弾性振動をする壁状構造物に作用する 地震時動水圧の検討

佐藤 芳仁¹・和仁 雅明²・佐藤 清³・樋口 俊一⁴・
加藤 一紀⁵・恒川 和久⁶・今枝 靖博⁷

¹ 非会員 中部電力株式会社 原子力本部 原子力土建部 設計管理グループ
(〒461-8680 愛知県名古屋市中区東新町1番地)

E-mail: Satou.Yoshihito@chuden.co.jp

² 正会員 中部電力株式会社 原子力本部 原子力土建部 設計管理グループ (同上)

E-mail: Wani.Masaaki@chuden.co.jp

³ 正会員 株式会社大林組 生産技術本部 設計第二部 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)

E-mail: sato.kiyo@obayashi.co.jp

⁴ 正会員 株式会社大林組 技術本部 技術研究所 構造技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640)

E-mail: higuchi.shunichi@obayashi.co.jp

⁵ 正会員 株式会社大林組 技術本部 技術研究所 構造技術研究部 (同上)

E-mail: kato.ikki@obayashi.co.jp

⁶ 正会員 株式会社シーテック 土木建築本部 技術コンサルタント部 解析グループ

(〒455-0054 愛知県名古屋市中区遠若町三丁目7番地の1)

E-mail: k.tsunekawa@ctechcorp.co.jp

⁷ 非会員 株式会社シーテック 土木建築本部 技術コンサルタント部 解析グループ (同上)

E-mail: y.imaeda@ctechcorp.co.jp

浜岡原子力発電所では、東北地方太平洋沖地震の津波被災を受け、津波防護施設「防波壁」を設置した。防波壁のような壁状構造物の設計で地震時動水圧を考慮する場合、一般的には Westergaard 式が用いられる。しかし、Westergaard 式が剛体を仮定しているのに対し、防波壁の地震時挙動は弾性振動であり、壁前面の砂丘堤防により水深が一定ではないことから、その適用性について確認が必要である。そこで、防波壁と前面地形をモデル化した模型振動実験およびその再現解析により検証した。その結果、弾性振動をする壁状構造物に作用する動水圧は揺れの増幅が大きい壁上部で剛体との乖離が大きいこと、再現解析では Westergaard 式に基づく付加質量モデルおよび液体要素モデルの何れでも評価できるが、液体要素モデルの方が合理的に評価できることが分かった。

Key Words: hydrodynamic pressure, elastic shake, wall structure, geotechnical centrifuge experiment, added mass, liquid element

1. はじめに

浜岡原子力発電所では、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震に伴う津波による被災事例等を踏まえ、津波対策を強化している。発電所敷地の海側には、海拔22mの高さの「防波壁」を総延長約1.6kmに亘って構築し、敷地内への津波の浸入防止を図っている。

防波壁の標準的な構造を図-1(次頁に記載)に示す。防波壁は一般的な防波堤や防潮堤とは異なり、岩盤の中

から立ち上げた鉄筋コンクリート造の地中壁基礎の上に、鋼構造のたて壁と鉄骨・鉄筋コンクリートのフーチングとの複合構造であるL型の壁部を接合することで、地震や津波に対して粘り強い構造としている^{1),2),3),4),5)}。

防波壁は南海トラフの巨大地震や巨大津波に対して健全性を維持し、津波対策としての機能を十分に確保できるよう設計している^{5),6)}。防波壁は、敷地の海側にある砂丘堤防と発電所施設との間に構築されており、常時および地震発生時には壁面に水圧は作用しないが、余震時

には陸上に遡上した津波との重量を考慮し、静水圧および地震時動水圧（以下、動水圧）を作用させる（図-2）。

設計荷重として動水圧を与えるとき、静的解析により設計する場合（以下、静的手法）は構造物の水平震度をもとに理論式にて動水圧を算出し^{7,8,9}、動的解析を用いる場合（以下、動的手法）は付加質量や液体要素により直接考慮することとなる¹⁰。静的手法における動水圧の算出や、動的手法において付加質量を用いる場合には、一般に Westergaard¹¹⁾式が用いられる。Westergaard 式は、ダムのような片側のみ水が存在する壁状構造物に作用する動水圧を与えるものであり、防波壁も同様に片側のみに水が存在する状態を考える。

しかし、Westergaard 式が剛な鉛直壁（以下、剛壁）を仮定しているのに対し、防波壁は弾性振動をする壁状構造物（以下、弾性壁）であり、また図-2 に示すように壁前面には海拔 10～15m の高さの砂丘堤防（以下、堤防）があり、地形が大きく変化することから、その適用性について確認する必要がある。

2. 本検討の目的と進め方

上記課題を踏まえ、本検討では、防波壁と前面の地形をモデル化した模型振動実験により、弾性壁に作用する動水圧分布を確認するとともに、実験の再現解析を行い、

実験と解析の両面から Westergaard 式に基づく動水圧評価の適用性について検証した。検討フローを図-3 に示す。模型振動実験では、a)剛壁に作用する動水圧分布、b)弾性壁に作用する動水圧分布、c)剛壁と弾性壁に作用する動水圧の差異、d)堤防が動水圧に与える影響について確認し、再現解析では、付加質量および液体要素を用いた連成解析についてその解析精度を検証する。最後に本検討のまとめとして、実験結果および再現解析の結果を考察し、設計荷重の観点から合理的な動水圧の算出方法について検討する。なお、断りのない限り、文中・図中は実機スケールに換算した値で記載することとする。

3. 模型振動実験

(1) 実験の概要

模型振動実験は、試験体に遠心重力を作用させることにより実物に近い応力状態を再現できる遠心模型実験を採用し、(株)大林組所有の遠心模型実験装置で実施した。

遠心模型実験装置は、遠心重力を発生させる回転装置と地震動を再現する遠心振動台で構成される（図-4）。回転装置の最大回転半径は 7.00m、最大搭載容量は 700tf

図-1 防波壁の構造

図-2 砂丘堤防および防波壁断面図

図-3 検討フロー図

図-4 遠心模型実験装置

(6,860kN)である。この回転装置には2つのバケットが搭載されているが、本実験では振動台バケットに試験体を設置し、静的バケットにはカウンターウェイトを設置した。

本実験における主な物理量の相似則は表-1の通りである。本実験では、遠心重力を40g ($1g=9.8m/s^2$)としたため、模型の縮尺を1/40とした。

実験模型を図-5に示す。剛土槽(内寸1950mm×652mm×655mm)内部に弾性壁と前面地形の模型を作製した。本実験は、防波壁の壁面に作用する動水圧の検証が目的であることから、弾性壁は実機と固有値が等価となるアルミ製のL型壁として基礎は省略し、剛土槽の

表-1 物理量の縮尺

項目	相似則
長さ(変位)	1/40
密度	1
時間	1/40
振動数	40
応力	1
間隙水圧	1
速度	1
加速度	40

(a) 全体

(b) 剛土槽内

図-5 実験模型(模型縮尺1/40)

底部にボルトで固定した。弾性壁の側部および底部はシーリング材により止水処理を施した。また、堤防と基盤層からなる前面地形は、連続的な加振に対しても形状が保持できるようソイルセメントで作製した。なお、剛土槽内に仕切り壁を設け、弾性壁の前面に堤防がある場合(堤防あり)と堤防がない場合(堤防なし)の2断面作製し、一度の加振で2断面同時に実験できるように、実験模型を工夫した。

計測機器は、水圧計、土圧計、加速度計およびレーザ一変位計を図-6に示す位置に設置した。なお、弾性壁と反対側にある剛土槽壁(剛壁)にも計測機器を設置し、加速度計は、頂部のみの設置とした。

実験ケースを表-2(次頁に記載)に、実験工程を表-3(次頁に記載)示す。水位は堤防が完全に水没する高水位(水深15m(模型寸法:375mm))と、堤防頂部よりも低い低水位(水深8m(模型寸法:200mm))の2ヶ

(a) 模型断面図(堤防なし)

(b) 模型断面図(堤防あり)

(c) 模型平面図

図-6 実験模型および計測機器配置図

ースとした。加振波のうちランダム波については検討用地震動の最大振幅を変化させて、実機スケールで 300gal, 600gal で加振した(図-7)。40g の遠心重力場であることから、時間縮尺は 1/40, 加速度振幅は 40 倍に調整した。

表-2 実験ケース

加振波		水位	堤防
ランダム波	300gal	高水位	なし
			あり
	600gal	高水位	なし
			あり
正弦波(100Hz)	300gal	低水位	なし
			あり
	100gal	高水位	なし
			あり

表-3 実験工程

実験工程	
回転開始	
加振 1	高水位-ホワイトノイズ
加振 2	高水位-ランダム波 300gal
加振 3	高水位-ランダム波 600gal
加振 4	高水位-正弦波 100gal
加振 5	高水位-ホワイトノイズ
回転停止	
水位調整	
回転開始	
加振 6	低水位-ホワイトノイズ
加振 7	低水位-ランダム波 300gal
加振 8	低水位-ホワイトノイズ
回転停止

(a) 時刻歴波形

(b) 加速度応答スペクトル

図-7 加振波(高水位-ランダム波 300gal の例)

(2) 実験結果の整理方法

a) 計測値の符号

加速度は図-6 における N 側を+とし、動水圧は正圧を+として表示した。また、高さについては基盤層上面を 0m とした。

b) 最大・最小値の抽出

加速度および動水圧(計測水圧から静水圧を引いたもの)の最大・最小値を抽出した。ランダム波では時刻歴の最大・最小値を抽出した。正弦波では波形の乱れが少ないと考えられる加振開始から 6 サイクル目の最大・最小値を抽出した。

ここで、動水圧の計測値については、閉鎖された空間での実験であることから水面動揺の影響が懸念される。これについて分析するため、図-8 に高水位-ランダム 300gal 加振(堤防なし)での剛壁に作用する動水圧の合力(壁全体に作用する動水圧)を時刻歴で整理した。図中で、青線が水圧計計測値から算定した壁幅 1m あたりの動水圧の合力、赤線が加速度計計測値(震度)を Westergaard 式に適用して算定した壁幅 1m あたりの動水圧の合力である。水圧計測値による動水圧の合力の時刻歴データは Westergaard 式による動水圧の合力に対して不自然な挙動は見られないことから、壁に作用する荷重の評価という観点からは、水面動揺の影響は小さいものと判断できる。

なお、堤防なし側の剛壁において、上半分の水圧計に計測器不良がありデータが取得できなかったことから、その部分の動水圧のデータはないものとして整理した。

c) Westergaard 式との比較

Westergaard 式による動水圧を理論値とし、各図中に実線および破線で示した。Westergaard の動水圧を算定する際に適用する震度(加速度/980gal)については、剛壁は剛壁頂部の最大・最小加速度の絶対値平均とし、壁の高さ方向に一律と仮定して算出した。また、弾性壁は各計測位置の最大・最小加速度の絶対値平均とし、計測値のない高さの震度は線形補間で算出した。

図-8 剛壁の動水圧合力(高水位-ランダム波 300gal)

(3) 実験結果

a) 剛壁に作用する動水圧分布

高水位ーランダム波 300gal の結果(加速度分布, 動水圧分布)を図-9に, 高水位ーランダム波 600gal の結果を図-10に, 高水位ー正弦波 100gal の結果を図-11に, 低水位ーランダム波 300gal の結果を図-12に示す.

図-9 高水位ーランダム波 300gal (剛壁)

剛壁に作用する動水圧は, 壁頂部の震度を Westergaard 式に一律に適用した理論値の分布と概ね一致する分布形状を示した.

b) 弾性壁に作用する動水圧分布

高水位ーランダム波 300gal の結果を図-13(次頁に記載)に, 高水位ーランダム波 600gal の結果を図-14(次

図-11 高水位ー正弦波 100gal (剛壁)

図-10 高水位ーランダム波 600gal (剛壁)

図-12 低水位ーランダム波 300gal (剛壁)

頁に記載) に, 高水位ー正弦波 100gal の結果を図-15 に, 低水位ーランダム波 300gal の結果を図-16 に示す.

弾性壁に作用する動水圧分布は, 剛壁の場合と異なり, 壁の高さ方向の変化が小さい傾向を示した. 理論値との比較では, 各計測高さの震度を適用した Westergaard 式の分布に対し, 一部にばらつきはみられるものの全体的

に実験値の方が小さくなった. なお, 水面付近の動水圧応答に乱れが生じているが, それは水面動揺による影響と推測する.

c) 剛壁と弾性壁に作用する動水圧の差異

弾性壁は剛壁より大きく揺れ, これに伴い作用する動水圧も全加振波で剛壁より大きくなり, 壁面に作用する動

図-13 高水位ーランダム波 300gal (弾性壁)

図-15 高水位ー正弦波 100gal (弾性壁)

図-14 高水位ーランダム波 600gal (弾性壁)

図-16 低水位ーランダム波 300gal (弾性壁)

水圧の合力は剛壁よりも約 1.3~4.4 倍大きくなった。なお、弾性壁は上部ほど揺れが増幅し、それに対応するように動水圧分布も上部ほど剛壁との差異が大きいの傾向がみられた。

以上の結果より、弾性壁に作用する動水圧は、振動する壁と液体との相互作用を適切に考慮する必要があると考えられることから、弾性壁に作用する動水圧の算定に用いる震度について、弾性壁の高水位ーランダム波 300gal 加振を対象に分析を行った。分析は Westergaard 式に適用する震度を剛壁と同様に高さ方向一律とする条件で整理し、壁頂部の震度を Westergaard 式に適用した場合を図-17 に、加速度分布 (図-13(a)) がほぼ直線的であることに着目し、最小二乗法で求めた壁中央部 (1/2 の高さ) の震度を Westergaard 式に適用した場合を図-18 に示す。壁頂部の震度を適用した場合は、弾性壁の下部に行くほど乖離が大きくなり、壁面に作用する動水圧の合力は実験値より約 2 倍大きめに評価された。一方、壁中央高さの震度を適用した場合は、壁下部で実験値と多少乖離がみられるものの、分布形状としては概ね一致し、壁面に作用する動水圧の合力は実験値より約 1.3 倍大きめに評価された。

d) 堤防が動水圧に与える影響

剛壁においては、堤防なしと堤防ありとで加速度およ

び動水圧に明確な差はみられなかった (図-9~12)。一方、弾性壁においては、堤防なしよりも堤防ありの方が加速度、動水圧ともに小さい傾向がみられた (図-13~16)。上記の弾性壁で得られた差が地形の影響であるかを確認するため、弾性壁の固有値および加振波の加速度応答スペクトルを確認した。

その結果、堤防なしの弾性壁の固有値が、表-4 に示すように高水位ーランダム波 300gal (加振 2) と高水位ーランダム波 600gal (加振 3) 間で顕著に変わっていることがわかった。また、ランダム波の加速度応答スペクトルについては、図-19 に示すように 175Hz 付近から低振動数になるに従いスペクトル値が急増していることがわかった。この固有値の変化と加速度スペクトルとの関係により、堤防なしの弾性壁の加速度が増幅し動水圧が増加したと考えられる。

固有値の変化は、加振中に弾性壁に生じた構造的な変化が要因であり、弾性壁を剛土槽の底部に固定しているボルトが緩むなどの固定度の変化であると推測する。

以上より、今回の実験では、堤防なしで弾性壁の振動特性 (固有値) が変わってしまい、堤防なしと堤防ありの直接的な比較ができないことから、堤防が動水圧に与える影響は確認することができなかった。これについては今後の検討課題とする。

なお、個々の実験データについては、有用なもの判断されるため、次章の再現解析および考察の対象とする。

図-17 高水位ーランダム波 300gal の動水圧分布
(頂部の震度で整理)

図-18 高水位ーランダム波 300gal の動水圧分布
(壁中央高さの震度で整理)

表-4 弾性壁の固有値

実験ケース	堤防なし	堤防あり
加振 2 高水位ーランダム波 300gal	175 Hz	171 Hz
加振 3 高水位ーランダム波 600gal	134 Hz	161 Hz
加振 4 高水位ー正弦波 100gal	126 Hz	162 Hz
加振 7 低水位ーランダム波 300gal	174 Hz	197 Hz

図-19 ランダム波の加速度応答スペクトル

4. 実験の再現解析

(1) 再現解析の概要

数値解析の精度(再現性)を検証するため、再現解析を実施した。再現解析は、堤防ありの場合の高水位ランダム波 300gal 加振ケースを対象とし、二次元有限要素法を用いた構造物-地盤連成系モデルによる地震応答解析を行った。解析プログラムは、汎用有限要素法解析ソフト SoilPlus を用いた。入力波形は、実験時に振動台で観測された加速度波形とし、解析モデルは、付加質量モデル(弾性壁のみに適用)と液体要素モデルを用いた。

付加質量モデルでは、液体と接する構造物の地震時の応答加速度に応じて Westergaard 式による動水圧が作用するよう構造物に相当分の質量を付加させた(図-20)。液体要素モデルでは、振動する構造物と液体との相互作用を考慮して液体の圧力を計算する液体要素を用い、動水圧を構造物に直接作用させるモデルとした。

解析モデルを図-21~22 に、解析に用いた各種物性値を表-5~7 に示す。地盤の物性は、模型作製時のサンプリング試料を用いた室内土質試験結果を基に設定し、弾性壁の物性はアルミの一般的な値とした。

図-20 付加質量モデル

図-21 付加質量モデル

図-22 液体要素モデル

(2) 弾性壁の固有値に関する検討

模型振動実験にて、弾性壁の固定度の変化により固有値が変化した結果を踏まえ、数値解析の再現性を高めるため、フーチング(L型壁の下部)最下部の要素と、フーチングに接する地盤要素の剛性についてパラスタを行い、弾性壁の固有値が実験条件と整合するように調整した(図-23)。なお、実験から得られた固有値は、水を張った状態のものであるため、構造物と水の相互作用を考慮できる液体要素モデルにて固有値の調整を行い、その結果を付加質量モデルにも適用することとした。

固有値調整の結果を表-8 に示す。

(3) 解析による動水圧分布

剛壁の結果を図-24 (次頁に記載)に、弾性壁の結果

表-5 地盤の物性値

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期ヤング係数 E_0 (kN/m ²)	動的ポアソン比 ν_d	初期せん断剛性 G_0 (kN/m ²)
堤防	16.3	6.80×10^5	0.49	2.28×10^5
基盤層	16.4	2.08×10^6	0.49	6.98×10^5

表-6 弾性壁の物性値

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	減衰 h (%)
弾性壁 (アルミ製)	26.5	6.83×10^7	0.33	3.0

表-7 液体要素の物性値

	単位体積重量(g/cm ³)	液体中の音速(m/s)
水	1.00	1500

図-23 剛性による固有値の調整

表-8 固有値調整前後の剛性

フーチングに接する地盤要素 G (kN/m ²)		フーチング最下部の要素 E (kN/m ²)	
調整前	調整後	調整前	調整後
6.98×10^5	1.0	6.83×10^7	1.30×10^6

を図-25に示す。

結果は時刻歴最大値で整理した。なお、解析の動水圧は、液体要素モデルでは各高さに対応する液体要素の圧力を取り出し、付加質量モデルでは弾性壁に付加した質点の重量に各高さに対応する水平震度（加速度980gal）を乗じて算出した。

液体要素モデルについては、剛壁、弾性壁ともに、実験で得られた加速度および動水圧分布を精度よく再現できている。一方、付加質量モデルについては、弾性壁の

図-24 剛壁の解析結果

図-25 弾性壁の解析結果

実験で得られた加速度および動水圧より大きく作用する傾向がみられた。

付加質量モデルにおける解析と実験の差異の原因を確認するため、弾性壁の固有値と入力波の加速度応答スペクトルの関係を調べた。その関係は表-9と図-26に示すようになり、付加質量モデルの固有値が液体要素モデルおよび実験と異なっていることがわかった。これは、付加質量モデルでは弾性壁の固有値がより低振動側に变化したためであり、解析結果と実験値の差は、モデル化の違いによる固有値の差異が要因の一つと考えられる。したがって、付加質量モデルを採用する場合には、評価対象とする地震動の特性に配慮したモデル化が必要であると考えられる。

(4) 付加質量モデルに関する追加検討

付加質量モデルにて固有値が変化する影響を取り除くため、今度は付加質量モデルにて固有値の調整を行った。

固有値調整は、前節と同じ、弾性壁フーチング最下部の要素と、フーチングに接する地盤要素の剛性のパラスタで行った。

固有値調整の結果を表-10に示す。

検討結果を図-27（次頁に記載）に示す。結果は時刻

表-9 弾性壁の固有値

付加質量モデル	163 Hz
液体要素モデル	171 Hz
(参考)遠心模型実験	171 Hz

図-26 加振波の加速度応答スペクトル

表-10 固有値調整前後の剛性

フーチングに接する地盤要素 G (kN/m ²)		フーチング最下部の要素 E (kN/m ²)	
調整前	調整後	調整前	調整後
6.98×10^5	1.0	6.83×10^7	1.56×10^6

歴最大値で整理した。付加質量モデルにおいても、固有値を合わせることで加速度および動水圧は実験を概ね再現できることを確認した。加速度分布については、壁上部で増幅する傾向を良く再現できており、定量的にも実験をほぼ再現した。また、動水圧分布については、全般的に実験よりも解析の方がやや大きめであった。なお、実験において最上部の動水圧が大きくなっているのは、3.3(3)b)に記載した水面動揺による影響と推測する。

(5) 再現解析のまとめ

以下の2項目について、再現解析の結果を整理する。

a) 液体要素モデルの解析精度

剛壁、弾性壁とも、実験で得られた動水圧分布を精度良く再現した。壁面に作用する動水圧の合力についても、実験とほぼ一致した(表-11)。

b) 付加質量モデルの解析精度

弾性壁について、実験結果を概ね再現した。

ただし、付加質量モデルは、弾性壁の上部について実験よりも大きな動水圧が作用する傾向があり、壁面に作用する動水圧の合力がやや大きめに評価されること(表-11)、および、付加質量モデルでは弾性壁の固有値が液体要素モデルと異なることの2点について、留意する必要がある。

図-27 弾性壁の解析結果

表-11 動水圧合力比(解析値/実験値)

	剛壁	弾性壁
液体要素モデル	0.90	1.16
付加質量モデル	—	1.42

5. まとめ

防波壁と前面の地形を 1/40 スケールでモデル化した模型振動実験(遠心重力 40g)により、弾性壁に作用する動水圧分布を確認するとともに、付加質量および液体要素を用いた再現解析を行い、数値解析の再現性について確認し、実験と解析の両面から Westergaard 式に基づく動水圧評価の適用性について検証した。得られた結果を以下に示す。

(1) 模型振動実験

- ・剛壁に作用する動水圧分布は、理論値(Westergaard 式)と概ね一致した。
- ・弾性壁の動水圧分布における実験値と理論値との比較では、概ね整合するケースはあるが、特に揺れの増幅が大きい壁上部については、震度分布を直接与えた理論値が実験値よりも過大となるケースがみられた。
- ・弾性壁に作用する動水圧分布から求めた動水圧の合力は、剛壁よりも最大で約4倍大きく、分布形状も剛壁と異なる傾向がみられた。
- ・弾性壁に作用する動水圧は、振動する弾性壁と液体との相互作用を適切に考慮する必要があると考え、弾性壁に作用する動水圧の算定に用いる震度について分析を行った結果、壁中央高さの震度を理論値に適用して整理することにより、概ね実験結果を再現した。

(2) 再現解析

- ・液体要素モデルは、剛壁および弾性壁の何れでも精度良く実験結果を再現した。
- ・付加質量モデルは、概ね実験結果を再現した。ただし、揺れが増幅する弾性壁上部に作用する動水圧と壁面に作用する動水圧の合力がやや大きめに評価されること、および付加質量モデルでの弾性壁の固有値が液体要素モデルと異なることについて、留意する必要がある。

今回の実験結果を踏まえると、弾性振動する壁状構造物に作用する地震時動水圧算定には、弾性壁の震度分布に関して合理的な評価方法の検討が必要であると考え。Westergaard 式に代表される静的手法を適用する場合は、各位置の震度ではなく壁中央高さの震度を適用することで再現性が高まることを示したが、種々の設計条件に対応するためには、構造物と液体との相互作用をモデル化する動的手法の適用について積極的に検討する必要があると考える。なお、動的手法は、液体の相互作用を簡易に評価する付加質量モデルよりも、液体の圧力変動を考慮する液体要素を用いる連成解析モデルの方がより合理的に評価できると考える。

また、今回の実験では壁前面の地形変化(堤防の有無)が動水圧に与える影響について、実験中に弾性壁の振動特性(固有値)が変化したことから確認ができなかった。また、一部に計測不良もみられたことから、今後

実験条件について精査し、データの蓄積および評価手法の更なる合理化に向けた検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 和仁雅明：浜岡原子力発電所の防波壁の一様な技術を投入して連続構築－，土木学会誌，Vol. 99, pp. 16-17, 2014.
- 2) 和仁雅明：浜岡原子力発電所 原子力施設を守る防波壁－その構造と工法，JSSC 会誌，No. 15, pp. 18-21, 2013.
- 3) 藤井誠，清水重彦，秋山康之：浜岡原子力発電所における津波対策工事の概要，電力土木，No. 363, pp. 37-40, 2013.
- 4) 大久保洋之，清水重彦，安藤晃：浜岡原子力発電所における防波壁嵩上げ等の追加対策，電力土木，No. 376, pp. 58-61, 2014.
- 5) 和仁雅明：浜岡原子力発電所の津波対策「防波壁」の設計・建設，地盤工学会誌，Vol. 64, No. 3, pp. 12-15, 2016.
- 6) 仲村治朗，田中良仁，和仁雅明：遠心模型実験による防波壁の地震時挙動の検討，電力土木，No. 365, pp. 37-41, 2013.
- 7) 日本河川協会：改定新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編[I]，pp. 167-168, 1997.
- 8) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp. 380-382, 2006.
- 9) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，pp. 66-67, 2009.
- 10) 大町達夫，太田弘次：表面遮水壁型ロックフィルダムに作用する地震時動水圧に関する基礎的数値解析，ダム工学，Vol. 12, No. 2, pp. 103-111, 2002.
- 11) Westergaard, H. M. : Water pressure on dams during earthquake, *Trans. ASCE*, Vol. 98, pp. 418-433, 1933.
- 12)

(2016. 11. 4 受付, 2017. 1. 25 修正, 2017. 2. 18 受理)

STUDY OF HYDRODYNAMIC PRESSURE ACTING ON WALL STRUCTURE SHAKING ELASTICALLY

Yoshihito SATO, Masaaki WANI, Kiyoshi SATO, Syunichi HIGUCHI,
Ikki KATO, Kazuhisa TSUNEKAWA and Yasuhiro IMAEDA

In the Hamaoka Nuclear Power Station, we constructed the tsunami protection wall along coastline around the site, following the tsunami disaster of The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake on March 11, 2011.

It is general design procedure to utilize the Westergaard equation in case of designing the wall structure such as the tsunami protection wall even in consideration of hydrodynamic pressure. However there is an issue to apply the Westergaard equation in our case. Because the Westergaard equation could be essentially applied for only the rigid wall, however the seismic behavior of the tsunami protection wall is considered to be elastic oscillations and also the depth of tsunami in front of the tsunami protection wall is fluctuant due to the effect by the dune embankment along coastline. Therefore, we implemented the geotechnical centrifuge experiment modeled with the tsunami protection wall as well as the actual coastal topography, and performed the simulation analysis. As a consequence of the experiment, we revealed that the hydrodynamic pressure acting on the wall shaking elastically in the upper side of wall, which receives the amplification of shaking, has a substantial difference comparing to the case of the rigid wall. Also, as the result of the simulation analysis, we revealed that both the added mass model based on Westergaard equation and the liquid element model have applicability to the simulation but the liquid element could be better to represent the hydrodynamic pressure more accurately.