

第3章

梁に高力ボルト接合部を有する架構の 理論崩壊温度

3章 梁に高力ボルト接合部を有する架構の理論崩壊温度

3.1 はじめに

火災加熱を受けた鋼架構の終局状態は、理論上も実際上も熱応力に依存しないことが明らかにされている。鋼架構が全体的もしくは部分的に崩壊するときの部材温度を架構の「崩壊温度」と云い、特に、単純塑性理論から得られる架構の崩壊温度を「基本崩壊温度」と云う[22]。これは、鋼剛接骨組に対する理論的考察より得られた研究成果である。今までの研究では、多くの実架構に組み込まれているであろう高力ボルト継手の健全性如何については考慮されるに至っていない。高力ボルトの変形能力は普通鋼材のそれと比べて小さく、さらに温度上昇に伴う高力ボルト用鋼材の強度低下は普通鋼材のそれよりも激しい[26]。それゆえ、梁継手に配された高力ボルトは基本崩壊温度を下回る温度域で破断する恐れがあり、この場合、架構は直ちに崩壊する危険に晒されることとなるので、継手の耐火性能は詳細に検討される必要がある。

本研究は、単純塑性理論のもと、梁継手を有する鋼架構に対して崩壊温度を推定し、それより架構全体の耐火性能評価を試みるものである。そこで本章では、梁継手を有する架構に対して、単純塑性理論による崩壊温度推定の枠組みを提案し、梁継手の破断を伴う架構の崩壊温度を導出する。本章の主な内容は、単純塑性理論を適用する際における仮定の設定、理論解の誘導、理論解の表現などである。

3.2 対象架構モデル

ここで対象とするのは、ラーメン内に高力ボルト接合梁継手を有する架構である。図 3-2-1 に対象架構モデルを示す。これは、火災層を含む 2 層分の外柱とこれに隣接する梁を抽出した分解架構であり、梁中には梁継手が配される。これは、文献[22]で示される外柱を含む分解架構内(1 章 1.6.1 節の図 1-6-2 参照)に梁継手が設けられたものに一致する。火災は、下層の柱と梁を含むスパン内の区画火災を想定し、火災加熱を受けるのは下層柱と梁および梁継手(図中黒塗り部材)であり、3 者は一様に温度上昇するとする。一方、上層柱は常温に止まるとする。梁半スパンは L 、柱階高は h である。また、柱から梁継手までの距離を l とする。柱の頂部には一定鉛直力 $P - qL$ 、梁上には一様分布荷重 q が作用している。

3.3 仮定の設定

図 3-2-1 に示す対象架構に単純塑性理論を適用し、梁継手を含む架構の崩壊温度を求める。これを架構の理論崩壊温度と呼ぶことにする。理論適用に際して、次の 3 仮定をおく。以下に、こ

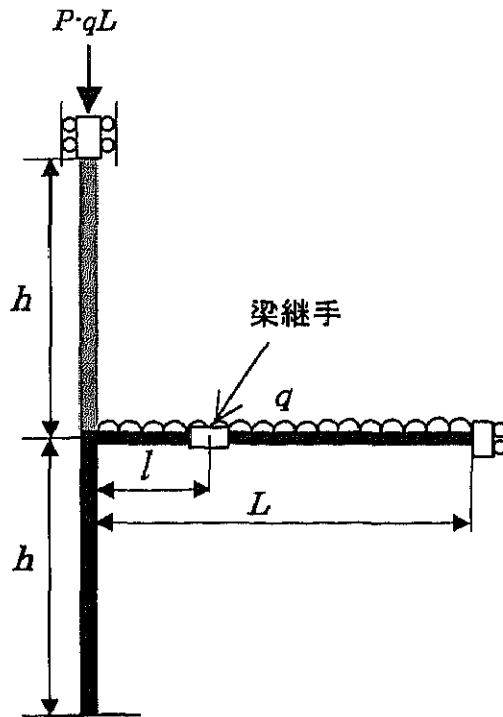


図 3-2-1 解析対象モデル

の 3 仮定について詳しく述べる。なお、3.3.1 節[仮定 1]と 3.3.3 節[仮定 3]は文献[22]で提案されている梁継手を含まない架構の理論崩壊温度、すなわち基本崩壊温度の導出仮定と同一である。

3. 3. 1 【仮定 1】 架構内の柱と梁材、および梁継手の板要素に関わる仮定事項

架構内の柱と梁材、および梁継手の板要素を構成する鋼材は任意の温度 T ($^{\circ}\text{C}$) の下で完全弾塑性体であり、その降伏強度の温度依存性は降伏強度低下率 $\kappa(T)$ [22] で与えられるとする。降伏強度低下率とは、高温下における鋼材の歪 1% 時応力を常温時設定基準強度で除した商である。 $\kappa(T)$ は次式で与えられる。

$$\kappa(T) = \begin{cases} 1 & : RT \leq T \leq 400 \\ 1 - \frac{0.9}{400}(T - 400) & : 400 \leq T \leq 800 \end{cases} \quad (3.3-1)$$

上式で与えられる $\kappa(T)$ は、鋼材の歪 1% 時応力の実験値を折線で近似したものである。 $\kappa(T)$ と実験値との対応関係は、本論 1 章の図 1-6-3 に示す通りである。同図には $T \sim \kappa(T)$ 曲線を実線で、実験値[26]を○印で示している。

3. 3. 2 [仮定 2] 梁継手の高力ボルトに関わる仮定事項

梁継手に配される高力ボルトは任意の温度で完全弾塑性体であり、これより成る梁継手も十分な塑性変形能力を有すると仮定する。高力ボルトの高温強度は、既往の高力ボルトの高温耐力に関する実験結果を踏まえて、以下に示すように設定する。

図 3-3-1 に、高力ボルト用鋼材 F10T の高温素材試験結果[42]を示す。図中の横軸は歪 ε 、縦軸は応力 σ (tf/cm²) である。同図には常温(RT)、300℃、400℃、500℃、600℃、700℃、800℃の実験結果が記されている。

高力ボルトに用いられる高強度鋼材では、図 3-3-1 に見るように、常温においても降伏棚があらわれることはなく、歪硬化による応力上昇は小さい。高力ボルトの高温強度は、部材温度上昇に伴い漸次低下することが分かる。各温度の歪 1%時応力から最大耐力に達するまでの応力増加は比較的小さく、特に高温(500℃～800℃程度の温度域)においては、歪 1%時応力と高温最大耐力はほぼ同じ応力値を採ることがわかる。

図 3-3-2 は、高力ボルト用鋼材の高温強度に対する既往の実験結果[26][43]を一括したものである。図中の○印は高力ボルト F10T、および S10T 用鋼材の高温引張強度 σ_B の試験結果であり、プロット点の縦座標はこれを当該鋼材の常温引張強度基準値 $\bar{\sigma}_B$ で除した商である。一方、同図中の△印は S10T 個材の高温せん断強度 τ_B の試験結果であり、その縦座標は $\tau_B/0.6\bar{\sigma}_B$ である。S10T 個材の高温せん断強度(△印)は、本論 2 章の 2.4 節で述べた平島らの高力ボルト継手の高温実験から得られた実験データである。プロット点を繋ぐ連続線はこれが同一ロットから採取された結果であることを示す。

図 3-3-2 より、まず、ボルト用鋼材の引張・せん断両強度は、特に高温域では、同じ低下特性を示すことが分かる。次に、図中に併記した $\kappa(T)$ 曲線(図中破線)と試験結果を比較することにより、温度上昇に伴うボルト鋼材の強度低下普通鋼材のそれより明らかに激しいことが分かる。

これを踏まえ、ボルト用鋼材の強度低下を図中の太実線で近似する。引張・せん断両強度に対して同じ低下曲線とする。これは採取実験結果の下限に沿う線であり、その式表示 $\kappa_B(T)$ を次式(3-3-2)に示す。

$$\kappa_B(T) = \begin{cases} 1 & : RT \leq T \leq 300 \\ 1 - \frac{0.75}{300}(T - 300) & : 300 \leq T \leq 600 \\ 0.25 - \frac{0.15}{100}(T - 600) & : 600 \leq T \leq 700 \\ 0.10 - \frac{0.05}{100}(T - 700) & : 700 \leq T \leq 800 \end{cases} \quad (3-3-2)$$

さて、3.2.1 節 [仮定 1]で述べた普通鋼材の降伏強度低下率 $\kappa(T)$ は鋼材の高温降伏強度、ここで

は歪1%時応力で与えているが、上式(3-3-2)による $\kappa_B(T)$ は高力ボルトの高温最大強度で与えており、両者間には鋼材の高温強度指標において相違が見られる。高力ボルトの高温最大強度に着目し $\kappa_B(T)$ を確定した理由は、次に示す通りである。

一般的に、接合部は被接合部材、添え板、接合要素から構成され力学的に複雑となる。接合部における降伏性状も部材のそれに比べて複雑であり、接合部の詳細に依存する。したがって、何処をして接合部を構成する要素が降伏したかを特定するのは困難であり、仮に継手各部の降伏耐力を定めても適用性に疑問が残る。これに対して、接合部の最大耐力については、それを実験値によって把握することが出来、破断状況から最大耐力に影響を与える主要な要因を推定して、その要因を含めて継手の最大耐力を定量的に評価することが比較的容易である。常温では、高力ボルトの最大強度に着目し接合部の最大耐力を算出することが通例であるため、これを踏まえ高温においても、高力ボルトの高温最大強度を採用し $\kappa_B(T)$ を確定した。

一方、高力ボルトを用いた継手では、その使用限界の指標としてボルト継手のすべり耐力を用いる場合がある。しかし、文献[44]では、高温下ではボルト継手のすべり耐力の低下が激しく、継手の力の伝達は専らボルトの支圧効果に拠ると報告している。継手の高温終局強度の観点から見ると、ボルト接合部のすべり耐力は有意な物理量ではない。

高力ボルト個材の高温引張強度 σ_B とせん断強度 τ_B は、高力ボルトの強度低下率 $\kappa_B(T)$ を用いると次式(3-3-3)、(3-3-4)で与えられる。

$$\sigma_B = \kappa_B(T)\bar{\sigma}_B \quad (3-3-3)$$

$$\tau_B = 0.6\sigma_B = 0.6\kappa_B(T)\bar{\sigma}_B \quad (3-3-4)$$

上式(3-3-4)で与える τ_B については、高力ボルトの高温最大せん断強度に関する既往の実験データが少なく、その信頼性は未だ充分でない。しかしながら、式(3-3-4)による高力ボルトの高温せん断強度 $\tau_B \sim$ 引張強度 σ_B 関係($\tau_B = 0.6\sigma_B$)は、日本建築学会「高力ボルト接合設計施工指針」が与える高力ボルトの常温せん断強度 $\bar{\tau}_B \sim$ 引張強度 $\bar{\sigma}_B$ 関係($\bar{\tau}_B = 0.6\bar{\sigma}_B$)に一致している。これを鑑みると、式(3-3-4)は凡そ妥当な高温せん断強度の評価式であると思われる。なお、高力ボルトの常温せん断強度 $\bar{\tau}_B$ に関する既往研究は橋本らによる実験的研究[50]が挙げられる。当該研究は本論1章の1.6.2節で述べた通りである。

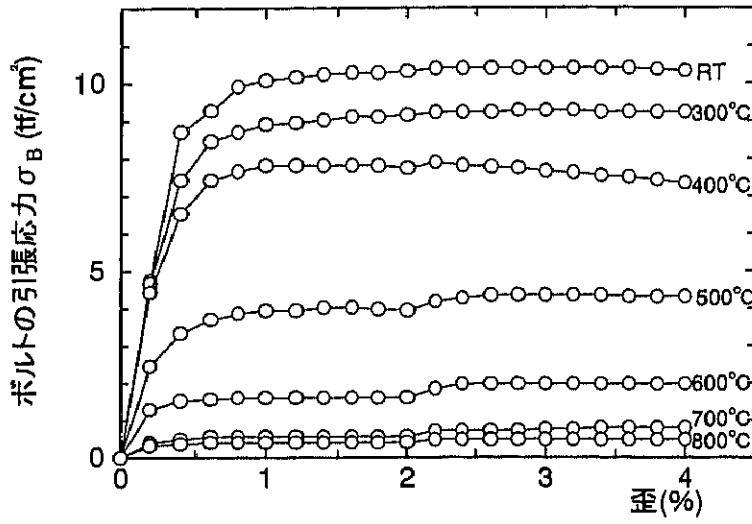


図 3-3-1 高力ボルト用鋼材(F10T)の高温時応力 σ ～歪 ϵ 関係 文献[42]

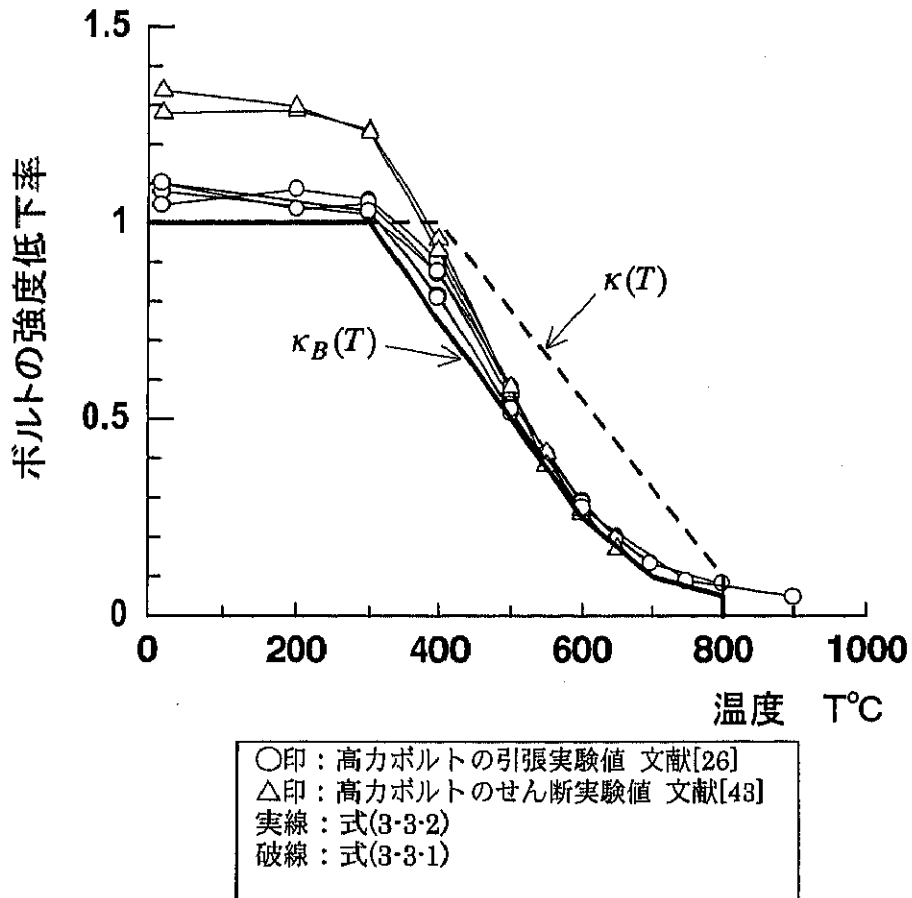


図 3-3-2 高力ボルトの強度低下率

3. 3. 3 [仮定 3] 架構内における力の釣合いに関わる仮定事項

架構における力の釣合いは微小変形理論の枠内で考える。したがって、理論適用の際に有限変位による幾何学的非線形効果は考慮されない。

3. 4 梁継手の破断を伴う架構の崩壊モード

上述の 3.3.1 節 [仮定 1]～3.3.3 節 [仮定 3]の下、図 3-2-1 に示した架構に単純塑性理論を適用する。そうすると、その終局状態は図 3-4-1(a)～(c)に示す 3 崩壊形、および図 3-4-2(a)、(b)に示す 2 崩壊形の何れかとなる。図 3-4-1 と図 3-4-2 に示す架構の崩壊形は、それぞれ梁継手が崩壊しない場合(図 3-4-1)、および梁継手が崩壊する場合(図 3-4-2)に大別される。図中の白丸印は塑性ヒンジをあらわす。

何れの崩壊形についても、加熱されると共に架構内に発生する熱応力は、さらに加熱されると共に次に発生する塑性変形とこれに伴う応力再配分作用によって減少に転じ、終局時に至ると、機構形成要素中の熱応力は消滅してしまう。この事実は完全弾塑性系、したがって十分な塑性変形能力を持つ系、かつ微小変形理論の枠内において成立する。前述の[仮定 1]～[仮定 3]はこの状況を保証する。これを踏まえて、各崩壊形に対する架構の崩壊温度を求める。図 2-7-1 に示す梁継手が崩壊しない場合の架構の崩壊温度は、基本崩壊温度に一致する[22]。以下に、梁継手が崩壊する場合の架構の崩壊温度評価について詳しく論ずる。

図 3-4-2(a)、(b)に示す 2 つの梁継手崩壊モードについて、終局時における力の釣合いは次のようである。

[1] 梁継手の曲げ崩壊型 (図 3-4-2(a))

この場合、高温終局時、梁継手と梁中央部の各最大曲げ耐力の和が梁上荷重と釣合うに至る。すなわち、

$$\frac{q(L-l)^2}{2} = M_{pB} + M_{pJ} \quad (3-4-1)$$

である。

[2] 梁継手のせん断崩壊型(図 3-4-2(b))

この場合、高温終局時、梁継手の最大せん断耐力が梁上荷重のもたらすせん断力に等しくなるに至る。すなわち、

$$q(L-l) = Q_{pJ} \quad (3-4-2)$$

である。ここに、

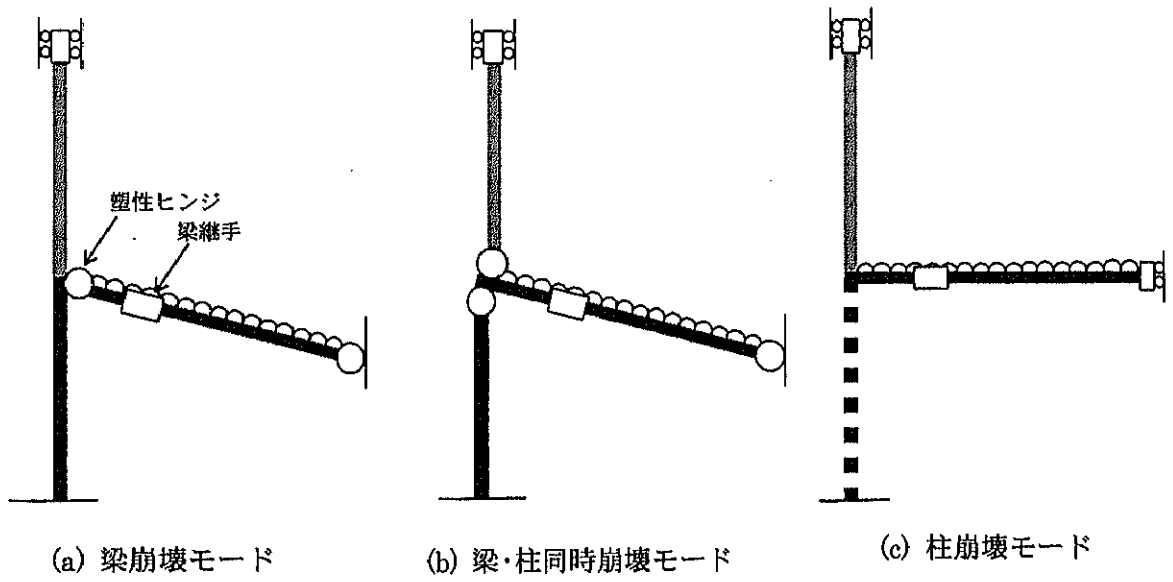


図 3-4-1 架構の崩壊モード(梁継手が破断しない場合)

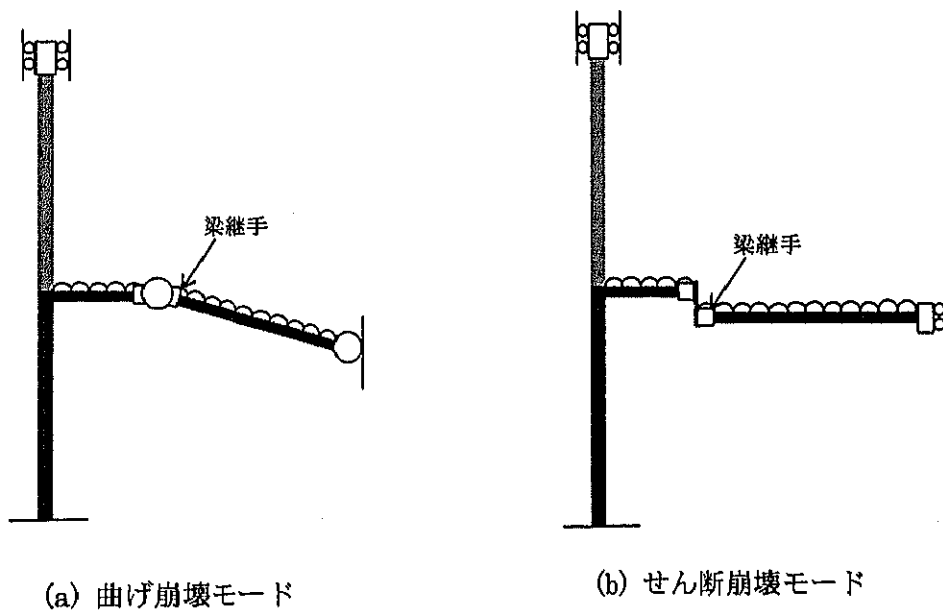


図 3-4-2 架構の崩壊モード(梁継手が破断する場合)

M_{pB} : 軸力が作用していないときの高温時における梁の全塑性モーメント

M_{pj} : 高温時における梁継手の最大曲げ耐力

Q_{pj} : 高温時における梁継手の最大せん断耐力

L : 梁の半スパン長さ

l : 柱から梁継手までの距離

q : 等分布梁上荷重

である。また、図 3-4-1(a)~(c)に示す架構の崩壊モードについて、終局時における力の釣合いは次のようである[22]。

$$(a) \text{ 梁崩壊モード : } \quad qL^2 = 4M_{pB} \quad (3-4-3)$$

$$(b) \text{ 柱・梁同時崩壊モード : } \quad qL^2 = 2(\bar{M}_p + M_p + M_{pB}) \quad (3-4-4)$$

$$(c) \text{ 柱崩壊モード : } \quad P = N_y \quad (\text{すなわち } M_p = 0) \quad (3-4-3)$$

ここに、 M_{pB} : 軸力が作用していないときの高温時における梁の全塑性モーメント

M_p : 軸圧縮力 P 下の柱の高温時における柱の全塑性モーメント

\bar{M}_p : 軸圧縮力 P 下の柱の常温時における柱の全塑性モーメント

N_y : 高温時における柱の降伏軸力

である。上式中の M_{pB} 、 M_p および N_y は、それぞれ 1.6.1 節の式(1-6-5)~(1-6-7)で与えられる。

式(3-4-3)、(3-4-4)中の M_{pj} 、 Q_{pj} はそれぞれ軸力が作用していないときの梁継手の高温最大曲げ・せん断耐力である。一般に、梁継手の最大耐力は、継手に配された高力ボルトのせん断破断、継手部における梁材および添え板のボルト孔を通る有効断面における破断、およびそれらの応力方向への端抜け破断の中の何れかで決定付けられる。これら三者による梁継手の常温最大曲げ耐力 $\bar{M}_{pj1} \sim \bar{M}_{pj3}$ および最大せん断耐力 $\bar{Q}_{pj1} \sim \bar{Q}_{pj3}$ は、日本建築学会「高力ボルト接合設計施工指針」ではそれぞれ次式で与えている。

$$\bar{M}_{pj1} = n \cdot \bar{R}_{su} \sum r_i \quad (3-4-4)$$

$$\bar{M}_{pj2} = Z_{pe} \bar{F}_u \quad (3-4-5)$$

$$\bar{M}_{pj3} = n \cdot e \cdot t \cdot \bar{F}_u \sum r_i \quad (3-4-6)$$

$$\bar{Q}_{pj1} = n \cdot \bar{R}_{su} \quad (3-4-7)$$

$$\bar{Q}_{pj2} = A_e \frac{\bar{F}_u}{\sqrt{3}} \quad (3-4-8)$$

$$\bar{Q}_{pj3} = n \cdot e \cdot t \cdot \bar{F}_u \quad (3\cdot4\cdot9)$$

ここに

- n : 梁材と添え板を接合している高力ボルトの数
- \bar{R}_{su} : 高力ボルトの最大せん断耐力
- Z_{pe} : 梁材または添え板の有効塑性断面係数の小さい方の値
- \bar{F}_{su} : 被接合部材の引張強さ
- e : 梁材および添え板の材軸方向の縁端距離
- t : 梁材または添え板の板厚の小さい方の値
- r_i : i 番目のボルト孔の中心と継手の中心(極)との間の距離
- Σ : 継手の全ボルトについての和を意味する
- A_e : 梁材または添え板の有効断面積の小さい方の値

である。上式(3・4・4)～(3・4・9)において、 \bar{M}_{pj1} と \bar{Q}_{pj1} は高力ボルトのせん断破断、 \bar{M}_{pj2} と \bar{Q}_{pj2} は継手部における梁材および添え板のボルト孔を通る有効断面における破断、 \bar{M}_{pj3} と \bar{Q}_{pj3} は梁材および添え板の応力方向への端抜け破断に関する最大耐力である。これらボルト接合部の耐力評価式(3・4・4)～(3・4・9)と各破断形式に関する実験結果との対応は、日本建築学会「鋼構造限界状態設計基準(案)・同解説」[56]の資料2に示される。これによると、式(3・4・4)～(3・4・9)は、概ね良好な高力ボルト接合部の耐力評価式になり得ている。

高温時における梁継手の最大耐力に関しても、常温時のそれらと同じく式(3・4・4)～(3・4・9)で与えられるが、上式中の高力ボルトの常温最大せん断耐力 \bar{R}_{su} 、および被接合部材の常温引張強さ \bar{F}_{su} はそれぞれ高温の耐力値に置換されることになる。以下に、高温における梁継手の破断形に関する簡単な考察を加え、高温曲げ・せん断両強度 M_{pj} 、 Q_{pj} の耐力評価式を確定する。

実用に供されるような梁継手は全強度接合設計が施される場合が多く、この場合、添え板の常温最大強度は梁材のそれを上回る。したがって、添え板と梁材に同一の鋼材が用いられるのなら、高温下においても、添え板の高温最大強度は母材(梁材)のそれを上回ると考えられる。実際、継手を構成する添え板と梁材には、一部の例外的なものを除き、同一の鋼材が用いられる。また、梁継手は曲げモーメントが小さな位置に設けられる場合が多く、このような架構では、継手部の母材(梁材)に塑性ヒンジが形成される前に、梁材の曲げ崩壊、すなわち図3・4・1(a)に示す梁崩壊が先行すると考えられる。

高温下の梁継手において、特に懸念すべきことは、継手に配した高力ボルトの破断である。これは、高温下においては、高力ボルト用鋼材の温度上昇に伴う強度低下が普通鋼材のそれよりも激しいからである(図3・3・2参照)。これより、図3・4・2(a)、(b)に示す梁継手の崩壊モードは、梁継手に配した高力ボルトが最大せん断耐力に至ることで引き起こされると仮定する。

上記の考察事項を踏まえて、梁継手の高温曲げ・せん断両強度 M_{pj} 、 Q_{pj} はそれぞれ次式(3・4・10)、(3・4・11)で与える。これらは、高力ボルトが破断するときの梁継手の常温曲げ・せん断両強度 \bar{M}_{pj1} 、 \bar{Q}_{pj1} に、高力ボルトの強度低下率 $\kappa_B(T)$ を乗じたものである。

$$\begin{aligned}
M_{PJ} &= \kappa_B(T) \cdot \bar{M}_{PJ1} \\
&= \kappa_B(T) \cdot 0.6\bar{\sigma}_B (A_{Bf}n_f \cdot d + \frac{1}{4}A_{Bw}n_w \cdot d_w)
\end{aligned}
\tag{3-4-10}$$

$$\begin{aligned}
Q_{PJ} &= \kappa_B(T) \cdot \bar{Q}_{PJ1} \\
&= \kappa_B(T) \cdot 0.6\bar{\sigma}_B A_{Bw}n_w
\end{aligned}
\tag{3-4-11}$$

n_f, n_w : それぞれフランジおよびウェブに配したボルトのせん断面数
 A_{Bf}, A_{Bw} : それぞれフランジおよびウェブに配したボルトのせん断面積の総和
 d : 梁丈
 d_w : ウェブに配したボルト群の有効丈

3. 5 梁継手の破断を伴う架構の理論崩壊温度の導出

式(3-4-1)、(3-4-2)の q を常温時に梁が崩壊するときの梁上荷重 $4\bar{M}_{pB}/L^2$ で除して、無次元化表示する。そうすると、継手の曲げ崩壊を表す式(3-4-1)は次のように整理される。

$$\tilde{q} = \frac{1}{2} \frac{1}{(1 - \frac{t}{L})^2} \left\{ \frac{M_{pB}}{\bar{M}_{pB}} + \frac{\bar{M}_{PJ}}{\bar{M}_{pB}} \cdot \frac{M_{PJ}}{\bar{M}_{PJ}} \right\}
\tag{3-5-1}$$

$$\tilde{q} \equiv \frac{qL^2}{4\bar{M}_{pB}} \quad (\text{梁上荷重の無次元値})$$

\bar{M}_{pB} : 軸力が作用していないときの常温時における梁の全塑性モーメント
 \bar{M}_{PJ} : 常温時における梁継手の最大曲げ耐力

式(3-5-1)の右辺の各量は3.3.1節の[仮定1]、および3.3.2節の[仮定2]より次式で与えられる。

$$\bar{M}_{PJ} = \bar{\tau}_B (A_{Bf}n_f \cdot d + \frac{1}{4}A_{Bw}n_w \cdot d_w)
\tag{3-5-2}$$

$$\frac{M_{pB}}{\bar{M}_{pB}} = \kappa(T), \quad \frac{M_{PJ}}{\bar{M}_{PJ}} = \frac{\tau_B}{\bar{\tau}_B} = \kappa_B(T), \quad \frac{\bar{M}_{PJ}}{\bar{M}_{pB}} = \gamma
\tag{3-5-3}$$

式(3-5-2)、(3-5-3)をそれぞれ式(3-5-1)および式(3-4-2)に代入すると、次式(3-5-4)、(3-5-5)が得られる。

$$\text{曲げ崩壊型の場合：} \quad \tilde{q} = \frac{1}{2} \frac{1}{(1-\frac{l}{L})^2} \{ \kappa(T) + \gamma \kappa_B(T) \} \quad (3\cdot5\cdot4)$$

$$\text{せん断崩壊型の場合：} \quad \tilde{q} = \frac{\bar{\tau}_B A_{Bw} n_w}{4 \frac{\bar{M}_{pB}}{L}} \frac{1}{1-\frac{l}{L}} \kappa_B(T) \quad (3\cdot5\cdot5)$$

上式(3-5-4)、(3-5-5)は、それぞれ梁継手を含む架構が曲げ崩壊する場合の、およびそれがせん断崩壊する場合の $\tilde{q} \sim T$ 関係を表す。一方、梁継手が破断しない場合の $\tilde{q} \sim T$ 関係は、文献[22]より次式(3-5-6)～(3-5-8)で与えられる。これらは、本論1章の1.6.1節で述べた基本崩壊温度に他ならない。

$$\text{梁崩壊モード：} \quad \tilde{q} = \kappa(T) \quad (3\cdot5\cdot6)$$

$$\text{柱・梁同時崩壊モード：} \quad \tilde{q} = \frac{\tilde{Z}}{2} \left\{ \kappa(T) \cdot \tau\left(\frac{\bar{p}}{\kappa(T)}\right) + \tau(\bar{p}) \right\} + \frac{1}{2} \kappa(T) \quad (3\cdot5\cdot7)$$

$$\text{柱崩壊モード：} \quad \bar{p} = \kappa(T_{III}) \quad (3\cdot5\cdot8)$$

ここに、

$$\tilde{Z} = \frac{\bar{M}_{po}}{\bar{M}_{pB}} \quad (\text{柱・梁強度比、}$$

\bar{M}_{po} : 軸力が作用していないときの常温時における柱の全塑性モーメント)

\bar{p} : 柱軸力比、($\bar{p} = P/\bar{N}_y$ 、 \bar{N}_y : 常温時における柱の降伏軸力)

τ : 柱の軸力～曲げモーメント強度相関関係

である。上式(3-5-4)～(3-5-8)をそれぞれ T および T_{III} について解いた解が、各崩壊モードに対応する架構の理論崩壊温度である。梁継手の崩壊モードを表す式(3-5-4)、(3-5-5)は、梁中に梁継手が設けられる位置 l 、梁半スパン L 、およびボルト投入量と梁断面が指定されると一義に崩壊温度 T が定まる。

図 3-5-1 に、式(3-5-4)～(3-5-8)が与える崩壊温度 T と \tilde{q} の関係を示す。図の横軸は崩壊温度 T (°C)、縦軸は梁上荷重の無次元値 \tilde{q} である。梁継手がせん断崩壊および曲げ崩壊する場合の $T \sim \tilde{q}$ 関係、すなわち式(3-5-4)および式(3-5-5)が与える理論線は、それぞれ図中実線および破線で示される。また、梁継手が破断しない架構の理論線である基本崩壊温度曲線は、図中一点破線で示される。同図には L/h が 1 および 2 (L が 300cm および 600cm)、 \bar{p} が 0.1 および 0.3 の架構の崩壊温度が示される。それらは、全ケースについて、梁断面は H460×200×10×15、梁継手までの距離 l は 100cm であり、また梁継手には最適な全強度接合設計が施される。最適な全強度接合設計は次式(3-5-9)～(3-5-12)で規定される。これは全強度接合設計の便法として用いられている方法

の最適解である[41]。

$$n_f A_{Bf} f_B d = Z_e f_t \quad (3-5-9)$$

$$n_w A_{Bw} f_B = A_{we} \frac{f_t}{\sqrt{3}} \quad (3-5-10)$$

$${}_i A_{Fe} = {}_r A_{Fe} \quad (3-5-11)$$

$${}_i A_{We} = \frac{d}{d_w} A_{we} \quad (3-5-12)$$

ここに、

f_B : 高力ボルトの長期許容せん断力 (例えば、F10T 級で $f_B = 1.5 \text{tf/cm}^2$)

f_t : 鋼材の長期許容引張応力度 (例えば、SS400 級で $f_t = 1.6 \text{tf/cm}^2$)

Z_e : ボルト孔を控除した梁材の断面係数

A_{Fe} : ボルト孔を控除した梁材のフランジ断面積

A_{We} : ボルト孔を控除した梁材のウェブ断面積

${}_i A_{Fe}$: フランジに配した添え板のボルト孔を控除した断面積

${}_i A_{We}$: ウェブに配した添え板のボルト孔を控除した断面積

${}_i d_w$: ウェブに配した添え板の丈

であり、その他の記号は前節のそれらと同じである。(3-5-9)式と(3-5-10)式は梁継手のフランジ・ウェブへのボルト投入量を定める評価式であり、(3-5-11)式と(3-5-12)式は継手のフランジ・ウェブに配する添え板の板厚を定める評価式である。また、(3-5-9)、(3-5-10)式は、梁継手が負担する曲げモーメントはフランジに配したボルト群が全て負担し、一方、せん断力はウェブに配したそれらが全て負担することも意味する。通常の構造設計では、式(3-5-9)~(3-5-12)において、各式の左辺項が右辺項より必ず大きくなるように設計される。

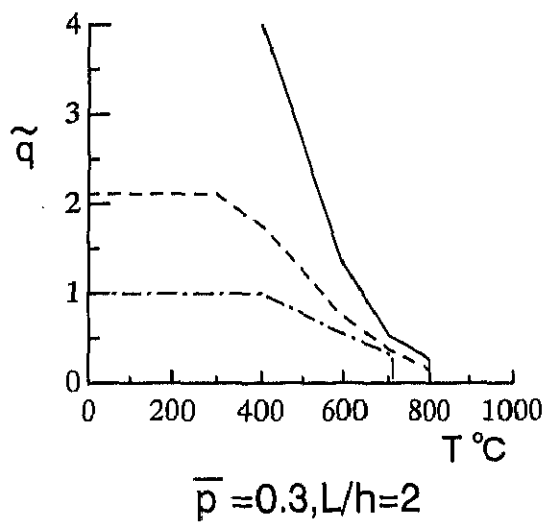
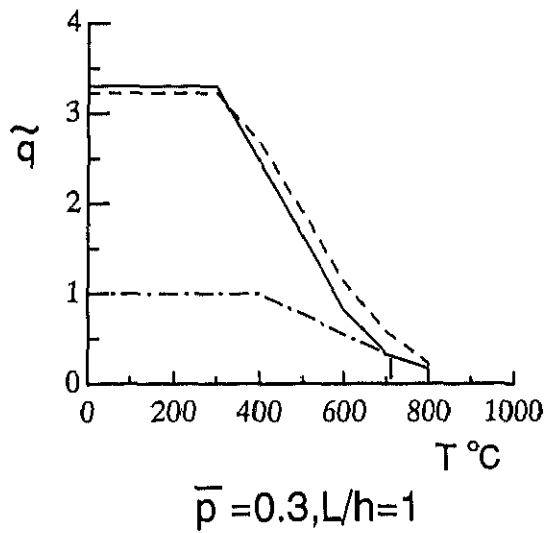
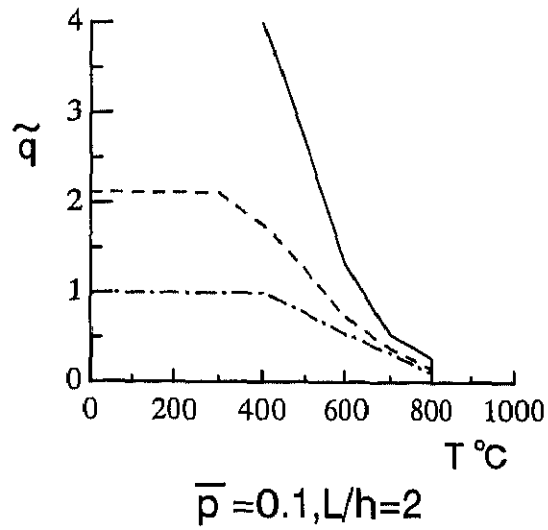
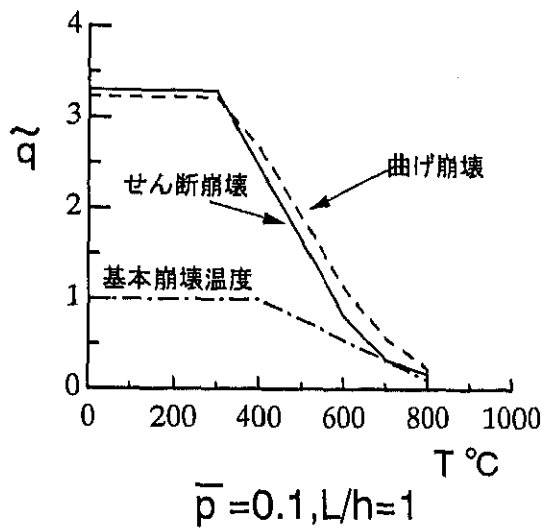
図 3-5-1 より、常温では、せん断崩壊型および曲げ崩壊型の理論崩壊温度(実線および破線)は、基本崩壊温度曲線(一点鎖線)を大きく上回る。これは、梁継手が崩壊する前に、必ず被接合部材である梁が崩壊することを意味する。実際、図 3-5-1 に示す架構の場合、常温における梁継手と梁の曲げ強度比 γ は 1.95 である。しかし、高温になるにつれて両者の差は縮まり、600℃を上回るような温度域では、せん断崩壊型および曲げ崩壊型の理論崩壊温度は、基本崩壊温度曲線に近接するようになる。これは、このような温度域では高力ボルトの強度低下率 $\kappa_B(T)$ は $\kappa(T)$ を大きく下回るからである。

架構の理論崩壊温度は三曲線の中の最弱解で与えられる。図 3-5-1 に示す架構の場合、 \tilde{q} が大きい架構の理論崩壊温度は、基本崩壊温度(一点鎖線)で与えられる。一方、 \tilde{q} が小さい架構、特に L/h が 1 の架構では、せん断崩壊型の理論崩壊温度(実線)と基本崩壊温度がほぼ一致するような \tilde{q} 値がある。この \tilde{q} に相当する梁上荷重が積載された架構では、火災時に梁継手がせん断崩壊する

ことが考えられる。したがって、常温時に全強度接合設計が施された梁継手についても、火災高温時にはそれがせん断崩壊する可能性があり、この場合の崩壊温度はせん断崩壊型の理論崩壊温度で与えられることになる。

せん断崩壊型および曲げ崩壊型の理論崩壊温度は、単純塑性理論の枠組みから導出された崩壊温度である。これらは、梁継手に配される高力ボルトは完全弾塑性体と仮定し、それによって熱応力が捨象された理論解である。したがって、もし高力ボルトに十分なせん断変形能力が期待できないのならば、梁継手は理論崩壊温度より低い温度で破断することになる。

これら梁継手の破断を伴う理論崩壊温度の妥当性および適用可能性は、後述の有限要素解析による火災応答数値解析で検討される。



実線：せん断崩壊型の理論崩壊温度 式(3-5-5)
 破線：曲げ崩壊型の理論崩壊温度式 式(3-5-4)
 一点鎖線：基本崩壊温度

図 3-5-1 梁継手を含む架構の理論崩壊温度

3. 6 まとめ

火災時における鋼架構の終局強度は、それが全体的あるいは部分的に崩壊するときの部材温度で代表することができる。これを架構の「崩壊温度」という[22]。本章では、単純塑性理論の下、梁中に継手を有する架構の崩壊温度評価を試みた。単純塑性理論の適用の際に、以下に示す3仮定を置いた。

- (1) 架構内の柱と梁材、梁継手は任意の温度 T (°C)の下で完全弾塑性体であり、鋼材の温度依存性は式(3-3-1)による普通鋼材の降伏強度低下率 $\kappa(T)$ で与えられる[22]。
- (2) 梁継手に配される高力ボルトは任意の温度 T (°C)の下で完全弾塑性体であり、それより成る梁継手も十分な塑性変形能力を有するとする。高力ボルト用鋼材の温度依存性は、式(3-3-2)による高力ボルト用鋼材の強度低下率 $\kappa_B(T)$ で与えられる。
- (3) 架構内の力の釣合は微小変形理論の枠内に留まるとする。

上記3仮定のもと、単純塑性理論によって架構の理論崩壊温度を推定し、梁継手の破断を伴う架構の崩壊形として梁継手の曲げ崩壊型およびそのせん断崩壊型の2モードを提案した。両崩壊モードともに、梁継手に配されたボルト群が破断することで引き起こされると仮定した。曲げ崩壊型の理論崩壊温度は式(3-5-4)で、せん断崩壊型のそれは式(3-5-5)で与えられる。一方、梁継手が破断しない架構の理論崩壊温度は文献[22]で提案された「基本崩壊温度」に一致する。

架構の理論崩壊温度は、熱応力に全く依存しない理論解であり、梁継手を含む架構に対して、各種崩壊要因の影響の大きさを調べるときの崩壊温度の基準値としての役を担うことになる。