

## 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剥落しており、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 年米国ロマプリータ地震による 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った。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、石灰岩質砕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 石灰岩質の砕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。

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

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、 $\eta$  : 減衰定数補正係数、 $\gamma_I$  : 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。

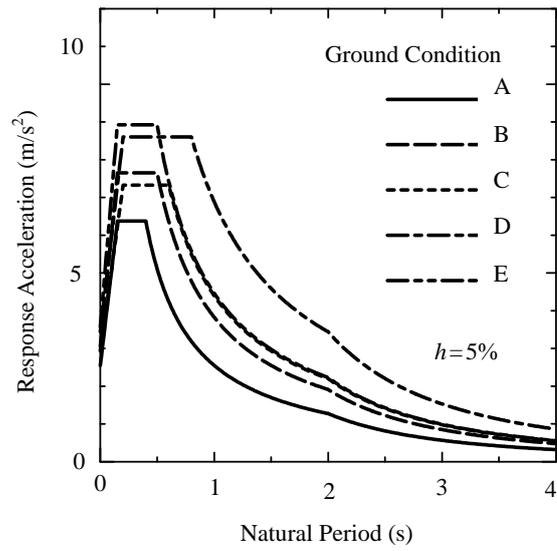
表-3 式(1)の S 及び  $T_B$ 、 $T_C$ 、 $T_D$

(a) タイプ 1 地震動

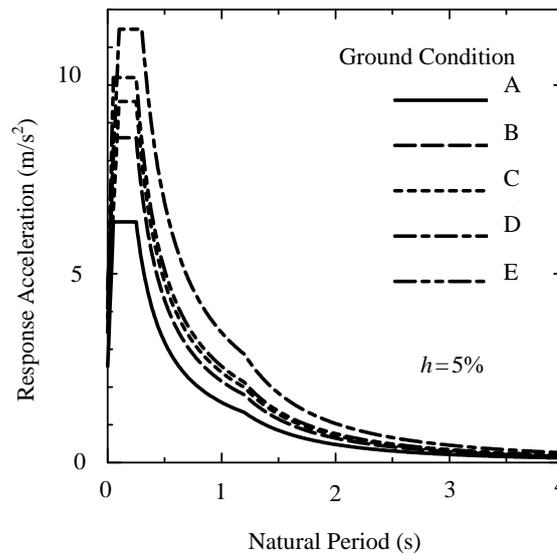
地盤	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

(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 の交差部近くにおいて、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）