

第3章 遠心模型実験に基づく宅地擁壁の耐震性能の検討

3.1 実験方法と実験結果

本節では、小規模の古い練積み擁壁の地震時損傷メカニズムを分析するにあたっての基礎データとなる、練積み擁壁の遠心模型振動実験の実験方法と実験結果を示す。

3.1.1 実験方法

本実験では、建築研究所が所有する遠心模型実験用土槽を用いる。この土槽は高さ 400mm、幅 1000mm、奥行き 200mm の剛体土槽である。図 3.1.1 に試験体の写真を示す。左が地盤と建物模型、右が擁壁模型のものである。

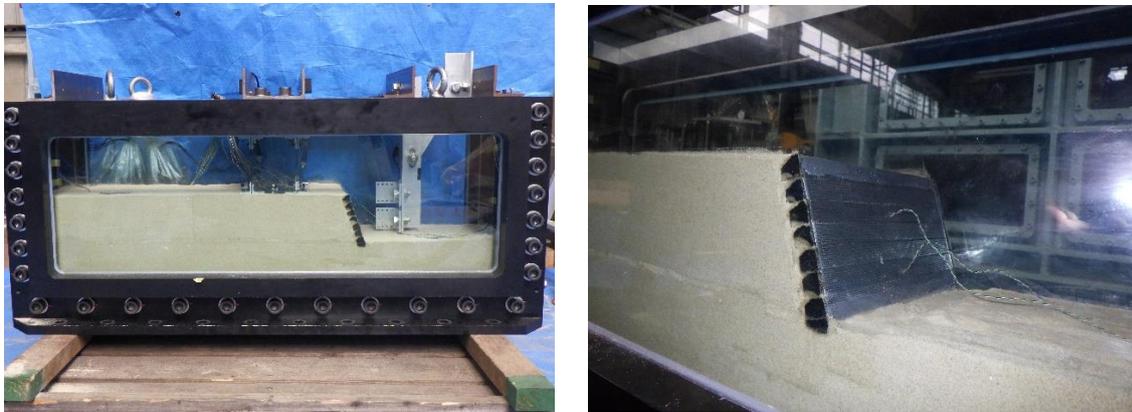


図 3.1.1 試験体の写真

また、図 3.1.2 に試験体の概要を示す。実験は 30G の遠心場で行ったので、実験諸元、実験結果はその相似則を適用したプロトタイプスケールで説明する。地盤は横幅 30m、奥行き 6m、最大深さ 6m として剛土槽の中に設置する。土槽長手方向が加振方向である。地盤深さ 3m までを盛土部、地盤深さ 3～6m までを地山部としている。地盤のうち、土槽底から高さ 3m までを地山部、地山部の上であり、擁壁模型(以下、擁壁と称する)で抑えられている部分を盛土部と称する。地盤は乾燥した豊浦砂を用いて、空中落下法により盛土部は相対密度 60%、地山部は相対密度 90%となるように作成した。建物模型(以下、建物と称する)は直接基礎形式の木造戸建て住宅を想定し、土槽中央の盛土上に配置する。擁壁は建物から 2m の離隔を確保して、傾斜角 73° (三分勾配)として配置する。図 3.1.3 に三分勾配擁壁の仕様を示す。なお本論において、建物と擁壁の離隔距離は図 3.1.2 に示すように、建物基礎板の擁壁側端部から擁壁前面の埋め込み上端の間の距離とする。

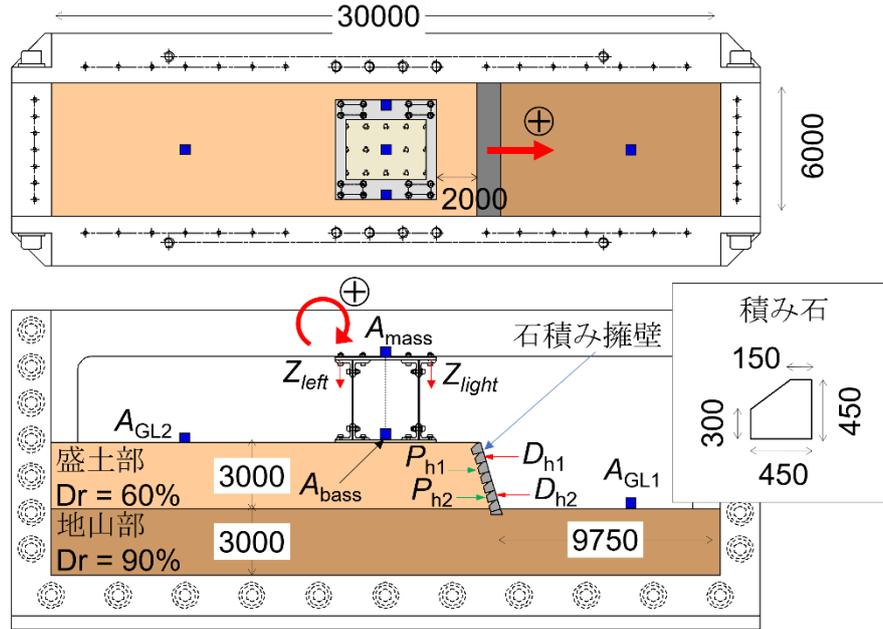


図 3.1.2 試験体概要

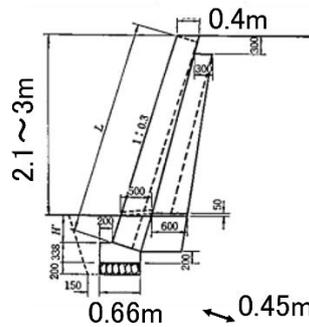


図 3.1.3 三分勾配擁壁の仕様

実験では、地盤及び建物の加速度、擁壁の水平変位、建物の鉛直変位、および擁壁に作用する土圧を測定する。本論文では図 3.1.2 に示す通り地山部の地表面の水平加速度を A_{GL1} 、盛土部の地表面の水平加速度を A_{GL2} 、建物の基礎の水平加速度を A_{bass} 、建物の質点の水平加速度を A_{mass} で示す。また、建物の鉛直変位を Z_{left} (左側) および Z_{right} (右側) で示し、その間隔は 4.25m である。また、擁壁の水平変位について上から二つ目の積み石の水平変位を D_{h1} 、上から六つ目の積み石の水平変位を D_{h2} で示す。土圧は擁壁内側に埋め込んだ土圧系で計測し、上から三つ目の積み石の土圧を P_1 、上から六つ目の積み石の水平変位を P_2 で示す。なお、 D_{h1} の計測位置は地山部地表面から高さ 2.37m、 P_1 は高さ 1.94m、 D_{h2} および P_2 は高さ 0.65 である。

擁壁を構成する積み石は図 3.1.2 に示す断面形状を有するアルミニウム製の棒状体とし、積み石模型の密度が実際の積み石の比重(約 2.5)に対応するように、積み石の内部を肉抜きしている。建物は基礎板と上部質点から成る 2 質点系であり、基礎板と上部質点は板バネを介して接続される。建物の高さは 3.87m であり、4.5m×4.5m の正方形形状の平面を有する。基礎板および質点はアルミ板

とし、基礎板と質点はステンレス製の板バネで剛接合されている。基礎版、質点、板バネ4枚分のそれぞれの質量は $15.5 \times 10^3 \text{kg}$ 、 $13.6 \times 10^3 \text{kg}$ 、 $4.9 \times 10^3 \text{kg}$ である。基礎板の底にはサンドペーパーを張り付けており、基礎板と地盤の摩擦抵抗を増大させている。実験結果より、基礎固定時の建物の固有振動数は3.1Hzである。入力地震動には、1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の強振記録(NS)を対象として、その時間軸を1/2に調整し、さらに最大加速度振幅 A_{inp} を0.5、1、2、3、4、5、6、7、8(m/s^2)に調整した地震動を用いる。時間軸を1/2とした理由は、建物の連成系の固有振動数と地震動の卓越振動数が近くなるようにすることにある。入力地震動は擁壁が崩壊するまで漸増振幅で連続入力し、 $A_{\text{inp}}=8(\text{m/s}^2)$ で擁壁が崩壊しなかった場合は、 $A_{\text{inp}}=8(\text{m/s}^2)$ の地震動を繰り返して入力する。図3.1.4に $A_{\text{inp}}=8(\text{m/s}^2)$ の入力地震動の時刻歴を示す。

実験は積み石間の接合条件をパラメータとして、DryとWetの2ケースを実施した。Dryは積み石間を接合せずに、積み石を積み上げただけの擁壁を有する実験ケースである。これは、経年によって胴込めおよび裏込めコンクリート部が劣化して、空石積みに近い状態になった擁壁を想定している。Wetは積み石模型間を2液混合型エポキシ樹脂接着剤(抗張力： 30N/mm^2)で接合した擁壁を有する実験ケースであり、健全な状態の練積み擁壁を想定している。

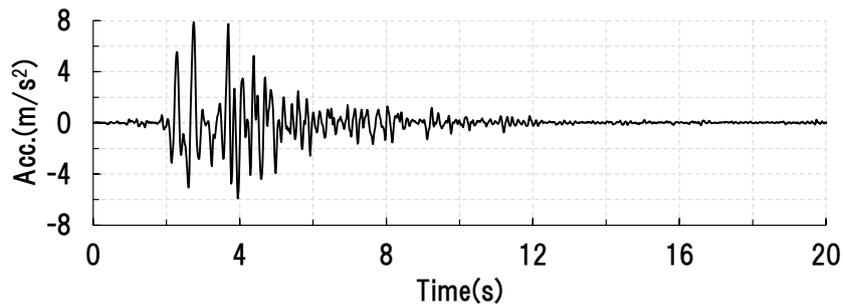


図 3.1.4 入力地震動の時刻歴 ($A_{\text{inp}}=8\text{m/s}^2$)

3.1.2 実験結果

まず、加振による擁壁の残留水平変位の進展性状を示す。図 3.1.5(1)は $A_{imp}=0.5\sim 8\text{ m/s}^2$ の加振のうち、Dry での $A_{imp}=0.5、8\text{ m/s}^2$ (1 回目) および 8 m/s^2 (2 回目) のそれぞれの加振後における擁壁の変形状態を示した写真である。Dry では、 $A_{imp}=0.5\text{ m/s}^2$ の加振では目に見える変化は見られないが、 $A_{imp}=8\text{ m/s}^2$ (1 回目) の加振では擁壁の中央部が擁壁前面側に向かってはらみ出しており、 $A_{imp}=8\text{ m/s}^2$ の 2 回目の加振中に擁壁が崩壊する。図 3.1.5(2)は $A_{imp}=0.5\sim 8\text{ m/s}^2$ の加振のうち、Wet での $A_{imp}=0.5、8\text{ m/s}^2$ (1 回目) および 8 m/s^2 (4 回目) のそれぞれの加振後における擁壁の変形状態を示した写真である。Dry と同様に Wet では、 $A_{imp}=0.5\text{ m/s}^2$ の加振では目に見える変化は見られないが、 $A_{imp}=8\text{ m/s}^2$ (1 回目) の加振では擁壁が起き上がっている。一方、Dry とは異なり、Wet では $A_{imp}=8\text{ m/s}^2$ で複数回の加振をしても擁壁の前傾量が増大するのみで、擁壁は崩壊しない。



図 3.1.5 加振後の擁壁の変形状態

図 3.1.6 は $A_{inp}=0.5\sim 8\text{ m/s}^2$ の各加振終了後における擁壁変位の高さ方向分布である。 $A_{inp}=0.5\sim 6\text{ m/s}^2$ では Dry と Wet の間に大きな違いは認められず、入力加速度振幅の増大に伴って擁壁の水平変位は増大し、 D_{h1} の変位量は D_{h2} よりも大きい傾向を示す。一方、 $A_{inp}=7\text{ m/s}^2$ を超えると実験ケース間の差異が現れ、Dry では、 D_{h2} の変位量は D_{h1} よりも大きくなるが、Wet では、 D_{h1} の変位量が D_{h2} よりも大きい傾向のまま、両者の変位が増大する。

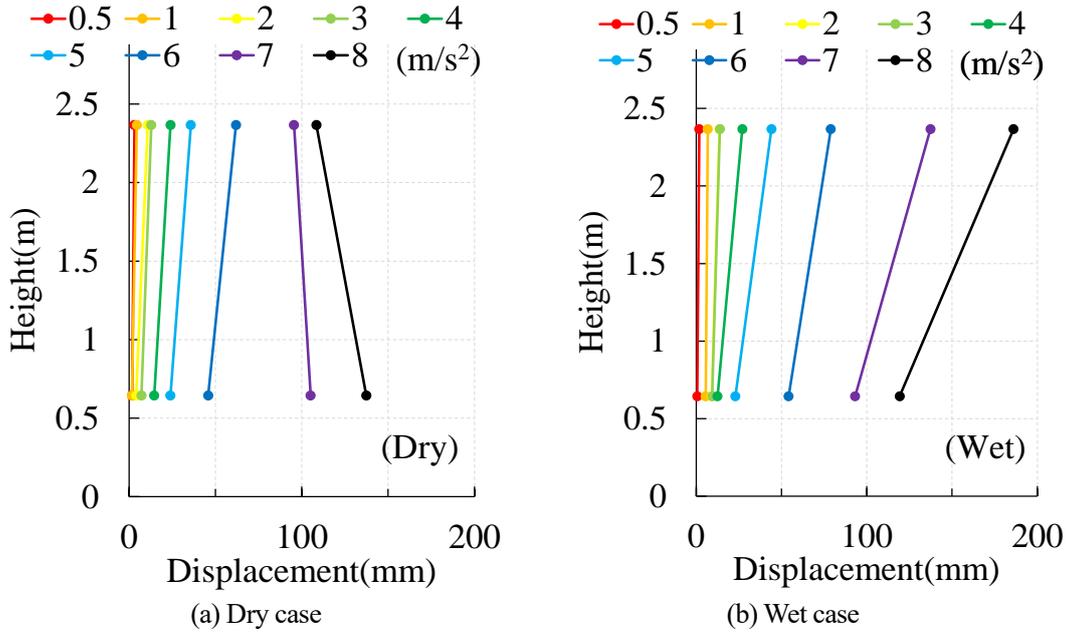


図 3.1.6 加振後の擁壁の変形量

次に、建物と地盤の地震時応答（加速度および変位応答）について、2つの実験ケースを比較する。ここでは、擁壁が崩壊しない範囲の加振を対象として、 $A_{inp}=6\text{ m/s}^2$ の加振を代表例として示す。図 3.1.7 に加速度応答 A_{gl} 、 A_{mass} の時刻歴波形を示す。図中の黒線が Dry、赤線が Wet の実験結果である。 A_{gl} 、 A_{mass} のいずれにおいても実験ケース間で加速度記録に差異は認められない。図 3.1.8 に建物の鉛直変位より算出した建物傾斜角の時刻歴波形を示す。建物傾斜角は擁壁側に傾く向きを正とする。Dry と Wet のいずれの実験ケースについても、建物傾斜角には正側へのトレンドが認められるが、実験ケース間の差異はほとんど認められない。すなわち、積み石の接合条件が地盤および建物の加速度応答に及ぼす影響は小さい。

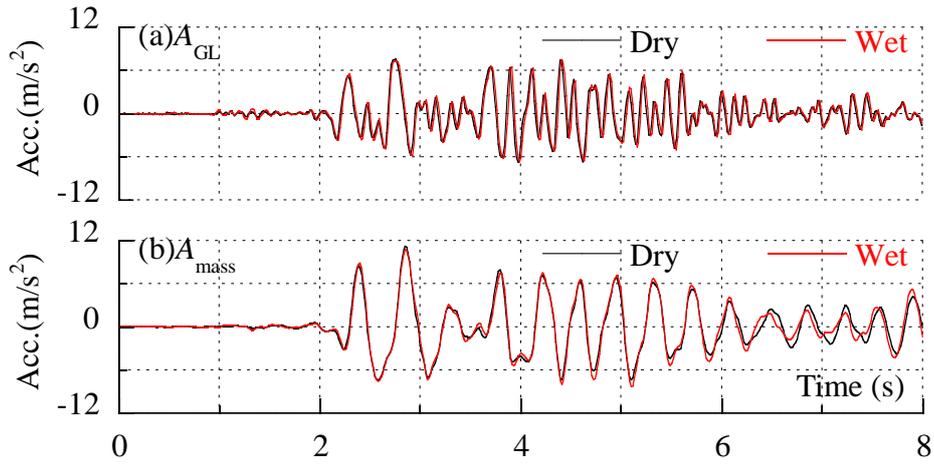


図 3.1.7 建物と地表面の加速度時刻歴波形

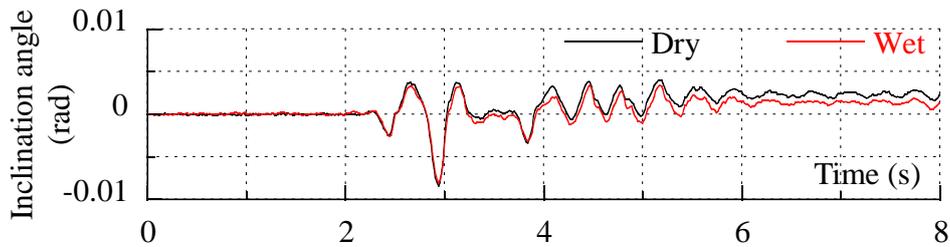


図 3.1.8 建物の鉛直変位より算出した建物傾斜角の時刻歴波形

次に、擁壁の地震時応答（擁壁の水平変位および擁壁に作用する土圧）について、2 つの実験ケースを $A_{imp}=6\text{m/s}^2$ で比較する。図 3.1.9 に変位応答 D_{h1} 、 D_{h2} の時刻歴波形を示す。図 3.1.6 で示したように、いずれの実験ケースについても $D_{h1} > D_{h2}$ である。また、2～5 秒間で変位に正側へのトレンドが認められ、残留変位が生じている。なお、各計測点において、それぞれの残留変位量は実験ケース間で異なるが、波形の位相は実験ケース間でほぼ同じである。図 3.1.10 に土圧応答 P_1 、 P_2 の時刻歴波形を示す。Dry と Wet を比較すると、 P_1 と P_2 のいずれについても、Wet の土圧の振幅は Dry のそれに比べて大きい。

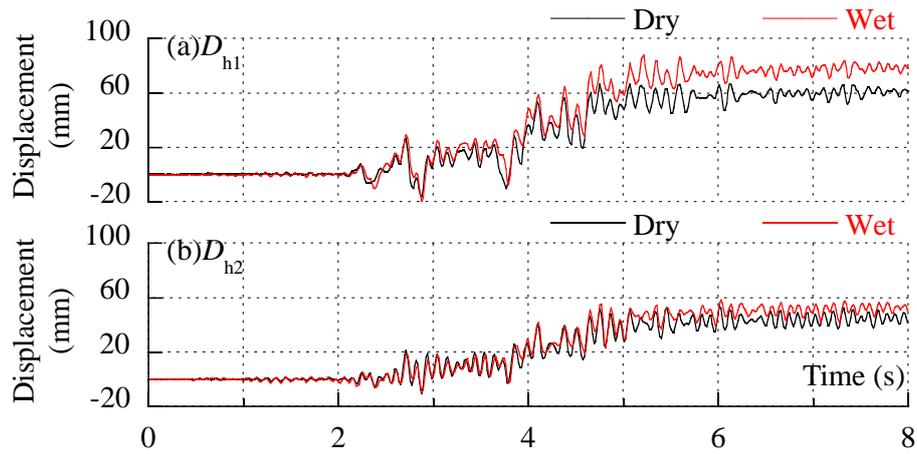


図 3.1.9 擁壁の変位応答の時刻歴波形

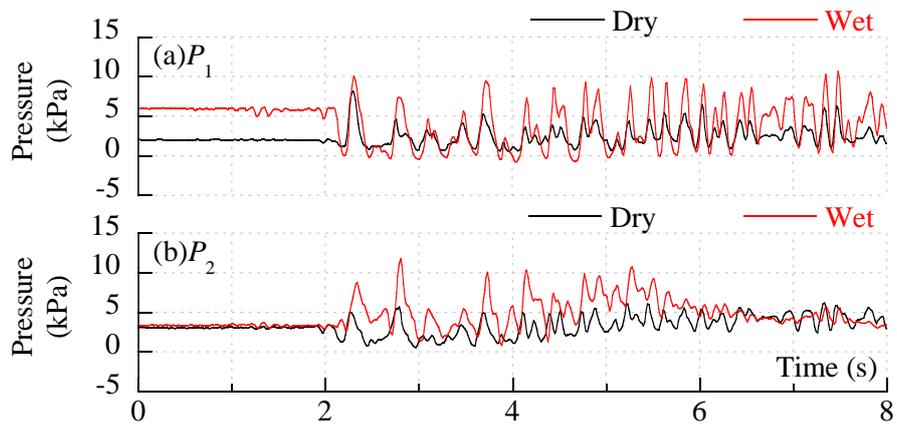


図 3.1.10 擁壁に作用する土圧の時刻歴波形

第Ⅲ編

ここで、擁壁の水平変位と土圧の関係より、擁壁の残留変位および擁壁への土圧の発生メカニズムを分析する。図 3. 1. 11 に Dry の $A_{imp}=6m/s^2$ における擁壁変位と土圧の関係を示す。図 3. 1. 11 (a)～(d) は図 3. 1. 9 および図 3. 1. 10 に示した時刻歴波形より時刻 2～5 秒の結果を抽出したもの、図 3. 1. 11 (e), (f) は P_1 と D_{h1} および P_2 と D_{h2} の土圧－変位関係である。また、抽出した時刻歴波形の中で、赤で示す部分は残留変位が生じる方向に変位する時間帯、青で示す部分は P_1 が正側のピークに至るまでの時間帯で変化の大きい部分をそれぞれ代表して 3 ヶ所ずつ示している。なお、 P_1 と D_{h1} で計測位置が異なっているが、 $A_{imp}=6m/s^2$ においては積み石間に大きな相対変位が生じていないと考えられるため、当該計測位置付近の土圧－変位関係を分析することに支障はないと考えられる。まず、赤で示す時間帯において、 D_{h1} と D_{h2} の残留変位量は増加する一方で、 P_1 、 P_2 は土圧の最大値と比較してかなり小さい範囲で変化する。すなわち、擁壁に作用する土圧が小さいときに擁壁の残留変位が発生していると考えられる。このことは、文献 3. 1) における重力式擁壁の土圧合力－変位関係の傾向と対応している。次に、青で示す時間帯において、 P_1 と P_2 は正側のピークに至る一方で、 D_{h1} 、 D_{h2} は負側に変位する傾向が認められる。すなわち、擁壁に作用する土圧は擁壁が背後地盤の方向に変位する際に生じると考えられる。次に、図 3. 1. 12 に Wet の $A_{imp}=6m/s^2$ における擁壁変位と土圧の関係を示す。図 3. 1. 12 (a)～(f) の位置付けは図 3. 1. 11 と同様である。Dry と同様に、Wet においても赤で示す時間帯において、 D_{h1} および D_{h2} の残留変位は増加する一方で、 P_1 、 P_2 は土圧の最大値と比較してかなり小さい範囲で変化する。また、青で示す時間帯において、 P_1 および P_2 は正側のピークに至る一方で、 D_{h1} 、 D_{h2} は負側に変位する傾向がある。

以上より、Dry と Wet の両方のケースで、擁壁の残留変位の発生と擁壁への地震時土圧の発生は異なる時刻で生じており、双方は独立した現象として認められる。さらに、模型を通じた間接的な分析にはなるが、練積み擁壁と空石積み擁壁を含む石積み擁壁への外力の発生メカニズムは擁壁の劣化程度に関わらず同じと考えられる。

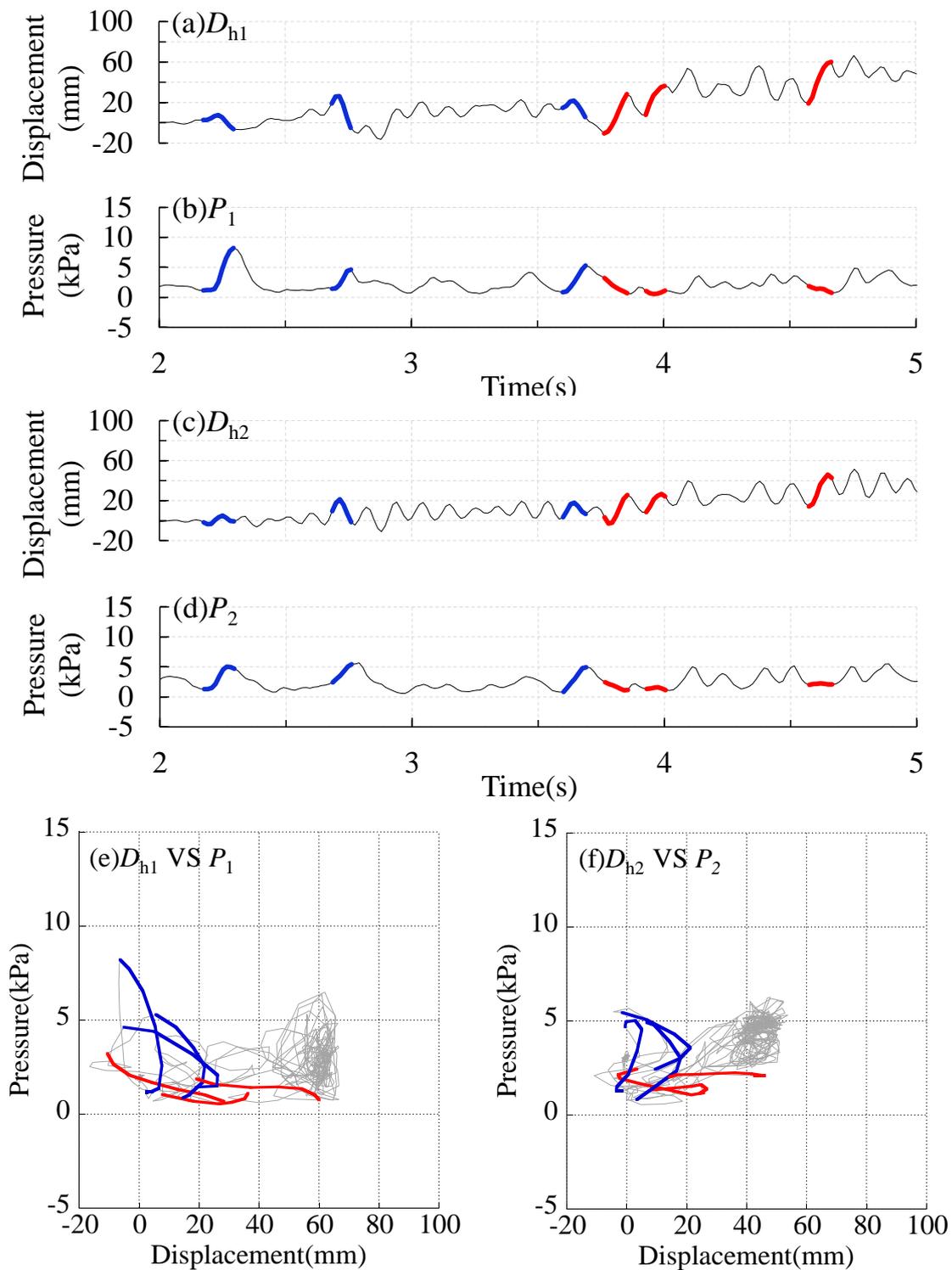


図 3.1.11 擁壁への地震時土圧と擁壁変位の関係 (Dry case、time=2.0~5.0 sec, $A_{inp} = 6 \text{ m/s}^2$)

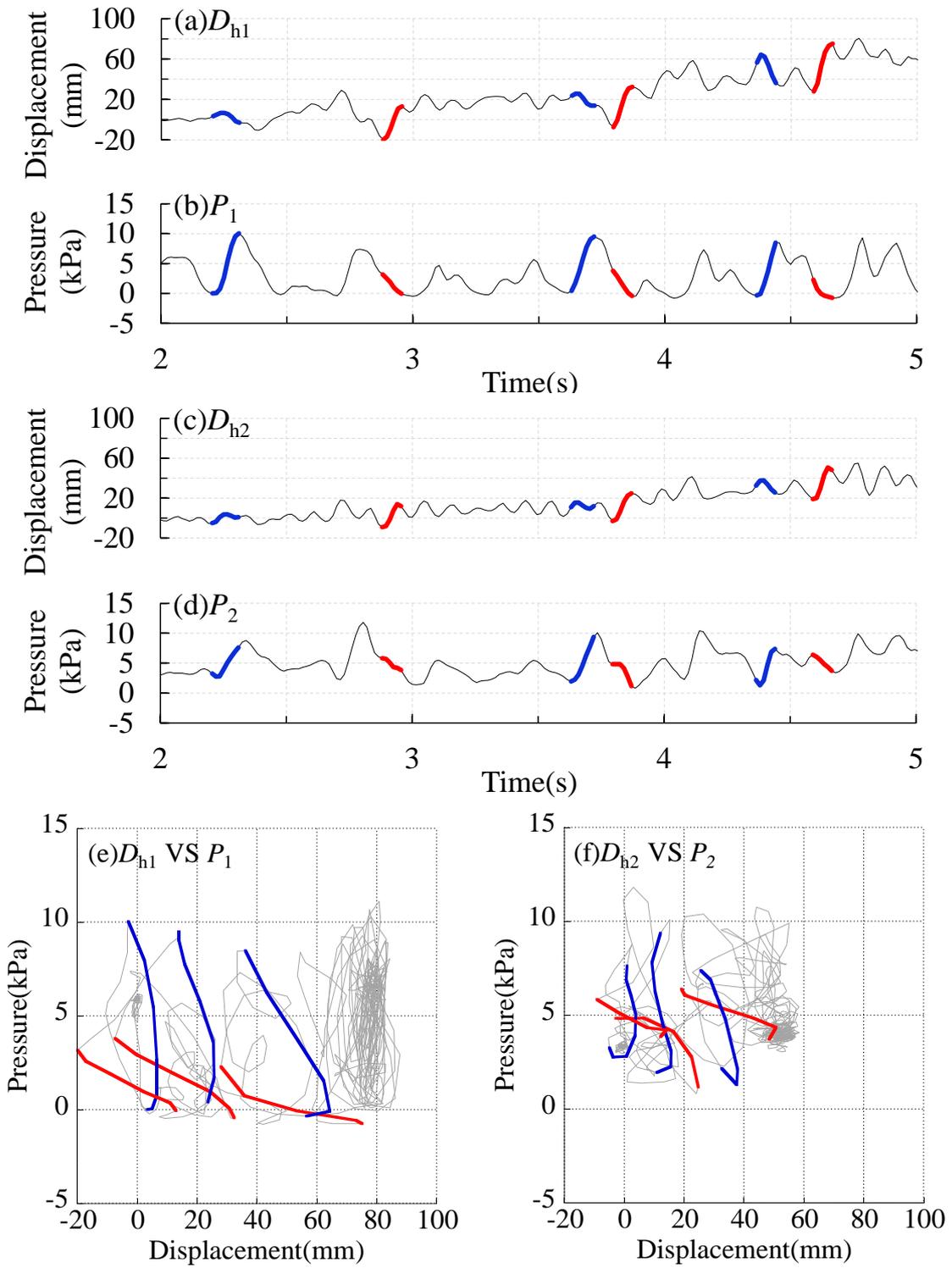


図 3.1.12 擁壁への地震時土圧と擁壁変位の関係 (Wet case、time=2.0~5.0 sec, $A_{inp} = 6 \text{ m/s}^2$)

3.2 実験のシミュレーション解析

本章では、3.1節で示した遠心振動実験に対して3次元非線形有限要素法によるシミュレーション解析を実施し、擁壁の地震時挙動を評価可能な解析モデルを構築する。

3.2.1 解析モデルと解析方法

本解析では汎用の3次元有限要素解析ツールであるLS-DYNAの陽解法を用いる。陽解法の時間積分法は中央差分法であり、その解析時間間隔は 1.5×10^{-5} 秒である。図3.2.1に、解析モデルの平面図と断面図を示す。本解析モデルは、図3.1.1の試験体より奥行き0.84mを抽出し、試験体を2次元的なモデルとしてモデル化する。地盤は材料非線形性を有するソリッド要素、建物の基礎版・質点と擁壁の積み石は剛体ソリッド要素、建物の板ばねは弾性のビーム要素を用いてモデル化する。解析モデルの境界条件として、地盤の底面には固定条件、加振方向の地盤側面には鉛直ローラ条件、加振直交方向の地盤側面には面外の変位を拘束する水平・鉛直ローラ条件を付与する。また、建物の質点および基礎版には、加振直交方向の変位拘束条件を付与する。

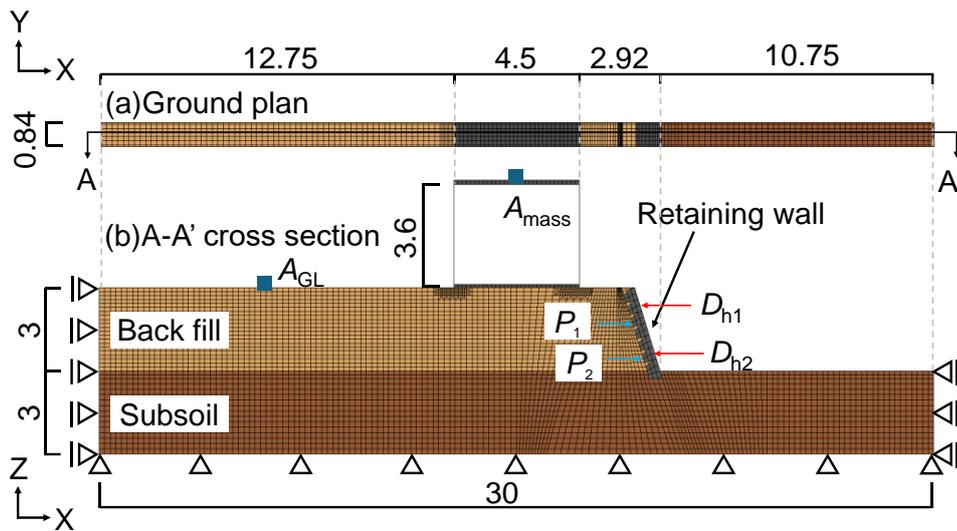


図 3.2.1 解析モデル (単位 : m)

表 3.2.1 解析諸元

	Back fill	Subsoil	Building	
$\rho(t/m^3)$	1.63	1.63	Base(kg)	2.69×10^3
$V_s(m/s)$	135	220	Mass point(kg)	2.38×10^3
$\phi(deg)$	36.5	39	$f(Hz)$	3.1
$c(kPa)$	5	5		

表 3.2.1 に解析モデルの諸元を示す。地盤の材料非線形特性は、Drucker-Prager 条件による複数の降伏曲面を有する弾塑性モデル^{例えは 18)} であり、LS-DYNA の理論マニュアル¹⁹⁾ においては Hysteretic Soil モデルと称している。要素のせん断応力-せん断ひずみ関係が目標とする骨格曲線に整合するように複数の降伏曲面の重ね合わせる構成則である。本解析では、盛土部および地山部それぞれについて、中央深さ（盛土部：1.5m、地山部：4.5m）に相当する拘束圧を代表拘束圧として、降伏曲面の重ね合わせ方法を決定する。代表拘束圧下におけるせん断応力-せん断ひずみ関係を図 3.2.2 に示す。目標とする骨格曲線は双曲線モデルとし、その初期せん断剛性はせん断波速度より算出する。各地盤要素の初期せん断剛性は自重解析より得られる平均拘束圧の 0.5 乗に比例して変化させ、 $A_{imp}=0.5m/s^2$ の加振での A_{gl} が実験結果と解析結果で対応するように設定する。また、代表拘束圧下において、せん断応力-せん断ひずみ関係はせん断ひずみ 0.01 で Mohr-Coulomb 条件より算出される最大せん断応力 τ_{max} に達し、それ以上のせん断ひずみではせん断応力は一定値とする。なお、積み石に挟まれた部分の地盤は密に締まっていないことを勘案して弾性ソリッド要素でモデル化し、その弾性剛性は小さめの 0.1kPa とする²⁰⁾。擁壁について、Dry では積み石間に接触条件を付与して積み石が個々に挙動できるものとし、Wet では積み石間の節点を共有して一体化を図る。いずれのケースについても、地盤と擁壁間、および地盤と上部構造間には接触条件を付与する。接触面の接線方向の摩擦係数は、地盤と擁壁間および積み石間で 0.3、地盤と上部構造間で 0.7 とする。なお、地盤と擁壁間の摩擦係数 0.3 については、アルミ板と豊浦砂のすべり実験で別途確認している。また、積み石間の摩擦係数 0.3 は、積み石間に若干の豊浦砂が挟み込まれていることから地盤と擁壁間の摩擦係数と同じとし、地盤と上部構造の摩擦係数 0.7 は、上部構造の基礎直下に貼り付けたサンドペーパーにより地盤の内部摩擦角相当の摩擦係数を有すると判断したことによる。減衰には質量比例型減衰を用いており、上部構造の 1 次固有振動数である 3Hz に対して、地盤で 1%、上部構造で 0.5% となるように設定する。入力地震動には実験で計測した土槽底面の加速度を用いており、各加振毎に個別に解析する。本章では Wet の結果のみ示すが、Dry の結果も同等であることを確認している。

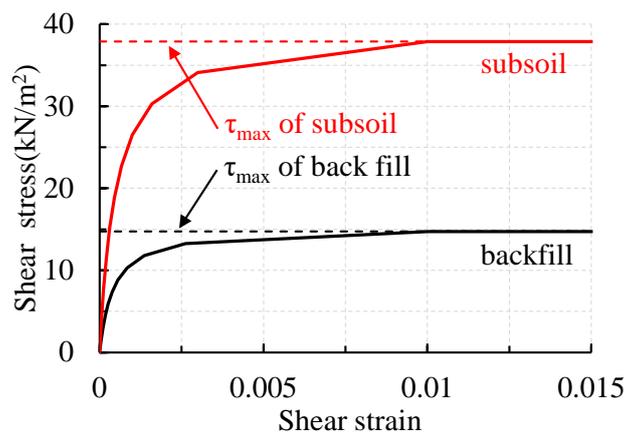


図 3.2.2 代表拘束圧下におけるせん断応力-せん断ひずみ関係

第Ⅲ編

$A_{imp}=6m/s^2$ の加振に対するシミュレーション解析結果を示す。図 3.2.3 は加速度応答 A_{GL} 、 A_{mass} における解析結果（赤）と実験結果（黒）の比較である。いずれの加速度応答についても、解析結果の応答は実験結果と良好に対応している。図 3.2.4 は建物の傾斜角における解析結果（赤）と実験結果（黒）の比較である。解析結果の時刻歴波形の位相は実験結果と良好に対応している。ただし、解析結果の時刻歴波形には実験結果より大きな正側へのトレンドが認められ、解析結果の残留傾斜角は実験結果よりも過大評価となっている。建物の残留傾斜角の定量評価に対しては、解析モデルの改善が必要であるが、現状の解析モデルで建物の傾斜方向の変位応答を分析することは可能と考えられる。図 3.2.5 は加振後における擁壁の水平変位の擁壁高さ方向分布、図 3.2.6 は擁壁の変位応答 D_{h1} 、 D_{h2} における解析結果（赤）と実験結果（黒）の比較である。図 3.2.5 より、解析結果の変位分布は実験結果と同様に、擁壁上部ほど変位の大きな分布となっており、併せて擁壁全体の水平変位も認められる。また図 3.2.6 より、解析結果の時刻歴波形の位相は、実験結果のそれと概ね対応しており、解析は実験で見られた擁壁の水平変位の発生機構を表現できている。以上より、本章で構築した解析モデルは石積み擁壁と建物の地震時挙動を評価できる。

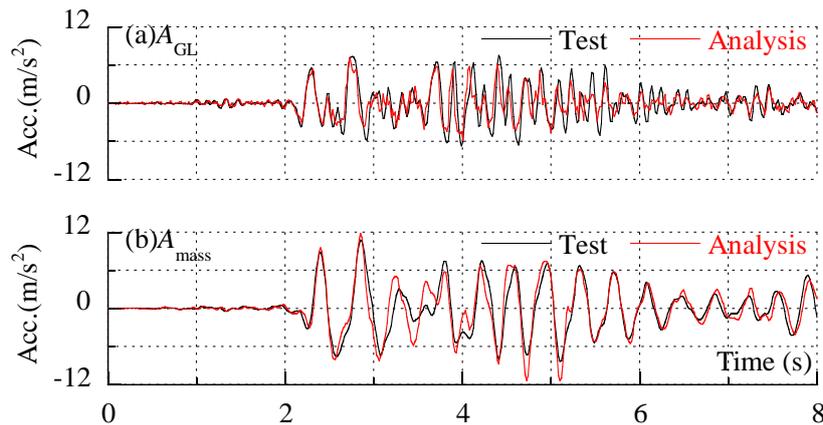


図 3.2.3 建物と地表面の加速度応答に対する実験と解析の比較 (Wet case)

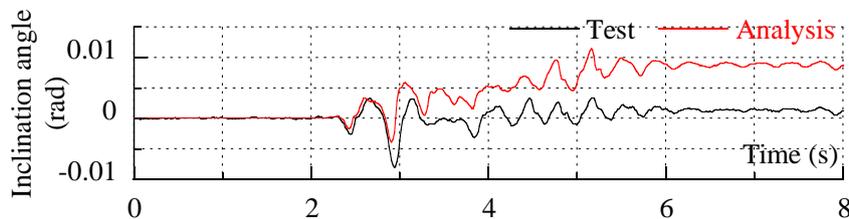


図 3.2.4 擁壁の傾斜角に対する実験と解析の比較 (Wet case)

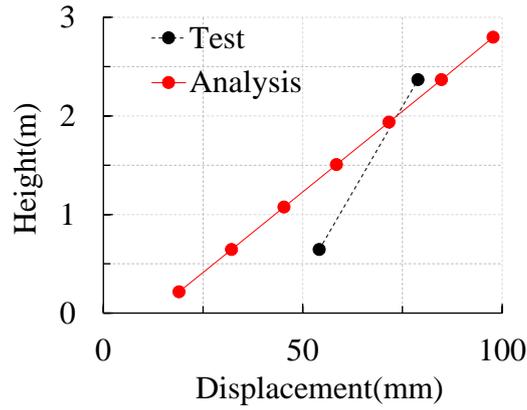


図 3.2.5 加振後における擁壁の水平変位の擁壁高さ方向分布に対する実験と解析の比較 (Wet case)

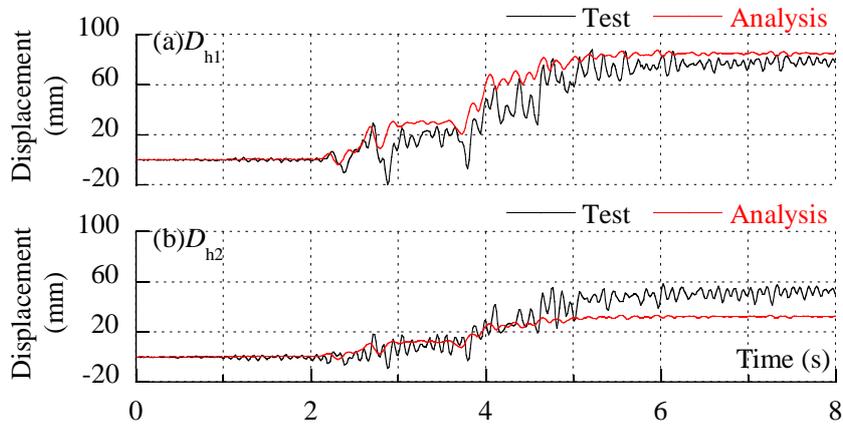


図 3.2.6 擁壁の変位応答に対する実験と解析の比較 (Wet case)

3.3 擁壁の地震時応力評価

本節では、3.2 節で構築した解析モデルに基づく解析的検討により、擁壁の地震時応力の発生メカニズムを分析する。

3.3.1 地震時土圧の算定方法

有限要素解析結果より、擁壁への地震時土圧を算定する方法を示す。擁壁への土圧は積み石に接している地盤要素の等価節点力から算出する。要素の等価節点力の算出式は式(3.3.1)の通りである。

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} f_{1x} \\ f_{1y} \\ f_{1z} \\ \vdots \\ f_{8x} \\ f_{8y} \\ f_{8z} \end{Bmatrix} = \int_V [B]^T \{\sigma\} dV = (w_i)^3 [B]^T \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad (3.3.1)$$

ここに、 $\{f\}$ は等価節点力、 $[B]$ は地盤要素の形状関数の偏微分からなるマトリクス、 $\{\sigma\}$ は応力ベクトルである。 w_i は Gauss 点の重みで、本解析では $w_i = 2$ である。一つの積み石に作用する土圧は、その積み石に接している地盤要素の節点における等価節点力の合力を、地盤と積み石の接触面積で除して算出する。図 3.3.1 に、Wet の実験について、土圧を計測した P_1 、 P_2 の位置における解析結果の土圧時刻歴を実験結果と比較して示す。 P_1 、 P_2 いずれにおいても、解析結果の波形の振幅は実験のそれより大きいのが、波形の位相は概ね対応しており、本解析モデルは擁壁への地震時土圧の発生メカニズムを分析することが可能と考えられる。

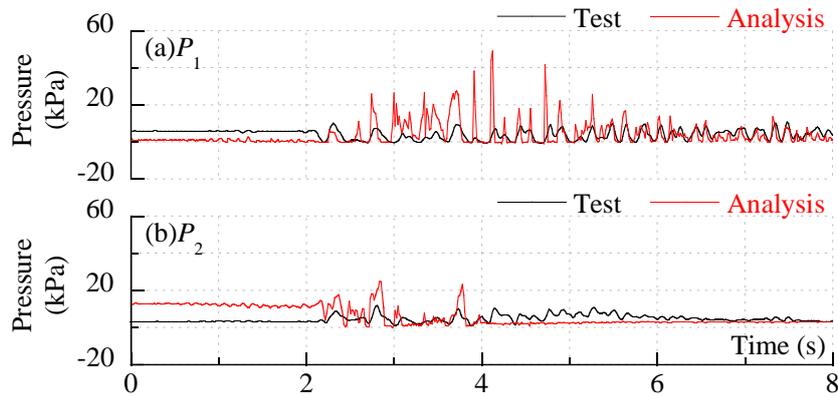


図 3.3.1 擁壁に作用する土圧時刻歴に対する実験と解析の比較 (Wet case)

3.3.2 擁壁への土圧外力の発生メカニズム

次に Wet の解析結果を用いて、一体性を有する擁壁に対する地震時土圧の発生メカニズムを詳細に分析する。図 3.3.2 に示すように、擁壁中央高さにおける背後地盤と擁壁の相対変位、及び擁壁への土圧に着目する。Point1 は上から 4 段目の積み石中央の節点、Point2 は擁壁近傍の地盤の節点、Point3 は擁壁遠方の地盤の節点を示す。図 3.3.3 に、Point1~3 の変位、Point1-2 間と Point1-3 間の相対変位、および上から 4 段目の積み石に作用する土圧の時刻歴波形を並べて示す。同図では、図 3.3.3 (b) に示す Point1-3 間の相対変位が減少する時間帯をピンクでハイライトしている。ハイライト部では図 3.3.3 (a) の Point1 の変位は減少しており、擁壁は背後地盤の方向に変位している。さらに図 3.3.3 (c) においては、ハイライト部で土圧が増大している。すなわち、一体性を有する擁壁への地震時土圧が大きくなるのは擁壁が背後地盤に押し付けられる時であり、地震時土圧は擁壁と背後地盤の変位の位相差により生じると考えられる。

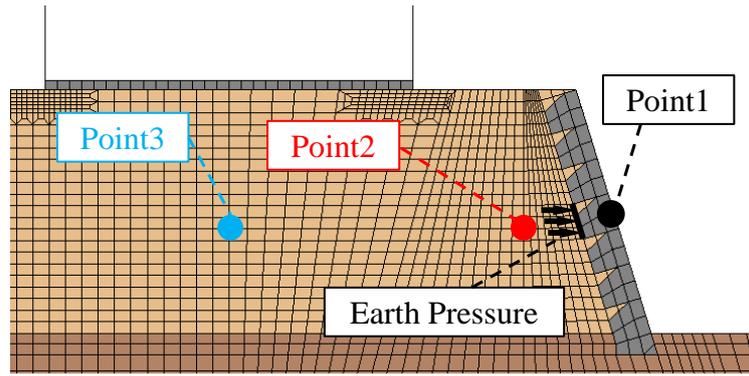


図 3.3.2 解析の分析対象とする地盤節点と擁壁節点

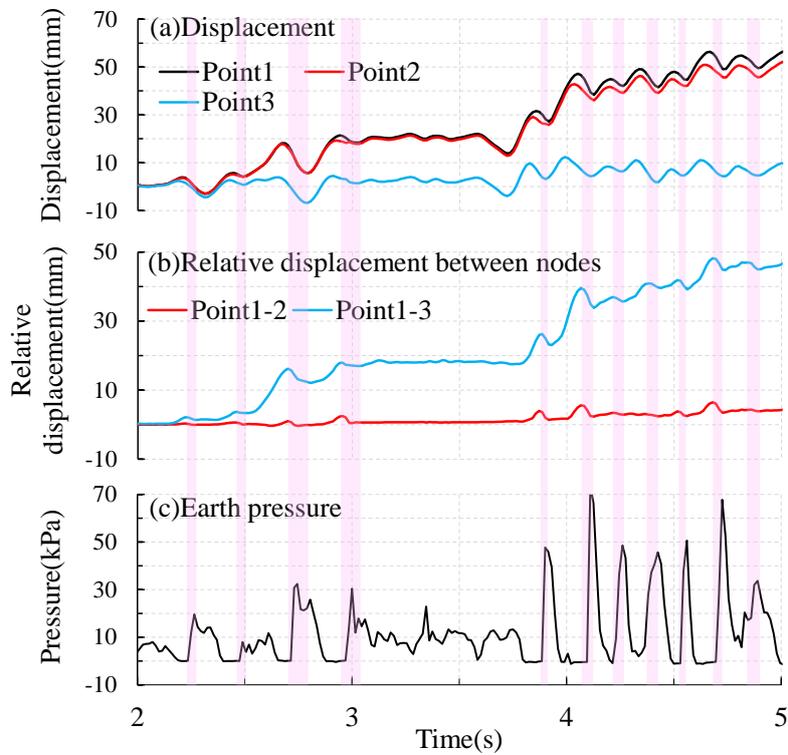


図 3.3.3 解析の分析対象とする節点間の相対変位および積み石に作用する土圧の時刻歴波形 (Wet case)

3.3.3 土圧による擁壁の地震時応力

次に、土圧により擁壁に生じる地震時応力を分析する。図 3.3.4 は解析結果より得られた擁壁への地震時土圧の合力の時刻歴である。この中で、合力が最大となる 4.11 秒において擁壁に作用する土圧の擁壁高さ方向分布を図 3.3.5(a) に示す。土圧分布は擁壁高さの中央位置でピークを有している。続いて、擁壁を上下端支持の単純梁としてモデル化し、図 3.3.5(a) の土圧分布を外力としたときに擁壁に生じる曲げモーメント分布を図 3.3.5(b) に示す。同図には文献 3.2) を参照して、擁壁の有効断面積を全断面 (幅 450mm×奥行き 840mm) として断面計算より算出したひび割れモーメント M_c (42.5kNm)

と、間地ブロックによる健全な練積み擁壁を想定した場合に有効とされるひび割れモーメントの下限値 $0.63M$ (26.8kNm) を破線で示している。なお M を算出する際には、胴込めコンクリートの圧縮強度を 15MPa、引張強度を圧縮強度の 1/10 としている。土圧による擁壁の曲げモーメントの最大値は M 以下であるが、 $0.63M$ 以上となる。

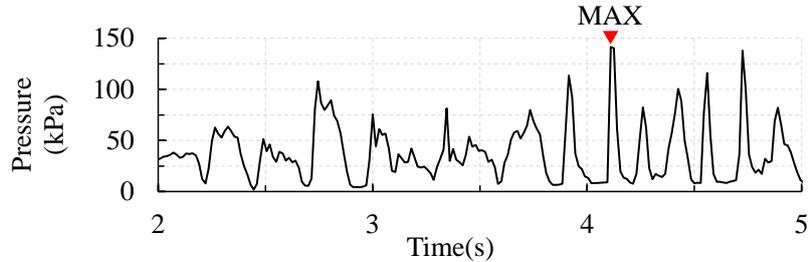


図 3.3.4 土圧合力の時刻歴波形 (Wet case)

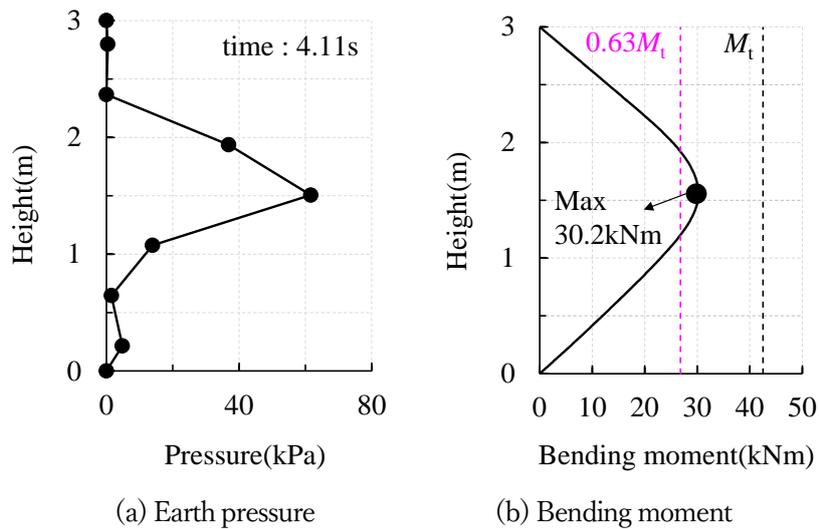


図 3.3.5 地震時土圧および曲げモーメントの擁壁高さ方向分布 (Wet case)

続いて、一般的な耐震設計で用いられる入力地震動を Wet のケースのシミュレーション解析モデルに入力した場合を検討する。土圧合力の最大時刻において、擁壁に作用する土圧と擁壁の曲げモーメントの擁壁高さ方向分布を図 3.3.6 に示す。検討対象とする入力地震動は、1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の強震記録 (NS) の原波 (JMA-8m/s²) に加えて、建築基準法告示の極稀地震の応答スペクトルの適合波 (限界耐力計算における表層地盤増幅を 2 種地盤簡略法として考慮、以降、極稀告示波と称する) で地震波の位相を HCH : 八戸位相, KOB : 神戸位相, RDM : 乱数位相とするものとする。いずれの入力地震動に対しても、土圧分布は擁壁の中央部でピークを有しており、曲げモーメント分布も擁壁の中央部付近で最大値を取る傾向がある。このときの最大曲げモーメントは、JMA-8m/s² では M と同等であるが、極稀告示波では $0.63M$ と同等である。すなわち、実験の条件下においては極稀相当の告示波に対して、健全な練積み擁壁の地震被

害は発生しにくい、経年で擁壁の劣化が認められる場合には擁壁の曲げひび割れが生じ、Dry のケースのように擁壁の中央部がはらみ出す被害が生じる可能性がある。

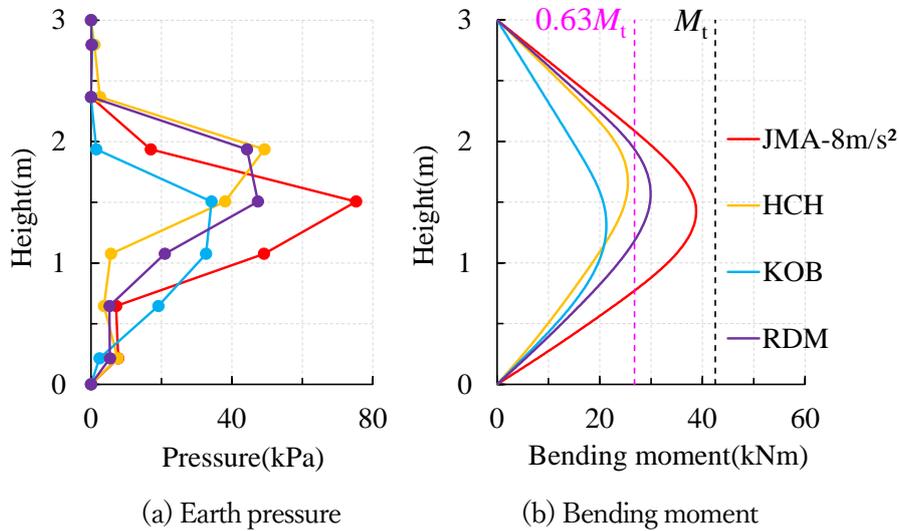


図 3.3.6 様々な地震入力に対する地震時土圧および曲げモーメントの擁壁高さ方向分布 (Wet case)

3.3.4 境界条件が擁壁の地震時応力に及ぼす影響

一体性を有する擁壁の地震時応力が擁壁と背後地盤の変位の位相差に起因して発生する可能性を示したが、擁壁と背後地盤の地震時変位には背後地盤の物性や擁壁の境界条件等、数々の影響因子が考えられる。実際の地震被害と比較すると、模型実験においては地震時に生じる擁壁の水平変位が過大に評価されている可能性がある。これは、実験では模型地盤に乾燥砂を用いており、擁壁前面地盤の受働抵抗が極端に小さいことによる。そこで実験の補完として、図 3.3.7 に示す擁壁前面地盤をパラメータとして、擁壁の水平変位が抑制された場合の地震時土圧と擁壁の地震時応力を解析的に検討する。図 3.3.8(a) に加振後における擁壁の水平変位の擁壁高さ方向分布を示す。Simulation は Wet のシミュレーション解析のもの、Elastic は擁壁前面地盤を弾性体としたもので、その剛性には表 3.2.1 に示す地山部のせん断波速度に基づく値を設定している。擁壁前面地盤を弾性とすることによって、擁壁下部の水平変位が低減している。図 3.3.8(b) に土圧合力の最大時刻において擁壁に作用する土圧の擁壁高さ方向分布を示す。擁壁前面地盤を弾性とすることによって土圧分布が変化しており、Simulation と比較して Elastic の土圧のピーク値は小さく、ピーク高さは擁壁下部に変化する傾向を示している。得られた土圧分布を外力として、単純梁に作用させて算出した曲げモーメント分布を図 3.3.9 示す。図中の M および $0.63M$ は、図 3.3.5(b) と同様である。擁壁前面地盤を弾性とすることによって、擁壁に生じる最大曲げモーメントは小さくなる。すなわち、擁壁に生じる地震時応力は、擁壁前面地盤の受働抵抗等、擁壁の境界条件の影響を受けることが示唆される。石積み擁壁の地震被害に対する定量的評価のためには、擁壁近傍の解析モデルの構築方法の確立が重要である。

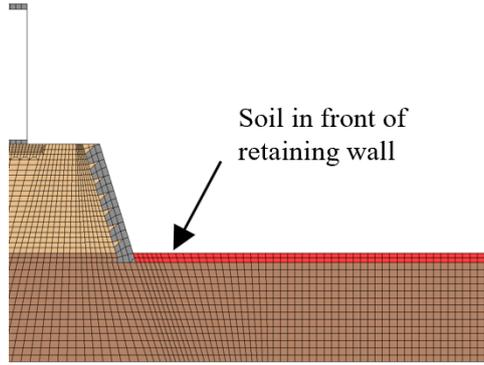
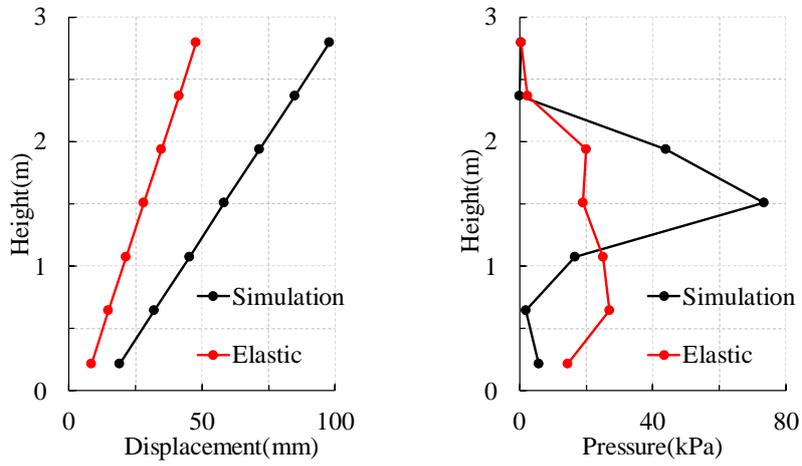


図 3.3.7 解析パラメータの対象とする地盤要素



(a) 擁壁の水平変位

(b) 地震時土圧

図 3.3.8 パラメトリックスタディによる擁壁の水平変位および地震時土圧の高さ方向分布

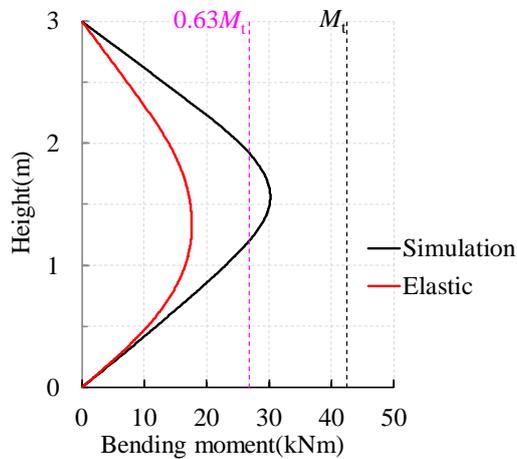


図 3.3.9 擁壁に生じる曲げモーメントの高さ方向分布

3.4 擁壁への補強の有効性検討

本節では、石積み擁壁に対するいくつかの耐震補強工法の有効性について検討した模型実験の結果を示す。

3.4.1 実験方法

図 3.4.1 に縦打ち鉄筋挿入工を模擬した擁壁模型の概要を示す。基本的な実験方法は 3.1.1 項に記述した通りである。ここでの一連の実験は（国研）建築研究所が所有する遠心载荷装置を用いて、遠心力 30G 場で実施した。図 1 を含めて以降では、寸法や数値データ等は遠心場の相似則を適用したプロトタイプスケールで示す。固定土槽（30000×6000×12000mm）内に地盤模型、擁壁模型と建物模型を設置する。地盤模型には豊浦砂を用い、地山部の相対密度は 90%、盛土部の相対密度は 60%を目標として空中落下法により製作する。擁壁模型の積石部材はアルミニウム製で図 3.4.1 (b)の断面を有しており、盛土部の地盤製作と並行して積石部材を積み上げて、高さ 3000mm、傾斜角 73° を目標として空石積み擁壁模型を製作する。擁壁の基礎の埋込深さは 300mm である。建物模型は図 3.4.2 に示すように、直接基礎の 2 階建て木造住宅を模擬した、鉄板と板バネで構成される弾性の 1 質点系とする。建物模型は擁壁下端から擁壁高さ程度の離隔距離を設けて擁壁上側に設置する。基礎の下にはサンドペーパーを貼り付けており、地盤との摩擦係数を増大させている。基礎版の厚さは 120mm であり、地盤に埋め込んでいる。建物の固有振動数は約 4.2Hz である。

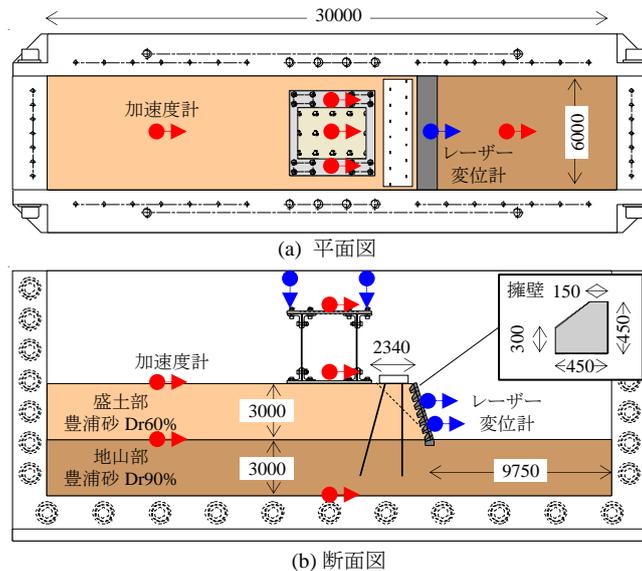


図 3.4.1 縦打ち鉄筋挿入工 (Case5) を模擬した擁壁模型の概要 (単位:mm)

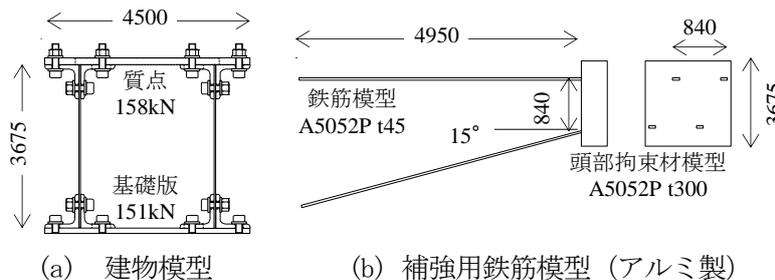


図 3.4.2 建物模型と補強用鉄筋模型の概要 (単位:mm)

第Ⅲ編

表 3.4.1 に実験ケースを示す。Case1 と Case3 はともに補強無し空積み擁壁の実験で、建物の有無がパラメータである。Case5 は Case3 において建物模型と擁壁模型の間に、図 3 に示す補強用鉄筋模型を設置したものである。鉄筋模型は幅 120mm、厚さ 45mm のアルミニウム板であり、モルタル鉄筋挿入工と同等の曲げ剛性を有している。鉄筋模型は 840mm の間隔で千鳥配置しており、その頭部は剛性の高い接着剤を用いて拘束材に剛接合している。Case6 は Case3 の前面にグラスファイバー製のネット（網戸）を貼り付けたものである。Case7 は Case3 の積石部材同士を接着剤で貼り付けて、擁壁を一体化したものである。入力地震動は 3.1.1 節に示したものと同一である。

表 3.4.1 実験ケース

ケース名	擁壁	補強	建物
Case1	空石積み	なし	なし
Case3		なし	あり
Case5		鉄筋挿入	
Case6		前面ネット設置	
Case7	練積み		

3.4.2 実験結果

まず、建物の有無による宅地擁壁の地震応答の違いを分析する。図 3.4.3 に Case1 と Case3 の実験結果より $A_{imp}=1m/s^2$ および $6m/s^2$ について、擁壁近傍の盛土部地表面（Case1 地表）と建物基礎（Case3 基礎）の加速度時刻歴を比較して示す。両者の平面図上の計測位置はほぼ同一である。 $A_{imp}=1m/s^2$ の場合では、Case1 地表の加速度振幅は Case3 基礎より若干大きいものの、波形の位相はほとんど同一である。また $A_{imp}=6m/s^2$ の場合では、Case1 地表の加速度振幅は Case3 基礎より若干小さいものの、 $A_{imp}=1m/s^2$ の場合と同様に両者の波形は同等である。図 3.4.4 に、図 3.4.3 の加速度時刻歴と、Case3 の建物質点の加速度時刻歴を周波数領域に変換して得られたフーリエ振幅スペクトル（0.5Hz のウィンドウで平滑化）を示す。入力地震動の振幅によらず、Case1 地表と Case3 基礎のフーリエ振幅スペクトルは概ね等しい。これは、背後地盤を含めた擁壁の地震応答に対して、建物設置の影響は大きくないことを示唆している。

次に、地盤および擁壁の変状と建物の地震応答の関係について分析する。表 3.4.2 に擁壁の最終的な崩壊形態を示す。擁壁自体を補強していない Case1, 3, 5 では、入力地震動の増大に伴って擁壁の中央付近が擁壁前面の方向に徐々にはらみ出し、表 3.4.2 に示す振幅入力時に擁壁が崩壊した。一方、擁壁自体を補強した Case6, 7 では、擁壁のはらみ出しは発生せず、入力地震動の増大に伴って擁壁が前面に起き上がる傾斜が生じた。図 3.4.5 に $A_{imp}=6m/s^2$ の場合における質点加速度、基礎加速度および基礎傾斜角（2 点間の建物模型の鉛直変位より算出）の時刻歴波形を示す。基礎傾斜角の時刻歴波形の位相は質点加速度に調和的であり、建物の転倒モーメントによって基礎傾斜角の最大値が生じていると考えられる。一方、基礎傾斜角の時刻歴には 2~5 秒の間でドリフトが見られ、加振に伴って残留傾斜角が徐々に生じることが分かる。図 3.4.6 に加振後の建物の残留傾斜角について入力振幅および残留沈下量（2 点の建物模型の鉛直変位の平均）との関係を示す。図 3.4.6(a) より、図に示したいずれの実験ケースについても、入力振幅の増大に伴って建物の残留傾斜角が増大する。ただし、Case5

の鉄筋挿入やCase7の積石一体化の残留傾斜角は無対策のCase3に比べて小さくなっている。また図3.4.6(b)より、Case3に比べて残留傾斜角が小さくなったCase5やCase7では残留沈下量も抑制されていることが分かる。建物の残留沈下は、擁壁のはらみ出しや傾斜に伴う擁壁背後地盤の地盤変状に起因すると考えられるため、鉄筋挿入や擁壁の一体化は地盤変状を抑制する効果を有し、建物の残留傾斜を抑制できる可能性があると考えられる。

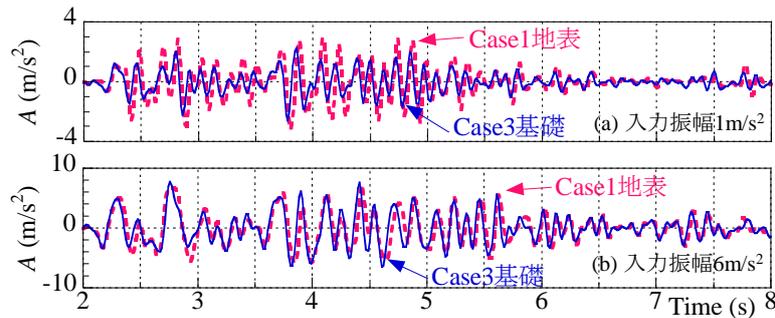


図 3. 4. 3 擁壁近傍の自由地盤と建物基礎の加速度時刻歴の比較

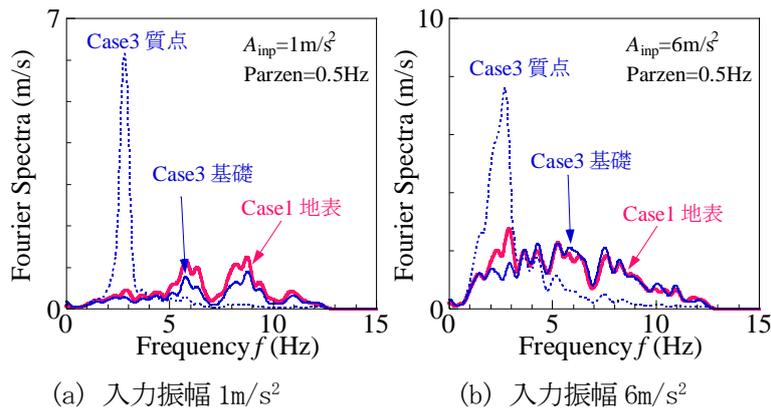


図 3. 4. 4 建物の有無による加速度応答の比較（周波数領域）

表 3. 4. 2 最終的な擁壁の崩壊状態

ケース名	建物	補強	崩壊形 (崩壊時入力振幅)
Case1	なし	なし	はらみ出し→崩壊(6m/s ²)
Case3			はらみ出し→崩壊(8m/s ²)
Case5	あり	鉄筋挿入	はらみ出し→崩壊(8m/s ² 、2回目)
Case6		前面ネット設置	傾斜→崩壊せず
Case7		(練積み)	傾斜→崩壊せず

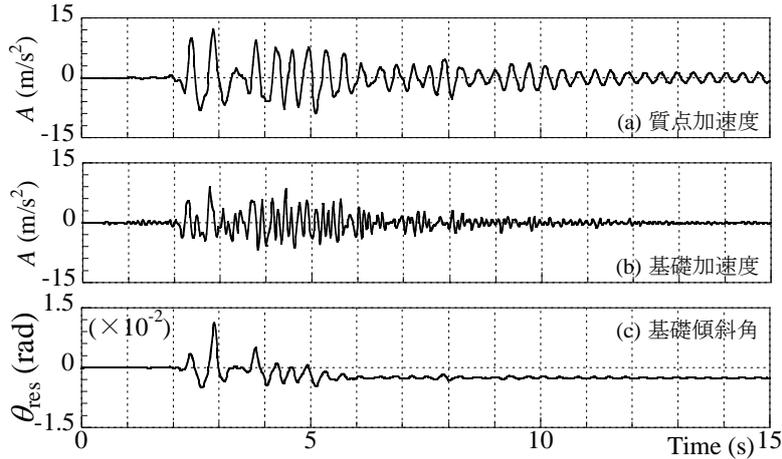
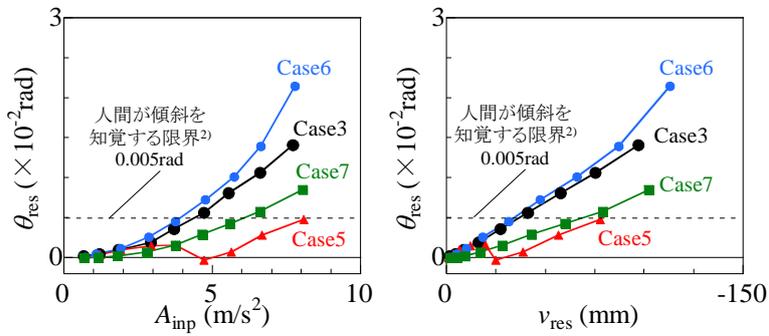


図 3.4.5 建物応答と基礎傾斜角の時刻歴（入力振幅 $6m/s^2$ ）



(a) 入力振幅と残留傾斜角 (b) 残留沈下量と残留傾斜角

図 3.4.6 加振後の建物の残留傾斜角・残留沈下量の比較

3.5 縦打ち鉄筋挿入工に対する解析的検討

3.5.1 解析方法

本解析では遠心加速度 30G 場での模型振動実験を対象にしているため、1/30 縮尺でモデル化された擁壁や地盤に対して重力の 30 倍の鉛直加速度を付与している。以下に動的 FEM およびモデル化の詳細について記載する。

解析に用いたモデルを図 3.5.1 に示す。基盤層（相対密度 $D_r=90\%$ ）の上に盛土層（相対密度 $D_r=60\%$ ）と傾斜角度 73 度、擁壁ブロック（材料：アルミ）が 7 段に積み上げられた空石積擁壁が設置されたものである。地盤の構成モデルには Mohr-Coulomb の破壊規準と図 3.5.2 に示すような Masing 則に基づく双曲線型の非線形モデル^{3, 3)}である HS Small と呼ばれる Plaxis3D に内装されている構成モデルを用いた。基盤層および盛土層に使用したパラメータを表 3.5.1 に示す。基盤層、盛土層の動的変形特性については既往の豊浦砂の動的変形試験結果に対して、図 3.5.3 (G :せん断剛性、 h :減衰定数、 γ :せん断ひずみ) に示すようにそれぞれフィッティングさせている。なお、また、擁壁ブロック間および擁壁ブロックと背面地盤間において（図 3.5.1 内の赤線）剥離およびすべりが発生するように Mohr-

Coulomb 則のジョイント要素を設置した(表 3.5.2)。解析でのメッシュは要素数約 3912、節点数約 7588 となっている。また、計測位置は遠心模型実験と同様に図 3.5.4 に示す箇所とした。

入力波には、遠心模型実験における振動台で入力された波形をそのまま用いた(遠心場での挙動を再現しているので実地盤換算させていない)。兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の観測記録の時間軸を 1/2 にしたものであり、最大入力加速度を 50、100、200、300、400、500、600gal になるように調整した波形である。本解析では初期応力解析を行った後に各加振を 1 回ずつ独立に行った。

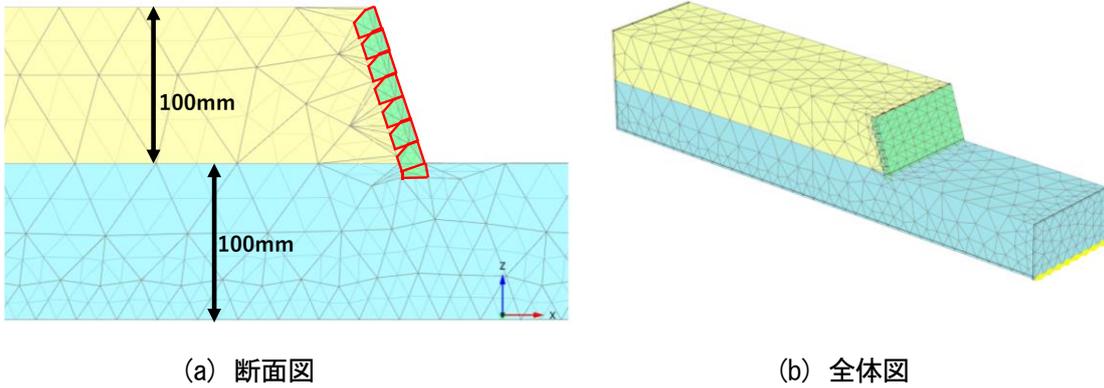


図 3.5.1 無補強における解析モデル

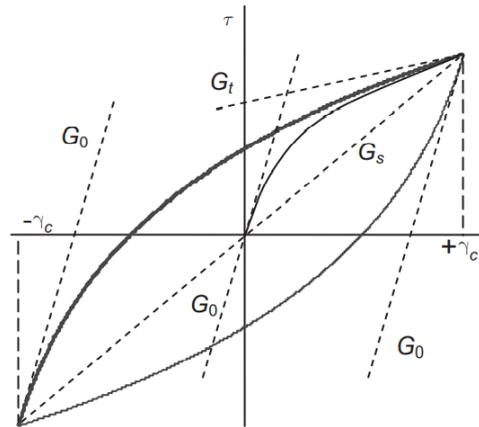
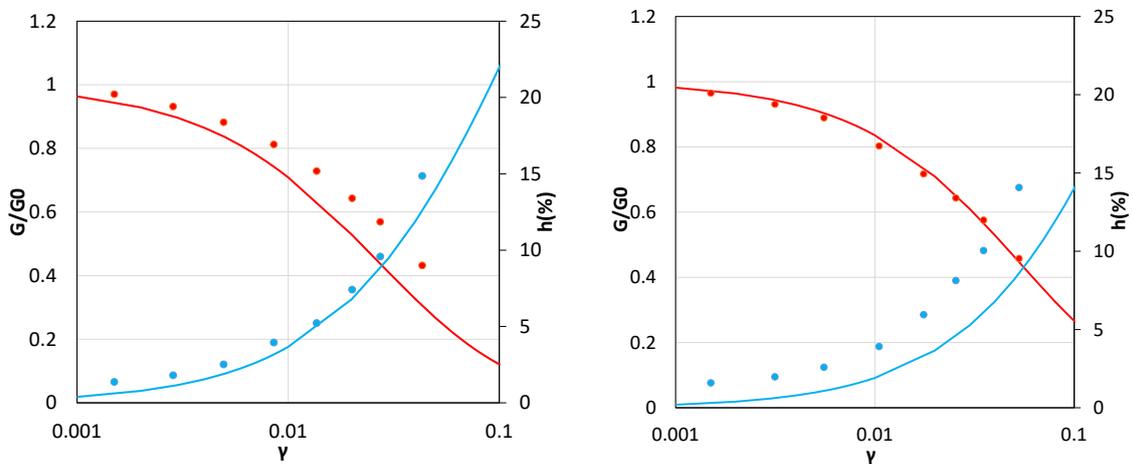


図 3.5.2 HS SMALL における双曲線モデル
(G_0 : 初期剛性、 G_s : せん断ひずみ γ_c における割線剛性)

表 3.5.1 HS SMALL における双曲線モデル

	盛土層	基盤層
材料モデル	HS SMALL	
初期せん断剛性 G_0 (kN/m ²)	35×10^3	77×10^3
密度 ρ (kN/m ³)	14.8	15.8
内部摩擦角 φ (度)	36.5	40
粘着力 c (kN/m ²)	1	1
基準ひずみ $\gamma_{0.7}$	0.02	0.04
せん断波速度 V_S (m/s)	152	218



(a) 盛土層 (60%)

(b) 基盤層 (90%)

図 3.5.3 背面地盤の解析パラメータと実験値 (プロットが実験値)

表 3.5.2 ジョイント要素のパラメータ

	擁壁	ジョイント要素
材料モデル	弾性	モールクーロン
弾性係数 (kN/m ²)	250×10^6	250×10^4
密度 (kN/m ³)	27	-
内部摩擦角 (度)	-	18
粘着力 (kN/m ²)	-	0
鉛直方向剛性 (kN/m ²)	-	2000000
せん断方向剛性 (kN/m ²)	-	2000000

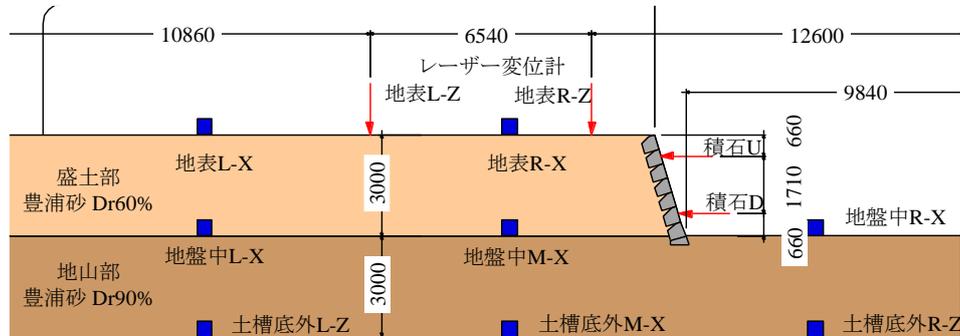
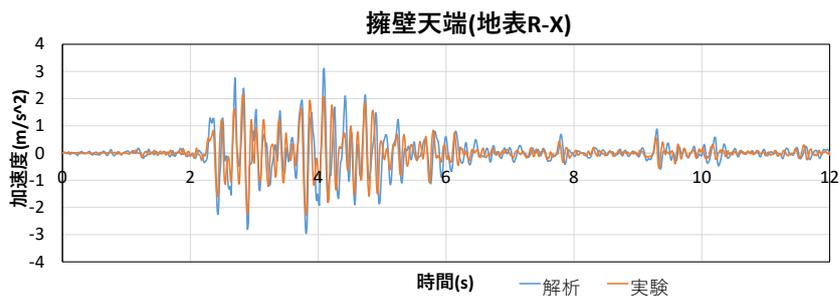


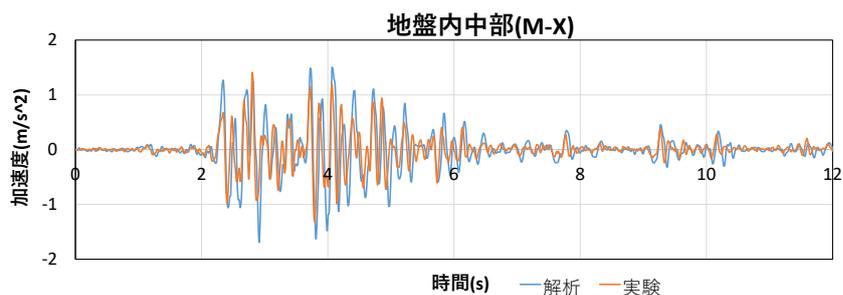
図 3. 5. 4 遠心実験における計測機器設置位置

3. 5. 2 無補強における再現解析結果

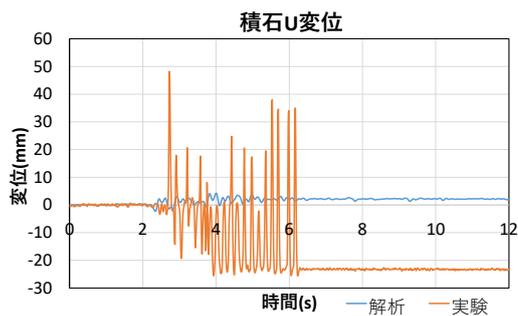
図 3. 5. 5～9 に 50gal, 100gal, 200gal, 400gal, 500gal 加振中の擁壁天端 (地表 R-X), 地盤内 (M-X) の加速度と積石 U, 積石 D の変位の時刻歴をそれぞれ示す. 図から, すべての入力加速度による加速度応答の解析結果は, 概ね実験結果と類似した傾向を示した. 一方で, 壁面変位の解析結果は, 小さい入力加速度である 100gal 加振, 200gal 加振では実験結果と一致しているが, 大きい入力加速度である 400gal 加振では実験結果よりも大きな値を示した. さらに, 500gal 加振の結果では, 積石 U (擁壁上部) の変位が実験結果よりも解析結果の方が大きく, 積石 D (擁壁下部) の変位が解析結果よりも実験結果の方が大きくなった. このそれぞれの変位に差異が生じた理由として, 崩壊時の擁壁の挙動が考えられる. すなわち, 実験における擁壁は曲げによるはらみ出しにより中部および下部の変位が発生しやすくなっている (図 3. 5. 10(a)). それに対して, 解析における擁壁ははらみ出しておらず, 擁壁ブロックが一体となって転倒している (図 3. 5. 10(b)). 空石積擁壁は擁壁ブロックが個々で変形する構造物であり, 擁壁上端に行くほど擁壁ブロックの拘束力が低くなり加速度が増幅しやすくなる. そのため, 本実験では入力加速度が増加することで擁壁上部に加わる加速度が大きくなることではらみ出したことが考えられる. 本動的 FEM では入力加速度の増加に伴う, 壁体のはらみ出しが再現できなかった. しかしながらその前段階である小さい入力加速度では実験と解析の挙動が概ね一致していた. これらのことから次項では 200gal 加振を中心として補強方法の耐震性の確認を FEM にて行う.



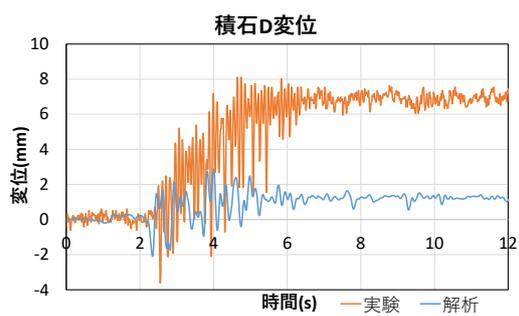
(a) 擁壁天端の加速度時刻歴



(b) 地盤内中部の加速度時刻歴



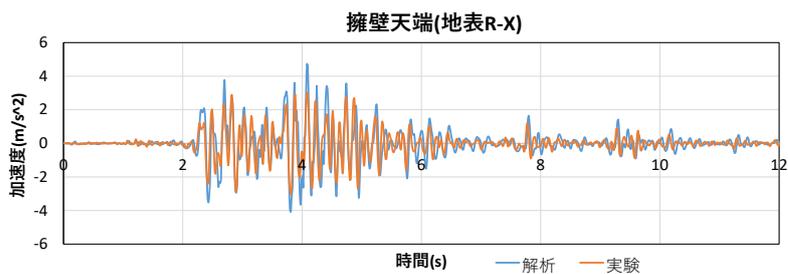
(c) 積み石上側の変位時刻歴



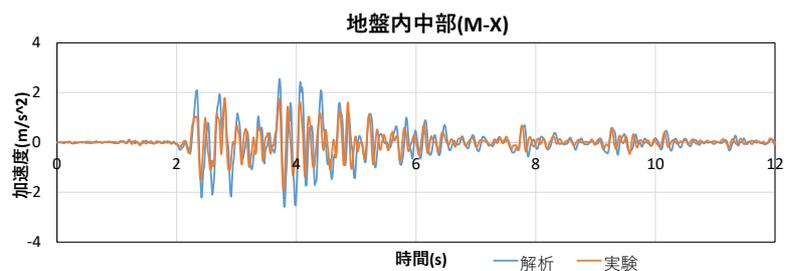
(d) 積み石下側の変位時刻歴

図 3.5.5 50gal における地盤天端, 中部加速度と積石 U (上部) 積石 D (下部) 変位の結果

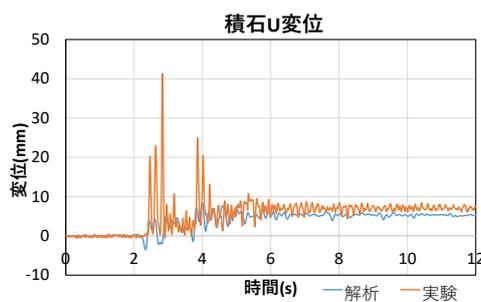
第III編



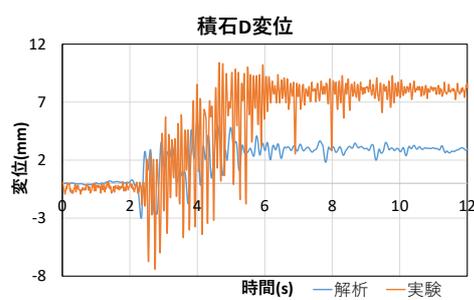
(a) 擁壁天端の加速度時刻歴



(b) 地盤内中部の加速度時刻歴



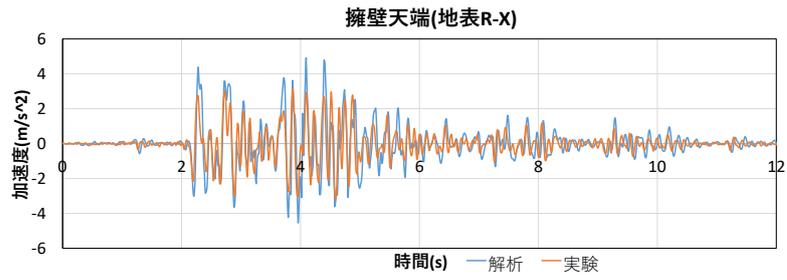
(c) 積み石上側の変位時刻歴



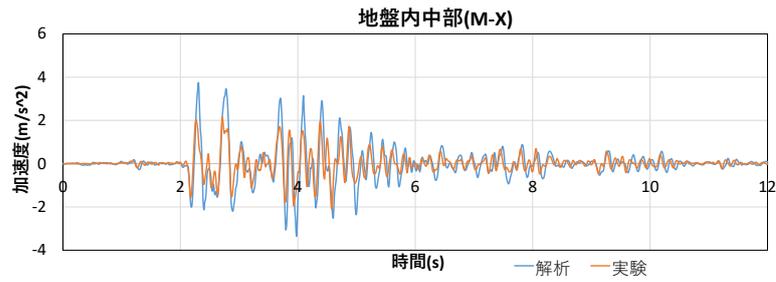
(d) 積み石下側の変位時刻歴

図 3.5.6 100gal における地盤天端, 中部加速度と積石 U (上部) 積石 D (下部) 変位の結果

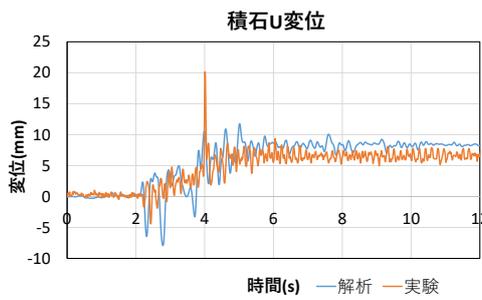
第Ⅲ編



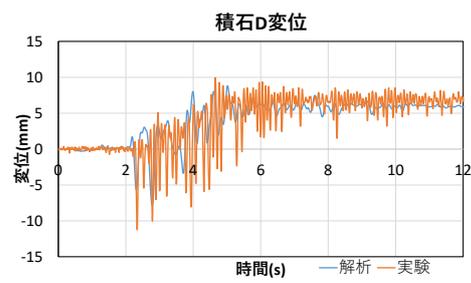
(a) 擁壁天端の加速度時刻歴



(b) 地盤内中部の加速度時刻歴



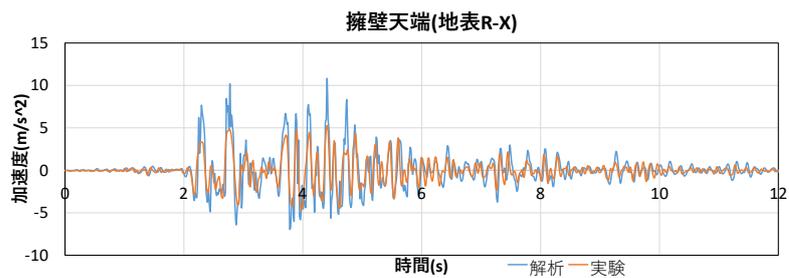
(c) 積み石上側の変位時刻歴



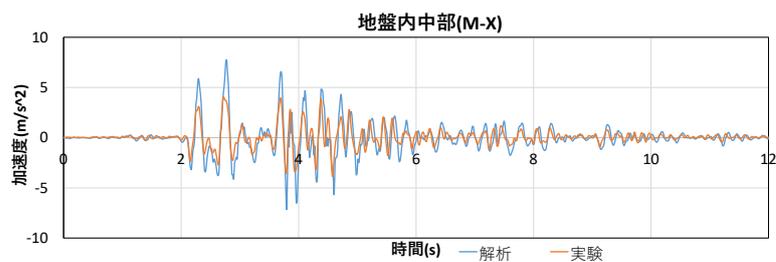
(d) 積み石下側の変位時刻歴

図 3.5.7 200gal における地盤天端, 中部加速度と積石 U (上部) 積石 D (下部) 変位の結果

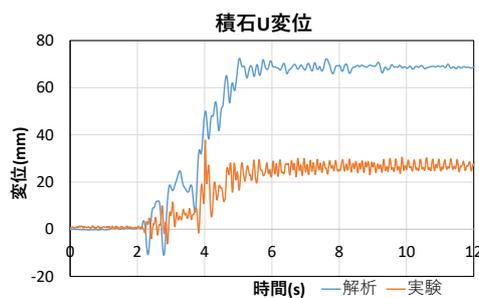
第III編



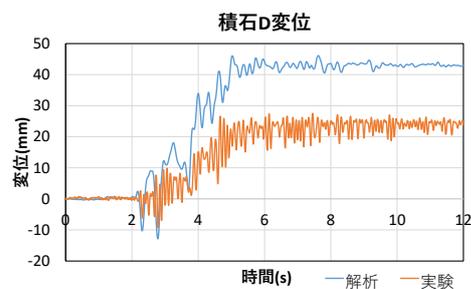
(a) 擁壁天端の加速度時刻歴



(b) 地盤内中部の加速度時刻歴



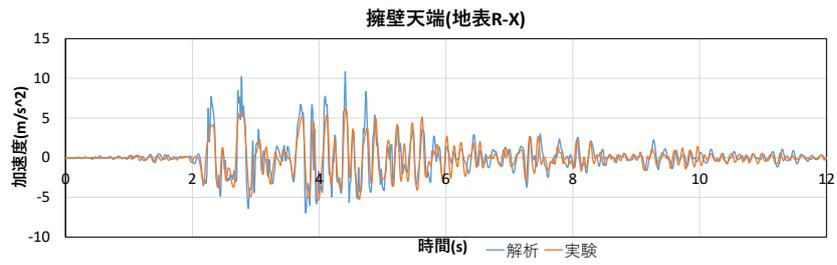
(c) 積み石上側の変位時刻歴



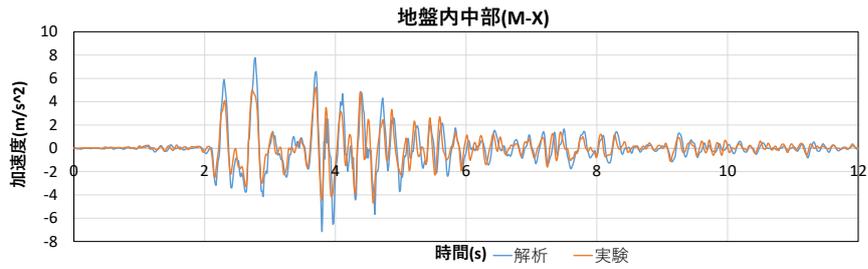
(d) 積み石下側の変位時刻歴

図 3.5.8 400gal における地盤天端, 中部加速度と積石 U (上部) 積石 D (下部) 変位の結果

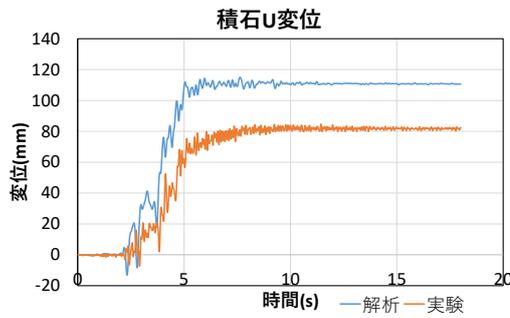
第Ⅲ編



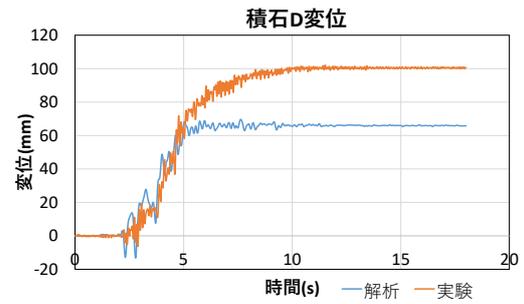
(a) 擁壁天端の加速度時刻歴



(b) 地盤内中部の加速度時刻歴



(c) 積み石上側の変位時刻歴

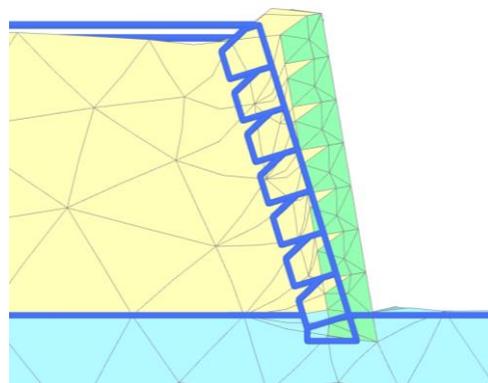


(d) 積み石下側の変位時刻歴

図 3.5.9 500gal における地盤天端，中部加速度と積み石 U（上部）積み石 D（下部）変位の結果



(a) 実験結果

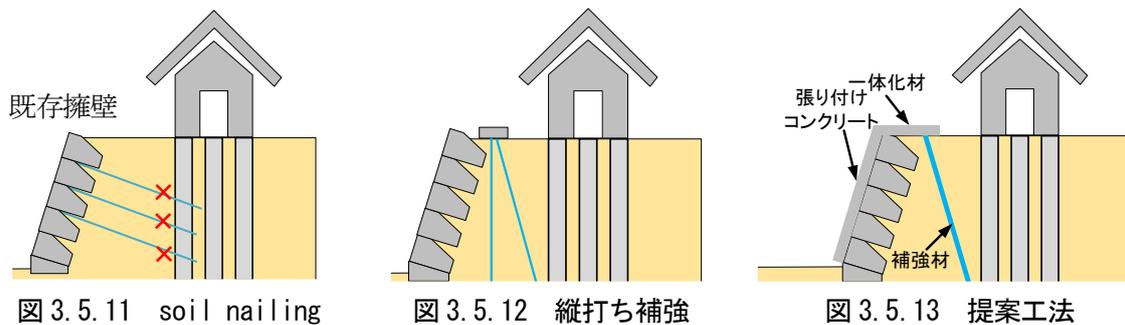


(b) 解析結果

図 3.5.10 擁壁崩壊の様子

3.5.3 補強工法の現状の課題と提案工法の検討

既存擁壁の補強方法として図 3.5.11, 12 に示す soil nailing と縦打ち補強がある。しかし、宅地擁壁への適用についてはお互いに適用に制限がある。すなわち、図 3.5.11 に示すように soil nailing は比較的安価で小規模施工にも対応可能であるが、擁壁前面から補強材を打設するため、狭隘な場所や近接施工、宅地の基礎杭などの地下構造物により宅地擁壁への適用が制限される。一方、縦打ち補強は図 3.5.12 に示すように補強材を下向きに打設することから既存杭の存在や空間の制約などの宅地擁壁の立地条件の影響を受けにくいとされるが、角度の異なる二種類の補強材を交互に打設する必要があるため、必要となる補強材本数が多くなることで施工費が高くなるため個人所有の宅地擁壁への適用には課題が残る。そこで東京都市大学では独自の補強方法の提案として図 3.5.13 に示す補強方法を提案している。この補強方法は擁壁前面に張り付けコンクリートを施し、背面に斜めに傾けた補強材を設置して擁壁上部と補強材上部を一体化するような補強方法となっている。(以下「提案工法」と呼ぶ.)。提案工法の補強効果については、既往の遠心実験^{3,4)}から明らかとなっている。本 FEM では縦打ち補強および提案工法が施された空石積擁壁をモデル化し動的 FEM を実施した。



補強方法として、縦打ち補強と提案工法が施された空石積擁壁の FEM モデルを図 3.5.14, 15 に示す。背面地盤のモデル化は前項の無補強のものと同じである。縦打ち補強では背面地盤に対して 90 度と 70 度の補強材をそれぞれ 7 本ずつ背面地盤に設置し、提案工法では 70 度の補強材のみを 7 本背面地盤に設置させた。補強材には埋め込み梁要素を用い、軸方向の摩擦抵抗は図 3.5.16 に示すように補強材の摩擦抵抗角 ϕ が 5 度と仮定し、深さ方向の地盤の拘束力を考慮し(軸方向の摩擦抵抗=土圧 \times $\tan \phi$) 算出した。また提案工法においては壁面の張り付けコンクリートを模擬するために擁壁ブロックと背面地盤、最下端部の擁壁ブロックと基礎の接する面にのみジョイント要素を設けた。さらに縦打ち補強および提案工法の補強材頭部のキャッピングは板要素を使用することでモデル化し、その際提案工法においては長さの長い板を用いて、補強材頭部と擁壁上部を連結させた。

入力波には、前項の解析と同様に兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の観測記録の時間軸を 1/2 にしたものの最大加速度を 50, 100, 200, 300, 400, 500, 600gal になるように調整したものをを用いた。なお本解析においても初期応力解析を行った後に各加振を 1 回ずつ独立的に行った。

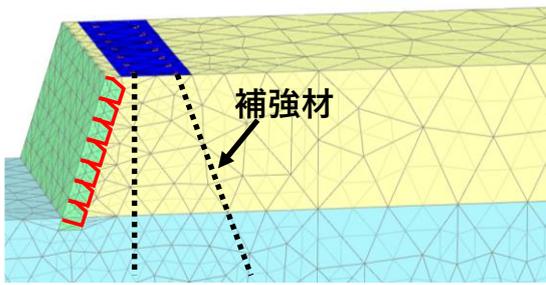


図 3. 5. 14 縦打ち補強の FEM モデル

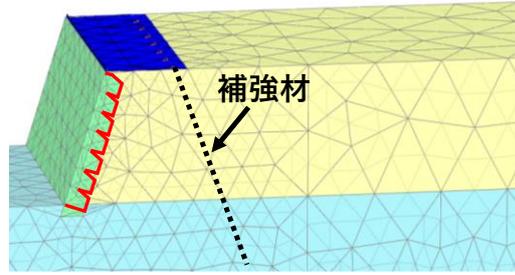


図 3. 5. 15 提案工法の FEM モデル

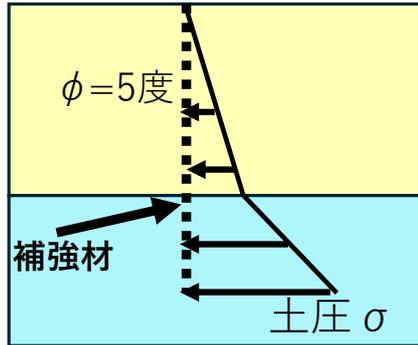
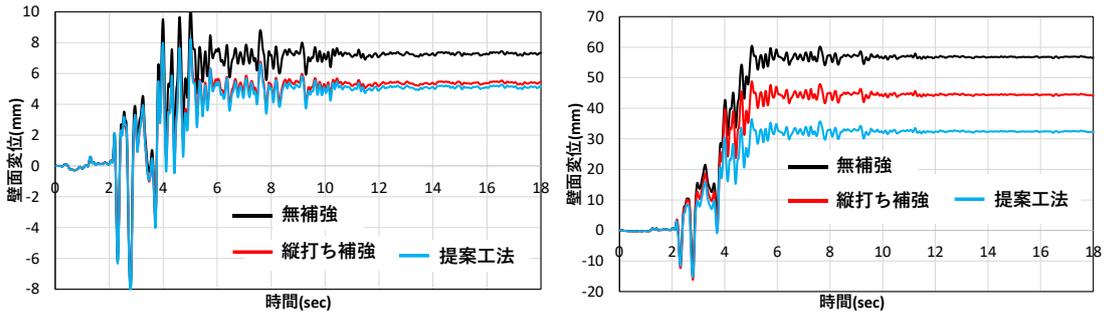


図 3. 5. 16 補強材に加わる土圧

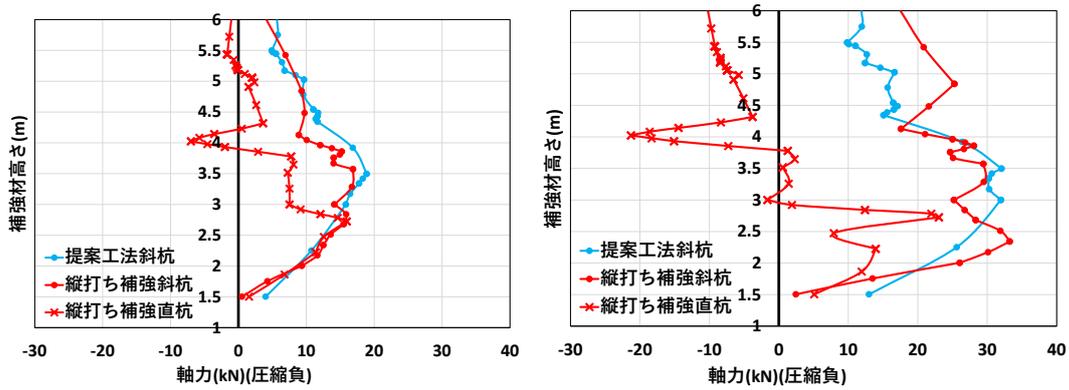
図 3. 5. 17 に 200gal, 400gal 加振中の各ケースにおける積石 U の変位結果を, 図 3. 5. 18 に 200gal, 400gal 終了時の補強材に加わる軸力分布を示す. 200gal の壁面変位結果から, 提案工法および縦打ち補強は壁面の変位は概ね同じ値であり, 無補強に比べて抑制されていた. このことから提案工法は縦打ち補強と同程度の耐震性があることが考えられる. 次に, 200gal 終了時の補強材に加わる軸力分布を確認すると, 両ケースの斜杭には概ね同じ引張方向の軸力が作用しており, 縦打ち補強における直杭には圧縮力が付与されていた. なお, 入力加速度が大きい 400gal では, 無対策での解析と実験での変形挙動が異なるため補強効果の把握には議論が必要ではあるが, 変位は提案工法が縦打ち補強よりも小さい傾向を示した. また, 200gal 加振ではほぼ同じ値であった斜材の軸力は, 400gal 加振では 200gal 加振の約 1.5 倍大きくなった. さらに縦打ち補強の直杭に加わる圧縮力も増加していた. 既往の文献^{3.5)}から縦打ち補強は図 3. 5. 19 に示すように直杭に圧縮力が加わり, 斜杭に引張力が加わることで直杭と斜杭に囲まれたエリアが模擬擁壁になり背面の地震時土圧に補強材が抵抗する. それに対して提案工法では図 3. 5. 20 に示すように既存擁壁が縦打ち補強の直杭の役割を果たし, 圧縮剛性が高い擁壁に圧縮力が加わることで, 高い耐震性を示したことが考えられる.



(a) 200gal

(b) 400gal

図 3.5.17 200gal, 400gal 加振中の壁面変位



(a) 200gal 加振

(b) 400gal 加振

図 3.5.18 200gal 加振, 400gal 加振終了時の補強材に加わる軸力分布

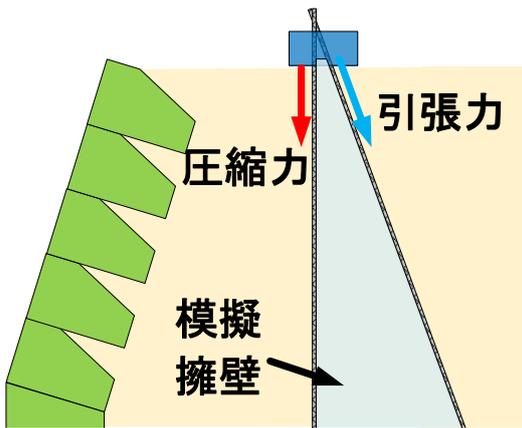


図 3.5.19 縦打ち補強における補強メカニズム

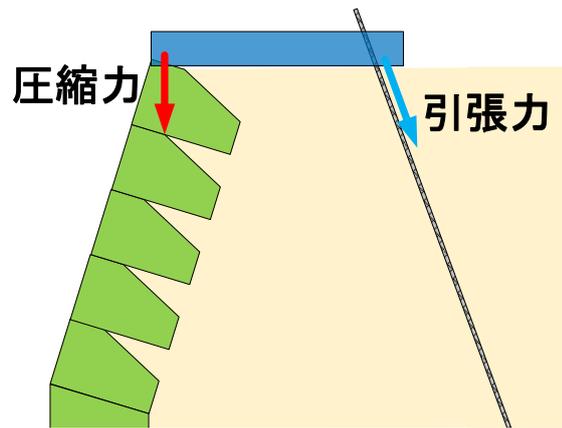


図 3.5.20 提案工法における補強メカニズム

3.6 擁壁崩壊時の積み石の飛散距離に対する検討

本節では、擁壁が崩壊した場合に積み石の影響が及ぶ範囲、すなわち、積み石の飛散距離に対する解析的検討を示す。

図 3.6.1 に示す解析モデルは 3.2 節に示したものと同様である。入力地震動として、1995 年兵庫県南部地震で得られた神戸海洋気象台での強震記録 JMA 神戸波と、その加速度振幅を 2 倍としたものを用いる。図 3.6.2 に各加振における宅地擁壁の最終変形状態を示す。JMA 神戸波に対して対象擁壁は崩壊しないが、加速度振幅を 2 倍とした地震動に対して対象擁壁は崩壊する。

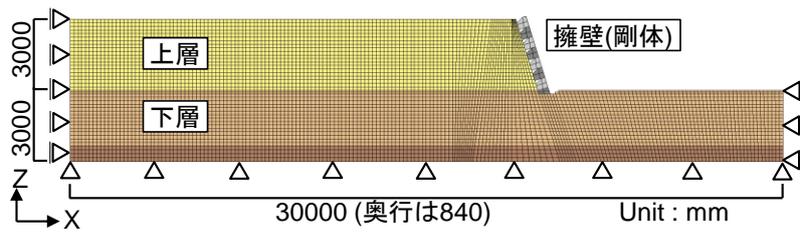
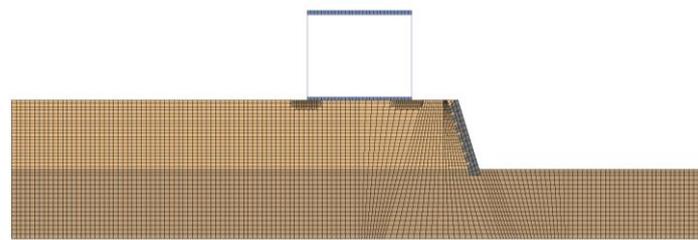
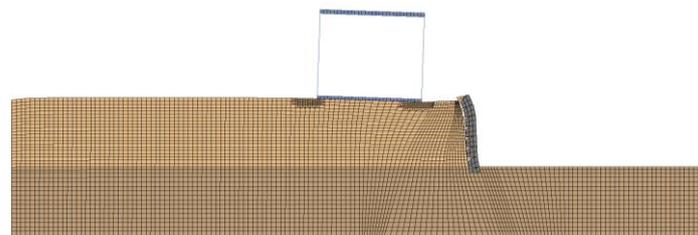


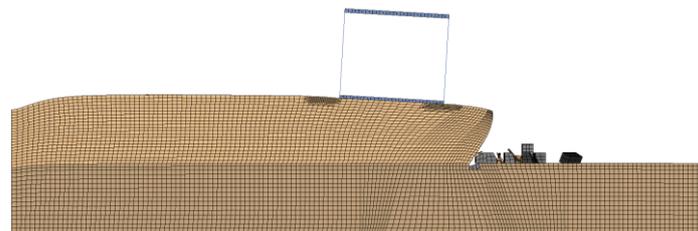
図 3.6.1 解析モデル



(a) 初期状態



(b) 神戸波入力



(c) 神戸波 2 倍入力

図 3.6.2 各加振に対する宅地擁壁の最終変形状態

図 3.6.3 に、JMA 神戸波および JMA 神戸波振幅 2 倍それぞれの加振において、もともと水平変位の大きい積み石の水平変位時刻歴波形を示す。擁壁が崩壊する JMA 神戸波の加速度振幅 2 倍の地震動について、3 段目の積み石の飛散距離が最も大きく、その距離は約 5m であり、擁壁高さの 2 倍程度である。本解析は限られた条件での解析であり、飛散距離の定量化を図るにはパラメトリックスタディの数を増やした統計的な考察が必要と考えられる。

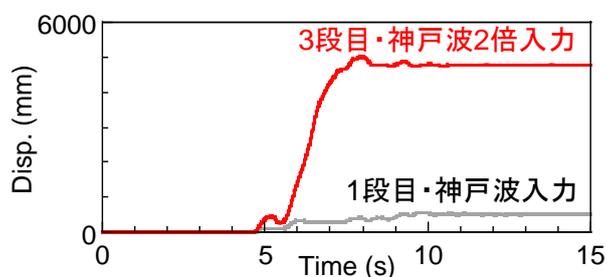


図 3.6.3 積み石の水平変位時刻歴

【参考文献】

- 3.1) 古関潤一, 渡辺健治 : 補強土擁壁と重力式擁壁の模型実験における地震時挙動の比較, ジオシンセティックス論文集, 第 19 巻, 2004.
- 3.2) 宅地防災研究会 : 宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版, 2007.
- 3.3) Schanz, T. et al.: The Hardening Soil Model : Formulation and Verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 1999.
- 3.4) 佐野ら : 宅地の既設空石積擁壁の耐震補強方法に関する遠心場傾斜土槽実験, 土木学会論文集, Vol. 79, No. 3, 22-00204, 2023
- 3.5) 加村晃良, 風間基樹, 河井正, 金鍾官, 熊田哲規, 疋田信晴, 小西成治 : 縦打ち補強土工法を適用した実大試験盛土の力学挙動と補強効果, 地盤工学ジャーナル, Vol. 13, No. 4, pp. 249-267, 2018