

2009 年 4 月イタリア・ラクイラ地震 による被害報告の概要

川島一彦
東京工業大学 教授
アイダン オメール
東海大学 教授
青木孝義
名古屋市立大学 准教授
岸本一蔵
大阪大学 准教授
小長井一男
東京大学 教授
迫田丈志
東北大学大学院 助手
スベン P. テオドリ
日本工営(株)
高橋典之
東京大学 助教
松井智哉
豊橋技術科学大学 助教
八嶋厚
岐阜大学 教授

平成 21 年 7 月
(社) 土木学会、(社) 地盤工学会、
(社) 日本建築学会、日本地震工学会

目 次

1. はじめに	1
2. 地震の概要	2
3. 強震記録	4
4. 地盤及び落石被害	
4. 1 Onna 村郊外 Aterno 川周辺の地盤クラック	6
4. 2 Sinizzo 湖周辺の側方流動と地すべり	7
4. 3 Grotte di Stiffeの落石	8
4. 4 液状化痕と斜面崩壊	9
4. 5 Paganica 北部の落石	1 0
4. 6 自然空洞アーチ部の破壊による路面陥没	1 0
5. 建築物の被害	
5. 1 建築物被害調査の概要	1 2
5. 2 ラクイラ旧市街地教会前広場付近、行政関連施設・ 商業施設の被害の特徴	1 3
5. 3 ラクイラ市街地住宅施設の被害の特徴	2 1
5. 4 周辺地域の建物の被害	2 4
5. 5 イタリアの被災度判定	3 1
5. 6 まとめ	3 5
6. 交通施設の被害	
6. 1 被害の概要	3 6
6. 2 橋梁の被害	3 6
6. 3 橋梁の設計地震力	4 2
6. 4 盛土・擁壁の被害	4 5
6. 5 交通車両の被害	4 5
7. 生産施設の被害	4 7
8. まとめ	4 8
謝辞	4 9
参考文献	5 0

1. はじめに

2009 年 4 月 6 日午前 3 時 32 分頃（現地時間）にイタリア中部ラクイラ (L'Aquila) において $M_L=5.8$ 、 $M_W=6.2$ の地震が発生し、多数の犠牲者を出すなど、大きな被害が生じた。ラクイラはイタリア半島の脊梁山脈にあたるアペニン山脈の山間に位置し、標高 675m～900m に位置する。日本人にはあまり知られていないが、山間の寒冷地であることから、夏の避暑地やウィンターリゾート地としてイタリア人にはよく知られた観光地である。ラクイラの歴史をたどると 1254 年までには独立した一つの市として形成されたと言われており、長い歴史を有している。Abruzzo 州の州都であり、人口は約 7 万人である。

今回の地震による犠牲者は 294 名（4 月 12 日現在）、負傷者は 1,000 人以上と言われており、被災地では、ほとんどの住民が当局の撤去命令によりテント村等に避難している。ラクイラ市では数棟が崩壊、被災家屋数は数千棟に上ると見られている。

地震後、(社)土木学会、(社)地盤工学会、(社)日本建築学会および日本地震工学会は、4 学会協同による合同調査団を現地派遣することとなり、グループによって多少異なるが、著者らは 2009 年 4 月 18 日～21 日にかけて、ラクイラ及び周辺地域の現地調査を実施する機会を得た。

以下には、4 学会合同調査団がみた被災概要と一部被災メカニズムについて紹介する。ただし、構造物の設計図書や図面等を持たない外観からの被害調査であったこと、また、ラクイラ旧市街をはじめ周辺の被害の著しかった地域は行政機関による封鎖のため、立ち入りが厳しく制限されていたことから短時間の調査とならざるを得なかったことから、被害状況及びそのメカニズムに関して著者らが正しく理解できなかった点があるかも知可能性がある。これらに対しては、今後、さらに継続的に情報を入手する必要があることを、最初にお断りしておきたい。

2. 地震の概要

ラクイラ市及び周辺地域の航空写真を写真-1 に示す。ラクイラ旧市街の北東～南西方向の地質縦断は図-1 に示す通りであり、厚く柔らかい湖成堆積層上に、石灰質礫岩や石灰岩が土石流や地すべりなどによって流れ込み、丘陵を構成するという特異な地盤構成となっている。このため、従来から、ラクイラ市及び周辺地域では地震動の増幅が大きいとして注目されてきた。地盤の固有周期は2秒程度と言われている (Luca et al., 2005)。

地震被害が著しかったのはラクイラ市及び周辺の Coppito、Onna、Ocre、Paganica、Fossa 等で、これらはいずれも Aterno 川沿いの沖積軟質地盤上に位置する。



写真-1 ラクイラ旧市街及び周辺地区 (Web)

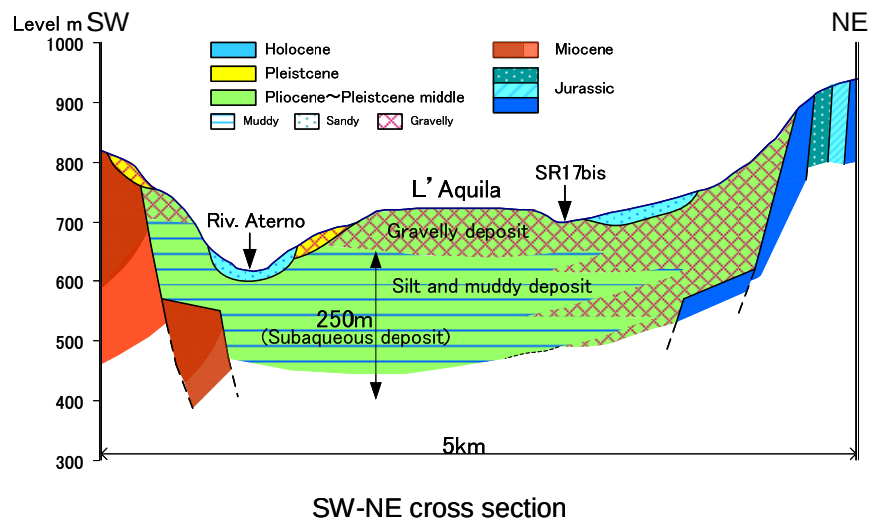


図-1 ラクイラ市周辺の南西～北東方向の地質構成

ラクイラの周辺地域では、これまでも 1315 年、1349 年、1461 年、1703 年、1915 年 (Fucino 地震)、1984 年 (Greco 地震、 $M_L=5.8$)、1996 年 (Umbria 地震、 $M_S=6.1$) と度々地震被害を経験してきている (Bagh et al., 2007)。各所の観測記録に基づく、図-2 に示すように、ラクイラ地震は長さ 15~20km、幅 10~15km の NW-SE 正断層によって生じたとされており、マグニチュードは $M_L=5.8$ 、 $M_W=6.2$ である。ラクイラ市はじめ、上述した Coppito、Onna、Ocre、Paganica、Fossa 等町村はいずれも断層の上盤側に位置する。

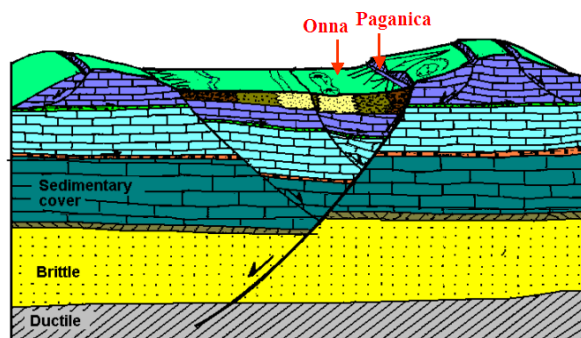


図-2 断層構造 (modified from Dramis and Blumetti, 2005)

3. 強震記録

イタリア強震観測ネットワーク(2009)によれば、56 地点に置いて強震記録が得られている (Italian Strong-Motion Network, 2009)。主要な 4 地点で得られた強震記録を示すと、表-1 の通りであり、いずれもラクイラ市周辺で得られた断層上盤側の記録である。このうち、AQV 及び AQG 観測地点に関しては、建築被害調査チームが現地を実際に確認しているため、後述の 7.4(f)を参照して頂きたい。表-1 に示した 4 観測点での地表付近 30m の平均せん断弾性波速度は 455～1000m/s である。最大加速度が観測されたのは、AQV 地点であり、6.46m/s²であった。

図-3 は AQV 及び AQK 地点における加速度記録である。図-4 はこの他にラクラ周辺の 8 地点における強震記録の加速度応答スペクトルを示したものである。周期 0.5 秒の応答加速度に着目すると、AQA の NS 成分では 10m/s²、AQG の NS 成分では 8m/s²程度の値となっている。今後、地盤、地形条件等との関連を詳細に検討する必要があるが、周期 0.5 秒より短い領域で卓越する地点(AQV、Gran Sasso、Aquila Park)、周期 0.5 秒付近で卓越する地点(MTR、L'Aquila Aterno、Fiamignano)、周期 0.5～1 秒付近で卓越する地点(AQG)がある。

表-1 主要な強震記録

Station name	Station code	Latitude	Longitude	Type of ground	R _e (km)	V _{s30} (m/s)	PGA (m/s ²)
Aquil Park	AQK	42.345	13.401	Conglomerate	5.6	455	3.66
V. F.Aterno	AQV	42.377	13.337	Fluvial	5.8	475	6.46
Colle Grilli	AQG	42.376	13.339	Limestone	4.3	1000	5.05
V.&F. Aterno	AQA	42.345	13.401	Fluvial	4.8	475	4.78

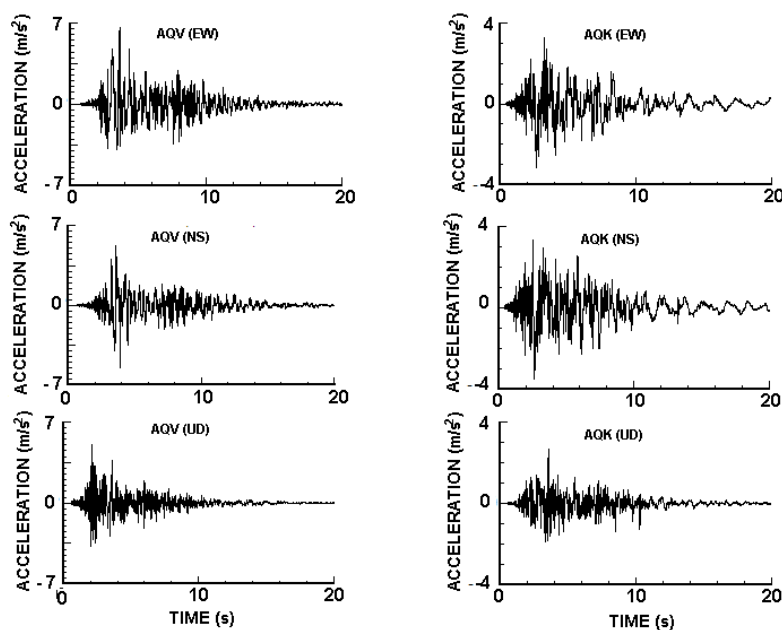


図-3 AQV 及び AQK 観測点での強震記録

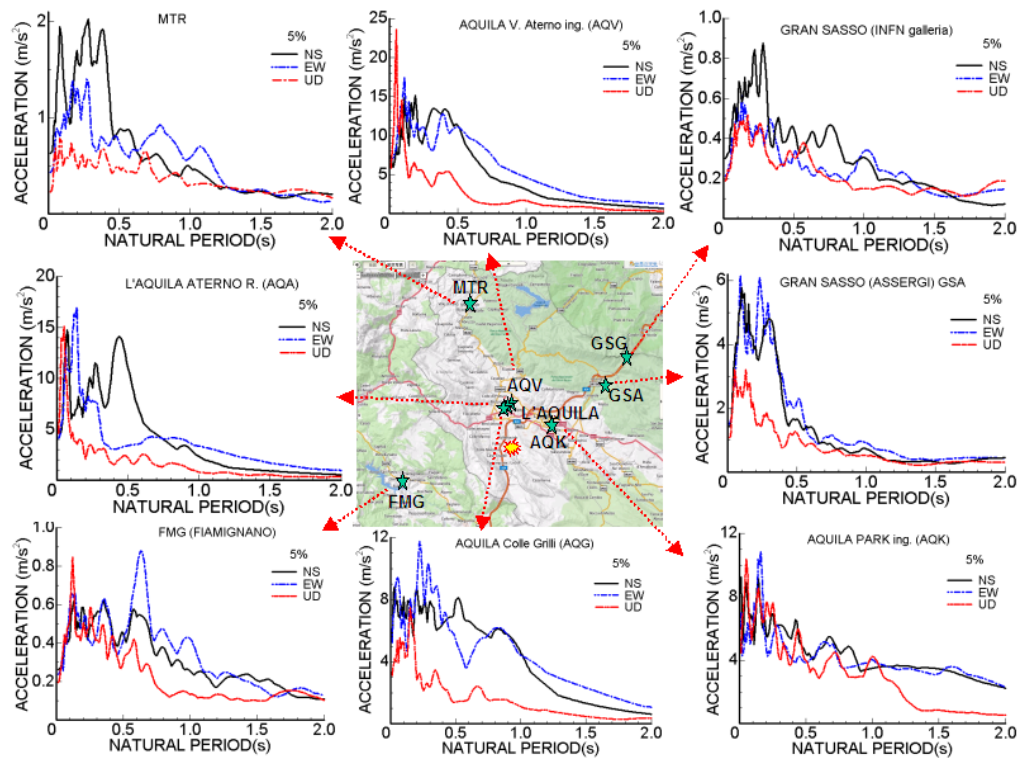


図-4 主要な8観測点における加速度応答スペクトル

4. 地盤及び落石被害

4. 1 Onna 村郊外 Aterno 川周辺の地盤クラック

後述するように、Onna 村では多数の建物が倒壊する等甚大な被害が生じるとともに、Aterno 川を横断する橋梁にも被害が生じた。Aterno 川左岸上流側の堤防には、写真-2 に示すように複数の亀裂が連続して堤体の平行方向に生じた。亀裂深さは最大 0.9m 程度で、周辺には液状化の痕跡は見られなかったことから、ゆすりこみ沈下あるいは堤体の滑りによると考えられる。

堤防から Onna 村中心部に向かう道路でも、図-5 に示すように、盛土の沈下と側方への変位によって、盛土両肩に道路平行方向に、段差約 300mm の亀裂が生じていた。また、堤体から Onna 村中心部とは反対方向に向かう道路では、Aterno 川から 200m 程度離れた箇所に位置する住宅において、周辺地盤で 100mm 程度の地盤沈下が生じていた。このように、Onna 村周辺では、沖積層の厚さが厚いため、各所で地盤の亀裂や沈下が生じていた。地震動の増幅が大きかったと推定される。



写真-2 Aterno 川堤体が生じたクラック

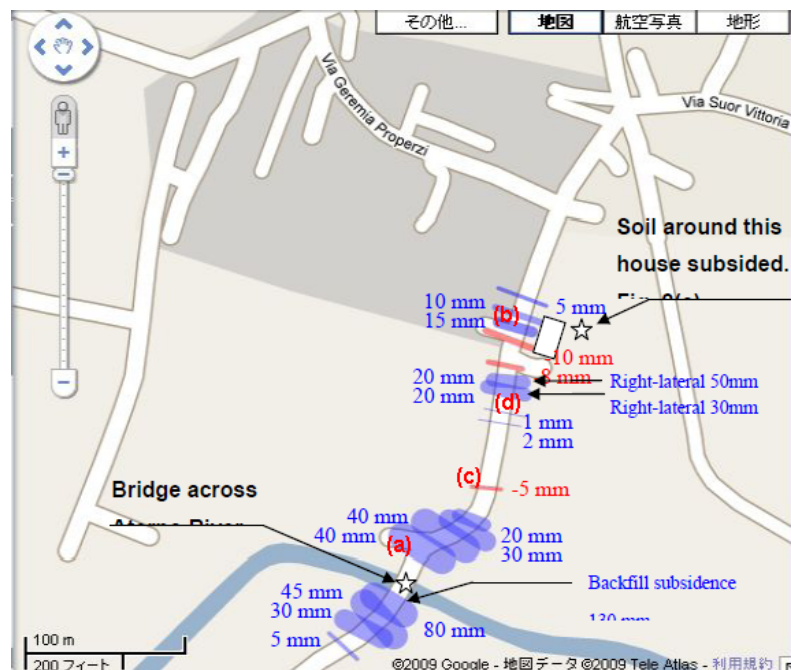


図-5 Aterno 川周辺の地盤クラック及び地盤沈下

4. 2 Sinizzo 湖周辺の側方流動と地すべり

直径約 120m の Sinizzo 湖周辺では、写真-3、写真-4 に示すように地盤が側方流動した。特に、湖の北側では数多くの土塊が池側に流動しており、池に最も近い土塊は湖に流出して水没している。この部分の地盤は、盛土であったと想像される。北東に位置する 2 つの名前が付けられているきれいな泉は枯れていたが、その北側に新たに活発な泉が形成されていた。このことから、背面斜面から豊富な伏流水が供給され、また地下水もかなり高いことがわかる。地震動により表土層内の水圧が上昇したことが考えられる。また、地盤の変位により地下水流の経路が変わったことがわかる。南側の護岸は、明瞭な滑落崖を示しながらすべり土塊が池中に滑動している。

写真-5 に示すように、池から東側に位置する石灰質礫岩で構成される岩盤斜面は、今回の地震により大規模に滑落している。



写真-3 Sinizzo 湖周辺に生じた地盤流動（Google map に加筆）



写真-4 土塊が池側に流動



写真-5 石灰質礫岩斜面の大規模な滑落（Sinizzo湖の東側）

4. 3 Grotte di Stiffeの落石

Grotte di Stiffe では2箇所で落石があった。1つは、大きさ $1.5\text{m} \times 1.6\text{m} \times 1.9\text{m}$ で質量約 12t の石灰質礫岩のブロックである。石灰質礫岩といっても、ほとんどがマトリックスのみで構成されているため、石灰岩とみなしてもよい。写真-6 に示すように、この落石が公園最下部の建物の壁を直撃し、写真-7 に示すように壁を破壊した。落石表面には新鮮な白色はほとんど見られず、長い間空気に接触した黒色を呈している面が大部分であるため、発生源において岩盤表面に露出していたか、浮石・転石状態であったことと推定される。

跳躍距離から衝突時の速度を計算すると 15m/sec 程度であり、衝突時のエネルギーは $2,700\text{kJ}$ となることから、通常の建物の壁では抵抗できない。

もう1つの落石は、最初の落石から 100m 程度東側の地点で生じた。大きさも上記の落石よりも多少小さめであるが、斜面の最下端まで到達している。

本地点周辺には建物や公園といった保全対象があること、またごく周辺には宅地が密集していることから、早急に落石源を特定して、保全対象への2次災害の危険性を確認する必要があると考えられる。発生源付近の地形・地質状況を詳細に把握して、不安定岩塊や浮石・転石等が存在する場合には、落石経路を微地形から判断することができる。落石シミュレーションにより衝突エネルギーの算定が可能であり、発生源の確認とカルテ（落石高さ、落石形態、不安定岩塊の有無、落石経路、保全対象の有無、想定される対応策など）の作成が有効であろう。

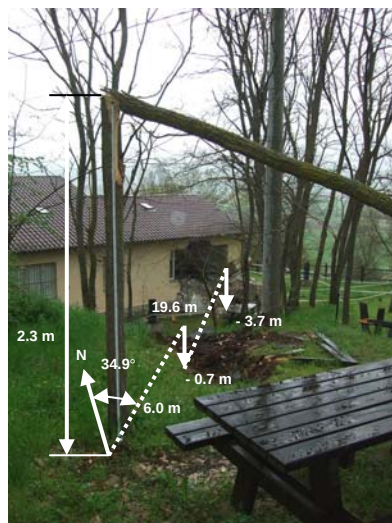


写真-6 落石の通り道（木が折れ、地盤上に落石の落下による穴が開いている）



写真-7 公園最下部の建物の壁を直撃し、破壊した落石

4. 4 液状化痕と斜面崩壊

沖積低地が Aterno 川沿いに広がっているが、液状化の痕跡はあまり見られなかった。しかし、Martini 地区と呼ばれる旧ラクイラ市街の南端に位置する Aterno 川沿い地区では、写真-8 に示すように、河川近くの畑と駐車場において、噴砂が見られた。噴砂厚さは最大 100mm 程度と大規模なものではないため、液状化による周辺地盤た構造物への影響は生じていない。

図-6 は持ち帰った噴砂を東海大学とトルコの Pamukkale 大学で分析した粒径加積曲線である。0.2~1mm の粒径が卓越しており、液状化しやすい砂層に相当する。



写真-8 Martini 地区における液状化

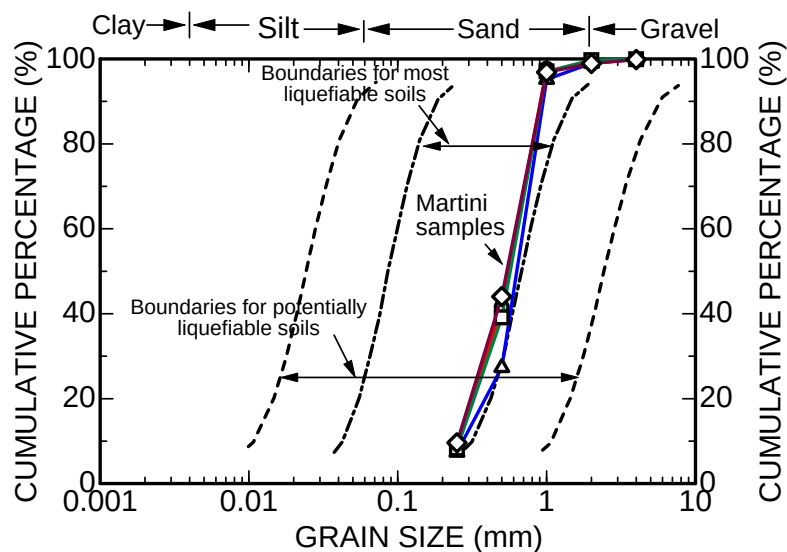


図-6 粒径加積曲線

4. 5 Paganica 北部の落石

Paganica 北部の西側斜面において新しい崩壊跡が数多く確認された。写真-9 に示すように、一部の岩塊は道路まで達しており、さらに道路を通り越えて東側河川にまで達したものも数多くある。道路に近接している岩斜面では覆式ロックネットが施工され、小規模落石には十分抵抗している。今後の道路への2次災害を防ぐために、不安定岩塊の点検はぜひ必要と感じた。住宅地および道路などの保全対象に近接する同種斜面においては、落石カルテ（落石の形態（岩盤崩壊型か浮石・転石型）、落石高、落石径、岩質、既存対策の有無など）の作成が有効であろう。



写真-9 Paganica 北部の西側斜面における新しい崩壊跡

4. 6 自然空洞アーチ部の破壊による路面陥没

ラクイラ旧市街では、2 箇所で自然空洞アーチ部の破壊による路面の陥没が生じた。最初の箇所は写真-10 に示すように、路面が陥没して車が落下したと報じられた箇所で、著者らが調査した時点では写真-11 に示すように、すでに崩壊ガラなどで埋め戻されていた。

もう1箇所はここから約100m離れた地点で、写真-12 に示すように、直径は約8m、深さは確認できた範囲で13mの陥没孔がそのままの形で残されていた。孔の構造は図-7 に示すようになっており、孔の底面はさらに深くまで広がっている可能性がある。路面から3.7mの深さに、石灰質礫岩を掘削してコンクリート製下水路が埋設されていた。下水路を建設するために空洞アーチの肩部を掘削していることから、空洞のアーチアクラウンが弱くなっていたところに地震動が加わって崩壊したと考えられる。写真-10、写真-11 に示した陥没は、この陥没よりも大規模で、陥没のすぐ横の住宅にあった外構壁が落下し、孔の底は路面から確認できないほど深かったとのことである。

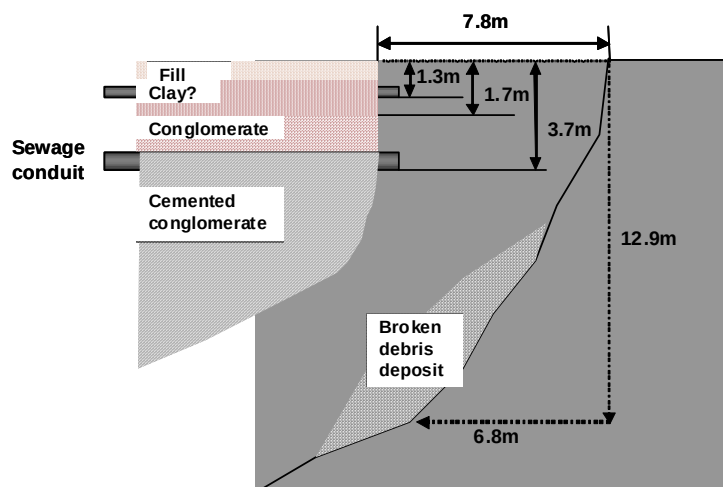


図-7 自然空洞アーチ部の破壊による陥没（写真-12 参照）

なお、このような陥没はラクイラ旧市街地内には他にもあると言われている。ラクイラ旧市街地には、陥没を生じる可能性のある地下空洞が広域的に多数存在する可能性があるため、地下空洞の存在を明らかにし、今後の安定性を確認することが重要だと考えられる。そのため、まず地表からの非破壊探査を早急に実施することが有効であろう。簡便な非破壊探査方法として、重力探査、地下レーダー探査、表面波探査などが考えられる。



写真-10 自然空洞の崩壊による路面陥没
(web による)



写真-11 応急的に埋め立てられた写真-10 と
同一箇所

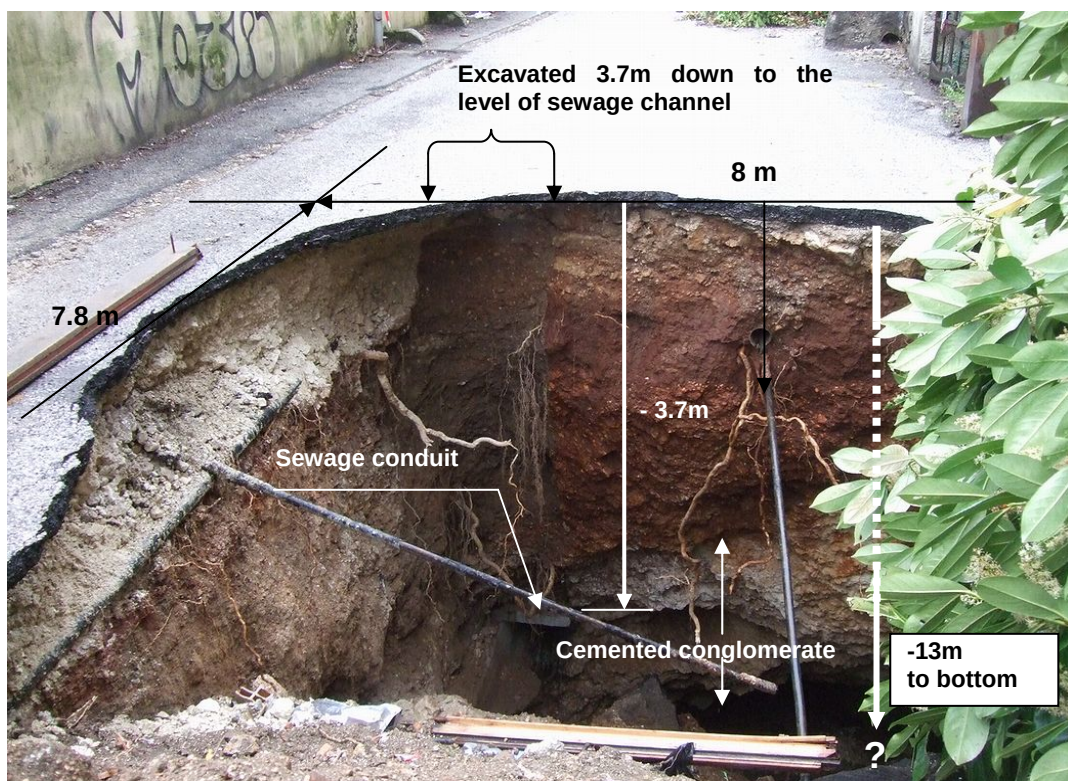


写真-12 自然空洞の崩壊による路面陥没 (図-7 参照)

5. 建築物の被害

5. 1 建築物被害調査の概要

地震被害の初動調査として、1)当該地域の構造形式の特徴と施工方法の調査を実施し建物の耐震性を把握する、2)建物被害の特徴を被災地の地理的条件との関連で検討する、3)適切な地域を選択し建物の特性別に被害率を求めることを目的とし、これらの調査結果に基づき詳細調査の必要性の是非について提言を行う。

建築物の被害調査行程を以下に示す（図-8 参照）。

17 日（金）出国、ローマ着

18 日（土）午前：ローマ市内で地図・写真・耐震設計規準などの資料購入。午後：ローマから被災地に移動。パドヴァ大学と合流しコッピート（Coppito）の災害対策本部視察。オクレ（Ocre）の S. Angelo 修道院およびコッピート周辺建物の被害調査。

19 日（日）午前：ラクイラ旧市街教会前広場周辺建物、RC 学生寮崩壊現場の被害調査。土木グループと合流。午後：ラクイラ市街 9 月 20 日通り（Via 20 Settembre）沿い RC 中層集合住宅建物被害調査。

20 日（月）午前：イタリアの被災度判定作業視察。午後：ラクイラ旧市街教会前広場周辺建物、RC 学生寮崩壊現場の被害調査。

21 日（火）午前：ラクイラ周辺地域の建物被害調査。午後：在イタリア日本大使館訪問。

22 日（水）ローマ発、帰国

被害調査を実施した地域とラクイラ旧市街の地理関係を図-8 に示す。旧市街から東に位置するオンナ、パガニカでは組積造が多大な被害を受けている。

調査対象地域の建物の構造形式は組積造や鉄筋コンクリート造（RC）＋無補強組積造（URM）壁が大部分である。本地震での建物被害は、主に近年建築された RC+URM 壁や組積造、歴史的に重要な組積造建造物の被害も多数ある。前者は慣例として用いられる施工詳細に起因する脆弱性、後者は固有の地震に対する脆弱性から、ともに甚大な被害を受けたと考えられる。5.2 節以降では、地域ごとに被害調査結果を報告する。

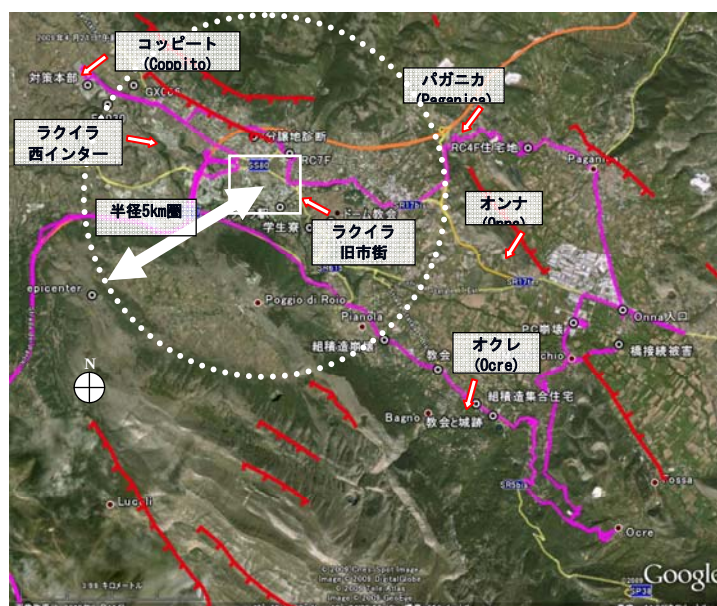


図-8 ラクイラ旧市街と調査地域

今回の地震の災害対策本部は、ラクイラ中心部から北西に 4km ほど離れたコッピートにある警察学校に設置されていた（写真-13）。被害の大きかったラクイラ中心部およびオンナ（Onna）、パガニカ（Paganica）、オクレなどは立ち入りが規制されており、消防が運転するバスで消防士と防災庁の担当者が同伴したときのみ立ち入ることができた。



写真-13 コッピートの災害対策本部（警察学校）

被災地は、行政当局や軍の管理下に置かれており混乱した様子を見ることは全くなかった。これは、被災地の面積的規模が小さいことや、また道路の被害等により被災地が孤立したような状態がなかったことによると思われる。調査時には被災後約 2 週間が経過していたが、旧市街地地区は完全に封鎖されているため、かなりの数の市民が避難所生活をしているものと思われた（写真-14）。



写真-14 避難所内部

5. 2 ラクイラ旧市街地教会前広場付近、行政関連施設・商業施設の被害の特徴

ラクイラ旧市街の調査ルートを図-9 に示す。当該地区への立ち入りは地震被害調査および復興を統括する機関の許可が必要であり、機関所属の消防士 2 名の同行のもとに行われた。消防バスによって到着したドーム広場を拠点としてその周囲の旧市街地の被災状況を歩行調査した（写真-15）。個々の建物に近づくことはレンガや石等の落下物により危険として禁じられ、道路の中央を歩行するように消防士より強く指示された。消防士 2 名とともに通りを歩き、建物一棟当たり 5 分程度の調査であった。従って、旧市街地被害の状況と建物の特徴を概略的に把握することを目的とした。

ドーム広場（Piazza del Duomo）は東西に 120m、南北に 50m 程度の長方形であり、広場の南側中央にドーム教会が建ち、緩やかに南西方向へ下り勾配がある。地下が駐車場（写真-16）として利用されているという広場の石畳には浮きや割れが見られたが（写真-17）、広場東側



写真-15 広場から東方向



写真-16 地下駐車場入口



写真-17 石畳の損傷



写真-18 銅像から西方向



写真-19 教会堂



写真-20 崩壊したドーム



写真-21 教会の落下物



写真-22 ダボ筋による接合

の銅像が動いた形跡はなかった（写真-18）。組積造の教会や商業施設、政府建物が多く立ち並ぶ地区に、RC 造の商業施設等が一部混在するラクイラの中心街区であり、3～4 階建ての建物が多い。

広場に面する建物では、教会ドームの崩壊が見られたが（写真-19～写真-22）、その他の建物については仕上げ材の剥落程度であり、建物に近づかなければ被害の確認はできない。

ドーム広場周囲の建物は、組積造と RC 造が混在し、壁にはレンガや白色の天然石、あるいは仕上げモルタルが用いられている。レンガや天然石間の充填には、石膏のようなモルタルが使用され、触ると粉末状に崩れるものもあり、強度は極めて低いと思われる。調査は、ドーム教会前のドーム広場から Via dell'Arcivescovado へ入り、共和国広場（Piazza della Repubblica）から Via dell'Indipendenza を通ってドーム広場へ戻るルートで行った（図-9、写真-23～写真-36）。

被害としては、主に組積壁のせん断破壊や表面仕上げの剥落が生じており、上部の組積壁が面外方向へ崩壊している建物も散見された。



図-9 調査ルート



写真-23 広場の南西角



写真-24 南西角Via dell'Arcivescovado入口



写真-25 広場の南西角のRC造建物



写真-26 天然石の組積壁の破壊と仕上の剥落



写真-27 仕上モルタルが剥離しRC柱が露出



写真-28 Via dell'Arcivescovado



写真-29 Via Donadei 通りの仕上剥落



写真-30 共和国広場



写真-31 組積造 3 階部分の外壁が崩落



写真-32 崩壊した組積材と仕上の残骸



写真-33 PLAZZO DEL GOVERNO
崩壊前 (Google)



写真-34 組積造PLAZZO DEL GOVERNOの
崩壊



写真-35 組積造の 2 階部分が崩壊



写真-36 落下した外壁により車が下敷

市街地中心（ドーム広場）地区の RC 建物について、被害率を調べる目的で広場東側大通り（Corso Federico II）、および同通りより 1 本西側に位置する通り（Via Agostino）に面する建物について外観目視による被害調査を行った。調査地区に存在し調査を行った建築物は 11 棟、そのうち 10 棟が RC 建築物である（図-10）。

以下に調査順に建物の写真を示す。なお、キャプションの（ ）内の番号は調査順に建物につけた番号である。

地区の性格上、建築物の全てが商業および行政関係の建物であり規模は比較的大きい。被害状況としては、倒壊、大破等の大きな損傷を受けたものはなかったが、一部の建物には、柱脚の損傷や梁接合部付近のせん断ひび割れ発生等がみられた。ただし、全般的にはブロックあるいは煉瓦とモルタル等で構成される壁の損傷やタイル、装飾物等の落下が目立った被害といえる（写真-37～写真-53）。比較的大型の建築物であること、また行政関係の建物である等の理由から、一般住宅に比べ比較的良好な施工がなされたと思われる（写真-54）。調査棟数が少ないことから被害率については言及しないが、移動中に観察した周辺の状況から判断してこの地区のRC造建築物構造体の被害率（小破以上）は大きくないと思われた。

以上より総じて、RC造の商業施設や政府関連施設は、無被害あるいはRC梁のひび割れ、RC柱頭・柱脚ひび割れ、仕上剥落、後積みURM壁の崩落などの軽微なものが主であった。一方、組積造の商業施設や住宅、教会の被害は、仕上げ材の剥落など軽微なものか、局部的な崩壊が主であり、被害部分が明確（無被害or崩壊）で、ひび割れやずれがただちに崩壊につながると考えられる。



図-10 調査建物と写真撮影位置



写真-37 鉄骨埋め込み部周辺の損傷(2)



写真-38 壁のひび割れ（2,3階境界位置）(2)



写真-39 1階部分がピロティ形式の建物(2)

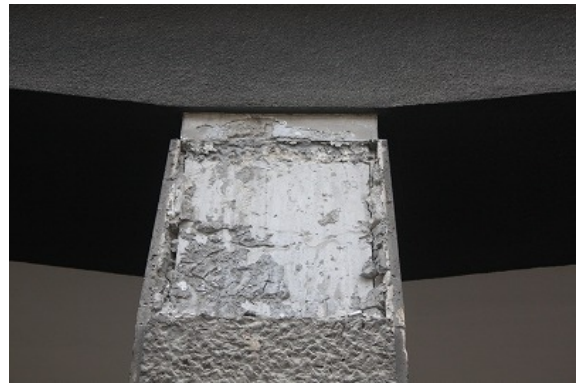


写真-40 ピロティ部柱頭の仕上げ材剥落(2)



写真-41 梁のせん断ひび割れ (2)



写真-42 調査区域内にあった組積造建物の被害(3)



写真-43 隅角部の柱の損傷と壁のひび割れ(4)



写真-44 梁のひび割れ(曲げひび割れ)(4)



写真-45 柱のせん断ひび割れ(4)



写真-46 隅角部の損傷とブロック壁の崩落(4)



写真-47 柱のふかし部の損傷と
柱脚タイルの剥落(5)



写真-48 建物側面の仕上げ部の剥落(5)



写真-49 接合部拡大：柱左右で
梁せいが異なる(5)



写真-50 不整形な平面をもつホテル
被害大(8)



写真-51 1階ピロティ柱頭－接合部の損傷(8)



写真-52 2階床梁のせん断ひび割れ(8)



写真-53 EXP.Jで繋がるホテル 損傷小(9, 10)



写真-54 行政関係の建物 損傷なし(11)

5. 3 ラクイラ市街地住宅施設の被害の特徴

ラクイラ市において倒壊した RC 建物が見られ、被害が比較的顕著であった 9 月 20 日通りの建物群（図-11）を対象に被害調査を行うことにより、建物の主な構造形式と破壊状況の特徴、被害率等を把握することとした。なお、当該地域も立ち入り規制区域内となっており、短時間であったため調査数は 7 棟に留まり被害率を把握するまでには至らなかった。以下に建物の写真を示す。なお、キャプションの（ ）内の番号は調査順に建物につけた番号である。



図-11 調査建物

対象建物の構造形式は、RC+URM 壁：6 棟〔建物番号(1)～(5)、(7)〕、組積造：1 棟〔建物番号(6)〕であり、どちらも構造躯体は仕上げ材である化粧モルタルあるいはパネルに覆われている（写真-55～68）。建物の主な用途は住宅であるが、1 階部分が店舗やガレージとなっているものも見受けられる。用いられている煉瓦については、小型の一般的な煉瓦と空洞煉瓦（写真-56）が見られる。また、空洞煉瓦壁は重量の軽減と断熱層のために写真-68 に見られるように中空層を設けた 2 重壁構造である。RC 躯体の主筋は丸鋼でかぶり厚が小さい（写真-57）。



写真-55 倒壊した建物(1)



写真-56 空洞煉瓦(1)



写真-57 RC 躯体に用いられている丸鋼(1)



写真-58 シュミットハンマー調査／
建物基礎部分にて(1)



写真-59 仕上げ材の剥落(2)



写真-60 短柱のせん断破壊(2)



写真-61 長辺方向の損傷状況(3)



写真-62 壁が面外方向に傾斜(3)

被害の特徴は、仕上げ材の剥落が大半の建物に見られることである。URM壁の崩落(写真-65)も見られるもののRC躯体部の損傷は少なく、躯体のコンクリートの剥落、柱のせん断破壊等はごくわずかである。中層建物においては、中間階の被害(写真-65～写真-67)が目立つ。これは上層の柱断面を小さくしていること、上層になるほど加速度が大きくなりURM面外方向に壁が崩れやすいことなどに起因すると考えられる。

同じく9月20日通りに面し、上述の建物群から500mほど離れた位置にある5階建ての古い学生寮が崩壊し、8人の犠牲者が出た。通りの裏側に増築され、階段によって3棟が連結されている(図-12)。増築された建物からは連結梁の主筋が露出し、崩壊した残骸から梁主筋は $\phi 10$ 、あばら筋は $\phi 6@250$ 、スラブ筋は $\phi 4\text{mm}$ が用いられていたことが分かった。鉄筋のかぶりは殆ど無く、壊れていない部材のコンクリート表面からあばら筋ピッチを確認することができ、主筋が露出しているものや、腐食が進行しているものも見られた(写真-69～写真-74)。



写真-63 接合部の破壊状況(3)



写真-64 壁の被害／柱は煉瓦、壁は石積(6)



写真-65 空洞煉瓦壁の崩落／柱断面が2階、4階でしぼられている(4)



写真-66 3階と4階の柱で断面変更部分／接合部の鉄筋が露出(4)



写真-67 3階、4階での被害が目立つ(5)



写真-68 空洞煉瓦壁を2重にして設置(5)



図-12 学生寮の配置(Google)



写真-69 学生寮の崩壊



写真-70 増築部分の梁鉄筋が露出



写真-71 2階梁とスラブ



写真-72 4階連結梁主筋の露出と非連結の床



写真-73 穴あきレンガとRCから成るスラブ



写真-74 寮崩壊付近のRC部材の残骸

5. 4 周辺地域の建物の被害

ラクイラ旧市街地の周辺地域を対象に車で移動しながら全体の概略的な被害状況を調査した。調査対象地区は、図-8 に示すようにコッピートの災害対策本部を起点として市街地から南、南東、東、北東、北のエリアであり南北に約 10km、東西に 5km の範囲を反時計回りに移動しながら調査した。調査エリアには村全体が大きな被害をうけたオンナ、パガニカも含まれる。全体的な傾向として、市街地の南側（急斜面）、東側（平地）のエリアでは小さな集落が点在し、かつ組積造の建物が多い（写真-75）。これに対し北側のエリア（なだらかな丘陵）、特に旧市街地に近い地区は計画的に区画整理された RC 構造の中低層の集合住宅が多い（写真-76）。

被害程度としては、南側の急斜面のエリアでは耐震性に極めて劣ると思われる古い組積造建物の被害が散見されるが、被害率としてはそれほど高くない（写真-77～写真-82）。これに対し、東側に位置する平野部ではオンナ、パガニカに代表されるように、高い倒壊率を示す大きな被害を受けた地域が存在する。ただし、同村に隣接場所でもほとんど被害のない建物が多く存在することから、この地域で地震動が比較的大きかったとしても、それが壊滅的な被害を生じさせた理由の全てではないと思われる。一方北側エリアでは多くの多層（2～6 層程度）RC 造建物が被害を受けている（写真-95～写真-102）。



写真-75 市街地からみて南側エリア



写真-76 市街地からみて北側エリア

被害の特徴は、レンガ、ブロックを中心とした非構造壁の損傷および柱梁接合部付近の仕上モルタルの剥落が多いことである。カバーコンクリートの剥落箇所の鉄筋はほぼ例外なく発錆している。接合部以外の箇所でも鉄筋が表面に現れている箇所が少なからずみられ、施工の精度の悪さも相まって全般にかぶり厚が十分にとられていないことが推測できる。市

街地の倒壊建物の基礎部を対象に、参考までにシュミットハンマーによる打撃テストを行ったが、推定強度が 15N/mm^2 を下回るような結果がでており、これらの状況からも、多くの建物で「鉄筋の早期発錆」の確率の高さが予見される。1～3 日目の調査でも同じことがいえるが、鉄筋のかぶり厚不足、その結果として付着耐力の不足、さらには発錆と発錆によるかぶりコンクリートの損傷が RC 建物の損傷の大きな原因の一つと考えられる。

(a) オクレまでの道



写真-77 余震による組積造教会の破損



写真-78 RC住宅の組積壁せん断破壊と
仕上剥落



写真-79 組積造の外壁2階部分の崩落



写真-80 バルコニーの石が割れている



写真-81 封鎖されたオクレの街区



写真-82 城壁のような連結された住宅

(b) オンナまでの道



写真-83 オンナへ渡る橋の接続道路の崩落



写真-84 橋桁



写真-85 建設中のPC造工場の被害



写真-86 線路と川の狭間にあるオンナの封鎖地区



写真-87 組積造の崩壊



写真-88 崩壊した組積造（写真-87）に隣接する建物

オンナは北東から南西方向に流れるアテルノ川（Aterno）の北側に位置する比較的小さな集落である。アテルノ川（写真-83、写真-84）はオンナ周辺で天井川になっており、堆積地盤上の集落であることが推察される。集落内の詳細調査はできなかったが、土を目地に用いた自然石の組積造建物に大きな被害が出ているようであった（写真-86、写真-87）。ただし、隣接する比較的新しい建物には殆ど被害が無いものもある（写真-88）。近隣のPC造工場建築の被害は建設中の1棟のみであり、周辺に複数ある同様の工場建築には外壁・床版が脱落する

などの被害は見られなかった（写真-85）。

(c) パガニカまでの道



写真-89 教会の組積壁の崩落



写真-90 教会前建物の円筒組積壁のひび割れ



写真-91 4階建てRC住宅



写真-92 隅柱の柱頭接合部にせん断ひび割れ

(d) テンペラ（Tempera）までの道

パガニカおよびテンペラはラクイラ市街地から北東に位置する集落で、無補強組積造の被害に加えて、オクレやオンナではあまり見られなかった RC 住宅の被害も徐々に見られるようになった（写真-89～写真-94）。RC 住宅では、隅柱の柱頭に曲げひび割れ、接合部にせん断ひび割れが生じ、かぶりの薄さから付着ひび割れも散見された。2 階の組積壁において隅角部が欠損あるいは化粧モルタルの剥落が多かったように思われる（写真-93）。



写真-93 石積+土目地壁の崩壊



写真-94 隅柱の柱頭接合部にせん断ひび割れと付着ひび割れ

(e) ラクイラ旧市街の北側地区



写真-95 中間階の組積壁の崩落が目立つ



写真-96 低層RC造住宅



写真-97 柱頭部のひび割れ（非常に細いせん断補強筋）



写真-98 低層RC造の崩壊



写真-99 4階建てRC造集合住宅



写真-100 柱頭部の接合部にひび割れ



写真-101 4階建てRC住宅／接合部にひび割れ



写真-102 柱脚部のせん断ひび割れ

(f) コッピート周辺

コッピート周辺には断層直交方向に7つの強震計が直線状に設置されている（図-13）。強震計FA030は災害対策本部より500mほど南東の小高い丘の頂上に（写真-103）、強震計GX066は災害対策本部より西に1kmほどの畑に（写真-104）、強震計S05はGX066から100mほど離れて設置されていた。

強震計FA030に隣接するレストランおよびその近隣の建設中の住宅（写真-105）には被害が見られなかった。一方、丘下りコッピートの集落でもやや古い建物が多い地域では、被害を受けた無補強組積造建築がある地区の封鎖（写真-106）および落下物対策のための歩道封鎖が見られた。



図-13 調査した強震計の設置位置



写真-103 強震計 FA030



写真-104 強震計 GX066



写真-105 強震計FA030そばの建設中の住宅



写真-106 地区封鎖

5. 5 イタリアの被災度判定

(a) 住宅の被災度判定

ラクイラ市の中心から北西方向の Via Amiternum の北側に入った宅地造成地に建つ 1980 年～83 年建設の RC 建物 5 棟の被災度判定を行った (DCP 2006、日本建築防災協会 2001) (図-14)。



図-14 調査対象

本調査地域は原則として立ち入り禁止となっていたが、被災度判定シートにおいて住民への聞き取り項目があるため、住民立会いのもと判定作業が行われていた (写真-107)。余震も続いている中、多くの住民で混乱している様子 (写真-108) は危険な印象を受けた。また、イタリアの被災度判定は住民への聞き取り調査など日本の応急危険度判定より手間がかかる印象である。また、判定結果がすぐに住民に通知されるわけではなく、復興に向け何ができ



写真-107 混乱した様子



写真-108 住民への聞き

るのかを判断する材料が住民に提供されていないもどかしさを感じた。

調査建物は桁行方向 3 スパン (4.0m, 3.5m, 3.5m, 4.0m の 15.0m)、梁間方向 2 スパン (4.8m, 4.8m の 9.6m)、地上 3 階、地下 1 階を基本とし、平均的な階高は約 3.3m、床面積は 130~170m²、屋根は切妻の瓦葺き、柱梁は RC 造、壁は間に断熱材を挿入した空洞煉瓦ブロック構造であった (写真-109、写真-110)。以下に被害の特徴を示す。

- (1) 柱頂部で打ち継ぐ施工方法が取られており (写真-111、写真-112)、柱梁の部材耐力発揮前に柱梁接合部の鉄筋定着不足などにより接合部が破壊し、1 階が層崩壊している (写真-113、写真-114)。
- (2) コンクリートが振動打ちされていないことによりジャンカがみられる (写真-115)。
- (3) かぶり厚が小さく、鉄筋が腐食している (写真-116)。
- (4) 後積み施工煉瓦ブロック壁が骨組で拘束されず面外方向に崩落・転倒している (写真-117、写真-118)。
- (5) 煉瓦ブロック壁の面内破壊 (せん断) がみられる (写真-119)。
- (6) 盛土の崩落がみられる (写真-120)。
- (7) 本調査地域そばの Via Amiternum 南側に建つ RC 建物には、顕著な損傷がみられなかった (写真-121、写真-122)。



写真-109 平均的なRC建物



写真-110 壁の構造



写真-111 柱頭の破壊状況



写真-112 柱梁接合部の破壊状況



写真-113 層崩壊の様子 1



写真-114 層崩壊の様子 2



写真-115 ジャンカ



写真-116 鉄筋腐食の様子



写真-117 煉瓦ブロック壁の面外崩壊



写真-118 煉瓦ブロック (12.5cm×25cm)



写真-119 開口部間のせん断ひび割れ



写真-120 盛土崩壊の様子



写真-121 南側街区の様子 1



写真-122 南側街区の様子 2

(b) 修道院および教会堂の被災度判定

オクレにあるサン・アンジェロ修道院および教会堂の被災度判定を行った（写真-123）。修道院部分については大邸宅用被災度判定シートを、教会堂部分については教会用被災度判定シートを使用した。

修道院では、壁（写真-124）、床（写真-125）、バルコニー（写真-126）、ヴォールトにひび割れ（写真-127）、アーチにずれ（写真-128）、が見られた。教会堂では、ヴォールト（写真-129）、アーチ、ファサード（写真-130）にひび割れが見られた。継続使用には補修・補強工事が必要なものの、被災度は軽微との判定であった。



写真-123 教会堂と修道院



写真-124 壁のひび割れ



写真-125 床のひび割れ



写真-126 バルコニーのひび割れ



写真-127 ヴォールトのひび割れ



写真-128 アーチのずれ



写真-129 ヴォールトのひび割れ



写真-130 ファサードのひび割れ

5. 6 まとめ

鉄筋コンクリート造建築は、1～3 層程度が主流で、一部商業施設・共同住宅で 6～7 層もある。基本的に、RC 骨組架構+URM（無補強煉瓦・ブロック）壁で、被災を受けた建物に使用されている鉄筋は丸鋼が多く、かぶり厚が小さく（10mm ないものも）、発錆が多数みられた。また、せん断補強筋が少なく（ $\phi 6$ 程度が 250mm ピッチ）、主筋定着が不十分（施工精度が悪いことも原因）である。そのため、仕上りの剥落を含めればかなりの建物が被害を受けている。倒壊した建物はあるが、大破、中破の建物は少ない。URM 壁が崩落していても骨組の損傷は小さい場合と、URM 壁に僅かなひび割れだけで接合部破壊の場合がみられた。

組積造建築は、2～3 層が主流で、壁辺が石積、その間に石や煉瓦の屑を入れたものが多く、目地は土（消石灰モルタルやセメントモルタルの使用例は少ない）、2 階・3 階の床、屋根は木造である。そのため、仕上りの剥落を含めればかなりの建物が被害を受けている。目地に消石灰やセメントが使用されていないと思われるオンナの建物はほぼ全壊している。

コンクリートはジャンカも頻繁に見られ、いくつかの調査建物についてシュミットハンマー試験から推定されたコンクリート強度は 15N/mm^2 以下と低い値だった。建物の性能向上にはコンクリートの品質確保が必要となる。

ほとんどの建物では、梁の主筋が柱梁接合部内で適切に定着されていなかった。端部接合部で鉄筋の端部が折り曲げられておらず、その他の接合部でも継ぎ手長さが不十分であった。こうした配筋は接合部からの鉄筋の抜け出し、カバーコンクリートの剥落の原因となり、柱と梁が剛な接合部を形成しなくなる。結果、柱、梁がその強度、変形限界に達する前に接合部で崩壊する。こうした被害は梁筋を柱のコアコンクリート内に挿入し、十分な継ぎ手長さ、定着長さを確保することで回避できる。また、脆性破断した鉄筋もしばしば見られた。変形性能に優れる建物を実現するためには品質のよい鉄筋が不可欠である。

補強筋の径が細過ぎたり（6mm や 8mm）、柱の中央部で 25cm 以上の間隔で配筋されている建物が頻繁に見られた。密な補強筋間隔を確保し、コアコンクリートを十分に拘束することで、高い靱性能、軸力保持性能を実現することが可能となる。

多くの建物で URM 壁の被害が見られた。損傷を受けた壁から落下する組積体は人命を脅かす場合もある。非構造壁のこうした損傷は適切な施工詳細により回避することができる。構造部材の低い水平剛性や変形性能は多くの建物の崩壊の原因となる。過去の地震被害からも明らかなように、RC 耐震壁や補強組積造壁は建物の耐震性能の向上に有効である。これらは非構造部材の被害軽減にも有効であろう。

柱梁接合部には一般に横補強筋が配されていない。いくつかの建物では接合部のコンクリートが剥落し、座屈した鉄筋が露出していた。適切に拘束された柱梁接合部は地震時の安全性に不可欠な項目のひとつである。

6. 交通施設の被害

6. 1 被害の概要

交通施設の被害は、アテルノ川沿いの沖積低地に生じた。地方道の橋梁が1橋落橋した他は、全般的に著しい被害は生じていない。被害調査には道路協会方式を参考にした（日本道路協会 2007）。

6. 2 橋梁の被害

（1）アテルノ川沿いの橋 1

SR261 と Fossa 村を結ぶ道路がアテルノ川を横断する箇所に位置する橋長 35m の 3 径間連続 3 主桁 RC 橋が写真-131、写真-132 に示すように落橋した。幅員は約 5m、径間割は 10m+15m+10m である。写真-133 に示すように、主桁と剛結合された径 300mm の六角形状の RC パイルベント橋脚により支持されていたが、河面付近で橋脚が折損すると同時に主桁との剛結部が破断し、橋脚が外側にずれた結果、パンチングシエアによって床版を打ち抜き、写真-134 に示すように 4 基の橋脚頭部が床版上に現れた。橋脚は両側ともに堤体内ではなく、河川内に設置されていた。

中央の主桁を支持する橋脚もあったと考えられるが、これらは床版上に現れなかった。写真-132 に示したように、床版の端部に比較すると主桁間では床版が厚く、さらに床版上には石灰岩質の礫材が約 300mm 厚さで設置されていたことが、中央の主桁を支持していた橋脚頭部がパンチングシエアにより床版上に現れなかった理由と考えられる。

写真-135 に示すように、橋脚の軸方向鉄筋は径 17mm の丸鋼で六角形の各コーナーに 1 本、計 6 本が、また、主桁との固定用に径 9mm の丸鋼も数本配置されていた。帯鉄筋としては径 6mm の丸鋼が配置されていた。間隔はよくわからないが、300mm 程度と見られる。コンクリートはかなり貧配合で、おそらく強度は 20MPa 以下と考えられる。

写真-136 は写真-133 に示した橋脚の損傷部である。低鉄筋であるため、塑性ヒンジを形成しておらず、もろい破壊であることがわかる。ただし、損傷状況から判断すると、今回の地震により被害を受ける前に、何らかの理由によりもともと折損していたように見受けられる。橋脚の横に主桁が見えるが、鉄筋がむき出しになっており、配筋自体も程度の良いものではない。橋脚、主桁ともに、コンクリートのかぶりがほとんどないため、地震前から著しく鉄筋が錆びていたと考えられる。

写真-137 は橋台と主桁の結合部の損傷である。橋台用パイルベントにも橋脚と同じ断面が使用されていた。結合部の鉄筋が少なく、橋台頭部だけでなく主桁も圧壊し、ほとんど結合が外れる直前になっている。

本橋周辺では、アテルノ川両側の堤防には変状は見られない。両側堤防の内水側は石積護岸として施工されているが、全く損傷は生じていない。したがって、橋の破壊は地盤の変動に伴うものではなく、地震動によるものと考えられる。右岸側はゆるい水衝部にあたり、橋の上下流部とも堤防下部はコンクリート張護岸であり、反対側の上下流部は簡単なふとんかごによる護岸である。それ以外の範囲の堤防は土羽構造となっている。右岸側上流部のコンクリート張は剝落しており、水衝部の護岸浸食が進行していることから、護岸に近接している右岸の橋脚基礎部が洗掘されていた可能性もあるが、水深を測定した結果、中央部では 1.1m 程度、両側では 0.8～0.3m 程度であった。

以上から見て、本橋では、地震前に何らかの原因で橋脚の損傷が生じ、これが地震動によってさらに進展すると同時に、橋脚上部と主桁との結合部が破壊し、パンチングシエアによって橋脚が床版を突き破って床版上に現れたと考えられる。

類似した被害としては、写真-138、写真-139 に示す 1989 年米国ロマブリータ地震による Struve Slough 橋の落橋がある (Lew, 1990)。この橋では、写真-140 に示すように、軟弱地盤

の支持力不足によりパイルベント橋脚が大きく変位し、主桁との固定部が破断して、橋脚頭部が床版を打ち抜いた。



写真-131 3径間連続橋の落橋 (Fossa 駅近く)



写真-132 桁断面



写真-133 パイルベント橋脚の損傷



写真-134 パンチングシェアにより
床版上に突出した橋脚頭部



写真-135 床版上に突出した橋脚頭部



写真-136 パイルベント橋脚の損傷



写真-137 橋台用パイルベントと
主桁固定部の損傷



写真-138 ストラブスルー橋の被害
(1989年ロマプリータ地震)



写真-139 パンチングシェアーにより
床版上に突き出した
パイルベント橋脚頭部



写真-140 地盤の支持力不足のため大
きく変形し、破断した桁との
固定部

(2) アテルノ川沿いの橋2

写真-141 に示す Onna 村に通じる道路がアテルナ川を横断する位置にある橋長約 20m、幅員 4m の 3 径間連続橋では、写真-142 に示すように、RC ラーメン橋脚の上部が破壊し、基部が外側に開いた。低鉄筋であるため、塑性ヒンジは形成されていない。ただし、今回の地震前から存在していた損傷が今回の地震で進展した可能性が高い。写真-143 に示すように橋台取り付け部が沈下するとともに、橋に添架された上水用铸铁パイプが被災したため、取り付け部を掘り返して復旧中であつた。堤防には、円弧滑りによると考えられるクラックが複数見られた。



写真-141 橋台及び橋脚に被害を受けた橋
(Onna 村に通じる道路がアテルナ川を
横断する位置)



写真-142 RC ラーメン橋脚の損傷



写真-143 水道管復旧のため掘削された
取り付け盛土部

（３）SR261 上の石造アーチカルバート

SR261 の San-Demetrio Ne'vestini 付近では、写真-144 に示すように、支間長 2m、高さ 2.5m の石造アーチカルバートが被災し、石灰岩質碎石を投入して応急復旧されていた。写真-145 は復旧後の路面である。すでに復旧済みであったため、被害形態はよくわからないが、写真-146 に示すように、一方の側ではアーチ部材が散在しており、アーチが緩んだか、部分的に崩落したのではないかと考えられる。アーチの基部付近には目立った損傷は認められなかった。アーチクラウン上端から路面までのかぶりが浅く、地震の影響を受けやすい構造と考えられる。



写真-144 被災し応急復旧された石造アーチカルバート



写真-145 石灰岩質の碎石投入により応急復旧された路面



写真-146 散在する石造アーチ主構部材

（４）SR615 上の石造アーチ橋

写真-147 は SR615 上で SS17 との交点近くに位置する橋長 42m の 3 径間連続石造アーチ橋である。アーチ本体には顕著な被害は生じていない。なお、このような取り付け盛土の沈下と補修は、アテルナ川流域の多数の小規模橋梁で見られた。



写真-147 石造アーチ橋取り付け盛土の沈下補修（SR615）

（５）ラクイラ旧市街地内の橋梁

旧市街地においては調査行動が制約されたため、十分な調査をできなかったが、写真-148 に示す橋では、中間ヒンジ（ゲルバーヒンジ）で桁間の間隔が縮まり、桁どうしが接触したと言われている。



写真-148 ラクイラ旧市街の橋梁

（６）A24 の高架橋

ラクイラ市北部には、東西方向に高速道路（A24）が走っており、写真-149、写真-150 に示すように、ほぼ高架構造となっている。支間長 36m 程度の PC 単純箱桁橋で、橋脚高さは場所により異なるが、11m～20m 程度である。高架橋では一部区間で写真-151 に示すように、桁端で 200mm 程度の段差が生じていた。写真-152 は場所が不明であるが、桁端の段差のために損傷した救急車である。

写真-153 に示すように、本高架橋では多数の桁が橋軸方向に 200mm 程度残留変位を生じていた。直接、被災箇所の支承部を調査することはできなかったが、写真-154、写真-155 に示すように、近くの高架橋では鋼製固定支承及びローラー支承の他、積層ゴム支承も使用されていた。橋軸方向の桁の応答変位が大きかったため、鋼製固定支承及びローラー支承が逸脱し、路面に段差を生じたのではないかと推定される。

一部の橋脚では、写真-156 に示すように、基部においてかぶりコンクリートが剥落していた。橋脚としては、ほぼ降伏を上回る程度の状態に達していたのではないかと推定される。また、写真-157 はせん断キーの損傷である。



写真-149 ラクイラ市北部を横断する
A24 の高架橋



写真-150 A24 の高架橋



写真-151 桁端部に生じたギャップ



写真-152 桁端の段差のため損傷した救急車
(ウェブから)



写真-153 橋軸方向への桁の残留移動

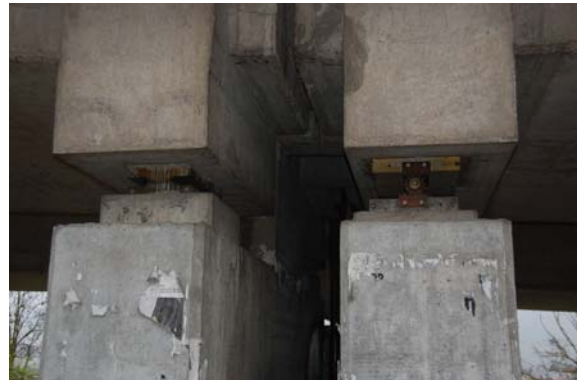


写真-154 桁端部における支持状態
(左が固定支承で、右が可動支承)



写真-155 桁中間部の支持状態
(積層ゴム支承)



写真-156 橋脚基部のかぶりコンクリートの剥離



写真-157 せん断キーの損傷

6. 3 橋梁の設計地震力

今回被災した橋梁のうち、A24 の高架橋を除く小規模橋梁はいずれも古いもので、旧来の基準に従って設計震度 0.07～0.1 に相当する地震力を見込んで震度法で設計されていると言われている。

最新の Eurocode 8 によれば、橋梁の耐震設計では、耐用年数 V_n と許容超過確率を定め、設計地震動に考慮する再現期間を定める (CEN, 1994)。耐用年数 V_n は、一般的な橋では 100 年、戦略的重要性のある橋では 200 年、重要性の低い橋では 50 年といった値が用いられる。また、許容超過確率は、たとえば人命に関わる損傷の防除のためには 0.1 といった値が使用される。したがって、耐用年数が 100 年であれば、この場合の再現期間は 975 年となる。

再現期間が決まると、設計加速度応答スペクトルは次式により与えられる。

$$S_e = a_g \cdot S \times \begin{cases} 1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \cdots 0 \leq T \leq T_B \\ 2.5\eta \cdots T_B \leq T \leq T_C \\ 2.5\eta \cdot \frac{T_C}{T} \cdots T_C \leq T \leq T_D \\ 2.5\eta \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \cdots T_D \leq T \end{cases} \quad (1)$$

ここで、

$$a_g = \gamma_I a_{g,R} \quad (2)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + \xi}} \quad (3)$$

ここに、 S_e ：設計加速度応答スペクトル、 T ：固有周期、 a_g ：タイプ A 地盤での設計地震動加速度、 $a_{g,R}$ ：設計で想定する基本再現期間に相当するタイプ A 地盤での地震動加速度、 T_B 、 T_C ：一定加速度応答スペクトルとする周期範囲、 T_D ：一定変位応答スペクトルとなり始める周期、 S ：地盤ファクター、 η ：減衰定数補正係数、 γ_I ：重要度別補正係数である。

ここで、地盤種別 A～E は表-2 のように定義されており、 S 及び T_B 、 T_C 、 T_D は表-3 のように定められている。興味深いのは、設計加速度応答スペクトルとしてタイプ 1 とタイプ 2 の 2 種類が考慮されている点である。タイプ 1 はタイプ 2 に比較して周期の長い領域まで加速度応答スペクトル一定領域が設定されている。通常は 2 種類の地震動を考慮するが、対象地域の地震動に貢献する地震が主として表面波マグニチュード 5.5 以下の地震である場合には、タイプ 2 地震動だけを考慮すればよいとされている。

$a_{g,R}$ は 30 年～2475 年の 10 段階の再現期間に対して地域的に与えられている。たとえば、ラクイラ周辺では、475 年の再現期間に対応する $a_{g,R}$ は 0.26g となる。

図-15 は再現期間を 475 年と見込んでラクイラ地区の設計加速度応答スペクトルを計算したものである。

表-2 地盤種別の定義

種別	定義	$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	地表 5m 程度に軟らかい層を有する岩盤もしくはこれに類した地盤	>800	—	—
B	深くなるにつれて力学特性が順次増加する厚さ数十 m の非常によくしまった砂、礫、固い粘土、	360–800	>50	>250
C	数十 m から数百 m と厚く堆積した、よくしまっているか中程度の砂、礫あるいは固い粘土	180–360	15–50	70–250
D	緩いか中程度の粘性のない地盤、もしくは軟らかい固い粘性地盤からなる堆積層	<180	<15	<70
E	下部に $V_{s,30}$ が 800m 以上の固い地盤があり、地表付近に厚さ 5m～20m のタイプ C 及び D 程度の $V_{s,30}$ を有する沖積層からなる地盤			

注) $V_{s,30}$ は地表面下 30m までの平均せん断弾性波速度である。

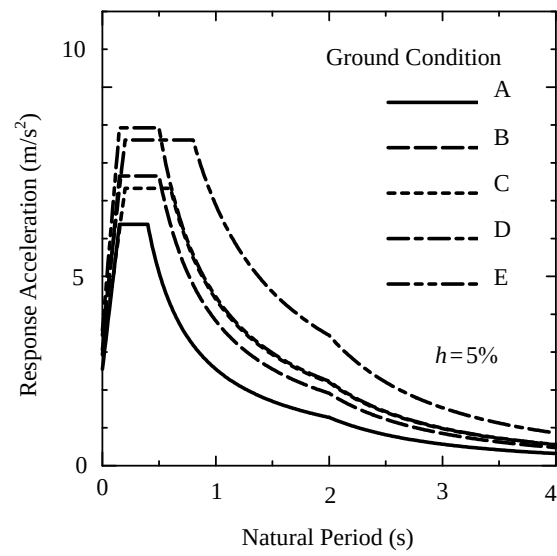
表-3 式(1)の S 及び T_B 、 T_C 、 T_D

(a) タイプ 1 地震動

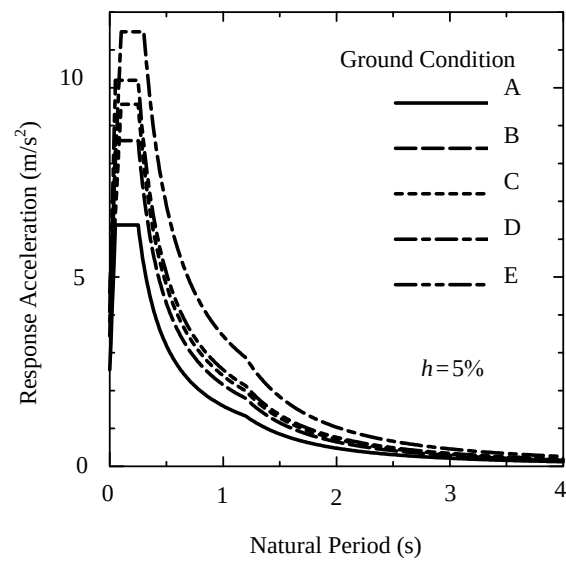
地盤	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

(b) タイプ 2 地震動

地盤	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2



(a) タイプ 1



(b) タイプ 2 地震動

図-15 ラクイラ地域における設計加速度応答スペクトル（再現期間 475 年）

6. 4 盛土・擁壁の被害

Aterno 川沿いの地域では、路面の沈下やクラックが各所で生じた。一例を挙げると、写真-147 に示した石造アーチ橋と近接した SS17 と SR615 の交差点近くにおいて、写真-158、写真-159 に示すように盛土の一部が最大 350mm 程度局所的に沈下し、擁壁の上部が折れ曲がり変形した。ただし、被災区間が完全に盛土されていたのか、部分的に盛土されていたかは今後の調査が必要である。変形による土圧に抵抗するために、木杭を支持とした斜め木張りが応急的に施工されていた。変形した側の斜線は規制し、残りの 1 車線を開放していたが、その側方には迂回用の新規盛土が施工され、2 車線として切りまわし開放できるようになっていた。木材を用いた緊急対応によって 1 車線通行規制しているが、緊急対応構造の安定性に関するモニタリングは実施されていなかった。



写真-159 盛土の変形とこれに対する応急復旧



写真-159 沈下した路面

6. 5 交通車両の被害

すでに、写真-22 に橋梁の桁間の段差により損傷し通行不能となった救急車を、また、写真-36 には沿道建物の倒壊により下敷きとなった車両を示したが、この他に写真-160～写真-162 に示すように、各所で沿道建物の倒壊等による車両被害が発生した。車両被害は運転者にも影響を与えるが、これらについてはまだ調査できていない。地震の発生が早朝であったせいもあり、直接の運転者の犠牲は少なかったようであるが、地震発生時間帯によっては、甚大な被害が発生した可能性がある。



写真-160 建物の倒壊により埋没されたり通行不能となった車両
(ラクイラ旧市街地中心部)

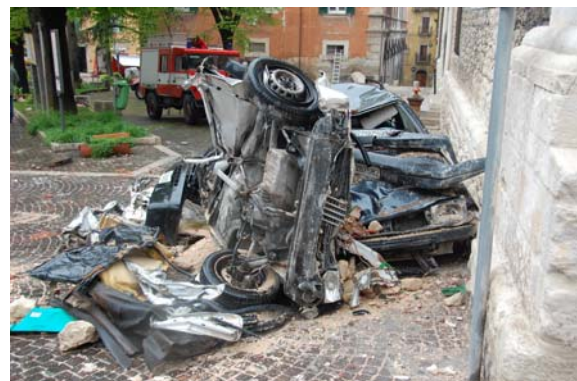


写真-161 建物の倒壊により埋没された車両
(ラクイラ旧市街地中心部)



写真-162 建物の倒壊により埋没された車両（Onna 村）

7. 生産施設の被害

ポリプロピレンのペレットを貯蔵する高さ約 20m、直径 4m のサイロ（VIBAC 社工場）が写真-163 に示すように被害を受けた。いろいろなタイプのサイロがあるが、一例を挙げると、高さ 16.6m、直径 3.9m、厚さ 6mm のアルミニウム製サイロでは、基礎は杭支持された 5m×9m のフーチングで、2 基のサイロが各 24 本のボルトで固定されていた。容量一杯に貯槽された 4 基のサイロが倒壊し、容量の 65%のサイロは部分的にしか被害を受けなかった。扉の枠の剛性が高かったため、扉は跳ね飛ばされたが、サイロは扉と反対側に傾いた。写真-164 に示すように消防隊がバーナーでサイロを切断した結果、写真-165 に示す象足状の座屈が最下部 1.2mほどに生じているのが確認された。座屈モードは、周方向に $n_{\theta} = 6$ 程度、軸方向に $n_z = 3$ 程度である。倒壊したサイロの東南東方向の工場の壁（高さ約 4.5m、サイロとの距離 1.5m 程度）に衝突の痕跡が見られた。



写真-163 被災したサイロ



写真-164 バーナーで切断されたサイロ



写真-165 象の足座屈

8. まとめ

2009 年ラクイラ地震は M6 クラスの地震が山岳地に生じた場合の被害特性に関して、貴重な経験を与えた。すでに個々の施設の被害やそのメカニズムに関しては該当する章で示したとおりであるが、これらをまとめると、以下のようになる。

1) イタリアはヨーロッパ諸国のなかでは最も地震活動の活発な国の一つであり、我が国と並んで、現在までも繰り返し地震被害を受け、耐震設計法の充実に図ってきた国であるが、今回のように中程度の規模の地震によっても手ひどい被害を受けた。これらは大部分が無補強組積造建築物の倒壊によるものであり、現在までも繰り返しその耐震性の低さが指摘されてきたところである。しかし、広範囲にこうした建物が使用されている実情から見て、今後の地震リスクの軽減には遠い道のりがある。

2) 被災地は人口が 7 万人程度の小規模都市と周辺町村から構成されるローカルな地域である。このため、交通系施設としては、交通量の少ない小規模橋梁が落橋した他は、全般的には被害を受けるような構造物は存在せず、したがって、被害は限られていた。

3) 特異な地盤構成を有するラクイラ市と Aterno 川沿いの沖積軟弱地盤上に散在する中小の村落において被害が著しい。

4) ラクイラ市で観測された強震記録によれば、加速度応答スペクトルは周期 0.1~0.5 秒で 1g を上回る箇所があり、断層近傍の強震動としてはかなり強いものであった。

5) ラクイラ旧市街では、地下空洞の崩壊に伴う路面陥没が生じた。

6) Aterno 川沿いでは、地盤の滑り、液状化、流動化が、また、周辺の山岳地では落石等が発生した。

最後に、今回の 4 学会合同調査団の派遣目的は、地震被害の経験を広く将来の地震防災対策の向上に活かすための基礎資料の収集というだけではなく、被災地の一刻も早い復旧と今後の地震被害対策に可能な限り貢献するという使命を有していた。この一環として、在イタリア大使館からの求めに応じて、調査団は被害の特徴を報告すると同時に、今後、被害の復旧や 2 次災害の防止のために我が国が貢献できる可能性のある事項として、日本の耐震技術による建物の建設や、地下空洞の探査技術の提供、施工も含む実務技術者の訓練や耐震の専門家による 2 国間会議の開催等を提案した。

被災地の一刻も早い復興を祈念する次第である。

謝辞

地震被害調査に際して、4 学会合同調査団の受け入れ窓口となり、被災地への立ち入り等各種の事務手続きや共同調査の実施等、各種の協力をいただいたトリノ工科大学の Giovanni Barla 教授に厚くお礼申し上げます。また、被災地への立ち入りを許可して頂いた市民防災局の Mauro Dolce 局長の他、パドバ大学の Claudio Modena 教授、Francesca Da Porto 教授、Nicola Mazzon 技師、トリノ工科大学の Donato Sabia 教授、Alessandro De Stefano 教授、ジェノバ大学の Sergio Lagomarsino 教授、Stefano Podesta 教授、パビア大学の Michele Calvi 教授、ローマ大学の Paolo Pinto 教授、VIBAC Plant 工場 Renato Ferella 氏等、多数の方々の協力を得た。

さらに、4 学会合同調査団の派遣に際して、土木学会、地盤工学会、日本建築学会、日本地震工学会の関係各位に多大なご尽力を得た。ここに記して厚くお礼申し上げます次第である。

参考文献

- Bagh, S., L. Chiaraluce, P. De Gori, M. Moretti, A. Govoni, C. Chiarabba, P. Di Bartolomeo, M. Romanelli, (2007) "Background seismicity in the central Apennines of Italy: The Abruzzo region case study," *Tectonophysics*, 444, 80-92.
- Decree of the President of the Council of the Ministers, (2006), "Damage survey to the cultural patrimony," Department of Civil Protection, Rome, Italy
- Institute for Environmental Protection and Research, (2006), "Geologic Map of Italy, scale 1:50.000, Sheet No. 359-L'Aquila," S.EL.CA. Firenze, Italy.
- Lew, H.S. (editor), (1990) "Performance of structures during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989," NIST Special Publication 778, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA.
- CEN, Eurocode 8, (1994), "Design provisions for earthquake resistance of structures, European ENV 1998," Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Italian Strong Motion Network (RAN managed by the Italian Department of Civil Protection, DPC. (<http://www.protezionecivile.it/minisite/>).
- Luca, G. D., Marcucci, S., Milana, G., and Sano, T., (2005), "Evidence of low-frequency amplification in the city of L'Aquila, central Italy, through a multidisciplinary approach including strong- and weak-motion data, ambient noise, and numerical modeling. *Bull Seism Soc Am.*, 95, 1469 - 1481.
- 国土交通省住宅局建築指導課監修、(2001)、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説」、日本建築防災協会。
- (社) 日本道路協会、(2007)、「道路震災対策便覧 (震災復旧編)」、丸善、東京。