

論文 鉄道用合成桁を対象とした部材の塑性化を許容した設計法の検討

久保 武明*1・谷口 望*2・藤原 良憲*3

要旨: 鉄道橋の設計基準では、従来より許容応力度設計法を用いてきたが、平成4年に限界状態設計法を、平成21年に性能照査型設計体系を導入し、設計法の合理化を図っている。しかし、更なるコスト縮減が求められているなか、鋼・合成標準示方書や複合構造標準示方書において採用されている AASHTO や Eurocode による断面分類（コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面）を行い、断面強度を算定する設計法が注目されている。そこで本検討では、この新たな設計法を鉄道用連続合成桁に適用した場合の合理化効果を検証する目的で試設計検討を行い、新たな設計法により5~10%程度の鋼重軽減の可能性を示した。

キーワード: 許容応力度設計法、限界状態設計法、コンパクト断面、鉄道用連続合成桁

1. はじめに

近年、鉄道橋の建設においては、周辺環境への影響に配慮するため、騒音対策が重要な事項となっている。特に新幹線において、鋼橋は桁下制限を受ける架道橋などに適用されているが、遮音効果に優れるコンクリート床版を有した合成桁を採用している。

鉄道用合成桁の設計基準は、昭和38年に合成桁鉄道橋設計示方書（案）が制定されて以来、許容応力度設計法が用いられてきたが、平成4年の設計標準改訂に伴い許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行が行われ、平成21年の設計標準改訂では、照査方法には限界状態設計法を用いた性能照査型の設計体系が導入され、設計手法の合理化が図られているところである。

しかし、近年、更なるコスト縮減が求められているなか、土木学会で鋼・合成構造標準示方書¹⁾や複合構造標準示方書²⁾において採用されている AASHTO や Eurocode による断面分類（コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面）を行い、断面強度を算定する設計法（以下、コンパクト断面とする）が注目されている。

コンパクト断面を用いた設計の特徴としては、鋼部材に塑性化を許容し全塑性モーメントを使用している点であり、従来の鋼部材に弾性範囲のみを用いる設計法よりも経済性に優れる可能性がある。鋼部材に塑性化を許容し全塑性モーメントを使用する例としては、すでに鉄道構造物における鉄筋コンクリート構造や鉄骨鉄筋コンクリート構造に対する設計法^{3) 4)}が知られており、鋼とコンクリートの合成構造にコンパクト断面を用いた設計は、思想的にこれに類似する設計法とも考えられる。

道路橋においては種々の検討が行われ、実橋への適用事例⁵⁾が1件あるが、鉄道橋での適用事例は無く、筆者らは鉄道用単純合成桁2橋に対して試設計と有限要素法

解析による検証を行い、コスト縮減に直結する鋼重軽減効果が約1割程度期待出来る可能性を示した⁶⁾。

本検討では既存の研究を応用発展させ、この新しい設計法を鉄道用合成桁のうち、近年多く設計・架設されている連続合成桁に適用した場合の合理化効果について検証することを目的として、各種設計法を用いた試設計による検討を行うこととした。

2. 各設計法における断面の照査方法

本検討においては、連続合成桁の支間中央における正曲げ断面を検討対象とし、①許容応力度設計法⁷⁾、②限界状態設計法⁸⁾、③コンパクト断面¹⁾²⁾、3つの設計法を用いた試設計検討を行った。

許容応力度設計法と限界状態設計法については、それぞれの設計法を用いた設計基準⁷⁾⁸⁾に従い断面の照査を行った。以下においては、コンパクト断面を用いた設計法について、支間中央断面の主な決定要因である曲げモーメントに対する照査方法を示す。

コンパクト断面を用いた設計法による断面耐力は、断面区分により算出方法が異なる。部材の断面は最大幅厚比、すなわち局部座屈に対する抵抗能力によって、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面の3種類に区分される。コンパクト断面とは、鋼合成構造標準示方書¹⁾においては、局部座屈が生じること無く全塑性に到達することが出来る断面と定義され、式(1)に示す判定式を満足することとしている。本検討においても式(1)を満足させるものとした。

$$\frac{b_w}{t_w} \leq \frac{2.0}{\alpha} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{ただし, } \alpha < 0.4) \quad (1)$$

ここで、 b_w 、 t_w は各々鋼げた腹板の純高さと板厚、 α は合成桁断面の塑性中立軸の位置を定義するパラメータ、

*1 トーニチコンサルタント 本社事業本部 (正会員)

*2 前橋工科大学 社会環境工学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 博士 (工学)

Eは鋼のヤング係数、 f_y は鋼材の降伏強度の規格値を示す。

コンパクト断面の設計曲げ耐力は、部材断面が全塑性に至る曲げモーメントである。図-1 に示す応力分布を仮定して塑性中立軸 D_{cp} を求め、塑性中立軸回りの曲げモーメントの合計により全塑性曲げモーメントが得られる。図-1 に示す記号は、 b_w 、 t_w は各々鋼げた腹板の純高さと板厚、 f'_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度、 α は合成桁断面の塑性中立軸の位置を定義するパラメータ、 M_{pl} は全塑性曲げモーメント、 f_y は鋼材の降伏強度の規格値を示す。本検討の照査に用いる設計曲げ耐力 M_{ud} は、鋼・合成構造標準示方書¹⁾および道路橋における検討事例⁵⁾を参照し、Eurocode の規定による全塑性曲げモーメント M_{pl} の 0.9 倍と、AASHTO の規定による降伏モーメント M_y の 1.3 倍のうち小さい方に対して部材係数 γ_b を考慮して求めるものとした。本検討においては設計法の違いによる合理化効果の検証を目的としているため、部材係数 γ_b を含み、すべての安全係数は限界状態設計法⁸⁾と同値を用いた。

降伏モーメント M_y は道路橋における検討事例⁵⁾を参照し以下の式(2)~(4)により求めるものとした。

$$\frac{M_{D1}}{W_{NC}} + \frac{M_{D2}}{W_{LT}} + \frac{M_{AD}}{W_{ST}} = F_y \quad (2)$$

$$M_{AD} = \left(F_y - \frac{M_{D1}}{W_{NC}} - \frac{M_{D2}}{W_{LT}} \right) \times W_{ST} \quad (3)$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (4)$$

ここで、 M_{D1} は合成前死荷重による曲げモーメント、 M_{D2} は合成後死荷重による曲げモーメント、 M_{AD} は降伏曲げモーメントに達するための付加モーメント、 W_{NC} は鋼桁断面の断面係数、 W_{LT} は合成断面の断面係数（ヤング係数比は合成後死荷重より $n=21$ ）、 W_{ST} は合成断面の断面

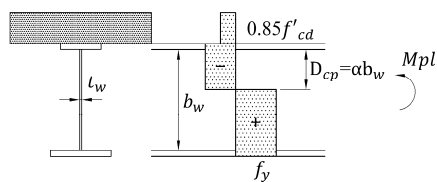


図-1 コンパクト断面における全塑性モーメント時の

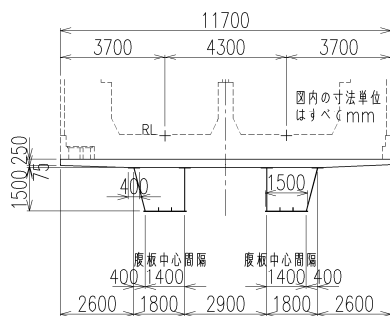


図-2 A橋の支間中央断面図

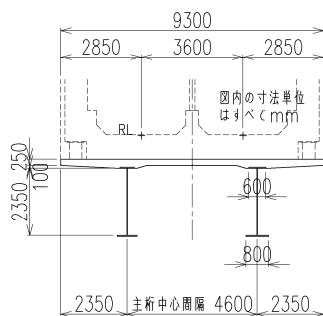


図-3 B橋の支間中央断面図

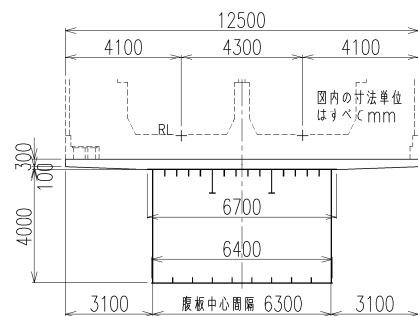


図-4 C橋の支間中央断面図

係数（ヤング係数比は付加モーメント用として $n=7$ ）、 F_y は材料の設計降伏強度を示す。

コンパクト断面の曲げモーメントの照査式は、以下に示す限界状態設計法⁸⁾と同じ式(5)を用いた。設計曲げモーメント M_d も限界状態設計法⁸⁾と同じ値を用いるものとした。

$$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0 \quad (5)$$

ここで、 γ_i は構造物係数、 M_d は設計曲げモーメント（設計応答値）、 M_{ud} は設計曲げ耐力（設計限界値）である。

なお、鋼とコンクリートの合成断面に考慮する内部応力については、参考文献 7) 8)より、クリープの影響は $n=21$ 、コンクリートの収縮は $n=17.5$ 、鋼とコンクリートの温度差は $n=7$ を見かけのヤング係数比として用いた。

3. 試設計による検討

本検討においては、最近の施工実績から図-2~4 に示す3橋を対象として、連続合成桁の支間中央における断面検討を行うものとした。

3.1 検討対象橋梁の概要

A 橋は総支間長 136.4m (30.2m+38m+38m+30.2m) の4径間連続合成桁（複線2主形式、正曲げ範囲はU断面、負曲げ範囲は箱断面、新幹線荷重）、B 橋は総支間長 118.4m (39.2m+40m+39.2m) の3径間連続合成桁（複線2主1桁形式、在来線電車荷重）、C 橋は総支間長 403m (98.5m+103m+103m+98.5m) の4径間連続合成桁（複線1主箱桁形式、新幹線荷重）である。

3.2 設計荷重と組合せ

本検討に用いた設計荷重と組合せおよび作用係数を表-1 に示す。許容応力度設計法と限界状態設計法はそれぞれの設計基準⁷⁾⁸⁾によるものとした。

表-1 設計荷重と組合せおよび作用係数

	死荷重 D			列車荷重 L	衝撃荷重 I	乾燥収縮 SH	温度差 T
	合成前		合成後				
	鋼	コンクリート					
許容応力度設計法	1.0			1.0	1.0	1.0	1.0
				(1.125)			
限界状態設計法	1.0	1.1	1.0	1.1	1.1	1.0	1.0
				1.2	(1.23)		

限界状態設計法における死荷重は合成前死荷重と合成後死荷重に分類し、合成前死荷重のうち鋼桁の自重に対する作用係数は1.0、コンクリート床版の自重に対する作用係数は1.1としている。合成後死荷重は、橋面上の地覆や防音壁やレール等の軌道の重量として、作用係数は1.0としているが、将来の変動を考慮していない場合においては1.2を用いるものとしている。

列車荷重はA橋とC橋は新幹線荷重P-16、B橋は在来線電車荷重M-16を用いており、16は1軸重が160kN(16t)であることを示しているが、車両内の座席配置や利用状況に配慮して、新幹線荷重は定員乗車状態を、在来線電車荷重は最大乗車状態での軸重を示している。そのため、新幹線荷重については、許容応力度設計法では作用修正係数 ρ_f として $18t/16=1.125$ を、限界状態設計法では最大350%乗車であることから1.23を用いて最大荷重への補正を行っている。

道路橋における検討事例⁵⁾においては、供用期間中の最大作用を表現するため、死荷重に対して作用係数1.3、活荷重に対して作用係数2.0を用いているが、本検討では設計法の違いによる合理化効果の検証を目的としていることから、本検討のコンパクト断面の算定においては限界状態設計法と同じとした。

衝撃荷重を算出する際に用いる衝撃係数は、参考文献8)において共振が生じないことを前提とした算出式を用いているため、本検討では施工事例における計算結果を元に、前提条件を満足する断面とした。

3.3 試設計結果

A橋の試設計結果を表-2に、B橋の試設計結果を表

-3に、C橋の試設計結果を表-4に示す。表-2~4に示す断面形状は、それぞれの設計法により求められた形状を示している。せん断力の小さい支間中央部であることから、腹板厚は幅厚比によって求められる最小板厚を採用し、フランジ厚についてはそれぞれの設計法によって決定する板厚を求めた。なお、いずれの断面形状においても、その他の設計法で計算した結果も記載している。

A橋の上フランジは、板要素による最小板厚が16mmであり、フランジ幅はずれ止めと合成床版を配置するための最小幅から決定しているため3つの設計法にて大きな板厚差は生じていない。一方で、下フランジについては表-2に示す通り3つの設計法にて大きな板厚の変化が確認出来た。

B橋とC橋は表-3、4に示す通り、上下フランジともに3つの設計法にて大きな板厚の変化が確認出来た。

コンパクト断面で決定した断面形状を用いた許容応力度設計法による計算結果に着目すると、表-2~4より3橋ともに許容応力度を超過している場合においても、発生応力度は材料強度の特性値以下であり、設計曲げモーメントは降伏モーメントより小となっていることから、安全率を考慮しない場合は塑性化していない状況であることが分った。

3橋におけるコンパクト断面を採用した場合の鋼重低減効果(鋼断面積の低減比)を表-2~4に示す。検討断面に着目すると許容応力度設計法と比較した場合は約20%、限界状態設計法と比較した場合は約10%となった。連続合成桁全長で見た場合、連続桁の中間支点は断面算定において引張側のコンクリートを無視した手法を用い

表-2 A橋の支間中央断面の計算結果総括表

			①許容応力度設計法	②限界状態設計法	③コンパクト断面	③-2コンパクト断面 (f _{ck} 向上)	③-3コンパクト断面 (f _{ck} 向上)		
断面形状	床版	—	1-5605 × 250	1-5605 × 250	1-5605 × 250	1-5605 × 250	1-5605 × 250		
	U.FLG	—	2-400 × 17	2-400 × 17	2-400 × 16	2-400 × 16	2-400 × 16		
	WEB	—	2-1483 × 9	2-1483 × 9	2-1483 × 9	2-1483 × 9	2-1483 × 9		
	L.RIB	—	2-120 × 9	2-120 × 9	2-120 × 9	2-120 × 9	2-120 × 9		
	L.FLG	—	1-1500 × 18	1-1500 × 14	1-1500 × 9	1-1500 × 9	1-1500 × 9		
適用条件の確認:式(1), U.FLG			—	11.5 < 12.4	12.2 < 12.4	12.2 < 12.4	12.2 < 12.4		
使用材料の設計強度	床版	—	f _{ck} = 27N/mm ²				f _{ck} = 40N/mm ²	f _{ck} = 80N/mm ²	
	鋼材	—	SM520 (f _{syk} = 355N/mm ²)						
設計曲げモーメント	合計	kN・m	11,377	12,094	12,094	12,094	12,094		
設計曲げ耐力	合成後 (n=7)	床版 上縁	kN・m	17,575	16,510	14,817	14,817	14,817	
	鋼桁 下縁	kN・m	20,987	17,818	13,851	13,851	13,851		
設計曲げ耐力 (コンパクト断面)	全塑性モーメント×0.9	kN・m	24,341	21,265	17,357	17,660	17,975		
	降伏モーメント×1.3	kN・m	26,420	22,022	16,398	16,398	16,398		
	採用値	kN・m	24,341	21,265	16,398	16,398	16,398		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版 上縁	N/mm ²	5.2 < 7.7	5.5 < 7.7	6.1 < 7.7	6.1 < 11.4	6.1 < 22.8
			鋼桁 上縁	N/mm ²	170.9 < 220	172.2 < 220	179.2 < 220	179.2 < 220	179.2 < 220
		鋼桁 下縁	N/mm ²	215.0 < 220	254.5 > 220	332.2 > 220	332.2 > 220	332.2 > 220	
		限界状態設計法	合成後	床版 上縁	—	0.591 < 1.0	0.628 < 1.0	0.699 < 1.0	0.472 < 1.0
	鋼桁 上縁			—	0.939 < 1.0	0.949 < 1.0	1.063 > 1.0	1.063 > 1.0	1.063 > 1.0
	鋼桁 下縁	—	0.814 < 1.0	0.965 < 1.0	1.260 > 1.0	1.260 > 1.0	1.260 > 1.0		
	コンパクト断面	曲げ	—	0.656 < 1.0	0.751 < 1.0	0.974 < 1.0	0.974 < 1.0	0.974 < 1.0	
	鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0	1.00	0.91	9%	0.79	21%	0.79	21%
		限界状態設計法を1.0	1.09	1.00	0.87	13%	0.87	13%	
	鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0	1.00	0.94	6%	0.86	14%	0.86	14%
限界状態設計法を1.0		1.07	1.00	0.91	9%	0.91	9%		

ることが多く、圧縮側となる下フランジにはコンクリートが配置されないことからコンパクト断面の採用は出来ないものとし、鋼重低減効果は、正曲げ範囲の延長×鋼断面積の低減比／橋梁全長、より求めた。許容応力度設計法と比較した場合は約 10%、限界状態設計法と比較した場合は約 5%と減少する。

3.4 合理的な断面構成の検討

塑性中立軸がコンクリート床版内にある場合、床版上

縁から塑性中立軸の高さは式(6)で求めることが出来る。

$$x_{pl} = N_s / (0.85 \times f'_{cd} \times B) \quad (6)$$

ここで、 x_{pl} は床版上縁から塑性中立軸までの高さ、 N_s は鋼桁の全塑性軸力の合計値、 f'_{cd} はコンクリートの設計基準強度、 B はコンクリート床版の幅を示す。

コンクリート床版の幅 B は設計条件（鉄道を運行させるために必要な最小幅）であるため、床版上縁から塑性中立軸までの高さ x_{pl} は、式(6)より鋼桁の全塑性軸力の

表-3 B橋の支間中央断面の計算結果総括表

			①許容応力度設計法	②限界状態設計法	③コンパクト断面	③-2コンパクト断面 (fck 向上)	③-3コンパクト断面 (fck 向上)		
断面形状	床版	—	1-4562 × 250	1-4562 × 250	1-4562 × 250	1-4562 × 250	1-4562 × 250		
	U.FLG	—	1-600 × 29	1-600 × 29	1-600 × 24	1-600 × 24	1-600 × 24		
	WEB	—	1-2350 × 10	1-2350 × 10	1-2350 × 10	1-2350 × 10	1-2350 × 10		
	L.FLG	—	1-800 × 43	1-800 × 35	1-800 × 28	1-800 × 27	1-800 × 27		
適用条件の確認:式(1), U.FLG			10.2 < 12.4	11.5 < 12.4	12.3 < 12.4	12.3 < 12.4	12.3 < 12.4		
使用材料の設計強度	床版	—	fck = 27N/mm ²				fck = 40N/mm ²	fck = 80N/mm ²	
	鋼材	—	SM520 (fsyk = 355N/mm ²)						
設計曲げモーメント	合計	kN・m	20,203	21,441	21,441	21,441	21,441		
設計曲げ耐力	合成後	床版 上縁	26,825	25,659	24,231	35,597	35,597		
	(n=7)	鋼桁 下縁	34,501	29,396	24,934	24,294	24,294		
設計曲げ耐力 (コンパクト断面)	全塑性モーメント×0.9		38,358	33,481	29,083	29,036	29,633		
	降伏モーメント×1.3		43,705	36,703	30,220	29,332	29,332		
	採用値		38,358	33,481	29,083	29,036	29,332		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版 上縁	N/mm ² 5.4 < 7.7	5.6 < 7.7	5.9 < 7.7	6.0 < 11.4	6.0 < 22.8	
		鋼桁	上縁	N/mm ² 216.0 < 220	218.4 < 220	242.8 > 220	243.3 > 220	243.3 > 220	
		下縁	N/mm ² 218.1 < 220	256.1 > 220	305.5 > 220	313.7 > 220	313.7 > 220		
	限界状態設計法	合成後	床版 上縁	—	0.607 < 1.0	0.634 < 1.0	0.668 < 1.0	0.454 < 1.0	0.227 < 1.0
		鋼桁	上縁	—	0.894 < 1.0	0.905 < 1.0	1.414 > 1.0	1.418 > 1.0	1.418 > 1.0
		下縁	—	0.835 < 1.0	0.981 < 1.0	1.172 > 1.0	1.203 > 1.0	1.203 > 1.0	
コンパクト断面		曲げ	—	0.737 < 1.0	0.845 < 1.0	0.973 < 1.0	0.974 < 1.0	0.965 < 1.0	
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.92	8%	0.80	20%	0.79	21%
	限界状態設計法を1.0		1.09	1.00		0.88	12%	0.86	14%
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.94	6%	0.85	15%	0.85	15%
	限界状態設計法を1.0		1.07	1.00		0.91	9%	0.90	10%

表-4 C橋の支間中央断面の計算結果総括表

			①許容応力度設計法	②限界状態設計法	③コンパクト断面	③-2コンパクト断面 (fck 向上)	③-3コンパクト断面 (fck 向上)		
断面形状	床版	—	1-12500 × 300	1-5605 × 300	1-5605 × 300	1-5605 × 300	1-5605 × 300		
	U.FLG	—	1-6700 × 23	1-6700 × 22	1-6700 × 18	1-6700 × 18	1-6700 × 18		
	U.RIB	—	12-180 × 19	12-180 × 19	12-180 × 19	12-180 × 19	12-180 × 19		
	ST.WEB	—	2-800 × 10	2-800 × 10	2-800 × 10	2-800 × 10	2-800 × 10		
	ST.FLG	—	2-250 × 12	2-250 × 12	2-250 × 12	2-250 × 12	2-250 × 12		
	WEB	—	2-4000 × 18	2-4000 × 18	2-4000 × 18	2-4000 × 18	2-4000 × 18		
	L.RIB	—	8-180 × 12	8-180 × 12	8-180 × 12	8-180 × 12	8-180 × 12		
	L.FLG	—	1-6400 × 45	1-6400 × 36	1-6400 × 32	1-6400 × 31	1-6400 × 28		
適用条件の確認:式(1), U.FLG			7.9 < 11.0	8.3 < 11.0	10.1 < 11.0	10.1 < 11.0	10.1 < 11.0		
使用材料の設計強度	床版	—	fck = 40N/mm ²		fck = 35N/mm ²	fck = 40N/mm ²	fck = 80N/mm ²		
	鋼材	—	SM570 (fsyk = 450N/mm ²)						
設計曲げモーメント	合計	kN・m	338,511	358,089	358,089	358,089	358,089		
設計曲げ耐力	合成後	床版 上縁	306,692	258,194	247,251	281,206	553,568		
	(n=7)	鋼桁 下縁	556,562	466,763	426,830	416,828	386,810		
設計曲げ耐力 (コンパクト断面)	全塑性モーメント×0.9		587,093	514,112	474,196	480,068	473,255		
	降伏モーメント×1.3		762,286	632,743	571,726	557,333	514,084		
	採用値		587,093	514,112	474,196	480,068	473,255		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版 上縁	N/mm ² 10.9 < 11.4	11.3 > 10.0	11.7 > 10.0	11.8 > 11.4	11.9 < 22.8	
		鋼桁	上縁	N/mm ² 259.4 < 260	268.0 > 260	294.6 > 260	295.1 > 260	297.1 > 260	
		下縁	N/mm ² 259.7 < 260	310.4 > 260	342.1 > 260	350.4 > 260	377.8 > 260		
	限界状態設計法	合成後	床版 上縁	—	0.829 < 1.0	0.983 < 1.0	1.021 > 1.0	0.897 < 1.0	0.456 < 1.0
		鋼桁	上縁	—	0.837 < 1.0	0.865 < 1.0	1.318 > 1.0	1.320 > 1.0	1.330 > 1.0
		下縁	—	0.832 < 1.0	0.994 < 1.0	1.096 > 1.0	1.122 > 1.0	1.210 > 1.0	
コンパクト断面		曲げ	—	0.805 < 1.0	0.919 < 1.0	0.997 < 1.0	0.985 < 1.0	0.999 < 1.0	
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.90	10%	0.82	18%	0.82	18%
	限界状態設計法を1.0		1.11	1.00		0.91	9%	0.90	10%
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.93	7%	0.88	12%	0.87	13%
	限界状態設計法を1.0		1.07	1.00		0.94	6%	0.93	7%

合計値 N_s に比例し、コンクリートの設計基準強度 f_{cd} に反比例することが分る。

全塑性モーメントは断面内の部位ごとに、塑性中立軸からの距離×断面積×設計強度を求めた合計値である。例として A 橋での全塑性モーメントの算出結果を表-5 に示す。A は各部位の断面積、y は塑性中立軸から各部位重心までの距離、 σ は各部位の降伏強度、P は $A \times \sigma$ で求められる各部位の全塑性軸力、 M_r は $y \times P$ で求められる各部位の全塑性モーメントを示す。塑性中立軸からの距離が大きい腹板および下フランジが全塑性モーメントの約 9 割を締め、圧縮側となるコンクリート床版は全塑性モーメントの 1 割程度の内訳となっている。

したがって、全塑性モーメントを向上させる合理的な断面構成とは、床版上縁から塑性中立軸までの高さ x_{pl} を最小とし、引張側までの距離を大きく保つ断面構成だと考えられる。また、コンクリート強度を向上させることで床版上縁から塑性中立軸までの高さを縮小することも一つの方法として挙げられる。

そこで、腹板高をパラメータとし、塑性中立軸の位置と鋼断面積に着目した検討を行った。また、コンクリートの設計基準強度をパラメータとした検討を行った。

(1) 腹板高をパラメータとした検討

上フランジは塑性中立軸に近い位置にあり全塑性モーメントへの影響が小さいことからいずれも同じ厚さを用いるものとし、腹板高を変化させて照査を満足出来る下フランジ厚を求めた。なお、腹板高を変化させた場合、最大幅厚比 (= 腹板高/腹板厚) は 250 以下⁸⁾を満足する板厚とした。

A 橋および B 橋の腹板高-鋼断面積の関係を図-5 に、腹板高-塑性中立軸の関係を図-6 に示す。また、C 橋の腹板高-鋼断面積の関係を図-7 に、腹板高-塑性中立軸の関係を図-8 に示す。

A 橋と B 橋は、基準断面 (A 橋の腹板高は 1483mm,

表-5 A 橋の全塑性モーメントの算出表

	A (mm ²)	y (mm)	σ (N/mm ²)	P (kN)	M_r (kN·m)
1-床版上					(圧縮側)
5605 × 145	812519	-72.5	23	-18647	1352 (0.070)
1-床版下					(引張側)
5605 × 105	588731	52.5	0	0	0 (0.000)
2-U.flg					
400 × 16	12800	136.5	338	4328	591 (0.031)
2-Web					
1483 × 9	26694	938.5	338	9025	8470 (0.439)
2-L.rib					
120 × 9	2160	1620.0	338	730	1183 (0.061)
1-L.Flг					
1500 × 9	13500	1684.5	338	4564	7689 (0.399)
	1456404				19285 (1.000)

全塑性曲げモーメント $M_{pl} = 19285 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 床版上縁から塑性中立軸 $x_{pl} = 18647 \times 1000 / (0.85 \times 27 \times 5605)$
 = 145 mm

B 橋の腹板高は 2350mm) より腹板高が高くなる場合、図-5 より鋼断面積は増加する傾向を示し、図-6 より塑性中立軸の位置は床版下縁側に動いている。

基準断面より腹板高が低くなる場合、全塑性モーメントを確保するため下フランジを増厚する必要が生じる。鋼断面積に着目すると腹板高の減少に比べて下フランジの増加が顕著であるため、図-5 より鋼断面積は増加する結果となった。鋼断面積が大きくなれば、鋼桁の全塑性軸力の合計値が大きくなり、図-6 より塑性中立軸の位置は下がること分る。

図-5 より鋼断面積が最小となる腹板高は基準断面で

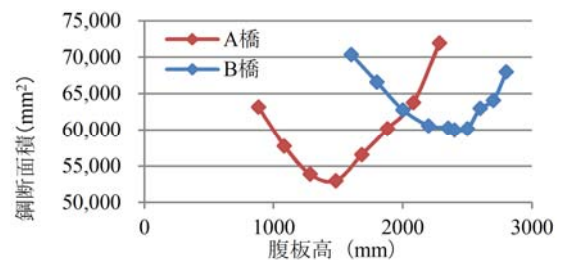


図-5 A 橋および B 橋, 腹板高-鋼断面積

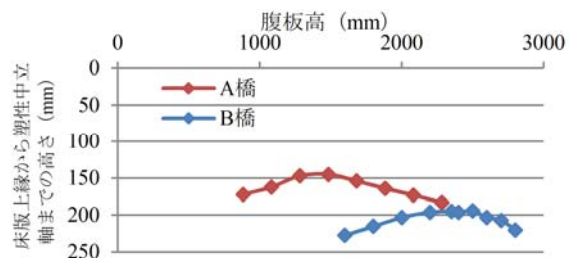


図-6 A 橋および B 橋, 腹板高-塑性中立軸の高さ

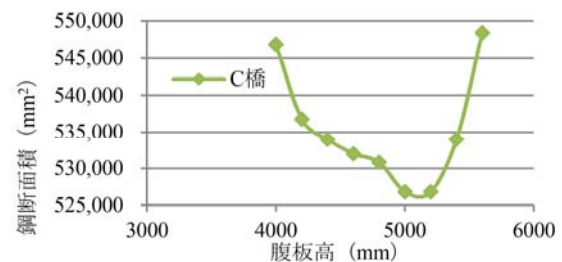


図-7 C 橋, 腹板高-鋼断面積

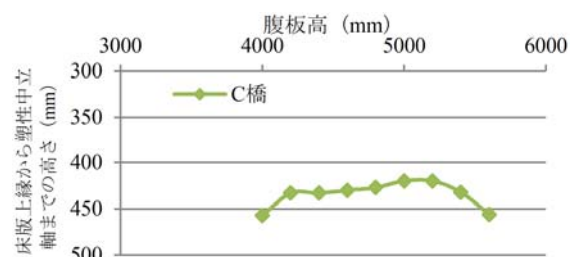


図-8 C 橋, 腹板高-塑性中立軸の高さ

あり、図-6より床版上縁から塑性中立軸の高さも基準断面が最小値を示す。したがって、コンパクト断面を採用した場合の合理的な腹板高さについては、限界状態設計法を用いた場合と同程度であると考えられる。

一方で、C橋は図-7より基準断面(腹板高は4000mm)の鋼断面積が最大となっている。図-7より鋼断面積が最小となる腹板高は5000mmであり、図-8より床版上縁から塑性中立軸の高さも腹板高5000mmが最小値を示す。限界状態設計法において、鉄道用連続合成桁支間中央断面の最適腹板高さは $1/20 \sim 1/25^9)$ と言われているが、施工事例においては周辺条件等から腹板高4000mm(腹板高支間長比1/24.6)で計画されており、図-7、図-8で得られた腹板高とは異なっている。しかし、腹板高5000mm(腹板高支間長比1/19.7)は概ね1/20であり、限界状態設計法における最適腹板高さに近い値を示す。

(2) コンクリート強度をパラメータとした検討

A橋およびB橋に用いているコンクリート強度は $f_{ck}=27\text{N/mm}^2$ 、C橋に用いているコンクリート強度は $f_{ck}=35\text{N/mm}^2$ である。そこで、本検討に用いるコンクリート強度として、参考文献8)に規定されている最大強度の $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 、参考文献3)に記載のある最大強度の $f_{ck}=80\text{N/mm}^2$ を用いるものとした。検討結果を表-2~4に示す。

A橋はコンパクト断面の検討結果より、設計曲げ耐力が降伏モーメント $\times 1.3$ で決定していることから、表-2に示す通りコンクリート強度を向上させても設計曲げ耐力の変化は無い。

B橋の $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ の場合は、コンクリート強度を向上させることで全塑性モーメントが若干向上し、設計曲げ耐力の向上が図れることから、表-3に示す通り下フランジは27mmとなった。B橋の $f_{ck}=80\text{N/mm}^2$ の場合は、コンクリート強度を向上させることで全塑性モーメントが向上するが、設計曲げ耐力が降伏モーメント $\times 1.3$ で決定するため、 $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ の場合と同様に下フランジは27mmとなった。

C橋はコンクリート強度を向上させることで全塑性モーメントが向上し、設計曲げ耐力の向上が図れることから、表-4に示す通り $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ の場合は下フランジが31mmとなった。また、 $f_{ck}=80\text{N/mm}^2$ の場合は下フランジが28mmとなり、塑性中立軸の位置が床版内に入った。鋼桁の全塑性軸力の合計値が大きい場合においてコンクリート強度の向上は有効な方法であると考えられる。

4. まとめ

本検討では、合成桁断面に塑性化を許容する設計法(コンパクト断面)を採用した場合について、従来設計法との比較検討、腹板高およびコンクリート強度をパラ

メータとした検討を行い、その合理化効果の確認を行った。本検討の結果を以下にまとめる。

(1) 許容応力度設計法との比較において、コンパクト断面を採用した場合の鋼重低減効果は、検討断面に対して約20%、連続桁全長に対して約10%程度の合理化効果が得られる可能性が確認出来た。

(2) 限界状態設計法との比較において、コンパクト断面を採用した場合の鋼重低減効果は、検討断面に対して約10%、連続桁全長に対して約5%程度の合理化効果が得られる可能性が確認出来た。

(3) 連続合成桁の検討断面における鋼重低減効果は、単純合成桁での検討結果⁶⁾とほぼ同程度であり、単純桁と連続桁の形式による違いは少ないものと考えられる。

(4) コンパクト断面を採用した場合、塑性中立軸の位置を床版上縁に近づける断面構成(腹板高)が鋼重最小となることが分った。

(5) 鋼重が最小となる腹板高は、限界状態設計法で得られる最適腹板高とほぼ同等であることが分った。

(6) コンクリート強度を向上させる方法は設計曲げ耐力が全塑性モーメント $\times 0.9$ で決定する場合、鋼桁の全塑性軸力の合計値が大きい場合に有効であることが分った。

参考文献

- 1) 土木学会，鋼・合成構造標準示方書，2016.7.
- 2) 土木学会，複合構造標準示方書，2015.5.
- 3) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.4.
- 4) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，丸善，2016.1.
- 5) 高久英彰，藤野 和雄，岸隆，佐々木力，三宅隆文，田中雅人：コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋—圏央道 金谷郷高架橋—，橋梁と基礎，Vol.45, No.12, pp.5-10, 2011.
- 6) 久保武明，谷口望，藤原良憲，林偉偉，依田照彦：鉄道用合成桁を対象とした各種設計手法による試設計検討，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol. 74, No. 2(応用力学論文集 Vol. 21), I_671-I_681, 2018.
- 7) 土木学会，国鉄建造物設計標準 鋼鉄道橋 鋼とコンクリートの合成鉄道橋，1983.5.
- 8) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，2009.7.
- 9) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：構造計画の手引き，2010.3