

鋼・合成構造物の鋼板要素の局部座屈に対する照査法

池田 学* 小林 裕介**

Method for Verifying Local Buckling of Steel Plate Elements of Steel and Composite Structures

Manabu IKEDA Yusuke KOBAYASHI

In the design of steel and composite structures, it is important to accurately evaluate the buckling resistances of steel members. This paper first summarizes the basis and problems of the local buckling ultimate strength curves of steel plates in conventional design standards. In addition, the local buckling ultimate strength curves were revised on the basis of recent findings, and a trial design of composite beams was carried out using the revised local buckling strength evaluation method. The results confirmed that the revised method allows a more economical design for the upper flange of composite girders.

キーワード：鋼・合成構造物，鋼板要素，局部座屈，耐力曲線，最大幅厚比

1. はじめに

鋼構造は、一般に薄い鋼板で構成されるため座屈が生じる可能性があり、設計において座屈に対する配慮が重要となる。鋼構造の座屈には、軸圧縮力や曲げモーメント等を受けた場合、部材全体が折れ曲がるあるいは回転方向に傾く全体座屈と、鋼板が局部的に変形する局部座屈の大きく2つの形態がある。2009年の「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」（以下、2009年「鋼・合成標準」¹⁾）においては、これらの座屈が生じないように部材の諸寸法を設定する、あるいは降伏より小さい応力で座屈する場合は座屈による耐力を用いて照査する方法が定められていた。例えば、局部座屈に対しては、局部座屈に対する耐力曲線（以下、耐力曲線）を基準に、座屈が生じないような最大幅厚比や局部座屈強度の算定法が定められていた。

「道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）」（以下、「道示」²⁾）の2017年の改訂において、鋼板要素の実験データを再整理し、最新の解析データも参考に、片縁支持板および両縁支持板の耐力曲線が見直されている。鉄道構造物と道路橋では鋼板要素の耐力曲線は変わるものではなく、2009年「鋼・合成標準」等の従来の設計標準では「道示」と同じものを用いていた。そこで、2024年改訂の「鋼・合成標準」（以下、2024年「鋼・合成標準」³⁾）に、「道示」で見直しされた耐力曲線を取り入れ、鋼板要素の局部座屈に対する照査法を見直すこととした⁴⁾。

本稿では、従来の鋼板要素の耐力曲線の設定の経緯と課題を整理した上で、「道示」で示された耐力曲線

の適用を検討し、これに基づく合成桁の試設計結果を報告する。なお、本稿では、鋼板要素の局部座屈のうち、軸圧縮力を受ける鋼板の局部座屈を対象とする。

2. 2009年「鋼・合成標準」の鋼板要素の座屈耐力曲線の設定と課題

2.1 鋼板要素の座屈耐力曲線の設定経緯と設計上の取り扱い

鋼板要素とは、鋼部材や合成はりの鋼桁を構成する要素のことで、片縁支持板、両縁支持板、および補剛板の3種類がある。軸圧縮力を受ける鋼板要素の耐力曲線の各算定式を表1に、グラフを図1に示す。図1には、2009年「鋼・合成標準」の耐力曲線を破線で、後述する見直し後の耐力曲線を実線で示している。また、板の座屈実験データもプロットしている。

鋼板に軸圧縮力が作用すると、板厚が大きい場合は降伏強度に達するまで耐力は低下しないが、板厚が小さいと降伏強度に達する前に板が座屈して耐力を失い、板厚が小さいほど早期に座屈が発生するため耐力は小さくなる。詳細は省略するが、完全体の弾性座屈を仮定すると、理論的には、次式の幅厚比パラメータ R （図1の横軸）が1.0を超えると、板の座屈強度 f_{scr} は鋼材の降伏強度 f_{syk} より小さくなる（図1のEuler Curve）。

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \cdot \sqrt{\frac{f_{syk}}{E}} \left(\frac{b}{t}\right) \quad (1)$$

ここで、 ν ：鋼材のポアソン比、 k ：座屈係数、 f_{syk} ：鋼材の降伏強度、 E ：鋼材のヤング係数、 b ：板幅、 t ：板厚である。

しかし実際には鋼板に残留応力や初期変形があるの

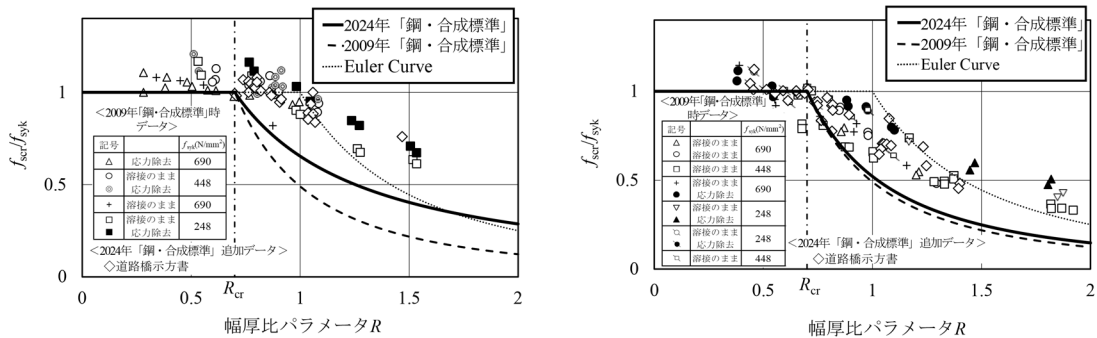
* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

表1 2009年および2024年「鋼・合成標準」の耐荷力曲線の各算定式および最大幅厚比の比較

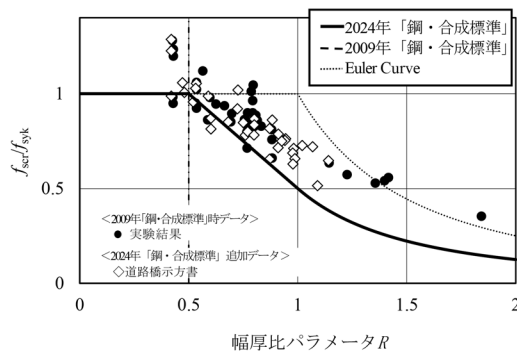
項目	2009年「鋼・合成標準」	2024年「鋼・合成標準」	
片縁支持板	座屈耐荷力曲線	$f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=0.49/R^2$ ($0.7 < R$)	$f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=(0.7/R)^{1.19}$ ($0.7 < R$)
	幅厚比の上限	最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.2倍まで緩和可能	最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.4倍（ただし幅厚比16を上限）まで緩和可能
両縁支持板	座屈耐荷力曲線	$f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=0.49/R^2$ ($0.7 < R$)	$f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.7$) $f_{scr}/f_{syk}=(0.7/R)^{1.83}$ ($0.7 < R$)
	幅厚比の上限	最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.2倍まで緩和可能	最大幅厚比： $R=0.7$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.7$ の幅厚比の1.2倍まで緩和可能
補剛板	座屈耐荷力曲線	$f_{scr}/f_{syk}=1.0$ ($R \leq 0.5$) $f_{scr}/f_{syk}=1.5-R$ ($0.5 < R \leq 1.0$) $f_{scr}/f_{syk}=0.5/R^2$ ($1.0 < R$)	同左（変更なし）
	幅厚比の上限	最大幅厚比： $R=0.5$ となる幅厚比 応力が小さい場合等では、 $R=0.5$ の幅厚比の1.7倍まで緩和可能	

注) f_{scr} ：局部座屈強度， f_{syk} ：鋼材の降伏強度， R ：鋼板要素の幅厚比パラメータ
2024年「鋼・合成標準」における下線は2009年「鋼・合成標準」からの変更箇所を示す。



(a) 片縁支持板（十字型断面の板の座屈実験）

(b) 両縁支持板（口形断面の板の座屈実験）



(c) 補剛板（補剛板の座屈実験）

図1 軸圧縮力を受ける鋼板要素の耐荷力曲線¹⁾の図の一部変更

で、板の座屈強度は、 $R=1.0$ より小さい領域で降伏強度よりも低下する。このことを踏まえ、2009年「鋼・合成標準」では、鋼板要素の耐荷力曲線は実験データ等をもとに図1の破線のように設定されている。耐荷力曲線は、1983年の「建造物設計標準・同解説（鋼鉄道橋）」⁵⁾から2009年「鋼・合成標準」まで同じものが用いられてきた。

2009年「鋼・合成標準」では、図1の破線の鋼板要素の耐荷力曲線をもとに、以下のように幅厚比の制限値や局部座屈の影響を考慮した強度を設定している。
(a) 最大幅厚比

限界幅厚比パラメータ R_{cr} をもとに最大幅厚比（幅厚比 b/t の最大）を設定し、設計では、鋼板の寸法等をこ

の最大幅厚比以下となるように設定することを基本とする。すなわち、基本的に、降伏に至る前に先に局部座屈しない幅厚比に設定する。

(b) 最大幅厚比を緩和した場合の上限値

応力が小さい場合や、合成桁上フランジでコンクリート床版と一体化される場合には、上記の最大幅厚比を緩和することを許容し、片縁支持板および両縁支持板では限界幅厚比パラメータ R_{cr} の1.2倍、補剛板では1.7倍を上限とする。

(c) 最大幅厚比を緩和した場合の強度の低減

最大幅厚比を緩和する場合、耐荷力曲線に応じた強度を用いる。すなわち、この局部座屈強度 f_{scr} は、幅厚比パラメータ R に応じて降伏強度 f_{syk} から低減（低減係数は図1縦軸の f_{scr}/f_{syk} に相当）した強度となる。

2.2 鋼板要素の耐荷力曲線の課題

2009年「鋼・合成標準」の耐荷力曲線について以下の課題があった。

片縁支持板、両縁支持板、補剛板の3つの鋼板要素の耐荷力曲線と実験値の乖離の程度が異なり、安全余裕が異なる。具体的には、片縁支持板は、図1(a)より、耐荷力曲線（破線）が実験値よりかなり下側（安全側）となっており、両縁支持板や補剛板と比べて、実験値との乖離が大きい。

また、合成桁の上フランジでは、片面がコンクリート床版と一体化され座屈が生じにくく、本来は幅厚比の制限をさらに緩和できるはずであるが、通常の鋼板と同様に扱っている。そのため、実設計では、過度な鋼板要素の最大幅厚比の制限で断面が決定される場合がある。

3. 鋼板要素の局部座屈に対する照査法の改訂

3.1 耐荷力曲線の見直し

2017年に改訂された「道示」²⁾では、根拠となる実験データを再整理⁶⁾し、最新の解析データ^{7) 8)}も参考として、3種類の鋼板要素の安全余裕が同等になるように、片縁支持板（「道示」では自由突出板という）と両縁支持板の耐荷力曲線を変更している⁹⁾。その結果、片縁支持板と両縁支持板の耐荷力曲線は、実験値との乖離が小さくなり、実験の下限値からの安全余裕が補剛板と同等となっている。

2024年「鋼・合成標準」でも鋼板要素間での安全余裕の統一化を図るため、片縁支持板と両縁支持板は「道示」の耐荷力曲線と同じものを用いることとした。これらの耐荷力曲線を図1に実線で示している。

3.2 鋼板要素の局部座屈に対する照査法の改訂

3.2.1 片縁支持板、両縁支持板

表1には、改訂後の耐荷力曲線の算定式および最大幅

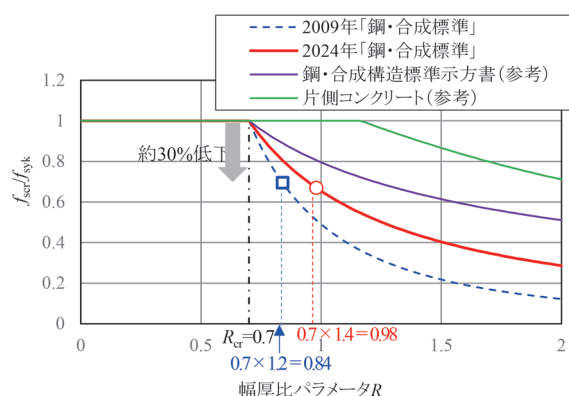
厚比を示している。補剛板は変更していないため、本節では、片縁支持板と両縁支持板を対象とする。

図2に、片縁支持板と両縁支持板について、2009年「鋼・合成標準」における耐荷力曲線（青破線）、2024年「鋼・合成標準」における耐荷力曲線（赤線）を示す。図2の赤線の耐荷力曲線が、「道示」で見直しされた耐荷力曲線である。この耐荷力曲線に基づき、板要素の局部座屈に対する照査に用いる最大幅厚比、幅厚比の上限および強度を以下のように設定した。また、耐荷力曲線の見直し前後の違いについても考察する。

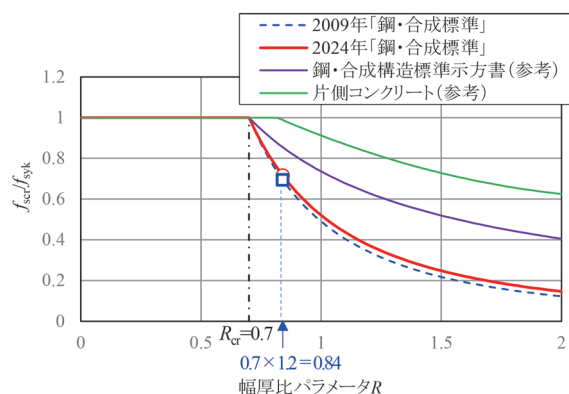
なお、図2には、参考として、鋼・合成構造標準示方書の耐荷力曲線^{10) 11)}、次項で説明する片面にコンクリートがある場合の耐荷力曲線^{12) 13)}も示している。鋼・合成構造標準示方書の耐荷力曲線は、他に提案されている耐荷力曲線の一つとして示したものであり、この算定式は次式の通り^{10) 11)}である。

片縁支持板の場合

$$\begin{aligned} f'_{sbd}/f'_{syk} &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ f'_{sbd}/f'_{syk} &= (0.7/R)^{0.64} & (0.7 < R) \end{aligned} \quad (2)$$



(a) 片縁支持板



(b) 両縁支持板

図2 鋼板要素の耐荷力曲線と片面コンクリートのある鋼板の局部座屈強度の比較

両縁支持板の場合

$$\begin{aligned} f'_{\text{sbdl}}/f'_{\text{syk}} &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ f'_{\text{sbdl}}/f'_{\text{syk}} &= (0.7/R)^{0.86} & (0.7 < R) \end{aligned} \quad (3)$$

(a) 最大幅厚比

耐荷力曲線において 1.0 から低下し始める限界幅厚比パラメータ R_{cr} は改訂前後で 0.7 のまま変わらないため、ここから設定される最大幅厚比は変わらない。

(b) 最大幅厚比を緩和した場合の上限値

片縁支持板 (図 2 (a)) は、2009 年「鋼・合成標準」では、最大幅厚比を緩和した場合には限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.2 倍を上限としていた。このときの強度は、降伏強度より約 30% 低下する。改訂後の耐荷力曲線では、2009 年「鋼・合成標準」と同等の耐力を確保できる幅厚比は、限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.4 倍となる。そのため、これを最大幅厚比を緩和した場合の幅厚比の上限とした。ただし、400N/mm² 級の鋼板では、限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.4 倍の幅厚比は、引張力を受ける場合や施工時の最大幅厚比である幅厚比 16 を超えるため、幅厚比の上限を 16 (表 1) とした。

両縁支持板 (図 2 (b)) は、改訂前後の耐荷力曲線の差は小さいため、同等の耐力を確保できる幅厚比は、2009 年「鋼・合成標準」と同じ 1.2 倍を上限とした。

改訂後は、片縁支持板の幅厚比は、2009 年「鋼・合成標準」より 20% 程度大きくとることが可能となる。幅厚比が限界幅厚比パラメータ R_{cr} の 1.4 倍 (幅厚比パラメータ $R=1.0$ 程度) の場合、図 1 (a) の実験データでは強度の低下は最大でも 20% 程度であり、幅厚比の範囲を拡大しても問題ないと考えられる。

(c) 最大幅厚比を緩和した場合の強度の低減

最大幅厚比を超える場合の強度は、2009 年「鋼・合成標準」と同様に、表 1 に示す耐荷力曲線の算定式を用いて降伏強度から低減して算定する。片縁支持板や両縁支持板は、耐荷力曲線が変更となったため、算定される耐力が改訂前後で変わる。片縁支持板は、改訂後の方が幅厚比に対して降伏強度からの低減が緩やかであるため、耐力が大きくなる。ただし、両縁支持板は、改訂前後で耐荷力曲線の差は小さく、耐力はあまり変わらない。

なお、鋼・合成構造標準示方書の耐荷力曲線を用いると耐力が大きくなるため断面をより縮小でき経済的と考えられるが、2024 年「鋼・合成標準」の耐荷力曲線と比較して安全余裕は大幅に低減するため、この適用性については検討が必要である。

3.2.2 コンクリートと一体化した鋼板要素

合成桁の上フランジのように、片側にコンクリートがある鋼板の局部座屈強度は、片縁支持板および両縁支持板について、以下の算定式が提案されている¹²⁾。

片縁支持板の局部座屈強度は、3 辺固定 1 辺自由の圧

縮板とすると、次式で算定される。

$$\begin{aligned} f'_{\text{scr}}/f'_{\text{syk}} &= 1.0 & (R_f \leq 0.5) \\ f'_{\text{scr}}/f'_{\text{syk}} &= 0.571(R_f - 0.5)^2 - 1.010(R_f - 0.5) + 1.0 & (0.5 < R_f) \end{aligned} \quad (4)$$

ここでの R_f は幅厚比パラメータ R と異なり、これらの関係は以下の式で表される。

$$R = 2.33R_f \quad (5)$$

両縁支持板の局部座屈強度は、周辺固定支持された圧縮板として、次式で算定される。この式は、「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)」¹³⁾ の補剛材がない場合の局部座屈強度の算定式と同じである。

$$\begin{aligned} f'_{\text{scr}}/f'_{\text{syk}} &= 1.0 & (R_f \leq 0.5) \\ f'_{\text{scr}}/f'_{\text{syk}} &= 0.433(R_f - 0.5)^2 - 0.831(R_f - 0.5) + 1.0 & (0.5 < R_f \leq 1.3) \end{aligned} \quad (6)$$

ここでの R_f は幅厚比パラメータ R と異なり、これらの関係は以下の式で表される。

$$R = 1.633R_f \quad (7)$$

図 2 にこれらの耐荷力曲線も参考として示しており、図 2 も参考に、合成桁の上フランジの耐荷力曲線および最大幅厚比を以下のように設定することとした。

(a) 耐荷力曲線

耐荷力曲線は、片側にコンクリートがある効果を考慮して式 (4) または式 (6) とするのが合理的ではあるが、合成桁の上フランジへの適用性が十分確認されておらず、鋼板のみの耐荷力曲線との差異も大きいため、従来と同様に、鋼板のみの耐荷力曲線と同じ曲線を用いることとした。合成前と合成後で、鋼板の耐荷力曲線を変えると設計上煩雑となることも考慮したものである。

(b) 最大幅厚比

施工時の状態である合成前では、鋼桁のみの状態であるため、鋼板のみの耐荷力曲線が基本となるが、従来から施工時の最大幅厚比を定めており、改訂後も踏襲することとした。すなわち、合成前の鋼板の最大幅厚比は、2009 年「鋼・合成標準」と同じ最大幅厚比 (片縁支持板 $b/t=16$ 、両縁支持板 $b/t=60$) となる。

合成後は、片側がコンクリートと一体化された状態となるため、図 2 より、局部座屈によって降伏強度より低下しはじめる幅厚比はかなり大きくなる。合成前の最大幅厚比は、幅厚比パラメータに換算すると、鋼材の降伏

強度で異なるが、片縁支持板は0.85～1.25程度、両縁支持板は1.0～1.5程度であり、片側にコンクリートがある場合の耐荷力曲線では、強度の低下は最大でも30%程度に留まる。2009年「鋼・合成標準」では、鋼板のみと同様に限界幅厚比パラメータ R_{cr} の1.2倍を幅厚比の上限値（図2の□）としたが、幅厚比がこれで制限されるのは不合理である。そこで、合成後の鋼板については、最大幅厚比の制限を定めなかった。

改訂後の鋼板の最大幅厚比は、合成後の制限はないため、合成前の最大幅厚比で制限されることになり、これで鋼板要素として局部座屈に対して必要とされる最小板厚が定まることになる。

4. 耐荷力曲線の見直しによる照査結果への影響分析

鋼板要素の耐荷力曲線および幅厚比の上限の変更により、一般の鋼構造物の鋼板要素は最大幅厚比（限界幅厚比パラメータ R_{cr} における幅厚比）で制限されるため耐荷力曲線等の変更に伴って板厚が変わることはないが、合成桁の上フランジは影響を受けることが予想される。そこで、まず合成桁の上フランジのどの部位で鋼板要素の最大幅厚比の制限により板厚が決定されているかを実橋の照査結果から選定し、改訂後の試設計を行い、改訂前後の板厚の変化を調査した。

4.1 鋼板要素の幅厚比制限が板厚決定ケースとなる箇所の選定

合成桁20橋について、単純桁・連続桁、支間中央部・端部別に、上フランジの板厚の決定要因を分析した。結果の詳細は省略するが、鋼板要素（片縁支持板）の幅厚比の制限から板厚が決定されることが多い箇所は、図3に濃い橙色で示す通り、単純桁および連続桁の桁端部、連続桁の中央径間の中間支点付近であり、連続桁の径間中央部も板厚が決まる場合がある。

これらは、一般に曲げモーメントが小さい箇所（連続桁の場合、径間中央部でも支間割次第で曲げモーメントが小さくなる）であり、上フランジの応力は小さいため部材の破壊の照査等に余裕がある。なお、上フランジの板厚が、ずれ止めが設置される鋼板の最小板厚の構造細目上から決定される場合もある。

4.2 照査法の改訂による試設計結果

4.1節により、合成桁12橋について鋼板要素の幅厚比の制限から板厚が決定される箇所を選定して、改訂後の必要板厚を試算し、改訂前の板厚と比較した。対象箇所の概要を表2に示す。ここでは、合成後の鋼板の幅厚比の制限を定めないことへの変更および耐荷力曲線の見直しによる影響に主に着目する。

試設計結果を図4に示す。図4は、桁の箇所ごとに、桁の支間と上フランジの板厚の関係を示している。図中の矢印は改訂前後の板厚の変化を示し、凡例の（）は板厚の決定要因を示している。図4の凡例の板要素の照査が、幅厚比の制限から板厚が決まっていることを示す。図4より、改訂前後における上フランジの板厚の変化には以下の傾向が認められる。

- ・改訂後の板厚は、全体的に小さくなっている。
- ・改訂後の板厚の決定要因は、合成前の最大幅厚比（図4の板要素の照査）のみでなく、細目（ずれ止め設置の最小板厚）および破壊の照査に変わる場合がある。
- ・改訂後の板厚低減量は、桁端部では10～40%程度、連続桁の中央径間の中間支点付近では数%～20%程度、連続桁の径間中央部では同等～40%程度である。鋼材強度による改訂前後の板厚変化率を図5に示す。400N/mm²級の鋼材では板厚がほとんど低減しないのに対し、520N/mm²級や570N/mm²級では最大で30%程度板厚が低減する。強度が高い方が大きく低減する理由は、2009年「鋼・合成標準」では、合成後の幅厚比の上限は材料強度に依存し、強度が高い方が幅厚比の上限が小さく板厚を大きくする必要があったが、改訂後は、

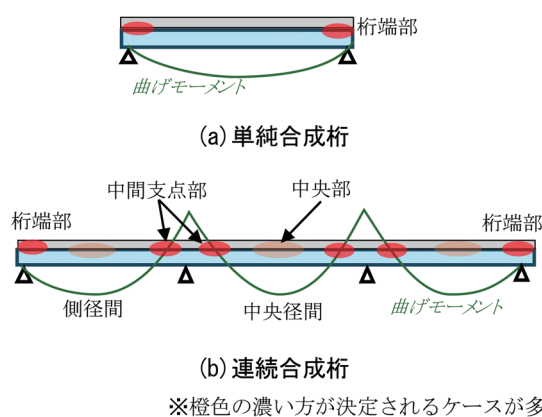
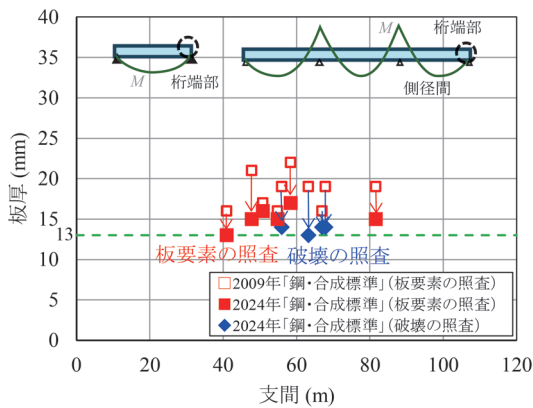


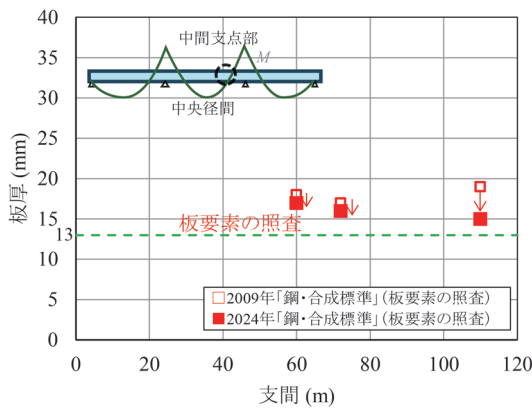
図3 幅厚比の上限から合成桁上フランジ板厚が決定されている箇所

表2 試設計の対象箇所（合成桁の上フランジ（片縁支持板））

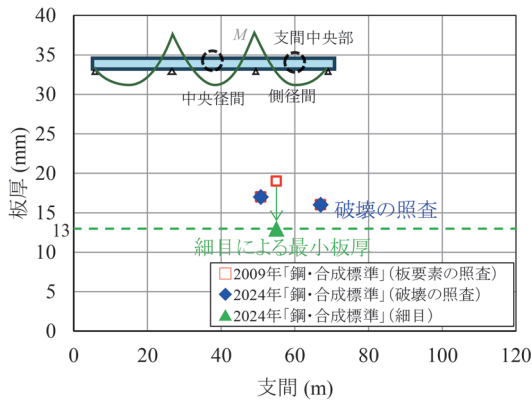
構造形式	橋梁数	支間	箇所	使用鋼材
単純合成桁	4橋	48m～68m	桁端部	520N/mm ² 級鋼, 570 N/mm ² 級鋼
連続合成桁	8橋 (二径間連続～四径間連続)	32m～110m	桁端部, 中間支点付近（中央径間）, 径間中間部	400 N/mm ² 級鋼, 520 N/mm ² 級鋼



(a) 桁端部（単純桁，連続桁）



(b) 中間支点付近（連続桁）



(c) 径間中央部（連続桁）

図4 合成桁上フランジ板厚と決定要因の改訂前後の変化（2009年「鋼・合成標準」はすべて幅厚比上限で決定したケース）

必要な板厚が材料強度に依存しない合成前の最大幅厚比によって定まり，強度によらず一定となるためである。

5. おわりに

「鋼・合成標準」の改訂において，軸圧縮力を受ける片縁支持板と両縁支持板の耐力曲線を見直した。これにより，合成桁の上フランジでは，これまで幅厚比の上

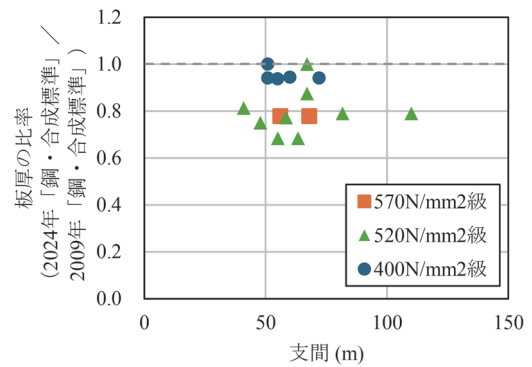


図5 合成桁上フランジ板厚の鋼材強度による改訂前後の変化率

限で板厚が決定された箇所では，板厚を数%～最大40%程度低減されることが確認された。また，板厚の決定要因も，幅厚比の上限のみでなく，合成後の破壊の照査等に一部変更されることも確認された。鋼板要素の耐力曲線の見直しにより，鋼板要素間の不均一な安全余裕が解消され，合成桁の上フランジではより経済的な設計が可能になる。

なお，これらの検討は国土交通省委託による鉄道の技術基準整備のための調査研究の一環として実施されたものである。

謝辞

本稿の内容は，国土交通省からの委託を受けて設立された「鋼・合成構造物の設計に関する委員会」（委員長：奥井義昭埼玉大学教授）で審議していただいた。ここに記して委員・幹事の方々に謝意を表します。

文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，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），丸善出版，2009.7
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編），丸善出版，2017.11
- 3) 国土交通省鉄道局監修，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），丸善出版，2024.3
- 4) 小林裕介：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）の改訂概要，鉄道総研報告，Vol.39，No.2，pp.47-53，2025.2
- 5) 日本国有鉄道：建造物設計標準・同解説（鋼鉄道橋），1983.4
- 6) 土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，第4090号，2008.3

- 7) Komatsu, S. and Kitada, T.: Statistical Study on Compression Flange Plates, the Journal of Structural Engineering, Vol.109, pp.404-417, 1983.2
- 8) 小室雅人, 奥井義昭, 野阪克義, 宮下剛, 野上邦栄, 長井正嗣: 初期たわみと残留応力の統計データを用いた自由突出板の限界強度に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.60A, 2014.3
- 9) 土木研究所: 構造合理化に対応した鋼橋の設計法に関する研究, 重点研究報告集, 2014.3
- 10) 土木学会鋼構造委員会: 2022年制定 鋼・合成構造標準示方書 [設計編], 2022.11
- 11) 福本昉士 (代表者): 鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究, 平成元年度科学研究費補助金 研究成果報告書, 1990.3
- 12) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造シリーズ2 座屈設計ガイドライン, 1987.10
- 13) 国土交通省鉄道局監修, 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), 丸善出版, 2016.1