

論文 火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリートプレファブ住宅の開発

稲葉 隆一*1・青柳 岳史*2・中西 三和*3・安達 洋*3

要旨: 本研究は、ピナツボ火山礫を主要骨材とする構造用軽量コンクリートを素材として、鉄筋コンクリート造のプレファブ住宅を開発し、フィリピンにおける実用化の促進とプレファブ技術の定着を目的としている。本論文は、はじめに研究の背景と研究を推進する上で考慮した基本概念を示し、考案したプレファブ住宅について、基本設計、構造計画、施工計画を説明した後、構造性能を確認するために実大モデルで行った静的載荷実験の概要とその結果について述べたものである。実験結果は、現行設計法における許容応力度等計算に基づく設計上の耐力や変形性能を満足しており、考案したプレファブ住宅の安全性を確認した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 軽量コンクリート, 火山礫, 単位空間, セルフビルド

1. はじめに

1991年6月、フィリピン・マニラ市から北西約200kmに位置するピナツボ火山が大噴火を起こした。この大爆発は13回にわたり、その過程で噴出された火山礫の総量はおよそ110億 m^3 に達した。現在でさえも、この大量の噴出物が断続的に氾濫し、大混乱や大破壊を近隣区にもたらしている。また、フィリピンにおける一般の市民の住宅は簡易な木質系材料を用いたものが多く、これまでも大型台風や地震、火災等によるたび重なる被害を経験してきたことから、災害に強い住宅建設の普及が望まれているのが現状である。このことを背景として本研究は、ピナツボ火山の噴出物をコンクリート用軽量骨材として利用し、不燃防災型である鉄筋コンクリート造プレファブ住宅をフィリピンにおいて低価格で建設しようとする実用化研究に着手したものである。既往の研究では、ピナツボ火山礫をコンクリート複合材料に使用可能であるかを調査・実験する材料研究¹⁾を行っており、構造用コンクリートとして採用できるか検討した結果、スランプ8~15cm、コンクリートの単位質

量1.73~1.80 t/m^3 、圧縮強度10~20 N/mm^2 の範囲で製造が可能であることを確認した。この材料研究に引き続き、本論文では、プレファブ住宅開発における計画の概要と構造安全性を確認するために行った実験について述べる。

2. 基本概念

研究を推進する上で、配慮した基本事項は以下のとおりである。

- ・ 不燃防災型住宅を実現するために、鉄筋コンクリート構造を採用する。
- ・ ピナツボ火山の噴出物を細・粗骨材に用い、資源の積極的な有効利用をはかる。
- ・ 単純な単位空間（本研究ではセルと定義する）の組み合わせによる自由度の高い平面計画を創出する。
- ・ 主要構造部材は2階建て住宅が可能なものとするが、各プレファブ部材を小型化、軽量化し、部材種類も最小限にする。
- ・ 現場施工の簡易化・脱大型機械化により、素人が数人で組み立て可能なセルフビルド方式を採用する。(ローコスト化)

*1 日本E.R.I.(株) 工修 (正会員)

*2 日本大学大学院 理工学研究科 海洋建築工学専攻

*3 日本大学教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)

3. 基本設計

フィリピンにおける住宅建設の現状などを考慮し、3m×3mの単位空間(セル)を提案し、それを連結させ多様な空間的要求に応える主体構造を形成する方式を採用した。セル内での使用例と空間構成を図-1に示す。本方式の場合、四方に開口部をもつため、採光や風通しなど自然環境との結び付きが良いことや、空間の独立性が高く将来の規模の増減が行えるといった特徴がある。

4. 構造計画

4.1 構法の概要

ここで提案する鉄筋コンクリート造PCaパネルによるプレファブ住宅の構法は、軽量の部材を使用し、家族数人の労力で組み立てることができるセルフビルド方式を目差しており、部材種類を極力少なくするために、6種類の部材のみでセルを組み立てる方式である。図-2に、柱・梁・床に使用する6種類の主要構造部材を示す。各部材は部材Bを基本パネルとするリブ付き薄肉パネルである。部材Bは梁部材に用いる。部材Aシリーズは、部材Bを中央で90度に折り曲げたもので柱部材に用いる。部材A1は柱部材の基本型とし、柱1段目から3段目に用いる。部材A3は柱5段目に設置し、柱・梁接合部材として用いる。部材A3は、梁接合ボルトと柱接合ボルトの接触等による施工上の問題を避けるため、柱接合ボルト穴の位置とリブの形状が部材A1と異なる。部材A2は下側に部材A1を、上側に部材A3を接合することから、上下の柱部材の接合ボルト穴に対応する位置に接合ボルト穴を設け、それに伴い上下のリブ形状も異なる。部材Cシリーズは、部材Bの幅を半分にし、長さを3倍にして床スラブ部材に用いる。部材C1はスラブ部材の基本型である。部材C2は床スラブ両端の部材として使用するため、梁部材との接合ボルト穴及びボルト穴周囲のリブ形状が部材C1と異なる。また、部材Cシリーズは1枚が980Nを越す重量になるため、

セルフビルド方式を目指す本構法では、部材を中央で2つのピースに分け主筋の重ね継手によるウェットジョイント方式も可能とした。

図-3に平屋建てセルの部材構成を示す。2階建ては、平屋建てを単純に2層に重ねることで構成する。また、部材A3、Bを基礎部に、部材Cシリーズを高床式の1階床として使用する



1. リビング 2. ダイニング 3. キッチン 4. 便所
5. 主寝室 6. 子供室 7. テラス

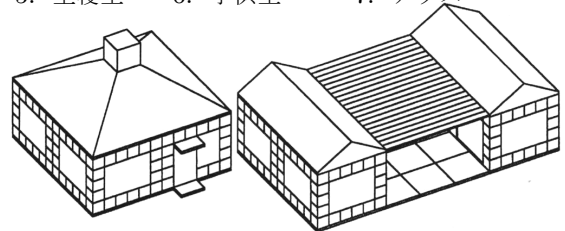


図-1 セル内での使用例と空間構成

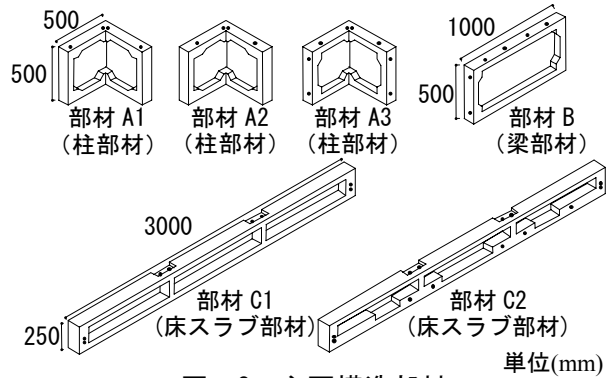


図-2 主要構造部材

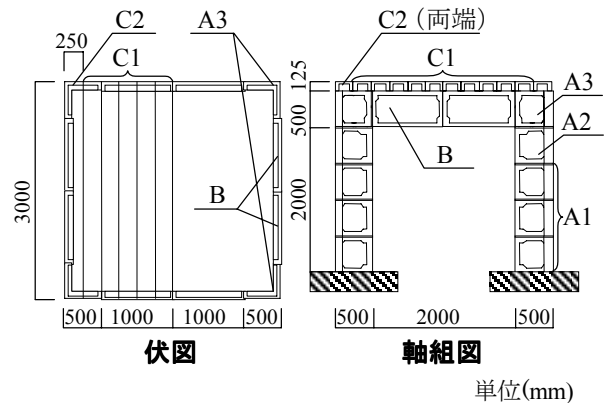


図-3 平屋建てセルの部材構成図

こともできる。各部材は、ボルト接合とモルタル充填によるシヤーコッターにより一体化する。ピナツボ火山礫を骨材に用いた軽量コンクリート（単位容積質量；1.8~2.0t/m³）を使用することによって、部材 A シリーズ及び部材 B の重量を 600N 程度に抑え、2~3 人で十分取り扱いが可能となるようにしている。

4.2 構造概要

組み立てられた各セルが、独立に外力に対して安全であるような構造形式とした。すなわち、連結された複数セル相互の協力は余力と考えている。以下に、セルに対する日本の現行設計規準である許容応力度等計算による検討結果の概要を示す。表-1 に 2 階建て及び平屋建てとした場合のセルの各階重量 (Wi) 及び地震層せん断力 (Qi) を、図-4 にセルの 1 構面（各方向とも同じ構面が 2 つ存在する）の地震時の応力図を示す。各部材ともリブ補強筋に D10(SD295) を、パネル部の補強鉄筋には 3.2φ-@50 の溶接金網を用いている。また、表-2 に柱部材と梁部材の長期・短期許容耐力を示す。

5. 施工計画

図-6 に、セルの組み立て図を示す。1 階柱に作用する軸力は 2 階建てセルの 1 階柱で約 23.3kN となる。柱部材直下に約 1m²（長期地耐力が 30kN/m²の地盤を想定）の基礎とそれをつなぐ基礎梁を設置する。基礎にはあらかじめ柱部材を基礎と接合するためのアンカーボルトを埋め込んでおく。この基礎の上に、部材 A1（柱部材 1~3 段目）→部材 A2（柱部材 4 段目）→部材 A3（柱・梁接合部材）→部材 B（梁部材）→部材 C1（床スラブ部材）及び部材 C2（床スラブ部材両端部）の順で組み立てる。この手順を繰り返すことにより、容易に施工が可能である。この時、4 隅に独立して立てられた柱部材の内側リブを足場板の支持として利用する。そして、梁部材、床スラブ部材の組み立てに必要な高さに全面足場を構築すれば、より一層スムーズな施工が可能である。

6. 実験概要

6.1 試験体概要

(1) 試験体形状

図-7 に 1 スパン一層の立体骨組として組み立てた試験体概要を示す。試験体は、施工実験を兼ねてセルフビルド方式によって組み立てを行った。施工手順としては、A1、A2、A3、B の 4 種類の架構形成部材をボルト接合したのち、床スラブ部材 C1、C2 をボルト接合するとともにシヤーコッター部にモルタルを充填し一体化

表-1 各階重量と地震層せん断力

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Gi	Qi (kN)	τ (N/mm ²)
2	37.6	37.6	0.45	1.17	0.24	9.02	0.113
1	46.6	84.2	1.00	1.00	0.20	16.84	0.211

τ：柱部材(部材 A)のシェルに対する平均せん断応力度
（平屋建て：Wi=37.6(kN), C₀=0.2, Qi=7.5(kN)）

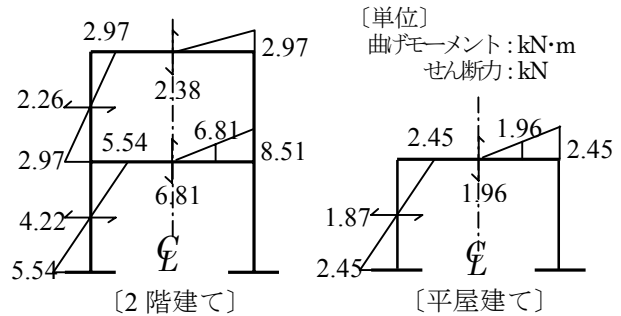


図-4 セルの地震時応力図

表-2 各部材の許容耐力

		許容曲げ耐力(接合部)		許容せん断耐力(部材)	
		kN·m		kN	
		長期	短期	長期	短期
柱部材	2階	6.7	9.1	10.3	15.5
	1階	9.1	11.5	10.3	15.5
梁部材		4.8	7.3	10.3	15.5

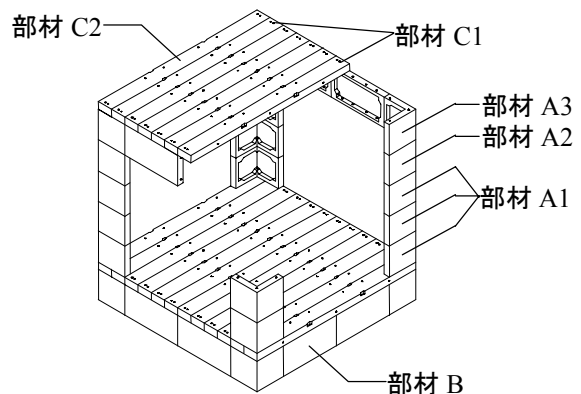


図-6 部材組立図

させる。また、本実験においては床スラブ部材の配置方向の違いによる性状を調べるため、同一試験体に対して2方向から別々に加力を行った。床スラブ部材軸に対して直角に加力する場合(東西方向加力)を実験EW、床スラブ部材軸に対して平行に加力する場合(南北方向加力)を実験NSと定義した。

(2) 設計時保有水平耐力

図-8に層機構を形成する降伏ヒンジ仮定位置を示す。仮定したヒンジ位置は両柱脚と柱頭、梁端接合部である。柱・梁接合部のヒンジ位置は、柱頭に引張力が作用するボルトの本数が左側は1本、右側は2本で異なること、また、梁接合部耐力と比較することにより左側柱頭と右側梁端にヒンジを仮定した。この崩壊機構に対し、仮想仕事の原理を適用して、崩壊荷重を求め、保有水平耐力とした。計算より求めた立体骨組架構の設計時の保有水平耐力は44.6kNである。なお、短期設計荷重は7.5kN、必要保有水平耐力(Ds=0.55)は、20.7kNである。

6.2 使用材料

各部材の製作には、ピナツボ火山礫を天然軽量骨材として計画しているが、今回の実験ではピナツボ火山礫と類似した性質を持つ榛名産火山礫を粗骨材とする1種軽量コンクリートを採用した。設計基準強度 21N/mm^2 、単位容積質量 2.0t/m^3 以下を目標として調合を計画した。表-3に実施コンクリートの調合及び強度を示す。

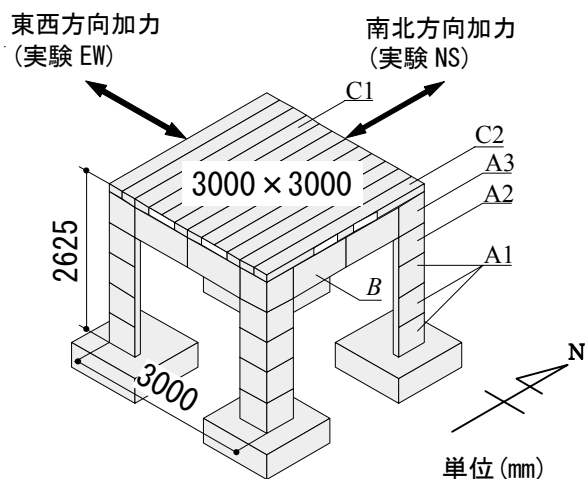


図-7 試験体概要図

また、接合ボルトは異型鉄筋 D-13 の先端部を M12 仕様でねじ切りしたものを使用した。表-4に鉄筋の材料試験結果、表-5に接合ボルトの材料試験結果をそれぞれ示す。

6.3 実験方法

図-9に加力装置概念図を示す。加力は、反力壁に設置した200kN串型オイルジャッキを用いて正負繰り返し载荷を行った。载荷位置は床スラブ部材の中央部(幅1mで2点)とし、加力点高さはスラブリブ厚の中心とした。同一試験体に対して加力方向の違いによる2回の実験を行ったが、東西方向の加力(実験EW)及び、南北方向の加力(実験NS)の加力スケジュールについて以下に述べる。

【実験EW】 短期設計荷重と計算上の必要保有水平耐力に対応する荷重の繰り返し载荷をそれぞれ2回行った後、基礎-スラブ間の相対水平変位で制御し、部材角で1/400、1/200の各変形に対し3回の繰り返し载荷を行った。

【実験NS】 部材角1/200までは実験EWと同様に行い、それ

以降は、部材角1/100、1/75の各変形に対し3回、部材角1/50の変形に対し2回の繰り返し载荷を行った。

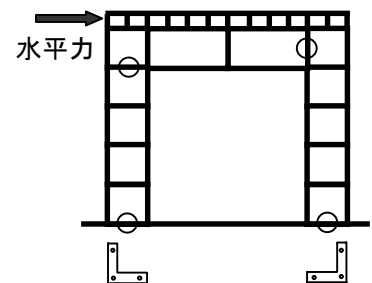


図-8 降伏ヒンジ仮定位置

表-3 実施コンクリートの調合・強度

水セメント比 [%]	スランブ [cm]	空気量 [%]	細骨材率 [%]	単位水量 [kg/m ³]
48.7	19.0	7	82	185
重量 [kg/m ³]			減水剤 [%]	圧縮強度 [N/mm ²]
セメント	細骨材	粗骨材		静ヤング係数 ×10 ⁴ [N/mm ²]
380	1191	265	15.2	24.42

備考) 比重: 普通ポルトランドセメント3.16 細骨材2.65 粗骨材(榛名産軽石)1.80
減水剤 4%添加(NL-4000)

表-4 鉄筋材料試験結果

径 [mm]	材種	f_y [N/mm ²]	f_{max} [N/mm ²]	$E \times 10^5$ [N/mm ²]
D10	SD295	375	534	1.92

表-5 ボルト材料試験結果

径 [mm]	材種	f_y [N/mm ²]	f_{max} [N/mm ²]	$E \times 10^5$ [N/mm ²]
ボルト(D-13)	SD295	376	567	2.04

7. 実験結果

7.1 実験 EW

図-10 に試験体南・北構面の部材角 1/200 におけるひび割れ発生状況と圧縮側かぶりコンクリートのひび割れ発生状況の拡大図を合わせて示す。また、図-11 に荷重と基礎-スラブ間の相対水平変位関係を示す。図-11 には、短期設計荷重、必要保有水平耐力を破線で示し実験結果と比較した。

短期設計荷重時 7.5kN の水平変形は部材角 1/4000 で、壁式鉄筋コンクリート構造の規準値である層間変形角 1/2000 を満足しており、損傷は全く見られなかった。必要保有水平耐力時 20.7kN の水平変形は部材角 1/1000 で、同変形での繰り返し载荷による損傷は、柱脚リブに圧縮力とせん断力による割裂状のひび割れが数箇所発生する程度であった。最終サイクル時の変形は部材角 1/200 で、損傷は柱頭・梁部材にひび割れが見られ、柱脚に局所的な剥離が起こったが、試験体の耐力低下を引き起こすものではなかった。実験結果の最大耐力 47.0kN は、短期設計荷重及び必要保有水平耐力時に対応する荷重のいずれの荷重も満足する結果であった。

7.2 実験 NS

図-12 に試験体各構面の最終破壊状況を示す。また、図-13 に荷重と基礎-スラブ間の相対水平変位関係を示す。図-13 には、短期設計荷重、必要保有水平耐力及び材料試験から得られた材料強度を用いて算出した保有水平耐力を破線で示し実験結果と比較した。

短期設計荷重時 7.5kN の水平変形は部材角 1/1500、必要保有水平耐力時 20.7kN の水平変形は部材角 1/400 であり、共に損傷は実験 EW により生じたひび割れを数箇所進行させる程度であった。必要保有水平耐力時には、一部柱脚に表面剥離が起きた。使用材料強度による保有水平耐力時 50.76kN の水平変形は部材角 1/150 で、柱脚引張側リブにパンチングシアによるひび割れが発生し始め、さらに柱脚・柱頭に表面剥離が見られた。実験結果の最大耐力 67.8kN は、

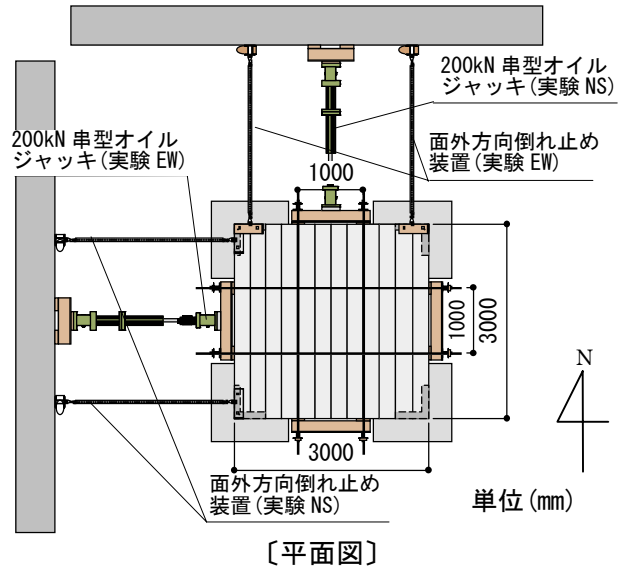


図-9 加力装置概念図

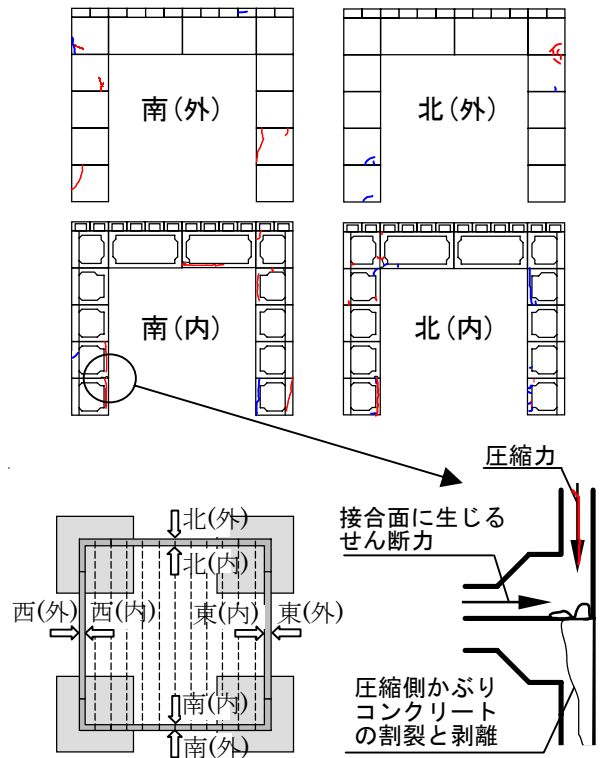


図-10 ひび割れ発生状況 (R=1/200)

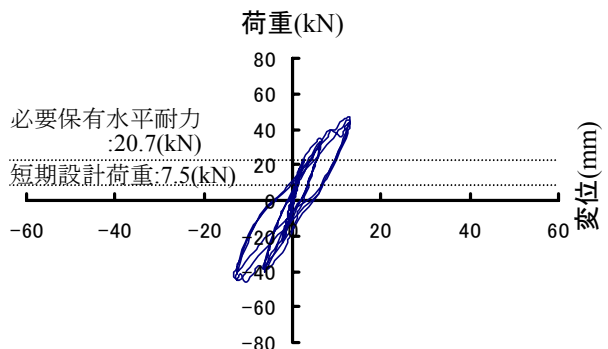


図-11 荷重-水平変位関係 (実験 EW)

使用材料強度を用いて計算より求めた保有水平耐力(50.76kN)を 30%程度上回る結果であった。履歴性状は載荷時におけるボルトの伸び縮みの性状や部材同士のすべりの性状を表しており、負荷時にはスリップの傾向を示した。

この荷重変位曲線を参考に構造特性係数 D_s の評価を式(1)²⁾を用いて行った。

$$D_s = Dh / \sqrt{2\mu - 1} \quad (1)$$

ここに $Dh = 1.5/(1+10h)$ である。減衰定数 h は 5%とし、塑性率 μ は保有水平耐力に対応する荷重 50.76kN 時の変位を降伏変位(19.0mm)として定めた。上式より求めた D_s 値は 0.46 であり構造設計上設定した D_s 値 0.55 を下回り所定以上の靱性を期待できることが分かった。

8. まとめ

- 1) セルを連結することで自由度の高い住空間の設計ができることを示した。
- 2) セルの構築は、6 種類の部材で容易に施工できることを示した。
- 3) 実大モデルで行った実験では、現行設計法における許容応力度等計算に基づく設計上の強度、変形性能を上回る結果より、セルの安全性を確認した。

今後の課題としては、実験結果を詳細に検討し、挙動を再現し得る解析モデルを開発する。そして、静的弾塑性解析及び動的弾塑性解析を行い、その構造性能を詳細に確認する。

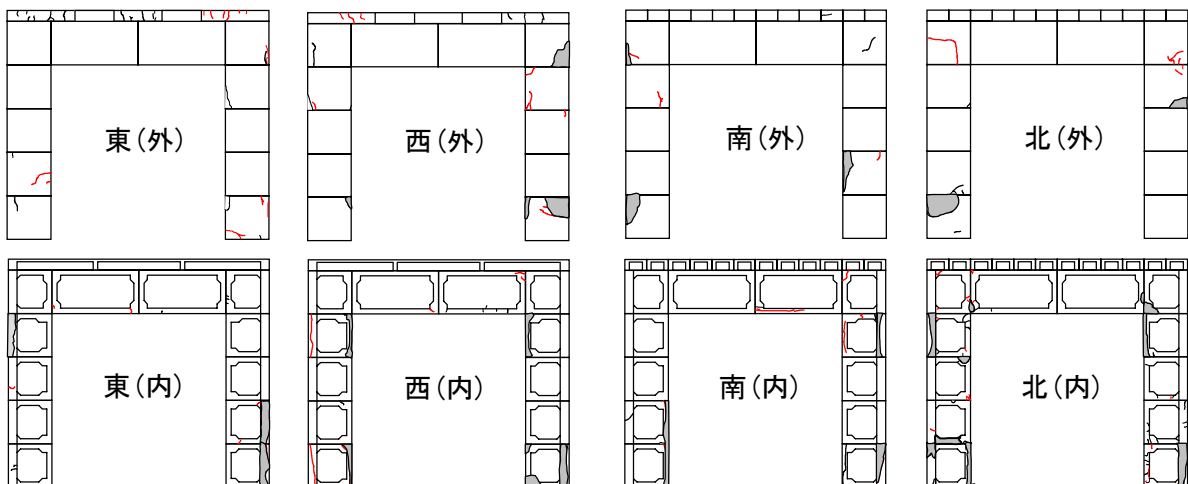


図-12 最終破壊状況

【参考文献】

- 1) 清水五郎ほか：火山礫を用いたプレキャスト鉄筋コンクリートプレファブ住宅の開発（その 1 研究背景及び材料設計），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 分冊，pp. 177~178，2001
- 2) 日本建築センター：建築物の構造規定-建築基準法施行令第 3 章の解説と運用，pp. 127-141，1994

【謝辞】

本研究は、文部科学省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部)・研究課題「環境防災都市における研究」(研究代表者：理工学研究所長：川幡長勝)の一環として実施したものである。なお、本研究の推進に際しては、共同研究者として日本大学理工学部建築学科 清水五郎教授、海洋建築工学科 坪山幸王教授、前 TUP 総合訓練センター所長 Pablo A. Jorillo 教授、現所長 Bernardo A. Lejano 教授の協力を得ている。関係者各位に感謝の意を表します。

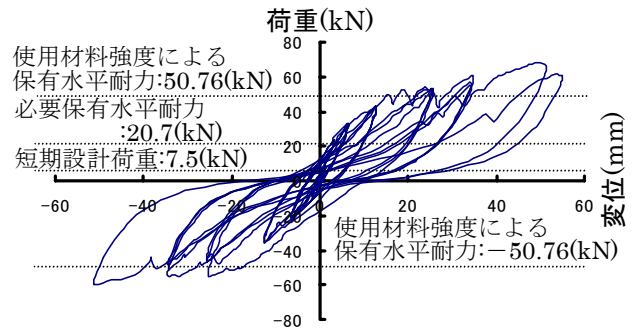


図-13 荷重-水平変位関係 (実験 NS)