

君津新橋の恒久対策設計

(株)千代田コンサルタント 正会員 ○麻生 隆徳
君津市 林 俊弥
(株)千代田コンサルタント 石山 一幸
三井住友建設(株) 正会員 石井 祐二

1. はじめに

君津新橋は、RC製のアーチリブとPC製の下弦材から構成されている下路式ローゼアーチ橋である。2008年10月23日、アーチリブと下弦材を繋ぐ吊材40本のうち1本が破断しているのが発見された。緊急調査によりその他の吊材にも腐食が確認されたため車両通行止めの処理を取り、詳細調査により原因究明を進めるとともに、耐荷性能・耐震性能を現行道路橋示方書に準じた構造とするための恒久対策設計を行い補修工事を実施した。表-1に橋梁諸元・業務概要、写真-1に全景写真を示す。

本稿では、既設橋梁の補修・補強設計および補強効果を確認するために実施した載荷試験の概要について紹介する。

表-1 橋梁諸元・業務概要

業務名	平成20年度 君津新橋現橋調査及び耐震補強設計
委託場所	千葉県君津市空師・八幡地先
発注者	君津市建設部管理課
構造形式	プレストレストコンクリートローゼアーチ橋
橋長・支間長	橋長:68.3m 支間長:66.0m
幅員	歩道:1.5m+車道:11.0m+歩道:1.5m
竣工年	昭和48年
適用基準	プレストレストコンクリート道路橋示方書 昭和43年
補修・補強設計概要	耐荷性向上対策:吊材取替え工
	耐震補強対策:鋼製補強部材設置、炭素繊維補強工、変位制限構造設置
	耐久性向上対策:ひび割れ補修、表面保護塗装、床版防水工 等



写真-1 復旧後の全景写真

2. 恒久対策設計

2.1 復元設計

竣工当初の構造(PC鋼材・主構造形状)が妥当な構造となっているかを復元設計を実施し確認した。

この結果、各部材の諸元は妥当なものであり、吊材はPC鋼棒の断面が当初φ32mmあったものがφ19mmまで腐食(異種金属接触腐食)により減肉したことで応力超過となり破断に至ったと推定された。

2.2 耐荷性向上対策

2.2.1 吊材の選定

吊材であるPC鋼材の破断原因が腐食による断面減少であったことから、取替えるPC鋼材は腐食しにくく、かつ現行基準を満足することを選定条件とした。

ローゼ橋の吊材に使用するケーブル材料は、以下の性能が道路橋示方書にて要求されている。

- ・必要な機械的性質(強度、延性、じん性など)。
- ・活荷重などによるケーブル張力の変動に対する疲労性能。
- ・部材としての重要性、維持管理などから必要とされる防錆防食性能。

また、本橋は下側の吊材定着装置を下弦材下面の余裕高(高水位までの余裕)の中に収める必要があり、かつ吊材をアーチリブ・下弦材を貫通して設置するため断面内に配置されているPC鋼材や鉄筋を切断せずに施工が可能であることが条件であった。

以上のことから、定着装置が小さくかつ現行基準で要求されている吊材の性能を満足する二重防錆ケーブルを選定した。さらに、防錆防食性能のさらなる向上を図るため、定着体には亜鉛アルミ擬合金溶射を施し、雨水等の浸入が考えられる箇所(空間)にはウレタン樹脂を充填する仕様とした。

2.2.2 吊材の設計

吊材をPC鋼棒φ32mmから、PCケーブルに取替えるため、鋼材の断面と緊張力を照査し、現行基準を満足するようにPCケーブルの規格を決定した。

設計は図-1に示すモデルにより、下記のケースを段階的に行い、最終的に既設構造のB活荷重（以下「B活」）対応策として、吊材に導入する緊張力を設定した。

表-2～表-4に主構造の各設計ケースの応力度を示す。

TL-20 (PC鋼棒：φ32)：復元設計

B活 (PC鋼棒：φ32)：既設吊材による現行荷重(参考)

B活 (PCケーブル：F130)：新設PCケーブル+緊張力調整
(PC鋼材 F130PH：7×φ12.7)

表-3 下弦材の曲げ応力度

		(単位：N/mm ²)					
曲げ応力度検討		TL-20(φ32)		B活(φ32)		B活(F130)	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重時	曲げ応力度	7.44	3.85	7.44	3.85	6.52	5.42
	許容値	0.0 σ ≤ 14.0					
設計荷重時	曲げ応力度	9.73	-0.61	10.22	-1.66	9.35	-0.19
	許容値	-1.5 σ ≤ 14.0					
温度時	曲げ応力度	9.95	-0.99	10.44	-2.04	9.57	-0.57
	許容値	-2.0 σ ≤ 16.1					

2.3 耐震補強対策

既設橋梁を道路橋示方書（耐震設計編V）に適合した耐震性能を有する構造とするため、耐震補強設計を行った。

2.3.1 既設橋梁の耐震性能照査

既設橋梁の耐震性能照査（レベル2地震時）を非線形動的解析により行った。解析モデルは、図-2に示す立体骨組みモデルにて全ての部材をM-φで評価し、床版については面外剛性を評価した部材としてモデル化した。

既設橋梁は、橋軸方向の地震力に対しては耐震性能を十分に有していたが、橋軸直角方向に対しては耐力不足となる部位が生じた（表-5）。具体的な部位は、図-2に示すように上支材と隅角部付近であった。これは、下記の要因によるものと考えられる。

- ・ 左右のアーチリブは4箇所の上支材だけで連結されているため、橋軸直角方向の水平力に対しては一体構造としての抵抗力が小さい。
- ・ アーチリブに作用する直角方向水平力に対して、隅角部付近の構造が抵抗構造として小さい。
- ・ 吊材をケーブル構造としているため、水平力に対する抵抗が小さい。
- ・ 上支材の断面形状が、部材長に対して小さい。

表-5 既設橋梁の耐震性能

	曲げに対する検討			せん断力に対する検討		
	応答曲率	初降伏	安全率	応答	せん断	安全率
	φ	曲率φ _{y0}	φ/φ _{y0}	せん断 S	耐力 P _s	S/P _s
	(μ・1/m)	(μ・1/m)	以下OK	(kN)	(kN)	以下OK
隅角部	11,706	2,016	5.81	725	1,598	0.45
上支材①付け根	22,930	1,394	16.45	662	469	1.41

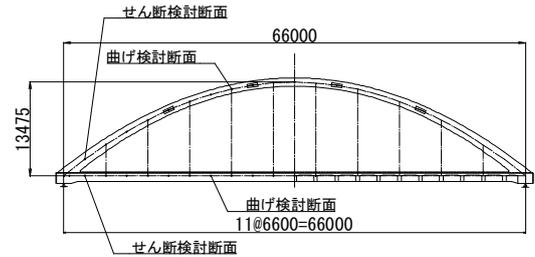


図-1 解析モデルおよび検討断面

表-2 吊材1本当たりの張力

		(単位：kN)		
吊材張力検討		TL-20(φ32)	B活(φ32)	B活(F130)
死荷重時	張力	386	386	385
	安全率	2.5	2.5	3.3
設計荷重時	張力	483	517	511
	安全率	2.0	1.8	2.5
引張荷重		949		1281

表-4 下弦材のせん断応力度

		(単位：N/mm ²)		
斜引張応力度検討		TL-20(φ32)	B活(φ32)	B活(F130)
死荷重時	応力度	-0.010	-0.010	-0.010
	許容値	σ _{la} = -1.0		
設計荷重時	応力度	-0.030	-0.040	-0.040
	許容値	σ _{la} = -2.0		

		(単位：kN)		
斜引張破壊検討		TL-20(φ32)	B活(φ32)	B活(F130)
終局荷重時	せん断力	3896	4725	4406
	耐力	4667	4667	4667

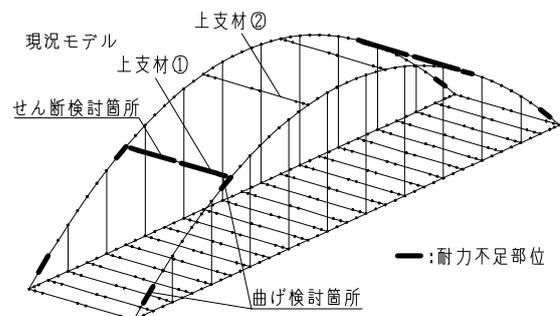


図-2 現橋モデル

2.3.2 耐震補強設計

橋軸直角方向の耐震性能を向上させるため、以下の補強対策を行った。

- 全体剛性を高め耐震性を向上させるため、アーチリブ間に上支材および上横構（写真-2）を追加補強した。
なお、追加部材は死荷重増加を抑え、現場での取付け作業の短縮を図るため鋼製部材とした。
- 耐震性能が不足している既設上支材および隅角部付近は、炭素繊維による断面補強を行った。補強結果を図-3、表-6に示す。また、落橋防止システムについては、橋台部に変位制限構造と段差防止構造を設置することとした。

表-6 補強設計結果

補強材:炭素シート 目付量300 1枚	曲げに対する検討			せん断力に対する検討		
	応答曲率	終局曲率	安全率	応答	せん断	安全率
	Φ	Φ_u	Φ/Φ_u	せん断S (kN)	耐力Ps (kN)	S/Ps
	($\mu \cdot 1/m$)	($\mu \cdot 1/m$)	1以下OK			1以下OK
隅角部	10,783	11,426	0.94	972	1,598	0.61
上支材①付け根	9,887	11,614	0.85	389	469	0.83



写真-2 補強上支材・上横構

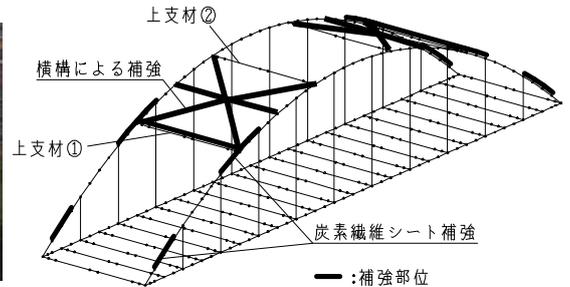


図-3 補強対策解析モデル

2.4 耐久性向上対策

本橋梁の損傷は経年劣化によるものと写真-3、写真-4に示すアルカリ骨材反応によるコンクリートの損傷（ひび割れ）が顕著であった。経年劣化による耐久性不足については、ひび割れ注入や断面修復を施し改善を図った。アルカリ骨材反応によるひび割れについては、ひび割れ注入と防水性（遮水性）・水蒸気透過性（透湿性）に優れた表面保護工法を行うことで、アルカリ骨材反応の進行を防ぐこととした。さらに、床版・下横桁については路面からの水の浸入による劣化を防ぐため、床版防水工を施した。



写真-3 下弦材上面



写真-4 7-リブ上面

2.5 恒久対策工

本橋における恒久対策工（耐荷性能向上対策，耐震補強対策，耐久性向上対策）の概要を図-4に示す。

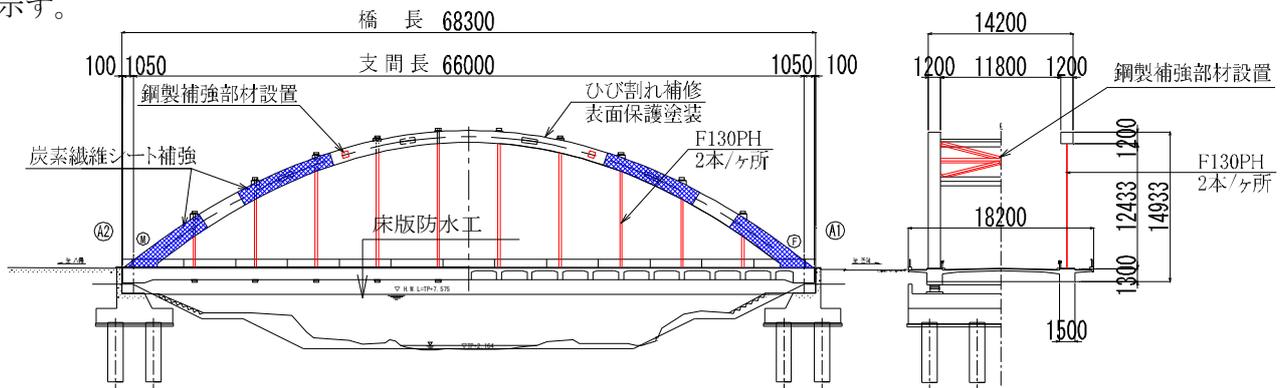


図-4 恒久対策概要図

3. 載荷実験

本橋の補修補強効果および将来の詳細調査の基準値となる資料を得ることを目的として載荷実験を実施した。橋面に荷重車を載荷して橋梁各部の測定を行い、計算値と比較することによって橋梁の構造性能を確認した。総重量196kNの荷重車3台を図-5に示す載荷ステップ1~6の位置に載荷した。測定項目は、下弦材のたわみ、吊材張力、下弦材ひずみ、およびアーチリブひずみである。たわみは、

支間中央および1/4支間をレーザー変位計で測定した。吊材張力は、主な吊材8箇所を振動法で測定した。測定位置を図-6に、荷重状況を写真-5に示す。計算値は3次元骨組解析により、各荷重ステップの所定の位置に荷重して算出した。



図-5 荷重位置

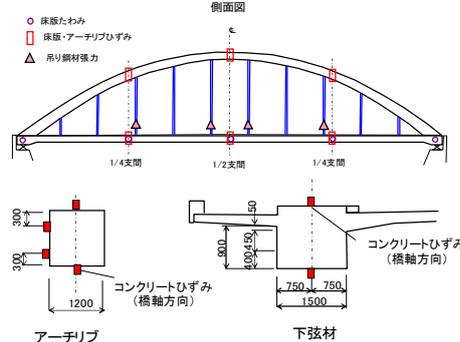


図-6 測定位置



写真-5 荷重状況

ステップ3（支間中央荷重）の測定結果を図-7に示す。測定値は荷重前後における変化量を示している。下弦材のたわみは、計算値とよく一致しており、橋全体の剛性が設計通りの性能を有していることが確認できた。アーチリブおよび下弦材の測定値も計算値とよく一致しており、下弦材およびアーチリブに作用する応力度も設計通りであると判断できる。また、それぞれのひずみ分布はいずれも平面保持をなしており、おのこの部材は一体として弾性挙動していることが確認できた。吊材の張力変化を表-7に示す。実測値は計算値より若干小さめであったが、著しい偏りなどの現象は認められなかった。他の荷重ステップにおいてもたわみ、ひずみおよび吊材張力の傾向は同様であり、本橋が設計通りの構造性能を有していることが確認できた。

表-7 吊材張力変化

Step3	(kN)			
	No.8-1	No.6-1	No.5-1	No.3-1
解析値	16.4	28.8	28.7	16.4
実測値	上流	14.5	19.8	20.4
	下流	15.2	23.9	25.4
			6.2	

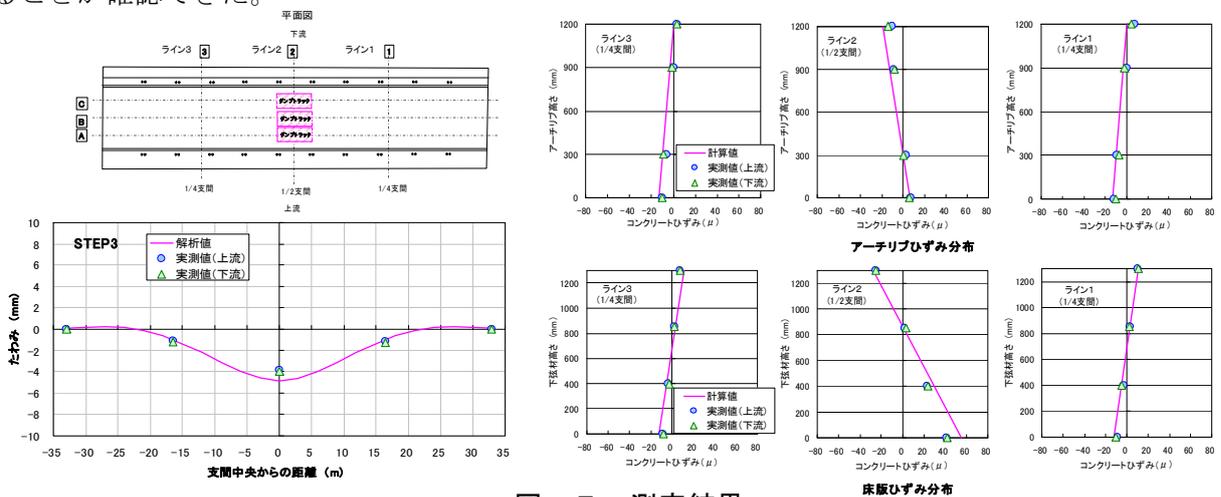


図-7 測定結果

4. おわりに

本橋では、吊材PC鋼材破断という不測の事態により車両通行止めを行い利用者の方々には多大な迷惑を掛けたが、早期供用に向けた対応ができたと考える。今回の恒久対策設計を行う上で、竣功図面や施工段階の写真を基に既設構造を把握できたことにより、本橋に適した対策を迅速に計画できた。橋梁の維持管理や長寿命化対策の必要性が高まっている状況で、既設構造を把握する資料の保存および管理の重要性を再認識した。また、今回行われた実橋による荷重試験結果が将来の詳細点検の基準値として有効に活用されることを期待する。最後に調査・設計および工事の実施に当たって、貴重な意見や助言をいただいた国土技術政策総合研究所および独立行政法人土木研究所の方々には深く感謝する次第である。