

複合構造物を活用した既設高架橋に対する空間創造と耐震補強方法に関する試設計

復建エンジニアリング 正会員○西村昌宏, 吉村 剛

鉄道総合技術研究所 正会員 谷口 望, 池田 学

1. はじめに

RC ラーメン高架橋が鉄道構造物の標準的な構造として建設されるようになってから数十年経過しており、耐久性や耐震性の観点から、大規模な改修が必要となる場合が多くみられる。また近年は、駅施設の機能や利便性向上の観点から、既設高架下空間の有効利用が求められる場合もある。このことから、既設高架橋については、鉄道構造物の機能を保持しつつ、構造物の性能の向上が可能なりニューアル技術の開発が望まれる。本研究では、既設 RC ラーメン高架橋駅部を対象とした柱移設による空間創造を想定し、構造形式の成立とリニューアルに伴う各部材の補強程度を試計算により確認した。なお、本検討では、既設 RC 構造に対して複合構造物を活用した補強梁を活用するが、現在の設計基準¹⁾では合成梁の非線形特性に関する規定がないため、本検討では非線形特性を仮定して検討を行っている。

2. 対象構造物

対象構造物は、線路方向 8m×3 径間、線路直角方向 5.2m×1 径間の一般的な RC ラーメン高架橋を対象とし、既設 RC 柱(中間柱) 4 本を撤去し、CFT 柱に受替えることで、3 径間から 12m×2 径間に改造する(図 1)。既設基礎は、打込み杭(Φ350mm)の群杭基礎である。新設中間部は、回転圧入鋼管杭により増し杭を行い、フーチングを独立基礎形式とする。地盤種別は、G3 地盤である。

上記の構造形式が、現行耐震標準¹⁾の耐震性能Ⅱ(性能レベル 2)を満足することを確認する。設計想定震度は、L1 地震動、L2 地震動(スペクトルⅡ)である。耐震性能と部材の損傷レベルの関係を表 1 に示す。なお、既設杭の損傷レベルおよび支承部・基礎の安定レベルの照査については、本試計算では省略する。

3. RC 鋼板巻き補強

両端部の既設 RC 柱については、耐震診断からせん断破壊モードであるため、鋼板巻き補強によりせん断耐力とじん性の向上を行う。また、解析ではフーチングと鋼板を繋ぐ定着アンカーによる曲げ耐力の向上を考慮し、柱の降伏震度が L1 地震相当の震度を満足するよう最外縁の軸方向鉄筋の割り増し(D25-6 本→D32-6 本(A=3040 mm²→4765mm²))を行った。

4. 合成梁の非線形特性の設定

既設 RC 部材の補強は、施工性や経済性の観点から鋼部材との合成梁とする。ただし、本試計算では、接合部は完

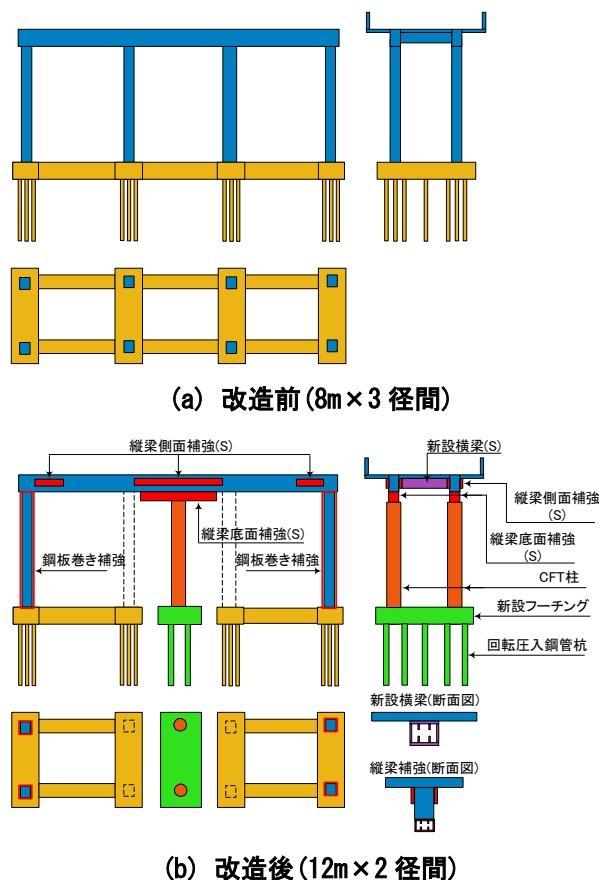


表 1 性能レベルと部材の損傷レベル

構 造 物		性能レベル 1	性能レベル 2
部材の 損傷レ ベル	上層梁・地中梁	1	2
	柱	1	3
	杭	1	2
	支承部	1	2
基礎の安定レベル		1	2

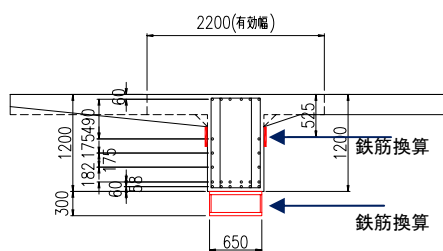


図2 縦梁補強

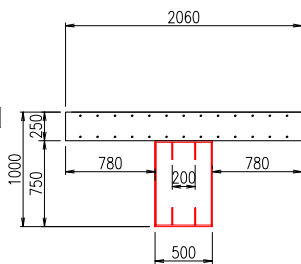


図3 新設横梁

全に一体として挙動することを前提とする。

(1) 縦梁補強

縦梁補強は既設の RC 梁に対して、鋼部材を合成化することにより行うこととし、イメージを図2に示す。非線形特性は、既設の RC 梁に対し、①側面補強の鋼板材と、②底面補強の鋼軀形をそれぞれ鉄筋に換算した。合成梁の断面は、鋼軀形内をモルタル充填と考え、鋼軀形を含む RC 断面と

仮定した。せん断耐力は、RC 単独のせん断耐力と側面補強鋼材のせん断耐力の合計と仮定した。

(2) 新設横梁

新設横梁は、既設 RC 床版に鋼桁を一体化した合成梁を用いる (図3)。現行耐震標準¹⁾に基づく鋼矩形断面の非線形特性を仮定し、合成断面の耐力を正負曲げモーメントを以下に示す方法で算出こととした。①正曲げ (鋼+コンクリート断面)：鋼断面を鉄筋に換算し、RC 梁断面として算出、②負曲げ (鋼+鉄筋)：スラブ内の鉄筋を鋼材に換算する手法で仮定した。

表2 新設部材および補強部材の寸法

CFT 柱 (mm)	中間部 増し杭	上層梁	
		縦梁補強 (mm)	新設横梁 (mm)
Φ850 t=17	回転圧入 鋼管杭 Φ600 (羽径 Φ900) n=8 本	①側面 (負曲げ) 補強 鋼板材：B=250 t=37 n=2 枚	鋼軀形 B=500 H=750 上 Flg 500×14 下 Flg 500×14 Web 722×10
		②底面 (正曲げ) 補強 鋼軀形：B=650 H=300	上 Flg 補剛材 2×150×11 下 Flg 補剛材 2×150×11
		上 Flg 300×19 下 Flg 300×19 Web 262×10	

5. 解析結果

試設計より設定した新設部材および補強部材の寸法を表2に示す。荷重変位関係 (図4) および応答震度時の損傷状況図 (図5) より、現行標準の耐震性能Ⅱ (性能レベル2) を満足することを確認し、構造系式が成り立つことを確認した。また同時に耐震性能を向上することも可能であり、耐震補強も兼ねることも確認した。

6. おわりに

本試設計より、複合構造を活用することにより、空間創造時に補強が必要となる箇所および補強程度が現実的な範囲であることを確認した。また、改造と同時に耐震性能の大幅な向上を図ることも可能である。今後の検討課題としては、経済性の確認のほか、部材接合部のディテールおよび各合成部材の非線形モデルを載荷試験により確認する必要があることなどがある。

表3 解析結果一覧

解析断面	CASE	等価固有周期 T _{eq} (sec)	応答塑性率 μ	L2地震時 構造物応答変位 μ × δ _y (mm)
線路方向	改造前	0.824	7.62	361.950
	改造後	0.834	6.20	356.500
直角方向	改造前	0.828	7.66	363.850
	改造後	0.743	4.79	311.350

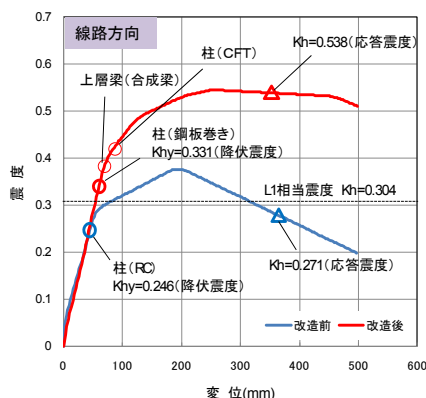


図4 荷重変位関係

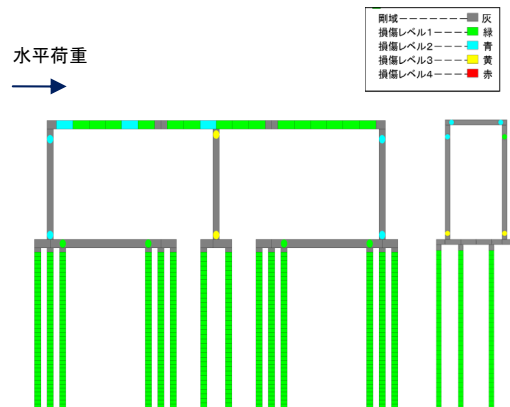
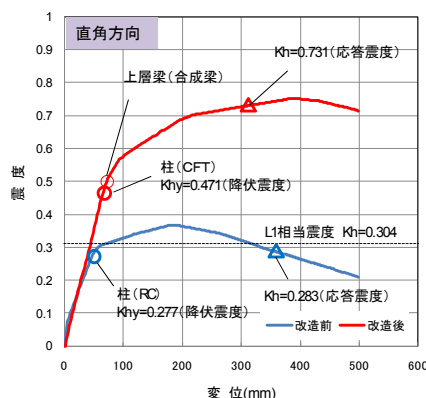


図5 損傷状況図 (改造後)

参考文献 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999。