

PRC 2径間連続ラーメン箱桁橋の地震時保有水平耐力の照査

和田宣史¹・鈴木永之²

¹ 日本道路公団東京建設局構造技術課課長代理 (〒105-0014 東京都港区芝3-39-9)

² 日本道路公団東京建設局構造技術課 (〒105-0014 東京都港区芝3-39-9)

1. はじめに

近年JHでは、プレストレスを与え、かつ鉄筋を十分に配置したプレストレス鉄筋コンクリート(以下PRC)構造が標準的に採用されている。その中で、単純橋については、PRC構造の上部工とRC構造の下部工を剛結したPRCポータルラーメン橋を積極的に採用し、現在、北関東自動車道などで工事を進めているところである。この型式の特徴は、ラーメン構造の採用により、支間中央及び下部工下端の曲げモーメントが小さくなり断面の縮小化が図れる、伸縮装置・支承・落橋防止システム等が省略でき維持管理の軽減と走行性が向上する、耐震性が向上する等が挙げられる。設計上の課題として、常に土圧の影響を受けることから常時土圧係数の設定が構造全体系に影響すること、地震時における解析法の検討が必要であること等が挙げられるが、フリーメンテナンスを目指す橋梁型式として有望であり、また同構造の適用を拡大していくことが望ましいと考えられる。

本稿は、耐震性・走行性の向上および将来の維持管理費の削減を図る目的で採用した、PRC上部工とRC下部工を剛結した2径間連続ラーメン箱桁橋について、動的解析および水平力漸増解析を用いて大規模地震時における耐震性(安全性)の照査を行ったものである。

2. 構造概要

本橋梁は、PRC構造の上部工(主桁)とRC構造の下部工(橋脚、橋台)を隅角部で剛結した、ポストテンション方式PRC 2径間連続ラーメン箱桁橋で、橋台背面から常に土圧を受ける構造となっている。構造一般図を図-1に、構造の概要を表-1に示す。

施工方法は、地形および交差条件から、全支保工架設による一括施工を採用している。

上部工は、主方向および床版ともにPRC構造を採用している。この構造型式の採用により、一般的にPC構造と比較して部材断面が鉄筋で補強されることから、終局時の靱性が向上し、ひび割れも分散されひび割れ制御も容易となる。

表-1 構造概要

橋種	プレレストコンクリート道路橋		
構造形式	ポストテンション方式 PRC2 径間連続ラーメン箱桁橋 (全外ケーブル方式)		
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		
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 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
材料	鉄筋	SD345	
	PC鋼材	主桁主方向	1SWPR7B 12Si5.2 (全外ケーブル)
		床版横方向	1SWPR19L 1S21.8 (内ケーブル)

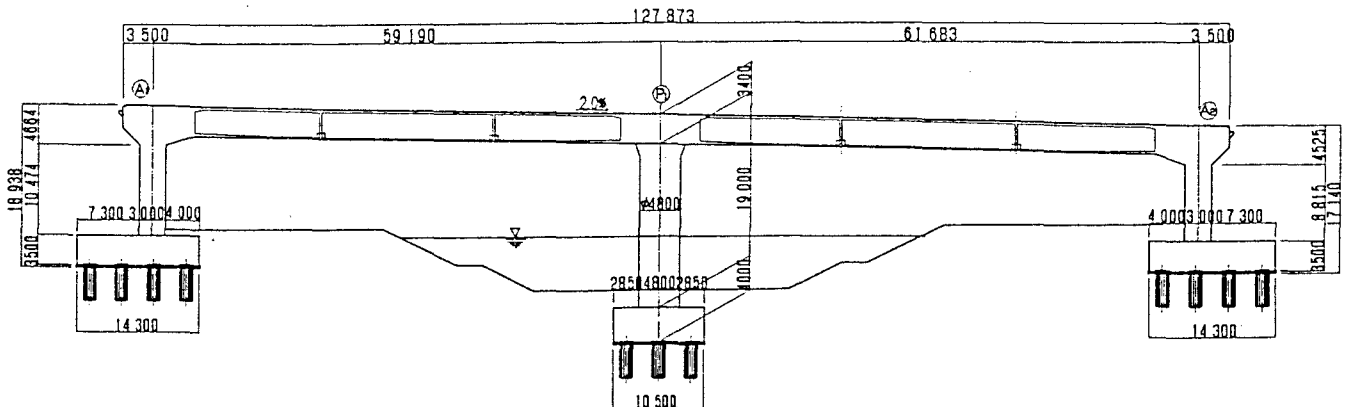


図-1 構造一般図

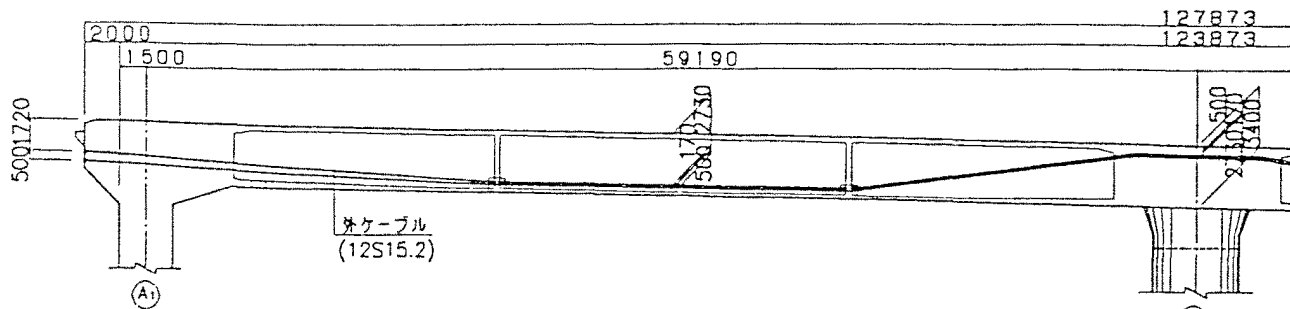
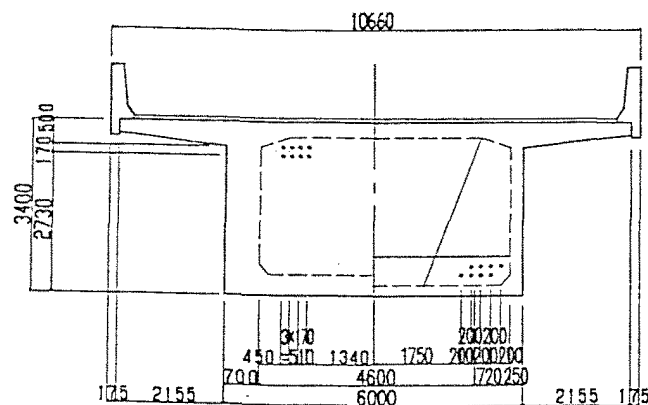


図-2 外ケーブル配置側面図



(支点部) (支間中央部)
図-3 主桁寸法図

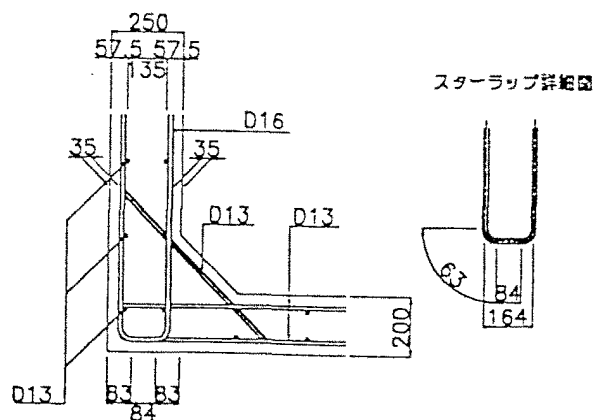


図-4 鉄筋の曲げ加工を考慮した最小ウェブ厚

また、鉄筋量は増えるが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となり施工性が改善される。なお、外ケーブルの配置については、経済性、施工性等を考慮し主方向のPC鋼材を全て外ケーブル（以下全外ケーブル）とし、部材の軽量化を図っている。

図-2、3に外ケーブル配置図及び主桁寸法図を示す。

本橋のように橋台部を剛結したラーメン構造は、耐震性、PRC全外ケーブルの構造特性、最適部材厚等が明らかになっていないため、構造的な検討を行っている。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。

3. 構造特性

3.1 PRC部材の設計

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、ひび割れ幅、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。なお、ひび割れ幅の制御方法は、コンクリートのひび割れを許容ひび割れ幅まで許容する方法により行った。その結果を表-2に示す。

表-2 主桁の設計計算結果

断面位置	設計荷重時の応力度(N/mm ²)			ひび割れ幅(cm)	
	上縁	下縁	許容値	W	許容値
支点部 (A1側)	0.03	1.2	$\sigma < 12.3$	0.0003	0.0168
支点部 (P1側)	-2.1	4.9	$\sigma < 12.3$	0.0142	0.0168
支点部 (A2側)	-0.2	1.6	$\sigma < 12.3$	0.0008	0.0168
支間中央 (A1-P1)	6.8	-1.1	$\sigma < 12.3$	0.0116	0.0240
支間中央 (P1-A2)	7.1	-1.6	$\sigma < 12.3$	0.0126	0.0240

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D25 c t c 150mm配置とし、支間部の下縁側においてD19 c t c 150mm、支間部の上縁側でD25 c t c 150mm配置となった。

3.2 最適部材厚

一般にウェブ厚等の必要断面厚は、内ケーブルの場合PC鋼材の配置及び定着部の制約で決定されるが、全外ケーブルとした場合には、設計上のせん断及びねじりモーメントによる斜り張応力度と、鉄筋の曲げ加工を考慮した鉄筋配置（図-4参照）から決定される。

表 3 構造部材の部材特性及び等価減衰定数

	部材特性	減衰乗数	適用
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耐震編の動的変形係数EDより算出 ・II種地盤

4.2.2 非線形動的解析

動的解析は、橋台及び橋脚等の部材に非線形性を直接取り込んだ、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。

解析に用いた条件は以下のとおりである。

- ①鉄筋コンクリート部材断面のM-φ関係は、ひびわれ時および降伏時に勾配の変化するトリリニア型とし、履歴曲線は剛性低下型の武田モデルを用いた。
- ②M-φ関係の算定にあたっては、死荷重時における軸力値を使用した。
- ③上部構造については、部材が大きく非線形領域に入るとは希と考えられるため、降伏剛性を用いた線形部材としてモデル化した。
- ④入力地震波は、1995年に発生した兵庫県南部地震の地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とJR西日本鷹島駅構内地盤上で記録された3波形の平均値とした。
- ⑤構造部材の部材特性と等価減衰定数は、表-3に示すとおりとし、解析モデルは非線形静的解析と同様の図-5に示す2次元骨組みモデルとした。
- ⑥橋軸方向の上下端及び橋軸直角方向の下端部には塑性ヒンジを設け、塑性ヒンジ長の中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、はりの接合部の剛域に考え方は道示Vに従った。

5. 解析結果とその評価

5.1 非線形静的解析結果

(1) kh~δ関係

水平力漸増解析結果より図-6に示す骨格曲線(kh~δ関係)を作成し、構造モデルの耐荷力特性を把握した。破壊の進行形態は図に示すとおり、A2橋台下端の降伏(kh=0.615, δ=51mm)に始まり、→A1橋台下端の降伏→主桁A2側径間上縁の降伏→ → → →A1橋台下端の終局(kh=1.040, δ=381mm)に至ることがわかった。

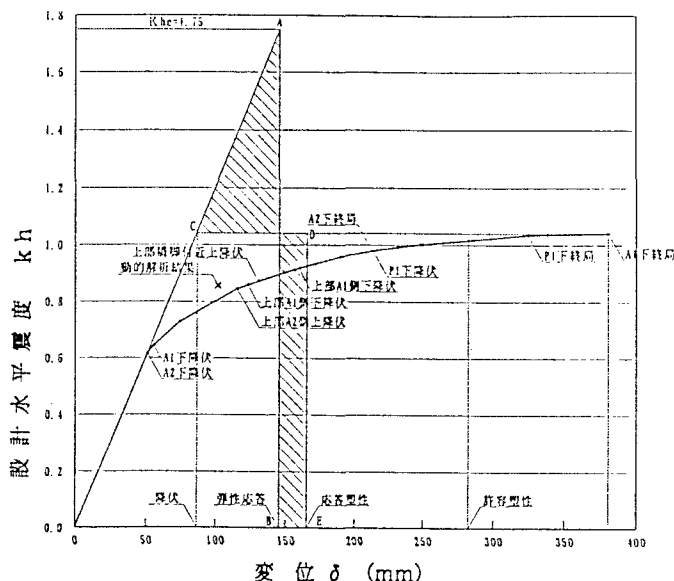


図-6 kh~δ関係図

(2) 許容塑性率および弾塑性応答変位

別途行った本構造の固有振動解析により1次モードが卓越することが確認されていたため、図-6に示す骨格曲線を基に、道示Vに示される地震時保有水平耐力法の考え方(エネルギー一定則)を適用して、検討モデルの許容塑性率および弾塑性応答変位を算出した。

ここで、構造全体系としての降伏および終局の定義については、3基の下部工の下端部全てが終局(以後の耐力の増加が期待できないA1橋台下端の終局時)した時点、構造全体系の終局と定義し、降伏は完全弾塑性モデルを設定するため弾性限界点(A2橋台下端の降伏)の延長線と終局時の設計震度を結ぶ点とした。また、許容塑性率の算定に用いる安全係数は道示Vに示されるタイプII地震動用のα=1.5とし、これらの前提のもとに検討モデルの許容塑性率を算出した結果、μα=3.285(μα・δy=282.5mm)となった。

弾塑性応答変位の算出は、エネルギー一定則に基づき道示Vに示されるII種地盤の設計水平震度の標準値(khc0=1.75)を頂点とする弾性応答値から三角形(O, A, B)を求め、これと等価な面積となる台形(O, C, D, E)を作成することにより行った。この結果、全体構造系としての弾塑性応答変位はδ=165.3mmであり、許容塑性率に対して十分安全であることを確認した。また、非線形動的解析における最大応答値を、図中に×点で示す。この結果からも、本構造は十分な耐震安全性を有しているものと判断できる。

5.2 非線形動的解析結果

(1) 上部構造の応答値

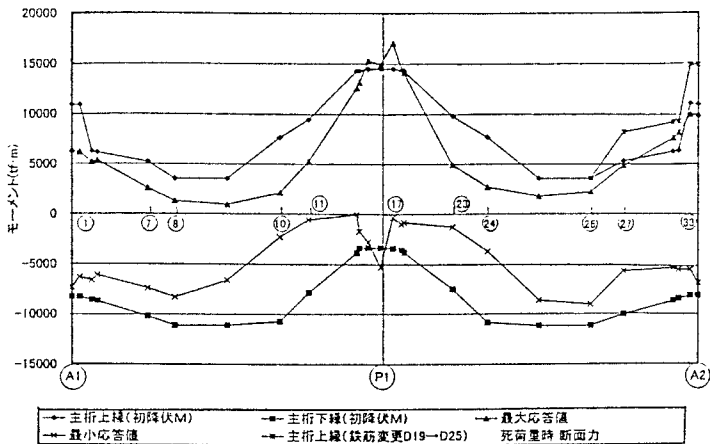


図 7 初降伏モーメントと曲げモーメント
(橋軸方向)

橋軸方向の応答値は、図7に示すとおりA2側径間部の上側引張時(上床版側)において最大応答モーメントが初降伏モーメントを超える部分が生じた。このため、この部分の配置鉄筋径をD19mmからD25mmに変更した。

また、同様に、橋軸直角方向もP1～A2間の支間中央部において最大応答モーメントが初降伏モーメントを超える部分が生じたため、ウェブの軸方向筋をD13-11本から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ルー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以下であり、問題ない結果となった。

(2) 下部構造の応答値

橋脚および橋台については、塑性ヒンジ部の塑性回転角、せん断力および橋全体の残留変位の評価を行った。動的解析における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。

塑性ヒンジ部の応答回転角は許容回転角以下であり、また、せん断力もせん断力以下であることを確認した。ここで、せん断耐力の算出は道示Vによるものとした。残留変位に対する照査は、入力地震動波形の終了後、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確認した。

塑性化を想定していない部材に対する照査として、表5に示す塑性ヒンジ領域以外の躯体の応答曲率を算出した。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。

6. 上部工部材の降伏

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 oa	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 oa	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 oa	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	0.000947	OK
	363-37(363)		0.000470	0.000841	OK
	37-37(37)		0.000173	0.000837	OK
P1橋脚	371-372(371)	A1橋台上側	0.000091	0.000834	OK
	412-413(412)	P1橋脚下側	0.000220	0.000581	OK
	413-414(413)		0.000141	0.000580	OK
	414-415(414)		0.000208	0.000578	OK
	415-416(415)		0.000066	0.000576	OK
	416-417(416)		0.000204	0.000573	OK
	417-418(417)		0.000322	0.000572	OK
A2橋台	418-42(418)	P1橋台上側	0.000399	0.000570	OK
	472-473(472)	A2橋台下側	0.000797	0.000943	OK
	473-48(473)		0.000537	0.000839	OK
	48-48(48)		0.000322	0.000835	OK
	481-482(481)	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
	363-37(363)		0.000015	0.000225	OK
	37-38(37)		0.000012	0.000224	OK
P1橋脚	412-413(412)	P1橋脚下側	0.000531	0.000579	OK
	413-414(413)		0.000367	0.000576	OK
	414-415(414)		0.000131	0.000574	OK
	415-42(415)		0.000051	0.000571	OK
	42-43(42)		0.000220	0.000569	OK
A2橋台	472-473(472)	A2橋台下側	0.000018	0.000226	OK
	473-48(473)		0.000015	0.000225	OK
	48-49(48)		0.000013	0.000224	OK

ここまでの検討結果から、本構造の耐震性は確認することができた。しかしながら、検討モデルにおける耐荷力特性は、非線形静的解析における弾塑性応答変位($\delta = 165.3\text{mm}$)に至る過程において、上部工部材に一部降伏する箇所が生じる結果となった。

大規模地震の発生により部材が降伏した場合、構造系全体の剛度の釣り合いが変動し、モーメントの再分配が生じることになる。ここで、先に述べた検討モデルの破壊の進行形態から、各下部工の下端部において塑性化が生じたことを想定し、大規模地震後の設計荷重時断面力を算出した。解析は、各下部工の下端部材に降伏剛性を用いた骨組解析モデルにて、設計荷重作用時(死活荷重時および震度法レベルの地震時)の発生断面力を算定した。

その結果、下部工下端部の降伏前と降伏後で比較した場合の部材断面力（曲げモーメント）の変動率は、死活荷重時で約5%、震度法レベルの地震時で約10%と小さなものであった。

以上の検討を基に、

主桁上縁側の降伏箇所については、高速道路が大規模地震発生後の車両等の輸送路として非常に重要な役割を担うため、損傷後の補修の困難さを考え設計段階において補強鉄筋を配置し降伏以下とすることとした。

下縁側の降伏箇所は、死活荷重状態では圧縮領域にあり、部材の引張側（死活荷重時）に配置したPC鋼材は健全であると考えられるため、車両の通行に致命的な損傷を与えるとは考えられないこと、損傷後の補修も比較的容易と考えられること等から、設計段階ではとくに補強は行わないものとした。

7. 考 察

今回の検討から、主桁と橋台部とを剛結としたPRC 2径間連続ラーメン箱桁橋の耐震性能は、部材の非線形性を考慮した静的および動的な解析を行うことによって、大規模地震時においても致命的な損傷を受けるに至らないことを確認できた。

今後は以下に示す課題について、研究を重ねる必要があると考えられる。

- ・ラーメン橋の耐震性の評価方法
- ・PRC（PC）部材の降伏状態の適切な評価方法
- ・大規模地震時における橋台背面土砂の挙動（作用土圧、減衰効果）の適切な評価方法

最後に、本稿が今後の橋梁の耐震設計の参考になれば幸いである。

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