

1. まえがき. 許容応力度設計法によって設計された橋梁の活荷重耐荷力は、設計荷重の中での死荷重と活荷重との割合が影響するため、構造形式、規模、部材種別、構造部位などの相違ごとにかなりのばらつきを生ずることが知られている。この報告は若干の仮定のもとに上記ばらつきの様相を調査した結果を示し、設計法の合理化ならびに現存橋梁の維持管理、補修などに関する資料を提供しようとするものである。

2. 活荷重耐荷倍率. 活荷重耐荷力が設計活荷重の何倍であるかとあらわす倍率を活荷重耐荷倍率とよぶことにする。許容応力度設計では死荷重に対して考慮されている安全率から生ずる余裕が、活荷重耐荷力を増加させる結果になるので、こうして生じた超過活荷重耐荷力と設計活荷重との比を α とすれば、 α は(1)式のようにあらわすことができ、活荷重耐荷倍率は $\alpha + 1$ で与えられる。

$$\alpha = (R_e - 1)(\beta + 1) + \beta \cdot \gamma \quad \text{..... (1)}$$

ここに $R_e = \frac{X_{\max}}{X_d + X_l - X_p}$ X は荷重、断面力、応力度などとあらわし、添字 $\max, d, l, p$ はそれぞれ 極限、死荷重、活荷重、プレストレスと意味する。

$$\beta = \frac{X_d}{X_l}, \quad \gamma = \frac{X_p}{X_d}$$

プレストレスのない構造でかつ設計荷重($X_d + X_l$)の作用時に Full Strength に一致する場合の危は、許容応力度設定の際に導入した安全率と同一のものになる。(1)式では β と γ とは互に独立であるとしているが、実際にはこれらの間に相関関係があるものと考えられるので、適用にあたっては注意を要する。なお相反応力をうける部材あるいは構造部位に対して(1)式を適用するためには次のような処置が必要である。すなわち(図・1)は相反応力状態、(図・2)は交番応力状態を示したものであるが

これらと(図・3)のように X_l と同符号の X_d がプレストレス X_p (仮空)によって相殺された状態に置換して考えれば

$$R_e = \frac{X_{\max}}{X_d + X_l}, \quad \beta = \frac{X_d}{X_l}, \quad \gamma = \frac{2X_d}{X_d} = 2$$

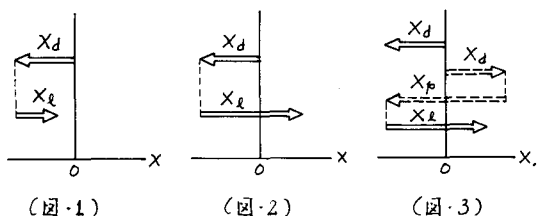
として適用することができる。

3. 鋼橋への適用例. (1)式を適用して各種橋梁に関する活荷重耐荷倍率を求めてみた。コンクリート橋への適用については、多様な終局状態が考えられることなどもあって、現在のところ適用方法と検討模索中であるためここでは一部の鋼橋への適用例を示すにとどめた。適用に際しての仮定事項は、1) 断面は原則として作用応力度が許容応力度に一致するように設計されている。2) 許容応力度設定の際に考慮されている安全率は1.7とする。3) 極限の断面力 $X_{\max}$ は合計断面力の正負それぞれの値のうち、絶対値の大きい方と1.7倍して求める。ただしトラスの斜材については別途考慮する。などである。調査の対象としては次のようなものにとりあげた。

- 1) 単純支持プレートガーダー橋. 支間中央点の曲げモーメント。
- 2) 2径間連続プレートガーダー橋. 支間10等分点および中支点上の曲げモーメント。
- 3) 単純支持ワーレントラス橋. 平行弦8パネル。斜材傾斜角 60° 。各部材部材力。
- 4) 2ヒンジソリッドリブアーチ橋. ライズは支間の $1/6, 1/8, 1/10$ 。リブ高は支間の $1/50$ 。リブは上下対称断面。

コアはリブ高中央より上下それぞれリブ高の0.35倍の位置。支間4等分点の応力度。

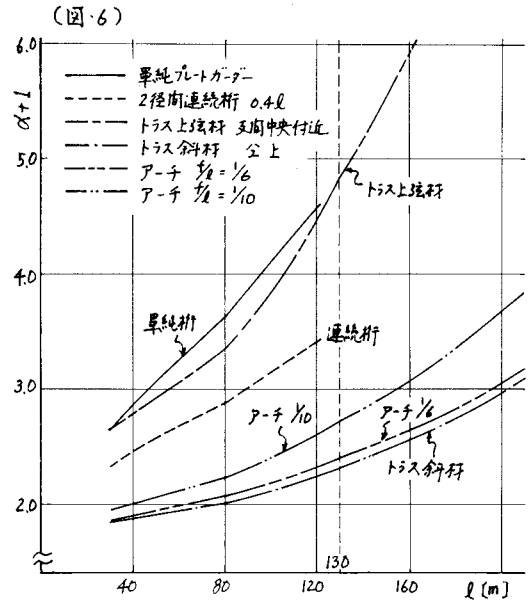
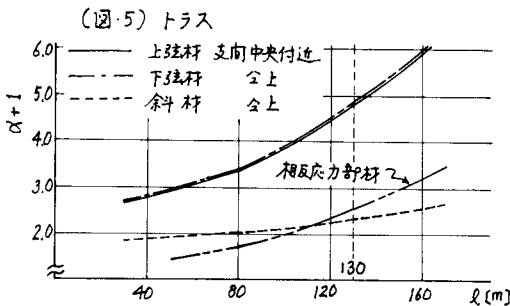
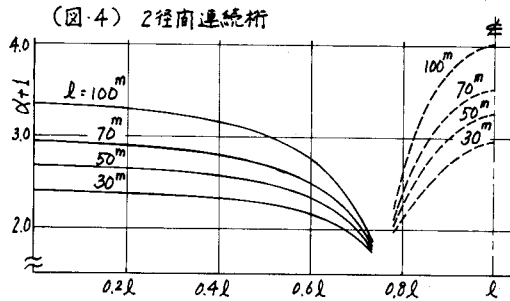
荷重は道路橋を対象として死荷重および活荷重(L-20)と考へ、活荷重の衝撃は考慮していない。死荷重については、各ケース共通に、RC床版(厚 20cm)、アスファルトコンクリート舗装(厚 6cm)が存在するものとしたうえ



鋼重については主構造の鋼重を推定公式から求めたものを20%増して全鋼重とみなすことにした。たまたま手もとにあった資料によれば1等橋の鋼重推定公式は(表・1)のように与えられているので、今回の推定はこれによって計算した。得られた結果は、活荷重耐荷倍率がスパンにより、あるいは着目部材や部位によって、どのように変化するかわかるように整理した。

形 式	鋼 重 (kg/m^2)
単純プレートガーダー	$6.56l + 34.4$
ゲルバー、連続桁	$4.45l + 41.0$
トラス	$0.0563l^2 - 2.40l + 244.4$
アーチ	$0.0425l^2 - 1.30l + 225.8$

(表・1) 鎌田正義「鋼橋の設計例」国民科学社より。



4. 適用結果に関する考察。結果の一例を(図・4)~(図・6)に示した。当然のことながらスパンの増大につれて $\alpha+1$ は増加するが、構造種別によってその増加のしかたが大幅に相違すること、また同一構造物の中でも部材や部位によって相違が出ることなどの様子がわかる。ここに示した $\alpha+1$ の数値そのものは前提とした仮定条件や鋼重推定公式のとり方によって変化するので、あまり細かく論じても意味はないと思われるが、相対的な比較資料としての意義はあると考えられる。一般に影響線に正負の領域が存在する場合で、かつ正負の面積の相違が少いほど $\alpha+1$ は低下するはずであるが、このことは連続桁、トラス斜材、アーチなどで明瞭に認められる。なおここでは対象としなかった吊橋や補剛アーチ橋の補剛構造では $\alpha+1$ は相対的に低い値になるはずである。また下荷重によって設計されている床、床組についても、 β の値が小さいことから $\alpha+1$ は主構造よりかなり低くなることは明らかである。

ここに行った数値実験の結果からみても、許容応力度設計法によって設計された橋梁の実質的耐荷力のばらつきはかなり大きいことがわかる。同一構造物の中で部分によって耐荷力が相違するのは不都合であり、また同一路線にある橋がその形式やスパンによって耐荷力にばらつきを示すというもおかしなことである。さらにスパンの増大と共に耐荷力は必ず増加するが、Full Loadになる確率を考えあわせるとこれも明らかに不合理である。これらは許容応力度設計法の矛盾にはかならないので、これを解消するには荷重係数設計法へ移行するしか方策はないと考えられる。ただしこの場合、設計活荷重はかなり良い精度で設定されていることが前提になることはいうまでもない。

この調査にあたり高橋賢治(下水道課員)、嶋原 徹(早大大学院)両名の協力を得た。ここに記して感謝の意を表する。