

インドネシア・スラウエシ地震による橋梁被害分析

幸左賢二¹・鍋島信幸²・Hendra Setiawan³・宮島昌克⁴・小野祐輔⁵

¹正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 長大（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730）

³正会員 工博 Tadulako University (Bumi Tadulako Tonda Campus, Palu, Central Sulawesi, 941182)

⁴正会員 工博 金沢大学（〒920-1192 石川県金沢市角間町）

⁵正会員 工博 鳥取大学（〒680-8552 鳥取県鳥取市湖山町南4-101）

1. はじめに

2018年9月28日インドネシア国セラウエシ島中部のパル市を中心としてマグニチュード7.5の地震が発生した。デパートや病院などの構造物被害も多数発生しており、特に地震および地震に伴う津波により長さ126m+126mの単純2径間の鋼アーチ橋が落橋した。

筆者らは過去2回各1週間（2018年11月15日から22日、2019年10月21日～26日）に亘り、現地において地震被害調査を実施した。本報告はこのうち、地元の象徴的な存在である鋼アーチ橋（パル橋）の被害状況、原因を中心に考察を行う。

2. 地震動および津波の状況

図-1に地震発生状況を示す¹⁾。今回の地震は断層面を境に水平方向にずれる左横ずれ断層であった。一般に海底で断層が横ずれしても、上下方向のずれは少ないため、津波は起きにくいとされる。人工衛星の観測データの解析によると、断層は湾に沿って延び、その西側が南に、東側が北にずれる地殻変動が起きていた。パル周辺の横ずれは約5mと特に大きかった²⁾。

これに対して今村らは湾内の海底の斜面や沿岸部でも地滑りが何カ所も発生、大量の土砂が海底に流れ落ちる勢いで付近の海面が上下に大きく変動し、津波が発生したと推測している³⁾。

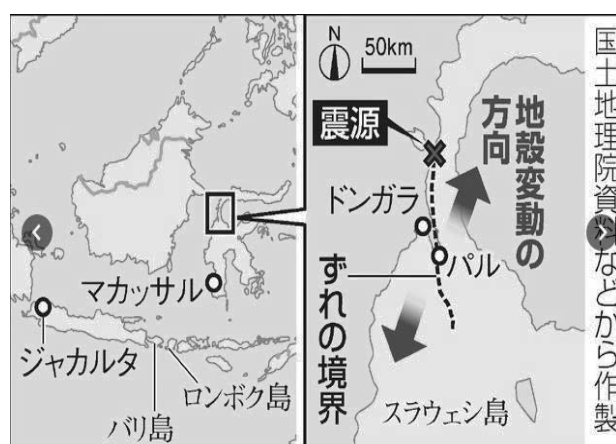


図-1 地震発生状況

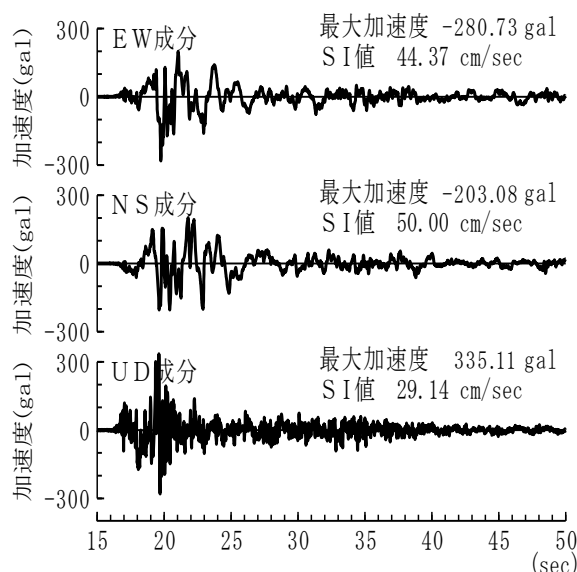


図-2 パル市の観測地震波

図-2 に観測地震動 2 成分の時刻歴波形を示す。検討で用いる入力地震動は、図-3 に示すように、パル橋から約 3km 程度離れたインドネシア政府機関の屋内(地表面)で観測された地震動である⁴⁾。

加速度応答スペクトルを図-4 に示し、成分のリサージュ図を図-5 に示す。水平 2 成分の速度、変位は、観測された地震動の加速度波形を積分して求めたものである。

地震動の時刻歴波形は、振動が大きくなり始める15秒付近から示している。EW, NS, UDのいずれの成分も20秒付近で最大応答が生じており、水平2成分では、EW成分の方がNS成分よりも大きな加速度が生じている。加速度応答スペクトルでは、道路橋示方書⁵⁾のⅢ種地盤の標準加速度応答スペクトルとインドネシア基準における加速度応答スペクトルを併記している。今回観測された地震動の水平2成分の加速度応答スペクトルは、いずれの周期帯においても、道路橋示方書⁵⁾より小さく、インドネシア基準より大きいことがわかる。加速度応答スペクトルには橋梁の主要モードの固有周期も併記している。橋の主要モードの固有周期帯では、水平2成分においては概ね400Gal~600Gal程度の加速度が生じる可能性があることが予想される。

図-5に示す水平2成分のリサージュ図からは、どちらか一方のみの振動が卓越している訳ではなく、水平方向のいずれの方向にも振動していることが見てとれる。

一方、UD成分の加速度波形は水平2成分に比べて短周期成分が卓越した波形となっており、これは加速度応答スペクトルからも読み取れる。そのため、最大加速度の値は水平2成分よりも大きいことが、SI値で比較すると、水平2成分の方が大きくなっていることがわかる。

図-3に示すように、橋梁は概ね橋軸方向がEW方向、橋軸直角方向がNS成分を向いていることから、詳細検討では橋軸方向にEW成分、橋軸直角方向にNS成分、鉛直方向にUD成分を入力して、地震時の耐震性能照査を行った。

3. 被害概要

パル橋は約 35 万人が住むパル市街の西側と東側をつなぐ長さ 252m(126+126m)の鋼アーチ橋である。高さ 20m, 幅員 9m で両側に歩道を有している。現地の専門家からのヒヤリングによるとパル市が発注し、Waagner-biro 社（本社オーストリア）が製作したとのことであった。

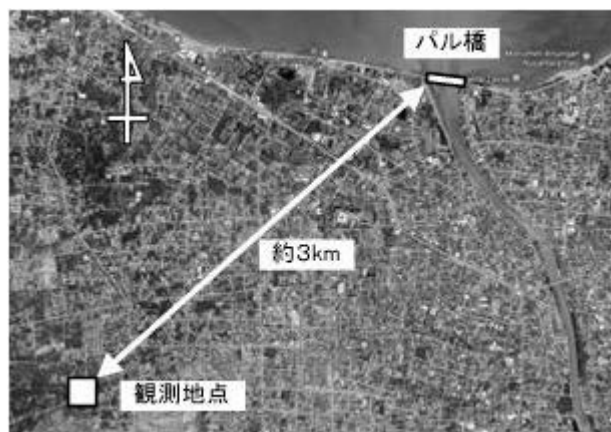


図-3 地震動の観測位置とパル橋の位置関係

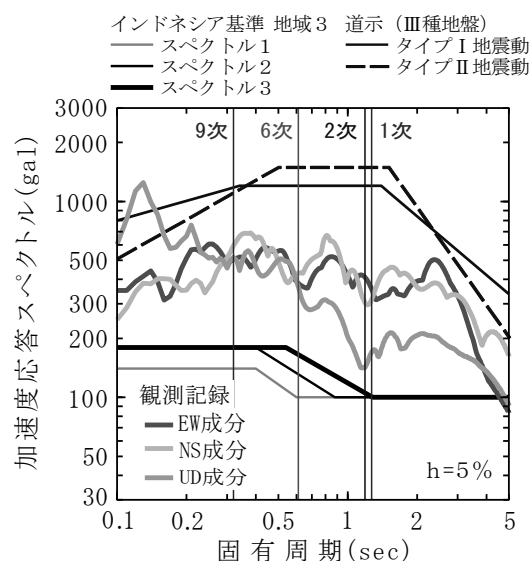


図-4 加速度応答スペクトルと橋梁の固有周期の関係

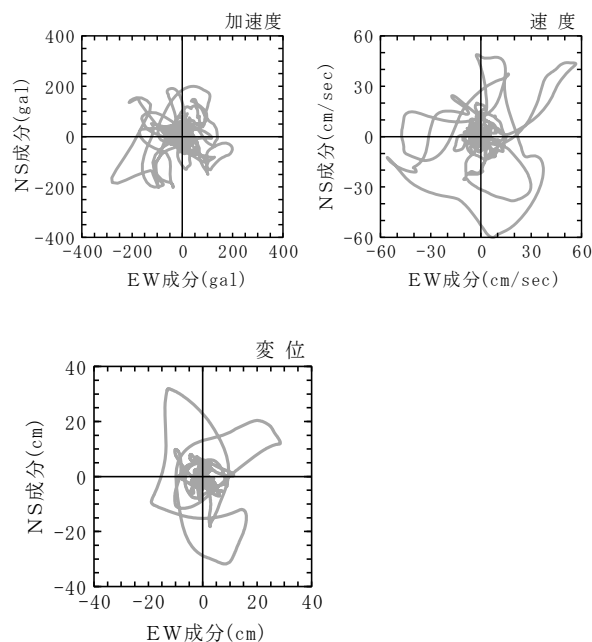


図-5 水平 2 成分のリサージュ図

そこで第2回の現地調査においては Waagner-biro 社の設計技術者から設計の考え方についてヒヤリングを行った。かれらの設計レベルは極めて高いが、口頭説明によると、耐震設計においては設計水平震度 0.18 に対して許容応力度設計が実施されていた。特に日本における L2 地震のような巨大地震に対する照査は実施されていないようであった。

図-6 に損傷状況⁶⁾、図-7 に入手した平面図、図-8 に側面図を示す。2 連の同一形状であり、一連あたり 7 つの横梁と一面あたり 28 本のケーブル緊張材から成り立っている。図-6 の(1), (2), (3)の位置でアーチリブの座屈が確認できる。また図-7 に示すように設計図上は(M, M), (M, F), (F, M), (F, F) という我が国においてはやや特殊な支承条件となっている。

筆者らが第1回の現地調査した 2018 年 11 月 15 日の時点では橋梁は撤去中であり、詳細な被害状況を調査できなかった。そのため現地で入手した資料および専門家からのヒヤリングにより損傷状況を推定した。

図-9 にはアーチリブ座屈部を拡大したものを示す。写真は 10 月 1 日撮影されているが、図-6 の(1), (2), (3)に示すようにアーチリブに 3 箇所の座屈が確認できる。東側橋梁では東側アーチリブ基部近傍 5m の位置に座屈(1)が確認できる。これに対して西側橋梁では東側アーチリブ基部近傍の 5m 付近の位置(2)および西側 2 つ目の横梁部(3)に座屈が確認できる。

以上の状況から橋梁が橋軸直角方向に移動するとともに、アーチリブ基部より 5m 付近に大きな座屈が発生したと考えられる(図-6, -7 の(1), (2)部分)。図-10 には図-7 の(4)位置の断面形状を示す。断面寸法は 900x1450mm で板厚は 12, 15mm となっている。また断面内は 6 カ所補強材 (180x12, 150x15mm) が設置されている。図-11 に撤去中のアーチリブ断面を示すが、ほぼ図-10 に対応した断面であることが分かる。

図-12 には地震の前後の橋梁の位置を示す。以下の情報は地元 Tadulako 大学の教員である Anwar Aolu 先生からのヒヤリングによった。

地震後東側橋脚(P3)および西側橋脚(P1)位置では上部工は山側に 2m 移動し、中央部の島の中の橋脚(P2)位置では上部工は 5m 山側に移動した。図-4 の写真でも中央の橋脚が確認できることから、中央部の桁が 5m 程度大きく移動したと考えられる。

以上をまとめると主に橋梁の損傷はアーチリブ部の座屈と後述の支承縁端部の押抜きせん断破壊



図-9 東側パル橋東側アーチリブ部座屈状況

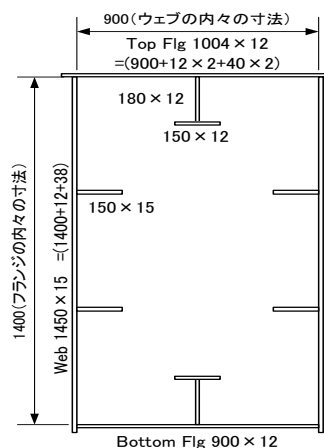


図-10 断面形状



図-11 損傷断面形

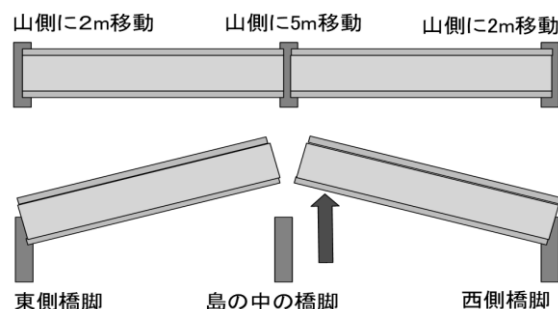


図-12 地震前後の橋梁の位置

であった。

4. 損傷原因

損傷原因としては津波および地震力の 2 種類が考えられる。そこでまず橋梁の津波の痕跡高を調査した。

がれきや砂の堆積状況から、津波の到達高は落橋を免れた隣接単純桁の路面付近であると推測される。このことからさらに路面高の高いアーチ橋の下床版にはスプラッシュが到達した可能性があるものの、アーチリブには達していないことが明らかとなった¹⁾。

また複数の目撃者から、地震から津波が到達までには 5 分程度の時間差があり、地震直後にすでに桁は落橋していたとの情報が得られた。以上のことから、地震動が主な損傷原因と考えられる。

図-13には支承部の損傷状況を示すが、支承部の押抜きせん断タイプと支承アンカーボルトの破断タイプに区分できる。

このうち図-14には得られたP2橋脚西側北支承損傷状況を示す。アーチ橋では極めて小さいBPBタイプが用いられており、上部工の移動とともに支承の損傷が見られた。また支承アンカーボルトはスタッドタイプのもので有る。

図-15にはP1橋脚西側南支承の損傷状況を示すが、3つのアンカーボルトが破断し、一つのアンカーボルトは抜け出している。またアンカーボルト径は写真画像から判断するとΦ43mm程度である。

図-16にはWaagner-biro 社から入手したMAURER Pot Bearings支承のカタログを示す。固定支承はpot, elastomer pad, pot coverからなる。これに対して可動支承はx, y方向いずれの方向にも移動可能となっている。図-17には固定・可動タイプを示すが図に示すように上面にガイドが設置されており、固定方向に拘束する形状となっている。

現地では解体工事中であり、橋梁全体の詳細調査は実施できなかったが、入手した写真を含め確認された支承損傷は以下の4箇所である。

P1橋脚南側(F, F)：支承部アンカーボルト破断

P1橋脚北側(F, M)：支承部アンカーボルト破断

P2橋脚西側北側(M, M)：支承アンカー部抜け出し

P3橋脚南側(F, F)：支承押抜きせん断

図-18には被災前の西側橋梁の端部の橋脚部を示す。構造物に対して支承が極めて小さく、また支承の縁端距離も30cm程度と十分ではないことが分かる。

地震動により倒壊に至る原因としては以下の 2 つが考えられる。

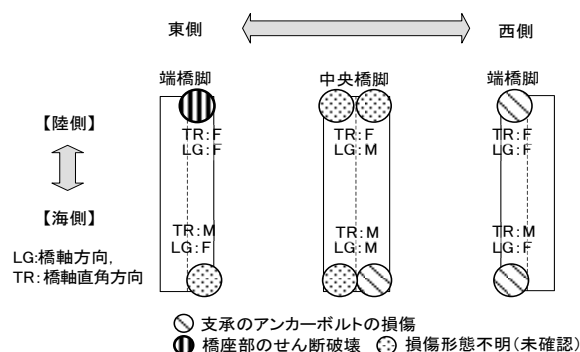


図-13 支承部の損傷状況



図-14 P2橋脚西側北支承損傷状況



図-15 P1橋脚西側南支承損傷状況

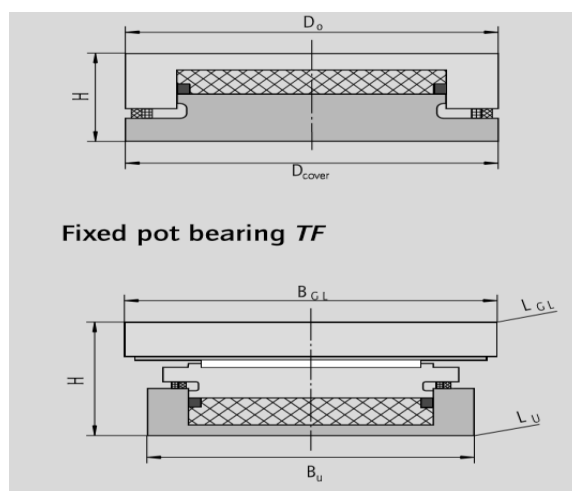


図-16 支承構造（上段固定、下段可動）

図-19 に示すように慣性力が上部工に作用する。
 1)アーチリブに作用する橋軸直角方向慣性力により、アーチリブ部が座屈し、橋軸直角方向に大きく変位する。これに伴い、上部工全体が移動し、落橋に至る。
 2)橋軸直角慣性力が上部構造に作用し、これにより生じる支承への作用力により支承縁端距離が十分でないことから支承部に押抜きせん断破壊が発生し、落橋に至る。

今後、詳細な部材耐荷性能を評価する必要があるが設計上の課題としては以下の 2 点が考えられる。

- 1)アーチリブ、特に基部から 5m 付近の地震時耐荷力
- 2)支承の地震時の耐荷性能と支承縁端距離の考え方

5. 支承縁端距離に対する検討

ここでは上記 2)の支承縁端距離の影響について検討を加える。

図-20 は東側橋梁の東側橋脚における損傷状況である。橋脚端部の支承付近で大きな崩壊が発生していることが分かる。破壊の方向が橋軸か橋軸直角方向かは不明瞭であるが、橋脚端部において押抜きせん断破壊が発生している。

また前述の Anwar Aolu 先生へのヒヤリングによると P2 橋脚部のいずれかの支承においても同様の損傷が発生しているとのことである。

そこで簡易的手法で支承縁端部への作用力と抵抗力の比較を行い損傷の可能性を照査した。作用地震力は式(1)となる^{7),8)}。

$$H = R_d \cdot K_h \quad (1)$$

ここで、H：作用地震力(kN)

R_d ：死荷重反力(kN)=3600kN

K_h ：水平震度

K_h については図-4 の 1～2 秒付近の固有周期における応答スペクトルを用いると 0.5 となる。

式(1)から橋軸方向の固定側の支承に作用する作用力は $3600 \cdot 0.5 \cdot 2 = 3600\text{kN}$ となる。

ついで橋座面の押抜きせん断耐力を求める。図-21 には橋座の抵抗面積を示す。

$$P_{bs} = P_c + P_s \quad (2)$$

ここで、 P_{bs} ：橋座面の耐力(kN)

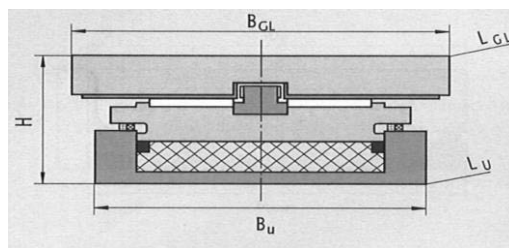


図-17 支承構造 (Fix・Move タイプ)

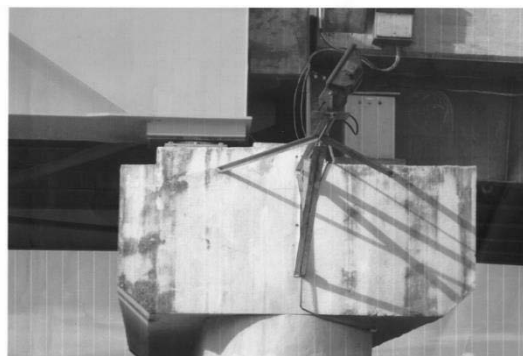


図-18 被災前の西側橋梁の西側橋脚部 (P1)



図-19 地震荷重の作用状況



図-20 東側アーチ橋東側橋脚損傷状況(P3)

P_c : コンクリートの負担する耐力(kN)

P_s : 補強筋の負担する耐力 (405kN)

$$P_c = 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad (3)$$

α : コンクリートの負担分を算出するための係数で
軸応力が 8.79N/mm^2 の場合は 0.72 となる.

σ_{ck} : コンクリートの設計強度 (24N/mm^2)

A_c : コンクリートの抵抗面積($3,086,056\text{mm}^2$)

P_{bs} を求めると 3904kN となり, 作用地震力 (3600kN) と同程度の値となる.

このように縁端距離が十分確保されていないために, 0.5 程度の応答加速度スペクトルによっても危険な結果となる.

以上のことから図-2 に示すように計測加速度 ($0.3G$) が設計水平震度 ($0.18G$) を超えたことや縁端距離が十分確保されなかったことが落橋の要因としては考えられる. 一方なぜ縁端距離が十分確保されなかったかについてはさらに検討する必要がある.

例えば図-22 は橋軸直角方向のパル橋の縁端部模式図を示すが, 支承縁端距離は 30cm 程度しかない.

我が国の基準では橋軸方向の必要支承縁端距離 (支承部の縁端と下部構造頂部縁端との間の距離) は式(4)のように表される (図-23) .

$$S = 0.2 + 0.005 \cdot l \quad (4)$$

ここで, S : 支承縁端距離(m)

l : 支間長(m)

$l = 120\text{m}$ を代入すると $S = 0.8\text{m}$ となる, これに対してパル橋では図-18 に示すように 0.3m 程度と支承縁端距離が小さいことが分かる.

一方図-24, -25 はインドネシアのジャカルタで建設されているジャカルタ都市高速鉄道 (MRT) の標準的な橋脚断面である⁹⁾. 橋脚の断面は $2.25 \times 2.25\text{m}$ の正方形断面および正四角錐台の形状の鉄筋コンクリート構造となっている. 図に示すように上部構造に比べて下部構造は非常にスレンダーな上に, 十分な支承縁端距離が確保されていない. 今後インドネシアにおける耐震設計法, 特に支承縁端距離確保の考え方について構造物管理者に確認する必要がある.

6. まとめ

インドネシア・パル地震に対する調査の結果,

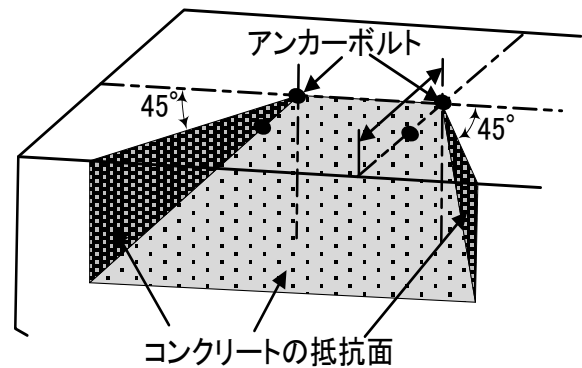


図-21 橋座式の模式図

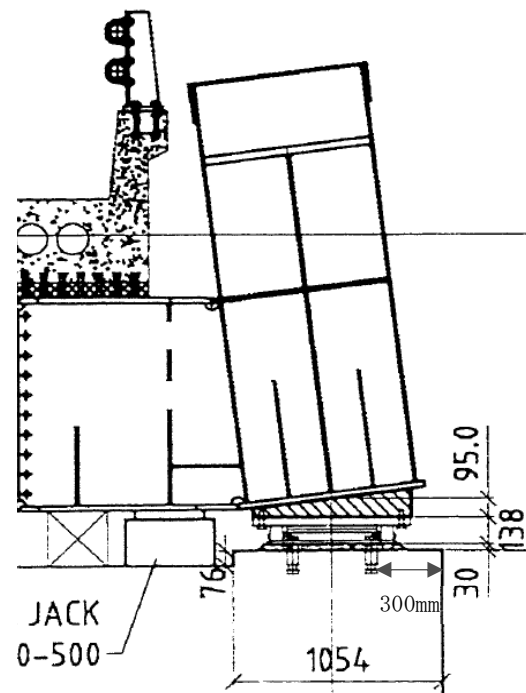


図-22 橋脚縁端部模式図

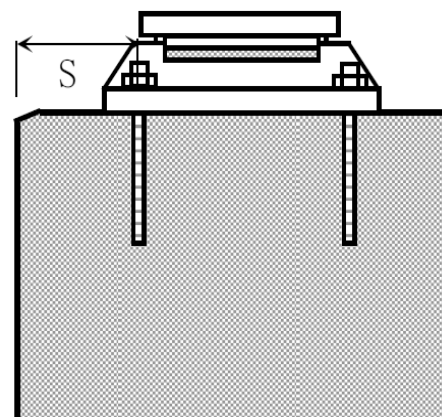


図-23 支承縁端距離

明らかになった点を以下にまとめる。

- 1) マグニチュード 7.5 の地震が発生し，地震動はパル橋梁付近では最大南北方向 300Gal，応答加速度スペクトルは 1～2 秒での 500Gal に達し，長周期地震動の特徴を有している。
- 2) 現地調査の結果，津波は隣接桁の床版位置への到達高であったことから，アーチ橋のアーチリブには達せず，せいぜい桁高までの到達であった。また専門家へのヒヤリングの結果，アーチ橋が地震動により損傷したとの複数の証言が得られた。以上の結果より，アーチ橋は地震動により損傷した可能性が高い。
- 3) 地元 Tadaluko 大学の教員より入手した写真からは，支承縁端部で押抜きせん断破壊が発生していること，また橋脚の支承縁端距離が十分でないことが明らかとなった。
- 4) 橋座式を用いた簡易解析によると設計を超える水平地震動により，支承縁端部の押抜きせん断耐力不足により，押抜きせん断破壊を生じ，落橋に至る可能性があることが明らかになった。

参考文献

- 1) 朝日新聞記事: 局所的な津波複数発生か, 2018.10.12
- 2) USGS (n.d.), M7.5 - 70km N of Palu, Indonesia, <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us1000h3p4/executive>. (last visit: 10 Dec. 2018).
- 3) Abdul Muhari, Fumihiko Imamura, Taro Arikawa and Bagus Afriyanto: Finding of the unexpected tsunami due to the strike-slip fault at central Sulawesi, Indonesia on 28 September, from the preliminary field survey at Palu
- 4) BMKG and JICA (2018): Palu Earthquake Strong Motion Waveform by Observation System Developed by Japan
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，2012.
- 6) Newyork times: インターネット news：Palu Bridge, 2018.10
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，201.2

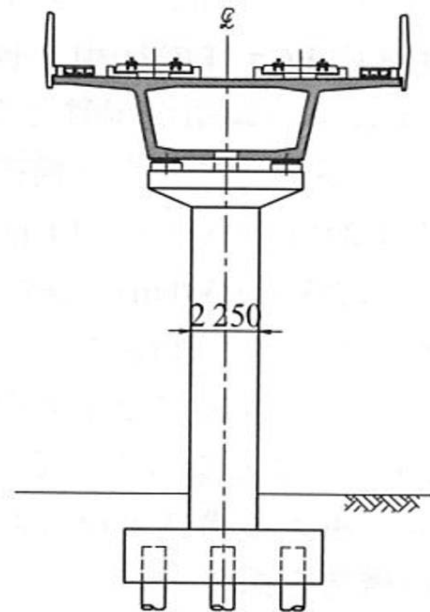


図-24 MRTの橋脚・柱頭部

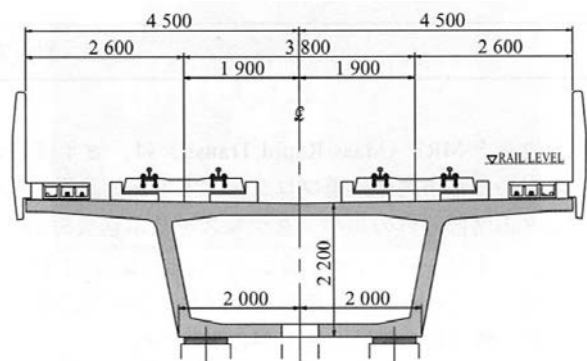


図-25 MRTの上部構造

- 8) 土木研究所資料第 3497 号: 橋座部の水平耐力の評価に関する研究，1997.
- 9) 新倉一郎，徳留修，加藤浩，長野竜馬: ジャカルタ MRT 地上部工事の設計・施工，プレストレスコンクリート，Vol.59, No.5, pp.41-48, 2017.