

粘性土中の洋上風車モノパイル基礎における単調載荷に関する FEM 解析

Finite Element Analysis of a Monotonic Loading on Offshore Wind Turbine Monopile Foundations
in Cohesive Soil

石井 やよい** 嶋田 健司** 石原 孟***
Yayoi ISHII Kenji SHIMADA Takeshi ISHIHARA

1. はじめに

洋上ウィンドファームのためのサイト地盤調査において、コーン貫入試験（CPT）はサンプリングが不要であることで経済性、深度解像度、即時性に優れ、原位置測定がゆえに応力履歴が反映される利点もある。一方、FEM 解析で用いる各種土質パラメータには、コーン先端抵抗との相関式が重要である。著者らは、既報¹⁾において砂地盤中のモノパイルを模擬した剛な短杭を対象とした単調載荷の野外載荷試験と遠心模型実験に一貫した 3D FEM 解析方法について、特にこれらの相関式に基づく地盤剛性とインターフェース要素の設定に関して提案を行った。本論文では同様な検討を粘性土に対して実施したので報告する。

2. 遠心模型実験と野外載荷試験の概要と解析方法

2.1 遠心模型実験と野外載荷試験の概要

表 1 には、解析の対象を示す。解析は、ケース P で示す野外載荷試験（PISA : Zdravković et al., 2020^{2,4)} ; Byrne et al., 2020³⁾）とケース L で示す遠心模型実験（Lau, 2015⁵⁾）に対して実施した。すべての試験で、サイスミックコーン貫入試験（SCPT）が実施されてい

る。SCPT は非排水せん断強度のプロファイル $s_u(z)$ および初期せん断剛性のプロファイル $G_0(z)$ を同時に測定することが可能である。なお、遠心実験（ケース L）でも、小型の SCPT を使用して $s_u(z)$ を計測しているが、 $G_0(z)$ 測定機能は用いなかったとの記載がある。

杭の設置に関しては、表 1 に記載のとおりである。Lau (2015)の遠心実験では設置方法は明記されていないが、1-g 圧入と仮定した。

2.2 3D FEM 解析の概要

3D FEM モデルによる砂地盤の解析は PLAXIS 3D⁶⁾および PLAXIS Monopile Designer⁷⁾（以下、PLAXIS MD と記す）を用いて非排水状態の全応力解析で行った。従来、粘性土を再現するための地盤構成則には限界状態法に基づいた Cam-Clay モデル⁸⁾や修正 Cam-Clay⁹⁾モデルが用いられることが多いが、PLAXIS ではパラメータが設計者により直感的に理解しやすい室内試験で得られる NGI-ADP モデル¹⁰⁾も標準で実装されており、PISA プロジェクトでも実績があることから、以下本論文でも同モデルを用いた。

2.2.1 非排水せん断強度の異方性

表 1 解析の対象とした単調載荷杭の構造特性と粘性土特性の概要

	PISA (2020) ^{2,3,4)}	Lau (2015) ⁵⁾	
試験	野外試験	遠心模型実験 (100 G)	
試験場所	カウデン	University of Cambridge	
ケース No.	P1(CL2)	L1	L2
先行圧密応力(kPa)	—	180	500
アスペクト比 L/D	5.3	5.22	
杭径 D (m)	2	3.83	
根入れ長 L (m)	10.35	20	
載荷高さ h (m)	10.6	30	
曲げ剛性 EI (GN/m ²)	1.59	222.4	
設置方法	パイプロ (1 to 1.5 m) + 打設	1-g 圧入 (仮定)	
粘土	カウデン氷礫粘土	Speswhite カオリン	
コーン係数 N_{kt}	16	12	
有効内部摩擦角 $\phi'(^{\circ})$	27 ²⁾	25 ^{15,16)}	
ポアソン比	0.45	0.45	
単位体積重量(kN/m ³)	21.19	17.79	

*令和 6 年 11 月 29 日第 46 回風力エネルギー利用シンポジウムにて講演

** 正会員 清水建設株式会社技術研究所 (〒135-8530 江東区越中 3-4-17)

*** 正会員 東京大学大学院工学系研究科・教授

PLAXIS MD では粘性土の強度異方性（すなわち、圧縮試験、伸長試験、直接単純せん断試験）についてはデフォルトでは次式のように近似的に設定される⁷⁾。

$$s_u^P/s_u^A = 0.5 \quad (1)$$

$$s_u^{DSS}/s_u^A \approx (1 + s_u^P/s_u^A)/2 = 0.75 \quad (2)$$

ここに、 s_u^A および s_u^P は平面ひずみ試験における圧縮非排水せん断強度および伸長非排水せん断強度である。また、破壊（ピーク）せん断ひずみに関しては、デフォルトでは次式のように近似的に設定される。

$$\gamma_f^E = 2.0 \cdot \gamma_f^C, \quad \gamma_f^{DSS} = 1.5\gamma_f^C \quad (3)$$

ここに、 γ_f^C は三軸圧縮、 γ_f^E は三軸伸長、 γ_f^{DSS} は直接単純せん断試験による破壊せん断ひずみである。

2.2.2 水平土圧係数

水平土圧係数 K_0 は次式で評価した。

$$K_0 = \min(1.5, K_{0NC}(OCR)^{\sin \phi'}) \quad (4)$$

$$K_{0NC} = 1 - \sin \phi' \quad (5)$$

ここに、 ϕ' は有効内部摩擦角（表 1）、 OCR は過圧密比で、Chanmee et al. (2017)¹¹⁾による次式により求めた。

$$OCR = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \right)^{1/\Lambda} \left(\frac{2^{1+\Lambda}}{Mp'} \right)^{1/\Lambda} \left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (6)$$

ここに、 N_{kt} はコーン係数（表 1）、 σ_{v0} は鉛直全応力、 σ'_{v0} は鉛直有効応力、 $\eta = q/p'$ 、 $p' = \sigma'_{v0}(1 + 2K_0)/3$ 、 $q = (1 - K_0)\sigma'_{v0}$ 、 $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ 、 $\Lambda \approx 0.85$ である。また、 q_t は補正コーン貫入抵抗（ $= q_c + u(1 - a) \approx q_c$ 、 u ：間隙水圧、 a ：コーンの有効面積比）で、非排水せん断強度 s_u から次式で逆算した。

$$q_t = N_{kt}s_u + \sigma_{v0} \quad (7)$$

なお、式(6)は右辺に含まれる K_0 も OCR の関数であるため、反復収束計算で解く。

2.2.3 インターフェース強度・剛性低減係数

杭と地盤の界面には、法線応力とせん断応力をバイリニアモデルで近似したインターフェース要素を用いた。本論文では 3D FEM の解析結果が野外载荷試験および遠心模型実験の結果に合うように、周囲地盤のせん断強度 $\tau_{lim} \approx s_u$ をインターフェース強度低減係数 $R_{strength}$ で、 G_s をインターフェース剛性低減係数 R_{stiff} で低減させてインターフェース要素のせん断強度 $\tau_{lim,i}$ およびせん断剛性 G_i とを求めた。

$$\tau_{lim,i} = R_{strength} \cdot \tau_{lim} \quad (8a)$$

$$G_i = R_{stiff}^2 \cdot \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} = R_{stiff}^2 \cdot G_s \quad (8b)$$

ここに、 E_i と ν_i は、インターフェース要素のヤング率とポアソン比で、それぞれ、 $E_i = 2(1 + \nu_i)G_i$ および $\nu_i = 0.45$ である。また、 G_s と E_s は、バイリニアモデルのインターフェース要素のための周囲地盤のせん断剛性とヤング率で、それぞれ $G_s = E_s/2(1 + \nu_s)$ 、ポアソン比 $\nu_s = 0.45$ 、および次式から求めた。

$$E_s = \alpha q_c \quad (9)$$

ここで、インターフェース剛性に関しては、その低減係数は $R_{stiff} = 1$ とし、係数 α と、インターフェース強度低減係数 $R_{strength}$ に関しては後述する。

2.2.4 初期せん断剛性

初期せん断剛性 G_0 は、上記のようにケース L では得られておらず、また、遠心実験では小型 SCPT の利用は従来ではもとより現在でもまだ必ずしも一般的ではないことを考慮し、本論文では Mayne and Rix (1993)¹²⁾による次式の予測可能性を検討した。

$$G_0 = 406(q_c)^{0.695}/e_0^{1.13} \quad (10)$$

ここに、 e_0 は初期間隙比で、深沢・日下部(2005)¹³⁾による次式で求めた。

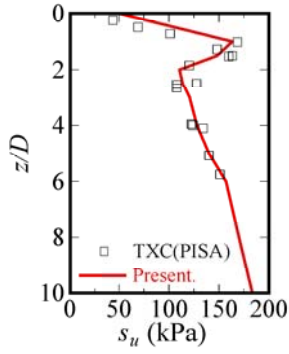
$$e_0 = 15.51 \cdot (q_t - \sigma_{v0})^{-0.356} \quad (11)$$

3. 解析結果と考察

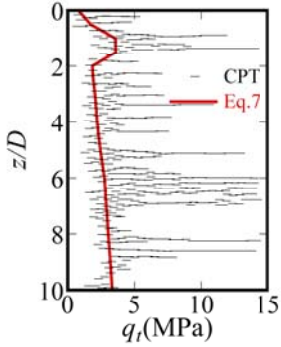
3.1 野外载荷試験の予測

図 1 にはカウデン地盤の土質特性を示す。図 1(b)に示すコーン先端抵抗 q_t は、式(7)を用いて図 1(a)に示す非排水せん断強度 s_u から逆算した。その結果、石材の混入によるノイズ²⁾を除いた滑らかな分布が得られた。初期せん断剛性 G_0 は文献^{2,3,4)}では様々な試験方法で測定されているが、式(10)は、三軸圧縮・伸長試験（軸方向ひずみ 10^{-4} ）による値²⁾をほぼ包絡している（図 1(e)）。図 1(c)に示す OCR とその結果としての K_0 （図 1(d)）についても計測値の傾向はよく予測されており、式(6)の予測式としての妥当性が確認できた。

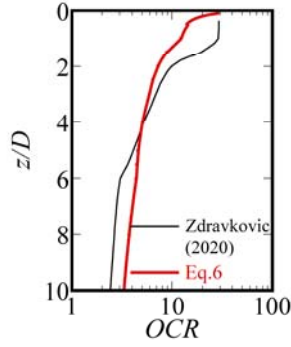
図 2 には荷重-杭の地表面変位の関係を示す。図 2(a)には、PLAXIS MD の推奨⁷⁾に従って $R_{strength} = 0.65$ の場合を示す。Trofimenkov (1974)¹⁷⁾に従って $\alpha = 7$ とすると、変位を若干過大評価している。Fahey and Jewell (1984)¹⁸⁾は、粘性土の場合、 $\alpha = 7$ ではせん断剛性を過小評価するとし、 $\alpha = 26$ を示している。図 2(a)には $\alpha = 26$ とした場合も示すが、変位の過大評価が改善されることがわかる。また、図 2(b)からは $R_{strength} = 1$ とするとさらに改善される。ただし、 $R_{strength} = 0.65$ でも、Zdravković et al. (2020b)と比較しても遜色ない結果が得られている。図 3 には $R_{stiff} = 1$ 、 $R_{strength} = 0.65$ 、 $\alpha = 26$ とした場合の曲げモーメント分布を示すが、計測値をよ



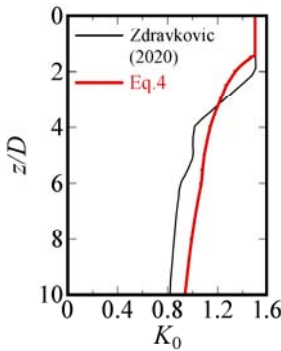
(a) 非排水せん断強度 $s_u(z)$



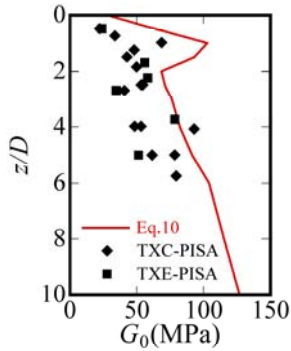
(b) コーン先端抵抗 $q_t(z)$



(c) 過圧密比 $OCR(z)$



(d) 水平土圧係数 $K_0(z)$



(e) 初期せん断剛性 $G_0(z)$

図1 野外試験の土質特性

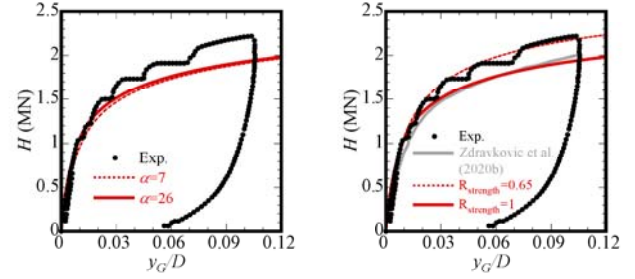
く予測している。

3.2 遠心模型実験の予測

図4には遠心実験の土質特性を示す。図4(a)には非排水せん断強度の分布を示す。実線はLau (2015)の測定値で、表1に示すように2種類の先行圧密応力を検討した。図4(b)に示す式(7)で逆算した補正コーン先端抵抗の妥当性を確認するために、図4(a)には、破線で次式の SHANSEP¹⁴⁾の式により求めた非排水せん断強度の分布も示す。

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)_{OC} = \left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)_{NC} OCR^m \quad (12)$$

ここに、



(a) α の影響 ($R_{strength} = 0.65$) (b) $R_{strength}$ の影響 ($\alpha = 26$)

図2 荷重一杭の地表面変位の関係 (野外試験)

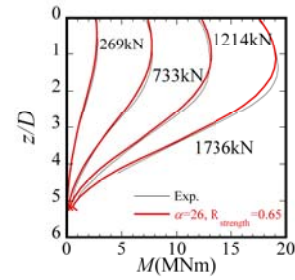


図3 杭の曲げモーメントの深度分布 (野外試験)

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_v}\right)_{NC} = 0.11 + 0.37PI \quad (13)$$

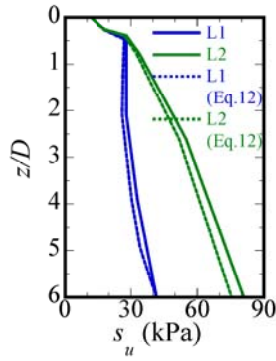
カオリン粘土の塑性指数 PI は $PI = 0.33$ とした。図4(a)からは s_u の測定値は、先行圧密応力によらず式(12)で $m = 0.82$ ⁵⁾とすることで一意に表せ、式(7)で逆算したコーン先端抵抗の妥当性が確認できた。図4(c)には OCR を示す。式(6)による OCR は特に浅い層でLau (2015)に比べて過小評価となっている (Lau (2015)の OCR の算出根拠は不明)。したがって図4(d)に示す水平土圧係数 K_0 も予測式は同様に浅い層ほど過小評価となっている。

図5には荷重一杭の地表面変位の関係を示す。野外試験に従って、 $R_{strength} = R_{stiff} = 1$ 、 $\alpha = 26$ とすると変位を過小評価している。図2(b)には $R_{strength} = 0.65$ とした場合も示すが、変位の過小評価が改善されることが確認できた。図6には $R_{strength} = 1$ 、 $R_{stiff} = 0.65$ 、 $\alpha = 26$ とした場合の曲げモーメント分布を示すが、いずれの先行圧密応力の場合も計測値をよく予測している。

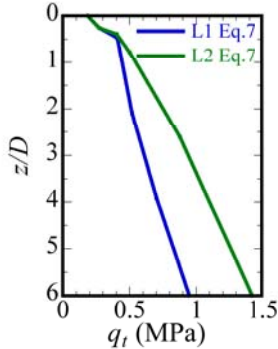
4. まとめ

粘性土中の着床式洋上風車のモノパイル基礎を対象とした剛な短杭の単調載荷のNGI-ADPモデルによる3D FEM解析を実施し、以下の結論を得た。

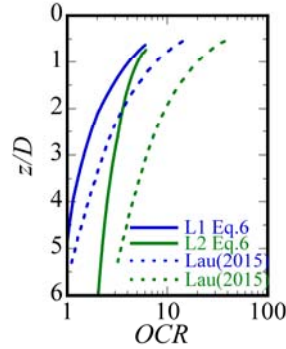
1. コーン先端抵抗と、過圧密比 OCR 、初期せん断剛性 G_0 、初期間隙比 e_0 に関する相関式(6)、(10)、(11)は、野外試験と遠心実験に一貫して予測式として



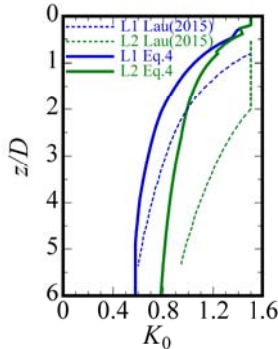
(a) 非排水せん断強度 $s_u(z)$



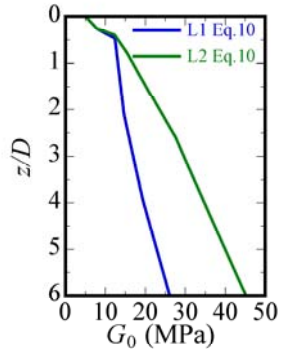
(b) コーン先端抵抗 $q_t(z)$



(c) 過圧密比 $OCR(z)$



(d) 水平土圧係数 $K_0(z)$



(e) 初期せん断剛性 $G_0(z)$

図4 遠心実験の土質特性

適用可能であることを示した。

2. インターフェース剛性に関しては、野外試験と遠心実験とも、式(9)は $\alpha = 26$ 、低減係数 $R_{\text{stiff}} = 1$ 、強度に関しては低減係数 $R_{\text{strength}} = 0.65$ とすることで砂地盤と同じ定式化が適用可能であることを示した。

参考文献

- 1) Ishii, Y. et al., Finite Element Analysis of Lateral Soil Reaction of Monopile in Sand Considering Effects of Pile Installation Process, *Proceedings of the Thirty-fourth International Ocean and Polar Engineering Conference, Rhodes, Greece, June 16–21*, 1058-1065, 2024.
- 2) Zdravković, L. et al., Ground characterization for PISA pile testing and analysis, *Géotechnique*, **70**(11), 945-960, 2020a.
- 3) Byron Byrne et al., Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden, *Géotechnique*, **70**(11), 970-985, 2020.

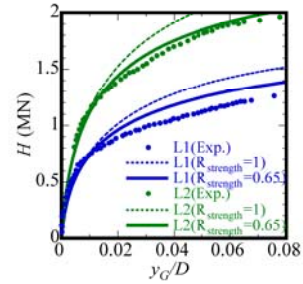
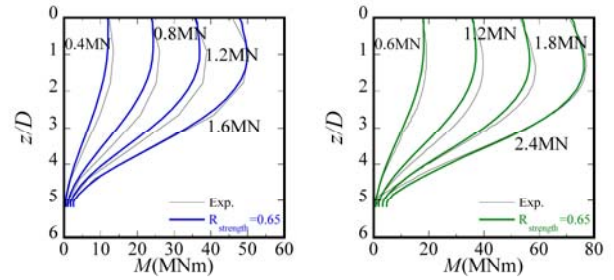


図5 荷重一杭の地表面変位の関係 (遠心実験)



(a) Case L1

(b) Case L2

図6 杭の曲げモーメントの深度分布 (遠心実験)

- 4) Zdravković, L. et al., Finite-element modelling of laterally loaded piles in a stiff glacial clay till at Cowden, *Géotechnique*, **70**(11), 999-1013, 2020b.
- 5) Lau, B.H., CYCLIC BEHAVIOUR OF MONOPILE FOUNDATIONS FOR OFFSHORE WIND TURBINES IN CLAY, A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at the *University of Cambridge*, 2015.
- 6) Bentley, PLAXIS CONNECT Edition V22.02, Material Model Manual, 26 Aug. 2022.
- 7) Bentley, PLAXIS Monopile Designer Manual, 2018.
- 8) Schofield, A. and Wroth, P., Critical State Soil Mechanics, Lecturers in Engineering at Cambridge University, 1968.
- 9) Roscoe, K.H., and Burland, J.B., On the generalized stress-strain behavior of 'wet clay', In *Engineering plasticity*, Cambridge University Press, 553-609, 1968.
- 10) Grimstad, G. et al., NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, **36**, 483-497, 2012.
- 11) Chanmee, N. et al., Methods for evaluating overconsolidation ratio from piezocone sounding results, *Underground Space*, **2**(3), 182-194, 2017.
- 12) Mayne, P.W. and Rix, J.N., $G_{\text{max}} - q_c$ Relationships for Clay, *Geotechnical Testing Journal*, **16**(1), 54-60, 1993.
- 13) 深沢・目下部, 粘性土地盤におけるコーン貫入試験の適用性, 土木学会論文集, No.799, III-72, 153-170, 2005.
- 14) Ladd, C.C. and Foott, R., New design procedure for stability of soft clays, *J. of the Geotech. Eng. Div.*, **100**(GT7), 763-786, 1974.
- 15) Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H., K_0 -OCR Relationships in soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **108**(GT6), 851-869, 1982.
- 16) Teerachakulpanich, N. et al., Estimation of coefficient of earth pressure at rest using modified oedometer test, *Soils and Foundations*, **47**(2), 349-360, 2007.
- 17) Trofimenkov, J.G., General Reports : Eastern Europe, *Proceedings, European Symposium of Penetration Testing*, Stockholm, Sweden, Volume 2:1 General Reports, Discussions and other activities, 24-39, 1974.
- 18) Fahey, M. and Jewell, R.J., Modulus and shear strength values measured in the pressuremeter test compared with results of other in-situ tests, *Proceedings of the Fourth Australia - New Zealand Conference on Geomechanics, Perth, 14-18 May*, 519-524, 1984.