

線形化有限変位理論によるアーチ橋の設計法の提案

A PROPOSAL FOR THE STABILITY DESIGN OF ARCH BRIDGES BY LINEARIZED FINITE DISPLACEMENT THEORY

尾下里治*、大森邦雄**

Satoji OSHITA and Kunio OMORI

*工博 (株) 横河ブリッジ 橋梁本部技術部長 (〒273 船橋市山野町 27 番地)

**工博 (株) 横河ブリッジ 技術本部長 (〒273 船橋市山野町 27 番地)

This paper presents a reasonable method for the stability design of arch bridges considering geometric nonlinearity. This method is based on finite displacement theory linearized by initial axial forces of arch rib due to dead load and fixed live load, and follows the current Japanese Specifications for Highway Bridges. In order to examine the accuracy of this method, three models of deck arch with continuous stiffening girder are analyzed.

As a results of these tentative designs, it is found that it is necessary to consider not only design load but also ultimate load for arch bridge design.

Key Words: arch bridge, geometric nonlinearity, ultimate strength, stability design

1. はじめに

補剛桁に軸力が生じない形式のアーチ橋では、アーチリブの変形によって幾何学的非線形性が現れるので、活荷重による断面力や変位は通常の微小変位解析による値よりも大きくなることはよく知られている。具体的には、無補剛のアーチ橋と、水平移動が拘束されない補剛桁によって補剛された上・中路式の 2 ヒンジアーチ橋がこの形式に相当する。

道路橋示方書では、この変位の影響によるアーチリブや補剛桁の応力度の増加が、微小変位理論による応力度の 10% を越えないような死荷重強度の限界を定め、それ以上の荷重を受ける場合は有限変位理論によって設計することを規定している。さらに、終局強度を照査するために、設計荷重の 1.7 倍の荷重に対しても有限変位解析を行い、その結果が許容引張応力度や局部座屈に対する許容応力度の 1.7 倍を越えないことを確認することを規定している。

特定の荷重に対する有限変位解析であれば、現在の解析技術の水準からすると問題にはならないが、活荷重のように着目点ごとに載荷状態が異なる荷重ケースすべてに対して有限変位解析を行うことは、通常の設計作業の中では不可能に近い。そこで、実際の設計においては、ある特定の活荷重の載荷状態に対して有限変位解析を行ったり、あるいは解析的な手法¹⁾によって幾何学的非線形性による曲げモーメントの増加率を求めて、微小変位解析の結果に乗じるなどして対処

している。しかし、こうした特殊な手法は、通常の設計計算の流れからはずれるだけでなく、その都度工学的な判断を必要とする。

また、「終局強度の照査」については、設計荷重によって設計した断面の終局荷重に対する照査という位置づけであるが、ここで許容応力度を越えた場合の断面変更の方法も明かでない。アーチリブについては、終局時の許容応力度には格点間を有効座屈長とする許容軸方向圧縮応力度を考慮しなくてよいのと、軸力には幾何学的非線形性がほとんど現れないことから、終局強度の照査で許容応力度以下となる可能性もある。しかし、補剛桁については、曲げモーメントの増加がそのまま応力度の増加になって現れるのと、許容応力度は設計荷重時のそれを単に 1.7 倍していることになるので、幾何学的非線形性が強まった分だけ必ず応力超過することになる。つまり、終局荷重に対しても断面設計ができる設計法が必要であることを意味している。

本文では、死荷重と載荷状態を固定した活荷重とによるアーチリブの軸力（以下アーチ軸力）を初期軸力として考慮した線形化有限変位理論によって解析する設計手法を提案する。この方法は、吊橋の解析にはよく利用されているが、アーチ橋の設計においてはこれまで用いられることはなかった。線形化理論を用いることによって、変位の影響を考慮して活荷重の影響線載荷まで行えるので、通常の設計計算の流れを変える

ことなくアーチ橋の設計が行える。また、「終局強度の照査」に対しても、終局時の変位の影響を考慮した断面力が算出できるので、照査のみならず断面設計が可能になる。

2. 線形化有限変位理論の解析精度

線形化有限変位解析（弾性2次解析）が有限変位解析と同一精度を有していることは織田ら²⁾も確認しており、これを利用した座屈照査法も提案されている。織田らは、ある特定の活荷重の載荷状態に対して線形

化を行っているが、本文ではあらゆる活荷重の載荷状態に対して同一のアーチ軸力を設定して線形化を行おうとするものである。これによって、影響線を用いた設計断面力の算出が可能となるが、アーチ軸力をどのような値にするかが問題となる。そこで、実橋モデルの計算例を用いてアーチ軸力の設定値と線形化有限変位理論の解析精度について検討を行う。

2.1 解析モデルと解析条件

計算例として、補剛桁に側径間を有する最も一般的な上路式補剛アーチ橋で、アーチ支間長がそれぞれ100m、160m、200mの3つのモデルを取り上げる。この形式は、変位の影響を考慮して設計しなければならないアーチ橋の大部分を占める。図-1には解析モデルの骨組図、表-1には部材剛度をそれぞれ示す。補剛桁の側径間と中央径間との支間長比は実橋で最も多い0.2とし、アーチ支間長を長さの指標にとった細長比はアーチリブのみでは200~310、補剛桁の曲げ剛性を含めれば130~220である。

表-1 解析モデルの部材剛度

(a) 100mモデル

部材		A(m ²)	I(m ⁴)
アーチリブ	1-13	0.098	0.024
補剛桁	14-17,31-34	0.044	0.029
	17-19,29-31	0.068	0.049
	19-29	0.043	0.028
垂直材	7-24	10.0	10.0
	上記以外	0.015	---

(b) 160m、200mモデル

部材		160m		200m	
		A(m ²)	I(m ⁴)	A(m ²)	I(m ⁴)
アーチリブ	1-17	0.200	0.068	0.270	0.111
補剛桁	18-21,39-42	0.120	0.070	0.172	0.129
	21-23,37-39	0.160	0.095	0.190	0.140
	23-37	0.107	0.060	0.137	0.098
垂直材	9-30	10.0	10.0	10.0	10.0
	上記以外	0.025	---	0.025	---

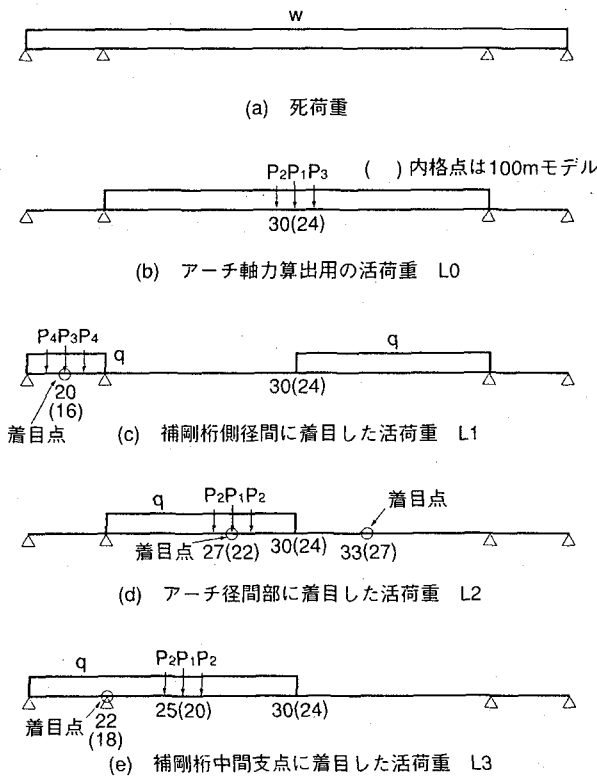


図-2 荷重の載荷状態

表-2 荷重強度（設計荷重）

		100m	160m	200m
集中活荷重 (tf)	死荷重 w (tf/m)	7.24	7.93	8.36
	分布活荷重 q (tf/m)	2.45	2.25	2.25
	P ₁	49.0	52.5	56.0
	P ₂	10.5	8.75	7.0
	P ₃	35.0	48.1	52.5
	P ₄	17.5	10.9	8.75

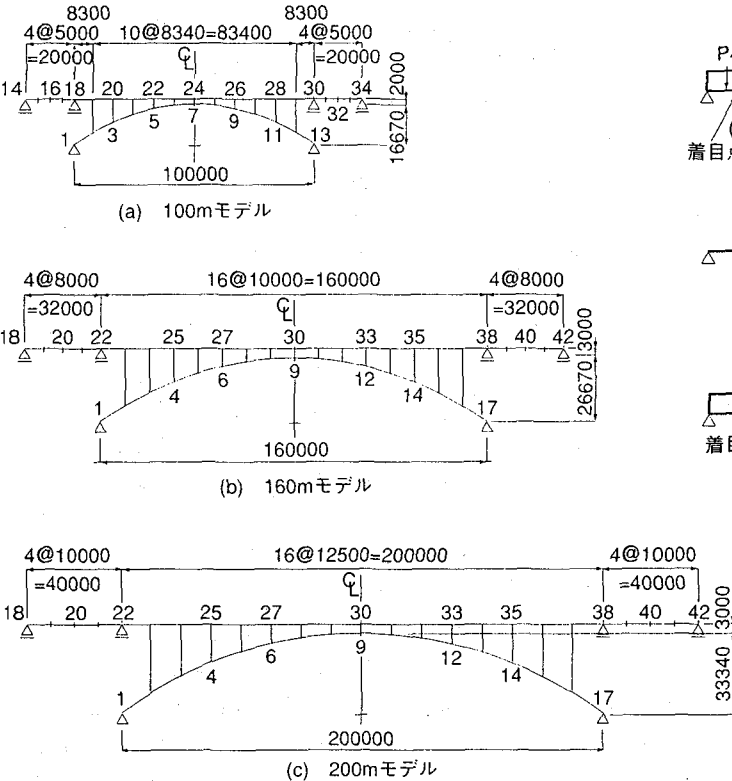


図-1 解析モデルの骨組図

図-2と表-2には荷重の載荷状態と荷重強度を示す。死荷重は各支間長の実橋モデルを想定した値とし、活荷重はB活荷重に衝撃を加えたものになっている。また、活荷重L0は、アーチ軸力が最大になる載荷状態で、初期剛性として用いるアーチ軸力算出用の載荷ケースである。活荷重L1~L3の3ケースは、補剛桁の側径間中央点、アーチ径間部の最大曲げモーメント発生位置、補剛桁の中間支点位置にそれぞれ着目し

た載荷状態で、有限変位解析結果と比較するためのものである。表-2に示す荷重強度は、設計荷重強度(1.0D、1.0L)であり、終局荷重としては表-2の値を1.7倍したものを載荷する。

線形化有限変位理論におけるアーチ初期軸力としては、次の3通りを設定して、それぞれの精度を比較する。

表-3 アーチリブの初期軸力の水平分力

(tf)

支間長 (m)	死荷重D Nd	活荷重L0 Nl	設計荷重時			終局荷重時		
			Nd	Nd+Nl/2	Nd+Nl	1.7Nd	1.7(Nd+Nl/2)	1.7(Nd+Nl)
100	519.0	268.6	519.0	653.3	787.6	882.3	1110.6	1338.9
160	918.1	356.5	918.1	1096.4	1274.6	1560.8	1863.8	2166.8
200	1214.8	424.2	1214.8	1426.9	1639.0	2065.2	2425.7	2786.3

表-4 活荷重による曲げモーメントの解析結果

(a) 設計活荷重時 (1.0L)

(tf·m)

支間長 (m)	着目点	微小変位	線形化有限変位			有限変位
			Nd	Nd+Nl/2	Nd+Nl	
100	アーチリブ	5	285.6 (0.90)	308.4 (0.98)	315.0 (1.00)	315.9
		10	-213.8 (0.88)	-235.9 (0.97)	-242.3 (1.00)	-242.3
	補剛桁	16	409.6 (0.96)	424.2 (1.00)	428.4 (1.01)	425.9
		18	-608.9 (0.92)	-648.8 (0.98)	-660.4 (1.00)	-662.7
		22	333.3 (0.90)	360.5 (0.97)	368.4 (0.99)	371.6
		27	-261.0 (0.88)	-288.1 (0.97)	-296.0 (1.00)	-297.1
160	アーチリブ	6	674.9 (0.82)	791.8 (0.96)	820.1 (0.99)	824.5
		12	-528.3 (0.79)	-640.7 (0.96)	-668.1 (1.00)	-667.1
	補剛桁	20	858.5 (0.92)	922.7 (0.99)	938.2 (1.01)	930.3
		22	-1132.7 (0.84)	-1294.5 (0.96)	-1333.6 (0.99)	-1343.0
		27	607.9 (0.81)	714.2 (0.95)	739.9 (0.99)	748.0
		33	-480.0 (0.79)	-582.5 (0.96)	-607.4 (1.00)	-608.1
200	アーチリブ	6	961.0 (0.77)	1188.9 (0.95)	1241.8 (1.00)	1247.8
		12	-770.3 (0.74)	-990.6 (0.95)	-1042.1 (1.00)	-1038.1
	補剛桁	20	1261.8 (0.90)	1390.6 (0.99)	1420.3 (1.01)	1406.1
		22	-1599.6 (0.80)	-1910.3 (0.96)	-1982.2 (0.99)	-1998.3
		27	862.5 (0.76)	1069.8 (0.95)	1117.7 (0.99)	1130.8
		33	-700.4 (0.74)	-901.4 (0.95)	-948.4 (1.00)	-947.9

() 内数値は有限変位解析値に対する比率

(b) 終局活荷重時 (1.7L)

(tf·m)

支間長 (m)	着目点	微小変位	線形化有限変位			有限変位
			1.7Nd	1.7(Nd+Nl/2)	1.7(Nd+Nl)	
100	アーチリブ	5	485.5 (0.83)	556.1 (0.96)	578.5 (0.99)	581.8
		10	-363.5 (0.80)	-432.1 (0.95)	-454.0 (1.00)	-454.0
	補剛桁	16	696.3 (0.93)	741.4 (0.99)	755.7 (1.01)	747.2
		18	-1035.2 (0.86)	-1158.6 (0.96)	-1197.6 (0.99)	-1204.8
		22	566.6 (0.82)	650.9 (0.95)	677.6 (0.98)	688.6
		27	-443.7 (0.79)	-527.7 (0.95)	-554.5 (0.99)	-558.3
160	アーチリブ	6	1147.3 (0.68)	1539.6 (0.92)	1654.2 (0.99)	1674.9
		12	-898.1 (0.65)	-1276.9 (0.96)	-1388.6 (1.00)	-1385.4
	補剛桁	20	1459.4 (0.86)	1674.0 (0.98)	1736.0 (1.02)	1704.1
		22	-1925.6 (0.72)	-2467.4 (0.93)	-2625.0 (0.99)	-2660.6
		27	1033.5 (0.68)	1390.0 (0.91)	1494.1 (0.98)	1528.0
		33	-816.0 (0.64)	-1161.3 (0.92)	-1263.2 (1.00)	-1265.2
200	アーチリブ	6	1633.7 (0.60)	2443.9 (0.90)	2688.7 (0.99)	2725.3
		12	-1309.5 (0.56)	-2096.6 (0.90)	-2336.6 (1.01)	-2321.1
	補剛桁	20	2145.1 (0.80)	2600.5 (0.97)	2736.5 (1.02)	2671.3
		22	-2719.3 (0.64)	-3821.1 (0.91)	-4152.2 (0.98)	-4220.1
		27	1466.3 (0.56)	2203.0 (0.89)	2425.5 (0.97)	2488.5
		33	-1190.7 (0.56)	-1909.0 (0.90)	-2128.0 (1.00)	-2123.9

() 内数値は有限変位解析値に対する比率

- ① N_D
- ② $N_D + N_L / 2$
- ③ $N_D + N_L$

ここで、

N_D : 死荷重によるアーチ軸力

N_L : アーチ径間部に活荷重を満載した場合 (L0) のアーチ軸力

表-3に、実際に導入したアーチ軸力の値を水平分力に置き換えて示す。

2.2 解析結果と考察

活荷重の載荷ケース、L1、L2、L3を微小変位、線形化有限変位、有限変位のそれぞれの理論によって解析して、補剛桁とアーチリブの各着目点の最大曲げモーメントを算出した結果を表-4に示す。このうち、線形化有限変位解析については、前述のように初期軸力を3通りに変化させている。また、活荷重強度と曲げモーメントとの関係の一例として、幾何学的な非線形性の度合いが最も大きな200mモデルのアーチリブ

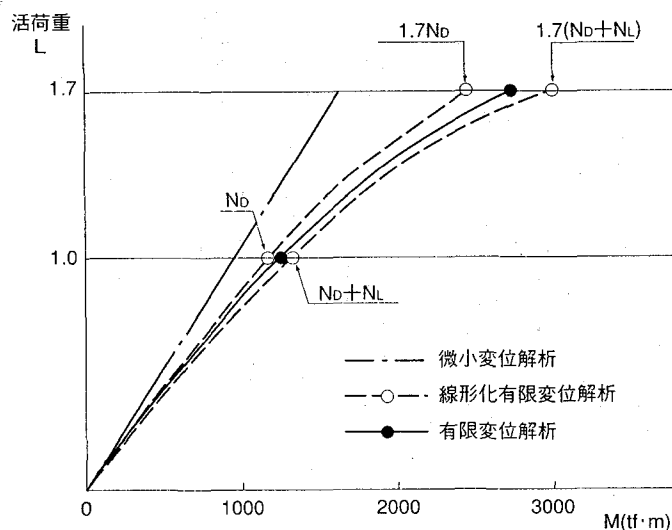


図-3 アーチリブの曲げモーメント (節点6)

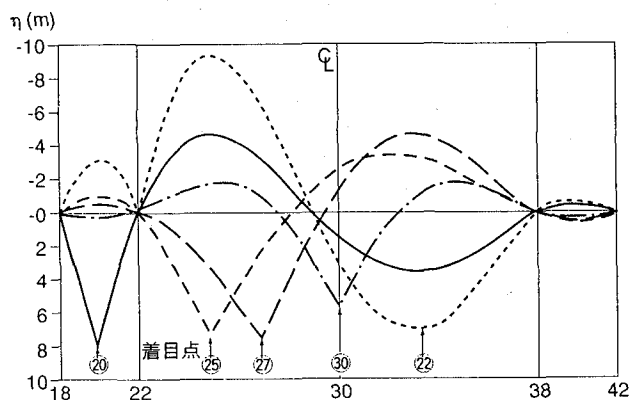


図-4 200mモデルの曲げモーメントの影響線 (設計荷重時)

(節点6) の場合をグラフにして図-3に示す。これらより、次のようなことがいえる。

(1) 微小変位解析結果は有限変位解析結果に比べて小さな値となり、設計上、無視しがたい誤差を持つ。100mモデルの設計荷重時には前者の結果は後者のそれに対して10%前後の誤差であるが、支間長と荷重強度とが増大するのにともないその誤差は拡大し、200mモデルの終局荷重時には40%前後にもなる。

(2) 線形化有限変位理論によると、微小変位理論によるものよりかなり改善された結果が得られるが、アーチ初期軸力の大きさによってその精度は変化する。アーチ初期軸力が N_D だけでは有限変位解析結果に対して危険側の結果を与え、 $(N_D + N_L)$ では安全側の結果を与える。一方、アーチ初期軸力を $(N_D + N_L / 2)$ とすると、有限変位解析結果に対して2~3%の誤差の高精度の結果が得られる。

以上の結果より、設計荷重に対してはアーチリブの初期軸力を $(N_D + N_L / 2)$ 、終局荷重に対しては初期軸力を $1.7 \times (N_D + N_L / 2)$ として線形化有限変位理論を適用すればよいと思われる。活荷重による軸力を最大軸力の1/2とする点については、補剛桁やアーチリブの曲げモーメントの影響線の性状からしても妥当なものと思われる。つまり、図-4に示す200mモデルの影響線図からも分かるように、アーチ径間部の影響線は正の範囲と負の範囲とを必ず含んでおり、各々の載荷長も大体等しくなるからである。

3. 本解析法を用いた場合のアーチ橋の設計方法

本設計法は、耐荷力の評価法などに新たな提案を行っているわけではないが、線形化有限変位解析を用いることによって、道路橋示方書の規定の意図するところを実際の設計に忠実に反映できる点に特徴がある。特に、終局強度に対する照査については、「弾塑性有限変位解析による最大荷重と、弾性有限変位解析によって計算されたある断面の応力度が最初に降伏点に達したときの荷重とがよく一致し、しかも誤差は安全側である」という倉西³⁾や高森・大森⁴⁾の研究結果を拠り所としている。

これによって、アーチ橋の設計手順は図-5のようになり、現行の設計法と比べて本提案法は設計の流れが簡素化され終局時の照査においても手戻りが生じないものとなっている。本提案法の具体的な設計手順は次のようである。

(1) アーチリブの初期軸力の算出

微小変位理論により死荷重と活荷重とによるアーチ軸力(N_D 、 N_L)を算出する。活荷重はアーチ軸力が最大(負値)となるように、アーチ径間部に満載する。

死荷重によるアーチ軸力は、特殊な架設方法を用いた場合は、その架設系を考慮して求める必要がある。

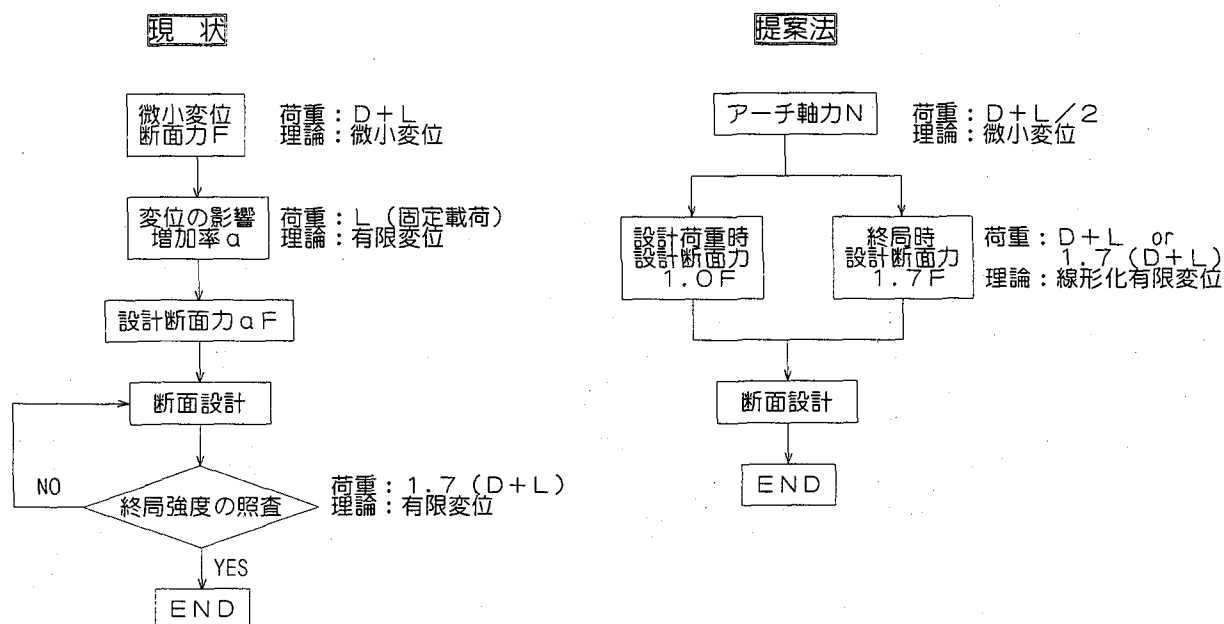


図-5 アーチ橋の設計フロー

死荷重による断面力 F_D は、幾何学的な非線形性がほとんどないので、ここで算出した結果を終局時（1.7倍する）も含めて用いることができる。

(2) 設計荷重時の活荷重による断面力の算出

アーチリブの初期軸力を $(N_D + N_L/2)$ として、線形化有限変位解析により影響線を作成し、設計荷重時の活荷重による断面力 $F_{1.0L}$ を算出する。

(3) 終局荷重時の活荷重による断面力の算出

アーチリブの初期軸力を $1.7 \times (N_D + N_L/2)$ として、線形化有限変位理論により影響線を作成し、1.7倍した活荷重による終局時断面力 $F_{1.7L}$ を算出する。

(4) 部材の断面設計

断面設計は、設計荷重時断面力 $(F_D + F_{1.0L})$ と終局荷重時断面力 $(1.7F_D + F_{1.7L})$ とに対してそれぞれ行う。このときの許容応力度は次の通りである。

(設計荷重時)

許容引張応力度: σ_{ta}

許容圧縮応力度: $\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$

あるいは、軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査

(終局荷重時)

許容引張応力度: $\sigma_u = 1.7\sigma_y$

許容圧縮応力度: $\sigma_u = 1.7\sigma_{cal}$

ここで、

σ_{ta} : 道示・表-2.2.1の許容軸方向引張応力度

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度

σ_{cag} : 道示・表-2.2.2に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

σ_{cal} : 道示・表-3.2.2、3.2.3および3.2.5に

規定する局部座屈に対する許容応力度

σ_{cao} : 道示・表-2.2.2に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値

σ_y : 降伏応力度

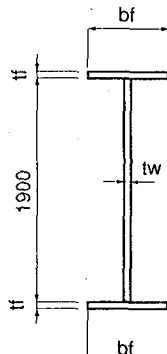
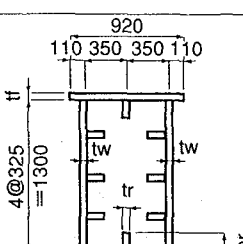
4. 本設計法による試設計

本設計法を実際のアーチ橋に適用し、設計荷重時で設計された断面が、終局荷重時にどの程度変更が必要かを検討する。計算例としては、2章で取り上げた3橋を用い、主要断面の断面設計を行う。いずれの箇所も曲げモーメントが最大となる載荷状態で断面が決定されるので、活荷重の載荷状態は結果としてほぼ図-2のようになる。アーチリブについては、骨組線の格間の曲がりによる付加曲げモーメントが生じるが、ここでの断面設計においては便宜上考慮していない。

表-5(a)~(c)に、各モデルの断面決定結果を示す。補剛桁はすべて終局荷重時で断面が決まり、支間長が大きくなるほど設計荷重時の設計断面に対する断面変更の度合いも大きくなる。アーチリブの場合は、支間長の小さな100mモデルだけが設計荷重時で断面が決まるが、それ以外は終局荷重時で断面が決まっている。

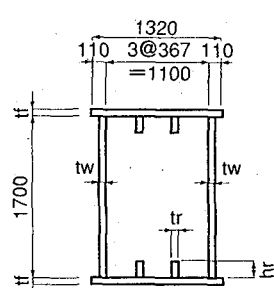
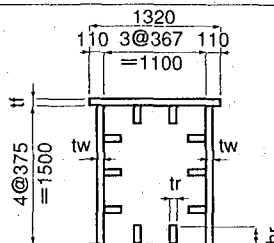
こうした傾向は、各着目断面の曲げモーメントの影響線を図化してみると理解しやすい。設計荷重に対する影響線と終局荷重に対する影響線とを比較して図-6に示す。これより、影響線の形状は各モデルとも非常に似通ったものとなるが、支間長が大きくなるに従って設計荷重時の影響線に対して終局荷重時の影響線の縦距の差の割合が大きくなる様子が分かる。また、補剛桁の側径間中央点の影響線は、側径間部分では両荷重時の影響線がほとんど一致しているが、アーチ径

表-5 (a) 100mモデルの断面決定結果

		断面形状	設計荷重 1.0(D+L _{max})	終局荷重 1.7(D+L _{max})
補剛桁	側径間 ⑮		2-Flg.Pl. 460×28 (SM490Y) 1-Web.Pl. 1900×10 (SM490Y) $\sigma_{\max}=2061\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=2100\text{kgf/cm}^2$	2-Flg.Pl. <u>480</u> ×28 (SM490Y) 1-Web.Pl. 1900×10 (SM490Y) $\sigma_{\max}=3471\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=3570\text{kgf/cm}^2$
	中間支点 ⑯		1-U.Flг.Pl. 620×38 (SM490Y) 1-Web.Pl. 1900×12 (SM490Y) 1-L.Flг.Pl. 620×40 (SM490Y) $\sigma_{\max}=1906\text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ta}=2100\text{kgf/cm}^2$ $\sigma_{\min}=-1844\text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ca}=-1899\text{kgf/cm}^2$ $\tau=796\text{kgf/cm}^2 < \tau_a=1200\text{kgf/cm}^2$ 合成応力度 $1.20 \leq 1.2$	1-U.Flг.Pl. <u>640</u> × <u>40</u> (SM490Y) 1-Web.Pl. 1900×12 (SM490Y) 1-L.Flг.Pl. <u>640</u> ×40 (SM490Y) $\sigma_{\min}=-3167\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=-3247\text{kgf/cm}^2$ $\tau=1392\text{kgf/cm}^2 < \tau_u=2040\text{kgf/cm}^2$ 合成応力度 $1.19 \leq 1.2$
	アーチ径間 ㉒		2-Flg.Pl. 480×24 (SS400) 1-Web.Pl. 1900×10 (SS400) $\sigma_{\max}=1303\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=1400\text{kgf/cm}^2$	2-Flg.Pl. 480× <u>26</u> (SS400) 1-Web.Pl. 1900×10 (SS400) $\sigma_{\max}=2253\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=2380\text{kgf/cm}^2$
アーチリブ ⑤			2-Flg.Pl. 920×16 (SM490Y) 8-Rib.Pl. 140×14 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1300×15 (SM490Y) 軸方向力と曲げモーメントを受ける 部材の照査 道示・式 (3.3.4) $=0.96 < 1$ 道示・式 (3.3.5) $=1998\text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{cal}=2100\text{kgf/cm}^2$	断面変化なし $\sigma_{\max}=-3495\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=-3570\text{kgf/cm}^2$

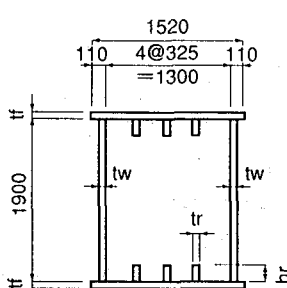
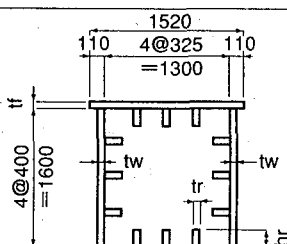
□内は、設計荷重時の断面からの変更箇所を示す

表-5 (b) 160mモデルの断面決定結果

		断面形状	設計荷重 1.0(D+L _{max})	終局荷重 1.7(D+L _{max})
補剛桁	側径間 ㉑		2-Flg.Pl. 1320×26 (SM490Y) 4-Rib.Pl. 200×19 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1700×10 (SM490Y) $\sigma_{\max}=2046\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=2100\text{kgf/cm}^2$	2-Flg.Pl. 1320× <u>28</u> (SM490Y) 4-Rib.Pl. 200×19 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1700×10 (SM490Y) $\sigma_{\max}=3461\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=3570\text{kgf/cm}^2$
	中間支点 ㉒		2-Flg.Pl. 1320×36 (SM490Y) 4-Rib.Pl. 270×26 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1700×12 (SM490Y) $\sigma_{\max}=1915\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=2100\text{kgf/cm}^2$ $\tau=687\text{kgf/cm}^2 < \tau_a=1200\text{kgf/cm}^2$ 合成応力度 $1.16 < 1.2$	2-Flg.Pl. 1320× <u>40</u> (SM490Y) 4-Rib.Pl. 270×26 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1700× <u>13</u> (SM490Y) $\sigma_{\max}=3288\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=3570\text{kgf/cm}^2$ $\tau=1149\text{kgf/cm}^2 < \tau_u=2040\text{kgf/cm}^2$ 合成応力度 $1.17 < 1.2$
	アーチ径間 ㉓		2-Flg.Pl. 1320×16 (SS400) 4-Rib.Pl. 200×16 (SS400) 2-Web.Pl. 1700×10 (SS400) $\sigma_{\max}=1340\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=1400\text{kgf/cm}^2$	2-Flg.Pl. 1320× <u>19</u> (SS400) 4-Rib.Pl. 200× <u>19</u> (SS400) 2-Web.Pl. 1700×10 (SS400) $\sigma_{\max}=2356\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=2380\text{kgf/cm}^2$
アーチリブ ⑥			2-Flg.Pl. 1320×22 (SM490Y) 10-Rib.Pl. 190×19 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1500×20 (SM490Y) 軸方向力と曲げモーメントを受ける 部材の照査 道示・式 (3.3.4) $=0.99 < 1$ 道示・式 (3.3.5) $=2048\text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{cal}=2100\text{kgf/cm}^2$	$\sigma_{\max}=-3548\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=-3570\text{kgf/cm}^2$

□内は、設計荷重時の断面からの変更箇所を示す

表-5 (c) 200mモデルの断面決定結果

		断面形状	設計荷重 1.0(D+L _{max})	終局荷重 1.7(D+L _{max})
橋剛桁	側径間 ㉔		2-Flg.Pl. 1520×32 (SM490Y) 6-Rib.Pl. 230×22 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1900×10 (SM490Y) $\sigma_{\max}=2026\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=2100\text{kgf/cm}^2$	2-Flg.Pl. 1520× <u>35</u> (SM490Y) 6-Rib.Pl. 230×22 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1900×10 (SM490Y) $\sigma_{\max}=3465\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=3570\text{kgf/cm}^2$
	中間支点 ㉕		2-Flg.Pl. 1520×30 (SM570) 6-Rib.Pl. 250×26 (SM570) 2-Web.Pl. 1900×12 (SM570) $\sigma_{\max}=2407\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=2600\text{kgf/cm}^2$ $\tau_{\max}=771\text{kgf/cm}^2 < \tau_a=1500\text{kgf/cm}^2$ 合成応力度 $1.12 < 1.2$	2-Flg.Pl. 1520×33 (SM570) 6-Rib.Pl. <u>270</u> × <u>28</u> (SM570) 2-Web.Pl. 1900× <u>13</u> (SM570) $\sigma_{\max}=4260\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=4420\text{kgf/cm}^2$ $\tau_{\max}=1324\text{kgf/cm}^2 < \tau_u=2550\text{kgf/cm}^2$ 合成応力度 $1.20 \leq 1.2$
	アーチ径間 ㉖		2-Flg.Pl. 1520×19 (SS400) 6-Rib.Pl. 200×16 (SS400) 2-Web.Pl. 1900×10 (SS400) $\sigma_{\max}=1324\text{kgf/cm}^2 < \sigma_a=1400\text{kgf/cm}^2$	2-Flg.Pl. 1520× <u>25</u> (SS400) 6-Rib.Pl. <u>220</u> × <u>19</u> (SS400) 2-Web.Pl. 1900×10 (SS400) $\sigma_{\max}=2300\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=2380\text{kgf/cm}^2$
アーチリブ ㉗			2-Flg.Pl. 1520×26 (SM490Y) 12-Rib.Pl. 220×22 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1600×24 (SM490Y) 軸方向力と曲げモーメントを受ける 部材の照査 道示・式 (3.3.4) $=0.97 < 1$ 道示・式 (3.3.5) $=2005\text{kgf/cm}^2$ $< \sigma_{\text{cal}}=2100\text{kgf/cm}^2$	2-Flg.Pl. 1520× <u>32</u> (SM490Y) 12-Rib.Pl. 220×22 (SM490Y) 2-Web.Pl. 1600× <u>25</u> (SM490Y) $\sigma_{\max}=-3458\text{kgf/cm}^2 < \sigma_u=-3570\text{kgf/cm}^2$

□ 内は、設計荷重時の断面からの変更箇所を示す

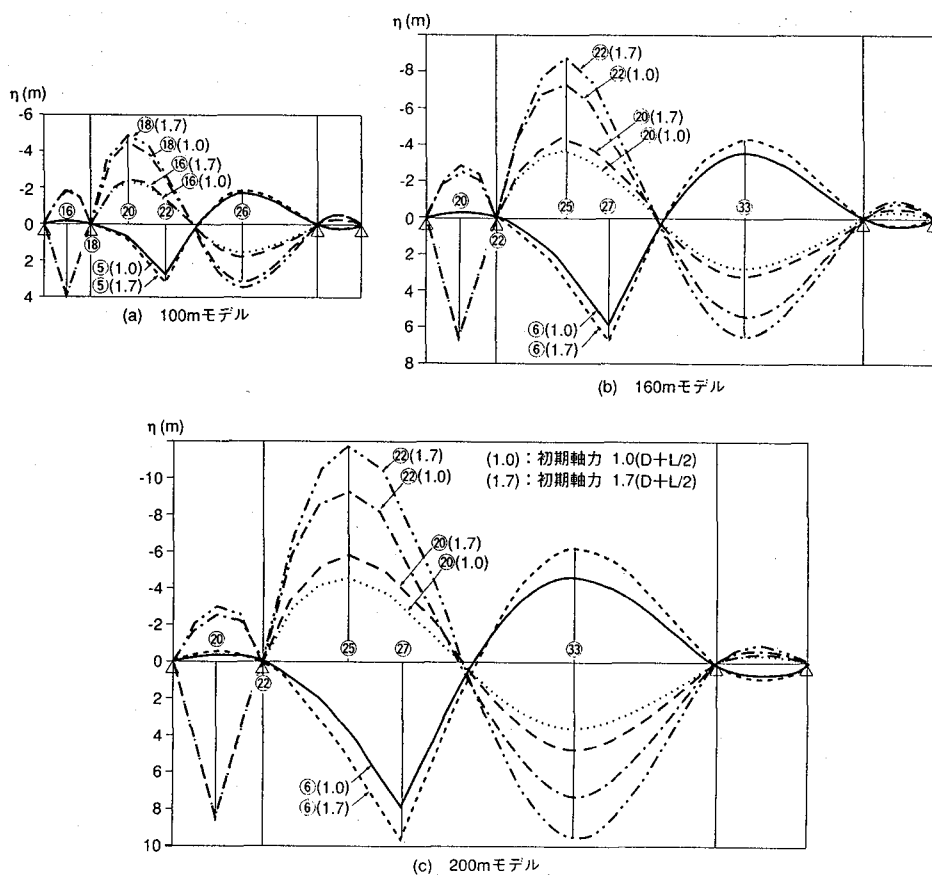


図-6 曲げモーメントの影響線

間部では両者に差が生じる。補剛桁の側径間部も終局荷重時で断面が決定されるのは、このような特性に起因する。

なお、ここで行った断面設計結果の断面諸量は、表-1に示した仮定剛度のものとは完全に一致しているわけではないが、それほど大きな差はない。断面の剛度が変われば幾何学的非線形性の現れ方が変わるので、仮定剛度と設計結果の剛度に大きな差がある場合は、再計算を行って剛度を収束させる必要があることはいうまでもない。

以上の結果より、変位の影響を考慮しなければならないアーチ橋では、設計荷重時の断面設計だけでは危険側の設計となっており、終局荷重時における断面設計が必要であることがわかる。特に補剛桁については必ず終局荷重において断面が決定されるので、十分に注意しなければならない。

5. おわりに

アーチ橋の面内不安定現象としては、軸圧縮力が支配的な場合の分岐型の座屈と、曲げ成分が支配的な場合の非分岐型の座屈が設計上の問題となる。本文で対象とした変位の影響を考慮しなければならない形式のアーチ橋では、アーチ部材は曲げ応力が支配的となり、非分岐型の座屈に対する設計が重要になる。その意味で道路橋示方書の規定も、幾何学的な非線形性を的確に評価するために弾性域での有限変位解析を義務づけている。

本設計法の特徴は、この有限変位解析をアーチ軸力を固定した線形化有限変位解析で代用することによって、精度よく、しかも現行の設計ルーチンを大きく変えることなく行える点にある。また、対象とする構造形式も、本文で取り扱ったもの以外に、下路式、中路式、あるいは補剛桁の水平変位を弾性的に拘束したものなど、あらゆる形式に適用可能である。線形化有限変位解析は、設計断面力を算出するために一般的に用いられている荷重計算プログラムでも即座に実行できるので、本設計法の適用上の問題は何かもない。

最後に、アーチ橋の設計において本設計法が広く受け入れられ、安全性の高い合理的な設計がなされることを望むものである。

(参考文献)

- 1) 大森邦雄：変形の影響を考慮したアーチ橋の曲げモーメントの実用計算法、土木学会論文集、No. 483/I-26、pp157～166、1994. 1.
- 2) 織田博孝・宇佐美勉：弾性2次解析を用いたアーチの面内座屈設計法、橋梁と基礎、pp22～26、1995. 10.
- 3) 倉西茂：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用、第6回、11章アーチ〔研究の動向〕アーチ構造、橋梁と基礎、pp14～17、1981. 7.
- 4) 高森博之・大森邦雄：補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチの耐力解析、鋼構造論文集、Vol. 3, No. 12、pp13～20、1996. 12.

(1997年9月26日受付)