

変位拘束工法による耐震補強設計

八千代エンジニアリング (株)
同
同

正会員 ○浅野 洋平
野上 富雄
正会員 河辺 真一

1. はじめに

既設橋梁の補強工事は、架橋周辺の地形、交差物による施工制約や交通規制など仮設備費の増大や社会的な影響を伴い、工事を困難なものとしている。

本業務は、東京都内の海浜部運河上に架橋された八千代橋の補強設計を実施したものであり、供用交通量が多く、運河上に位置する狭隘な施工条件下での工事コスト縮減を主眼とした耐震補強設計業務である。

本橋は、大正初期に架設された竣工 90 年前後の橋梁（昭和 38 年に架け替え済み）であり、現行道示に準拠した照査した結果、RC 床版厚不足、活荷重たわみの超過、RC 橋脚の地震時保有水平耐力不足が判明した。そこで、床版のB活荷重に対応した補強設計とともに運河内橋脚の耐震補強量の低減（省略の可能性検討）を着眼点として、耐震補強設計を行った。



図-1 位置図

2. 橋梁概要

八千代橋の橋歴を表-1 に示す。橋長 26.9m、支間長 8.5m+9.7m+8.5m の 3 径間単純鋼非合成 RC 床版鈹桁橋である。補強の対象となる RC 床版は昭和 38 年に施工され、平成 8 年に炭素繊維シートによる補強工事が実施されている。また、橋脚については、昭和 38 年に施工され、沓座拡幅工事の他、特に補強工事は実施されていない。

平成 16 年度には点検調査が行われている。床版には漏水、剥離・鉄筋露出が特に桁端部に見られた。P2 橋脚の沓座拡幅部にはかぶり不足による剥離・鉄筋露出が見られた。支承部は全体としては著しい腐食も見られず良好と判断されるが、一部アンカーボルトのゆるみ、沓座モルタルの欠損が確認された。床版は取替、その他については補修するものとした。

表-1 八千代橋橋歴表

年 代	主 な 工 事 、 設 計 内 容
大正初期	架設
昭和38年3月	旧橋架け替え
	有効幅員B=14.545m → B=23.0m（一次拡幅）
	上部工形式 単純非合成I桁橋3連
	下部工形式 控え壁式橋台（木杭）：既設を拡幅 壁式小判柱橋脚（鋼管杭）：新設
昭和56年10月	八千代橋補強工事 沓座縁端拡幅工事（橋台・橋脚）・落橋防止（桁連結）設置工事
平成4年度	八千代橋歩道部拡幅工事
	有効幅員B=23.0m → B=24.8m（二次拡幅）
	既設外桁撤去・外桁及びブラケット新設・下部工拡幅 八千代橋伸縮装置補修工事
平成8年度	八千代橋補修工事
	炭素繊維シートによる床版補強工事（B活荷重対応）
平成16年度	八千代橋 点検調査

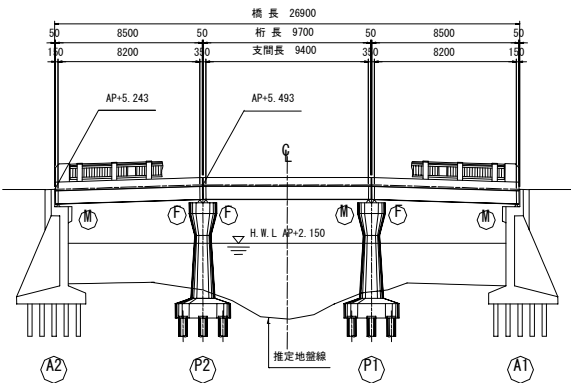


図-2 八千代橋側面図

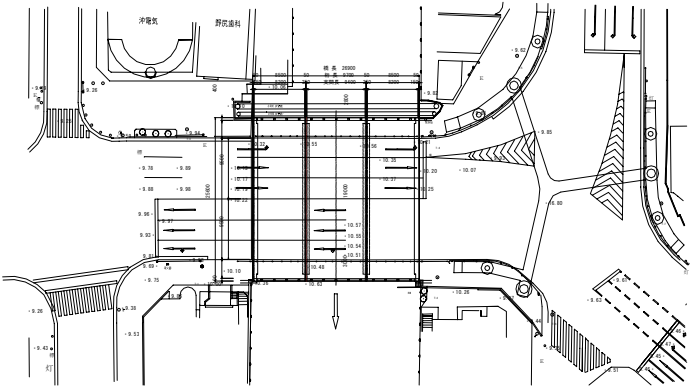


図-3 八千代橋平面図

キーワード 変位拘束工法，桁端衝突，緩衝材

連絡先 〒161-8575 東京都新宿区西落合 2-18-12 八千代エンジニアリング(株)総合事業本部 TEL03-5906-1857

3. 橋全体系の耐震補強設計

橋全体の耐震解析は、桁間の連結構造および桁～桁間、桁～パラペット間の衝突を考慮した図-4 に示す非線形動的解析モデルを作成して行った。解析条件を表-2 に、耐震性能の照査結果を表-3 に示す。

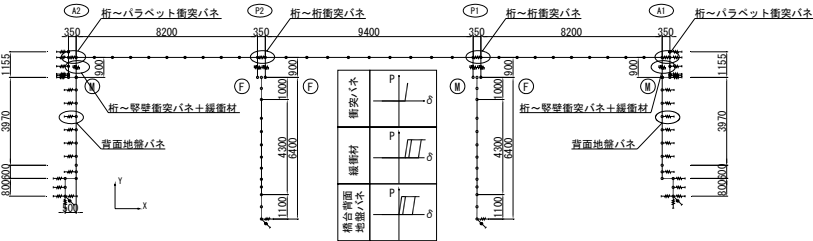


図-4 解析モデル図

表-2 解析条件

(1) 解析手法	非線形動的解析
(2) 積分手法	NewMarkのβ法 (β=1/4)
(3) 減衰定数	主桁: 0.02 (鋼構造)
	支床: 0.00 (固定可動型)
	下部工: 0.05 (弾性モデル)
(4) 減衰マトリクス	基礎、地盤バネ: 0.20 (杭基礎、橋台背面の地盤バネも0.20とする)
	Rayleigh減衰 [C] = α[M] + β[K]
(5) 解析モデル	主桁: 線形はり要素
	支床: 線形バネ要素 (固定可動支床)、非線形バネ要素 (免震支床)
	橋脚: 線形はり要素、非線形はり要素 (RC巻き立て橋脚)
	衝突バネ: 非線形バネ要素
(6) 重要度の区分	橋台背面バネ: 非線形バネ要素
	β種の橋
(7) 地域区分	A地域 (地域別補正係数C2=1.00)
(8) 地盤種別	II種地盤

表-3 耐震補強結果一覧表

		橋軸方向				直角方向			
		タイプ1地震動		タイプ2地震動		タイプ1地震動		タイプ2地震動	
		A2, P2	A1, P1	A2, P2	A1, P1	P2	P1	P2	P1
遊間量 (15mmの余裕を含む) (mm)		33 > 30	32 < 40	49 > 30	45 > 40	< <	< <	< <	< <
(橋脚) 基部	曲げモーメント (kNm)	8024 < 14163	6618 < 14163	14081 < 14163	13676 < 14163	15987 < 226876	15987 < 226876	30606 < 226876	30606 < 226876
	せん断力 (kN)	2048 < 3480	1848 < 3480	3728 < 4562	3806 < 4562	3319 < 11591	3319 < 11591	6358 < 15437	6358 < 15437
(橋脚) 段落し部	曲げモーメント (kNm)	3904 < 8719	3202 < 8719	6842 < 8719	6289 < 8719	9117 < 174970	9117 < 174970	17448 < 174970	17448 < 174970
	せん断力 (kN)	1686 < 4336	1416 < 4336	2973 < 4336	2934 < 4336	2827 < 14420	2827 < 14420	5413 < 14420	5413 < 14420
(橋脚) 最大位置	曲げモーメント (kNm)	290 < 5283	232 < 5283	4265 < 5283	483 < 5283	< <	< <	< <	< <
	せん断力 (kN)	748 < 3800	599 < 3800	3190 < 3800	1025 < 3800	< <	< <	< <	< <
(橋脚) 基部	曲げモーメント (kNm)	176 < 418	156 < 418	418 > 418	303 < 418	< <	< <	< <	< <
	せん断力 (kN)	486 < 924	434 < 924	1212 > 1212	624 < 1212	< <	< <	< <	< <

◇橋脚躯体の照査◇

既設橋脚は鉄筋量が少ないため、橋軸方向、直角方向共に $M_c < M_y < M_u$ の関係が成立せず、 $M_c > M_y > M_u$ という耐力状態である。新設橋梁ではその耐力関係を満足するように適切な鉄筋量を配置するが、動的解析の結果、橋脚の応答曲げモーメントがひび割れモーメントを超えないことが確認できた ($P2: M_r = 14081 \text{ kNm} < M_c = 14163 \text{ kNm}$) ため、その耐力関係を満足させなくてもよいこととした。

本橋脚のようにせん断スパン比の小さい橋脚ではディープビーム効果により橋脚のせん断耐力が高くなることから、これまでの実験・解析結果により明らかになっている。したがって、直角方向のせん断耐力は、このディープビーム効果を見込んで算出した。

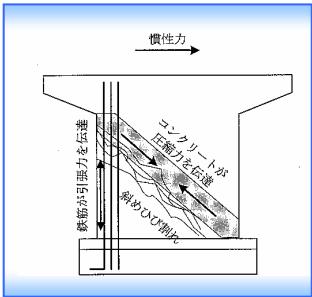


図-5 ディープビーム効果

◇橋台の照査◇

照査の結果、堅壁については緩衝材の効果により応答値を降伏耐力以下に抑えることができたが、パラペットについてはレベル2地震時において曲げ、せん断共に降伏耐力を超える結果となった。しかし、パラペットの変形量 (パラペット基部～天端) は10mm以下であり、ごく微小であること、堅壁は健全であることに着目し、大規模地震時にパラペットに桁が衝突しても、軽微な復旧作業 (土のう+覆工板) で緊急車両の通行は確保できると判断し、パラペットの損傷を許容する設計とした。

4. まとめ

従来工法である RC 巻き立て工法の場合、運河内橋脚であるため二重締切りが必要であった。しかし、変位拘束工法により、橋脚の耐震補強が不要となり、大幅な工事コスト縮減が図れた。

今回採用した変位拘束工法は、安定した橋台で、かつ、上部工の慣性力に確実に抵抗できる橋台を両端に有する小規模な橋梁に適しているため、そのような橋梁の耐震補強にあたっては、変位拘束工法を検討するのがよい。ただし、橋軸直角方向への補強は期待できないため、直角方向の耐力が満足していることが前提条件となる。中規模な橋梁への適用については、両端の橋台への負担が大きくなるため、ラーメン式橋台のように剛性の大きな橋台の場合に採用の可能性がある。

参考文献

1) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，平成 17 年 4 月