

## 鋼異種桁橋の連続化

中央復建コンサルタンツ(株) ○ 中 山 健  
中央復建コンサルタンツ(株) 神 原 康 樹  
中央復建コンサルタンツ(株) 坂 本 眞 徳

### 論文要旨

鋼I桁と鋼箱桁という異種主桁を対象とした桁連続化構造の検討, 桁連続化による耐震性能照査および施工計画の検討を行った. 支点上の既設鋼桁両端部を切断撤去して新たに接合桁を設置することにより, 従来の腹板連結工法では連続化できなかった箇所に桁連続化が可能となる構造を提案した. また, 桁を連続化することにより耐震性能が向上することを確認した. 施工計画については施工時においても工事用車両が通行可能となるように半断面ずつ施工する計画と, 一般車両の通行止め期間を最小限にするために可能な限り桁下で作業を行うことができる方法を検討した.

キーワード: ジョイントレス, 桁連続化, 異種主桁, 接合桁

### まえがき

高架橋の伸縮継手部に損傷が発生すると, 車両走行の安全性が低下するとともに, 騒音・振動および漏水による床版, 桁端部, 支承の損傷が問題となる. 阪神高速道路株式会社では, 既設橋梁に対して路面上の伸縮継手をなくすジョイントレス化を推進されている. ジョイントレス化により, 道路構造物の長寿命化と維持管理の省力化が可能となり, 同時に構造物の耐震性向上とともに車両走行時の安全性・快適性の向上, 騒音・振動の低減による道路周辺環境の改善も期待できる.

本稿では, 従来の鋼I桁の主桁連結に採用されてきた腹板連結工法<sup>1)</sup>が適用できない鋼I桁と鋼箱桁という異種主桁を対象とした桁連続化構造の提案, 桁連続化による耐震性能向上効果の確認, および施工方法の検討を行った.

### 1. 桁連続化構造

#### (1) 対象橋梁の諸元

対象は, 図-1に示す通り, 鋼単純箱桁が1連, 鋼単純I桁が2連の区間130m(側径間37m+中央径間56m+側径間37m)の橋梁である. 下部構造は門型鉄筋コンクリート橋脚である. しゅん工は1969年(昭和44年)であり, 耐震設計はレベル1地震に対して震度法により行われている. 兵庫県南部地震後には, 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る使用および復旧仕様の解説(案)平成7年6月(社)日本道路協会」<sup>2)</sup>(以後, 復旧仕様と称する)に基づいた鋼板巻立て補強がなされている. また, 桁下には府道が並行して走っており, 周辺には多くの住宅が建てられている.

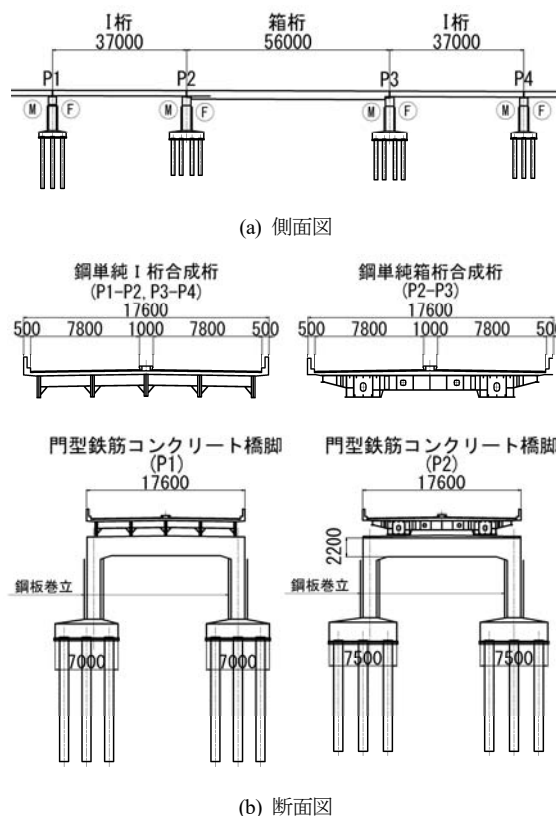


図-1 対象橋梁一般図

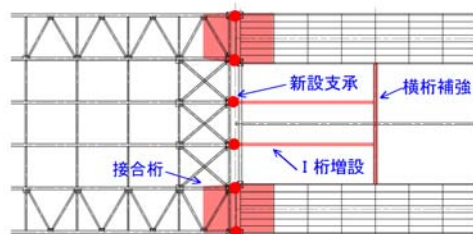
#### (2) 桁連続化構造

従来, 既設鋼桁の主桁連結に採用されてきたのは鋼I桁腹板連結工法であり, 隣接する主桁腹板間の連結板により連結する工法である. 連結板は腹板部のみをモーメントプレートとシアプレートに分けて連結し, 上フランジと下フランジは連結されていない. 本工法の適用に際しては,

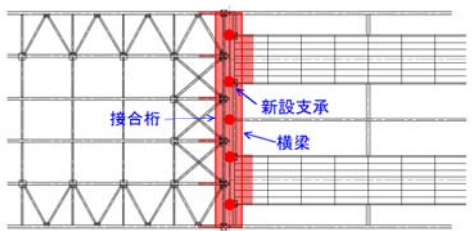
主桁の通り、主桁の交角、上部構造の曲率、桁高差および付属物の干渉がないといった構造的要因を満足する必要がある。対象橋梁は主桁の通りが一致していなかったため、腹板連結工法を用いて連結することは困難と考えられた。鋼箱桁では輸送幅の制約のため箱桁の腹板間隔を3m以下にする傾向があるため、鋼I桁と鋼箱桁では主桁腹板の通りが一致しない場合がある。

そこで、隣接する既設鋼桁端部を切断撤去し、新たに接合桁を設置することにより主桁を連結する工法を提案した。同時に支承も既設の2支承線から1支承線化するものである。

鋼異種桁連結部の構造概要案を図-2に示す。(a)のように、箱桁腹板と2本のI桁腹板が近接している場合、箱桁と同幅程度の接合桁を用いて直接的に断面力を伝達できる連続化構造とすることができる。しかしながら、対象橋梁はI桁と箱桁の通りが大きくずれているため、(b)に示すように、ねじり剛性を有する箱断面の接合桁を、橋脚上に横梁として設置した連続化構造とした。これにより、鋼I桁と鋼箱桁の通りがずれていても鋼I桁側の曲げモーメントと鋼箱桁側の曲げモーメントを接合桁のねじりモーメントを介して伝達することにより、連続桁相当の構造とすることができると考えた。



(a) 箱桁と同幅の接合桁による連続化構造



(b) 横梁形式の箱断面接合桁による連続化構造

図-2 異種桁の連続化構造案

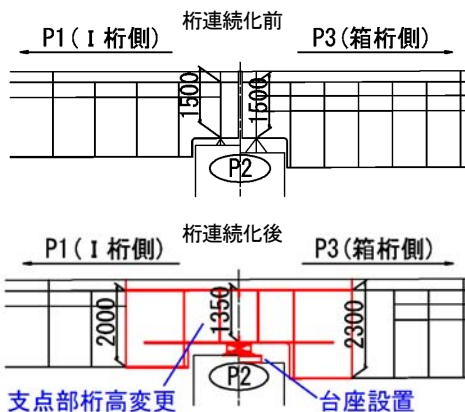
単純桁を連続化する場合、既設桁については、死荷重に対しては単純桁として、活荷重については連続桁として抵抗することになる。また、接合桁については仮受け時に導入される自重による断面力と、仮受け支点撤去後の既設桁から作用する荷重による断面力が導入されることになる。

これらを踏まえて図-3に示す構造系の変化を考慮した断面力を算出した。この断面力により、接合桁の設計および既設橋の補強設計を行った。

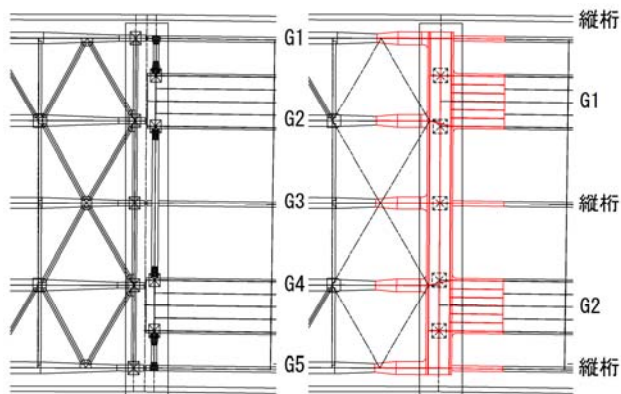
図-4にP2支点(I桁+箱桁)連続化構造と表-1に概略設計結果を示す。I桁と箱桁部の接合部は断面力が大きく、最大板厚 $t=45\text{mm}$ (SM520-H)が必要となるが、構造としては成立することが確認された。

施工ステップ	考慮する荷重	断面力の有無	
		既設桁	接合桁
ステップ1 建設時(桁合成前)	死荷重	有	無
ステップ2 建設時(桁合成後)	死荷重、乾燥収縮、クリープ	有	無
ステップ3 供用時(連続化前)	付属物荷重	有	無
ステップ4 連続化時(接合桁合成前)	接合桁による死荷重	無	有
ステップ5 連続化時(接合桁合成後)	既設桁による死荷重	無	有
ステップ6 供用時(連続化後)	活荷重、温度差荷重	有	有

図-3 鋼桁連続化後の断面力算出モデル



(a) 側面図



(b) 平面図

図-4 連続化構造図 (I桁+箱桁)

表-1 連続化後概略設計結果

	I桁部	横梁部	箱桁部
上フランジ	45mm(SM520-H) $\sigma_{su}=222(\leq 355)$	45mm(SM520-H) $\sigma_{su}=25(\leq 210)$	45mm(SM520-H) $\sigma_{su}=125(\leq 241)$
ウェブ	22mm(SM490Y) $\tau=35(\leq 120)$	28mm(SM490Y) $\tau=110(\leq 120)$	22mm(SM490Y) $\tau=82(\leq 120)$
下フランジ	32mm(SM490Y) $\sigma_{sl}=341(\leq 355)$	32mm(SM490Y) $\sigma_{sl}=29(\leq 210)$	32mm(SM490Y) $\sigma_{sl}=190(\leq 241)$

上段: 板厚(材質), 下段: 発生応力N/mm<sup>2</sup>(許容値N/mm<sup>2</sup>)

## 2. 桁連続化による耐震性能照査

### (1) 桁連続化前の耐震性能照査

対象橋脚は復旧仕様に基づいて、鋼板巻立て補強がなされていることを踏まえ、耐震性能は「既設橋の耐震補強設計に関する技術資料 平成 24 年 11 月 国総研資料第 700 号」<sup>3)</sup>に基づいて、地震時保有水平耐力法にて照査を行った。連続化前(現況)における下部構造の耐震性能の照査結果を表-2に示す。その特徴は以下の通りである。

- 固有周期は0.4(s)~0.6(s)であり、設計水平震度標準値khc0はレベル2タイプI, II地震動ともにII種地盤のピーク値となる。
- P2,P3 橋脚は箱桁を支持しており P1,P4 橋脚に比べて軸力が大きく許容塑性率が小さいため、設計水平震度が大きくなる傾向にある。
- 対象橋梁は単純桁3連で、起点側が固定支承となるため、地震時は終点側の桁の重量を分担する。そのため、P2 橋脚では、支間長が長い箱桁(P1-P2)の全重量を負担している。P4 橋脚は可動支承であるため上部構造重量は負担していない。
- P2 橋脚については、現行基準に対する耐震性能を確保できていない。復旧仕様の基準では耐震性能を満足しており、適用基準が変わったことによるものであると考えられる。

### (2) 桁連続化後の耐震性能照査

連続化後の支承形式は、連続化による温度変化の影響を最小限に抑えることができ、慣性力を分散させることができる弾性支承を採用した。ただし、P4 橋脚は、連続化前は地震時上部構造重量を負担しておらず、連続化後も負担を増やさないために可動支承を採用した。

連続化後の耐震性能の照査結果を表-3に示す。桁連続化による既設下部構造への影響は以下の通り。

- 固有周期が長周期化することで設計水平震度の標準値を85%程度に抑えることができた。
- P1 橋脚は1 振動系としたことで設計水平震度は大きくなるが、上部構造重量の分担は小さくなり、その結果、慣性力は連続化前より小さくなった
- P2 橋脚は長周期化により設計水平震度が小さくなり、さらに上部構造重量の分担が小さくなることで、連続化前で不足していた耐震性能を確保することができた。

- P3 橋脚は長周期化により設計水平震度が小さくなるが、P2 で負担していた上部構造重量の一部を負担することから、慣性力が連続化前より大きくなる傾向にある。そのため、他橋脚の支承形状を大きくし、地震時の上部構造重量の分担を調整して、耐震性能を確保した。
- P4 橋脚は振動系が変わらないため、慣性力は連続化前と変わらず、連続化による影響はない。

以上より、桁を連続化することで、①長周期化による設計水平震度の低減、②弾性支承採用による慣性力の分散により、耐震性能向上を図ることができた。

表-2 耐震性能の検討結果(連続化前)

	単位	P1	P2	P3	P4
固有周期 T	s	0.602	0.567	0.480	0.445
設計水平震度標準値khc0	-	1.75	1.75	1.75	1.75
許容塑性率 $\mu_a$	-	3.916	2.662	2.711	4.115
構造物特性係数Cs	-	0.383	0.481	0.476	0.372
設計水平震度 khc	-	0.67	0.84	0.83	0.65
上部工分担重量Wu	kN	3800	6300	3800	950
等価重量 W	kN	-	7160	4660	-
慣性力 khc・W	kN	-	6014	3868	-
地震時保有水平耐力Pa	kN	-	5182	4383	-
khc・W/Pa	-	-	1.16	0.88	-
判定	-	-	NG	OK	-

※1 地盤種別 II種地盤

※2 地域別補正係数 A2地域

※3 地震時保有水平耐力法はP410とP411に着目して実施

※4 等価重量は2本柱であることを考慮しWu/2+cp・Wpとした。

表-3 耐震性能の検討結果(連続化後)

	単位	P1	P2	P3	P4
固有周期 T	s	1.346	1.346	1.346	0.445
設計水平震度標準値khc0	-	1.50 (0.86)	1.50 (0.86)	1.50 (0.86)	1.75 (1.00)
許容塑性率 $\mu_a$	-	3.916	2.560	2.606	4.115
構造物特性係数Cs	-	0.383	0.493	0.487	0.372
設計水平震度 khc	-	0.74 (1.10)	0.74 (0.88)	0.74 (0.89)	0.65 (1.00)
上部工分担重量Wu(kN)	kN	3100 (0.82)	6100 (0.97)	5000 (1.32)	950 (1.00)
慣性力増減比	-	(0.90)	(0.85)	(1.17)	(1.00)
等価重量 W	kN	-	6960	5860	-
慣性力 khc・W	kN	-	5150	4336	-
地震時保有水平耐力Pa	kN	-	5182	4383	-
khc・W/Pa	-	-	0.99	0.99	-
判定	-	-	OK	OK	-

※ 下段の( )は連続化前との比率



