

(27) 合成桁橋の火災時における耐荷力に関する 一検討

柳澤 則文¹・今川 雄亮²・大山 理³・Marcus P. Rutner⁴・栗田 章光⁵

¹正会員 川田建設(株)本社 技術企画部 (〒114-8505 東京都北区滝野川6-3-1)
E-mail:norifumi_yanagisawa@kawadaken.co.jp

²正会員 工博 (株)フジエンジニアリング 調査設計部 (〒532-0002 大阪市淀川区東三国5-5-28)
E-mail:yusuke_imagawa@fujengi.co.jp

³正会員 工博 大阪工業大学准教授 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:ohyama@civil.oit.ac.jp

⁴Dr.-Ing. スティブンス工科大学准教授 土木・環境・海洋工学科 (Hoboken, NJ 07030-5991 USA)
E-mail:mrutner@stevens.edu

⁵正会員 工博 大阪工業大学特任教授 八幡工学実験場 (〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷4)
E-mail:kurita@civil.oit.ac.jp

近年、タンクローリー車などの車両事故による炎上、あるいは不審火や放火などにより、一般橋梁や高架橋が火災を受ける事例が国内外を問わず数多く報告されている。

そこで、合成桁橋の高温下における耐荷力を把握するため、アメリカで火災により落橋した跨道橋をモデルケースとし、4つの破壊形態を想定して落橋温度の算定を行った。特に、曲げ破壊による落橋温度については、その温度を適切に評価するため、曲げとせん断力との相関式を誘導し、せん断力の影響も考慮したより正確な耐荷力を算定した。

本文では、熱伝導解析より算定した温度を基に、落橋要因の推定や落橋に至るまでの時間について検討を行い、その結果を報告するものである。

Key Words : composite girder, fire ,load carrying capacity, heat transfer analysis

1. はじめに

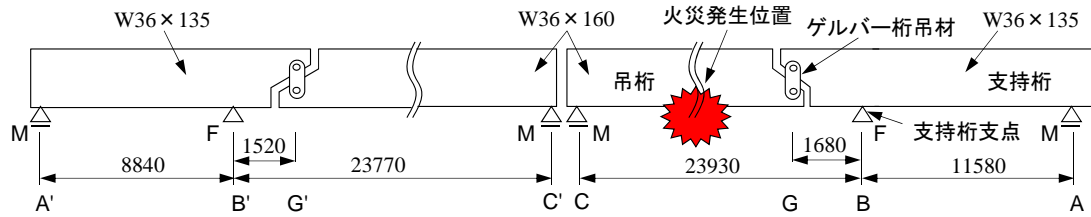
わが国では、2008年8月上旬に、首都高速5号池袋線で、タンクローリー車の横転・炎上により、大きな被害を受け、大規模な車線規制と橋桁の取替えが約2ヶ月にわたり行われ、経済的な損失は多大なものであった¹⁾。

一方、アメリカでは、2009年7月にミシガン州デトロイト近郊に位置する9マイル跨道橋(ゲルバー橋)直下で、同じくタンクローリー車の横転・炎上(写真-1)により、橋梁下で炎が広がり跨道橋の1スパン部分が落橋し、架替えに5ヶ月の期間を要している²⁾³⁾。このようにタンクローリー車の車両事故による炎上、あるいは不審火や放火などにより、一般橋梁や高架橋が火災を受ける事例は国内外を問わず数多く報告されている⁴⁾。

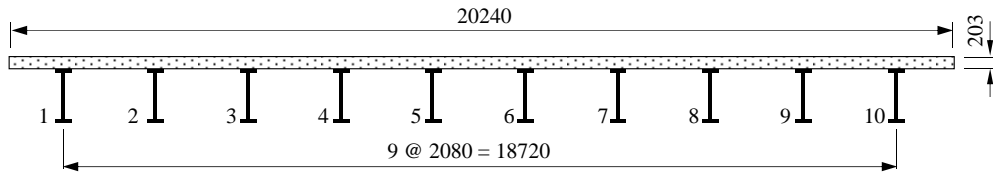
そこで、著者らは、この落橋した跨道橋をモデルケースとし、合成桁橋の火災時における耐荷力に関する検討を行った。



写真-1 9マイル跨道橋直下での橋梁火災



(a) 断面図



(b) 断面図

図-1 一般図 (寸法単位: mm)

橋梁（鋼橋）下での火災事故を想定した場合、鋼桁が直接炎に曝されることから、火災を受けた構造部材は温度上昇に伴う強度低下により耐力が低下する。Eurocode⁹では、火災時における構造物の安全性を確保するため、以下に示す温度、耐荷力ならびに時間といった3つの視点で照査法を規定している。

- ①部材の最高温度 < 限界（許容）温度
- ②高温下における部材（構造物）の耐力 > 作用力
- ③部材の最高温度到達時間 < 設計耐火時間

ここでは、②の終局耐荷力の観点から、以下に示す4つの破壊形態を想定し、部材の受熱温度により低下した耐力と死荷重により発生する断面力とを比較することで、本橋の落橋要因の推定を実施した。

- ①ゲルバー桁吊材の引張破壊
- ②支持桁支点上のせん断破壊
- ③吊桁の正曲げ破壊
- ④支持桁支点上の負曲げ破壊

本文では、その結果について報告する。

2. 対象橋梁の概要⁹⁾

本跨道橋の一般図を図-1に示す。本橋はゲルバー構造であり、そのヒンジ部の構造は日本のものとは異なり、アイバーによる吊構造となっている。総幅員は20.24m、10本の鋼桁は2.08m間隔で配置されている。鋼桁は厚さ203mmのコンクリート床版とスタッドにより合成されている。

鋼桁には、ASTM-A36のW36×135とW36×160がそれぞれ支持桁部と吊桁部に使用されている。本解析に用いた鋼桁（W36-135、W36-160）、吊材（Link bar）、鉄筋（#6 Rebar）およびRC床版の断面寸法と力学特性を表-1

表-1 各材料の寸法と力学特性

鋼桁	
支持桁部 W36-135	吊桁部 W36-160
フランジ幅 : 303.4mm	フランジ幅 : 304.8mm
フランジ厚 : 20.2mm	フランジ厚 : 25.9mm
ウェブ厚 : 15.2mm	ウェブ厚 : 16.6mm
桁高 : 903.0mm	桁高 : 914.4mm
降伏強度 : 248N/mm ²	降伏強度 : 248N/mm ²
吊材 Link bar	鉄筋 # 6 Rebar (≒ D19)
板幅 : 190.5mm	断面積 : 285.2mm ² /本
板厚 : 19.1mm	降伏強度 : 300N/mm ²
降伏強度 : 248N/mm ²	
※ 桁1本あたり2枚使用	
床版	
正曲げ部 (GC間)	負曲げ部 (支点B上)
床版厚 : 203mm	床版厚 : 203mm
有効幅 : 2080mm	有効幅 : 912mm
圧縮強度 : 30N/mm ²	圧縮強度 : 30N/mm ²

表-2 死荷重により発生する断面力

項目	死荷重により発生する断面力
① ゲルバー桁吊材の引張力	183 kN
② 支持桁支点上のせん断力	210 kN
③ 吊桁の正曲げモーメント	1017 kN・m
④ 支持桁支点上の負曲げモーメント	330 kN・m

に示す。また、図-1 および表-1 より、本橋の落橋要因の推定に用いる死荷重により発生する断面力の値を表-2に示す。なお、桁直下火災時、車両の通行はないと想定、つまり、活荷重により発生する断面力は考慮しないことにする。

3. 鋼およびコンクリートの力学特性

(1) 鋼の高温時特性

高温下の鋼の降伏強度の低減係数は、図-2 に示すようなEurocode⁷⁾での規定値を用いる。なお、図-2 における破線は、式(1) に示すFranssen⁸⁾の提案した鋼の降伏強度の低減係数算定式による値である。同図より、この提案式は、Eurocodeにおける降伏強度の低減係数を高い精度で評価している。

$$k_{y,\theta} = \left\{ 0.9674 \left(e^{\frac{\theta-482}{39.19}} + 1 \right) \right\}^{-\frac{1}{3.833}} \quad (1)$$

ここに、 $k_{y,\theta}$: 温度 θ °C下での降伏強度の低減係数
 θ : 鋼の受熱温度 (°C)

(2) コンクリートの高温時特性

普通コンクリートの高温下における圧縮強度の低減係数は、鋼と同様、図-3 に示すようなEurocode⁹⁾での規定値を用いる。

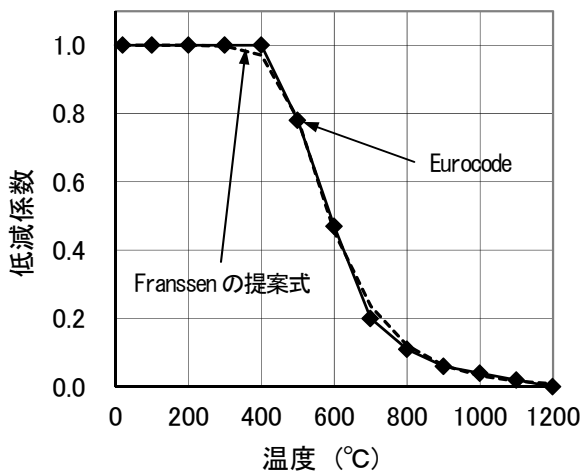


図-2 鋼の降伏強度の低減係数^{7,8)}

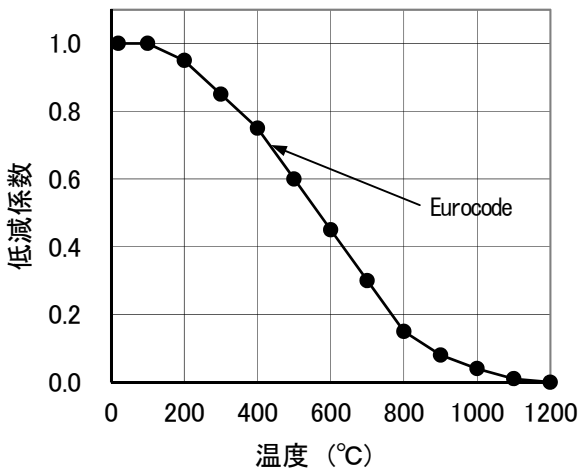


図-3 コンクリートの圧縮強度の低減係数⁹⁾

4. 合成桁の受熱温度算定

高温下における合成桁の耐荷力を算出するにあたり、汎用解析ソフト「SOFISTiK」を用いて熱伝導解析を行って受熱温度を把握し、事前に条件設定を行った。図-4 にその解析モデルと炎に曝された範囲を示す。なお、与える火災温度は、本跨道橋の直下でタンクローリー車が横転・炎上した事故であることから、Eurocode⁵⁾で規定されている油火災を想定した火災温度-時間関係である最高温度が1100°Cの炭化水素曲線 (HC) を用いることとし、桁下は一樣に炎に曝されたものと仮定した。解析で使用した鋼およびコンクリートの熱物性値については表-3 に示すとおりである。

吊桁 (吊材含む) の熱伝導解析の結果を図-5 に示すが、算定した吊桁の受熱温度は、ウェブが上縁、中央ならびに下縁の平均値、上フランジと下フランジが上縁、下縁の平均値で示し、吊材の受熱温度は、上縁、中央ならびに下縁の平均値で示す。同図より、鋼桁の受熱温度は、下フランジやウェブに比べて上フランジは低く、下

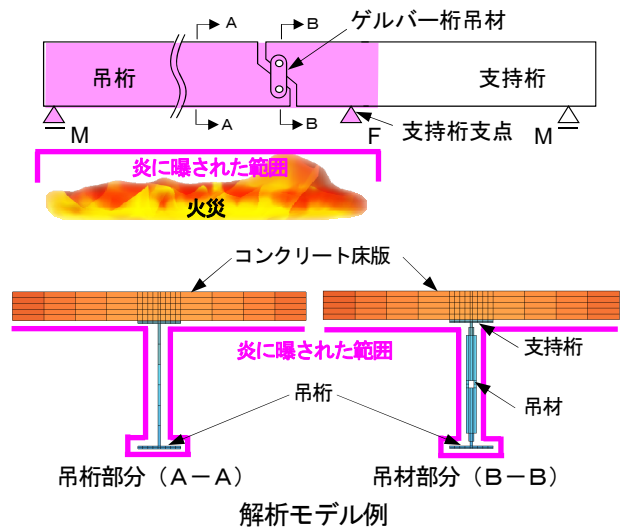


図-4 解析モデルと炎に曝した範囲

表-3 熱伝導解析で使用した各熱物性値^{7,9,10)}

鋼材				コンクリート			
温度 (°C)	密度 (kg/m ³)	比熱 (J/kgK)	熱伝導率 (W/mK)	温度 (°C)	密度 (kg/m ³)	比熱 (J/kgK)	熱伝導率 (W/mK)
20	7850	440	53.3	20	2349	901	1.95
100		488	50.7	100	2331	943	1.77
200		530	47.3	115	2327	950	1.73
300		565	44.0	200	2307	989	1.55
400		606	40.7	300	2284	1028	1.36
500		667	37.3	400	2260	1060	1.19
600		760	34.0	500	2237	1086	1.04
700		1008	30.7	600	2213	1105	0.91
735		5000	29.5	700	2190	1117	0.81
750		1483	29.0	800	2166	1122	0.72
800		803	27.3	900	2143	1120	0.66
900		650	27.3	1000	2119	1112	0.62
1000		650	27.3	1100	2096	1097	0.60
1100		650	27.3	1200	2072	1075	0.60
1200		650	27.3				

フランジとウェブは時間の経過とともにほぼ同じ数値で上昇している。また、吊材の受熱温度は、鋼桁上フランジと比べて若干高く、時間の経過ともなう上昇の傾向は同じである。コンクリート床版内の受熱温度は、加熱された下部では加熱開始約14分で、圧縮強度の低下が始まる約100℃に上昇するものの、中央部および上部ではほとんど上昇することなく推移し、全体的に鋼桁のような大きな温度上昇は見られない。これは、既往の合成桁に関する熱伝導解析や加熱実験結果^{11)~13)}とほぼ同様の傾向である。そこで、この解析結果を踏まえ、耐荷力を評価するうえで、以下に示す条件を設けることにした。

- ①コンクリート床版下面から加熱による床版の内部温度の上昇範囲は、下面から床版厚の1/3程度とし、それより上部では温度上昇は生じないものとする。
- ②コンクリート床版の上段に配置されている橋軸方向鉄筋は、加熱による影響は受けない（常温状態と同様）。
- ③コンクリート床版の下段に配置されている橋軸方向鉄筋の温度は、加熱温度 θ ℃より非常に小さいことから、加熱による強度低下は生じない。
- ④加熱による鋼桁の温度は、せん断破壊がウェブの温度、曲げ破壊については下フランジより温度が低い上フランジの温度とし、各部位では全体にわたって温度が均一に上昇かつ分布するものとする。

5. 高温下における合成桁の耐荷力算定^{14),15)}

(1) ゲルバー桁吊材の引張破壊

高温時における吊材の軸方向耐荷力 (N_{pl}^{θ}) は、式(1)に示した低減係数 ($\kappa_{y,\theta}$) を用いて次式で算定することができる。ただし、部材周辺は均一に加熱されるものとして仮定する。

$$N_{pl}^{\theta} = \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_k \quad (2)$$

ここに、 $\kappa_{y,\theta}$: 温度 θ ℃での鋼の降伏強度の低減係数
 σ_y : 鋼の降伏強度 (=248N/mm²)
 A_k : 吊材の断面積 (mm²)

したがって、吊材の軸方向耐荷力 (N_{pl}^{θ}) の算定結果は、**図-6** に示すとおりとなり、830℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

(2) 支持桁支点上のせん断破壊

高温時における支持桁支点上のせん断耐荷力 (Q_{pl}^{θ}) は、式(1)に示した低減係数 ($\kappa_{y,\theta}$) を用いて次式で算定することができる。なお、せん断力は鋼桁ウェブがすべて負担するものと仮定する。

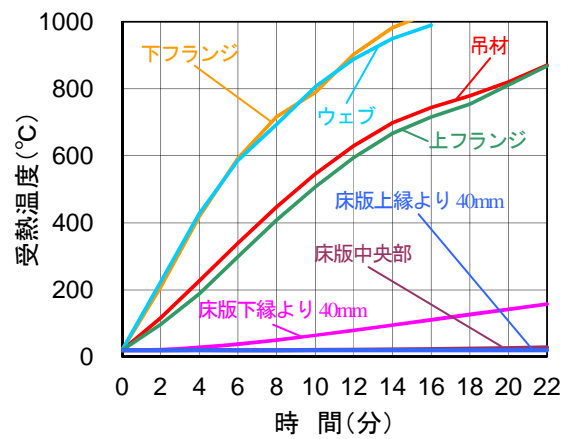


図-5 跨道橋（吊桁・吊材）の受熱温度

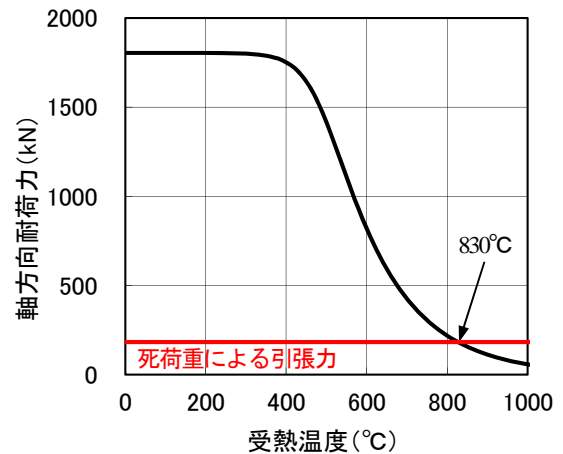


図-6 吊材の軸方向耐荷力の算定結果

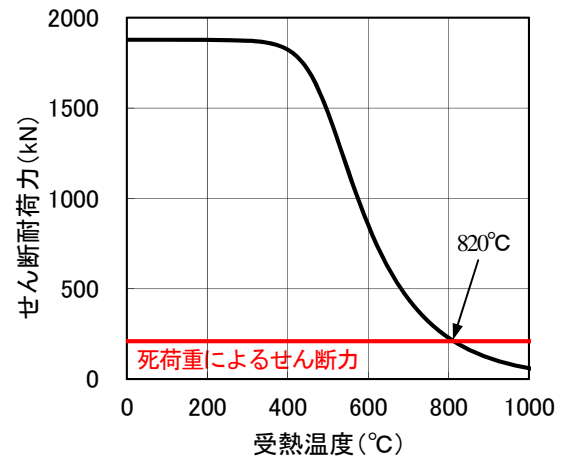


図-7 支持桁支点上のせん断耐荷力の算定結果

$$Q_{pl}^{\theta} = \kappa_{y,\theta} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w \quad (3)$$

ここに、 $\kappa_{y,\theta}$: 温度 θ ℃での鋼の降伏強度の低減係数
 σ_y : 鋼の降伏強度 (=248N/mm²)
 A_w : 鋼桁ウェブの断面積 (mm²)

したがって、支持桁支点上のせん断耐荷力 (Q_{pl}^{θ}) の算定結果は、**図-7** に示すとおりとなり、820℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

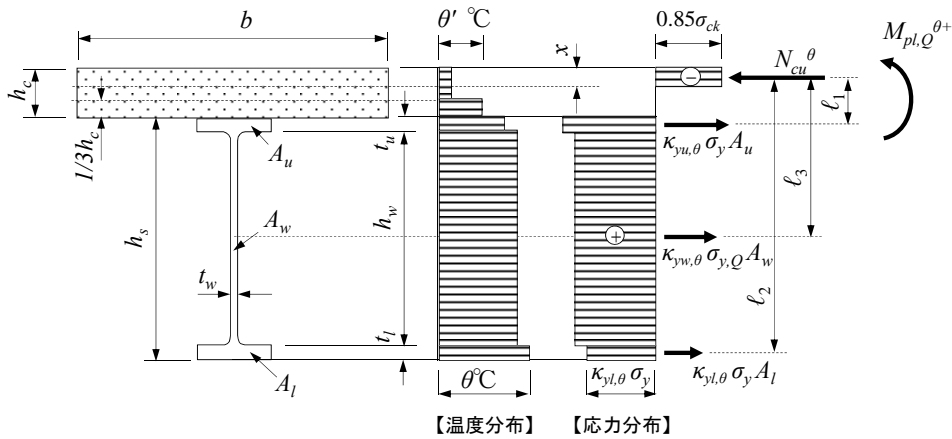


図-8 正曲げを受ける場合の温度分布と応力分布

(3) 吊桁の正曲げ破壊

4. に示す仮定より、コンクリート床版の常温部、高温部における軸方向圧縮耐力を、それぞれ $N_{cu,u}$ 、 $N_{cu,l}^{\theta'}$ とすると、それらは次式で計算することができる。

$$N_{cu,u} = 0.85 \sigma_{ck} A_{c,u} \quad (4)$$

$$N_{cu,l}^{\theta'} = 0.85 \kappa_{c,\theta'} \sigma_{ck} A_{c,l} \quad (5)$$

ここに、 σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (=30N/mm²)

$A_{c,u}$: 常温部のコンクリート床版の断面積 (mm²)

$A_{c,l}$: 高温部のコンクリート床版の断面積 (mm²)

$\kappa_{c,\theta'}$: 温度 θ' °Cにおけるコンクリートの圧縮強度の低減係数 (図-3)

したがって、コンクリート床版が負担できる軸方向圧縮力は、次式となる。

$$N_{cu}^{\theta} = N_{cu,u} + N_{cu,l}^{\theta'} \quad (6)$$

一方、温度 θ °Cでの鋼桁の軸方向引張力は、せん断力の影響を考慮し、せん断力をすべて鋼桁ウェブで負担するものとして、

$$N_{su}^{\theta} = \sigma_y (\kappa_{yu,\theta} A_u + \kappa_{yt,\theta} A_l) + \kappa_{yw,\theta} \sigma_{y,Q} A_w \quad (7)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{y,Q} &= \sigma_y \sqrt{1 - \left(\frac{Q}{Q_{pl}^{\theta}} \right)^2} \\ Q_{pl}^{\theta} &= \kappa_{yw,\theta} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ここに、 $\kappa_{yu,\theta}$: 温度 θ °Cでの鋼桁上フランジの降伏強度の低減係数

$\kappa_{yt,\theta}$: 温度 θ °Cでの鋼桁下フランジの降伏強度の低減係数

$\kappa_{yw,\theta}$: 温度 θ °Cでの鋼桁ウェブの降伏強度の低減係数

σ_y : 鋼の降伏強度 (=248N/mm²)

A_u : 鋼桁上フランジの断面積 (mm²)

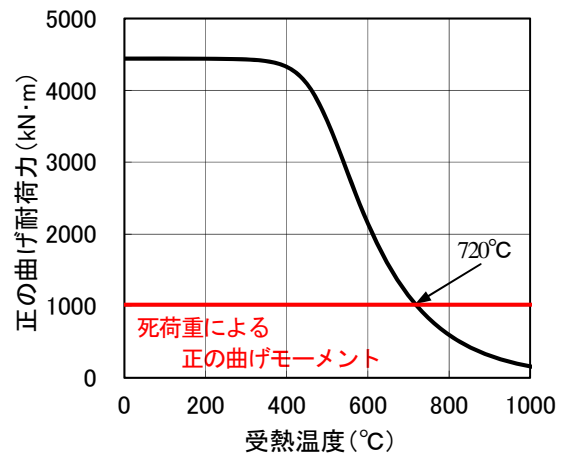


図-9 吊桁の正の曲げ耐荷力の算定結果

A_l : 鋼桁下フランジの断面積 (mm²)

A_w : 鋼桁ウェブの断面積 (mm²)

となる。鋼桁は加熱により軸方向引張力が大幅に低下することから、高温時では、たえず $N_{cu}^{\theta} > N_{su}^{\theta}$ なる条件が成り立つので、塑性中立軸は図-8 に示すとおりコンクリート床版内に存在する。

このとき塑性中立軸の位置 x (コンクリート床版内の常温部に存在すると仮定) は、次式で示すことができる。

$$x = \frac{\sigma_y (\kappa_{yu,\theta} A_u + \kappa_{yt,\theta} A_l) + \kappa_{yw,\theta} \sigma_{y,Q} A_w}{0.85 \sigma_{ck} b} \quad (9)$$

したがって、高温時の正曲げ耐力は、次式から算定することができる。

$$M_{pl,Q}^{\theta+} = \sigma_y (\kappa_{yu,\theta} A_u \ell_1 + \kappa_{yt,\theta} A_l \ell_2) + \kappa_{yw,\theta} \sigma_{y,Q} A_w \ell_3 \quad (10)$$

ただし、 $\ell_1 = h_c - x/2 + t_u/2$ (mm)

$\ell_2 = h_c - x/2 + h_s - t_l/2$ (mm)

$\ell_3 = h_c - x/2 + h_w/2 + t_u$ (mm)

吊桁の正の曲げ耐荷力 ($M_{pl,Q}^{\theta+}$) の算定結果は、図-9に

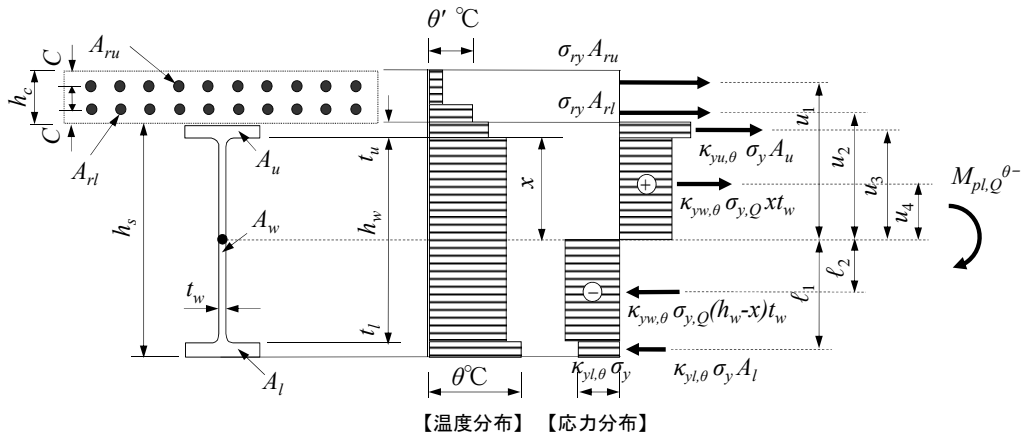


図-10 負曲げを受ける場合の温度分布と応力分布

示すとおりとなり、720℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

(4) 支持桁支点上の負曲げ破壊

4. に示す仮定より、上下段鉄筋の軸方向耐力を、それぞれ $N_{ru,u}$ 、 $N_{ru,l}$ とすると、次式で計算することができる。

$$N_{ru,u} = \sigma_{ry} A_{ru} \quad (11)$$

$$N_{ru,l} = \sigma_{ry} A_{rl} \quad (12)$$

ここに、 σ_{ry} ：鉄筋の降伏強度 (=300N/mm²)

A_{ru} ：コンクリート床版内の上段鉄筋の断面積 (mm²)

A_{rl} ：コンクリート床版内の下段鉄筋の断面積 (mm²)

一方、せん断力の影響を受ける負曲げ部の耐荷力は、せん断力をすべて鋼桁ウェブで負担するものとし、塑性中立軸の位置が鋼桁ウェブ内に存在する場合 (図-10)，温度 θ °Cでの鋼桁の軸方向耐力は、次式で示すことができる。なお、塑性中立軸の位置が鋼桁上フランジ内や下段鉄筋内に存在する場合でも同様に、軸方向力のつり合い条件から負の曲げ耐荷力を算定することができる。

$$N_{su}^{\theta} = \sigma_y (\kappa_{yu,\theta} A_u - \kappa_{yl,\theta} A_l) + \kappa_{yw,\theta} \sigma_{y,Q} (2t_w x - t_w h_w) \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ただし、} \quad \sigma_{y,Q} &= \sigma_y \sqrt{1 - \left(\frac{Q}{Q_{pl}^{\theta}} \right)^2} \\ Q_{pl}^{\theta} &= \kappa_{yw,\theta} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

ここに、 t_w ：鋼桁ウェブの板厚 (mm)

h_w ：鋼桁ウェブの高さ (mm)

このときの塑性中立軸の位置 x は、次式で示すことが

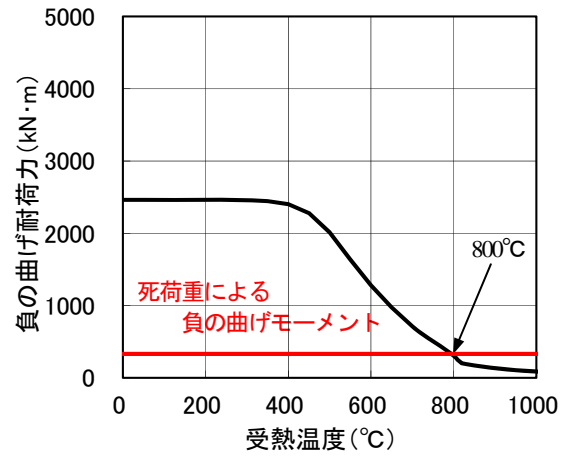


図-11 支持桁支点上の負の曲げ耐荷力の算定結果

できる。

$$x = \frac{N_l^{\theta} - N_u^{\theta} + N_w^{\theta} - \sigma_{ry} (A_{ru} + A_{rl})}{2\kappa_{yw,\theta} \sigma_{y,Q} t_w} \quad (15)$$

$$\text{ただし、} N_u^{\theta} = \kappa_{yu,\theta} \sigma_y A_u$$

$$N_l^{\theta} = \kappa_{yl,\theta} \sigma_y A_l$$

$$N_w^{\theta} = \kappa_{yw,\theta} \sigma_{y,Q} h_w t_w$$

したがって、高温時の負曲げ耐荷力は、次式から算定することができる。

$$M_{pl,Q}^{\theta-} = \sigma_{ry} (A_{ru} u_1 + A_{rl} u_2) + N_u^{\theta} u_3 + N_l^{\theta} \ell_1 + \kappa_{yw,\theta} \sigma_{y,Q} [x t_w u_4 + (h_w - x) t_w \ell_2] \quad (16)$$

$$\text{ただし、} u_1 = h_c - C + t_u + x \quad (\text{mm})$$

$$u_2 = C + t_u + x \quad (\text{mm})$$

$$u_3 = t_u/2 + x \quad (\text{mm})$$

$$u_4 = x/2 \quad (\text{mm})$$

$$\ell_1 = h_w - x + t_l/2 \quad (\text{mm})$$

$$\ell_2 = (h_w - x)/2 \quad (\text{mm})$$

支持桁支点上の負の曲げ耐荷力 ($M_{pl,Q}^{\theta-}$) の算定結果は、図-11 に示すとおりとなり、800℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

以上より、算定した各破壊形態の落橋温度を図-12にまとめて示す。なお、同図は縦軸を死荷重により発生する断面力 (N_d , Q_d , M_d) で無次元化し、高温時の耐荷力計算における鋼材の強度低下は、式(1)に示したFranssenの提案式を用いて算定した。同図より、吊材の引張破壊、支持桁支点上のせん断破壊、吊桁の正曲げ破壊および支持桁支点上の負曲げ破壊が生じるときの温度は、それぞれ、830°C、820°C、720°Cおよび800°Cである。すなわち、吊桁が720°Cに達した時点で、吊桁部の正曲げ破壊が他の全てに先行して生じると推定できる。なお、この結果は、各破壊形態が落橋温度に到達する時間については考慮されていない。そこで、4.で行った熱伝導解析より、各々が落橋温度に到達する時間を算定し、落橋要因についてさらに検討することにした。

6. 落橋要因の推定

4.で行った熱伝導解析結果(図-13, 図-14)を基に各破壊形態が落橋温度に到達する時間を算定し、各破壊形態の落橋温度と到達時間の関係を整理して表-4にまとめて示す。同表より、吊材の引張破壊、支持桁支点上のせん断破壊、吊桁の正曲げ破壊および支持桁支点上の負曲げ破壊が生じるときの落橋温度の到達時間は、それぞれ、20.4分、9.5分、16.2分および17.7分である。すなわち、火災が生じてからの時間を考慮することで、支持桁支点上のせん断破壊が他の全てに先行し、9.5分で落橋温度である820°Cに達したものと考えられる。

本検討結果から、支持桁支点上の鋼桁ウェブでせん断破壊が生じ耐力を失ったことが発端となって、吊桁が落橋に至ったものと推察される。このように火災を受けた橋梁の各破壊形態における落橋温度は、高温下における材料強度の低下を考慮した耐荷力と死荷重により発生する断面力から算定でき、熱伝導解析を通じてその到達時間を推定することができる。そして、各破壊形態の落橋温度とその到達時間を比較することで、落橋に至る可能性が最も高い破壊形態を特定できる。

7. まとめ

本文では、9マイル跨道橋の火災事例をモデルケースとして、設計図面といくつかの仮定に基づき、火災による落橋要因として4つの破壊形態を想定し、その落橋温度と落橋温度に到達する時間を推定した。その結果、落橋要因として最も可能性が高い破壊形態は、支持桁支点上のせん断破壊であった。写真-2に示す落橋後の状況

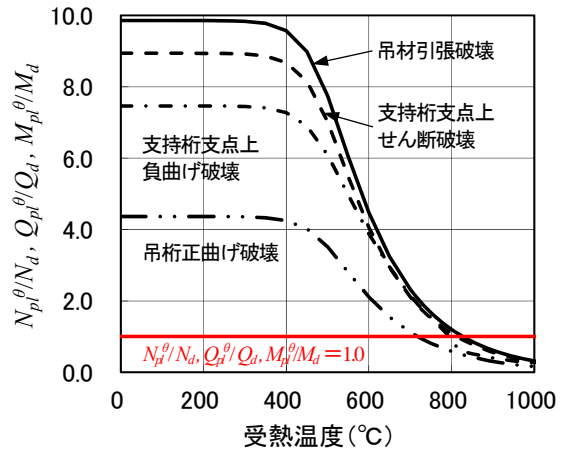


図-12 各破壊形態における落橋温度

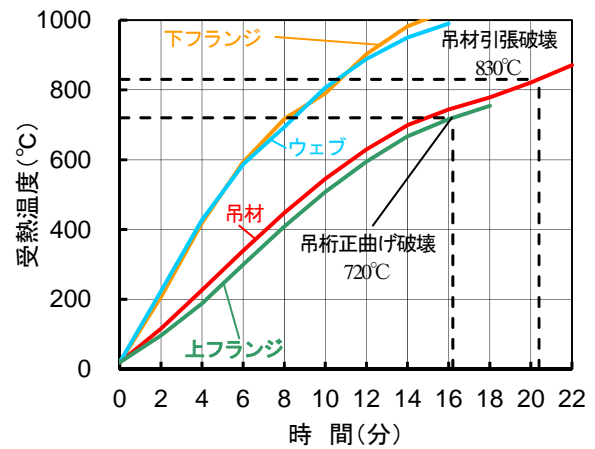


図-13 落橋温度とその到達時間 (吊桁・吊材)

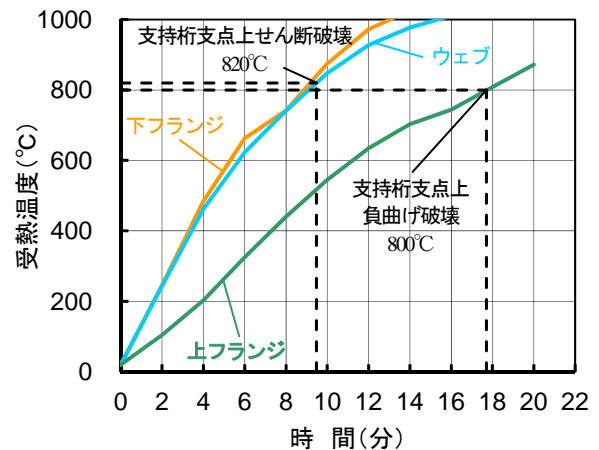


図-14 落橋温度とその到達時間 (支持桁)

表-4 各破壊形態における落橋温度到達時間

破壊形態	落橋温度(°C)	到達時間(分)
ゲルバー桁吊材の引張破壊	830	20.4
支持桁支点上のせん断破壊	820	9.5
吊桁の正曲げ破壊	720	16.2
支持桁支点上の負曲げ破壊	800	17.7

写真からも、支持桁支点上の鋼桁のせん断破壊とともに

吊材のピンが破壊している様子も伺える。なお、本検討結果は、加熱により鋼桁が受ける温度について各部位では全体にわたり均一に上昇かつ分布するものと仮定し落橋温度を算定している。そのため、鋼桁各部位が受ける温度上昇とその分布の違いについては考慮されていない。今後は、鋼桁各部位が受ける温度上昇とその分布の違い、吊材のピンの破壊過程も踏まえ、本跨道橋が落橋した要因についてさらに検討を加えていく必要がある。

このような立体交差点におけるタンクローリー車の横転・炎上による火災事故は、わが国でも十分に想定され、それにとまなう通行止め、補修・補強、架替えに要する経済的損失は多大なものである。したがって、火災事故が懸念される橋梁においては、計画的な維持・補修（予防保全）として、下面に耐火工¹⁶⁾を施すといった対策も今後必要になると考えられる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Weidlinger Associates Inc. : The Collapse of the Nine Mile Road Overpass, Nov./Dec. 2009.
- 3) J.Hedden, M.Quagliata, and T.Wandzilak : Emergency Renovation, Steel Bridge NEWS, Modern Steel Construction, pp. 36-39, Modern Steel Bridge Alliance, Sep. 2010.
- 4) 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.
- 5) CEN : Eurocode 1-Actions on structures-Part 1-2 : General actions-Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, 2002.
- 6) Michigan State Highway Department : Drawing of Structural Steel Details, Oct. 2009.
- 7) CEN : Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.
- 8) Jean-Marc Franssen and Paulo Vila Real : Fire Design of Steel Structures, ECCS, 2010.



写真-2 落橋後の支持桁および吊材の状況

- 9) CEN : Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1992-1-2, 2002.
- 10) CEN : Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1994-1-2, 2003.
- 11) 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.
- 12) 今川雄亮, 西 慶祐, 大山 理, 栗田章光 : 実物・合成桁橋の火災試験, 土木学会 第 63 回年次学術講演会 CS2-029, pp.105-106, 2008.9.
- 13) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光 : 火災時における合成桁の受熱温度推定に関する研究, 土木学会 第 65 回年次学術講演会 CS2-049, pp.97-98, 2010.9.
- 14) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. Ruter, 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, 土木学会 関西支部年次学術講演会 第 I 部門, I -6, 2013.6.
- 15) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. Ruter, 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解析—曲げとせん断力の相関—, 土木学会 第 68 回年次学術講演会 CS3-001, pp.1-2, 2013.9.
- 16) 柳澤則文, 越後 滋, 長谷亮介, 大山 理, 栗田章光 : 橋梁用耐火パネルの性能評価, 構造工学論文集 Vol.58A, pp. 732~743, 2012.3.

STUDY ON LOAD CARRYING CAPACITY OF COMPOSITE GIRDER BRIDGE IN CASE OF FIRE

Norifumi YANAGISAWA, Yusuke IMAGAWA, Osamu OHYAMA,
Marcus P. RUTNER and Akimitsu KURITA

There are a number of examples of viaduct and normal bridge damaged seriously by fire accident in Japan, USA and other countries. Some of those bridges were fallen down by fire attack and self-weight of bridge. Therefore, in order to obtain the load carrying capacity of the composite girder bridge in case of fire, we calculated the collapse temperature of the overpass that fell in USA, which was selected as a model case. In particular, the collapse temperature of the bridge by negative bending moment was calculated by taking into account of the interaction between bending and shear force. In this paper, we report the results of estimating collapse temperatures and their corresponding time of the bridge based on the elementary calculation method and the heat transfer analysis.