(50) 斜吊りアーチ橋の構造

田中 寛泰1・中村 俊一2・加藤 一寿3

¹正会員 川田工業(株) 四国技術部設計二課(〒764-8520香川県仲多度郡多度津町17) E-mail:hiroyasu.tanaka@kawada.co.jp

²フェロー会員 東海大学教授,工学部土木工学科(〒259-1292 神奈川県平塚市北金目1117) E-mail:snakamu@keyaki.cc.u-tokai.ac.jp ³学生会員 東海大学大学院 土木工学専攻(〒259-1292 神奈川県平塚市北金目1117)

E-mail:7acdm004@ keyaki.cc.u-tokai.ac.jp

本論文では,鋼斜張橋とCFTアーチリブを組み合わせた斜吊りアーチ橋を提案し,主スパン300 m の橋 梁を試設計した.構造解析には有限変位解析を用いた.本橋の設計は性能照査型設計により行い,終局限 界時の設計断面力に対して,部材破壊の安全性を照査した.その結果,本橋梁は構造的および耐力的に安 全かつ合理的であり,実現可能であると考えられた.さらに,本形式を同規模の鋼斜張橋と斜吊りアーチ 橋の重量比較を行った結果,斜吊りアーチ橋が経済的にも優れると考えられた.

Key Words : cable-stayed arch bridge, concrete filled steel pipes, cable-stayed bidge

1. はじめに

近年,低コストかつ景観性に富む橋梁構造形式が求 められている.筆者らは,コンクリート充填鋼管 (CFT)を用いた新形式の橋梁形式を提案し研究してい る.これまで,吊橋とCFTアーチリプを組み合わせた吊 リアーチ橋(図-1)や,主桁にCFTを用いた吊り形式橋 (図-2)を提案しており,その静的な構造特性や耐風特 性に関して研究を行なった^{1).2)}.その結果,これらの新 形式橋は構造的に合理的であり,経済的にも優れること を見出している.

本研究では,鋼斜張橋とCFTアーチリブを組み合わせ た斜吊りアーチ橋(図-3)を提案する.主桁は鋼床版箱 桁とし,1面斜ケーブルで桁を吊る.同時に,2面の CFTアーチリプもハンガーを介して桁を吊り上げる.本 形式橋梁はほとんど例を見ないが,類似の形式としてマ レーシアにPC箱桁と鋼・コンクリート複合主塔を用い た斜張橋と,鋼管をアーチリブに用いたアーチ橋を組み 合わせたCable-Stayed Arch Bridgeが実際に建設されており, 本提案形式橋は実現性の高い構造形式であると考えられ る³.鋼管は製鉄会社で製作されるため,橋梁部材にす るための加工工数は極めて少ない.さらに,コンクリー ト充填鋼管は圧縮軸力および曲げの複合力に対する耐力 が大きい.したがって,本提案橋梁形式は構造的にも合理的であり,経済性にも優れると期待される.

本論文では,性能照査型設計により斜吊りアーチ橋の 部材破壊に対する安全性を照査する.まず,有限変位解 析により設計断面力を求め,そして限界状態設計法を用 いて終局限界状態で耐力照査する.また,橋全体の終局 強度を検討する.さらに,本橋の経済性を検討するため, 同規模の斜張橋と鋼重量を比較する.

2. 検討橋梁の緒元

本論文で検討する斜吊りアーチ橋の一般図を図4 およ び図-5 に示す.スパンは,100 + 300 + 100 mとした.ア ーチリブ断面を図-6 に,主桁断面を図-7 に,主塔断面を 図-8 に示す.幅員は片側3車線ずつ,合計6車線を想定 し,全幅員は32.0 mとした.斜ケーブル間隔は,主径間 では7.5 m,側径間では10.0 mとした.アーチリブと主 桁からの鉛直ハンガーは10.0 m間隔で主桁に定着した.

主桁は, デッキプレート(12 mm 厚), Uリブ, 腹板 (12 mm 厚), 下フランジ(19 mm 厚)で断面を構成し ている.ダイアフラムは鋼箱桁内に 5.0 m 間隔で配置し た.断面は全スパンで同一とし,鋼材材質は SM490Y と した.





図-3 斜吊りアーチ橋

図-1 吊りアーチ橋



図-2 CFTを用いた斜張橋





図-4 斜吊りアーチ橋の側面図および平面図







アーチリブは,直径 1,700 mm,板厚 20 mm,材質 SM490Yの鋼管とし,内部に単位体積重量 15 kN/m³の軽 量骨材コンクリートを充填した.充填コンクリートは, 鋼板の局部座屈を抑制し,曲げおよび軸圧縮耐力を向上 させることは多くの研究により確かめられている⁴.

アーチリブどうしをつなぐ横桁には圧延 H 型鋼(H-700 × 250,鋼材材質 SS400)を用いた.また,斜ケーブ ルはパラレルワイヤストランド(PWS -91, 127, 169, 217) を,ハンガーもパラレルワイヤストランド(PWS -37, 61, 91)を用いた.



図-10 活荷重の載荷ケース



図-12 アーチリブの設計曲げモーメント

3. 静的解析による設計断面力の算定

構造解析は,梁要素で構成した立体骨組モデル(図-9)を用いた.主塔基部は完全固定,アーチリブ支点は ヒンジとした.主桁の一方の端支点は橋軸方向に固定, 他方の端支点は可動とした.主桁は主塔の中間横梁で支 えられるが,橋軸方向は可動とした.主桁はすべての支 点で,橋軸直角方向には固定とした.

本構造は 300 m の長支間斜吊りアーチ橋であるため, 変位後の骨組線形状の幾何学的非線形性を考慮した有限 変位解析により設計断面力を算出した.用いたプログラ ムは FORUM8 UC-win/FRAME(3D)である.なお,死荷重 載荷状態で主桁の曲げモーメント分布を平滑化させ,か つ主塔に過大な曲げモーメントを発生させないよう,ケ ーブル・プレストレスを導入した.活荷重に関しては, 5パターンの活荷重タイプ(図-10)を固定載荷させた.





図-14 主桁の設計曲げモーメント



図-15 主塔の設計曲げモーメント

図-16 主塔の設計軸力

なお,活荷重強度および衝撃係数は,参考文献 5) に従 い算出した.

アーチリブの設計軸方向圧縮力を図-11 に,設計曲げ モーメントを図-12 に示す.なお,死荷重および活荷重 に対する荷重係数に関しては4(1)で説明する.本図のL max および L min は,5 パターンの活荷重載荷ケースの うちの最大および最小の設計断面力を示す.図-11 より, アーチリブ全体に軸方向圧縮力が作用しており,端支点 で最大,中央部(L/2点)で最小となっている.図-12より, アーチリブには正および負の設計曲げモーメントが作用 し,その絶対値は中央部L2点よりL/4点付近の方が大 きい.

主桁の設計軸力を図-13 に,設計曲げモーメントを図-14 に示す.設計圧縮軸力は主塔部(図-13のD点)で最 大であり,正曲げモーメントは側径間と中央径間(図-14のC,E点)にピークがある.

主塔の設計曲げモーメントを図-15 に,設計軸力を図-16 に示す.曲げモーメントは主塔上部のケーブル定着 部(高さ 59.5 m)と基部が大きい.なお,主塔上部は1 本柱,主塔下部は2本柱になっており,図は両者とも1 本あたりの値になっている.したがって,主塔全体の圧 縮軸力は頂部から基部に向かい増加する.

本形式橋では,荷重を斜張橋ケーブルとアーチリブの 両方で受け持たせる.したがって,斜吊りアーチ橋は, 斜張橋とアーチ橋の中間的な構造特性を持ち,活荷重た わみは従来の鋼斜張橋より小さい.たとえば,活荷重 LC1 が作用するとき,中央径間中央での斜張橋の活たわ みは747 mm であるのに対し,斜吊りアーチ橋の向性が高い は 362 mm である.これは斜吊りアーチ橋の剛性が高い ことを意味する.

4. 部材破壊に関する安全性の照査

(1) 照査基本式

本章では,部材破壊に関する安全性を照査する.具体 的な照査方法は限界状態設計法を用いる.終局限界状態 に対する照査基本式を式(1)に示す^{6),7}.

$$\gamma_{i} \left(S_{d}/R_{d} \right) \qquad 1.0 \tag{1}$$



図-17 鋼材の構成則

ここで, S_d は照査用応答値, R_dは照査用限界値, _{γi}は構 造物係数 (1.1) である.この係数値は,参考文献 7) にし たがった.

また, S_dは式(2)で表される^{6,7)}.

 $S_{d} = \Sigma \gamma_{a} S (F_{k} \gamma_{f} \rho_{f})$ (2)

ここで,Sは応答値,Yaは構造解析係数(1.0),Fkは荷重 の特性値,Yfは荷重係数(死荷重1.1,活荷重1.2),Pfは活 荷重を対象とした荷重修正係数(1.65)である.これより, 図-11 から図-16 に示した死荷重に対する荷重係数は1.1 であり,活荷重に対しては1.2x1.65=1.98となる.

また, R_dは式(3)で表される^{6,7)}.

$$\mathbf{R}_{\mathrm{d}} = \mathbf{R} \left(\mathbf{f}_{\mathrm{k}} / \gamma_{\mathrm{m}} \right) / \gamma_{\mathrm{b}} \tag{3}$$

ここで,Rは限界値,f_kは材料強度の特性値,_{Ym}は材料係数(鋼 1.05,コンクリート 1.3),_{Yb}は部材係数(鋼 1.1,コンクリート 1.3)である.なお,これらの係数は文献 7)にしたがった.

(2) CFT アーチリブの照査

コンクリート充填鋼管 (CFT)を用いたアーチリブの 照査は参考文献 6),7)のコンクリート充填鋼管柱編にし たがった.すなわち,CFT は式 (4)および式 (5)を満足し なければならない.

 $\gamma_{\rm i} (M_{\rm d}/M_{\rm ud}) = 1.0$ (4)

 $\gamma_{i} (N'_{d}/N'_{oud}) = 1.0$ (5)

ここで, M_dは設計曲げモーメント, M_{ud}は設計曲げ耐力, N'_dは設計軸方向圧縮力, N'_{ad}は設計軸方向圧縮耐力の 上限値であり, 全体座屈強度の低減を考慮している⁶.

設計曲げ耐力は,以下のように求めた.鋼管および充 填コンクリートをファイバー要素に分割する.鋼材およ び充填コンクリートは図-17,18に示す構成則を仮定する. ここで,鋼材の構成則については,σは応力,εはひず

図-18 充填コンクリートの構成則

み, f_{yd} は設計引張降伏強度, ϵ_{yd} は降伏ひずみ, ϵ_{ud} は硬 化開始ひずみ, f'_{ud} は設計圧縮強度である.また,充填 コンクリートの構成則については, σ'_{c} は圧縮応力, ϵ'_{c} は圧縮ひずみ, f'_{cd} は設計圧縮強度である.

そして,異なる軸方向圧縮力を与え,それぞれの曲げ 耐力を計算する.求められた圧縮軸力と曲げ耐力の相関 曲線を図-19 (L/4 点) および図-20 (L/2 点) に示す.なお, 鋼管と充填コンクリートは平面保持の原則に従うと仮定 している.

アーチリブの主要な 2 カ所, すなわち図-11 の A 点 (L/4 点) および B 点 (L/2 点), での照査結果を表-1 に示す. これより, 仮定した断面は式 (4) および式 (5) を満足して いることがわかる.また,図-19 (L/4 点) および図-20 (L/2 点) より,設計断面力は圧縮軸力と曲げ耐力の相関曲線 内にあることが理解できる.

(3) 主桁および主塔の照査

主桁および主塔は鋼製箱桁断面であるため,参考文献 8)により耐力照査を行った.部材には圧縮軸力,橋軸方 向曲げモーメントおよび橋軸直角方向曲げモーメントが 作用し,これらは式(6)を満足しなければならない.

$$\gamma_{\rm i} \left(N_{\rm sd} / N_{\rm rd} + M_{\rm sdz} / M_{\rm rdz} + M_{\rm sdx} / M_{\rm rdx} \right) = 1.0$$
 (6)

表-1 アーチリブの照査結果

A点(L/4点)					
M _d (kN.m)	-10,913	N' _d (kN)	-33,999		
M _{ud} (kN.m)	28,028	N' _{oud} (kN)	38,166		
$\gamma_i (M_d / M_{ud})$	0.43	$\gamma_i (N'_d / N'_{oud})$	0.98		

		,	
M _d (kN.m)	6,173	N' _d (kN)	-33,153
M _{ud} (kN.m)	26,849	N' _{oud} (kN)	43,781
$\gamma_i (M_d / M_{ud})$	0.25	$\gamma_i (N'_d / N'_{oud})$	0.83
M _d :設計曲げモー	・メント,	M _{ud} :設計曲げ耐た	<u>ታ</u>

 N'_{d} :設計軸方向圧縮力, N'_{oud} :設計軸方向圧縮耐力





表-2 主桁の照査結果 側径間C点(上フランジ側に着目)

$N_{sd}(kN)$	-10,940	N _{rd}	-277,064	N _{sd} / N _{rd}	0.04
$M_{sdz}(kN.m) \\$	82,952	M_{rdz}	329,906	M _{sdz} / M _{rdz}	0.25
$M_{sdx}(kN.m)$	-34,962	M _{rdx}	-67,056	M _{sdx} / M _{rdx}	0.52
$\gamma_i (N_{sd} / N_{rd} + M_{sdz} / M_{rdz} + M_{sdx} / M_{rdx})$				0.89	

主塔位置 D 点 (上フランジ側に着目)

$N_{sd}(kN)$	-16,082	N _{rd}	-298,873	N _{sd} / N _{rd}	0.05
$M_{sdz}(kN.m) \\$	-63,511	M _{rdz}	-321,815	M _{sdz} / M _{rdz}	0.20
$M_{sdx}(kN.m) \\$	24,393	M _{rdx}	46,152	M _{sdx} / M _{rdx}	0.53
$\gamma_{i} (N_{sd} / N_{rd} + M_{sdz} / M_{rdz} + M_{sdx} / M_{rdx})$					0.86

中央径間 E 点 (上フランジ側に着目)

$N_{sd}(kN)$	-9,876	N _{rd}	-292,584	N _{sd} / N _{rd}	0.03
$M_{sdz}(kN.m) \\$	83,826	M _{rdz}	333,517	M _{sdz} / M _{rdz}	0.25
$M_{sdx}(kN.m)$	16,783	M_{rdx}	42,000	M _{sdx} / M _{rdx}	0.40
$\gamma_{\rm M}$ (N $_{\rm M}$ / N $_{\rm M}$ + M $_{\rm M}$ / M $_{\rm M}$ + M $_{\rm M}$ / M $_{\rm M}$)					0 75

 N_{sd} :設計軸方向力 , N_{rd} :軸方向耐力

M_{sdz}:橋軸方向の設計曲げモーメント

M_{rdz}:橋軸方向の設計曲げ耐力

M_{sdx}:橋軸直角方向の設計曲げモーメント

M_{rdx}:橋軸直角方向の設計曲げ耐力

ここで、 N_{st} は設計軸力、 N_{rt} は軸方向耐力、 M_{st} は橋軸 方向設計曲げモーメント、 M_{tt} は橋軸方向曲げ耐力、 M_{st} は橋軸直角方向設計曲げモーメント、 M_{tt} は橋軸直 角方向曲げ耐力である.なお、照査は圧縮フランジ側お よび引張フランジ側の両者で実施しなくてはならない.

主桁の主要な3カ所,主塔部(図-13のD点)および 側径間(図-14のC点)および中央径間(図-14のE点), での照査結果を表-2に示す.ただし,クリティカルな上 フランジ側の値のみを示す.また,本構造は1面吊りで あるため,橋軸方向の曲げモーメントに加え,橋軸直角 方向の曲げモーメントも発生し,2軸曲げ状態になる. この際,活荷重を偏載した状態についても解析した. 表-2より,3カ所ともに式(6)を満足している.なお,





表-3 主塔の照査結果 主塔上部 F 点 (圧縮フランジ側に着目)

$N_{sd}(kN)$	-26,552	N _{rd}	-117,570	N _{sd} / N _{rd}	0.23
$M_{sdz}(kN.m) \\$	35,898	M_{rdz}	109,984	M _{sdz} / M _{rdz}	0.33
$M_{sdx}(kN.m) \\$	-426	M _{rdx}	-100,032	M _{sdx} / M _{rdx}	0.00
$\gamma_i (N_{sd} / N_{rd} + M_{sdz} / M_{rdz} + M_{sdx} / M_{rdx})$					0.61

主塔下部 G 点 (圧縮フランジ側に着目)

$N_{sd}(kN)$	-23,389	N _{rd}	-72,875	N _{sd} / N _{rd}	0.32
$M_{sdz}(kN.m)$	12,751	M_{rdz}	62,427	M _{sdz} / M _{rdz}	0.20
$M_{sdx}(kN.m) \\$	-7,880	M _{rdx}	-42,984	M _{sdx} / M _{rdx}	0.18
$\gamma_{i} \left(N_{sd} / N_{rd} + M_{sdz} / M_{rdz} + M_{sdx} / M_{rdx} \right) \qquad 0.78$					
N。」:設計軸方向力,N。」:軸方向耐力					

M_{sd}: 橋軸方向の設計曲げモーメント

M_{rdz}:橋軸方向の設計曲げ耐力

M_{sdx}:橋軸直角方向の設計曲げモーメント

M_{rdx}:橋軸直角方向の設計曲げ耐力

設計軸方向圧縮耐力は線形座屈解析により求めた有効座 屈長を用いて算出した.

主塔の主要な2カ所,図-15のF点およびG点,での 照査結果を表-3に示す.橋軸直角方向の曲げモーメント を求めるため,活荷重を偏載した状態についても解析し た.表-3より仮定した主塔断面は,式(6)を満足してい る.

なお,変形図を示していないが,仮定した設計荷重の 範囲内では座屈していないことを確認している.以上の 本橋の静的構造検討結果により,提案した斜吊りアーチ 橋は構造的および耐力的に実現可能であると考えられる. 本形式の経済性を把握するため,同規模の斜張橋を試 設計し,両者の鋼重量を比較した(表4).これによる と,主桁,主塔およびケーブルに関しては,斜吊りアー チ橋の鋼重は従来形式の鋼斜張橋を大きく下回る.一方, 斜吊りアーチ橋ではアーチリブ,ハンガー,横桁が必要 となるが,これらの単位重量あたりの加工工数は主桁・ 主塔・ケーブルに比較して低い.さらに,全体としても 本形式は12%程度の鋼重量の減少が期待される.した がって,充填コンクリートの費用を考慮しても吊りアー チ橋は従来の鋼斜張橋より経済的であることが期待され る.

部材	斜吊りアーチ橋	斜張橋
主桁	47,054	53,477
主塔	4,383	10,834
ケーブル	1,091	2,469
アーチリブ	5,199	-
アーチハンガー	69	-
横桁	1,005	-
鋼重量の合計	58,801	66,780
()内は比率	(0.88)	(1.0)

衣 4 脚里更几颗結果(里11/:KN	表	4	綱重量比較結果	(単位:kN
---------------------	---	---	---------	--------

本形式は斜張橋とアーチ橋を組み合わせた構造であり, 種々の施工方法の可能性がある.たとえば,斜張橋を従 来の張り出し架設で施工した後,桁上にベントを設置し てアーチリプを架設する,あるいは,主塔を利用して架 設用のケーブルクレーンを設置してアーチリブを架設す ることも可能である.さらに,アーチリブの併合後に鋼 管内へコンクリート充填すれば,型枠は必要なく合理的 である.また,鋼管の接合は現場溶接および高力ボルト 接合のいずれも可能である. 6. まとめ

本論文では,鋼斜張橋と CFT アーチリブを組み合わせ た斜吊りアーチ橋を提案し,主スパン 300 m の橋梁を試 設計した.そして,性能照査型設計により本橋の部材破 壊に対する安全性を照査した.

斜吊りアーチ橋では,荷重を斜張橋ケーブルとアーチ リブの両方で受け持つ.したがって,斜張橋とアーチ橋 の中間的な構造特性を持ち,斜張橋より剛性が高かった.

終局限界時の設計断面力に対して,部材破壊の安全性 を照査した.その結果,本橋梁は構造的および耐力的に 実現可能であると考えられた.

さらに,本形式を同規模の鋼斜張橋と斜吊りアーチ橋 の重量比較を行った結果,斜吊りアーチ橋が経済的に優れると考えられた.

なお,本論文では詳細な施工計画および耐震設計については実施しておらず,今後の課題とした.

参考文献

- 中村俊一,島田佳久:コンクリート充填鋼管を用いた吊り アーチ橋の構造特性,構造工学論文集,Vol.49A,pp.809-816, 2003.
- 2) 田中寛泰,中村俊一,井上浩男,羽田大作:鋼管桁を用いた吊り形式橋梁の構造と耐風特性,土木学会論文集 No.805/VI-69, pp.91-103, 2005.
- 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.
- 4)保坂鐵矢,西海健二,中村俊一: 圧縮強度およびヤング係 数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能 に関する実験的研究,構造工学論文集,土木学会, Vol.44A, pp.1565-1573, 1998.
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書(・・)・同解説, 2002.
- 6) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針(案), 2002.
- 7) 土木学会: 複合構造物の性能照査例, 2006.
- 8) 土木学会:鋼·合成構造標準示方書,2007.

STRUCTURE OF THE CABLE-STAYED ARCH BRIDGE

Hiroyasu TANAKA, Shun-ichi NAKAMURA and Kazutoshi KATO

A new type of cable supported bridge, the cable-stayed arch bridge, is proposed in this paper. This bridge is a combination of a steel cable-stayed bridge and an arch bridge using concrete-filled steel pipes as arch ribs. A cable-stayed arch bridge with a main-span of 300m was designed and its safety for breakage of structural members was checked by the performance based design method. Large deformation analysis was used to obtain sectional forces. The designed bridge satisfied the required safety

condition. This study verifies the proposed bridge is structurally rational and also economical compared with the conventional steel cable-stayed bridge.