

免震効果を有する洋上風車基礎「FTP」のモーダル減衰に関する研究*

A study of modal damping of an offshore wind turbine foundation "FTP" with seismic isolator

宮野 展宏** 中山 義紀** 吉岡 健*** 石原 孟****
Nobuhiro MIYANO Yoshinori NAKAYAMA Takeshi YOSHIOKA Takeshi ISHIHARA

1. はじめに

着床式洋上風車の基礎形式には、モノパイル式基礎がよく用いられるものの、硬質な岩盤が浅く分布する場合は効率良く岩盤を削孔することが困難で、その場合はジャケット式基礎が一般的である。一方、日本の風車基礎設計にあたっては極稀地震時に対する耐震設計が必要とされるが、ジャケット式はトラス構造であるため剛性が高く、モノパイル式に比べて地盤の減衰が小さいと指摘されている¹⁾。そこで著者ら²⁾は、風車タワーと複数の杭を連結した底版の変形により地盤減衰を大きくすることで免震効果を発揮する洋上風力基礎「フレキシブル・トリパイル (FTP)」(図1)を考案(特許取得)し、1g 場の模型振動実験によって大きなモーダル減衰が得られることを確認した。

本研究では FTP を対象に、3次元骨組モデルおよび既往指針に準拠した地盤減衰の評価手法を用いて、実験から得られたモーダル減衰を解析的に評価した。

2. 模型振動実験の概要

実験の概要を下記に記す(詳細は文献²⁾を参照)。模型振動実験(図2)では10MW級風車を1/20に縮小し、海底からタワートップまで7.0mの実験模型を作成した。実験ケースはタワーと杭頭部をジャケット式のように鋼管で接続した Case1(支管ケース)と底版が動きやすいように鋼管支管の代わりにワイヤロープ(以下、ワイヤ)を設置した Case2(ワイヤケース

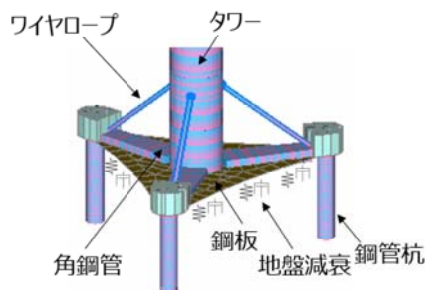


図1 フレキシブル・トリパイル (FTP) 概念図

(FTP))の2ケースを実施した(図3)。実験では、不規則波加振により地震応答を低減できること、自由振動実験により表1に示すようにFTPは従来式の鋼管接続モデルに比べて、大きなモーダル減衰が得られることを確認した。

3. 3次元骨組モデルと地盤ばね・減衰の評価

(1) 地盤ばねの設定

実験スケールにおいて作成した3次元骨組モデルを図4に、解析条件を表2に示す。本検討では、3次元骨組モデルに地盤ばねと地盤減衰を設定した Winkler モデルを用いた。底版の地盤ばねは線形地盤ばねとし、土木学会指針³⁾(以下、指針)のSRモデルに用いられるコーンモデルにより計算した。土粒子密度 ρ とせん断波速度 V_s から計算した初期せん断剛性 G_0 を式(1)に、回転ばね K_r を式(2)~(4)に示す。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (1)$$

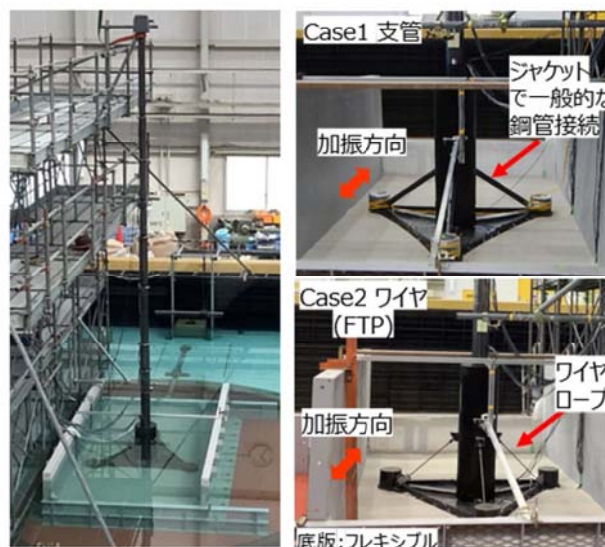


図2 模型実験(FTP)

図3 実験ケース

表1 実験で得られたモーダル減衰比

	Case1 鋼管支管	Case2 ワイヤ (FTP)
1次	0.27%	0.49%
2次	0.43%	1.59%

*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

** 会員 電源開発(株)土木建築部土木技術室

〒104-8165 東京都中央区銀座6-15-1

*** 会員 電源開発(株)洋上風力事業部付(びびきウインドエナジー(株)出向)

**** 会員 東京大学大学院工学系研究科教授

$$K_r = \beta_r K_{1r} \quad (2)$$

$$K_{1r} = \frac{8G_0 R^3}{3(1-\nu)} \quad (3)$$

$$R = \sqrt{A/\pi} \quad (4)$$

ここで、 A は底版全体の面積、 R は底版全体の等価半径、 β_r は指針に示す補正係数、 ν はポアソン比である。水平ばね K_h 、鉛直ばね K_v についても同様にコーンモデルにより計算した。Winkler モデルへのばねの付与は図5に示すように、回転ばねは底版中心にそのまま与え、水平ばね、鉛直ばねは底版の各節点 i が受け持つ面積にに応じて、 $k_{hi} = K_h A_i / A$ 、 $k_{vi} = K_v A_i / A$ を用いて各節点に付与した。杭の水平、鉛直地盤ばねはそれぞれ指針より Francis ばね、Randolf ばねを用いた。

(2) 地盤剛性・減衰の同定

地盤のせん断剛性比と減衰は、Hardin-Drnevich (HD) モデル³⁾により式(5)~(7)から求められる。

$$\frac{G_i}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_i / \gamma_{0.5}} \quad (5)$$

$$h_i = h_{max}(1 - G_i / G_0) \quad (6)$$

$$\gamma_i = 0.65 \gamma_{i,max} \quad (7)$$

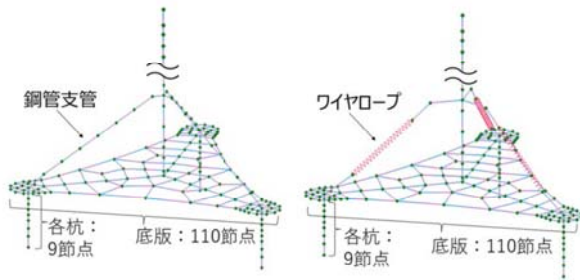


図4 Winkler モデル(左: 支管, 右: ワイヤ)

表2 Winkler モデルの解析条件

項目	条件
検討ケース	Case1 支管, Case2 ワイヤ
タワー	線形ビーム
底版	線形ビーム
ワイヤ	線形ばね: 実験では十分な初期張力を与えており, 線形挙動を確認
せん断波速度 V_s	砂層 21cm, $V_s=28\text{m/s}^{(2)}$, $\nu=0.498$ セメント砂 10cm, $V_s=181\text{m/s}$, $\nu=0.492$
杭ばね	線形ばね 水平: Francis 上下: Randolph
底版ばね	線形ばね コーンモデル

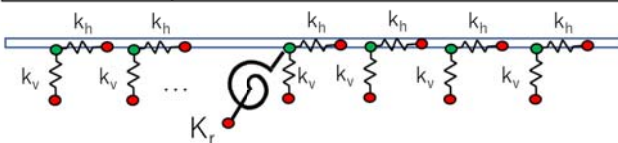


図5 底版ばねの設定

ここで、 $\gamma_{0.5}$ は基準せん断ひずみ、 h_{max} は最大減衰定数、 G_i/G_0 、 h_i 、 γ_i 、 $\gamma_{i,max}$ はそれぞれ各節点 i のせん断剛性比、減衰定数、有効ひずみ、最大ひずみである。本研究ではこれをモデルAと呼ぶ。

モデルAによる地盤のせん断剛性比と減衰は、地震時の評価手法として一般的な自由地盤の地震応答解析SHAKEによって評価した。モデルAの基準せん断ひずみと最大減衰定数は、指針で一般的な値である $\gamma_{0.5} = 0.1\%$ 、 $\zeta_{max} = 21\%$ と設定した。SHAKEの結果を図6に示す。表層の地盤減衰は、既往研究¹⁾でも見られるように海底面近傍で小さくなり、底版の地盤減衰として、地盤表層ではHDモデルの地盤減衰の最小値と同値である $h_i=2.0\%$ が得られた。

SHAKE では解析上の波動の伝達特性により表層の減衰が小さいことから底版の地盤減衰を過少評価する可能性がある。このため、底版や杭の変位からひずみを計算するKagawa&Kraft⁴⁾の式(以下、Kagawa式)を用い、①~④の繰り返し計算によりIshihara&Wang⁵⁾モデルを作成した。本研究ではこれをモデルBと呼ぶ。

① 地震応答解析による変位の計算

表3に示す条件において地震応答解析を行い、底版および杭と地盤の各境界節点 i の変位 δ_i を求める。

② 模型の変位からひずみを計算

得られた底版および杭の変位 δ_i からKagawa式(8)を用いて、地盤のひずみ $\gamma_{i,max}$ を計算する。

$$\gamma_{i,max} = \frac{1 + \nu_i}{B D_i} \delta_i \quad (8)$$

ここで、底版の水平ばねと鉛直ばねの直径 D_i は、各節点 i が受け持つ面積 A_i から等価直径 $2r_i$ とし、回転ばねの

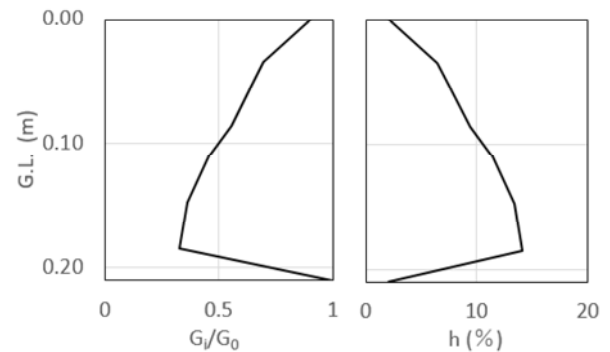


図6 せん断剛性比(左)と地盤減衰(右)

表3 地震応答解析の条件

項目	条件
解析手法	時刻歴応答解析, NewMark8 法
入力条件	$\beta=1/4$, $\Delta t=0.001$ 秒, 実験波形入力
減衰	実験で得られたモーダル減衰(表1)をレーリー減衰で与える。

直径 D_i は底版全体の等価直径 $2R$ とする。杭に関しては係数 $B=2.5$ 、底版に関してはSkempton⁶⁾を参考に円形直接基礎の定数により係数 $B=1.7$ とする。

なお、通常の杭基礎設計の δ_i は水平変位 x_i のみを考慮するが、底版の変形を考慮する本検討においては、鉛直変位 z_i の影響が大きいことから、式(9)により x_i と z_i の平方和から変位 δ_i を計算した。回転ばねに対する z_i は底版中心回転角 θ_r を評価することとし、 $R\theta_r$ とした。

$$\delta_i = (x_i^2 + z_i^2)^{0.5} \quad (9)$$

③ セン断剛性比と減衰定数

各境界節点のせん断剛性比と減衰定数は式(5)～(7)のHDモデルにより計算する。なお、モデルBにおいては地盤物性のばらつきを考慮するため、指針に示す動的変形試験の全試験データのうち減衰最大である $\gamma_{0.5} = 0.035\%$ 、 $h_{max} = 30\%$ とした。

④ 固有振動数のフィッティング

モデルAではCase1、Case2ともに実験よりもモデルが剛でKagawa式を適用する際に変位を過少評価すると考えられた。このためモデルBでは、鋼材のヤング係数(標準値200GPa)をケースごとに一律低減し、実験で得られた固有振動数とフィッティングを行った。実験と各モデルの固有値解析結果を表4に示す。

(3) 構造減衰 h の設定

モデルA,Bともに鋼材の構造減衰 h は、後述するように支管ケースの1次モードは構造減衰が支配的であったことを踏まえて、実験を参考に0.27%と設定した。ワイヤの構造減衰は、モデルAでは鋼材と同様の0.27%とし、モデルBでは、ばらつきを考慮するため、濱崎ら⁷⁾の最大値1.0%とした。両モデルのパラメータと(1)(2)の手順で得られた地盤減衰の結果を表5に示す。ここでは地盤減衰のうち代表して回転地盤減衰 h_r の結果を示すが、モデルBのCase2はCase1より基礎の変位が大きいことで、地盤減衰が大きい結果となった。

4. 解析結果と考察

(1) 複素固有値解析の結果

Fossの方法を適用した複素固有値解析により、モーダル減衰を求めた。計算では各要素の減衰係数 C は、3章で求めた減衰 h と剛性 K 、固有振動数 f から、式(10)により表される。

$$C = Kh/\pi f \quad (10)$$

計算結果を表6に示す。Case2の1次減衰はモデルBでは0.48%で、表2の実験結果0.49%とよく一致した。Case1の1次はモデルA、Bともに地盤の減衰の影響が小さく、設定した構造減衰0.27%と概ね一致する結果であった。モデルBのCase1の2次減衰は0.41%で実験結果0.43%とよく一致した。

(2) モデルAとBの比較

Case2の1次についてモデルAとBのモーダル減衰の差を考察した。図7には、モデルAを基準として棒グラフの上から順にモデルパラメータを変更した際に得られたモーダル減衰を示している。それぞれのモデルは、モデルパラメータの変更によりモーダル減衰が0.04～0.07%の幅で増加しており、モデルBでは地盤減衰を評価する際に底版や杭の変位からひずみを計算するKagawa式を用いることや地盤・ワイヤの減衰のばらつきを評価することにより、実験の高いモーダル減衰と整合する結果を得ることができたと考えられる。

表4 固有振動数 f (単位: Hz)

	Case1 (支管)			Case2 (ワイヤ)		
	実験	A	B	実験	A	B
1次	1.69	1.75	1.69	1.53	1.67	1.53
2次	10.9	11.2	10.7	9.43	10.2	9.37

表5 解析モデル

解析モデル		A	B
ワイヤ構造減衰		0.27%	1.0%
ひずみ計算手法		shake	Kagawa式
HDモデル	$\gamma_{0.5}$	0.1%	0.035%
	h_{max}	21%	30%
回転地盤減衰 h_r 計算結果	Case1	2.0%	3.8%
	Case2		6.7%

表6 複素固有値解析によるモーダル減衰

ケース	Case1 (支管)		Case2 (ワイヤ)	
解析モデル	A	B	A	B
1次減衰	0.27%	0.28%	0.32%	0.48%
2次減衰	0.28%	0.41%	0.38%	0.76%

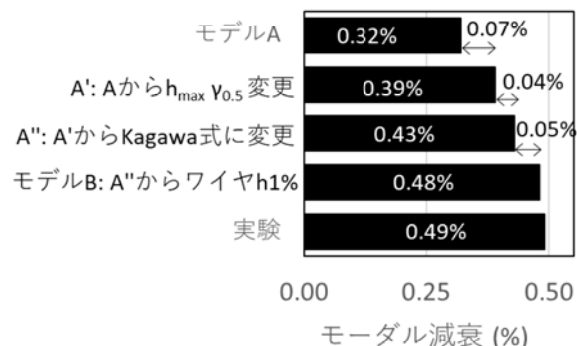


図7 モデルAとBによる減衰の比較 (Case2, 1次)

(3) AIJ理論式による1次モーダル減衰の評価

モデルBについてAIJ理論式の方法⁵⁾を用いて1次減衰の成分分解を行った。これは、Winklerモデルの底版中心に単位荷重、モーメントを載荷し、得られた変位の逆数から求めた剛性 K より式(10)にて減衰係数 C を求め、式(11)にて理論的にスウェイ、ロッキングの周期 T_S 、 T_R と減衰定数 h_S 、 h_R を求め1次モーダル減衰 h_1 を計算するものである。

$$h_1 = h_{struc,1st} \left(\frac{T_{struc,1st}}{T_1} \right)^3 + h_S \left(\frac{T_S}{T_1} \right)^3 + h_R \left(\frac{T_R}{T_1} \right)^3 \quad (11)$$

表7 AIJ理論式によるモーダル減衰計算

モデルB,1次	Case1 (支管)	Case2 (ワイヤ)
地盤減衰 h	0.5%	2.3%
水平変位(mm)	0.081	0.095
回転変位(mrad)	0.10	0.26
モーダル減衰	0.27%	0.49%

表8 AIJ理論式による1次モーダル減衰の寄与率

	Case1 (支管)		Case2 (ワイヤ)	
	分解	寄与率	分解	寄与率
合計	0.27%	100%	0.49%	100%
構造	0.25%	91%	0.22%	45%
スウェイ	0.002%	1%	0.01%	2%
ロッキング	0.02%	8%	0.26%	53%

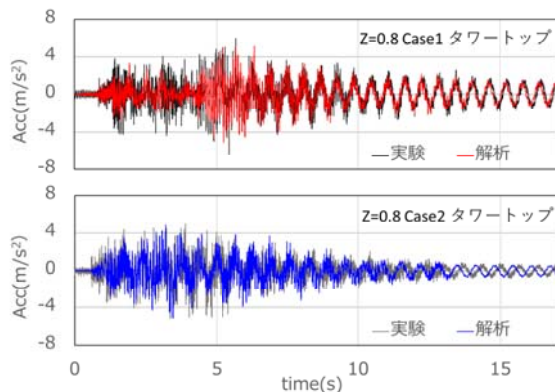


図8 モデルBと実験との加速度時刻歴の比較

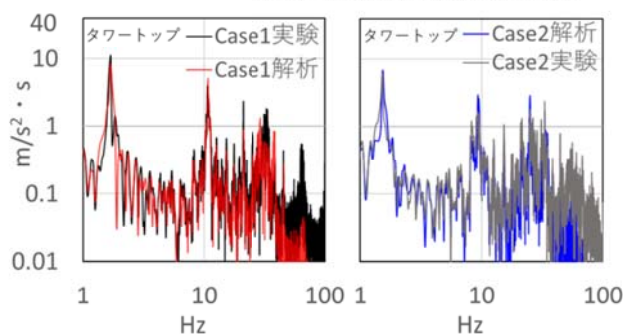


図9 モデルBと実験とのフーリエスペクトルの比較

ここで、右辺の第1項が構造成分、第2項がスウェイ成分、第3項がロッキング成分で、 $T_{struc,1st}$ は基礎剛結時周期、 $h_{struc,1st}$ は構造成分減衰で0.27%である。地盤減衰 h は各ケースのモーダル減衰を再現する値を仮定した。

表7に示す通り、Case2において回転変位が大きく、大きなモーダル減衰が得られる結果となった。また、表8の成分分解により、Case2はロッキング成分が53%と大きく、この減衰はロッキング減衰の寄与によるものであることが分かった。

(4) 地震応答解析の結果

図8、図9は、モデルBについて表6のモーダル減衰で実施した地震応答解析の結果である。タワートップの加速度応答は解析と実験で応答が概ね一致した。

5. まとめ

本研究では、免震効果を有する洋上風車基礎「FTP」を対象に既往指針と論文に準拠した地盤減衰の評価手法を用いてモーダル減衰を評価し、以下の結論を得た。

- 1) 地盤減衰を評価する際に底版や杭の変位からひずみを計算するKagawa&Kraft⁴⁾の式を用いることや地盤・ワイヤの減衰のばらつきを評価することにより、模型振動実験から得られた高いモーダル減衰と整合する結果を得た。
- 2) FTPの高いモーダル減衰は、AIJ理論式による1次減衰の成分分解により、基礎の回転変位に起因するロッキング減衰の寄与によるものを明らかにした。

参考文献

- 1) 石尾将大, 吉岡健, 正月俊行, 内山不二男, 石原孟, 洋上風力発電ジャケット基礎の地震時の地盤減衰評価, 第45回風力エネルギー利用シンポジウム, C1-03, 2023.
- 2) 宮野展宏, 中山義紀, 吉岡健, 石原孟, 免震効果を有する洋上風車基礎に関する1g場模型振動実験, 第45回風力エネルギー利用シンポジウム, C1-01, 2023.
- 3) 土木学会: 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説, 2010.
- 4) T. Kagawa, L.M. Kraft, Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings. Soils and Foundations, 20(4):19-36, 1980.
- 5) T. Ishihara, L. Wang, A Study of Modal Damping for Offshore Wind Turbines Considering Soil Properties and Foundation Types, Wind Energy, Vol. 22, Issue 12, pp.1760-1778, 2019
- 6) A.W. Skempton, The bearing capacity of clays, Building research congress, London, 1, pp180-189, 1951
- 7) 濱崎義弘, 岡田徹, 山口宏樹, 藤野陽三, ケーブルのモード減衰評価における伸びと曲げの損失係数, 土木学会論文集 Vol.62 No.2, 279-287, 2006.