

2009年インドネシア・ジャワ島西部地震の現地被害調査の報告

2009年11月20日

1. 被害調査の目的と概要

2009年9月2日にインドネシア・ジャワ島西部のインド洋沖においてマグニチュード7.0の地震が発生した。いわゆるノンエンジニアド住宅を中心に多数の被害が生じていることが、現地からの散発的な報告により明らかになったことを受けて、日本建築学会・災害委員会の下、同構造委員会・壁式構造運営委員会・海外組積造耐震性検討WGが中心となり、被害調査団を組織した。本調査団は、被災建物の多くを占めると予想された組積造建築、あるいは組積造部材の地震被害の特徴の把握を主な目的として編成されたが、斜面崩壊が発生したとの情報も受け、その影響を含めて被害の特徴を抽出できる体制を整えた。計画した調査内容は、1) 被災地域の被害の概要を把握すること、2) 被災地域で用いられる建築構造、構造詳細を把握すること、3) 個別建物あるいは特定地域における詳細な調査により、主要な被害原因を抽出すること、建物の被災度あるいは地域の被害率を分析すること、などである。

本報告は、2009年9月27日から10月1日にかけて実施した現地調査結果をまとめたものである。調査団の構成および行程の概要は下記の通りである。

構成

団長 真田 靖士 (豊橋技術科学大学)
団員 黒木 正幸 (大分大学)
坂下 雅信 (京都大学)
崔 琥 (東京大学)
谷 昌典 (神戸大学)
細野 康代 (豊橋技術科学大学)

協力者

Sittati Musalamah (State University of Jakarta)
Fransisca Farida (State University of Jakarta)

行程 (※詳細な行程は付録Aに示す。)

9月26日 日本→Jakarta
9月27日 Jakarta→Bandung
9月27日-10月1日 Bandungを基点とする被害調査
10月1日 Bandung→Jakarta
10月2日 Jakarta→日本

2. 地震の概要

2009年9月2日14時55分（現地時間）にインドネシア・ジャワ島西部のインド洋沖を震源にマグニチュード（ M_w ）7.0の地震が発生した。以下に地震の基礎情報、図2.1にU.S. Geological Survey (USGS¹⁾)より伝えられた震源位置を示す。また、近郊の主要な都市との位置関係は表2.1の通りである。

基礎情報

発生日時：2009年9月2日14時55分（現地時間）

震源位置：インドネシア・ジャワ島西部のインド洋沖（南緯7.80度，東経107.25度）

震源深さ：46.2km

地震規模：マグニチュード（ M_w ）7.0

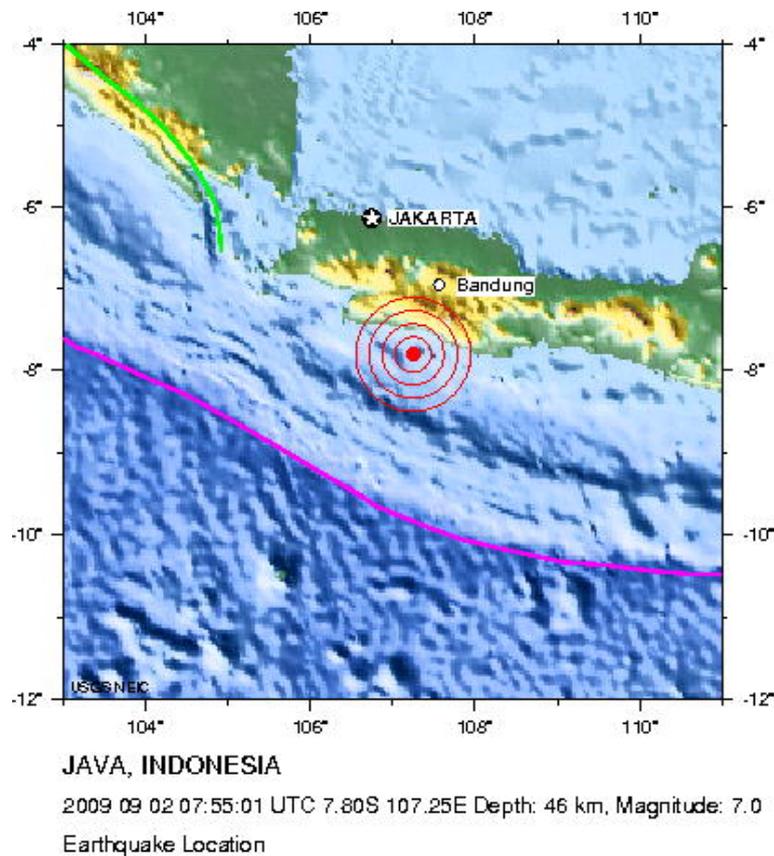


図 2.1 震源（USGS Website¹⁾より）

表 2.1 近郊都市と震源の位置関係 (USGS Website¹⁾より)

都市	方位	距離
Bandung	NNE	100km
Sukabumi	NNW	110km
Tasikmalaya	ENE	125km
Jakarta	NNW	195km

2009年11月18日現在, National Disaster Management Coordinating Board of Indonesia (BAKORNAS²⁾)より伝えられている被害の概要を表 2.2 にまとめる.

表 2.2 被害の概要 (BAKORNAS Website²⁾より)

No.	Area	Death Toll	Building Damage			
			Non Engineered		Engineered	
			Severe Damage	Light Damage	Severe Damage	Light Damage
1.	Cianjur	28	5249	16048	183	709
2.	Garut	8	12995	26099	204	772
3.	Sukabumi	2	5974	14052	39	225
4.	Tasikmalaya	5	12460	30667	361	2750
5.	Bandung City	23	15538	37501	1	696
6.	West Bandung	1	2423	5148	9	44
7.	Bogor	2	158	551	-	-
8.	Ciamis	8	14766	23418	239	-
9.	Purwakarta	-	29	-	-	38
10.	Majalengka	-	80	947	13	-
11.	Cilacap	-	1227	2346	11	64
12.	Kuningan	-	160	204	5	2
13.	Subang	-	37	61	1	5

3. 調査地域と被害概要

震源よりおよそ 100km 北北東に位置する West Java 州（州：Province）の州都である Bandung 市を基点として、Bandung 県（県：District）、Tasikmalaya 県、Garut 県、Ciamis 県、Cianjur 県、に亘って被害調査を実施した。図 3.1 に本調査団の調査地域を示す。以下では、各地域別に被害の概要をまとめる。

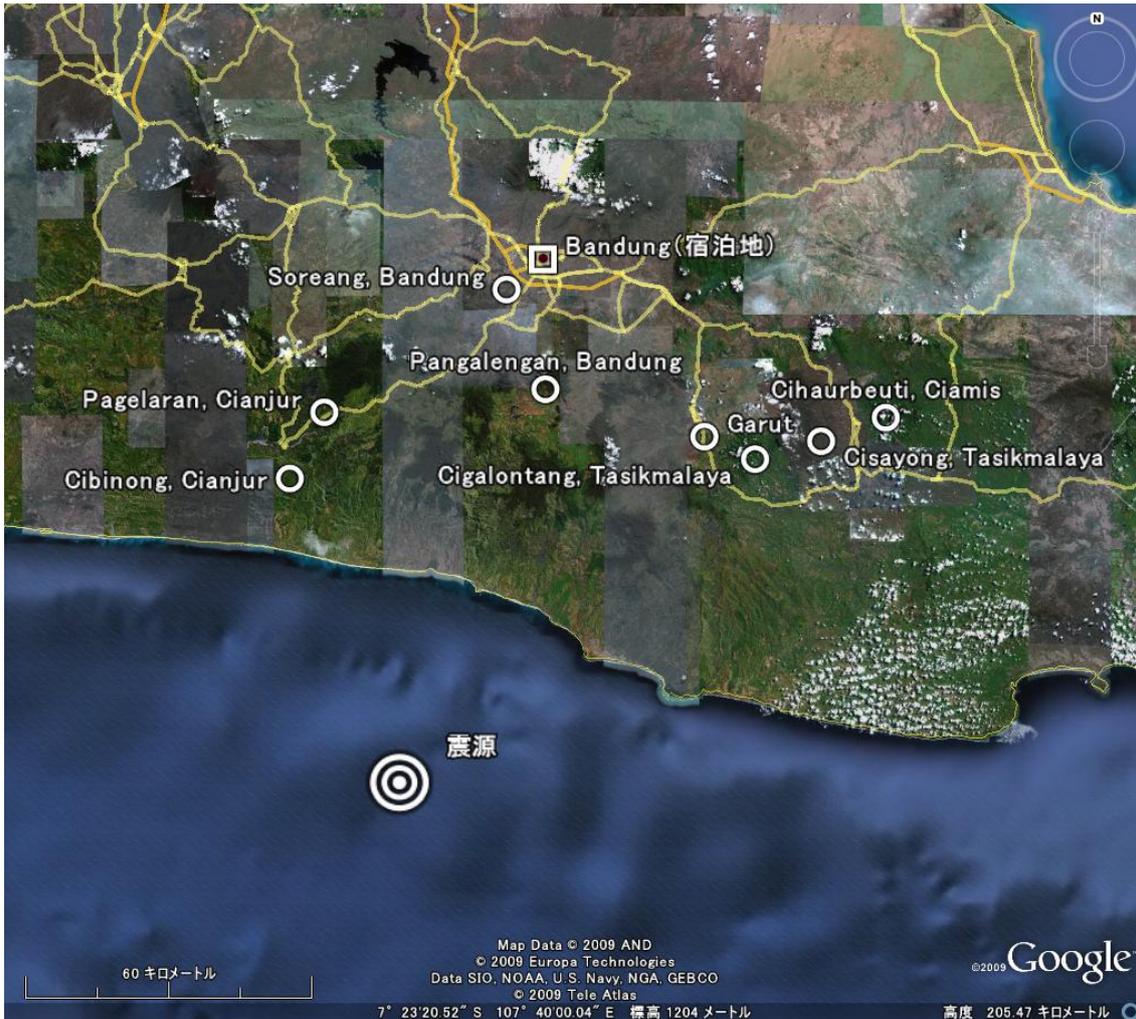


図 3.1 震源と調査地域（Google Earth より）

3.1 Bandung 県



図 3.2 Bandung 県内の Pangalengan 郡および Soreang 郡の調査地域

Pangalengan 郡

標高 1400m 以上の高地を含む 13 の集落からなる地域を指す。複数の集落に亘って比較的大きな建物の被害が見られた。とくに高地では山肌を削り棚田が造成されており、一部に写真 3.1 のような小規模な地盤の崩壊が見られたが、地盤の崩壊が建物の被害の直接原因となった事例は調査を実施した範囲では確認されなかった。調査地域の建物の構造形式は、躯体が無補強組積造（以下、URM：写真 3.2），枠組み組積造（以下、CM：写真 3.3），調査地域の伝統建築である木造（以下、Timber：写真 3.4）の 3 通り，屋根が瓦葺き，トタン板葺き（架構はともに木造）の 2 通りが大部分を占めたが，一部に鉄筋コンクリート造（以下、RC：写真 3.5）も見られた。最も被害が大きかった高地の集落 Sidamukti（図 3.2）では URM，CM 住宅を中心に全半壊が 7～8 割に達していた。Bandung 市から Sidamukti へ向かう途上，Sidamukti まで直線距離でおよそ 15km 手前の Banjaran（図 3.2）付近より建物の軽微な被害が散見され始めた。調査地域への途上の道路に被害は見られなかった。



写真 3.1 棚田とその崩壊跡



写真 3.2 URM 住宅（瓦葺き）



写真 3.3 CM 建物（トタン板葺き）



写真 3.4 Timber 商店建築（瓦葺き）



写真 3.5 RC 校舎

Soreang 郡

Bandung 市近郊で地震被害が報告された地域である。標高 1000m 以上の急峻な山地およびその裾野に広がる地域を指す。使用されている構造形式は Pangalengan 郡と同様であるが、古い URM にはアドベ（日干しレンガ）が用いられている事例が確認された。概して被害程度は小さいが、一部の集落では URM 学校建物が大破した事例も見られた（写真 3.6）。また、Sukamulya（図 3.2）には耐震補強が施された学校建物が存在していた（写真 3.7）。補強法等を含めた詳細は 6.2 節において後述する。山地では小規模な斜面崩壊跡も確認された。



写真 3.6 大破した URM 校舎



写真 3.7 耐震補強された校舎

3.2 Tasikmalaya 県

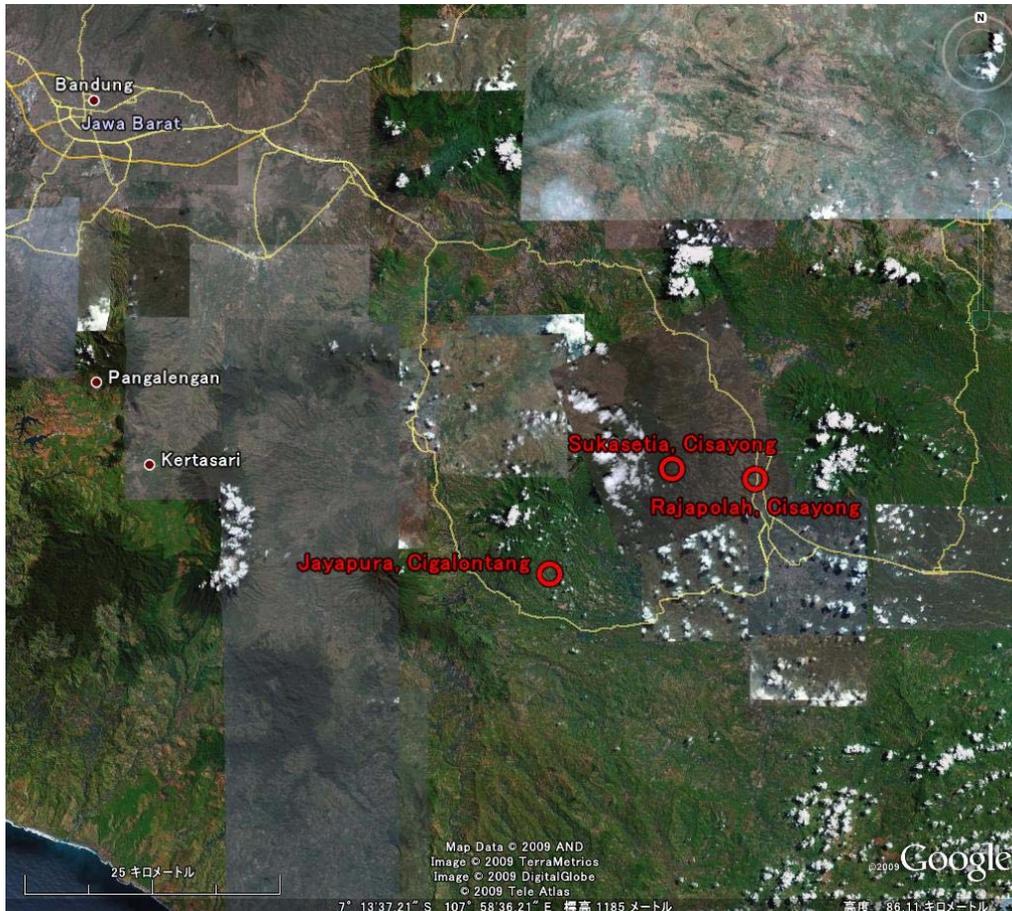


図 3.3 Tasikmalaya 県内の Cisayong 郡および Cigalontang 郡の調査地域

Cisayong 郡

標高 400～700m の緩やかな傾斜地に位置する。Bandung 市からの途上、Cisayong 郡の手前約 5km の Rajapolah (図 3.3) までは建物に被害はなく、本地域に入ると軽微な被害が散見され始め、標高 600m を超える Sukasetia (図 3.3) において局所的に大きな被害を生じていた。建物の主体構造には、URM、CM、Timber に加え、Central Java 州で多用される竹造 (以下、Bamboo : 写真 3.8) も用いられていた。屋根の構造は、瓦葺きあるいはアスベスト板 (写真 3.9) を用いた板葺きである。構造被害は主に URM、CM に生じており、最も被害が大きかった Sukasetia では全壊した建物も見られた。また、URM と竹造の複合構造の住宅では URM 部分のみ屋根や壁に大きな損傷が生じている事例も観察された (写真 3.10)。ほとんどの構造被害は地震による建物の揺れに起因するものであったが、一部の崖地で土砂崩れが生じており (写真 3.11)、2 棟の建物が巻き込まれたとの情報が地域住民からの聞き取り調査により得られた。ただし、総合的な被害程度は Bandung 県 Pangalengan 郡の方が大きい。



写真 3.8 Bamboo 建物（アスベスト板葺き）



写真 3.9 アスベスト板



写真 3.10 URM と Bamboo の複合構造



写真 3.11 崖地の崩壊跡

Cigalontang 郡

Tasikmalaya 県と Garut 県の境界付近に位置する。周辺住民からの情報に基づくと、本地域で最も被害が大きかった集落は Jayapura (図 3.3) である。Jayapura の標高は 600m 程度であるが、急峻な傾斜地に位置する。Cisayong 郡と同様に被害は Jayapura に局所的に集中していた。また、建物の構造形式および被害状況は Cisayong 郡の Sukasetia とおよそ同様であった。ただし、調査範囲内で斜面崩壊は確認されなかった。

3.3 Garut 県

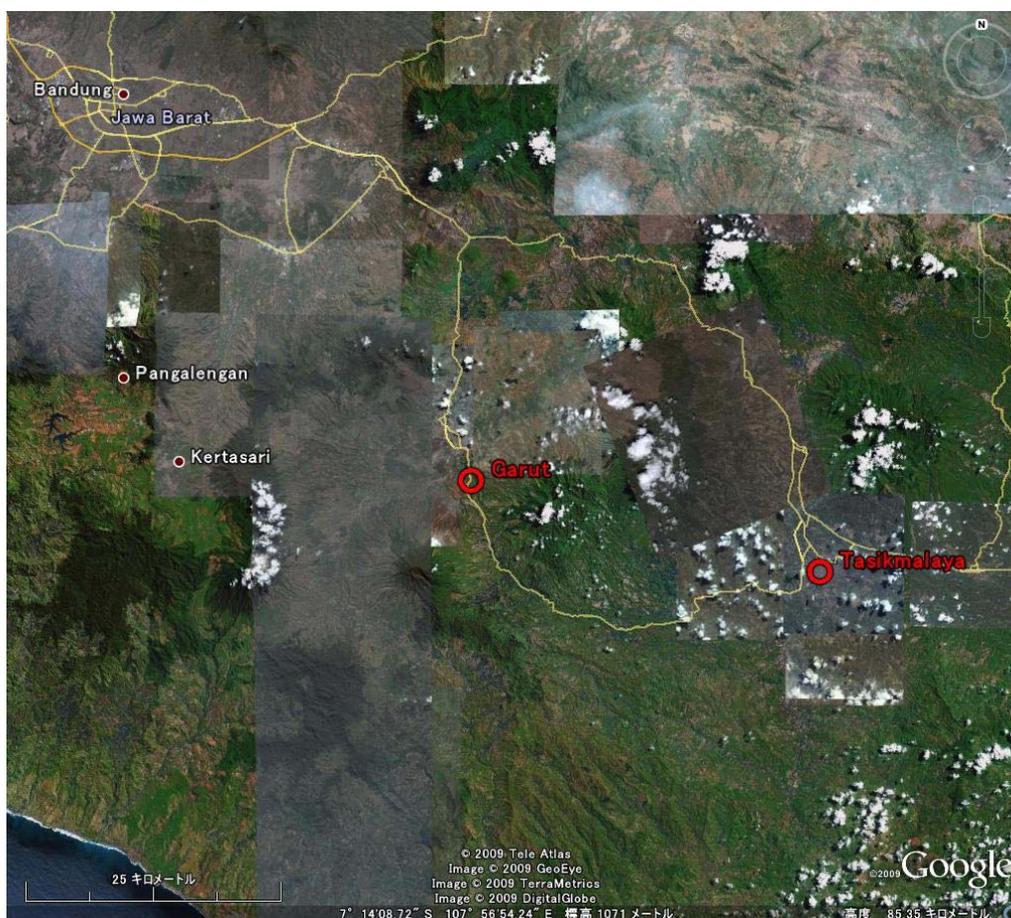


図 3.4 Garut 県の周辺地図

Tasikmalaya 県の調査への途上で通過したが、図 3.4 に示した街道沿いでは、明らかな地震被害は見られなかった。

3.4 Ciamis 県



図 3.5 Ciamis 県内の Cihaurbeuti 郡の調査地域

Cihaurbeuti 郡

Sukahaji (図 3.5) は高度 450m に位置する平坦な住宅地である。採用されている構造形式は、URM、CM、竹を編んで板状にしたものを外壁とした Timber であった。URM と CM で 2 階建ての住宅に大きな被害が見られた。中破以上の被害を受けた住宅は、全体の 10%以下と推定した。

Sumberjaya (図 3.5) は高度約 600～700m に位置する急峻な山間地域である。採用されている構造形式は URM で、他の構造は確認されなかった。写真 3.12 に示すように、大きな開口を有する建物の被害が目立った。村長に対する聞き取り調査によれば、地震による負傷者は 72 人で死者はない。また、全建物 1916 棟のうち 640 棟の建物が損傷を受け、このうち 72 棟が全壊した。建物の全壊率としては約 4%となる。



写真 3.12 URM 建物の部分崩壊

3.5 Cianjur 県



図 3.6 Cianjur 県内の Pagelaran 郡および Cibinong 郡の調査地域

Cibinong 郡

標高 300~400m の山間に位置する一部の集落 (Cikangkareng, Pamoyanan, 図 3.6) が大規模な地すべりによって壊滅的な被害を受けた (写真 3.13)。調査時点で、この地すべりによる死者は 16 名、行方不明者は約 60 名となっており、最大の地すべり被害である。この地域の世帯数は 140 世帯あり、地すべりによる被害を受けなかったのはわずかである。地すべりの大きさは、3ha (高低差約 150m, 幅最大約 200m)。斜面はかなりの急勾配で、土はこの地域の独特の赤土 (鉄などを含む火山灰土) であった。地すべりは、2 方向に分かれて土砂が流れ出していた (写真 3.14)。一方は斜面から遠く 500m にまで及んでいるが、もう一方はため池により 300m の範囲でとどまっていた。土塊は大きな岩のような状態で流出しており、見える範囲で最も大きな塊は 4×5×4m のものであった (写真 3.15)。

地すべりが発生した山岳部周辺では、URM, CM の被害が目立ち、レンガ壁のひび割れ

や一部倒壊が見られた（写真 3.16）。一方，Timber に関しては，目立った被害は見られなかった。山岳部の集落における全半壊率は 3 割程度である。また，地震時の電気系統のトラブルで全焼した Timber 住宅が一軒あった。地すべりで多数の住居が巻き込まれた盆地部では，Timber の住宅を何軒か見かけたが，いずれも地震による構造被害はほとんど見られなかった（写真 3.17）。



写真 3.13 Cianjur 県の大規模地すべり(南側)



写真 3.14 北側から見た地すべり



写真 3.15 地すべり土塊



写真 3.16 被害を受けた CM 店舗



写真 3.17 盆地部の住居

Pagelaran 郡

Cibinong 郡から直線距離で 12km 手前に位置する Pagelaran 郡 (図 3.6) 内では, 道路盛土の崩壊が見られた (写真 3.18). 新しい道路を造成しているところに地震が発生し, 山側の斜面が崩壊している. また, 谷側では竹杭やコンクリート杭などで土留めを施していたが (写真 3.19), 崩壊しており, 地面に数 cm 幅の地割れが約 50m (写真 3.20) にわたり見られた. 協力者の話によると, この道路は過去に 2 度豪雨による斜面崩壊を起こしていた. なお, 建築物の被害は見られなかった.



写真 3.18 道路盛土の崩壊(補修後)



写真 3.19 土留めのための杭



写真 3.20 道路の地割れ

4. 代表的な建築構造

現地で用いられていた建築構造形式は、1) 無補強組積構造、2) 枠組み組積構造、3) 鉄筋コンクリート構造、4) 木構造の4通りにおよそ分類できる。現在でも、個人住宅等の小規模な建物の建設は住民自らの手により経験的に行われており、耐震に関する専門知識を持った技術者が関与することは少ないようである。以下では、構造形式ごとにその構造詳細をまとめる。

4.1 無補強組積構造 (URM)

写真 4.1.1 に URM 住宅の例を示す。壁体を構成する組積材としては、粘土焼成のレンガ（以下、単にレンガと記述する）と、アドベ（日干しレンガ）があった。アドベは古い建物に使用されており、新築の建物で用いられることはない。レンガは $200 \times 100 \times 40\text{mm}$ 程度のものが多く、薄厚であることが特徴である。アドベの寸法は $300 \times 150 \times 80\text{mm}$ 程度である。レンガの積み方は半枚積みが多い。このため、壁の厚さは両側の仕上げモルタルを含めて 150mm 前後となっている。なお、目地幅が $30 \sim 40\text{mm}$ と大きいことも積み方の特徴の一つである（写真 4.1.2 参照）。

屋根の形状としては切妻タイプが多く、木造の平面トラスの上に粘土瓦を葺いたものが多い。まれに鋼製やセメント系の波板を葺いたものもあった。基礎については外観調査でその形式を特定するのは限界があるが、敷き並べた石の上に壁を直接構築するタイプと、 15cm 程のコンクリートマット（配筋については不明）の上に壁を構築するタイプが多いように思われた。



写真 4.1.1 典型的な URM 住宅
(妻壁は地震により崩落している)



写真 4.1.2 レンガの組積状況
(目地幅: $30 \sim 40\text{mm}$)

写真 4.1.3 にレンガの原料を示す。また、写真 4.1.4 にはレンガの焼成状況を示す。レンガは粘土に粃殻灰を大量に混入したものを原料とし、露天で焼成することにより製造されていた。現地で採取したレンガ 1 個を日本に持帰り実験室で試験した結果、比重は 1.28 で圧縮強度は 7.13N/mm^2 と小さかった。以上より、概して低強度のレンガが使用されていると判断される。

なお、調査を行った範囲では、耐震補強が施されている URM 建物は見当たらなかった。

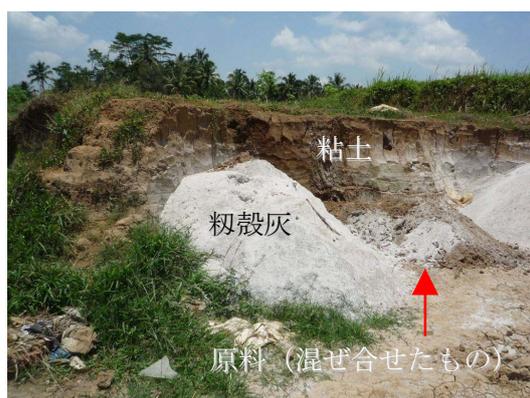


写真 4.1.3 レンガの原料



写真 4.1.4 レンガの焼成状況

4.2 枠組み組積構造 (CM)

枠組み組積造 (CM) とは、先積みした組積体の周辺を RC 柱と RC 梁により囲んで壁体を構成する構造形式を指す (写真 4.2.1)。インドネシアではこの構造形式が 1980 年代以降から使われ始め、調査地域においては主に平屋建て学校校舎と一般住宅に適用されていることを確認した。

写真 4.2.2 および写真 4.2.3 に CM の平屋建て校舎および一般住宅の例をそれぞれ示す。壁体を構成する組積材は主にレンガが用いられている。レンガの寸法、積み方 (半枚積みおよび目地モルタル幅) および仕上げモルタルの厚さは前述した無補強組積造と同様である。学校校舎の柱断面は $200 \times 200\text{mm}$ 程度で、配筋は主筋 $4-\phi 10$ 、帯筋は $\phi 6 @ 300 \sim 400\text{mm}$ 程度である。一般住宅の柱の配筋は学校建物とほぼ同程度であるものの、その寸法は壁厚と等しいのが一般的であった (写真 4.2.4)。屋根は瓦を葺いた木造トラスタイプが多く、鋼製やセメント系の波板を葺いたものも確認された。学校校舎の基礎は主に敷き並べた石の上にコンクリートを打設するタイプであったが (写真 4.2.5)、一般住宅においては石の上に直接壁を構築するタイプも見られた (写真 4.2.6)。



写真 4.2.1 CM の構造形式



写真 4.2.2 典型的な CM 学校校舎



写真 4.2.3 典型的な CM 住宅



写真 4.2.4 CM 住宅の柱寸法 (壁厚と同じ)



写真 4.2.5 CM 学校校舎の基礎形式
(石+コンクリート)



写真 4.2.6 CM 住宅の基礎形式
(石のみの場合)

4.3 鉄筋コンクリート構造 (RC)

3章に示した調査範囲で確認されたRC建物の例を写真4.3.1～4.3.4に示す。大都市部では多数のRC建物を見ることができたが、被害が大きかった山岳地域において確認できた被災RC建物の数は、Timber, URM, CMの建物に比べると圧倒的に少なかった。代表的な構造形式は、RC骨組にインフィル壁（後積みの組積造壁）を用いた形式で、その用途は住宅、店舗、学校校舎、病院等である。インフィル壁を構成する組積材としてはレンガが一般的に用いられており、レンガの積み方はURMやCMと同様に大半が半枚積みであった。また、一部の新しい建物ではインフィル壁にコンクリートブロックを使用したものも見られた。写真4.3.1および4.3.2に示すような1～2層程度の建物では、鉄筋は主筋およびせん断補強筋ともに丸鋼が多用され、写真4.3.5に示すように主筋を接合部内で定着させずに露出させておく事例が非常に多く見られたことから、多くの建物で接合部における主筋の定着不足が危惧される。一方、写真4.3.3および4.3.4に示すような比較的大型の建物では、外部への鉄筋の露出は無く、鉄筋の種類等を確認することはできなかった。



写真 4.3.1 2層 RC 店舗兼住宅



写真 4.3.2 RC 校舎



写真 4.3.3 RC 病院



写真 4.3.4 RC 集合住宅



写真 4.3.5 接合部から露出した主筋

4.4 木構造 (Timber)

写真 4.4.1 に木造軸組構造の例を示す。本構造形式は専ら平屋の住宅に用いられていたが、ごく希に 2 階建の住宅も見られた。軸組を構成する柱の断面は、一辺が 10cm 程度の正方形である (写真 4.4.2 参照)。壁材には竹を編んで板状にしたものが頻繁に用いられていたが、一部で薄厚の合板も使用されていた。本構造の壁は URM 構造や CM 構造の壁に比較すれば遥かに軽量である。屋根の構造については、URM 建物や CM 建物と同様である。

尚、一部の地域では、軸組に竹を用いている竹構造 (Bamboo) も見られた。



写真 4.4.1 典型的な Timber 住宅 (1)



写真 4.4.2 典型的な Timber 住宅 (2)

5. 特徴的な被害

調査地域で確認できた特徴的な被害を、1) 無補強組積構造の被害、2) 枠組み組積構造の被害、3) 鉄筋コンクリート構造の被害、4) 木構造の被害、5) 地盤の被害、に分類して報告する。

5.1 無補強組積構造（URM）の被害

URM では、住宅や学校校舎などにおいて、全体崩壊を含む大きな被害が確認された。以下、被害の特徴について述べる。

・開口周辺の壁の被害

写真 5.1.1 に開口周辺の壁に生じた斜めひび割れの例を示す。また、さらに大きな開口のある建物の被害例を写真 5.1.2 に示す。この建物は半分以上の部分が完全に崩壊していた。崩壊を免れた部分でも、壁の上下端に曲げひび割れが壁の全幅にわたって貫通しており、崩壊寸前の状態であった。



写真 5.1.1 開口周辺のひび割れ
(URM 住宅)



写真 5.1.2 大開口がある住宅の被害
(URM 住宅)

・壁の面外転倒

写真 5.1.3 に壁が面外に傾斜した例を示す。また、写真 5.1.4 には壁が面外に崩壊した例を示す。壁の両端にひび割れが生じると、その壁は片持ちの状態となり容易に傾斜・転倒に至る。このような被害が多く観察された。また、妻壁においては壁の両端にひび割れは生じていなくても、軒から棟までの範囲が部分的に崩壊する被害が数多くあった。



写真 5.1.3 壁の傾斜 (URM 住宅)



写真 5.1.4 妻壁の崩落 (URM 住宅)

・屋根の崩落

壁は崩壊していないにもかかわらず、屋根が完全に崩落する被害が数多く確認された。その一例を写真 5.1.5 に示す。屋根組は木造の平面トラスであるが、構成材の接合は釘打ちによっている。崩落後の状況を見ると、釘が抜けトラス構成材がばらばらになっていることから、接合部破壊により屋根組が形状を保持できなくなって崩落したものと考えられる。学校校舎等の比較的大規模な建物では写真 5.1.6 に示すようにトラスの接合部を金物で補強した例があったが、そのような建物では屋根の崩落は観察されず、一定の効果が認められた。なお、この種の屋根被害は URM 住宅と CM 住宅で数多く観察され、Timber 住宅ではあまり観察されなかった。壁式構造の場合は壁の剛性が高いので、屋根に比較的大きな加速度が作用したことが被害原因の一つではないかと考えられる。



写真 5.1.5 屋根の崩落 (URM 住宅)



写真 5.1.6 接合金物の例 (URM 校舎)

- ・全体崩壊

写真 5.1.7 に建物全体が完全に崩壊した例を示す。ここまで被害が大きいと崩壊の過程を推定することは難しいが、崩壊後の特徴としてレンガ壁がばらばらになっていることを挙げることができる。これは、目地モルタルと組積材の接着強度が極めて低かったことを示唆している。また、写真 5.1.8 はアドベを用いた URM 小学校校舎の崩壊例を示す。本校舎については 6.1.2 項において後述するが、桁行方向の 2 枚の壁のうち 1 枚が全長にわたって面外方向へ崩壊していた。



写真 5.1.7 完全崩壊 (URM 住宅)



写真 5.1.8 完全崩壊 (URM 小学校校舎)

5.2 枠組み組積構造（CM）の被害

調査地域における CM 建物の被害特徴としては、壁の面外への転倒および瓦の落下があげられる。その他、接合部の破壊や建物の全体崩壊などが多く観察された。以下に、これらの被害状況について述べる。

・壁の面外への転倒

調査地域における CM 建物では、壁が周辺架構と完全に一体化されていなかったため、URM 建物と同様に壁が面外方向に転倒した事例が多く観察された（写真 5.2.1 および写真 5.2.2）。また、妻壁が転倒までは至らなかったが、面外方向に傾斜した学校校舎も観察された（写真 5.2.3）。

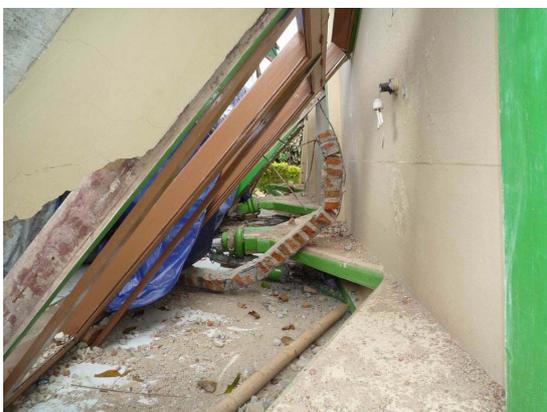


写真 5.2.1 壁の転倒（CM 住宅）



写真 5.2.2 妻壁の転倒（CM 校舎）



写真 5.2.3 壁の傾斜（CM 校舎）



写真 5.2.4 屋根瓦の落下（CM 住宅）

- ・屋根瓦の落下

URM 建物に比較すると屋根が崩落した例は少ないと感じられたが、屋根瓦の落下は数多く観察された（写真 5.2.4）。この原因としては 5.1 節で述べたとおり、壁式構造は剛性が高いため、屋根の加速度応答が大きかったことに起因すると考えられる。

- ・柱梁接合部の破壊

一般住宅では柱梁接合部の被害が多く見られた（写真 5.2.5）。これは住民自らが施工を行っているため、主筋の定着長さの不十分、かぶり不足やジャンカなどコンクリートの施工精度が極めて悪かったことが原因と考えられる。

- ・建物の全体崩壊

調査地域において CM 住宅が完全に崩壊した事例がいくつか観察された。写真 5.2.6 は崩壊した住宅の跡地に新しい住宅を再建している状況である。住民らに対する聞き取り調査によると、崩壊した住宅は 2 階建てで、1 階の壁が早期に面外方向へ転倒し、RC 柱だけでは 2 階部を支持しきれず崩壊したようである。再建中の CM 住宅では、RC 柱の断面および主筋量を大きく、また基礎梁を配置するなどの改善が行われていた。ただし、これらの改善は構造計算等に基づくものではない。



写真 5.2.5 柱梁接合部の破壊例（CM 住宅）



写真 5.2.6 住宅再建の様子（CM 住宅）

5.3 鉄筋コンクリート構造（RC）の被害

RC 骨組本体の被害としては，曲げひび割れやカバーコンクリートの圧壊が僅かに発生していた程度という軽微なものがほとんどで，インフィル壁に被害が集中していた．壁の被害の状況は URM および CM 建物と類似しており，開口周辺の壁（腰壁およびたれ壁）の圧壊，せん断ひび割れ，周辺骨組との接合面におけるひび割れが主に観察された．

・開口周辺の腰壁およびたれ壁の圧壊

開口周辺の腰壁およびたれ壁の被害の例を写真 5.3.1 に示す．外装モルタルが剥落し，内部の組積材や目地モルタルにも損傷が発生している．窓枠や窓ガラスの損傷は総じて少なかった．



写真 5.3.1 開口周辺の腰壁の圧壊

・壁のせん断ひび割れ

インフィル壁に発生したせん断ひび割れの例を写真 5.3.2 に示す．表面の外装モルタルの剥落は多数発生していたが，内部の組積材が崩落するような事例は非常に少なかった．一方，同じ建物のパイプスペース用 URM 壁（写真 5.3.3）では著しい損傷が確認された．壁の周囲の RC 骨組による拘束の有無が，損傷の程度に大きく影響したものと見られる．



写真 5.3.2 インフィル壁のせん断ひび割れ



写真 5.3.3 PS壁 (URM) のせん断ひび割れ

- ・インフィル壁と周辺 RC 骨組の境界におけるひび割れ

インフィル壁と周辺 RC 骨組の境界に発生したひび割れの例を写真 5.3.4 に示す。先に示したせん断ひび割れと同様に本構造の典型的な損傷である。これによって壁が倒壊した事例は見られなかったが、RC 骨組と壁の一体性が失われているため面外方向への転倒の危険性がある。

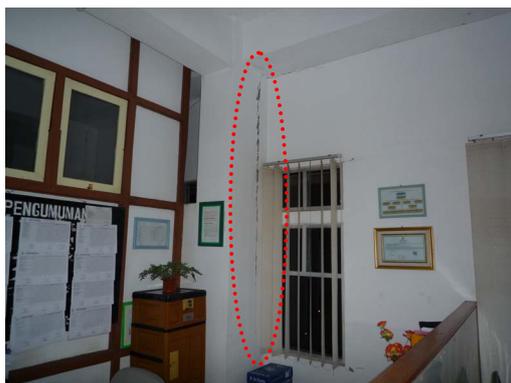


写真 5.3.4 インフィル壁と周辺 RC 骨組の境界に発生したひび割れ

5.4 木構造 (Timber) の被害

木構造の地震被害は URM 建物や CM 建物に比べて少なかった。確認された被害は屋根瓦のずれや一部崩落 (写真 5.4.1 参照) が主で、建物が全体崩壊した事例は確認されなかった。本構造の建物は軽量、低剛性であることが、被害が小さかった要因であると考えられる。



写真 5.4.1 屋根瓦のずれおよび落下 (Timber 住宅)

5.5 地盤の被害

今回の地震で被害のあった地域を含め、ジャワ島には火山が多く存在し、そのため酸化鉄を含む火山灰土が堆積している。Pangalengan で多く見られる棚田の地盤は、緩い火山灰質の土で形成されており所々で地盤の崩壊が見られた(写真 5.5.1)。この棚田の土には火山灰だけではなく、砂も含まれていた。

山間は木々が多く存在し、木の根が深くまで張っているが、日常的な地盤の崩れが見られた。崖地に建設されている住宅では、崖側は盛土をせず、木杭、竹杭で住宅を支えている。一部の住宅では、地盤が崩れ変形を生じたために、僅かだが沈下の被害が生じていた(写真 5.5.2)。

山間部の斜面では、土留めのためと思われる竹杭が散見された。その一つが Cibinong 地域に向かう途中の道路盛土の崩壊現場である(写真 3.19)。聞き取り調査によると最初の道路は 5 年前、2 度目の道路は 1 年前に豪雨によって道路谷側の地盤が崩れ、そのたびに竹杭やコンクリート杭を打ち、土留めを施し道路を山側へ施工していた。今回の地震は 3 度目の道路の施工中に発生し、谷側の地盤が崩れたため、調査時にはさらに山側に道路の施工を行っていた(写真 5.5.3)。また、道路山側の盛土にも被害があり、地震後に土留め壁を施工していた(写真 5.5.4)。周辺の道路は、この盛土崩壊以外の被害は見受けられなかったが、Cibinong の地すべり地域に近づくと一部落石があった。

Cibinong 郡の大規模地すべり(写真 5.5.5)は西から東方向へ崩れた。斜面の北東にかなり大きな池があったが、土砂が池をすべて埋め尽くしていた。土砂には、大きな土の塊が多く見受けられた。また、地元住民の話によると、ため池の水が池の縁を越流し、その数分後強い揺れを感じ、地すべりはその揺れのさらに数分後に生じた、ということである。

ライフラインについては、被害調査地域では上下水道・ガスは整備されていないため、被害はない。電気に関しては、鉄塔の傾き等の被害は調査地域では見られなかった。また、鉄道の被害はなく(写真 5.5.6)、道路も Cianjur 県 Pagelaran 郡の地盤以外の被害は調査地域では見られなかった。



写真 5.5.1 斜面崩壊



写真 5.5.2 地盤の崩れによる被害



写真 5.5.3 道路の施工現場



写真 5.5.4 土留めのためと思われる壁



写真 5.5.5 Cibinong の地すべり 3)



写真 5.5.6 無被害の線路

6. 個別建物の耐震性能に関する検討

地震の揺れによる被害が比較的大きかった Bandung 県 Pangalengan 郡を対象として、Margamulia の学校の RC と URM 校舎 2 棟の耐震性能評価を実施した。また、Bandung 県 Soreang 郡 Sukamulya の学校において耐震補強された CM 校舎が存在したため、補強校舎および周辺校舎との被害状況の比較事例、について紹介する。図 6.1 に Margamulia の位置を、図 6.2 に Sukamulya の位置を示す。

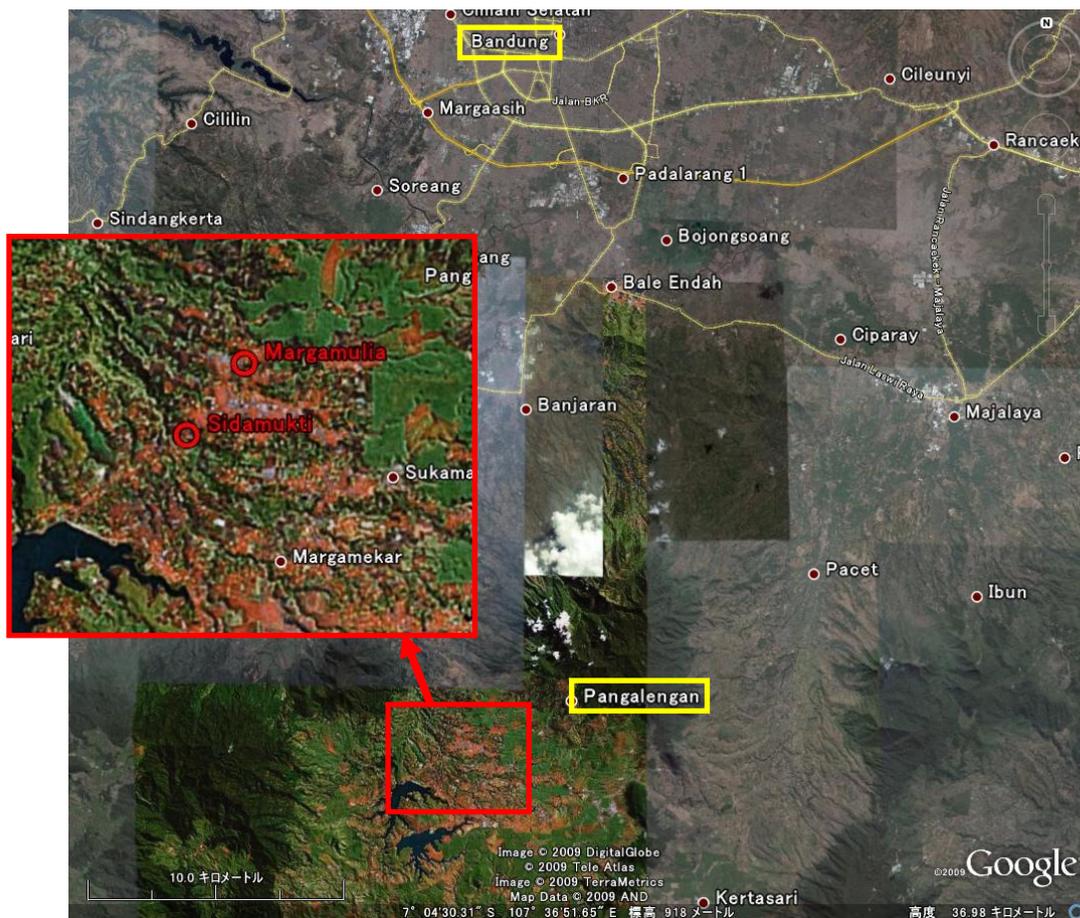


図 6.1 Margamulia と Sidamukti の位置

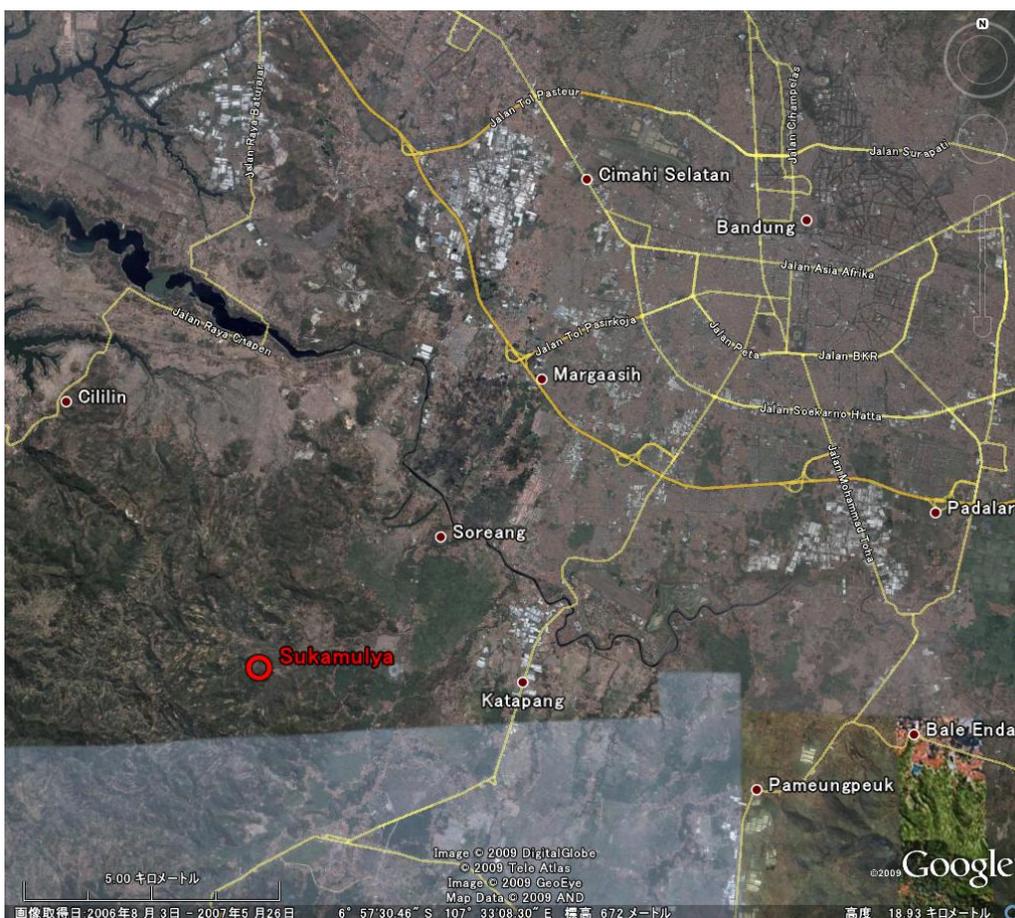


図 6.2 Sukamulya の位置

6.1 Pangalengan 郡 Margamulia の学校校舎の耐震性能評価

図 6.1.1 に Pangalengan 郡 Margamulia の学校校舎の配置図を示す。本報告書では、RC 校舎 1 棟（図中 RC①）と URM 校舎 1 棟（図中 URM①）の耐震性能評価を実施した。

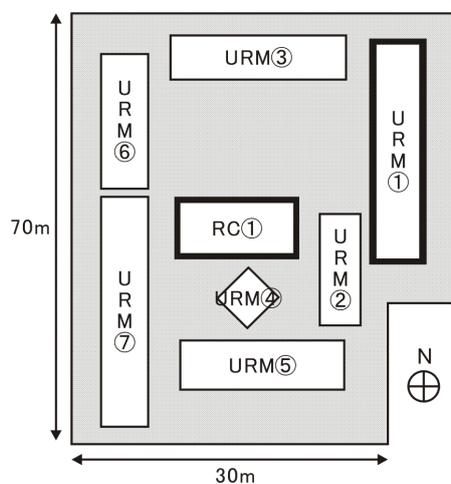


図 6.1.1 Pangalengan 郡 Margamulia の学校校舎の配置図

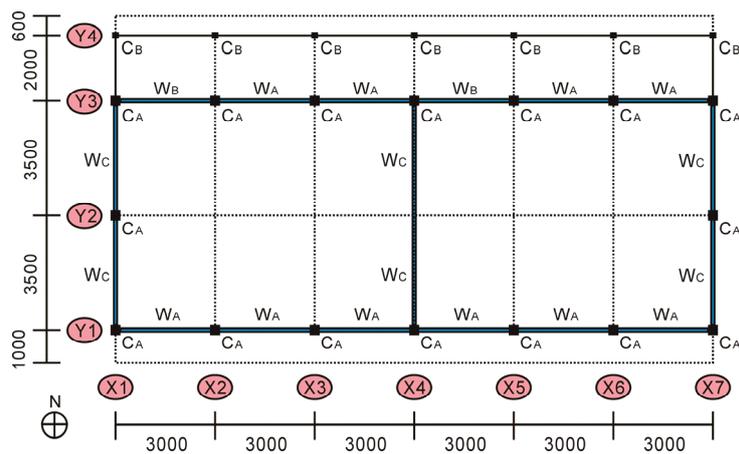
6.1.1 RC 校舎

(1) 建物概要

図 6.1.2 に RC 校舎の平面図および立面図を示す。同校舎は、東西に並んだ教室 2 部屋と北側の廊下からなる平屋であり、RC 骨組に後積みレンガ壁を設置した構造形式となっている。建設年は 2006 年と新しい建物である。X 方向を桁行き方向、Y 方向を張間方向とすると、建物長さは X 方向で 18m、Y 方向で 10.6m（軒下含む）である。RC 骨組の断面の種類は、柱が 2 種類（C_A、C_B）、梁が 3 種類（B_A、B_B、B_C）となっている。Y1、Y3 構面にはレンガ造の腰壁・たれ壁（W_A、W_B）が、X1、X4、X7 構面にはレンガ壁（W_C）が設置されており、いずれも半枚積みである。



写真 6.1.1 Pangalengan 郡 Margamulia の RC 校舎（北東の写真）

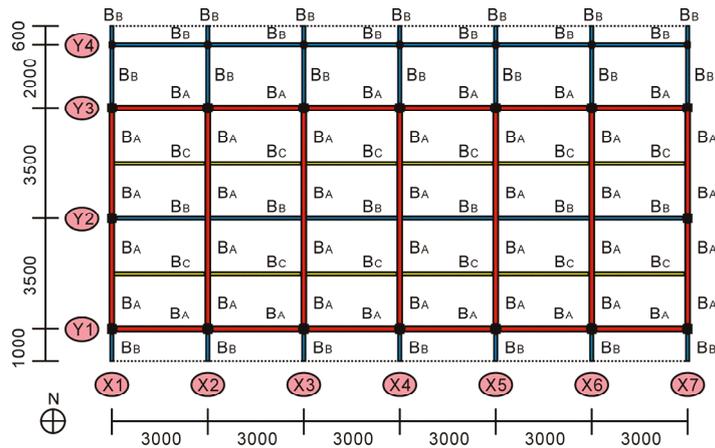


(a) 平面図

RC 柱【C_A : 300mm×300mm, C_B : 200mm×200mm】

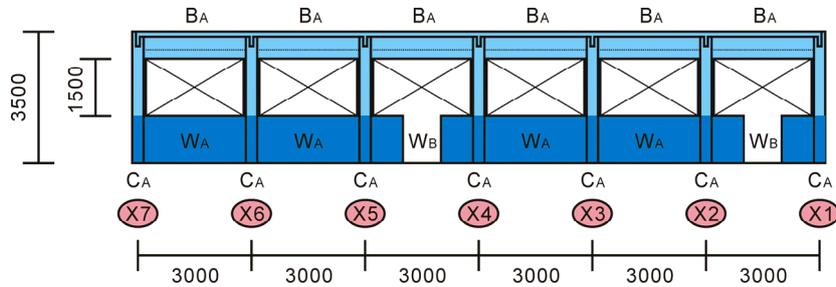
レンガ壁【W_A : レンガの腰壁, たれ壁, W_B : W_Aに入口用の開口, W_C : レンガ壁】

図 6.1.2 RC 校舎（単位 : mm）

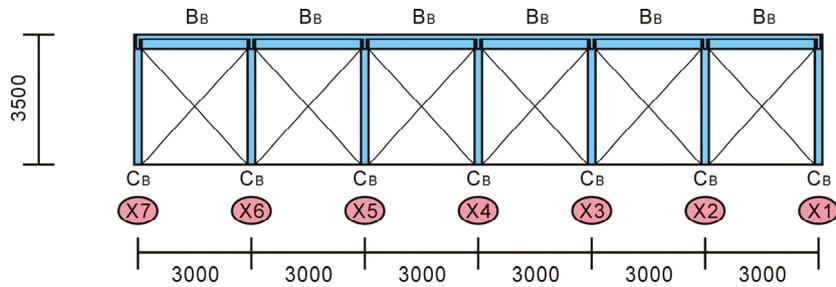


(b) RC 梁の配置図

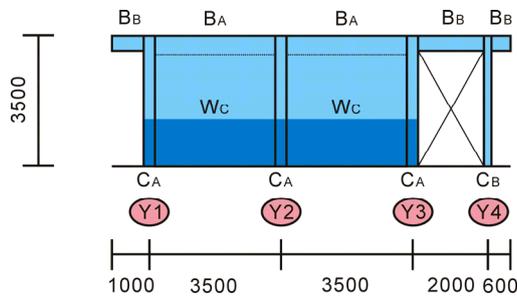
【BA : 150mm×500mm, BB : 100mm×400mm, BC : 100mm×300mm】



(c) Y3 構面 北面の立面図 (図中の点線は梁 BA の位置を示す)



(d) Y4 構面 北面の立面図



(e) X7 構面 東面の立面図

図 6.1.2 RC 校舎 (単位 : mm)

(2) 損傷状況

写真 6.1.2 に桁行き方向，張間方向の損傷状況を示す．また，図 6.1.3 に Y1，Y3 構面，X1，X4，X7 構面の損傷状況を示す．なお，図中の柱下の数値は RC 柱の最大残留ひび割れ幅を，また，壁内の数値はレンガ壁の最大残留ひび割れ幅を示している．なお，ひび割れの測定は，柱脚部を中心に行い，柱頭部のひび割れ幅は測定していない．

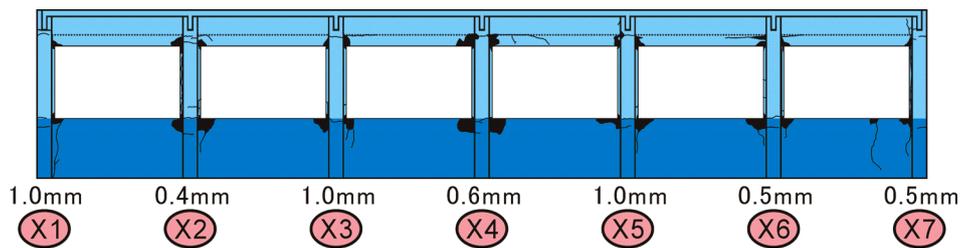
桁行き方向に関しては，写真 6.1.2(a)や図 6.1.3(a)(b)に示すように，開口周辺のレンガ壁で仕上げの剥落が目立った．開口上部では，レンガ壁に水平方向のひび割れが生じている．この水平方向のひび割れは RC 梁 (BA) の下端面 (図中点線) に沿って進展している．Y1，Y3 構面の RC 柱 (CA) では，開口端部周辺に曲げひび割れが集中しており，レンガの腰壁，たれ壁による短柱化が起こっているものと考えられる．一方，廊下側の柱 (CB) には腰壁やたれ壁が設置されておらず，目立った損傷は見られなかった．また，一部の梁については曲げひび割れ幅の計測を行なったが，X2 通りの梁 (BA) では最大で 1.0mm，Y2 通りの梁 (BB) では最大で 5.0mm の曲げひび割れが計測された．



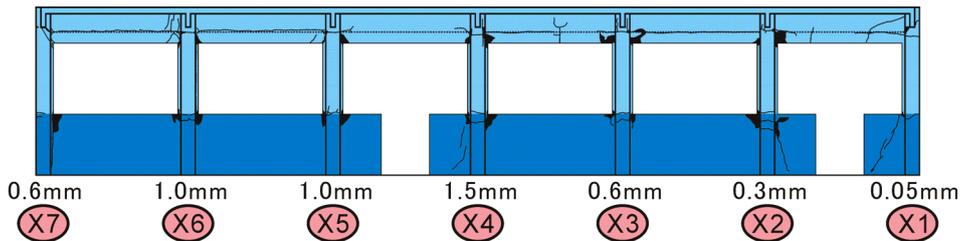
(a) 長辺方向の損傷

(b) 短辺方向の損傷

写真 6.1.2 RC 校舎の損傷状況



(a) Y1 構面



(b) Y3 構面

図 6.1.3 RC 校舎の損傷状況 (桁行き方向)

張間方向に関しては、写真 6.1.2(b)や、図 6.1.3(c)(d)(e)に見られるように、レンガ壁のせん断ひび割れ、RC 梁 (BA) 下面に沿った水平ひび割れが発生していた。

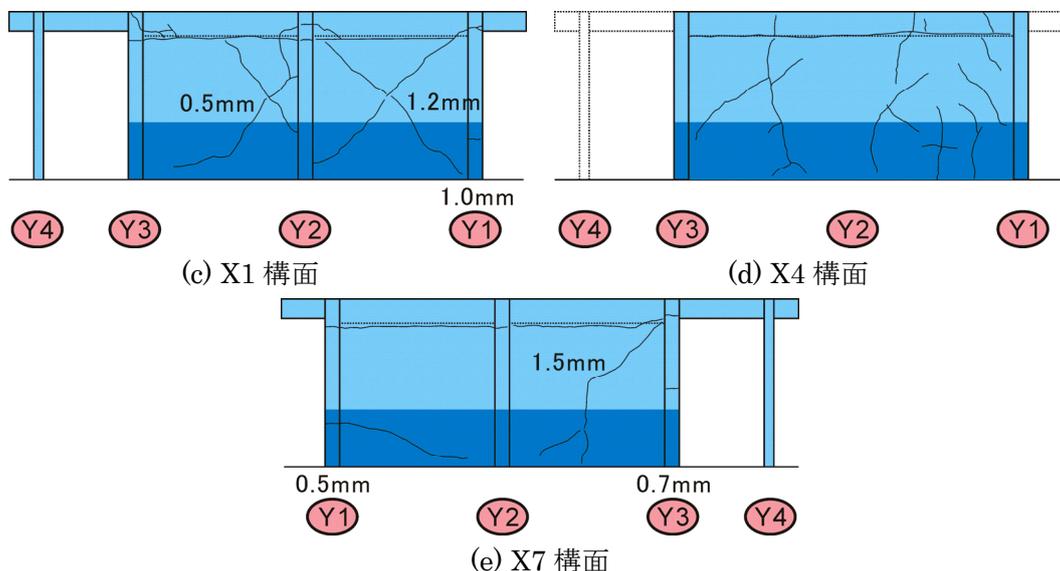


図 6.1.3 RC 校舎の損傷状況 (張間方向)

(3) 被災度区分判定

震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針 (鉄筋コンクリート編) ⁴⁾に従って、対象建物の被災度区分判定を行う。地盤および基礎の被害に起因する建物全体の沈下や傾斜は見られないため、基礎構造の被災度は [無被害] とした。上部構造に関しては、1999 年台湾・集集地震 第 II 編 鉄筋コンクリート造学校校舎の応急復旧技術資料 ⁵⁾も参照し、レンガ壁を含む各部材の損傷度を評価した。桁行き方向に関しては RC 柱の損傷度を、張間方向に関しては RC 柱とレンガ壁 (X1, X4, X7 構面) の損傷度を評価した。表 6.1.1 に RC 柱、レンガ壁の評価基準を示す。

表 6.1.1 各部材の損傷度の定義 ^{4), 5)}

損傷度	RC柱		煉瓦壁
	損傷	ひび割れ幅	損傷
I	近寄らないと見えにくい微細なひび割れ	0.2mm以下	周辺の柱や梁、壁との境界部分にひび割れ
II	肉眼ではっきり見える程度のひび割れ	0.2~1mm	周辺の柱や梁、壁との境界部分に明確なひび割れ、煉瓦壁の隅角部での仕上げの剥落、わずかな斜めひび割れ
III	比較的大きなひび割れ、コンクリートの剥落はごくわずか	1mm~2mm	斜めひび割れや目地に沿った滑りが生じ、煉瓦壁の隅角部や中央部で仕上げが剥落
IV	大きなひび割れが多数発生、コンクリートの剥落、鉄筋の露出	2mm以上	明瞭なせん断ひび割れや目地に沿った滑りが生じ、仕上げが大きく剥落、煉瓦壁の一部に欠けが見られるが、崩落はしていない
V	損傷により高さ方向の変形、鉄筋の破断		壁の一部または大部分が崩落、面外方向の倒れ

図 6.1.4 に鉛直部材の桁行き方向，張間方向における損傷度を示す．柱の損傷度は目視により観察した上部の損傷状況も含めて評価した．その結果，CAでは II または III，廊下側の CBは I と評価され，損傷度 IV および V に該当する部材は無かった．また，張間方向では，RC 柱だけでなく，X1，X4，X7 構面のレンガ壁についても損傷度を評価したが，いずれも損傷度 III に分類された．

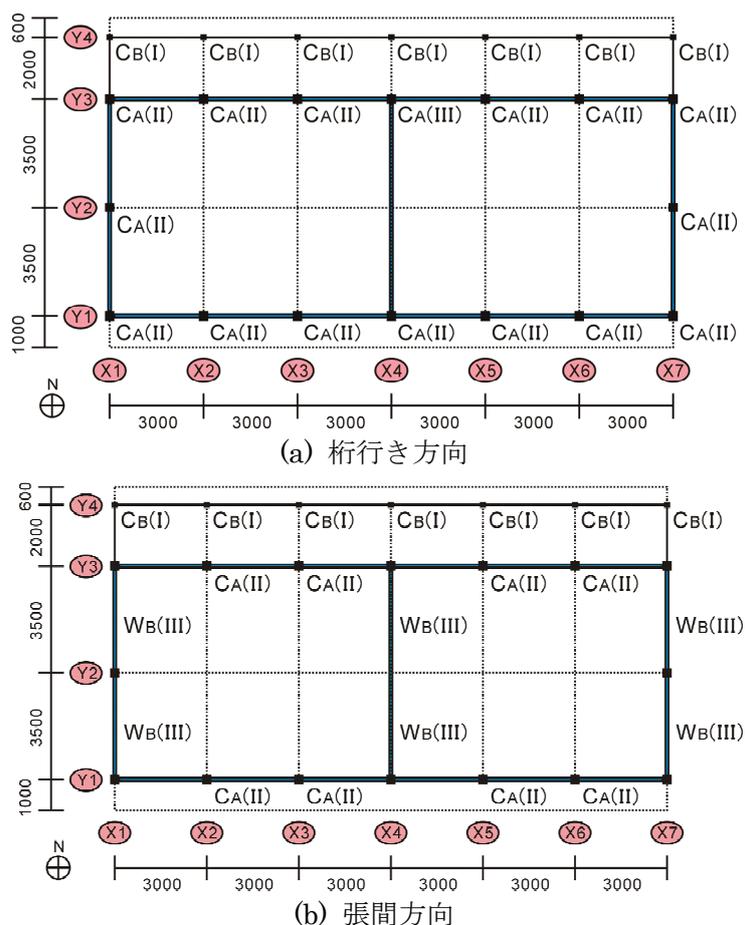


図 6.1.4 RC 校舎の RC 柱，レンガ壁の損傷度

次に，構造物の被災度区分判定⁴⁾を行う．なお，張間方向に関しては，RC 柱とレンガ壁の複合構造になっており，同文献の方法では判定ができない．ここでは，桁行き方向の判定のみを行なう．表 6.1.2 に判定結果を示す． $D=22.7$ となり，中破 ($10 < D < 50$) と判定される．

表6.1.2 損傷割合 D_i の計算（桁行き）

	B_i	B_i/A		D_i
V	$B_5=0$	$B_5/A=0$	$1000B_5/7A=0$	0
IV	$B_4=0$	$B_4/A=0$	$100B_4/A=0$	0
III	$B_3=1$	$B_3/A=0.043$	$60B_3/A=2.61$	2.6
II	$B_2=12$	$B_2/A=0.652$	$26B_2/A=17.0$	17.0
I	$B_1=10$	$B_1/A=0.304$	$10B_1/A=3.04$	3.0
	$A=23$		$D=\sum D_i=$	22.7

(4) 被災前の耐震性能の推定

耐震 2 次診断法^④を用いて、対象建物の被災前の耐震性能を推定する。なお、張間方向の主要な構造要素であるレンガ壁は半枚積みであり、文献 5)では耐力評価の対象となっていない。そこで、RC 骨組が主架構である桁行き方向のみを検討対象とする。

a) 計算仮定

a-1) 材料強度

材料強度は以下の値を仮定した。

コンクリート $F_c = 13 \text{ N/mm}^2$ （現地で実施したシュミットハンマー試験の結果を使用）
 主 筋 $\sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$

a-2) 建物重量および柱の長期軸力の算定

建物重量は、屋根スラブ（厚み 130mm）、柱（ C_A , C_B ）、梁（ B_A , B_B , B_C ）から算出し、822kN とした。

【各部材の重量】

床スラブ

$$0.13\text{m} \times 18\text{m} \times 10.6\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 = 595\text{kN}$$

柱

$$C_A : 0.3\text{m} \times 0.3\text{m} \times 3.5\text{m} / 2 \times 24\text{kN/m}^3 \times 16 = 60\text{kN}$$

$$C_B : 0.2\text{m} \times 0.2\text{m} \times 3.5\text{m} / 2 \times 24\text{kN/m}^3 \times 7 = 12\text{kN}$$

梁

$$B_A : 0.15\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.13\text{m}) \times (2.7\text{m} \times 12 + 3.2\text{m} \times 4 + 6.7\text{m} \times 5) \times 24\text{kN/m}^3 = 105\text{kN}$$

$$B_B : 0.1\text{m} \times (0.4\text{m} - 0.13\text{m}) \times (0.5\text{m} \times 7 + 1.75\text{m} \times 7 + 0.85\text{m} \times 7 + 2.8\text{m} \times 6 + 2.85\text{m} \times 4 + 2.78\text{m} \times 2) \times 24\text{kN/m}^3 = 36\text{kN}$$

$$B_C : 0.1\text{m} \times (0.3\text{m} - 0.13\text{m}) \times (2.85\text{m} \times 4 + 2.78\text{m} \times 2) \times 24\text{kN/m}^3 = 14\text{kN}$$

次に各柱の長期軸力を求める。図 6.1.4 に示すように、屋根スラブの支配範囲を柱 C_A に関しては 3 通り、柱 C_B については 2 通りに分類した。分類した各柱の長期軸力を表 6.1.3 に示す。柱の長期軸力は屋根スラブ、柱、梁の重量から求めた。

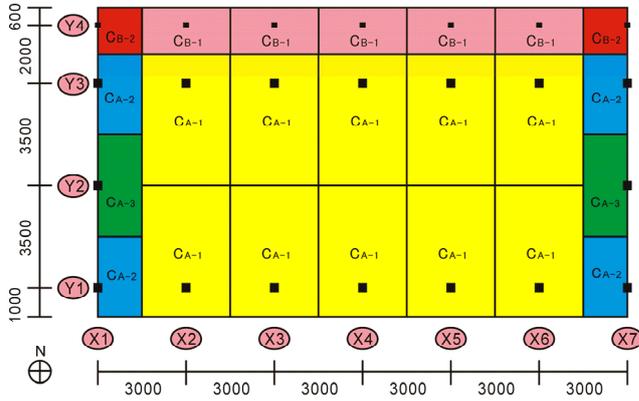


図 6.1.4 RC 柱の屋根スラブの支配範囲

表 6.1.3 支配範囲ごとに計算した柱の長期軸力

柱種類	長期軸力	断面
C _A -1	56.6kN	C _A (300mm × 300mm)
C _A -2	21.5kN	
C _A -3	25.9kN	
C _B -1	19.4kN	C _B (200mm × 200mm)
C _B -2	11.1kN	

a-3) RC 柱断面

表 6.1.4 に RC 柱の断面詳細を示す。当該建物では、RC 柱の損傷が比較的小さく、かぶりコンクリートの剥離はほとんど見られなかった。したがって、損傷箇所から RC 柱の配筋を知ることはできなかった。写真 6.1.3 に示すように、C_A の主筋に関しては、1F 柱頭部から上部に突き出すように施工されていたため、配筋を確認できたが、せん断補強筋の配筋は不明である。C_B についてはその柱寸法から典型的な主筋の配筋を仮定した。

表 6.1.4 RC 柱の断面詳細

	C _A	C _B
B (mm)	300	200
D (mm)	300	200
主筋 (鉄筋比)	4-φ12 (0.50%)	4-φ10 (0.79%)
せん断補強筋	不明	



写真 6.1.3 1F 柱頭から突き出した柱主筋

b) 構造耐震指標 I_s の算定

b-1) 柱の曲げ終局強度 (M_u) および曲げ終局強度時せん断力 (Q_{mu})

屋根スラブの支配範囲 (A~E) ごとに分類した各 RC 柱の曲げ終局強度 (M_u) を算定した。全ての柱において、 $0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c \geq N > 0$ を満たしていたため、M_u の算定には式(6.1.1)を用いた。表 6.1.5 に曲げ終局強度 (M_u) の一覧を示す。また、曲げ終局強度時せん断力 (Q_{mu}) も同表に示す。Q_{mu} は両端固定を仮定し、柱内法高さ h_o は腰壁、たれ壁を考慮し

て評価した。従って、屋根スラブの支配範囲 A, B に該当する柱（桁行き方向）の側面には、レンガの腰壁、たれ壁が設置されており、 h_o が小さい。

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

式(6.1.1)

表6.1.5 RC柱の M_u および Q_{mu}

柱種類	M_u	h_o	h_o / D	Q_{mu}
C_A-1	24.1kNm	1500mm	5.0	32.1kN
C_A-2	19.2kNm			25.6kN
C_A-3	19.8kNm	3000mm	10.0	13.2kN
C_B-1	9.3kNm	3100mm	15.5	6.0kN
C_B-2	8.5kNm			5.5kN

b-2) 柱のせん断終局強度 (Q_{su}) の算定

a-3)で述べたように今回の例では RC 柱のせん断補強筋の配筋が不明なため、正確に RC 柱のせん断終局耐力 (Q_{su}) を算定することはできない。しかし、表 6.1.4 や表 6.1.5 に示すように、いずれの柱も h_o/D は大きく、主筋量も比較的少ない。ゆえに、RC 柱がせん断破壊を起こす可能性は小さいと考えられる。そこで、式(6.1.2)を用いて、せん断補強筋量をゼロとした場合の Q_{su} を算定した。表 6.1.6 に算定結果を示す。せん断補強筋の寄与を無視した場合でも、全ての RC 柱で十分なせん断余裕度があることがわかる。よって、いずれの RC 柱も曲げ破壊モードとなる。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M / Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot s \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} bj$$

式(6.1.2)

表6.1.6 RC柱の Q_{su} , Q_{su}/Q_{mu}

柱種類	Q_{su}	Q_{mu}	Q_{su}/Q_{mu}
C_A-1	47.2kN	32.1kN	1.5
C_A-2	44.4kN	25.6kN	1.7
C_A-3	37.9kN	13.2kN	2.9
C_B-1	15.9kN	6.0kN	2.7
C_B-2	15.3kN	5.5kN	2.8

b-2) 靱性指標 F, 強度指標 C の決定

耐震診断基準に従い, 靱性指標 F の算定を行った. なお, 柱の曲げ塑性変形角 cR_{mp} および帯筋間隔による曲げ終局変形角の上限 $cR_{max(b)}$ に関しては, 各柱のせん断補強筋の配筋が不明であるため, 最も不利となる条件を選択した. 表 6.1.7 に靱性指標 F の一覧を示す. また, 靱性指標 F に応じて柱を 2 つのグループ (グループ 1: C_{A-1} と C_{A-2} , グループ 2: C_{A-3} と C_{B-1} , C_{B-2}) に分け, それぞれの強度指標 C_1 , C_2 を算出した.

表6.1.7 靱性指標Fおよび強度指標C

	柱種類	靱性指標 F	柱本数 n	$n \cdot Q_{mu}$ (kN)	ΣW (kN)	$C = \Sigma (n \cdot Q_{mu}) / \Sigma W$
グループ1	C_{A-1}	2.37	10	321.3	822	$C_1=0.51$
	C_{A-2}		4	102.3		
グループ2	C_{A-3}	2.59	2	26.4		
	C_{B-1}		5	29.9		
	C_{B-2}		2	11.0		

$$C_{TU} = C_1 + C_2 = 0.60$$

b-4) 構造耐震指標 I_s の算定

2 次診断より, 構造耐震指標 I_s および $C_{TU} \cdot S_D$ を算定した. 表 6.1.8 に算定結果を示す. なお, 保有性能基本指標 E_0 は, 文献 6) の(4)式の E_{01} および(5)式の E_{02} の大きい方とした.

$$(4)式 \quad E_{01} = \sqrt{(C_1 \cdot F_1)^2 + (C_2 \cdot F_2)^2}$$

$$(5)式 \quad E_{02} = (C_1 + \alpha_2 C_2) \quad \text{【但し, } 1.27 < F_1 \text{ より, } \alpha_2 = 1.0 \text{】}$$

式(6.1.3)

表6.1.8 被災前の耐震診断結果 ($T=1$, $S_D=1$ と仮定した)

	C	F	E_0		I_s	$C_{TU} \cdot S_D$
グループ1	0.51	2.37	(4)式 1.24	1.41	1.41	0.60
グループ2	0.08	2.59	(5)式 1.41			

当該建物は平屋であり, 建物重量が軽かったこと, また, レンガ壁による RC 柱の短柱化が起こったものの, 柱の形状は細長く, 十分な変形性能が確保されていたことから, 日本の既存建築物の耐震性の判定の目安となる $I_{s0}=0.6$ を上回る耐震性能を被災前には有していたものと思われる. また, $C_{TU} \cdot S_D$ も日本の耐震診断基準⁶⁾で要求される 0.3 を大きく上回っている.

なお, 各部材の損傷度より, グループ 1 の柱群は, 今回の地震で曲げ降伏し, 降伏耐力に至ったものと考えられるが, グループ 2 の柱群は, 曲げ降伏には至っていないものと思われる. ゆえに, 地震時に当該建物に作用した水平加速度は, 表 6.1.7 の強度指標 C_1 および C_2 を参照すると, 重力加速度の 5~6 割であったと想定できる.

6.1.2 URM 校舎

(1) 建物概要

図 6.1.1 の学校敷地の東側に位置する，部分的に倒壊した URM 校舎についても簡便な性能評価を行った．写真 6.1.4 に示すように，本建物は図 6.1.1 中のおよそ南側半分が倒壊した．学校での聞き取り調査によると，本校舎の建設は 1982 年である．図 6.1.5 に建物の平面図を示す．南北方向に細長い形状であり，桁行×梁間=3×1 スパンを 1 教室として計 8 教室を有し，建物西側に片廊下を有する（写真 6.1.5）．写真 6.1.4 に見られるように壁には柱型を有するがレンガ造であり（写真 6.1.6），構造形式は URM である．尚，壁の組積体にはアドベが用いられ，屋根は木造架構に瓦葺きであった．調査地域では典型的な URM の学校校舎である．



写真 6.1.4 倒壊した URM 校舎東面（左：南側，右：北側）



写真 6.1.5 校舎西面



写真 6.1.6 レンガ造の柱型

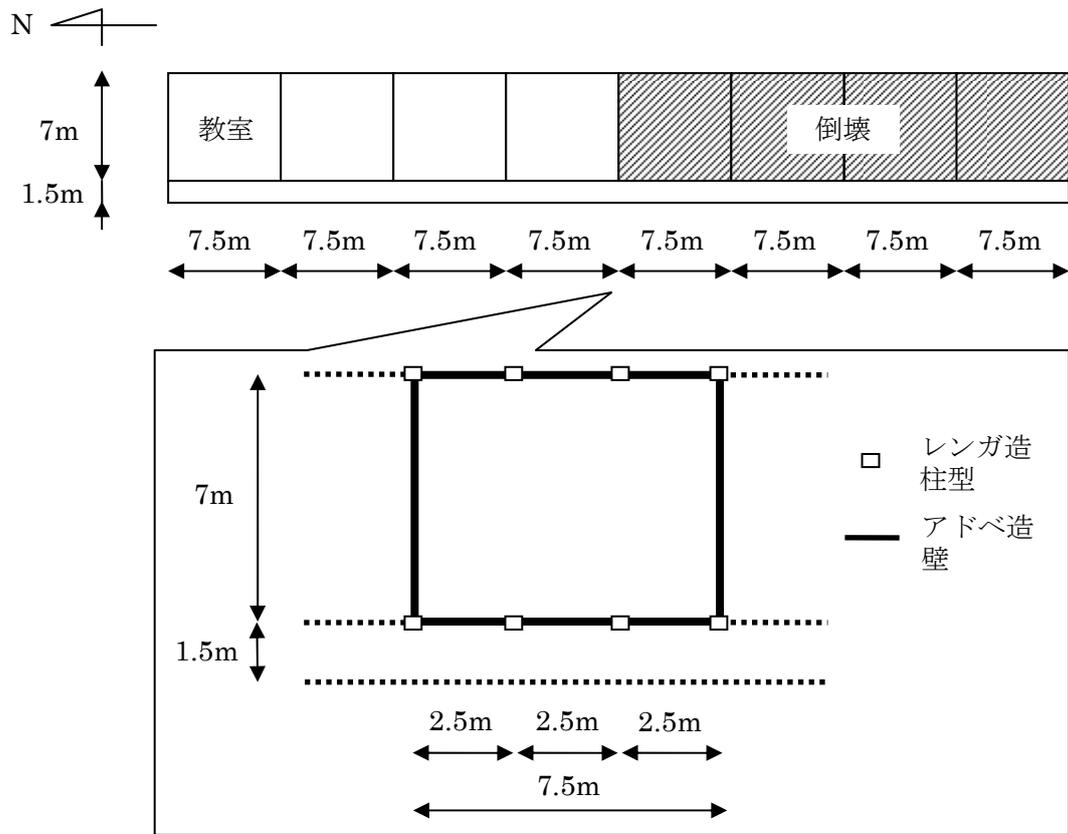


図 6.1.5 URM 校舎の平面図

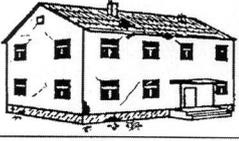
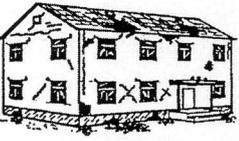
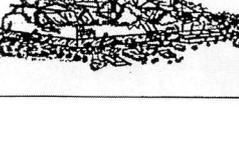
(2) 損傷状況

先述の通り，建物は南側半分が完全に倒壊した．一方，北側半分は屋根の崩落こそ免れたものの，とくに教室を区切る間仕切り壁が面外方向に転倒しており(写真 6.1.7)，例えば，文献 7)による建物全体の被災度(表 6.1.9)は Very heavy damage に達していると判断される．



写真 6.1.7 間仕切り壁の倒壊

表 6.1.9 European Macroseismic Scale 1998⁷⁾

Classification of damage to masonry buildings	
	Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage) Hair-line cracks in very few walls. Fall of small pieces of plaster only. Fall of loose stones from upper parts of buildings in very few cases.
	Grade 2: Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in many walls. Fall of fairly large pieces of plaster. Partial collapse of chimneys.
	Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Large and extensive cracks in most walls. Roof tiles detach. Chimneys fracture at the roof line; failure of individual non-structural elements (partitions, gable walls).
	Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors.
	Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) Total or near total collapse.

(3) URM 壁の耐震性能

先に RC 建物の桁行き方向の耐震性能と地震動入力レベルの推定を行った。URM 校舎については、RC 建物と同様の水準での性能評価は困難であるが、RC 建物の桁行き方向と同一方向に倒壊した URM 壁 (URM 校舎の桁行き方向の東面に沿う外壁) の面外方向の性能評価を試みる。写真 6.1.4 より、当該壁は建物の桁行き方向に沿って同様の構造詳細で用いられていたと推測されることから、図 6.1.6 に示すように柱型を中心に 1 スパン分を評価対象とした。尚、後述する壁に作用する軸力の算定では、同図に示すように、梁間スパンの半分の屋根の重量を考慮した。

壁の性能評価に先立って壁の引張強度 (組積体と結合材間の接着強度) を評価するため、アドベの引張試験を実施した (写真 6.1.7)。図 6.1.7 に引張強度の評価方法、表 6.1.10 に評価結果を示す。

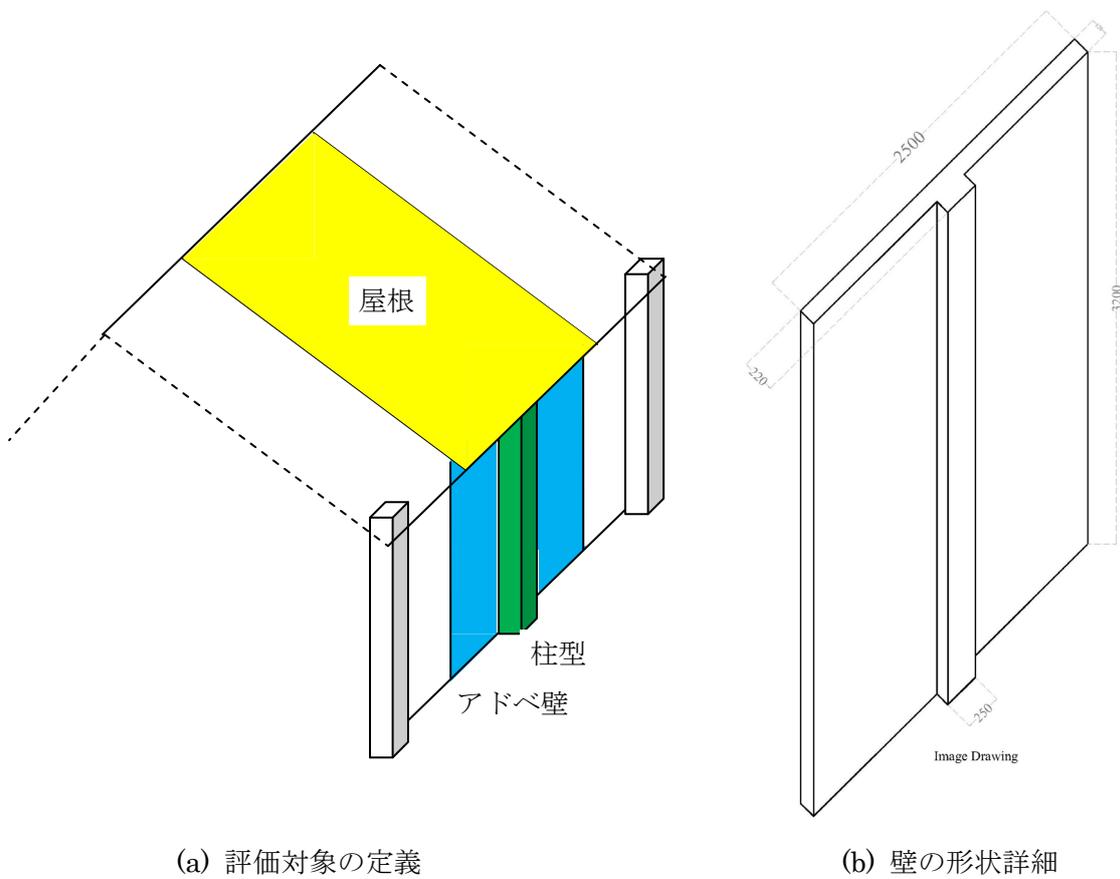
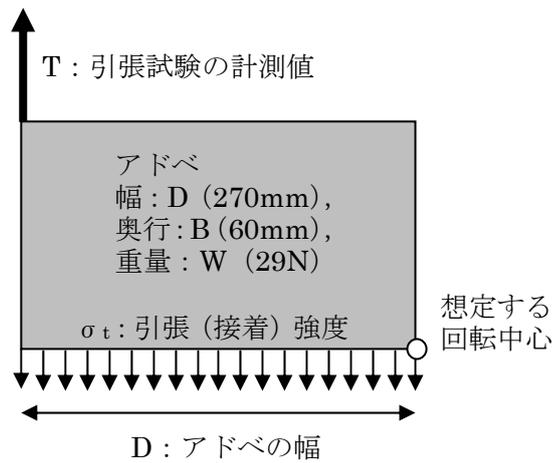


図 6.1.6 URM 壁の評価対象



写真 6.1.7 アドベの引張試験



回転中心に対するモーメントの釣り合いより
 $(\sigma_t \times (B \times D) + W) \times D/2 = T \times D$

$$\sigma_t = (2T - W) / (BD)$$

図 6.1.7 アドベの引張 (接着) 強度の評価方法

表 6.1.10 アドベの引張（接着）強度

試験	計測荷重 (N)	引張強度 (N/mm ²)
1	49	0.0042
2	39	0.0030
3	59	0.0054
平均	49	0.0042

続いて、URM 壁の性能評価の過程を以下に示す。

1. 屋根、壁（柱型を含む）の自重を算定する。
 - ・屋根は瓦（24.5N/枚）のみ考慮し、木造架構は無視する。
→7.2kN
 - ・柱型はレンガの密度（ $1.8 \times 10^5 \text{N/mm}^3$ ）、壁はアドベの密度（ $1.4 \times 10^5 \text{N/mm}^3$ ）に各部の体積を乗じて概算する。
→柱型=3.2kN
→アドベ壁=9.7kN
2. 壁（の高さ中央位置）に作用する軸力および表 6.1.10 の引張試験結果に基づき、曲げひび割れモーメントを算出する。
 - ・壁の軸力は屋根と壁の上半分の重量を考慮する。
→13.7kN（平均軸応力度 0.042N/mm^2 ）
 - ・各部の曲げひび割れモーメントは下式により算定する： $M_c = Z (\sigma_o + \sigma_t)$ 、ここで M_c ：曲げひび割れモーメント、 Z ：断面係数、 σ_o ：軸応力度（簡便に上記の平均軸応力度とする）、 σ_t ：壁の引張強度（表 6.1.10 の平均強度とする）。
→ Z_1 （アドベ壁側）= $9.6 \times 10^6 \text{mm}^3$
→ Z_2 （柱型側）= $3.6 \times 10^6 \text{mm}^3$
→ M_c （アドベ壁側引張）= 447.0kNmm
→ M_c （柱型側引張）= 168.6kNmm
3. 端部支持条件、塑性ヒンジ、外力分布を仮想し、壁の水平耐力を試算する。
 - ・URM 壁の端部支持条件として脚部のみ固定支持、頭部と脚部の両端固定支持を仮定し、また、それぞれの支持条件に対して塑性ヒンジが前者では脚部、後者では頭部、中央部、脚部に発生すると仮定する（図 6.1.8）。ただし、写真 6.1.4 のように、壁は外側に向かって倒壊したことから、変形の向き（外力の向き）は建物内側から外側へ向かう方向とする。

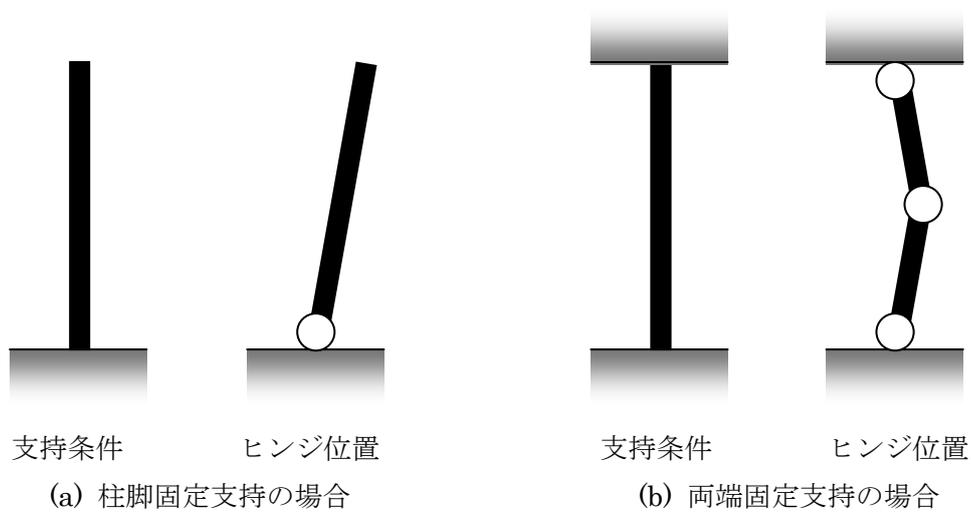


図 6.1.8 端部支持条件と塑性ヒンジ発生位置に関する仮定

- ・片側固定支持の場合について、外力分布として一様分布を仮定し（図 6.1.9(a)），脚部のモーメントが上記の通り算定したひび割れモーメントに到達するときの外力を算定する。

→ $w_1 = 0.13 \text{ N/mm}$

- ・両端固定支持の場合について、外力分布として一様分布を仮定し（図 6.1.9(b)），端部のモーメントがひび割れモーメントに到達するときの外力を算定する（分布荷重による端部モーメント：中央部＝2:1 より，端部が曲げひび割れモーメントに到達して想定したヒンジ状態が形成されるため）。

→ $w_2 = 0.52 \text{ N/mm}$

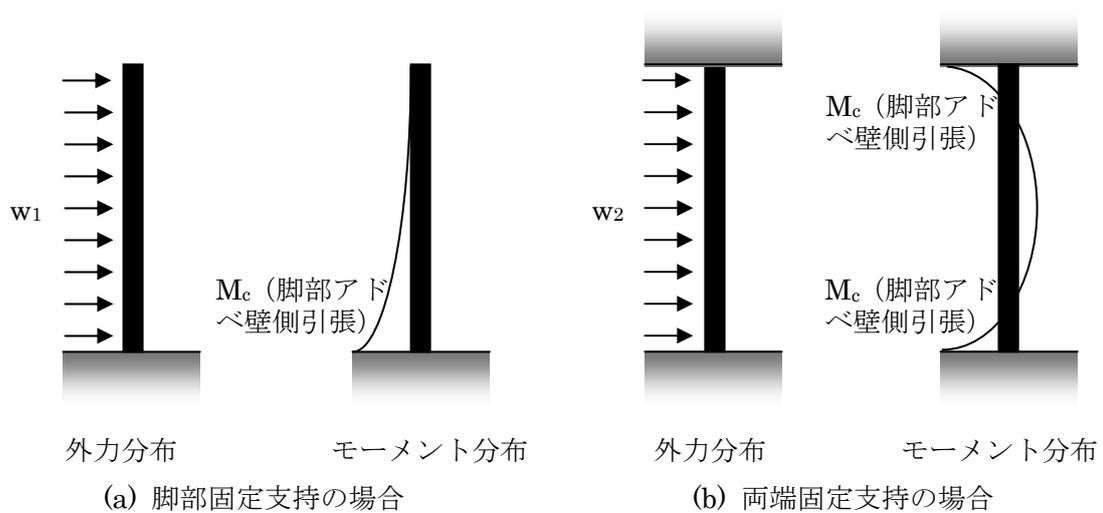


図 6.1.9 外力分布に関する仮定とモーメント分布

URM 壁の自重の試算結果より，壁の単位高さあたりの平均重量は 4.1N/mm である．外力分布と加速度分布は柱型部分とアドベ壁部分で素材が異なるため厳密には一致しないが，以上に算定したヒンジ発生時の外力 $w_{1,2}$ を壁の単位高さあたりの重量で除すことで，壁破壊時（ヒンジ発生時）のおよその加速度入力を推定できる．両端固定支持の場合に端部がひび割れモーメントに達する条件は実際の耐力を過大評価すると考えられるが，本条件下においても耐力は重力加速度の 15% にも満たない．最も現実的と予想される脚部のみ固定支持の場合は僅か 3% 程である．RC 校舎の性能評価から推定される加速度入力と比較すると，URM 壁はその性能を大きく上回る入力を受けたと判断される．

6.2 Soreang 郡 Sukamulya の学校校舎の耐震補強事例の紹介

Institut Teknologi Bandung の Dyah Kusumastuti 博士より聞き取り調査を実施した結果、同博士が取り組まれた UNCRD (United Nations Centre for Regional Development) プロジェクト⁸⁾の下で実施された、小学校校舎の耐震補強事例が存在するとの情報を得た。所在地は Bandung 県 Soreang 郡 Sukamulya で、学校名は Padasuka II 小学校である(写真 6.2.1)。小学校の校舎の配置図を図 6.2.1 に、並列する 3 棟の校舎の概要(写真と平面図)を図 6.2.2~6.2.4 に示す。補強校舎、新築校舎、無補強校舎の構造形式は、補強、新築校舎が CM、無補強校舎が URM で、CM の組積ユニットにはレンガ、URM にはアドベが用いられていた。補強校舎の主な補強内容は、

- ・建物四隅の RC 柱枠の取り換え(撤去、新設)
- ・ワイヤメッシュの貼り付けによる柱枠と URM 壁の接合部の補強
- ・壁脚への RC 基礎梁枠の新設

である。

続いて、各校舎の被害状況について比較する。補強、新築校舎では、URM 壁に多数の軽微なひび割れが確認され、新築校舎の張間で最大 1mm のひび割れ幅であった。補強校舎では既に補修が施されていたため、ひび割れ幅の大部分は不明であったが、確認できたものから類推して、被害程度はおよそ新築と同程度と考えられる。一方、無補強建物では、最大 4mm の壁のひび割れ、仕上げ材の大きな剥落が確認され、前者との性能の違いを裏付けていた。

また、Padasuka II 小学校の近隣に位置する同郡 Cikopo の Parungserab III 小学校(写真 6.2.3)では、Padasuka II 小学校の補強校舎と同種構造(CM)の校舎が存在した。両者を比較すると、Parungserab III 小学校の CM 校舎では、妻壁の面外方向への倒れや RC 柱のカバーコンクリートの剥落(写真 6.2.4)などのより大きな損傷を受けており、補強建物の優位性を示す結果の可能性は指摘できる。しかし、耐震補強の方法や周辺建物の被害状況を含めて総合的に判断すると、今回の地震では補強建物の補強効果が明確に表れる程の入力は受けておらず、その効果はさらに大きな損傷レベルでより顕著になることが期待される。



写真 6.2.1 Padasuka II 小学校

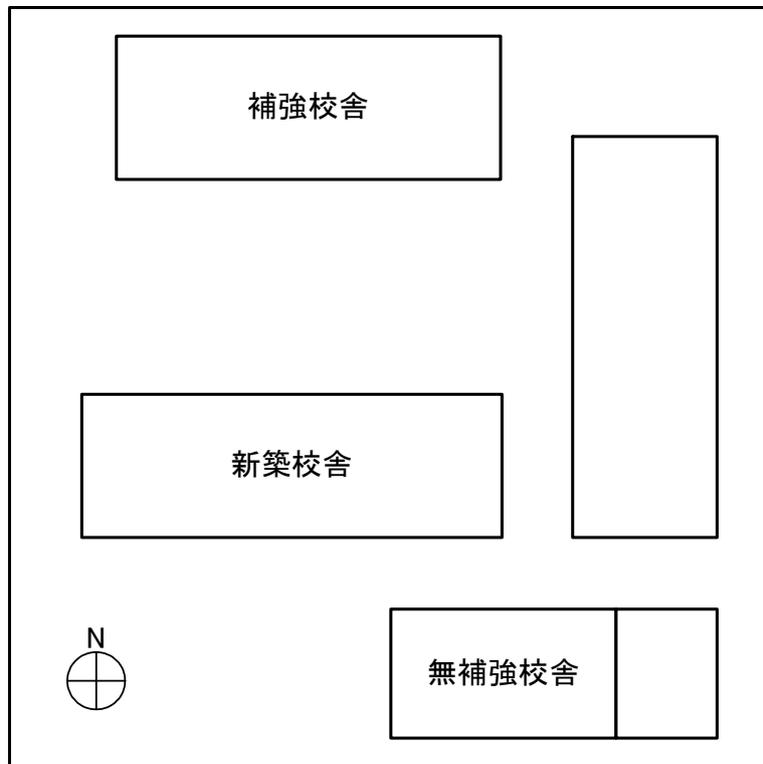


図 6.2.1 Padasuka II 小学校の校舎の配置図

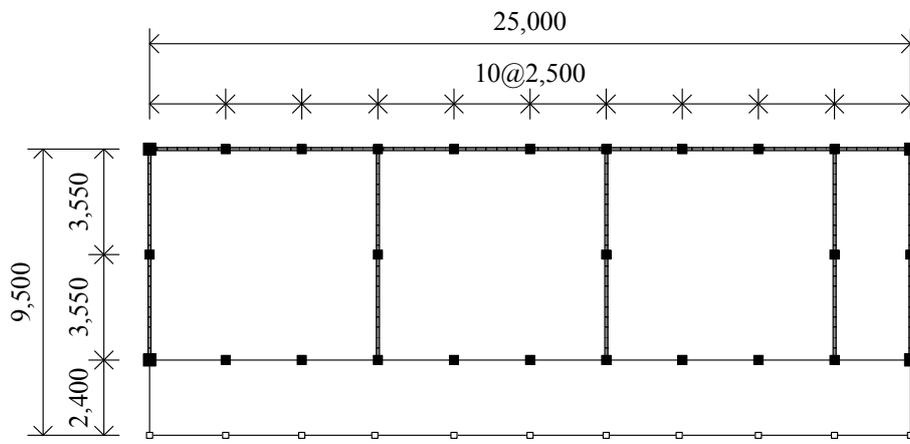


図 6.2.2 Padasuka II 小学校の補強校舎の概要

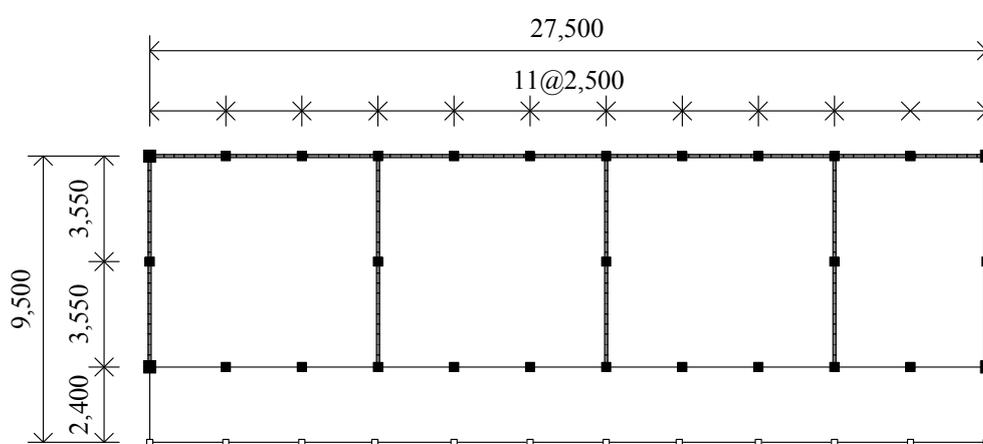


図 6.2.3 Padasuka II 小学校の新築校舎の概要

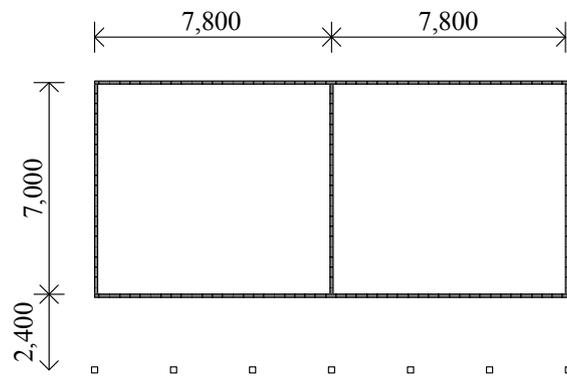


図 6.2.4 Padasuka II 小学校の無補強校舎の概要



写真 6.2.2 無補強校舎の損傷



写真 6.2.3 Parungserab III 小学校

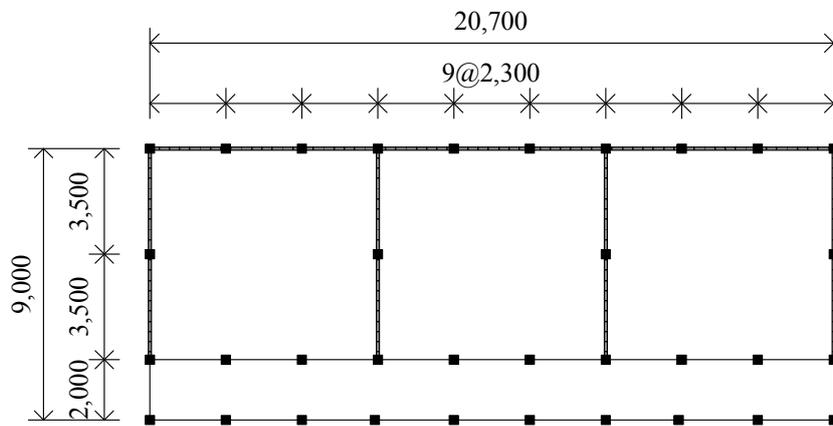


図 6.2.5 Parungserab III 小学校の CM 校舎の概要



写真 6.2.4 CM 校舎の損傷

7. 特定区画の被害率評価

Pangalengan 郡の 2 つの特定区画, Sidamukti と Margamulia (図 6.1) において建物
の特性ならびに被害状況を収集する全数調査を行った. 図 7.1 および図 7.2 に特定区画内で
調査対象とした建物の配置図を示す. 調査時間は約 3 時間で, 住民からの聞き取りを行い
ながら, 全 85 軒のデータを収集した. このうち, 構造が複合形式 (1F: URM, 2F: 木造)
である 1 軒を除いた 84 軒 (Sidamukti: 41 軒, Margamulia: 43 軒) を対象に考察を行っ
た.

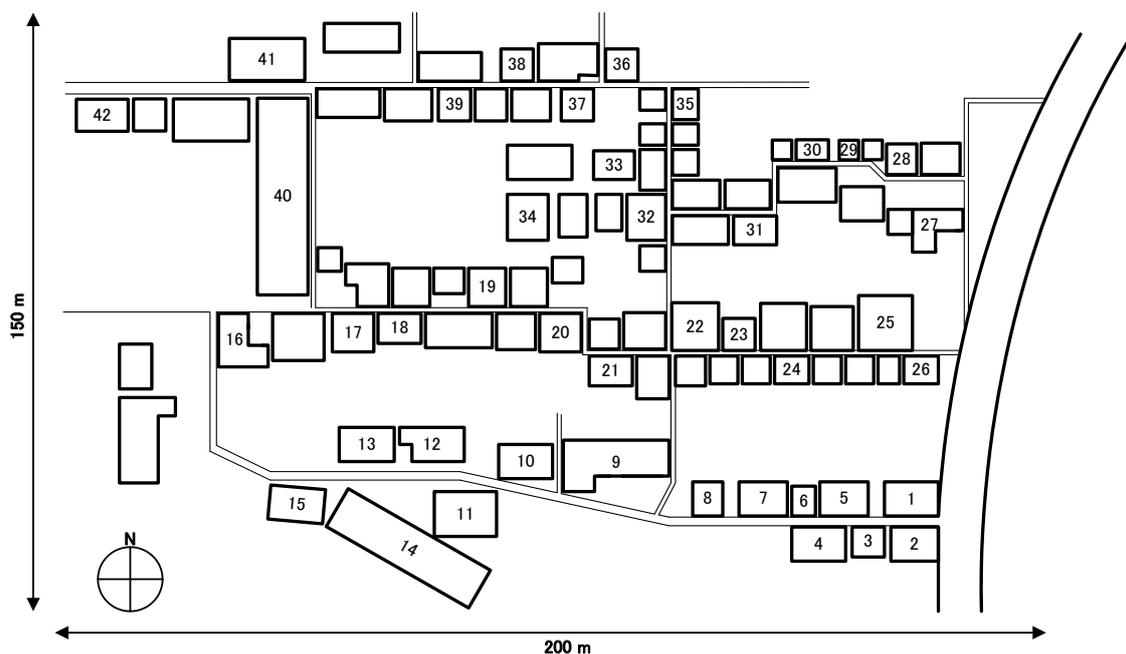


図 7.1 Sidamukti の特定区画の全数調査建物の配置図 (建物番号 1~42)

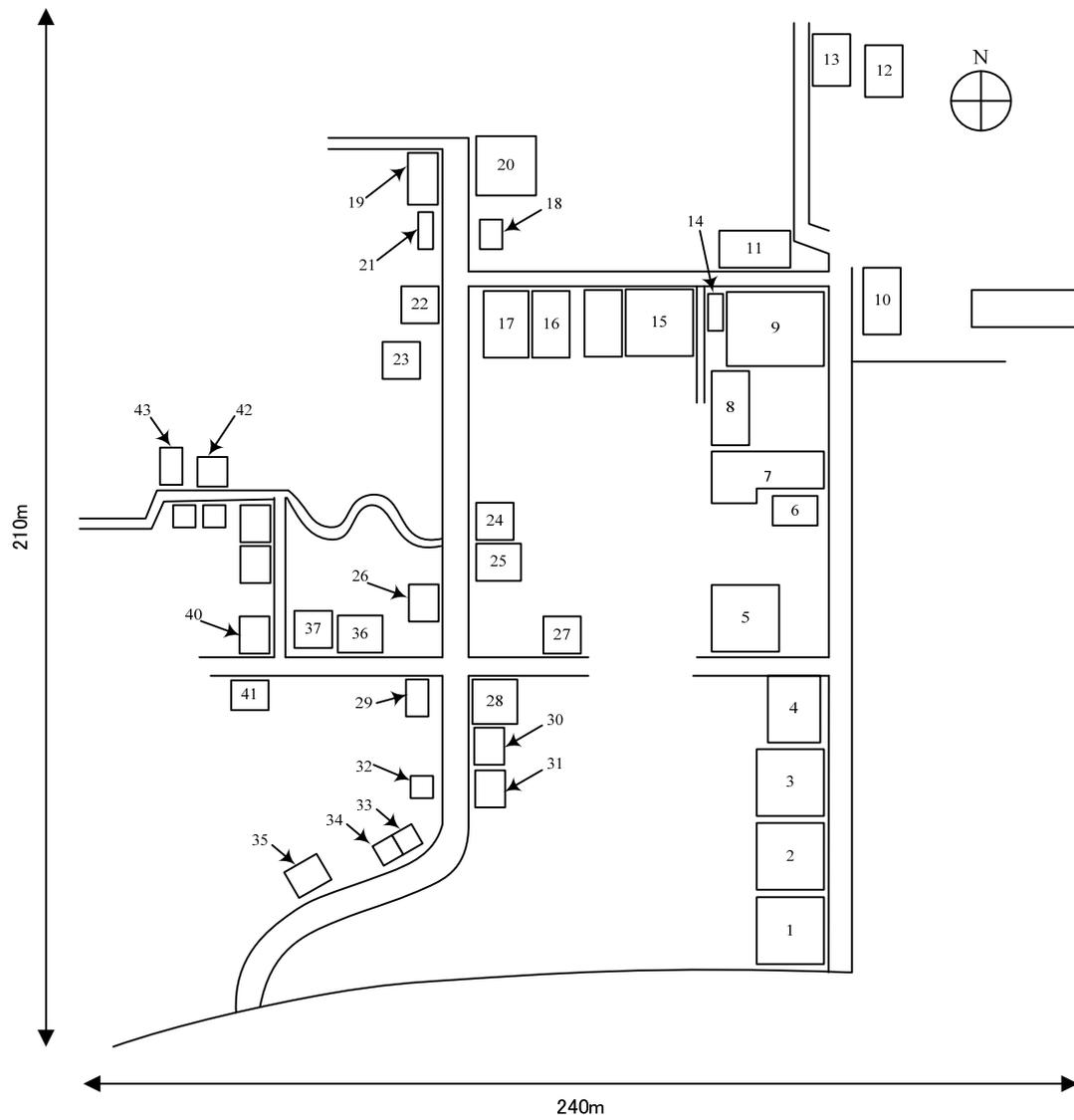


図 7.2 Margamulia の特定区画の全数調査建物の配置図（建物番号 101～143）

構造形式は、Timber が 40 軒 (47.6%)、URM が 27 軒 (32.1%)、CM が 15 軒 (17.9%)、損傷が小さく URM か CM かを判断できなかった建物が 2 軒 (2.4%) である。用途は、住宅 64 軒 (76.1%)、店舗 11 軒 (13.1%)、学校 3 軒 (3.6%)、倉庫 2 軒 (2.4%)、集合住宅、工場、モスク、用途不明がそれぞれ 1 軒 (1.2%) となっている。階数は、平屋が 77 軒 (91.7%) と大部分を占めており、2 階建ては 2 軒 (2.4%)、倒壊等により階数を確認できなかったものが 5 軒 (6.0%) であった。また、屋根の材質に関しては、瓦屋根が 79 軒 (94.0%) で最も多く、トタン板が 1 軒 (1.2%)、アスベスト板が 2 軒 (2.4%)、材質不明が 2 軒 (2.4%) となっている。

図 7.3 に調査建物の建設年代別の分布を示す。今回の対象区画では、1980 年代に建てられた建物が最も多く、次いで 1990 年代、2000 年代となっている。構造形式ごとの建設年代を見ると、Timber は 1980 年代を境に建設軒数が減少している。これは、URM および CM の建設が始まった時期と一致する。1980 年代、90 年代は、CM の建設軒数は URM の半分程度であったが、2000 年代に入ると、URM とほぼ同数の CM が建設されている。

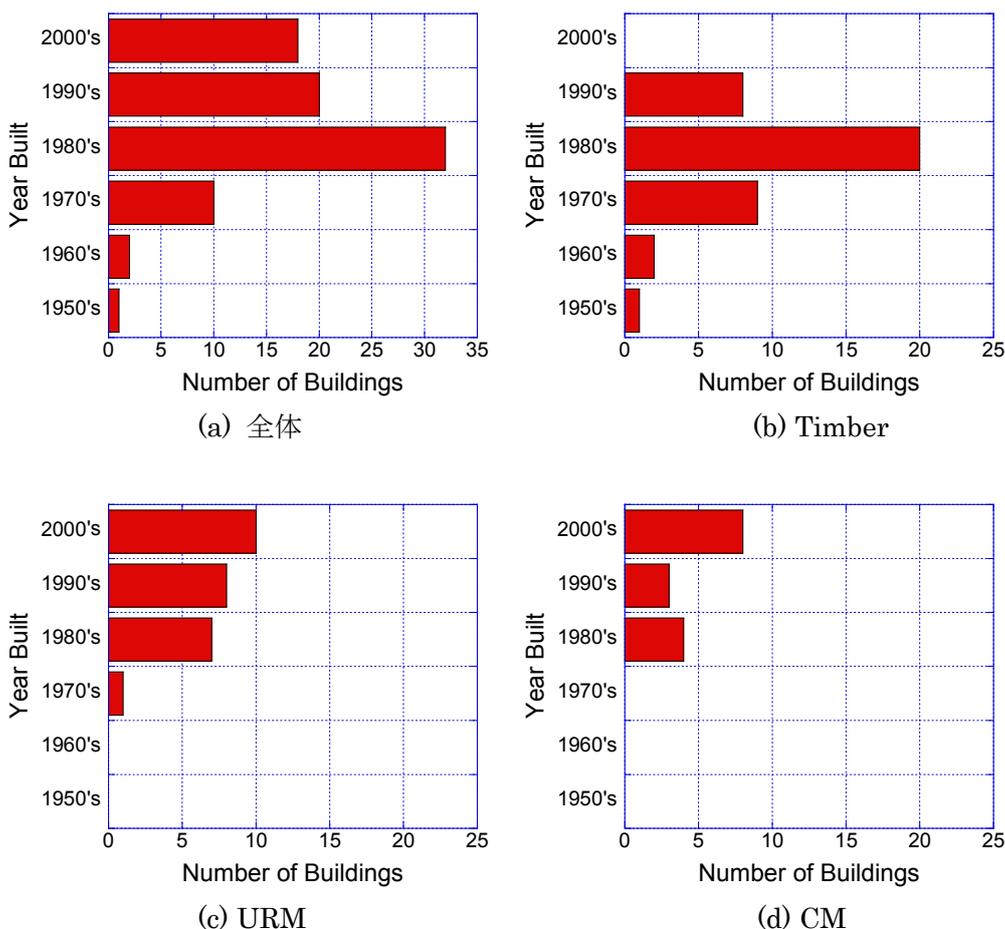


図 7.3 建設年代と建設軒数、構造形式の関係

図(a), 図(c)からは、建設年代が不明なものを 1 軒除いている

また、図(c) (d)とは別に、URM と CM の区別がつかなかった建物が 2 軒ある

次に構造形式別に被災度分布を示す。今回の調査では、建物の構造要素を桁行き方向、張間方向、屋根の3種類に分類し、それぞれの被災度を判定した。桁行き方向、張間方向に関しては、EMS-98⁷⁾に従い、0 (No damage), 1 (Negligible to Slight), 2 (Moderate), 3 (Substantial to Heavy), 4 (Very Heavy), 5 (Destruction) の6段階で判定した。また、屋根に関しては、瓦やトタン板、アスベスト板の被災状況から判定し、0 (無損傷), I (瓦や板のずれ), II (瓦や板の一部が落下), III (瓦や板の大部分が落下、または建物が全体崩壊) の4段階で評価した。

図7.4に桁行き方向、張間方向、屋根のそれぞれの構造形式における被災度を示す。まず、桁行き方向、張間方向の被災度に着目する。いずれの構造形式でも、桁行き方向と張間方向の被災度はほぼ等しく、方向が及ぼす影響は見られない。

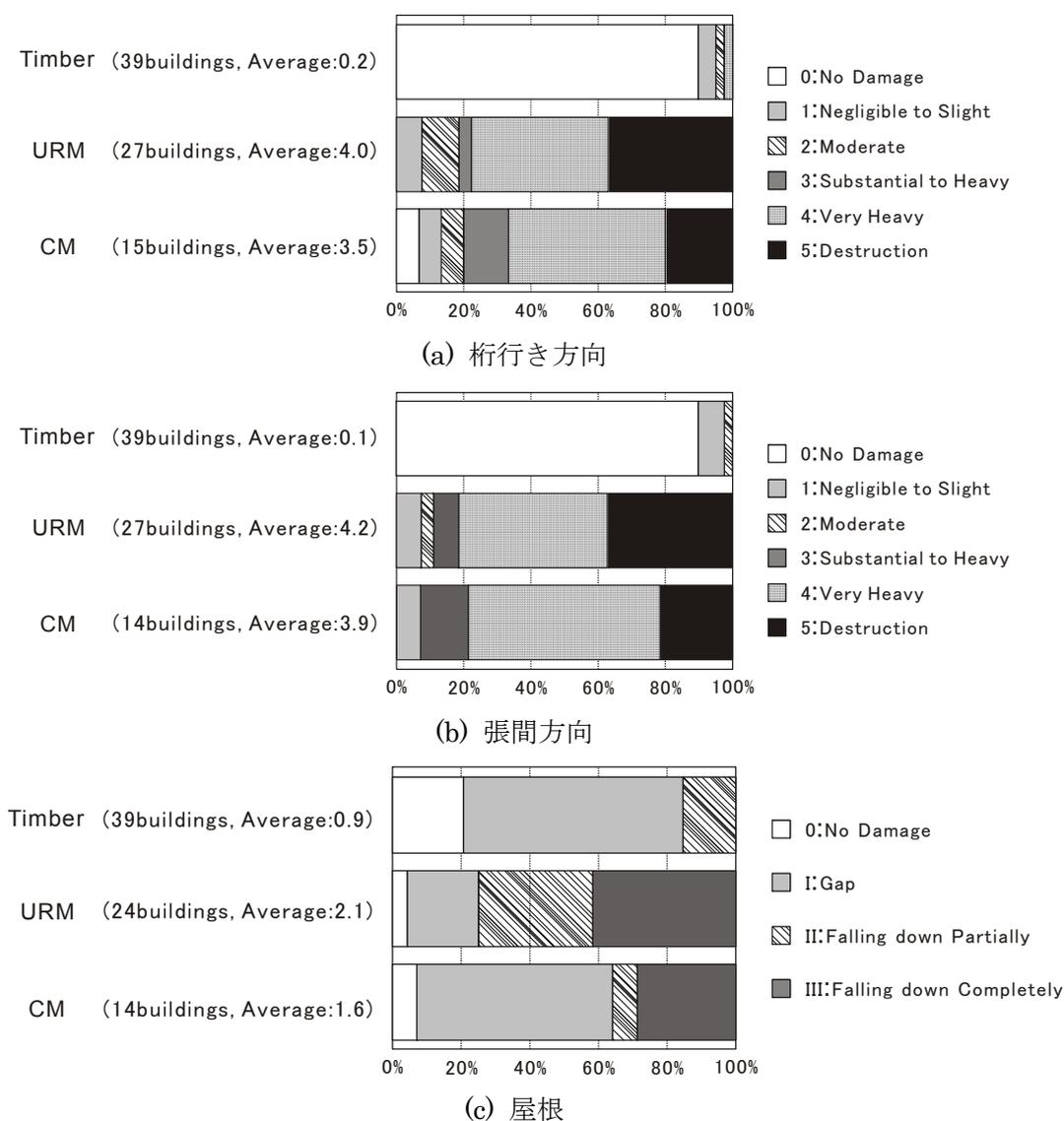


図 7.4 構造形式と被災度の関係

構造形式別に見ると、Timberの被災度の平均値は1に達しておらず、地震被害が軽微に抑えられていることが分かる。一方、URMとCMを比較すると、CMの方が被災度は若干低く、RC柱梁からなる枠組が幾分かは耐震性能の向上に寄与したものと考えられる。但し、CM全15軒のうち、3軒が倒壊に至っている。現地では、写真7.1に示すように、今回の地震で被災した建物にRC枠柱を付加する耐震補強工事を実施している光景を見かけたが、今回の調査結果を見る限り、RC枠柱を付加するだけでは、耐震補強として必ずしも十分ではない。屋根の被災度に関しては、躯体の被害が少ないTimberでは、屋根の損傷も軽微であったが、躯体が大きく損傷したURM、CMでは瓦が落下する等、被害も大きかった。



写真 7.1 被災した建物のレンガ壁の隅角部に穴を掘り、RC枠柱による耐震補強の準備を進める住宅（Cigalontang 郡 Jayapura）

図 7.5 では、構造形式の桁行き方向について、被災度の年代別平均値を示す。構造形式に関わらず、建設年代と被災度の関係に強い相関はない。この傾向は、建物の張間方向、屋根についても同様である。すなわち、現在主流のCM建物の性能が過去の地震災害の経験を経て向上してきたわけではないことを示しており、今後同様の地震により再度の地震災害が発生すると考えるべきであろう。

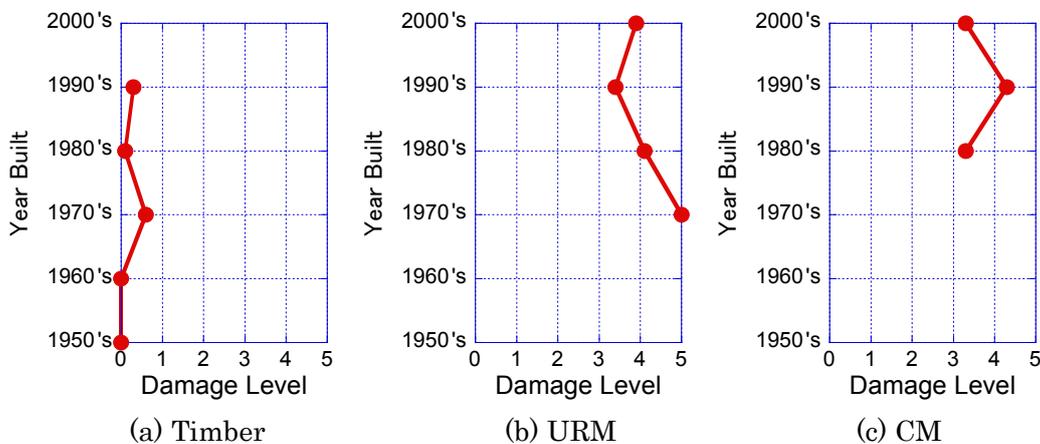


図 7.5 建設年代と被災度の関係

まとめ

2009年9月2日、インドネシア、ジャワ島西部のインド洋沖で発生したマグニチュード7.0の地震により、組積造建築を中心として地震被害が発生した。これを受け、2009年9月27日から10月1日にかけて現地調査を実施した。本調査により得られた知見を以下にまとめる。

1. Bandung 県, Tasikmalaya 県, Garut 県, Ciamis 県, Cianjur 県にわたって広域に被害調査を実施した。その結果, i) 調査範囲内で地震の揺れによる建物の被害が最も大きかったのは Bandung 県 Pangalengan 郡であり, 高地の集落では無補強組積構造 (URM), 枠組み組積構造 (CM) 住宅を中心に全半壊が 7~8 割に達していたこと, ii) Tasikmalaya 県, Ciamis 県においても URM, CM 建物を中心に大きな被害を受けた地域があったが, Bandung 県を含めて, 建物被害は局所的に集中していたこと, それは各地域で相対的に高所であったこと, ただし, iii) Cianjur 県では大規模な斜面崩壊が発生し, 甚大な被害が生じたこと, が明らかとなった。
2. 被害調査全域で用いられていた主要な構造形式は, URM, CM, 鉄筋コンクリート構造 (RC), 木構造 (Timber) であった。先に記述の通り, 被害は山岳地域の相対的に高所に集中しており, Timber よりも周期の短い URM, CM の被害が大きかったことから, 高地において短周期の入力が卓越したものと考えられる。
3. 山岳地域で棚田の崩壊や小規模な地すべりが数多く見られた。Cianjur 県では大規模な地すべりと道路盛土の崩壊が見られた。地すべりの土砂は火山灰質岩や石灰を含む岩が多く, 塊のまま流れ出しているものが多く見受けられた。道路盛土は過去の豪雨被害から地盤が軟弱であると考えられ, 地震により被害が発生したものと推察される。また, 地盤の変形による建物への影響は軽微なものが多く, 地すべりによって住宅が巻き込まれた事例もあった。調査範囲内でライフラインの被害はなかった。
4. Bandung 県 Pangalengan 郡の RC 校舎と URM 校舎を対象に耐震性能評価を行なった。各校舎の被災度は, RC 校舎が中破, URM 校舎が倒壊であった。RC 校舎に関しては, RC 骨組が主構造となる桁行き方向に対して, 被災前の耐震性能評価を行なった。一部の RC 柱でレンガの腰壁, たれ壁による短柱化が生じていたが, RC 柱の断面寸法が小さく, 細長い形状をしていたこと, また, 対象建物が平屋であり, 地震時に作用するせん断力が小さいことから, I_s は 1.45 と高い値を示した。また, 強度から推定される加速度応答は重力加速度の 5~6 割に達した。また, URM 校舎の倒壊の主要因と考えられる URM 壁の面外転倒を裏付けるため, その簡便な性能評価を行った。URM 壁の面外強度は評価条件を過大に見積もっても, 重力加速度の 15%にも満たない。

5. Pangalengan 郡の 2 つの特定区画, Sidamukti と Margamulia において全数調査 (全 84 軒) を行った. 構造種別は Timber (47.6%) が 40 軒で最も多く, URM が 27 軒 (32.1%), CM が 15 軒 (17.9%) となっている. 調査結果より, 1980 年代を境に Timber の建設件数が減少し, URM および CM の建設件数が増大する傾向が見受けられた. また, EMS-98⁷⁾ に従い, 桁行き, 張間方向の架構の被災度を 6 段階, 屋根の被災度を 4 段階で評価したが, Timber の平均被災度が桁行き, 張間, 屋根でそれぞれ 0.2, 0.1, 0.9 と小さい値を示したのに対し, URM では, 4.0, 4.2, 2.1, CM では 3.5, 3.9, 1.6 と被災度が大きかった. CM の方が URM に比べ, 被災度は若干低くなっており, RC 枠組の効果が伺えるが, CM でも全 15 軒のうち 3 軒が倒壊しており, RC 枠組だけで十分な補強効果が得られているとは考えにくい. また, 建設年代による各構造の性能の違いは見られず, 将来の地震でも同様の被害が起こる可能性がある.

おわりに

最後に、この度の災害で亡くなられた方々に深く哀悼の意を表するとともに、被災地域の速やかな復興を心より祈願し、本報告の結びとする。

謝辞

被害調査を実施するにあたり、JICA の亀村幸泰専門家および Bandung Institute of Technology の Dyah Kusumastuti 博士より現地の被災状況に関する貴重な情報をいただいた。また、本調査団の立ち上げに際し、横浜国立大学の楠浩一准教授、東北大学の前田匡樹准教授にご尽力いただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) USGS Website: <http://www.usgs.gov/>.
- 2) National Disaster Management Coordinating Board of Indonesia (BAKORNAS): <http://bakornaspb.go.id/website/> (in Indonesian).
- 3) CRISP Website: <http://www.crisp.nus.edu.sg/>.
- 4) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針（鉄筋コンクリート編），1991
- 5) 日本建築学会：1999年台湾・集集地震 第II編 鉄筋コンクリート造学校校舎の応急復旧技術資料，2000
- 6) 日本建築防災協会：2001年版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001
- 7) G. Grunthal: European Macroseismic Scale 1998.
- 8) United Nations: Reducing Vulnerability of School Children to Earthquakes, United Nations Centre for Regional Development (UNCRD) and School Earthquake Safety Initiative (SESI), Jan. 2009.

付録 A 調査行程（詳細）

9月26日（土）

真田，細野	:CX533	Nagoya	10:15-	Hong Kong	13:25
黒木	:CX511	Fukuoka	10:50-	Hong Kong	15:00
崔	:CX509	Narita	09:45-	Hong Kong	13:25
谷，坂下	:CX503	Kansai	10:05-	Hong Kong	13:05

全員	:CX719	Hong Kong	16:00-	Jakarta	19:40
----	--------	-----------	--------	---------	-------

19:40 ジャカルタ空港に到着（以下，現地時間）

協力者の Sittati Musalamah, Fransisca Farida と合流

21:00 FM 7 Hotel に到着

21:05 同ホテルにて亀村氏（JICA）と打ち合わせ，現地被害の資料を提供して頂く

21:45 ホテルで夕食

9月27日（日）

08:00 Bandung 市に向け，FM7 Hotel を出発

10:30 Holiday Inn Bandung に到着

11:30-12:15 当日の行程の打ち合わせ

12:30 昼食

13:15 Pangalengan 郡に向け Holiday Inn Bandung を出発

14:00 Banjaran 郡にて，瓦屋根端部の剥落，柱の補修跡を目撃

15:20 瓦屋根が落ちた民家，基礎下で地すべりが起こった民家の被害調査を行う

15:30-16:20 SDN Pangalengan 学校（Pangalengan 郡 Margamulia）に到着，建物の被害調査を行う

16:30-17:05 Pangalengan 郡 Sidamukti に到着，建物の被害調査を行う

17:10-17:30 SDN Pangalengan 学校（Pangalengan 郡 Margamulia）の再調査を行う

17:35-17:40 棚田周辺の地すべりの調査を行う

19:30 Holiday Inn Bandung に到着

19:30-20:00 打ち合わせ

20:00 ホテル内で夕食

9月28日(月)

- 07:05 Tashikmalaya 県に向け Holiday Inn Bandung を出発
- 09:45 Tashikmalaya 県 Cisayang 郡の Rajapolah に到着, 目立った被害は見られない
- 10:20-11:20 Tashikmalaya 県 Cisayang 郡の Sukasetia に到着, 建物の被害調査を行う
- 11:30-11:45 レンガ工場到着, 製作工程の説明を受ける
- 12:20-13:00 昼食

(真田, 細野, 坂下, Fransisca)

- 13:20-13:30 電波塔のそばで起きた地すべりの調査を行う
- 14:20-14:40 Cigalontang 郡 Jayapura に到着, 建物の被害調査を行う
- 14:40-15:00 同集落内の別エリアに到着, 建物の被害調査を行う
- 16:10 Garut 県中心街を通過
- 18:45-20:00 ITB 到着, Dyah Kusumastuti 博士の研究室を訪問, UNCRD と ITB で行われた SBSI (School Building Safety Initiative) Project に関する資料提供を受ける
- 20:20 Holiday Inn Bandung に到着

(黒木, 崔, 谷, Sittati)

- 13:40-14:35 Ciamis 県 Cihaubeuti 郡 Sukahaji に到着, 建物の被害調査を行う
- 15:05-15:40 Ciamis 県 Cihaubeuti 郡 Sumberjaya に到着, 建物の被害調査を行う
- 19:30 Holiday Inn Bandung に到着

(全体)

- 20:30-21:00 打ち合わせ
- 21:00 ホテル内で夕食

9月29日(火)

(真田, 黒木, 崔, 谷, Fransisca)

- 07:00 Soreang 郡に向け, Holiday Inn Bandung を出発
- 08:45-10:45 SDN Padasuka II 小学校 (Soreang 郡 Sukamulya) に到着, 建物の被害調査を行う
- 11:10-11:40 SDN Sirna Galih 小学校 (Soreang 郡 Sukamulya) に到着, 建物の被害調査を行う
- 12:30-13:00 SDN Neglasari 小学校 (Soreang 郡 Cilame) に到着, 建物の被害調査を行う
- 13:00-13:20 SDN Neglasari 小学校にて昼食
- 14:05-14:20 SDN Parungserab III 小学校 (Soreang 郡 Parungserab) にて調査を行う
(外周からの調査のみ)
- 14:50-15:10 SDN Padasuka II 小学校にて建設年代の聞き取り調査を行う
- 16:30 ITB 内の TUT (Toyohashi University of Technology) Indonesia Office に到着
- 16:30-19:00 翌日の打ち合わせ
Holiday Inn Bundung に到着
ホテル内で夕食

(細野, 坂下, Sittati)

- 07:05 Cianjur 県 Cibinong 郡に向け, Holiday Inn Bandung を出発
- 08:50 Cianjur 市街地に到着, 協力者 (Elan Jaelani) と合流
- 09:10 廃駅周辺の線路の調査を行う
- 11:20-11:35 Pagelaran 郡 Pagelaran において, 小学校下の道路盛土崩壊現場の調査を行う
- 13:30-14:00 地すべりが起きた山岳部で, CM の商店および住宅の被害調査を行う
- 14:05-14:25 地すべりを山側から撮影, 山頂付近で地割れを確認
- 14:45-15:30 Cibinong 郡 Cikaugkareng, Pamoyanan にて地すべりの調査を行う
- 20:45 Cianjur 市街地に到着, 夕食
- 21:45 出発
- 23:05 Holiday Inn Bandung に到着

9月30日(水)

(真田, 黒木, 崔, Fransisca, 谷)

- 07:00 Soreang 郡に向け Holiday Inn Bandung を出発
- 08:00-08:50 SDN Parungserab III (Soreang 郡 Parungserab) 小学校に到着, 建物の被害調査を行う
- 09:10-09:55 Banjaran 郡 Cangkuang の2階建て RC 造建物建設現場にて, 建物の詳細調査を行う
- 10:45-13:10 SDN Pangalengan 学校 (Pangalengan 郡 Margamulia) に到着, 建物の被害調査を行う

(細野, 坂下, Sittati)

- 11:05 Pangalengan 郡に向け Holiday Inn Bandung を出発
- 12:30-12:40 棚田の地すべりの調査を行う
- 12:50-13:10 SDN Pangalengan 学校 (Pangalengan 郡 Margamulia) に到着, 別グループと合流

(全員)

- 13:10-13:40 昼食
- 13:40-17:30 事前調整後, 2班に分かれ全数調査を行う
- 真田, 細野, 坂下, Sittati : Pangalengan 郡 Margamulia
 - 黒木, 崔, 谷, Fransisca : Pangalengan 郡 Sidamukti
- 17:30 SDN Pangalengan 学校 (Pangalengan 郡 Margamulia) で合流, 出発
- 19:10 Holiday Inn Bandung に到着
- 19:40-23:10 報告書の作成

10月1日(木)

08:45 ITB に向け, Holiday Inn Bandung を出発
09:15 ITB 内の TUT Indonesia Office に到着
09:25-13:00 谷, 細野は Bandung 市内に情報収集のため出発, 他のメンバーは報告書の作成
13:00 昼食のため, 外出

(真田, 崔, 細野, 坂下, Sittati)

14:30 TUT Indonesia Office に到着
14:30-17:05 報告書の作成
20:00 FM7 Hotel に到着

(黒木, 谷, Fransisca)

14:05 Soreang 郡に向け出発
14:45-15:40 Rusunawa Cingised 団地 (Antapani 郡 Cingised) に到着, 建物の被害調査を行う
17:10-18:25 Soreang Public Hospital に到着, 建物の被害調査を行う
21:25 FM7 Hotel に到着

(全員)

22:10 Sittati 帰宅
22:20 ホテルで夕食
23:00 Fransisca 帰宅

10月2日(金)

06:00 FM7 Hotel を出発

全員	:CX718	Jakarta	08:20-	Hong Kong	14:10
真田, 細野, 谷	:CX532	Hong Kong	16:10-	Nagoya	21:05
崔	:CX508	Hong Kong	16:10-	Narita	21:25
坂下	:CX502	Hong Kong	16:20-	Kansai	21:05

10月3日(土)

黒木	:CX510	Hong Kong	14:55-	Fukuoka	20:45
----	--------	-----------	--------	---------	-------