

(24) 道路橋の設計荷重とその強度 (20分)

建設省道路局建設課 村上 永 一

道路を交通する車輛は絶えず大型化し、その重量を増加する傾向にあつて、今後の進歩を予想することは極めて困難である、然し道路橋は相当に速い將來に於ても、使用可能であることが要求されて居る。

車輛は大型化する傾向にあつても、道路の車線巾員を随時増大することが極めて困難であつて従つて車輛巾員に対する制限の拡大には最大の検討を必要とするものである。

自動車交通の最も発達してゐる米國に於ても、車輛の最大巾員は 96 吋であつて、この制限は現存の道路の巾員が充分になつたときには 102 吋に拡大されることが警告されてゐる。

車輛巾員に対する制限が基礎となつて、車輛高、車輛長、軸重、車輛総重量に対しても自から、經濟的限界が存在する。一方多少の配慮により、橋脚に対する悪影響の少ない車輛を製作することが可能である。茲に標準自動車と考えられ、この荷重が現存自動車の総てを代表すると同時に、將來に於て造らるべき車輛はこの荷重よりも悪影響ないことを期待するものである。

我國の道路橋設計荷重は昭和 14 年鋼道路橋設計示方書により、13t トラックと 500 kg/cm^2 の群集荷重とより成る第 1 種荷重と、9t トラックと 400 kg/m^2 の群集荷重とより成る第 2 種荷重とであり、特に木橋に限り 6t トラック荷重を使用し得ることになつてゐる。

然し、我國の設計荷重には標準自動車は使用されてゐない。そして第 1 種荷重と第 2 種荷重との数値的な関連性がない。これに対し米國の道路橋設計荷重は、標準自動車を使用してゐる。この標準自動車は前後車軸間距離は 14 呎、総重量を W とした場合、前車軸 $0.2W$ 、後車軸 $0.4W$ であり、設計荷重はこの標準自動車の前後に引続き 30 呎の間隔をおいて $\frac{3}{4}$ の重量の標準自動車が配置される。そして $W=20$ 噸の場合が H-20 荷重 $W=15$ 噸の場合が H-15 荷重、 $W=10$ 噸のときが H-10 荷重となり、従つてこれら荷重の間には比例的関係がある。

以上我國と米國との設計荷重の組成の相違を述べたが、我國の荷重の欠点は橋梁の耐荷力 (Capacity) を算出する場合に非常な不便を生ずるものである。

耐荷力とはその橋梁の一車線巾員当りに通し得る最大車輛 (標準自動車に換算して) の総屯数を以つて表わすもので、我國の設計荷重で第 1 種荷重より強い弱いと云う表現が余儀なくされる。

更に最近セミ、トレーラー等的大型車輛の普及に伴つて、米國では標準トレーラー荷重が考えられる様になり、H 15—S12 及び H20—S16 荷重が使用される様になつた。

次に如何にして橋梁の Capacity が迅速に計算されるか、これら近似解については米國に於て最も普及している。更に設計荷重が變化したことより、既往の橋梁が現在において如何なる強度 (新しい設計荷重に対して) をもつかを検討する方法を考え、この方法を規定しなければならない。米國においてもトレーラー荷重を採用したことは大きな設計荷重上の変革であつて、これに対処して、Capacity 算定も示方書に規定してある、我國に於て大きい荷重を採用するためには、既往の橋梁の Capacity を明かにし、これを容易に算定しうる方法を明示しなければならない。この意味において耐荷力を簡易に算定する方法の研究が必要であり、この方面より逆に設計荷重の内容も究明されるものである。

標準自動車を仮定し、我國の既往の橋梁に対する Capacity 算定の近似解について説明しやう。

(25) 鹿乗橋振動測定について (20分)

建設省土木研究所 猪瀬 寧 雄

I. まえがき 本橋は愛知縣東春日井郡高藏寺町と同郡水野村との立会庄内川の溪谷に架設せられた二鉸拱橋で 2 径間よりなり橋齡古く近代の重交通に対し危険を感じるに至つたので愛知縣当局はこれに交通制限を行つていたが今般補強をなすに際しその対策樹立の基本的資料を得るため建設省土木研究所に対し本橋の振動測定の依頼があつたので昭和 24 年 12 月 24 日土木研究所において測定を実施したその測定結果をここに報告せんとす

1. 使用測定機器: 田辺式撓度振動計 2台 拱肋並びに横桁の撓み及び振動測定に使用
 ヒューゲンベルグ歪計 拱肋弦材の応力測定に使用
 萩原式水平成分変位振動計 1台 橋面の振動測定に使用
 上下成分変位振動計 橋面の上下振動測定に使用

測定点として次の7点を選点した。

活荷重としては総重量1屯(前輪 250kg, 後輪 750kg)のオート三輪車を用い予定速度は 5km/hr~25km/hr とし右岸及び左岸より一定速度をもつて走行させ測定機の据付の都合上右岸側径間を選んで測定を実施した。

測定は3回に分けて実施し第1次は No.1, No.3, No.5, 第2次は No.2, No.4, 第3次は No.6 及び No.7 の測定を行つた。

2. 測定結果の中主なる事柄の概要をのべると次のようになる。

(1) 最大振巾と走行速度は No.1 では 12km/hr 附近で max となり 12~17km/hr で急激に減小, 17km/hr 以上では速度に比例して上昇する。他の測点でも略々同様の傾向が認められたが max をあたえる速度が異なる。

(2) 衝撃率は一般には速度の上昇に伴つて大となるがある速度に対して max をあたえる傾向あり, 更に場的に見ると中央附近衝撃率は大きく表われ支承部に近づくに従つて小となる。又前記の極大点は拱頂から支承に近づくに従つて高速度の方に移行する。

- (3) 減衰比の測定結果は次のようになった。

No.1 では 1:0.6~1:0.5, No.2 では 1:0.4~1:0.3, No.5 (橋面) では 1:0.5 かく減衰の速い事は橋梁各部に相当の弛みのある事が推察せられる。

(4) 固有振動週期は勢力式により理論的に求めた固有振動週期と実測値とを比較すると次のような結果が得られた。

(a) 拱頂部では拱軸の伸縮を伴う左右対称型の振動が支配的であると見る事ができるのでこれによる第1次固有振動週期と実測値とを比較すると次のようになる。

計算値 0.0841sec, 実測値 0.100~0.111sec

これより曲げ剛性の低下を逆算してみると 29~43% となる。

(b) 拱頂以外の部分では曲げによる左右非対称型の振動が支配的と見做し得るからこれによる第1次固有振動週期と実測値とを比較して見ると次のようになる。

計算値 0.126sec, 実測値 0.133~0.154sec

これより曲げ剛性の低下を逆算してみると 9~32% となる。

以上の計算から曲げ剛性が相当に低下している事が分る。

IV. 結語 本橋の補強対策としては現在の拱肋を鉄骨としてメラン式鉄筋コンクリート橋に改造する方法が採用されているが本法は昭和18年に東京都が実施した万年橋の実例に徴して見ても極めて有効であると考えられる, 万年橋の補修前後における振動測定結果を示すと右表のようになる。

本橋においても補強後再び振動測定を行い補強効果を確認せん事を期待するものである。

測定 番号	左岸起拱点からの 距離及び位置	備 考
1	13.65 m($1/2l$)	拱肋(拱頂)
2	9.1 " $(1/3l)$	拱肋
3	6.825 " $(1/4l)$	"
4	4.55 " $(1/5l)$	"
5	6.825 " $(1/4l)$	橋面
6	10.92 " $(2/5l)$	横桁
7	2.73 " $(1/10l)$	"

		補 強 前	補 強 後
振	巾	1.63~7.01mm	0.24~1.00mm
最大静的撓	ミ(正)	5.45~7.61 "	0.32~0.47 "
	"(負)	4.80~5.89 "	0.18~0.31 "
衝撃による最大撓	ミ(正)	7.77~12.28 "	0.50~0.82 "
	"(負)	5.25~10.90 "	0.30~0.99 "
減	衰	1:0.39~1:0.64	1:0.14~1:0.47
振	動	0.42~0.44sec	0.37~0.40sec