

(34) 火災による熱履歴を受けた合成桁橋の安全性評価

高橋 佑介¹・今川 雄亮²・大山 理³

¹学生会員 大阪工業大学大学院 工学研究科都市デザイン工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
E-mail : m1m16103@st.oit.ac.jp

²正会員 工博 大阪工業大学特任講師 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
E-mail : yusuke.imagawa@oit.ac.jp

³正会員 工博 大阪工業大学教授 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
E-mail : osamu.oyama@oit.ac.jp

近年、一般橋梁や高架橋が火災による熱影響を受ける事例が数多く報告され、長期間にわたって交通が遮断された場合は、社会的に甚大な影響を与える場合もある。そこで、定性的ではなく定量的な火災による熱履歴を受けた橋梁の評価フローを構築するために、鋼コンクリート合成桁を対象に加熱試験を実施し、熱伝導解析結果との比較・検討を行う。さらに、鎮火後の橋梁の通行可否を判断する一検討として、AASHTOのLoad Ratingの考え方を参考に、火災による熱履歴を受けた鋼コンクリート合成桁橋の耐力評価を行う。その結果、加熱実験より、桁の受熱温度の計測値と解析値はほぼ同じ値となる。耐力評価より、継手部は、桁より低い受熱温度で、活荷重に対して安全性を満足しないとの知見が得られた。

Key Words : fire, composite girder, evaluation of strength, load rating, rating factor

1. 緒言

近年、車輛事故に伴う火災、不審火ならびに放火などを原因とする橋梁火災が、国内外で発生している¹⁾²⁾。例えば、首都高速5号池袋線の2層高架構造において、ガソリン16キリットル、軽油4キリットルを積載したタンクローリー車が急カーブで横転し炎上した(2008年)。この火災は、最も火勢が激しい状態(約90分間)において、約1200°Cにまで達したと推定され、火源直上の主桁(桁高：1200mm)が、最大で600mm変形したことが確認されている³⁾。この火災事故では、大規模な車線規制と橋桁の架け替えが2ヶ月にわたって行われ、その間の交通規制によって、社会に大きな影響を与えた。一方、海外では、アメリカの州間幹線道路I-75線の主径間と側径間が吊り材で接合されたゲルバー構造を有する9-Mile高架橋にて、タンクローリー車の横転・炎上により、吊桁部が落橋した例がある(2009年)⁴⁾。また、アメリカの州間幹線道路I-85線高架橋の落橋事例は記憶に新しいところである(2017年)⁵⁾。

現在、国内外を問わず、火災により橋梁が大きな被害を受ける事例が増えているため、国土交通省 国土技術政策総合研究所にて、消火後、車輛の通行可否を迅速に判断するために、鋼の受熱温度に応じて塗膜の変形状

態が異なることに着目し、外観目視、つまり、定性的に、鋼に深刻な強度低下が生じているか否かを判断するための目安となる指標の作成が行われた⁶⁾。また、火災に関する規準の先駆者である日本建築学会からは、再使用の可能性が高い鉄筋コンクリート造と鉄骨造を中心に、火害診断および標準的な補修・補強方法に関するとりまとめが行われ、2015年2月にその指針が発刊されている⁷⁾。

このように、建物の火害調査・診断および補修・補強に関する指針や被災温度推定用塗膜損傷見本集の作成などは行われている。しかし、トンネルではなく、橋梁を対象とし、タンクローリー車の横転・炎上など1000°Cを超える加熱による桁の力学特性などを把握する研究は、数少ないのが現状である。

そこで、道路や鉄道の管理者が確実な通行可否の判定を示すことができる定量的な火災による熱履歴を受けた橋梁の評価フローを構築するために、鋼コンクリート合成桁を対象に加熱試験を実施した。さらに、その結果を参考に、火災による熱履歴を受けた桁の活荷重に対する耐力評価を行う手法として、既設橋の耐力評価を行う手法である米国橋梁設計規準(AASHTO)のLoad Ratingを用いて、鎮火後の単純H形鋼合成桁橋を対象に、耐力の観点から、通行可否の判定を行った結果について報告する。

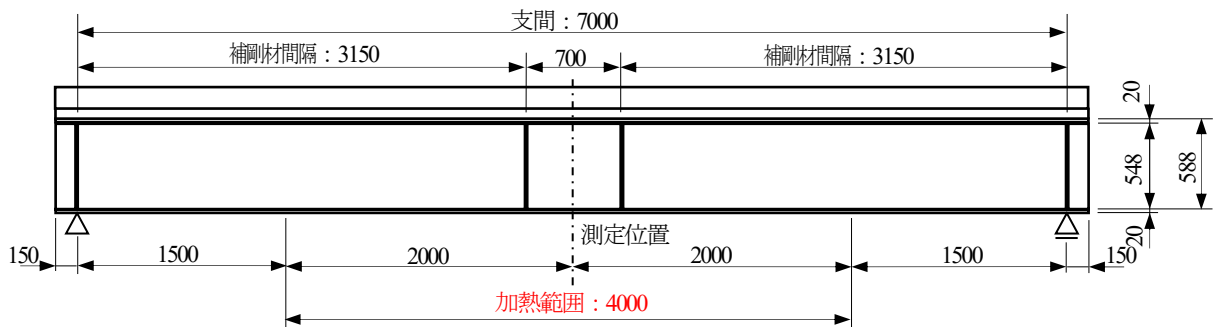


図-1 側面 (単位: mm)

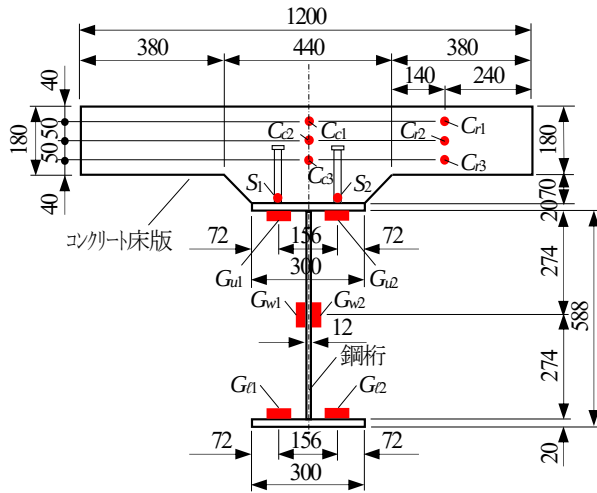


図-2 断面 (単位: mm)



写真-1 供試体の設置状況

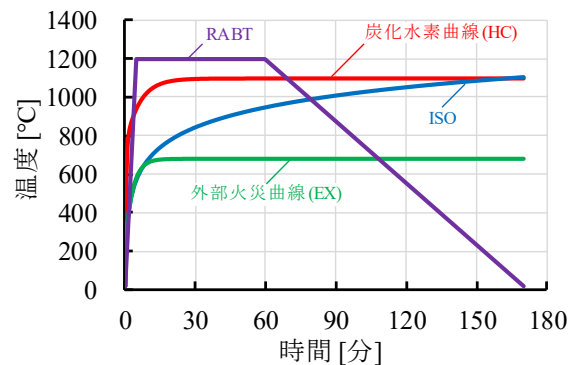


図-3 加熱温度—時間関係

2. 実験供試体の概要

加熱実験に用いた供試体の側面および断面を図-1および図-2に示す。図-2には、各部材の受熱温度を計測するために貼付した熱電対の位置も併せて示している。

供試体の鋼桁はH形鋼(588×300×12×20)で幅1200mm、厚さ180mmのコンクリート床版と頭付きスタッド(φ19、高さ150mm、間隔500mm)で一体化が図られている。

加熱範囲は4.0m (図-1)、温度測定は支間中央で行った。なお、確認用として、支間中央から両側1.0m離れた位置に各部材片側1箇所にも熱電対を貼付している。

3. 火災時における合成桁の受熱温度

(1) 実験概要

加熱実験は、ガスバーナーを熱源としたガス炉を用いて実施した(写真-1)。加熱は、欧州設計規準Eurocodeに規定されている火災曲線に準拠した。Eurocodeにおける加熱温度—時間関係を図-3に示す⁹⁾。さらに、同図には、トンネル火災に限定したドイツにおける規定(RABT曲線)も参考のために示す⁹⁾。Eurocodeの加熱温度—時間関係には、建築物の閉空間における火災を想定したISO曲線、開空間における火災を想定したEX曲線の他に、油

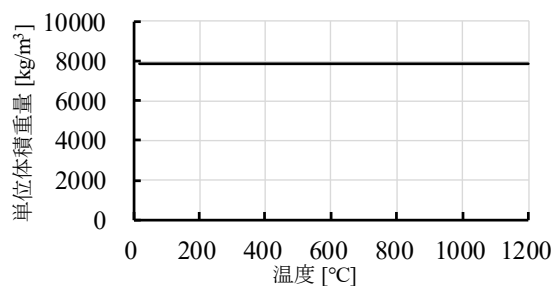
火災を想定したHC曲線がある。本研究は、橋梁直下にてタンクローリーの横転・炎上したことを想定しているため、HC曲線を適用した。HC曲線の任意時刻 t 分における加熱温度 θ_g は、次式より算出される。

$$\theta_g = 1080 \left(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t} \right) + 20 \quad (1)$$

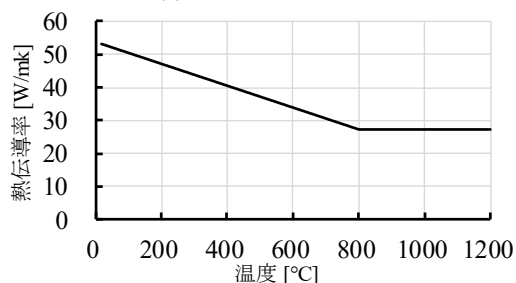
(2) 解析手法

a) 鋼およびコンクリートの熱特性値

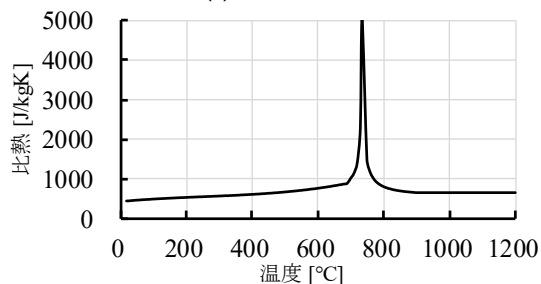
Eurocodeに規定されている鋼およびコンクリートの熱特性値(単位体積重量、比熱ならびに熱伝導率)を、図-4および図-5に示す^{10), 11)}。同図より、各材料の熱特性値は、材料の温度に依存する値であり、材料が温度上昇する間、一定の値にはならない。特に、鋼は、物質の状態が不連続的に変化する変態点付近(727°C)で比熱の値が増大する。一方、コンクリートも、約100°Cで水分の蒸発にエネルギーが消費されることで、しばらく温度上昇しない潜熱現象が見られる。そこで、この現象を熱伝導解析に反映させるため、一般に、各含水率において水分蒸発によるエネルギー消費を比熱に加える方法が用いられている。



(a) 単位体積重量

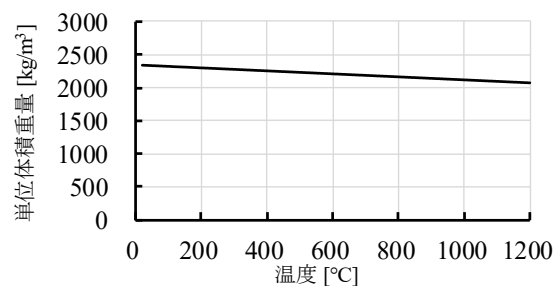


(b) 熱伝導率

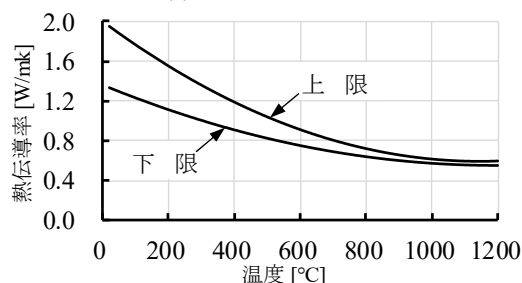


(c) 比熱

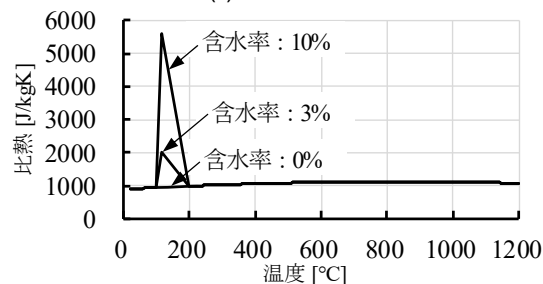
図4 鋼の熱物性値¹⁰⁾



(a) 単位体積重量



(b) 熱伝導率



(c) 比熱

図5 コンクリートの熱物性値¹¹⁾

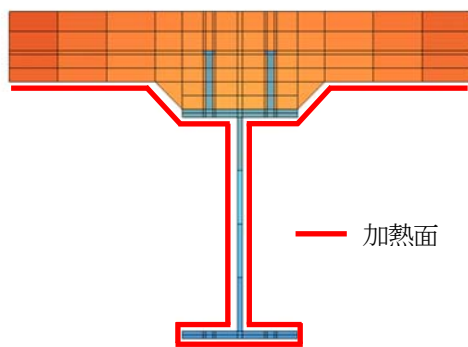


図6 2次元有限要素モデル

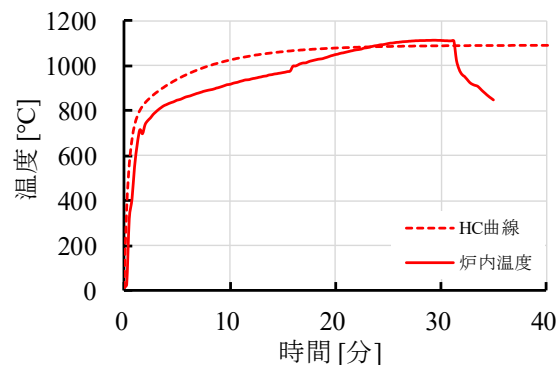


図7 炉内温度の計測結果

b) 解析モデル

本研究では、汎用解析ソフトSOFiSTiKを用いて熱伝導解析を行う。図-6に、熱伝導解析に用いた2次元モデルの要素分割を示す。なお、加熱面は、供試体の設置状態を示した写真-1より、鋼桁およびコンクリート床版下面全体であり、その温度は、後述する加熱実験の際に測定された炉内温度とする。なお、火災による熱伝達係数の値は、Eurocodeに準拠し、 $50 \text{ W/m}^2\text{K}$ とする⁸⁾。一方、加熱面以外、つまり、外気とは、対流および放射(輻射)による熱伝達を考慮し、その係数は、同じくEurocodeに基づき、 $9 \text{ W/m}^2\text{K}$ として熱伝導解析を行う⁸⁾。

(3) 実験結果

a) 炉内温度

供試体の加熱(炉内)温度の計測結果を図-7に示す。なお、加熱時間は約30分である。温度は、炉内8箇所で計測しており、同図に示す値は、8箇所の平均値である。同図より、加熱温度は、HC曲線に対して差異が見られる結果となった。その要因として、加熱による桁の変形に伴い、炉内の密閉を保つことができず、隙間から外気の流入があったことが想定される。しかし、本研究では、図-7に示す加熱温度を用いて、熱伝導解析を実施し、計測値との比較・検討を行うことにする。

表-1 コンクリート床版内部の受熱温度

測定場所	桁直上部			張出部		
	C_{d1}	C_{d2}	C_{d3}	C_{r1}	C_{r2}	C_{r3}
床版上縁からの距離	40mm	90mm	140mm	40mm	90mm	140mm
受熱温度 <加熱開始30分後>	12.4°C (11.2°C)	16.9°C (12.9°C)	32.9°C (26.1°C)	46.5°C (17.2°C)	99.6°C (54.7°C)	284.7°C (270.8°C)

(括弧内の数値は、熱伝導解析結果の値)

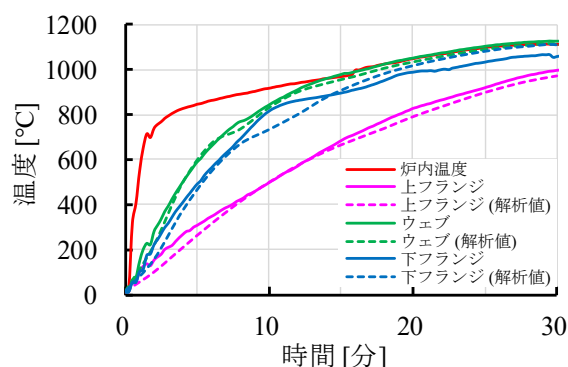
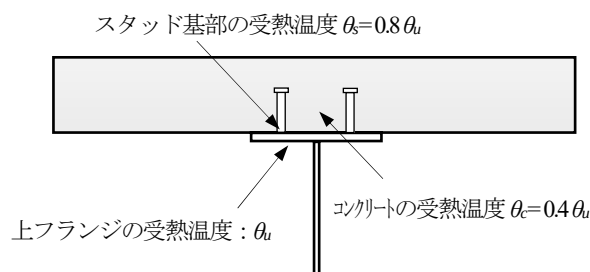


図-8 鋼桁の受熱温度

図-9 Eurocodeにおける上フランジとスタッド基部の受熱温度の定義¹²⁾

b) 鋼桁およびコンクリート床版内の受熱温度

鋼桁の受熱温度(図-2)に示す上、下フランジ、ウェブ2点の平均値)および加熱開始30分後のコンクリート床版内の受熱温度の計測結果を図-8および表-1に示す。なお、支間中央とその位置から両側1.0m離れた位置の計測結果に大きな差異は見られなかった。また、熱伝導解析結果も図-8および表-1に併せて示す。ここで、図-8の実線および破線は、それぞれ、計測値および解析値である。

図-8より、鋼桁の受熱温度は、ウェブ、下フランジ、そして、上フランジの順で上昇することがわかった。下フランジよりウェブの受熱温度が高いのは、板厚の違いが要因として挙げられる。一方、上フランジの受熱温度が、下フランジやウェブより低いのは、上フランジがコンクリートに接し、熱の上昇を妨げたことが考えられる。同図より、計測値と熱伝導解析の値を比較した結果、上、下フランジならびにウェブの受熱温度の解析値は、ほぼ、計測値に推移することがわかった。

一方、表-1より、コンクリートの受熱温度は、桁直上部より張出部の方が、直接、炎に曝されるため、高くなる傾向にあることがわかった。しかし、同表より、計測値と解析値を比較した結果、特に、張出部において値に差異が見られた。その要因として、床版下面のコンクリートに生じた亀甲状のひび割れから熱が流入したことが想定されるが、さらに検討を行う必要がある。

c) スタッド基部の受熱温度

Eurocodeでは、火災時におけるスタッド基部および基部周辺のコンクリートの受熱温度は、図-9に示すとおり、上フランジの受熱温度の80%および40%と規定している¹²⁾。そこで、ここでは、供試体の上フランジおよびスタッド

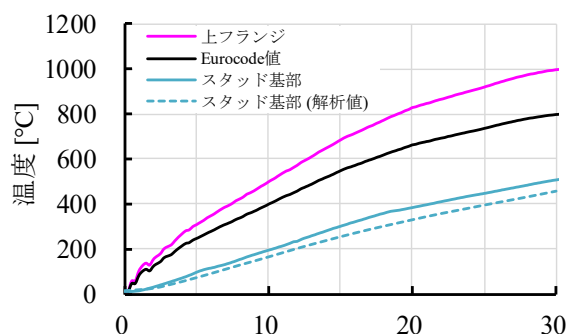


図-10 上フランジおよびスタッド基部の受熱温度

基部の受熱温度の計測結果を図-10に示す。また、上フランジの受熱温度の80%に相当する値と解析値も併せて示す。

図-10より、スタッド基部の受熱温度は、加熱30分後において504°Cであり、その温度は上フランジの受熱温度に0.8を乗じた値より小さくなっている。その要因は、Eurocodeの規定と違い、ハンチ分のコンクリートにより、スタッド基部の温度上昇が妨げられたと考えられる。

4. 火災による熱履歴を受けた合成桁橋の耐力評価

米国橋梁設計規準であるAASHTOのLoad Ratingでは、橋梁の現時点における状態に基づいて活荷重に対する耐力を評価を行っている。Load Ratingの結果は、参照とする設計活荷重に対し、その何倍、耐力を有しているかを表すRating Factor(RF値)で表される¹³⁾。

$$RF = \frac{C - DL}{LL} \quad (2)$$

ここで、

C : 部材耐力 DL : 死荷重効果 LL : 活荷重効果

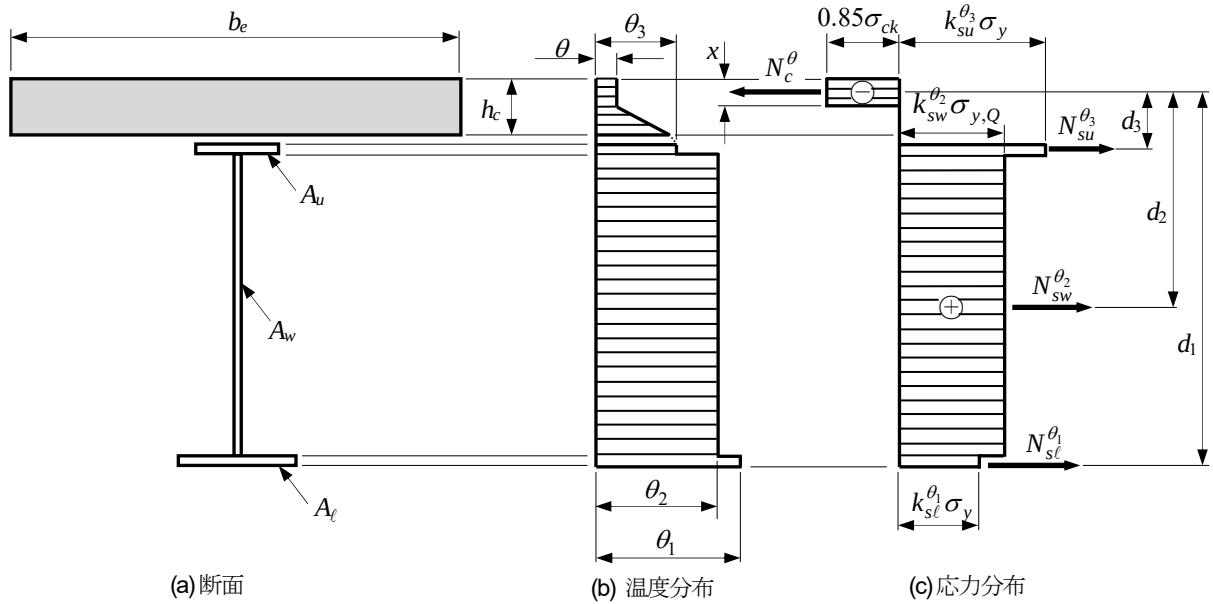


図-11 高温時における合成桁の温度と応力分布

つまり、式(2)のRF値が1.0以上であれば、基準としている活荷重に対して安全であると言える。一方、RF値が1.0より小さい場合、基準とした活荷重に対して安全とは言えず、橋の補強、閉鎖もしくは荷重制限を実施する必要があるとしている。

そこで、支間20mの単純H形鋼合成桁橋(3主桁)の支間中央付近の桁下で火災が発生したと想定し、鎮火後、主桁、火源から近い下フランジにおける継手部の耐力ならびに頭付きスタッド基部の受熱温度から、通行可否の判定を行う。なお、今回は、過去に火災被害を受けたH形鋼を有する橋梁の事例を参考に、火災の熱による桁の変形や局部座屈は見られていないと仮定している¹⁴⁾。

(1) 熱履歴を受けた合成桁橋の終局曲げ耐力の算定

正の曲げモーメントを受け、鋼圧縮フランジに適切なずれ止めをもってコンクリート床版がつく合成桁は、全塑性状態まで達することができる。そこで、ここでは、鎮火後においても、鋼とコンクリートは一体化が図られているとの仮定の下、全塑性状態における合成桁(図-11(a)参照)のせん断力の影響をも考慮した曲げ耐力算出式の誘導を行う。ここで、加熱による鋼桁およびコンクリートの受熱温度は、図-11(b)に示すとおり仮定する。また、せん断力は、鋼ウェブのみで負担することにする。

まず、受熱温度における鋼桁各部材(上フランジ、ウェブならびに下フランジ)の軸方向引張力は、以下のとおり求められる。

$$N_{sl}^{\theta_1} = k_{sl}^{\theta_1} \cdot \sigma_y \cdot A_t \quad (3)$$

$$N_{sw}^{\theta_2} = k_{sw}^{\theta_2} \cdot \sigma_{y,Q} \cdot A_w \quad (4)$$

$$N_{su}^{\theta_3} = k_{su}^{\theta_3} \cdot \sigma_y \cdot A_u \quad (5)$$

ここで、

$N_{sl}^{\theta_1}$: θ_1 °Cの熱履歴を受けた下フランジの軸方向引張力

$N_{sw}^{\theta_2}$: θ_2 °Cの熱履歴を受けたウェブの軸方向引張力

$N_{su}^{\theta_3}$: θ_3 °Cの熱履歴を受けた上フランジの軸方向引張力

$k_{sl}^{\theta_1}$: θ_1 °Cの熱履歴を受けた鋼の降伏強度の低減係数

$k_{sw}^{\theta_2}$: θ_2 °Cの熱履歴を受けた鋼の降伏強度の低減係数

$k_{su}^{\theta_3}$: θ_3 °Cの熱履歴を受けた鋼の降伏強度の低減係数

A_u : 上フランジの断面積

A_w : ウェブの断面積

A_t : 下フランジの断面積

Q : 作用せん断力

σ_y : 鋼の降伏強度

$Q_{pl}^{\theta_2}$: θ_2 °Cにおけるせん断耐力

$$\sigma_{y,Q} = \sigma_y \sqrt{1 - \left(\frac{Q}{Q_{pl}^{\theta_2}} \right)^2} \quad (6)$$

$$Q_{pl}^{\theta_2} = k_{sw}^{\theta_2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w \quad (7)$$

加熱に伴い鋼の降伏強度の値は、徐々に低減、つまり、鋼の軸方向引張力の値は低下する。一方、加熱に伴うコンクリートの温度上昇は、鋼に比べて遅いため、コンクリートに作用する軸方向圧縮力とのつり合いより、塑性中立軸位置は、図-11(c)に示すとおり、コンクリート床版内に存在することが多くなる。

そこで、コンクリートの引張域は無視し、コンクリート床版上縁から塑性中立軸位置までの距離を x とすると、その値は、次式より算出される。

$$x = \frac{N_{sl}^{\theta_1} + N_{sw}^{\theta_2} + N_{su}^{\theta_3}}{0.85 \sigma_{ck} b_e} \quad (8)$$

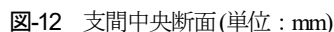


表-2 支間中央における主桁の断面力

曲げモーメント	合成前死荷重	921 kNm	990 kNm
	合成後死荷重	69 kNm	
	活荷重	1768 kNm	
せん断力	合成前死荷重	0 kN	0 kN
	合成後死荷重	0 kN	
	活荷重	125 kN	

表-3 継手部の作用軸力

死荷重	809 kN
活荷重	992 kN

ここで、

 σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 b_e : コンクリート床版の有効幅

以上より、桁の正曲げ耐力 M_{pc}^{θ} は、式(9)より算出することができる(記号 d_1 、 d_2 ならびに d_3 は、図-11(c)参照).

$$M_{pl}^{\theta} = N_{sl}^{\theta_1} \cdot d_1 + N_{sw}^{\theta_2} \cdot d_2 + N_{su}^{\theta_3} \cdot d_3 \quad (9)$$

(2) 対象橋梁の概要

まず、支間中央における桁の断面を図-12に示す。ここで、鋼の材質はSM490Y、コンクリートの設計基準強度は30.0 N/mm²である。また、継手部の詳細は、図-13に示すとおりであり、高力ボルトは、F10T(M22)である。

つぎに、支間中央の主桁および継手部に作用する断面力の値を、それぞれ、表-2および表-3に示す。なお、継手部は、支点から6.370mのところに位置している。

(3) 熱履歴を受けた鋼，摩擦接合用高力ボルトならびにコンクリートの力学特性

熱履歴を受けた鋼の力学特性変化に関する先行研究¹⁵⁾は最高温度が900℃まで行われているが、近年の橋梁火災は1000℃以上に達する事例が報告されていたため、先行研究以上の温度(最高：1100℃)と強度の関係について、著者らは各種鋼材を対象とした一連の実験を実施した¹⁶⁾。上述の実験より得られたSM490Y材の降伏強度の低減係数を図-14に示す。併せて、摩擦接合用高力ボルト(F10T

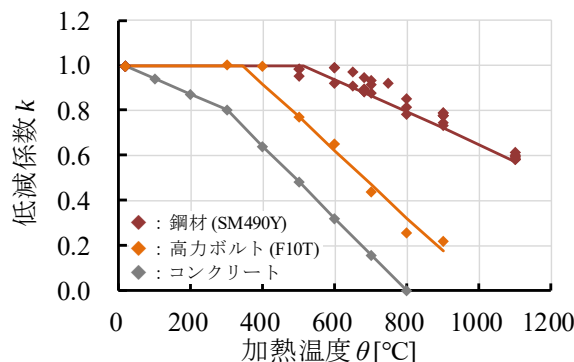


図-14 熱履歴を受けた各材料の力学特性¹⁵⁻¹⁸⁾

およびコンクリートの強度の低減係数を同図に示す^{17), 18)}.

同図より、加熱温度の上昇とともに各材料の強度は低下し、SM490Y材は1100℃で約40%、摩擦接合用高力ボルトは900℃で約80%、コンクリートは700℃で約80%低下していることがわかる。

本解析において、SM490Y材の低減係数は、文献16)に示されている推定式(下限値)、摩擦接合用高力ボルトの低減係数は、文献17)の値を用い、SM490Y材と同様の形式(温度を変数とした一次式)で推定式を作成し解析に用いる。なお、コンクリートは図-14に示す低減係数を用いる。SM490Y材および高力ボルトの低減係数の推定式を式(10)および式(11)に示す。

$$\text{SM490Y材: } \begin{cases} k = 1.0 & (\theta \leq 550^\circ\text{C}) \\ k = -7.29 \times 10^{-4} \theta + 1.38 & (550 \leq \theta \leq 1100^\circ\text{C}) \end{cases} \quad (10)$$

$$\text{高力ボルト: } \begin{cases} k = 1.0 & (\theta \leq 345^\circ\text{C}) \\ k = -1.49 \times 10^{-3} \theta + 1.51 & (345 \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}) \end{cases} \quad (11)$$

(4) 受熱温度の推定

前述した合成桁の加熱実験における計測値と熱伝導解析結果は、概ね一致することを確認することができた。したがって、図-12に示す断面を3.(2)と同様のモデル化を図り、熱伝導解析を行う。鋼およびコンクリートの熱特性値は、図-4および図-5に示す値を用い、コンクリートの含水率は3%と仮定し、熱伝導率は、図-5(b)に示す上限値と下限値の平均値とした。加熱温度－時間関係は、図-3に示すHC曲線およびEX曲線に加えて、EX線およびHC曲線と同様の温度上昇で、最高温度をそれぞれ仮に500℃、900℃とした4種類を用いた。

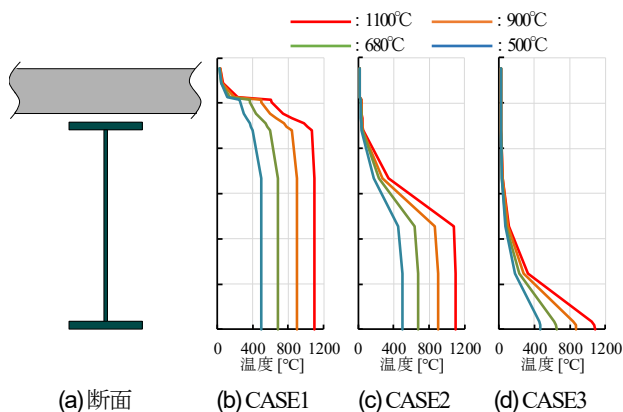


図-15 合成桁断面内の温度分布

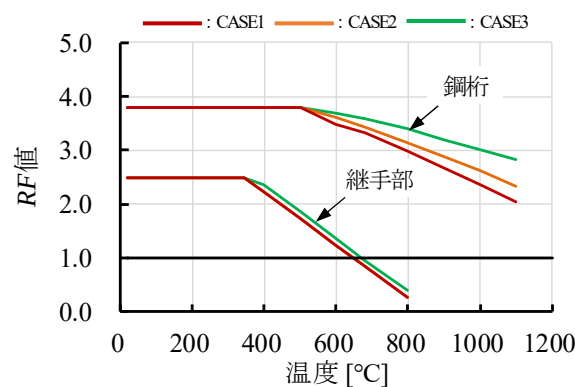


図-16 受熱温度とRF値の関係

火災は、桁下直下で起きたと想定し、火災領域は、大規模被害(CASE1)として、鋼桁全面およびコンクリート床版下縁、中規模被害(CASE2)として、下フランジおよびウェブの下半分、小規模被害(CASE3)として、下フランジのみが火災に曝された場合について検討を行う。図-15に加熱開始60分後の合成桁断面内の温度分布を示す。

同図より、CASE1では、鋼桁は最高温度に達しているのに対して、コンクリート床版は火災を受ける下面を除くと、温度の上昇はほとんど見られない。一方、CASE2およびCASE3では火災領域から離れるにつれて温度は上昇しない結果となった。以上より、鋼桁は熱影響を受け易く、コンクリート床版は火災を受ける下面を除くと大半は温度上昇が見られない。したがって、文献19)を参考に、桁の耐力を算出する際、コンクリート床版の熱影響範囲を床版下縁から50mmとする。ただし、塑性中立軸位置を算出し、コンクリートが引張域に存在する箇所は、耐力を算出する際、無視することになる。

(5) 通行可否の判定

熱伝導解析より得られた各部材の受熱温度(図-15)を用いて、主桁と継手部それぞれの耐力を算出し、表-2および表-3に示す断面力の値に基づきRF値を求める。なお、継手部の耐力を算出する際、受熱温度は、下フランジの値を用いている。図-16に、下フランジの受熱温度と主桁および継手部のRF値との関係を示す。

同図より、主桁は、CASE1、CASE2ならびにCASE3すべてにおいて火災時に1100°Cの熱を受けても、活荷重に対してRF値が1.0以上である。一方、継手部は、約400°C以上の熱に曝されると、RF値が低下を始め、約650°Cで、活荷重に対して安全性を満足しない結果となった。

以上より、熱履歴を受けた合成桁橋の通行可否の判定は、火災の熱による桁の変形や局部座屈は見られないという条件下で、主桁よりも継手部において、受熱温度が650°C以上と推定された場合、活荷重に対する安全性を満足しないため、高力ボルトの交換を施す必要がある。

なお、合成桁橋の場合、鎮火し通行止めを解除した後、活荷重による繰り返し荷重の影響を受けるため、頭付きスタッドの疲労耐久性の照査を行う必要がある。既往の研究より、疲労強度は、加熱温度の上昇とともに低下し、頭付きスタッド基部の受熱温度が500°C以上の場合、その強度が、Eurocodeにおける設計疲労曲線を下回るという結果が得られている²⁰⁾。頭付きスタッドは火源から離れ、かつ、コンクリート内部に位置するため、基部の受熱温度は低いことが予想されるが、通行可否を判定する際、留意する必要がある。

本解析条件では、大規模被害のCASE1においてのみ、合成桁断面が680°C以上の熱影響を受けると、頭付きスタッド基部の受熱温度が500°Cを超えるという結果が得られた。したがって、将来的に、疲労耐久性を満足しないため、頭付きスタッドの溶植を施す対策が必要となる。

6. 結言

本研究は、近年、橋梁が火災による熱の影響を受ける事例が多いため、鋼コンクリート合成桁を対象に加熱実験を実施し、鋼桁およびコンクリート床版内部の受熱温度の計測を実施した。また、鎮火後の橋梁の通行可否を判断する一検討として、AASHTOのLoad Ratingを参考に、火災による熱履歴を受けた合成桁橋の耐力評価を行った。

本研究から得られた知見は、以下のとおりである。

・加熱実験

- (1) 本研究の加熱試験における桁の受熱温度は、ウェブ、下フランジ、そして、上フランジの順で上昇することがわかった。ここで、下フランジよりウェブの受熱温度が高いのは、板厚の違い、上フランジの受熱温度が、下フランジやウェブより低いのは、上フランジがコンクリートに接し、熱の上昇を妨げたことが、それぞれ、起因していると考えられる。

- (2) 桁の受熱温度の計測値と熱伝導解析値を比較した結果、ほぼ一致することがわかった。しかし、コンクリート床版内の受熱温度、特に、張出部はコンクリート床版下面に発生した亀甲状のひび割れからの熱流入も想定し、さらに、検討を加える必要がある。

・耐力評価

- (3) 主桁は、火災時に1100℃の熱を受けても活荷重に対して安全であるが、継手部は、約650℃の熱に曝されていると活荷重に対して安全性を満足しないため、高力ボルトの交換を施す必要があると考えられる。
- (4) 頭付きスタッド基部は、大規模被害のCASE1においてのみ、合成桁断面が最高680℃以上の熱履歴を受けると、疲労耐久性を満足しないため、頭付きスタッドの溶植を施す対策が必要となる。

今後の検討課題として、鎮火後の合成桁橋の通行可否を判定するにあたり、火災の熱により桁が変形したことを考慮した耐荷力解析や、単純のみならず連続合成桁橋を対象に検討を重ね、鎮火後の合成桁の耐力評価の妥当性を数値的に検証できる手法を構築する予定である。

参考文献

- 1) 大山 理, 今川雄亮, 栗田章光: 火災による橋梁の損傷事例, 橋梁と基礎 Vol.42, No.10, pp. 35-39, 2008.10.
- 2) 桑野忠生, 増井 隆, 鈴木寛久, 依田勝雄: タンクローリー火災事故により損傷を受けた橋梁の復旧, 橋梁と基礎 Vol.43, No.4, pp. 13-18, 2009.4.
- 3) 是松晃男, 池田武志, 山口栄輝, 牧角龍憲, 亀尾順一郎, 林 裕也: 火災を受けた鋼鉄桁橋の損傷調査と強度評価, 橋梁と基礎 Vol.45, No.10, pp. 50-55, 2011.10.
- 4) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. RUTNER, 大山 理, 栗田章光: アメリカ・9マイル跨道橋の火災による落橋要因の一解析, 橋梁と基礎, Vol.48, No.6, pp.26-30, 2014.6.
- 5) CNN: I-85 fire Section of Atlanta highway collapses, 2017.3.
- 6) 玉越隆史, 大久保雅憲, 石尾真理, 横井芳輝: 鋼道路橋の受熱温度推定に関する調査, 国土技術政策総合研究所資料 No.710, 2012.12.
- 7) 日本建築学会: 建物の火害診断および補修・補強方法指針・同解説, 2015.3.
- 8) CEN: Eurocode 1-Actions on structures-Part 1-2: General actions-Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, 2002.
- 9) ZTV-TUNNEL Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Strassentunneln Teil 1 Geschlossene Bauweise, Bundesministerium für Verkehr, 1995.
- 10) CEN: Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2: General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.
- 11) CEN: Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-2: General rules-Structural fire design, prEN 1992-1-2, 2002.
- 12) CEN: Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures-Part 1-2: General rules-Structural fire design, prEN 1994-1-2, 2003.
- 13) 奥井義昭: 鋼構造物のリダンダンシー検討小委員会活動概要と海外の動向, 第 17 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.15-20, 土木学会, 2014.8.
- 14) 高橋由美子, 羽田野英明, 石原靖弘, 大山 理, 長坂 悟: (1-009)火災を受けた橋梁の安全性評価, 土木学会 第 59 回年次学術講演会, pp.17-18, 2004.9.
- 15) 日本鋼構造協会 技術委員会 安全性分科会 耐火小委員会 高温強度班: 構造用鋼材の高温時ならびに加熱後の機械的性質, JSSC Vol.4 No.33, 1968.
- 16) 高橋佑介, 大山 理: 鋼材の加熱自然冷却後の常温時強度推定式の提案, 平成29年度 土木学会関西支部年次学術講演会, I-14, 2017.5.
- 17) 古平章夫, 藤中英生, 高田 司: 高力ボルトの高温時および加熱冷却後の強度, 日本建築学会大会学術講演梗要集(東北), pp.117-118, 2000.9.
- 18) 日本建築学会: 構造材料の耐火性ガイドブック, 2009.3.
- 19) 今川雄亮, 竹原和夫, 柳楽英俊, 大山 理, 栗田章光: 鋼・コンクリート単純合成桁橋の耐火性能評価に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1107-1116, 2007.3.
- 20) Yusuke Imagawa, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita: Mechanical Properties of Shear Stud during and after fire, Structural Engineering International, Vol.22, No.4, pp.487-492, 2012.11.

Evaluation of Safety for Steel-Concrete Composite Girder Bridges Subjected to Thermal History due to Fire

Yusuke TAKAHASHI, Yusuke IMAGAWA and Osamu OHYAMA

Recently, the fire attack for bridges due to turning over accident of a tank lorry vehicle, incendiary fire and so on trends to increase in Japan and also in foreign countries. In order to clarify the distribution of the temperature, the authors carried out the fire test by using the Hydrocarbon curve ruled in Eurocode. Furthermore, in order to determine the passing propriety of the composite girder bridges after extinguish a fire attack, we estimated the load carrying capacity by referring the load rating based on AASHTO. This paper deals with the experimental and analytical results in composite girder during and after fire.