

斜吊りアーチ橋の静的構造特性と崩壊挙動に関する考察 Static Structural Characteristics and Collapse Behavior of Cable-stayed Arch Bridges

論文

宮地 一裕* 中村 俊一**
Kazuhiro Miyachi Shunichi Nakamura

ABSTRACT A new type of cable-supported bridge, the cable-stayed arch bridge, is proposed. This new bridge is a combination of a cable-stayed bridge and an arch bridge, and the girder is supported by both stay cables and arch ribs. Its static behaviors, sectional forces and deflections, under the design load are compared with that of conventional cable-stayed bridges and arch bridges. Elastic-plastic large deformation analysis is then conducted to clarify the progressive collapse process and the ultimate strength. It is found that the cable-stayed arch bridge has smaller sectional forces and sufficient ultimate strength.

Keywords: 斜吊りアーチ橋, 斜張橋, アーチ橋
Cable-stayed arch bridge, cable-stayed bridge, arch bridge

1. はじめに

今日、経済性に優れ、長期耐久性もあり、景観にも魅力的な橋梁が求められており、これらの条件を満足する新しい構造形式や構造部材の研究がなされている。そのひとつとして、田中・中村・加藤が提案している斜吊りアーチ橋がある¹⁾。これは、斜張橋とアーチ橋を組み合わせた新しい吊り形式橋梁であり、各々の形式の利点を併せ持っていると期待される。

また、アーチ・リブにはコンクリート充填鋼管(CFT)を用いている。充填コンクリートは鋼管の局部座屈を抑制し、コンファインド効果によりコンクリートの強度・終局ひずみを向上させる。また、アーチ・リブの併合後に鋼管内へコンクリートを充填すれば型枠の必要性はなく低コストかつ合理的である。

類似橋梁として実際にマレーシアにSeri Saujana Bridge(セリサウジャナ橋)が2003年に竣工されている²⁾。現在、マレーシアのクアラルンプールでプトラジャヤ湖を縦断する高速道路として利用されている。したがって、本研究の対象橋梁である斜吊りアーチ橋は実現性のある橋梁であると考えられる。

本論文では、斜吊りアーチ橋の静的構造特性を明らかにする。斜吊りアーチ橋は、斜張橋とアーチ橋を組み合わせた吊り形式橋梁であるため、これら3形式の橋梁の設計荷重レベルにおける断面力および変位を比較し、各々の形式の構造特性を明らかにする。さらに、載荷する荷重を増加させ、対象橋梁の崩壊過程および終局強度を把握することにより、3形式の橋梁の構造特性をより詳細に検討する。

2. 検討橋梁

2.1 構造諸元

対象とする斜吊りアーチ橋は2主塔3径間連続橋とし、スパン長は100+300+100mとした。斜張橋はこれと同一諸元を有し、アーチ橋は、斜吊りアーチ橋の主径間のみに着目した(図1)。幅員27.0mの6車線の道路橋を仮定した(図2)。本研究では、この3つの橋梁の構造特性を比較する。

2.2 部材の断面設計

設計荷重は、死荷重強度(D)および活荷重強度(L)とした。活荷重強度は道路橋示方書

*東海大学大学院修士課程 工学研究科土木工学専攻 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 4-1-1)

**Ph.D. 東海大学工学部土木工学科教授 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 4-1-1) 第2種正会員

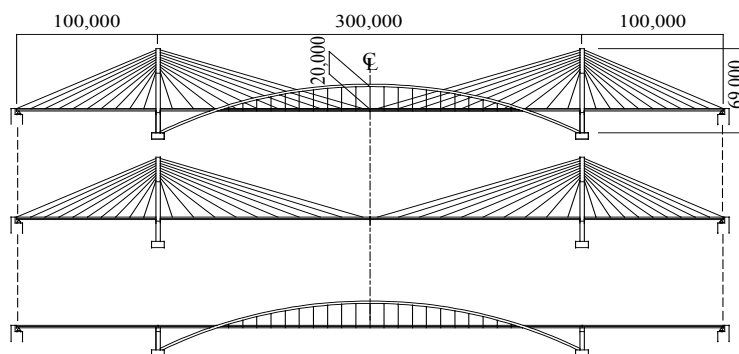


図1 3橋梁の側面図(単位: mm)

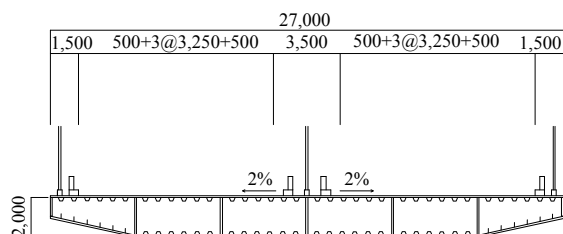


図2 主桁の断面図(単位: mm)

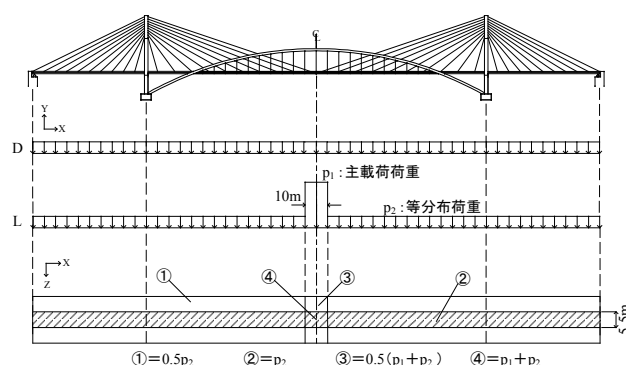


図3 載荷荷重

表1 主な部材仮定断面(単位: mm)

	斜吊りアーチ橋	斜張橋	アーチ橋
アーチ・リブ	$\phi 1,700 \times 18$	—	$\phi 2,000 \times 18$
主塔鋼板厚	定着部 18	定着部 42	—
	基部 18	基部 32	基部 16
ケーブル	C1~C7, C14~C20, C21~C27, C34~C40 (PWS-187)	C1~C5, C36~C40 (PWS-421)	—
	C8~C10, C11~C13 (PWS-73)	C16~C20, C21~C25 (PWS-337)	
	—	C6~C15, C26~C35 (PWS-163)	

注) ケーブル番号は左端より右端方向に C1, C2, ...C39, C40 とする。

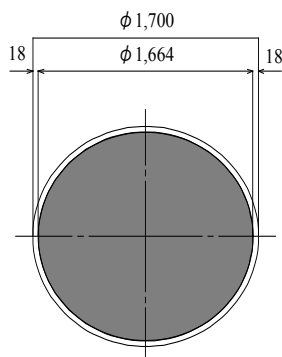


図4 アーチ・リブ断面(単位: mm)

の B 活荷重を全橋面に固定載荷した (図 3). この設計荷重に対して許容応力度以内になるよう部材断面を設定した. 鋼板は SM490Y 材, ケーブルの引張強度は 1570MPa (安全率 2.5), コンクリートの圧縮強度は 27MPa, 主桁は鋼製 1 箱桁, 主塔は鋼製 Y 型, アーチ・リブはコンクリート充填鋼管 (CFT) とした. ただし, ケーブルの自重は, 他の死荷重と比べて小さいため解析上は無視した. 3 橋梁の部材断面を表 1 に示すが, 斜張橋の主塔は斜吊りアーチ橋に比べて約 2 倍, ケーブル断面は約 4 倍の部材断面である. アーチ橋のアーチ・リブは, 斜吊り

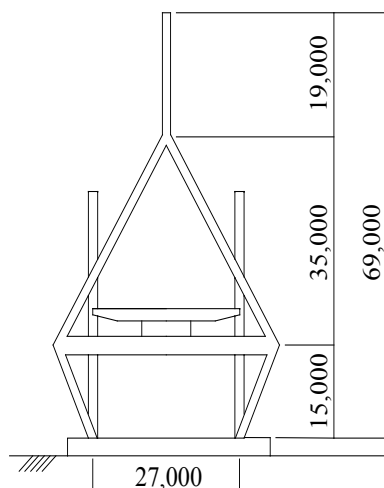


図5 主塔(単位: mm)

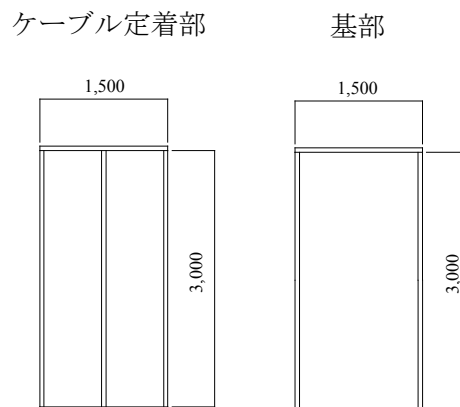


図6 主塔柱断面(単位: mm)

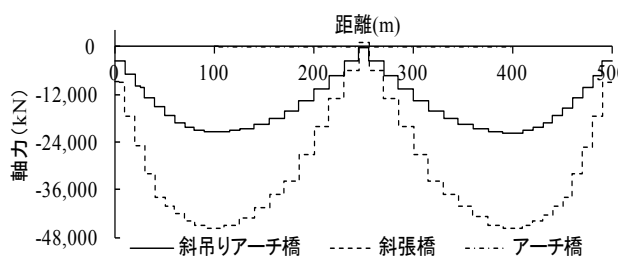


図7 主桁軸力

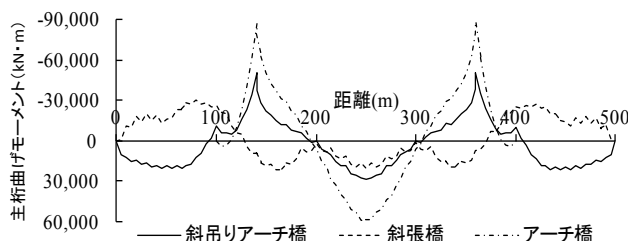


図8 主桁曲げモーメント

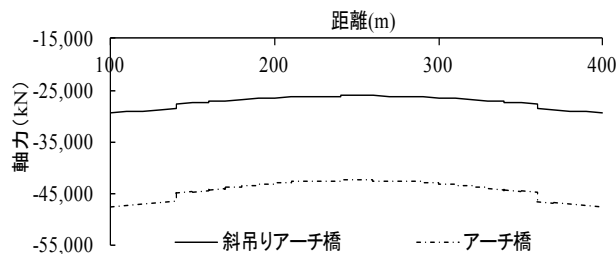


図9 アーチ・リブ軸力

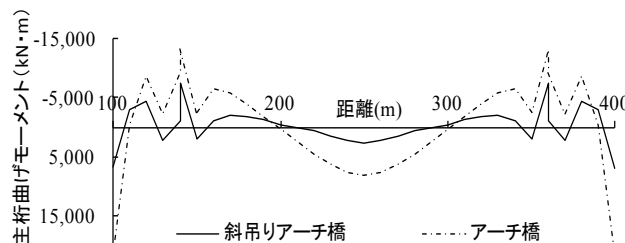


図10 アーチ・リブ曲げモーメント

アーチ橋よりも若干大きい部材である。また、仮定したアーチ断面を図4に、主塔を図5に、主塔柱断面を図6に示す。なお、アーチ・リブと主桁の交差部は溶接または高力ボルトにより接合すると考え、モデル上も剛結している。アーチ・リブと主塔基部についても同様である。

3. 設計荷重レベルにおける検討

検討は2段階にわたって実施した。第1段階は、設計荷重レベルの検討であり、D+Lに

対して静的解析により設計断面力および変位を求め、斜吊りアーチ橋を従来形式である斜張橋とアーチ橋と比較する。第2段階は、大変形弾塑性解析を用い、荷重を漸増させ対象橋梁でどのように塑性化が進行し、最終的に崩壊するかを求める。

本章では、第1段階の設計荷重レベルの結果を述べる。設計荷重により3種類の橋に生じる部材断面力を図7から図13に示す。図7は主桁軸力を示すが、斜吊りアーチ橋は斜張橋の

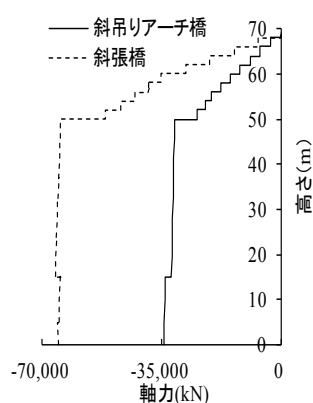


図 11 主塔軸力

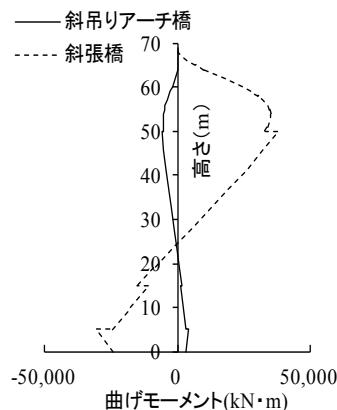


図 12 主塔曲げモーメント

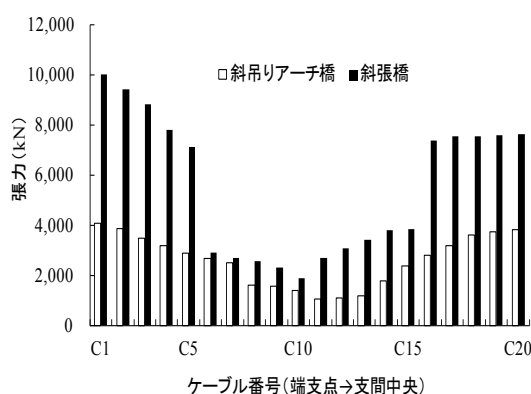


図 13 ケーブル張力

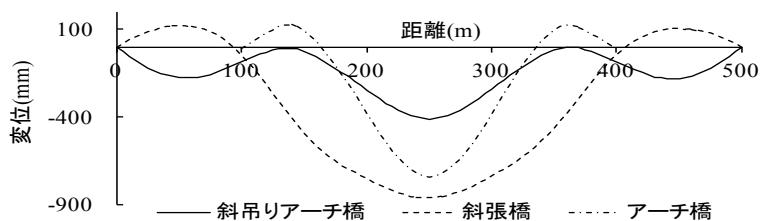


図 14 主桁鉛直変位

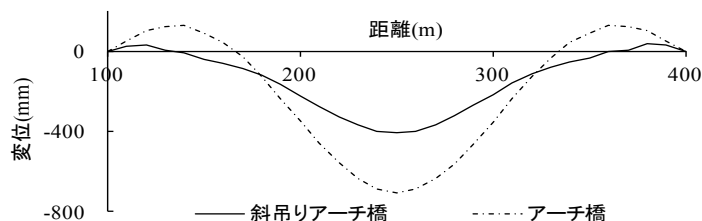


図 15 アーチ・リブ鉛直変位

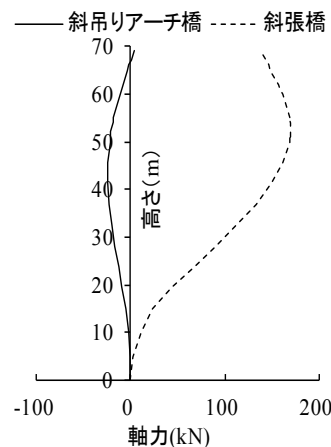


図 16 主塔水平変位

約 40%である。図 8 より、斜吊りアーチ橋の主桁曲げモーメントはアーチ橋より小さいこと、斜張橋は異なった形状を示すが最大・最小値は斜吊りアーチ橋とほぼ同程度であることがわかる。アーチ・リブに作用する圧縮軸力を

図 9 に示すが、斜吊りアーチ橋はアーチ橋の約 60%である。また、図 10 に示すアーチ・リブの曲げモーメントも斜吊りアーチ橋はアーチ橋より小さい。

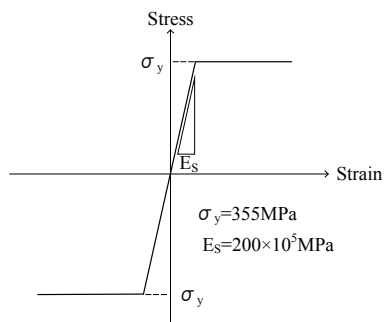


図 17 鋼材構成則

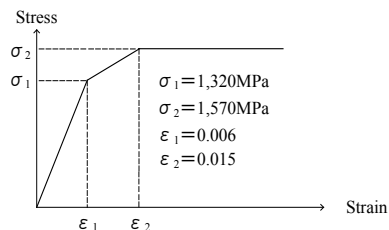


図 18 ケーブル構成則

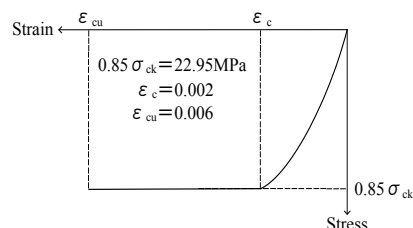


図 19 コンクリート構成則

斜吊りアーチ橋と斜張橋の主塔に作用する軸力と曲げモーメントを図 11 および図 12 に示すが、いずれも斜吊りアーチ橋は斜張橋の半分以下である。斜吊りアーチ橋と斜張橋のケーブル張力を図 13 に示す。斜張橋のケーブル張力はアンカーケーブルと支間中央ケーブルが最大で主塔に近づくにつれ減少する。これに対して、斜吊りアーチ橋は主塔近傍を除いてほぼ均一である。両橋の最大値を比較すると、斜吊りアーチ橋は斜張橋の約 50%である。

3 種類の橋梁の主桁、アーチ・リブ、主塔の変位を図 14, 図 15, 図 16 に示す。いずれも斜吊りアーチ橋に発生する変位は斜張橋およびアーチ橋より小さく、曲げ剛性が極めて高い構造物であることが理解できる。また、活荷重による鉛直変位は 411mm であり、活荷重たわみ許容値 750mm ($L/400 = 300,000/400$) 以内である。したがって、使用性においては十分安全であると言える。

4. 崩壊解析

4. 1 崩壊解析手法

本章では、第 2 段階の崩壊解析結果を述べる。すなわち、大変形弾塑性解析を用い、荷重を漸増させ、対象橋梁でどのように塑性化が進行し、最終的に崩壊するかを求める。部材断面は、ファイバー要素に分割し、鋼材およびコ

ンクリートとも非線形構成則を適用する。ファイバー分割数は、主桁および主塔は10分割、ケーブルは20分割、アーチ・リブは鋼管およびコンクリート共に30分割した。また、鋼板の構成則はバイリニアとし(図17)、ケーブルの構成則はトリリニア(図18)、コンクリートは圧縮のみを評価した(図19)。コンクリートを用いている部材はアーチ・リブのみであり、アーチ・リブでは圧縮軸力が支配的であるためである。ただし、大変形領域では曲げ変形が大きくなるが、その際、鋼管とコンクリートの付着は切れ、コンクリートにはひび割れが発生するため、引張応力は無視している。なお、使用したファイバーモデルでは鋼管とコンクリートは完全付着を想定し、コンクリートの引張応力を無視する方法によって解析する。

解析の手順は、初めに死荷重を載荷し、続いて橋梁が崩壊するまで活荷重を徐々に増加載荷する。載荷荷重は $P = D + kL$ と表すことができ、 k は活荷重載荷係数である。増分ピッチは、変形の増大に伴って変化させたが、最小ピッチは 0.01 である。各増分ステップで、大変形弾塑性解析を実施し、3 橋梁の崩壊過程や最終耐力および最終変形状態の比較をした。なお、第 1 段階および第 2 段階とも、使用した解析プログラムは、汎用構造解析プログラムの Engineer's Studio (FORUM8) である。

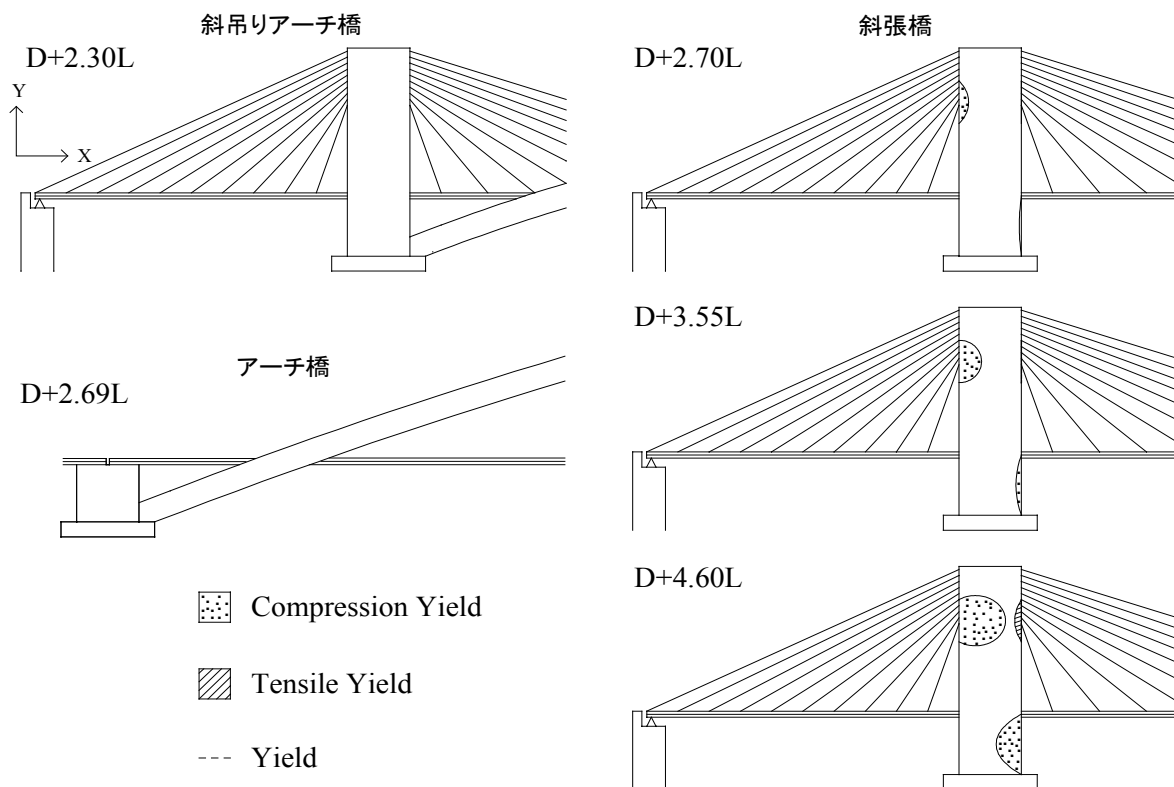


図 20 3 橋梁の崩壊過程図

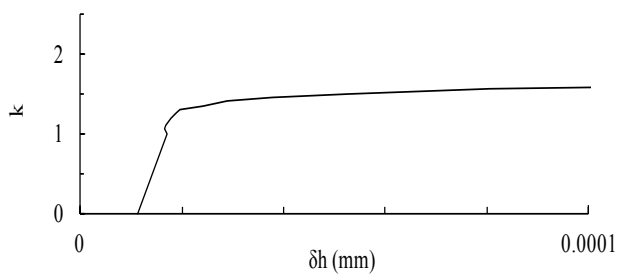


図 21 アーチクラウンの面外変位
(斜吊りアーチ橋)

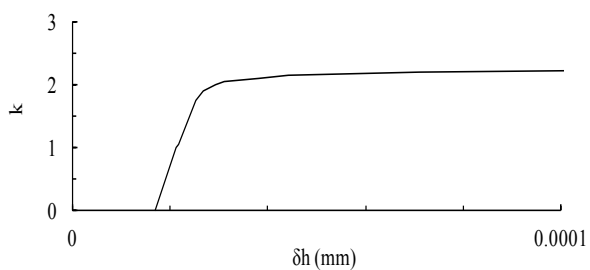


図 23 アーチクラウンの面外変位
(アーチ橋)

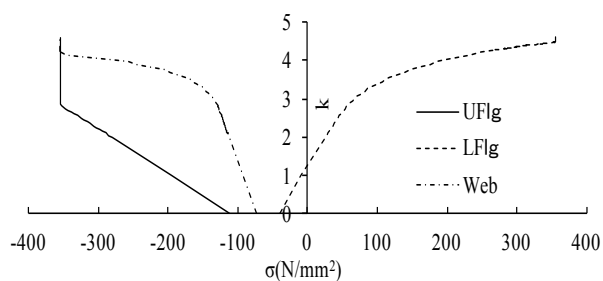


図 22 主塔ケーブル定着部鋼板応力度

(Deformation)

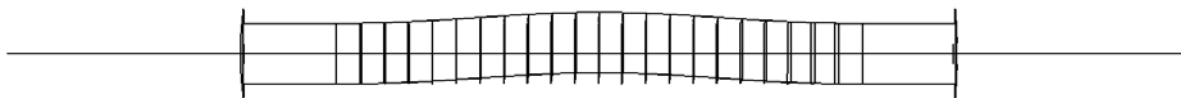


図 24 斜吊りアーチ橋の終局時の平面変形図 ($k=2.30$) 変形倍率 800%

(Deformation)

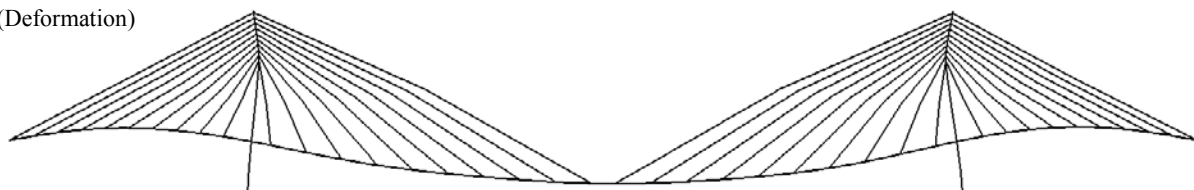


図 25 斜張橋の終局時の側面変形図 ($k=4.60$) 変形倍率 40%

(Deformation)

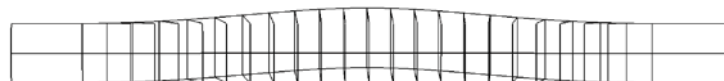


図 26 アーチ橋の終局時の平面変形図 ($k=2.69$) 変形倍率 800%

4. 2 崩壊過程および終局強度

ここでは、3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す(図20, 21, 22, 23)．降伏域の表示は、あくまでも目安としてイラスト的に表示しており、主塔鋼部材断面の降伏域の広がり具合を見やすくした(図20)．

斜吊りアーチ橋は、 k が 2.30 まで全ての部材は弾性域にあるが(図20)、その時にアーチ・リブが面外変位に発散的に増大し終局に至る(図21)．すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である．最終の変形図を図24に示す．

斜張橋の崩壊過程は、 k が 2.70 の時主塔ケーブル定着部の鋼板が一部塑性化し、 k が 3.55 の時主塔基部の鋼板も一部塑性化し、 k が 4.60の時主塔ケーブル定着部断面が塑性ヒンジ化して終局となる(図20, 22)．すなわち、主塔部に塑性ヒンジが生じることが崩壊の直接原因である．最終変形図を図25に示す．

アーチ橋は、 k が 2.69 まで全ての部材は弾性域にあるが(図 20)、その時にアーチ・リ

ブが面外変位に発散的に増大し終局に至る(図 23)．すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である．最終変形図を図 26 に示す．

5. まとめ

本論文では、まず設計荷重により斜吊りアーチ橋に発生する断面力・変位をアーチ橋および斜張橋と比較した．その結果、斜吊りアーチ橋に発生する主桁、主塔、アーチ・リブの曲げモーメント・軸力は斜張橋およびアーチ橋に比べて小さく、斜吊りアーチ橋のケーブル張力の合計は斜張橋の約 50% であった．また、変位も斜吊りアーチ橋は斜張橋とアーチ橋に比べて小さい．これらは、従来形式の斜張橋にアーチ・リブを付加したことが寄与しているためと考えられる．全体構造特性としては、斜吊りアーチ橋は、斜張橋とアーチ橋の中間的な挙動を示すと言える．

次に、大変形弾塑性解析により斜吊りアーチ橋、斜張橋、アーチ橋の崩壊過程および終局強度を把握した。斜吊りアーチ橋とアーチ橋はアーチ・リブが面外座屈による崩壊であったが、斜張橋は主塔ケーブル定着部が塑性ヒンジ化して崩壊した。また、アーチ橋の終局強度は斜吊りアーチ橋より大きい、終局時はアーチ・リブには面外座屈による崩壊が支配的であることが分かった。

しかし、終局時の斜吊りアーチ橋の活荷重載荷係数 k は 2.30 であり安全性は満足している。さらに、斜吊りアーチ橋ではアーチ・リブの面外座屈による崩壊が支配的であることから、アーチ・リブを傾斜させバスケットハンドル型にすれば面外座屈が抑制でき終局強度が現在のモデルよりも高くなると考えられる。

以上の検討により、斜吊りアーチ橋は斜張橋の主塔の部材断面が約 1/2 倍で、ケーブル断

面においても約 1/3 倍であるが、スパン中央の主桁鉛直変位は斜吊りアーチ橋は斜張橋より小さい。したがって、斜張橋およびアーチ橋に比べ構造的により合理的で、部材断面も小さくできるため低コストであると考えられる。ただし、今後の課題としては、本研究の橋梁形式は施工例が少ないため架設工法の検討、建設費用の把握、耐震性の照査など挙げられる。

参考文献

- 1) 田中寛泰, 中村俊一, 加藤一寿:斜吊りアーチ橋の構造特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.54A, pp.617-625, 2008.3.
- 2) マレーシアに架かる新構造形式の橋梁, 橋梁と基礎, Vol.39, No.5, pp.53-55, 2004.
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書, I 共通編, II 鋼橋編, 2004.