

# 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<sup>1</sup>・鍋島信幸<sup>2</sup>・佐藤崇<sup>3</sup>

<sup>1</sup>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)  
E-mail: kosakenji@yahoo.co.jp

<sup>2</sup>正会員 (株)長大 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730)  
E-mail: nabeshima-n@chodai.co.jp

<sup>3</sup>正会員 (株)長大 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730)  
E-mail: sato-tks@chodai.co.jp

倒壊したパル橋に対し現地調査および動的解析を実施した。その結果、地震動はパル橋付近で最大南北方向 200Gal、応答加速度スペクトルは 2~5 秒で 500Gal に達し、長周期地震動の特徴を有していた。また、P3 橋脚では橋座部の押抜きせん断破壊が発生していた。そこで橋座式を用いた簡易解析を行い、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破壊耐力に近いせん断力が発生することが明らかとなった。また動的解析結果によると二方向の作用力により、隅角部のせん断破壊が発生した可能性が高いことが明らかとなった。

**Key Words:** Palu bridge, punching shear failure, dynamic analysis, seat length, failure of the bridge

## 1. はじめに

2018年9月28日インドネシア国セラウ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。本地震ではデパートや病院などの構造物被害も多数発生しており、特に地震あるいは地震に伴う津波によると考えられる長さ 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。

本研究では入手した設計図を用いた動的解析を基に推定した地元の象徴的な存在である鋼アーチ橋 (パル橋梁) の落橋原因を報告する。

## 2. 地震動および津波の状況

図-1 に地震発生状況を示す。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。日本の国土地理院による人工衛星の観測データの解析によると、断層

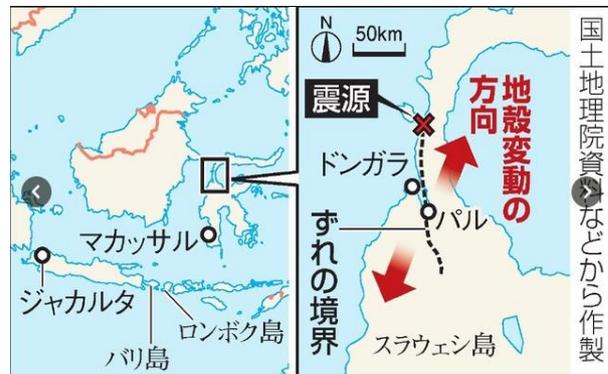


図-1 地震発生状況

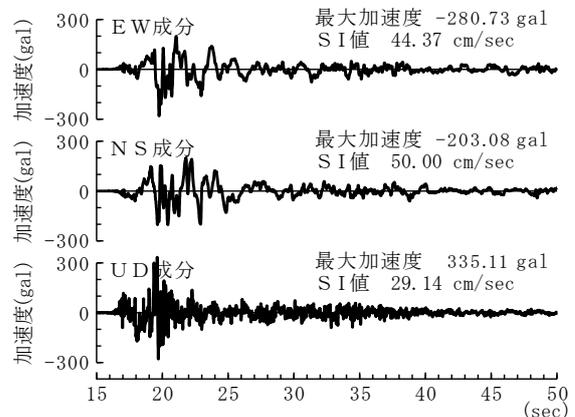


図-2 パル市の観測地震波

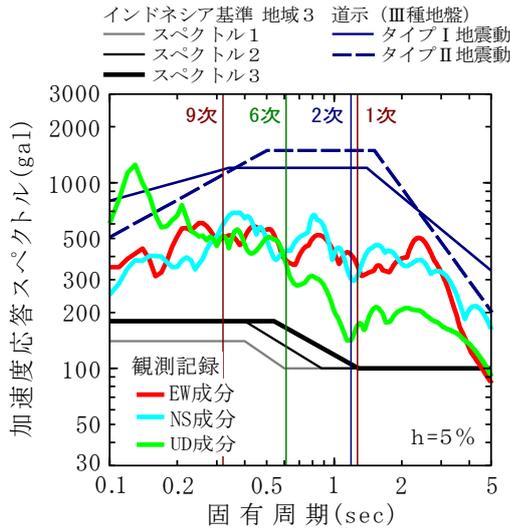


図-3 加速度応答スペクトル

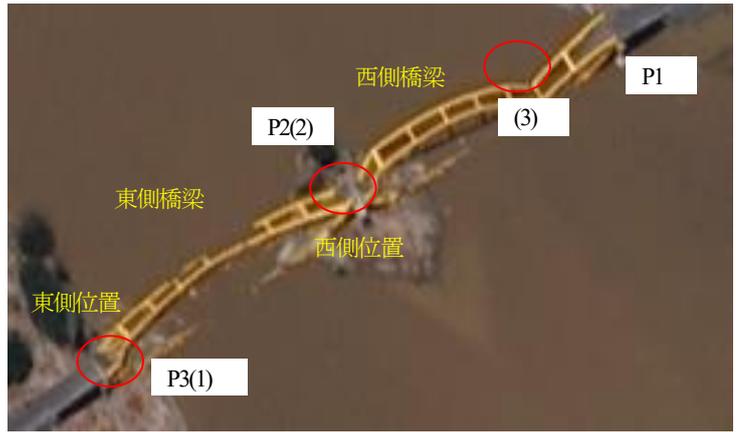


図-4 アーチ橋損傷状況

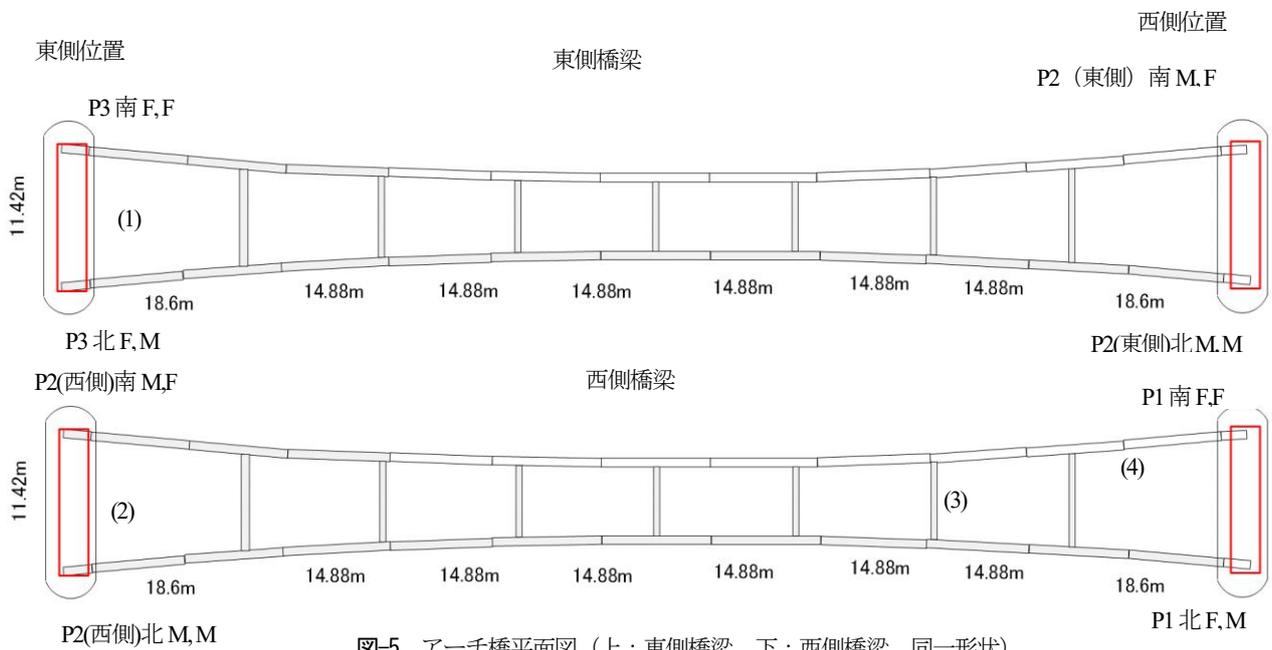


図-5 アーチ橋平面図 (上：東側橋梁，下：西側橋梁，同一形状)

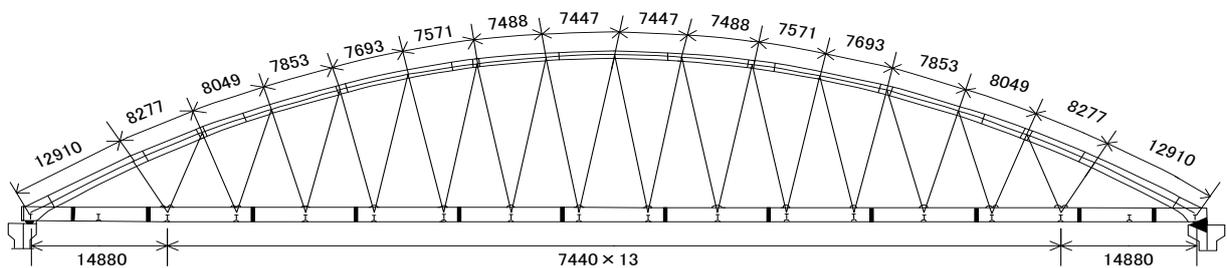


図-6 アーチ橋側面図

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。

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<sup>2)</sup>。

図-2 にパル市において観測された地震動の E-W 成分を示す。最大 300Gal 程度の地震動が 40 秒間継続している。N-S成分も同様に最大 200Gal 程度が 40 秒間継続している<sup>3)</sup>。

図-3 には観測記録の加速度応答スペクトルを示す。2

秒までは500～600Gal程度で道示のレベル2地震動よりも小さいが、2～5秒の加速度応答スペクトルはレベル2地震動に近い値となっている。また図-3に示すように、インドネシア基準で定義されている加速度応答スペクトルと比べると、非常に大きい地震動であったことが分かる。

### 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、Wagner-biro社(本社オーストリア)が製作したとのことであった。

そこで第2回の現地調査においてはWagner-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-4に損傷状況、図-5に入手した平面図、図-6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-4、5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-4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-4には損傷した桁の状況を示す<sup>4)</sup>。図-7に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-4の(1)、(2)、(3)に示すようにアーチリブに3箇所座屈が確認できる。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-4、-5の(1)、(2)部分)。

図-8には図-5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-9に撤去中のアーチリブ断面を示すが、



図-7 東側パル橋東側アーチリブ部座屈状況

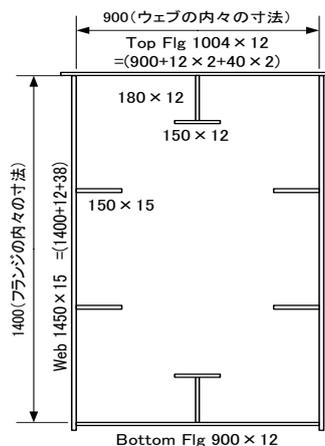


図-8 断面形状



図-9 損傷断面形状

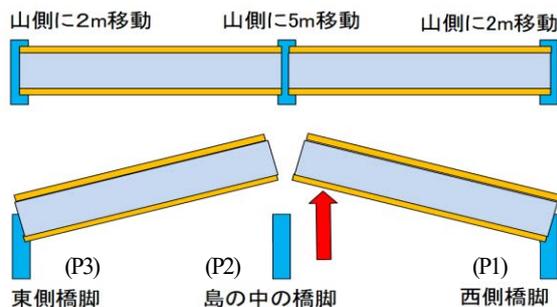


図-10 地震前後の橋梁の位置

ほぼ図-8に対応した断面であることが分かる。

図-10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单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。

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-11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、上部工の移動ともに支承の損傷が見られた。

図-12にはWagner-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方向いずれかの方向に移動可能となっている。

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だし
- P3橋脚南側(F,F)：支承押抜きせん断

図-13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-14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



図-11 P2橋脚西側北支承損傷状況

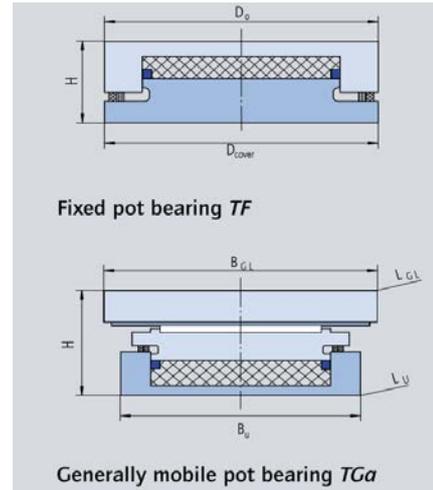


図-12 支承構造



図-13 被災前の西側橋梁の西側橋脚部 (P1)



図-14 地震荷重の作用状況

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-15 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<sup>26)</sup>。

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

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-3 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-16 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)

$P_c$ ：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)

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

$\alpha$ ：コンクリートの負担分を算出するための係数で軸力が  $8.79\text{N/mm}^2$  の場合は 0.72 となる。



図-15 東側アーチ橋東側橋脚損傷状況(P3)

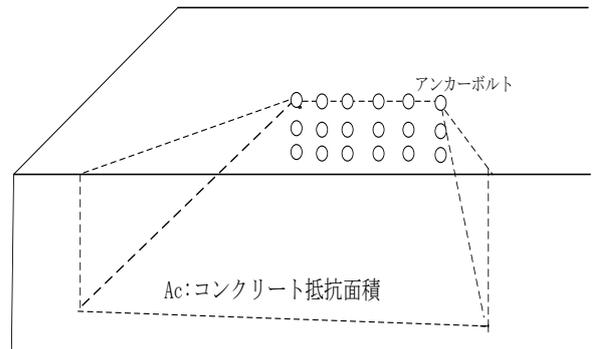


図-16 橋座式の模式図

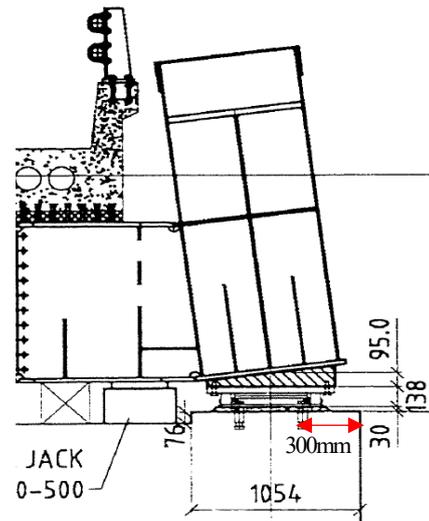


図-17 橋脚縁端部模式図

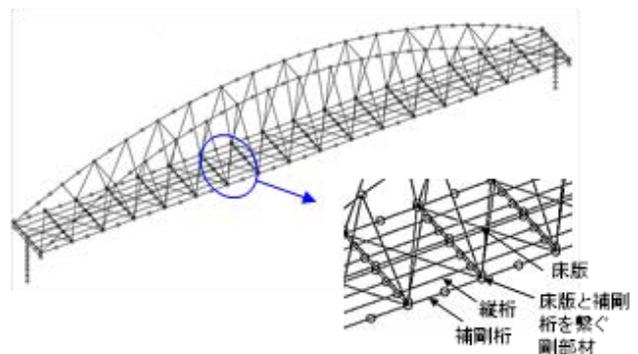


図-18 動的解析モデル

$\sigma_{ck}$ :コンクリートの設計強度 (24N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$ :コンクリートの抵抗面積(3,086,056mm<sup>2</sup>)

$P_{ks}$ 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-17 はパル橋の縁端部模式図を示す。

我が国の基準では必要支承縁端距離 (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-18) .

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

ここで、S : 支承縁端距離(m)

l : 支間長(m)

l = 120m を代入すると S=0.8m となる、これに対してパル橋では図-17 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。

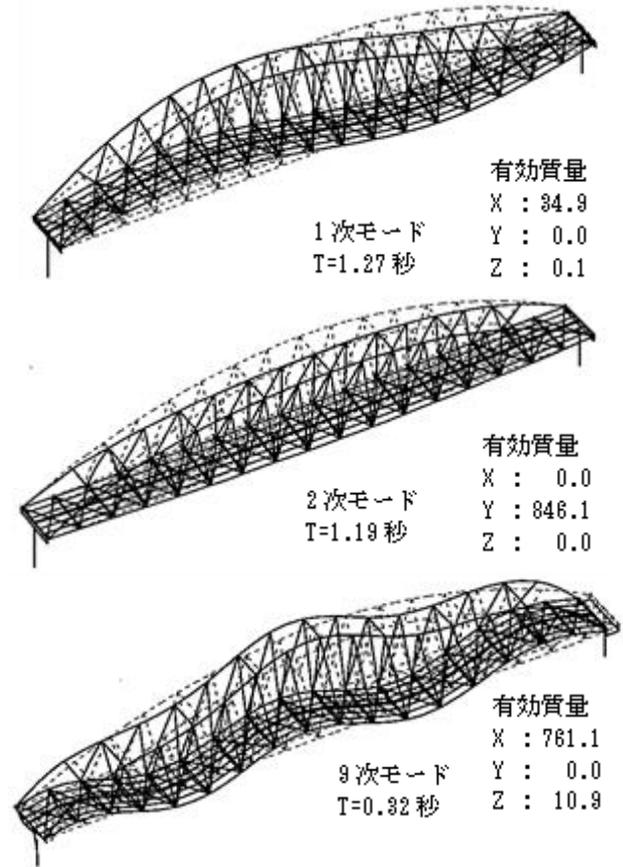


図-19 主要モードの固有振動モード

## 6. 動的解析モデルと固有振動特性

### (1) 動的解析モデル

動的解析は、TDAP3(ver.3.10)を用いて、線形3次元骨組みモデルによる線形化有限変位解析を行った。モデル図を図-18に示す。

ケーブルは、地震時挙動で張力抜けが生じないことを確認した上で、線形のケーブル要素でモデル化した。幾何剛性で考慮するケーブル張力は、設計計算書に記載された張力とした。

支承はばね要素でモデル化し、図-5に示した橋軸方向及び橋軸直角方向の可動・固定条件通りにモデル化した。また、回転成分はいずれも「自由」とした。

下部構造は、上部構造の構造一般図に記載された図をスケールアップして読み取った構造寸法で、線形はり要素でモデル化した。なお、現地での調査では、柱部には、過度なひび割れ等は生じていないことは確認している。

基礎構造及び地盤は、詳細が不明であることから基礎ばねは設けず、固定端とした。

上部構造の重量は、竣工図書に記載された単位重量を基にモデル化した。また、下部構造については、想定した構造寸法に単位体積重量24.5kN/m<sup>3</sup>を乗じて設定した。

### (2) 固有振動特性

表-1 固有値解析結果

モード	モード減衰 (%)	固有周期 (s)	有効質量 (kN)			累積有効質量比 (%)		
			LG	TR	UD	LG	TR	UD
1	2.00	1.27	34.9	0.0	0.1	2.0	0.0	0.0
2	2.00	1.19	0.0	846.1	0.0	2.0	57.0	0.0
3	1.99	0.79	0.0	337.1	0.0	2.0	79.0	0.0
4	2.00	0.76	0.0	0.0	207.1	2.0	79.0	14.0
5	2.00	0.63	0.0	0.0	0.0	2.0	79.0	14.0
6	2.03	0.61	144.7	0.0	975.3	12.0	79.0	79.0
7	2.06	0.44	124.8	0.0	21.6	20.0	79.0	81.0
8	2.00	0.38	0.0	8.0	0.0	20.0	80.0	81.0
9	2.70	0.32	761.1	0.0	10.9	71.0	80.0	82.0
10	2.00	0.27	0.0	0.0	0.0	71.0	80.0	82.0
11	2.45	0.27	353.3	0.0	113.0	95.0	80.0	89.0
12	1.99	0.26	0.0	0.0	0.0	95.0	80.0	89.0
13	1.98	0.25	0.0	0.0	0.0	95.0	80.0	89.0
14	1.99	0.24	0.0	1.4	0.0	95.0	80.0	89.0
15	2.07	0.20	31.5	0.0	2.0	97.0	80.0	89.0
16	1.99	0.19	0.0	0.0	0.0	97.0	80.0	89.0
17	2.00	0.18	0.0	5.6	0.0	97.0	80.0	89.0
18	2.02	0.16	6.0	0.0	26.5	98.0	80.0	91.0
19	2.00	0.15	0.0	0.0	0.0	98.0	80.0	91.0
20	2.00	0.13	0.0	0.0	0.0	98.0	80.0	91.0
21	1.99	0.12	0.0	21.0	0.0	98.0	82.0	91.0
22	2.00	0.12	1.2	0.0	0.1	98.0	82.0	91.0
23	2.00	0.12	0.8	0.0	0.0	98.0	82.0	91.0
24	1.95	0.11	0.0	101.7	0.0	98.0	89.0	91.0
25	2.00	0.11	0.0	1.8	0.0	98.0	89.0	91.0
26	2.00	0.11	0.0	0.0	0.0	98.0	89.0	91.0
27	2.03	0.10	3.1	0.0	0.5	98.0	89.0	91.0
28	1.99	0.10	0.0	0.0	10.1	98.0	89.0	92.0
29	2.00	0.10	0.0	0.0	0.0	98.0	89.0	92.0
30	2.14	0.09	13.1	0.0	7.2	99.0	89.0	92.0

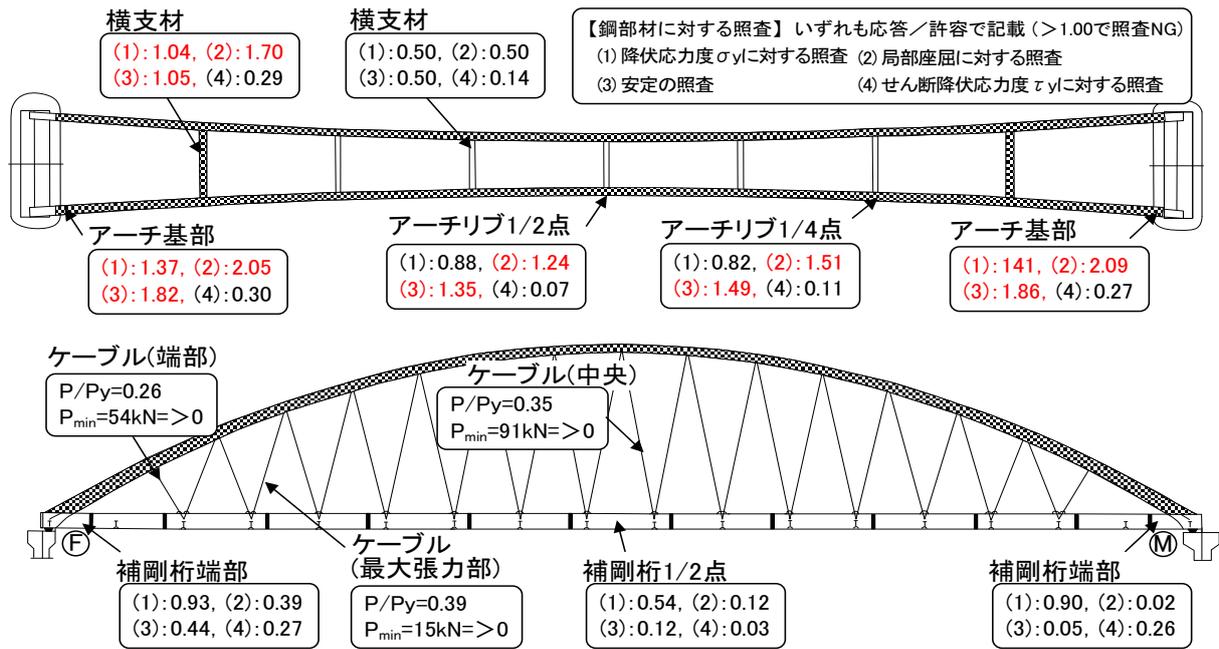


図-20 パル橋の上部構造の照査結果 (ケーブルの張力照査結果, 鋼断面照査結果)

固有値振動モード及び固有値解析結果を、図-19と表-1に示す。なお、ここで示す有効質量は、上部構造分の質量で表現している。

振動全体系の1次モードは、橋梁全体が鉛直にたわむモードであり、連成して橋軸方向への振動も現れた。同様の傾向は、6次、7次モードにも生じている。全体系の2次、3次モードは、アーチ部全体が橋軸直角方向に振動するモードで、この2つのモードで橋軸直角方向の有効質量の約8割を占めた。橋軸方向の振動が主となるモードは、全体系の9次モードに現れ、固定支承を有するP1橋脚が振動するモードであった。

なお、今回の検討では、フーチング下面に固定点を設け、基礎の振動は無視していること、橋脚はコンクリート総断面剛性を用いて検討しているため、実際の橋軸方向の固有周期は、9次モードの固有周期よりも多少長いことが予想される。

1~9次モードでいずれの方向の累積有効質量比も7割を超えており、概ね主要モードは現れていると言える。

また、動的解析で用いるRayleigh型粘性減衰は、全体的にアーチ部の振動時に生じる減衰である2%となるように、0.5秒と2.0秒で2%となるように設定した。

## 7. 上部構造の地震応答の分析

動的解析により鋼断面の地震時応答分析を実施した。動的解析における入力地震動は、EW成分、NS成分、UD成分の地震動を3方向同時入力した。図-20には、ケーブルの張力照査結果と各鋼製断面の応力度照査結果を示

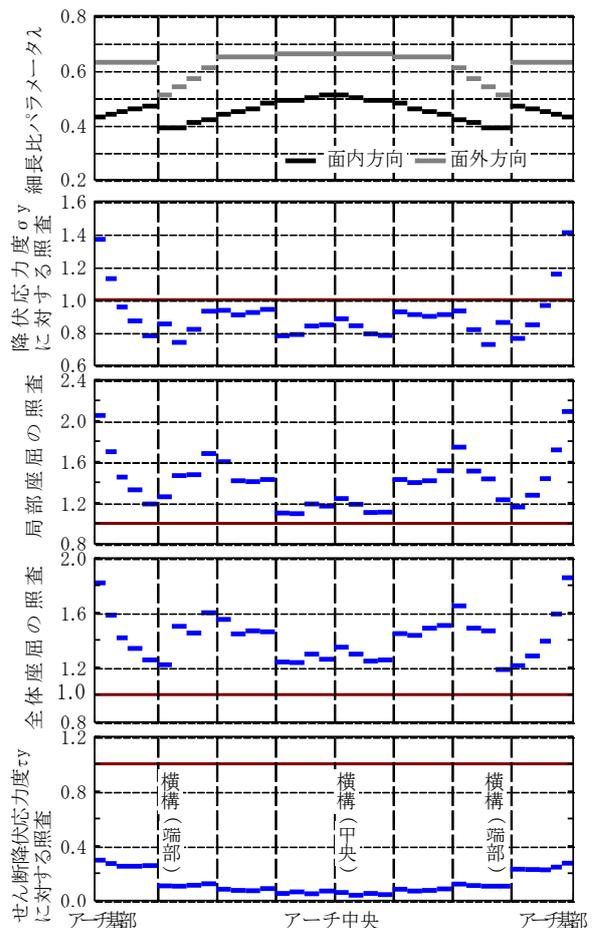


図-21 アーチリブの応力度照査結果

す。具体的には、ケーブルについては張力抜けの確認と引張降伏に対する照査を行い、鋼断面については、次頁に示す4つの照査を行った。

- (1) 降伏応力度に対する照査
- (2) 局部座屈に対する照査
- (3) 安定の照査
- (4) せん断降伏効力度に対する照査

(2)と(3)は、平成24年道路橋示方書Ⅱ鋼橋編4.3軸力と曲げモーメントを受ける部材における式(4.3.2)～式(4.3.5)を用いて照査を行った。局部座屈は、各鋼部材を構成するフランジやウェブの座屈であり、安定の照査は、桁・柱の部材全体が座屈する現象に対する照査を表している。いずれも割り増し係数1.7とし、常時換算して照査を行った。照査結果は、地震時に着目断面力が最大(最小)になる時刻の断面力(軸力最大時の面内曲げ、面外曲げなど)を用いて照査し、応力/許容値の比率が最大となる照査結果を示した。なお、道示Ⅱ式(4.3.3)と(4.3.5)は $\sigma_{cal}$ に対する式であるが、左辺の応答値による応力度を $\sigma_{cal}$ で除して、許容値に対する比率とした。よって、いずれも図の値が1.0を超過すると照査を満足していないことを示す。また、補剛桁に対する道示による照査では、せん断座屈による照査を行うが、現時点では補剛桁の水平、垂直リブの情報が未入手のため、ここでは補剛桁も軸力と曲げを受ける部材として照査した。

ケーブルの照査結果を見ると、地震時の張力変動の程度は、最大で死荷重時張力の0.9倍程度であり、張力抜けも生じず、引張荷重に対しても十分余裕があることがわかる。

主部材であるアーチリブは、部材全域で照査を満足していない。そこで図-21に、アーチリブの各断面の細長比パラメータと各応力度照査結果を整理した。照査結果を見ると、局部座屈・安定の照査ともに、アーチリブ全域で大きく許容値を超過しており、どの部位でも座屈が生じる状態であることがわかる。また、実際に座屈が生じた端部の横構付近は細長比パラメータも比較的大きいこと、アーチリブ基部は座屈に関する照査以外にも降伏以上の応答が生じていることから、アーチ基部～端部の横構までのアーチ部は、最も損傷しやすい鋼断面であったといえる。なお、せん断力に関しては、いずれの断面も照査を満足する結果となった。

図-22の主桁の照査結果をみると、主桁端部において一部降伏応力度に近い応力度が生じているものの、いずれの断面もすべての照査を満足していることがわかる。

図-20に示すようにアーチリブの横支材では、最も桁端部に近く部材長が長い部材で、せん断効力度に対する照査以外、許容値を超過していることがわかる。ただし、その他の位置の横支材は照査を満足する結果となった。

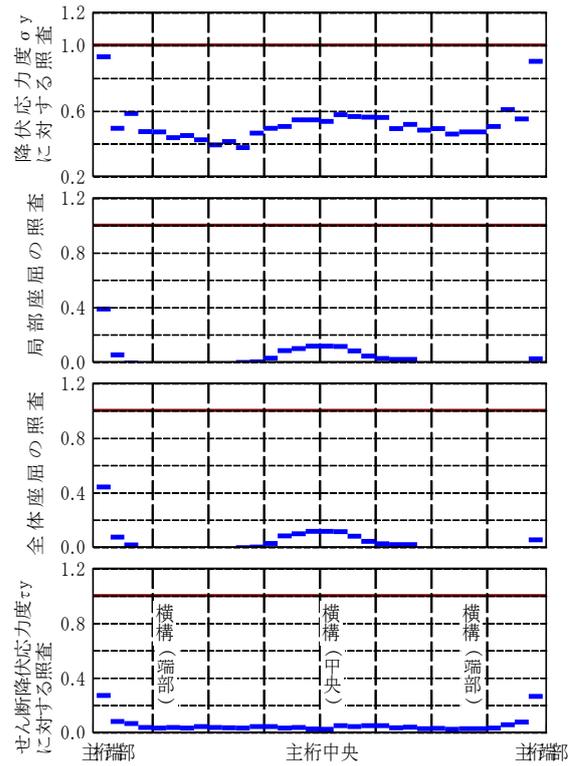


図-22 主げたの応力度照査結果



図-23 二方向実験破壊面

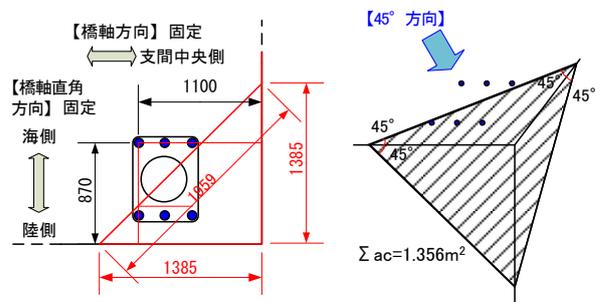


図-24 45度方向の破壊面積

以上より、パル橋において地震時に最も脆弱な鋼断面はアーチ部で、特にアーチ基部付近で座屈が生じやすい橋梁であったことが推察される。これは、被災後の橋梁の写真を見ても、妥当な評価であると考えられる。

## 8. 2方向の水平力を考慮した橋座部の照査

パル橋に作用した地震動は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに同程度の加速度応答スペクトルを示しており、実際には支承部には、橋軸方向、橋軸直角方向の水平力がほぼ同時に作用したものと考えられる。ここでは、2方向の水平力を考慮した場合の橋座部の照査を行った。

2方向の水平力に抵抗するコンクリート断面は、以下のように想定した。

- ・同程度の2方向力が作用すると仮定し、45度方向に水平力が作用した場合の抵抗面積を想定した。
- ・過年度の実験により、45度方向の隅角部を対象として実験では図-23に示すような三角錐形状の破壊となった<sup>8)</sup>。

本破壊形状から、図-24に示すように長さ1385mmの三角錐の斜破壊面積は1.356m<sup>2</sup>となる。せん断筋効果が小さいことから無視すると押抜きせん断抵抗は1593kNとなる。

2軸考慮の水平力を算出した時の橋軸方向、橋軸直角方向の水平力の向き（波形の正負）や鉛直荷重の状態を確認するために、図-25に、支承部の水平力及び鉛直力の時刻歴波形を示す。水平力は、橋軸方向と橋軸直角方向の水平力と、2軸考慮の水平力を示し、いずれも橋座部の耐力を併記した。また、鉛直反力も含め、各波形の最大（最小）応答値をプロットした。

その結果、二方向載荷では抵抗面積が小さいことから、いくつかの時刻に、作用力が橋座耐力を大きく超えることが明らかとなった。また、灰色でハッチングした時刻は、2軸の水平力が橋座耐力を超過し、且つ角度が40～50°となり、想定している破壊角度と等価な時刻である。19.8秒付近と21.7秒付近の大きな水平力が作用している時刻の角度もほぼ45°方向であることがわかる。

このように橋軸および橋軸直角方向の縁端が小さく、かつ橋軸および橋軸直角方向の作用力がほぼ等しく45度載荷となったことにより、急激な押抜きせん断破壊した可能性が指摘できる。

## 9. まとめ

インドネシア・パル地震で倒壊したパル橋に対する調査および分析の結果、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

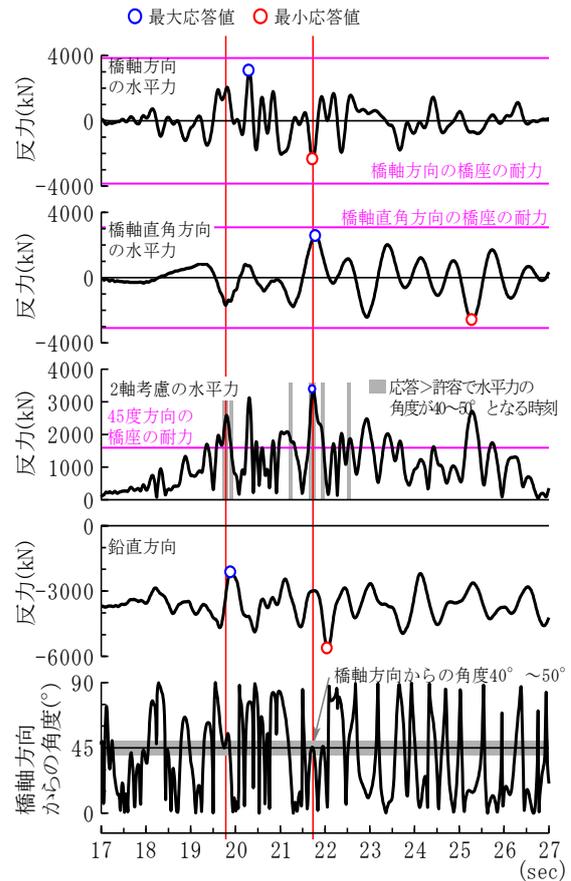


図-25 P3橋脚の固定支承の応答値

梁付近では最大南北方向200Gal、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。
- 5) 動的解析の結果、多くのアーチ部材が降伏に至ること、および二方向の作用力により押抜きせん断破壊が発生した可能性が高いことが明らかとなった。

## 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) 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
- 3) BMKG and JICA (2018): Palu Earthquake Strong Motion Waveform by Observation System Developed by Japan
- 4) Newyork times: インターネット news : Palu Bridge, 2018.10
- 5) 日本道路協会 : 道路橋示方書IV下部構造編, 2012.
- 6) 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.
- 7) 日本道路協会 : 道路橋示方書 II 鋼橋編, 2012.
- 8) 幸左賢二, 宮原みか子, 閑上直浩, 萩原隆朗, 局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討, 構造工学論文集 Vol.50A, 2004.

## Damage to Teluk Palu Bridge in the 2018 Sulawesi Earthquake, Indonesia

Kenji KOSA, Nobuyuki NABESHIMA and Takashi SATO

To investigate damage mechanism of the Teluk Palu Bridge in Palu City, We conducted the field survey and dynamic analysis. From the analysis, we can point out the following three problems were identified regarding this arch bridge: resisting capacity of the arch rib, resisting capacity of the bearing system, and design concept about the seating length at the pier.