複合改良地盤材を用いた戸建住宅の地震応答低減

SEISMIC RESPONSE REDUCTION OF A HOUSE WITH IMPROVED COMPOSITE SOIL MATERIAL

馬越栄鈴 — * 1 宮本裕司 — * 2
島村 淳 — * 3 中田信治 — * 4
三宅辰哉 — * 5

Marin UMAKOSHI — * 1 Yuji MIYAMOTO — * 2
Atsushi SHIMAMURA — * 3 Shinji NAKATA — * 4
Tatsuya MIYAKE — * 5

キーワード：
複合改良地盤材料, 応答低減, 戸建住宅, 振動台実験

Keywords:
Improved composite soil material, Response reduction, Detached house, Shaking table test

This paper addresses the developing of response reduction device of a detached house during earthquake. Reduction devices are composed of shear key and improved composite soil material, which are arranged between the seismic-isolated layers. The mechanical properties of the improved composite soil material are investigated by laboratory tests. Then we confirm the hysteresis characteristics of this system by shaking table tests. Furthermore we investigate the response reduction effects of a house with this device during earthquake by analytical studies.

1. はじめに

最近の被害地震では想定を上回る地震動が観測され、多くの戸建住宅が被害を受けている。そのため、地震対策で考える入力地震動を最大級のものにして、耐震性を確認する必要性が高まっている。

戸建住宅の地震被害を低減させる方法として、免震構造が効果を発揮することはこれまでの地震において確認されてきたが^{1),2)}、長周期地震動や大振幅パルス地震動の入力によって、積層ゴムやすべり支承に過大な変形が生じる^{3)~5)}。また、各種ダンパーを用いて地震応答を低減する制震構造も採用されるが、極大地震に対して効果を期待するためにはかなりの数量のダンパーが必要となる。

本研究では、戸建住宅の地震被害を低減する装置として、靱性のある複合改良地盤材料(以下「複合地盤材」と称する)の塑性化による抵抗特性によって、上部構造の加速度応答や変位応答を抑える機構の開発を目指す。複合地盤材は、セメントにゴムチップと繊維材を混合した安価なもので、ゴムチップの添加による変形性能の向上に加え、繊維材の添加により高靱性の性能をもつものである^{6),7)}。複合地盤材を用いた応答低減装置は、シアキーによって上部構造からの水平力が伝達される。また、過大な変形に対しても、複合材料の配合割合や装置の個数を調整することによって対応できる利点がある。

本論文では、振動台を用いて複合地盤材を用いた応答低減装置の性能実験を行い、得られた抵抗特性を取り入れたモデルで戸建住宅の地震応答解析を行う。入力地震動としては、通常のレベル2相当の設計用地震動と、それを超える最近観測された強震動を用いて行い、上部構造の加速度や層間変位の応答低減効果について分析し、この装置の適用性と有効性を検討する。

2. 大型振動台による複合地盤材の性能実験

2.1. 試験体の概要

試験体は、3050mm 四方の鉄骨基礎梁の上に重量 4.6kN の付加錘 16 枚を均等に配置し緊結したものである。基礎梁の四隅下部は、振動台上に設置したすべり支承(公称摩擦係数 $\mu:0.046$)に載せており、すべり板上をすべる。試験体の総重量は 86.8kN であり、後述する複合地盤材装置も含めた試験体の総重量は約 87.5kN である。図 1 に試験体概要図を示す。

2.2. 応答低減装置

複合地盤材の装置は、鉄板上の幅 1680mm、奥行 600mm、高さ 200mm の鉄製型枠の中心にシアキーを設置し、型枠内に複合材料を充填させた。シアキーは、付加錘と基礎梁のせん断力を伝達するものであり、直径 $\phi 216.3\text{mm}$ 、厚み 8.15mm の円形鋼管にグラウトモルタルを注入した。シアキー底面と型枠底面間に摩擦力を生じさせないよう 20mm の隙間を設けた。この応答低減装置を、試験体の中央部となるように振動台上に固定し、シアキーを基礎梁と接続させた。図 2 に応答低減装置の平面図を、図 3 にシアキー概要を示す。

複合地盤材は、従来用いられているセメント系改良地盤に剛性と変形性能を調整するゴムチップと、靱性をもたすための長さ 30mm の短繊維材を加えたものである。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。ゴムチップは廃タイヤゴムを 1~3mm に粉碎したものをを用いた。その使用材料を表 1 に、配合を表 2 に示す。図 4 に一軸圧縮試験結果より得られた応力-ひずみ関係を示す。試験は表 2 に示した配合について、材齢 28 日の水中養生を行った円柱供試体を用いて実施した。これより、ひずみが 10%を超えても強度を維持

本稿は 2014 年度日本建築学会大会にて発表した内容(参考文献 8)に、新たな結果と考察を加えて再構成したものである。

¹⁾ 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

(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

²⁾ 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・博士(工学)

³⁾ ケミカルグラウト(株) 博士(工学)

⁴⁾ 旭化成ホームズ(株)住宅総合技術研究所 博士(工学)

⁵⁾ (株)日本システム設計 代表取締役・博士(工学)

¹⁾ Graduate Student, Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ.

²⁾ Prof., Dept. of Architectural Eng., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

³⁾ Chemical Grouting Co., Dr. Eng.

⁴⁾ R & D Laboratories, Asahi Kasei Homes Corporation, Dr. Eng.

⁵⁾ President, Nihon System Sekkei Architects & Engineers, Dr. Eng.

しており、靱性的な性状を示すことが確認できる。複合地盤材を打設後の応答低減装置を写真 1 に示す。

2.3. 計測器と入力波

振動台実験での計測は、図 1 に示したように応答低減装置の複合地盤材上、振動台上、付加錘上に加速度計を配置した。さらに、振動台と基礎梁、応答低減装置とシアキーの相対変位を計測した。振動台入力波は、周期 1.0s で、最大振幅 10mm、30mm、50mm、80mm、100mm の正弦波を連続して入力した。図 5 に振動台上で計測された入力変位波形を示す。

3. 実験結果

3.1. すべり支承の特性確認実験

すべり支承の摩擦と履歴特性を確認するために、本実験に先立ちすべり支承と積層ゴムを配置した試験体で加振実験を行った。正弦波(最大振幅 50mm、周期 1s)を入力した際の、すべり支承の抵抗特性であるせん断力 Q －変位 d の関係を図 6 に示す。せん断力 Q は、付加錘と基礎梁の総重量に付加錘上に設置した加速度計の計測加速度を掛けて求め、変位 d は振動台と基礎梁の相対変位計の計測結果である。この結果より摩擦係数を算定し、0.08 という値を得た。

3.2. 応答低減装置を用いた加振実験結果

積層ゴムの代わりに、シアキーを複合地盤材に埋め込んだ応答低減装置を取り付けた試験体の加振実験から求めた、せん断力 Q －変位 d の関係を図 7 に示す。この図は、複合地盤材とすべり支承を合わせたせん断力 Q －変位 d の関係である。

実験結果より、小振幅の入力では複合地盤材の装置の抵抗剛性はほぼ弾性的な性状を示し、降伏後は緩やかな曲線を描きながら降伏荷重に達することがわかる。これは、押し込まれた複合材料の剛性と靱性、さらに応答低減装置の外周枠の拘束が影響して試験体のせん断力に抵抗するためである。また、複合地盤材は繰り返し押し込まれて剛性が低下するが、安定して振動エネルギーを吸収している。また、変位が 5cm を超えると塑性変位が大きくなるが、これは繰り返し回数が多くなるにつれてシアキーと複合材料の間にすき間が生じているためである。

図 1 試験体概要図と計測器配置図

図 2 応答低減装置の平面図

図 3 シアキー概要

写真 1 複合地盤材を用いた応答低減装置

表 1 複合地盤材に使用した材料

材料	性状
セメント	早強ポルトランドセメント 密度 = 3.14g/cm ³
泥土	現場発生土 + 加水 (含水比 87.5%程度) 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	廃タイヤゴムチップ 密度 = 1.10 g/cm ³ 粒径 = 1～3mm
繊維材	ポリプロピレン短繊維 平均径 = 約 0.75mm 長さ = 30mm

表 2 複合地盤材の配合

セメント (kg/m ³)	廃タイヤゴムチップ (kg/m ³)	繊維材 (体積比%)
150	300	5

図 4 複合地盤材の一軸圧縮試験結果

図 5 入力変位波形

4. 複合地盤材を用いた応答低減装置の復元力特性のモデル化

4.1. 復元力特性を決めるパラメータ

図8に応答低減装置の $Q-d$ 関係を示す。この復元力特性に基づいて履歴特性を表す数値モデルを設定した⁸⁾。本モデルは初期剛性 K_0 、降伏荷重 F_y 、2次剛性比 β 、除荷剛性比 α 、経験最大変位の増大率 Φ の5つのパラメータによって規定し、原点を通る3次曲線($F=au^3$)と設定する。ここで、係数 a は経験最大変位に増大率 Φ を乗じた変位点を指向するように決定される。詳細な履歴則について、以下に述べる。

(a)降伏荷重($\pm F_y$)を超えない場合

降伏前の初期剛性部については、図9に示すように初期剛性 K_0 上を進み、除荷する際は荷重 $F=0$ まで除荷剛性 $\alpha \cdot K_0$ で戻るように設定した。ただし、除荷後、原点に向かうスリップ区間で変形方向が反転した場合は、除荷剛性で初期剛性を目指す。

(b)降伏荷重($\pm F_y$)を超える場合

降伏荷重 F_y に達すると2次剛性 $\beta \cdot K_0$ で進み、除荷する際は荷重 $F=0$ まで除荷剛性で戻るように設定した。そして、原点に戻り反対側に移行する際、降伏していない場合は初期剛性上を進み、降伏している場合は、図10のように経験最大変位 u_{max} に倍率 Φ を乗じた変位である指向点を3次曲線が目指す。その後、指向点を超えると2次剛性に移行する。ただし、除荷後、原点に向かうスリップ区間で変形方向が反転した場合は、以下のように進行する。

(b-1)直前のサイクルが初期剛性から2次剛性を経ている場合

初期剛性または2次剛性を除荷剛性で目指す。

図6 すべり支承の $Q-d$ 関係

図7 応答低減装置(シアキー埋込み)とすべり支承の $Q-d$ 関係

図8 応答低減装置の $Q-d$ 関係

(b-2)直前のサイクルが3次曲線の場合

直前の3次曲線を除荷剛性で目指す。

(b-3)3次曲線から2次剛性を経ている場合

直前の3次曲線または2次剛性を除荷剛性で目指す。

4.2. 応答低減装置の復元力のシミュレーション

実験結果より、2次剛性比 $\beta=0$ 、除荷剛性比 α は初期剛性に対し十分大きいものとし、表3のようにパラメータの値を決定した。実験時の相対変位波形を入力して行った復元力特性のシミュレーション結果を図8に示す。これより、変形が大きくなる場合で履歴ループをやや大きく評価していることに課題を残すが、提案した復元力特性が応答低減装置の抵抗特性の規則的な挙動を概ね捉えていることが確認できる。

5. 戸建住宅を想定した質点系モデルによる地震応答解析

5.1. 上部構造モデル

解析モデルとして、建物総重量714kNである鉄骨造2階建ての戸建住宅⁹⁾を想定した。設定した解析諸元を表4に示す。この重量に対して、住宅性能表示制度による耐震等級2相当の1層地震時層せん断力に対応する耐力壁を設置した。履歴モデルは図11に示すように標準トリリニア型とし、2階の耐力壁量も1階と同数とした。このときの基礎固定状態を基準モデルとし、初期剛性に基づく1次固有振動数は2.3Hzである。また、減衰定数は上部構造に非構造壁を設置することを考慮し5%とした。

5.2. 応答低減装置のモデル化と解析ケース

応答低減装置の復元力特性は、実験結果をもとに4章で述べたパラメータと履歴則を用いてモデル化した。すべり支承の復元力特性は完全弾塑性モデルとし、降伏荷重は実験から得られた摩擦係数に建物総重量を乗じた値とした。地震応答解析モデルは、図12のように3質点の質点系モデルを用い、基礎部にすべり支承と応答低減装置の抵抗特性モデルを取り付けた。

図9 降伏前の初期剛性 図10 3次曲線が指向する降伏点変位

表3 復元力特性のパラメータ

K_0 (kN/cm)	F_y (kN)	β	α	Φ
50	55	0.0	100	1.1

表4 解析諸元

層	重量(kN)	階高(mm)
2(RF)	182	2870
1(2F)	221	2870
基礎梁	311

図11 層剛性の骨格曲線

解析対象は、耐震等級 2 相当の基準モデルと、上部構造に制震ダンパーを用いて減衰機構を付加した耐震性能向上モデル(基準モデル+制震ダンパー)の 2 ケースである。制震ダンパーは、荷重-変位関係にバイリニア型復元力をもつ履歴型ダンパーをモデル化し、図 13 に 1 枚当たりの荷重-変位関係を示す。このような履歴特性を有する減衰機構を 1 層のみに配置した。

また、応答低減装置を用いた解析では、2.2 節で述べたシアキーを複合材料に埋込んだシアキー埋込みタイプ(図 14)と、シアキーと複合地盤材との間にスリップ距離 5cm を設けたスリップタイプ(図 15)の 2 ケースである。スリップタイプはあるレベル以下の地震動にはすべり支承のみで抵抗し、それ以上の地震動レベルに対してはすべり支承と複合材で抵抗する。

5.3. 入力地震動

入力地震動は、最大速度を 50kine に基準化した El centro 1940-NS、Taft 1952-EW、Hachinohe-1968-EW の 3 波に加え、BCJ-L2 と告示波(乱數位相、神戸位相)の極稀地震動の 6 波をレベル 2 相当の地震動とした。さらに、これらの設計用地震動を大きく上回る極大地震動として、観測波である 1995 年兵庫県南部地震での JMA 神戸と、2016 年熊本地震での KiK-net 益城の 2 波の地震動について検討した。解析の時間間隔は 0.001 秒刻みとした。それぞれの最大加速度と最大速度を表 5 に示す。また、各地震動の加速度応答スペクトル(h=5%)を図 16 に示す。

5.4. 応答目標値

上記のレベル 2 相当地震と極大地震に対する応答目標値を、表 6 に示す。レベル 2 相当地震に対しては、最大層間変形角を 1/100rad. 以内に抑えることを目標とし、基礎部の相対変位は隣接する建物とのクリアランスや配管の許容変位を考慮して 30cm 以内とした。極大地震に対しては、最大層間変形角を建物の再使用が可能となる範囲である 1/40rad.以内、最大基礎変位は、レベル 2 相当と同じ 30cm 以内に抑えることを目標とした。

5.5. レベル 2 相当地震に対する応答解析結果と考察

応答解析は、基礎固定モデル(□)とそこに制震ダンパーを付加したモデル(■)に加え、制震ダンパーを付加しない建物にシアキー埋込みタイプの装置を 1 個設置したモデル(△)、スリップタイプの装置を 1 個設置したモデル(▲)について行った。レベル 2 相当地震の各入力地震動について、図 17 に基礎相対変位-1 層層間変位の最大値を示し、また、図 18 に基礎加速度-1 層加速度の最大値を示す。なお、図 18 中の基礎固定は、制震ダンパーを設置した基礎固定モデルの結果である。

図 17 より、基礎固定モデル(□)の場合は入力地震動の最大加速度が大きくなるにつれて最大層間変位が大きくなり、Hachinohe 以外の 5 波においてレベル 2 相当地震に対する目標値(2.78cm)を超える。このモデルに制震ダンパーを付加したモデル(■)では、いずれの地震動でも最大層間変位は低減され制震効果が確認できるが、応答低減装置を設置することにより、さらに最大層間変位が低減し 1/200rad.以下に抑えられていることがわかる。これは、複合材料の剛性と靱性的な抵抗特性による効果で、最大基礎変位、層間変位ともに目標値を満たすことが確認できる。次に、装置をそれぞれ 1 個用いたシアキー埋込みタイプ(△)とスリップタイプ(▲)の応答を比較すると、2 つのタイプで大きな差はないことがわかる。

図 12 解析モデル

図 13 履歴型ダンパーの荷重-変位関係

図 14 シアキー埋込みタイプ

図 15 スリップタイプ

表 5 入力地震動一覧

入力地震動		A _{max} (Gal)	V _{max} (kine)
レベル 2	El centro 1940-NS	510.0	50.0
	Taft 1952-EW	496.9	50.0
	Hachinohe-1968-EW	238.4	50.0
	BCJ-L2	355.7	57.4
	告示波 JMA 神戸位相	395	56.4
	告示波 乱數位相	365	59.6
極大	JMA 神戸-NS	820.6	91.0
	KiK-net 益城-EW	1156.9	134.5

(a) El centro・Taft・Hachinohe・BCJ・神戸位相・乱數位相

(b) JMA 神戸・KiK-net 益城

図 16 入力地震動の加速度応答スペクトル(h=5%)

表 6 応答目標値

入力地震動	基礎部 最大相対変位	上部架構 最大層間変位
レベル 2 地震	30cm 以下	1/100rad (2.78cm)以下
極大地震	30cm 以下	1/40rad (6.95cm)以下

また、図 18 に示す加速度応答については、装置のタイプにかかわらず基礎と 1 層の応答加速度が、制震ダンパー付き基礎固定モデルに比べ低減している。特に 1 層加速度の応答低減に効果が見られ、250gal 程度まで小さくなっている。さらに、両装置を用いた場合の基礎の残留変位について表 7 に示す。すべり支承のみに比べ、大幅に残留変位が小さくなる地震動があることがわかる。また、埋込みタイプでは、スリップタイプに比べ残量変位が小さくなる傾向にあり、最大でも 2.7cm 程度に留まることがわかる。

図 17 最大基礎相対変位－最大層間変位(レベル 2 相当地震)

表 7 基礎の残留変位 (cm)

	すべり支承のみ	埋込み	スリップ
El centro	14.8	1.59	3.44
Taft	0.82	1.06	3.07
Hachinohe	3.59	1.48	0.36
BCJ - L2	51.9	2.00	5.42
告示波 JMA 神戸位相	7.01	0.78	2.33
告示波 乱数位相	6.51	2.69	4.84

次に、図 19 に 1 層加速度、図 20 に基礎変位の時刻歴波形を示す。装置を用いると、基礎固定モデルに比べて加速度が小さくなっていることがわかる。スリップタイプの装置において基礎変位が 5cm を超える際、シアキーと地盤の衝突が起こるが、地盤の剛性が低いいため、1 層の加速度応答は埋め込みタイプとほとんど変わらない。

図 21 における応答低減装置の復元力特性は、4 章で示した履歴則に従って履歴ループを描いていることが確認できる。

6. 極大地震に対する応答結果

6.1. 極大地震への対応を考えた上部構造モデル

5 章で用いた戸建住宅モデルに、極大地震の観測波(JMA 神戸波・益城波)を入力したときの装置の効果について検討する。応答目標値は表 6 に示した極大地震に対するものである。極大地震においては、基礎部の抵抗剛性が大きくなることで 1 層層間変位が大きくなることを抑えるため、応答低減装置を設置したモデルにも制震ダンパー

図 18 最大基礎加速度－1 層加速度(レベル 2 相当地震)

図 19 1 層加速度の時刻歴波形

図 20 基礎変位の時刻歴波形

図 21 応答低減装置の Q-d 関係

を併用している。装置の個数が1個の場合と、基礎変位を抑制するために2個に増やした場合の解析を行った。

6.2. 極大地震に対する応答解析結果と考察

図19に、極大地震の各入力地震動について基礎変位・1層層間変位の最大値を示す。基礎固定モデルでは、JMA 神戸波、益城波ともに制震ダンパーを付加した場合でも層間変形が過大となる。装置を1個取り付け付けたモデルでは、益城波で目標値の30cmを上回っているが、最大層間変位は大幅に低減し、1/200rad以内に抑えられている。また、装置の個数を2個に増やすことで最大基礎変位が10cmほど低減し、応答目標値に近くなる。

また、基礎と1層の最大加速度を示した図20より、応答低減装置の効果により応答加速度が1/2以下まで小さくなることがわかる。表8に示す基礎の残留変位については、益城波で装置を用いることで10cm程度まで変位が抑えられている。

7. まとめ

本研究では、戸建住宅の地震応答低減を目的として複合地盤材を用いた装置を開発し、その抵抗特性を大型の振動台実験により把握した。さらに応答低減装置の抵抗特性とすべり支承をモデル化した戸建住宅の地震応答解析により、レベル2相当地震および極大地震における応答低減効果について検討した。

以下に、本研究の結果をまとめて示す。

- 1) 戸建住宅用の応答低減装置を開発し、その抵抗特性を振動台実験により確認した結果、複合地盤材の繰り返し荷重に対する靱性的な特性が、基礎変位や上部構造加速度の低減に効果的であることがわかった。
- 2) レベル2相当の6つの地震動を用いて、鉄骨造の戸建住宅を想定した質点系モデルによる地震応答解析を行った。その結果、制震ダンパーを設置した基礎固定モデルと比較して、応答低減装置を用いることで、上部建物の最大層間変位や加速度の応答を低減できることを示した。また、基礎との最大相対変形や残留変形も許容できる値であることを確認した。
- 3) レベル2地震動を上回る極大地震に対しては、制震ダンパーを設置した上部建物に、応答低減装置の個数を増やすことで、上部建物の最大層間変位や加速度の応答低減に効果が大きいことがわかった。ただし、基礎の最大相対変位や残留変形が大きくなることへの対策は今後の課題である。

謝辞

本研究では、防災科学技術研究所の強震動観測網 KiK-net を使用致しました。また、応答解析ソフトの作成にあたり、ユニオンシステム(株)の山崎久雄氏に協力を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

1) 飯場正紀, 小豆畑達哉, 井上波彦, 平野茂: 2011 年東北地方太平洋沖地震における戸建免震住宅の地震時挙動, その 2 宮城県内の戸建免震住宅の調査および変位応答と近傍地震動の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.513-514, 2012.9

2) 桐山伸一, 中田信治, 花井勉, 福和伸夫: 実大振動実験による戸建て免震住宅装置別応答性状比較, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.50B, 2004.3

図22 最大基礎相対変位・最大層間変位(極大地震)

表8 基礎の残留変位 (cm)			
	すべり支承のみ	埋込み2個	スリップ2個
JMA 神戸	3.83	3.82	5.10
益城	42.2	11.3	10.8

図23 最大基礎加速度・1層加速度(極大地震)

3) 飯場正紀, 花井勉ほか: 変位抑制部材を用いた免震層衝突時における免震住宅の地震時応答, その1 変位抑制部材を用いた免震モデルの振動台実験と解析, その2 免震層衝突時における免震住宅の地震時安全性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.425-428, 2004.8

4) 高橋武宏, 天竺貴仁, 福和伸夫: 実大震動実験に基づく戸建免震住宅の免震層変形抑制に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第699号, pp.565-574, 2014.5

5) 中田信治, 花井勉ほか: 変位抑制部材を有する戸建て免震住宅の地震時安全性について, その1 変位抑制部材作動時の応答解析, その2 変位抑制部材の効果とその設計法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1001-1004, 2007.8

6) 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

7) 宮本裕司, 島村淳, 藤井達, 星澤府美子, 柏尚稔: 基礎底面の絶縁と複合改良地盤の埋込み効果による地震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691号, pp.1559-1567, 2013.9

8) 星澤府美子, 深谷伸作, 宮本裕司, 中田信治, 島村淳, 三宅辰哉: 戸建住宅用変位制御機構の開発とその地震応答低減効果, 日本建築学会学術梗概集, 構造Ⅱ, pp.523-526, 2014.9

[2016年10月5日原稿受理 2016年11月22日採用決定]