

金沢大学　・吉田　博
岩山県立本部　安原　宗光

1. 緒言

昭和42年8月、日本密接協会より、「鋼構造物塑性設計基準案」が発表され、土木および建築の鋼構造物の比較的単純な構造のものについて適用され得るとされている。日本建築学会においては、この規準案を参考として「鋼構造物塑性設計規準案・同解説」を発表し、積極的に建築構造物の設計に取り入れ、現行規準との比較を行ない、広泛な实用化のための手引書も著稿している。

土木構造物、特に橋りょう構造物への塑性設計の適用は、建築構造物に比べるよりさらに困難である。その原因は、まずオートリーフレアの構造物は变形する荷重を越えると失効となる。変動荷重を受ける構造物は、荷重のたびごとに通過による崩壊するいわゆる単純塑性崩壊、他に、荷重により逆にとともに变形が増大する増殖塑性崩壊、荷重のくり返しによる崩壊までの塑性能力の発生による断面の破断による崩壊が考えられる。しかし、これらはいつまでも崩壊が可能であるが、いかにもこれらの問題を塑性設計にあり、むかが問題のようである。次の問題点は、橋りょうに適用する荷重が不規則で、現行の設計荷重をそのまま塑性設計に適用するには不適であるといふことである。設計上、(1)の制約は構造物の变形の許容限度である。变形の制限としては、作用荷重下での变形をとり、(2)の塑性比(=降伏荷重における变形率)、崩壊荷重形成時の变形などをべき形問題となる。以上の問題を考慮して、荷重係数などによる取扱いもまた問題となるのである。

以上より道路橋への塑性設計の適用例はほとんどなく、我が国においては、この道路歩道橋への適用例があるのみである。

塑性設計を橋りょう構造物に積極的に取り入れるためには、上述の問題に対する対応と同時に、現行規準によく設計されたものに追試的に塑性設計を適用するといふ、塑性設計されたものと現行規準によく求められており得る等の方法により、塑性設計の实用化のための手引書の作成が望まれることとされる。

本研究においては、本格的塑性設計による道路橋としては、我が国最初の松ヶ谷橋の設計について述べ、合わせて現行規準による設計との比較を行なうとするものである。

2. 橋格および設計条件

橋格は図-1に示すような橋長31m、有効巾員5.0mのU型ラーメン橋で、柱脚支点間の距離は23.1m、柱脚とはりの接合支点の距離は13.0mで側径間はU型ラーメンのはりの張出し距離が2mの位置をとる有りと構造とする。側径間にありとは、巾員の拡大がなされている。なお、主構造間隔は3.0mとする。設計荷重は鋼道路橋設計手引書に規定されるT-20、L-14である。

3. 設計荷重

(1) 荷重係数は鋼構造物塑性設計規準案において歩道橋に対して規定されているものと同一のも

のを用いた。

(2) U型ラーメン部の設計荷重は側壁間に集中荷重が作用する場合と、中央径間に作用する場合にわけて図-2のように示す。うち、

4. 側壁荷重係数

考へられる崩壊機構は、図-3に示されるうの荷重状態に対する場合を考へる。

このうの荷重状態に対する仮定

(1) 断面のU型ラーメン構の崩壊荷重係数が
断面強度崩壊を考慮して、1.15とすると前記諸算定した。図-4はその断面を示す。また、図-5は最も有利な荷重状態とし、に対する耐力モーメント、軸力合力および強度係数の値を示す。

5. 变形硬化荷重係数

断面の変形硬化荷重係数は

$$\left| \frac{M_i^e + m_i^r}{(M_p)_i} \right| + K_f \left\{ \frac{N_i^e + n_i^r}{(N_p)_i} \right\}^2 \leq 1.0$$

と考へられる。ここで、 M_i^e および N_i^e は点iの弹性曲げモーメントおよび弹性軸力荷重であり、 m_i^r および n_i^r は残弾性モーメントおよび残弾性軸力である。また、 K_f は断面による係数である。弹性曲げモーメントおよび弹性

軸力合力は変形硬化荷重係数が最小となるうの荷重状態に対して計算されるべきであるが、そのうの荷重状態を決定することは困難である。断面の耐力モーメント影響線を求めて、正まくは負の最大の曲げモーメントが生ずる荷重状態を用いて計算した。

図-6はそのうの荷重状態を示し、変形硬化荷重係数は1.12である。

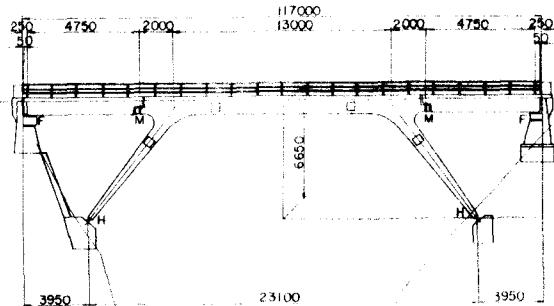
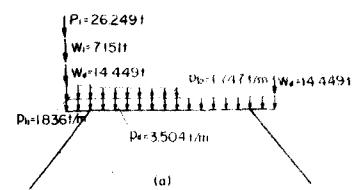
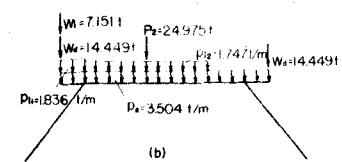


図-1 一般図



(a)



(b)

図-2 設計荷重

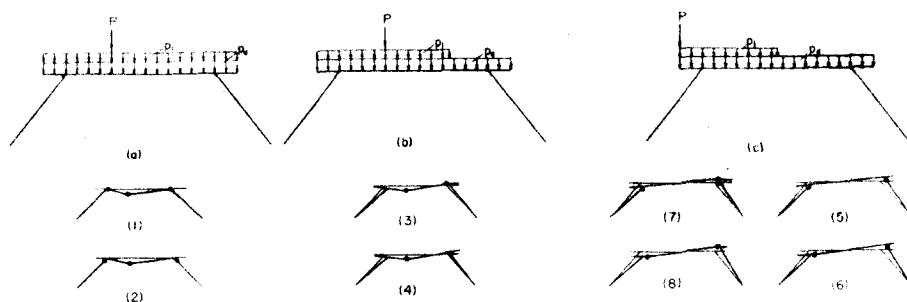


図-3 荷重状態と崩壊機構

6. 交番塑性荷重係数

断面に交番应力を受ける交番塑性荷重を求める条件式は

$$\sigma_{i \max} - \sigma_{i \min} > 2\sigma_y$$

によって与えられる。

変形硬化解荷重を求める時と同じく、(1)は断面の剛性モーメント影響線を求め、(2)は荷の最大回転モーメント(生ずる)と自重荷状態の組合せを利用。

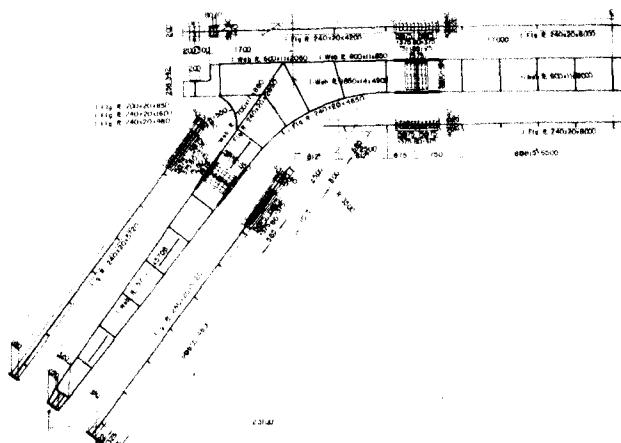


図-4 主構詳細図

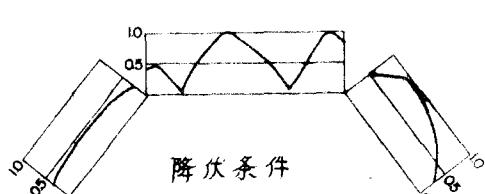
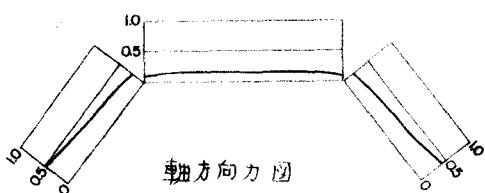
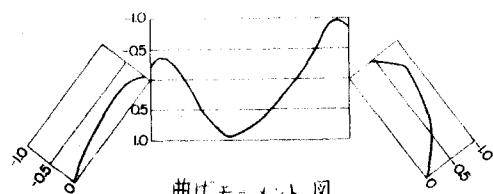
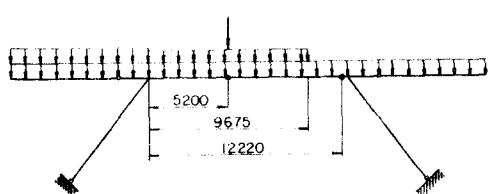


図-5 崩壊荷重

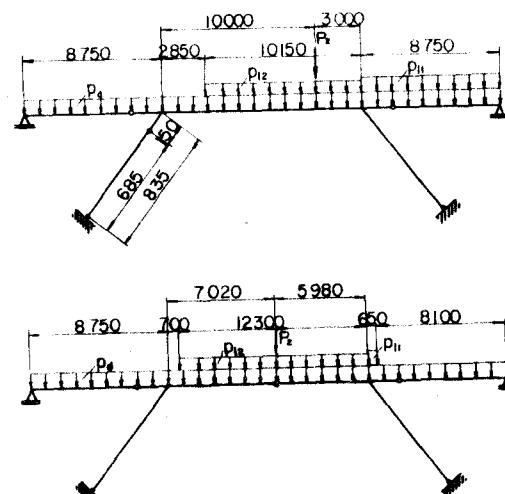


図-6 変形硬化解荷量(荷重の組合せ)

$$\alpha_a = \frac{2\sigma_y}{M_{i \max} - M_{i \min} + N_{i \max} - N_{i \min}} \cdot \frac{W_i}{A_i}$$

より決定することが出来る。ここに、 W_i および A_i は断面 i の断面係数および断面積である。

得られた最小の交番塑性荷重係数は 1.18 であった。図-7 はこの場合の崩壊状態を示してある。

7. その他の検討

(1) せん断力の全塑性モーメントに対する影響

ウエブの許容せん断力は

$$Q \leq 1350 \text{ taudw}$$

にまで達られ、最小 89.1 ton であり、十分に安全である。

(2) 軸力荷重の全塑性モーメントに対する影響

塑性比による実際の軸力荷重 N とその支の筋歟軸力の比が

$$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2(A_f + A_w)} = 0.203$$

よりは軸力荷重は考慮する必要はない。本橋の塑性比は 0.2 で最大 0.153 を考慮する必要はないが、筋歟部材の中を考慮した。

(3) 枠の寸厚比

$$\text{塑性比} \times \text{基底変形} \leq \frac{b}{t} \leq 8.5$$

と算定する必要はない。これに、 b はフランジ幅の半分、すなはち 12 厘米である。12 厘米厚 20 mm の例で、12 厘米中 24 cm を選んで。

(4) はりの横座屈

はりの横座屈を防止するためには、壁の開隙と横筋を入れて。

(5) フレーム構造における軸力荷重

本橋の柱脚は実験上を断面として、以下で、鋼構造物塑性設計規範、柱脚から柱の規定をそのまま用いる、とするとよいので、別途計算を行つた。その結果、柱と軸力を受ける柱の安全性および柱脚の柱座屈に対する安全をみると、とかかわらず。

8. 演習設計との比較

演習設計におけるウエブの板厚比との関係では、ウエブ高 600 mm の限界で、演習設計では逐段的に板厚の更地から、ウェブ高 800 mm とし、SM450 を用いて設計した。その結果、ほぼ同じ鋼構造となつた。これは荷重係数とて関連し、安全性が大きくなると同時に、より多くの設計自由度がある。多くのデータが蓄積された時、改めて検討する時向用であると考えられる。

9. 結語

道路橋の塑性設計に関するデータはほとんどない状態で設計を行ない、多くの検討判があると思われるが、塑性設計導入の第一歩として必要なことであると考える。

本研究に関して、多くの御批判、御意見を頂ければ幸いである。

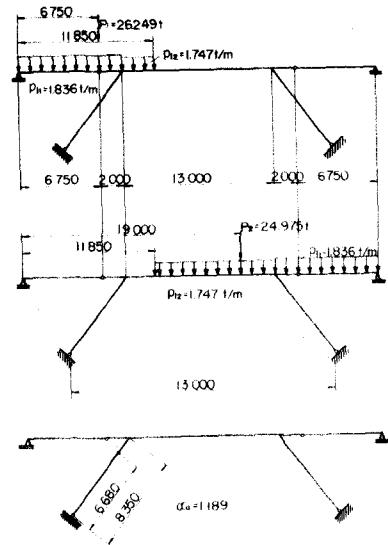


図-7 交番塑性荷重(荷重の組み合せ)