

これは、図-7にその一例を示すように、図-1の載荷方式では、供試体の大変形による載荷点の相対変位差により載荷桁がその平面内で回転し、たわみの小さい載荷点に荷重が偏載する欠陥によるものである。この事を

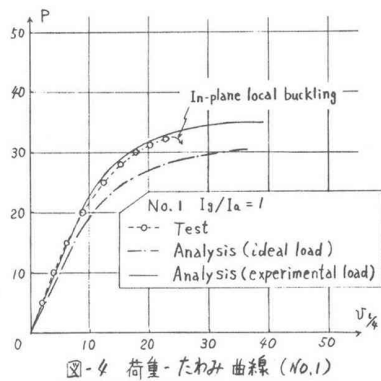


図-4 荷重-たわみ曲線 (No.1)

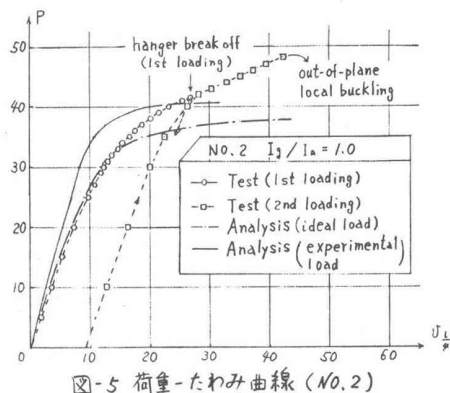


図-5 荷重-たわみ曲線 (No.2)

考慮した解析値は、供試体 No. 1 では実験値とよく一致しているが、供試体 No. 2 (図-5), No. 3 (図-6) では、実験値はさらに解析値を上回る強度を示している。これは、崩壊後の供試体の変形状態 (図-8) に見るように、偏載側 1/4 点付近は、アーチリブ、桁とも極度の曲げ変形を生じており、塑性ヒンジに近い状態に至っている。ひずみの実験値からも明らかになったが、部分的にひずみ硬化域に入っており、

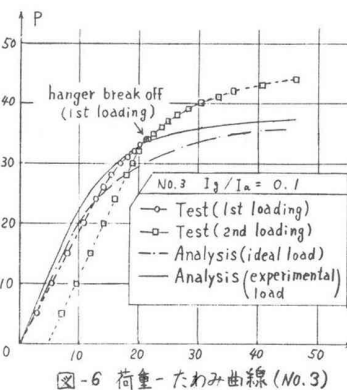


図-6 荷重-たわみ曲線 (No.3)

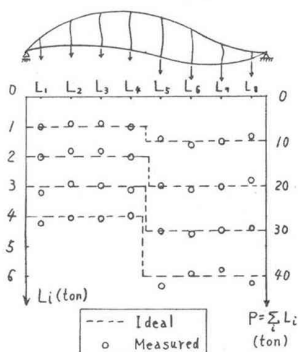


図-7 荷重分布 (No.2)

この為最終強度が増大したものと考えられる。なお解析値は、ひずみ硬化を考慮しない bi-linear 型の応力-ひずみ関係を用いており、この点解析法の改良を検討する必要がある。供試体 No. 2, No. 3 の載荷中に生じた部材の破断は、模型の設計、製作上の不備であったが、実橋の耐荷力を考える上での問題点の提起でもある。また、供試体 No. 1 では偏載側 1/4 格間のアーチリブが面内に座屈し (図-8), 供試体 No. 2 では、同じ格間のアーチリブが面外へはうみ始めたので載荷を終了した。供試体 No. 1 はランガー桁を想定しており、格間のアーチ部材は直線であるので、両端ヒンジ柱として道示の柱の耐荷力曲線を用いて単純計算すると、座屈荷重は、 $N_u = 11.7$ 吨であるのに対し、測定軸ひずみより座屈時の軸力を算定すると、 $N_u = 13.4$ 吨になる。これは、単純に両端ヒンジと考えると過小評価を与えることを示している。供試体 No. 2 は、格間中点が横構で拘束されているのに面外座屈した。推定軸力は、 $N = 16.3$ 吨であった。全体耐荷力と局部座屈の相関、横構等の補剛効果等については、今後別途検討する予定である。

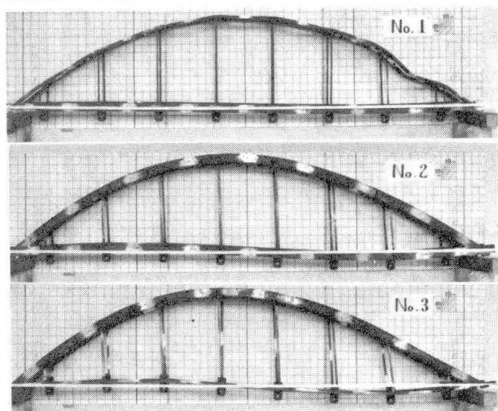


図-8 崩壊後の供試体

最後に、本研究は昭和53年度科学研究費補助金(奨励A)を受けたことを付記し感謝の意を表します。

参考文献: 1) 佐藤倉面「補剛アーチ橋の耐荷力特性について」オ33回年講概要集 昭和53年9月

2) 一の宮 崎元・山尾「軸力が生じる補剛桁を有するアーチ系橋梁の面内耐荷力」オ34回年講概要集 昭和54年10月

3) 小松 崎元「閉断面部材で構成される三次元骨組の非線形解析」土木学会論文報告集, No. 252, 1976.8