

12 側タイ付2ヒンジソリッドリブアーチ橋の非線形挙動

大阪大学 工学部 前田 幸雄

大阪大学 工学部 小林 正

1. 緒 言

側タイ付2ヒンジソリッドリブアーチという新しい橋梁形式は、本州四国連絡橋の大三島橋に初めて用いられた形式である。大三島橋は、当初固定アーチとして設計されていたが¹⁾、この新形式を用いたことにより曲げモーメントが減少し、アーチリブの断面を小さくすることができた。こうように、本形式は固定または2ヒンジアーチより経済的であり、かつ力学上合理的な橋梁形式であると言えるが、アーチリブがスレンダーになるために幾何学的非線形性が大きくなることが予想される。

そこで、本研究では大三島橋を計算モデルとして、この新形式のアーチ橋の設計荷重に対する非線形性と終局強度特性について、数値計算により検討した結果を報告する^{2), (2), (4)}。数値解析では有限変位理論に基づくマトリックス解析法を用いたが、詳細については省略する^{3), (4), (1)}。

2. 構造形式と計算例

(1) 構造特性：側タイ付2ヒンジアーチとは図-1のよう、基本形式である中略式2ヒンジソリッドリブアーチの面側径間部のタイを橋台に固定することによってアーチ全体の剛性を高めたものである。この形式の特徴は、2ヒンジアーチを基本形式に用いることによって、アーチリブの起拱変に曲げモーメントが生じないようにし、2ヒンジアーチにおいて最大曲げ

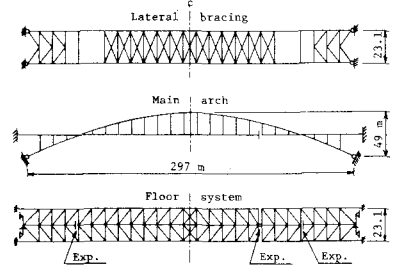


図-1 大三島橋

モーメントが生じるスパンの1/4点近傍を橋台に固定された側タイと連結することにより、アーチリブに生じる曲げモーメントを減少させることにある。すなわち、アーチリブ、側タイと橋台によって構成される剛性の高い三角形の骨組構造によって2ヒンジアーチの1/4点付近を弾性支持することになり、力学的にはアーチリブの支間長が短くなったのと同様の効果を期待することができるといえる。

(2) 解析モデル：平面及び立体の弾・塑性解析に用いた解析モデルには大三島橋の設計諸元を用いたが、鋼格子床版の剛性を無視したこと、8本の縦桁を1本の縦桁に置き換えたこと、アーチリブ横構のグレース材の配置を一部変更したほかは、支承条件や伸縮装置の配置、部材剛性等、設計図と同じ諸元を用いた。解析モデルは139節点と340部材を有し、支承条件として52自由度の拘束を受ける。なお、構造物の安全性と側タイの効果を調べるために、片側の側タイを橋台に固定しない形式(側タイに軸力が作用しないように滑り支承を用いる)について計算した。これをModel-2とし、実橋と同じ形式をModel-1とする。各部材の断面諸量については説明を省略する²⁾。

(3) 荷 重：計算には死荷重(D)のほか、平面解析では活荷重(L、等分布荷重とTT荷重、衝撃を含む)と地震荷重(EQ、水平震度0.2)を、立体解析では面外方向の地震荷重と風荷重(W、風下側の低減なし)を用いた。荷重強度は設計荷重強度を基準値とし、荷重係数(α)を用いて弾性座屈荷重や終局荷重などを表わした。

3. 面内荷重による幾何学的非線形性

(1) 変形の影響：側タイ付スピンジャーチの概略的な非線形性を調べるために、道路橋示方書 11.3条に規定されている変形の影響を大三島橋について調べてみる。この規定に示されている式(11.3.1)⁵⁾の分布死荷重強度の値、すなわち設計計算

において活荷重による形状変化の影響を考慮すべき限界の死荷重強度 w_0 は、弾性座屈荷重 w_{cr} の $1/8$ に等しいことから⁹⁾、大三島橋の各種の解析モデルについてこの w_0 の値を求め、設計死荷重強度 w との比の値を表-1に示した。示方書の規定により、この値が1を越える場合には変形の影響を考慮しなければならぬが、実橋の側タイ付スピンジャーチ(Model-1)も、前回の設計案であった固定アーチについても非線形解析を行なわなければならないことがわかる。

表中の α_{cr} は死荷重による弾性座屈に対する荷重倍数であって、両方の側タイを除去したスピンジャーチでは設計死荷重強度の1.04倍で座屈することから、側タイの補剛効果の大きいことがわかる。また λ は、式(1)で与えられるアーチリブの細長比であり、一般のソリッドリブアーチでは $\lambda=150 \sim 200$ の値であることから、大三島橋のアーチリブはかなりスレンダーになっている。

$$\lambda = L\sqrt{A/I} \quad (L: \text{支間長}, A: \text{アーチリブの断面積}, I: \text{アーチリブの断面二次モメント}) \quad (1)$$

(2) 影響線の非線形性： w/w_0 の値が1を越えるときには、活荷重による幾何学的非線形性がかなり現われることがわかってい^{8), 9), 13)}。したがって、影響線に非線形性が生じるために重ね合せの原理が成立せず、線形の影響線は勿論、通常用いられている線形化影響線解法も適用できない。

そこで、まず影響線の非線形性を調べるために、以下のような5種類の影響線を考える²⁾。

- ① 線形の影響線：単位集中荷重による線形解。
- ② 線形化影響線：死荷重載荷状態における接線剛性を用いた解。
- ③ 非線形影響線：②の場合において、収束計算を行なった厳密な値。
- ④ 線形化影響線：死荷重と半載等分布活荷重を同時に載荷した状態における接線剛性を用いた解。
- ⑤ 非線形影響線：④の場合において、収束計算を行なった厳密な値。

解法②～⑤では設計荷重の強度を用い、死荷重と等分布活荷重に対する厳密な平衡状態を求めた後に、移動集中荷重として単位荷重ではなくTT荷重($P=78 \text{ ton}$)を用いて影響値を計算した。解法②, ④では、計算値に含まれる線形化による誤差を除くようにした¹³⁾。

図-2, 3にModel-1の影響値を示した。解法②, ④による線形化影響値はそれぞれ③, ⑤に殆んど一致したので省略した。図より側タイの効果は明らかである。

表-1 構造形式による非線形性(大三島橋)

	Model-1	Model-2	2 Hinged	Fixed A.
w/w_0 (Spec.)	1.869	3.442	7.663	1.753
α_{cr}	4.280	2.324	1.044	4.564
λ	224			176

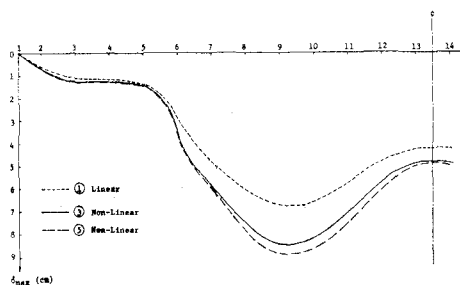


図-2 TT荷重による最大たわみ

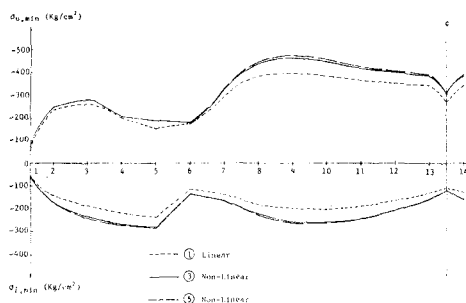


図-3 TT荷重による上下フランジの最小線応力度

集中荷重により、たわみ δ 、曲げモーメント M 、上・下フランジの線応力度 σ_u, σ_l が最大または最小になる断面に着目し、前述の各影響値に現われる非線形性を線形値①に対する増加率で表わして、表-2の最上段に示した。各影響値には20~30%の非線形性が生じていることから線形の影響値を用いることはできないが、本解法による線形化影響値を用いればその誤差は1~2%であるので、集中活荷重に対しては厳密な非線形計算を行なう必要はない。また、等分布活荷重を考慮したことによる非線形性の増加は、②と④または③と⑤を比較して、たわみで5%、応力で2~3%程度である。影響線の計算時間は①に対して②で約1.6倍、③で2.6倍であった。

リブアーチでは死荷重による応力が大きくなり、その応力の50%以上は殆んど非線形性のない軸力による応力である。そこで、死・活荷重による非線形性を示したが、表-2の2段目の値である。この⑤の値が、死・活荷重による大三島橋の厳密な幾何学的非線形性を表わしていることになる。

等分布活荷重について重ね合せの原理を適用した場合の誤差を、分布荷重による厳密な値に対する相対誤差で表わしたが、表-2の3段目の値である。このとき、死荷重による値を加えた場合の誤差を、表-2の最下段に示した。これらの値の負号は、危険側の値であることを意味している。このような影響線解法の誤差を補正する解法もあるが、本文では省略した¹³⁾。

大三島橋と同程度の細長比と荷重強度($\lambda=200$, $w/w_0=1.8$, $p/w=0.13$)を有する一般的なリブアーチでは、パラメトリック解析による結果^{8), 13)}によれば曲げモーメントで約30%、線応力度で13~15%の非線形性が生じることから、側タイが非線形性を抑制するのにも効果があると言える。

(3) 弾性安定に対する側タイの効果：実橋のModel-1と片側の側タイによる剛化効果も無視したModel-2について、座屈解析と厳密な有限変位解析により弾性安定を調べた結果を図-4に示した。縦軸は設計死・活荷重強度に対する荷重倍数の値を、横軸は最大たわみの値を示す。

一般的に、ライズ比が1/6程度の2ヒンジアーチでは飛移が生じるが、側タイ付アーチではこのような不安定現象は発生せず、前述の幾何学的非線形性を抑制する効果も図から明らかである。特に地震荷重に対しては効果があり、(D+EQ)による曲げモーメントはModel-2で60~70%の非線形性が生じるが、Model-1では15~17%になる。

図-5に1次座屈モードを示した。図のModel-2では左側の側タイのみを固定した。

表-2 影響線の非線形性と解法の誤差(%)

Solution	max δ	max M	min M	min σ_u	min σ_l
Nonlinearity of influence values (P)					
②	25.4	18.8	22.8	17.3	17.0
③	26.4	19.2	22.5	17.8	18.7
④	30.1	21.3	26.3	19.5	19.6
⑤	31.3	21.7	25.8	20.0	21.4
Nonlinearity due to dead & live loads (D+L)					
②	6.6	13.4	10.6	4.1	2.2
③	6.9	13.7	10.4	4.3	2.4
④	13.5	22.5	18.9	8.8	5.8
⑤	13.7	22.7	18.8	8.8	6.0
Error due to superposition (EP)					
②	-2.2	-2.0	-1.2	-1.8	-2.2
③	-1.3	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9
Error of influence line analysis (D+L)					
②	-1.6	-2.0	-1.3	-0.9	-0.9
③	-1.1	-1.5	-1.4	-0.6	-0.5

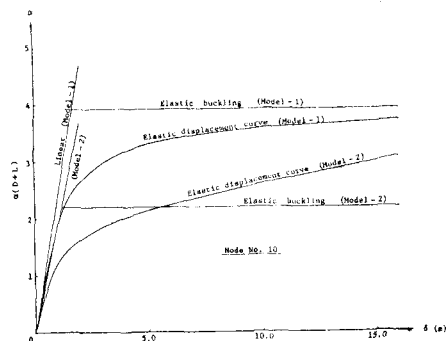


図-4 死・活荷重による荷重-変位曲線

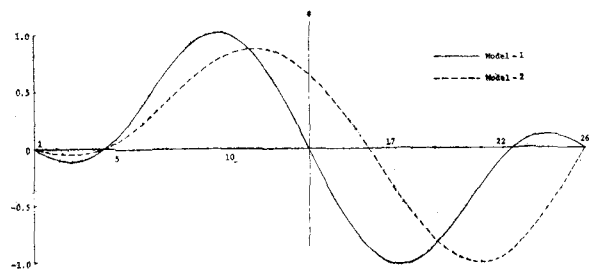


図-5 死荷重による座屈モード

4. 面外荷重による幾何学的非線形性

(1) 幾何学的非線形性 : アーチ橋の面外荷重による非線形挙動は殆んど知られておらず、示方書にもこれに関する規定はない。

大三島橋について立体有限変位解析³⁾を行ない、設計荷重による幾何学的非線形性を表

表-3 面外荷重による非線形性 (%)

Model	Load	max V	max W	max N	max M _t	max M _y	max M _z
Model-1	EQ	5.7	8.2	3.0	8.6	17.8	10.4
	D+EQ	5.6	3.2	1.1	4.8	16.0	9.9
	W	4.9	8.7	3.2	7.2	16.1	6.9
	D+W	4.9	3.4	1.1	4.5	8.8	6.9
Model-1*	EQ	4.9	6.3	2.6	5.2	15.7	1.2
	D+EQ	4.8	2.7	0.8	3.0	8.2	1.2
	W	4.3	7.5	3.0	4.5	14.5	5.8
	D+W	4.3	2.9	0.9	2.8	7.7	5.9

-3 に示した。表中の Model-1* の値は、Model-1 に床版の剛性も考慮した場合の計算値である。また、V, W は面外及び面内の変位成分であり、N はアーチリブの軸力、M_t, M_y, M_z はねじりモーメントと面内・面外曲げモーメントを表わす。この表の値より、設計荷重に対しても非線形性が現われ、特に面内曲げモーメントで最も著しい。設計荷重の4~5倍の荷重に対してもこの非線形性は殆んど一定であり、面内荷重による非線形性状とは異なっている。また、Model-1 と1* を比較して、床組部の面外剛性が大きい場合には非線形性はかなり減少することがわかる。ただし、床版の剛性も考慮した場合には、側タイに生じる軸力の値が50%程増加することには注意すべきである。

表-3 に示したような非線形性は、側タイのない通常のリブアーチでも同じような性状を示し⁷⁾、大三島橋の固定アーチ梁⁶⁾の場合でも変うないうで、側タイ付アーチ特有の性状ではないと言える。

(2) 弾性座層 : 面外方向に対する安定を調べるために立体座層解析を行なった。表-4 には、設計死荷重強度に対する荷重倍数の値 α_{cr} を示した。Model-1*, 2* は、それぞれ Model-1, 2 において床版の剛性を考慮した場合である。

表-4 座層に対する荷重倍数

Mode No.	1st	2nd	3rd
Model-1	4.833	7.664	9.580
Model-1*	5.215	8.243	9.914
Model-2	2.677	5.097	8.153
Model-2*	2.899	5.511	8.692

表-4 の値で Model-1 と1* の3次モード

が面外座層であり、他のモードは全て面内座層であった。一般のリブアーチでは、1次が面内座層、2次が面外座層であり¹⁰⁾、大三島橋の固定アーチ梁⁶⁾でも同じである。このように、側タイ付アーチは高次モードで通常のリブアーチと異なる性状を示す。

表-5 降伏荷重と最高荷重に対する荷重倍数

Model \ Load	αD		$\alpha (D+L)$		$D+L$		$1.3D+\alpha L$	
	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}
1	2.964	3.012	1.787	1.929	3.261	4.354	2.663	3.480
2	2.118	2.118	1.434	1.487	2.222	2.764	1.670	1.927
3 (10^{-4})	2.869	2.923	1.760	1.903	3.215	4.307		
3 (10^{-3})	2.359	2.424	1.560	1.714	2.821	3.901		
Model \ Load	$\alpha (D+EQ)$		$D+\alpha EQ$		$1.3D+\alpha EQ$			
	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}		
1	2.328	2.656	2.378	4.609	2.372	4.364		
2	1.412	1.528	2.161	2.432	1.618	2.135		
1*	2.690	2.723	4.199	6.050	4.120	4.737		
2*	1.412	1.528	2.217	2.970	1.618	2.192		

5. 面内荷重による終局強度特性

マトリックス法による弾塑性有限変位解析¹¹⁾を行なって、終局強度を求めた。計算では塑性域の拡がりも考慮するために、アーチリブを832個の要素に分割した。

終局強度特性を調べるために、表-5 に示すような7種類の荷重の組合せを用いた。計算では不安定領域まで弾塑性挙動を解析したが、そのときの降伏荷重と最高荷重に対する荷重倍数 α の値を、表-5 に示した。Model-3 は、Model-1 において形状寸法の誤差による初期不整を与えた場合であり、() 内の数値は不整量の最大値 δ の支間長に対する比 (δ/L) の値を表わす。この初期不整には、全載等分布荷重に対して最も危険な不整モードである図-5 に示した座層モードを用いた。また、Model-1*, 2* は、それぞれ Model-1, 2 においてタイ材の材質を実橋で用いた鋼材 SM50Y と SS41 からアーチリ

ブの材質と同じSM58に変更したものである。

表-5の値より Model-1 と2を比較して側タイの効果は明らかであり、両方倒タイがない場合には、設計死荷重より少し荷重が大きくなると弾性不安定が起きて崩壊する。

計算に用いた初期不整は支間長の $1/1000$ と $1/10000$ であり、これを実寸に換算すると約 30cm と 3cm となる。したがって、実橋の不整量はこの中間の値をとるものと予想される。表-5より初期不整による終局強度の低下は $1/10000$ のときで $2\sim3\%$ 、 $1/1000$ のときには $10\sim11\%$ であり、死荷重のみのときは 20% になる。ゆえに、実橋では終局強度に及ぼす初期不整の影響は数パーセントと考えられ、倒タイのないリブアーチの場合よりその影響は、はるかに小さい。

図-6~8に最大たわみと荷重の関係を示した。図には、弾塑性解析による荷重変位曲線の他に、弾性曲線と線形解も併せて示した。図より、どの荷重に対しても最高荷重に達した後、急激な不安定現象は起きていない。

死荷重とともに地震荷重が作用する場合には、側タイから塑性域が発生する。したがって、側タイを降伏応力の高い鋼材に変更した Model-1*, 2* では、荷重形態によっては終局強度がかなり大きくなる(図-8, 表-5)。

図-9~11は最高荷重における塑性域の進展図である。塑性域が生じていない部材は図には示さなかった。この場合も、アーチリブの一部に塑性域が生じて崩壊している。特に Model-2 の場合には、降伏荷重に達すると塑性域が進展することなく崩壊する。このことは、表-5の数値からわかる。

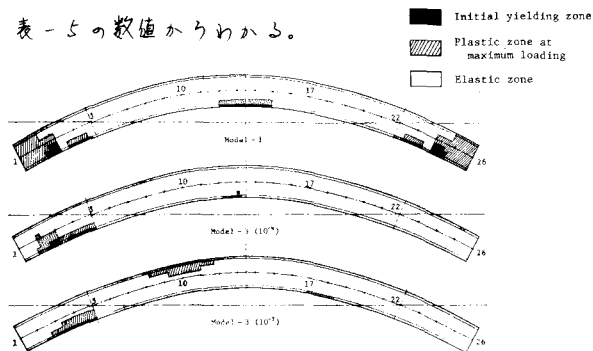


図-9 死荷重による塑性域(αD)

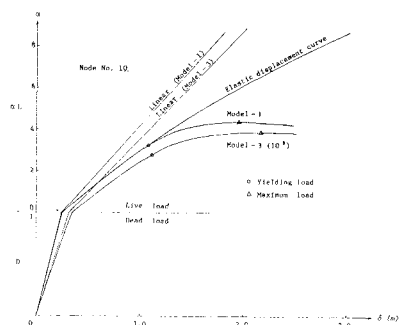


図-6 死・活荷重による荷重-変位曲線

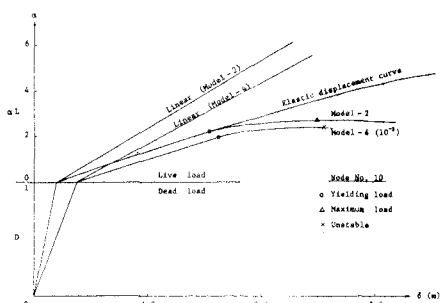


図-7 死・活荷重による荷重-変位曲線

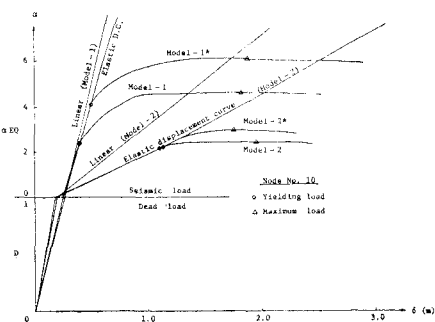


図-8 死・地震荷重による荷重-変位曲線

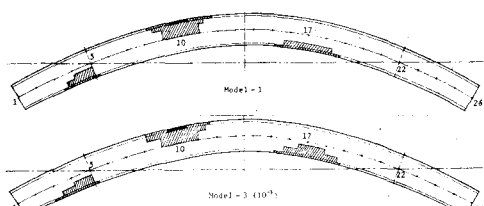


図-10 死・活荷重による塑性域($D+\alpha L$)

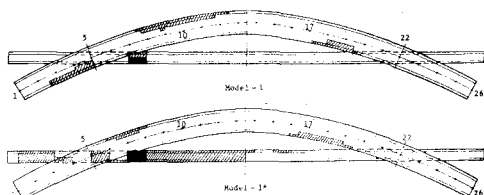


図-11 死荷重と地震荷重による塑性域

6. 面外荷重による終局強度特性

終局強度解析については省略する⁴⁾。数値計算では、実橋モデルを約6000の要素に分割した。計算に用いた荷重は死荷重の他に、面外荷重として影響の大きい風荷重($W=2.026\text{ t/m}$)を用いた。

終局強度は風荷重に対する荷重係数 α で表わし、表-6に示すように2通りの場合について計算した。最高荷重に達したときの荷重係数の値を表-6に示した。2通りの計算結果から、死荷重を30%増加しても風

表-6 面外終局強度

	Case-1 ($1.0D + \alpha W$)	Case-2 ($1.3D + \alpha W$)
$\alpha_{\max}$	3.240	3.110

荷重に対する強度は極くわずかに低下していない。この理由は、大三島橋は死荷重に対する面内強度が大きくて、表-5の値より設計死荷重に対して約3倍の強度があるためと考えられる。すなわち、死荷重と風荷重によって降伏する部材が異なり、死荷重に対してはアーチリブが降伏して構造物は崩壊し、そのとき側タイは弾性状態のままである(図-9)。一方、風荷重に対しては側タイが降伏して崩壊する。したがって、死荷重を30%程度増大しても側タイの降伏にはあまり影響がないので、構造物全体の崩壊に及ぼす影響も少ない。

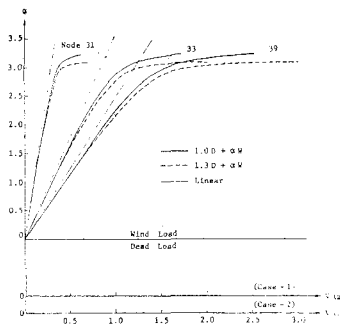


図-12 荷重-面外変位曲線

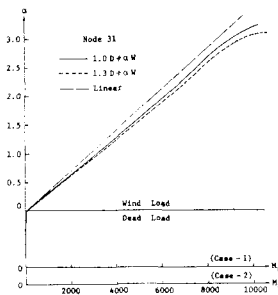


図-13 荷重-面外曲げモーメント曲線

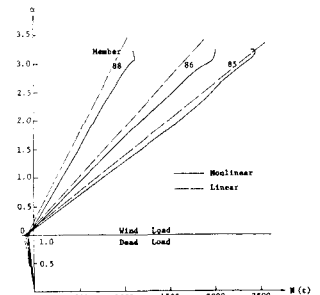


図-14 側タイの荷重-軸力曲線

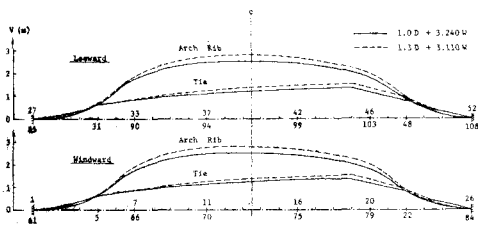


図-15 アーチリブとタイの面外変形

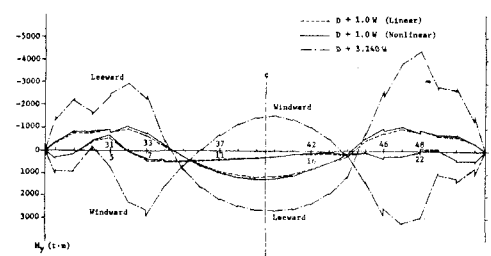


図-17 アーチリブの面内曲げモーメント分布図(Case-1)

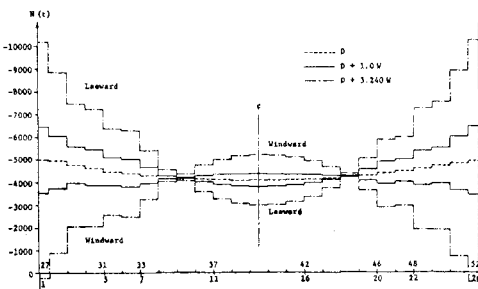


図-16 アーチリブの軸力分布図(Case-1)

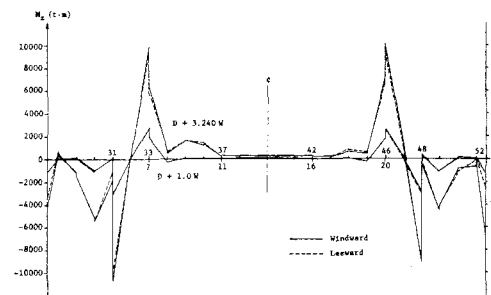


図-18 アーチリブの面外曲げモーメント分布図(Case-1)

荷重と面外変位との関係を、図-12に示した。図からでは識別し難いが、最高荷重に達した後10回の増分計算を行なっている。曲線上の数字は風下側のアーチリブの節点番号であり、31は側タイとの交点、33は橋門構の梁との交点、39はアーチクラウンの番号を表わす。節点31と33の位置は2パネル離れているだけであるが、面外変位は約2.5倍の差がある。これは側タイ付アーチに特有な性状であって、側タイが側径間部のアーチリブの面外変形を抑制しているためである。最高荷重時における面外変形図を示した図-15から、側タイの効果がわかる。

図-13より、最高荷重に達したときでもアーチリブの曲げモーメントにはそれ程変化は見られず、この節点31で最大の曲げモーメントが生じており(図-18)、他の断面でも曲げモーメントの非線形性は変位よりほかに小さい。この理由は、風荷重が約3倍になったとき($\alpha \approx 3$)、側タイは全断面が降伏し(図-14)、急激にアーチリブの変形が生じたためと考えられる。また、その直前($\alpha \approx 2.8$)では、橋門構周辺のアーチリブ横構のブレース材も降伏したことが原因になっている。大三島橋の断面諸元を用いた側タイ付2ヒンジアーチでは、側タイとブレース材の降伏により構造物は不安定状態になった。

最高荷重時における塑性域を図-19に示したが、大部分の部材は弾性であることがわかる。図には示されていない床組部では、両側径間の全ブレース材は降伏した。なお、数値計算では考慮しなかったブレース材の塑性度屈の影響を考えれば、表-6の d_{max} の値はおおよそ2.5ぐらいいなる²⁾。

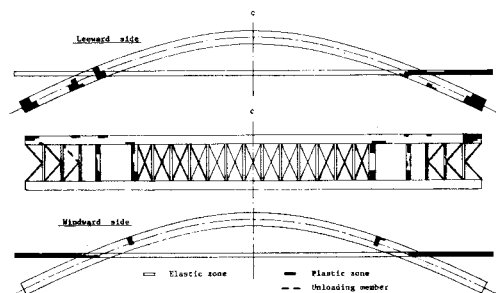


図-19 最高荷重時の塑性域(Case-1)

7. 結 語 大三島橋をモデルとした数値解析から、側タイ付2ヒンジアーチの非線形挙動を調べた結果、以下のような構造特性がわかった。

(1) 面内荷重に対する側タイの補剛効果は極めて顕著であり、アーチリブの曲げモーメントを減少させるだけでなく、幾何学的非線形性を抑制し、終局耐力を高める。

(2) 面外荷重に対しては、側タイが面外変形を抑制することから終局強度が大きくなる。

(3) 側タイにより見掛け上の支間長が短くなるので、長径間アーチに適した構造形式である。

なお、本研究は本州四国連絡橋公団の委託研究として行なったものである。

- 1) 本州四国連絡橋公団：大三島橋実施設計(その4)，昭和49年10月。
- 2) 前田・林・松井：大三島橋に関する研究報告書(昭和50年度，昭和51年度)，昭和51年3月，昭和52年3月。
- 3) 前田・林：立体骨組構造物の有限変位解析，土木学会論文報告書，No. 253，1976。
- 4) 前田・林・中村：立体骨組構造物の弾塑性有限変位解析，日本鋼構造協会第11回マトリックス解析法研究発表論文集，1977。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，11.3節，昭和48年2月，pp. 278～280。
- 6) 前田・林・伊奈：大三島橋の三次元的非線形性について，土木学会第29回年次学術講演会講演概要集，I-108，昭和49年10月。
- 7) 前田・林・森川：アーチ橋の面外非線形挙動について，同上，I-109。
- 8) 前田・林：固定及び2ヒンジアーチ橋の大変形計算法とその非線形性状，同上，I-110。
- 9) Maeda Y. et al. : Structural Behaviour due to Large Deformation of Steel Arch Bridges, Proc. of Symp. on Bridge & Structural Eng., No. 20, 1975。
- 10) 前田・林・中村：アーチの面外座屈性状について，土木学会第30回年次学術講演会講演概要集，I-53，昭和50年10月。
- 11) 前田・林・芦田：弾塑性問題の数値解法における一考察，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集，I-54，昭和51年10月。
- 12) 前田・林・中村：大三島橋の幾何学的非線形性と安全性について，同上，I-156。
- 13) 前田・林・池田：幾何学的非線形性を考慮したアーチの設計計算法，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集，I-88，昭和52年10月。
- 14) 前田・林・松井：大三島橋の面外強度について，同上，I-311。

NONLINEAR BEHAVIOUR OF SOLID RIB TWO-HINGED ARCHES STIFFENED BY SIDE TIES

Yukio MAEDA* and Masa HAYASHI*

1. Introduction

A new structural type of bridge named "a solid rib two-hinged arch stiffened by side ties" was firstly applied to Ohmishima Bridge in the Inland Sea Cross Bridge Projects. This new type arch is more economical and scientific from the point of structural behaviour than an ordinary solid rib fixed or two-hinged arch. There is a possibility that the arch ribs of this type may show a geometrical nonlinearity because it may become more slender.

In this paper, various nonlinear behaviours of this new type arch are examined by numerical analysis with a matrix method based on the finite displacement theory, and Ohmishima Bridge is used as a numerical model at the analysis.

2. Structural Configuration

The main structure of the new type arch is a solid rib two-hinged arch of half-through type, and it is stiffened by two side ties fixed to abutments at both side spans, respectively. The structural characteristics of this new type arch are that a bending moment of an arch rib is less than a fixed or two-hinged arch, namely the bending moment does not occur at its springing and the maximum moment as a two-hinged arch is reduced by the stiffening ties. In addition, the main arch is supported in plane elastically by two triangular frames composed of a rib, a tie and an abutment. Therefore, the arch is regarded as an arch with a span length between two points at which the side ties are connected to the arch rib.

The span length of Ohmishima Bridge is 297 meters and its rise ratio is $1/6$, and the slenderness ratio of its arch rib is about 224.

In order to examine the stiffening effect of ties, numerical calculations are performed for a two-hinged arch stiffened by only one side tie, too.

3. Geometrical Nonlinearity

The geometrical nonlinearity which appears in the bending moment and stress due to live loads of the rib is less than one half in comparison with that in two-hinged arches, and is less than one third for seismic loads acting in the horizontal direction.

Concerning its spatial behaviour, the nonlinear values of bending moment of the rib due to wind loads or seismic loads acting in the direction of out-of-plane are from ten to fifteen percents larger than the linear values.

4. Ultimate Strength

The ultimate strength of the arch is calculated by an elasto-plastic analysis taking its geometrical nonlinearity into consideration.

The in-plane strength of an arch stiffened by two ties for dead and live loads is about fifty percents larger than that of an arch stiffened by one tie, and the strength of the former for dead and seismic loads is about twice as large as that of the latter. The safety load factor of the former for these loads is from two to four.

The out-of-plane ultimate strength of Ohmishima Bridge is about three times as large as the strength for the wind load used in its design.

5. Conclusion

The bending moment of a rib in this new type arch is a very little in comparison with a fixed or two-hinged arch, and two stiffening ties are effective for the reduction of geometrical nonlinearity and for the increase of ultimate strength.

* Department of Civil Engineering, Osaka University