

(38) 橋台部を剛結としたPRC2径間連続ラーメン箱桁橋の構造特性

日本道路公団 東京第一建設局 酒井修平
 ○(株)千代田コンサルタント 永井 明
 同 上 添田 登
 同 上 正会員 高橋 誠

1. まえがき

本橋は、主桁と橋脚および主桁と橋台たて壁を隅角部で剛結した2径間連続ラーメン構造で、橋台背面からは常に土圧力が作用する構造となっている。また、主桁の橋軸方向および橋軸直角方向は、PC鋼材と鉄筋によって補強されたPRC構造である。

地形および交差条件から施工方法は全支保工による一括施工が可能となり、経済性からも主方向のPC鋼材を外ケーブルとした方が有利であることから全外ケーブル方式を採用した。一般にPRC構造とした場合には、PC構造と比較して部材断面が鉄筋で補強されていることから、終局時の靱性が向上するとともに、ひびわれを分散させ、ひびわれ制御も容易となる。また、鉄筋量は増えるもののPC鋼材が減少するため、両者の鋼材量を適切に配置することによりコンクリートの締め固めが容易になり施工性が改善される。さらに、外ケーブルとした場合には、部材の軽量化が図られ設計・施工上からも有利となる。しかし、本橋のように橋台部を剛結としたラーメン構造は、耐震性能、PRC全外ケーブルの構造特性、最適部材厚、橋台部の剛性を考慮したプレストレスの導入効果等が明らかになっていないため構造検討を行った。特に、耐震性能については、地震時の挙動が複雑な構造であることから非線形動的解析を行って構造部材の照査を行った。

2. 構造概要

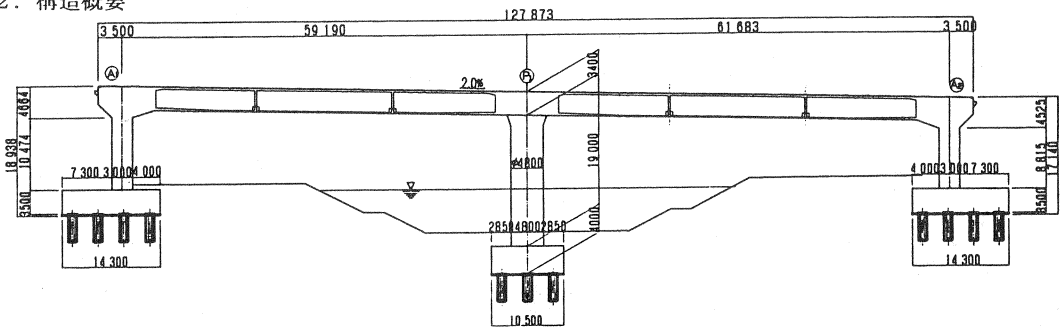


図-1 構造一般図

構造形式は、図-1に示す通り、ポストテンション方式PRC2径間連続ラーメン箱桁橋である。橋台部分を剛結構造とすることにより不静定次数を高めることができ耐震性の向上が図れ、上・下部一体化により支承、伸縮装置がなくなり維持管理が容易な構造となっている。

主桁断面は1室箱桁でH=3.4mの等桁高である。主方向および横方向は、PRC構造で所要のひびわれを満足するようにPC鋼材と鉄筋で補強した。表-1に構造概要を示す。

表-1 構造概要

構	橋種	プレストレストコンクリート道路橋		
	構造形式	ホステンション方式PRC2径間連続ラーメン箱桁橋(全外ケーブル方式)		
造	架設工法	全支保工による一括施工		
	橋長	120.8m(道路中心)		
	支間長	59.4m+61.4m(道路中心)		
	幅員	9.750m		
要	活荷重	B活荷重		
	平面線形	R=10000		
	縦断勾配	2.0%		
使用材料	コンクリート	主桁 $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$	橋台 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	橋脚 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345		
PC鋼材	主桁主方向	SWPR7B	12S15.2(全外ケーブル)	
	床版横方向	SWPR19L	1S21.8(内ケーブル)	

3. 構造特性

3.1 PRC部材の設計

主桁の曲げモーメントおよび軸方向力に対する照査結果は、表-2に示す通り、設計荷重時における鉄筋の引張応力度、コンクリートの曲げ圧縮応力度、ひびわれ幅、およびPC鋼材の引張応力度について、それぞれ許容値以下になるように設計を行った。また、ひびわれ幅の制御方法は、コンクリートのひびわれを許容ひびわれ幅まで許容する方法によった。

表-2 主桁の設計計算結果(土圧半載荷時)

断面位置	設計荷重時の応力度(N/mm ²)			ひびわれ幅(cm)		鉄筋応力度(N/mm ²)		PC鋼材応力度(N/mm ²)		鉄筋配置
	上縁	下縁	許容値	W	許容値	σ_{sc}	許容値	σ_{pc}	許容値	
支点部(A1側)	0.03	1.2	$\sigma < 12.3$	0.0003	0.0168	1.8	176.5	1056.8	1285.7	D19@150(上縁) D19@150(下縁)
支点部(P1側)	-2.1	4.9	$\sigma < 12.3$	0.0142	0.0168	104.5	176.5	1107.3	1285.7	D25@150(上縁) D19@150(下縁)
支点部(A2側)	-0.2	1.6	$\sigma < 12.3$	0.0008	0.0168	6.0	176.5	1058.7	1285.7	D19@150(上縁) D19@150(下縁)
支間中央(A1-P1)	6.8	-1.1	$\sigma < 12.3$	0.0116	0.0240	83.8	176.5	1075.5	1118.0	D19@300(上縁) D19@150(下縁)
支間中央(P1-A2)	7.1	-1.6	$\sigma < 12.3$	0.0126	0.0240	91.1	176.5	1081.6	1118.0	D19@300(上縁) D19@150(下縁)

主桁の主鉄筋は、コンクリート打設性能等の施工性を考慮して引張側において最大D25c150mm配置とし、支間部の下縁側においてD19c150mm、支点部の上縁側でD25c150mm配置となった。図-2に主桁寸法図および外ケーブル配置図を示す。

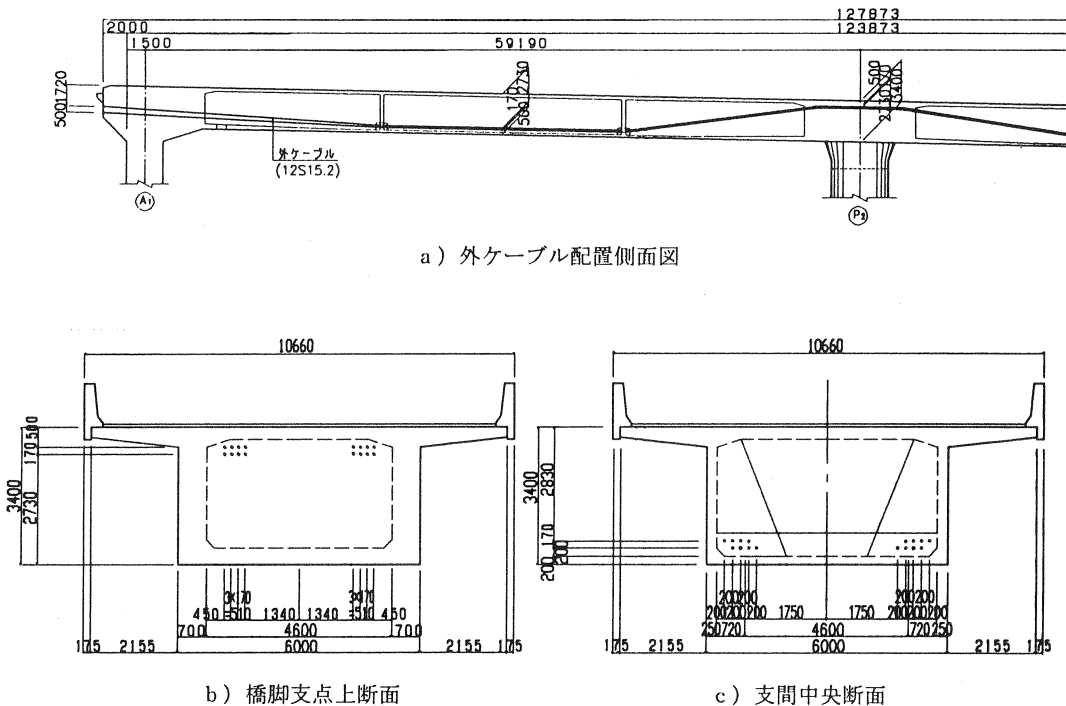


図-2 主桁断面図および外ケーブル配置図

3.2 最適部材厚

一般にウェブ厚等の必要部材厚は、内ケーブル方式の場合には、PC鋼材の配置および定着上の制約で決定される。しかし、外ケーブル方式とした場合には、設計上からはせん断力およびねじりモーメントによる斜引張応力度と図-3に示すように、鉄筋の曲げ加工を考慮した鉄筋配置から決定される。ここで、ウェブ

厚を減少させることが主桁の軽量化とともに経済的な設計が可能となることから最適ウェブ厚の検討を行った。

解析手法としては、活荷重の偏載によるねじりを考慮した理論で検討する必要があることから立体骨組構造として解析を行った。検討の結果、支間中央部の最小ウェブ厚は、コンクリートの打設等の施工性も考慮して 25cm とし、終局荷重時のせん断応力度から決まるスターラップは、曲げせん断、ねじりモーメント、箱桁をラーメンとして計算した時の鉄筋量を加算して求めた。これによって支点上付近では部材厚は 70cm でスターラップが D22ctc125 mm 配置となった。

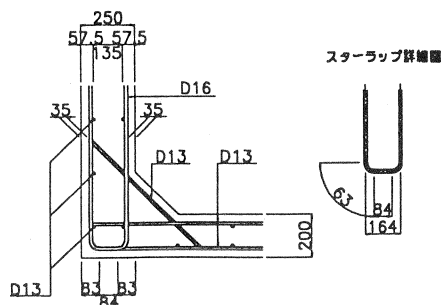


図-3 鉄筋の曲げ加工を考慮した最小ウェブ厚

3. 3 全外ケーブルのプレストレス力

外ケーブル構造の場合、同位置にあるコンクリートと外ケーブルのひずみは等しくならず、いわゆる平面保持は成り立たない。このため、部材の終局耐力は内ケーブル方式の付着ある PC 部材と異なる。最近の技術マニュアル等によれば、一般に終局荷重作用時の部材変形による外ケーブルの張力増加を、 $\Delta f_{ps} = 2N/mm^2$ 程度見込んで良いとしているが、支点上の断面で検討を行った結果、外ケーブル張力増加を見込まない場合の破壊安全度は、1.135 となり、張力増加量を見込んだ場合には破壊安全度が 1.262 となりほぼ同値となったので終局荷重時の部材変形による張力増加は見込まないものとした。また、プレストレス力の算定方法は、従来の内ケーブル方式と同様に取扱いができる方法で、プレストレスによる軸力と偏心モーメントを作用させる換算内力載荷法により解析を行った。

4. 耐震性能

4. 1 概要

道路橋示方書・同解説 V 耐震編（以後道示 V と略す）によれば、一般に橋台については地震時保有水平耐力法による耐震設計の対象としないで良いとしている。この理由は、橋台は橋脚のように地上に突き出した構造物に比べて地盤の相対変位が小さく、また、根入れ部の土砂、裏込め土等による減衰効果が大いことから、地震時に作用する慣性力が相対的に小さいためとされている。しかし、本橋は橋台と主桁が剛結されたラーメン橋であり上部工にはプレストレスによる内部応力が作用しているため、ラーメンを構成する部材の地震時における挙動が不明確であることから、地震時保有水平耐力について、部材の非線形性を取り入れた全体モデルによる非線形動的解析を行った。ただし、橋台背面土の影響については、裏込め土等による減衰効果が大きく、過去の研究成果から背面土を考慮した場合の最大応答値は背面土を考慮しない場合より低くなると判断されるためこれを考慮しないものとした。

4. 2 非線形動的解析

(1) 解析方法

地震時保有水平耐力法による耐震設計の照査を行うにあたり、橋台および橋脚等の部材に非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んだ非線形時刻歴応答解析法により行った。積分法は Newmark- β 法を用いた直接積分による解析とし、地震波の積分間隔は 1/1000 秒とした。

鉄筋コンクリート部材断面の M- ϕ 関係は、トリリニア型とし、履歴曲線は剛性低下型の武田モデルとした。また、M- ϕ 関係は死荷重時における値を使用した。

解析手順としては、まず固有値解析によって、地震時の振動モードについては、1次振動モードが卓越することを確認した。次にM-φより非線形部材の断面2次モーメントを算出し、死荷重データより各節点重量を算出した。最後に、M-φを各部材に入力し、入力地震波により非線形動的解析を行った。

入力地震波は、1995年に発生した兵庫県南部地震の強震記録を振幅調整して用いるものとし、本橋と類似したII種地盤の地盤条件で、大阪ガス葺合供給所構内地盤上(nw)とJR西日本鷹鳥駅構内地盤上(n,s,e-w)で記録された3波形の平均値とした。構造部材の解析モデルおよび等価減衰定数については、表-3に示す通りとし、解析モデルは図-4に示す2次元骨組モデルとした。上部構造については上部工が非線形域に入ることは稀と考えられるため、線形モデルとした。

表-3 構造部材の解析モデルおよび等価減衰定数

	部材特性	減衰定数	摘要
上部工	線形部材 (降伏剛性)	4%	
下部工	非線形部材	2%	非線形履歴モデル
基礎工	線形バネ	20%	・地盤バネによりモデル化するものとし、道示V耐震備の動的変形係数EDより算出する。 ・II種地盤

橋軸方向の上下端および橋軸直角方向の下端部には塑性ヒンジを設け、塑性ヒンジ長の間には塑性回転バネを設けた。また、ラーメン橋における柱、はりの接合部剛域の考え方は道示Vによった。

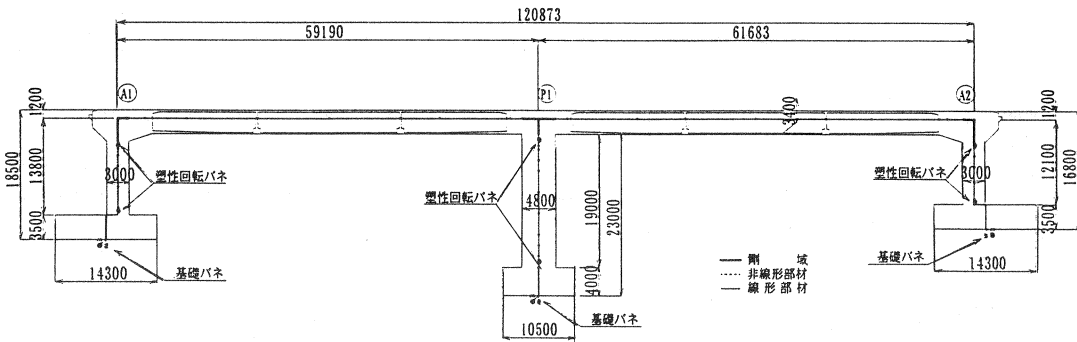


図-4 2次元骨組モデル図

(2) 解析結果

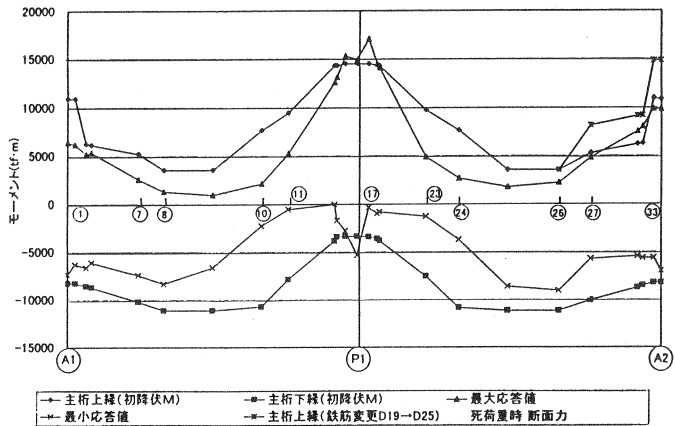
1) 上部構造の安全性

上部構造の安全性の判定は、曲げモーメントおよびせん断力に対して行った。

①曲げモーメントに対しては、プレストレスを導入した部材の降伏時以降の挙動について未解明の部分が多いため発生する曲げモーメントが初降伏曲げモーメント以下であること。

②せん断力に対しては、発生するせん断力がせん断耐力以下であること。

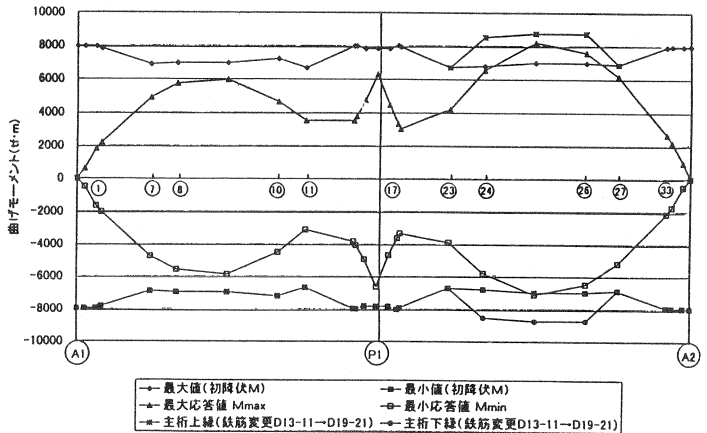
検討の結果、橋軸方向に対する上部構造の照査において図-5(a)に示す通り、設計断面23から27の側径間部の上側引張時(上床版側)において初



(a) 橋軸方向

降伏モーメントを越える部分が生じたために、鉄筋径を D19mm から D25mm に変更した。同様に、橋軸直角方向については、図-5 (b)に示す通り、設計断面 2 3 から 2 7 の支間中央においてウェブの軸方向筋 D13-11 本を D19-21 本に変更した。

せん断力に対する照査では、コンクリートおよびスターラップが負担できるせん断耐力と最大応答値の比較を行った結果、橋軸方向および橋軸直角方向ともに最大応答値はせん断耐力内であり、問題ない結果となった。



(b) 橋軸直角方向

図-5 初降伏モーメントと曲げモーメントの比較

2) 下部工の安全性

動的解析の結果、入力地震動に対して発生した橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答加速度、最大応答変位、最大断面力を表-4に示す。

橋脚および橋台の下部工躯体の安全性は塑性回転角、せん断力および橋全体の残留変位により評価を行った。塑性回転角に対する判定では、塑性ヒンジ部の応答回転角が許容回転角以下であることを照査した。また、せん断力に対する照査では、せん断力がせん断力以下であることを照査し、この時のせん断耐力は道示Vに従って算出した。

残留変位に対する照査は、継続して50秒間の自由振動解析を行い、許容残留変位以下であることを照査した。以上の結果、下部工の安全性に対する照査はいずれも許容値を満足することができた。

塑性化を想定していない部材に対する照査は、表-5に示す通り塑性ヒンジ領域以外の躯体の応答曲率を算出することにより行った。その結果、応答曲率は降伏曲率以下であり、想定した塑性ヒンジ以外に塑性化が生じていないことが明確となった。

表-4 動的解析による安全性の照査

(a) 橋軸方向			A1橋台	P1橋脚	A1橋台
最大応答加速度	amax	gal	871.1	1044.3	866.3
最大応答変位	δ max	cm	8.3	10.2	7.7
最大回転角(上部)の平均値	θ max	rad	0.0000	0.0005	0.0000
許容回転角	θ pa	rad	0.0600	0.0077	0.0512
判定			OK	OK	OK
最大回転角(基部)の平均値	θ max	rad	0.0030	0.0005	0.0036
許容回転角	θ pa	rad	0.0573	0.0073	0.0494
判定			OK	OK	OK
最大せん断力(上部)の平均値	Smax	tf	1788.4	1254.2	2280.0
せん断耐力	Su	tf	2788.9	2975.6	2788.9
判定			OK	OK	OK
最大せん断力(基部)の平均値	Smax	tf	2287.1	1782.0	2673.3
せん断耐力	Su	tf	2788.9	2975.6	2788.9
判定			OK	OK	OK
残留変位の平均値	δ R	cm	0.0956	0.1118	0.0989
許容残留変位	δ Ra	cm	10.5000	19.0000	8.8000
判定			OK	OK	OK

(b) 橋軸直角方向			A1橋台	P1橋脚	A2橋台
最大応答加速度	amax	gal	1176.4	-	1350.1
最大応答変位	δ max	cm	47.7	-	48.5
最大回転角(基部)の平均値	θ max	rad	0.0082	0.0127	0.0007
許容回転角	θ pa	rad	0.0899	0.0167	0.0726
判定			OK	OK	OK
最大せん断力(基部)の平均値	Smax	tf	1155.1	2327.5	1358.7
せん断耐力	Su	tf	3672.7	2975.6	3672.7
判定			OK	OK	OK
残留変位の平均値	δ R	cm	0.1813	0.2342	0.0766
許容残留変位	δ Ra	cm	10.5000	19.0000	8.8000
判定			OK	OK	OK

表-5 塑性ヒンジ領域以外の橋脚部材の照査

(a) 橋軸方向			平均値	許容値	判定
部材端節点番号(部材番号)			ϕ mean 1/m	ϕ yo 1/m	
A1橋台	362-363(362)	A1橋台下側	0.000703	0.000847	OK
			0.000470	0.000841	OK
	37-37(37)	A1橋台上側	0.000173	0.000837	OK
			0.000091	0.000834	OK
P1橋脚	412-413(412)	P1橋脚下側	0.000220	0.000581	OK
			0.000141	0.000580	OK
	414-415(414)	P1橋脚上側	0.000208	0.000578	OK
			0.000066	0.000576	OK
	416-417(416)	P1橋脚上側	0.000204	0.000573	OK
			0.000322	0.000572	OK
			0.000399	0.000570	OK
			0.000797	0.000843	OK
A2橋台	473-48(473)	A2橋台下側	0.000537	0.000839	OK
			0.000322	0.000835	OK
	48-48(48)	A2橋台上側	0.000204	0.000833	OK

(b) 橋軸直角方向			平均値	許容値	判定
部材端節点番号(部材番号)			ϕ mean 1/m	ϕ yo 1/m	
A1橋台	362-363(362)	A1橋台下側	0.000016	0.000227	OK
			0.000015	0.000225	OK
			0.000012	0.000224	OK
P1橋脚	412-413(412)	P1橋脚下側	0.000531	0.000579	OK
			0.000367	0.000576	OK
	414-415(414)	P1橋脚上側	0.000131	0.000574	OK
			0.000051	0.000571	OK
A2橋台	472-473(472)	A2橋台下側	0.000220	0.000569	OK
			0.000018	0.000226	OK
	473-48(473)	A2橋台上側	0.000015	0.000225	OK
			0.000013	0.000224	OK

5. 考察

橋台部を剛結としたPRC2径間連続ラーメン箱桁橋の構造特性と耐震性について検討を行った。検討結果を通して、耐震性に関しては、非線形動的解析をによって、上部工部材は降伏状態を越える断面力が発生せず、十分安全であることが分かった。また、同様にして下部工の塑性変形についても問題ないことが分かった。

その結果、大規模地震に対する安全性のうち、タイプII地震動に対しては十分に耐震性能が確保できているものと判断できた。また、タイプI地震動に対しては入力加速度が小さいことを考慮すれば、地震時保有水平耐力法の照査は省略できると考える。

一般に主桁をPRC部材とすることにより、PC部材と比べて鉄筋量は若干増加するが、PC鋼材量は大幅に減少し、経済的となる。特に、本橋のようなラーメン構造とした場合には、大規模地震時においては、主桁鉄筋量の増加が靱性率の向上に大きく寄与することになり、改めてPRC部材の優位性が確認された。

6. あとがき

主桁と橋台を剛結とした構造の優位点は、橋台が全体系として背面の土圧力に抵抗することになるので、橋台の規模が小さくでき、基礎杭の本数も少なくすることができる。また、近年道路橋においては、走行性の改善とジョイント部の維持管理の向上を期待して多径間化が進んでおり、本橋のような構造系を採用することにより支承および伸縮装置が不要となり維持管理上からも有利となる。

伸縮装置は、振動、騒音、走行性および維持管理の問題を抱えており橋梁から伸縮装置を無くしたラーメン構造が求められているのが現状である。また、このようなラーメン構造は地震時水平力を橋台、橋脚等の複数の下部構造に分散させるため、耐震性の向上を図ることができる。さらに、高次の不静定構造であるため、部材の一部が降伏しても応力の再分配により瞬時に構造系全体の破壊につながるようなことはない。今後は、全橋にわたって支承や伸縮装置の無い多径間連続ラーメン構造の研究がなされるべきである。

今後は、橋梁の耐震性の向上を考える上では主桁に配置されたケーブルが隅角部を越え、橋台および橋脚にも鉛直方向にプレストレスを導入できるようにして地震時の水平力に対して抵抗し、大幅な耐震性の向上が図られることが望まれる。そのためには、プレストレスを導入した部材の地震時における降伏時以降の挙動について明確となるような、実験・研究が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編)
- 2) 社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料
- 3) 財) 高速道路技術センター：PRC道路橋設計マニュアル(案)
- 4) 社) プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工基準(案)
- 5) 財) 高速道路技術センター：外ケーブルを用いたPC橋梁の設計マニュアル