

一点固定・フレキシブル橋脚を有する高架橋に制震ダンパーを適用した耐震補強

協和設計株式会社 田中 俊光

論文要旨

本稿は、PC3 径間連続合成桁、RC7 径間連続中空床板からなる高架橋下部工の耐震補強設計事例である。両端橋台の支承条件のみが固定構造であるため、動的解析による現況照査の結果、橋台に過大な水平力の発生と固定支承の破壊、掛違い部の上部構造端部と段付き梁との衝突が課題となった。橋台と中間橋脚に制震ダンパーを設置し、固定支承破壊後は制震構造とし、地震力の低減と衝突を防止する構造を採用し、上下部のダンパー取付部には補強を実施し安全性を確保した。

キーワード：フレキシブル橋脚、制震ダンパー、制震構造

まえがき

わが国は地震大国であり、大規模地震の経験を踏まえ耐震基準が改定されてきた。限られた財源で既設橋梁の耐震補強を行い、大規模地震に対する耐震性能を確保することが喫緊の課題である。

本橋は、竣工後 30 年程度経過しており、レベル 1 地震時を想定して設計された。地域間の緊急輸送道路として機能させるため、耐震性能 2 を確保することを目標に耐震補強設計を行った。

現況照査の結果、橋台への過大な水平力の発生、掛違い部の遊間不足等が課題となった。本稿では、橋全体系に着目した(制震構造化)補強事例を報告する。

1. 橋梁概要

(1) 設計条件

本橋梁の設計条件は、竣工図書より設定した。

表-1 橋梁諸元

重要度区分	B種の橋
幅員構成	9.000m(有効幅員), 10.450m(全幅)
橋長	228.400m
支間長	1= (33.90+34.70+33.90 m) + (17.00+5@18.00+17.00 m)
斜角	$\theta = 88^\circ$ (A1), $\theta = 85^\circ$ (A2)
上部工形式	PC3径間連続合成桁橋+RC7径間連続中空床板橋
下部工形式	逆T式橋台 (A1, A2) 壁式橋脚 (P1~P9)
支承条件	両端：固定、起点側橋脚：可動、終点側橋脚： <i>ムーブメンツ</i>
活荷重	B活荷重
使用材料	コンクリート： $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 鉄筋：SD295
耐震設計上の地盤種別	II種地盤

(2) PC3 径間連続合成桁橋

起点側橋梁の橋台は逆 T 式橋台(構造高 10.0m)、支承条件は固定である。橋脚は壁式橋脚(構造高 20.5~28.5m、柱部材厚 2.7m)、支承条件は可動である。基礎形式は杭長 8.0~15.0m の杭基礎である。

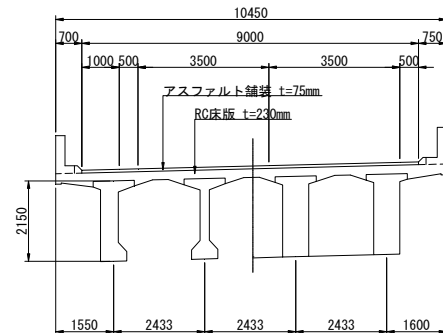


図-2 PC3 径間連続合成桁 断面図

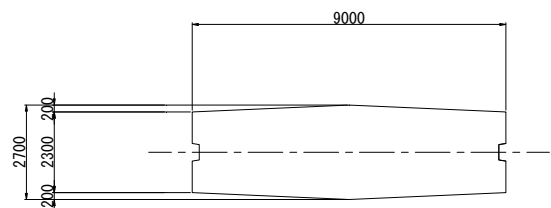


図-3 P1 橋脚柱断面図

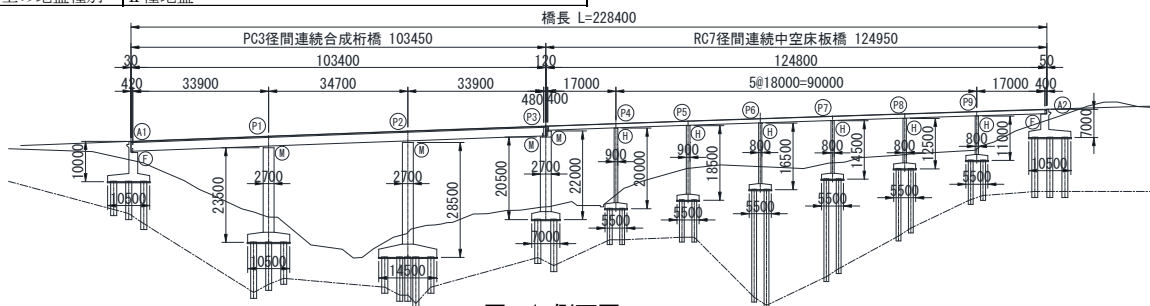


図-1 側面図

(3) RC7 径間連続中空床板橋

終点側橋梁の橋台は逆 T 式橋台(構造高 7.0m), 支承条件は固定である。橋脚は壁式橋脚(構造高 11.0~22.0m, 柱部材厚 0.8~0.9m), 中間橋脚の支承条件はメナーゼヒンジである。基礎形式は杭長 9.0~30.0m の杭基礎である。

終点側の橋脚は, 「日本道路公団 S55 設計要領第二集¹⁾」に準拠し, 橋脚高が高く部材厚の小さいフレキシブル橋脚として設計されている。フレキシブル橋脚は, 橋脚高 15m 以上で比較的たわみやすい長周期($T \geq 0.5\text{sec}$)の構造系と定義されている。

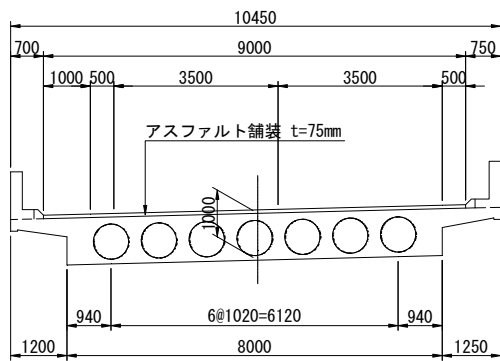


図-4 RC7 径間連続中空床板断面図

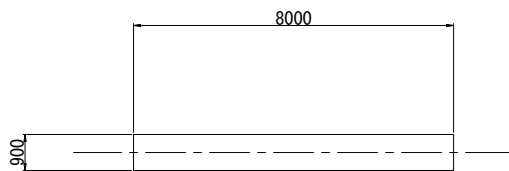


図-5 P4 橋脚柱断面図

2. 設計方針

(1) 耐震設計の手順

本稿の耐震補強設計手順を図-6 に示す。フロー最上段にある静的解析によるレベル 2 地震時の照査の結果, 許容値を大幅に超過する項目が多いため, これに基づく補強設計は不合理になると考え, 動的解析に基づく補強設計を行う方針とした。動的解析は橋全体系ではなく, 掛け違い部を境界に分割したモデルで実施した。

また, 通常橋脚柱の耐震補強によく用いられる RC 巻立て工法による補強は, 自重増加による杭基礎への影響を考慮して採用しない方針とした。段落し部は, 竣工図書および当時の構造細目から想定される配筋で位置を設定し, 照査を行った。

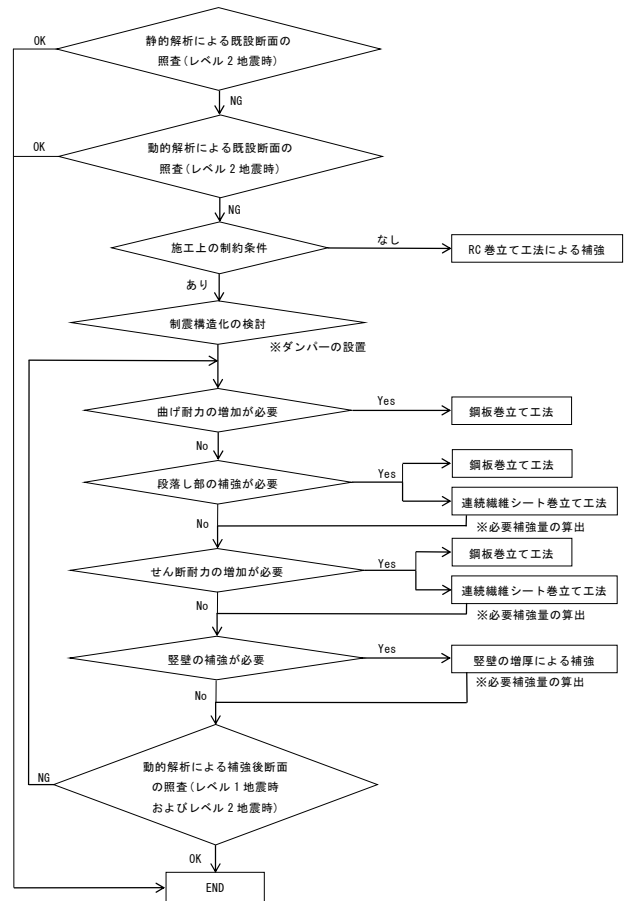


図-6 耐震補強設計フロー

(2) 目標耐震性能

目標耐震性能は, H24 道路橋示方書を参照し, 「耐震性能 2」を確保する。

表-2 目標とする耐震性能²⁾

表-解2.2.2 設計地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		A 種の橋	B 種の橋
レベル 1 地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)	
レベル 2 地震動	タイプ I の地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能 3)	地震による損傷が限定的なものに留まり, 橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 (耐震性能 2)
	タイプ II の地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

(3) 入力地震動

レベル 2 地震動 (タイプ I 地震動, タイプ II 地震動) で, それぞれ, H24 道路橋示方書に記載の波形データ²⁾を使用した。

(4) 桁掛け違い部の照査

桁掛け違い部は, 遊間量 120mm である。動的解析により算出した移動量が 120mm を超過する場合, 上部工が段付梁に衝突することによる落橋のおそれがあり (図 7), 対策することとした。照査フローを図-8 に示す。

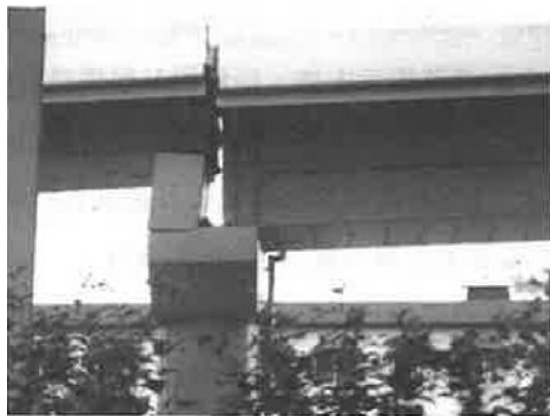


図-7 段違い部を有する橋脚の被災事例³⁾

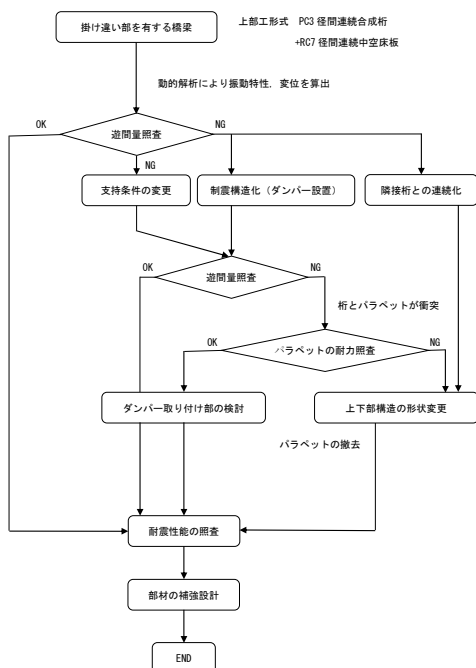


図-8 掛け違い部の照査フロー

(5) 鉄筋コンクリート橋脚の断面性能

H24 道路橋示方書での橋脚の断面性能算出式は、塑性ヒンジの形成メカニズムを鉄筋の配筋条件に応じて合理的に評価できる方法となっている。ただし、「H24 道示 V 10.8 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目²⁾」を満足することが前提条件となっている。

一方、既設橋の耐震設計に関する技術資料では、H14 道路橋示方書の算出式に準拠して断面性能の評価を行い、耐震補強設計を行えば、H24 道路橋示方書の構造細目を満足した部材の実験における耐震性能 2 の限界値を超えない旨の記載がある。

以上より、鉄筋コンクリートの断面性能は「H14 道路橋示方書」に準拠する⁴⁾。

表-5.1 H14 道示VとH24 道示Vによる鉄筋コンクリート橋脚の許容変位の算出方法の違い (耐震性能2の例)

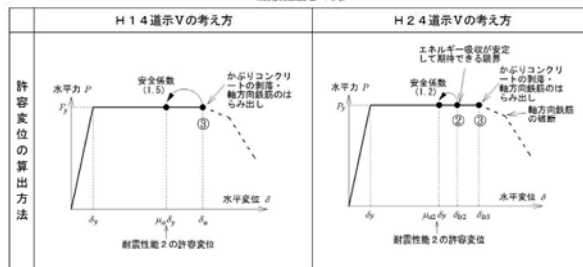


図-9 H14, 24 道示のRC橋脚の許容変位算出方法⁵⁾

3. 現況照査結果

(1) PC3 径間連続合成桁橋

起点側の各橋脚のレベル2地震時現況照査結果(タイプII)を表-3に示す。柱基部の曲率照査, 段落し部の曲げ照査について許容値を超過している箇所はない。せん断耐力の照査では, 全橋脚直角方向で許容値を超過する結果となった。掛け違い P3 橋脚の移動量は, 遊間量 120mm を超過する結果となった。

表-3 L2 動解による現況照査結果 (PC3 径間側)

上部工形式		PC3径間連続合成桁			
橋脚No.		P1	P2	P3	
支承条件		M	M	M/M	
地震動タイプ		タイプII	タイプII	タイプII	
橋脚方向	支承部応答変位	m	0.011	0.028	0.127
	曲げモーメント	kN・m	53956	80284	36176
	最大応答曲率 ϕ_{dmax}	1/mm	0.003	0.004	0.005
	許容曲率 ϕ_a	1/mm	0.0061	0.0051	0.0083
	降伏曲率 ϕ_y	1/mm	0.0008	0.0008	0.0008
	$\phi_a / \phi_{dmax} \geq 1.0$	-	1.77	1.28	1.74
	判定	-	OK	OK	OK
	破壊状態	-	降伏	降伏	降伏
	段落し位置	m	6.382	6.583	11.334
	最大応答曲げモーメント	kN・m	43259	68123	22377
橋脚直角方向	初降伏曲げモーメント	kN・m	49519	76463	22187
	$My_0 / M_{max} \geq 1.0$	-	1.14	1.12	1.00
	判定	-	OK	OK	OK
	最大応答せん断力 S_{max}	kN	7026	8324	4754
	せん断耐力 P_s	kN	12345	13187	9848
	$P_s / S_{max} \geq 1.0$	-	1.76	1.58	2.07
	判定	-	OK	OK	OK
	曲げモーメント	kN・m	164641	222311	105567
	最大応答曲率 ϕ_{dmax}	1/mm	0.0002	0.0005	0.0010
	許容曲率 ϕ_a	1/mm	0.0018	0.0013	0.0024
降伏曲率 ϕ_y	1/mm	0.0002	0.0002	0.0002	
$\phi_a / \phi_{dmax} \geq 1.0$	-	7.83	2.67	2.35	
判定	-	OK	OK	OK	
破壊状態	-	弾性応答	降伏	降伏	
段落し位置	m	6.382	6.583	11.334	
最大応答曲げモーメント	kN・m	108003	183856	65594	
初降伏曲げモーメント	kN・m	143015	205021	68430	
$My_0 / M_{max} \geq 1.0$	-	1.32	1.12	1.04	
判定	-	OK	OK	OK	
最大応答せん断力 S_{max}	kN	9584	13073	11141	
せん断耐力 P_s	kN	7477	8139	6922	
$P_s / S_{max} \geq 1.0$	-	0.78	0.62	0.62	
判定	-	OUT	OUT	OUT	

(2) RC7 径間連続合成桁橋

終点側の各橋脚のレベル2地震時現況照査結果(タイプII)を表-4に示す。柱基部の曲率照査について許容値を超過している箇所はない。段落し部の曲げ照査では, 許容値を超過している橋脚が有る。せん断耐力の照査では, 全橋脚直角方向で許容値を超過する結果となった。掛け違い P3 橋脚の移動量は, 遊間量 120mm を超過する結果となった。

表-4 L2 動解による現況照査結果 (RC7 径間側)

上部工形式		RC7径間連続中空床版							
橋脚No.		P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	
支保条件		M/M	H	H	H	H	H	H	H
地震動タイプ		タイプII	タイプII	タイプII	タイプII	タイプII	タイプII	タイプII	タイプII
橋脚 軸方向	支保部応答変位	m	0.194	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	曲げモーメント	kN・m	38377	5492	5286	4343	4260	2857	2454
	最大応答曲率 φ dmax	1/mm	0.00309	0.00603	0.00682	0.00848	0.01032	0.01274	0.01467
	許容曲率 φ a	1/mm	0.0083	0.02585	0.02840	0.03154	0.03327	0.03516	0.03472
	降伏曲率 φ y	1/mm	0.0008	0.00237	0.00235	0.00266	0.00265	0.00247	0.00241
	φ a / φ dmax ≥ 1.0		2.69	4.28	4.16	3.72	3.22	2.76	2.37
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	破壊状態		降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	降伏
	段落し位置	m	11.334	4.841	4.841	4.841	4.841	4.841	4.841
	最大応答曲げモーメント	kN・m	15878	4104	3989	3258	3220	2460	-
	初降伏曲げモーメント	kN・m	21325	4135	3891	3219	3106	2240	-
	My / Mmax ≥ 1.0		1.34	1.01	1.00	1.00	0.98	0.87	-
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	-	
最大応答せん断力 Smax	kN	4692	1117	1046	867	849	784	812	
せん断耐力 Ps	kN	9848	3077	3077	2747	2747	2453	2320	
Ps / Smax ≥ 1.0		2.10	2.76	2.94	3.17	3.23	3.13	2.86	
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
橋脚 軸直角方向	曲げモーメント	kN・m	168349	41359	39493	37096	36223	27231	24665
	最大応答曲率 φ dmax	1/mm	0.00076	0.00084	0.00050	0.00058	0.00046	0.00037	0.00064
	許容曲率 φ a	1/mm	0.00239	0.00220	0.00250	0.00229	0.00234	0.00223	0.00265
	降伏曲率 φ y	1/mm	0.00022	0.00025	0.00025	0.00025	0.00025	0.00024	0.00024
	φ a / φ dmax ≥ 1.0		3.14	2.64	4.61	3.93	5.13	8.84	101.42
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	破壊状態		降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	弾性応答
	段落し位置	m	11.334	4.841	4.841	4.841	4.841	4.841	4.841
	最大応答曲げモーメント	kN・m	55034	35443	30396	28764	25737	20766	-
	初降伏曲げモーメント	kN・m	66195	32020	29920	27584	26438	22389	-
	My / Mmax ≥ 1.0		1.20	0.96	1.00	0.98	1.03	1.08	-
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	-
最大応答せん断力 Smax	kN	9167	3906	3661	4043	4103	3706	2665	
せん断耐力 Ps	kN	6922	2704	2704	2620	2620	2438	2366	
Ps / Smax ≥ 1.0		0.76	0.69	0.74	0.65	0.64	0.66	0.89	
判定		OUT	OUT	OUT	OUT	OUT	OUT	OUT	

(3) 橋台に作用する水平力

表-5に、レベル2地震時に作用する支保部の水平力を示す。両端の橋台がほとんどの水平力を分担していることが分かる。PC3 径間側の橋梁は、橋台部のみが固定で、橋脚部は全て可動のため A1 橋台が水平力のほとんどを分担する(死荷重反力の 7.8 倍程度)。RC7 径間側については、橋脚部はメナーゼヒンジ支保であるが、柱部材厚が小さく柱高が高いフレキシブル橋脚であるため、A2 橋台がほとんどの水平力を分担する(死荷重反力の 19.1 倍程度)結果となっている。

表-5 動的解析による支保部応答水平力

支保部	支保条件	① ②		③ 上部工重量	①/② 比率	①/③ 比率
		タイプII	死荷重反力(kN)			
支保部 水平力 (kN)	A1	F	29600	3800	7.79	1.11
	P1	M	1000	9000	0.11	0.04
	P2	M	1100	10000	0.11	0.04
	P3	M	400	3800	0.11	0.02
		M	200	1400	0.14	0.01
	P4	H	1100	3700	0.3	0.05
	P5	H	1000	3300	0.3	0.04
	P6	H	1100	3300	0.33	0.05
	P7	H	600	3300	0.18	0.03
	P8	H	400	3300	0.12	0.02
P9	H	300	3600	0.08	0.01	
A2	F	28700	1500	19.13	1.23	

(4) 支保構造

可動支保については、水平変位に追従しておらず、取り替えの必要がある。固定支保は、構造上水平力が集中しており、レベル2地震時には損傷する。終点側中間橋脚のメナーゼヒンジは、レベル2地震時水平力に対して耐力を満足することが確認されたので対策不要とした。

4. 耐震補強設計

(1) 制震構造化検討

1) 制震構造化

現況照査結果より、橋台部には過大な水平力が作用している。この作用水平力に対して壁を增厚する等の補強で耐力を確保するのは現実的ではない。そこで、固定

支保の破壊を許容し、破壊後の挙動を可動支保+制震ダンパーの抵抗力に置換えることにより、作用水平力を橋台の耐力以下に収める対策を行った。

2) 制震ダンパー

制震ダンパーは、地震時の応答変位を小さくしたり、水平力を分散させる目的で使用される制震装置である(設置イメージを図-10に、解析モデル例を図-11に示す)。本橋では発生水平力を橋台壁の耐力以下にするため、両端の橋台に設置した。ただし、両端の橋台の支保条件が、制震ダンパーのばねに置き換わることで、L2地震時の掛け違い部の移動量が現況照査の結果よりさらに大きくなり、遊間量 120mm 大きく超過するため、掛け違い部の衝突が懸念された。そこで、移動量を調整するため、掛け違い P3 橋脚部にも制震ダンパーを設置した。設置個数および規格は、水平力あるいは移動量の低減量に応じて設定する。今回用いたダンパーの規格および本数を表-6に示す。

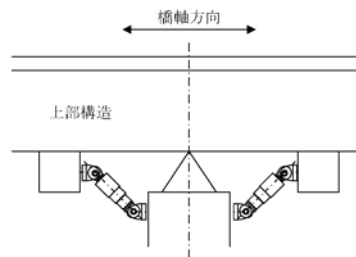


図-10 制震ダンパー設置イメージ図

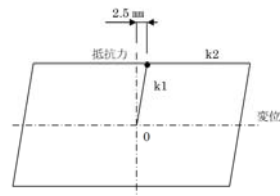


図-5 解析モデル

表-3 各抵抗力の解析モデル(kN/mm)

	一次剛性(k1)	二次剛性(k2)
100kN	40	(1×10 ⁹)
200kN	80	(1×10 ⁹)
300kN	120	(1×10 ⁹)
400kN	160	(1×10 ⁹)
500kN	200	(1×10 ⁹)
750kN	300	(1×10 ⁹)
1000kN	400	(1×10 ⁹)
1500kN	600	(1×10 ⁹)
2000kN	800	(1×10 ⁹)

図-11 制震ダンパーの解析モデル例

表-6 制震ダンパーの規格、本数一覧

	A1橋台	P3橋脚起点側	P3橋脚終点側	A2橋台
抵抗力(kN)	1000	750	750	1000
本数	4	4	4	4

3) 上下部工取付構造

制震ダンパーの下部工への接合方法は、鋼製ブラケットとアンカーボルトからなる構造とした。上部工への接合方法はコンクリート突起を PC 鋼材で主桁ウェブに定

着させる方式とした。取り付け位置は、主桁の当初設計計算時に、応力状態に余裕がある位置に設定し、偏心荷重が載荷しても問題ない位置に設定した。また、定着部のウェブの照査も行い、上部工に対する安全性を確認した。制震ダンパーの設置図を図-12, 13に示す。

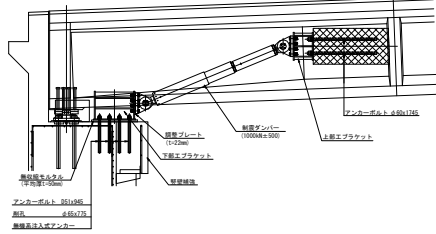


図-12 制震ダンパー設置側面図

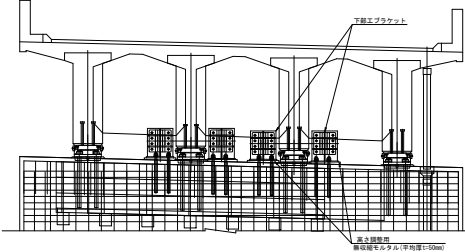


図-13 制震ダンパー設置正面図

(2) 炭素繊維シート巻立てによる補強

現況照査結果より、柱段落し部の曲げ耐力、せん断耐力が不足している箇所があるため、対策が必要となる。

炭素繊維シートの巻立てには、①橋脚の破壊形態を躯体下端の曲げ破壊へ移行させる補強、②橋脚のじん性を向上させる補強に適している。本橋梁では、炭素繊維シート巻き立てによる補強を採用した(図-14)。

炭素繊維シートの繊維の方向は、せん断耐力不足箇所は水平方向、段落し部は鉛直方向と用途によって使い分け、目付量やシート枚数は不足耐力により決定する。また、設置範囲は定着長を加味して決定する。

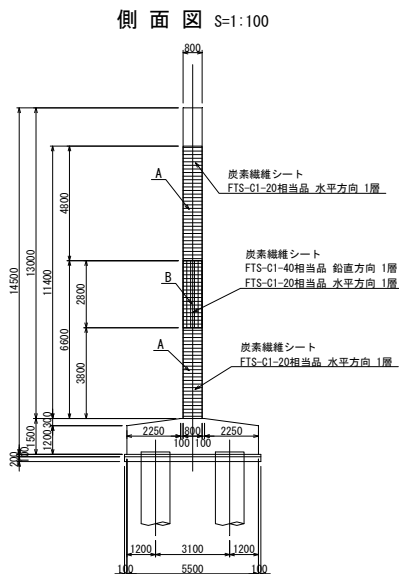


図-14 炭素繊維による橋脚の補強

(3) 橋台の堅壁増厚補強

現況照査時に作用する過大な水平力は、制震ダンパーで抵抗することで低減することとした。ただし、レベル2地震時に支承部が損傷する際の水平力、あるいはダンパーによる作用力が、堅壁の耐力を超過している場合には補強することとした。支承部が損傷する際の水平力は、上部工取付部、支承および橋座が、それぞれ破壊する際の水平力を算出し、破壊形態を考慮してその値を設定した(表-7参照)。以上の堅壁照査を行った結果、A2橋台は補強不要となり、A1橋台のみ堅壁の増厚が必要となった。補強配筋図を図-15に示す。

表-7 A1橋台堅壁照査に用いる水平力

	上部工耐力	支承部耐力	橋座耐力	採用値
支承部破壊時の水平力(kN)	4923	9437	10953	4923
ダンパーによる水平力(kN)				3700

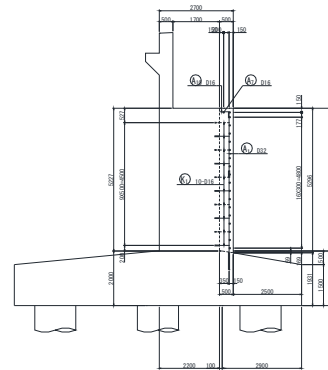


図-15 橋台の堅壁増厚

あとがき

本設計では、地震時の過大な水平力に対して固定支承の機能喪失後、制震ダンパーにより橋梁全体の制震構造化を図るという対策を実施し、極力補強規模を小さくした上で所定の耐震性能を確保することができた。ただし、本事例は固定支承部の破壊を許容した計画としているため、地震時の支承破壊後の挙動については、今後もさらなる研究が必要である。また、類似事例はあるが、今後設計手法の標準化が課題と考える。

最後に、耐震補強計画にあたり多大なご指導・ご助言をいただいた関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領第二集 S55.4 6-11p
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編 H24.3 12p, 113p, 201p
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料 H27.3 13p
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・解説V耐震設計編 H14.3 148p, 113p, 201p
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料 H24.11 14p