

岩盤および密な砂地盤中に構築された壁基礎の 地震時挙動に関する遠心模型実験

和仁 雅明¹・佐藤 芳仁²・樋口 俊一³・佐藤 清⁴・
久末 賢一⁵・恒川 和久⁶・今枝 靖博⁷

¹ 学生会員 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: Wani.Masaaki@chuden.co.jp

² 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 (同上)

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

³ 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

⁴ 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

⁵ 正会員 株式会社大林組 生産技術本部 設計第二部 (同上)

E-mail: hisasue.kenichi@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(2011.3.11)の津波被災を受け、発電所敷地の海側に津波防護施設「防波壁」を設置した。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位置し、岩盤および比較的密な飽和砂地盤中に構築された地中壁を基礎とする構造的な特徴を有する。今回、遠心載荷装置を用いた地盤-構造物連成系の模型振動実験および有限要素法による再現解析を実施し、防波壁の地震時挙動について検証した。その結果、防波壁に隣接する砂丘堤防の有無が地盤および防波壁の地震時挙動に影響を与えること、実機レベルで最大加速度 2000gal 程度の入力地震波で振動を起こしても、防波壁の変位および基礎のひずみなどに特異な現象は見られず、十分な耐震性を有していることが分かった。

Key Words: nuclear power station, tsunami countermeasure, underground wall, dune embankment, geotechnical centrifuge experiment

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⁾。防波壁の耐震設計においては、地盤と基礎との相互作用について適切に考慮する必要がある。防波壁は、図-2(次頁)に示すように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、基礎を支持する岩盤の上面に堆積する比較的密な砂地盤

の地震時挙動については、隣接する砂丘堤防の影響を受けることが考えられる。そこで、遠心载荷装置による地盤—構造物連成系の模型振動実験を実施するとともに、たて壁や地中壁基礎の地震時応答に着目した再現解析を行い、防波壁の地震時挙動について実験と解析の両面から検討した。

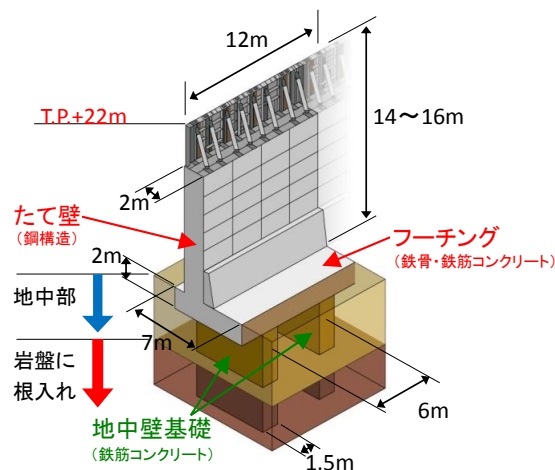


図-1 防波壁の構造

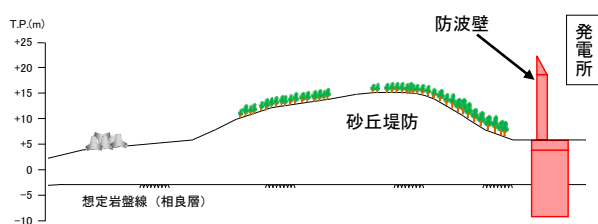


図-2 砂丘堤防および防波壁断面図

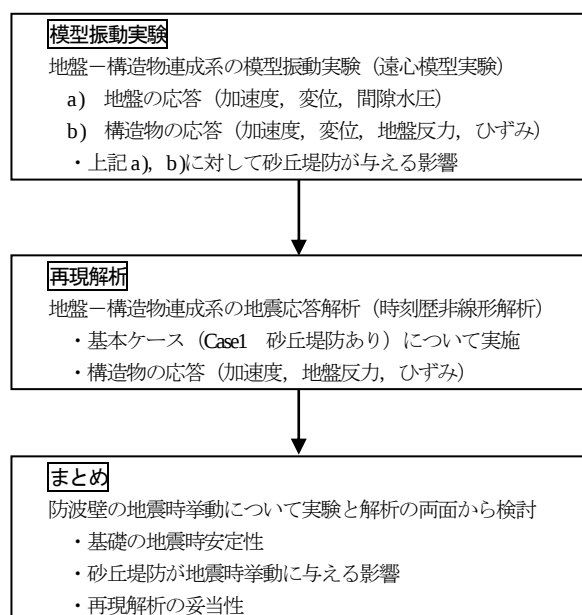


図-3 検討フロー図

2. 本検討の進め方

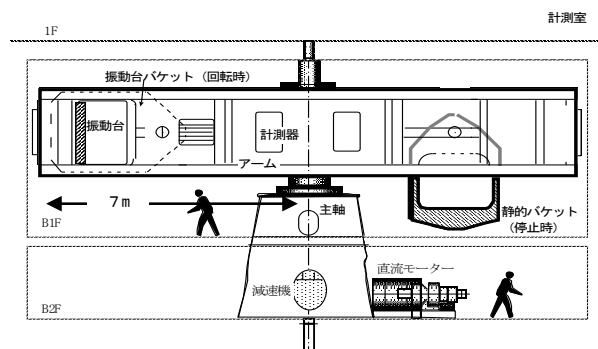
検討フローを図-3 に示す。まず、防波壁と基礎地盤および砂丘堤防を含めた周辺地盤を一体で模擬した模型振動実験を行い、地盤や構造物の地震時応答および砂丘堤防がそれらに与える影響について確認する。つぎに、実験の再現解析（地震応答解析）を行い、主に設計の観点からたて壁や地中壁基礎の応答の再現性について確認する。最後に本検討のまとめとして、実験結果および解析結果を踏まえ、防波壁の地震時挙動について考察する。

3. 模型振動実験

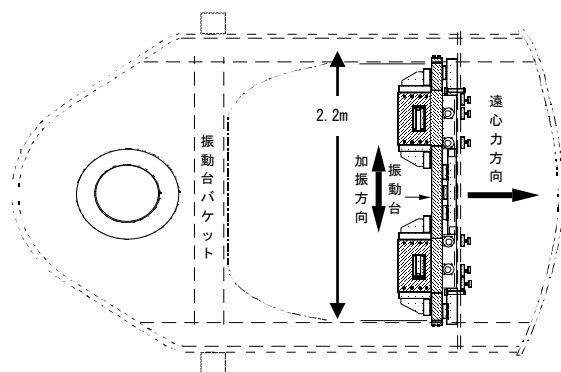
(1) 実験の概要

模型振動実験は、試験体に遠心力を作用させることで実物相当の応力状態を再現できる遠心模型実験とした。

実験は（株）大林組所有の遠心模型実験装置によって実施しており、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（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おり、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。



(a) 遠心模型実験装置



(b) 遠心振動台

図-4 遠心模型実験装置

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 $30g$ ($1g=9.8m/s^2$) としたため、模型の縮尺を $1/30$ とした。

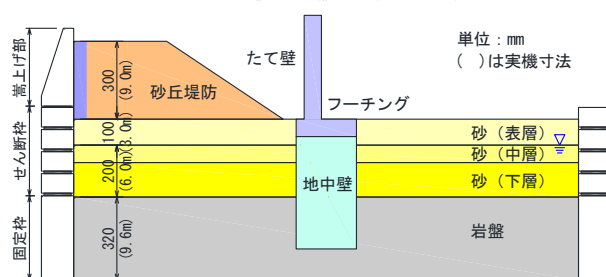
実験模型を図-5, 6に示す。実験模型は砂丘堤防の影響が確認できるように、砂丘堤防がある基本ケース (Case1) と、砂丘堤防がない比較ケース (Case2) の2

表-1 物理量の縮尺

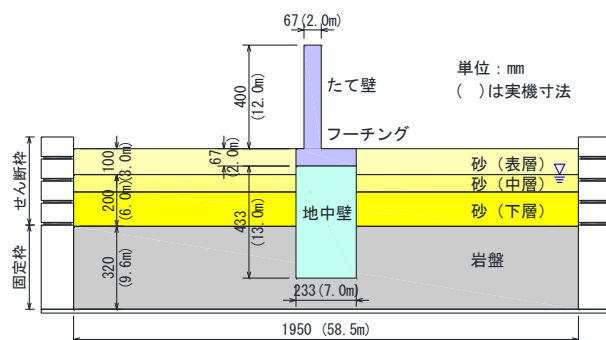
項目	相似則
長さ (変位)	$1/30$
応力	1
ひずみ	1
加速度	30
速度	1
曲げ剛性	$1/30^4$
時間 (動的)	$1/30$
振動数	30
透水係数	30



図-5 実験模型 (模型縮尺 $1/30$)



(a) Case1 砂丘堤防あり (基本ケース)

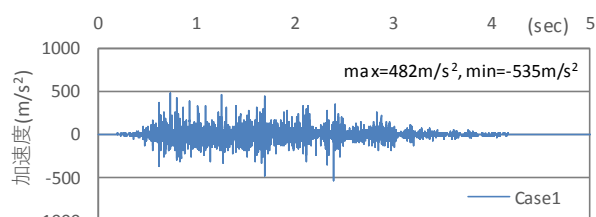


(b) Case2 砂丘堤防なし (比較ケース)

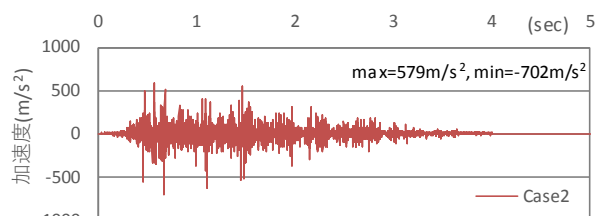
図-6 模型断面図

種類とし、内寸 $1950mm \times 600mm \times 655mm$ の土槽内に作製した。地盤は現地の地層を模擬して、砂丘堤防、砂地盤および岩盤によって構成した。砂丘堤防および砂地盤は現地採取の砂を用いて現地と同程度に締め固め、砂丘堤防は含水比 5% で相対密度 $Dr=55\%$ とした。砂地盤は表層 (地下水位面以上)、中層および下層 (地下水位面以下) の3層に分け、それぞれ $Dr=55\%$, 75% , 85% を目標として作製した。地下水位以下については、透水性を等価にするために水の 30 倍の粘性を有するシリコンオイルで飽和させた。また、土槽嵩上げ部から砂丘堤防に実現象では考えにくい加速度が入力することを防ぐため、緩衝領域として境界にウレタン材を設置した。防波壁の支持層となる岩盤はセメント改良土で作製し、模型作製時の供試体により一軸圧縮強度 $qu=4615kN/m^2$ を得た。

防波壁を構成する部材のうち、地中壁基礎およびフーチングは単位体積重量がコンクリートに近いアルミニウム製とし、たて壁 (頂部部材は省略) は鋼製で総重量を実機と等価とした。なお、模型の主な諸元については、「4.(1) 再現解析の概要」に示す。



(a) Case1 砂丘堤防あり



(b) Case2 砂丘堤防なし

図-7 入力地震波の加速度時刻歴 (振動台観測値)

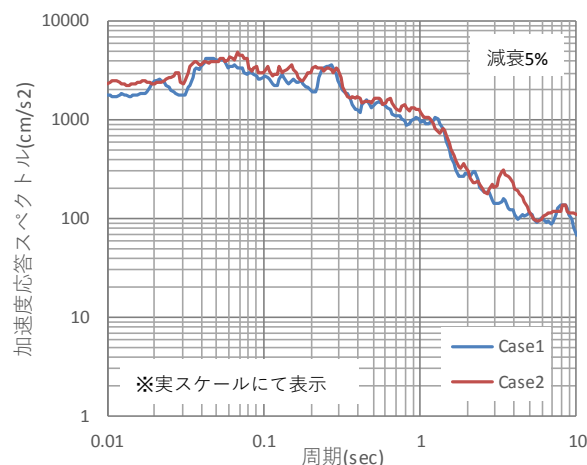


図-8 入力地震波の加速度応答スペクトル

図-7（前頁）に実験時に振動台で計測された入力地震動の時刻歴波形，図-8（前頁）に加速度応答スペクトルを示す．入力地震動は 600m/s^2 を目標とし，実際には Case1 が 535m/s^2 ，Case2 が 702m/s^2 であり，実スケールに換算すると Case1 が 1780gal ，Case2 が 2340gal であった．

(2) 実験結果

a) 加速度応答

まず構造物の加速度応答について，図-9 に加速度計測位置，図-10 に加速度応答の時刻歴を示す．

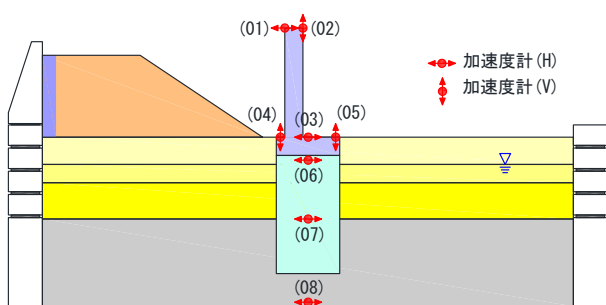
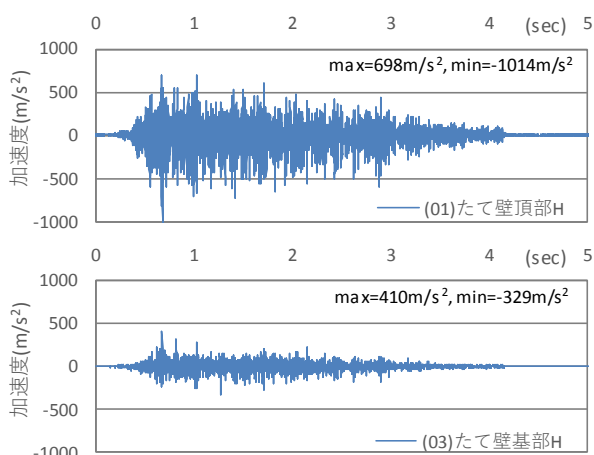
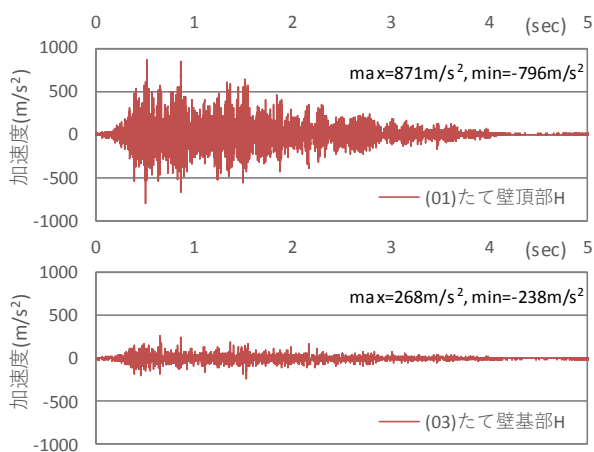


図-9 加速度計測位置（構造物）



(a) Case1 砂丘堤防あり



(b) Case2 砂丘堤防なし

図-10 加速度応答時刻歴（構造物）

加速度の方向は水平（H）右向きおよび鉛直（V）上向きを正と定義している．ここでは，たて壁頂部水平方向の測点（01）およびたて壁基部水平方向の測点（03）の結果を示す．たて壁頂部水平方向（01）の加速度最大値は Case1 が 1014m/s^2 （実スケールで 3380gal ）であり，Case2 の 871m/s^2 （実スケールで 2900gal ）を上回っている．

全体的な振幅レベルも Case1 の方が大きく，たて壁基部水平方向（03）の加速度応答についても同様である．

このような結果となった要因として，Case1 と Case2 の地盤剛性の違いが考えられる．Case1 では砂丘堤防によって堤防直下の砂地盤の拘束圧が増大し，砂丘堤防がない場合よりもせん断剛性が大きくなっている．これにより砂丘堤防がない Case2 に比べて模型地盤全体系でのせん断剛性が大きくなり，構造物の加速度応答が大きくなったものと考えられる．

つぎに地盤の加速度応答について，図-11 に加速度計測位置，図-12 および図-13（次頁）に加速度応答の時刻歴を示す．ここでは，砂丘堤防の頂部（01）と底部直下（03）（Case1 のみ）および内陸側（構造物の右側）の測点（05），（07），（09）の結果を示す．

Case1 における砂丘堤防の水平加速度について，底部直下では内陸側表層（05）と同程度であるが，頂部に向かうほど加速度は増幅し，頂部（01）では（03）の 3 倍程度になっている．

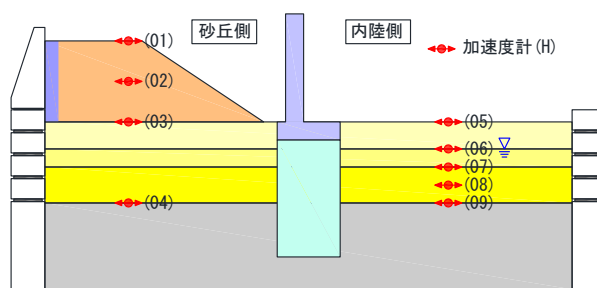


図-11 加速度計測位置（地盤）

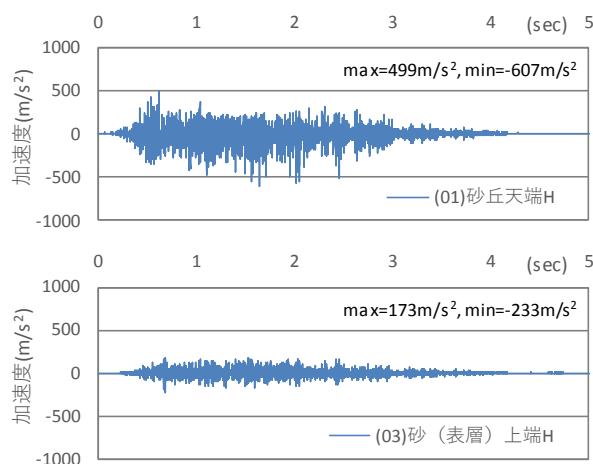


図-12 加速度応答時刻歴（砂丘堤防 Case1）

内陸側地盤の水平加速度について、岩盤上面 (09) と砂地盤表面 (05) では Case1, Case2 ともに加速度振幅の最大値が 250m/s^2 程度と同等であり、波形の形状にも大きな差異は見られない。一方、(05) と (09) の中間に位置する飽和砂地盤 (07) では、Case1, 2 ともに波形に大きなスパイク状の応答が見られる。これは、地盤が密な砂で構成されているため、せん断ひずみの増加に伴ってサイクリックモビリティ現象が発生したためと考えられる。これについては「c) 地盤の間隙水圧応答」において詳細に分析する。

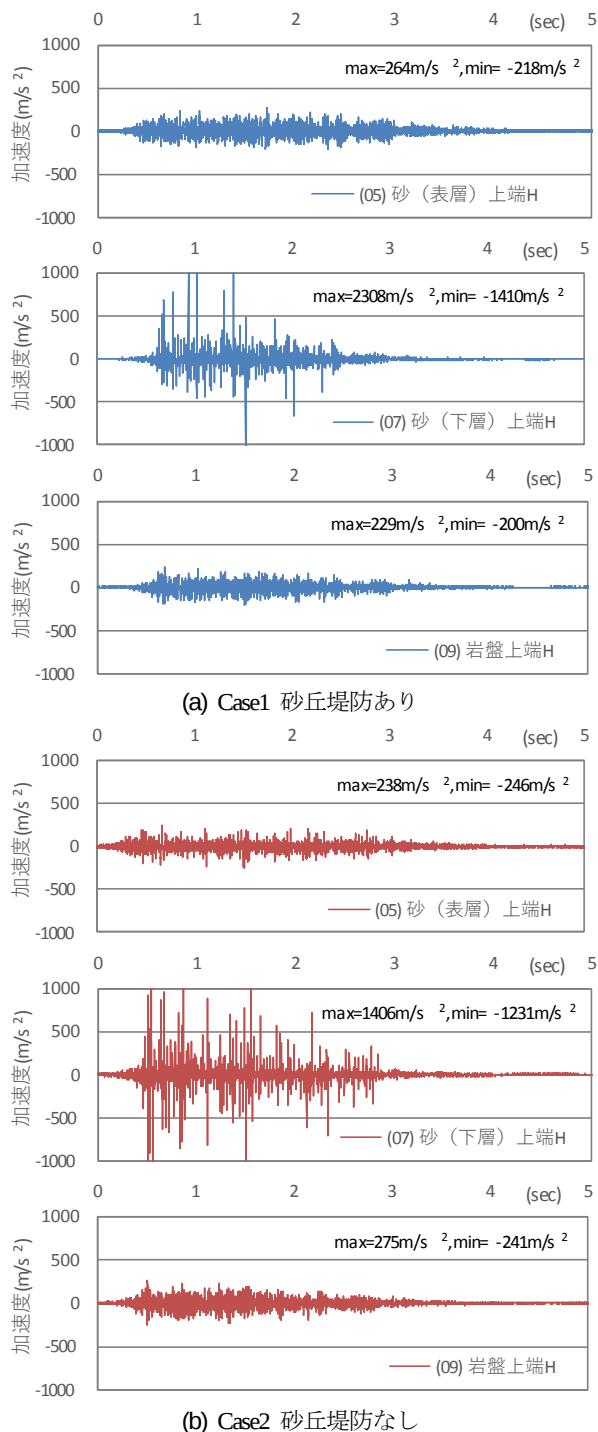


図-13 加速度応答時刻歴 (内陸側地盤)

b) 変位応答

図-14 に変位の計測位置、図-15 に構造物の応答変位時刻歴を示す。ここでは、たて壁頂部水平方向の測点 (01) およびたて壁基部水平方向の測点 (02) の結果を

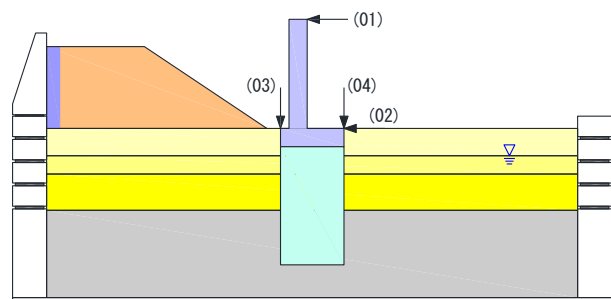


図-14 変位計測位置

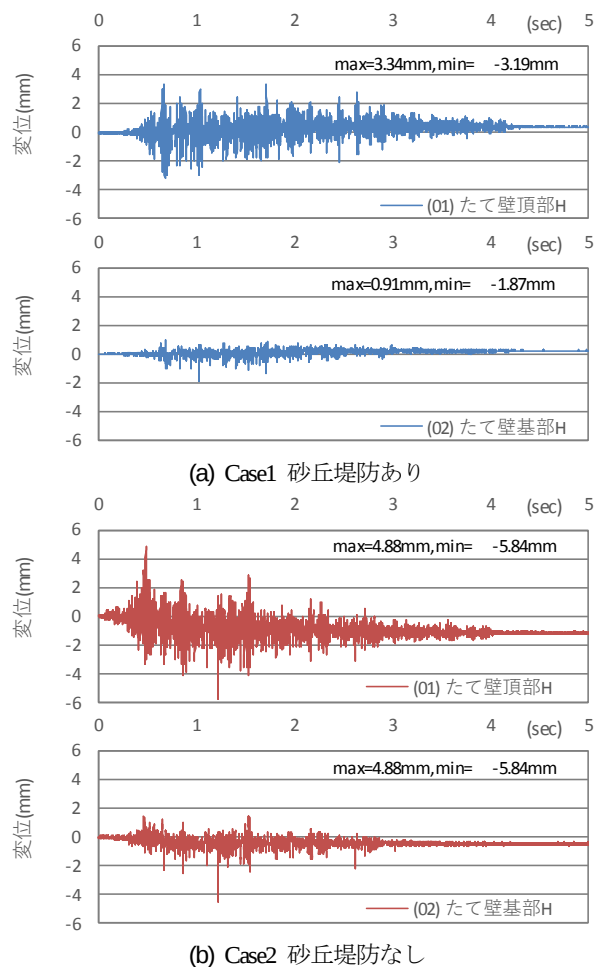


図-15 構造物の応答変位時刻歴

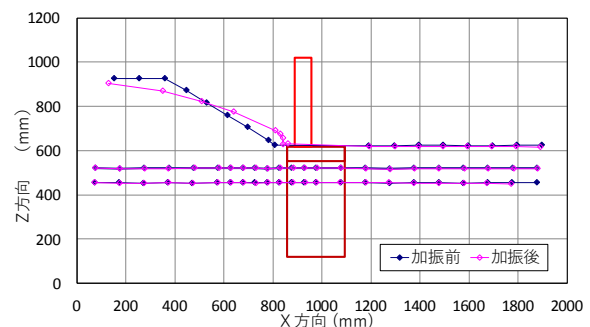


図-16 地盤の残留変形図 (Case1: 土槽中央位置断面)

示す。変位の方向は水平（H）右向を正と定義している。たて壁頂部水平方向（01）の変位振幅の最大値は Case1 が約 3.3mm（実スケールで約 10cm），Case2 が約 5.8mm（実スケールで約 18cm）で Case2 の方が多少大きい。たて壁頂部の残留変位については，Case1 が僅かに右向きであるのに対し，Case2 は左向きである。また，たて壁基部水平方向（02）の残留変位についても，顶部ほど明瞭ではないものの同様の傾向がみられる。

このような応答の理由として，Case1 では砂丘堤防によって左から右への偏土圧が作用していること，砂丘堤防によって模型の左側の地盤剛性が右側よりも大きくなっていることなどが考えられる。一方，Case2 では構造物左右の地盤に違いはなく，たて壁の重心が左寄りにあ

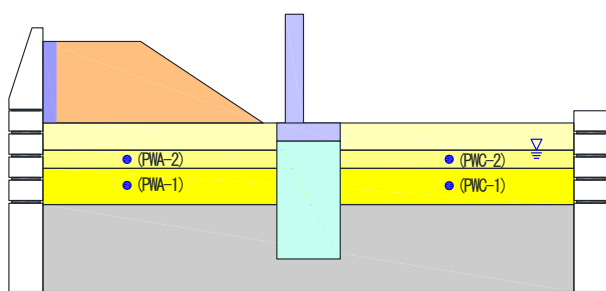
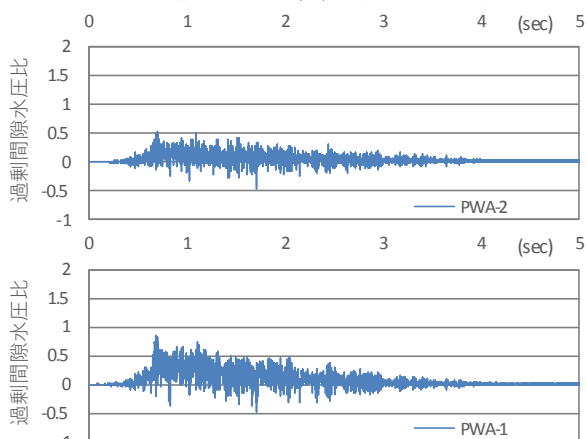
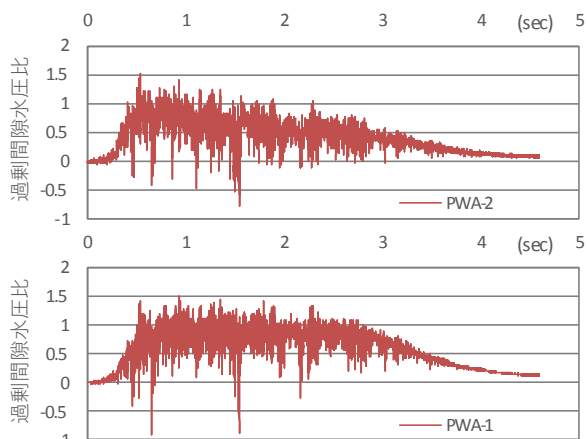


図-17 間隙水圧計測位置（飽和砂地盤）



(a) Case1 砂丘堤防あり



(b) Case2 砂丘堤防なし

図-18 過剰間隙水圧比時刻歴（砂丘側地盤）

ることから，左方向への変形が卓越するモードになったと考えられる。

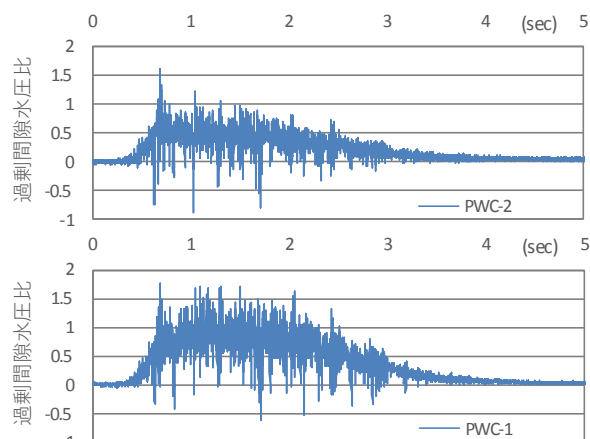
地盤の変位応答について，図-16（前頁）に Case1 における砂地盤各層の上面に設置したマーカーピンの実験前後の座標位置図を示す。実験前の計測位置が◆，実験後の計測位置が◇である。加振前後を比較すると基礎周辺の地盤に顕著な残留変形は認められなかった。これは Case2 についても同様である。一方，Case1 において砂丘堤防表面に沈下および変形が認められるが，堤防直下の砂地盤にほとんど変形が見られないことから，表層のみの変状であると考えられる。

c) 地盤の間隙水圧応答

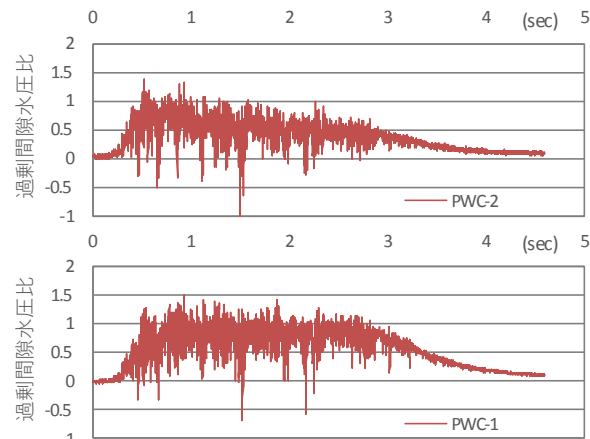
図-17 に間隙水圧の計測位置，図-18 および図-19 に過剰間隙水圧比の応答時刻歴を示す。

両ケースとも加振中は間隙水圧が上昇し，Case1 の砂丘側地盤を除き，過剰間隙水圧比が概ね 1 に達している。ただし間隙水圧の消散は早く，加振後半は徐々に水圧が低下し，加振終了時にはほぼ 0 になっている。

Case2 においては砂丘側と内陸側での応答の差異がほとんど見られないのに対し，Case1 では砂丘側地盤の過剰間隙水圧比が 1 に達しておらず，内陸側地盤との明確



(a) Case1 砂丘堤防あり



(b) Case2 砂丘堤防なし

図-19 過剰間隙水圧比時刻歴（内陸側地盤）

な違いが見られた。砂丘側地盤は砂丘堤防により地盤の有効上載圧が大きく、過剰間隙水圧比が上昇しにくくなっていることが理由として挙げられる。また、Case1 では内陸側の PWC-2 についても、Case2 より過剰間隙水圧比の上昇が少なく消散も早い。これは砂丘堤防による拘束圧増大の効果と考えられる。

図-20 に Case1 における砂（下層）のせん断ひずみ、せん断応力、過剰間隙水圧の時刻歴を示す。せん断ひずみおよびせん断応力は、それぞれ加速度時刻歴および土槽枠の変位時刻歴を用いて算出した。時刻 0.5~0.6 秒に着目すると、せん断ひずみの増加、せん断応力の増加、過剰間隙水圧の減少がほぼ同時に発生していることがわかる（図の矢印位置）。

図-21 は図-20 に示す応答から 0.5~0.6 秒の応答を抽出して描いたせん断応力~せん断ひずみ関係、および有効応力~せん断応力関係である。有効応力の時刻歴は、初期有効上載圧から間隙水圧の時刻歴を差し引くことによって算出した。図よりせん断ひずみの増加によってせん断応力が増加し、さらに有効応力が回復する様子が確認できる。これはサイクリックモビリティ⁹⁾であり、密な砂の応答に見られる特徴的な現象である。

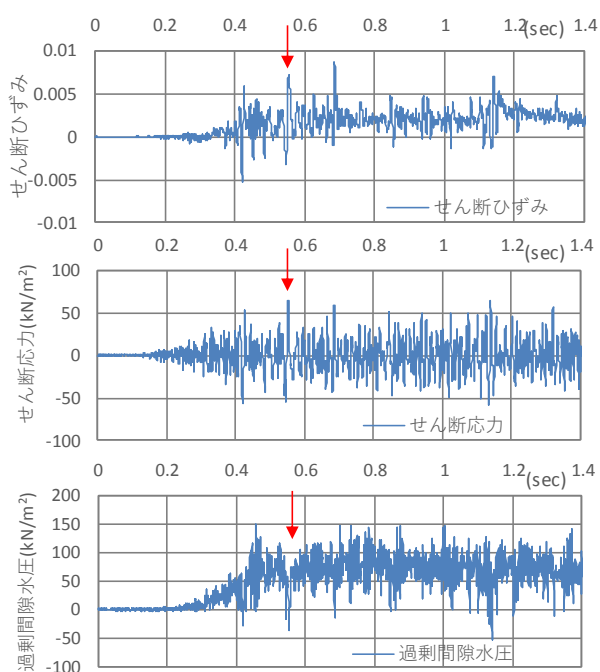


図-20 砂（下層）の応力~ひずみ関係（内陸側地盤）

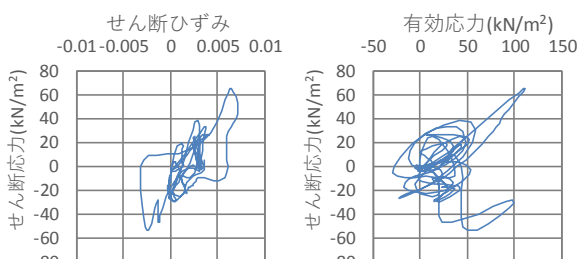


図-21 砂（下層）の応力~ひずみ関係（内陸側地盤）

d) 地中壁に作用する地盤反力応答

図-22 に土圧計の計測位置、図-23 に土圧から換算した地中壁模型側部に作用する地盤反力の時刻を無視した最大値分布を示す。

砂地盤では反力が小さく、岩盤上部に反力が集中していることから、この基礎構造は岩盤により確実に支持されている。Case1 では地中壁基礎の右側岩上部の地盤反力が大きく、砂丘の影響によると考えられるが、Case2 では地中壁基礎の左右で大きな相違は見られない。

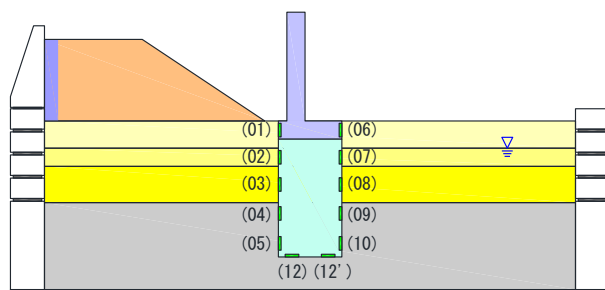
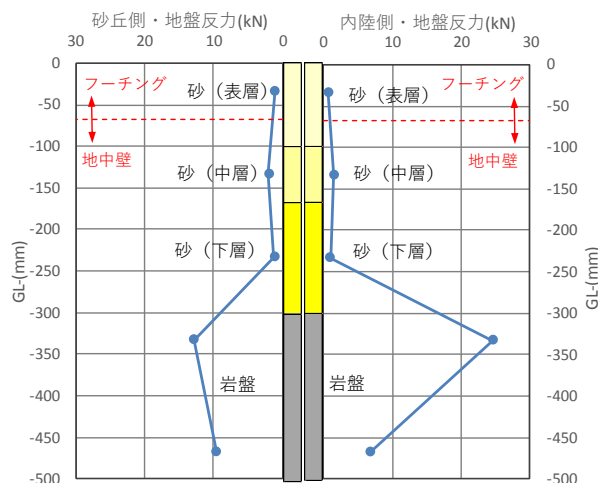
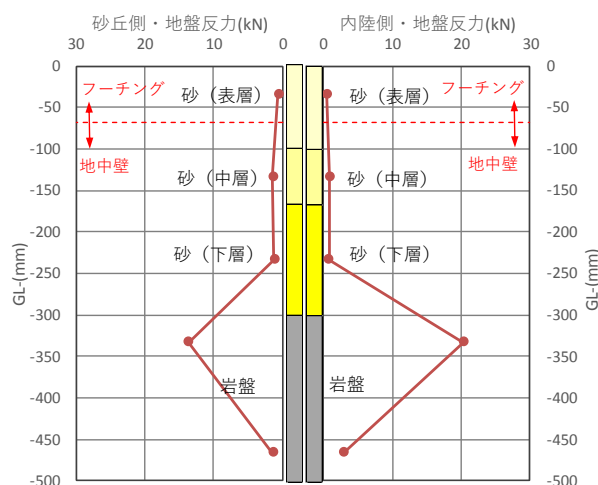


図-22 土圧計測位置



(a) Case1 砂丘堤防あり



(b) Case2 砂丘堤防なし

図-23 地盤反力分布（最大値）

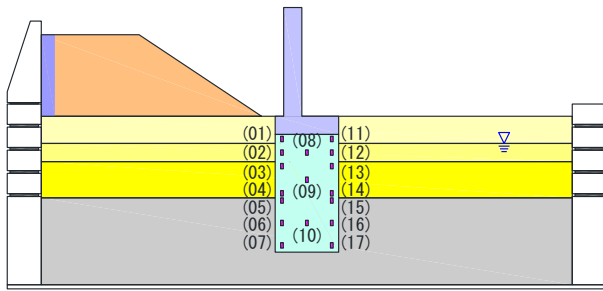
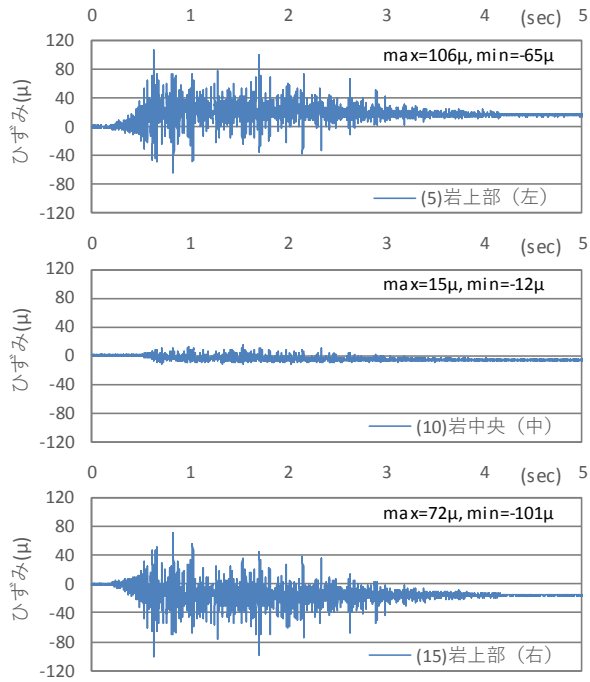
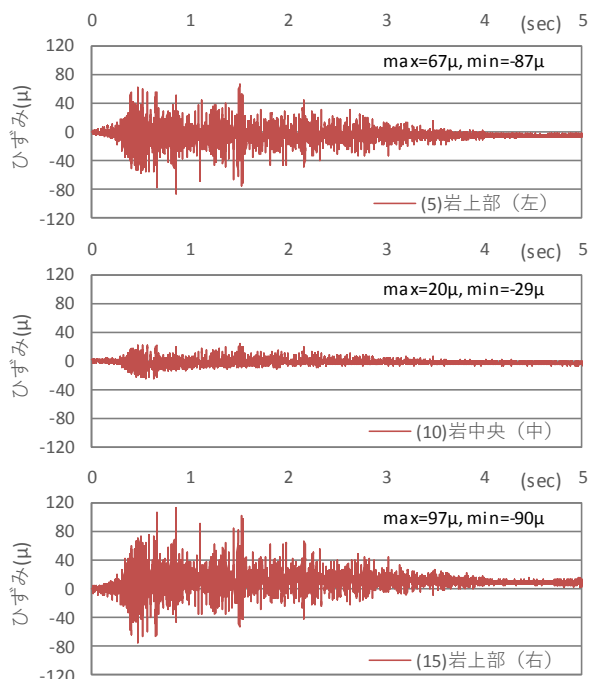


図-24 ひずみ計測位置



(a) Case1 砂丘堤防あり



(b) Case2 砂丘堤防なし

図-25 地中壁の応答軸ひずみ時刻歴

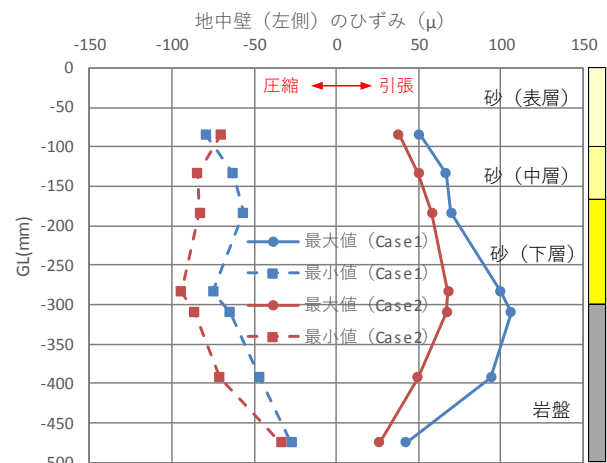
e) 地中壁に作用する軸ひずみ応答

図-24 にひずみ計の計測位置、図-25 に地中壁模型に発生した軸ひずみの応答時刻歴を示す。軸ひずみは引張を正と定義している。ここでは、岩盤に根入れした地中壁の左側の測点 (05) , 中央の測点 (10) および右側の測点 (15) の応答軸ひずみ時刻歴を示す。

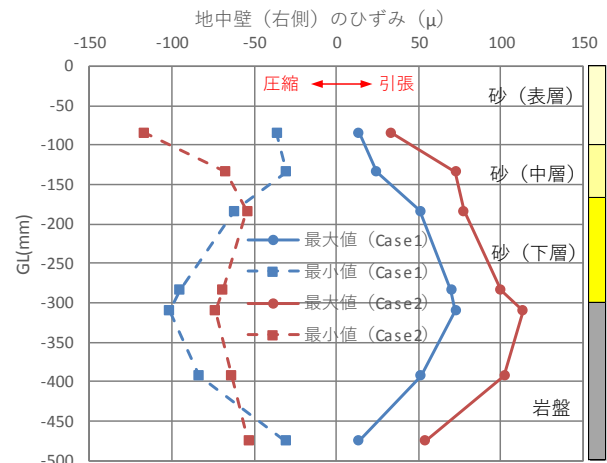
地中壁に作用する軸ひずみ振幅の最大値は Case1 が 106μ , Case2 が 97μ と同程度であり、かつ十分小さいことから、本実験において地中壁の変形は弾性範囲に収まっていることが確認できる。

構造物の右方向への変位が卓越する Case1 では、地中壁の左側 (05) には引張ひずみ (+) が、右側 (15) には圧縮ひずみ (-) がそれぞれ残留している。一方、構造物の左方向への変位が卓越する Case2 では、残留値は小さいものの、Case1 と逆の傾向が示されている。このことから、地中壁の変位が卓越する方向と残留するひずみ分布は調和していることが分かる。

軸ひずみの振動振幅の形状については、いずれのケースにおいてもたて壁の応答変位時刻歴 (図-10) と調和している。このことから、加振時には慣性力の作用に対



(a) 地中壁 (左側) のひずみ



(b) 地中壁 (右側) のひずみ

図-26 地中壁の軸ひずみ分布 (最大値・最小値)

し構造物全体（たて壁－フーチング－地中壁）が一体で挙動していると考えられる。

図-26（前頁）に地中壁模型に発生した軸ひずみの最大最小値分布を示す。地中壁（左側）では、Case1は圧縮よりも引張ひずみが卓越し、Case2は引張よりも圧縮ひずみが卓越している。さらに、地中壁（右側）では逆の傾向となっていることから、地中壁の変位モードの違いがひずみに表れているものと考えられる。また、全体的に地中壁の岩盤上部位置および頂部にて相対的にひずみが大きくなっていることが分かる。

4. 実験の再現解析

(1) 再現解析の概要

防波壁の耐震設計で用いる地震応答解析手法（時刻歴非線形解析）により、実験の再現解析を実施した。対象ケースは砂丘堤防がある基本ケース（Case1）とし、地盤－構造物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。

解析モデルを図-27 に示す。地盤は平面ひずみ要素、構造物については、たて壁および地中壁ははり要素、フーチングは平面ひずみ要素でモデル化した。せん断枠を付加質量およびせん断ばねによってモデル化し、地盤と連成させることで地盤振動への影響を考慮した。モデルの奥行きは、実験と同じく防波壁 1 ブロックの 1/2（実機スケール奥行き 6m、地中壁 1 枚）とした。

地中壁部分については、奥行き 6m のうち地中壁は 1.5m であり、残り 4.5m は地盤である。そのため、フーチング直下にも地盤として平面ひずみ要素を設けた。

地中壁は断面力を直接評価するために梁要素でモデル化したが、周辺地盤との力の伝達を考慮することを目的としてフーチング幅と同じ長さ（模型 233mm、実スケール換算 7m）の剛梁を水平に配置した。剛梁の端部はばね要素によって周辺地盤と接続し、鉛直方向に作用する周面せん断力の他、水平方向に作用する土圧の伝達や、地盤と地中壁との剥離現象を考慮した。

解析に用いた各種物性値を表-2～4 に示す。遠心模型実験後、砂（表層）および砂（下層）の相対密度を再現した供試体による繰返し中空ねじり試験を実施した。砂丘堤防および砂（表層）は「砂（表層）」相当の供試体による試験結果を参照し、砂（中層）および砂（下層）は「砂（下層）」相当の供試体による試験結果を参照して初期せん断弾性係数を与えた。各要素にせん断弾性係数を設定する際は 0.5 乗則によって拘束圧依存性を考慮し、砂丘堤防がある場合と無い場合の拘束圧の違いを考慮した。なお、「砂（表層）（Dr=55%）」相当および「砂（下

層）（Dr=85%）」相当の供試体による繰返し中空ねじり試験では、相対密度に差を付けたものの、得られた初期せん断弾性係数は同じ値であった。そのため考慮されるせん断弾性係数の違いは、拘束圧の違いのみとなった。

岩盤の初期せん断弾性係数については、模型作成時にサンプリングしたテストピースによる一軸圧縮強度 q_u を用い、 $E=1000q_u$ から評価した。

たて壁には鋼材のヤング係数を与え、実験模型と同等の重量および固有値を再現できるように単位体積重量および断面 2 次モーメント、断面積を設定した。なお、Case1 ではたて壁とフーチングの固定度が小さく、別途実施した振動試験によって防波壁固有振動数が 90Hz と実測された。そのため、たて壁を構成する梁要素のうち最下端の要素の I を調整し、実験と等価な固有値を再現した。

砂丘堤防および砂層は、修正 GHE モデル⁹⁾によって加振中の非線形性を考慮した。ただし過剰間隙水圧の上

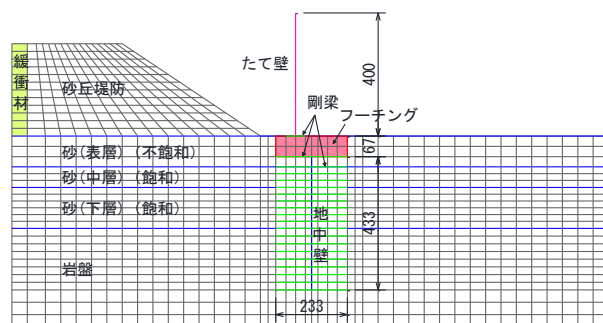


図-27 解析モデル

表-2 地盤の物性値

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	基準せん断弾性係数※ G_{ma} (kN/m ²)	動的ポアソン比 ν_d
砂丘堤防(湿潤)	16.08	117,000	0.33
砂（表層）（乾燥）	15.29	117,000	0.33
砂（中層）（飽和）	19.85	117,000	0.44
砂（下層）（飽和）	19.98	117,000	0.44
岩盤	16.46	1,625,000	0.42

※砂丘堤防および砂の基準拘束圧 $\sigma_{ma} = 100$ (kN/m²)

表-3 たて壁および地中壁の物性値

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ヤング係数 E (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント I (m ⁴)
たて壁	31.37	2.0×10^8	0.00752	8.86×10^{-7}
たて壁（下部）	31.37	2.0×10^8	0.00752	2.24×10^{-8}
地中壁	27.00	7.0×10^7	0.01165	5.27×10^{-5}

表-4 フーチングの物性値

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ヤング係数 E (kN/m ²)	動的ポアソン比 ν_d
フーチング	27.00	7.0×10^7	0.33

昇は考慮していない（全応力解析）。これは Case1 において間隙水圧の上昇の程度が少なかったことや、たて壁の加速度応答などから地盤の剛性がある程度維持されていたと考えられることによる。砂丘堤防および砂層は繰返し中空ねじり試験により得られた非線形特性をターゲットとしてモデルパラメータを設定し、岩盤については模型地盤での試験データが無いため、実際の設計で用いている原位置サンプリング試料による非線形特性をもとにモデルパラメータを設定した。図-28 に模型地盤の非線形特性と修正 GHE モデルによる再現結果を示す。

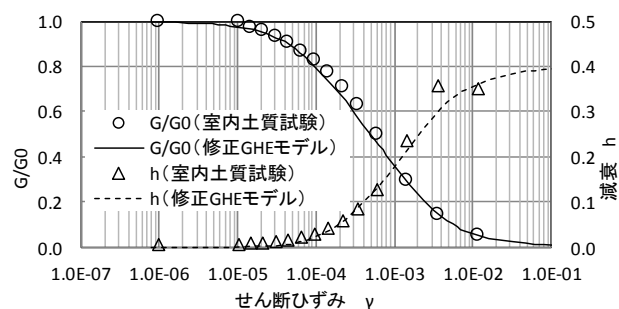
(2) 解析結果

再現解析の結果について、防波壁の耐震設計の観点から、関連性の高い項目を中心に示す。

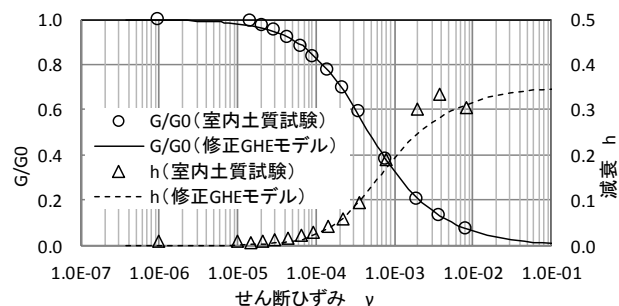
a) 構造物の加速度応答

構造物の水平加速度応答について、たて壁頂部および基部の時刻歴波形を図-29 に示す。

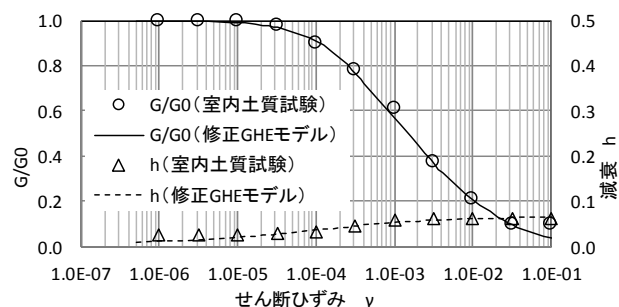
時刻歴波形を見ると、たて壁の加速度が実験よりもやや大きい、実験における傾向を再現できている。



(a) 砂丘堤防および砂（表層）



(b) 砂（中層）および砂（下層）



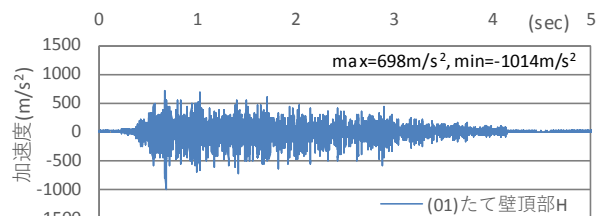
(c) 岩盤

図-28 地盤の非線形モデル

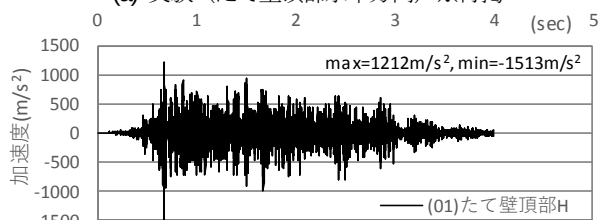
b) 地中壁に作用する地盤反力応答

地中壁側部に作用する地盤反力について、時刻を無視した最大値分布を図-30 に示す。

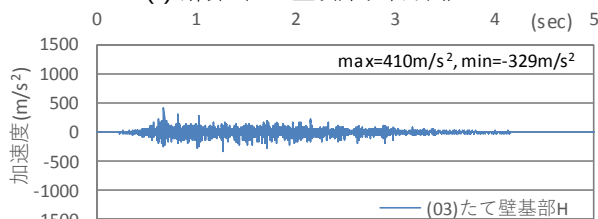
最大地盤反力分布について、概ね実験を再現できている。飽和砂層については解析がやや大きい傾向を示すが、岩盤については概ね実験と整合している。



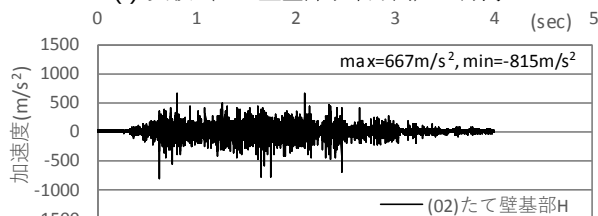
(a) 実験（たて壁頂部水平方向）※再掲



(b) 解析（たて壁頂部水平方向）



(c) 実験（たて壁基部水平方向）※再掲



(d) 解析（たて壁基部水平方向）

図-29 加速度波形（たて壁 Case1）

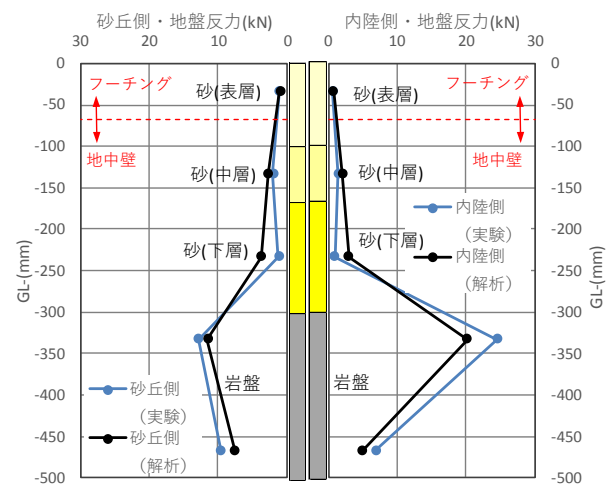


図-30 地中壁に作用する地盤反力（解析）

c) 地中壁に作用する軸ひずみ応答

地中壁の軸ひずみの最大最小値分布の結果を図-31に示す。

実験と同様、岩盤上部で大きなひずみが発生しており、概ね実験を再現できている。ただし、地中壁頂部の圧縮ひずみが大きくなる傾向は再現できていない。

(3) 再現解析の妥当性

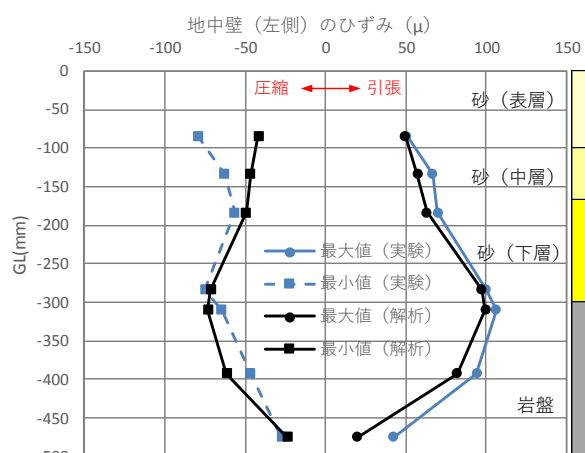
再現解析の結果について、防波壁の耐震設計の観点から整理する。

a) たて壁の加速度

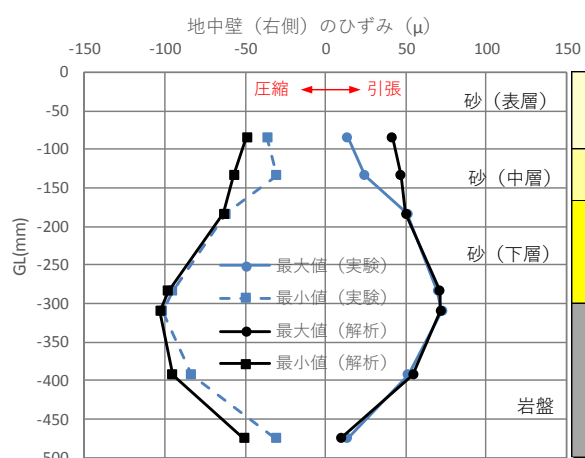
たて壁の加速度最大値は実験と同等以上であることから、実設計において本解析と同様の手法により地震時慣性力を求めてたて壁の設計することは可能である。

b) 地中壁

配筋等の設計仕様は応答が最も大きい断面で決まる。応答が最も大きい岩境界でのひずみの再現性が高く、また地中壁頂部を除き分布も良く一致していることから、本解析と同様の手法で得られる応答を元に地中壁を設計することは可能である。



(a) 地中壁(左側)のひずみ



(b) 地中壁(右側)のひずみ

図-31 地中壁の最大軸ひずみ分布(解析)

c) 地盤

全応力解析なので間隙水圧の上昇は考慮されないが、非排水状態で実施される G/G_0 試験を反映しており、水圧の上昇に伴う地盤の剛性低下がある程度考慮されている。当該地点の砂地盤は密度が高く、また砂丘堤防により拘束圧も大きい。以上から、全応力解析でも地盤の応答を評価できると判断される。

5. まとめ

浜岡原子力発電所の防波壁の地震時挙動を明らかにすることを目的に、遠心載荷装置による地盤-構造物連成系の振動実験を実施するとともに、修正 GHE モデルを用いた動的応答解析による実験の再現解析を行い、防波壁の地震時挙動について実験と解析の両面から検討した。得られた結果について、以下に示す。

(1) 模型振動実験

- ・たて壁の残留変位は、Case1 では右向きであるのに対し、Case2 では左向きとなった。これは、Case1 では砂丘堤防の影響により、構造物が左側(砂丘側)から右側(内陸側)へ変位するモードを示すのに対して、Case2 ではたて壁の重心が左寄りにあることから右側から左側へ変位するモードを示すと考えられる。
- ・たて壁の応答加速度は、Case1 よりも Case2 が多少小さくなる傾向があった。これは、Case1 よりも Case2 の方が模型地盤のせん断剛性が小さい、すなわち Case1 では砂丘堤防によって砂丘堤防直下地盤のせん断剛性が大きくなり、模型地盤全体として Case2 よりもせん断剛性が大きくなり、構造物の応答加速度が大きくなったと考えられる。
- ・地中壁の軸ひずみの応答は、構造物の変位が右側(内陸側)に残留する Case1 では地中壁の左側が、構造物の変位が左側に残留する Case2 では地中壁の右側が引張方向にシフトし、構造物の変位が卓越する方向と整合した残留ひずみの発生が確認できた。
- ・軸ひずみの振動振幅の形状については、いずれのケースにおいてもたて壁の変位時刻歴と調和的であった。このことから、加振時には慣性力の作用に対し構造物全体(たて壁-フーチング-地中壁)が一体で挙動していると考えられる。
- ・地盤の変位応答について、Case1, Case2 とも基礎周辺の地盤に顕著な残留変形は認められなかった。
- ・飽和砂地盤では加振時に間隙水圧が上昇し、過剰間隙水圧比が概ね 1 に達するが、過剰間隙水圧比および水平加速度応答にサイクリックモビリティ現象が認められた。また、Case1 の砂丘堤防直下では過剰間隙水圧

比は1に達しなかった。これは砂丘堤防による拘束圧増大の効果と考えられる。

- ・実機レベルで主要動継続時間が90秒、最大加速度が2000gal程度の入力地震波で加振しても、防波壁のたて壁の変位および基礎のひずみなどに特異な現象は見られず、十分な耐震性を有していることが確認された。

(2) 再現解析

- ・地中壁のひずみ分布や、地盤反力分布において、その分布形状（モード）が実験結果と良く一致している。これは動的応答解析が、構造物自身の変形や周辺地盤との相互作用を精度よく再現できることを示している。
- ・拘束圧に応じた地盤の剛性や構造物の物性を正しく与えることにより、たて壁加速度や地中壁のひずみなどを評価することができる。
- ・砂丘堤防がある場合の間隙水圧の上昇は軽微であり、地盤剛性や地中壁に作用する土圧に与える影響を考慮しても、防波壁の耐震設計の観点からは全応力解析で十分に評価できる。

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, pp16-17, 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, pp18-21, 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, pp37-40, 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, pp58-61, 2014.
 - 5) 土木学会：複合構造レポート 08 巨大地震に対する複合構造物の課題と可能性，pp85-87, 2013.
 - 6) 例えば，吉田洋之，時松孝次，土方勝一郎，杉山達也，塩見忠彦：サイクリックモビリティを考慮した実用的な土の有効応力－ひずみモデル，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第630号，pp.1257-1264, 2008.8.
 - 7) 森拓雄，鳥井原誠，蛭川友司，高橋一成，龍岡文夫，木幡行宏：セメント改良砂質土の変形強度特性，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集（第Ⅲ部門），pp.336-337, 1992.9.
 - 8) 室野剛隆：強震時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，特別第32号，pp81-86, 1999.12.
- 1) 和仁雅明：浜岡原子力発電所の防波壁の一様な技術 (?? ?? ?? 受付)

CENTRIFUGAL MODEL EXPERIMENT TO STUDY SEISMIC BEHAVIOR OF WALL STRUCTURE EMBEDDED INTO BEDROCK

Masaaki WANI, Yoshihito SATO, Shunichi HIGUCHI, Kiyoshi SATO,
Kenichi HISASUE, 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. The tsunami protection wall, built between the dune embankment facing the sea and power station facilities, features underground walls as the foundation structure which embedded into the foundation ground consists of rock and relatively dense sand deposit.

In this study, centrifugal model experiments were firstly performed to investigate the stability of the tsunami protection wall under the severe earthquake. Followings were found from the experiments. 1) Seismic response of the tsunami protection wall is affected by the existence of dune embankment. 2) Stability of the structure, in terms of the tsunami protection wall movement and the deformation of foundation structure, up to the maximum acceleration of 2,000 Gals input motion is verified. Then, non-linear FE analyses were performed to assess the validation of the code utilizing in the design process, and verified the reproductivities of the deformation of the foundation as well as the reaction force distribution of the ground against the wall foundation during the earthquake.