

【初期構造異方性 WG】

目次

【初期構造異方性 WG】

1. はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1
兵頭 順一 (東電設計)	
2. 初期構造(固有)異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの定式化・・・・・・・・	3
上田 恭平 (京都大学防災研究所)	
3. 初期構造異方性を有する飽和砂のせん断試験に対する要素シミュレーション・・・・・・・・	9
3-1 初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション	
: 中空ねじり試験の再現性・・・・・・・・	11
藤井 紀之 (応用地質)	
田代 聡一 (東亜建設工業)	
府川 裕史 (東亜建設工業)	
仲摩 貴史 (地震工学研究所)	
3-2 初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション	
: 堆積面の傾斜角度の影響・・・・・・・・	13
仲摩 貴史 (地震工学研究所)	
府川 裕史 (東亜建設工業)	
田代 聡一 (東亜建設工業)	
藤井 紀之 (応用地質)	
3-3 初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション	
: 試験方法(三軸試験と中空ねじり試験)の影響・・・・・・・・	15
府川 裕史 (東亜建設工業)	
田代 聡一 (東亜建設工業)	
仲摩 貴史 (地震工学研究所)	
藤井 紀之 (応用地質)	
3-4 初期構造異方性を有する砂の中空ねじり試験を対象とした	
要素シミュレーション(鈴木らの論文)・・・・・・・・	17
粟津 進吾 (JFEスチール)	
伊藤 輝 (東洋建設)	
塩崎 禎郎 (JFEスチール)	

3-5	初期構造異方性を有する飽和砂の中空ねじり試験を対象とした要素シミュレーション（佐藤ら（1996）の論文）	19
	兵頭 順一（東電設計）	
	佐藤 恭兵（東電設計）	
	杉浦 陽子（東電設計）	
4.	初期構造異方性を考慮した事例解析	21
4-1	初期構造異方性を考慮した事例解析（盛土）	23
	森鼻 章治（不動テトラ）	
	石川 裕規（日本工営）	
	森 篤史（日本工営）	
	芋野 智成（パシフィックコンサルタンツ）	
	佐藤 成（パシフィックコンサルタンツ）	
4-2	海底地盤の波浪による不安定化問題	27
	伊藤 輝（東洋建設）	
4-3	初期構造異方性を考慮した事例解析	29
	兵頭 順一（東電設計）	
	佐藤 恭兵（東電設計）	
	杉浦 陽子（東電設計）	
4-4	初期構造異方性を考慮した事例解析（矢板式護岸）	31
	増田 幸一（明窓社）	
4-5	防波堤を対象とした検討	33
	久木留 貴裕（オリエンタルコンサルタンツ）	
	瀬戸口 修造（ニュージェック）	
	田中 次人（ニュージェック）	
4-6	初期構造異方性を考慮した事例解析（重力式岸壁）	35
	粟津 進吾（JFEスチール）	
	塩崎 禎郎（JFEスチール）	
4-7	初期構造異方性を有する飽和砂の遠心力模型実験を対象とした動的解析	37
	兵頭 順一（東電設計）	
	佐藤 恭兵（東電設計）	
	杉浦 陽子（東電設計）	
5.	初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの適用性について	39
	初期構造異方性 WG	

1 はじめに

東電設計株式会社 兵頭順一

1 はじめに

(1) 初期構造異方性とは¹⁾

- いろいろな地質学的な要因によって、異方性の主方向が図-1 のように傾斜したり、水平面内でも異方性をもち、三次元的異方性を示すこともある。これらの異方性は総称して、地盤または土の**構造異方性**と呼ばれている。
- さらに、土は一つの粒状体であるから、載荷に伴う内部応力によって、粒子の噛み合い状態（ファブリック）に変化を生じ、構造異方性が誘発される。
- このように、応力によって生じる構造異方性を（応力）**誘導異方性**（[stress-]induced anisotropy）といい、これに対し、載荷以前から土が本来もっている構造異方性を**初期構造（固有）異方性**（inherent anisotropy）という。

(2) 目的

初期構造異方性 WG は、初期構造異方性が認められる土の材料に対して、様々なシミュレーション検討を通して研究開発を行うことを目的として設置されたものである。

(3) 検討項目

- 初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル²⁾の改良および FLIP プログラム（FLIP ROSE, FLIP TULIP）への導入
- 既往の室内試験（中空ねじり試験）に対する要素シミュレーション
- 既往の遠心模型実験（浦谷，2017）³⁾に対する数値解析
- 地すべりなどで、初期構造異方性の影響があると認められる事例（例えば、流れ盤・受け盤など）の数値解析
- その他、初期構造異方性の影響を考慮すべき事例に対する数値解析

(4) 検討期間

2 年（平成 29 年（2017 年）7 月～令和元年（2019 年）8 月）

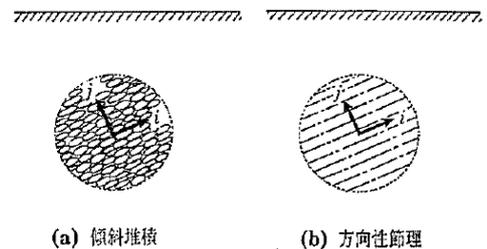


図-1 地盤の微視的構造異方性¹⁾

2 検討計画（案）

(1) 検討の全体工程

平成 29 年度（1 年度）は、基礎的検討として、文献調査、既往の室内試験（中空ねじり試験）に対する要素シミュレーション、既往の遠心模型実験（浦谷，2017）に対する数値解析、実験計画の作成を行う。

平成 30 年度（2 年度）は、初年度の課題の整理を行い、初期構造異方性の影響を考慮すべき事例に対する数値解析を行うことで、初期構造異方性を考慮するための構成モデルの修正や実務への適用に関する提案を行う。

(2) プログラムのバージョンと地盤要素

プログラムのバージョンは FLIP ROSE Ver7.2.3 をベースとした「i64flip723Aniso_beta6.exe」を用いる。

3 検討内容

(1) 初期構造異方性を有する飽和砂のせん断試験に対する要素シミュレーション（平成 29 年度，平成 30 年度）

(2) 繰返し挙動に対するシミュレーション（平成 30 年度）

- ① 既往の室内試験に対する要素シミュレーション
- ② 既往の遠心模型実験（浦谷，2017）に対する数値解析

(3) 初期構造異方性の影響を考慮すべき事例に対する数値解析（平成 29 年度，平成 30 年度）

初期構造異方性を考慮した事例解析を行い、各パラメータの感度解析を行う。

- ① 盛土
- ② 海底地盤の波浪による不安定化問題
- ③ 支持力
- ④ 矢板式護岸，防波堤，重力式岸壁
- ⑤ 遠心力模型実験

4 2年度の実施体制及び開催記録, メンバー構成

2年度の実施体制及び開催記録, メンバー構成を表-1～表-3に示す。

表-1 2年度の実施体制

	内容	担当会社 (敬称略)
①初期構造異方性を有する飽和砂のせん断試験に対する要素シミュレーション	Nakata et. al (1998) ①中空ねじり試験の再現性 ②堆積面の傾斜角度の影響	①応用地質, 東亜建設工業, 地震工学研究所 ②地震工学研究所, 東亜建設工業, 応用地質
	Yamashita and Toki (1993)	東亜建設工業, 地震工学研究所, 応用地質
	鈴木ら (1993)	JFE スチール, 東洋建設
②初期構造異方性を考慮した事例解析	盛土	日本工営, パシフィックコンサルタンツ, 不動テトラ
	海底地盤の波浪	東洋建設
	支持力	東電設計
	矢板式護岸	明窓社
	防波堤	オリエンタルコンサルタンツ, ニュージェック
	重力式護岸	JFE スチール
	遠心力模型実験	東電設計

表-2 初期構造異方性 WG の開催記録

No	年度	開催日	会場	内容
1	1年度	2017/10/13	京都大学東京オフィス	第1回WG会合開催
2		2017/12/7	京都大学東京オフィス	第2回WG会合開催
3		2018/2/9	京都大学東京オフィス	第3回WG会合開催
4		2018/4/19	京都大学東京オフィス	第4回WG会合開催
5		2018/5/17	京都大学東京オフィス	第5回WG会合開催
6		2018/6/28	京都大学東京オフィス	第6回WG会合開催
7		2018/8/24	中央大学駿河台記念館	FLIPコンソーシアム総会で活動内容を報告
No	年度	開催日	会場	内容
1	2年度	2018/10/19	京都大学東京オフィス	第1回WG会合開催
2		2018/12/19	京都大学東京オフィス	第2回WG会合開催
3		2019/2/12	京都大学東京オフィス	第3回WG会合開催
4		2019/4/18	京都大学東京オフィス	第4回WG会合開催
5		2019/6/6	京都大学東京オフィス	第5回WG会合開催
6		2019/7/12	京都大学東京オフィス	第6回WG会合開催
7		2019/8/30	グランパークカンファレンス田町	FLIPコンソーシアム総会で活動内容を報告

表-3 初期構造異方性 WG のメンバー構成

No.	氏名	会社名
1幹事	兵頭 順一	東電設計株式会社
2	佐藤 恭兵	東電設計株式会社
3	船場 翔	東電設計株式会社
4	伊藤 輝	東洋建設株式会社
5	府川 裕史	東亜建設工業株式会社
6	田代 聡一	東亜建設工業株式会社
7	和田 昌大	基礎地盤コンサルタンツ株式会社
8	佐藤 成	パシフィックコンサルタンツ株式会社
9	芋野 智成	パシフィックコンサルタンツ株式会社
10	金原 剛	愛三コンサルタント株式会社
11	塩崎 禎郎	JFEスチール株式会社
12	栗津 進吾	JFEスチール株式会社
13	森鼻 章治	株式会社不動テトラ
14	久木留 貴裕	株式会社オリエンタルコンサルタンツ
15	工藤 暢章	株式会社ダイヤコンサルタント
16	増田 幸一	株式会社明窓社
17	田中 次人	株式会社ニュージェック
18	瀬戸口 修造	株式会社ニュージェック
19	仲摩 貴史	株式会社地震工学研究所
20	村上 裕宣	中央復建コンサルタンツ株式会社
21	石川 裕規	日本工営株式会社
22	森 篤史	日本工営株式会社
23	藤井 紀之	応用地質株式会社
24	三上 武子	前田建設工業株式会社
25	杉浦 陽子	東電設計株式会社
26	井川 誠二	五洋建設株式会社
27特別顧問	井合 進	一般社団法人FLIPコンソーシアム
28特別顧問	一井 康二	関西大学
29特別顧問	上田 恭平	京都大学防災研究所
30	柏木 敬	京都大学防災研究所
31顧問	飛田 哲男	関西大学
32特別会員	小濱 英司	国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所
33特別会員	大矢 陽介	国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所
34事務局	溜 幸生	東電設計 (株)
35事務局	中原 知洋	五洋建設株式会社
事務局	湯山 和香	FLIPコンソーシアム
事務局	窪川原 加苗	FLIPコンソーシアム

5 参考文献

- 1) 佐竹正雄: 地盤と土の異方性, 土と基礎, 32(11), 5-32, 1984.
- 2) Ueda, K., Iai, S.: Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 43(3), 708-737, 2018.
- 3) 浦谷啓太: 堆積角度に応じた初期構造異方性を有する水平地盤の地震時液状化挙動, 京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士論文, 平成 29 年 2 月

2 初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの定式化

初期構造異方性, 構成式, 有効応力解析

京都大学防災研究所 上田恭平

1. はじめに

ひずみ空間多重せん断モデル¹⁾が組み込まれた有効応力解析プログラム FLIP は, これまで地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く用いられてきた。多重せん断機構の概念に基づく同モデルは土の応力誘導異方性 (stress-induced anisotropy)²⁾一方, 地盤の堆積環境等に起因した初期構造 (固有) 異方性 (inherent or fabric anisotropy)^{3), 4)}はこれまで考慮されてこなかった。本稿では, 初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの定式化⁵⁾の概要について述べる (なお, 応力とひずみは引張を正とする)。

2. 積分形の構成式

粒状体における巨視的な有効応力は, 粒子間接触力の体積平均として以下のように与えられる。

$$\boldsymbol{\sigma}' = \frac{1}{V} \sum \mathbf{P} \otimes \mathbf{n} \quad (1)$$

ここに, 接触力は

$$\mathbf{P} = f_n \mathbf{n} + f_t \mathbf{t} \quad (2)$$

$$\mathbf{n}^T = [\cos \theta \quad \sin \theta], \quad \mathbf{t}^T = [\sin \theta \quad -\cos \theta] \quad (3)$$

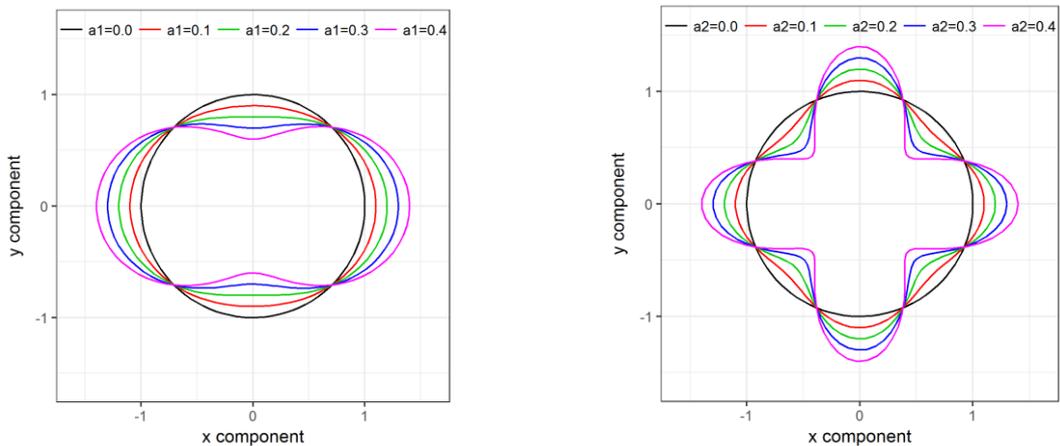
と表され, l は粒子中心を結ぶ branch 長, θ は x 軸から測った角度とする。ここで, 接触密度: m_v , 平均 branch 長: \bar{l}_0 , 接触分布関数: $E(\theta)$ を用いると, 式(1)は以下のように書き換えられる。

$$\boldsymbol{\sigma}' = m_v \bar{l}_0 \left[\int_0^{2\pi} F^*(\theta - \theta_0) f_n(\theta) E(\theta) \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} d\theta + \int_0^{2\pi} F^*(\theta - \theta_0) f_t(\theta) E(\theta) \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} d\theta \right] \quad (4)$$

$$\int_0^{2\pi} E(\theta) d\theta = 1 \quad (5)$$

$$F^*(\theta) = 1 + a_1 \cos 2\theta + a_2 \cos 4\theta \quad (6)$$

ここに, $F^*(\theta)$ は初期構造異方性を考慮するために新たに導入された (2 次) の関数で, 異方性の程度はパラメータ a_1, a_2 により (図 1 参照), 異方性の方向は θ_0 (= 堆積面の法線ベクトルが x 軸となす角度) により制御される。式(4)においてモーメントのつり合いを考慮し, さらに軸差せん断と単純せん断とを位相差を考慮してまとめると,



(a) パラメータ a_1 ($a_2 = 0.0$) の影響 (1 次モード) (b) パラメータ a_2 ($a_1 = 0.0$) の影響 (2 次モード)

図 1 異方性関数 $F^*(\theta)$ の分布

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p' \mathbf{I} + \frac{1}{2} \int_0^{2\pi} q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (7)$$

ここに,

$$\langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle = \begin{bmatrix} \cos \omega & \sin \omega \\ \sin \omega & -\cos \omega \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$p' = -\frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \bar{f}_0, \quad \bar{f}_0 = \int_0^{2\pi} f_n(\theta) E(\theta) d\theta \quad (9)$$

$$q = F^* \left(\frac{\omega}{2} - \frac{\omega_0}{2} \right) q_{\text{Iso}}(\omega) + q_{\text{Aniso}}(\omega) \quad (10)$$

$$q_{\text{Iso}}(\omega) = m_v \bar{l}_0 \left[\left\{ f_n \left(\frac{\omega}{2} \right) E \left(\frac{\omega}{2} \right) - \bar{f}_0 \bar{E}_0 \right\} + f_t \left(\frac{\omega}{2} + \frac{\pi}{4} \right) E \left(\frac{\omega}{2} + \frac{\pi}{4} \right) \right] \quad (11)$$

$$q_{\text{Aniso}}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \left\{ F^* \left(\frac{\omega}{2} - \frac{\omega_0}{2} \right) - 1 \right\} m_v \bar{l}_0 \bar{f}_0 = -\frac{1}{\pi} \{ a_1 \cos(\omega - \omega_0) + a_2 \cos 2(\omega - \omega_0) \} p' \quad (12)$$

であり, 式(7)の導出には $\omega = 2\theta$ の関係を用いた。式(10)右辺の q_{Iso} は初期構造異方性を考慮しない従来モデルにおける仮想単純せん断応力に相当し, 既往の文献¹⁾にならい, 以下のような双曲線関数として与える。

$$q_{\text{Iso}}(\gamma(\omega)) = \frac{\gamma(\omega)/\gamma_v}{1 + |\gamma(\omega)/\gamma_v|} q_v \quad (13)$$

ここに,

$$\gamma(\omega) = \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (14)$$

は(微視的な)仮想単純せん断ひずみであり, 巨視的なひずみ(テンソル)のプロジェクトンとして与えられる。初期構造異方性を考慮する場合は, q_{Iso} が係数 F^* によりスケーリングされるとともに, 付加項として q_{Aniso} が生じることとなる。

定式化上は式(7)で問題ないが, 従来モデルと表記上の整合性を取るため, 仮想単純せん断応力 q_{Iso} と仮想単純せん断ひずみ γ の双曲線関係(式(13))から導かれる

$$\gamma(\omega + \pi) = -\gamma(\omega) \quad (15)$$

$$q_{\text{Iso}}(\omega + \pi)/q_v = -q_{\text{Iso}}(\omega)/q_v \quad (16)$$

の関係を用いて, 式(7)を以下の通り書き換えておく。

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p' \mathbf{I} + \int_0^\pi q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (17)$$

ここに,

$$q = F(\omega - \omega_0) q_{\text{Iso}}(\omega) + q_{\text{Aniso}}(\omega) \quad (18)$$

$$F(\omega) = 1 + a_2 \cos 2\omega \quad (19)$$

$$q_{\text{Aniso}}(\omega) = -\frac{1}{\pi} a_1 \cos(\omega - \omega_0) p' \quad (20)$$

である。

3. 増分形の構成式

増分形の構成式は, 式(17)の時間微分を取ることで次式により与えられる。

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbb{C} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (21)$$

$$\begin{aligned} \mathbb{C} = & K_{LU} \mathbf{I} \otimes \mathbf{I} + \int_0^\pi F(\omega - \omega_0) G_{LU} \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \otimes \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega - K_{LU} \mathbf{I} \otimes \mathbf{I}_d \\ & + \int_0^\pi H \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \otimes (\mathbf{I} - \mathbf{I}_d) d\omega + \int_0^\pi F(\omega - \omega_0) L \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \otimes (\mathbf{I} - \mathbf{I}_d^c) d\omega \end{aligned} \quad (22)$$

ここに,

$$\begin{aligned} K_{LU} = & -\frac{dp'}{d\varepsilon'}, \quad G_{LU} = \frac{\partial q_{\text{Iso}}}{\partial \gamma}, \quad H = F(\omega - \omega_0) H_{\text{Iso}} + H_{\text{Aniso}}, \\ H_{\text{Iso}} = & \frac{\partial q_{\text{Iso}}}{\partial \varepsilon'}, \quad H_{\text{Aniso}} = \frac{\partial q_{\text{Aniso}}}{\partial p'} \frac{dp'}{d\varepsilon'}, \quad L = \frac{\partial q_{\text{Iso}}}{\partial \varepsilon''} \end{aligned} \quad (23)$$

4. ダイレイタンシーの定式化

ダイレイタンシーの定式化に先立ち, 式(21)からひずみエネルギー (の時間微分) を求めておく。

$$\dot{W} = \boldsymbol{\sigma}' : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{W}_p + \int_0^\pi \left\{ F(\omega - \omega_0) \dot{W}_{q_{\text{Iso}}} + \dot{W}_{q_{\text{Aniso}}} \right\} d\omega \quad (24)$$

ここに,

$$\dot{W}_p = -p' \dot{\varepsilon}, \quad \dot{W}_{q_{\text{Iso}}} = q_{\text{Iso}} \dot{\gamma}, \quad \dot{W}_{q_{\text{Aniso}}} = q_{\text{Aniso}} \dot{\gamma} = -\frac{1}{\pi} a_1 \cos(\omega - \omega_0) p' \dot{\gamma} \quad (25)$$

であり, 式(24)に示すように巨視的なエネルギー率 (式(24)の左辺) と微視的なエネルギー率 (式(25)の第 2, 3 式) とを対応付けることができる。さらに, 体積ひずみが

$$\varepsilon = \varepsilon' + \varepsilon_d^c + \varepsilon_d^d \quad (26)$$

のように, 有効体積ひずみ (右辺第 1 項), 収縮的ダイレイタンシー (第 2 項) および膨張的ダイレイタンシー (第 3 項) に分解できるとすると, 式(24)は以下のように書き換えられる。

$$\dot{W} = \dot{W}'_p + \dot{W}_p^{\text{dc}} + \dot{W}_p^{\text{dd}} + \int_0^\pi \left\{ F(\omega - \omega_0) \dot{W}_{q_{\text{Iso}}} + \dot{W}_{q_{\text{Aniso}}} \right\} d\omega \quad (27)$$

ここに,

$$\dot{W}'_p = -p' \dot{\varepsilon}', \quad \dot{W}_p^{\text{dc}} = -p' \dot{\varepsilon}_d^c, \quad \dot{W}_p^{\text{dd}} = -p' \dot{\varepsilon}_d^d \quad (28)$$

ここで, ダイレイタンシーの膨張的成分が仕事をしないひずみ (energy-less strain) ⁶⁾ として与えられるとすると,

$$\dot{W}_p^{\text{dd}} + \int_0^\pi \left\{ F(\omega - \omega_0) \dot{W}_{q_{\text{Iso}}}^{\text{dd}} + \dot{W}_{q_{\text{Aniso}}}^{\text{dd}} \right\} d\omega = 0 \quad (29)$$

が成立する必要がある。ここに,

$$\dot{W}_{q_{\text{Iso}}}^{\text{dd}} = r_{\varepsilon_d}^{\text{Iso}} \dot{W}_{q_{\text{Iso}}} = r_{\varepsilon_d}^{\text{Iso}} q_{\text{Iso}} \dot{\gamma} \quad (30)$$

$$\dot{W}_{q_{\text{Aniso}}}^{\text{dd}} = r_{\varepsilon_d}^{\text{Aniso}} \dot{W}_{q_{\text{Aniso}}} = r_{\varepsilon_d}^{\text{Aniso}} q_{\text{Aniso}} \dot{\gamma} \quad (31)$$

であり, 定式化の簡略化のため, 式(31)におけるパラメータ $r_{\varepsilon_d}^{\text{Aniso}}$ は 1.0 とし, 式(30)の $r_{\varepsilon_d}^{\text{Iso}}$ は r_{ε_d} と書き換える。式(29)に式(18)(28)を代入すると, 膨張的ダイレイタンシーの時間微分は以下の通り与えられる。

$$\dot{\varepsilon}_d^d = r_{\varepsilon_d} \int_0^\pi F(\omega - \omega_0) \frac{\gamma / \gamma_v}{1 + |\gamma / \gamma_v|} \mathbf{M}_{\text{fv}} \dot{\gamma} d\omega - \frac{1}{\pi} a_1 \int_0^\pi \cos(\omega - \omega_0) \dot{\gamma} d\omega \quad (32)$$

$$\mathbf{M}_{\text{fv}} = \frac{q_v}{p'} \quad (33)$$

ここで, $\gamma = 0$ のときに膨張的ダイレイタンシーがゼロであるとして式(32)を積分すると,

$$\varepsilon_d^d = r_{\varepsilon_d} \int_0^\pi F(\omega - \omega_0) \left[\left| \frac{\gamma}{\gamma_v} \right| - \ln \left(1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_v} \right| \right) \right] \gamma_v \mathbf{M}_{\text{fv}} d\omega - \frac{1}{2} a_1 \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle_{\omega_0} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (34)$$

$$\langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle_{\omega_0} = \begin{bmatrix} \cos \omega_0 & \sin \omega_0 \\ \sin \omega_0 & -\cos \omega_0 \end{bmatrix} \quad (35)$$

のように膨張的ダイレイタンスーを求めることができる。なお、ダイレイタンスーの収縮的成分は直接的には初期構造異方性の影響を受けないと仮定し、従来モデルと同じ定式化¹⁾を用いることとする。

5. モデルパラメータ

(1) 単純せん断の場合

単純せん断 (図 2(a)) における仮想単純せん断ひずみ γ および単純せん断応力 τ_{xy} は、式(17)から以下のように書ける。

$$\gamma = \gamma_{xy} \sin \omega \quad (36)$$

$$\tau_{xy} = \int_0^\pi \left\{ 1 + a_2 \cos 2(\omega - \omega_0) \right\} q_{\text{iso}}(\gamma(\omega)) - \frac{1}{\pi} a_1 \cos(\omega - \omega_0) p' \sin \omega d\omega \quad (37)$$

したがって、初期構造異方性を考慮したせん断弾性係数は、

$$G_m^{\text{Aniso}} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \gamma_{xy}} \Big|_{\gamma_{xy}=0} = \int_0^\pi \left\{ 1 + a_2 \cos 2(\omega - \omega_0) \right\} \frac{\partial q_{\text{iso}}}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=0} \frac{\partial \gamma}{\partial \gamma_{xy}} \sin \omega d\omega = G_m^{\text{Iso}} \left(1 - \frac{1}{2} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \quad (38)$$

となり、ここに、初期構造異方性を考慮しない従来モデルのせん断弾性係数は、双曲線モデルにおける(微視的な)せん断強度 q_v と基準ひずみ γ_v を用いて次式のように与えられる。

$$G_m^{\text{Iso}} = \frac{q_v}{\gamma_v} \int_0^\pi \sin^2 \omega d\omega = \frac{\pi}{2} \frac{q_v}{\gamma_v} \quad (39)$$

一方、単純せん断時のせん断強度は、式(36)の第2式において単純せん断ひずみ γ_{xy} を限りなく大きく取ることで、

$$\tau_m^{\text{Aniso}} = \tau_{xy} \Big|_{\gamma_{xy}=\infty} = \left(1 - \frac{1}{3} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \tau_m^{\text{Iso}} - \frac{1}{2} a_1 p' \sin \omega_0 \quad (40)$$

と与えられる。ここに、右辺における初期構造異方性を考慮しない場合のせん断強度は、双曲線モデルにおける(微視的な)せん断強度 q_v と以下のように対応付けることができる。

$$\tau_m^{\text{Iso}} = q_v \int_0^\pi \sin \omega d\omega = 2q_v \quad (41)$$

なお、式(40)の両辺を等方圧力で除すると、内部摩擦角に関する関係式が得られる。

$$\sin \phi_f^{\text{Aniso}} = \left(1 - \frac{1}{3} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \sin \phi_f^{\text{Iso}} - \frac{1}{2} a_1 \sin \omega_0 \quad (42)$$

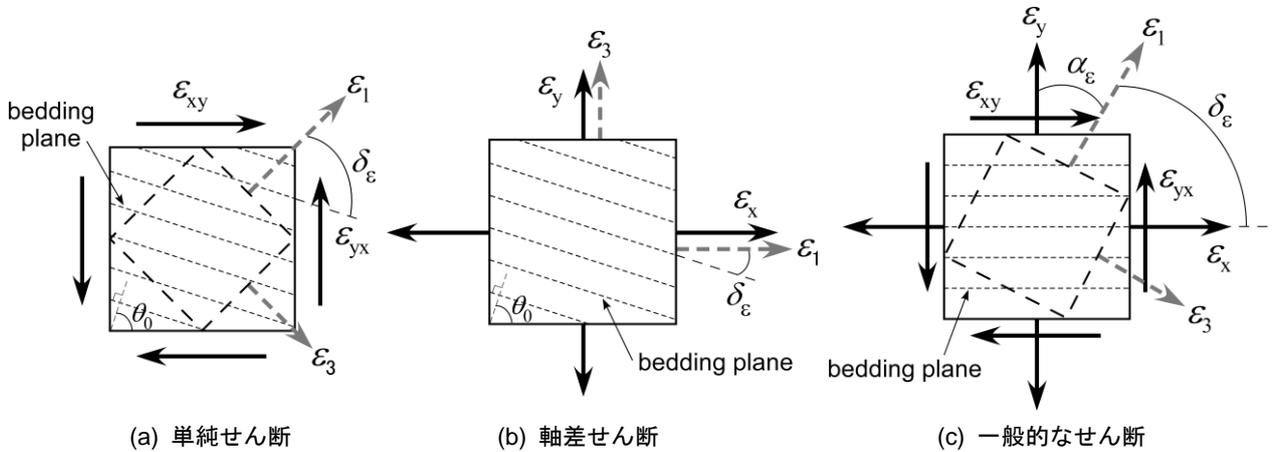


図2 主ひずみ方向と堆積面との関係

(2) 軸差せん断の場合

軸差せん断時 (図 2(b)) の仮想単純せん断ひずみ γ と軸差応力 $(\sigma_x' - \sigma_y')/2$ は、式(17)から以下のように書ける。

$$\gamma = (\varepsilon_x - \varepsilon_y) \cos \omega \quad (43)$$

$$\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2} = \int_0^\pi \left\{ 1 + a_2 \cos 2(\omega - \omega_0) \right\} q_{\text{iso}}(\gamma(\omega)) - \frac{1}{\pi} a_1 \cos(\omega - \omega_0) p' \cos \omega d\omega \quad (44)$$

したがって、初期構造異方性を考慮したせん断弾性係数は、式(39)を用いて次式で与えられる。

$$\begin{aligned} G_m^{\text{Aniso}} &= \left. \frac{\partial(\sigma_x' - \sigma_y')/2}{\partial(\varepsilon_x - \varepsilon_y)} \right|_{\varepsilon_x - \varepsilon_y = 0} = \int_0^\pi \left\{ 1 + a_2 \cos 2(\omega - \omega_0) \right\} \frac{\partial q_{\text{iso}}}{\partial \gamma} \bigg|_{\gamma=0} \frac{\partial \gamma}{\partial(\varepsilon_x - \varepsilon_y)} \cos \omega d\omega \\ &= G_m^{\text{Iso}} \left(1 + \frac{1}{2} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \end{aligned} \quad (45)$$

式(38)(45)より、単純せん断時と軸差せん断時のせん断弾性係数の間には、以下のような関係があることがわかる。

$$\left(G_m^{\text{Aniso}} \right)_{\text{biaxial}} = \left(G_m^{\text{Aniso}} \right)_{\text{simple}} + (a_2 \cos 2\omega_0) G_m^{\text{Iso}} \quad (46)$$

一方、軸差せん断時のせん断強度は、式(43)の第 2 式において軸差せん断ひずみ $(\varepsilon_x - \varepsilon_y)$ を限りなく大きく取ること、以下のように表すことができる。

$$\tau_m^{\text{Aniso}} = \left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2} \right) \bigg|_{\varepsilon_x - \varepsilon_y = \infty} = \left(1 + \frac{1}{3} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \tau_m^{\text{Iso}} - \frac{1}{2} a_1 p' \cos \omega_0 \quad (47)$$

式(47)の両辺を等方圧力で除すると、以下の通り内部摩擦角に関する関係式が得られる。

$$\sin \phi_f^{\text{Aniso}} = \left(1 + \frac{1}{3} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \sin \phi_f^{\text{Iso}} - \frac{1}{2} a_1 \cos \omega_0 \quad (48)$$

式(42)(48)より、単純せん断時と軸差せん断時の内部摩擦角の間には、以下のような関係があることがわかる。

$$\left(\sin \phi_f^{\text{Aniso}} \right)_{\text{biaxial}} = \left(\sin \phi_f^{\text{Aniso}} \right)_{\text{simple}} + \left(\frac{2}{3} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \sin \phi_f^{\text{Iso}} + \frac{1}{2} a_1 (\sin \omega_0 - \cos \omega_0) \quad (49)$$

(3) 一般的なせん断の場合

一般的なせん断時 (図 2(c)) には、せん断ひずみは単純せん断ひずみ γ_v と軸差せん断ひずみ $(\varepsilon_x - \varepsilon_y)$ から成る。ここで、一般的なせん断時と軸差せん断時を比較すると、前者では堆積面の法線方向 θ_0 (通常の室内試験では $\pi/2$ となる) と最大主ひずみ方向のなす角は $\theta_0 - \delta_\varepsilon = \theta_0 + \alpha_\varepsilon - \pi/2$ で与えられるのに対し、後者では θ_0 がなす角となる。したがって、軸差せん断に対する式(45)~(48)において、 ω_0 を $\omega_0 + 2\alpha_\varepsilon - \pi$ に置換すれば、一般的なせん断に対するせん断弾性係数やせん断強度、内部摩擦角が以下の通り与えられることとなる。

$$G_m^{\text{Aniso}} = G_m^{\text{Iso}} \left\{ 1 + \frac{1}{2} a_2 \cos 2(\omega_0 + 2\alpha_\varepsilon) \right\} \quad (50)$$

$$\tau_m^{\text{Aniso}} = \left\{ 1 + \frac{1}{3} a_2 \cos 2(\omega_0 + 2\alpha_\varepsilon) \right\} \tau_m^{\text{Iso}} + \frac{1}{2} a_1 p' \cos(\omega_0 + 2\alpha_\varepsilon) \quad (51)$$

$$\sin \phi_f^{\text{Aniso}} = \left\{ 1 + \frac{1}{3} a_2 \cos 2(\omega_0 + 2\alpha_\varepsilon) \right\} \sin \phi_f^{\text{Iso}} + \frac{1}{2} a_1 \cos(\omega_0 + 2\alpha_\varepsilon) \quad (52)$$

なお、式(50)~(52)において $\alpha_\varepsilon = \pi/4$ とすると単純せん断時の式(38)(40)(42)に、 $\alpha_\varepsilon = \pi/2$ とすると軸差せん断時の式(45)~(48)に還元される。

6. 等方圧密時の注意点

初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル (式(17)) を用いて、室内要素試験 (三軸試験, 中空ねじり

試験等)のせん断挙動をシミュレートする場合、まず等方圧密を実施する必要がある。通常の要素シミュレーションでは室内試験にならない応力制御で等方圧密を行うが、初期構造異方性を有する土では等方的な応力を与えてもひずみが等方的になるとは限らず(偏差ひずみが生じ得る)、さらに非ゼロのせん断応力が生じることがある。これは要素試験でも実際に起こりうる現象と考えられ、非ゼロのせん断応力そのものが物理的に問題ではないものの、もし等方圧密時に(単純)せん断応力をゼロとしたければ、以下に従いひずみ制御で等方圧密を実施すればよい。

まず、せん断応力をゼロと仮定するため、式(17)より、

$$\int_0^\pi q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega = 0 \quad (53)$$

すなわち、

$$\int_0^\pi F(\omega - \omega_0) q_{\text{Iso}}(\omega) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega = - \int_0^\pi q_{\text{Aniso}}(\omega) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (54)$$

が成立する必要がある。ここで式(18)より、

$$\int_0^\pi q_{\text{Aniso}}(\omega) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega = - \frac{1}{\pi} a_1 p' \int_0^\pi \cos(\omega - \omega_0) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega = - \frac{1}{2} a_1 p' \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle_{\omega_0} \quad (55)$$

であるので、これを式(54)に代入すると次式が得られる。

$$\int_0^\pi F(\omega - \omega_0) q_{\text{Iso}}(\omega) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega = \frac{1}{2} a_1 p' \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle_{\omega_0} \quad (56)$$

せん断応力がゼロであるためには上式が満足される必要がある。ただし、左辺の積分を陽に求めるのは困難なため、仮想単純せん断ひずみが十分に小さく、

$$q_{\text{Iso}}(\gamma(\omega)) = \frac{q_v}{\gamma_v} \gamma(\omega) \quad (57)$$

が成立すると仮定する。これを式(56)に代入し、式(14)を考慮して積分を実行すると、

$$\begin{cases} \left(1 + \frac{1}{2} a_2 \cos 2\omega_0 \right) (\varepsilon_x - \varepsilon_y) + \frac{1}{2} a_2 \gamma_{xy} \sin 2\omega_0 = \frac{\gamma_v}{\pi q_v} a_1 p' \cos \omega_0 \\ \frac{1}{2} a_2 (\varepsilon_x - \varepsilon_y) \sin 2\omega_0 + \left(1 - \frac{1}{2} a_2 \cos 2\omega_0 \right) \gamma_{xy} = \frac{\gamma_v}{\pi q_v} a_1 p' \sin \omega_0 \end{cases} \quad (58)$$

となる。これを軸差ひずみと単純せん断ひずみに関して解くと、

$$\begin{cases} \varepsilon_x - \varepsilon_y = \frac{a_1 \gamma_v}{\pi q_v} \frac{4 - 2a_2 (\cos 2\omega_0 + \sin 2\omega_0)}{4 - a_2^2} p' \cos \omega_0 \\ \gamma_{xy} = \frac{a_1 \gamma_v}{\pi q_v} \frac{4 + 2a_2 (\cos 2\omega_0 - \sin 2\omega_0)}{4 - a_2^2} p' \sin \omega_0 \end{cases} \quad (59)$$

となることから、これを満足するように両ひずみを制御すれば、(単純)せん断応力がゼロの等方圧密が実現される。

謝辞：本検討は FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。

参考文献：1) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2011; 35(3): 360-392. 2) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O. Induced fabric under cyclic and rotational loads in a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2013; 37(2): 150-180. 3) Arthur JRF, Menzies BK. Inherent anisotropy in a sand. Géotechnique 1972; 22(1): 115-128. 4) Oda M. Initial fabrics and their relation to mechanical properties of granular material. Soils and Foundations 1972; 12(1): 17-36. 5) Ueda K, Iai S. Constitutive modeling of inherent anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2019; 43(3): 708-737. 6) Iai S, Ueda K. Energy-less strain in granular materials - Micromechanical background and modeling. Soils and Foundations 2016; 56(3): 391-398.

3. 初期構造異方性を有する飽和砂のせん断試験に対する要素シミュレーション

3-1. 初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション：中空ねじり試験の再現性

初期構造異方性 液状化 中空ねじり試験

応用地質株式会社 藤井紀之
 東亜建設工業株式会社 田代聡一
 東亜建設工業株式会社 府川裕史
 株式会社地震工学研究所 仲摩貴史

1 はじめに

最近、液状化を含む地盤・構造物系の地震時挙動予測に広く用いられているひずみ空間多重せん断モデル¹⁾に初期構造異方性が考慮できるようになった²⁾。本研究は、当該モデルの適用性を確認することを目的として、初期構造異方性を有する飽和砂に対して実施された中空ねじり試験結果(中田ら³⁾)を対象に要素シミュレーションを行ったものである。

2 検討内容

本項では、相対密度 $Dr=30\%$ 、 60% および 90% の 3 ケースに対して、簡易設定法を用いて設定したパラメタを既往試験結果³⁾と整合するように調整を行った。

具体的には、図-1 に示すとおり、 $\phi^{Aniso} \sim \alpha_0$ 関係において試験値と計算値が全体的に整合するように、簡易設定法から推定した ϕ^{Iso} を微調節した(α_0 : 主応力の作用角度)。ただし、 $Dr=30\%$ については、単調載荷試験結果の $q \sim p$ 関係と $q \sim \gamma$ 関係を要素シミュレーションで再現しやすいように ϕ^{Iso} を 34 度、35 度、36 度および 37 度の中から選定した。

なお、 $Dr=60\%$ と $Dr=90\%$ については、当初の値と大きくは変わらなかった。このため、簡易設定法による ϕ^{Iso} の推定は妥当であると考ええる。

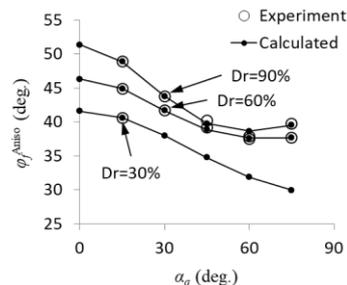


図-1 試験結果³⁾と計算値による α_0 に応じた ϕ^{Aniso}

3 検討結果

相対密度に応じた設定パラメタを表-1 に示す。同表中の赤字が、簡易設定法から微調整した値となる。なお、 $Dr=60\%$ および 30% における r_γ は、計算状の安定性を鑑みて調整した。

中空ねじり試験の再現性を確認するため、既往試験による単調載荷試験結果および主応力軸回転試験結果と同条件下で要素シミュレーションを実施した。要素シミュレーションの条件は文献⁴⁾のとおりである。

単調載荷試験を対象とした要素シミュレーションと既往試験の比較結果を図-2 および図-3 に示す。図-2 は有効応力経路、図-3 は応力ひずみ関係である。図-2 および図-3 に示すとおり、要素シミュレーション結果は試験結果を概ね再現できた。ただし、 $Dr=30\%$ の steady state の表現が再現できておらず、この点については α が大きいところで流動するようなパラメタ設定が課題であり、計算の安定性にも留意する必要がある。

主応力軸回転試験を対象とした要素シミュレーションと既往試験の比較結果を図-4

～図-6 に示す。ひずみ時刻歴に着目すると、 $Dr=90\%$ および $Dr=60\%$ の要素シミュレーション結果は試験結果よりもひずみの伸びが遅く、 $Dr=30\%$ は逆に試験結果よりもひずみが大きく出る傾向を示した。ただし、増分ひずみ(弾性成分と塑性成分の和である全ひずみ)ベクトルについては、いずれの相対密度に対する要素シミュレーションも試験結果を概ね再現する結果となった。

表-1 設定した相対密度に応じたパラメタ

パラメタ	Dr=90%		Dr=60%		Dr=30%	
	簡易設定法	決定値	簡易設定法	決定値	簡易設定法	決定値
p_a (kN/m ²)	98	98	98	98	98	98
G_m (kN/m ²)	176170	176170	101957	101957	42290	42290
$K_{L/Us}$ (kN/m ²)	459424	459424	265888	265888	110286	110286
m_G, n_G	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
H_{max}	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
n	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
K_f (kN/m ²)	2.20E+06	2.20E+06	2.20E+06	2.20E+06	2.20E+06	2.20E+06
ϕ_f (°)	42.9	42.6	40	40.4	38	35
ϕ_p (°)	28	28	28	28	28	28
ϵ_d^{cm}	0.01	0.01	0.1	0.1	0.2	0.2
$r \epsilon_d^c$	0.01	1.8	1.0	8.0	4.2	9.0
$r \epsilon_d$	0.5	0.8	0.5	0.5	0.5	0.5
q_1	1	5	5	10	1	1
q_2	0	1	0.5	0.5	0.5	0.5
r_k	1	0.05	0.15	0.15	0.15	0.15
r_k''	1	0.05	0.15	0.15	0.15	0.15
k	2	2	2	2	2	2
S_1	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
c_1	2.0	2.0	2.0	2.0	1.2	1.2
r_γ	0.5	0.5	0.5	0.9	0.5	1.1
r_{mimp}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
q_{us}	0	0	0	0	0	0
a_1		0.135		0.11		0.175
a_2		0.163		0.095		0.016
ω_0		180		180		180

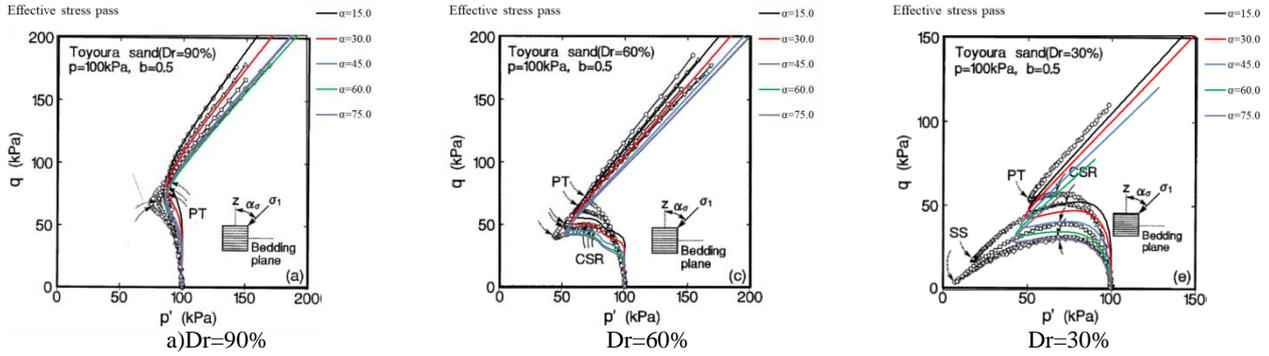


図-2 単調載荷試験結果³⁾と要素シミュレーション結果の比較(有効応力経路)

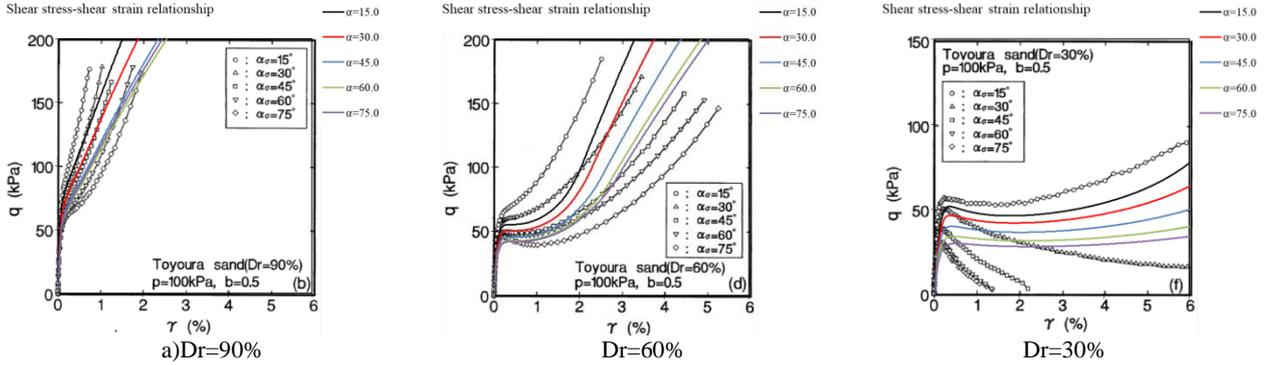
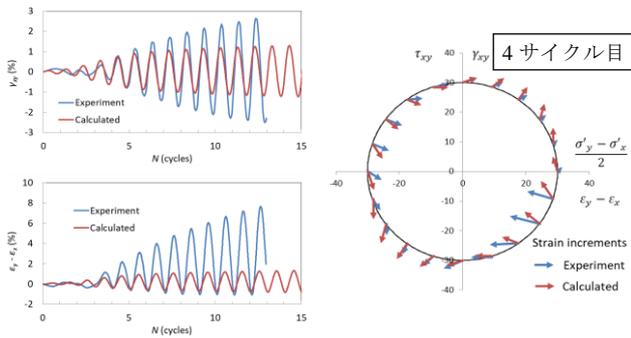
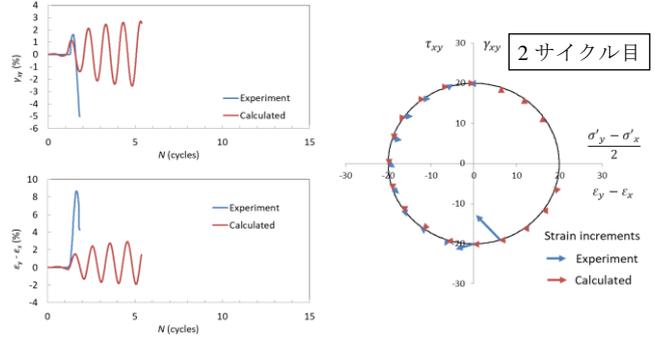


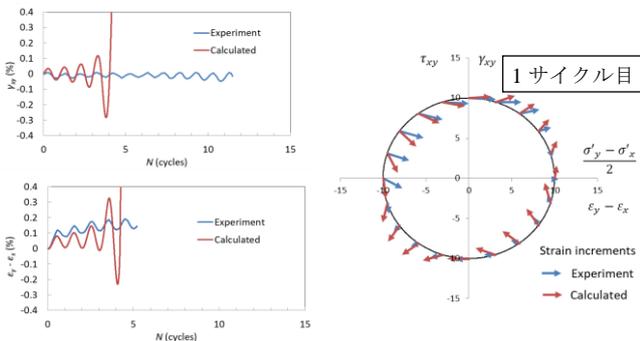
図-3 単調載荷試験結果³⁾と要素シミュレーション結果の比較(軸差応力～せん断ひずみ関係)



a)単純せん断ひずみ及び軸差ひずみ b)増分ひずみベクトル
図-4 主応力軸回転試験結果³⁾と要素 sim 結果の比較(Dr90)



a)単純せん断ひずみ及び軸差ひずみ b)増分ひずみベクトル
図-5 主応力軸回転試験結果³⁾と要素 sim 結果の比較(Dr60)



a)単純せん断ひずみ及び軸差ひずみ b)増分ひずみベクトル
図-6 主応力軸回転試験結果³⁾と要素 sim の比較(Dr30)

4 まとめ

本検討では、初期構造異方性を考慮したパラメタを設定し、既往試験と同条件下で、「単調載荷試験(ひずみ制御)」および「主応力軸回転試験(応力制御)」の要素シミュレーションを実施し、既往試験結果との比較検証を行った。その結果、 α が大きいケースで流動するようなパラメタ設定に課題はあるが、単調載荷試験、主応力軸回転試験ともに要素シミュレーション結果は試験結果を概ね再現できた。

謝辞：本検討は一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。

参考文献：1) S. Iai, T. Tobita, O. Ozutsumi and K. Ueda : Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392, 2011. 2) Ueda K, Iai S. Constitutive modeling of inherent anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,43(3), pp708-737,2019. 3) Y. Nakata, M. Hyodo, H. Murata and N. Yasufuku : Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp.115-128, 1998.4)藤井ほか：初期構造異方性を有する飽和砂の中空ねじり試験を対象とした要素シミュレーション-異方性の有無の影響編-,第54回地盤工学研究発表会講演集,pp331-332,2019年7月。

3-2 初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション：堆積面の傾斜角度の影響

初期構造異方性 有効応力解析 液状化

株式会社地震工学研究所 仲摩貴史
 東亜建設工業株式会社 府川裕史
 東亜建設工業株式会社 田代聡一
 応用地質株式会社 藤井紀之

1 はじめに

最近、液状化を含む地盤・構造物系の地震時挙動予測に広く用いられているひずみ空間多重せん断モデル¹⁾に初期構造異方性が考慮できるようになった²⁾。本研究は、当該モデルの適用性を確認することを目的として、初期構造異方性を有する飽和砂の中空ねじり試験³⁾を対象として設定された解析パラメタ⁴⁾を使用し、要素シミュレーションにより、堆積面傾斜角度が飽和砂の非排水せん断挙動に及ぼす影響について検討したものである。

2 要素シミュレーションの概要

本報告では、中空ねじり試験³⁾を対象として設定されたパラメタ⁴⁾を用いて、堆積面傾斜角度が飽和砂の非排水せん断挙動に及ぼす影響を確認するため、単調せん断および繰返しせん断を模擬した要素シミュレーションを行った。

要素シミュレーションの実施ケースを表1に示す。3種類の相対密度(90%, 60%, 30%)に対する設定パラメタを使用し、6通りの堆積面傾斜角度 ω_0 (180度, 210度, 240度, 270度, 300度, 330度)を設定した。(なお、異方性パラメタ ω_0 と堆積面傾斜角度の関係は、($\omega_0=180$ 度+堆積面傾斜角度 $\times 2$)に基づく。)

単調せん断の場合には変相点におけるせん断応力、繰返しせん断の場合には液状化強度曲線に着目し、 ω_0 が非排水せん断挙動に及ぼす影響を検討した。

要素シミュレーション手法は、図1に示す2ステップ(①等方圧密、②水平せん断)とし、単調せん断の場合にはひずみ制御、繰返しせん断の場合には応力制御を適用した。なお、繰返しせん断の場合の底面境界条件については、図1に示す2通り(②-a、②-b)を設定した。境界条件②-aは3種類の相対密度(90%, 60%, 30%)に対して適用したが、境界条件②-bは、繰返しせん断時の軸差ひずみ、軸差応力の発生を抑えることを意図したものであり、相対密度90%の場合のみ適用した。

使用したパラメタを表2に示す。解析プログラムは、i64flip723Aniso_beta6.exeを用いた。

表1 要素シミュレーション実施ケース

単調せん断			ω_0 (度) ※カッコ内は堆積面傾斜角度 180, 210, 240, 270, 300, 330 (0, 15, 30, 45, 60, 75)
Dr90%	Dr60%	Dr30%	
Dr90%	Dr60%	Dr30%	ω_0 (度) ※カッコ内は堆積面傾斜角度 180, 210, 240, 270, 300, 330 (0, 15, 30, 45, 60, 75)
0.90	0.21	0.11	
0.80	0.20	0.10	
0.70	0.19	0.09	
0.60	0.18	0.08	
0.50	0.17	0.07	

τ_{xy} : 水平せん断応力 $\sigma_{m0'}$: 平均有効拘束圧

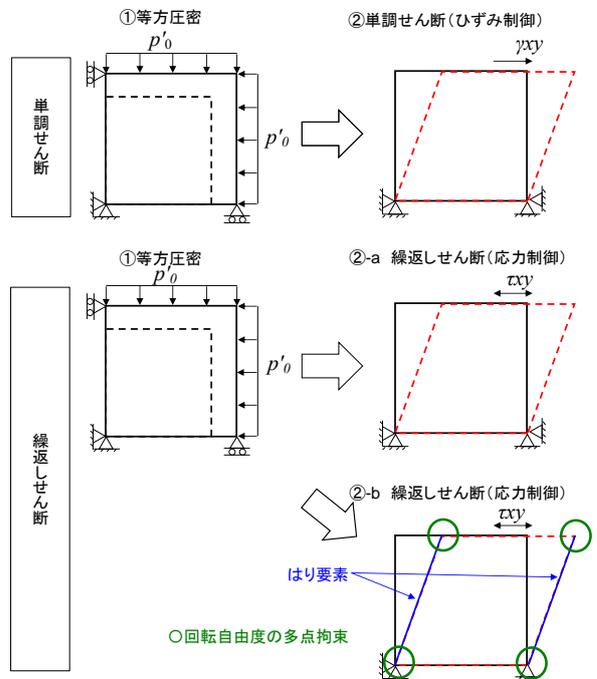


図1 要素シミュレーション手法

表2 要素シミュレーション実施ケース

	Dr=90%	Dr=60%	Dr=30%
ρ_s (kN/m ³)	98	98	98
G_{50} (kN/m ²)	176170	101957	42290
K_{50} (kN/m ²)	459424	265888	110286
m_{50}	0.5	0.5	0.5
H_{max}	0.24	0.24	0.24
n	0.45	0.45	0.45
K_c (kN/m ²)	2.20E+06	2.20E+06	2.20E+06
ϕ_0 (°)	42.6	40.4	35
ϕ_{cr} (°)	28	28	28
c_{cr}^{20}	0.01	0.1	0.2
r_{cs}^c	1.8	8	9
r_{cs}	0.8	0.5	0.5
q_1	1	10	1
q_2	1	0.5	0.5
i_1	0.05	0.15	0.15
i_2	0.05	0.15	0.15
l_1	2	2	2
l_2	0.005	0.005	0.005
l_3	2	2	1.2
l_4	2	2	1.1
r_f	0.5	0.9	0.5
r_{temp}	0.5	0.5	0.5
q_{sc}	0	0	0
ϕ_1	0.135	0.11	0.175
ϕ_2	0.163	0.095	0.016
ω_0	180	180	180

Single Element Numerical Simulation for Hollow Cylinder Torsional Shear Test of Anisotropic Saturated Sands: Effects of bedding plane angle, T. Nakama(Jishin Kogaku Kenkyusyo, Inc), S. Tashiro and H. Fukawa (Toa Corporation), and N. Fujii(Oyo Corporation)

3 要素シミュレーション結果

単調せん断の結果を図2（上段：有効応力履歴，下段： ω_0 と変相点のせん断応力，変相角の関係）に示す。図2下図より，変相点のせん断応力，変相角は，何れの相対密度においても， ω_0 が270度のとき最大となることが分かる。

繰返しせん断の結果（底面境界条件②-a）を図3（上段：液状化強度曲線，下段： ω_0 と液状化強度の関係）に示す。ここで，液状化判定は，相対密度90%の場合 $\gamma_{xy}=2.5\%$ ，相対密度60%，30%の場合 $\gamma_{xy}=5\%$ としている。また，繰返し回数50回を上限としている。図3下図より， ω_0 が270度のとき液状化強度が最大となり，単調せん断と同様の傾向であることが分かる。

ただし，図3下図において，相対密度90%の場合に，他と異なる特異な傾向を示すケースがある（赤枠部）。これらのケースの軸差ひずみ-軸差応力分布図を図4に示す。底面境界条件②-aの場合の要素シミュレーションでは，軸差ひずみ，軸差応力が発生していることが分かる。

相対密度90%の場合を対象として，繰返しせん断時の軸差ひずみ，軸差応力を抑えることを意図した底面境界条件②-bを用いた場合の結果を図5に示す。

これより，底面境界条件②-bを採用し，軸差ひずみ，軸差応力の発生を抑えた場合には，他ケースと異なる特異な傾向は軽減されていることが分かる。

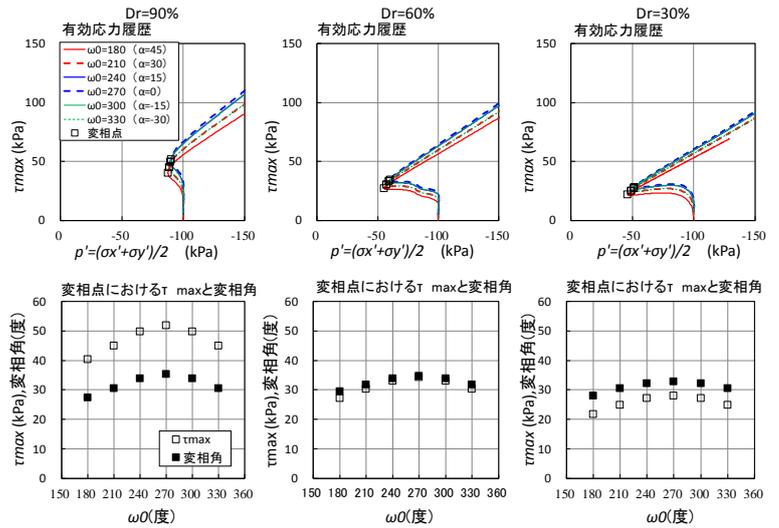


図2 要素シミュレーション結果（単調せん断）

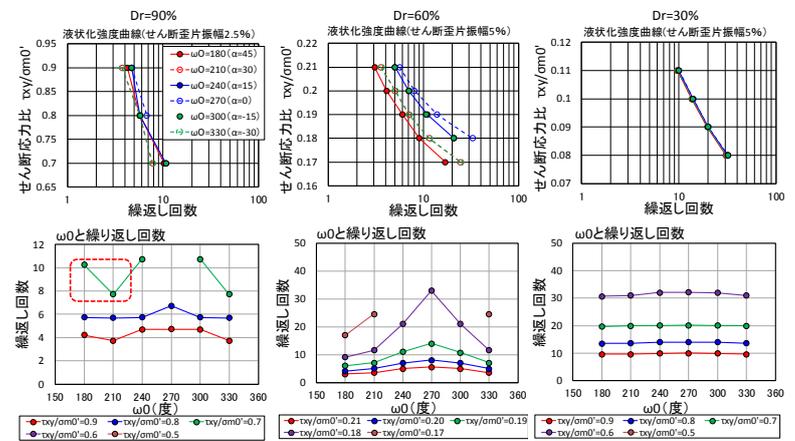


図3 要素シミュレーション結果（繰返しせん断，底面境界②-a）

4 まとめ

堆積面傾斜角度が飽和砂の非排水せん断挙動に及ぼす影響について検討した。その結果，繰返しせん断時は単調せん断時と同様に， $\omega_0=270$ 度の場合に強度が最も大きくなる傾向を示すことを確認した。また，軸差ひずみ，軸差応力の発生を抑えることを意図した境界条件を採用することにより，繰返しせん断時の液状化強度における特異な傾向は軽減されることを確認した。

謝辞：本検討は一般社団法人FLIPコンソーシアムWGの活動の一環として実施されたものである。

参考文献：1) S. Iai, T. Tobita, O. Ozutsumi and K. Ueda: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392, 2011. 2) Ueda K, Iai S. Constitutive modeling of inherent anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2019; 43(3): 708-737. 3) Y. Nakata, M. Hyodo, H. Murata and N. Yasufuku: Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp.115-128, 1998. 4) 藤井紀之，田代聡一，府川裕史，仲摩貴史：初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション：中空ねじり試験の再現性，FLIPコンソーシアム平成30年度成果報告書，2019。

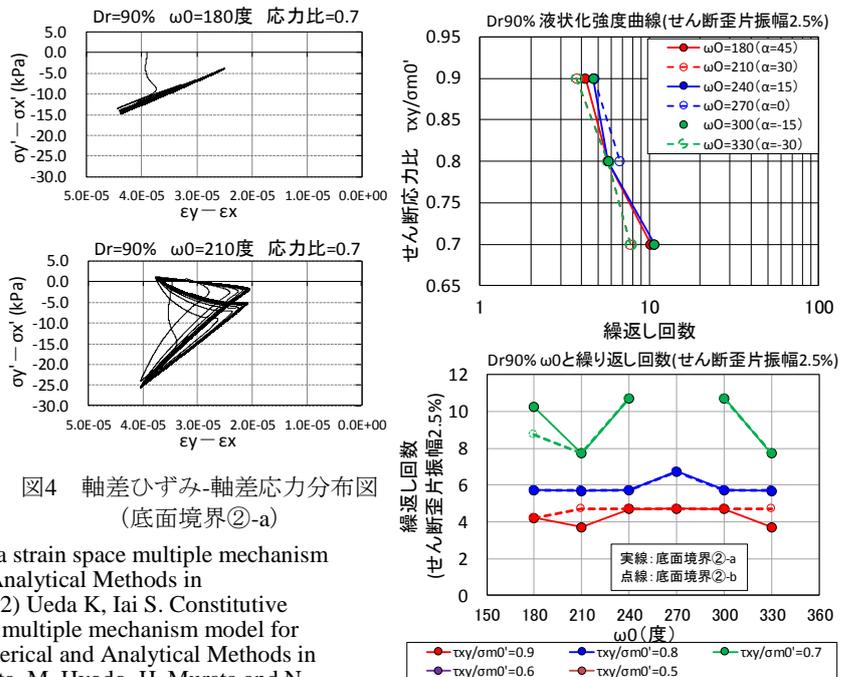


図4 軸差ひずみ-軸差応力分布図（底面境界②-a）

図5 要素シミュレーション結果（繰返しせん断，底面境界②-a，②-b）

3-3 初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション：試験方法（三軸試験と中空ねじり試験）の影響

初期構造異方性 有効応力解析 液状化

東亜建設工業株式会社 府川裕史
 東亜建設工業株式会社 田代聡一
 株式会社地震工学研究所 仲摩貴史
 応用地質株式会社 藤井紀之

1 はじめに

現在、液状化を含む地盤・構造物系の地震時挙動予測に広く用いられているひずみ空間多重せん断モデル¹⁾に初期構造異方性が考慮できるようになっている²⁾。本来、異方性パラメタ (a_1, a_2, ω_0) を求めるには、中空ねじり試験等が必要であるものの、実務においては、中空ねじり試験は試験者に高い技術力が要求されることから、砂の液状化強度を把握する場合に、一般には非排水繰返し三軸試験が実施されることが多い。この場合、初期構造異方性を有する地盤のパラメタは、非排水繰返しせん断試験から求めざるを得ない。

Yamashita and Toki³⁾は、初期構造異方性を有する飽和砂を対象に三軸試験と中空ねじり試験の両方を実施し、液状化強度に関する試験方法の違いを明らかにしている。異方性パラメタを求める際の試験方法の影響についても検証しておく必要がある。

本検討では、中田ら⁴⁾が実施した中空ねじり試験を再現するパラメタを用いて、三軸試験と中空ねじり試験のそれぞれを模擬した要素シミュレーションを実施し、Yamashita and Toki³⁾が明らかにした三軸試験と中空ねじり試験の相違と整合するかを確認した。また、山下ら⁵⁾が実施した初期構造異方性を有する水平堆積の飽和砂を異なる角度でサンプリングした試料の繰返し三軸試験についても同様の圧縮試験のシミュレーションを実施し、載荷方向と堆積角度の関係が液状化強度に与える影響について検証した。

2 要素シミュレーションの概要

本検討では、中空ねじり試験および三軸圧縮試験を再現する図1のシミュレーションを実施した。ねじり試験を再現するシミュレーションでは、等方圧密後に、単純せん断のみが生じることを前提とした境界条件でせん断応力を与えた。圧縮試験を再現するシミュレーションでは、等方圧密後に、側圧一定条件下で軸応力のみを繰返し載荷した。

3 パラメタの設定方法

シミュレーションに使用したパラメタを表1に示す。パラメタは、中田ら⁴⁾が実施した中空ねじり試験を対象に、砂の相対密度から簡易設定法⁶⁾により設定した値を、論文内で実施されている単調載荷試験と主応力軸回転の繰返し載荷試験における応力経路と応力ひずみ曲線、ならびに過剰間隙水圧上昇曲線やひずみの伸びに関して試験値と概ね整合するよう調整した。詳細なパラメタの設定方法については、藤井らの報告⁷⁾を参照されたい。なお、異方性パラメタ ω_0 は、堆積面とせん断方向の関係を考慮してねじり試験再現時は $\omega_0 = 270$ 、圧縮試験再現時は $\omega_0 = 180$ とした。

4 載荷方法の違いによる液状化抵抗への影響

図2に載荷方法の異なる(三軸試験と中空ねじり試験)要素シミュレーション結果から算出した液状化抵抗曲線を示す。いずれの相対密度(60%, 30%)でも、ねじり試験再現シミュレーションと比較して、圧縮試験再現の液状化抵抗曲線は下方に位置し、液状化強度を過小評価した。 $D_r=90\%$ についても同じ傾向を確認している。この傾向は、図2の Yamashita

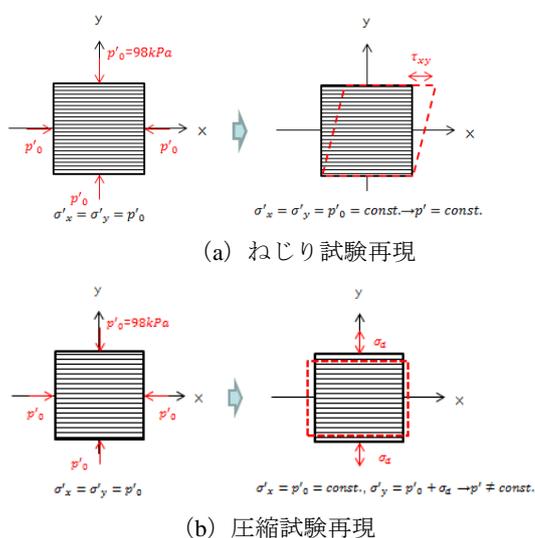


図1 要素シミュレーションの概要

表1 使用したパラメタ

	Dr=90%	Dr=60%	Dr=30%
p_a (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0
G_m (kN/m ²)	176170	101957	42290
$K_{L/Ua}$ (kN/m ²)	459424	265888	110286
m_{cr}, n_k	0.5	0.5	0.5
H_{max}	0.24	0.24	0.24
n	0.45	0.45	0.45
K_v (kN/m ²)	2.20E+06	2.20E+06	2.20E+06
ϕ_r (°)	42.6	40.4	35.0
ϕ_p (°)	28.0	28.0	28.0
ϵ_d^{cm}	0.01	0.1	0.2
$r \epsilon_d^c$	1.8	8.0	9.0
$r \epsilon_d$	0.8	0.5	0.5
q_1	5.0	10.0	1.0
q_2	1.0	0.5	0.5
r_k	0.05	0.15	0.15
r_k^*	0.05	0.15	0.15
l_k	2.0	2.0	2.0
S_1	0.005	0.005	0.005
$c1$	2.0	2.0	1.2
r_v	0.5	0.9	1.1
r_{mtmp}	0.5	0.5	0.5
q_{us}	0.0	0.0	0.0
a_1	0.135	0.110	0.175
a_2	0.163	0.095	0.016
ω_0	180	180	180

and Toki³⁾が明らかにした三軸試験と中空ねじり試験の相違 ($D_r=80\%$) と整合している。ただし、シミュレーションでの載荷方法による液状化強度の相違は試験結果と比較して小さい。

一般的な砂の液状化強度に関しては、Tokimatsu and Yoshimi⁷⁾により、せん断応力比と相対密度の関係が示されており、その関係と本検討のシミュレーションを比較した結果を図3に示す。初期構造異方性を考慮したシミュレーションでは、一般的な砂よりも液状化強度が低くなることを確認した。

5 堆積角度の違いによる液状化抵抗への影響

図4では山下ら⁵⁾による砂の水平堆積面に対して異なる角度でサンプリングした供試体の液状化曲線を比較しており、本検証のシミュレーション結果を併記している。図5にサンプリング角度と載荷方向の関係性を示す。 $D_r=80\%$ の試験結果では、堆積面が水平 (I) で液状化強度は低く、45度傾斜 (II) と鉛直 (III) で同程度の液状化強度を示している。シミュレーション結果では、 $D_r=30\%$ で液状化強度曲線に差は見られたが、その差は小さく、 $D_r=60\%$ ではサンプリング角度の影響は確認されなかった。

6 まとめ

三軸試験と中空ねじり試験の液状化強度に関する相違について初期構造異方性を考慮する要素シミュレーションを実施し、三軸圧縮試験を再現する条件ではねじり試験再現よりも液状化強度が低下し、既往の実験結果とも傾向が整合することを確認した。堆積角度の違いによる液状化抵抗への影響については、本検証のシミュレーションでは対象とした試験結果を再現していない。今後、実務において初期構造異方性を考慮したモデルを用いる際には、試験方法による液状化強度の相違についてどのように配慮するかが課題である。

謝辞：本検討は一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。

参考文献：

1) S. Iai, T. Tobita, O. Ozutsumi and K. Ueda : Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392, 2011. 2) Ueda K, Iai S. : Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2019; 43(3): 708-737. 3) S. Yamashita and S. Toki (1993): Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 3, pp. 92-104. 4) Y. Nakata, M. Hyodo, H. Murata and N. Yasufuku : Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp.115-128, 1998.5) 山下聡, 土岐祥介, 三浦清一 (1990): 異方圧密履歴による構造異方性砂の液状化挙動の変化, 土質工学会論文報告集, Vol. 30, No. 2, pp. 167-178. 6) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No. 869, 1997. 7) 藤井紀之, 田代聡一, 府川裕史, 仲摩貴史, 初期構造異方性を有する飽和砂の液状化に関する要素シミュレーション: 中空ねじり試験の再現性, FLIP コンソーシアム平成 30 年度成果報告書, 2019. 8) K. Tokimatsu and Y. Yoshimi : Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.

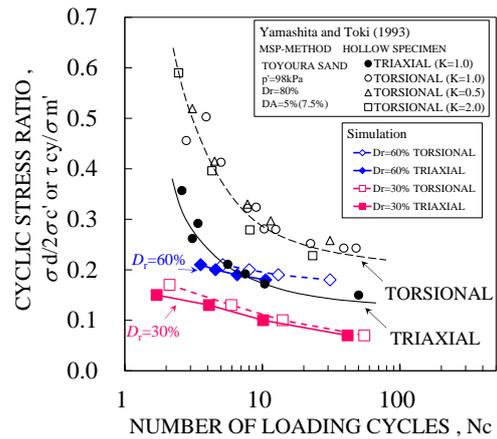


図2 異なる試験方法の液状化強度曲線の比較³⁾を参照

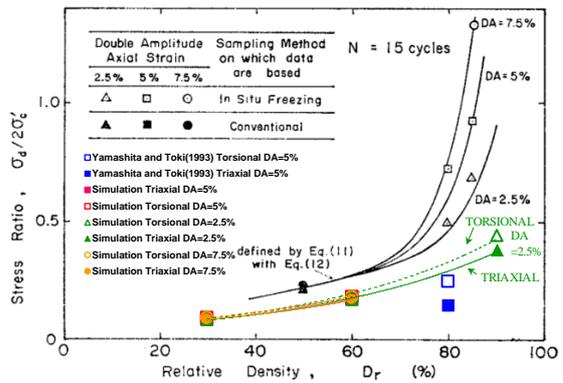


図3 異なる試験方法の液状化強度の比較⁸⁾に加筆

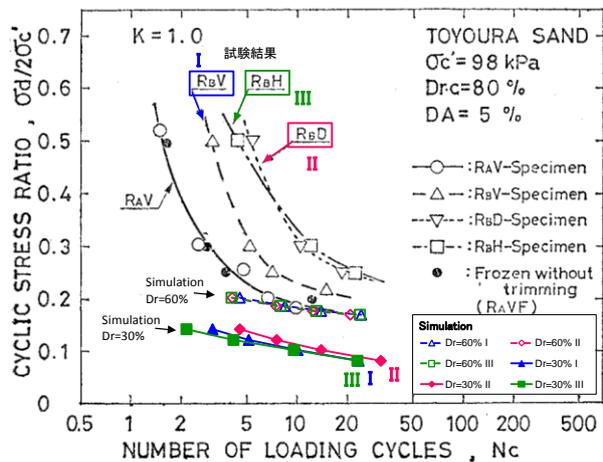


図4 堆積角度の異なる供試体の液状化強度曲線³⁾に加筆

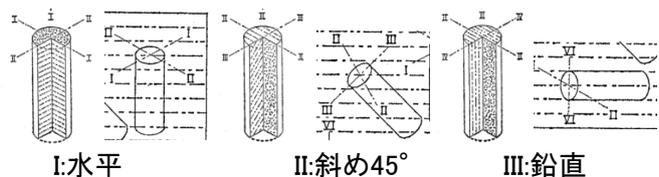


図5 堆積面に対するサンプリング角度の違い⁵⁾を編集

3-4 初期構造異方性を有する砂の中空ねじり試験を対象とした要素シミュレーション (鈴木らの論文)

初期構造異方性 有効応力解析 要素シミュレーション

J F E スチール株式会社 粟津進吾
 東洋建設株式会社 伊藤 輝
 J F E スチール株式会社 塩崎禎郎

1. はじめに

砂のような地盤材料は、堆積環境などの影響による固有の初期構造異方性を持っており、任意の方向のせん断を加えた際には、せん断応力が作用する方向によって応力-ひずみ関係などの応答が異なる。この影響を適切に考慮するため、ひずみ空間多重せん断機構の Cocktail Glass モデルを基本とした、初期構造異方性を考慮できるように拡張されたモデルが提案されている¹⁾。本報告は、このモデルを用いた既往の室内試験の要素シミュレーションに関するものである。

2. 検討対象試験

検討対象とする試験は、鈴木らが行った大型中空ねじり試験機を用いた排水条件の単調載荷試験²⁾および繰返し載荷試験³⁾である。豊浦標準砂 (Dr=73%) を対象として、等方圧密後に主応力方向 α を変化させた載荷を行っている。本報告では、その中の一部のケースを検討対象とした。試験条件を表-1 に示す。

表-1 検討対象の試験条件

等方圧密	98kPa (共通)
単調載荷 (排水)	$\alpha=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$
繰返し載荷 (排水)	$\alpha=0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$ 繰返し応力比 $q/p=\pm 0.69$

3. 解析条件

使用するプログラムは、FLIPAniso の $\beta 6$ 版である。拡張されたモデルは、従来の Cocktail Glass モデルに、初期構造異方性を表現する3つのパラメータ (a_1, a_2, ω_0) が追加されている。 a_1, a_2 は強度の分布を決定するもので、 ω_0 は異方性の発現する方向である。初期構造異方性を考慮した有効応力 σ' は、 $\omega : x$ 軸からの角度の倍、 q : 仮想単純せん断応力、 p' : 等方圧力として式(1)で表される。

$$\sigma' = -p' I + \int_0^\pi \left[(1 + a_2 \cos 2(\omega - \omega_0)) q(\omega) - \frac{1}{\pi} a_1 \cos(\omega - \omega_0) p' \right] \begin{bmatrix} \cos \omega & \sin \omega \\ \sin \omega & -\cos \omega \end{bmatrix} d\omega \dots (1)$$

ここで、 q は双曲線タイプの荷重-変位関係に従うことから、初期構造異方性を考慮したせん断抵抗角 ϕ_f^{Aniso} は、主応力方向 α と初期構造異方性を考慮しないせん断抵抗角 ϕ_f^{Iso} を用いて、式(2)で表すことができる。

$$\sin \phi_f^{Aniso} = \left\{ 1 + \frac{1}{3} a_2 \cos 2(\omega_0 + 2\alpha) \right\} \sin \phi_f^{Iso} + \frac{1}{2} a_1 \cos(\omega_0 + 2\alpha) \dots (2)$$

要素シミュレーションでは、図-1のような単純せん断($\alpha=45^\circ$)を与え、異方性の発現する方向 ω_0 を変化させた。 ω_0 は砂の堆積角度で定まるため、中空ねじり試験の供試体は水平に堆積している($\omega_0=180^\circ$)と想定して、 α を固定し ω_0 を変化させることで、図-2のように $\alpha=0^\circ \sim 90^\circ$ を $\omega=90^\circ \sim 270^\circ$ で相対的に表現した。解析に用いたパラメータを表-1に示す。初期構造異方性のパラメータ a_1, a_2 およびせん断抵抗角 ϕ_f^{Iso} は、文献²⁾における $\alpha=0^\circ \sim 90^\circ$ に対するせん断抵抗角 ϕ_f^{Aniso} を3組選んで読みとり、 $\omega_0=180^\circ$ として式(2)を連成させることで計算できる。残りの主応力方向に対する ϕ_f^{Aniso} は定めた a_1, a_2, ϕ_f^{Iso} より逆算することができるので、 ϕ_f^{Aniso} の計算値と文献値の残差二乗和が最も小さくなるような組合せを調べた。その結果より、 $\alpha=0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の3組を用いて算出した a_1, a_2, ϕ_f^{Iso} を解析に用いることにした。 ϕ_f^{Aniso} の計算値と文献値の比較を図-3に示す。初期せん断剛性は、文献³⁾における応力-ひずみ関係と合うようにフィッティングさせた。液状化に関するパラメータは、感度分析において応答への影響が大きかった r_{ed} と r_k を文献の結果と合うように調整し、他についてはFLIPにおける標準的な値を用いた。

単調載荷試験²⁾および繰返し載荷試験³⁾は、同じ試験機を用いて同じ供試体の作成方法で実験しているため、パラメータは同じと考えて解析した。

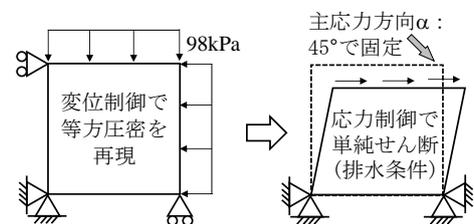


図-1 要素シミュレーションの方法

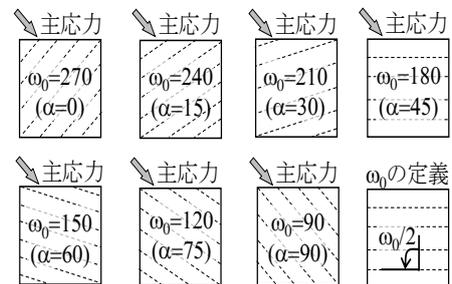


図-2 主応力方向 α と堆積角度 $\omega/2$ の関係 (ω は $\omega=180$ としたときの α の角度)

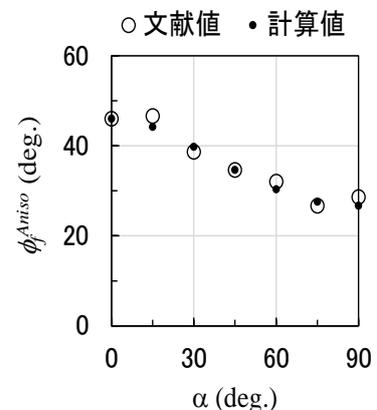


図-3 ϕ_f^{Aniso} の計算値と文献値の比較 ($\alpha=0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ を用いて算出)

4. 解析結果

単調載荷試験の解析結果を文献の実験結果と並べて図-4 に示す。縦軸は偏差応力 q を平均有効応力 p で除した応力比 q/p で、横軸は主ひずみである。要素シミュレーション結果の凡例は、図-2 に従って、 ω_0 の条件を対応する α に変換したものである。試験結果では、主応力方向 α が大きくなるほど小さい応力でひずみの増加しており、 $\alpha=30^\circ$ 以上においては応力比の最大値も減少している。FLIP の解析においても、初期構造異方性を考慮することで、 α の違いによる応力-ひずみ関係への影響を再現できた。

繰返し載荷試験の解析結果を、図-5 に示す。文献では、応力比 $q/p=\pm 0.69$ で2回折り返した後に単調載荷しており、同様の荷重をかけて解析と実験の応力履歴を重ねて表示した。概ね結果は整合しているが、実験結果の方が折り返し後の曲線の勾配が急になっている。これは FLIP の修正 Masing 則と、実材料の挙動の違いによるものと考えられる。

5. まとめ

排水条件の中空ねじり試験に対して、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルによる要素シミュレーションを実施した。その結果、3組以上の主応力方向に対応するせん断抵抗角より、初期構造異方性のパラメータ a_1 と a_2 を定め、かつ液状化に関するパラメータ r_{ϵ_d} と r_k を適切に設定することで、主応力方向の違いによる挙動の変化を表現できることを確認した。

謝辞：本検討は FLIP コンソーシアム WG 活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献：1) 増田達, 上田恭平, 飛田哲男, 井合進：初期構造異方性を有する砂の非排水せん断挙動特性に関する要素試験と有効応力解析, 地盤工学会研究発表会, 2010. 2) 鈴木輝一, 菅野高弘, 柳澤栄司：初期構造異方性を有する砂の排水時せん断挙動特性, 土木学会論文集, 1993. 3) 鈴木輝一, 菅野高弘, 柳澤栄司：初期構造異方性を有する砂の排水時繰返しせん断挙動特性, 土木学会論文集, 1995.

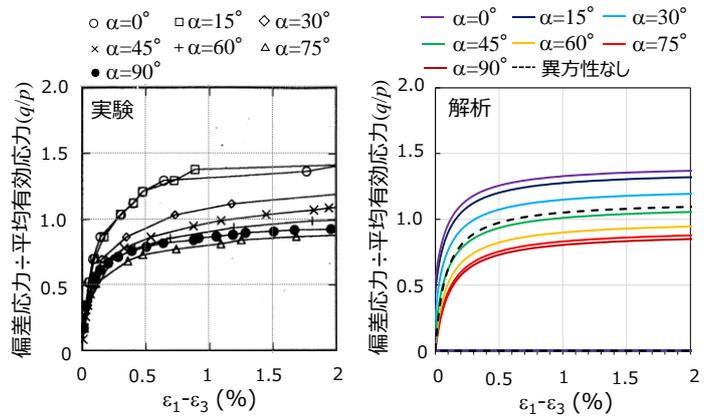


図-4 単調載荷試験の要素シミュレーション結果

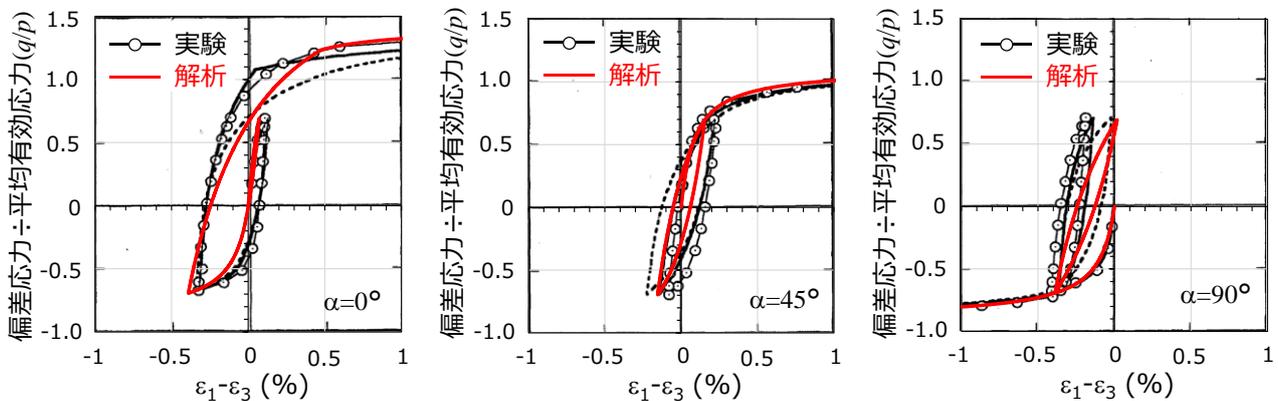


図-5 繰返し載荷試験の要素シミュレーション結果

表-2 要素シミュレーションの解析パラメータ

動的変形特性に関するパラメータ																	
飽和密度	基準拘束圧	*初期せん断剛性	体積弾性係数	拘束圧依存係数	*せん断抵抗角	間隙率	水の体積弾性係数										
ρ (t/m^3)	σ_{ma} (kN/m^2)	G_{ma} (kN/m^2)	$K_{La}, K_{L/a}$ (kN/m^2)	m_G, n_K	ϕ ($^\circ$)	n	K_p (kN/m^2)										
2.11	75.0	62500	163000	0.5	42.9	0.33	2.20×10^6										
液状化に関するパラメータ															初期構造異方性		
ϕ_p ($^\circ$)	$-\epsilon_d^{cm}$	$r_{\epsilon_{dc}}$	r_{ϵ_d}	$r_{K_s}, r_{K'}$	q_1	q_2	l_k	S_1	c_1	q_4	r_γ	r_{mmp}	q_{us}	a_1	a_2	ω_0 ($^\circ$)	
28.0	0.10	0.50	0.20	0.05	1.00	0.00	2.00	0.005	1.00	1.00	0.10	0.50	0.00	0.44	0.25	90~270	

※初期構造異方性を考慮しないパラメータ

3-5 初期構造異方性を有する飽和砂の中空ねじり試験を対象とした要素シミュレーション (佐藤ら (1996)の論文)

初期構造異方性 中空ねじりせん断試験 有効応力解析

東電設計株式会社 兵頭順一
佐藤恭兵
杉浦陽子

1 はじめに

一般社団法人 FLIP コンソーシアムでは、初期構造異方性が認められる土の材料に対して、様々な要素シミュレーション検討を通じた研究開発を行っている。本検討では、初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの妥当性の確認するために、佐藤ら(1996)²⁾が実施した中空ねじりせん断試験を対象に要素シミュレーションを行った。なお、解析コードは FLIP ROSE Ver7.2.3³⁾ をベースとした「i64flip723Aniso_beta6.exe」を用いた。

2 佐藤ら (1996)による中空ねじり試験の概要

佐藤ら (1996)²⁾は、波浪による繰返し荷重を受ける防波堤下の応力状態に着目して、豊浦砂を対象に非排水条件で中空円筒供試体による単調載荷試験と繰返し載荷試験を行い、主応力方向角 α や影響を検討したものである。試験は図-1 に示す直径 10cm、高さ 20cm の中空円筒供試体で実施しており、試料は密な豊浦標準砂（相対密度 $D_r=80\%$ ）を用いている。なお、初期の圧密圧力は全ケースで 196 kPa としている。主応力方向 α は 15, 30, 45, 60, 75°, 中間主応力係数 b は 0.5 として実験を行っている。

単調載荷試験を図-2 に示す。応力ひずみ関係は、主応力方向 α が大きいほど、土の挙動は軟化・収縮的挙動の傾向を強く示すことがわかる。主応力方向角 α の影響は、有効応力経路にも表れており、一旦収縮後、膨脹的な挙動を示している。よって、同一密度の供試体においても、供試体の初期構造異方性の影響で異なる挙動を示した。

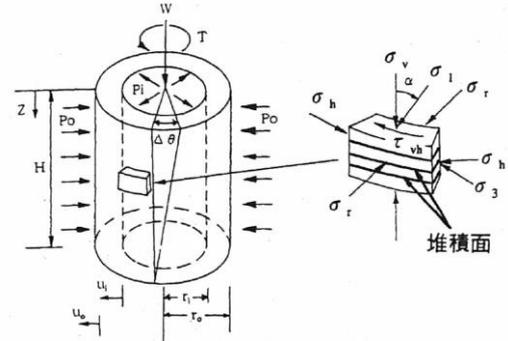
また、繰返し載荷試験を行うと、主応力方向 α が大きくなるにつれて、有効応力の低下量が大きくなったと報告している。特に初期構造異方性の影響は、有効応力経路が変相線に達するまでの間に顕著であるとしている。

3 要素シミュレーション⁴⁾

(1) 解析条件

要素シミュレーションは、単調載荷試験と繰返し載荷試験を対象とし、増田 (2016) を参考に、図-3 に示すような手順で実施した。まず単調載荷試験は、排水条件で応力制御により等方圧密を行った後、非排水条件で変位制御により任意方向へせん断を行った。主応力方向 α の変化は強制変位の角度 ω により制御を行った。なお、 α と ω の関係は「 $\omega=2\alpha$ 」である。また、繰返し載荷試験は、排水状態で応力制御により等方圧密を行った後、側面に剛はりを設けた状態で、図-4 のように載荷した。

初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.12$, $a_2=0.20$, 異方性の発現する方向（堆積角度） $\omega_0=180^\circ$ とした。解析に用いた主な物性値を表-1 に示す。



$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\sigma_{z\theta}}{\sigma_\theta - \sigma_z} \right) \quad b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_r - (\sigma_z + \sigma_\theta)/2}{\sqrt{(\sigma_z + \sigma_\theta)^2/4 + \sigma_{z\theta}^2}} + 1 \right)$$

図-1 中空円筒供試体の応力の考え方²⁾に加筆・修正

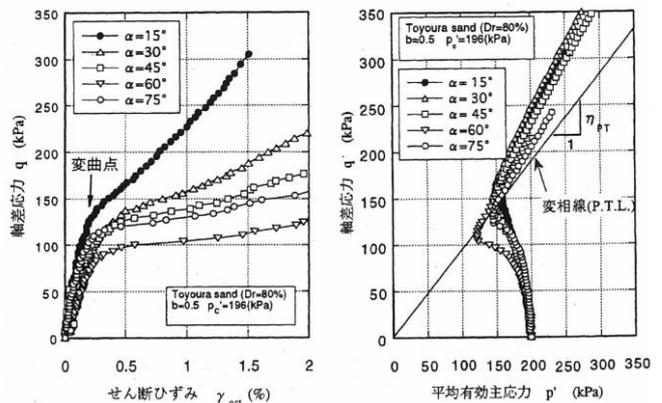


図-2 豊浦砂の単調載荷試験結果²⁾

表-1 解析に用いる地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	75.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	58462.0	$-e_d^{cm}$	0.20
	体積弾性係数 K_{Ls}, K_{Us} (kPa)	152460.0	r_{sd}	1.75
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{sd}	0.30
	質量密度 ρ (t/m^3)	1.892	q_1	2.50
	間隙率 n	0.455	q_2	0.75
	粘着力 c (kPa)	0.0	r_k	2.00
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	42.0	r_k	0.50
			S_1	0.005
			c_1	1.0

Simulation of monotonic loading test

Junichi Hyodo, Kyohei Sato, Yoko Sugiura (Tokyo Electric Power Service Co., Ltd.)

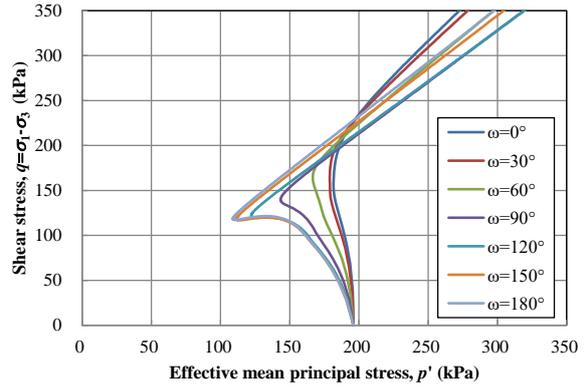
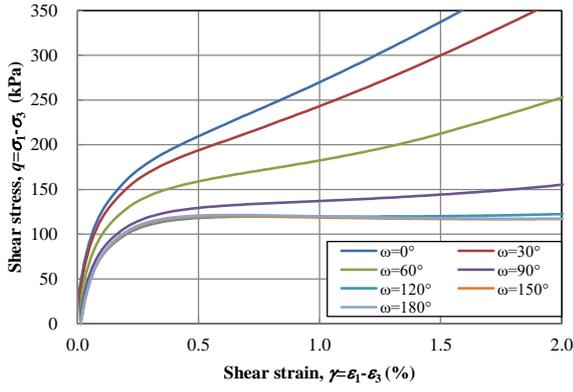
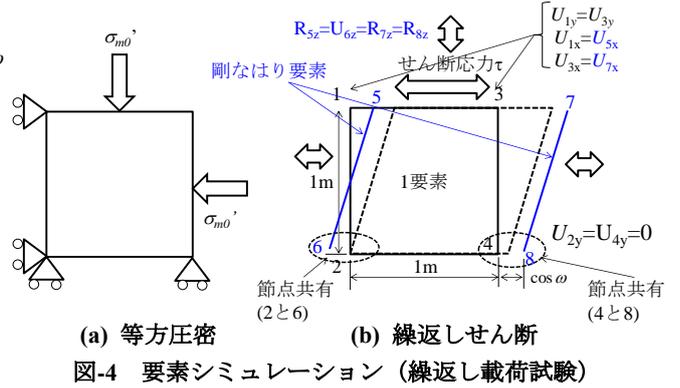
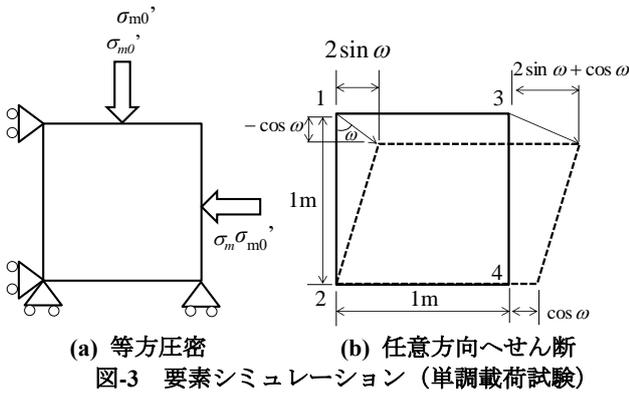


図-5 要素シミュレーション結果 (単調載荷試験)

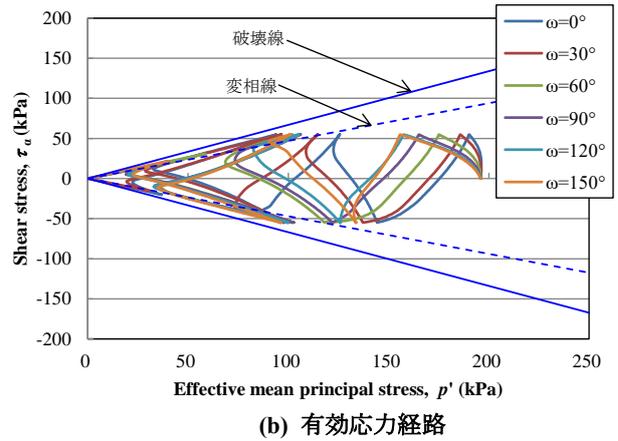
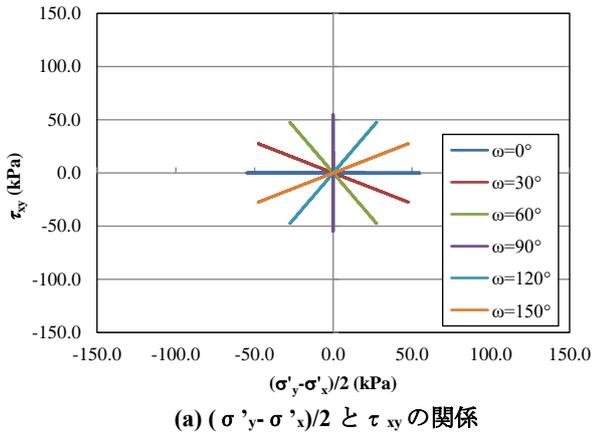


図-6 要素シミュレーション結果 (繰返し載荷試験：せん断応力比 0.28)

(2) 解析結果

単調載荷試験の要素シミュレーション結果を図-5に示す。応力ひずみ関係及び有効応力経路は実験結果とほぼ整合する結果となった。また、繰返し載荷試験の要素シミュレーション結果を図-6に示す。実験では、主応力方向角 α が大きくなると、変相線に達するまでの挙動に違いがでた。解析も実験と同様に変相線に到達するまでは、主応力方向角 α が大きいほど、有効応力の低下が大きくなる傾向を示した。一方、変相角に到達以降は、主応力方向角による挙動の違いは見られなかった。

4 まとめ

本検討では、佐藤ら (1996)による中空ねじりせん断試験を対象に、初期構造異方性を考慮した要素シミュレーションを実施した。解析結果は、主応力方向 α の異なる実験結果をうまく再現しており、初期構造異方性を考慮した構成モデルの妥当性を確認することができた。

謝辞：本検討は FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

1) Ueda, K., Iai, S.: Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 43(3), 708-737, 2018. 2) 佐藤研一, 安原一哉, 樋口徹, 吉田信夫(1996): 密な砂の非排水繰返しせん断挙動に及ぼす主応力方向角の影響, 土木学会論文集 No.541/III-35, pp.199-213. 3) Iai, Matsunaga, Kameoka (1992): Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15. 4) 増田達: 初期構造異方性を有する砂の非排水せん断挙動特性に関する要素試験と有効応力解析, 京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士論文, 平成 28 年 2 月

4. 初期構造異方性を考慮した事例解析

4-1 初期構造異方性を考慮した事例解析（盛土）

キーワード 単調載荷試験, 有効応力法, 初期異方性

株式会社不動テトラ 森鼻 章治
 日本工営株式会社 石川 裕規, 森 篤史
 パシフィックコンサルタンツ株式会社 芋野 智成, 佐藤 成

1 はじめに

Utheyakumar と Vaid¹⁾ は、図-1 に示すように土堤断面のすべり線上の位置により主応力方向が異なること、切土・盛土による段階的な主応力方向の変化、地震、波浪、交通等の繰返し荷重による主応力方向の変化を念頭に、非排水条件下において三主応力方向を変化させ載荷した場合の砂の挙動について基礎的研究を行っている。試験に用いられた試料は、図-2 の粒度特性を有する Fraser River Sand(D₅₀=0.3mm), Syncrude sand(D₅₀=0.2mm)である。試験は非排水ねじりせん断試験機を用いて、主応力方向(α_σ), b=(σ₂-σ₃)/(σ₁-σ₃), 平均主応力(σ_m')を一定に保持した単調載荷試験が行われている。その結果、定常状態時(SS)および準定常状態時(QSS)のせん断応力は、図-3, 図-4 に示すように α_σ, b によって異なるが、SS, QSS の摩擦角は主応力方向によらず試料の固有の値となることを報告している。

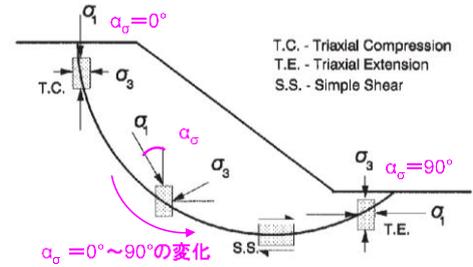


図-1 主応力方向の変化の例

本検討では、細粒分が少なく平面ひずみ条件に近い Fraser River Sand (σ_{mc}'=200kPa, b=0.5, Dr_c=30%) の試験結果を対象にシミュレーションを試みた。

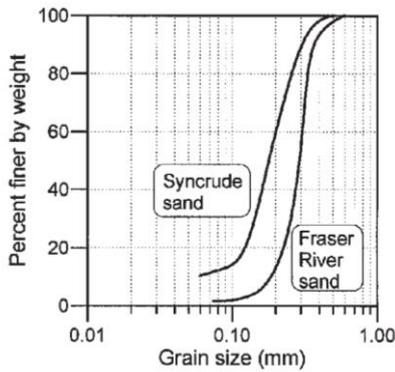


図-2 試料の粒径加積曲線

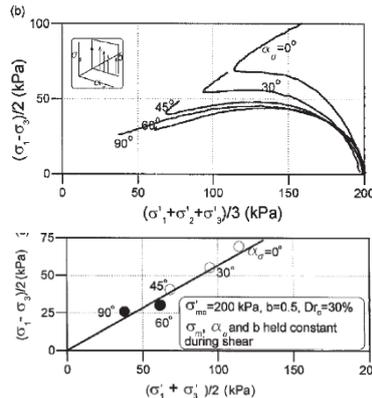


図-3 α_σ と SS, QSS 関係

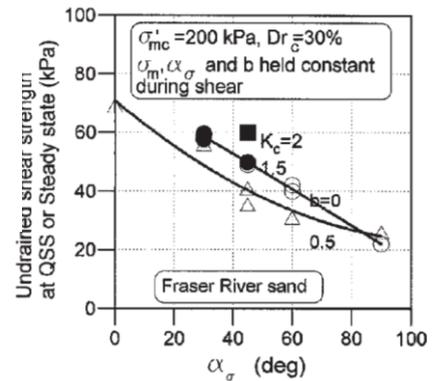


図-4 α_σ, b, SS・QSS 関係

2 検討方法

等方圧密後に非排水条件で任意方向のせん断を受ける 1 要素モデルの強制変位による単調載荷を行い、応力ひずみ関係、有効応力経路の適合性ならびに初期異方性を含めたパラメータの感度分析を行った (図-5, 表-1)。また、最も適合性が高いパラメータセットを用いた二次元モデルでの自重解析を行い、初期異方性パラメータの有無による影響の確認を行った。

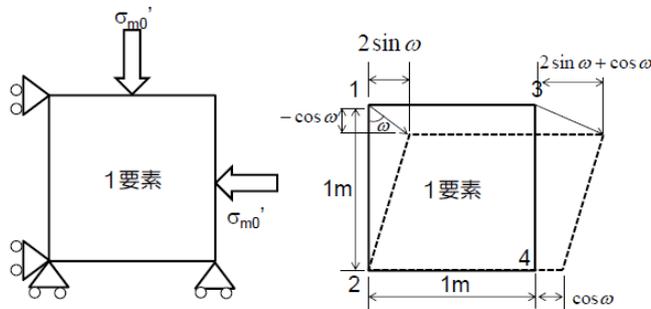


図-5 等方圧密後の任意方向の非排水せん断モデル

$$F(\theta - \theta_0) = 1 + a_1 \cos 2(\theta - \theta_0) + a_2 \cos 4(\theta - \theta_0)$$

$$\sigma' = m_v \bar{\sigma}_0 \left[\int_0^{2\pi} F(\theta - \theta_0) f_n(\theta) E(\theta) \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} d\theta + \int_0^{2\pi} F(\theta - \theta_0) f_t(\theta) E(\theta) \mathbf{t} \otimes \mathbf{t} d\theta \right]$$

表-1 初期異方性パラメータ

θ ₀ (°)	ω ₀ (°)	a ₁	a ₂
0	0	0.0~0.5	0.0~0.5
30	60		
45	90		
60	120		
90	180		

Element analysis on monotonic loading test of undrained sand (Utheyakumar and Vaid)

Shoji Morihana(Fudo Tetra Corporation)
 Hiroki Ishikawa, Atsushi Mori(Nippon Koei Co., Ltd.)
 Shigeru Sato, Tomonari Imono(Pacific Consultants Co., Ltd.)

3 検討結果

(1)初期パラメータの設定

初期パラメータの設定は図-6 に示す手順で行った。まず、相対密度 D_r および拘束圧 σ_{m0} が与えられることから、簡易設定法（再訂版）によりマルチスプリングモデル（MSM）パラメータおよび液状化強度曲線を設定した。 $b=0.5$ の条件下では $p=(\sigma_1'+\sigma_2'+\sigma_3')/3=(\sigma_1'+\sigma_3')/2$ となることから、図-6 の有効応力経路より $\alpha_\sigma=0^\circ$ をターゲットに $\tau_f=\sigma_m' \cdot \sin \phi_f$ から $\phi_f=40.0^\circ$ とした。また、図-3 より $\phi_p=33.0^\circ$ とし、この条件で液状化強度曲線に適合するカクテルグラスモデル（CGM）パラメータを設定した。次に、異方性は無視した状態で $\alpha_\sigma=0^\circ$ の単調載荷特性に適合するようにパラメータの修正を行った。その結果、表-2 に示すパラメータセットが得られた。

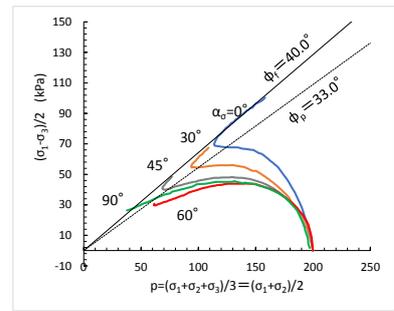


図-7 内部摩擦角 ϕ_f 、変相角 ϕ_p



図-6 CGM パラメータ設定手順

表-2 FrazerLiverSand の基本特性と CGM パラメータの初期設定結果

基本特性	相対密度 $D_r(\%)$	30.0	初期せん断剛性 $G_{m0}(\text{kPa})$	30500	液状化特性	変相角 $\phi_p(^{\circ})$	33.0	$r_k=r_k^*$	0.15
	最大間隙比 e_{max}	1.00	体積弾性係数 $K_{m0}(\text{kPa})$	79500		ϵ_{dc}	0.20	S1	0.005
	最小間隙比 e_{min}	0.68	基準化拘束圧 $\sigma'_{m0}(\text{kPa})$	200.0		$r_{i,dc}$	4.25	c_1	1.0
	間隙比 e	0.905	ポアソン比 ν	0.33		$r_{i,d}$	0.225	q_4	1.0
	土粒子比重 G_s	2.72	拘束圧依存パラメータ m_G, m_K	0.5		q_1	3.0	r_{ν}	0.5
	細粒分含有率 $F_c(\%)$	0.0	内部摩擦角 $\phi_f(^{\circ})$	40.0		q_2	1.0	r_{tmpp}	0.5
	間隙率 n	0.48	粘着力 $C(\text{kPa})$	0.0		l_k	2.0	q_{us}	0.0
	湿潤密度 $\rho(t/m^3)$	1.9	最大減衰定数 h_{max}	0.24		h_{maxL}	0.0		

(2)異方性パラメータおよびカクテルグラスモデルパラメータに関するケーススタディ

等方圧密（200kPa）を行った後に、任意方向（角度 $\omega=0,60,90,120,180$; $\alpha_\sigma=\omega/2$ ）の強制変位を作用させる単調載荷を行い、初期パラメータを基本に異方性パラメータ a_1, a_2, ω_0 およびカクテルグラスパラメータを変化させた感度解析を実施した（図-8）。本検討の前提条件として、試験体は水平方向の堆積であると考え $\omega_0=180^\circ$ で一定とし、カクテルグラスパラメータについては、事前の試験解析を踏まえ $r_{edc}, r_{ed}, q_2, r_k$ の4パラメータを対象とした。室内試験結果と解析結果の対比は軸差応力の大きさや載荷角度毎の間隔、応力経路における変相点に着目して実施した。

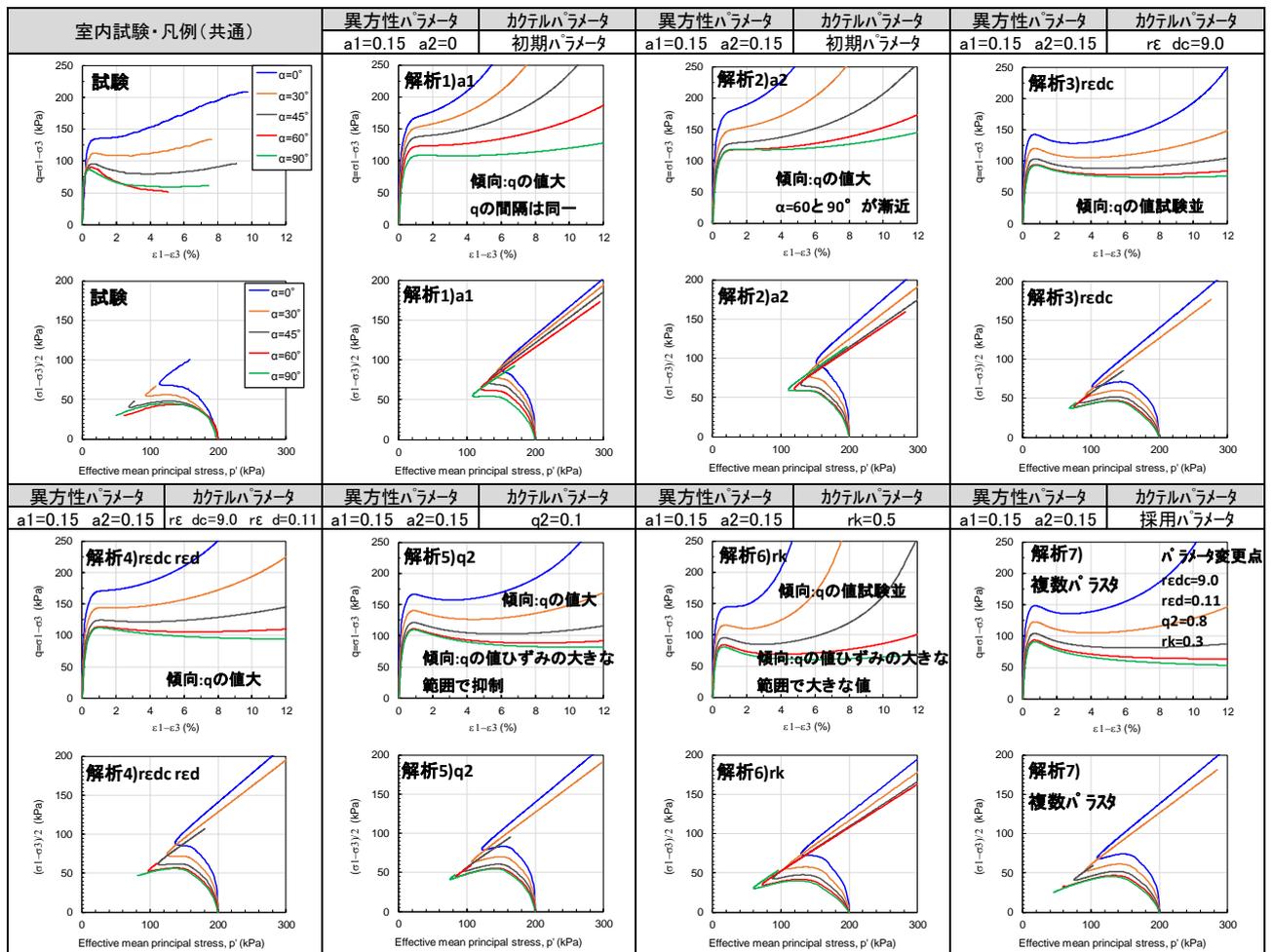


図-8 異方性パラメータおよびカクテルグラスモデルパラメータに関するケーススタディ結果

ケーススタディの過程を以下に示す。

- 1) a_1 シリーズ: $a_2=0$ で固定し, a_1 を大きくするほど軸差応力 q の角度差($\alpha=0$ と 90° の差)は広がり, $a_1=0.15$ で試験と同程度の差となるが, q の値は試験と比較し全体的に大きい。
- 2) a_2 シリーズ: $a_1=0.15$ で固定し, a_2 を変化させると $a_2=0.15$ で $\alpha=60$ と 90° の q が漸近し試験結果と同傾向となる。ただし q の値は大きい傾向のままである。なお, これらの結果を踏まえ, 以降は $a_1=a_2=0.15$ とした結果を示す。
- 3) r_{edc} シリーズ: r_{edc} を大きくすることで q の値は試験値と近くなるが, 変相点はやや平均有効応力 p' が小さな位置となる。
- 4) $r_{edc} r_{ed}$ シリーズ: $r_{edc} \times r_{ed}=1$ とした場合には初期パラメータに近い結果となる。
- 5) q_2 シリーズ: q_2 の値が小さいほどひずみの大きな範囲での q の値の増加が抑制される。
- 6) r_k シリーズ: r_k の値が大きいほど q の値は小さくなるが, ひずみの大きな範囲では増加する。 q_2 シリーズの結果も踏まえると r_k と q_2 とを合わせた調整が効果的であるとも考えられる。
- 7) 複数パラメータシリーズ: $r_{edc}=9.0, r_{ed}=0.11, q_2=0.8, r_k=0.3$ にて, 軸差応力や応力経路は試験値と調和的となった。このパラメータセットを本検討の採用パラメータとする。

(3)考察

初期パラメータ及び採用パラメータにて $a_1, a_2 \omega_0$ をすべて 0 とした単調載荷結果を図-9 に示す。これらのケースでは異方性の考慮がなくなり, 全角度の強制変位ケースの結果が重なっている。採用パラメータの結果は $\alpha_0=0^\circ$ ではなく $\alpha_0=30 \sim 45^\circ$ 程度の軸差応力となっている。一方, 初期パラメータは前述の通り, $\alpha_0=0^\circ$ の試験結果を目標としており, ケーススタディを経て調整された採用パラメータでは軸差応力が小さくなるような経過を辿る結果となった。また, 採用パラメータにて液状化強度を算出した結果を図-10 に示す。液状化強度曲線も, 簡易設定法を目標とした初期パラメータと比較すると, 採用パラメータでは強度が低下しており, また, 異方性を考慮することによりさらに低下する結果となっている。

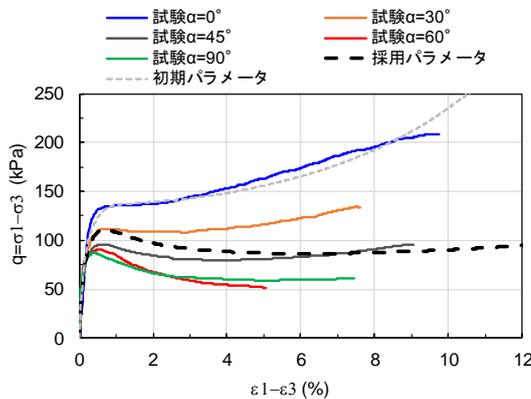


図-9 応力ひずみ関係比較 (異方性パラメータ無視)

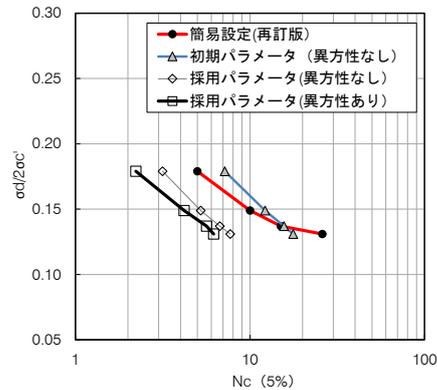


図-10 液状化強度曲線比較

4 盛土を想定した二次元モデルの試解析

堤防盛土を想定して, 非排水条件下で静的な初期自重解析を行った。図-11 に堆積角のイメージを示す。図-12 に解析モデルを示す。異方性パラメータの感度を強調するため, 重力加速度を 1g, 2g, 3g で変化させた。土層はカクテルグラスモデル要素, 間隙水要素も排水条件用のものを使用し, 解析パラメータは前述の採用パラメータセットを用いた。ただし, 堆積角の影響を確認するため, $\omega_0=180^\circ, 90^\circ, 270^\circ$ で比較し, 計 9case の試解析を行った。全 case の鉛直変位 (g で換算した値), 応力ひずみ関係を図-13~図-14 に示す。鉛直変位の着目点は図-12 の盛土天端中央と法肩の 2 節点, 応力ひずみは天端中央直下と原地盤中央の 2 要素とした。この結果, 図-13 の鉛直変位では異方性の影響が見られ, $\omega_0=270^\circ$ で変位が最大となった。図-14 の $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 履歴においても明確な違いが見られ, 重力加速度に依らず $\omega_0=270^\circ$ でせん断ひずみ γ_{xy} が最も大きくなっている。異方性なしと $\omega_0=180^\circ$ は同一の結果となっており, 堆積方向が同じ水平であるためと解釈できる。270°が最も変形しやすい性状となっており, 感覚的に整合する結果が得られた。また, 初期自重解析の結果を引き継いで動的解析を実施し, 異方性が変形や過剰間隙水圧比に及ぼす影響を確認した。重力加速度 1g において最大加速度 500Gal, 2Hz の正弦波で 10 秒間加振した結果, 図-15 に示す過剰間隙水圧比分布と盛土法肩の残留変位において ω_0 による違いが明確に見られ, $\omega_0=270^\circ$ で沈下量が最大となった。

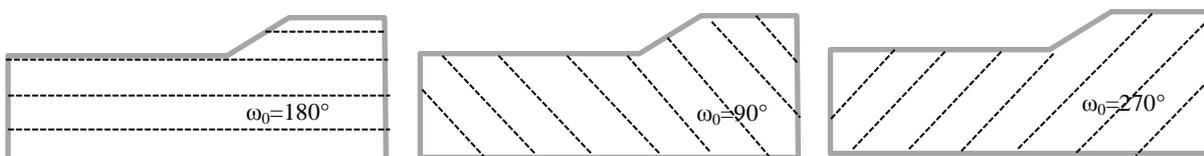


図-11 堆積角のイメージ図

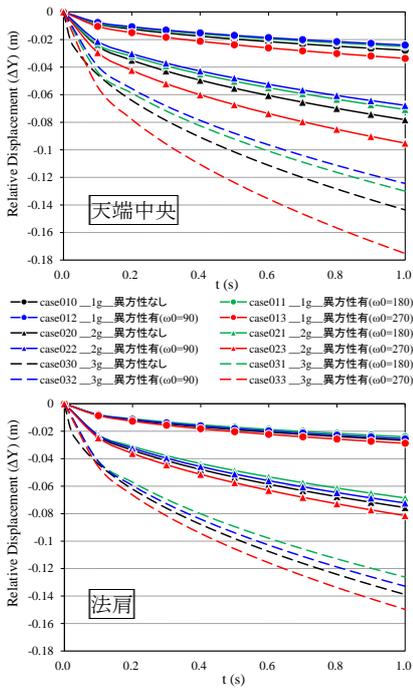


図-13 鉛直変位の比較

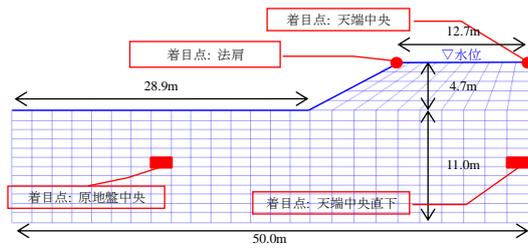


図-12 解析モデル図

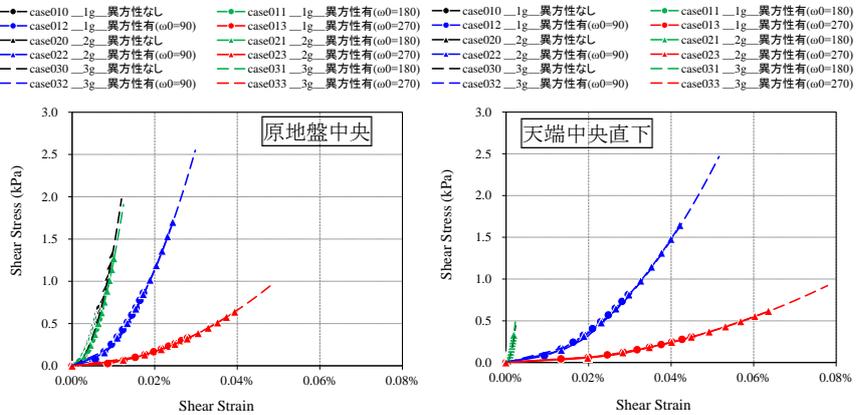


図-14 応力ひずみ関係の比較

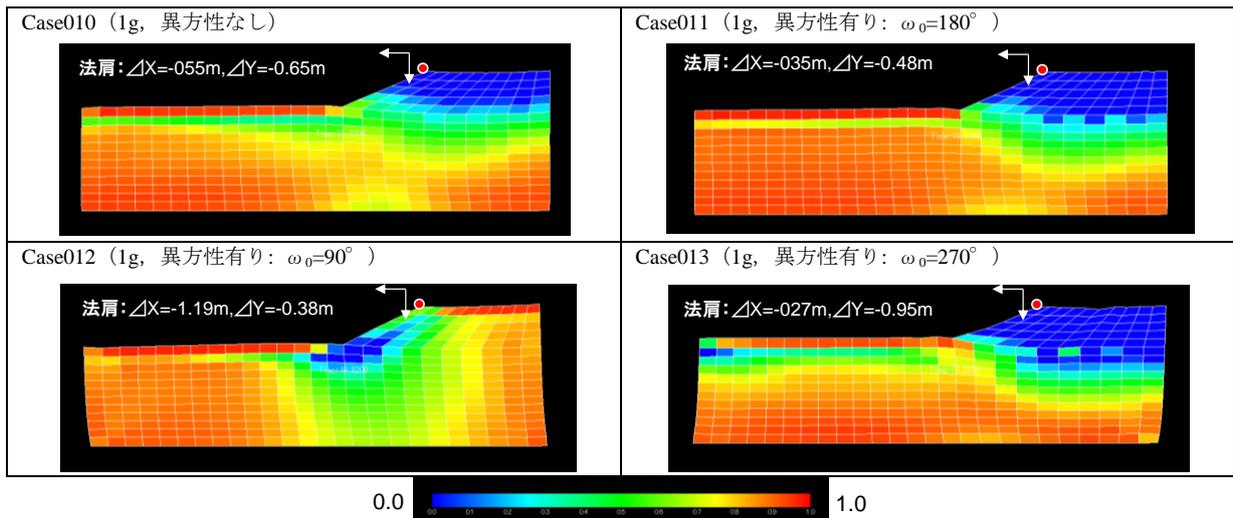


図-15 動的解析における残留変位と過剰間隙水圧比分布の比較

5 まとめ

本検討では、Fraser River Sand ($\sigma_{mc}'=200\text{kPa}$, $b=0.5$, $Dr_c=30\%$) に対して、主応力方向を変化させた文献 1) の試験結果 (軸差応力～平均主応力関係, 軸差応力～ひずみ関係) を対象に要素シミュレーションを実施した。以下に過程と結果を整理して示す。

- 1) CGM パラメータは、Uthayakumar らの試験結果をもとに、主応力方向の変化によらず ϕ_p は定常状態、準定常状態の摩擦角は試料の固有の値で一定であるとの論旨を踏まえ、 $\phi_p=33.0^\circ$ とした。
- 2) 相対密度 Dr , 拘束圧 σ_m' より簡易設定法 (再訂版) を用いて液状化強度曲線を推定し、 $\alpha_\sigma=0^\circ$ の有効応力経路、応力ひずみ履歴をターゲットに CGM 初期パラメータを設定した。
- 3) 要素シミュレーションでは、 $r_{edc} \times r_{ed} = 1$ の条件のもと、 q_2 , r_k ならびに、異方性パラメータ a_1 , a_2 を調整して適合するパラメータを得た (ただし、 ω_0 は 0°)。
- 4) 異方性を無視した CGM パラメータは、応力経路が $\alpha_\sigma=30 \sim 45^\circ$ に概ね一致することが確認された。
- 5) 異方性を考慮することにより液状化強度特性が低下することが確認された。
- 6) 高さ 5m の盛土地盤の非排水二次元自重解析と動的解析を行い、異方性の影響について検討を行った。その結果、異方性の考慮および堆積角の違いが盛土地盤の変位や応力状態に少なからず影響を及ぼす可能性が確認された。

謝辞: 本検討は FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。
 参考文献: 1) M. Uthayakumar and Y.P. Vaid: Static liquefaction of sands under multiaxial loading, Can. Geotech. J., 35, 273-283, 1998. 2) Ueda, K., Iai, S.: Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 43(3), 708-737, 2018.

4-2 海底地盤の波浪による不安定化問題

初期構造異方性 有効応力解析 液状化

東洋建設(株) ○伊藤 輝

1. はじめに

最近、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルが提案され研究開発が進められている¹⁾²⁾。また、海底地盤の波浪による液状化や不安定化について、種々の実験や異方性を考慮したモデルでの解析が行われている³⁾。本検討では初期構造異方性が考えられる近海の下地盤を対象に波浪による動的解析を行い、不安定化に至るメカニズムの検討を行った。

2. 解析条件

本検討は文献³⁾を参考に検討を行った。解析断面は高さ 20m、横幅 50m の水平成層地盤とし、排水・非排水条件の両方で実施した。初期構造異方性を表すパラメータ ω_0 は水平に堆積したことを示す 180° とした。その他のパラメータを表-1に示す。载荷波浪は文献³⁾を参考に進行波、重複波（腹）、重複波（節）の3ケース実施した。波浪载荷の模式図を図-1に示す。海底地表面に作用する圧力は下記の式で与えた。

$$u_e = u_0 \sin(\kappa x - \omega t)$$

$$u_e = u_0 \cos(\kappa x) \sin(\omega t)$$

ここに、 u_e (kPa)は各節点に载荷される圧力、 u_0 (kPa)は波圧振幅、 κ は波数 ($2\pi/L$, L :波長)である。

波浪は水深 6m 程度の近海を想定し、波長 50m、周期 7s、 u_0 を 1~12kPa まで変化させて 25 波载荷した。また、進行波は波の分散関係（波長と周期、水深の関係）より波速を 7m/s 程度とした。

表-1 パラメータ

液状化に関するパラメータ														初期構造異方性 パラメータ			間隙水			
Φ_p (°)	$-\epsilon_d$ cm	$r\epsilon_{dc}$	$r\epsilon_d$	$r_{K^*}r_{K''}$	q_1	q_2	l_k	S_1	c_1	q_4	r_g	r_{ntmp}	q_{us}	a_1	a_2	ω_0	n	K_f	排水条件	
																		k_x	k_y	
28.0	0.2	0.5	0.2	0.5	10.0	1.5	2.0	0.005	1.0	1.0	0.1	0.5	0.0	0.03	0.1	180	0.33	2200000	3×10^5	2×10^5

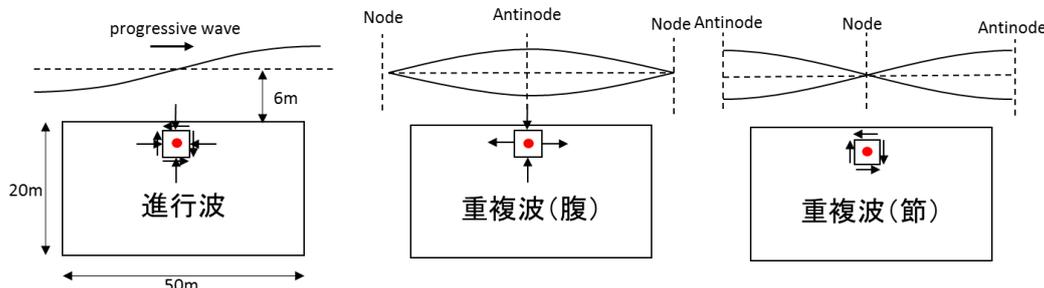


図-1 波浪载荷模式図

3. 解析結果

排水条件、 $u_0=12\text{kPa}$ での解析結果を図-2に示す。それぞれのケースでの波圧が作用した場合、海底面から地下 1.5m 地点（図-1 赤点）の要素で整理した。図-2(a)に過剰間隙水圧比を示す。過剰間隙水圧比は進行波では 0.6 まで上昇し、重複波では腹は 0.3、節は 0.4 まで上昇した。また、進行波の場合、50 秒程度からサイクリックモビリティを呈している（図-2(f)参照）。次に、主応力方向角を図-2(b)(c)に示す。進行波を载荷したケースでは、1 波目から主応力方向角が回転していることがわかる。重複波（腹）では個々の要素に着目すれば繰返し圧縮引張を受けているのみであり、主応力方向角は比較的小さかった。重複波（節）では主応力方向角は $50^\circ \sim -50^\circ$ 程度まで増幅した。次に、有効応力経路図を図-2(f)に示す。進行波を载荷したケースではせん断応力が比較的大きく発生し、有効応力は変相線に到達するまで減少した。このケースでは約 50 秒程度のタイミングで変相線に達しており、各種ひずみも 50 秒程度から増幅し始めている。このため、海底地盤の不安定化に伴う洗掘などの問題が発生する可能性が考えられる。重複波（腹）を载荷したケースでは有効応力の減少は見られるもののせん断応力が発生せず、変相線にも至らなかった。重複波（節）を载荷した場合は主応力方向角が変動するため有効応力は腹の場合と比較して減少した。次に、排水条件における 1 波目の軸差ひずみ-せん断ひずみを図-2(d)に示す。進行波を载荷するケースでは 1 波目から軸差ひずみ、せん断ひずみともに大きく変化した。重複波（腹）のケースではせん断ひずみが変化せず軸差ひずみのみが出る結果となり、重複波（節）のケースではせん断ひずみが軸差ひずみより比較的大きく変化した。図-2(e)にせん断応力-偏差応力経路図を示す。進行波

を載荷したケースでは経路は原点を中心に円を描く結果となった。重複波については、偏差応力はどちらのケースでも σ_y が卓越した。また、重複波（腹）ではせん断応力がほとんど見られなかった。図-3 に縦軸を過剰間隙水圧比、横軸を繰返し応力比 ($\chi_0 = u_0 \kappa / \gamma'$, u_0 : 波圧振幅, κ : 波数 $2\pi/L$, γ' : 水中単位体積重量) で整理した。排水条件を実線、非排水条件を点線でプロットし、サイクリックモビリティが発生する最小のケースを赤点で示した。進行波を載荷したケースは繰返し応力比が大きくなるにつれて過剰間隙水圧比が上昇した。重複波のケースでは腹・節どちらについても繰返し応力比が上昇しても進行波と比べて過剰間隙水圧比は上昇しなかったが、節のケースは腹のケースに比べて大きく上昇した。文献³⁾では重複波（節）は進行波に比べて繰返し応力比を 1.4 倍程度上昇させると不安定化に至る結果となったことから、本解析においても u_0 を上昇させると液状化に至るものと考えられる。続いて、図-4 に排水条件で進行波を載荷した場合、異方性パラメータをすべて 0 に設定した場合のせん断応力時刻歴を示す。初期構造異方性パラメータを設定しなかった場合、設定した場合と比べてせん断応力の減少速度が遅くなることわかった。

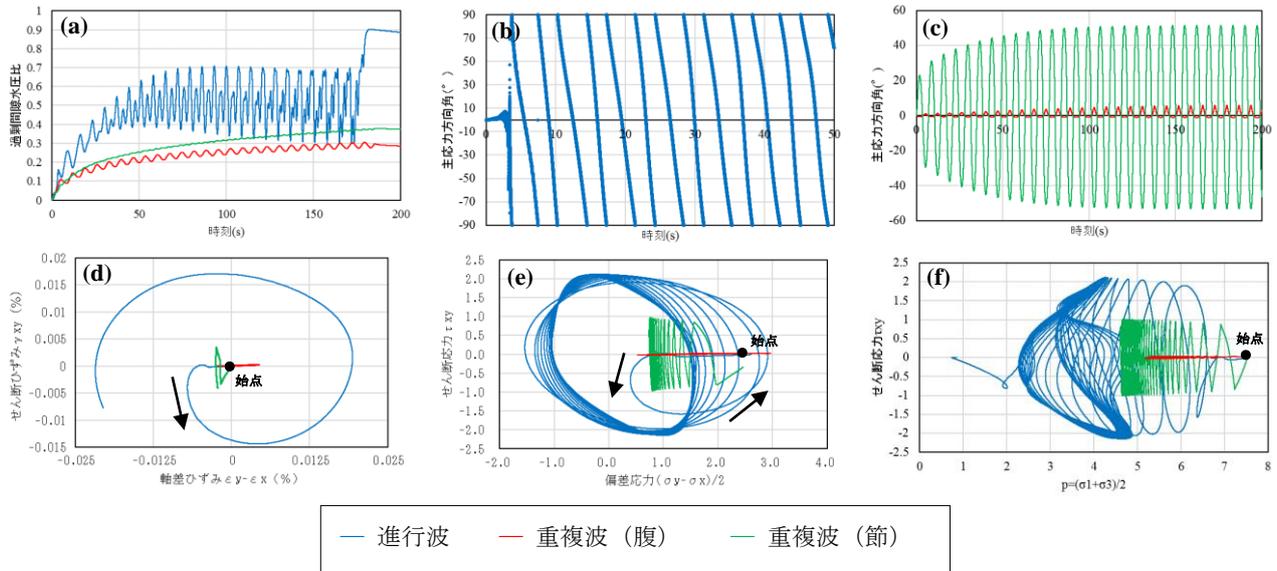


図-2 数値解析結果

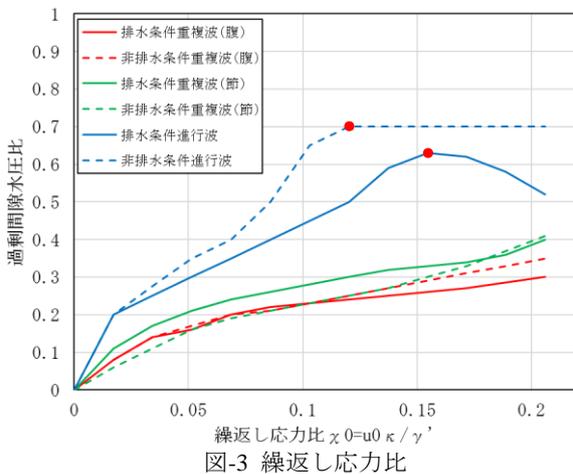


図-3 繰返し応力比

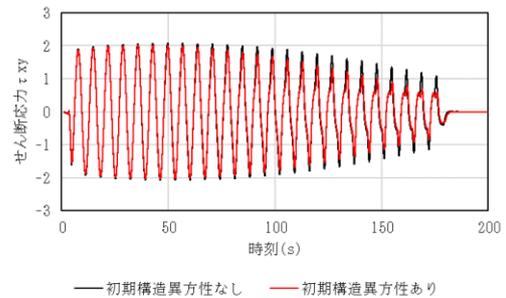


図-4 せん断応力 τ_{xy} (非排水条件, 進行波)

4. まとめ

初期構造異方性が考えられる近海海底地盤の波浪による不安定化について検討を行った。その結果、主応力方向が回転する進行波荷重を与えることによって過剰間隙水圧が上昇し、地盤が不安定化する様子をよく再現することができた。また、重複波荷重を腹と節の2種類荷重した場合も検討し、進行波との過剰間隙水圧応答の違いを再現した。また、繰返し応力比を利用して既往文献と比較し、おおむね整合した。

謝辞：本検討は一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。

参考文献：1)S.Iai, T.Tobita, O.Ozutsumi and K.Ueda : Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35,No.3,pp.360-392,2011.
 2)Ueda K, Iai S. : Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics(submitted).
 3)Sassa,S. & Sekiguchi,H. : Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds.Géotechnique 51,No.2,115-126,2001

4-3 初期構造異方性を考慮した事例解析

初期構造異方性 中空ねじりせん断試験 有効応力解析

東電設計株式会社

兵頭順一

佐藤恭兵

杉浦陽子

1 はじめに

一般社団法人 FLIP コンソーシアムでは、初期構造異方性が認められる土の材料に対して、様々な要素シミュレーション検討を通じた研究開発を行っている。本検討では、初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル¹⁾の妥当性の確認するために、いくつかの事例解析を実施した。解析コードは FLIP ROSE Ver7.2.3²⁾をベースとした「i64flip723Aniso_beta6.exe」を用いた。

2 パラメータ a_1, a_2 の適用範囲

初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル¹⁾では、異方性の程度はパラメータ a_1, a_2 でコントロールしている。応力空間ファブリックを図-1に示す。パラメータ a_1 の感度を図-1(a)に示す。パラメータ a_1 が大きくなるにつれて、軸差せん断 ($\alpha=0^\circ$) の主応力は大きくなり、軸差せん断 ($\alpha=90^\circ$) の主応力は小さくなる。 a_1 が 1.0 になると、軸差せん断 ($\alpha=90^\circ$) の主応力はゼロとなる。一方、単純せん断 ($\alpha=45^\circ$) の主応力は a_1 の影響を受けない。パラメータ a_2 の感度を図-1(b)に示す。パラメータ a_2 が大きくなるにつれて、軸差せん断 ($\alpha=0^\circ, \alpha=90^\circ$) の主応力は大きくなり、単純せん断 ($\alpha=45^\circ$) の主応力は小さくなる。 a_2 が 1.0 より大きくなると、単純せん断 ($\alpha=45^\circ$) の主応力は負となる。

パラメータ a_1, a_2 の感度解析を Yoshimine et. al. (1998)³⁾の要素シミュレーションにより実施した。パラメータ a_1 の感度解析 ($a_2=0.0$ で固定) は軸差せん断により、パラメータ a_2 の感度解析 ($a_1=0.0$ で固定) は単純せん断により行った。解析結果を図-2に示す。図-2(a)より、パラメータ a_1 が大きくなるほど、膨脹的な挙動を強く示す。特にパラメータ a_1 を

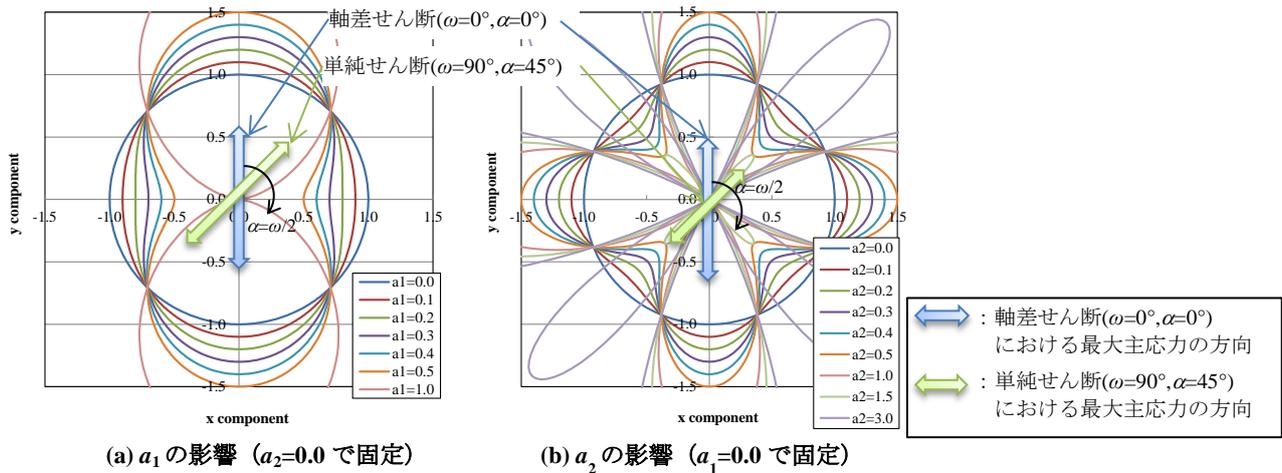


図-1 応力空間ファブリック

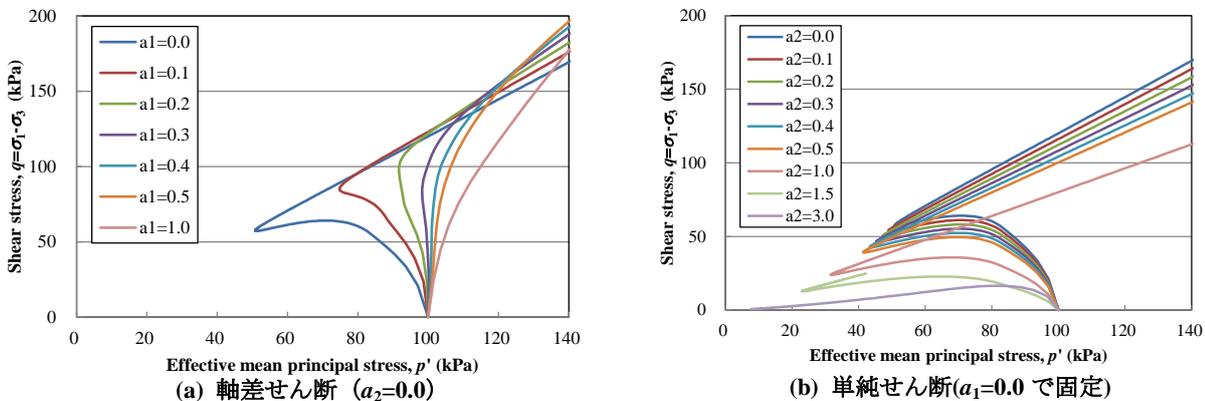


図-2 要素シミュレーション結果

Simulation of bearing capacity

Junichi Hyodo, Kyohei Sato, Yoko Sugiura (Tokyo Electric Power Service Co., Ltd.)

1.0 より大きくすると、計算が発散してしまっただ。また、図-2(b)より、パラメータ a_2 が大きくなるほど、収縮的な挙動を強く示す。特にパラメータ a_2 を 1.0 より大きくすると、計算が不安定となった。

以上のことから、初期構造異方性のパラメータ a_1, a_2 は 1.0 以下で適用した方が良いと示唆される。

3 支持力問題に対する事例解析

小田ら (1978) ⁴⁾は、豊浦標準砂による小型土槽実験を行い、①V-支持力試験：堆積面に垂直な方向から载荷する支持力試験と②H-支持力試験：堆積面と一致する方向から载荷する支持力試験を行い、V-支持力試験による極限支持力はH-支持力試験の約 1.6 倍となったと報告している(図-3)。一方、木村ら (1982) ⁵⁾は、密度が増大するにつれ、若干 V-地盤の支持力が H-地盤のそれを上回る傾向がみられるが、両者の間でそれほどの差は認められないと報告している。本節では、試計算として図-4 に示す解析モデルを用いて、地表面に幅 1m へ分布荷重を変位制御で载荷した。初期構造異方性に関するパラメータは ($a_1=0.2, a_2=0.0$) とした。解析結果を図-5 に示す。V-地盤の支持力は H-地盤の支持力より 2 倍以上大きくなった。H-地盤は载荷方向と堆積面の方向が一致するため、支持力が小さくなったと考えられる。また、V-地盤の最大せん断ひずみは深い領域まで広がるが、H-地盤の最大せん断ひずみは浅い方向に広がっており、木村ら (1982) の傾向と一致している。

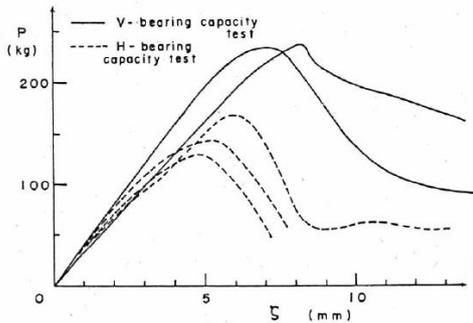


図-3 小型土槽による支持力試験結果 ⁴⁾

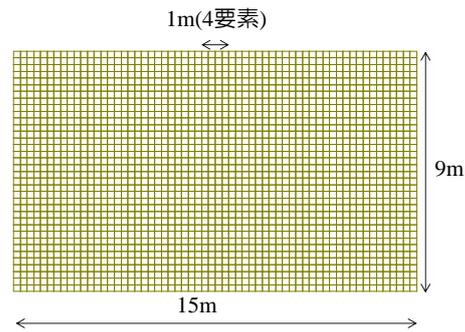
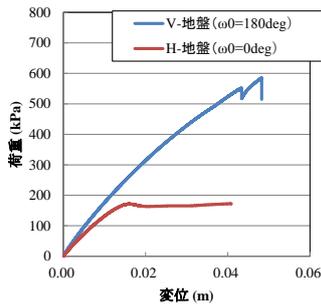
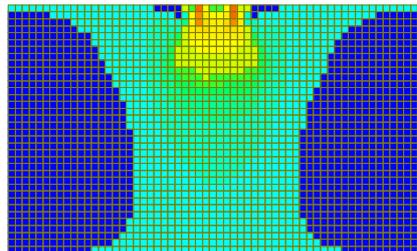


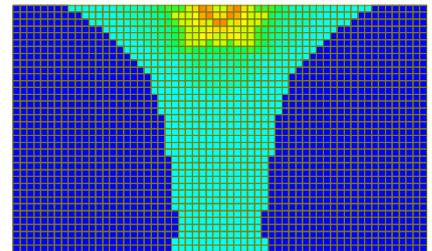
図-4 解析モデル



(a) 荷重変位関係



(b) V-地盤の最大せん断ひずみ



(c) H-地盤の最大せん断ひずみ

図-5 直接基礎の支持力の解析結果

また、杭基礎の先端支持力に着目した解析も実施した。初期構造異方性に関するパラメータは ($a_1=0.2, a_2=0.0$) とし、異方性の発現する方向 (堆積角度) ω_0 をパラメータとした。水平成層地盤は $\omega_0=180^\circ$ に相当するため、 ω_0 を 180° から小さくするにつれて、支持力も小さくなる結果となった。

4 まとめ

本検討では、要素シミュレーションを用いて初期構造異方性に関するパラメータの感度解析を行い、 a_1, a_2 は概ね 1.0 以下が良いと示唆される結果となった。また、支持力に関する解析も行い、異方性の発現する方向 (堆積角度) ω_0 が支持力に与える影響を確認した。

謝辞: 本検討は FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

1) Ueda, K., Iai, S.: Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 43(3), 708-737, 2018. 2) Iai, Matsunaga, Kameoka (1992): Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15. 3) Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W. (1998): Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior, Soils and Foundations, Vol.38, No.3, pp.179-188. 4) 小田匡寛, 小石川功 (1978): 砂地盤の強度異方性とその土質工学的意義, 土木学会論文報告集, 第 273 号, pp.111-120. 5) 木村孟, 齋藤邦夫, 日下部治, 司代明 (1982): 砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について, 土木学会論文報告集, 第 319 号, pp.105-113.

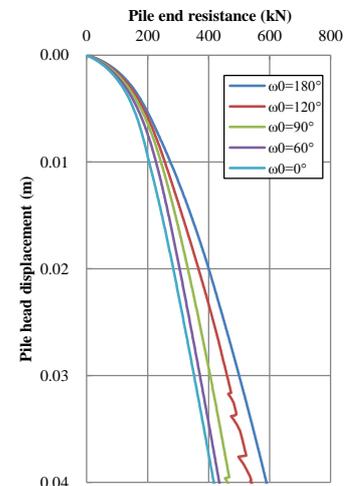


図-6 杭の先端支持力の解析結果

4-4 初期構造異方性を考慮した事例解析(矢板式護岸)

有効応力解析, 初期構造異方性, 矢板式護岸

(株)明窓社 増田 幸一

1 目的

一般社団法人 FLIP コンソーシアムでは, 初期構造異方性が認められる土の材料に対して様々な要素シミュレーション検討等を通じた構成則の適用性検討を行っている。本検討では, 初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル¹⁾の特性を確認するために, 背面埋立式矢板護岸を対象とした被災事例解析を行った。解析コードは, FLIP ROSE Ver.7.2.3²⁾をベースとした「i64flip723Aniso_beta6_fo.exe」を用いた。

2 解析概要

被災事例解析の対象は, FLIP 講習会(上級演習編)で取り上げられた 1983 年日本海中部地震により被災した秋田港大浜 2 号岸壁とした。地震波として大浜 2 号基盤波の水平成分を入力した地震応答解析を T=100 秒まで, その後 2000 秒まで排水解析を実施した。解析モデルは, 講習会資料の背面埋立式矢板護岸を対象とした 4 段階解析法に従った。解析モデルの土層構造図を図-1 に示す。水平変位時刻歴の着目節点を赤丸, 過剰間隙水圧比時刻歴の着目要素を青四角で示す。

3 解析ケース

解析ケースは, 以下の 3 種類とした。なお, 異方性を考慮するときの異方性パラメータは $a_1=0.12$, $a_2=0.20$, 異方性を考慮しないときは $a_1=0.0$, $a_2=0.0$ とした。解析ケース一覧表を表-1 に示す。

Case1: 原地盤(Layer2-4)の初期構造異方性有無による比較

Case1-1 は全層等方, Case1-2 は原地盤下部(Layer3,4)を水平成層($\omega_0=180^\circ$)に変更, Case1-3 は Layer2 も水平成層に変更して原地盤(Layer2,3,4)を水平成層($\omega_0=180^\circ$)としたケース。

Case2: 原地盤上部(Layer2)のみ堆積角度を変えたケース

Case2-1 は全層等方, Case2-2 は原地盤(Layer2,3,4)を水平成層($\omega_0=180^\circ$)に変更, Case2-3 はさらに Layer2 のみ右下がり($\omega_0=150^\circ$)に, Case2-4 は Layer2 のみ左下がり($\omega_0=210^\circ$)に変更したケース。Case2-2,3,4 では, 原地盤下部(Layer3,4)は水平成層($\omega_0=180^\circ$)のままとした。

Case3: 埋土(Layer1)の前面矢板背後, 控え杭前後で初期構造異方性を变化させたケース

施工時の埋土の盛り立て過程を簡単に模擬するため, 図-2 の Case3 のモデル説明図のように, 埋土(Layer1)を前面矢板近傍, 海側控え杭の海側, 海側控え杭の陸側に 3 分割した。埋土(前面矢板近傍)は右下がり($\omega_0<180^\circ$), 埋土(控え杭海側)は左下がり($\omega_0>180^\circ$), 埋土(控え杭陸側)は水平成層($\omega_0=180^\circ$)とした。なお, Case3 では原地盤(Layer2,3,4)は等方とした。

Case3-1 は全層等方としたケース。Case3-2 は Layer1 のみ水平成層のケースとして, 埋土(前面矢板近傍), 埋土(控え杭海側)と埋土(控え杭陸側)は全て水平成層($\omega_0=180^\circ$)とした。

Case3-3 は前面矢板~控え杭間の埋土の堆積角が小さいケースとして, 傾斜角度が 7.5° に相当する異方性パラメータを与えた。すなわち, 埋土(前面矢板近傍)に $\omega_0=165^\circ$, 埋土(控え杭海側)に $\omega_0=195^\circ$ の傾斜角を与えた。Case3-4 は堆積角が大きいケースとして, 傾斜角度が 15° に相当する異方性パラメータを与えた。すなわち, 埋土(前面矢板近傍)に $\omega_0=150^\circ$, 埋土(控え杭海側)に $\omega_0=210^\circ$ のパラメータを与えた。

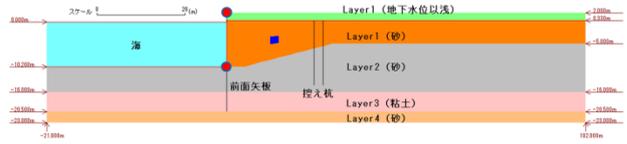


図-1 解析モデルの土層構造図

表-1 解析ケース一覧表

Case	異方性	Layer2 ω_n	Layer3 ω_n	Layer4 ω_n
Case1-1	全層等方	0.0	0.0	0.0
Case1-2	Layer3,4が水平成層	0.0	180.0	180.0
Case1-3	Layer2,3,4が水平成層	180.0	180.0	180.0

Case	異方性	Layer2 ω_n	Layer3 ω_n	Layer4 ω_n
Case2-1	全層等方	0.0	0.0	0.0
Case2-2	Layer2が水平成層	180.0	180.0	180.0
Case2-3	Layer2が右下がり成層	150.0	180.0	180.0
Case2-4	Layer2が左下がり成層	210.0	180.0	180.0

Case	埋土の異方性	Layer1 前面矢板近傍 ω_n	Layer1 控え杭海側 ω_n	Layer1 控え杭陸側 ω_n
Case3-1	全層等方	0.0	0.0	0.0
Case3-2	Layer1が水平成層	180.0	180.0	180.0
Case3-3	Layer1が傾斜角度小	165.0	195.0	180.0
Case3-4	Layer1が傾斜角度大	150.0	210.0	180.0

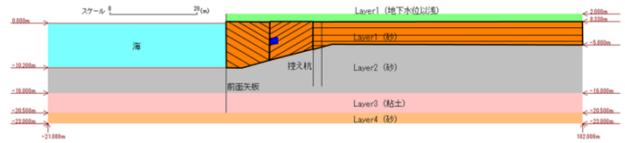


図-2 Case3 のモデル説明図

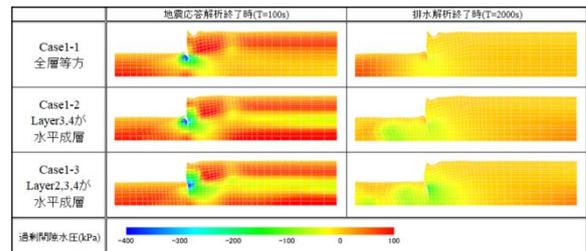


図-3 Case1 の過剰間隙水圧分布

(左図は地震応答解析終了時(T=100s), 右図は排水解析終了時(T=2000s))

4 解析結果

Case1: 原地盤の初期構造異方性有無による比較

Case1 の地震応答解析終了時(T=100 秒後)と排水解析終了時(T=2000 秒後)の過剰間隙水圧分布を図-3 に示す。着目節点(前面矢板の天端および海底面レベルの節点)での水平変位と着目要素の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-4 に示す。黒線は Case1-1, 青線は Case1-2, 赤線は Case1-3 の結果を示す。上段は解析開始から 100 秒まで, 下段は解析開始から 2000 秒までの時刻歴である。異方性の有無にかかわらず着目節点における 100 秒経過後の水平変位はほとんど等しいが, 排水解析時には水平変位差が大きくなる結果が示されている。異方性を考慮したとき, 着目要素での過剰間隙水圧の消散速度が速くなることも示されている。その度合いは, Case1-3 が最も大きい。

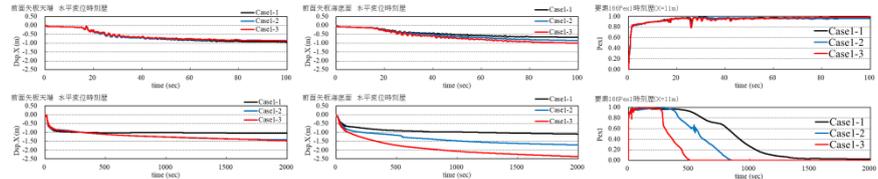


図-4 Case1 の前面矢板水平変位と過剰間隙水圧比時刻歴図
(左図、中図は前面矢板天端, 前面矢板海底面レベル節点の水平変位, 右図は着目要素の過剰間隙水圧比)

Case2: 原地盤上部(Layer2)のみ堆積角度を変えたケース

Case2 の地震応答解析終了時(T=100 秒後)と排水解析終了時(T=2000 秒後)の過剰間隙水圧分布を図-5 に示す。着目節点での水平変位と着目要素の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-6 に示す。黒線は Case2-1, 赤線は Case2-2, 青線は Case2-3, 緑線は Case2-4 の結果を示す。異方性を考慮した時, 排水解析時に前面矢板海底面節点の水平変位が大きく, 過剰間隙水圧の消散速度が速くなること示されている。水平変位や過剰間隙水圧の消散速度は, 左下がりの傾斜とした Case2-4 の時に, より大きくなっている。

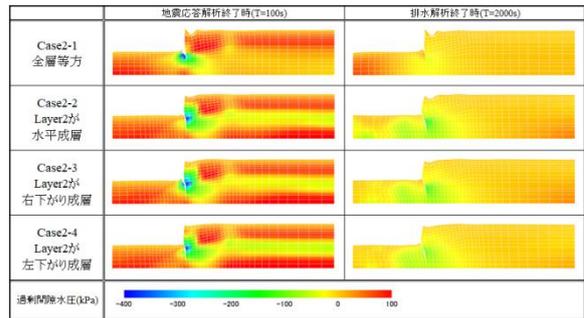


図-5 Case2 の過剰間隙水圧分布

Case3: 埋土(Layer1)の前面矢板背後, 控え杭前後で初期構造異方性を变化させたケース

Case3 の地震応答解析終了時(T=100 秒後)と排水解析終了時(T=2000 秒後)の過剰間隙水圧分布を図-7 に示す。着目節点での水平変位と着目要素の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-8 に示す。黒線は Case3-1, 赤線は Case3-2, 青線は Case3-3, 緑線は Case3-4 の結果を示す。異方性パラメータを变化させたとき, 地震応答解析時の過剰間隙水圧の上昇速度に違いがあることが示されている。また, 排水解析時に前面矢板海底面節点の水平変位に違いが生じ, 過剰間隙水圧の消散速度も異なることも示されている。過剰間隙水圧の上昇速度は埋土を水平成層とした Case3-2 が最も遅くなっている。過剰間隙水圧の消散速度は堆積角を大とした Case3-4 が最も速くなっている。

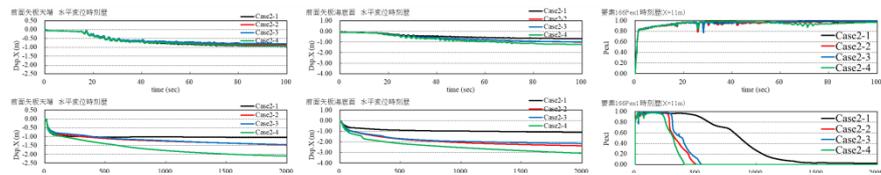


図-6 Case2 の前面矢板水平変位と過剰間隙水圧比時刻歴図

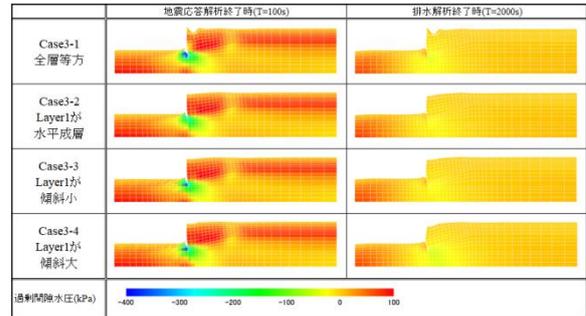


図-7 Case3 の過剰間隙水圧分布

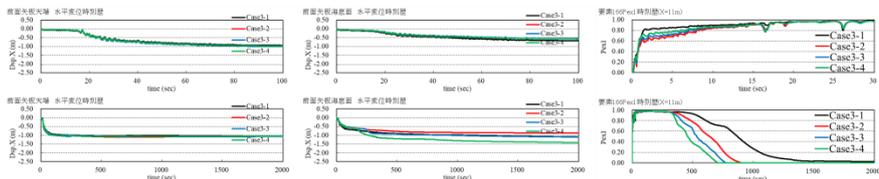


図-8 Case3 の前面矢板水平変位と過剰間隙水圧比時刻歴図

5 まとめ

FLIP 講習会(上級演習編)で使用された4段階解析法による背面埋立式矢板護岸を対象とした事例解析を実施し, 初期構造異方性を考慮した初期自重解析, 地震応答解析, 排水解析が安定して解析できることを確認した。その結果には, 初期構造異方性の影響が示された。事例解析結果の定性的評価は今後の課題である。

謝辞: 本検討は FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献: 1) Ueda K, Iai S. : Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2019; 43(3): 708-737. 2) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K. Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 2011, 35(3): 360-392.

4-5 防波堤を対象とした検討

有効応力解析, 初期構造異方性, 防波堤

(株)オリエンタルコンサルタンツ 久木留 貴裕
(株)ニュージェック 瀬戸口 修造、田中 次人

1 はじめに

地盤材料は、その堆積環境の影響により固有の初期構造異方性を有し、これは地盤材料の変形・強度特性と関係があることが知られている。本検討は、初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル¹⁾の実構造物を対象とした場合の異方性パラメータの感度を確認するために上部斜面堤²⁾を対象構造物とし、堤体直下の基礎地盤に初期構造異方性を考慮した。ここでは、異方性パラメータを変化させた場合の影響度合を確認した結果を報告する。なお、解析コードは、FLIP ROSE Ver.7.2.3³⁾をベースとした「i64flip723Aniso_beta6.exe」を用いた。

2 解析条件

上部斜面堤²⁾を基本断面とし、上部斜面堤直下の砂質土層（液状化層）の異方性パラメータを一様に変化させた。ここで、異方性を考慮するためのパラメータとして、堆積角 ω_0 と初期構造異方性パラメータ a_1, a_2 があるが、 $\omega_0=180^\circ$ として固定し a_1, a_2 については、これまでに実施されている要素シミュレーションの結果⁴⁾から a_1 のパラメータによる感度が大きいことが確認されているため、 a_1 を変化させるパラメータとして考慮することとした。これにより、堤体沈下量などに着目した変形状態の差異を確認した。

(1) 解析モデル

図-1に解析メッシュを示す。表-1に基本となる地盤の解析パラメータを示す。砂質土（置換砂）はカクテルグラス要素で、その他地盤はマルチスプリング要素でモデル化した。また、表-2に解析ケースと異方性パラメータを示す。解析ケースは、異方性を考慮しないケースと異方性パラメータは a_1 を0.1~0.5まで変化させ、 a_2 は0.2とした。ここで、液状化層である砂質土層の地盤パラメータは、豊浦砂の標準パラメータを用いた。本断面を対象とした既往の研究によると、着目要素の軸差ひずみが5~10%程度で微小変形解析の適用性が確認されているため、入力地震動は、異方性なしのケースで変位着目点の沈下量が1m程度、着目要素の軸差ひずみが10%程度となるように、1995年兵庫県南部地震の際の観測波形（G.L-32m, NS成分及びUD成分, E+F波）を1.0倍に振幅調整した波形を基本とした（図-2）。

(2) その他条件

構成則はtmp7法、数値積分法は改良型非線形反復法を用い、レーレー減衰は $\beta=0.002$ を適用した。また、側方境界は粘性境界条件、底面境界は固定境界条件とした。

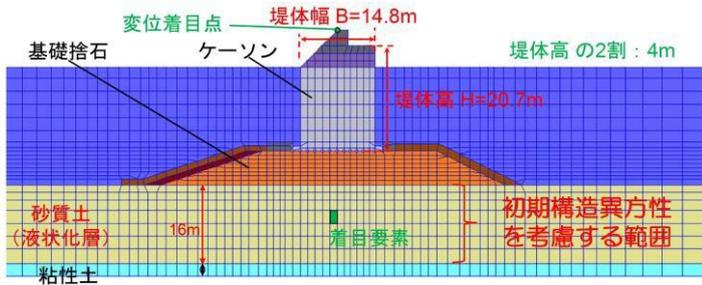


図-1 解析メッシュ

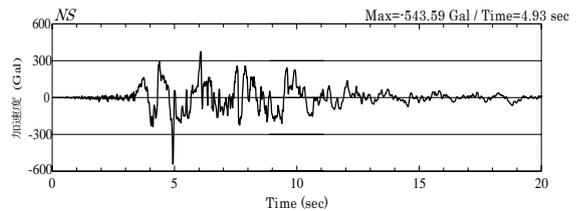


図-2 入力地震動(観測波形, NS成分)

表-1 地盤の解析パラメータ

土層	平均有効拘束圧 σ_{m0} (kPa)	初期せん断剛性係数 G_0 (kPa)	体積弾性係数 K_{12}, K_{13}, K_{23} (kPa)	拘束圧依存性 m_G, m_K	質量密度 ρ (t/m ³)	間隙率 n	内部摩擦角 ϕ_f (°)			
砂質土 (液状化層)	75	58462	152460	0.5	1.892	0.455	4.2			
	変相角 ϕ_p (°)	e_d^{cm}	γ_{dc}	γ_d	q_1	q_2	l_k	r_k	S_l	c_l
	28	0.2	3.0	0.2	2.5	0.75	2.0	0.5	0.005	1.0
基礎捨石	98	18000	169000	0.5	2.000	0.450	35.0			
	変相角 ϕ_p (°)	S1	w1	p1	p2	c1	Sus (kPa)	最大減衰 h_{max}	ポアソン 比	粘着力 C
	—	—	—	—	—	—	—	0.24	0.33	19.6
土層	143	74970	195500	0.5	2.000	0.450	—			
粘性土	—	—	—	—	—	—	—	0.21	0.33	30

表-2 解析ケースと異方性パラメータ

ケース	a_1	a_2	ω_0	加速度 振幅	加速度 振幅 (gal)	発散状況 dt=0.001	
caseA	case1	0.0	0.0	180	1.0	543.6	○
	case2	0.1	0.2	180			10.147s
	case3	0.3	0.2	180			5.424s
	case4	0.5	0.2	180			4.946s
caseB	case1	0.0	0.0	180	0.5	271.8	○
	case2	0.1	0.2	180			11.418s
	case3	0.3	0.2	180			5.919s
	case4	0.5	0.2	180			5.386s
caseC	case1	0.0	0.0	180	0.2	108.7	○
	case2	0.1	0.2	180			○
	case3	0.3	0.2	180			○
	case4	0.5	0.2	180			11.499s
caseD	case1	0.0	0.0	180	0.1	54.4	○
	case2	0.1	0.2	180			○
	case3	0.3	0.2	180			○
	case4	0.5	0.2	180			○

※発散状況の数字は、発散時刻。○は完了

3 変形量（堤体沈下量）と要素レベルに着眼した検証

表-2 に解析ケースと発散状況を示す。これによると、異方性を考慮していない case1 では、加速度振幅 1.0 倍で発散せず計算できたが、異方性を考慮した case2~case4 では加速度振幅 1.0 倍では計算が安定せず発散する結果となった。また、発散する時刻を見ると、異方性パラメータ a_1 を大きくするにつれて、発散する時刻が早くなっており、異方性を考慮することで、より計算が不安定となっているものと考えられる。このため、外力は小さくなるものの異方性パラメータの感度分析は、加速度振幅 0.1 倍で case1~case4 の比較を行うこととした。

図-3 に堤体直下（着目要素）の異方性パラメータと軸差ひずみの関係、図-4 に堤体天端（変位着目点）の異方性パラメータと堤体沈下量の関係を示す。これによると、異方性を考慮することで堤体直下の軸差ひずみは小さくなる傾向があり、異方性なしの case1 と比べて case4 では 6 割程度の応答に留まっている。また、堤体天端の沈下量も同様に異方性を考慮することで小さくなる傾向があり、異方性なしの case1 と比べて case4 では 4 割程度の応答に留まっている。これらのことから、異方性を考慮することにより堤体への影響は小さくなるものと考えられる。

なお、図-5 に caseD の最大せん断ひずみ分布を示す。これによると、堤体直下の最大せん断ひずみの分布は同様であるものの、基礎捨石端部と異方性を考慮した砂質土層の境界面で局所的なせん断ひずみが発生している。caseA~caseC では、この付近に発生する局所的な応答により計算が不安定化しているものと思われる。このため、異方性を考慮する場合にはモデル化に工夫が必要になるものと考えられる。

4 まとめ

上部斜面堤を対象構造物とし、異方性パラメータのパラメータ解析により以下のことがわかった。

- (1) 初期構造異方性パラメータ考慮することで、計算が不安定となった。異方性を考慮する場合にはモデル化に工夫が必要となると考えられる。
- (2) 構造物の応答への感度として、堤体沈下量を比較したところ、 a_1 を大きくするほど沈下量は小さくなることを確認した。このため、異方性を考慮することにより堤体への影響は小さくなるものと考えられる。

謝辞：本検討は FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献：1) Ueda, K., Iai, S.: Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 43(3), 708-737, 2019. 2) (財) 沿岸技術センター：港湾構造物設計事例集, pp5-1 - 5-3, 2007年3月。3) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, 32(2), 1-15, 1992. 4) (社) FLIP コンソーシアム：平成 29 年度成果報告書, pp.1-34, 2018. 5)久木留ら：大変形理論に基づくひずみ空間多重せん断モデルの適用性の検討-防波堤（その 2）-, 第 53 回地盤工学研究発表会, 2018 年 7 月。

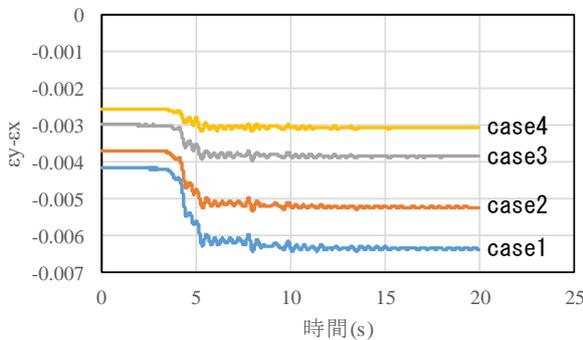


図-3 異方性パラメータと軸差ひずみの関係(caseD)

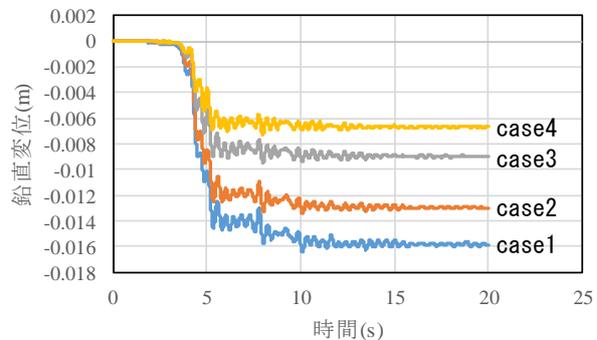


図-4 異方性パラメータと堤体沈下量の関係(caseD)

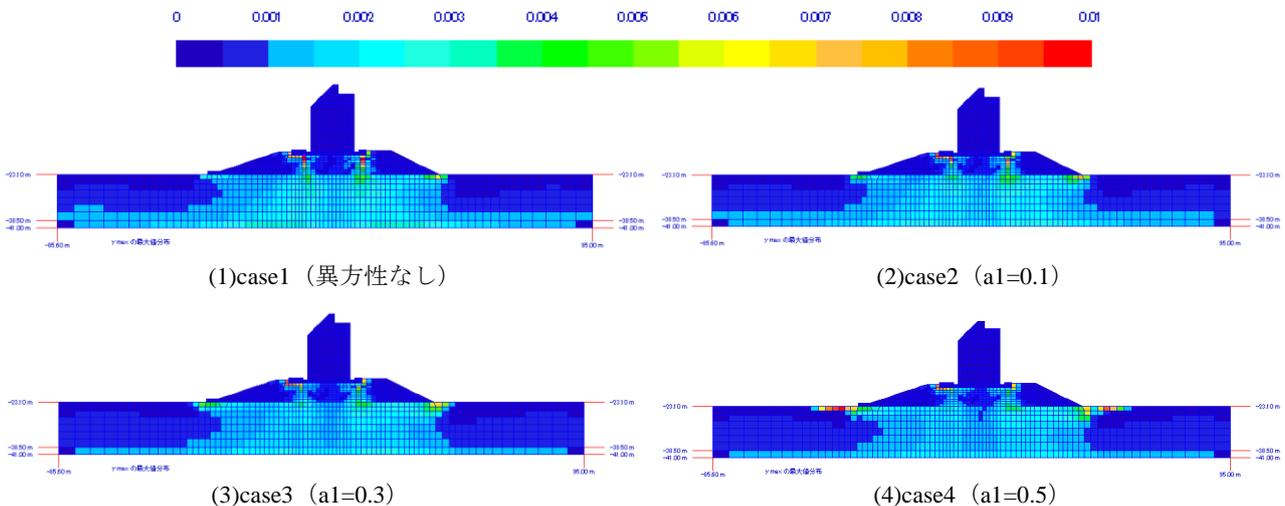


図-5 最大せん断ひずみ γ_{max} 分布(caseD)

4-6 初期構造異方性を考慮した事例解析（重力式岸壁）

初期構造異方性 有効応力解析 重力式岸壁

J F E スチール株式会社 栗津進吾
J F E スチール株式会社 塩崎禎郎

1. はじめに

砂のような地盤材料は、堆積環境などの影響による固有の初期構造異方性を持っており、任意の方向のせん断を加えた際には、せん断応力が作用する方向によって応力-ひずみ関係などの応答が異なる。この影響を適切に考慮するため、ひずみ空間多重せん断機構の Cocktail Glass モデルに、初期構造異方性を考慮できるように拡張されたモデルが提案されている¹⁾。本報告では、初期構造異方性の有無による影響を評価するため、重力式岸壁を対象とした事例解析を実施した。

2. 検討対象

設計水深-7 m の重力式岸壁を解析対象とした。対象断面を図-1 に示す。SCP 改良率は 78.5 % で、改良幅は円弧すべり検討と簡易ビショップ法による支持力検討から定めている。裏埋土に水平方向の堆積面が生じる可能性があることを想定し、裏埋土の初期構造異方性の有無による、地震時の岸壁挙動への影響を検討した。

3. 解析条件

使用するプログラムは、FLIPAniso のβ6 版である。拡張されたモデルは、従来の Cocktail Glass モデルに、初期構造異方性を表現する 3 つのパラメータ (a_1 , a_2 , ω_0) が追加されている。 a_1 , a_2 は強度の分布を決定するもので、 ω_0 は異方性の発現する方向である。

裏埋土以外の地盤定数は、港湾構造物設計事例集²⁾を参考に、マルチスプリングモデルで設定した。表-1 に地盤定数を示す。裏埋土は初期構造異方性を考慮した Cocktail Glass モデルとして、Nakata ら³⁾の中空ねじり試験結果（相対密度 60% の豊浦砂）およびその要素シミュレーションより定まった地盤定数を設定した。裏埋土の地盤定数を表-2 に示す。初期構造異方性を考慮しない場合は、表-2 において $a_1=0$, $a_2=0$ として解析した。その他の解析諸条件を表-3 に示す。レーレー減衰の剛性比例係数 β は、背後埋土側の 1 次元地盤の 1 次固有周期の 1 % とした。

入力地震動は、ポートアイランド波の加速度振幅を 0.8 倍に調整したものをを使用した。時刻歴波形を図-2 に示す。

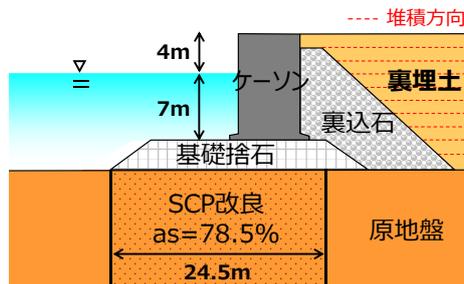


図-1 事例解析の検討対象断面

表-1 地盤定数（裏埋土以外）

	捨石 裏込石	原地盤	SCP 改良
湿潤密度[t/m ³]	1.8	1.4	1.8
水中密度[t/m ³]	1.0	0.4	1.0
間隙率	0.45	0.55	0.45
ポアソン比	0.33	0.33	0.33
基準有効拘束圧 [kN/m ²]	98.0	154.7	98.0
基準初期せん断 剛性[kN/m ²]	1.80 ×10 ⁵	2.62 ×10 ⁴	1.31 ×10 ⁵
基準初期体積 剛性[kN/m ²]	4.69 ×10 ⁵	6.83 ×10 ⁵	3.43 ×10 ⁵
有効拘束圧 依存性 m_G, m_K	0.5	0.5	0.5
水の体積弾性 係数[kN/m ²]	2.20 ×10 ⁴	2.20 ×10 ⁶	2.20 ×10 ⁶
最大減衰	0.3	0.2	0.2
内部摩擦角[°]	35.0	30	41.4
粘着力[kN/m ²]	20	0	0

表-3 解析の諸条件

項目	手法
初期自重解析	1 段階：原地盤・SCP 改良部 2 段階：捨石 3 段階：ケーソン 4 段階：裏込石・裏埋土
SCP 改良率 の表現法	・剛性に関するパラメータに改良率を乗じる ・単位重量は SCP 材と粘土の重み付き平均
ケーソン	・線形平面要素でモデル化 ・背面および底面にジョイント要素を配置 ・垂直方向剛性および接線方向剛性：10 ⁶ kPa ・背面のジョイントの摩擦角：15 度 ・底面のジョイントの摩擦角：31 度 ・ジョイント要素のレーレー減衰 $\beta=0$
数値解析法	Wilson θ 法, $\Delta t=0.01s$
レーレー減衰	$\alpha=0$, $\beta=0.0022$

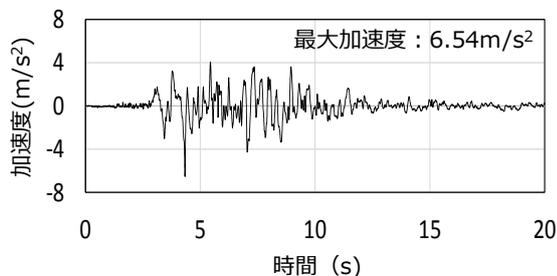


図-2 入力地震動の時刻歴波形

表-2 裏埋土の解析パラメータ（初期構造異方性を考慮）

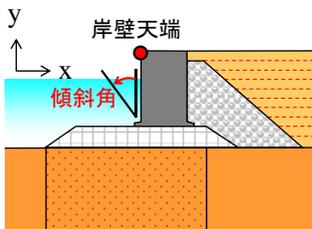
動的変形特性に関するパラメータ																
飽和密度	基準拘束圧	※初期せん断剛性	体積弾性係数	拘束圧依存係数	※せん断抵抗角	間隙率	水の体積弾性係数									
ρ (t/m^3)	σ_{ma} (kN/m^2)	G_{ma} (kN/m^2)	K_{La}, K_{Ua} (kN/m^2)	m_G, n_K	ϕ_f ($^\circ$)	n	K_p (kN/m^2)									
2.0	98.0	102000	266000	0.5	40.0	0.45	2.20×10^6									
液状化に関するパラメータ															初期構造異方性	
ϕ_p ($^\circ$)	$-\epsilon_d^{cm}$	$r\epsilon_{dc}$	$r\epsilon_d$	$r_{K'}^*$, $r_{K''}^*$	q_1	q_2	l_K	S_1	c_1	q_4	r_γ	r_{mmp}	q_{us}	a_1	a_2	ω_0 ($^\circ$)
28.0	0.10	5.30	0.50	0.15	10.0	0.50	2.00	0.005	2.00	1.00	0.50	0.50	0.00	0.125	0.083	180

4. 解析結果

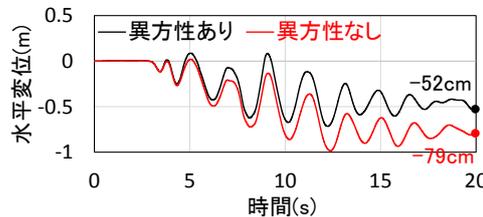
岸壁天端の水平変位の時刻歴を図-3 に、ケーソンの傾斜角の時刻歴を図-4 に示す。初期構造異方性を考慮することで、岸壁天端の水平変位は小さくなった。また、初期構造異方性を考慮した場合は、傾斜角の時刻歴の振幅が比較的大きくなっているため、ケーソンのロッキング現象が激しくなっていることが推測される。水平応力および鉛直応力の地震後の残留値のコンター図を図-5 に示す。水平方向と鉛直方向ともに、初期構造異方性を考慮すると裏埋土に生じる応力が全体的に増加しており、ケーソンの挙動の違いに関係していると考えられる。

5. まとめ

重力式岸壁を対象に、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルによる事例解析を実施した。その結果、裏埋土が水平に堆積していると想定して異方性を考慮すると、岸壁天端の変位応答が小さくなるという結果が得られた。
 謝辞：本検討は FLIP コンソーシアム WG 活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。
 参考文献：1) 増田達, 上田恭平, 飛田哲男, 井合進：初期構造異方性を有する砂の非排水せん断挙動特性に関する要素試験と有効応力解析, 地盤工学会研究発表会, 2010. 2) 一般財団法人 沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集, 2007. 3) Y. Nakata, M. Hyodo, H. Murata and N. Yasufuku : Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp.115-128, 1998.



(a) データ抽出地点



(b) 岸壁天端の水平変位時刻歴

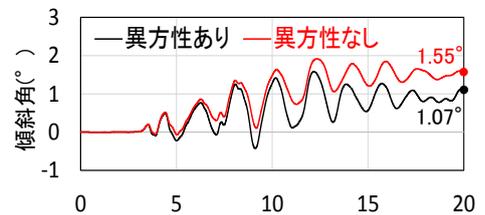
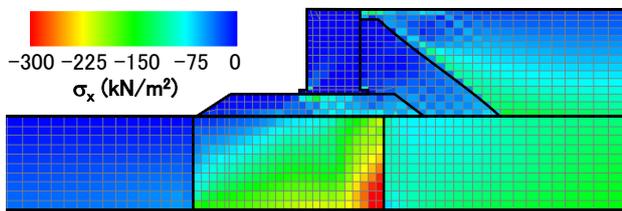
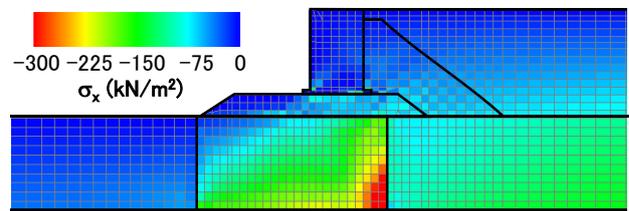


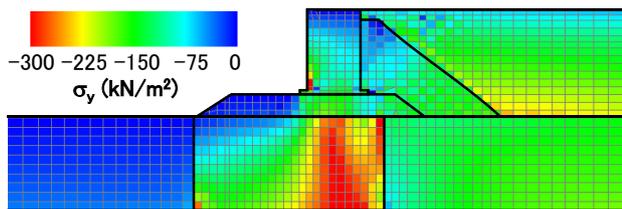
図-4 ケーソンの傾斜角の時刻歴



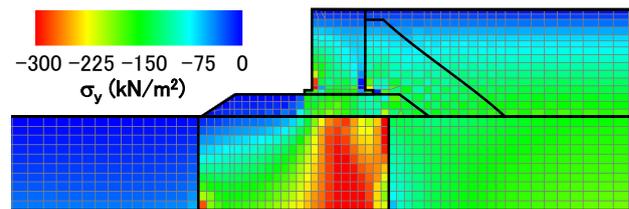
(a) 水平応力の残留値(異方性あり)



(b) 水平応力の残留値(異方性なし)



(c) 鉛直応力の残留値(異方性あり)



(d) 鉛直応力の残留値(異方性なし)

図-5 地震後の水平応力と鉛直応力の比較

4-7 初期構造異方性を有する飽和砂の遠心力模型実験を対象とした動的解析

初期構造異方性 振動台実験 有効応力解析

東電設計株式会社

兵頭順一

佐藤恭兵

杉浦陽子

1 はじめに

一般社団法人 FLIP コンソーシアムでは、初期構造異方性が認められる土の材料に対して、様々な要素シミュレーション検討を通じた研究開発を行っている。本検討では、初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル¹⁾の妥当性の確認するために、浦谷(2017)^{2),3)}が実施した遠心力模型実験を対象の数値解析を行った。なお、解析コードは FLIP ROSE Ver7.2.3⁴⁾をベースとした「i64flip723Aniso_beta6.exe」を用いた。

2 浦谷(2017)による遠心力模型実験

浦谷(2017)^{2),3)}は、地盤の堆積角度をパラメータとした 50G 場の遠心力模型実験を行い、初期構造異方性の影響を検討している。地盤の堆積角度を変えるために、土槽を所定の角度に傾けて空中落下法で地盤を作製している。地盤の堆積角度は 0°, 30°, 45°, 60°, 90°の 5 ケースとしている。試料は相対密度 $D_r=60\%$ の豊浦標準砂を用いている。入力地震動は、1Hz の正弦波、最大加速度 2.0m/s^2 、継続時間 40 秒により加振を行っている。実験模型を図-1 に示す。

実験結果を図-2 に示す。図-2 は、過剰間隙水圧時刻歴 (PW1, PW2) を示す。地表付近の PW1 ではどのケースも過剰間隙水圧が初期の有効応力に達しており液化化している。一方、PW2 において、堆積角度 0°, 30°は液化化せず、堆積角度 45°, 60°, 90°のケースは液化化する結果となった。つまり、地盤の堆積角度が大きいほど、地盤は液化化しやすくなり、過剰間隙水圧の消散もより多くの時間がかかる結果となっている。

3 数値解析

数値解析の解析条件は、増田 (2016) を参考に解析を行った。まず排水条件で自重解析を行った後、動的解析を行った。主応力方向 α は、異方性の発現する方向（堆積角度） ω_0 でコントロールした。初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.2$, $a_2=0.0$ とした。解析に用いた主な物性値を表-1 に、解析モデルを図-3 に示す。

初期構造異方性のみ（透水係数の異方性を考慮しない）考慮した解析結果を図-4 に、透水係数の異方性のみ（初期構造異方性の異方性を考慮しない）考慮する解析結果を図-5 に示す。透水係数の異方性を考慮する場合、透水係数は、 $k_x=3.0 \times 10^{-4}$ (m/s), $k_y=1.0 \times 10^{-4}$ (m/s) とした。初期構造異方性の影響より透水係数の異方性の影響が大きかった。しかし、堆積角度が大きいほど、過剰間隙水圧が上昇しやすい傾向はあっていたが、過剰間隙水圧の消散速度が遅い傾向は合わなかった。

4 まとめ

本検討では、浦谷(2017)^{2),3)}が実施した遠心力模型実験を対象に、初期構造異方性を考慮した数値解析を実施した。解析では、初期構造異方性の影響がそれほど見られなかった。一方、透水係数の異方性の影響が顕著であった。今後の課題は、透水係数の異方性の影響、初期構造異方性の消失・回復の検討である。

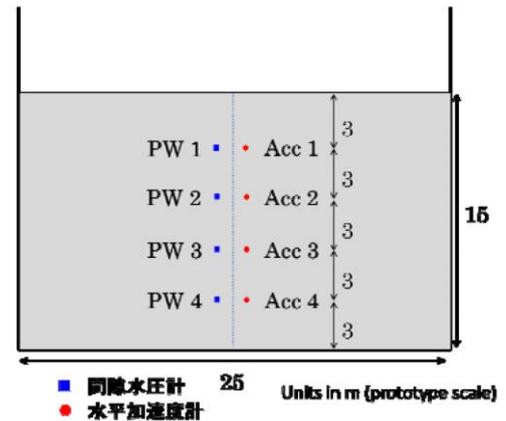


図-1 実験モデル^{2),3)}

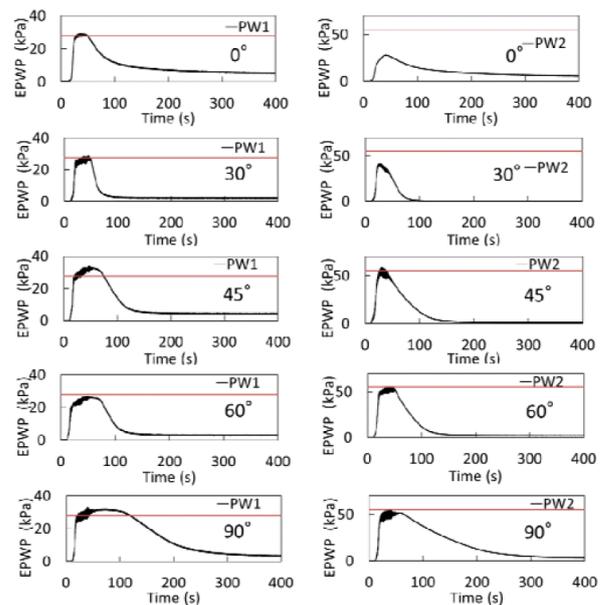


図-2 実験結果（左)PW1, (右)PW2^{2),3)}

表-1 解析に用いる地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	75.0	液状化特性	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	67967.0		$\varepsilon_{d,cm}$	0.375
	体積弾性係数 K_{L3}, K_{U3} (kPa)	177247.0		r_{edc}	1.35
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5		r_{ed}	0.2
	質量密度 ρ (t/m^3)	1.93		q_1	3.0
	間隙率 n	0.431		q_2	0.75
	粘着力 c (kPa)	0.0		l_k	2.0
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	38.1		r_k	0.2
				S_1	0.005
				c_1	1.75

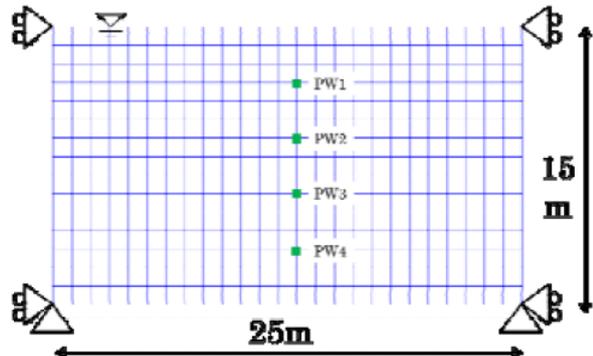


図-3 解析モデル^{2),3)}

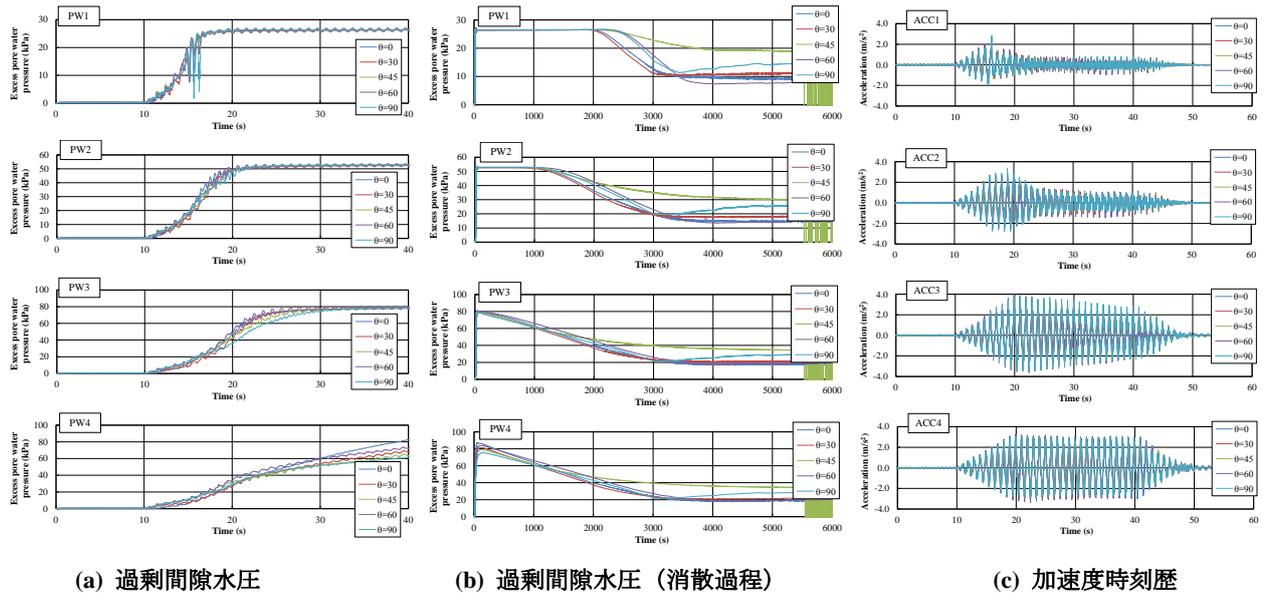


図-4 解析結果 (初期構造異方性あり・透水係数の異方性なし)

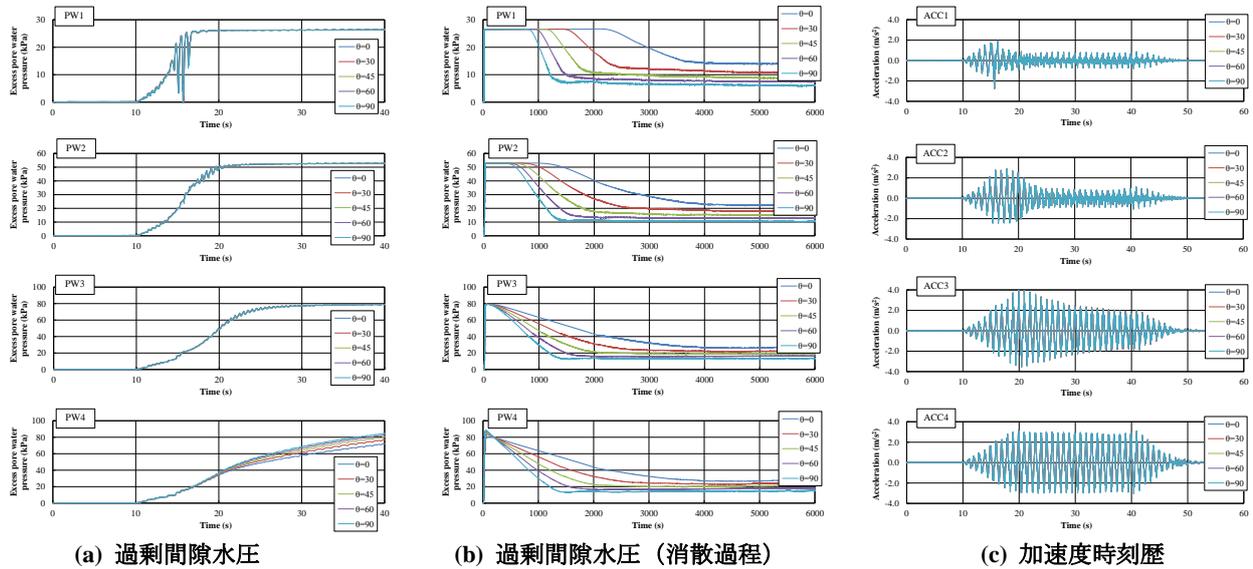


図-5 解析結果 (初期構造異方性なし・透水係数の異方性あり)

謝辞：本検討はFLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

1) Ueda, K., Iai, S.: Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 43(3), 708-737, 2018. 2) 浦谷啓太：堆積角度に応じた初期構造異方性を有する水平地盤の地震時液状化挙動, 京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士論文, 平成 29 年 2 月. 3) 浦谷ら：堆積角度に応じた初期構造異方性を有する水平地盤の地震時液状化挙動, 第 52 回地盤工学研究発表会, 2017 年 7 月. 4) Iai, Matsunaga, Kameoka (1992): Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15.

5 初期構造異方性を考慮した ひずみ空間多重せん断モデルの適用性について

初期構造異方性WG

本論文では、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルを用いた実務設計への適用性の提案を行った。まず、飽和砂の中空円筒供試体によるねじりせん断試験を対象に、要素試験のシミュレーションを行い、要素試験における適用性の検討を行った。対象とした要素試験では、排水条件や載荷中の主応力方向角をパラメータとしており、要素試験に対する妥当性を確認した。更に、中空円筒供試体の繰返し試験に対する妥当性を検証した上で、様々な構造物を対象とした二次元解析を行い、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルのパラメータの感度解析を行い、実務設計へ資するための提案を行った。

Key Words : *effective stress analysis, inherent anisotropy*

1. はじめに

佐竹¹⁾は、地盤や土は様々な地質学的な要因によって、異方性の主方向が図-1のように傾斜したり、水平面内でも異方性をもち、三次元的異方性を示すこともあるとしている。これらの異方性は総称して、地盤または土の構造異方性と呼ばれている。さらに、土は一つの粒状体であるから、載荷に伴う内部応力によって、粒子の噛み合い状態（ファブリック）に変化を生じ、構造異方性が誘発される。このように、応力によって生じる構造異方性を（応力）誘導異方性（[stress-induced anisotropy]）といい、これに対し、載荷以前から土が本来もっている構造異方性を初期構造（固有）異方性（inherent anisotropy）という。

初期構造異方性を考慮した研究は要素試験で多く行われてきた。中空円筒供試体等を用いて主応力方向角 α を制御した実験（朴ら（1990）²⁾、Yoshimine et al. (1998)³⁾、Nakata et al. (1998)⁴⁾、Uthayakumar and Vaid (1998)⁵⁾及びYang et al. (2008)⁶⁾、主応力方向角 α を載荷中に変化させた実験（Symes et al. (1984)⁷⁾、Nakata et al. (1998)⁴⁾及び排水条件における実験（Cai et al. (2013)⁸⁾）が行われてきた。

朴ら（1990）²⁾は、Sliver Leighton Buzzard sandを対象とし、地盤の堆積角度をパラメータとした平面ひずみ圧縮試験

を行い、初期構造異方性の影響を検討している。実験によると、堆積角度の違いにより砂の内部摩擦角が異なることを示している。

Yoshimine et al. (1998)³⁾は、豊浦砂を対象に非排水条件で中空円筒供試体によるねじりせん断試験を行い、主応力方向 α や中間主応力係数 b の影響を検討している（図-2）。主応力方向 α が大きいほど、土の挙動は軟化・収縮的挙動の傾向を強く示し、中間主応力係数 b が大きいほど、土の挙動は軟化・収縮的挙動の傾向を強く示すと報告している。また、Nakata et al. (1998)⁴⁾も、豊浦砂を対象に非排水条件で中空円筒供試体によるねじりせん断試験を行っており、主応力方向 α が大きいほど、軟化・収縮的挙動を示すと報告している。

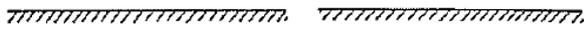
Symes et al. (1984)⁷⁾は、非排水条件で中空円筒供試体によるねじりせん断試験を行い、主応力方向 α の一定の条件と載荷中に主応力方向角 α を変える場合の影響を検討している。主応力方向 α を一定の場合、主応力方向 α が大きいほど、土の挙動は軟化・収縮的挙動の傾向を強く示している。初期剛性や強度は、主応力方向 α が大きい

初期構造異方性 WG

ほど、小さくなると報告している。また、载荷中に主応力方向 α を 0° から 45° に変化させた場合、主応力方向 α の変化前後の有効応力経路は、各主応力方向 α の有効応力経路と完全に一致する結果となった。一方、主応力方向 α を 45° から 0° に変化させた場合、変化後の有効応力経路は主応力方向 α が 0° の有効応力経路に一致しなかったと報告している。

繰返し挙動に対する初期構造異方性の研究も行われてきた。古関ら(1987)⁹⁾は、中空円筒形供試体を用いた実験を行い、主応力軸が固定されて、中間主応力係数 b 値が一定の場合、液状化強度に対する初期構造異方性と b 値の影響は小さいと報告している。佐藤ら(1996)¹⁰⁾は、繰返し三軸試験を行い、繰返しせん断中における主応力方向角の違いによる構造異方性の影響は、有効応力経路の変相線に至るまでのせん断ひずみと過剰間隙水圧の発生挙動に顕著に現れるとしている。また、浦谷ら(2017)¹¹⁾は、遠心力模型実験を行い、地盤の堆積角度が液状化挙動に与える影響を確認している。

本研究では、Iai et al. (2011)¹²⁾のひずみ空間多重せん断モデルを初期構造異方性を考慮できるように拡張されたモデル(Ueda (2018)¹³⁾の適用性の検討を行った。

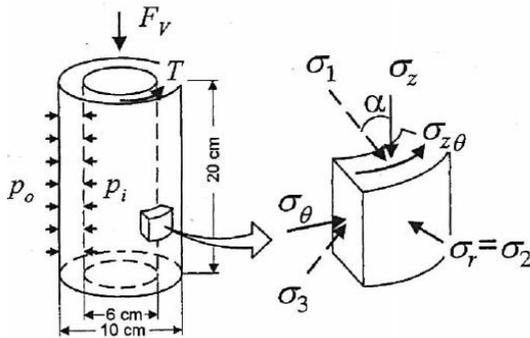


(a) 傾斜堆積



(b) 方向性節理

図-1 地盤の微視的構造異方性¹⁾



$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\sigma_{z\theta}}{\sigma_\theta - \sigma_z} \right)$$

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_r - (\sigma_z + \sigma_\theta)/2}{(\sigma_z + \sigma_\theta)^2/4 + \sigma_{z\theta}^2} + 1$$

図-2 中空円筒供試体の応力の考え方³⁾

2. 初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの定式化

ひずみ空間多重せん断モデル¹²⁾が組み込まれた有効応力解析プログラムFLIP¹⁴⁾は、これまで地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く用いられてきた。多重せん断機構の概念に基づく同モデルは土の応力誘導異方性 (stress-induced anisotropy) を柔軟に表現できる¹⁾一方、地盤の堆積環境等に起因した初期構造 (固有) 異方性 (inherent or fabric anisotropy) はこれまで考慮されてこなかった。

従来のひずみ空間多重せん断モデル(Iai et al. (2011)¹²⁾では、粒子接触点の応力から有効応力を定義しており、等方成分と偏差成分の2つの要素から式(1)に書き換えることができる。

$$\sigma' = -p\mathbf{I} + \int_0^{2\pi} q_{Iso} \langle \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (1)$$

$$\text{ここに、} \langle \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} \rangle = \begin{bmatrix} \cos\omega & \sin\omega \\ \sin\omega & -\cos\omega \end{bmatrix}$$

式(1)に対して、Ueda(2018)¹³⁾により式(2)に示す初期構造異方性を表現する関数 F が導入された。

$$F\left(\frac{\omega}{2} - \frac{\omega_0}{2}\right) = 1 + a_1 \cos\omega + a_2 \cos 2\omega \quad (2)$$

ここに、 a_1, a_2 : 異方性の程度を決定するパラメータ

ω_0 : 異方性の発現する方向 (= 堆積面の法線ベクトルが x 軸となす角度 θ の2倍)

その結果、式(1)は次式で表される。

$$\sigma' = -p\mathbf{I} + \int_0^{2\pi} q_{Iso} \langle \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (3)$$

$$\text{ここに、} q = F\left(\frac{\omega}{2} - \frac{\omega_0}{2}\right) q_{Iso} + q_{Aniso}$$

$$q = \{1 + a_2 \cos 2(\omega - \omega_0)\} q_{Iso} + q_{Aniso}$$

$$q_{Aniso} = -2a_1 \cos(\omega - \omega_0) \bar{E}_0 p$$

q_{Iso} は、初期構造異方性を考慮しない場合の仮想単純せん断応力であり、 q_{Aniso} は初期構造異方性の影響を考慮したせん断応力成分である。

本研究では、Iai et al. (2011)¹²⁾のひずみ空間多重せん断モデルを初期構造異方性を考慮できるように拡張されたモデル(Ueda (2018)¹³⁾に関して、以下の手順で適用性の検討を行った。なお、解析コードはFLIP ROSE Ver7.2.3をベースにした「i64flip723Aniso_beta6.exe」を用いた

- ① 初期構造異方性を有する飽和砂の単調载荷試験に対する要素シミュレーション
 - a. 载荷中の主応力方向角一定のケース
 - b. 载荷中に主応力方向角を変化させるケース

- ② 初期構造異方性を有する飽和砂の繰返しせん断試験に対する要素シミュレーション
- ③ 実規模モデルによる初期構造異方性のパラメータ (a_1, a_2, ω_0) の感度解析

3. 初期構造異方性を有する飽和砂の単調載荷試験に対する要素シミュレーション

(1) 要素シミュレーションの方法

要素シミュレーションは増田(2016)¹⁵⁾を参考に実施した。要素シミュレーションの手順を図-3 に示す。まず排水条件で応力制御により等方圧密を行った後、非排水条件で変位制御により任意方向のせん断を行った。このとき、主応力方向角 α の変化は強制変位 ω による制御により反映した。なお、 α と ω の関係は「 $\omega = 2\alpha$ 」である。

任意方向の強制変位は以下の方法で決定した。

1. 各節点における変位の境界条件

$$u_x^2 = u_y^2 = u_y^4 = 0$$

2. 各節点の変位の拘束条件

$$u_y^1 = u_y^3, u_x^3 = u_y^1 + u_y^4$$

3. 等体積で任意方向のせん断をする場合の変位-ひずみ関係は次式で表される。

$$\varepsilon_x = -\varepsilon_x = -u_y^1$$

$$\gamma_{xy} = u_x^1$$

4. 任意方向のひずみ経路は、1~3の条件と図-4 に示すひずみのモール円の考え方から次式で表される。

$$\varepsilon_x - \varepsilon_x = 2r \cos \omega$$

$$\gamma_{xy} = 2r \sin \omega$$

5. 各節点の変位は1~4より次式で表される。

$$u_x^1 = 2r \sin \omega, u_y^1 = -r \cos \omega$$

$$u_x^2 = 0, u_y^2 = 0$$

$$u_x^3 = r \cos \omega + 2r \sin \omega, u_y^3 = -r \cos \omega$$

$$u_x^4 = r \cos \omega, u_y^4 = 0$$

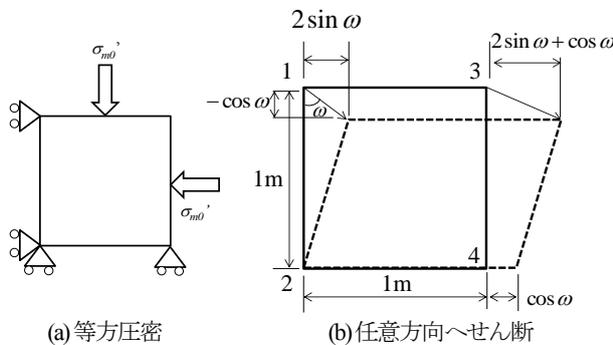
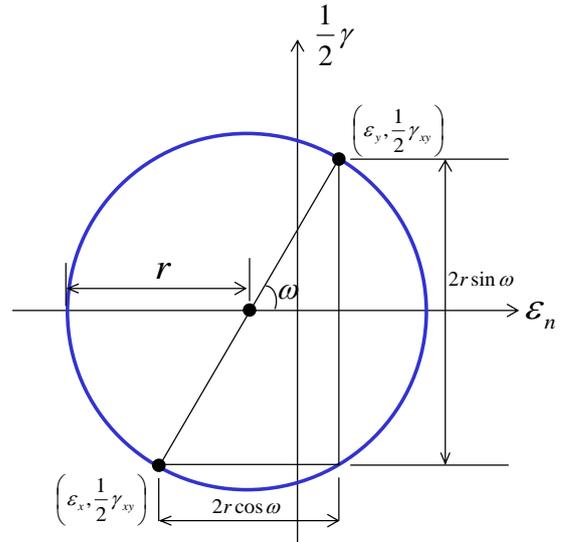


図-3 要素シミュレーションの方法



$$\left(\varepsilon_n - \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_x}{2} \right)^2 + \left(\frac{1}{2} \gamma \right)^2 = \left(\frac{\varepsilon_y - \varepsilon_x}{2} \right)^2 + \left(\frac{1}{2} \gamma_{xy} \right)^2$$

図-4 ひずみのモール円

(2) 検討ケース

初期構造異方性を有する飽和砂の単調載荷試験に対する要素シミュレーションは、載荷中の主応力方向角一定のケースと載荷中に主応力方向角を変化させるケースの2種類の要素試験を対象として実施した。検討ケースを表-1 に示す。

表-1 検討ケース

文献	試験条件
Yoshimine et al. (1998) ³⁾	中空ねじりせん断試験 (非排水条件)
Nakata et al. (1998) ⁴⁾	中空ねじりせん断試験※ (非排水条件)
Uthayakumar and Vaid (1998) ⁵⁾	中空ねじりせん断試験 (非排水条件)
Yang et al. (2008) ⁶⁾	三軸圧縮試験 (非排水条件)
Symes et al. (1984) ⁷⁾	中空ねじりせん断試験※ (非排水条件)
朴ら(1990) ²⁾	平面ひずみ試験 (非排水条件)
Cai et al. (2013) ⁸⁾	中空ねじりせん断試験 (排水条件)

※載荷中に主応力方向角を変化させる試験を実施している。

(3) 解析結果

(a) Yoshimine et. al. (1998)³⁾

Yoshimine et. al. (1998)³⁾は、豊浦砂を対象に非排水条件で中空円筒供試体によるねじりせん断試験を行い、主応力方向 α や中間主応力係数 b の影響を検討している。主応力方向 α の変化は強制変位の角度 ω により制御を行った。なお、 α と ω の関係は「 $\omega=2\alpha$ 」である。初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.12$, $a_2=0.20$, 異方性の発現する方向（堆積角度） $\omega_0=180^\circ$ とした。解析に用いた主な物性値を表-2 に示す。

要素シミュレーション結果を図-6 に示す。主応力方向角が大きいほど収縮的な挙動を示し、有効応力経路及び応力ひずみ関係は実験結果とほぼ整合する結果となった。初期構造異方性に関するパラメータ a_1 , a_2 に関する応力空間ファブリックを図-7 に示す。図-7 には、軸差せん断及び単純せん断における最大主応力の方向を示す。軸差せん断の場合($\omega=0^\circ, \alpha=0^\circ$), a_1 , a_2 が大きいほど、発生応力は大きくなる。また、単純せん断の場合($\omega=90^\circ, \alpha=45^\circ$), a_1 は影響がなく、 a_2 が大きいほど、発生応力は小さくなる傾向となる。よって、パラメータ a_1 , a_2 を調整することで、様々な初期構造異方性を有する材料の特性を表現することができる。

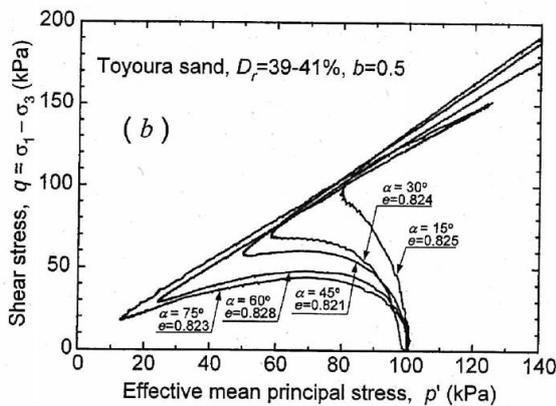
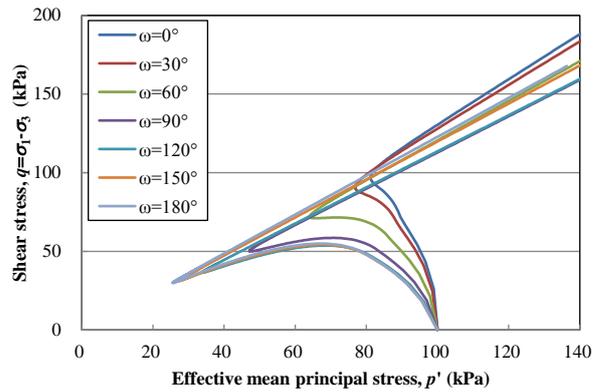


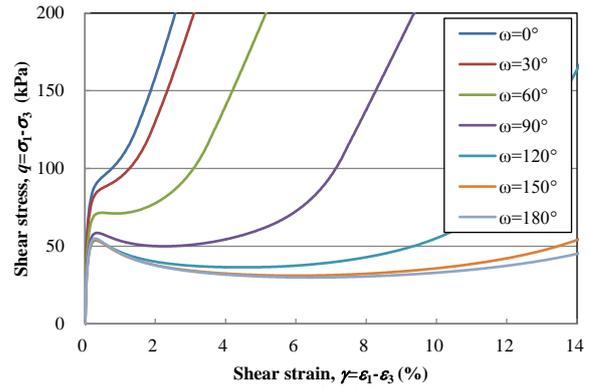
図-5 豊浦砂の非排水せん断試験結果³⁾
(主応力方向 α の影響)

表-2 解析に用いる地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	75.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	58462.0	$-e_d^{cm}$	0.20
	体積弾性係数 K_{Ls}, K_{Us} (kPa)	152460.0	r_{dc}	3.00
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{sd}	0.20
	質量密度 ρ (t/m^3)	1.892	q_1	2.50
	間隙率 n	0.455	q_2	0.75
	粘着力 c (kPa)	0.0	l_k	2.00
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	42.0	r_k	0.50
			S_1	0.005
			c_1	1.00

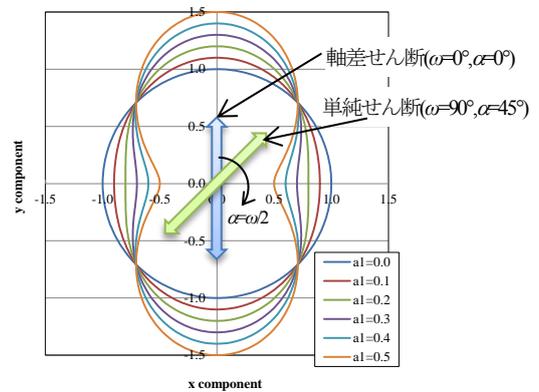


(a) 有効応力経路

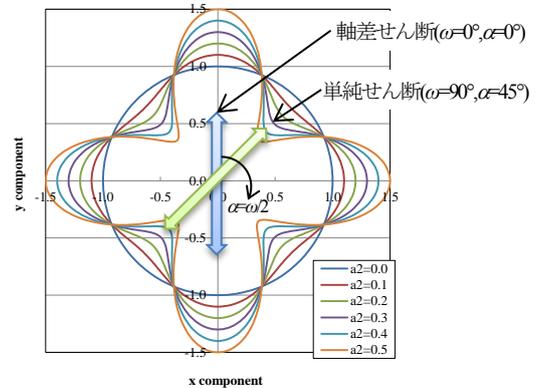


(b) 応力ひずみ関係

図-6 要素シミュレーション結果



(a) a_1 の影響



(b) a_2 の影響

図-7 応力空間ファブリック ($\omega_0=180^\circ$)

Nakata ら⁴⁾は、相対密度 D_r が 90%、60% および 30% の豊浦砂の供試体を対象として、単調載荷試験および主応力軸回転試験の 2 種類の中空ねじり試験を実施した。本節では、単調載荷試験のシミュレーション結果について述べる。

液状化を考慮する場合のひずみ空間多重せん断モデルのパラメタは、大きく分類すると、変形特性を規定するパラメタ ($n, p, G_{ms}, K_{Ls}, K_{Us}, m_G, n_K, \varphi_f, h_{max}$)、ダイレイタンス特性を規定するパラメタ ($\varphi_p, \varepsilon_d^{cm}, r_{\varepsilon_d^c}, r_{\varepsilon_d}, q_1, q_2, r_K, r_K'', l_K, S_1, C_1, r_Y, r_{mtmp}, q_{us}$)、および異方性を規定するパラメタ (a_1, a_2, ω_0) に分けられる。異方性パラメタについては後述のように試験値から一意的に求まることから、変形特性とダイレイタンス特性を規定するパラメタについては、まず異方性を考慮しない場合について設定し、これを初期値として、単調載荷試験および主応力軸回転試験の両方に整合するように、それぞれの要素シミュレーションによりダイレイタンスに関するパラメタの調節を試みた。

異方性を規定するパラメタは、 φ_f を除く変形特性やダイレイタンス特性に関係なく、軸差せん断の場合において、以下の関係式が成り立つ。

$$\sin \varphi_f^{Aniso} = \left(1 + \frac{1}{3} a_2 \cos 2\omega_0\right) \sin \varphi_f^{Iso} - \frac{1}{2} a_1 \cos \omega_0 \quad (4)$$

ここに、 $\sin \varphi_f^{Aniso}$ は、初期構造異方性を考慮する場合の内部摩擦角であり、 $\sin \varphi_f^{Iso}$ は、初期構造異方性を考慮しない場合の内部摩擦角で、変形特性を規定するパラメタの一つである φ_f に相当する。すなわち、 ω_0 と φ_f^{Aniso} に関して試験値が 2 組あれば式(4)を満足する a_1 と a_2 を決定できる。具体的には、 $\omega_0 = \omega_{0i} + 2\alpha_\sigma$ (ここに、 ω_{0i} は異方性を規定するパラメタ ω_0 に相当し、 α_σ は供試体の鉛直方向に対する第一主応力軸が作用する方向の角度である) とおき、試験における α_σ に対する φ_f^{Aniso} を 2 組読み取り、式(4)を連成させて解いた。なお、 ω_{0i} は、堆積面が水平方向であることから、ここでは $\omega_{0i} = \pi$ に固定した。

初期構造異方性に関するパラメタは、強度の分布を決定するパラメタ $a_1=0.125$, $a_2=0.083$, 異方性の発現する方向 (堆積角度) $\omega_0=180^\circ$ とした。解析に用いた主な物性値を表-3 に示す。

単調載荷試験および主応力軸回転試験の要素シミュレーション結果を図-8 および図-9 に示す。図-8 の単調載荷試験 (上: 応力経路, 下: 応力ひずみ曲線) では、 α_σ の変化による試験結果の違いを要素シミュレーションで再現できている。図-9 の主応力軸回転試験では、過剰間隙水圧上昇曲線やひずみの伸びに関してシミュレーションと試験値との整合性を確認した。

表-3 解析に用いる地盤物性値

平均有効拘束圧 P_a (kPa)	98.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	101957.0	$-\varepsilon_d^{cm}$	0.10
体積弾性係数 K_{Ls}, K_{Us} (kPa)	265888.0	$r_{\varepsilon_d^c}$	5.30
拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{ε_d}	0.50
質量密度 ρ (t/m^3)	2.0	q_1	10.00
間隙率 n	0.45	q_2	0.50
粘着力 c (kPa)	0.0	l_K	2.00
内部摩擦角 ϕ (degrees)	40.0	r_K	0.15
		S_1	0.005
		C_1	2.00

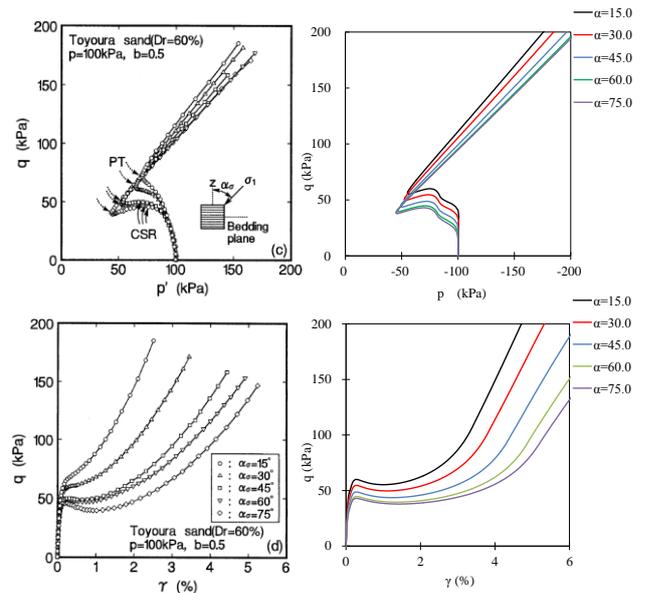


図-8 試験結果⁴⁾と要素シミュレーション結果

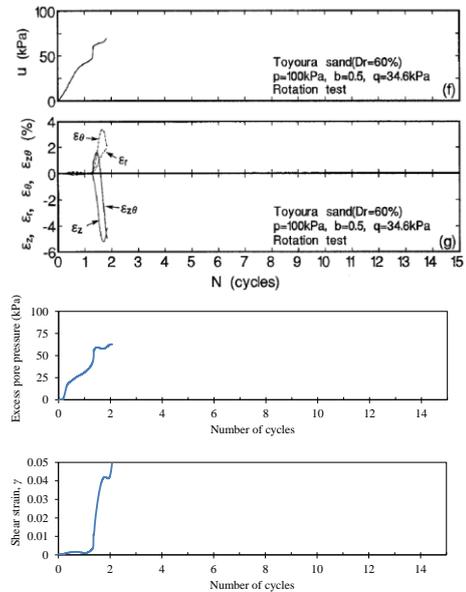


図-9 試験結果⁴⁾と要素シミュレーション結果 (主応力軸回転試験)

(c) Uthayakumar and Vaid (1998)⁵⁾

Uthayakumar and Vaid (1998)⁵⁾ は、切土・盛土による段階的な主応力方向の変化、地震、波浪、交通等の繰返し荷重による主応力方向の変化を念頭に、非排水条件下において三主応力方向を変化させ載荷した場合の砂の挙動について基礎的研究を行っている。試験に用いられた試料は、Fraser River Sand(D₅₀=0.3mm), Syncrude sand(D₅₀=0.2mm)である。試験は非排水ねじりせん断試験機を用いて、主応力方向(α_0)、 $b=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$ 、平均主応力(σ_m)を一定に保持した単調載荷試験が行われている。

初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.15$, $a_2=0.15$, 異方性の発現する方向(堆積角度) $\omega_0=180^\circ$ とした。解析に用いた主な物性値を表-4に示す。解析結果を図-10に示す。実験と解析は概ね整合する結果となった。

表-4 解析に用いる地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	200.0	液状化特性	変相角 ϕ_p (degrees)	33.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	30500.0		$-\varepsilon_d^{cm}$	0.20
	体積弾性係数 K_{Lar}, K_{Uia} (kPa)	79500.0		r_{vdc}	9.00
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5		r_{vd}	0.11
	質量密度 ρ (t/m ³)	1.9		q_1	3.00
	間隙率 n	0.48		q_2	0.80
	粘着力 c (kPa)	0.0		l_k	2.00
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	40.0		r_k	0.30
				S_1	0.005
				c_1	1.00

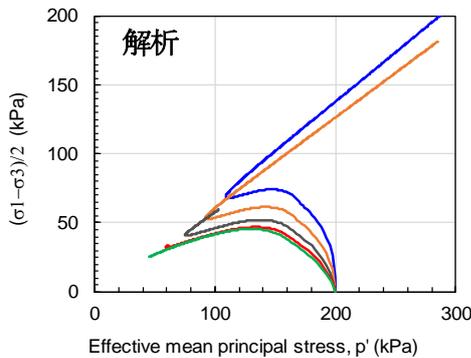
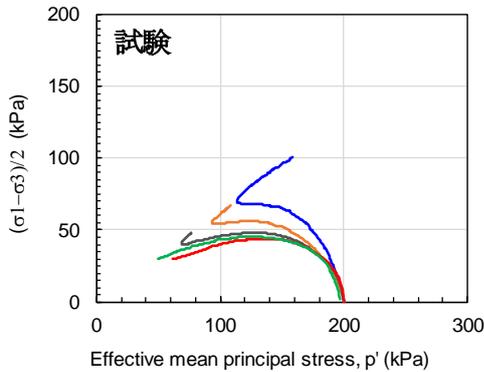


図-10 解析結果

(d) Yang et. al. (2008)⁶⁾

Yang et. al. (2008)⁶⁾は、顕微鏡測定による画像解析により締め固めた供試体(MT)に比べ堆積法による供試体(DD)では異方性の高い微細構造を有することを示した。さらに豊浦砂を用い、試料作成方法(MT,DD), 単調載荷試験方法(三軸圧縮, 三軸伸張, 単純せん断), 拘束圧, 相対密度 D_r を変えて室内試験を行い、初期構造が異なる試料の応力経路の違いを整理した。

初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.02$, $a_2=0.0$, 異方性の発現する方向(堆積角度) $\omega_0=180^\circ$ とした。解析に用いた主な物性値を表-5に示す。解析結果を図-11に示す。解析は実験をうまく表現することができなかった。

表-5 解析に用いる地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	75.0	液状化特性	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	58462.0		$-\varepsilon_d^{cm}$	0.20
	体積弾性係数 K_{Lar}, K_{Uia} (kPa)	152460.0		r_{vdc}	3.00
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5		r_{vd}	0.20
	質量密度 ρ (t/m ³)	1.892		q_1	2.50
	間隙率 n	0.455		q_2	0.75
	粘着力 c (kPa)	0.0		l_k	2.00
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	42.0		r_k	0.50
				S_1	0.005
				c_1	1.00

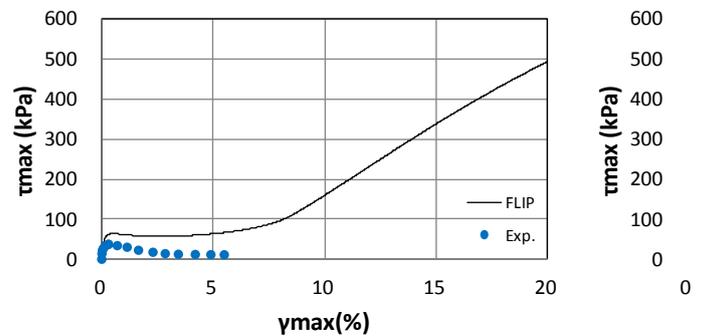
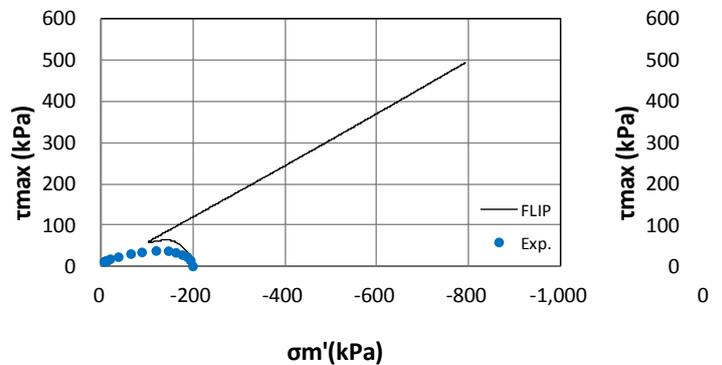


図-11 解析結果

(e) Symes et al. (1984)⁷

Symes et al. (1984)⁷は、非排水条件で中空円筒供試体によるねじりせん断試験を行い、主応力方向 α の影響を検討したものである。この試験では、载荷中の主応力方向角は固定したケースと载荷中に主応力方向角を変化させる 2 パターンの実験を行っている。実験結果を図-12、~図-14 に示す。

主応力方向 α の変化は強制変位の角度 ω により制御を行った。なお、 α と ω の関係は「 $\omega=2\alpha$ 」である。初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.20$, $a_2=0.20$, 異方性の発現する方向（堆積角度） $\omega_0=180$ とした。解析に用いた主な物性値を表-6 に示す。

要素シミュレーション結果を図-15 に示す。主応力方向 α が 0° (A0), 24.5° (A2), 45° (A4) の 3 ケースでは、応力ひずみ関係及び有効応力経路は実験結果とほぼ整合する結果となった。また、せん断中に主応力方向 α を 0° から 45° に変化させた場合、主応力方向 α が 0° の有効応力経路から 45° の有効応力経路へ移行することができ、解析は実験を概ね良く再現する結果となった。一方、せん断中に主応力方向 α を 45° から 0° に変化させた場合、解析はやや不安定になるが実験を定性的に再現することができた。

表-6 解析に用いる地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	98.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	84490.0	$-e_d^{cm}$	0.20
	体積弾性係数 K_{Ls}, K_{Lb} (kPa)	220300.0	r_{sdsc}	9.00
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{sd}	0.12
	質量密度 ρ (t/m^3)	2.00	液化化特性	
	間隙率 n	0.45	q_1	3.00
	粘着力 c (kPa)	0.0	q_2	0.95
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	39.67	l_k	2.00
			r_k	0.50
			S_1	0.005
		c_1	1.00	

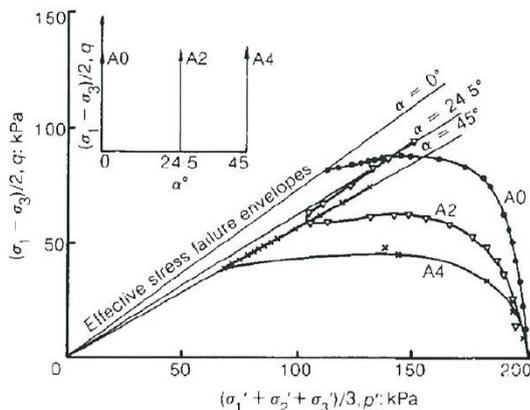


図-12 Ham river sand の非排水せん断試験結果⁷
(主応力方向 α 一定条件)

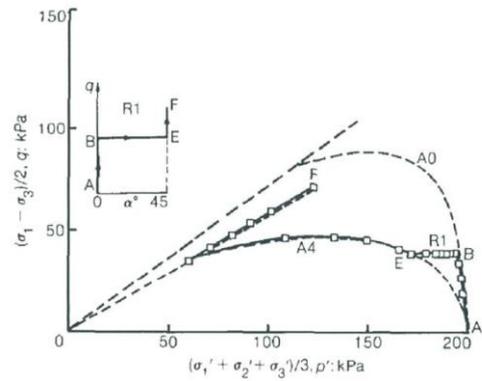


図-13 Ham river sand の非排水せん断試験結果⁷
(主応力方向 α を 0° から 45° に変化させた場合)

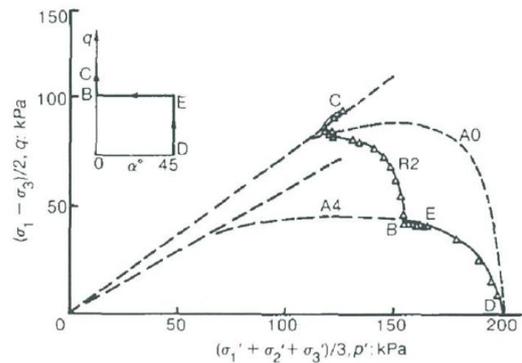
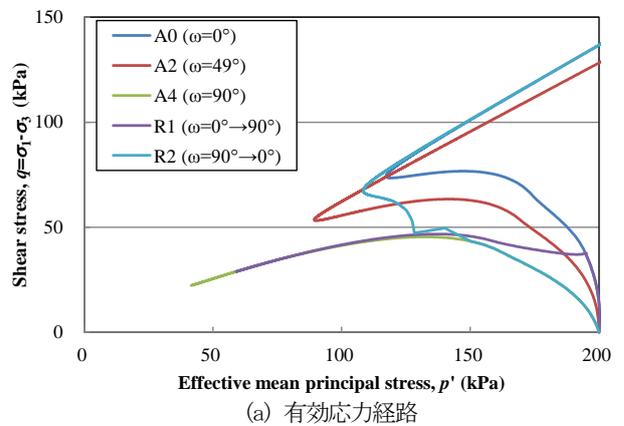
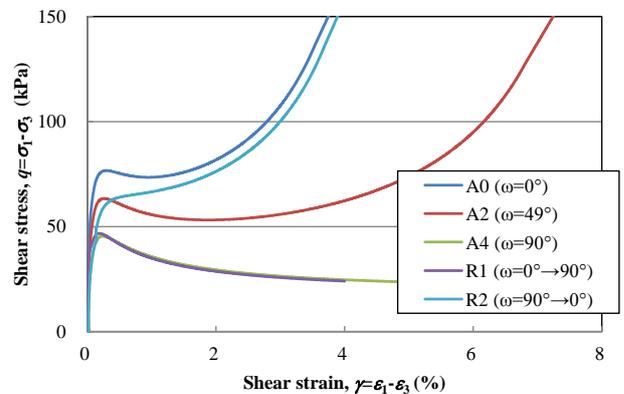


図-14 Ham river sand の非排水せん断試験結果⁷
(主応力方向 α を 45° から 0° に変化させた場合)



(a) 有効応力経路



(b) 応力ひずみ関係

図-15 要素シミュレーション結果

初期構造異方性 WG
(f) 朴ら(1990)²⁾

朴 et. al. (1990)²⁾ は, Sliver Leighton Buzzard sand (以下, L.B.砂とする)を対象とし, 地盤の堆積角度をパラメータとした平面ひずみ圧縮試験を行い, 初期構造異方性の影響を検討している.

要素シミュレーションは, 平面ひずみ試験を模擬し, 初めに排水条件下において応力制御により等方圧密(実験に合わせて $\sigma_{m0}'=0.15\text{kgf/cm}^2=14.71\text{ kPa}$: 以下 Case1 とする, $\sigma_{m0}'=0.80\text{kgf/cm}^2=78.45\text{ kPa}$: 以下 Case2 とする)後, 非排水条件下で変位制御により鉛直方向へのせん断を行った(図-16).

主応力方向 α の変化は強制変位の角度 ω により制御を行った. なお, α と ω の関係は「 $\omega=2\alpha$ 」である. 初期構造異方性に関するパラメータは, 強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.20, a_2=0.10$, 異方性の発現する方向(堆積角度) $\omega_0=180$ とした. 解析に用いた主な物性値を表-7 に示す.

Case1, Case2 において, 初期構造異方性のパラメータ $a_1=0.2, a_2=0.1$ に固定し, $\delta=0\sim 90^\circ$ 間で変化させた場合のせん断抵抗角 ϕ の変化を図-17, 図-18 に示す. これよりせん断抵抗角 ϕ は, $30\sim 45^\circ$ に極小点が生じる強度特性を示した. 朴 et. al. (1990)²⁾ の論文によれば, 正規圧密豊浦砂を用いた平面ひずみ圧縮試験の結果によると内部摩擦角 ϕ_{max} は $\delta=90^\circ$ を最大とし, δ の減少に伴い内部摩擦角 ϕ_{max} も減少し, $\delta=23^\circ\sim 35^\circ$ 付近において極小点が生じ, $\delta=0^\circ$ までは少しずつ増加することが示されている. これより, Case1, Case2 共に, 本検討においても同様の傾向が認められ, 初期構造異方性による強度特性の変化傾向は概ね実験結果と整合していると言える.

表-7 解析に用いる地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	75.0	液状化特性	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	58462.0		$e_{d\text{ cm}}$	0.20
	体積弾性係数 K_{Lvs}, K_{Uls} (kPa)	152460.0		r_{edc}	3.00
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5		r_{sd}	0.20
	質量密度 ρ (t/m^3)	1.892		q_1	2.50
	間隙率 n	0.455		q_2	0.75
	粘着力 c (kPa)	0.0		l_k	2.00
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	42.0		r_k	0.50
				S_1	0.005
				c_1	1.00

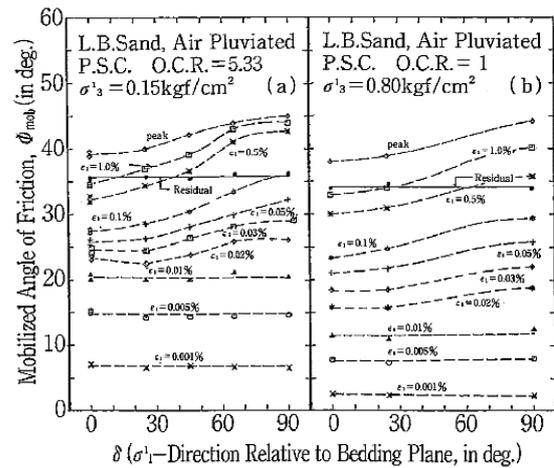


図-17 δ に対する ϕ_{mob} の関係

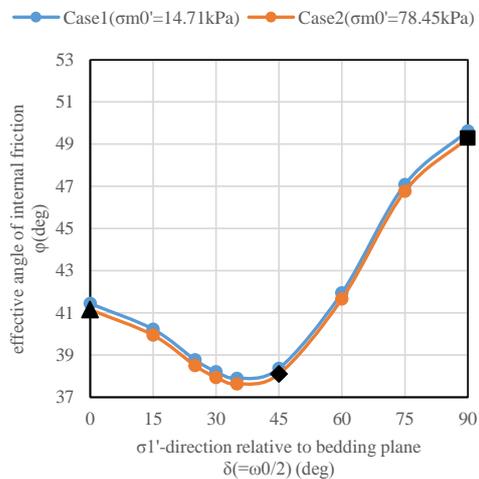


図-18 豊浦砂のせん断抵抗角と堆積角度の関係

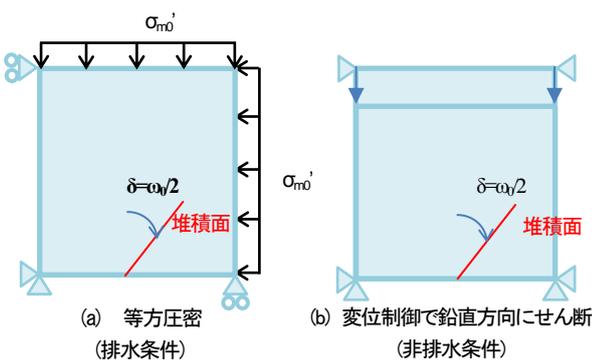


図-16 解析モデル図

Cai et al. (2013)⁹⁾では、相対密度 90 %の Portaway sand に対して、200 kPa の等方圧密後に主応力方向 α を一定に保った排水単調載荷試験を行っている。

シミュレーションでは、主応力方向 α を一定に保った応力制御は難しいため、図-19 のような単純せん断 ($\alpha=45^\circ$)を与え、異方性の発現する方向 ω_0 を変化させた。 ω_0 は砂の堆積角度で定まるため、中空ねじり試験の供試体は水平に堆積している($\omega_0=180^\circ$)と想定して、 α を固定し ω_0 を変化させることで、図-20 のように $\alpha=0^\circ\sim 90^\circ$ を $\omega_0=90^\circ\sim 270^\circ$ で相対的に表現した。

主ひずみと軸差応力の関係および主ひずみと体積ひずみの関係を図-21 に示す。主ひずみと軸差応力の関係は、文献⁹⁾の試験結果を並列した。試験結果のプロットの終点は、供試体が破壊に至った点である。要素シミュレーション結果の凡例は、図-20 に従って、 ω_0 の条件を対応する α に変換したものである。試験結果では、主応力方向 α が大きくなるほど小さい応力でひずみの増加しており、 $\alpha=45^\circ$ 以上においては破壊に至る応力も減少している。FLIP の解析においても、初期構造異方性を考慮することで、 α が大きくなるとひずみの増加する応力が小さくなるように調整できた。一方、 $\alpha=30^\circ$ の最大応力は試験結果との誤差が比較的大きいが、これは FLIP の骨格曲線が双曲線モデルであることに起因していると考えられる。体積ひずみは、 α が大きくなると膨張的な挙動から収縮的な挙動に変化していることが分かった。

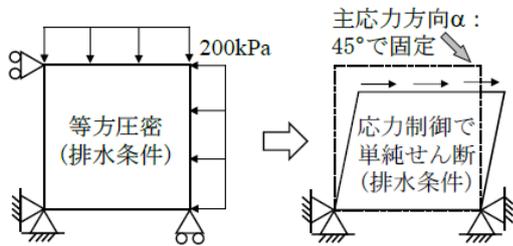


図-19 要素シミュレーションの方法

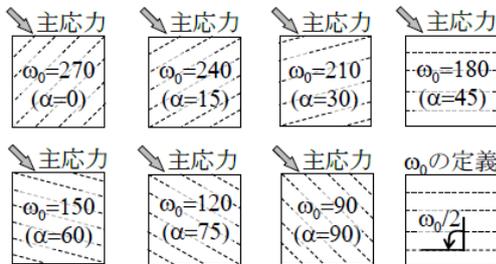
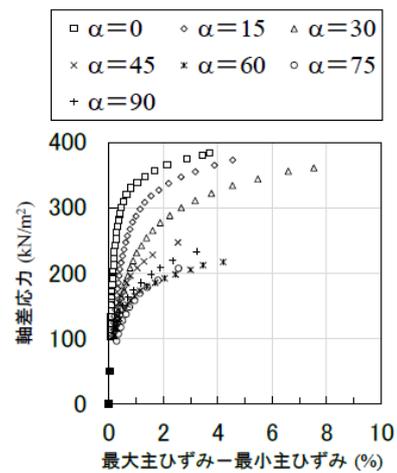


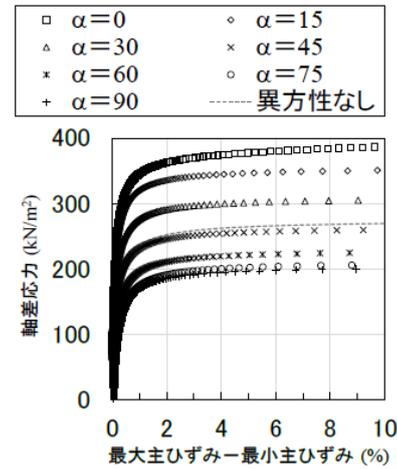
図-20 主応力方向 α と砂の堆積角度の関係

表-8 解析に用いる地盤物性値

平均有効拘束圧 P_a (kPa)	75.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	62500.0	$-e_d^{cm}$	0.10
体積弾性係数 K_{Lb}, K_{Ub} (kPa)	162990.0	r_{ed0}	0.50
拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{ed}	0.20
質量密度 ρ (t/m^3)	2.11	q_1	1.00
間隙率 n	0.33	q_2	0.00
粘着力 c (kPa)	0.0	l_k	2.00
内部摩擦角 ϕ (degrees)	42.9	r_k	0.05
		S_1	0.005
		c_1	1.00



(a) 文献値(ひずみ-応力)



(b) 解析結果(ひずみ-応力)

図-21 要素シミュレーション結果

4. 初期構造異方性を有する飽和砂の繰返しせん断試験に対する要素シミュレーション

(1) 検討ケース

初期構造異方性を有する飽和砂の繰返しせん断試験に対する要素シミュレーションを対象として実施した。検討ケースを表-9に示す。

表-9 検討ケース

文献	試験条件
Nakata et. al. (1998) ⁴⁾	中空ねじりせん断試験 (非排水条件)
Yamashita and Toki (1993) ¹⁵⁾	三軸試験 中空ねじりせん断試験 (非排水条件)
鈴木ら (1995) ¹⁶⁾	中空ねじりせん断試験 (非排水条件)
佐藤ら(1996) ¹⁷⁾	中空ねじりせん断試験 (非排水条件)

(2) 解析結果

(a) Nakata et. al. (1998)⁴⁾

1) 中空ねじり試験の再現性

初期構造異方性を有する飽和砂に対して実施された中空ねじり試験結果を対象に要素シミュレーションを行ったものである。

具体的には、図-22に示すとおり、 $\phi^{Aniso} \sim \alpha_0$ 関係において試験値と計算値が全体的に整合するように、簡易設定法から推定した ϕ^{k0} を微調節した(α_0 : 主応力の作用角度)。

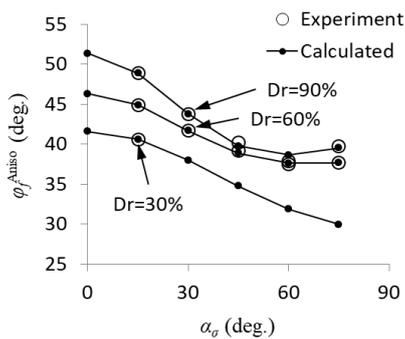


図-22 試験結果³⁾と計算値による α_0 に応じた ϕ^{Aniso}

中空ねじり試験の再現性を確認するため、既往試験による単調載荷試験結果および主応力軸回転試験結果と同条件下で要素シミュレーションを実施した。

単調載荷試験を対象とした要素シミュレーションと既往試験の比較結果(代表例として、 $Dr=90\%$)を図-23に示す。図-23に示すとおり、要素シミュレーション結果は試験結果を概ね再現できた。ただし、 $Dr=30\%$ の steady

state の表現が再現できておらず、この点については α が大きいく所らで流動するようなパラメタ設定が課題であり、計算の安定性にも留意する必要がある。

主応力軸回転試験を対象とした要素シミュレーションと既往試験の比較結果を図-24に示す。ひずみ時刻歴に着目すると、 $Dr=90\%$ および $Dr=60\%$ の要素シミュレーション結果は試験結果よりもひずみの伸びが遅く、 $Dr=30\%$ は逆に試験結果よりもひずみが大きく出る傾向を示した。ただし、増分ひずみ(弾性成分と塑性成分の和である全ひずみ)ベクトルについては、いずれの相対密度に対する要素シミュレーションも試験結果を概ね再現する結果となった。

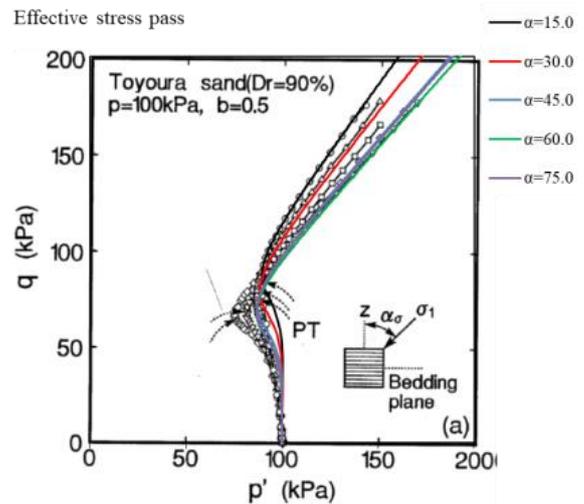


図-23 単調載荷試験結果と要素シミュレーション結果の比較($Dr=90\%$)

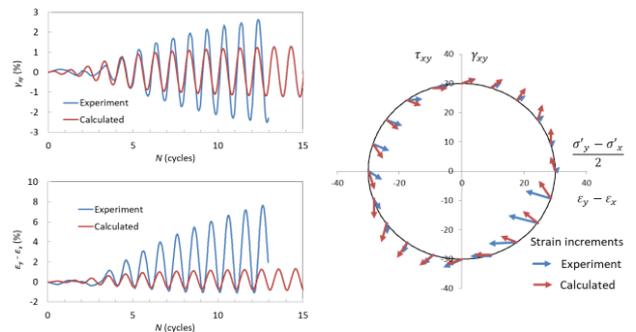


図-24 主応力軸回転試験結果と要素シミュレーション結果の比較($Dr=90\%$)

本検討では、初期構造異方性を考慮したパラメタを設定し、既往試験と同条件下で、「単調載荷試験(ひずみ制御)」および「主応力軸回転試験(応力制御)」の要素シミュレーションを実施し、既往試験結果との比較検証を行った。その結果、 α が大きいく所らで流動するようなパラメタ設定に課題はあるが、単調載荷試験、主応力軸回転試験ともに要素シミュレーション結果は試験結果を概ね再現できた。

また、堆積角度 ω_0 の感度解析も行った。単調せん断の結果を図-25 (上段：有効応力履歴，下段： ω_0 と変相点のせん断応力，変相角の関係) に示す。図-25 下図より，変相点のせん断応力，変相角は，何れの相対密度においても， ω_0 が 270 度するとき最大となる。繰返しせん断の結果 (底面境界条件②-a) を図-26 (上段：液状化強度曲線，下段： ω_0 と液状化強度の関係) に示す。ここで，液状化判定は，相対密度 90% の場合 $\gamma_{xy}=2.5\%$ ，相対密度 60%，30% の場合 $\gamma_{xy}=5\%$ としている。また，繰返し回数 50 回を上限としている。図-26 下図より， ω_0 が 270 度するとき液状化強度が最大となり，単調せん断と同様の傾向であることが分かる。

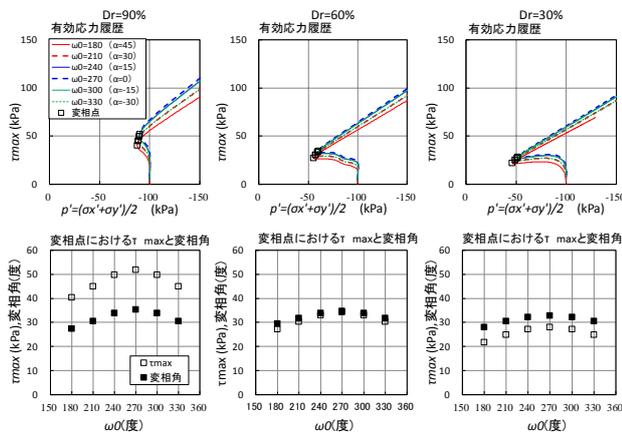


図-25 要素シミュレーション結果の比較 (堆積角度の影響：単調せん断)

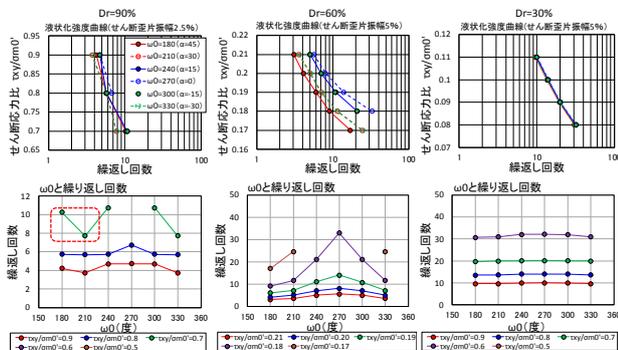


図-26 要素シミュレーション結果の比較 (堆積角度の影響：繰返しせん断)

(b) Yamashita and Toki (1993)¹⁶⁾

本検討では，Nakata et al.⁴⁾が実施した中空ねじり試験を再現するパラメタを用いて，三軸試験と中空ねじり試験のそれぞれを模擬した要素シミュレーションを実施し，Yamashita and Toki¹⁶⁾が明らかにした三軸試験と中空ねじり試験の相違と整合するかを確認した。また，山下ら¹⁷⁾が実施した初期構造異方性を有する水平堆積の飽和砂を異なる角度でサンプリングした試料の繰返し三軸試験についても同様の圧縮試験のシミュレーションを実施し，載荷方向と堆積角度の関係が液状化強度に与える影響について検証した。

本検討では，中空ねじり試験および三軸圧縮試験を再現する図-27 のシミュレーションを実施した。ねじり試験を再現するシミュレーションでは，等方圧密後に，単純せん断のみが生じることを前提とした境界条件でせん断応力を与えた。圧縮試験を再現するシミュレーションでは，等方圧密後に，側圧一定条件下で軸応力のみを繰返し載荷した。なお，異方性パラメタ ω_0 は，堆積面とせん断方向の関係を考慮してねじり試験再現時は $\omega_0 = 270$ ，圧縮試験再現時は $\omega_0 = 180$ とした。

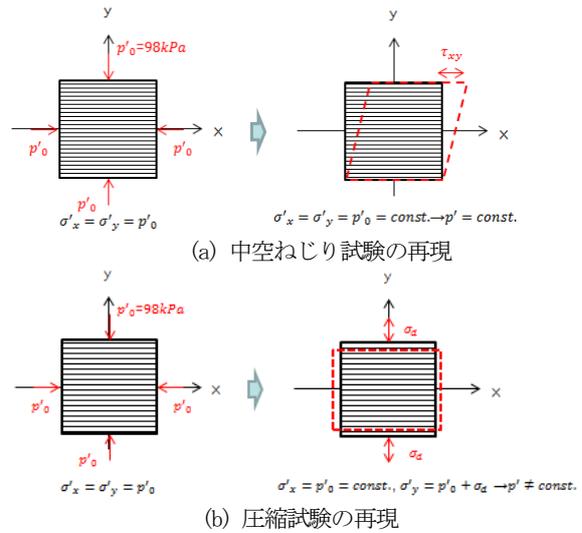


図-27 要素シミュレーションの概要

図-28 に載荷方法の異なる (三軸試験と中空ねじり試験) 要素シミュレーション結果から算出した液状化抵抗曲線を示す。いずれの相対密度 (60%，30%) でも，ねじり試験再現シミュレーションと比較して，圧縮試験再現の液状化抵抗曲線は下方に位置し，液状化強度を過小評価した。Dr=90%についても同じ傾向を確認している。この傾向は，図-26 の Yamashita and Toki³⁾が明らかにした三軸試験と中空ねじり試験の相違 (Dr=80%) と整合している。ただし，シミュレーションでの載荷方法による液状化強度の相違は試験結果と比較して小さい。

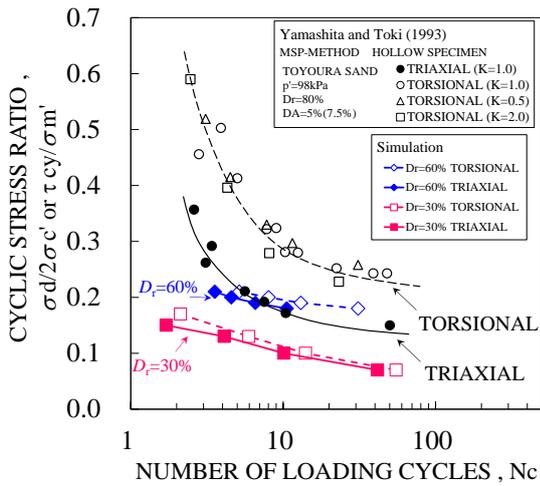


図-28 異なる試験方法の液状化強度曲線の比較¹⁶⁾

図-29 では山下ら¹⁷⁾による砂の水平堆積面に対して異なる角度でサンプリングした供試体の液状化曲線を比較しており、本検証のシミュレーション結果を併記している。Dr=80%の試験結果では、堆積面が水平 (I) で液状化強度は低く、45度傾斜 (II) と鉛直 (III) で同程度の液状化強度を示している。シミュレーション結果では、Dr=30%で液状化強度曲線に差は見られたが、その差は小さく、Dr=60%ではサンプリング角度の影響は確認されなかった。

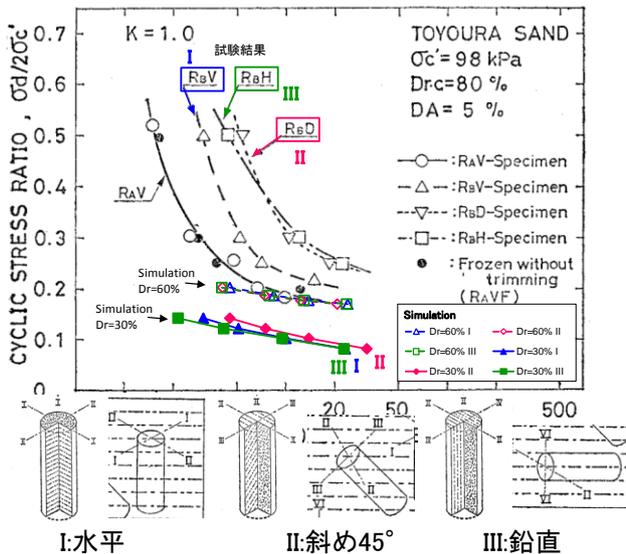


図-29 堆積角度の異なる供試体の液状化強度曲線の比較¹⁷⁾

(c) 鈴木ら (1995)¹⁸⁾

検討対象とする試験は、鈴木ら(1995)¹⁸⁾が行った大型中空ねじり試験機を用いた排水条件の単調載荷試験および繰返し載荷試験である。豊浦標準砂 (Dr=73%) を対象として、等方圧密後に主応力方向αを変化させた載荷を行っている。試験条件を表-10に示す。

シミュレーションでは、図-30のような単純せん断(α=45°)を与え、異方性の発現する方向ω0を変化させた。ω0は砂の堆積角度で定まるため、中空ねじり試験の供試体は水平に堆積している(ω0=180°)と想定して、αを固定しω0を変化させることで、図-31のようにα=0~90°をα=90~270°で相対的に表現した。解析に用いたパラメータを表-11に示す。

単調載荷試験の解析結果を文献の実験結果と並べて図-32に示す。縦軸は偏差応力 q を平均有効応力 p で除した応力比 qp で、横軸は主ひずみである。要素シミュレーション結果の凡例は、図-31に従って、ω0の条件を対応するαに変換したものである。試験結果では、主応力方向αが大きくなるほど小さい応力でひずみの増加しており、α=30°以上においては応力比の最大値も減少している。FLIPの解析においても、初期構造異方性を考慮することで、αが大きくなるとひずみの増加する応力が小さくなるように調整できた。一方、α=0°、α=15°においては、ひずみの伸び方に誤差が生じているが、これはFLIPの骨格曲線が双曲線モデルであることに起因していると考えられる。

繰返し載荷試験の解析結果を、図-33に示す。文献では、応力比 qp=±0.69 で2回折り返した後に単調載荷しており、同様の荷重をかけて解析と実験の応力履歴を重ねて表示した。概ね結果は整合しているが、実験結果の方が折り返し後の曲線の勾配が急になっている。これはFLIPの修正 Masing 則と、実材料の挙動の違いによるものと考えられる。

表-10 検討対象の試験条件

等方圧密	98kPa (共通)
単調載荷 (排水)	α=0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75°, 90°
繰返し載荷 (排水)	α=0°, 45°, 90° 繰返し応力比 qp=±0.69

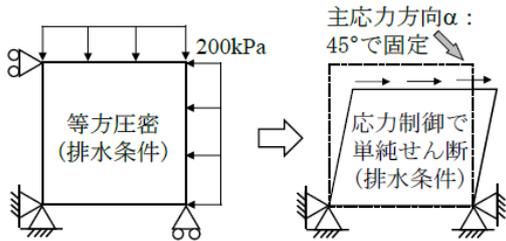


図-30 要素シミュレーションの方法

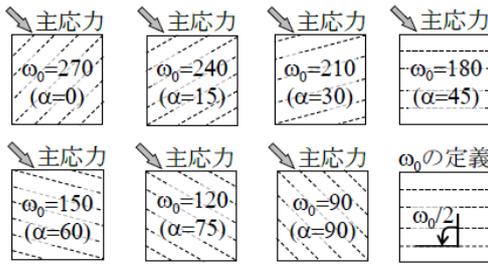


図-31 主応力方向 α と砂の堆積角度の関係

表-11 解析に用いる地盤物性値

平均有効拘束圧 P_3 (kPa)	75.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	62500.0	$-e_d^{cm}$	0.10
体積弾性係数 K_{1b}, K_{1a} (kPa)	162990.0	r_{edo}	0.50
拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{ed}	0.20
質量密度 ρ (t/m ³)	2.11	液化化特性	
間隙率 n	0.33	q_1	1.00
粘着力 c (kPa)	0.0	q_2	0.00
内部摩擦角 ϕ (degrees)	42.9	l_k	2.00
		r_k	0.05
		S_1	0.005
		c_1	1.00

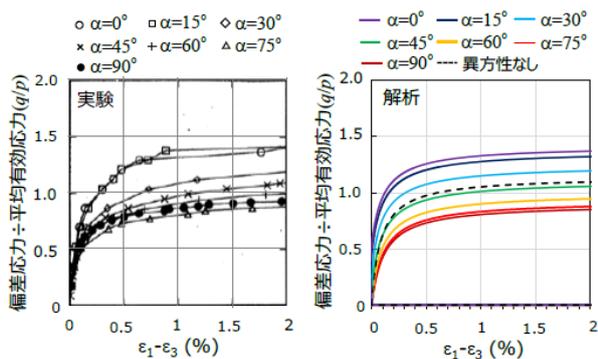


図-32 要素シミュレーション結果 (単調載荷試験)

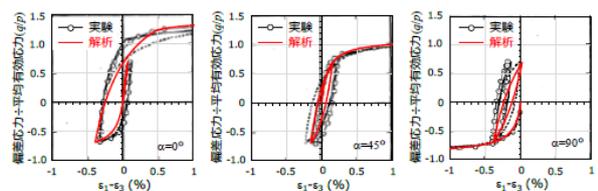


図-33 要素シミュレーション結果 (単調載荷試験)

(d) 佐藤ら (1996)¹⁹⁾

佐藤ら (1996)¹⁹⁾は、波浪による繰返し荷重を受ける防波堤下の応力状態に着目して、豊浦砂を対象に非排水条件下で中空円筒供試体による単調載荷試験と繰返し載荷試験を行い、主応力方向角 α や影響を検討したものである。

要素シミュレーションは、単調載荷試験と繰返し載荷試験を対象とした。まず単調載荷試験は、排水条件下で応力制御により等方圧密を行った後、非排水条件下で変位制御により任意方向へせん断を行った。主応力方向 α の変化は強制変位の角度 ω により制御を行った。なお、 α と ω の関係は「 $\omega=2\alpha$ 」である。また、繰返し載荷試験は、排水状態で応力制御により等方圧密を行った後、側面に剛はりを用いた状態で、図-34 のように載荷した。

初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.12$, $a_2=0.20$, 異方性の発現する方向 (堆積角度) $\omega_0=180^\circ$ とした。解析に用いた主な物性値を表-12 に示す。

単調載荷試験の実験結果と要素シミュレーション結果を図-35, 図-36 に示す。応力ひずみ関係及び有効応力経路は実験結果とほぼ整合する結果となった。また、繰返し載荷試験の要素シミュレーション結果を図-37 に示す。実験では、主応力方向角 α が大きくなると、変相線に達するまでの挙動に違いがでた。解析も実験と同様に変相線に到達するまでは、主応力方向角 α が大きいほど、有効応力の低下が大きくなる傾向を示した。一方、変相角に到達以降は、主応力方向角による挙動の違いは見られなかった。

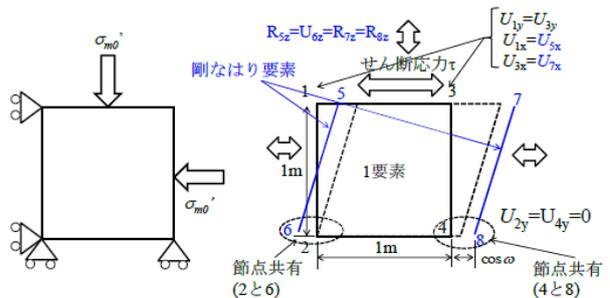


図-34 要素シミュレーションの方法(繰返し載荷試験)

表-12 解析に用いる地盤物性値

平均有効拘束圧 P_3 (kPa)	75.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	58462.0	$-e_d^{cm}$	0.20
体積弾性係数 K_{1b}, K_{1a} (kPa)	152460.0	r_{edo}	1.75
拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{ed}	0.30
質量密度 ρ (t/m ³)	1.892	液化化特性	
間隙率 n	0.455	q_1	2.50
粘着力 c (kPa)	0.0	q_2	0.75
内部摩擦角 ϕ (degrees)	42.0	l_k	2.00
		r_k	0.50
		S_1	0.005
		c_1	1.0

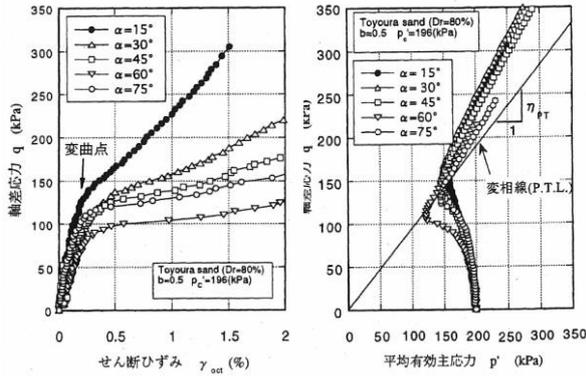


図-35 豊浦砂の単調荷重試験結果¹⁹⁾

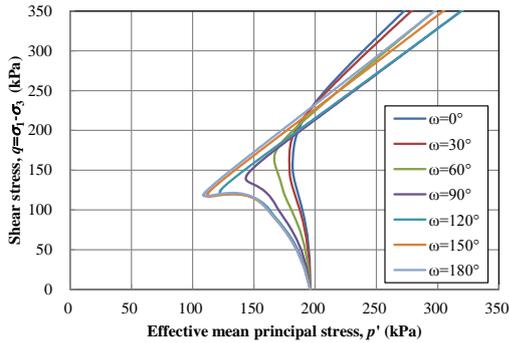


図-36 要素シミュレーション結果 (単調荷重試験)

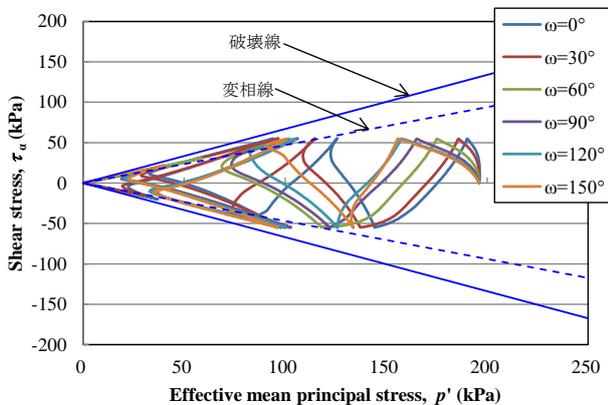
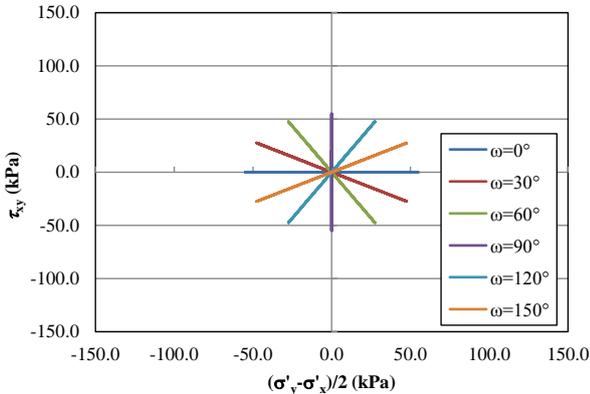


図-37 要素シミュレーション結果 (繰返し荷重試験)

5. 実規模モデルによる初期構造異方性のパラメータの感度解析

(1) 検討ケース

実規模モデルを用いて初期構造異方性のパラメータの感度解析を行う。検討ケースを表-13に示す。

表-13 検討ケース

No	対象事例
1	盛土
2	海底地盤の波浪による不安定化問題
3	支持力
4	矢板式護岸
5	防波堤
6	重力式岸壁
7	遠心力模型実験

(2) 盛土に対する事例解析

堤防盛土を想定した図-38に示す二次元モデルを構築し、非排水条件下で静的な初期自重解析を行った。異方性パラメータの感度を強調するため、重力加速度を1g, 2g, 3gで変化させた。土層はカクテルグラスモデル要素、間隙水要素も排水条件用のものを使用し、解析パラメータはUthayakumar and Vaid (1998)⁹⁾のシミュレーションで使用したパラメータセットを用いた。ただし、堆積角の影響を確認するため、 $\omega_0=180^\circ, 90^\circ, 270^\circ$ で比較し、計9caseの試解析を行った。図-39に堆積角のイメージを示す。全caseの鉛直変位(gで換算した値)、図-40、図-41の鉛直変位では異方性の影響が見られ、 $\omega_0=270^\circ$ で変位が最大となった。異方性なしと $\omega_0=180^\circ$ は同一の結果となっており、堆積方向が同じ水平であるためと解釈できる。 270° が最も変形しやすい性状となっており、感覚的に整合する結果が得られた。また、初期自重解析の結果を引き継いで動的解析を実施し、異方性が変形や過剰間隙水圧比に及ぼす影響を確認した。重力加速度1gにおいて最大加速度500Gal, 2Hzの正弦波で10秒間加振した結果、図-15に示す過剰間隙水圧比分布と盛土法肩の残留変位において ω_0 による違いが明確に見られ、 $\omega_0=270^\circ$ で沈下量が最大となった。

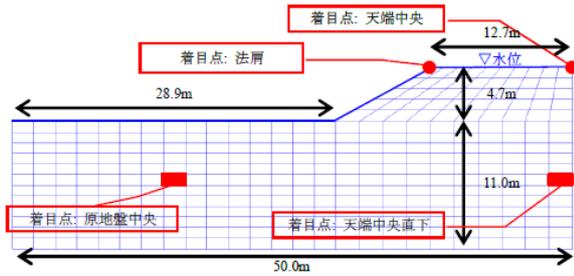


図-38 解析モデル

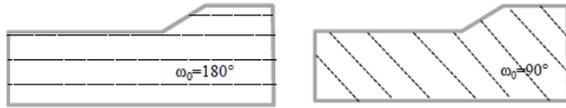


図-39 堆積角のイメージ

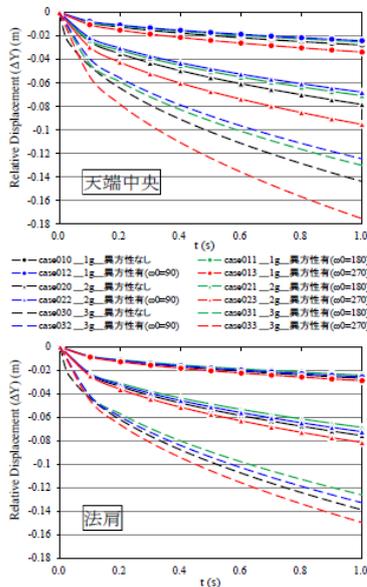
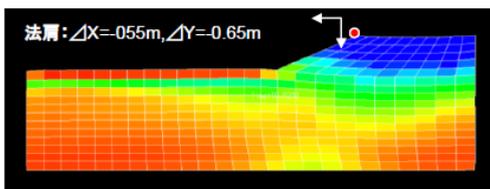
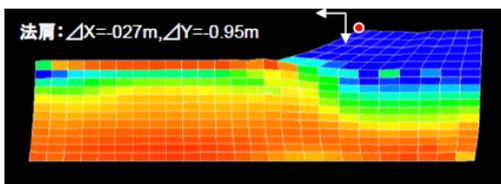


図-40 鉛直変位の時刻歴



(a) Case010(1g, 異方性なし)



(b) Case010(1g, 異方性あり, $\omega_0=270^\circ$)

図-41 鉛直変位の時刻歴

(3) 海底地盤の波浪による不安定化問題

本検討では初期構造異方性が考えられる近海の海底地盤を対象に波浪による動的解析を行い、不安定化に至るメカニズムの検討を行った。

本検討は文献 20)を参考に検討を行った。解析断面は高さ 20m, 横幅 50m の水平成層地盤とし、排水・非排水条件の両方で実施した。初期構造異方性を表すパラメータ ω_0 は水平に堆積したことを示す 180° とした。また、 $a_1=0.03, a_2=0.1$ とした。载荷波浪は、進行波、重複波(腹)、重複波(節)の3ケース実施した(図-42)。

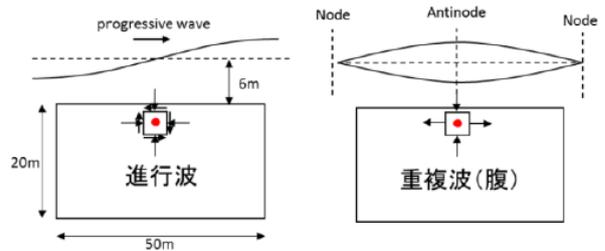


図-42 波浪荷重の模式図

初期構造異方性が考えられる近海海底地盤の波浪による不安定化について検討を行った。その結果、主応力方向が回転する進行波荷重を与えることによって過剰間隙水圧が上昇し、地盤が不安定化する様子をよく再現することができた。また、重複波荷重を腹と節の2種類载荷した場合も検討し、進行波との過剰間隙水圧応答の違いを再現した。また、繰返し応力比を利用して既往文献と比較し、おおむね整合した。

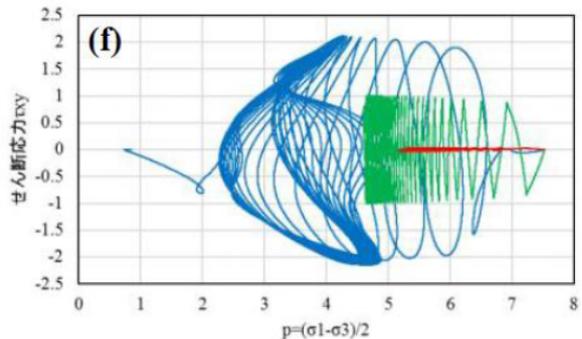
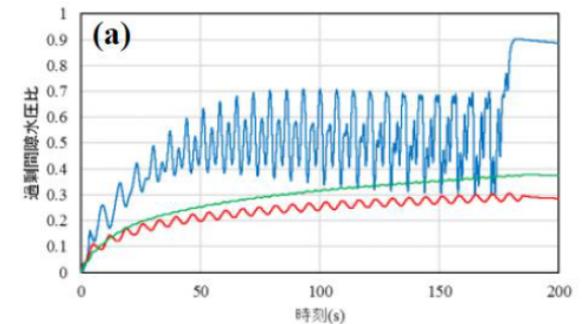


図-43 解析結果

(4) 支持力問題に対する事例解析

初期構造（固有）異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデル¹⁾では、異方性の程度はパラメータ a_1, a_2 でコントロールしている。応力空間ファブリックを図44(a), 図45(a)に示す。パラメータ a_1 が大きくなるにつれて、軸差せん断 ($\alpha=0^\circ$) の主応力は大きくなり、軸差せん断 ($\alpha=90^\circ$) の主応力は小さくなる。 a_1 が 1.0 になると、軸差せん断 ($\alpha=90^\circ$) の主応力はゼロとなる。一方、単純せん断 ($\alpha=45^\circ$) の主応力は a_1 の影響を受けない。パラメータ a_2 の感度を図44(b), 図45(b)に示す。パラメータ a_2 が大きくなるにつれて、軸差せん断 ($\alpha=0^\circ, \alpha=90^\circ$) の主応力は大きくなり、単純せん断 ($\alpha=45^\circ$) の主応力は小さくなる。 a_2 が 1.0 より大きくなると、単純せん断 ($\alpha=45^\circ$) の主応力は負となる。以上のことから、初期構造異方性のパラメータ a_1, a_2 は 1.0 以下の方が良いと考えられる。

次に、異方性の発現する方向 ω_0 をパラメータとして ($a_1=0.2, a_2=0.0$)、直接基礎や杭基礎の鉛直支持力を算定した。算定結果を図46, 図47に示す。水平成層地盤は $\omega_0=180^\circ$ に相当するため、 ω_0 を 180° から小さくするにつれて、支持力も小さくなる結果となった。

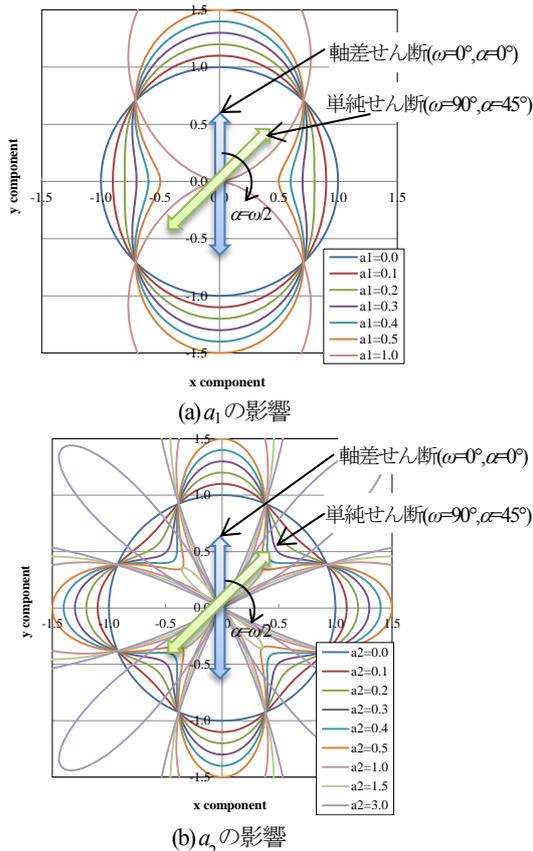


図44 応力空間ファブリック ($\omega_0=180^\circ$)

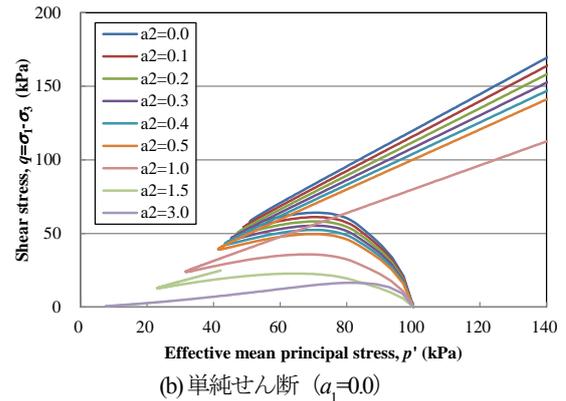
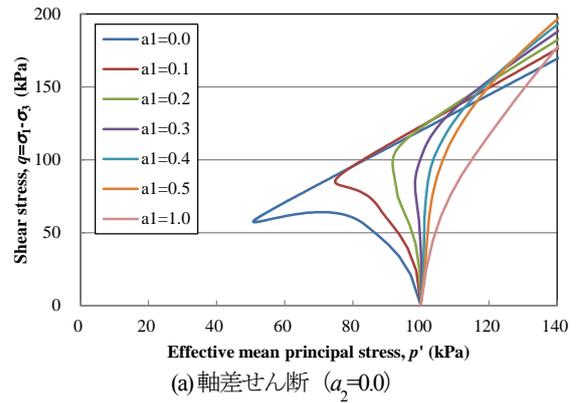
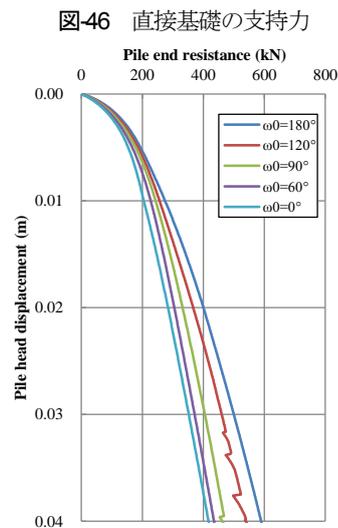
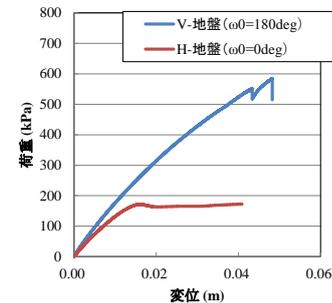


図45 要素シミュレーション結果



(5) 矢板式護岸

被災事例解析の対象は、FLIP講習会(上級演習編)で取り上げられた1983年日本海中部地震により被災した秋田港大浜2号岸壁とした。地震波として大浜2号基盤波の水平成分を入力した地震応答解析をT=100秒まで、その後2000秒まで排水解析を実施した。解析モデルの土層構造図を図-48に示す。水平変位時刻歴の着目節点を赤丸、過剰間隙水圧比時刻歴の着目要素を青四角で示す。

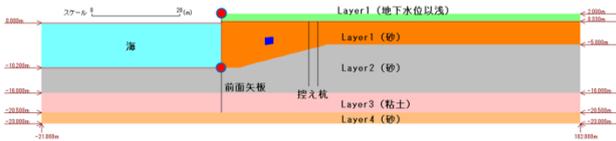


図-48 解析モデルの土層構造図

表-14 解析ケース一覧表

Case	異方性	Layer2 ω_n	Layer3 ω_n	Layer4 ω_n
Case1-1	全層等方	0.0	0.0	0.0
Case1-2	Layer3,4が水平成層	0.0	180.0	180.0
Case1-3	Layer2,3,4が水平成層	180.0	180.0	180.0

Case	異方性	Layer2 ω_n	Layer3 ω_n	Layer4 ω_n
Case2-1	全層等方	0.0	0.0	0.0
Case2-2	Layer2が水平成層	180.0	180.0	180.0
Case2-3	Layer2が右下がり成層	150.0	180.0	180.0
Case2-4	Layer2が左下がり成層	210.0	180.0	180.0

Case	埋土の異方性	Layer1 前面矢板近傍 ω_n	Layer1 控え杭海側 ω_n	Layer1 控え杭陸側 ω_n
Case3-1	全層等方	0.0	0.0	0.0
Case3-2	Layer1が水平成層	180.0	180.0	180.0
Case3-3	Layer1が傾斜角度小	165.0	195.0	180.0
Case3-4	Layer1が傾斜角度大	150.0	210.0	180.0

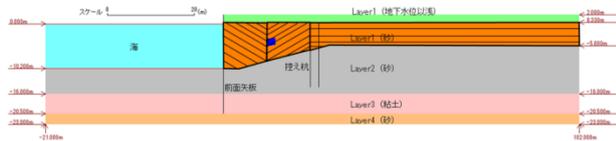


図-49 Case3のモデル説明図

解析ケースは、以下の3種類とした。なお、異方性を考慮するときの異方性パラメータは $a_1=0.12$, $a_2=0.20$, 異方性を考慮しないときは $a_1=0.0$, $a_2=0.0$ とした。解析ケース一覧表を表-14に示す。

Case1: 原地盤(Layer2-4)の初期構造異方性有無による比較

Case2: 原地盤上部(Layer2)のみ堆積角度を変えたケース

Case3: 埋土(Layer1)の前面矢板背後、控え杭前後で初期構造異方性を変化させたケース

施工時の埋土の盛り立て過程を簡単に模擬するため、図-49のケース3のモデル説明図のように、埋土(Layer1)を前面矢板近傍、海側控え杭の海側、海側控え杭の陸側に3分割した。埋土(前面矢板近傍)は右下がり($\omega_0 < 180^\circ$)、埋土(控え杭海側)は左下がり($\omega_0 > 180^\circ$)、埋土(控え杭陸側)は水平成層($\omega_0 = 180^\circ$)とした。なお、Case3では原地盤(Layer2,3,4)は等方とした。

Case1: 原地盤(Layer2-4)の初期構造異方性有無による比較

異方性を考慮したとき、変位量は大きくなり、着目要素での過剰間隙水圧の消散速度が速くなることも示されている。その度合いは、Case1-3が最も大きい。

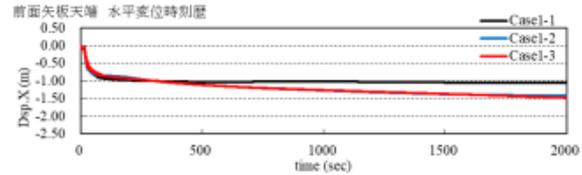
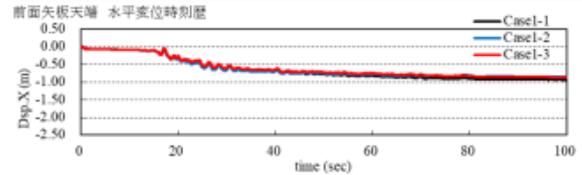


図-50 Case1の前面矢板水平変位の時刻歴

Case2: 原地盤上部(Layer2)のみ堆積角度を変えたケース

異方性を考慮した時、排水解析時に前面矢板海底面節点の水平変位が大きく、過剰間隙水圧の消散速度が速くなることを示されている。水平変位や過剰間隙水圧の消散速度は、左下がりの傾斜としたCase2-4の時に、より大きくなっている。

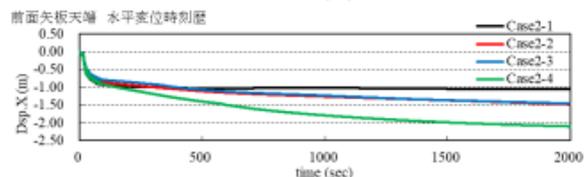
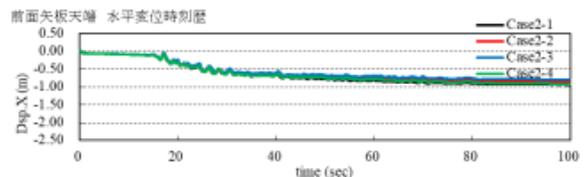


図-51 Case2の前面矢板水平変位の時刻歴

Case3: 埋土(Layer1)の前面矢板背後、控え杭前後で初期構造異方性を変化させたケース

排水解析時に前面矢板海底面節点の水平変位に違いが生じ、過剰間隙水圧の消散速度も異なることも示されている。

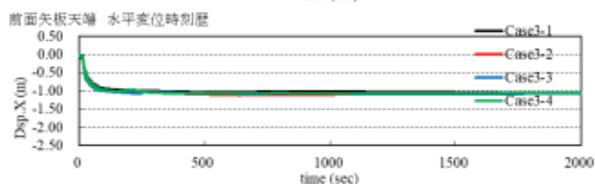
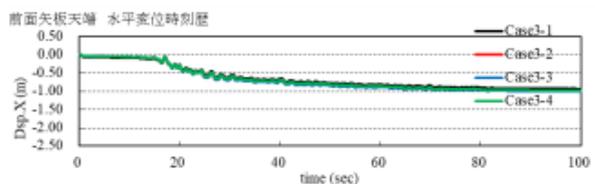


図-52 Case3の前面矢板水平変位の時刻歴

初期構造異方性 WG

(6) 防波堤

上部斜面堤²⁾を基本断面とし、上部斜面堤直下の砂質土層（液状化層）の異方性パラメータを一様に変化させた。ここで、異方性を考慮するためのパラメータとして、堆積角 ω_0 と初期構造異方性パラメータ a_1, a_2 があるが、 $\omega_0=180^\circ$ として固定し a_1, a_2 については、これまでに実施されている要素シミュレーションの結果から a_1 のパラメータによる感度が大きいことが確認されているため、 a_1 を変化させるパラメータとして考慮することとした。これにより、堤体沈下量などに着目した変形状態の差異を確認した。

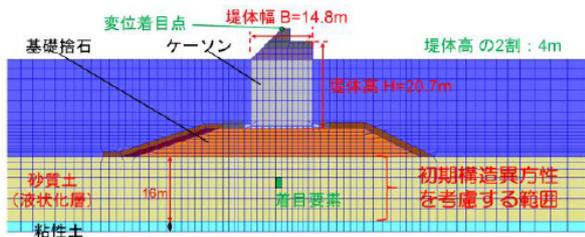


図-53 解析メッシュ

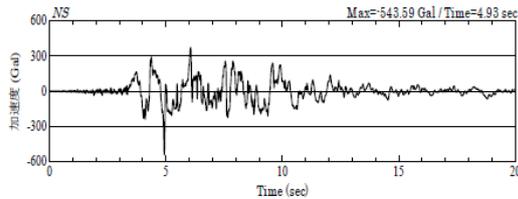


図-54 入力地震動(観測波形, NS成分)

表-15 地盤の解析パラメータ

土層	平均有効拘束圧 σ_{vm} (kPa)	初期せん断剛性係数 G_0 (kPa)	体積弾性係数 K_{12}, K_{13} (kPa)	拘束圧依存性 m_{σ}, m_{ϵ}	質量密度 ρ (t/m ³)	閉鎖率 n	内部摩擦角 ϕ_s (°)			
砂質土 (液状化層)	75	58462	152460	0.5	1.892	0.455	4.2			
	変相角 ϕ_s (°)	k_s^m	γ_{vm}	γ_d	q_1	q_2	c_f			
	28	0.2	3.0	0.2	2.5	0.75	1.0			
土層	平均有効拘束圧 σ_{vm} (kPa)	初期せん断剛性係数 G_0 (kPa)	体積弾性係数 K_{12}, K_{13} (kPa)	拘束圧依存性 m_{σ}, m_{ϵ}	質量密度 ρ (t/m ³)	閉鎖率 n	内部摩擦角 ϕ_s (°)			
基礎拾石	98	180000	169000	0.5	2.000	0.450	35.0			
	変相角 ϕ_s (°)	S1	w1	pl	p2	cl	Sus (kPa)	最大減衰比 b_{max}	ポアソン比	粘着力 C
	-	-	-	-	-	-	0.24	0.33	19.6	
土層	平均有効拘束圧 σ_{vm} (kPa)	初期せん断剛性係数 G_0 (kPa)	体積弾性係数 K_{12}, K_{13} (kPa)	拘束圧依存性 m_{σ}, m_{ϵ}	質量密度 ρ (t/m ³)	閉鎖率 n	内部摩擦角 ϕ_s (°)			
粘性土	145	74970	195500	0.5	2.000	0.450	-			
	変相角 ϕ_s (°)	S1	w1	pl	p2	cl	Sus (kPa)	最大減衰比 b_{max}	ポアソン比	粘着力 C
	-	-	-	-	-	-	0.21	0.33	30	

図-55に堤体天端（変位着目点）の異方性パラメータと堤体沈下量の関係を示す。これによると、異方性を考慮することで堤体直下の軸差ひずみは小さくなる傾向があり、異方性なしのcase1と比べてcase4では6割程度の応答に留まっている。また、堤体天端の沈下量も同様に異方性を考慮することで小さくなる傾向があり、異方性なしのcase1と比べてcase4では4割程度の応答に留まっている。これらのことから、異方性を考慮することにより堤体への影響は小さくなるものと考えられる。

表-16 解析ケースと異方性パラメータ

		a_1	a_2	ω_0	加速度振幅	加速度振幅 (gal)	発散状況 dt=0.001
caseA	case1	0.0	0.0	180	1.0	543.6	○
	case2	0.1	0.2	180			10.147s
	case3	0.3	0.2	180			5.424s
	case4	0.5	0.2	180			4.946s
caseB	case1	0.0	0.0	180	0.5	271.8	○
	case2	0.1	0.2	180			11.418s
	case3	0.3	0.2	180			5.919s
	case4	0.5	0.2	180			5.386s
caseC	case1	0.0	0.0	180	0.2	108.7	○
	case2	0.1	0.2	180			○
	case3	0.3	0.2	180			○
	case4	0.5	0.2	180			11.499s
caseD	case1	0.0	0.0	180	0.1	54.4	○
	case2	0.1	0.2	180			○
	case3	0.3	0.2	180			○
	case4	0.5	0.2	180			○

※発散状況の数字は、発散時刻。○は完了

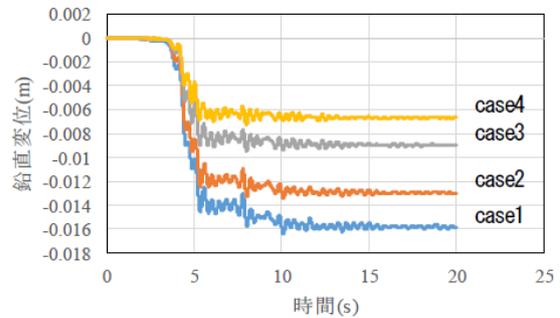


図-55 異方性パラメータと堤体沈下量の関係(caseD)

上部斜面堤を対象構造物とし、異方性パラメータのパラメータ解析により以下のことがわかった。

- (1) 初期構造異方性パラメータ考慮することで、計算が不安定となった。異方性を考慮する場合にはモデル化に工夫が必要となると考えられる。
- (2) 構造物の応答への感度として、堤体沈下量を比較したところ、 a_1 を大きくするほど沈下量は小さくなることを確認した。このため、異方性を考慮することにより堤体への影響は小さくなるものと考えられる。

(7) 重力式岸壁

本節では、重力式岸壁を対象に、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルのパラメータの感度解析を実施した。

設計水深7mの重力式岸壁を解析対象とした。対象断面を図-56に示す。SCP改良率は78.5%で、改良幅は円弧すべり検討と簡易ビショッフ法による支持力検討から定めている。裏埋土に水平方向の堆積面が生じる可能性があることを想定し、裏埋土の初期構造異方性の有無による、地震時の岸壁挙動への影響を検討した。

裏埋土以外の地盤定数は、港湾構造物設計事例集²⁾を参考に、マルチスプリングモデルで設定した。初期構造異方性は裏埋土について考慮した。初期構造異方性を考慮したCocktail Glassモデルとして、Nakataら³⁾の中空ねじり試験結果(相対密度60%の豊浦砂)およびその要素シミュレーションより定まった地盤定数を設定した。裏埋土の地盤定数を表-17に示す。初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.125$, $a_2=0.083$, 異方性の発現する方向(堆積角度) $\omega_0=180^\circ$ とした。また、初期構造異方性を考慮しない場合は、表-2において $a_1=0$, $a_2=0$ として解析した。レーレー減衰の剛性比例係数 β は、背後埋土側の1次元地盤の1次固有周期の1%とし、 $\beta=0.0022$ とした。入力地震動は、ポートアイランド波の加速度振幅を0.8倍に調整したものを使用した。

岸壁天端の水平変位の時刻歴を図-57に、ケーソンの傾斜角の時刻歴を図-58に示す。初期構造異方性を考慮することで、岸壁天端の水平変位は小さくなった。また、初期構造異方性を考慮した場合には、傾斜角の振幅が比較的大きくなっているため、ケーソンのロッキング現象が激しくなっていることが推測される。

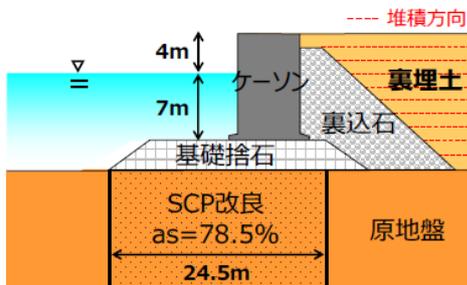


図-56 事例解析の検討対象断面

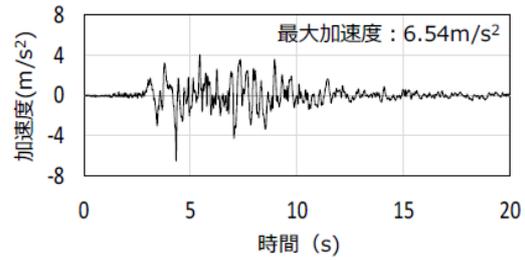
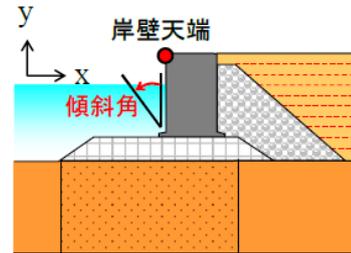


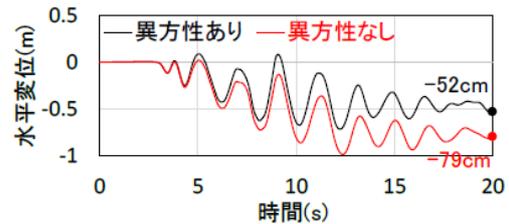
図-2 入力地震動の時刻歴波形

表-17 裏埋土の地盤物性値

動的変形特性	平均有効拘束圧 P_a (kPa)	98.0	変相角 ϕ_p (degrees)	28.0
	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	102000.0	$-e_d^{cm}$	0.10
	体積弾性係数 K_{L1}, K_{L2} (kPa)	266000.0	r_{ed0}	5.30
	拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	r_{ed1}	0.50
	質量密度 ρ (t/m^3)	2.0	液状化特性	
	間隙率 n	0.45	q_1	10.00
	粘着力 c (kPa)	0.0	q_2	0.50
	内部摩擦角 ϕ (degrees)	40.0	l_k	2.00
			r_k	0.15
			S_1	0.005
		c_1	2.00	



(a) データ抽出地点



(b) 岸壁天端の水平変位時刻歴

図-57 岸壁天端の水平変位時刻歴

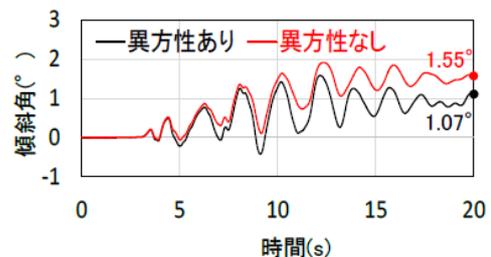


図-58 ケーソンの傾斜角の時刻歴

(8) 浦谷(2017)¹¹⁾の遠心力模型実験

浦谷(2017)¹¹⁾は、地盤の堆積角度をパラメータとした50G場の遠心力模型実験を行い、初期構造異方性の影響を検討している。地盤の堆積角度を変えるために、土槽を所定の角度に傾けて空中落下法で地盤を作製している。地盤の堆積角度は0°、30°、45°、60°、90°の5ケースとしている。試料は相対密度 $D_r=60\%$ の豊浦標準砂を用いている。入力地震動は、1Hzの正弦波、最大加速度 2.0m/s^2 、継続時間40秒により加振を行っている。実験結果を図59に示す。

数値解析の解析条件は、増田(2016)を参考に解析を行った。まず排水条件で自重解析を行った後、動的解析を行った。主応力方向 α は、異方性の発現する方向(堆積角度) ω_0 でコントロールした。初期構造異方性に関するパラメータは、強度の分布を決定するパラメータ $a_1=0.2$ 、 $a_2=0.0$ とした。

初期構造異方性のみ(透水係数の異方性を考慮しない)考慮した解析結果を図60に、透水係数の異方性のみ(初期構造異方性の異方性を考慮しない)考慮する解析結果を図61に示す。透水係数の異方性を考慮する場合、透水係数は、 $k_x=3.0 \times 10^{-4}$ (m/s)、 $k_y=1.0 \times 10^{-4}$ (m/s)とした。初期構造異方性の影響より透水係数の異方性の影響が大きかった。しかし、堆積角度が大きいほど、過剰間隙水圧が上昇しやすい傾向はあったが、過剰間隙水圧の消散速度が遅い傾向は合わなかった。

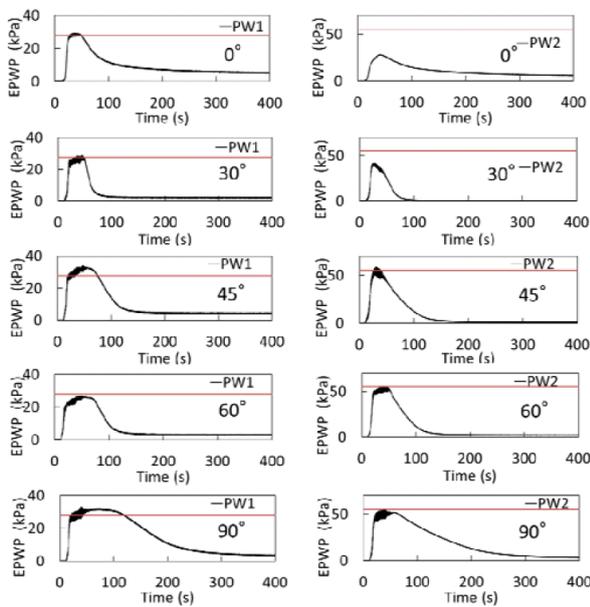


図59 実験結果(左PW1(GL-3m),(右)PW2(GL-6m))¹¹⁾

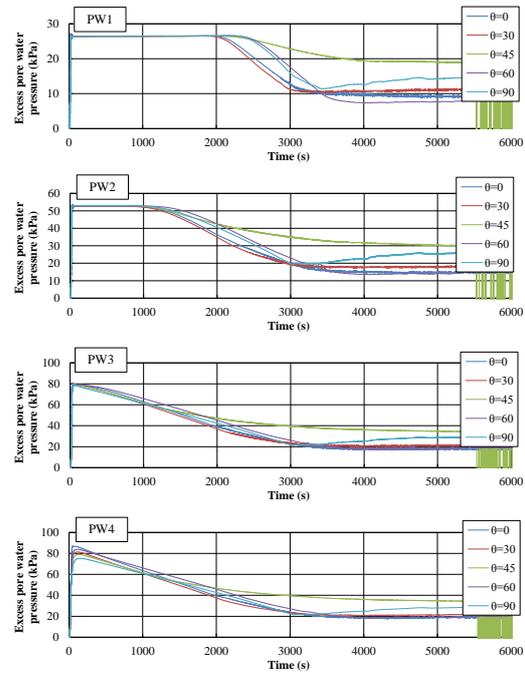


図60 解析結果

(初期構造異方性あり・透水係数の異方性なし)

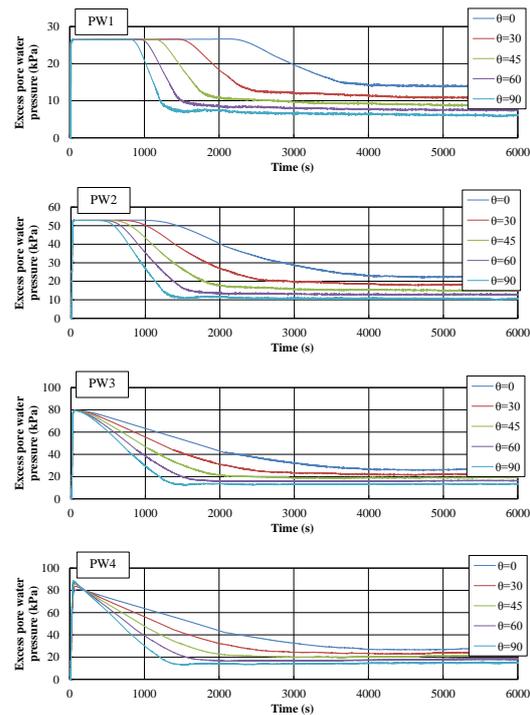


図61 解析結果

(初期構造異方性なし・透水係数の異方性あり)

9. まとめ

本論文では、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの適用性の検討を行った。

まず、主応力方向角 α を変化させた中空円筒供試体によるねじりせん断試験（非排水条件、排水条件）、平面ひずみ圧縮試験を対象にシミュレーションを行い、FLIP による解析は実験結果を適切にシミュレーションできることを示した。その際、载荷中に主応力方向角 α を変化させる試験に対しても良好な結果を得ることができた。

また、繰返しせん断試験に対するシミュレーションも行い、ある程度適用性を確認することができた。

さらに、実規模のモデルを用いて、初期構造異方性のパラメータ (a_1, a_2, ω_0) の感度解析を行った。異方性の発現する方向 ω_0 （水平成層地盤では、 $\omega_0=180^\circ$ ）をパラメータとした検討を盛土、支持力、矢板式岸壁を対象に行い、 ω_0 を考慮すると変位応答が大きくなる傾向であった。また、防波堤、重力式護岸は、 ω_0 を 180° に固定して、 a_1, a_2 を変えた検討を行い、変位応答が小さくなる傾向にあった。

遠心力模型実験で、液状化を考慮した動的解析を実施した。解析では初期構造異方性に関するパラメータの影響は小さく、透水係数の影響が大きかった。

以上のことから、初期構造異方性を考慮したひずみ空間多重せん断モデルの適用性は静的な問題に対して確認することができた。また、動的な問題に対しては、各パラメータの影響を確認した。しかし、動的な問題は対象とする事例も少ないため、今後事例解析を増やしていく必要があると考えられる。

今後の課題は、液状化時の初期構造異方性の消失・回復、透水係数の異方性の問題があげられる。

謝辞：本検討は FLIP の改良・機能拡張と高度な利用技術に関する研究開発の推進を目的に設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐竹正雄：地盤と土の異方性，土と基礎，32(11)，5-32，1984.
- 2) 朴春植，龍岡文夫，澁谷啓：平面ひずみ圧縮状態における密詰め Silver Leighton Buzzard 砂の変形・強度異方性，東大生産研研究速報，Vol.42 No.10，pp.16-19，1990.
- 3) Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W. (1998) : Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior, Soils and Foundations, Vol.38, No.3, pp.179-188.
- 4) Y. Nakata, M. Hyodo, H. Murata and N. Yasufuku : Flow deformation of

sands subjected to principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp.115-128, 1998

- 5) M. Uthayakumar and Y.P. Vaid: Static liquefaction of sands under multiaxial loading, Can. Geotech. J., 35, 273-283, 1998.
- 6) Yang, Z. X., Li, X. S., Yang, J.: Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils, Geotechnique, 58(4), 237-248, 2008.
- 7) Symes, M. J. P. R., Gens, A. and Hight, D. W. (1984) : Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand, Geotechnique 34, No.1, pp.11-27.
- 8) Y. Cai, H.-S. Yu, D. Wanatowski, and X. Li : Noncoaxial Behavior of Sand under Various Stress Paths, JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING ASCE, 2013.
- 9) 石原研而，古関潤一，松田康志：砂の液状化特性におよぼす主応力方向の回転の影響，第 22 回土質工学研究発表会（新潟），pp.565-568，昭和 62 年 6 月。
- 10) 佐藤研一，安原一哉，樋口徹，吉田信夫：密な砂の非排水繰返しせん断挙動に及ぼす主応力方向角の影響，土木学会論文集 No.541/III-35, pp.199-213, 1996.6.
- 11) 浦谷啓太，上田恭平，井合進：堆積角度に応じた初期構造異方性を有する水平地盤の地震時液状化挙動，第 52 回地盤工学研究発表会（名古屋），pp.1577-1578.2017
- 12) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K. (2011) : Dilatancy of Granular Materials in a Strain Space Multiple Mechanism Model, International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35(3), pp.360-392
- 13) Ueda, K., Iai, S.: Constitutive modeling of fabric anisotropy in a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, 43(3), 708-737, 2018.
- 14) Iai, Matsunaga, Kameoka : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 15) 増田達：初期構造異方性を有する砂の非排水せん断挙動特に関する要素試験と有効応力解析，京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士論文，平成 28 年 2 月
- 16) S. Yamashita and S. Toki (1993): Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 3, pp. 92-104.
- 17) 山下聡，土岐祥介，三浦清一 (1990): 異方圧密履歴による構造異方性砂の液状化挙動の変化，土質工学会論文報告集，Vol. 30, No. 2, pp. 167-178.
- 18) 鈴木輝一，菅野高弘，柳澤栄司：初期構造異方性を有する砂の排水時せん断挙動特性，土木学会論文集 No.511/III-30, pp.89-98, 1995.
- 19) 佐藤研一，安原一哉，樋口徹，吉田信夫(1996)：密な砂の非排水繰返しせん断挙動に及ぼす主応力方向角の影響，土木学会論文集 No.541/III-35, pp.199-213.

