

北海道工業大学 正員 畑中 裕
 札幌市 正員 佐藤 巖
 札幌市 正員 小野 義孝

1. まえがき

昨年札幌市では昭和40年度に架設された新川中央橋の架け替え工事を行なった。この時に際し、約二十年間供用されていた鉄筋コンクリート床版の耐力を調査し、今後の鉄筋コンクリート床版の設計の資料とする事を目的に、実橋から切り取った床版の載荷試験を行なった。この内、静荷重載荷試験によって得られた主として荷重一たわみの関係からその耐力を検討した結果について報告する。

2. 実験方法の概要

本橋は二等橋の活荷重合成桁として設計されたもので、主桁本数は3本、主桁間隔は2.4m、床版厚さは17cmであった。また、主鉄筋は $\phi 16$ が12.5cm間隔で配置されていた。したがって、床版の切り取り寸法はハンチ内法寸法から、約1.8m×1.0mとし、三枚採取した。切り取り方法は切り取りによる影響を出来るだけ避けるためコンクリートカッターによった。舗装はアスファルトであったので、これを削り取った。これより床版支間長を1.5mとした。しかし、最初から試験用として作成された供試体と異なり、断面寸法および形状を正確に仕上げる事は困難であった。

載荷方法は図-1に示すような三点載荷法とし、油圧ジャッキ(50ton)にて行ない、荷重は引張鉄筋が降伏しない範囲の $P=7$ tonで三回繰り返す、四回目は鉄筋が降伏すると考えられる $P=11$ ton前後まで、五回目は破壊状態までとした。また、載荷版の大きさは有効幅の問題を無視しては理論にて数値計算しても十分な精度が得られるように20cm×50cmとした。

たわみの測定は、床版幅の中心線にて支間中央(測点2)、および、支間中央から両側側に30cm離れた点(測点1, 3)の三点にてダイヤルゲージ(1/100mm)によって行なった。なお版中央のたわみと自由辺におけるたわみとの差の有無を調べるため、支間中央における自由辺付近のたわみを測定したが差は認められなかった。

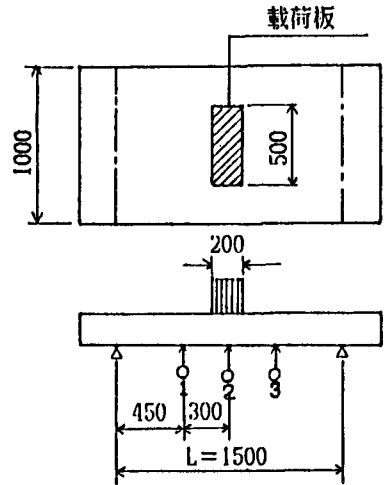


図-1 載荷概要図

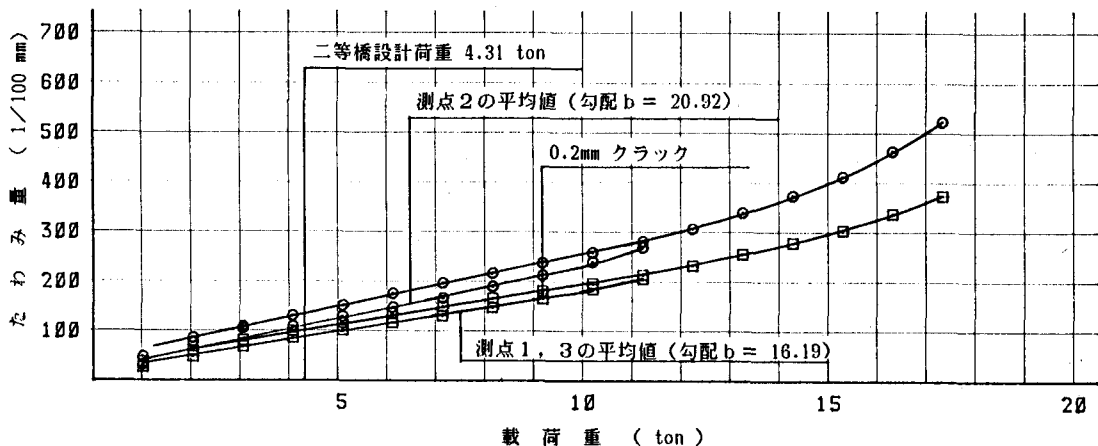
3. 結果と考察

3.1 荷重一たわみ曲線

試験の結果得られた荷重一たわみ曲線の一例を図-2に示した。他の二枚についてもほぼ同じ結果であった。図の中で勾配とは2,3,4回目の載荷で7ton以下の範囲ではほぼ直線変化する事から、これを単回帰分析した結果の勾配を意味する。すなわち、半を弾性体として扱った場合の単位荷重(1ton)当たりのたわみ値に相当する。また、設計荷重とは、後述する方法で求めた二等橋の設計荷重に相当する値である。

3.2 曲げ剛性EIの推定

版を弾性体として扱う場合、曲げ剛性EIの判定が重要となる。試験方法の概要で述べた理由から、本試験の場合は、梁と考えて数値計算してもよいから、支間中央に集中荷重が作用した時のたわみを求めれば、



図一 1 供試体 No. 3 の荷重一たわみ図

$$\delta_1 = \delta_3 = 55.69 \times 10^3 \times P / E I \text{ (cm)}$$

$$\delta_2 = 70.30 \times 10^3 \times P / E I \text{ (cm) となる。}$$

荷重一たわみ曲線の勾配と曲げ剛性

ただし P は kg である。ここで前記荷重一たわみ曲線の勾配を δ とおくことによって $E I$ を求めた結果を表に示した。一方コンクリートの引張強度を無視した弾性理論より

$$A_s = \phi 16 \times 8 \text{ 本} / \text{m} = 16.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s / 2, \quad d = 13.5 \text{ cm}, \quad d = 3.5 \text{ cm}$$

とし、 $n = E_s / E_c$ を変化させ、上記の方法で求めた $E I$ と一致する n を求めれば $9 \sim 10$ となり、 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とすれば $E_c = 2.3 \times 10^5 \sim 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となった。

この値は一般に弾性変形をもとめる時の $\sigma_{ck} = 260 \text{ kg/cm}^2$ (設計計算書より) に対する $E_c \approx 2.8 \times 10^5$ より小さい。しかし、鉄筋コンクリートの応力計算に使用される $n = 15$ より大きい。

3. 3 曲げ耐力の推定および設計応力との比較

一般に長方形断面の鉄筋コンクリートは引張鉄筋の降伏により塑性変形を生ずる。したがって前項の鉄筋コンクリートの応力計算によって求めた単位荷重による鉄筋応力 $\sigma_s \approx 200 \text{ kg/cm}^2$ から鉄筋の降伏荷重を求めれば $P_y = 2400 / 200 = 12 \text{ ton}$ となる。一方荷重一たわみ図にて直線から曲線に移行する荷重点を降伏点とすれば $10 \sim 11 \text{ ton}$ となった。ただし、この荷重には版の自重および載荷装置の重量は含んでいない。この重量は支間中央の集中荷重になおせば、ほぼ 500 kg であった。これを加えても実測値のほうがいくぶん小さめであるがほぼ一致していると考えられる。

次に設計荷重に対する安全性を検討すれば次のようになった。道路橋示方書(鋼橋編)から活荷重による単位幅当たりの曲げモーメントは $M = 0.8 (0.12L + 0.07) P$ より $M = 1.615 \text{ ton-m/m}$ ($L = 2.4 \text{ m}$, $P = 0.7 \times 8.0 = 5.6 \text{ ton}$) となる。この値と等価な曲げモーメントを生じさせる集中荷重は $P = 4 \times M \times b / L$ より $P_2 = 4.31 \text{ ton}$ である。ここで鉄筋が降伏する荷重を荷重一たわみ図から求めた降伏荷重とすれば、鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ に相当する荷重は $P_a = 1400 \times P_y / 2400 = 5.8 \text{ ton}$ となる。この値は前記の二等橋の設計荷重 4.31 ton より大きい。この事は設計荷重であるから当然の結果といえる。しかし一等橋とした場合の荷重 $P_1 = P_2 / 0.7 = 6.16 \text{ ton}$ では前記 P_a を超える事となり鉄筋には許容応力度以上の応力が生ずる事となる。現在この橋は当然一等橋として設計されなければならない交通状況にあり、かなり過酷な条件下で供用されていた事が推定される。ただし、降伏荷重以下であるから、疲労に対する問題を除けば一応、限界耐力以下であるといえる。