示す.

除荷直後の極限支持力 q_u は、615kN/m²となっており、 膨潤完了後の 273kN/m²と比較すると、2 倍以上である. これは、圧密の進行に伴って平均有効応力p'が地盤全体で 増加することによるものであるといえる.一方、膨潤の進 行に伴い負の過剰間隙水圧が消散すると、図 17(a)のよう に平均有効応力p'は減少し、強度 c_u もまた地表面から深部 に向かって低下する.したがって、図 16 に示されるよう な膨潤進行に伴う極限支持力 q_u の低下は、平均有効応力p'の減少によるものであると考えられる.

5. 掘削過程が極限支持力に与える影響

一般に地盤の状態は、有効応力分布は三角形分布,OCR 分布は均一分布で仮定されることが多い.しかし実際には、 基礎を設置するための掘削によって、周辺地盤の状態はよ り複雑になっていると考えられる.そこで本章では、掘削 によって周辺地盤の状態がどのように変化するのか調べ るとともに、この状態変化が極限支持力や破壊形態に与え る影響について検討するため、RPFEMを用いて以下の解 析を実施した.

5.1 掘削による地盤の状態変化が極限支持力に与える 影響

本章での地盤の初期状態の作成方法は、表 2、図 18 および図 19 に示すものである.すなわち、掘削箇所の要素

を除去する際に, 掘削面に作用していた応力をこれと等 価な節点力で置換した後, これを段階的に取り除くことで, 地盤の掘削過程を表現した.ここで, 剛な矢板および基礎



図16 圧密度U, 膨潤度U'と極限支持力q_uの関係 は, 隣接する地盤の変位速度場を拘束するものであること を考慮し, 距離不変と角度不変の2種類の線形制約条件⁹⁾ を課すことにより表現している. 平均有効応力分布および OCR分布を図20, 図21に, 破壊形態を図22に示す.

まず、図 20 によれば、掘削過程を考慮すると、除荷に 伴う応力解放によって掘削底面の平均有効応力が低減す ることがわかる.また、図 21 によれば、掘削過程を考慮 すると、せん断ひずみの発生による塑性膨張(過圧密の解 消)によって、掘削側面が正規圧密土化することがわかる. これらの影響により、基礎近傍の地盤の強度は低下してい るため、破壊は図 22(b)のように基礎周辺において局所的 に発生し、極限支持力quは初期状態を仮定した場合に比べ て減少することとなる.これは言い換えれば、地盤の状態 の不均一性、つまり掘削による状態変化の影響を考慮せず に極限支持力を求めると、極限支持力quが過大評価されて しまうことを意味している.

そこで、この過大評価の程度を表す指標として、式(5)に 示す安全率を導入し、比体積 v_0 の異なる地盤、根入れ深さ D_f の異なる基礎に対して F_s を計算したところ、表 3 のよう に、過大評価の程度は 1.5 倍から大きくてもせいぜい 2 倍 程度であり、3 倍を超えることはなかった.





 $F_{s} = rac{
据削による状態変化を考慮しない場合の極限支持力
掘削による状態変化を考慮する場合の極限支持力
(5)$

一方,建築基礎設計指針¹⁰⁾では,地盤の不均一性に依存 する設計安全率を3としている.解析結果によれば,掘削 による状態変化の影響は,この「安全率3」を採用するこ とによって十分に考慮できることがわかった.

5.2 施工方法が極限支持力に与える影響

地盤を掘削する場合,矢板を打設するだけでなく,各種 支保工が導入されることが多い.そこで,支保工による変 形抑制効果を評価し,支保工の設置方法が極限支持力に与 える影響について検討した.

図 23(b)(c)(d)はそれぞれ、支保工として自立式土留め、 剛な切梁および補強土工法を施工したときのOCR分布で ある.同図(a)の無対策の場合と比較すると、除荷段階での 対策工の導入によって掘削側面の変形が抑制されるとと

表3 安全率Eの筧定結果(過大評価の程度)

X5 X-	L 15->-		11.2
v_0	F_s	$D_f[m]$	F_s
2.459	1.96	0.0	1.15
2.300	1.79	1.0	1.50
2.200	1.71	2.0	1.80
2.100	1.66	3.0	1.96
* D _f =3.0	[m]	* v ₀ =2.45	9



もに、せん断ひずみの発生が抑制されることで、基礎近傍の地盤が正規圧密土化しにくくなることがわかる.これにより基礎近傍での強度低下が防止されることから、支保工の導入は変形抑制効果を発揮するだけではなく、極限支持力の増大にも寄与しうるといえる.このことは図 24 において、補強材長さ(矢板打設深さL1、鉄筋挿入長さL2)を増加させると極限支持力が概ね増加することと対応している.

なお,粘性土地盤の場合,掘削速度の差異によって変位 量や極限支持力が変化することはなかった.

6. RPFEM と他の安定解析手法との比較

本節では、極限支持力を表4に掲げる4つの方法により 求めて比較することで、従来の初期状態の設定方法がどの 程度妥当であるのかについて検討することを目的とする. 加えて、古典的な解析手法であるTerzaghi公式、弾塑性変 形解析との比較を通して、RPFEMの有効性を確認する.

表4 極限文狩刀を求める4つの万	法
------------------	---

方法	初期状態決定方法	極限支持力算定方法	計算コスト
(1)	仮定	Terzaghiの支持力公式* ¹	LOW
(2)	仮定* ²	RPFEM	
(3)	弹塑性変形解析*3	RPFEM	
(4)	弹塑性変形解析*3	弹塑性変形解析*4	HIGH

*¹ 内部摩擦角 $\phi = 0$ の粘性土地盤において、 $q_u = 5.71c_u + \gamma' D_f$. *² 有効応力分布は三角形分布、OCR分布は均一分布を仮定する. *³ 根入れ深さ D_f =3.0[m]とし、掘削過程は5章(表 2) に準拠する. *⁴ 変形解析による支持力解析では、基礎と隣接する節点を等速 δ =0.001m/s で鉛直下向きに変位させることで、図 25(b)のような荷重一沈下量曲線を作 成し、曲率の最大となる点での支持力を極限支持力 q_u とする.

6.1 (1)と(2)の比較 - Terzaghi 公式の理想化の有効性

図 25(a)によれば, Terzaghi 公式により得られる極限支持 力(1)と RPFEM により極限支持力(2)はほぼ同一の値をと る. Terzaghi 公式は, 種々の理想化条件, すなわち

- 1) 基礎底面よりも上側にある土の粘着力の影響を無視
- 2) 基礎側面と地盤の間に生じる摩擦の影響を無視

3) 非排水せん断強度cn分布は均一であると仮定

の下で誘導されたものであり、一方 RPFEM は、これらの 影響を考慮して解析を行ったものである.しかし、これら の解がほぼ一致することから、Terzaghi 公式における理想 化の仮定は十分に妥当なものであるといえる.

6.2 (2)と(3)の比較 - 初期状態の仮定方法の妥当性

図 25(a)において,初期状態を仮定して求めた極限支持 カ(2)は,掘削による状態変化を考慮して求めた極限支持力 (3)よりも大きくなっている.このことは先の5.1において, 正確な地盤の初期状態を入力しなければ,基礎近傍での強 度低下の影響を反映することができないため,極限支持力 を過大評価してしまう可能性があることと対応している.

6.3 (3)と(4)の比較 - RPFEM 解析の有用性

図 25(a)は、変形解析により極限支持力を求めた(4)は、 RPFEM により極限支持力を求めた(3)と完全には一致しないことを示している.この相違は図 25(b)において、地盤が進行性破壊(抵抗力が増大し続ける局部せん断破壊)するために、限界状態が定義できないことを反映している.



図 26 は(4)の解析における破壊時のせん断ひずみε_s分布 である. OCRの小さい(a)の場合,急速載荷によって基礎底 面直下で局所的にせん断破壊するが, RPFEM で解析を行 った(3)の場合,必然的に全般的な速度場が見出されるため, 掘削側面での強度低下の影響により極限支持力は(4)より も小さくなる.一方, OCRが大きい場合,(4)においても図 27(b)のように破壊は広範囲に及ぶため,基礎側面での強度 低下の影響を受けて極限支持力は(3)を下回ることとなる.

したがって,弾塑性解析の場合には破壊(有害な沈下量) を適切に定義することが重要であり,また RPFEM におい ては破壊時の限界状態における応力場を適切に表現でき ているかを検討することが重要であるといえる.

7. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す.

- 変形解析により地盤の初期状態を作成することで、基礎設置以前の地盤の状態変化を考慮した支持力解析が可能となる。
- K₀圧密・膨潤過程において、荷重強度が十分でない場合、放置時間が十分でない場合には、地盤の状態は不均一となる.また、地盤を掘削すると、周辺地盤は有効応力の低減と正規圧密土化による強度低下を起こすため破壊は局所化し、極限支持力は小さくなる.
- RPFEM 解析により地盤の安定性を評価する場合、変形の過程で地盤の状態が不均一となっていることを知った上で、初期状態を仮定して与えることによる影響を正しく把握・検討することが必要であるといえる。

参考文献

- 小林史朗, Lee, C.H., Shah, S.N.:マトリックス法による剛一塑性体 変形の解析, 塑性と加工, Vol.14(153), pp.770-778, 1973.
- Tamura, T., Kobayashi, S., and Sumi, T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984.
- Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : Rigid plastic finite element method for frictional material, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.
- 4) 浅岡顕: 支持力と有効応力,土と基礎, Vol.36, No.6, pp.43-49, 1988.
- Asaoka, A., Ohtsuka, S. and Matsuo, M.: Coupling analysis of limiting equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, Soils and Foundations, Vol. 30, pp. 10-123, 1990.
- 6) 小高猛司:水-土骨格連成極限つり合い解析に基づく複合地盤の支持力に関する研究,名古屋大学学位論文,第3章, pp.51-54, 1993.
- 小高猛司:有限要素法の基礎と地盤への応用,8. 地盤工学における剛塑性有限要素法(その1),(社)地盤工学会,Vol.49, No.11, No.526, pp.33-38, 2001.
- 小高猛司:有限要素法の基礎と地盤への応用,8. 地盤工学における剛塑性有限要素法(その2),(社)地盤工学会,Vol.49, No.12, No.527, pp.65-68, 2001.
- Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda. K. : Displacement/Traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.173-181, 1998.
- 10) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針,技報堂出版, pp.119-123, 1988.

改良型粒子法を用いた地盤の変形解析 Deformation Analysis of Geomaterials using SSPH Method

野々山栄人¹,中野正樹²,野田利弘³

- 1 名古屋大学・社会基盤工学専攻・nonoyama@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・社会基盤工学専攻
- 3 名古屋大学・減災連携研究センター

概 要

粒子法は連続体の構成式に基づいて大変形を表現できる解法の1つである。地盤工学では、地盤材料の構成式を粒子法に導入し、地盤の大変形問題を対象とした研究が進められている。一方、従来の粒子法では、 計算精度、特に自由表面での精度が低下する問題が指摘されている。本論文では、従来型のSPH法および 改良型のSSPH法を用いて、自由表面を有する単純せん断問題での計算精度の比較検証を行った。Taylor 展開の高次項を考慮することで、その精度を大幅に向上できることが確認できた。

キーワード: 粒子法, 単純せん断, 変形解析

1. はじめに

近年,豪雨や地震時に自然斜面や盛土をはじめとする土 構造物の崩壊が頻繁に発生している。このような地盤災害 は大規模な変状を示すものが多い。地盤工学の数値解析分 野では、このような大変形問題を解くために、様々な解析 手法を用いた研究が進められている。メッシュフリー法の 1種である粒子法(SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法¹¹²⁾や MPS(Moving Particle Semi-implicit)法³⁾)もその1つ であり、これまでに、地盤工学の諸問題への適用が行われ てきた。ただ、解法自体の精度に関する議論や高精度化へ の取り組みなどが行われ始めているものの、地盤工学の分 野ではあまり検討されずに定性的な議論のツールとして 用いられることが多い。粒子法は連続体の枠組みで大変形 問題を解くことができるという利点があり、定量的また工 学的な解析ツールとして用いるためにも、高精度化への取 り組みは必須である。

本研究では、地盤災害の大変形挙動を高精度に記述でき る粒子法の開発を目指している。本論文では、SSPH (Symmetric Smoothed Particle Hydrodynamics)法⁴⁾と呼ばれ る改良型粒子法を新たに用いた。まず、改良型手法を用い て弾性体および弾塑性体のせん断解析を実施し、従来型 SPH 法との精度の比較を行う。なお固体力学に基づいた粒 子法では、客観性のある応力速度として、Cauchy 応力の Jaumann 速度が導入されることがほとんどであるが、本研 究では Green-Nagdhi 速度⁵⁾を導入し、理論解が既知な弾性 解析を実施し、両手法による解と理論解との比較を行う。 次いで、弾塑性解析では、地盤材料を表現するために、土 の骨格構造(構造・過圧密・異方性)の働きを表現すること ができる弾塑性構成モデル(SYS カムクレイモデル)⁶を導 入し,両手法を理論解と比較し,改良型粒子法の有用性を 考察する。

2. 数值解析手法

以下では、改良型手法である SSPH 法の評価式と固体力 学に基づいて離散化する方法についてまとめる。従来型 SPH 法⁷および本研究で導入した SYS カムクレイモデルの 詳細については、参考文献に譲る。

2.1 SSPH法⁴⁾

SPH 法の高精度化手法として,現在提案されている代表 的な改良型手法(例えば,CSPM⁸),FPM⁹,やMSPH法¹⁰) は,多変数関数を Taylor 展開することで現れる高次項を考 慮して精度の向上を図っている。本研究で用いた SSPH 法 も,これらの改良型手法と同様に Taylor 展開の高次項を考 慮する手法であり,3次項まで用いる手法である。先に挙 げた改良型手法と大きく異なる点として,平滑化関数の空 間勾配を用いずに,粒子間距離を用いて計算することにあ る。つまり,平滑化関数の1階および2階の微分値を求め る必要がないため,平滑化関数の選択に関する制限がない という利点がある。以下には,2次元における SSPH 法の 評価式を示す。式(1)に示した連立方程式を解くことで,空 間勾配の各成分を計算することができる。

 $\mathbf{Q} = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{T}$ (1) ここで、**Q**、**K**、**T** はそれぞれ次式で表すことができる。

$$\mathbf{Q} = \begin{pmatrix} \frac{\partial \langle f(x^{\alpha}) \rangle}{\partial x}, \frac{\partial \langle f(x^{\alpha}) \rangle}{\partial y}, \\ \frac{1}{2} \frac{\partial^{2} \langle f(x^{\alpha}) \rangle}{\partial x^{2}}, \frac{1}{2} \frac{\partial^{2} \langle f(x^{\alpha}) \rangle}{\partial y^{2}}, \frac{\partial^{2} \langle f(x^{\alpha}) \rangle}{\partial x \partial y} \end{pmatrix}^{\mathrm{T}}$$
(2)

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} X^{2} \widetilde{W} & YX \widetilde{W} & X^{3} \widetilde{W} & Y^{2} X \widetilde{W} & X^{2} Y \widetilde{W} \\ XY \widetilde{W} & Y^{2} \widetilde{W} & X^{2} Y \widetilde{W} & Y^{3} \widetilde{W} & XY^{2} \widetilde{W} \\ X^{3} \widetilde{W} & YX^{2} \widetilde{W} & X^{4} \widetilde{W} & Y^{2} X^{2} \widetilde{W} & X^{3} Y \widetilde{W} \\ XY^{2} \widetilde{W} & Y^{3} \widetilde{W} & X^{2} Y^{2} \widetilde{W} & Y^{4} \widetilde{W} & XY^{3} \widetilde{W} \\ X^{2} Y \widetilde{W} & XY^{2} \widetilde{W} & X^{3} Y \widetilde{W} & Y^{3} X \widetilde{W} & X^{2} Y^{2} \widetilde{W} \end{bmatrix}$$
(3)

$$\mathbf{T} = \begin{pmatrix} (f(x^{\beta}) - f(x^{\alpha}))X \widetilde{W} \\ (f(x^{\beta}) - f(x^{\alpha}))Y^{2} \widetilde{W} \\ (f(x^{\beta}) - f(x^{\alpha}))Y^{2} \widetilde{W} \\ (f(x^{\beta}) - f(x^{\alpha}))Y \widetilde{W} \end{pmatrix}$$
(4)

ここで, \widetilde{W} , X, Y は以下である。

$$\widetilde{W} = \sum_{\beta=1}^{N} \frac{m^{\beta}}{\rho^{\beta}} W^{\alpha\beta}$$
⁽⁵⁾

$$X = x^{\beta} - x^{\alpha} \quad , \quad Y = y^{\beta} - y^{\alpha} \tag{6}$$

ここで、 α は評価点粒子、 β は周辺粒子、Nは周辺粒子の 個数、x、yは位置、 m^{β} は周辺粒子の質量、 ρ^{β} は周辺粒子 の密度、 $W^{\alpha\beta}$ は周辺粒子 β から評価点粒子 α への寄与を表 す平滑化関数である。

2.2 固体力学に基づいた定式化

以下に,連続体力学に基づいて支配方程式である質量保 存則および運動量保存則をそれぞれ示す。なお,本論文で は,間隙水の影響は考慮していないため,一相系の解析と なっている。

$$\frac{d\rho}{dt} = -\rho \frac{\partial v_i}{\partial x_i} \tag{7}$$

$$a_i = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + F_i \tag{8}$$

ここで、 v_i は速度ベクトル、 a_i は加速度ベクトル、 σ_{ij} は応 カテンソル、 F_i は単位質量あたりの物体力である。式(7)、 (8)を SSPH 法の評価式を用いてそれぞれ離散化する。

$$\rho \left(\begin{array}{c} \frac{\partial v_i}{\partial x} \\ \frac{\partial v_i}{\partial y} \\ \frac{1}{2} \frac{\partial^2 v_i}{\partial x^2} \\ \frac{1}{2} \frac{\partial^2 v_i}{\partial y^2} \\ \frac{\partial^2 v_i}{\partial x \partial y} \end{array} \right) = \mathbf{K}^{-1} \left(\begin{array}{c} \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(v_i^{\beta} - v_i^{\alpha} \right) X W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(v_i^{\beta} - v_i^{\alpha} \right) X W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(v_i^{\beta} - v_i^{\alpha} \right) X^2 W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(v_i^{\beta} - v_i^{\alpha} \right) Y^2 W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(v_i^{\beta} - v_i^{\alpha} \right) X Y W^{\alpha\beta} \\ \end{array} \right)$$

$$\frac{1}{\rho} \begin{pmatrix} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x} \\ \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial y} \\ \frac{1}{2} \frac{\partial^{2} \sigma_{ij}}{\partial x^{2}} \\ \frac{1}{2} \frac{\partial^{2} \sigma_{ij}}{\partial y^{2}} \\ \frac{\partial^{2} \sigma_{ij}}{\partial x \partial y} \end{pmatrix} = \mathbf{K}^{-1} \begin{pmatrix} \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(\frac{\sigma^{\alpha}_{ij}}{(\rho^{\alpha})^{2}} + \frac{\sigma^{\beta}_{ij}}{(\rho^{\beta})^{2}} \right) X W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(\frac{\sigma^{\alpha}_{ij}}{(\rho^{\alpha})^{2}} + \frac{\sigma^{\beta}_{ij}}{(\rho^{\beta})^{2}} \right) X W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(\frac{\sigma^{\alpha}_{ij}}{(\rho^{\alpha})^{2}} + \frac{\sigma^{\beta}_{ij}}{(\rho^{\beta})^{2}} \right) X^{2} W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(\frac{\sigma^{\alpha}_{ij}}{(\rho^{\alpha})^{2}} + \frac{\sigma^{\beta}_{ij}}{(\rho^{\beta})^{2}} \right) Y^{2} W^{\alpha\beta} \\ \sum_{\beta=1}^{N} m^{\beta} \left(\frac{\sigma^{\alpha}_{ij}}{(\rho^{\alpha})^{2}} + \frac{\sigma^{\beta}_{ij}}{(\rho^{\beta})^{2}} \right) X Y W^{\alpha\beta} \end{pmatrix}$$
(10)

また、客観性のある応力速度として、本研究では Cauchy 応力の Green-Nagdhi 速度 $\hat{\sigma}$ を用いる。そのために必要な変形勾配テンソル F の離散化方法については、MPS 法の計算方法¹¹⁾を参考にして次式より求めた。

$$\boldsymbol{F}^{\alpha} = \left[\sum_{\beta=1}^{N} \frac{\overline{x}_{i}^{\alpha\beta}}{\left|\overline{x}_{i}^{\alpha\beta}\right|} \otimes \frac{\overline{x}_{i}^{\alpha\beta}}{\left|\overline{x}_{i}^{\alpha\beta}\right|} \frac{m^{\beta}}{\rho^{\beta}} W^{\alpha\beta}\right]^{-1}$$

$$\cdot \sum_{\beta=1}^{N} \frac{\overline{x}_{i}^{\alpha\beta}}{\left|\overline{x}_{i}^{\alpha\beta}\right|} \otimes \frac{x_{i}^{\alpha\beta}}{\left|\overline{x}_{i}^{\alpha\beta}\right|} \frac{m^{\beta}}{\rho^{\beta}} W^{\alpha\beta}$$

$$(11)$$

ここで、 $\bar{x}_{i}^{a\theta}, x_{i}^{a\theta}$ はそれぞれ評価点粒子 α と周辺粒子 β の初期相対位置ベクトルおよび相対位置ベクトルである。式(11)より得られた変形勾配から、ヤコビ法を用いて、固有値、固有ベクトルを求め、回転テンソルRを次式より求めた。

$$\boldsymbol{R} = \boldsymbol{F}\boldsymbol{U}^{-1} \tag{12}$$

ここで,**U**は右ストレッチテンソル(正定値対称テンソル) であり,次式より求めることができる。

$$U^2 = F^T F$$
 (13)
得られた回転テンソル *R* から物質スピンテンソル*Q*を求

めることで、客観性のある応力速度が用いることができる。

. ...

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}} = \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \boldsymbol{\sigma} \boldsymbol{\Omega} - \boldsymbol{\Omega} \boldsymbol{\sigma} , \, \boldsymbol{\Omega} = \boldsymbol{R} \boldsymbol{R}^{\prime} \tag{14}$$

ここで、 σ は Cauchy の応力速度テンソルである。

3. 単純せん断解析による検証

3.1 弾性体

応力速度に Cauchy 応力の Green-Nagdhi 速度を導入し, 弾性体の単純せん断解析を行い,両手法の精度を比較した。 表 1 に解析に用いた材料定数を示す。図 1 に解析モデル を示す。解析対象は正方形供試体(計算点 100 個)とし,そ の外側(1 層分)に計算点を配置し,その計算点にのみ強 制変位速度を与えた。

表 1	材料定数	汝
せん断剛性	G[Pa]	10.0
ポアソン比	V	0.30

(9)



図 2 に供試体中心位置で得られたせん断応力 τ_{xy} ~せん 断ひずみ γ_{xy} 関係および理論解を示す。弾性体の単純せん断 時の Green-Nagdhi 速度を用いた場合のせん断応力~せん 断ひずみ関係は次式となる¹²⁾。

 $\tau_{xy} = 2G \begin{cases} (2\beta - \tan\beta)\cos 2\beta \\ -2\sin 2\beta \ln(\cos\beta) \end{cases}, \ \gamma = \tan\alpha = 2\tan\beta \qquad (9)$

図3に両手法のせん断ひずみ50,100,150,200%時の変形形状および変形勾配テンソルの F_{11} 成分の分布をそれぞれ示す。弾性体の単純せん断変形では、変形勾配テンソルの各値は既知であり、 F_{11} 成分の値は1となる。



図 2 せん断応力~せん断ひずみ関係



図 3 変形勾配テンソル F11成分の分布

図2に示すように,SPH法ではせん断ひずみが100%を 超えたあたりから理論解と解析解に大きなずれが生じ,途 中で計算が破綻してしまった。一方,SSPH法では,せん 断ひずみ250%程度までは理論解と概ね一致していること が確認できる。図3からもわかるように,SPH法では,計 算点が不足する境界付近の影響が中心部分に伝わって計 算が破綻したと推測できる。

3.2 弾塑性体(緩詰めから密詰め砂)

これまでの研究¹³⁾では土の骨格構造として,構造と過圧 密の影響を考慮してきた。今回新たに異方性の影響につい ても考慮して, **3.1** と同様の単純せん断解析を実施した。 構成式による要素シミュレーションの結果を理論解とし て,両手法で得られた解析結果と比較し,その精度を検証 した。応力速度には,既往の研究⁶⁾と同一である Green-Naghdi速度を用いた。表2に解析に用いた材料定数 (弾塑性パラメータおよび発展則パラメータ)および初期 値(過圧密・構造・異方性・比体積)を示す。検証には, 既往の研究¹⁴⁾で砂を模擬した際に用いた材料定数をその まま用い,初期値を変化させて,緩詰め状態から密詰め状 態までの3ケースの解析を行った。拘束圧一定条件下で比 体積,構造および過圧密の程度,異方性を変化させた。

表 2 材料定数

case			2	3
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\widetilde{\lambda}$ 0.050			
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.0120		
限界状態定数	М	1.0		
NCL の切片(98.1kPa の時)	Ν	1.98		
ポアソン比	ν		0.3	
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	т	0.06		
構造劣化指数	а	2.2		
構造劣化指数	b=c	1.0		
構造劣化指数	C_s	1.0		
回転硬化指数	b_r	3.5		
回転硬化限界定数	m_b	0.7		
初期値				
過圧密比	$1/R_0$	1.25	4.23	6.58
構造の程度	$1/R_0^{*}$	73.73	2.85	2.01
比体積	\mathbf{v}_0	2.08	1.91	1.88
異方性	ζ_0	0.01	0.23	0.30
初期等方応力	$p_0[kPa]$	294.3		

図4,図5に,各手法を用いて,解析対象領域の中心で 得られた各ケースの解析結果および理論解((a)せん断応力 ーせん断ひずみ関係,(b)応力経路,(c),(d),(e)せん断中 の過圧密,構造および異方性の推移)をそれぞれ示す。図 中の実線が理論解であり,プロットが本解析で得られた解 析結果である。

図4、図5より、せん断中の過圧密、構造および異方性の推移は各手法とも理論解と概ね一致していることがわかる。せん断応カ~せん断ひずみ関係に着目すると、SPH法ではひずみの増加に伴って、偏差応力qの値が理論解と 差異が生じている。特に case2,3 ではその傾向が顕著に 確認できる。これは、SPH 法では、計算点が不足する箇所 では計算精度が低下することに起因している。一方、SSPH 法では、変形量に関係なく理論解とほぼ一致しており、等 体積条件下で、既往の研究¹⁴⁾で示された緩詰め状態から密 詰め状態までの砂の挙動を表現できている。例外として、 SSPH 法を用いた case2 の計算が途中で破綻してしまった。 この原因の1つとして、SSPH 法を用いて、支配方程式を 計算する際に、式(9)、(10)のマトリクッスの逆行列を計算 することになる。そのため、計算点が局所化した場合、行 列式の値がゼロに近い状態や値が大きい場合に連立方程 式を解くことができなくなってしまう。







4. まとめ

本論文では、従来型 SPH 法と改良型手法(SSPH 法)を 用いて、弾性体および弾塑性体の単純せん断解析に適用し、 両手法の精度を比較した。

 弾性体の単純せん断解析について、今回新たに客 観性のある速度として、Green-Nagdhi 速度を導入 した。SPH 法では、計算点が不足する境界付近の 影響で精度よく計算することができず、変形が進 むにつれて理論解と差異が生じた。一方、SSPH 法 では大変形領域でもある程度の精度で計算が可能 であることが確認できた。

 弾塑性体の単純せん断解析では、SYS カムクレイ モデルを導入し、緩詰め状態から密詰め状態まで の砂の挙動の表現を試みた。SPH 法ではせん断中 の過圧密、構造、異方性については理論解とほぼ 一致したが、偏差応力については差異が生じた。 SSPH 法を用いることで、偏差応力についても精度 よく求めることができた。ただし、計算が破綻し てしまったケースも確認された。

以上のことから, SPH 法と比較し, SSPH 法は, 高精度 な解析手法であることがわかった。ただし, 計算の安定性 の観点からすると, 改良の余地があることがわかった。そ こで今後は, 高精度かつより安定的に解析が行えるように 検討してゆきたい。

参考文献

- Lucy, L.B.: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, Astronomical Journal, Vol.82, pp.1023-1024, 1977.
- Gingold, R.A. and Monaghan, J.J.: Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars, Monthly Notices of the Royal Astron. Soc., Vol. 181, pp. 375-389, 1977
- Koshizuka, S., Tamako, H. and Oka, Y.: Particle method for incompressible viscous flow with fluid fragmentation, Computational Fluid Dynamics Journal, Vol.4, No.1, pp.29-46, 1995.
- Batra, R.C. and Zhang, G.M.: SSPH basis functions for meshless methods, and comparison of solutions with strong and weak formulations, Comput. Mech., Vol.41, pp.527-545, 2008.
- Green, A.E. and Naghdi, P.M.: A general theory of an elastic-plastic continuum, Archive for Rational Mechanics and Analysis, 18, pp.251-281, 1965.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- Liu, G.R. and Liu, M.B.: Smoothed Particle Hydrodynamics: A Meshfree Particle Method, World Scientific, 2003.
- Chen, J.K., Beraun, J.E. and Carney, T.C.: A corrective smoothed particle method for boundary value problems in heat conduction, Int. J. Numer. Meth. Engng., Vol.46, pp.231-252, 1999.
- Liu, M.B., Xie, W.P. and Liu, G.R.: Modeling incompressible flows using a finite particle method, Appl. Math. Model., Vol.29, pp.1252–1270, 2005.
- Zhang, G.M. and Batra, R.C.: Modified smoothed particle hydrodynamics method and its application to transient problems, Computational Mechanics, Vol.34, pp.137-146, 2004.
- 邵阳,山川貴大,菊池貴博,柴田和也,越塚誠一:陽的 MPS 法と Hamiltonian MPS 法を用いた3次元流体-構造連成解析手法の開 発,日本計算工学会論文集, Vol. 2013, No.20130004, 2013.
- Szabó, L. and Balla, M.: Comparison of some stress rates, International Journal of Solids and Structures, Vol. 25, Issue 3, pp 279-297, 1989.
- 13) 野々山栄人、中野正樹、野田利弘: SPH 法による地盤の掘削解析、 土木学会論文集 A2, Vol.69, No.2, pp.I_341-I_350, 2013.
- 14) 中井健太郎: 構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性 構成式の開発とその粘土、砂、特殊土への適用性に関する基礎 的研究,名古屋大学博士学位論文,2005.

特別講演その1(11:15~12:15)

「LNG 地下タンクにおける大深度円形 地中連続壁の設計・施工について」

武居 正樹 氏

(東邦ガス株式会社)