大型試験体を用いた両振り一定振幅載荷の疲労強度

—鋼構造柱梁溶接接合部の累積疲労損傷評価 その1—

FATIGUE STRENGTH UNDER UNIFORM CYCLE LOAD OF LARGE SCALE MODELS

—Evaluation of fatigue failures at beam to column welded connections
in steel structures Part 1—

小川 秀雄*, 大熊 武司**, 中込 忠男***

Hideo OGAWA, Takeshi OHKUMA and Tadao NAKAGOMI

It is necessary to make clear fatigue strength of beam to column welded connections in order to establish the wind resistant design of steel structures. We performed fatigue tests under uniform cycle load with used large scale specimens. The number of all specimens is 27, they combined shop welding type with field welding type from $0.3\sigma_y$ to $1.2\sigma_y$ stress in beam welding end. Results are summarized as follows, 1) $\Delta\sigma \sim Nf$ curve had uniform slope ($m=5$) and becomes gentle compared with the JSSC design recommendation ($m=3$). 2) $\Delta\epsilon h \sim Nf$ curve by hot-spot stress amplitude can be expressed in the elastic stress and plastic stress.

Keywords: steel structure, beam to column welded connection, large scale model, fatigue strength, $S-N$ curve

鋼構造、柱梁溶接接合部、大型試験体、疲労強度、 $S-N$ 曲線

1. 序 論

我が国の高層建築物の耐風設計は、再現期間が少なくとも100年の風に対する許容応力度設計（レベル1）と、再現期間が少なくとも500年の風に対して建築物全体がほぼ弾性的挙動の範囲に留まることを確認する（レベル2）という2段階設計となっている¹⁾。この2段階設計の主旨は、原則的には耐震設計の場合と同様に、使用限界状態と終局限界状態に対する安全性の確認を意図したものであるが、塑性域における構造挙動（塑性変形の累積、疲労、周期の伸長、骨組の安全性など）を推定するための基礎的資料が極めて乏しいため、レベル2のクライテリアは本来の「終局限界状態」を対象としたものとはなっていない。したがって、強風の作用に対する終局状態を知るためにも、また、より合理的な耐風設計法を確立するためにも、構造骨組要素、特に鋼構造柱梁接合部について、弾性限近傍から塑性域における低サイクル疲労に関する資料を蓄積することが望まれる。実際、風直角方向振動のような、もっぱら変動風力の影響を強く受ける建築物の梁端部などでは、相当の応力振幅の繰返し負荷を受けていることが十分予想される。

また、高層建築物に限らず、柱梁部材断面が地震荷重で決定されている中低層の塔状建築物などの場合でも、季節風や日常風の中弱風によって相当の繰返し振動を生じている可能性が高い。中弱風に

よる振幅はあまり大きくないため、柱梁部材断面が風荷重によって決定されることは無く、疲労強度が建築物の耐力を決定することは無いと判断される。しかし、中弱風の発生頻度は強風時以上に高いため、低応力の高サイクル疲労によってフランジ端部に亀裂が発生し、地震時の脆性破壊の起点となることも考えられる。

他方、最近では、地震応答低減策の1つとして、履歴ダンパーなどのエネルギー吸収機構を装備する建築物が増えている。ここで使用される各種ダンパーには、小さな振幅からエネルギー吸収を行うように設計されているものもあり、履歴ダンパーの疲労が問題になることがある。また、ダンパーの疲労特性によっては通常弾性領域に留まるように設計されている主体鋼構造への影響が懸念される。

このように、鋼構造骨組の合理的耐風設計法の確立には、構成要素の疲労設計問題の研究は急務である。

風外力による鋼構造物の疲労損傷については、大熊他²⁾、成原他³⁾により、強風の発生頻度を考察して一部の疲労寿命に基づいて疲労損傷を確立統計的に評価する方法が提案されている。これらの報告でも、基本となる鋼構造骨組の溶接継手部の疲労強度に関する資料の蓄積が必要であることが言及されている。

鋼構造柱梁溶接接合部の疲労強度については、使用鋼材自身に関する性状、溶接方法による相違、溶接による残留応力の影響、試験体

本論文の一部は、文献4), 5), 6) に発表した。

* 神奈川大学工学部建築学科 助手・博士(農学)

** 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

*** 信州大学工学部社会開発工学科 教授・工博

Research Assoc, Dept of Architecture, Fac of Eng, Univ of Kanagawa, Dr Agri
Prof, Dept of Architecture, Fac of Eng, Univ of Kanagawa, Dr Eng
Prof, Dept of Architecture, Fac of Eng, Univ of Shinshu, Dr Eng

の実大とモデル化の場合による相違などが関係する。

鋼材自身の疲労寿命に関する研究は、砂時計型丸棒試験体を中心として造船や金属材料などの分野で古くから数多く行われている。例えば、堀田他⁷⁾は載荷歪速度を変化させた実験を行い、歪速度が $10^{-2}/\text{sec}$ 以上になると破断寿命への速度効果の影響が大きくなることを、また、飯田⁸⁾は載荷歪量を変化させた場合の実験を行い、歪量と疲労寿命の関係式を考察するとともに歪量による破面性状の相違に関して論じている。また菊川他⁹⁾、城野他¹⁰⁾、中込他¹¹⁾は平均応力(歪)を変化させた場合の実験を行い、塑性歪が作用した場合では平均応力が疲労損傷に及ぼす影響が特に大きくなることを論じている。また、佐伯他¹²⁾は履歴ダンパーに使用される低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関して、普通鋼に比べて破断延性などに差があるが低サイクル疲労の鋼種による相違は少ないことを論じている。この他にも多くの研究が行われており、多種鋼材の疲労寿命などが示されているが、溶接接合部へ適用する場合の条件は明らかではない。

溶接継手部の疲労寿命に関する研究は、比較的小型の溶接継手試験片を用いた疲労実験が数多く行われている。例えば、八木他¹³⁾、¹⁴⁾は鋼板を十字及びT字に溶接した試験片の曲げおよび引張載荷実験を行い、板厚効果の影響は破断寿命よりも亀裂発生寿命の方が大きく、引張荷重を受ける十字継手は主板厚と溶接部形状が影響することを論じている。また、三木他¹⁵⁾、伊藤他¹⁶⁾、山田他¹⁷⁾、酒井他¹⁸⁾は溶接継手部の亀裂発生は溶接止端部が主であり、疲労亀裂進展速度(da/dN)と応力拡大係数範囲(ΔK)は比例関係にあることを論じている。

溶接継手に関しては応力集中と関係が深いと言われている余盛止

端部の形状と疲労寿命に関する研究^{19)~22)}も多く行われている。例えば、寺崎他¹⁹⁾は溶接止端部の形状因子である止端部半径(ρ)、余盛角(θ)、余盛高(h)などによる応力集中を検討し、亀裂発生は止端部半径(ρ)の特に微小切欠き部の影響が大きいことを論じている。また、八木他²³⁾は平板構造におけるホットスポット評価方法として、溶接面からの評価2点を板厚との関係式となるA~Fの6方法とした場合について比較し、F法を用いてSRF線図(寿命推定線図)を用いることを提案している。

溶接残留応力に関する研究^{24)、25)}も一部で行われている。例えば、太田他²⁴⁾は小形の突合せ溶接継手について最大応力を材料の降伏強度に保ち応力範囲に応じて最小応力を変化させるランダム疲労実験を行い、 $S-N$ 線の勾配 m は3でありマイナー則が安全側で成立することを論じている。

JSSCの疲労設計指針²⁶⁾はこれらの多くの実験にもとづく設計資料の蓄積をもとに、溶接の形状に応じて数種類の強度等級に分類した設計曲線が設定されている。しかし、建築物に使用される柱梁溶接接合部の強度等級は明らかではなく、また、実際の柱梁溶接接合部の応力レベル範囲が設計曲線の適用範囲外となることが多いため、既往の疲労設計曲線をそのまま延長して適用することには問題がある。さらに、実際の柱梁溶接接合部における梁端部では、小型の溶接継手試験片を用いた疲労実験では考慮されていないスカラップの有無やエンドタブの有無による応力集中の影響も大きいと考えられるため、疲労設計曲線を適用して疲労損傷評価を行うことは合理的な方法とはいえない。Fisher²⁷⁾も大型試験体で疲労実験を行い、疲労性状を把握することが大切であることを述べている。しかし、大型試験体を用いた疲労実験が行われ始めたがその数は極めて少な

表1 実験パラメータ

区分	使用鋼材	柱梁部材寸法	柱梁 M_y 耐力比	溶接タイプ	スカラップ	止端部仕上げ	載荷応力レベル	試験体記号
溶接比較試験体	梁SN490B 柱WELTEN 800	梁H-540×200×22×36	0.95	工場溶接①	有り	有り	σ_y	K-1
		柱□-220×220×22					$0.75\sigma_y$	K-2
		梁H-500×200×14×30	0.73	工場溶接①			σ_y	K-3
		柱□-230×230×22		現場溶接			$0.75\sigma_y$	K-4
	梁SN490B 柱SN570Q	梁H-500×200×14×30	0.97	工場溶接①			σ_y	G-1
		柱□-220×220×22					$0.75\sigma_y$	G-2
		梁H-500×200×12×22	0.74	工場溶接①			σ_y	K-5
		柱□-230×230×22		現場溶接			σ_y	K-6
							$0.75\sigma_y$	K-7
							σ_y	G-3
							$0.75\sigma_y$	G-4
応力比較試験体	梁SN490B 柱SN490B	梁H-400×200×12×22	0.75	工場溶接②	有り	無し	$1.2\sigma_y$	S-1
		柱□-230×230×22					$1.1\sigma_y$	S-2
							σ_y	S-3, S-4
							$0.72\sigma_y$	S-5, S-6
							$0.5\sigma_y$	S-7, S-8
							$1.1\sigma_y$	NS-1
							σ_y	NS-2
							$0.5\sigma_y$	NS-3
							$0.4\sigma_y$	NS-4
							$0.3\sigma_y$	NS-5
		梁H-400×200×12×22	0.77		無し	(エンドタブ付)	σ_y	NS-6
		柱□-230×230×22					$0.5\sigma_y$	NS-7
							$0.3\sigma_y$	NS-8

柱梁 M_y 耐力比: $bM_y/(2 \cdot cMy)$ (bMy, cMy は梁および柱の降伏モーメント)、 σ_y : 使用鋼材の降伏応力度

図1 疲労試験体形状

表2 使用鋼材の機械的性質と化学成分

区 分	試験体 記号	使用 部位	機械的性質				化学成分 (%)					
			σ_y	σ_u	YR	EL	C	Si	Mn	P	S	
溶 接 比 較	K-1~2	梁 柱	343	518	66	40	0.16	0.44	1.4	0.022	0.006	
		柱	668	815	82	24	0.11	0.24	0.8	0.007	0.002	
	K-3~4	梁	387	553	70	38	0.16	0.46	1.4	0.023	0.006	
	G-1~2	柱	668	815	82	24	0.11	0.24	0.8	0.007	0.002	
	K-5	梁 柱	338	526	64	37	0.16	0.46	1.4	0.023	0.006	
応 力 比 較			488	644	76	46	0.15	0.28	1.4	0.013	0.002	
	K-6~7	梁	366	558	66	37	0.15	0.44	1.4	0.021	0.004	
	G-3~4	柱	488	644	76	46	0.15	0.28	1.4	0.013	0.002	
	S-1~8	梁	357	518	69	28	0.13	0.26	1.3	0.013	0.005	
	NS-1~5	柱	367	532	69	26	0.13	0.29	1.3	0.016	0.004	
比 較	NS-6~8	梁	396	536	74	28	0.13	0.28	1.3	0.019	0.006	
		柱	396	536	74	28	0.13	0.28	1.3	0.019	0.006	

K-1~K-4, G-1~G-2(WELL-TEN800)は0.2%オフセット値。その他は降伏応力。
 σ_y : N/mm^2 , YR: %

く⁵⁾, 6)²⁸⁾、柱梁溶接接合部の弾塑性域にわたる疲労特性は明らかにされていない。

本研究は、実物に近い柱梁溶接接合部の大型試験体を用いた一定振幅載荷の疲労実験および不規則振動を解明するための多段載荷疲労実験を行い、風の不規則振動に対する鋼構造柱梁溶接接合部の累積疲労損傷の評価方法を明らかにすることを目的としている。このため本論文では、大型試験体を使用した一定振幅載荷疲労実験による疲労強度をもとに、柱梁溶接接合部の疲労曲線を提案し、実験時の疲労損傷状況を報告する。

2. 実験方法

2.1 試験体および実験パラメータ

試験体の形状を図1に示す。試験体は組立箱形断面柱に組立H形断面梁を接合した逆T字形とし、柱梁の溶接接合部は内ダイヤフラム形式の柱貫通形とした。柱梁の断面寸法は、梁部材で耐力が決定する梁崩壊型（柱断面に対する梁断面の降伏モーメント比率が0.73~0.97）とした。

実験は、載荷応力レベル範囲を使用鋼材の降伏応力度近傍（使用鋼材の降伏応力度 σ_y の1.0倍と0.75倍の2種類）とし、柱梁溶接を工場溶接タイプと現場溶接タイプとした疲労実験（以下、「溶接比較実験」という）と、載荷応力範囲を高応力から低応力までの広い範囲とし、載荷応力レベル、スカラップの有無、エンドタブの有無を組み合わせた疲労実験（以下、「応力比較実験」という）の2種類を行った。

載荷応力レベルは、梁端部の柱フェイス部における曲げモーメントを当該部分の梁断面係数で除した梁フランジ外面の公称応力とし、暴風時の部分的な塑性化を想定した高応力レベル $1.2\sigma_y$ から、発生頻度の高い中弱風を想定した低応力レベル $0.3\sigma_y$ までの広い範囲に設定した。それぞれの実験パラメータと試験体との関係を表1に、使用鋼材の機械的性質と化学成分を表2に示す。

柱と梁の溶接詳細を図2に、溶接部の積層状況を図3に示す。溶接比較実験の柱梁溶接形式は2種溶接タイプとした。工場溶接タイプ(K-1~K-7試験体)は両側フランジ先端をK形開先の突き合わせ溶接としたタイプ（工場溶接①）であり、現場溶接タイプ(G-1~G-4試験体)は裏当て金を梁フランジの一方（下方向）としたレ形開先突き合わせ溶接タイプである。全ての試験体とも、梁ウェブとフ

工場溶接タイプ①
a) 溶接比較試験体

工場溶接タイプ②

b) 応力比較試験体

図2 柱梁溶接接合部詳細

a) K形開先溶接部 b) レ形開先溶接部

図3 溶接部の積層状況

図4 疲労実験の載荷状況

図5 載荷パターン

ランジとの交点には1/4円（図2の $R=25mm$ ）のスカラップが設けてあり、スカラップ底には回し溶接をしていない。現場溶接タイプの裏当て金はエンドタブ部のみ仮付けし、溶接終了後にエンドタブをサンダーで除去した。また、全ての溶接比較実験試験体は溶接表面をグラインダ仕上げし、梁部材が滑らかな曲面で広がりながら柱に接する形状とした。応力比較実験の溶接タイプは、全て裏当て金を梁フランジの内側としたレ形開先の工場溶接タイプ（工場溶接②）

とし、梁ウェブとフランジとの交点に1/4円（図2のR=30mm）のスカラップを有する場合（S-1～S-8試験体）と、スカラップの無い場合（NS-1～NS-8試験体）を設定した。スカラップを有する場合ではスカラップ底に回し溶接をしていない。柱と梁の溶接部はエンドタブを設けずにフランジ側面まで回し溶接した場合と、エンドタブのみ仮付けし、溶接終了後もエンドタブを残存させた場合を設定した。どちらの場合も溶接止端部は仕上げ無しとした。

柱と梁それぞれの溶接組立は各使用鋼材に適応した溶接材料を使用し、柱梁溶接接合部は梁用鋼材の溶接材料を使用した。溶接はC0²半自動溶接で行い、溶接条件は、電流300A、電圧35V、溶接速度30cm/minとした。パス間温度は100～250℃とし非接触型温度計で計測した。なお、すべての試験体とも溶接後に超音波探傷にて溶接に欠陥の無いことを確認した。

2.2 載荷方法、測定方法

疲労実験の載荷状況を図4に示す。試験体の柱両端部はエンドプレート形式の精度を確保したピン接合とした。

載荷は神奈川大学建築学科の構造物用動的試験装置を使用し、全ての応力レベルとも変位制御による両振り一定振幅の繰返し載荷とした。この平均応力ゼロの完全両振り（応力比 $R=-1$ ）による載荷は、強風による高層建築物の疲労損傷を想定した場合、風方向振動に比べて風直角方向振動が卓越し、風直角方向振動の平均変位成分はほぼゼロであるということ考虑したものである。

繰返し載荷速度は、歪の速度効果⁷⁾と載荷装置の能力を考慮し、応力レベルに応じて増減させた。各種応力レベルと載荷速度の関係を表3に示す。また、板厚方向への亀裂進展を疲労被面上に縞模様で残すため、溶接比較実験の試験体については疲労載荷の1/2～1/3振幅のピーチマーク用載荷を適宜行った。ピーチマーク用載荷を合

む場合の載荷パターンを図5に示す。

計測は電気式変位計を載荷点裏側と柱梁接合部下面へ設置（図4参照）し、水平方向変位および接合部の回転を計測した。また、歪ゲージを柱梁溶接接合部近傍は複数枚、柱梁の材軸方向へはフランジ中央部へ貼付して歪量を計測した。亀裂の発生や進展の観察は、目視および50倍のマイクロスコープにより行った。

3. 実験結果および考察

実験開始時には、載荷点の変形量および柱梁各部の歪量と載荷点と柱両端部をピン支持とした単純曲げ計算による計算値を比較し、柱梁溶接接合部近傍のホットスポット影響部分以外では両者はほぼ一致していることにより所定の応力レベルが載荷されていることを確認して実験を行った。変位制御による載荷であるが荷重の変化は少なく、耐力が低下傾向を開始するまでほぼ一定であった。また、耐力が低下傾向を開始した後は、押し引きのどちらか片側の荷重だけが急激に低下する傾向を示した。

破断位置となった箇所の初期亀裂発生時回数および耐力低下開始時回数の実験結果概要を表3に、溶接止端部の亀裂進展状況の例を図6に示す。初期亀裂の発生時回数はフランジ表面に長さ0.5～1.0mm程度の亀裂が生じた時とし、耐力低下開始時回数の決定は、初期載荷荷重に対する途中計測荷重の低下率が約7%程度となった時とした。なお、載荷回数はピーチマーク用載荷を含まない回数とした。また、本実験では耐力低下開始時回数を疲労強度とした。

3.1 亀裂発生、進展状況

初期亀裂が確認できた試験体の初期亀裂発生位置は全てフランジ両端部近傍の止端部①のa点（梁フランジ端部より約10～20mmの位置）であった。スカラップを有する試験体では、初期亀裂が梁フラ

表3 実験結果概要

区分	載荷応力レベル	試験体記号	$\Delta\sigma$ (N/mm ²)	載荷速度 (Hz)	Nc	Nf	亀裂進展タイプ**
溶接比較試験体	σ_y	K-1	686	0.3	45	440	A-①
		K-3	774		110	651	A-①
		K-5	676		55	500	A-②
		K-6	732		50	620	A-①
		G-1	774		—	571	B-②
		G-3	732		64	600	B-①
	$0.75\sigma_y$	K-2	514	0.3	300	2,102	A-①
		K-4	581		260	2,711	A-①
		K-7	549		540	2,796	A-①
		G-2	581		—	6,551	B-②
		G-4	549		280	2,811	B-①
応力比較試験体	$1.2\sigma_y$	S-1	857	0.15	5	251	C-①
	$1.1\sigma_y$	S-2	785	0.15	3	326	C-①
		NS-1	785		4	521	C-①
	σ_y	S-3	714	0.2	30	602	C-①
		S-4	714		8	701	C-①
		NS-2	714		6	541	C-①
		NS-6	792		13	401	C-①
	$0.72\sigma_y$	S-5	514	0.3	35	3,901	C-①
		S-6	514		5	2,188	C-①
	$0.5\sigma_y$	S-7	357	0.5	500	31,001	D-①
		S-8	357		250	46,901	D-①
		NS-3	357		197	34,551	D-①
		NS-7	396		235	12,501	D-①
	$0.4\sigma_y$	NS-4	285	0.8	20	113,230	D-①
	$0.3\sigma_y$	NS-5	214	0.8	310	400,001	D-②
		NS-8	237		295	97,601	D-①

$\Delta\sigma$: 応力範囲、Nc : 初期亀裂発生時回数、Nf : 耐力低下開始時回数(疲労強度)

* : 溶接比較試験体の載荷回数にはピーチマーク回数を含まない。** : 図6参照

図6 フランジ表面と板厚方向への亀裂進展状況

ンジの中央へ向かって亀裂進展した後、板厚方向へと進展してフランジ破断に至った。応力比較実験のノンスカラップ試験体では、止端部①のa点で初期亀裂が発生した後、止端部①のb点（フランジとウェブの交点付近）でも亀裂が発生し、それぞれの亀裂がつながるように進展した。エンドタブを有する試験体では、フランジ側面への表面亀裂進展が他に比べて早い傾向が見られた。

低応力レベル試験体の場合は、止端部①の亀裂進展が支配的であるが、止端部②にも止端部①と同程度まで表面亀裂が進展する傾向が見られた。このため、応力レベル $0.3\sigma_y$ 試験体（NS-8）では、亀裂進展が多数箇所となったため実験後の破断面確認が出来ない状況となった。また、もう1体の試験体（NS-5）は止端部①の亀裂が梁フランジ全幅まで進展せず、止端部②の亀裂が梁フランジ全幅まで進展した後に柱部材へ亀裂進展して柱フランジで破断した。なお、高応力レベルで柱フランジ破断となった応力レベル σ_y 試験体（K-5）は、柱梁の耐力比が近似していた結果によるものと考えられる。

溶接比較実験の現場溶接試験体では、フランジ板厚の厚さの影響で裏当て金高（ $h'=15\text{mm}$ ）に対し余盛高さ（ h ）が十分高い場合（G-1、G-2、 $h\div 35\text{mm}$ ）は止端部②で亀裂進展し、板厚が薄くて余盛高さが裏当て金高さと近い場合（G-3、G-4、 $h\div 20\text{mm}$ ）は止端部①で耐力が決定する傾向が見られた（図7）。

多くの試験体の耐力低下開始時回数は梁フランジ全幅まで亀裂が進展した回数よりかなり後であり、疲労寿命の大半が主として板厚方向への亀裂進展に費やされている。板厚方向への亀裂進展は、高応力レベル（ $0.72\sigma_y$ 以上の試験体）の場合は溶接熱影響部（HAZ）に沿って進展した後に板厚方向へと変化する傾向が見られた。低応力レベル（ $0.5\sigma_y$ 以下の試験体）の場合は、载荷当初より板厚方向に向かって亀裂進展する傾向となった。

3.2 応力集中係数

止端部の仕上げ状態および溶接形状と亀裂発生位置との関係を明らかにするため、疲労実験前の溶接接合部を形状印象材で形どり、初期亀裂発生位置を含む梁フランジ幅方向数ヶ所の止端部形状を計測（図8）し、応力集中係数と初期亀裂発生位置の関係を検討した。応力集中係数の算出式は以下に示す寺崎らの提案式¹⁹⁾を用いた。

$$K_t = 1 + 0.68(b/t)^{0.2} \times A \times Q^{0.3} \quad (1)$$

$$A = \frac{1 - \exp\{-0.90\theta\sqrt{(t/h+2)}\}}{1 - \exp\{-0.45\pi\sqrt{(t/h+2)}\}}$$

$$Q = \frac{1}{\{5.6(h/t) + 0.8\}} \cdot \frac{h}{\rho}$$

$$\theta = \pi\theta/180$$

$$b = 2\ell + t$$

ここに、 K_t : 応力集中係数

h : 余盛高さ、 ℓ : 脚長、 t : 板厚

ρ : 止端部半径、 θ : 止端角

実験を行った大型試験体の応力集中係数は、溶接比較実験用の止端部を仕上げた試験体の平均値は1.43、応力比較実験用の止端部仕上げ無しの全試験体平均値は1.95であり、どちらの場合も一般的な値の1.2~3.0の範囲内であった。応力集中係数は同一試験体でもフランジの計測位置によってかなりのバラツキがあるが、破断側フ

a) フランジが厚い場合 b) フランジが薄い場合

図7 フランジ厚さによる余盛高さと亀裂位置の相違

図8 溶接接合部の形状測定方法

図9 応力集中係数と亀裂発生位置の関係

ランジでの初期亀裂発生位置の応力集中係数はフランジ全幅平均に比べて大きな値を示す傾向が見られた（図9）。

3.3 破断面の性状と耐力低下時の部材断面欠損の程度

応力レベル $0.3\sigma_y$ 試験体については前述したごとく破断面を確認することが出来なかったが、他の試験体については、破断したフランジを切り出して破断面の性状と耐力低下開始時の断面欠損程度を確認した。破断面は、载荷応力レベルにかかわらず耐力が低下するまではディンプルを潰した延性破面であった。また、耐力低下時以降は、低応力レベルの場合はフランジ破断までほぼ延性破面であり、高応力レベルの場合は脆性破面であった²⁹⁾。

疲労のみを考慮した場合の耐力が確保される限界の断面欠損程度を知るため、耐力低下開始時の板厚方向亀裂進展による断面欠損の程度について、初期状態の断面二次モーメント（ I_x ）と亀裂進展部

図10 亀裂進展による耐力低下開始時の断面欠損の程度
(断面二次モーメントによる初期断面との比率)

図11 耐力低下開始時を基準とした疲労曲線 ($\Delta\sigma \sim N_f$ 曲線)

図12 ホットスポット歪 (ϵ_b) の算出方法

分を除いた残存部分のみの断面二次モーメント (I_x') の比率 (I_x'/I_x) で検討した (図10)。耐力低下時残存部分の断面二次モーメントは破断面性状の計測結果をもとに算出した。なお、梁フランジ破断は片側のみであるが、荷重途中の止端部近傍の亀裂進展に伴う歪計測値の変化が両側フランジともほぼ同様と判断されるため、亀裂進展による断面欠損の程度は両側フランジとも同様とした。

試験体による相違が見られるが、荷重応力レベルが高くなるにつれて比率は大きな値となり、高応力レベルの場合は少ない断面欠損で耐力低下となる傾向を示している。

3.4 耐力低下開始時回数を基準とした疲労曲線 ($\Delta\sigma \sim N_f$)

両振り一定振幅荷重実験結果を行った全ての試験体について、荷重応力レベル振幅と耐力低下開始時回数より求めた疲労曲線 ($\Delta\sigma$

$\sim N_f$ 曲線) を図11に示す。 $\Delta\sigma$ の値は、両振り荷重のため $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ とした。図中D, E, Fは疲労設計指針に定められた設計曲線 ($\Delta\sigma^m N_f = C$, $m=3$) を示す。

本実験結果の耐力低下開始時回数を疲労強度とした場合には、溶接比較実験の工場溶接と現場溶接、および応力比較実験の試験体による溶接止端部仕上げの有無やスカラップの有無などによる相違は見られない。大型試験体による一定振幅荷重疲労実験の $\Delta\sigma \sim N_f$ 関係は、荷重応力レベル $0.75\sigma_y$ 以上の場合と、梁端部が弾性応力範囲である $0.5\sigma_y$ 以下の場合とでやや傾きが異なっているとも見られるが、全ての応力レベル範囲の試験体がほぼ一般的な曲線となっていると判断される。実験結果を両対数グラフ上で直線近似した場合の疲労曲線式は以下ようになる。

$$\Delta\sigma = 2335 \times N_f^{-0.183} \quad (m=5.3) \quad (2)$$

実験結果の疲労曲線は設計曲線の傾きより緩やかな勾配となっており、多くの試験体の溶接条件に近いE等級 (完全溶込み溶接、止端部仕上げ無し) と比べた場合には、荷重応力レベル $0.5\sigma_y$ 以上の場合に危険側となることが明らかとなった。荷重応力レベル $0.5\sigma_y$ 以上の場合が危険側の結果となった要因は、低応力範囲を基本としている設計曲線との応力範囲の相違によるものである。また、曲線の勾配の相違は、大型試験体による疲労曲線と小型溶接継手をもととした設計曲線では溶接接合部の応力集中および溶接残留応力の影響が異なっているためと考えられる。また、設計曲線は完全片振り引張り (応力比 $R=0$) 荷重を主としており、荷重状態の相違による平均応力の影響もあると考えられる。

3.5 Manson-Coffin式によるホットスポット歪振幅 $\Delta\epsilon_b$ の検討

柱梁溶接接合部は、使用鋼材の降伏応力度以下の応力レベルを荷重した場合でも応力集中および残留応力の影響により塑性化する。建築物の設計で判断基準となる降伏応力度近傍の高応力レベル範囲の耐力低下開始時回数を容易に得ることができるよう、耐力低下開始時回数 N_f と荷重歪振幅 $\Delta\epsilon$ による $\Delta\epsilon \sim N_f$ 曲線について検討した。なお、歪量は所定の応力レベルの振幅が確保されていることを確認した初期荷重時の値を採用し、余盛形状と寸法の影響が及ばなくなる程度に離れた構造的要因のみによる歪集中を考慮したホットスポット歪とした。

ホットスポット歪を用いた疲労損傷評価は公称応力を定義できない鋼管継手を対象として行われてきたが、近年、平板構造への適用方法に関して海洋構造物を対象に研究が進められ、A～Fの6方法の内、F法に従って算出した疲労寿命推定式 (SRF線図) の適用が提案されている²³⁾。ホットスポット歪は図12に示したa点とb点の歪が弾性範囲内である場合に適用可能であるとされているが、柱梁溶接接合部におけるホットスポット歪算出の定義は確立されていないため弾性から塑性範囲に渡ってこのF法を適用した。

本実験における初期荷重時の梁フランジ端部の最大歪量位置における材軸方向の歪分布状況を図13に示す。F法によるホットスポット歪は、止端部近傍の歪計測値 (止端部①よりゲージ中心まで3.5 mm) とほぼ一致しており、弾塑性域にわたる溶接接合部のホットスポット歪をF法で得られることを確認した。ホットスポット歪の値は高応力レベルになるに従い大きな値となり、柱梁を線材とした単

a) 応力レベル0.5σy (NS-7) の例

b) 応力レベルσy (NS-6) の例

図13 梁フランジ材軸方向の最大歪分布状況

図14 ホットスポット歪振幅を基準とした疲労曲線

(Δεh ~ Nf 曲線)

a) 各部の応力～歪関係

b) 検討部分の歪状態

図15 弾塑性解析の応力～歪関係

純曲げ計算による計算歪値に対する応力集中の割合(計測歪値/計算歪値)は、応力レベル0.3~0.5σyの範囲では約1.8倍、応力レベルσyでは歪集中と塑性化により約3.3となっている。

ホットスポット歪振幅と耐力低下開始時回数のΔεh ~ Nf関係を図14に示す。このホットスポット歪振幅についてManson-Coffin式を用いた評価方法を検討する。Manson-Coffin式は一般的に塑性歪(高応力レベル)を受ける種々の鋼材の疲労特性を把握する手段として有効であるとされ、素材試験体やダンパーとして用いられるブレースなどの疲労試験の評価に用いられてきた^{7), 12)}。しかし、大型試験体の溶接止端部については歪分布がフランジ幅方向に均等でないため検討されたケースはほとんど無い。

図14の疲労曲線には、ホットスポット歪をManson-Coffin式で表した弾性範囲の場合の合計歪(弾性域)と、使用鋼材の降伏値を超えた以降の合計歪(塑性域)を弾性歪と塑性歪に区分した場合の曲線を併せて示した。なお、合計歪(塑性域)における弾性歪の変化は、梁材や溶接金属部の引張試験による機械的性質をもとに柱梁接合部をモデル化したFEM弾塑性理論解析を行い、当該部分の歪が降伏だなの範囲であり、合計歪の増加は塑性歪が支配的で弾性歪はほとんど増加しない結果をもとに一定値とした(図15、16)。これより、大型試験体を用いた疲労強度はF法によるホットスポット歪振幅と耐力低下開始時回数の関係をManson-Coffin式の二つの式で表すことが出来ることを確認した。両対数グラフ上で直線近似した場合の二つの式は以下になる。

合計歪が弾性域(0.5σy以下)の場合の曲線式

$$\Delta \varepsilon_{he} = 2.860 \times N^{-0.206} \quad (3)$$

合計歪が塑性域(0.5σyを超えた場合)の場合の曲線式

$$\Delta \varepsilon_{hp} = 11.034 \times N^{-0.342} \quad (4)$$

図14では、応力レベル0.50σy付近ではバラツキが見られるがホットスポット歪はほぼ弾性状態であり、それ以上の応力レベルの場合には溶接止端部が塑性化することを示している。止端部が塑性域の範囲となる応力レベル0.50σyを超えた場合の疲労曲線は設計曲線のE等級とほぼ近似した勾配となっており、ホットスポット歪を用いることで溶接残留応力も含んだ弾塑性範囲の疲労評価が可能となる。なお、応力レベル0.50σy以下の場合は、実物1/2サイズの大型試験体による実験のため残留応力の影響が少なく、設計曲線に比べて安全側となる少し緩やかな勾配の曲線となる。

a) FEM弾塑性解析モデル概要

b) 接合部の分割状態

図16 柱梁接合部の弾塑性解析モデル

4. 結 論

鋼構造柱梁溶接接合部の疲労強度を明らかにするため、梁溶接端部での応力レベルを $1.2\sigma_y$ から $0.3\sigma_y$ とし、スカラップの有無などの溶接条件を考慮した大型試験体を使用した両振り一定振幅載荷の疲労実験を行った。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 応力レベル範囲 ($\Delta\sigma$) と耐力低下開始時回数 (N_r) による疲労曲線 ($\Delta\sigma \sim N_r$ 曲線) は、柱梁の溶接方法およびスカラップの有無による相違は見られず、両対数グラフでほぼ様な曲線となる。
- 2) 疲労曲線の勾配 ($m=5.3$) は JSSC の疲労設計曲線 ($m=3$) より緩やかとなり、溶接条件が近似している疲労設計曲線の E 等級 (完全溶け込み溶接、止端部仕上げ無し) と応力レベル $0.5\sigma_y$ 付近で交差している。
- 3) 載荷応力レベル $1.2\sigma_y$ から $0.3\sigma_y$ の範囲では、歪量が大きい梁フランジ端部の溶接止端部が初期亀裂発生位置となる傾向がある。この溶接止端部の弾塑性域にわたるホットスポット歪は、F 法で求められる。
- 4) ホットスポット歪振幅 ($\Delta\epsilon_h$) と耐力低下開始時回数 (N_r) による $\Delta\epsilon_h \sim N_r$ 曲線は、Manson-Coffin 式による合計歪 (弾性域) と合計歪 (塑性域) の異なる二つの曲線で表すことができる。
- 5) ホットスポット歪の合計歪 (弾性域) と合計歪 (塑性域) の境界は、応力レベル $0.5\sigma_y$ 付近である。

謝 辞

新日本製鉄㈱および中部鋼鉄㈱からは多量の試験体用鋼材を支給していただいた。本実験を遂行するために、神奈川大学建築学科下村祥一助手、村井正敏技術員の他、卒業生に協力をいただいた。また、論文をまとめるにあたり、神奈川大学建築学科岩田 衛教授のご助言をいただいた。本実験費用の一部は、神奈川大学工学研究所の共同研究費を利用しました。記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：ビルディングレター、1991年6月
- 2) 大熊武司、中込忠男、丸川比佐夫：強風による鋼構造骨組の累積疲労損傷、日本建築学会大会梗概集、(その1、2)、pp.75-78、1994年
- 3) 成原弘之、泉 満、浅見豊：風荷重に対する高層鋼構造骨組の疲労設計、日本建築学会構造系論文集、第465号、pp129-137、1994年6月
- 4) 小川秀雄、大熊武司、中込忠男他：鋼構造柱梁溶接接合部の累積疲労損傷に関する実験的研究 その1～その8、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月～1997年9月
- 5) 小川秀雄、大熊武司、中込忠男、上遠野明夫、河合良道：柱梁溶接接合部の降伏応力度近傍載荷での疲労実験、鋼構造年次論文報告集、第2巻、pp 367-374、1994年11月
- 6) 小川秀雄、大熊武司、中込忠男、上遠野明夫、下村祥一：柱梁溶接接合部の降伏応力度近傍載荷での疲労実験Ⅱ、鋼構造年次論文報告集、第4巻、pp 121-128、1996年11月
- 7) 堀田知道、村木潤次郎、石黒隆義、石井伸幸、関口 進：鋼材の歪制御低サイクル疲労強度推定に関する研究 (第1報)、日本造船学会論文集、第124号、pp.341-353、1968年11月
- 8) 飯田国広：HT60鋼の歪制御低サイクル疲労における亀裂発生寿命と破面のマイクロフラクトグラフィ、日本造船学会論文集、第128号、pp.331-342、1970年12月
- 9) 菊川 真、城野政弘、村田洋一：繰返し塑性ひずみと累積疲労損傷に及ぼす平均応力の影響、材料、第29巻第325号、pp44-50、1980年10月
- 10) 城野政弘、花井正博、菊川 真：疲労限度以下の累積疲労損傷に及ぼす過大過小応力頻度比の影響、材料、第32巻第361号、pp69-75、1983年10月
- 11) 中込忠男、李 建：繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第469号、pp127-136、1995年3月
- 12) 佐伯英一郎、杉沢 充、山口種美、望月春雄、和田 章：低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第472号、pp139-147、1995年6月
- 13) 八木順吉、町田 進、富田康光、的場正明、征矢勇夫：溶接まま継手の疲労強度に及ぼす板厚効果とその影響因子、日本造船学会論文集、第169号、pp.289-299、1991年6月
- 14) 八木順吉、町田 進、富田康光、的場正明、征矢勇夫：溶接継手の疲労強度に関する板厚効果評価基準の検討、日本造船学会論文集、第169号、pp.301-309、1991年6月
- 15) 三木千寿、森 猛、張 東一、奥村敏恵：溶接金属部の疲労亀裂進展速度、土木学会論文報告集、第344号、pp377-385、1984年4月
- 16) 伊藤義康、永田晃則、幸崎康博、深倉寿一、森 忠夫：突合せ溶接継手止端部における疲労き裂の発生・伝ば特性、材料、第33巻第368号、pp578-583、1984年5月
- 17) 山田健太郎、牧野時則、菊地洋一：横リブ十字隅肉溶接止端部に発生する疲労亀裂の解析、土木学会論文報告集、第292号、pp1-12、1979年12月
- 18) 酒井達雄、菊地俊郎、田中孝夫、藤谷景三：突合せ溶接継手の疲労寿命分布に関する一研究、材料、第30巻第339号、pp56-62、1981年12月
- 19) 寺崎俊夫、秋山哲也、和田耕治：溶接継手の疲労強度に及ぼす余盛止端部の微小切欠きの影響、材料、第36巻第403号、pp362-368、1987年4月
- 20) 田垣徳幸、近藤明雅、山田健太郎、菊地洋一：溶接継手の疲労寿命に与える隅肉溶接止端形状の影響、土木学会論文報告集、第324号、pp151-159、1982年8月
- 21) 二瓶正俊、佐々木悦男、金尾正雄、稲垣道夫：被覆アーク溶接継手の疲れ強さに及ぼす溶接止端形状及び溶接条件の影響についての統計的解析、日本造船学会論文集、第146号、pp.393-406、1979年12月
- 22) 中込忠男、李 建、岡田忠義：780N/mm²級鋼の溶接接合部の疲労強度に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.41B、pp595-601、1995年3月
- 23) 八木順吉、町田 進、富田康光、的場正明、川崎哲朗：ホットスポット応力基準による平板構造の疲労強度評価 (第1報)、日本造船学会論文集、第169号、pp.311-318、1991年6月
- 24) 太田昭彦、前田芳夫、鈴木直之：横突合せ溶接継手のランダム荷重疲労特性、溶接学会論文集、第15巻、第1号、pp122-128、1997年2月
- 25) 原田克身、三井宣之：すみ肉溶接継手の溶接止端部における曲げ疲労挙動一荷重非伝達すみ肉溶接継手の曲げ疲労き裂の発生・進展に及ぼす板厚及び残留応力の影響一、日本建築学会構造系論文集、第488号、pp145-152、1996年10月
- 26) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993年4月
- 27) John W. Fisher: IMPROVED PERFORMANCE THROUGH LARGE SCALE DYNAMIC TESTING OF STRUCTURES, IIW INTERNATIONAL CONFERENCE ON PERFORMANCE OF DYNAMICALLY LOADED WELDED STRUCTURES、pp1-21、1997年7月
- 28) 成原弘之、泉 満：鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度、日本建築学会構造系論文集、第508号、pp111-117、1998年6月
- 29) 桑村 仁：繰返し塑性ひずみを受ける構造用鋼材の疲労一延性破壊遷移、日本建築学会構造系論文集、第461号、pp.123-131、1994年7月

(1999年12月9日原稿受理、2000年4月26日採用決定)