

# SEISMIC RESPONSE EVALUATION OF BASE-ISOLATED BUILDINGS CONSIDERING EARTHQUAKE-INDUCED STRUCTURAL POUNDING TO ITS RETAINING WALLS

KIM DONG HA (大阪大学大学院)

## 1. はじめに

現在日本では、全国において巨大地震の発生確率が予測され、設計時の想定を上回る地震の発生時には免震建物が擁壁に衝突する可能性が懸念されている<sup>[1]</sup>。近年、日本と米国を中心に免震衝突に関する研究事例が増えてはいるが、単純化解析モデルによる解析研究が多く<sup>[2]</sup>、RC 擁壁や免震層の詳細なモデル化による解析と振動台を用いた衝突実験の事例は、いまだ少ないのが現状である。本研究では、三次元非線形有限要素解析（解析コード：LS-DYNA<sup>[3]</sup>）を用いて、RC 擁壁と背後地盤、免震層を詳細にモデル化した 9 層免震建物の平面 2 方向入力時の擁壁衝突解析を行い、擁壁衝突が擁壁や上部構造を含む免震システム全体に与える影響を調べた。また、3 層免震建物モデルを用いた小型振動台実験を行い、解析で得られた擁壁衝突の諸現象を実証的に検証した。

## 2. 9 層免震建物モデルの擁壁衝突解析

### 2.1 解析モデル

解析モデルを図 1 に、モデルの諸元を表 1 に示す。X 方向にはラーメン構造、Y 方向には壁式構造である 9 階建て免震建物を 9 質点系の一本棒モデルとし、各層の復元力特性をノーマルトリニアとした。RC 擁壁は長辺約 20m、短辺約 10m、高さ 3.5m、厚さ 300 mm とし、建物底面の衝突高さは 2m、擁壁とのクリアランスは 600 mm とした<sup>[4]</sup>。免震装置は、水平方向をノーマルバイリニアでモデル化し、鉛直剛性を引張剛性が圧縮剛性の 1/10 となるようモデル化した<sup>[5,6]</sup>。免震建物の接線剛性での固有周期は 4.32 秒であり、偏心は考慮していない。

RC 擁壁のモデル化には、コンクリートをアメリカ合衆国運輸省 (FHWA) で開発されたモデルとし、大変形によるコンクリートの剛性劣化を考慮した<sup>[7]</sup>。鉄筋には 2 次剛性が 1 次剛性の 1/100 となるノーマルバイリニアを用い、両材料を一体化させた。ただし、鉄筋の引き抜きは考慮していない。なお、ひずみ速度による材料の一時的な耐力変化を表現するため、両材料のひずみ速度依存性を考慮した。背後地盤はせん断波速度 100m/s の砂地盤で、Mohr-Coulomb 降伏条件に従う完全弾塑性体とし、内部摩擦角は 35°、ダイレイタンス角は 5° とした。背後地盤外周の境界条件は等変位拘束し、繰り返し境界とした。また、1 次と 2 次の固有周期に対して、建物は 2%、擁壁と地盤には 3% とするレイリー減衰を与えた。入

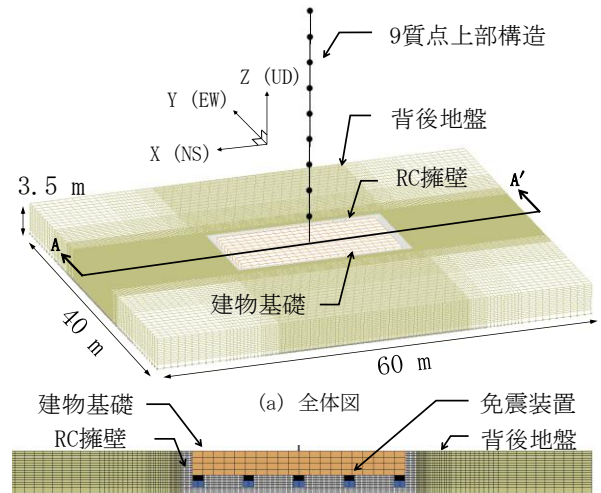


図 1 解析モデルの概要

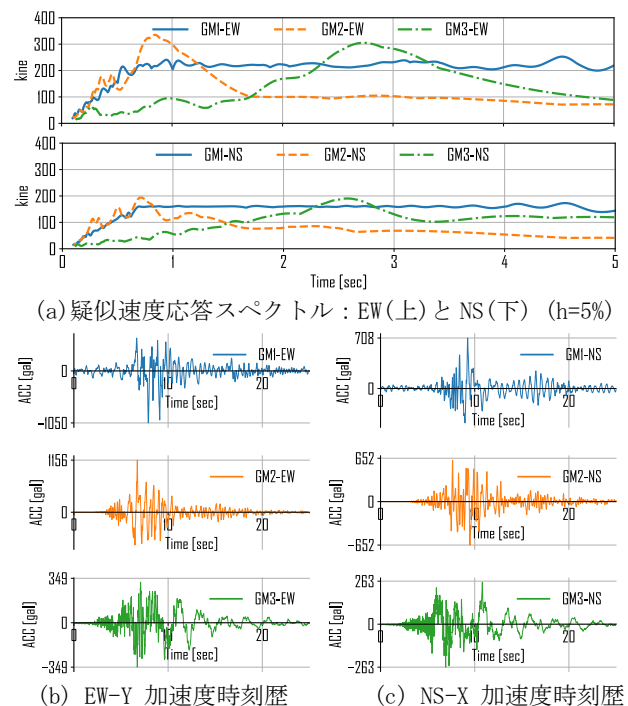


図 2 入力地震動 EW・NS 成分の

疑似速度応答スペクトルと加速度時刻歴波形  
力地震動は、JSCA 上町断層波 A4-3C-Flat1 (GM1)<sup>[8]</sup>、2016 年熊本地震の KiK-net 益城波 (GM2) と K-Net 一の宮波 (GM3) を用いた。図 2 に入力地震動の EW・NS 成分の疑似速度応答スペクトルと加速度の時刻歴波形を示す。GM2 に関しては、衝突を起こすため、振幅を 1.2 倍とした。また、複雑な有限要素解析を行うため MPP (大規模並列計算) 手法を、膨大な解析データを処理するため、Python を利用したビックデータ並列処理を行った<sup>[9]</sup>。

表1 解析モデル諸元

項目	値
上部構造重さ	63602 KN
基礎固定1次固有周期	X=0.72, Y=0.27 sec
免震固有周期	4.32 sec
免震層1次剛性 ( $K_1$ )	64.44 KN/mm
免震層圧縮剛性 ( $K_c$ )	4000 KN/mm
免震層剛性低下率 ( $\alpha$ )	0.21
擁壁コンクリート強度	30 N/mm <sup>2</sup>
擁壁鉄筋引張強度	325 N/mm <sup>2</sup>

## 2. 2 地震応答解析結果

建物基礎の平面2方向の軌跡を図3に示し、破線でクリアランスを表示した。GM1~GM3の入力地震動に対して、建物は擁壁にそれぞれ3回(青)、2回(オレンジ)、3回(緑)衝突した。衝突位置は2方向入力波の特性に大きく依存し、建物と擁壁が斜めに衝突するケースが多く見られた。

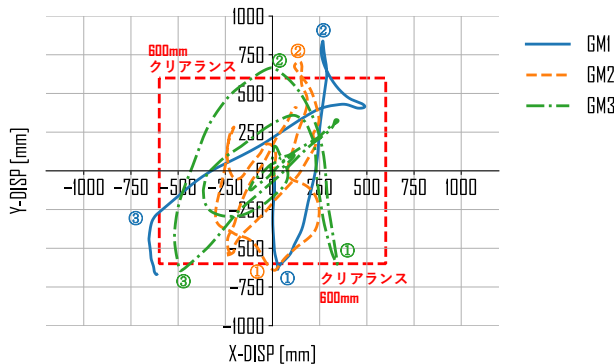


図3 免震層の平面上の軌跡

図4にGM1の入力後の、衝突による擁壁と背後地盤の有効塑性ひずみ分布を表す。衝突が発生すると、主に擁壁の4つの隅角部と基礎版からの立ち上がり部において塑性化が集中し、塑性ヒンジが形成される。これにより擁壁中央部の変形が進み、背後地盤も徐々に塑性化した。背後地盤の塑性化領域は、衝突角度、衝突速度、衝突の継続時間などの要因で変化する傾向を示した。

図5と図6から、建物が擁壁に衝突すると、全層にわたって大きな層間変形と層加速度が生じることが確認できる。特に長周期成分のパワーが大きいGM1入力では1階において、両方向で2000gal以上の層加速度と、X方向で10%、Y方向で1%を超える層間変形角であった。これは、上部構造のX方向の層剛性がY方向より小さいため、小さい衝突力でも層が大きく変形したことによる。また、GM2とGM3を入力したケースを比較すると、GM3のX方向の入力最大加速度はGM2の1/3であるが、上部構造にはGM2と同程度の影響を与えたことから、長周期パルス成分が卓越する入力波が免震衝突に与える影響が大きいことが確認できる。

## 3. 3層免震建物模型の擁壁衝突振動台実験

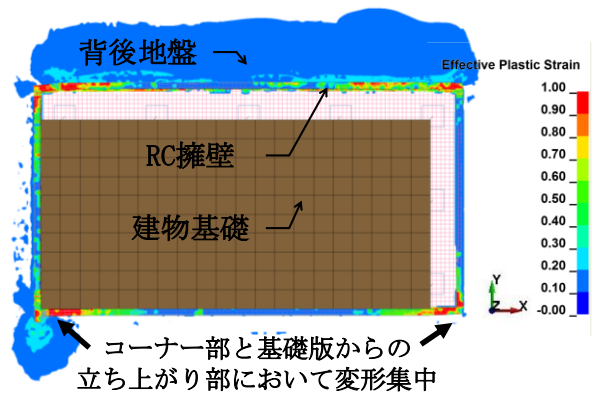


図4 擁壁と背後地盤の有効塑性ひずみ分布 (GM1 入力)

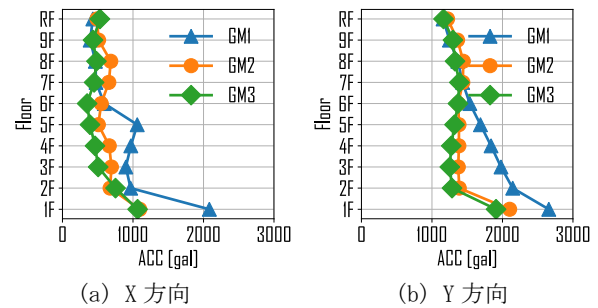


図5 最大層間加速度の分布

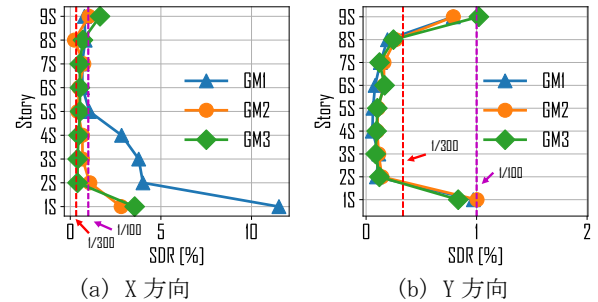


図6 最大層間変形角の分布

2章の衝突解析で得られた知見を実証的に確認するため、3層免震建物模型を用いた小型振動台実験を行った。実験では、上部構造と擁壁の剛性の変化が、上部構造の衝突応答に与える影響を調べるため、厚さ1.0mmの鋼製版の柱を用いた模型(以下M10)と厚さ2.3mmの柱を用いた模型(以下M23)がモルタル製擁壁(Mortar)と鋼製擁壁(Steel)に衝突する際の応答を比較した。

## 3. 1 実験の概要

図7に実験模型を、表2に実験模型の諸元を示す。振動台上に凹型の擁壁と基礎版、基礎版上に免震層、上部構造を設置し、水平1方向加振による建物模型の擁壁衝突応答を計測した。擁壁外側の背後地盤は豊浦砂を用い、空中落下法により相対密度が60%となるよう作成した。なお、背後地盤の設置は、衝突による擁壁の変形が予想されるモルタル擁壁に限定した。鋼製擁壁は、振動台上に直接に固定した。免震層はすべり支承とばねを並列に配置し、ノーマルバイリニアを模擬した復元力特性を与えた。20mm 変

位時の等価免震周期は約 1.5 秒であった。擁壁とのクリアランスは約 30 mm とした。

入力地震動は、2 章の解析で用いた 2016 熊本地震の KiK-net 益城波を、振幅だけを 1/25 倍に縮小した波 (GM1) と、振幅は 3/4 倍、時間軸を 1/5 倍にした波 (GM2)、また 1.5Hz を有する正弦波 (GM3) を用いた。入力倍率は、1 倍 (非衝突)、2 倍 (衝突-小)、3 倍 (衝突-大) と変化させた。図 8 に入力地震動の疑似速度応答スペクトルと加速度の時刻歴波形を示す。本概要では、入力動 2 倍と 3 倍の応答を比較した結果だけを示す。なお、加速度計の測定限界により、応答加速度は 5500gal が測定最大値となる。

表 2 実験模型の諸元

項目	値
上部構造重さ	M10=40 kg M23=41 kg
柱の断面 (WxD)	M10=1x25mm M23=2.3x25mm
等価免震周期 (変位 20mm)	1.55 sec
基礎固定 1 次固有周期	M10=0.27sec M23=0.09sec
モルタル圧縮強度	26.7 N/mm <sup>2</sup>
モルタル弾性係数	19800 N/mm <sup>2</sup>
鋼材の密度	7680 kg/m <sup>3</sup>
鋼材のヤング係数	205000 N/mm <sup>2</sup>

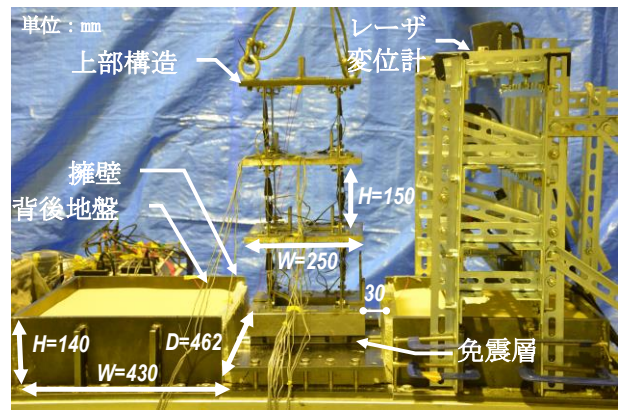
### 3. 2 実験結果

図 9 に衝突によるモルタル擁壁のひび割れを、図 10 に M10 と M23 実験模型の最大層加速度 (10-(a), 10-(b)) および、最大層間変形角の分布 (10-(c), 10-(d)) を示す。表 3 には各入力における擁壁衝突回数を示す。

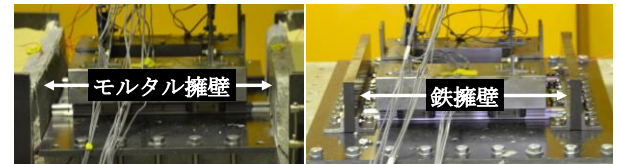
表 3 入力地震動における擁壁衝突回数

	入力波	GM1		GM2		GM3	
		X2	X3	X2	X3	X2	X3
モルタル	M10	1	3	1	2	0	40
	M23	1	3	1	2	0	40
鋼	M10	1	3	1	2	0	40
	M23	1	3	1	2	0	40

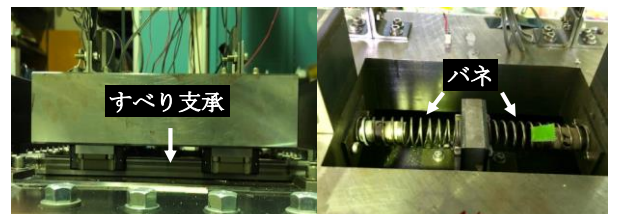
衝突力が小さかった 2 倍入力においては、衝突による影響はほとんど見られなかった。しかし、3 倍入力においては、2 章の解析でも確認されたように全層にわたって非常に大きな加速度応答が発生した。また、層剛性の高い模型ほど、衝突による層加速度応答が大きくなった。特に GM3 入力においては、鋼製擁壁への衝突加速度応答が、モルタル製擁壁より 3 倍以上大きくなった。これは、モルタル製擁壁への衝突では、衝突の衝撃を擁壁と背後地盤の変形により吸収しているためである。層間変形角の結果は、M10 模型の応答が M23 模型の応答より大きくなった。特に、鋼製擁壁では衝突による M10 模型の 1 階柱での塑性化が著しく進み、1 階柱が完全崩壊した。



(a) 実験模型の全体図

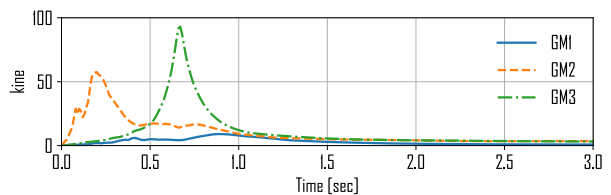


(b) モルタル擁壁と鋼擁壁の設置図

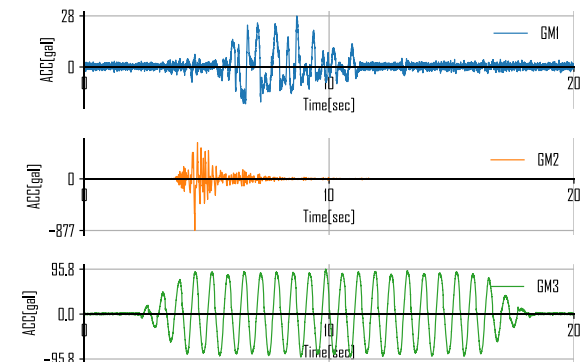


(c) 免震層 (側面と内部)

図 7 振動台実験模型



(a) 疑似速度応答スペクトル



(b) 加速度の時刻歴

図 8 入力地震動の疑似速度応答スペクトルと加速度時刻歴波形 (振動台上で計測した波)



図 9 衝突によるモルタル擁壁のひび割れ

#### 4. まとめ

本論では、大振幅地震動入力による免震建物の擁壁衝突について応答解析と振動台実験を行い、擁壁衝突が免震建物応答に与える影響を調べた。

##### 4.1 9層免震モデルの擁壁衝突解析

免震建物の2方向入力時の衝突応答特性を調べるため、詳細なRC擁壁と背後地盤をモデル化し三次元非線形有限要素解析を行った。擁壁衝突は主に斜め方向に発生し、被害は主に上部構造の1階に集中する。特に剛性の低い方向では、非常に大きな層間変形が発生する可能性があることを示した。また、擁壁の損傷は衝突方向に関係なく、主に擁壁隅角部と基礎版からの立ち上がり部に集中する傾向を示した。

##### 4.2 3層免震模型の擁壁衝突振動台実験

3層免震建物模型を用いた振動台実験を行い、擁壁衝突が上部構造に与える影響を調べた。免震建物が擁壁に衝突すると、全層にわたって非常に大きな衝撃的な層加速度が生じる。また、擁壁剛性の違いにより応答特性は変化し、モルタル擁壁では擁壁の損傷によって衝突応答は小さくなる。衝突による上部構造の損傷は、主に1階に集中する傾向を示し、層剛性が低いと損傷が大きくなった。

#### 参考文献

[1] 佐藤栄, 佐々木智大, 福井弘久, 藪田智裕, 藤谷秀雄, 伊藤麻衣: E-ディフェンスを用いた実大実験による免震技術の高度化, (その6) 擁壁衝突実験における建物への衝撃, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造II, pp. 557-558, 2015.09

[2] 山本 慎也, 宮本 裕司, 免震建物衝突時における擁壁抵抗の復元力特性のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 83(749), pp. 975-983, 2018

[3] Livermore Software Technology Corporation. (2018): LS-DYNA. A Program for Nonlinear Dynamic Analysis of Structures in Three Dimensions. Livermore, CA.

[4] Dongha, Kim., Yuji, Miyamoto. (2018): Seismic Response of Base-Isolated Buildings Considering Earthquake-Induced Structural Collision with Retaining Walls. Presented at The 12th International Symposium on Architectural Interchanges in Asia

[5] Yang, Q. R., Liu, W. G., He, W. F., Feng, D. M. (2010): Tensile Stiffness and Deformation Model of Rubber Isolators in Tension and Tension-Shear States. Journal of Engineering Mechanics, 136(4), 429-437.

[6] Nagarajaiah, S., Reinhorn, A. M., Constantinou, M. C. (1991): 3D-BASIS - Nonlinear Dynamic Analysis of Three-Dimensional Base Isolated Structures: Part II. NECEER, 91-0005.

[7] Murray, Y. D. (2007): USERS MANUAL FOR LS-DYNA CONCRETE MATERIAL MODEL 159. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

[8] 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.

[9] Diez, C. (2018): Qd - Build Your Own LS-DYNA® Tools Quickly in Python. 15th International LS-DYNA Users Conference

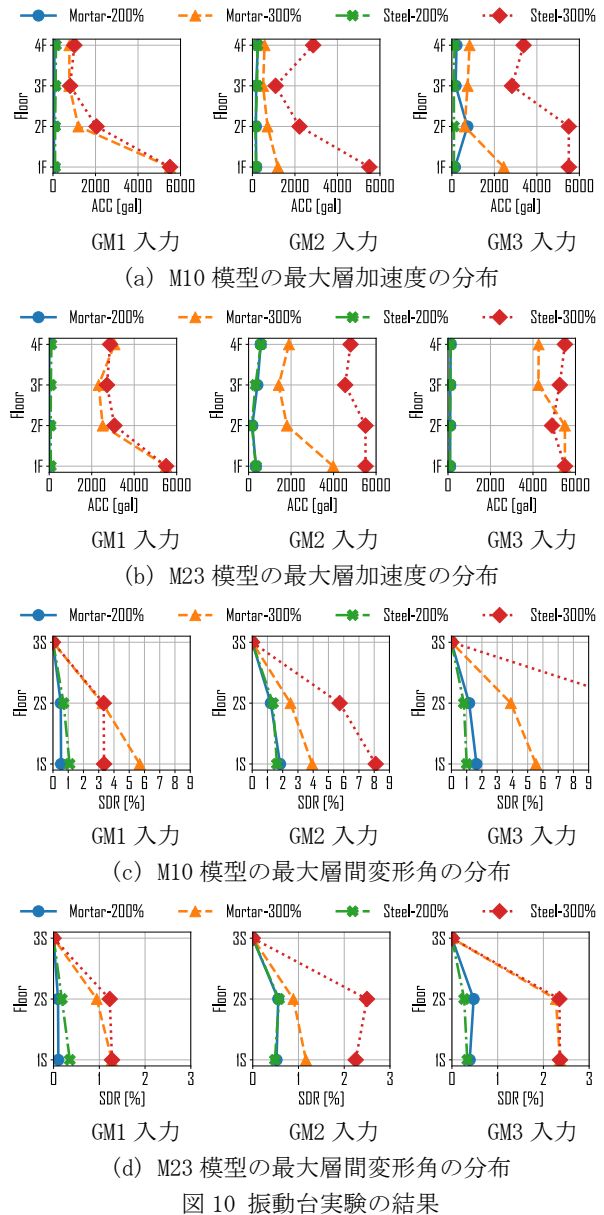


図10 振動台実験の結果

#### 謝辞

本修士論文は、大阪大学宮本裕司教授の終始熱心なご指導と宮本研究室佐藤綾香、久保翔平両氏の協力があったて完成することができました。振動台実験は犬伏徹志講師（近畿大学）と共同で行った研究であります。ここに、謝意を表します。また、本研究では、防災科研(NIED)の強震観測網(KiK-net, K-NET)の記録を使用させていただきました。