

重力式支持構造物を有する 洋上風力発電タワーの動的転倒安全性 評価方法に関する実験的研究

三好 俊康¹・熊谷 隆宏²・清宮 理³・松本正一郎⁴

¹五洋建設株式会社土木部門洋上風力プロジェクト・チーム

(〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

E-mail:toshiyasu.miyoshi@mail.penta-ocean.co.jp

²五洋建設株式会社技術研究所

(〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

E-mail:takahiro.kumagai@mail.penta-ocean.co.jp

³一般財団法人沿岸技術研究センター(早稲田大学名誉教授)

(〒105-0003 東京都港区西新橋1-14-2)

E-mail:kiyomiya@cdit.or.jp

⁴五洋建設株式会社土木部門洋上風力プロジェクト・チーム

(〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

E-mail:syouichiou.matsumoto@mail.penta-ocean.co.jp

近年、地球温暖化への対応や東日本大震災の影響に伴い、エネルギー自給率が低下している状況の中、再生可能エネルギーの導入や拡大にシフトしている。再生可能エネルギーの中でも風力発電の持つポテンシャルは高く、各種プロジェクトが計画されている中、日本においては建設コスト面に優れ、風況に恵まれた洋上への風力発電施設建設に、平成28年7月改正港湾法施行に伴い、港湾地域への施設導入にあたり港湾管理者が港湾区域占有者を適切に選定可能とする運用指針がまとめられたこともあり、これまで以上に注目が集まっている。洋上への建設にあたっては、風力発電タワー支持構造物の内、着床式に関しては風・波・地震といった作用荷重について、構造性能に加えて、構造安定性の確保が必須となっている。着床式の内、重力式支持構造に関しては滑動・支持力・転倒が検討対象となる。本研究では転倒安全性評価にあたり、振動台実験ならびに数値解析による検討を実施した。その結果、従来設計手法である静的評価方法では十分な転倒安全性を確保しているが、安全率が十分以上であることが判明した。そこで合理的な設計を目指した動的評価手法について提案する。

Key Words : Off Shore Wind Turbine Generation, Gravity Type Platform, Dynamic Rollover Stability Evaluation Method, Shaking Table Test, Numerical Analysis

1. はじめに

日本で設置された商業ベースにある洋上風力発電施設は、そのほとんどが海岸線際等に建設されていたが、風況などが理想的な沖合への設置に関して、独立行政法人 新エネルギー・産業技術開発機構(以下NEDO)等により、構造形式や事業性等を対象とした洋上風力発電設備の実証研究¹⁾が推進されてきた。これらは沖合に設置するにあたり、水深が10m以上と深くなるため、風や波浪に対する検討に加えて、地震国である日本では地震に対する安全性を確保する必要がある。これまで筆者らは振動台実験により動的挙動に関する実験的研究²⁾を行った。

洋上への設置に限らず、風力発電施設(風車タワーおよび支持構造物含む)は建築基準法上「工作物」として取り扱われ、特に高さ60mを超える工作物の場合、同建築物と同様に「性能評価」が建築基準法の下、必要³⁾となり、耐震設計においては時刻歴応答解析が求められる。

NEDO実証研究以降は、洋上風力発電施設導入の機運がさらに高まっており、平成28年7月改正港湾法施行に伴い、港湾地域への施設導入が円滑に進むことを目的として、港湾管理者が港湾区域占有者を適切に選定可能とする運用指針⁴⁾がまとめられ、平成29年3月地点では港湾区域への導入が8箇所計画⁵⁾されている。

こうした洋上風力発電施設に適用される支持構造物には水深に応じて着床式と浮体式があり、水深50～60mより浅い水域で適用可能⁶⁾とされる着床式については、支持構造物の基本形式としてモノパイル式、ジャケット式、重力式の大きく3形式に分類される。本研究では重力式について示す。

重力式は、例えば前述のNEDO実証研究における2地点で採用された形式であるPCケーソン式やハイブリッド重力式があり、一般に水深20～30m程度の位置で、海底面以深が岩盤など強固な地盤中に杭を打設することが困難な場合に適用される。港湾構造物であるケーソン式係船岸と同様に、あらかじめ構築した基礎マウンド上に設置されるが、風力発電タワーの鉛直精度確保のためにマウンド不陸調整等が必要となる。また重力式であることから、安定性確保のために支持構造物全体の重量が大きくなる。

風車タワーと支持構造物から構成される洋上風力発電施設は、鋼管製風車タワー最上部に、鋼管よりも重いブレード・ローター・ナセルが搭載され、支持構造物の形式によらず「トップヘビーのカンチレバー構造」と見なすことができる。その多くが高さ60mを超える洋上風力発電施設における耐震設計における時刻歴応答解析では例えば重力式では図-1に示すような解析モデルを構築する必要がある。動的応答特性に影響を与える固有モードは、図-2に示すようになり、1次モードではタワー最上部が最も揺れるが、2次モードではタワー最上部よりもタワー中間部付近の振幅が卓越し、3次モードでは高さ約35mと約15mの2カ所において振幅が卓越し、逆位相となっている。このように洋上風力発電施設は、一般的な土木構造物や建築物と異なる固有モードが励起される特徴を有している。耐震設計に用いる時刻歴応答解析では入力地震動加速度時刻歴を必要とし、地盤特性や入力地震動の周波数特性により、応答加速度や応答変位、断面力等を求める必要がある。

重力式支持構造物の場合は上記に加えて、支持構造物の安定性すなわち滑動・支持力・転倒³⁾について検討する必要がある。

前述のPCケーソン式やハイブリッド重力式では、ケーソン本体またはRC製底版（以下、両者を「底版」と称する）の重量や平面寸法等の諸元が安定性確保のキーポイントとなる。重力式支持構造物の場合は支持構造物の安定性すなわち滑動・支持力・転倒³⁾について検討する必要がある。

前述のPCケーソン式やハイブリッド重力式では、ケーソン本体またはRC製底版（以下、両者を「底版」と称する）の重量や平面寸法等の諸元が安定性確保のキーポイントとなる。

滑動に関しては底版底面のみ摩擦力で抵抗すること³⁾とされている。一方、支持力については底版底面に作用する鉛直荷重に対する地盤反力度が、底版設置面以深の地盤が有する許容支持応力度以下であることを照査する³⁾。そのため、海底面直下が軟弱地盤である場合は地盤強度が低くなり、支持力の照査で適用不可となる場合がある。

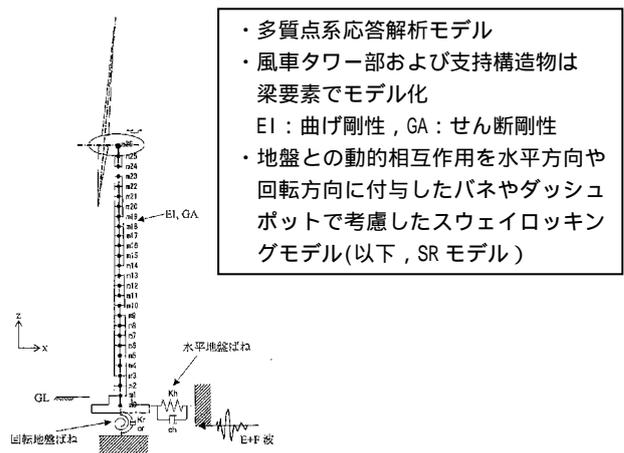


図-1 時刻歴応答解析モデルの例(直接基礎)³⁾

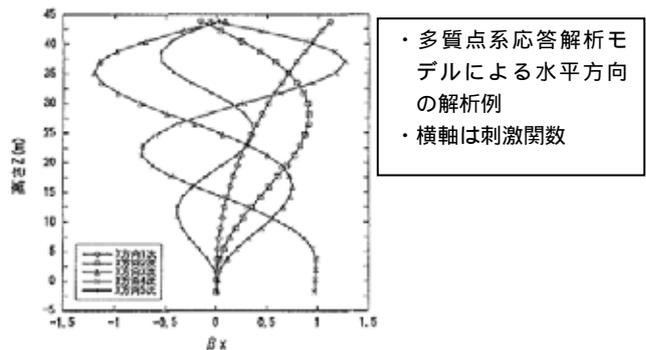


図-2 固有値解析の例(直接基礎・SRモデル)³⁾

転倒については、底版（幅B）に作用する鉛直荷重Vと転倒モーメント M_R から算定される「荷重合力の作用位置 $e = M_R/V$ 」が、荷重条件ならびに底版形状に応じて、表-1³⁾に示す閾値未満である必要がある。

同表では、重力式支持構造物の底版平面形状として、正方形と円形に加えて正八角形が対象とされている。

表-1 転倒照査の閾値³⁾を参考にまとめ

底版形状 荷重条件	正方形	円形	正八角形
長期荷重 (常時荷重)	B/6	B/8	B / 7.57
短期荷重 (暴風時、レベル1 地震等)	B/3	B/3.4	B / 3.15
極稀荷重 (レベル2地震等)	B/2.22	B/2.43	B / 2.35

底版形状が正多角形の場合、底版に内接する円に変換してもよい。円形の場合は、B = 直径となる。

また参考文献⁸⁾では港湾における洋上風力発電施設等に要求される性能が示されており、外力に対して安全な構造が要求されている。ここでは「自重、積載荷重、風圧、レベル1地震動等の作用で損傷しない」旨が規定され、「レベル2地震動、設計津波等の偶発作用により倒壊・崩壊しないもの」とされている。一方、「想定される偶発作用を大幅に上回る作用により、倒壊・崩壊した場合でも港湾機能に

影響が及ばないことを確認」する必要があるとされている。なお、ここでのレベル1地震動およびレベル2地震動は、後述の地震動に加えて「港湾に施設的设计で用いられるサイト波」を用いることが規定されている。

倒壊や崩壊の要因としては風車タワーの一部の塑性化や支持地盤の破壊、重力式についてはさらに滑動や転倒が考えられる。

風車タワーは基本的に弾性範囲内で設計することが重要であり、支持力については重力式を適用するにあたり、建設位置の地盤ならびに基礎マウンドの支持力確認を行うことが第一であると考えられる。また、滑動に関しては数値解析モデルにおいて、後述するスウェイロッキングパネの内、底版に付与するスウェイパネに滑動を模擬するためのバイリニア型非線形特性を付与することで考慮することができる。ただし、非線形特性は極稀地震時やレベル2地震動作用時において考慮する。一方、転倒に関しては、表-1に示した閾値に対して荷重合力の作用位置 e を算定する必要がある。 e の算定において必要となるパラメータの内、鉛直荷重 V は風車の運転状況や荷重条件に依存するが、主に風車タワーから作用する鉛直力や底版自重ならびに底版に作用する浮力が考えられる。転倒モーメント M_R については、波力や地震力等各種荷重により生じるモーメントが考えられるが、このモーメントに関しては動的な外荷重の作用下において、静的に評価するか動的に評価するか等について言及されていない。静的に評価する場合は、後述するが時々刻々と変化する応答加速度時刻歴より抽出した絶対値最大値から転倒モーメントを求めるため、構造物の動的応答特性によらず安全側の検討方法となるが、前述の絶対値最大値は発生時刻が一定ではないため、静的評価では転倒モーメントが大きくなり、その結果転倒照査において表1-1に示した閾値を満足するためには、底版寸法が過大となる傾向にある。そのため時々刻々と変化する応答加速度時刻歴により動的評価を実施することで、構造物の動的応答特性を考慮した転倒モーメントを算定することで合理的な底版寸法の設定が可能となるものと考えた。

先に触れたように洋上風力発電施設を直接対象とした動的応答特性を踏まえた転倒照査に関する研究は、これまでほとんどなされていない。洋上風力発電施設は図-2に示すような特徴的な固有モード振幅を示すため、重力式の場合は底版の寸法や重量により安定性を確保する性格を持つことから応答変位や応答加速度の分布が一般的な構造物と大きく異なることが予想される。さらに、底版本体の水平方向変位や滑動量等を考慮した上での検討が必要と考えられる。そのため、筆者らは提案する「動的転倒モーメントに基づく転倒安全性評価方法」に基づく転倒安全性照査を行うにあたり、時刻歴応答解析のみならず、振動実験によって動的応答特性の把握が必要であると考えた。そこで、本研究では洋上風力発電施設独特の固有モードを有する模型を用いて、水

中振動台を用いた振動実験ならびに再現解析を実施し、地震時における転倒安全性評価に関して、従来の静的評価手法の妥当性を評価した結果、および提案する動的評価手法について検討した結果について報告する。

2. 転倒に関する既往の研究について

洋上風力発電施設を直接対象として研究はこれまでほとんどなされておらず、既往研究事例としては土木系構造物では橋脚が、建築系構造物では高層ビルが対象となっている。

(1) 橋脚の例¹⁰⁾

この研究は橋脚基礎を対象としたものである。耐震設計において基礎の滑動・転倒・支持力の安全性照査が要求されるが、当時は震度法に基づく検討が実施されていた。この場合、転倒と滑動については各々の安全率が構造物の規模によらず、高さとの比により定まることになるが、実際の構造物基礎の動的応答には基礎の慣性力が関与することから、動的な転倒安全率は慣性力に影響する規模により異なることに着目して、構造物基礎と地盤の動的相互作用を考慮した全体系の動的応答解析を2次元FEMで実施し、動的な安全率と震度法に基づく安全率を比較検討している。文献における解析ケースと解析モデルを表-2および図-3に示す。解析では基盤面に1940 ELCENTRO NS成分、1952 TAFT EW成分、1968 HACHINOHE NS成分を最大加速度 0.2m/s^2 に調整して入力した。

表-2 解析ケース¹⁰⁾

高さとの比	Case No. (構造物高さ(m), 幅(m))				
10:3	1 (100,30)	2 (80,24)	3 (60,18)	4 (40,12)	
8:3	5 (80,30)	6 (64,24)	7 (48,18)	8 (32,12)	
6:3	9 (60,30)	10 (48,24)	11 (36,18)	12 (24,12)	
4:3	13 (40,30)	14 (32,24)	15 (24,18)	16 (16,12)	

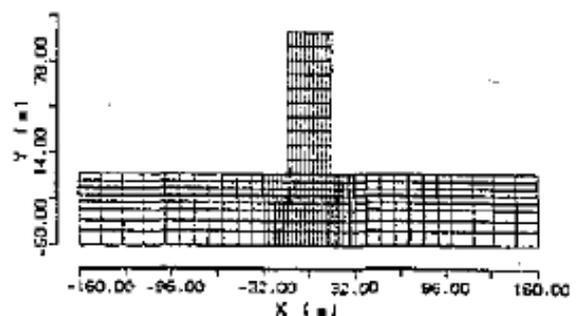


図-3 解析モデル¹⁰⁾

(2) 建築物の例¹¹⁾

平成8年兵庫県南部地震における震度7地域内における、新耐震設計法適用以前に建設された小被害建築物の被害調査および推定入力地震動による応答解析による詳細検討の結果、筆者らは「基礎の浮き上がりにより建物被害が低減された」と推定した。地震時の浮き上がりに関する研究のレビューにより応

答低減の要因として、

- ・浮き上がり発生時に転倒モーメントが頭打ちとなること。
- ・建築物への総入力エネルギーが低減されること等を示している。

以上に基づき、筆者らは大地震時の耐震性能向上を目的とした「浮き上がり許容構造」に着目して、アスペクト比3.5および7の建築物を対象として、縮尺1/9の模型振動台実験および実験の再現解析を実施した。

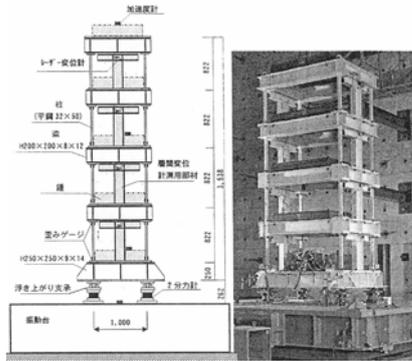


図-4 実験模型(アスペクト比7)¹¹⁾

振動台実験では模型の浮き上がりを許容した場合と拘束した場合の2ケースを考慮している。実験では入力地震動加速度波形は(一財)日本建築センターが作成した模擬地震動であるレベル2地震動波形を用いている。

実験結果の例を図-5～図-7に示す。

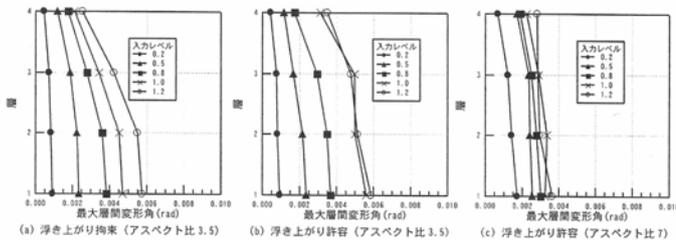


図-5 最大層間変形角の分布¹¹⁾

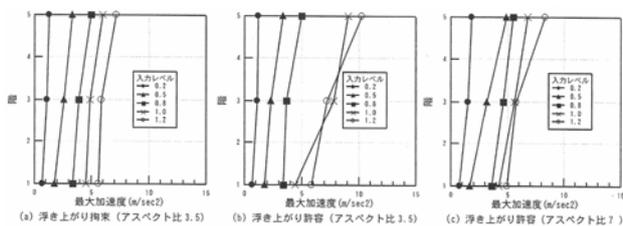


図-6 最大応答加速度の分布¹¹⁾

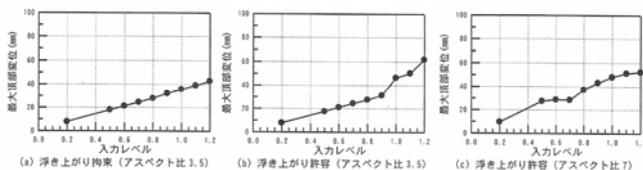


図-7 最大頂部応答変位の分布¹¹⁾

振動台実験の結果、以下のことが示されている。

- ・「浮き上がりを許容したアスペクト比7試験体」では、浮き上がりが発生する入力レベル(原波形の0.5)以上では、最大層間変形角は増加せずにはほぼ一定となっており、浮き上がりによる応答低減効果があるとしている一方で、最大加速度は増加している。

要因として浮き上がりによるロッキング変形が生じたと推定している。

- ・「浮き上がり拘束試験体」では最大頂部変位は入力レベル増大に伴い比例増加しているが、「浮き上がり許容試験体」ではあるレベルを境に増加特性が変化している。

また、立体フレームモデルを用いた実験の再現解析により、以下のことが示されている。

- ・浮き上がりをモデル下端に設けた鉛直バネに浮き上がりを考慮した非線形弾性特性を付与することで、「浮き上がり許容試験体」の挙動を再現できた。
- ・アスペクト比が大きいほど応答低減効果が大きい既往の研究結果と同様の結果が示された。

(5) 既往研究のまとめ

本研究では既往研究として2例を示した。いずれも構造物によらず静的な転倒モーメントに基づく転倒安全率よりも、動的な転倒モーメントに基づく転倒安全率が高い傾向にあることがわかった。

ただし、研究対象が橋脚や一般的な建築物であることから、トップヘビーのカンチレバー構造物である洋上風力発電施設への適用は注意が必要であると思われる。

3. 転倒照査方法に関する本研究について

(1) 検討対象の洋上風力発電施設

本研究では、定格出力5MWの風車タワーと重力式支持構造を有する洋上風力発電施設を対象とした。風車タワーに関しては試設計をベースとしているため、構造諸元の詳細は省略するが、タワー最上部に設置されるブレード・ナセル・ローターの全重量は約360トンで、設置海域の水位は+1.6m、ハブ高さは標高84m、海底面は水深-25mとした。洋上風力発電施設全体図を図-8に示す。以下、同図に示した構造をPrototypeとする。

タワー鋼管は最上部で外径約3.9m肉厚24mm、標高15.5m位置で外径約5.4m肉厚55mmと、下方に向かって外径が漸増する。支持構造物については、鋼管径を外径約5.5m肉厚65mmと一定の諸元とした。底板は重力式として機能するために必要となる剛体判定³⁾を実施するとともに、底板形状については暴風波浪時に標高15.5m位置における風車タワー下端で生じる軸力、せん断力、曲げモーメントである荷重(ローディングデータ)ならびに設計用入力地震動波形による時刻歴応答解析を用いて安定照査³⁾を行い、円形形状の場合で直径29m、厚さ3mの呼び強度30N/mm²の鉄筋コンクリート構造とした。

図-8の洋上風力発電施設の時刻歴応答解析を実施する場合、基礎固定時の1次および2次固有振動数を

固有値解析から算定して、レイリー減衰を設定³⁾する必要があるが、本研究で用いる縮尺模型においても動的応答特性を模擬するために、固有振動数に加えて、固有モード振幅をある程度合致させる必要がある。図-8に示したPrototypeの固有値解析結果ならびに固有モード振幅を表-3と図-9に示す。

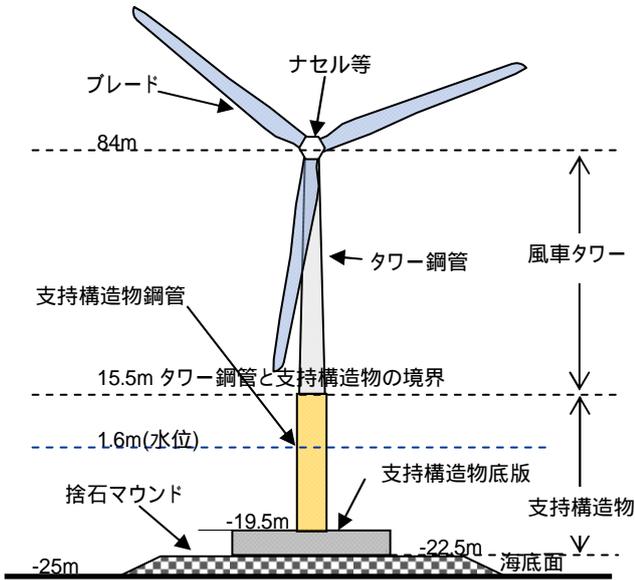


図-8 洋上風力発電施設概要(検討対象Prototype)

表-3 固有振動数(Prototype)

次数	固有振動数(1/s)	備考
1	0.279	・全て並進方向 ・固有振動数はX方向とY方向で同一
2	1.870	
3	4.956	

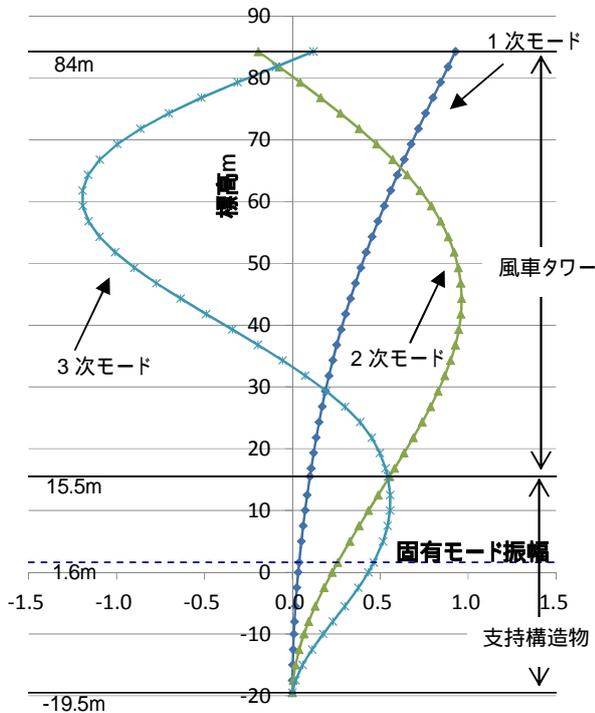


図-9 固有モード(Prototype)

なお、解析には汎用3次元構造解析コード「TDAP」を用い、3次元多質点系応答解析モデルを構築した。質点相互は鋼管の諸元に応じた断面剛性(変形係数E, 断面積A, 断面二次モーメントI, 極二次モーメントJ)を有する梁要素で結合した。なお座標系は図-8の紙面水平方向にX軸、奥行方向にY軸、鉛直方向にZ軸とし、境界条件は標高-19.5mで基礎固定とした。

地震動により、水中部の鋼管に作用する動水圧は、水中部の質点に水の付加質量を追加することで考慮した。

図-9に示すように、1次モードでタワー最上部の振幅が最大となるが、2次モードではタワー中間部付近で1次固有モード振幅最大値と同程度の振幅を示し、3次モードでは、タワー中間部の上方下位置で、1次固有モード振幅最大値以上の振幅を示す結果となった。こうした傾向は図-2と同様であり、定格出力や全高等によらず独特の固有モード性状を示すことがわかる。

(3) 転倒安全性照査手法について

重力式支持構造物の転倒照査に用いる転倒モーメントの算定方法として、高さ60mを超える風車タワーを搭載した重力式支持構造物を対象とした手法について示す。

a) 手法0

図-10に示すように、境界から下方を対象として転倒照査用の作用荷重を算定する方法である。高さ60mを超える風車タワーの場合、時刻歴応答解析により図中の ~ が最大となるものを設計地震動波形から抽出する。これを手法0とする。支持構造物全体が例えばケーソンのように全体が剛な構造では適用性が高いと考えられるが、鋼管とRC底板を併用した支持構造物では設計地震動波形に対して、固有モードに応じた変形が生じるため、動的応答特性を考慮した評価となっていないと考えられる。

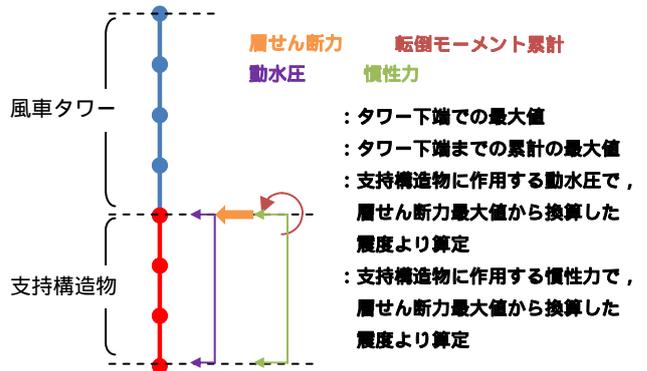


図-10 手法0の概念

b) 手法1

各質点位置での応答加速度時刻歴より慣性力時刻歴を求めて、同時刻歴より抽出した絶対値最大値に、基点から各質点までの距離すなわちアーム長を乗じて得られる転倒モーメントを集計する方法である。

概要を図-11に示す。

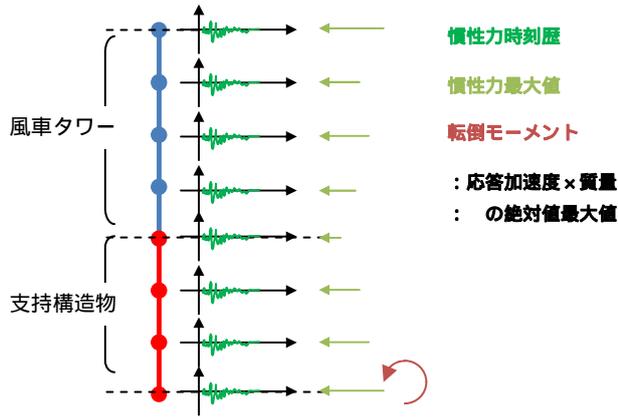


図-11 手法1の概念

c)手法2

応答加速度時刻歴から、質点を構成する梁要素における層せん断力時刻歴を求めて、さらに同時刻歴より抽出した絶対値最大値に、要素長を乗じて得られる転倒モーメントを集計する方法である。概要を図-12に示す。

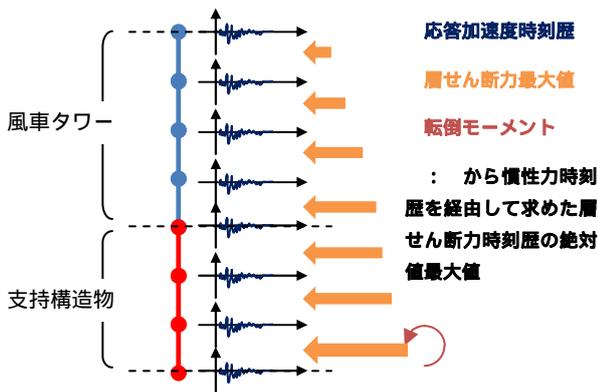


図-12 手法2の概念

d)手法3

本研究において提案する手法で、応答加速度時刻歴より各質点位置での慣性力時刻歴を求めて、さらに各時刻歴に対して、基点からのアーム長を乗じて転倒モーメント時刻歴を求め、その絶対値最大値を用いる方法である。概要を図-13に示す。

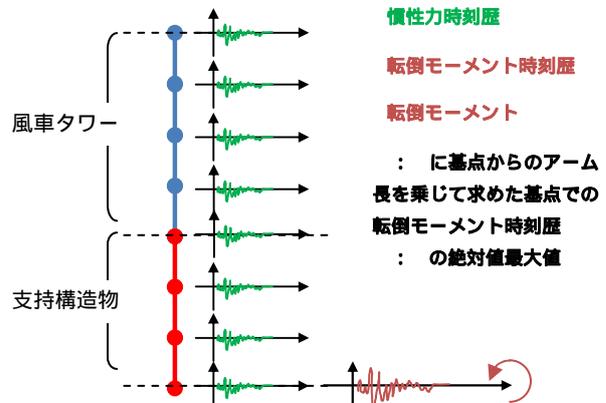


図-13 手法3の概念

なお、手法1と手法2では異なる時刻歴から抽出した絶対値最大値を用いるが、慣性力時刻歴による転倒モーメントと層せん断力時刻歴による転倒モーメントは基本同じものである。図-14に概要を示す。

4. 振動台実験

(1)実験模型

本研究では、既往研究²⁾と同様に1G場における相似則¹²⁾を適用した。

模型の縮尺についてはPrototypeの底版ならびに敷設する基礎マウンドの寸法を考慮して1/18とした。

各種パラメータに相似則を適用した結果を表-4に示す。

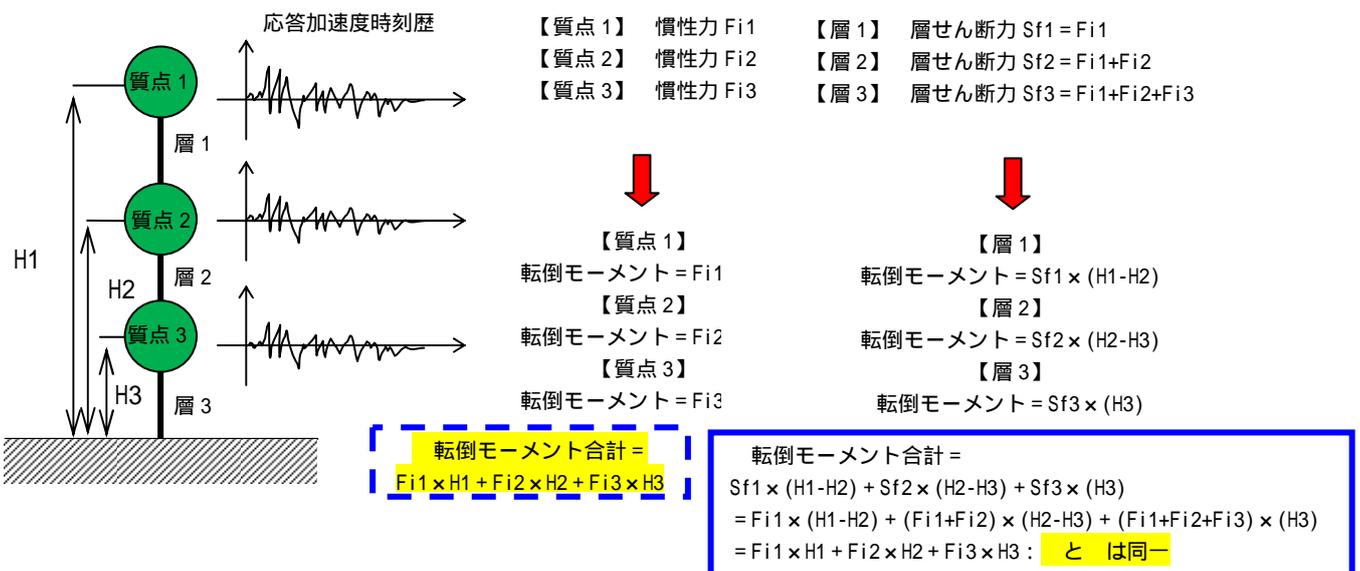


図-14 転倒モーメント

表-4 相似則適用結果

パラメータ	(実物 / 模型)	縮尺
長さ		18
密度	1	1
時間	0.75	8.74
応力		18
変位	1.5	76.4
加速度	1	1
ひずみ	0.5	4.24
曲げ剛性	4.5	445,375
軸剛性	2.5	1,375

Prototypeはタワー最上部から接続部に向かうにつれてタワー鋼管の外径がテーパ状に漸増しているが、模型製作にあたってはこのような鋼管の入手は不可能である。そこで模型用鋼管の諸元を設定するにあたり、Prototypeの風車タワー部を5区間に分割して、各区間の曲げ剛性の平均値を算出し、その平均値に対して表-4に示す相似則を適用した。

表-5に縮尺を考慮した模型用鋼管の断面二次モーメント、表-6に実験模型用鋼管の諸元を示す。

表-5 模型用鋼管の断面二次モーメント

区間(標高)	実物曲げ剛性の平均値 kNm ²	を模型換算した断面二次モーメント m ⁴
区間1(67m~84m)	1.06×10^8	1.19×10^{-6}
区間2(54m~67m)	1.36×10^8	1.53×10^{-6}
区間3(56m~54m)	1.91×10^8	2.14×10^{-6}
区間4(22m~56m)	2.90×10^8	3.25×10^{-6}
区間5(-19.5m~22m)	6.84×10^8	7.68×10^{-6}

ここに、鋼管の変形係数205kPa

表-6 模型用鋼管の諸元

区間	を模型換算した断面二次モーメント m ⁴	使用した鋼管諸元	
		外径と肉厚 mm	断面二次モーメント m ⁴
区間1	1.19×10^{-6}	101.6*t3.2	1.20×10^{-6}
区間2	1.53×10^{-6}	101.6*t4.2	1.53×10^{-6}
区間3	2.14×10^{-6}	114.3*t4.5	2.34×10^{-6}
区間4	3.25×10^{-6}	114.3*t6.0	3.00×10^{-6}
区間5	7.68×10^{-6}	165.2*t5.0	8.08×10^{-6}

次に、実験模型の固有値解析を実施した。なお、最上部のブレード・ローター・ナセルについては、Prototypeにおける総重量360トンモデルでは鋼板で作成した重錘で再現することとし、模型縮尺に従い $330 \div 18^3 = 61.7$ キロ分の重量を積層した鋼板で再現した。また、重錘と鋼管ならびに表-6に示す「諸元の異なる鋼管」の相互結合用鋼板についても寸法を適宜変化させながら、Prototypeの固有モード振幅を再現するように設定した。区間境界位置に設けた鋼板の諸元を表-7に示す。

表-7 鋼板の諸元

鋼板設置位置	鋼板寸法 mm 幅×長さ×厚さ
最上部	200×200×12 16枚 200×200×4.5 1枚
区間1上端	140×140×6 1枚
区間1-区間2境界	140×140×6 1枚
区間2-区間3境界	140×140×6 1枚
区間3-区間4境界	140×140×6 1枚
区間4-区間5境界	140×140×3.2 2枚

なお、最上部を除いた鋼板は鋼管と溶接で結合したが、区間4-区間5境界においては、模型製作および設置の都合上、模型上部と下部に分割して、各々に厚さ3.2mmの鋼板を区間4鋼管下部ならびに区間5鋼管上部に溶接して取り付けた。実験では模型上部および下部はボルトとエポキシ系接着剤を併用して結合した。

基礎マウンドについては、既往研究²⁾と同様にPrototypeで用いる捨石の平均重量から、相似則に従い粒径を算定して5号砕石を用いた。RC底板(呼び強度40N/mm²)はPrototypeの寸法を基準に、外径1.6m、厚さ0.167mとした。なお振動台実験では底板形状による挙動の違いに着目することとし、前述の外径を持つ円形底板と、その外径を内接円とする正八角形底板の2種類を作製した。底板概要を図に示す。

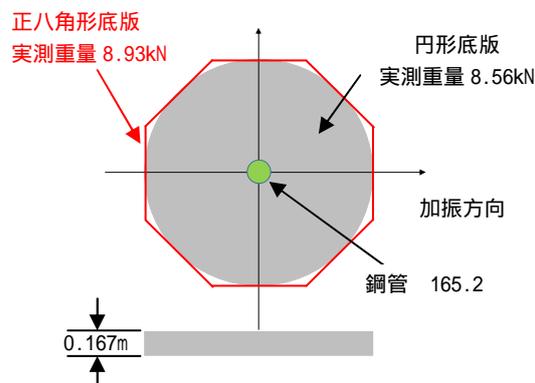


図-15 RC底板

基礎マウンドは、既往研究²⁾と同様に振動台テーブル上に設置した人工基盤層(セメントと砂混合)の上に設けた。なお、水中部の鋼管は曲げ剛性を相似則に従い設定した結果として外径165.2mmとなったが、実寸換算すると約3.0mとなりPrototypeの5.5mよりも小さくなり、動水圧の影響が少なくなることが考えられた。そこで動水圧の影響を適切に考慮することを目的として、軽量かつ鋼管の曲げ剛性に影響を及ぼさない材料である発泡スチロール(外径 $5500\text{mm} \div 18 = 305\text{mm}$)で巻き立てた。なお、ひずみゲージは各区間の鋼管上端および下端に貼付した。加速度計は風車タワーの応答加速度が事前シミュレーションにより 2.0m/s^2 を超えることが予想されたため、風車タワーには5G加速度計を取り付け、その他は2G加速度計とした。なお最上部重錘の鉛直方向

とRC底版の水平方向 / 鉛直方向の加速度測定用に2G加速度計を設置した。

模型全体概要を計測機器類等とともに図-16に示す。また、作製した模型下部の写真および実験状況を写真-1と写真-2に示す。

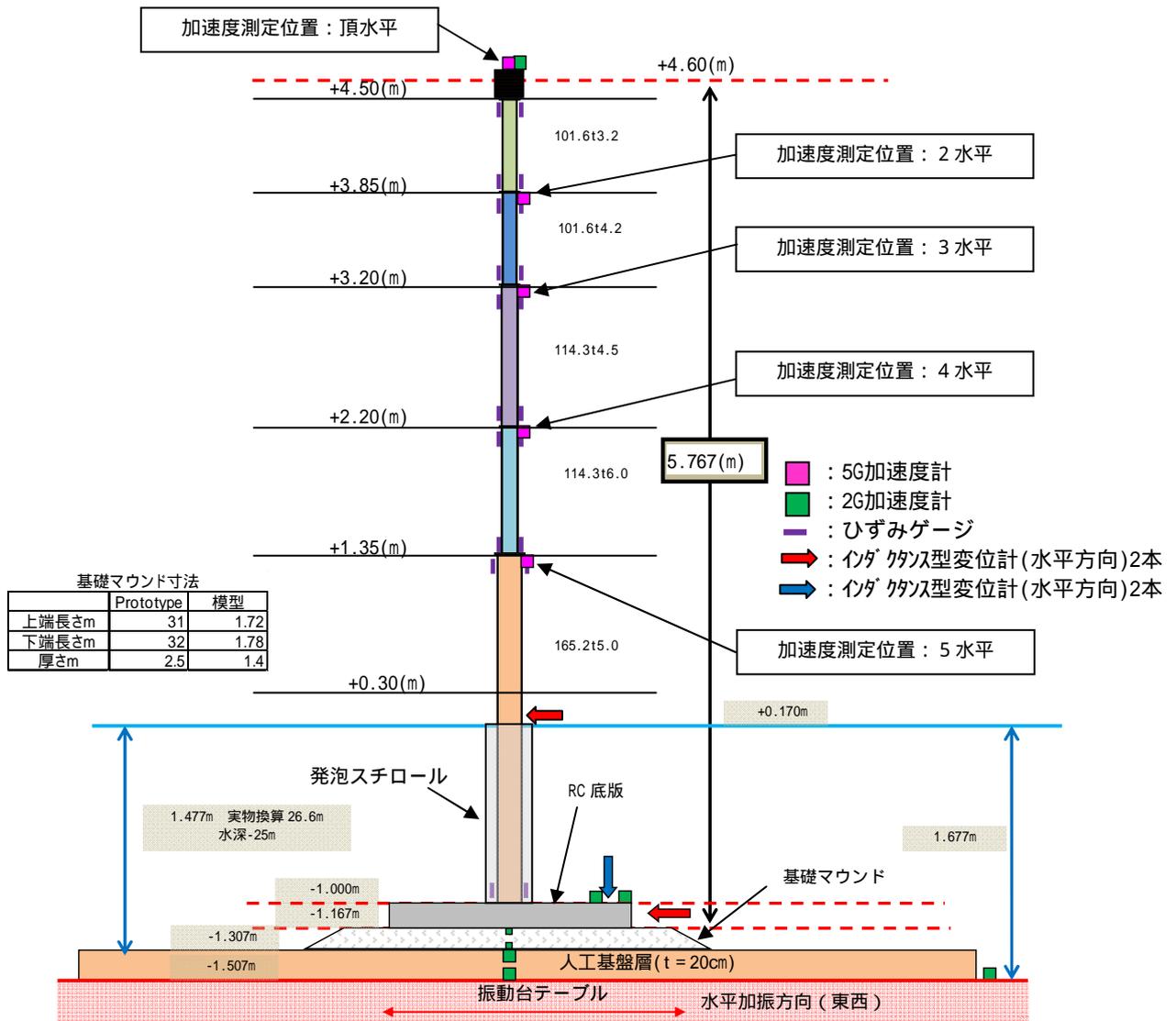
なお、地盤を含んだ模型は予め振動台テーブル上に設置した剛土槽の間に設置した。タワー下端の水平方向変位と、RC底版の水平方向 / 鉛直方向変位を測定するための変位計は剛土槽を固定端として設置した。



写真-1 実験模型(手前：円形，奥側：正八角形)



写真-2 実験状況(注水，円形底版)



重力式支持構造物を有する洋上風力発電施設の模型を用いた実験内容を表-8に示す。

表-8 実験内容

実施項目	目的	備考
パルス加振	地盤材料の初期せん断波速度の算定	再現解析への適用 サンプリング [*] 2048s ⁻¹
スイープ加振	1次以上の固有振動数の算定	再現解析への適用 サンプリング [*] 500s ⁻¹
自由振動	1次固有振動数と減衰定数の算定	同上
不規則波 (観測波)	設計入力地震動による動的応答特性の把握と転倒現象発生の確認	同上
不規則波 (告示波)		同上

なお、表-8に示す観測波は時刻歴応答解析で用いるELCENTRO 1940 NS成分，TAFT 1952 EW成分，HACHINOHE1968 EW成分の3種類とし，告示波については同様に，直下型地震対応としてJMA KOBE 1995 NS成分位相と，長周期地震動対応としてHACHINOHE 1968 NS成分位相，またRANDOM位相の3種類を用いた。告示波は基盤面で規定される不規則波であるため振動台テーブルへ直接入力し，観測波は本来基礎に対する有効入力動としての取り扱いをすべきであるが，告示波と同様とした。

(3) スイープ加振の結果

作製した模型を用いて，スイープ加振(最大加速度0.3m/s²，振動数0.7Hz～70Hz)を実施して，固有振動数を得た。模型上部と下部は，ボルト接合と接着剤により接続しているため，これらの剛性を基本として，実験模型のモデル化においては，接続部に二重節点によるバネを設けて，スイープ加振による固有振動数とフィッティングさせることでバネ定数(水平・鉛直・回転方向)を設定した。なお，解析モデルは5種類の鋼管毎に節点を5～10個設け，52節点の多質点系応答解析モデルを構築した。

図-15の模型を対象とした固有値解析結果および固有モード振幅(標高-1.0mで基礎固定)を表-9および図-17に示す。なお，固有モード振幅については，Prototypeと模型の最上部標高を1.0とすることで比較した。表-9より，固有振動数は比較的良く一致して

表-9 模型の固有値解析結果

次数	固有振動数 (1/s)	固有振動数 (1/s)	固有振動数 (1/s)
	Prototype (模型換算値)	模型の固有値 解析結果	模型スイープ加 振の測定結果
1	0.279(2.44)	2.18	2.03
2	1.870(16.3)	15.9	16.7
3	4.956(43.3)	39.7	41.6

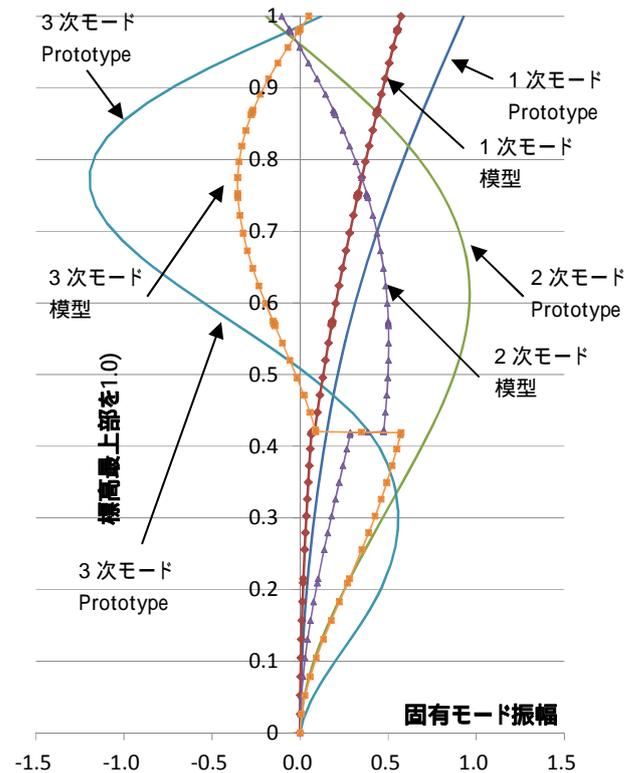


図-17 模型の固有モード振幅

いることがわかる。また，図-17から固有モード振幅については，模型の方がPrototypeと比較すると小さく，模型上部下部の接続部において設けたバネの影響が見られるが，特徴的な固有モード振幅のある程度再現していることがわかる。

(4) パルス加振の結果

パルス加振により得られた捨石マウンド上下端ならびに人工基盤層上下端における応答加速度のピーク値発生時間の差と加速度計設置高さの差から，初期せん断波速度を求めた。捨石マウンドでは72m/s，人工基盤層では181m/sが得られた。

(5) 自由振動実験の結果

設置した模型の重錘部を人力で押すことで，1次振動数と減衰定数取得を目的とした自由振動実験を実施した。頂部応答加速度時刻歴より，バンドパスフィルター処理を施して応答加速度波形を求めた後，対数減衰率から減衰定数を求めた。1次振動数は表4-7に示すスイープ加振とほぼ一致し，1次の減衰定数として0.5%が得られた。

(6) 不規則波加振

不規則波加振では，設計入力地震動としての観測波3種類と告示波3種類を使用した。

実験では，合計6種類の地震動について最大加速度0.1m/s²を基本とし，測定した応答加速度の分布から模型に対して最も大きな加速度応答を示す地震動を観測波および告示波より1種類ずつ選定し，その後，地域別地震係数Zを0.8，1.0以上とした最大加速

度を設定した．なお，観測波に関しては $Z=0.8$ で最大速度を 0.4m/s に基準化している．使用した設計用入力地震動($Z=0.8$)の原波形を図-18～図-23に示す．なお実験では相似則に従い，時間軸を $1/8.74$ に圧縮した．

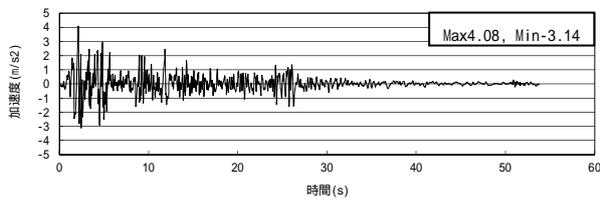


図-18 ELCENTRO 1940 NS成分($Z=0.8$)

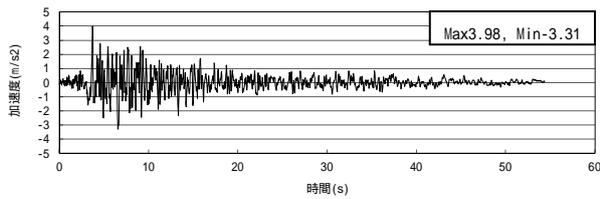


図-19 TAFT 1952 EW成分($Z=0.8$)

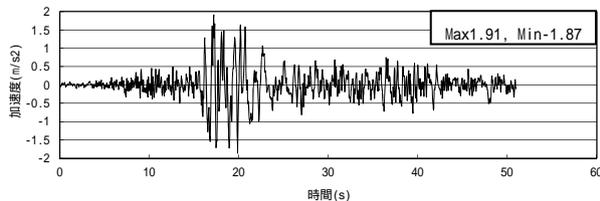


図-20 HACHINOHE 1968 EW成分($Z=0.8$)

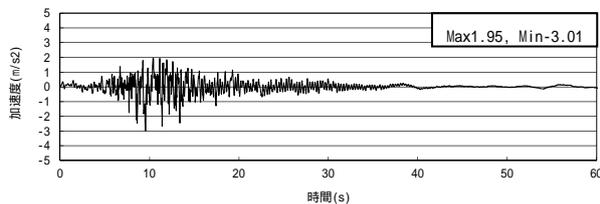


図-21 JMA KOBE 1995 NS成分位相($Z=0.8$)

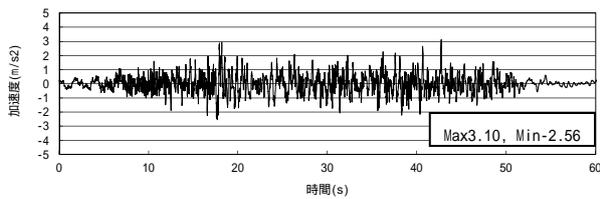


図-22 HACHINOHE 1968 NS成分位相($Z=0.8$)

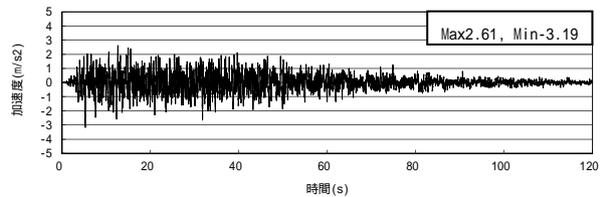


図-23 RANDOM位相($Z=0.8$)

以降では図-18～図-23に示した入力地震動を，観測ELNS，観測TAEW，観測HAEW，告示KOBE，告示HANS，告示RDMとする．

5．振動台実験の結果

(1)不規則波加振その1

6種類の地震動について，最大加速度 0.1m/s^2 とした不規則波加振より得られたタワー鋼管部の加速度時刻歴の最大値・最小値の分布を図-24～図-25に示す．加速度時刻歴より，最上部よりも下方における応答が大きく，特徴的な固有モードを再現できていることがわかる．底板形状による差異として，円形底板と正八角形底板では観測波加振により最も大きい応答を示した波形が各々観測TAEWと観測ELNSと異なるものの，円形底板における観測ELNS入力時の応答は正八角形底板における応答とほぼ同等である．一方，告示波加振では告示RDMが最も大きな応答を示したため，以降の加振では，観測ELNSと告示RDMを用いることとした．

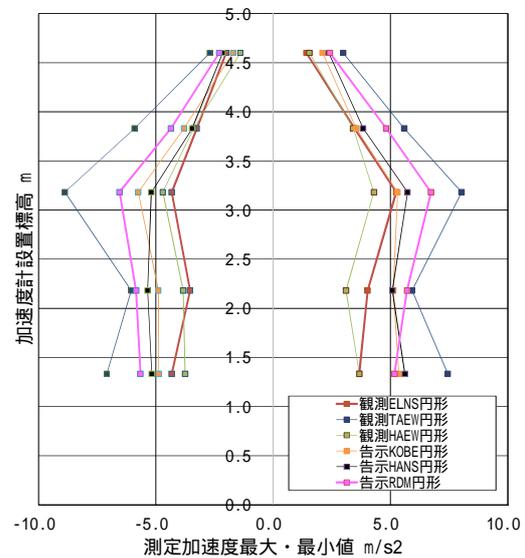


図-24 円形底板使用時

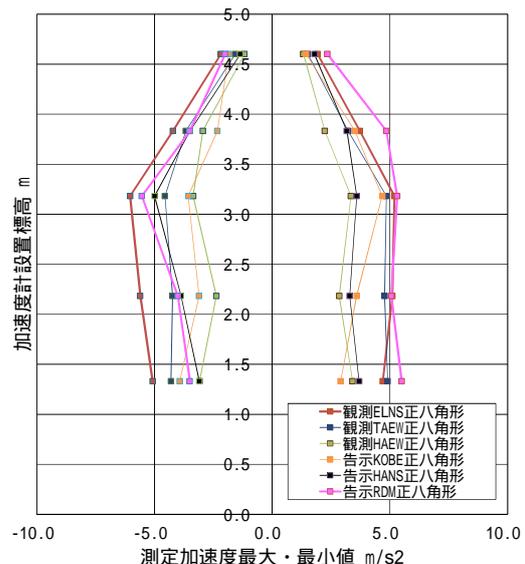


図-25 正八角形底板使用時

(2)不規則波加振その2

(1)で選定した2種類の地震動について、最大加速度を変化させて実施した加振実験ケースを表-26に示す。なお最大加速度は振動台入力命令値である。

表6-26 実験ケース

ケース名称	最大加速度 (m/s ²)	底板形状 基礎マウンド有無		備考
		円形	正八角形	
ELNS-1	0.100	有	有 / 無	
ELNS-2	0.300			
ELNS-3	0.408			Z=0.8
ELNS-4	0.510			Z=1.0
RDM-1	0.100			
RDM-2	0.200			
RDM-3	0.319			Z=0.8
RDM-4	0.399			Z=1.0
RDM-5	0.500			Z=1.25相当
RDM-6	0.600	Z=1.5相当		
RDM-7	0.700	-	Z=1.75相当	
RDM-8	0.800	-	Z=2.0相当	
RDM-9	1.000	-	無	Z=2.5相当

ELNS-3において測定した応答加速度時刻歴を図-26～図-27に示す。

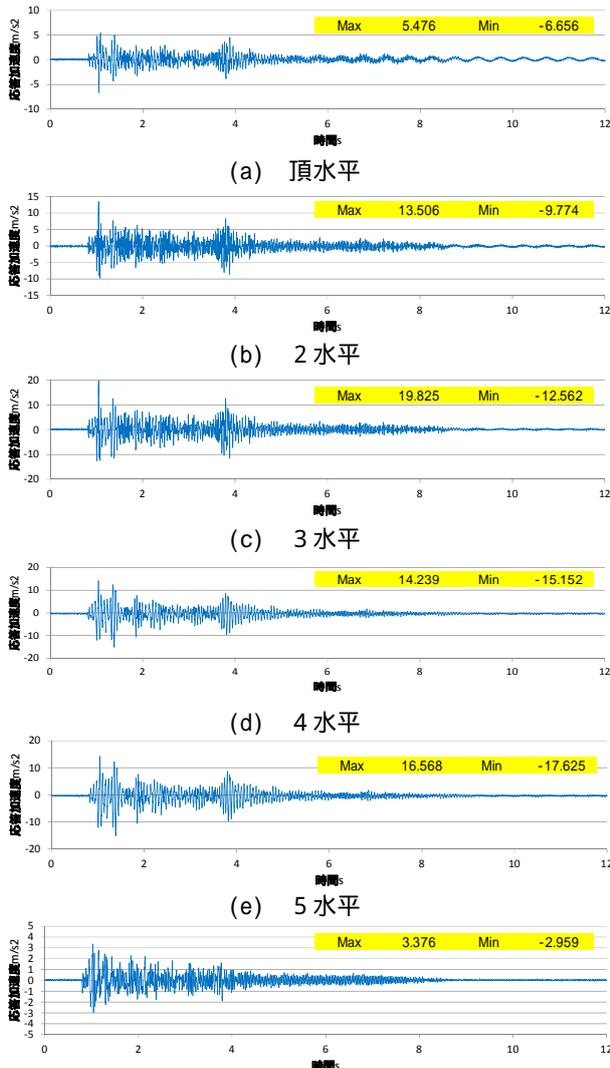


図-26 正八角形底板時加速度(ELNS-3)

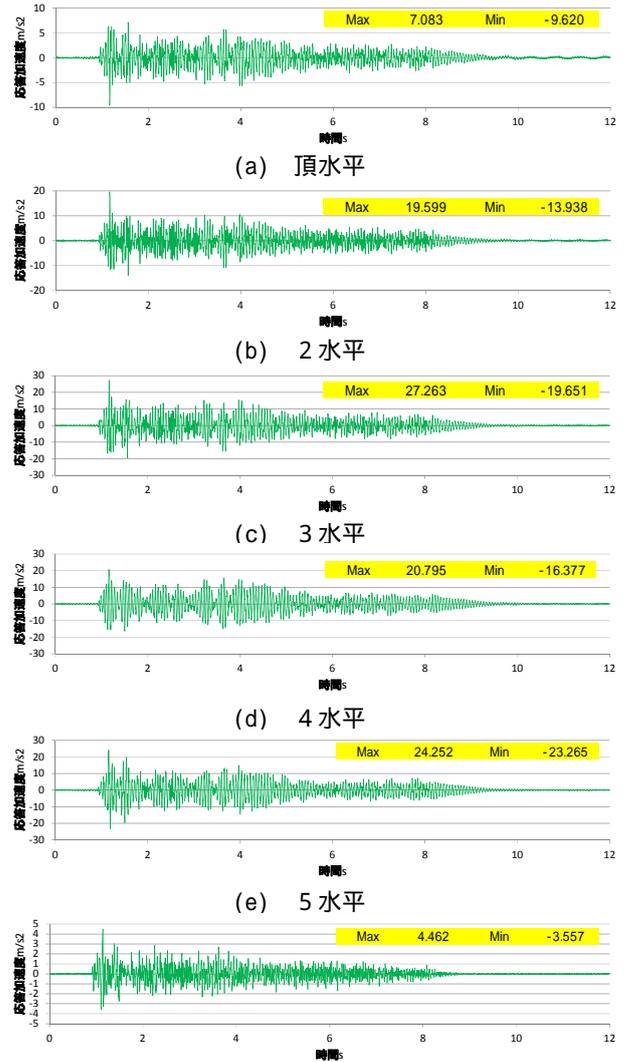


図-27 円形底板時加速度(ELNS-3)

図-26と図-27より、タワー鋼管部応答加速度は最上部よりもタワー中央付近が卓越しており、高次モードの影響が確認できた。なお鋼管に発生したひずみの最大値は降伏ひずみを下回っており、弾性範囲内にあることは確認している。

観測ELNS入力において円形底板では、正八角形底板に対して振動台テーブル加速度時刻歴の最大・最小値が1.3倍程度となっているが、タワー鋼管の応答加速度は1.5倍程度になっている。

次に円形底板と正八角形底板使用時における底板変位時刻歴を示す。なお変位計(図-28参照)剛土槽に取り付けたため、基礎マウンドに対する相対変位では無いことを記す。

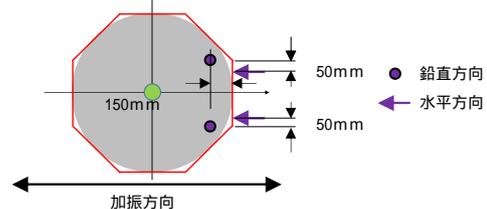
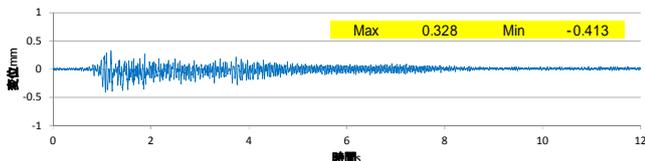
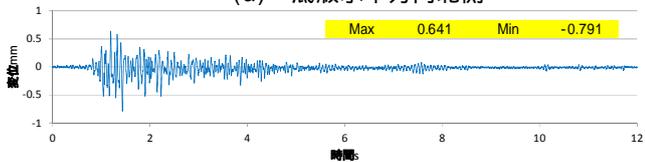


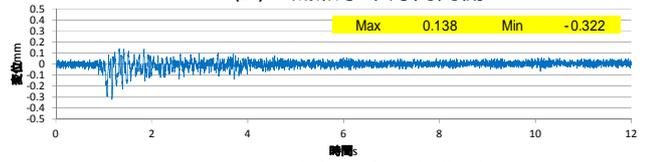
図-28 変位計配置概要



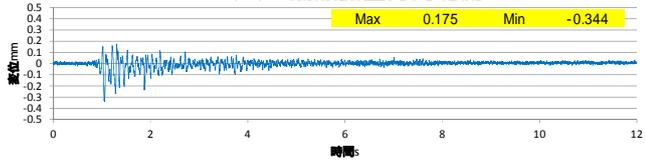
(a) 底版水平方向北側



(b) 底版水平方向南側

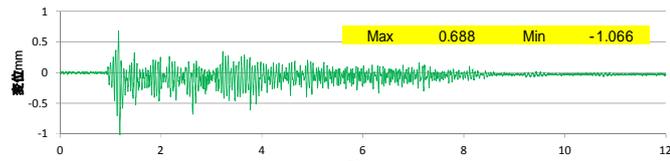


(c) 底版鉛直方向北側

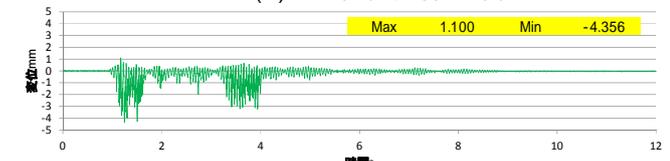


(d) 底版鉛直方向南側

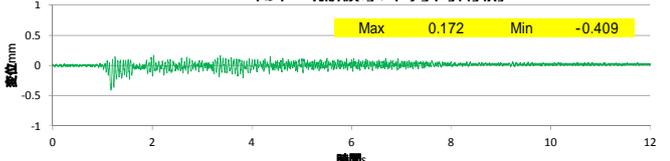
図-29 正八角形底版時変位(ELNS-3)



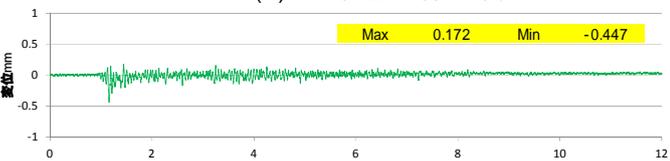
(a) 底版水平方向北側



(b) 底版水平方向南側



(c) 底版鉛直方向北側



(d) 底版鉛直方向南側

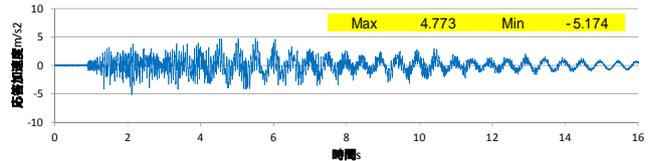
図-30 円形底版時変位(ELNS-3)

図-29と図-30から正八角形底版の場合は、水平方向南側と北側変位の最大・最小値は北側に比べて2倍程度となり、平均すると最大0.5mm最小-0.6mm程度であるが、円形底版の場合は水平方向北側に対して南側が最大4倍となった。南側の変位については、両底版使用時の振動台テーブル加速度が1.3倍異なることを考慮すると、円形底版の方が3倍程度大き

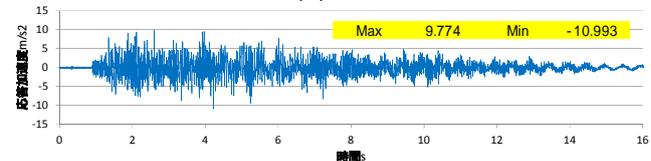
くなっている。正八角形底版と比較すると鉛直軸周りに回転している可能性が高いと考えられる。

一方鉛直方向では両底版ともにロッキングしていることが示唆される。ただし正八角形底版使用時は振動台テーブル加速度時刻歴と類似した位相を示しているが、円形底版使用時は、大きく異なっている。また、6s以降で自由振動波形と同様の挙動を示し、円形底版のロッキング挙動は、正八角形底版と比べて複雑であることがわかる。

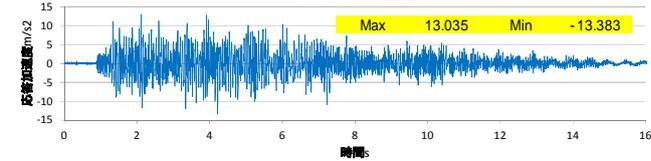
次にRDM-3において測定した応答加速度時刻歴を図-31～図-32に示す。



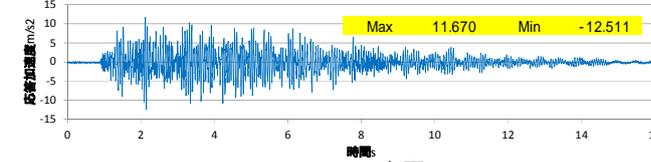
(a) 頂水平



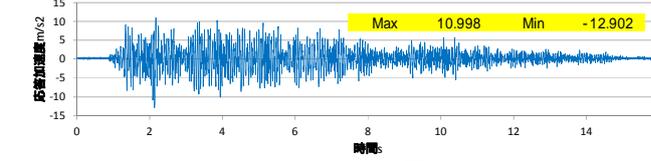
(b) 2 水平



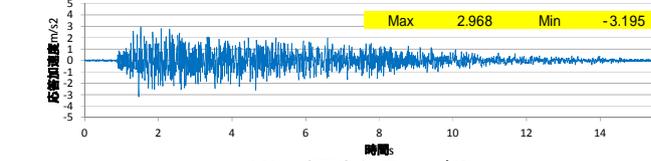
(c) 3 水平



(d) 4 水平

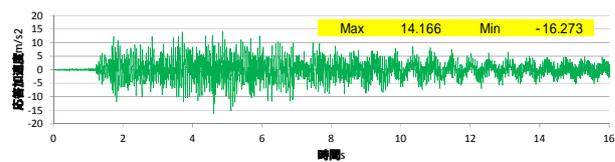


(e) 5 水平



(f) 振動台テーブル

図-31 正八角形底版時加速度(RDM-3)



(a) 頂水平

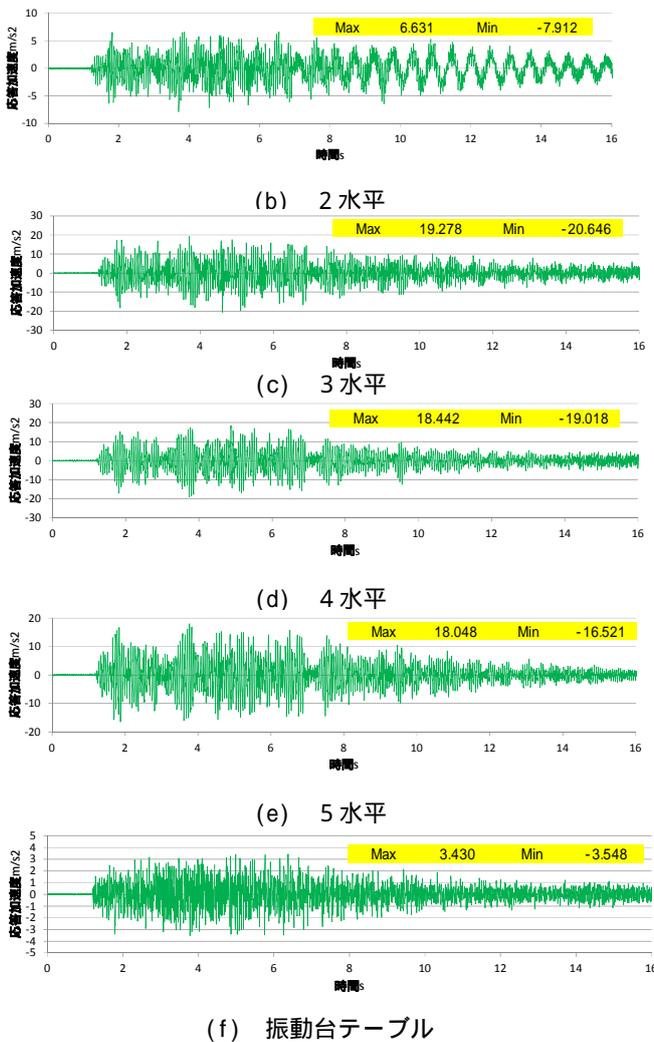


図-32 円形底板時加速度(RDM-3)

告示RDM入力においても同様に、円形底板では正八角形底板に対して振動台テーブル加速度時刻歴の最大・最小値が1.1倍程度であるが、タワー鋼管の応答加速度は1.5倍程度になっている。

RDM-3における両底板使用時の底板変位時刻歴を図-33～図-34に示す。

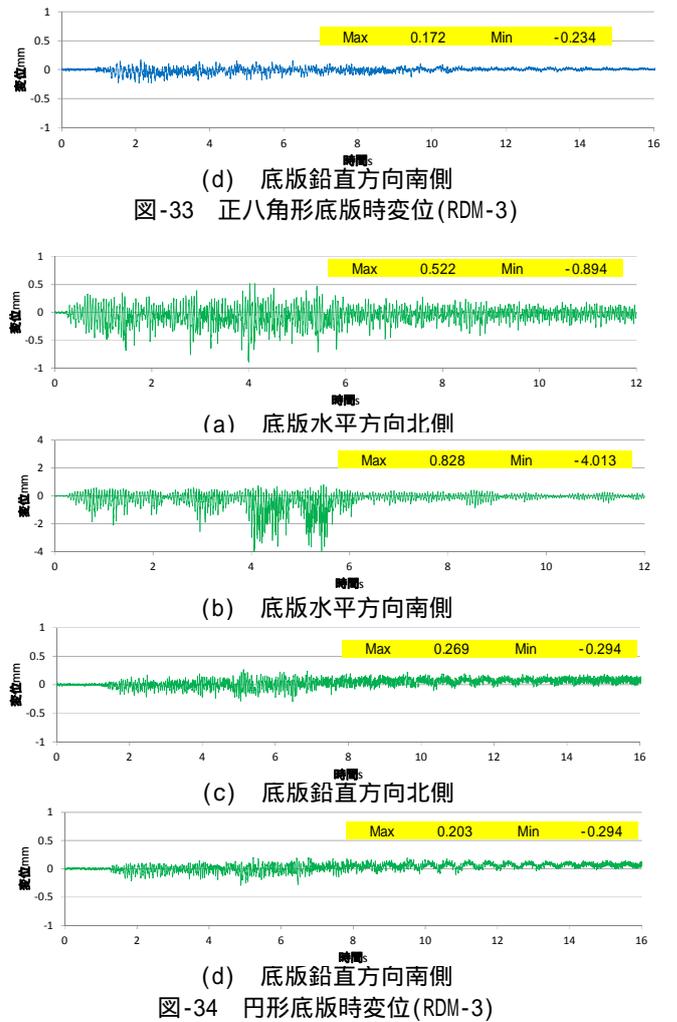
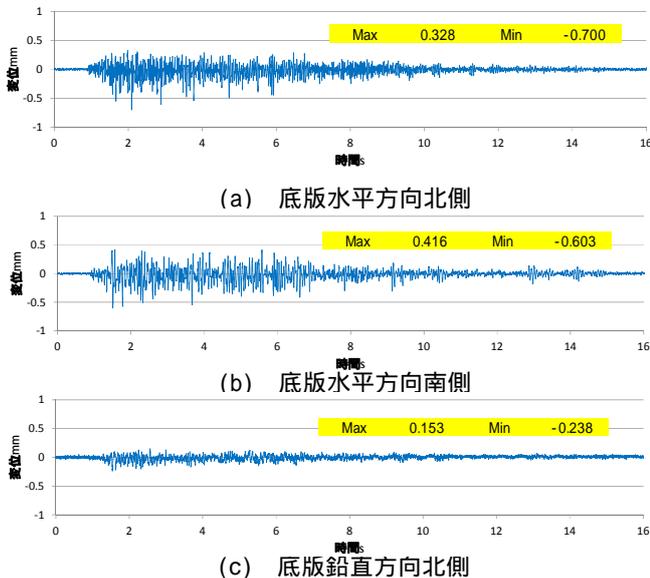


図-33 正八角形底板時変位(RDM-3)

図-34 円形底板時変位(RDM-3)

図-33と図-34から正八角形底板の場合は、水平方向南側と北側変位はほぼ同様であり、平均すると最大0.4mm最小-0.6mm程度であるが、円形底板の場合は水平方向北側に対して南側が最大4倍となった。

南側変位については、両底板使用時の振動台テーブル加速度が1.1倍異なることを考慮すると、円形底板の方がELNS-3と同様に3倍程度大きくなっている。鉛直方向についても両底板ともにロッキング挙動を呈していると考えられる。

RDM-3のケースにおいても、ELNS-3と同様に正八角形底板使用時には振動台テーブル加速度時刻歴と類似した位相を示している。また円形底板使用時は正八角形底板使用時と大きく異なることも両ケースで同様であり、RDM-3のケースでは、約9s以降で自由振動波形と同様の挙動を示している。

以上から、異なる周波数特性を有する不規則波を用いても、正八角形底板と比較して円形底板では鉛直軸周りに回転している可能性が高く、そのロッキング挙動は、正八角形底板と比べて複雑であることから、正八角形底板の方が安定していると考えられる。

なお、全実験ケースにおいて底板の滑動やロッキングは確認されたが、基礎マウンド有りのケースで、基礎マウンドから滑落挙動や、模型全体の倒壊現象等も確認されなかった。

したがって、本実験で用いたRC底版の寸法であれば滑動ならびに転倒に対する安全性を十分に確保していることが確認できた。

6. 実験再現解析

(1)再現解析モデル概要

再現解析モデルとして、図-17に示した固有値解析結果を得た、模型の多質点系応答解析モデル概要を図-35に示す。基礎固定解析はタワー鋼管最下端(標高-1m)で全自由度固定とし、時刻歴応答解析ではSRモデルを作成した。底版は正八角形底版とした。

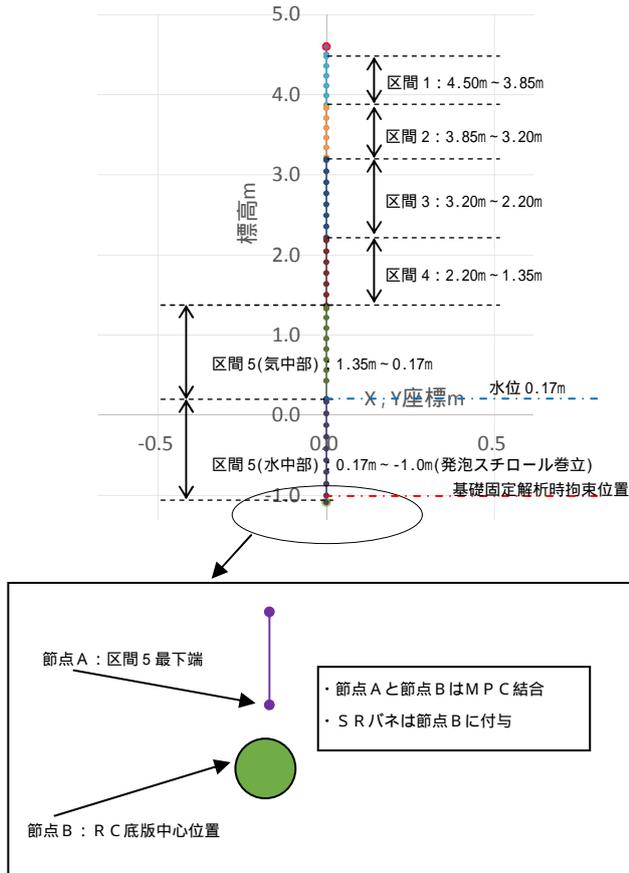


図-35 再現解析用多質点系応答解析モデル概要

基礎固定解析における固有値解析結果を累積有効質量比とともに表-10～表-11に示す。

表-10 固有値解析結果(模型)

次数	固有振動数 s^{-1}	累積有効質量比%			
		X軸並進	Y軸並進	Z軸並進	
1	2.07	X軸並進	21	21	0
		Y軸並進	41	41	0
2	16.9	X軸並進	51	51	0
		Y軸並進	61	61	0
3	41.1	X軸並進	66	66	0
		Y軸並進	71	71	0
4	73.9	X軸並進	75	75	0
		Y軸並進	78	78	0
5	88.7	Z軸並進	78	78	51

表-11 固有値解析結果(Prototype)

次数	固有振動数 s^{-1}	累積有効質量比%			
		X軸並進	Y軸並進	Z軸並進	
1	0.28	X軸並進	22	15	0
		Y軸並進	38	38	0
2	1.87	X軸並進	60	38	0
		Y軸並進	60	60	0
3	4.96	X軸並進	60	74	0
		Y軸並進	74	74	0
4	7.42	Z軸並進	74	74	48
5	8.96	X軸並進	85	74	48
		Y軸並進	85	85	48

表-10と表-11より、模型ではZ軸並進方向がX軸およびY軸並進よりも後の5次モードとして出現していることがPrototypeと異なっているが、累積有効質量比はほぼ同程度となっていることがわかる。

(2)SRモデルのバネ定数と減衰係数

SRモデルのバネ定数ならびに減衰係数は、精算解を求める手法としては、一様な半無限地盤を対象とした3次元薄層要素法等の数値解析手法があるが、本研究では文献³⁾を参考として以下に示す式により算出した。

$$K_H = \frac{8Gr_0}{2-\nu} \quad C_H = \rho V_s A \quad (7a)$$

$$K_R = \frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)} \quad C_R = \rho V_s I \eta \quad (7b)$$

$$K_V = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \quad C_V = \rho V_s A \eta \quad (7c)$$

ここに、

K_H : 直接基礎の水平方向バネ定数 (kN/m)

C_H : 直接基礎の水平方向減衰係数 (kNs/m)

K_R : 直接基礎の回転方向バネ定数 (kNm/rad)

C_R : 直接基礎の回転方向減衰係数 (kNms/rad)

K_V : 直接基礎の鉛直方向バネ定数 (kN/m)

C_V : 直接基礎の鉛直方向減衰係数 (kNs/m)

G : 直接基礎底面以深の表層地盤の平均せん断剛性 (kN/m²)

r_0 : 直接基礎の等価半径 (m)

ν : 直接基礎底面以深の表層地盤のポアソン比

ρ : 直接基礎底面以深の表層地盤の密度 (kg/m³)

V_s : 直接基礎底面以深の表層地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)

A : 直接基礎の面積 (m²)

η : 等価縦波速度係数で、
 $= 3.4 / \{ (1 - \nu) \}$

I : 直接基礎の断面二次モーメント (m⁴)

なお、式(7a)～式(7c)についても一様な半無限地盤を対象とした式であり、振動台実験ではこうした境界条件を満足しないが、本研究はSRモデルを用いた時刻歴応答解析による動的転倒モーメントに基づく評価手法の妥当性評価を目的としたものであること

から、簡易な式によるモデル化の妥当性も併せて検討することとした。再現解析の対象はELNS-3とRDM-3とした。なお両ケースともに極稀荷重であることから、式(7a)～式(7c)で用いた平均せん断波速度は初期値の60%と設定した。

バネ定数および減衰係数の算定対象とする地盤は、基礎マウンドのみの場合と、人工基盤層を加えた2層地盤とする場合が考えられる。2層地盤では層厚を考慮した平均値に基づき算定することとした。

測定した地盤の密度と平均せん断波速度などを用い、測定結果との比較を踏まえながらパラメトリックスタディを実施して、最終的に再現解析で用いたバネ定数と減衰係数を表-11～表-12に示す。

表-11 算定結果(基礎マウンドのみ考慮)

パラメータ	値
K_H	$3.1 \times 10^4 \text{ kN/m}$
C_H	$1.8 \times 10^2 \text{ kNs/m}$
K_R	$7.6 \times 10^4 \text{ kNm/rad}$
C_R	56 kNms/rad
K_V	$4.4 \times 10^4 \text{ kN/m}$
C_V	$3.5 \times 10^2 \text{ kNs/m}$

表-12 算定結果(2層地盤)

パラメータ	値
K_H	$3.4 \times 10^5 \text{ kN/m}$
C_H	$5.1 \times 10^2 \text{ kNs/m}$
K_R	$8.1 \times 10^5 \text{ kNm/rad}$
C_R	$1.6 \times 10^2 \text{ kNms/rad}$
K_V	$4.8 \times 10^5 \text{ kN/m}$
C_V	$1.0 \times 10^3 \text{ kNs/m}$

再現解析では文献³⁾と同様に基礎固定解析による1次ならびに2次振動数を対象としたレイリー減衰を用いた。1次の減衰定数は自由振動で得られた0.5%を適用した。2次の減衰定数は実験で求めることが困難であったことから、パラメトリックスタディに基づき、解析では1.5%と設定した。時刻歴応答解析は線形計算で積分ステップを 500s^{-1} とした。

(3) 底板変位

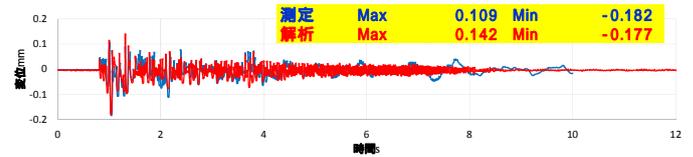
ELNS-3とRDM-3を対象として、SRモデルを用いた解析結果と測定結果の内、底板変位を比較した結果を先に示す。これは重力式支持構造物であることから底板水平方向変位および水平方向地盤バネの評価が重要と考えたためである。

2層地盤としてバネ定数を評価した場合の底板変位を比較した結果を示す。なお時刻歴応答解析においては、有効入力動として考えられる基礎マウンド上面に設置した測定加速度時刻歴を用いた。

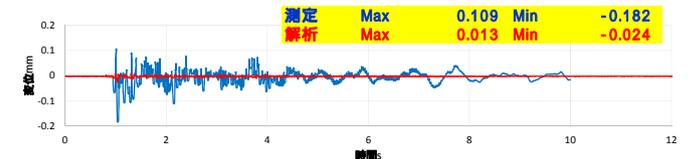
また、解析で得られる底板変位が基礎マウンドに対する相対変位であることから、測定値の場合は測定した底板水平方向変位時刻歴の平均値より、基礎マウンド上面の測定加速度時刻歴を積分して得られる変位時刻歴を差し引くことで求めた。なお、積分

は中立軸補正と1s以下の長周期成分をフィルタ処理することで実施した。

表-11と表-12に示したパラメータを用いた解析値と測定値を比較した結果を図-36～図-37に示す。

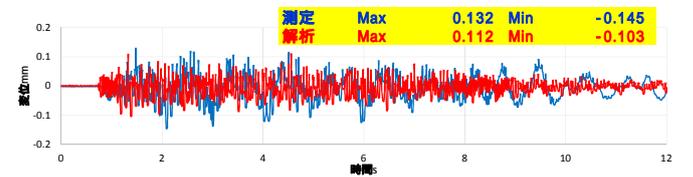


(a) ELNS-3(表-11パラメータ)

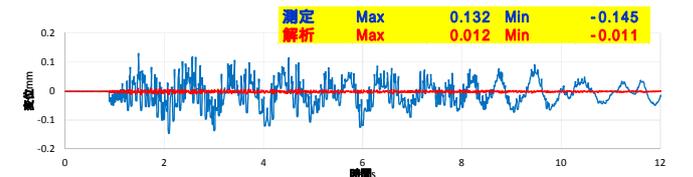


(b) ELNS-3(表7-11パラメータ)

図-36 底板相対変位の比較その1



(a) RDM-3(表-11パラメータ)



(b) RDM-3(表-12パラメータ)

図-37 底板相対変位の比較その2

図-36～図-37より、両ケースにおいて表-11のパラメータを使用した場合は、測定結果に対して1/10程度と小さくなっている。これはバネ定数が大きいことによることが原因と思われる。一方、表-12のパラメータでは4s以降の1次振動を完全に再現できていないが、最大・最小値とともに比較的良い一致を示している。

なお、参考としてRC底板自体の基礎マウンド上面に対する滑動量について算定した結果を示す。算定にあたり、水平方向地盤バネにバイリニア型非線形特性(図-38)を付与した。図中のPmaxは既往研究²⁾で得られた摩擦係数0.6を考慮して設定した。また積分ステップは線形計算時の1/5とした。

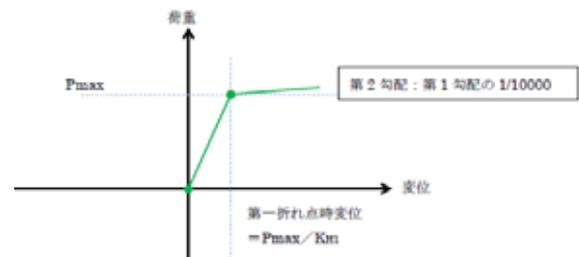
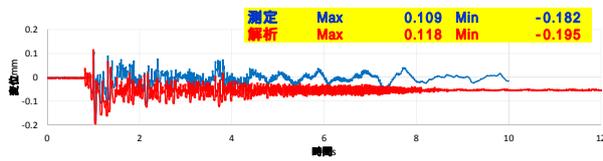
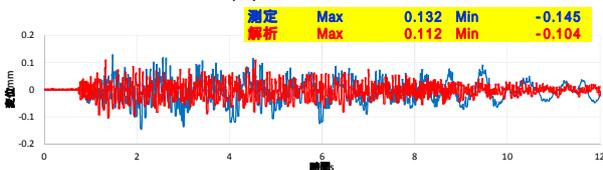


図-38 水平方向地盤バネの非線形特性



(a) ELNS-3



(b) RDM-3

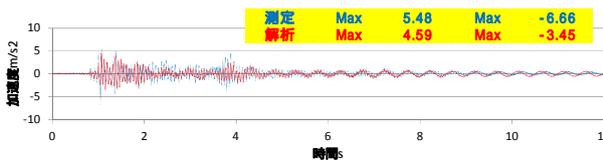
図-39 非線形水平方向地盤パネ時の底版相対変位

図-39より最大値最小値ともに良く一致しているが、ELNS-3では1s以降で滑動を示す解析値と測定値の挙動が異なる。RDM-3では解析値では滑動が見られず、図-37(a)と同様である。したがって、両ケースでは底版の滑動は発生していないと考えられる。

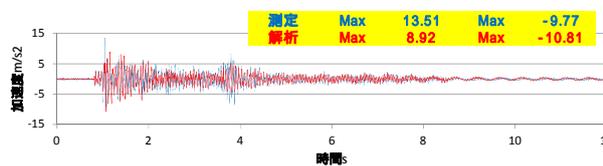
以上より、時刻歴応答解析では表-11のパラメータを用いることとした。

(4) タワー鋼管の応答加速度

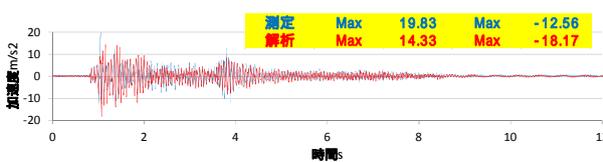
図-40～図-41に解析値と測定値の比較結果を示す。



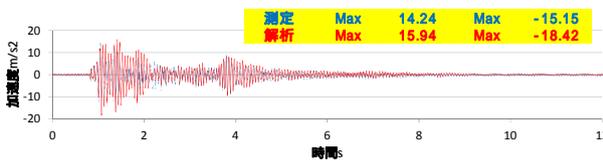
(a) 頂水平応答加速度



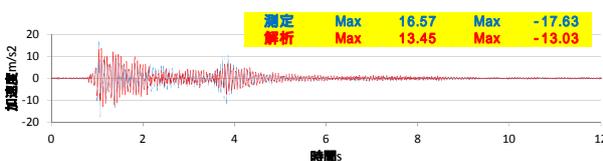
(b) 2 水平応答加速度



(c) 3 水平応答加速度

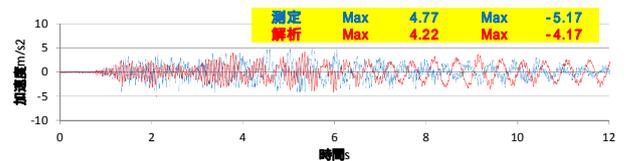


(d) 4 水平応答加速度

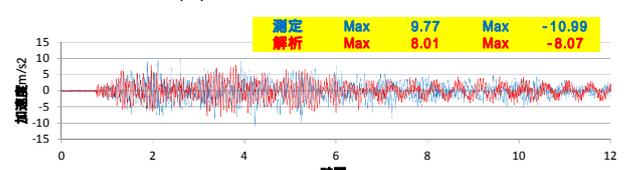


(e) 5 水平応答加速度

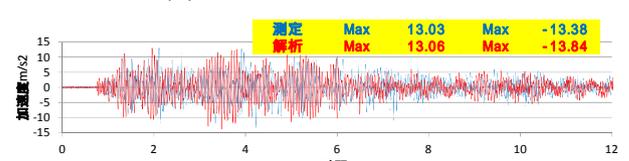
図-40 タワー鋼管応答加速度の比較 (ELNS-3)



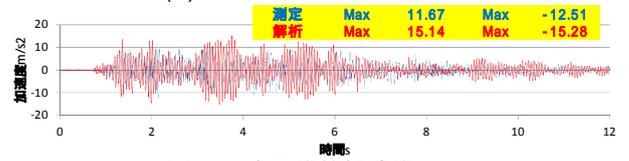
(a) 頂水平応答加速度



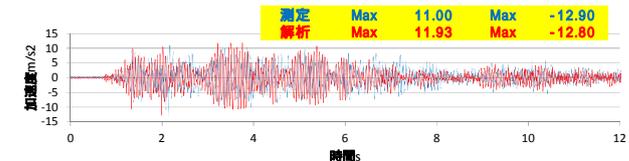
(b) 2 水平応答加速度



(c) 3 水平応答加速度



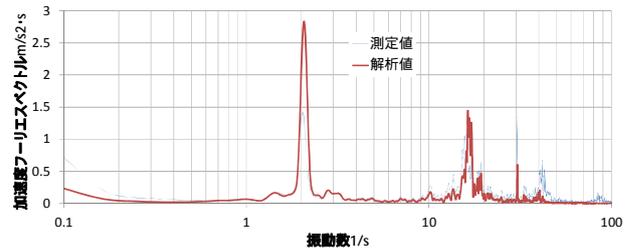
(d) 4 水平応答加速度



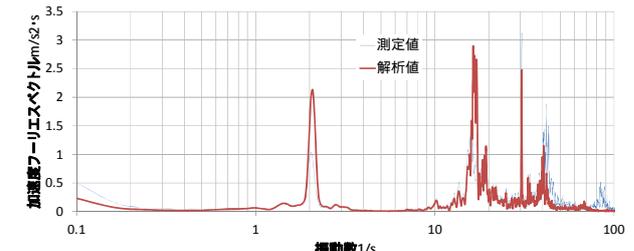
(e) 5 水平応答加速度

図-41 タワー鋼管応答加速度の比較 (RDM-3)

図-40～図-41より、解析値を測定値と比較すると、ELNS-3では応答加速度解析値がやや過大評価となっているが、最大・最小値および位相が比較的良く一致していることがわかる。次に、周波数特性について代表的なものを以下に示す。

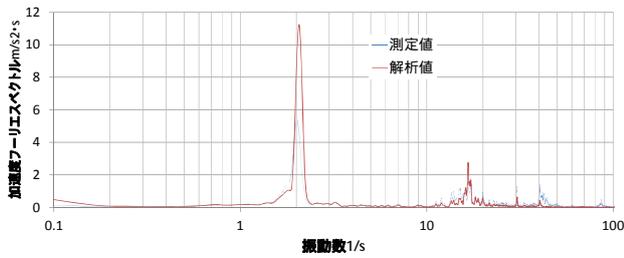


(a) 頂水平応答加速度

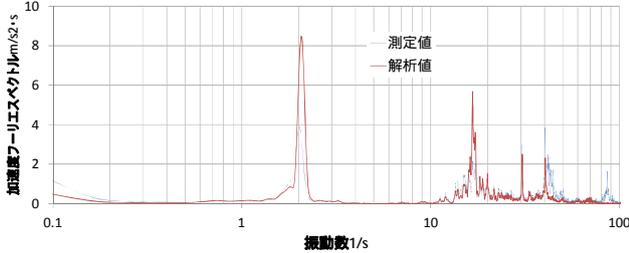


(b) 2 水平応答加速度

図-42 加速度フーリエスペクトル(ELNS-3)



(a) 頂水平応答加速度



(b) 2 水平応答加速度

図-43 加速度フーリエスペクトル(RDM-3)

図-42および図-43より、1次～3次振動数は解析値と測定値でほぼ一致しているが、頂水平応答加速度および2水平応答加速度とともに、1次振動数および2次振動数におけるフーリエスペクトル解析値が測定値よりも2倍程度過大評価している一方で、3次振動数では過小評価していることがわかる。時刻歴での比較では位相特性はほぼ再現していたが、スペクトルの違いについてはモデル化による固有モード振幅の違いが影響していると考えられる。

8. 動的転倒安全評価手法による検討

(1) 転倒照査

転倒安全性については、文献³⁾に基づき「荷重合力の作用位置 $e = M_R/V$ 」を求めて、表-1の閾値と比較した。

模型自重と水面下の部材に作用する浮力を考慮して求めた、底版に作用する鉛直荷重 V は 6.23kN となった。手法1における慣性力絶対値最大値と、手法2における層せん断力絶対値最大値を解析より求めた結果を図-44～図-45に示す。

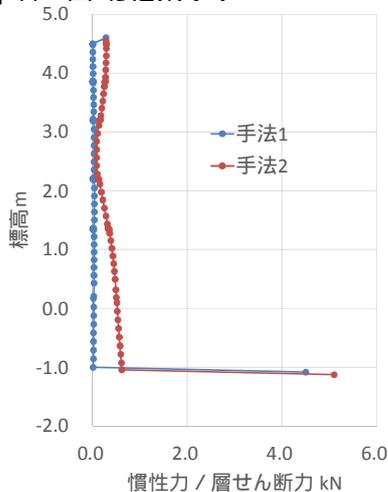


図-45 算定結果(ELNS-3)

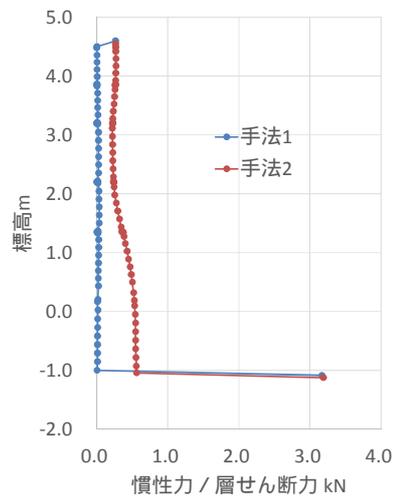
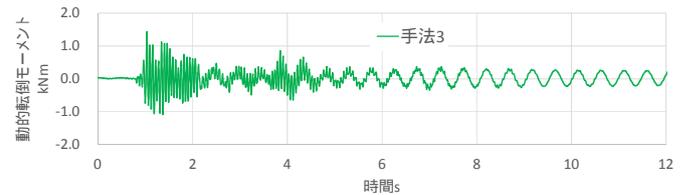


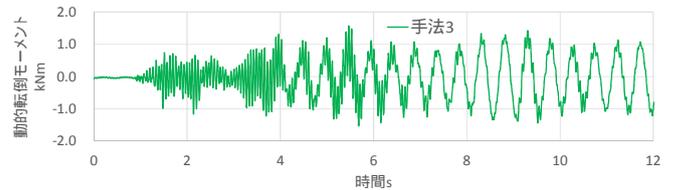
図-46 算定結果(RDM-3)

手法1に基づく転倒モーメントは絶対値最大値として、ELNS-3の場合で 5.01kNm 、RDM-3の場合で 4.28kNm となった。また、手法2では各々 2.28kNm 、 2.33kNm となり手法1の1/2程度となった。

次に手法3に基づき算出した動的転倒モーメントの時刻歴を図-46に示す。ELNS-3の場合 1.44kNm 、RDM-3の場合で 1.58kNm となり手法2よりもさらに小さい値が得られた。



(a) ELNS-3



(b) RDM-3

図-46 動的転倒モーメント時刻歴

算定した転倒モーメントを用いて転倒安全性の照査を行った結果を以下にまとめる。

ELNS-3の場合

手法1： $e = 5.01/6.23 = 0.80 > 0.68 (= B/2.35)$ でNG

手法2： $e = 2.28/6.23 = 0.37 < 0.68 (= B/2.35)$ でOK

手法3： $e = 1.44/6.23 = 0.23 < 0.68 (= B/2.35)$ でOK

RDM-3の場合

手法1： $e = 4.28/6.23 = 0.69 > 0.68 (= B/2.35)$ でNG

手法2： $e = 2.33/6.23 = 0.37 < 0.68 (= B/2.35)$ でOK

手法3： $e = 1.58/6.23 = 0.25 < 0.68 (= B/2.35)$ でOK

以上、手法1は転倒モーメントが最も大きくなり、かなり保守的な方法であるが、手法2による転倒モーメントは半分程度となり、実際の現象を静的手法においても説明でき妥当であると思われる。一方、

提案する手法3によれば手法2の65%程度となり、地震時を対象とした転倒安全性照査を行う場合、閾値を下げる等合理的な底版寸法設定が可能と思われる。

次に、より大きい加速度入力においても動的評価方法により閾値を満足するかどうかを検討した。

実験ケースRDM-9を対象として、5G加速度計設置位置に集約させた重量を用いて転倒モーメントを算定した。この重量は解析モデルを基としたもので、「頂水平」で0.63kN、「2水平」で0.08kN、「3水平」で0.10kN、「4水平」で0.13kN、「5水平」で0.32kNとした。動的転倒モーメント時刻歴を図-47に示す。

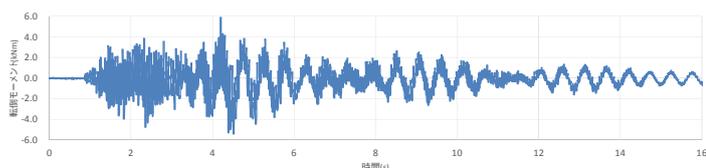


図-47 動的転倒モーメント時刻歴 (RDM-9)

図-47より絶対値最大値が約6kNmとなり、鉛直合力以上となるため $e>1$ となり転倒照査がNGとなるが、実験ではそうした挙動は確認できなかった。

したがって、地震により動的応答が正負に変化する時間等の影響、すなわち転倒起動力が一方向に作用した状態が一定時間以上保たれていないことが要因と考えられる。

7. まとめ

(1) 転倒安全性評価方法

既往研究により、直接基礎などの重力式支持構造を有する構造物に関しては、動的転倒モーメントに基づく転倒安全率と静的転倒モーメントに基づく転倒安全率を比較すると前者の方が高い傾向にあることがわかった。

(2) 洋上風力発電施設の動的応答特性

トップヘビーのカンチレバー構造と見なせる洋上風力発電施設は、支持構造物の形式によらず、一般的な構造物や建築物と異なり、1次モードより2次や3次モードの振動が励起されやすく、かつ固有モード振幅が同程度以上である特殊な特性を示す。これら特性を加味した上で動的転倒モーメントに基づく転倒安全性評価方法を提案した。この方法は多質点系解析モデルに基づく応答加速度時刻歴から慣性力時刻歴を算定し、これを転倒起動力としてモーメントを求める方法である。

(3) 洋上風力発電施設を対象とした振動台実験

提案した転倒安全性評価方法の妥当性を確認するために重力式支持構造物を有する洋上風力発電施設を対象とした模型振動台実験を実施した。

使用した模型はPrototypeの動的応答特性を参考として、それを模擬するような特性を示すよう検討および作製した模型を用いた。RC底版は円形と正八

角形の2形状とした。

加振では設計で用いる入力地震動として観測波3種および告示波3種を用いた。

模型の動的応答が最も厳しくなる波形を観測波1種と告示波1種を選定して、最大加速度を変化させた加振を行い、最大で設計用入力地震動の2~3倍程度の波形を用いた。

その結果、模型のタワー鋼管の塑性化は確認されず、捨石マウンドから滑り落ちるような挙動は見られず、模型全体が転倒してしまうような挙動も確認できなかった。

ただし、円形底版では鉛直軸周りに回転するような挙動が確認されたため、実際に採用する場合には注意が必要と思われる。

(4) 振動台実験の再現解析

固有振動数および固有モード振幅の再現を鑑みて作成した模型の多質点系応答解析モデルを構築し、時刻歴応答解析により、地域別地震係数 $Z=0.8$ における実験ケースを対象とした再現解析を実施した。

底版の水平方向変位測定値をほぼ再現するように、水平方向地盤バネや解析で用いた2次振動数の減衰定数をパラメトリックスタディにより設定した。

解析用入力地震動は基礎マウンド上面で測定された加速度時刻歴とし、 $Z=0.8$ では水平方向地盤バネは線形の場合とバイリニア型非線形特性を与えた場合の2ケース実施したが、線形としたケースの方が測定値とほぼ一致した。また、有効入力動としての基礎マウンド上面測定値を入力地震動としたが、その妥当性が確認できた。

前述の解析モデルを用いて、タワー鋼管に設置した加速度計測定値と、解析結果を比較した。

解析対象は観測波と告示波1種ずつで、応答加速度の解析値を測定値と比較したところ、比較的良く一致していることが確認できた。

(5) 動的転倒モーメントに基づく転倒安全性評価

多質点系応答解析モデルに基づく時刻歴応答解析により、静的転倒モーメントに基づく手法と提案する動的転倒モーメントに基づく手法により、転倒安全性を評価した。静的転倒モーメントは動的転倒モーメントに対して最大で3倍程度大きく、設計面では最も安全側な手法であることを確認した。

また、静的な評価方法で転倒NGとなるケースであっても、模型は転倒していない。このケースに動的な評価手法を適用すると照査上OKとなることから、本手法は静的評価方法と比べて、より合理的な転倒安全評価方法と考えられる。また閾値低減等底版寸法の合理化への適用も考えられる。

しかしながら、振動台実験では全てのケースにおいて模型は転倒していないが、動的な評価方法によっても転倒NGと思われるケースが見られた。

固有モード振動の寄与率の影響や、底版本体の滑動を考慮した解析パラメータの検討等、今後の検討課題であると考えられる。

8. あとがき

水中振動台を用いた模型振動実験に基づき、重力式支持構造物を持つ洋上風力発電タワーの動的転倒安全性評価方法について示した。

今後は、小型サイズの底版を用いた振動台実験の実施、また再現解析を通じて提案した評価手法の更なる検討等を行っていきたいと考えている。

【謝辞】

実施した振動台実験の計画立案や実験実施に関して、五洋建設株式会社関係各位には種々の助言を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 独立行政法人 新エネルギー・産業技術開発機構, イー・アンド・イーソリューションズ株式会社, 平成20年度「洋上風力発電実証研究F/S評価」報告書(概要版), 平成21年3月
- 2) 三好俊康, 島谷 学, 鷲尾朝昭: 重力式ハイブリッド構造基礎を有する洋上風力発電用観測塔の動的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.69, No.4, I_73-I_86, 2013.
- 3) 構造工学シリーズ20 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説 [2010年版], 土木学会構造工学委員会 風力発電設備の動的解析と構造設計小委員会, 2011年1月
- 4) 国土交通省HP
http://www.mlit.go.jp/report/press/port06_hh_000130.html
- 5) 国土交通省HP
http://www.mlit.go.jp/kowan/kowan_tk4_000007.html
- 6) 着床式洋上風力発電ガイドブック(第一版), 国立研究開発法人 新エネルギー・産業技術総合技術機構, 平成27年9月
- 7) 国土交通省港湾局, 港湾における洋上風力発電施設等の技術ガイドライン(案), 平成27年3月
- 8) 国土交通省港湾局, 港湾における洋上風力発電施設の構造審査のあり方(骨子案), 平成27年3月
- 9) 日本建築センター, 「高層建築物の動的解析用地震動について」, ビルディングレター6月号, 1986年
- 10) 土岐健三, 酒井久和: 地震時における構造物基礎の動的安定性の照査, 地震工学研究発表会講演概要, Vol.22, pp.711-714, 1993年
- 11) 岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 鈴木直幹: 基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第561号, pp.47-54, 2002年11月
- 12) Iai,S.,Matsunaga,Y.and Kameoka,T.(1990):Strain space plasticity model for cyclic mobility,Report of the Port and Harbour Research Institute,Vol.29,No.4,pp.27-56

EXPERIMENTAL STUDY ON DYNAMIC ROLLOVER STABILITY EVALUATION METHOD FOR OFFSHORE WIND-POWER GENERATION TOPER WITH GRAVITY TYPE PLATFORM

Toshiyasu MIYOSHI, Takahiro KUMAGAI, Osamu KIYOMIYA
and Shouichirou MATSUMOTO

In recent years there is increasing interest and attention for the utilization of renewable energy sources in Japan. Especially, construction of facilities for wind-power generation tends to increase.

In addition, attention is currently focused on construction of wind-power generation on the ocean, since the amendment of the law has accelerated such facilities into port and harbor areas.

It is essential to ensure structural stability in addition to structural performance for working loads such as wind, wave and earthquake.

In this study, a shaking table test and numerical analysis were carried out in order to evaluate the dynamic rollover stability of gravity type platform.

As a result, it was found that the static stability evaluation method, which is conventional, ensures sufficient rollover safety, but it is sufficient or higher.

Therefore, dynamic evaluation method aiming at rational structural design is proposed.