

(55) 上部工連続化と免震化による橋梁耐震補強設計

首都高速道路公団湾岸線建設局設計課	七條 哲彰
(株)銭高組東京支社土木支店工務部	正会員 会田 吉成
同 上	八重島 吉典
同 上	○谷野 洋一

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震の後、建設省、各道路公団等において既設橋梁の耐震性の補強工事が進められている。首都高速道路公団においても、平成7年度より3年間に7200基あまりの橋脚の耐震性照査を実施してきた。

首都高2号目黒線耐震補強工事(W-12工区)において、ラーメン橋脚高架下に店舗施設があり、一般的に行われている鋼板巻立て補強では、対処できない区間が何カ所か含まれていた。動的解析等により橋脚の耐震性の検討を行なった結果、橋軸方向については、上部工を連続化し、橋脚補強が不可能な中間橋脚を滑りゴム支承に交換、連続化区間の店舗部のない補強可能な橋脚を補強。また、橋軸直角方向については、鉛押し出しダンパーと滑りゴム支承の組み合わせによる上部構造の免震化を行うことで耐震性の確保が図れることを確認した。

本報告は、特殊区間で行った耐震補強設計のうち、主に橋軸直角方向の非線形動的解析での設計検討を報告するものである。

2. 橋梁概要

工事名称：橋脚耐震性向上工事(W-12) 東京

施工場所：首都高2号目黒線、

東京都港区白金5丁目付近

上部工形式：RC(PC)単純合成桁橋

下部工形式：RC2柱式ラーメン橋脚

基礎工形式：杭基礎(一部直接基礎)

工事区間 1740m

- ・一般部：鋼板巻立て工法
- ・特殊部：上部工連続化+制震ダンパー(直角方向)

① 10径間連続化 100m、② 8径間連続化 155m

③ 3径間連続化 27m、④ 9径間連続化 81m、⑤ 6径間連続化 54m

特殊区間の橋脚寸法は、梁幅約15m、梁天端までの柱高7.5m~10.0m、柱寸法1.0m×1.0m~1.25m×1.3m、梁寸法1.0m×1.3m~1.35m×1.3mのRCラーメン橋脚で、上部構造は①、③~⑤が上下線分離構造であり、②のみ上下線一体構造となっている。

築造時期は、昭和41年から昭和42年であり、30年余りの年数を経た橋梁である。連続化区間特殊部の概要を図-1に示す。

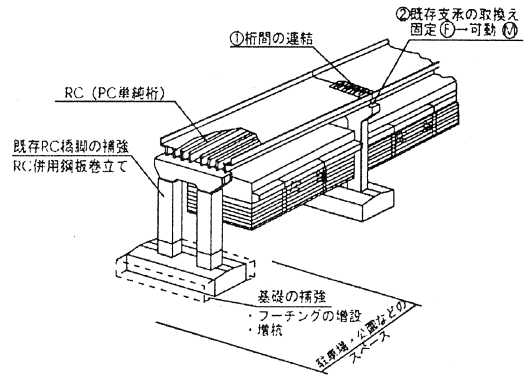


図-1 連続化区間概要図

3. 橋軸方向の耐震補強設計概要

震度法および「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)(平成7年6月、(社)日本道路協会、以下、復旧仕様という)の非線形動的解析(照査震度を用いた簡便法、以下、保耐法での照査という)に基づき、補強橋脚の躯体と基礎の補強設計照査を行った。

検討は、上部工を連続化し、補強橋脚を固定ゴム支承に交換、中間無補強橋脚を滑りゴム支承に交換

することにより、連続化区間の上部構造すべての地震時慣性力が補強ラーメン橋脚に支持されるとし、ラーメン橋脚を一本柱形式の橋脚と見なして行った。

また、連続化区間を一本柱形式の橋脚の連続体系とし、2次元骨組みモデルにて非線形動的解析を行い、補強橋脚部材の安全性の照査を行った。

上部構造の連結は、PC鋼棒にて行い、連結部で主桁面内曲げモーメントが伝わらない構造とし、上部工接合条件はピンとして解析を行った。

橋軸方向での動的解析の照査は以下のことを確認するために行ったものである。

- ① 保耐法での照査結果の確認
- ② 上部工連結に用いるPC鋼棒の設計
- ③ 連続化区間端部の桁移動量の算出

図-2に桁連結構造図を示す。

なお、端部補強橋脚の補強内容は以下のとおりである。

- ・橋脚部：柱部は、鉄筋コンクリート巻立ておよび鋼板の巻立て、梁部は鉄筋コンクリート増厚
- ・基礎部：増杭と増フーチングによる補強

4. 橋軸直角方向の耐震補強設計

前述のとおり店舗部では一般的に行われている補強ができない。そこで、本特殊区間では中間無補強橋脚を含めたすべてのラーメン橋脚の耐震性を確保するため、連続体系モデルの動的解析により耐震設計を行うこととした。

4. 1 設計基準

首都高速道路での橋脚補強は、「復旧仕様」に準拠しており、本橋脚の補強設計にあたってはこれに従って行った。

4. 2 解析モデル

解析モデルは、図-3に示すようにラーメン橋脚での上部工連続化を考慮し、3次元立体骨組みモデルとした。

4. 3 部材の非線形特性

橋脚部材の曲げモーメント-曲率関係を非線形とし、その履歴特性モデルとしてはひび割れ時、降伏時、終局時を考慮した剛性低下型トリリニヤモデル(武田型)とした。また、上部工部材については線形部材として取り扱った。

4. 4 入力地震動

対象地域の地盤種別はⅡ種地盤であることより、JR 西日本鷹取駅観測地震波(EW:最大加速度 666gal)を採用した。

減衰定数は復旧仕様を参考とし、橋脚躯体には2%、杭基礎～地盤系には逸散減衰を考慮して20%とした。

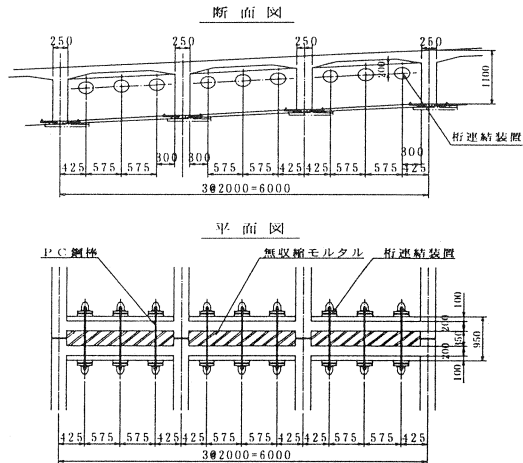


図-2 桁連結構造図

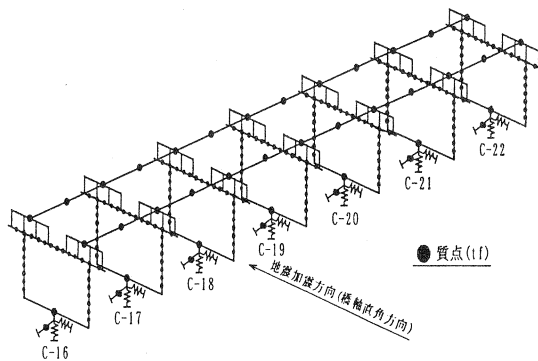


図-3 橋軸直角方向解析モデル(図示6径間連続化部)

また、時刻歴応答解析は、上記減衰定数を用いた固有値解析より求まる、主要振動モードでのひずみエネルギー比例減衰に基づき設定した、Rayleigh 減衰を用いて行った。

4. 5 非免震モデル(原設計モデル)での解析

当初、直角方向について、免震ダンパー等の免震構造は考えていなかった。そこで、直角方向の支承条件を固定として動的解析を行った。6 径間連続化部(C-16~C-22) で得られた柱基部での曲げモーメントとせん断力を表-1 に示す。

解析の結果、無補強中間橋脚の柱のせん断耐力が大幅に不足しており、ここでは省略したが、梁のせん断耐力も不足していた。また、6 径間連続化部以外についても同様に、柱、梁のせん断耐力が不足していた。そこで、連続区間全体系としての何らかの耐震性の向上を図ることが必要とわかった。

表-1 6 径間連続化部動的解析結果(柱基部)

		曲げモーメント (tfm)	せん断力 (tf)	せん断耐力 (tf)	判定
C-16	上り線	892.6 (0.50)	318.2	1785.0	OK
	下り線	878.5 (0.49)	310.5	1785.0	OK
C-18	上り線	427.0 (0.92)	136.7	79.3	OUT
	下り線	445.2 (0.96)	147.2	79.3	OUT
C-20	上り線	404.6 (0.88)	130.4	79.3	OUT
	下り線	421.0 (0.92)	138.3	79.3	OUT
C-21	上り線	925.0 (0.73)	332.7	1439.5	OK
	下り線	938.3 (0.74)	347.9	1439.5	OK

注) 曲げモーメント欄の () は降伏曲げモーメントに対する比率 (M/M_v) を示す。

ここに C-16、C-21: 補強橋脚、C-18、C-20: 中間無補強橋脚

4. 6 上部工免震構造の選定

一般に耐震性の向上を図る場合

- ① 上部工重量の低減
- ② 橋脚躯体の補強
- ③ 上部工免震構造の採用 等が考えられる。

本橋梁の場合、既設橋梁であり重量低減は望めない。また、無補強中間橋脚部は全く補強が不可能な橋脚もあり、大幅な補強は望めない。以上のことから①、②に対しては対処できないと判断し、③免震構造の採用により耐震性の向上を図ることとした。

免震構造としては、

- ① 鉛プラグ入り積層ゴム支承による免震化
- ② 高減衰積層ゴム支承による免震化
- ③ 積層ゴム支承+鋼製ダンパーによる免震化 等が考えられる。²⁾

本橋梁の場合、以下の理由により①~③いずれにおいても不適と考えた。

- ・ 交通を供用しながらの既設補強工事であるため、上記①~③のゴム支承を用いて免震効果を発揮させるには上部工と梁天端とのクリアランスが不足する。
- ・ 現況の無補強中間橋脚のせん断耐力は不足しており、①~③のゴム支承を用いた場合、保耐法レベルの大地震では、せん断破壊先行となり、すべての無補強橋脚の柱、梁にせん断補強が必要となってくる。そこで今回、以下に示す性能を有する免震装置の採用が必要となった。

- ① 大規模地震時では、地震エネルギーを十分に吸収し、下部工への水平力を極力抑える。
- ② 応答する速度に関係なく一定の性能を有する。

検討を重ねた結果、速度依存性がなく、二次剛性が極めて小さいバイリニアな履歴特性を有する、鉛押し出し式ダンパー(以下、LEDダンパーという)と滑りゴム支承とをすべての橋脚に組み合わせることで免震化を図ることとした。図-4にLEDダンパーの一般的な履歴特性、図-5に構造図、図-6に橋脚への取り付け図をそれぞれ示す。

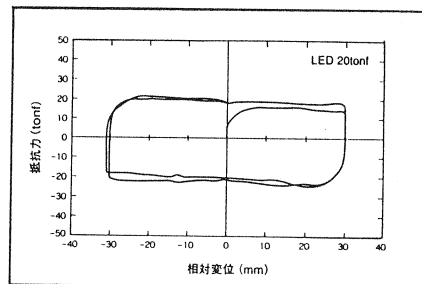


図-4 LEDダンパー履歴特性

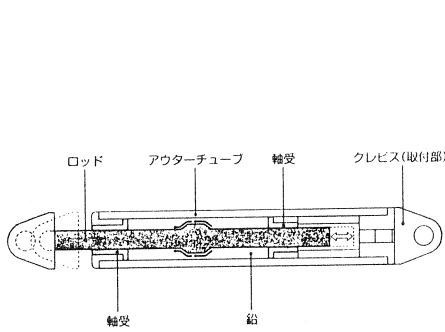


図-5 LEDダンパー構造図

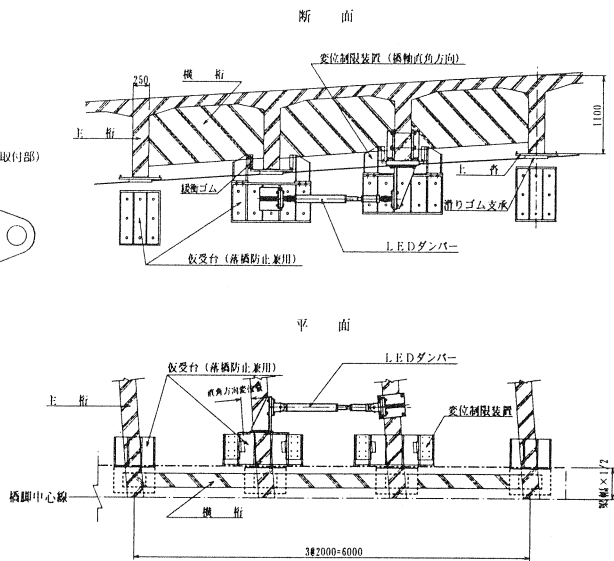


図-6 ダンパー取り付け図

LEDダンパーは、ニュージーランドで開発され、鉛の塑性流動抵抗力を利用した制震ダンパーであり、鉛の中を動く突起を有するロッドの相対運動によりシリンダー内の鉛が塑性変形をおこし、振動エネルギーを吸収する構造となっている。

ダンパーの設計にあたっては、震度法程度の水平震度 ($K_h=0.2$) ではダンパーが作動せず、それ以上の地震には作動し免震効果が得られるものとし、配置本数を決定した。用いるダンパーは2種類 (10tf、20tf) とし、各連続区間で用いるダンパーの装着数を、表-2に示す。なお、ダンパーのストローク長については後述する動的解析結果によるダンパーの最大応変変位量に20%の余裕量を加算して決定した。

4.7 LEDダンパーモデルでの解析

(1) 固有値解析

LEDダンパー装着モデルでの動的解析において設定したダンパー (10tf) の履歴特性を図-7に、梁部とダンパー部の接合条件を図-8に示す。

解析と併行して、10cm/secにて2回、10~30cm/secの可変速度にて2回、30cm/secにて2回の合計6回の正弦波加振による加振試験を行った。試験の結果、10tfダンパーの場合、管理規格値9.0tf~13.0tfに対し1~6波平均値で11.5tfの抵抗力となり、同じく20.0tfダンパーの場合、管理規格値18.0tf~26.0tfに対し平均値で22.4tfの抵抗力となった。

いずれのタイプにおいても加振速度に依存しない履歴

表-2 ダンパー性能、装着本数

	ダンパー性能		装着本数 (本)		
	抵抗力 (tfm)	ストローク (mm)	1橋脚あたり	総本数	
①	10 径間	10.0	150	4(2)	40
②	8 径間	20.0	160	4、6(2)	36
③	3 径間	10.0	150	6(2、3)	16
④	9 径間	10.0	150	4(2)	36
⑤	6 径間	10.0	150	4(2)	24

ここに、()内は連続化区間端部橋脚の装着本数を示す。

②8径間連続モデルでの補強橋脚 P-21,P-22 はダンパー6基装着

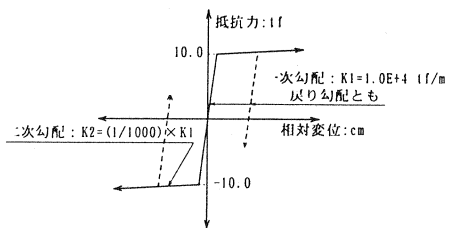


図-7 履歴特性 (10tf LEDダンパー)

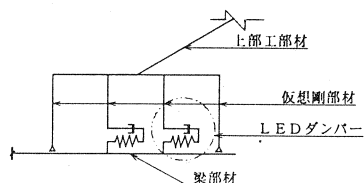


図-8 接合条件

特性を有することを確認した。なお、本報告では、免震構造モデルでの解析結果として6径間連続化部を報告する。

表-3に示す固有値解析結果から以下のことがわかる。

①表中の刺激係数より6径間連続モデルでの主要卓越モードは1次モードであった。

②1次、2次モードの卓越振動モードでのひずみエネルギー比例減衰比は大きく、本工区の橋脚高さ(7.5m~10.0m)程度の橋脚では、基礎の減衰の影響をかなり受ける振動モードとなる。

(2) 解析結果

動的解析に先立ち、自重解析を行い初期断面力を考慮し解析を行った。

なお、今回、せん断力に着目した解析であることから、

橋脚躯体の安全性評価に与える軸力変動の影響は小さいと考え、これを考慮しないものとした。

1) 応答変位、加速度

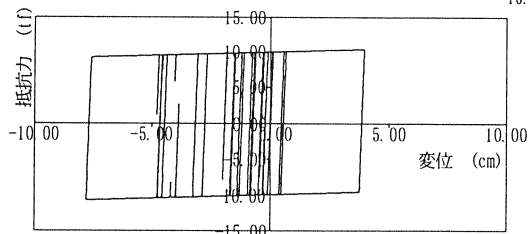
橋脚部の最大応答変位、加速度を表-4に、代表橋脚での時刻歴応答変位とダンパー抵抗カー変位の応答履歴を図-9~10にそれぞれ示す。

表-4 6径間連続部最大応答変位、加速度

	最大応答変位(cm)		最大応答加速度(m/sec ²)		
	上部工		梁中心	上部工	
	上り線	下り線		上り線	下り線
C-16	7.6	7.5	13.0	6.6	6.6
C-18	7.9	7.8	13.5	5.5	5.5
C-20	8.1	8.1	12.7	5.8	-5.8
C-21	8.2	8.2	14.6	5.8	5.8
C-22	8.3	8.3	9.8	6.2	6.4

ここに C-16、C-21、C-22：補強橋脚

その他：中間無補強橋脚



C-20橋脚、LEDダンパー応答履歴

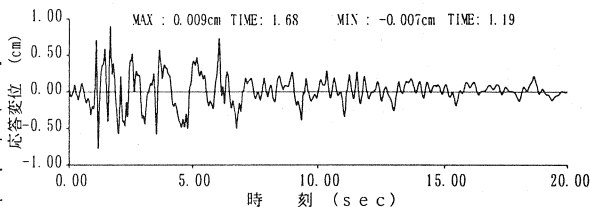
図-10 ダンパー応答履歴

2) 応答断面力

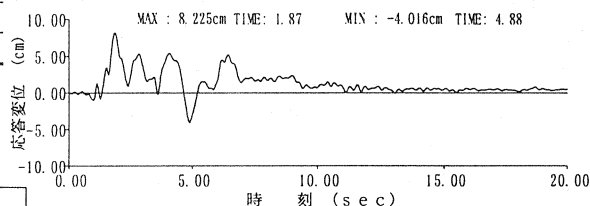
橋脚部の最大応答断面力を表-5に、代表橋脚の曲げモーメント-曲率の応答履歴図を図-11にそれぞれ示す。

表-3 6径間連続部固有値結果

モード次数	固有周期(sec)	刺激係数		ひずみエネルギー比例減衰
		直角方向	鉛直方向	
1	0.266	14.1610	0.3520	0.10879
2	0.243	6.0586	0.3959	0.09179
3	0.182	3.9048	0.0528	0.06650
4	0.153	0.3239	0.0634	0.05587
5	0.150	0.1485	0.1214	0.04155
6	0.149	0.2319	0.6925	0.03675
7	0.147	-0.1314	-0.2076	0.03937
8	0.121	-3.7068	0.0134	0.08701
9	0.105	1.6088	0.0353	0.08330
10	0.104	-0.0449	0.3136	0.01239



C-21橋脚、梁(中央部)変位



C-21橋脚、上部構造変位

図-9 時刻歴応答変位

表-5 6径間連続部動的解析結果(柱基部)

		曲げモーメント (tfm)	せん断力 (tf)	せん断 耐力(tf)	判定
C-16	上り線	463.6(0.26)	153.2	1775.2	OK
	下り線	566.1(0.32)	194.4	1775.2	OK
C-18	上り線	188.3(0.41)	65.0	79.3	OK
	下り線	217.2(0.47)	77.2	79.3	OK
C-20	上り線	192.4(0.42)	67.1	79.3	OK
	下り線	226.4(0.49)	79.1	79.3	OK
C-21	上り線	447.1(0.35)	148.2	1312.9	OK
	下り線	511.1(0.41)	178.7	1312.9	OK
C-22	上り線	300.1(0.61)	88.1	537.1	OK
	下り線	341.6(0.70)	111.2	537.1	OK

注) 曲げモーメント欄の()は降伏曲げモーメントに対する比率 (M/M_y)

を示す。C-16、C-21、C-22: 補強橋脚、C-18、C-20: 中間無補強橋脚

解析の結果、ダンパー装着モデルの最大断面力は、非装着モデルに比べ半減する結果となり、かなりの免震効果が見込まれることがわかった。

4. 8 柱、梁のせん断補強

設計水平震度 $K_h=0.2$ 程度以上で、ダンパーが作用するように設計を進めたが、動的解析を行った結果、一部の区間で、無補強橋脚部の柱および梁においてせん断耐力を若干超える箇所があった。

これらせん断耐力不足箇所は、店舗部ではあるが、何とかせん断補強は可能であった。よって、これ以上にダンパー抵抗力を抑えるのではなく、これら耐力不足箇所を補強することで対処することとした。

補強方法としては、柱については、鋼板巻きとし、梁については工期短縮、店舗部上での作業性のことを考慮し、アラミド繊維による補強とした。

5. おわりに

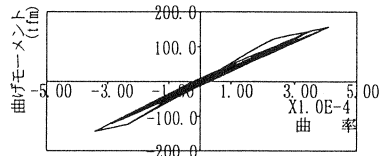
本耐震補強は、橋梁高架下が店舗部であり、通常の鋼板補強ができないという特殊事情があった。

橋軸直角方向のLEDダンパーを使った免震構造は、大地震で、ダンパーが作動すれば、上部工が横移動することとなる。ダンパーそのものは、横移動に対する復元能力がなく、地震後、横移動の修正を行う必要がある。しかし、本橋はかなり以前に築造された橋梁のため、せん断耐力が不足していた。LEDダンパーによる免震化はせん断耐力を確保するための方法として採用したものであり、その結果、曲げ耐力は余裕のあるものとなった。

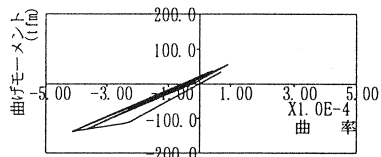
最後に、本設計業務に際し、ご指導とご助言をいただいた方々、工事に協力していただいた方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、1996.6
- 2) (財)土木研究センター: 建設省、道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992.12
- 3) 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂出版、1998.4



C-18橋脚、上り線柱基部



C-18橋脚、上り線柱上端

図-1.1 曲げモーメント-曲率応答履歴