免震建物と擁壁の斜め衝突応答に関する研究

STUDY ON RESPONSE OF BASE-ISOLATION BUILDING IN OBLIQUE COLLISION WITH RETAINING WALL

奥中良佑*, 宮本裕司**, 柏 尚稔***, 渡部 翔太郎****

*Ryosuke OKUNAKA, Yuji MIYAMOTO, Hisatoshi KASHIWA
and Syotaro WATANABE*

When large earthquake beyond the input level in the aseismic design occurs, a base-isolated building may collide with surrounding retaining wall. Then superstructure and base isolator are severely damaged and the building doesn't keep its performance. To address this subject, we study response of a base-isolation building in collision including oblique impact to retaining wall. This paper discusses experiments of base-isolated building model taking oblique collision into account. Based on the results of experiments, we analyze oblique collision in detail by 3D-FEM. Furthermore response of a real-scale base-isolation building is studied when building collides with retaining wall. As a result of these studies, we show the influence of oblique collision on response of base-isolation building, retaining wall and surrounding soil during extra-large earthquake.

Keywords : *Base-isolation Building, Retaining Wall, Oblique Collision, Shaking Table Test, 3D-FEM*

免震建物, 擁壁, 斜め衝突, 振動台実験, 3D-FEM

1. はじめに

内陸直下地震や海溝型巨大地震が発生し、大振幅地震動が免震建物に入力すると、免震層に過大な変形が生じる¹⁾。海溝型地震であった2011年東北地方太平洋沖地震での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^{2),3)}。将来、設計レベルを超える想定外の大地震が発生し、免震層が擁壁との水平クリアランスを超えて変形すると、擁壁との衝突が生じる。その際、上部構造では層間変形や加速度が増大し、免震装置では引き抜けや過大な水平変位が生じるため、その対策が必要となる。

免震建物の設計では、建物と擁壁間の水平クリアランスを大きくして、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^{4),5)}。一方、擁壁に衝突することを許容する設計法も考えられるが、衝突時の応答性状を適切に評価して、建物の安全性を見極めることが不可欠となる。免震建物の擁壁衝突に関する研究⁶⁾⁻⁹⁾では、模型や実大の免震建物を用いた実験と解析研究が行われ、擁壁と背

後地盤の抵抗特性が衝突時の挙動に大きな影響を及ぼすことが報告されている。また、著者らも靱性をもつ複合改良擁壁を採用することによって、免震建物の衝突応答を低減できることを報告している¹⁰⁾⁻¹²⁾。一方、免震建物では、建物の平面形状や、免震部材の配置条件と剛性のばらつきによるねじれ特性、また水平2方向の入力地震動の性状によってねじれ振動が発生する⁴⁾。そのような状況では、必ずしも側面正面で擁壁と衝突するとは限らず、建物の隅角部で斜め衝突する可能性が高くなる。しかし、斜め衝突が免震建物の衝突応答に与える影響を検討した研究は、現状ではほとんど無い。

以上から本研究では、免震建物が擁壁に斜め衝突する場合に着目し、斜め衝突時の建物の応答特性や、擁壁と背後地盤が衝突に与える基本的な影響を、小型振動台による模型実験と3次元FEM解析により把握する。さらに、より実現象に近い擁壁との斜め衝突を検討するために、模型実験のシミュレーション解析で有効性を確かめた3次元FEMを用いて、実大免震建物と擁壁をモデル化して衝突解析を行い、応答性状を分析する。

* 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
建築工学部門 大学院生
(現 関西電力㈱)

** 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
建築工学部門 教授・工博

*** 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
建築工学部門 助教・工博
(現 独立行政法人建築研究所)

**** 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
建築工学部門 大学院生

Graduate Student, Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ.

Prof., Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

Assist. Prof., Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ.

2. 免震建物模型の振動台実験

擁壁と背後地盤および免震層を模擬した免震建物模型を製作し、正弦波（Max=400Gal）を入力した振動台実験を行い、免震建物と擁壁との衝突時の挙動を計測する。その際に、擁壁に正面衝突する場合と斜め衝突する場合について比較する。

(1) 実験モデルと加振条件

実験装置の平面図（正面衝突と斜め衝突）と断面図（正面衝突）を図 1(a)～(c)に、全体写真を写真 1 に示す。実大免震建物で考えられる斜め衝突角度は、5 章で記述しているように数度となるが、本実験では擁壁模型の中心位置に建物模型の隅角部が衝突するように設置したため 36° となる。また、衝突前後において免震建物のねじれ剛性が応答に影響を与えることが考えられるが、本実験ではねじれの自由度を拘束して衝突角度を一定とした。

実験模型の擁壁高さは 70mm とし、建物模型とのクリアランスは正面衝突と斜め衝突ともに 20mm 一定となるようにした。免震層は、キャリッジとレールの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。引張バネの定数は予備実験結果から 0.44N/mm であった。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/cm³）、柱部は鉄製（密度 7.9g/cm³）、基礎は超々ジュラルミン製（密度 2.8g/cm³）である。擁壁は基礎盤と一体となるよう U 型に製作し、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。ガイド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（正面衝突）

(b) 平面図（斜め衝突）

(c) 断面図（正面衝突）

図 1 実験装置

擁壁はセメント系改良地盤（以下、「PL」）を用いて製作した¹¹⁾。使用した材料の物性を表 1 に示す。擁壁の配合は、既往の研究結果をもとに、衝突時に擁壁の変形が生じ、また擁壁底部で破壊が生じないように剛性と強度となるように設定した^{12),13)}。泥土は建設発生土で、これに加水と砂分調整を行い、一般的な固化処理土で用いている性状と一致させた。固化材は高炉セメント B 種を用いた。

背後地盤は豊浦乾燥砂で製作し、地盤の相対密度は $Dr=80\%$ に設定した。背後地盤は 600mm の高さから空中落下法により製作した。加速度計は図 1 に示すとおり、建物模型頂部（A4）、建物基礎上部（A3）、擁壁上部（中央、A2）、振動台上（入力、A1）に設置し、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、擁壁上部（中央）および建物上部の計測を行った。

加振は、水平方向加振により行った。入力波は正弦波として、予備実験を行い免震建物模型が大きく変位する振動数として 1.5Hz に設定した。入力加速度は数段階変えて実験を行ったが、ここでは、衝突が生じた正弦波入力（最大振幅 400Gal）について検討する。

写真 1 実験模型

表 1 擁壁模型の使用材料

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

*JIS R 5211 **簡易砂分計による砂分率 ***JHS 313-1992

図 2 加速度時刻歴波形（建物基礎上部 A3）

図 3 擁壁－背後地盤の抵抗特性（片側擁壁部）

(2) 実験結果

建物基礎上部(A3)の加速度波形を図2に示す。また、擁壁の片側衝突時における建物模型の質量と応答加速度から計算した建物慣性力の時刻歴波形と、擁壁上部中央での振動台との相対変位波形の関係から求めた、擁壁―背後地盤の抵抗特性を図3に示す。衝突時の加速度応答は、正面衝突に比べ斜め衝突時の方が加速度応答値は小さくなることを確認できる。また、擁壁 - 背後地盤の抵抗特性から、斜め衝突時は正面衝突時よりも最大抵抗力は小さいが、擁壁変位が大きくなり、衝突エネルギーを吸収していることがわかる。

3. 3次元FEMを用いた実験のシミュレーション解析

振動台模型実験のシミュレーション解析を、3次元非線形FEMを用いて行い、解析法の有効性を確認するとともに斜め衝突時の擁壁―背後地盤の抵抗特性について分析する。

(1) 解析モデル

解析コードは「LS-DYNA」¹³⁾を用いる。斜め衝突時のFEMモデルの立面図と平面図を図4に、解析諸元を表2に示す。建物模型はソリッド要素の剛体でモデル化し、密度は実験模型に合わせて設定している。擁壁と背後地盤はソリッド要素の弾塑性体でモデル化する。擁壁と背後地盤の塑性条件はMohr-Coulomb条件とし、擁壁の物性は、既往研究の繰り返しせん断試験結果¹¹⁾をもとに設定した。擁壁と背後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。また、建物基礎と擁壁の衝突部、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。擁壁と背後地盤の側面は孕み出しがないよう外側への変形を拘束し、x方向とz方向の変形のみを許容する境界条件とした。免震層は、図5に示すように、レールと建物模型底面中心の両節点間を1つのせん断バネでつなぐ離散要素を用いてモデル化した。このせん断バネの復元力特性は、衝突が生じない入力波である正弦波(Max=150Gal)を入力した時の結果から、表3に示す値をもつバイリニア型とした。

(2) 解析結果

Sin400入力時の正面衝突と斜め衝突の実験と解析を比較して、建物基礎上部(A3)の加速度波形を図6に示す。また、両側擁壁への

図4 解析モデル

図5 免震層のせん断バネのモデル化

(i) 正面衝突

(ii) 斜め衝突

図6 加速度時刻歴波形の比較(建物基礎上部A3)

図7(a) 擁壁 - 背後地盤の抵抗特性と免震層の復元力(正面衝突)

表2 解析諸元

モデル	種類	密度 [t/mm ³]	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
レール	—	2.80×10 ⁻⁹	剛体
地盤	—	1.50×10 ⁻⁹	弾塑性体
擁壁	PL	1.54×10 ⁻⁹	弾塑性体

	ヤング係数 [N/mm ²]	ポアソン 比	内部 摩擦角	粘着力
地盤	20.0	0.40	0.84	0
擁壁	24.9	0.45	7.29	0.0095

表3 免震層のせん断バネの設定値

第一勾配	10.0[N/mm]
降伏点	3.0[N]
第二勾配	0.01[N/mm]

衝突時の擁壁と背後地盤の抵抗特性を、免震層を模擬したレールの復元力も含めて図 7(a), (b)に示す。まず、加速度波形の実験と解析を比較する。正面衝突では、最大加速度値を実験よりもやや過大に評価しているが、衝突回数是对応している。斜め衝突では、最大加速度値と衝突回数は、ともに良く対応している。次に、両側擁壁の抵抗特性を実験と解析で比較する。正面衝突では、解析の方が最大抵抗力をやや大きく評価しているが、擁壁変位は対応している。また斜め衝突では、抵抗力と擁壁変位ともに良く対応している。

(3) 擁壁と背後地盤の応答

図 6 の加速度波形における初回衝突時 ($t=1.4$ 秒付近) の塑性ひずみ分布図を、正面衝突と斜め衝突で比較して図 8 に示す。対象断面は図 4 の A-A'断面と B-B'断面である。

A-A'断面の塑性ひずみ分布図より、斜め衝突の場合は擁壁に建物隅角部が 1 点に集中して衝突するため、擁壁の塑性化が進み、特に基礎底部付近での変形が大きくなることわかる。

また、B-B'断面における塑性ひずみ分布図から、斜め衝突時は正面衝突時に比べて、擁壁の変形が大きくなり背後地盤を押し込むことにより塑性化が進み、擁壁と背後地盤で衝突エネルギーを吸収していることがわかる。

4. 衝突角度を変化させたパラメータ解析

3 章では、免震建物模型の振動台実験をもとに斜め衝突時の応答性状について示した。ここでは、実験のシミュレーション解析で有効性を確認した 3 次元 FEM を用いて、衝突角度を変化させたパラメータ解析を行う。

図 9 に示す角度 θ を衝突角度とし、 $\theta=0, 1, 2.5, 5, 18, 36^\circ$]と変化させ、擁壁衝突時の応答特性を比較する。なお、角度を変化させると、建物隅角部と擁壁との距離 (図 9 の X) が変化するが、これら

図 7(b) 擁壁 - 背後地盤の抵抗特性と免震層の復元力 (斜め衝突)

図 8 塑性ひずみ分布 (正面衝突と斜め衝突の比較)

図 9 衝突角度の変化の設定

図 10 衝突角度の違いによる応答

図 11 塑性ひずみ分布 (衝突角度による比較)

の解析においては、衝突角度のみの影響を見るために擁壁との距離 X が一定となるようモデル化している。入力波は正弦波 ($\text{Max}=400\text{Gal}$) とし、比較する加速度応答値と免震層変位は初回衝突時 ($t=1.4\text{s}$) で検討する。

(1) 衝突角度の変化による応答性状

衝突角度の違いによる加速度応答値の変化を図 10(a)に、免震層変位の変化を図 10(b)に示す。これらより、衝突角度が大きくなるにつれて、加速度応答値は小さくなり、免震層変位は大きくなる。また $\theta < 5^\circ$ の範囲で変化量が大きくなる傾向がある。これは、図 11 に示すように、 $\theta=18^\circ$ の衝突時では、擁壁は建物隅角部でのみ接触し、擁壁と背後地盤の塑性化が進む。一方、 $\theta=5, 2.5^\circ$ と衝突角度が小さくなると、最初に隅角部が衝突した後に続いて塑性化のしていない擁壁部が建物側面に衝突して接触面積が増えるため、擁壁と背後地盤の抵抗が大きくなったと考えられる。

(2) 擁壁の塑性化の影響

擁壁を弾性体とした解析と比較することにより、擁壁の塑性化の影響を検討する。衝突角度の違いによる加速度応答値の変化を図 12(a)に、免震層変位の変化を図 12(b)に示す。

まず加速度応答値は、擁壁の塑性化の有無に関わらず、衝突角度が大きくなると加速度応答値は小さくなり、最大で約 50% 程度まで低下している。さらに、衝突角度によらず塑性化の影響によって加速度応答値は小さくなり、50% 程度に低減することが確認できる。

次に免震層変位は、擁壁の塑性化によって建物が擁壁をより押し込み、免震層変位が大きくなることが確認できる。また、加速度応答の低減とは反対に、衝突角度が大きくなり塑性化が進むにつれ免震層変位が大きくなることが確認できる。

5. 実大免震建物モデルを用いた衝突解析

免震建物模型の衝突実験のシミュレーション解析で有効性を確認した 3 次元 FEM を用いて、実大免震建物と擁壁および周辺地盤をモデル化し、一方向入力による衝突解析を行う。ここでは、積層ゴムで支持された基礎免震の 11 階建て鉄筋コンクリート造共同住宅¹⁴⁾の諸元を参考にモデル化する。なお、擁壁との水平クリアランスは 500mm とする。

(1) 解析モデル

解析モデルを図 13 に示す。また、建物、擁壁、地盤モデルの大きさを表 4 に、それぞれの物性値を表 5 に示す。免震建物の平面寸法は、10m(加振方向) x 7.5m(加振直交方向)とする。建物モデルは実物と総重量を合わせた剛体としてソリッド要素でモデル化した。擁壁は、通常のコングリート擁壁（以下、CL 擁壁）と、衝突応答を低減するために擁壁材料としてセメント系改良地盤を用いたセメント系擁壁（以下、PL 擁壁）¹²⁾と、比較のために PL 擁壁の剛性を 10 倍した擁壁とした。なお、解析では擁壁と基礎盤は弾性体として、ソリッド要素でモデル化した。擁壁の高さは 3m とし、擁壁厚さは一般的な値としてコンクリート擁壁の場合は 0.3m とした。改良地盤擁壁の場合は 0.5m とした。これは、改良地盤擁壁の予備設計を行った結果、常時土圧に耐える必要壁厚が 0.5m 程度であったためである。

背後地盤は深さ 3.2m の砂地盤で、弾塑性体とした。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°

(a) 加速度応答

(b) 免震層変位

図 12 擁壁の塑性化の影響

(a) 平面図

(b) 断面図

(c) 建物および擁壁部の拡大図

図 13 解析モデル

表 4 建物、背後地盤および擁壁の規模

モデル	平面規模		高さ [mm]	擁壁厚さ [mm]
	加振平行 [mm]	加振直交 [mm]		
建物	10000	7500	5000	—
背後地盤	75000	50000	3200	—
CL 擁壁	11000	8500	3000	300
PL 擁壁				500

表 5 建物、背後地盤および擁壁の物性

モデル	密度 [t/mm ³]	ヤング 係数 [N/mm ²]	ポアソン 比	材料 モデル
建物上部	2.00×10^{-7}		0.30	剛体
柱	4.12×10^{-10}		0.30	剛体
建物基礎部	6.80×10^{-9}		0.30	剛体
背後地盤	1.50×10^{-9}	43.1	0.40	弾塑性体
CL 擁壁	1.54×10^{-9}	20500	0.45	弾性体
PL 擁壁	1.54×10^{-9}	154	0.45	弾性体
		1540		

とした。せん断波速度はやや軟質地盤を想定し、 $V_s=100\text{m/s}$ として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、1 次固有振動数に対してそれぞれ $h=0.05$ とした。なお、本解析では、建物基礎と擁壁の衝突部、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。背後地盤外周の境界条件には繰返し境界を用いた。背後地盤と基礎盤の底面は、剛基盤上にあるとして節点は全て剛拘束とした。免震建物の自由度は、斜め衝突の基本的な応答を分析することを目的に、先の実験時と同様に水平方向の x 軸方向のみを考慮し、その他の自由度を拘束した。そのため、衝突応答に衝突前後のねじれ振動は考慮していない。

次に、免震層のせん断バネの設定法を示す。本免震建物は鉛プラグ入り積層ゴム 11 個と天然ゴム系積層ゴム 7 個で支持されているため、これらの積層ゴムの復元力特性を集約した図 14 に示す 1 つのせん断バネで、基礎盤と免震建物底面中心の節点をつなぐ離散要素を用いてモデル化した。免震層のせん断バネの復元力特性はバイリニアールモデルとして、表 6 に示す値を用いた¹⁴⁾。入力地震動は、上町断層帯地震に対し、大阪府域を 32 のゾーンに分けて設定された設計用入力地震動¹⁵⁾を用いた。擁壁衝突が生じない解析として、大阪市内のゾーン A4 におけるレベル 3A のフラットタイプの EW 方向地震動 ($\text{Max}=532\text{Gal}$) を建物に入力した。その際の免震層のせん断バネの履歴特性を図 15 に示す。

衝突検出用の入力地震動として、ゾーン A4 におけるレベル 3C のフラットタイプの EW 方向地震動 ($\text{Max}=931\text{Gal}$) を入力した。

図 14 免震層のせん断バネの設定

表 6 免震層のせん断バネの復元力特性

第一勾配	$1.81 \times 10^5 [\text{kN/m}]$
降伏点	$1.92 \times 10^3 [\text{N}]$
第二勾配	$2.01 \times 10^4 [\text{kN/m}]$
免震周期	3.6[s] (免震層変位 30 cm 時)

図 15 設定した免震層のバネの履歴特性

図 16 入力地震動（上町波 A4-3C）

図 17 衝突角度の設定

レベル 3C は、極稀レベルの告示波と比べて pS_v のフラットレベルがおおよそ 2.8 倍の強さである。以下、レベル 3C を「上町波 A4-3C」と記す。入力地震動の時刻歴波形を図 16 に示す。応答計算は時間刻み 0.001 秒で行った。

(2) 解析に用いたパラメータ

衝突角度は、図 17 に示す θ を変えて解析を行う。 $\theta=0^\circ$]は正面衝突、 $\theta=5^\circ$]は斜め衝突を表している。ここで、 $\theta=5^\circ$]は建物をねじれ回転させた時に、建物の平面形状と擁壁との水平クリアランスの関係から得られる擁壁側面に衝突する最大角度である。なお、建物を回転させると、擁壁とのクリアランスが変化するが、ここでも衝突角度の影響を検討するため、クリアランスが常に 500[mm]となるように擁壁とのクリアランスを調整して解析を行った。

(3) 応答解析結果

まず、斜め衝突時の応答性状について示す。図 18 は、PL 擁壁での $\theta=5^\circ$]の衝突時の塑性ひずみ分布図を示しており、図 13 における A-A'断面を図 18(a)に、GL-0.6m 深さの B-B'断面を図 18(b)に示す。これより、斜め衝突では建物隅角部が一点に衝突することにより、その部分を中心として、擁壁と背後地盤のひずみが局所的に大きくなっていること、擁壁の変形モードは免震建物の底面深さで大きくなることが確認できる。

次に各々の擁壁において、衝突角度の違いによる加速度と免震層変位の最大応答値 (8[s] 付近) を図 19 に示す。なお、加速度応答値は図 13 における A1 の位置を、免震層変位は A2 に対する A1 の相対変位を示している。

図 19(a)は最大加速度応答値の変化を示している。CL 擁壁よりも PL 擁壁の場合の方が加速度応答値は総じて小さくなる。それぞれの擁壁とも、衝突角度が大きくなるにつれて、加速度応答値が小さくなることを確認できる。また、図 19(b)の縦軸は、正面衝突の最

大加速度応答値を基準とした斜め衝突時の加速度応答値を百分率で表している。これより、どの擁壁においても斜め衝突した場合、正面衝突時よりも最大で 50[%]程度に加速度応答値が低減することが確認できる。これは、2 章の模型実験での傾向と同様である。また、PL 擁壁の応答の減少量が他の擁壁に比べ小さいのは、PL 擁壁の剛性が低いため、衝突角度 $\theta=1^\circ$]の場合でも、ほぼ基礎側面全面が擁壁を押し込むためと考えられる。次に、図 19(c)に示す免震層変位より、CL 擁壁よりも PL 擁壁を用いた方が免震層変位は総じて大きくなる。また、各擁壁とも、衝突角度が大きくなるにつれて、免震層変位が大きくなることが確認できる。なお、本解析では擁壁と背後地盤の間にすべり、剥離を考慮して行っている。一方、擁壁と背後地盤間の接点を共有し密着とした解析結果では、最大加速度値が大きく、免震層変位が小さくなることを確認しており、擁壁と背後地盤間の接触条件が衝突時の応答に影響を与えている。

ここで、免震装置の最大変位量について考察する。本解析に用いた免震積層ゴムの高さは 300[mm]であり、積層ゴムの設計限界変位を高さの 250[%]とすると 750[mm]となる¹⁰⁾。CL 擁壁では、衝突角度が最大の 5°]となっても免震層変位は 580[mm]であり設計限界変位内となるが、最大加速度応答値は他の擁壁に比べ大きくなる。一方、PL 擁壁では最大加速度応答値は低減され、上部構造の応答は抑えられるが、免震層変位は限界変位 750[mm]を超える。PL 擁壁 (剛性 10 倍) では加速度応答値は CL 擁壁の半分程度に低減し、免震層変位も 750[mm]以下となる。これらから、免震建物の擁壁衝突の検討においては、正面衝突に比べ斜め衝突では上部構造の最大加速度応答は小さくなるが、免震層変位は大きくなるため、免震装置の許容変位の設定において留意する必要がある。また、擁壁の剛性を適切に設定できれば、上部構造の加速度応答や免震装置の変位を設計許容値内に抑えることは可能と考えられる¹²⁾。なお、実大の

図 18 塑性ひずみ分布図 (PL 擁壁, 衝突角度 $\theta=5^\circ$])

図 19 斜め衝突角度の変化による影響

免震建物モデルを用いた本解析では、擁壁を弾性体としているため、擁壁が損傷した場合には免震層変位もさらに大きくなることに留意する必要がある。

6. まとめ

本研究では、免震建物模型の衝突実験と 3 次元 FEM を用いたシミュレーション解析、および実大免震建物モデルの衝突解析を行い、免震建物と擁壁の斜め衝突が、建物応答や免震層変位に与える影響を検討した。以下に、得られた知見をまとめる。

- 1) 免震建物模型の振動台実験とシミュレーション解析から、正面衝突と斜め衝突時の建物と擁壁の応答性状として、斜め衝突時では正面衝突時に比べ建物応答加速度が小さくなり、擁壁の変位すなわち免震層変位が大きくなる。
- 2) 免震建物模型の衝突角度をパラメータとした解析から、斜め衝突の角度が小さくても、加速度応答や免震層変位の最大値に与える影響は大きい。加速度応答が小さくなる原因として、建物の隅角部が衝突する斜め衝突では、擁壁を局所的に押し込むこととなるため、擁壁と背後地盤の塑性化が集中して進み、衝突による衝撃を緩和することが挙げられる。
- 3) 実大免震建物モデルの衝突解析から、実大免震建物では擁壁との斜め衝突の角度はせいぜい数度であるが、衝突角度の違いが建物の加速度応答や免震層変位に大きく影響する。これは、実大免震建物の隅角部での斜め衝突により、擁壁背後地盤のすべりや剥離と塑性化が進行するためである。また、擁壁の変形は免震建物の底面深さ位置で大きくなるため、擁壁が塑性化する深さも局所的に発生する可能性がある。
- 4) 実大免震建物モデルの応答解析として、上町断層帯地震 3C レベルの最強地震動を入力した。通常のコンクリート擁壁への斜め衝突では、正面衝突に比べ上部構造の加速度応答は小さくなり、免震層の変形は大きくなるが、免震装置の変形限界以下となる結果であった。擁壁の剛性を変えた応答解析から、擁壁剛性を適切に設計すれば、上部構造の加速度応答値や免震装置の変形量を設計許容値内に抑えることは可能となることがわかった。

なお、免震建物の擁壁衝突時の応答は、建物の規模やねじれ剛性、また背後地盤の条件や入力地震動に依存するため、これらが免震建物の擁壁衝突に与える影響をさらに検討する必要がある。

謝辞

実験を行うにあたり、ケミカルグラウト(株)技術本部技術開発部主任の島村淳氏には、多大なるご協力と貴重な御助言を得ました。ここに付記して、感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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, pp.5.5-1-5.5-12, 2012.3.
- 3) 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.

- 4) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 2013.10.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 宮本裕司, 島村淳, 古山田耕司ほか: 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 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.29-32, 2008.9.
- 11) 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.
- 12) 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, pp.309~317, 2013.2.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 多賀謙蔵, 亀井功, 角彰, 近藤一雄, 林康裕, 宮本裕司, 井上一朗: 上町断層帯地震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 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.127-130, 2011.8.
- 16) 免震構造部材の基本から設計・施工まで, 日本免震構造協会, 2010.11.

STUDY ON RESPONSE OF BASE-ISOLATION BUILDING IN OBLIQUE COLLISION WITH RETAINING WALL

Ryosuke OKUNAKA^{}, Yuji MIYAMOTO^{**}, Hisatoshi KASHIWA^{***}
and Syotaro WATANABE^{****}*

^{*} Graduate Student, Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ.

^{**} Prof., Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

^{***} Assist. Prof., Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

^{****} Graduate Student, Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ.

When large earthquake beyond the input level in the aseismic design occurs, a base-isolated building may collide with surrounding retaining wall. Then superstructure and base isolator are severely damaged and the building doesn't keep its performance. To address this subject, we study response of a base-isolation building in collision including oblique impact to retaining wall. This paper discusses experiments of base-isolated building model taking oblique collision into account. Based on the results of experiments, we analyze oblique collision in detail by 3D-FEM. Furthermore response of a real-scale base-isolation building is studied when building collides with retaining wall. As results of these studies, we show the influence of oblique collision on response of base-isolation building and retaining wall with surrounding soil during extra-large earthquake.

The followings results can be summarized.

- 1) Experiments of base-isolated building model by shaking table tests and its simulation analyses showed that acceleration response of building is smaller and displacement of base isolation is larger when oblique collision with retaining wall occurred.
- 2) Parametric Analyses considering angles of collision showed that maximum of response accelerations of building and displacements of base isolator are strongly influenced by angles of collision. These results are due to plasticity of retaining wall and surrounding soil by base isolation building impact.
- 3) Results of experiment and analyses of base-isolated building model showed the same tendencies with a real-scale base-isolated building impact by 3D finite element method.
- 4) Even if extra large earthquake occurs, base isolators in this analyzed building keep its performance without fracturing when retaining wall was made with concrete. However, large acceleration response of building is produced. The stiffness of retaining wall with surrounding soil is very important to reduce the high acceleration response of building.

Moreover, acceleration response of building and displacement of base isolation depend on the mass of building, its natural period and amplitude of input wave. Then, more studies should be done considering the influence of collision to retaining wall with building scale and input wave.

(2014年3月28日原稿受理, 2014年9月10日採用決定)