

擁壁衝突時の緩衝材を用いた免震建物の 応答低減に関する研究

大阪大学大学院工学研究科
地球総合工学専攻

佐藤 綾香

1. はじめに

近年、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震といった大地震が頻繁に起こり、人的・物的・経済的に多くの被害を受けている。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、一般建物では上部構造が損壊し、多くの人命が失われる。一方、免震建物は地震時の安全性が高く、免震化により耐震性を高める必要がある。しかし、極大地震時には免震装置の変形が大きくなるため周囲の擁壁に衝突し、免震建物の損傷や免震装置の破損が生じ、建物の機能を喪失することが懸念される。

本研究では、免震建物の衝突応答を抑えるために、緩衝材を用いて免震建物の安全性を高める方法を検討する(図1)。さらに、既存建物の耐震性を高めるために行った通天閣の免震改修(写真1)において、改修前後の応答を比較し、免震改修の効果を実証する。これらの検討より、地震に強い社会づくりへ貢献することを目的とする。

まず、振動台による動的加振実験を行い、免震建物の応答低減効果が高い緩衝材の大きさや物性を把握する。次に、3D-FEMにより実大免震建物モデルの時刻歴応答解析を行い、建物および緩衝材の応答性状を把握し、衝突時の緩衝材による応答低減効果について考察する。さらに、免震改修した通天閣の応答低減効果を大阪府北部の地震での観測波を用いて確認する。

2. 免震建物モデルの振動台実験の結果と分析

本章では、2018年度と2019年度に行った免震建物モデルを用いた振動台実験により、緩衝材寸法や剛性の違いが衝突応答に及ぼす影響について分析する。背後地盤と緩衝材を設置した擁壁と模型建物を製作し、振動台による地震波入力を行う。

(1) 実験モデル

実験モデルの立面図と平面図を図2に、実験ケースを表1に示す。また、緩衝材には3種類の剛性を用いた¹⁾。図3に一軸圧縮試験から得られた3種類の応力-ひずみ曲線を示す。緩衝材の長さは、衝突面の建物基礎幅に対して25%、50%、100%とし、厚さは10mmとした。建物モデルは鋼製の3層フレームの建物とし、各床を4本の柱で繋いだ。柱と床面は鋼製のアングルで接続し、柱上下端に25mmの剛域を設定した。建物の総重量は40.1kg、柱の鋼板厚さは2.3mmであり、実験では柱は弾性域であった。



図1 免震建物の衝突

写真1 改修後の通天閣

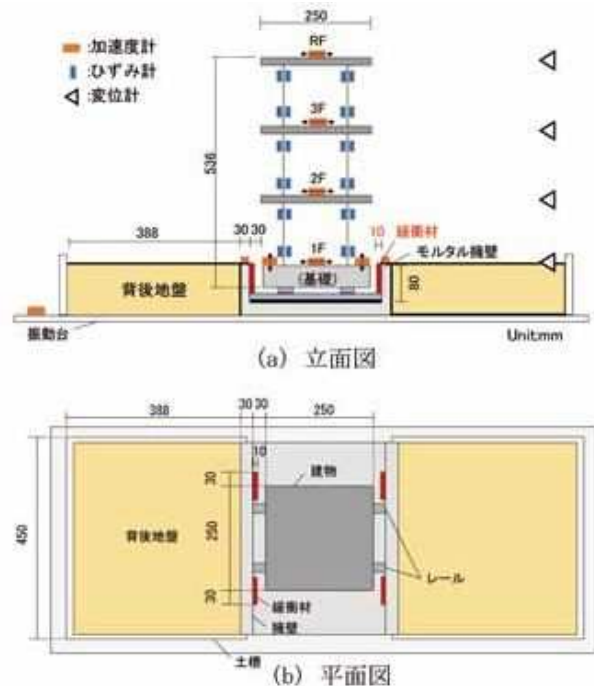


図2 実験モデル

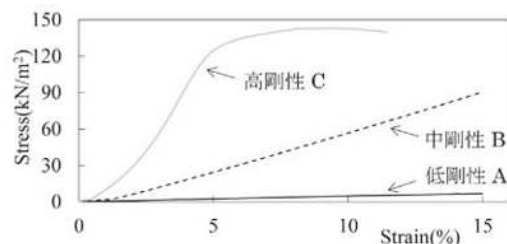


図3 緩衝材の応力-ひずみ曲線

表1 実験ケース

ケース名	緩衝材		
	有無	長さ	剛性
A 長さ 25%	有	25%	低(A)
A 長さ 50%		50%	
A 長さ 100%		100%	
B 長さ 25%		25%	中(B)
C 長さ 25%		25%	高(C)
緩衝材なし	無	-	-

上部構造の固有周期は0.095秒である。免震層はコイル状のばねと直動ボールベアリング転がり支承により復元力特性を持たせた。ばねと建物重量から算出した免震周期は1.21秒である。擁壁は、モルタルにポリプロピレン製の短繊維を混合し製作した。擁壁の圧縮強度は、26.7N/mm²、ヤング係数は2.0×10⁴N/mm²である。建物擁壁間のクリアランスは30mmとした。背後地盤は豊浦乾燥砂を用いて空中落下法により製作し、相対密度をDr=75%とした。

入力地震波は、免震周期に近い1秒付近の成分が卓越する、2016年熊本地震でのKiK-net益城波(EW成分)を最大速度15cm/sに調整し、約25秒間入力した。

(2) 実験結果

図4に緩衝材剛性がAモデルで長さ25%(A長さ25%)と緩衝材なしの基礎の加速度波形を比較して示す。免震建物が擁壁に衝突する際に、基礎の加速度が大きくなり、両ケースとも免震建物は擁壁に5回衝突した。緩衝材あり(A長さ25%)では、2回目に最大衝突速度(21cm/s)で

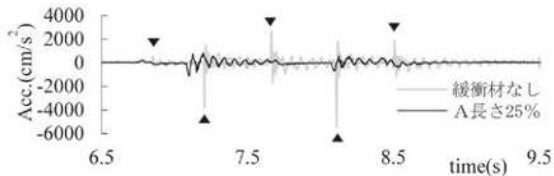


図4 基礎部の絶対加速度波形

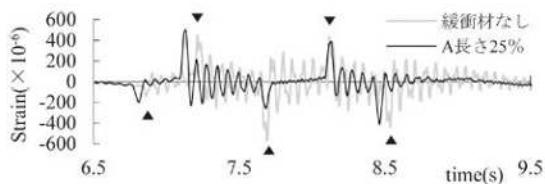


図5 1F-2Fの柱ひずみ波形

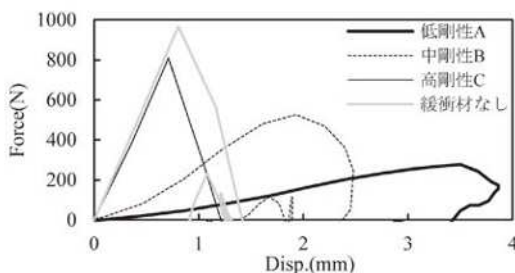


図8 擁壁部復元力特性

衝突し、緩衝材なしでは、3回目の衝突にて最大衝突速度(24cm/s)で衝突した。緩衝材を設置することで、各回の衝突時の基礎加速度を30%~90%低減でき、衝突速度が大きい際により高い低減効果を発揮することが分かる。

図5に1階柱頭のひずみ波形を示す。緩衝材なしでは、3回目の衝突の際にひずみが最大となり、衝突後も柱が振動し高いひずみが続く。緩衝材を設置した際には、3回目以降の衝突時のひずみが低減された。

図6に低剛性Aモデルを設置した際の、緩衝材長さによる最大応答値の比較を示す。図6(a)より、緩衝材長さ25%で衝突時の最大加速度、最大ひずみ共に最も小さくなっている。この原因として、緩衝材の面積を小さくしたことで緩衝材の変形が大きくなり、衝突時の反力を低減していることが考えられる。一方、緩衝材長さ50%及び100%は、基礎加速度は小さくなるものの上層階のひずみは緩衝材なしよりも大きい。

また、図7に長さ25%の緩衝材を設置した際の、緩衝材剛性の違いによる最大応答値を示す。緩衝材の剛性が小さいほど、各階の最大加速度が低減している。一方、最大ひずみは必ずしも小さくならない。加速度が低減された原因として、図8の最大衝突時の擁壁部復元力特性より、緩衝材の剛性が小さいほど衝突時に建物を受ける反力が小さく、擁壁部の押し込みが大きいことが考えられる。最大ひずみ分布の差が生じた原因として、緩衝材の設置により免震建物との衝突面積を減らし基礎の加速度を低減できたが、クリアランスが小さくなったため、建物がより大きな速度で衝突していることが考えられる。

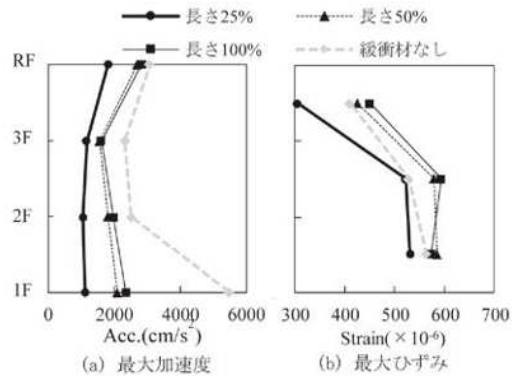


図6 最大応答値(長さによる比較, Aモデル)

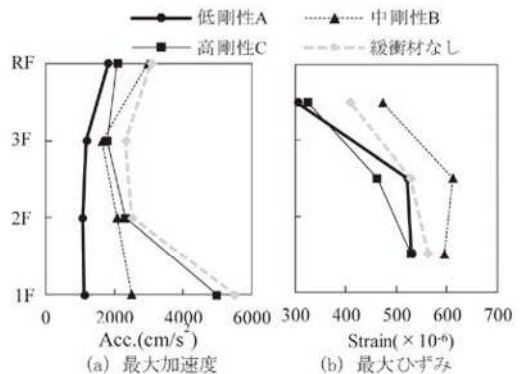


図7 最大応答値(物性による比較, 長さ25%)

以上より、緩衝材のパラメータにより応答低減効果は異なることが判明したため、対象とする建物ごとに適切な緩衝材厚さと剛性を設定する必要がある。

3. 実大建物モデルの地震応答解析による緩衝材効果

本章では3次元有限要素法を用いて、実大免震建物モデルを用いて地震応答解析を行い、緩衝材の応答低減効果を確認する²⁾。

(1) 解析モデル

解析モデルを図9に示す。建物、背後地盤、擁壁及び緩衝材の物性値を表2に示す。建物は29階建ての既存集合住宅を元に29質点のモデルとし、質点間のばねにはトリリニア型の非線形特性を与えた。擁壁、背後地盤及び緩衝材（高減衰材）は弾塑性体でモデル化した。建物-擁壁間のクリアランスは50cm又は70cmとし、擁壁の高さは3m、厚さは30cmとした。緩衝材の寸法は、前章で応答低減効果が大きい長さ25%とし、厚さは20cmとした。衝突時に応力が集中する、擁壁の四隅に設置した。免震装置は、8個の高減衰ゴムと4個の弾性すべり支承を、それぞれ標準バイリニアの復元力特性を持つせん断ばねに集約し、建物底面下に設置した。免震周期は、免震層変

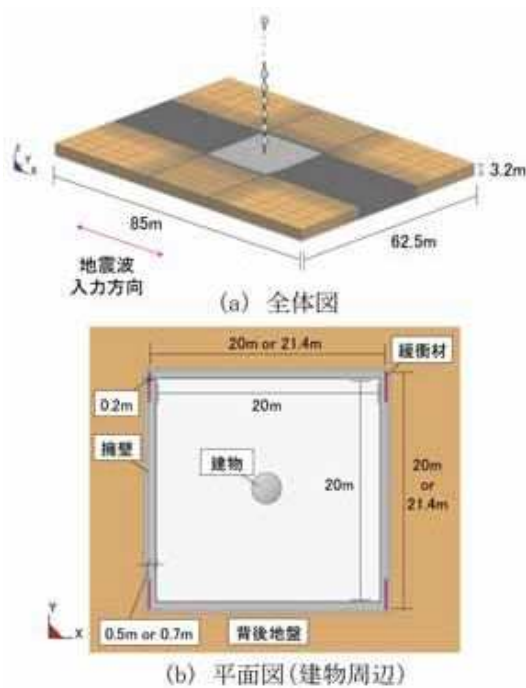


図9 解析モデル

表2 建物、緩衝材及び背後地盤の物性値

モデル	密度 (t/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	材料モデル
建物基礎	1.27	-	0.30	剛体
背後地盤	1.50	42.0	0.40	弾塑性体
擁壁	2.45	20500	0.30	弾塑性体
緩衝材	1.36	105.7	0.33	弾塑性体

形20cm時に4.35(s)である。また、上部構造の基礎固定時の1次固有周期は1.70(s)で、建物には1次固有周期に対して瞬間剛性比例型で3%の減衰を与えた。

建物基礎と擁壁の衝突面、擁壁と背後地盤間に、すべり、剥離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剛基盤上にあるとして剛拘束とした。入力地震波は上町断層波A4ゾーンの3Cレベル（最大加速度931cm/s²）を、最大加速度を含む6秒間入力した。解析ケースは、緩衝材あり（クリアランス70cmで衝突距離50cm）、緩衝材なし（クリアランス50cm又は70cm）の3つとした。

(2) 解析結果

図10に基礎加速度時刻歴波形を示す。緩衝材なし（50cm）は、2回目の衝突時の衝突速度が140.92cm/sと非常に大きく、2000cm/s²を超える加速度が発生した。また、緩衝材を設置すると各衝突時の加速度応答を7割程度抑えられた。図11(a)に最大加速度を示す。緩衝材を設置すると、実験時と同様に、建物下層部の加速度応答低減効果が大きい。一方、図11(b)より、最大層間変形角は緩衝材なし（70cm）が最も小さい。理由として、緩衝材なし（70cm）は衝突速度が小さいため、建物が受ける衝撃が小さ

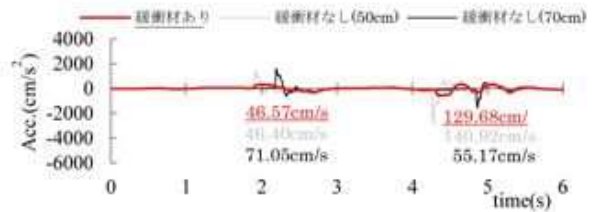


図10 基礎加速度時刻歴波形

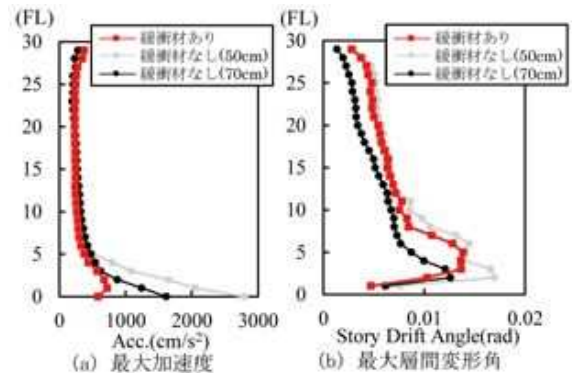


図11 最大応答値分布（最大衝突）

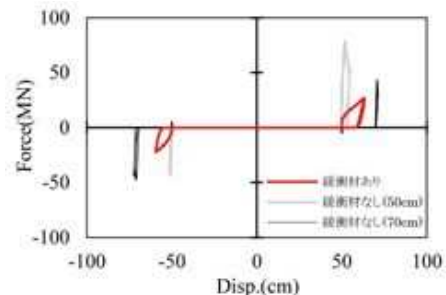


図12 擁壁部復元力特性

いことが考えられる。

図12に擁壁部復元力特性を示す。緩衝材ありでは、擁壁衝突抵抗が緩衝材なしの50%程度に低減されたため、建物の最大加速度が低減されたと考えられる。また、擁壁部の押し込みは緩衝材ありが最も大きく最大で13cm程度押し込んだ。緩衝材なしでは、最大反力や擁壁の押し込み量は衝突速度の大小に依存する。

衝突速度及び衝突距離が同一の際の緩衝材有無による応答低減効果の差を比較する。図13の最大応答値の比較より、衝突速度が同じ際には、最大層間変形角は両ケースの差は小さいが、緩衝材の設置により、低層部で最大加速度は小さい。図14の塑性ひずみ分布より、緩衝材があることで緩衝材と擁壁背後地盤にひずみが集中しており、衝突エネルギーを吸収していることがわかる。

4. 免震改修した通天閣の地震応答シミュレーション解析

通天閣は、2015年に免震改修が行われ、本研究室では地震観測を行ってきた。本研究では、大阪府で最大震度6弱を観測した2018年大阪府北部の地震の記録を用いたシミュレーション解析を行い、通天閣の免震改修の効果を確認した³⁾。

(1) 解析モデル

免震改修後のモデル図を図15に示す。免震層上部の23質点は、曲げせん断型モデルを用い、免震層下部は、4本の脚部からなるラーメン構造にモデル化した。また、免震層には、4基の積層ゴムとオイルダンパーを並列配置した。

入力波は、2018年大阪府北部の地震の地下階での観測波を用い、振動モデルの最下端に入力した。

(2) 解析結果

図16に屋上階の加速度時刻歴波形を示す。解析結果は波形の形状も含め観測結果とほぼ対応している。図17に最大応答値を示す。改修前の最大加速度では中層部や上層部で大きな応答となるが、改修後では、200cm/s²以下となり、免震改修による応答低減効果が大きい。さらに、最大相対変位分布の比較より、改修後は免震層で相対変位は20mm程度となるものの、免震層上部の層間変位の低

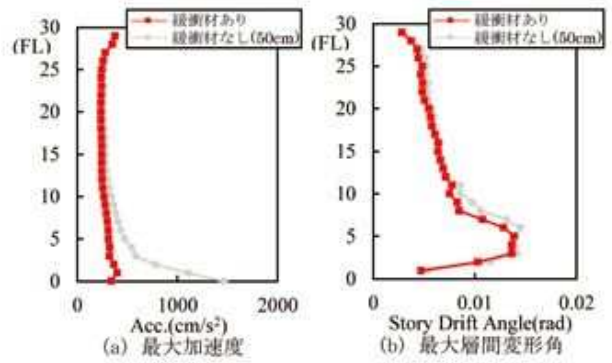


図13 最大応答値分布 (初回衝突)

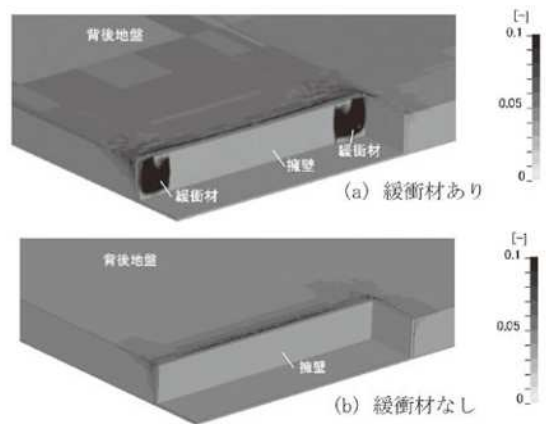


図14 塑性ひずみ分布

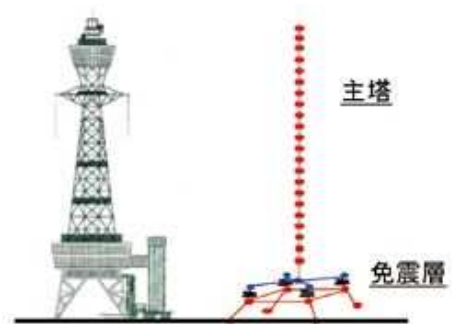


図15 改修後モデル³⁾

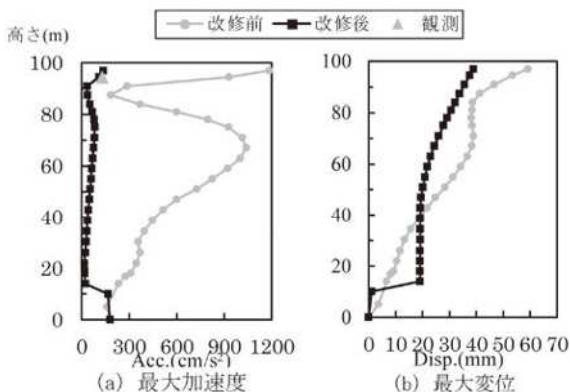


図17 最大応答値

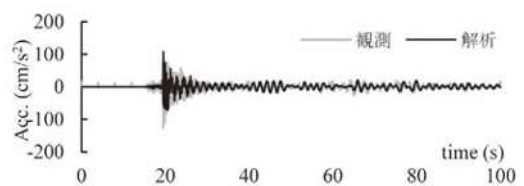


図16 屋上階の加速度時刻歴波形

減効果が大きいことが確認できた。以上より、免震改修により通天閣の応答加速度が大幅に低減し、大地震時にも通天閣や内部の備品の損傷を防ぐことができることが分かった。

5. まとめ

本論文から得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 極大地震時の免震建物の安全性を高める方法として、緩衝材を用いることで、衝突応答を低減することを確認した。
- 2) 模型振動台実験より、緩衝材の設置条件によって、衝突時の応答低減効果は異なり、本検討では免震建物の基礎幅に対して長さ25%、低剛性の緩衝材を設置することで衝突応答の低減効果が大きくなった。
- 3) 実大免震建物モデルの地震応答解析からも、緩衝材により擁壁が変形し背後地盤の塑性ひずみが集中することで、衝突応答が低減することを確認した。
- 4) 免震改修した通天閣の免震効果を実際の地震記録を用いて検討し、免震改修により加速度および変位が大幅に低減したことを明らかにした。

謝辞

本研究を進めるにあたり、ご指導いただいた宮本裕司教授に心から感謝致します。また、ご協力頂いた宮本研

究室へ心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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, pp.309-316, 2013.2.
- 2) 渡部翔太郎, 宮本裕司: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁-背後地盤の抵抗特性, 日本建築学会構造系論文集 第706号, pp.1763-1771, 2014.12.
- 3) 宮本裕司, 北浦杏葉, 田中紳太郎, 松原由典, 山田晃平, 西崎隆氏, 日下 哲, 鬼丸貞友: 大阪通天閣の免震レトロフィット(その1)~(その4), 2015年度日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造系B-2, pp.667-674, 2015.



株式会社 竹中工務店にて勤務しております。来年度、構造設計部に配属予定です。

(地球総合 平成30年卒
令和2年前期)