

I-A287

下路式アーチ橋の面外座屈に対する設計法について

○(株)横河ブリッジ 正会員 佐野 泰如
 (株)横河ブリッジ 北村 明彦
 (株)横河ブリッジ 正会員 尾下 里治

1. まえがき 最近の下路式アーチ橋は景観や走行性の点から上横構を設けた形式が少なくなり、上支材だけのラーメン形式やバスケットハンドル形式が多くなっている。現行の道路橋示方書の面外座屈に対する規定は十分な横構、対傾構、橋門構を備えたアーチ橋を対象にしたもので、このような構造に適用するのは無理がある。したがって、場合によっては立体骨組構造の弾性固有値解析を行って有効座屈長を算出し、面外座屈に対する照査を行っている。最近では弾性固有値解析も比較的容易に行うことができるが、部材設計がある程度終わらなければ確認できず解析結果の実設計へのフィードバックも容易ではないという問題点がある。

もし各構成部材の剛性と面外座屈との関係が弾性固有値解析によらず簡易な式により把握できていれば、部材設計に便利であるし、後で解析を行っても手戻りの少ない設計を行うことができる。

このような観点から本文では実橋モデルの弾性固有値解析を行い、実橋の面外座屈に対する強度を明らかにする。そしてせん断変形を考慮したラーメン組立柱の面外座屈簡易算定式を提案するとともに、弾性固有値解析にフィードバックすることで提案式の有効性について確認する。

2. ラーメン組立柱の面外座屈簡易算定式 ここではラーメン組立柱について、門型ラーメン→パネル→組立柱と構成要素ごとに考えることで(図1)全体の面外座屈荷重を評価する。

門型ラーメンを梁に置き換えた場合のせん断断面積は、ラーメンのたわみとせん断変形とが等しいとおくことにより次式(1)の様に表すことができる。(図1 Step1)

$$Aw = \frac{12E}{G \left(\frac{ab}{I_h} + \frac{2a^2}{I_a} \right)} \quad (1)$$

次に組立柱の各パネルに注目すると、図1 Step2の様に座屈時には柱の中央部にヒンジが生じると考え式(2)より aI を求めれば、パネルの座屈荷重は式(1)の a に aI を代入して求められる。さらに組立柱のせん断変形を考慮した座屈荷重は次式(3)で表される¹⁾。

$$aI = \frac{ab I_a I_{b1} + 2a^2 I_{h1} I_{b2}}{b I_a (I_{h1} + I_{h2}) + 4a I_{h1} I_{b2}} \quad (2)$$

$$Pcr = Pcr_0 \frac{1}{1 + \frac{Pcr_0}{G Aw}} \quad (3) \quad Pcr_0 = \frac{\pi^2 EI_g}{(L/2)^2} \quad (4) \quad I_g = 2I_0 + \frac{A_0 b^2}{2} \quad (5)$$

ここで、 I_0 : 片側アーチリブの鉛直軸まわりの断面二次モーメント

A_0 : 片側アーチリブの断面積、 E : ヤング率、 G : せん断弾性係数である。組立柱の座屈荷重は式(1)により算出したせん断剛性を式(3)に代入することにより得られる。(図1 Step3) ここで算出する Aw については、各パネルのせん断剛性が全橋で大きな差がない場合には各パネルで求め平均を取れば良いが、各パネルでせん断剛性が大きく異なる場合には最も小さいパネルの Aw を用いるのがよい。また特に $Pcr_0 \ll GAw$ の場合、 $Pcr \doteq GAw$ とする事ができる。

3. 実橋解析結果 実橋の弾性固有値解析は全橋をモデル化した立体骨組モデルと、アーチリブのみをモデル

下路式アーチ、面外座屈、せん断変形 〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 横河テクノビル TEL047-435-6161

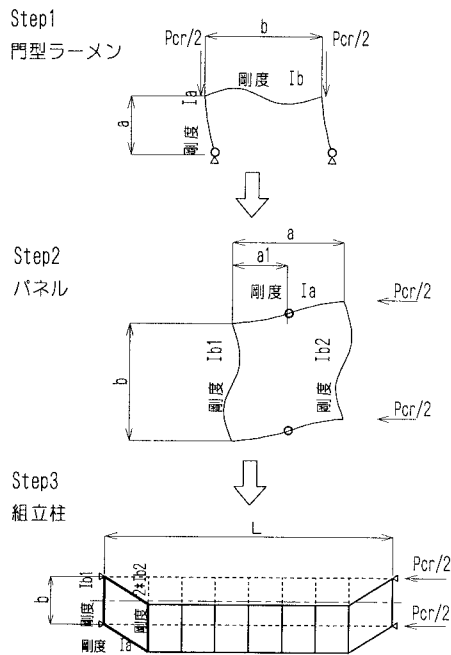


図1 組立柱の座屈荷重の考え方

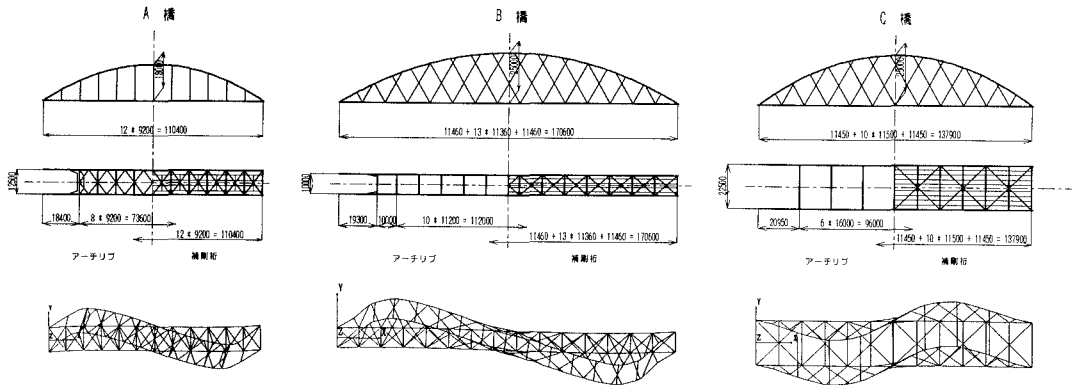


図 2 実橋モデル及び座屈モード

ル化した平面骨組モデルについて行った．解析の対象とした実橋モデル及び面外座屈モードを図 2 に示す．各橋のせん断断面積，座屈軸力，面外有効座屈長を表 1 に示す．橋門構部のせん断断面積が全体平均と比べ小さい A, B 橋では，この部分で座屈が見られるが，せん断断面積が全体的に一樣な C 橋ではアーチリブ全体が面外座屈している．また表 1 よりせん断変形を考慮し

表 1 実橋の解析結果

		A 橋	B 橋	C 橋
せん断断面積 $A_w(m^2)$	橋門構部	0.00071	0.00102	0.00152
	全橋平均	0.00912	0.00148	0.00130
座屈軸力 $P_{cr}(t)$	立体骨組モデル	18395	11943	16851
	平面骨組モデル	6407	7939	11486
	式(3)	5712	7864	10433
	設計値(Le_1)	20.966	21.762	24.632
面外有効 座屈長 $Le(m)$	解析値(Le_2)	24.712	28.038	30.449
	Le_2/Le_1	1.18	1.29	1.24
	ϕ (道示 $\phi \approx 0.65$)	0.59	0.82	0.83

した座屈軸力評価式(3)で平面骨組モデルの座屈軸力がある程度評価できることが分かる．さらに立体骨組モデルの面外有効座屈長の解析値は設計値より長く，若干危険側であることが分かる．

4. 吊材効果 下路式アーチ橋のいわゆる吊材効果により，立体骨組モデルの座屈軸力は平面骨組モデルよりも大きな値となっている．この吊材効果を表すパラメータ ϕ の値を表 1 に示す．道示の規定 ($\phi = 1 - 0.35k \approx 0.65$) と比較すると，3 橋のばらつきが大きく，B, C の 2 橋については ϕ の値が 0.65 よりも大きな値となる．これより，道示の規定が吊材効果を過大に評価する場合もあり，危険側となる可能性がある．吊材効果はアーチリブと補剛桁の剛性のバランスにより変化するので評価が難しいが，これをある程度正当に評価できれば，せん断変形を考慮した面外座屈評価式により，橋全体の座屈耐力を把握することができる．

5. 補強後の解析結果 橋門構部で座屈する A, B 橋は端横桁，橋門構を，全体で座屈する C 橋は支材についても補強することにより全体の耐力が増すと考えられる．そこで，補強後の剛性を組立柱の座屈強度が格間のアーチリブ単材座屈強度を上まわるように(3)式に基づき設定し，このときの吊材効果は A 橋 ($\phi = 0.65$)，B, C 橋 ($\phi = 0.8$) と仮定して再度解析した．解析結果を表

表 2 補強後の解析結果

		A 橋	B 橋	C 橋
せん断断面積 $A_w(m^2)$	橋門構部	0.00137	0.00183	0.00175
	全橋平均	0.00936	0.00252	0.00220
座屈軸力 $P_{cr}(t)$	立体骨組モデル	20096	14525	25949
	平面骨組モデル	10623	11023	15181
	式(3)	11116	13611	17613
	設計値(Le_1)	20.966	21.762	24.632
面外有効 座屈長 $Le(m)$	解析値(Le_2)	23.643	25.425	24.537
	Le_2/Le_1	1.13	1.17	1.00
	ϕ (道示 $\phi \approx 0.65$)	0.73	0.87	0.77

2 に示す．この結果から，面外座屈軸力は増し，有効座屈長も設計値に近づくことが分かる．よって，このような手法を用いて橋門構や支材の剛性を予め検討しておけば，面外座屈強度を大きく損なうことのない設計を行うことができると考えられる．

6. まとめ 本研究において得られた知見を以下に挙げる．

- ・ 橋梁により橋門構部で座屈するもの，組立柱の様に全体座屈するものに分けられる．
- ・ せん断変形を考慮した面外座屈簡易算定式(3)により，アーチリブのみの面外座屈軸力はある程度把握でき，橋門構，支材の剛性を事前検討することが可能である．
- ・ 吊材効果はばらつきが大きく，実橋において道示の規定値より危険側になることがある．

1) (社)日本鋼構造協会：構造物の立体挙動と設計法，JSSC テクニカルレポート No. 21, pp. 23～24, 1992. 4.