

RC固定アーチ歩道橋の耐震検討

西村 彩¹・門田 克史¹・岸本 正幸²・丹羽 信弘²・柴田 洋²

¹工修 中央復建コンサルタンツ株式会社 総合第1本部 橋梁室
(〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4丁目11番10号)

²正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 総合第1本部 橋梁室
(〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4丁目11番10号)

1. はじめに

公園は災害直後に人々が緊急に避難する場所であるため、公園へのアクセス道路や公園内の通路は大規模地震直後においても人々が安全に通行できるよう整備され、その道路上に建設されている橋梁は耐震上特に重要性の高い橋梁となる。また、公園内に建設される橋梁形式は公園のシンボルとなるような特殊な橋梁形式が多い。このような背景から、公園内に建設された小規模のRC固定アーチ橋（支間長33.0m・幅員6.0m）の動的解析による耐震性能の照査を行った。

対象橋梁は、平成2年道路橋示方書を適用して震度法で設計されており、今回、平成8年道路橋示方書を適用して大規模地震動に対する耐震安全性の確認を行う。対象橋梁はアーチ橋であり地震時の挙動が複雑である特殊な橋種に位置付けられているため、動的解析により耐震性能の照査を行った。解析では、橋梁全体の地震時挙動の確認を目的にアーチリブをはじめ側壁や橋台など橋梁全部材をモデル化した。

解析結果を基に耐震性能を照査した結果、橋梁の耐震安全性に大きく影響する部材であるアーチリブは、設計時に対象とした地震動より大規模な地震動を受ける場合においても耐震性能を有していることがわかった。しかしながら、側壁は床版とともに目地切りされた構造となっているため、直角方向の地震力に対して弱い構造であることから、耐震性能が確保できていないものと判断されこの部分の補強を検討した。

本文では、今後この形式の橋梁に対して耐震性能照査および耐震補強を行う場合の参考資料となることを期待し、実施した動的解析におけるモデル化の考え方や仮定などを含め、耐震性能の照査結果と補強検討の概要について報告する。

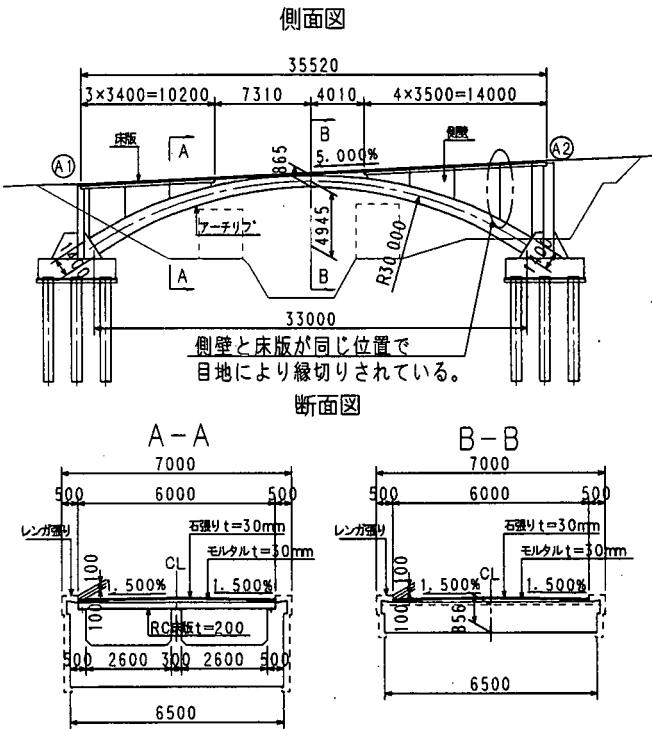


図-1 橋梁概要図

表-1 対象橋梁の構造緒元

橋種	RC固定アーチ
橋長	35.520 m
アーチ支間	33.000 m
アーチライズ	4.945 m
有効幅員	6.000 m
橋台	逆T式橋台
基礎工	鋼管杭φ800

2. 対象モデル橋梁

対象としたRC固定アーチ橋は、ライズが4.945m 橋台

表-2 アーチリブ配筋

断面		①	②	③
H(mm)		1400~865		
主鉄筋	As1	D32-51 本:2 段	D29-27 本:1 段	D29-27 本:1 段
	As2	D32-51 本:1 段	D29-27 本:1 段	D29-27 本:1 段
	As3	D29- 3 本:2 段	D29- 3 本:2 段	D32- 3 本:2 段
帯鉄筋		D16@250	D16@250	D16@250

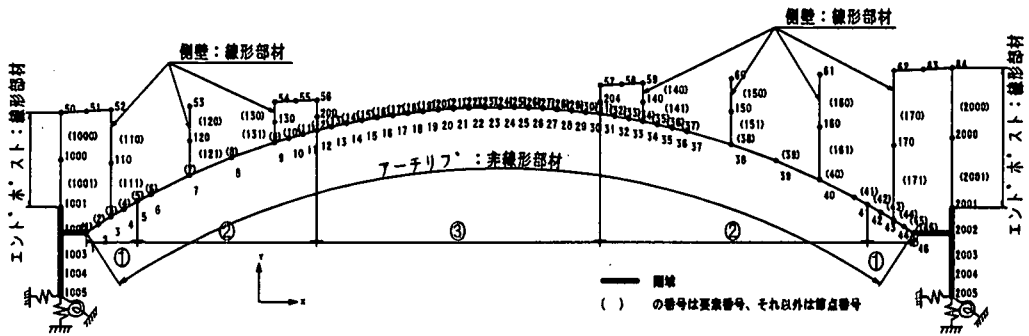
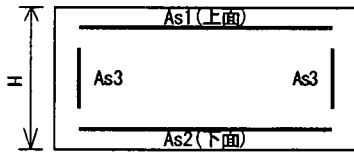


図-2 モデル図

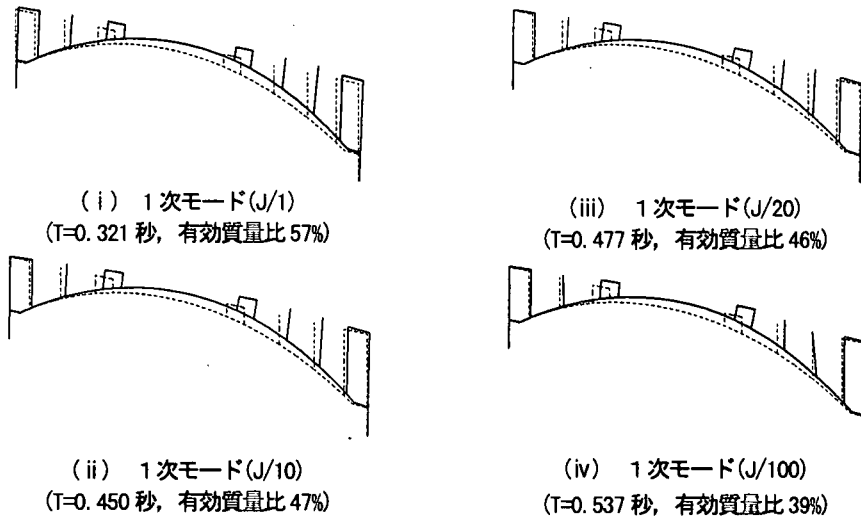


図-3 卓越振動モード(直角方向)

からクラウン部までの距離が 10m 程度であるため、橋梁構造部材としては鉛直材は用いず、アーチリブ、橋台（エンドポスト）、側壁、床版から成っている。ここで、側壁は床版を支える部材となっている。対象橋梁の概要を表-1、図-1 に示す。床版を支えている側壁は、クリープや乾燥収縮の影響を考慮し約 3.5m ごとに 5 箇所床版とともに目地を設けた構造である。

3. 非線形解析（静的・動的）概要

(1) 部材のモデル化

解析モデル図を図-2 に示す。モデル化は以下のとおり

行った。

- ・節点は部材剛性の急変部や塑性化が予想される部分においては密にした。
- ・アーチリブにおける塑性ヒンジの発生箇所が不明確であるため塑性ヒンジ領域は設定しない。
- ・非線形部材は死荷重時の軸力を考慮した場合と地震時の軸力変動を考慮した場合の M- ϕ 特性とし、降伏剛性を用いた。
- ・地震時軸力変動の考慮の具体的な内容は、地震時軸力の最大値と最小値の 2 ケースについてのモデル化を行った。
- ・側壁および床版は目地切りされた構造となっており

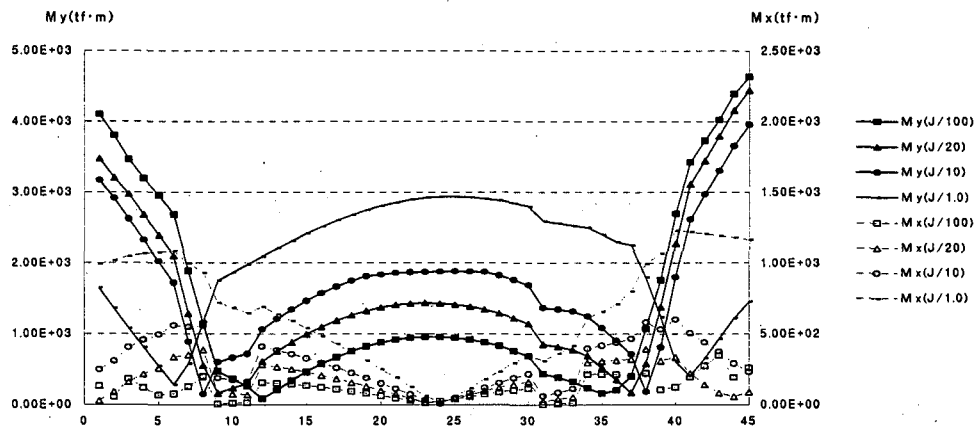
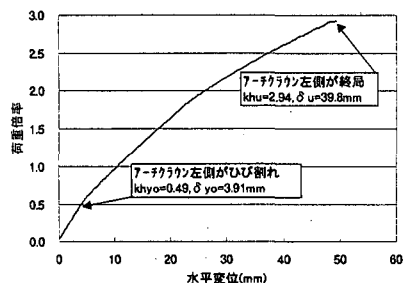


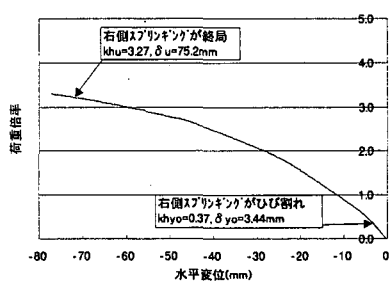
図-4 ねじりモーメント(X軸回り), 曲げモーメント(Y軸回り)図

表-3 荷重ケースおよび静的解析結果

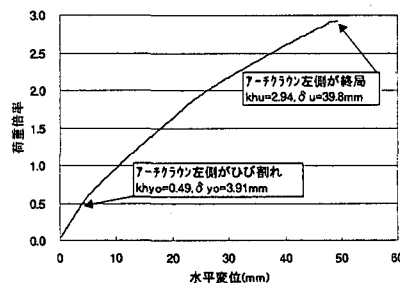
検討	ケース	荷重組み合わせ	初降伏 震度	初降伏時 変位 (mm)	終局 震度	終局時 変位 (mm)	破壊状態	許容 塑性率	等価水平 震度
橋軸	CASE1	1.0(D)+ α (Eqh $\rightarrow$)	0.49	3.91	2.97	39.8	7-チカラウ左側が終局	1.464	0.90
	CASE2	1.0(D)+ α (Eqh $\leftarrow$)	0.37	3.44	3.27	75.2	右側スプリングが終局	1.982	0.73
直角	CASE3	α (Eqh)	0.97	67.4	3.94	338.0	右側スプリングが終局	1.156	1.53



(i) CASE1



(ii) CASE2



(iii) CASE3

図-5 荷重たわみ関係

床版の慣性力がアーチリブに作用するように側壁部材についてもモデル化を行った。

・部材の境界条件は、橋台とアーチリブ、側壁とアーチリブ、床版と橋台は固定とし、床版と側壁はピンとした。

ここで、部材のひび割れ発生後のねじり剛性低下は一般に5~10%と仮定できるとされている²⁾が、アーチリブのような軸力を受ける部材が繰り返し地震力を受ける場合のねじり剛性低下についてはまだ十分な研究がなされておらず明らかにされていない。そこで、ねじり剛性が橋梁全体系の振動特性や断面力に与える影響を全断面有効から剛性低下を1/1(全断面有効100%)、1/10(10%)、1/20(5%)、1/100(1%)と想定した場合について検討を行った。

図-3の卓越振動モードを見ると、ねじり剛性の違いによりゆれ方には違いはないが、ねじり剛性が小さいもの

ほど固有周期が長くなることがわかる。図-4の発生断面力を見ると、ねじり剛性が小さいものほど発生する曲げモーメントは大きくねじりモーメントは小さくなり、ねじり剛性低下が1%、5%、10%の場合の各部材に発生する断面力の傾向は比較的にていることがわかる。

解析モデルに用いたねじり剛性は、ねじりに対する照査が曲げに対する照査より厳しかったためねじりモーメントが大きくなるねじり剛性低下10%の断面定数を用いるものとした。

(2) 静的解析結果

静的解析は設計水平震度を漸増させる荷重増分法を用いて行った。荷重ケースを表-3に示す。

解析の結果は、終局震度はCASE1(橋軸方向 $\rightarrow$)で2.94, CASE2(橋軸方向 $\leftarrow$)で3.27, CASE3(直角方向)で3.94となり、すべてのケースにおいて等価水平震度より大き

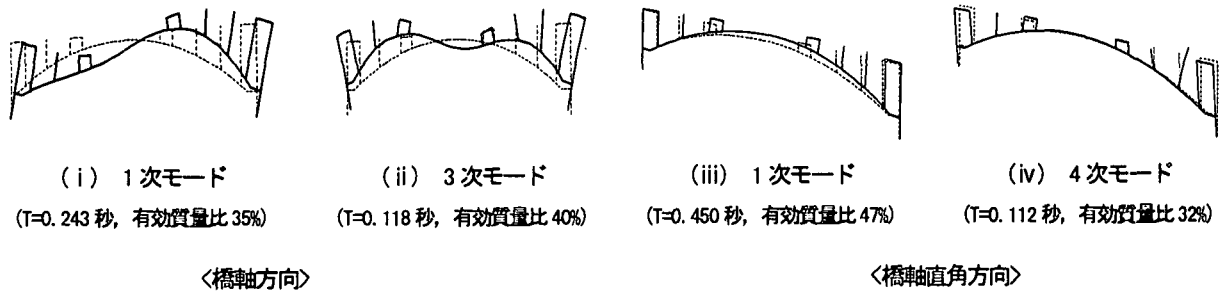


図-6 卓越振動モード

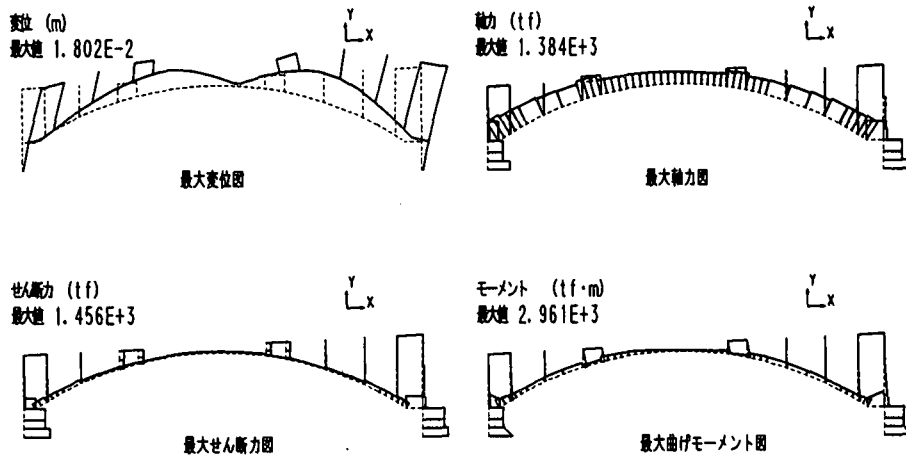


図-7 橋軸方向 最大応答図

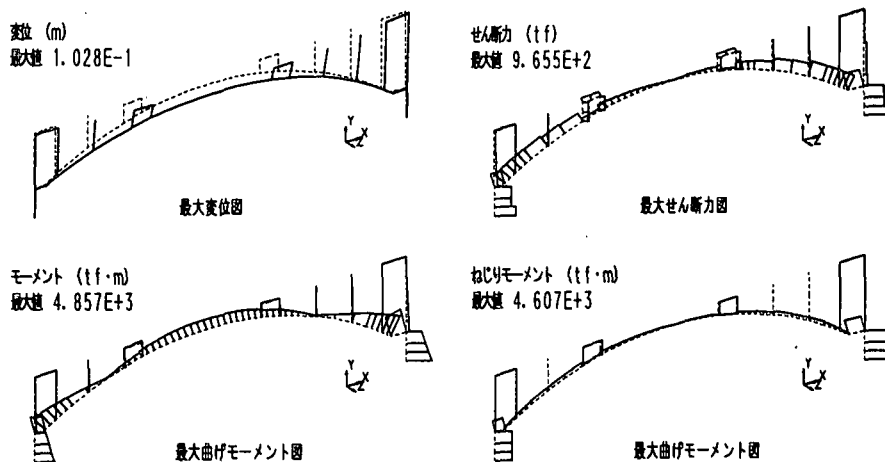


図-8 橋軸直角方向 最大応答図

な値となった。

CASE1, CASE2, CASE3 の荷重-たわみ関係を図-5 に示す。

(3) 固有値解析結果

固有値解析はハウスホルダー法を用いて行った。

解析の結果得られた対象橋梁における卓越振動モード図を図-6 に示す。動的解析では卓越振動モードから係数

を設定したレーリー減衰を使用した。

(4) 動的解析結果

動的解析は、Newmark- β 法による直接積分法を用いて行った。入力地震動は、道路橋の耐震設計に関する資料³⁾で示される振幅調整波を用いた。対象橋梁の地盤種別はⅡ種地盤である。

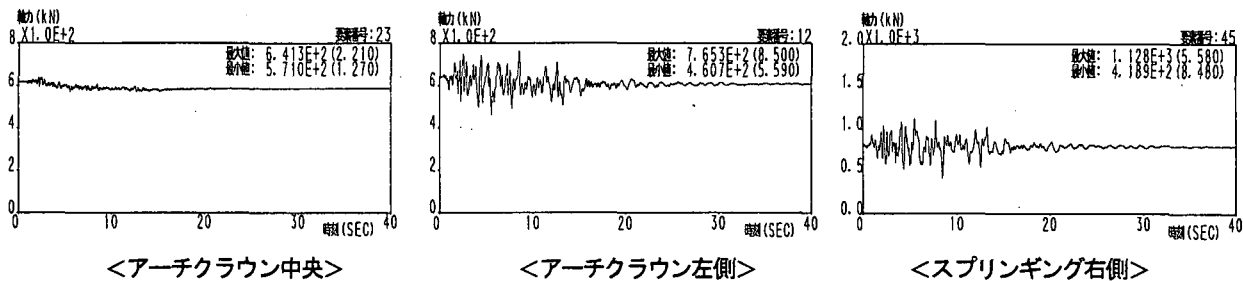


図-9 時刻暦軸力図

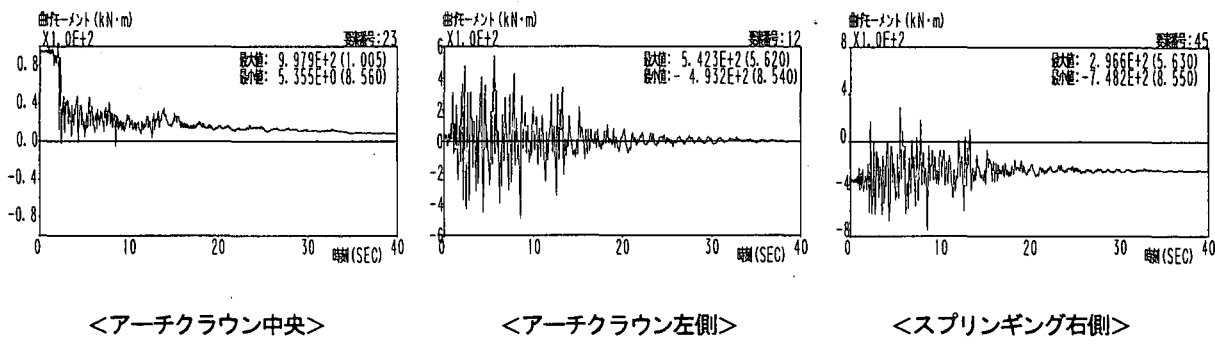


図-10 時刻暦軸力図

表-4 照査結果【アーチリブ:軸力変動考慮しない】

解析方向	要素番号	曲げ							せん断		
		応答値	ひび割れ	初降伏	終局	許容値	判定	状態	応答値	許容値	判定
		$\phi_{max}(1/m)$	$\phi_c(1/m)$	$\phi_{yo}(1/m)$	$\phi_u(1/m)$	$\phi_a(1/m)$			$S_{max}(tf)$	P_s	
橋軸方向	1	0.00033	0.00015	0.00172	0.01115	0.00801	OK	ひび割れ	313.0	708.8	OK
	12	0.00103	0.00019	0.00200	0.02925	0.02017	OK	ひび割れ	52.9	327.9	OK
	23	0.00010	0.00025	0.00265	0.02990	0.02082	OK	弾性	97.1	260.4	OK
	37	0.00101	0.00018	0.00190	0.03146	0.02161	OK	ひび割れ	51.3	598.3	OK
	45	0.00042	0.00015	0.00172	0.01101	0.00791	OK	ひび割れ	324.9	709.8	OK
直角方向	1	0.00003	0.00003	0.00032	0.00176	0.00128	OK	ひび割れ	491.0	768.8	OK
	12	0.00001	0.00003	0.00030	0.00288	0.00202	OK	弾性	225.6	352.6	OK
	23	0.00005	0.00003	0.00031	0.00247	0.00175	OK	弾性	6.25	337.6	OK
	37	0.00001	0.00003	0.00030	0.00317	0.00221	OK	弾性	328.1	731.8	OK
	45	0.00011	0.00003	0.00032	0.00175	0.00127	OK	ひび割れ	604.4	754.1	OK

表-5 照査結果【アーチリブ:軸力変動考慮】

軸力	要素 番号	曲げ					判定	状態
		応答値	ひび割れ	初降伏	終局	許容値		
		$\phi_{max}(1/m)$	$\phi_c(1/m)$	$\phi_{yo}(1/m)$	$\phi_u(1/m)$	$\phi_a(1/m)$		
最小軸力	1	0.00044	0.00013	0.00166	0.01299	0.00921	○ K	ひび割れ
	12	0.00118	0.00017	0.00193	0.03611	0.02472	○ K	ひび割れ
	23	0.00014	0.00023	0.00258	0.03500	0.02420	○ K	弾性
	37	0.00091	0.00016	0.00184	0.03836	0.02619	○ K	ひび割れ
	45	0.00050	0.00013	0.00166	0.01260	0.00896	○ K	ひび割れ
最大軸力	1	0.00019	0.00018	0.00180	0.00885	0.00650	○ K	ひび割れ
	12	0.00084	0.00022	0.00209	0.02067	0.01448	○ K	ひび割れ
	23	0.00005	0.00028	0.00274	0.02352	0.01659	○ K	弾性
	37	0.00114	0.00021	0.00198	0.02283	0.01588	○ K	ひび割れ
	45	0.00032	0.00018	0.00179	0.00902	0.00661	○ K	ひび割れ

タイプⅠ、タイプⅡ地震動とも標準波形の形6ケースの解析を実施したが、応答はタイプⅡ地震動が大きくなったため、ここではタイプⅡ-1の解析結果を報告する。

標準地震波による解析で得られた最大応答図(絶対値表示)を図-7,8に示す。

図-7の最大変位図では、橋軸方向のゆれに対しアーチリブが抵抗しクラウン部左右において鉛直方向へ変位が

生じており、最大せん断力図、最大モーメント図では高さの低い側壁に断面力が集中していることがわかる。同様に図-8の最大応答図からも高さの低い側壁に断面力が集中していることがわかる。

また、図-9橋軸方向の時刻暦軸力図では、最大軸力値が最小軸力値の約2倍となる程度の軸力変動が発生していることがわかる。

表-6 照査結果 【側壁】

解析方向	要素番号	曲げ						せん断		
		応答値	応力 (tf/cm ²)		許容値 (tf/cm ²)		判定	応答値	許容値	判定
		Mmax (tf・m)	σ_c	σ_s	σ_{ca}	σ_{sa}		Smax (tf)	P _s	
橋軸方向	111	104.7	38	1991	105	2700	OK	28.1	60.2	OK
	121	26.0	7	249	105	2700	OK	11.9	68.7	OK
	131	140.1	28	2072	105	2700	OK	114.9	68.3	NG
	141	122.3	21	1687	105	2700	OK	110.1	70.1	NG
	151	25.9	6	227	105	2700	OK	12.3	70.4	OK
	161	52.7	12	472	105	2700	OK	16.8	73.2	OK
	171	98.3	42	1806	105	2700	OK	20.4	55.8	OK
直角方向	111	19.8	31	1369	105	2700	OK	4.1	22.8	OK
	121	36.9	63	4248	105	2700	NG	16.6	27.5	OK
	131	152.2	277	21436	105	2700	NG	97.1	27.0	NG
	141	119.7	214	16929	105	2700	NG	81.6	27.7	NG
	151	53.7	90	6340	105	2700	NG	24.8	28.2	OK
	161	86.4	109	5832	105	2700	NG	26.8	31.5	OK
	171	5.9	9	204	105	2700	OK	4.5	32.1	OK

図-10 橋軸方向の時刻歴モーメント図では、アーチクラウン部で上側引張りの曲げモーメント、スプリング部で下側引張りの曲げモーメントが発生し、地震動により死荷重時と逆方向の断面力も発生することがわかる。

4. 耐震性能照査結果

(1) アーチリブの照査

表-4 にアーチリブの照査結果を示す。橋軸方向、直角方向ともどの部材もひび割れ程度の損傷しか受けておらずアーチリブの耐震性能が確保されている。また、表-5 に示すように橋軸方向の軸力変動を考慮した場合においてもひび割れ程度の損傷しか生じていない。

(2) その他の部位の照査

表-6 に側壁の照査結果を示す。橋軸方向、直角方向とも耐震性能が確保できない結果となった。

これは高さの低い側壁に断面力が集中すること、床版と側壁が目地切りされた構造となっているため橋軸直角方向の曲げ耐力が小さいことが原因である。

5. 補強方法

補強方法を図-11 に示す。直角方向の曲げに対しては、側壁間に R C 壁を設置し曲げ剛性を高める補強を行った。橋軸方向および直角方向のせん断に対しては、斜め引張り鉄筋の代替となる P C 鋼棒や鋼板を側壁に巻立てて補強するものとした。なお、炭素繊維巻立てにより曲げ補強やせん断補強も可能であったが、この工法に比べ炭素繊維が高価なこと R C 壁設置による重量増加に対してもアーチリブの耐震性能が確保できたため、この補強方法を採用した。

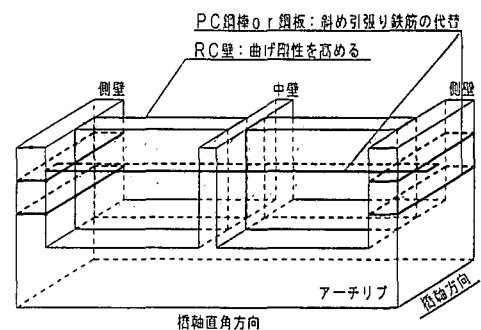


図-11 補強図

6. まとめ

橋梁の耐震安全性に大きく影響する部材であるアーチリブに対しては耐震性能が確保できたが、床版を支える側壁については耐震性能が確保できない結果となった。

公園内の通路は緊急避難路に位置付けられ、その道路上に建設される橋梁は耐震上特に重要性の高い橋梁となり、震災直後においても限定された損傷にとどめた状態で利用できることが望まれる。今回のケースでは床版を支えている側壁の損傷により、上述の機能を確保できない可能性があるため、耐震補強が必要となった。

今後、本橋と同様な R C アーチ橋で床版を桁構造ではなく、側壁で支える構造を用いる場合には、地震時の挙動を十分に検討し、床版を支える部材の橋軸直角方向の剛性を高めることが望ましい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，1996. 8
- 2) 泉 満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法，1976. 5.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997. 3