

アンコールの石橋の構造的安定性について*

Structural Stability of the Angkor Stone Bridges in the Rise of the River

松村 博**

By Hiroshi MATSUMURA

概要

アンコール王朝時代には王都の中心部から四方へ幹線道路が整備され、王国支配に重要な役割を果たした。その幹線道路には安定した輸送路を確保する目的で多くの石橋が架けられた。それらの石橋は持ち送り構造（コーベルアーチ）で構成され、結果として河積阻害が大きいという欠点をもっている。したがって洪水時の構造物の安定のためには、比較的規模の大きな橋では、橋体部が流水に当たらないように橋面を高くし、流水力による横荷重に抵抗するために橋幅を大きくした可能性があると考えられる。

そのことを裏付けるために水位が上昇したときに橋にかかる流水力を計算し、橋の構造がどの程度の安全性を持っているかを試算した。洪水時の流水の状態や橋体を構成しているラテライトの物理特性などのデータが不足しているため納得できる結論を得たとは言えないが、今後への解析の方向性は示せたと考えている。

はじめに

昨年の土木史研究会においてアンコール時代の石橋の概要を紹介したが、その際、東南ルートのスピアン・ブラプトゥスや東ルートのスピアン・タ・オンなどの規模の大きな橋ではその周辺道路や規模の小さな橋に比べて、橋面が高くなっていることや橋の幅員が広がっていること、また、スピアン・タ・オンや北北西ルートにあたるスピアン・トッフでは上流側の橋脚壁がかなり磨り減っていることが確認されたことを報告した。

その理由として、増水期にはかなり激しい濁流にさらされていると想像されること、そしてこのように河積阻害率の高い、すなわち流水幅が極端に狭い橋では増水時には上下流に大きな水位差が生じて、その分、橋に流水力による横荷重が加わるため、橋の上部の重量を重くして、摩擦抵抗を大きくする必要があり、かつ橋体への水圧を軽減するために、橋の高さを高くするとともに、幅を広くして橋体の体積を大きくしたのではないかという想定をした。

アンコールの石造構造物には真のアーチは適用されておらず、持ち送り構造によって石を両方からもたれかからせるようにして構造を維持しており、必然的に上から大きな荷重をかけることによって構造物の安定が確保されることになる。したがって大量の石材を積むことになり、構造的には無駄の多い空間構成になっている。

橋においてもこのような構造上の特徴が指摘できる。しかし今日までその構造が保ちえていることは何らかの必然性があり、構造的な工夫があったはずである。それが圧倒的な石材の投入であり、その重量によって構造的安定性を確保してきたと考えることができる。

これについて数値的な裏付けを行うべく、一定の仮定の下で

*keywords : アンコール時代 石橋 構造

**正会員 (株) ニュージェック

はあるが、安定性を確認するための試算を行って、このような構造についての議論を深めるための資料を提示することとした。



写真-1 スピアン・ブラプトゥス全景（下流側）

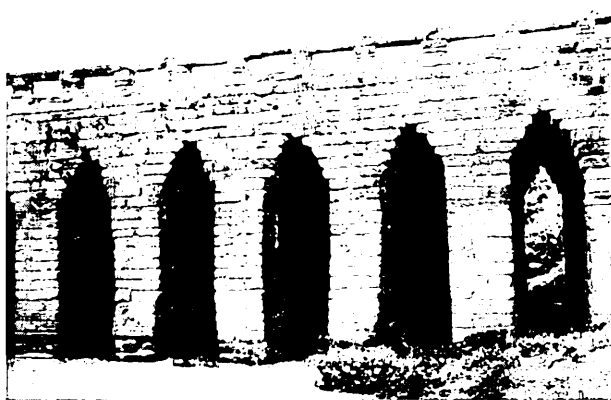


写真-2 スピアン・ブラプトゥスの部分形状

1. 解析のモデルと条件

ここで解析の対象としたのはスピアン・ブラプトゥス（写真-1）で、その橋長は 85m、橋全幅は 16m、橋面の高さは河床から平均約 8m で、21 径間から成る。中央付近の形状は写真-2 の

ようになっており、橋脚は全面にわたって同じ形状とし、現地での概略測定によりその平均幅は 1.5m、純径間すなわち水流の幅は 2.0m とした。

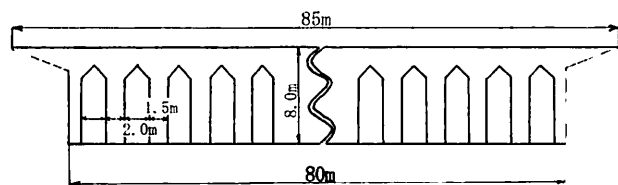


図-1 スピアン・プラブツスの全体モデル

計算を簡略化するため、橋周辺の川の断面を長方形として、河床の幅を 80m とした (図-1)。そして各径間の形状は図-2 のように模式化した。

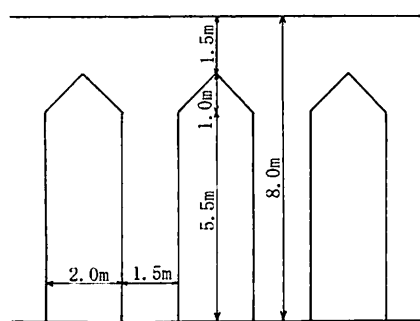


図-2 スピアン・プラブツスの部分モデル

橋面は周辺地盤に比べてかなり高くなっているが、周辺の詳しい地形的な情報がないため、その高低差は不明である。また上流側の堤防の状態もよくわからないが、おそらくは橋脚の最上部か、その上の持ち送り (コーベルアーチ) の部分より上に水位が上がることはないと思われる。すなわち、充腹の橋体に流水力が及ばないように橋面高が上げられていると考えられる。

したがって、今回の計算においても水位の想定を上流側のコーベルアーチの基部までとした。

周辺部、特に上流側の地形によってはもう少し高い位置まで水位が上がる可能性もあるが、それは想定外とした。

橋を観察すると、下流側の橋脚側面には泥水の痕跡が残っており、かなりの頻度でここまでの水位上昇があると考えられる。この高さは河床より約 4m であるが、さらにその上まで水が上がることもあると見られる。

これらの観察から、以下の水位計算では、下流側の水位が 4m となると上流側の水位が橋脚の上まで約 5.5m にまで達したときを想定して下流側の水位が 4.5m のときの 2 つのケースで行った。

なお、マッシブな構造物に対する安定性の検討では、通常は滑動と転倒についての検討を行うが、転倒に対する安定性はほとんど問題にならないと考え、以下では橋脚基部での滑動に対する安定性のみを検討することにした。

2. 橋脚に加わる流水力

解析を簡単にするために、水路断面を図-1 のように、幅 80m

の長方形断面と仮定したから、

$$A=bh, \quad R=bh/(b+2h)$$

A : 流水断面積、 R : 径深、 h : 水深、 b : 水路幅

上述のように下流側の水深が 4m と 4.5m のときを目安に以下の計算を行う。

(1) 下流側の平均流速

Manning の平均流速公式を適用した²⁾。

$$V=(1/n)R^{2/3}I^{1/2} \quad (\text{式-1})$$

V : 平均流速、 n : 粗度係数、 R : 径深、 I : 水面勾配

a) $h=4\text{m}$ のとき、 $A=80 \times 4=320\text{m}^2$ より、 $R=3.64$ となる。

北部山地からトンレサップ湖へは 1000 分の 1 程度の勾配になっているとされている³⁾から、 $I=1/1000$ とし、

河床の状態は自然河川で、蛇行していて淵瀬もあるから、

$n=0.04$ と仮定すると、流速は (式-1) より

$V=1.85\text{m/sec}$ となる。さらに、

$Q=A \cdot V$ より、全流量 $Q_0=592\text{m}^3/\text{s}$ となる。

1 径間あたりに流れる流量 Q は、

$$Q=592/(80/3.5)=25.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) $h=4.5\text{m}$ のとき、 $A=80 \times 4.5=360\text{m}^2$ より、 $R=4.045$ となる。

$I=1/1000$ 、 $n=0.04$ と仮定すると、流速は (式-1) より

$V=2.01\text{m/sec}$ となる。さらに、

$Q=A \cdot V$ より、 $Q_0=721\text{m}^3/\text{s}$ となる。

そして、1 径間あたりに流れる流量: $Q=31.7 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

(2) 橋脚に作用する力を表す式

洪水時の水流は充腹の橋体にまでは達しないと考えたから、開水路状態として解析できる。各橋脚間を一定間隔としたから、下図のように 1 つの水路として模式化できる。

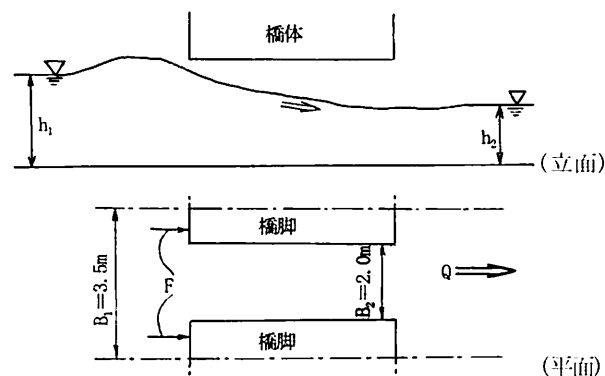


図-3 解析のモデル

そして、上下流の水流には、次のような運動量式から導かれた式が成り立つとした⁵⁾。

$$\rho v_1 Q + (1/2) \rho g B_1 h_1^2 = \rho v_2 Q + (1/2) \rho g B_2 h_2^2 + F \quad (\text{式-2})$$

ρ : 流体の密度、 v_1 : 上流側の流速、 v_2 : 下流側の流速、

B_1 : 上流側の水路幅、 B_2 : 橋脚間の水路幅

h_1 : 上流側の水深、 h_2 : 下流側の水深、

F : 流体が橋脚から受ける力 (橋脚に作用する力)

$$F \text{ の評価として、} F=1/2(\rho g h_3^2 (B_1-B_2)) \quad (\text{式-3})$$

とし、ここでは、 $h_3=h_1+\Delta h$ と橋脚による堰上げ量 Δh を加えることとした。

なお、 Δh の計算には以下のようなD' Aubuisson の式を適用した¹⁰⁾。

$$\Delta h = \frac{Q}{2g} \left\{ \frac{1}{\sigma^2 B_2^2 (h_1 - \Delta h)^2} - \frac{1}{B_1^2 h_1^2} \right\} \quad (\text{式-4})$$

$$\frac{\Delta h}{h_1} = \frac{v_1^2}{2gh_1} \left\{ \frac{1}{\sigma^2} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^2 \frac{1}{(1 - \Delta h/h_1)^2} - 1 \right\}$$

(3) 計算の手順

- ①下流側の水位 h_2 を与え、式-1より Q を求める。
- ② h_1 を仮定して、式-4より、 Δh の収束計算する。
- ③式-3より、 F を求め、左右の差が許容値になるまで、繰り返し計算を行う。($|M_1 - M_2| \leq \epsilon$)
- ④収束しない場合は h_1 を仮定し直し、②～③を繰り返す。

(4) 計算の結果

上記の計算の結果、次のような値を得た。

a) $h_2=4.0\text{m}$ のとき

$Q=25.9 \text{ m}^3/\text{s}$

上記の収束計算の結果、

$h_1=4.71\text{m}$ 、 $\Delta h=0.715\text{m}$ を得て、橋脚にかかる作用力は、 $F=216 \text{ kN}$ となり、 tf 換算では 22.1 tf となる。

b) $h_2=4.5\text{m}$ のとき

$Q=31.7 \text{ m}^3/\text{s}$ で、計算の結果、

$h_1=5.34\text{m}$ 、 $\Delta h=0.84\text{m}$ を得て、橋脚にかかる作用力は、 $F=280.7 \text{ kN}$ となり、 tf 換算では 28.6 tf となる。

3. 橋脚の抵抗力と安全率

(1) 橋脚底面の摩擦抵抗

大きな水平方向の流水力に対して橋体を維持するためには橋脚石積底面の摩擦抵抗がそれを上回っていなければならぬ。以下では1橋脚あたりの自重によって生じる摩擦抵抗を算定して、流水圧に対する比率、すなわち横移動に対する安全率を求めることにする。

計算の前提として、橋体を構成するラテライトの単位体積重量の値が必要である。1つのデータとして、西アフリカ産のラテライトの単位体積重量を測定した結果として $2.6 \sim 3 \text{ tf/m}^3$ の値が得られている。この変化は吸水率が $2 \sim 8\%$ の岩を測定して、その関係を求めたもので、当然吸水率が高ければ、軽くなる¹¹⁾。

アンコール近郊の石切場から採掘されたラテライトを用いて、摩擦試験が行われている¹²⁾が、その中で、 $300 \times 300 \times 100$ の試験体3体を用いており、その重量平均は 21.3 kg となっていることから、単位体積重量は 2.37 となる。

これらを参考にして、今回の計算では単位体積重量を 2.5 とした。そして石積の空隙率を 20% と仮定すると、橋の石積の単位体積重量は 2.0 tf/m^3 となる。

1橋脚あたりの重量は、橋脚 1m 幅あたり、

$$(5.5 \times 1.5 + (1.5 \times 3.5) / 2 \times 1 + 1.5 \times 3.5) \times 2.0 = 29.5 \text{ tf/m}$$

橋の幅は 16m ほどであるから、総重量は 472 tf となる。

次にラテライトの石積の摩擦係数を仮定しなければならないが、文献8)では、ラテライトの摩擦係数の測定値として 0.73 を

得ている。

橋脚の石積は平面的に積んでおり、かみ合わせがほとんどなく、接触面も実験の供試体のように密着していないと考えられるから、摩擦係数はかなり割り引いて設定しなくてはならない。そこで、石の加工面のぼらつきも考慮して、摩擦係数を 0.5 とすることにした。

(2) 安全率の計算

以上のような数値上の仮定を置いて、水平作用力を受けた場合の安全性を確かめてみる。

下流側の水深が 4m の場合、上流側の水位との平均値の水深分の浮力を受けるとすると、見かけ上橋脚はその分軽くなる。

橋脚部： $[1.5 \times (4.71 + 4.0) / 2] \times (2.0 - 1.0) + 1.5 \times (5.5 - 4.36) \times 2.0$

橋体部： $[1.0 \times (3.5 + 1.5) / 2] \times 2.0 + 1.5 \times 3.5 \times 2.0$

1橋脚あたりの重量は上の2つの合計に幅 16m を掛けて

$$(9.97 + 15.5) \times 16 = 407 \text{ tf}$$

となり、摩擦係数を掛けた水平抵抗力は $P_f = 204 \text{ tf}$ で、流水による水平力 22.1 tf に比べて十分の安全率を持っている。

次に下流側の水深が 4.5m のときを確かめる。

橋脚部： $[1.5 \times (5.34 + 4.5) / 2] \times (2.0 - 1.0) + 1.5 \times (5.5 - 4.92) \times 2.0$

橋体部： $[1.0 \times (3.5 + 1.5) / 2] \times 2.0 + 1.5 \times 3.5 \times 2.0$

1橋脚あたりの重量は上の2つの合計に幅 16m を掛けて

$$(9.12 + 15.5) \times 16 = 394 \text{ tf}$$

となり、摩擦係数を掛けた水平抵抗力は $P_f = 197 \text{ tf}$ で、流水による水平力 28.6 tf に比べて安全率は $197 / 28.6 = 6.9$ となり、十分な安全率を持っている。この結果より水に浸からない橋体部の重量が大きなウェイトを占めていることがわかる。

(3) 橋幅が狭かった場合の安全率

ここで、仮に橋の幅が、同じルートの小規模な橋と同様の $7 \sim 8\text{m}$ 程度とした場合の安全性の評価をしてみることにする。

評価を単純にするために、幅を半分の 8m とすると、橋体重量も半分になるため、安全率は $98.5 / 28.6 = 3.4$ となる。それでも、橋体が水の上にある限りは危険にさらされることはない。

上の解析では橋脚がラテライトの基盤面に乗っていることを前提にしたが、橋脚が土の上に直接築かれているとしたら、ここでの摩擦抵抗はかなり小さくなるはずである。

4. スピアン・トップの安定性

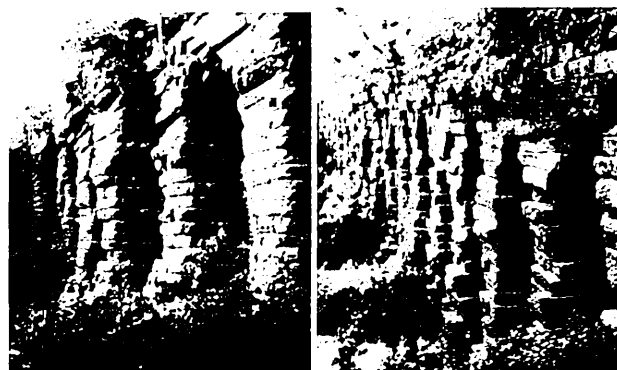


写真-3 スピアン・トップの上流側(左)と下流側(右)

上記のようにスピアン・フラブトゥスでは、上流側の水位の

痕跡が十分確かめることができなかったため、水位の想定を持ち送りの下端程度、つまり橋脚の上あたりまでとしたが、スピアン・ブラプトゥスをしのご規模を持つ北北西ルートにあたるスピアン・トップでは、上流側の石壁が写真-3のようにかなり磨滅しており、激しい水流にさらされていることが想定される。この橋の形状を示すデータを得ていないために今回は解析の対象にはできなかったが、スピアン・ブラプトゥスよりも大きな流水力を受けている可能性があり、今後解析の対象にしなければならない。

5. 洗掘に対する安全性

早い流れにさらされる橋脚の安定に関しては、洗掘も重要な課題である。橋脚の前面では下方向への流れが発生し、それが河床の土砂を巻き上げる渦を生じさせる。その土砂が下流へ流されると窪みが生じて、橋脚基礎の耐荷力が減少し、橋脚が倒壊する事故が起こる可能性がある。

洗掘には、流速、水深、橋脚幅、橋脚の形状、土砂の密度、粒径などが関係するとされ、多くの推定式が提案されているが、現状ではかなりのばらつきがある。

文献9)には、最大洗掘深さ Z_b と橋脚幅 D との比(Z_b/D)に対する平均水深 h_0 と橋脚幅 D との比(h_0/D)の関係がグラフに表されている。これからスピアン・ブラプトゥスの洗掘量を推定することにした。

橋の上流側の平均水深を5.5mとし、橋脚幅を1.5mとすると、 $h_0/D=3.7$ となるが、文献9)の図2-6.23より、それに対応する Z_b/D の値はおおよそ1~2の間に分布しており、それより $Z_b=1.5\sim 3\text{m}$ 程度になる可能性がある。

現地の観測からは洗掘の証拠は見当たらなかった。また橋脚の下に上下流いくつかの範囲に石敷きが施されておれば、洗掘の防止になるが、現段階ではそれを確かめるすべはない。



写真-4 スピアン・タ・オンの上流側(左)と下流側(右)

スピアン・タ・オンでは写真-4のように橋の上下流の少なくとも5mほどにわたって石敷きが施され、上流側ではかなり磨り減っているが、上下流に水切りに対応する石積があり、早い水流に対する対応がなされている。

6. 考察

アンコール時代に建設された橋は、持ち送り構造(コーベルアーチ)という構造的な制約から、スパンが極端に短く、川の流れを大きく阻害する構造となっている。

このため橋高を上げて、橋体に水流が当たることを避けてお

り、橋高の高い橋では橋幅を大きくして橋の重量を増やすことによって安定性を確保する工夫をしたと解釈した。

この仮説を確かめるために、橋脚に対する上下流の流れによる流水力を求め、橋体の石積の摩擦抵抗との比率を計算してその安全性の指標にした。

結果は、上の仮説を数値上からは必ずしも立証することには至らなかったが、上下流に1m近い水位差が生じることや大きな堰上げ効果があることが確認でき、一定の数値的な裏付けを得ることはできたと考えている。このように大きな水位差が生じることから、これらの橋が堰やダムを兼ねた施設であるという説が生まれた可能性があるが、橋に堰などが付属している形跡は見られず、橋が持つ構造的な特徴から生じた説であると言えるだろう。

現地の川では竹木の流下もあり、それらが橋脚に引っ掛ったときには、その量が多くなるとかなりの堰上げ効果が発生するはずである。さらに橋台や橋脚の角には局所的な水位低下が発生するとも考えられる。それらの量は数値的な想定が難しいため今回は解析の対象とはしなかった。

今回の解析に用いた流速、泥水の比重、橋体の単位体積重量、摩擦係数などの数値は一定の仮定によって設定したもので、実際の数値と合わない可能性もある。

このような試みがきっかけとなり、今後、現地での測定データの蓄積とより適用性の高い解析法の改良が提案されることにつながるのではないと思う。

謝辞：最後に、本文をまとめるにあたり、水理計算については京都大学名誉教授・井上和也氏より、石積の力学計算については(財)地域地盤環境研究所専務理事・岩崎好規氏よりご親切なご指導をいただいたことを記し、深謝に変えたい。

参考文献

- 1) 松村博：アンコール時代の石橋について、『土木史研究講演集 Vol. 28』pp. 197~202, 2008年7月
 - 2) 『土木工学ハンドブック第4版』p194, 1989年11月
 - 3) 石澤良昭：『アンコールからのメッセージ』, 山川出版社, p134, 2002年5月
 - 4) 前掲2)
 - 5) 京都大学名誉教授の井上和也氏のご教授による。
 - 6) 土木学会編『水理学公式集』昭和46年版, pp251~252, 1971年
 - 7) 地域地盤環境研究所の岩崎好規氏のご教授による。
- なお、元論文は、M. D. Gidigas : Laterite Soil Engineering, Developments in Geotechnical Engineering 9, p. 384, 1976
- 8) 三野、山田、新谷：アンコール遺跡における構造分析その1 ラテライト及び砂岩の摩擦試験、『日本建築学会学術講演梗概集 C-2』, pp999~1000, 2008年9月
 - 9) 土木学会編『水理公式集』平成11年版, pp. 217~222, 1999年