

橋脚井筒の側面水平摩擦力と底面上向反力とを 考慮した場合の耐震静計算法

(土木学会誌第 41 巻第 2 号登載)

正 員 後 藤 尙 男

討議者：正 員 酒 井 信 男*

著者後藤尙男氏が橋脚井筒の安定について研究を続けられてきた事は土木学会誌を通じて承知し、昭和 28 年 12 月号の本誌に池原・横山両氏が同一問題の解法を公表された以後、論者は後藤氏の研究が進展するのを期待して今日に至った。土木学会誌第 41 巻第 2 号の標題の論文を一読するに及んでそれが論者の期待と全く方向が異なるものとわかつたので、古くごとと二昔前本問題の研究を手掛けた論者は次の諸点について、著者の見解を知る為討議を求めたのである。

(1) 仮定に対する疑点について

著者は仮定において 1) 橋脚井筒は剛体と考えると定められたが種々振動等の実験研究も行われたりした著者が矛盾を感じられはしなかつたかという点である。剛体と仮定して、外力を算定し其の結果を用いて井筒体を弾性体として構造の細部設計を行うのははなはだしく矛盾するのではないかという点(他の点は次に問う)のみを指摘して著者の見解をお尋ねいたしたい。

(2) 著者が論文において算出された(9)式までの計算方法には論者も異論はないが、それから以降の計算は意味がないのではないかという事である。(9)式までは構造力学上のいわゆる弾性床によつた片持バリのツリ合の条件式である。その片持バリ自体を剛体と仮定して、外力なり内力が静的定性的に簡単に算出できる事は力学上の不可思議であらう。質問 1) と関連するから繰返さないが以降の著者の計算は構造力学上の言葉で表現すると“外的に静的不定性構造物の一外力を仮定して他の総ての外力を算出し次に、別の外力を仮定してそれ以外の外力を算定する”という事である。前の計算で算出された値と後の計算で算出された値が、同じ外力についてたまたま同一であつたとしても、意味がないのではないか。いわんや p_m が仮定されて q_m が許容範囲内にあつたり、 q_m が仮定されて、 p_m が許容範囲内にあつたりしただけでは構造力学上全く意味がない。別の例で申しますと二ヒンジアーチの場合、水平反力を地盤の支持力範囲と仮定して垂直反力を算出するか、あるいは左支持点反力を仮定して右支持点反力を算出する。全く静的定性的にこの計算は非常に簡単にできますがこれは全く無意味である。たまたまこの両種の計算で、それぞれ垂直反力や水平反力が数字上びつたり一致した様に計算されたとしても何等意味のないものであつて、やはり橋りょう技術者の行うようにアーチ自体の弾性構造を詳細に計算していつて、始めて反力が算出されるのである。以上の説明で申したように著者の 3, 4, 5, 6, 7 の計算は力学上の安定計算としては全く意味がないと思われるがご見解をうけたまわれれば幸とぞんじます。著者の従来のご研究は底面反力を考慮した場合の振動計算でありましたので、興味深く見てまいりましたが、池原・横山両氏の論文にさらに著者の論文が発表されて、本問題の研究に進まれる方が多くなる事を望むとともに、正しい研究方向を切望する為めに、十分徹底的に討議を致したいと思しますのでご高見をご発表下さる事を切望いたします。

著 者：後 藤 尙 男**

拙文に対して、酒井氏から御討議をいただいたことを深謝します。著者は標題のもとに純粋な理論を取扱つたものではなく、あくまでも工学的な見地から、設計に当つて実用さるべき合理的な計算法を考究したものであることをまず強調し度いと存じます。

1. 剛体としての仮定について

著者もこれについては池原・横山両氏にかつて討議したが(学会誌 39—10)、確に剛体と仮定して外力を算出した後応力計算を行うことは厳密には正しくない。しかしながら本文で対象とした q や τ が問題になるような太い井筒や潜函では、この仮定による誤差は余り大きくない。たとえば道路橋の橋脚として、通常程度の寸法を有する九頭龍橋脚に対して著者が計算した結果では、論文集 29 の図-4 の振動曲線形 u と静タロミ曲線形 η とが

* 経済企画庁開発部総合開発第三課長 ** 京都大学助教授，工学部土木教室

いずれもほとんど直線形を示しており、かつ学会誌 39-7 の表-3 中に示した剛体と仮定したときの周期 T の精度：解法-4/1 が實際上 94~95% となっている**。 M, S についても同程度の精度があるものと推定される。また本文では τ をも考慮しているので剛体と仮定しないと、実際問題として計算がほとんど不可能となってくる。このように q と τ とをとり入れしかも設計計算を容易にするために、剛体と仮定したことによつて生ずる誤差が大きくても約 5% 程度であると推定されることから、その適用範囲さえ誤まらなければこの仮定が工学的な意義を失うことはまずないものとする。

2. 他の仮定とのツリ合について

酒井氏は上記 1. の仮定のみを指摘されたが、たとえば a) 水平震度 α_0 は井筒下端から橋脚頂部まで一定値とする、b) p は 2 次曲線分布とする等の仮定とのツリ合はどうであろうか。a) に対しては著者が合理的な α_0 分布を考えた場合を第 3 回道路会議で講演して同論文集に投稿した (昭. 30. 11~12)、b) は著者が実験もしくは測定したところでは必ずしも妥当でない (学会誌 39-6, 40-1)。これらのことからむしろ剛体としての仮定の方が上記 a), b) の仮定よりも罪は軽いと思われる。酒井氏が a), b) を是認して 1. のみを否定されることは演習問題的には正しいであろうが、工学的な物理量を重視すると必ずしも当をえていないように思われる。

3. 1 例として $p=k\eta$ をあげると

論旨が前後するが改めて $p=2$ 次分布を仮定する。しかも地盤のクリープ量は井筒に直接力を与えないものとして、抵抗土圧 p =地盤のバネ係数 κ ×弾性変位量 η の関係が是認されるものとする。しからば η =剛体変位=1 次と仮定することは $\kappa=1$ 次と仮定することであり、 η =弾性変位 \cong 1 次と仮定することは $\kappa\cong 1$ 次と仮定することである。一般に $\eta\cong 1$ 次の方が $\kappa\cong 1$ 次よりも確かなことが多い。このように η を弾性体、剛体のいずれに仮定しても、 $\kappa\times\eta=2$ 次 (p) ならしめるように κ 分布を想定することにより、同一の p 分布従つて M, S をうる。このように $p=2$ 次を肯定する以上剛体としての仮定は実用計算上はなほだしく矛盾するとは考えられない。ましてやかなり専門的な外国書においても井筒よりも遙かに剛性の小さい矢板、クイ、送電線柱等においてさえ $\kappa(1\text{次})\times\eta(1\text{次})=p(2\text{次})$ として剛体変位 η がとられて M, S の計算が進められている例が少なくないので (たとえば学会誌 39-6 文献 2)、著者は一層上記の感を深くするものである。

4. 本文 3, 4 の意味について

平衡条件式 (7), (8), (9) で未知数は p_1, q_1, d_0, d であるから理論上は弾性変形を考慮した条件式 1 個を追加するのが正攻法であろうが、実際問題として設計時には p_m, q_m の値が土質試験等から推定できるので、 $p_1\leq p_m, q_1\leq q_m$ が与えられてしまう。そこで 3, 4 のような取扱いをしたわけで、 p_m, q_m が全く偶然的な値でない限り $p_1=p_m, q_1=q_m$ を同時に満足する d は算出されないと思う。著者は本文表-1 の計算結果からも 3, 4 の計算法が全く無意味であるとは思っていない。なお酒井氏は本文のような計算法は簡単であるといわれているが、数個の橋脚の井筒または潜函に対する計算の経験ではかなり手数がかかり、実用計算としては、繁雑にすぎると感じている位である。

5. むすび

(1) 酒井氏は標題を理論的な研究とみられたのに対し、著者は設計を対象とした実用計算を直接の目的としていたところに、上記のような見解の相違ができたのではなからうか。

(2) なお本文投稿後著者は次の実験的成果を収めた。a) p に対する q, τ の影響は本文の仮定と類似の傾向にあることを模型実験で確認した (昭.31.1~2)。b) 光弾性模型 (当然 $EI\neq 0$) を作り、これを砂槽内に入れて 3 次元の実験をしたところ、 q したがつて M の分布が本文の $EI=0$ の仮定による M 分布の計算結果とかなりよく接近していることが実証できた。

便宜上ここで本文の正誤表をつけさせていただく。(53 頁参照)

箱桁の断面変形について

(土木学会誌 40 卷 11 号所載)

正 員 小 松 定 夫

討議者：正 員 能 町 純 雄*

** EI の小さい短軸方向でさえ誤差が 5% であるので通常根入長さ決定の対象となる長軸方向では 1% のオーダーと推定される。