

砂地盤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 Sand

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

1. はじめに

モノパイルの挙動評価には、野外載荷試験または遠心模型実験が行われる。野外載荷試験の地盤は自然堆積土や盛土に対し、遠心模型実験では空中落下法により作成されるように地盤の状態が異なる。また、杭の表面粗度や設置方法も異なる。そのため、野外載荷試験と、遠心模型実験は一般に地盤－杭の相互作用が同じではない。再現解析においてもこの点を考慮する必要がある。以下、本論文では野外載荷試験と遠心模型実験に一貫した 3D FEM 解析方法について述べる。

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、解析の対象とした既往の野外試験と遠心模型実験と、単杭の主な諸元と砂地盤の相対密度を示す。地盤剛性に関わるパラメータ α 、 β 、 γ およびインターフェース強度低減係数 R_{inter} については後述する。

解析は、2 件の遠心模型実験 (Haouari et al. (2020)¹⁾ (Case H1, H2 で示す)、神田ら(1999)²⁾ (Case K1, K2, K3 で示す))、と 2 件の野外載荷試験 (PISA^{3,4,5)} (Case P1, P2 で示す)、Cox et al. (1974)⁶⁾ (Case C で示す)) を対象とした。

神田ら(1999)の遠心模型実験では、遠心加速度は 10G、25G、50G の 3 種類が実施されているが、本論文ではその内、50G の結果を参照した。

また、土質諸元調査のために、Haouari et al. (2020)、神田ら(1999)、PISA では CPT (コーン貫入試験) が実施されている。

遠心模型実験に用いられた模型杭の表面は、神田ら(1999)は滑面であるが、Haouari et al. (2020)は砂を接着して目粗ししている。また、杭の設置方法は、神田ら(1999)は wished-in-place 法であるが、Haouari et al. (2020)はジャッキにより杭を設置している。

2.2 3D FEM 解析の概要

3D FEM モデルによる解析は PLAXIS 3D および

PLAXIS Monopile Designer を用いて排水状態の有効応力解析で行った。砂地盤の構成則には、PLAXIS の標準で、PISA プロジェクトでも実績のある HSsmall モデル^{7,8)}を用いた。同モデルに必要な地盤剛性パラメータは次式により拘束圧を考慮して求めた。

$$E(z) = E^{ref} \left(\frac{c' + |\sigma'_3| \tan \phi'}{c' + p_{ref} \tan \phi'} \right)^m \quad (1)$$

ここに、 c' は有効粘着力(kPa)、 σ'_3 は土の水平有効応力(kPa)、 ϕ' は土の内部摩擦角(°)、 m は拘束圧依存性を表すべき指数=0.5、 p_{ref} は基準応力=100(kPa)、 $E(z)$ は地表面からの深さ z (m)における各種地盤剛性(E_{50} は降伏強度の 1/2 における土の割線剛性(kPa)、 E_{ur} は除荷－再載荷剛性(kPa)、 E_{oed} は体積弾性率(kPa)、 G_0 は初期せん断剛性(kPa))、 E^{ref} は基準応力 p_{ref} 相当の $E(z)$ である。

本論文では、Rix and Stokoe (1991)⁹⁾による珪砂に関する次式の関係を用いて CPT の先端抵抗 q_c (kPa)から G_0 を求めた。

$$\frac{G_0}{q_c} = \alpha \cdot 1634 \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0.75} \quad (2)$$

ここに、 σ'_{v0} は上載圧(kPa)である。係数 α は同文献によると $0.5 \leq \alpha \leq 1.5$ である。本論文では、ケース K には式(1)と同様に拘束圧の 0.5 乗に依存する次式の Iwasaki et al.(1978)¹⁰⁾の次式を参考に、 $\alpha = 0.5$ とした。

$$G = 700f(e)p^{0.5} \quad (3)$$

ここに、 $f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ 、 e は間隙比、 p は平均応力である。ケース H の Le-Rheu 砂については解析結果と試験結果の比較から $\alpha = 1.3$ とした。ちなみにこの値による G_0 分布は紙面の都合により示さないが、後述する Dunkirk と同程度である。PISA の野外載荷試験でも CPT が行われているが、式(2)ではなく、三軸試験から次式¹¹⁾を用いた文献⁴⁾の結果を調整した文献³⁾に示された G_0 を用いた。

$$G_0 = 940p_{ref}f(e)(p'/p_{ref})^{0.5} \quad (4)$$

*令和 5 年 12 月 1 日第 45 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

ここに、 $f(e) = 1/(0.3 + 0.7e^2)$ 、 p' は平均有効応力である。

一方、Cox et al. (1974)の野外載荷試験には、 N 値しか記載されていないため、本再現解析では次式により G_0 を推定した。

$$G_0 = \rho V_s^2 \tag{5}$$

ここに、 ρ は土の密度(t/m^3)、 V_s はS波速度(m/s)で、次式の今井・殿内(1982)¹²⁾の推定式を用いた。

$$V_s = 97N^{0.314} \tag{6}$$

同野外載荷試験では深い部分に一部、粘土層が見られるが、杭の曲げモーメントの最大値は浅い部分で生じることから、本再現解析では簡単のため全層を砂として扱った。

Robertson and Campanella (1983)¹³⁾は q_c と E_{50} および G_0 の関係をそれぞれ示しており、その比較から、 E_{50} と G_0 の関係はクリーンサンドの場合、次式により表される。

$$E_{50} = G_0/\beta \tag{7}$$

ここで、 $\beta \approx 5$ である。また、 E_{oed} および E_{ur} については、次式により求めた。

$$E_{oed} = E_{50} \tag{8}$$

$$E_{ur} = 3E_{50} \tag{9}$$

HSsmallモデルに用いるポアソン比 ν はDunkirk砂地盤は $\nu = 0.17^4)$ 、その他は $\nu = 0.2^{14)}$ とした。

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の解析結果が野外載荷試験および遠心模型実験の結果に合うように、周囲地盤の強度 τ_{lim} ($= c' + \sigma_3' \tan \phi'$)と剛性をインターフェース強度低減係数 R_{inter} で低減させてインターフェース要

素の強度 $\tau_{lim,i}$ およびせん断剛性 G_i と体積弾性率 $E_{oed,i}$ を求めた。

$$\tau_{lim,i} = R_{inter} \cdot \tau_{lim} \tag{10a}$$

$$G_i = R_{inter}^2 \frac{E_s}{2(1 + \nu_i)} = R_{inter}^2 G_s \tag{10b}$$

$$E_{oed,i} = \frac{E_i(1 - \nu_i)}{(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)} \tag{10c}$$

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弾性率とヤング率で、それぞれ $G_s = E_s/2(1 + \nu_s)$ および次式^{1, 15)}から求めた。

$$E_s = \gamma q_c \tag{11}$$

本論文では砂地盤を対象としているので、 $\gamma = 3^{1, 15)}$ を用いた。ポアソン比は $\nu_s = 0.3$ とした。また、PLAXIS 3Dの仕様により、 $R_{inter} \neq 1$ の場合、インターフェース要素のダイレイタンシー角は0とした。

3. 解析結果と考察

3.1 野外載荷試験の再現

図1および図2にはDunkirk地盤とMustang Island地盤の G_0 と E_{50} の各種評価方法による比較を示す。 N 値から E_{50} は次式¹⁶⁾を用いた。

$$E_{50} = 100(6N + 10) \text{ (kPa)} \tag{12}$$

相対密度 $RD(\%)$ を用いる場合は次式のBrinkgreve et al.(2010)¹⁷⁾の換算式を用いた。

$$G_0^{ref} = 60000 + 68000RD/100 \text{ (kPa)} \tag{13}$$

$$E_{50}^{ref} = 60000RD/100 \text{ (kPa)} \tag{14}$$

表1 再現解析の対象とした砂地盤中の単調載荷杭の構造特性と地盤特性の概要

	Ilaouari et al. (2020) ¹⁾		Koda et al. (1999) ²⁾			PISA ^{3, 4, 5)}		Cox et al. (1974) ⁶⁾
試験方法	遠心模型実験(17.85, 20G)		遠心模型実験 (50G)			野外載荷試験		
遠心装置／野外試験サイト	IFSTTAR		東京工業大学 Mark III遠心装置			Dunkirk		Mustang Island
ケース名	H1	H2	K1	K2	K3	P1	P2	C
アスペクト比 L/D	10	5.56	27			8	5.25	34.4
杭径 $D(m)$	0.5	0.9	0.5			0.762	2	0.61
根入れ長 $L(m)$	5		13.5			6.02	10.57	21
板厚 $t(mm)$	21.7	44.8	10	25	50	25	38	9.5
載荷高さ $h(m)$	1		1.6			10.06	9.89	0.3
曲げ剛性 $EI(MN/m^2)$	56.65	740.9	96.9	221	335	826.3	23676	170.2
杭表面	粗面		滑面			赤錆または黒錆		
設置方法	ジャッキによる押込み		wished-in-place			打設		
相対密度 $RD(\%)$	92% (I.e.-Rheu 砂)		85% (豊浦砂)			75%, 100%		45~100%
地盤剛性に 関わるパラメータ	式(2)の α		1.3			(1相当)		1
	式(7)の β		5			4		5
	式(11)の γ		3					
インターフェース強度 低減係数 R_{inter}	0.45		0.6	0.3	0.25	0.6		

Brinkgreve et al.(2010)の E_{50} の換算式(式(14))はCox et al.(1974)では、杭の応答に影響が大きい $z < 6\text{m}$ までは本再現解析で採用した式(7)と整合するが、 6m 以深は過小評価する。 N 値から式(12)で推定した E_{50} は本解析で採用した式(7)と概ね整合する。しかし、 G_0 に関してはDunkirk地盤もMustang Island地盤も過小評価している。一方、図1には式(2)で $\alpha = 1$ および式(7)で $\beta = 4$ とした場合も示すが、Dunkirk地盤はクリーンサンドではないため、 β はやや小さめに設定した。また、同様の理由で、 q_c の変動が大きく、その結果、式(2)による G_0 の変動も大きいものの、文献⁴⁾およびMinga and Burd(2019)と非常によく一致している。式(2)および式(7)はクリーンサンドに関する式であるものの、野外載荷試験地盤についても有用であることが確認できる。

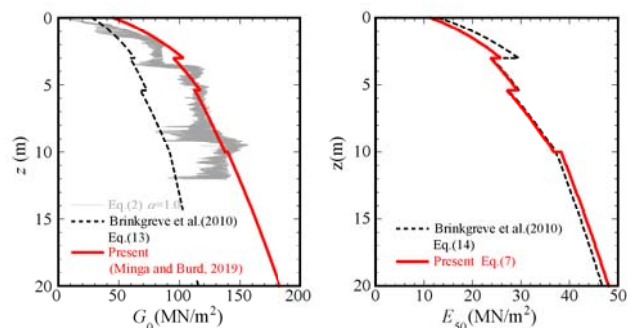


図1 Dunkirk地盤の G_0 と E_{50}

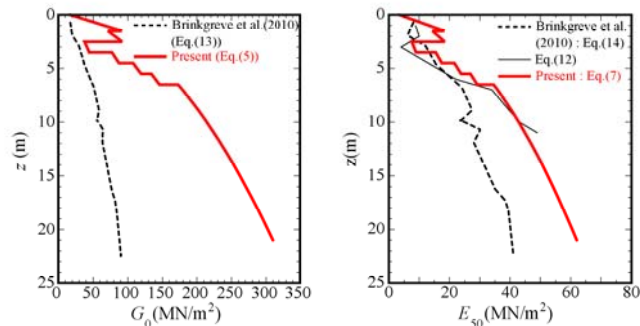


図2 Mustang Island地盤の G_0 と E_{50}

図3～5にはそれぞれ荷重－杭の地表面変位の関係、杭の変位と曲げモーメントの深度分布について、3D FEMと各単調載荷試験結果との比較を示し、いずれも良い再現結果が得られている。

野外載荷試験(ケースP, C)で用いた R_{inter} は表1に示すように、 $R_{inter} = 0.6$ である。これは一般に用いられている鋼材と地盤のインターフェース強度低減係数(文献¹⁸⁾)とも一致する。

3.2 遠心模型実験の再現

図6～8にはそれぞれ荷重－杭の変位((a)地表面、(b)載荷高さ)関係、杭の変位と曲げモーメントの深度分布について、3D FEMと各単調載荷試験結果との比較を示し、いずれも良い再現結果が得られている。

R_{inter} は表1に示すように、既往文献¹⁸⁾に示す鋼材と砂の場合の値 $0.6 \leq R_{inter} \leq 0.7$ と一致しない。杭表面が滑面で、設置がwished-in-place法である神田ら(1999)の遠心模型実験(Case K)の再現解析においては、 R_{inter} は、板厚が厚くなり、杭の剛性が高くなるに従い、小さく設定すると再現性が良くなる傾向が見られる。既往のケーソン基礎の1G試験¹⁹⁾でも $0.3 \leq R_{inter} \leq 0.4$ が示されている。一方、遠心模型実験であるCase H1およびH2は、杭の表面に砂を接着して目粗しし、かつ杭をジャッキを用いて貫入することで、野外載荷試験に近い $R_{inter} = 0.45$ でもよい再現性が得られている。

野外載荷試験および遠心模型実験の R_{inter} の傾向を検討するために、図9には各ケースの R_{inter} を杭の曲げ剛性と地盤剛性の比である βL ($\beta = \sqrt[4]{k_H/EI}$) に対してプロットした。ここで、地盤剛性 k_H は曲げモーメントが最大となる深さにおける p - y 曲線の解析結果をconic関数²⁰⁾に当てはめた時の初期勾配を用いた。

神田ら(1999)の遠心模型実験(Case K)は βL に対し

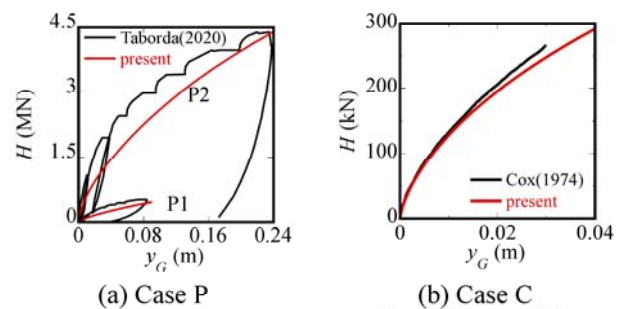


図3 荷重－杭の地表面変位の関係の比較

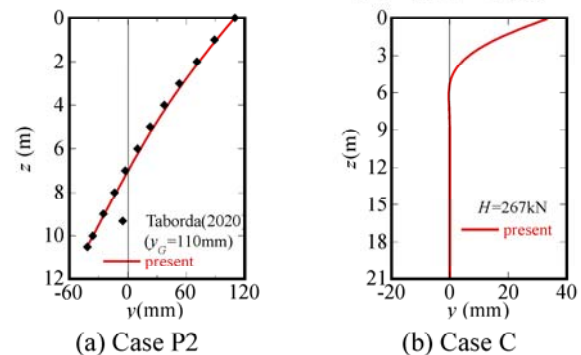


図4 杭の変位の深度分布の比較

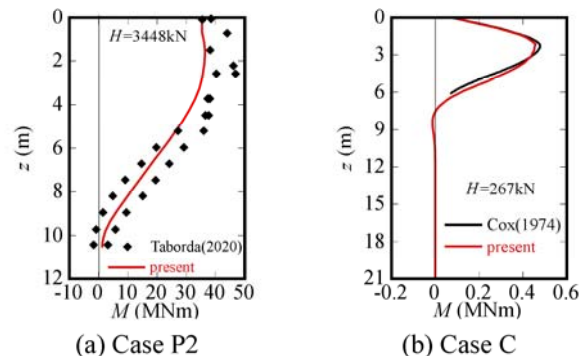


図5 杭の曲げモーメントの深度分布の比較

る依存性が認められ、杭の板厚が厚くなるほど、すなわち、杭の剛性が大きく(βL が小さく)なるほど、 R_{inter} は小さくなる傾向がある。一方、遠心模型実験では、Haouari et al. (2020) (Case H) に対する R_{inter} は βL に依存していない。これは、目粗しとジャッキによる設置を行っているためと考えられる。以上のことから、遠心模型実験の場合に、 R_{inter} は杭の設置方法、杭の表面粗度、板厚により大きく影響を受けるため、適切に設定することが重要であることを示唆した。

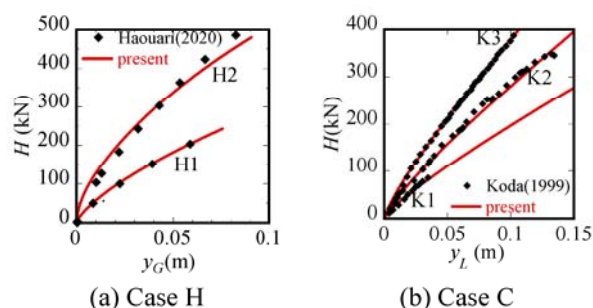


図 6 荷重－杭の変位 ((a)地表面、(b)載荷高さ) の関係の比較

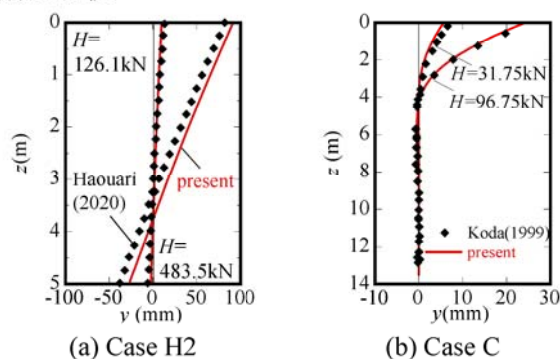


図 7 杭の変位の深度分布の比較

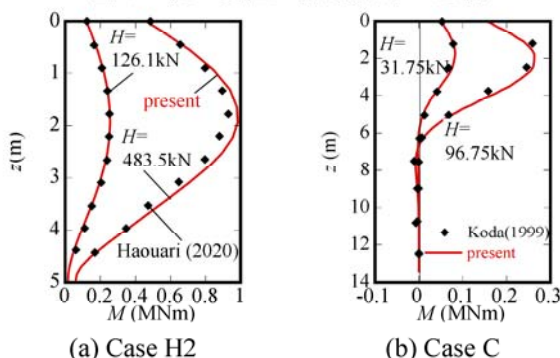


図 8 杭の曲げモーメントの深度分布の比較

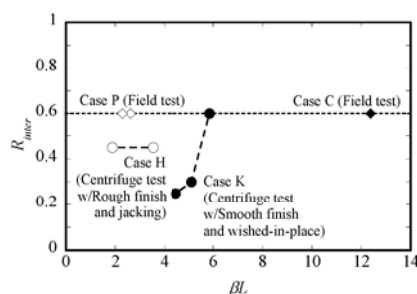


図 9 R_{inter} と βL の関係

4. まとめ

砂地盤中の着床式洋上風車のモノパイル基礎を対象とした単杭の単調載荷の HSsmall モデルによる 3D FEM 再現解析を実施し、以下の結論を得た。

1. CPT の先端抵抗をベースにした G_0 と E_{50} の設定手順を提案し、野外載荷試験と遠心模型実験に一貫して用いることができることを示した。
2. 野外載荷試験の再現解析は $R_{inter} = 0.6$ とすることで試験結果と一致した。一方、遠心模型実験では、モノパイルを対象とした場合は、杭の表面を目粗し、ジャッキを用いて設置することで $R_{inter} = 0.45$ で再現できることを示した。

参考文献

- 1) Haouari, H. and Bouafia, A., A Centrifuge Modelling and Finite Element Analysis of Laterally Loaded Single Piles in Sand with Focus on P-Y Curves, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 64, No.4, 1064-1074, 2020.
- 2) 神田政幸ら、遠心模型実験による砂地盤中の単杭の p-y 関係の測定, *土木学会論文集*, 631 号, 355-369, 1999.
- 3) Minga, E. and Burd, H., Validation of the PLAXIS MoDeTo 1D model for dense sand, *Oxford University*, 2019.
- 4) Zdraković, L. et al., Ground characterization for PISA pile testing and analysis, *Géotechnique*, Vol. 70, 11, 945-960, 2020.
- 5) Taborda, D. M. G. et al., Finite-element modelling of laterally loaded piles in a dense marine sand at Dunkirk, *Géotechnique*, Vol. 70, 11, 1014-1029, 2020.
- 6) Cox, W. R. et al., Field Testing of Laterally Loaded Piles In Sand, *Paper presented at the Offshore Technology Conference, Houston, Texas*, 459-472, 1974.
- 7) Benz, T., Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences, Ph.D. Thesis, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, 2007.
- 8) Schanz, T. et al., The hardening soil model : Formulation and Verification, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 281-296, 1999.
- 9) Rix G.J. and Stokoe, K.H., Correlation of Initial Tangent Modulus and Cone Penetration Resistance, *Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCC/TI*, 351-362, 1991.
- 10) Iwasaki, T. et al., Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, 39-56, 1978.
- 11) Hardin, B. O., The nature of stress-strain behaviour for soils. In *Earthquake engineering and soil dynamics, Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division specialty conference*, Vol.1, 3-90, 1978.
- 12) 今井常雄, 殿内啓司, N 値と S 波速度の関係およびその利用例, *基礎工*, Vol. 10, 6, 70-76, 1982.
- 13) Robertson, P. and Campanella, R., Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand, *Can Geotech J*, Vol. 20, 4, 718-33, 1983.
- 14) Mayne, P.W. et al., Geomaterial behavior and testing, *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2009.
- 15) 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.
- 16) 日本道路協会, *道路土工一軟弱地盤対策工指針*, 2012.
- 17) Brinkgreve, R.B.J. et al., Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Proceedings of 7th NUMGE*, Trondheim, Norway, CRC Press, 2010.
- 18) Gouw, T., Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems, *International Journal of Applied Engineering Research*, Vol. 9, 21, 8291-8311, 2014.
- 19) Bekker, A.T. et al., Interface Friction Parameters for the Mathematical Modeling of Shell Structures with Infill, *Proceedings of the Twenty-fifth International Ocean and Polar Engineering Conference*, Kona, Big Island, Hawaii, USA, June 21-26, 2015.
- 20) Burd, H. J. et al., PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a marine sand, *Géotechnique*, Vol. 70, 11, 1048-1066, 2020.