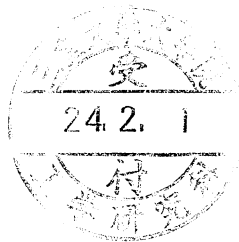


平成 23 年度

修士論文

Adobe および Adobe 壁のセメントによる  
品質改善と強度特性に関する基礎的研究



指導教員      畑中重光教授  
三島直生准教授

三重大学大学院工学研究科

建築学専攻

高橋宏幸

-目次-

第1章 序論	1
1.1 はじめに	
1.2 本研究の背景	
1.3 本研究の目的	
第2章 既往の研究	5
2.1 Adobe に関する既往の研究	
2.1.1 概説	
2.1.2 Adobe の施工方法に関する既往の研究	
2.1.3 Adobe の基礎物性に関する既往の研究	
2.1.4 Adobe の品質改善に関する既往の研究	
2.2 煉瓦目地のせん断強度に関する既往の研究	
2.2.1 概説	
2.2.2 煉瓦目地のせん断試験方法	
2.2.3 煉瓦目地のせん断破壊基準	
2.2.4 煉瓦目地のせん断強度に関する研究事例	
2.3 Adobe 構造物に関する既往の研究	
2.3.1 Adobe 構造物の地震による被害状況の事例	
2.3.2 Adobe 構造物の倒壊メカニズムの事例	
2.3.3 Adobe 構造物の常時微動測定	
2.4 まとめ	
第3章 Adobe の基礎物性に及ぼすセメント置換の影響(実験Ⅰ)	57
3.1 概説	
3.2 要因と水準	
3.3 実験方法	
3.3.1 型枠	
3.3.2 使用材料	
3.3.3 調合	
3.3.4 試験体の施工方法	
3.4 測定方法	
3.5 実験結果と考察	
3.5.1 乾燥収縮試験	



3.5.2	促進浸食試験	
3.5.3	強度試験	
3.6	まとめ	
第4章	Adobe-目地要素のせん断試験による破壊基準の検討(実験Ⅱ)	71
4.1	概説	
4.2	要因と水準	
4.3	試験体の作製方法	
4.4	実験方法	
4.5	実験結果と考察	
4.5.1	破壊状況	
4.5.2	強度の測定結果	
4.5.3	破壊基準の検討	
4.6	まとめ	
第5章	Adobe 壁体のせん断試験 (実験Ⅲ)	86
5.1	概説	
5.2	要因と水準	
5.3	試験体の作製方法	
5.4	実験方法	
5.4.1	圧縮試験および引張割裂試験	
5.4.2	壁体試験	
5.4.3	目地の引張付着試験	
5.5	実験結果と考察	
5.5.1	圧縮試験および引張割裂試験	
5.5.2	壁体試験	
5.5.3	目地の引張付着試験	
5.5.4	破壊基準推定式の検証	
5.6	まとめ	
第6章	総括	104
6.1	結論	
6.2	今後の課題	

[謝辞]

[付録]

・修士論文梗概

# 第 1 章

## 序論

## 1.1 はじめに

Adobe は土、水および植物繊維などを混ぜ合わせ、成形後に乾燥させて造られる材料である。地球上に現存する最古の建築材料の一つとされている。日本では用いられていないが、日干し煉瓦として広く認知されている材料である。

文献<sup>1-1)</sup>の調査によると、Adobe 構造物はおよそ 1000 年もの間、世界の各地で、生態学的・環境保護の立場から見て安全であり、コストが低くかつ多量に入手できる材料として用いられてきた。写真 1.1<sup>1-2)</sup>に示すのはイエメンにおける Adobe 構造物群である。

しかし、工業化と近代の材料の到来とともに、多くの先進国で Adobe 構造物は用いられなくなったが、金銭的に余裕のない途上国では、現在でも現地の住民が伝統的な手法で製造、建設し、主に住居建築として使用し続けられている。

焼成レンガや日干しレンガ(アドベ)、石やブロックなどを積み上げて造る組積造は長い歴史をもった構造形式であり、現在でも世界各地で利用され、世界の人口の約 6 割もの人口が住んでいるとされている<sup>1-3)</sup>。また、組積造は地震に弱く、世界の地震による犠牲者の多くは、組積造建物の崩壊によって発生しているとしている<sup>1-3)</sup>。



写真 1.1 Adobe 構造物<sup>1-2)</sup>

## 1.2 研究の背景

Adobe が現在も多くの途上国で用いられていることは既に述べた。しかし、2000 年以降、2002 年のアフガニスタン北部地震、2003 年のイラン・バム地震など、巨大地震による甚大な被害を出していることから、Adobe の材料としての脆弱性や非工学的材料であることなどの問題点が改めて取りざたされてきている。また、非工学的材料で形成した脆弱な構造体も問題とされている。写真 1.2 に 2003 年バム地震における Adobe 建造物の被害を示す。

こういった背景から、Adobe の品質改善は、Adobe 建造物で生活する発展途上国の人々にとって、非常に重要である。近年、Adobe 建造物を含む無補強組積造の耐震工法的な研究なども行われるようになってきている。その中でも本研究は、Adobe および Adobe 壁の性能の把握と品質改善といった材料的な分野からの位置づけで研究を行った。



写真 1.2 バム地震における Adobe 建造物の被害 <sup>1-4)</sup>

### 1.3 本研究の目的

本研究では、Adobe を工学材料として安定的に使用できるようにすることを目的としている。現在の Adobe は、非工学材料としての位置づけであるために、工学材料としての安定性などの信頼性は不十分である。前節でも述べたように、実際の Adobe は、現地の住民が伝統的な手法で製造、建設を行っているために工学的根拠に乏しいのが現状である。よって、本論では Adobe を工学材料として、安定性、耐久性の向上および破壊のメカニズムを明らかにしていく。

本論文では、Adobe へのセメント添加による材料、要素および部材(壁体)の品質改善効果および強度特性の把握を行う。

[1章 参考文献]

- 1-1) American housing and planning center (Paper)
- 1-2) <http://abari.org/yemen>
- 1-3) 目黒 公郎, 藤枝 拓海: 組積造建物の耐震補強効果検証のための実験システムと数値解析手法の構築, 首都圏大震災軽減のための実践的都市地震工学研究の展開, 平成20年度成果報告シンポジウム予稿集
- 1-4) <http://icus.iis.u-tokyo.ac.jp/saigaichousa.html>

## 第 2 章

### 既往の研究



## 2.1 Adobeに関する既往の研究

### 2.1.1 概説

文献<sup>2-1)</sup>によると、Adobeは無補強組積造として、中央アジア、西南アジア、中近東、北部アメリカ、中南米をはじめ多くの国々で、一般住民の住宅に採用されている。

また、文献<sup>2-2)</sup>では、Adobeは世界の砂漠気候地帯で最も一般的な建築スタイルを意味し、また最も古い建築材料の1つとされている。

このように、古くから存在し、多くの国々で用いられているにもかかわらず、現在、Adobeに関する研究は国内外を問わず、少ない状況である。ここではその中から、Adobeの施工方法、調合、品質改善、Adobe構造物に関する被害報告に関する既往の研究の整理を行った。

### 2.1.2 Adobeの施工方法に関する既往の研究

#### (1) 調合

文献<sup>2-3)</sup>によると、Adobeの構成材料は、砂、粘土、水である。そこに、その地域で得られるわらや草などの材料を混合することによって、Adobeの特性を改善し、地域ごとの特性を出している。タイでは、籾殻やバガス(植物から汁液を抽出した後に残る、乾いた粉末状のパルプ)といった農業の副産物を混合するのが主流となっている。

#### (2) 製造方法

文献<sup>2-2)</sup>によると、Adobeの製造方法は、枠に材料を混ぜたものを詰めて成形後、すぐに枠を取り外す。数時間乾燥させた後、Adobeを立てて十分に乾燥させる。日陰でゆっくりと乾燥させると、Adobeにひびが入りにくい。Adobeのサイズは古代には、25cm(10inches)×36cm(14inches)がよく用いられたが、他の使いやすいサイズも許容され、地域によって形状は様々である。

組積造として構成させるため、Adobeを積み上げた後、雨などの自然環境から建築物を守るため、外壁を漆喰で覆う。この漆喰はたびたび見舞われる雨などで徐々に剥がれていき、一年に一度程度、塗り替えが行われる。漆喰の材料にはAdobeの材料よりも、藁を少なめにしたものが用いられる。また漆喰には石灰が調合に加えられることもある。

### 2.1.3 Adobe の基礎物性に関する既往の研究

本項では Adobe の基礎特性に関する既往の研究を整理する。石膏やセメントなどの安定剤を用いていない通常の Adobe を対象とすることから、Adobe の脆弱な基礎特性を明らかにしている。

#### (1) Adobe の基礎物性<sup>12-3)</sup>

RASA ら<sup>2-3)</sup>は、砂の混合率を要因とし、基礎特性試験(乾燥収縮測定、強度試験、浸食抵抗試験)を行い、最適な調合を明らかにする研究を行っている。砂は粒径 0.6mm 以下に分級した木曽川産の川砂(密度 2.55g/cm<sup>3</sup>)を、粘土は平均粒径 20 $\mu$ m の岐阜県土岐市産中山粘土粉末(密度 2.55g/cm<sup>3</sup>)を、また改質剤として普通ポルトランドセメント(密度 3.16 g/cm<sup>3</sup>)を用いている。要因は  $V_{\text{sand}}/(V_{\text{sand}}+V_{\text{clay}})$  (砂+粘土の容積中の砂の容積、以下、細骨材容積率とする)である。要因と水準を表 2.1 に示す。

表 2.1 要因と水準

Factors	Levels
sand/clay ratio	0.5, 0.7, 0.9
$(V_{\text{sand}})/(V_{\text{sand}}+V_{\text{clay}}) = R_s$	

質量変化率および乾燥収縮率と材齢の関係を図 2.1 に示す。細骨材容積率が高くなるにつれて、乾燥収縮率は抑えられるが、乾燥による質量変化率は増大するとしている。

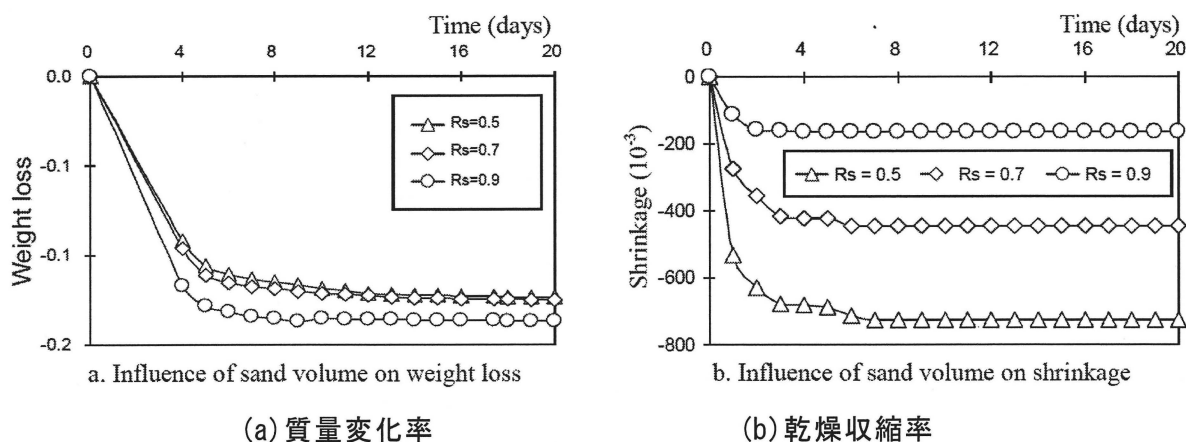


図 2.1 乾燥収縮と材齢の関係

図 2.2 に圧縮強度と細骨材容積率の関係を示す。最も高い圧縮強度を示したのは細骨材容積率 0.5 で、細骨材容積率が高くなるにつれて圧縮強度は低下していった。

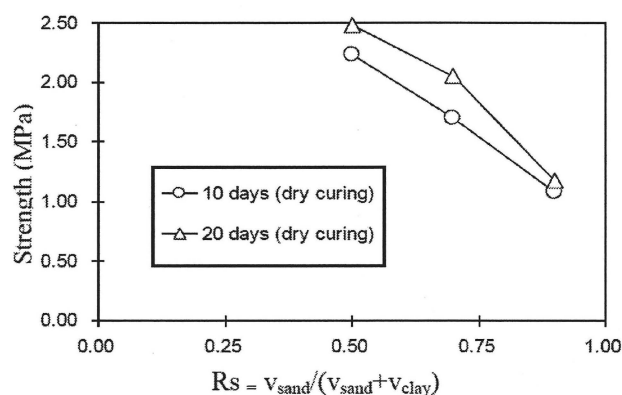


図 2.2 圧縮強度と砂の割合の関係

図 2.3 に浸食深さの測定結果を示す。すべての水準で 30mm 以上の浸食が見られ、脆弱な抵抗性が確認できたとしている。

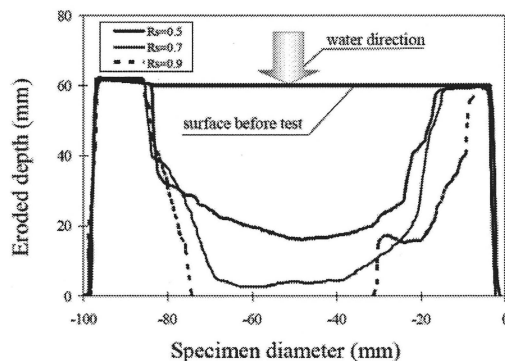


図 2.3 浸食深さの測定結果

以上から、砂の割合を高くすることで、乾燥収縮率は抑えられるが、圧縮強度、浸食抵抗性は低下していくとしている。

## (2) Adobe の基礎物性<sup>2-4)</sup>

Jarunsri ら<sup>2-4)</sup>は、粳穀およびバガスを入れた Adobe の基礎物性を明らかにしている。米穀およびバガスを土と置換して、その置換率を水準に圧縮試験および乾燥収縮、熱的性質の測定を行っている。

図 2.4 に圧縮強度と繊維量の関係を示す。バカスを含む Adobe の圧縮強度は、全ての水準において、米穀を含む Adobe の圧縮強度を上回っている。米穀を含む Adobe に関しては、置換率 3%で最も高い圧縮強度を示したが、それより高い置換率では圧縮強度は減少している。

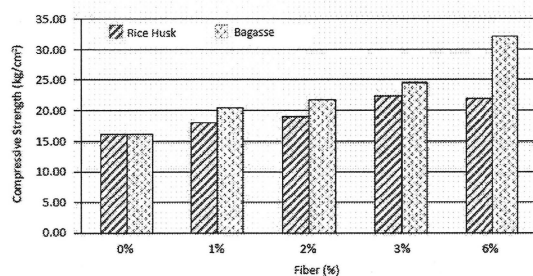


図 2.4 圧縮強度と繊維量の関係

図 2.5 に乾燥収縮率と繊維量の関係を示す。繊維の置換率が高くなるにつれて、乾燥収縮は減少している。米穀およびバカスを置換することによって乾燥収縮の低減が可能で、低減効果はバカスの方が高い結果を示している。

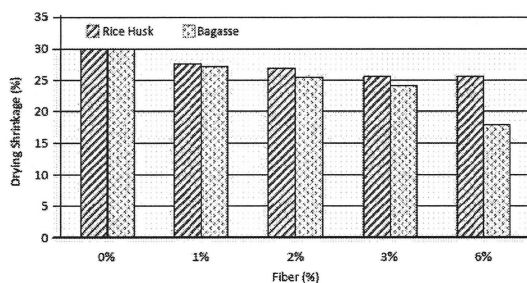


図 2.5 乾燥収縮率と繊維量の関係

図 2.6 に熱伝導率と繊維量の関係を示す。米穀・バカスを含まない試験体の熱伝導率が最も高く、 $0.71\text{W/m}\cdot\text{K}$ であった。米穀を含む試験体とバカスを含む試験体を比較すると、置換率 1%では、同値だったのに対し、置換率が高くなるほど、バカスを含む試験体の方が低い熱伝導率を示した。

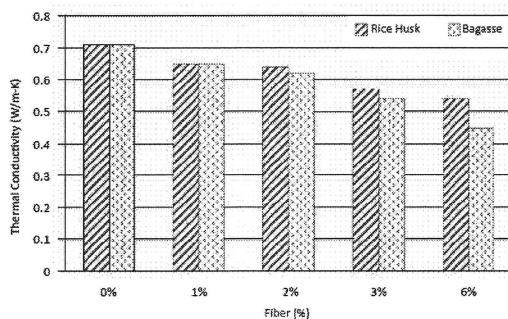


図 2.6 熱伝導率と繊維量の関係

図 2.7 に比熱容量と繊維量の関係を示す。繊維置換率の増加に伴い、比熱容量は減少している。繊維を置換していない試験体で最も高い値を示した。米穀を含む試験体とバガスを含む試験体を比較すると、置換率 1%では、同値だったのに対し、置換率が高くなるほど、米を含む試験体の方が低い熱伝導率を示した。

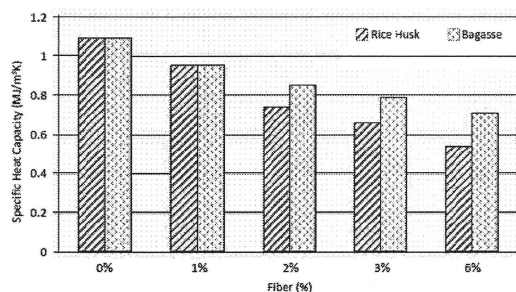


図 2.7 比熱容量と繊維量の関係

以上から、バガスおよび籾殻による Adobe の基礎物性の改善は有効であり、また米穀を置換した試験体に比べ、バガスを置換した試験体の方が改善効果大きいとしている。

## 2.1.4 Adobe の品質改善に関する既往の研究

(1) 石膏による Adobe の品質改善<sup>2-3)</sup>

文献<sup>2-3)</sup>では、改質剤として石膏を用い、Adobe の調合中の粘土を石膏に置換することによる品質改善の効果の把握を目的に、乾燥収縮試験、圧縮試験、促進侵食試験を行っている。要因は  $V_{\text{gypsum}} / (V_{\text{gypsum}} + V_{\text{clay}})$  (※石膏+粘土の体積中の石膏の体積・以下、石膏置換率とする)である。要因と水準を表 2.2 に示す。

表 2.2 要因と水準

gypsum/clay ratio	0.05, 0.15, 0.25, 0.50
$(V_{\text{gyp.}}) / (V_{\text{gyp.}} + V_{\text{clay}}) = R_g$	

質量変化率および乾燥収縮率と材齢の関係を、図 2.8 に示す。質量変化率は、質量変化率は全ての水準で材齢 7 日までが大きく、乾燥収縮率は全ての水準で材齢 3 日までが大きい。質量変化率および乾燥収縮率は石膏添加によって減少せず、石膏添加による乾燥収縮の改善はされないとしている。

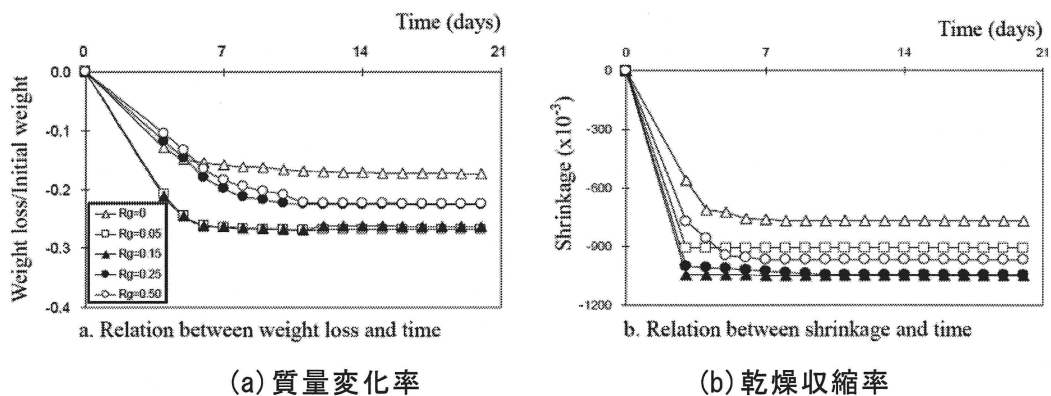


図 2.8 乾燥収縮と材齢の関係

圧縮強度と石膏置換率の関係を図 2.9 に示す。石膏置換率 0.05～0.25 の試験体においては、ほとんど強度の改善はみられないが、養生期間 20 日の石膏置換率 0.5 の試験体では強度の改善がみられたとしている。

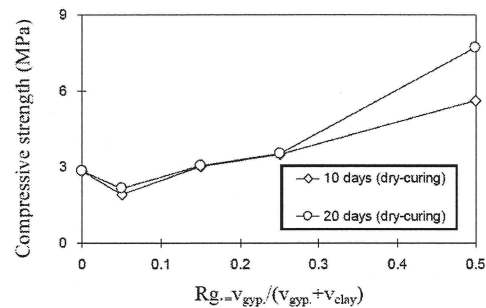


図 2.9 圧縮強度と石膏置換率の関係

浸食深さの測定結果を図 2.10 に示す。石膏を強化剤として用いた場合でも、侵食深さは減少することはできず、改善効果は確認できなかったとしている。

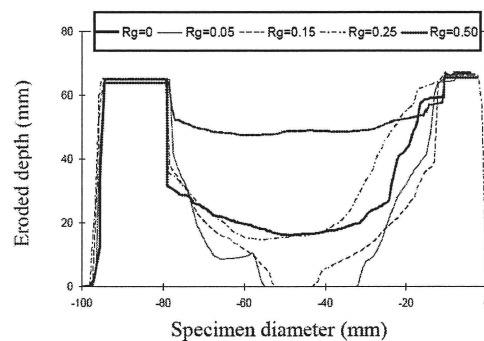


図 2.10 浸食深さの測定結果

以上から、Adobe の安定剤に石膏を用いることで、乾燥収縮・圧縮強度において、改善効果を確認できた。しかし、浸食抵抗においては改善効果を確認できなかったとしている。

(2) セメントによる Adobe の品質改善<sup>2-5)</sup>

文献<sup>2-5)</sup>では、セメントを安定剤として用いた実験を行っている。Adobe の調合中の粘土をセメントに置換することによる品質改善の効果の把握を目的に乾燥収縮、圧縮強度、侵食抵抗の実験を行っている。要因は  $V_{\text{cement}} / (V_{\text{cement}} + V_{\text{clay}})$  (セメント+粘土の容積中のセメントの容積、以下、セメント置換率とする) である。要因と水準を表 2.3 に示す。

表 2.3 要因と水準

cement/clay ratio	0.05, 0.15, 0.25, 0.50
$(V_{\text{cem.}}) / (V_{\text{cem.}} + V_{\text{clay}}) = R_c$	

質量変化率および乾燥収縮率と材齢の関係を図 2.11 に示す。材齢 1 週までの乾燥収縮が大きいことが分かる。乾燥収縮率はセメント置換率の増大とともに減少した。質量変化率は置換率 0.25 以下の試験体で、無置換とほぼ同じ変化率を示したとしている。

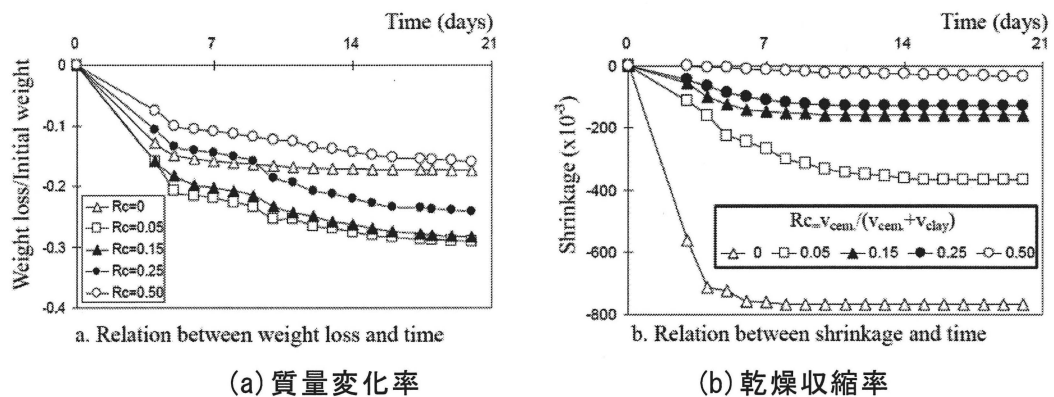


図 2.11 乾燥収縮と材齢の関係

図 2.12 に圧縮強度とセメント置換率の関係を示す。セメント置換率 5%の場合、無置換に対して強度の低下が見られ、置換率 15%以上では強度は置換率の増加と共に増加している。

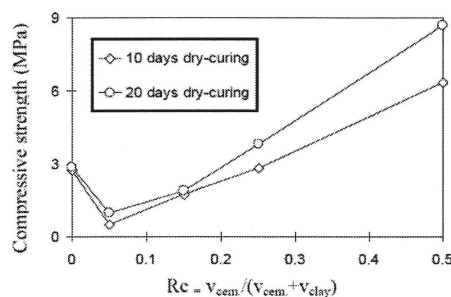


図 2.12 圧縮強度とセメント置換率の関係



浸食深さの測定結果を図 2.13 に示す。浸食はセメント置換率 0、0.05 の試験体のみに現れた。0.25%以上の試験体で浸食は発生せず、セメント置換率の増大により、浸食の抵抗性は飛躍的に改善されたとしている。

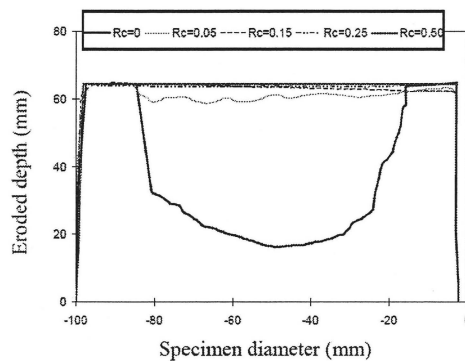


図 2.13 浸食深さの測定結果

以上から、Adobe の品質改善のために強化剤としてセメントを用いることで、セメント置換量 0.5 の試験体で強度の低下が見られた以外は、乾燥収縮・圧縮強度・浸食抵抗において高い品質改善効果を確認できたとしている。

(3)セメントにより品質改善した Adobe の水中養生による強度改善<sup>2-5)</sup>

文献<sup>2-5)</sup>では、セメントを安定剤として用い、水中養生を行うことで、強度改善を試みる実験を行っている。要因は  $V_{\text{cement}}/(V_{\text{cement}}+V_{\text{clay}})$  (セメント+粘土の容積中のセメントの容積)である。水中養生は試験体が硬化した3日から28日であり、その後、気中養生を行っている。図2.14に材齢-圧縮強度関係を示す。セメント置換量0.25の試験体で強度は7MPa、0.50の試験体で15MPaまで高めることができるとしている。

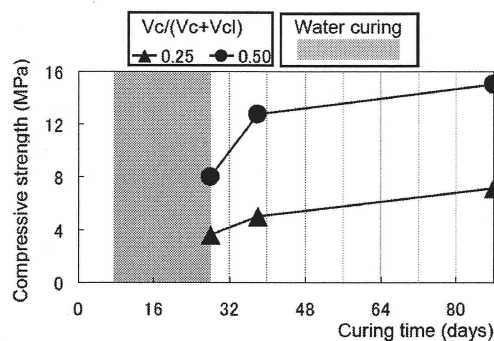


図 2.14 圧縮強度と材齢の関係

図2.15にセメント置換量と圧縮強度の関係を示す。気中養生のデータは前述の文献<sup>2-3)</sup>と同様である。水中養生を行った場合、機中養生に比べ、2倍程度の強度の増加が見られるとしている。

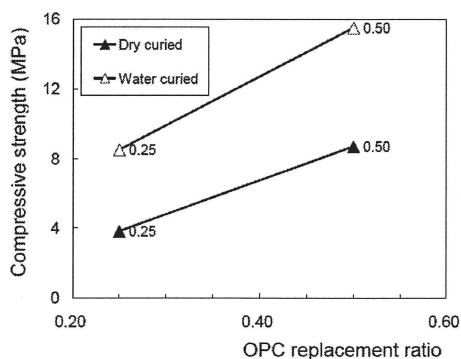


図 2.15 圧縮強度とセメント置換率の関係

## 2.2 煉瓦目地のせん断強度に関する既往の研究

### 2.2.1 概説

前述のように Adobe の目地、壁体、破壊基準に関する研究は国内外を問わず、ほとんど行われていない。しかし、同じ無補強組積造の1つである焼き煉瓦(以下、煉瓦)については多くの研究事例が存在する。本節では、Adobe 構造物と同じ無補強組積造である煉瓦構造物に着目し、煉瓦目地のせん断試験方法、煉瓦目地の破壊基準の形式に関する既往の研究の整理を行う。

### 2.2.2 煉瓦目地のせん断試験方法

文献<sup>2-6)</sup>によると、煉瓦目地のせん断試験については、比較的多くの試験が行われているが、試験体の形状や試験の方法はそれぞれ異なり、統一されていないのが現状である。表 2.4 に既往の文献で採用されている煉瓦目地の主なせん断試験方法を示す。

表 2.4 既往の文献で採用されている煉瓦目地のせん断試験方法<sup>2-6)</sup>

	一面せん断試験	一面せん断試験 (角度を付けた 圧縮試験)	一面せん断試験 (軸力載荷なし)	二面せん断試験 (軸力載荷あり)	壁体せん断試験 (軸力載荷)	壁体せん断試験 (対角線圧縮加力試験)
文献 No.	2-7)～2-9)	2-10)	2-11)～2-20)	2-21)～2-23)	2-27)・2-29)・2-34)	2-24)～2-27)
試験 概要 図						

一面せん断試験の適用例<sup>2-7)～2-9)</sup>では、上部から鉛直力を載荷しながら水平方向にせん断力を加えるのが一般的であり、専用の載荷治具が必要になる。文献<sup>2-10)</sup>では、目地モルタルのすべり強度試験という位置づけで、目地と載荷軸のなす角度を変化させて圧縮することにより、一面せん断試験を行っている。適用例が多いのは、二面せん断試験であるが、軸力を載荷しない試験例<sup>2-11)～2-20)</sup>と軸力を載荷した試験例<sup>2-21)～2-23)</sup>の2種類があり、載荷しない事例のほうが多い。通常、煉瓦建築物の水平目地にせん断力が加わる場合には軸力がかかっているため、軸力を載荷しない場合は、結果としては安全側の評価となるものの、実際の煉瓦建築物のせん断耐力とは異なると考えられる。一方、実際の条件に近いものとなる軸力を載荷する場合には、それ専用の載荷治具が必要になる。さらに、軸力の有無に関わらず、目地幅に応じてせん断面に曲げモーメントが発生するために応力状態が不明確である。軸力を変化させて試験を行う際には軸力の水準数だけ試験体数が増えるため、標準試験としてそのまま採用するには問題がある。

壁体のせん断試験については、軸力を载荷しながらせん断力を加える試験<sup>2-27)~2-29), 2-34)</sup>と、対角線圧縮加力試験<sup>2-24)~2-27)</sup>の例とがあるが、実大試験となると加力装置が大きく、装置の設置が困難で費用もかかり、実際の建築物からの試験体採取も容易とは言えないため、調査および診断の際にはあまり現実的ではない。

以上のように、煉瓦構造体の力学特性を把握するための試験のうち、せん断強度の評価試験に関しては、必ずしも十分に確立されているとは言えない。

### 2.2.3 煉瓦目地のせん断破壊基準

#### (1) 既往のせん断破壊基準

煉瓦構造体は、煉瓦と目地の複合体であるため、コンクリートのような連続体と仮定できる材料と比べて、煉瓦と目地の境界部分などの施工時における品質のばらつきも大きいと考えられる。このため、耐震診断の際など、コア採取による試験によってある程度の妥当性のあるデータを得るためには、試験体数を相当数に増やす必要がある。しかし、既存構造物から多数の試験体を採取するのは現実的でなく、また、せん断強度特性の直接測定には特殊な処理および载荷治具が必要となる。そのため、これらの問題を軽減する現実的な対策としては、比較的測定が容易な物理量から一般的なせん断強度特性を推定する手法の確立が有効であると考えられる。また、このとき、建物の階数が異なる場合などのように垂直応力 $\sigma$ が異なる条件についても評価できるようにするためには、単にある载荷条件でのせん断強度としてではなく、必要な範囲の応力状態（主として、垂直応力の変動）をカバーした破壊基準としてせん断強度特性が得られる必要がある。

煉瓦構造要素の破壊基準の形式については様々な形が提案されている。図2.16に既往の研究で採用されている煉瓦構造要素に対するせん断破壊基準の主な形式を示す。

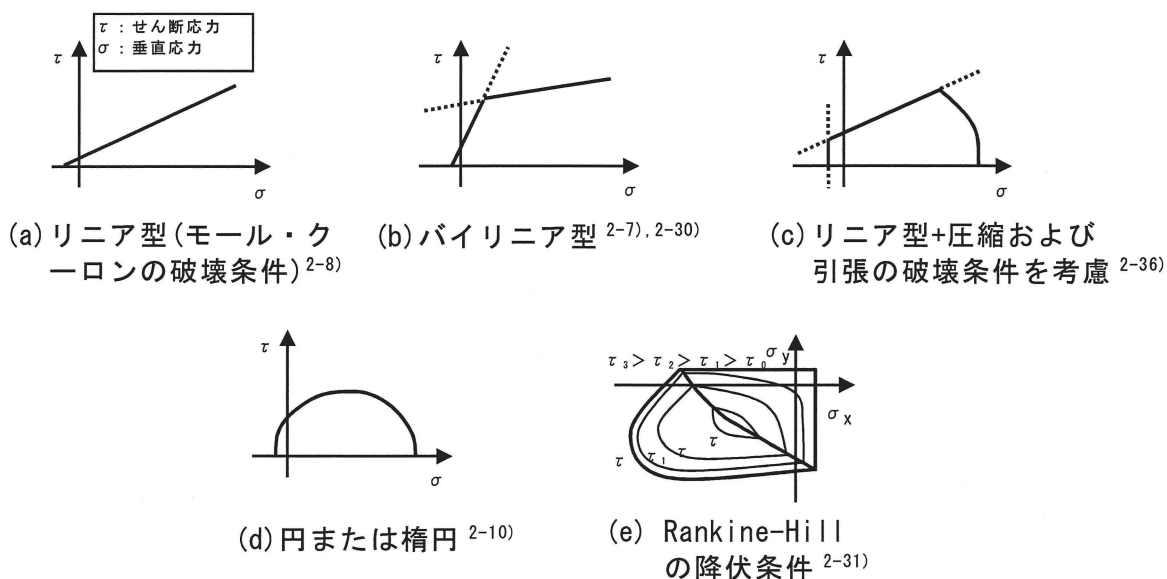


図 2.16 既往の研究に見られる煉瓦構造要素の破壊基準の形式

図の破壊基準式(a)<sup>2-8)</sup>および(b)<sup>2-7), 2-30)</sup>のような比較的単純なモデルでは、直線近似であることから、精度が低く表現できない領域が存在する。前者は、x軸切片の引張領域の精度が低く、後者は、2つの直線が交差する領域で精度が低くなっている恐れがある。

一方で精度が高いモデルである基準式(c)<sup>2-36)</sup>、(d)<sup>2-10)</sup>および(e)<sup>2-31)</sup>で、前者の2つのモデルは、圧縮領域のギャップモデルに特徴があり、後者はxおよびyの2方向の異方性を表現できるモデルであることに特徴がある<sup>2-32)</sup>。しかし、せん断耐力を評価する上で、精度が高いモデルではあるが、前者の2つのモデルは、高圧縮力で破壊する場合に有効ではあるが、ここまで圧縮力を必要としない場合、適用は不適切だと考えられる。

## 2.2.4 煉瓦目地のせん断強度に関する研究事例

前節および前々節で、煉瓦目地のせん断強度に関する研究の中から、代表的な煉瓦目地のせん断試験方法、せん断破壊基準に関する研究事例を整理する。

### (1) 一面せん断試験およびリニア型の破壊基準

文献<sup>2-8)</sup>では3種類の目地に対して圧縮力を負荷させて、一面せん断試験を行っている。目地の種類と配合については、表2.5に示している。表の配合は各目地の代表的な配合とされる質量比を採用している。

試験体形状については、図2.17に示している。この試験では目地と煉瓦との摩擦性状を明らかにすることを主眼としているので、上煉瓦と目地を分離するように施工を行っている。

表 2.5 目地の配合

記号	目地	石灰	セメント	砂
A	セメント目地	—	1	3
B	石灰セメント目地	2	1	5
C	石灰目地	1	—	1.5

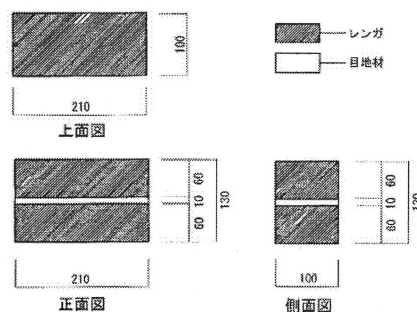


図 2.17 試験体形状

負荷させる圧縮応力は 0.05, 0.10, 0.30, 0.70, および 1.50 (N/mm<sup>2</sup>) の 5 種類である。載荷装置を図 2.18 に示す。

目地材の材料実験として圧縮および割裂試験結果を、それぞれ表 2.6 および表 2.7 に示す。石灰と砂を配合した目地材の圧縮強度は 0.305N/mm<sup>2</sup>、割裂強度は 0.0485N/mm<sup>2</sup>であり、モルタルおよびモルタルと石灰を配合した目地材と比べ、非常に小さい値となっている。

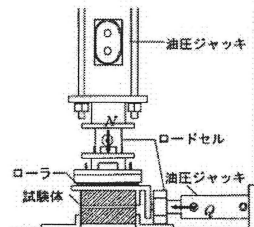


図 2.18 載荷装置

表 2.6 目地材の圧縮試験結果

目地材の配合	試験体名			平均 (N/mm <sup>2</sup> )
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )			
セメント：砂 (1：3)	1	2	3	17.6
	15.1	20.6	17.2	
セメント：石灰：砂 (1：2：5)	1	2	3	6.92
	7.60	7.52	5.65	
石灰：砂 (1：1.5)	1	2	3	0.305
	0.222	0.317	0.377	

表 2.7 目地材の割裂試験結果

目地材の配合	試験体名			平均 (N/mm <sup>2</sup> )
	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )			
セメント：砂 (1：3)	1	2	3	2.38
	2.90	1.95	2.29	
セメント：石灰：砂 (1：2：5)	1	2	3	0.600
	0.594	0.675	0.531	
石灰：砂 (1：1.5)	1	2	3	0.0485
	0.0578	0.0426	0.0452	

写真 2.1 に破壊状況を、図 2.19 に圧縮応力(垂直応力)  $\sigma$  と摩擦強度(せん断強度)  $\tau$  の関係を示す。結論としては、目地材がセメントモルタルの試験体(A シリーズ)より、モルタルに石灰を配合した試験体(B シリーズ)の方が圧縮応力が大きくなるほど摩擦強度が大きくなったとしている。目地の種類によって、摩擦強度(せん断強度)  $\tau$  と圧縮応力(垂直応力)  $\sigma$  との回帰式として、モール・クーロンの破壊条件となるリニア型[図 2.16(a)参照]を用いている(図 2.19 参照)。

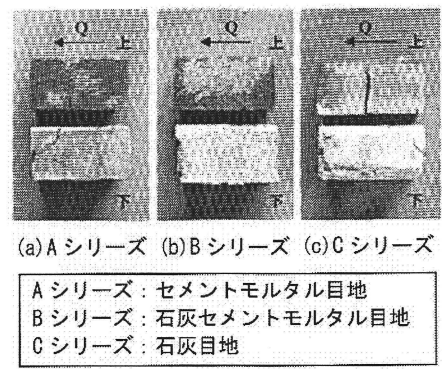
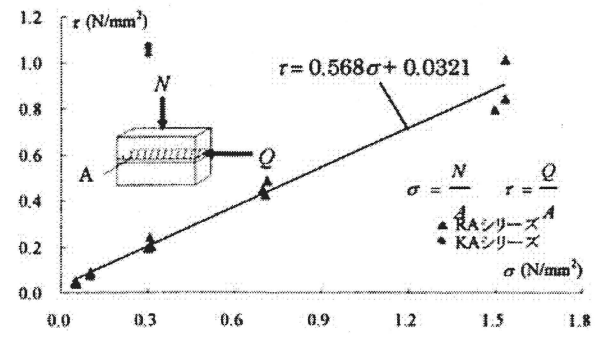
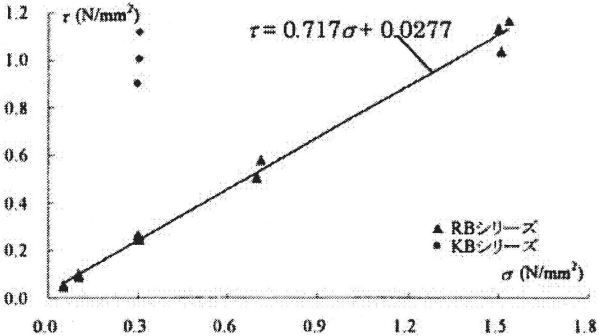


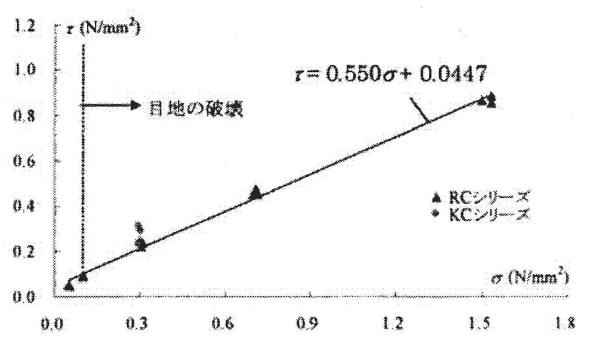
写真 2.1 破壊状況



(a) A シリーズ (セメントモルタル目地)



(b) B シリーズ (石灰セメントモルタル目地)



(c) C シリーズ (石灰目地)

図 2.19 圧縮応力度と摩擦・せん断強度の関係

## (2) 一面せん断試験、二面せん断試験およびリニア型の破壊基準

文献<sup>2-20)</sup>は、文献<sup>2-8)</sup>の関連研究で、煉瓦組積要素のせん断試験として、一面せん断試験と二面せん断試験を行っている。

一面せん断試験の方法は図 2.18 と同様であり、圧縮荷重は 0、1.05、2.10、6.30、14.7、31.5kN の 6 種類で、試験体上面に所定の圧縮力  $N$  を載荷しながら、せん断力  $Q$  をオイルジャッキによって、負荷するものである。

二面せん断試験は図 2.20 に示すように、左右の煉瓦の下部を支持し、中央煉瓦の天端に鋼板を置いて油圧ジャッキによって載荷した。

目地の種類は、一面せん断試験においては A シリーズ(セメントモルタル)、B シリーズ(石灰セメントモルタル)、C シリーズ(石灰モルタル)、D シリーズ(C シリーズの目地に粒銀杏を石灰 2.8kg に対し 42kg 入れたモルタル)であり、二面せん断試験は A、B、C シリーズである。

結果を図 2.21 に示す。A シリーズの破壊性状は境界面での破断と煉瓦の割れが観測された。B シリーズの破壊性状はすべてが煉瓦と目地との境界面での破断となった。A シリーズは、境界面で破断するものと圧縮応力が(垂直応力)  $\sigma$  の関係に着目すると、圧縮応力(垂直応力)の増加とともにせん断応力  $\tau$  が増加する傾向にある。B シリーズは、せん断応力  $\tau$  のばらつきが大きいことが分かる。C シリーズは、すべてが目地の中央でせん断破壊となり、そのせん断応力  $\tau$  のばらつきも小さい。また、圧縮応力(垂直応力)  $\sigma$  とせん断応力  $\tau$  の関係は線型関係成り立つと言えるとしている。D シリーズは C シリーズとほぼ同じ傾向を示しているとしている。

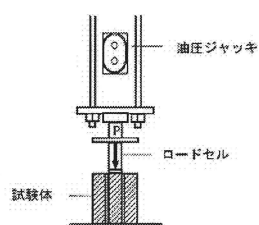
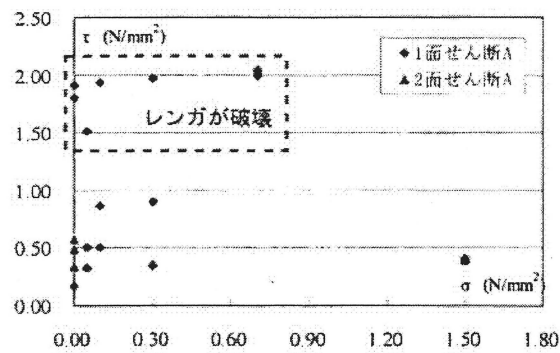
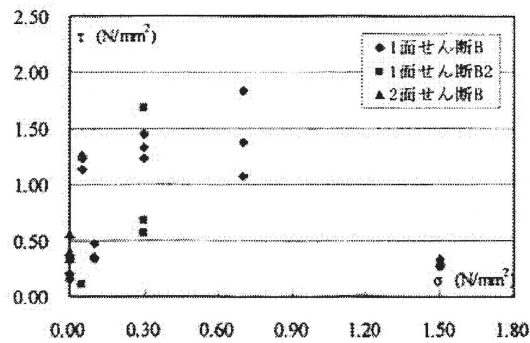


図 2.20 二面せん断試験方法

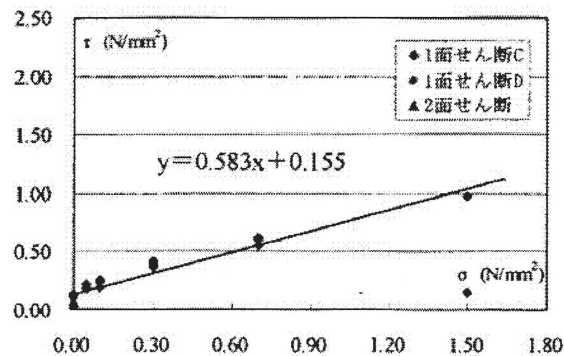




(a) A シリーズ (セメントモルタル目地)



(b) B シリーズ (石灰セメントモルタル目地)



(c) C シリーズ (石灰目地)

図 2.21 圧縮応力(垂直応力)とせん断応力の関係

## (3) 一面せん断試験およびバイリニア型の破壊基準

文献<sup>2-7)</sup>では、直応力(垂直応力)を要因として目地の一面せん断試験(図 2.22 参照)を行い、煉瓦壁体の耐力算定に関する基礎的な実験を行った。試験体は、新規製作および既存壁からの現場切り出し(図 2.23 参照)の2段積み煉瓦メゾンリーとした。煉瓦とモルタルの強度を表 2.8 に示す。

直応力(垂直応力)は 0、5、10、20kgf/cm<sup>2</sup> としている(既存壁切り出しのシリーズでは 2.5kgf/cm<sup>2</sup> のもの 1 体を加えている。

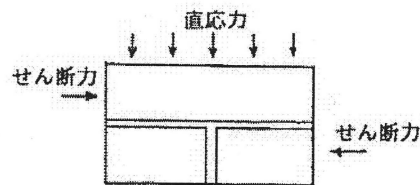


図 2.22 加力計画

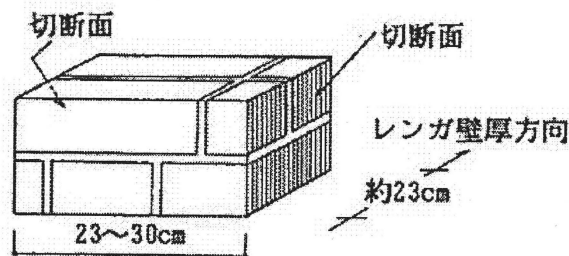


図 2.23 既存壁切り出し試験体

表 2.8 煉瓦とモルタルの強度

a) レンガ・コンクリート 目地モルタル		E	$\sigma_s$
レンガ	(新規)	3.00	1138
レンガ	(現場)	0.60	304
コンクリート		2.26	247
目地モルタル		0.382	37.7
モルタルグラウト		2.40	448
レンガメゾンリー	(新規)	0.80	300
レンガメゾンリー	(現場)	0.30	140

b) 鉄筋と鋼材		E	$\sigma_y$	$\sigma_T$
壁筋	D10	1.88	3350 *	5570
アンカー筋	D13	1.89	3750	5435
F B	3×22	2.08	7090 *	7720
H	100×50	2.07	2850	4200
H	100×100	2.09	3270	4680
横板	—6.5	2.10	3270	4290
F B	22×100	2.09	2920	4550
F B	12×44			

E : ヤング係数 (10<sup>6</sup>kgf/cm<sup>2</sup>)

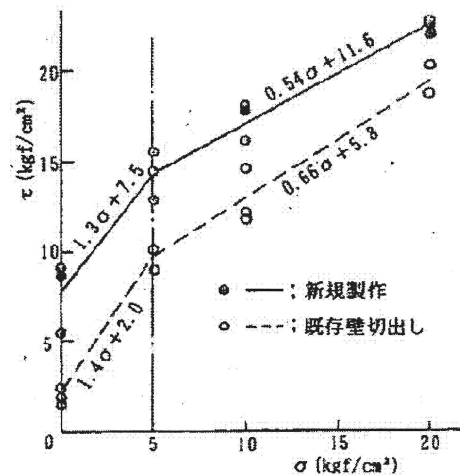
$\sigma_s$  : 圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>) \* 0.2% off set

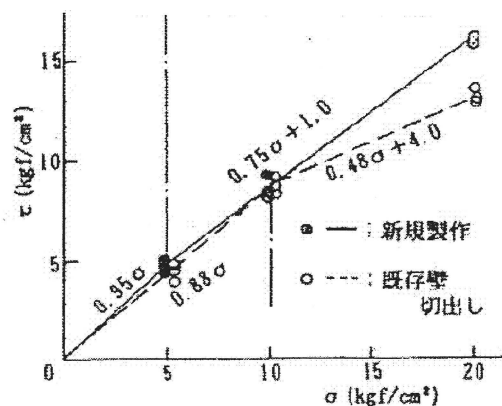
$\sigma_T$  : 引張強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

実験結果(破壊モード)は、すべての試験体に共通して微小変形時に目地にひび割れが生じ、急激な耐力低下を生じたとしている。直応力度(垂直応力)が加わっていると、ひび割れ間の摩擦でせん断力を負担し、このせん断力レベルは目地ずれの大きさによらず一定であった。また新規製作シリーズではモルタルと煉瓦の界面でのずれが多かったとしている。

直応力度(垂直応力)とひび割れ発生時のせん断強度およびひび割れ発生後のせん断強度との関係を図 2.24 に示す。この2つのせん断強度は、直応力度(垂直応力)に比例して増加し、モール・クーロンの破壊条件にあてはめることができるとしている。ひび割れ発生直後も直応力(垂直応力)が作用すると、目地はせん断力を負担できる。また、ひび割れ発生直後の目地せん断強度は直応力度とともに上昇し、摩擦係数に換算して 0.8 前後のせん断力を負担するとしている。ひび割れ発生時のせん断強度については  $\tan \phi = 0.54 \sim 0.66$  で、 $C$  は製作方法によって異なること、およびひび割れ発生直後のせん断強度については、ばらつきが少なく、 $C \div 0$ 、 $\tan \phi \div 0.8$  であることが図から読み取れるとしている。



(a) ひび割れ発生時の強度



(b) ひび割れ発生直後の強度

図 2.24 直応力度(垂直応力)とせん断強度の関係

## (4) リニア型+圧縮および引張型の破壊基準

文献<sup>2-31)</sup>では、図 2.25 に示すように、引張モード①、せん断モード②、圧縮モード③の範囲を組み合わせた破壊基準を提案している。

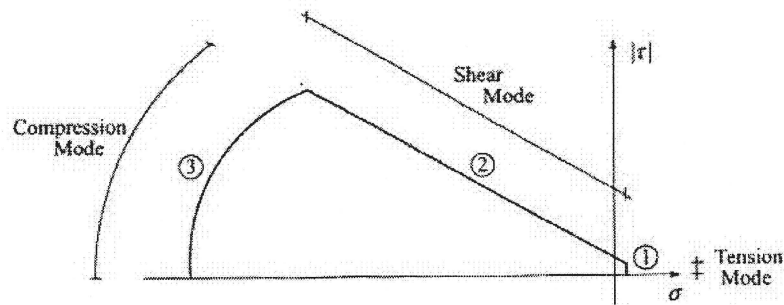


図 2.25 各モードを組み合わせた破壊基準

## (5) 一面せん断試験(試験体に角度を付けた圧縮試験)による円または楕円型の破壊基準形式

文献<sup>2-10)</sup>では目地モルタルのすべり強度試験と、煉瓦目地のモルタルの引張接着強度試験を行っている。

目地モルタルのすべり強度試験は、図 2.26 に示すように、小型の試験片として図中(a)コア試験片と図中(b)2 段積試験片の2 種類を用い、図 2.27 (a) (b)に示すように試験片を設置して、接着面と載荷軸のなす角度  $\theta$  が 45, 30, 20 度となる3 種類について圧縮試験を行っている。このほか図 2.27 (c)に示す実大寸法の水平目地モルタルのすべり強度特性を調べる壁体試験体を、 $\theta$  を 45 度として作製している。表 2.9 に煉瓦直方体とモルタルシリンダーの力学的特性を示す。煉瓦は赤煉瓦で、目地のモルタルの配合は重量比でセメント：石灰：砂：水の比が 1:1.1:7.4:1.5 としている。目地モルタルの圧縮強度は平均で  $9.51\text{N/mm}^2$  であった。

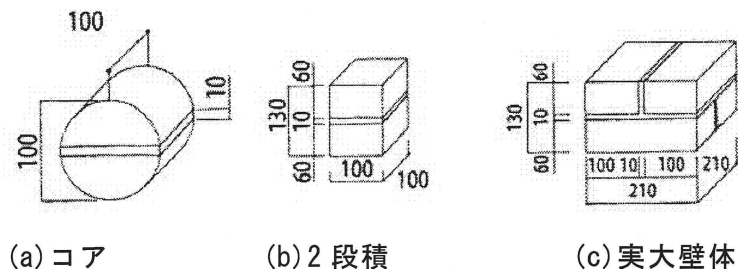


図 2.26 すべり強度試験の試験片の形状

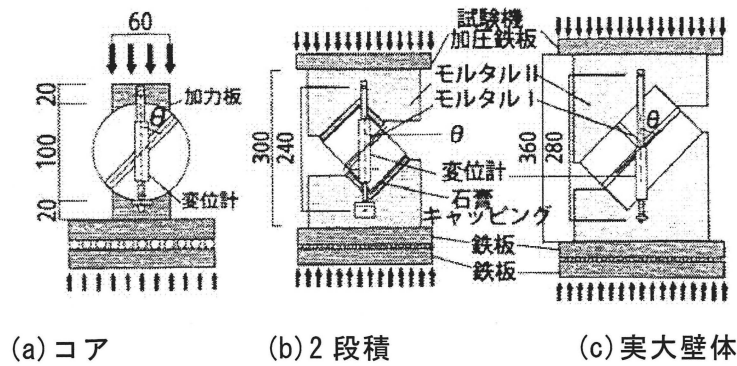


図 2.27 すべり強度試験の加力方法

表 2.9 煉瓦とモルタルの強度特性

	$E$ ( $10^3 \text{ N/mm}^2$ )	$\sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\varepsilon_B$ (%)	$\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )
煉瓦	11.57	49.3	0.43	1.26
モルタル	9.38	9.6	0.10	0.88

$E$ : ヤング係数,  $\sigma_B$ : 圧縮強度,  $\varepsilon_B$ : 圧縮ひずみ,  $\sigma_t$ : 引張強度

結果は全試験体とも煉瓦とモルタルの接着面ですべり破壊が生じたが、図 2.28 に示すようにモルタルにほぼ鉛直の縦ひび割れが生じ、このひび割れの左右ですべり面が上側煉瓦接着面と下側煉瓦接着面に分かれたとしている。

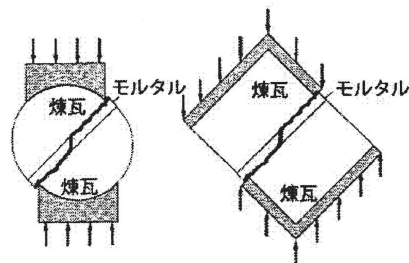
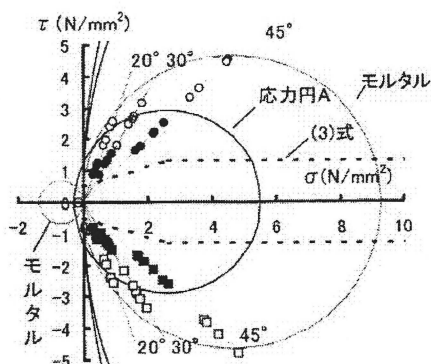


図 2.28 目地モルタルのすべり破壊状況

図 2.29 にモルタル接着面の垂直応力  $\sigma$  が圧縮となる範囲の  $\tau - \sigma$  関係にコア試験片と二段積試験片の実験データを白塗りの記号でプロットして示す。同図中にはモルタルの一軸圧縮強度時の応力円と引張接着破壊基準を示す応力円 A も示している。コア試験片の強度試験結果に式 (2.1) に示す補正係数  $\kappa$  を用いると、実大寸法の壁体の圧縮強度と目地モルタルのすべり強度特性 ( $\tau - \sigma$  関係) について推定できるとしている。

図 2.29 圧縮側の  $\tau$ - $\sigma$  関係とすべり強度分布

$$\kappa = \frac{\text{縦目地モルタルの抵抗を無視した六段積壁試験体の平均圧縮強度}}{\text{コアおよび二段積試験体}} \quad (2.1)$$

ここで、コア試験体の  $\kappa = 0.49$   
二段積試験体の  $\kappa = 0.45$

煉瓦目地モルタルの引張接着強度試験では、小型の試験片としてコア試験片と二段積試験片の2種類を取り上げている。図 2.30 に示すように試験片の煉瓦側面に 6 mm 厚の帯鉄板をエポキシ系接着剤で接着して、上下の帯鉄板に固定されたボルトをピン支持する状態で引張载荷を行っている。接着強度は、煉瓦と目地モルタルの接着面に対して垂直に引張力が作用する状態と、45° に作用する状態について調べている。

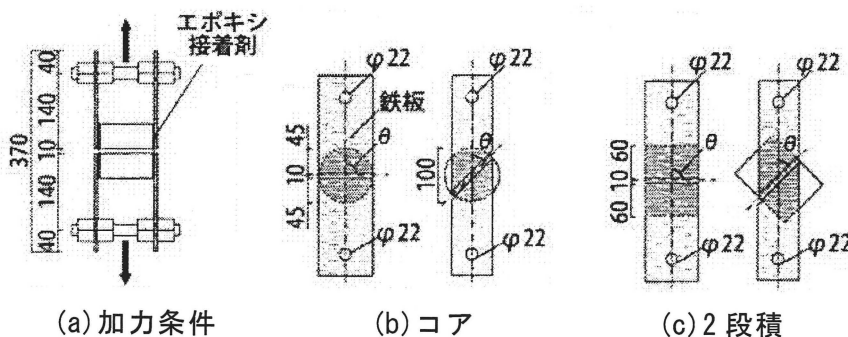


図 2.30 引張接着強度試験体の形状

結果は全試験体とも、煉瓦と目地モルタルの接着面で剥離した。モルタル接着強度はモルタルの引張強度に対して約 20% となっており、モルタルの引張強度から直接、接着強度を推定することは難しいとしている。図 2.431 にモルタル接着面の垂直応力  $\sigma$  が引張となる範囲の  $\tau$ - $\sigma$  関係に実験データをプロットしたものを示す。同図には圧縮域のデータも一部プロットしている。○はコア試験片のもので、□は二段積試験片のものである。モルタル接着面の引張域の  $\tau$ - $\sigma$  関係は、応力円 A で近似できそうであるとしている。

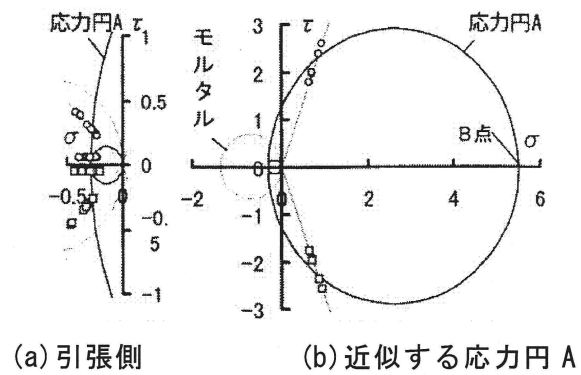


図 2.31 引張側の  $\tau$ - $\sigma$  関係と接着強度分布

(6) Rankine-Hill の降伏条件

文献<sup>2-31)</sup>では、目地を含む煉瓦積み構造の力学特性を疑似的な連続体としてマクロモデル化した構成則を提案している。この煉瓦構成則は、Rankine タイプ(引張側)、Hill タイプ(圧縮側)から成る降伏条件を仮定し、それぞれ異方性を有している。両方向とも軟化域特性をモデル化している(図 2.32 参照)。

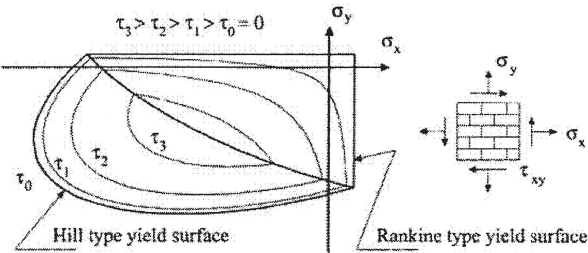


図 2.32 Rank-Hill の降伏条件

(7) 二面せん断試験

文献<sup>2-23)</sup>では、三菱一号館の壁体部の性能を調べるため、直接せん断試験を実施した。試験体は表 2.10 に示す。煉瓦の付き方は、イギリス積みとした。A 段と B 段を交互に 6 段まで積んだ 2 枚積み、2.5 枚の 2 種類である(図 2.33 参照)。

表 2.10 試験体一覧

試験項目	試験体名	形状	寸法 (mm) B×D×H(L)	備考
圧縮試験	C-2.0B	2枚積み	446.925×446.925×946.875	
	C-2.0Y			
	C-2.5B	2.5枚積み	560.55×560.55×1151.4	
	C-2.5Y			
直接せん断試験	S-2.0Y(0)	2枚積み	446.925×446.925×401.475	軸力 0
	S-2.0B(15)			軸力 150kN
	S-2.5Y(0)	2.5枚積み	560.55×560.55×401.475	軸力 0
	S-2.5B(15)			軸力 150kN
	S-2.5B(30)			軸力 300kN
	S-2.5Y(45)			軸力 450kN

※試験体名にあるBとYは、使用した煉瓦の製造メーカーが異なることを表す。

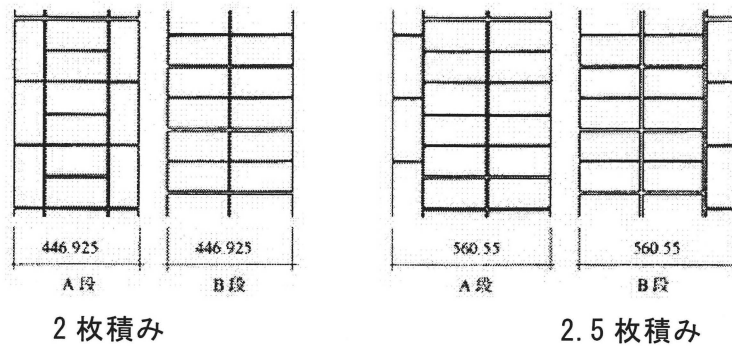


図 2.33 煉瓦積み詳細

直接せん断試験加力装置および計測装置を図 2.34 に示す。30MN 圧縮試験機を用い、側圧の大きさを 0kN、150kN、300kN、450kN とした。組積体の目地に用いる目地モルタルは製造段階で細骨材を調合した市販の製品であり、水セメント比を 53%と 59%の 2 種類で混練した。目地モルタルの材料試験結果を表 2.11 に示す。

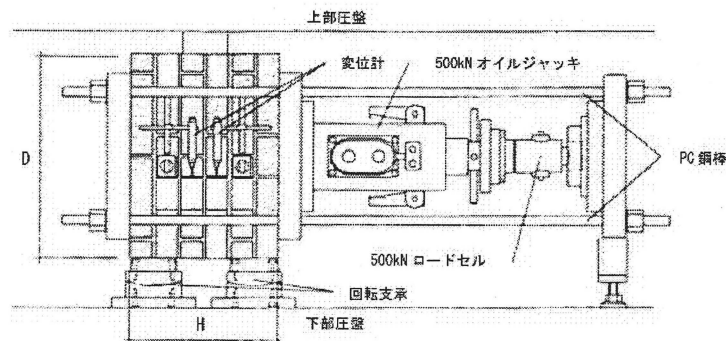


図 2.34 直接せん断試験加力装置および測定装置

表 2.11 目地モルタルの試験結果

試験体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
A	18.7	2.18
B	17.1	2.71
平均	17.9	2.45

せん断試験結果を表 2.12 に最大耐力と軸力の関係を図 2.35 に示す。せん断強度を、水平断面の 2 面分を有効断面積として換算すると、2 枚積みは側圧 150kN で 1.98N/mm<sup>2</sup>、2.5 枚積みは側圧 300kN で 1.92N/mm<sup>2</sup>、450kN で 2.36kN/mm<sup>2</sup> となり、平均せん断強度は、 $\tau_u=2.09\text{N/mm}^2$  となる。破壊性状はせん断破壊型の試験体は、最大耐力に近づくにつれ、加力面と反力面との境の目地で、ずれが生じ始め、同時に耐力が低下し、これ以降は耐力を維持しながら変形する剛塑性型の破壊性状を示した。



表 2.12 セン断試験結果

試験体名	形状	軸力 (kN)	最大耐力 (kN)	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )
S-2. 0Y(0)	2枚積み	0	277	0.69	0.99
S-2. 0B(15)		150	790	1.98	—
S-2. 5Y(0)	2.5枚積み	0	497	0.79	0.9
S-2. 5B(15)		150	992	1.58	—
S-2. 5B(30)		300	1204	1.92	—
S-2. 5Y(45)		450	1482	2.36	—
			平均	2.09	0.95

※平均のせん断強度は、せん断破壊を起こした試験体の平均となっている。

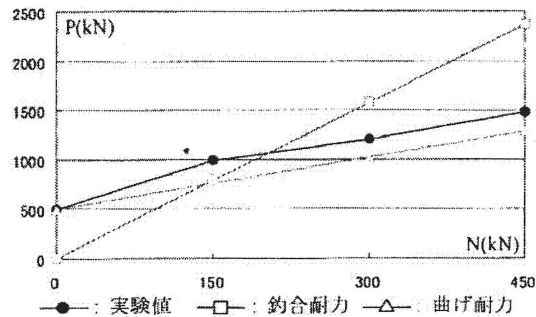


図 2.35 セン断試験：最大耐力と軸力の関係 (2.5枚積み)

#### (8) 壁のせん断試験-1

文献<sup>2-28)</sup>では組積造壁体の地震時における構造挙動を実験的に明らかにすることを目的として、一定軸力を受ける組積造壁体の繰り返し水平加力実験を行い、高さ/幅比(H/D)、軸力と層間変形角、最大水平耐力を明らかにしている。開口部を有するより現実に近い組積造壁体の実験を行う前に、推定される構造挙動別に壁体を分解し(図 2.36 参照)、それぞれの構造挙動を調べるため実験を行っている。

図 2.36 で分割した梁(A)、柱(B)の各モデルの試験体を作成している。具体的には、梁モデル A:A1(H/D=2.0)、A2(H/D=1.276)、A3(H/D=0.683)、柱モデル B:B1(H/D=1.921)、B2(H/D=1.217)、B3(H/D=0.634)の計6種類である。図 2.37 に試験体例として梁モデル A2を示す。壁厚は210mm、目地モルタルの厚さは10mmとしている。試験体壁の上下に鉄筋コンクリートとの接合面は、図を見る限りアンカー等での緊結していない。

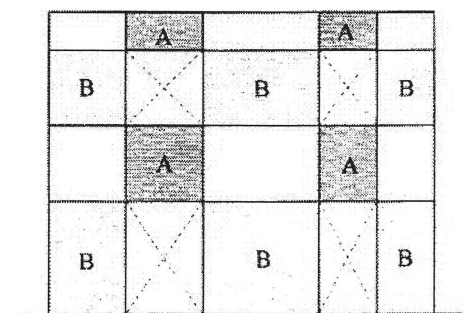


図 2.36 組積造壁体のモデル化

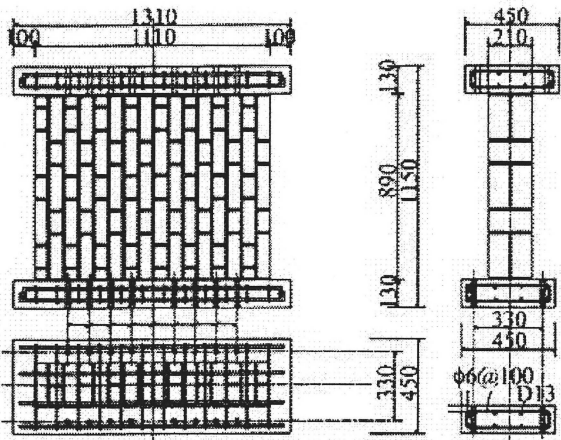


図 2.37 試験体例(梁モデル A2)

組積造壁体の構成材料は、煉瓦は JIS4 種 (210×60×100mm、圧縮強度 3MPa 以上) を使用し、モルタルの調合は表 2.13 に示す。

表 2.13 モルタルの調合表(1lあたり)

セメント (g/L)	消石灰 (g/L)	細骨材 (g/L)	水 (cc/L)	フロー 値 (g/L)	水/セメント +消石灰比 (%)	水/セメント比 (%)	水/消石灰比 (%)	消石灰の割合 (%)	容積比 消石灰: 細骨材
174.5	247.3	1252.2	337.5	168	80.0	193.4	136.5	32.3	1 : 4.50

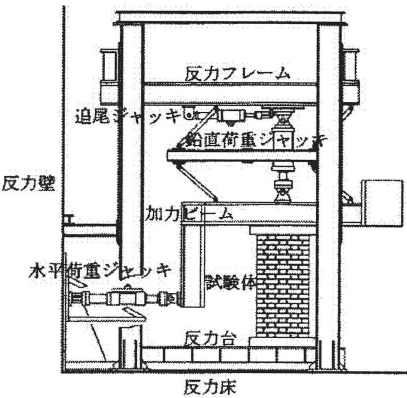


図 2.38 載荷装置

載荷装置を図 2.38 に示す。組積造試験体の鉄筋コンクリート基礎は、PC 鋼棒を用いて反力床に固定された反力台に高力ボルトにより緊結し、組積造試験体上部の鉄筋コンクリート梁は同じく高力ボルトにより加力ビームに緊結した。この加力ビームを水平に保つため、加力ビームと反力フレームの間にパンタグラフが取り付けられている。一定鉛直荷重と繰り返し水平荷重を油圧ジャッキにより試験体に加力した。

実験に用いた鉛直荷重は、最上階と4階建ての組積造建築物における1階部分の壁体を想定しており、モデルBは、最上階で0.2MPa、1階部分で1.2MPaと仮定し、モデルAの組積造壁体が負担する常時水平荷重は0であることから、最小限の圧縮応力度0.05MPaを加えて実験している。加力は、層間変形角で制御し、鉄筋コンクリート造の耐震壁の実験を参考に、崩壊するまで0.02radとその整数倍の部材角で各2回繰り返すことを原則としている。

Magenes 等の研究によれば、柱に相当する組積造壁体の最大水平耐力は破壊モードに応じて以下の式で推定されるためモデルBの最大水平耐力を推定し、実際の最大水平耐力と比較している。しかし、梁に相当する組積造壁体Aの最大水平耐力に関する式はない。

・曲げ、ロッキング

$$V_r = \frac{D \cdot t}{\alpha_v} \cdot \frac{p}{2} \left( 1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u} \right) \quad (2.2)$$

$$\alpha_v = \frac{\psi \cdot H}{D} \quad (2.3)$$

ここで、D:壁体の幅、t:壁体の厚さ、H:壁体の高さ、p:単位面積当たりの鉛直荷重、 $\kappa$ :実験による係数(0.85)、 $f_u$ :圧縮強度、 $\psi$ :壁体の上下方向の拘束効果(0.5:固定、1.0:自由)

・せん断

$$V_d = D \cdot t \cdot \min \left( \frac{1.5 \cdot c + \mu \cdot p}{1 + 3 \cdot c \cdot \frac{\alpha_v}{p}}, \frac{c + \mu \cdot p}{1 + \alpha_v} \right) \quad (2.4)$$

ここで、 $\mu$ :摩擦係数、c=粘着力

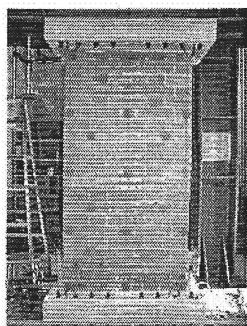


写真 2.2 曲げ卓越型崩壊 (B1)

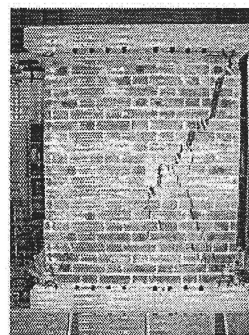


写真 2.3 せん断卓越型崩壊 (B2)

柱モデルの結果だけを見ると、 $H/D$  の大きい B1 は、鉛直荷重の大小にかかわらず、曲げひび割れが最初に壁体の端部で水平目地に沿って発生している。その後は、水平荷重は上昇せず、水平目地に沿う滑りが観測されている(写真 2.2 参照)。鉛直軸応力度 0.2MPa、1.2MPa 時の実験による最大水平耐力は、それぞれ 22.29kN (15.5kN)、95.88kN (68.6kN) である。括弧内の値は推定式の値である。

鉛直応力が小さい場合 (0.2MPa)、 $H/D$  が小さくなるに従い (B2、B3)、鉛直応力が小さい場合と同様に、最初の壁体の端部で水平目地と縦目地に沿うせん断ひび割れが発生した。その後、煉瓦を貫通するせん断ひび割れが観測され、急激に耐力が低下し、壁体が崩壊している (写真 2.3 参照)。

よって、柱に相当する部分に関する組積造壁体の実験により、Magenes 等が提案している最大水平耐力の推定式の検討結果として、各推定式は、せん断崩壊モードから曲げ崩壊モードになるに従い、また鉛直応力が小さくなるに従い、精度が下がることが明らかとなっている。

#### (9) 壁のせん断試験-2

文献 2-34)、2-35) では、地震に対して脆弱な無補強組積造 (URM) 建築を合理的に耐震化するための手法として、加工煉瓦を用いた組積造壁を提案し、その耐震性能を静的破壊実験により検証した。試験体は、図 2.39 に示すように、普通の形状をした煉瓦を用いた試験体(従来型)と、加工煉瓦を用いた試験体(開発型)の2種類の試験体を作成した。鉄骨スタブを試験体の上下に設置し、鉄骨スタブと試験体との接合面は、目地モルタルの付着のみで接合されており、試験体がスタブとの境界で滑ることを避けるため、図 2.40 に示すように拘束用の鉄製ストッパーを鉄骨スタブにボルトで固定して設置した。表 2.14 に試験体製作に用いた煉瓦および目地モルタルの材料試験結果を示す。煉瓦は普通煉瓦4種である。

載荷方法は図 2.40 に示すように、水平加力用アクチュエータおよび鉛直加力用アクチュエータを設置し、載荷を行っている。水平荷重を正負交番で試験体頂部変形角 1/800、1/400、1/200、1/100、1/50 までそれぞれ1サイクルずつ載荷した。鉛直方向には 20kN の一定軸力を載荷した。試験体のせん断スパン比は 1.92 である。試験体の計測位置は水平相対変位1点、鉛直相対変位2点、対角相対変位2点および3台のアクチュエータの荷重の計8点を計測した。(図 2.41 参照)

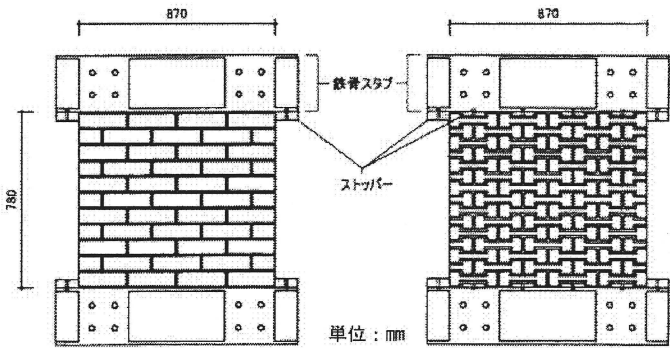


図 2.39 URM 試験体詳細

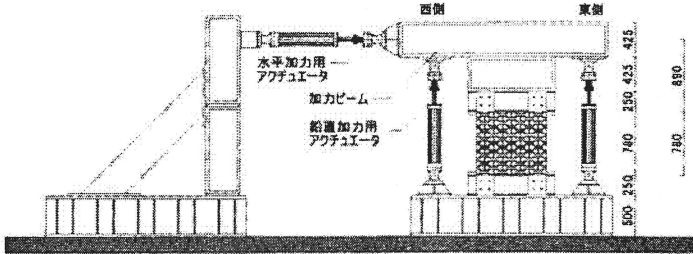


図 2.40 荷重システム詳細図

表 2.14 材料試験結果

目地モルタル		レンガ	
引張強度	圧縮強度	引張強度	圧縮強度
3.8N/mm <sup>2</sup>	30.3N/mm <sup>2</sup>	8.0N/mm <sup>2</sup>	45.5N/mm <sup>2</sup>

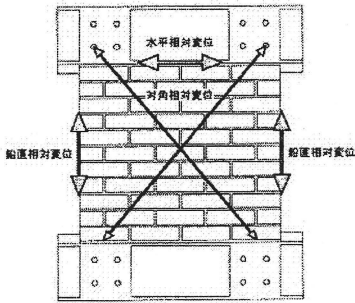


図 2.41 計測位置

図 2.42 に従来型、開発型試験体の破壊状況を示す。従来型試験体では、試験体の脚部の 2 段目の目地部に曲げひび割れが発生し、その脚部のひび割れの開閉により試験体が剛体回転を繰り返し、最大ひび割れ幅は 17mm に達した。開発型試験体では、試験体の下から 2 段目の目地部にひび割れが入り、その後脚部に曲げひび割れが生じた。

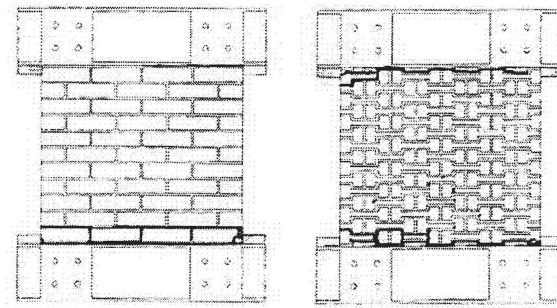


図 2.42 壁試験体最終破壊状況

図 2.43 に従来型、開発型試験体のせん断スパン比 1.92 での正負交番载荷時の荷重-変形関係を、図 2.44 にその後のせん断スパン比 1.0、0.5 での荷重-変形関係を示す。従来型と開発型には最大荷重に大差はないが、履歴ループで囲まれる面積つまり等価粘性減衰は後者の方が大きい。開発型は煉瓦に凹凸を有しており、ひび割れの開閉時の摩擦抵抗が大きいと推測される。

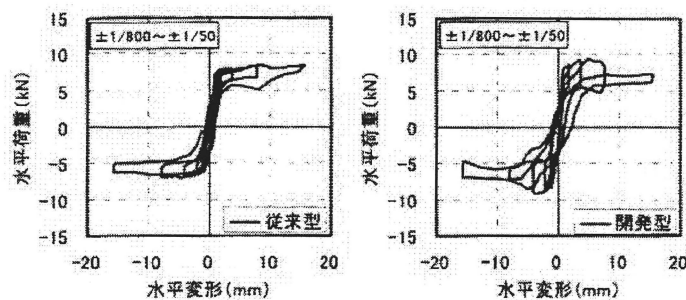


図 2.43 荷重変形関係(せん断スパン比=1.92)

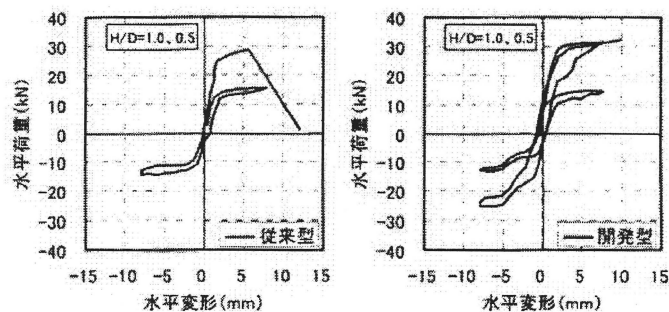


図 2.44 荷重変形関係(せん断スパン比=1.0、0.5)

## (10) 壁のせん断試験-3

この文献<sup>2-29)</sup>は文献<sup>2-34), 2-35)</sup>の継続であり、その違いは試験体形状(図 2.45 参照)、また試験体に靱性型を新たに加えている。また、図 2.46 に示す加力装置も変わっており、加力装置は試験体に作用するせん断力が最も厳しくなるよう加力点を試験体高さ中央とし、逆対称モーメントを強制することとしている。載荷手順は文献<sup>2-34), 2-35)</sup>と同様である。表 2.15 に各材料の特性を示す。

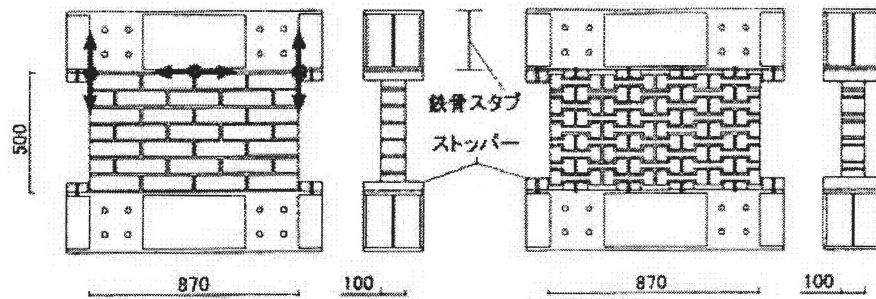


図 2.45 URM 試験体詳細

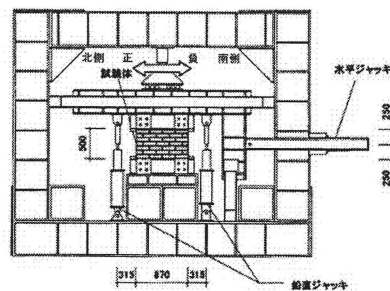
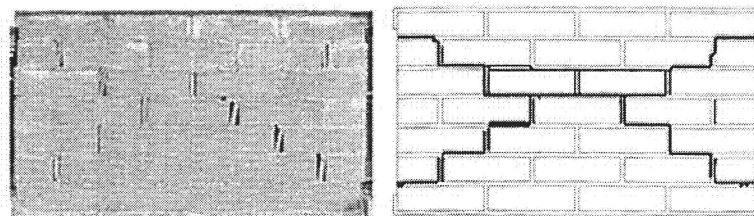


図 2.46 加力装置

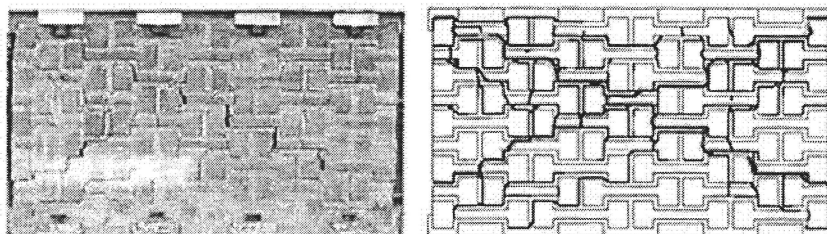
表 2.15 各材料特性

	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )				
	レンガ	FRCC	目地モルタル		
			従来型	開発型	靱性型
No. 1	8.23	7.28	0.94	0.84	0.94
No. 2	6.39	7.31	0.84	1.41	1.50
No. 3	8.24	7.84	0.94	0.98	1.41
平均	7.62	7.48	0.91	1.08	1.28

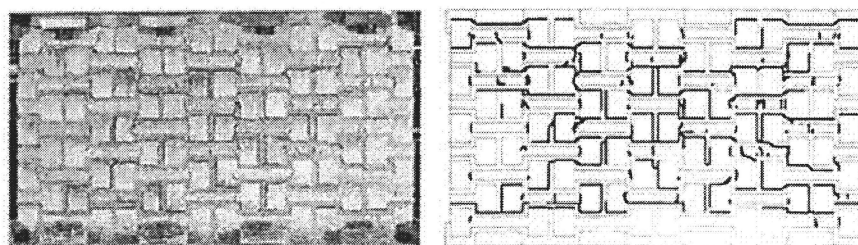
各試験体の加力終了時点での写真と、階段状に発生したひび割れを強調したひび割れ状況を図 2.47 に示す。従来型は階段状のひび割れが入り、せん断破壊が確認された。開発型はせん断ひび割れが発生し、ひび割れが階段状に進展し、せん断破壊に至っている。また、従来型では発生しなかった組積ユニット自体の損傷が確認でき、試験体対角方向に伸びるひび割れが確認できたことから、インターロッキング機構が発現したことが、伺える。靱性型の損傷は壁面全体に分散しており、各組積ユニットが総合して水平力に抵抗したことが伺える。



(a)従来型試験体



(b)開発型試験体



(c)靱性型試験体

図 2.47 各壁試験体の最終破壊状況



## (11) 破壊基準推定式-1

煉瓦目地の破壊時の  $\tau$ - $\sigma$  関係の推定式として、具体的に構成要素の特徴を考慮した提案式は多くないが、文献<sup>2-33)</sup>では目地モルタルの圧縮強度を用いた次式を提案している。

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma \quad (2.5)$$

一般的な係数の値： $\tau_0 = 0.04F_c$ 、 $\mu = 0.5$

一般的な係数の存在範囲： $0.1 < \tau_0 < 1.5$ 、 $0.3 < \mu < 1.2$

ここに、 $F_c$ ：目地モルタルの一軸圧縮強度(MPa)， $\sigma$ ：垂直応力(MPa)

上式は比較的低 $\sigma$ 領域に対するもの(図2.48参照)であり、通常時の煉瓦構造物に加わる $\sigma$ の範囲を想定したものとなっていると考えられるが、地震時にはさらに大きな $\sigma$ がかかることも予想され、その際には推定制度が低くなると考えられる。

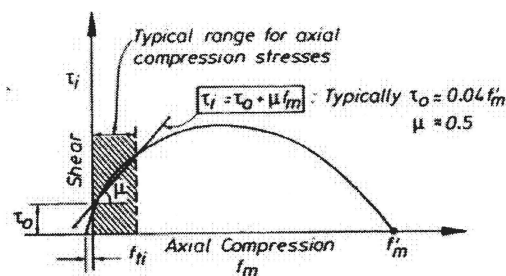


図 2.48 煉瓦目地の破壊時の  $\tau$ - $\sigma$  関係

## (12) 破壊基準推定式-2

文献<sup>2-6)</sup>では、比較的単純なモデルで、かつ目地モルタルの強度特性と破壊モードに基づき、煉瓦構造物の実用的なせん断破壊基準の推定手法を試みている。

目地のせん断試験として一面せん断試験と二面せん断試験を行い、その2種類のせん断試験の結果から、二面せん断試験で得られた断面内の応力状態を包絡し、かつ一面せん断試験結果に相関の良い曲線として以下の式を提案している。要因と水準を表2.16、一面せん断試験および二面せん断試験の概要をそれぞれ図2.49と図2.50に示す。

表 2.16 要因と水準

要因	水準
試験方法	一面せん断試験 二面せん断試験
モルタル強度 (N/mm <sup>2</sup> )	5, 10, 20
目地角度 (°) <sup>*1</sup>	15, 20, 30, 45, 90
垂直応力 (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>*2</sup>	0, 0.15, 0.3

[註] <sup>\*1</sup>：一面せん断試験のみ、<sup>\*2</sup>：二面せん断試験のみ

アンダーラインは、他の要因の水準を変化させる場合の固定値

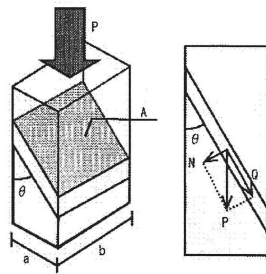


図 2.49 一面せん断試験の概要

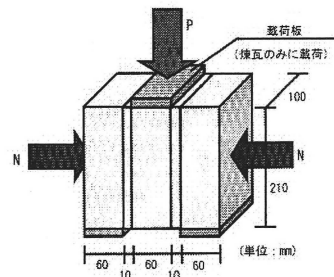


図 2.50 二面せん断試験の概要

破壊状況は、一面せん断試験の目地角度  $90^\circ$  の供試体が圧縮破壊した以外は、2面せん断の場合も含め、ほぼすべての供試体で目地と煉瓦の界面(以下、単に界面とする)で破壊した。また、破壊した界面は、全て打ち込み時の上側になっていた面であった。この理由として、目地打設時に吸水した煉瓦の水分が煉瓦下面に溜まった可能性、目地モルタルのブリーディングによって煉瓦下面に弱化層が生じた可能性が考えられるとしている。

図 2.51 に、2種類のせん断試験結果、並びに本研究結果として得られる目地モルタルおよび界面の破壊基準(後述)による計算結果を強度ごとに示す。なお同図中には、円柱体を用いた目地モルタルの圧縮および割裂引張試験から求められた応力円も併示してある。

図 2.52 は、図 2.51 における二面せん断試験の応力が小さいため、二面せん断試験結果のみを取り出し、本研究結果として得られた界面の破壊基準の推定式(後述)とともに示したものである。

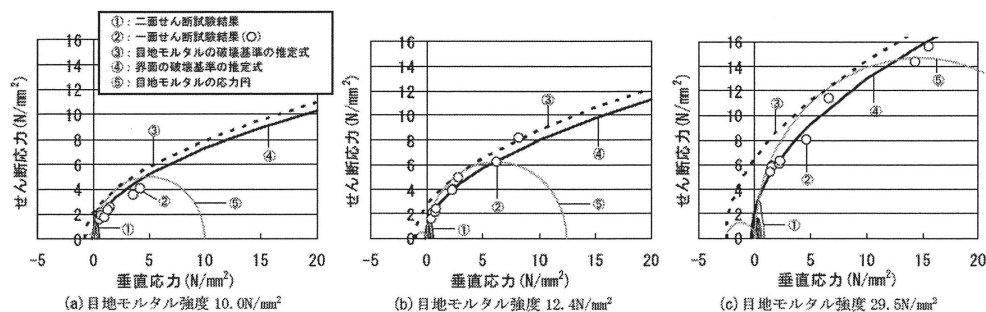


図 2.51 せん断試験結果および破壊基準式による計算結果

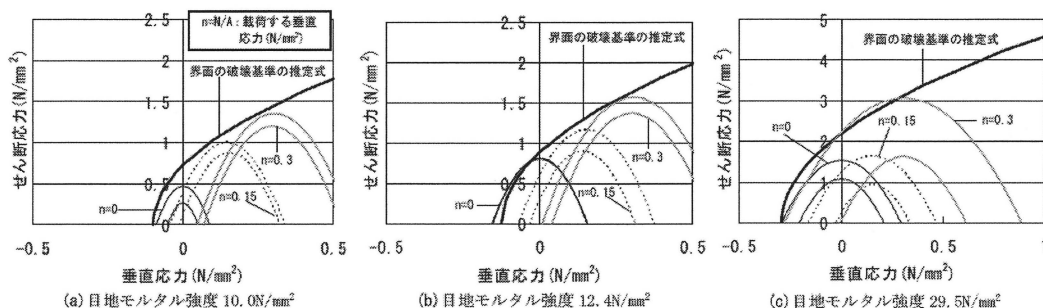


図 2.52 二面せん断試験結果および破壊基準式による計算結果(図 2.51 の拡大)

図中の推定式は、以下の(2.6)～(2.8)の手続きにより求められるものであり、界面の破壊基準を目地モルタルの強度から簡単に推定できる。

$$\tau = a(\sigma + Ft)^b \tag{2.6}$$

$$a = 0.09F_c + 1.4 \tag{2.7}$$

$$F_{t(界面)} = F_{c(モルタル)} / 100 \tag{2.8}$$

- ここに、 $\tau$ ：せん断応力(N/mm<sup>2</sup>),  
 $\sigma$ ：垂直応力(N/mm<sup>2</sup>),  
 $F_t$ ：目地モルタルの引張強度または界面の引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  
 $a, b$ ：実験定数,  
 $F_c$ ：モルタルの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  
 $F_{t(界面)}$ ：目地モルタルと煉瓦の界面の引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

実験定数  $a$  は、式(2.6)を用いて、一面せん断試験結果の最小二乗法により近似して求めた値である。両者の関係はモルタルと界面でほぼ同様であり、いずれも式(2.7)で近似できるとしている。また、二面せん断試験時の破壊は全て界面破壊であったことから、軸力を載荷しない二面せん断試験時において計算された引張応力の最大値を界面の引張強度  $F_t$  と仮定している。表 2.17 に実験結果を示す。モルタルの圧縮強度と界面の引張強度の仮定値にはある程度の相関が見られ、界面の引張強度をモルタルの圧縮強度で除した値 ( $F_{t(界面)} / F_{c(モルタル)}$ ) は当実験において、およそ 1/100 としている。

表 2.17 実験結果

項目	目地モルタル (実測値)			破壊基準: $\tau = a \times (\sigma + Ft)^{1/2}$			
				モルタル		界面	
	圧縮強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $F_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	脆性係数 ( $wF_c/F_t$ )	$a$	$F_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) (モルタル)	$a$	$F_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) (界面)
結果	10.0	0.78	12.8	2.40	0.78	1.97	0.09
	12.4	1.01	12.3	2.65	1.01	2.62	0.15
	29.5	2.50	11.8	4.10	2.50	3.93	0.29
算出方法	圧縮強度 $F_c$ : 円柱供試体による圧縮強度試験により算出 引張強度 $F_t$ : 円柱供試体による割裂引張強度試験により算出			$a$ : 目地モルタルの圧縮および引張強度から得られる応力円の包絡曲線となるように算出 $F_t$ : 目地モルタルの引張強度 $F_t$		$a$ : 式(3)を用いて、最小二乗法により一面せん断試験結果を近似した値 $F_t$ : 二面せん断試験結果から計算された引張線の軸応力の最大値	

以上から、式(2.6)～式(2.8)による破壊基準推定式は、目地モルタルの圧縮強度のみから決定できる破壊基準にもかかわらず、当文献の実験で得られたほとんどの結果とよく適合するとしている。

(12) 破壊基準推定式の検証<sup>2-38)</sup>

文献<sup>2-37)</sup>は、文献<sup>2-6)</sup>の関連研究であり、文献<sup>2-6)</sup>で推定した破壊基準推定式を新規製作試験体で改めて検証し、さらに実際の歴史的煉瓦建築物に適用し、汎用性を検証している。

## a) 実験概要

実験1では新たに作成した供試体(以下、新規作成供試体)、実験2では実際の煉瓦倉庫建築物から採取した供試体(以下、煉瓦倉庫供試体)を用いて煉瓦の物性試験、一面せん断試験および二面せん断試験ならびに壁供試体のせん断試験を行い、破壊基準推定式の適用性を検証している。表2.18に実験1および表2.19に実験2の要因と水準を示す。

表 2.18 新規供試体試験体の要因と水準

試料	試験方法	測定項目	供試体形状* (mm)	供試体数
煉瓦	圧縮試験	最大荷重	φ30×60	16
	目地引張(付着)試験	最大荷重	50×50(断面)	8
	目地二面せん断試験	最大荷重	文献 <sup>14)</sup> による	1(垂直応力0.06N/mm <sup>2</sup> ) 1(垂直応力0.15N/mm <sup>2</sup> )
	目地一面せん断試験	最大荷重	文献 <sup>14)</sup> による	2(目地角度20°) 2(目地角度30°) 2(目地角度45°)
	壁せん断試験	最大荷重	500×500	2
モルタル	圧縮試験	最大荷重	φ50×100	3
	割裂引張試験			3

[注] \*: 平均的な寸法を示す

表 2.19 煉瓦倉庫供試体の要因と水準

試料	試験方法	測定項目	採取位置		採取方向	供試体形状* (mm)	供試体数
			階	部位			
煉瓦	圧縮試験（南棟）	最大荷重	2階	壁	鉛直	φ30×60	12
			1階				11
	割裂引張試験（南棟）	最大荷重	2階	壁	鉛直	φ30×60	6
			1階				5
	密度および吸水率試験	絶乾質量、表乾質量	(圧縮および割裂引張試験用供試体を使用)				
超音波伝播速度	超音波伝播時間						
目地を含んだ 煉瓦	目地引張（付着）試験（南棟）	最大荷重	2階	壁	水平	50×50（断面）	4
			1階				17
	目地引張（付着）試験（北棟）	最大荷重	不明	壁	水平	50×50（断面）	32
	目地二面せん断試験（南棟）	最大荷重	2階	壁	水平	φ150×210	8
			1階				10
	目地二面せん断試験（北棟）		2階				3
			1階				2
			不明				5
	目地一面せん断試験（南棟）	最大荷重	2階	壁	水平	図2による	9
			1階		30°		13
			2階		水平		10
			1階		45°		14
	目地一面せん断試験（北棟）	最大荷重	不明	壁	水平	図2による	7
				水平	10		
	壁せん断試験（南棟）	最大荷重	2階	壁	全壁厚	450×500	1
			1階			400×400	1
	壁せん断試験（北棟）	不明	500×500			2	
			400×400			1	
モルタル	圧縮試験（南棟）	最大荷重	1階	目地	水平	30×30×60	6

[注] \*: 平均的な寸法を示す

一面せん断試験及び二面せん断試験の試験概要は文献<sup>2-8)</sup>と同様である。壁供試体のせん断試験は煉瓦壁の上下に荷重用 RC 梁を設けている。作製した壁供試体は、図 2.53 に示す荷重フレーム内に設置し、せん断試験を行っている。壁供試体のせん断試験に用いる鉛直荷重は試験体を採取した位置を考慮し、1 階の壁試験体で、 $0.15\text{N/mm}^2$ 、2 階の壁供試体で  $0.06\text{N/mm}^2$  で加力している。

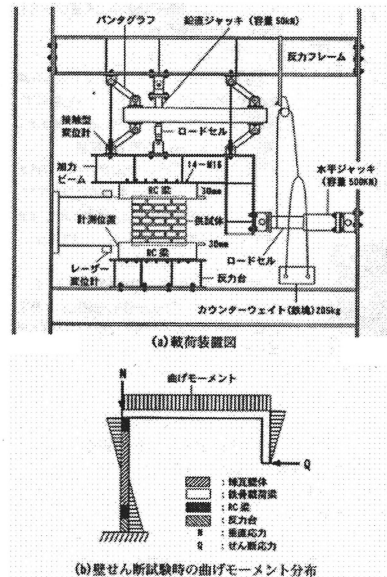


図 2.53 壁供試体の荷重方法

#### b) 新規製作供試体-実験結果

図 2.54 に一面および二面せん断試験結果をそれぞれ示す。なお、同図中には目地モルタルおよび界面の破壊基準推定式ならびに実測値による目地モルタルの応力円も併せて示してある。

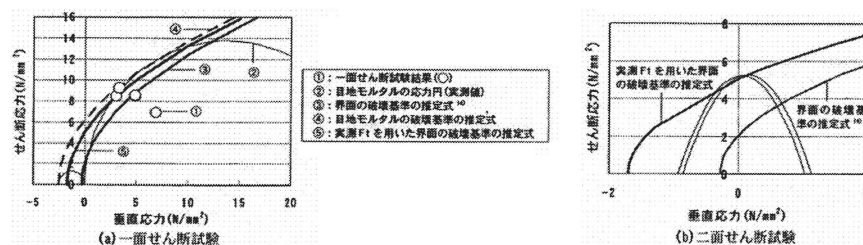


図 2.54 一面および二面せん断試験結果・破壊基準推定式の計算結果

それぞれの結果から、 $F_t$  として引張強度の実測値を用いた界面の破壊基準の推定式がせん断応力のほぼ上限をカバーしており、本実験結果に対しては引張強度の実測値  $F_t$  を採用することが妥当と判断できる。

写真 2.4 に壁体のせん断試験の破壊状況を示す。2 体とも曲げ引張破壊となった。破壊の進展状況を図 2.55、せん断力  $Q$ -水平変位  $\delta$  関係を図 2.56 に示す。

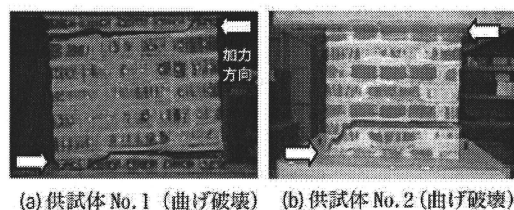


写真 2.4 壁供試体の破壊状況

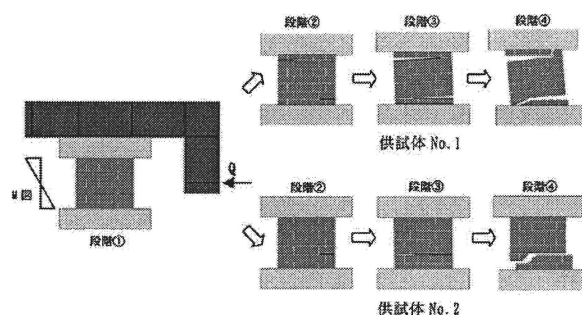


図 2.55 壁供試体の破壊の進展状況

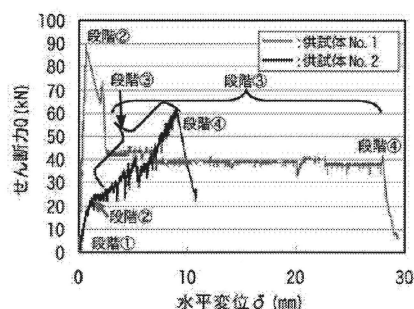


図 2.56 壁供試体のせん断試験の  $Q$ - $\delta$  関係

この結果から、本来のこの試験方法では、上下端の曲げモーメントが最大になるため、煉瓦壁体の目地が均等である場合には下から2段目の目地で破壊することはない。新規供試体は2体とも同じ施工条件で行っているものの、手作業で積んでいく施工方法のために、煉瓦と目地モルタルの付着状況が均一でなかった可能性があり、1段目より2段目の付着が弱く、そこで破壊したと考えられる。よって、No.1 が想定通りの破壊で、No.2 は想定外の破壊であるため、段階②～③の違いが現れたと考えられる。

図 2.57 に、壁せん断試験におけるひび割れ発生時(図 2.22 中の段階②の時点)の、ひび割れ発生界面におけるせん断応力  $\tau$  と垂直応力  $\sigma$  の関係を示す。同図中には、前述した破壊せん断の推定式および同式の  $F_t$  に低減係数  $\alpha$  を乗じた場合の破壊基準推定式による計算値も併せて示す。

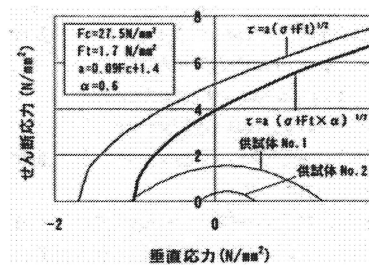


図 2.57 壁体のせん断試験結果および破壊基準推定式による計算結果

図 2.23 より、破壊基準式は供試体断面の応力分布を示す放物線は  $x$  軸切片で最初に破壊基準曲線と接する。すなわち、曲げ引張破壊が超越することを示す。また本研究では、図 8 の結果に基づき、 $F_t$  に対する低減係数  $\alpha$  として 0.6 を用いることにしている。

### c) 煉瓦倉庫供試体の実験結果

一面せん断試験の結果を見ると、写真 2.5 に示すように、付着していない部分が見受けられている。判断方法としては目視で煉瓦とモルタルが明らかに付着していないと判断できる部分としている。そのことから当文献では付着率を考慮し、断面積を低減して破壊基準との検証を行っている。

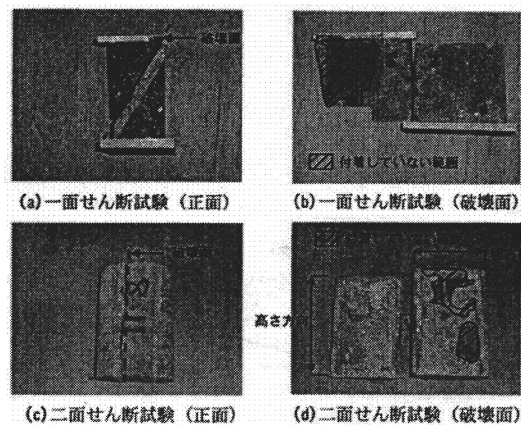


写真 2.5 一面および二面せん断試験結果

図 2.58 に一面せん断試験結果、二面せん断試験結果をそれぞれ示す。なお、同図中には目地モルタルおよび界面の破壊基準推定式ならびに実測値による目地モルタルの応力円も併せて示してある。



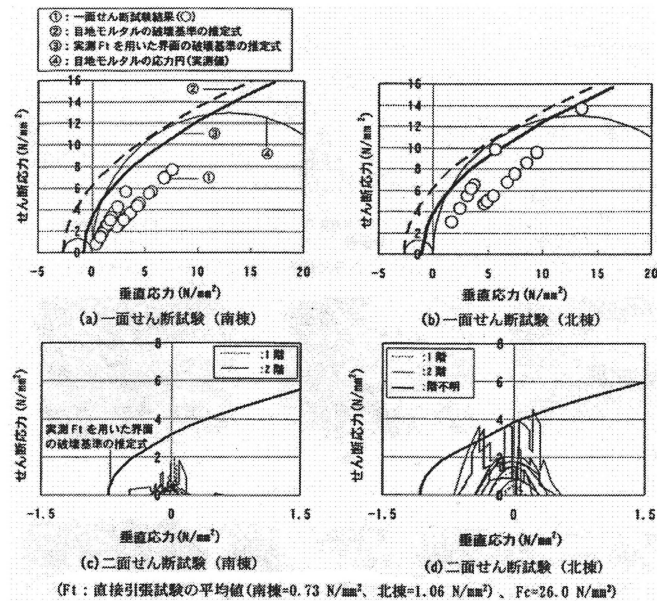


図 2.58 一面および二面せん断試験結果・破壊基準推定式の計算結果

一面せん断試験の結果を見ると、実測せん断強度は破壊基準推定式に比べて、低い結果が多く、特に施工精度が悪いとされる南棟においては、付着面積の補正をかけているにもかかわらず、低い値となり、ばらつきも非常に大きい。北棟においては、ばらつきの大きさは変わらないが、破壊基準は概ね、上限値が保たれている。二面せん断試験は現状の簡易な付着評価によって、概ね破壊基準推定式が試験結果の最大値を与えるとみなせるとしている。

写真 2.6 に壁破壊状況を示す。5 体中 3 体が曲げ引張破壊となり、残りの 2 体はせん断破壊となった。本来なら後述の破壊基準式との関係から曲げ引張破壊となるはずが、目地モルタルの付着が弱く、せん断破壊になった可能性が高いとしている。

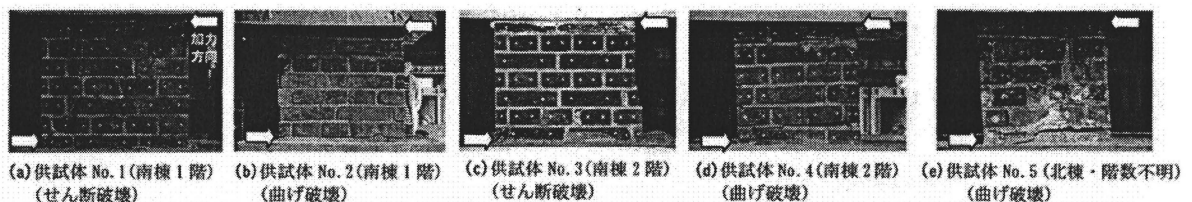


写真 2.6 壁供試体の破壊状況



図 2.59 に壁供試体のせん断力  $Q$ -水平変位  $\delta$  関係を示す。

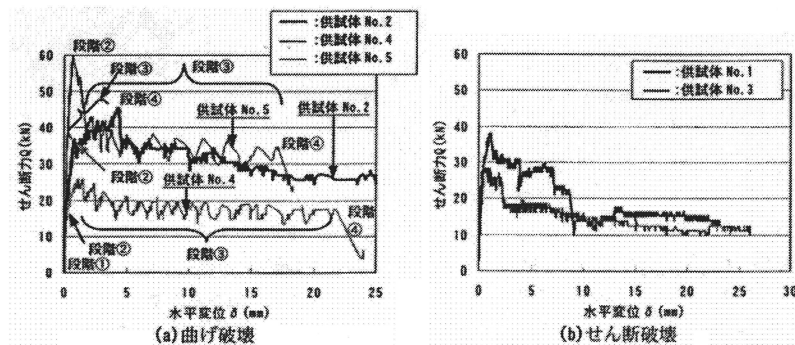


図 2.59 壁供試体の  $Q$ - $\delta$  関係

図 2.60 は煉瓦倉庫供試体に対して、実験 1 で得られた  $F_t$  の低減係数  $\alpha=0.6$  を用いた破壊基準推定式と壁体のせん断試験結果を示す。写真 2.6(a) の曲げ破壊した供試体 No. 5 では、写真 2.4(a) の想定通りの曲げ破壊となった新規供試体 No. 1 と同様の破壊が生じており、概ね破壊履歴も同様であると判断できる。曲げ破壊した供試体では、多少の誤差はあるものの、破壊基準推定式の放物線が  $x$  切片ではほぼ接する形となっており、破壊形式とも適合している。一方、せん断破壊した写真 2.6(b) の供試体では、図 2.6(a) の供試体と比べて最大せん断力が小さく、破壊基準推定式とは適合していない。これらからの供試体では、目地モルタルの付着等の欠陥があった可能性があったとしている。

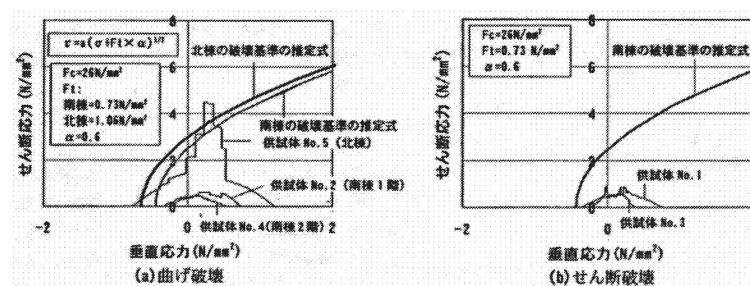


図 2.60 壁体のせん断試験結果および破壊基準推定式による計算結果

また、既存煉瓦建築物の構造調査では、目地のせん断耐力から壁のせん断耐力を推定するケースが多い。ただし、本研究のように施工精度によってかなりのせん断耐力に変動が出る可能性があるとしている。

## 2.3 Adobe 構造物に関する既往の研究

### 2.3.1 イラン・バム地震における Adobe 構造物の被害状況<sup>2-1)</sup>

文献<sup>2-1)</sup>では2003年12月26日に発生したイラン・バム地震の被害調査報告を行っている。バム市とその周辺で約50,000棟の建築被害が発生し、約26,271人が死亡、約15,000人が治療を受け、75,600人が家を失っている。この災害により目立った火災は発生しておらず、多くの人的被害は建物倒壊によるものとしている。地震前のバム市の人口は約125,000人といわれており、住民の3人に1人が建物倒壊で死亡したことになる。バム市街全体の被害程度は高いが、それでも地域によって被害程度の差が見られる。この調査の目的はその原因を探りつつ、建物被害関数の構築の可能性を検討することである。

バム市街内の建物形式は Adobe 構造物、煉瓦造、タイ付組積造、鉄骨造の4つであり、中でも Adobe 構造物の被害は、その耐震性能の低さを改めて確認する結果となっている。写真2.7は Adobe 構造物の完全崩壊状況である。



写真 2.7 Adobe 建築物の完全崩壊状況

また写真2.8は不適切に施工された Adobe 構造物の被害例であり、Adobe を積み上げる際、壁に対して鉛直方向に Adobe 同士をかみ合わせず、2枚の壁を平行に並べた構造にしたため、地震動により壁の中心面から Adobe が剥がれてしまっている。

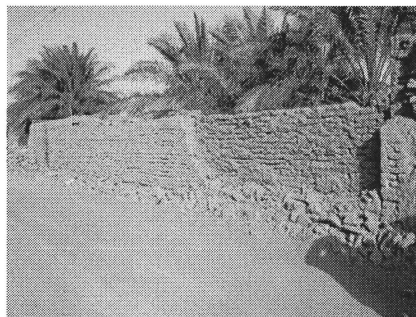


写真 2.8 不適切な施工例

さらに目地の弱さも被害を大きくしている。写真 2.9 に示される倒れた壁は無補強組積造の目地の施工不良による一体性の欠如を示す例であり、倒れた衝撃だけで一体性を失っている。

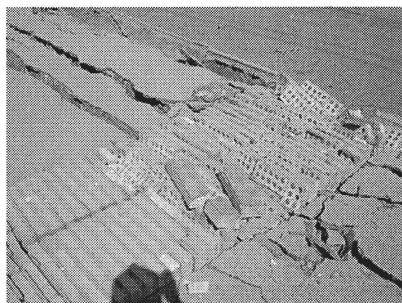


写真 2.9 目地の施工不良

今回の地震における被害建物の多くは Adobe 構造物をはじめとする無補強組積造であった。これらの形式はイランだけでなく、中央アジア、西南アジア、中近東、北部アメリカ、中南米をはじめ多くの国々で、一般住民の住宅に採用されており、その既存の建物の耐震性を広く向上させない限り、イラン・バム地震のような大規模な人的被害を防ぐことは困難であるとしている。また、被害関数もほとんど提案されておらず、筆者らはこの調査結果などを基に、Adobe 構造物等の無補強組積造に関する被害関数を構築できれば、それらの地域において地震災害リスクを評価する際の重要な参考資料になりうるとしている。

### 2.3.2 Adobe 建造物の倒壊メカニズムの例<sup>2-38)</sup>

#### (1) バム地震の観測記録

文献<sup>2-38)</sup>によると、イランの建築物の研究機関である BHRC (Building adobe Housing Reserch Center) がバム市内で強震観測を行っており、市内で唯一の本震記録を観測していた。補正後の水平 2 成分、鉛直 1 成分の加速度はそれぞれ 778.28gal (L)、623.44gal (T)、979.95gal (V) であり、また水平最大加速度は 120kine を超えている。また、V 成分である、上下動が非常に大きいことが分かる。なお、(L) 成分はその振動計測方向が、N278E であるため、ほぼ東西方向の揺れを表している。これより、右横ずれ断層である起震断層に直交する成分が卓越した地震動であったとしている。

#### (2) 無補強組積造の倒壊率

バム地震での無補強組積造の倒壊率は Confined Masonry と呼ばれる補強組積造よりも高く、煉瓦間のボンド(接着のための目地)に用いられる材料に砂分が多く含まれているほど、倒壊割合が多いとしている。

#### (3) 無補強組積造の摩擦係数および接着力

次に、無補強組積造の摩擦係数、接着強度を調べるために、Adobe (日干し煉瓦) と煉瓦 (焼きレンガ) のせん断試験と引張試験を行っている。試験の模式図を図 2.61 に示す。針金を介して作用させる力は、せん断方向に  $S$  (kgf)、直行方向に  $T$  (kgf) である。このとき、試験体下面に作用するせん断方向力を  $S$  (kgf)、面に垂直な法線方向を  $P$  (kgf) とすると、これに対応する算定したいせん断方向接着応力と、引張方向接着応力はそれぞれ、 $c$  (kgf/cm<sup>2</sup>),  $p$  (kgf/cm<sup>2</sup>) となる。自重を  $W$  (kgf) とすると、 $c$ ,  $p$  は水平方向および、鉛直方向の力のつり合いから求められる。

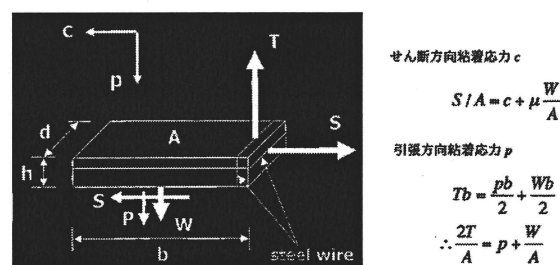


図 2.61 試験の模式図

接着応力の測定結果を図 2. 62～2. 66、表 2. 4 にそれぞれ示す。これよりばらつきは大きいものの、摩擦係数の平均は Adobe が 0. 62、煉瓦が 0. 54 で Adobe の方が大きい値を示している。

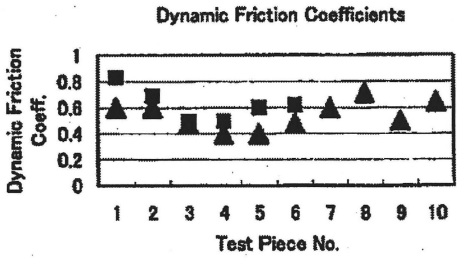


図 2. 62 摩擦係数 (■=Adobe、▲=煉瓦)

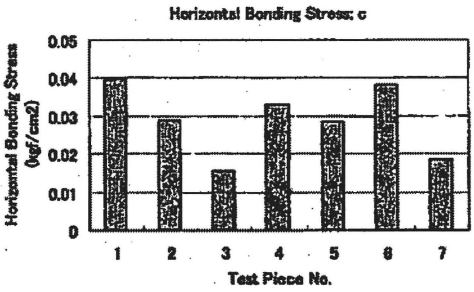


図 2. 63 Adobe のせん断方向接着応力

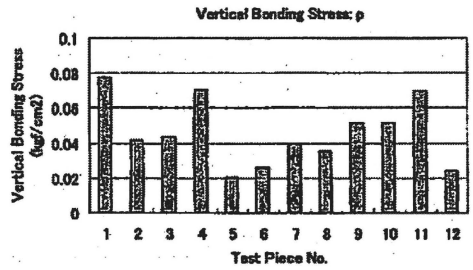


図 2. 64 Adobe の引張方向接着応力

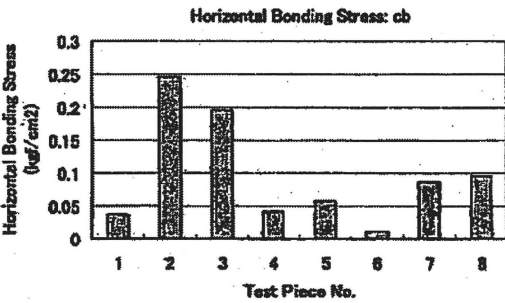


図 2. 65 煉瓦のせん断方向接着応力

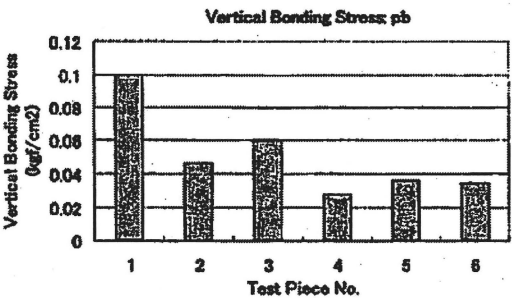


図 2. 66 煉瓦の引張方向接着応力

表 2. 4 接着応力の算定結果

	せん断方向	法線引張方向
日干しレンガ	0.029 (kgf/cm²)	0.046 (kgf/cm²)
焼きレンガ	0.097 (kgf/cm²)	0.051 (kgf/cm²)

#### (4) Adobe 構造物の倒壊メカニズム

以上から、せん断方向の接着応力、法線方向の引張接着応力とも極端に小さいことが分かり、これを基に、Adobe 構造物を例に、その崩壊過程について考察する。接着力が小さいことから、仮に接着力を無視して考えると、摩擦係数が図 2.62 から 0.52～0.62 であるから、0.54～0.62 の水平力が作用すれば、どこかの弱面で、せん断すべりが発生する。しかし、図 2.67 左のような幅 20cm、高さ 200cm の柱を考えると、その縦横比からわずか 0.2G で転倒運動を開始することが分かる。もちろん実際には接着力自体は存在するため、崩壊に対する抵抗力は多少大きくなり、ここで取り上げたモデルが単純である欠点も存在するが、Adobe が横方向にずれるのに必要な水平力よりもはるかに小さな力で、崩壊が始まることが分かる。以上より、Adobe 構造物や無補強組積造の崩壊メカニズムは、主に接着力が弱く、より大きなモーメントが作用する面でまず剥離が起きる。これにより柱全体が転倒するような形になり、天井のアーチの支えが無くなることによって崩壊が生じるとして

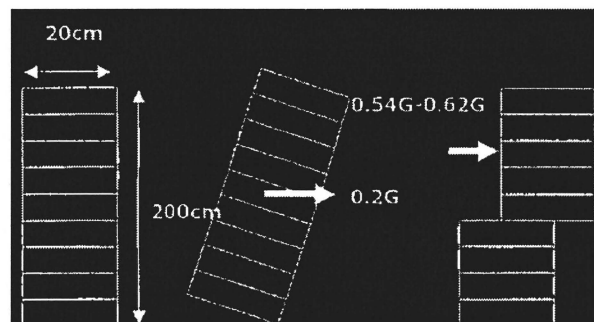


図 2.67 剥離による破壊とせん断による破壊

具体的には、水平震度  $k_a$  によるモーメントが、 $n$  個の煉瓦の重量  $nW$  と法線方向の接着力  $pA$  による合モーメントよりも大きな場合に、図 2.68 のような形の破壊モードが発生することになる。その不等式は次式で与えられる。

$$k_a \frac{hn}{2} > nW \frac{b}{2} + pA \frac{b}{2}$$

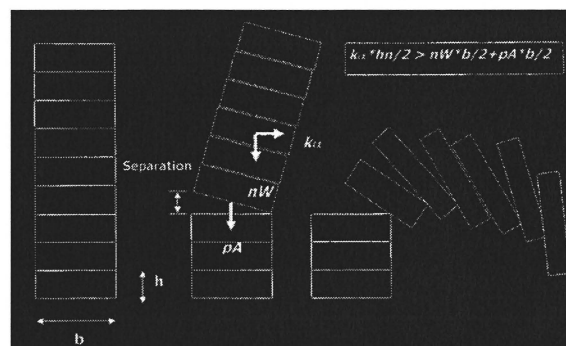


図 2.68 Adobe 構造物の崩壊メカニズム

2.3.3 Adobe 建造物の常時微動測定<sup>2-39)</sup>

文献<sup>2-39)</sup>ではバム地震において、震源近傍であったバラバット市において、バム地震で倒壊しなかった建物を対象に、地表面上での常時微動測定および自由振動測定を行っている。

## (1) 地表面上と屋根の上での微動測定

地表面上と屋根の上で求めた振動データをもとに、比較的安定している 2048 個のデータを用いてフーリエスペクトルを求めている。地表面上でのフーリエスペクトルを図 2.69 に、屋根の上でのフーリエスペクトルを図 2.70 に示す。それぞれの成分で 0.1s 付近が卓越しており、低周期地震動に対して危険であるとしている。バム地震では地震動の卓越周期が 0.13s とかなり短かったことが、多くの Adobe 建造物が倒壊に影響したとしている。

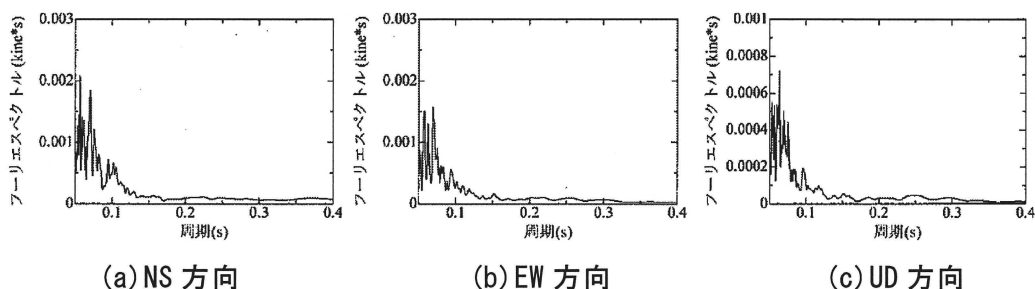


図 2.69 地表面上でのフーリエスペクトル

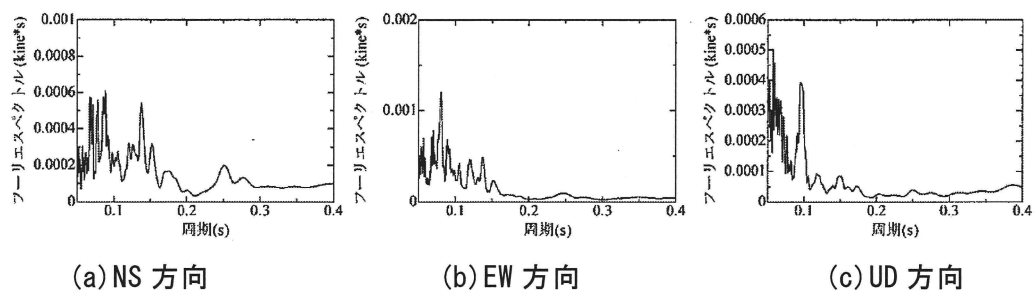


図 2.70 屋根の上でのフーリエスペクトル

## (2) 自由振動測定

Adobe 構造物の卓越周期を異なった方法で確認するために、ハンマーで衝撃を与えて自由振動させ、その波形から固有周期を求めた各波形の成分を図 2.71 に示す。これらの波形から Adobe 構造物の固有周期は各成分とも 0.1s 付近であることが分かるとしている。この結果は常時微動測定から得られる卓越周期とも対応するとしている。

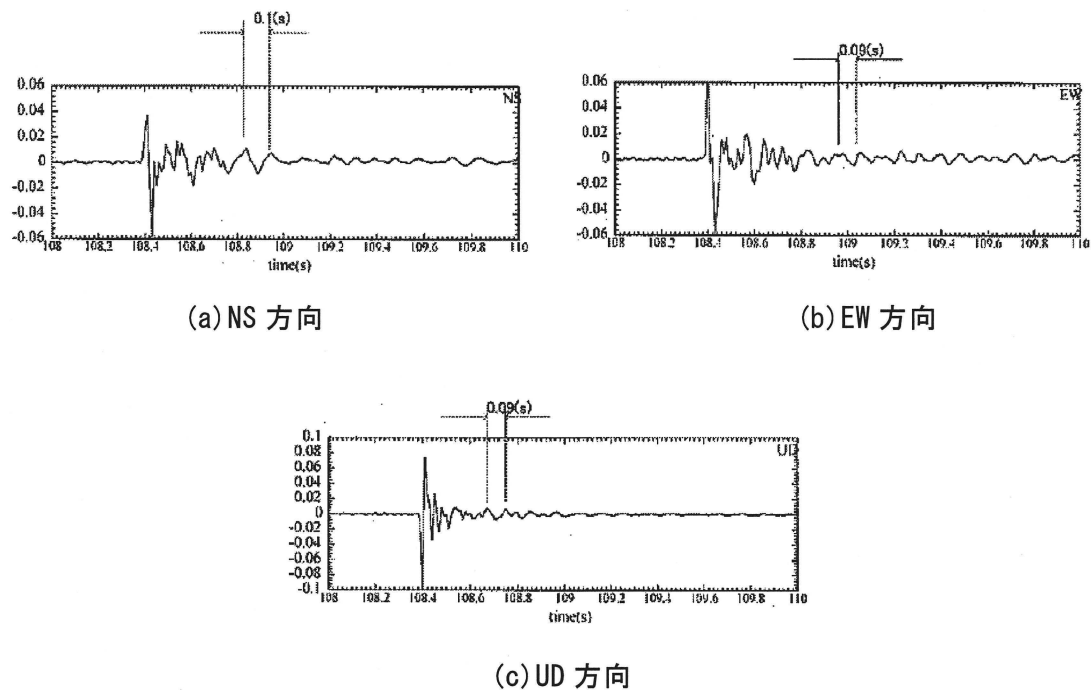


図 2.71 自由振動波形



## 2.4 まとめ

本章では、Adobe の材料特性、煉瓦目地のせん断強度および破壊基準、Adobe の構造物に着目して、既往の文献の整理を行った。

Adobe の構成材料は、砂、粘土、水であるが、そこに、地域ごとに藁や草などの材料を混合する。また、Adobe のサイズも地域によって形状は様々である。このように Adobe は地域によって材料や形状など様々である。また石膏やセメントなどを強化剤として Adobe の品質改善が行われている中、セメントを強化剤として用いた場合に、最も高い改善効果が得られている。ブロック-目地要素については、いくつか煉瓦構造体の破壊基準が提案されている中、それらを煉瓦構造体と同じ組積造である Adobe 構造体に適用できるかの確認が必要であるといえる。Adobe 構造体は地震により甚大な被害を出しており、Adobe 構造物の耐震性能の低さを改めて確認することができた。

以上のことから、Adobe の材料や構造体としての品質改善は、世界規模で地震による被害を軽減する上で非常に重要であるといえる。

本研究はこれらの既往の研究の結果を踏まえ、最も改善効果が高いセメントを用いて、材料としての Adobe、Adobe-目地要素、Adobe 壁体のセメントによる品質改善効果および強度特性を明らかにする。

## [2章 参考文献]

- 2-1) イラン・バム地震(2003年12月26日)における Adobe 造建物被害の特徴: 目黒公郎、吉村美保、マヨルカ パオラ、高島正典, 生産研究 Vol.56, No.6, pp.496-499, 2004
- 2-2) <http://en.wikipedia.org/wiki/Adobe>
- 2-3) RASA Hashmatullah, MISHIMA Naoki, HATANAKA Shigemitsu : Optimization of adobe general chracteristics, 4th International Conference on Construction Materials, 2009.8
- 2-4) Jarunsri Choksiriwanna、Pusit Lertwattanaruk : The Physical and Thermal Properties of Adobe Brick Containing Bagasse for Earth Construction、Thammasat University, Faculty of Architecture and Planning Choksiriwanna, Jarunsri (2009) Master's thesis
- 2-5) RASA Hashmatullah, MISHIMA Naoki, HATANAKA Shigemitsu : Fundamental Study on Cement Stabilized Adobe Brick, コンクリート工学年次論文集 30(1), pp549-554, 2008
- 2-6) 中浜貴生、畑中重光、三島直生: 煉瓦目地のせん断試験方法および破壊基準に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集 第74巻 第641号, pp.1225-1232, 2009.7
- 2-7) 国弘仁、蓮田常雄、江戸宏彰、時野谷浩良: 既存レンガ造建築物の耐震診断と耐震補強に関する研究 その3. 直接せん断試験によるレンガ壁体の目地強度評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.1013-1014, 1990
- 2-8) 富永善啓、西村泰志: 煉瓦組積造建築物の構造性能に関する実験的研究 その3. 組積要素体の摩擦試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.877-878, 2007
- 2-9) Rots, J. G.: Styuctural masonry-an experimental/numerical basis for practical design rules, A.A. Balkema, 1997
- 2-10) 劉可、塩屋晋一: 既存煉瓦造建築物の壁体の強度試験方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No2, pp.1927-1932, 2003
- 2-11) 飛鳥村教育委員会、日本診断設計(株): 大宝「六角れんが蔵」保存修理調査事業調査報告書, 1995.12
- 2-12) 財団法人文化財建造物保存技術協会、日本診断設計(株): 重要文化財山口県旧県庁舎及び県会議事堂調査委託工事構造調査報告書, 1996.7
- 2-13) 名古屋大学、半田市、日本診断設計(株): 旧カブトビール半田工場構造調査・診断報告書, 1997.8
- 2-14) 新日本製鐵(株)八幡製鐵所、日本診断設計(株): 旧本事務所建物診断報告書, 1997.12
- 2-15) 日本建築学会九州支部: 旧古河鋳業若松支店ビル構造等調査報告書, 2000.11
- 2-16) (株)大林組、日本診断設計(株): 旧日銀岡山支店ルネサンス事業改造工事煉瓦物理試験・壁体内鋼材探査等報告書, 2004.10
- 2-17) 馬場明生、平石久廣、加藤聡: 竣工後70年を経過した無筋れんが造倉庫の耐力調査 その1. 調査手法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.223-224, 1979
- 2-18) 三島直生、畑中重光、長谷川哲也、和藤浩、中浜貴生: 醸造試験所の煉瓦の力学性能評価に関する実験的研究 その1. 建物概要および実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.961-962, 2006
- 2-19) 中浜貴生、畑中重光、長谷川哲也、三島直生、和藤浩: 醸造試験所の煉瓦の力学性能評価に関する実験的研究 その2. 実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.963-964, 2006

- 2-20) 中村由香里、富永善啓、西村泰志：レンガ組積造建築物の構造性能に関する実験的研究 その 2. 組積要素体のせん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 809-810，2006
- 2-21) 宇田川公男、清水豊和、佐藤彰芳、金田和浩、井上正樹：明治中期竣工れんが造建物の壁体強度調査と耐震性の検討 その 1. れんが壁体の曲げ、せん断載荷試験および要素試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp. 1973-1974，1992
- 2-22) 松田芳範、岩田道敏、八巻一幸、山内俊幸：既設レンガ部分の力学的性状について，コンクリート工学年次報告集，Vol. 19，No1，pp. 541-546，1997
- 2-23) 岩下善行、森永英里、小川一郎、安達洋、松本惇、山中邦元、稲垣達夫、中西三和：三菱一号館の復元に伴う構造耐力試験 その 3. 本試験：圧縮試験、直接せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 815-816，2006
- 2-24) 広沢雅也、馬場明生、平石久廣、加藤聡：竣工後 70 年を経過した無筋れんが造倉庫の耐力調査 その 2. れんが壁体のせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 1533-1534，1979
- 2-25) 戸塚晃、長谷川直司、後藤健：旧内閣文庫庁舎について その 3. れんが壁体の強度，日本建築学会大会学術講演梗概集，F，pp. 903-904，1985
- 2-26) 佐藤聖三、藤井光治郎、勝俣英雄、遠藤文明：既存レンガ造建築物の耐震診断と耐震補強に関する研究 その 2. レンガ壁体試験の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp. 1011-1012，1990
- 2-27) V. Bosiljkov: Micro vs. macro reinforcement of brickwork masonry, Materials and Structures, 39, pp. 235-245, 2006
- 2-28) 青木孝義、宮村篤典、谷川恭雄、大橋幾世：組積造壁体の地震時挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No2，pp. 1105-1110，2002
- 2-29) 山内成人、真田靖士、中村友紀子、松崎育弘、中埜良昭：インターロッキング機構を利用した組積造壁の静的破壊実験 その 3. URM 壁のせん断性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 777-778，2006
- 2-30) Page. A. W: Finite Element Model for Masonry, Journal of the Structural Division ASCE, 104, (ST8), pp. 1267-1285, 1978
- 2-31) P. B. Lourenco: Computational Strategies for Masonry Structures, Doctor Thesis, Faculty of Engineering, University of Porto, 1996
- 2-32) 渡辺和明、永尾拓洋、花里利一、江草弘章：石・レンガ積み橋脚の耐震性に関する研究，大成建設技術センター報，第 39 号，pp10-1-10-6，2006
- 2-33) T. Paulay, M. J. Priestley, Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings, 1992
- 2-34) 山内成人、中村友紀子、真田靖士、八巻勝俊、中埜良昭：インターロッキング機構を利用した組積造壁の静的破壊実験 その 1. 実験方法，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 835-836，2005
- 2-35) 山内成人、中村友紀子、真田靖士、八巻勝俊、中埜良昭：インターロッキング機構を利用した組積造壁の静的破壊実験 その 2. 実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 837-838，2005
- 2-36) P. B. Lourenco: Analysis of Masonry Structures with Interface Elements, Theory and Applications, Delft University of Technology, 1994. 6
- 2-37) 中浜貴生、畑中重光、三島直生、旧三井製糸所の煉瓦および煉瓦目地の力学性評価に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻 第 658 号，pp. 2095-2104，2010. 12
- 2-38) 2003 年イラン・バム地震における Adobe・組積構造物の倒壊メカニズムについて：清野純史、アフシン・カラントリ：地域安全学会梗概集 (14)，pp121-124，2004. 05

- 2-39) 地盤と Adobe の常時微動測定:高田至郎、田中泰雄, 神戸大学都市安全研究センター  
研究報告神戸大学都市安全研究センター研究報告 イラン・バム地震調査報告書,  
pp. 7-11, 2004. 3

## 第 3 章

# Adobe の基礎物性に及ぼす セメント置換の影響 (実験 I)

### 3.1 概説

本章ではセメントを強化剤として加えることによる Adobe の材料としての品質の改善を試みた。Adobe は製作後、日干しで養生するが、その間に形状は製作直後の直方体から乾燥収縮により、歪な直方体になる。また、風雨などの外部環境にさらされることで壁体などの表面が剥がれていくことから十分な浸食耐性を要していない。さらに、Adobe の圧縮強度は  $3\text{N/mm}^2$  にも満たない。これらの問題に対し、セメントを入れることで、材料の安定的な基礎物性を得ることができるかを検証するため、乾燥収縮試験、促進浸食試験および強度試験を行った。

### 3.2 要因と水準

表 3.1 に要因と水準を示す。本実験では、粘土に対するセメント置換率の違いによる各特性の変化を調べる。

表 3.1 要因と水準

要因	水準
セメント置換率[%]	0, 5, 15, 25, 50
試験時間* <sup>1</sup>	20, 40, 60
試験体形状* <sup>2</sup>	ブロック供試体, 円柱供試体

[注]\*<sup>1</sup>: 促進浸食試験のみ

\*<sup>2</sup>: 圧縮試験のみ

### 3.3 実験方法

#### 3.3.1 型枠

写真3.1に本実験で用いた型枠を示す。乾燥収縮測定用の試験体では、各 $60\times 100\times 210$  mmの木製4連型枠を用いた。浸食特性評価用の試験体では、 $\phi 100\times 200$  mm規格のプラスチック製型枠をカットして製作した $\phi 100\times 60$  mmの型枠を用いた。強度試験用の試験体では各 $60\times 100\times 210$  mmの木製4連型枠、 $\phi 50\times 100$  mmのプラスチック製型枠を用いた。

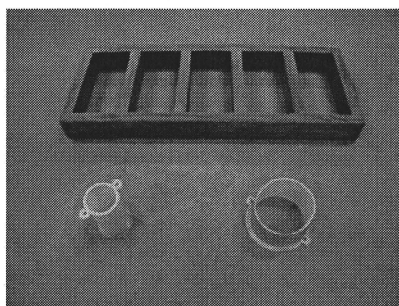


写真 3.1 型枠

#### 3.3.2 使用材料

砂は粒径 $0.3\text{mm}$ 以下に分級した乾燥珪砂(密度 $2.55\text{g/cm}^3$ )を、粘土は平均粒径 $20\mu\text{m}$ の岐阜県土岐市産中山粘土粉末(密度 $2.55\text{g/cm}^3$ )、水は水道水を用いた。改質剤としては普通ポルトランドセメント(密度 $3.16\text{g/cm}^3$ )を用いた。既往の研究<sup>2-3)</sup>、<sup>2-5)</sup>、<sup>2-6)</sup>では、骨材に川砂を用いた実験を行っているが、本研究では骨材に珪砂を用いて実験を行い、異なる材料でもセメントの品質改善効果を得られることの確認を行った。

本来であれば、自然状態の土砂を用いて試験体の作成を行う必要があるが、この場合、ばらつきが多く、要因の変化に対する傾向を把握することが困難となるため、粘土および砂の材料を固定し、調合も管理して試験体を作成した。

## 3.3.3 調合

本実験で使用した調合表を表3.2に示す。全体に対する水の容積率38%、固体材料に対する砂の容積率50%を固定する。

表 3.2 調合表

セメント 置換率(%)	単位重量(g/ℓ)				$V_{\text{water}}/V_{\text{all}}$	$V_{\text{sand}}/V_{\text{solid}}$	$\text{Air}^{*3}$	フロー値 <sup>*3</sup>
	水	セメント	粘土	砂	(%)	(%)	(%)	(mm)
0	380	0	791	791	38	50	3.0	135
5	380	49	751	791	38	50	2.7	130
15	380	147	672	791	38	50	2.5	131
25	380	245	593	791	38	50	3.3	129
50	380	490	395	791	38	50	3.0	124

[注] <sup>\*3</sup>:3回の平均値

## 3.3.4 試験体の施工方法

## (1) 練混ぜ

本実験の練混ぜは、揺動攪拌型ミキサで粉体(砂、粘土、セメント、ただし、セメント置換率0%においては砂と粘土のみ)を順次混入し、空練りを2分、その後、所定の水を投入し練混ぜをさらに2分行った。表3.3に作製条件、写真3.2に練混ぜ状況を示す。

表 3.3 作製条件

項目	条件
練り混ぜ機	揺動攪拌型ミキサ
混合時間	混合時間
フロー値	125～140mm

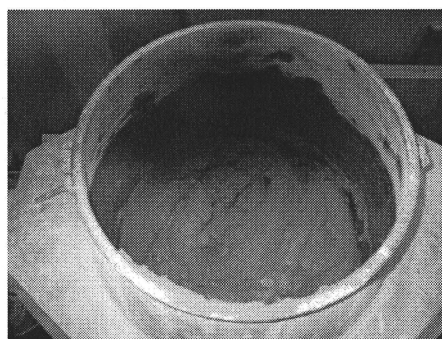


写真 3.2 練混ぜ状況



## (2) 打設

試験体は実験室で作製した。揺動攪拌型ミキサで材料を混練し、練り上がった材料を型枠に打ち込んだ。写真 3.3 に打設状況を示す。尚、ばらつきを減らすため、打ち込みを2層に分けて、それぞれ突き棒で10回ずつ突いた。



写真 3.3 打設状況

## (3) 脱型

実際に Adobe が用いられている途上国では打設後、すぐに脱型を行うのが一般的であるが、その場合、試験体と型枠間の摩擦により型枠接着面の試験体の形状が脱型時に僅かに崩れる。本研究では、試験結果のばらつきを減らすため、打設後、1日養生し、ある程度硬化した後に、脱型を行い、正確な直方体の試験体を製作した。

## (4) 養生

写真 3.4 に養生状況を示す。養生は実際に Adobe が作られている環境に近づけるため、Adobe が実際に用いられているアフガニスタンの環境を参考に、温度 20℃、相対湿度 60% の恒温恒湿室内で気中養生を行った。



写真 3.4 養生状況

### 3.4 測定方法

#### (1) 材齢

表 3.4 に各試験方法と材齢を示す。本研究では Adobe が硬化し、形状安定した状態である材齢 3 週まで乾燥収縮試験、材齢 3 週に促進浸食試験を行った。また、目地の材齢を考慮した材齢 6 週まで圧縮試験および引張割裂試験を行った。

表 3.4 各試験方法と材齢

試験方法	材齢(日)
乾燥収縮試験	0 - 21
促進浸食試験	21
圧縮試験	7, 14, 21, 28, 35, 42
割裂引張試験	7, 14, 21, 28, 35, 42

#### (2) 試験体寸法

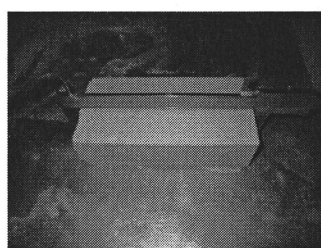
表 3.5 に各試験方法と試験体寸法を示す。圧縮試験では  $\phi 50 \times 100\text{mm}$  の円柱供試体のほか、 $210 \times 100 \times 60\text{mm}$  のブロック供試体でも試験を行い、形状の違いによる強度の差を評価した。

表 3.5 各試験方法と試験体寸法

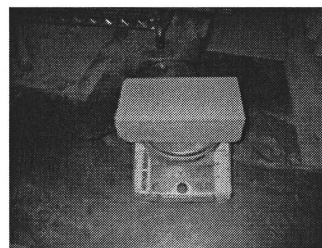
試験方法	試験体寸法
乾燥収縮試験	$60 \times 100 \times 210\text{mm}$
促進浸食試験	$\Phi 100 \times 60\text{mm}$
圧縮試験	$60 \times 100 \times 210\text{mm}$ , $\Phi 50 \times 100\text{mm}$
割裂引張試験	$\Phi 50 \times 100\text{mm}$

#### (3) 乾燥収縮試験

乾燥収縮率は試験体の長手方向の寸法の変化を、ノギスを用いて  $0.01\text{mm}$  単位で計測し、乾燥収縮率を算出した。質量変化率は、はかりを用いて  $0.1\text{g}$  単位で計測し、質量変化率を算出した。写真 3.5 に乾燥収縮試験状況を示す。



(a) 乾燥収縮率

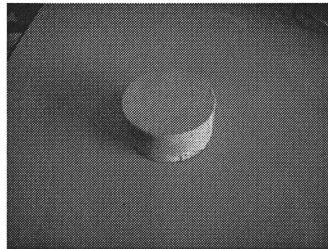


(b) 質量変化率

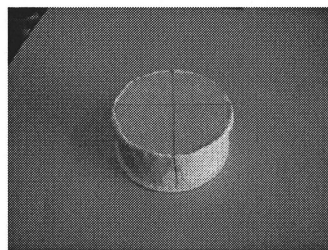
写真 3.5 乾燥収縮試験状況

#### (4) 促進浸食試験

促進浸食試験では硫黄コーティングを試験体の高さ方向に施し、試験に供する。写真 3.6 に試験体を示す。



(a) キャッピング前



(b) キャッピング後

写真 3.6 試験体

試験状況、測定状況をそれぞれ写真 3.7、写真 3.8 に示す。試験体を水圧 0.038MPa の水流にさらし、侵食深さを 0, 20, 40, 60(min) にレーザー変位計を用いて測定した。

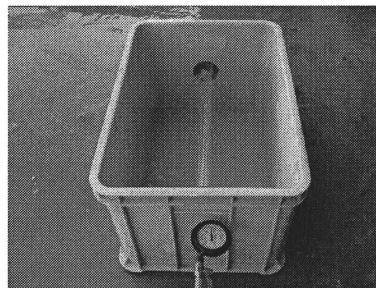


写真 3.7 試験状況

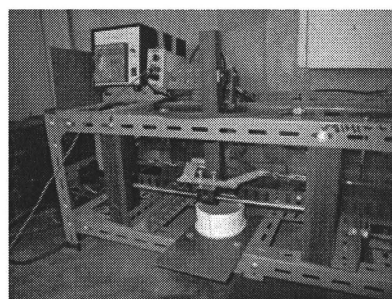
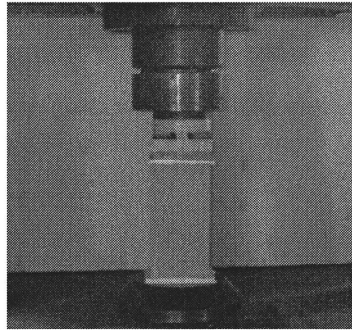


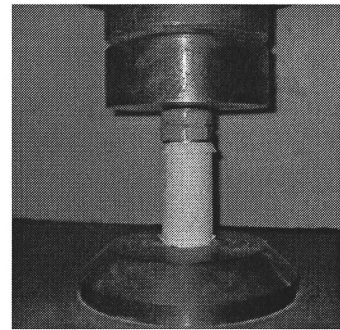
写真 3.8 測定状況

#### (5) 強度試験

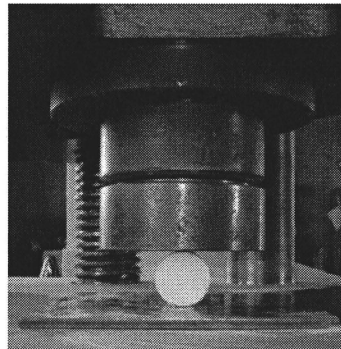
乾燥材齢 6 週までの各週に圧縮試験(ブロック供試体・円柱供試体)および割裂引張試験を行った。写真 3.9 に試験状況を示す。圧縮試験では両端面に硫黄キャッピングを施した。また円柱供試体と Adobe Brick 試験体で圧縮試験を行い、試験体形状が強度に及ぼす影響についても評価した。引張試験では  $\phi 50 \times 100$  mm の円柱供試体を用いて割裂引張試験を行った。



(a) 圧縮試験(ブロック供試体)



(b) 圧縮試験(円柱供試体)



(c) 引張試験

写真 3.9 試験状況

### 3.5 実験結果と考察

#### 3.5.1 乾燥収縮試験

##### (1) 乾燥収縮率

図 3.1 に乾燥収縮率と材齢の関係を示す。材齢 1 週までの乾燥収縮が大きいことが分かる。セメント置換の試験体では 7 日以降の収縮はきわめて小さいが、セメント無置換の試験体は 14 日頃まで収縮が見られた。

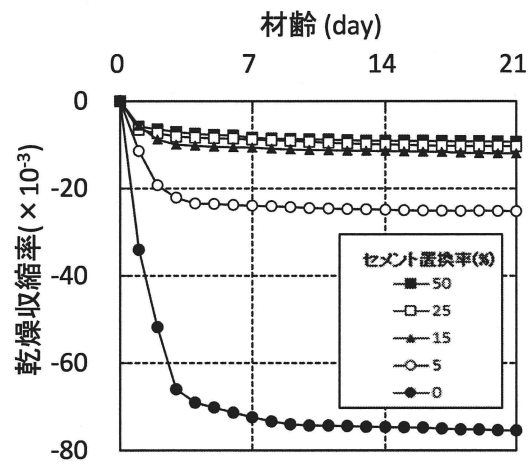


図 3.1 乾燥収縮率と材齢の関係

図 3.2 に材齢 21 日における乾燥収縮率とセメント置換率の関係を示す。乾燥収縮率はセメント置換率の増大とともに減少し、セメント置換率 5%で無置換の約 30%、セメント置換率 15%, 25%, 50%で無置換の約 11%に抑えることができた。

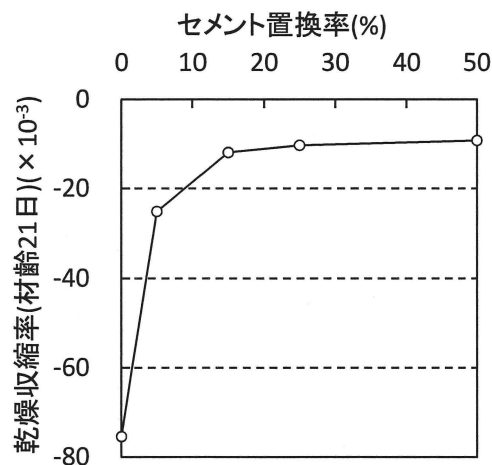


図 3.2 乾燥収縮率とセメント置換率の関係(材齢 21 日)

## (2) 質量変化率

図 3.3 に質量変化率と材齢の関係を示す。ここで質量変化率とは各材齢の試験体の質量を初期材齢の質量で除して 100 を乗じて求めた。全ての水準で材齢 7 日までの質量変化率が大きく、7 日以降の変化はきわめて小さい。質量変化率もセメント置換率の増大とともに減少し、セメント置換率 5%で無置換の約 90%、セメント置換率 15%、25%、50%で無置換の約 80%に減少した。これはセメントと水和した水量が影響していると考えられる。

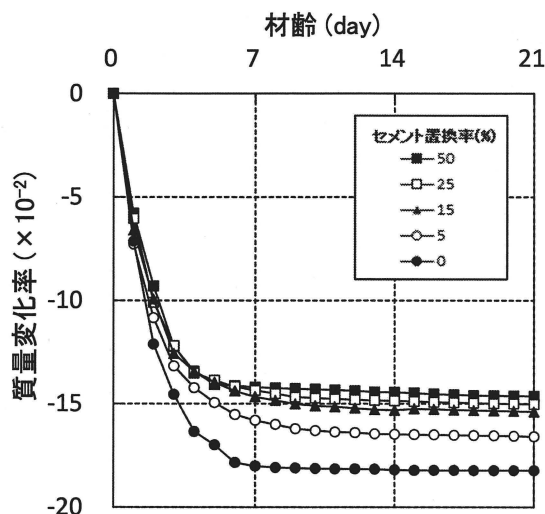


図 3.3 質量変化率と材齢の関係

図 3.4 に材齢 21 日における質量変化率とセメント置換率の関係を示す。質量変化率はセメント置換率の増大とともに減少し、セメント置換率 15%、25%、50%で無置換の約 85%となった。

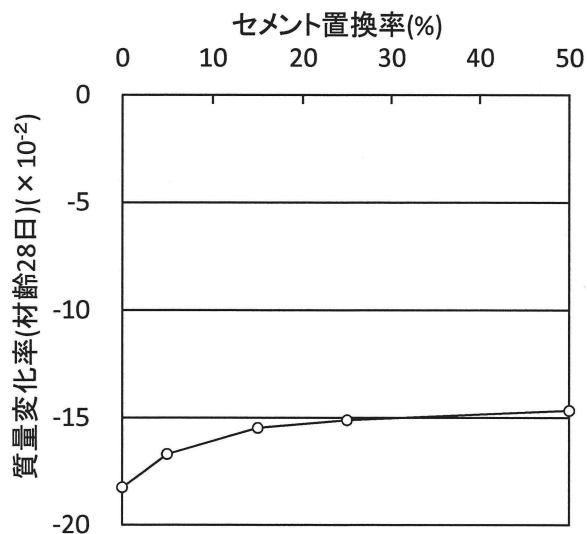


図 3.4 質量変化率とセメント置換率の関係(材齢 21 日)

### 3.3.2 促進浸食試験

図 3.5、図 3.6 に浸食深さの測定結果、セメント置換率と浸食深さの関係(60min)をそれぞれ示す。浸食はセメント無置換の試験体のみに現れた。最も浸食の大きい中央部で60minで45mmの浸食が発生した。この時の浸食速度は約0.75mm/minであった。一方、セメント置換した試験体では、5%置換しただけで、試験終了時(60min)においても浸食は発生せず、セメント置換により、侵食抵抗性は飛躍的に改善された。写真 3.10 に試験後の試験体を示す。

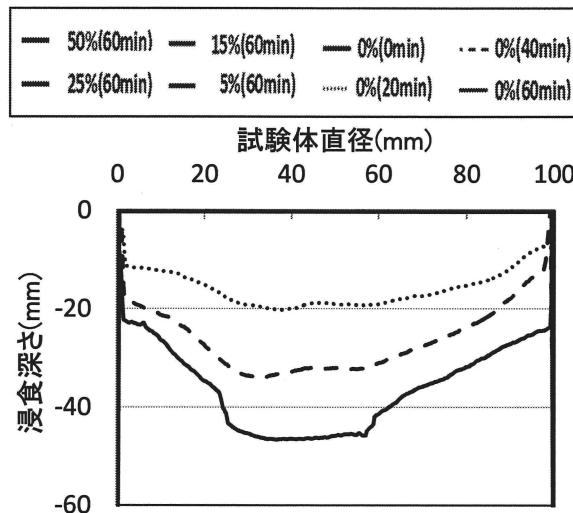


図 3.5 浸食深さの測定結果(セメント置換率 0%)

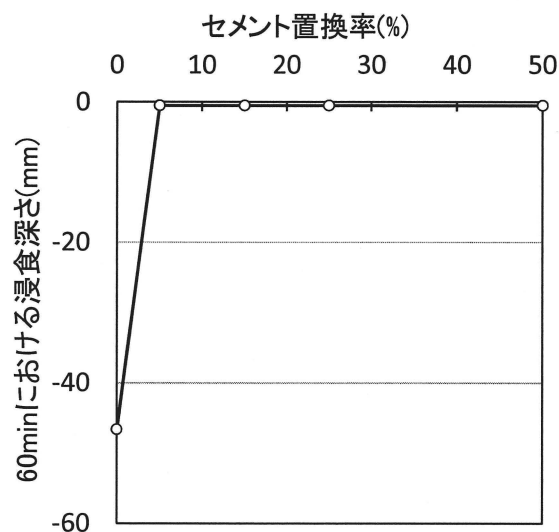


図 3.6 浸食深さとセメント置換率の関係

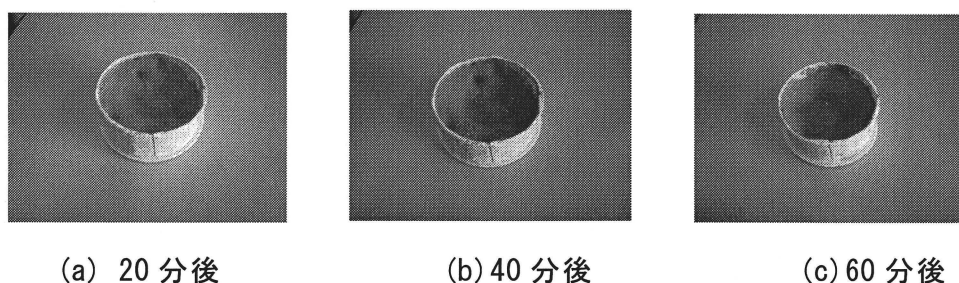


写真 3.10 浸食試験後の試験体 (セメント置換率 0%)

### 3.5.3 強度試験

図 3.6、図 3.7 に圧縮強度とセメント置換率の関係、引張強度とセメント置換率の関係をそれぞれ示す。圧縮・引張強度共に、セメント置換率 5%の場合、無置換に対して強度の低下が見られ、置換率 15%以上では強度は置換率の増加と共に増加した。置換率 5%で強度が低下した理由として、乾燥収縮の低減による空隙率の増加の影響がセメントによる結合力の増大効果を上回ったことが考えられる。また、形状の違いが圧縮強度に及ぼす影響を見ると、ブロック供試体は円柱供試体に比べ、多少の強度の低下が見られたが、寸法効果によるものと思われ、特に形状の影響はないと思われる。

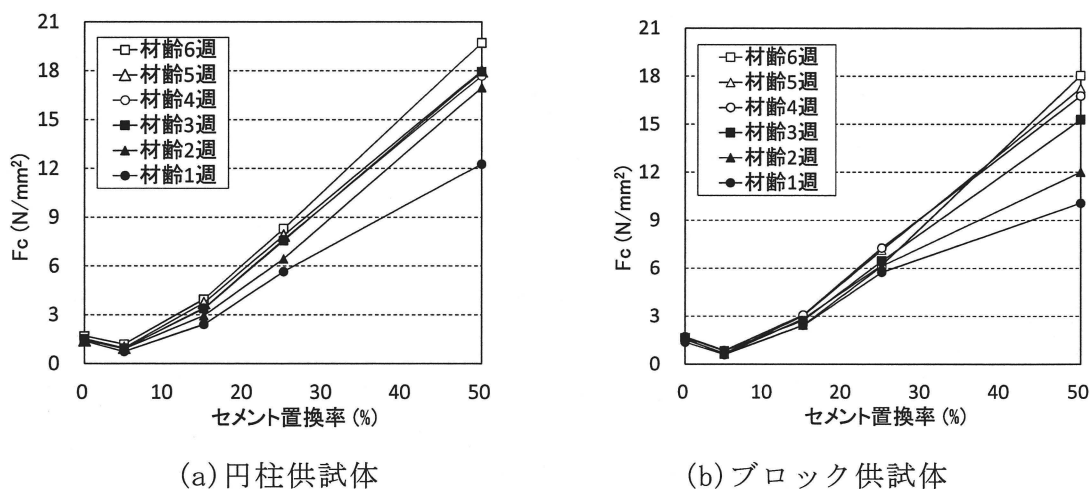


図 3.6 圧縮強度とセメント置換率の関係



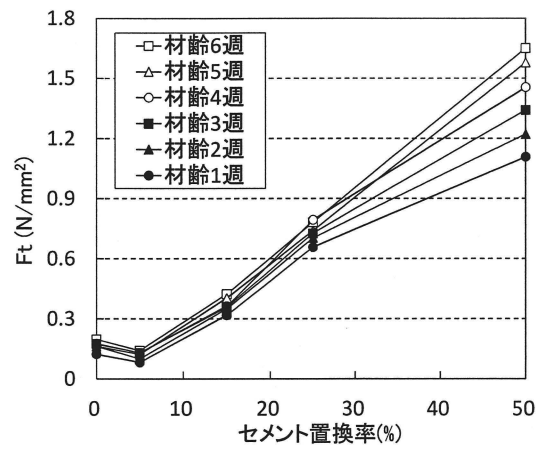


図 3.7 引張強度とセメント置換率の関係

図 3.8 に圧縮強度と引張強度の関係(円柱供試体)を示す。Adobe の強度は式(3.1)で表すことができる。

$$F_t = 0.20 F_c^{2/3}$$

式(3.1)

ここに、 $F_t$ : 引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$F_c$ : 圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

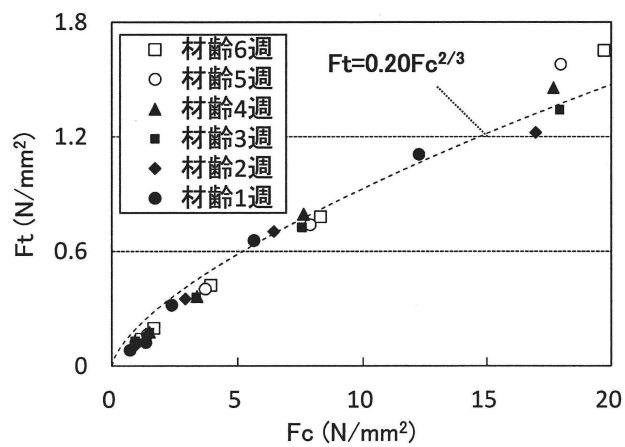


図 3.8 引張強度と圧縮強度の関係

### 3.6 まとめ

Adobeの基礎物性に及ぼすセメント置換の影響に関する実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 乾燥収縮率は、セメント置換率の増大とともに減少し、セメント置換率5%で無置換の約30%、セメント置換率15%, 25%, 50%で無置換の約11%に抑えることができた。質量変化率も乾燥収縮率と同様にセメント置換率の増大とともに減少し、セメント置換率5%で無置換の約90%、セメント置換率15%, 25%, 50%で無置換の約80%となった。
- 2) 浸食抵抗性はセメント無置換の試験体では60分に45mmと大きな浸食が発生したにもかかわらず、セメントの置換した試験体では5%でも浸食は発生せず、浸食抵抗性の改善にはセメント置換は非常に効果があることが分かった。
- 3) 圧縮および引張強度はセメント置換率5%では強度の低下が見られた。強度が低下した理由として、乾燥収縮の低減による空隙率の増加の影響がセメントによる結合力の増大効果を上回ったことが考えられる。置換率15%以上では強度は置換率の増加と共に増加した。
- 4) セメント置換率15%～50%において、乾燥収縮、強度、浸食抵抗のすべてにおいて、大幅な品質改善が可能であった。

[3章 参考文献]

- 3-1) RASA Hashmatullah, MISHIMA Naoki, HATANAKA Shigemitsu : Optimization of adobe general chracteristics, 4th International Conference on Construction Materials, 2009.8
- 3-2) RASA Hashmatullah, MISHIMA Naoki, HATANAKA Shigemitsu : Fundamental Study on Cement Stabilized Adobe Brick, コンクリート工学年次論文集 30(1), pp549-554, 2008
- 3-3) 高橋宏幸, 三島直生, 畑中重光 : 普通ポルトランドセメントによるアドベの品質改善に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 955-956, 2011.8

## 第 4 章

# Adobe-目地要素の強度試験および 破壊基準の検討（実験Ⅱ）

#### 4.1 概説

Adobe 構造体のような組積造はブロックと目地からなる複合体のため、ブロックだけでなく、目地およびブロックと目地との境界部分(以下、界面とする)という各構成要素が存在する。構造体としての強度の把握には上記の3要素を含む試験体での試験が重要となってくる。そこで、ブロックと目地から成る要素で目地の引張付着試験およびせん断強度試験を行い、その結果を用いて、強度特性の把握および Adobe-目地要素の破壊基準の推定を試みた。試験方法および材齢を表 4.1 に示す。組積造として構成される Adobe 構造体は通常、ブロックの硬化後に目地の施工を行うため、本実験でも、ブロックの硬化後に、目地の施工を行った。

表 4.1 試験方法と材齢

試験方法	材齢(日)
目地の引張付着試験	21(目地)
一面せん断試験・二面せん断試験	42(ブロック)

#### 4.2 要因と水準

要因と水準を表 4.2 に示す。セメント置換率はブロックと目地で同じ置換率を用いたもの(以下、A シリーズ)、ブロックと目地で異なる置換率を用いたもの(以下、B シリーズ)の2種で実験を行った。一面せん断試験においては目地角度を3水準、二面せん断試験においては垂直応力を2水準に変化させた。

表 4.2 要因と水準

要因	水準
セメント置換率[%]	[Aシリーズ] 0, 5, 15, 25, 50 [Bシリーズ] 50(0)* <sup>1</sup> , 0(50)
角度* <sup>2</sup> [°]	15, 30, 45
垂直応力* <sup>3</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	0, 0.05

[注]\*<sup>1</sup>: ()外は目地のセメント置換率、()内はブロックのセメント置換率

\*<sup>2</sup>: 一面せん断試験のみ

\*<sup>3</sup>: 二面せん断試験のみ

### 4.3 試験体の作製方法

#### (1) 使用材料・調合・試験体の施工方法

使用材料・調合・試験体の作製方法は 3.3.2 項～3.3.4 項に準じる。

#### (2) 目地の施工方法

既往の研究<sup>4-1)</sup>における一面せん断試験では、2 段に積んだ煉瓦を斜めに整形し、せん断試験を行っているが、本実験で対象とする Adobe では、セメント無置換の試験体では、水により浸食が発生し、湿式の整形作業が困難なため、あらかじめ角度を付けたブロックを作製し、その後、目地を施工した。二面せん断試験体は、ブロックに目地を挟んで 2 段に積んだものを作製し、試験に供した。尚、目地の施工前には、ブロック表面に十分に霧吹きを行った。

### 4.4 実験方法

#### (1) 目地の引張付着試験

写真 4.1 に目地の引張付着試験状況を示す。試験体は 50×50mm(目地幅 10mm 含む)の角柱供試体とし、両端面に鋼製プレートをエポキシ系接着剤で接着して試験に供した。

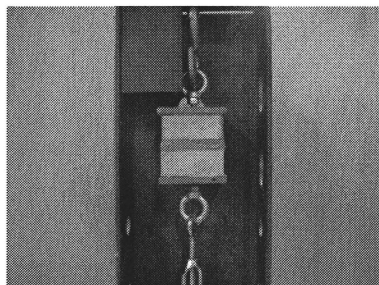


写真 4.1 目地の引張付着試験状況

#### (2) 一面せん断試験および二面せん断試験

本実験では、せん断要素試験として、一面せん断試験および二面せん断試験を行った。一面および二面せん断試験の試験体と概要を図 4.1、図 4.2 にそれぞれ示す。一面せん断試験は、目地の角度を変化させて通常の圧縮試験を行うことにより、垂直応力の異なるせん断強度が得られることや、せん断面に曲げモーメントが発生しないといったメリットがある。二面せん断試験については、せん断面に発生する曲げモーメントを図 4.2(b)のように仮定し、図 4.2(c)の計算方法から算出されるせん断面内の垂直応力  $\sigma$  およびせん断応力  $\tau$  の関係から断面内の応力分布を得た。

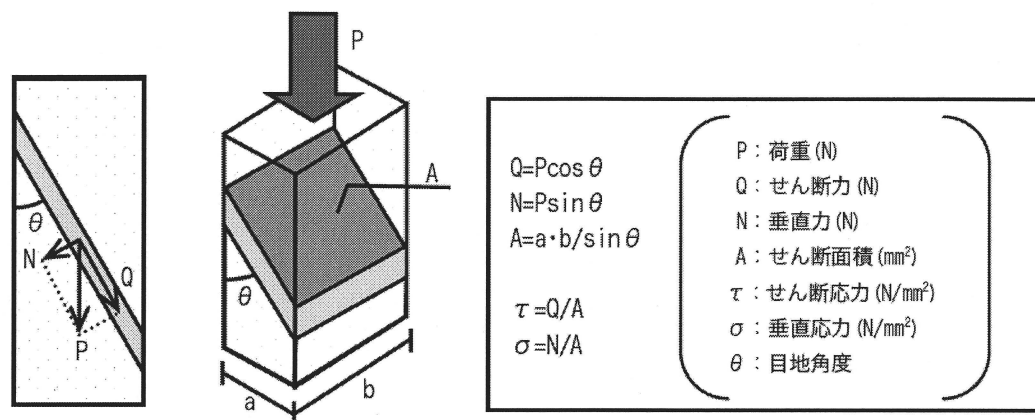
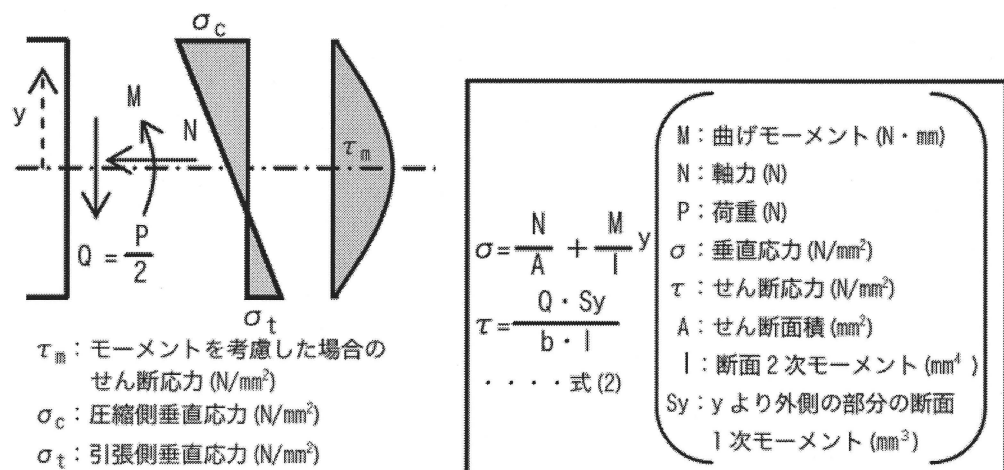
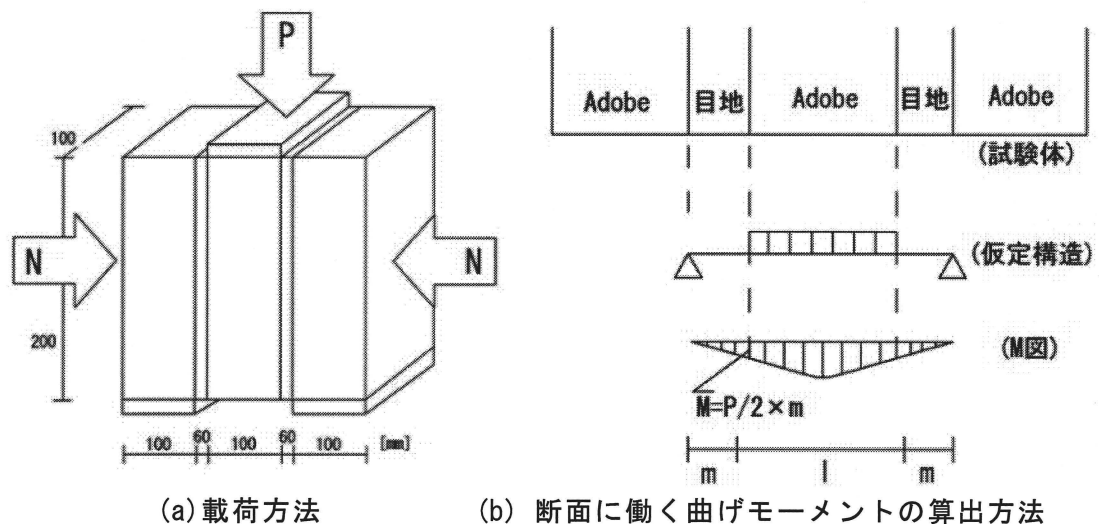


図 4.1 一面せん断試験の試験体と概要



(c) 各応力の計算方法

図 4.2 二面せん断試験の試験体と概要

## 4.5 実験結果と考察

### 4.5.1 破壊状況

#### (1) 目地の引張付着試験

写真 4.2 に目地の引張付着試験の破壊状況を示す。全ての試験体は、写真 4.2 に示すようにブロックと目地の界面で破壊した。本実験に用いた試験体では、セメント無置換の試験体は粘土の粘着力でブロックと目地を結合させ、セメントを置換した試験体においては粘土の粘着力に、セメントの接着力を加えて接合される。接着はブロックの表面の凹部に、粘着性をもった材料が入り込み、凹部に入った接着性を持った材料の引張およびせん断強度で接合している<sup>4-2)</sup>。ただし、通常は目地材の引張強度に比べ、界面の付着強度の方が小さくなるため、界面での破壊を招いたと考察できる。

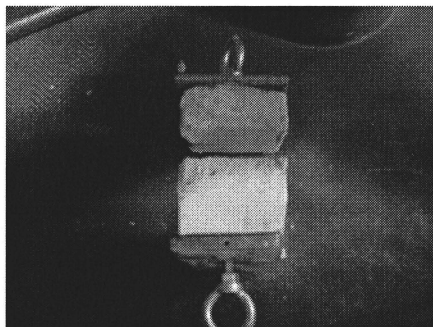
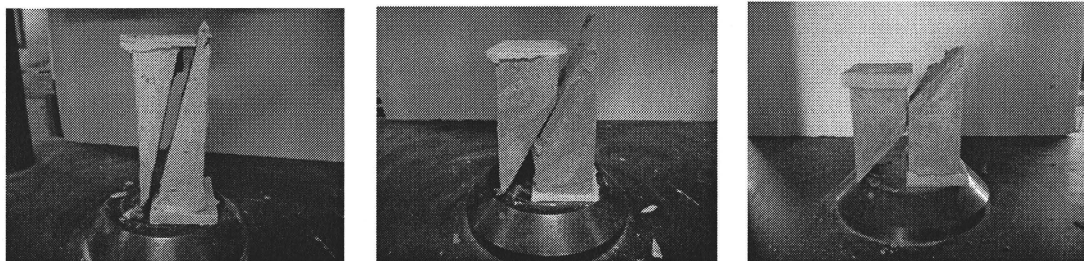


写真 4.2 破壊状況(目地の引張付着試験)

#### (2) 一面せん断試験

写真 4.3 に一面せん断試験の破壊状況の例を示す。全ての試験体は、写真 4.3 に示すようにブロックと目地の界面で破壊した。



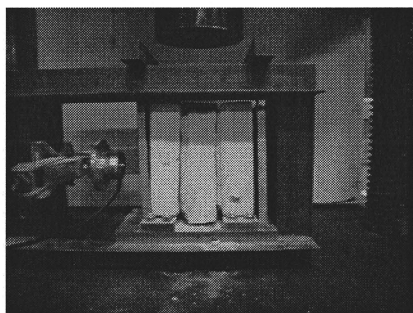
(a) 破壊状況 15° (0%)      (b) 破壊状況 30° (50%)      (c) 破壊状況 45° (25%)

写真 4.3 破壊状況(一面せん断試験)

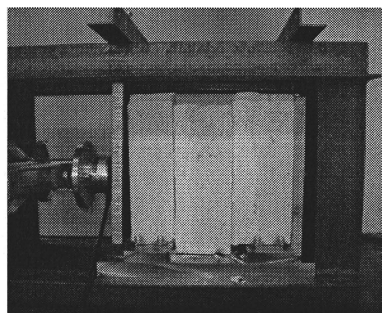


### (3) 二面せん断試験

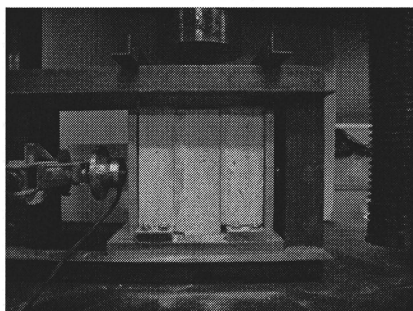
写真4.4に二面せん断試験の破壊状況を示す。多くの試験体は界面での破壊であったが、セメント置換率 50(0)%の試験体では界面にブロック側の材料が薄く残った状態での破壊であった。セメント置換率 0(50)%の試験体では界面の破壊に至るまでに、目地部の破壊が見られた。



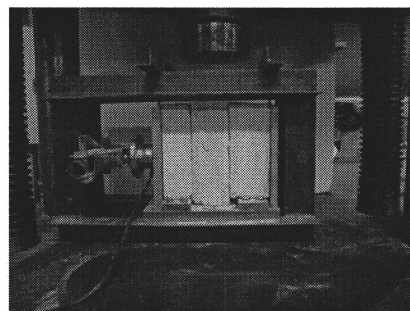
(a) セメント置換率 0%



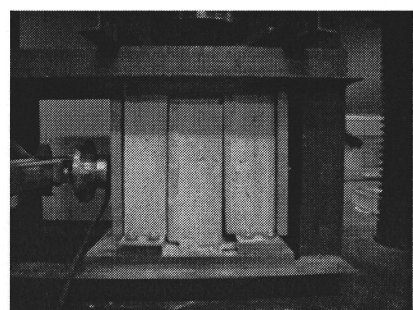
(b) セメント置換率 5%



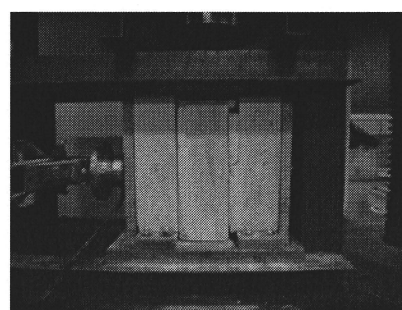
(c) セメント置換率 15%



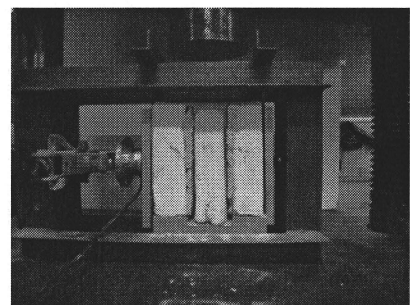
(d) セメント置換率 25%



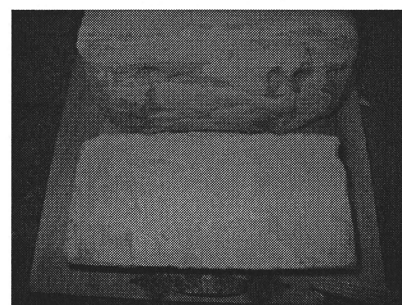
(e) セメント置換率 50%



(f) セメント置換率 0(50)%



(g) セメント置換率 50(0)%



(h) 目地部へのブロックの付着 50(0)%

写真 4.4 破壊状況(二面せん断試験)

## 4.5.2 強度の測定結果

## (1) 目地の引張付着試験

図4.3、図4.4に目地の引張付着試験における強度の測定結果、Aシリーズにおける目地の引張付着強度(平均値)とセメント置換率の関係をそれぞれ示す。実験結果は、ばらつきが非常に大きいものとなった。ブロックと目地との材料同士の境界部分は、施工時における品質のばらつきも大きいと判断できる。

Aシリーズにおいて、図4.4に示すように、Aシリーズの試験結果を平均値で比較した場合、セメント置換率の増加と共に目地の引張強度は増加した。3.5.3項に示す圧縮および引張強度試験結果では、セメント置換率5%において強度の低下が見られたが、本実験では強度の低下傾向は見られなかった。これは少量のセメントでもあとから施工する界面を強化する効果は発現していることが考えられる。セメント無置換の試験体に対して、セメント置換率15%、25%で約4倍、50%で約6倍まで強度は増加した。

Bシリーズにおいて、目地のみにセメント添加したセメント置換率50(0)%では、セメントが入った目地を後から施工するので、水和反応により、弱点である界面が補強され、ブロックおよび目地の両方にセメント無添加のセメント置換率0%の試験体よりも目地の引張付着強度は大きくなるが、セメント置換率0%の割裂引張強度(3.5.3項)を超えることはなかった。今回、目視では確認出来なかったが、破壊部にブロック材が非常に薄く付着し、界面ではなく、ブロック部の破壊であったと推察される。ブロックのみにセメント置換したセメント置換率0(50)%の試験体は目地にセメントが入っていないため、界面の補強効果がなく、全試験水準の中で、最も低い引張強度となっている。この結果から、Adobeを用いた構造体を作る際には、ブロックのみにセメントを添加することは、改善効果が得られないばかりか、品質が低下する恐れがあるため、目地にセメントを添加することが重要である。

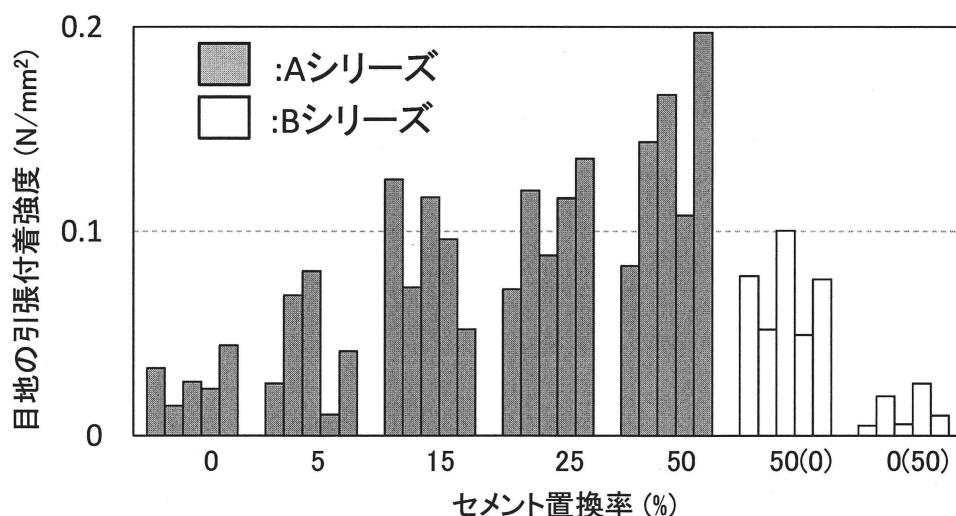


図4.3 目地の引張試験結果(全試験結果)

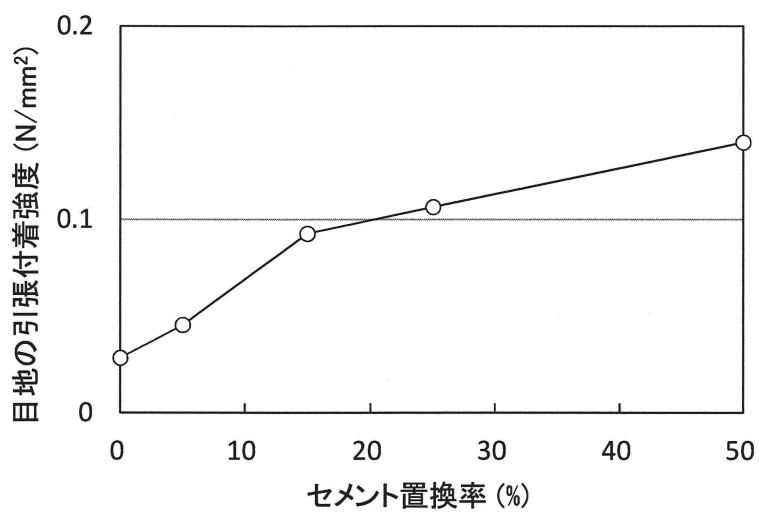


図 4.4 目地の引張試験結果(A シリーズ: 平均値)

## (2) 一面せん断試験および二面せん断試験

図 4.5、図 4.6 に、A シリーズおよび B シリーズのせん断試験結果をそれぞれ示す。A シリーズでは、垂直応力に関わらず、セメント置換率の増大と共に、せん断応力は向上した。せん断応力はセメント無置換の試験体に対して、セメント置換率 15%、25%で約 3 倍、50%で約 5 倍まで増加した。一方、B シリーズでは、目地の引張付着試験と同様に、目地だけにセメントを添加した場合には、A シリーズのセメント置換率 0%の試験体に比べ、改善効果が見られるが、ブロックのみにセメント添加した場合には、改善効果が見られない結果となった。

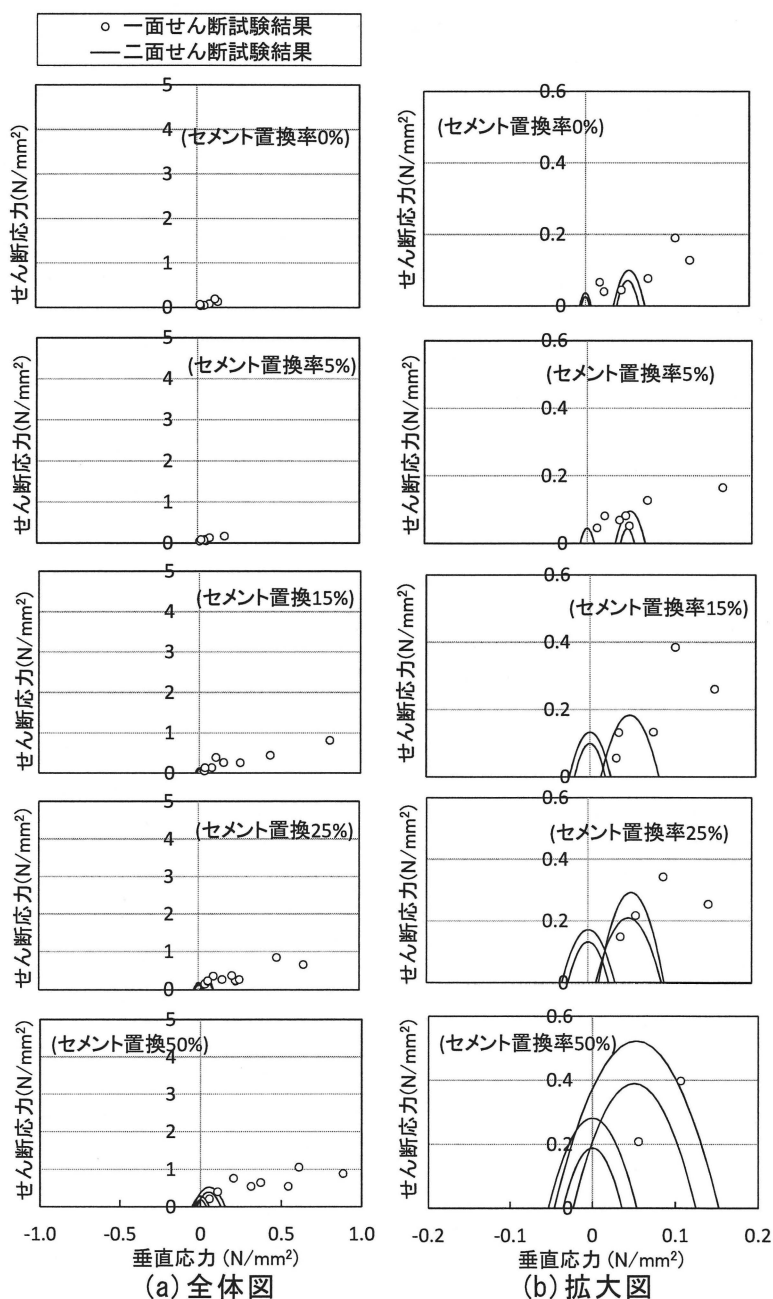


図 4.5 A シリーズのせん断試験結果

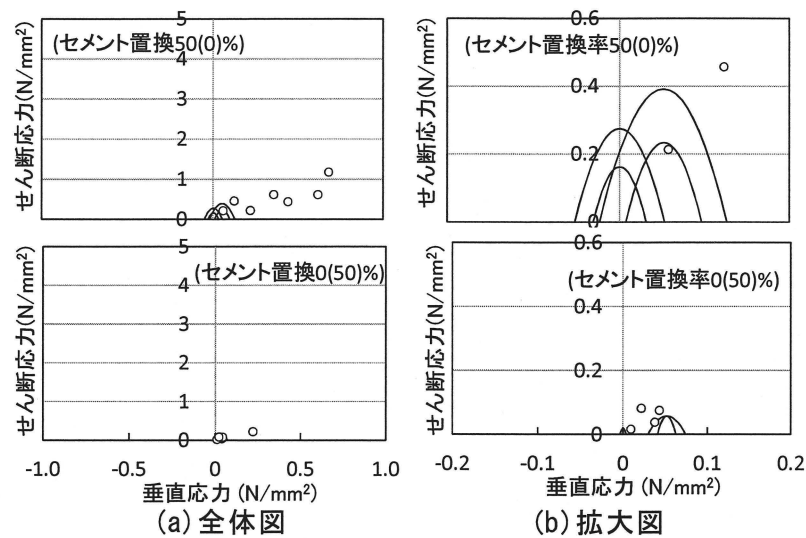


図 4.6 B シリーズのせん断試験結果

## 4.5.3 破壊基準推定式の検討

前掲のせん断試験結果に対して、既往の破壊基準推定式<sup>4-1)</sup>(4.1)を適用して、破壊基準の推定を試みた。

$$\tau = a(\sigma + Ft)^b \quad (4.1)$$

ここに、 $\tau$ :せん断応力(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma$ : 垂直応力(N/mm<sup>2</sup>)

$Ft$ :目地の引張強度,  $a \cdot b$ :実験定数

実験定数  $b$  については  $1/2$  とした場合にせん断試験結果を比較的よく表示できたといえる。したがって本研究においては  $b=1/2$  とした。目地材およびブロック材における実験定数  $a$  については、図 4.7 に示すように、圧縮強度および引張強度(3.2.3 項参照)から得た応力円の包絡曲線となるように決定した。界面の実験定数  $a$  は、一面せん断試験に相関の良い曲線として近似した。その結果得られた、目地材および界面の実験定数  $a$  を表 4.3 に示す。図 4.8 に、実験定数  $a$  と目地材およびブロック材の圧縮強度の関係を示す。各実験定数  $a$  は、目地材の圧縮強度の関数として以下のように表すことができた。

$$\text{目地材およびブロック材: } a=0.74Fc^{1/2} \quad (4.2)$$

$$\text{界面: } a=0.25Fc^{1/2} \quad (4.3)$$

ここに、 $Fc$ :目地材およびブロックの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

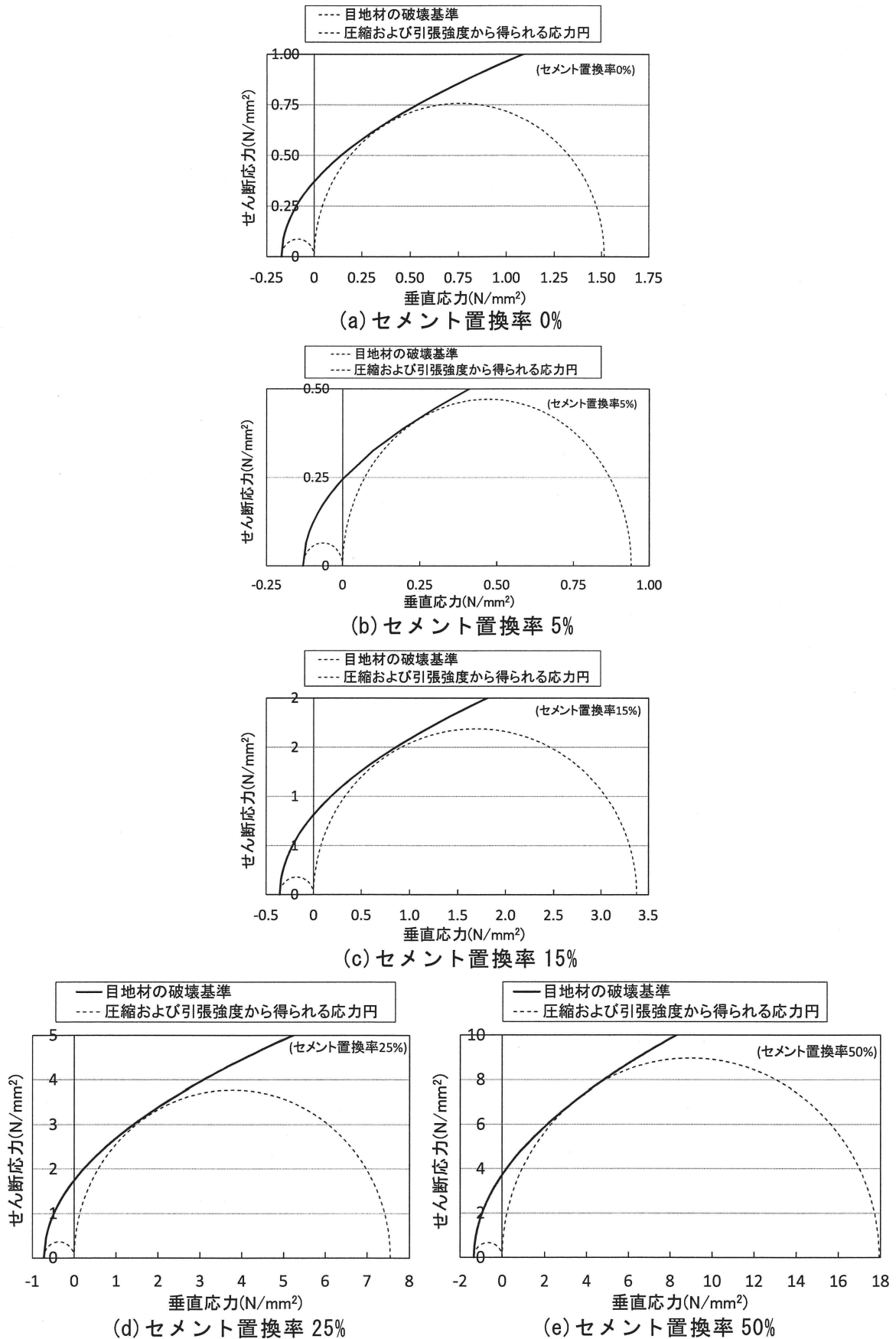


図 4.7 目地材の破壊基準の推定

表 4.3 実験結果および実験定数 a

項目	セメント 置換率(%)	破壊基準式: $\tau = a \times (\sigma + F_t)^{1/2}$					
		目地材			界面		
		a	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	a	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
結果	0	0.89	1.51	0.17	0.40	1.51	0.028
	5	0.68	0.94	0.13	0.30	0.94	0.045
	15	1.36	3.38	0.36	0.55	3.38	0.093
	25	2.05	7.55	0.73	0.75	7.55	0.106
	50	3.22	17.94	1.34	1.00	17.94	0.140
	50 (0)	3.22	17.94	1.34	0.95	17.94	0.071
	0 (50)	0.89	1.51	0.17	0.25	1.51	0.013
算出方法	※ 粉体(粘土 +セメント) 中のセメント の容積置換 率	a: 目地材の圧縮および引張強度から 得られる応力円の包絡曲線となる ように算出 F <sub>c</sub> : 目地材の圧縮強度 F <sub>t</sub> : 目地材の引張強度			a: 式(1)を用いて一面せん断試験結果 を近似して算出 F <sub>c</sub> : 目地材の圧縮強度 F <sub>t</sub> : 水平目地の直接引張試験から計算 された 引張縁の軸応力の最大値		

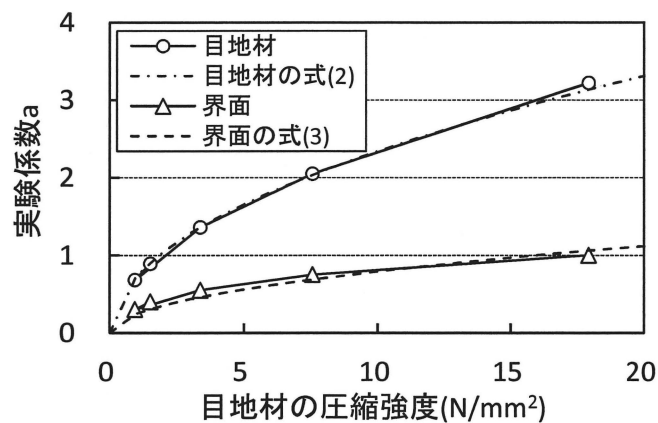


図 4.8 目地材の圧縮強度と実験定数 a

図4.9、図4.10に、AシリーズおよびBシリーズのせん断試験結果と破壊基準推定式を併せて示す。図4.9、図4.10を見ると、本実験結果で検討した破壊基準推定式は、ばらつきはあるものの、ある程度実験結果と適合しているといえる。ばらつきの一因として、目地の引張強度にばらつきが大きいことが挙げられる。

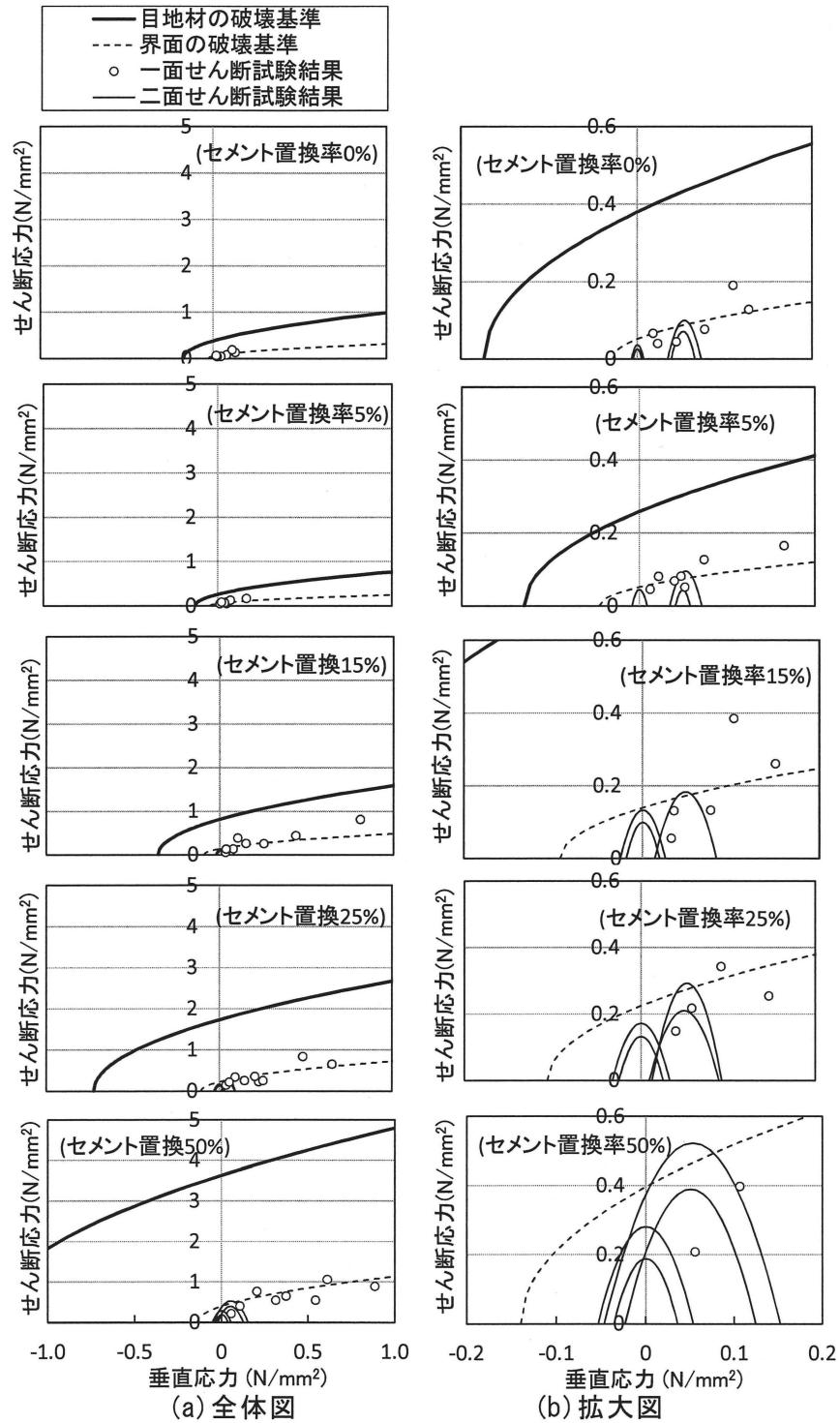


図4.9 Aシリーズのせん断試験結果と破壊基準推定式



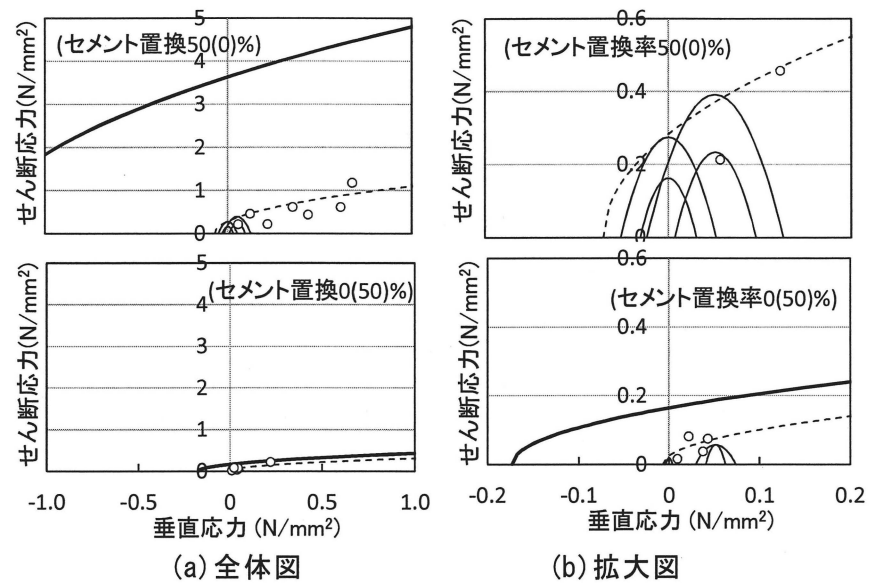


図 4.10 B シリーズのせん断試験結果と破壊基準推定式

## 4.6 まとめ

本章では、Adobe-目地要素で目地の引張付着強度およびせん断強度に関する評価試験を行い、強度特性の把握および破壊基準の推定を試みた。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) セメントを加えることによるAdobe-目地要素の引張付着強度およびせん断強度の特性および改善効果が明らかとなった。
- 2) 目地のみにセメントを添加した場合には、界面がセメントにより補強されるために、界面の引張付着強度は増加するが、ブロックのみにセメント添加した場合、セメントによる改善が見られなかった。
- 3) Adobe構造体のせん断強度に対して、以下に示す既往の破壊基準式の適用が可能であることを確認した。

$$\tau = a(\sigma + F_t)^b$$

ここに、 $\tau$ :せん断応力(N/mm<sup>2</sup>)、  
 $\sigma$ :垂直応力(N/mm<sup>2</sup>)、  
 $F_t$ :目地の引張強度、  
 $a \cdot b$ :実験定数  
 $a=0.74F_c^{1/2}$ [目地材]  
 $a=0.25F_c^{1/2}$ [界面]  
 $b=1/2$   
 $F_c$ :目地材の圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

[4章 参考文献]

- 4-1) 中浜貴生、畑中重光、三島直生：煉瓦目地のせん断試験方法および破壊基準に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集 第74巻 第641号, pp.1225-1232, 2009.7
- 4-2) 小俣一夫:改訂・塗り材料の基礎知識,工文社,昭和57.2.10発行,平成3.5.27改訂
- 4-3) 中浜貴生, 畑中重光, 三島直生, 旧三井製糸所の煉瓦および煉瓦目地の力学性評価に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻 第658号, pp. 2095-2104, 2010.12
- 4-4) 劉可、塩屋晋一：既存煉瓦造建築物の壁体の強度試験方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No2, pp.1927-1932, 2003

## 第 5 章

### Adobe 壁体のせん断試験（実験Ⅲ）

## 5.1 概説

本章では、Adobe 構造体の部材(壁体)のせん断特性の評価を目的に、壁体のせん断実験を行う。また、前章において Adobe-目地要素のせん断試験の結果から推定した破壊基準の壁体のせん断試験結果に対する適用性も検討する。また、材料試験として円柱供試体を用いて、圧縮および割裂引張試験を行うほか、壁体試験後、構造体から破壊が起きていない部分を対象に、コア抜きにより試験体を採取し、目地の引張付着試験を行った。

## 5.2 要因と水準

要因と水準を表 5.1 に示す。本実験ではセメント置換率以外に、垂直応力を要因とした。セメント置換率はブロックと目地で同じ置換率を用いたもの(以下、A シリーズ)、ブロックと目地で違う置換率を用いたもの(以下、B シリーズ)の 2 種で実験を行った。試験体諸元を表 5.2 に示す。

表 5.1 要因と水準

要因	水準
セメント置換率 [%]	[Aシリーズ] 0, 25, 50 [Bシリーズ] 50 (0)* <sup>1</sup>
垂直応力 [N/mm <sup>2</sup> ]	0, 0.05, 0.15

[注]\*<sup>5</sup> : B 種において、( ) 外は目地のセメント置換率,  
( ) 内はブロックのセメント置換率

表 5.2 試験体諸元

シリーズ	試験体名	セメント置換率 [%]		材齢 [日]		垂直応力 [N/mm <sup>2</sup> ]
		目地	ブロック	目地	ブロック	
Aシリーズ	セメント置換率0% ( $\sigma$ 0.05)	0	0	21	42	0.05
	セメント置換率25% ( $\sigma$ 0)	25	25	21	42	0
	セメント置換率25% ( $\sigma$ 0.05)	25	25	21	42	0.05
	セメント置換率25% ( $\sigma$ 0.15)	25	25	21	42	0.15
	セメント置換率50% ( $\sigma$ 0.05)	50	50	21	42	0.05
Bシリーズ	セメント置換率50(0)% ( $\sigma$ 0.05)	50	0	21	42	0.05

### 5.3 試験体の作製方法

#### (1) 使用材料・調合・試験体の施工方法

使用材料・調合・試験体の作製方法は 3.3.2 項～3.3.4 項に準じる。

#### (2) 目地の施工方法

目地の施工方法は 4.3.2 項に準じる。

## 5.4 実験方法

### 5.4.1 圧縮試験・引張割裂試験

材料試験として $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の円柱供試体で、圧縮および割裂引張試験を行った。実験方法は3.4節と同様とした。

### 5.4.2 壁体試験

#### (1) 試験体の定着

壁寸法は $500 \times 500 \times 210\text{mm}$ とする。作成した壁供試体を載荷フレーム内に設置し、試験体の上下に載荷用鉄骨梁を設置し、あらかじめ載荷用鉄骨梁に設けた穴からセメント系無収縮材(太平洋プレユーロックス、表5.3)を流し込み、最上部および最下部のブロック材を30mm程度埋め込むことで壁供試体と載荷用鉄骨梁を定着させた。試験体と定着状況を図5.1、写真5.1に示す。また材齢と実験工程を表5.4にそれぞれ示す。

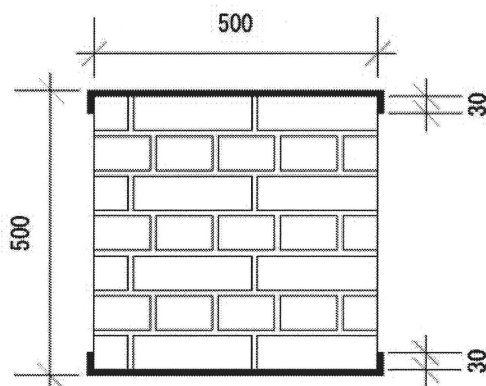


図 5.1 試験体と定着状況

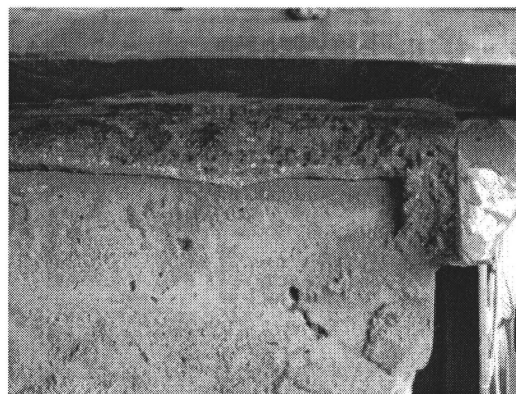


写真 5.1 定着状況

表 5.3 無収縮モルタルの調合

単位重量(g/l)	
水	セメント
1923	346

表 5.4 材齢と実験工程

材齢[日]	工程
0	ブロック作製
21	目地作製, 下梁設置
41	フレーム内設置, 上梁設置
42	載荷試験

## (2) 載荷方法

図 5.2 に載荷装置を示す。載荷は鉛直油圧ジャッキで一定の鉛直荷重をかけながら、水平油圧ジャッキにより静的漸増繰り返し水平載荷を行い、試験体には逆対称モーメントを強制した。測定はジャッキ頭部のロードセルで荷重を計測した。層間変形角(試験体頭頂部/試験体高さ 500mm)は、 $\pm 1/2000$ 、 $\pm 1/1000$ 、 $\pm 1/500$ 、 $\pm 1/250$ 、 $\pm 1/125$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/50$ rad まで、それぞれ 1 サイクルずつ載荷した。ひび割れ発生時および、サイクルピーク時のひび割れ状況をクラックスケールにより計測した。ひび割れは鉛直方向および階段状のひび割れをせん断ひび割れ、水平方向のひび割れを曲げひび割れとして計測した。

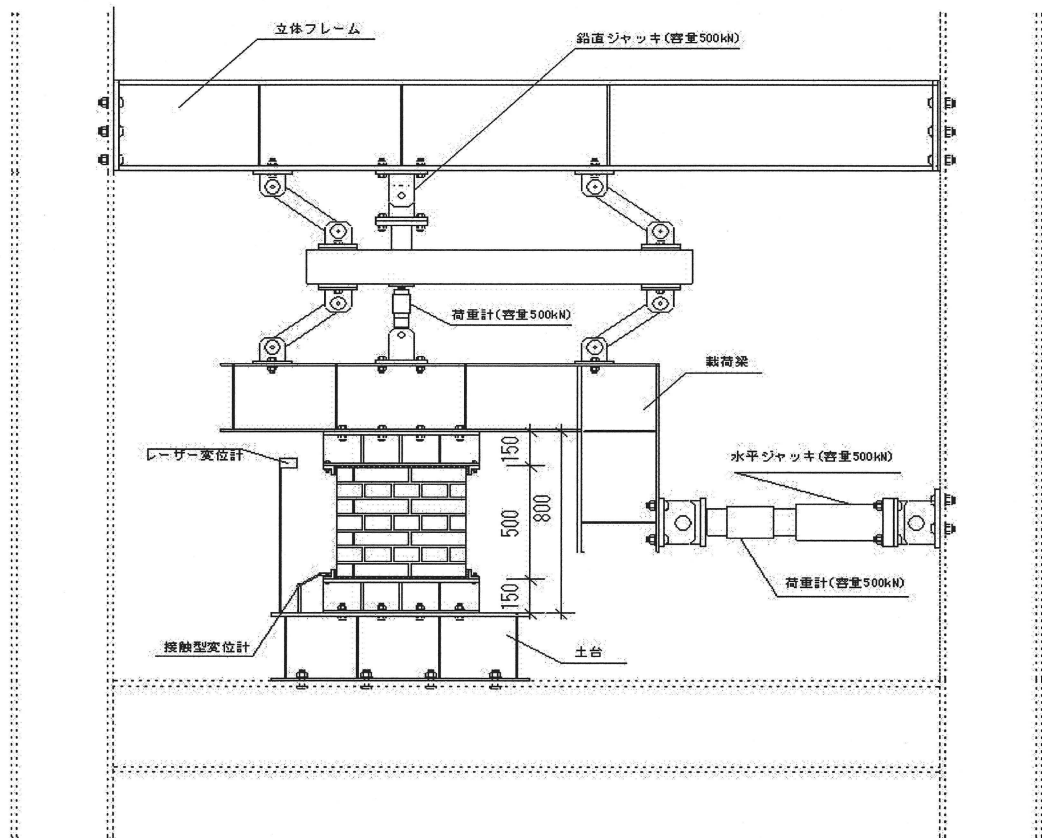


図 5.2 試験装置



### 5.4.3 目地の引張付着試験

壁体試験後、構造体から破壊が起きていない部分を対象に、コア抜きにより試験体を採取し、 $\phi 50 \times 50 \text{mm}$  に成形後、構造体の中の材料試験として目地の直接引張試験を行った。実験方法は 4.4 項と同様とした。写真 5.2 にコア抜きおよびカット成形後の供試体( $\phi 50 \times 50 \text{mm}$ )の引張試験状況を示す。写真 5.2 から、試験体は目地とブロックの境界がほとんど分からないほど、一体化していた。

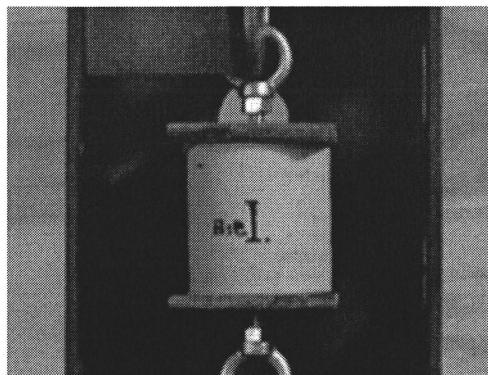


写真 5.2 目地の引張付着試験状況

## 5.5 実験結果と考察

### 5.5.1 圧縮試験および割裂引張試験

表 5.5 に圧縮試験および割裂引張試験の結果を示す。この結果は 3.2.3 項の結果と、おおむね一致した。

表 5.5 材料試験結果

試験体名		圧縮強度[N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度[N/mm <sup>2</sup> ]
A種	セメント置換率0%( $\sigma 0.05$ )	1.51	0.19
	セメント置換率25%( $\sigma 0$ )	7.80	0.74
	セメント置換率25%( $\sigma 0.05$ )	7.18	0.80
	セメント置換率25%( $\sigma 0.15$ )	8.63	0.70
	セメント置換率50%( $\sigma 0.05$ )	17.06	1.23
B種	セメント置換率50(0)%( $\sigma 0.05$ )	16.81	1.16

### 5.5.2 壁体のせん断試験

#### (1)破壊状況

写真 5.3～写真 5.8、図 5.3～図 5.8 に破壊状況およびひび割れ図をセメント置換率ごとにそれぞれ示す。

セメント置換率 0%( $\sigma 0.05$ )の試験体においては、+1/250 サイクルで階段状のひび割れが確認された。その後+1/100 サイクルまでひび割れが拡幅するにみで、+1/50 サイクルで新たなせん断ひび割れが発生した。ブロックの損傷も見られ、ブロックおよび目地、ブロックと目地の界面でのせん断破壊であった。

セメント置換率 25%( $\sigma 0$ )の試験体においては、+1/500 サイクルで水平方向の曲げひび割れを確認した。+1/100 サイクルで鉛直方向のせん断ひび割れを確認した。+1/50 サイクルで鉛直方向のひび割れが階段状に進行していった。破壊は目地、界面での曲げ破壊およびせん断破壊の混合型であった。

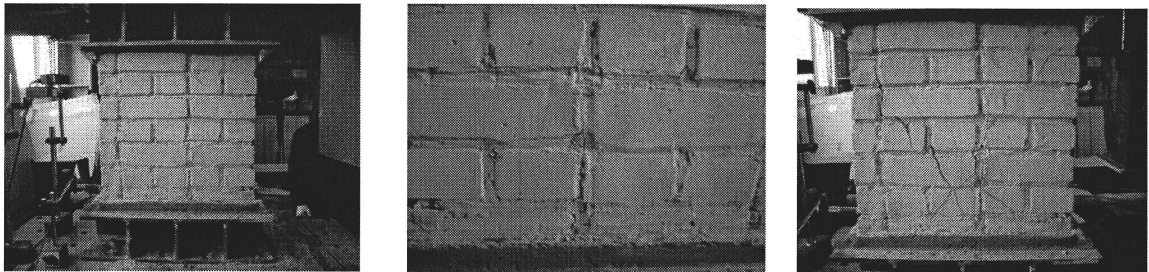
セメント置換率 25%( $\sigma 0.05$ )の試験体においては、+250 サイクルで最初の階段状のせん断ひび割れを確認、その後、ひび割れは拡幅していった。破壊はブロックおよび目地、界面でのせん断破壊であった。

セメント置換率 25%( $\sigma 0.15$ )の試験体においては、-250 サイクルで最初の階段状のせん断ひび割れを確認、その後、ひび割れは拡幅していった。破壊はブロックおよび目地、界面でのせん断破壊であった。

セメント置換率 50%( $\sigma 0.05$ )の試験体においては、+1/500 サイクルで、頂部から 1 段目の目地部に曲げひび割れが確認され、1/250 までひび割れ幅が拡幅していった。+1/125 サイクルにおいて、階段状のせん断ひび割れが発生した。+1/100 サイクルの途中で脚部の試験体と載荷用鉄骨梁との定着の破壊が確認されたので、試験を+1/100 サイクルの途中までとした。-1/125 までのサイクルであったが、破壊は界面での曲げ破壊となった。

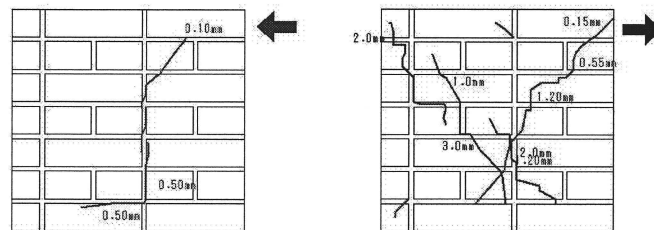
セメント置換率 50(0)%( $\sigma$  0.05)の試験体においては、-1/125 サイクルで、曲げひび割れが確認された。その後+1/100 サイクルで、-1/125 時の曲げひび割れの延長上に階段状のせん断ひび割れが確認された。破壊はブロックおよび目地、界面での曲げ破壊およびせん断破壊の混合型であった。

セメント置換の試験体とセメント無置換の試験体を比較すると、無置換の試験体ではひび割れ本数が多かったのに対し、セメント置換の試験体では最初に発生したひび割れが拡幅していく傾向があった。



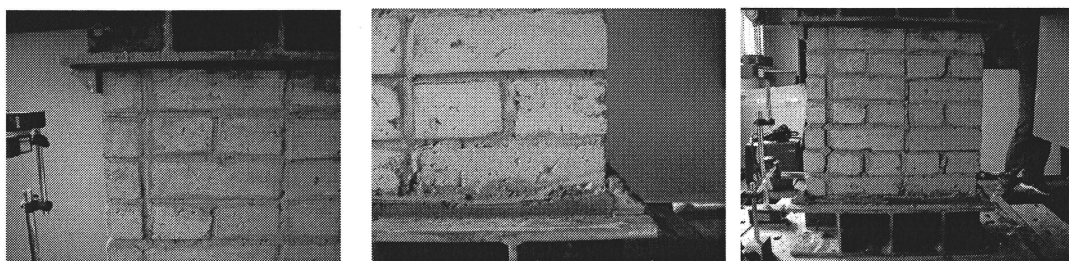
(a) 初期ひび割れ(+1/250) (b) 初期ひび割れ(+1/250) (c) 最終破壊(-1/50)

写真 5.3 セメント置換率 0%( $\sigma$  0.05) 破壊状況



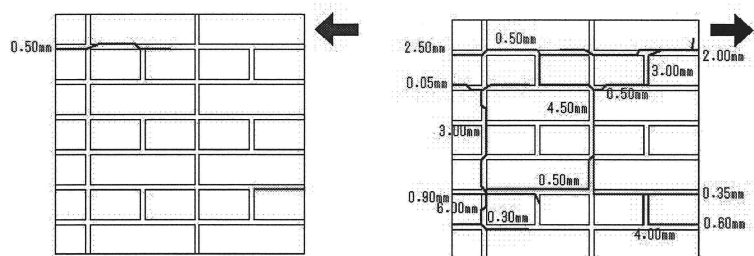
(a) 初期ひび割れ(+1/250) (b) 最終破壊状況(-1/50)

図 5.3 セメント置換率 0%( $\sigma$  0.05) ひび割れ図



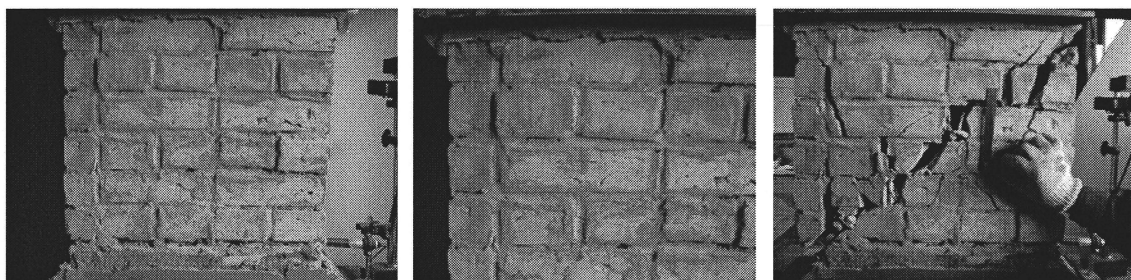
(a) 初期ひび割れ(+1/500) (b) 初期ひび割れ(+1/500) (c) 最終破壊(-1/50)

写真 5.4 セメント置換率 25%( $\sigma_0$ ) 破壊状況



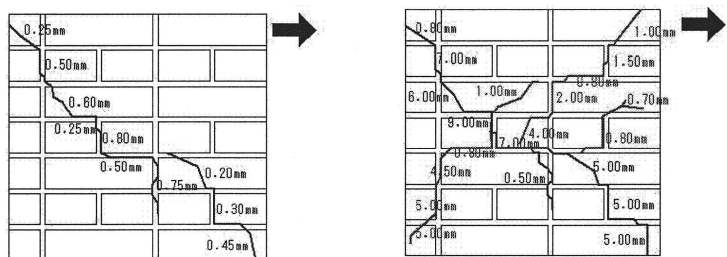
(a) ひび割れ発生時(+1/500) (b) 最終破壊状況(-1/50)

図 5.4 セメント置換率 25%( $\sigma_0$ ) ひび割れ図



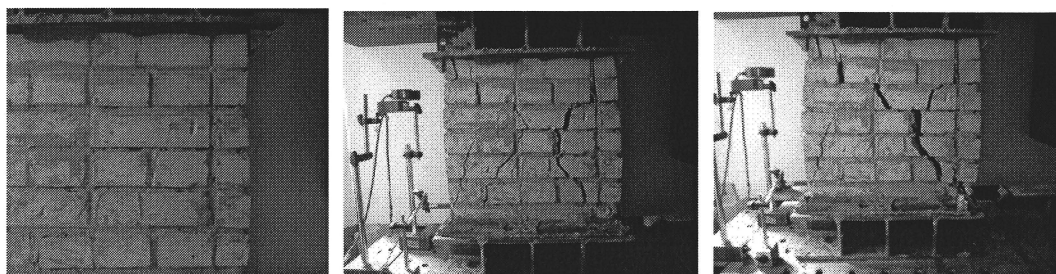
(a) 初期ひび割れ(+1/250) (b) 初期ひび割れ(+1/250) (c) 最終破壊(+1/50)

写真 5.5 セメント置換率 25%( $\sigma_0.05$ ) 破壊状況



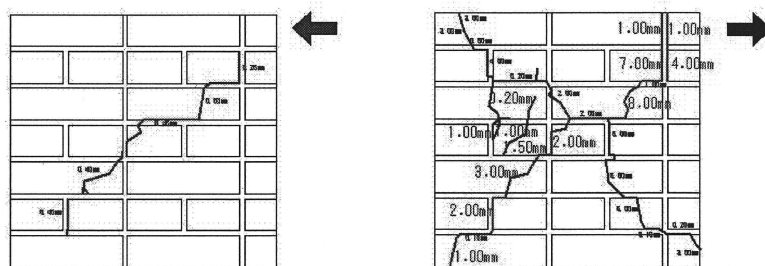
(a) ひび割れ発生時(+1/250) (b) 最終破壊状況(+1/50)

図 5.5 セメント置換率 25%( $\sigma_0.05$ ) ひび割れ図



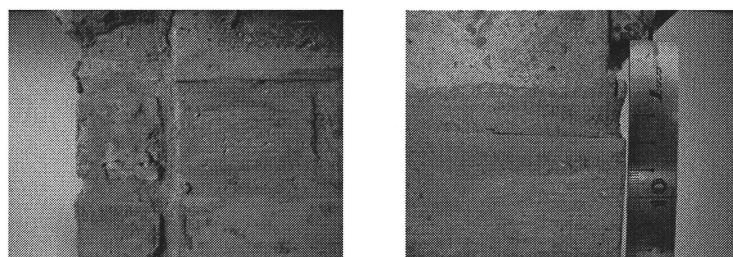
(a) 初期ひび割れ(+1/500) (b) ひび割れ状況(+1/50) (c) 最終破壊(-1/50)

写真 5.6 セメント置換率 25%( $\sigma 0.15$ ) 破壊状況



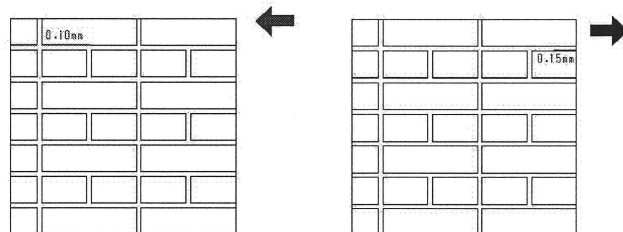
(a) ひび割れ発生時(+1/250) (b) 最終破壊状況(-1/50)

図 5.6 セメント置換率 25%( $\sigma 0.15$ ) ひび割れ図



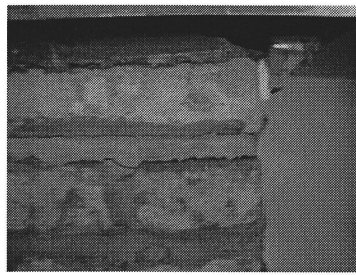
(a) ひび割れ発生時(+1/250) (b) ひび割れ発生時(-1/250)

写真 5.7 セメント置換率 50%( $\sigma 0.05$ ) 破壊状況

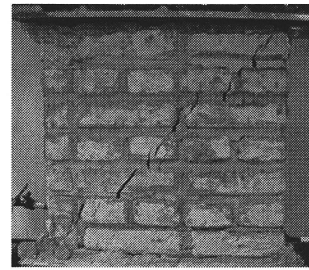


(a) ひび割れ発生時(+1/125) (b) ひび割れ(-1/250)

図 5.7 セメント置換率 50%( $\sigma 0.05$ ) ひび割れ図

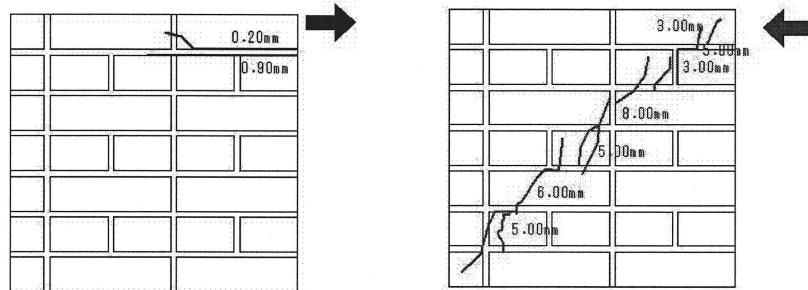


(a) 初期曲げひび割れ (-1/125)



(b) せん断ひび割れ (+1/50)

写真 5.8 セメント置換率 50(0)%( $\sigma 0.05$ ) 破壊状況



(a) ひび割れ発生時 (-1/500)

(b) 最終破壊状況 (-1/50)

図 5.8 セメント置換率 50(0)%( $\sigma 0.05$ ) ひび割れ図

## (2) 水平荷重-層間変形角関係履歴曲線

図 5.9～図 5.12 に、水平荷重-層間変形角関係履歴曲線をセメント置換率ごとに示す。

セメント置換率 0%-A の試験体は、 $R=1/500\text{rad}$  付近で荷重の増加率の減少、階段状のせん断ひび割れを確認、 $R=1/250\text{rad}$  付近で耐力が低下した。セメント置換率 0%-A B は、 $R=1/500\text{rad}$  付近でせん断ひび割れを確認、 $R=1/250\text{rad}$  付近で耐力が低下し、その後、低下し、 $R=1/50\text{rad}$  付近で最大耐力の 75%程度まで低下した。

セメント置換率 25%の試験体は、セメント置換率 25%( $\sigma 0$ )では、 $R=1/2000\text{rad}$  付近で耐力が低下し、 $R=1/500\text{rad}$  付近で曲げひび割れを確認した。セメント置換率 25%( $\sigma 0.05$ )およびセメント置換率 25%( $\sigma 0.15$ )は、 $R=1/500\text{rad}$  付近で耐力の低下、せん断ひび割れを確認した。両試験体の履歴性状にも大きな違いは見られなかった。

セメント置換率 25%の試験体は、 $R=1/1000\text{rad}$  付近で強度の増加率の減少、 $R=1/500\text{rad}$  付近で耐力の低下、曲げひび割れを確認した。

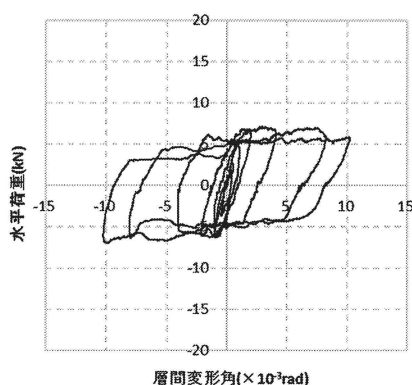
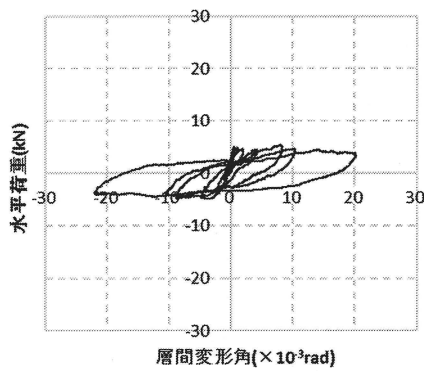
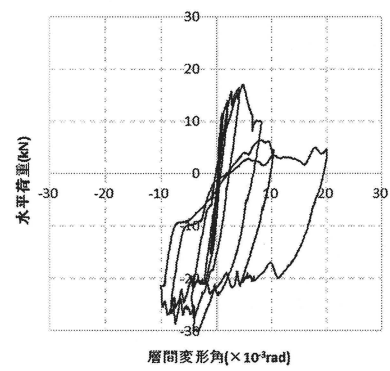


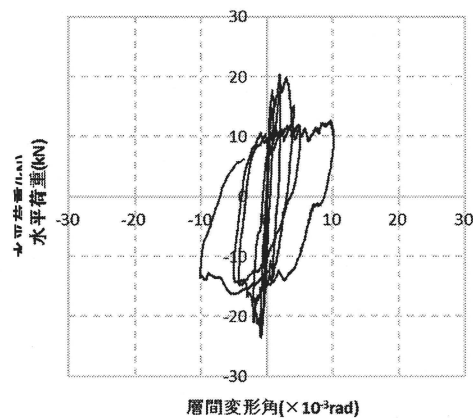
図 5.9 水平荷重-層間変形角関係履歴曲線(セメント置換率 0%( $\sigma 0.05$ ))



(a) セメント置換率 25%( $\sigma 0$ )



(b) セメント置換率 25%( $\sigma 0.05$ )



(c) セメント置換 25%( $\sigma 0.15$ )

図 5.10 水平荷重-層間変形角関係履歴曲線(セメント置換率 25%)

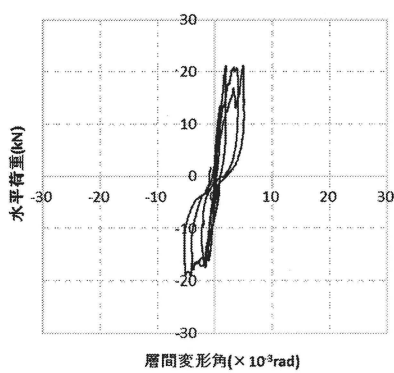


図 5.11 水平荷重-層間変形角関係履歴曲線  
(セメント置換率 50%( $\sigma 0.05$ ))

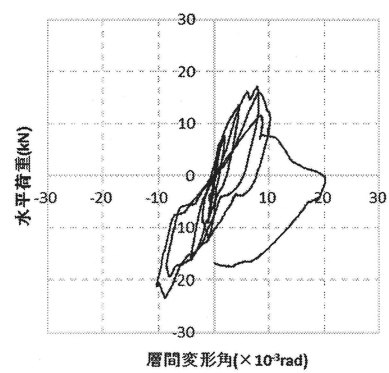


図 5.12 水平荷重-層間変形角関係履歴曲線  
(セメント置換率 50(0)%( $\sigma 0.05$ ))



### (3) 水平荷重-層間変形角関係包絡線

図 5.13 に水平荷重-層間変形角関係包絡線を示す。セメント無置換とセメント置換の試験体を比較すると、耐力の増加が見られたが、セメント置換率 25%と 50%においては本実験の試験体数ではそれほど差は見られなかった。また、軸力の影響を見ると、軸力を載荷していない試験体ではすべての試験体の中でも最も低い耐力となった。

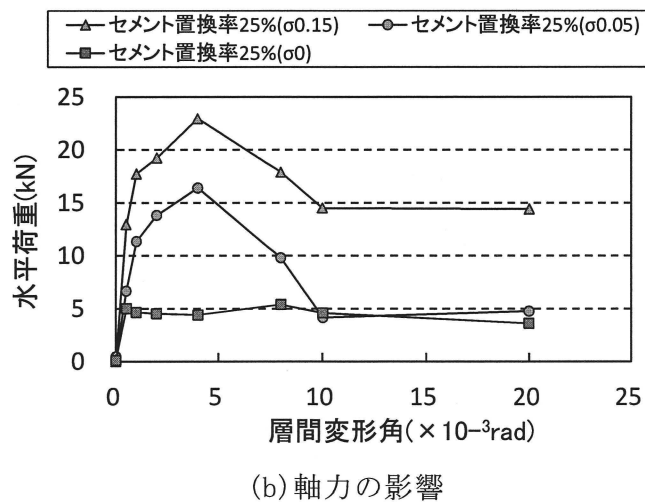
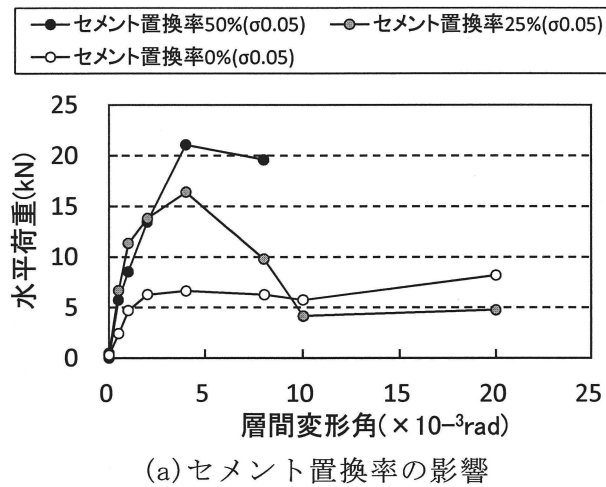


図 5.13 水平荷重-層間変形角関係包絡線

### 5.5.3 目地の引張付着試験

写真 5.9、図 5.14 に破壊状況、目地の引張付着試験の結果をそれぞれ示す。コア供試体と要素供試体(4.5.2 項参照)の付着強度を比較すると、コア供試体の強度は試験体数が少ないが、コア供試体は強度が高い傾向があった。コア供試体は要素試験と異なり、上部のブロックの重さによる目地の圧密が起き、付着強度は増加していたとみられる。このことから、構造体とは別に要素として作成した供試体の引張付着試験結果では、実際の構造物におけるブロックと目地の接着を正確に表せているとは言えず、構造物としての破壊基準推定式に用いるのは適切でない可能性があることが分かった。

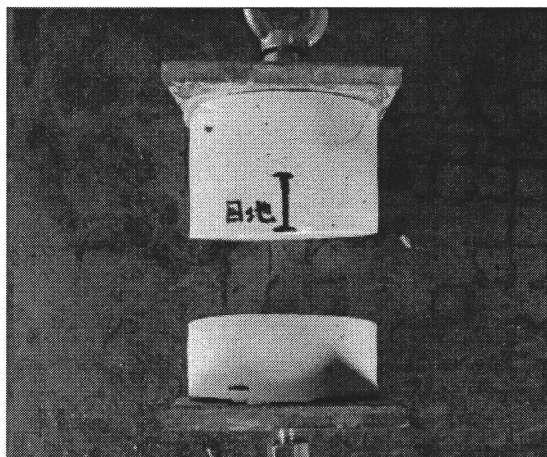


写真 5.9 破壊状況

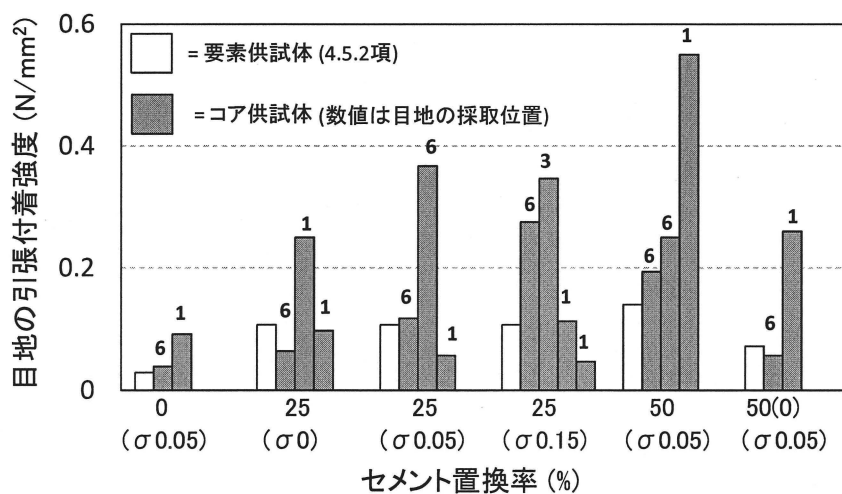


図 5.14 目地の引張付着試験結果

#### 5.5.4 破壊基準の検証

本項では、壁体試験結果と4.2.2項で提案した破壊基準推定式の適合性の検証を行う。

図5.15に、壁体試験における初期ひび割れ発生時の応力分布と推定した破壊基準式を示す。尚、破壊基準の $F_t$ の値には壁体のせん断試験後に採取したコア供試体の目地の引張強度の最大値と最小値を用いたものをそれぞれ灰色の実線で示し、また、破線で壁供試体のひび割れ時の応力分布に接するものを示した。その結果、セメント置換率25%( $\sigma 0$ )、セメント置換率50%( $\sigma 0.05$ )およびセメント置換率50(0)%( $\sigma 0.05$ )においては、壁試験体の応力分布に接する破壊基準が $F_t$ から推定された破壊基準の最大値と最小値に囲まれた範囲内に収まり、ある程度、試験結果と適合していると言える。セメント置換率0%、セメント置換率25%( $\sigma 0.05$ )およびセメント置換率25%( $\sigma 0.15$ )の試験体については、最大値の破壊基準推定式の上方に位置した。この原因として、目地施工時のばらつきが大きいことが挙げられる。コア供試体の引張付着試験でのばらつきの、評価方法について、今後検討が必要となる。

また、本破壊基準には、破壊形式が判別できるという特徴もある。すなわち、壁の応力分布と破壊基準がX切片で接する場合には曲げ破壊と判定でき、それ以外で接する場合にはせん断破壊と判定できる。ただし、ここで評価しているのは最初に発生するひび割れとする。表5.6に、図5.3～5.8のひび割れ図より判定した破壊形式と、図5.15で示した破壊基準から判定した破壊形式との比較を示す。この結果から、破壊モードは良く対応している。

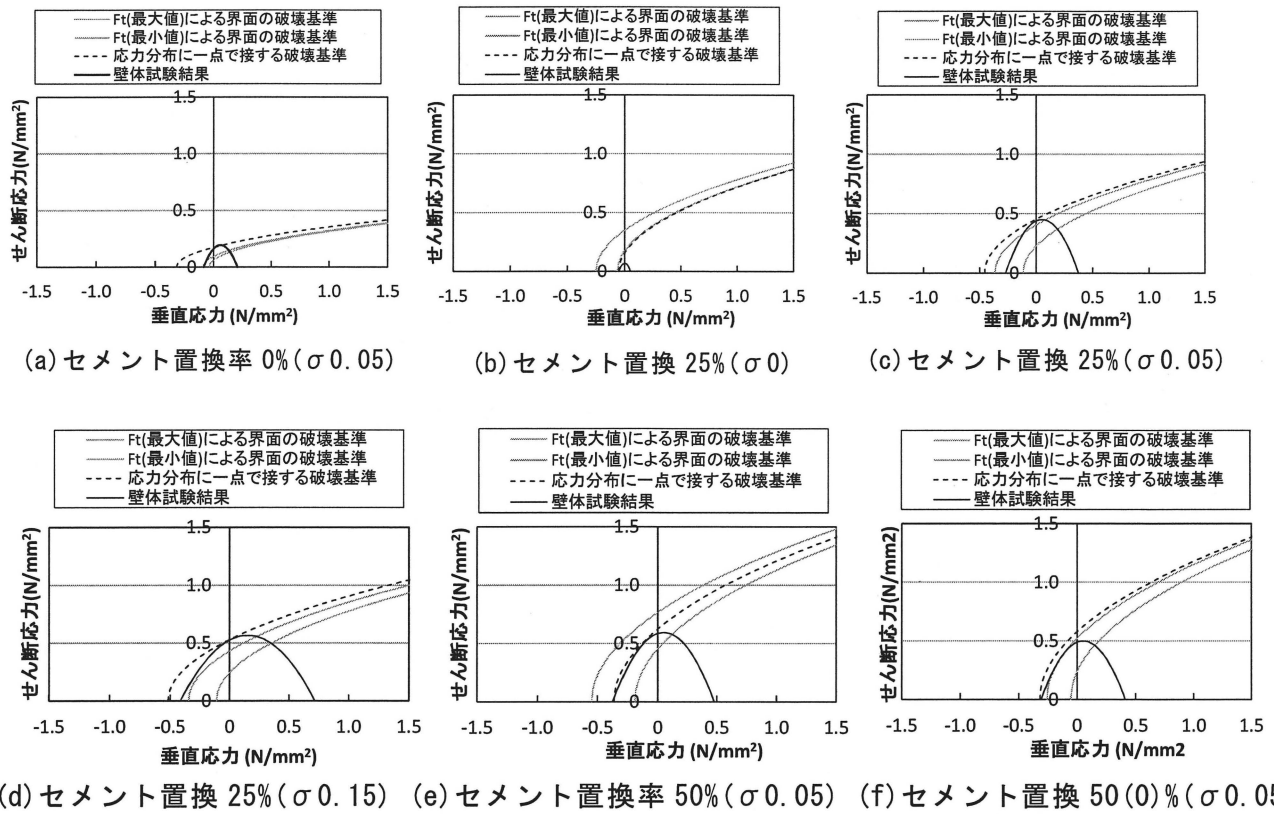


図 5.15 壁体のせん断試験結果および破壊基準推定式による計算結果

表 5.6 破壊形式の比較

シリーズ	試験体名	ひび割れ図から判定 (図18～図23)	破壊基準推定式に よる判定 (図27)
Aシリーズ	セメント置換率0% ( $\sigma 0.05$ )	せん断	せん断
	セメント置換率25% ( $\sigma 0$ )	曲げ	曲げ
	セメント置換率25% ( $\sigma 0.05$ )	せん断	せん断
	セメント置換率25% ( $\sigma 0.15$ )	せん断	せん断
	セメント置換率50% ( $\sigma 0.05$ )	曲げ	曲げ/せん断
Bシリーズ	セメント置換率50(0)% ( $\sigma 0.05$ )	曲げ	曲げ

## 5.6 まとめ

Adobe構造体の壁体のせん断特性の評価を目的に、せん断実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) Adobe構造体の壁体のせん断強度特性およびセメントによる改善効果が明らかとなった。
- 2) 本実験で適用した破壊基準推定式と実際の壁体のせん断試験の破壊形式は良く対応したことから、本破壊基準による破壊形式の推定が可能であると考えられる。
- 3) 構造体から採取したコア供試体と構造体とは別に作成した要素供試体の引張付着強度を比較すると、コア供試体の方が大きい傾向があった。この一因として、コア供試体は要素試験と異なり、上部のブロックの重さによる圧密が起き、これにより界面の付着強度は増加していることが挙げられる。

[5 章 参考文献]

- 5-1) 中浜貴生, 畑中重光, 三島直生, 旧三井製糸所の煉瓦および煉瓦目地の力学性評価に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻 第 658 号, pp. 2095-2104, 2010.12
- 5-2) 劉可、塩屋晋一: 既存煉瓦造建築物の壁体の強度試験方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No2, pp.1927-1932, 2003
- 5-3) 山内成人、真田靖士、中村友紀子、松崎育弘、中埜良昭: インターロッキング機構を利用した組積造壁の静的破壊実験 その 3. URM 壁のせん断性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 777-778, 2006

# 第 6 章

## 総括

## 6.1 結論

本研究では、Adobeへセメント添加することによる材料およびAdobe-目地要素、壁体の品質改善効果および強度特性の把握を目的に実験を行った。

Adobeの基礎物性に及ぼすセメント置換の影響(実験Ⅰ)からは以下の知見が見られた。

- 1-1) 実験Ⅰにおいて、乾燥収縮率はセメント置換率の増大とともに減少し、セメント置換率15%, 25%, 50%では、無置換の試験体の約15%まで抑えることができた。
- 1-2) 実験Ⅰにおいて、浸食抵抗性は、セメント置換の試験体では5%においても浸食は発生せず、セメントによる浸食抵抗性の高い改善効果が確認された。
- 1-3) 実験Ⅰにおいて、圧縮および引張強度はセメント置換率5%では強度の低下が見られた。強度が低下した理由として、乾燥収縮の低減による空隙率の増加の影響がセメントによる結合力の増大効果を上回ったことが考えられる。置換率15%以上では強度は置換率の増加と共に増加した。

Adobe-目地要素の強度試験および破壊基準の検討に関する実験(実験Ⅱ)からは以下の知見が見られた。

- 2-1) セメントを加えることによるAdobe-目地要素のせん断強度の特性および改善効果が明らかとなった。
- 2-2) 目地およびブロックの両方にセメントを添加した場合には、セメント置換率の増加に伴って、Adobe-目地要素のせん断強度および引張付着強度は増加していく。
- 2-3) 目地のみにセメントを添加した場合には、界面がセメントにより補強されるために、界面の引張付着強度は増加するが、ブロックのみにセメントを添加した場合、セメントによる改善が見られなかった。
- 2-4) 本実験におけるせん断試験の結果から、Adobe構造体のせん断強度に対して、以下に示す既往<sup>6-1)</sup>の破壊基準式の適用が可能であることを確認した。

$$\tau = a(\sigma + Ft)^b$$

ここに、 $\tau$ :せん断応力(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma$ :垂直応力(N/mm<sup>2</sup>)、 $Ft$ :目地の引張強度、

$a \cdot b$ :実験定数

$$a=0.74Fc^{1/2}[\text{目地材}], a=0.25Fc^{1/2}[\text{界面}]$$

$$b=1/2$$

$Fc$ :目地材の圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)



Adobe 壁体のせん断実験(実験Ⅲ)からは以下の知見が見られた。

- 3-1) Adobe 構造体の壁体のせん断強度特性およびセメントによる改善効果が明らかとなった。
- 3-2) 本実験で適用した破壊基準推定式と実際の壁体のせん断試験の破壊形式は良く対応したことから、本破壊基準による破壊形式の推定が可能であると考えられる。

## 6.2 今後の課題

Adobe の材料、要素および構造体としての品質改善を構築するためには。今後、以下のような課題が考えられる。

- 1) 異なる材料や現地の材料を用いた汎用性の確認が必要である。
- 2) 今回の実験結果においては、ばらつきの多い試験項目も存在した。これに対しては、施工方法まで含めた品質確保に対する検討が必要である。
- 3) 構造体から採取したコア供試体と構造体とは別に作成した要素供試体の引張付着強度を比較すると、コア供試体の方が大きい傾向があった。このため、要素供試体と壁供試体による圧密効果の差についても検証が必要である。

## 謝辞

## 謝辞

本研究を行うにあたり、終始懇篤な御助言、御指導を頂きました畑中重光先生（三重大学大学院教授）、三島直生先生（三重大学大学院准教授）に対し、心から感謝するとともに、ここにお礼を申し上げます。

また、学部を含め4年間ご指導を頂きました花里利一先生（三重大学大学院教授）、川口淳先生（三重大学大学院准教授）をはじめ、建築学科の教職員の方々にお礼を申し上げます。

中浜貴生氏（三重大学博士課程卒業生）、RASA Hashmatullah 氏（三重大学修士課程卒業生）には御親切な御助言を頂きましたことに感謝いたします。

各実験の際に、和藤浩氏（三重大学技術専門員）、新美治利氏（三重大学技術専門員）、玉那覇祐一君（三重大学学生）、畑中研究室の方々にご助力をいただきました。あらためてお礼申し上げます。

さらに、研究室での学生生活において、御助言、御指導を頂きました大石祐太さん（三重大学修士課程卒業生）、森鼻泰大さん（三重大学修士課程卒業生）、横山達資さん（三重大学修士課程学生）、左口泰平君（三重大学修士課程学生）にあらためて感謝いたします。

最後に、編入してからの大学および大学院での4年間、学生生活をサポートしていただいた家族の皆様に心から感謝いたします。

高橋宏幸

## 付録