

鉄骨柱梁溶接接合部の塑性変形能力と
載荷速度・温度上昇・材質特性変化の相関

(12450224)

平成12年度～平成13年度科学研究費補助金 (基盤研究 (B)(2))

研究成果報告書

京都大学図書

平成14年3月



9810053447

附属図書館

研究代表者 中島 正愛

(京都大学防災研究所)

科研

2001

172

鉄骨柱梁溶接接合部の塑性変形能力と
載荷速度・温度上昇・材質特性変化の相関

(12450224)

平成12年度～平成13年度科学研究費補助金 (基盤研究 (B)(2))

研究成果報告書

平成14年3月

研究代表者 中島 正愛
(京都大学防災研究所)

はしがき

1995年兵庫県南部地震において、現行の設計施工プラクティスにのっとして製作された鋼構造溶接柱梁接合部が、破断を含めて甚大な被害を受けた。その理由の一つとして挙げられた「地震という動的現象の影響」、つまり「動的載荷による鋼材特性の変化」については、実大規模でしかも動的な載荷実験を実施できる装置他が限られていたこともあって、その真偽のほどは長らく未検証にとどまっていた。また動的載荷においては、歪速度の違いに起因する鋼材特性の変化に加えて、塑性化によるエネルギー消費、このエネルギーの熱エネルギーへの変換、それに伴う温度上昇も顕著で、温度上昇による鋼材特性の変化もまた無視しえないことが指摘されている。

本報告書は、平成12～13年度の二年間にわたり文部科学省科学研究費の助成を受けた「鉄骨柱梁溶接接合部の塑性変形能力と載荷速度・温度上昇・材質特性変化の相関」(基盤研究(B)(2))の研究報告である。本報告書では、地震時における鋼溶接柱梁接合部に作用する塑性歪とそれに伴う温度上昇に関する詳細な実験データを獲得するための実大動的載荷実験、複雑な塑性歪分布とそれを引き起こす要因を分析するための弾塑性有限要素法解析、また塑性歪→熱エネルギー→温度上昇の関係をシミュレーションするための熱伝導解析から構成されている。またこれら一連の検討から、温度を計測することによってその発熱分布を逆に予測するという方法の提案にも言及している。鋼溶接柱梁接合部の耐震性能に及ぼす動的載荷の影響に対して定量的な知見を与える内容で、これら接合部に対するより合理的な耐震設計を導くうえの基礎資料と位置づく。

2002年3月

中島 正愛

研究組織：

研究代表者 中島 正愛 京都大学防災研究所・教授
研究分担者 銚井 修一 京都大学大学院工学研究科・教授
同 南 二三吉 大阪大学大学院工学研究科・助教授
同 森 保宏 名古屋大学大学院工学研究科・助教授
同 金尾 伊織 京都大学防災研究所・日本学術振興会特別研究員

研究経費：

平成 12 年度 6, 200 千円

平成 13 年度 2, 600 千円

研究論文：

- (1) Nakashima, M., Ogawa, K., and Inoue, K., "Generic Frame model for Simulation of Earthquake Responses of Steel Moment Frames," Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, March 2002, pp.671-692.
- (2) Nakashima, M., "Quality Assurance for Welding of Japanese Welded Beam-to-Column Connectoins," Proceedings of the Second International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA'2000), Montreal, Canada, August 20-24, 2000, pp.223-230.
- (3) Suita, K., Nakashima, M., and Engelhardt, M. D., "Comparison of Seismic Capacity between Post-Northridge and Post-Kobe Beam-to-Column Connections," Proceedings of the Second International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA'2000), Montreal, Canada, August 20-24, 2000, pp.271-278.
- (4) Nakashima, M., "Unresolved Issues on Earthquake Resistance of Steel Building Structures," Proceedings of the Seventh International Symposium of the Japan Welding Society, November 20-22, Kobe, Japan, pp.1-6.

目次

第1章	はじめに	
	1.1 背景	1
	1.2 目的	1
第2章	実験計画	
	2.1 試験体	2
	2.2 試験体の設計	5
	2.3 試験体の名称と梁の形状	8
	2.4 载荷プログラム	10
	2.5 計測計画	11
第3章	実験結果	
	3.1 復元力特性	14
	3.2 歪挙動	18
	3.3 温度変化	21
	3.4 まとめ	24
第4章	考察	
	4.1 初期剛性	25
	4.2 変形性能	25
	4.3 塑性変形能力	26
	4.4 累積歪と温度上昇の関係	26
第5章	数値解析	
	5.1 プログラムの概要	30
	5.2 入力データ	31
	5.3 解析結果	33
	5.4 考察	37
第6章	三次元熱伝導解析	
	6.1 解析方法	46
	6.2 解析結果と考察	49
	6.3 まとめ	56
第7章	温度計測による累積歪の推定	
	7.1 推定方法	57
	7.2 計算対象の鋼材	58
	7.3 想定した累積歪	58
	7.4 想定した温度計測値	61
	7.5 推定結果	64
	7.6 まとめ	64
第8章	結論	67
	参考文献	68

第1章 はじめに

1.1 背景

1995年1月17日の兵庫県南部地震では、多数の鋼構造建物が様々なレベルと形態の被害を受けた。兵庫県南部地震に先立つこと一年、1994年1月17日に米国ロサンゼルス近郊を襲ったノースリッジ地震においても、米国地震被害史上初めて数多くの鋼構造建物が損傷を受けた。鋼構造建物の耐震設計を長年リードしてきた日米において鋼構造建物が続出した事実は、この種の建物の耐震安全性に大きな疑問を投げかけるものであった。

兵庫県南部地震による鋼構造建物の被害で注目すべき点は、現行の設計・施工規準に準拠した柱梁接合部において、通しダイアフラムと梁フランジの完全溶け込み溶接部近傍に脆性破断・亀裂が発生したことである。このような被害はほとんどが角型鋼管柱・H型鋼管梁ラーメン構造の梁端下フランジにおいて発生している。ただし柱まで塑性化していたことは希で、建物の残留変形は比較的小さく、外装材などの被害も軽微であった。梁端下フランジの破断・亀裂はスカラップ底、溶着金属、溶接熱影響部、エンドタブなどに端を発しており、多くの場合、局部座屈や相当の塑性変形の痕跡を伴っていた。これは、破断までにある程度のエネルギーが梁で消費されたことを示唆するものである。

上記の実状に基づき、柱梁溶接接合部のディテールの改善による変形能力の高い接合部の実現に関して、1980年頃から研究が開始され、今回の地震で観測された溶接熱影響部の破断やスカラップ底を起点とする梁フランジに破断などが実験室においても観測されていた。その結果、様々なディテールの改善策が提案され、従来のディテールに比べて高い塑性変形能力を有することが確認されている。

ところで、このような研究アプローチにおいて、新たな問題点が生じた。ディテールに伴う局所の応力や歪の集中や分布が改良法の効果を議論する上で重要である。1つの方法にFEM解析があるが、実験的に確認するのは難しい。

一方で塑性歪は、梁端の吸収能力と、破壊条件、地震による接合部の損傷度と残存性能などを評価する上で重要な指標であり、これを測定する方法の開発は重要な研究テーマである。塑性化する鋼梁の歪と温度の相関に着目すれば、新たな展開がひらけると期待される。

1.2 目的

地震荷重下において、鋼構造建物は本来動的载荷を受けるが、その復元力特性は主として静的载荷による実験に基づいて評価されている。しかし、従来の静的载荷実験では空気中への放熱のため正確な歪と温度のデータが得られなかった。

一般に鋼の性質として歪速度が高いほど脆くなることが知られている。脆くなれば歪エネルギーは蓄積されず脆性破断する可能性が大きい。一方で、動的な繰り返し塑性変形下では、履歴による消費エネルギーは熱エネルギーに変換され、鋼の温度は上昇する。この温度上昇はシャルピー衝撃試験による遷移温度曲線(図1.2.1)から明らかのように鋼の粘りを増加させる要因となっている。つまり、動的载荷時において相反する二つの要素が鋼構造建築物に対して大きな影響を与えていると考えられる。

よって、本研究では鋼梁に対する動的载荷実験によって、塑性歪エネルギーと温度上昇の関係を明らかにする。なお、試験体は改良形式以外の条件が同一の柱梁接合部に対して、日本の改良法の代表としてノンスカラップ工法試験体と米国の代表としてのRBS工法試験体、またJASS6推奨型のスカラップ形状を持った標準試験体の3種類を用いた。

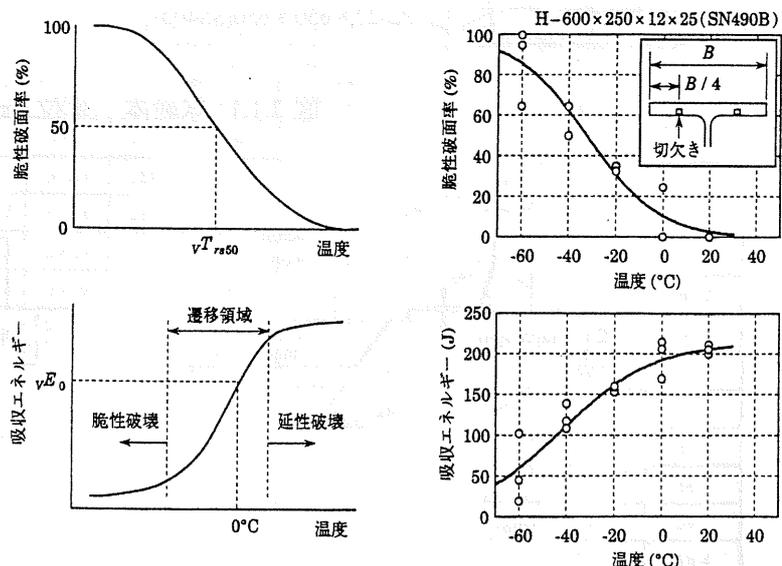


図 1.2.1 シャルピー衝撃試験の遷移曲線(左)と一例(右)

第2章 実験計画

2.1 試験体

2.1.1 試験体の概要

試験体の形状・寸法を(図 2.1.1)に示す。試験体は、冷間成形角形鋼管柱と熱間圧延 H 形鋼梁とから構成される純ラーメン架構の柱と梁を取り出した T 字型部分架構で、全て通しダイアフラム形式の工場溶接型による接合方法を採用。柱部材と仕口パネルは \square -350 \times 350 \times 12(BCR295)、梁部材は H-500 \times 200 \times 10 \times 16(SN400B)、ダイアフラムは板厚 19mm(SN490B)を用いた。なお、アクチュエータを取り付けるためのボルト穴を設けた側を上フランジ、その反対側のフランジを下フランジとして梁フランジを区別した。接合詳細は次の3種類である。(1)ノンスカラップ工法(図 2.1.2(a))の NS 型、(2)JASS6 型のスカラップ形状(図 2.1.2(b))を持ち、梁フランジの接合近傍に RBS を施した R 型、(3)JASS6 型のスカラップ形状を採用して RBS を施さない、性能比較の基準とする SC 型の計 3 体である。なお、ここで従来型のスカラップの形状は梁通し形式スカラップ工法に推奨されるディテールによるものである。

梁フランジは裏当金付き完全溶込み溶接で通しダイアフラムに接合されている。また、エンドタブには L 型フラックスタブを用いた。溶接は CO_2 半自動溶接法により、溶接ワイヤには YGW-11 規格(ϕ 1.2)を用いた。

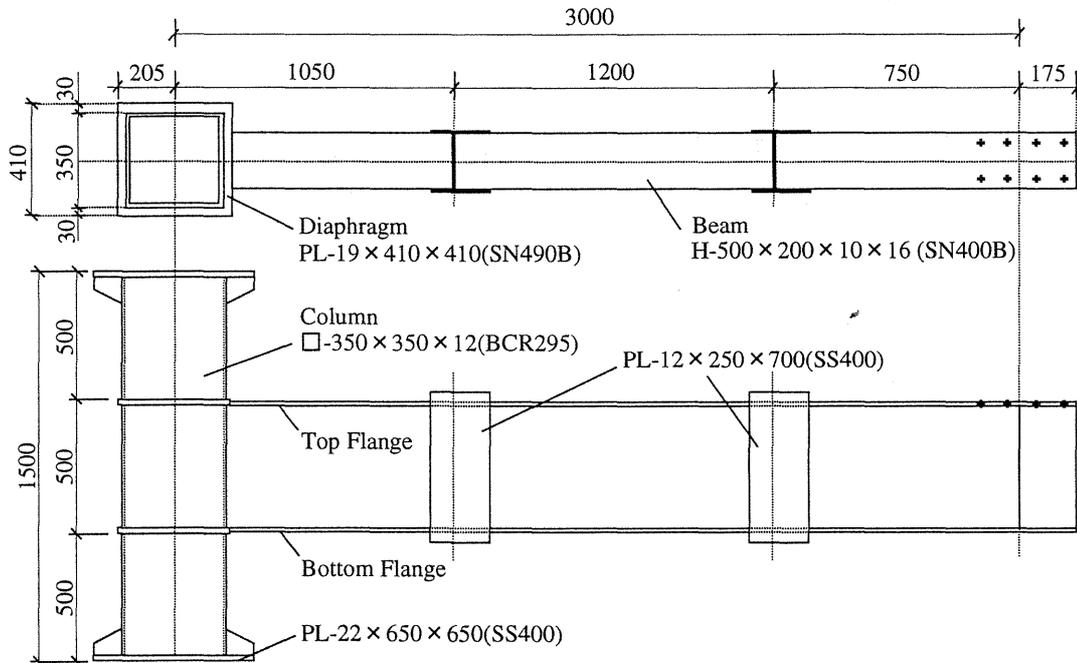
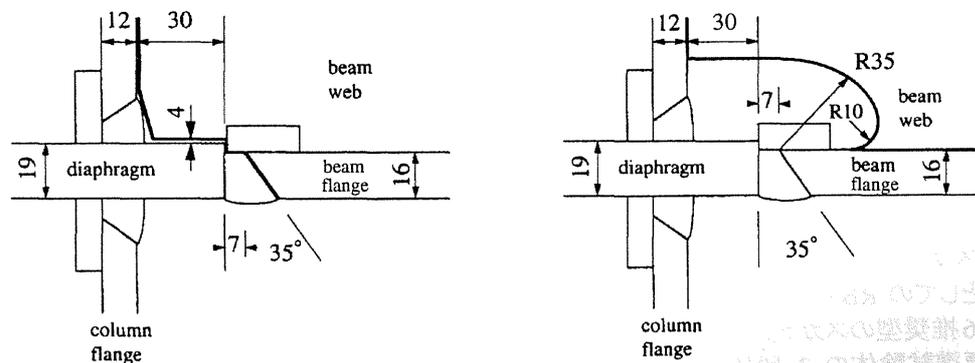


図 2.1.1 試験体 (単位:mm)



(a) ノンスカラップ

(b) JASS6 型スカラップ

図 2.1.2 梁端部溶接詳細 (単位:mm)

2.1.2 鋼材の材料特性

試験体に用いた鋼材はいずれも同じ製造ロットのものである。梁、通しダイアフラムに使用した鋼材から JISZ2201-1A 号引張試験片を採取し(図 2.1.3)、素材引張試験を行った。梁の引張試験片の採取位置は(図 2.1.4)に示す通りである。ダイアフラムの引張試験片は圧延方向と直交方向に採取した。素材引張試験から得られる結果を一覧表にまとめたものを(表 2.1.1)に示す。(表 2.1.1)で、F-1~F-3 はフランジ 1/4 幅から、F*W-1~F*W-3 はフランジ-ウェブ交差部から、W-1 から W-3 はウェブから、D-1~D-3 はダイアフラムから採取した試験片を示している。

なお、2.2.3 節でこの鋼材の素材引張試験結果に基づいて RBS の切り欠き形状の設計を行う。

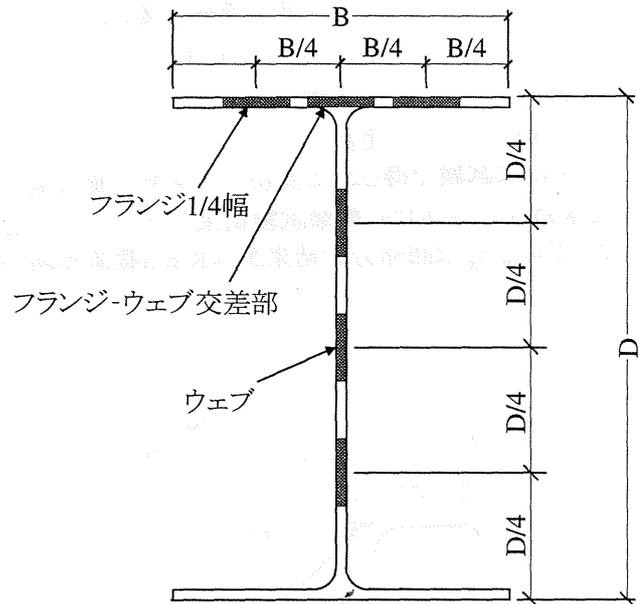
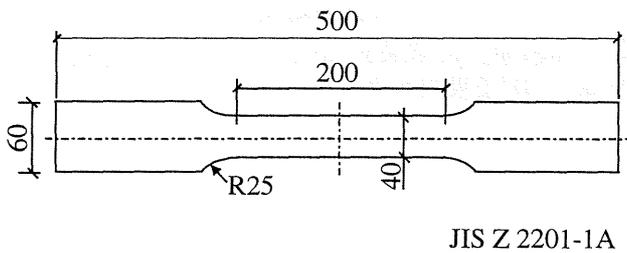


図 2.1.3 引張試験片 (単位:mm)

図 2.1.4 引張試験片採取位置

表 2.1.1 素材引張試験結果

試験体	試験片	原断面 (mm ²)	P _{yu} (kN)	P _{yl} (kN)	P _{MAX} (kN)	σ _{yu} (N/mm ²)	σ _{yl} (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	Δl (mm)	ε _u (%)	破断面 (mm ²)	σ _{yu} /σ _u	しぼり (%)
NS R SC	F-1	67.2	206.5	198.0	304.2	307.7	295.0	452.8	63	31.5	24.1	65.2	63.5
	F-2	66.4	200.0	194.7	302.7	300.9	293.0	455.7	62	31.0	25.1	64.3	62.2
	F-3	66.0	203.2	198.0	303.2	307.7	299.9	459.6	63	31.5	25.7	65.3	61.1
	F平均*	66.8	203.3	196.4	303.5	305.8	294.0	454.7	63	31.3	24.8	64.8	62.9
	F*W-1	66.0	199.2	188.5	299.7	301.8	285.2	453.7	58	29.0	25.1	62.9	62.0
	F*W-2	67.2	202.7	188.5	298.7	301.8	280.3	444.9	62	31.0	23.4	63.1	65.2
	F*W-3	66.0	196.5	192.5	300.5	297.9	283.2	455.7	58	29.0	24.9	64.1	62.3
	F*W平均*	66.4	199.4	189.8	299.6	300.9	286.2	451.8	59	29.7	24.5	63.4	63.2
	W-1	40.8	135.7	132.0	192.5	332.2	323.4	471.4	57	28.5	16.1	68.6	60.5
	W-2	40.4	137.5	131.7	191.5	340.1	326.3	474.3	54	27.0	17.1	68.8	57.7
	W-3	40.4	151.5	142.0	194.0	375.3	351.8	480.2	55	27.5	17.4	73.2	56.9
	W平均*	40.6	136.6	131.9	192.0	336.1	325.4	473.3	56	27.8	16.6	68.7	59.1
	D-1	78.7	321.5	308.5	414.0	408.7	392.0	526.3	56	28.0	32.8	74.5	58.3
	D-2	78.7	312.5	306.0	413.0	396.9	389.1	524.3	56	28.0	31.9	74.1	59.5
	D-3	78.7	308.2	304.0	412.5	392.0	386.1	524.3	57	28.5	32.7	73.7	58.4
	D平均	78.7	314.1	306.2	413.2	398.9	389.1	525.3	56	28.2	32.5	74.1	58.7

F平均*、W平均*はF-1、F-2及びW-1、W-2の平均値である。

梁のフランジ1/4幅、ウェブファイレット中央部及び溶接金属からJISZ2202-4号試験片を採取し、シャルピー衝撃試験を行った。試験片の採取位置を(図2.1.5)に示す。また、衝撃試験で得られた吸収エネルギー(νE)と脆性破面率(C_r)から次式の表現による遷移曲線を回帰分析して遷移温度などを得た。

$$\nu E(T) = \frac{\nu E}{\exp\{-a(T - \nu T_E)\} + 1} \quad (2.1.1)$$

$$C_r(T) = \frac{100}{\exp\{b(T - \nu T_S)\} + 1} \quad (2.1.2)$$

ただし、 νE と C_r の単位はJと%であり、他の記号は以下に示す通りである。

νT_E : エネルギー遷移温度(°C)

νT_S : 破面遷移温度(°C)

νE : 上部棚エネルギー(J)

a, b : 定数

νE には試験で得られた吸収エネルギー最大値を用い、 νT_E 、 νT_S 、 a 、 b は試験結果から回帰分析によって求める。シャルピー衝撃試験結果と(2.1.1)、(2.1.2)式による回帰分析結果を(表 2.1.2)に示す。また、(表 2.1.2)の νE_R は回帰分析結果から求まる載荷実験時の室温における吸収エネルギーである。

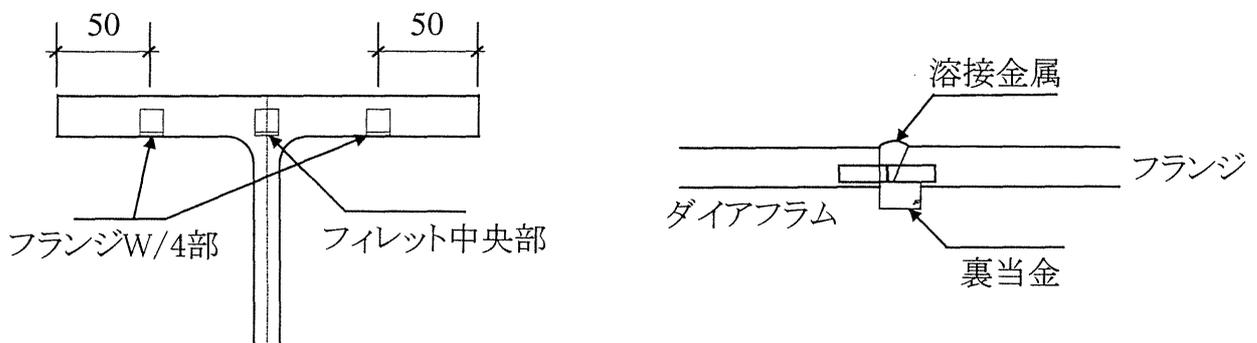


図 2.1.5 シャルピー衝撃試験採取位置

表 2.1.2 シャルピー衝撃試験結果一覧

試験体	採取位置	νE_0 (J)	νT_E (°C)	νT_S (°C)	a	b	νE_R (J)
NS	フランジW/4部	140	-22	-6	0.070	0.060	170
	ファイレット中央部	124	-7	1	0.056	0.052	180
SC	溶接金属	129	-15	-13	0.056	0.045	170

2.2 試験体の設計

2.2.1 鋼材の断面諸元

実験に用いた梁と柱の断面諸元を以下に記す。すべて公称値である。

梁 : H-500×200×10×16, SN400B、高炉材

せい :	$d_b = 500mm$
フランジ幅 :	$b_b = 200mm$
ウェブ厚さ :	$t_w = 10mm$
フランジ厚さ :	$t_f = 16mm$
フィレット半径 :	$r_b = 13mm$
断面積 :	$A_b = 112.2cm^2$
断面二次モーメント :	$I_b = 46800cm^4$
断面係数 :	$_b Z = 1870cm^3$
塑性断面係数 :	$_b Z_p = 2130cm^3$

柱 : □-350×350×12, BCR295、冷間成形角形鋼管

せい :	$d_c = 350mm$
厚さ :	$t_c = 12mm$
角部外側半径 :	$r_c = 36mm$
断面積 :	$A_c = 158.5cm^2$
断面二次モーメント :	$I_c = 29800cm^4$
断面係数 :	$_c Z = 1700cm^3$
塑性断面係数 :	$_c Z_p = 1990cm^3$

2.2.2 試験体の断面性能

ウェブの塑性断面係数 $_w Z_p$ 、フランジ(フィレット部を含む)の塑性断面係数 $_f Z_p$ はそれぞれ

$$_w Z_p = t_w (d_b - 2t_f)^2 / 4 = 1.000 \cdot (50.0 - 2 \cdot 1.6)^2 / 4 = 547.6cm^3 \quad (2.2.1)$$

$$_f Z_p = Z_p - _w Z_p = 2130 - 547.6 = 1582.4cm^3 \quad (2.2.2)$$

となる。

2.1.2節から試験体NS,R,SCに使用した鋼材のウェブ、フランジの降伏応力度はそれぞれ

$_w \sigma_y = 3.32tf/cm^2$ 、 $_f \sigma_y = 3.00tf/cm^2$ であるからウェブ及びフランジ(フィレット部を含む)の全塑性モーメントはそれぞれ以下のようになる。

$$_w M_p = _w Z_p \cdot _w \sigma_y = 547.6 \times 3.32 \times 10^{-2} = 18.18tf \cdot m \quad (2.2.3)$$

$$_f M_p = _f Z_p \cdot _f \sigma_y = 1582.4 \times 3.00 \times 10^{-2} = 47.47tf \cdot m \quad (2.2.4)$$

これらより、梁の全塑性モーメントは

$$_b M_p = _w M_p + _f M_p = 18.18 + 47.47 = 65.65tf \cdot m \quad (2.2.5)$$

となる。

また、 $_b M_p$ に対応する梁の変形角 θ_y を(図2.2.1)のように定義すると θ_y は以下のようにして表される。

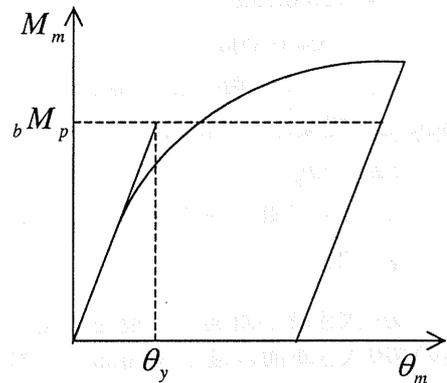


図 2.2.1 θ の定義

曲げ変形による材端変形角は以下ようになる。

$${}_b\theta_y = \frac{300\text{cm} - d_c/2}{3EI_b} {}_bM_p = \frac{300 - 35/2}{3 \times 2100 \times 46800} \times 65.65 \times 10^2 = 0.00629\text{rad} \quad (2.2.6)$$

せん断断面積を $A_b = t_w(d_b - 2t_f) = 1.000 \times (500 - 2 \times 1.6) = 468\text{cm}^2$ とすると、せん断変形による変形角は以下で求まる。

$${}_s\theta_y = \frac{1}{GA_{sb}} \frac{{}_bM_p}{300\text{cm} - d_c/2} = \frac{1}{810 \times 46800} \cdot \frac{65.65 \times 10^2}{300 - 35/2} = 0.00061\text{rad} \quad (2.2.7)$$

これらから、全塑性モーメントの対応する弾性材端角は以下のように求まる。

$$\theta_y = {}_b\theta_y + {}_s\theta_y = 0.00629 + 0.00061 = 0.00690\text{rad} \quad (2.2.8)$$

2.2.3 RBSの設計

本研究の試験体に採用するRBSの形状は円弧状とした。円弧状のRBSの設計手法は、米国で提案されている手法に従っており、以下にその方法を記す。

(a) フランジ切り欠きサイズの決め方

Engelhardt等(参考文献7))によると、円弧状のRBSの切り欠き形状は、柱フェイスから切り欠きの始まる部分までの距離 a 、切り欠きの長さ b 、切り欠きの深さ c の三つの寸法によって決定される(図2.2.2)。Engelhardt等の研究では、H形断面の梁がH形断面の柱フェイスに溶接される試験体を対象としたものである。一方、今回の実験では梁フランジは通しダイアフラムに溶接されているため、(図2.2.3)に示すように、 a の値はダイアフラムとフランジの溶接部から切り欠きの始まるまでの距離とする。

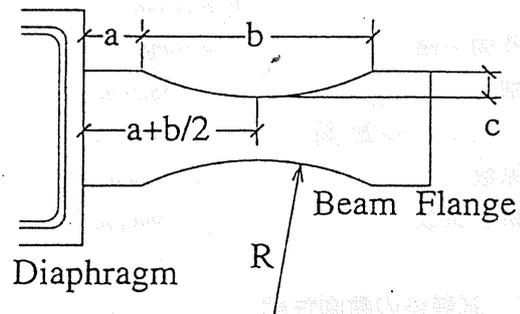
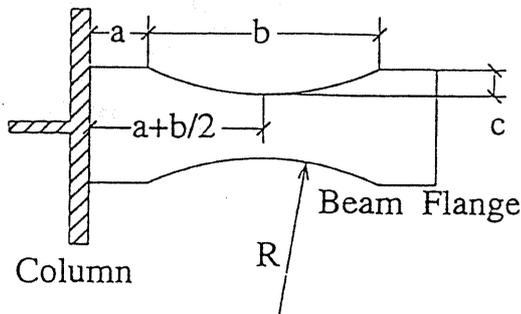


図2.2.2 RBSの切り欠き寸法(H形断面柱) 図2.2.3 RBSの切り欠き寸法(通しダイアフラム形式)

(i) a 、 b 、 c の寸法

Engelhardtは a 、 b の値については以下の式によって得られることを提案している。

$$a = (0.5\text{to}0.75)b_f \quad (2.2.9)$$

$$b = (0.65\text{to}0.85)d \quad (2.2.10)$$

ここで b_f はフランジ幅、 d は梁せいである。フランジ断面の切り欠きは、設計の初期の値としては約40%であることが提案されており、 c は以下の式で表される。また、 c は $0.25b_f$ を越えてはいけない。

$$c \cong 0.20b_f \quad (2.2.11)$$

ここで、 b と c の値が与えられれば、RBS切り欠き半径 R は(2.2.12)式で表される。

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \quad (2.2.12)$$

(ii) 切り欠き最小断面での塑性断面係数と最大モーメント

梁の切り欠き断面の最小断面部のフランジ部分の塑性断面係数 ${}_fZ_{RBS}$ は以下のように計算される。

$${}_fZ_{RBS} = Z_p - {}_wZ_p - 2ct_f(d_b - t_f) \quad (2.2.13)$$

ここで Z_p は梁全断面の塑性断面係数、 t_f はフランジ厚である。 $f Z_{RBS}$ を用いると梁最小断面部に予期される全塑性モーメント M_p は、梁フランジの降伏応力 $f \sigma_y$ を用いると(2.2.14)式で表される。

$$M_p = {}_w M_p + f Z_{RBS} \theta_y \quad (2.2.14)$$

また、梁最小断面部に予期される最大モーメント M_{RBS} は、最小断面部のフランジの面積 A_f 、梁フランジの最大応力 $f \sigma_u$ を用いると(2.2.15)式で表される。

$$M_{RBS} = {}_w M_p + A_f (d - t_f) f \sigma_u \quad (2.2.15)$$

(iii) フランジ溶接部の最大モーメント

切り欠き最小断面におけるモーメントが最大値をとる時のフランジ溶接部におけるモーメント M_c は、モーメント分布の線形性から以下のように表すことができる。

$$M_c = \frac{L}{L - (a + b/2)} M_{RBS} \quad (2.2.16)$$

ここで L は載荷点からフランジ溶接部までの距離である。この時、 M_c / M_p が0.85から1.0の範囲になるようにする。

(b) フランジ切り欠き形状の決定

今回の実験ではH-500×200×10×16の梁を使用するため、(2.2.9) (2.2.10)式より $a = 10.0 \sim 15.0 \text{ cm}$ 、 $b = 32.5 \sim 42.5 \text{ cm}$ となり、初期値として、 $a = 10.0 \text{ cm}$ 、 $b = 40.0 \text{ cm}$ の組み合わせを選ぶ。ここで、この値の組み合わせを採用したのは、Engelhardt等の実験で使用した試験体のほとんどにおいて、特に言及されていないが、 $a + b$ の値が梁せいりに等しく設計されていたためである。 c は4.0～5.0cmの範囲になるように決める。梁の鋼素材引張試験の結果より、 ${}_w \sigma_y = 3.32 \text{ tf/cm}^2$ 、 $f \sigma_y = 3.00 \text{ tf/cm}^2$ 、 $f \sigma_u = 4.64 \text{ tf/cm}^2$ であり、これらの値を用いて梁の M_p 、 M_{RBS} を求める。

$${}_w M_p = {}_w Z_p \times {}_w \sigma_y = 1818 \text{ tf} \cdot \text{cm} \quad (2.2.17)$$

(2.2.13) (2.2.14)式より

$$\begin{aligned} M_p &= {}_w M_p + f M_p = 1818 + \{Z_p - {}_w Z_p - 2ct_f(d - t_f)\} f \sigma_u \\ &= 1818 + \{2130 - 547.6 - 2 \times c \times 1.6(50 - 1.6)\} 3.00 \\ &= 1818 + (1582.4 - 155c) \times 3.00 \\ &= 6565 - 465c \end{aligned} \quad (2.2.18)$$

(2.2.15)式より

$$\begin{aligned} M_{RBS} &= {}_w M_p + A_f (d - t_f) f \sigma_u \\ &= 1818 + 1.6(20 - 2c) \times 48.4 \times 4.64 \\ &= 1818 + 359(20 - 2c) \\ &= 9004 - 718c \end{aligned} \quad (2.2.19)$$

$c = 0$ つまり、梁が切り欠きを持たないときの M_p 、 M_{RBS} はそれぞれ $6565 \text{ tf} \cdot \text{cm}$ 、 $9004 \text{ tf} \cdot \text{cm}$ である。(2.2.15)式を用いて c を決定する。

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{L}{L - (a + b/2)} M_{RBS} = \frac{279.5}{279.5 - \left(10 + \frac{40}{2}\right)} (9004 - 718c) \\ &= 1.12(9004 - 718c) = 10084 - 804.2c \end{aligned} \quad (2.2.20)$$

$$6565 = 10084 - 804.2c$$

$$c = 4.38$$

以上より、 $a = 10.0 \text{ cm}$ 、 $b = 40.0 \text{ cm}$ とすると、 c は4.38cmより大きい値をとらなければならない。今回は、 $c = 4.5 \text{ cm}$ とする切り欠きを採用した。

この時、フランジ溶接部にかかる最大モーメント M_c は(2.2.1)式より、

$$M_p = \frac{L}{L-(a+b/2)} M_{RBS} = \frac{279.5}{279.5 - \left(10 + \frac{40}{2}\right)} (9004 - 718c)$$

$$= 1.12(9004 - 718c) = 10084 - 804.2c \quad (2.2.21)$$

$$= 10084 - 804.2 \times 4.5 = 6465(\text{tfcm})$$

この時、 M_c / M_p は $\frac{6465}{6565} = 0.98$ となり、0.85から1.0の範囲にあり条件の満たす。以下に、 $a = 10.0\text{cm}$ 、 $b = 40.0\text{cm}$ 、 $c = 4.5\text{cm}$ としたときの試験体の M_{\max} 、 M_p 及びモーメント図2.2.4を示す。

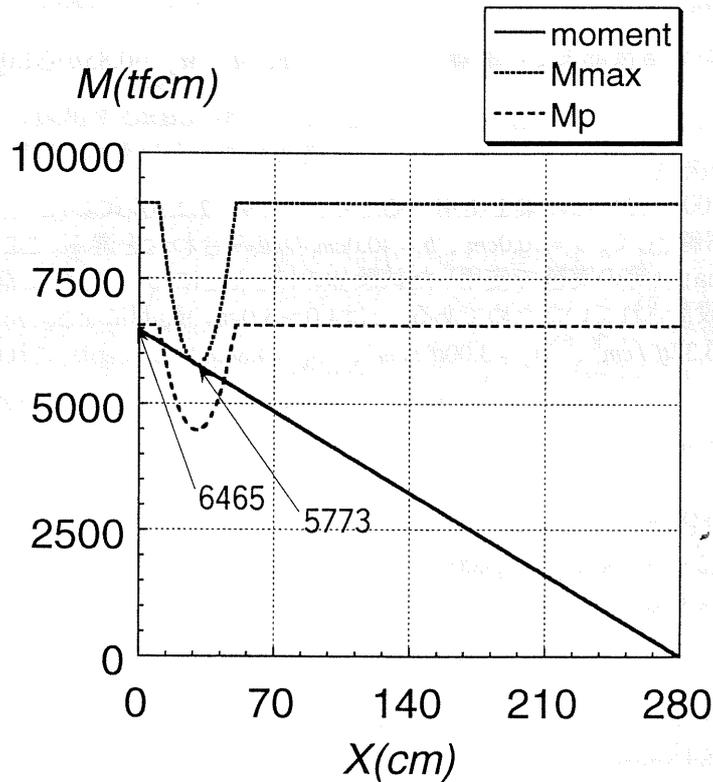


図 2.2.4 RBS を施した M_{\max} 、 M_p 及び曲げモーメント分布

2.3 試験体の名称と梁の形状

2.3.1 試験体の名称

実験に採用した試験体の名称を試験体の接合部の形状を区別する記号で(表 2.3.1)に示す。試験体は NS 型、R 型、SC 型の 3 種類あり、それぞれの名称記号は次の意味である。

- 「NS」 ノンスカラップ工法標準ストレート梁(日本)
- 「R」 従来型スカラップ工法 RBS 梁(米国)
- 「SC」 従来型スカラップ工法標準ストレート梁(従来型)

3 試験体の溶接作業者は同じであり、使用鋼材の特性も同じである。梁フランジ溶接部は超音波損傷検査を行い、有害な欠陥が存在しないことを確認している。なお、実験は 2000 年 12 月(载荷時室内温度約 10°C)に行った。

表 2.3.1 試験体名称一覧

実験時期	試験体名	スカラップ	梁
2000.12.08	NS	ノンスカラップ	標準ストレート
2000.12.21	SC	スカラップ	標準ストレート
2000.12.22	R	スカラップ	RBS梁

2.3.2 梁の形状

梁はNS型、SC型の試験体で使用するH形鋼に何も加工を加えないストレートな状態の梁と、R型の試験体で使用する円弧状の切り欠き加工を加えたRBS梁の2種類がある。なお、RBSの切り欠きはガス切断により、切断面はガウジングにより滑らかに仕上げる。3試験体の形状を(図2.3.1)、(図2.3.2)及び(図2.3.3)に示す。

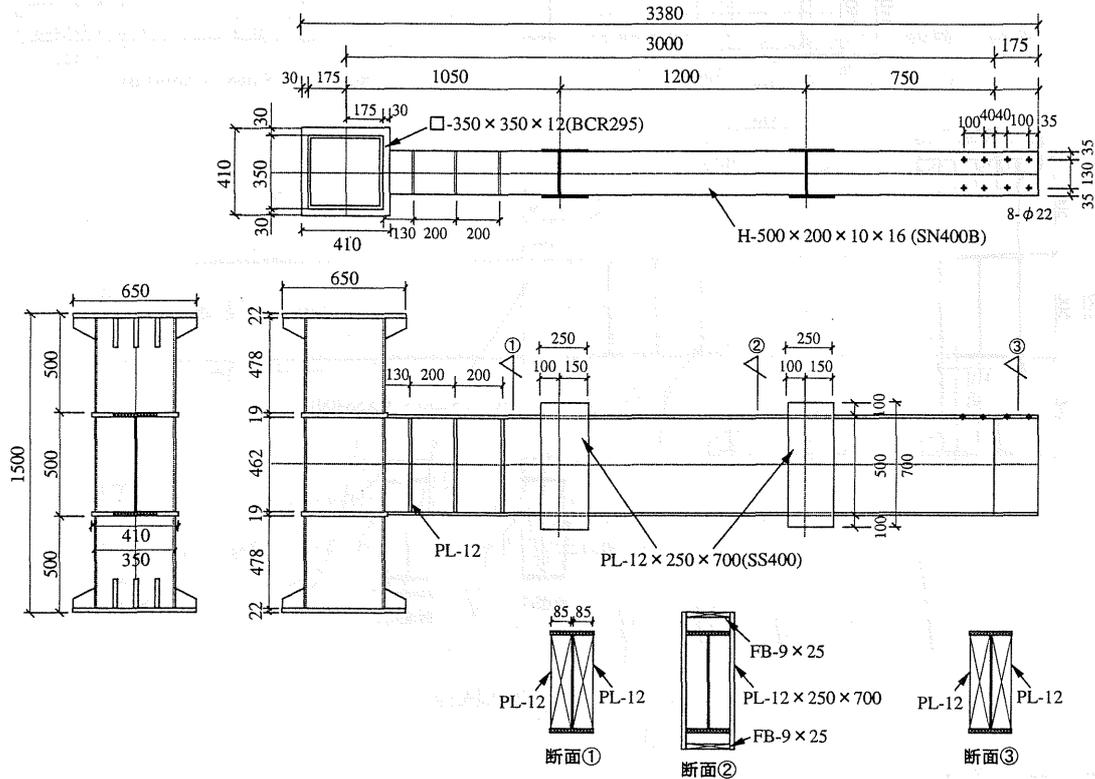


図 2.3.1 NS 型試験体

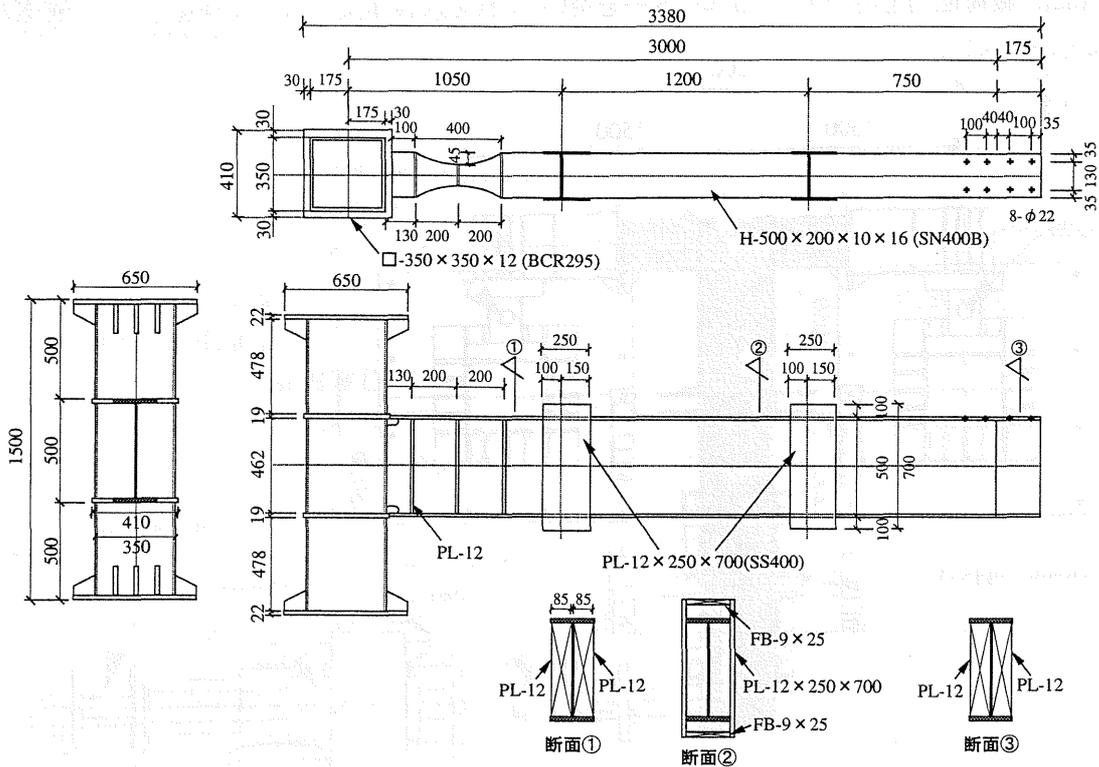


図 2.3.2 R 型試験体

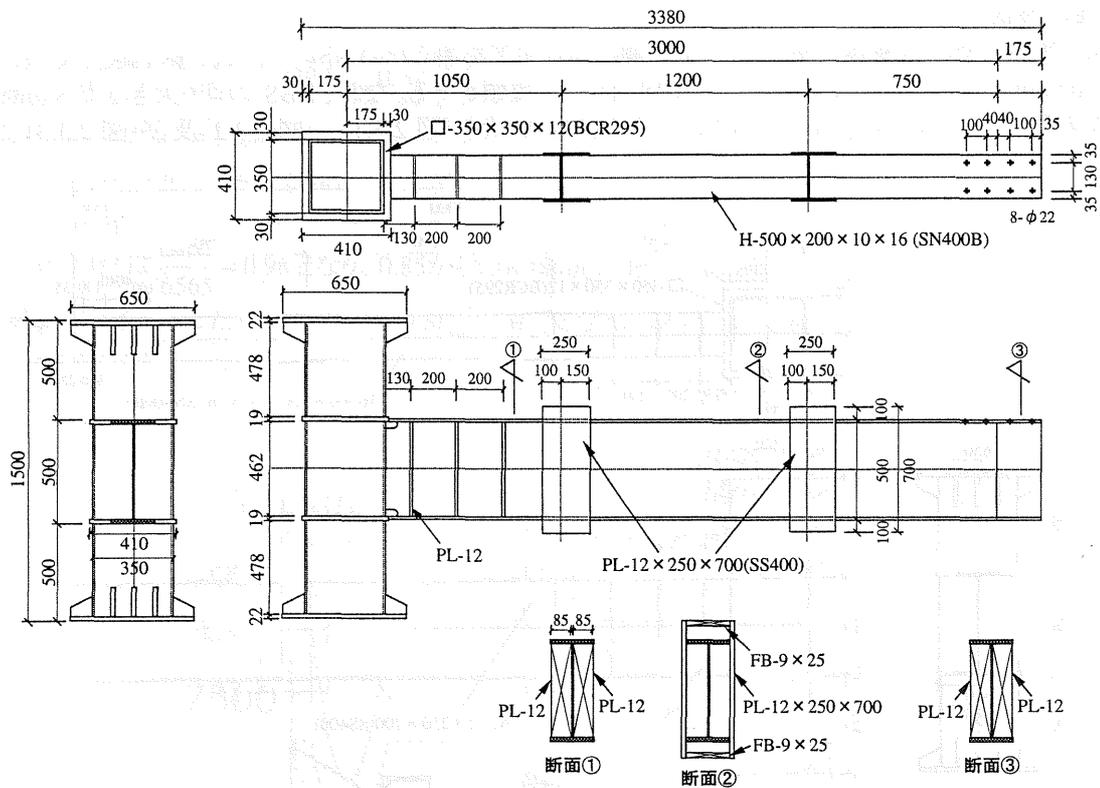


図 2.3.3 SC 型試験体

2.4 荷重プログラム

2.4.1 荷重装置

本実験は京都大学防災研究所耐震構造実験室で実施された。加力には本実験室が保有する荷重±100tf、変位±250mmの荷重能力を持つアクチュエーターを用い、これを試験体梁先端部に連結した。試験体のセットアップ状況を(図2.4.1)に示す。

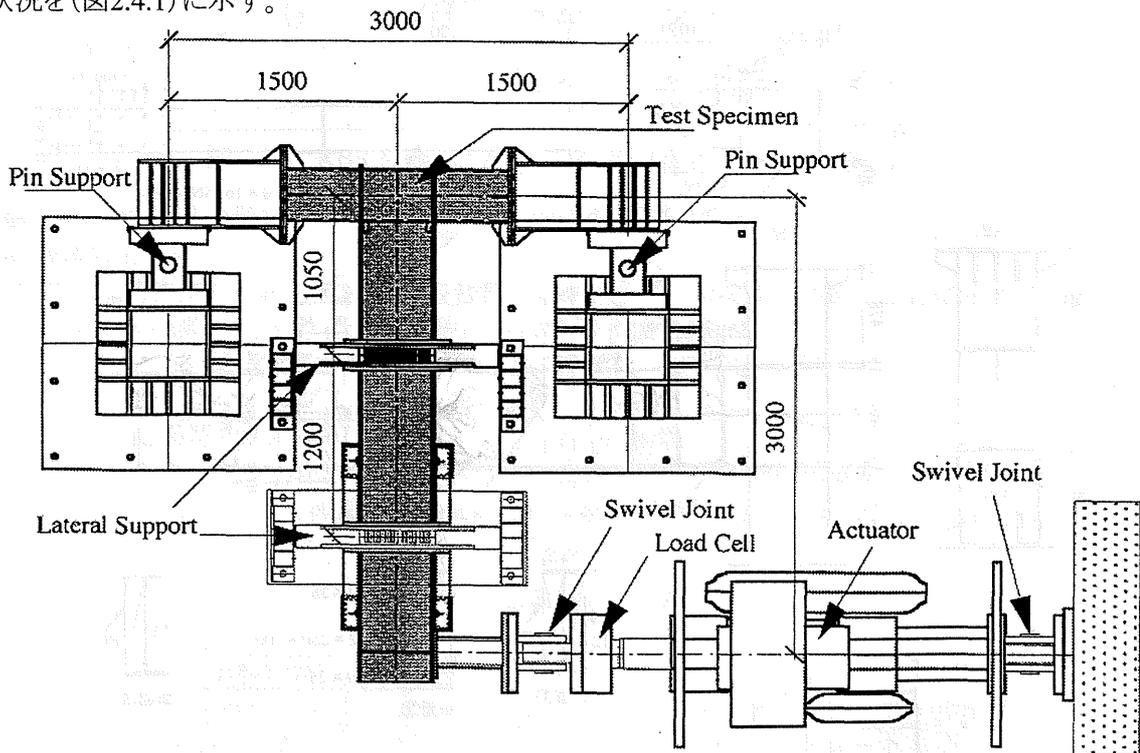


図 2.4.1 セットアップ状況

2.4.2 荷重サイクル

3種類の試験体(NS、R、SC型)の梁の強度・剛性はいずれも異なるが、荷重には同一の梁端変位振幅を与えた。これは骨組みが同一の相関変形角を経験した場合の性能比較を目的としたためである。全断面有効とした梁全塑性モーメントに対応するNS型試験体の弾性材端変形角 $\theta_y = 0.00690\text{rad}$ を基準にとり、荷重振幅を $2\theta_y$ 、 $4\theta_y$ 、 $6\theta_y$ へ漸増させた。各振幅で2サイクルずつ繰り返し、振幅 $6\theta_y$ に達した後はその振幅で試験体が破断するまで繰り返した(図2.4.2)。荷重は正弦波とし、周波数は $2\theta_y$ 、 $4\theta_y$ 、 $6\theta_y$ の回転角振幅に対して、それぞれ1.0Hz、0.67Hz、0.5Hzとした。この荷重によって生じる梁先端の最大回転角速度は、0.10rad/s、0.13rad/s、0.14rad/sである。加力には荷重±100tf、変位±250mmの荷重能力を持つアクチュエーターを用い、これを試験体梁先端部に連結し、上記の変位履歴を与えた。

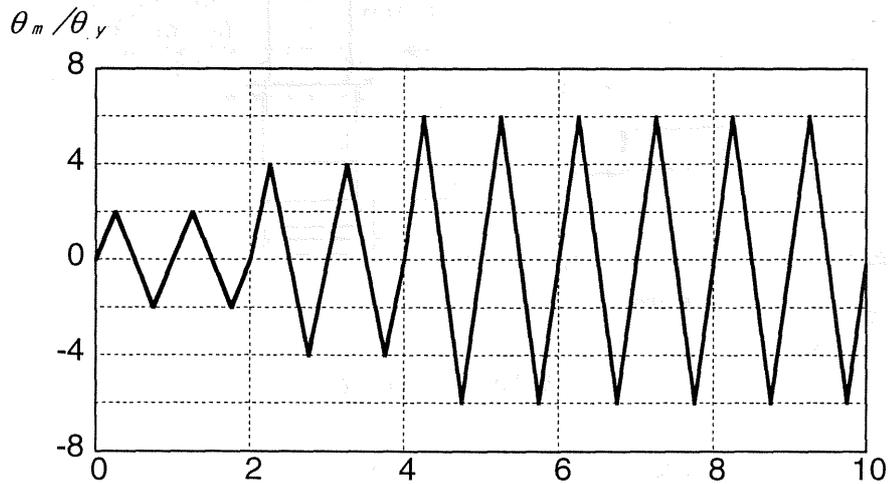


図 2.4.2 荷重履歴

2.5 計測計画

2.5.1 変位・荷重の計測

変位・荷重の計測位置・計測機器とそれぞれの正方向を(図 2.5.1)に示す。図中の記号及び使用したセンサーは下記の通りである。なお、 v_1 はアクチュエーターの軸方向変位を測定するもので必ずしも梁載荷点のたわみを測定するものではない。そこで別に外部の変位計により正味の梁たわみ v_i を測定し、荷重時の変位制御に必要な v_1 の設定値を決めるために利用した。また、レーザー変位計測反射板取付用スタッド溶接位置を(図 2.5.2)に示す。

v_1 : 梁先端載荷点の鉛直変位	アクチュエーター内蔵変位計
v_1' : 梁先端載荷点の鉛直変位	巻込型変位計
v_2 : 柱梁仕口梁フェースの鉛直変位(上)	レーザー変位計
v_3 : 柱梁仕口梁フェースの鉛直変位(下)	レーザー変位計
u_1 : 柱梁仕口上部ダイアフラムの水平変位(西)	レーザー変位計
u_2 : 柱梁仕口下部ダイアフラムの水平変位(東)	レーザー変位計
P_1 : 梁先端の鉛直方向荷重	荷重計

- ・巻込型変位計 東京測器研究所製、DP-500C、測定範囲 500mm、分解能 0.1mm
- ・レーザー変位計 KEYENCE 製、LB-300+LB-1200、測定範囲 200mm、分解能 0.01mm
- ・荷重計 共和電業製、LUK150TBS、測定範囲150tf

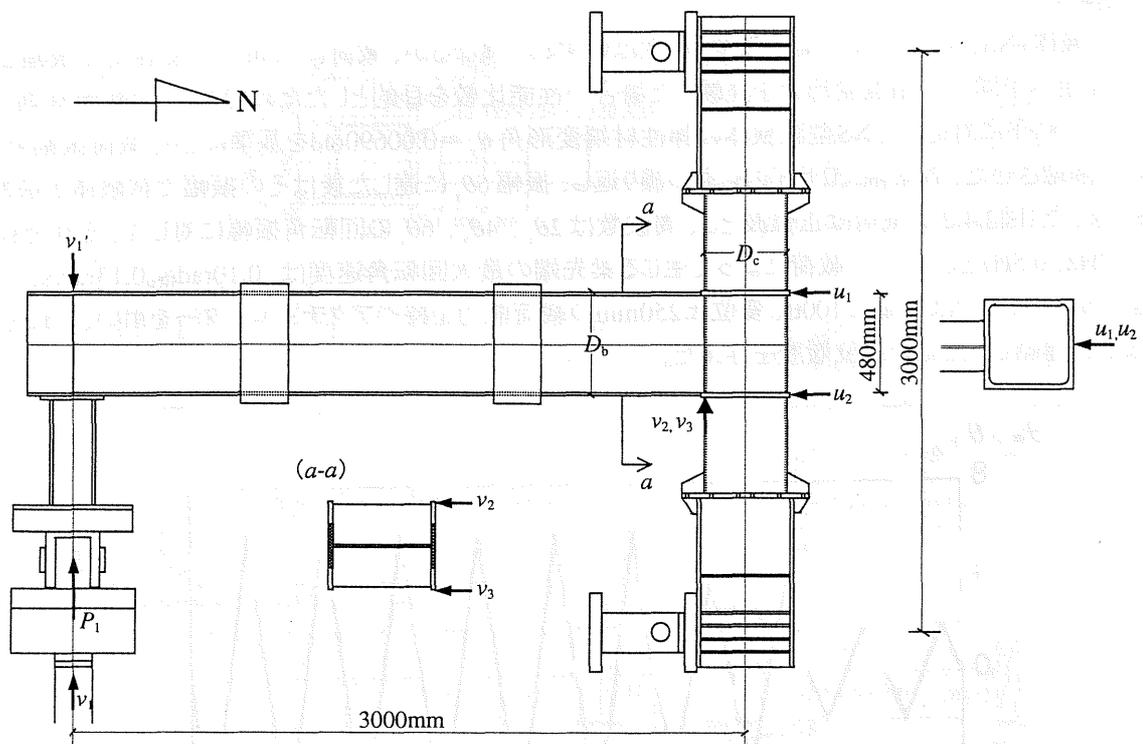


図 2.5.1 計測位置

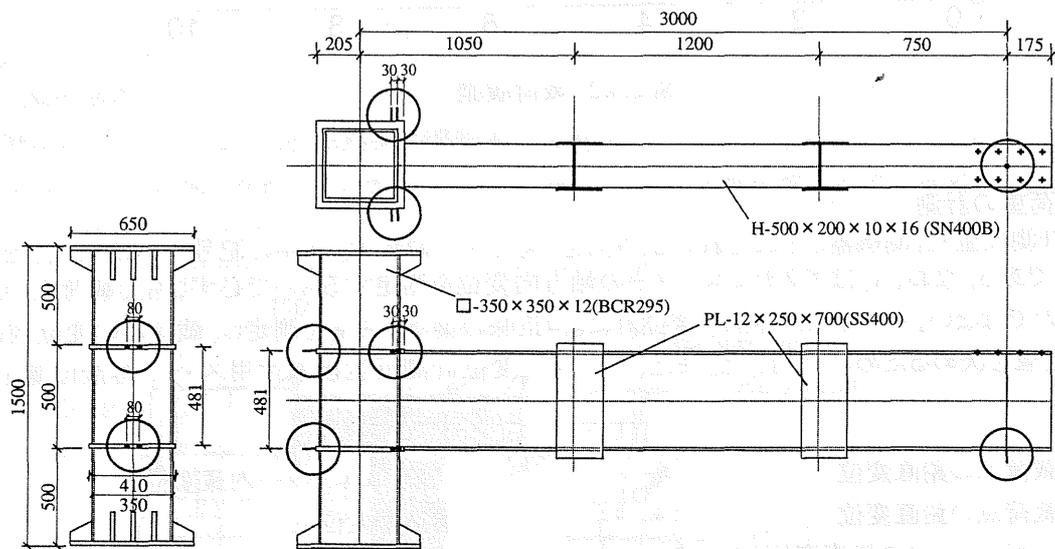


図 2.5.2 レーザー変位計測反射取付用スタッド溶接位置

梁端相対回転角と梁端曲げモーメントは次式で算出できる。

$$\text{柱とパネルの変形による梁端回転角: } \theta_j = \frac{u_2 - u_1}{D_b - 20\text{mm}} = \frac{u_2 - u_1}{480\text{mm}} \quad (2.5.1)$$

$$\text{梁回転角: } \theta_m + \theta_j = \frac{v_1 - (v_2 + v_3)/2}{3000 - D_c/2} = \frac{v_1 - (v_2 + v_3)/2}{2825\text{mm}} \quad (2.5.2)$$

$$\text{梁端相対回転角: } \theta_m = \frac{v_1 - (v_2 + v_3)/2}{2825\text{mm}} - \theta_j \quad (2.5.3)$$

$$\text{梁端曲げモーメント: } M_m (tf \cdot m) = P_1 \cdot (3.0\text{m} - D_c/2) = 2.825 \cdot P_1 \quad (2.5.4)$$

2.5.2 梁端部歪と表面温度の計測

温度と塑性歪にタイする詳細な計測を達成するために(図2.5.3)に示す位置に、計38点の塑性歪ゲージと計62点の熱電対を貼付した。歪と温度を対に評価するために、両者をできるだけ近い位置に貼付して計測している。最も大きな応力を受け、塑性化が著しい部分として、柱フランジフェース位置から105mmに位置にする断面(断面A)を選んだ。この断面に歪ゲージと熱電対を集中的に配し、フランジ外側に対して5点、フランジ内側に対して4点、ウェブに対して6点、歪と温度を計測した。この断面より柱から遠ざかる断面に対しては、柱フランジフェースから230mm(断面B)、330mm(断面C)、430mm(断面D)、の断面を選択し、主として梁フランジ外側中央(ウェブの直上)を計測点とした。

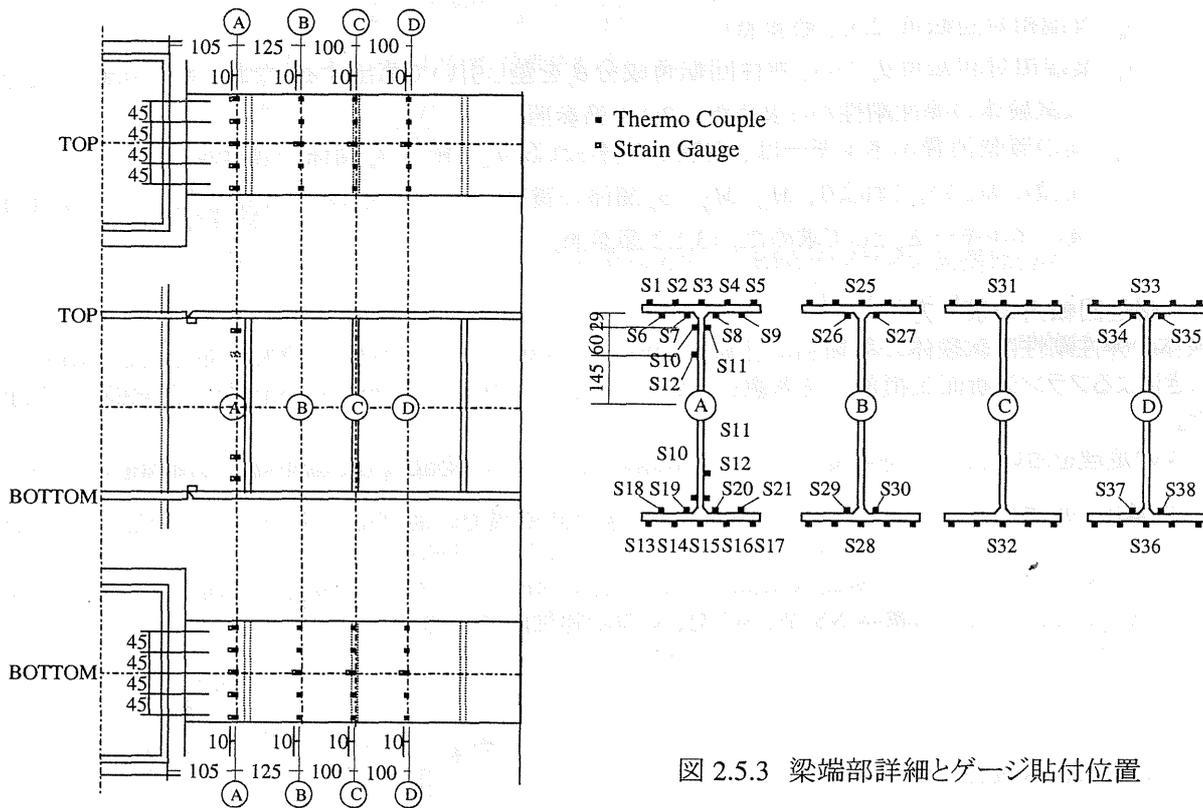


図 2.5.3 梁端部詳細とゲージ貼付位置

第3章 実験結果

3.1 復元力特性と破壊特性

実験から得られる各試験体の復元力特性を最終破断状況の写真と併せて示す。(図 3.1.6)。ここで示すグラフは以下のものである。

1. 無次元化梁曲げモーメント-梁端相対回転角関係 ($M_m / M_p - \theta_m$)

2. 梁の無次元化履歴消費エネルギー (E_p)-载荷時間関係

M_m : 柱フェイス位置での梁の曲げモーメント(2.5.1 節参照)

M_p : 全断面有効としたときの梁の全塑性モーメント(2.2.2 節参照)

θ_m : 梁端相対回転角(2.5.1 節参照)

θ_p : 梁端相対回転角 θ_m から、弾性回転角成分 θ_e を差し引いて算出する。なお、弾性回転角成分は試験体の弾性剛性から求めた。(3.1.1 節参照)

E_m : 梁の履歴消費エネルギーは、実験から得られる $M_m / M_p - \theta_m$ 関係の履歴ループに囲まれる面積に等しい。これより、 $M_m / M_p - \theta_p$ 関係の履歴ループに囲まれた面積を無次元化履歴消費エネルギー E_p として求めた。(3.1.2 節参照)

3.1.1 塑性回転角の求め方

試験体の弾性剛性は試験体の種類別に計算して求める。スカラップによるウェブの欠損部分及び RBS の切り欠きによるフランジ断面欠損部分を考慮し、各部分における断面二次モーメントを用いて弾性剛性を計算した。

モールの定理を用いると、片持ち梁の場合、自由端の鉛直方向の変位 v_B は、固定端と自由端を入れ替えた片持ち梁に、弾性荷重 $q^*(x) = \frac{P(x-L)}{EI(x)}$ が作用したときの自由端での曲げモーメント M_B^* に等しい。ここで

(図 3.1.1) に示すように、ウェブの断面欠損部分、梁全断面、RBS のフランジ欠損部分それぞれの断面二次モーメントを I_1 、 I_2 、 I_3 とし、試験体 NS 型、SC 型、R 型の弾性剛性を導いた。

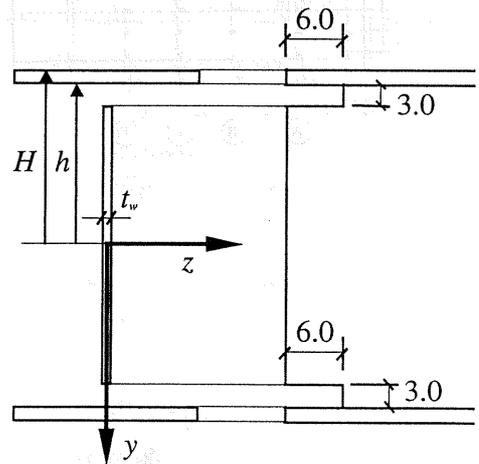
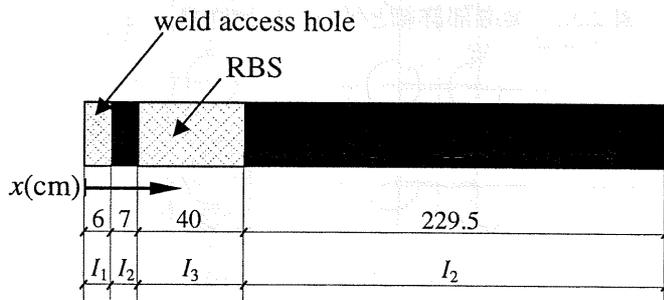


図 3.1.1 梁の断面二次モーメントの分類(単位: cm)

図 3.1.2 I_1 の計算に用いたウェブ欠損(単位: cm)

(a) NS 型試験体

NS 型の試験体の断面二次モーメントは I_2 で一定であるため、 ${}_{NS}M_B^*$ は以下のように表される。

$${}_{NS}v_B = {}_{NS}M_B^* = - \int_0^L \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_2} dx = \frac{PL^3}{3EI_2} \quad (3.1.2)$$

曲げによる梁の回転角 ${}_{NS}\theta_m$ は ${}_s v_B / L$ であるから、(3.1.3) 式で表される。

$${}_{NS}\theta_m = \frac{{}_{NS}v_B}{L} = \frac{PL^2}{3EI_2} \quad (3.1.3)$$

(b) SC型試験体

SC型の試験体の断面二次モーメントはウェブの断面欠損部分の I_1 、梁全断面部分の I_2 からなる。ここでは簡単のため、ウェブ欠損部分の形状を(図 3.1.2)に示すような長方形とすると、 I_1 は以下のように表される。

$$I_1 = I_2 - 2 \int_{h-3}^h t_w y^2 dx = I_2 - \frac{2}{3} t_w \{h^3 - (h-3)^3\} \quad (3.1.4)$$

また、 I_1 を用いて ${}_{sc}M^*_B$ を導くと、(3.1.5)式のように表される。

$${}_{sc}v_B = {}_{sc}M^*_B = - \int_0^6 \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_2} dx - \int_6^L \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_2} dx \quad (3.1.5)$$

曲げによる梁の回転角 ${}_{sc}\theta_m$ は以下の式で表される。

$${}_{sc}\theta_m = \frac{(L-6)^3 P}{3EL} \left(\frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1} \right) + \frac{PL^2}{3EI_1} \quad (3.1.6)$$

(c) R型試験体

R型の試験体の断面二次モーメントはウェブ欠損部分の I_1 、RBSのフランジ欠損部分の I_3 、梁全断面部分の I_2 でそれぞれ異なる。まず、RBSのフランジ欠損部分の I_3 を x の関数として表す。

(図 3.1.3)のような座標系を設定すると、RBS部分は式(3.1.7)で示される。 (x, y) の単位は cm 。

$$(x-33)^2 + (y \pm 52.2)^2 = 46.7^2 \quad (3.1.7)$$

この関係からRBS部分のフランジの幅 B' は式(3.1.8)のようになる。

$$B' = 104.4 - 2\sqrt{-x^2 + 66x + 1092} \quad (3.1.8)$$

RBS部分は、(図 3.1.4)に示すような断面であるから、 I_3 を B' を用いて表すと(3.1.9)のようになる。これに(3.1.8)式を代入すると、 I_3 を x の関数として表すことができる。

$$I_3 = I_2 - 2 \int_h^H (B-B')y^2 dy = I_2 - \frac{2}{3} (B-B')(H^3 - h^3) \quad (3.1.9)$$

また、 I_3 を用いて ${}_R M^*_B$ を導くと、式(3.1.11)のようになる。

$$\begin{aligned} {}_R v_B = {}_R M^*_B &= - \int_0^6 \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_1} dx - \int_6^{13} \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_2} dx - \int_{13}^{53} \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_3} dx - \int_{53}^L \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_2} dx \\ &= \frac{P}{3EI_1} \{L^3 - (L-6)^3\} + \frac{P}{3EI_2} \{(L-6)^3 - (L-13)^3 + (L-53)^3\} - \int_{13}^{53} \frac{P(x-L)(L-x)}{EI_3} dx \end{aligned} \quad (3.1.10)$$

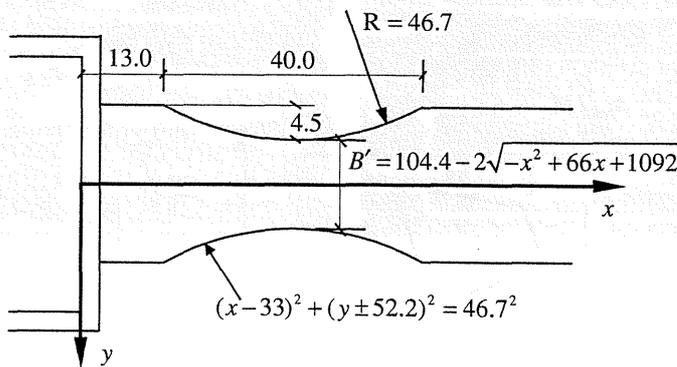


図 3.1.3 RBS 部分フランジ幅 (単位:cm)

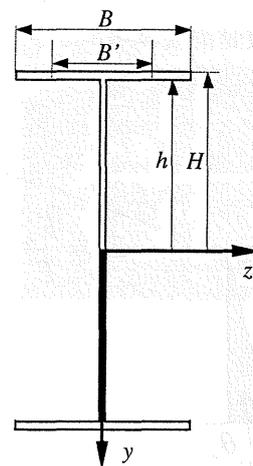


図 3.1.4 RBS 部分梁断面

(d) 弾性剛性

式(3.1.4)に $t_w = 1.0\text{cm}$ 、 $h = 23.4\text{cm}$ 、 $I_2 = 46800\text{cm}^4$ を代入すると $I_1 = 43200\text{cm}^4$ となる。式(3.1.2)、(3.1.5)、(3.1.10)に $L = 282.5\text{cm}$ 、 $E = 2100\text{tf/cm}^2$ 、 $I_2 = 46800\text{cm}^4$ 、 $I_1 = 43200\text{cm}^4$ を代入すると、

$${}_{NS}v_B = 0.0765P(\text{cm}) \quad (3.1.11)$$

$${}_{SC}v_B = 0.0769P(\text{cm}) \quad (3.1.12)$$

$${}_Rv_B = 0.10177P(\text{cm}) \quad (3.1.13)$$

$${}_{NS}\theta_m = 2.708 \times 10^{-4} P(\text{rad}) \quad (3.1.14)$$

$${}_{SC}\theta_m = 2.722 \times 10^{-4} P(\text{rad}) \quad (3.1.15)$$

$${}_R\theta_m = 3.604 \times 10^{-4} P(\text{rad}) \quad (3.1.16)$$

となる。また、ウェブのせん断変形による梁の回転角 θ_s は、どの試験体についても同等とすると、

$$\theta_s = \frac{PL}{GA_w L} = \frac{P}{GA_w} = 2.638 \times 10^{-5} P(\text{rad}) \quad (3.1.17)$$

となり、それぞれの試験体の弾性梁端回転角 θ は、

$${}_{NS}\theta = 2.972 \times 10^{-4} P(\text{rad}) \quad (3.1.18)$$

$${}_{SC}\theta = 2.986 \times 10^{-4} P(\text{rad}) \quad (3.1.19)$$

$${}_R\theta = 3.868 \times 10^{-4} P(\text{rad}) \quad (3.1.20)$$

となる。ここで、 G はせん断弾性係数で $G = 810\text{tf/cm}^2$ 、 $A_w = t_w \times 2h = 46.8\text{cm}^2$ である。

弾性剛性を $\frac{M_m}{\theta_m} = \frac{PL}{\theta_m}$ とすると、それぞれの試験体の弾性剛性 K は、

${}_{NS}K = 9510(\text{tm/rad})$ 、 ${}_{SC}K = 9440(\text{tm/rad})$ 、 ${}_RK = 7290(\text{tm/rad})$ となる。

これらを全塑性モーメント M_p で無次元化すると、 $M_m/M_p - \theta_m$ 関係における弾性剛性は $K' = K/M_p$ となり、

さらに、弾性回転角成分 θ_e は $\theta_e = \frac{M_m/M_p}{K'}$ (rad) となる。

なお、(2.2.2 節)より M_p の値は、 $M_p = 65.65(\text{tf/m})$ である。

3.1.2 履歴消費エネルギーと無次元化履歴消費エネルギーの求め方

(図 3.1.5) に示すような $M_m/M_p - \theta_m$ 関係で囲まれる部分は、梁が塑性化した時に消費する 1 ステップのエネルギー ΔE_m であり、履歴消費エネルギー E_m は ΔE_m を順に足したものとして求めることができる。従って、履歴消費エネルギーの定義は $E_m = \Sigma \Delta E_m$ となる。

また、梁の相対回転角塑性成分 θ_p は梁の相対回転角 θ_m から弾性回転角成分 θ_e を引いたものであるから、

$\theta_p = \theta_m - \frac{M_m}{K}$ となり、 $M_m/M_p - \theta_p$ 関係で囲まれる各ステップのエネルギー ΔE_p を順に足しあわせたものを

無次元化履歴消費エネルギー $E_p = \Sigma \Delta E_p$ と定義する。

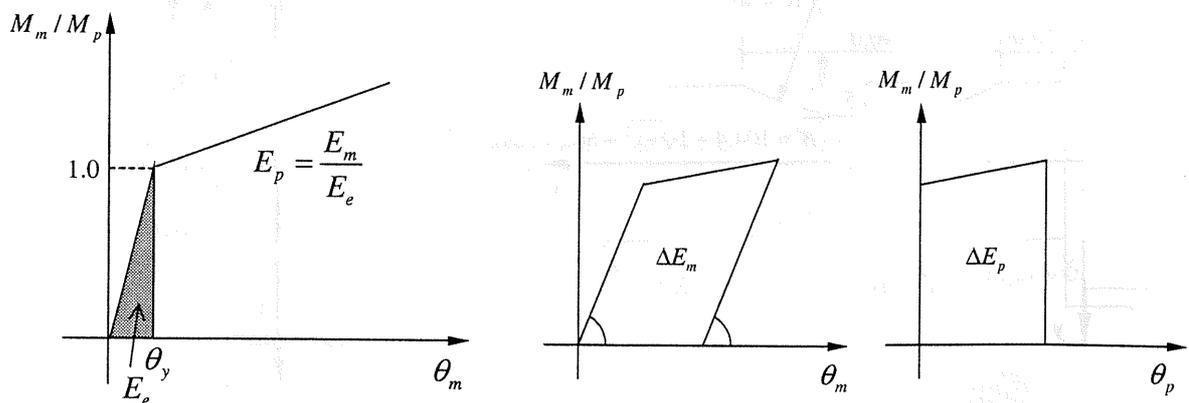
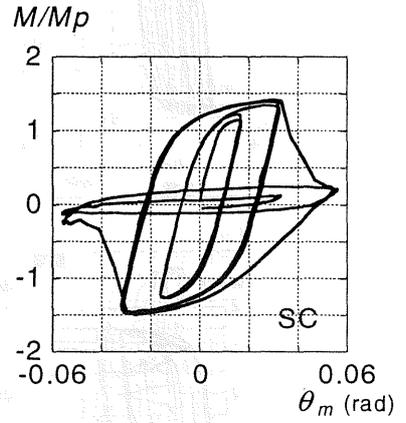
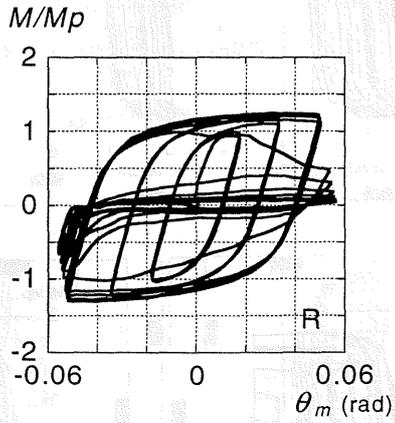
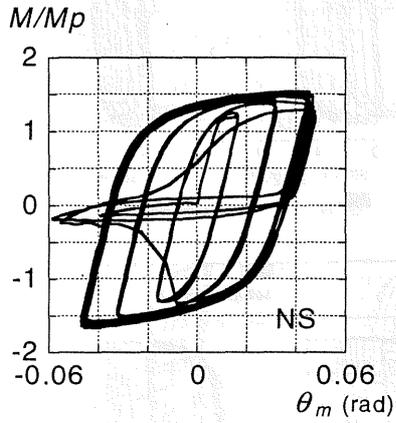


図 3.1.5 累積消費エネルギーの定義

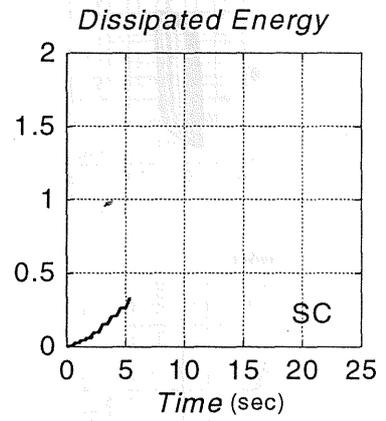
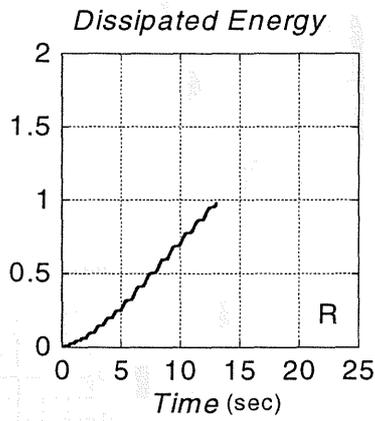
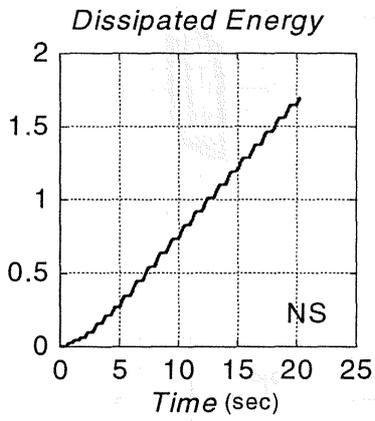
<NS型試験体>

<R型試験体>

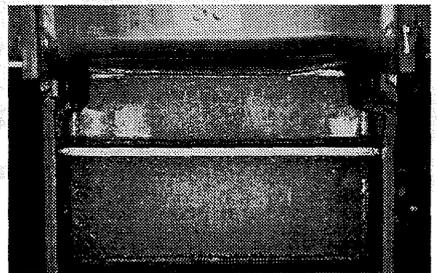
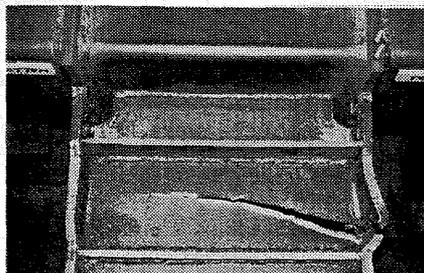
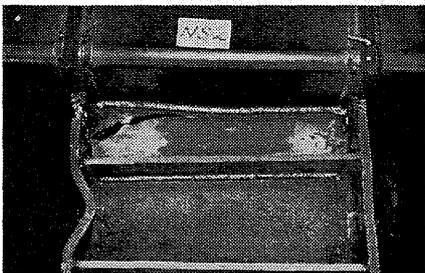
<SC型試験体>



(a) $M/M_p - \theta_m$ 関係



(b) 消費エネルギー (E_m/E_e) の推移



(c) 破断状況

図3.1.6 復元力特性(3試験体)

3.2 歪挙動

すべての試験体についての全歪履歴(A断面)を(図 3.2.1~図 3.2.3)に示す。

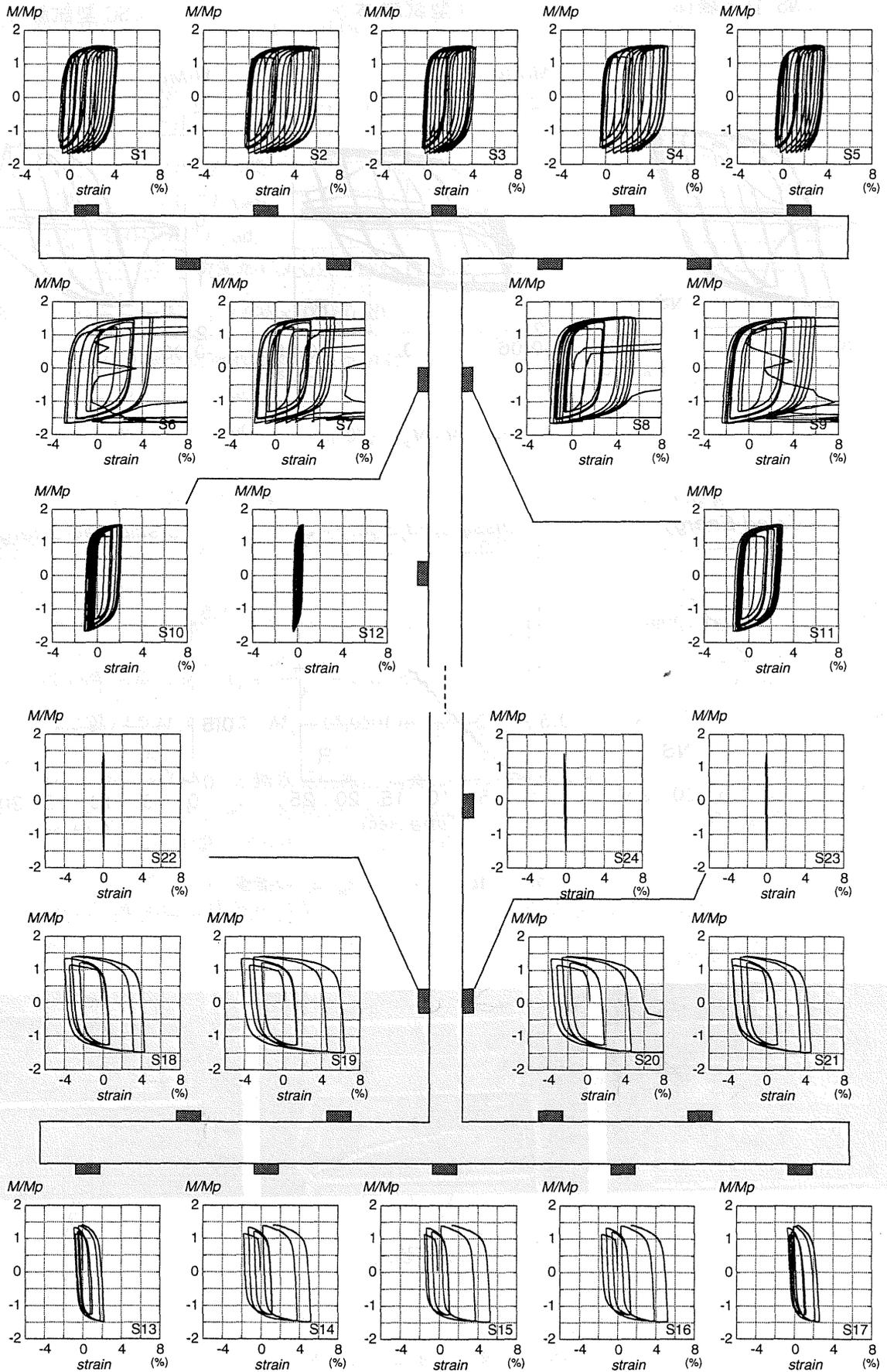


図3.2.1 歪履歴(NS型試験体-A断面)

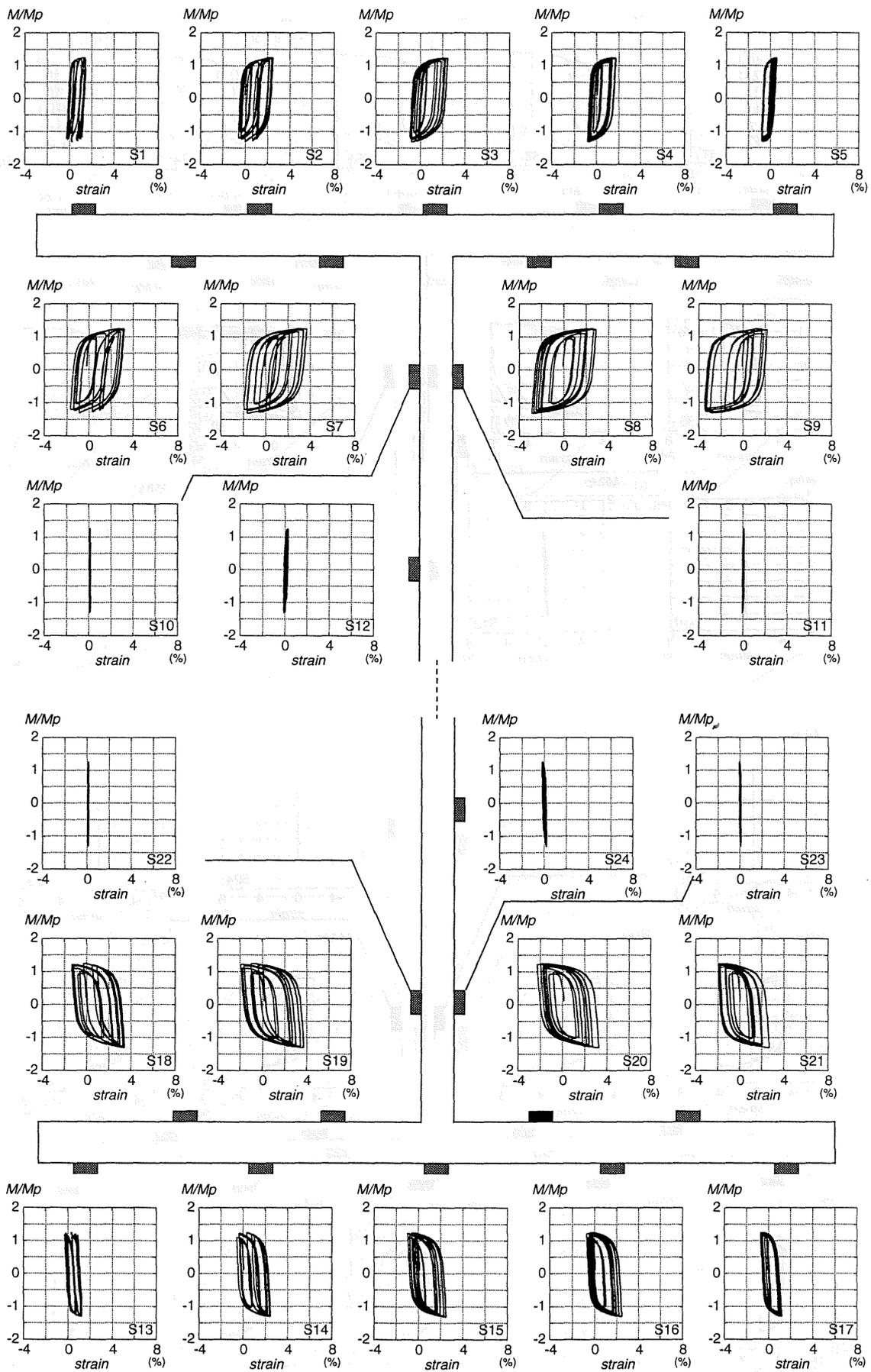


図3.2.2 歪履歴 (R型試験体-A断面)

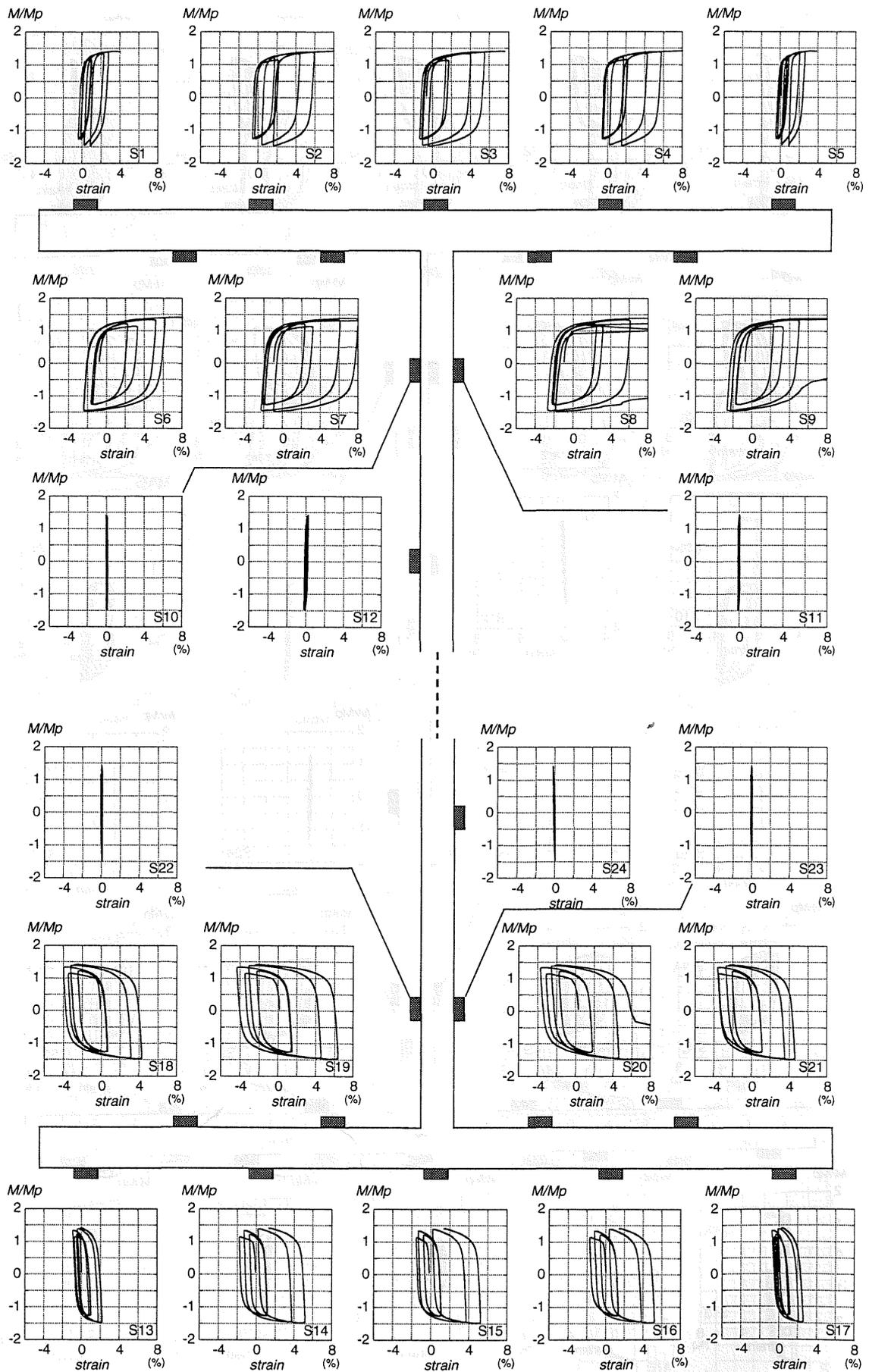


図3.2.3 歪履歴(SC型試験体-A断面)

3.3 温度変化

すべての試験体についての温度変化(A断面)を(図 3.3.1~図 3.3.3)に示す。

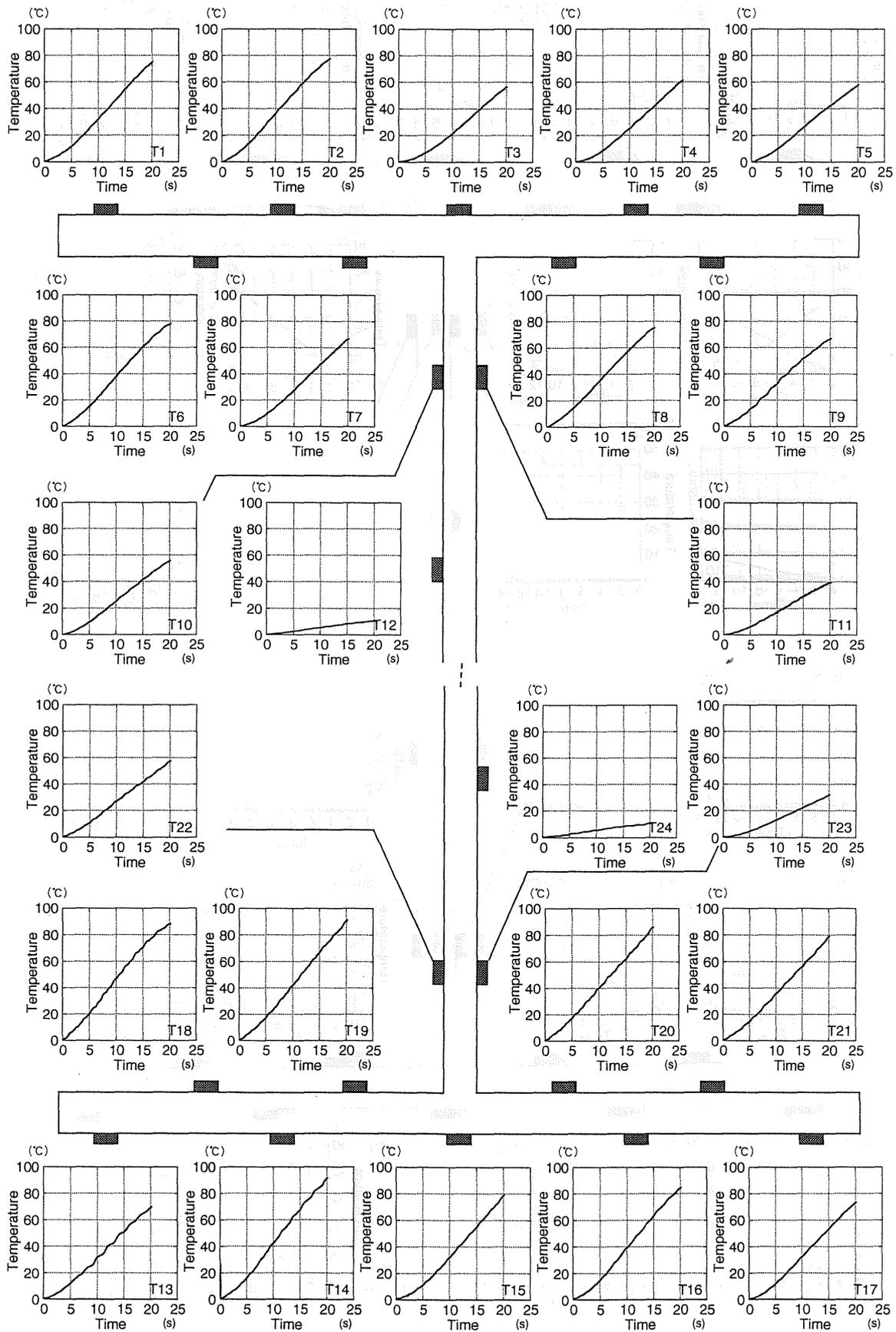


図3.3.1 温度変化(NS型試験体-A断面)

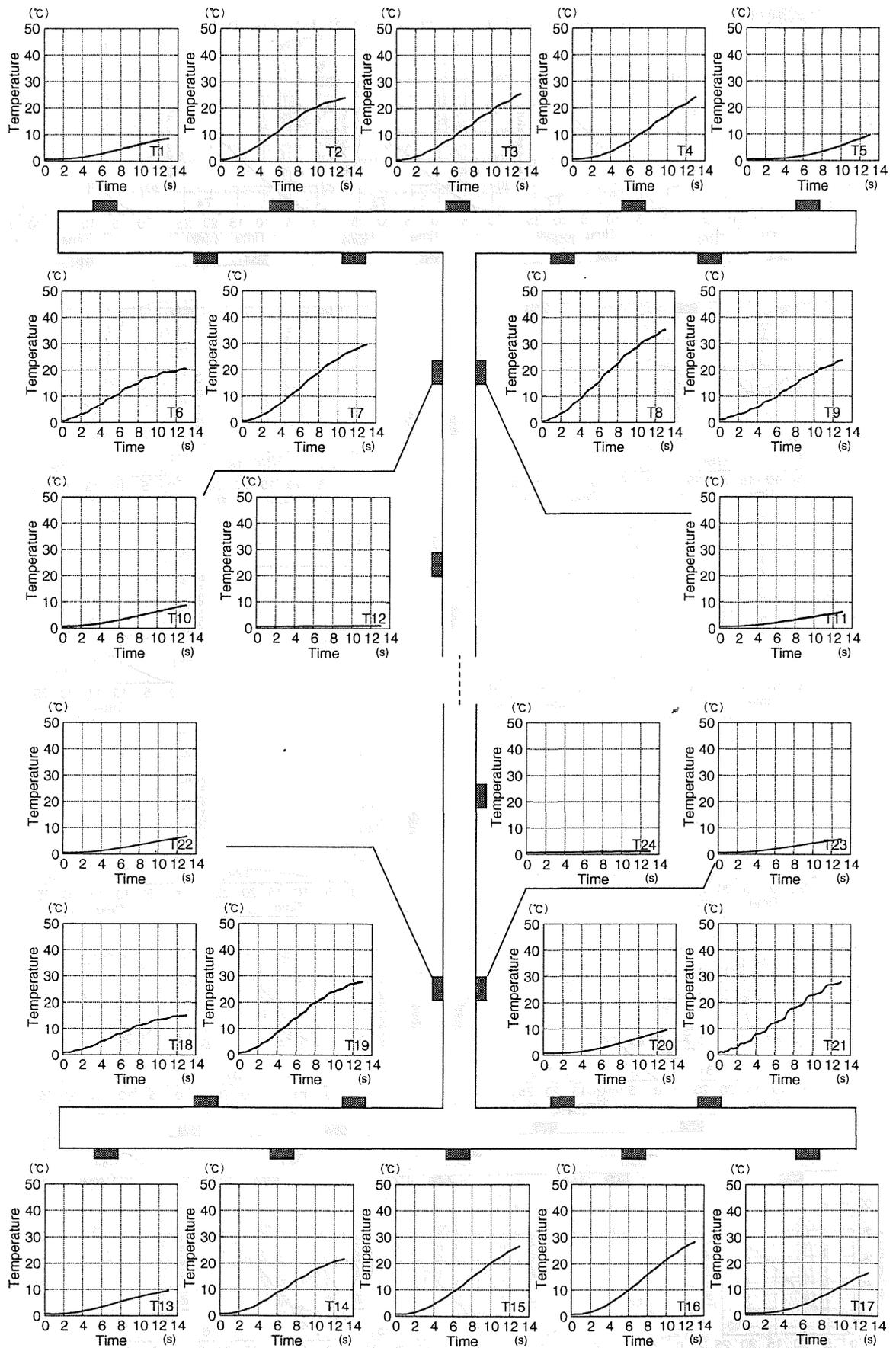


图3.3.2 温度变化(R型試験体-A断面)

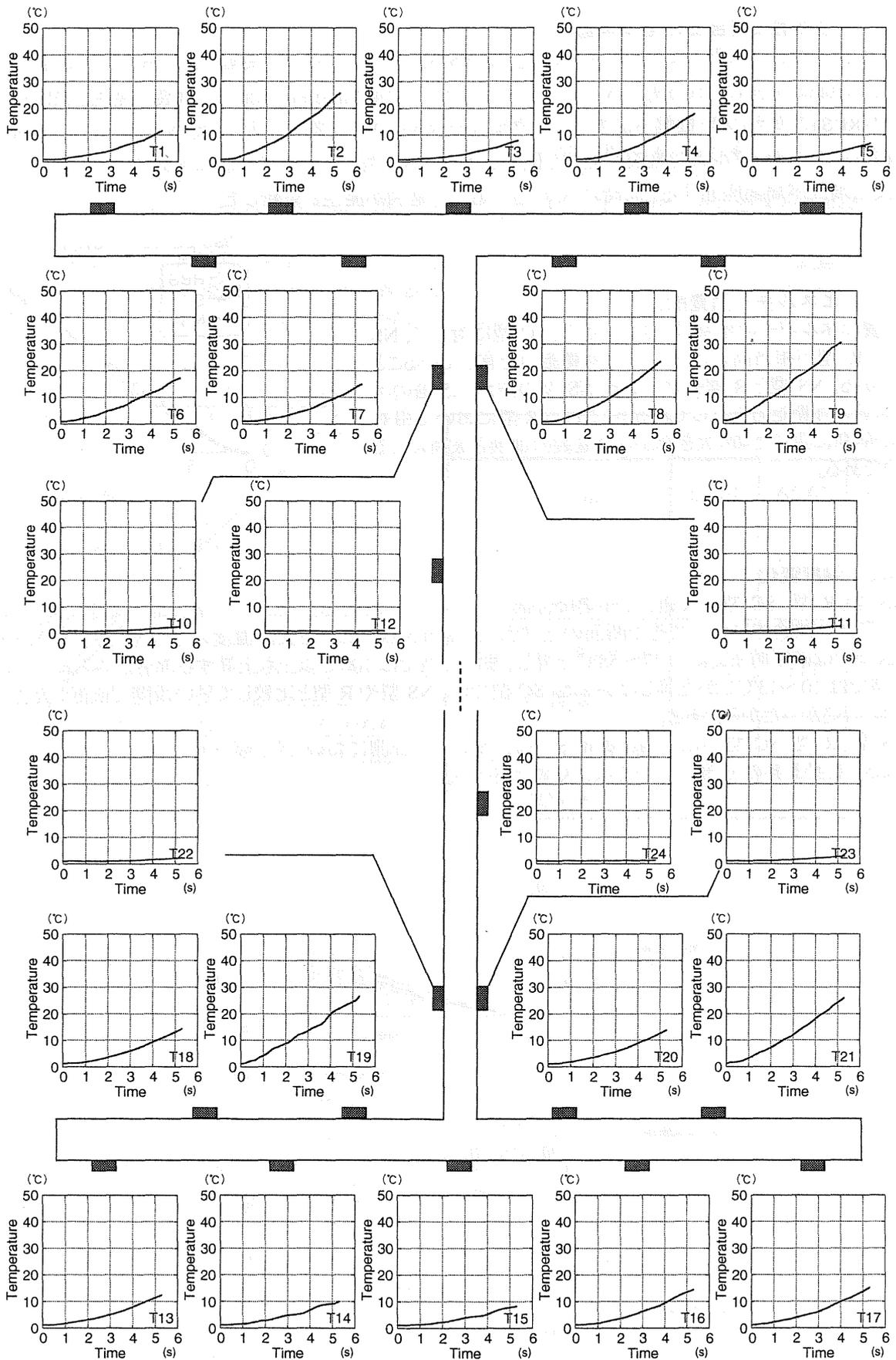


図3.3.3 温度変化(SC型試験体-A断面)

3.4 まとめ

3.4.1 柱梁溶接接合部の全体挙動

各試験体性状は以下のようにまとめられる。(1)NS型(ノンスカラップ):振幅 6θ の6サイクル目でフランジに局部座屈が見受けられ 6θ の8サイクル目でフランジの梁端溶接止端部から亀裂が発生し破断した。(2)R型(RBS+スカラップ):振幅 6θ の1サイクル目でRBS中央位置のフランジ及びウェブが局部座屈し始め振幅 6θ の5サイクル目で亀裂が発生し破断した。(3)SC型(スカラップ):振幅 6θ の1サイクル目で梁端溶接止端部が局部座屈すると同時にスカラップ底から亀裂が発生し破断した。

3.4.2 エネルギー消費能力

消費エネルギーの推移(図3.4.1)から、SC型に対して、NS型やR型が相当高いエネルギー消費能力を有していることがわかる。NS型とR型を比べると、NS型の方が1.5倍のエネルギー消費能力を有しているが、これはR型において相対的に早期に生じた切り欠き部からの亀裂の進展と破断によるものである。

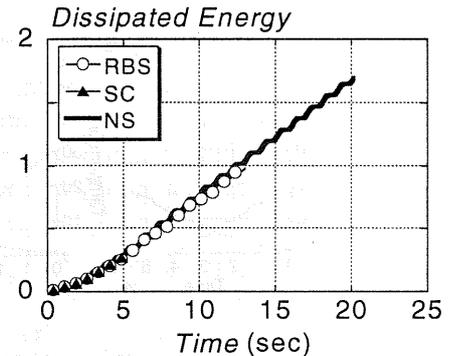


図3.4.1 消費エネルギーの推移

3.4.3 温度変化

NS型、R型、SC型に共通して柱梁接合部から230mm(断面B)において、最も高い温度上昇を示した。それぞれの試験体においてその断面の上フランジ外側5点における表面温度の上昇を(図3.4.2)に示す。

NS型では破断時まで約 $37\sim 58^\circ\text{C}$ 上昇し、またR型では 100°C 以上も上昇する部分が見られたのに対し、SC型では $10\sim 13^\circ\text{C}$ しか上昇しなかった。SC型では、NS型やR型と比較して早い段階で破断したため、累積歪が小さかったからである。

NS型、R型、SC型ともに、同じ断面Bの上フランジの計測においても、幅方向に温度上昇の程度が相当異なる。温度上昇の分布については、次章で述べる。

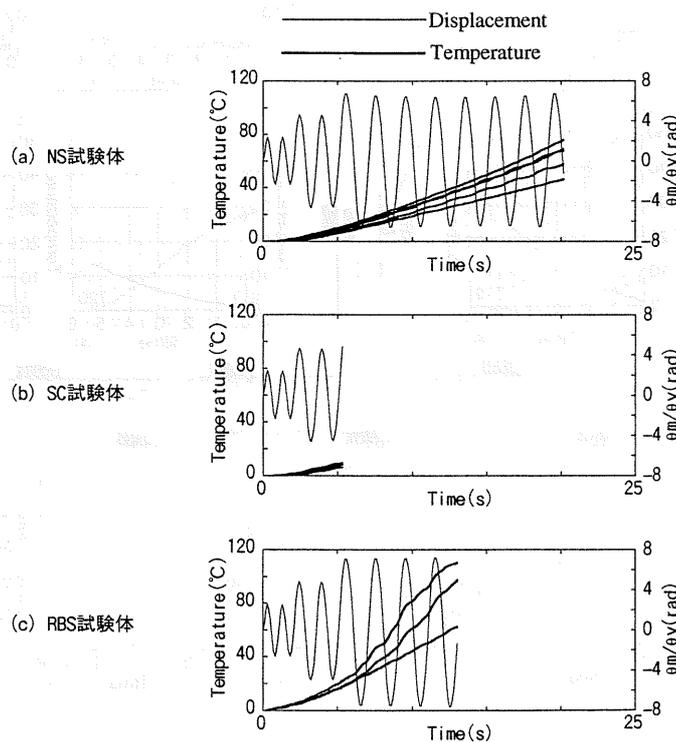


図3.4.2 相対回転角と温度上昇の時刻歴

第4章 考察

4.1 初期剛性

(図 4.1.1)に示すように载荷初期に得られる $M_m/M_p - \theta_m$ 関係から最小自乗近似により各試験体の弾性勾配を求め、その結果を(表 4.1.1)に示す。また、(3.1.1 節)で試験体の種類別の弾性剛性を求めているが、その結果も(表 4.1.1)に併せて示す。なお、(3.1.1 節)では片持ち梁のモデルを考えており、柱フランジの面外変形などによる梁端接合部局所の変形は考慮していないこと、また、曲げ剛性とせん断変形を考慮に入れて評価している。

実験から求められる試験体の初期剛性と計算による弾性剛性の値を比較すると、全ての試験体において実験値が計算値より低い値となったが、その誤差は 5%以下にとどまっている。このことから、それぞれの試験体の弾性剛性については(3.1.1 節)で述べた手法で評価することができると考えられる。

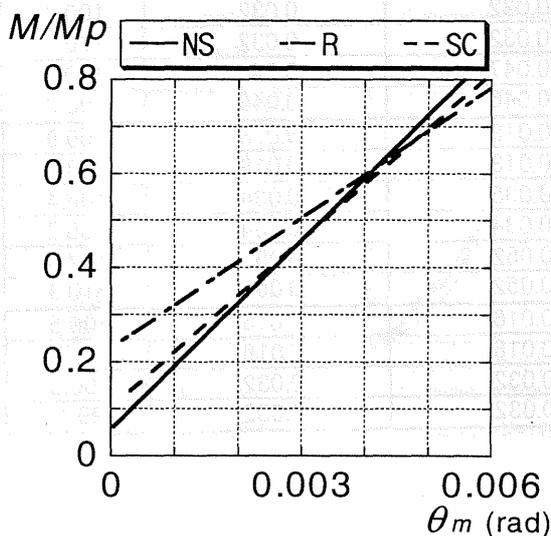


図 4.1.1 初期剛性(実験値)

表 4.1.1 弾性剛性一覧

	NS型	R型	SC型
M_p (tf·m)	65.65	65.65	65.65
M_m/θ_m (tf·m) <計算値>	9510	7290	9440
$(M_m/M_p)/\theta_m$ (tf·m) <計算値>	145	111	144
$(M_m/M_p)/\theta_m$ (tf·m) <実験値>	141	105	140

4.2 変形性能

各試験体の変形性能を表す指標として、無次元化履歴消費エネルギー E_p を求め、最大耐力と併せて(表 4.2.1)に示す。(表 4.2.1)の最大耐力は絶対値が最大となる正・負両方向の値を梁の全塑性モーメント M_p で無次元化した M_m/M_p で表現している。なお E_p は(3.1.2 節)で示した方法によって求めた。また、フランジが破断した時の耐力 (E_p) を「Fracture」、载荷を終了したときの値を「End」と表記する。(表 4.2.1)より、NS 型と SC 型の最大耐力 M_{max} は歪硬化の影響で M_p の 1.45~1.6 倍まで達しているのに対して R 型 M_p の 1.3 倍程度の値に留まっているが、これは RBS の設計で意図した通りである。

表 4.2.1 最大耐力と変形性能

	NS	R	SC
正 M_m 最大値 (tf·m)	1.547	1.250	1.415
負 M_m 最大値 (tf·m)	-1.663	-1.307	-1.495
M_m 最大値 (tf·m)	1.605	1.279	1.455
相対 M_m 最大値 (tf·m)	100.0	79.7	90.7
正 θ_m 最大値	0.047	0.053	0.033
負 θ_m 最大値	-0.047	-0.053	-0.032
θ_m 最大値	0.047	0.053	0.033
相対 θ_m 最大値	100.0	112.8	69.1
Fracture E_p	1.695	0.980	0.328
End E_p	1.793	1.215	0.460

4.3 塑性変形能力

各試験体のサイクルごとに同じ荷重変位振幅における、梁の θ_m の振幅を(表 4.3.1)に示す。 θ_m の振幅としては正負両方向の値が得られるが、ここではこれら二つの値の絶対値の平均を示す。NS 型を基準にして比較するとR 型はNS 型の105~110%、SC 型はNS 型とほぼ同じであった。これは柱と梁の相対的な強度の差から、梁の耐力が小さい R 型では柱の弾性変形が小さくなること、一方で本実験は荷重振幅が梁先端変位で制御されているのでR 型は梁の塑性変形がより進行するので、R 型が最も θ_m の値が大きくなる理由と考えられる。

表 4.3.1 梁の回転角の比較

Specimen	Cycle	plus Max rotation	minus Max rotation	ave Max rotation	percentage
NS	1	0.016	-0.016	0.016	100.0
	2	0.016	-0.016	0.016	100.0
	3	0.032	-0.032	0.032	100.0
	4	0.032	-0.032	0.032	100.0
	5	0.047	-0.047	0.047	100.0
	6	0.046	-0.046	0.046	100.0
R	1	0.018	-0.018	0.018	109.9
	2	0.017	-0.018	0.018	108.3
	3	0.034	-0.035	0.034	106.4
	4	0.033	-0.034	0.034	105.7
	5	0.049	-0.052	0.051	107.5
	6	0.050	-0.052	0.051	110.9
SC	1	0.017	-0.016	0.016	100.5
	2	0.017	-0.016	0.016	99.7
	3	0.032	-0.032	0.032	100.6
	4	0.032	-0.032	0.032	99.1

4.4 累積歪と温度上昇の相関

塑性歪計測から(図 4.4.1)のような歪と曲げモーメントの関係を得た。歪計測位置における歪エネルギーを算出するためには、本来(図 4.4.1)の縦軸としては応力が望ましいが、平面保持が必ずしも成立しない梁端部近傍において、歪に対する応力を測ることは困難である。ここでは一次近似として、応力の代わりに曲げモーメント(M/M_p)をとったもので、 $M/M_p=1.0$ が降伏応力に相当すると考えれば、(図 4.4.1)で求めた累積歪から(3.1.2 節)と同様の方法で弾性歪を除いたものが(図 4.4.2)となり、この履歴曲線の総面積を求めると各歪計測位置における歪エネルギーが試算できる。ここで、 M には梁端のモーメントを採用した。

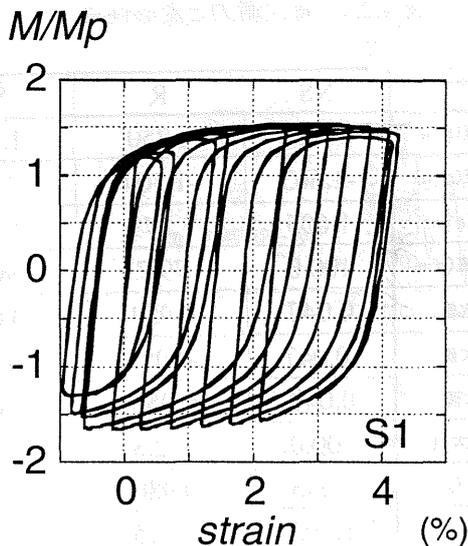


図 4.4.1 歪履歴

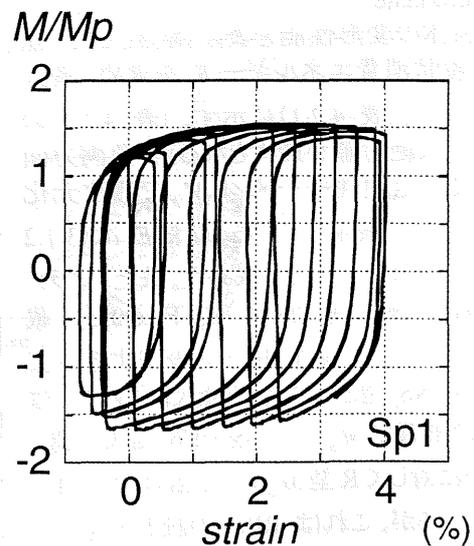


図 4.4.1 塑性歪履歴

4.4.1 累積歪と温度上昇の関係

累積歪-温度上昇のグラフを示し、その相関関係を考察する。(図4.4.3)にNS型、R型、SC型のA断面上下フランジ(2.5.2節参照)における計18点の累積歪と温度変化の関係を示す。また、(図4.4.4)にNS型、R型のA~D断面上下フランジ中央部(梁材軸方向)における計8点の累積歪と温度変化の関係を示す。ここで、累積歪が一定のまま温度だけが上昇している部分は、歪計測が計測不能になったことを示している。

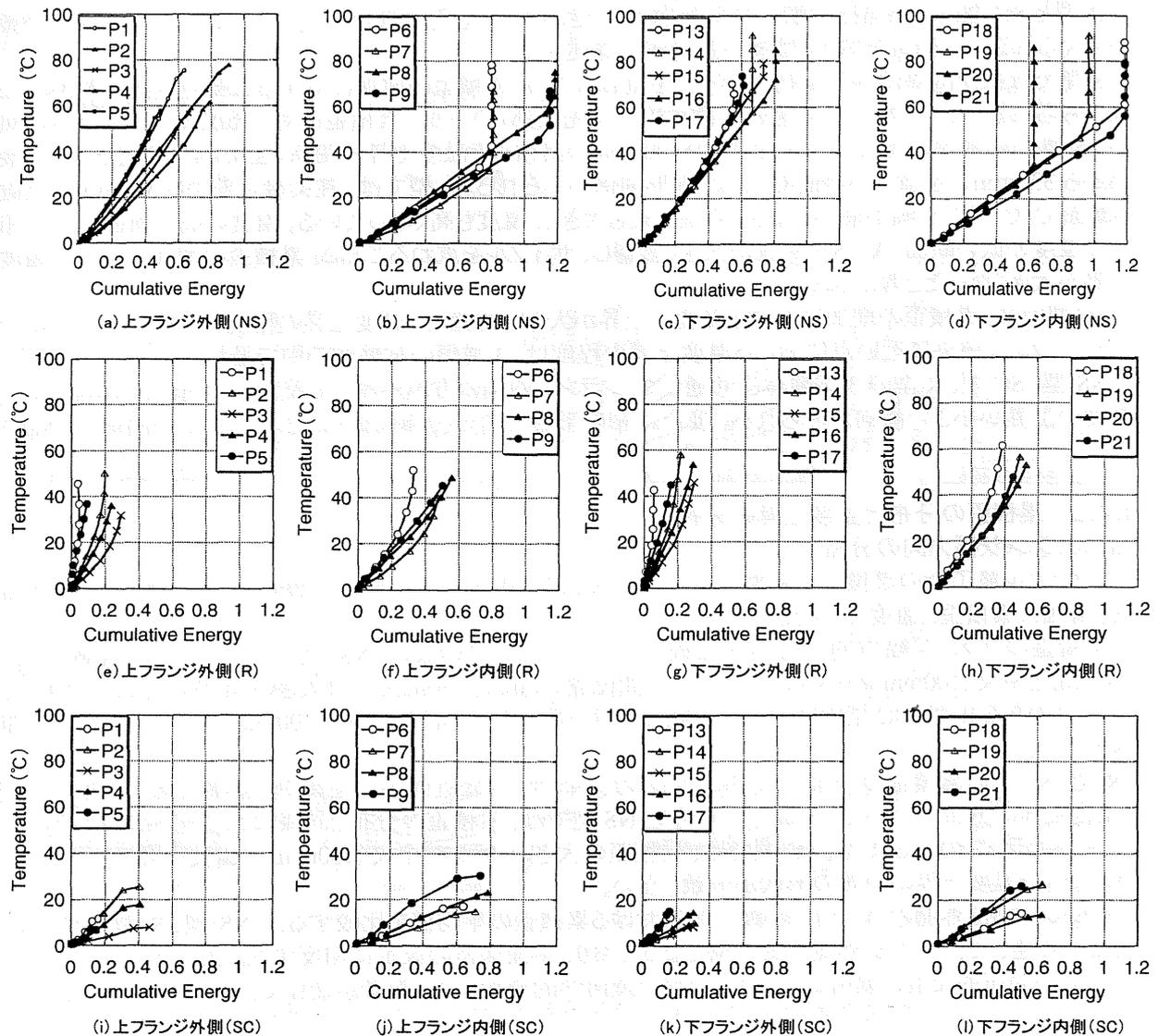


図4.4.3 累積歪と温度上昇の関係(断面A)

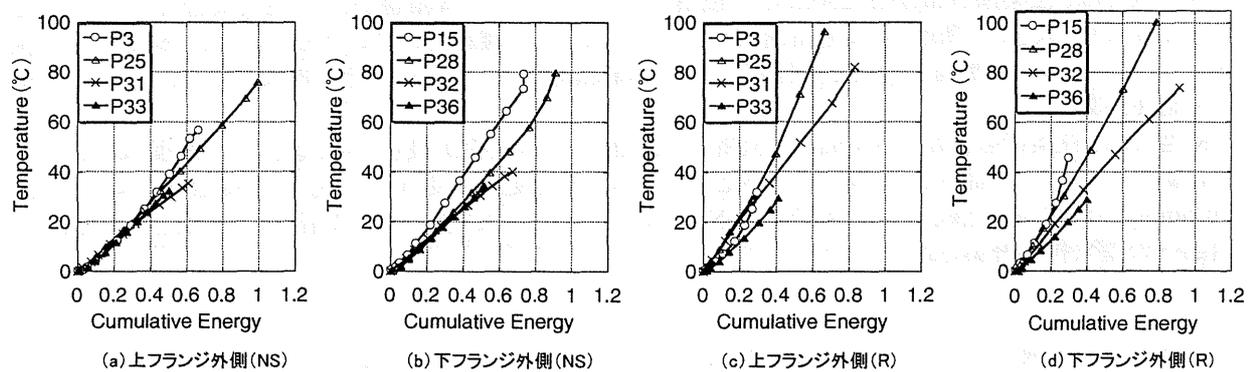


図4.4.4 累積歪と温度上昇の関係(断面A,B,C,D)

図 4.4.3 から以下の特徴がみられる。

NS 型では、累積歪と温度上昇に、ほぼ線形関係がみられる。上下フランジ外側では、ウェブに近い位置の方が、累積歪に対する温度上昇が小さい傾向がわずかながら見られる。この原因として、ウェブはフランジに比べ塑性化が進行しておらず、温度上昇も小さく、フランジからウェブへの熱流が影響していることが考えられる。

R 型と SC 型は、NS 型と比較して各点のばらつきが大きい。その原因の一つとして、スカラップによる影響が考えられるが、それについては後の歪分布で詳述する。

R 型では線形関係はみられず、サイクルを重ねるごとに累積歪の増加に対する温度の上昇が大きくなる傾向がみられる。また、ウェブから遠い位置(フランジ先端部)の方が、累積歪に対する温度上昇が大きい傾向が NS 型よりも顕著に現れている。R 型の材軸方向の累積歪と温度上昇の関係(図 4.4.4)をみると、柱梁接合部から 330mm に位置する断面 C では、線形関係がみられる。R 型では、柱梁接合部から 330mm に位置する断面 C でフランジ幅が最小となるから歪が最も大きく、温度も高くなっている。温度の高い断面 C から相対的に温度の低い断面 A への熱流が大きく影響し、サイクルを重ねるごとに、累積歪の増加に比べて温度の上昇が大きくなったと考えられる。

SC 型では、累積歪の増加に対する温度の上昇が大きい位置で、温度上昇の程度は NS 型とほぼ同じであるが、フランジ中央に近い点における温度上昇の程度は、3 種類の試験体の中で最も小さい。

NS 型、SC 型、R 型の 3 試験体に共通して、フランジ内側の方が外側と比較して、累積歪の増加に比して温度の上昇が小さい傾向がみられる。接合詳細の影響で歪の分布に偏りが生じることとの関係が予想される。

4.4.2 累積歪の分布と温度上昇の分布

(a) フランジ幅方向の分布

各サイクル終了時の累積歪と温度上昇の分布状況を(図 4.4.5)に示す。横軸はフランジ幅方向の計測位置、縦軸に累積歪と温度上昇をとった。

累積歪のフランジ幅方向の分布を比較すると、スカラップのない NS 型ではフランジの両側(0mm、200mm)と中央(100mm)が小さく、それらの中間位置(50mm、150mm)では大きい M 型の分布を示すが、スカラップのある R 型、SC 型では、中央(100mm)が一番大きく、両側(0mm、200mm)が小さい山型の分布を示す。

R 型、SC 型の累積歪の分布が山型になるのは、スカラップ底近傍への歪集中の影響であると考えられる。

温度上昇の分布について、スカラップのない NS 型では、累積歪の分布と同様に M 型の分布を示している。一方、スカラップのある R 型、SC 型では、累積歪の大きいフランジ中央(100mm)の温度上昇は小さく、累積歪の分布と温度上昇の分布の形状が一致しない。

フランジ内側と外側の 4 サイクル終了時における累積歪の平均値を比較すると、NS 型、R 型、SC 型の 3 種類に共通して、フランジ外側の約 2 倍となっており、平面保持の仮定に相反する結果となった。

これらの局所的な歪の偏りはいずれも梁端の幾何学的形状による影響が最も大きな要因と推定される。

(b) 梁材軸方向の分布

各サイクル終了時の累積歪と温度上昇の梁材軸方向の分布状況を(図 4.4.6)に示す。横軸に梁材軸方向の計測位置、縦軸に累積歪と温度上昇をとった。

NS 型では、柱梁接合部から 230mm に位置する断面 B での累積歪が、より柱梁接合部に近い断面 A (105mm)よりも大きい。断面 A は座屈補強リブから 25mm しか離れていないため(図 2.5.4 参照)、歪が拘束されていたのに対し、断面 B は座屈補強リブから 100mm 離れているので、その拘束が小さいことにも関係する可能性がある。

R 型では、柱梁接合部から 330mm に位置する断面 C で累積歪が最も大きくなる。この断面は、RBS 部中央にあたり、フランジ幅が小さくなっているため、大きな塑性変形を受けている。柱梁接合部に近い断面 A (105mm)の累積歪を比較すると、R 型では NS 型の約 2/3 倍、SC 型の約 1/2 倍と小さな値を示しており、梁端部への歪負担が軽減されている。

このように、実験では梁部の接合部近傍において、端部拘束、座屈補強リブや接合詳細の影響が錯綜し、平面保持の仮定に相反する、局所的な歪の偏りが生じた。これらの問題に着目し、次章では FEM 解析により詳細な各方向の歪分布を示し、実験結果との比較と並行して、ディテールが及ぼす影響を考察する。

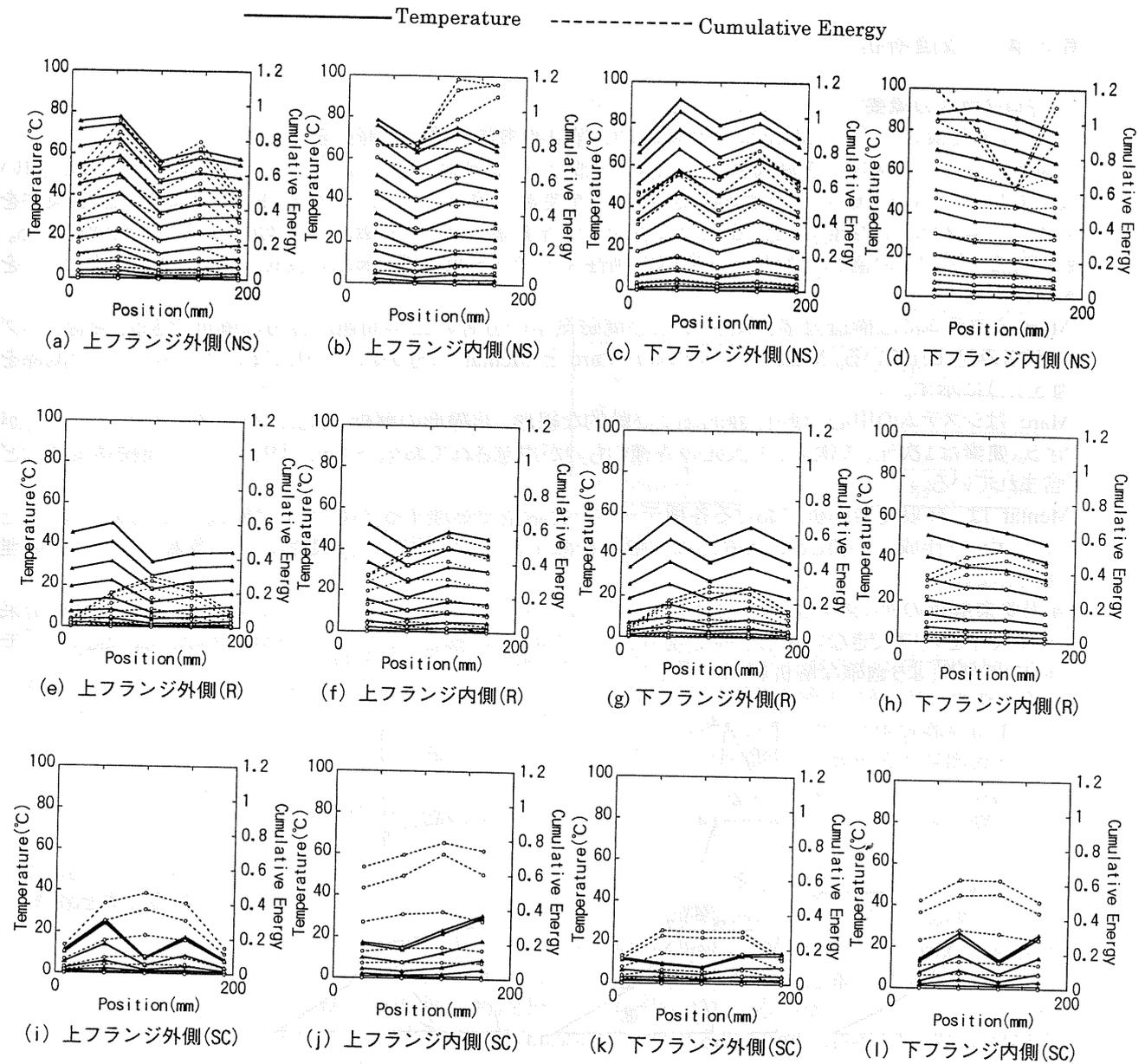


図4.4.5 累積歪と温度上昇のフランジ幅方向分布(断面A)

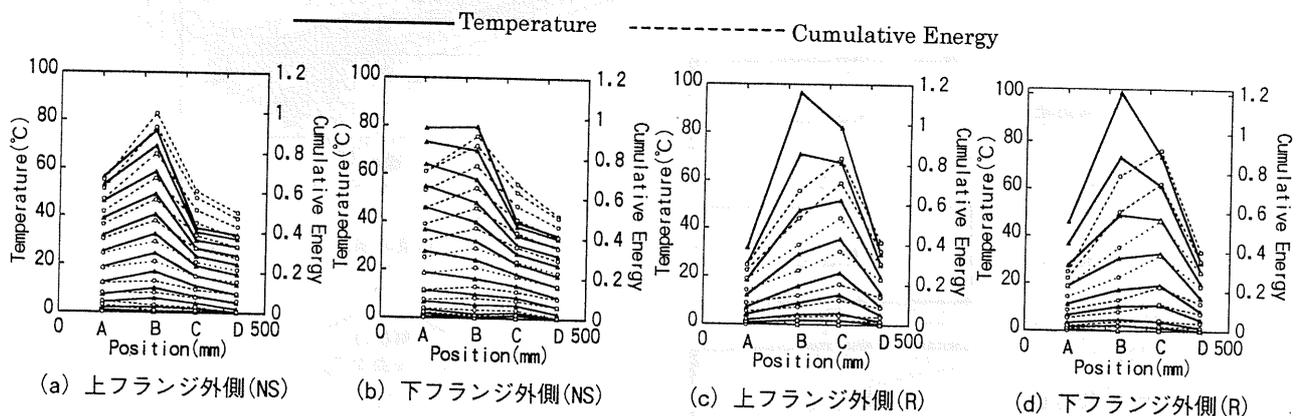


図4.4.6 累積歪と温度上昇の梁材軸方向分布(断面A.B.C.D)

第5章 数値解析

5.1 プログラムの概要

汎用有限要素プログラム Marc システムにより、有限要素法を用いた解析を行った。

(図 5.1.1)のように解くべき領域をいくつかの小部分(有限要素)にわけが、ここで要素の形は計算に用いる汎用プログラムの仕様に合わせる必要がある。各要素の頂点の座標、材料特性、荷重および固定条件を入力し、プログラムで処理すると、各頂点の変位や、各要素の応力(要素内の平均的な応力)が求められる。要素剛性マトリクスの重ね合わせから全体の剛性マトリクスを組立て、未知の変位・反力を求め、歪・応力を得ることができる。

Marc システムには構造力学、伝熱、および電磁気学の分野の工学問題が容易に解析できる、統合プログラムが組み込まれている。Marc のシステムは Marc と Mentat に分かれており、これらのプログラムの関係を(図 5.1.1)に示す。

Marc はシステムの中核であり、静的および動的な線形、非線形の解析、および熱伝導の解析を行うことができる。要素は1次元、2次元、3次元の各種のものが用意されており、トラス、はり、シェル、連続体要素などが含まれている。

Mentat は、有限要素解析における各種データを会話型で処理するプログラムである。会話形式であることにより、データ作成に必要とされる労力は大幅に軽減する。またグラフィック機能により、多量のデータの処理が容易となる。

有限要素解析のサイクルは(図 5.1.2)に示すように、5つの異なるステップに分けられる。例えば解析結果が設計条件をクリアできない場合、再定義あるいはプロセスの修正のために「アプローチの方法」あるいは「モデル化」に戻り、より適確な解析結果を得る。

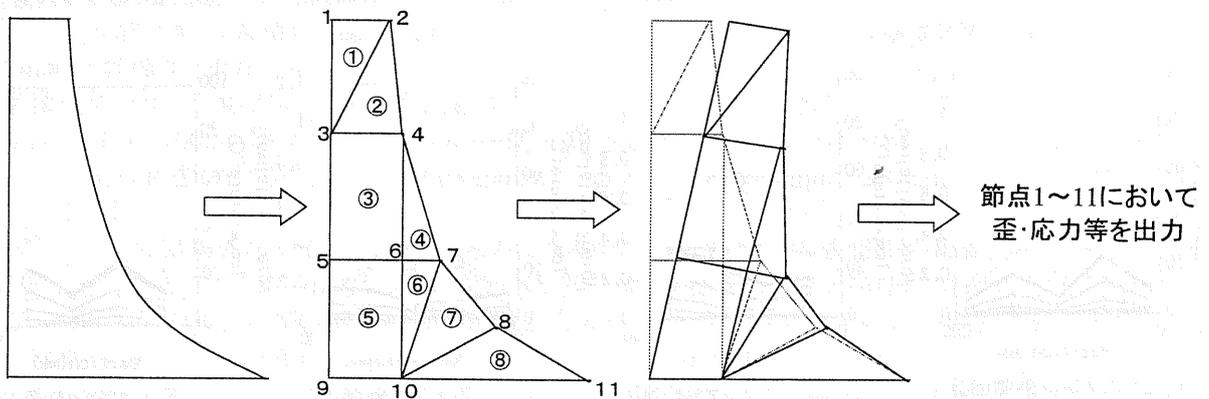


図5.1.1 解析の流れ

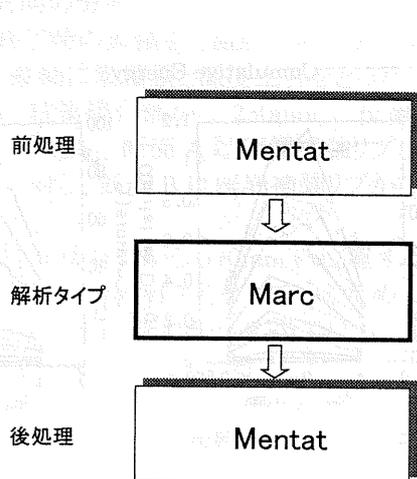


図5.1.2 MarcとMentatの関係

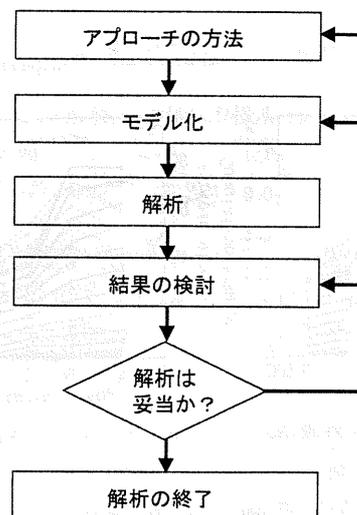


図5.1.3 有限要素解析サイクル

5.2 入力データ

5.2.1 材料特性

材料特性には、素材引張試験結果(表 2.1.1)の値を採用し、応力-歪関係をバイリニアとし、硬化則においては等方硬化を仮定した(表 5.2.1)。柱は塑性化しない弾性体として扱った。

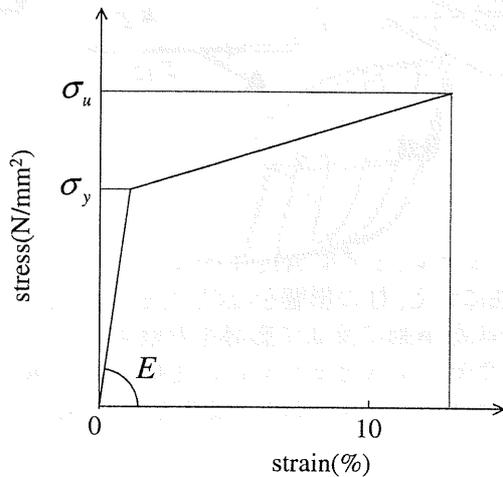


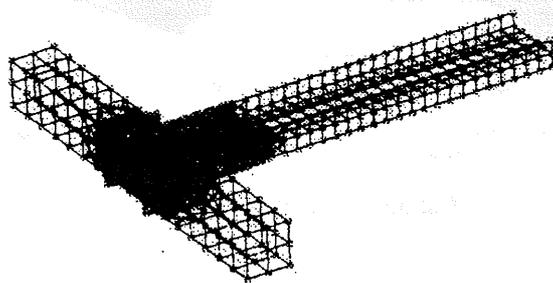
表 5.2.1 解析に用いた材料特性

	ウェブ	フランジ	リブ	ダイアフラム
ヤング係数 (tf/cm ²)	2.1 × 10 ³			
ポアソン比	0.3			
σ _y (tf/cm ²)	3.32	3.00	3.32	3.97
σ _u (tf/cm ²)	4.83	4.64	4.83	5.36

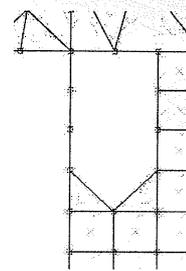
5.2.2 入力モデル

NS 型、SC 型、R 型の 3 試験体それぞれ、実験で用いたものと同寸法のモデルを入力する(図 5.2.1)。実験の試験体では長さ 1500mm の柱を用いていたが、今回の解析では簡単を帰すため、ピン支持位置まで柱が続いているものと考え、長さ 3000mm の柱の両端部に適当な拘束条件を与えた。接合部近傍では応力が集中し、実験において平面保持の仮定を満たさない、複雑な歪の分布を得た。解析でその部分の詳細な歪分布を示すために、柱に近い梁部の要素を細かく刻んだ(約 20mm 四方の要素)。応力集中のない、柱から離れた梁部(100mm 四方の要素)や、弾性域で変形する柱部(175mm 四方の要素)は、粗く刻んだ要素でモデル化した。

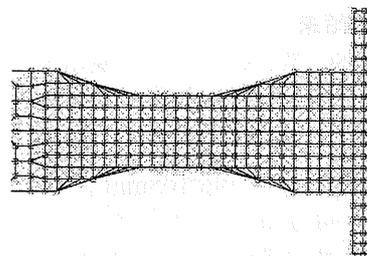
今回の入力モデルの全要素に厚肉シェル要素(双一次厚肉シェル要素)を適用した。この要素は全体座標系での変位と回転の自由度を持つ、4 節点厚肉四辺形シェル要素であり、1 個の辺をつぶすことにより、三角形要素にも対応できる。面内歪は変形成分から、回転は回転角成分から計算される。四辺形要素の厚さ方向に設定した数の層を等間隔に刻み、各層の歪、応力等を示すことができる。節点は 6 つの自由度(全体座標系 x,y,z 方向変位、x,y,z 軸まわりの回転角)を持ち、それぞれ出力することができる(図 5.2.2)。中央面における直歪と厚さ方向のせん断歪が出力され、またそれらに対応する応力も得られる。歪と応力に関しては、局所座標で各層ごとに出力される。



(a) NS型試験体モデル



(b) スカラップ部



(c) RBSの切り欠き部

図5.2.1 要素の分け方

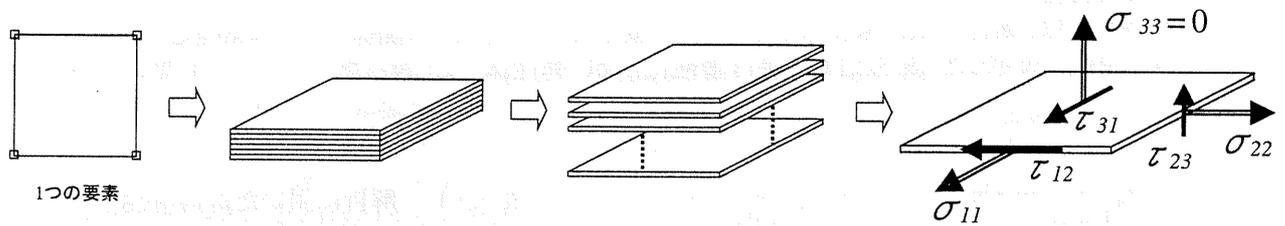


図5.2.2 厚肉シェル要素

それぞれの試験体において、実験で用いた試験体同様のモデル(モデル A)、モデル A の座屈補強リブを除いたモデル(モデル B)、モデル A の角形鋼管柱を剛柱にかえ、柱の影響をなくしたモデル(モデル C)の解析結果を比較し、リブや柱、またスカラップ等のディテールが挙動に及ぼす影響を考察する(表 5.2.2)。モデル A とモデル B を比較するとリブの影響がみてとれ、またモデル A とモデル C の比較により、弾性域で変形する角形鋼管柱の影響がみてとれる。ここで剛柱をもつモデル C は、梁の一端の変位、回転をすべて拘束した片持ち梁として解析を行った(図 5.2.3)。

表5.2.2 モデルのディテールの違い

	柱	リブ
モデルA	角形鋼管	有
モデルB	角形鋼管	無
モデルC	剛体	有

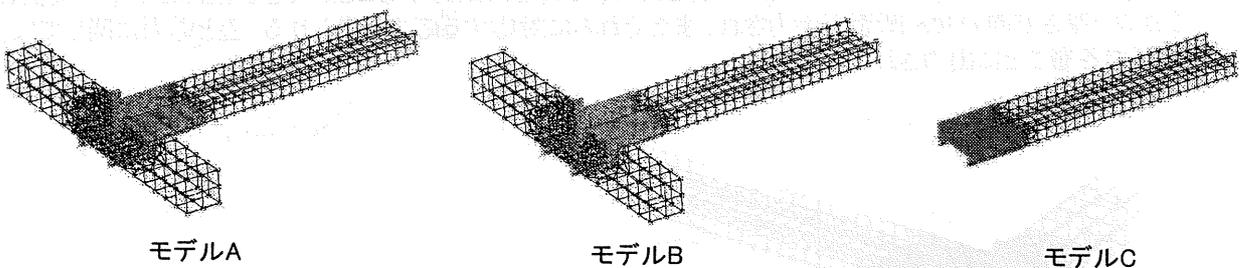


図5.2.3 ディテールの異なる3つのモデル

5.3 解析結果

NS 型、SC 型、R 型の 3 試験体それぞれ、解析によりどれだけ実験を再現できているか確認するために、実験結果と解析結果(モデル A)を比較する。以下のものを示す。

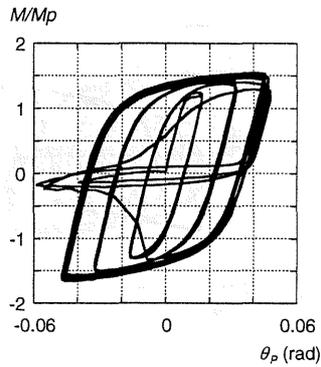
- (a) 無次元か梁曲げモーメント-梁端相対回転角関係 ($M/M_p - \theta_m$ 関係)
- (b) (c) 柱フェイスから 105mm に位置する断面(A 断面)における、上フランジ外・内側での累積歪のフランジ幅方向分布
- (d) ウェブ直上部のフランジ外側における、梁材軸方向の累積歪分布

ここで、解析結果の累積歪分布を示す際、解析で求められる分布を点線で、その中から実験での歪ゲージ計測位置におけるデータを実線で結んだ。

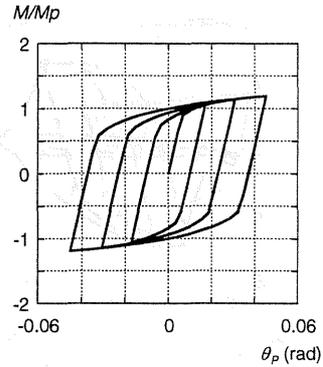
5.3 解析結果

5.3.1 NS型試験体

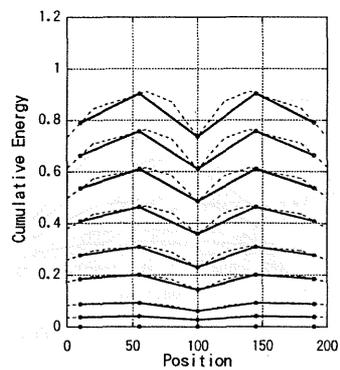
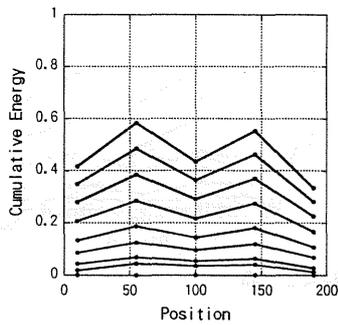
実験結果



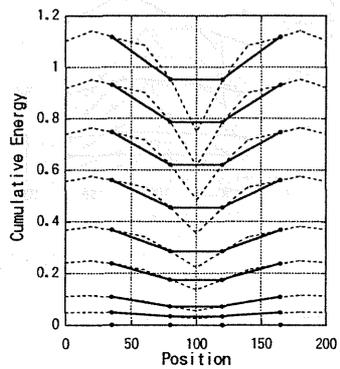
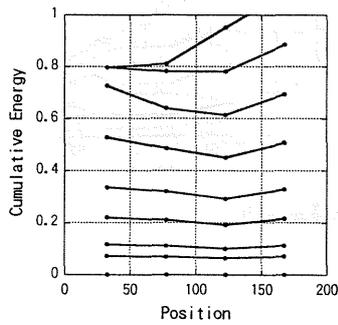
解析結果(モデルA)



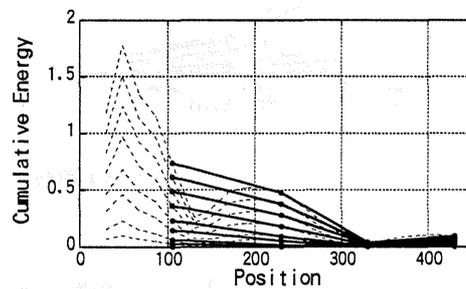
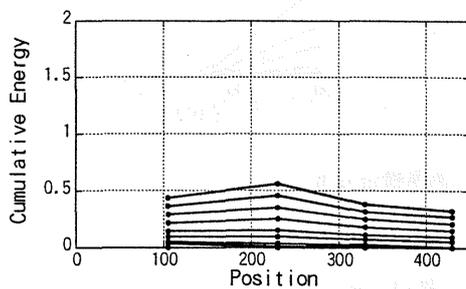
(a) $M/M_p - \theta_m$ 関係



(b) A断面上フランジ外側累積歪分布



(c) A断面上フランジ内側累積歪分布



(d) A-D断面上フランジ内側累積歪分布

図5.3.1 実験結果と解析結果の比較(NS型)

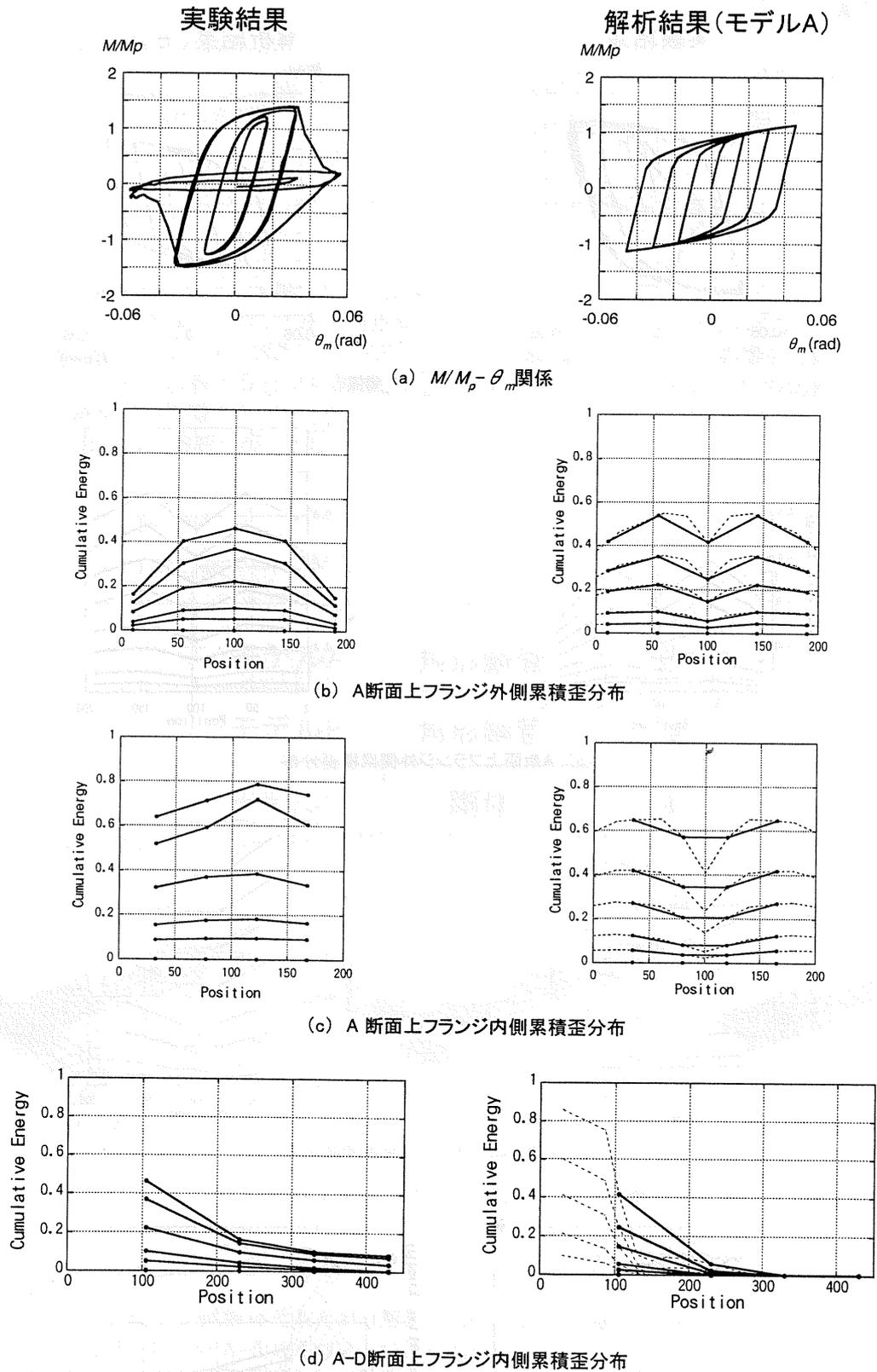
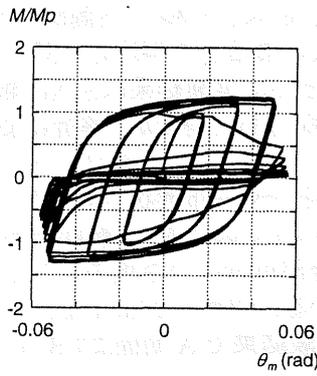


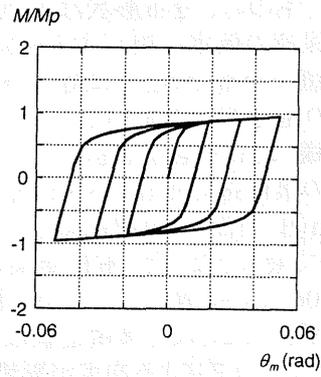
図5.3.2 実験結果と解析結果の比較(SC型)

5.3.3 R型試験体

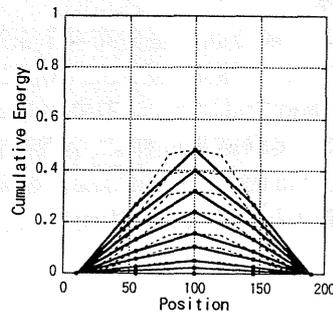
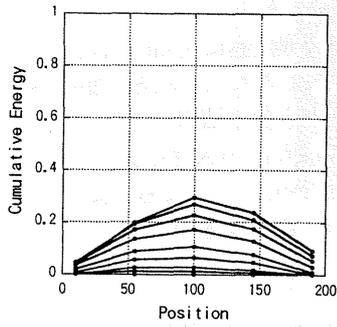
実験結果



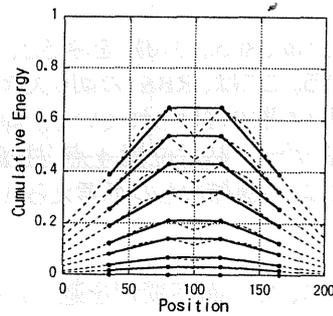
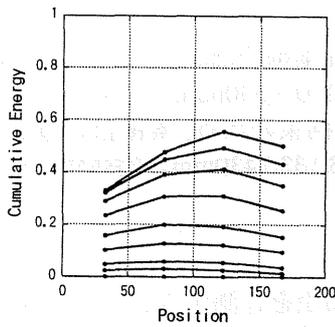
解析結果(モデルA)



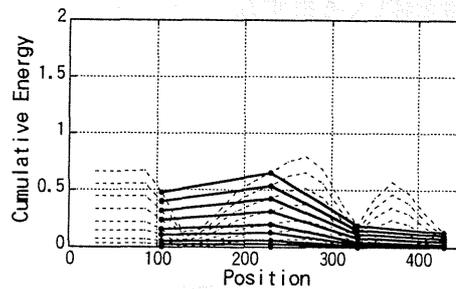
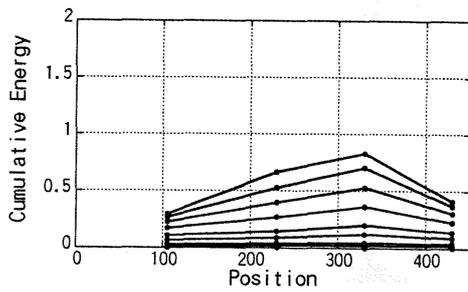
(a) $M/M_p - \theta_m$ 関係



(b) A断面上フランジ外側累積歪分布



(c) A断面上フランジ内側累積歪分布



(d) A-D断面上フランジ内側累積歪分布

図5.3.3 実験結果と解析結果の比較(R型)

5.3.4 実験結果との比較・考察

(1) NS 型試験体

柱梁接合部から 105mm(A 断面)のフランジ幅方向の分布(図 5.3.1(b)、(c))は、解析結果の方がやや累積歪値が大きいものの、分布形状はよく似ている。実験結果と同じく、フランジ内側が外側より歪が大きい結果を得、平面保持の仮定に相反する挙動を再現できた。各点の累積歪の平均をとると、実験では内側が外側の 2 倍近い値の分布であるのに対し、解析では 1.2~1.3 倍となり、実験結果ほど差は顕著に現れなかった。フランジ内側の歪分布(図 5.3.1(c))は、実験結果では平坦な分布を得たが、解析によりフランジ外側(図 5.3.1(b))と同様に M 字型分布を示すことがわかる。

梁材軸方向の累積歪分布(図 5.3.1(d))をみると、実験結果とやや分布形状が異なる。実験結果では接合部から 230mm(B 断面)の位置において、最も歪が大きくなっているのに対し、解析結果では柱に一番近い A 断面において最大となった。解析結果の点線を見ると、接合部付近への歪集中がみられ、リブが存在する接合部から 130mm の位置において歪が極端に小さくなっている。リブから 25mm 離れた A 断面付近は、計測位置が少しずれただけでも累積歪値は大きく違っており、実験結果で A 断面より B 断面の方がより大きい累積歪を示したのはリブによる拘束が影響したといえる。

(2) SC 型試験体

A 断面のフランジ幅方向の歪分布(図 5.3.2(b)、(c))は、内・外側ともに分布の形状が実験結果とやや異なった。A 断面フランジ外側(図 5.3.2(b))において、実験結果ではフランジ中央に膨らみをもつ山型の分布となっているが、解析ではフランジ中央がくぼんだ M 字に近い分布となる結果を得た。これについては、次節で考察する。また、実験結果同様に、A 断面フランジ内側が外側より歪が大きくなっている。

梁材軸方向歪分布(図 5.3.2(d))は、実験結果とよく似た形になった。ここでも、接合部近くへの歪集中がみてとれ、接合部から 105mm(A 断面)付近の歪分布の勾配が非常に大きい。

(3) R 型試験体

A 断面のフランジ幅方向の歪分布(図 5.3.3(b)、(c))は、内・外側ともに実験結果とよく似た形状を示した。NS 型、SC 型試験体でもみられたように、A 断面フランジ内側が外側より歪が大きい点でも実験結果と類似する。

梁材軸方向歪分布(図 5.3.3(d))をみると、実験結果と比べ、柱梁接合部から 330mm(C 断面)における歪が大きく違っている。ここは、RBS の切り欠き(柱梁接合部から 130~530mm)によりフランジ幅が最小となっている位置で、リブも取り付けられている。解析では、リブによる拘束のため、累積歪の値が小さい。実験結果は、実験時の歪ゲージ貼付位置 4 点(柱梁接合部から 105,230,330,430mm)において分布を描いており、実際の分布形状はより複雑なものが考えられる。

今回の実験では、梁の面外変形を避け、曲げ変形のみによる歪を計測するために、座屈補強リブを配した試験体を用いた。以上に示した解析結果から、リブの存在が累積歪の分布に影響を及ぼすと推定できる。また、スカラップや RBS 等の接合詳細によって、歪分布が大きく違っている。次節では、それぞれのディテールによる影響を詳しく考察する。

5.4 考察

5.4.1 考察手順

リブ、角形鋼管、スカラップ、RBS の各ディテールの違いによって、接合部近傍の歪にどのような影響があるのかを考察する。主として、梁フランジの幅方向、材軸方向の累積歪分布、梁せい方向の累積歪分布を各モデルで比較し、考察・評価する。

接合部付近の梁フランジ部を平面で表し、各位置の累積歪を等高線状に示す(図 5.4.1)。より柱に近い梁部の累積歪分布を考察するために、接合部から 30~230mm のフランジ外側において示している。縦軸にフランジ幅方向、横軸に材軸方向の位置をとり、より歪が大きいほど色が濃くなるように表した。ここで、累積歪として振幅 $6\theta_y$ の 4 サイクル終了時のものを採用した。解析結果の歪分布(図 5.3.1~5.3.3(b),(c),(d))の形状は各サイクルで一様なため、(図 5.4.1)で示す歪はサイクルごとに値は変わるが、分布はほぼ同じといえる。

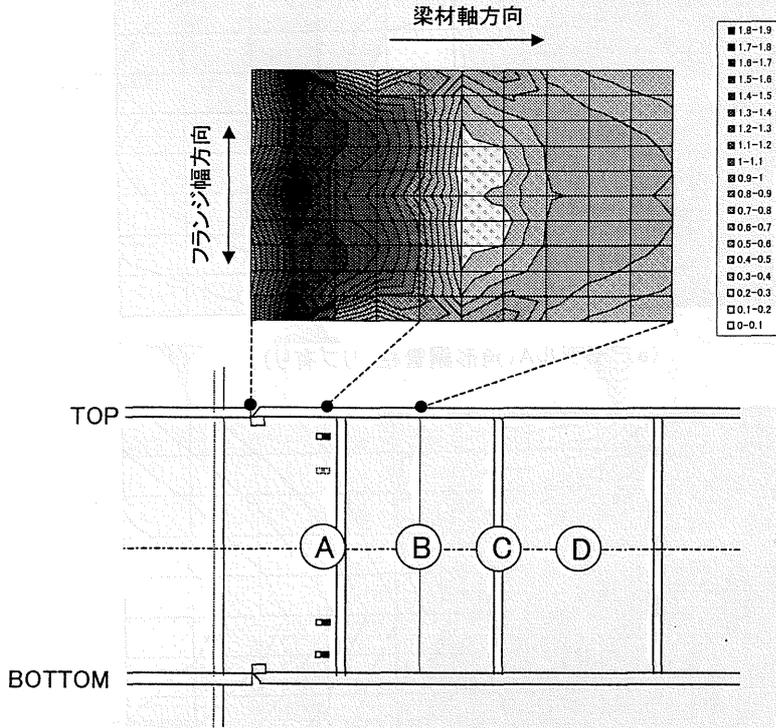


図5.4.1 接合部付近のフランジ部累積歪

平面保持の仮定が成立しないと考えられる柱梁接合部に近い梁部において、梁せい方向の累積歪分布(図 5.4.2)を示す。横軸に梁せい方向の位置をとり、縦軸を累積歪とし、分布を表す。横軸の 0~16mm、484~500mm はウェブ直上のフランジ部、16~484mm はウェブ部を示している。

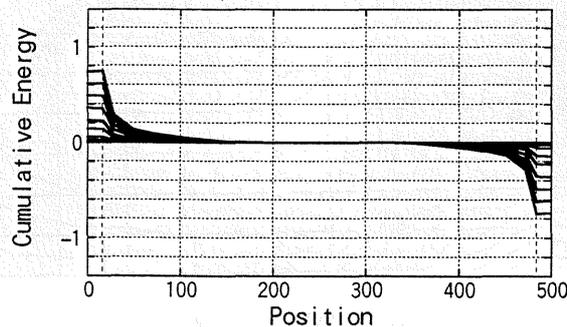
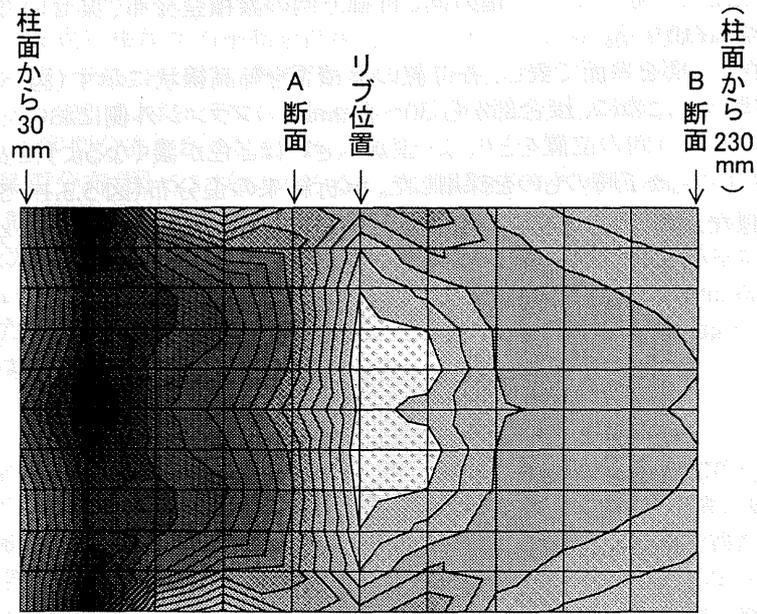


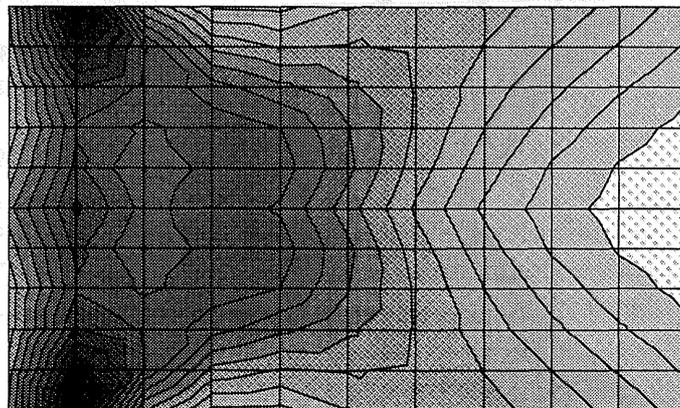
図5.4.2 梁せい方向分布(NS型、A断面)

5.4.2 リブ、角形鋼管柱の影響

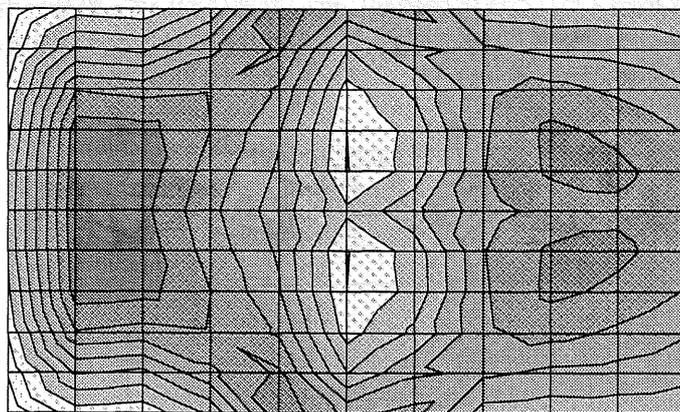
実験で用いた NS 型試験体と同じディテールをもつモデル(モデル A)、リブを除いたモデル(モデル B)、柱を剛体としたモデル(モデル C)の 3 つのモデルにおいて、フランジ部累積歪を示す(図 5.4.3)。



(a) モデルA(角形鋼管柱、リブ有り)



(b) モデルB(角形鋼管柱、リブ無し)



(c) モデルC(剛体柱、リブ有り)

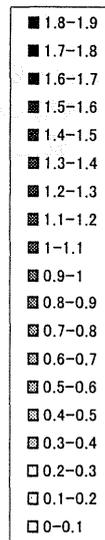


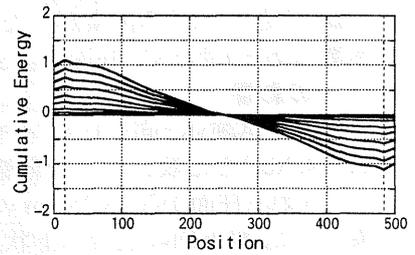
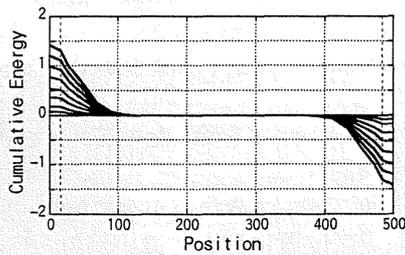
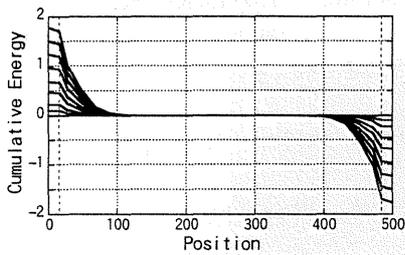
図5.4.3 フランジ部累積歪(NS型モデル)

NS 型試験体において、柱に近い梁部の幾つかの断面で、梁せい方向の累積歪分布を各モデルを並べて示す(図 5.4.4)。

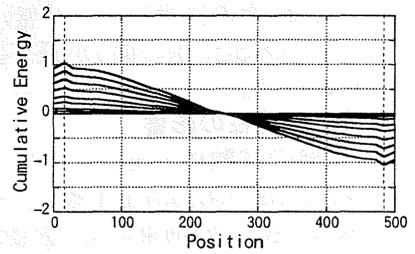
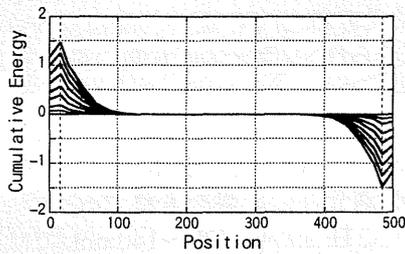
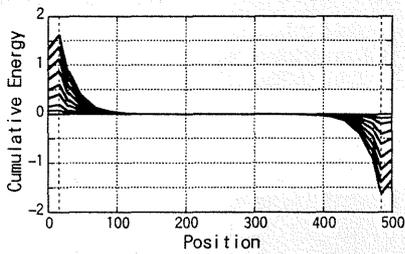
モデルA
(角形鋼管柱・リブ有り)

モデルB
(角形鋼管柱・リブ無し)

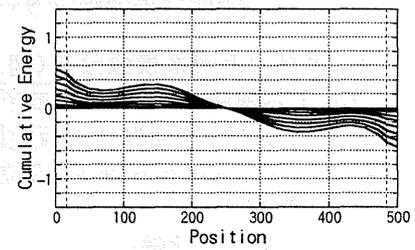
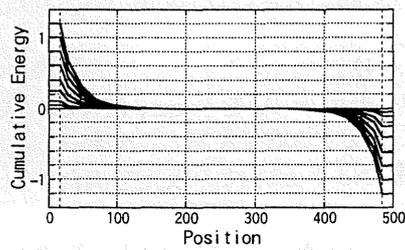
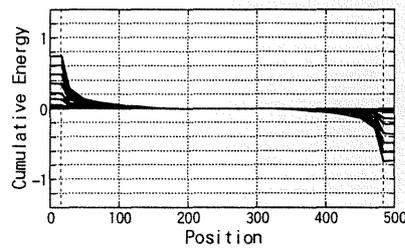
モデルC
(剛体柱・リブ有り)



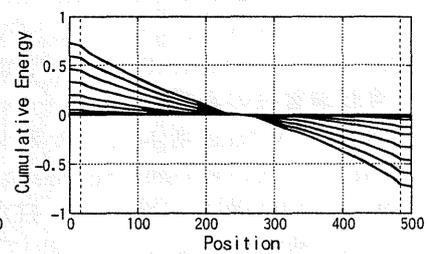
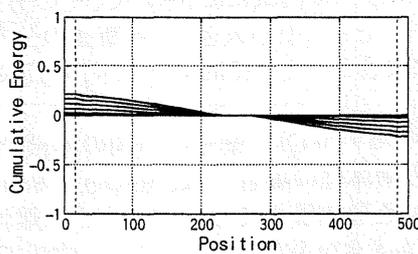
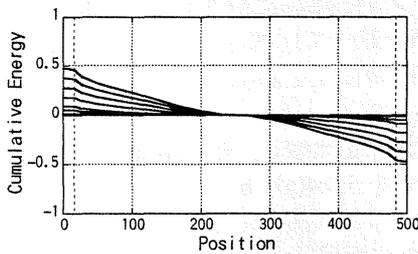
(a) 接合部から48.75mmの断面



(b) 接合部から67.5mmの断面



(c) 接合部から105mmの断面(A断面)



(d) 接合部から230mmの断面(B断面)

図5.4.4 梁せい方向累積歪分布(NS型モデル)

(a) フランジ部累積歪(図 5.4.3)

まず、NS 型試験体の実験と同じモデル(モデル A)について考える(図 5.4.3(a))。柱に近いフランジ部への歪集中がみられ、柱面から 48.75mm の断面で最も大きな歪が生じた。

幅方向の分布でみると、柱により近い位置(柱面から 48.75mm)ではピークが 3 つある逆 M 字型、少し柱から離れた位置(柱面から 60~105mm)ではピークが 2 つの M 字型、リブ付近(柱面から 120~160mm)では端部にピークをもつ逆山字型、また離れた位置(柱面から 180~mm)では山字型の分布を示した。このように、接合部から 200mm 以内の梁フランジ幅方向の歪分布の形状は、複雑に変化していく。

材軸方向の分布でみると、フランジ中央ではリブの位置(柱面から 130mm)で歪が急激に減少し、より柱から離れるとリブによる拘束が少なくなり、徐々に歪は大きくなっている。フランジの端部では、リブによる拘束の影響はあまり受けず、柱面から 86.25mm の位置でほぼ歪が 0 となる結果を得た。

・リブの影響

実験の試験体と同じモデル(モデル A)とリブを除いたモデル(モデル B)のフランジ部累積歪(図 5.4.3(a)と図 5.4.3(b))を比較し、リブの影響を検討する。

いずれも柱面から 48.75mm の断面で最も大きな歪が生じたが、リブが無い場合歪はフランジの端部により集中した。幅方向の歪分布形状は、リブ位置において違いがみられた。リブ付近(柱面から 120~160mm)で、リブがあるモデル(図 5.4.3(a))では逆山字の分布になったが、リブの無いモデル(図 5.4.3(b))では M 字の分布を示した。リブが無いと拘束がないため、フランジ中央における梁材軸方向の歪分布は、柱から遠ざかるにつれ緩やかに小さくなる。リブがあるモデルでは、柱面から 86.25mm の位置でフランジ端部の歪が極端に小さくなったのに対し、リブが無いとその部分での歪の勾配は緩やかになった。

リブがあると、歪の偏りが顕著にみられ、フランジ幅方向の歪分布形状も各断面で複雑に変化していくことがわかった。

・角形鋼管柱の影響

実験の試験体と同じモデル(モデル A)と柱を剛体としたモデル(モデル C)のフランジ部累積歪(図 5.4.3(a)と図 5.4.3(c))を比較し、角形鋼管柱の影響を考察する。

双方ともリブの拘束による影響から、柱面から 120~140mm では歪が小さくなっている。柱が剛体柱(図 5.4.3(c))の場合、角形鋼管柱(図 5.4.3(a))のものとは比して接合部近傍への歪集中は大幅に緩和され、柱から離れた位置でも大きな歪が生じた。幅方向の分布は柱に近い位置(柱面から 48.75mm 付近)で顕著な違いがみられた。柱が角形鋼管柱の場合、柱に近い梁フランジ端部の歪が非常に大きいのに対し、剛体柱の場合、フランジ端部の歪は微小で、中央部が大きくなる傾向がみられた。

(b) 梁せい方向累積歪分布(図 5.4.4)

NS 型試験体の実験と同じモデル(モデル A)をみると、柱に近い位置ではフランジ付近のウェブ部のみの歪が大きくなり、平面保持の仮定に相反する結果を得た。接合部から離れていくと、その傾向は軽減していき、接合部から 230mm(B 断面)の位置では平面保持の仮定を満たす分布となった。

・リブの影響

モデル A とリブを除いたモデル(モデル B)の梁せい方向の累積歪分布を比較し、リブの影響を検討する。分布の形状にはさほど大きな違いはみられなかったが、リブ位置に近い断面(柱面から 105mm: 図 5.4.4(c))ではリブがあるモデル(モデル A)の方がリブの無いモデル(モデル B)に比べて、フランジ、及びフランジ付近のウェブの歪が小さくなった。これはリブの拘束によるもので、その分リブから離れた断面(図 5.4.4(a), (d))では、モデル A の方がフランジ、ウェブともに歪が大きい。各断面の分布を並べて比較すると、モデル A では接合部から 170mm、モデル B では接合部から 210mm 辺りから平面保持の仮定を満たしはじめた。

・角形鋼管柱の影響

モデル A と柱を剛体としたモデル(モデル C)の梁せい方向の累積歪分布を比較し、角形鋼管柱の影響を考察する。柱が角形鋼管柱の場合と剛体柱の場合では、柱に近い断面(図 5.4.4(a), (b) (c))におけるウェブ部の歪分布が顕著に異なった。柱が角形鋼管柱では、フランジから離れたウェブ部での歪はほぼ 0 であるのに対し、剛体柱ではウェブにおいても大きな歪が生じ、柱に近い位置でも片面保持の仮定をほぼ満たしていた。これは柱が剛な場合、ウェブにおいて曲げモーメントを伝え、その応力により伸び縮みするのに対し、柱が角形鋼管柱の場合、柱が面外変形するため、柱に近い梁部でのウェブにおいて曲げモーメントを伝えられず、歪はほとんど生じない。よってフランジはその分多くの応力を受け、歪が大きくなると考えられる。

5.4.3 スカラップ、RBS の影響

NS 型、SC 型、R 型の 3 試験体において、実験で用いた試験体と同じ接合詳細のモデル(モデルA)のフランジ部累積歪を示す(図 5.4.5)。

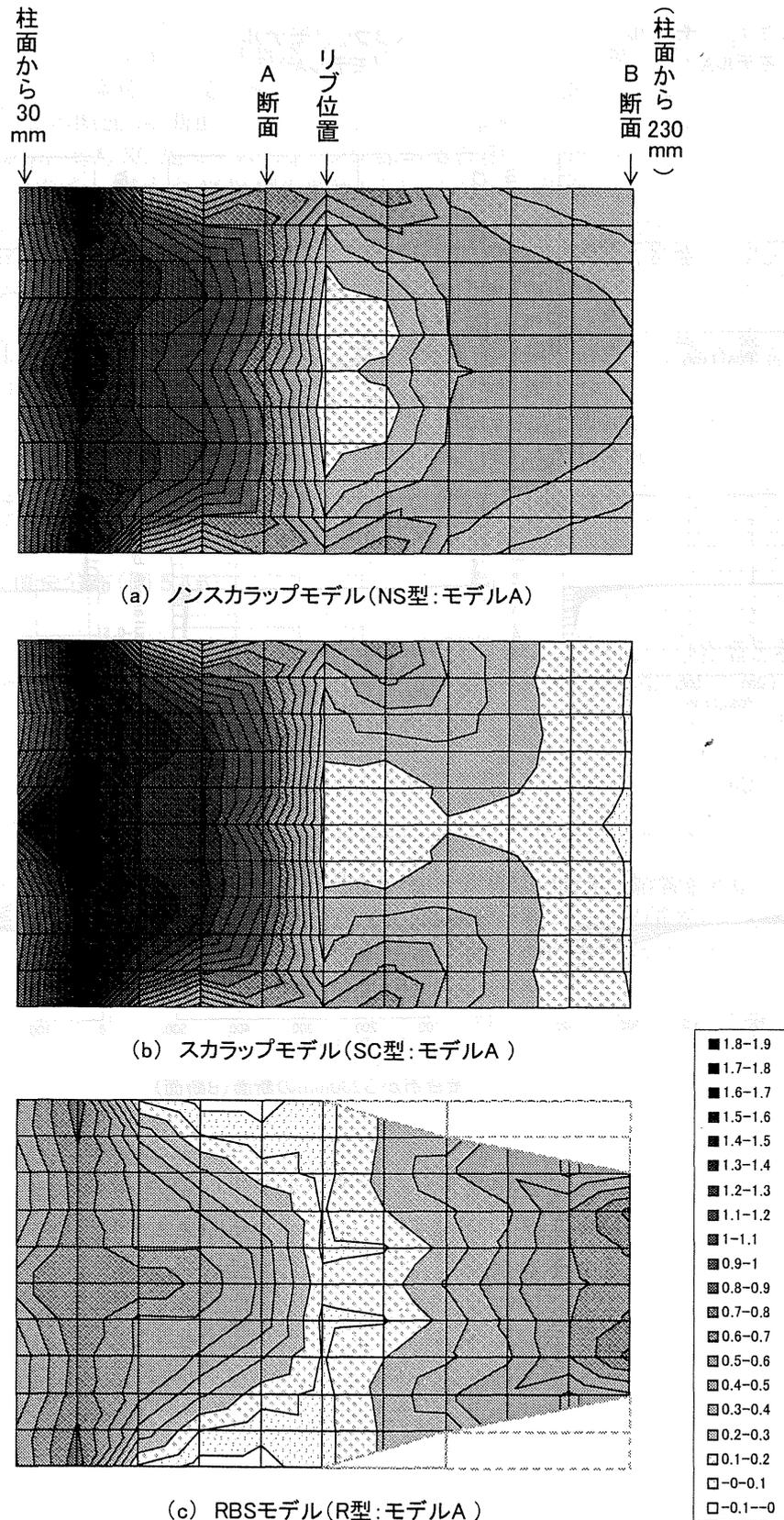


図5.4.5 フランジ部累積歪(3試験体:モデルA)

(図 5.4.6)に、NS 型、SC 型の 2 試験体において柱に近い梁部の幾つかの断面で、梁せい方向の累積歪分布を示す。

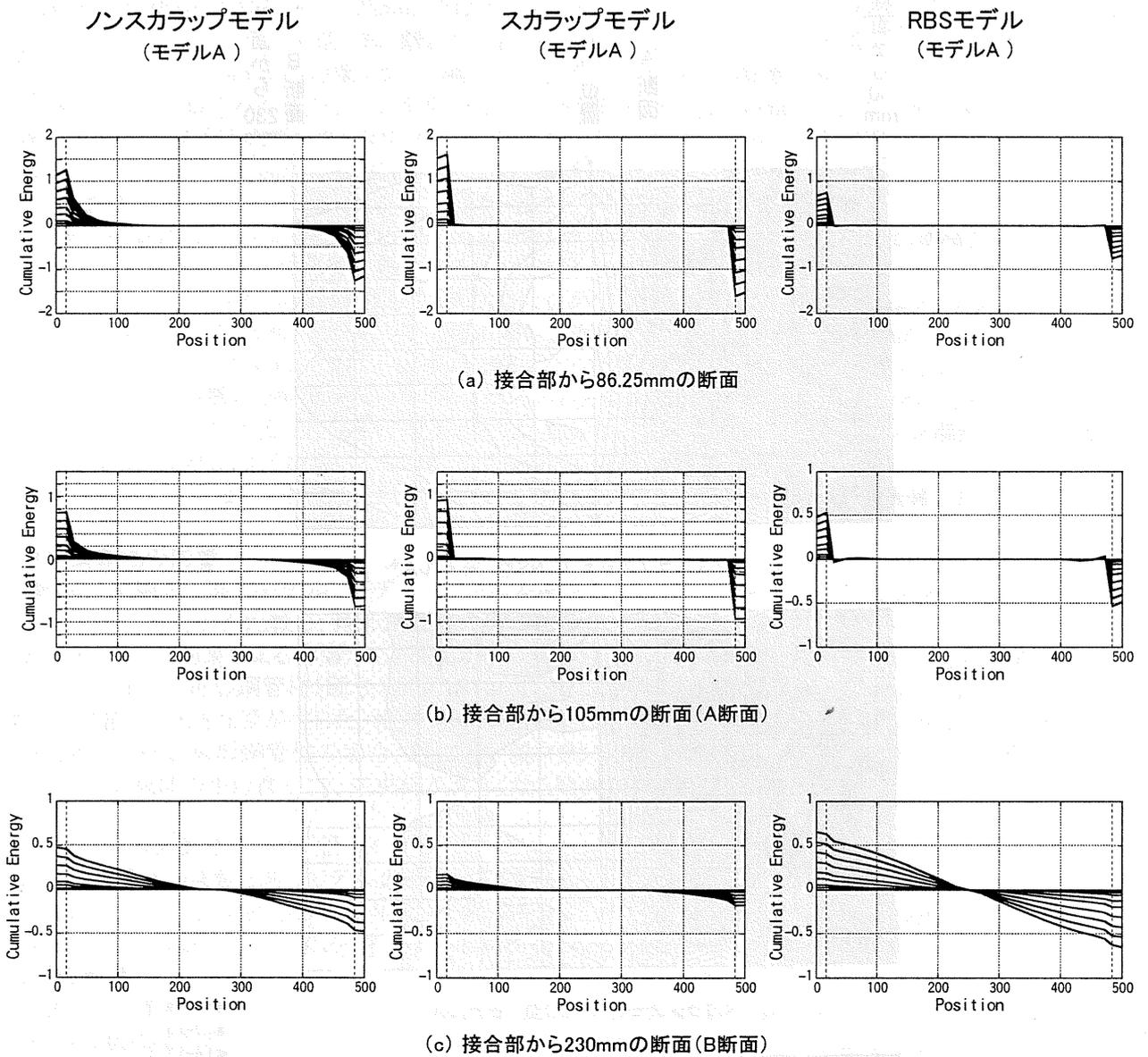


図5.4.6 梁せい方向累積歪分布(モデルA)

(a) フランジ部累積歪(図 5.4.5)

・スカラップの影響

実験の試験体と同じモデル(モデル A)において、NS 型と SC 型モデルのフランジ部累積歪(図 5.4.5(a)と図 5.4.5(b))を比較し、スカラップの影響を検討する。

双方とも柱面から 48.75mm の断面で最も大きな歪が生じたが、スカラップが施された SC 型(図 5.4.5(b))の方が柱梁接合部付近への歪集中がより顕著にみられる。梁フランジの各断面における幅方向歪分布、材軸方向歪分布の形状はほぼ同じで、歪の値のみがスカラップの影響を受けている。

接合部から 105mm の断面(A 断面)において、実験結果と解析結果の幅方向累積歪分布の形状が一致しなかった(図 5.3.2(b), (c))。SC 型モデルのフランジ部累積歪(図 5.4.5(b))をみると、A 断面でのフランジ幅方向の歪分布は 2 つのピークをもつ M 字型の形状をとる。ここで、A 断面からやや柱に近づいて接合部から 86.25mm 辺りのフランジ幅方向をみると、中央に広いピークのある山字の分布を示しており、A 断面における実験結果の分布(図 5.3.2(b))によく似ている。SC 型試験体においても、リブの影響で、フランジ幅方向の歪分布形状は柱に近い各断面で複雑に変化していくことがわかる。

・RBS の影響

実験の試験体と同じモデル(モデル A)において、SC 型と R 型モデルのフランジ部累積歪(図 5.4.5(b)と図 5.4.5(c))を比較し、RBS の影響を検討する。

(図 5.4.5(c))をみると、SC 型のもの(図 5.4.5(b))に比べて、RBS による切り欠きがある梁フランジ部(柱面から 130~230mm)の歪が大きくなっており、RBS のディテールとしての目的が解析においても示されていることがわかる。接合部付近(柱面から 48.75mm 辺り)の歪集中はかなり軽減し、リブ位置(柱面から 130mm)では広範囲にわたって歪が 0 に近づいている。

(b) 梁せい方向累積歪分布(図 5.4.6)

・スカラップの影響

NS 型と SC 型モデルの梁せい方向累積歪分布(図 5.4.6)を比較し、スカラップの影響を考察する。

いずれも、柱に近い梁部(柱面から~170mm 辺り)では平面保持の仮定に相反する分布形状を示している。SC 型モデルでは、NS 型のものとは比して、柱に近い断面においてフランジに近いウェブ部の歪がほぼ 0 になる違いがみられた(図 5.4.6(a), (b))。これは、SC 型モデルの接合部にはスカラップの欠損が存在するため、欠損近傍のウェブに応力が伝わらず歪が 0 となったものであり、その分スカラップのない NS 型モデルと比してフランジの歪が大きくなっている。

・RBS の影響

SC 型と R 型モデルの梁せい方向累積歪分布(図 5.4.6)を比較し、RBS の影響を考察する。

SC 型、R 型モデルともにスカラップを有しているため、欠損部近傍のウェブの歪がほぼ 0 となる。互いに分布の形状は似通っているが、前述のようにフランジ部の歪の大きさが顕著に違っている。

5.4.4 フランジ外・内側の累積歪の大小比較

実験では、NS 型、SC 型、R 型それぞれ柱梁接合部近くの梁フランジ部において、内側の方が外側より累積歪が大きい、平面保持の仮定に相反する結果を得た(図 4.4.5)。ここで、NS 型モデルにおいて柱面から 30~230mm の梁フランジで外側と内側の累積歪の大小関係を実験と同じモデル(モデル A)、リブを除いたモデル(モデル B)、柱を剛体としたモデル(モデル C)の 3 つのモデルで比較する(図 5.4.7)。

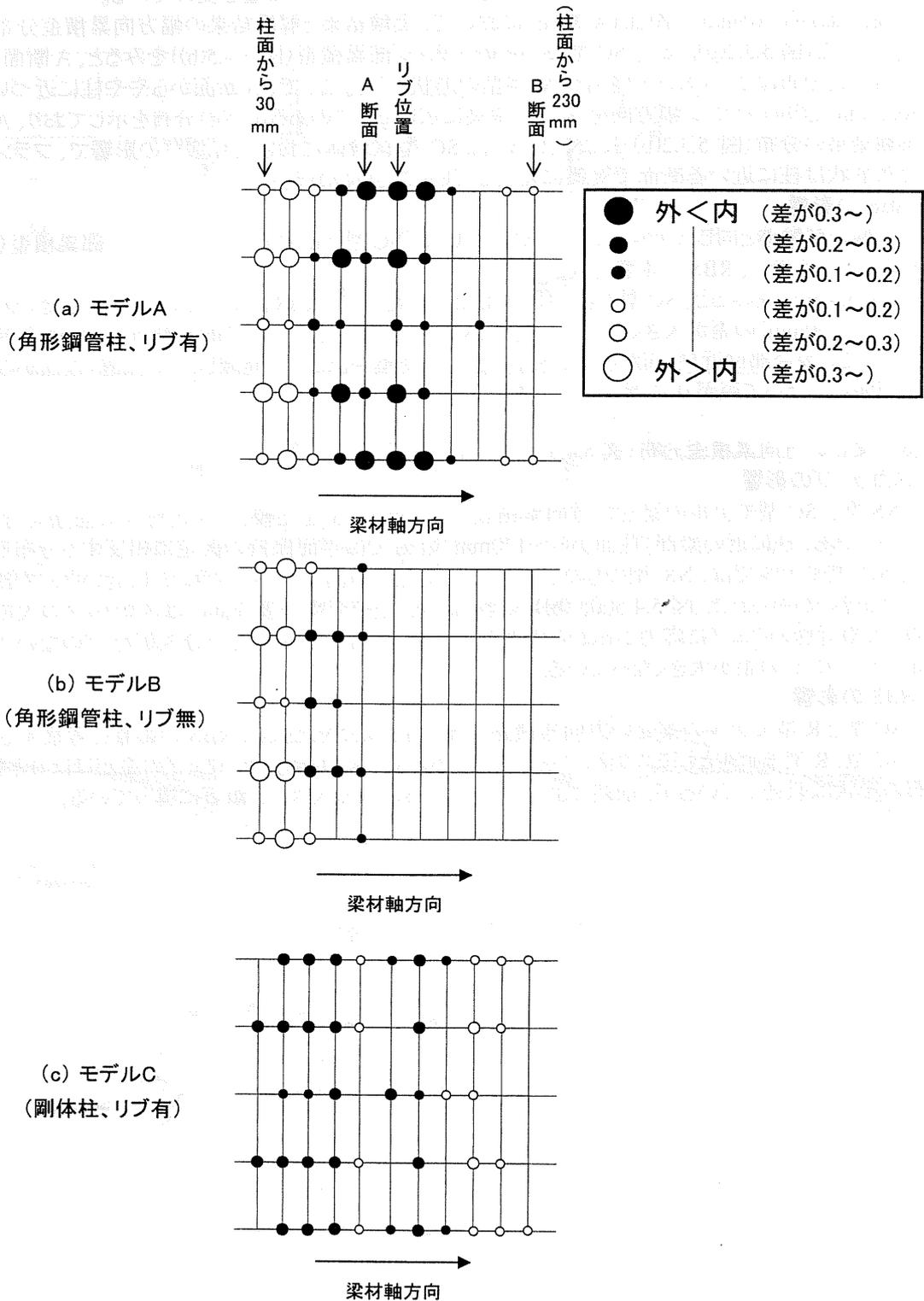


図5.4.7 フランジ外・内側累積歪比較(NS型モデル)

フランジ部外・内側の累積歪の大小関係(図 5.4.7)を示す際、比較対象の累積歪として振幅 6θ の 4 サイクル終了時のものを採用し、フランジ幅方向を 4 分割し、各節点の累積歪値で外・内側を比較した。内側が大きくなる位置を黒丸で、外側が大きくなる位置を白丸で示し、大小の程度を丸の大きさで表した。

実験の試験体と同じモデル(モデル A)では、柱に近い位置(接合部から $\sim 48.75\text{mm}$)では外側の方が大きな歪が生じているが、リブ近辺(接合部から $86.25\sim 150\text{mm}$)では内側の方が外側と比べて歪がかなり大きくなっている(図 5.4.7(a))。

リブを除いたモデル(モデル B)でも、モデル A と同じ傾向がみられるが、接合部から 130mm 以上離れると外側と内側の歪の差はほとんど 0 に等しくなる(図 5.4.7(b))。よってリブによる拘束が、平面保持の仮定に反する複雑な歪挙動を助長していることは明らかである。

剛な柱をもつモデル(モデル C)においては、モデル A、B のものと全く逆の傾向がみられた(図 5.4.7(c))。柱に近い梁部(接合部から $\sim 86.25\text{mm}$)では、やや内側の方が大きな歪を示し、リブ(接合部から 130mm)より少し柱から離れると、内側の歪が外側と比して大きくなった。柱が剛体柱の場合は、角形鋼管柱の場合と比べて、リブの影響はそれほどみられない。

このように、フランジ内側の方が外側より累積歪が大きくなる現象が、位置は違えど 3 つのモデルにおいてみられた。これは、リブ、柱の影響を相互に受けて生じているといえる。柱が弾性が剛かの違いは、リブ位置における外・内側累積歪の大小の位置関係に現れ、リブの有無は、リブ位置における外・内側累積歪の大小の程度に反映されている。

第6章 三次元熱伝導解析

6.1. 解析方法

6.1.1 熱伝導の基礎方程式と境界条件

鋼材内部の温度を T とすると、熱伝導の基礎方程式は、内部発熱を考慮すれば以下の式で与えられる。

$$c\gamma \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + Q \quad (6.1.1)$$

ただし、 λ は鋼材の熱伝導率 [W/mK]、 c は鋼材の比熱 [kJ/kgK]、 γ は鋼材の比重 [kg/m³]、 Q は内部発熱 [W/m³] を表す。

第3種境界条件を用いる。境界条件は、面の内向法線 n の方向を熱流の正の向きとすると、鋼材表面の熱収支より、表面において室温を一定とすれば下式となる。

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial n} \Big|_s = \alpha(T_r - T) \quad (6.1.2)$$

ただし、 T_r は実験室温 [K]、 α は総合熱伝達率 [W/m²C] である。この熱伝導の基礎方程式を解くことによって解が得られる。ここでは、基礎方程式を時間前進差分法で解を求めてゆく。

6.1.2 解析モデル

解析に用いたモデルは、図 6.2.1 に示すようなH型鋼梁と角型鋼管柱からなる柱梁接合部で、通しダイアフラム、座屈補強リブやスカラップはないものとした。このとき、上下の対称面では熱のやりとりがないものとして、これを断熱面とし、上半分を解析対象とした。

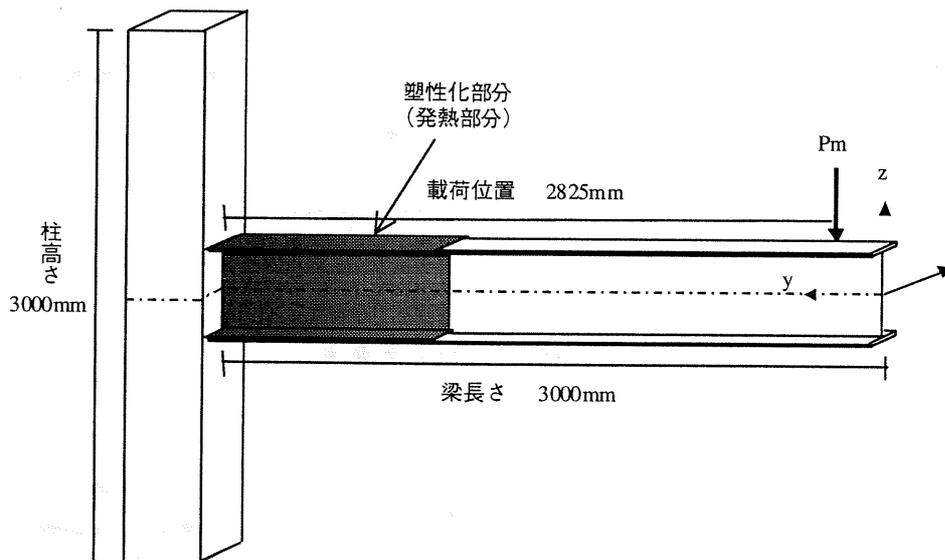


図 6.2.1 解析対象

6.1.3 内部発熱量の算出

実験から得られた、曲げモーメント M/M_p と相対回転角 θ_m の関係 (図 6.3.1) より梁全体の総発熱量 $Q(t)$ を算出する。図 6.3.2 は図 6.3.1 の一部で、斜線部分の面積が dt 間の $Q(t)$ で、この面積を時々刻々計算した。時刻 t での梁全体の発熱量を、下記のように近似した。

$$Q(t) = \frac{1}{2} M(t-dt) \cdot \theta_y \cdot \frac{M(t-dt)}{M_p} \\ + \frac{1}{2} \{M(t-dt) + M(t)\} \{\theta(t) - \theta(t-dt)\} \\ - \frac{1}{2} M(t) \cdot \theta_y \cdot \frac{M(t)}{M_p}$$

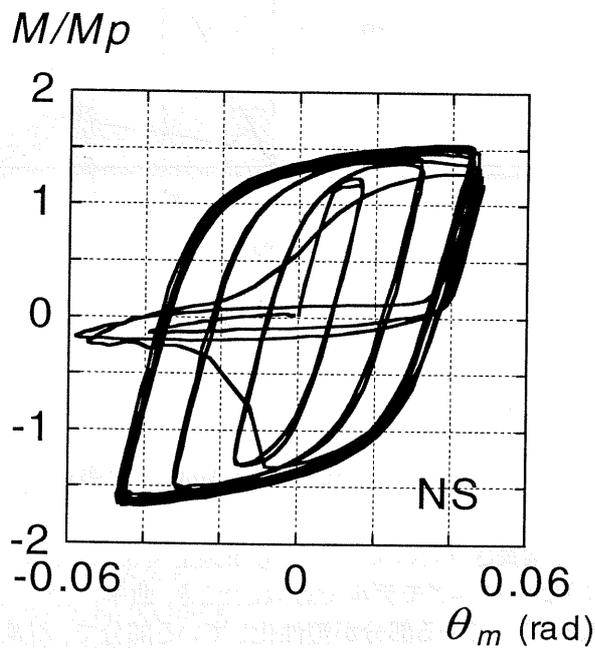


図 6.3.1 曲げモーメント M/M_p と相対回転角 θ_m の関係

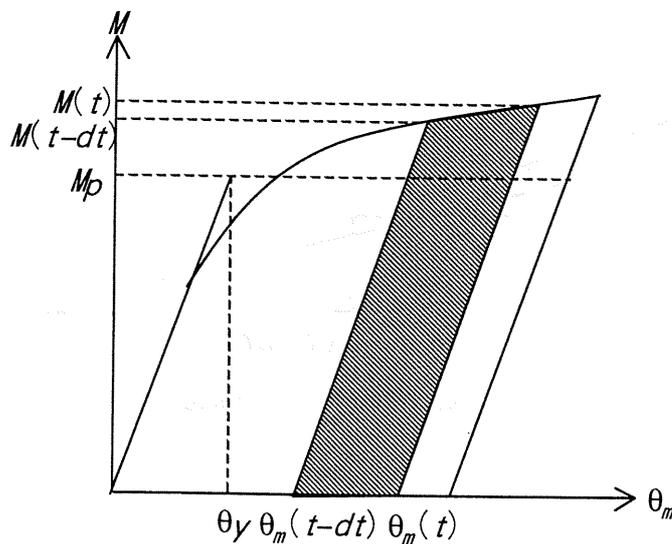


図 6.3.2 曲げモーメント M/M_p と相対回転角 θ_m の関係の拡大図

6.1.4 発熱分布

柱は塑性化しておらず発熱がないものとし、梁の塑性化している部分だけで発熱していると考えた。梁の材軸方向(y 方向)に発熱分布があると考え、前節で求めた総発熱量を分布させる。曲げモーメント M/M_p と曲率 κ の関係を図 6.4.1 に示すようなバイリニアモデルで近似する。ここで、 E_1 、 E_2 を以下のように求めた。フランジの降伏応力度を、梁の降伏応力度 σ_y とし、鋼材のヤング係数を E_s とすると、梁の降伏歪は $\epsilon_y = \sigma_y / E_s$ である。梁せいを h とすると、弾性限の曲率は $\kappa_y = 2\epsilon_y / h$ で、 $E_1 = M_p / \kappa_y$ となる。また、 $E_2 = E_1 / 30.0$ とした。ここで、 $\sigma_y = 3.32$ [tf/cm²]、 $E_s = 2100.0$ [tf/cm²]、 $h = 50$ [cm] である。

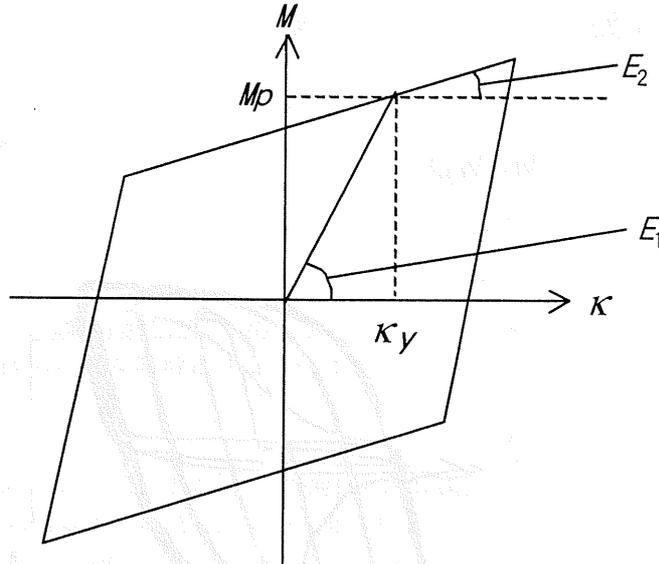


図 6.4.1 曲げモーメント M/M_p と曲率 κ の関係

時刻 $t-dt$ および t における梁長さ方向のモーメント分布図を図 6.4.2 に示す。曲げモーメント M/M_p と曲率 κ の関係を図 6.4.1 に示すようなバイリニアモデルで近似したとき、曲率の分布は図 6.4.3 のようになる。モーメントが全塑性モーメントより大きくなっている部分が塑性化している部分で、斜線部が塑性化している領域である。この塑性化した領域に、曲率の増加量に応じて、発熱を分布させた。

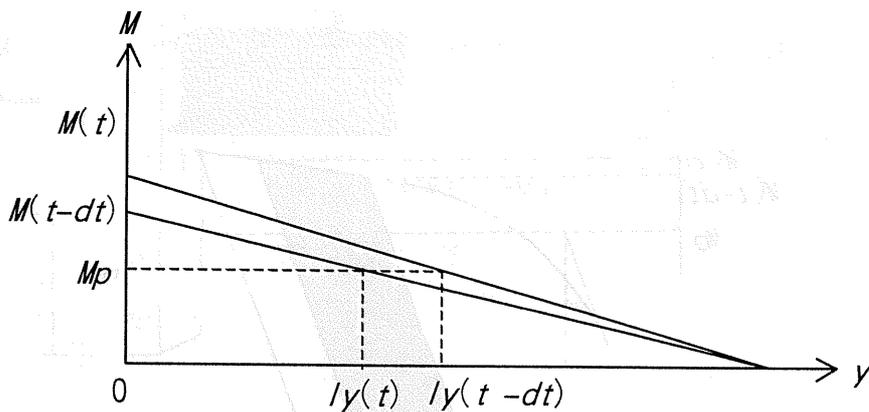


図 6.4.2 モーメント分布図

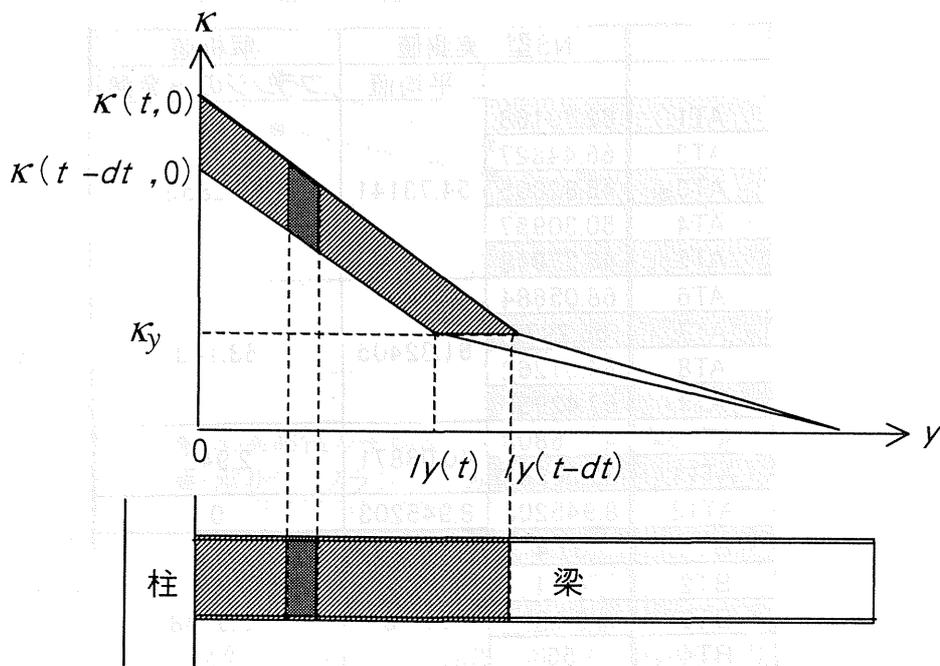


図 6.4.3 曲率分布図

6.2 解析結果と考察

【計算条件】

実験室の室温	: $T_r = 9.0 [^{\circ}\text{C}]$
部材の初期温度	: $T_0 = 9.0 [^{\circ}\text{C}]$
熱伝達率	: $\alpha = 11.6 [\text{W}/\text{m}^2\text{K}]$
普通鋼の熱伝導率	: $\lambda = 46.4 [\text{W}/\text{mK}]$
普通鋼の熱容量	: $c\gamma = 3286.0 [\text{kJ}/\text{m}^3\text{K}]$
差分の時間刻み	: $dt = 0.025 [\text{s}]$
差分の要素分割	: $5.0 \times 5.0 \times 5.0 [\text{mm}]$

6.2.1 フランジのみに発熱分布させた場合

塑性化した梁フランジのみに発熱が起こるものと仮定し、ウェブは発熱していないものとした。曲率の増加量に応じてフランジ材軸方向のみに発熱を分布させ、フランジ幅方向と厚さ方向には一様に発熱しているものとして解析した。ノンスカラップ工法の実験結果と比較した解析結果を表 6.5.1 に示す。

表 6.5.1 解析結果（フランジのみ発熱）と実験値の温度上昇の比較

	NS型 実測値		解析値
		平均値	フランジのみ発熱
AT1	62.79168	54.73141	62.2856
AT2	66.44827		
AT3	45.82805		
AT4	50.30957		
AT5	48.27949		
AT6	68.05684	61.32405	63.143
AT7	55.2972		
AT8	64.51262		
AT9	57.42955		
AT10	47.16808	40.08871	2.942
AT11	33.00933		
AT12	8.945203	8.945203	0
BT1	37.4	50.18	55.9748
BT2	46.4		
BT3	58.8		
BT4	55		
BT5	53.3		
BT7	55.1	57.05	56.44
BT8	59		
CT1	32.3	28.82	51.6616
CT2	24.3		
CT3	30.2		
CT4	24.4		
CT5	32.9		
DT1	23.2	25.64	47.1606
DT2	26.3		
DT3	27.6		
DT4	27.2		
DT5	23.9		
DT7	29.5	27	47.562
DT8	24.5		

載荷開始から 17 秒後の梁材軸方向の温度上昇の分布を図 6.5.1 に示す。上フランジ外側表面 5 点の平均値をとり、実験値と解析値を比較した。横軸に梁材軸方向の計測位置、縦軸に温度上昇をとった。

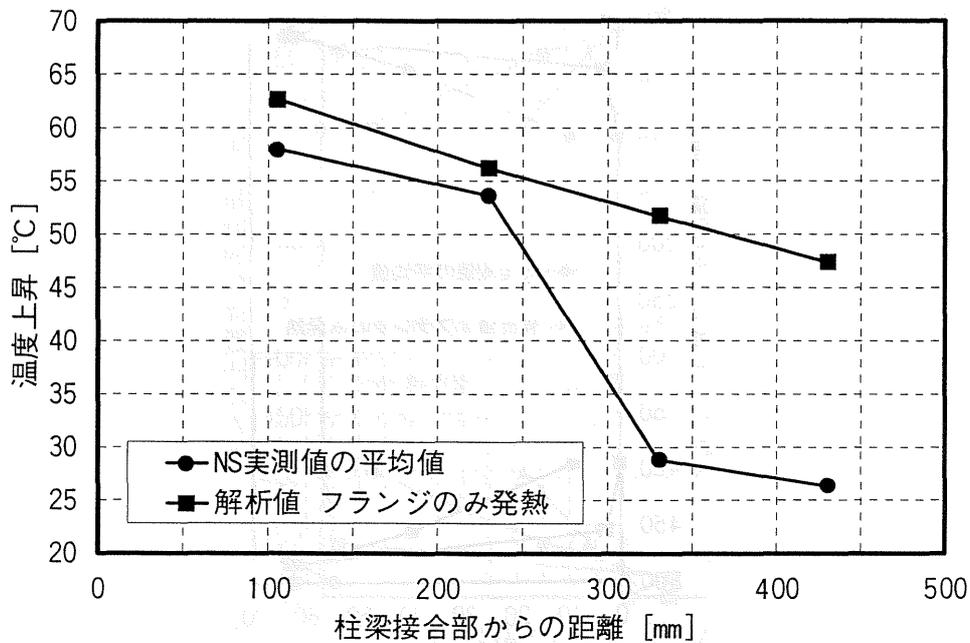


図 6.5.1 梁材軸方向のフランジ温度上昇分布 解析値と実験値の比較

柱に近い二つの断面（柱梁接合部から105mmと230mmの断面）の温度上昇は大略再現できたが、柱から遠い二つの断面（柱梁接合部から330mmと430mmの断面）の温度上昇は、解析値の方が実験値の約80%高い結果となった。実際の材軸方向の歪分布は図6.5.2のようになっており、モーメントと曲率の関係を、図6.4.1に示すバイリニアモデルに近似した歪分布と大きく異なることが柱から遠い断面の温度情報が解析と実験で異なった理由である。

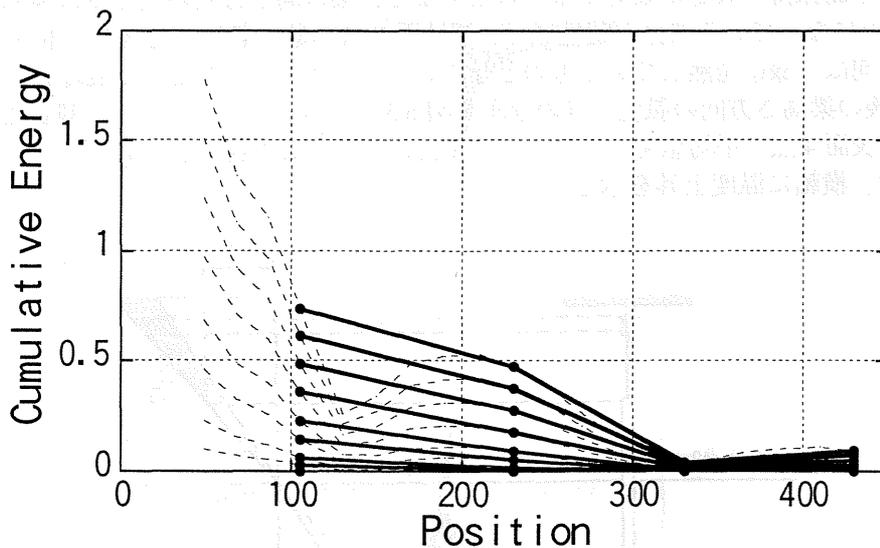


図 6.5.2 梁材軸方向の累積歪分布

次に、ウェブの温度上昇について検討する。載荷開始から17秒後の梁高さ方向の温度上昇の分布を図6.5.3に示す。上フランジ外側表面5点の平均値、上フランジ内側表面4点の平均値を、フランジから近いウェブは2点の平均値をとって、実験値と解析値を比較した。縦軸に梁材軸方向の計測位置、横軸に温度上昇を示している。

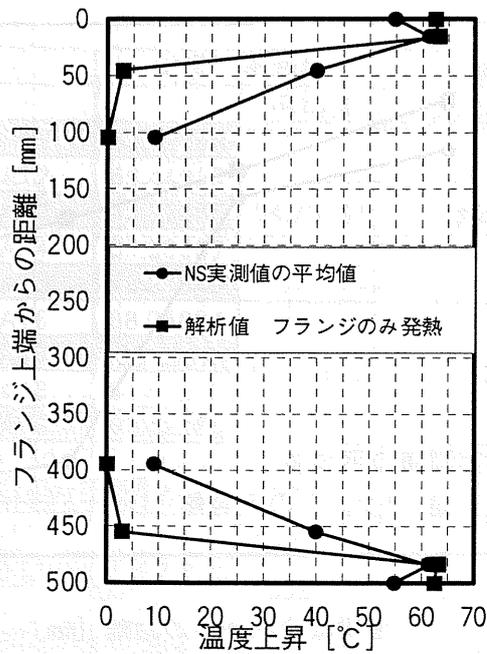


図 6.5.3 梁高さ方向の温度上昇分布 解析値と実験値の比較

ウェブの温度上昇は、実験値と解析値が大きく異なる結果となった。ウェブは発熱しないと仮定したことが原因で、実際はウェブも塑性変形しており、ウェブにも発熱を分布させる必要がある。

6.2.2 フランジとウェブに発熱分布させた場合

次に、梁材軸方向の発熱分布に加え、梁高さ方向にも発熱を分布させ、ウェブも発熱しているとして解析を行った。平面保持の仮定が成立するものとする、梁の高さ方向の歪分布は図 6.4.4 のようになる。歪が ϵ_y 以上になっている部分が塑性域で、塑性歪の増加量に応じて発熱を分布させた。フランジとウェブの幅方向は一様に発熱しているものとした。ノンスラップ工法の実験結果と比較する。載荷開始から 17 秒後の梁高さ方向の温度上昇の分布を図 6.5.5 に示す。上フランジ外側表面 5 点の平均値、上フランジ内側表面 4 点の平均値を、フランジから近いウェブは 2 点の平均値をとった。縦軸に梁材軸方向の計測位置、横軸に温度上昇を示している。

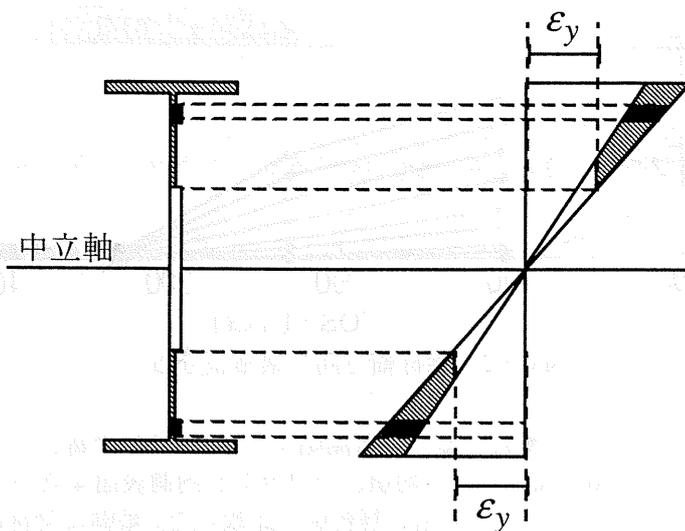


図 6.5.4 梁高さ方向の歪分布

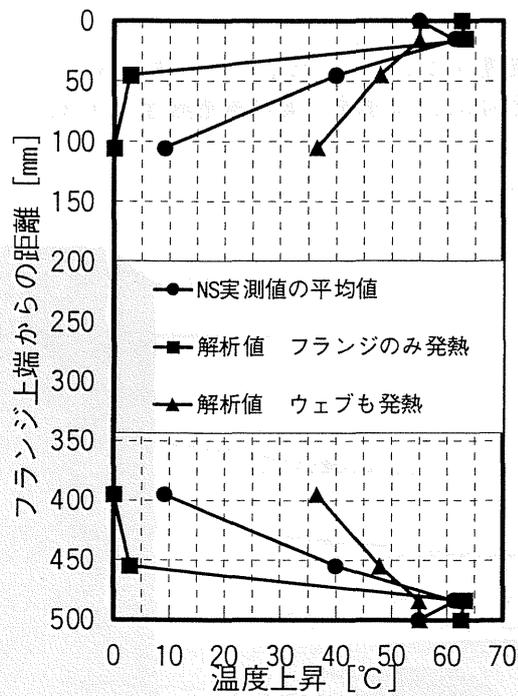


図 6.5.5 梁高さ方向の温度上昇分布 解析値と実験値の比較

ウェブの温度上昇のうち、フランジに近い部分の温度上昇は、実験値に近い値になったが、逆に、フランジから遠い部分の温度上昇は、実験値と比較して大きくなり過ぎた。平面保持の仮定が成立すると仮定したため、実際の梁高さ方向の歪分布が図 6.5.6 のようになっており、より実測に即したモデル化が必要である。

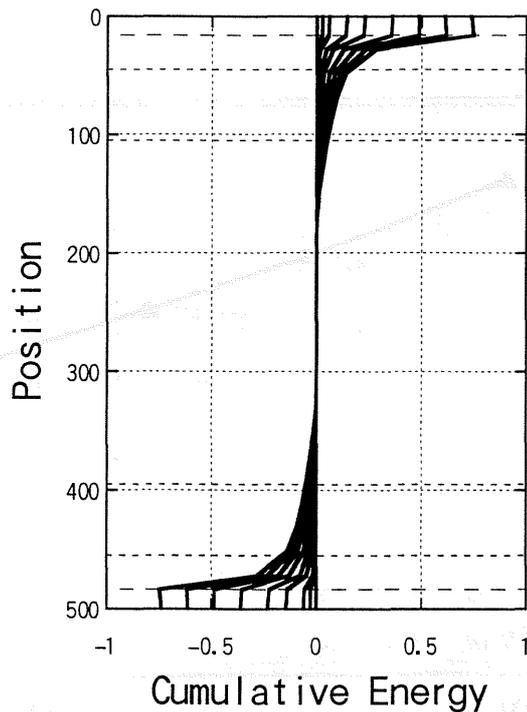


図 6.5.6 梁高さ方向の累積歪分布

6.2.3 空気への熱伝達の影響

鋼材は断熱材によって耐火被覆されて用いられるのが普通である。この断熱材による被覆が温度上昇に与える影響を検討した結果を図 6.5.7 に示す。梁の総発熱量のうち、空気への放熱量は、約 0.2% と小さい。

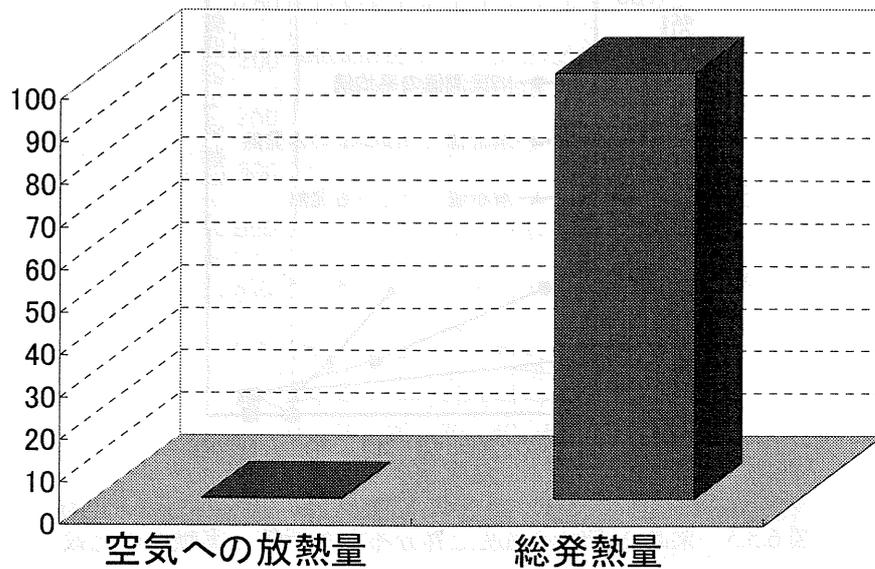


図 6.5.7 空気への放熱量

また、フランジのみに発熱分布させ、空気への熱伝達がある場合と、空気への熱伝達がないと仮定した場合の解析結果の比較を図 6.5.8 に示す。载荷開始から 17 秒後の梁材軸方向の温度上昇の分布で、上フランジ外側表面 5 点の平均値をとった。横軸に梁材軸方向の計測位置、縦軸に温度上昇を示している。

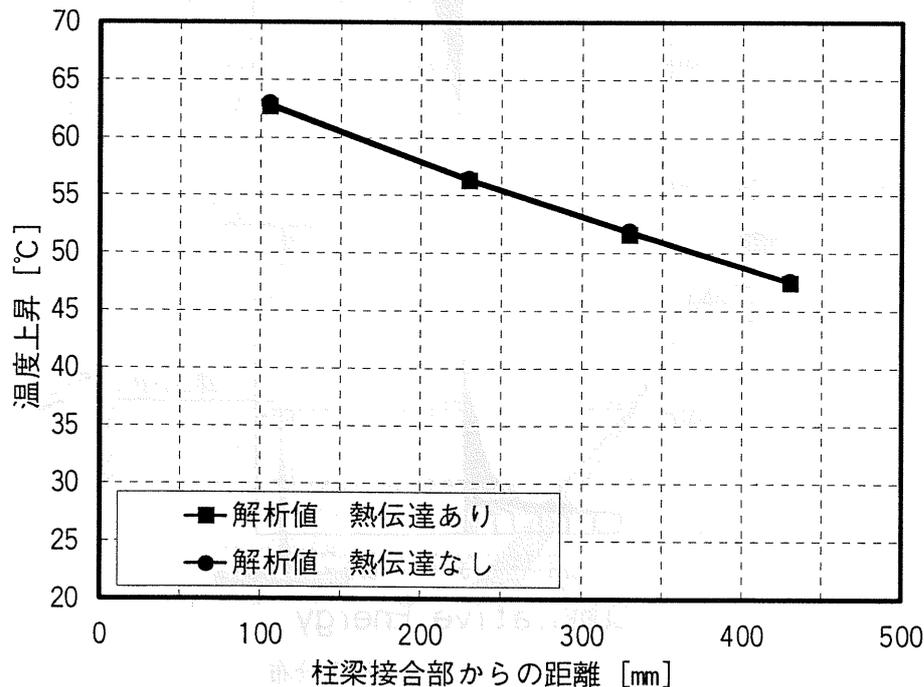


図 6.5.8 熱伝達がある場合とないと仮定した場合の梁材軸方向のフランジ温度上昇分布

両者の解析値を比較すると約 0.2~0.3°C しか差がなく、この結果からも、空気への熱伝達の温度上昇への影響は非常に小さく無視して問題ないことがわかる。

6.2.4 鋼材の熱伝導の影響

鋼材の熱伝導の影響を調べるために、フランジのみに発熱分布させ、鋼材の熱伝導がないものとして計算した。振幅2θの2回目、4θの2回目、6θの2回目と4回目と6回目の載荷終了時における温度の梁材軸方向の分布を、熱伝導がない場合を図6.5.9に、熱伝導がある場合を図6.5.10に、それぞれ示す。

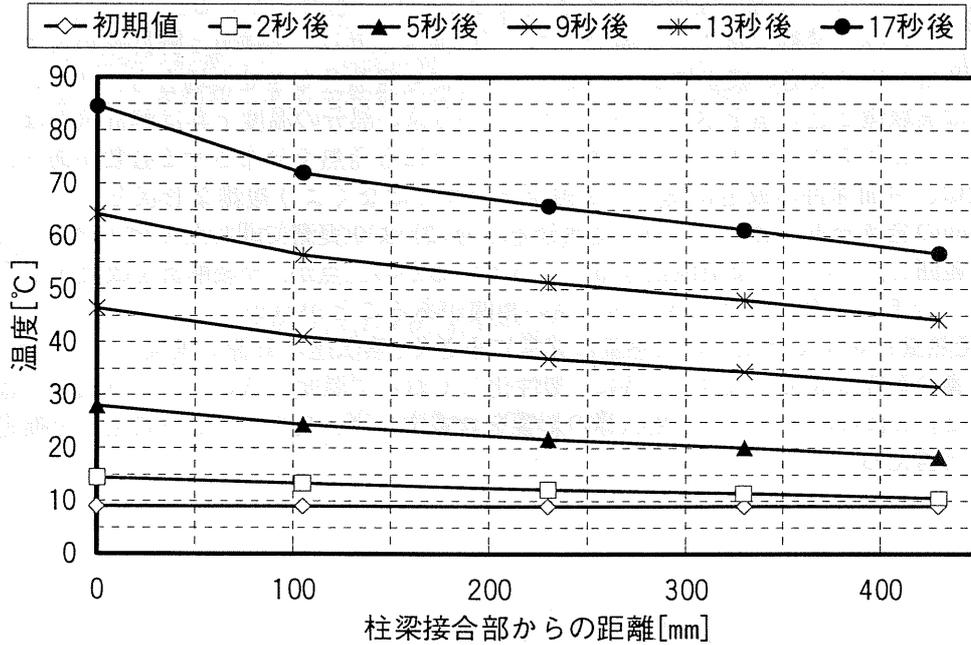


図 6.5.9 梁材軸方向の温度分布（解析値、熱伝導なし）

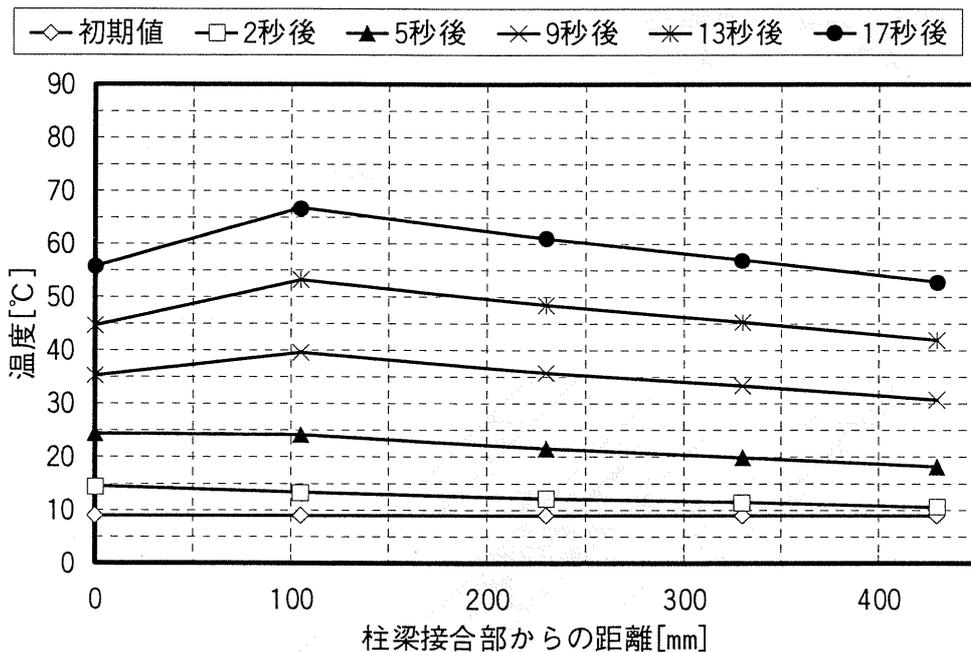


図 6.5.10 梁材軸方向の温度分布（解析値、熱伝導あり）

熱伝導がない場合は、塑性変形の最も大きい柱端部が、最も温度上昇が大きくなるのに対し、熱伝導があると、梁端部の温度上昇は、梁端部から少しはなれた部分より小さくなる傾向が、載荷振幅が大きくなるにつれ顕著になる。塑性化しておらず、よって温度の低い柱への熱伝導が大きく影響していることがわかる。

6.3 まとめ

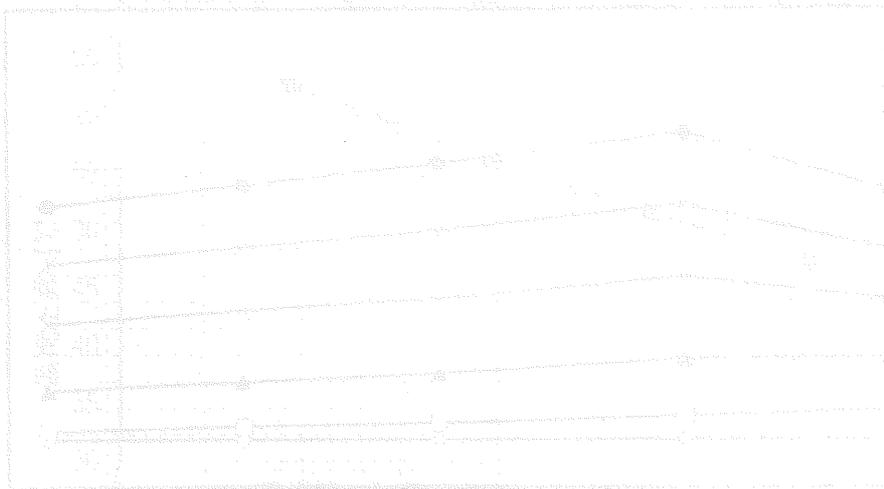
時間前進差分法を用いて、三次元熱伝導解析を行い、実験における温度計測結果を再現することを試みた。

柱梁接合部に近い部分の温度上昇は、実験値を大略再現できが、柱梁接合部から遠い部分の温度上昇は、実験値と比較して、解析値のほうが大きい値になった。モーメントと曲率の関係を、バイリニアモデルに近似したため、実際の歪分布と大きく異なることに起因している。

またフランジのみに発熱分布させた場合、ウェブの温度上昇は、実験値と解析値が大きく異なる結果となった。平面保持の仮定が成立するとして、ウェブにも発熱分布させた場合も、フランジに近い部分の温度上昇は実験値と近い値を示したが、フランジから遠い部分の温度上昇は解析値のほうが大きくなった。これらのことより、フランジだけでなく、ウェブにも発熱を分布させる必要があり、またその発熱分布形状は、平面保持の仮定に基づく単純なモデルではなくより複雑な形状をしている。

梁材軸方向の発熱分布、梁高さ方向の発熱分布ともに、より実測に即したモデル化が必要で、塑性変形している範囲と、どのような塑性歪分布になっているかの二点が、今後解析を改良するうえで非常に重要である。つまり、累積歪と温度上昇に高い相関があることがわかった。

また、総発熱量に対する空気への放熱量は非常に小さく、熱伝達の影響は無視できることが分かった。鋼材の熱伝導の影響は非常に大きく、特に、塑性化しておらず温度の低い柱への熱流の影響が大きいことが分かった。これらのことより、熱伝導の影響を考慮すれば、温度上昇から累積歪を推定することが可能であると言える。



第7章 温度計測による累積歪の推定

7.1 推定方法

前章の考察を踏まえ、温度を計測することによって、累積歪を推定する方法を以下のように考えた。鋼材の累積歪分布を知りたいとき、その鋼材を多数のセルに分割し、このうち幾つかのセルの温度を計測し、そのセルの発熱量を未知数とする。温度を計測していないセルの発熱量は、温度を計測しているセルの発熱量を、線形補間することによって求められると仮定する。ここで、温度ではなく発熱量を線形補間しているのは、熱伝導の影響によって温度は線形的に変化するとは限らないからである。温度を計測しているセルの温度は、未知数である発熱量の関数として、以下で表現できる。

$$\begin{aligned}
 \theta_c(x, y, t) = & \theta_c(x, y, t-1) \\
 & + \left[\frac{\lambda}{c\gamma \cdot \text{del}x^2} \{ \theta_c(x-1, y, t) - 2 \times \theta_c(x, y, t) + \theta_c(x+1, y, t) \} \right. \\
 & + \frac{\lambda}{c\gamma \cdot \text{del}y^2} \{ \theta_c(x, y-1, t) - 2 \times \theta_c(x, y, t) + \theta_c(x, y+1, t) \} \\
 & \left. + \frac{\alpha}{c\gamma \cdot \text{del}z} \{ \theta_a - \theta_c(x, y, t) \} + \frac{\alpha}{c\gamma \cdot \text{del}z} \{ \theta_a - \theta_c(x, y, t) \} \right] \times \text{delt} \\
 & + \frac{Q(x, y, t)}{c\gamma \cdot \text{del}x \cdot \text{del}y \cdot \text{del}z}
 \end{aligned} \tag{7.1.1}$$

ここで、 $\theta_c(x, y, t)$ はセル (x, y) の時刻 t における温度計算値 $^{\circ}\text{C}$ 、 θ_a は気温 $^{\circ}\text{C}$ 、 λ は鋼材の熱伝導率 $[\text{W}/\text{mK}]$ 、 α は総合熱伝達率 $[\text{W}/\text{m}^2\text{C}]$ 、 c は鋼材の比熱 $[\text{kJ}/\text{kgK}]$ 、 γ は鋼材の比重 $[\text{kg}/\text{m}^3]$ 、 Q は発熱量 $[\text{W}/\text{m}^3]$ を表す。

一時刻前の温度に、四方からの熱伝導と空気への放熱、そして、指定値として与える発熱量から、現時刻における温度が算出できる。未知数である発熱量の関数として表現できる温度の計算値と、温度の計測値との、差の二乗を、温度計測している全てのセルにおいて足し合わせ、それが最小になる発熱量を求める。

$$I = \sum \{ \theta_m(x, y, t) - \theta_c(x, y, t) \}^2 \tag{7.1.2}$$

つまり、すべての未知数に関してこの式を偏微分し、それが0になる方程式を解けば良いことになる。

$$\frac{\partial I}{\partial Q(x, y, t)} = 0 \tag{7.1.3}$$

この方程式は未知数とした発熱量の数だけあるので、連立方程式を解けばよい。

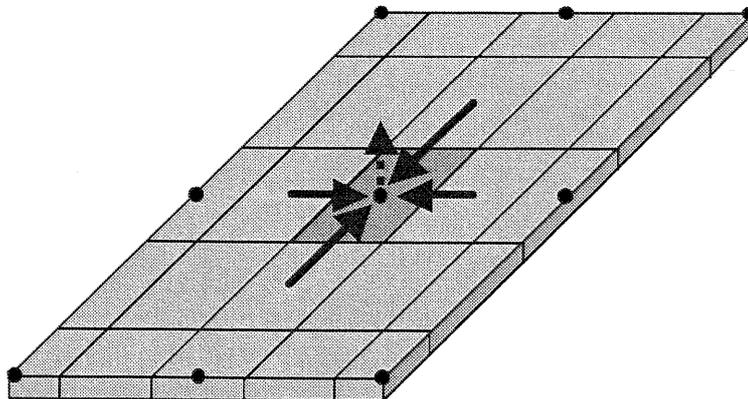


図 7.1.1 セルに分割した鋼材

7.2 計算対象の鋼材

実際に、次の問題を想定し、この推定方法を用いて累積歪を算出した。計算対象とした鋼材を図 7.2.1 に示す。厚さ 15mm、幅 180mm、長さ 3475mm の鋼板で、梁フランジを模擬した鋼板である。x=1~13、y=1~141 の計 1833 個のセルに分割する。セルのサイズは $delx=15\text{mm}$ 、 $dely=25\text{mm}$ 、 $delz=15\text{mm}$ である。このうち、温度を計測しているセルは、x=1、4、7、10、13、y=5、21、22、26、30、34、41、55、61、96 の計 50 個のセルである。この 5×10 の計 50 点の温度を 2.5 秒毎に 30 秒間測定した問題を想定する。

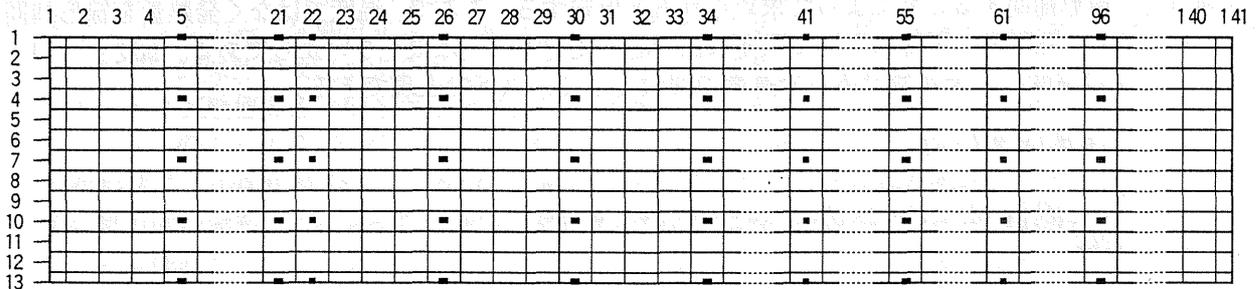


図 7.2.1 計算対象の鋼材

7.3 想定した累積歪

温度計測値のデータを作るために、以下に示す 2 通りの累積歪の分布を想定した。

7.3.1 想定累積歪分布 1(M 型)

図 7.3.1 に材端から 525mm、図 7.3.2 に 725mm の位置幅方向の累積歪分布を示す。また、図 7.3.3 に板の中央の材軸方向の累積歪分布を示す。幅方向の分布が、両端と中央が小さく、それらの中間位置では大きい M 型の分布で、これはノンスカラップ試験体の累積歪分布を模擬したものである。材軸方向に関しては、端から 500mm までは累積歪を 0 とした。塑性化していない柱を模擬した部分で、柱梁接合部に相当する、500mm の位置が一番大きく、そこから離れるにつれ小さくなっていく分布を想定した。右側の累積歪 0 の部分は、塑性化していない梁部分を模擬している。

7.3.2 想定累積歪分布 2(山型)

図 7.3.4 に材端から 525mm、図 7.3.5 に 725mm の位置の幅方向の累積歪分布を示す。また、図 7.3.6 に板の中央の材軸方向の累積歪分布を示す。幅方向には、両端が小さく、中央が大きい山型の累積歪分布で、これはスカラップ試験体の累積歪分布を模擬したものである。材軸方向に関しては、想定累積歪分布 1 の場合と同様である。これらの累積歪の分布を元に、それぞれ時間前進差分法による三次元熱伝導解析を行い、温度の変化と分布を計算した。

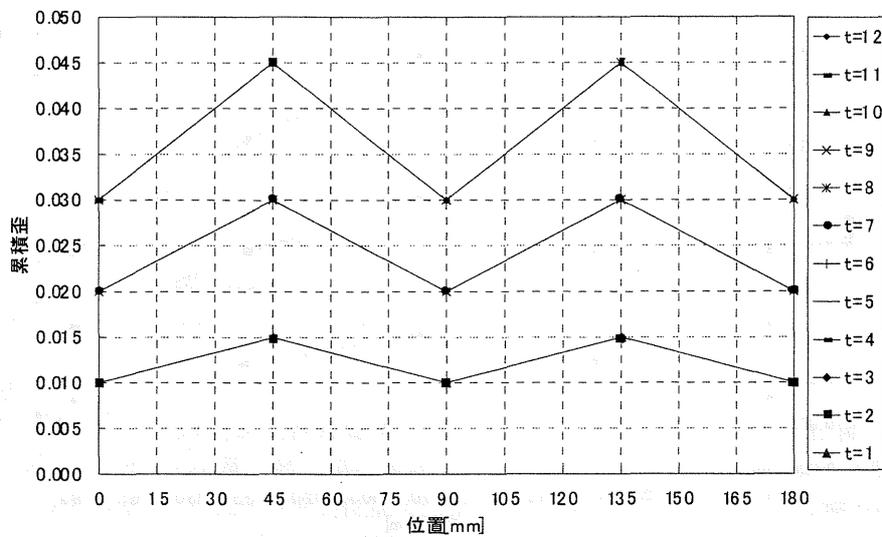


図 7.3.1 幅方向の累積歪分布(累積歪分布 1、525mm)

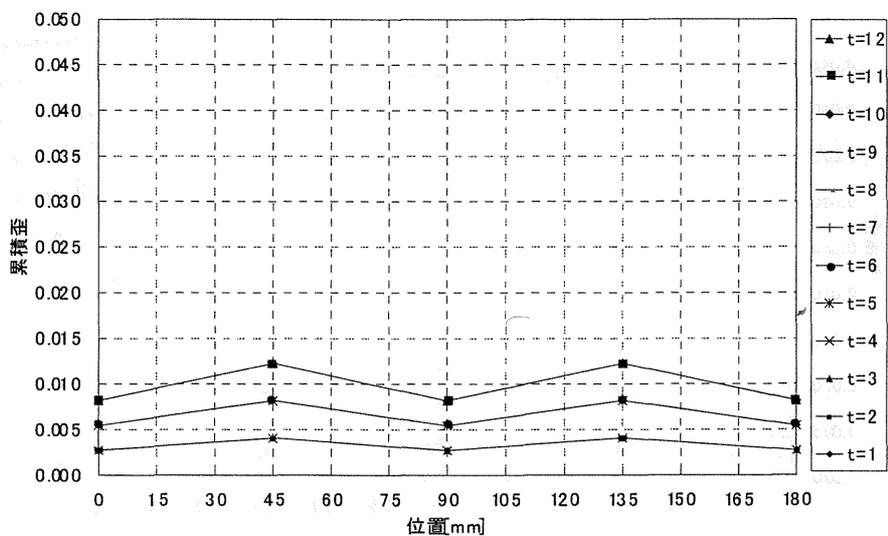


図 7.3.2 幅方向の累積歪分布(累積歪分布 1、725mm)

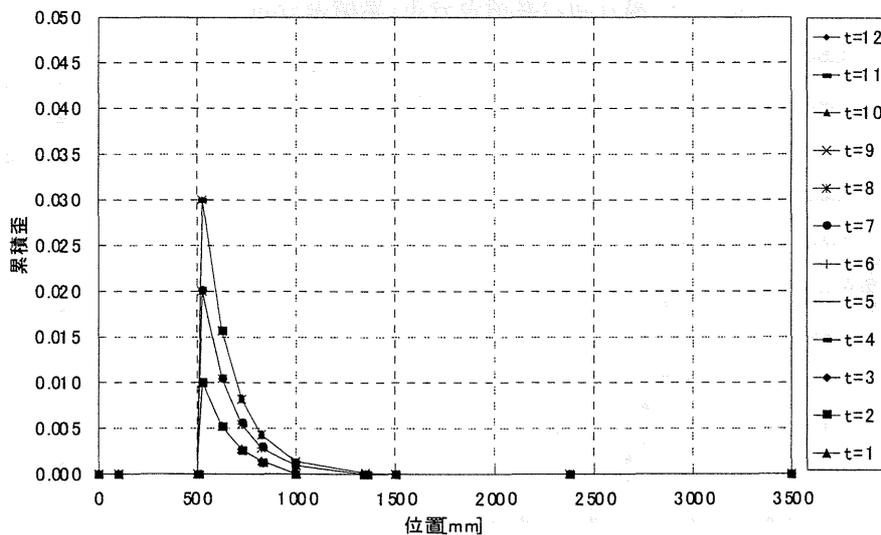


図 7.3.3 材軸方向の累積歪分布(累積歪分布 1)

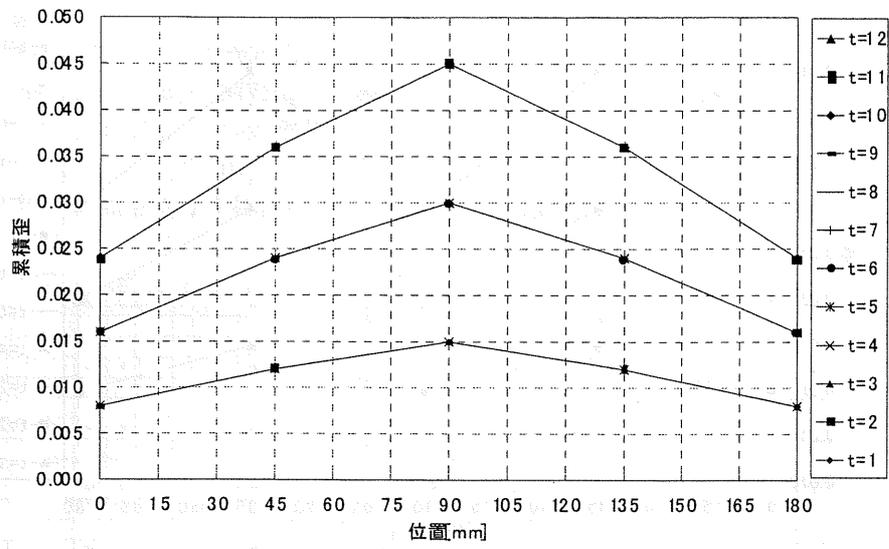


図 7.3.4 幅方向の累積歪分布(累積歪分布 2、525mm)

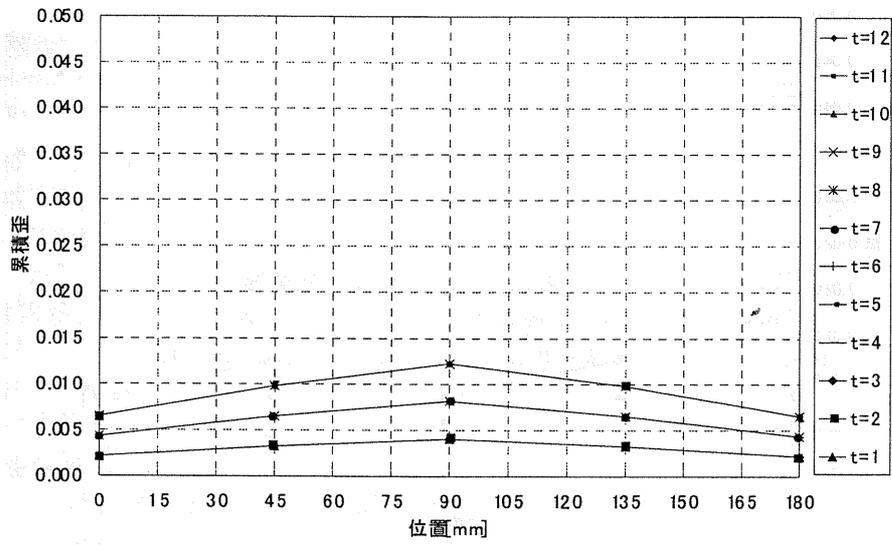


図 7.3.5 幅方向の累積歪分布(累積歪分布 2、725mm)

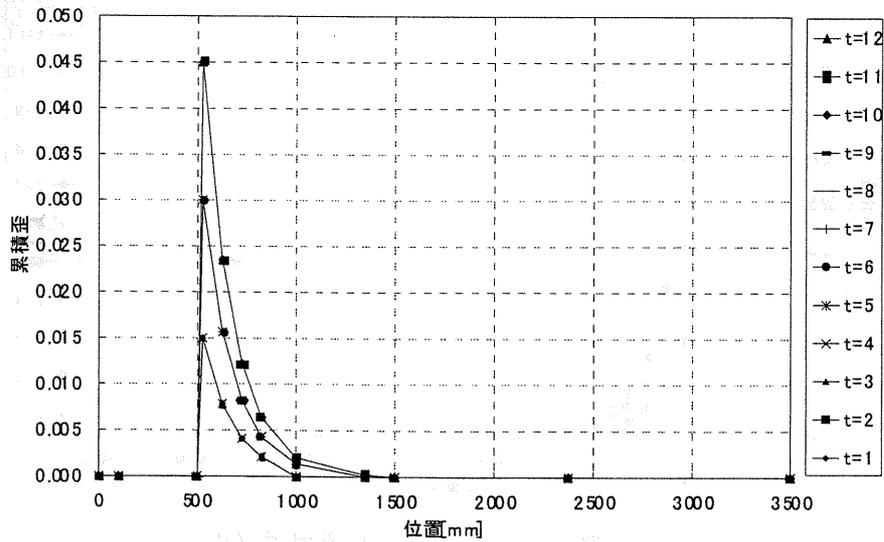


図 7.3.6 材軸方向の累積歪分布(累積歪分布)

7.4 想定した温度計測値

【計算条件】

室温	: $T_r = 10.0 [^{\circ}\text{C}]$
部材の初期温度	: $T_o = 10.0 [^{\circ}\text{C}]$
熱伝達率	: $\alpha = 11.6 [\text{W}/\text{m}^2\text{K}]$
普通鋼の熱伝導率	: $\lambda = 46.4 [\text{W}/\text{mK}]$
普通鋼の熱容量	: $c\gamma = 3286.0 [\text{kJ}/\text{m}^3\text{K}]$
差分の時間刻み	: $dt = 2.5 [\text{s}]$
差分の要素分割	: $15.0 \times 25.0 \times 15.0 [\text{mm}]$

7.4.1 温度計測結果 1

想定累積歪分布 1 (M 型) から得られた計算結果のうち、図 7.4.1 に材端から 525mm 位置の幅方向温度分布を、図 7.4.2 に材端から 725mm 位置の幅方向の温度分布を、図 7.4.4 に板中央の材軸方向温度分布を示す。幅方向には、両端と中央が低く、それらの中間位置では高い M 型の温度分布を示し、材軸方向には、材端から 500mm の位置まではあまり温度が上昇せず、525mm の位置の温度が最も高く、一方材端から遠ざかるにつれ温度が低くなっていく温度分布を示す。

7.4.2 温度計測結果 2

想定累積歪分布 2 (山型) から得られた温度計測結果のうち、図 7.4.4 に材端から 525mm 位置の幅方向温度分布を、図 7.4.5 に材端から 725mm の位置の幅方向温度分布を、図 7.4.6 に板中央の材軸方向温度分布を示す。幅方向には、両端が低く、中央では高い山型の温度分布を示し、材軸方向は、温度計測結果 1 と同様である。これらの温度計算結果のうち、温度計測点として指定する 50 点の温度のみを取り出して、以下の累積歪予測温度計測値とした。

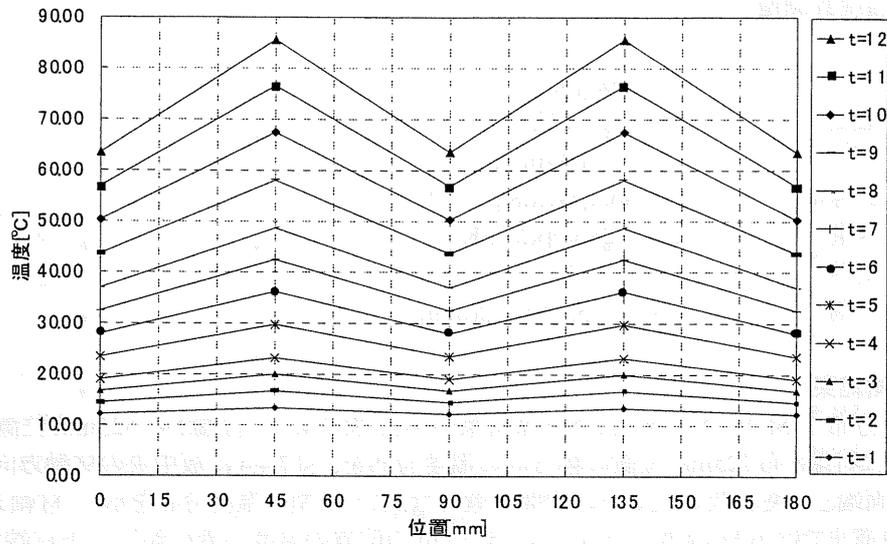


図 7.4.1 幅方向の温度分布 (累積歪分布 1、525mm)

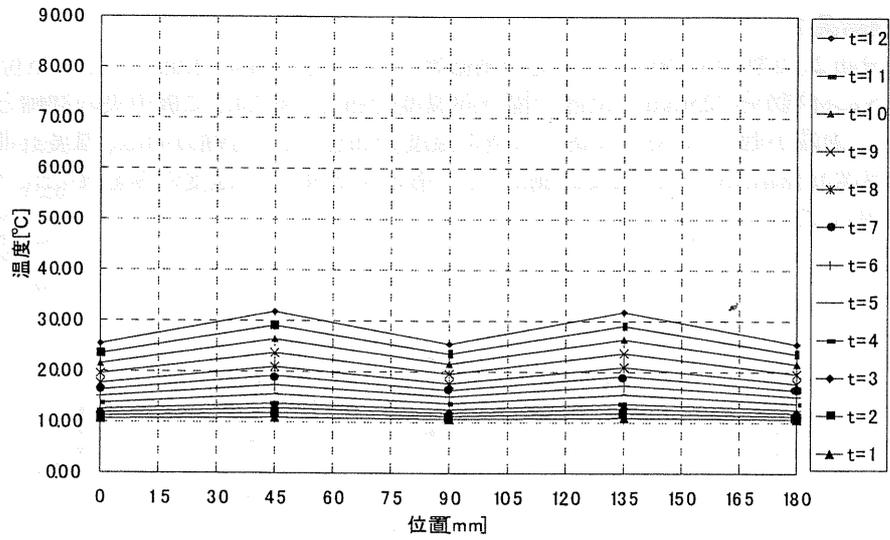


図 7.4.2 幅方向の温度分布 (累積歪分布 1、725mm)

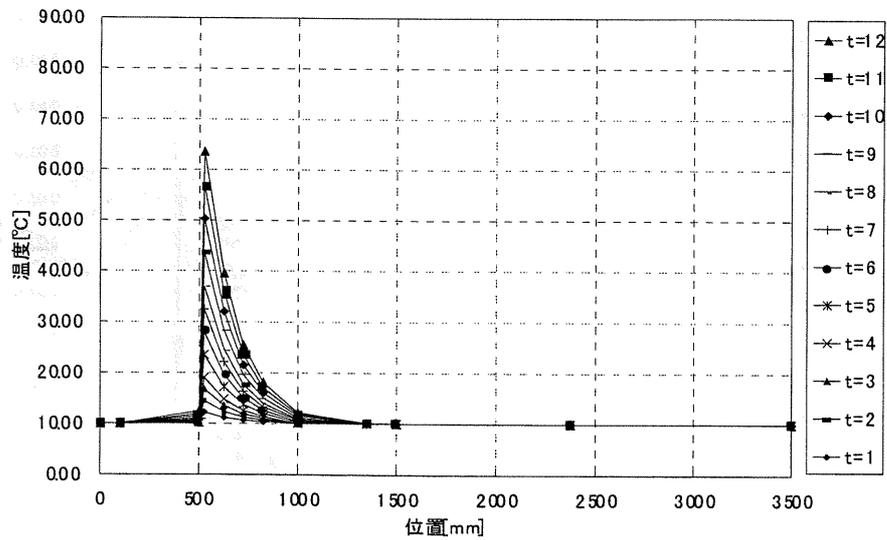


図 7.4.3 材軸方向の温度分布 (累積歪分布 1)

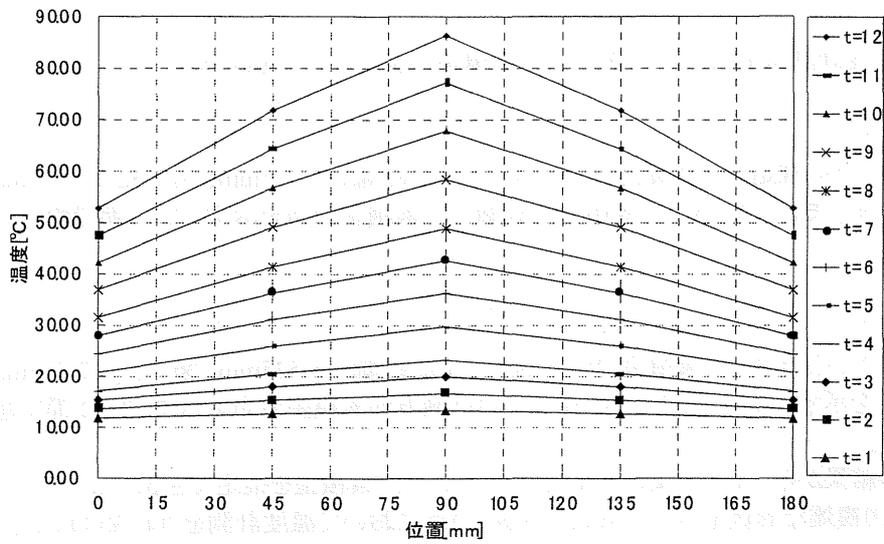


図 7.4.4 幅方向の温度分布(累積歪分布 2、525mm)

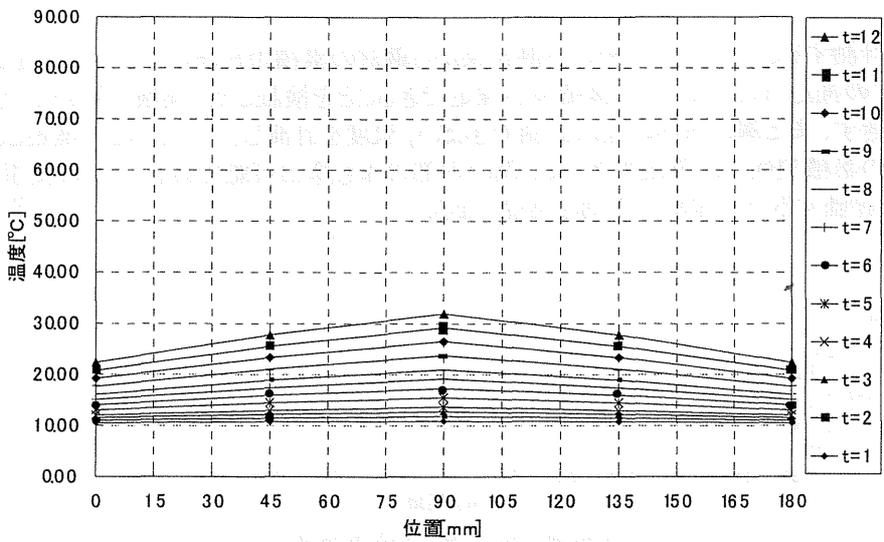


図 7.4.5 幅方向の温度分布(累積歪分布 2、725mm)

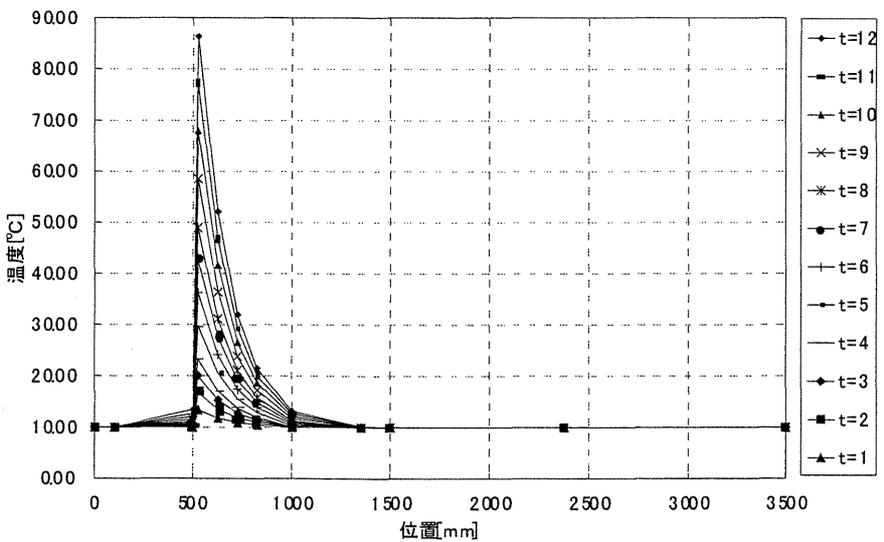


図 7.4.6 材軸方向の温度分布(累積歪分布 2)

7.5 推定結果

前節で求めた温度計測値を入力データとして、累積歪の変化と分布を計算した。

7.5.1 推定結果 1

温度計測結果 1 から推定した累積歪のうち、図 7.5.1 に材端から 525mm、図 7.5.2 に 725mm 位置の幅方向累積歪分布を示す。また、図 7.5.3 に板中央の材軸方向累積歪分布を示す。7.3.1 節で想定した累積歪と完全に一致した。

7.5.2 推定結果 2

温度計測結果 2 から推定した累積歪のうち、図 7.5.4 に材端から 525mm、図 7.5.5 に 725mm の位置の幅方向の累積歪分布を示す。また、図 7.5.6 に板中央の材軸方向累積歪分布を示す。7.3.2 節で想定した累積歪と完全に一致した。

これら 2 つの結果から、今回提案した推定方法によって、累積歪を推定できることが明らかになった。しかし、累積歪分布がより複雑な形状を示すときは、より多くの点において温度計測を行わなければ、推定値が真の値から大きくはずれることになる。あらかじめ構造解析を行い、累積歪の分布形状を予測して、温度計測位置を決める必要がある。

7.7 まとめ

鋼材の温度を計測することによって、その計測結果から鋼材の累積歪を推定する手法を提案した。2 通りの問題を想定し、この推定方法によって、累積歪が推定できることを検証した。実験で用いた歪ゲージは、一軸の歪しか計測できず、また鋼の内部の歪は計測できない。温度を計測し、ここで示した推定法を用いれば、一軸ではなく三軸の累積塑性歪が算出でき、また鋼の内部の歪も算出可能である。この累積歪がわかれば、鋼材の累積損傷を評価する上で非常に有効な指標となる。

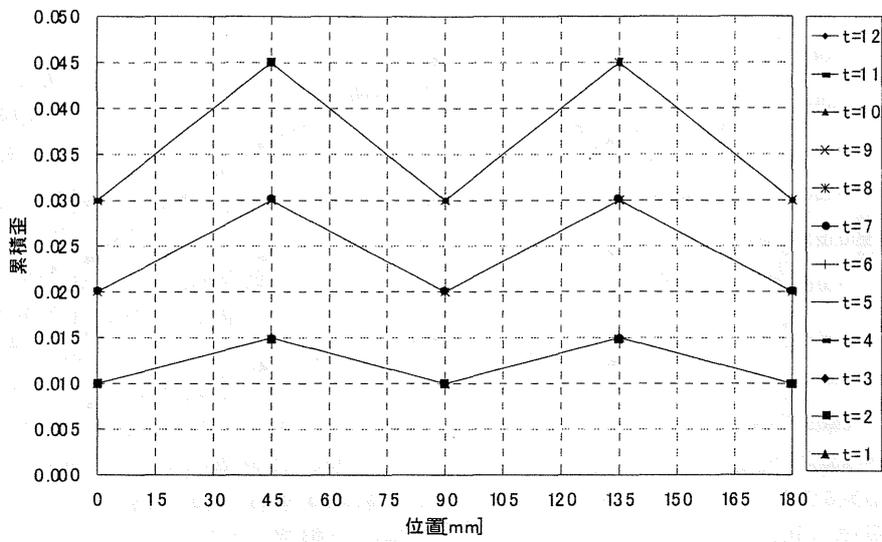


図 7.5.1 幅方向の累積歪分布 (推定値、累積歪分布 1、525mm)

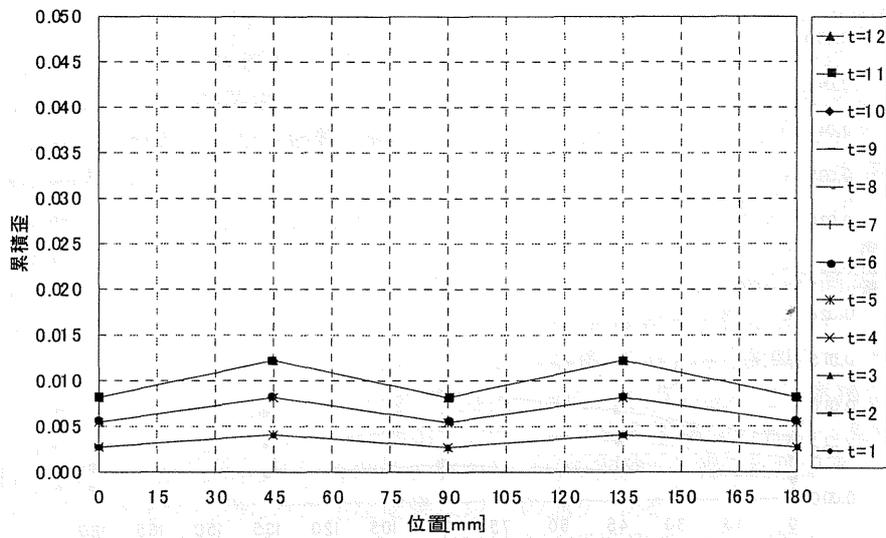


図 7.5.2 幅方向の累積歪分布 (推定値、累積歪分布 1、725mm)

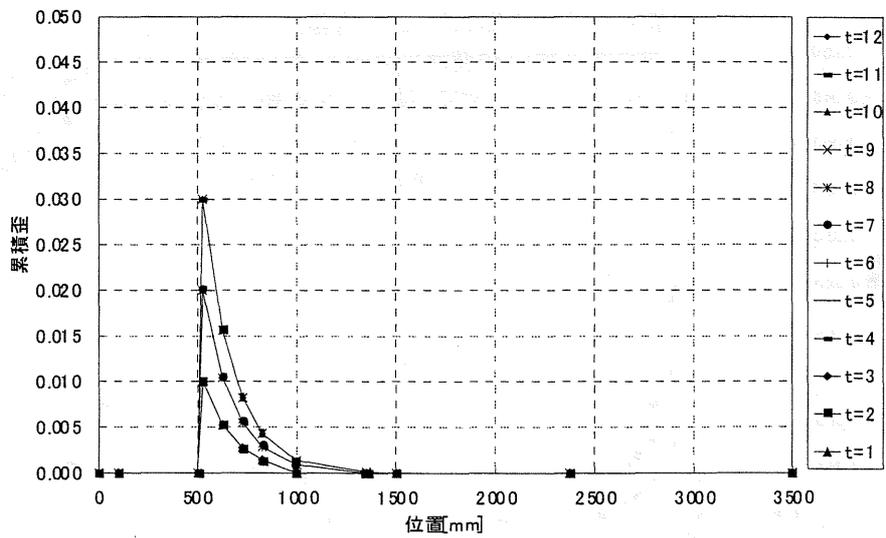


図 7.5.3 材軸方向の累積歪分布 (推定値、累積歪分布 1)

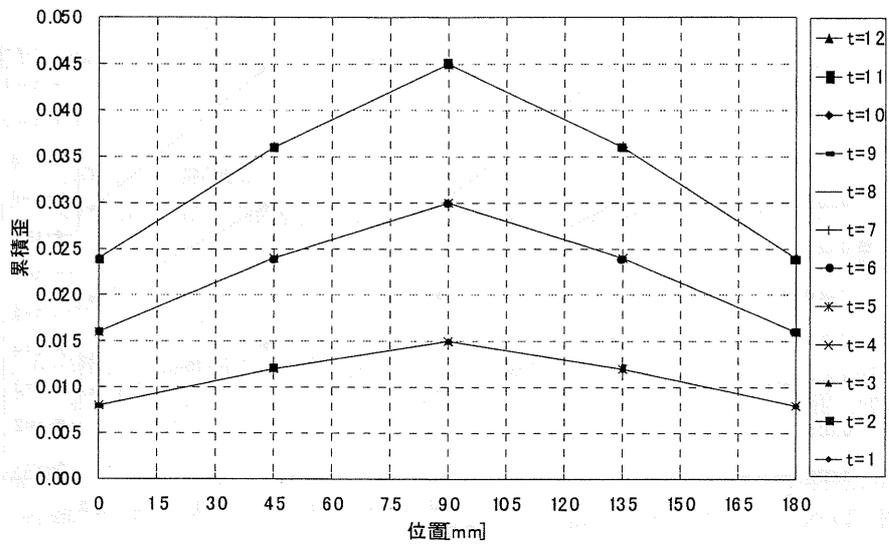


図 7.5.4 幅方向の累積歪分布 (推定値、累積歪分布 2、525mm)

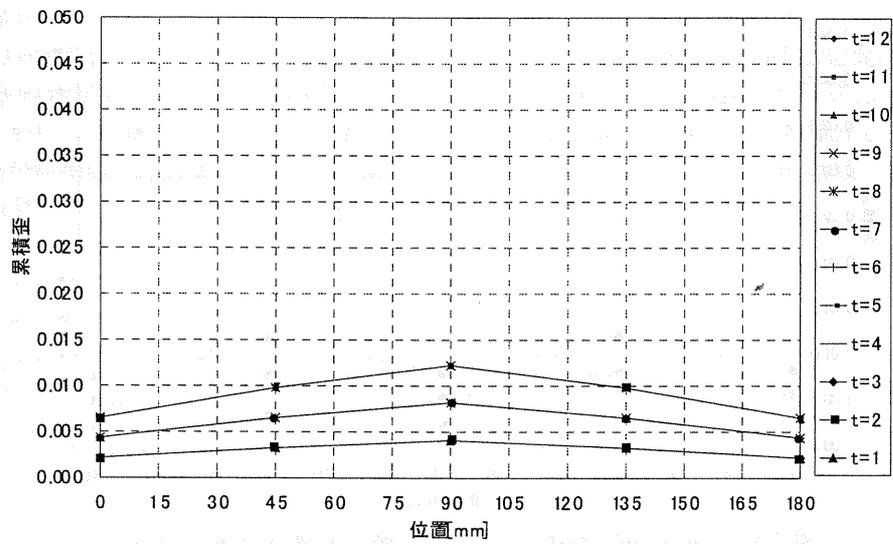


図 7.5.5 幅方向の累積歪分布 (推定値、累積歪分布 2、725mm)

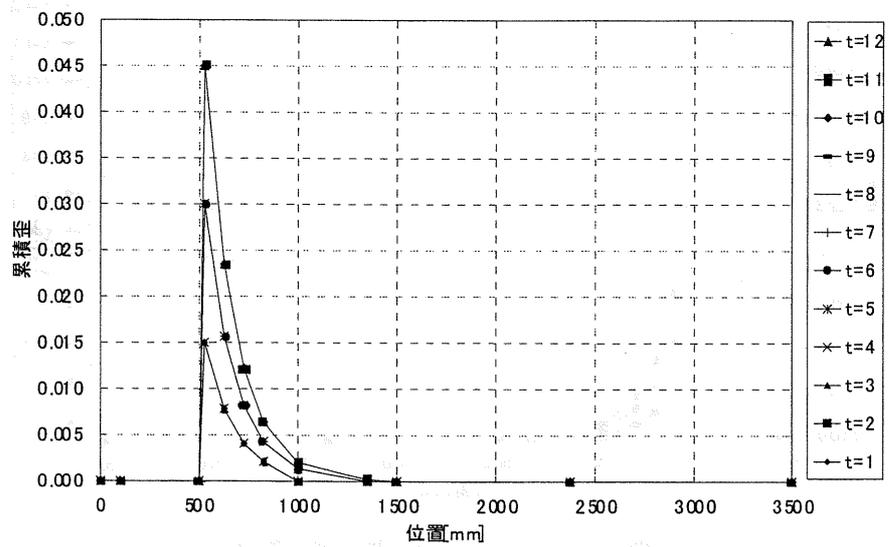


図 7.5.6 材軸方向の累積歪分布 (推定値、累積歪分布 2)

第8章 結論

鋼構造溶接柱梁接合部を対象として、動的載荷、塑性歪、発熱、温度上昇、鋼材特性の変化、接合部塑性変形能力の変動という過程を、実大規模柱梁接合部に対する動的載荷実験、有限要素法による弾塑性解析、三次元熱伝導解析から詳細に検討した。本研究から得られた主たる知見は以下の通りである。

- (1) 3種類の接合詳細をもつ実大溶接柱梁接合部に対する動的載荷実験を実施した。ノンスカラップ(NS型)工法やRBS工法による試験体が、JASS6推奨型スカラップ(SC型)工法による試験体よりも相当高い塑性変形能力を有することを確認した。さらに梁端近傍における多点歪計測から、この部分における複雑な歪状態を提示した。実験から得られた主な結果は以下の通りである。
 - (a) NS型では破断時まで約37~58°C上昇し、またRBS型では100°C以上も上昇する部分が見られたのに対し、SC型では10~13°Cしか上昇しなかった。
 - (b) NS型では、累積歪と温度上昇にほぼ線形関係が見られるが、RBS型では線形関係は見られず、サイクルを重ねるごとに累積歪の増加に対する温度の上昇が大きくなる傾向が見られた。
 - (c) NS型では、累積歪と温度上昇の関係は計測位置にかかわらずほぼ一定である。他方、スカラップのあるSC型、RBS型では、累積歪と温度上昇の関係に計測位置による違いが見られ、フランジ幅方向の累積歪の分布と温度上昇の分布が顕著に異なった。
 - (d) NS型、SC型、RBS型の3種類の試験体に共通して、フランジ内側の方が外側と比較して累積歪の増加に対する温度の上昇が小さく、また、フランジ内側と外側の累積歪の平均値を比較すると、フランジ内側はフランジ外側より大きく平面保持の仮定に相反する結果となった。
- (2) (1)から、累積歪と温度上昇の関係について、発熱や熱伝導から解釈しうる性状も少なくないが、端部拘束、スカラップや座屈補強リブ等の影響が錯綜し、複雑な累積歪や温度の分布を呈することがわかった。この性状をより詳細に検討するために、特に累積歪の分布に着目して弾塑性有限要素法解析を実施した。またこの解析には、汎用有限要素法解析コード(Mark)を用いた。この解析から得られた主な結果は以下の通りである。
 - (a) 各形鋼管柱の局部変形や座屈補強リブの影響を受けて、フランジ内側が外側より歪が大きくなることは十分ありうることが明らかになった。この事実は(1)の実験結果と整合している。
 - (b) 柱極近の梁フランジ部では、僅かな位置の変化が(累積)歪を大きく変動させ、またその傾向はスカラップがある(SC、RBS型)において極めて顕著である。SC型において、累積歪分布と温度分布が必ずしも一致していなかった有力な理由として、ここで示す累積歪の極端な変動が挙げられる。
- (3) 時間前進差分法を用いた三次元熱伝導解析を実施し、(1)の実験から得られた温度計測結果を再現することを試みた。この解析から得られた主な結果は以下の通りである。
 - (a) 柱梁接合部近傍の温度上昇については、実験値をほぼ再現できが、柱梁接合部から遠い部分の温度上昇は、実験値と比較して解析値のほうが大きくなる傾向を示した。モーメントと曲率の関係、バイリニアモデルに近似したことがその主たる原因であった。
 - (b) フランジだけに発熱分布させた場合、ウェブの温度上昇は実験値と大きく異なる結果となった。平面保持の仮定が成立するとして、ウェブにも発熱分布させた場合には、フランジに近い部分における温度上昇は実験値と近い値を示したが、フランジから遠い部分の温度上昇は解析値のほうが大きくなった。これらのことより、フランジだけでなく、ウェブにも発熱を分布させる必要があり、またその発熱分布形状は、平面保持の仮定に基づく単純なモデルでは不十分であることが明らかになった。
 - (c) ま総発熱量に対する空気への放熱量は非常に小さく、熱伝達の影響は無視できる。一方で鋼材の熱伝導の影響は非常に大きく、特に塑性化しておらず、従って温度の低い柱への熱流の影響が大きい。
- (4) (3)の結果を踏まえ、温度を計測することから累積歪を予測する方法を提案し、この方法によって累積歪を推定できることを二種類の問題を想定して確認した。実験で用いた歪ゲージは、一軸方向の歪しか計測できず、また鋼の内部の歪も計測できない。ここで示した推定法は、一軸ではなく三軸の累積塑性歪や鋼の内部の歪を推定しうる可能性を持っているなど、鋼材の累積損傷を評価する上で有力な指標となりうる。

参考文献

- 1) Bertero, V. V., Anderson, J. C., and Krawinkler, H. (1994). "Performance of steel building structures during the Northridge Earthquake," Report No.UCB/EERC-94-09, University of California at Berkeley, The Earthquake Engineering Research Center.
- 2) 日本建築学会:1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書、日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会、1995年5月、167pp.
- 3) Nakashima, M., et al., "Tests of Welded Beam-Column Subassemblies I: Global Behavior," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.11, 1998, pp.1236-1244.
- 4) Suita, K., Nakashima, M, and Morisako, K., "Tests of Welded Beam-Column Subassemblies II: Detailed Behavior," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.11, 1998, pp.1245-1252.
- 5) 中島正愛他:通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験(その3:工場溶接形式(梁:H-600x250x12x25 試験体に対する実験)、鋼構造論文集、日本鋼構造協会、第4巻、16号、1997年12月、pp.59-74.
- 6) 吹田啓一郎他:ノンスカラップ工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力—改良型溶接柱梁接合部の実大実験—その1—、日本建築学会構造系論文報告集、第526号、1999年12月、pp.177-184.
- 7) Engelhardt, M. D. et al., "The Dogbone Connection: Part II," Modern Steel Construction, AISC, Vol.36, No.8, 1996, pp.46-55
- 8) 上村健二、井上一朗:多質点弾塑性系の最大層間変形角速度応答、日本建築学会構造系論文集、第512号、1998年10月、pp.173-180.