The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	ゴムチップと繊維材を用いた複合改良地盤による地震応答低減に関する研究
Author(s)	島村, 淳
Citation	大阪大学, 2013, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/24960
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

ゴムチップと繊維材を用いた複合改良地盤による地震応答低減に関する研究

島　村　　淳

２０１２年１２月

大阪大学大学院工学研究科

論　文　要　旨

本論文では，塑性域においても靭性的な性能を有する複合改良地盤材料を開発し，それを直接基礎建物の側面埋土地盤や免震建物の周辺擁壁に適用することにより，建物の大地震時での応答を低減することを目的にした。そのため，ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤を開発し，その材料試験を行い力学特性について明らかにした。また，複合改良地盤を設けた地盤－建物モデルの振動台実験により地震時における応答低減の効果を確認した。さらに，３次元非線形有限要素法を用いた解析的検討を行い，複合改良地盤の応答性状の把握と応答低減の原因について詳細な分析を行った。本論文は，以下の５章から構成されている。

第１章は序論であり，本研究の背景と目的について述べ，既往研究に対する本研究の位置付けを明確にした。

第２章では，大きな変形時にも靭性を有し，力学特性が明らかな改良地盤材料を開発するため，セメント系改良地盤にゴム材と繊維材を混合した複合改良地盤を作製した。ゴム材には廃タイヤからリサイクルされたゴムチップと，高減衰ゴムを裁断したゴムチップの２種類を用いた。また，繊維材としてはナイロン系短繊維を使用した。材料試験では添加量と材齢をパラメータとした一軸圧縮試験や上載圧や繰返し載荷の振動数をパラメータとした繰返し単純せん断試験等の室内試験を行い，従来のセメント系改良地盤に比較して複合改良地盤材料が大ひずみ域においても安定した非線形特性を示し，最大強度に達した後も強度の低下が小さい靭性のある材料特性を有することを確認した。

第３章では，複合改良地盤を建物の側面地盤に用いた直接基礎建物模型の地震応答低減効果を確認するため，振動台加振実験と２章の室内試験で得られた材料特性を考慮した３次元非線形有限要素法による解析を行った。また，基礎側面地盤の違い，基礎底面の接触条件の違いが大地震時の建物挙動に及ぼす影響も検証した。側面地盤としては繊維材と廃タイヤゴムチップを混合した場合，および高減衰ゴムチップを混合した場合の２種類の複合改良地盤と，通常のセメント系改良地盤を用いた場合について検討した。実験と解析の両結果から，基礎底面と支持地盤の摩擦抵抗を小さくし側面の複合改良地盤で振動エネルギーの吸収を大きくすることにより，地震時の建物の加速度応答を低減できることを示した。さらに，高減衰ゴムを混合した複合改良地盤は，大振幅入力においても埋込みによる応答低減効果が大きいことと，基礎の過度の変形を抑制することを確認した。

第４章では，複合改良地盤を免震建物の擁壁に適用することにより，耐震設計の想定を超えた地震が発生し免震建物と擁壁がたとえ衝突しても上部構造の衝突応答を低減するような擁壁を開発することを目的とした。実験では，複合改良地盤で作製した擁壁と免震建物模型を用いた衝突実験および振動台加振実験を行うことにより，複合改良地

盤で作製した擁壁が背後地盤と一体となり衝撃応答を吸収することで，衝突によるパルス性の加速度振幅を抑え，衝突時の建物応答低減に対し効果が大きいことを明らかにした。また，実免震建物への適用に向けて，３次元非線形有限要素法を用いた衝突解析を実大擁壁の剛性・耐力をパラメータとして行った。その結果，通常のコンクリート擁壁に比べ，セメント系改良地盤擁壁は衝突時の加速度応答を抑えること，靭性が高く変形性能がある高減衰ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤擁壁はさらなる応答低減がみられたことから，開発した複合改良地盤材料を用いた擁壁は免震建物の衝突応答を低減できることを示した。

第５章では，本研究で得られた成果を総括するとともに，今後の課題を示し本論文の結論とした。

目 次

第 1 章 序論 …… 1
1.1 研究背景 …… 1
1.2 本論文の位置付けと目的 …… 3
1.3 本論文の構成 …… 4

第 2 章 複合改良地盤の開発とその材料特性 …… 6
2.1 はじめに …… 6
2.2 使用材料 …… 7
2.3 試験方法 …… 9
2.3.1 一軸圧縮試験 …… 9
2.3.2 三軸圧縮試験 …… 9
2.3.3 ポアソン比 …… 10
2.3.4 透水試験 …… 11
2.3.5 繰返し単純せん断試験 …… 11
2.4 複合改良地盤の力学特性 …… 14
2.4.1 配合 …… 14
2.4.2 一軸圧縮試験結果 …… 15
2.4.3 三軸圧縮試験結果 …… 19
2.4.4 ポアソン比 …… 22
2.4.5 透水試験結果 …… 23
2.4.6 繰返し単純せん断試験結果 …… 23
2.5 ゴムチップの添加量による比較 …… 29
2.5.1 配合と試験ケース …… 29
2.5.2 試験結果 …… 29
2.6 ゴムチップの種類による比較 …… 34
2.6.1 配合と試験ケース …… 34
2.6.2 一軸圧縮試験結果 …… 34
2.6.3 繰返し単純せん断試験結果 …… 36
2.7 まとめ …… 38

第 3 章 複合改良地盤を用いた直接基礎建物の地震応答低減 …… 40
3.1 はじめに …… 40
3.2 振動台模型実験 …… 41
3.2.1 実験モデル …… 41
3.2.2 実験ケースと計測位置 …… 45
3.2.3 実験結果 …… 49
3.3 3 次元有限要素法による解析的検討 …… 80
3.3.1 解析モデル …… 80
3.3.2 解析結果 …… 82
3.4 まとめ …… 87

第 4 章 複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減 …… 89
4.1 はじめに …… 89
4.2 擁壁衝突模型実験 …… 90
4.2.1 実験モデル …… 90
4.2.2 実験ケースと計測位置 …… 95
4.2.3 実験結果 …… 98
4.3 振動台模型実験 …… 112
4.3.1 実験モデル …… 112
4.3.2 実験ケースと計測位置 …… 117
4.3.3 実験結果 …… 119
4.4 3 次元有限要素法による擁壁衝突解析 …… 155
4.4.1 解析モデル …… 155
4.4.2 初期条件 …… 158
4.4.3 解析結果 …… 160
4.5 実建物を想定したシミュレーション解析 …… 176
4.5.1 解析モデル …… 176
4.5.2 初期条件 …… 181
4.5.3 解析結果 …… 181
4.6 まとめ …… 195

第 5 章 結論 …… 197

参考文献 …… 204
本論文に関連した論文 …… 208
謝辞 …… 211

第１章　序論

1.1　研究背景

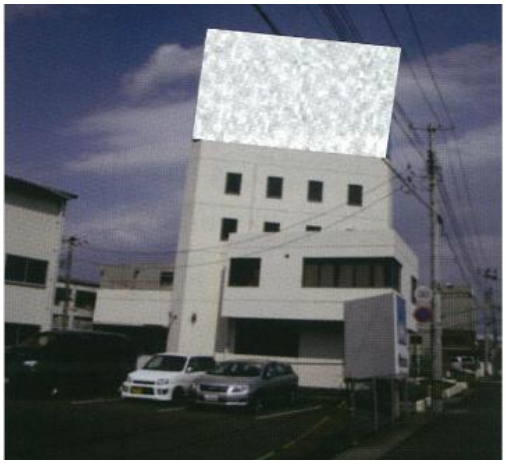
1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震，2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震，地震大国と呼ばれる我が国では，これらに代表される数多くの大地震により甚大なる被害を受けてきた。また，今後東海・東南海・南海地震等の周期的発生が予想される海溝型地震や予測の難しい内陸直下型地震への対策が急務となっている。経済成長を続けた日本の社会基盤や都市･地域の地震防災に対して，耐震研究の寄与するところは大きく，被害低減に向けた対策を講ずることが必要不可欠である。本研究は，その大地震時の建物応答の低減を目的としたものである。

先の東北地方太平洋沖地震では，巨大津波の発生による被害は甚大であったが，耐震技術の向上により地震による建物の被害は兵庫県南部地震に比べて小さかった。しかも，現行の設計基準で定められている地震動よりも最大振幅が大きい地震動が観測されたにも関わらず，建物被害が小さい状況であった。この「大加速度記録と建物被害小」の原因の一つとして既往の研究で林 [1)]や宮本ら [2)]の報告にある，基礎と地盤の動的相互作用が挙げられている。この動的相互作用は建物応答に大きな影響を与えるために，建物の耐震設計を考える場合に適切に考慮する必要がある [3)]が，この影響の全容については明らかになっていない。特に，建物基礎の近傍および周辺地盤において，大地震時における地盤－基礎間の非線形動的相互作用として，基礎底面の浮き上がり，滑り，基礎周辺地盤の非線形化があり，それらが上部構造の応答に大きな影響を与えることが指摘されている [3)~8)]が，未解明のところが多い。

一方，前述の地震に代表される近年の地震被害において，建物周辺地盤の液状化や地盤変状にともなう基礎梁や杭の被害といった地盤－基礎構造の被害により，建物全体の機能が損なわれるという事例が多くある。東北地方太平洋沖地震でも，杭基礎に損傷を受けた建物が傾斜するといった被害や，液状化により多くの戸建て住宅が不同沈下したという報告がなされている [9)~11)]。（写真 1.1.1）これらの地盤被害の対策の一つとして，セメント系の地盤改良の適用が挙げられる [12),13)]。兵庫県南部地震において，深層混合処理工法により施工されたセメント系改良地盤上の建物にほとんど被害が見られなかったことから，耐震対策に多く採用されている [14)]。 しかし，セメント系改良地盤は，強度の増加にともない脆性的な特性を示し，耐震性能が低下することが指摘されている。また，既往の実験，解析研究では，改良地盤の剛性と減衰が地震時の杭応力や上部構造の応答性状に複雑に影響するため，改良地盤の剛性に関して適切な設計を行う必要があることが報告されている [14),15)]。さらに，セメント系改良地盤の耐震性能を向上させることを目的に，Hazarika らの研究 [16),17)]や Tsang らの研究 [18)]では，ゴムチップのみを

固化処理土や砂などに添加，もしくは，ゴムチップのみを原地盤に適用した地盤材料の地震時の有意性が確認されている。また，高橋らの研究では，古紙等を混合した繊維質固化処理土の耐震性地盤材料としての可能性を示している[19),20)]。しかし，現状では地盤－建物の応答挙動を検討するための実験や解析研究は非常に少ない。

このようなことから，大地震後の建物の機能維持のためにも，大きな変形時にも靭性があり力学特性が明らかな改良地盤を開発して地盤－基礎－上部構造を一体として耐震性能の向上を図ることが重要である。



a)　傾斜した杭基礎建物

b)　傾斜した直接基礎建物

c)　建物基礎周辺の地盤沈下

d)　地割れによる建物基礎の被害

写真 1.1.1　東北地方太平洋沖地震による被害[9)]

また，内陸直下型地震が発生した際，パルス性地震動と呼ばれる長周期を含む大振幅の地震動が生じる可能性がある。このような設計用地震動を大きく上回る地震が発生した場合，一般建物は言うまでもなく，免震建物においても免震層に過大な変形が生じる[21]。海溝型地震であった東北地方太平洋沖地震においても，宮城県のある免震建物では，片振幅で 40cm，両振幅で約 70cm の免震層変位が生じている[10),22]。しかし，既存の免震建物のなかには周辺擁壁との設計クリアランスが 40cm を下回る建物もある。これらに対し，大地震が発生した場合には，設計時には想定していない擁壁への衝突が懸念される。擁壁との衝突にともない，免震建物の上部構造では層間変形や応答加速度が増大し，免震装置では引き抜けや過大な水平変位の発生などが考えられるため，その影響を早急に評価し，対策を講ずることが必要となる。

現状の免震建物の設計では，建物と擁壁間の水平方向クリアランスを大きく設定し，想定外の入力に備えることが一般的であるが，平面設計を制限し経済的にも非効率となる。また免震装置の損傷や座屈の恐れもある[23),24]。一方，免震建物が擁壁に衝突することを許容する設計法も考えられるが，上部構造がどのように応答し損傷するかを評価して，建物の安全性を見極めることが不可欠となる。免震建物の擁壁との衝突に関する既往の実験や解析研究[25)~28]は，現状では非常に少ないが，免震建物模型および実大の免震建物を用いた実験や解析研究が行われ，擁壁とその背後地盤の抵抗特性が擁壁衝突時の免震建物の挙動に大きな影響を及ぼすことが報告されている。

このようなことから，現行耐震設計で想定する地震動を超えた地震が発生し免震建物と擁壁との衝突がたとえ生じても，上部構造の応答を低減する擁壁を開発し，安全性のより高い免震建物の耐震設計を合理的に行うことが重要である。

1.2　本論文の位置付けと目的

既往の関連研究と問題点についてまとめるとともに本論文の位置付けと目的を以下に記述する。

1) 大地震時の地盤被害の対策として，セメント系地盤改良の適用が挙げられるが，強度の増加にともない脆性的な特性を示し，耐震性能が低下することが指摘されている。耐震性の向上を目的に，既往の研究ではゴムチップや古紙等のセメント系改良地盤材料への適用を検討してはいるが，地盤－建物の応答挙動を検討するための実験や解析研究は非常に少ない。よって，大きな変形時にも靭性がある改良地盤を開発し，力学特性を明らかにすることが重要である。
2) 建物の基礎底面や側面と近傍地盤との間の非線形相互作用が上部構造の応答低減に大きな影響を与える，未だ明らかになっていないところが多い。材料特性を明確

にした改良地盤と基礎との相互作用効果により建物の応答低減を図ることができれば有効な耐震対策となる。さらに，大地震後の建物の機能維持のためにも，大きな変形時にも靭性があり力学特性の明らかな改良地盤を利用して地盤－基礎－上部構造を一体として耐震性能を向上することは重要である。

3) 長周期パルスを含む大振幅の地震動が免震建物に入力した場合，免震層に過大な変形が生じ，免震建物が周辺の擁壁に衝突する可能性がある。免震建物の擁壁との衝突に関する既往の研究では，免震建物模型および実大の免震建物を用いた実験や解析研究が行われ，擁壁とその背後地盤の抵抗特性が衝突時の免震建物の挙動に大きな影響を及ぼすことが報告されている。しかし，現状では免震建物の擁壁衝突を検討するための実験や解析研究は非常に少ない。よって，現行耐震設計で想定する地震動を超えた地震が発生し免震建物と擁壁との衝突がたとえ生じても，上部構造の応答を低減する擁壁を開発し，安全性のより高い免震建物の耐震設計を合理的に行うことが重要である。

以上から，本研究では，大きな変形時にも靭性がある改良地盤を開発し，多くの材料試験によりその力学特性を明確にする。次に，新たに開発した地盤材料を直接基礎建物の基礎周辺の埋土地盤や免震建物の周辺擁壁に適用することにより，建物の地震時応答低減を図ることを目的に，新改良地盤も含めた地盤－建物モデルでの振動台実験と解析的検討を行い詳細な分析を行う。

1.3　本論文の構成

本論文は，「ゴムチップと繊維材を用いた複合改良地盤による地震応答低減に関する研究」と題し，5 章から構成されている。

第 1 章「序論」では，本研究の背景と目的について述べ，既往研究に対する本研究の位置付けを明確にする。

第 2 章「複合改良地盤の開発とその材料特性」では，大きな変形時にも靭性を有し，力学特性が明らかな改良地盤材料の開発を目的に，ゴム材の変形性能と繊維材の靭性を有する複合改良地盤の材料特性について示す。通常使用されているセメント系改良地盤，それに廃タイヤからリサイクルされたゴムチップ，または，免震ダンパー等に使用される高減衰ゴムを裁断したゴムチップとナイロン系短繊維を混合した複合改良地盤材料による一軸圧縮試験や繰返し単純せん断試験等の室内試験を行い，その特性の確認を行う。

第 3 章「複合改良地盤を用いた直接基礎建物の地震応答低減」では，第 2 章で材料特性を確認した複合改良地盤を建物の側面埋土地盤に用いた直接基礎建物模型の振動台実験と 3 次元非線形有限要素法による解析により，建物の地震応答低減効果を確認する。側面埋土地盤としては，砂地盤とセメント系改良地盤に加えて，2 種類の複合改良地盤を用いた。複合改良地盤には従来のセメント系改良地盤に廃タイヤゴムチップあるいは高減衰ゴムチップと，靭性をもたすために繊維材を加えている。また比較対象として埋込みなしの場合も含めた計 5 種類で，大阪大学所有の振動台実験装置を用いた 1g 場における加振実験を行った。これらの 5 種類の実験結果を比較することにより，基礎部の側面地盤が地震応答低減に与える影響を分析する。また，直接基礎底面の接触条件の違いによって入力地震動が地震応答にどのように作用するかを検討するため，先の 5 種類の側面地盤において基礎底面を支持地盤と接着したもの・接着していないもの・ネオジム磁石を設置したものの計 3 種類で行った。ネオジム磁石を設置して建物基礎を支持地盤から浮かせるケースでは，建物基礎底面と支持地盤との摩擦がゼロの状態（絶縁状態）をつくることにより支持地盤からの地震波を遮断し，側面地盤の効果を増大させる狙いがある。さらに，振動台実験のシミュレーション解析を 3 次元非線形有限要素法を用いて行い，複合改良地盤の有効性を検討することに加えて，基礎部側面地盤の違い，基礎底面の接触条件の違いが大地震時の建物挙動に及ぼす影響を把握する。

第 4 章「複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減」では，現行耐震設計で想定する地震動を超えた地震が発生し免震建物と免震層周辺の擁壁がたとえ衝突しても，上部構造の応答を低減するような擁壁を開発し，安全性のより高い免震建物の設計を合理的に行うことを目的とする。ここでは，複合改良地盤を用いた擁壁（複合改良地盤擁壁）と免震建物模型の衝突実験を行い，擁壁へ衝突した際の応答を低減するような機構を開発するための基礎データを得る。次に大阪大学所有の振動台実験装置を使用して，複合改良地盤を用いた U 型擁壁にて 1g 場における動的加振実験を行い，建物が繰返し擁壁に衝突する際の上部構造の応答特性を把握し，応答低減効果を確認する。シミュレーション解析では，3 次元非線形有限要素法を用いた時刻歴応答解析を行うことで，免震層および上部構造の応答性状を実験結果と比較し，解析モデルの妥当性を検討する。また，3 次元非線形有限要素法を用いた解析では，実大免震建物を想定したモデルを作成し，擁壁の剛性・耐力をパラメータとした解析を行い，実建物への複合改良地盤擁壁の適用性について検討する。以上の結果により，免震建物と擁壁との衝突問題において考慮すべき点をまとめ，将来の耐震設計の向上に役立てることを目指す。

第 5 章「結論」では，本研究で得られた成果を総括するとともに，今後の課題を示す。

第 2 章　複合改良地盤の開発とその材料特性

2.1　はじめに

近年の地震被害において，建物周辺地盤の液状化や地盤変状にともなう基礎梁や杭の被害といった地盤－基礎構造の被害により，建物全体の機能が損なわれるという事例が多くある。東北地方太平洋沖地震でも，杭基礎に損傷を受けた建物が傾斜するといった被害や，液状化により多くの戸建て住宅が不同沈下したという報告がなされている。

これらの地盤被害の対策の一つとして，セメント系の地盤改良の適用が挙げられる。1995 年兵庫県南部地震において，深層混合処理工法により施工されたセメント系改良地盤上の建物にほとんど被害が見られなかったことから，耐震対策に多く採用されている。

しかし，セメント系改良地盤は，強度の増加にともない脆性的な特性を示し，耐震性能が低下することが指摘されている。

また，既往の実験，解析研究では，改良地盤の剛性と減衰が地震時の杭応力や上部構造の応答性状に複雑に影響するため，改良地盤の剛性に関して最適な設計を行う必要があることが報告されている。

このように，建物の耐震性能を高め，大地震後の機能維持のためにも，大きな変形時にも靭性があり力学特性の明らかな改良地盤を開発して地盤－基礎の間の大地震時の挙動を把握し，上部構造と一体として耐震性能を向上することは重要である。

以上の背景を踏まえ，本章では大きな変形時にも靭性を有し，力学特性が明らかな新たな地盤材料の開発を目的に，ゴム材の変形性能と繊維材の靭性に着目し開発した，ゴムチップと繊維材を用いた複合改良地盤の材料特性について示す。通常使用されているセメント系改良地盤，それに廃タイヤからリサイクルされたゴムチップ，または，免震ダンパー等に使用される高減衰ゴムを裁断したゴムチップとナイロン系短繊維を混合した複合改良地盤による室内試験を行い，その結果から特性の確認を行う。

2.2　使用材料

複合改良地盤とセメント系改良地盤に使用する各材料の物性を表 2.2.1 に示す。泥土は建設発生土で，これに加水および砂分調整を行い，一般的な固化処理土で用いられている性状と一致させた。複合改良地盤に使用するゴムチップは，廃タイヤを破砕した粒径 1～5mm のリサイクル品とブチル系高減衰ゴムを粒径 5mm 以下に破砕したものの 2 種類とし，ゴム材の違いによる比較も行った。繊維材には，長さ 30mm 程のナイロン系繊維を使用した。また，固化材は，高炉セメント B 種を用いた。（写真 2.2.1）

表 2.2.1　使用材料

材　料	性　　状
セメント	高炉セメント B 種* 密度：3.04g/cm^3
泥土	現場発生土 ＋ 加水 密度：1.50±0.02g/cm^3 砂分率**：40±2.5% スランプフロー値***：400±50mm
ゴムチップ	1)　廃タイヤゴムチップ 廃タイヤリサイクル品 密度：1.1g/cm^3 粒径：1～5mm
	2)　高減衰ゴムチップ ブチル系高減衰ゴム 密度：1.1g/cm^3 粒径：5mm 以下
繊維材	ナイロン系短繊維 長さ：30mm 程

*JIS R 5211

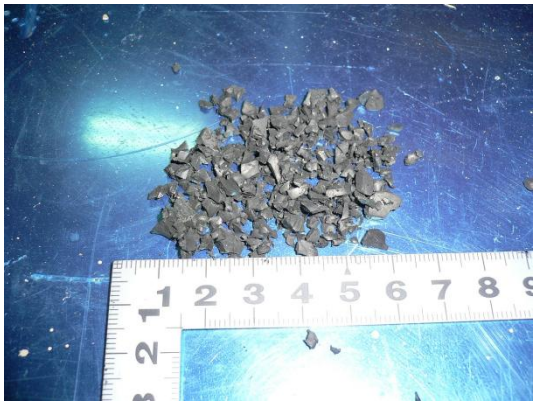
**簡易砂分計による砂分率

***JHS 313-1992

a)　セメント

b)　泥土

c-1)　廃タイヤゴムチップ



c-2)　高減衰ゴムチップ

d)　繊維材

写真 2.2.1　使用材料

2.3　試験方法

以下に，複合改良地盤の力学特性を把握するために行った室内試験とその方法について示す。

2.3.1　一軸圧縮試験

試験は，材齢 7 日～1 年間に亘って水中養生を行った直径 50mm×高さ 100mm の円柱供試体を用い，ひずみ速度 1%/min にて実施した。また，結果の整理については，最大圧縮応力点 q_u を破壊点，その時のひずみを破壊ひずみ ε_f と定義した。ベディングエラーにより応力－ひずみ曲線の初期部に変曲点が生じる場合については，変曲点以降の直線部を延長し，ひずみ軸との交点を破壊ひずみ算出の修正原点とした[29]。

写真 2.3.1　一軸圧縮試験装置

2.3.2　三軸圧縮試験

試験は，材齢 28 日の水中養生した直径 50mm×高さ 100mm の円柱供試体を用いて，背圧 100kPa の下で等方圧密終了後，非排水状態，セル圧一定の条件下で間隙水圧を測定しながらひずみ速度 0.05%/min で最大軸ひずみ 15%以上まで実施した。圧密応力は 50，100，200，400，800kPa の 5 水準を選択した。供試体の飽和には負圧法を用い，すべての供試体について測定した B 値≧0.96 であったため，ほぼ飽和状態であるとした。また，結果の整理に際して，ベディングエラーの影響が認められる場合は，一軸圧縮試験におけると同様の操作でひずみに関する原点を修正した。ひずみ硬化が認められるときの最大軸差応力は，軸ひずみ 15%付近の軸差応力を最大軸差応力とした。

写真 2.3.2　三軸圧縮試験装置

2.3.3　ポアソン比

材齢 28 日の水中養生した直径 50mm×高さ 100mm の円柱供試体を用いて，二重セル構造を有する三軸試験機にて，無拘束圧，非排水の条件下で実施した。ひずみ速度は 1%/min で圧縮して行い，応力，軸変位，セル内に通じるビュレット(排水量)を測定して，供試体の側方変位を求めてポアソン比を求めた [30]。

写真 2.3.3　ポアソン比試験装置

2.3.4　透水試験

材齢 28 日の水中養生を行った直径 50mm×高さ 100mm の円柱供試体について，三軸試験装置を用いて実施した。まず負圧法により供試体を飽和させ飽和状態を確認（B 値≧0.96）した後，セル圧 σ_c=300kPa，キャップ側背圧 u_{bC}=205kPa，ペデスタル側背圧 u_{bP}=198kPa，圧力差 7kPa（水位差 70cm）を与える定水位にて実施した。透水量の測定は，透水時間を 1 時間に設定し，一供試体あたり 6 回実施した。

写真 2.3.4　透水試験状況

2.3.5　繰返し単純せん断試験

広範囲のひずみ域（0.001%≦γ≦10%程）における変形特性を確認するため，材齢 28 日の水中養生を行った直径 100mm×高さ 30（もしくは 20）mm の円柱供試体を用いて，供試体をリングで拘束する Kjellman 改良型試験装置 [31] にて実施した。供試体を上下試料座にエポキシ樹脂系の接着剤で接着し，一定の上載圧（σ_v）で圧密終了後，各載荷段階の試験中は上載圧一定，非排水の条件の下で行った。入力波は正弦波として 11 波入力し，応力制御，一部ひずみ制御にてせん断ひずみ γ=10%程まで行った。入力波の振動数は，0.1~3.0Hz の範囲で選択した。なお，結果の整理に際して，γ=0.001%付近のせん断剛性（G）の値を初期せん断剛性（G_0）と定義し，正規化したせん断剛性 G/G_0=0.5 のせん断ひずみの値を規準ひずみ $\gamma_{0.5}$ と定義した。

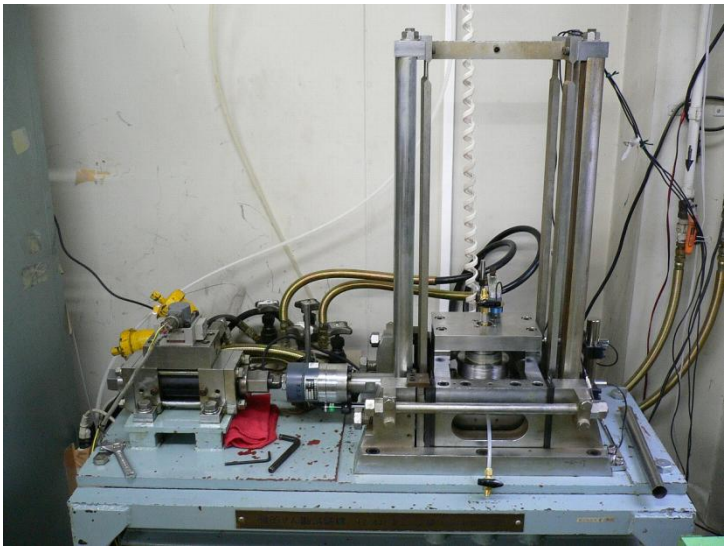


写真 2.3.5　繰返し単純せん断試験装置

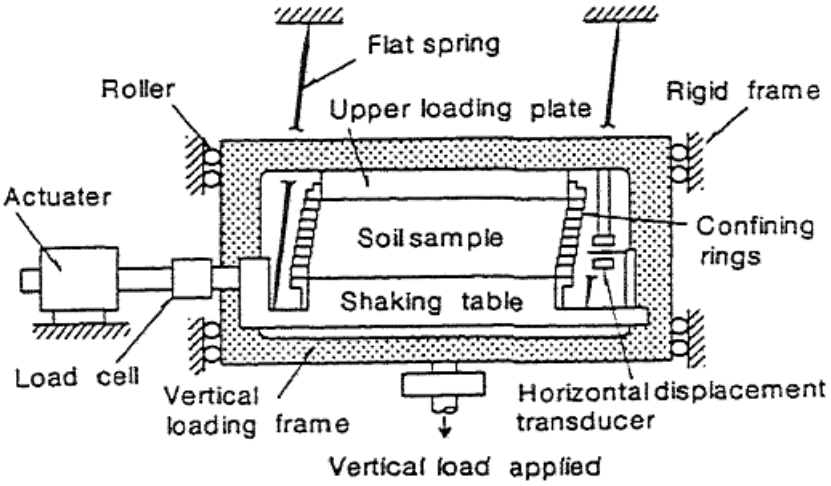
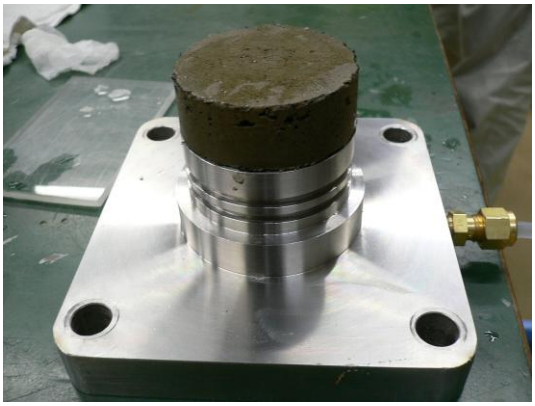
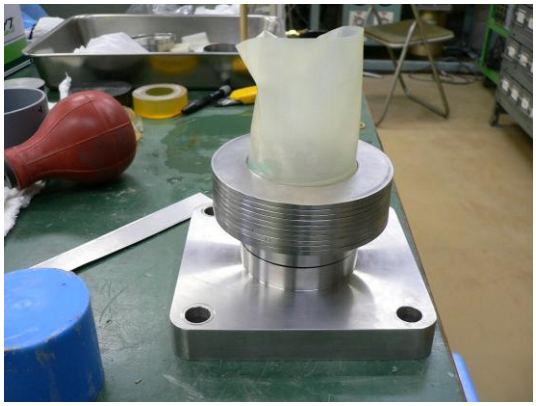


図 2.3.1　繰返し単純せん断試験装置概略図

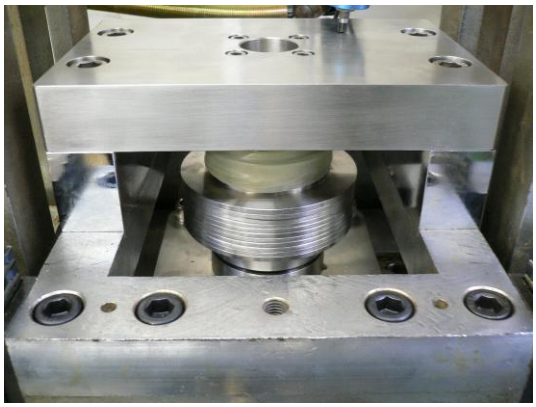


a)　試験体セット(下部試料座上)



b)　メンブレン，拘束リングのセット

c)　上部試料座のセット



d)　試験装置へのセット

写真 2.3.6　試験体設置状況

2.4　複合改良地盤の力学特性

2.4.1　配合

本研究では，表 2.4.1 に示す配合を検討した。セメント添加量をベースとなる固化処理土(セメント+泥土)1m^3 あたり 75kg 一定として，ゴムチップの添加量を 0，300kg，繊維材添加量を 0，3，5%と変化させ特性の把握を試みた。ゴムチップは廃タイヤゴムチップを使用した。

表 2.4.1　配合表

No.	セメント (kg/m^3)	廃タイヤゴムチップ		繊維材 (v%)	密度 (g/cm^3)
		(kg/m^3)	(v%)		
1	75	－	－	－	1.54
2	75	－	－	3	1.52
3	75	－	－	5	1.50
4	75	300	27	－	1.42
5	75	300	27	3	1.40
6	75	300	27	5	1.38

2.4.2　一軸圧縮試験結果

本試験は, 材齢 28 日～1 年間に亘って水中養生を行った直径 50mm×高さ 100mm の円柱供試体を用いて実施した。

（1）応力とひずみの関係

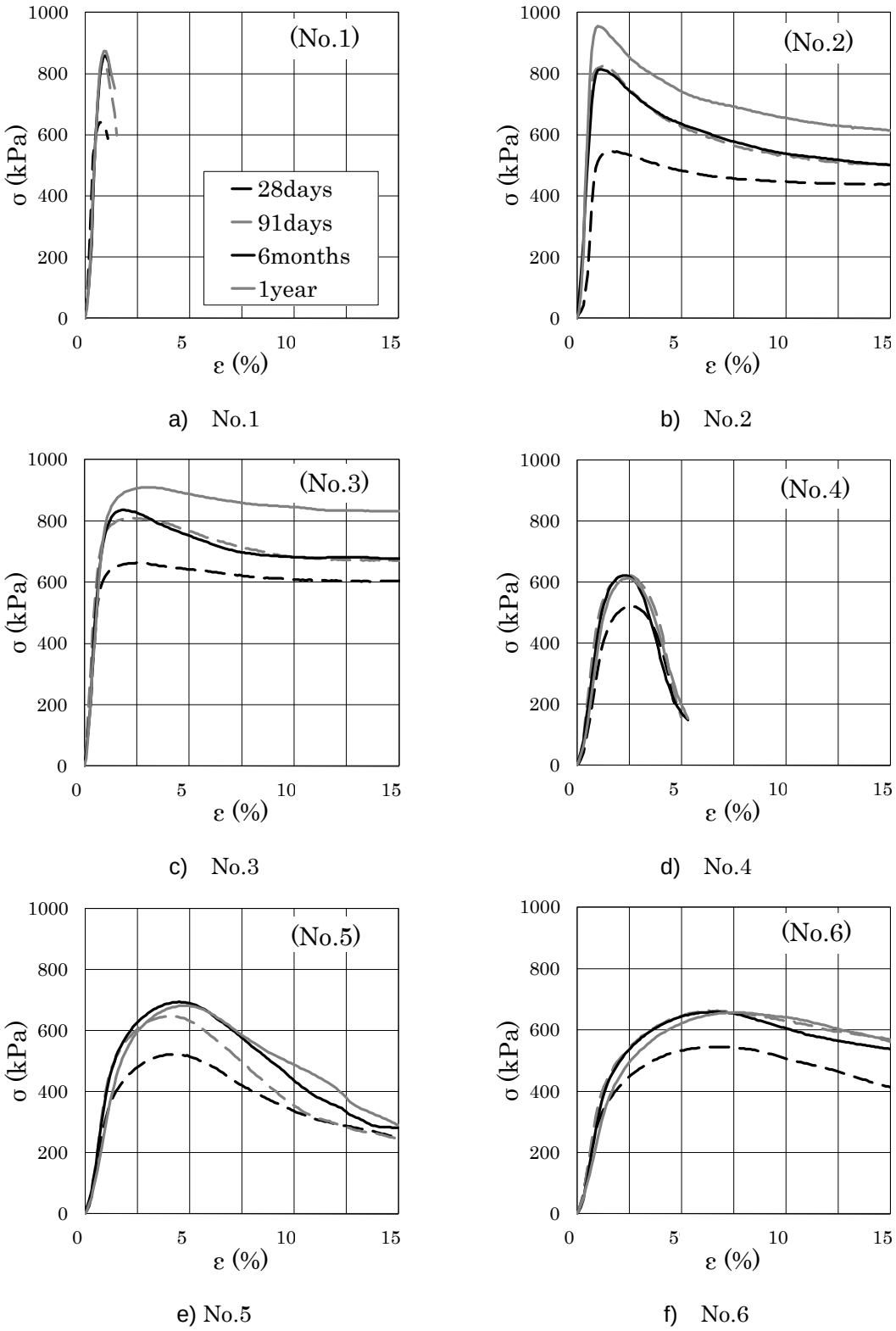
図 2.4.1 は各配合における応力 σ とひずみ ε の関係である。

通常のセメント系改良地盤である No.1 では，脆性の著しい応力－ひずみ関係が認められ, 破壊ひずみが 1%程度で, それを超えると写真 2.4.1a)のように脆性的に破壊する。しかしながら，繊維材を添加した No.2，3 は繊維材の添加量の増加に伴って，破壊ひずみは増加し，No.3 では，2.5%程度となり，ひずみ軟化型の応力－ひずみ関係となった。ただし, 残留値は相対的に高い値をとる。また，ゴムチップを添加した No.4 では, 破壊ひずみが 2.5%と増加するものの, No.1 と類似した応力－ひずみの関係が得られた。さらに No.5，6 とゴムチップおよび繊維材の添加により破壊ひずみが増加し，No.6 では 7.5%となり，ピーク強度を示した後のひずみ域における強度低下は小さく，15%以上変形させても写真 2.4.1b)のように形状を保持している。

a)　No.1（ε <2%）

b)　No.6（ε >15%）

写真 2.4.1　一軸圧縮試験後供試体



a) No.1　b) No.2

c) No.3　d) No.4

e) No.5　f) No.6

図 2.4.1　応力とひずみの関係

（2）応力と材齢の関係

図 2.4.2 に一軸圧縮強さ q_u と材齢の関係を，図 2.4.3 に破壊ひずみ ε_f と材齢の関係を示す。

材齢による圧縮強度の変化を比較すると，各配合とも材齢の増大に伴い，一軸圧縮強さは大きくなる。ただし，増加する割合は，材齢が比較的短い，28～91 日の間で大きい。これに対し材齢 91 日～1 年では，No.1～3（ゴムチップ無）では，若干の増加傾向を示すが，その増加割合は小さく， また，No.4～6（ゴムチップ有）では，91 日以降でほぼ一定値に収束する傾向が認められる。

材齢による破壊ひずみの変化を比較すると，各配合とも 28 日～1 年では，ほとんど変化がなく一定の値を示す傾向にあることがわかる。

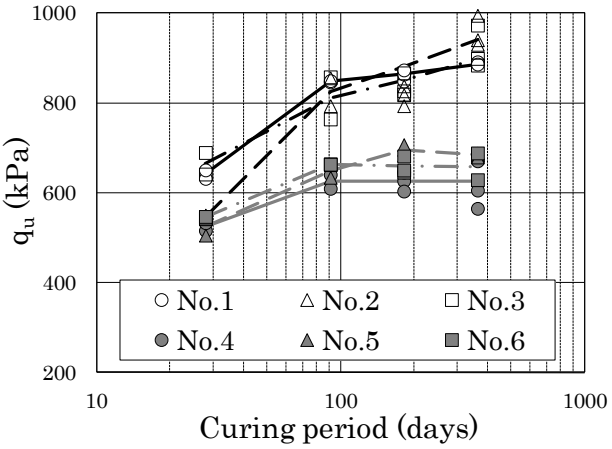


図 2.4.2　一軸圧縮強さと材齢の関係

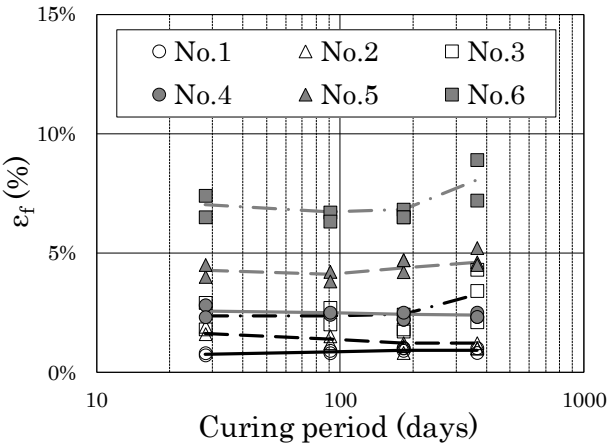


図 2.4.3　破壊ひずみと材齢の関係

（3）一軸圧縮強さと変形係数の関係

図 2.4.4 に各配合の一軸圧縮試験における一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係を示す。また，併せて $E_{50}=200q_u$，$E_{50}=100q_u$，$E_{50}=50q_u$ の関係式を実線で示す。

各配合の試験結果からの変形係数と一軸圧縮強さの原点を通る一次回帰式からの関係式は，

No.1　$E_{50}=205q_u$　$(160q_u<E_{50}<240q_u)$

No.2　$E_{50}=205q_u$　$(180q_u<E_{50}<225q_u)$

No.3　$E_{50}=145q_u$　$(110q_u<E_{50}<180q_u)$

No.4　$E_{50}=90q_u$　$(75q_u<E_{50}<110q_u)$

No.5　$E_{50}=70q_u$　$(50q_u<E_{50}<90q_u)$

No.6　$E_{50}=60q_u$　$(45q_u<E_{50}<70q_u)$

となり，ゴムチップおよび繊維材の添加により，一軸圧縮強さに対する変形係数の値が小さくなる傾向を示すことがわかる。

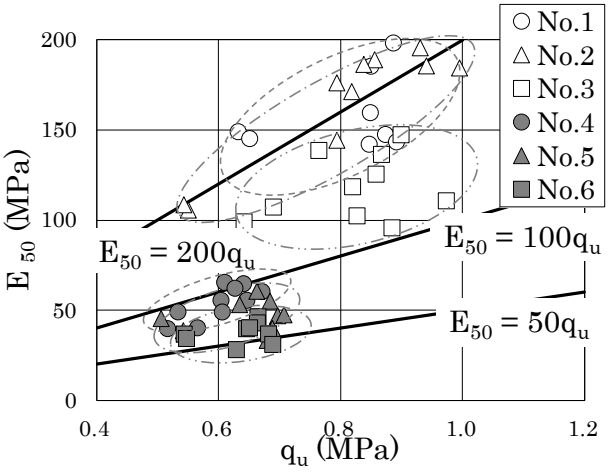


図 2.4.4　一軸圧縮強さと変形係数の関係

2.4.3　三軸圧縮試験結果

本試験は，配合 No.1，3，4，6 について実施した。

（1）圧密過程における体積変化と圧密圧力の関係

図 2.4.5 は，各配合の三軸圧縮供試体を 50～800kPa で等方的に圧密した時の体積変化率⊿V_c(%)と圧密圧力の対数 logσ_c' の関係である。

いずれもある値を境にして，⊿V_c が急増する挙動が認められる。すなわち，σ_c'＝200～400kPa の圧密圧力を変曲点とし，これ以下の圧力では過圧密的な挙動，これを超えると正規圧密的になっていることがわかる。同時に，繊維を添加すると圧縮性を増大させるが，むしろゴムチップ添加した供試体の体積変化率は無添加の No.1 より小さい。これはゴムチップのポアソン比がおよそ 0.5 であり，ゴムの添加量に応じて体積変化率が 4%に減少したと考えられる。（ゴム，ν ≒0.5→体積変化ほとんど生じない）一方，繊維材 5%を添加した No.6 の場合，その重量百分率で 75%の水が繊維間に保持される。圧密によってこの水が排出されるため No.4 に比べ 4%程大きな体積変化が生じている。

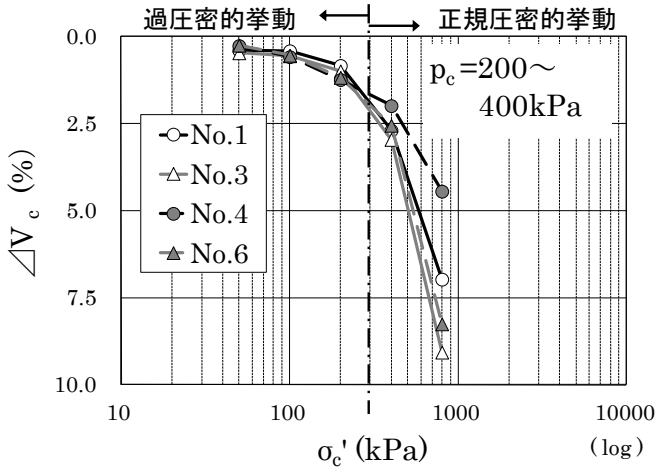


図 2.4.5　体積変化率と圧密圧力の関係

（2）軸差応力とひずみの関係

図 2.4.6 は，三軸圧縮試験より求めた軸差応力 q と軸ひずみ ε_a の関係である。また，各配合の三軸圧縮試験供試体作製と同時に作製した試料の一軸圧縮応力 q と軸ひずみ ε の関係も併せて示す。

各試料の応力－ひずみ関係より，拘束圧を加えた三軸圧縮試験の q は一軸圧縮試験の q に比べ，全てのケースで大きな値を示す。また，通常の固化処理土である No.1 ではひずみ軟化挙動を呈するが，繊維あるいはゴムチップを添加した場合はひずみ硬化型になっている。一部例外もあるが，圧密圧力が，50kPa<σ_c'<200kPa の範囲における軸差応力に大きな相違は認め難く，σ_c'>200kPa で軸差応力の変化が著しい。前述した体積変化率と圧密圧力の関係が，このような挙動をもたらしていると考えられる。

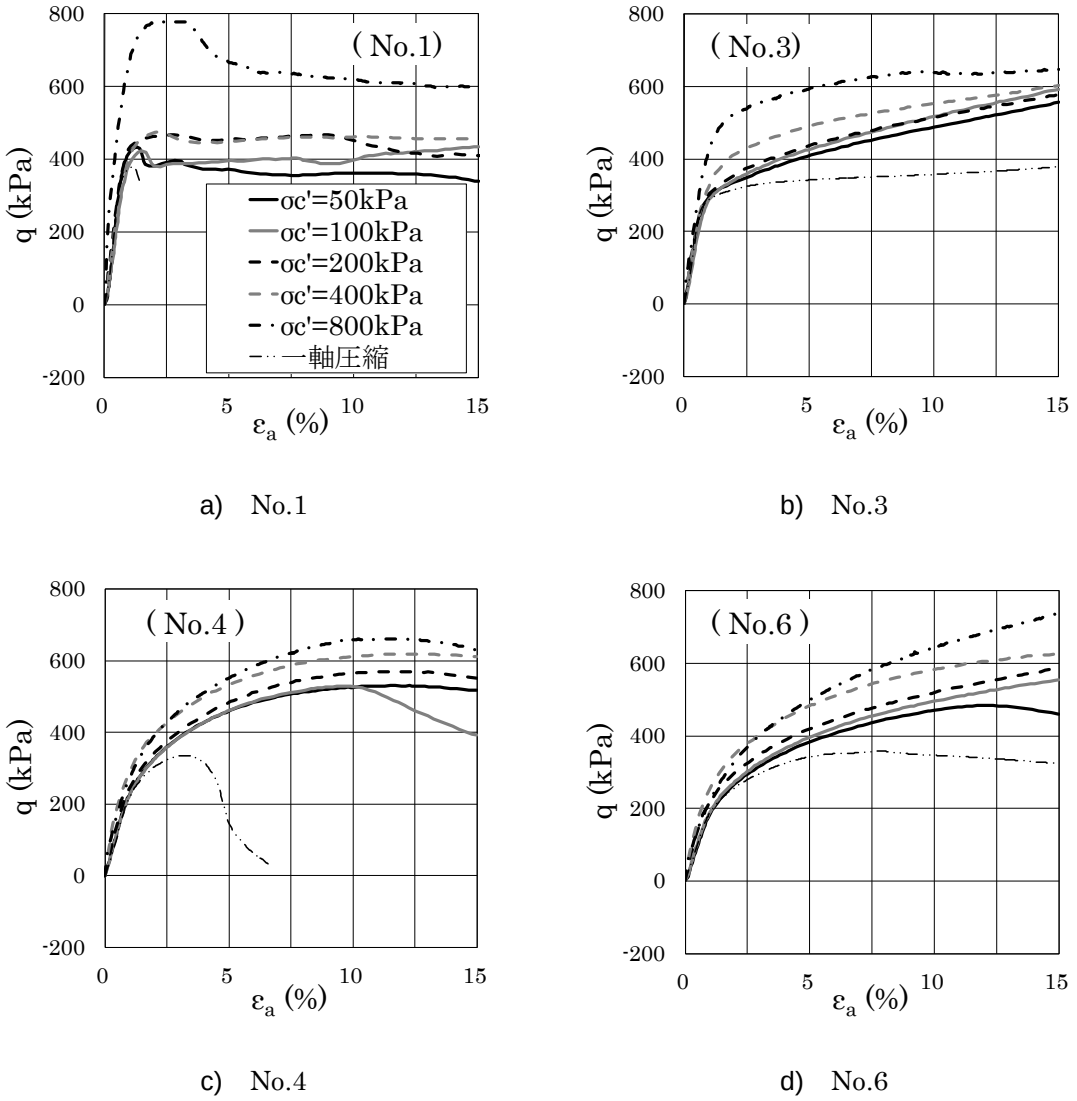


図 2.4.6　軸差応力とひずみの関係

（3）過剰間隙水圧とひずみの関係

図 2.4.7 に過剰間隙水圧 u_e と軸ひずみ ε_a の関係を示す。過剰間隙水圧は，せん断初期過程においては軸差応力と同様に増加するが，その後せん断の進行につれて一定に収束したり，漸減あるいは漸増したりと様々な性状を示す。間隙水圧応答を圧密圧力 σ_c' と関連付けると，圧密圧力が小さい場合ではせん断に対し間隙水圧は減少傾向を示し，逆に圧密圧力が大きくなると定値あるいは増加する。応力－ひずみ関係と同様に固化処理に起因する過圧密性が，拘束圧との関係でこうした性状となって現れていると考えられる。

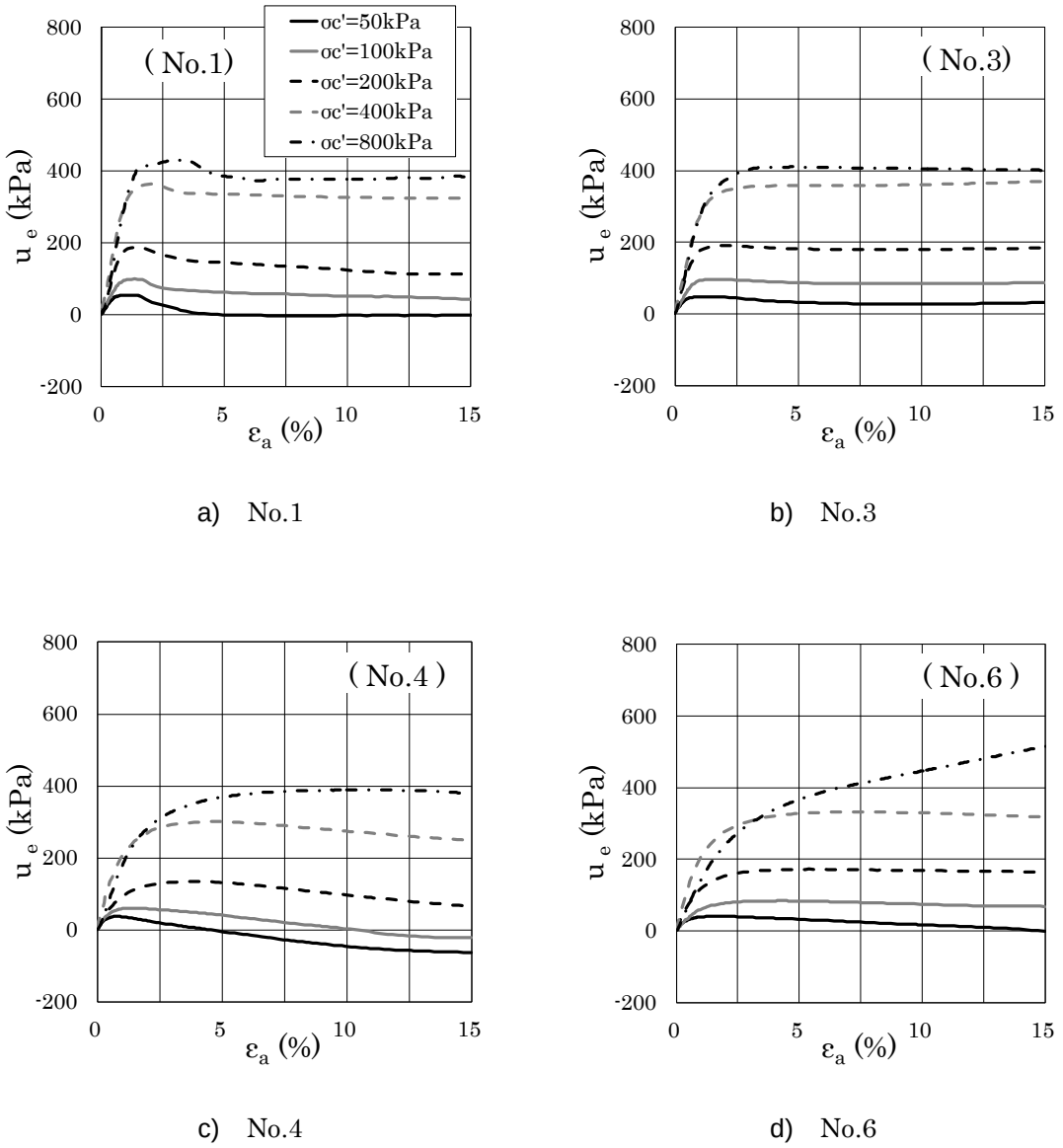


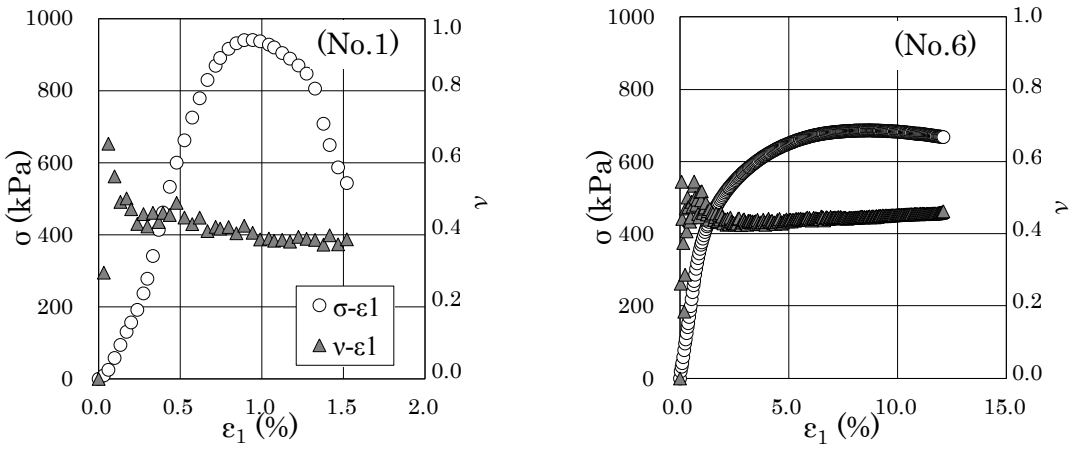
図 2.4.7　過剰間隙水圧とひずみの関係

2.4.4　ポアソン比

本試験は，配合 No.1，6 について実施した。図 2.4.8 は，No.1，6 における圧縮応力 σ と軸ひずみ ε_1，ポアソン比 ν と軸ひずみの関係である。

応力－ひずみの関係については，ピーク強度時の軸ひずみが No.1 が 0.9%程度，No.6 が 8%程度と一軸圧縮試験結果とほぼ同程度で，応力とひずみの関係も No.1 では脆性の著しい関係がみられ，No.6 ではピーク強度時より大きいひずみ域での強度低下が小さくなり，両配合とも一軸圧縮試験結果と同様な傾向であることがわかる。

ポアソン比－軸ひずみの関係については，No.1 のポアソン比が 0.37～0.55 程度，No.6 が 0.38～0.55 程度で，最大圧縮強さの 1/2 の値での軸ひずみ率におけるポアソン比は，No.1 が 0.46，No.6 が 0.45 とほぼ同程度の値を示した。



a)　No.1　　b)　No.6

図 2.4.8　圧縮応力，ポアソン比と軸ひずみの関係

2.4.5　透水試験結果

本試験は,配合No.1～6について実施した。各配合の温度15℃における透水係数k_{15}[29]を表3に示す。各配合において1時間ごとに測定した透水係数は，それぞれほぼ同程度の値を示した。No.1に対して，No.4はほぼ同程度の透水係数を示ことから，本配合ではゴムチップの添加による透水性に対する影響は確認できない。また，No.3，6ともに若干透水性が増すことから，繊維材の添加による透水性への影響が考えられる。繊維材として撚り線を使用したため，その撚り線の間隙が影響したものと考える。

表 2.4.2　透水係数

(cm/sec)

	No.1	No.3	No.4	No.6
1	4.4E-07	2.4E-06	6.1E-07	1.4E-06
2	5.2E-07	2.2E-06	5.2E-07	1.4E-06
3	5.2E-07	2.1E-06	6.1E-07	1.3E-06
4	5.2E-07	2.1E-06	6.1E-07	1.3E-06
5	5.2E-07	2.0E-06	5.2E-07	1.2E-06
6	5.2E-07	2.0E-06	6.1E-07	1.2E-06
Ave.	5.1E-07	2.1E-06	5.8E-07	1.3E-06

2.4.6　繰返し単純せん断試験結果

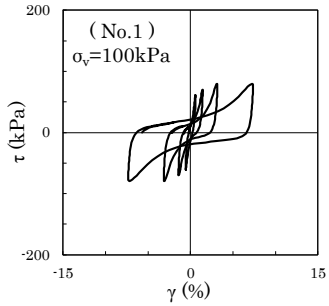
本試験は，配合No.1，3，4，6について実施した。材齢28日の水中養生を行った直径100mm×高さ20mmの供試体を用いて，一定の上載圧（σ_v）で圧密終了後，各載荷段階の試験中は上載圧一定，非排水の条件の下で行った。上載圧は，各配合の上載圧依存性を確認するため，100，200，400kPaの3水準とした。また，入力波の振動数は，0.1Hz一定とした。

（1）応力とひずみの関係

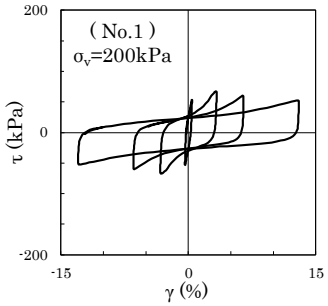
図2.4.9は，各配合の超大ひずみ域(γ>1%)におけるせん断応力 τ とせん断ひずみγの履歴曲線を上載圧ごと(σ_v=100kPa，200kPa，400kPa)に示したものである。

ゴムチップを添加したNo.4，6では，γ=10%程度まで各載荷段階の最大せん断ひずみの増加に伴い，せん断応力が増加する。それに対して，ゴムチップを添加していないNo.1ではγ>3%程度でせん断応力が低下し，No.3ではγ>5%程度で応力がほぼ一定の値を示す。これらの結果は，各配合とも上載圧を変化させても同様な傾向を示す。

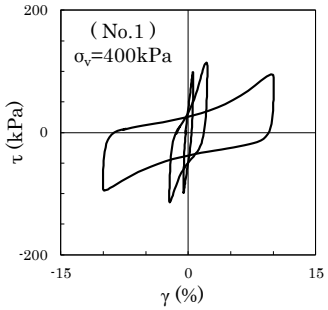
また，せん断応力と上載圧の関係は，すべての配合において，上載圧の増加に伴い，同じひずみにおけるせん断応力は増加する。



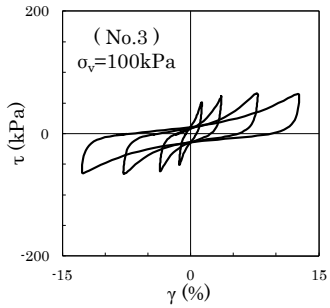
a-1) No.1, σ v=100kPa



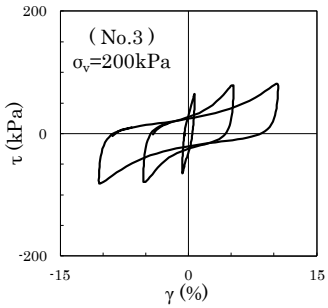
a-2) No.1, σ v=200kPa



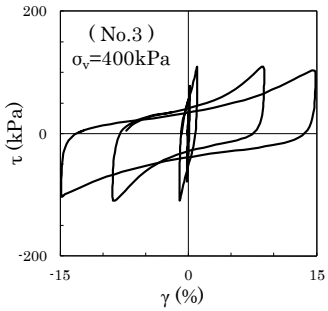
a-3) No.1, σ v=400kPa



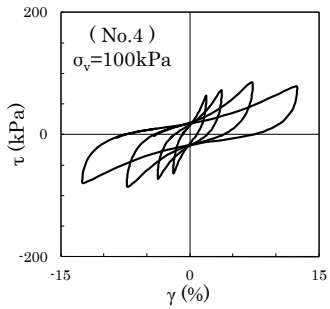
b-1) No.3, σ v=100kPa



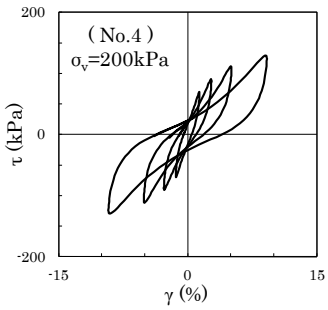
b-2) No.3, σ v=200kPa



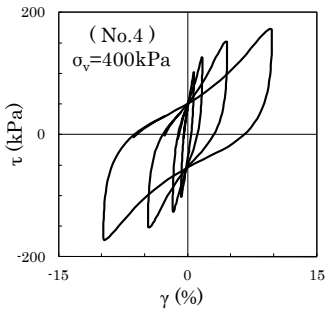
b-3) No.3, σ v=400kPa



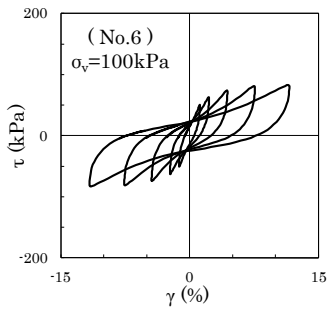
c-1) No.4, σ v=100kPa



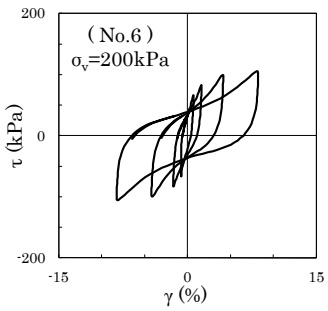
c-2) No.4, σ v=200kPa



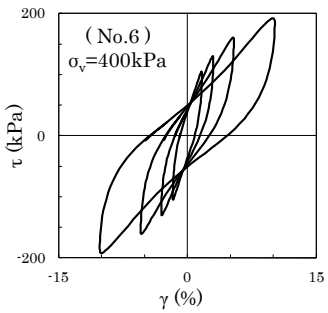
c-3) No.4, σ v=400kPa



d-1) No.6, σ v=100kPa



d-2) No.6, σ v=200kPa



d-3) No.6, σ v=400kPa

図 2.4.9 応力－ひずみ履歴曲線

（2）せん断剛性，減衰定数とひずみの関係

図 2.4.10 に応力－ひずみ履歴曲線から求めた，各配合のせん断剛性 G のひずみ γ 依存性を示す。各配合ともすべての上載圧において，ひずみの増加に伴い，せん断剛性が非線形的に減少し，どの配合においても上載圧の増加に伴って，せん断剛性が増加することがわかる。また，すべての上載圧のケースにおいて，ゴムチップの添加により，せん断剛性が小さくなることが認められる。

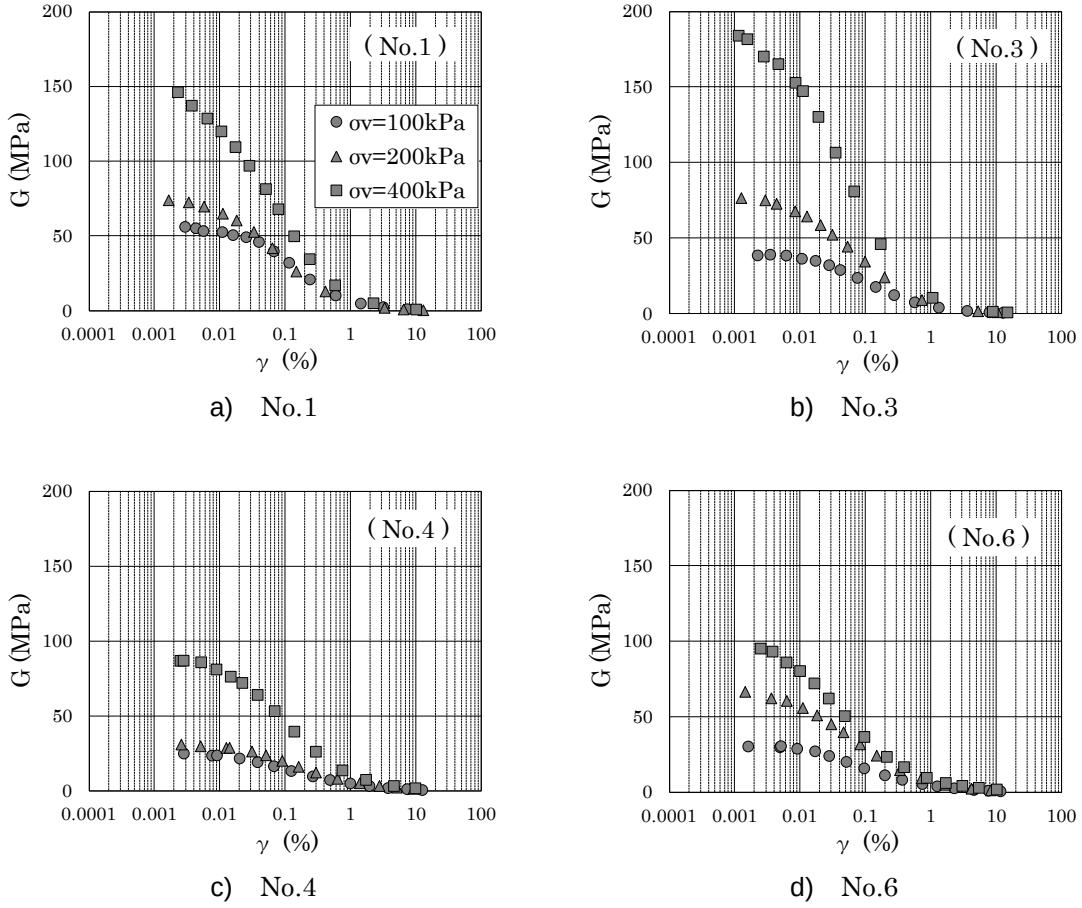


図 2.4.10　せん断剛性のひずみ依存性

図 2.4.11 に各試験結果の初期せん断剛性にて正規化したせん断剛性 G/G_0 のひずみ γ 依存性を示す。各配合ともひずみの増加の伴い，正規化せん断剛性は減少し，上載圧が大きいほどその減少の割合も大きくなる傾向を示す。

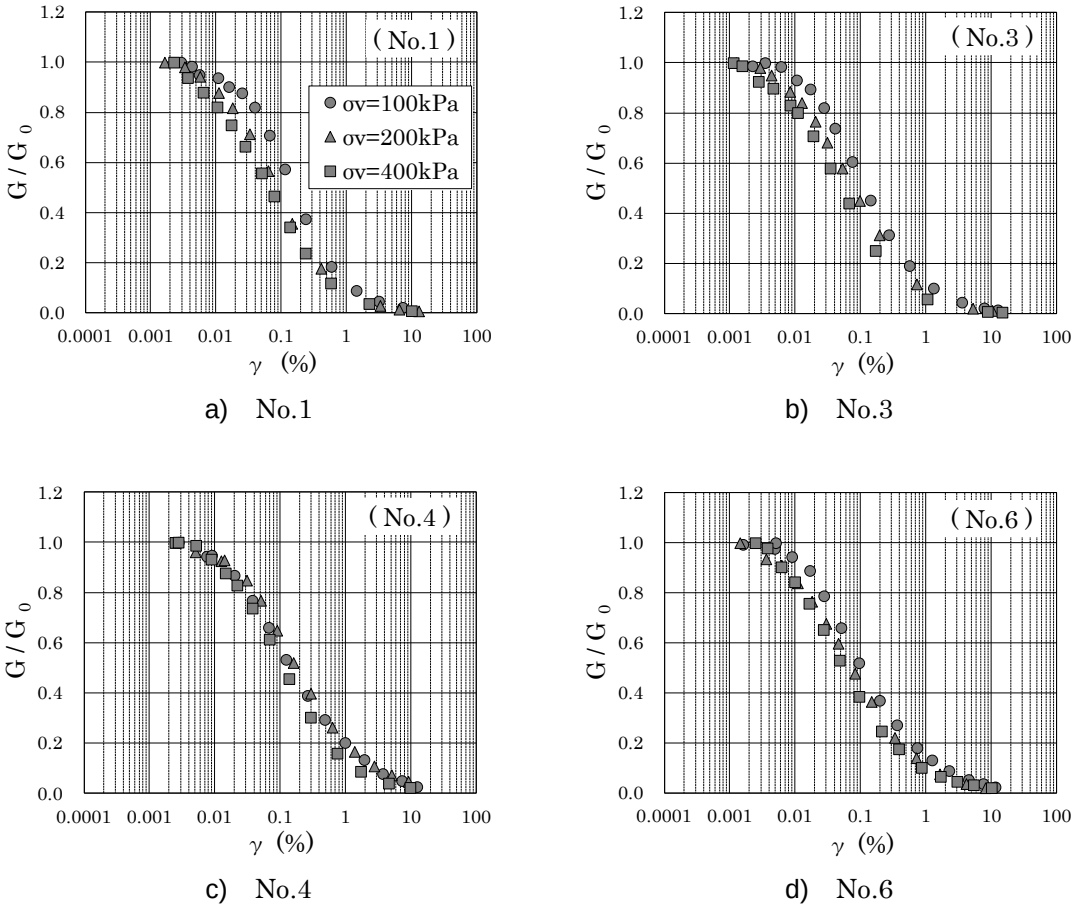


図 2.4.11　正規化したせん断剛性のひずみ依存性

図 2.4.12 に各配合の減衰定数 h のひずみγ依存性を示す。各配合ともすべての上載圧において，ひずみの増加に伴い，減衰定数が非線形的に増加する。No.4 の上載圧 200kPa，No.1 のγ>3%以外は，同じ上載圧においては各配合とも同様なひずみ依存性を示し，上載圧の増加に伴い，減衰定数も増加する傾向を示している。これは，上載圧の増加に伴い，圧密時の体積変化が大きくなり，その結果，骨格構造をなす，土粒子，セメント粒子ならびにゴムチップ，繊維材の接触面が増えたため，その摩擦面の増加によって減衰定数も増加したものと考えられる。また，No.1 のγ>3%で減衰定数の急激な増加がみられるが，それは，前述のせん断応力とひずみの関係(γ>3%でせん断応力が低下)からもわかるように，供試体がせん断破壊を起こしたためである。

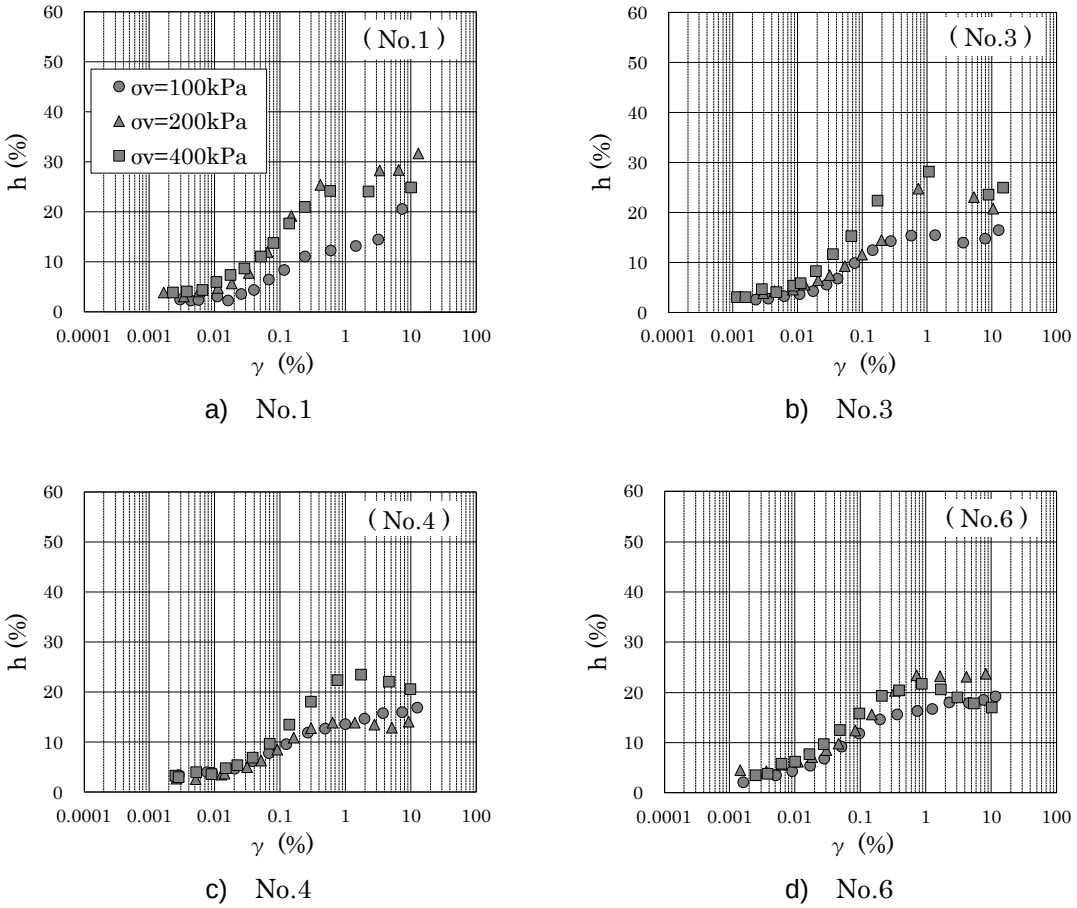


図 2.4.12 減衰定数のひずみ依存性

（3）初期せん断剛性と上載圧の関係

図 2.4.13 は，各配合の初期せん断剛性 G_0 と上載圧 σ_v の関係を表したものである。各配合ともその初期せん断剛性は，おおよそ上載圧に対し一定にする増加する傾向が窺われる。また，No.1，3(ゴムチップ無)に対して，No.4，6(ゴムチップ有)はすべての上載圧において，初期せん断剛性が小さいことがわかる。

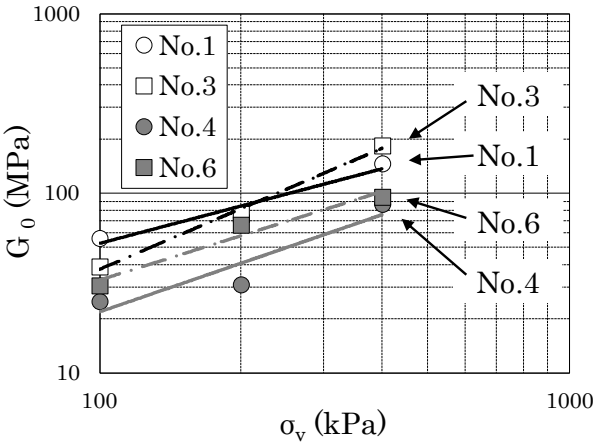


図 2.4.13　初期せん断剛性と上載圧の関係

（4）基準ひずみと上載圧の関係

正規化したせん断剛性とひずみの関係から，セメントならびにゴムチップ，繊維材を添加した場合の各改良地盤のせん断剛性のひずみに対する非線形特性は，上載圧により変化することがわかる。この点について特性を把握するため，正規化したせん断剛性 $G/G_0=0.5$ における基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ を評価することにより検討を行った。

図 2.4.14 に各配合の基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ と上載圧 σ_v の関係を示す。各配合ともその基準ひずみは，おおよそ上載圧に対し一定に減少傾向が認められる。また，ゴムチップを添加した No.4 は，上載圧の増大に伴う，基準ひずみの減少傾向は緩やかである。

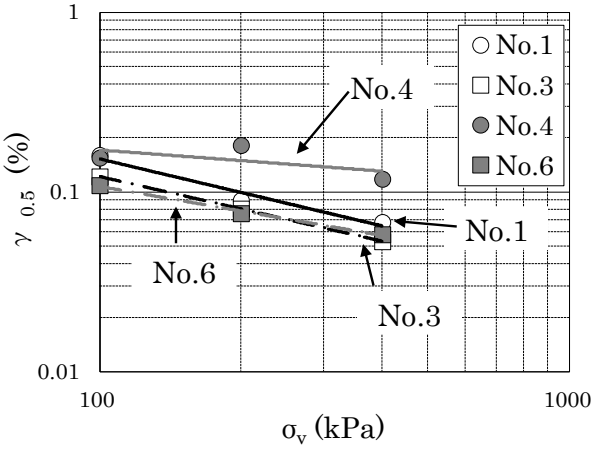


図 2.4.14　基準ひずみと上載圧の関係

2.5　ゴムチップの添加量による比較

2.5.1　配合と試験ケース

本研究では，ゴムチップ添加量の違いによる複合地盤材料の力学特性の違いを表 2.5.1 に示す配合で検討した。セメント添加量をベースとなる固化処理土(セメント+泥土)1m³ あたり 50，100kg として，ゴムチップの添加量を 0，100，200，300kg と変化させ，一軸圧縮試験にて特性の把握を試みた。試験には，材齢 7，28 日の水中養生した直径 50mm×高さ 100mm の円柱供試体を用いた。なお，ゴムチップは廃タイヤゴムチップを使用した。

表 2.5.1　配合表

No.	セメント	廃タイヤゴムチップ		密度
	(kg/m³)	(kg/m³)	(v%)	(g/cm³)
1	50	－	－	1.52
2	50	100	9	1.49
3	50	200	18	1.46
4	50	300	27	1.42
5	100	－	－	1.56
6	100	100	9	1.52
7	100	200	18	1.48
8	100	300	27	1.44

2.5.2　試験結果

（1）応力とひずみの関係

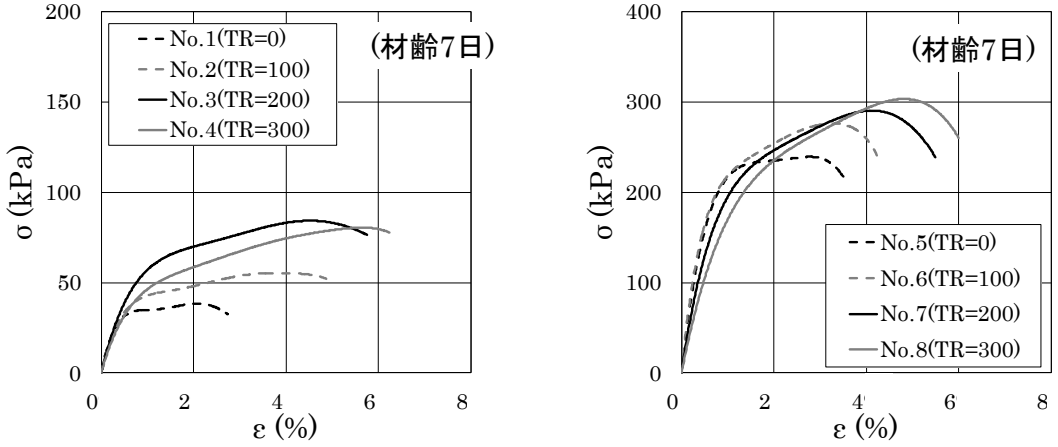
図 2.5.1 に材齢 7 日，図 2.5.2 に材齢 28 日における各配合の応力（σ）とひずみ（ε）の関係をセメント添加量毎に示す。

ピーク強度（一軸圧縮強さ）は，セメント添加量の増加と共に増大し，その際の軸ひずみ（破壊ひずみ）はゴムチップの添加量の増加と共に増大する傾向を見ることができる。

材齢 7 日での一軸圧縮強さは，最小で 39kPa（No.1，C=50kg/m³，TR=0kg/m³），最大で 304kPa（No.8，C=100kg/m³，TR=300kg/m³）であった。また，破壊ひずみは，最小で 2.2%（No.1，C=50kg/m³，RC=0kg/m³）、最大で 5.5%（No.4，C=50kg/m³，TR=300kg/m³）となり，セメント添加量が 50kg/m³ の配合ではゴムチップを添加することにより添加していないものの約 2.5 倍，100kg/m³ の配合では約 1.8 倍の破壊ひずみとなった。

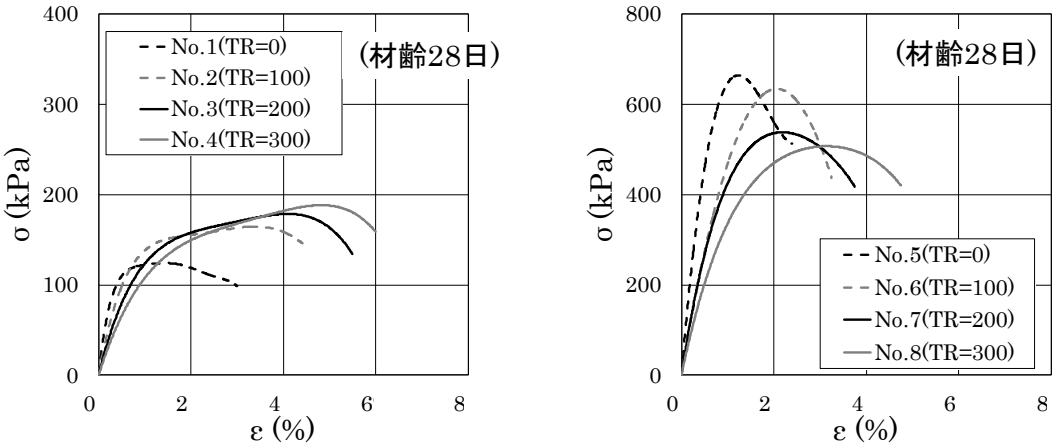
材齢 28 日での一軸圧縮強さは，最小で 125kPa（No.1，C=50kg/m³，TR=0kg/m³），

最大で 644kPa（No.5，C=100kg/m³，TR=0kg/m³）であった。また，破壊ひずみは，最小で 1.1%（No.5，C=75kg/m³，TR=0kg/m³），最大で 4.7%（No.4，C=50kg/m³，TR=300kg/m³）となり，セメント添加量が 50kg/m³ の配合ではゴムチップを添加することにより添加していないものの約 3.4 倍，100kg/m³ の配合では約 2.9 倍の破壊ひずみとなった。



a)　C=50kg/m³　　b)　C=100kg/m³

図 2.5.1　応力とひずみの関係（材齢：7 日）



a)　C=50kg/m³　　b)　C=100kg/m³

図 2.5.2　応力とひずみの関係（材齢：28 日）

（2）一軸圧縮強さとゴムチップ添加量の関係

図 2.5.3 にセメント添加量が 50kg/m³ の一軸圧縮強さ（q_u）とゴムチップ添加量の関係を，図 2.5.4 にセメント添加量が 100kg/m³ の一軸圧縮強さとゴムチップ添加量の関係を材齢ごとに示す。

セメント添加量が 50kg/m³ では，材齢が 7，28 日ともゴムチップ添加量の増加に伴い一軸圧縮強さが大きくなるが，セメント添加量が 100kg/m³ では材齢 7 日では，ゴムチップ添加量の増加に伴い一軸圧縮強さが大きり，28 日では，添加量の増加に伴い一軸圧縮強さが小さくなる。これは，ゴムチップの圧縮強さが影響しているものと考える。

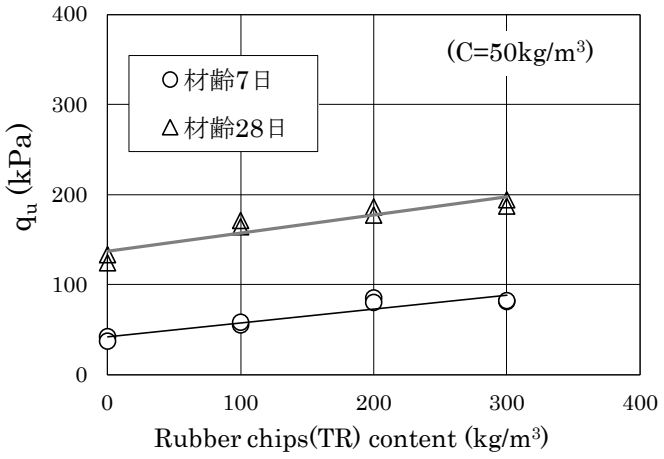


図 2.5.3　一軸圧縮強さとゴムチップ添加量の関係（C=50kg/m³）

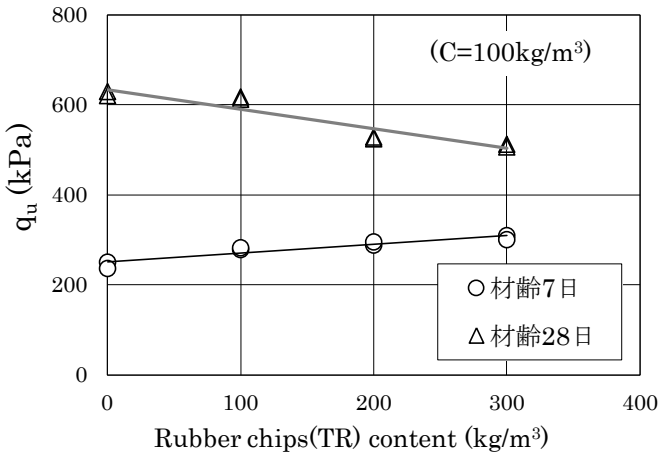


図 2.5.4　一軸圧縮強さとゴムチップ添加量の関係（C=100kg/m³）

（3）破壊ひずみとゴムチップ添加量の関係

図 2.5.5 にセメント添加量が 50kg/m³ の破壊ひずみ（ε_f）とゴムチップ添加量の関係を，図 2.5.6 にセメント添加量が 100kg/m³ の破壊ひずみとゴムチップ添加量の関係を材齢ごとに示す。

セメント添加量が 50，100kg/m³ で，材齢 7，28 日ともゴムチップ添加量の増加に伴い破壊ひずみが大きくなる。これより，ゴムチップを添加することにより靭性が向上することが確認できる。

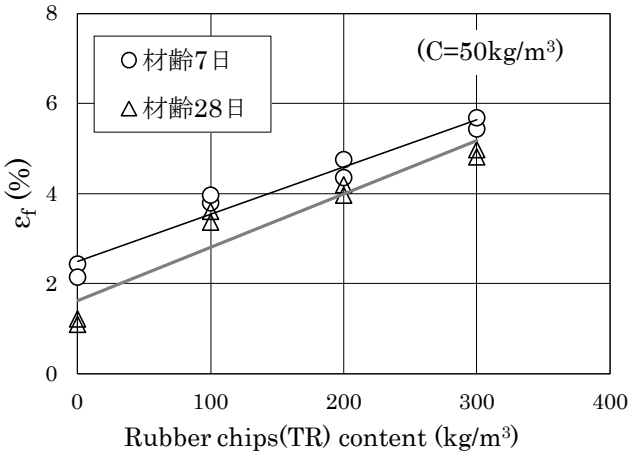


図 2.5.5　破壊ひずみとゴムチップ添加量の関係（C=50kg/m³）

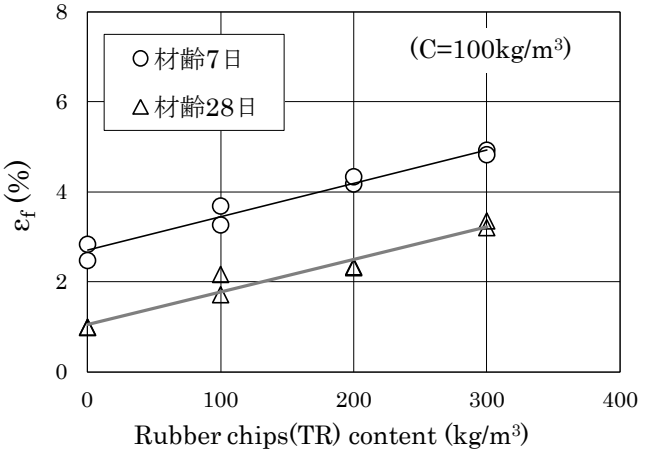


図 2.5.6　破壊ひずみとゴムチップ添加量の関係（C=100kg/m³）

（4）変形係数とゴムチップ添加量の関係

図 2.5.7 にセメント添加量が 50kg/m³ の変形係数（E_{50}）とゴムチップ添加量の関係を，図 2.5.8 にセメント添加量が 100kg/m³ の変形係数とゴムチップ添加量の関係を材齢ごとに示す。

セメント添加量が 50，100kg/m³ で，材齢 7，28 日ともゴムチップ添加量の増加に伴い変形係数が小さくなることが確認できる。

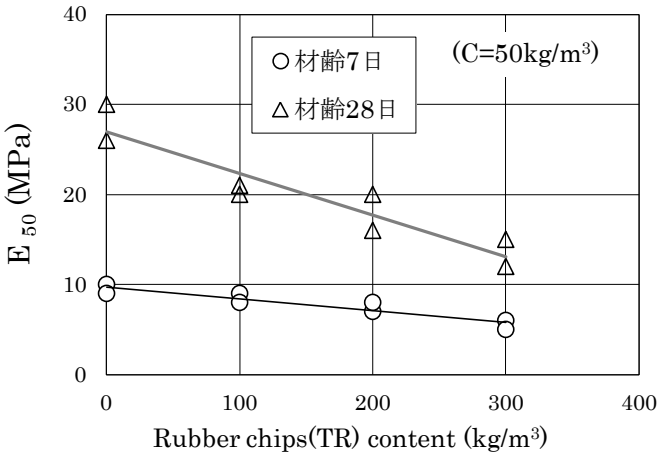


図 2.5.7　変形係数とゴムチップ添加量の関係（C=50kg/m³）

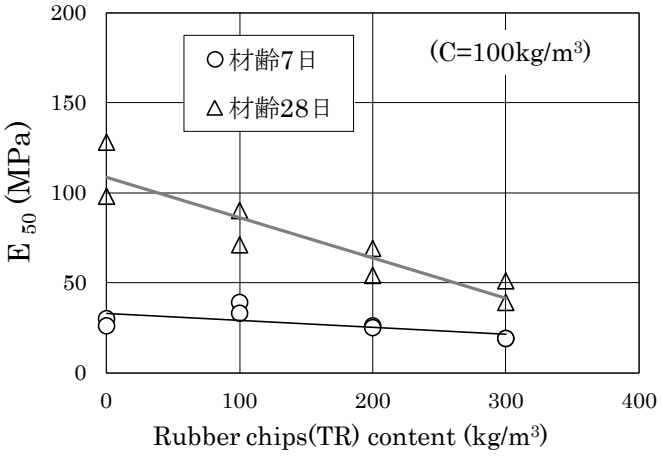


図 2.5.8　変形係数とゴムチップ添加量の関係（C=100kg/m³）

2.6　ゴムチップの種類の違いによる比較

2.6.1　配合と試験ケース

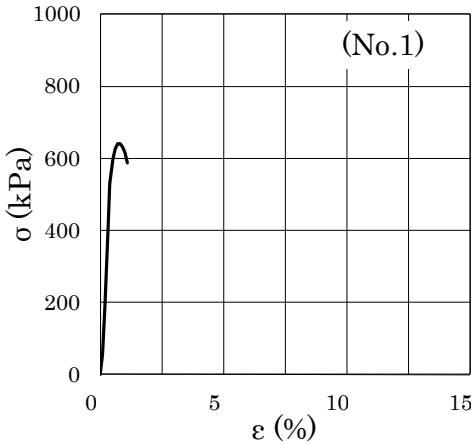
本研究では，ゴムチップの違いによる特性の違いを比較するため，表 2.6.1 に示す配合で検討した。セメント添加量をベースとなる固化処理土(セメント+泥土)1m³ あたり 75kg 一定として，ゴムチップの添加量を 0，300kg，繊維材添加量を 0，5%と変化させ，一軸圧縮試験および繰返し単純せん断試験にて特性の把握を試みた。ゴムチップとしては，廃タイヤを破砕した粒径 1～5mm のリサイクル品とブチル系高減衰ゴムを粒径 5mm 以下に破砕したものを使用した。繊維材には，長さ 30mm 程のナイロン系繊維を使用した。試験は，材齢 28 日の水中養生を行った直径 50mm×高さ 100mm の円柱供試体（一軸圧縮試験）および直径 100mm×高さ 30mm の円柱供試体（繰返し単純せん断試験）を用いて実施した。なお，繰返し単純せん断試験は各配合とも上載圧 σ_v =100kPa 一定として，ひずみ速度依存性を確認するため，入力波の周波数を 0.1，1.0，3.0Hz の 3 水準で実施した。

表 2.6.1　配合表

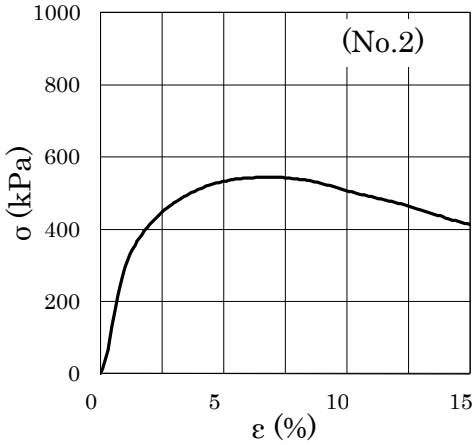
		No.1 (PL)	No.2 (TR)	No.3 (HDR)
セメント	(kg/m³)	75	75	75
廃タイヤ ゴムチップ	(kg/m³)	－	300	－
	(v%)	－	27	－
高減衰 ゴムチップ	(kg/m³)	－	－	300
	(v%)	－	－	27
繊維材	(v%)	－	5	5
密度	(g/cm³)	1.54	1.38	1.38

2.6.2　一軸圧縮試験結果

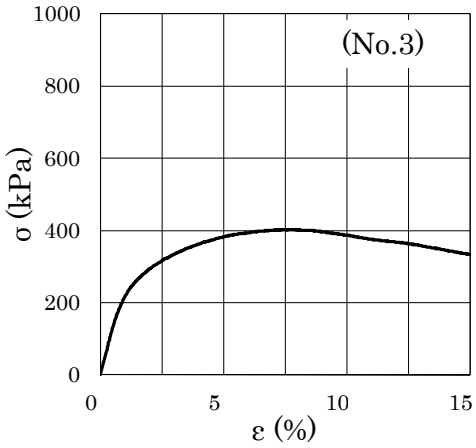
図 2.6.1 に応力（σ）とひずみ（ε）の関係を示す。通常のセメント系改良地盤である No.1（PL）は，脆性の著しい応力－ひずみ関係が認められ，破壊ひずみが 1%程度で，それを超えると写真 2.6.1(a)のように脆性的に破壊した。しかしながら，廃タイヤゴムチップと繊維を混合した複合改良地盤（No.2，TR），高減衰ゴムチップと繊維を混合した複合改良地盤（No.3，HDR）は，破壊ひずみが 7.5%程度と増加し，ピーク強度を示した後のひずみ域における強度低下が小さく，15%以上変形させても写真 2.6.1(b)，(c)のように形状を保持していた。



a)　No.1



b)　No.2



c)　No.3

図 2.6.1　応力とひずみの関係

a)　No.1（ε <2%）

b)　No.2（ε >15%）

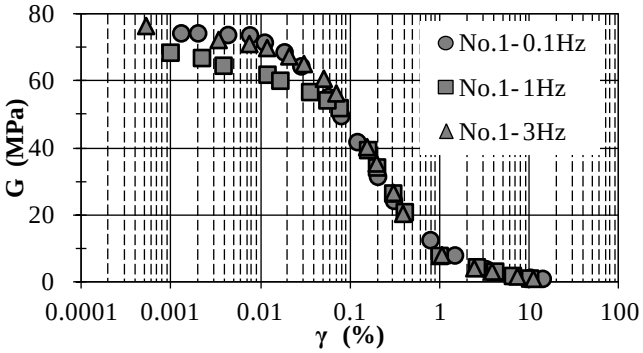
c)　No.3（ε >15%）

写真 2.6.1　一軸圧縮試験後供試体

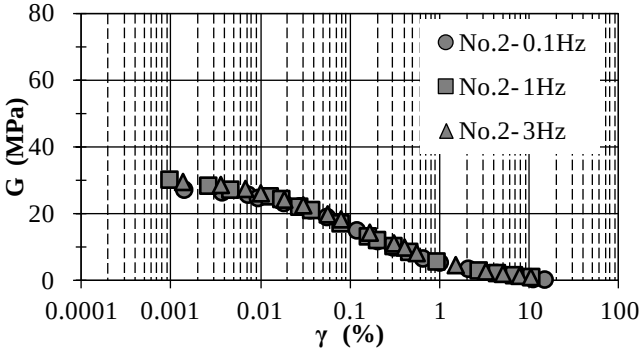
2.6.3　繰返し単純せん断試験結果

（1）せん断剛性とひずみの関係

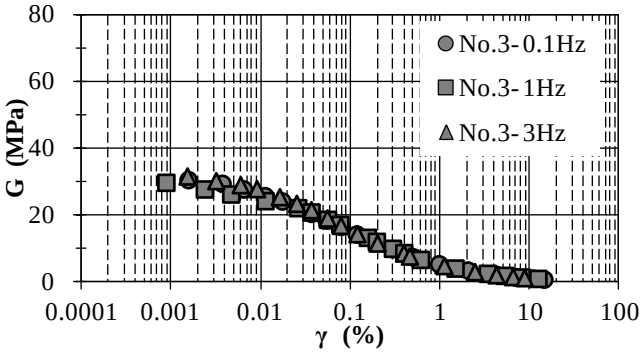
図 2.6.2 に各配合のせん断剛性（G）のひずみ依存性を示す。せん断剛性は，各配合ともひずみの増加にともない，せん断剛性が減少する。通常のセメント系改良地盤である No.1（PL）は，初期せん断剛性が 75MPa であるのに対して，廃タイヤゴムチップと繊維を混合した複合改良地盤（No.2，TR），高減衰ゴムチップと繊維を混合した複合改良地盤（No.3，HDR）はそれらの混合により初期せん断剛性が 30MPa 程度と小さくなる。なお，本試験範囲（周波数 0.1～3.0Hz）では，すべての配合において，入力波の周波数のせん断剛性への影響はほとんど見られなかった。



a)　No.1（PL）



b)　No.2（TR）

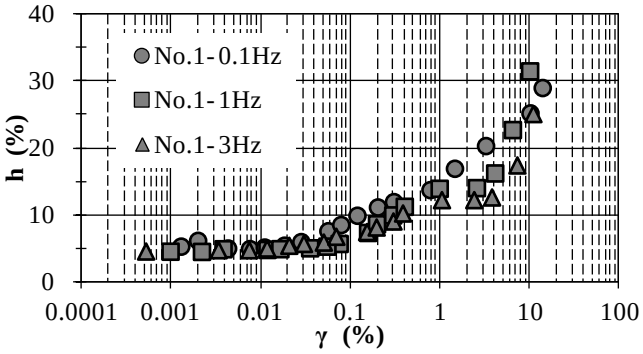


c)　No.3（HDR）

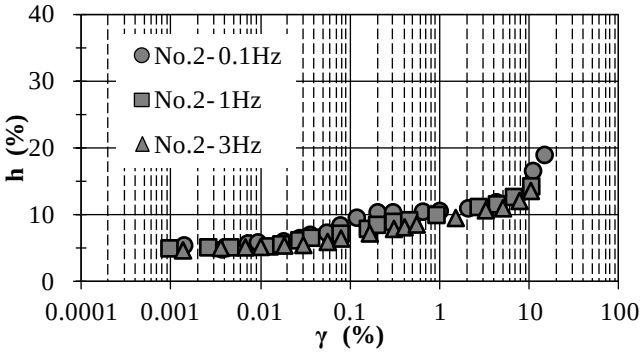
図 2.6.2　せん断剛性のひずみ依存性

（2）減衰定数とひずみの関係

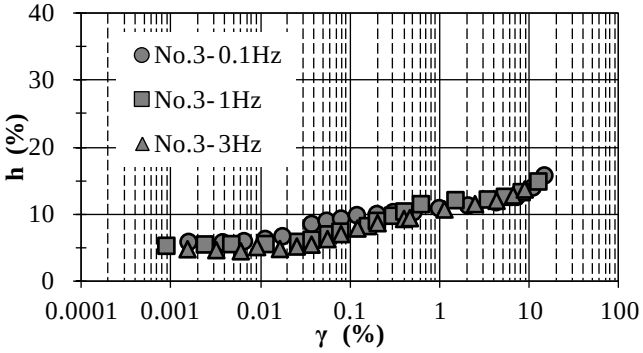
図 2.6.3 に各配合の減衰定数（h）のひずみ依存性を示す。減衰定数（h）は，各配合ともひずみの増加にともない減衰定数が増加する。No.2（TR）と No.3（HDR）の複合改良地盤では，減衰定数が超大ひずみ（γ=10%程度）で 15%程度であった。また，No.1 の γ>1%で減衰定数の急激な増加がみられるが，これは，供試体がせん断破壊を起こしたためである。なお，本試験範囲（周波数 0.1～3.0Hz）では，すべての配合において，入力波の周波数の減衰定数への影響はほとんど見られなかった。



a)　No.1（PL）



b)　No.2（TR）



c)　No.3（HDR）

図 2.6.3　減衰定数のひずみ依存性

2.7　まとめ

本章では大変形時にも靭性を有し，力学特性が明らかな新たな地盤材料として，ゴム材の変形性能と繊維材の靭性を利用した複合改良地盤を開発した。ゴムチップと繊維材を用いた複合改良地盤の材料特性について，通常使用されているセメント系改良地盤に廃タイヤリサイクルゴムチップ，または，免震ダンパー等に使用される高減衰ゴムを裁断したゴムチップとナイロン系短繊維を混合した改良地盤の室内試験を行い，その特性の確認を行った。

室内試験ではセメント添加量を一定として，廃タイヤゴムチップの添加量，繊維材の添加量をパラメータとしている。本試験によって得られた結果を以下にまとめる。

1)　一軸圧縮試験において，一軸圧縮強さは概ね材齢 1 年(ゴムチップ無)，91 日(ゴムチップ有)で一定値に収束する傾向が認められた。破壊ひずみは，すべてのケースで，28 日～1 年の材齢にかかわらずほぼ一定の値を示し，ゴムチップと繊維材の添加により増加して靭性の向上が見られた。また，本配合では，変形係数と一軸圧縮強さの間に一定の関係を示した。

2)　非排水三軸圧縮試験において，ゴムチップおよび繊維材の添加によりひずみ硬化の傾向を示した。ただし，繊維材の方がその傾向は顕著であった。また，ゴムチップの添加により過剰間隙水圧が小さくなった。

3)　ポアソン比は，ゴムチップと繊維材の添加にかかわらず，ほぼ同程度の値を示した。

4)　透水試験において，ゴムチップの添加による影響はほとんどなく，繊維材の添加により透水性が増す結果であった。

5)　繰返し単純せん断試験において，せん断剛性はゴムチップの添加により小さくなり，初期せん断剛性は上載圧に対しておおよそ一定に増加する傾向が得られた。また，せん断応力とひずみの関係から，ゴムチップと繊維材の添加により靭性が向上することが確認できた。

6)　基準ひずみは，上載圧に対しておおよそ一定に減少する傾向が認められた。ただし，この傾向は，過去に行われている砂等の試験 [32]と異なる性状を示しており，試験データの数を増やすことにより性状の把握を行う必要がある。

次に，セメント添加量，ゴムチップ添加量をパラメータとした繊維材を混合していない複合改良地盤の材料特性の確認を行った。本試験によって得られた結果を以下にまとめる。

7)　ゴムチップ添加量によらずセメント添加量の増加にともない，一軸圧縮強さは増加した。また，材齢 28 日において，一軸圧縮強さは，セメント添加量が 50kg/m^{3}ではゴムチップ添加量の増加にともに増加し，セメント添加量が，100kg/m^3 では，

ゴムチップの添加量の増加にともない，小さくなった。これは，ゴムチップの圧縮強さが影響しているものと考える。

8) すべてのケースにおいて，ゴムチップ添加量の増加にともない破壊ひずみが大きくなった。これより，ゴムチップを添加することにより靭性が向上することが確認できた。

ゴムチップを廃タイヤリサイクル品と高減衰ゴムを裁断した 2 種類として，セメント添加量，ゴムチップ添加量，繊維材添加量は一定として材料特性の確認を行った。比較として，同じセメント添加量でゴムチップおよび繊維材を混合していない，セメント系改良地盤での試験も行った。本試験によって得られた結果を以下にまとめる。

9) 一軸圧縮試験において，セメント系改良地盤は脆性の著しい応力－ひずみ関係が認められ，破壊ひずみが 1%程度であるのに対して，廃タイヤゴムチップまたは高減衰ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤は破壊ひずみが 7.5%程度と増加した。さらに，ピーク強度を示した後のひずみ域における強度低下が小さく，15%以上変形しても形状を保持し靭性の向上が確認できた。

10) 繰返しせん断試験では，廃タイヤゴムチップまたは高減衰ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤はセメント系改良地盤と比べて，せん断剛性は小さいが大ひずみ域（γ>1%）でも安定した値を示すことが確認できた。なお，今回の振動数域（0.1～3.0Hz）では，振動数による差は確認できなかった。

以上のように，複合改良地盤は廃タイヤまたは高減衰ゴムと繊維材を混合することにより，従来のセメント系改良地盤と比べ，変形性能が向上し，大きな変形時にも靭性を有し，安定した材料であることが確認でき，また，その材料特性についても確認できた。

第 3 章　複合改良地盤を用いた直接基礎建物の地震応答低減

3.1　はじめに

近年の地震被害において，建物周辺地盤の液状化や地盤変状にともなう基礎梁や杭の被害といった地盤－基礎構造の被害により，建物全体の機能が損なわれるという事例が多くある。一方，建物の基礎底面や側面と近傍地盤との間の非線形相互作用が上部構造の応答低減に大きな影響を与えることが指摘されており，地盤特性の明確な改良地盤と基礎との相互作用効果により建物の応答低減を図ることができれば有効な耐震対策となる。大地震後の建物の機能維持のためにも，大きな変形時にも靭性があり力学特性の明らかな改良地盤を利用して地盤－基礎－上部構造を一体として耐震性能を向上することは重要である。

以上の背景より，本章では，第 2 章で大きな変形時にも靭性を有し，安定した材料であるという材料特性を確認した複合改良地盤を直接基礎建物の側面埋土地盤に用いることにより建物の地震応答低減を図ることを目的する。

側面埋土地盤としては，砂地盤とセメント系改良地盤に加えて，2 種類の複合改良地盤を用いた。複合改良地盤には従来のセメント系改良地盤に廃タイヤゴムチップあるいは高減衰ゴムチップと，靭性をもたすために繊維材を加えている。また比較対象として埋込みなしの場合も含めて計 5 種類で，大阪大学所有の振動台実験装置（動電式 2 軸同時地震動再現装置，写真 3.1.1，表 3.1.1）を用いた 1g 場における加振実験を行った。これらの 5 種類の実験結果を比較することにより，基礎部の側面地盤が地震応答低減に与える影響を分析する。

また，直接基礎底面の接触条件の違いによって入力地震動が地震応答にどのように作用するかを検討するため，先の 5 種類の側面地盤において基礎底面を支持地盤と接着したもの・接着していないもの・ネオジム磁石を設置したものの計 3 種類で行った。ネオジム磁石を設置して建物基礎を支持地盤から浮かせるケースでは，建物基礎底面と支持地盤との摩擦がゼロの状態（絶縁状態）をつくることにより支持地盤からの地震波を遮断し，側面地盤の効果を増大させる狙いがある。

さらに，振動台実験のシミュレーション解析を 3 次元非線形有限要素法を用いて行い，建物の応答性状について検討をした。

これらの実験・解析を行うことにより，複合改良地盤の有効性を検討することに加えて，基礎部側面地盤の違い，基礎底面の接触条件の違いが大地震時の建物挙動に及ぼす影響を把握する。

写真 3.1.1　振動台実験装置

表 3.1.1　振動台の仕様

駆動テーブル寸法	1200mm×600mm
最大加速度	24.5m/s^2(無積載時)
最大速度	0.8m/s(無積載時)
最大変位	100mm
振動数範囲	0.5Hz~200Hz
最大積載重量	300kg

3.2　振動台模型実験

本実験では，直接基礎建物の基礎側面埋土地盤の違いと，基礎底面と支持地盤との接触条件の違いによる建物の地震応答の違いを 1g 場における振動台模型実験にて検討した。なお，本実験では想定する実物スケールに対する模型実験スケールの相似比 [33),34)] を表 3.2.1 のとおりとした。

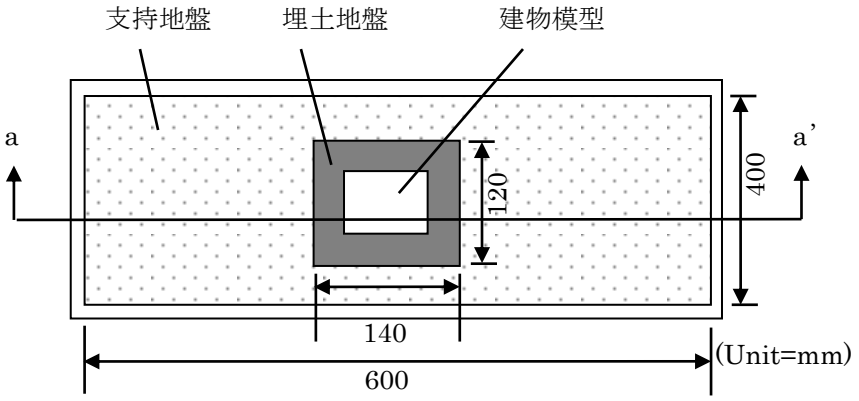
表 3.2.1　相似比

諸元	次元	相似比（模型実験/実物）
長さ	L	1/100
質量	M	1/1,000,000
時間	T	1/10
加速度	LT^{-2}	1/1
密度	ML^{-3}	1/1

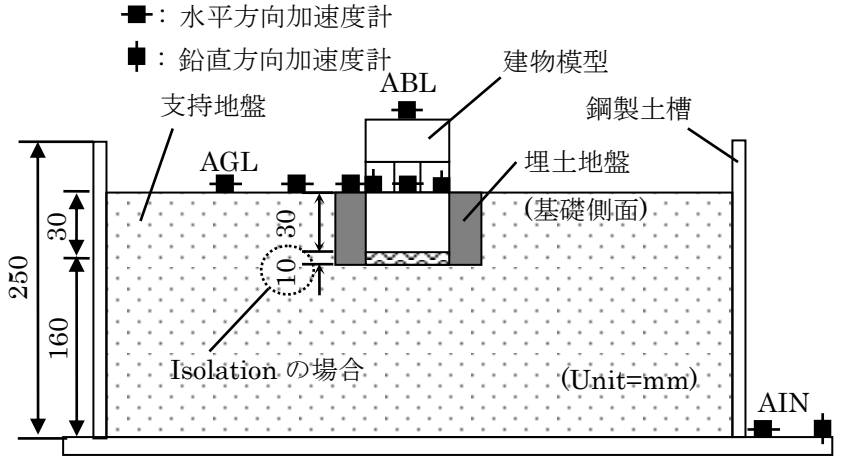
3.2.1　実験モデル

（1）実験モデル

図 3.2.1 に実験モデルの平面図と断面図を示す。長さ 600mm×幅 400mm×高さ 250mm の鋼製土槽内に支持地盤（Vs=200m/s 程度）を模擬するために第 2 章 6 節のセメント系改良地盤（No.1，PL）と同様の配合で地盤模型を作製し，基礎埋込深さ 30mm で建物模型を設置した。埋土地盤は深さ 30mm，厚さ 30mm として基礎側面に設置した。図 3.2.2 に建物模型の平面図と側面図を示す。建物模型は剛体で総重量 21.5N であり，建物上部と下部は真鍮製（密度 8.4g/cm^3），柱部は鉄製（密度 7.9g/cm^3），基礎部はアルミニウム製（密度 2.7g/cm^3）である。

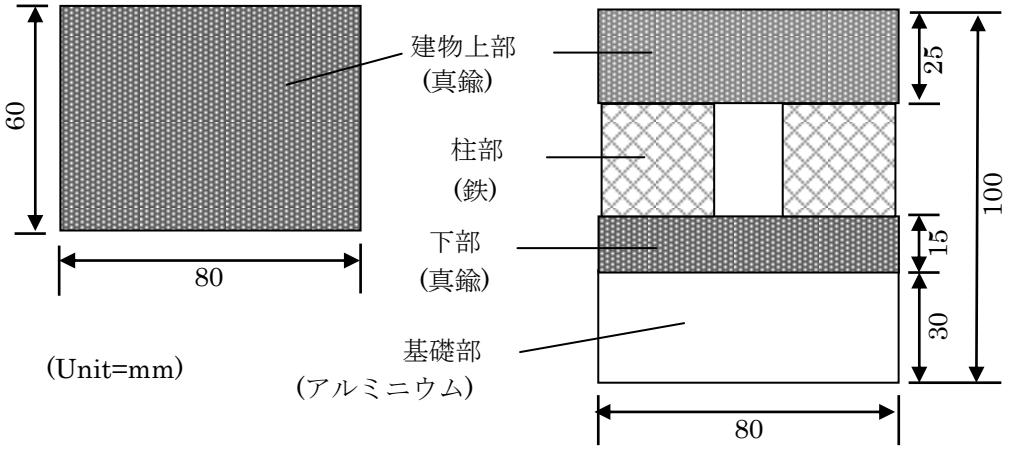


a)　平面図



b)　a-a'断面図

図 3.2.1　実験モデル



a)　平面図　　b)　側面図

図 3.2.2　建物模型

（2）基礎側面地盤の種類

実験では直接基礎建物の側面地盤として従来使われている砂地盤（S）とセメント系改良地盤（PL）に加えて，2 種類の複合改良地盤（TR，HDR）を用いた。さらに比較対象として埋込みがない場合の計 5 種類を行った。

砂地盤においては豊浦砂を用いて相対密度 Dr=90%程になるように締め固めた。セメント系改良地盤は支持地盤と同様とした。また複合改良地盤はセメント系改良地盤にエネルギーを吸収させるためのゴムチップと，靭性を持たすための繊維材を加えたものである。ゴムチップとしては廃タイヤゴムチップと高減衰ゴムチップの 2 種類を用いた。

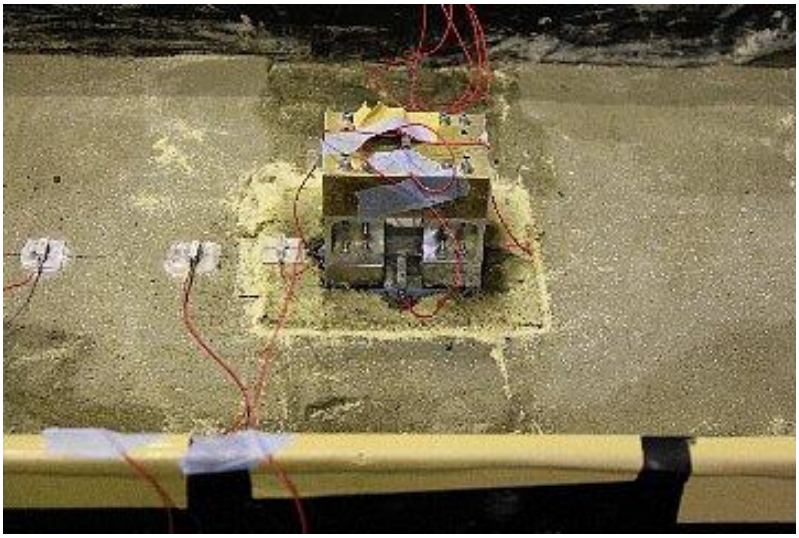
配合を表 3.2.2 に示す。それら側面地盤，支持地盤の使用材料は，第 2 章 2 節使用材料）と同様のものを使用し，配合は，第 2 章 6 節ゴムチップの種類による検討に用いた配合と同様とした。

表 3.2.2　配合表

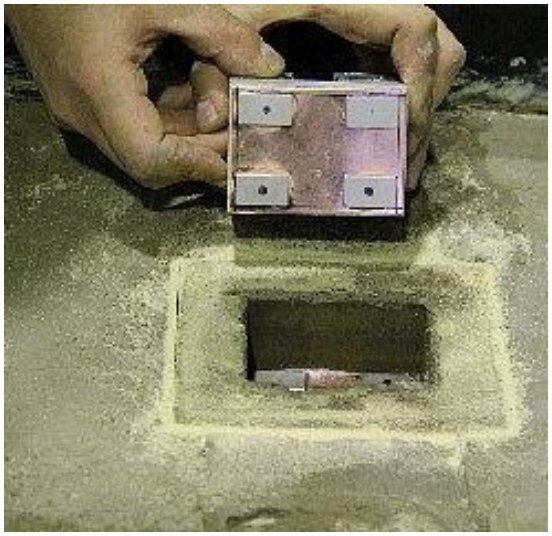
		No.1 (PL)	No.2 (TR)	No.3 (HDR)
セメント	(kg/m³)	75	75	75
廃タイヤ ゴムチップ	(kg/m³)	－	300	－
	(v%)	－	27	－
高減衰 ゴムチップ	(kg/m³)	－	－	300
	(v%)	－	－	27
繊維材	(v%)	－	5	5
密度	(g/cm³)	1.54	1.38	1.38

（3）基礎底面と支持地盤の接触条件

基礎底面と支持地盤の接触条件は，まず，密着状態を再現するため，基礎底面をエポキシ樹脂にて接着した場合（「Non-slip」）。また，加振が大きくなることによる滑り現象を再現するため，基礎底面を接着しないで支持地盤上にそのまま置いた場合（「Slip」）。さらに，基礎底面と地盤を絶縁し，摩擦がない状態を再現するため，ネオジム磁石で基礎底面を 10mm 程浮かした場合（「Isolation」）。（写真 3.2.1）これらの Non-slip，Slip，Isolation の計 3 種類の接触条件で実験を行った。



a)　実験モデル



b)　基礎底面

c)　支持地盤

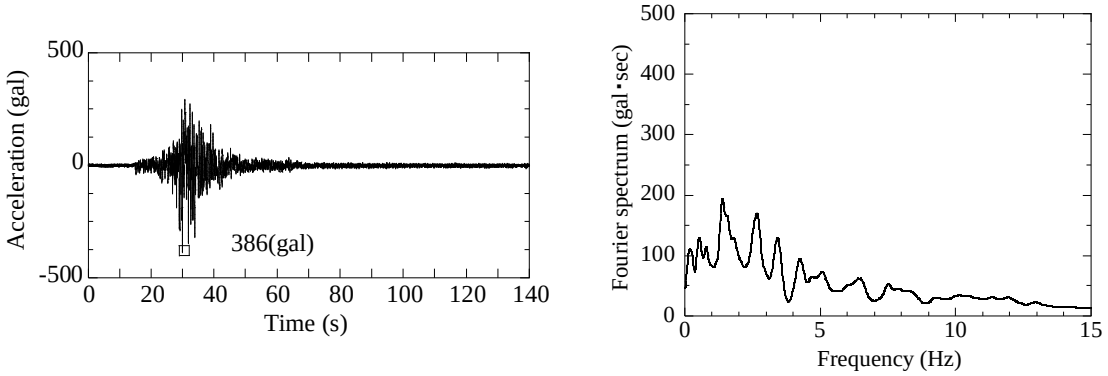
写真 3.2.1　実験モデルとネオジム磁石設置状況

3.2.2　実験ケースと計測位置

（1）入力地震動

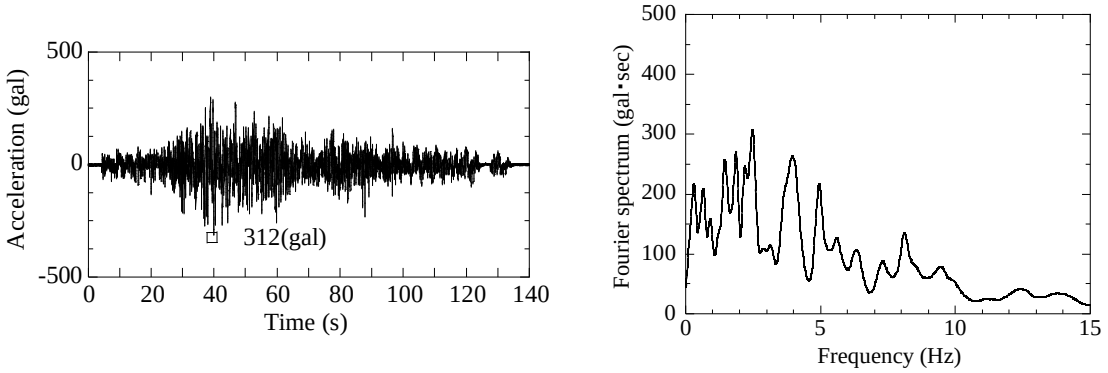
本実験で使用した入力波は，JMA 神戸位相(1995)と八戸位相(1968)の告示波の 2 種類である。それぞれ加速度最大値が 386gal と 312gal である。JMA 神戸位相においては，告示波の振幅を 1/5 にした小加振，1/1 のままである大加振，また大地震を想定して振幅を 1.5 倍と 2 倍にしたものの計 4 種類を行った。また八戸位相については小加振と大加振の 2 種類を行った。時間軸を 1/10 に縮尺し，水平一方向加振で実験を行った。

JMA 神戸位相と八戸位相の加速度時刻歴波形とフーリエスペクトルを、図 3.2.3 と図 3.2.4 に示す。



a)　加速度時刻歴波形　　b)　フーリエスペクトル

図 3.2.3　JMA 神戸位相の特性



a)　加速度時刻歴波形　　b)　フーリエスペクトル

図 3.2.4　八戸位相の特性

（2）実験ケース

基礎底面の接触条件と側面地盤の種類および入力地震動をパラメータとして振動実験を行った。その組み合わせを表 3.2.3 に示す。表の丸印が実施したケースであり，全部で 74 ケース行った。基礎底面は 3 種類，基礎側面地盤は 5 種類，入力地震動のレベルは JMA 神戸位相が 4 段階，八戸位相は 2 段階である。

表 3.2.3　加振ケース一覧

基礎底面の接触条件	基礎側面地盤の種類	入力地震動（告示波）					
		JMA 神戸位相				八戸位相	
		小加振	大加振	1.5 倍大	2 倍大	小加振	大加振
接着あり (Non-slip)	埋込みなし	○	○	○	○	○	○
	砂地盤	○	○	○	○	○	○
	PL	○	○	○	○	○	○
	TR	○	○	○	○	○	○
	HDR	○	○	○	○	－	－
接着なし (Slip)	埋込みなし	○	○	－	－	○	○
	砂地盤	○	○	○	○	○	○
	PL	○	○	○	○	○	○
	TR	○	○	○	○	○	○
	HDR	○	○	○	○	○	○
絶縁 (Isolation)	PL	○	○	○	○	○	○
	TR	○	○	○	○	○	○
	HDR	○	○	○	○	○	○

（3）加速度計設置位置

実験では次に示す計 10 個の加速度計を加速度計測ユニットに接続し，加速度を測定した。その測定位置を左側は東，右側は西として図 3.2.5 に示す。また，加速度計の配置状況を写真 3.2.2 に示す。なお，加速度計としては，写真 3.2.3 に示す圧電型加速度センサ（寸法：4×4×13mm，重量：1.3g，最大測定加速度：5,000m/s^2，Yamaco111BW，セコニック社製）を使用し，加速度計測ユニットは，計測用データロガ（NR-600AC セット，KEYENCE 社製）に加速度計測ユニット（NR-CA04， KEYENCE 社製）を 4 つ接続し，16ch まで計測できるようになっている。（写真 3.2.4）

振動台への入力地震動を計測するため，水平方向に 1 点（AIN），垂直方向に 1 点（AINR）を配置する。また地表面には 2 点（AGL1、AGL2），側面地盤上に 1 点（Aka）を配置する。ただし Aka は 2 種類の複合改良地盤とセメント系改良地盤のみ測定している。建物の基礎部は 4 点（AFRE,AFRW,AFTN,AFTS）を測定した。東側の AFRE と西側の AFRW は垂直方向の加速度を，北側の AFTN と南側の AFTS は水平方向の加速度を測定している。

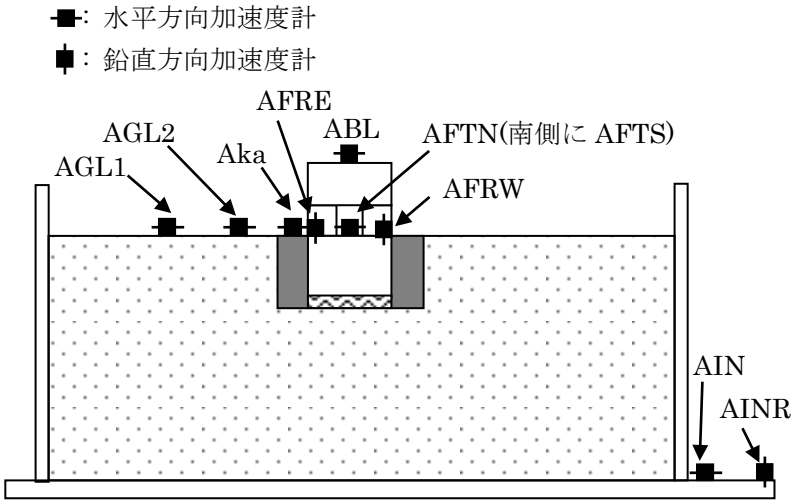


図 3.2.5　加速度計配置図（北側から見た）

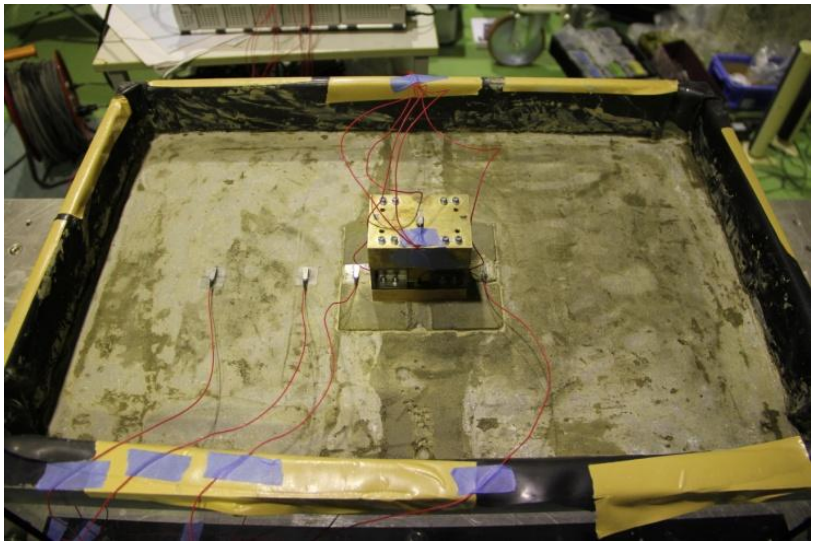


写真 3.2.2　試験体と加速度計の配置状況

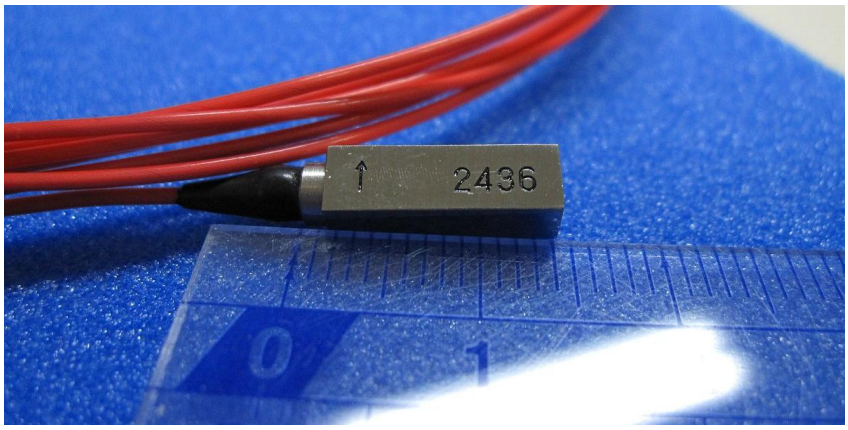


写真 3.2.3　圧電型加速度センサ

写真 3.2.4　加速度計測ユニット

3.2.3　実験結果

（1）最大加速度による比較

建物上部（ABL）と地表面（AGL1）の加速度時刻歴波形の最大値を比較した。ここでは，基礎底面の接触条件が，接着ありの場合（Non-slip），接着なしの場合（Slip）絶縁した場合（Isolation）を図 3.2.6～3.2.8 に示す。

Non-slip の場合は，埋込みがない場合と埋込みが砂地盤である場合に最大加速度が増幅していることから，低拘束圧下となる砂地盤（S）では埋込み効果が発揮できていないことがわかる。これに対して，埋込みにセメント系地盤（PL）や複合改良地盤（TR, HDR）を用いた場合には増幅されていない結果となっている。

Slip の場合は，埋込みがない場合の小加振と大加振入力の時は，地表面に対して建物上部の加速度最大値は増幅されていないが，それよりも入力が大きい場合には増幅されている。これは基礎の過度の浮き上がりが生じ応答最大値が大きくなったものと思われる。埋込みにより基礎の応答を拘束したセメント系地盤や複合改良地盤では増幅が小さく，特に，高減衰ゴムを用いた HDR の効果が大きい。

Isolation の場合，JMA 神戸位相において高減衰ゴムを用いた複合改良地盤（HDR）は地表面に対して建物上部の加速度最大値の増幅が小さく，応答を抑制していることがわかる。これは大加振時より大きいレベルの場合において顕著にあらわれる。

表 3.2.4　加速度最大値一覧（Non-slip）

入力波	入力レベル	側面地盤の種類	建物上部 ABL (gal)	基礎部 AFT* (gal)	地表面 AGL1 (gal)	入力 AIN (gal)
JMA 神戸位相	小加振	埋込みなし	150	99	84	80
		S	134	100	114	78
		PL	88	81	94	82
		TR	98	89	82	80
		HDR	94	87	78	74
	大加振	埋込みなし	806	451	400	386
		S	764	450	424	384
		PL	432	415	408	376
		TR	452	422	382	380
		HDR	458	431	386	382
	1.5 倍大加振	埋込みなし	1190	662	606	586
		S	1066	681	628	580
		PL	642	624	610	576
		TR	680	632	586	580
		HDR	684	649	590	584
	2 倍大加振	埋込みなし	1530	891	810	792
		S	1496	876	826	782
		PL	850	818	808	784
		TR	890	848	784	780
		HDR	924	875	792	784
八戸位相	小加振	埋込みなし	152	95	78	70
		S	142	94	104	74
		PL	88	83	94	74
		TR	104	81	84	68
		HDR	100	85	88	64
	大加振	埋込みなし	754	464	388	312
		S	732	465	402	316
		PL	430	409	388	310
		TR	478	410	400	306
		HDR	496	418	398	302

*AFT・・・(AFTN+AFTS)/2

表 3.2.5　加速度最大値一覧（Slip）

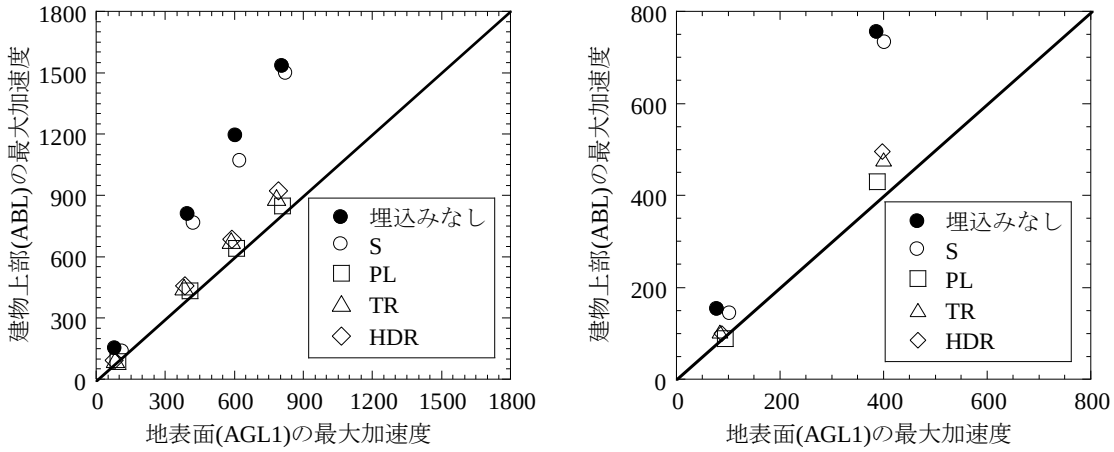
入力波	入力レベル	側面地盤の種類	建物上部 ABL (gal)	基礎部 AFT* (gal)	地表面 AGL1 (gal)	入力 AIN (gal)
JMA 神戸位相	小加振	埋込みなし	92	78	76	80
		S	120	83	76	76
		PL	112	90	84	72
		TR	122	82	94	76
		HDR	138	81	104	78
	大加振	埋込みなし	430	381	402	384
		S	656	384	392	384
		PL	614	452	410	386
		TR	560	428	402	366
		HDR	538	373	426	374
	1.5 倍大加振	埋込みなし	1454	604	610	586
		－	－	－	－	－
		PL	898	835	606	586
		TR	794	649	606	560
		HDR	632	571	636	570
	2 倍大加振	埋込みなし	1706	1088	812	796
		－	－	－	－	－
		PL	1228	1360	812	784
		TR	1032	823	816	752
		HDR	992	771	848	766
八戸位相	小加振	－	－	－	－	－
		S	100	81	88	68
		PL	140	80	76	64
		TR	122	80	86	66
		HDR	116	82	106	66
	大加振	－	－	－	－	－
		S	708	407	400	310
		PL	562	389	380	308
		TR	516	368	374	302
		HDR	534	377	398	300

*AFT・・・(AFTN+AFTS)/2

表 3.2.6　加速度最大値一覧（Isolation）

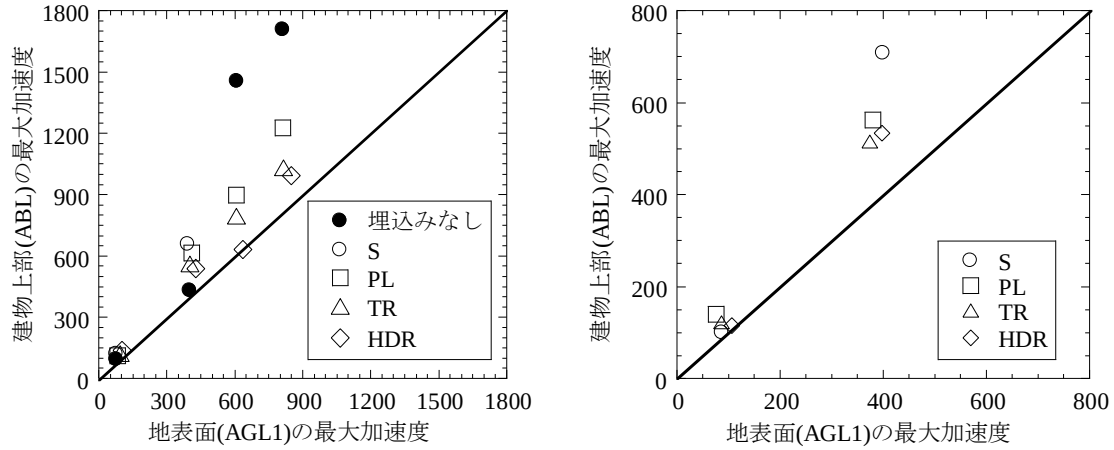
入力波	入力レベル	側面地盤の種類	建物上部 ABL (gal)	基礎部 AFT* (gal)	地表面 AGL1 (gal)	入力 AIN (gal)
JMA 神戸位相	小加振	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—
		PL	120	81	94	72
		TR	124	84	84	78
		HDR	112	81	82	76
	大加振	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—
		PL	534	405	404	362
		TR	616	412	398	374
		HDR	494	405	402	376
	1.5 倍大加振	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—
		PL	862	620	612	552
		TR	930	615	614	564
		HDR	716	626	614	568
	2 倍大加振	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—
		PL	1180	813	822	748
		TR	1220	820	816	760
		HDR	984	859	820	758
八戸位相	小加振	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—
		PL	120	74	88	66
		TR	112	79	78	72
		HDR	120	86	80	70
	大加振	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—
		PL	508	368	364	300
		TR	536	677	380	312
		HDR	536	368	364	310

*AFT・・・(AFTN+AFTS)/2



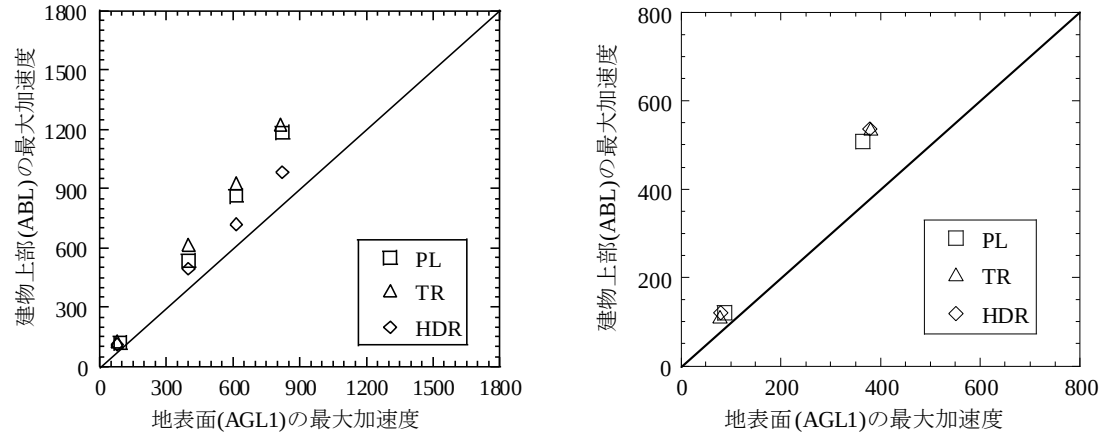
a)　JMA 神戸位相　　b)　八戸位相

図 3.2.6　建物上部と地表面の加速度最大値分布（Non-slip）



a)　JMA 神戸位相　　b)　八戸位相

図 3.2.7　建物上部と地表面の加速度最大値分布（Slip）



a)　JMA 神戸位相　　b)　八戸位相

図 3.2.8　建物上部と地表面の加速度最大値分布（Isolation）

（2）基礎側面埋土地盤の違いによる比較

本実験では基礎側面埋土地盤を 5 種類に変えて実験を行った。まず 1)で従来使われている砂地盤とセメント系改良地盤, また比較対象として埋込みなしの場合の計 3 種類を比較する。これにより基礎側面の埋込み地盤が建物応答にどのような影響を与えているかを検討する。次に 2)ではセメント系改良地盤とセメント系改良地盤にゴムチップ（廃タイヤ・高減衰）と繊維材を施した複合改良地盤の計 3 種類を比較する。この検討によりゴムチップと繊維材を加えた効果をみることができる。

なお，図では最大振動数を 20Hz としているが，これは振動台の加振性能の限界が 20Hz（実際の振動数で 200Hz）であるためである。また，全ての図の 3～4Hz 付近に振幅の変化が見られるが, これは振動台のピッチング振動の影響で回転入力が生じたためである。

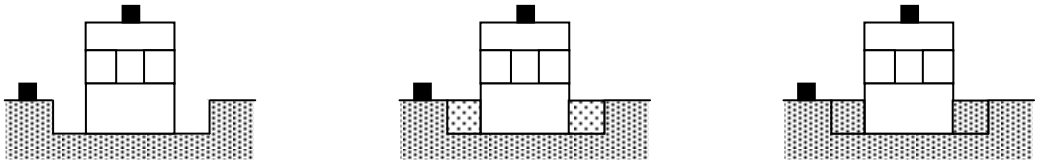
1）埋込みなし・砂地盤・セメント系改良地盤による比較

図 3.2.9，3.2.10 に JMA 神戸位相，また図 3.2.11，3.2.12 に八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1）を基礎底面の接触条件ごとに示す。それぞれの入力地震動において基礎底面を地盤に接着した場合（Non-slip），接着していない場合（Slip）の順に示している。

図 3.2.9 より，基礎底面を接着した場合においては，埋込みなしと砂地盤が同じ傾向を示し，セメント系改良地盤に比べて応答が増幅している。基礎底面を接着するとセメント系改良地盤の応答低減効果は大きく, 砂地盤の埋込み効果があまりないことがわかる。これは実験で用いた砂地盤の拘束圧が小さいためと考えられる。

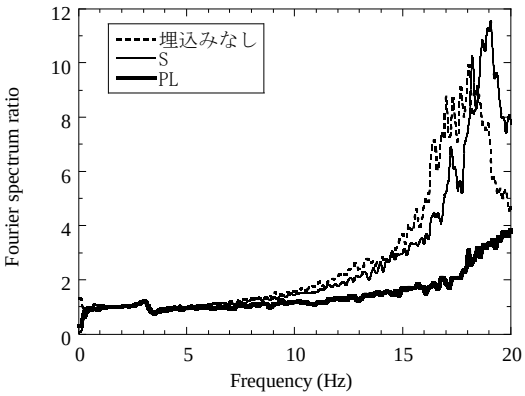
図 3.2.10 より，基礎底面を接着しない場合は，小加振時と大加振時において，セメント系改良地盤に比べ埋込みなしの最大振幅が小さくなっている。1.5 倍大加振と 2 倍大加振時においては，セメント系改良地盤の最大振幅が小さくなっている。また，埋込みなしの場合には 3~4Hz に鋭いピークが生じている。

図 3.2.11，3.2.12 より，八戸位相においても JMA 神戸位相と同様なことがいえる。

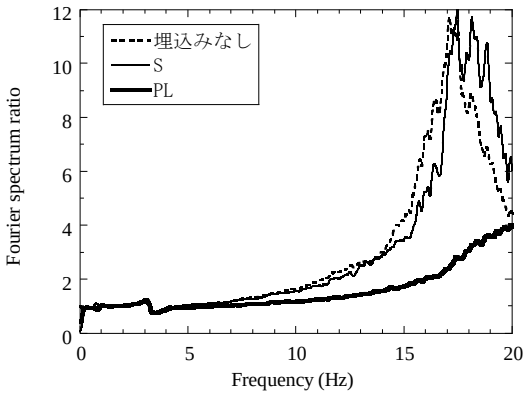


埋込みなし　　砂地盤（S）　　セメント系改良地盤（PL）

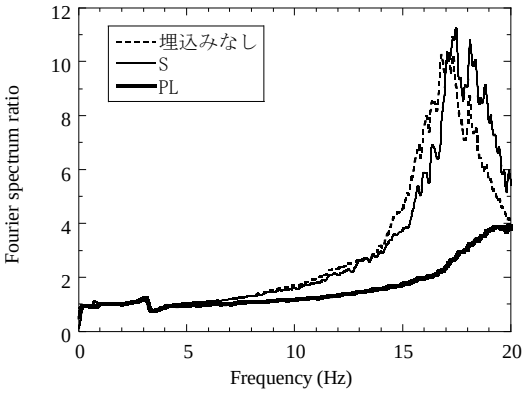
基礎底面の接着あり（Non-slip）



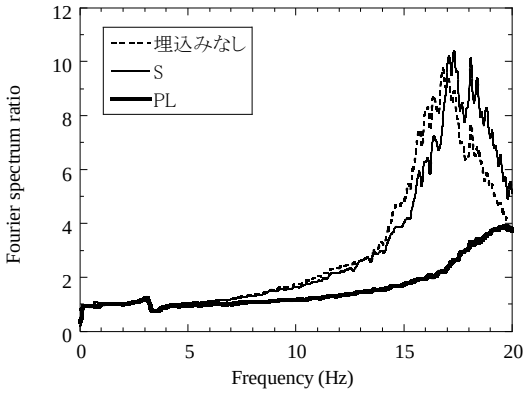
a)　小加振



b)　大加振

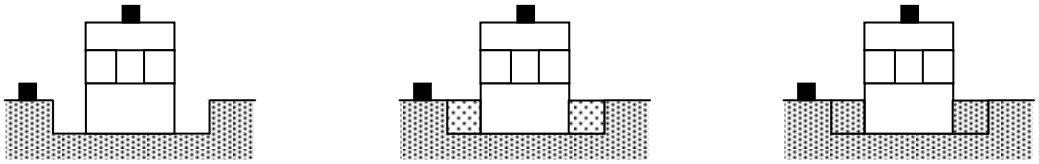


c)　1.5 倍大加振



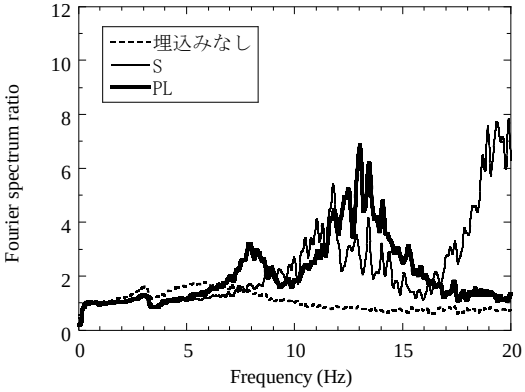
d)　2 倍大加振

図 3.2.9　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Non-slip

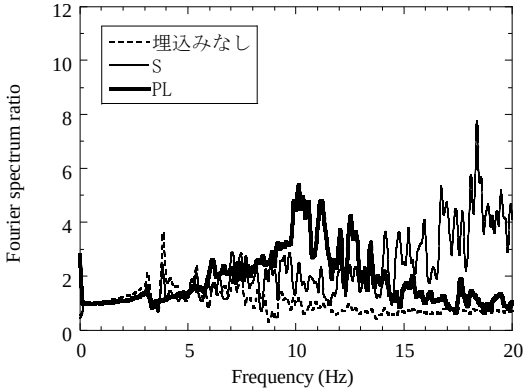


埋込みなし　　砂地盤（S）　　セメント系改良地盤（PL）

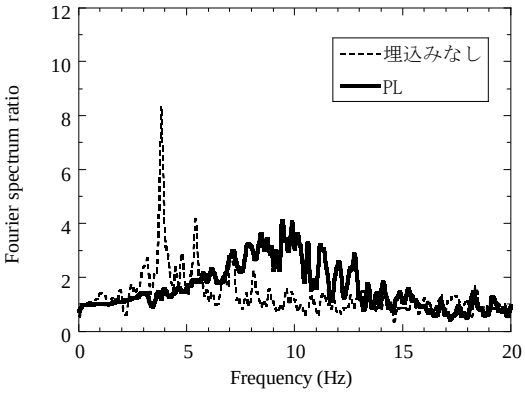
基礎底面の接着なし（Slip）



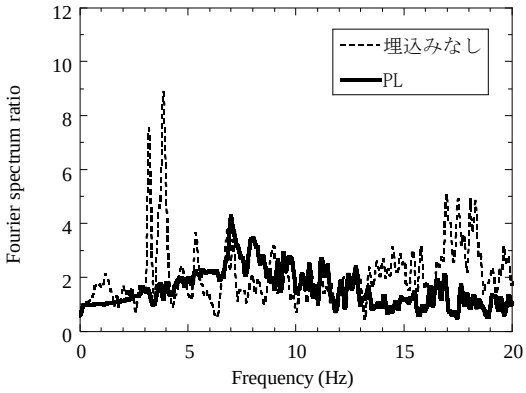
a)　小加振



b)　大加振

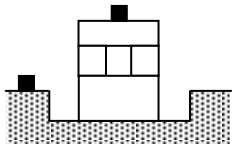


c)　1.5 倍大加振

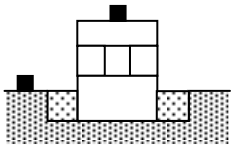


d)　2 倍大加振

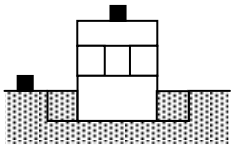
図 3.2.10　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Slip



埋込みなし

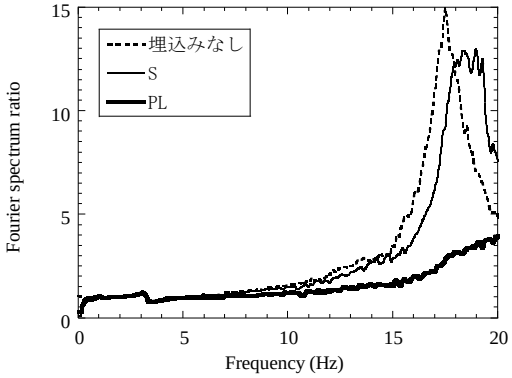


砂地盤（S）

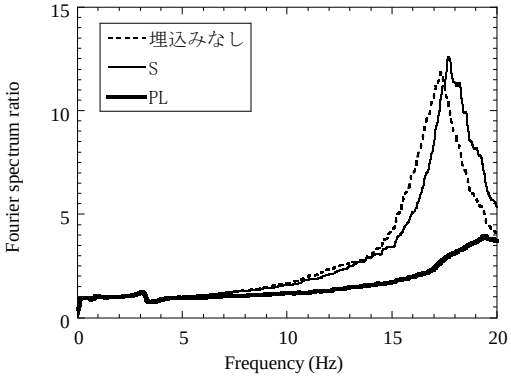


セメント系改良地盤（PL）

基礎底面の接着あり（Non-slip）

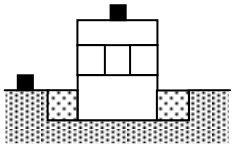


a)　小加振

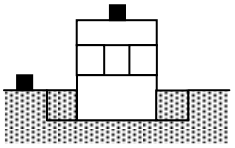


b)　大加振

図 3.2.11　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Non-slip

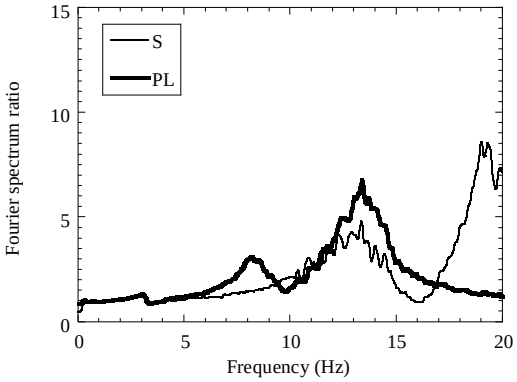


砂地盤（S）

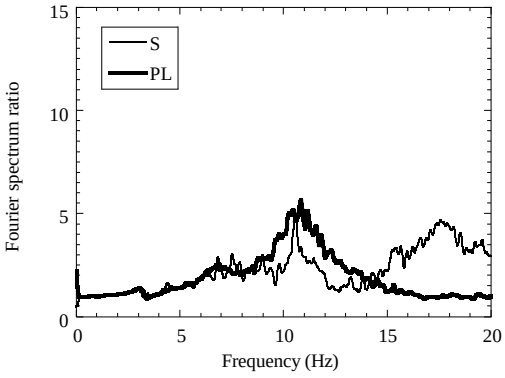


セメント系改良地盤（PL）

基礎底面の接着なし（Slip）



a)　小加振



b)　大加振

図 3.2.12　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Slip

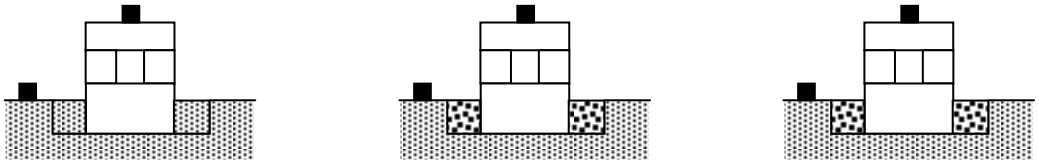
2）セメント系改良地盤と複合改良地盤による比較

図 3.2.13～3.2.15 に JMA 神戸位相，また図 3.2.16～3.2.18 に八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1）を基礎底面の接触条件ごとに示す。それぞれの入力地震動において基礎底面を地盤に接着した場合（Non-slip），接着していない場合（Slip），絶縁した場合（Isolation）の順に示している。

図 3.2.13，3.2.16 より，基礎底面を接着した場合（Non-slip）では，PL の振幅が小さくなる。しかし，ピーク振動数が 20Hz 以上であることが考えられる。

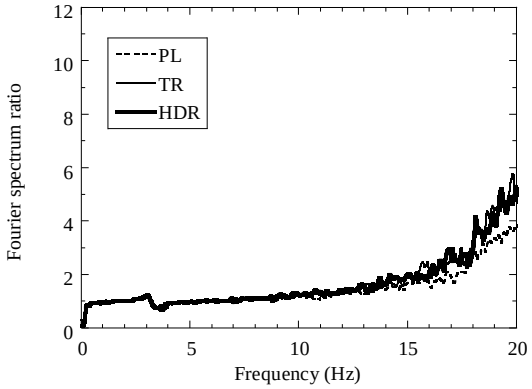
図 3.2.14，3.2.17 より，基礎底面を接着した場合（Slip）では，小加振時においては，複合改良地盤（TR）と複合改良地盤（HDR）は同じような傾向を示し，セメント系改良地盤に比べてピーク振動数は小さくいが最大振幅は大きくなっている。しかし，大加振時と 1.5 倍大加振時では，複合改良地盤（HDR）の最大振幅も小さくなっている。ただし，2 倍大加振時においては，振動数 4Hz 付近で最大振幅が大きいことから，振動台のピッチング振動の影響で基礎底面が浮き上がり，ロッキングが起こったことにより振幅が増加した可能性が考えられる。

図 3.2.15，3.2.18 より，基礎底面を絶縁した場合（Isolation）では，全ての加振ケースにおいて，改良地盤の剛性に違いにより，ピーク振動数が PL > TR > HDR の順に低振動数側に移行している。また，最大振幅は，PL，TR に比べ HDR が小さくなる。

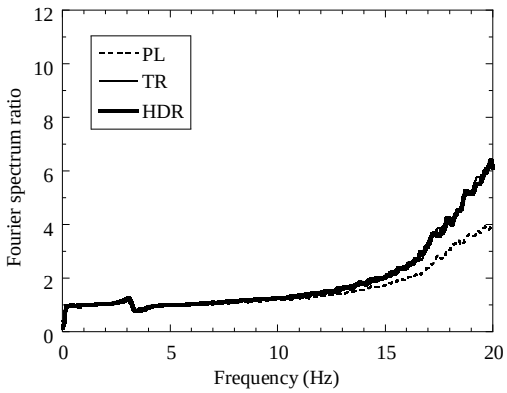


セメント系改良地盤（PL）　　複合改良地盤（TR）　　複合改良地盤（HDR）

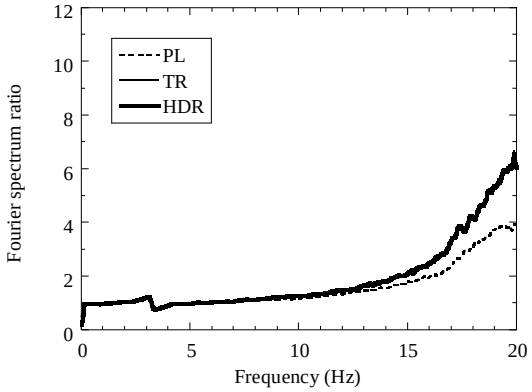
基礎底面の接着あり（Non-slip）



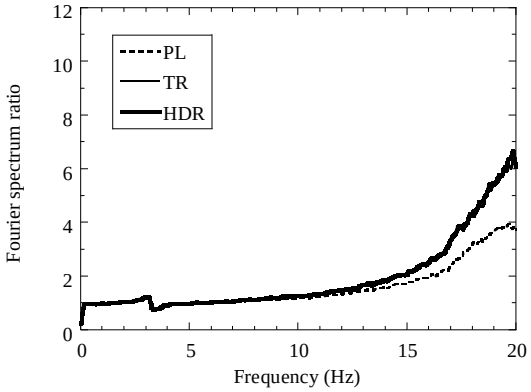
a)　小加振



b)　大加振

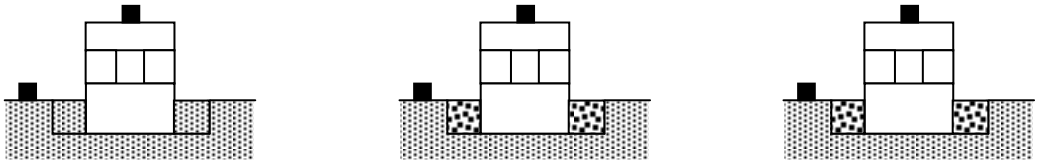


c)　1.5 倍大加振



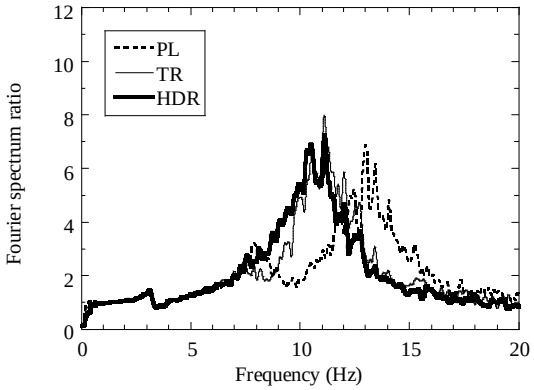
d)　2 倍大加振

図 3.2.13　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Non-slip

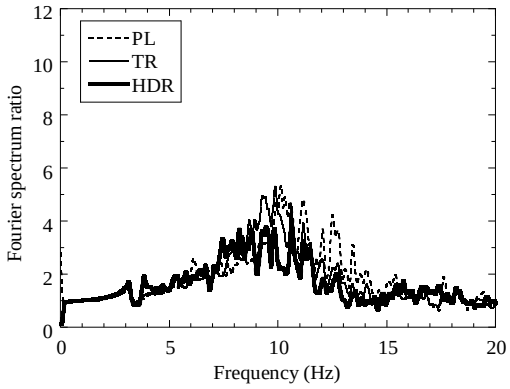


セメント系改良地盤（PL）　　複合改良地盤（TR）　　複合改良地盤（HDR）

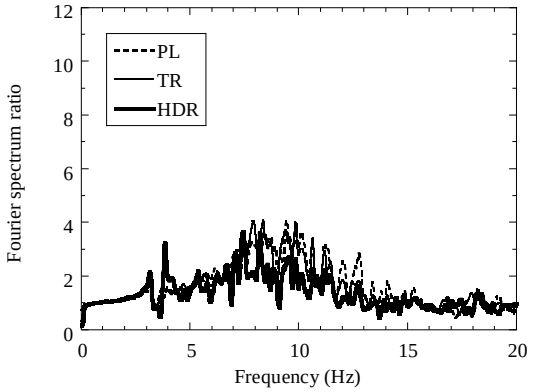
基礎底面の接着なし（Slip）



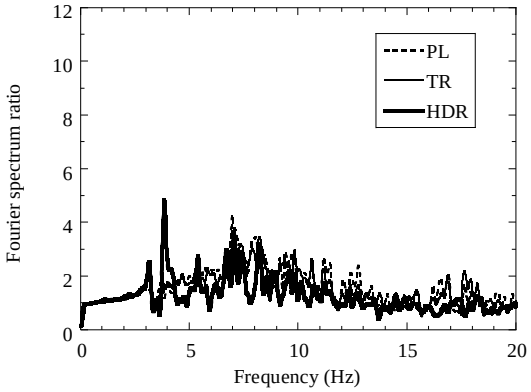
a)　小加振



b)　大加振

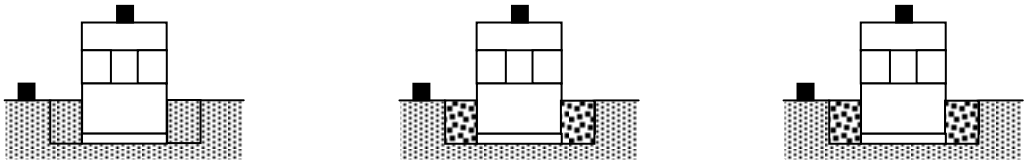


c)　1.5 倍大加振



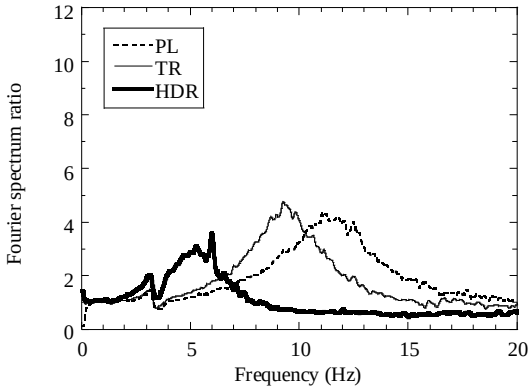
d)　2 倍大加振

図 3.2.14　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Slip

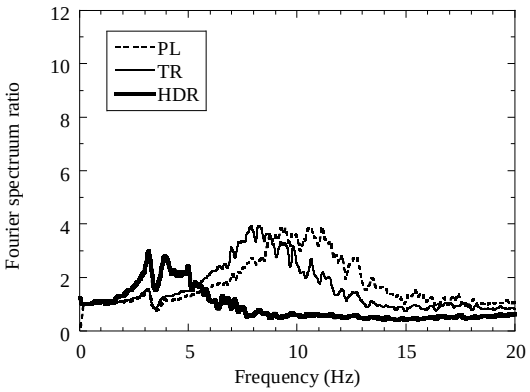


セメント系改良地盤（PL）　　複合改良地盤（TR）　　複合改良地盤（HDR）

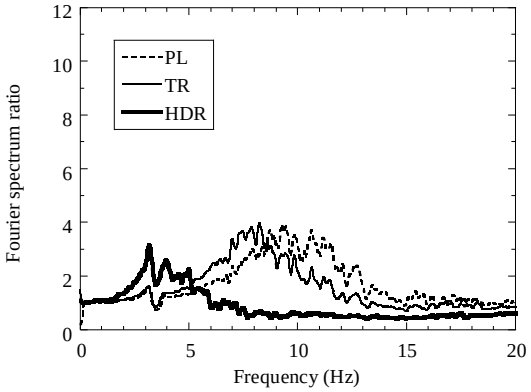
基礎底面絶縁（Isolation）



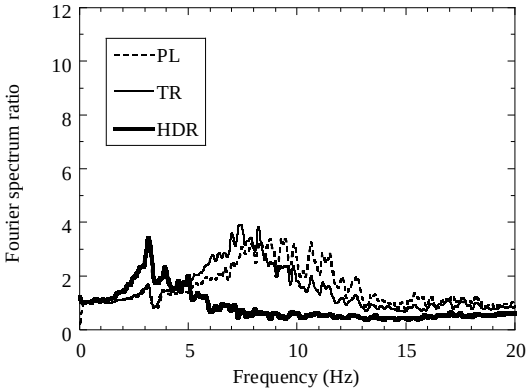
a)　小加振



b)　大加振

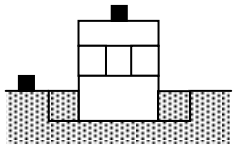
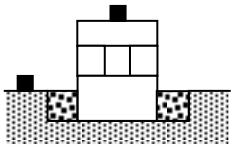
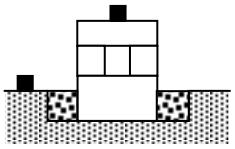


c)　1.5 倍大加振



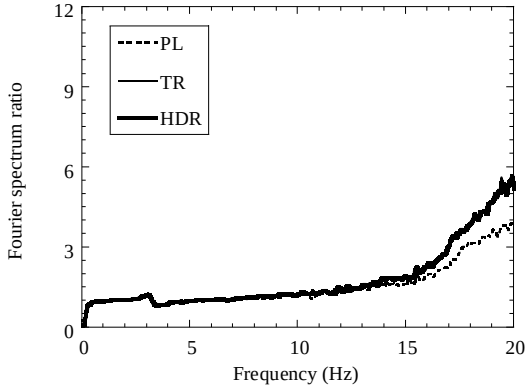
d)　2 倍大加振

図 3.2.15　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Isolation

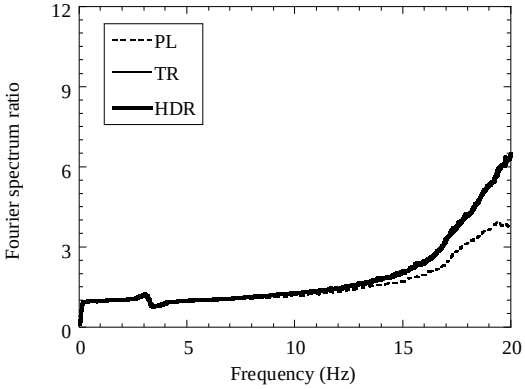




セメント系改良地盤（PL）　複合改良地盤（TR）　複合改良地盤（HDR）

基礎底面の接着あり（Non-slip）



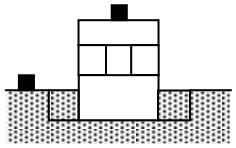
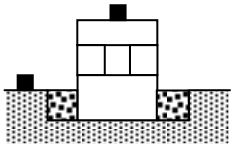
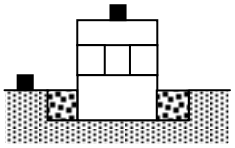
a)　小加振



b)　大加振

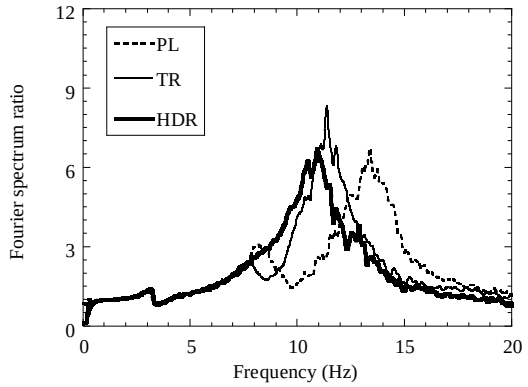
図 3.2.16　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比

（ABL/AGL1），Non-slip

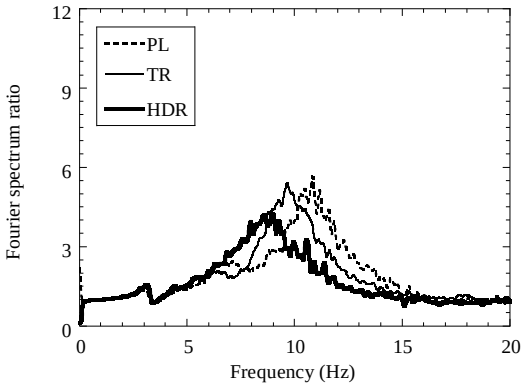




セメント系改良地盤（PL）　複合改良地盤（TR）　複合改良地盤（HDR）

基礎底面の接着なし（Slip）



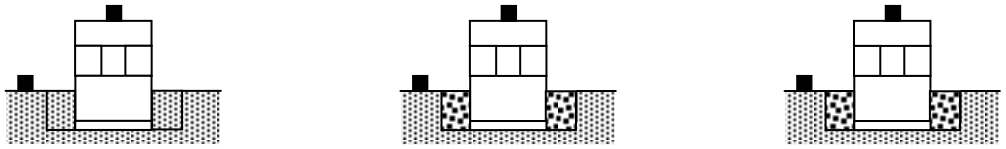
a)　小加振



b)　大加振

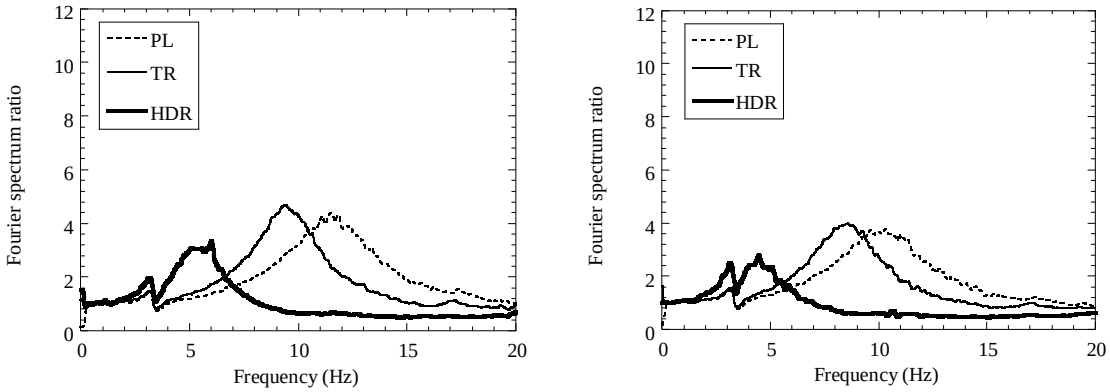
図 3.2.17　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比

（ABL/AGL1），Slip



セメント系改良地盤（PL）　　複合改良地盤（TR）　　複合改良地盤（HDR）

基礎底面の絶縁（Isolation）



a)　小加振　　b)　大加振

図 3.2.18　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），Isolation

（3）基礎底面接触条件の違いによる比較

図 3.2.19～3.2.23 に JMA 神戸位相，また図 3.2.24～3.2.27 に八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1）を基礎側面埋土地盤の種類ごとに示す。それぞれの入力地震動において基礎側面埋土地盤がない場合（埋込みなし），砂地盤（S）の場合，セメント系改良地盤（PL）の場合，複合改良地盤（TR）の場合，複合改良地盤（TDR）の場合の順に示している。　本実験では基礎底面と支持地盤（硬質地盤）の接触条件を，接着ありの場合（Non-slip），接着なしの場合（Slip）さらに，絶縁した場合（Isolation）の計 3 種類で比較する。この検討により基礎底面と支持地盤の接触条件の違いによる建物の地震応答の違いをみることができる。

なお，図では最大振動数を 20Hz としているが，これは振動台の加振性能の限界が 20Hz（実際の振動数で 200Hz）であるためである。また，全ての図の 3～4Hz 付近に振幅の変化が見られるが，これは振動台のピッチング振動の影響で回転入力が生じたためである。

図 3.2.19 より，埋込みなしの場合には，基礎底面を接触していない場合（Slip）の最大振幅が小さいが，加振が大きくなるに伴って振動数 4Hz 付近の最大振幅が大きくなっている。これは基礎側面に埋込みがなく，地盤に建物をのせているだけであることから，ロッキングが起こった可能性がある。

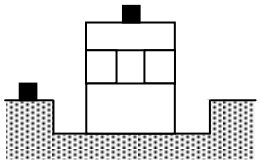
図 3.2.20，3.2.24 より，埋土地盤が砂地盤（S）の場合には，小加振時と大加振時では，基礎底面が接着していない場合に応答倍率の最大振幅が小さくなるが、高振動数域で振幅が大きくなる。

図 3.2.21，3.2.25 より，埋土地盤がセメント系改良地盤（PL）の場合には，小加振，大加振時，ピーク振動数が Non-slip > Slip >Isolation の順で小さくなり，最大振幅は Slip > Isolation の順で小さくなるが，1.5 倍大加振，2.0 倍大加振ではその異差が小さくなる。

図 3.2.22，3.2.26 より，埋土地盤が複合改良地盤（TR）の場合には，小加振，大加振，および 1.5 倍加振時に，ピーク振動数が Non-slip > Slip >Isolation の順で小さくなり，最大振幅は Slip > Isolation の順で小さくなるが，2.0 倍大加振ではその異差が小さくなる。

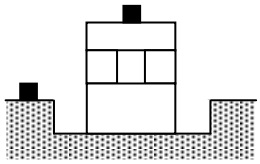
図 3.2.23，3.2.27 より，埋土地盤が複合改良地盤（HDR）の場合には，全ての加振時において，ピーク振動数が Non-slip > Slip >Isolation の順で小さくなり，最大振幅は Slip > Isolation の順で小さくなる。

このように，大地震時に建物応答を低減する方法として，基礎底面と支持地盤の摩擦抵抗を小さくして入力動を低減するとともに，前述のとおり，靭性のある側面改良地盤との非線形相互作用の効果により，側面地盤でのエネルギー吸収を大きくすることが有効であることがわかる。



接着なし

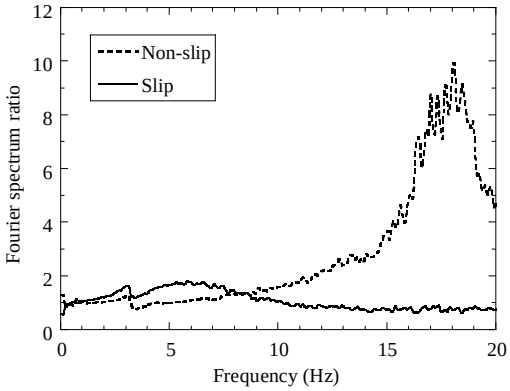
（Non-slip）



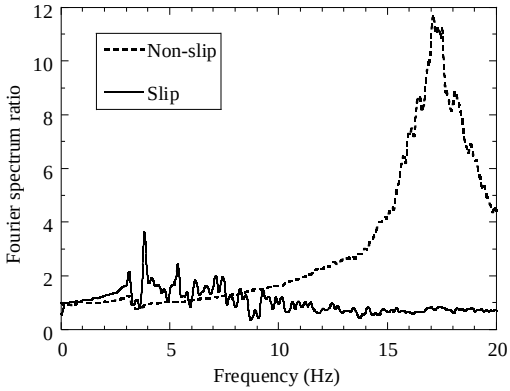
接着あり

（Slip）

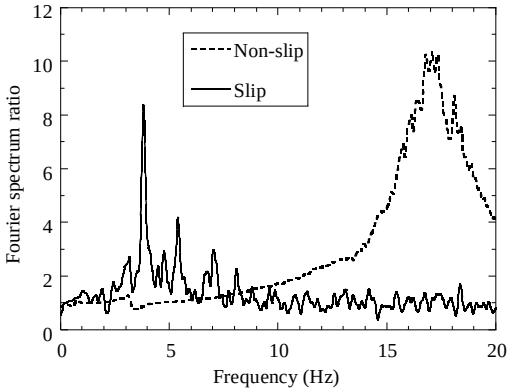
基礎側面埋土地盤：埋込みなし



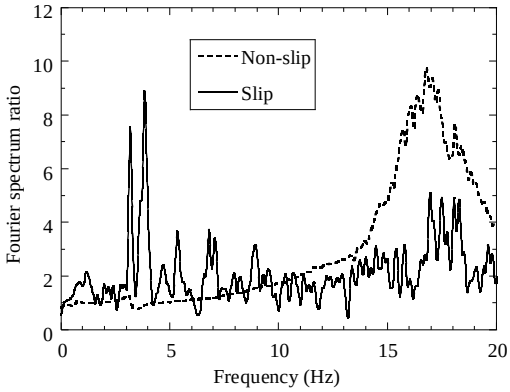
a)　小加振



b)　大加振



c)　1.5 倍大加振



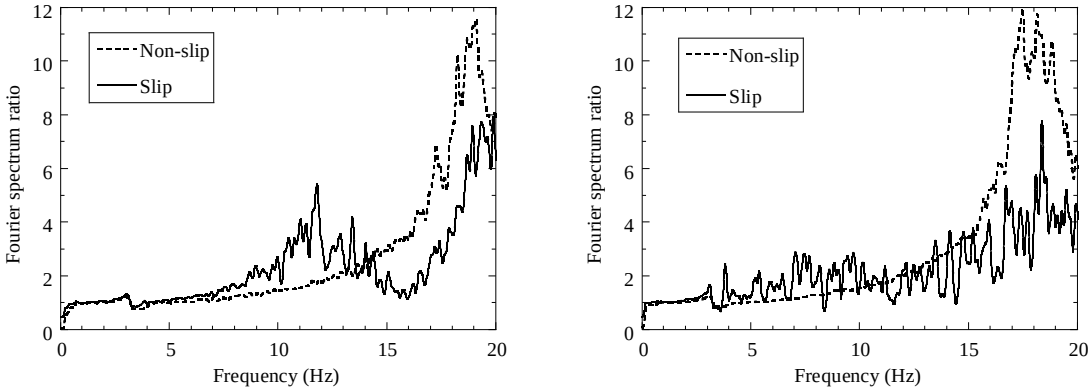
d)　2 倍大加振

図 3.2.19　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），埋込みなし

接着なし　　接着あり

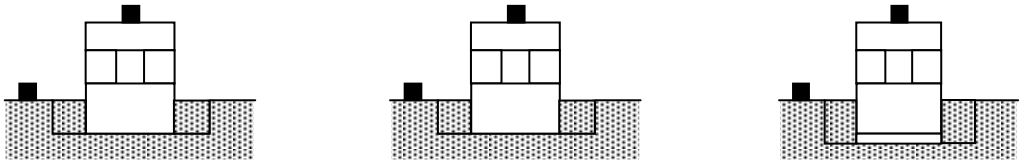
（Non-slip）　　（Slip）

基礎側面埋土地盤：砂地盤（S）



a)　小加振　　b)　大加振

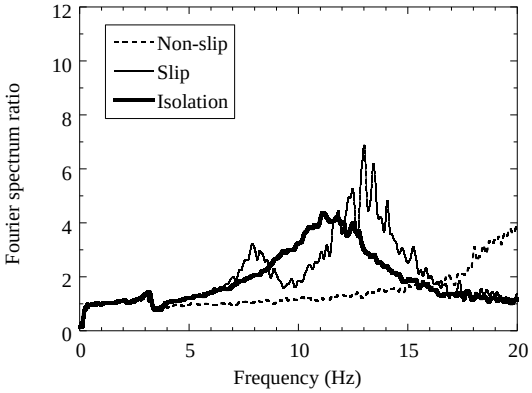
図 3.2.20　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），S



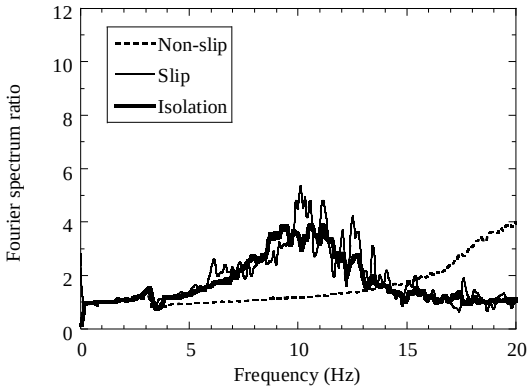
接着あり　　接着なし　　絶縁

（Non-slip）　　（Slip）　　（Isolation）

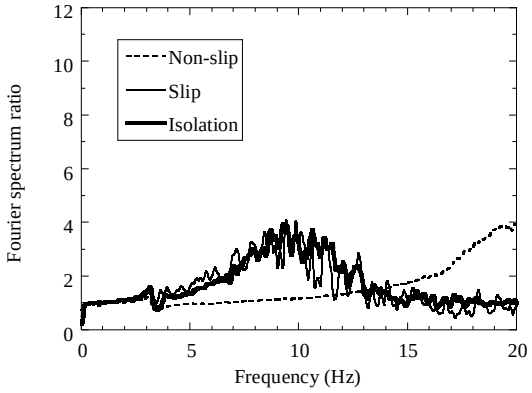
基礎側面埋土地盤：セメント系地盤（PL）



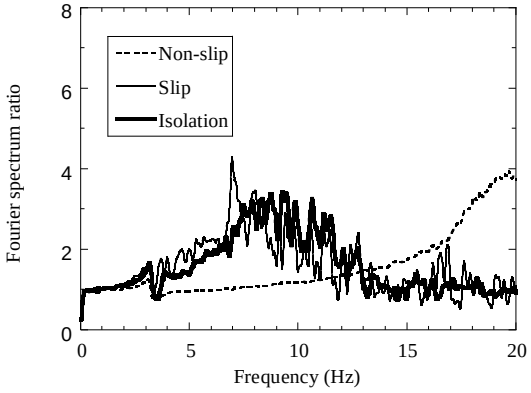
a)　小加振



b)　大加振

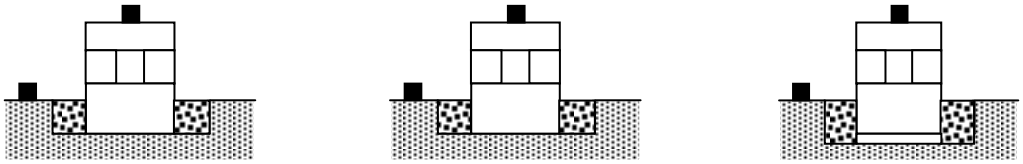


c)　1.5 倍大加振



d)　2 倍大加振

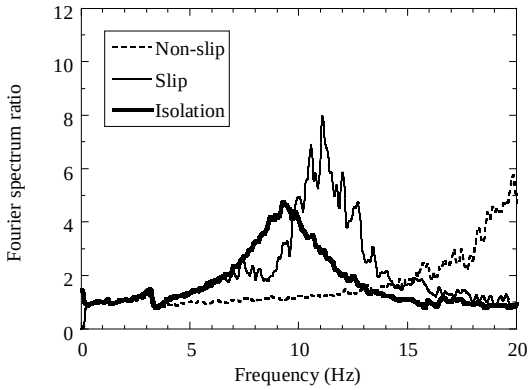
図 3.2.21　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），PL



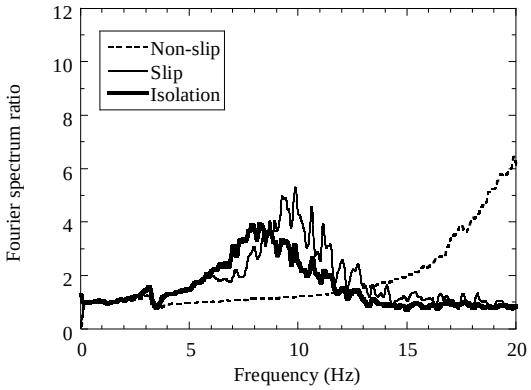
接着あり　　接着なし　　絶縁

（Non-slip）　　（Slip）　　（Isolation）

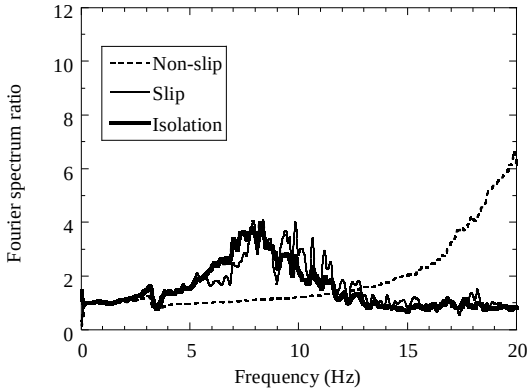
基礎側面埋土地盤：複合改良地盤（TR）



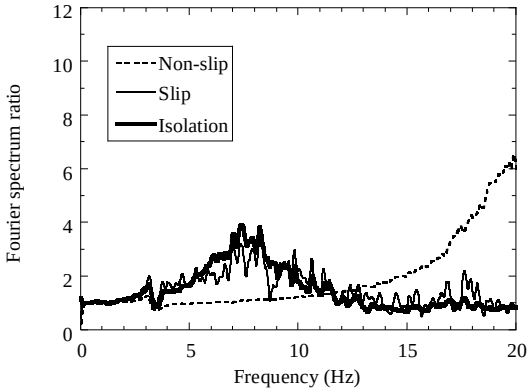
a)　小加振



b)　大加振

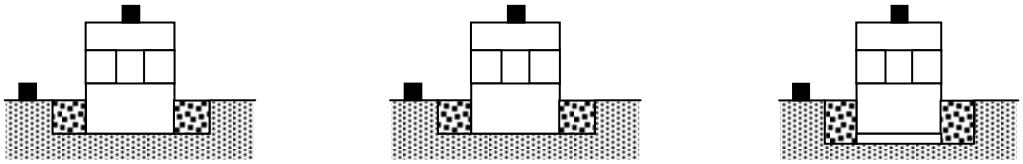


c)　1.5 倍大加振



d)　2 倍大加振

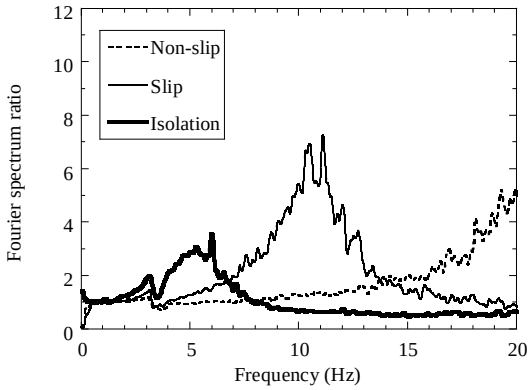
図 3.2.22　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），TR



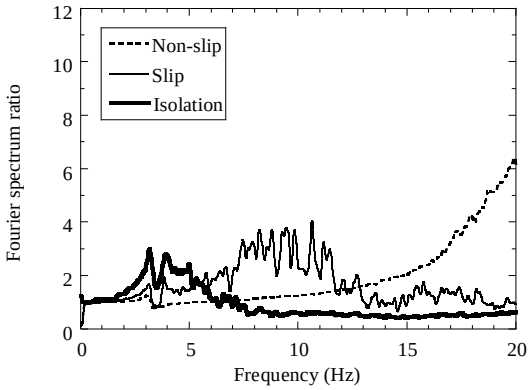
接着あり　　接着なし　　絶縁

（Non-slip）　　（Slip）　　（Isolation）

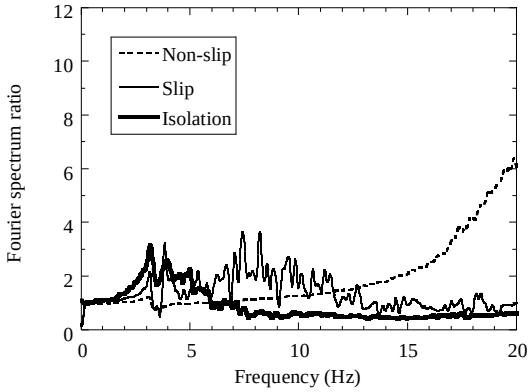
基礎側面埋土地盤：複合改良地盤（HDR）



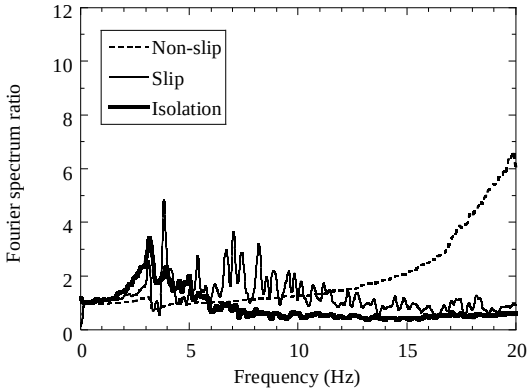
a)　小加振



b)　大加振

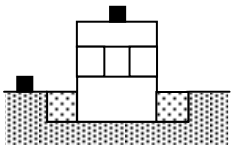


c)　1.5 倍大加振

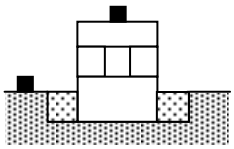


d)　2 倍大加振

図 3.2.23　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），HDR

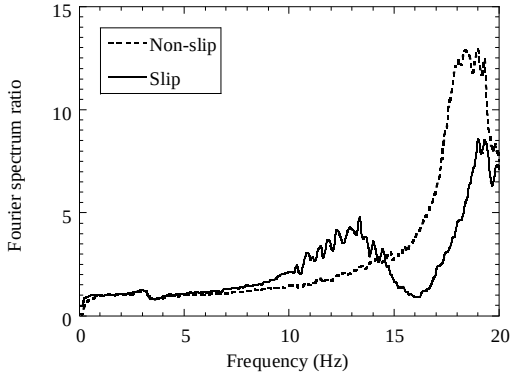


接着なし（Non-slip）

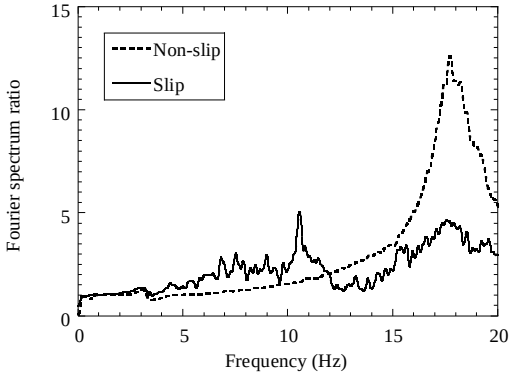


接着あり（Slip）

基礎側面埋土地盤：砂地盤（S）

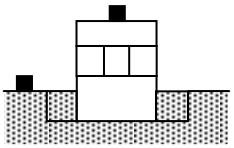


a)　小加振

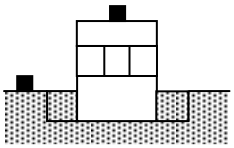


b)　大加振

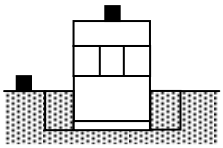
図 3.2.24　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），S



接着あり（Non-slip）

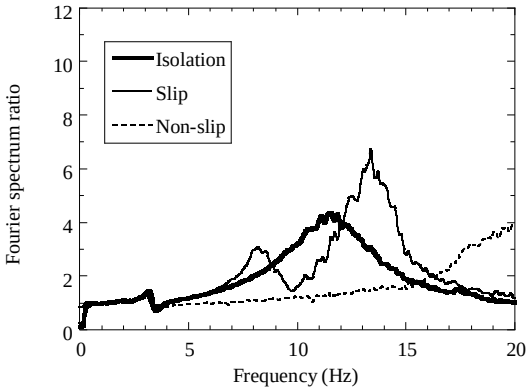


接着なし（Slip）

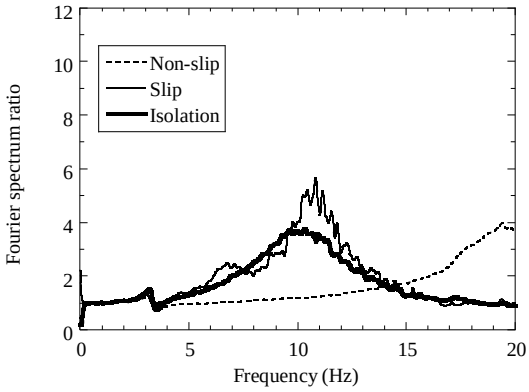


絶縁（Isolation）

基礎側面埋土地盤：セメント系地盤（PL）



a)　小加振



b)　大加振

図 3.2.25　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），PL

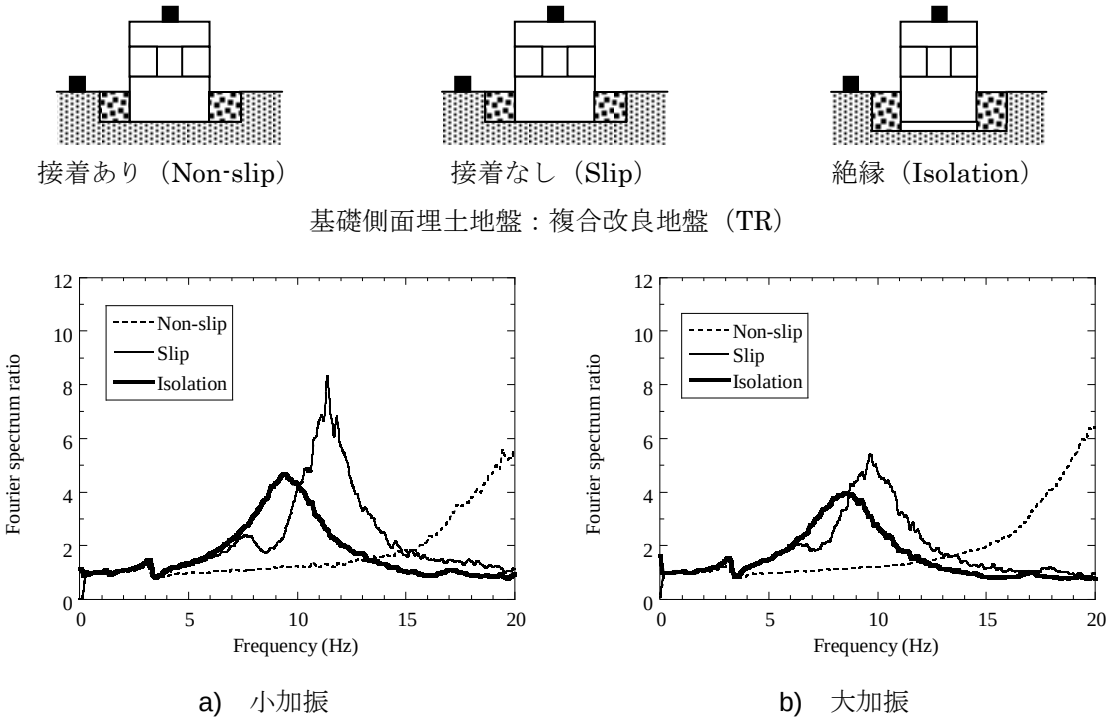


図 3.2.26　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），TR

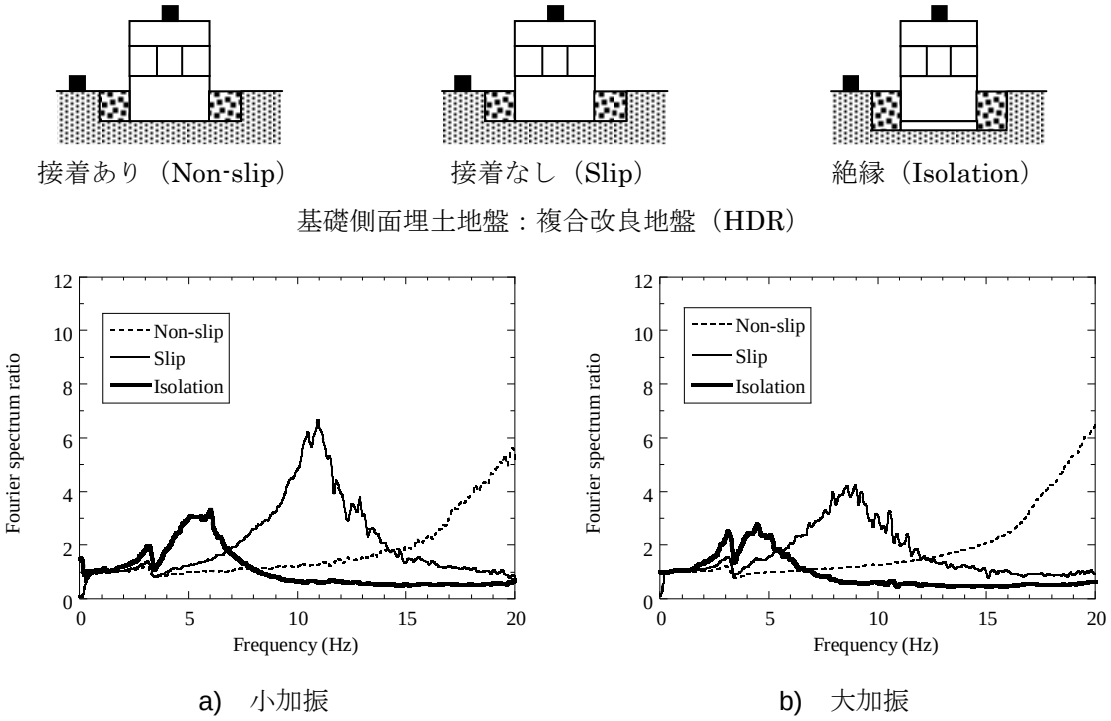


図 3.2.27　八戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），HDR

（4）地震動入力レベルの違いによる比較

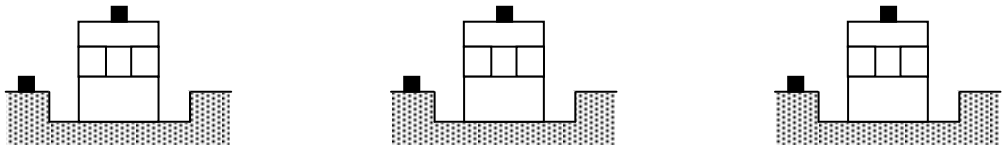
図 3.2.28～3.2.32 に JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1）を基礎側面埋土地盤の種類ごとに示す。本実験では JMA 神戸位相においては，入力レベルを 4 段階行ったが，そのうちの 3 段階について示している。

図 3.2.28～3.2.32 より，

a) 基礎底面を接着した場合（Non-slip）では，加振レベルが大きくなるにつれて卓越振動数が小さくなるが、最大振幅の変化はあまり見られない。

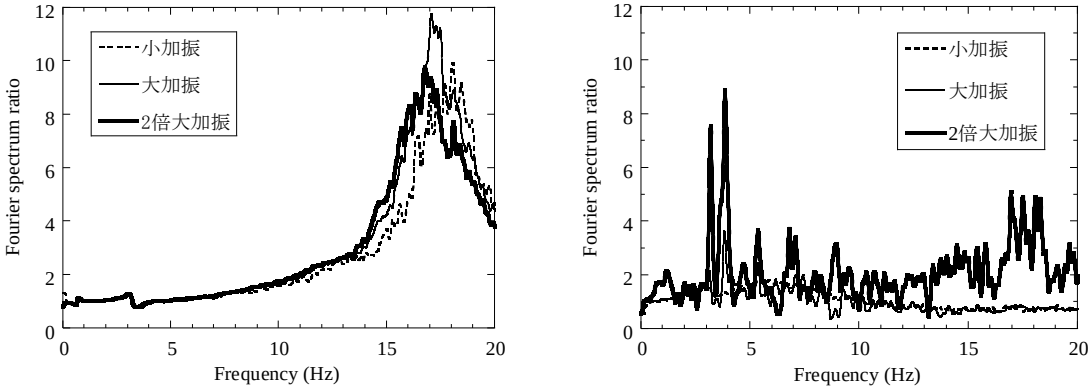
b) 基礎底面を接着しない場合（Slip）と基礎底面を絶縁した場合（Isolation）においては，加振が大きくなるにつれてピーク振動数が小さくなり，その最大振幅も小さくなる傾向が見られる。

これは基礎側面地盤が塑性化したことにより非線形作用を示し，剛性が小さくなり，減衰が大きくなったためと考えられる。



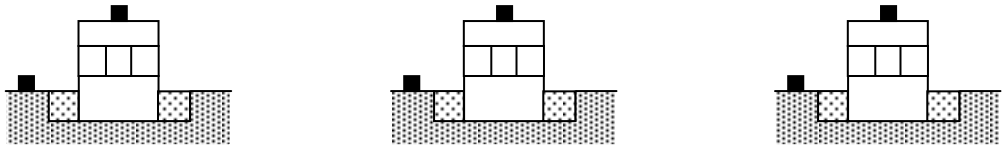
小加振　　大加振　　2 倍大加振

基礎側面埋土地盤：埋込みなし



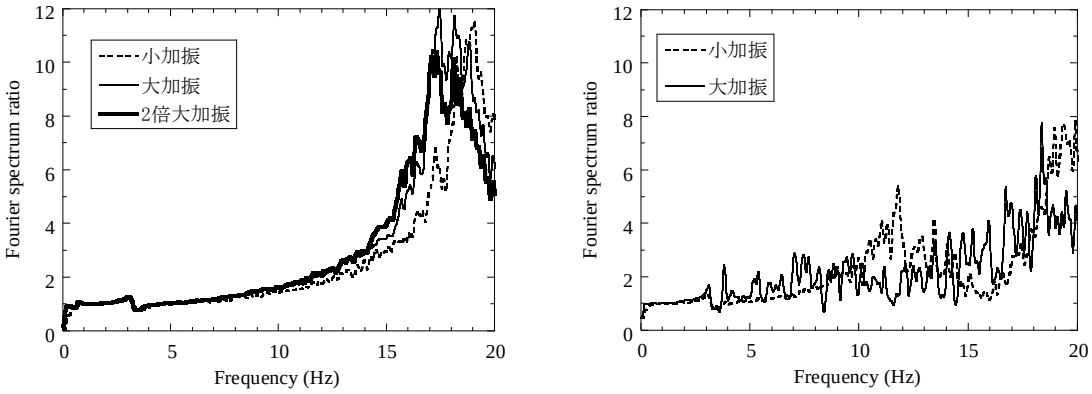
a)　Non-slip　　b)　Slip

図 3.2.28　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），埋込みなし



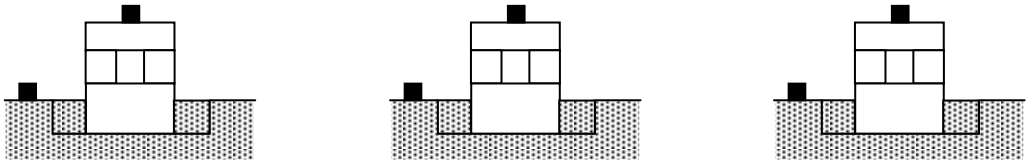
小加振　　大加振　　2 倍大加振

基礎側面埋土地盤：砂地盤（S）



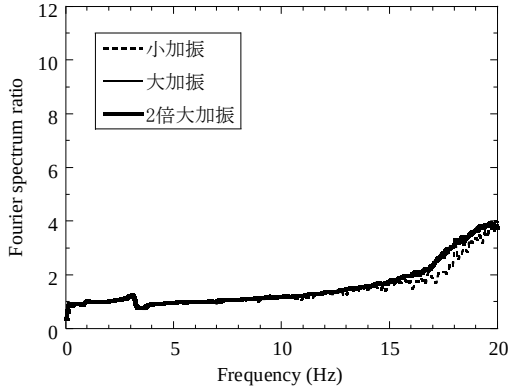
a)　Non-slip　　b)　Slip

図 3.2.29　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），S

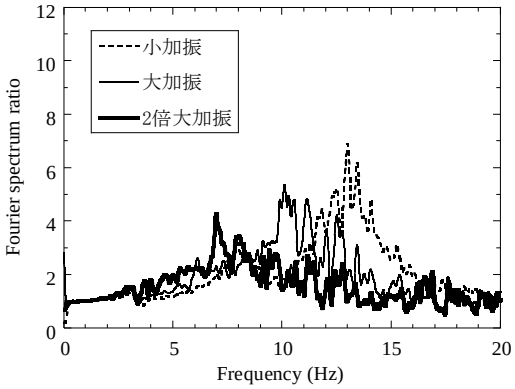


小加振　　大加振　　2 倍大加振

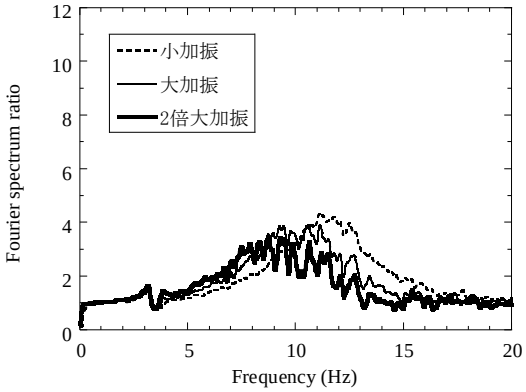
基礎側面埋土地盤：セメント系改良地盤（PL）



a)　Non-slip

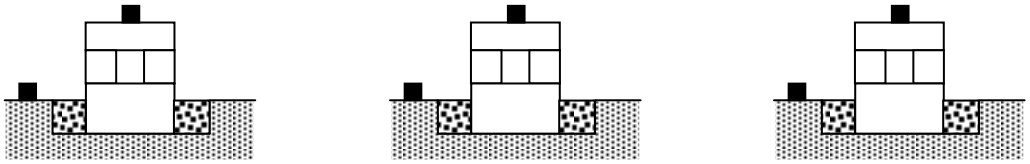


b)　Slip



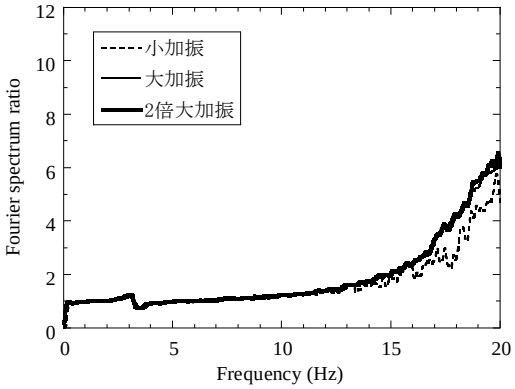
c)　Isolation

図 3.2.30　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），PL

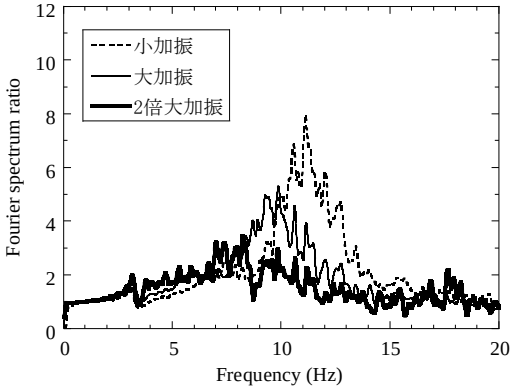


小加振　　大加振　　2 倍大加振

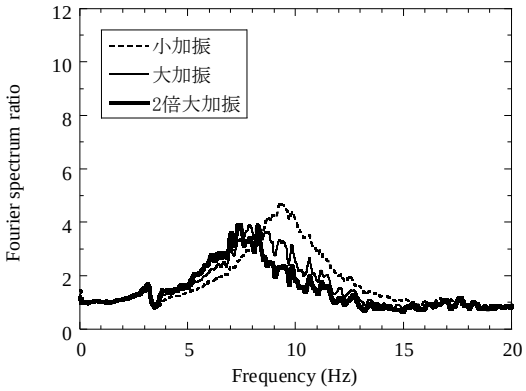
基礎側面埋土地盤：複合改良地盤（TR）



a)　Non-slip

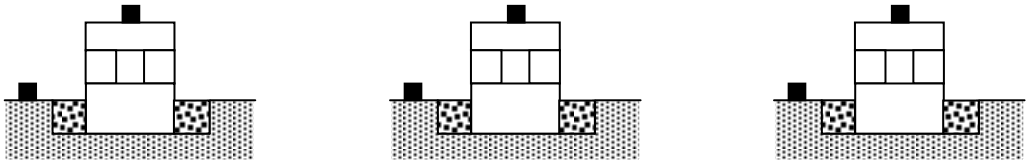


b)　Slip



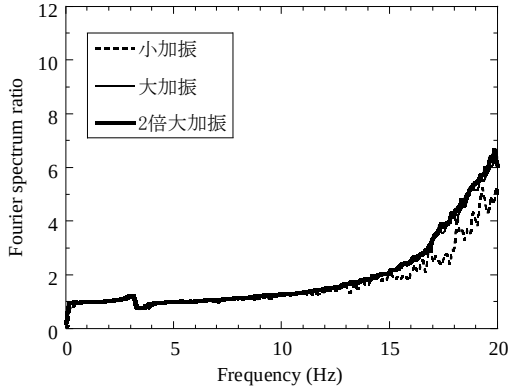
c)　Isolation

図 3.2.31　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），TR

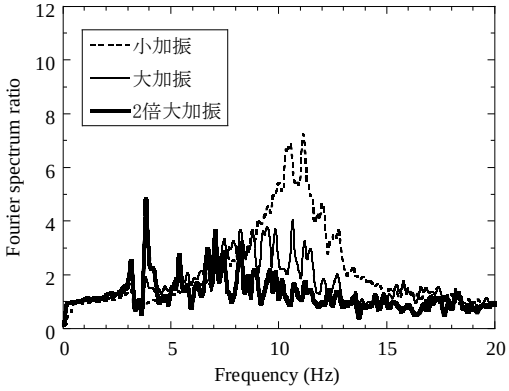


小加振　　大加振　　2 倍大加振

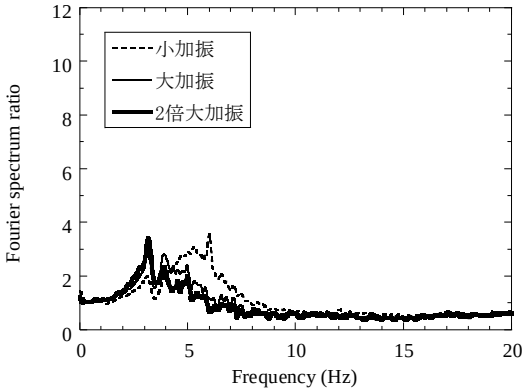
基礎側面埋土地盤：複合改良地盤（HDR）



a)　Non-slip



b)　Slip



c)　Isolation

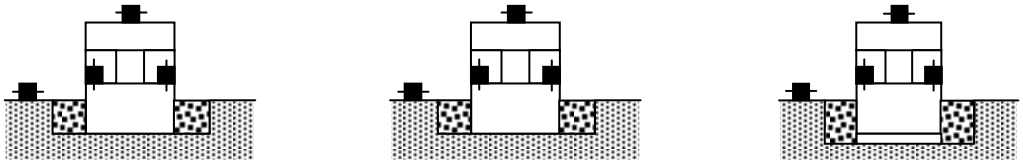
図 3.2.32　JMA 神戸位相入力時の地表面に対する建物上部のフーリエスペクトル比（ABL/AGL1），HDR

（5）建物のロッキング振動による影響

ここでは, JMA 神戸位相大加振時の建物のロッキング振動の影響を検討する。まず, 図 3.2.5 に示した基礎部両端の二つの鉛直加速度（AFRE, AFRW）の差を建物幅 0.08m で除して求めた建物の角加速度$\ddot{\theta}$（rad/s²）に建物高さ H（m）を乗じることにより, ロッキング振動成分による建物上部の水平加速度$\ddot{\theta}$H（m/s²）を求めた。そして，地表面の加速度に対するフーリエスペクトル比（$\ddot{\theta}$H /AGL1）にて，基礎底面と支持地盤の接触条件の違い，基礎側面埋土地盤の違いにより比較検討した。

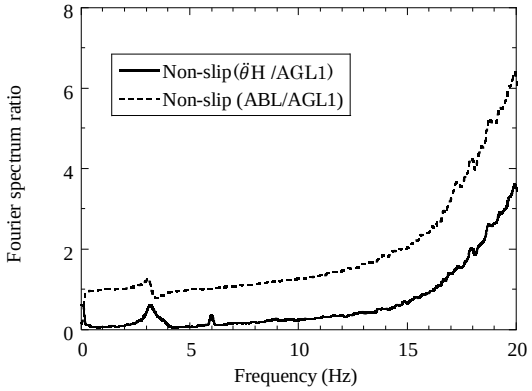
図 3.2.33 に埋土地盤が HDR のケースでの大加振時のフーリエスペクトル比（$\ddot{\theta}$H /AGL1）を接触条件ごとに示す。また，図 3.2.23b)で示した同ケースの建物上部で計測された加速度の地表面に対するフーリエスペクトル比（ABL/AGL1）もあわせて示す。建物上部で計測された水平加速度応答に対応して，$\ddot{\theta}$H/AGL1 のピーク振動数も Non-slip > Slip > Isolation の順に小さくなる。また，建物応答に占めるロッキング成分の割合は，基礎底面を接着した（Non-slip）では加振振動数範囲ではほぼ一定であるが, 接着なし（Slip）および絶縁（Isolation）の場合はピーク振動数付近で最大となり, それ以降の高振動数域でもその割合は大きくなる。これは，建物の水平応答が建物上部と基礎部で逆位相となる振動モード形を呈しているためである。

図 3.2.34 に基礎底面の接触条件が絶縁（Isolation）の場合での大加振時のフーリエスペクトル比（$\ddot{\theta}$H /AGL1）を埋土地盤の各種類について示す。また，同ケースの建物上部で計測された水平加速度の地表面に対するフーリエスペクトル比（ABL/AGL1）も併せて示す。建物上部で計測された水平加速度応答のピーク振動数付近におけるロッキング成分の割合は，PL，TR，HDR とも大きくなり，基礎底面の接着条件として摩擦を小さくした場合には建物のロッキングに起因する応答が大きくなる。なお，基礎底面を絶縁した場合（Isolation）で側面埋土地盤が HDR のケースのピーク付近の応答性状が複雑に変化しているのは, 前述した振動台のピッチング振動と重なっているためである。

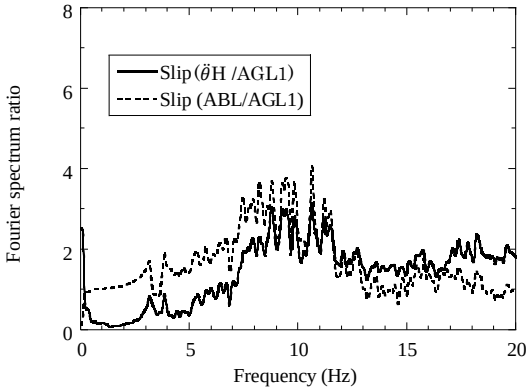


接着あり（Non-slip）　　接着なし（Slip）　　絶縁（Isolation）

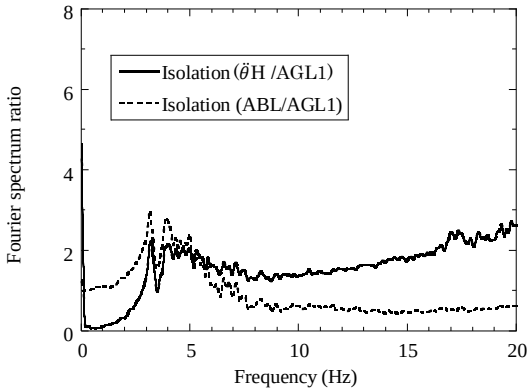
基礎側面埋土地盤：複合改良地盤（HDR）



a)　Non-slip

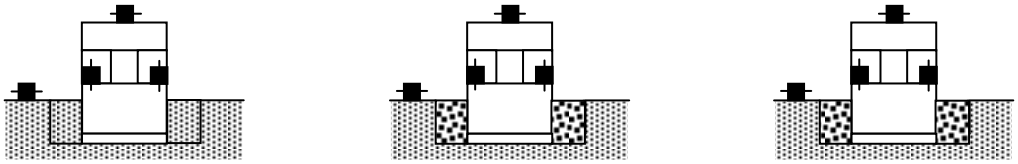


b)　Slip



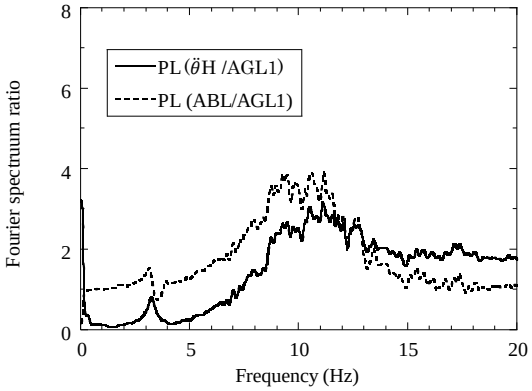
c)　Isolation

図 3.2.33　JMA 神戸位相大加振入力時の地表面に対するフーリエスペクトル比（θ̈H /AGL1），HDR，大加振

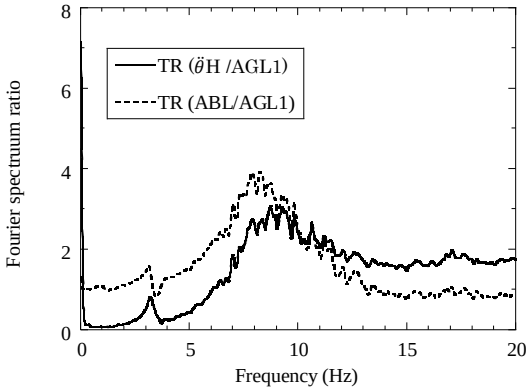


セメント系改良地盤（PL）　　複合改良地盤（TR）　　複合改良地盤（HDR）

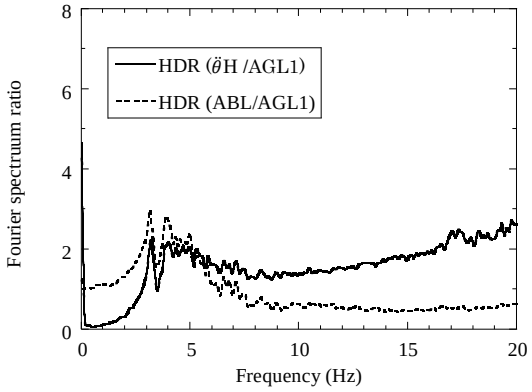
基礎底面接触条件：絶縁（Isolation）



a)　PL



b)　TR



c)　HDR

図 3.2.34　JMA 神戸位相大加振入力時の地表面に対するフーリエスペクトル比（$\ddot{\theta}$H /AGL1），Isolation，大加振

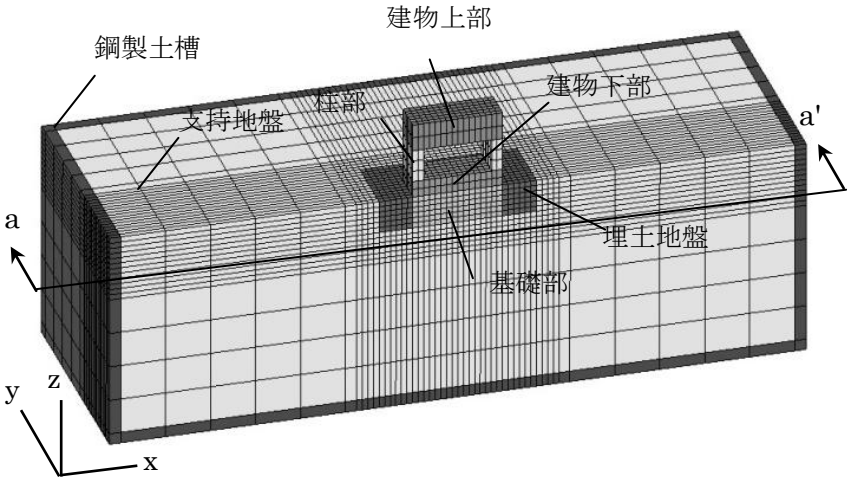
3.3　3 次元有限要素法による解析的検討

振動台実験のシミュレーション解析を 3 次元非線形有限要素法を用いて行い, 建物の応答性状についてさらに検討する。ここでは，前述の振動台模型実験の基礎側面地盤が複合改良地盤（HDR）で, 建物基礎底面と支持地盤の接触条件が接着あり（Non-slip），接着なし（Slip）の JMA 神戸位相大加振時についてシミュレーション解析を行った。

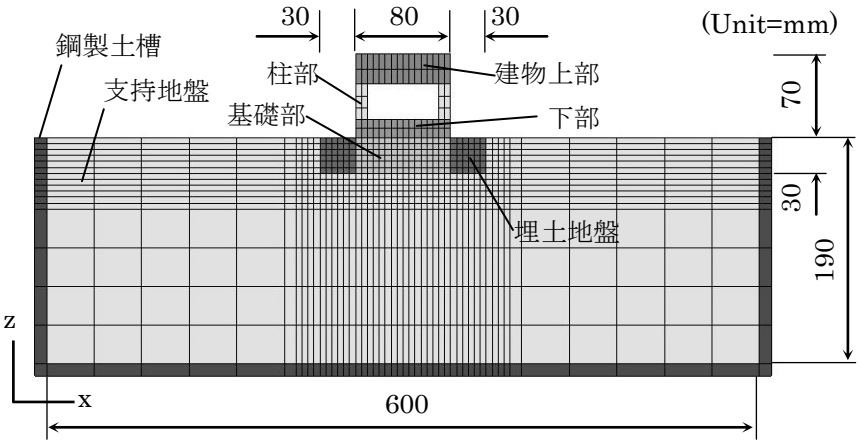
3.3.1　解析モデル

3 次元有限要素法による汎用プログラムである「LS-DYNA」[35] を用いて実験のシミュレーション解析を行った。解析モデルと図 3.3.1(a)の a-a' 断面における断面図を図 3.3.1(b)に，解析諸元を表 3.3.1 に示す。建物模型はソリッド要素でモデル化し，密度は模型に合わせて設定した。支持地盤は，ソリッド要素でモデル化し，事前の解析により本実験時の挙動がほぼ弾性域であるため弾性体とした。ヤング係数は，第 2 章の初期せん断剛性をもとに上載圧による影響を考慮して設定した。また，埋土地盤（HDR）は，ソリッド要素でモデル化して弾塑性体とした。ヤング係数は，低上載圧による繰返し単純せん断試験の結果がないため, 第 2 章に示した上載圧 100kPa におけるせん断剛性とせん断ひずみの関係がほぼ同様であった複合改良地盤（TR）の上載圧 50kPa の実験結果を用いて，その初期せん断剛性を 1/2 にしたものから求めた。塑性条件は Mohr-Coulomb 条件として, 粘着力を 0.055N/mm^2 とし, 内部摩擦角は 18.1° とした。なお，粘着力および内部摩擦角は，繰返し単純せん断試験における上載圧と最大せん断応力（τ_{max}）の関係から求めたものである。

支持地盤と埋土地盤に対しては質量比例型の減衰を与えており，1 次固有振動数に対してそれぞれ h=0.05 とした。なお，建物基礎底面と支持地盤の接触条件が Non-slip の場合は密着条件とし，Slip の場合は，すべりを考慮した接触条件を採用した。基礎側面と埋土地盤の間はすべり，剥離，再接触を考慮できる接触条件とした。基礎と地盤間の摩擦係数は, 基礎底面は 0.3 とし, 基礎側面は摩擦抵抗が小さいとして 0.05 とした。



a)　概略図



b)　a-a'断面図

図 3.3.1　実験モデル

表 3.3.1　解析諸元

モデル	種類	密度 (t/mm³)	ヤング係数 (N/mm²)	ポアソン比	材料モデル
建物	上部	8.40×10^{-9}	－	－	剛体
	柱	7.90×10^{-9}	－	－	剛体
	下部	8.40×10^{-9}	－	－	剛体
	基礎部	2.70×10^{-9}	－	－	剛体
鋼製土槽	土槽	7.90×10^{-9}	－	－	剛体
支持地盤	PL	1.54×10^{-9}	154.3	0.45	弾性体
埋土地盤	HDR	1.38×10^{-9}	30.5	0.45	弾塑性体

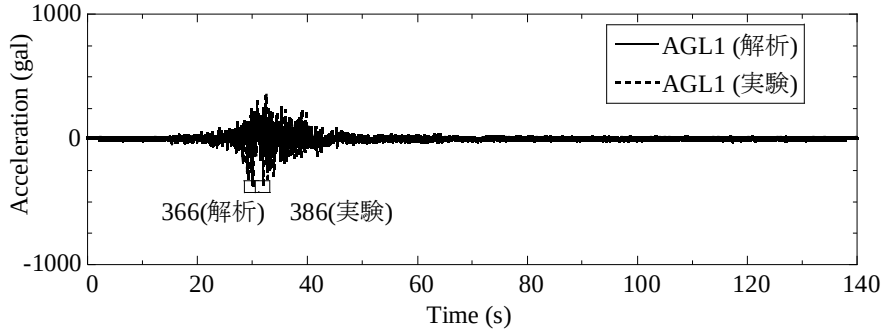
3.3.2　解析結果

（1）加速度時刻歴波形による比較

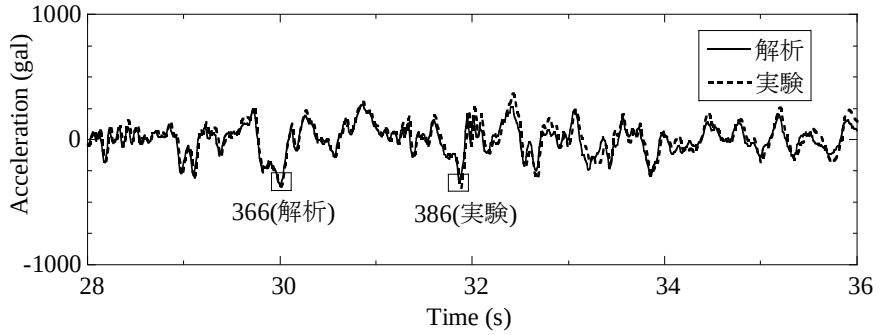
基礎底面の接触条件が接着あり（Non-slip）の場合における地表面（AGL1）と建物上部（ABL）の加速度時刻歴波形を図 3.3.2 に，接着なし（Slip）の場合を図 3.3.3 に実験結果と併せて示す。

図 3.3.2 より，Non-slip の場合には地表面および建物上部の加速度振幅，時刻歴とも実験とほぼ一致しており大変よく対応している。

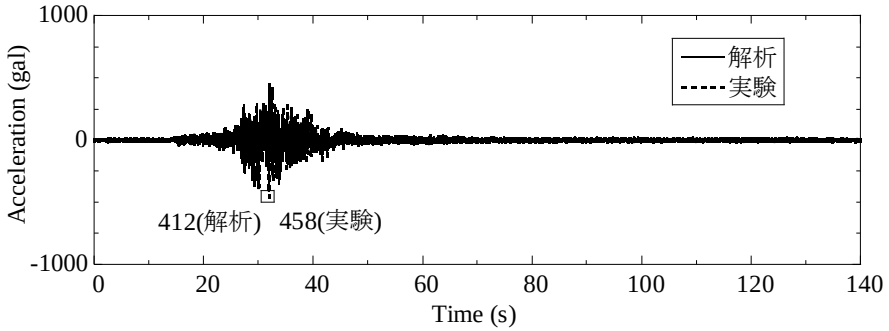
図 3.3.3 より，Slip の場合には地表面の加速度時刻歴波形については，Non-slip 同様なに実験とほぼ一致しており大変よく対応している。建物上部の加速度時刻歴波形については，実験では見られなかったパルス性の応答が見られる箇所あり解析では最大加速度応答が大きめに評価されているが，波形は概ね実験と一致している。なお，大きめに評価された原因として，建物基礎部とその周辺地盤との摩擦の設定条件やごく短時間に現れるひずみ速度依存性等が考えられるが今後の検討課題である。



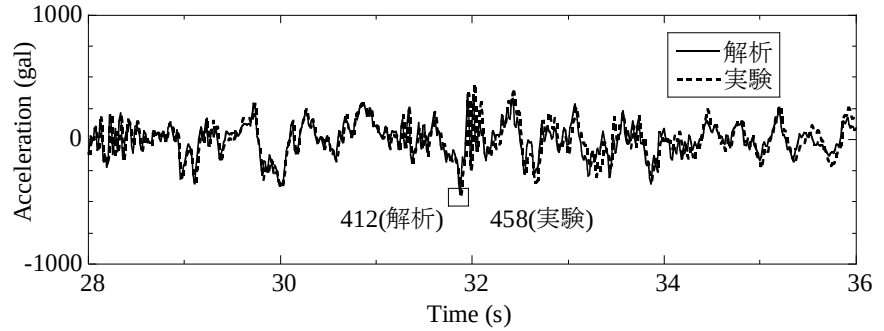
a)　地表面（AGL1）



a')　地表面（AGL1）詳細

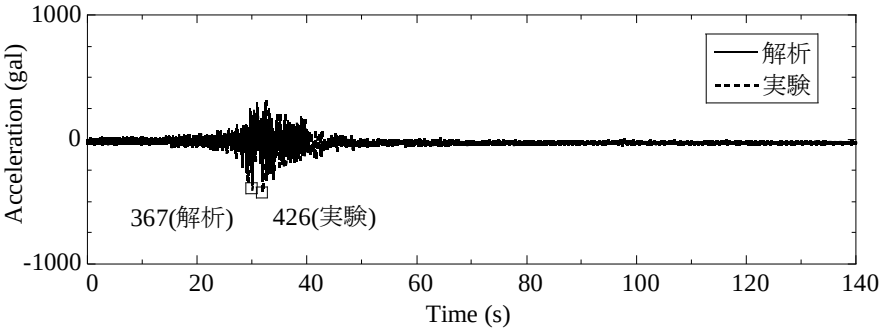


b)　建物上部（ABL）

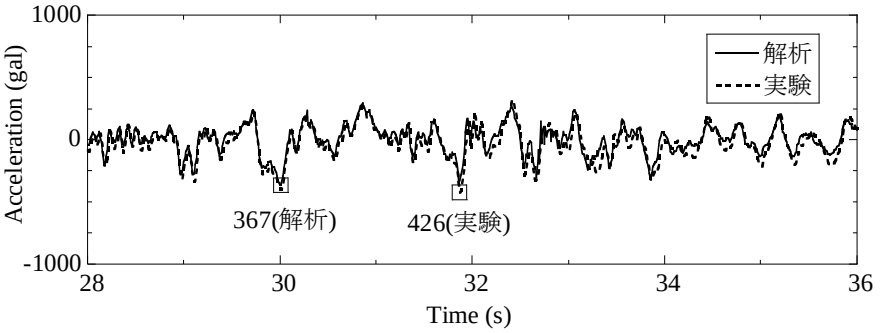


b')　建物上部（ABL）詳細

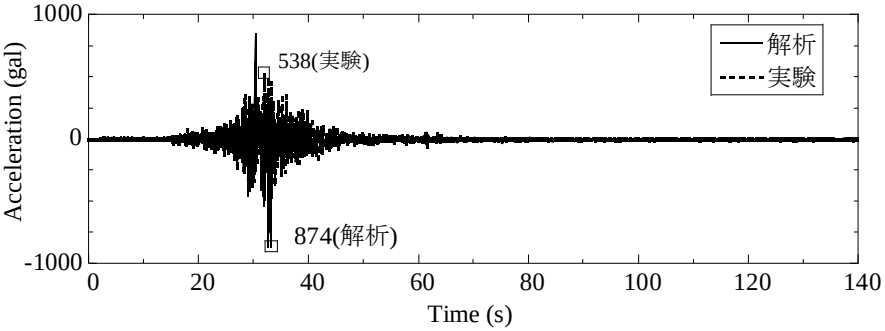
図 3.3.2　加速度時刻歴波形，HDR，Non-slip，大加振



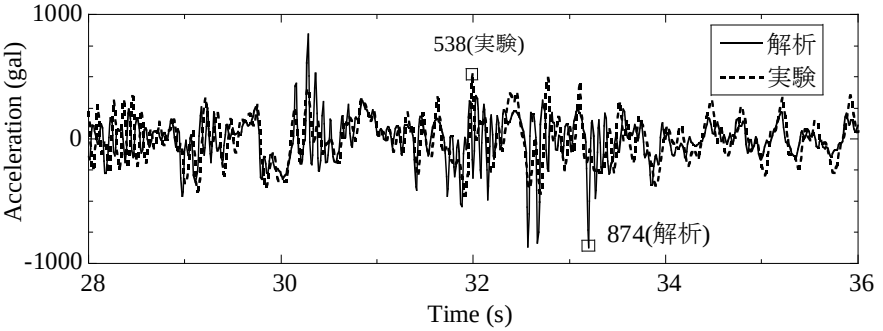
a)　地表面（AGL1）



a')　地表面（AGL1）詳細



b)　建物上部（ABL）



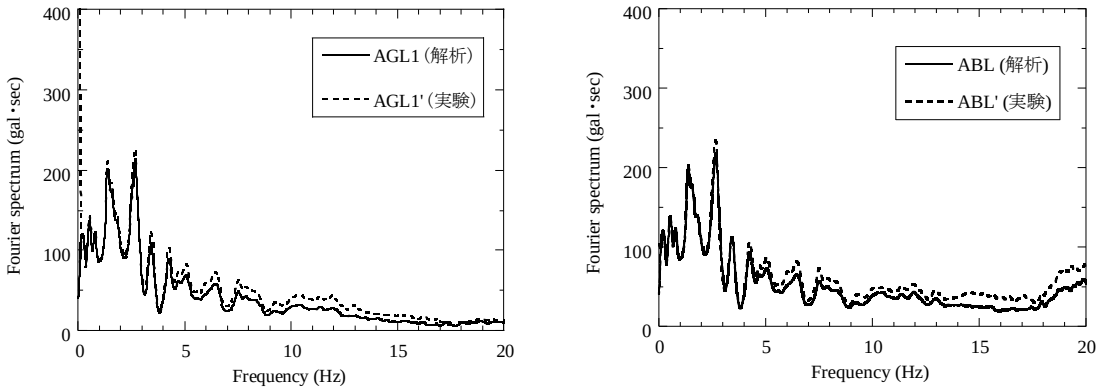
b')　建物上部（ABL）詳細

図 3.3.3　加速度時刻歴波形，HDR，Slip，大加振

（2）フーリエスペクトルによる比較

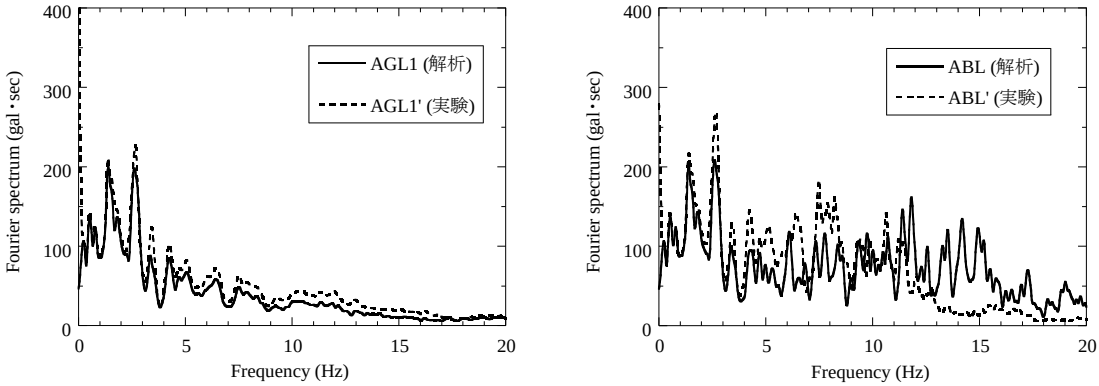
基礎底面の接触条件が接着あり（Non-slip）の場合における地表面（AGL1）と建物上部（ABL）の加速度フーリエスペクトルを図 3.3.4 に，接着なし（Slip）の場合を図 3.3.5 に実験結果と併せて示す。

地表面の加速度フーリエスペクトル（AGL）に関しては，Non-slip の場合も Slip の場合と同様な値であった。なお， 前節（3.2）で述べたとおり，実験時に振動台のピッチング振動の影響があったため，振動台上で計測した鉛直加速度から振動台のロッキング成分を計算して補正した。実験と解析結果の比較では，Slip の場合の高振動数側で両者の振幅に差が見られるが，地表面応答および建物応答とも概ね対応している。



a)　AGL1　　b)　ABL

図 3.3.4　加速度時刻歴波形，HDR，Non-slip，大加振

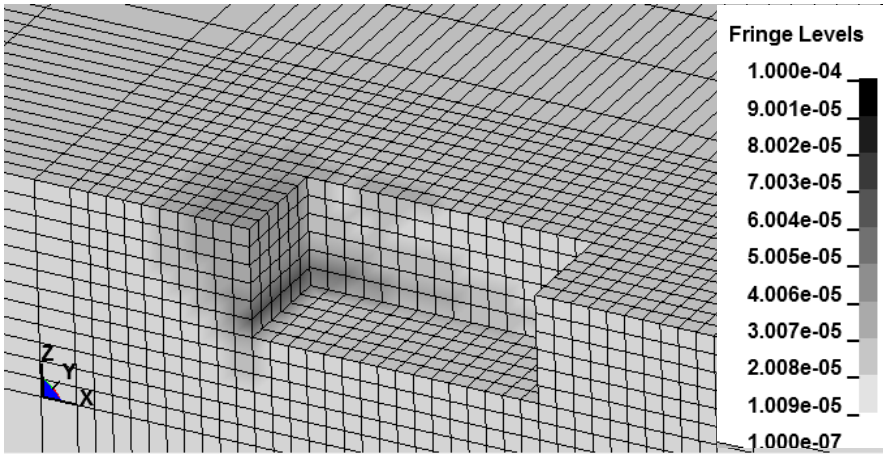


a)　AGL1　　b)　ABL

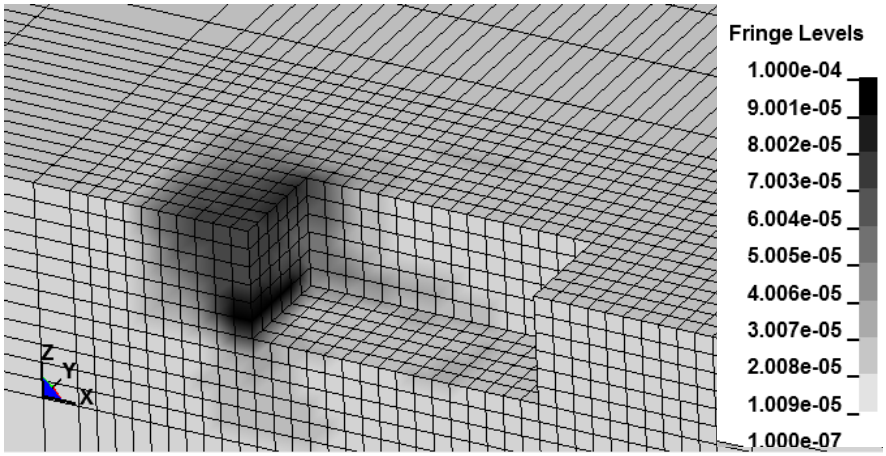
図 3.3.5　加速度時刻歴波形，HDR，Slip，大加振

（3）ひずみ分布

実験時の建物上部での加速度応答が最大値に近い時刻における Non-slip と Slip の場合の埋土地盤と支持地盤の最大主ひずみ分布を図 3.3.6 に示す。Non-Slip の場合に比べ Slip の場合では，加振方向の埋土地盤でのひずみの進行が大きくなり，建物応答を低減していることがわかる。



a)　Non-slip



b)　Slip

図 3.3.6　最大主ひずみ分布，HDR

3.4　まとめ

本章では，複合改良地盤を直接基礎建物の側面地盤に用いることにより建物の地震応答低減を図ることを目的に，振動台を使用した加振実験とそのシミュレーション解析を行った。また，基礎部側面地盤の違い，基礎底面の接触条件の違いが大地震時の建物挙動に及ぼす影響について検討した。

複合改良地盤を直接基礎建物側面地盤に用いた振動台模型実験を行い，基礎側面埋土地盤の違いと，基礎底面と支持地盤との接触条件の違いが，直接基礎建物の地震応答に与える影響について検討した。本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

1)　地表面加速度に対する最大応答加速度の増幅率の比較では，基礎底面の接触条件が接着あり（Non-slip）の場合は，埋込みがない場合と埋込みが砂地盤である場合でほぼ同程度であることから，低拘束圧下となる砂地盤（S）では埋込み効果が発揮していないことがわかった。これに対して，埋込みにセメント系地盤（PL），廃タイヤゴムチップを用いた複合改良地盤（TR），高減衰ゴムチップを用いた複合改良地盤（HDR）を用いた場合には地表面加速度と建物応答が同程度となり，増幅が小さいことを確認した。接触条件が接着なし（Slip）の条件で埋込みがない場合の小加振と大加振入力の時は，地表面に対する建物の加速度最大値の増幅は小さいが，それよりも入力が大きい場合には増幅する結果であった。これは基礎の浮き上がりが生じ，応答最大値が大きくなったものと思われる。埋込みにより基礎の応答を拘束したセメント系地盤や複合改良地盤では増幅が小さくなり，特に，高減衰ゴムチップでの効果が大きい結果であった。

2)　基礎側面埋土の改良地盤の効果は，埋込みがない場合に比べ，応答振幅を低減すること，地盤との連成系のピーク振動数が接着あり（Non-slip）の条件では高振動数側となるが，基礎底面の接着条件により低振動数側に移行することが確認できた。

3)　基礎側面の埋土地盤がある全てのケースにおいて，地盤－建物の連成系のピーク振動数は，基礎底面の接触条件として，接着あり（Non-slip），接着なし（Slip），絶縁（Isolation）の順で小さくなり，最大振幅は，接着なし（Slip），絶縁（Isolation）の順で小さくなった。

4)　基礎底面の接触条件が接着なし（Slip）と絶縁（Isolation）の場合は，地盤－建物の連成系の最大振幅は入力レベルが大きくなると小さくなり，その傾向は，セメント系改良地盤（PL），廃タイヤゴム複合改良地盤（TR），高減衰ゴム複合改良地盤（HDR）の順に大きくなった。また，基礎側面改良地盤の剛性の違いにより，ピーク振動数は，セメント系改良地盤（PL），廃タイヤゴム複合改良地盤（TR），高減衰ゴム複合改良地盤（HDR）の順に低振動数側に移行した。

以上から，基礎底面と支持地盤の摩擦抵抗を小さくして入力動を低減し，基礎側面改良地盤との非線形相互作用の効果を大きくして，側面地盤のエネルギー吸収を大きくすることにより建物の地震応答を低減できることがわかった。一方，基礎底面が絶縁（Isolation）の場合，基礎側面埋土地盤からの入力によりロッキング成分が生じることを確認した。

3 次元有限要素法による解析的検討では，振動台模型実験の基礎側面が複合改良地盤（HDR）で，建物基礎底面と支持地盤の接触条件が接着あり（Non-slip），接着なし（Slip）の大加振についてシミュレーション解析を行い，建物の応答性状について検討した。

5) 基礎底面の接触条件が接着なし（Slip）の場合で建物上部の加速度応答を実験より大きく評価したものの，接着あり（Non-slip），接着なし（Slip）の場合とも地表面の応答および建物応答とも概ね実験結果に対応する結果を得ることができた。

6) 基礎底面と支持地盤の摩擦抵抗を小さくすることにより，基礎側面地盤でのひずみの進行が大きくなり，建物応答を低減していることがわかった。

以上のことより，直接基礎建物の基礎周辺地盤に複合改良地盤を用いた場合の建物の応答性状を把握するとともに，その挙動を検証した。実験と解析の両面から，基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗を小さくして入力動を低減し，基礎側面改良地盤との非線形相互作用の効果を大きくして，側面地盤のエネルギー吸収を大きくすることにより建物の地震応答を低減できることがわかった。さらに，靭性のある側面改良地盤は大地震時における埋込み効果と基礎の過度の変形を抑制する効果が大きいことを確認した。一方，直接基礎側面地盤に複合改良地盤を適用する際，基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗を小さくして入力動を低減することがより有効であるため，底面の接触条件を明確にできる低摩擦材料の選定あるいは開発が必要である。

第 4 章　複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減

4.1　はじめに

内陸直下型地震が発生した際，パルス性地震動と呼ばれる長周期を含む大振幅の地震動が生じる可能性がある。このような設計用地震動を大きく上回る地震が発生した場合，一般建物は言うまでもなく，免震建物においても免震層に過大な変形が生じる。海溝型地震であった東北地方太平洋沖地震においても，宮城県のある免震建物では，片振幅で 40cm，両振幅で約 70cm の免震層変位が生じている。しかし，既存の免震建物のなかには周辺擁壁との設計クリアランスが 40cm を下回る建物もある。これらに対し，大地震が発生した場合には，設計時には想定していない擁壁への衝突が懸念される。擁壁との衝突にともない，免震建物の上部構造では層間変形や応答加速度が増大し，免震装置では引き抜けや過大な水平変位の発生などが考えられるため，その影響を早急に評価し，対策を講ずることが必要となる。

以上の背景を踏まえ，本章では，現行耐震設計で想定する地震動を超えた地震が発生し免震建物と免震層周辺の擁壁がたとえ衝突しても，上部構造の応答を低減するような擁壁を開発し，安全性のより高い免震建物の設計を合理的に行うことを目的とする。

そこで，複合改良地盤を用いた擁壁（複合改良地盤擁壁）と免震建物模型の衝突実験を行うことにより，免震建物が擁壁へ衝突した際の応答性状を把握し，その応答を低減するような機構を開発するための基礎データを得るため，セメント系改良地盤および複合改良地盤による擁壁での建物の応答低減効果を確認する。次に第 3 章で使用した大阪大学所有の振動台実験装置（動電式 2 軸同時地震動再現装置，写真 4.1.1，表 4.1.1）を使用して，複合改良地盤を用いた U 型擁壁にて 1g 場における動的加振実験を行い，建物が繰返し擁壁に衝突する際の上部構造の応答特性を把握し，擁壁応答時の低減効果を確認する。

そして，シミュレーション解析では，3 次元非線形有限要素法を用いた時刻歴応答解析を行うことで，免震層および上部構造の応答性状を実験結果と比較し，解析モデルの妥当性を検討する。また，3 次元非線形有限要素法を用いた解析では，実大免震建物を想定したモデルを作成し，擁壁の剛性・耐力をパラメータとした解析を行い，実建物への複合改良地盤擁壁の適用性について検討する。

以上の結果により，免震建物と擁壁との衝突問題において考慮すべき点をまとめ，将来の耐震設計の向上に役立てることを目指す。

写真 4.1.1　振動台実験装置

表 4.1.1　振動台の仕様

駆動テーブル寸法	1200mm×600mm
最大加速度	24.5m/s^2(無積載時)
最大速度	0.8m/s(無積載時)
最大変位	100mm
振動数範囲	0.5Hz~200Hz
最大積載重量	300kg

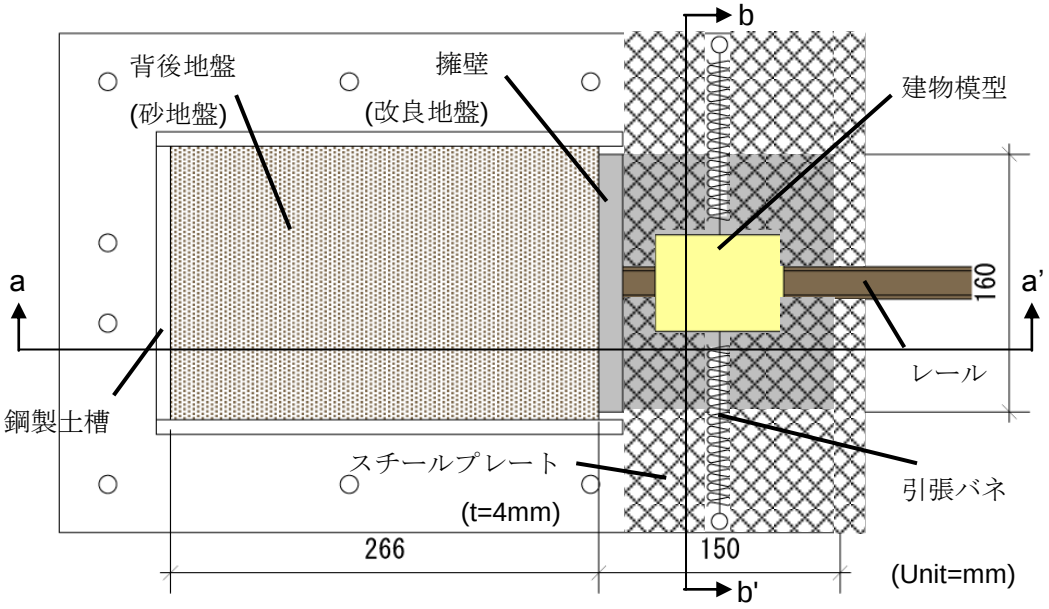
4.2　擁壁衝突模型実験

本実験では，擁壁と背後地盤を模擬して作製した模型地盤に，免震建物を模擬した模型を衝突させ，衝突時の背後地盤特性や建物応答，擁壁変位などを計測しその挙動を把握する。擁壁は改良地盤とし，セメント系地盤に加えて，2 種類の複合改良地盤を用いた。建物応答が低減するか等を検討した。第 3 章と同様に，複合改良地盤には従来のセメント系地盤に廃タイヤゴムチップあるいは高減衰ゴムチップと，靭性をもたすために繊維材を加えている。また，建物模型の初期変位もパラメータとして変化させることで，衝突前の運動エネルギーの違いが擁壁や建物応答にどのように影響するかを検討した。まず予備実験として，免震層の復元力を模擬するために建物模型に取り付けしたバネのバネ定数の計測を行った。そこから今回の実験模型の固有周期を算出し，実験後の考察の参考とした。

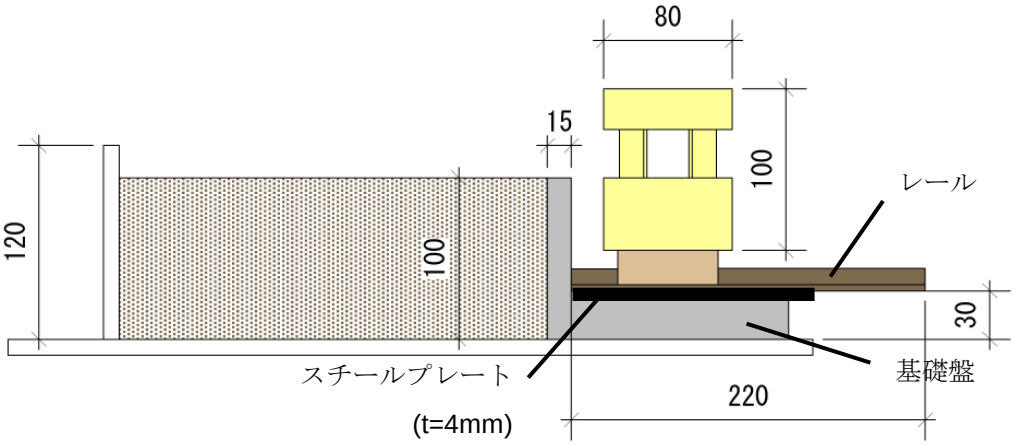
4.2.1　実験モデル

（1）実験モデル

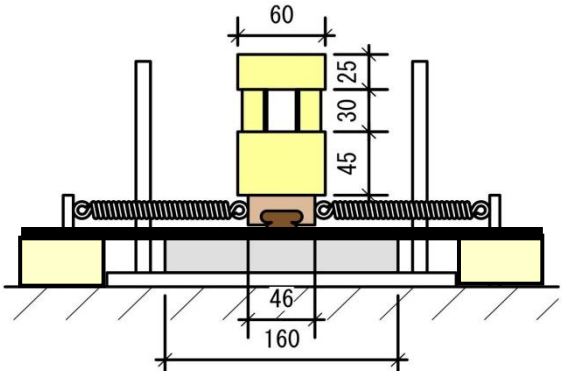
実験装置の平面図と断面図を図 4.2.1 に，全体写真を写真 4.2.1 に示す。実験模型の擁壁高さは 70mm，免震建物模型とのクリアランスは 20mm とした。免震層は，キャリッジとレールの単純な構造からできたガイドレール（静摩擦係数 0.125）と引張バネにより復元力特性を再現した。実験模型のバネ定数は予備実験結果から 0.44N/mm であった。図 4.2.2 に建物模型の平面図と側面図を，全体写真を写真 4.2.2 に示す。建物模型は剛体で，総重量は 21.5N である。建物上部と基礎の一部は真鍮製（密度 8.4g/cm^3），柱部は鉄製（密度 7.9g/cm^3），基礎は超々ジュラルミン製（密度 2.8g/cm^3）である。実験に使用した擁壁は基礎盤と一体で L 型に作成し，スチールプレート（t=4mm）にて基礎盤を土槽底板と挟み固定した。前述のレールはそのプレート上面に接着し，固定している。



a)　平面図



b)　a-a'断面図



c)　b-b'断面図

図 4.2.1　実験モデル

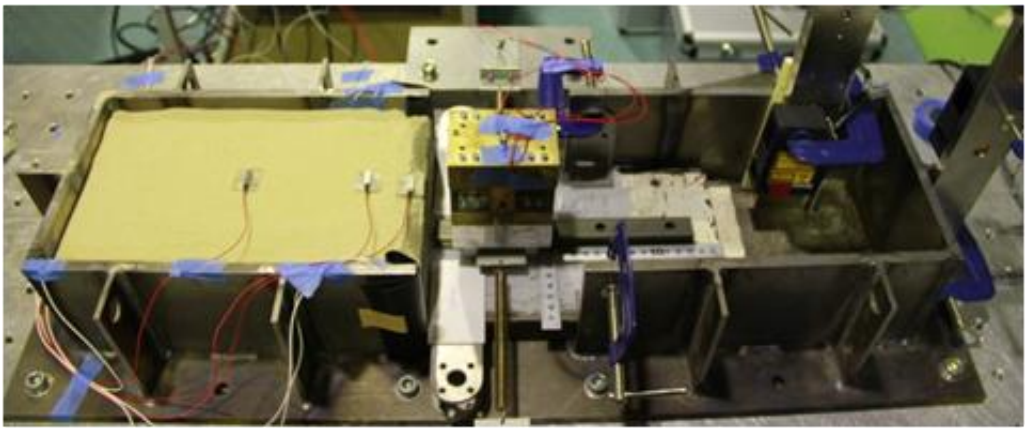
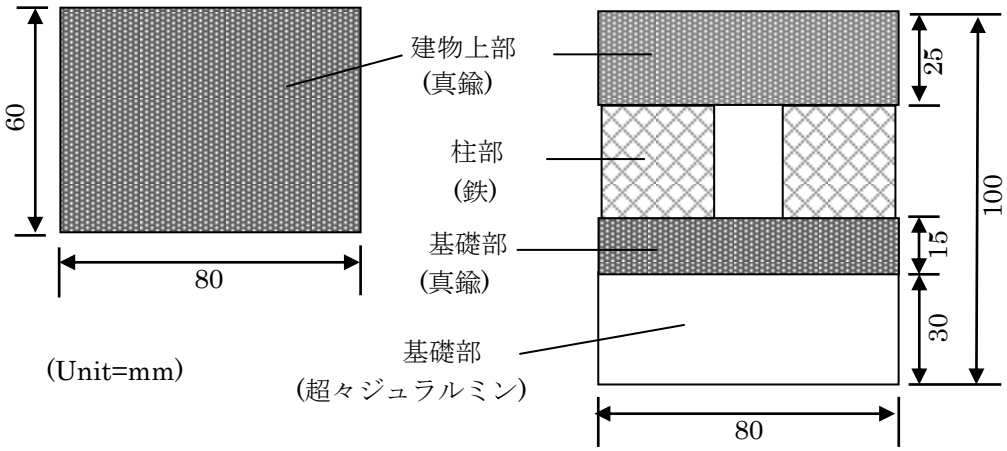


写真 4.2.1　実験模型



a)　平面図　　b)　側面図

図 4.2.2　建物模型

写真 4.2.2　建物模型

（2）擁壁の種類

実験に使用した擁壁（改良地盤）は，セメント系改良地盤（PL），廃タイヤゴムチップと繊維材（ナイロン系短繊維）を混合した複合改良地盤（TR），および高減衰ゴム（ブチル系高減衰ゴム）チップと繊維材を混合した複合改良地盤（HDR）の 3 種類である。

各改良地盤に使用した材料の物性は第 2 章（2.2 使用材料）と同様とした。泥土は建設発生土で，これに加水および砂分調整を行い，一般的な固化処理土で用いられている性状と一致させた。ゴムチップは 2 種類使用した。一つは廃タイヤを破砕した粒径 1～5mm のリサイクル品であり，もう一つはブチル系高減衰ゴムを粒径 5mm 以下に破砕したものである。繊維材には，長さ 30mm 程のナイロン系繊維を使用した。また，固化材は高炉セメント B 種を用いた。各改良地盤の配合表を表 4.2.1 に，それらの改良体の一軸圧縮試験結果を図 4.2.3 に示す。セメント系改良地盤（PL）は脆性的な性状を示すが，複合改良地盤（TR，HDR）はひずみが 10%を超える領域まで靭性があること，剛性と強度は TR に比べ HDR の高減衰ゴムの方が低いことがわかる。

表 4.2.1　配合表

		No.1 (PL)	No.2 (TR)	No.3 (HDR)
セメント	(kg/m³)	35	35	35
廃タイヤ ゴムチップ	(kg/m³)	－	300	－
	(v%)	－	27	－
高減衰 ゴムチップ	(kg/m³)	－	－	300
	(v%)	－	－	27
繊維材	(v%)	－	5	5
密度	(g/cm³)	1.52	1.37	1.37

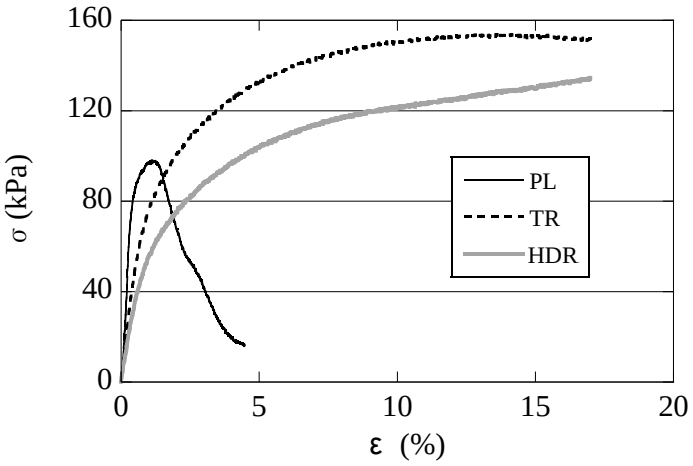


図 4.2.3　改良地盤の一軸圧縮試験結果（応力－ひずみ関係）

（3）背後地盤

実験の背後地盤は乾燥した豊浦砂で作製し，地盤の相対密度は Dr＝80％に設定した。背後地盤は空中落下法により作製した。空中落下法とは，乾燥した標準砂を一定の高さから自由落下させて土槽内に敷設する方法である。砂の撒き出し口の口径や落下高さを変化させることで，任意の相対密度を再現させることができる。本実験では 600mm の高さから自由落下させた。（写真 4.2.3）

写真 4.2.3　空中落下法による模型地盤の作製（イメージ）

4.2.2　実験ケースと計測位置

（1）実験ケース

本実験で実施した実験ケースを表 4.2.2 に示す。

擁壁の種類を PL，TR，HDR の 3 種類として，建物模型に初期変位を 50～80mm を与えて放すことで初速度を与え擁壁に衝突させた。また，PL 擁壁は，擁壁の壁厚の違いによる衝突時の建物応答の違いを検討するため，壁厚を 15mm と 30mm の 2 種類で実験を行った。

表 4.2.2　実験ケース

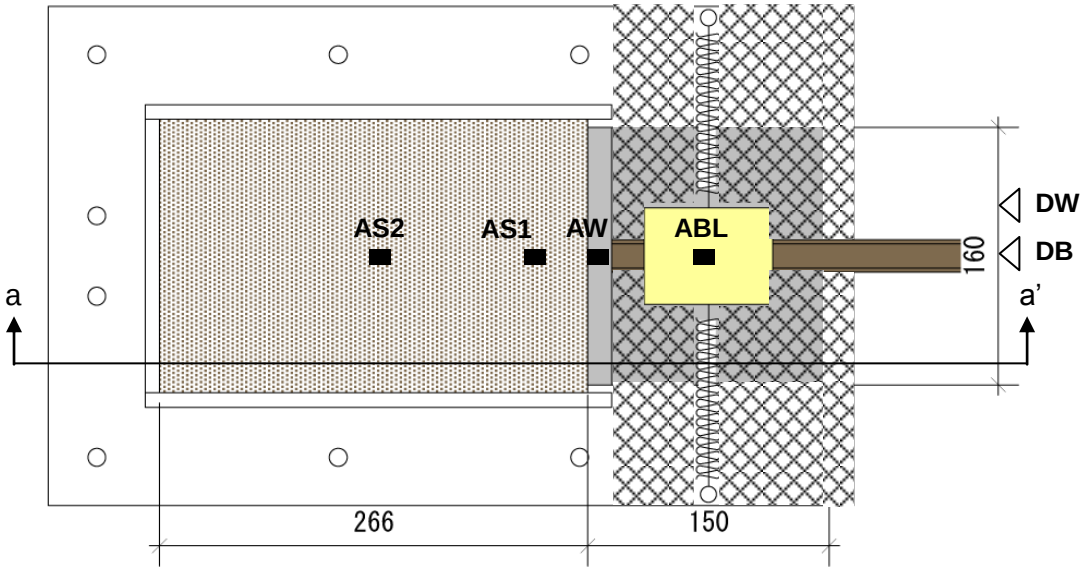
擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位 (mm)			
		50	60	70	80
PL	15	PL-15_50	PL-15_60	PL-15_70	PL-15_80
	30	－	PL-30_60	－	PL-30_80
TR	15	－	TR-15_60	－	TR-15_80
HDR	15	－	HDR-15_60	－	HDR-15_80

（2）計測器設置位置

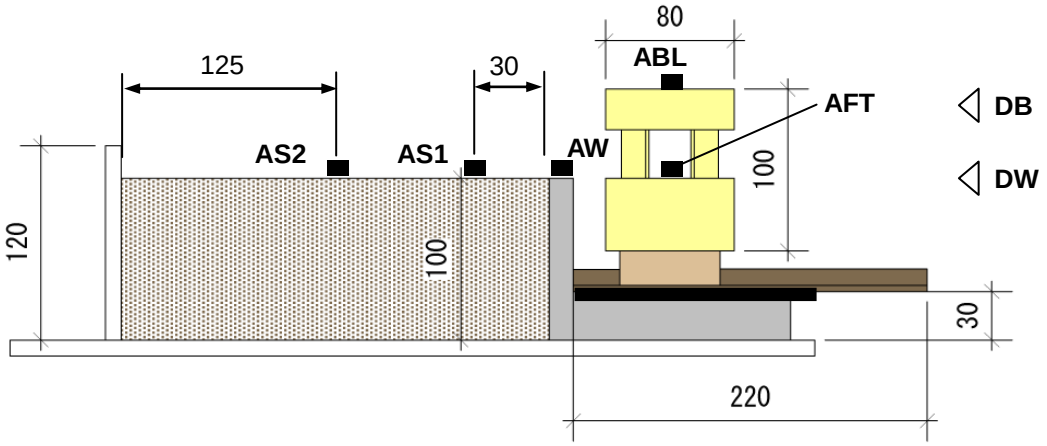
実験では図 4.2.4 のように，加速度計，変位計を設置し，計測した。

建物模型頂部（ABL），建物基礎上部（AFT），擁壁上部（中央，AW），背後地盤には地表面の擁壁端から 30mm 離れた位置に 1 点（AS1），土槽壁面から 125mm の位置に 1 点（AS2），振動台上（入力，A1）に設置した。また，土槽（を固定した振動台）との相対変位は土槽に設置したレーザー変位計を用いて，擁壁頂部（DW）および建物上部（DB）の計測を行った。

なお,加速度計としては,写真 4.2.4 に示す圧電型加速度センサ（寸法:4×4×13mm，重量：1.3g，最大測定加速度：5,000m/s^2，Yamaco111BW，セコニック社製）を使用し，変位計としてレーザー変位計（基準距離：300mm，測定範囲：±100mm，LB-300（センサヘッド），LB-1200（アンプユニット），KEYENCE 社製）を使用した。（写真 4.2.5）計測ユニットは，計測用データロガ（NR-600AC セット，KEYENCE 社製）に加速度計測ユニット（NR-CA04， KEYENCE 社製）を接続し使用した。（写真 4.2.6）



a)　平面図



b)　a-a'断面図

図 4.2.4　計測器設置位置

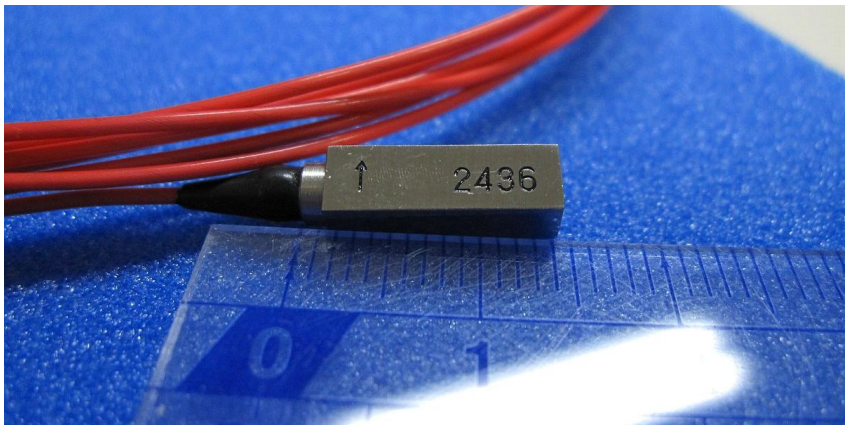


写真 4.2.4　圧電型加速度センサ

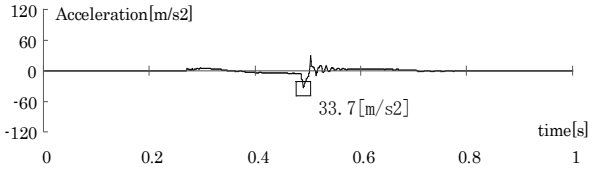
写真 4.2.5　レーザー変位計（左：センサヘッド，右：アンプユニット）

写真 4.2.6　計測ユニット

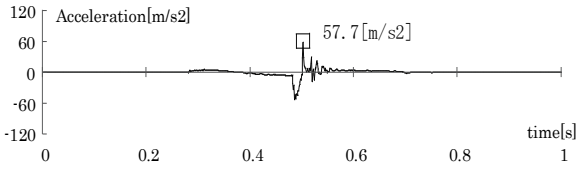
4.2.3　実験結果

建物頂部（ABL）および建物基礎部（AFT）の加速度，建物変位（DB）および擁壁変位（DW）の実験結果を図 4.2.5～4.2.9 に示す。なお，実験結果の時刻歴波形は 1 秒間をデータから切り出しており，0.5 秒の時に各実験の建物上部の加速度が最大となるように調節している。図中にそれぞれの最大値を四角印で示し，その値を併記する。

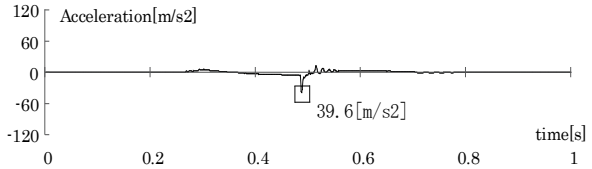
各擁壁の実験ケースとも，それぞれの加速度および変位時刻歴波形を見ると，初期変位の増加にともない最大値も徐々に大きくなっていることがわかる。



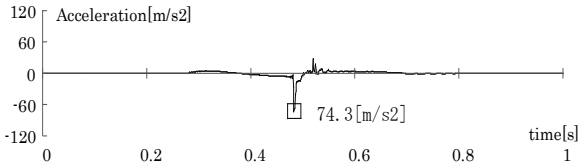
a-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



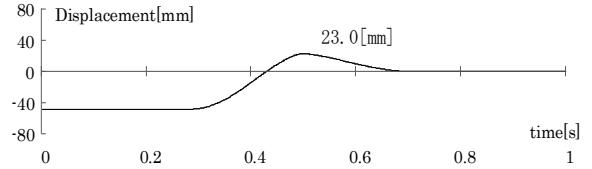
b-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



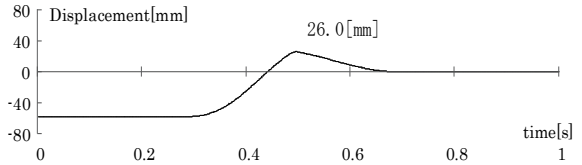
a-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



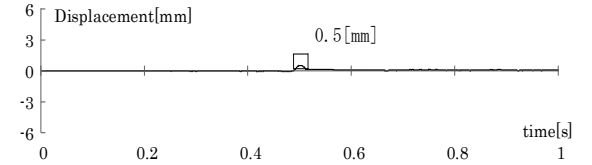
b-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



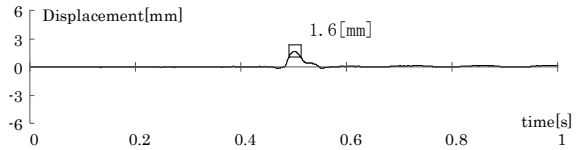
a-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



b-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



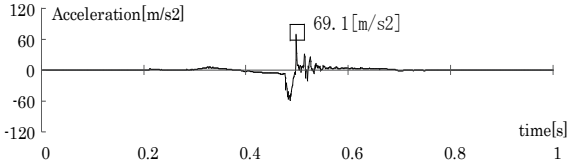
a-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）



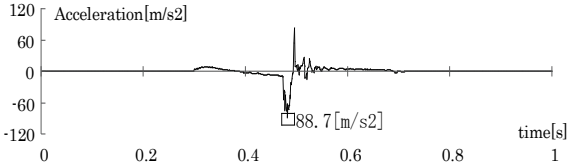
b-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）

a)　PL-15_50　　b)　PL-15_60

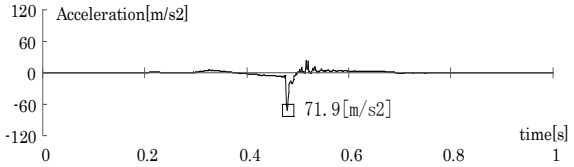
図 4.2.5　加速度および変位時刻歴波形（PL-15，初期変位 60，80mm）



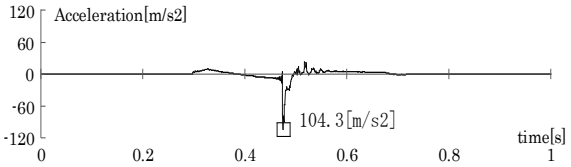
c-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



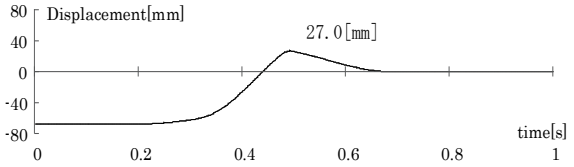
d-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



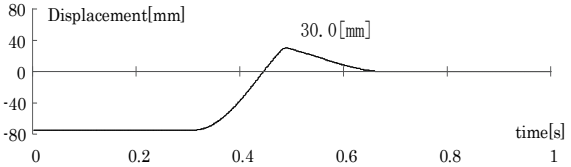
c-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



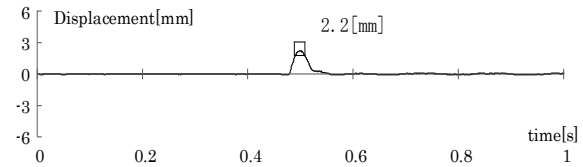
d-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



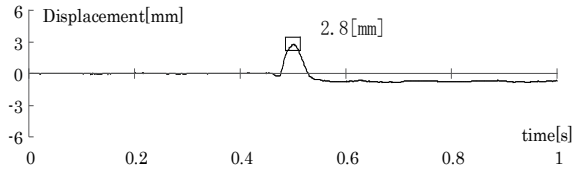
c-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



d-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



c-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）

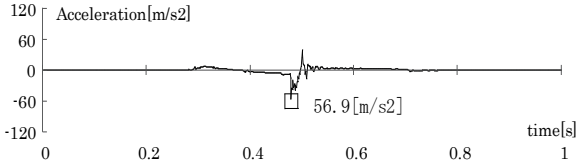


d-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）

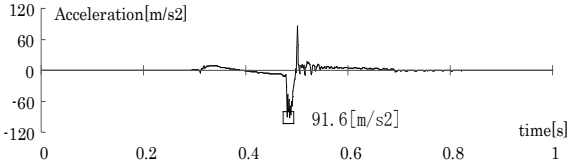
c)　PL-15_70

d)　PL-15_80

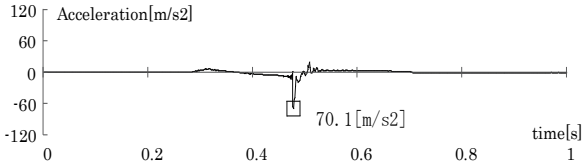
図 4.2.6　加速度および変位時刻歴波形（PL-15，初期変位 70，80mm）



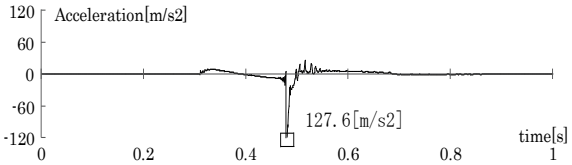
a-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



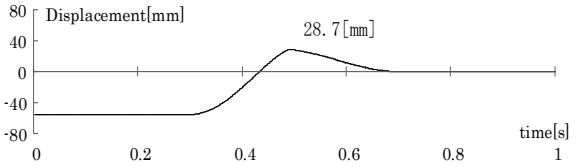
b-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



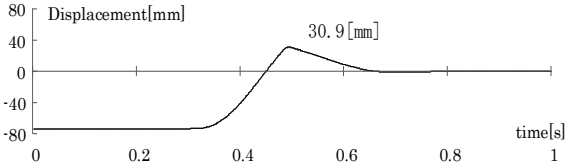
a-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



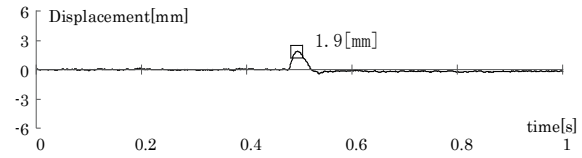
b-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



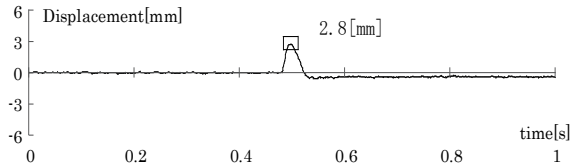
a-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



b-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



a-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）

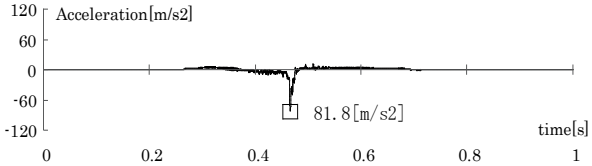


b-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）

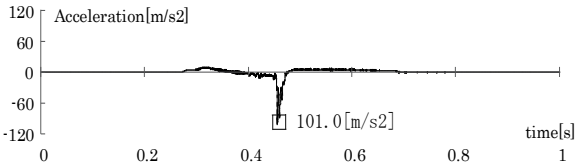
a)　PL-30_60

b)　PL-30_80

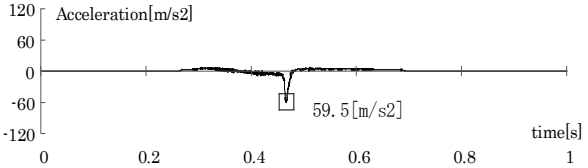
図 4.2.7　加速度および変位時刻歴波形（PL-30，初期変位 60，80mm）



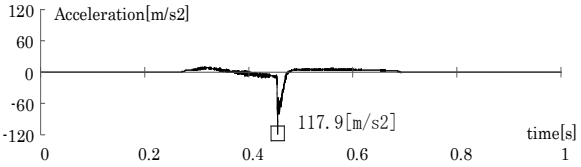
a-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



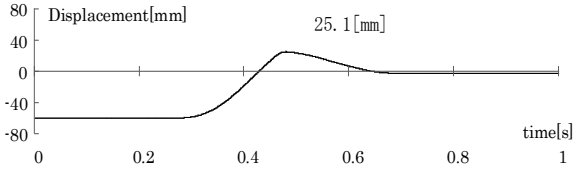
b-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



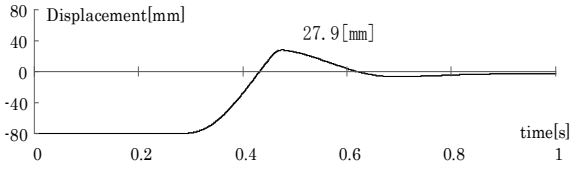
a-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



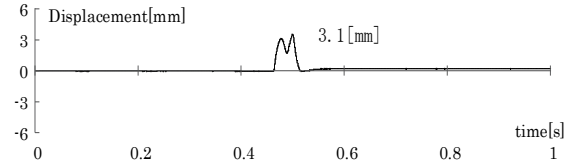
b-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



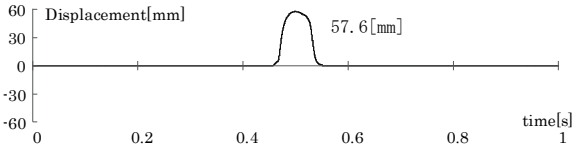
a-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



b-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



a-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）

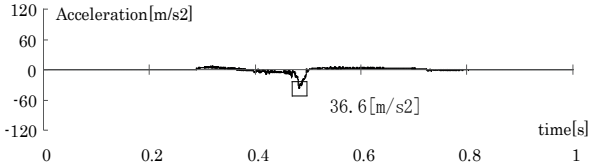


b-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）（※計測不良）

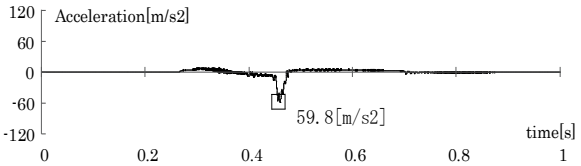
a)　TR-15_60

b)　TR-15_80

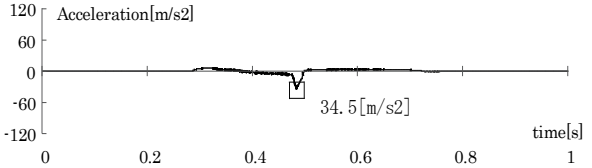
図 4.2.8　加速度および変位時刻歴波形（TR-15，初期変位 60，80mm）



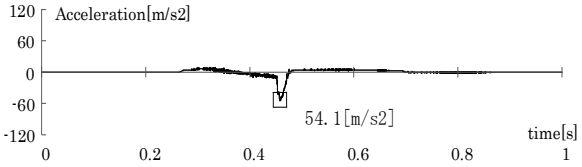
a-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



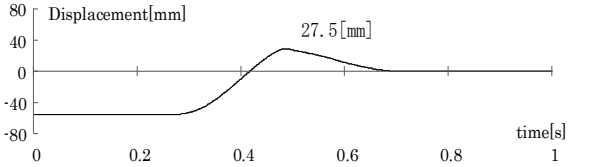
b-1)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



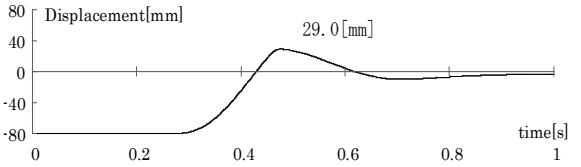
a-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



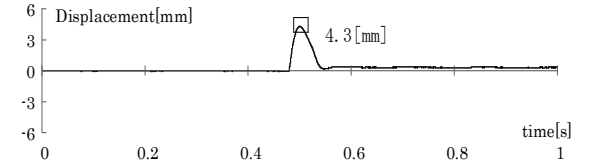
b-2)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



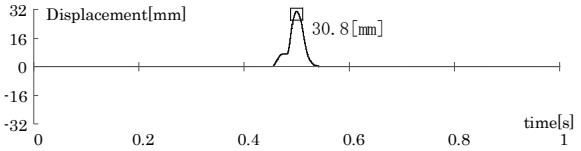
a-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



b-3)　建物変位時刻歴波形（DB）



a-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）



b-4)　擁壁変位時刻歴波形（DW）（※計測不良）

a)　HDR-15_60

b)　HDR-15_80

図 4.2.9　加速度および変位時刻歴波形（HDR-15，初期変位 60，80mm）

（1）建物模型の初期変位による比較

検討対象とする実験ケースを表 4.2.3 に示す。

ここでは，壁厚 15mm の PL 擁壁で衝突させる建物模型の初期変位を 50～80mm と変化させた実験ケースにて比較検討する。

表 4.2.3　実験ケース

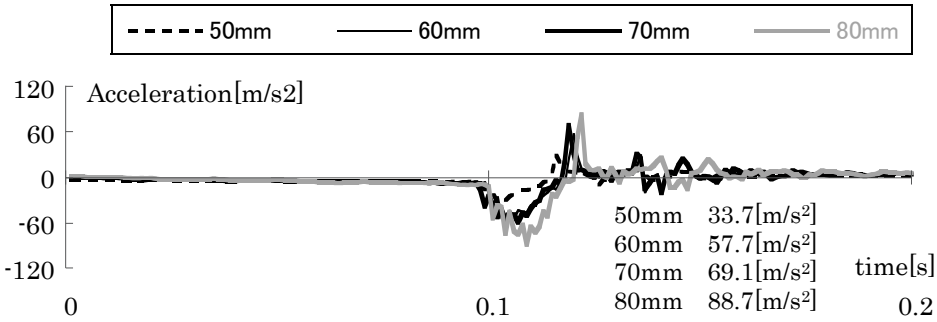
擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位 (mm)			
		50	60	70	80
PL	15	PL-15_50	PL-15_60	PL-15_70	PL-15_80

建物模型の初期変位の違いを見るために図 4.2.10 に建物頂部（ABL），建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形および建物変位（DB），擁壁変位（DW）の時刻歴波形をそれぞれ重ね描いた。なお，建物基礎上部加速度（AFT）が最大となる点の前後 0.1 秒間ずつ，計 0.2 秒間を拡大してグラフに示している。

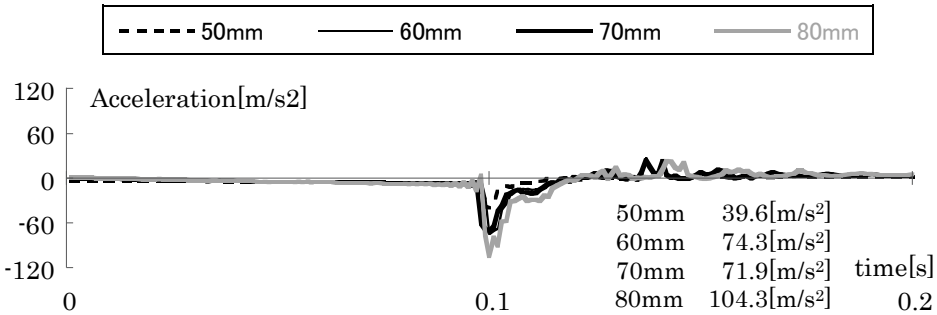
図 4.2.5，4.2.6 および 4.2.10 のそれぞれの建物頂部の加速度時刻歴波形および最大加速度を見ると，初期変位の増加にともない最大加速度も徐々に大きくなっていることが分かる。また，建物基礎部の最大加速度は建物頂部を上回っているが，衝突面が建物基礎部であったため衝撃が大きくなったと考えられる。

さらに建物頂部の加速度を見ると，負側に大きな加速度が生じたあと正側にも大きく加速度が生じているが，これは上部が衝突によって振られているからである。初期変位 80mm では，建物模型が剛体であるため最大加速度が 88.7m/s^2 近くと非常に高加速度の値となっている。

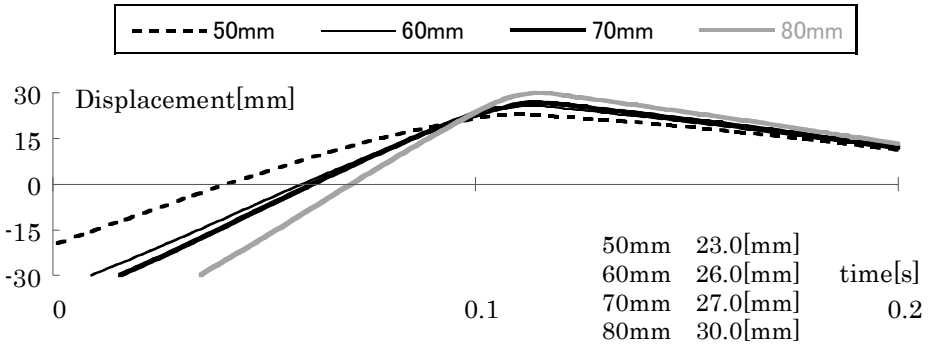
それぞれの建物変位の時刻歴波形および最大値を見ると，擁壁はクリアランスが 20mm の位置にあるから，初期変位 50mm では 3mm，初期変位 60mm では 6mm，初期変位 70mm では 7mm、初期変位 80mm では 10mm と，最大値からクリアランスの 20mm を差し引いた分だけ擁壁を押し込んでいると推測できる。しかし擁壁の中央から離れた位置の変位の最大値を見ると，順に 0.5mm，1.6mm，2.2mm，2.8mm であり，建物上部の変位よりもかなり小さいことが分かる。このことから，上部構造の変位には擁壁を押し込んだ変位量に，ロッキング挙動によるものが付加されていると推測される。



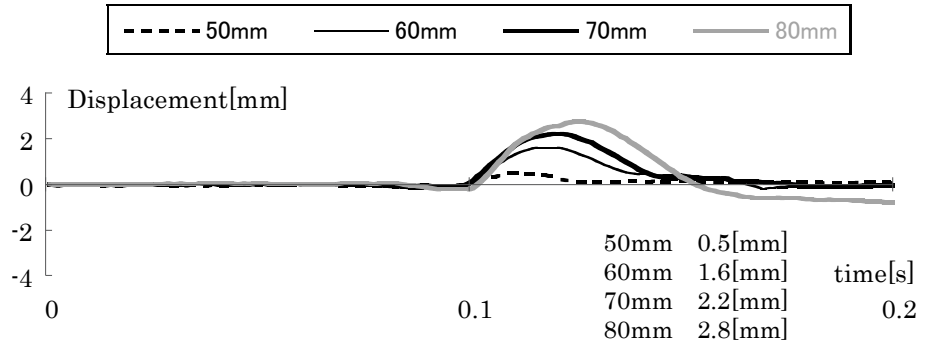
a) 建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



b) 建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



c) 建物変位時刻歴波形（DB）



d) 擁壁変位時刻歴波形（DW）

図 4.2.10 加速度および変位時刻歴波形（PL-15，詳細）

（2）擁壁厚さによる比較

検討対象とする実験ケースを表 4.2.4 に示す。

ここでは, 壁厚 15, 30mm の PL 擁壁で, 衝突させる建物模型の初期変位を 60, 80mm と変化させた実験ケースにて比較検討する。

表 4.2.4　実験ケース

擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位　(mm)	
		60	80
PL	15	PL-15_60	PL-15_80
	30	PL-30_60	PL-30_80

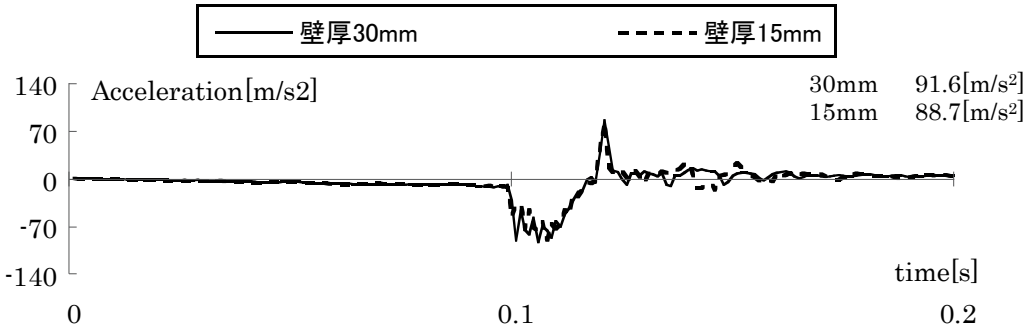
擁壁の厚さのよる違いを見るために図 4.2.11 に衝突させる建物模型の初期変位が 80mm について建物頂部（ABL），建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形および建物変位（DW），擁壁変位（DW）の時刻歴波形をそれぞれ重ね描いた。なお，グラフは衝突時の 0.2 秒間を拡大して示している。

図 4.2.11a)，b)より，建物頂部の加速度においては，擁壁厚さの違いによってそれほど差は見られなかったが，基礎部においては，壁厚 30mm の擁壁を用いた場合の方が約 20m/s² 上回った。

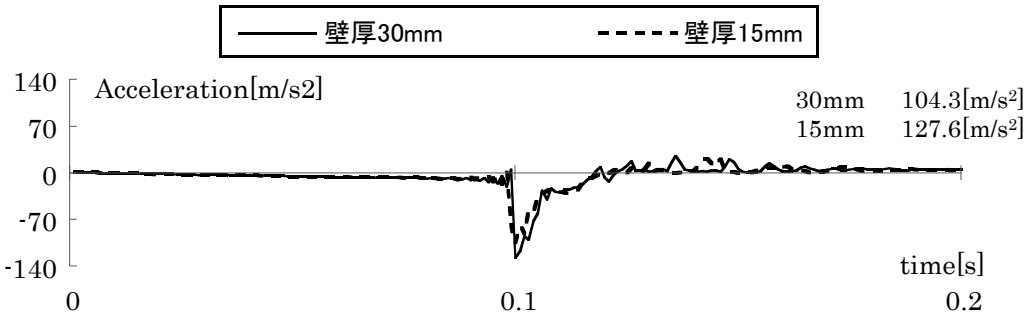
図 4.2.11d)の擁壁変位を見ると，壁厚 30mm および 15mm ともに 2.8mm 変位した後，元の位置を通り越して 0.8mm ほど負の値が出ていることが分かる。これは衝突の衝撃が大きかったため, その反動として擁壁が砂地盤によって押し返されたと推測できる。

図 4.2.5b-4)，4.2.7a-4)より，初期変位が 60mm の場合は衝突の運動エネルギーが初期変位 80mm に比べ小さいので，それほど押し戻されることなく元の位置に戻った。

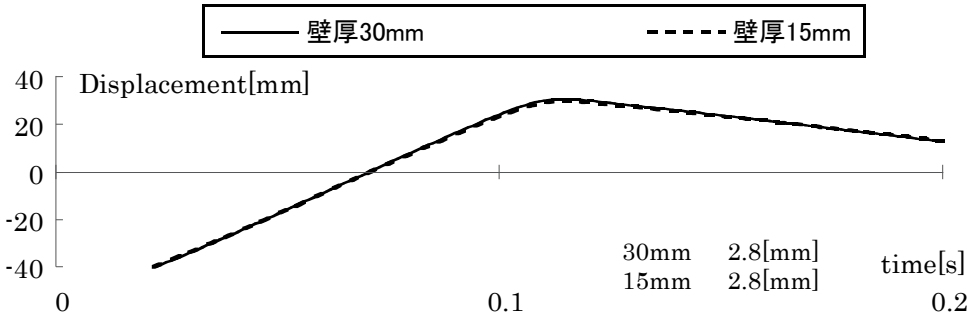
図 4.2.5b-3)，4.2.6d-3)，4.2.7a-3)，4.2.7b-3)の建物変位の時刻歴波形より，クリアランスの 20mm を考慮すると，上部建物は擁壁位置より約 10mm 移動しているが擁壁変位は約 3mm であるのでやはりロッキングの挙動が生じていることが考えられる。



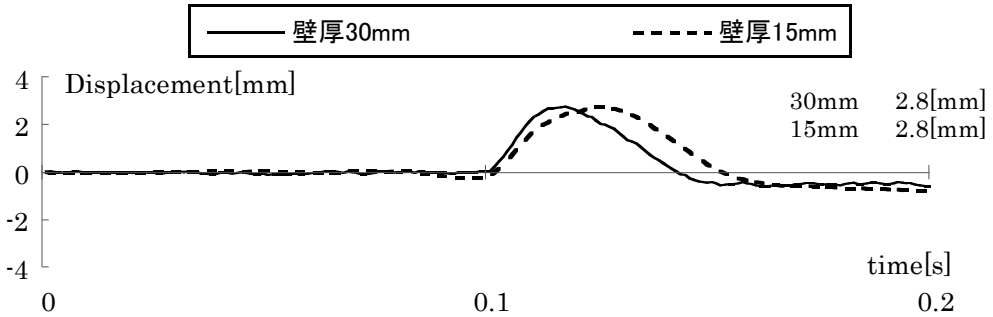
a) 建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



b) 建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



c) 建物変位時刻歴波形（DB）



d) 擁壁頂部変位時刻歴波形（DW）

図 4.2.11 加速度および変位時刻歴波形（PL，初期変位 80mm，詳細）

（3）擁壁の種類による比較

検討対象とする実験ケースを表 4.2.5 に示す。

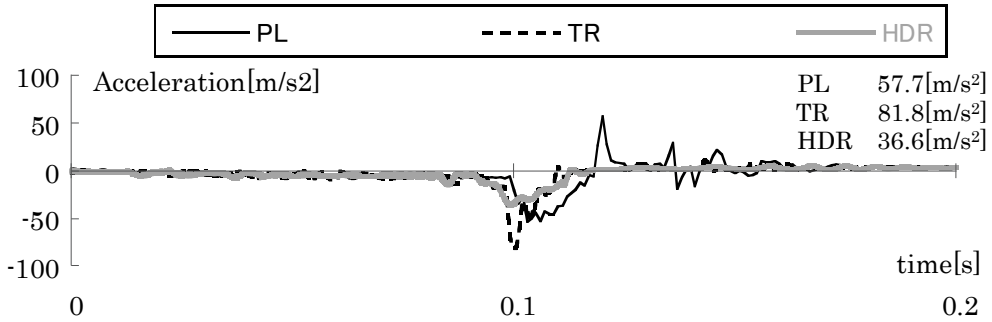
ここでは，PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁の 3 種類の擁壁について，衝突させる建物模型の初期変位を 60，80mm と変化させた実験ケースにて比較検討する。

表 4.2.5　実験ケース

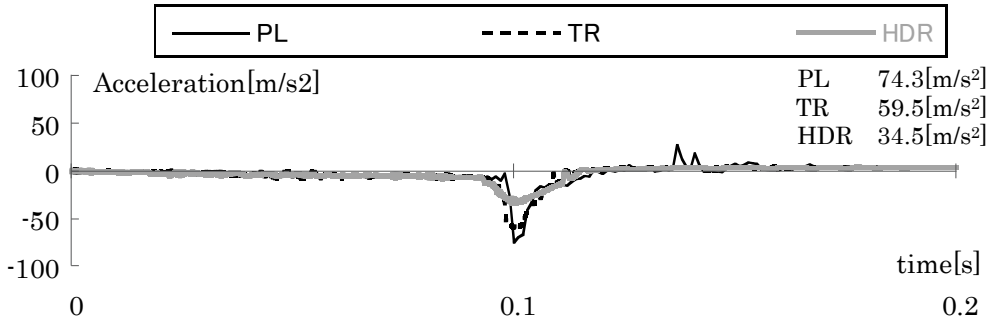
擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位 (mm)	
		60	80
PL	15	PL-15_60	PL-15_80
TR	15	TR-15_60	TR-15_80
HDR	15	HDR-15_60	HDR-15_80

擁壁の種類による違いを見るために図 4.2.12 に衝突させる建物模型の初期変位が 60mm について建物頂部（ABL），建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形および擁壁変位（DW），擁壁変位（DW）の時刻歴波形をそれぞれ重ね描いた。なお，グラフは衝突時の 0.2 秒間を拡大して示している。

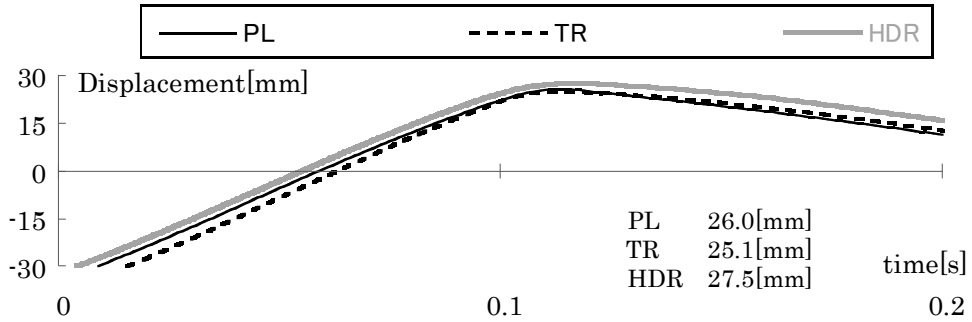
初期変位 60mm の場合における建物上部加速度時刻歴波形を見ると，衝突によって負側に生じた加速度波形に大きな違いが見られる。PL 擁壁への衝突時には，他の 2 つに比べて短時間で大きな加速度が生じた。これは擁壁の剛性が，ゴムチップを配合した擁壁（TR 擁壁，HDR 擁壁）に比べて高いものであったからである。建物基礎部の最大加速度を見ても，PL 擁壁の場合は 74.3m/s^2 であるのに対し，廃タイヤゴムチップを混合した TR 擁壁の場合は 59.5m/s^2，高減衰ゴムチップを混合した HDR 擁壁の場合は 34.5m/s^2 と，小さくなり低減効果が確認できる。また，TR 擁壁，HDR 擁壁は衝突時の擁壁頂部の最大変位が大きいにもかかわらず衝突後には以前の位置に戻っており，靭性のある変形性能を有することがわかる。



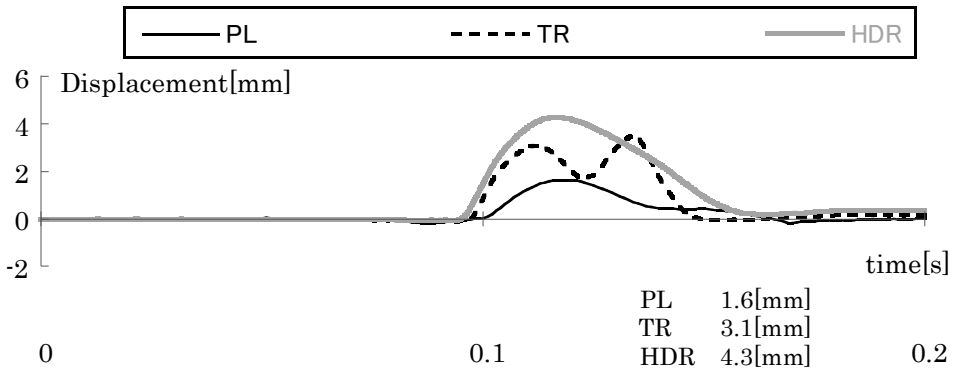
a) 建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）



b) 建物基礎部加速度時刻歴波形（AFT）



c) 建物変位時刻歴波形（DB）



d) 擁壁変位時刻歴波形（DW）

図 4.2.12　加速度および変位時刻歴波形（PL，TR，HDR，初期変位 60mm，詳細）

（4）擁壁部の復元力特性

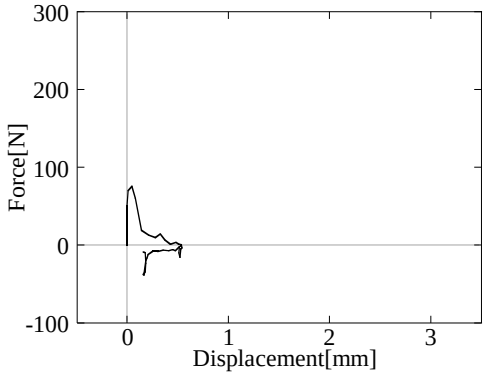
ここでは，建物模型が擁壁に衝突した際における擁壁部の復元力特性について検討する。擁壁変位（DW）を横軸に，建物基礎部の加速度（AFT）に建物質量を乗じた水平方向の荷重（応答慣性力）を縦軸にして示す。対象とする実験ケースを表 4.2.6 に，結果を図 4.2.13～4.2.16 に示す。

表 4.2.6　実験ケース

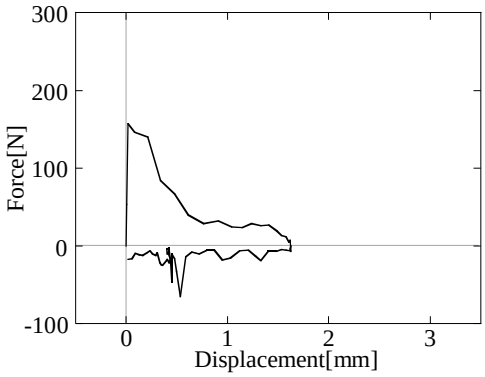
擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位 (mm)			
		50	60	70	80
PL	15	PL-15_50	PL-15_60	PL-15_70	PL-15_80
	30	－	PL-30_60	－	PL-30_80
TR	15	－	TR-15_60	－	TR-15_80
HDR	15	－	HDR-15_60	－	HDR-15_80

図 4.2.13～4.2.16 より，PL 擁壁に比べてゴムチップを配合した PL 擁壁，HDR 擁壁は、初期剛性が小さくなっていることが分かる。これは擁壁に含まれるゴムチップが，衝突による衝撃を吸収したからであり，減衰効果が十分に発揮できたと言える。また耐力をみると，図 4.2.14b)の PL 擁壁の厚さ 30mm，初期変位 80mm（PL-30_80）の場合が一番大きくなり，約 290N であった。

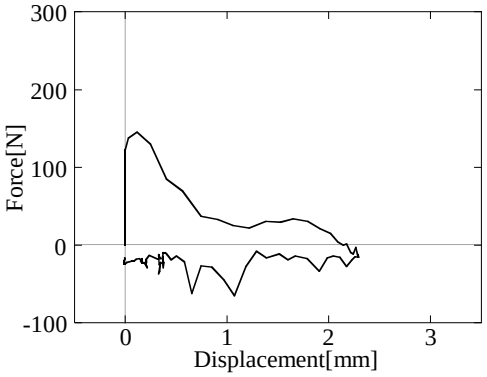
図の復元力特性のループ内の面積は消費エネルギーに相当し，各擁壁のケースにおいて，衝突させる建物模型の初期変位 80mm の場合が他の初期変位に比べて大きくなった。これは初期変位 80mm の場合が衝突エネルギーも大きいため，擁壁部の吸収するエネルギーも大きくなったためであろう。



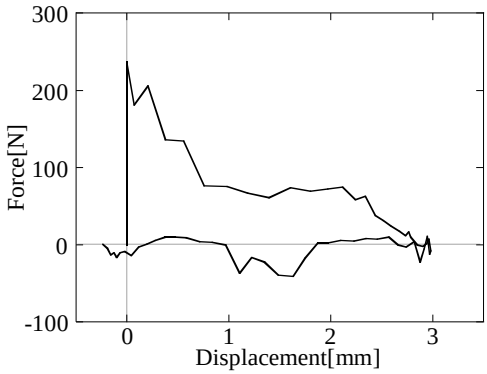
a)　PL-15_50



b)　TR-15_60

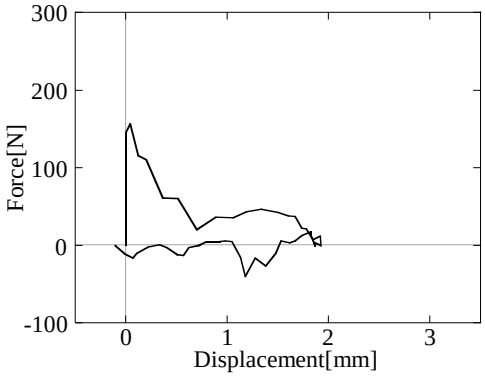


c)　TR-15_70

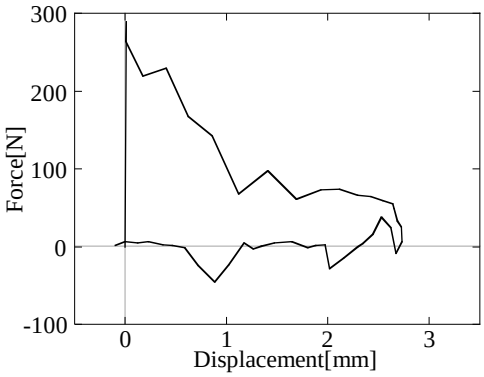


d)　TR-15_80

図 4.2.13　擁壁部の復元力特性（PL-15，初期変位 60，80mm）

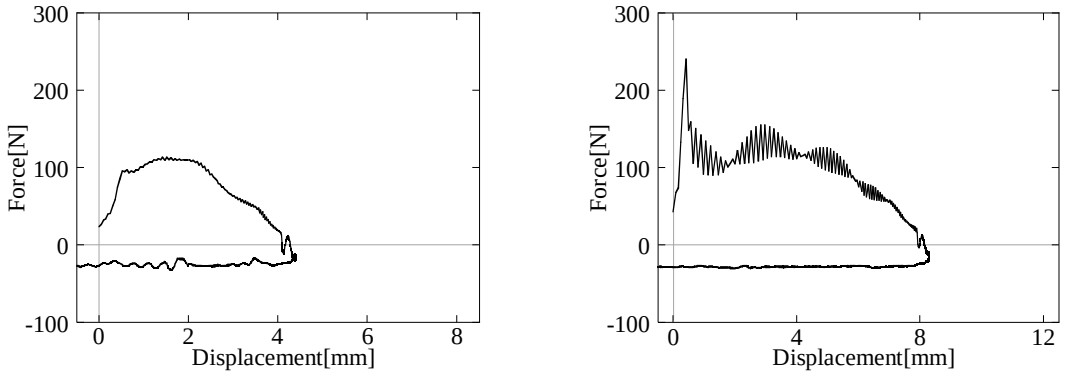


a)　PL-30_60



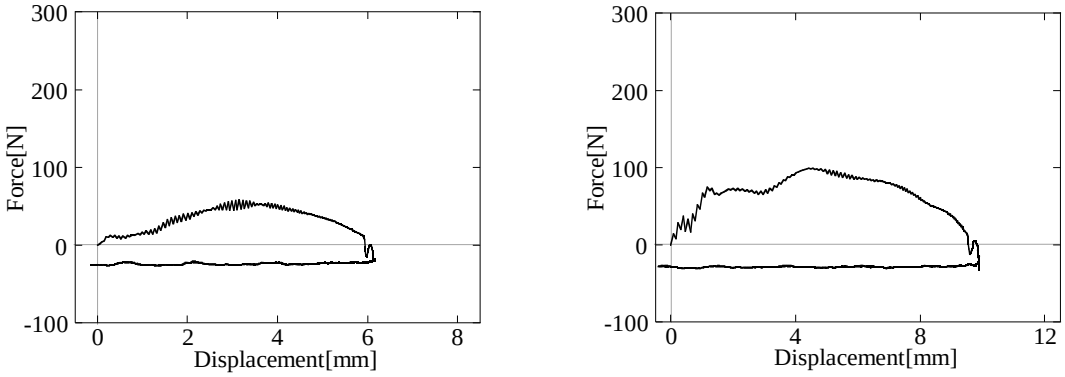
b)　PL-30_80

図 4.2.14　擁壁部の復元力特性（PL-30，初期変位 60，80mm）



a)　TR-15_60　　b)　TR-15_80

図 4.2.15　擁壁部の復元力特性（TR-15，初期変位 60，80mm）



a)　HDR-15_60　　b)　HDR-15_80

図 4.2.16　擁壁部の復元力特性（HDR-15，初期変位 60，80mm）

4.3　振動台模型実験

本節では，擁壁と背後地盤を模擬して作製した模型地盤に，免震建物模型として引張バネとレールで免震層を模擬した試験体を設置して，それらを振動台に固定し，振幅を変化させた正弦波と地震波を入力して実験を行い，過大地震における免震建物と擁壁との衝突時の挙動を計測する。なお，本実験は，第 3 章で使用した大阪大学所有の振動台（動電式 2 軸同時地震動再現装置，写真 4.3.1，表 4.3.1）を使用して，複合改良地盤を用いた U 型擁壁にて 1g 場における動的加振実験を行った。また，4.2 擁壁衝突模型実験と同様に，擁壁は改良地盤とし，セメント系改良地盤に加えて，廃タイヤゴムチップもしくは高減衰ゴムチップと繊維材を混合した 2 種類の複合改良地盤の計 3 種類を用いて，衝突時の建物の応答低減効果等を検討した。

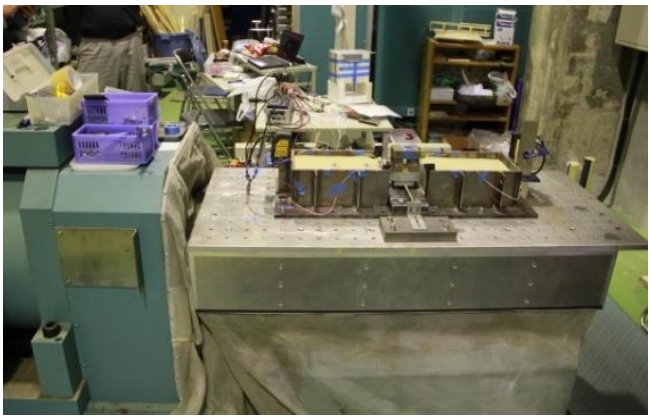


写真 4.3.1　振動台実験装置

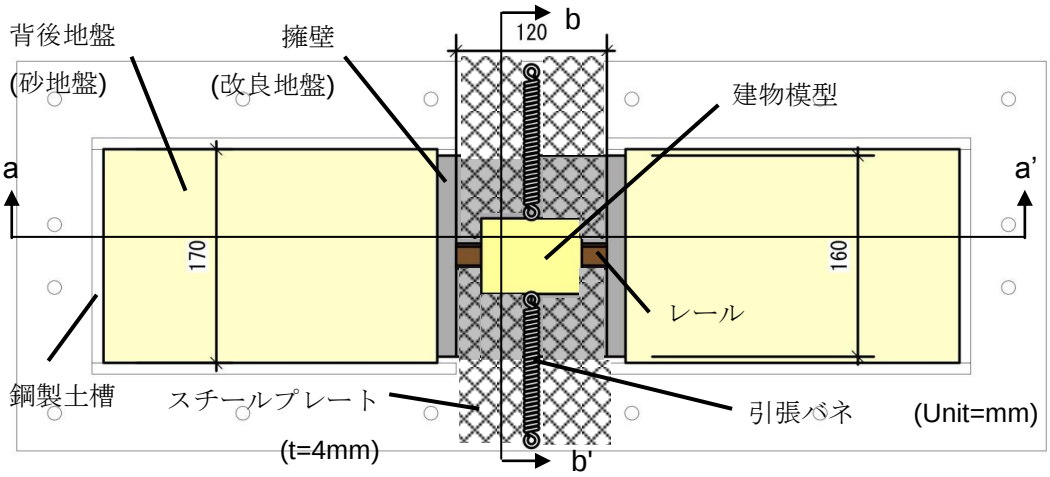
表 4.3.1　振動台の仕様

駆動テーブル寸法	1200mm×600mm
最大加速度	24.5m/s^2(無積載時)
最大速度	0.8m/s(無積載時)
最大変位	100mm
振動数範囲	0.5Hz~200Hz
最大積載重量	300kg

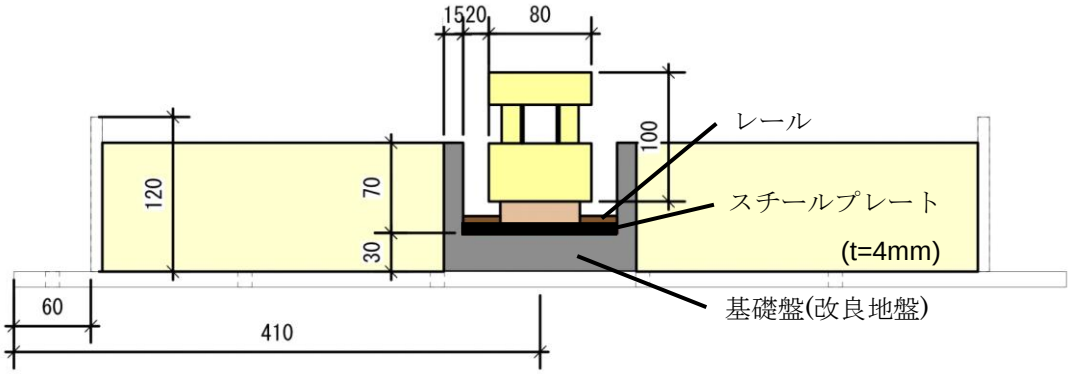
4.3.1　実験モデル

（1）実験モデル

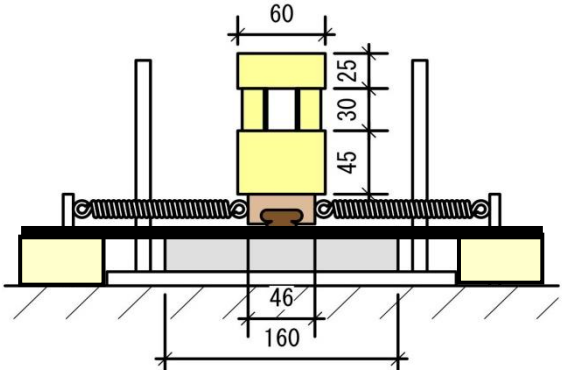
実験装置の平面図と断面図を図 4.3.1 に，全体写真を写真 4.3.2 に示す。実験模型の擁壁高さは 70mm，免震建物模型とのクリアランスは 20mm とした。免震層は，キャリッジとレールの単純な構造からできたガイドレール（静摩擦係数 0.125）と引張バネにより復元力特性を再現した。実験模型のバネ定数は予備実験結果から 0.44N/mm であった。図 4.3.2 に建物模型の平面図と側面図を，全体写真を写真 4.3.3 に示す。建物模型は剛体で，総重量は 21.5N である。建物上部と基礎の一部は真鍮製（密度 8.4g/cm^3），柱部は鉄製（密度 7.9g/cm^3），基礎は超々ジュラルミン製（密度 2.8g/cm^3）である。実験に使用した擁壁は基礎盤と一体で U 型に作成し，スチールプレート（t=4mm）にて基礎盤を土槽底板と挟み固定した。前述のレールはそのプレート上面に接着し，固定している。



a)　平面図



b)　a-a'断面図



c)　b-b'断面図

図 4.3.1　実験モデル

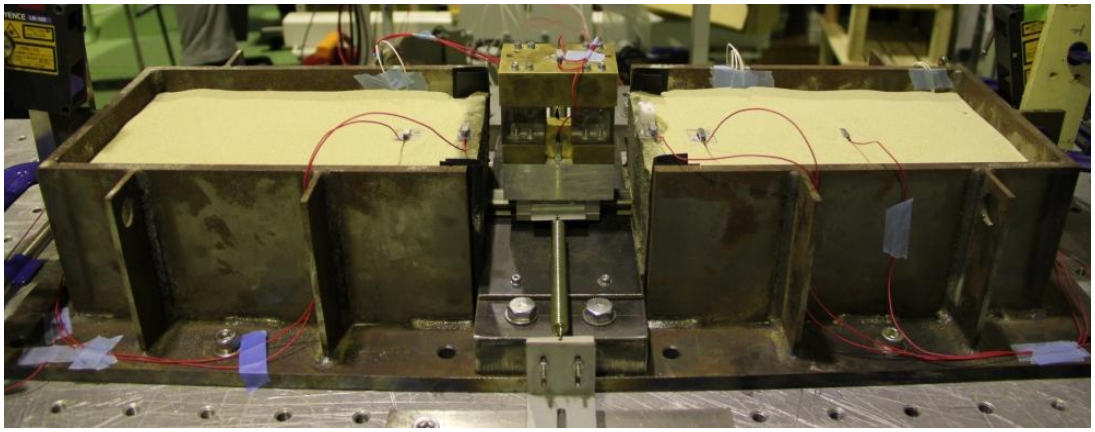
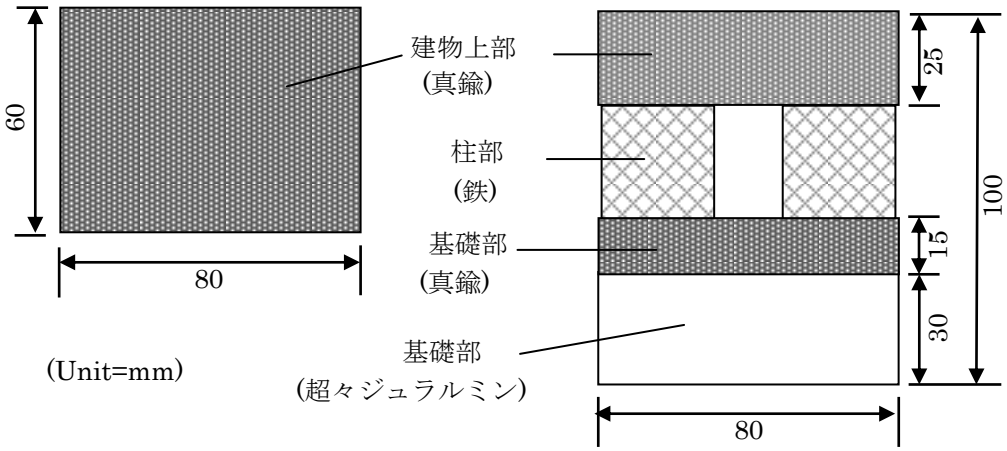


写真 4.3.2　実験模型



a)　平面図　　b)　側面図

図 4.3.2　建物模型

写真 4.3.3　建物模型

（2）擁壁の種類

実験に使用した擁壁（改良地盤）は 4.2 擁壁衝突模型実験と同様で，セメント系改良地盤のプレーンのもの（以下，「PL」），廃タイヤゴムチップと繊維材（ナイロン系短繊維）を複合したもの（以下，「TR」），および高減衰ゴム（ブチル系高減衰ゴム）チップと繊維材を複合したもの（以下，「HDR」）の 3 種類である。

改良地盤に使用した各材料の物性は第 2 章（2.2 使用材料）と同様とした。泥土は建設発生土で，これに加水および砂分調整を行い，一般的な固化処理土で用いられている性状と一致させた。ゴムチップは 2 種類使用した。一つは廃タイヤを破砕した粒径 1～5mm のリサイクル品であり，もう一つはブチル系高減衰ゴムを粒径 5mm 以下に破砕したものである。繊維材には，長さ 30mm 程のナイロン系繊維を使用した。また，固化材は高炉セメント B 種を用いた。各改良地盤の配合表を表 4.3.2 に，それらの改良体の一軸圧縮試験結果を図 4.3.3 に示す。セメント系改良地盤（PL）は脆性的な性状を示すが，複合改良地盤（TR，HDR）はひずみが 10%を超える領域まで靭性があること，剛性と強度は TR に比べ HDR の高減衰ゴムの方が低いことがわかる。

表 4.3.2　配合表

		No.1 (PL)	No.2 (TR)	No.3 (HDR)
セメント	(kg/m³)	35	35	35
廃タイヤ ゴムチップ	(kg/m³)	－	300	－
	(v%)	－	27	－
高減衰 ゴムチップ	(kg/m³)	－	－	300
	(v%)	－	－	27
繊維材	(v%)	－	5	5
密度	(g/cm³)	1.52	1.37	1.37

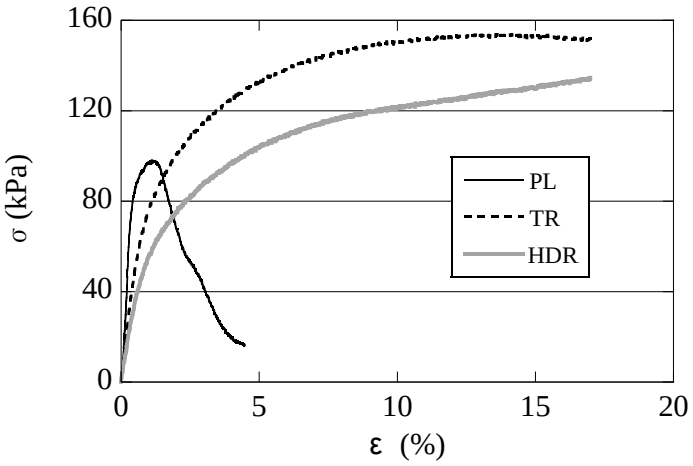


図 4.3.3　改良地盤の一軸圧縮試験結果（応力－ひずみ関係）

（3）背後地盤

実験の背後地盤は 4.2 擁壁衝突模型実験と同様で，乾燥した豊浦砂で作製し，地盤の相対密度は Dr＝80%に設定した。背後地盤は空中落下法により作製した。空中落下法とは，乾燥した標準砂を一定の高さから自由落下させて土槽内に敷設する方法である。砂の撒き出し口の口径や落下高さを変化させることで, 任意の相対密度を再現させることができる。本実験では 600mm の高さから自由落下させた。（写真 4.3.4）

写真 4.3.4　空中落下法による模型地盤の作製（イメージ）

4.3.2　実験ケースと計測位置

（1）実験ケース

振動台による加振は，水平一方向加振として行った。入力波は，正弦波と地震波（告示波(JMA 神戸位相)）の２つの波の振幅を変化させた。なお，予備実験を行い免震建物模型が大きく変位するように，入力正弦波の振動数を 1.5Hz に設定し，JMA 神戸位相波の時間軸を 1/5 に縮尺した。

表 4.3.3 にそれらの最大入力加速度を示す。また括弧内に以下で用いる試験名称を示す。本実験では，擁壁の種類を PL，TR，HDR の 3 種類，壁厚を 15mm とし，各加振ケースを入力して実験を行った。

表 4.3.3　入力波の最大加速度値

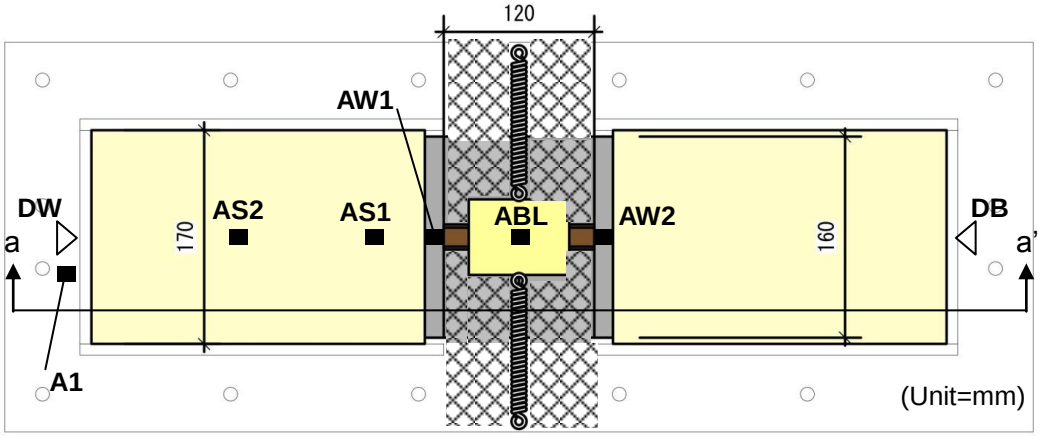
	最大加速度（gal）		
正弦波（1.5Hz）	150 (Sin150)	300 (Sin300)	400 (Sin400)
JMA 神戸位相波	1140 (JMA3.0)	1330 (JMA3.5)	1520 (JMA4.0)

（2）計測器設置位置

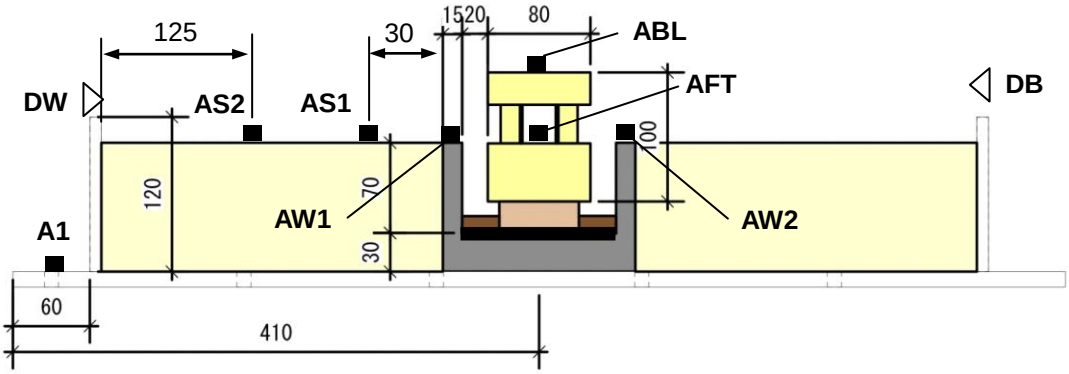
実験では図 4.3.4 のように，加速度計，変位計を設置し，計測した。

建物模型頂部 (ABL)，建物基礎上部 (AFT)，左右擁壁中央の上部に 2 点 (AW1(左)，AW2(右))，背後地盤には地表面の擁壁端から 30mm 離れた位置に 1 点（AS1），土槽壁面から 125mm の位置に 1 点（AS2）振動台上（入力，A1）に設置した。また，土槽（を固定した振動台）との相対変位は土槽に設置したレーザー変位計を用いて，擁壁頂部（DW）および建物上部（DB）の計測を行った。

なお，4.2 擁壁衝突模型実験と同様に，加速度計としては圧電型加速度センサ（寸法：4×4×13mm，重量：1.3g，最大測定加速度：5,000m/s^2，Yamaco111BW，セコニック社製）を使用し，変位計としてレーザー変位計（基準距離：300mm，測定範囲：±100mm，LB-300（センサヘッド），LB-1200（アンプユニット），KEYENCE 社製）を使用した。計測ユニットは，計測用データロガ（NR-600AC セット，KEYENCE 社製）に加速度計測ユニット（NR-CA04，　KEYENCE 社製）を接続し使用した。



a)　平面図



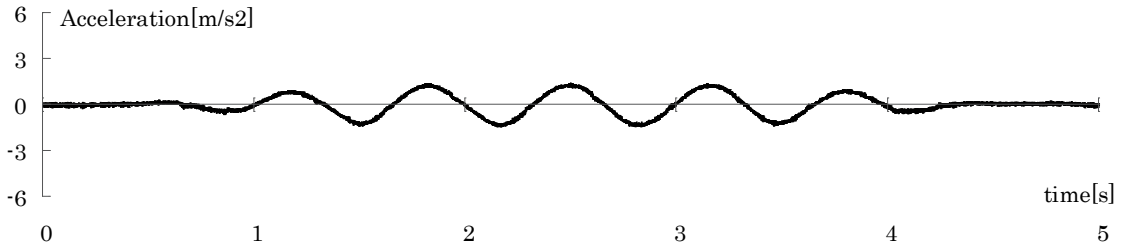
b)　a-a'断面図

図 4.3.4　計測器設置位置

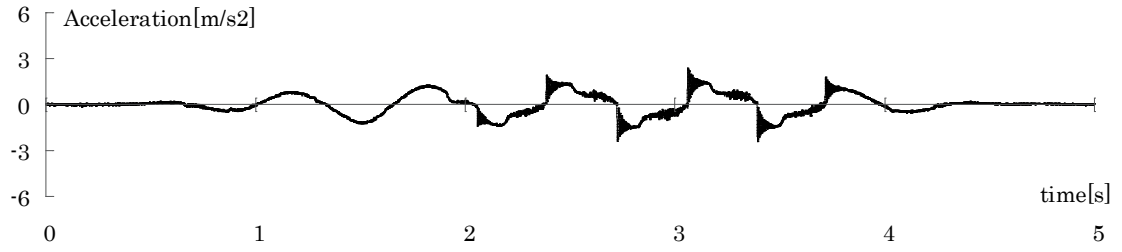
4.3.3　実験結果

実験は入力波として，JMA3.0，JMA3.5，JMA4.0，Sin150，Sin300，Sin400 の順に行い，擁壁は，PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁の順に行った。その結果，3 種類の擁壁ともに, JMA 神戸位相波では 3 つの入力レベルともに衝突したが, 擁壁のひび割れ，崩壊はみられなかった。また，正弦波では、300gal を入力した際に建物模型が擁壁に衝突した。さらに，400gal を入力した際には，擁壁の基礎底面との付け根にひび割れが発生し，崩壊した。

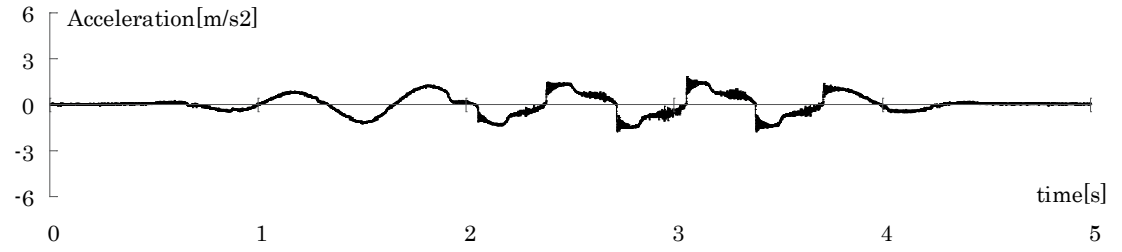
実験結果の以下のとおり示す。入力波（A1）, 建物頂部（ABL）および建物基礎部（AFT）の加速度，建物変位（DB）の実験結果を，正弦波（Sin）入力について，図 4.3.5～4.3.7 に PL 擁壁，図 4.3.8～4.3.10 に TR 擁壁、図 4.3.11～4.3.13 に HDR 擁壁を示す。また地震波（JMA）入力について，図 4.3.14～4.3.16 に PL 擁壁，図 4.3.17～4.3.19 に TR 擁壁，図 4.3.20～4.3.22 に HDR 擁壁を示す。これらより，擁壁に衝突した際の建物応答を把握するため，入力波の違いと擁壁の違いにおける比較検討，および擁壁の復元力特性について以下で検討を行う。



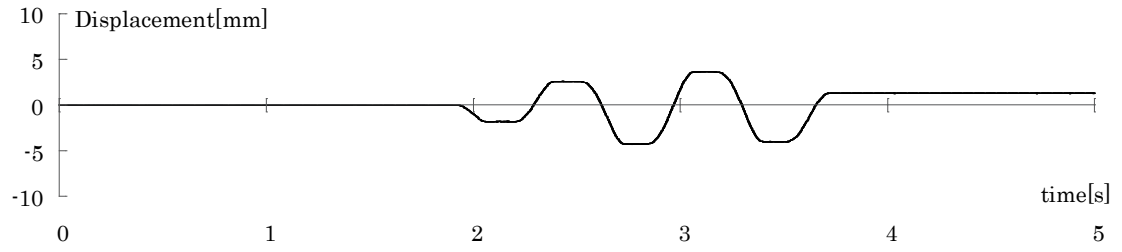
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

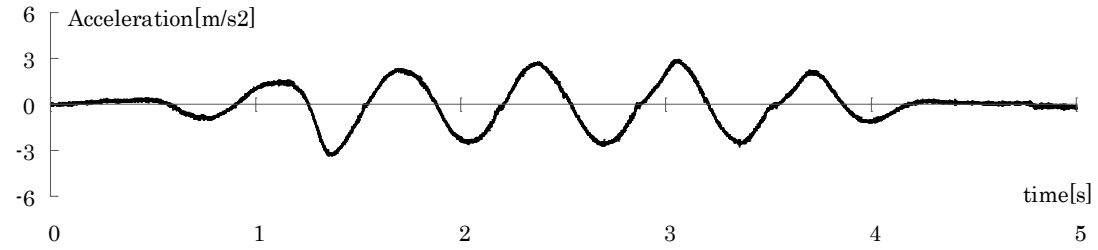


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

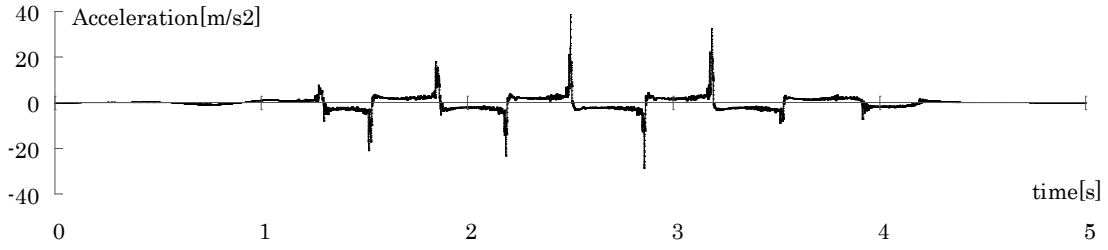


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

図 4.3.5　加速度および変位時刻歴波形（PL，Sin150）

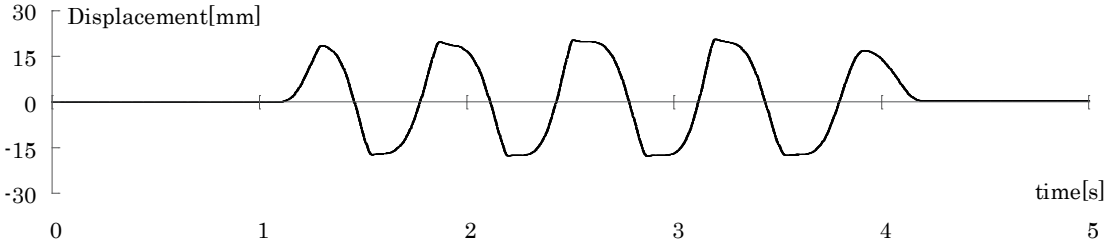


a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



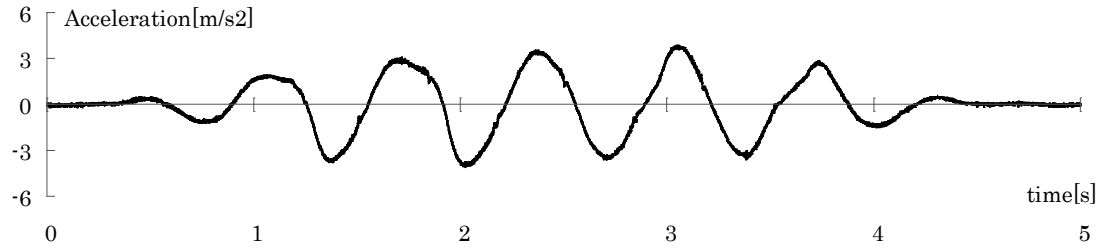
b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

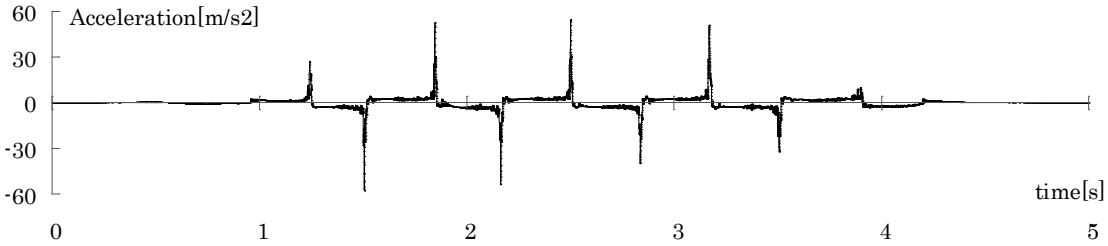


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

図 4.3.6　加速度および変位時刻歴波形（PL，Sin300）

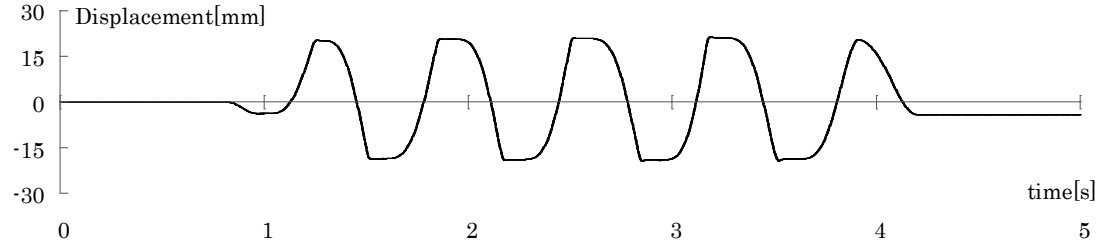


a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



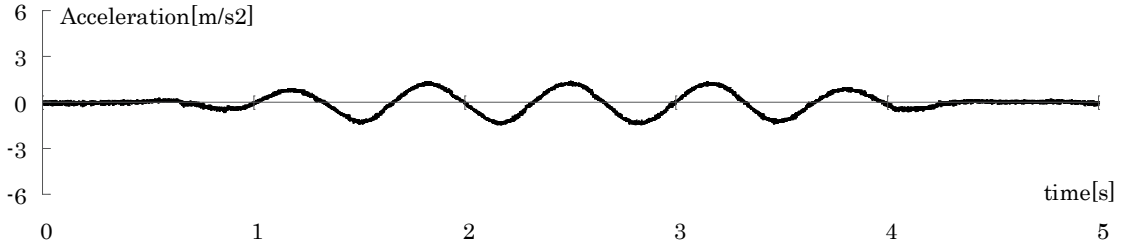
b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

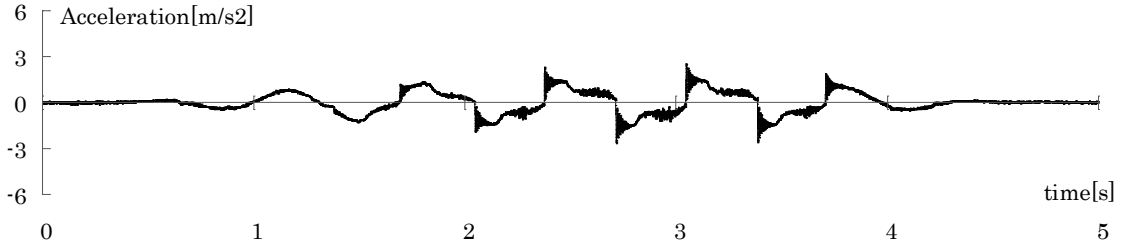


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

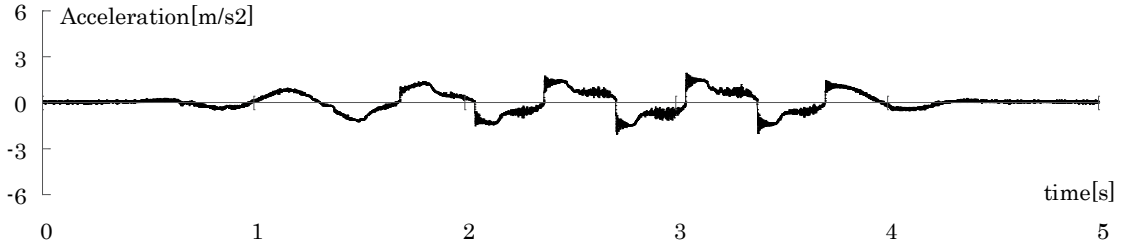
図 4.3.7　加速度および変位時刻歴波形（PL，Sin400）



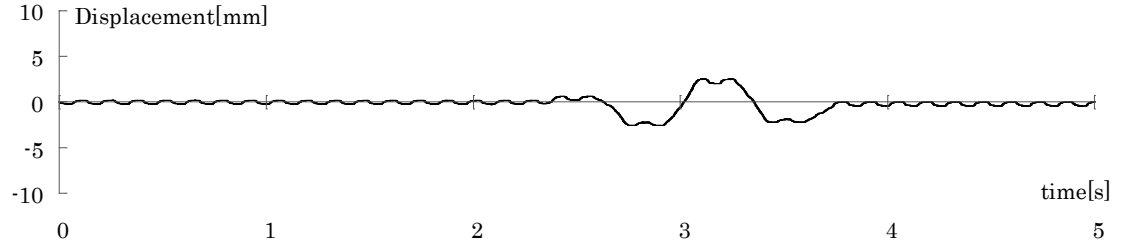
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

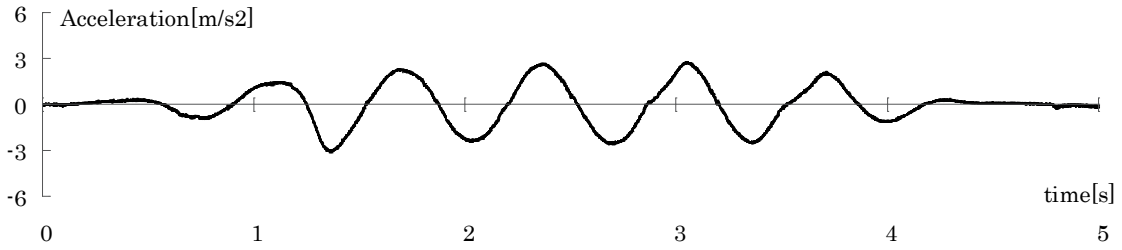


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）



d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

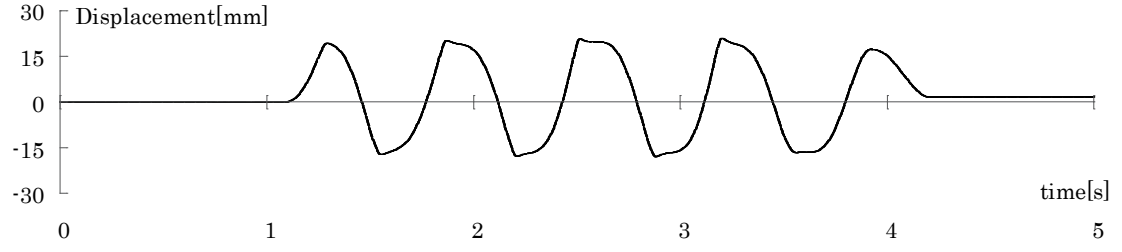
図 4.3.8　加速度および変位時刻歴波形（TR，Sin150）



a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）

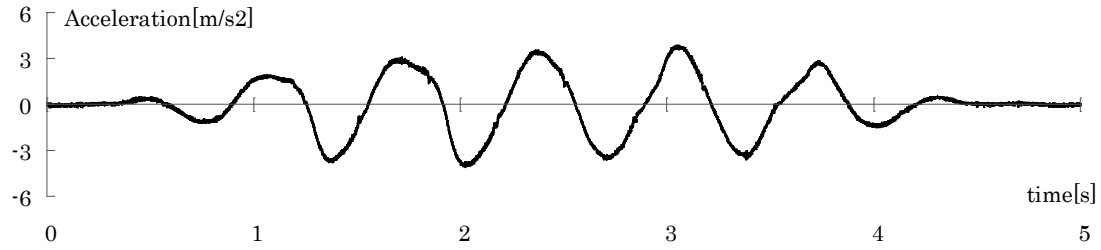
b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

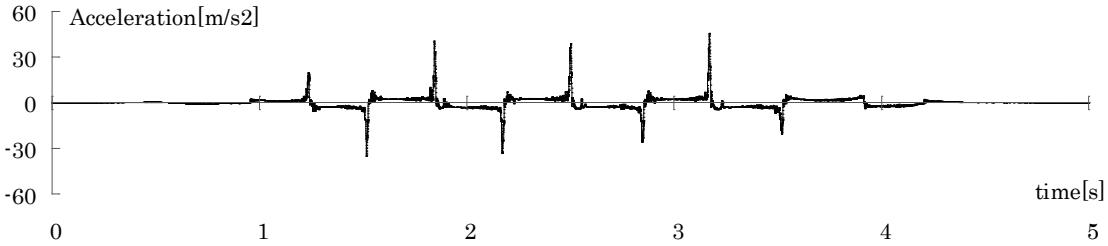


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

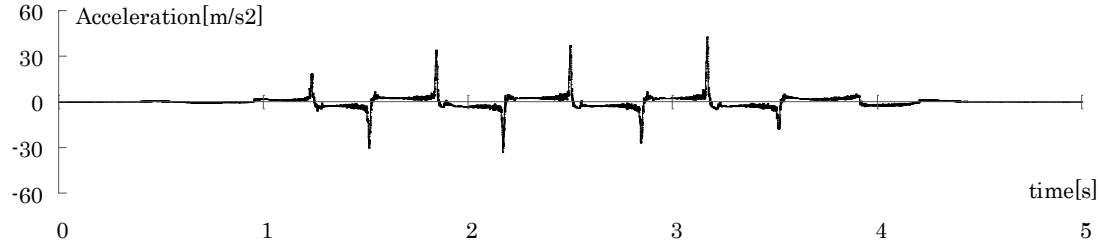
図 4.3.9　加速度および変位時刻歴波形（TR，Sin300）



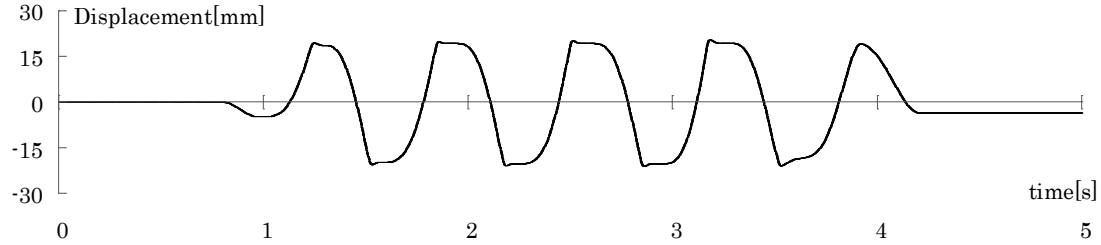
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

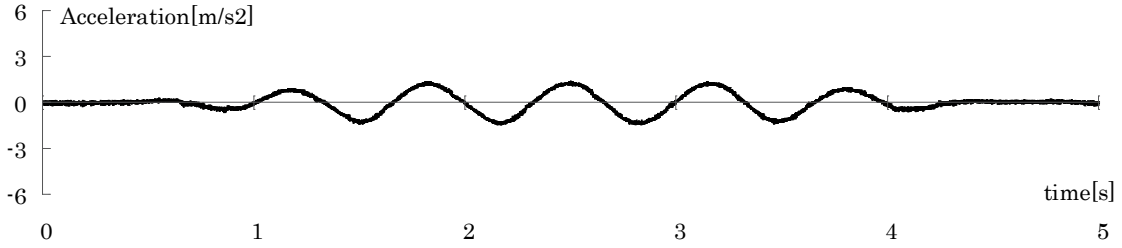


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

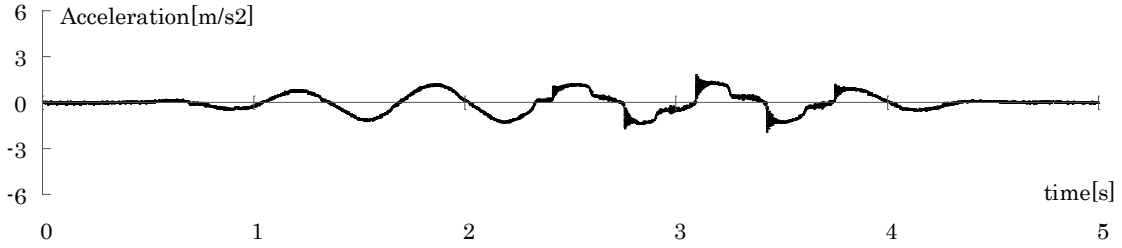


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

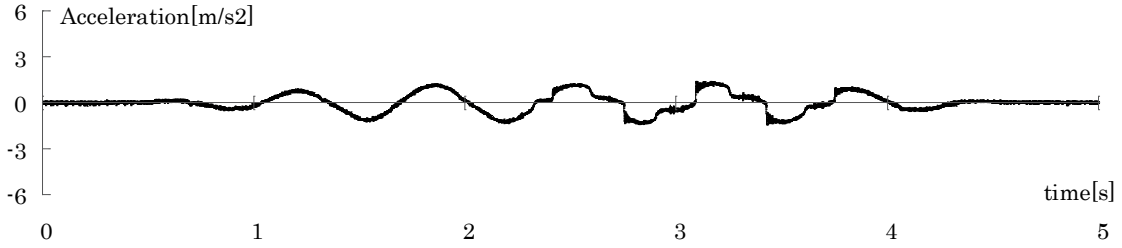
図 4.3.10　加速度および変位時刻歴波形（TR，Sin400）



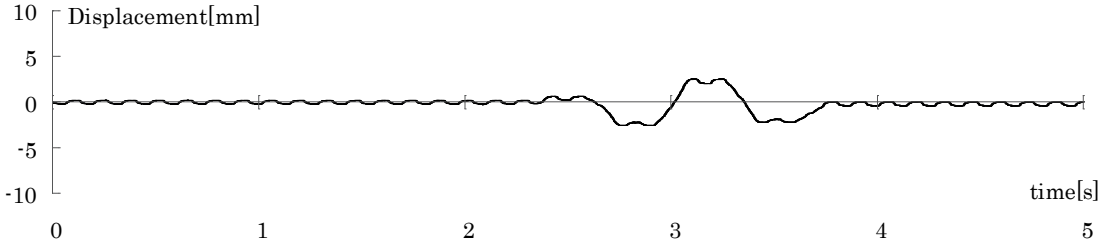
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

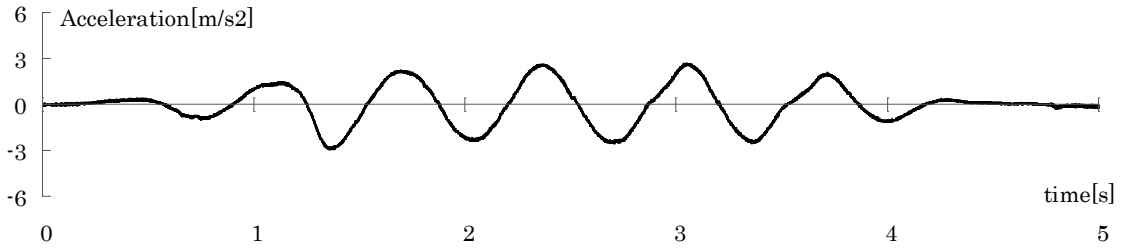


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

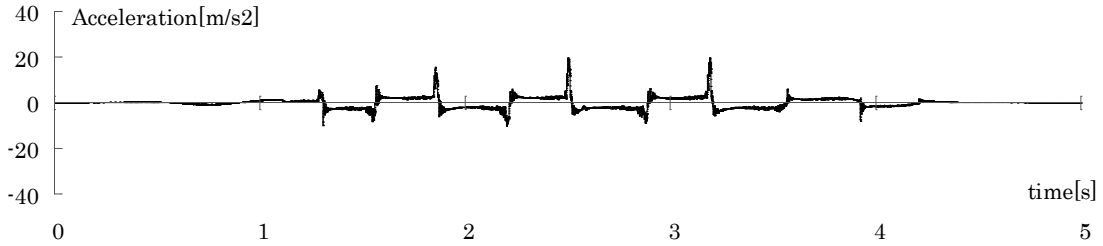


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

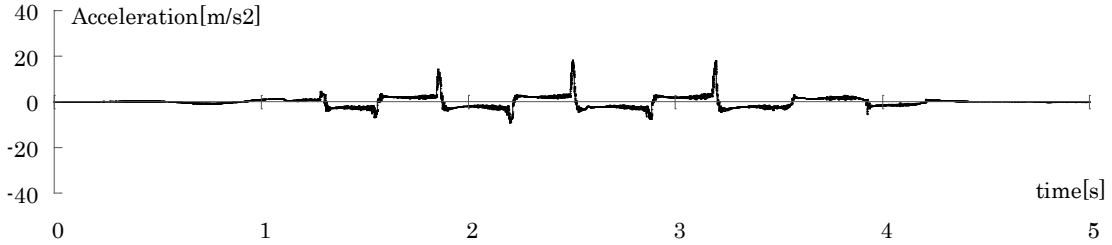
図 4.3.11　加速度および変位時刻歴波形（HDR，Sin150）



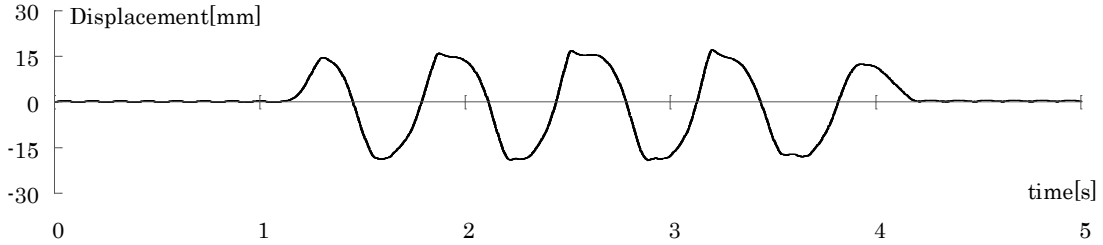
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

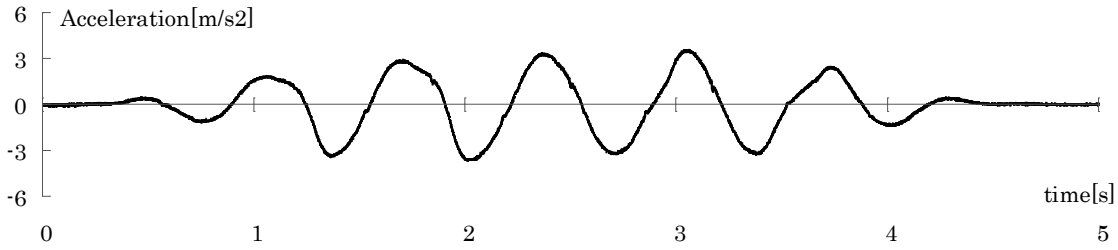


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

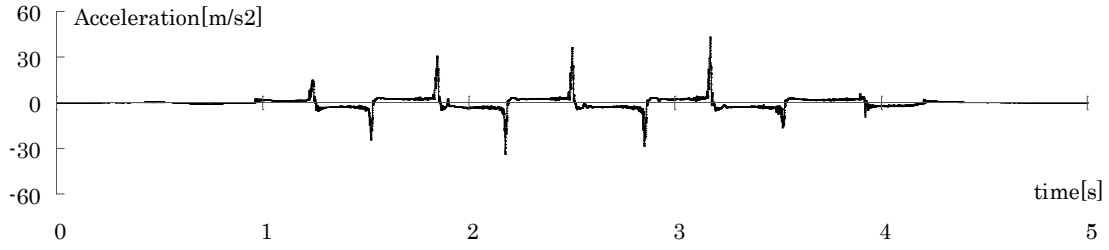


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

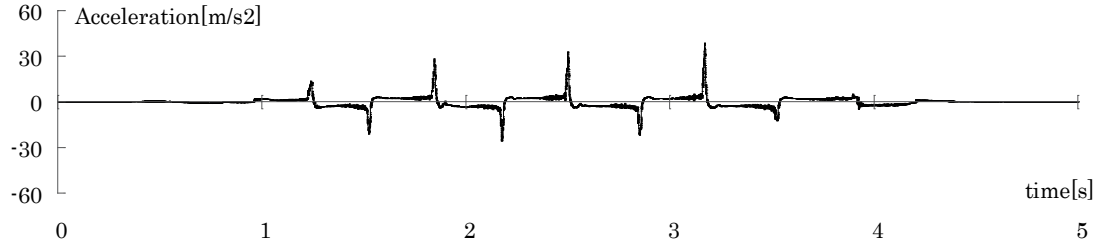
図 4.3.12　加速度および変位時刻歴波形（HDR，Sin300）



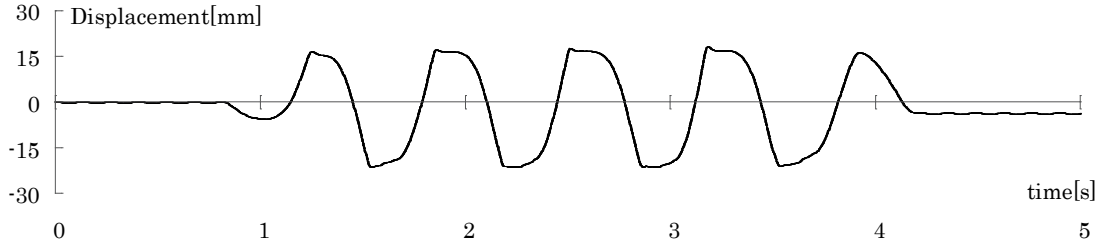
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

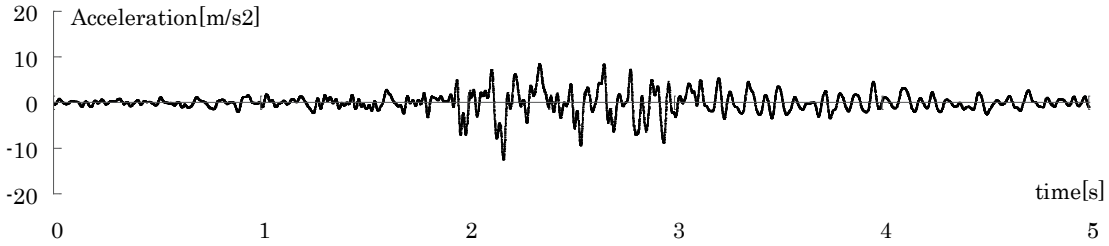


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

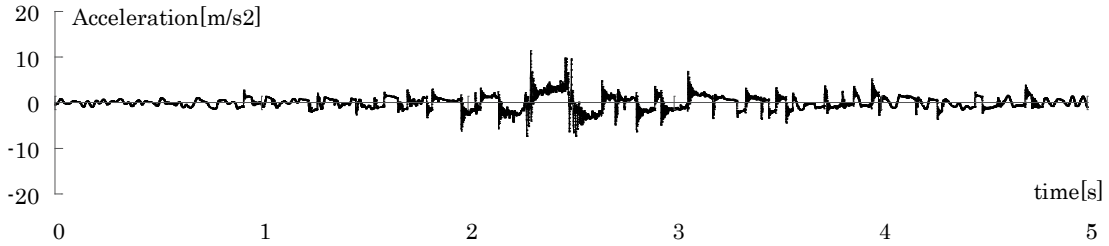


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

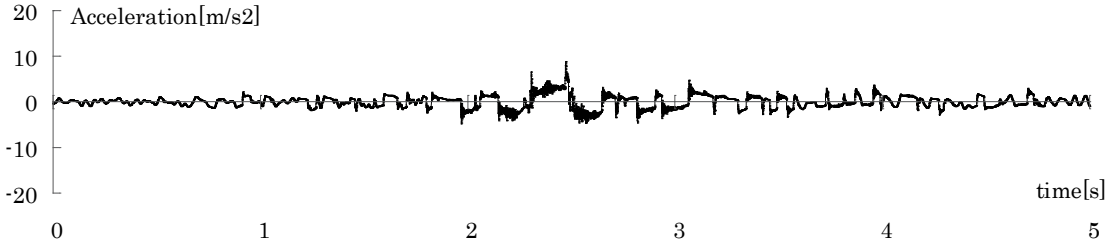
図 4.3.13　加速度および変位時刻歴波形（HDR，Sin400）



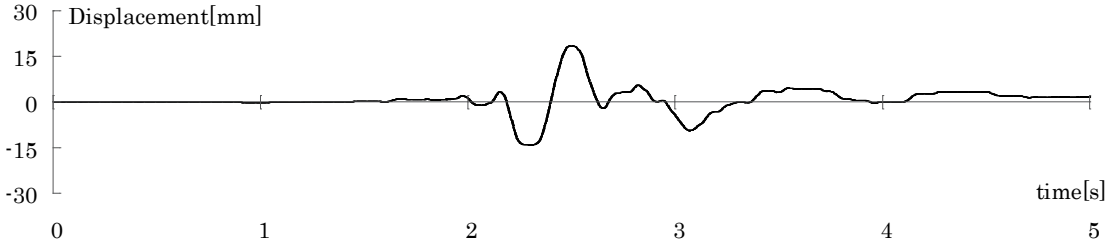
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

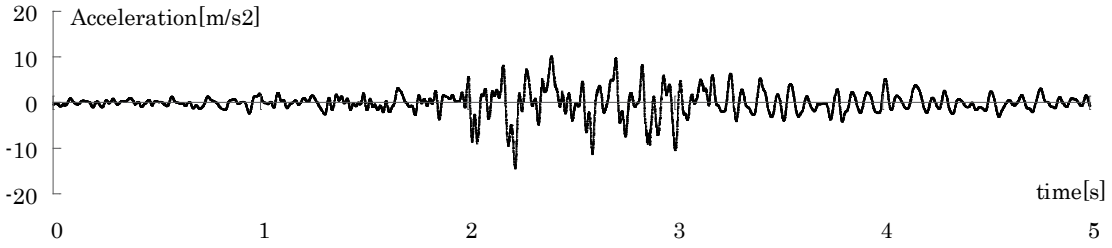


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）



d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

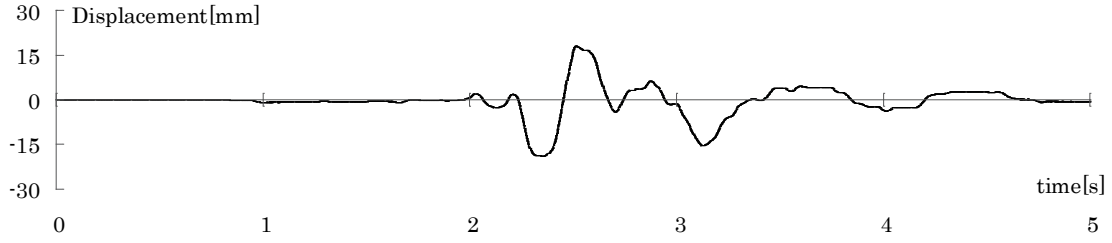
図 4.3.14　加速度および変位時刻歴波形（PL，JMA3.0）



a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）

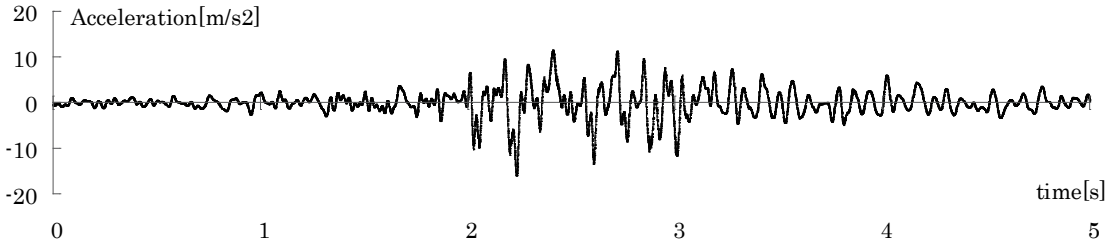
b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）



d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

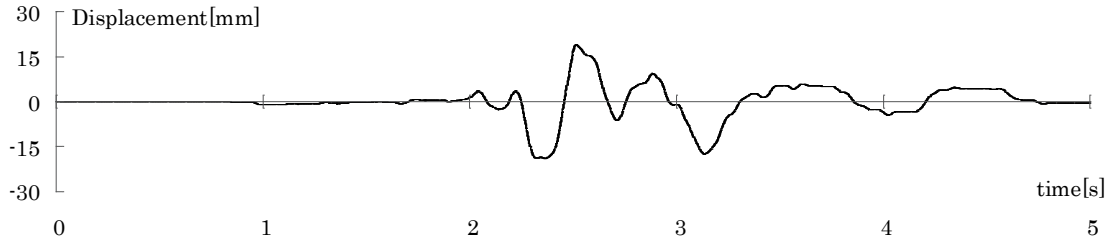
図 4.3.15　加速度および変位時刻歴波形（PL，JMA3.5）



a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）

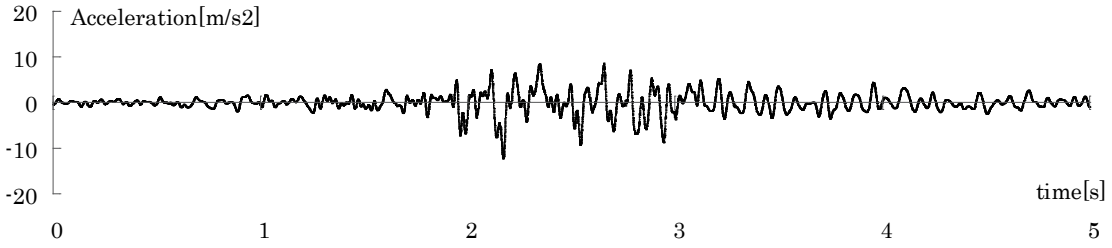
b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

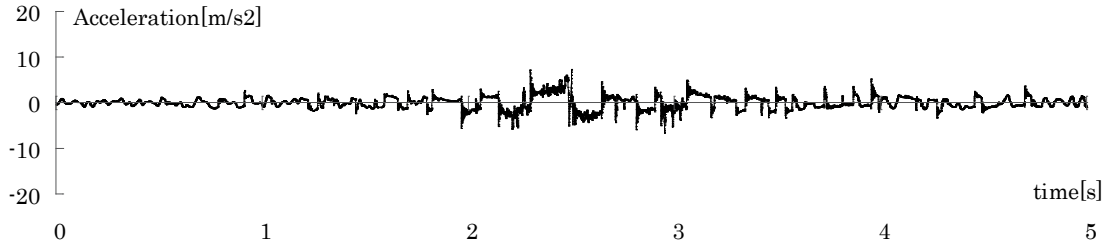


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

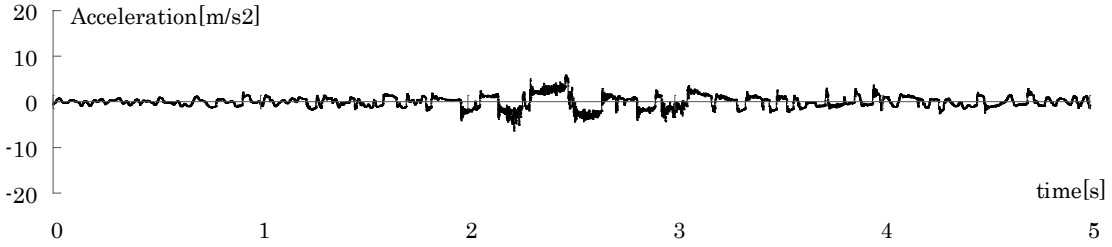
図 4.3.16　加速度および変位時刻歴波形（PL，JMA4.0）



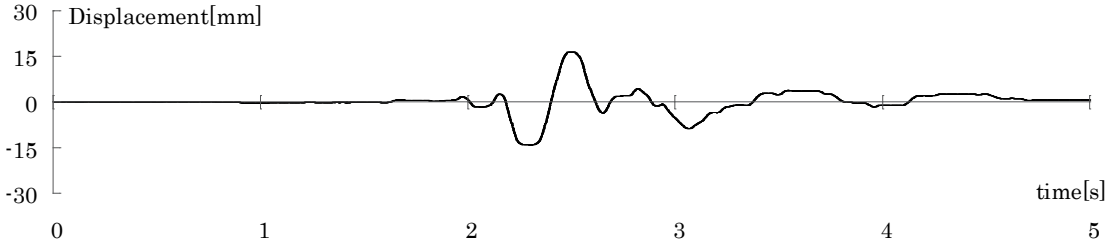
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

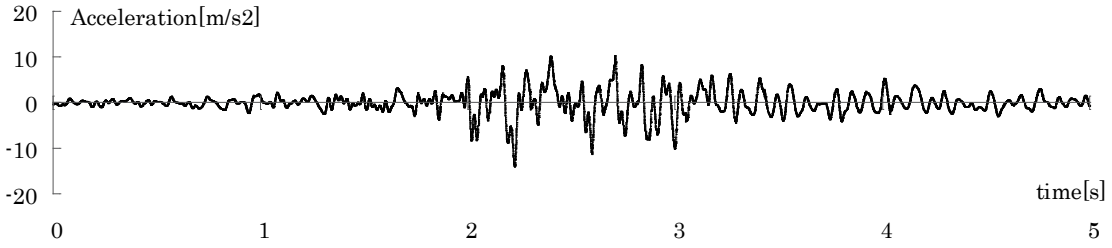


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）



d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

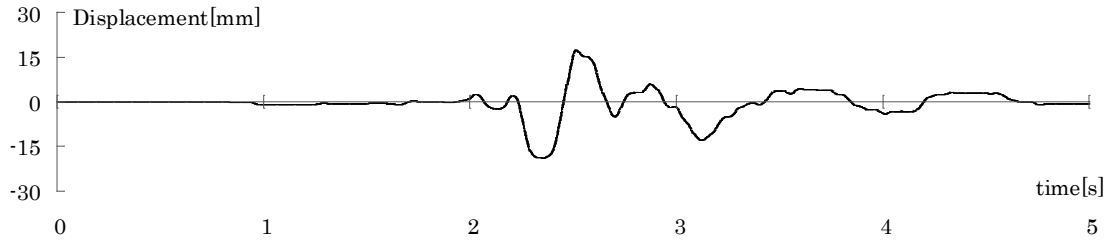
図 4.3.17　加速度および変位時刻歴波形（TR，JMA3.0）



a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）

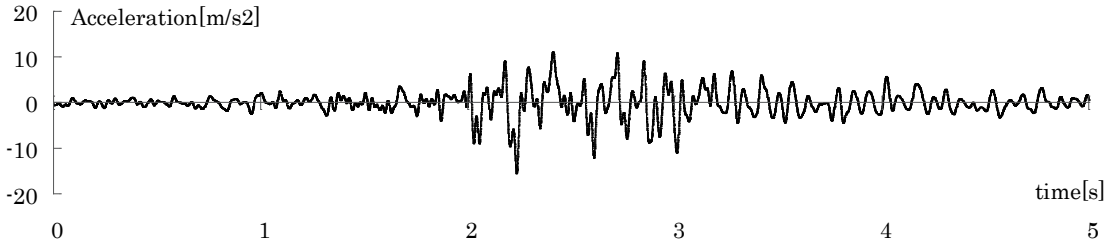
b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

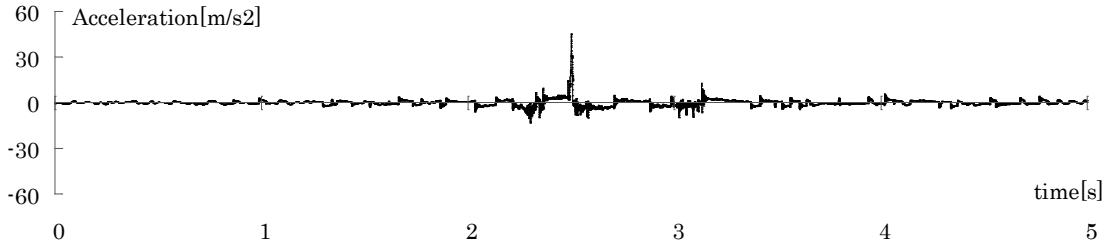


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

図 4.3.18　加速度および変位時刻歴波形（TR，JMA3.5）

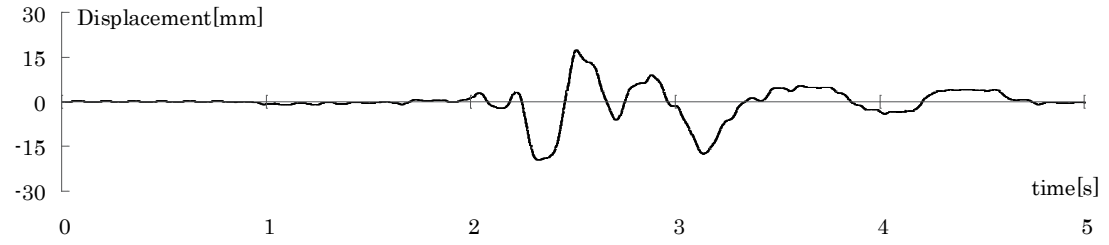


a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



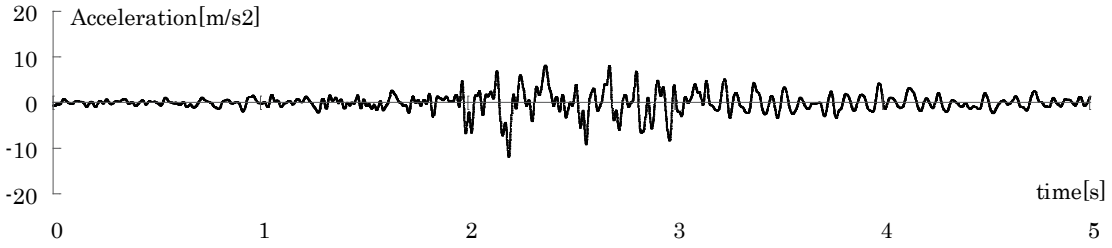
b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

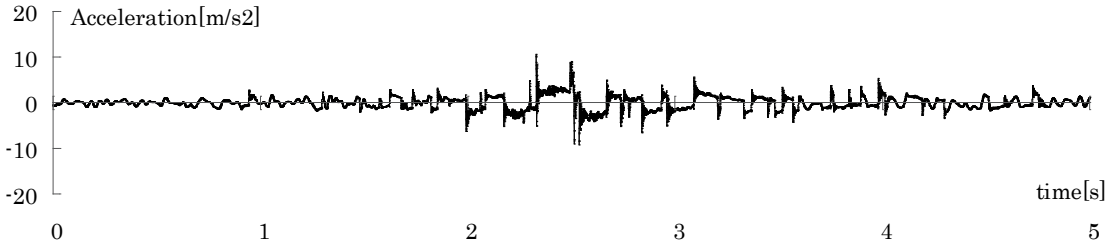


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

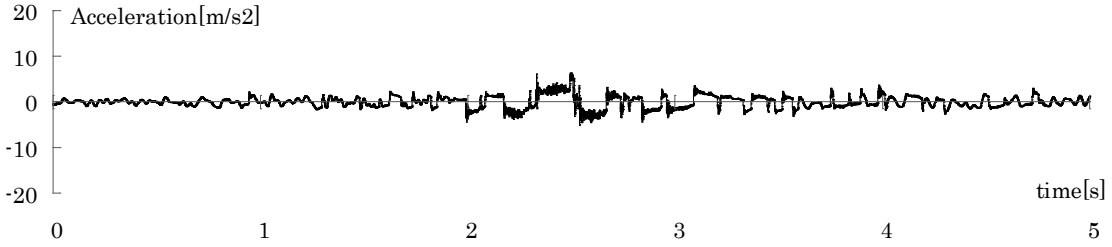
図 4.3.19　加速度および変位時刻歴波形（TR，JMA4.0）



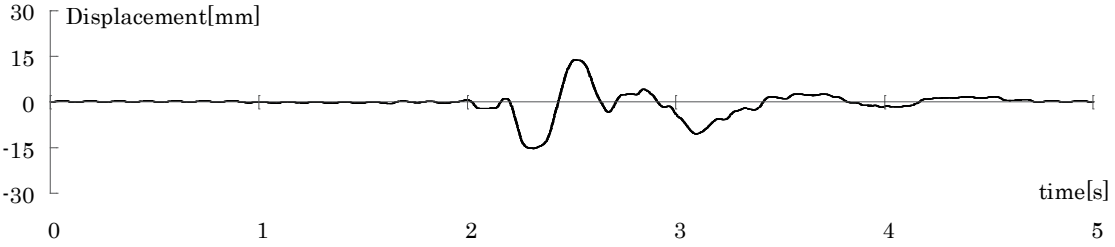
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

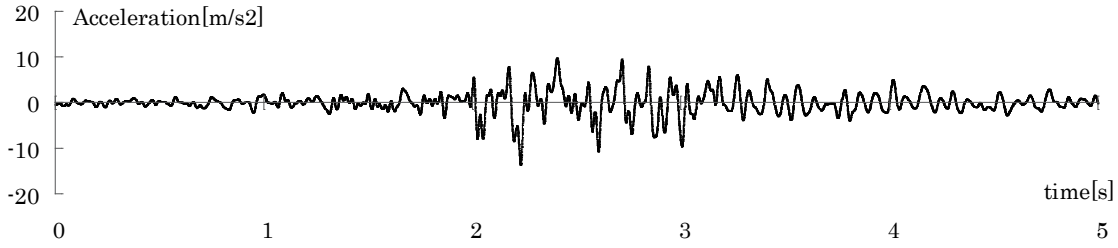


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

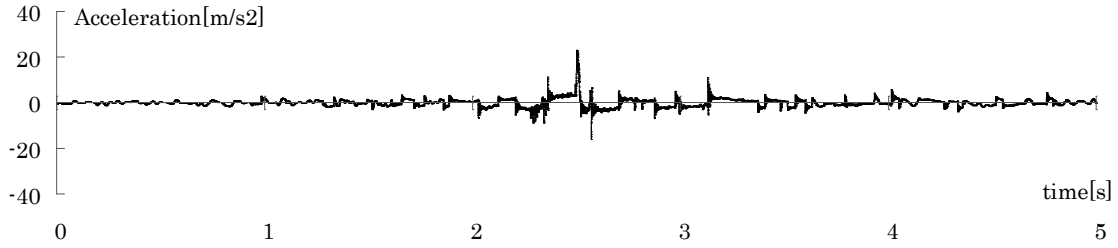


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

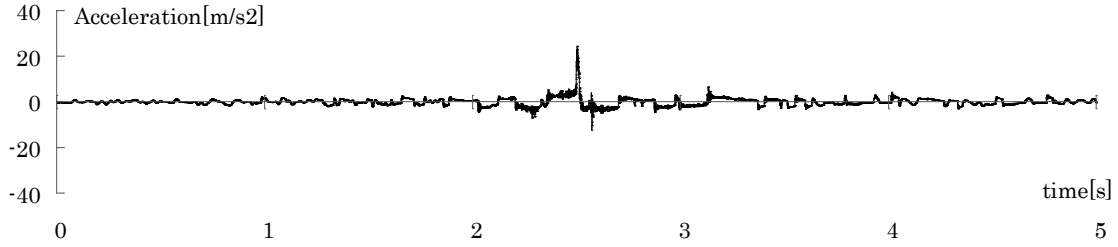
図 4.3.20　加速度および変位時刻歴波形（HDR，JMA3.0）



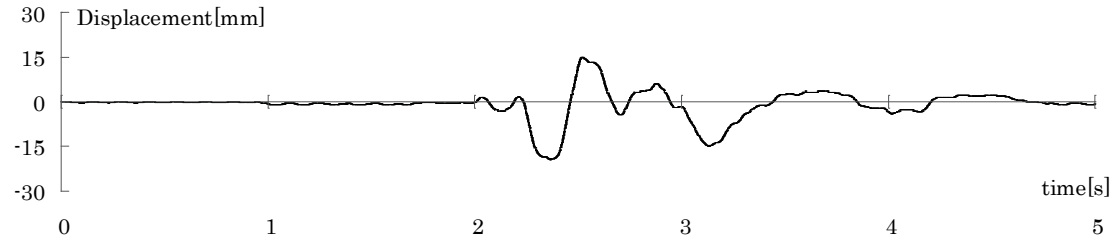
a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

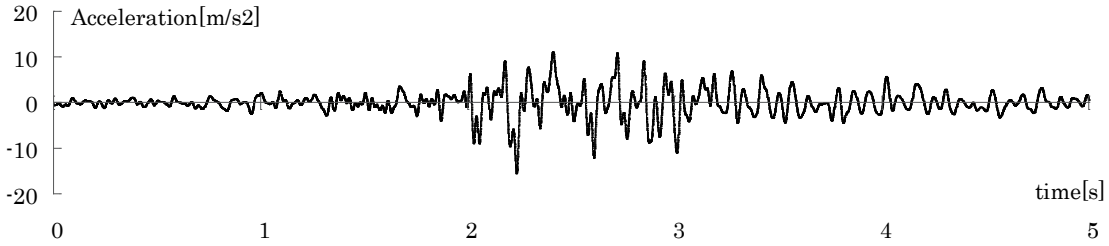


c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）

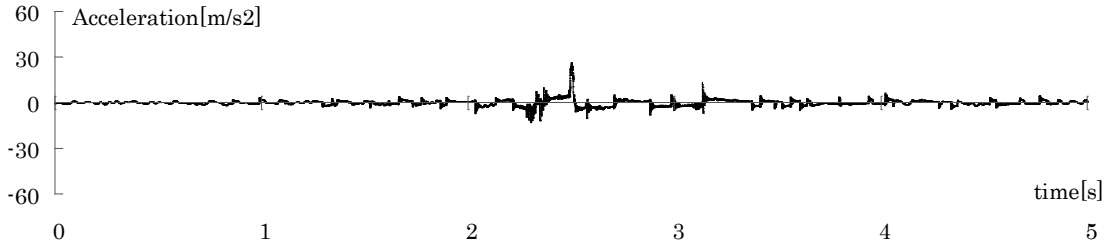


d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

図 4.3.21　加速度および変位時刻歴波形（HDR，JMA3.5）

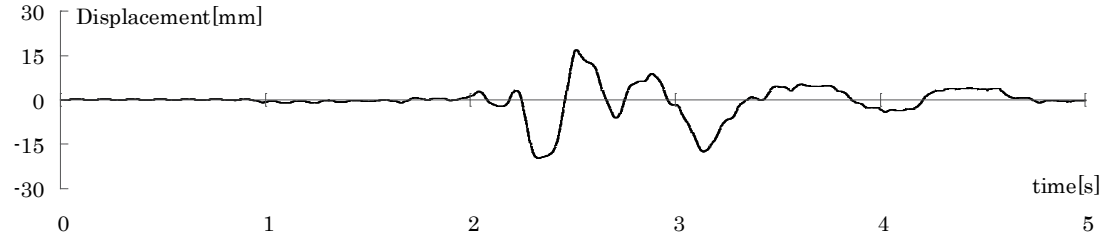


a)　入力波加速度時刻歴波形（A1）



b)　建物頂部加速度時刻歴波形（ABL）

c)　建物基礎部加速度時刻歴波形（AFL）



d)　建物変位加速度時刻歴波形（DB）

図 4.3.22　加速度および変位時刻歴波形（HDR，JMA4.0）

（1）入力波の違いによる比較

検討対象とする実験ケースを表 4.3.4 に示す。

ここでは，建物頂部（ABL）および建物基礎部（AFT）における応答が，入力波の違いによってどのように変化しているかを定量的に比較検討する。

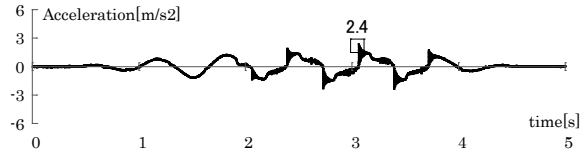
表 4.3.4　実験ケース

擁壁種類	入力波	
	正弦波	地震波(JMA 神戸位相波)
PL	Sin150	JMA3.0
TR	Sin300	JMA3.5
HDR	Sin400	JMA4.0

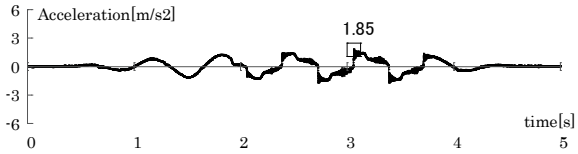
建物頂部および建物基礎部の加速度応答の実験結果を，擁壁ごとに入力波別で図 4.3.23～4.3.25 に示す。なお，実験結果の時刻歴波形は 5 秒間をデータから切り出したものである。図中にそれぞれの最大の値を四角印で示し，その値を併記する。

正弦波を比較すると，衝突が生じていない Sin150 に比べると，衝突が生じた Sin300 および Sin400 における建物上部および建物基礎部の加速度応答は，過大な加速度が生じていることが各々の擁壁において確認できた。建物基礎部における t=2.5sec 付近の加速度応答を比較すると，PL 擁壁では Sin150 では 1.3m/s^2 であるのに対して，Sin300 および Sin400 ではそれぞれ 34.2m/s^2，44.2m/s^2 と入力波の振幅の大きさに対応して擁壁との衝突によって建物応答は大きくなることがわかる。また TR 擁壁では，Sin150 で 1.05m/s^2，Sin300 で 27.4m/s^2，Sin400 で 37.0m/s^2，さらに HDR 擁壁では，Sin150 で 1.2m/s^2，Sin300 で 18.4m/s^2，Sin400 で 32.9m/s^2 と PL 擁壁よりも建物応答値が低減していることが確認できる。

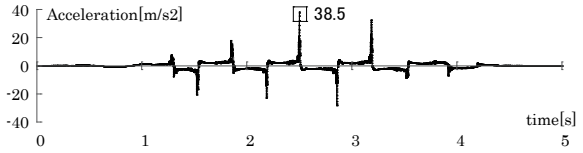
また，JMA 神戸位相波においても，全ての入力波において衝突による過大な加速度応答が確認できる。これらにおいて，建物基礎部における t=2.5sec 付近の加速度応答を比較すると，PL 擁壁では JMA3.0 で 8.9m/s^2 であり，さらに JMA3.5 および JMA4.0 では，それぞれ 33.6m/s^2，53.1m/s^2 と地震波においても入力波の振幅の大きさに対応して建物応答は大きくなることがわかる。また TR 擁壁では，JMA3.0 で 5.9m/s^2，JMA3.5 で 29.6m/s^2，JMA4.0 で 41.0m/s^2，HDR 擁壁では，JMA3.0 で 6.35m/s^2，JMA3.5 で 24.3m/s^2，JMA4.0 で 27.9m/s^2 と同様の結果が得られている。しかし，PL 擁壁の建物応答値に比べると，TR 擁壁と HDR 擁壁の建物応答値が低くなっている。これらのことより，地震波入力の場合においても，TR 擁壁と HDR 擁壁には衝突に対する建物応答を低減する効果があることがわかる。



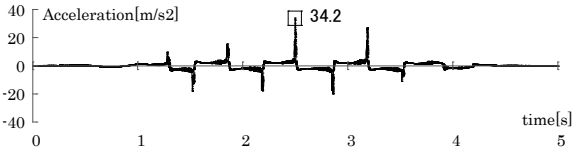
a-1)　Sin150



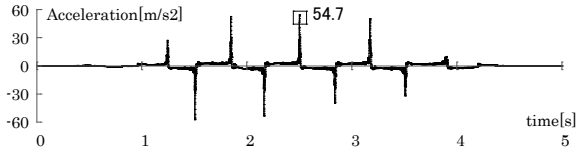
b-1)　Sin150



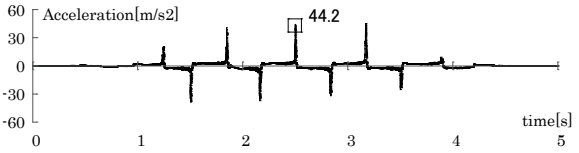
a-2)　Sin300



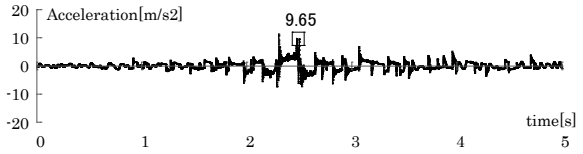
b-2)　Sin300



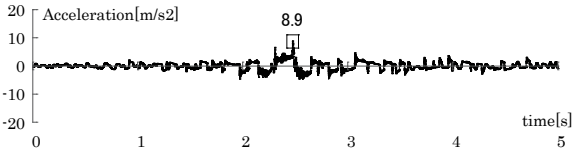
a-3)　Sin400



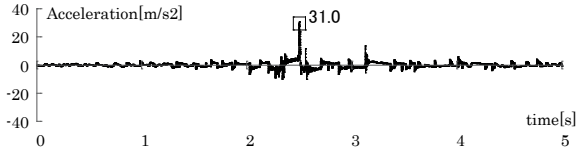
b-3)　Sin400



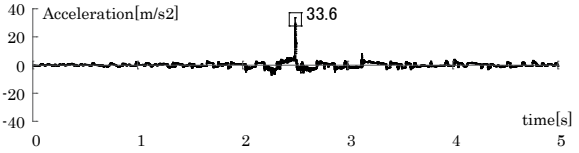
a-4)　JMA3.0



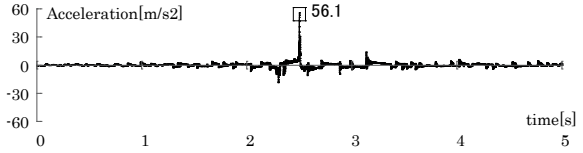
b-4)　JMA3.0



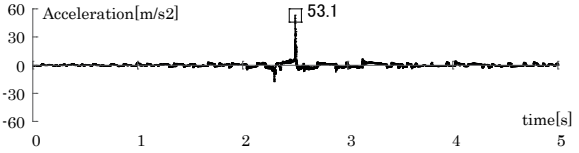
a-5)　JMA3.5



b-5)　JMA3.5



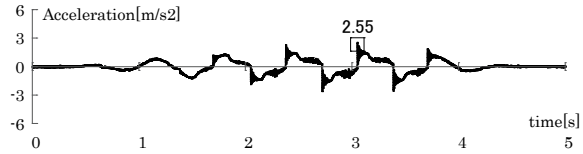
a-6)　JMA4.0



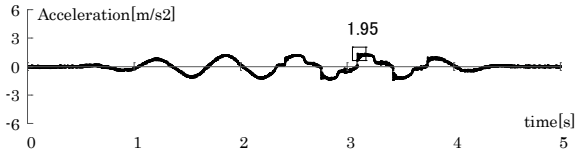
b-6)　JMA4.0

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

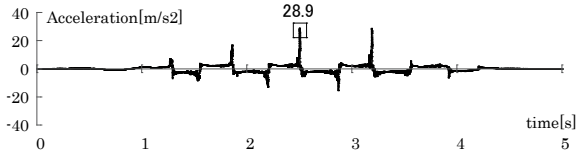
図 4.3.23　加速度時刻歴波形（PL）



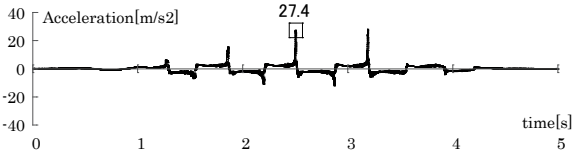
a-1)　Sin150



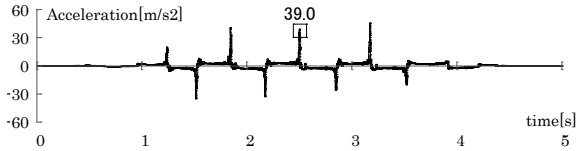
b-1)　Sin150



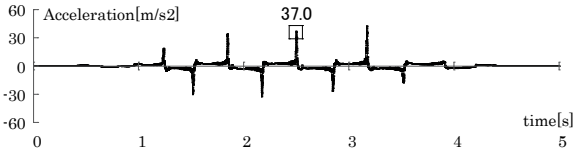
a-2)　Sin300



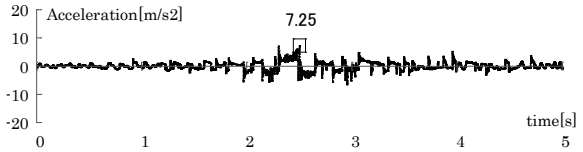
b-2)　Sin300



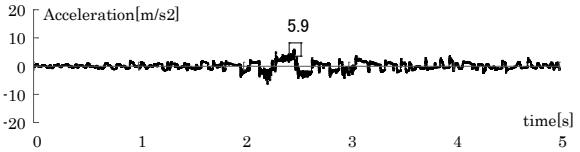
a-3)　Sin400



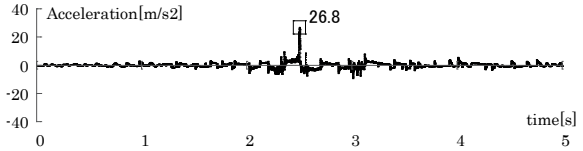
b-3)　Sin400



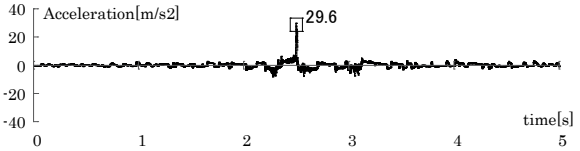
a-4)　JMA3.0



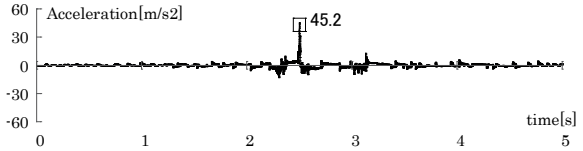
b-4)　JMA3.0



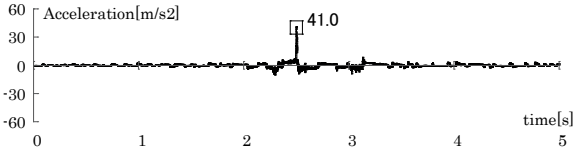
a-5)　JMA3.5



b-5)　JMA3.5



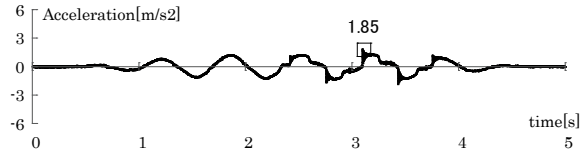
a-6)　JMA4.0



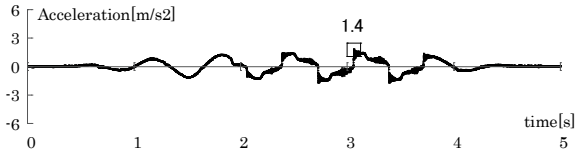
b-6)　JMA4.0

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

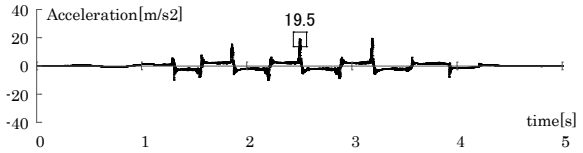
図 4.3.24　加速度時刻歴波形（TR）



a-1)　Sin150

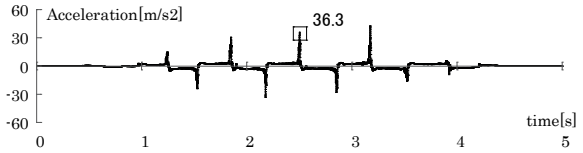


b-1)　Sin150

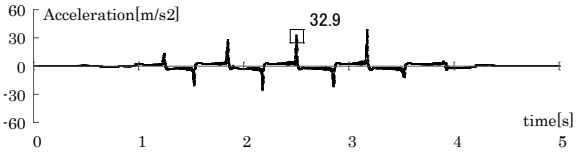


a-2)　Sin300

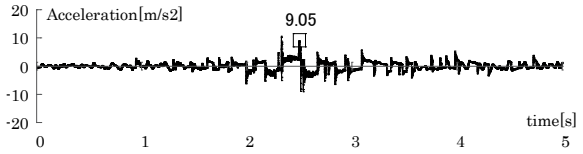
b-2)　Sin300



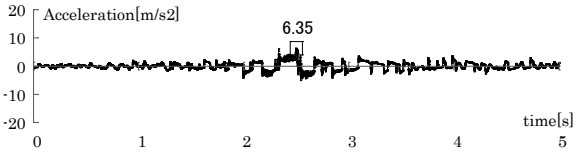
a-3)　Sin400



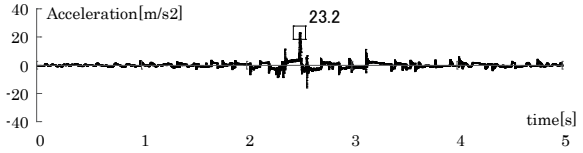
b-3)　Sin400



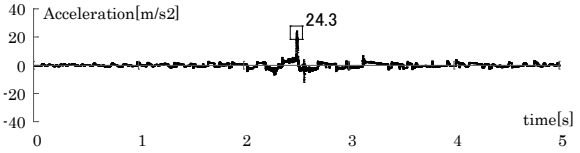
a-4)　JMA3.0



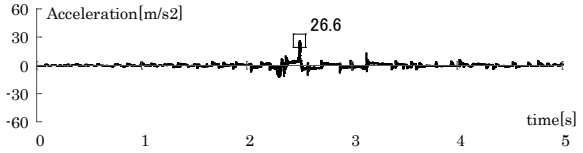
b-4)　JMA3.0



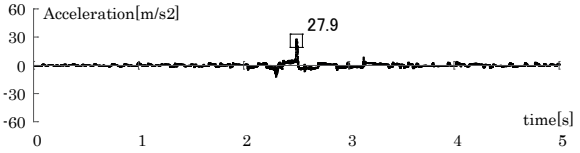
a-5)　JMA3.5



b-5)　JMA3.5



a-6)　JMA4.0



b-6)　JMA4.0

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

図 4.3.25　加速度時刻歴波形（HDR）

（2）擁壁の種類の違いによる比較

検討対象とする実験ケースを表 4.3.5 に示す。

ここでは，建物頂部（ABL）および建物基礎部（AFT）における応答が，擁壁の種類の違いによってどの程度低減されるかを検討する。

表 4.3.5　実験ケース

擁壁種類	入力波	
	正弦波	地震波(JMA 神戸位相波)
PL	Sin150	JMA3.0
TR	Sin300	JMA3.5
HDR	Sin400	JMA4.0

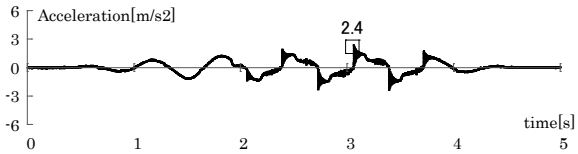
建物頂部および建物基礎部の加速度の実験結果を，入力波ごとに擁壁別で図 4.3.26～4.3.31 に示す。

なお，前項と同様に，実験結果の時刻歴波形は 5 秒間をデータから切り出し，最大応答が生じた時刻の加速度応答を用いて比較する。図中にそれぞれの最大の値を四角印で示し，その値を併記する。

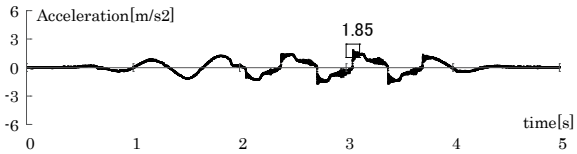
衝突が生じた Sin300 の建物頂部加速度応答を比較すると，PL 擁壁の場合は 38.5m/s² であるのに対し，TR 擁壁の場合は 28.9m/s²，さらに HDR 擁壁の場合は 19.5m/s² と低減していることが確認できる。また，建物基礎部加速度応答でも同様の結果が得られた。

さらに衝突が生じた Sin400，JMA3.5，JMA4.0 の建物頂部と建物基礎部の加速度応答においても，図 4.3.28, 4.3.30 および図 4.3.31 より，PL 擁壁の加速度応答に対して，TR 擁壁および HDR 擁壁の加速度応答は低減する結果が得られた。特に JMA4.0 の建物頂部加速度応答をみると，PL 擁壁の場合は 56.1m/s² であるのに対して，HDR 擁壁は 26.6m/s² であり，建物基礎部の加速度応答も PL 擁壁が 53.1m/s² で HDR 擁壁が 27.9m/s² と，双方とも PL 擁壁に比べ HDR 擁壁で約 1/2 の応答となり大きな低減効果がみられた。このことから，入力波の振幅が大きく，擁壁に衝突する力が大きければ大きいほど，HDR 擁壁の低減効果は大きくなることが考えられる。

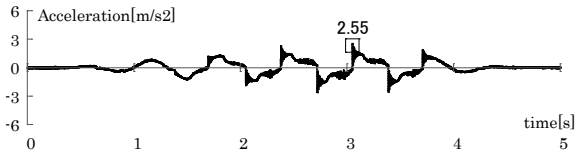
なお，図 4.3.29 に示す JMA3.0 での各々の擁壁の加速度応答をみると，TR 擁壁および HDR 擁壁での応答低減効果があまりみられない。これは，擁壁に衝突する力が弱く，HDR 擁壁の効果がでていないためであると考えられる。



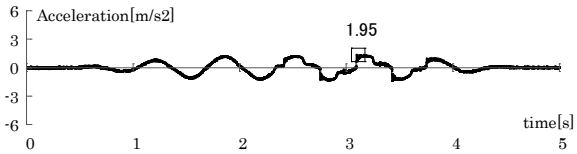
a-1)　PL



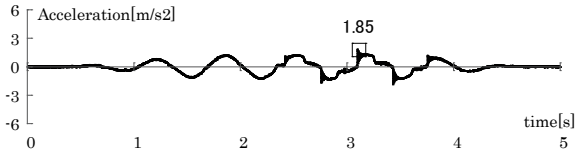
b-1)　PL



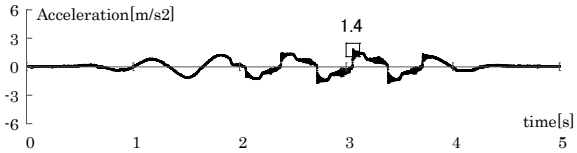
a-2)　TR



b-2)　TR



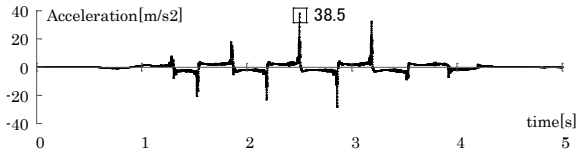
a-3)　HDR



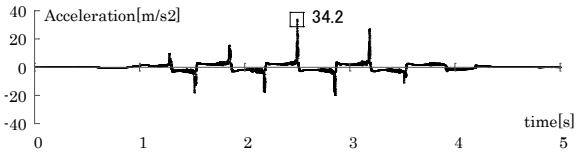
b-3)　HDR

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

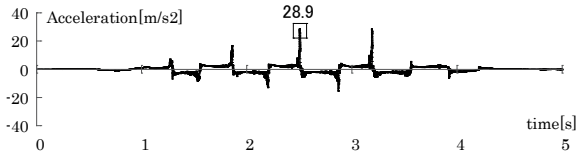
図 4.3.26　加速度時刻歴波形（Sin150）



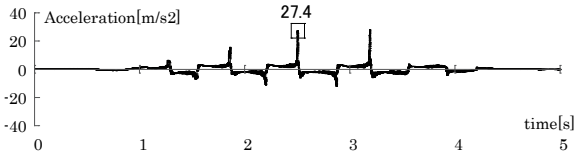
a-1)　PL



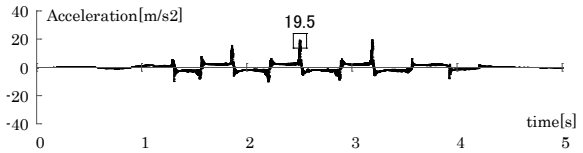
b-1)　PL



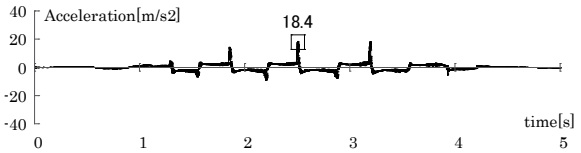
a-2)　TR



b-2)　TR



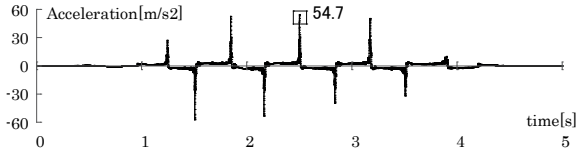
a-3)　HDR



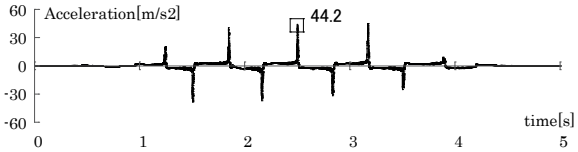
b-3)　HDR

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

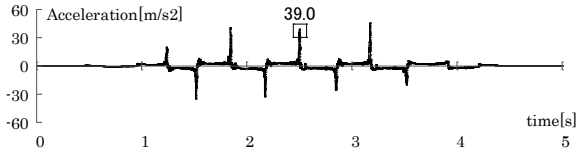
図 4.3.27　加速度時刻歴波形（Sin300）



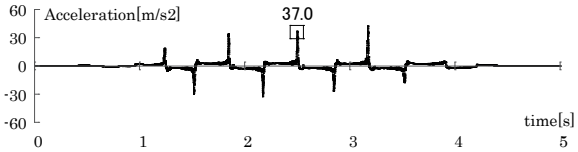
a-1)　PL



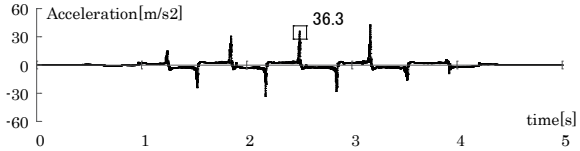
b-1)　PL



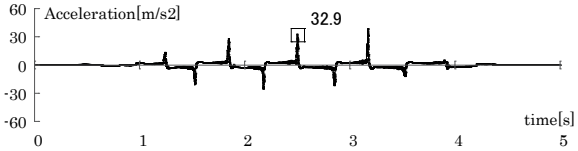
a-2)　TR



b-2)　TR



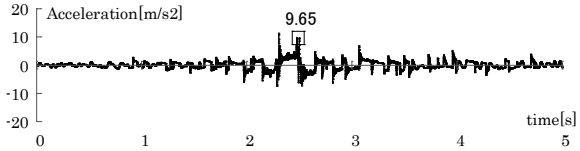
a-3)　HDR



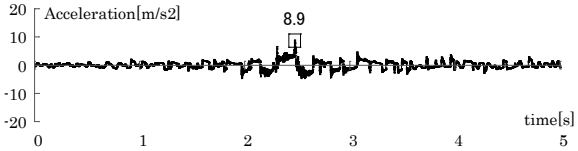
b-3)　HDR

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

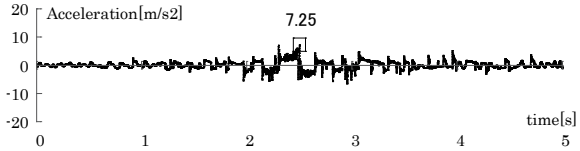
図 4.3.28　加速度時刻歴波形（Sin400）



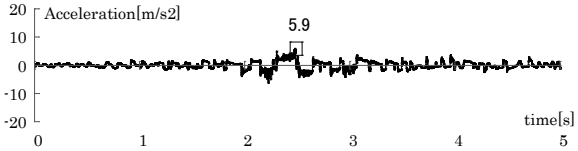
a-1)　PL



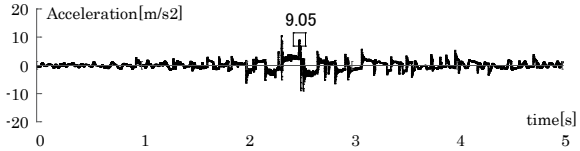
b-1)　PL



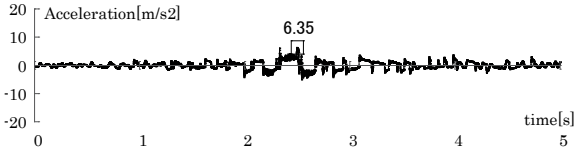
a-2)　TR



b-2)　TR



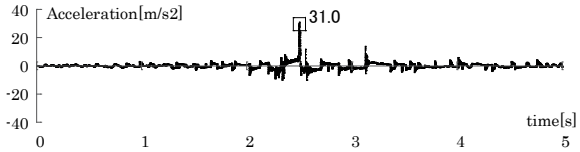
a-3)　HDR



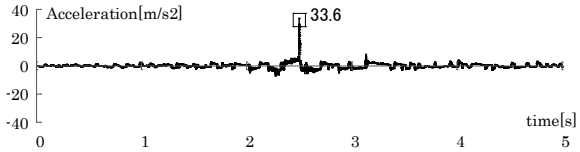
b-3)　HDR

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

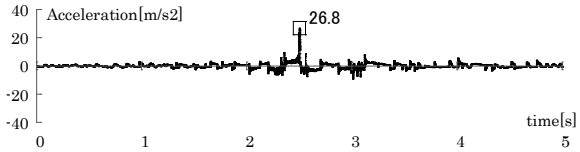
図 4.3.29　加速度時刻歴波形（JMA3.0）



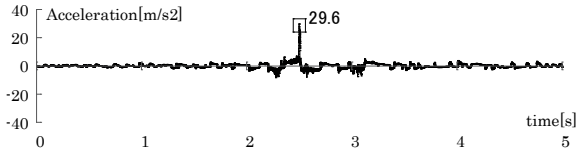
a-1)　PL



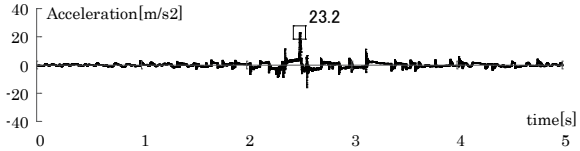
b-1)　PL



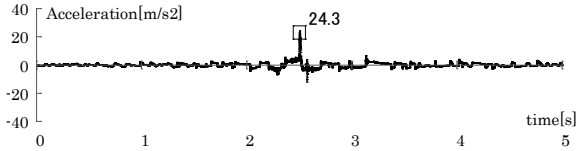
a-2)　TR



b-2)　TR



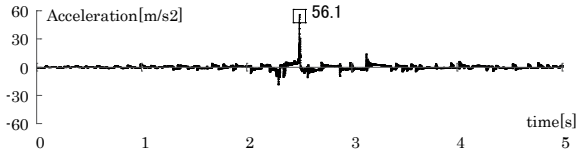
a-3)　HDR



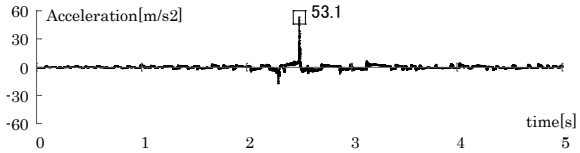
b-3)　HDR

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

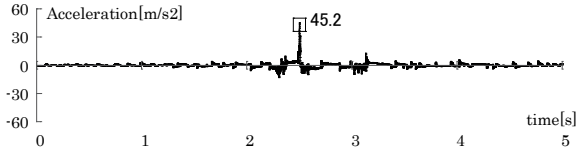
図 4.3.30　加速度時刻歴波形（JMA3.5）



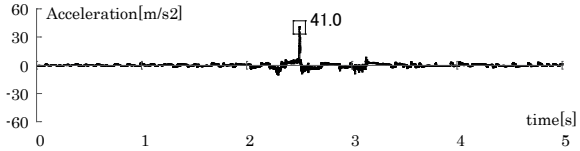
a-1)　PL



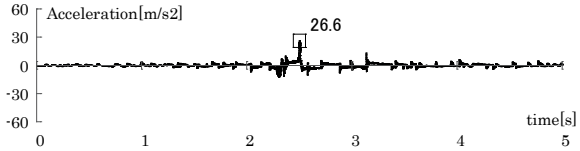
b-1)　PL



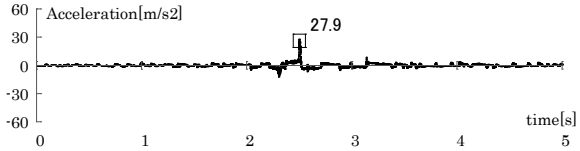
a-2)　TR



b-2)　TR



a-3)　HDR



b-3)　HDR

a)　建物頂部（ABL）　　b)　建物基礎部（AFT）

図 4.3.31　加速度時刻歴波形（JMA4.0）

（3）擁壁の種類の違いによる比較

検討対象とする実験ケースを表 4.3.6 に示す。

ここでは, 建物模型が擁壁に衝突した際における擁壁の復元力特性について検討する。擁壁変位（DW）を横軸に，建物頂部（ABL）および基礎部（AFT）の加速度にそれぞれの質量を乗じて算定した水平方向の荷重（応答慣性力）を縦軸として示す。衝突が生じた時刻を原点として，擁壁の復元力特性（擁壁+背後地盤）を図 4.3.32，4.3.33 に示す。また，これらを含めた免震層全体の復元力特性（擁壁+背後地盤+免震層）を表す応答履歴ループを図 4.3.34～4.3.39 に示す。

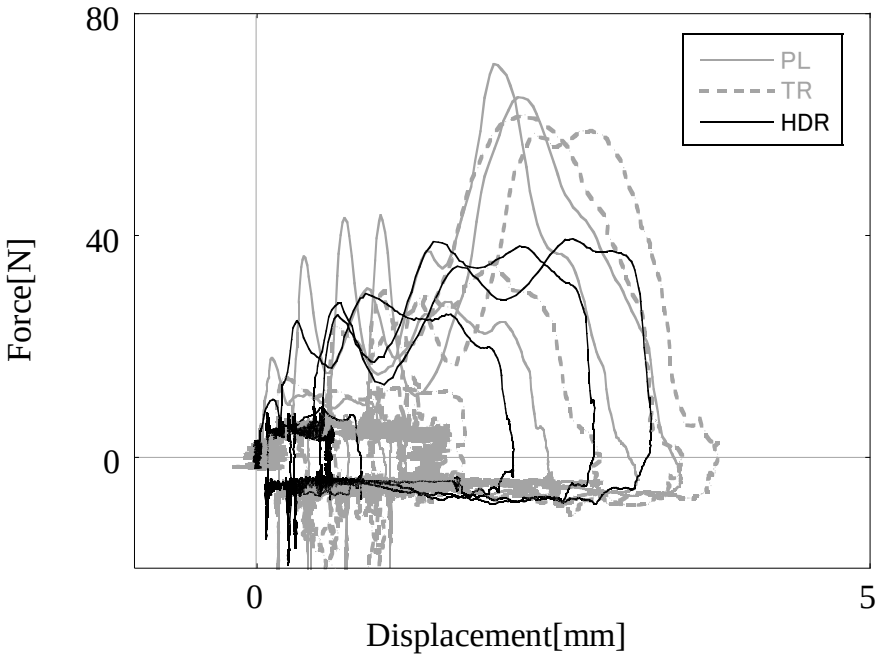
表 4.3.6　実験ケース

擁壁種類	入力波	
	正弦波	地震波(JMA 告示位相波)
PL	Sin150	JMA3.0
TR	Sin300	JMA3.5
HDR	Sin400	JMA4.0

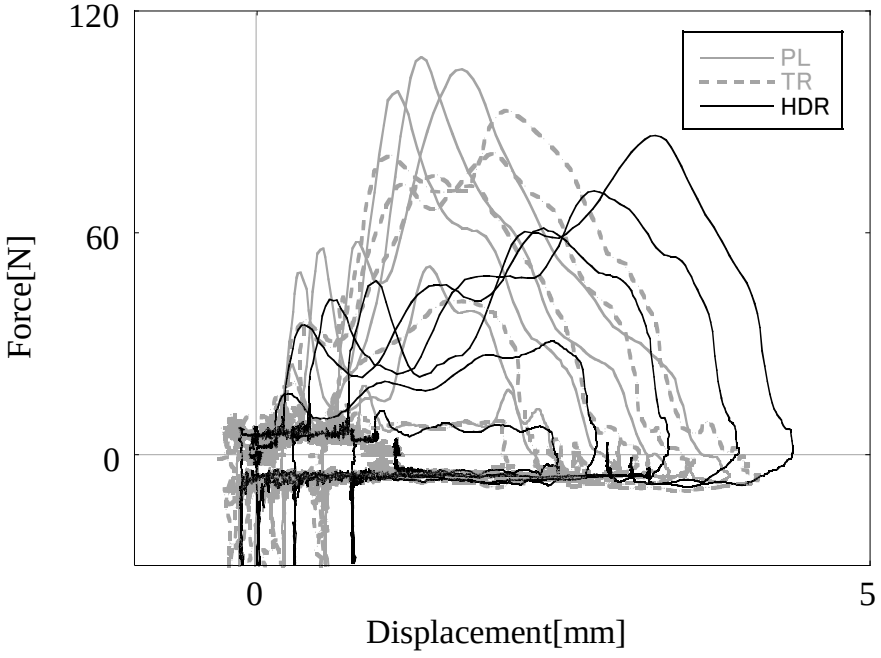
正弦波について，Sin300、Sin400 の擁壁の復元力特性より，エネルギー吸収量，つまりループ内の面積は，各々の擁壁で同程度である。しかし，応答慣性力の最大値を比較すると，PL 擁壁では Sin300 で 71.0N，　Sin400 で 100.2 N であるのに対して，TR 擁壁では Sin300 で 61.7N，Sin400 で 93.1N，更に HDR 擁壁では Sin300 で 39.3N，Sin400 で 86.3N となっている。このことから TR 擁壁，HDR 擁壁には応答低減効果があることが確認できた。また，建物の擁壁衝突時からの変位量を比較すると，PL 擁壁では Sin300 で 3.4mm，Sin400 で 3.8mm であるのに対し，TR 擁壁では Sin300 で 3.7mm，Sin400 では 4.1mm，さらには HDR 擁壁では，Sin300 で 3.3mm，Sin400 で 4.4mm となっている。Sin300 では各々の擁壁はまだ弾性領域内なので，擁壁変位による差はあまりみられない。それに対して，Sin400 では各々の擁壁で塑性化領域にまで達している状態であり，擁壁変位では PL 擁壁よりも TR 擁壁と HDR 擁壁が大きい値であることから, TR 擁壁および HDR 擁壁では剛性を維持して背後地盤を押し込み，靭性的な変形性能が効果を発揮していることが確認できる。

次に，JMA 神戸位相波について，JMA3.5 および JMA4.0 の復元力特性をそれぞれ擁壁別に比較すると，応答慣性力では，先ほどの正弦波と同様に TR 擁壁および HDR 擁壁での応答低減効果は確認できるが, 衝突時からの擁壁変位は 3 つの擁壁ともに同等な値であった。これは，衝突回数が正弦波では数回衝突しているのに対し，地震波では 1 回しか衝突せず，そのため TR 擁壁と HDR 擁壁の靭性的な変形性状が現れなかったと考えられる。しかし，その 1 回の衝突をみると TR 擁壁と HDR 擁壁は PL 擁壁に比べて，擁壁をより多く押し込んでいることが確認できる。このことより，地震波入力に

おいても繰返し衝突が生じた場合は，TR 擁壁と HDR 擁壁では靭性的な変形性能が効果を発揮することが期待できる。

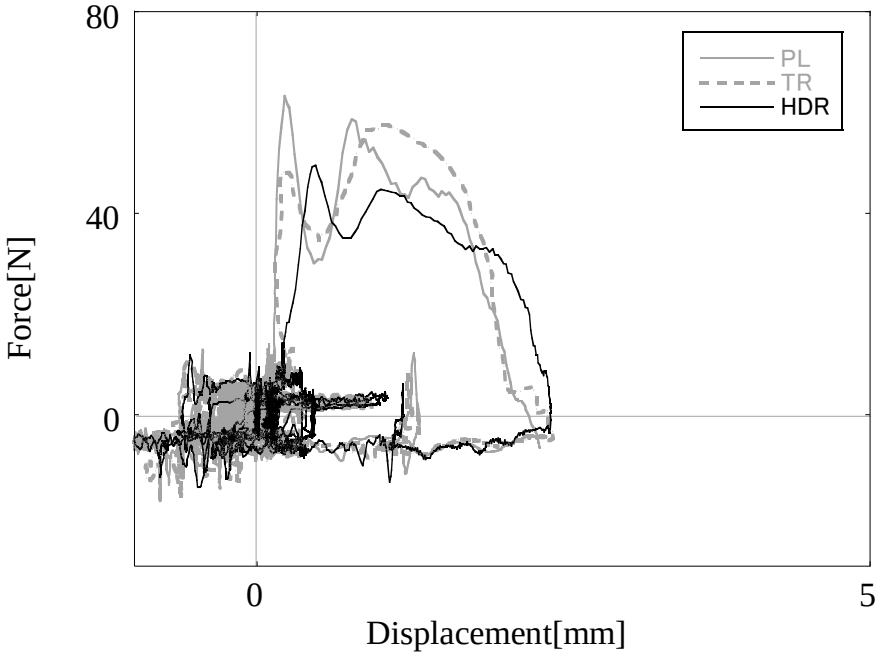


a)　Sin300

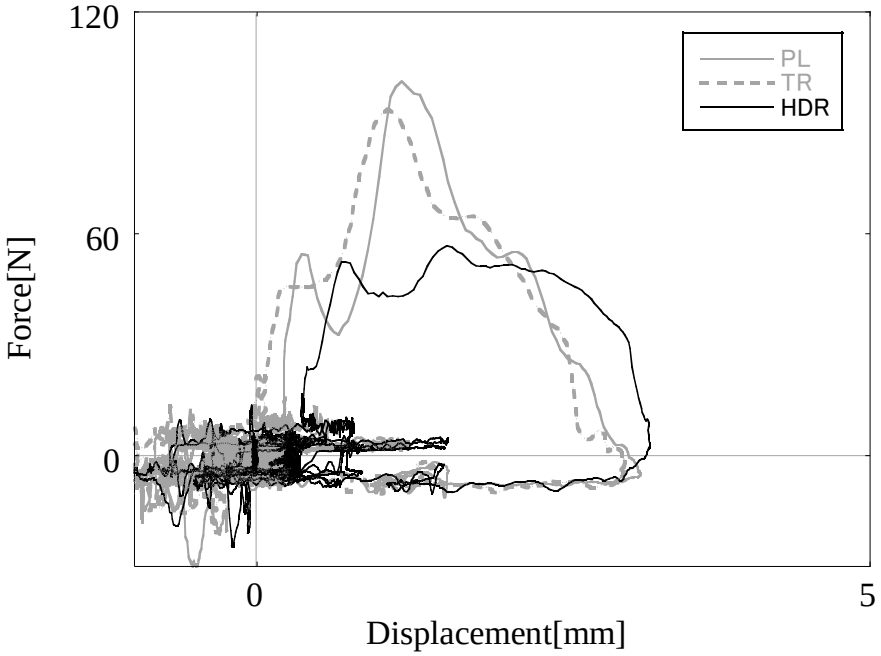


b)　Sin400

図 4.3.32　擁壁の復元力特性（正弦波入力）

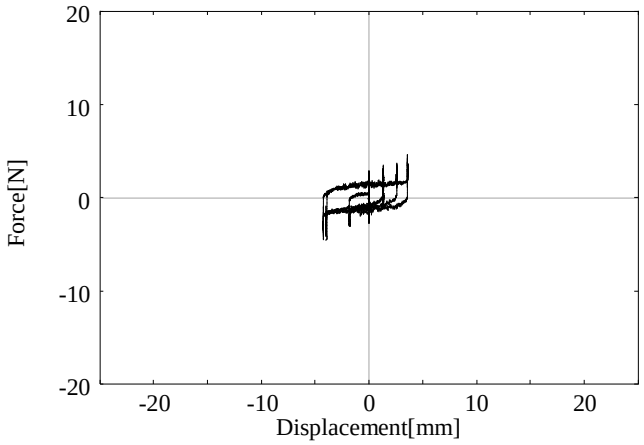


a)　JMA3.5

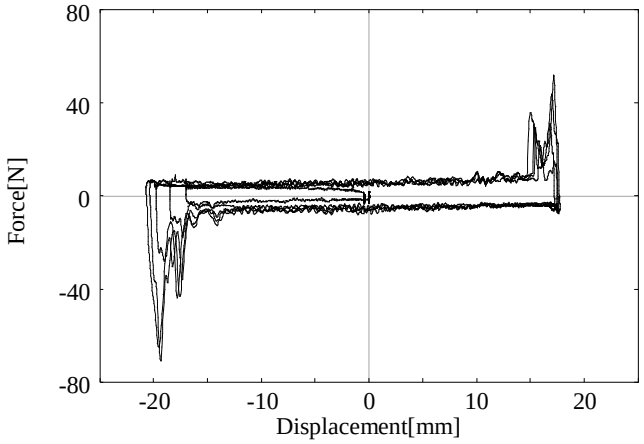


b)　JMA4.0

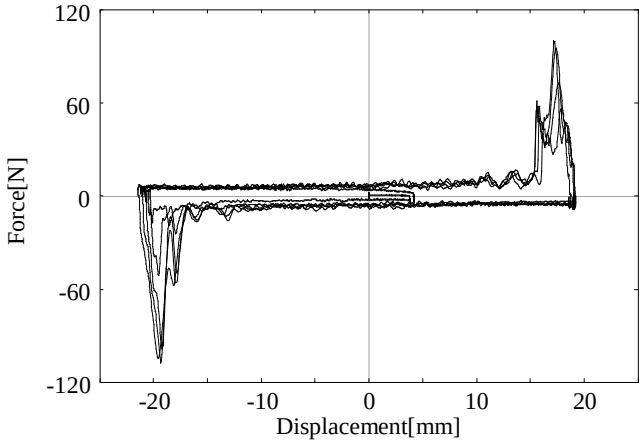
図 4.3.33　擁壁の復元力特性（地震波入力）



a)　Sin150

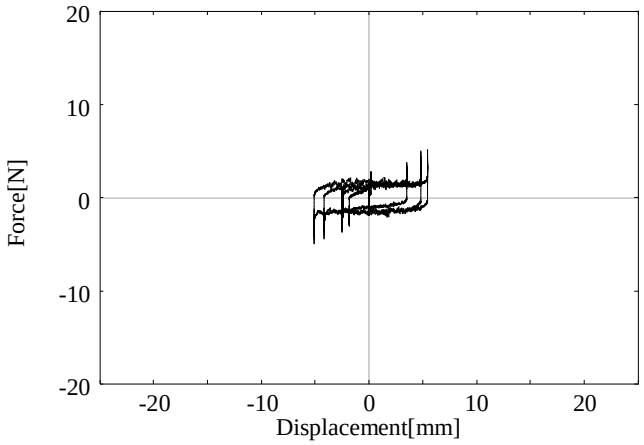


b)　Sin300

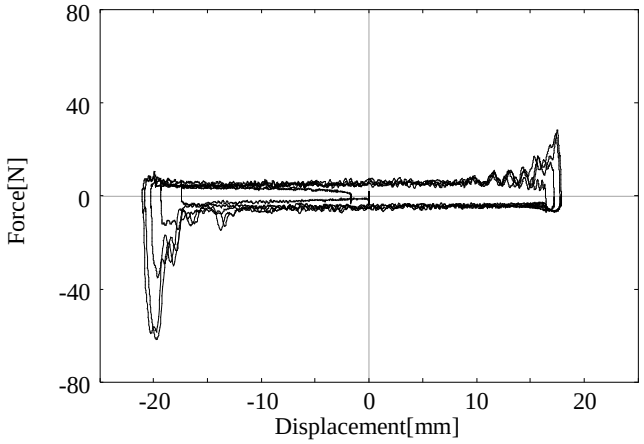


c)　Sin400

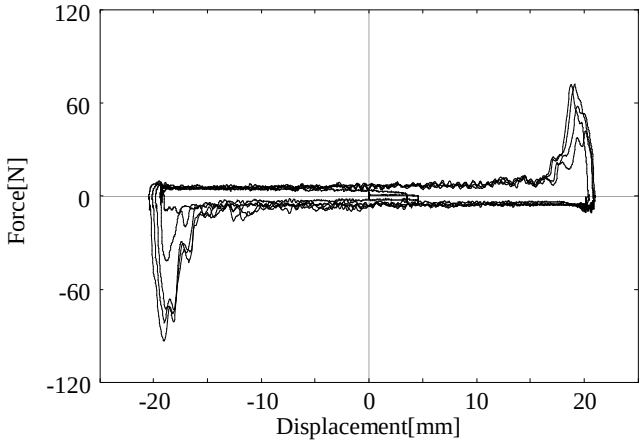
図 4.3.34　免震層全体の復元力特性（PL，正弦波入力）



a)　Sin150

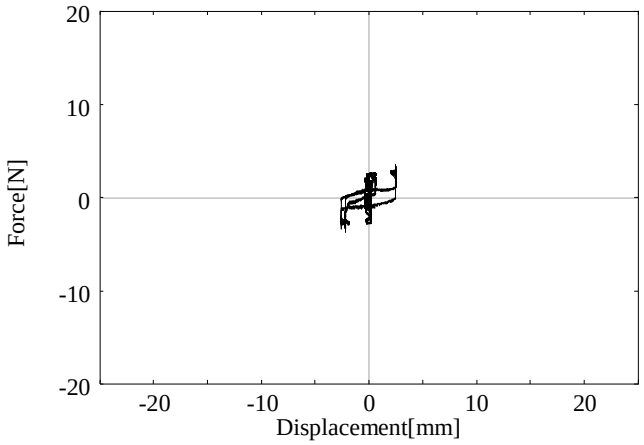


b)　Sin300

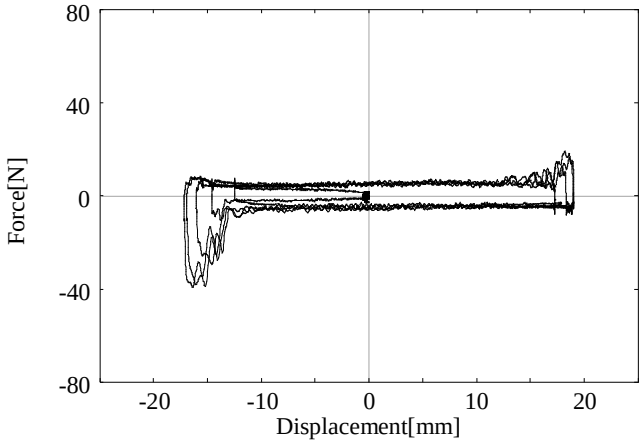


c)　Sin400

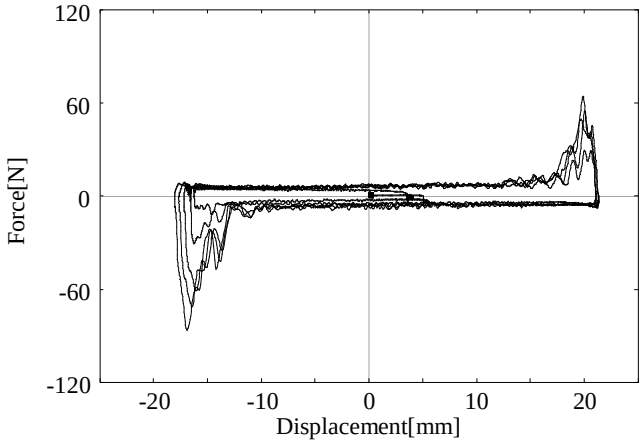
図 4.3.35　免震層全体の復元力特性（TR，正弦波入力）



a)　Sin150

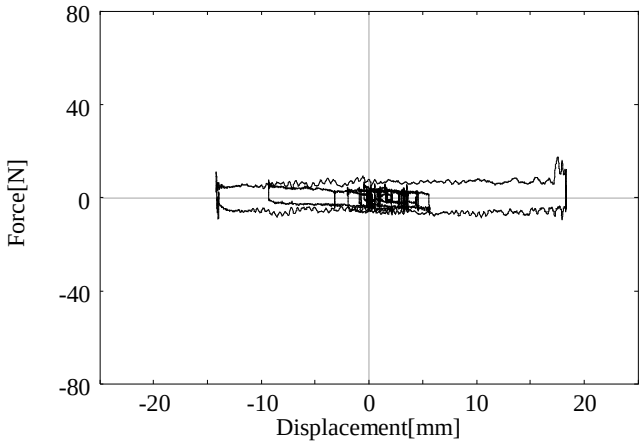


b)　Sin300

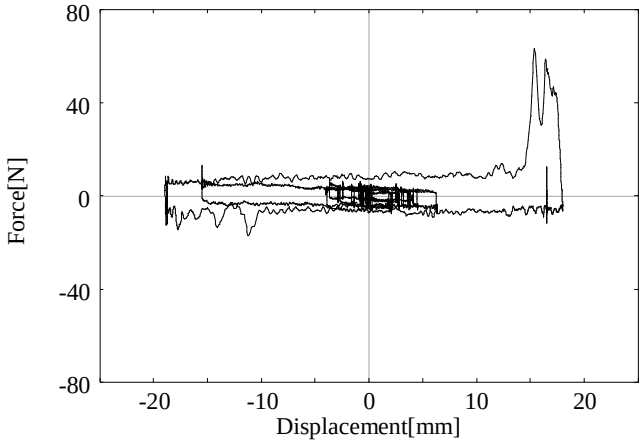


c)　Sin400

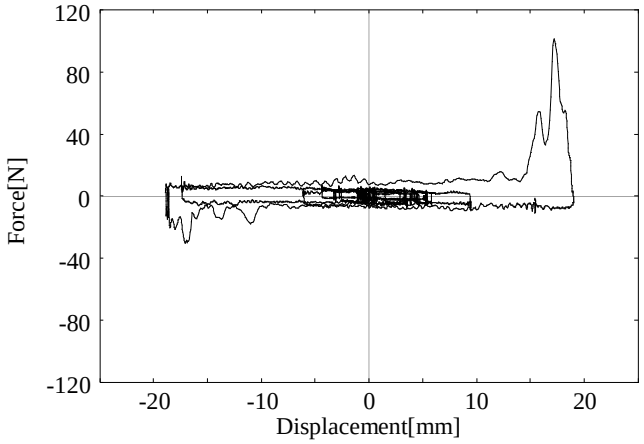
図 4.3.36　免震層全体の復元力特性（HDR，正弦波入力）



a)　JMA3.0

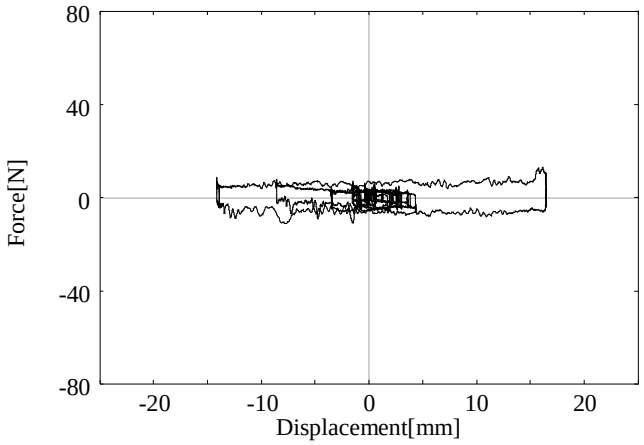


b)　JMA3.5

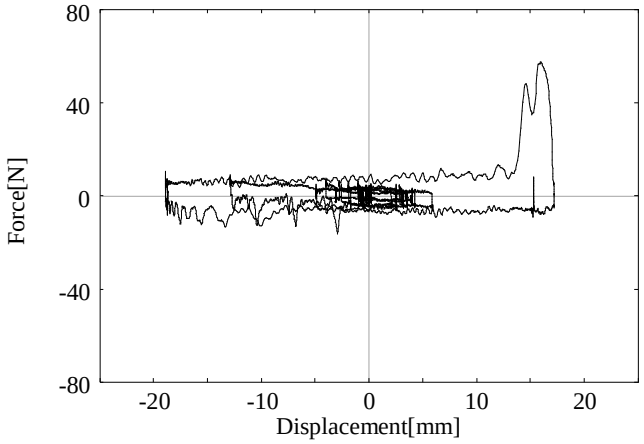


c)　JMA4.0

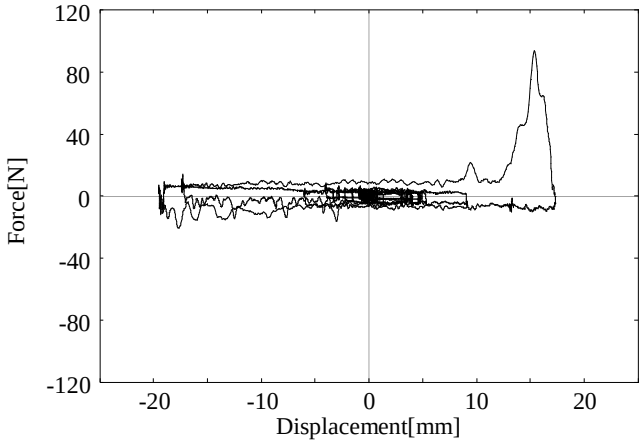
図 4.3.37　免震層全体の復元力特性（PL，地震波入力）



a)　JMA3.0

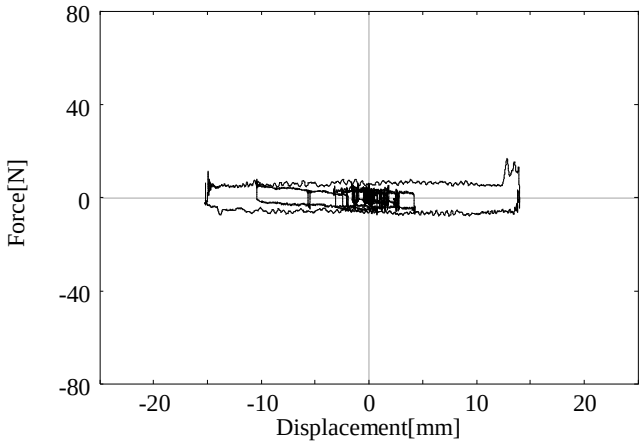


b)　JMA3.5

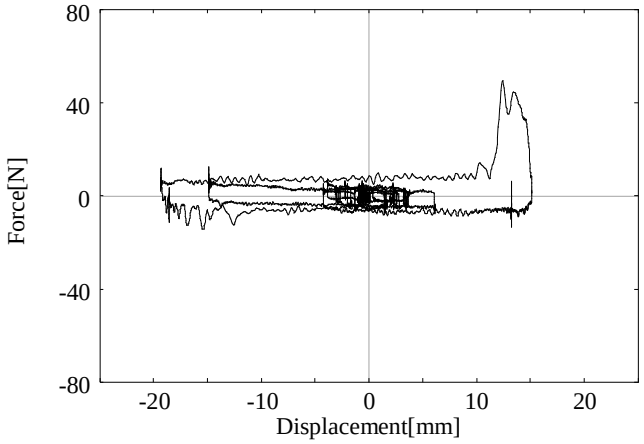


c)　JMA4.0

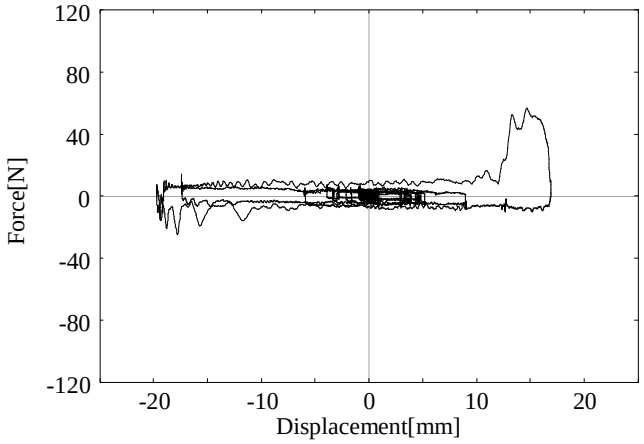
図 4.3.38　免震層全体の復元力特性（TR，地震波入力）



a)　JMA3.0



b)　JMA3.5



c)　JMA4.0

図 4.3.39　免震層全体の復元力特性（HDR，地震波入力）

4.4　3 次元有限要素法による擁壁衝突解析

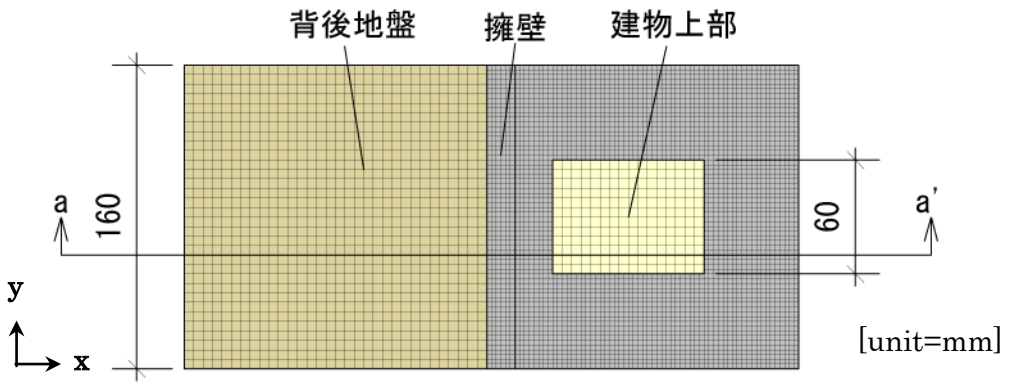
本節では，3 次元有限要素法による汎用プログラムである「LS-DYNA」を用いて，4.2 で示した免震建物模型の擁壁衝突実験のシミュレーションを行う。建物模型と背後地盤を含む擁壁部の衝突，また複合改良地盤擁壁の応答特性を考慮した，3 次元有限要素解析の有効性を確認する。

4.4.1　解析モデル

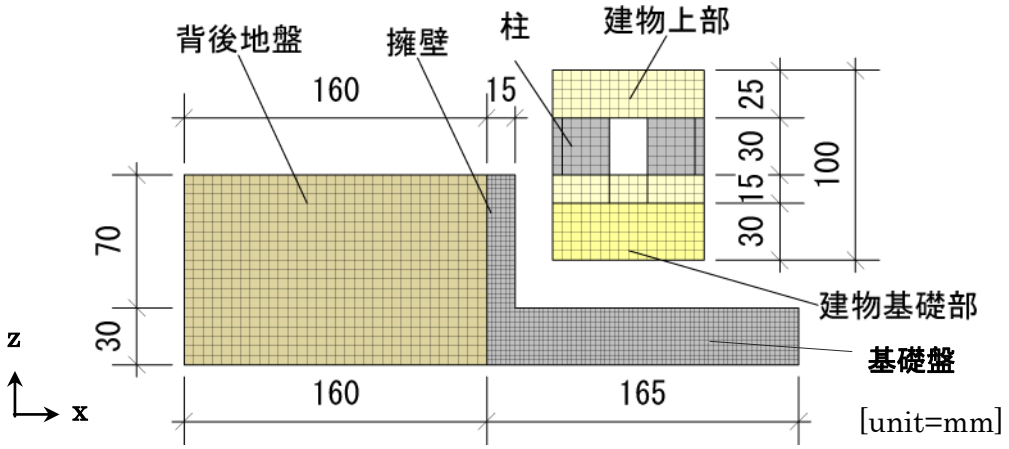
（1）解析モデルと諸元

解析モデルの平面図と a-a’ 断面における断面図を図 4.4.1 に，解析諸元を表 4.4.1 に示す。建物模型の上部，基礎部および柱部はソリッド要素の剛体でモデル化し，密度は 4.2 の実験模型に合わせて設定している。擁壁ならび背後地盤はソリッド要素の弾塑性体でモデル化した。擁壁には前述の一軸圧縮試験で得られた応力－ひずみ関係（図 4.4.2）を多直線で近似して与えている。背後地盤の塑性条件は Mohr-Coulomb 条件とし，内部摩擦角は 35°，ダイレイタンシー角は 5°とする。擁壁および背後地盤の要素に対しては質量比例型の減衰を与えており，1 次固有振動数に対してそれぞれ h=0.02 とした。

解析では，地震応答解析の前に重力加速度をモデルに作用させて自重解析を行っている。LS-DYNA の解析法は陽解法であり，重力を 1 ステップ目から一定の値で入力すると衝撃荷重が加わった状態になるため，高周波振動を励起してしまう。このため自重解析では図 4.4.3 に示すように徐々に重力を載荷することによって静的釣り合い条件を成立させた。そして，自重解析終了後，建物模型が擁壁に衝突するよう設定した。



a)　平面図



b)　a-a' 断面図

図 4.4.1　解析モデル

表 4.4.1　解析諸元

モデル	種類	密度 [t/mm2]	ヤング係数 [N/mm²]	ポアソン比	材料モデル
建物	上部	8.40×10^{-9}	―	―	剛体
	柱	7.90×10^{-9}	―	―	剛体
	基礎上部	8.40×10^{-9}	―	―	剛体
	基礎下部	2.80×10^{-9}	―	―	剛体
背後地盤	―	1.50×10^{-9}	20.0	0.40	弾塑性体
改良地盤 擁壁・基礎盤	PL	1.52×10^{-9}	24.9	0.45	弾塑性体
	TR	1.37×10^{-9}	10.7	0.45	弾塑性体
	HDR	1.37×10^{-9}	5.82	0.45	弾塑性体

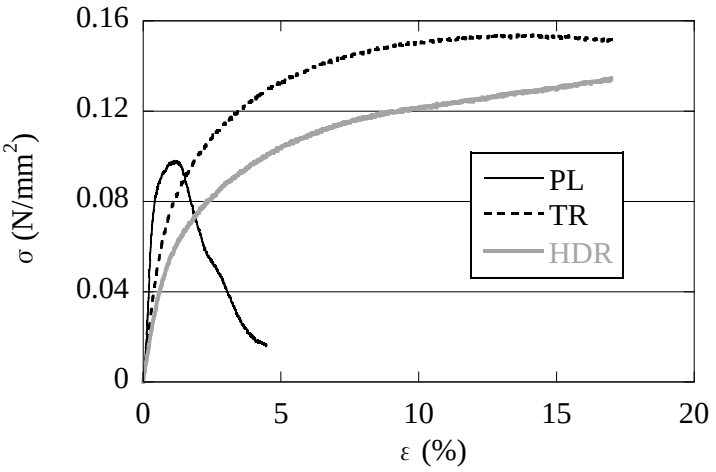


図 4.4.2　改良地盤の一軸圧縮試験結果（応力－ひずみ関係）

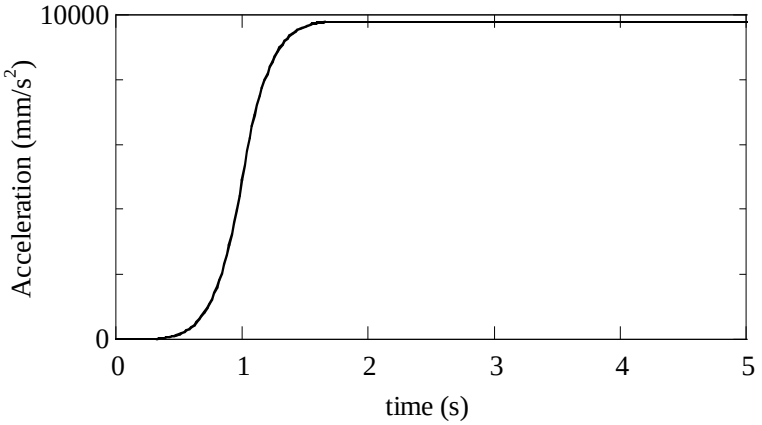


図 4.4.3　重力加速度

（2）接触条件・境界条件

本解析では，建物基礎部と擁壁との接触条件としてペナルティ法[35),36)]に基づく接触アルゴリズムを採用している。静止摩擦係数および動摩擦係数は共に 0.4 とする。ペナルティ法とは，接触している物体間に微少の食い込みを許し，この間に仮想バネを挿入することによって接触反力を評価するモデルで，接触節点と接触面に仮想的にバネを設定する方法である。まず接触節点と接触面の距離により，接触節点が接触面に貫入しているかどうかを確認する。貫入している場合には接触面を形成している節点と接触点の間に接触力が負荷される。この接触力は貫入量に比例し，比例乗数は貫入量と、式(4.4.1)により定義される剛性ファクターkにより決定される。

$$k = \frac{f_s K A^2}{V} \tag{4.4.1}$$

ここで，Kは接触する物体の体積弾性係数，Vは体積，Aは接触面の面積，f_sはペナルティ係数(=0.1)である。一度接触力を計算したあと，接触節点と接触面を入れ替えて再度同じ計算を行うことで方向性のない接触力を計算し，その接触力によって要素が押し戻される。要素の板厚を超えて貫入した場合は接触による拘束から解放される。

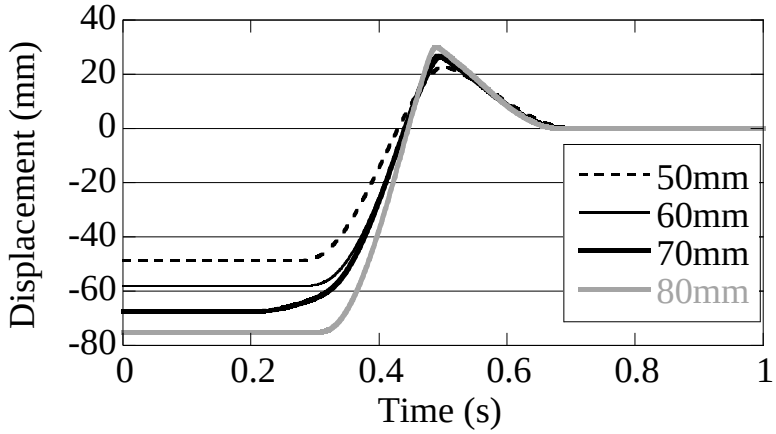
なお，擁壁と背後地盤の間に，すべり，剥離，再接触を考慮できる接触条件を採用した。基礎盤と背後地盤の底面は固定，側面ははらみ出しが生じないよう外側への変形を拘束し，x 方向と z 方向の変形を許容する境界条件とした。背後地盤の背面は x 方向の変形を拘束する境界条件とした。

4.4.2　初期条件

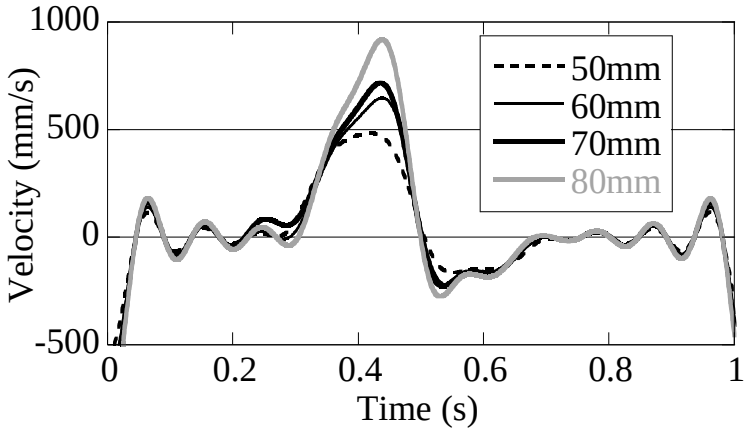
本解析では，建物モデルに初速度を与えることで衝突の衝撃を再現している。

まず実験において計測した建物模型の時刻歴変位を単位時間で微分し，速度波形を得た。そしてローパスフィルタでノイズ処理を行い，衝突直前の建物模型の速度を算出している。

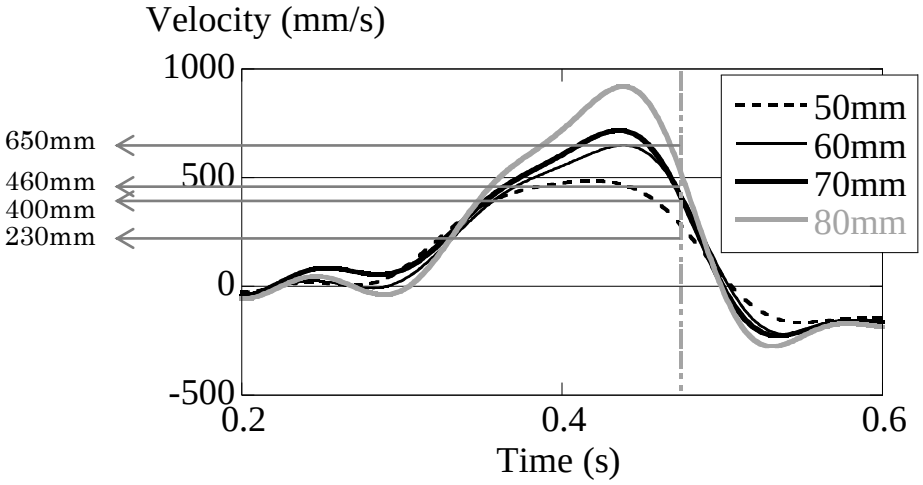
初速度は図 4.4.4 に示すようにそれぞれ，初期変位 50mm では 230mm/s，60mm で 400mm/s，70mm で 460mm/s，80mm で 650mm/s である。



a)　変位時刻歴波形



b)　速度時刻歴波形



c)　速度時刻歴波形（詳細）

図 4.4.4　建物模型の変位および速度時刻歴波形

4.4.3　解析結果

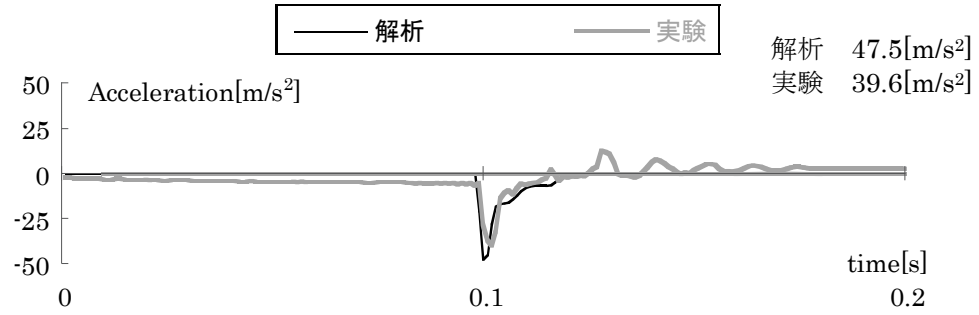
検討対象とする解析ケース（実験ケース）を表 4.4.2 に示す。

ここでは, 実験結果で見られた建物模型を引っ張る初期変位の違いや擁壁種類の違いに対して解析結果との比較を行い，考察する。なお，サンプリング周波数は 1,000Hz である。

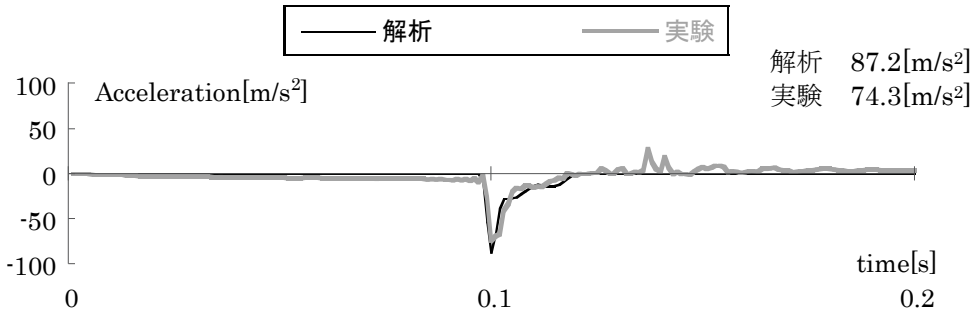
表 4.4.2　解析ケース

擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位 (mm)			
		50	60	70	80
PL	15	PL-15_50	PL-15_60	PL-15_70	PL-15_80
TR	15	－	TR-15_60	－	TR-15_80
HDR	15	－	HDR-15_60	－	HDR-15_80

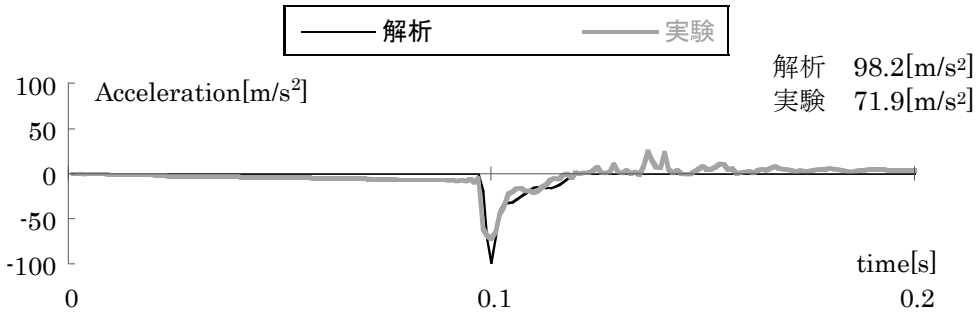
各解析ケースの建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形を図 4.4.5～4.4.7 に，擁壁頂部 (DW) の変位時刻歴波形を図 4.4.8～4.4.10 に実験結果とともに示す。また, 図 4.4.11～4.4.13 に，各解析ケースの擁壁部の復元力特性を実験結果と比較して示す。擁壁部の復元力特性は実験結果で求めたとおり, 建物基礎部の加速度に建物全体の重量を掛け合わせて荷重（建物慣性力）とし，その際の擁壁変位との関係を描くことで，擁壁部の荷重－変位関係としている。なお, TR 擁壁および HDR 擁壁の建物模型の初期変位 80mm を与えた場合の実験における各擁壁変位はレーザー変位計の不調により値が得られなかった。この時の擁壁部の復元力特性は，建物変位の計測結果より（建物の擁壁押し込み量）＝（擁壁変位）として描いている。



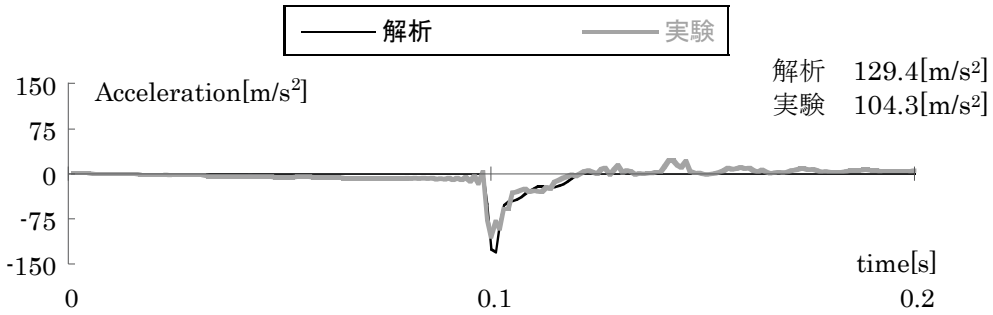
a) 初期変位 50mm（PL-15_50）



b) 初期変位 60mm（PL-15_60）

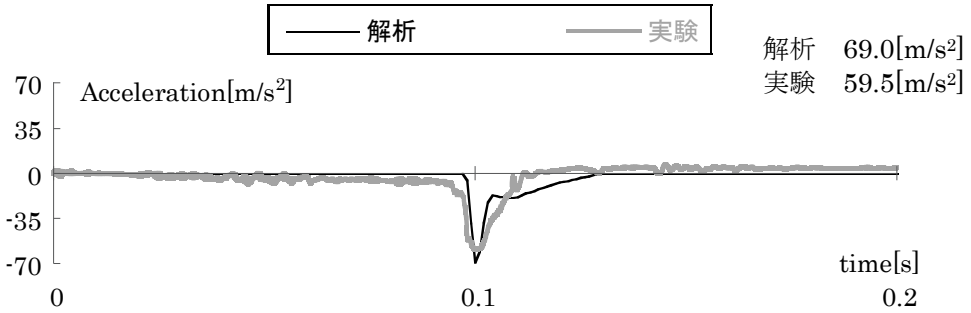


c) 初期変位 70mm（PL-15_70）

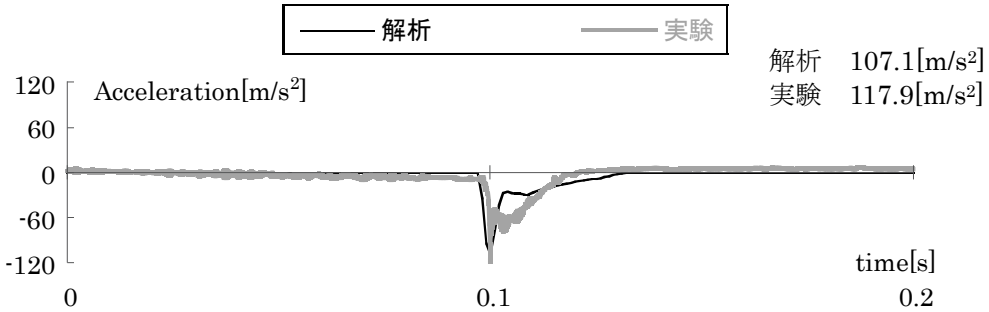


d) 初期変位 80mm（PL-15_80）

図 4.4.5 建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形（PL）

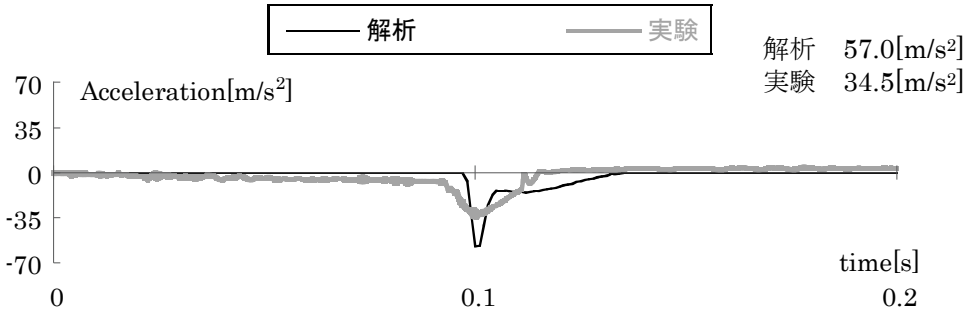


a)　初期変位 60mm（TR-15_60）

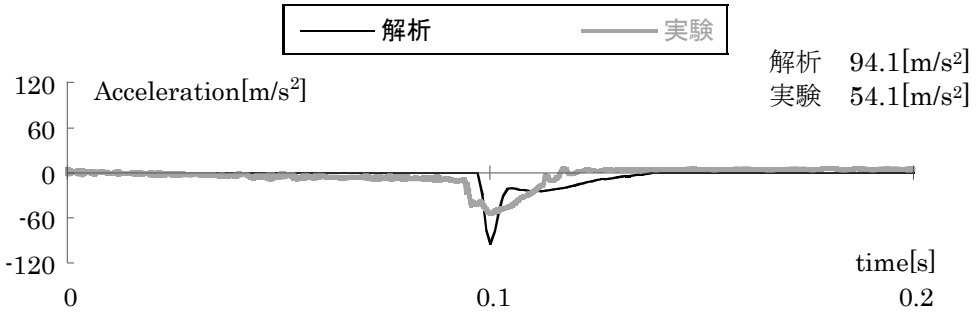


b)　初期変位 80mm（TR-15_80）

図 4.4.6　建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形（TR）

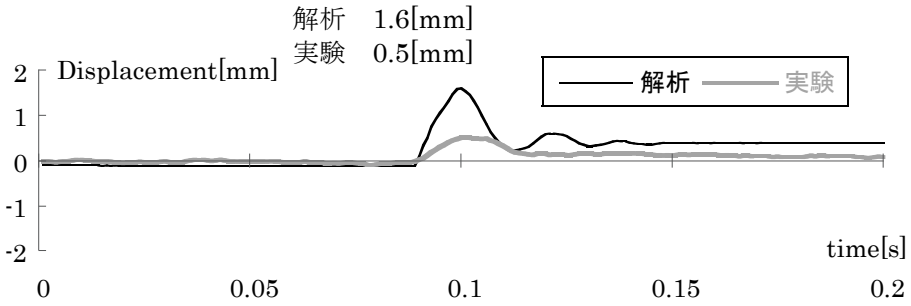


a)　初期変位 60mm（HDR-15_60）

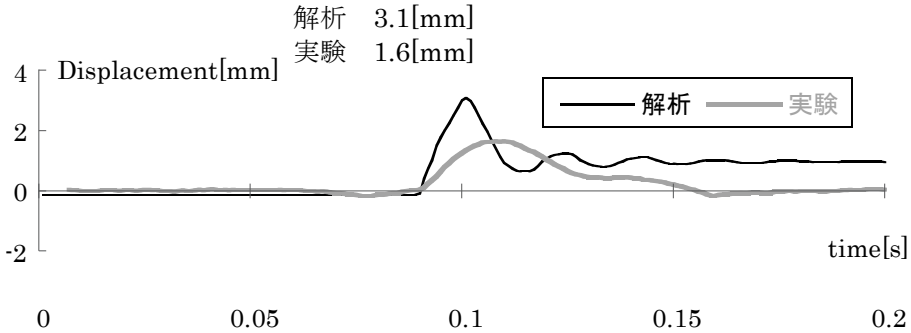


b)　初期変位 80mm（HDR-15_80）

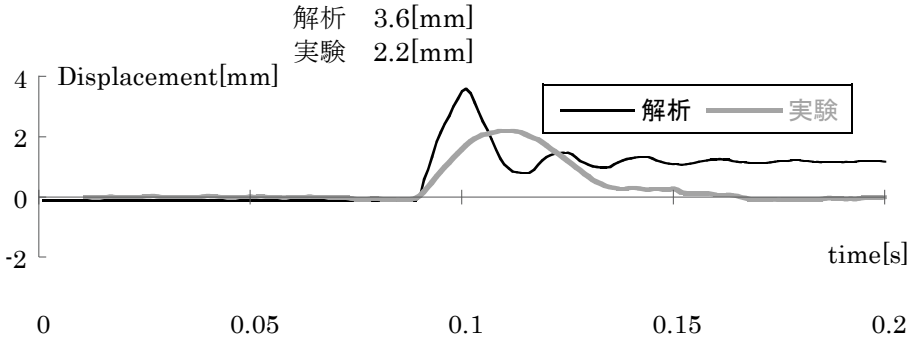
図 4.4.7　建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形（HDR）



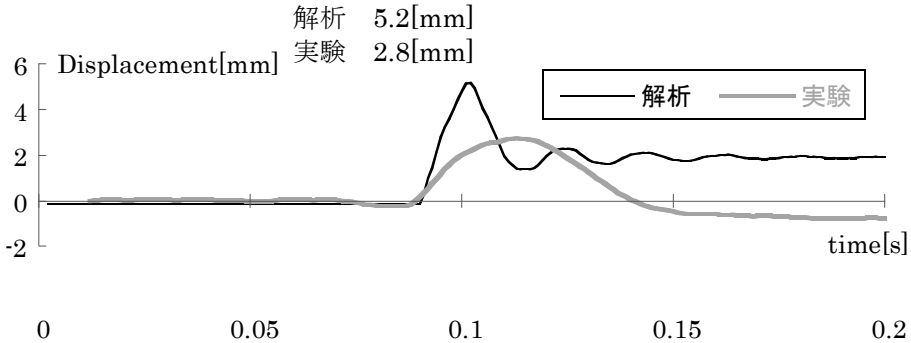
a)　初期変位 50mm（PL-15_50）



b)　初期変位 60mm（PL-15_60）

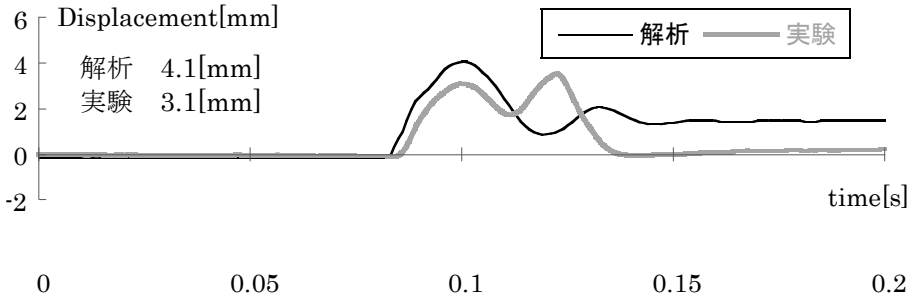


c)　初期変位 70mm（PL-15_70）

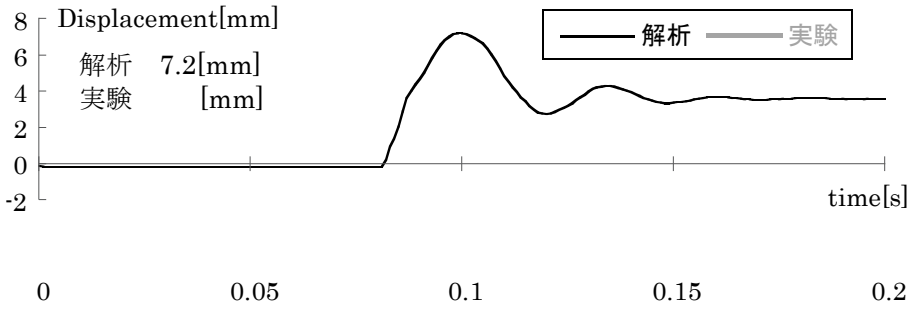


d)　初期変位 80mm（PL-15_80）

図 4.4.8　擁壁頂部（DW）の変位時刻歴波形（PL）

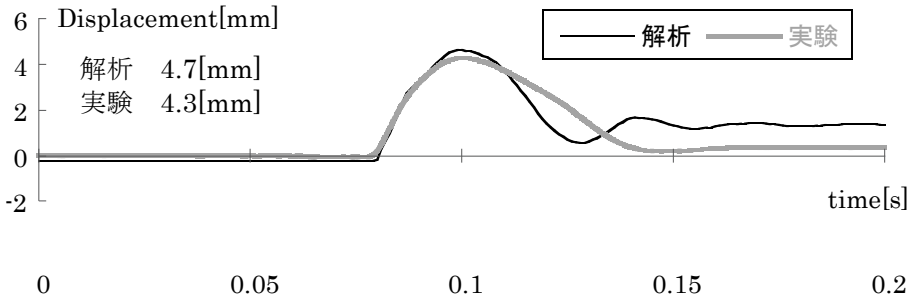


a)　初期変位 60mm（TR-15_60）

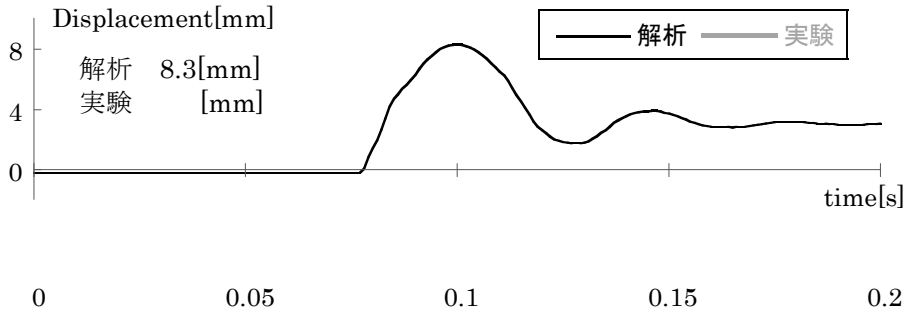


b)　初期変位 80mm（TR-15_80）

図 4.4.9　擁壁頂部（DW）の変位時刻歴波形（TR）

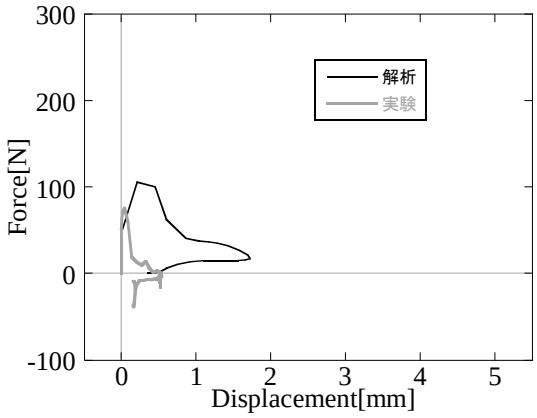


a)　初期変位 60mm（HDR-15_60）

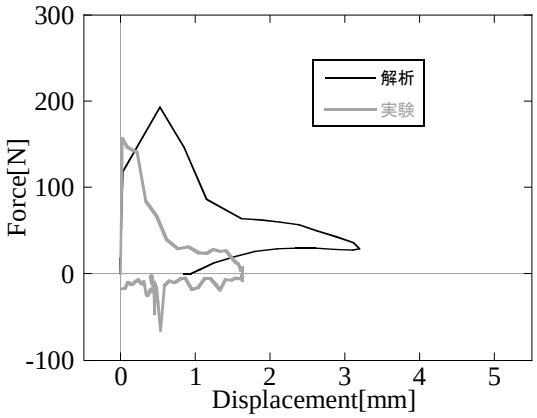


b)　初期変位 80mm（HDR-15_80）

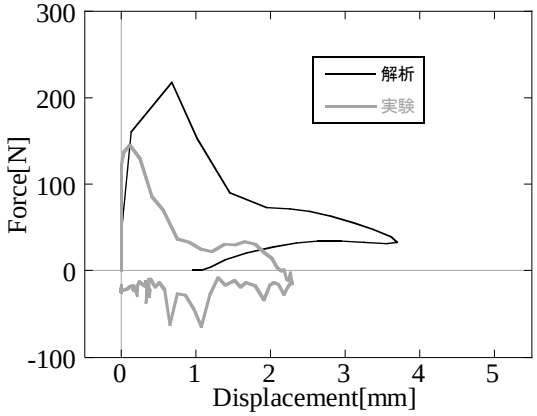
図 4.4.10　擁壁頂部（DW）の変位時刻歴波形（HDR）



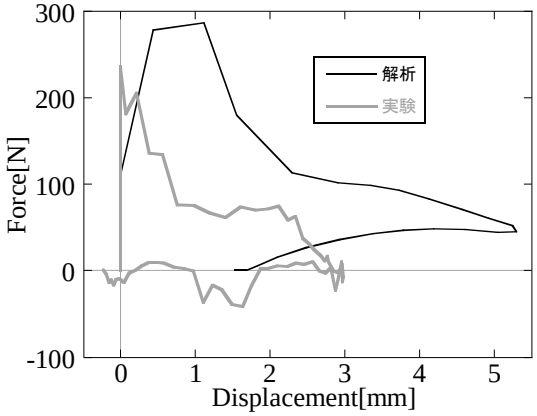
a)　初期変位 50mm（PL-15_50）



b)　初期変位 60mm（PL-15_60）

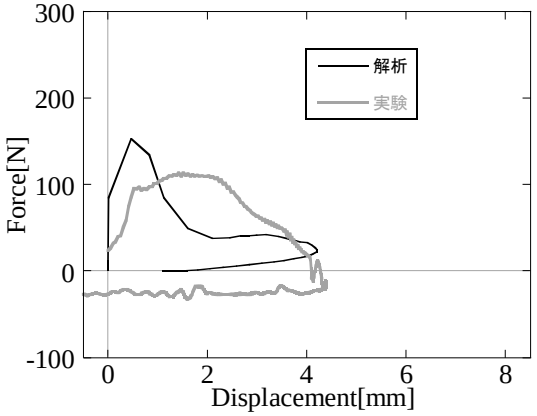


c)　初期変位 70mm（PL-15_70）

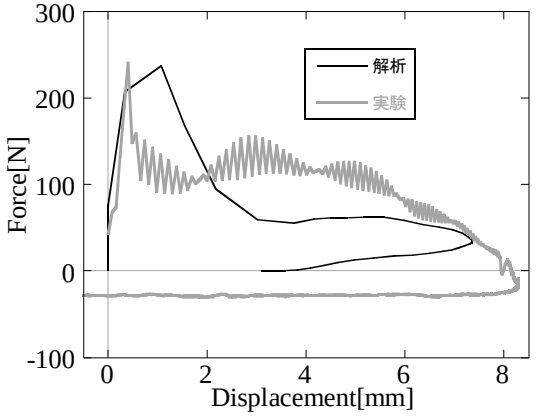


d)　初期変位 80mm（PL-15_80）

図 4.4.11　擁壁部の復元力特性（PL）

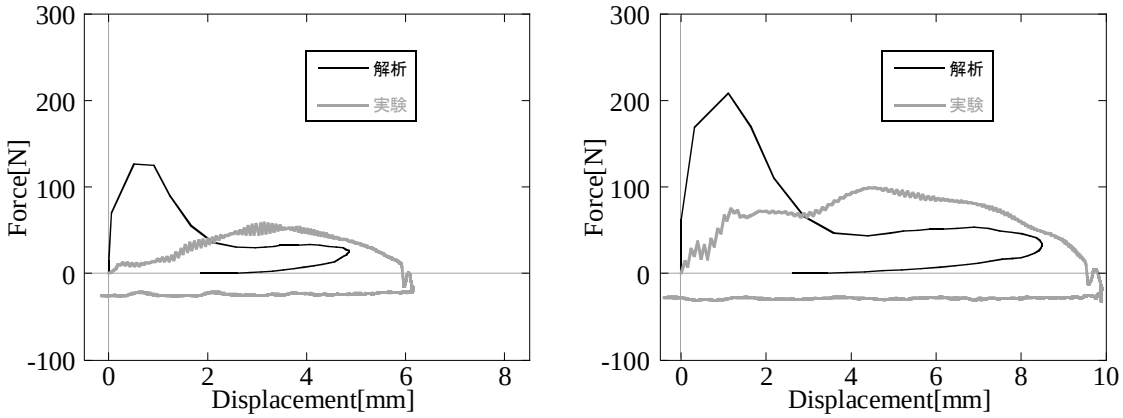


a)　初期変位 60mm（TR-15_60）



b)　初期変位 80mm（TR-15_80）

図 4.4.12　擁壁部の復元力特性（TR）



a)　初期変位 60mm（HDR-15_60）　　b)　初期変位 80mm（HDR-15_80）

図 4.4.13　擁壁部の復元力特性（HDR）

（1）初期変位の違いによる解析と実験の比較

検討対象とする解析ケース（実験ケース）を表 4.4.3 に示す。

ここでは，L 型，壁厚 15mm の PL 擁壁に建物模型を衝突させた時の実験結果と比較検討を行う。

表 4.4.3　解析ケース

擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位 (mm)			
		50	60	70	80
PL	15	PL-15_50	PL-15_60	PL-15_70	PL-15_80

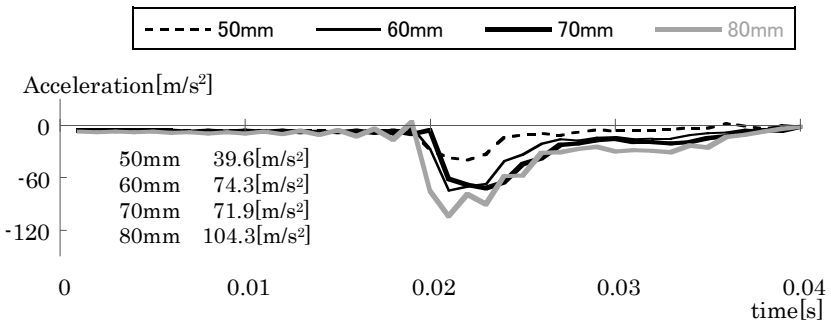
建物模型の初期変位の違いによる応答変化の定性的傾向を見るために，実験と解析に分けて図 4.4.14，4.4.15 に，建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形と擁壁頂部（DW）の変位時刻歴波形をそれぞれ重ね描いた。また，図 4.4.16 には，初期変位 50～80mm を与えた時の擁壁部の復元力特性を実験と解析結果に分けて示す。図 4.4.17，4.4.18 は，初期変位が 60mm と 80mm のケースにおける建物模型が擁壁に衝突する挙動を，a)衝突直後，b)背後地盤塑性化進行，c)背後地盤剥離，d)擁壁揺れ戻し，e)衝突終了の時刻ごとに分けて示したものである。色の濃度は塑性ひずみの値を表す。

図 4.4.5，4.4.14 の建物基礎部の加速度時刻歴波形および最大加速度を見ると，実験結果が精度よく再現出来ていることがわかる。衝突の瞬間，それぞれパルス的な加速度が生じ，その後なだらかに加速度が低減していく。この挙動は図 4.4.17，4.4.18 に示すとおり，建物模型がまず擁壁に衝突することで非常に短時間の間に速度変化が起こるた

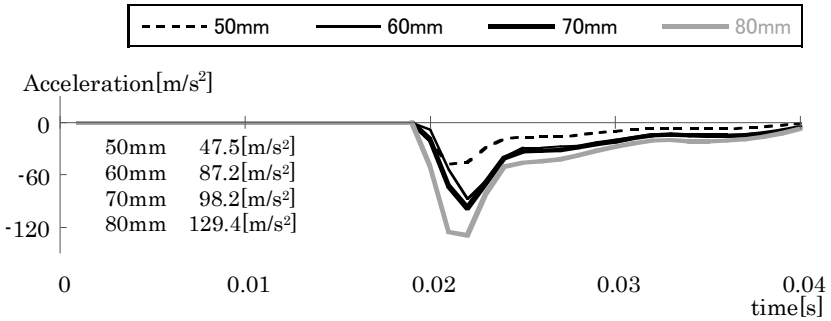
め，過大な加速度が生じる。そして，背後地盤が塑性化し，後方へ大きく跳ね飛ばされ運動量を交換することで，建物の運動エネルギーを吸収する。これがパルス的な挙動であり, 図 4.4.11, 4.4.16 に示す擁壁部の復元力特性の一つ目の大きな山である。その後，擁壁だけが抵抗し，建物の残った運動エネルギーを吸収し，復元力で建物模型を跳ね返す。これが復元力特性に見られるなだらかに伸びていく部分である。

次に図 4.4.8，4.4.15 の擁壁変位の時刻歴波形を見ると，振幅・押し込まれた時間の双方に解析結果と実験結果の間に違いが見られた。また解析では，実験では見られなかった擁壁の残留ひずみが確認できる。これは有限要素でモデル化をした際，背後地盤をひとつの弾塑性体としてモデル化したため，実際の砂に見られる流動性が再現できず，衝突後にできた擁壁と背後地盤との隙間が埋まるまで時間がかかり，土圧による擁壁の揺り戻しが再現できなかったためと考えられる。これは図 4.4.18 の初期変位 80mm の場合に見られる背後地盤の大きな反り具合からも見て取れる。しかしながら，図 4.4.15 の初期変位の違いによる擁壁変位の違いを見ると，初期変位が大きい程，押し込み量，またそれに要する時間が確認でき，定性的傾向を掴むことができた。

図 4.4.11，4.4.16 の擁壁部の復元力特性を見ると，前述のとおり最大変位に違いは見られるものの，荷重－変位関係の形状を再現できた。

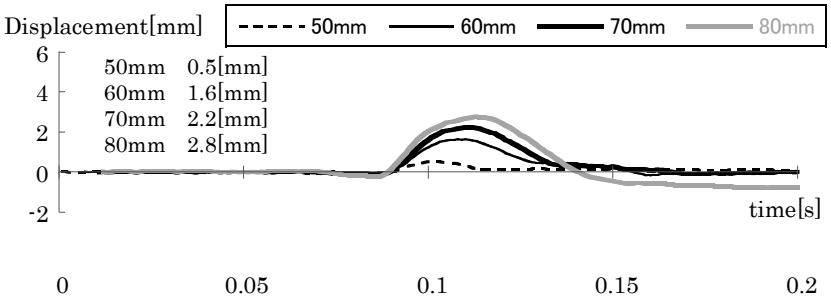


a) 実験

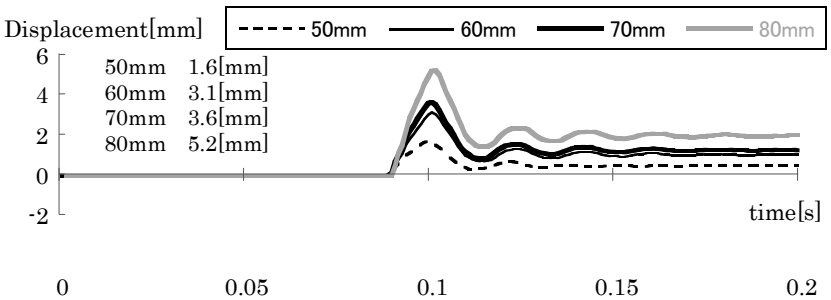


b) 解析

図 4.4.14 建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形（PL，まとめ）

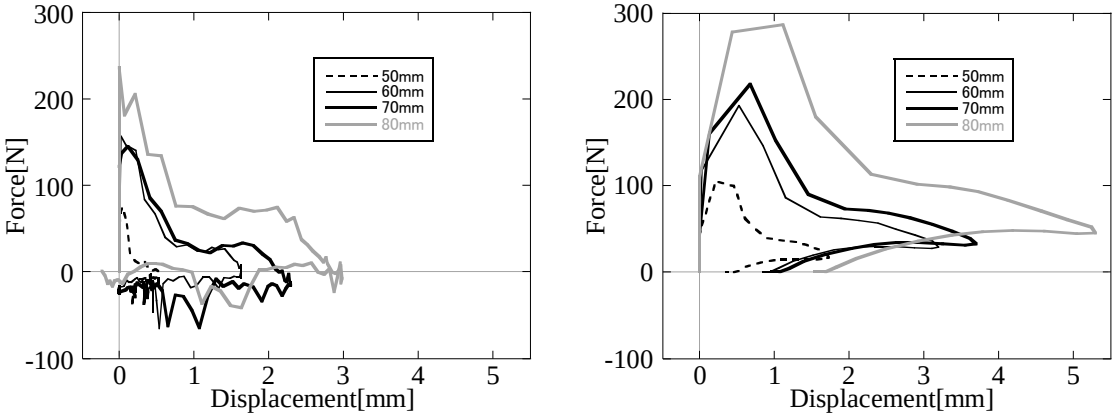


a)　実験



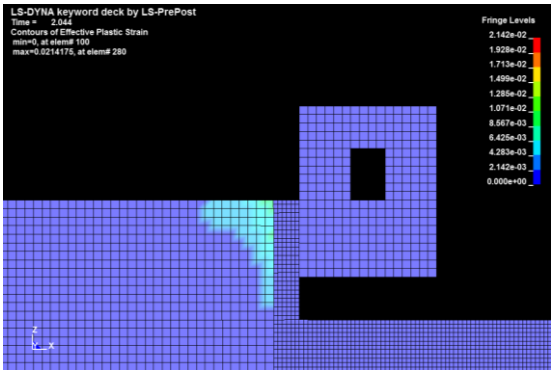
b)　解析

図 4.4.15　擁壁頂部（DW）の変位時刻歴波形（PL，まとめ）

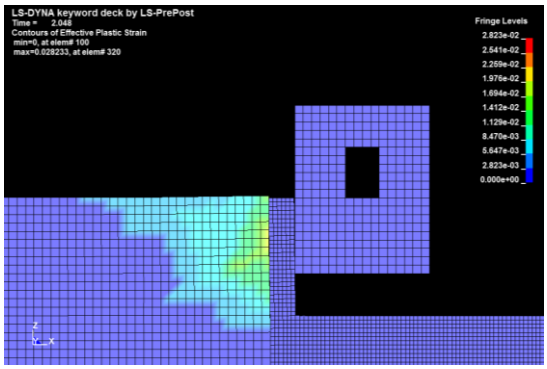


a)　実験　　b)　解析

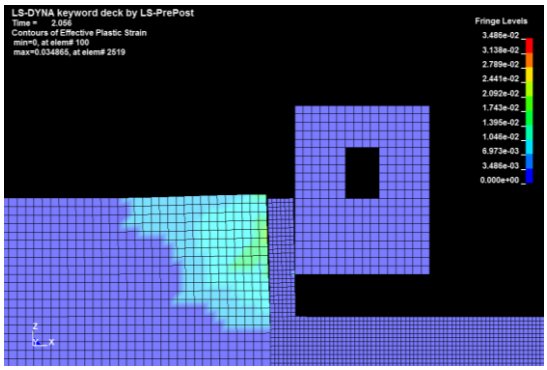
図 4.4.16　擁壁部の復元力特性（PL，まとめ）



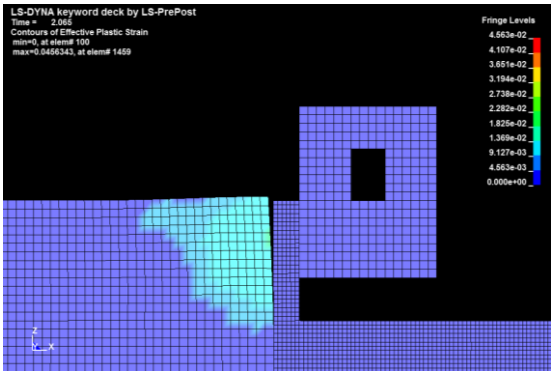
a)　衝突直後



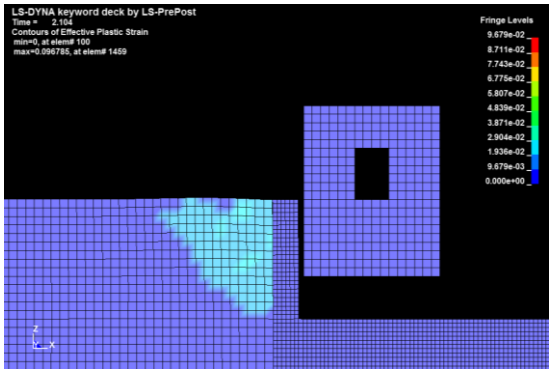
b)　背後地盤塑性化進行



c)　背後地盤剝離

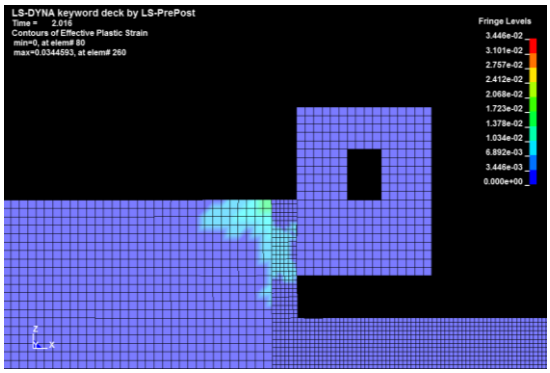


d)　擁壁揺れ戻し

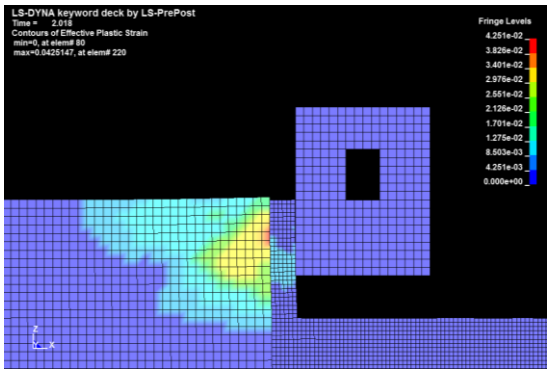


e)　衝突終了

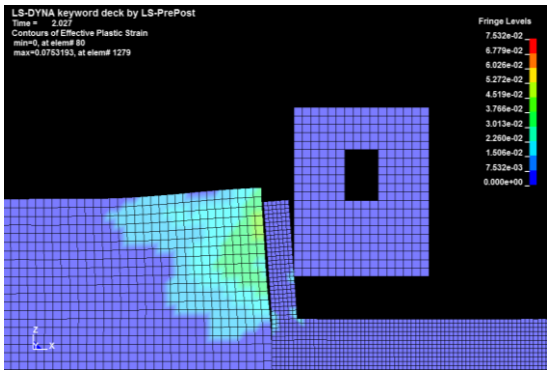
図 4.4.17　塑性ひずみ分布（PL，初期変位 60mm）



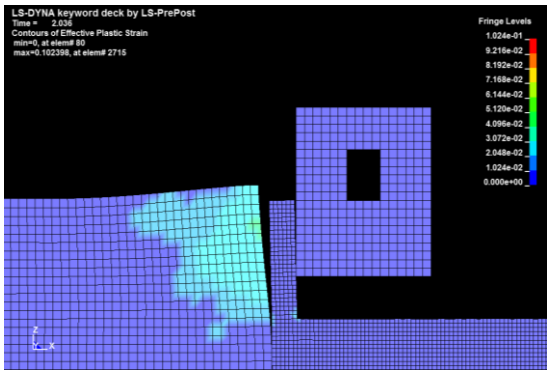
a)　衝突直後



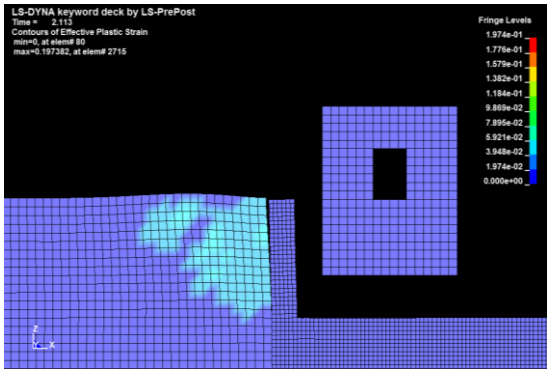
b)　背後地盤塑性化進行



c)　背後地盤剥離



d)　擁壁揺れ戻し



e)　衝突終了

図 4.4.18　塑性ひずみ分布（PL，初期変位 80mm）

（2）擁壁の種類による解析と実験の比較

検討対象とする解析ケース（実験ケース）を表 4.4.4 に示す。

ここでは，PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁の 3 種類の擁壁について，衝突させる建物模型の初期変位を 60，80mm と変化させた実験結果と比較検討を行う。

表 4.4.4　解析ケース

擁壁の種類	擁壁厚さ (mm)	建物模型の初期変位 (mm)	
		60	80
PL	15	PL-15_60	PL-15_80
TR	15	TR-15_60	TR-15_80
HDR	15	HDR-15_60	HDR-15_80

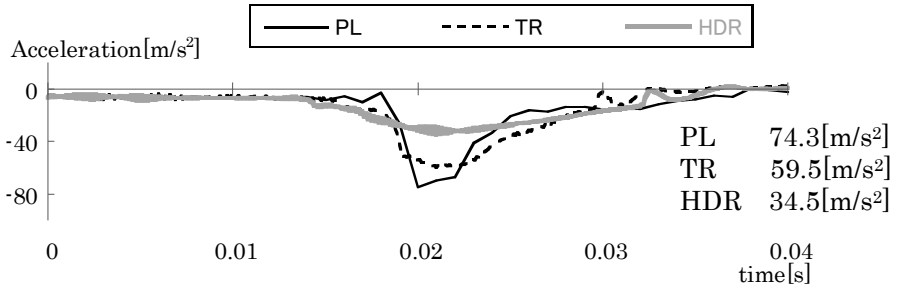
擁壁種類の違いによる応答変化の定性的傾向を見るために，実験と解析に分けて図 4.4.19，4.4.20 に，建物模型の初期変位が 60mm の時の建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形と擁壁頂部（DW）の変位時刻歴波形をそれぞれ重ね描いた。また，図 4.4.21，4.4.22 には，初期変位 60・80mm を与えた時の擁壁部の復元力特性を実験と解析結果に分けて示す。なお，前述のとおり初期変位 80mm を与えた場合の実験における TR 擁壁および HDR 擁壁の擁壁変位はレーザー変位計の不調により値が得られなかった。この時の擁壁部の復元力特性は，建物変位の計測結果より（建物の擁壁押し込み量）＝（擁壁変位）として描いている。また，図 4.4.23 には，建物模型の初期変位が 80mm の際の PL 擁壁の衝突時の塑性ひずみ分布を，a)衝突直後，b)擁壁変位が最大の時，c)擁壁から建物模型が離れる時でそれぞれ HDR 擁壁と比較し，示している。

図 4.4.6 の TR 擁壁の場合の建物基礎部の加速度を見ると，初期変位 60mm の場合は最大加速度が解析では 69.0m/s^2，実験では 59.5m/s^2，初期変位 80mm の場合は解析では 107.1m/s^2，実験では 117.9m/s^2 となり，おおよその応答を再現できた。

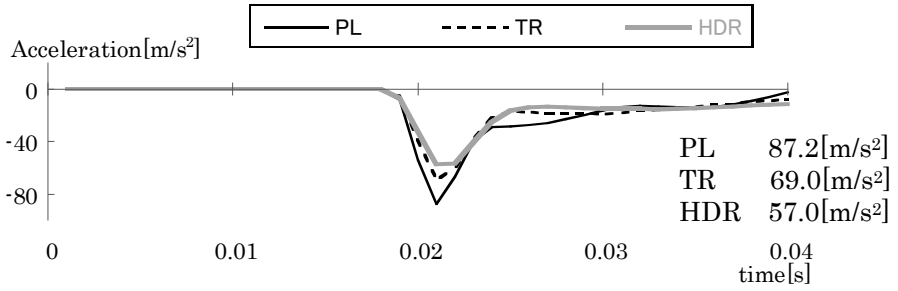
図 4.4.7 の HDR 擁壁の場合では，初期変位 60mm の場合は，最大加速度が解析では 57.0m/s^2，実験では 34.5m/s^2 となり，やや大きめの評価となったものの，図 4.4.19 からも確認できるように PL>TR>HDR の順に衝突時の応答が減少し，応答性状と対応している。また，初期変位 80mm の場合は，解析では 94.1m/s^2，実験では 54.1m/s^2 と解析のほうが実験に比べ大きな振幅となり，また実験では見られなかったパルス性の応答が見られた。これは HDR 擁壁がかなり柔らかい物質であるため，設置時に衝撃を加え既に塑性化した可能性がある他，実際の試験体より解析モデルの方が硬質であることが考えられる。また，実験で確認された建物基礎部の接触箇所に見られためり込みといった局所的破壊を再現できなかったことも原因と考えられる。これを解決するには，衝突といったごく短時間のうちに現れるひずみ速度依存性を考慮する必要があると思われる。

また，図 4.4.9 の TR 擁壁の場合の擁壁変位を見ると，初期変位 60mm の場合，擁壁の最大変位が解析では 4.1mm, 実験では 3.1mm となり, おおよその応答を再現できた。図 4.4.10 より，HDR 擁壁の場合，解析では 4.7mm，実験では 4.3mm となり，実験結果とよく適合させることができた。

図 4.4.12，4.4.13 の TR 擁壁ならびに HDR 擁壁の復元力特性を示した実験結果と解析結果の比較を見ると，加速度で見られたパルス応答があるものの，おおよその形状は再現できた。しかしながら、実験の方がなだらかで大きな曲線を描いている。これは図 4.4.23 の衝突時の塑性ひずみ分布より，背後地盤の塑性化が進行し，大きく後方へ変位する際, 擁壁が地盤と剥離することなく変形するかが多大な影響を及ぼすことが考えられる。PL 擁壁の場合，剛性が大きいため背後地盤とすぐに剥離を起こし，擁壁のみで建物模型に抵抗していることが図よりわかる。一方，HDR 擁壁は剛性が小さいため，衝突直後，壁全体が塑性化して背後地盤と一体となって建物模型に抵抗し，衝突エネルギーを吸収することでパルス性の加速度振幅を抑え, 衝突時の応答低減に対し効果的であることがわかる。実験では解析よりも靭性のある変形をしていた可能性があり，それが擁壁部復元力特性に現れていると考えられる。

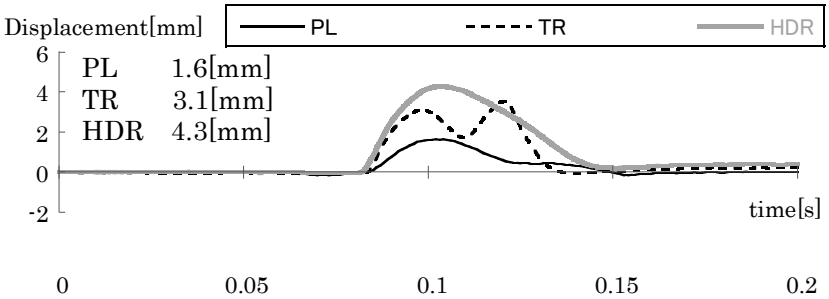


a) 実験

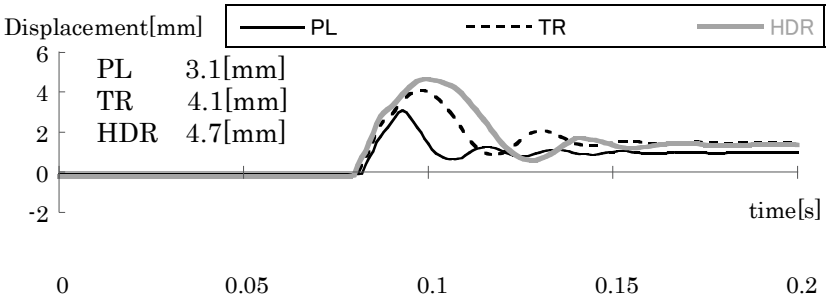


b) 解析

図 4.4.19 建物基礎部（AFT）の加速度時刻歴波形（初期変位 60mm，まとめ）

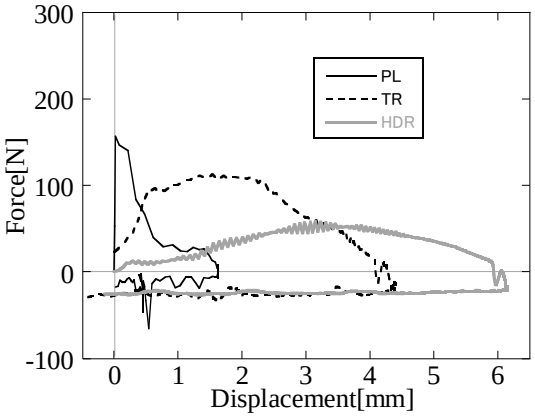


a) 実験

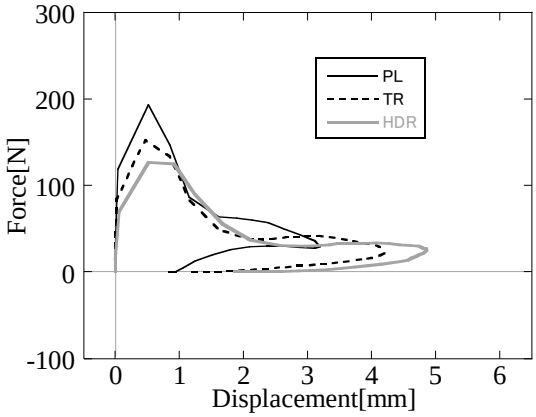


b) 解析

図 4.4.20　擁壁頂部（DW）の変位時刻歴波形（初期変位 60mm，まとめ）

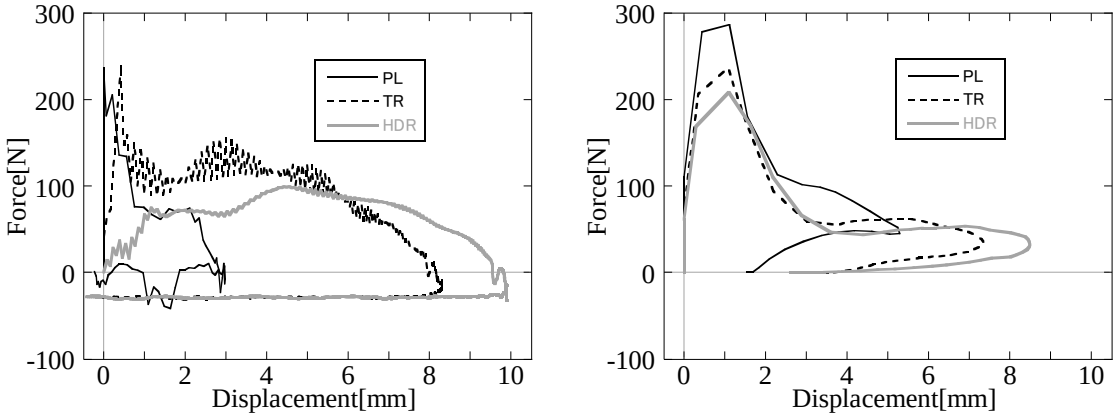


a) 実験



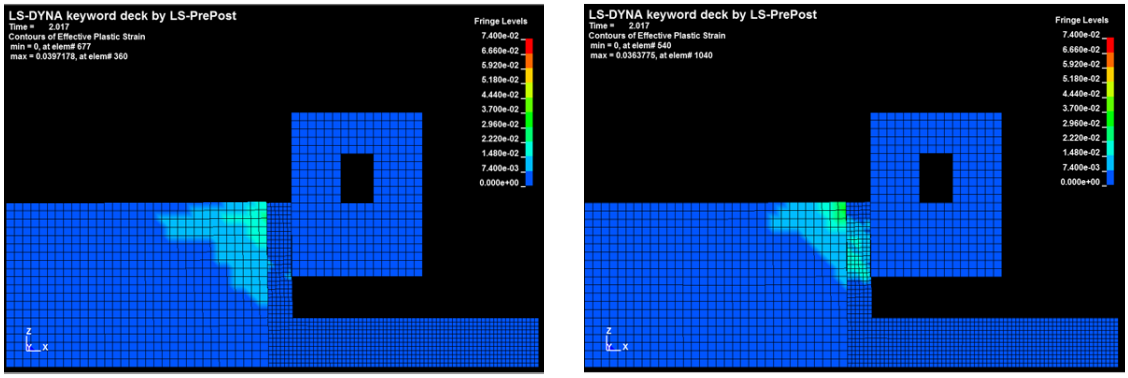
b) 解析

図 4.4.21　擁壁部の復元力特性（初期変位 60mm，まとめ）

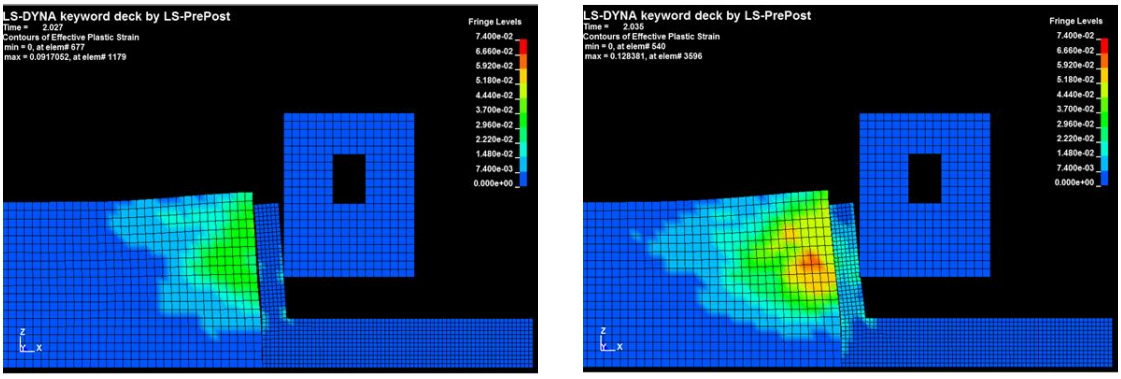


a)　実験　　b)　解析

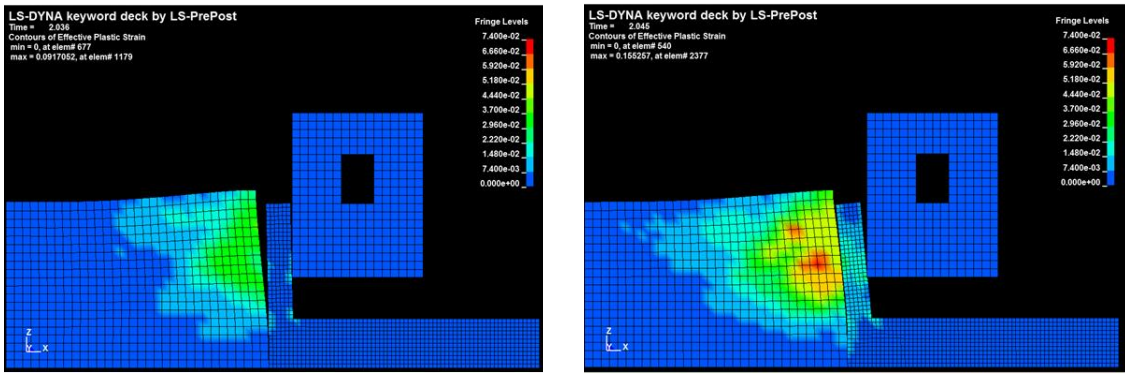
図 4.4.22　擁壁部の復元力特性（初期変位 80mm，まとめ）



a)　衝突直後



b)　擁壁変位が最大の時



c)　擁壁から建物模型が離れる時

PL 擁壁（PL-15_80）　　HDR 擁壁（HDR-15_80）

図 4.4.23　塑性ひずみ分布（初期変位 80mm）

4.5　実建物を想定したシミュレーション解析

本節では，前節（4.4）で妥当性が確認できた 3 次元有限要素解析により，11 階建て鉄筋コンクリート造免震建物を対象としたモデルを作成する。そして，擁壁の剛性や耐力，厚さをパラメータとした解析を行い，複合改良地盤擁壁の応答低減効果について検討する。

4.5.1　解析モデル

（1）解析モデルと諸元

対象とする建物は，地上 11 階・地下なしの鉄筋コンクリート造の共同住宅で，1 階床下に免震層を配置した基礎免震構造となっている[3)]。対象建物の主要軸組図を図 4.5.1，主要伏図を図 4.5.2，また各部位の物性値を表 4.5.1 に示す。

平面規模は 44.3m×17.7m で，短辺方向に対してほぼ対称，長辺方向に対しては高層部分で一部セットバックを有している。基準階高は 3.0m，軒高 33.3m で，軒高を免震層支点間距離で除したアスペクト比は約 2.4 となっている。基礎は杭基礎の場所打ちコンクリート杭による支持杭となっている。

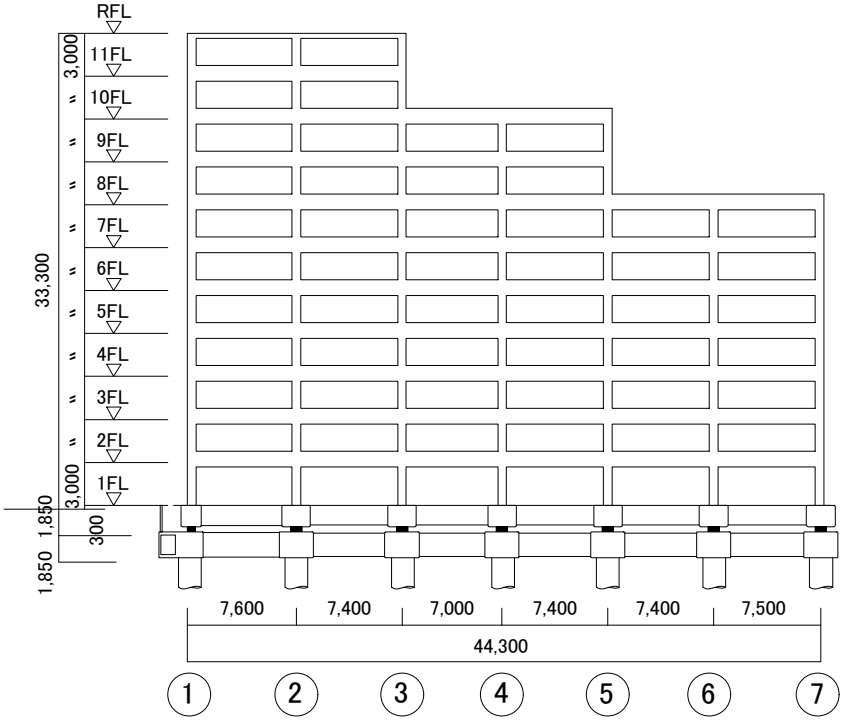
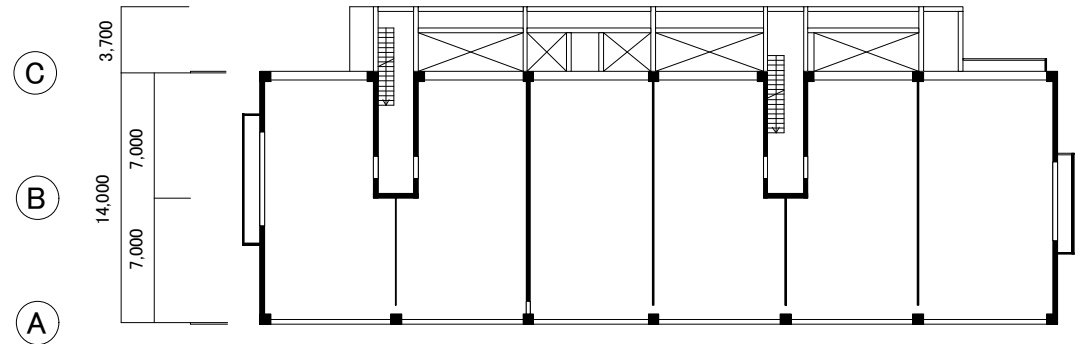
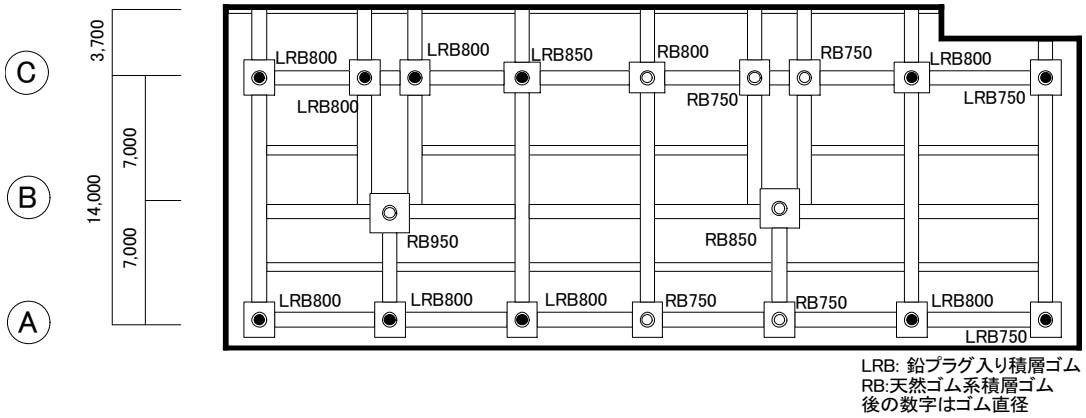


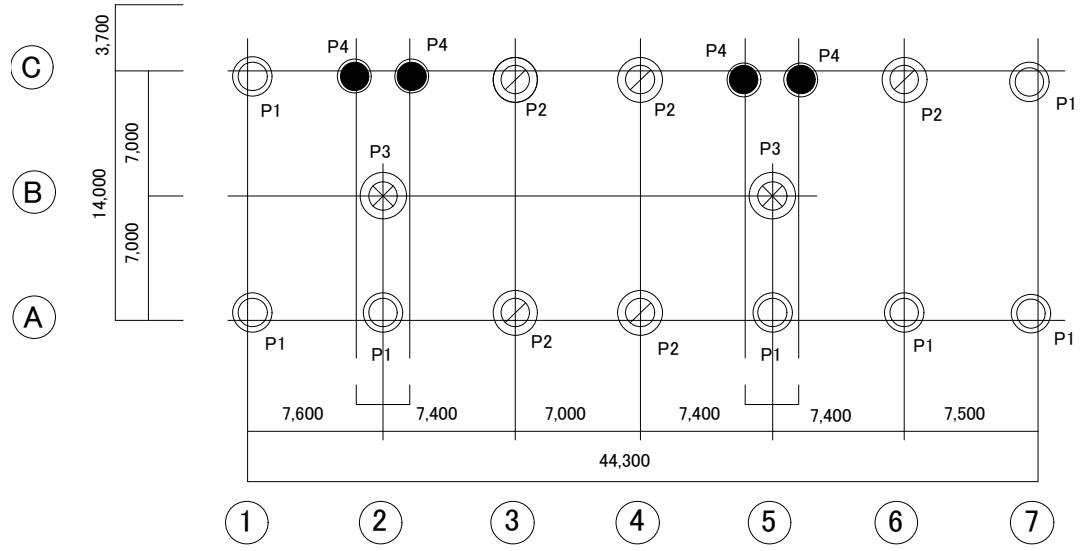
図 4.5.1　主要軸組図



a)　基準階床伏図



b)　免震層・基礎伏図



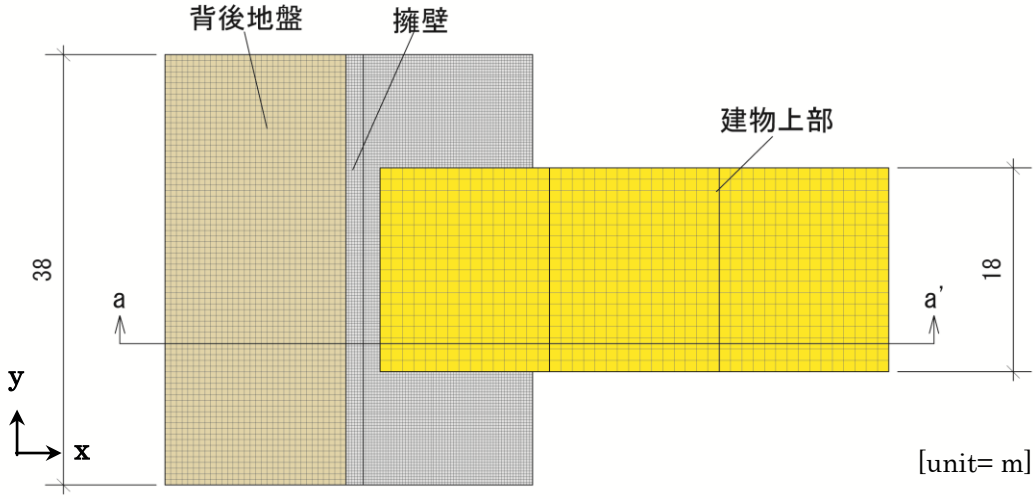
c)　杭伏図

図 4.5.2　主要伏図

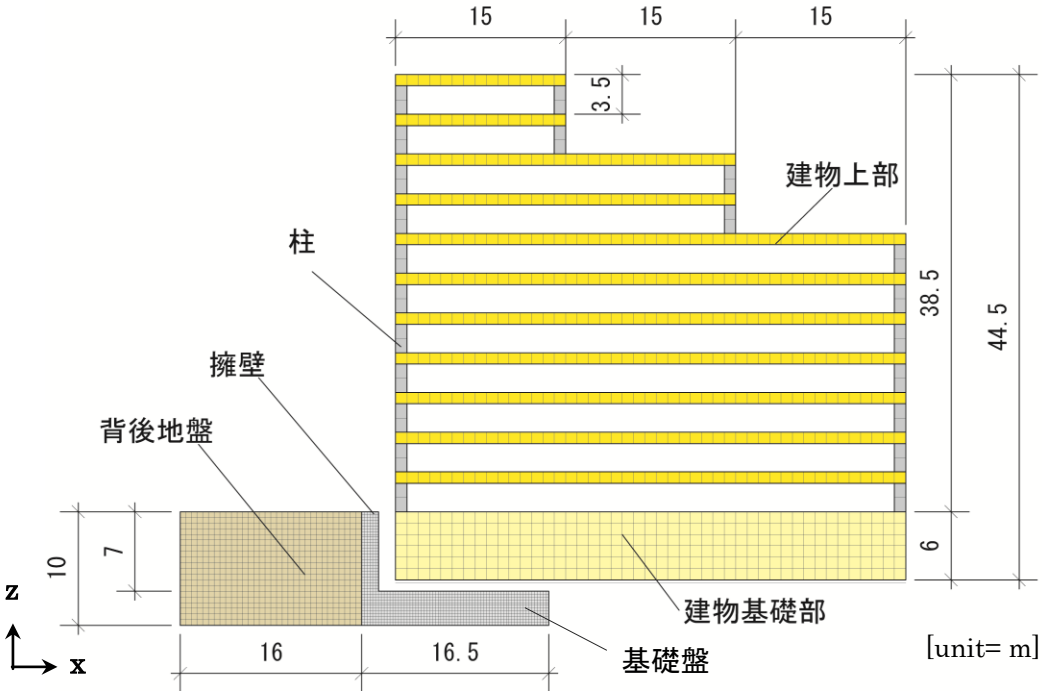
表 4.5.1　対象建物の諸元

階	階高 [m]	重量 [kN]	K_1 [kN/m]	Q_1 [kN]	K_2 [kN/m]	剛性低下率 K_2/K_1	Q_2 [kN]	K_3 [kN/m]	剛性低下率 K_3/K_1
RF	3.0	3.23×10^3	-	-	-	-	-	-	-
11F	3.0	3.49×10^3	5.14×10^5	4.99×10^2	3.44×10^5	0.669	1.20×10^3	1.18×10^5	0.343
10F	3.0	5.80×10^3	7.55×10^5	6.49×10^2	5.29×10^5	0.701	1.79×10^3	2.21×10^5	0.418
9F	3.0	5.62×10^3	1.29×10^6	7.47×10^2	7.85×10^5	0.609	2.90×10^3	2.92×10^5	0.372
8F	3.0	7.89×10^3	1.47×10^6	9.67×10^2	9.54×10^5	0.649	3.76×10^3	3.49×10^5	0.366
7F	3.0	7.54×10^3	1.97×10^6	1.23×10^3	1.29×10^6	0.655	4.66×10^3	4.75×10^5	0.368
6F	3.0	7.79×10^3	2.11×10^6	1.46×10^3	1.44×10^6	0.682	5.19×10^3	6.50×10^5	0.451
5F	3.0	7.88×10^3	2.21×10^6	1.66×10^3	1.48×10^6	0.670	5.91×10^3	6.60×10^5	0.446
4F	3.0	7.88×10^3	2.32×10^6	1.83×10^3	1.50×10^6	0.647	6.71×10^3	6.30×10^5	0.420
3F	3.0	7.88×10^3	2.42×10^6	2.19×10^3	1.54×10^6	0.636	7.44×10^3	6.47×10^5	0.420
2F	3.0	8.09×10^3	2.56×10^6	2.55×10^3	1.60×10^6	0.625	8.10×10^3	6.29×10^5	0.393
1F	3.0	1.00×10^4	3.36×10^6	2.92×10^3	2.19×10^6	0.652	8.76×10^3	8.24×10^5	0.376

前述の建物を参考にした，解析モデルの平面図および断面図を図 4.5.3 に示す。また，建物上部，柱、建物基礎部，擁壁および背後地盤の諸元をそれぞれ表 4.5.2 に示す。



a)　平面図



b)　a-a'断面図

図 4.5.3　解析モデルの平面図および断面図

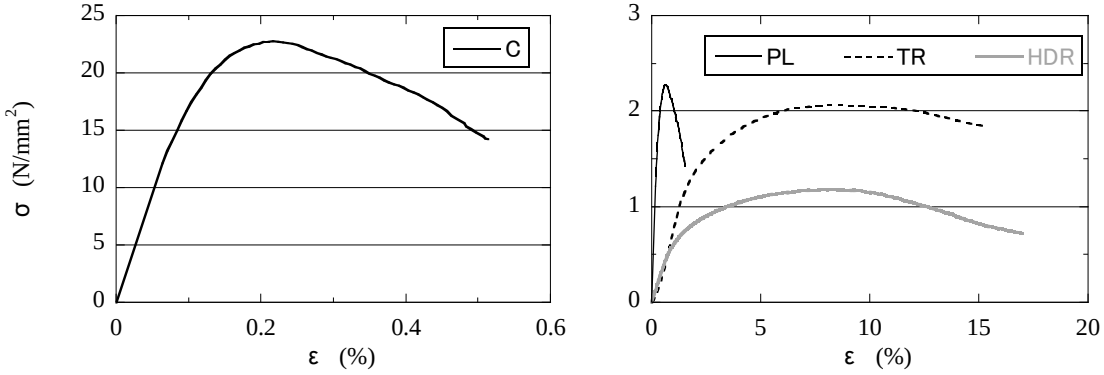
表 4.5.2　解析モデルの諸元

モデル	種類	密度 [t/mm³]	ヤング係数 [N/mm²]	ポアソン比	材料モデル
建物	各床面	4.12×10^{-9}	－	－	剛体
	柱	4.12×10^{-9}	－	－	剛体
	基礎部	4.12×10^{-9}	－	－	剛体
背後地盤	－	1.50×10^{-9}	20.0	0.40	弾塑性体
通常擁壁・基礎盤	コンクリート（C）	1.54×10^{-9}	2.05×10^{4}	0.45	弾塑性体
改良地盤擁壁・基礎盤	PL	1.52×10^{-9}	520	0.45	弾塑性体
	TR	1.37×10^{-9}	80.0	0.45	弾塑性体
	HDR	1.37×10^{-9}	70.0	0.45	弾塑性体

建物模型の上部，基礎部および柱部分はソリッド要素の剛体でモデル化し，各階の重量は各階床に集中するものとした。なお，本解析においては衝突時の擁壁の違いによる建物応答の影響を比較するため，建物モデルは剛体とした。

各種改良地盤擁壁および通常の擁壁を想定した普通コンクリート擁壁（以下, C 擁壁）は，実際に施工されているものを参考に図 4.5.4 に示す応力－ひずみ関係を多直線で近似して与えた弾塑性体としてソリッド要素でモデル化した。擁壁の高さは 7m とし，擁壁厚さは一般的なコンクリートの場合は 0.75m, 改良地盤の場合は 1.5～2.25m とした。これは，改良地盤擁壁の予備設計を行った結果，常時土圧に耐えうるには PL 擁壁で 1.5m，TR 擁壁・HDR 擁壁で 2.25m の壁厚が必要であるためである。

背後地盤は弾塑性体とし，塑性条件は Mohr-Coulomb 条件，内部摩擦角は 35°，ダイレイタンシー角は 5°とした。せん断波速度はやや軟らかい地盤を想定し，Vs=100m/s を与えヤング係数を算出した。擁壁と背後地盤の要素に対しては質量比例型の減衰を与えており，1 次固有振動数に対してそれぞれ h=0.02 とした。



a)　通常擁壁（コンクリート）　　a)　改良地盤擁壁

図 4.5.4　各擁壁の応力－ひずみ関係

（2）接触条件・境界条件

本解析では，前節（4.4）と同様に建物基礎部と擁壁との接触条件としてペナルティ法に基づく接触アルゴリズムを採用している。静止摩擦係数および動摩擦係数は共に0.4とした。なお，擁壁と背後地盤の間に，すべり，剥離，再接触を考慮できる接触条件を採用した。基礎盤と背後地盤の底面は固定，側面ははらみ出しが生じないよう外側への変形を拘束し，x 方向と z 方向の変形を許容する境界条件とした。

4.5.2　初期条件

本解析では，実験シミュレーション同様，建物モデルに初速度を与えることで衝突の衝撃を再現している。衝突速度として告示の極稀地震時に実免震建物が水平クリアランス 50cm の擁壁に衝突する速度を算定して 850mm/s とした。また，大加振を想定して，この約 2 倍あたる 1,700mm/s を入力した解析も行った。

4.5.3　解析結果

本項では，実験結果で見られた，建物が擁壁に衝突する際の速度や擁壁厚さの違い，ならびに擁壁種類の違いに対して各種パラメトリックスタディを行い検討する。表4.5.3 に比較対象とする解析ケースを示す。サンプリング周波数は 1,000Hz である。

なお，実施工で必要な擁壁厚さは普通コンクリート擁壁（C 擁壁）の場合，通常 0.75m 程度であるが，改良地盤擁壁で予備解析を行った結果，常時土圧に耐えうるには PL 擁壁で 1.5m，TR 擁壁・HDR 擁壁で 2.25m の壁厚が必要であることがわかった。

表 4.5.3　解析ケース

擁壁の種類	衝突時速度 [mm/s]	擁壁厚さ [m]		
		0.75	1.5	2.25
C	850	○	○	○
	1,700	○	○	○
PL	850	－	○	○
	1,700	－	○	○
TR	850	－	－	○
	1,700	－	－	○
HDR	850	－	－	○
	1,700	－	－	○

(1) C 擁壁による比較

検討対象とする解析ケースを表 4.5.4 に示す。

ここでは，通常のコンクリート擁壁（C 擁壁）について，建物が衝突する場合を想定した解析を行う。衝突させる建物の衝突時の速度と擁壁厚さを変化させて比較検討を行う。

表 4.5.4　解析ケース

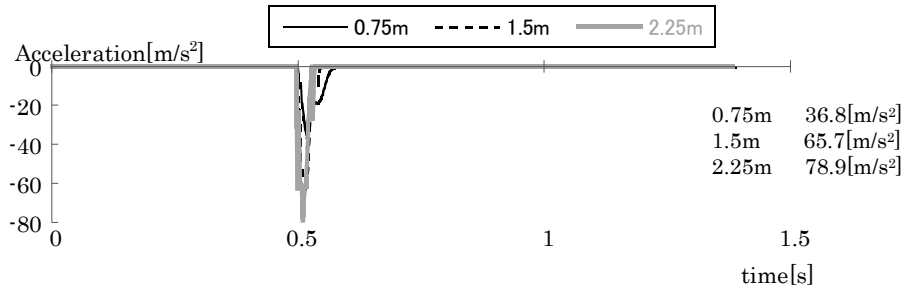
擁壁の種類	衝突時速度 [mm/s]	擁壁厚さ [m]		
		0.75	1.5	2.25
C	850	○	○	○
	1,700	○	○	○

擁壁厚さが 0.75m, 1.5m, 2.25m と異なる場合における建物基礎部加速度の変化を，衝突時速度がそれぞれ 850mm/s と 1,700mm/s の場合に分けて図 4.5.5 に示す。また，同じく擁壁頂部（中央）の変位，擁壁部の復元力特性の変化についても同様に，図 4.5.6, 4.5.7 に示す。

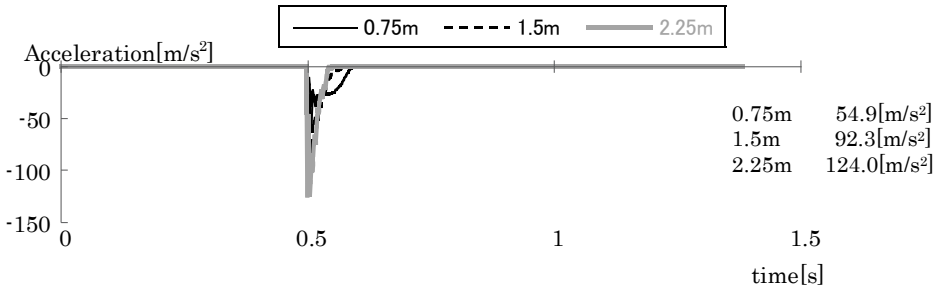
図 4.5.5 の擁壁厚さの違いによる建物基礎部の加速度を見ると，衝突時速度が 850mm/s の時，擁壁厚さが 0.75m の場合は 36.8m/s^2，1.5m の場合は 65.7m/s^2，2.25m の場合は 78.9m/s^2 と，擁壁厚さが大きくなるにつれ，基礎部の最大加速度応答も大きくなっていることがわかる。衝突時速度が 1,700mm/s の時も同様に，擁壁厚さが 0.75m の場合は 54.9m/s^2，1.5m の場合は 92.3m/s^2，2.25m の場合は 124.0m/s^2 と，擁壁厚さの増大につれ，基礎部の最大加速度応答も大きくなっている。これは擁壁の厚さが増すことで，擁壁の剛性が大きくなり，パルス的な波形となるためである。

図 4.5.6 の擁壁厚さの違いによる擁壁頂部の変位を見ると，衝突時速度が 850mm/s の時，擁壁厚さが 0.75m の場合は 54.8mm，1.5m の場合は 30.0mm，2.25m の場合は 20.1mm となっており，擁壁変位の場合は，擁壁厚さが大きくなるにつれ，応答が小さくなっていることがわかる。衝突時速度が 1,700mm/s の時も同様に，擁壁厚さが 0.75m の場合は 119.9mm，1.5m の場合は 59.4mm，2.25m の場合は 44.2mm となり，擁壁厚さの増大につれ，擁壁変位が小さくなっている。これも擁壁厚さの増大による，擁壁の剛性増加が原因である。

図 4.5.7 の擁壁部の復元力特性を見ると，一度パルス的な応答が生じた後，応力が低下し，そして再度応力が上昇している。これは擁壁が降伏し，耐力が低下した後，背後地盤が衝撃に対し抵抗するためである。また，背後地盤のエネルギー吸収が大きく，応答低減に対し有効であることがわかる。よって，擁壁剛性を小さくするとともに，早期に擁壁を降伏させ，背後地盤にエネルギー吸収を担わせることが応答低減に有効である。

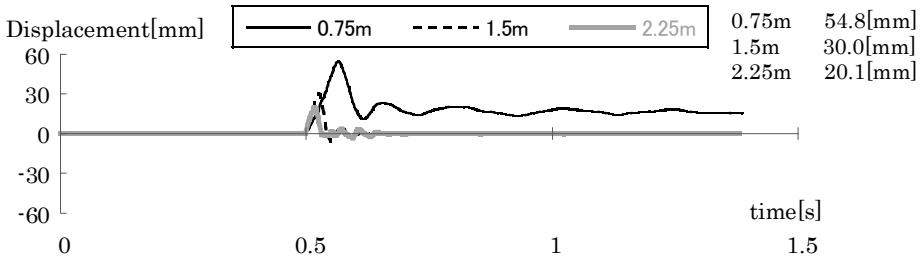


a)　衝突時速度 850mm/s

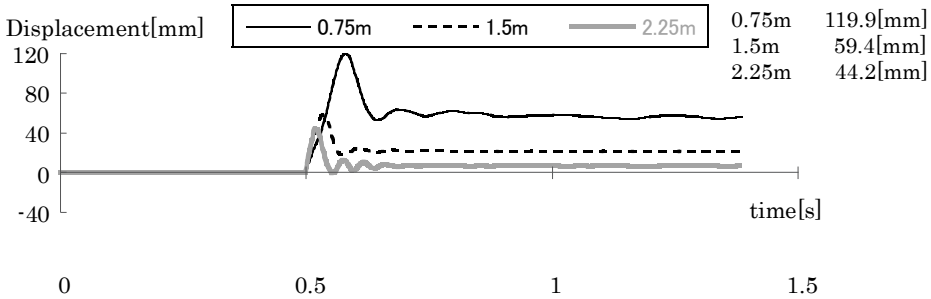


b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.5　建物基礎部の加速度時刻歴波形（C 擁壁）

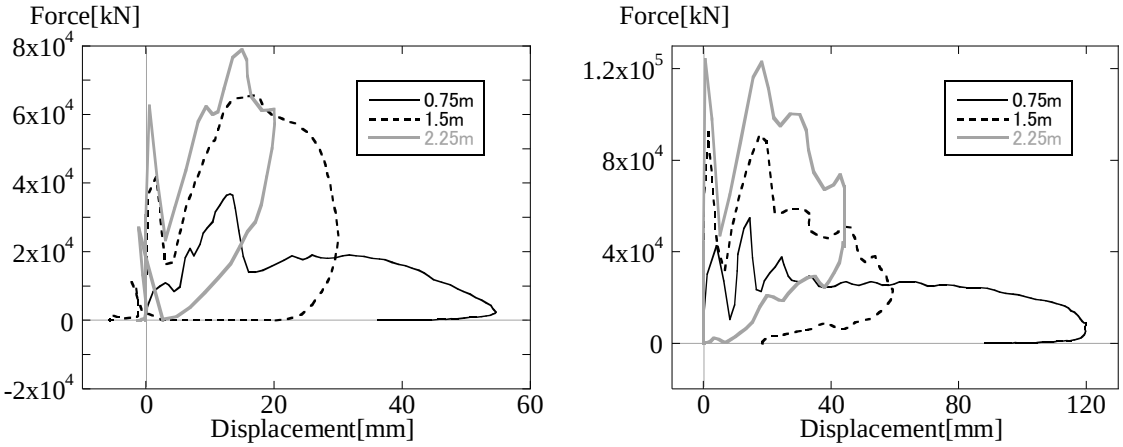


a)　衝突時速度 850mm/s



b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.6　擁壁頂部の変位時刻歴波形（C 擁壁）



a)　衝突時速度 850mm/s　　b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.7　擁壁部の復元力特性（C 擁壁）

（2）C 擁壁と PL 擁壁による比較

検討対象とする解析ケースを表 4.5.5 に示す。

ここでは，通常のコンクリート擁壁（C 擁壁）と前節で解析の妥当性を示した PL 擁壁（セメント系改良地盤擁壁）で，建物が衝突する場合を想定した解析を行い，擁壁に改良地盤を用いることによる応答低減効果の確認をする。

表 4.5.5　解析ケース

擁壁の種類	衝突時速度 [mm/s]	擁壁厚さ [m]	
		1.5	2.25
C	850	○	○
	1,700	○	○
PL	850	○	○
	1,700	○	○

擁壁厚さが 1.5m の時に C 擁壁と PL 擁壁を用いた際，建物基礎部加速度の変化を，衝突時速度がそれぞれ 850mm/s と 1,700mm/s の場合に分けて図 4.5.8 に示す。また，同じ条件で擁壁厚さを 2.25m にした時に生じる変化を図 4.5.9 に示す。

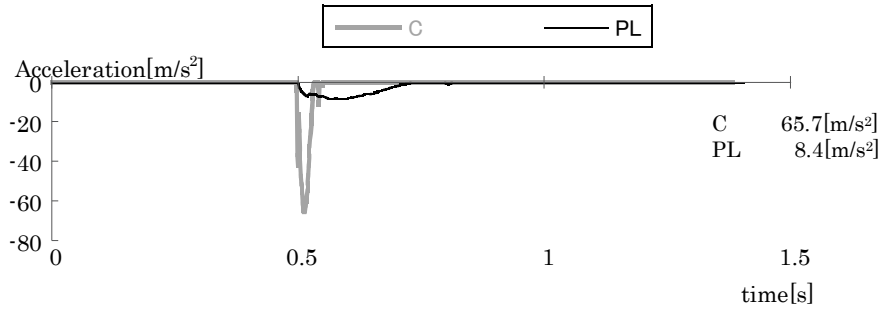
擁壁頂部（中央）の変位，擁壁部の復元力特性の変化についても同様に，図 4.5.10 ～図 4.5.13 に示す。

図 4.5.8 の擁壁厚さ 1.5m の時の建物基礎部加速度を見ると，衝突時速度が 850mm/s の時，C 擁壁の場合は 65.7m/s^2，PL 擁壁の場合は 8.4m/s^2 と，改良地盤擁壁を用いることで大きな応答低減効果が見られた。また，衝突時速度が 1,700mm/s の時も，C 擁壁の場合は 92.3m/s^2，PL 擁壁の場合は 20.5m/s^2 と，過大衝突の際にもその効果は十分確認できる。図 4.5.9 の擁壁厚さ 2.25m においても，衝突時速度が 850mm/s の時，C 擁壁の場合は 78.9m/s^2，PL 擁壁の場合は 13.6m/s^2 と，改良地盤擁壁を用いることで大きな応答低減効果が見られた。また，衝突時速度が 1,700mm/s の時も，C 擁壁の場合は 124.0m/s^2，PL 擁壁の場合は 33.2m/s^2 と，擁壁の壁厚が増大した際にも応答低減効果が変わらず確認できる。

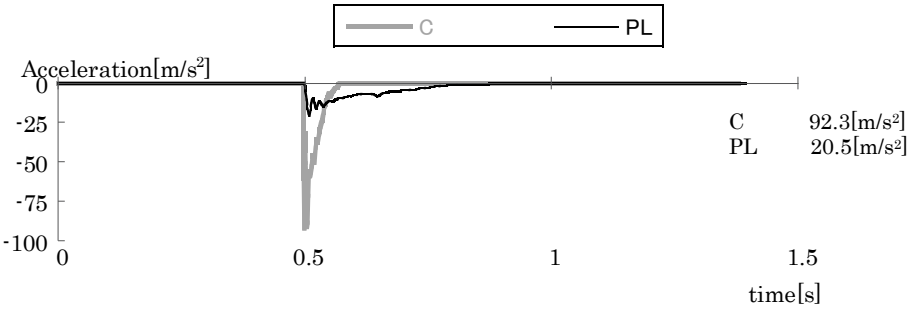
また図 4.5.10 の擁壁厚さ 1.5m の時の擁壁変位の比較を見ても，衝突時速度が 850mm/s の時，C 擁壁の場合は 30.0mm，PL 擁壁の場合は 105.0mm と，改良地盤擁壁を用いることで靭性のある変形性能が確認できる。また，衝突時速度が 1,700mm/s の時も，C 擁壁の場合は 59.4mm，PL 擁壁の場合は 237.7mm と，その効果を確認することができた。また図 4.5.11 の擁壁厚さ 2.25m においても，衝突時速度が 850mm/s の時，C 擁壁の場合は 20.1mm，PL 擁壁の場合は 99.8mm と，改良地盤擁壁を用いることで変形性能が確認できる。また，衝突時速度が 1,700mm/s の時も，C 擁壁の場合は 44.2mm，PL 擁壁の場合は 188.4mm と，その効果を確認することができた。

図 4.5.12 の擁壁厚さ 1.5m の時の擁壁部の復元力特性を見ると，PL 擁壁では靭性を持って変形し，C 擁壁に見られる衝突時のパルス応答も見られない。実建物においてはこのパルス性の加速度応答が建物の耐力要素に致命的な被害をもたらすため，万が一衝突が起こった場合でも，引き続き上部構造を使用できる可能性が認められた。

また，先の 4.5.3(1)C 擁壁による比較では，擁壁厚さの増大による加速度応答の増加，擁壁変位の低下が見られたため，大きな擁壁厚さが必要となる複合改良擁壁の応答低減効果にとってはマイナス要素となり得る。そこで，突時速度が 1,700mm/s の時の C 擁壁の厚さが通常の 0.75m の場合と PL 擁壁の厚さが 2.25mm の場合を比べたが，加速度応答がそれぞれ 54.9m/s^2 と 33.2m/s^2，擁壁変位が 120mm と 188mm となり，は改良地盤擁壁による応答低減効果が確認された。

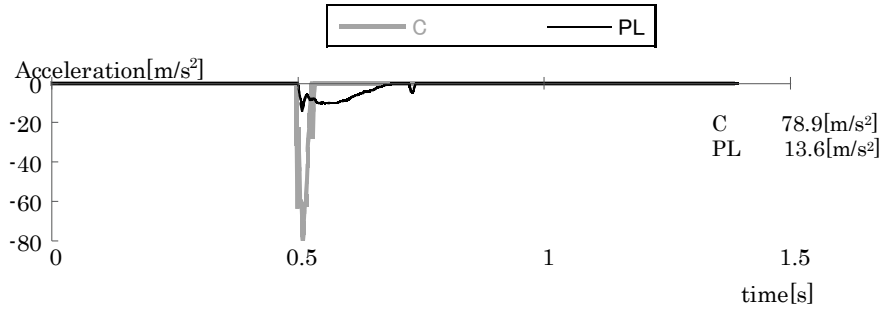


a)　衝突時速度 850mm/s

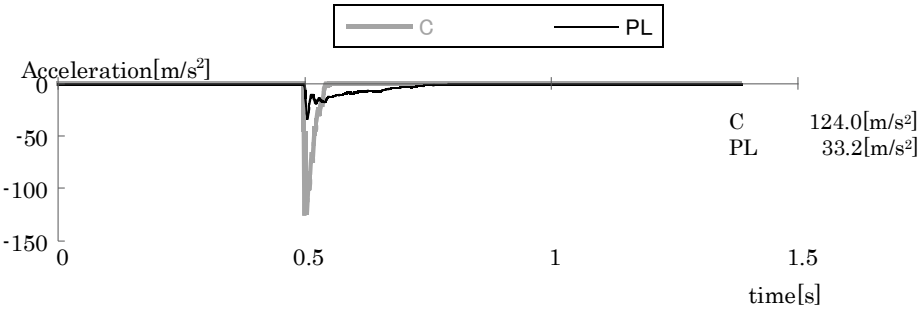


b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.8　建物基礎部の加速度時刻歴波形（擁壁厚さ 1.5m）

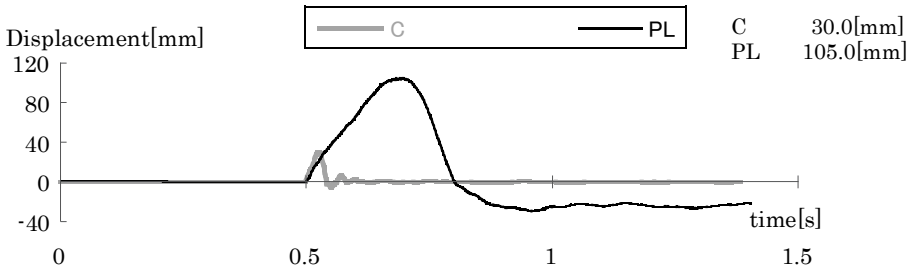


a)　衝突時速度 850mm/s

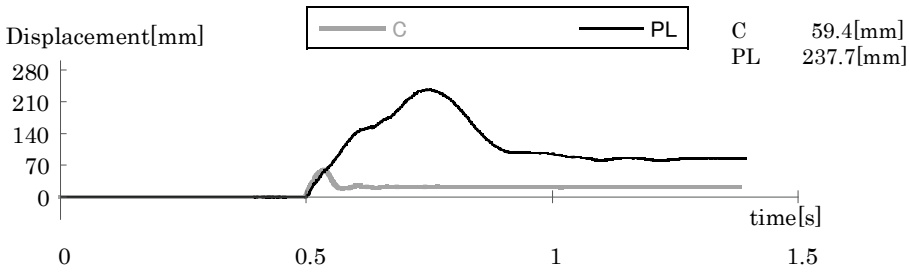


b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.9　建物基礎部の加速度時刻歴波形（擁壁厚さ 2.25m）

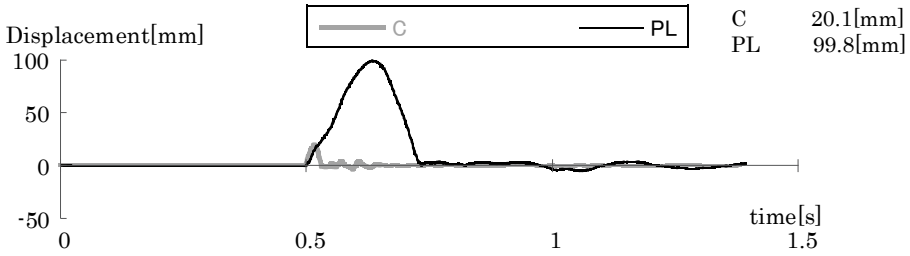


a)　衝突時速度 850mm/s

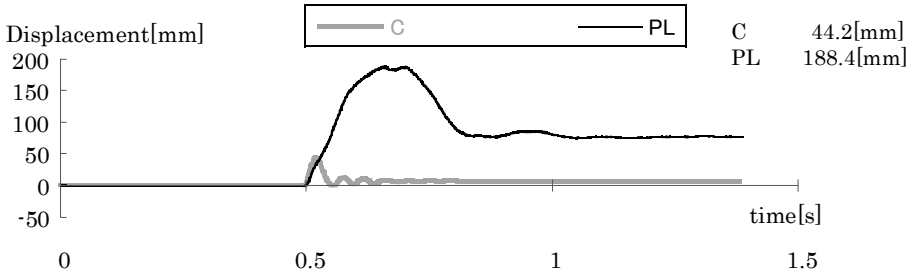


b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.10　擁壁頂部の変位時刻歴波形（擁壁厚さ 1.5m）

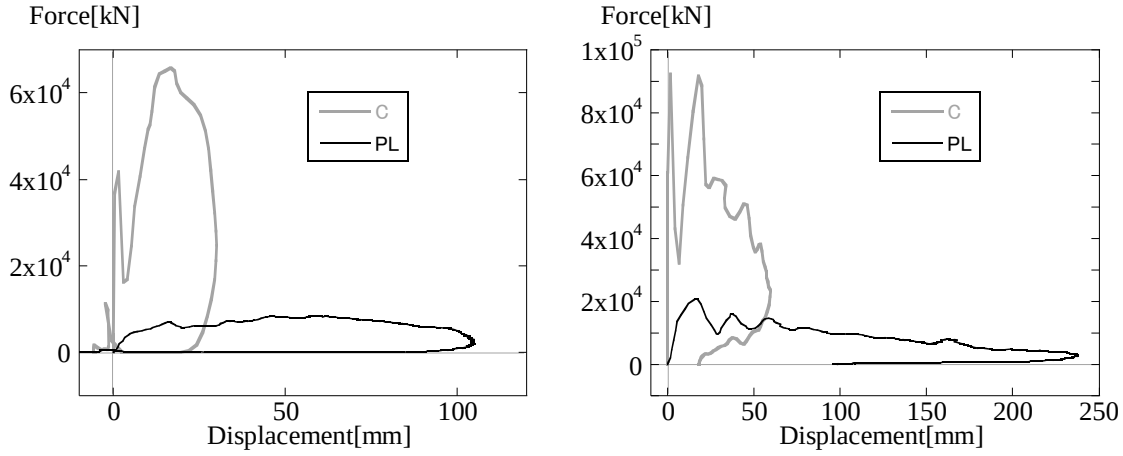


a)　衝突時速度 850mm/s



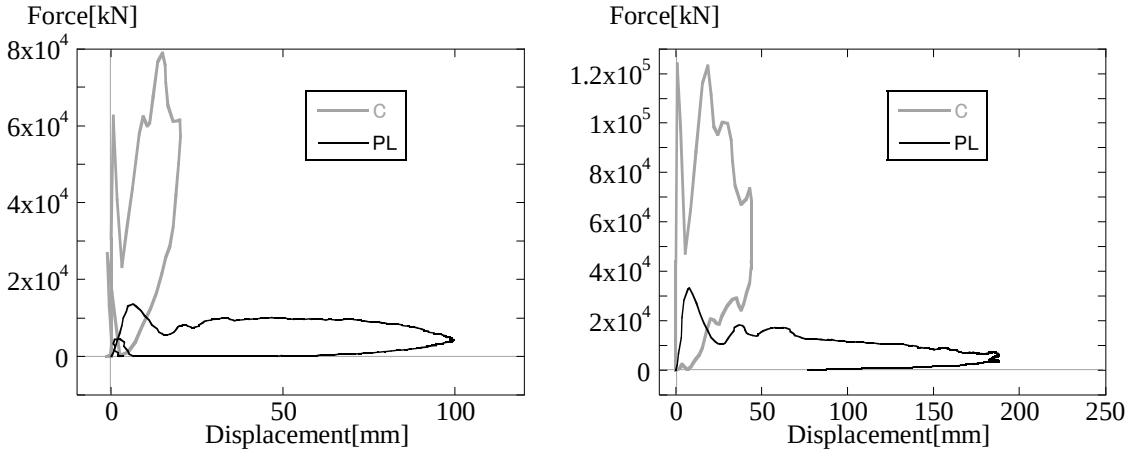
b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.11　擁壁頂部の変位時刻歴波形（擁壁厚さ 2.25m）



a)　衝突時速度 850mm/s　　b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.12　擁壁部の復元力特性（擁壁厚さ 1.5m）



a)　衝突時速度 850mm/s　　b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.13　擁壁部の復元力特性（擁壁厚さ 2.25m）

(3) 各種改良地盤擁壁による比較

検討対象とする解析ケースを表 4.5.6 に示す。

ここでは，前述の実験やシミュレーションでその効果が確認できた各種，複合改良地盤を擁壁に用いた解析を行い，これらを実建物へ導入した際，それぞれどのような応答を示すのかを把握する。

表 4.5.6 解析ケース

擁壁の種類	衝突時速度 [mm/s]	擁壁厚さ [m] 2.25
PL	850	○
	1,700	○
TR	850	○
	1,700	○
HDR	850	○
	1,700	○

擁壁厚さが 2.25m の時にセメント系改良地盤を用いた PL 擁壁，廃タイヤゴムチップと繊維材を混合した TR 擁壁，高減衰ゴムチップと繊維材を混合した HDR 擁壁を用いた際，建物基礎部加速度に生じる変化を，衝突時速度がそれぞれ 850mm/s と 1,700mm/s の場合に分けて図 4.5.14 に示す。

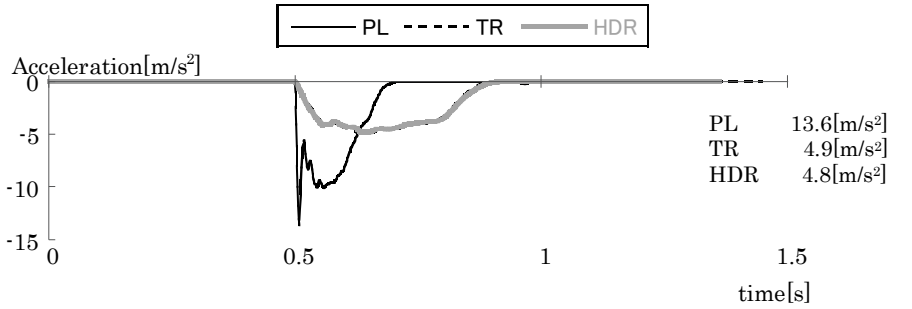
同様に擁壁頂部の変位に生じる変化を図 4.5.15, 擁壁部の復元力特性に生じる変化を図 4.5.16 に示す。

図 4.5.14 の擁壁厚さ 2.25m の時の建物基礎部加速度を見ると，衝突時速度が 850mm/s の時，PL 擁壁の場合は 13.6m/s^2，TR 擁壁の場合は 4.9m/s^2，高減衰ゴム擁壁の場合は 4.8m/s^2 と，PL 擁壁に比べ，更なる応答低減が見られた。また，衝突時速度が 1,700mm/s の時も，PL 擁壁の場合は 33.2m/s^2，TR 擁壁の場合は 10.3m/s^2，HDR 擁壁の場合は同じく 10.0m/s^2 と，過大衝突時にもその効果は十分確認できた。また，PL 擁壁に関しては，パルス性の加速度応答が確認できるが，廃タイヤゴムと高減衰ゴムを使用した複合改良地盤擁壁（TR 擁壁，HDR 擁壁）には見られない。

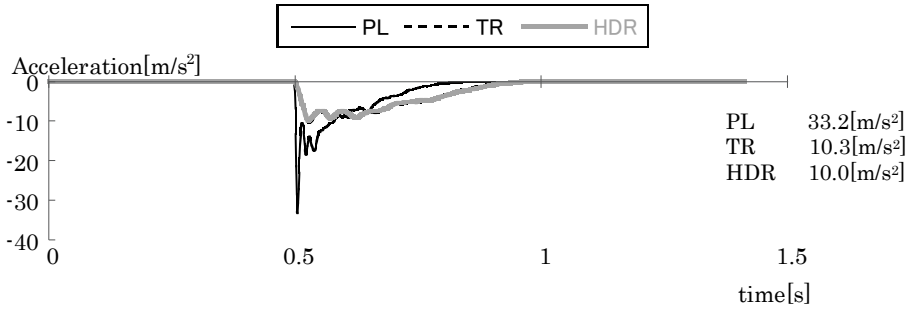
図 4.5.15 の擁壁厚さ 2.25m の時の擁壁頂部変位の比較を見ても，衝突時速度が 850mm/s の時，PL 擁壁の場合は 99.8mm，TR 擁壁の場合は 120.6mm，HDR 擁壁の場合は 122.3mm となり，PL 擁壁からさらに改良を加えることで大きな変形を示した。また，衝突時速度が 1,700mm/s の時も，PL 擁壁の場合は 188.4mm，TR 擁壁の場合は 346.0mm，HDR 擁壁の場合は 337.4mm と，変わらずその効果を確認することができた。

図 4.5.16 の擁壁厚さ 2.25m の時の擁壁部の復元力特性を見ると, TR 擁壁と HDR 擁壁では PL 擁壁に比べ，靭性のある変形性能を持っていることがわかる。

今回の条件下では, 廃タイヤゴムと高減衰ゴムの差は過大衝突時の擁壁変位に僅かに見られたのみであったため，今後さらなる過大衝突時における検討が必要である。しかし以上のことから，擁壁に関しては剛性の小さく，靭性のある変形性能を有する複合改良地盤を用いた擁壁が, 実大建物においても応答低減効果に対して有効であることがわかった。

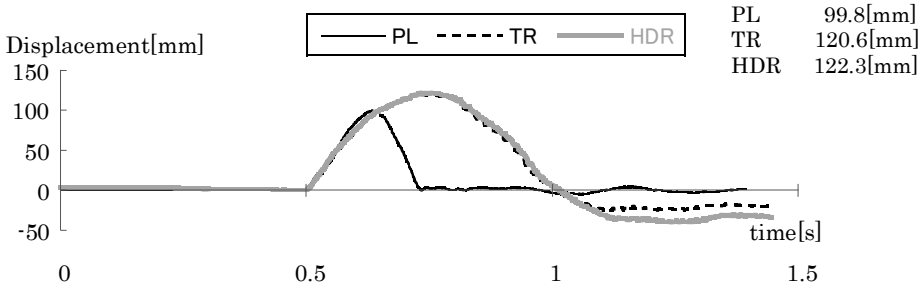


a) 衝突時速度 850mm/s

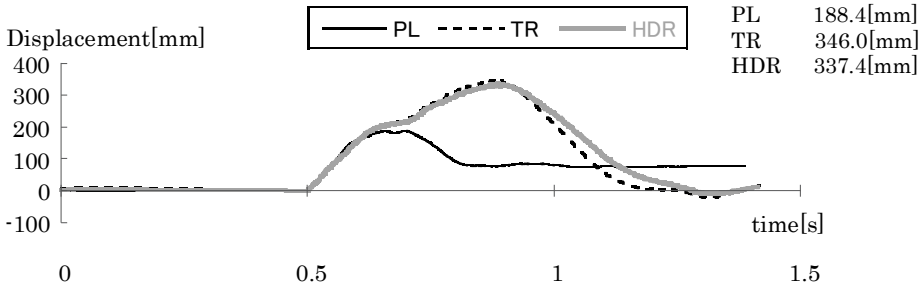


b) 衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.14 建物基礎部の加速度時刻歴波形（擁壁厚さ 2.25m）

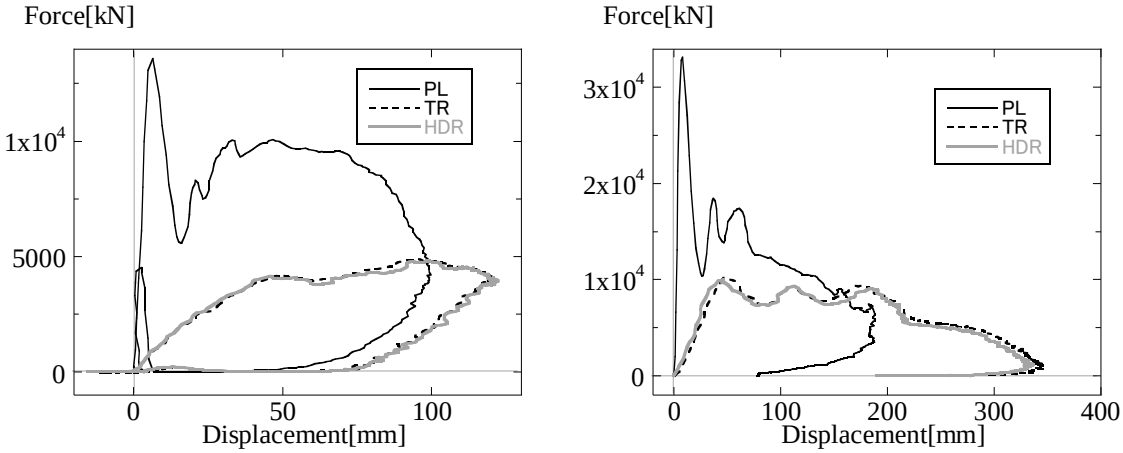


a)　衝突時速度 850mm/s



b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.15　擁壁頂部の変位時刻歴波形（擁壁厚さ 2.25m）



a)　衝突時速度 850mm/s　　b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.16　擁壁部の復元力特性（擁壁厚さ 2.25m）

（4）必要壁厚での各種擁壁による比較

検討対象とする解析ケースを表 4.5.7 に示す。

実施工で必要な擁壁厚さは普通コンクリート擁壁（C 擁壁）の場合，0.75m 程度であるが，改良地盤擁壁で自重解析を行った結果，常時土圧に耐えうるにはセメント系改良地盤擁壁（PL 擁壁）で 1.5m，廃タイヤゴムチップと繊維時を混合した複合改良地盤擁壁（TR 擁壁）・高減衰ゴムチップっと繊維材を混合した複合改良地盤擁壁（HDR 擁壁）で 2.25m の壁厚が必要であった。よって，ここではそれらの必要壁厚での各種擁壁で，擁壁の種類の違いが衝突時の建物および擁壁の挙動に与える影響について，衝突させる建物の衝突時の速度を変化させて比較検討を行う。

表 4.5.7　解析ケース

擁壁の種類	衝突時速度 [mm/s]	擁壁厚さ [m]		
		0.75	1.5	2.25
C	850	○	－	－
	1,700	○	－	－
PL	850	－	○	－
	1,700	－	○	－
TR	850	－	－	○
	1,700	－	－	○
HDR	850	－	－	○
	1,700	－	－	○

各種擁壁を用いた際，建物基礎部加速度に生じる変化を，衝突時速度がそれぞれ 850mm/s と 1700mm/s の場合に分けて図 4.5.17 に示す。

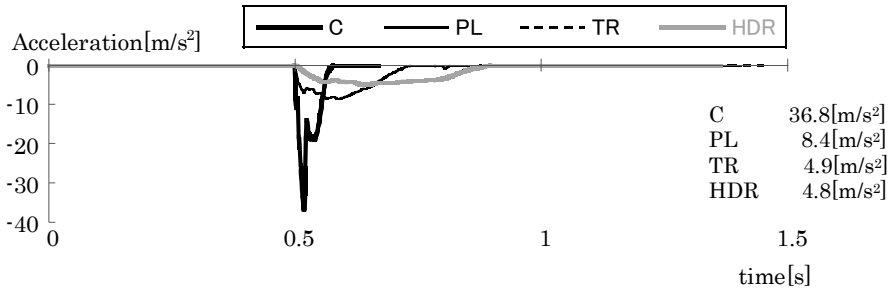
同様に擁壁頂部の変位に生じる変化を図 4.5.18, 擁壁部の復元力特性に生じる変化を図 4.5.19 に示す。

図 4.5.17 の各擁壁の建物基礎部加速度を見ると，衝突時速度が 850mm/s の時，C 擁壁の場合は 36.8m/s^2，PL 擁壁の場合は 8.4m/s^2，TR 擁壁の場合は 4.9m/s^2，高減衰ゴム擁壁の場合は 4.8m/s^2 と，C 擁壁，PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁順で応答加速度が小さくなり，改良地盤擁壁による応答低減効果が見られ，その効果は複合改良地盤擁壁がもっとも大きい。また，衝突時速度が 1,700mm/s の時も，C 擁壁の場合は 54.9m/s^2，PL 擁壁の場合は 20.5m/s^2，TR 擁壁の場合は 10.3m/s^2，HDR 擁壁の場合は同じく 10.0m/s^2 と，過大衝突時にもその効果は十分確認できた。また，C 擁壁に関しては，パルス性の加速度応答が確認できるが，セメント系改良地盤擁壁（PL 擁壁）もしくは廃タイヤゴムと高減衰ゴムを使用した複合改良地盤擁壁（TR 擁壁，HDR 擁壁）には見られない。

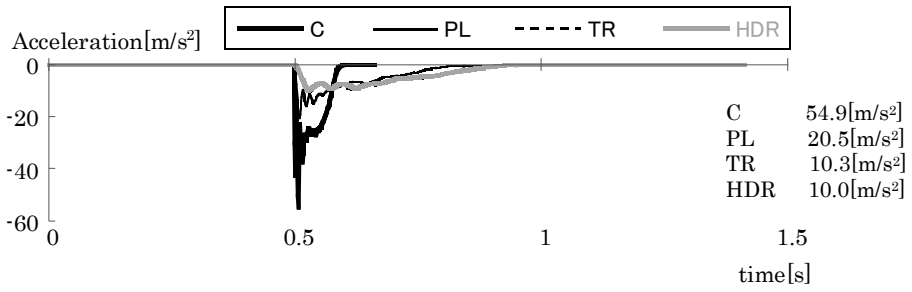
図 4.5.18 の各擁壁頂部変位の比較を見ても，衝突時速度が 850mm/s の時，C 擁壁の場合は 54.8mm，PL 擁壁の場合は 105.0mm，TR 擁壁の場合は 120.6mm，HDR 擁壁の場合は 122.3mm となり，C 擁壁に比べ PL 擁壁では大きな変形を示し，さらに TR 擁壁・HDR 擁壁では PL 擁壁からさらに改良を加えることで大きな変形を示した。また，衝突時速度が 1700mm/s の時も，C 擁壁の場合は 119.9mm，PL 擁壁の場合は 237.7mm，TR 擁壁の場合は 346.0mm，HDR 擁壁の場合は 337.4mm と，変わらずその効果を確認することができた。

図 4.5.19 の各擁壁部の復元力特性を見ると，衝突時速度が 850mm/s の時，PL 擁壁は C 擁壁に比べ変形性能を有していることがわかり，TR 擁壁と HDR 擁壁ではさらなる靭性のある変形性能を持っていることがわかる。これは，衝突時速度が 1700mm/s の時も変わらずその効果を示した。

今回の条件下では，廃タイヤゴムと高減衰ゴムの差は過大衝突時の擁壁変位に僅かに見られたのみであったため，今後さらなる過大衝突時における検討が必要である。しかし以上のことから，コンクリート擁壁（C 擁壁）に比べ，セメント系改良地盤擁壁（PL 擁壁）では応答低減効果が確認され，複合改良地盤擁壁（TR 擁壁・HDR 擁壁）ではさらなる効果の増大を示した、よって，擁壁に関しては剛性の小さく，靭性のある変形性能を有する複合改良地盤を用いた擁壁が，実大建物においても応答低減効果に対して有効であることがわかった。

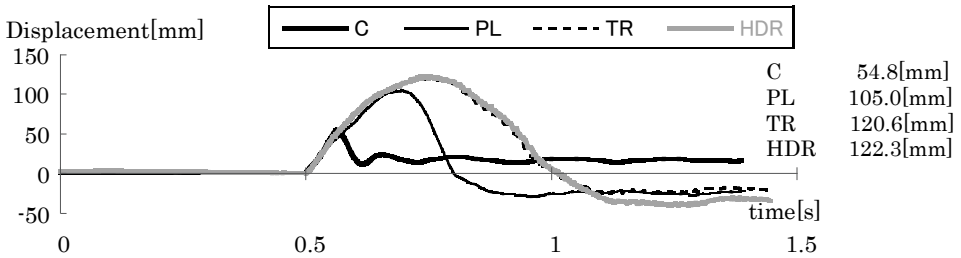


a) 衝突時速度 850mm/s

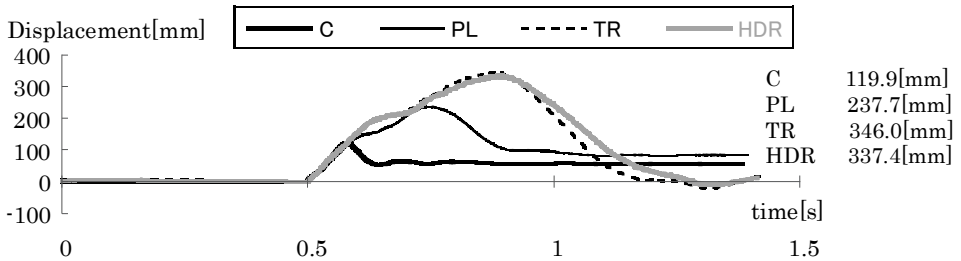


b) 衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.17 建物基礎部の加速度時刻歴波形（擁壁厚さ C=0.75, PL=1.5, TR=2.25, HDR=2.25m）

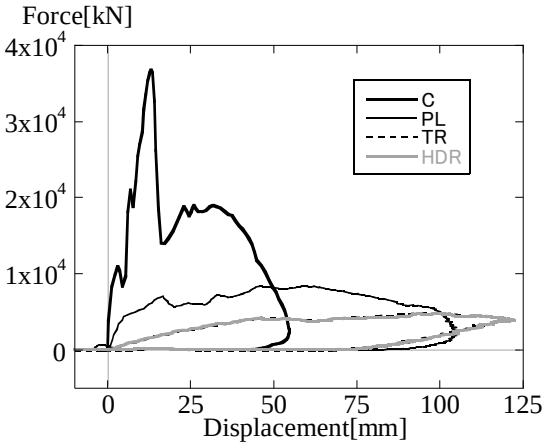


a)　衝突時速度 850mm/s

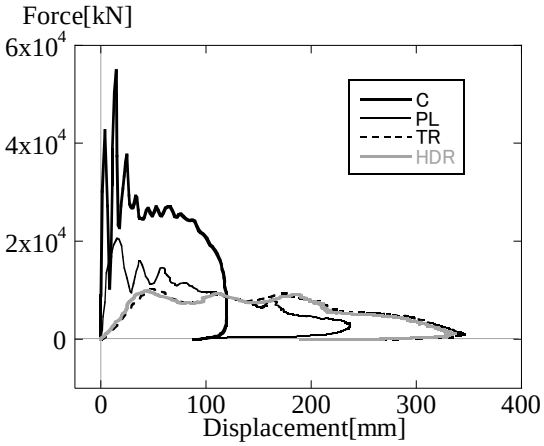


b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.18　擁壁頂部の変位時刻歴波形（擁壁厚さ C=0.75，PL=1.5，TR=2.25，HDR=2.25m）



a)　衝突時速度 850mm/s



b)　衝突時速度 1,700mm/s

図 4.5.19　擁壁部の復元力特性（擁壁厚さ C=0.75，PL=1.5，TR=2.25，HDR=2.25m）

4.6　まとめ

本章では免震建物模型の擁壁への衝突実験，振動台を使用した衝突模型実験（動的加振実験）とそれらのシミュレーション解析およびパラメータ解析を行うことにより，複合改良地盤を用いた擁壁が，上部構造の応答を低減する効果が大きいことを確認した。

免震建物模型の擁壁衝突実験は，セメント系改良地盤および複合改良地盤を用いて行った。本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

1)　擁壁衝突実験においては，高減衰ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤擁壁（HDR 擁壁）は，廃タイヤチップと繊維材を混合した複合改良地盤擁壁（TR 擁壁）およびセメント系改良地盤擁壁（PL 擁壁）に比べ剛性が低く，衝突時の建物の応答加速度が小さくなる結果であった。また，擁壁と背後地盤の変位が大きくなることにより，衝突エネルギー吸収をすることが確認できた。

2)　正弦波入力において衝突が生じた Sin300（入力最大加速度 300gal）と Sin400（入力最大加速度 400gal）における建物上部および建物基礎部の加速度応答は，衝突が生じていない Sin150（入力最大加速度 150gal）に比べると過大な加速度が生じることが，各々の擁壁において確認できた。

3)　正弦波入力および地震波入力の動的加振実験においても，衝突実験と同様に PL 擁壁に比べて TR 擁壁と HDR 擁壁で建物応答を低減することが確認できた。実験結果より得られた擁壁の復元力特性から，PL 擁壁に比べて TR 擁壁と HDR 擁壁では擁壁と背後地盤の変位が大きくなることにより，衝突エネルギー吸収をしていることが確認できた。また，HDR 擁壁は TR 擁壁に比べさらにそれらの効果を期待できることが確認できた。

3 次元有限要素法による擁壁衝突解析では，実験模型を非線形 3 次元有限要素にモデル化し時刻歴応答解析を行うことで，擁壁および建物の応答性状の検討を行った。本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

4)　PL 擁壁と TR 擁壁では，実験と同様に衝突の瞬間にパルス状の応答加速度波形が発生した。また，初期変位を大きくして衝突速度が大きくなるほど建物基礎部で大きな加速度ならびに擁壁に大きな変位が生じ，振幅も実験結果と良く対応する結果であった。

5)　衝突時の建物基礎部の最大応答加速度は PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁の順に小さく，擁壁頂部の最大変位は PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁の順に大きくなり，実験と対応した。

6)　塑性ひずみ分布の比較により，衝突後に HDR 擁壁は擁壁全体が塑性化して背後地盤と一体となって建物模型に抵抗し，一方，剛性の大きい PL 擁壁は背後地盤

の剥離が生じ擁壁のみで抵抗することがわかった。

以上より，剛性が小さく靭性のある変形性能をもつ擁壁が，背後地盤と一体となり衝突エネルギーを吸収することで，パルス性の加速度振幅を抑え，衝突時の応答低減に対し効果的であることがわかった。

実建物を想定した解析では，実大免震建物をモデル化し，擁壁の剛性・耐力をパラメータとして，建物応答への影響因子の分析を行った。本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

7) 通常用いられるコンクリート擁壁（C 擁壁）の衝突結果は，擁壁厚さが大きくなるにつれ擁壁全体の剛性が大きくなり，建物基礎部の加速度応答が大きく，また擁壁変位は小さくなった。これは，擁壁変位が小さくなることにより，背後地盤による衝突エネルギーの吸収が阻害されたことが原因である。

8) PL 擁壁を使用することで，C 擁壁と比べ衝突時のパルス性の加速度応答を抑える結果であった。PL 擁壁の擁壁厚さを 1.5m から 2.25m に増大すると，パルス性の加速度応答が確認されたが，廃タイヤゴムや高減衰ゴムを使用した複合改良地盤擁壁（TR 擁壁・HDR 擁壁）では，この擁壁厚さをもちつつも，建物の加速度応答が小さくなった。特に HDR 擁壁においては，その傾向が顕著であった。

9) 必要壁厚での各種擁壁による比較より，衝突時，C 擁壁に比べ PL 擁壁では擁壁が大きな変形を示して建物の応答加速度が抑制され，TR 擁壁・HDR 擁壁ではさらにその効果が大きいことがわかった。

以上のことより，実建物を想定したシミュレーション解析でも，剛性が小さく，靭性のある変形性能を有する複合改良地盤を擁壁に用いることで免震建物の衝突応答低減を可能とすることがわかった。

以上，本研究では，開発した大変形時にも靭性がある複合改良地盤も含めた地盤－建物モデルでの振動台実験と解析的検討および詳細な分析を行い，それを免震建物の周辺擁壁に適用することにより，たとえ擁壁との衝突が生じても，建物の応答低減を図ることが可能であることを示した。今後，本研究で得られた基礎データをもとに複合改良地盤擁壁の実免震建物への適用に向けて，擁壁の詳細設計を行い，免震建物の規模や入力地震動の特性と大きさの違いによる低減効果等について更なる検討を進めていくとともに，想定を超える大入力地震動の際，擁壁への衝突を許容した合理的な免震建物の設計法を構築する必要がある。

第 5 章　結論

本論文では，大変形時にも靭性がある改良地盤を開発し，その力学特性を明確にして直接基礎建物の基礎周辺の埋土地盤や，免震建物の周辺擁壁に適用することにより，建物の地震時応答低減を図ることを目的にしている。第 1 章では，本研究の背景と目的について述べ，既往研究に対する本研究の位置付けを明確にした。第 2 章では，新たに開発したゴムチップと繊維材を用いた複合改良地盤の室内試験を行い，その力学特性を明確にした。第 3 章では，複合改良地盤を直接基礎建物の側面埋土地盤に用いた場合を想定し，振動台を使用した加振実験とそのシミュレーション解析を行うことにより複合改良地盤が地震時の応答低減に有効であることを確認した。また，基礎部側面地盤の違い，基礎底面の接触条件の違いが大地震時の建物挙動に及ぼす影響を確認した。第 4 章では，想定を超えた地震が発生し免震建物と擁壁が衝突した際に上部構造の応答を低減する複合改良地盤を用いた擁壁を開発するため，免震建物模型の擁壁への衝突実験，振動台を使用した衝突加振実験とそのシミュレーション解析およびパラメータ解析を行った。以下に各章で得られた成果をまとめて示す。

第 1 章では，研究背景と既往研究より，関連研究の現状を示すとともに，本論文の位置付けと目的を明確にした。

以下，既往の関連研究と問題点について示す。

1) 大地震時の地盤被害の対策として，セメント系地盤改良の適用が挙げられるが，強度の増加にともない脆性的な特性を示し，耐震性能が低下することが指摘されている。耐震性の向上を目的に，既往の研究では，ゴムチップや古紙等のセメント系改良地盤材料への適用を検討してはいるが，地盤－建物の応答挙動を検討するための実験や解析研究は非常に少ない。よって，大きな変形時にも靭性がある改良地盤を開発し，力学特性を明らかにすることが重要である。
2) 建物の基礎底面や側面と近傍地盤との間の非線形相互作用が上部構造の応答低減に大きな影響を与えるが，未だ明らかになっていないところが多い。材料特性を明確にした改良地盤と基礎との相互作用効果により建物の応答低減を図ることができれば有効な耐震対策となる。さらに，大地震後の建物の機能維持のためにも，大きな変形時にも靭性があり力学特性の明らかな改良地盤を利用して地盤－基礎－上部構造を一体として耐震性能を向上することは重要である。
3) 長周期パルスを含む大振幅の地震動が免震建物に入力した場合，免震層に過大な変形が生じ，免震建物が周辺の擁壁に衝突する可能性がある。免震建物の擁壁との衝突に関する既往の研究では，免震建物模型および実大の免震建物を用いた実験や解

析研究が行われ，擁壁とその背後地盤の抵抗特性が衝突時の免震建物の挙動に大きな影響を及ぼすことが報告されている。しかし，現状では免震建物の擁壁衝突を検討するための実験や解析研究は非常に少ない。よって，現行耐震設計で想定する地震動を超えた地震が発生し免震建物と擁壁との衝突がたとえ生じても，上部構造の応答を低減する擁壁を開発し，安全性のより高い免震建物の耐震設計を合理的に行うことが重要である。

第 2 章では，大変形時にも靭性を有し，力学特性が明らかな新たな地盤材料として，ゴム材の変形性能と繊維材の靭性を利用した複合改良地盤を開発した。ゴムチップと繊維材を用いた複合改良地盤の材料特性について，通常使用されているセメント系改良地盤に廃タイヤリサイクルゴムチップ，または，免震ダンパー等に使用される高減衰ゴムを裁断したゴムチップとナイロン系短繊維を混合した改良地盤の室内試験を行い，その特性の確認を行った。

室内試験ではセメント添加量を一定として，廃タイヤゴムチップの添加量，繊維材の添加量をパラメータとしている。本試験によって得られた結果を以下にまとめる。

1) 一軸圧縮試験において，一軸圧縮強さは概ね材齢 1 年(ゴムチップ無)，91 日(ゴムチップ有)で一定値に収束する傾向が認められた。破壊ひずみは，すべてのケースで，28 日～1 年の材齢にかかわらずほぼ一定の値を示し，ゴムチップと繊維材の添加により増加して靭性の向上が見られた。また，本配合では，変形係数と一軸圧縮強さの間に一定の関係を示した。
2) 非排水三軸圧縮試験において，ゴムチップおよび繊維材の添加によりひずみ硬化の傾向を示した。ただし，繊維材の方がその傾向は顕著であった。また，ゴムチップの添加により過剰間隙水圧が小さくなった。
3) ポアソン比は，ゴムチップと繊維材の添加にかかわらず，ほぼ同程度の値を示した。
4) 透水試験において，ゴムチップの添加による影響はほとんどなく，繊維材の添加により透水性が増す結果であった。
5) 繰返し単純せん断試験において，せん断剛性はゴムチップの添加により小さくなり，初期せん断剛性は上載圧に対しておおよそ一定に増加する傾向が得られた。また，せん断応力とひずみの関係から，ゴムチップと繊維材の添加により靭性が向上することが確認できた。
6) 基準ひずみは，上載圧に対しておおよそ一定に減少する傾向が認められた。ただし，この傾向は，過去に行われている砂等の試験 [32]と異なる性状を示しており，試験データの数を増やすことにより性状の把握を行う必要がある。

次に，セメント添加量，ゴムチップ添加量をパラメータとした繊維材を混合していない複合改良地盤の材料特性の確認を行った。本試験によって得られた結果を以下にまとめる。

7) ゴムチップ添加量によらずセメント添加量の増加にともない，一軸圧縮強さは増加した。また，材齢 28 日において，一軸圧縮強さは，セメント添加量が 50kg/m^{3}ではゴムチップ添加量の増加にともに増加し，セメント添加量が，100kg/m^3 では，ゴムチップの添加量の増加にともない，小さくなった。これは，ゴムチップの圧縮強さが影響しているものと考える。

8) すべてのケースにおいて，ゴムチップ添加量の増加にともない破壊ひずみが大きくなった。これより，ゴムチップを添加することにより靭性が向上することが確認できた。

ゴムチップを廃タイヤリサイクル品と高減衰ゴムを裁断した 2 種類として，セメント添加量，ゴムチップ添加量，繊維材添加量は一定として材料特性の確認を行った。比較として，同じセメント添加量でゴムチップおよび繊維材を混合していない，セメント系改良地盤での試験も行った。本試験によって得られた結果を以下にまとめる。

9) 一軸圧縮試験において，セメント系改良地盤は脆性の著しい応力－ひずみ関係が認められ，破壊ひずみが 1%程度であるのに対して，廃タイヤゴムチップまたは高減衰ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤は破壊ひずみが 7.5%程度と増加した。さらに，ピーク強度を示した後のひずみ域における強度低下が小さく，15%以上変形しても形状を保持し靭性の向上が確認できた。

10) 繰返しせん断試験では，廃タイヤゴムチップまたは高減衰ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤はセメント系改良地盤と比べて，せん断剛性は小さいが大ひずみ域（γ>1%）でも安定した値を示すことが確認できた。なお，今回の振動数域（0.1～3.0Hz）では，振動数による差は確認できなかった。

以上のように，複合改良地盤は廃タイヤまたは高減衰ゴムと繊維材を混合することにより，従来のセメント系改良地盤と比べ変形性能が向上し，大きな変形時にも靭性を有し安定した材料であることが確認できた。

第 3 章では，複合改良地盤を直接基礎建物の側面地盤に用いることにより建物の地震応答低減を図ること目的に，振動台を使用した加振実験とそのシミュレーション解析を行った。また，基礎部側面地盤の違い，基礎底面の接触条件の違いが大地震時の建物挙動に及ぼす影響について検討した。

本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

1) 地表面加速度に対する最大応答加速度の増幅率の比較では，基礎底面の接触条件が接着あり（Non-slip）の場合は，埋込みがない場合と埋込みが砂地盤である場合でほぼ同程度であることから，低拘束圧下となる砂地盤（S）では埋込み効果が発揮していないことがわかった。これに対して，埋込みにセメント系地盤（PL），廃タイヤゴムチップを用いた複合改良地盤（TR），高減衰ゴムチップを用いた複合改良地盤（HDR）を用いた場合には地表面加速度と建物応答が同程度となり，増幅が小さいことを確認した。接触条件が接着なし（Slip）の条件で埋込みがない場合の小加振と大加振入力の時は，地表面に対する建物の加速度最大値の増幅は小さいが，それよりも入力が大きい場合には増幅する結果であった。これは基礎の浮き上がりが生じ，応答最大値が大きくなったものと思われる。埋込みにより基礎の応答を拘束したセメント系地盤や複合改良地盤では増幅が小さくなり，特に，高減衰ゴムチップでの効果が大きい結果であった。

2) 基礎側面埋土の改良地盤の効果は，埋込みがない場合に比べ，応答振幅を低減すること，地盤との連成系のピーク振動数が接着あり（Non-slip）の条件では高振動数側となるが，基礎底面の接着条件により低振動数側に移行することが確認できた。

3) 基礎側面の埋土地盤がある全てのケースにおいて，地盤－建物の連成系のピーク振動数は，基礎底面の接触条件として，接着あり（Non-slip），接着なし（Slip），絶縁（Isolation）の順で小さくなり，最大振幅は，接着なし（Slip），絶縁（Isolation）の順で小さくなった。

4) 基礎底面の接触条件が接着なし（Slip）と絶縁（Isolation）の場合は，地盤－建物の連成系の最大振幅は入力レベルが大きくなると小さくなり，その傾向は，セメント系改良地盤（PL），廃タイヤゴム複合改良地盤（TR），高減衰ゴム複合改良地盤（HDR）の順に大きくなった。また，基礎側面改良地盤の剛性の違いにより，ピーク振動数は，セメント系改良地盤（PL），廃タイヤゴム複合改良地盤（TR），高減衰ゴム複合改良地盤（HDR）の順に低振動数側に移行した。

以上から，基礎底面と支持地盤の摩擦抵抗を小さくして入力動を低減し，基礎側面改良地盤との非線形相互作用の効果を大きくして，側面地盤のエネルギー吸収を大きくすることにより建物の地震応答を低減できることがわかった。一方，基礎底面が絶縁（Isolation）の場合，基礎側面埋土地盤からの入力によりロッキング成分が生じることを確認した。

3 次元有限要素法による解析的検討では，振動台模型実験の基礎側面が複合改良地盤（HDR）で，建物基礎底面と支持地盤の接触条件が接着あり（Non-slip），接着なし（Slip）の大加振についてシミュレーション解析を行い，建物の応答性状について検討した。

5) 基礎底面の接触条件が接着なし（Slip）の場合で建物上部の加速度応答を実験より大きく評価したものの，接着あり（Non-slip），接着なし（Slip）の場合とも地表面の応答および建物応答とも概ね実験結果に対応する結果を得ることができた。
6) 基礎底面と支持地盤の摩擦抵抗を小さくすることにより，基礎側面地盤でのひずみの進行が大きくなり，建物応答を低減していることがわかった。

以上のことより，直接基礎建物の基礎周辺地盤に複合改良地盤を用いた場合の建物の応答性状を把握するとともに，その挙動を検証した。実験と解析の両面から，基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗を小さくして入力動を低減し，基礎側面改良地盤との非線形相互作用の効果を大きくして，側面地盤のエネルギー吸収を大きくすることにより建物の地震応答を低減できることがわかった。さらに，靭性のある側面改良地盤は大地震時における埋込み効果と基礎の過度の変形を抑制する効果が大きいことを確認した。

第 4 章では，免震建物模型の擁壁への衝突実験，振動台を使用した衝突模型実験（動的加振実験）とそれらのシミュレーション解析およびパラメータ解析を行うことにより，複合改良地盤を用いた擁壁が，上部構造の応答を低減する効果が大きいことを確認した。

免震建物模型の擁壁衝突実験は，セメント系改良地盤および複合改良地盤を用いて行った。本検討によって得られた結果を以下にまとめる。
1) 擁壁衝突実験においては，高減衰ゴムチップと繊維材を混合した複合改良地盤擁壁（HDR 擁壁）は，廃タイヤチップと繊維材を混合した複合改良地盤擁壁（TR 擁壁）およびセメント系改良地盤擁壁（PL 擁壁）に比べ剛性が低く，衝突時の建物の応答加速度が小さくなる結果であった。また，擁壁と背後地盤の変位が大きくなることにより，衝突エネルギー吸収をすることが確認できた。
2) 正弦波入力において衝突が生じた Sin300（入力最大加速度 300gal）と Sin400（入力最大加速度 400gal）における建物上部および建物基礎部の加速度応答は，衝突が生じていない Sin150（入力最大加速度 150gal）に比べると過大な加速度が生じることが，各々の擁壁において確認できた。
3) 正弦波入力および地震波入力の動的加振実験においても，衝突実験と同様に PL 擁壁に比べて TR 擁壁と HDR 擁壁で建物応答を低減することが確認できた。実験結果より得られた擁壁の復元力特性から，PL 擁壁に比べて TR 擁壁と HDR 擁壁では擁壁と背後地盤の変位が大きくなることにより，衝突エネルギー吸収をしていることが確認できた。また，HDR 擁壁は TR 擁壁に比べさらにそれらの効果を期待できることが確認できた。

3 次元有限要素法による擁壁衝突解析では，実験模型を非線形 3 次元有限要素にモデル化し時刻歴応答解析を行うことで，擁壁および建物の応答性状の検討を行った。本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

4) PL 擁壁と TR 擁壁では，実験と同様に衝突の瞬間にパルス状の応答加速度波形が発生した。また，初期変位を大きくして衝突速度が大きくなるほど建物基礎部で大きな加速度ならびに擁壁に大きな変位が生じ，振幅も実験結果と良く対応する結果であった。

5) 衝突時の建物基礎部の最大応答加速度は PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁の順に小さく，擁壁頂部の最大変位は PL 擁壁，TR 擁壁，HDR 擁壁の順に大きくなり，実験と対応した。

6) 塑性ひずみ分布の比較により，衝突後に HDR 擁壁は擁壁全体が塑性化して背後地盤と一体となって建物模型に抵抗し，一方，剛性の大きい PL 擁壁は背後地盤の剥離が生じ擁壁のみで抵抗することがわかった。

以上より，剛性が小さく靭性のある変形性能をもつ擁壁が，背後地盤と一体となり衝突エネルギーを吸収することで，パルス性の加速度振幅を抑え，衝突時の応答低減に対し効果的であることがわかった。

実建物を想定した解析では，実大免震建物をモデル化し，擁壁の剛性・耐力をパラメータとして，建物応答への影響因子の分析を行った。本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

7) 通常用いられるコンクリート擁壁（C 擁壁）の衝突結果は，擁壁厚さが大きくなるにつれ擁壁全体の剛性が大きくなり，建物基礎部の加速度応答が大きく，また擁壁変位は小さくなった。これは，擁壁変位が小さくなることにより，背後地盤による衝突エネルギーの吸収が阻害されたことが原因である。

8) PL 擁壁を使用することで，C 擁壁と比べ衝突時のパルス性の加速度応答を抑える結果であった。PL 擁壁の擁壁厚さを 1.5m から 2.25m に増大すると，パルス性の加速度応答が確認されたが，廃タイヤゴムや高減衰ゴムを使用した複合改良地盤擁壁（TR 擁壁・HDR 擁壁）では，この擁壁厚さをもちつつも，建物の加速度応答が小さくなった。特に HDR 擁壁においては，その傾向が顕著であった。

9) 必要壁厚での各種擁壁による比較より，衝突時，C 擁壁に比べ PL 擁壁では擁壁が大きな変形を示して建物の応答加速度が抑制され，TR 擁壁・HDR 擁壁ではさらにその効果が大きいことがわかった。

このように，実建物を想定したシミュレーション解析でも，剛性が小さく，靭性のある変形性能を有する複合改良地盤を擁壁に用いることで免震建物の衝突応答低減を可能とすることがわかった。

以上，本研究では，大変形時にも靭性がある複合改良地盤を開発し，室内試験によりその力学特性を明確にした。また，地盤－建物モデルでの振動台実験と解析的検討および詳細な分析を行い，開発した複合改良地盤を直接基礎建物の基礎周辺の埋土地盤や免震建物の周辺擁壁に適用することにより，大地震時における建物の地震時応答低減を図ることが可能であることを示した。

最後に，今後本研究成果を実建物の地震時応答を低減する基礎工法の開発に活かしていくための課題について述べる。

一般的にセメント系改良地盤では，地盤物性（使用する建設発生土および地盤改良の対象である原位置地盤）のばらつきにより，その特性のばらつきが懸念される。本複合改良地盤は，セメント系改良地盤をベースとしており，砂分調整等である程度抑制はできるが，特性のばらつきというものを少なからず考慮する必要がある。今後は様々な物性の地盤を用いた複合改良地盤の材料特性の把握を行い，原地盤の物性のばらつきを考慮できるようにする必要がある。また，施工法についても，施工後の品質のばらつきの少ない工法の選定あるいは開発が必要となる。

直接基礎側面地盤に複合改良地盤を適用する際，基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗を小さくして入力動を低減することがより有効であるため，底面の接触条件を明確にできる低摩擦材料の選定あるいは開発が必要である。その際に，基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗が小さくなると，基礎側面埋土地盤からの入力によりロッキング成分が大きくなることがあるため，その対策が必要となる。また，実験で効果のあった基礎底面の接触条件が絶縁（Isolation）の場合についても解析を進めるとともに，解析では加速度応答を実験よりも大きく評価している箇所があり，今後さらに解析法の改良が必要である。

免震建物の免震層周辺擁壁に複合改良地盤を適用する際，実際の免震建物が擁壁へ衝突した場合には，2 方向入力により免震建物の隅角部が擁壁と衝突することや，擁壁との衝突により転倒モーメントが生じ，引き抜きによるアイソレータの破断なども考えられる。また繰返し衝突することにより，各耐力が低減していく可能性も考えられる。そして，実際の建物周囲は，配管や道路，隣接建物の基礎等で均一な背後地盤でないことのほうが多いのが現状である。本研究で得られた基礎データをもとに複合改良地盤擁壁の実免震建物への適用に向けて，擁壁の詳細設計を行い，免震建物の規模や入力地震動の特性と大きさの違いによる低減効果等についてさらなる検討を進めていくとともに，想定以上の大地震時に擁壁への衝突を許容した合理的な免震建物の設計法を構築する必要がある。

参考文献

1) 林康裕：基礎の浮上り・滑りを考慮した構造物の地震応答，第 4 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp.39-46，1995.

2) 宮本裕司：地震時における非線形相互作用と建物応答，第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp.3-12，2006.12.

3) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006.2.

4) 日本建築学会基礎構造系振動小委員会：第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウムー非線形相互作用の解明と設計への組み込みー，2006.12.

5) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿梅 : 基礎滑り挙動を伴う直接基礎建物の地震応答推定手法，日本建築学会構造系論文集，第 634 号，pp.2151-2158，2008.12.

6) 廣田昌憲，石村紀久雄，鈴木康嗣，三浦賢治，永野正行，清田芳治：地震応答低減地業の開発(その 1)，日本建築学会構造系論文集，第 448 号，pp.37-46，1993.6.

7) 鈴木康嗣，廣田昌憲，石村紀久雄，三浦賢治，清田芳治：地震応答低減地業の開発(その 2)，日本建築学会構造系論文集，第 458 号，pp.29-38，1994.4.

8) 鈴木康嗣，三浦賢治，清田芳治，菅原良次，松本尚志 : 地震応答低減地業の開発(その 3)，日本建築学会構造系論文集，第 493 号，pp.65-72，1997.3.

9) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7.

10) 国土交通省国土技術政策総合研究所，建築研究所 : 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告，国総研資料第 674 号・建築研究資料第 136 号，2012.3

11) 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会：基礎構造の地震被害と耐震設計，2012 年度日本建築学会大会構造部門(基礎構造)PD 資料，2012.9.

12) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.

13) 日本建築センター：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，2002.

14) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，2006.11.

15) 岸本美季，宮本裕司：三次元有限要素解析による地盤－構造物系の地震応答性状に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集構造系，2009.6.

16) Hemanta Hazarika，Takahiro Sugano，Yoshiaki Kikuchi，Kazuya Yasuhara，Satoshi Murakami，Hideo Takeichi，Ashoke K. Karmokar，Takao Kishida，Yoshio Mitarai：Evaluation of a Recycled Waste As Smart Geomaterial for Earthquake Reinforcement of Structures，第 41 回地盤工学研究発表会，pp. 591-592，2006.7.

17) 金子崇，兵動正幸，河田慎治朗，吉本憲正，ハザリカ ヘマンタ：オンライン地震応答実験によるタイヤチップの免震効果の評価，第 43 回地盤工学研究発表会，pp. 537-538，2008.7

18) Hing-Ho Tsang，S. H Lo，X. Xu，M. Neaz Sheikh：Seismic isolation for low-to-medium-rise buildings using granulated rubber-soil mixtures: numerical study，Earthquake Engineering & Structural Dynamics，Vol.41，pp. 2009-2024，2012.

19) 森雅人，高橋弘，逢坂昭治，堀井清之，片岡勲，石井知征，小谷謙二：故紙破砕物と高分子系改良剤を用いた新しい高含水比泥土リサイクル工法の提案と繊維質固化処理土の強度特性，資源と素材，Vol.119，No.4-5，pp. 155-160，2003.

20) 高橋弘，高橋研太，森雅人：繊維質固化処理土の動的強度に関する実験的研究，第 4 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，Vol.1，pp. 1-5，2008.8.

21) 小倉正恒，前野敏元，近藤一雄，藤谷秀雄，林康裕，倉本洋：上町断層帯に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究(その 8 免震構造建物の設計法)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.551-552，2011.8.

22) 日本免震構造協会 応答制御建築物調査委員会，日本建築構造技術者協会：東北地方太平洋沖地震に対する応答制御建築物調査，2012.1.

23) 日本建築学会：免震構造設計指針，pp.4-18，1989.9.

24) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，pp.223-226，2007.12.

25) 柏尚稔，中安誠明，中島正愛：過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性，構造工学論文集，Vol.51B，pp.237-246，2005.3.

26) 高山峯夫，森田慶子，姜坤：過大地震動下における免震建物の応答特性，日本建築学会研究報告 九州支部 1，pp.345-348，2007.3.

27) 三輪田吾郎，小巻潤平，佐藤浩太郎ほか：実大免震建物の擁壁衝突実験とシミュレーション解析，第 13 回日本地震工学シンポジウム，pp.502-509，2010.11.

28) 佐藤浩太郎，小巻潤平，三輪田吾郎ほか：擁壁部の抵抗特性評価と免震建物の擁壁衝突時応答に及ぼす影響，第 13 回日本地震工学シンポジウム，pp.510-517，2010.11.

29) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000.

30) 佐藤輝行，高岩勝：関東ロームのポアソン比について，第 19 回土質工学研究発表会，pp.469-470，1984.6.

31) Akio Hara，Yoshiharu Kiyota：Dynamic Shear Tests of Soils for Seismic Analysis，9th ICSMFE (Tokyo)，Vol. 2，pp.247-250，1977.

32) 清田芳治，萩原庸嘉，田村英雄：土の動的変形特性の評価法に関する研究，鹿島技術研究所年報，Vol.42，pp.247-252，1994.10.

33) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用，1996.4.

34） 江守一郎，D.J. シューリング：模型実験の理論と応用，技報堂出版，1981.

35） LS-DYNA 使用手引き Second Edition，日本総合研究所エンジニアリング事業本部，2004.5.

36） J.O. Hallquist，G.L. Goudreau，D.J. Benson：Sliding interfaces with contact-impact in large-scale Lagrangian computations，Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering，Vol.51，No.1-3，pp.107-137，1985.9.

本論文に関連した論文

主論文

1) 島村淳，岸本美季，柏尚稔，宮本裕司：ゴムチップと繊維材を用いた複合地盤材料の力学特性に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 17 巻, 第 35 号, pp.61-66, 2011.2.

2) A. Shimamura，H. Kashiwa，Y. Miyamoto：Study on Earthquake Response Reduction of Direct Foundation Using Composite Geomaterial，Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE，Lisbon), Paper No.1862，2012.9.

3) 島村淳，松本優資，奥中良佑，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 684 号，2013.2. （掲載予定）

国際会議およびワークショップ

4) Atsushi Shimamura，Junichi Sakemoto：Basic properties of Soil-Cement Slurry Mixed with Elastic Material，Proceedings of the International Workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials: Opportunities and Challenges (IW-TDGM2007，Yokosuka)，pp.197-204，2007.3.

5) A. Shimamura，H. Kashiwa，Y. Miyamoto：Earthquake Response Reduction Considering Nonlinear Interaction between Composite Geomaterials and Foundation，Proceedings of the 2011 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'11+，Seoul)，pp.4972-4981，2011.9.

シンポジウム

6) 島村淳，酒本純一，宮本裕司，齋藤邦夫：ゴムチップと繊維を用いた複合地盤材料の力学特性と遮水性について，第 8 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.455-458，2009.7.

その他学会発表

7) 島村淳，古山田耕司，見坊東光，山添正稔，宮本裕司：ゴムチップと繊維補強材を用いた複合地盤の非線形相互作用と応答低減（その 1）複合地盤の力学特性，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.31-32，2008.9.

8) 宮本裕司，古山田耕司，山添正稔，島村淳，見坊東光：ゴムチップと繊維補強材を用いた複合地盤の非線形相互作用と応答低減（その 2）応答低減効果の解析的検討，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.33-34，2008.9.

9) 島村淳，宮本裕司：ゴムチップと繊維材を用いた複合地盤材料の上載圧を考慮した非線形特性，日本建築学会学術講演梗概集，B-1，pp.477-478，2009.8.

10) 本村友一，藤井達，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：直接基礎の非線形相互作用と応答低減効果に関する研究，日本建築学会近畿支部研究発表会，2011.6.

11) 三木久美子，松本優資，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた免震建物の擁壁衝突時の応答低減に関する研究，日本建築学会近畿支部研究発表会，2011.6.

12) 島村淳，藤井達，本村友一，柏尚稔，宮本裕司：直接基礎－複合地盤の非線形相互作用と応答低減効果に関する実験研究（その 1）複合地盤の特性と実験計画，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.195-196，2011.8.

13) 藤井達，本村友一，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：直接基礎－複合地盤の非線形相互作用と応答低減効果に関する実験研究（その 2）硬質地盤上の建物模型の振動台実験，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.197-198，2011.8.

14) 松本優資，三木久美子，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた免震建物の擁壁衝突時の応答低減に関する研究（その 1）免震衝突応答と擁壁抵抗特性，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.477-478，2011.8.

15) 三木久美子，松本優資，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた免震建物の擁壁衝突時の応答低減に関する研究（その 2）免震建物模型の擁壁衝突実験，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.479-480，2011.8.

16) 奥中良佑，松本優資，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良擁壁を用いた免震建物の擁壁衝突時の応答低減に関する研究（その 1）繰り返し載荷時の擁壁の応答の把握，日本建築学会近畿支部研究発表会，2012.6.

17) 松本優資，奥中良佑，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良擁壁を用いた免震建物の擁壁衝突時の応答低減に関する研究（その 2）3 次元有限要素解析による衝突時の挙動把握，日本建築学会近畿支部研究発表会，2012.6.

18) 吉田隆充，藤井達，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた直接基礎における地震の応答低減に関する実験的研究，日本建築学会近畿支部研究発表会，2012.6.

19) 奥中良佑，松本優資，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良擁壁と免震建物模型の擁壁衝突実験と解析に関する研究（その 1）繰り返し載荷実験とシミュレーション解析，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.267-268，2012.9.

20) 松本優資，奥中良佑，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良擁壁と免震建物模型の擁壁衝突実験と解析に関する研究（その 2）3 次元有限要素解析による衝突時の挙動把握，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.269-270，2012.9.

21) 藤井達，吉田隆充，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた地震応答低減基礎に関する実験的研究（その 1）実験計画および基礎底面接触条件の影響，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.629-630，2012.9.

22) 吉田隆充，藤井達，島村淳，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた地震応答低減基礎に関する実験的研究（その 2）基礎側面地盤の影響，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.631-632，2012.9.

謝　辞

本研究を進めるにあたり,大阪大学大学院工学研究科・宮本裕司教授には終始懇切なるご指導ならびにご鞭撻を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

大阪大学大学院工学研究科・多田元英教授，倉本洋教授，吉村智昭准教授には論文全般にわたり貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに謹んで御礼申し上げます。

本研究を進めるにあたり，大阪大学大学院工学研究科・柏尚稔助教，奈良女子大学・瀧野敦夫講師には暖かいご助言を賜るとともに終始熱心な討議をして頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究で室内土質試験を実施するにあたり，中央大学理工学部・齋藤邦夫教授には貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに謹んで御礼申し上げます。

本研究で実験を実施するにあたり，住友ゴム工業株式会社の皆様，株式会社 T.I.C.の皆様には終始惜しみないご協力を頂きました。ここに心から御礼申し上げます。

元大阪大学大学院生（現株式会社大林組）・松本優資氏，元大阪大学工学部生（現兵庫県庁）・三木久美子氏，大阪大学大学院工学研究科・藤井達氏，吉田隆充氏，奥中良佑氏，元大阪大学工学部生（現東京大学大学院工学系研究科）・本村友一氏をはじめとする宮本研究室卒業生，在校生の皆様には本研究を進めるにあたり，多大なるご協力を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

厳しい社会情勢の中，強力にバックアップして頂いたのは，ケミカルグラウト株式会社・伊地正博社長，石川矩寿副社長，中飯勇専務，立和田裕一専務，米田国章常務であります。同社常任顧問・吉田宏博士には大阪大学大学院博士後期課程への進学を勧めて頂き，本研究を遂行するにあたり，研究方針，実験・解析方法のみならず，研究者としての心得を懇切丁寧にご指導頂きました。また,同社技術開発部・土屋勉技術開発部長，粂川政則次長をはじめ技術開発部の皆様，同社関西支店・菊地孝明支店長をはじめ関西支店の皆様には多大なるご協力を頂きました。同社・小牧正行常務，同社基礎環境部・折居久夫部長には筆者が入社以来，社会人としての在り方から業務・研究活動に至るまで幅広くご指導頂き，終始貴重なご助言と暖かい励ましを頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

大学での学部生時代は，卒業研究として水中コンクリートについてまとめました。これが著者の研究活動の出発点であり，この時，ご指導頂いた元日本大学理工学部教授・原田宏先生には大学生時代は勿論のこと，その後も公私とも暖かく見守って頂きました。「いまやらねばいつできる　わしがやらねばたれがやる（平櫛田中）」原田先生に頂いた言葉で，今も座右の銘にしております。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

最後に，著者を支えてくれた母みどりと亡き父茂敏に感謝の意と本論文を捧げます。

2012 年 12 月　　島村　淳