# 洪水時に道路トラス橋梁に作用する 流体力に関する研究 FLUID FORCES ACTING ON TRUSS BRIDGES ON ROADS DUE TO FLOODS

石野和男1・渡邉亮史2・玉井信行3

Kazuo ISHINO, Ryoji WATANABE, Nobuyuki and TAMAI

<sup>1</sup>正会員 工博 大成建設㈱技術センター 主席研究員(〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1)
<sup>2</sup>正会員 タスク㈱ 研究員(〒231-0058 横浜市中区弥生町2-15-1)
<sup>3</sup>フェロー会員 工博 金沢学院大学大学院 教授 (〒920-1392 金沢市末町10)

Bridges in upstream reaches of rivers have collapsed during floods in Japan. The authors investigated the field conditions of the collapsed truss bridges on the Mimi river and examined the causes of collapse of supports for girders of truss bridges by hydraulic model experiments. Fluid dynamic force exerted on girders of truss bridges is clarified.

Key Words : fluid forces, truss bridge, flood disaster, experiment, field investigation

# 1. はじめに

洪水により谷底河川の橋梁が倒壊することがある. 著者らは、2004年7月に福井の足羽川で発生した越美 北線の鉄道橋梁<sup>1)</sup>、2005年9月に宮崎の五ヶ瀬川で発生 した高千穂線の鉄道橋梁、同耳川で発生した道路橋梁<sup>2)</sup> 等の倒壊状況を調査し、その原因究明を検討している.

ここで、これらの倒壊原因のほとんどは、桁に流体力 が作用し、それにより、無筋橋脚が倒壊、または、支承 が破壊し流出したものである.これらの倒壊原因を詳細 に検討するためには、桁に作用した流体力を評価する必 要がある.しかし、地震時の横加重に比して、流体力は 同程度かそれ以下と判断されていたこともあってか、既 往の研究で、桁に作用した流体力を評価したものはほと んど見られない.以上の状況から、本研究の目的は、水 理模型実験を用いて桁に作用する流体力を測定・評価し、 抗力係数を求めるとともに、支承の破壊原因を考察する こととした.水理模型実験では、道路トラス橋、道路合 成桁、鉄道プレートガーダ橋の模型を作成して、各橋の 桁に作用する流体力を測定した.本文では、これらの中 で、道路トラス橋に作用する流体力を検討した.

# 2. 道路トラス橋梁の被害状況と損傷要因

2005年9月に宮崎の耳川で発生した道路橋梁被害では, 下流の冠橋から上流の山瀬橋の41.2km間に架かる6橋 の道路トラス橋の内,小原橋,小布所橋の2橋が倒壊し た.表-1に、各橋の諸元の比較表を示す.本論文では道路 トラス橋を対象にしているので、流体力が作用する部分 としては道路床版を載せる桁部分を念頭において議論を 進める.表-1において、流体力に比例する値である(V<sup>2</sup> ×橋長×桁高)と、支承の耐力を比較すると、流出した 小原橋,小布所橋の2橋の(V<sup>2</sup>×橋長×桁高/支承耐 力)は、未流出の他橋梁のそれに比べて大きく、流出を 裏付ける結果を得た.ここで、Vは、公表されている被 災時の最高流量を、調査時にレーザー距離計を用いて測 定した平水時の水面から確認された痕跡水位としての桁 上までの断面積で除した断面平均流速である.また、(V<sup>2</sup> ×橋長×桁高)は、後述する(1)式に示される水平力 Fxにおいて本実験で測定する抗力係数Cpを1.0とした 値に比例した値である.なお.1つの橋には、支承が4箇所あ る.支承降伏耐力は,鉛直力に起因する摩擦力を無視し,支 承1箇所当りの支承取り付けボルト4本分の降伏耐力を用 いた.以下に、表-1を用いた橋梁毎の被災有無の評価を 示す.

1) 冠橋(写真-1参照):5橋の中で最も下流に位置し,建 設年次が新しいが,未流出橋の中で(V<sup>2</sup>×橋長×桁高/ 支承耐力)は2番目に小さいなお,冠橋の湾曲外岸(右岸)側

# 表-1 耳川道路トラス橋の比較表

| 橋名称                      | 冠橋                            | 小原橋                               | 小布所橋                              | 椎原橋                         | 山瀬橋                                     |
|--------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|---|
| 被災時流量:Q                  | 5453 m <sup>3</sup> /s        | 4110 m <sup>3</sup> /s            | $4110 \text{ m}^{3}/\text{s}$     | $3040 \text{ m}^3/\text{s}$ | 3040 m <sup>3</sup> /s                  |
| 川幅 : B                   | 133.7 m                       | 115.5 m                           | 75.3 m                            | 77.4 m                      | 69.0 m                                  |
| 平均水深:h                   | 10.9 m                        | 6.6 m                             | 11.4 m                            | 13.2 m                      | 8.1 m                                   |
| 平水面から桁上の河積:A             | 1457.3 m <sup>2</sup>         | 765.9 m <sup>2</sup>              | 857.7 m <sup>2</sup>              | 1018.5 m <sup>2</sup>       | $557.5 \mathrm{m}^2$                    |
| 平水面から桁上の断面平均流速:V=Q/A     | 3.74 m/s                      | 5.37 m/s                          | 4.79 m/s                          | 2.98 m/s                    | 5.45 m/s                                |
| フルード数                    | 0.36                          | 0.67                              | 0.45                              | 0.26                        | 0.61                                    |
| 河床勾配                     | 1/977                         | 1/295                             | 1/2154                            | 1/528                       | 1/473                                   |
| 河川形状                     | 湾曲部下流                         | 湾曲部内                              | 急拡部                               | 湾曲部下流                       | 直線部                                     |
| 建設年次(西暦)                 | H2 (1990)                     | S40 (1965)                        | S40 (1965)                        | S60 (1985)                  | S47 (1972)                              |
| 橋長(径間数)                  | 63.0 m (2)                    | 75.8 m (1)                        | 65.4 m (1)                        | 68.3 m (1)                  | 65.5 m (1)                              |
| 桁高                       | 1.54 m                        | 1.28 m                            | 1.32 m                            | 1.85 m                      | 1.00 m                                  |
| V <sup>2</sup> ×橋長×桁高    | $1358 \text{ m}^4/\text{s}^2$ | $2794 \text{ m}^{4}/\text{s}^{2}$ | $1982 \text{ m}^{4}/\text{s}^{2}$ | $1126  m^4/s^2$             | $1947 \text{ m}^{4}\!/\!\mathrm{s}^{2}$ |
| 支承ボルト径                   | 27 mm                         | 24 mm                             | 24 mm                             | 27 mm                       | 30 mm                                   |
| 支承降伏耐力                   | 385 kN                        | 304 kN                            | 304 kN                            | 385 kN                      | 475 kN                                  |
| $V^2 	imes$ 橋長×桁高/支承降伏耐力 | 3.53                          | 9.19                              | 6.52                              | 2.92                        | 4.10                                    |
| 被災状況                     | 外岸側支承の桁が変形                    | 流出                                | 流出                                | 未破損                         | 未破損                                     |







写真-3 小原橋架橋地点:上流右岸から見る.



写真-6 椎原橋:上流左岸から見る.



# 写真-9 模型道路トラス橋



写真-7 山瀬橋:下流左岸から見る. 写真-8 山瀬橋の支承部









支承部の桁のウエブの変形が観察されている(**写真-2**参照).

2) 小原橋(写真-3,4参照):5橋の中で小布所橋と共に中 流に位置し、建設年次が古く、また、支承ボルト径が小 さい.さらに、(V<sup>2</sup>×橋長×桁高/支承耐力)は大きく、 流出していることを裏付けている.また、小布所橋と共 に、未流出の冠橋、椎原橋に比べて、平水面から桁上の 断面平均流速:Vが大きく、桁が架橋地点から340m下 流まで流出していることを裏付けている.

3) 小布所橋(写真-5参照):流出した小原橋に比べて河床 勾配は緩いが,急拡部に位置していて水面勾配が急であ る.その他,流出したことを裏付ける諸量の傾向は,小 原橋と同様である.なお,桁は架橋地点から540m下流ま で流出している.

4) 椎原橋(**写真-6**参照):5橋の中で2番目に上流に位置す る.ダムの堰上げの影響を受けて、平均水深:hが1番大 きく、平水面から桁上の河積:Aが2番目に大きい.この ため、(V<sup>2</sup>×橋長×桁高/支承耐力)は、5橋の中で最 も小さく、未損傷が裏付けられる.

5)山瀬橋(写真-7,8参照):5橋の中で最も上流に位置す る.ダムの堰上げの影響を受けずに、平均水深:hは1番 小さく、平水面から桁上の河積:A が未流出橋の中で は最も小さい.このため、(V<sup>2</sup>×橋長×桁高)は、未流 出橋の中では最も大きい.なお,表-4に示すように自重は 未流出橋の中では最も小さい.流体力に対応するために 設計されたか不明であるが、支承ボルト径が最も大きく、 未損傷が裏付けられる.

# 3. 道路トラス橋の流体力測定水理模型実験

#### (1) 実験装置および方法

本実験は、フルードの相似則を用いて、実験水路の 性能との比較により、1/40の縮尺で模型を製作した.使用 した水路は、長さ15m、幅0.8m、最大流量0.2m<sup>3</sup>/sの2 次元水路である.模型の対象とした橋梁は,各橋梁の中 で,比較的諸元が明確な山瀬橋である.表-2に,実物と 模型道路トラス橋梁諸元を示す.また,写真-9に模型の 状況を示す.なお,橋梁は,河川に対して90°に設置さ れているものが多いが,河川に対して迎え角を持ち斜め に横切っているものがある.このことを考慮して,60°, 45°の迎え角を持つ橋梁も実験対象とした.さらに,表-1を参考にして設定した実験条件を表-3に示す.測定項目 は,水深・流速分布,流体力である.流体力は,模型橋 梁の上部に設置した6分力計によりFx,Fy,Fz, Mx,My,Mzを測定した.なお,以下に示す実験値 は全て定常流下の時間平均値である.

#### (2) 実験結果および考察

# 1) 支承への作用力と耐力の比較による設計対象流体力の選定

迎え角が90°の場合に橋梁に作用する流体力は、Fx, Fz, Myである.これらの流体力の作用により支承ボ ルトには、Fxによる水平(せん断)力と、Fx、Fz, Myと自重Wによる鉛直力fu,fdが作用する.図-1に、各 流体力の方向と橋梁前面の水位を定義する.h<sub>1</sub>は橋桁を 設置しない状態での橋桁の背き上げの影響が無い状態で の水深,h<sub>2</sub>は橋桁を設置した状態での桁上流面から1mの



図-1 各外力の方向と道路トラス橋周辺の水面の定義

表-2 実物と模型道路トラス橋梁諸元

| 縮尺   | 橋長    | 水路底から桁下高さ | 桁幅     | 桁高     | トラス高  | 迎え角                                  |
|------|-------|-----------|--------|--------|-------|--------------------------------------|
| 1/1  | 32.0m | 8.0m      | 0.92m  | 0.92m  | 7.6m  | $90^\circ$ , $60^\circ$ , $45^\circ$ |
| 1/40 | 0.8m  | 0.2m      | 0.023m | 0.023m | 0.19m | $90^\circ$ , $60^\circ$ , $45^\circ$ |

表-3 実験条件:()内は実物諸元

| 勾配    | 単位幅流量                                | 水深          | 断面平均流速       | フルード数     |
|-------|--------------------------------------|-------------|--------------|-----------|
| 1/169 | 0.19~0.25m <sup>2</sup> /s           | 0.21~0.27m  | 0.88~0.93m/s | 0.56~0.65 |
|       | (48~63m <sup>2</sup> /s)             | (8.3~10.8m) | (5.6~5.9m/s) |           |
| 1/300 | $0.17 \sim 0.22 \text{m}^2/\text{s}$ | 0.21~0.26m  | 0.81~0.83m/s | 0.52~0.57 |
|       | $(42\sim 55 \text{m}^2/\text{s})$    | (8.2~10.5m) | (5.1~5.3m/s) |           |
| 1/500 | $0.12 \sim 0.20 \text{m}^2/\text{s}$ | 0.20~0.27m  | 0.59~0.73m/s | 0.42~0.45 |
|       | $(30 \sim 50 \text{m}^2/\text{s})$   | (8.0~10.9m) | (3.7~4.6m/s) |           |

| 橋名称               | 冠橋      | 小原橋     | 小布所橋    | 椎原橋     | 山瀬橋     |
|-------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Fx (kN)           | 1221.4  | 2518.1  | 1782.6  | 1009.9  | 1750.9  |
| Fz (kN)           | 5832.0  | 4979.7  | 3525.3  | 1263.6  | 3462.6  |
| My (kN $\cdot$ m) | 1734.6  | 5407.5  | 3828.2  | -277.0  | 3760.1  |
| W (kN)            | 11028.0 | 9175.9  | 7915.1  | 18271.5 | 9365.3  |
| fd (kN)           | 2777.4  | 2617.4  | 1853.0  | 541.7   | 1820.0  |
| fu (kN)           | -3054.5 | -2362.3 | -1672.3 | -721.9  | -1642.6 |
| 支承1箇所当りの水平力       | 205.2   | 620.5   | 1157    | 252.5   | 1277    |
| Fx/4 (kN)         | 505.5   | 029.3   | 443.7   | 232.3   | 457.7   |
| 支承降伏耐力 $F_a(kN)$  | 384.8   | 304.0   | 304.0   | 384.8   | 475.0   |
| $Fx/4/F_a$        | 0.8     | 2.1     | 1.5     | 0.7     | 0.9     |

表-4 耳川道路トラス橋を対象とした流体力・せん断力の比較表

位置の橋桁の背き上げの影響がある状態での水深,h<sub>3</sub>は 橋桁を設置した状態での橋桁前面水深である.また,表-4に,表-1に示した各道路トラス橋を対象として,図-1に 示すH<sub>2</sub>=H<sub>0</sub>時の各流体力の実験値と支承の降伏耐力Fa, 支承1箇所当りの水平力/支承降伏耐力であるFx/4/Fa を示す.ここで,各道路トラス橋の被災時の水位は不明で あるが,水位が桁を越えたことは観測されているので,H<sub>2</sub> =H<sub>0</sub>時の各流体力の実験値と支承の降伏耐力Fa,Fx /4/Faを比較した.表-4に示したように,自重Wを考 慮した状態で支承に作用する鉛直力fu,fdは共に,道路 トラス橋を抑える方向に作用し,支承ボルトには,引張 力は作用しないことが判明した.

一方,支承1箇所当りの水平力であるF x/4に対する 支承の降伏耐力F a は,流出した小原橋,小布所橋のそ れらは1.0を上回っている.これらのことから,耳川の道 路トラス橋は,水平力F x により支承ボルトがせん断破 壊されたことが示され,洪水に対する道路トラス橋の健 全度を評価するためには,設計対象流体力として水平力 F x による支承ボルトのせん断破壊を検討する必要があ ることが示された.

よって,以下では,実験値を用いて,設計対象流体力 としての水平力Fxと流れの諸元,迎え角の関係を考察 する.

#### 2) 水平カF × の作用面積の選定

水平力Fxは,流体の密度p,作用流速U, 抗力係数C<sub>p</sub>,作用面積Aを用いて(1)式で表わされる.

$$\mathbf{F}\mathbf{x} = (1/2) \cdot \boldsymbol{\rho} \cdot \mathbf{U}^2 \cdot \mathbf{C}_{\mathbf{D}} \cdot \mathbf{A} \tag{1}$$

ここで、風荷重の場合には、作用面積Aに流れ直角面 に対する物体の投影面積を用いれば良い.一方、洪水時 には、道路トラス橋の前面に図-1に示すような水面が発 生するため、作用面積Aをどの水面の状態を用いて算出 するかを検討する必要がある.既往の研究<sup>3</sup>では、円柱の 場合、図-2に示すように円柱の前面で水面が盛り上がり、 その盛り上がりの中に渦が発生することが示された.こ







図-3 橋桁前面水深の関係

の盛り上がりによる流体力はその下に作用する流体力よ りも小さいことが推察される.この水面の盛り上がりは, 図-1に示した盛り上がりと同様の現象である.こうした 渦領域は滞流域であり,流下方向の速度は小さく無視で きるものと考えた.以上の考察から, H<sub>2</sub>,および,断面 平均流速を用いて,抗力係数C<sub>D</sub>を求めることとした.な お,図-3に橋桁前面水深の関係を示す.図-3と,不等流計 算等で求まるh<sub>1</sub>を用いて,h<sub>2</sub>,h<sub>3</sub>を求めることができる. 3)迎え角が90°の水平力F×の実験値

図-4に、迎え角が90°で河床勾配をパラメータとした 実機換算の桁高が0.92mでの単位幅あたりの水平力Fxと H<sub>2</sub>/H<sub>0</sub>の関係を示す.これらの諸量を用いて、道路トラス 橋に作用する水平力を求め.抗力係数を評価することが



図-4 単位幅あたりの実機換算の桁高0.92mの水平力Fx とH<sub>2</sub>/H<sub>2</sub>の関係 (迎え角90°)



図-5 抗力係数C<sub>D</sub>とH<sub>2</sub>/H<sub>0</sub>の関係 (迎え角90°)



可能となった.

#### 4) 迎え角が90°の抗力係数C<sub>D</sub>の実験値

図-5に、迎え角が90°で河床勾配をパラメータとした 抗力係数 $C_D$ と $H_2/H_0$ の関係を示す.ここで、水平力の作 用面積を求めるための $H_2$ は、 $0 < H_2 < H_0$ と定義した.す なわち、水面が桁上に達しても、水平力の作用面積は、 桁高×桁幅とした.全実験データに対して、 $1.7 < C_D <$ 4.2と大きくばらつく.一方、 $0.6 < H_2/H_0 < 2.1$ の領域に対 して $1.7 < C_D < 2.4$ と比較的にまとまる.

図-6に、風洞実験4で迎え角が90°での長方形断面柱



図-7 (<del>√ F x<sup>2</sup>+ F y<sup>2</sup></del>)<sub>60°</sub> / F x<sub>90°</sub> とH<sub>2</sub>/H<sub>0</sub>の関係



図─8 (√ F x<sup>2</sup>+ F y<sup>2</sup>)<sub>45°</sub> / F x <sub>90°</sub> とH<sub>2</sub>/H<sub>0</sub> の関係

の抗力係数 $C_D$ とb/dの関係を示す.ここで、bは長方形断面の長辺、dは短辺である.本実験でのb/dは、6.1である.**図-6**におけるb/d=6.1の抗力係数 $C_D$ は、1.2程度である.本研究では、作用面積に  $H_2$ を、また、断面平均流速を用いている等、両者で定義が異なる.本実験では水面付近の流れが桁に作用し、この速度は断面平均速度より大きい.したがって、断面平均流速を用いて整理をすると、実際に作用する流速より小さな流速を用いることになり、結果的に抗力係数を割り増して算定し、測定された流体力と一致させていることになる.今回は計測できなかったが、桁に作用する実流速を用いることにすれば風洞実験の結果に近づくと考えられる.

なお、一般に抗力係数 $C_D$ は、レイノルズ数Reo関数に なる、本実験における $Rem=Uh/v=2.0\times10^5$ で十分に 乱流状態であるが、実物の $Rep=4.0\times10^7$ に比べて小さ い、模型実験の性格上、この差を埋めることは出来ない、し かし、本研究で求めた抗力係数 $C_D$ は、実物の橋梁の破壊条 件に裏付けされていて、実物に応用可能と考えられる. 5) 迎え角が90°に対する60°、45°の水平力の実験値 迎え角が60°、45°の場合の河川直角方向に作用する流 体力は、 $\sqrt{Fx^2+Fy^2}$ で表わせるように測定した. また、迎え角45°、60°の実験の流量は、迎え角90°の実 験で用いたものと同一の流量を流し、それにより発生す るh2を測定した.このことを考慮して、図-7,8に、そ れぞれ迎え角が60°,45°で河床勾配をパラメータとし た( $\sqrt{Fx^2+Fy^2}$ )  $_{60',45'}$ /Fx $_{90'}$ とH<sub>2</sub>/H<sub>0</sub>の関係を示す. 図-7,8から、迎え角が60°,45°の場合の流体力は、迎 え角が90°の場合のそれに比べて小さくなることが示さ れた.以上から、図-4と、図-7,8を用いて、迎え角が 90°~45°の場合の橋軸直角方向に作用する水平力を求 めることができる.ここで、( $\sqrt{Fx^2+Fy^2}$ )  $_{60',45'}$ /Fx $_{90'}$ は、抗力係数の比率に等しいしたがって、図-5と、図-7, 8を用いて、迎え角が90°~45°の場合の橋軸直角方向 に作用する抗力係数を求めることができる.





# 6)迎え角が90°で流木の堆積を想定して桁前面の手摺 を1mの高さの板で塞いだ条件での水平力の実験値

**写真-1**に見られるように、橋梁の前面の手摺部分には、 流木が堆積していた.この影響を検討するために、迎え 角が90°で流木の堆積を想定して桁前面の手摺を1mの 高さの板で塞いだ状況での水平力を測定した.図-9に、 河床勾配をパラメータとし、この条件での実験値F x<sub>90</sub>° を、塞がない条件での実験値F x<sub>90</sub>°で除した値とH<sub>2</sub>/H<sub>0</sub> の関係を示す.図-9を用いて、迎え角が90°で流木の堆 積を想定して桁前面の手摺を1mの高さで塞いだ状況で の水平力を求めることができる.

7) 迎え角が90°で流木の堆積を想定して桁前面の手摺 を1mの高さの板で塞いだ条件での抗力係数の実験値 図-10に、河床勾配をパラメータとし、迎え角が90°で 桁前面の手摺を1mの高さの板で塞いだ状況での抗力係 数と $H_2/H_0$ の関係を示す.ここで、水平力の作用面積を求 めるための $H_2$ は、 $0 < H_2 < (H_0 + 1 m)$ と定義した.図-6に示 したように、b/dが小さくなると抗力係数 $C_D$ は大きくな る.図-5:桁を対象とした抗力係数 $C_D$ よりも、図-10: 桁前面の手摺を1mの高さの板で塞いだ状況での抗力係 数は、 $H_2/H_0$ に対する変化の傾向は同じであるが、全体的 に若干大きな値を示した.この値は、上述したb/dが小 さい板を桁に取り付けたことに起因していると推察され た.

以上から、図-10を用いて、桁に流木が作用した状態 での水平力を求め、道路トラス橋の洪水に対する健全度 を評価できることが示された.

# 4. まとめ

本研究により,洪水時に谷底河川での道路トラス橋 において,水平流体力に起因した支承の破壊による流出 が発生する危険性が示された.また,本研究結果を用い て,洪水時に道路トラス橋に作用する水平流体力を求め, 支承の健全度を評価することが可能となった.なお,こ の流体力は,2004年9月に宮崎県の耳川で発生した道路 トラス橋の支承の破壊による流出現象を用いて裏付けら れている.

今後,本研究成果を用いた道路トラス橋の洪水に対 する健全度評価が進められることを期待する.なお,道 路合成桁,鉄道プレートガーダ橋の流体力に関する水理 模型実験結果に関しては別途発表予定である.

謝辞:本研究は,財団法人河川環境管理財団の補助を受けました.また,風洞実験での長方形断面柱の抗力係数等に関しては,防衛大学校の林建二郎助教授にご教示いただいた.ここに,記して感謝します.

# 参考文献

- 石野和男, 楳田真也,玉井信行:2004年福井水害における鉄 道橋梁の被害原因の調査解析と今後の長寿命化方策の検討, 河川技術論文集第11巻,pp157-162,2005
- 2) 石野和男, バンダラ ナワラトナ, 橋丸大史, 玉井信行:集 中豪雨による橋梁の被災原因調査解析と対策工, 大成建設技 術センター報第39号, pp04.1-6,2006
- Kazuo Ishino, Hideo Otani, Ryota Okada, Yositaka Nakagawa: The Flow Structure around a Cylindrical Pier for The Flow of Transcritical Reynolds Number, Proceedings of XXV IAHR Congress, Vol. V pp417-424, 1993.
- 4) 岡内功, 伊藤学, 宮田利雄著: 耐風構造, 丸善, p111,1970

(2007.9.30受付)