

千葉県。正員 佐藤 恒明
東北大学。正員 倉西 茂

序 論

各種型式のアーチ橋の耐荷力については、最近多くの研究が発表され、その特性も可成り知られるようになった。また実用設計計算式も提出されている。しかし補剛アーチになると未だ充分な研究がなされていないように思われる。補剛アーチにおいては、その耐荷力は、補剛桁とアーチリブとの重ねばり的な性質と、支柱間でのアーチリブの局部破壊によって定まってくる。前者はエヒンザアーチの耐荷力に対応してどのように耐荷力を表現すべきかという点に、後者は特にアーチリブがアーチ軸線に合せて連続的に湾曲してつくられている場合にアーチリブの支柱間で曲げと軸力を受ける初期にわみのある柱としての耐荷力などのようなものであるかという点に問題がある。ここでは上路式の補剛アーチを取扱ったが、下路式の場合は全体として大きな座屈強度をもっていることが知られており、重ねばりとしての性質に変形の影響はいささか想像される。局部座屈に関しては本論文の結果は準用されよう。

解析方法

ここで用いた解析方法は土論集No.272に発表したものと同様のものである。支柱に関しては、座屈および塑性化の影響は考慮していない。アーチ断面はボックス断面とし、補剛桁断面は工形断面とした。それぞれ数値解析に当たって36要素、25要素に断面を分割した。予備計算の結果、補剛桁、アーチ共に支柱間で5要素に分割した。

数値解析結果

数値解析を行ったのは図-1に示すような $f/l = 0.15$ 、ス

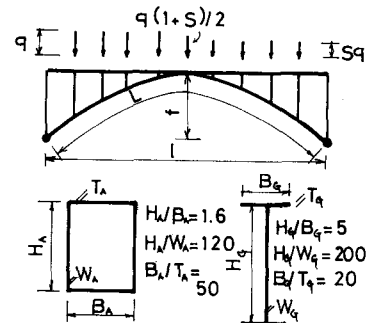


Fig. 1

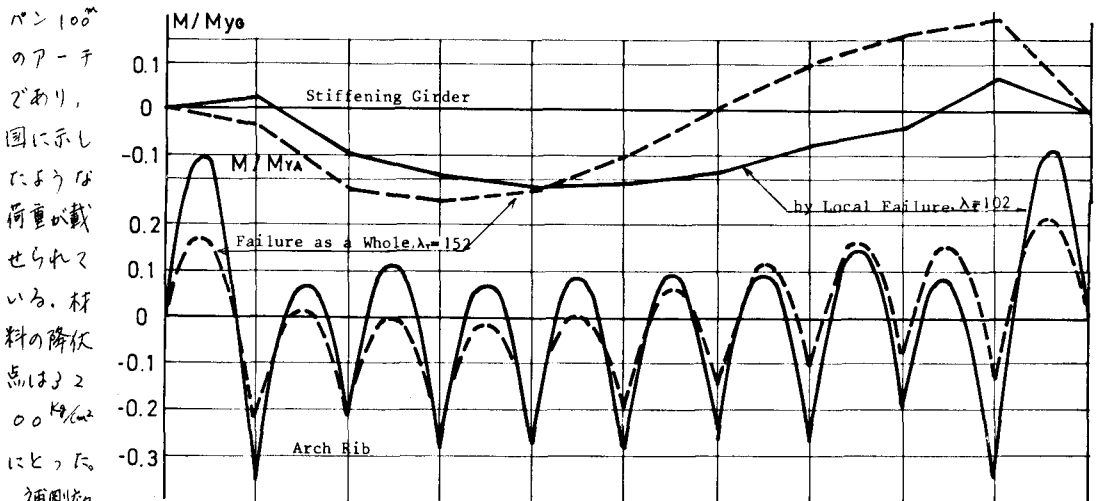


Fig.2 Bending Moment Diagram Just before Ultimate State

パン100
のアーチ
であり、
図に示し
たような
荷重が載
せられて
いる。材
料の降伏
点は32
00 kg/cm²
にとった。
補剛桁の
果を見る

ために、アーチリブの断面を一定とし、補剛桁の断面を増加させて行く方法をとった。基準となるアーチの細長比 λ_A は、198, 248, 297, 446, 594である。荷重状態として、図-1の $S=0.5$ と0.99の2種を選んだ。

図-2は $S=0.5$ と0.99の場合の崩壊直前の曲げモーメント図である。 $S=0.5$ の場合は補剛桁は逆対称形の変形を示している。アーチリブにはこれに格間での部材弯曲の影響が入って来ていることが分る。

$S=0.99$ となると、格間での弯曲の影響が大きくなり、右側支点での格間でアーチが局部的に崩壊するに至る。図-3は右側格間での変形の様子を示したもので、荷重の増大と共にアーチリブが格間で大きな変形を示して崩壊していることが分る。

図-4は補剛アーチの細長比を

図-4は補剛アーチの細長比を

で表わし、その耐荷力特性を示したものである。アーチリブの局部座屈が生じない場合は2ヒンジアーチのそれとよく一致している。荷重が等分布に近くなると、ある剛度以上の補剛桁をもつものでは局部崩壊により、耐荷力が決まること分る。図中10格間と8格間とあるのは、解析した補剛アーチの格間数を表わし、8格間の方が部材長が長くなり弱くなる。残留応力を考慮した場合と考慮しない場合の計算も行ったが、局部座屈では $\lambda_T=200$ より、 $S=0.5$ では全体的に残留応力の影響を受けることが視える。一般にアーチは逆対称分布の荷重に弱い、補剛アーチの場合は、これは局部座屈との関係で定まって来る。

図-5は端部材を柱として考えたときの耐荷力曲線で、両端ピン、の柱より耐荷力が低下することが分る。これは格間を直線とすることにより防げる。

図-5は端部材を柱として考えたときの耐荷力曲線で、両端ピン、の柱より耐荷力が低下することが分る。これは格間を直線とすることにより防げる。

図-5は端部材を柱として考えたときの耐荷力曲線で、両端ピン、の柱より耐荷力が低下することが分る。これは格間を直線とすることにより防げる。

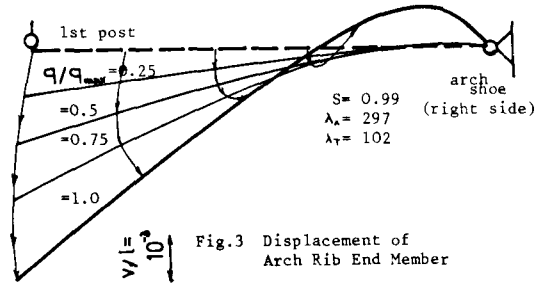


Fig.3 Displacement of Arch Rib End Member

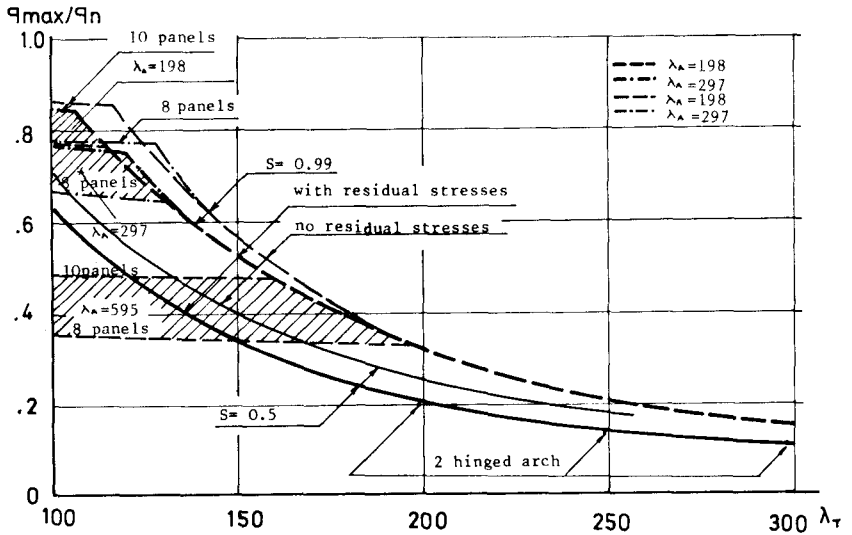


Fig.4 Ultimate Strength Curve of Stiffening Arch

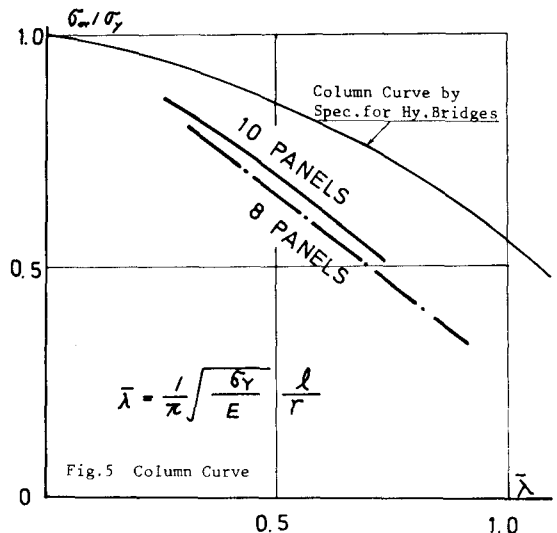


Fig.5 Column Curve