# 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

青柳 岳史\*1・梅本 大輔\*2・中西 三和\*3・安達 洋\*3

要旨:本研究は,ピナツボ火山礫をコンクリート用軽量骨材として利用し,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。なお,本システムにおけるプレファブ住宅の安全性を評価する上で,日本の建築基準を満たすことで評価することとした。本論文は,1999年に行われた実大実験の結果を再現可能な静的弾塑性解析法の開発を行い,この解析法を用いて行った限界耐力計算による検証結果について述べたものである。検証結果より,本システムによるプレファブ住宅の大地震時の安全性を確認した。

キーワード:鉄筋コンクリート,火山礫,静的弾塑性解析,限界耐力計算

#### 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m³に達し,試算によればマニラ圏(メトロマニラ)の全域を厚さ18mで覆い尽くす莫大な量に相当するといわれている。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,これまでにも大型台風や地震,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では,日本大学 理工学部とフィリピン工科大学とが協力して, 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<sup>1)</sup>では,ピナツボ火 山礫をコンクリート系複合材料に使用可能であるかを調査・実験する材料研究から始まり,住宅の意匠計画,構造計画,施工計画等を行ってきた。また,構造計画上の設定した性能を有しているか確認するため,実大のプレキャスト部材を用いた各部材(柱・梁・床スラブ部材)の実験と1層1セルの立体骨組架構試験体の実験を行い,十分な耐震性能を有していることを確認した。しかし,本システムにおけるプレファブ住宅は,プレキャストパネルの壁厚,柱部材のボルト接合などプレキャスト構造としての仕様規定を満足せず,限界耐力計算や時刻歴応答計算による構造検討が要求される。

# 2. 解析概要

# 2.1 解析対象試験体

図 - 1 に実験で用いられた試験体を構成する主要構造部材,図 - 2 に試験体形状をそれぞれ示す。解析対象試験体は,1999年に行われた実大実験(南北方向加力)に使用された1層1セルの立体骨組架構試験体である。試験体は,柱部材(A1,A2,A3),梁部材Bの架構形成部材をボ

<sup>\*1 (</sup>株)トーシン 工修 (正会員)

<sup>\*2</sup> 日本大学大学院 理工学研究科 海洋建築工学専攻

<sup>\*3</sup> 日本大学教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)

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したもので、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載荷実験を行った。

#### 2.2 解析モデル

図 - 3 に解析モデルを構成する各要素モデル,図 - 4 に平面骨組解析モデルをそれぞれ示す。以下に,各要素モデル及び解析モデルの詳細について述べる。

#### (1) 解析モデルを構成する各要素モデル

柱及び梁パネル要素は、剛なフランジを持つ線材の組み合わせとし、ウェブ部にあたる中央部を軸方向、曲げ及びせん断変形を考慮した弾性材とした H型のモデルに置換した。柱・梁接合部パネル要素は、パネルのせん断剛性をブレース材の軸剛性に置換したトラスモデルとした。また、接合ボルト要素は、軸方向ばねとせん断ばねを組み合せた2方向ばねモデル(リンケージモデル)とし、軸方向ばねによりボルト接合部

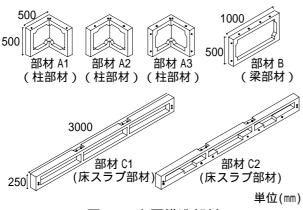
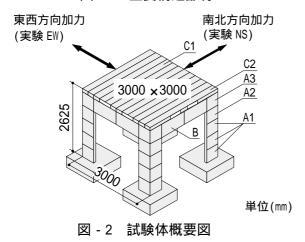


図 - 1 主要構造部材



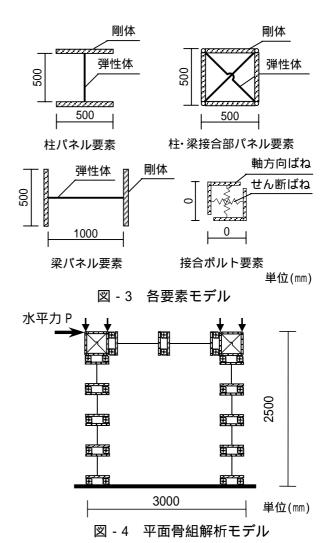
の剛性低下を考慮した。

## (2) 平面骨組解析モデル

各パネル要素の剛体部分の両端部をボルト要素により接合しモデル化した。自重による軸力を作用させたまま,水平力を頂部集中の一方向単調載荷した。

## 2.3 接合ボルト要素(軸方向ばね)の構成則

図 - 5 に接合ボルト要素の構成則を実験データと比較して示す。また、表 - 1 に各特異点間のボルト要素の張力,伸び量及び各折れ線の剛性を示す。このばねモデルの構成則は,施工上のボルトの緩みやボルト接合部におけるコンクリートの局部的な変形等を考慮する為に,柱脚ボルト接合部の実験データをもとに特異点となる各点の力と変位の関係から4本の直線で近似できるものとして決定した。各特異点における力(ボルト要素の張力)は,実験における柱脚接



合ボルトのひずみから算出し,変位(ボルト要素の伸び量)は柱脚部で測定した柱脚パネルの浮き上がり量を用いた。

#### 2.4 解析方法及び条件

表 - 2 にパネル要素の構造諸元を示す。解析 は,剛性マトリックス法による荷重増分解析プ ログラムを作成して行った。各節点の自由度は 鉛直,水平の2方向及び回転変位の3自由度と した。柱部材においては、パネルの端部(2箇所) と L 型の角の部分(1 箇所)の計 3 箇所でボルト 接合されている。しかし,接合ボルト2本に引 張力が作用する場合には,実験結果より,主に 引張力が作用しているボルトはL型の角の部分 のみであったことから,本解析では,引張力が 作用する接合ボルトを1本分とした。圧縮側の 接合ボルトは、コンクリートパネル部分より圧 縮力が負担されるため本解析では,軸方向ばね の剛性を高くして用いた。また,本解析ではパ ネル間の滑りを考慮せずに, せん断ばねの剛性 を軸方向ばねの初期剛性の 100 倍とした。

#### 3. 解析結果と実験結果の比較

図 - 6 に荷重増分法による解析結果(荷重 - 水 平変位関係)を実験結果と比較して示す。図 - 7 に荷重増分法による解析結果から得られたヒン ジ発生時の位置及び荷重を示す。また,図-8 に実験結果より得られた柱脚ボルト、柱頭ボル ト及び梁端ボルト(正加力時において引張力が 作用するボルト)の荷重 - ひずみ関係を示す。同 図には 異形鉄筋 D-13 のねじ切り部分(a = 0.843) × 10<sup>2</sup>mm<sup>2</sup>)が,材料試験結果より得られた降伏 応力度(y = 375N/mm<sup>2</sup>)に達する時のボルト母 材(a =  $1.27 \times 10^2 \text{mm}^2$ )の降伏ひずみ( $_{\text{v}}=1278 \, \mu$ ) を破線で示した。荷重増分法より得られた保有 水平耐力は,50.2kN(ベースシア係数 C<sub>B</sub> = 1.26) となった。また,図-7に示した様に,ヒンジ 発生位置は,47kN付近で右側柱脚,48kN付近 で左側柱脚と右側梁端接合部が降伏し,最後に 左側柱頭が降伏に至って崩壊に至った。崩壊時 の頂部変形角は 1/50 であった。実験における降

伏メカニズムは,荷重増分解析結果と同様に柱脚が図 - 8 に示す様に降伏に至ったものの,柱頭ボルト及び梁端のボルトは降伏まで至らなかった。しかし,左側柱頭ボルト(max=916μ)は左側梁端ボルト(max=247μ)に比べ降伏に近いひずみとなっていた。なお,右側柱脚,左側柱脚の順にヒンジが発生していることが確認できた。また、図 - 6 に示した解析結果は,実験結果と比較的良い対応を示したことから,柱脚ボルト接合部の実験データをもとに決定した接合ボルト要素の構成則が適正であることが確認できた。

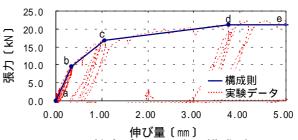


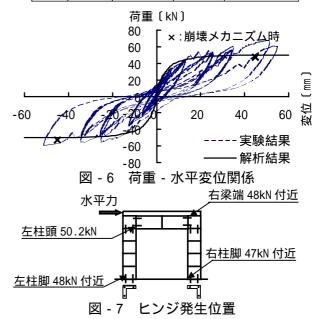
図 - 5 接合ボルト要素の構成則

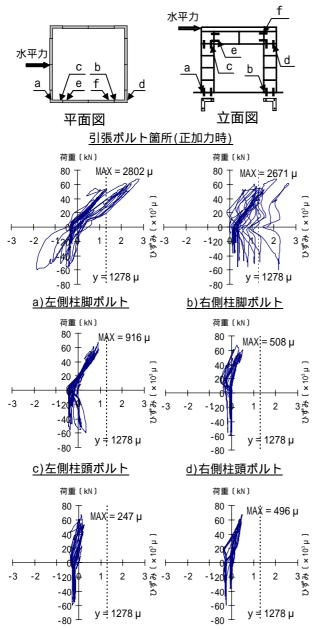
表 - 1 ボルト要素の張力、伸び量及び剛性

		a∼b	b ~ c	c ~ d	d∼e
張力	(kN)	9.5	16.8	21.1	21.1
伸び量	( mm )	0.33	1.05	3.75	5.33
剛性	(kN/mm)	28.60	10.13	1.58	0.01

表 - 2 パネル要素の構造諸元

	ヤング係数	せん断弾性係数	断面積	断面2次モーメント	
	(kN/mm²)	[kN/mm²]	$\times 10^4 \text{ (mm}^2\text{)}$	$\times 10^8 \text{ (mm}^4\text{)}$	
柱パネル	0.18	7.71	4.56	13.2	
梁パネル	0.18	7.71	2.72	7.22	





e)左側梁端ボルト(下端) f)右側梁端ボルト(上端) 図 - 8 接合ボルトの荷重 - ひずみ関係

#### 4. 限界耐力計算法

#### 4.1 耐震性能検証の流れと定義

図 - 9 に限界耐力計算 <sup>2)3)</sup>のフローを示す。限 界耐力計算は,図に示したフローに従って行った。以下に,計算を行う際に設定した定義及び 詳細な方法について述べる。

#### (1) 損傷・安全限界耐力の設定

限界耐力計算において損傷限界は,外乱の作用後も構造物の安全性や使用性及び耐久性が低下せず,そのため補修を必要としない限界と定義され,安全限界は鉛直荷重支持部材がその支

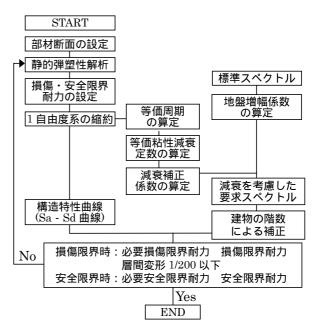


図 - 9 限界耐力計算のフロー

持能力を保持できなくなり,倒壊等を生ずる限界と定義されている。本計算では,以下のとおりに損傷,安全限界を設定した。

損傷限界: どれか一箇所の接合ボルト要素が, 構成則の b 点(構成則上の最初の剛 性低下)を超えた時

安全限界:荷重増分解析結果から得られた保有 水平耐力時

#### (2) 1 自由度系への縮約方法

図 - 10 に構造特性曲線を示す。多層建物の場合は以下の方法に従い1自由度系に縮約する。建物の構造性能を代表する縮約1自由度系の構造特性曲線(応答加速度 Sa - 応答変位 Sd 曲線)は,荷重増分解析結果で得られた各ステップ毎の1階層せん断力(ベースシア QB),i層の基礎位置からの相対変位 iおよび各層の質量miを用いて,式(1),式(2)より算出する。

$$Sa = \left(\sum_{i=1}^{N} m_i^{\bullet} \quad {}_{i}^{2} \middle/ \left(\sum_{i=1}^{N} m_i^{\bullet} \quad {}_{i}\right)^{2}\right) \times Q_B$$
 (1)

$$Sd = \sum_{i=1}^{N} m_{i}^{*} {}_{i}^{2} / \sum_{i=1}^{N} m_{i}^{*} {}_{i}$$
 (2)

Sa: 応答加速度 [gal], Sd: 応答変位 [cm],mi: i 層の質量 [t],i:i 層の基礎位置からの相対変位 [cm], QB: ステップ毎のベースシア [kN]

## (3) 要求スペクトルの設定(地震動の設定)

図 - 11 に地盤増幅を考慮した要求スペクト ルを示す。建築物基礎底位置における地震動に 対する建築物の要求スペクトルは,減衰 5%の 加速度応答スペクトルで定義されている工学的 基盤での地震動と表層地盤の増幅特性に基づき 定めた。なお,工学的基盤での地震動は式(3)よ り求めた。また,対象地盤はフィリピンにおけ る実用化を目的として計画していることから安 全側となる第3種地盤とし,式(4)より地盤増幅 係数 Gs を求めた。

$$Sa_0 = \begin{cases} 320 + 3000Ts[gal] & Ts < 0.16 \\ 800[gal] & 0.16 \le Ts < 0.64 \\ 512 / Ts[gal] & 0.64 \le Ts \end{cases}$$
 (3)

$$Gs = \begin{cases} 1.5 & Ts < 0.64 \\ 1.5 \times (Ts / 0.64) & 0.64 \le Ts < 1.15 \\ 2.7 & 1.15 \le Ts \end{cases}$$
 (4)

Sao:標準スペクトル [gal], Ts:建築物の固 有周期 [sec], Gs: 地盤増幅係数(第3種地盤)

# (4) 減衰を考慮した要求スペクトルの算定

図 - 12 に建物全体の減衰性能を考慮した要 求スペクトルを示す。同図には,等価粘性減衰 定数 h = 5% , 10% , 15% 時の要求スペクトルを あわせて示した。建物全体の等価粘性減衰定数 hは、縮約1自由度系の構造特性曲線から式(5), 式(6)によりを評価した。なお,等価粘性減衰定 数 h を算出する際に用いた (部材の構造形式 に応じた減衰特性を表す係数)には,安全側とな る値 0.20 を用いた。これより求められた減衰定 数 h を用いて式(7)により減衰補正係数 Fh を評 価した。減衰を考慮した要求スペクトルは,(3) で定めた地盤増幅を考慮した要求スペクトルに 減衰補正係数 Fh を乗じて算出した。

$$Df = \cdot Q_d / \cdot Q \tag{5}$$

$$h = \left(1 - 1/\sqrt{Df}\right) + 0.05 \tag{6}$$

$$Fh = 1.5/(1+10 h) \tag{7}$$

D<sub>f</sub>: 建築物の塑性率 , : ステップ毎の応答変 位 [cm], Q:ステップ毎のベースシア [kN], d: 損傷限界変位[cm],Qd: 損傷限界耐力[kN], h: 等価粘性減衰定数 , :構造形式に応じた係

数,Fh:減衰補正係数

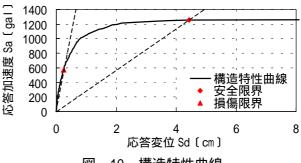
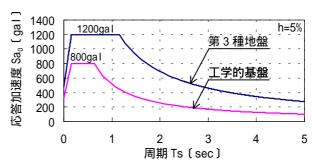


図 - 10 構造特性曲線



地盤増幅を考慮した要求スペクトル

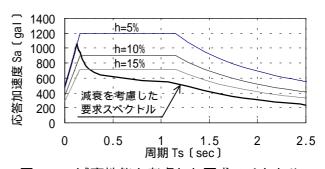


図 - 12 減衰性能を考慮した要求スペクトル

## 4.2 損傷,安全限界の検証結果

表 3 に損傷,安全限界の検証結果,図 13 に限界耐力法による応答推定値をそれぞれ示す。 なお,応答推定値は図-10で示した建物の構造 特性曲線と図・12 で示した減衰を考慮した要 求スペクトルを式(8)により周期領域表示から Sa-Sd 曲線へと変換させ,さらに建物の階数に よる補正係数0.80を乗じたものとの交点で評価 した。

$$Sd = (T_S/2) \times Sa \tag{8}$$

Sa:応答加速度〔gal〕, Sd:応答変位〔cm〕,

Ts:建築物の固有周期 [sec]

以下に,表 3及び図-13から得られた検証結果についてまとめた。

- 1) 損傷限界耐力 22.9kN に対し,必要損傷限界耐力は 6.7kN となり,損傷限界耐力が必要損傷限界耐力を上回ることが確認できた。また、損傷限界時の頂部変形角は 1/1050 となり 1/200 以下となった。
- 2) 安全限界耐力 50.2kN に対し,必要安全限界耐力は 20.4kN となり,安全限界耐力が必要安全限界耐力を上回ることが確認できた。また,安全限界時の応答推定値は 4.2mm であり,安全限界変位 44.3mm を下回る結果が得られた。
- 3) 品確法における耐震等級 4)(構造躯体の転倒 等防止)による安全性能評価を行った結果, 安全限界時の余裕度(安全限界耐力を必要 安全限界耐力で除した値)は2.46>1.50とな

表 - 3 損傷,安全限界の検証結果

	保有値	全質量 M〔t〕	3.98
		損傷限界耐力(Qd〔kN〕	22.9
地震時 損傷限界		ベースシア係数 C <sub>B</sub>	0.59
		最大頂部変形角	1/1050
	必要値	必要損傷限界耐力 Qdn [kN]	6.7
		ベースシア係数 C <sub>B</sub>	0.17
	余裕度	Qd/Qdn	3.42
	保有値	安全限界耐力 Qs〔kN〕	50.2
		ベースシア係数 C <sub>B</sub>	1.28
地震時		最大頂部変形角	1/50
安全限界	必要値	必要安全限界耐力 Qsn [kN]	20.4
		ベースシア係数 C <sub>B</sub>	0.52
	余裕度	Qs/Qsn	2.46

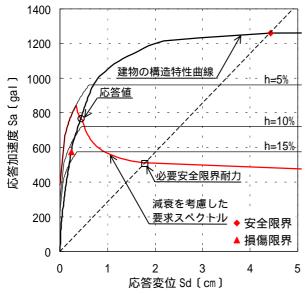


図 - 13 限界耐力法による応答推定値

り耐震等級3と判定できた。

#### 5. まとめ

荷重増分解析結果及び限界耐力計算による検 証結果より以下の知見が得られた。

- 1) 荷重増分解析結果は,最大荷重及び変形性 能ともに,実験結果と比較的良い対応を示 した。
- 2) 荷重増分解析結果より,柱脚ボルト接合部 の実験データをもとに決定した接合ボルト 要素の構成則が適正であることが確認でき た。
- 3) 限界耐力計算による検証結果より,大地震 時の本システムによるプレファブ住宅の安 全性が確認できた。
- 4) 品確法における耐震等級判定により本システムにおけるプレファブ住宅は、耐震等級3 となり所定の性能を満足する結果が得られた。

# 【引用·参考文献】

- 1) 稲葉隆一他: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, 日本コンクリート工学年次論文報告書, Vol.24, No.2, pp.1633-1638, 2003.6
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課:2001 年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.167-168,305-325,2001.3
- 3) 国土交通省建築研究所:改正建築基準法の 構造関係規定の技術的背景,pp.9-112, 2001.3
- 4) 建設省住宅局住宅生産課監修:「住宅性能表示 評価方法基準・技術解説」,2000.7

# 【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:大津岩夫)の一環として実施したものであ る。関係者各位に感謝の意を表します。