

### 3章 高温時における鋼梁の数値解析

前章において、高温時における鋼梁の3次元的不安定挙動を解析できる数値解析モデルを提案した。本章では、はじめに単純支持された鋼梁の常温・高温時解析を行い、後述の理論値と比較する。これらの解析結果と理論値の比較により、常温・高温時また、弾・塑性時における提案した板要素数値解析モデルの妥当性を検証する。本章後半では、より複雑な座屈挙動を有するであろう、温度上昇に伴い圧縮軸力の発生する鋼梁・合成梁の高温時解析を示す。解析結果より、梁が崩壊する温度を考察し、単純塑性理論より導かれる鋼梁の崩壊温度略算式を提案する。

#### 3.1 板要素数値解析モデルの検証

##### 3.1.1 常温時・単純支持鋼梁横座屈解析

板要素数値解析モデルの妥当性を検証するため、はじめに常温時における単純支持鋼梁の横座屈解析を行う。解析対称とする数値解析モデルを図3.1.1に示す。解析方法は、単純支持された鋼梁材端の回転変位を漸増させ、変位制御解析を行う。

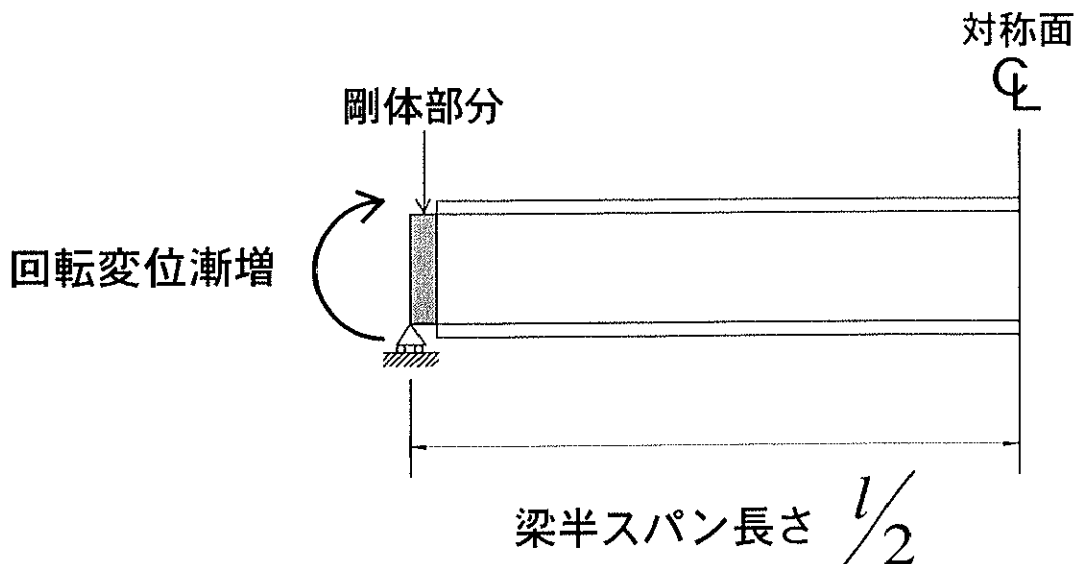


図 3.1.1 梁材端回転変位漸増解析モデル

材端回転変位漸増解析では、横補剛等の材上での面外への支持がないものを対象とする。そこで、変形の対称性を考慮し、解析モデルは図 3.1.1 に示すように梁中央部を対称面とする梁半スパンとする。対称面内に設けられた節点は、対称面内の並進及び回転の 3 自由度のみが許されるとした。また図 3.1.1 に示すように、梁端のウェブ部分のみに剛体部分を設け、ローラー支持とする。即ち、ローラー支持部分では、強・弱軸共にピン支持であり、反り自由の境界条件とした。この様に梁端のウェブ部分のみに剛体を挿入して、この剛体部分に強制回転変位を与えることで、梁端を一様に回転させ、解析対象の梁に一様にモーメントを作用することができる。またローラー支点においては、横倒れ防止のため、上フランジ・ウェブ接合部の面外方向の並進 1 自由度を固定する。解析結果と比較する、後述の横座屈荷重理論式を導出した際の梁モデルと矛盾のない境界条件を有するローラー支持とした。鋼材温度は梁全部分において均一の常温とし、初期材端回転角を零として材端回転量を漸増させる。鋼種は(2.6.2)式で与えられる SS400 とする。解析パラメータを以下に示す。

### 1. 弱軸細長比 $\lambda_y$

$\lambda_y = l/i_y$  であり、 $i_y$  は鋼梁の弱軸回転半径である。

### 2. 鋼梁の断面形状

解析の対象範囲を表 3.1.1 に示す。

表 3.1.1 材端回転変位漸増解析の解析対称範囲

|             |                                   |
|-------------|-----------------------------------|
| $\lambda_y$ | 50~300                            |
| 断面形         | H 400x200x8x13<br>H 600x200x11x17 |

解析結果を図 3.1.2(a)(b)と図 3.1.3 に示す。図 3.1.2(a)(b)は、それぞれ断面 H400x200x8x13 と H600x200x11x17 の材端回転変位量 $\theta$  と材端強制回転変位により発生するモーメント反力 $M$  との関係を示す。材端回転変位量は降伏回転角 $\theta_y$ で、またモーメント反力は常温時降伏モーメント $\bar{M}_y$ でそれぞれ無次元化して表示した。図 3.1.2 中には参考のため、鋼梁中央部の曲げ面内変位が限界たわみ $\delta_u$ 、 $2\delta_u$ 到達時をそれぞれ○、△、□で示した。ここで $\delta_u$ は、

$$\delta_u = \frac{l^2}{800d} \quad (3.1.1)$$

であり、

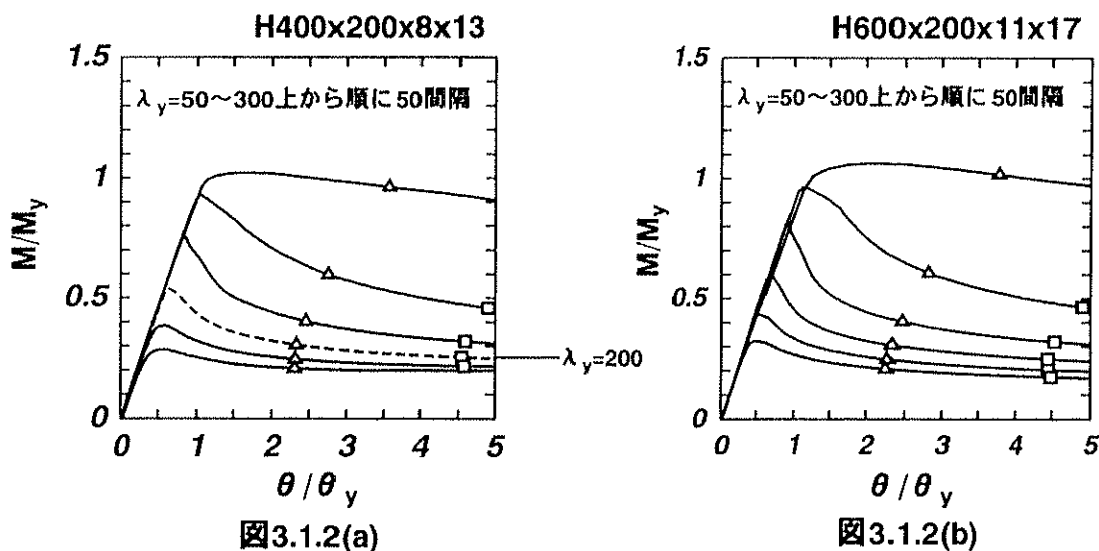
$l$  梁全スパン長さ

$d$  梁丈

限界たわみ $\delta_u$ は Robertson-Ryan によって示された火災時、梁に許容されるとされるたわみの上限値 [71] である。常温時における横座屈挙動を把握するため、解析例として弱軸細長比が $\lambda_y = 200$ 、断面形が H400x200x8x13 の変形推移を変形倍率 1 倍で、図 3.1.3 に示す。

始めに弱軸細長比が $\lambda_y = 200$ 、断面形が H400x200x8x13 の解析例について詳述する。材端回転変位量の増大に伴い、材端モーメント反力が直線的に増加する(図 3.1.2 (a)破線)。この材端モーメント反力の直線的増加は約 $0.55M_y$ 付近の最高値を境に減少に転じる。モーメント反力が減少に転じたのは、モーメント反力の最大値で鋼梁に横座屈が発生したためである。材端回転量が $\theta_y$ 時の変形状態を図 3.1.3 上段に示すが、図示のように鋼梁軸方向に沿って横座屈波形が形成されることが認識できる。 $\theta_y$ を越えて、さらに材端回転量を増加させると、梁中央部が大きく面外方向に変位し、断面形が振じれる。横座屈が助長されることで、梁中央部における面内方向の曲げ強度がさらに低下し、梁中央部の曲げ面内変位が限界たわみ $\delta_u$ (図 3.1.3 中段)、 $2\delta_u$ (図 3.1.3 下段)に到達する。

次に細長比の差異が解析結果に与える影響を示す。細長比が大きい梁ほど小さいモーメントで横座屈が発生する(図 3.1.2)。この傾向は断面 H400x200x8x13 と断面 H600x200x11x17 の解析結果に共通したものである。さらに各断面に共通した傾向として、弱軸細長比 $\lambda_y$ が 100 を越えると、横座屈時モーメントが $M_y$ に到達しない、弾性横座屈であることも認識できる。横座屈発生時においては、変形は不定になる。即ち、モーメント勾配が零になることが考えられるが、解析結果を見ると、モーメント最大の横座屈時において、モーメント勾配が変形不定の状態を示していない。この理由は、解析モデルが梁断面の変形を考慮しているからである。



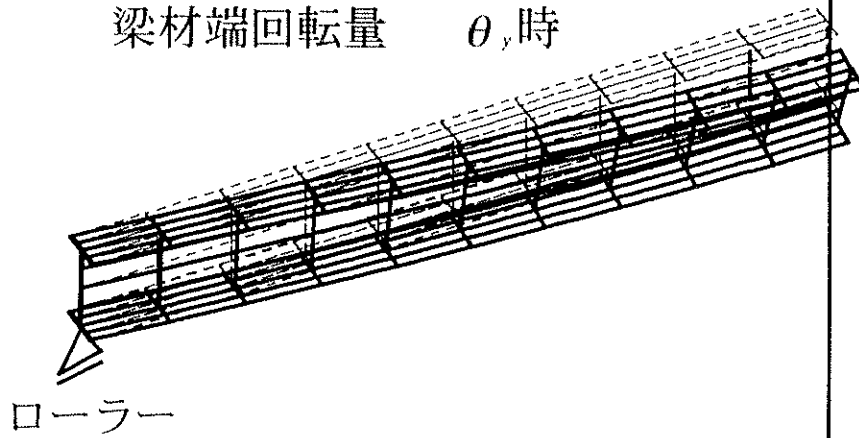
△ 梁中央部曲げ面内変位  $\delta_u$ 時  
 □ 梁中央部曲げ面内変位  $2\delta_u$ 時

図 3.1.2 常温時単純支持横座屈解析 材端回転量～モーメント反力関係

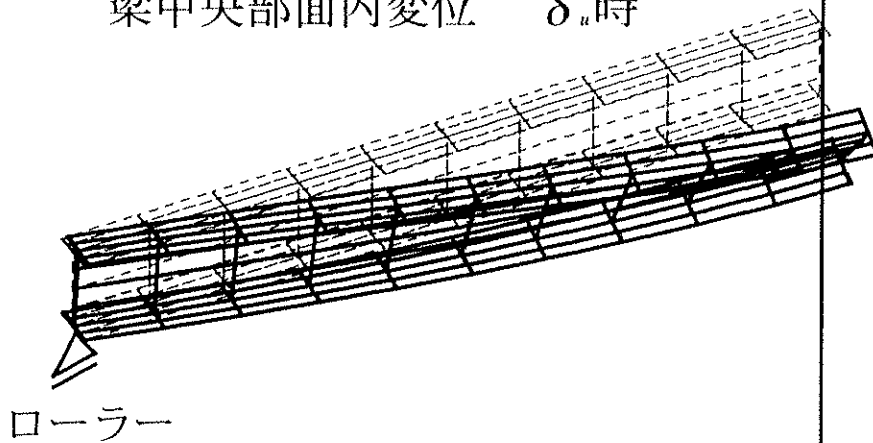
$H 400 \times 200 \times 8 \times 13$        $\lambda_y = 200$

対称面

梁材端回転量  $\theta_y$  時



梁中央部面内変位  $\delta_u$  時



梁中央部面内変位  $2\delta_u$  時

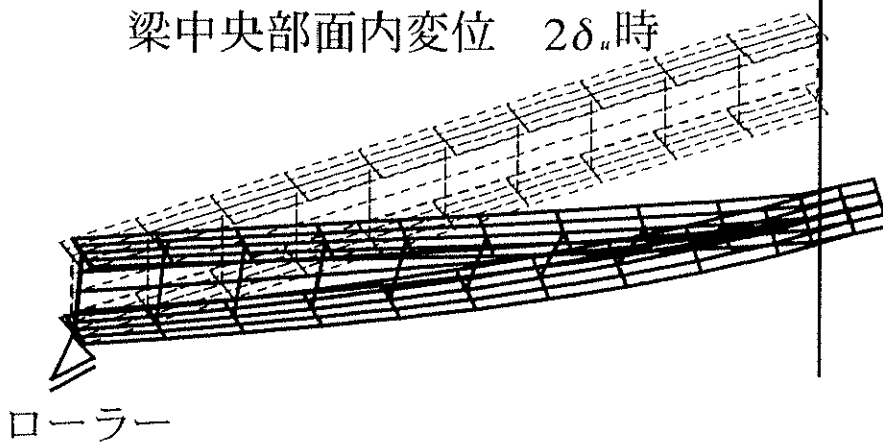


図 3.1.3 常温時単純支持横座屈解析 解析例 変形倍率 1 倍

### 3.1.2 横座屈荷重理論値と解析結果の比較

前節の数値解析結果が示すように、H型鋼梁は、ある大きさの曲げモーメントを受けると、断面が曲げ面外に変位し、倒れるようにして安定性を失う。横座屈は複雑な現象であるが、横座屈荷重の理論値は以下のようにして算出できる。

横座屈荷重理論値の導出梁モデルとして、図 3.1.4 に示すような、H型鋼梁の両端の支持条件が反り自由の単純支持で、その両端に等モーメント  $M_0$  を受ける鋼梁を対象とする。これは前節の、常温時・反り自由単純支持鋼梁横座屈解析において対象とした解析モデルと等価である。

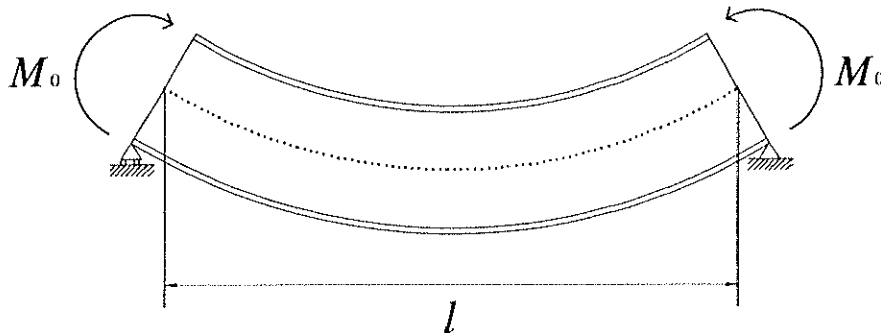


図 3.1.4 横座屈荷重理論値導出梁モデル

このような荷重、材端支持条件において、横座屈を起こすモーメント  $M_0$  は、梁材軸に沿ってねじり角  $\phi$  生じたときの次式に示す、梁の釣り合い方程式から得ることができる [72]。

$$C_1 \frac{d^4 \phi}{dz^4} - C \frac{d^2 \phi}{dz^2} - \frac{M_0^2}{EI_n} \phi = 0 \quad (3.1.2)$$

ここに  $C = GJ$  ( $G$  はせん断弾性係数) は、ねじり剛さであり、 $C_1 = EC_w$  ( $E$  はヤング率) は、曲げねじり剛さである。H 型鋼梁の場合、フランジ幅、フランジせい、ウェブ厚、フランジ厚をそれぞれ  $b, d, t_w, t_f$  とすると、ねじり剛さ  $C$ 、曲げねじり剛さ  $C_1$  は下のように表せる。

$$C = GJ = \frac{G}{3}(2bt_f^3 + dt_w^3)$$

$$C_1 = EC_w = \frac{E}{24}t_f d^2 b^3$$

また  $I_n$  は H 型鋼梁の弱軸断面 2 次モーメントである。横座屈を起こす条件は、式 (3.1.2) の 4

階の微分方程式が  $\phi \neq 0$  なる解を持つ時であるので、最終的に横座屈モーメントは下式で与えられる[72]。

$$(M_o)_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y C \left(1 + \frac{C_1 \pi^2}{C l^2}\right)} \quad (3.1.3)$$

式(3.1.3)を常温時における梁強軸回りの降伏モーメント  $\overline{M}_y$  で無次元化すると、横座屈時にフランジに作用する応力  $\sigma_{cr}$  で表記できる。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\overline{\sigma}_y} = \frac{\pi}{IZ_y \overline{\sigma}_y} \sqrt{EI_y C \left(1 + \frac{C_1 \pi^2}{C l^2}\right)} \quad (3.1.4)$$

ここで

$\overline{\sigma}_y$  は常温時における鋼材の降伏応力度

$Z_y$  は梁強軸回り断面係数

以上で、弾性域でのH型断面鋼梁の横座屈荷重算出方法を導いたが、次に塑性域での横座屈荷重算出方法を導く。H型断面鋼梁がその材料の比例限度を超えて力が加えられる塑性横座屈を生じる場合、式(3.1.3)中の初期ヤング率  $E$  の代わりに、応力とともに変化する材料接線係数  $E_t$  を用いる[72]。この方法は弾性限度を超えた柱の座屈荷重を算出するときの方法に類似している。問題は振じり剛さであるが、振じり剛さもまた接線係数  $E_t$  と同様に、比  $E_t/E$  と同じ割合で減少すると仮定する。このように仮定すると、比  $l^2 C/C_1$  は不変量になる。

以上の仮定から、図3.1.4に示した一様曲げの塑性横座屈を考える。この場合フランジの応力はスパンに沿って一様であるから、弾性限度を越えて曲げられた梁の全てのフランジについて接線係数  $E_t$  は同じであると考えられる。一方、梁断面丈方向においては、接線係数  $E_t$  が変化する。そこで、梁断面全部分における接線係数は、フランジ最外縁における接線係数  $E_t$  とする。そうすると弾性域で導いた釣り合い微分方程式を塑性域でも適用できるといえる。このような近似が可能であるのは、H型鋼梁が完全な2フランジ断面に近く、H型鋼梁のウェブの横曲げ剛さを無視することができるからである。H型鋼梁の横曲げ剛さ  $EI_y$  と振じり剛さ  $C$  の代わりにそれぞれ、接線係数  $E_t$  から導いたH型鋼梁の振じり剛さをを用いる。塑性時の横座屈荷重は式(3.1.4)より下式のように表せる。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\overline{\sigma}_y} = \frac{\pi}{IZ_y \overline{\sigma}_y} \sqrt{E_t I_y C_t \left(1 + \frac{C_1 \pi^2}{C l^2}\right)} \quad (3.1.5)$$

ここで

$$C_t = C \frac{E_t}{E}$$

2章後半において、修正古村式より鋼材の応力・歪関係を確定しているので、 $E_s/E$ の比がすべての応力に関して既知であり、塑性時における横座屈応力 $\sigma_w$ を式(3.1.5)より簡単に算出できる。

しかし、式(3.1.5)では厳密に正確な横座屈荷重を得られない。それは、振じり剛さはフランジとウェブとの剛さに関係するからである。つまりウェブの効果を無視することができない。それは、ウェブの中立軸付近は常に弾性を保持し、この結果として、ウェブ中立軸付近は常に弾性時の振じり剛さを保持するからである。よって実際には、塑性横座屈時、ウェブの振じり剛さは $E_s/E$ よりも小さな割合で減少することが考えられる。よって塑性横座屈時、横曲げ剛さが、比 $E_s/E$ の割合で減少し、振じり剛さもまた同様に同じ割合で減少するとした仮定より導かれる横座屈応力式(3.1.5)は、安全側を示すといえる。

しかしながら、ウェブが横座屈荷重に及ぼす影響は小さい。実際にはウェブが弾性の接線係数を保持していても、ウェブの接線係数をフランジ最外縁の接線係数で置き換えるといった方法で得た、式(3.1.5)は横座屈理論値として妥当である。式(3.1.5)は鋼梁が2フランジ状態に近づく程、正確な横座屈理論値を表す。式(3.1.5)は若干の安全側を示す横座屈荷重値である。

次に、解析より得られた横座屈時におけるフランジ応力値(図3.1.5中●)と横座屈荷重式(3.1.5)より得られる横座屈応力値(図3.1.5中実線)を比較する。解析より得た横座屈荷重としては、材端における回転強制変位を漸増させた時の最大モーメント時におけるフランジ応力を横座屈応力値とした。H400x200x8x13、H600x200x11x17 両断面について、弾性・塑性領域で解析結果と理論式(3.1.5)が良い対応を示していることがわかる。このことは、本研究で使用した、数値解析モデルが常温下において妥当であることも同時に示す。図3.1.5中実線の横座屈理論線の $\sigma_y/\bar{\sigma}_y=1$ 付近の柵部において、若干の勾配が確認できるが、勾配の理由は、修正古村式の降伏柵に初期ヤング率の1/1000の勾配を付け、この修正古村式より得た接線係数から式(3.1.5)を導いた為である。また、この柵部において、精算解より得た横座屈荷重が横座屈理論値より低下しているのは、精算解を算出する際に、精算解が横座屈を誘発するように梁中央部に若干の不整力を与えた為である。

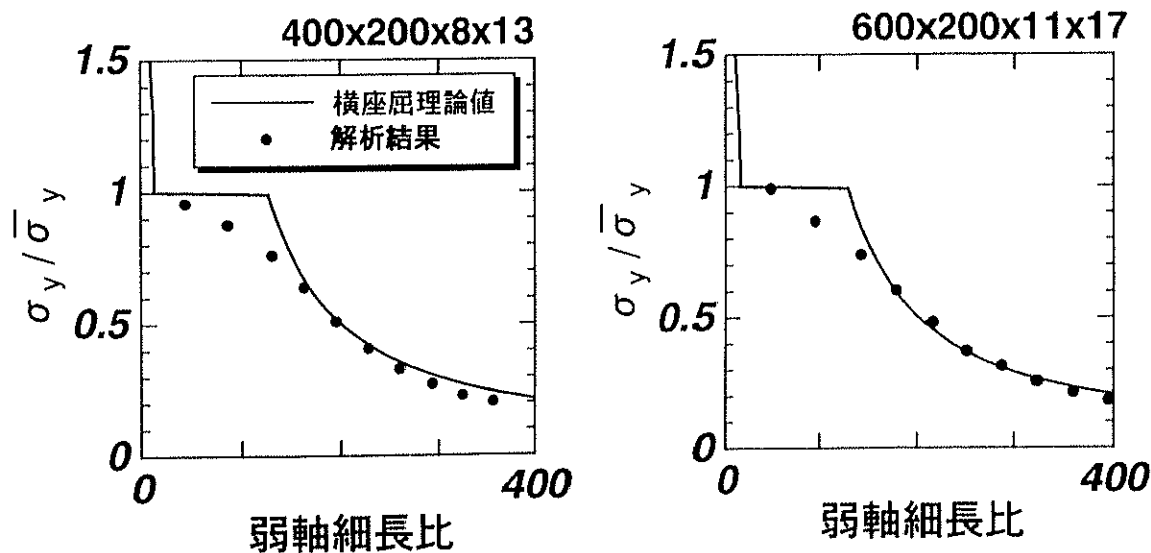


図 3.1.5 解析結果と横座屈理論値の比較

### 3.1.3 高温時・単純支持鋼梁横座屈解析

以上で常温時における横座屈荷重の理論値と解析値を比較し、常温時における解析モデルの妥当性を検証した。次に、高温時における等曲げを被る単純支持鋼梁の温度漸増解析を行い、高温時における横座屈挙動を詳細に述べる。その後、高温時における板要素数値解析モデルの妥当性を検証する。

温度漸増解析では、図 3.1.1 に示した、常温時における横座屈解析モデルと同じ境界条件を有する数値解析モデルを使用する。温度漸増解析では、常温状態で一定の等曲げモーメントを解析対象梁に作用させ、その後、温度を漸増させる。温度は部材内で一様に分布するとした。载荷モーメント作用点は図 3.1.1 中に示す、剛体部分のローラー支持部分とした。鋼種は(2.6.2)式で与えられる SS400 とする。解析パラメータは以下の 3 つとした。

- 1.弱軸細長比  $\lambda_y$ ,  $\lambda_y = l/i_y$  であり、 $i_y$  は鋼梁の弱軸回転半径である。
- 2.载荷モーメント  $M/M_y$ ,  $M_y$  は鋼梁の降伏モーメント
- 3.鋼梁の断面形状

解析の対象範囲を表 3.1.2 に示す。

表 3.1.2 材端回転変位漸増解析の解析対称範囲

|             |                                   |
|-------------|-----------------------------------|
| $\lambda_y$ | 50~300                            |
| $M/M_y$     | 0.2~0.8                           |
| 断面形         | H 400x200x8x13<br>H 600x200x11x17 |

等モーメントの作用する単純支持鋼梁の高温時における挙動を把握する為に、始めに代表的な解析例を示す。解析例として、断面 H600x200x11x17、 $\lambda_y = 150$ 、 $M/M_y = 0.4$ 、鋼種 SS400 の解析結果を図 3.1.6 と図 3.1.8 中の実線に示す。図 3.1.6 は解析対象梁の高温域における変形を変形倍率 1 で示したものである。図 3.1.8 中の実線は解析結果より得られた材端回転量  $\theta$ 、純鉄骨梁中央における諸変位  $\delta$ 。(梁中央部面内変位)、 $\delta_1$  (梁中央部ウェブ・フランジ 接合部面外変位) の温度履歴である。材端回転量  $\theta$  に関しては、降伏回転量  $\theta_y$  で、梁中央部諸変位  $\delta_0$ 、 $\delta_1$  に関しては、限界たわみ  $\delta_c$  で無次元化して表示した。後ほど言及する図 3.1.7、図 3.1.9、図 3.1.10 に関しても同様の表示方法である。

図 3.1.8 上段、材端回転量～温度関係、において実線で示すように、温度上昇に伴い、材端回転量が漸増する。これは、鋼材のヤング率が温度上昇に伴い放物線的に低下するため、その結果として鋼梁の曲げ剛性  $EI$  が低下するためである。500℃付近で梁中央部ウェブ・上フランジ接合部の面外変位が急増し、温度を漸増させても、数値解析モデルの釣合い解が存在しない飛移発生状態に至った(図 3.1.6 上段)。

飛移とは、これが発生するときの梁の変形状態近傍に、静的な釣合い状態が存在しなくなる現



象である。図 3.1.11 と図 3.1.12 に飛移が発生するまでの模式図を示す。図 3.1.11、図 3.1.12 中の各曲線は各温度において鋼梁材端を強制変位させたときの鋼梁材端モーメント反力と鋼梁材端回転変位量の関係を示す。解析開始時における常温時では、材端載荷モーメントに対応した材端回転変位が発生する。温度上昇に伴い、ヤング率が減少し、材端回転量が徐々に増大する。最終的に、温度を上昇させても、温度上昇に対応した釣合い解が存在しない状態に至る。この状態が飛移発生状態である。

飛移発生時においては、載荷外力に対応した静的な釣合い状態が鋼梁に存在しないので、実際の鋼梁は、これを境に慣性運動を開始する。鋼梁の慣性力だけに着目すれば、鋼梁の自重と載荷荷重の和による慣性力と不釣合い力（載荷モーメントと鋼梁材端反力の差）が釣合う条件を保ちながら、鋼梁は加速運動を続ける。単純支持の鋼梁は、鋼梁材端の回転変位量の増大に伴って鋼梁材端反力が減少するので、鋼梁材端変位量増大に伴い、不釣合い力が増大し、さらに大きな加速運動が発生する。

本研究における解析では、以上に示した飛移発生後の加速運動を精算する必要はない。それは、本研究の目的が鋼梁の崩壊温度のみに着目するからである。即ち、載荷荷重と温度から唯一算出される静的な釣合い解のみに着目して、鋼梁の終局状態を清算したいからである。

本研究では、飛移発生の後、部材温度を飛移発生温度に固定し、梁材端の回転量を曲げ面内方向に強制的に増加させる。つまり飛移発生後は変位制御解析により静的に梁の解析を行う。図 3.1.12 に飛移発生後の変位制御を模式図で示す。飛移発生後、鋼梁材端回転量を強制的に増加させると、強制変位に対応して不釣合い力が増大し、鋼梁材端回転方向反力が減少する。

梁材端が弾性支持されるような鋼梁の大部分を占めるであろう梁では、材端回転量増大に伴い、梁に作用する応力が梁周辺部分に再配分されることで、不釣合い力が減少し始め、最終的に零に至る。不釣合い力が零に至ると、再び温度を上昇させて、温度上昇に対応した静的な釣合い解を算出できる。即ち、飛移発生時温度を鋼梁の崩壊温度と見なすことはできない。応力再配分可能な鋼梁は飛移発生後も載荷荷重を支持できるのである。鋼梁の崩壊温度を精算する場合には、飛移発生後の不釣合い力に着目し、梁端回転量が大きく変位を発生しても、不釣合い力が減少しなければ、飛移発生温度が梁の崩壊温度であるといえる。

図 3.1.6 に示す解析では、梁材端の回転変位を増大させても不釣合い力が減少することはなかった。それは解析対象梁が単純支持であるため、横座屈などで一度、構造的安定性が失われると、ただちに構造が不安定になり、その後の応力再配分を期待できないからである。そこで反り自由・単純支持温度漸増解析では、飛移発生温度を崩壊温度とした。図 3.1.8 各図に示すように、横座屈発生後、梁は同一温度において諸変位が急増する（図 3.1.6 中下段）。

次に載荷モーメント、弱軸細長比の差異が解析結果に与える影響を考察する。図 3.1.7、図 3.1.8 に各断面形に関して載荷モーメントの差異が解析結果に与える影響を比較して示す。また図 3.1.9、図 3.1.10 に各断面形に関して弱軸細長比の差異が解析結果に与える影響を比較して示す。これらの比較から類推できることは、載荷モーメントが大きく、弱軸細長比が大きい程、横座屈温度が低いことである。さらに、載荷モーメントと弱軸細長比が同一ならば、断面形状の差異が横座屈温度に与える影響はないと言える。

$$H600 \times 200 \times 11 \times 17 \quad \lambda_y = 150 \quad \frac{M}{M_y} = 0.4$$

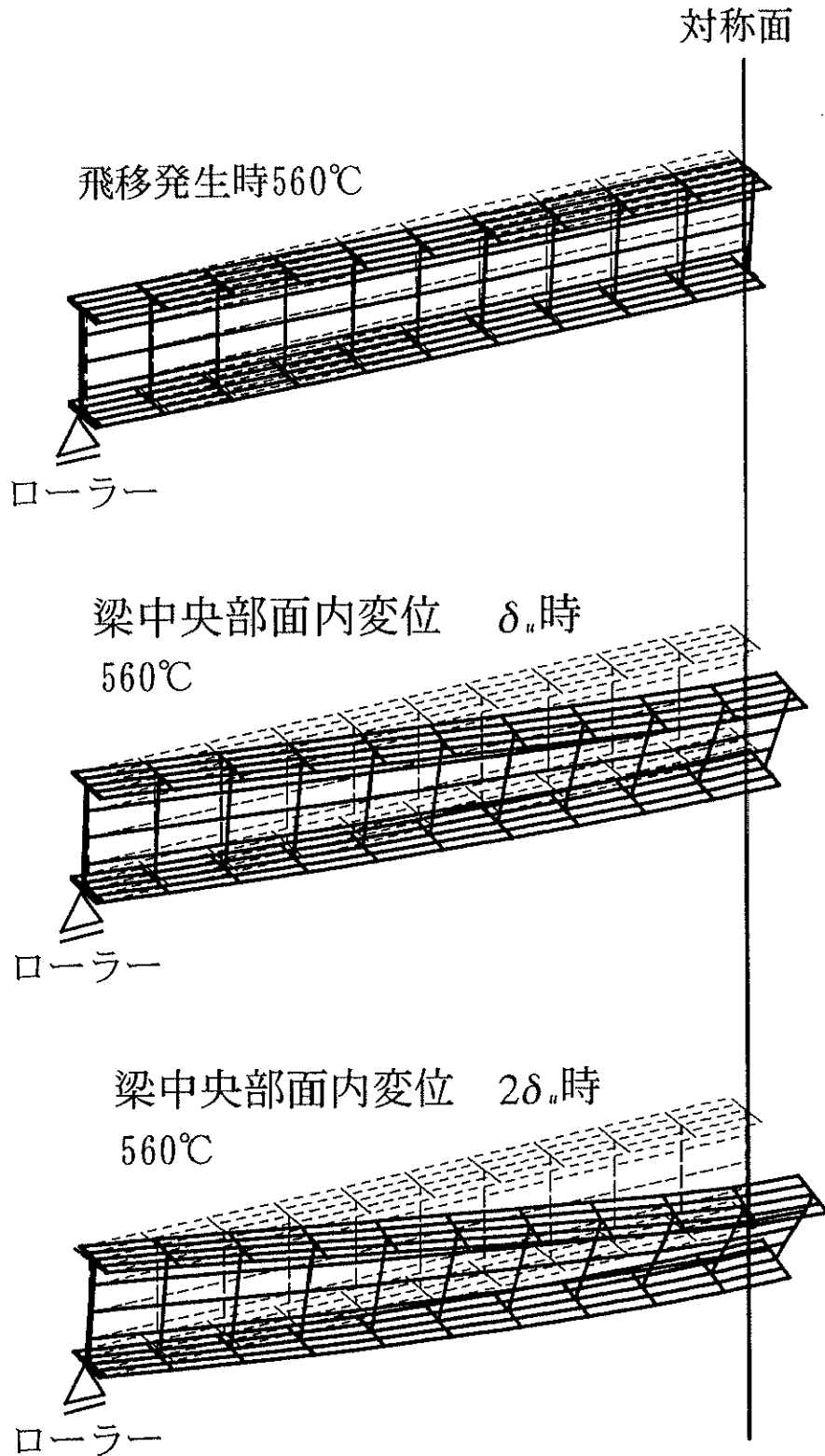


図 3.1.6 高温時単純支持横座屈解析 解析例 変形倍率 1倍

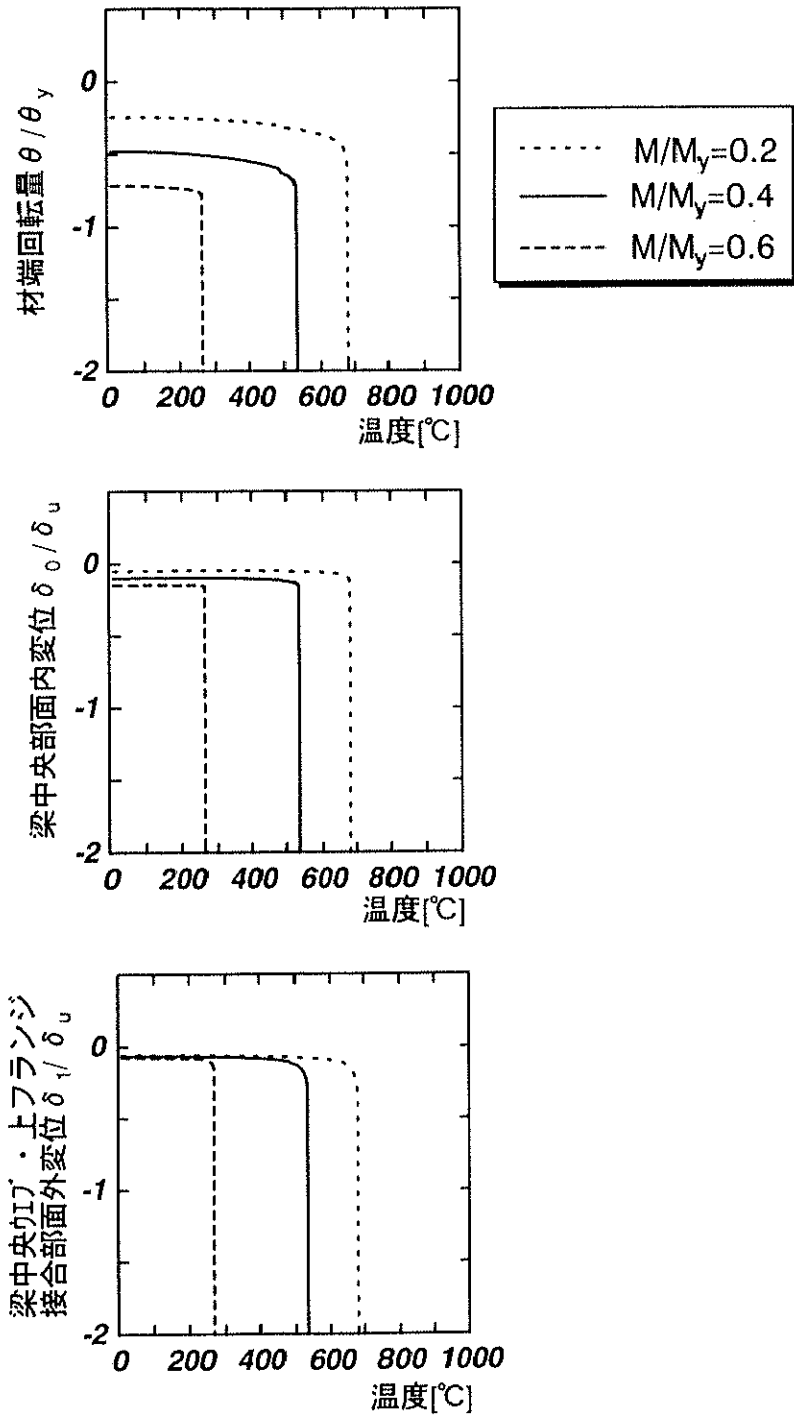


図 3. 1. 7 H400x200x8x13、弱軸細長比 $\lambda_y = 150$ 一定条件における  
 $M/M_y = 0.2, 0.4, 0.6$  解析結果比較

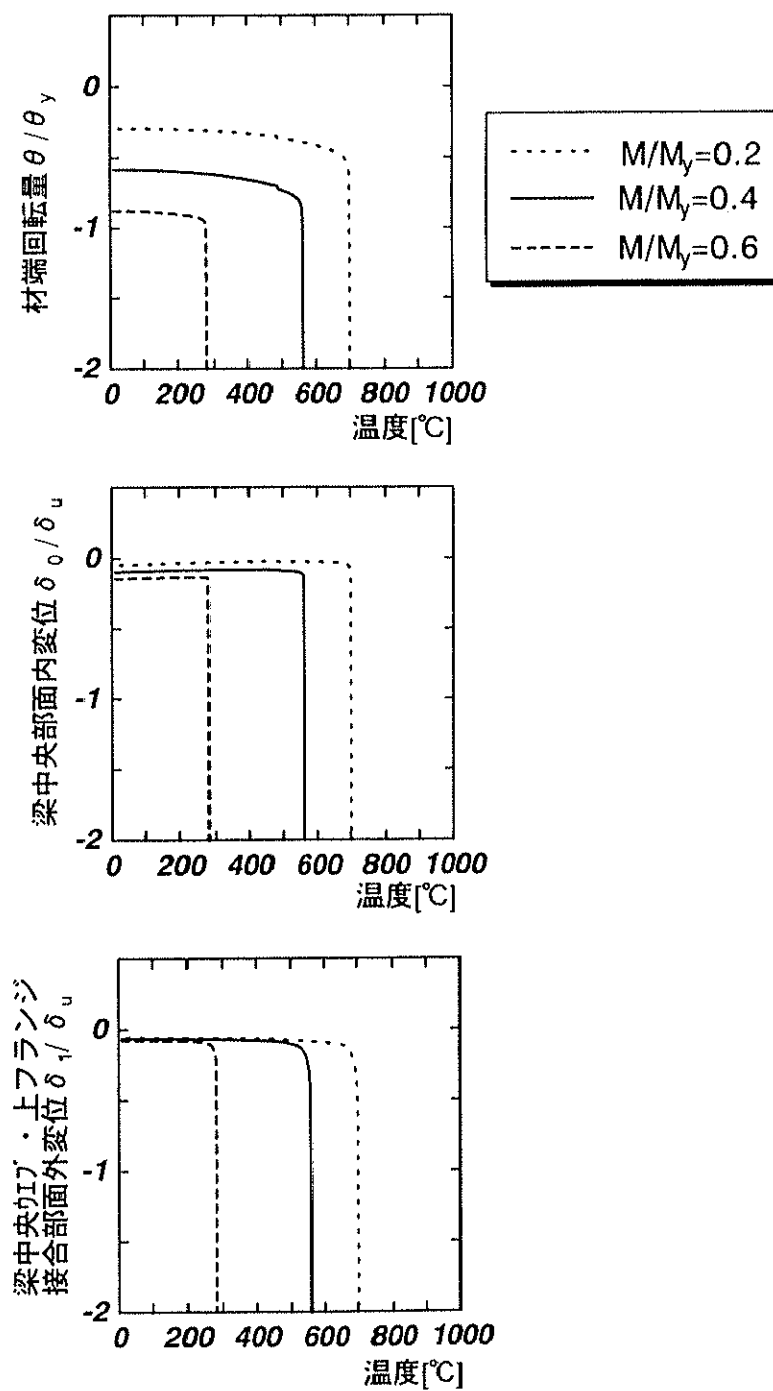


図 3. 1. 8 H600x200x11x17、弱軸細長比 $\lambda_y = 150$ 一定条件における  
 $M/M_y = 0.2, 0.4, 0.6$  解析結果比較

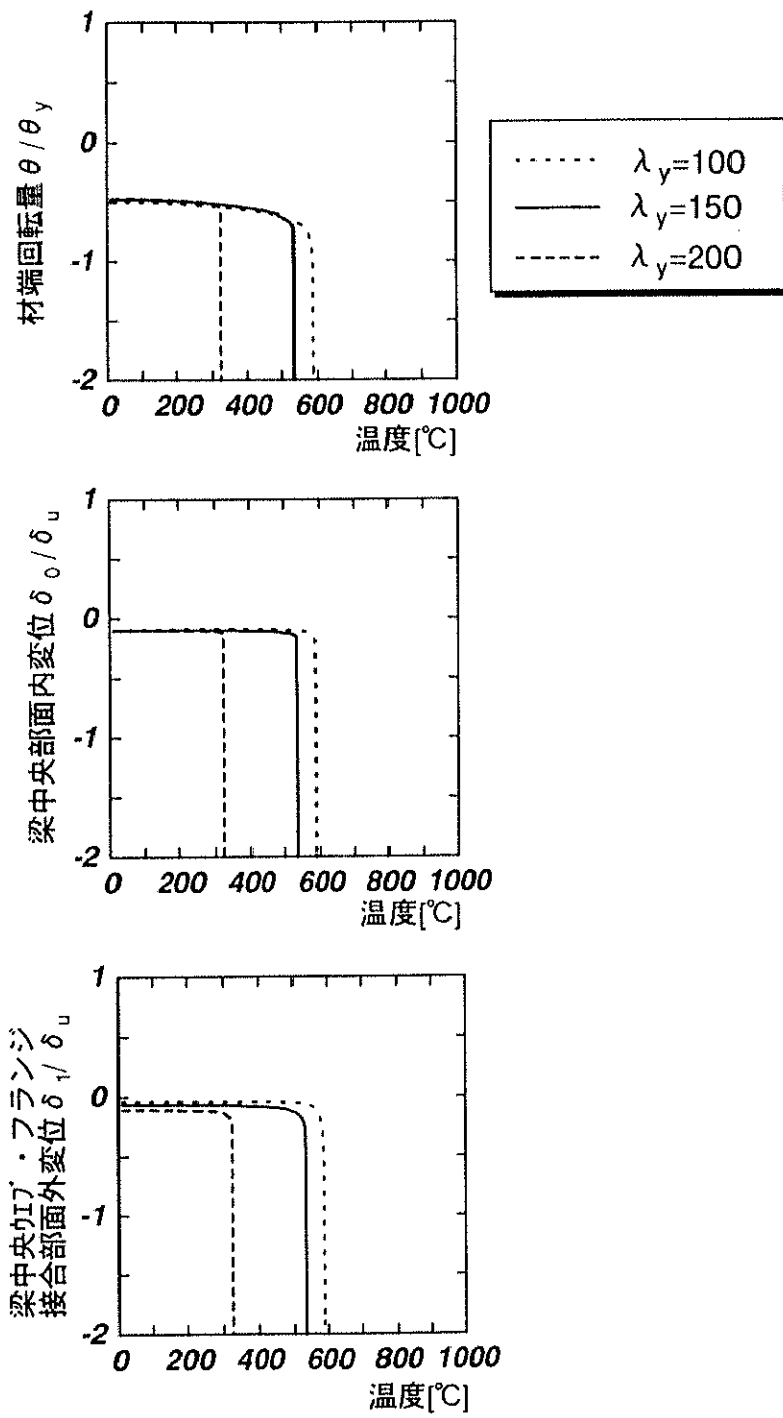


図 3. 1. 9 H400x200x8x13、 載荷モーメント  $M/M_y = 0.4$  一定条件における  
 $\lambda_y = 100, 150, 200$  解析結果比較

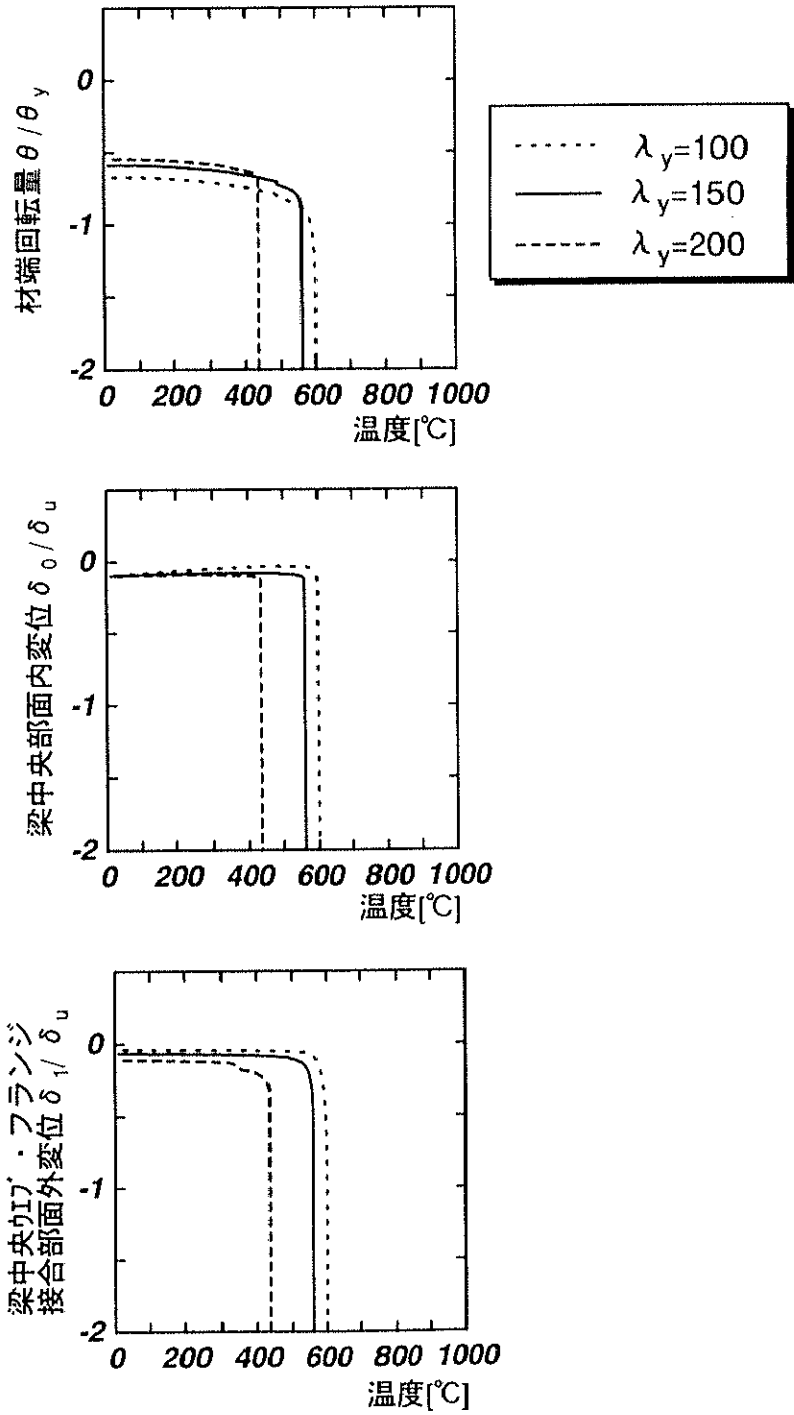


図 3. 1. 10 H600x200x11x17、 載荷モーメント  $M/M_y = 0.4$  一定条件における  $\lambda_y = 100, 150, 200$  解析結果比較

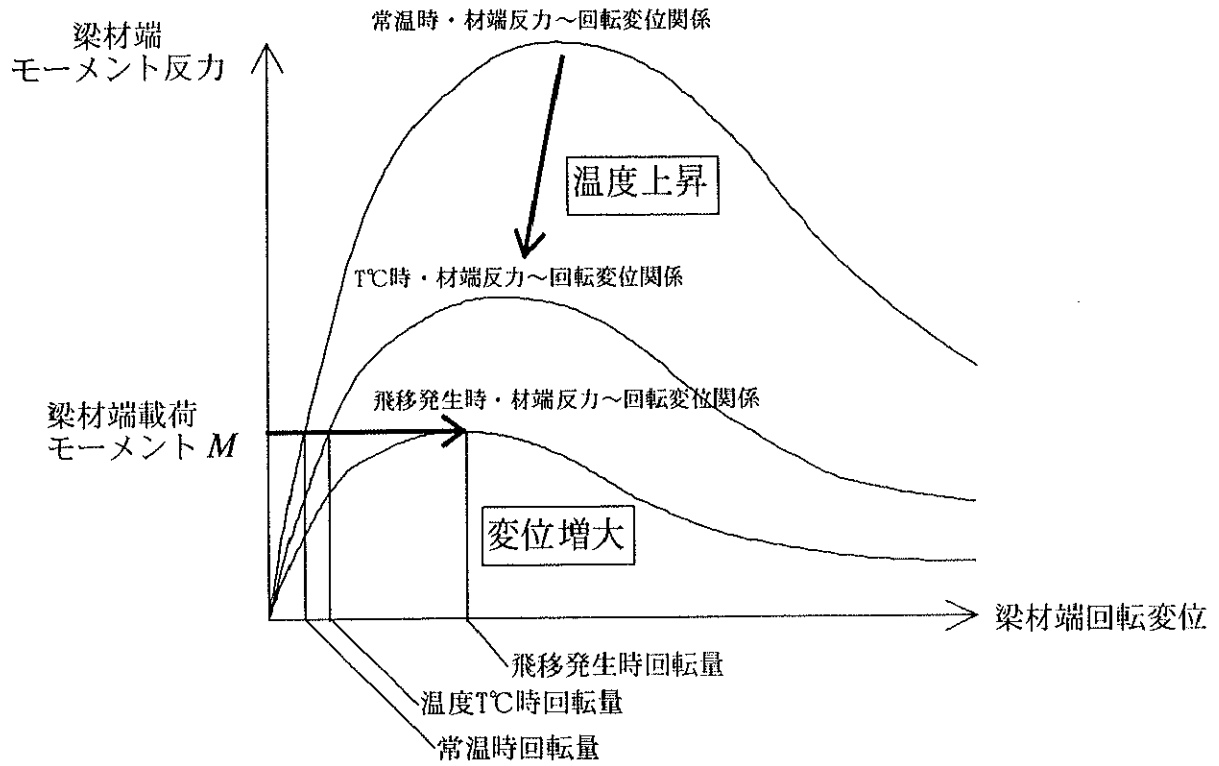


図 3. 1. 11 飛移発生前の温度漸増解析模式図

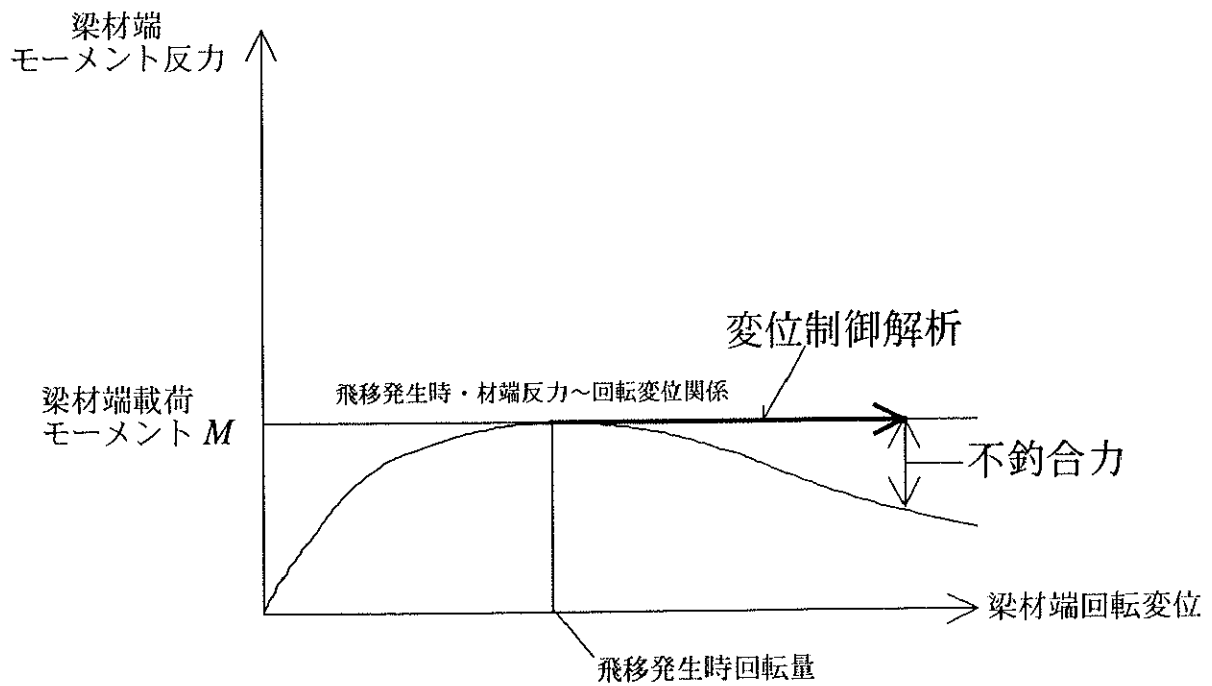


図 3. 1. 12 飛移発生後の変位制御解析模式図

### 3.1.4 横座屈温度理論値と解析結果の比較

以上に示したように、H型鋼梁は、ある温度に達すると、H型鋼梁が急に曲げ面外に変形を起こし、倒れるように安定を失う。解析結果と比較する横座屈温度の理論値は以下のようにして算出できる。

常温時における横座屈時フランジ応力は、弾・塑性に関わらず式(3.1.5)によって算出できることを示した。そこで、式(3.1.5)中の接線係数 $E_t$ が温度 $T$ の関数であることを考慮し、荷重モーメントにより生じるフランジ応力値 $\sigma$ を一定とし、梁全スパン長さ $l$ を変化させ、式(3.1.5)が成立する温度 $T$ を陰的に算出する。つまりある荷重等分布モーメントに関して、梁スパン長さ $l$ と横座屈温度 $T$ の関係が陰的に得られる。以上のように、各々の荷重モーメントに関して得られた梁スパン長さ $l$ と横座屈温度 $T$ の関係を弾塑性横座屈温度曲線と呼ぶ。

図 3.1.13 と図 3.1.14 に、解析対称である断面 H400x200x8x13 と H600x200x11x17 の横座屈温度曲線をそれぞれの降伏モーメント比  $M/\bar{M}$  に関して示す。白丸は、上記で示した横座屈温度である。其々の断面に関して、理論値である、弾塑性横座屈温度曲線と解析結果は良い対応を示している。よって、高温時、弾塑性横座屈に関して板要素有限要素モデルが妥当であると言える。



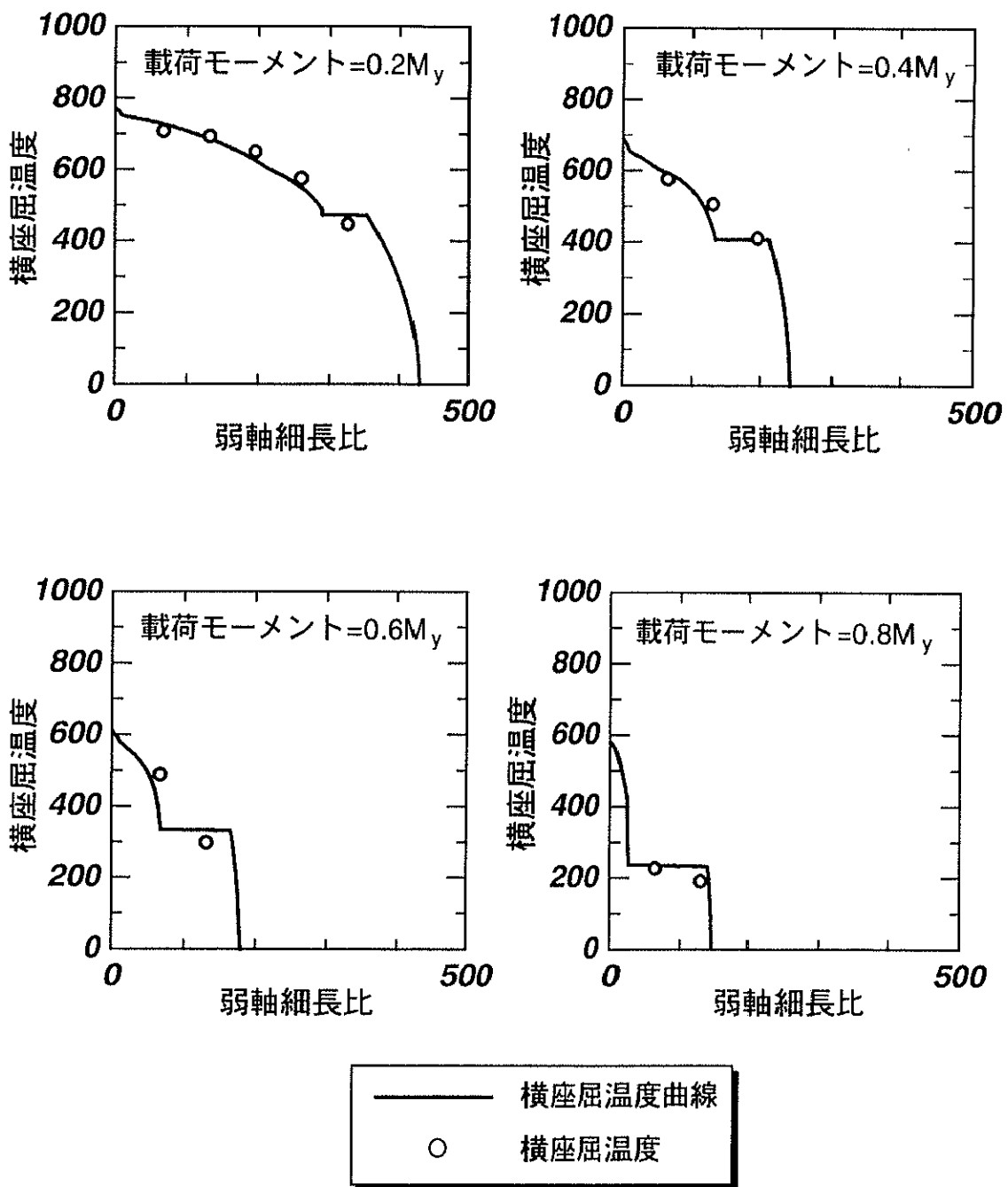


図 3. 1. 13 H400x200x8x13 の横座屈温度解析結果と横座屈温度曲線の比較

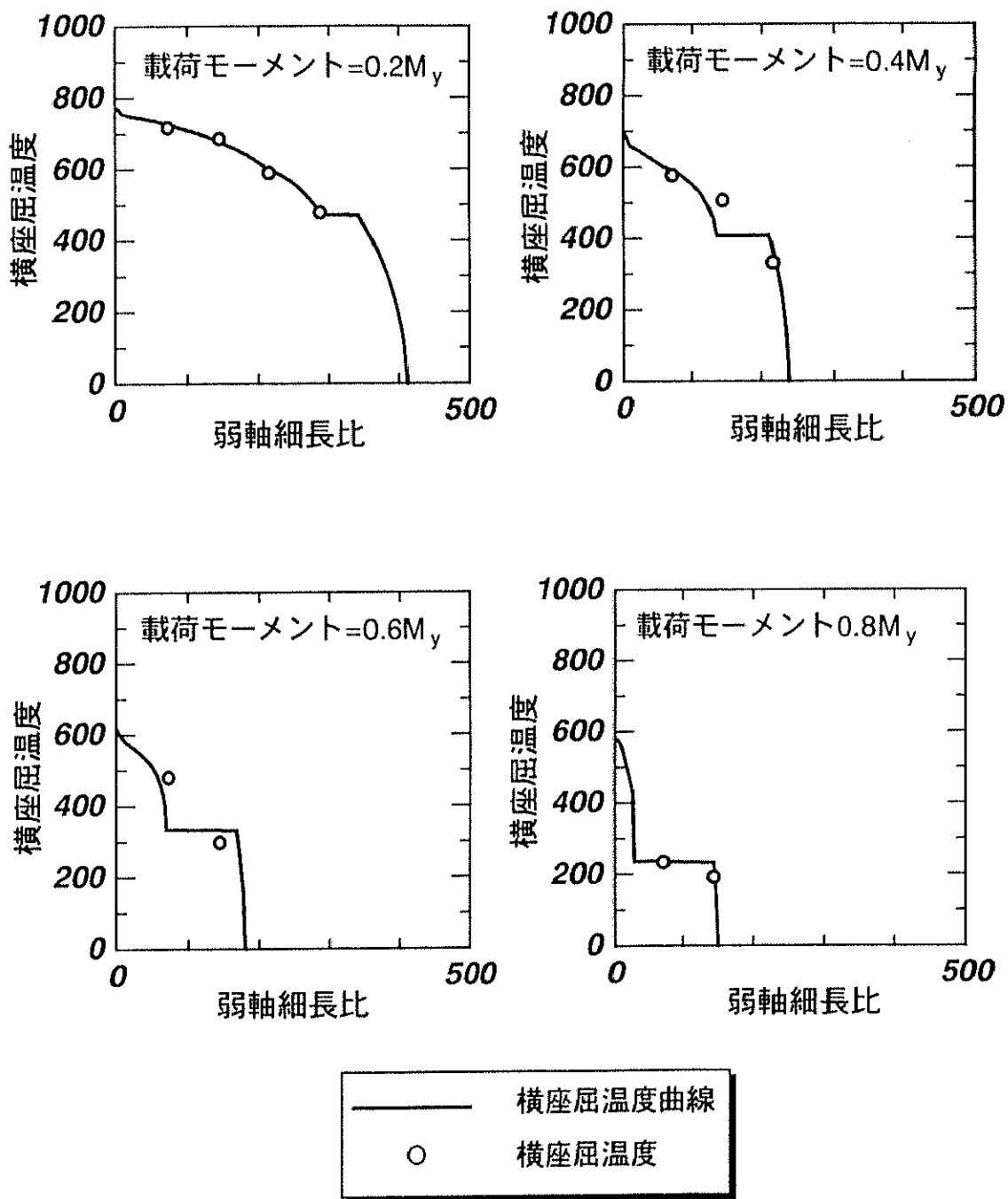


図 3. 1. 13 H600x200x11x17 の横座屈温度解析結果と横座屈温度曲線の比較

## 3.2 熱応力の発生する H 型鋼梁の崩壊温度

前節までに、板要素数値解析モデルの妥当性を単純支持条件のもと、常温時、高温時、弾・塑性時に関して示した。また等曲げモーメントが作用する単純支持鋼梁の横座屈温度は理論式から導かれる横座屈温度曲線とよく一致する事がわかった。さらに、単純支持条件の鋼梁は横座屈が即、梁の崩壊であることもわかった。よって、横座屈温度曲線より、前節で示した鋼梁の崩壊温度を算定できる。しかし、実際の火災時における鋼梁の挙動は前節で示したそれほど単純ではない。それは、温度上昇に伴い、梁自身が伸び出すことで、梁周辺架構が梁を拘束し、梁に熱応力が発生するからである。よって横座屈温度が低下することが考えられる。しかし一方、梁が横座屈を生じた後、梁は梁周辺架構に支えられることを考えると、横座屈発生温度が即、鋼梁の崩壊温度であると結論づけることはできない。

上記で示した様に、熱応力が発生する鋼梁の崩壊温度を評価することは困難であるように思える。しかし、鋼梁の高温時における崩壊温度は梁崩壊型基本崩壊温度によって評価できることが [文献 48] によって示されている。この梁崩壊型基本崩壊温度とは単純塑性理論より導かれたものである。従ってこの崩壊温度評価に際して 3 次元的な梁の不安定性は考慮されていない。実際の鋼梁は火災時において熱応力が発生する以外に、鋼材強度の低下、3 次元的不安定等、様々な不安定要因を内包し、その挙動は極めて複雑であると考えられる。よって鋼梁の崩壊温度は [文献 48] で示される梁崩壊型基本崩壊温度から低下すると考えられる。

本節では、2 章で示した、板要素数値解析モデルにより、熱応力を生じる鋼梁が高温座屈した後、梁断面形状の変形を伴いつつ崩壊状態に至るまでの挙動を詳細に解析する。さらに床スラブが鋼梁に接続された、合成梁についても同様の解析を行う。最終的に数値解析結果と後述の梁崩壊型基本崩壊温度を比較し、梁の高温時における崩壊温度の把握方法を明らかにする。

### 3.2.1 数値解析モデル

建物内部のある区画で火災が発生すると、鋼梁は温度上昇に伴う線膨張を発生する。図 3.2.1 に示すように、梁は柱と接合されているので、線膨張した鋼梁には熱応力が発生する。この熱応力の大きさは、梁周辺の拘束の大きさによって大きく異なると考えられる。さらに梁は、火災時の崩壊に際し、梁端と梁中央に塑性ヒンジを形成すると考えられる。これらを考慮して、図 3.2.1 のラーメン架構から梁単材を図 3.2.2 の様に取り出しモデル化する。本解析では、横補剛等の材上での面外への支持がないものを対象とする。そこで、変形の対称性を考慮し、解析モデルは図示のように梁中央部を対称面とする梁半スパンとする。対称面内に設けられた節点は、対称面内の並進及び回転の 3 自由度のみが許される。梁軸方向の拘束度は、軸方向のみに弾性的に伸縮する長さ  $L$  の弾性体部分のヤング率  $E$  を調整することによって与える。また剛体部分の下部 2 隅をローラー支持する。この剛体部分により、鋼梁材端の境界条件は、強・弱軸回転共に固定かつ、そり拘束となり、梁端部分に塑性ヒンジが形成されるようになる。鋼材温度は部材内一様とし、初期温度を  $0^{\circ}\text{C}$  として等分布梁上荷重を作用させた後、温度を漸増させる。鋼種は (2.6.2) 式で与えられる SS400 とする。また鋼材の線膨張係数は部材温度に依らず  $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  とする。梁

面外方向の拘束の大きさが解析結果に与える影響を検証するために、梁面外方向の拘束の無い純鉄骨梁と、梁面外方向の拘束効果が比較的大きい合成梁を解析対象とした。

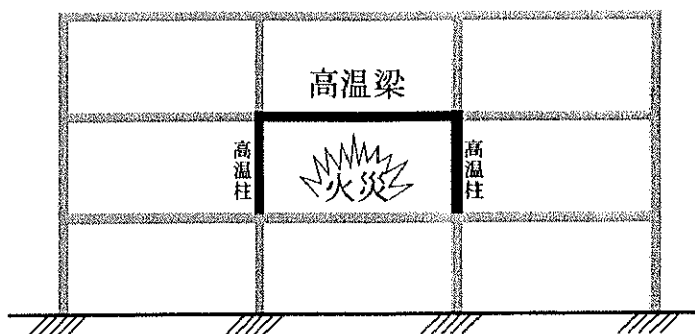


図 3. 2. 1 ラーメン架構

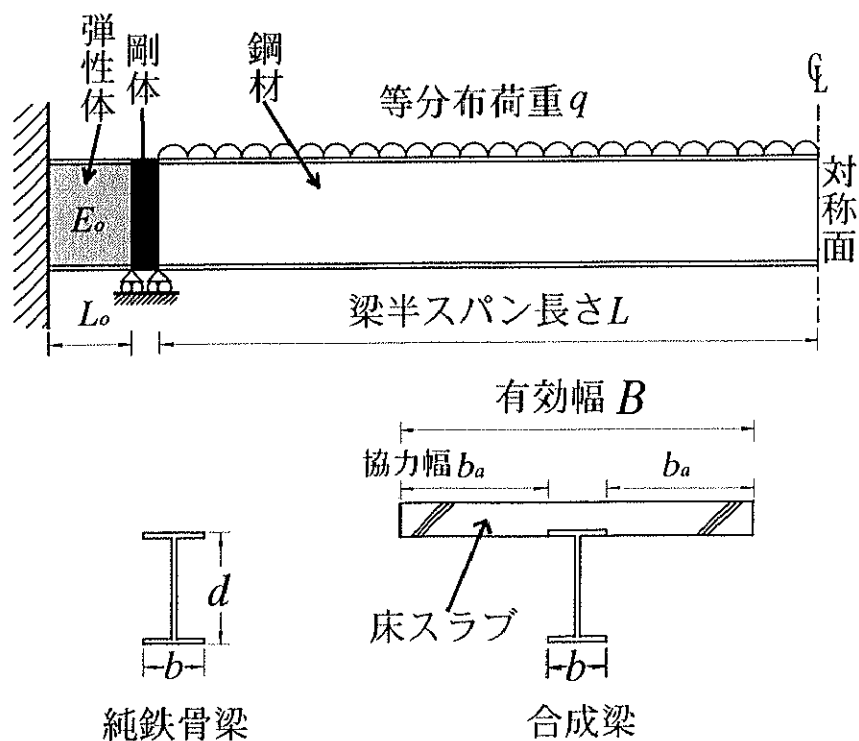


図 3. 2. 2 数値解析モデル

## ○純鉄骨梁モデル

純鉄骨梁の場合、梁上荷重は上・下フランジに半分ずつ一様に分布すると仮定した。

## ○合成梁モデル

合成梁に関しては、図 3.2.2 に示すように上フランジを床スラブ部分と純鉄骨梁部分とに分割する。床スラブ部分は上フランジに完全に接合され、床スラブと上フランジの間のずれは発生しないとす。また梁上荷重は、上フランジに一様に分布すると仮定する。床スラブの応力～歪関係はバイリニア型で近似し、引張・圧縮共に、初期ヤング率  $210tf/cm^2$ 、降伏応力  $0.2tf/cm^2$  とする。また第 2 折線の勾配は、初期ヤング率の  $1/1000$  とする。床スラブ部分の材料特性は温度の影響を受けないものと仮定する。[文献 69] に示されるように、床スラブの温度は鋼材部分のそれに比較して十分低く、床スラブは合成梁の崩壊温度に関して 2 次的要因と考えられるからである。床スラブ部分の線膨張係数は鋼材と同じ  $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}C$  とする。床スラブの有効幅  $B$  は、図示のように  $B = 2b_s + b$  とする。ここで  $b_s$  は協力幅であり

$$b_s = 0.1l \quad (3.2.1)$$

とする [文献 73, 74, 75]。ここで  $l$  は梁全長である。また  $b$  は純鉄骨梁の幅である。また床スラブ厚は、一定値  $10cm$  とする。解析パラメータは以下の 4 つとする。

1. 弱軸細長  $\lambda_y$  :

$\lambda_y = l/i_y$  であり、 $i_y$  は純鉄骨梁弱軸回転半径

2. 純鉄骨梁の断面形状:

3. 梁上荷重無次元値  $\tilde{q} = \frac{qL^2}{4M_p}$  :

$\bar{M}_p$  は軸力が作用していない状態での常温時における梁の強軸回り全塑性モーメントである。合成梁に関しては、床スラブと上フランジの間に変位が発生しないと仮定したので、正・負曲げに関して全塑性モーメントは両者等しい。

4. 梁材端の軸方向拘束度  $\bar{\beta} = \frac{(A_b + A_s)E_o L}{(A_b E_{bRT} + A_s E_{sRT})L_o}$  :

$\bar{\beta}$  は、弾性体部分と梁部分各々の軸方向剛さの比である。ここに

$A_b$  は純鉄骨梁部分断面積

$A_s$  は床スラブ部分断面積

$E_{bRT} = 2100tf/cm^2$  は常温時における鋼材のヤング率

$E_{sRT} = 210tf/cm^2$  は常温時における床スラブのヤング率

$E_o$  は弾性体部分のヤング率

解析の対象範囲を表 3.2.1 に示す。

表 3. 2. 1 解析対象範囲

|               |                                 |
|---------------|---------------------------------|
| $\lambda_y$   | 100~250                         |
| 断面形           | H400x200x8x13<br>H600x200x11x17 |
| $\tilde{q}$   | 0.1~0.9                         |
| $\bar{\beta}$ | 0.05~0.25                       |

### 3.2.2 解析結果

純鉄骨梁と合成梁の高温時における挙動を把握する為、以下に解析例を示す。

#### ○純鉄骨梁

純鉄骨梁 H400×200×8×13、 $\lambda_y = 150$ 、 $\bar{\beta} = 0.15$ 、 $\tilde{q} = 0.3$  の解析結果を図 3. 2. 3 と図 3. 2. 4 に示す。

図 3. 2. 3 は純鉄骨梁の高温域における変形を変形倍率 1 で示したものである。図 3. 2. 4 (a) (b) (c) (d) は解析結果より得られた純鉄骨梁中央部における諸変位  $\delta_0$ 、 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ （記号の意味は図中に示した）、熱応力として発生する軸力  $P$  の温度履歴である。諸変位は、下記の限界たわみ  $\delta_L$ （前節参照）で除した無次元表示となっている。また軸力  $P$  は圧縮を正とし、純鉄骨梁の常温時降伏軸力  $\bar{P}$  で除した無次元表示となっている。

図 3. 2. 4 (b) に示すように、低温域で温度上昇に伴い圧縮軸力が直線的に増加している。これは、梁の線膨張による伸び出しが梁材端の弾性体により軸方向に拘束されることによって発生する圧縮軸力である。300℃付近で圧縮軸力の上昇が鈍化し、純鉄骨梁中央部における面外、面内変位が急増している。345℃で飛移発生状態に至った。

温度上昇に伴って圧縮軸力が増大する解析では、飛移発生温度において、発生している圧縮軸力以上の軸力を鋼梁が伝達できなくなる。即ち、飛移とは、前節で示したように、温度を漸増させても、これが発生するときの梁の変形状態近傍に静的な釣合状態が存在しない現象である。図 3. 2. 7 に飛移発生時の状態を図解する。図 3. 2. 7 中の実線は、飛移発生時における温度において、梁材端を軸圧縮方向に変位させたときの梁軸方向圧縮反力と梁軸方向変位の関係を示す。梁端軸方向変位軸の原点を常温時における梁材端位置とした。飛移発生時変位が梁端軸方向変位軸の負の位置から開始しているのは、梁が高温に至る過程において梁材端が線膨張により弾性体の方向に伸び出すためである。

実際の鋼梁は、飛移発生温度到達時において、梁の慣性力と図 3. 2. 7 に示す不釣合い力が釣合いながら加速運動を開始する。梁端が鋼梁軸圧縮方向に加速変位を生じることで、圧縮軸力が急激に減少する。加速運動は梁に発生している圧縮軸力と梁軸方向圧縮反力が等しくなるまで続き、加速運動により生じた梁の運動エネルギーが高温梁と梁周辺架構の歪エネルギーに変換される。この時、鋼梁は振動し、鋼材特有の金属音を放つ。しばらく振動した後、粘性効果により静止す

る。その後、各温度に対応した変位が生じる。

飛移発生後、本解析では、前節解析と同様に、部材温度を飛移発生温度に固定し、梁材端軸方向変位を強制的に増やして行く。そうすると、前節同様に、この強制変位に対応する反力は漸減する（前節図 3. 1. 12）。これが強制変位の増加にも拘わらず、元の存在荷重値に復帰出来ないならば飛移発生温度は梁の崩壊温度である。ところが熱応力が発生する鋼梁の多くの場合、横座屈発生後の応力再配分に伴い、当該反力は強制変位と共に増加に転じて、元の存在荷重に復帰する（図 3. 2. 7）。これは不連続的な変形の増加を代償として梁が安定を回復したことを意味する。飛移とは一時的な不安定であって、安定を回復した後は元の荷重一定、温度漸増の解析を続けることができるようになる（図 3. 2. 8）。

飛移発生により、梁中央部における面外変位が急増し（図 3. 2. 4 (c) (d)）、横座屈が発生する。飛移を伴った横座屈発生により圧縮軸力も急激に減少している（図 3. 2. 4 (b)）ことが分る。座屈モードは、断面の大きな捩じれを伴うが、断面形が大きく変形することはない。これは純鉄骨梁特有の不安定モードである。

飛移発生温度からさらに温度が上昇すると 554℃で梁中央部の面内変位が $\delta_c$ に到達し（図 3. 2. 3 上段）、587℃で圧縮軸力が零に到達する（図 3. 2. 3 中段）。この温度を上回る温度域では、梁の軸力は圧縮から引張に転じ、この後、梁にはハンモック状の安定な釣合が発達する（図 3. 2. 3 下段）[文献 48]。3次元弾塑性安定解析では、解析モデルの1積分点における応力～歪曲線の接線勾配が零に十分漸近する 748℃まで解析した。この温度を解析終了時温度とし、全ての解析について上記の状態に至る温度まで解析した。

### ○合成梁

合成梁 H600×200×11×17、 $\lambda_r = 200$ 、 $\bar{\beta} = 0.15$ 、 $\bar{q} = 0.3$ の解析結果を図 3. 2. 5 と図 3. 2. 6 (a) (b) (c) (d)に示す。合成梁の圧縮軸力も温度上昇に伴い増加し、この例では約 425℃で最大になる（図 3. 2. 6 (b)）。

この温度で合成梁断面は、梁端部分において軸力と曲げを伝達する全塑性状態に至り、塑性ヒンジを形成する。梁端部の塑性ヒンジ形成により、合成梁中央部における面内変位が急増し、圧縮軸力の増加が鈍化する。

更に温度が上昇すると、552℃で合成梁中央部の面内変位が $\delta_c$ に到達し（図 3. 2. 5 上段）、705℃で軸力が零に到達する（図 3. 2. 5 中段）。これ以降、合成梁の軸力は圧縮から引張に転ずる。温度上昇に伴いウェブが面外に大きく湾曲し始め、これに対応して下フランジの面外変形が急増する（図 3. 2. 6 (d)）。これは合成梁に特有な不安定モードである。解析終了時温度は 831℃である。

### ○軸方向拘束度の影響

$\bar{\beta} = 0.05, 0.15, 0.25$ とした3ケースの解析結果を純鉄骨梁（図 3. 2. 9）、合成梁（図 3. 2. 10）について示す。低温域では軸方向拘束度 $\bar{\beta}$ の大きな梁ほど大きな圧縮軸力が発生している。これに対応して、 $\bar{\beta}$ の大きな純鉄骨梁ほどより低温で横座屈が発生し、面内変位も急増する。また $\bar{\beta}$ の大きな合成梁ほどより低温で梁材端が全塑性状態に至り、面内変位が急増する。しかし軸力が零に到達する温度は、図に見るように $\bar{\beta}$ の影響をあまり受けない。

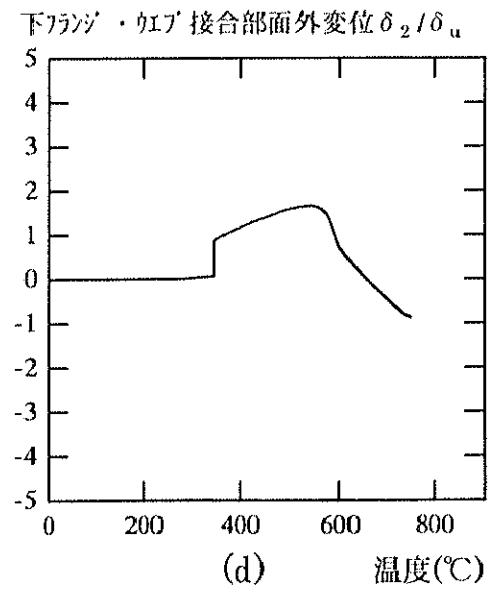
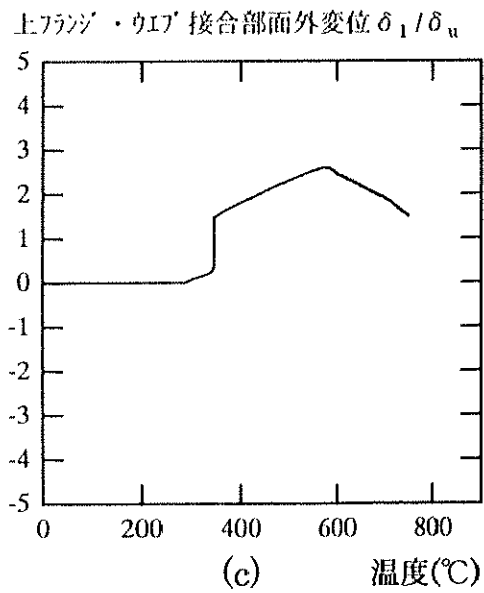
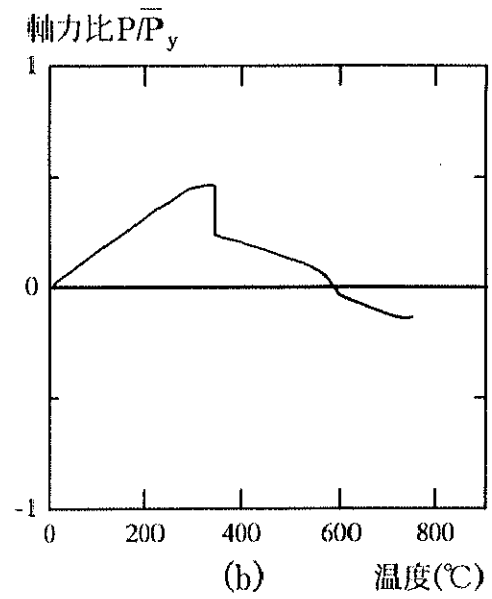
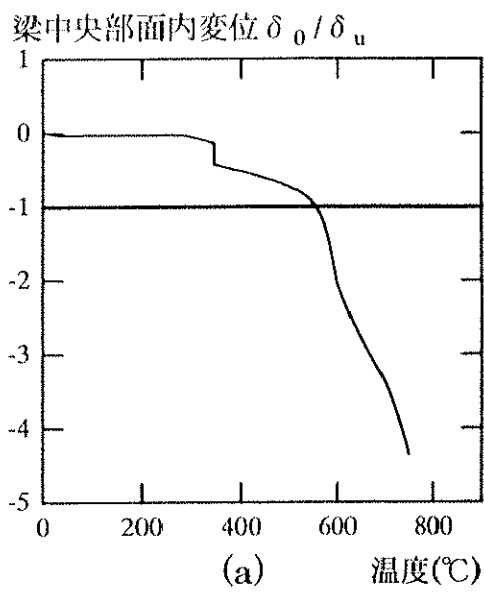
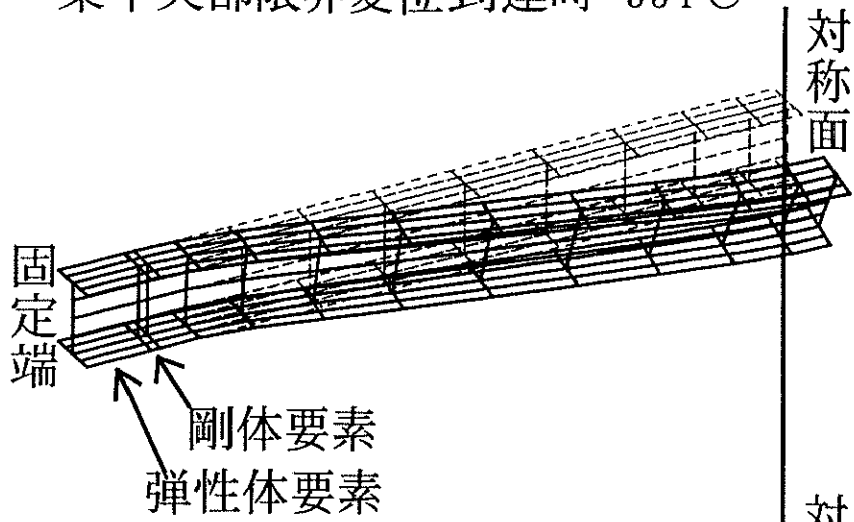


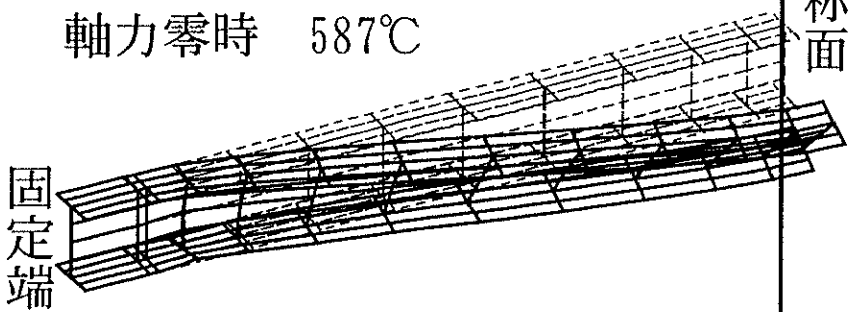
図 3. 2. 3 H400x200x8x13、 $\lambda_w = 150$ 、 $\bar{\beta} = 0.15$ 、 $\bar{q} = 0.3$   
純鉄骨梁の諸変位、軸力温度履歴



梁中央部限界變位到達時 554°C



軸力零時 587°C



解析終了時 748°C

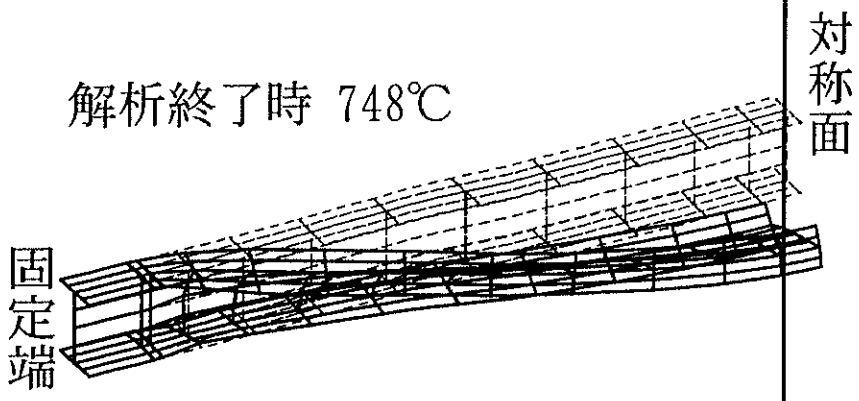


圖 3. 2. 4 H400x200x8x13、 $\lambda = 150$ 、 $\bar{\beta} = 0.15$ 、 $\bar{q} = 0.3$

純鉄骨梁變形圖 變形倍率 1 倍

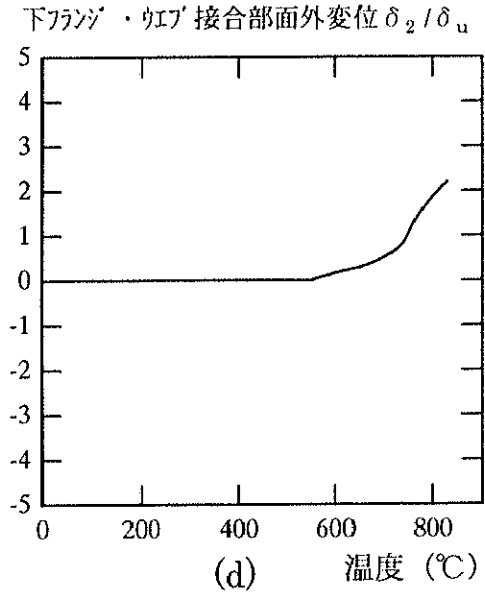
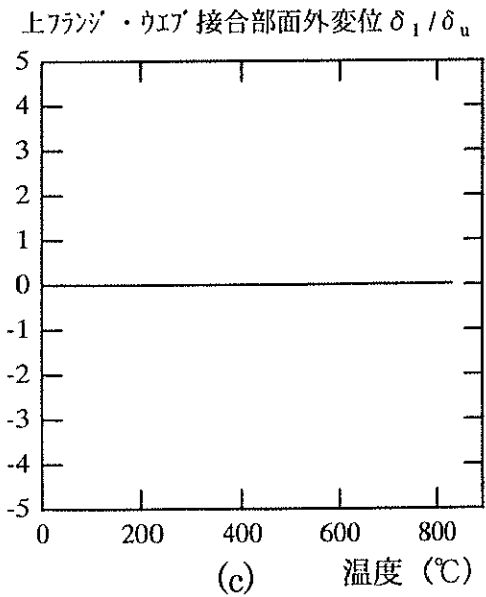
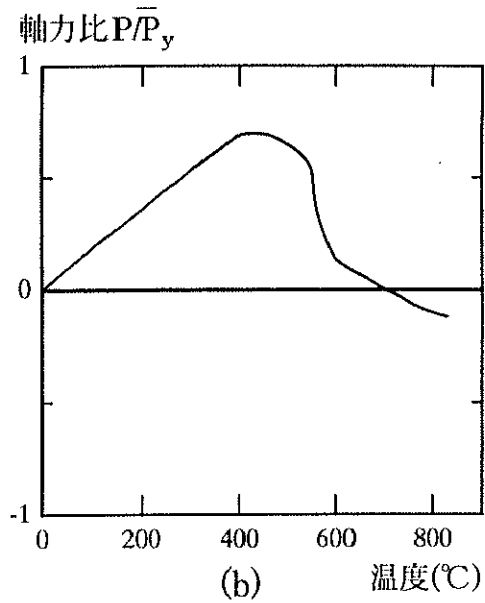
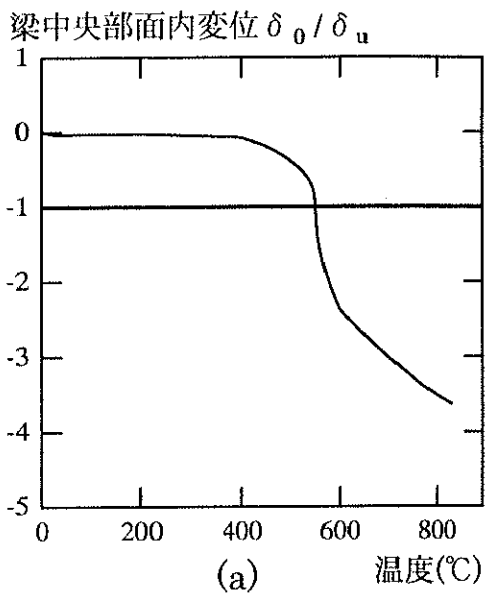


図 3. 2. 5 H600x200x11x17、 $\lambda_y = 200$ 、 $\bar{\beta} = 0.15$ 、 $\tilde{q} = 0.3$   
合成梁の諸変位、軸力温度履歴

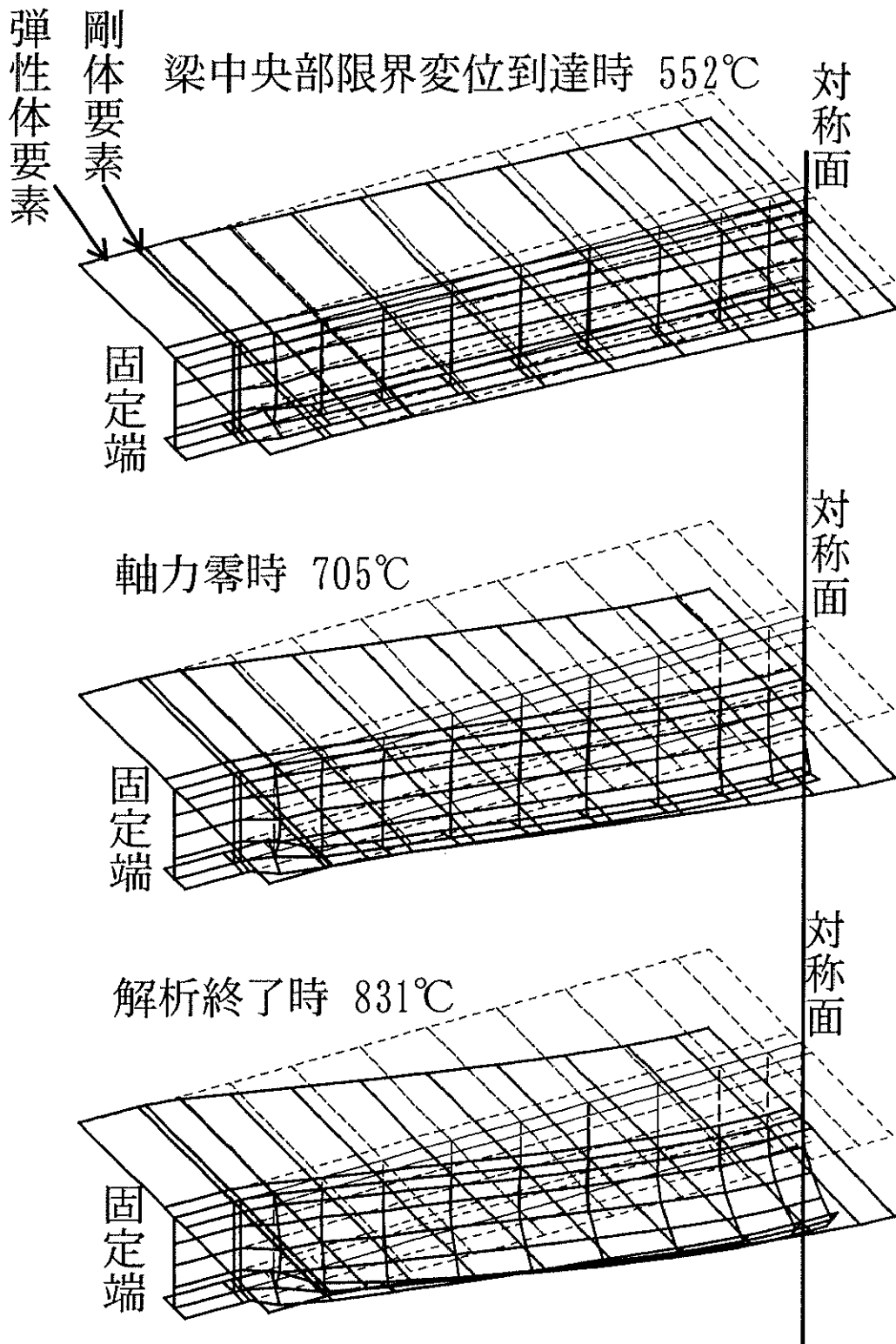


图 3. 2. 6 H600x200x11x17,  $\lambda_s = 200$ ,  $\bar{\beta} = 0.15$ ,  $\bar{q} = 0.3$   
合成梁变形图、变形倍率 1 倍

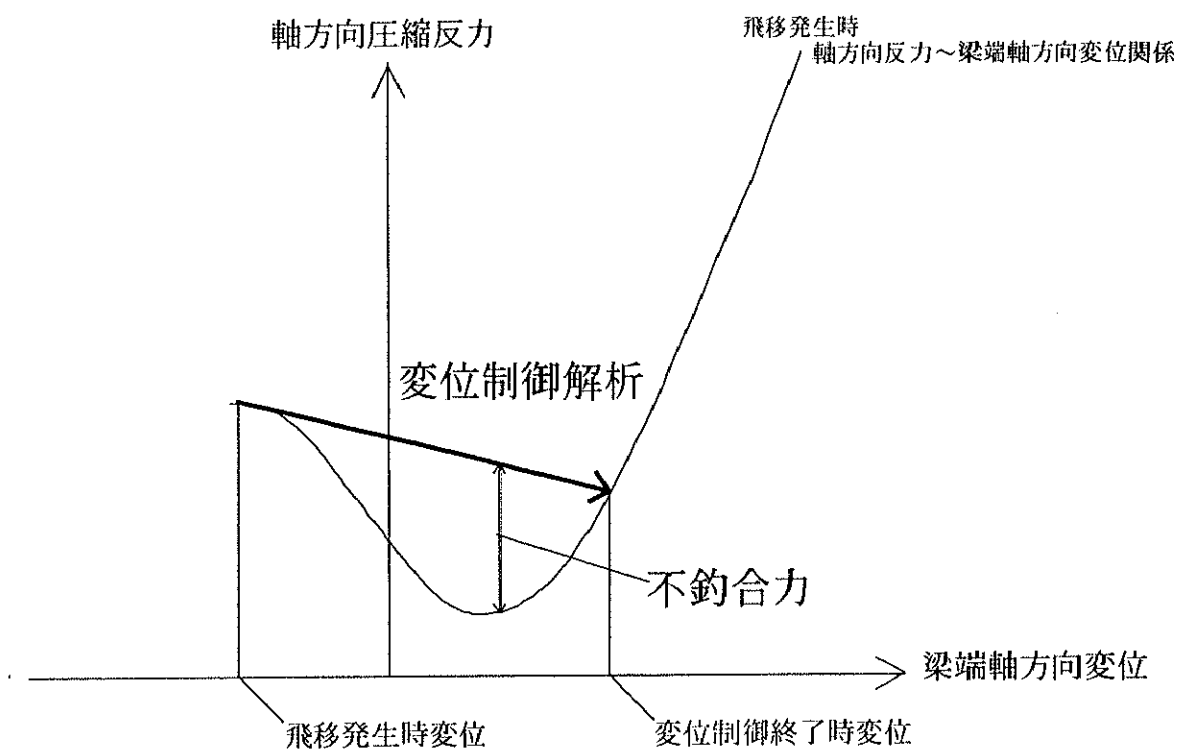


図 3. 2. 7 変位制御終了時模式図

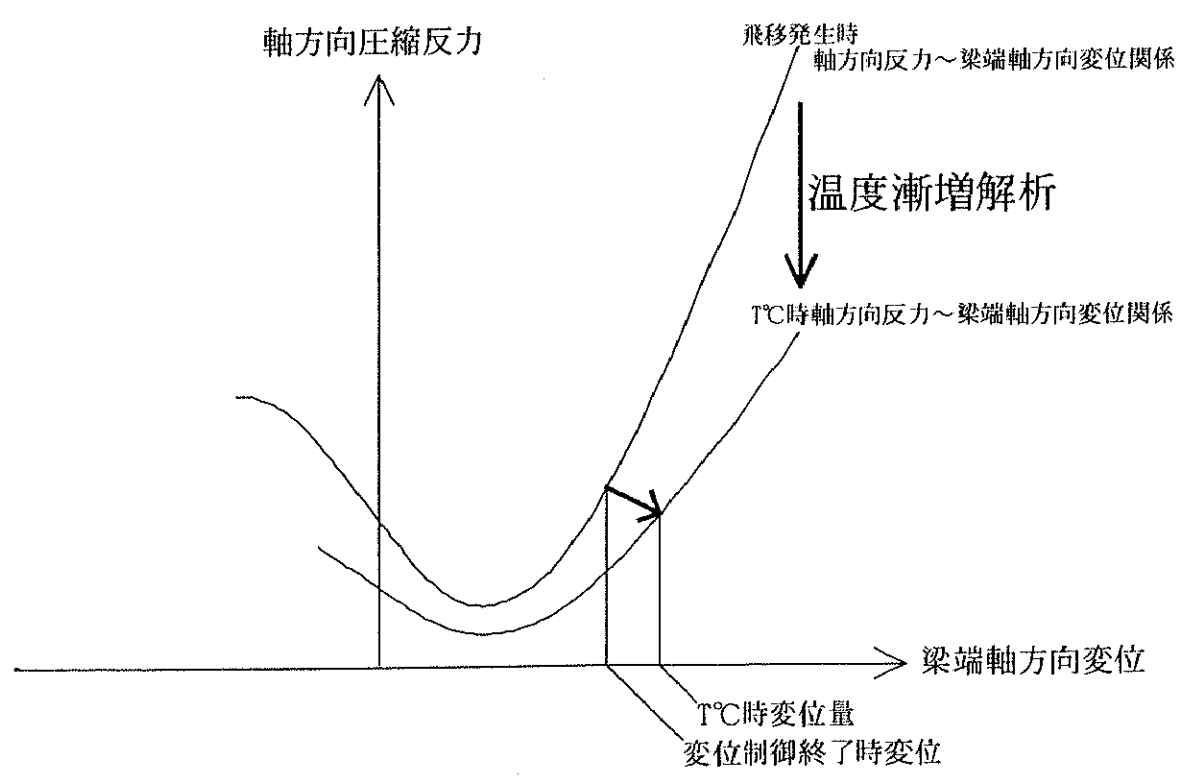


図 3. 2. 8 飛移終了後温度漸増解析模式図

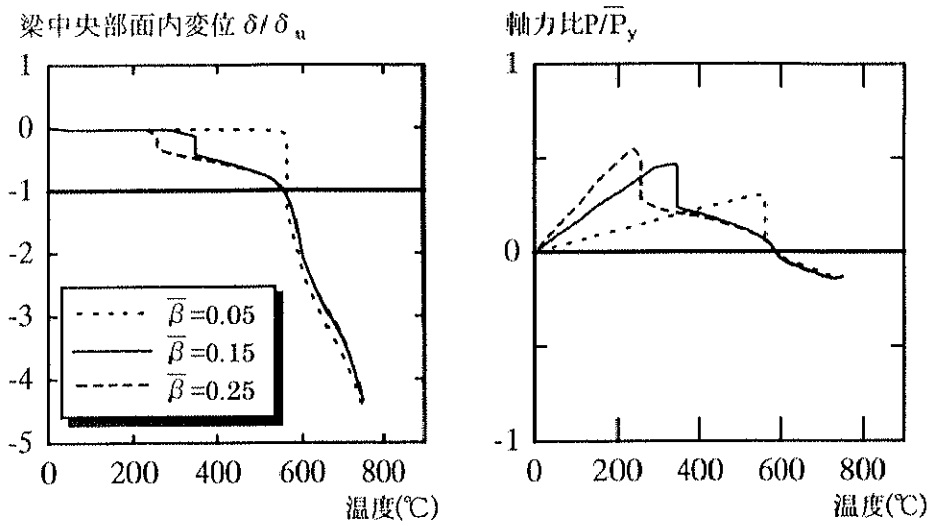


図 3. 2. 9 H400x200x8x13,  $\lambda_y = 150$ ,  $\tilde{q} = 0.3$   
純鉄骨梁、軸方向拘束度  $\bar{\beta}$  による比較

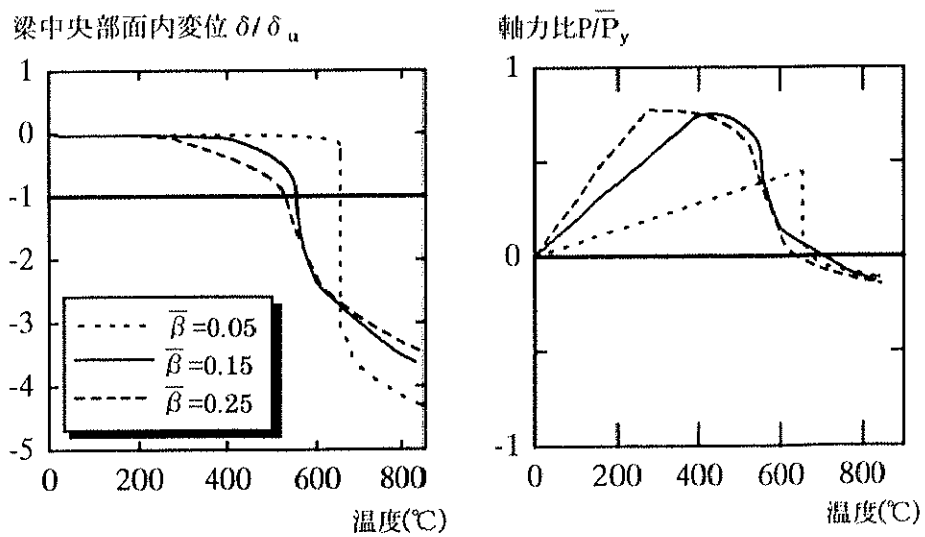


図 3. 2. 10 H600x200x11x17,  $\lambda_y = 200$ ,  $\tilde{q} = 0.3$   
合成梁、軸方向拘束度  $\bar{\beta}$  による比較

### 3.2.3 鋼梁の崩壊温度

始めに、梁の基本崩壊温度[48]について要約し、次に数値解析から得た下記3量に着目し、各々を基本崩壊温度と比較する。

1. 軸力が零になる温度（以後これを軸力零時温度と呼ぶ）
2. 梁中央部の面内変位が $2\delta_0$ に到達する時の温度
3. 解析終了時温度

上記1.の軸力零時温度は梁の崩壊温度の実用的評価値と考えられる。梁はこの温度を境にして、梁固有の曲げ的な抵抗から柱に寄りかかる引張状態に移行するからである。上記2.のたわみは、耐火設計上許容される上限規模の大きさであると考えられる。上記3.の温度は終局温度の参考値である。

解析結果の軸方向拘束度の影響で示したように、軸力零時温度は、 $\bar{\beta}$ の差異にあまり影響を受けないので、以下 $\bar{\beta} = 0.15$ の解析結果のみを採り上げる。

最後に、純鉄骨梁の大きな捩じれを伴う横座屈モードに着目して基本横座屈崩壊温度を提案する。同様に合成梁のウェブが面外に湾曲する不安定モードに着目して基本合成梁崩壊温度を提案する。

#### ○基本崩壊温度

鋼材の高温時有効降伏応力 $\sigma_r$ は歪1%時応力とすることができる[48]。図3.2.11中の破線は、(2.6.2)式の歪1%時応力 $\sigma_r$ の温度上昇に伴う低下を、常温時における歪1%時応力 $\bar{\sigma}_r$ で除して無次元表示したものである。図中には引張試験結果[5]も併記されている。図中の破線及び試験結果で代表される鋼材の強度低下率は、次の $\kappa(T)$ で近似することが出来る[48]。

$$\kappa(T) = \begin{cases} 1 & (RT \leq T < 400) \\ 1 - \frac{0.9}{400}(T - 400) & (400 \leq T) \end{cases} \quad (3.2.2)$$

梁の基本崩壊温度算出に際して、次の2仮定を設ける。

- 仮定1. 材料は任意の温度で、降伏応力 $\sigma_r = \bar{\sigma}_r \kappa(T)$ を持つ完全剛塑性体とする。
- 仮定2. 架構における力の釣り合いは、微小変形理論の枠内で考える。

上記2仮定をふまえて、高温時における鋼梁の崩壊型を図3.2.12のように仮定すると、高温時における崩壊梁上荷重 $q_u$ は次式で与えられる[48]。

$$q_c = \frac{4M_p}{L^2} \quad (3.2.3)$$

ここで  $M_p$  は高温時における梁の強軸回り全塑性モーメントである。無次元化された梁上荷重  $\tilde{q}$  を次式で定義する [48]。

$$\tilde{q} = \frac{qL^2}{4M_p} \quad (3.2.4)$$

常温下における梁の崩壊荷重は、 $\tilde{q} = 1$  に相当する荷重  $q$  に一致する。(3.2.4)式に(3.2.3)式を代入すると

$$\tilde{q}_c = \kappa(T) \quad (3.2.5)$$

(3.2.5)式は、梁の  $\tilde{q}_c \sim T$  関係が図 3.2.11 及び(3.2.2)式で与えられる鋼材の  $\kappa \sim T$  関係に合同であることを意味する。梁の基本崩壊温度とは、梁上荷重  $\tilde{q}_c$  に対応するこの曲線上の  $T$  値に他ならない。

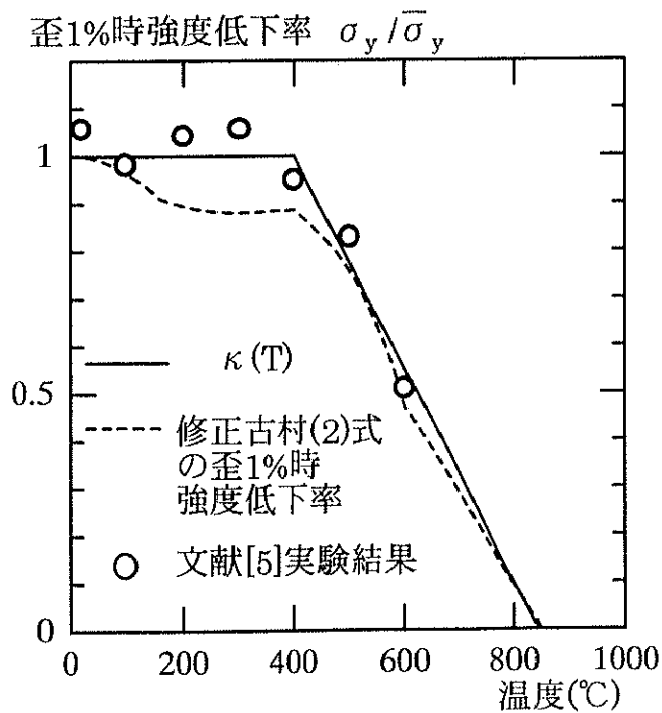


図 3.2.11 歪 1%時強度低下率

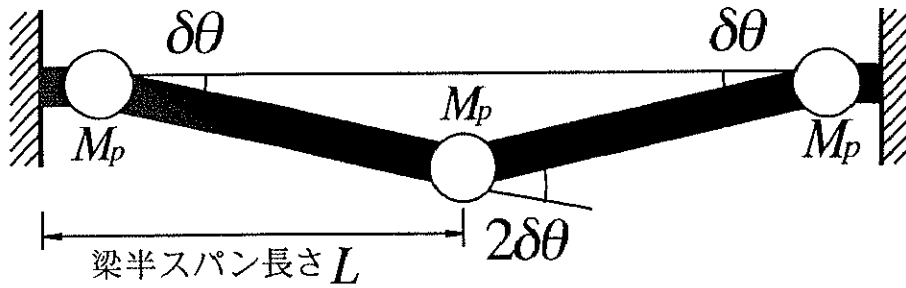


図 3. 2. 12 梁崩壊モデル

### ○ 純鉄骨梁の崩壊温度

図 3. 2. 13 に軸力零時温度と解析終了時温度を示し、図 3. 2. 14 に梁中央部の面内変位が  $2\delta_c$  に到達する時の温度と解析終了時温度を示す。図 3. 2. 13 に見るように、解析終了時温度は、 $\bar{q}$  が大きくないときは基本崩壊温度にほぼ一致する。一方、軸力零時温度とたわみが  $2\delta_c$  に至る温度はほぼ一致し、これらは基本崩壊温度を大きく下回る。この低下は、梁上荷重が大きい程、また弱軸細長比が大きい程より大きい傾向にある。さらにこの傾向は断面 H600x200x11x17 ほど顕著である。

### ○ 基本横座屈崩壊温度

軸力零時温度の簡便な推定法を以下に考察する。図 3. 2. 3 に示すように、純鉄骨梁中央が捩じられ、この梁中央部の断面は弱軸曲げの全塑性状態の様相を呈している。これを考慮し、純鉄骨梁は、梁両端では強軸回り全塑性モーメントを、中央では弱軸回り全塑性モーメントを伝達すると仮定する。上記の仮定により、基本崩壊温度を下式のように修正する。

$$\bar{q}'_c = \frac{1}{2}(1 + \gamma')\kappa(T) \left( \gamma' = \frac{\bar{M}_w}{\bar{M}_s} \right) \quad (3.2.6)$$

ここで  $\bar{M}_w$  は常温時における純鉄骨梁の弱軸回り全塑性モーメントであり、 $\bar{M}_s$  は常温時における純鉄骨梁の強軸回り全塑性モーメントである。(3. 2. 6)式で推定される純鉄骨梁の崩壊温度を基本横座屈崩壊温度と呼び、 $\bar{q}'_c \sim T$  関係を図 3. 2. 13 と図 3. 2. 14 中に破線で示す。図に見るように(3. 2. 6)式は、軸力零時温度の的確な推定値であることが分る。



## ○合成梁の崩壊温度

図 3. 2. 15 に示すように、断面 H400×200×8×13 の鉄骨梁より成る合成梁の軸力零時温度は基本崩壊温度にほぼ一致する。一方、断面 H600×200×11×17 の鉄骨梁より成る合成梁の軸力零時温度は基本崩壊温度を下回る。また、何れの合成梁についても、解析終了時温度は、基本崩壊温度を大きく上回る。断面 H600×200×11×17 の鉄骨梁より成る合成梁が断面 H400×200×8×13 の鉄骨梁より成る合成梁より軸力零時温度の基本崩壊温度からの低下量が大きいのは、断面 H600×200×11×17 の鉄骨梁より成る合成梁はウェブが面外に大きく湾曲し、断面形状が崩れやすいからである。断面 H600×200×11×17 の鉄骨梁より成る合成梁に関して、軸力零時温度と梁中央部の面内変位が  $2\delta_c$  に達する時の温度は概ね一致している（図 3. 2. 15 右図と図 3. 2. 16 右図）。しかし断面 H400×200×8×13 の鉄骨梁より成る合成梁に関しては、 $\lambda_p$  により、 $2\delta_c$  に至る温度は大きく異なる。特に  $\lambda_p = 150$  の合成梁が  $2\delta_c$  に至る温度は基本崩壊温度を下回る。

## ○基本合成梁崩壊温度

合成梁の軸力零時温度や梁中央部の面内変位が  $2\delta_c$  に至る温度は、合成梁中央と端部において鉄骨梁部分の断面形が崩れるために基本崩壊温度を下回ることが多いと予想される。合成梁の場合、軸力零時、梁中央部の面内変位が  $2\delta_c$  に至る時の梁の変形状態を観察すると、合成梁端部では、下フランジに局部座屈が発生し、梁中央では若干ウェブが面外に反れている。梁端で局部座屈、梁中央でウェブが面外座屈を有する場合、これらの不安定挙動を有する断面において、的確な全塑性モーメントを簡便に評価することは困難である。設計の現場では、簡便で、安全側を示す的確な崩壊温度略算式が求められているので、合成梁の危険温度を安全に評価するために、床スラブは純鉄骨梁の横座屈を拘束する効果のみ保有するとし、曲げ強度には寄与しないと仮定する。つまり鉄骨部分の断面形が崩れる不安定効果は、床スラブの合成梁に対する曲げ強度寄与分を無視することで評価する。以上により、合成梁の基本崩壊温度は下式のように修正される。

$$\tilde{q}_c'' = \gamma'' k(T) \left( \gamma'' = \frac{\bar{M}_p}{\bar{M}_{p\text{合成梁}}} \right) \quad (3. 2. 7)$$

ここで  $\bar{M}_p$  は常温時における純鉄骨梁の強軸回り全塑性モーメントであり、 $\bar{M}_{p\text{合成梁}}$  は常温時における合成梁の全塑性モーメントである。(3. 2. 7)式で推定される合成梁の崩壊温度を基本合成梁崩壊温度と呼び、 $\tilde{q}_c'' \sim T$  関係を図 3. 2. 15 と図 3. 2. 16 中に示す。図 3. 2. 15、図 3. 2. 16 に示すように基本合成梁崩壊温度が  $\lambda_p$  によって若干異なるのは、スラブの協力幅  $b_s$  を(3. 2. 1)式により算定した為、それぞれの  $\lambda_p$  について合成梁の全塑性モーメントが若干異なるからである。両図より、軸力零時温度と梁中央部面内変位が  $2\delta_c$  に達する時の温度は、基本合成梁崩壊温度で、的確又は安全側に評価できる。

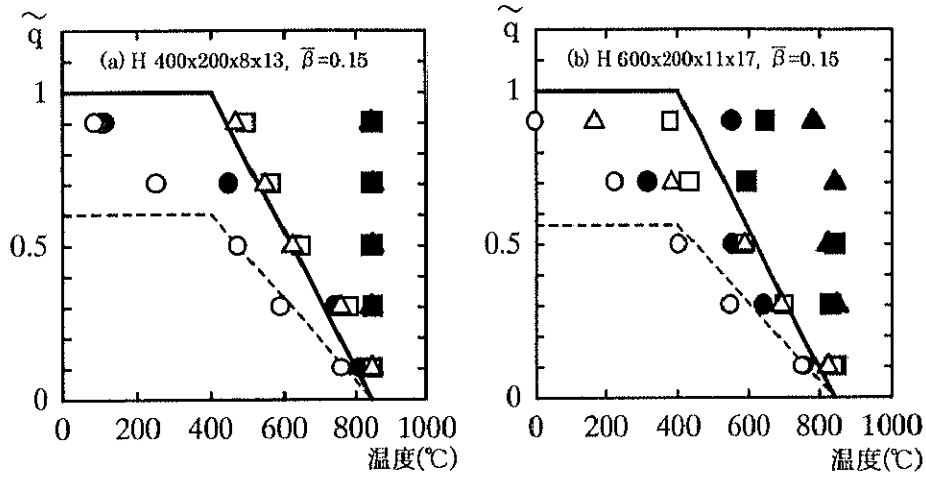
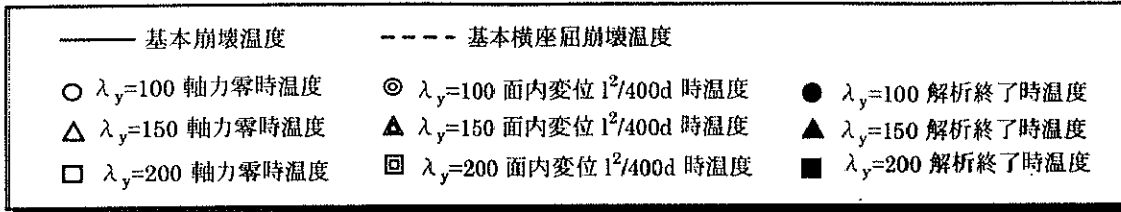


図 3. 2. 13 純鉄骨梁解析結果と基本崩壊温度の比較 (その 1)

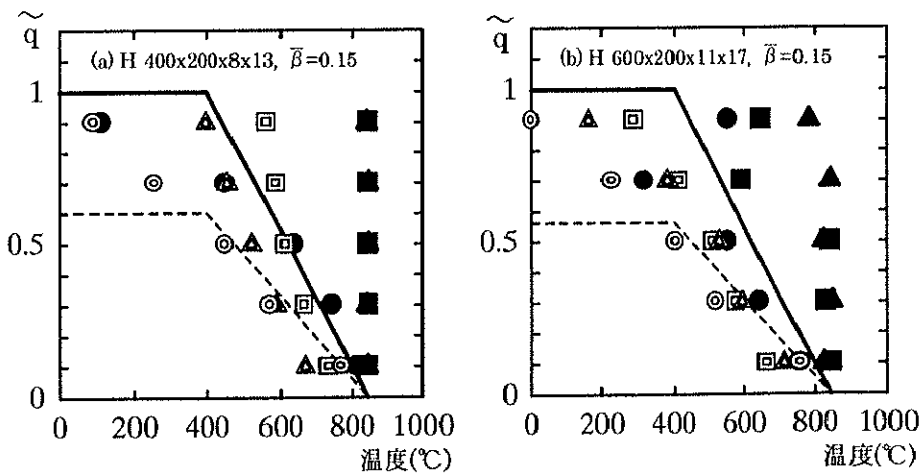


図 3. 2. 14 純鉄骨梁解析結果と基本崩壊温度の比較 (その 2)

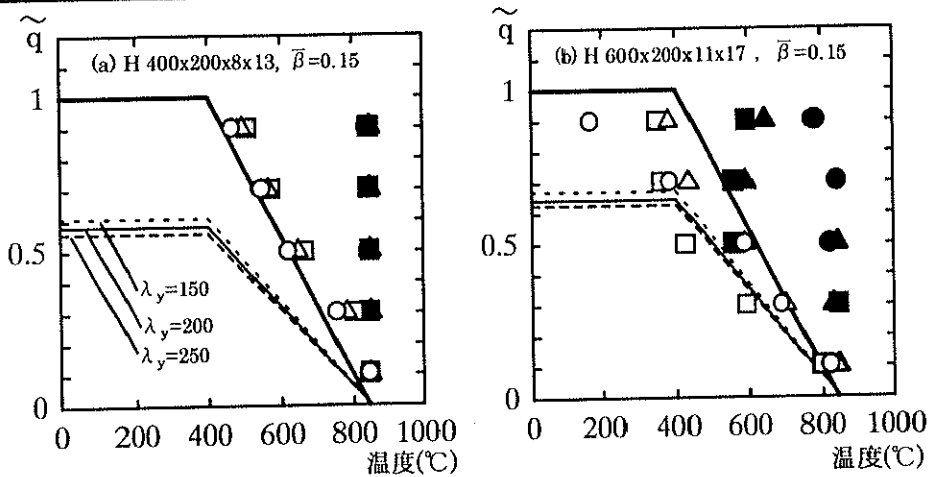
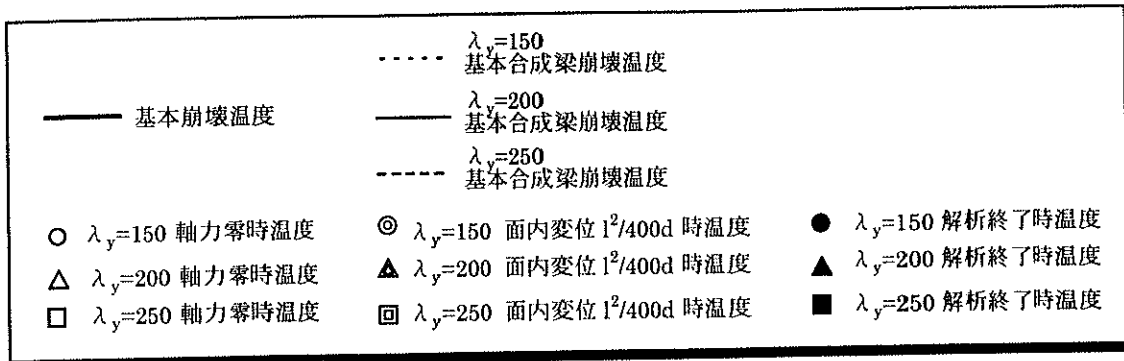


図 3. 2. 15 合成梁解析結果と基本崩壊温度の比較 (その 1)

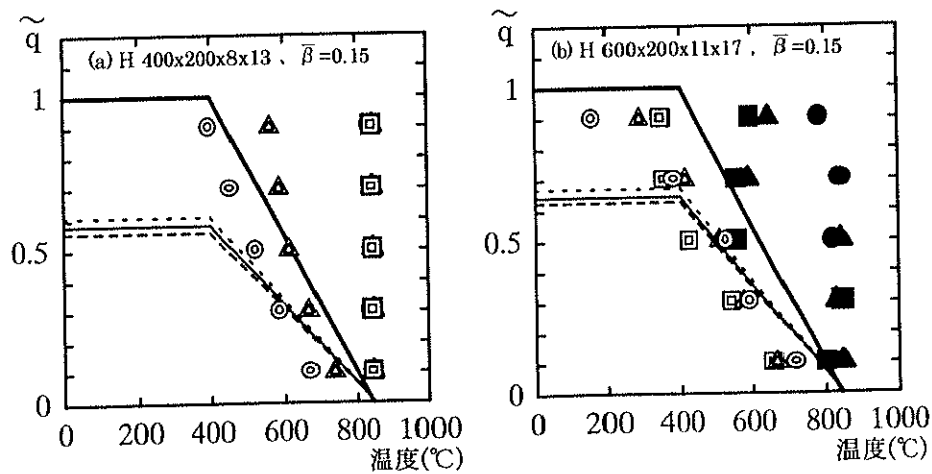


図 3. 2. 16 合成梁解析結果と基本崩壊温度の比較 (その 2)

### 3.3 本章まとめ

本章前半では、熱応力の発生しない、単純支持された鋼梁の数値解析を行った。熱応力の発生しない鋼梁は、飛移発生後、反力が増加に転じることはなかった。飛移発生時を横座屈発生時として、理論値と解析結果を比較すると、解析結果は常温・高温時、弾・塑性時において、理論値に近接した。理論値と解析結果の比較により、板要素数値解析モデルの妥当性を検証できた。

本章後半は、純鉄骨梁、及びスラブ付き鉄骨梁が火災加熱を受けて崩壊に至るまでの挙動を有限要素解析に基づく精算によって明らかにするとともに、この種の梁の崩壊温度に対する簡明な評価法を提案したものである。架構中の梁は、加熱と共に生ずる自己の軸方向伸び出しが周辺架構によって拘束されるため、大きな軸圧縮力を被る。これは熱応力である。純鉄骨梁はこれによって比較的低温域で横座屈を呈する。一方、スラブ付き梁は、上フランジの横変位がスラブによって拘束されるため、横座屈を発生することなく、塑性崩壊機構を形成する。しかし、梁は、横座屈後ないし機構形成後、両端を周辺架構に支持されているため、更に高温に耐えることが出来る。即ち、これ以後の部材温度上昇に伴い、梁の熱応力は漸減し、その軸力は圧縮から引張に転じて、ハンモック状の釣合を形成し始める。この過程では、純鉄骨梁の戻り角は増え続けるものの、その横変位は減少しはじめる。スラブ付き梁においては、ウェブが面外に曲がり始め、これに対応して下フランジの横変位が顕在化して終局状態に近づく。

本章後半部では、上記精算を踏まえ、梁の軸力が圧縮から引張に転ずるとき、梁に成立するであろう近似的な力の釣合を、その時梁に発生している変形モードなどを参照して作成した。これによって簡便に概算される崩壊温度を、純鉄骨梁に対しては「基本横座屈崩壊温度」といい、スラブ付き梁に対しては「基本合成梁崩壊温度」という。検討の結果、両崩壊温度概算値は、精算より得る軸力零時温度、及びたわみが  $2\delta_c = l^2/400d$  に至る温度の低い方とよく対応することが分かった。

両端を拘束される梁は火災時面外変位を発生した後も極めて安定であり、どこを梁の崩壊温度とすべきか確定し難いところがある。従来、耐火試験などでは、たわみが  $\delta_c$  あるいは  $2\delta_c$  になる状態を梁の耐火性の限界としている。これは梁に発生する歪や、梁に支えられる床の遮炎性などを総合的に捉えた梁の限界状態である。やや曖昧であるが、従来に倣ってこの程度の変形状態を梁の耐火性の実用限界とするならば、軸力零時の状態とはこの変形状態を力学の言葉で言い換えたことになる。この場合、「基本横座屈崩壊温度」や「基本合成梁崩壊温度」はこの限界状態の近似的表現になり得ると考えられる