

繰返し載荷を受ける構造部材の塑性疲労*

— 研究の現状分析と展望 —

岩井 哲・野中泰二郎

PLASTIC FATIGUE OF STRUCTURAL MEMBERS UNDER REPEATED LOADING—SURVEY AND RECENT DEVELOPMENTS

By Satoshi IWAI and Taijiro NONAKA

Synopsis

Structural plastic failure due to intense repeated action of loads, as in a destructive earthquake, is discussed with the main attention focused on steel structures of bar members. A literature survey is presented principally on experimental aspects of low-cycle fatigue from the point of view of overall structural-failure behavior. Cyclic bending of a constant deflection amplitude is characterized by hysteresis loops, which may either be steady or deteriorating. The latter is often associated with local deformation or instability, and leads to fatigue failure with a rate higher than in the former. The existence of a compressive axial force accelerates the deteriorating behavior. A seemingly common experimental observation is that the logarithm of the amplitude has a linear relationship, with a negative factor, with the logarithm of the number of cycles at failure, the state of which is not conclusively defined to date. Various proposals have been made in the literature for fatigue life and cumulative damage, but not with unanimity. This is an important practical area which requires further investigation. More fundamentally, it seems necessary to fully clarify the actual mechanism of fatigue failure.

1. 序

構造物が破壊的な地震などによる厳しい繰返し載荷を受ける場合、その構造物の要素は部分的に塑性変形を繰返し受ける。繰返し数は限られていても、塑性化の度合いが非常に大きくなると、構造物は低サイクルの塑性疲労によって破壊することがある。これは材料特性に依存するだけでなく、構造物の形状、載荷条件、構成要素となる部材や接合部の詳細などにも影響を受ける。ここでは、特に鋼構造部材ならびに骨組の耐震性能に主眼を置いて、初めに近年の地震被害例および耐震構造実験の結果から構造部材の破壊状況について考察した。次に構造物の低サイクル疲労に関する文献調査によって過去の研究成果をまとめ、構造体の塑性的疲労破壊問題に関して現状分析を行い、将来必要な研究領域について考察を加えた。

2. 地震による鋼構造部材の被害

実際の地震による鉄骨構造物の被害例を3件示す。鉄骨造の被害状況としては、地震力に対する構造物の

*本報告は、下記論文の第4節を中心にまとめ、さらに説明を加えたものである。

Nonaka, T., and S. Iwai: Failure of Bar Structures under Repeated Loading, to appear as Chapter 12 in "Structural Failure" (Edited by T. Wierzbicki and N. Jones), John Wiley Interscience, New York, 1988.

水平耐力不足による変形または倒壊が見られるが、ブレース材の破断や、接合部もしくは柱脚部の破壊がその主な原因である。ここではブレースの破壊などによる典型的な被害例を示す。

2.1 1978年宮城県沖地震による被害例

Photo. 1 は2階建の鉄骨造倉庫が1階部分で完全に倒壊したもので、長方形の平面を持っており、桁行方向は純筋かい構造、梁間方向には両妻面に筋かいを併用した山形ラーメン構造である。2階床スラブはデッキプレートの上にコンクリートを打設したものである。構造体は、同一構造形式で建てられた隣棟1階部分の**Photo. 2**に示すように、1階の軸組筋かい材（L-65×65×6）の端部接合部の接合ボルト（中ボルト2本）が破断したり、筋かい材端のガセットプレートが破断した結果、桁行方向の水平剛性・水平耐力が不足し、大きく変形または倒壊している。筋かい材の接合ボルトのせん断耐力が母材の降伏耐力の70%程度で小さかったことが破壊の原因としてあげられている¹⁾。

Photo. 3 は鉄骨3階建の家具店で、柱と梁はH形鋼、両側外壁面の柱弱軸構面には山形鋼（L-50×50×6）の筋かいをX形に配置している。1階ではすべての筋かいが座屈し、**Photo. 4**に示すように端部の高力ボルト摩擦接合のボルト穴による断面欠損部で破断した。単一の山形鋼が接合部のガセットプレートに片側フランジだけで接合される時には、偏心の影響で軸方向力に対する効率が悪く、有効断面が極めて小さくなることと、設計に余裕が無いことが破断の原因と考えられている²⁾。

2.2 1987年千葉県東方沖地震による被害例³⁾

Photo. 5 は中学校に建てられた1棟1室の鉄骨造体育館で、桁行方向に丸鋼を用いた筋かいを有する。構造体の被害としては、床の一部が数cm下がり、出入口の扉は開口部が鉛直方向に縮んだため座屈して横にはらみ出した。丸鋼筋かいの1ヶ所で、ターンバックルの溶接箇所が切断した〔**Photos 6, 7**〕。また体育館と校舎を結ぶ平屋の鉄骨造渡り廊下は、柱間に設けられた筋かいが座屈したままになっており、屋根面下部の水平筋かいではガセットプレートに接合されていた普通ボルト2本締めの中の1本が切断した〔**Photo. 8**〕。この中学校では敷地全体が液状化のために、しっかりとした基礎に支えられた校舎よりも数cm沈下した。

以上のような地震被災後の調査では、構造体の破壊部が地震時にどの程度の変形および繰返し数の載荷を受けたか推測することは困難である。また破断に至った部材は、あるいは衝撃的な1回きりのかなり大きな載荷を受けたものであったかも知れない。しかし、最終的に破断するまでに至らず、大きな残留塑性変形を留めただけで残存した状況の構造体から判断すると、何回かの塑性域での繰返し載荷を受けたことは間違いない。次節では構造物の静的な耐震実験によって観察された低サイクル疲労によると考えられる破壊の状況について考察を加える。

3. 静的繰返し載荷実験による部材の破壊

鉄骨筋かい材や筋かい付骨組が10回位のオーダーの交番繰返し塑性曲げや引張を受けて、亀裂を生じ破断に至ることは、実験では一般によく見られることである。ここでは筋かい材の弾塑性性状を調べることを目的として行われた吉田⁴⁾による静的な引張・圧縮の繰返し載荷実験結果から部材の破壊状況について整理した。

構造部材の全体的な復元力特性は、適切な変数で無次元化された場合に同様の性状を示すにも拘らず、破断挙動は断面形状に大きく依存する。丸鋼鉄筋や平鋼などの充実断面の場合には、たとえその接合部自身が引張降伏強度を伝達するに十分な強さを持っているものであっても、終局的な破壊は接合部付近で生じることがしばしばある。このことは亀裂が溶接熱影響部あるいは幾何学的な寸法の急激な変化による応力集中の効果によって発生することを示唆している。

薄肉断面の場合は、板要素の局部変形、即ち板の横曲げを伴い、断面形が変化する。H形断面材のフランジ部では、局部座屈が塑性域での繰返し載荷の初期の段階で生じる〔**Photo. 9**〕。局部変形は繰返しサイク

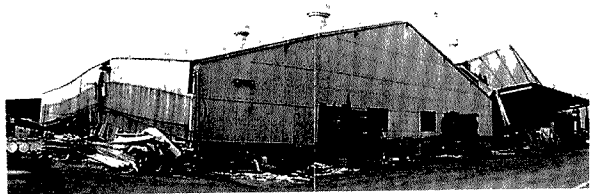


Photo. 1. Failure of a two story steel-frame warehouse: Sendai Un-yu Soko.
(Courtesy of Prof. M. Shibata, Setsunan University)

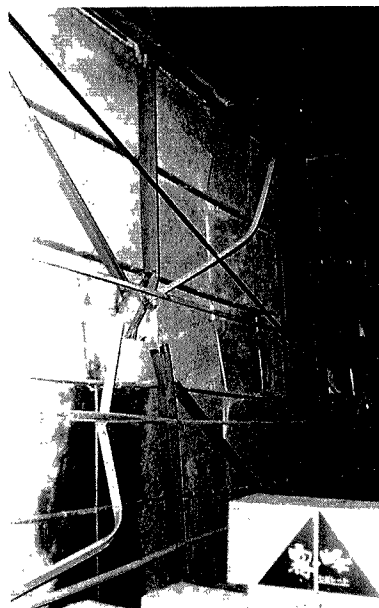


Photo. 2. Failure of braces: Sendai Un-yu Soko.
(Courtesy of Prof. M. Shibata, Setsunan University)

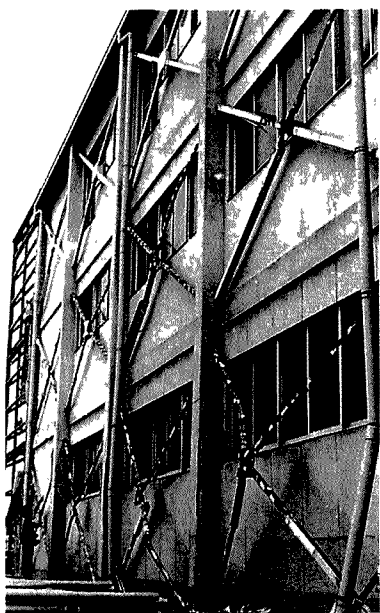


Photo. 3. Damage in a three story steel-frame store: Kyuei Furniture Center.

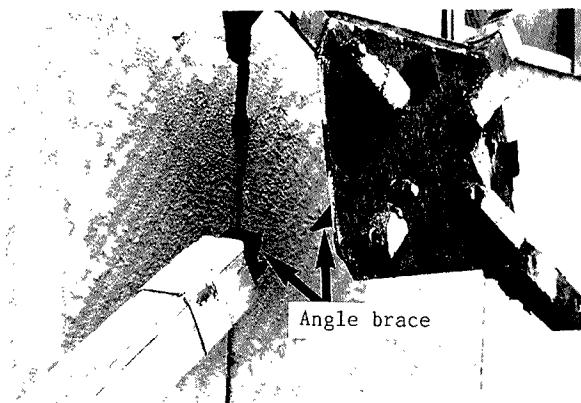


Photo. 4. Failure of diagonal braces at their midheight connection: Kyuei Furniture Center.



Photo. 5. Steel-frame gymnasium: Chonan junior high school.

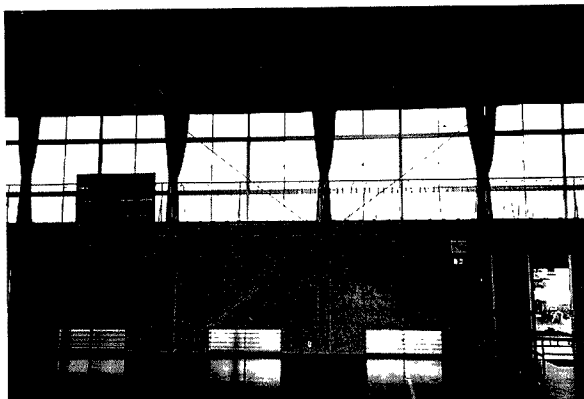


Photo. 6. Failure of a diagonal brace at its lower connection: Chonan junior high school.

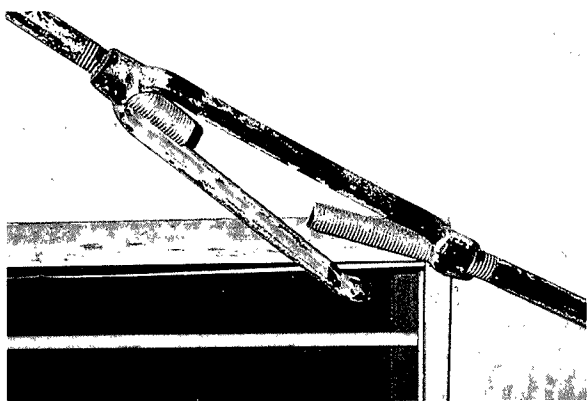


Photo. 7. Failure of a diagonal brace at its lower connection (Close-up of Photo. 6).

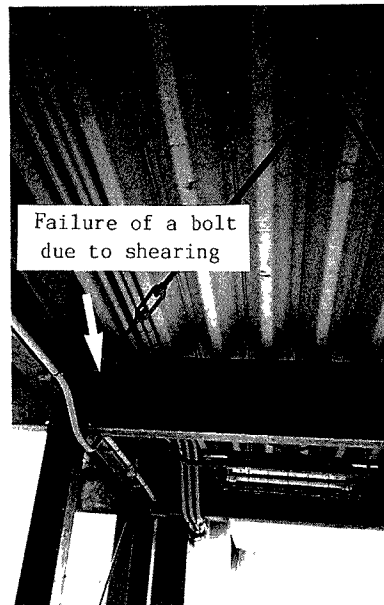


Photo. 8. Damage in an end connection of a horizontal brace: Chonan junior high school.

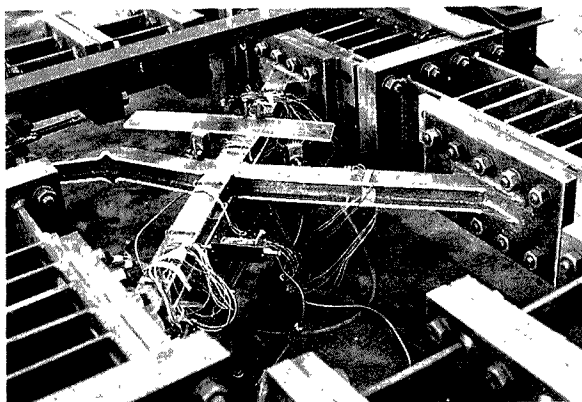


Photo. 9. Local deformation of a wide-flange brace.

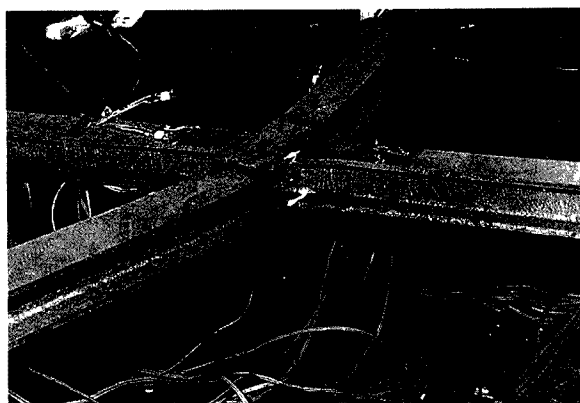


Photo. 10. Breakage of a wide-flange brace.

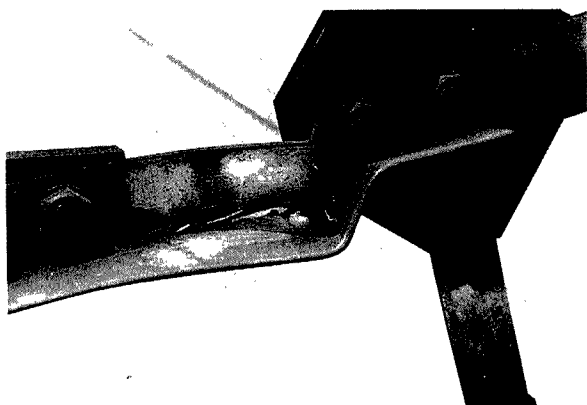


Photo. 11. Local deformation of an angle brace.

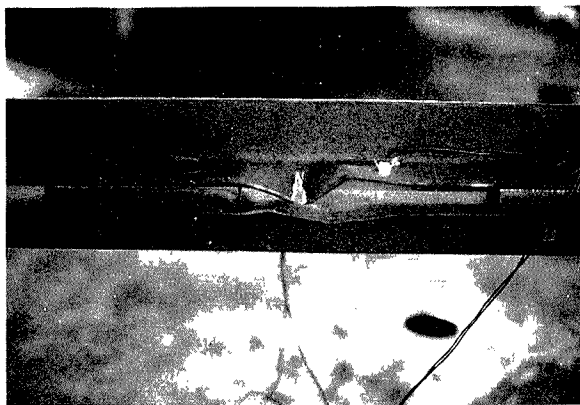


Photo. 12. Breakage of a double angle brace.

ル中に蓄積するが、亀裂が生じるまでは復元力特性に重大な影響を与えない。亀裂は非常に局所的な塑性変形領域で拡がり、最終的な破断に至る。亀裂の発生は一般に局所的に変形した板要素が引張力を受けるところに見られる。破断はまた接合部近傍の溶接部にも見られる [Photo. 10]。

山形鋼の脚部において局部変形が発生する場合は、全体曲げに加えて顕著な捩れを引き起こす。[Photo. 11]。局部変形が著しくなると亀裂を生じ、最終的には破断する [Photo. 12]。山形鋼が圧縮と引張の繰返しを受けた場合の、亀裂の発生から破断までの過程を Fig. 1 に図示した。山形鋼の脚部がボルトでガセットプレートに接合されている場合には、ボルト孔付近で破断する [Photos. 13, 14; Fig. 2]。断面の有効面積が最小の位置で、亀裂が孔周囲 [Fig. 2 (a)], あるいは外縁部 [Fig. 2 (b)] から入り始め、くびれ (necking) を伴う。

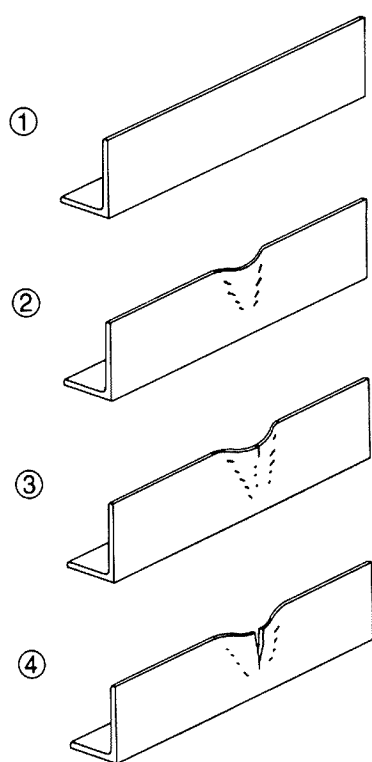


Fig. 1. Rupture of an angle due to developing local deformation.

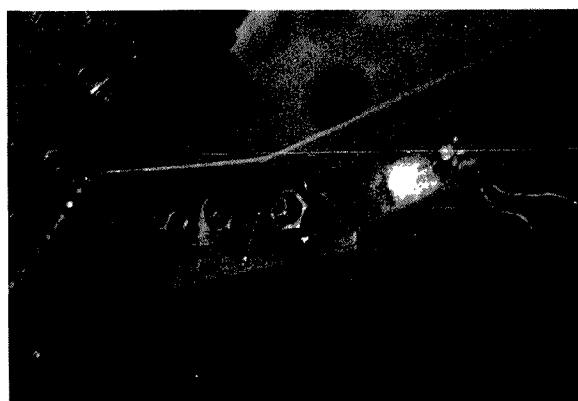


Photo. 13. Breakage of a double angle brace.

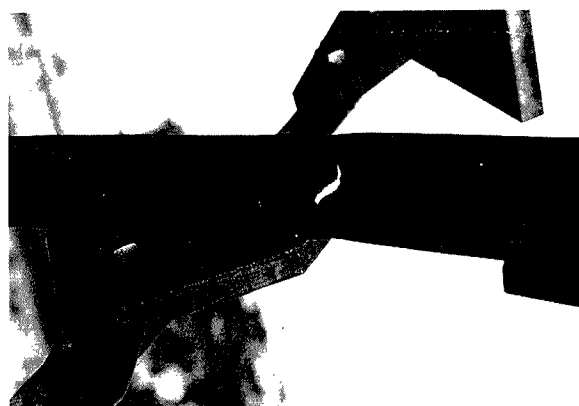


Photo. 14. Rupture of an angle brace.

円形断面鋼管材は曲げによって断面が楕円に変形するが、これによって全体的な復元力特性は大きな影響を受けない。終局的な破壊はガセットプレートとの接合箇所溶接部近傍にしばしば生じる [Photo. 15]。これは単調引張载荷試験で接合部が降伏強度を十分伝達することが確かめられているにも拘らず起こっている。典型的な破壊過程を Fig. 3 に図示した。ガセットプレートの先端に現れた内部亀裂はスリットを形成して破壊するまで拡がる。これがくびれも助長し、最終的な破壊を引き起す。

このように終局的な破壊 (破断) は、応力集中あるいは溶接熱の影響を受けながら、厳しい塑性ひずみを伴って生じ、主に低サイクル疲労の現象によるものと考えられる。次節では、これまでの実際の地震による被害例および実験的観察において問題となった低サイクル塑性疲労破壊の現象そのものに焦点を当てた既往の研究成果についてまとめた。

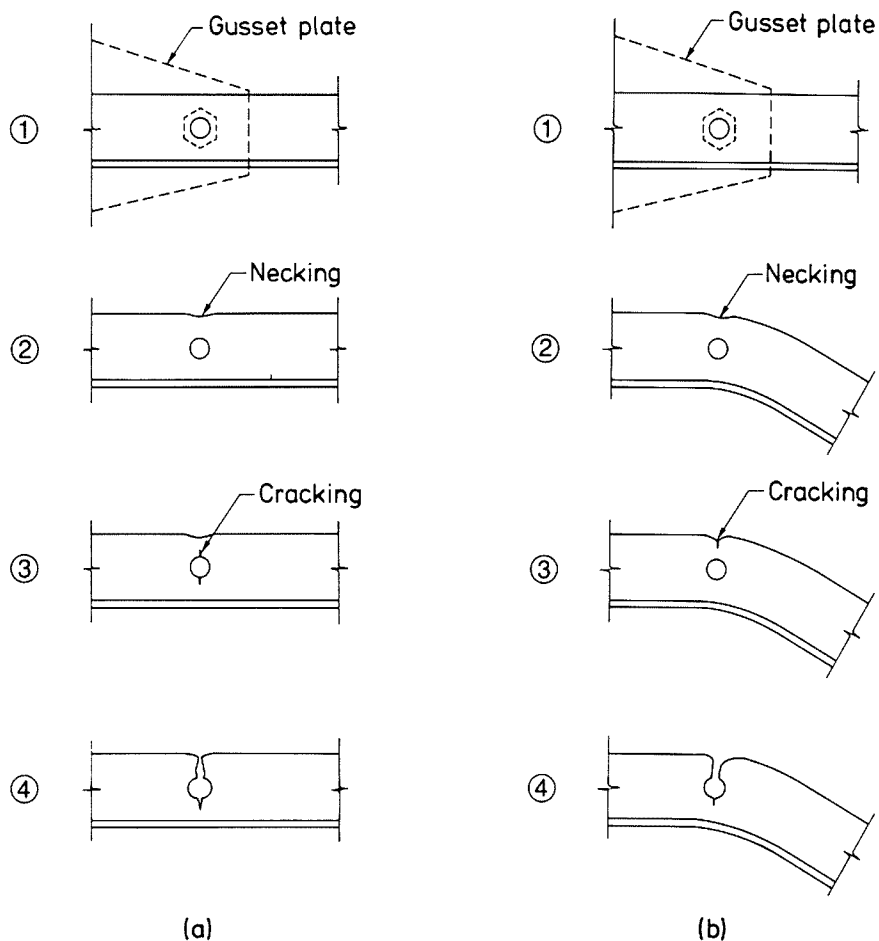


Fig. 2. Rupture of an angle at a bolted joint.

(a) Breakage in tensile loading.

(b) Breakage in compressive loading combined with bending.

4. 疲労による損傷

ここでは構造体の低サイクル疲労問題に関して、特に鋼構造部材・要素あるいは骨組の耐震性能を調べることを目的としてなされた最近の研究結果をまとめた。低サイクル疲労の規範を用いた構造物の地震による損傷評価については理論的な南井の研究⁵⁾があるが、研究の多くは実験的なものである。破壊に至るまでの繰返し数のオーダーは十ないし数百回程度のものに絞った。次に基本的な繰返し挙動の説明と、それに関連する用語の定義を行う。

4.1 鋼部材の繰返し曲げ

対称断面の鋼部材が対称面内に交番繰返し曲げを受ける場合、その挙動は Fig. 4 に示すように 2 通りに分かれる。荷重あるいは変位の繰返し振幅が一定で十分小さい場合は、荷重-たわみ関係あるいはモーメン

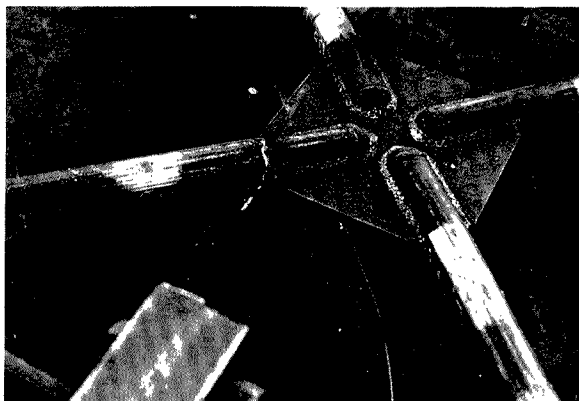


Photo. 15. Breakage of a tube brace.

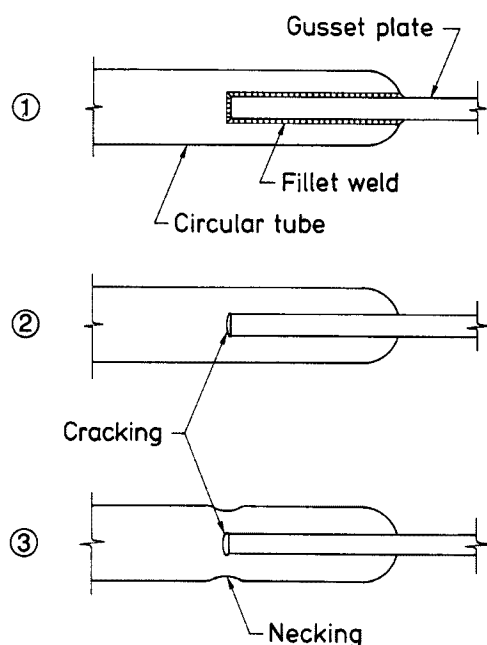


Fig. 3. Rupture of a circular tube due to an expanding crack in the welding zone.

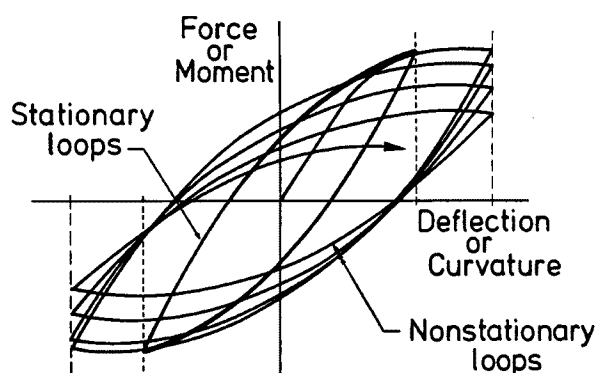


Fig. 4. Stationary and nonstationary hysteresis loops.

ト-曲率関係として表される復元力特性は、最初の数回の繰返しで固定した履歴ループを描くようになる。このような状態を**定常状態**と呼ぶ。定常挙動を示す場合は、多数回の繰返しを作用させることにより疲労を引き起こし、最終的に破壊に至る。一方、繰返し振幅が大きければ、捩れ、横捩れあるいは局部変形が、フランジのような板要素の座屈によって引き起こされ、载荷のある段階で定常的なループを壊す。このような局部変形は繰返し数の増加と共に蓄積される。変形量の振幅を一定にして繰返す場合は、強度も剛性も減少し、履歴ループは細くなって定常的でなくなり、**劣化**が生じる。このような繰返し曲げは定常状態の場合よりも少ない繰返し数で破断あるいは疲労破壊に至る。ここに取り上げた鋼梁ならびに鋼接合部の実験的研究のリストを **Table 1 (a)** に示す。

Tanabashi ら⁶⁾⁻⁸⁾ は定変位振幅で交番塑性曲げを受ける SS 41 材の H 形鋼梁の実験を行った。実験によると、大きな変位振幅を受ける梁においてはたわみの繰返しにより局部座屈や横捩れ座屈を生じる複雑な挙動を示すにも拘らず、荷重-変位曲線が一般に数サイクル以内で定常履歴グループを描くことが示された。応力-歪関係に、修正した Ramberg-Osgood モデルを用いて、履歴ループおよび骨格曲線をフランジプレート試験片の実験結果から誘導し、それによって H 形梁の定常応答が理論的に導き出された。後藤ら⁹⁾ は単純支持梁の定変位振幅の交番繰返し载荷実験より、横捩れ座屈を生じる限界振幅が単調载荷時の対応するたわみの約 1/5 にまで減小することを指摘している。

Krawinkler と Zohrei¹¹⁾ は短柱 (column stub) およびベースプレートに溶接されたワイドフランジ鋼片持梁型試験体の繰返し载荷実験を行った。実験結果から、劣化が局部座屈モードと、溶接部での亀裂伝播・破壊モードという **Fig. 5** に示される 2 つのモードのいずれかで生じることが示された。図中、 P は荷重、横軸の Δ および f はそれぞれたわみおよび繰返しサイクル数を表す。**Fig. 5 (a)** の局部座屈モードの場合は、はじめの数サイクルの、著しい劣化が見られない状態から劣化が開始し (A 点)、フランジの座屈が連続的に成長することによって急速に劣化が進行する (AB 間)。次の段階では、座屈サイズが安定化することによって劣化は穏やかとなりほぼ一定の割合で進む (BC 間)。その後、溶接部における亀裂伝播によって引き起こされる急激な劣化の領域 (CD 間) へ入る。**Fig. 5 (b)** の亀裂伝播・破壊モードでは、局所的な亀裂の成長は、亀裂が相当に大きくなるまで構造要素の強度や剛性の明らかな劣化を引き起こすことはない (E G 間)。しかし一旦、劣化を生じ始めると急激に破壊に至る (GH 間)。

構造物の応答が载荷履歴ならびにその復元力特性にも依存する一方で、塑性仕事において吸収あるいは消

Table 1(a). List of contributions.

Investigator(s)	Year of pub.	Test specimen	Prestress	Response behavior	Life prediction Stationary Non-stationary	Definition or mode of failure	Type of instability
STEEL BEAMS							
Tanabashi, et al.	1974	Simply supported beam	—	Stationary	Manson-Coffin rule	Outbreak of fracture in tension flange	Local buckling & lateral torsional buckling
Goto, et al.	1974, 1975	Simply supported beam	—	Stationary & nonstationary	Manson-Coffin rule Miner's law	Onset of cracking in flange	Local buckling & lateral torsional buckling
Fukuchi & Ogura	1975	Simply supported beam	—	Stationary	—	Not described	Local buckling
Mukudai, et al.	1976	Simply supported beam	—	Stationary & nonstationary	Manson-Coffin rule Miner's law	Crack reaching 5 mm	Local buckling
Udagawa, et al.	1978	Simply supported beam	—	Stationary & nonstationary	—	Not described	Local buckling & lateral buckling
Krawinkler & Zohrei	1983	Cantilever beam	—	Stationary & nonstationary	Manson-Coffin rule Miner's law	Strength reduction reaching 10% of maximum strength	Local buckling
STEEL JOINTS							
Popov & Pinkney	1969	Beam-to-column connection	—	Stationary	—	Not described	Local buckling
Bertero, et al.	1972	Beam-column subassemblage	Axial compression	Stationary	—	Not described	Local buckling & lateral torsional buckling
Fujimoto & Izumi	1980, 1981	Defective welded joint	—	Stationary	Manson-Coffin rule	Unstable stress-strain relation or strength reduction reaching 20%	—
Kaneta & Kohzu	1982	Welded joint	Transverse comp.	Stationary	Manson-Coffin rule	Fracture	—
Kaneta, et al.	1984	Beam-to-column connection, one bay-one story frame	Axial compression	Stationary & nonstationary	Manson-Coffin rule Miner's law	Fracture	—

Table 1(b). List of contributions.

Investigator(s)	Year of pub.	Test specimen	Prestress	Response behavior	Life prediction Stationary Non-stationary	Definition or mode of failure	Type of instability
STEEL COLUMNS							
Kato & Akiyama	1968, 1969	Simply supported beam-column	Axial compression	Stationary & nonstationary	Effective accumulated plastic deflection reaching deflection capacity in monotonic loading		Local buckling & lateral torsional buckling
Yamada	1969	Beam-column	Axial compression	Stationary	Manson-Coffin rule under various load levels	Incapability in sustaining axial compression	Local buckling
Suzuki & Tamamatsu	1979	Beam-column	Axial compression	Stationary & nonstationary	Manson-Coffin rule Miner's law	50% reduction of energy per cycle	Local buckling & lateral buckling
Yokoo, et al.	1982	Beam-column	Axial compression	Stationary & divergent	—		
REINFORCED CONCRETE MEMBERS							
Iemura	1980	Simply supported beam	—	Stationary & random (on-line)	Manson-Coffin rule Miner's law	Strength reduction reaching 40%	—
Nishigaki & Mizuhata	1983	Beam-column	Axial compression	Stationary & nonstationary	Manson-Coffin rule max. displacement & Miner's law	Accumulated axial deformation reaching 4.5mm in column	—
Iemura	1984	Beam-column	Axial compression	Random (on-line)	Stiffness deterioration related to absorbed hysteretic energy	Not described.	—
Park, et al.	1985	Column in frame (analysis)	Axial compression	Nonstationary	Linear combination of max. deflection & absorbed hysteretic energy	Damage factor	—

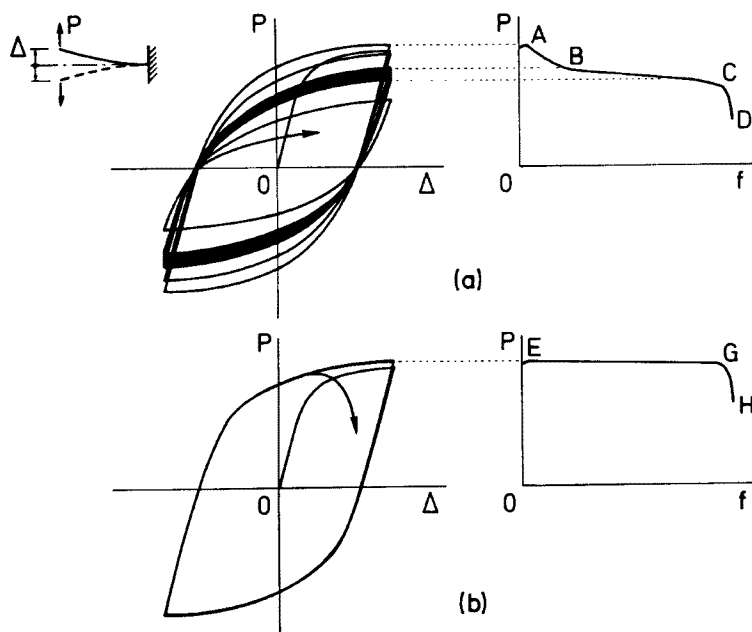


Fig. 5. Modes of deterioration.

(a) Local buckling mode.

(b) Crack propagation and fracture mode.

費される機械的エネルギーは構造物全体の粘り強さをより信頼できる形で表現する。従って履歴ループの面積を積分することで表されるエネルギー吸収量は構造安全性に対する合理的な尺度（指標）の一つとなる。これは特に地震外乱のように荷重がランダムに作用する場合には有効で、構造物の疲労寿命を支配する要因となるかもしれない。Popov と Pinkney¹²⁾ は短柱に接合された片持鋼梁の実験を行い、1 サイクル当りに吸収されるエネルギー量は、自由端たわみが増大すると共に多くなり、そのエネルギー量と残留塑性たわみ（residual plastic deflection）とは単純な線形関係にあることを指摘した。またフランジ局部座屈が耐荷能力の急激な損失を促進しないことも示した。座屈することは損傷を分散することにつながり、部材の寿命を延ばすということにもなる。Bertero ら¹³⁾ は、梁-柱構造物の実験から、耐震構造設計においては強度よりもエネルギー吸収能力、特にシステムのエネルギー消費を基本的な規準として用いるべきだと述べている。

H 形鋼のフランジの局部座屈の影響を調べた実験が幾つか報告されている。残留塑性たわみと 1 サイクル当りの消費エネルギーの間に線形関係が成り立つという、Popov と Pinkney の指摘は、局部座屈の発生が遅れる場合を除いて、確かめられている¹⁴⁾。H 形鋼梁の荷重制御実験から、福知・小倉¹⁵⁾ は部材回転能力がフランジ幅厚比に依存することを示した。宇田川ら^{16), 17)} は履歴ループが定常となるか、非定常となるかを分け隔てる限界たわみ振幅の存在することを示した。

4.2 破壊規準

基本的な繰返し载荷の条件は、変位あるいは歪の振幅を一定値に規定するものである。振幅 a が大きくなると、疲労破壊を生じるまでに作用させられる繰返し数 F は減少する。Manson¹⁸⁾ と Coffin¹⁹⁾ は $S-N$ 曲線あるいは Wöhler 曲線として知られている関係を定式化した。これらの曲線は応力 (S) と材料が破壊に至るまでの繰返し数 (N) との関係を図式に表現するものである。Manson-

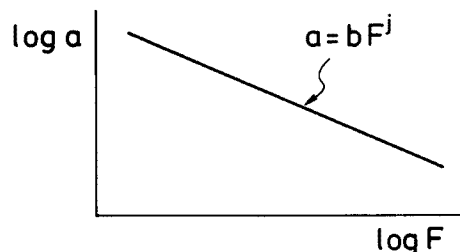


Fig. 6. Manson-Coffin rule.

Coffin 則は Fig. 6 に示すような $\log a$ と $\log F$ が負勾配を持つ直線関係の破壊規準で、

$$a = b F^j \dots \dots \dots (1)$$

の形で表現される。ここで b および j は材料に依存する定数である。

構造物あるいは構造要素における疲労破壊状態の定義にまだ確定的なものはないが、その定義の例としては次のようなものがあげられる。H形鋼梁のフランジが引張破断した時 (Tanabashi ら⁶⁾)、H形梁フランジに亀裂が発生した時 (後藤ら^{9), 10)})、亀裂幅がある量 (5 mm) を越えた時 (棕代ら¹⁴⁾)、最大強度に対する強度の低下が10%に達した時 (Krawinkler と Zohrei¹¹⁾) あるいは強度の低下が40%となった時 (鉄筋コンクリート, Iemura²⁰⁾)、引張側の定歪振幅内で応力-歪曲線の負勾配を検出するか引張強度の低下が最大引張強度の20%に達する場合のどちらか小さい方 (藤本・泉²²⁾)、1サイクル当りの消費エネルギーが安定域におけるその半分まで減少した時 (鈴木・玉松²⁴⁾)、柱の累積軸方向変位がある値 (4.5 mm) に達した時 (鉄筋コンクリート, 西垣・水畑²⁶⁾) などである。

各々の実験によって導かれた Manson-Coffin 型関係式の数的表現は、これらの破壊状態の定義や試験体材料によって当然異なってくる。さらに各研究者によって座標軸に用いる変数のとり方も違う。従って、個々の式を挙げて比較することはあまり意味がないように思われる。また破壊規準の定式化に対する提案として、繰返しサイクル数 F の代わりに全消費エネルギーをとったもの (Tanabashi ら⁶⁾; 後藤ら^{9), 10)}; 鈴木・玉松²⁴⁾)、あるいは初回から破断に至るまでの全履歴吸収エネルギー量を定常状態における1サイクル当りの履歴吸収エネルギー量で除した換算破断回数としたもの (金多・甲津²⁸⁾) などがある [Table 1]。

梁や柱などの部材の実験では、繰返しの設定変位として載荷点の変位もしくは材端の回転角が採られるが、グラフの座標軸の変位振幅の選び方について、履歴ループの最大および最小変形の差 (振幅の2倍) を採る場合と、(残留) 塑性変形を採る場合がある。塑性変形は荷重が0となる時のループの変位の差をとっている。一般には、振幅と塑性変形の間には比例関係が成立しない。従って、振幅か塑性変形のいずれかについて Manson-Coffin の仮説が成立するならば、本来、他方については成立しないことになる。

疲労破壊モードは後藤ら⁹⁾によって2タイプに分けられている。1つは塑性曲げ型疲労で、これは梁の抵抗力および1サイクル当りの消費エネルギーが繰返しサイクル数の増大と共に単調に減少していくタイプであり、もう1つは座屈型疲労で、抵抗力と消費エネルギーが座屈の発生と同時に急激に減少するタイプである。両者の変位振幅と破壊までのサイクル数の関係は明らかに異なるが、変位振幅と全消費エネルギーとの関係は両対数グラフ上でプロットすれば同一の直線上にのるという興味ある結果が示されている。

4.3 軸力の影響

繰返し曲げを受ける柱部材での一定軸圧縮力の存在は劣化現象をより促進せしめることになる。局所的な変形の累積は顕著で、疲労破壊はより差し迫った問題となる。小振幅の繰返しにおいて定常状態に漸近する速度は、軸力の存在によって幾分遅くなる。定常化しない大部分の柱では、局部座屈または横座屈による変形が著しく増大し、繰返しに伴う耐力の低下が生じる。座屈変形の増大、耐力低下の度合は作用軸力が高いほど急激となる。鋼柱の実験的研究のリストを Table 1 (b) に示す。

Yamada³⁰⁾ は定軸力下で交番繰返し塑性曲げを受ける各種構造部材の実験を行い、軸力を降伏軸圧縮耐力に対する比 (軸力比) としてパラメーターにとることで、Manson-Coffin 型の $\log a$ と $\log F$ の線形関係が軸力比別に同様に描けることを示し、この低サイクル疲労限界の関係を耐震設計の規準として構造物の塑性変形能力の評価に用いることを提案している。加藤・秋山^{31), 32)} は軸力と曲げを同時に受ける部材の非弾性変形ならびに終局強度を算定する方法を提示し、理論的に予測された荷重-変形関係と実験結果とを比較した。彼らは繰返し載荷下での累積塑性変形能力には限界があり、それを単調載荷時の塑性変形能力に等しいと置いている。鈴木・玉松^{24), 25)} は定軸力下で材中央に単調と繰返し横力を受けるH形鋼柱のエネルギー吸収能力を調べ、たわみ振幅が大きく、定振幅繰返しの最初のサイクルで面外変形を生じる場合でも、たわみ振幅と全エネルギー吸収量との間に負勾配を持つ直線関係が成り立つことを示した。また軸力比小で小振幅

の繰返しの場合には、面外変形の発生が遅くなることによって、この直線関係に対応する量よりも大きなエネルギー吸収をもつことを明らかにした。

塑性域における繰返し歪の累積による構造不安定の重要性が Neale と Schroeder³³⁾ に指摘されている。軸方向変位を制御した繰返しを受ける柱の実験結果から、繰返しによる歪の累積は、不安定になる限界圧縮荷重を徐々に低下させ、横たわみをゆっくりと増大させることが観察された。この結果は、低サイクル疲労に対して設計された構造物が、疲労で破壊するよりもずっと前に、塑性域での繰返しによって少しずつ安定性が低下し、不安定になっていく可能性のあることを示している。横尾ら³⁴⁾は、一定軸力と一定振幅完全両振り繰返し塑性曲げを受ける梁-柱の実験挙動が、発散するものと定常状態へ収束するものの2つに分けられることを報告している。発散挙動を示す場合には柱は低サイクル疲労によって破壊しないで、非対称な変形モードが繰返し数の増加に伴って成長することによって破壊する。これらの挙動に関して、上谷・中村^{35),36)}は「対称限界」と「定常状態限界」と名付けた新しい限界状態を定義した。対称限界は対称定常状態への収束挙動と非対称定常状態への収束挙動を分離する限界で、定常状態限界は定常状態への収束挙動と発散挙動を分離する限界である。これら2つの限界を予測する理論が彼らによって展開されている。

4.4 非定常載荷

変動振幅の非定常繰返し載荷を受ける場合の低サイクル疲労寿命あるいは損傷の評価は、等価な定振幅の定常繰返し応答に置き換えて推定する方法がとられている。Miner³⁷⁾は線形累積損傷則を提案し、次のような仮定を行っている。繰返し荷重の下での累積損傷の現象は、1つの試験体の中に吸収される正味の仕事量に関係する。作用した載荷サイクル数が、ある与えられた応力レベルで破壊するまでのサイクル数に対する比率として表現され、有効寿命の期待値の比率となる。この考え方に基くと、損傷の合計が100%に達した時、疲労試験片は破壊するということになる。即ち、疲労限度以上の一定応力 σ_i ($i=1, 2, \dots, m$) で F_i 回の繰返しで疲労破壊を生じたとする。この応力のレベルで f_i 回の繰返し載荷 ($f_i \leq F_i$) を行くと、累積疲労損傷は比 f_i/F_i で表される。Miner 則は疲労破壊が

$$\sum_{i=1}^m f_i/F_i = 1 \dots\dots\dots (2)$$

の条件を満足した時発生することを規定したものである。ここで、記号 Σ は異なった各応力レベルでの和を意味する。Miner は、ここでの破壊を試験片の破断ではなく、観測によって亀裂の発生が認められたときとみなしている。

この法則の構造物要素への適用については、応力を断面力または適当な変形量、あるいはそれらの振幅に置換することでなされている。単純支持された梁材に関しては、2～3段階の変動変位振幅載荷実験結果から、載荷順序や塑性ヒンジあるいは局部座屈の発生が、Miner 則による疲労寿命の評価に大きなバラつきを与えることが指摘されている（後藤ら^{9),10)}）。

この Miner 則に修正を加えたものとして、各応力または変位の繰返し幅の平均値が0でない、即ち平均応力または平均変位を有するような変動応力あるいは変動変位での繰返し効果を含んだもの（Suidan と Eubanks³⁸⁾; Kaneta ら³⁹⁾）や、繰返し数の比の代わりに履歴吸収エネルギーの比をパラメーターにしたもの（鈴木・玉松^{24),25)}）がある。また従来の最大変形（靱性率）による損傷予測を組合せて、損傷を最大変形と繰返し載荷による累積疲労の線形結合で表現する破壊規準も提案されている（鉄筋コンクリート；西垣・水畑²⁷⁾; Park, et al.⁴⁰⁾）。

1 自由度系の鉄骨構造物の耐震性に対する規準として累積疲労損傷則の有用性を調べた研究が Suidan と Eubanks によってなされている。構造物の限界断面（critical sections）の外縁部における歪および応力の履歴が調べられ、累積疲労損傷則に照らして評価されている。彼らの研究によると、累積疲労損傷は、中位の固有周期域（0.4～2.0秒）の内の短かい側の周期を有する構造物において重大な影響を与え、建物自重に対する降伏耐力比および固有周期が大きくなるにつれて急速に減少することになる。Kanata らは鉄骨組構造物の振動台実験を行い、梁-柱接合部の安全性の評価については(2)式左辺の値が0.5となった時に破壊す

ると仮定することが適切であると結論している。近年では地震による損傷の確率論的評価の試みもみられる(鉄筋コンクリート; Park ら⁴¹⁾)。

多数回の繰返し荷重を受けることによる構造部材の1サイクルごとの剛性および耐力の劣化,あるいは損傷はコンクリート構造物 [Table 1 (b)] においてより激しい。鉄筋コンクリート構造物について, 梁または柱部材の低サイクル疲労実験を基にして設定した損傷規準を用いて, 1 自由度系鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析結果を評価し, 損傷率を求める試みが Iemura^{20),21)} および西垣・水畑^{26),27)} によってなされている。

5. 研究の展望

構造部材レベルの低サイクル疲労問題としては, 筋かい材やトラス材のような細長い材が繰返し軸方向力を受ける場合, あるいは H 形鋼のような薄肉断面材が繰返し曲げないしは曲げと軸力を受けるような場合に, 材が一旦座屈して局所的に大きな塑性変形を受けた後, さらに引張・圧縮の繰返し荷重によってせいぜい十回程度の極低サイクル数で破壊するような, 実際の地震被害に対応した条件下での挙動に着目することが必要である。また部材のこのような破壊を対象とする場合には, 一様断面のもの, ボルト孔などによる断面の欠損部を有するもの, あるいは溶接熱影響部を含むものなどに分けて挙動を調べる必要がある。構造部材を扱ったこれまでの研究の成果では, 主として数十～数百回あるいはそれ以上の回数の繰返し荷重による破壊が取り上げられ, ここで考えているような極低サイクルでの繰返しによる破壊を対象としたものはまだほとんどない。また動的な加力による効果も当然現れると考えられ, 静的荷重時に比べ, 地震時のような動的荷重時では, 材料の降伏点強度が1～2割上昇すること, 終局引張強度も若干の上昇のあることなどが実験的に確かめられている⁴²⁾。さらに部材レベルの実験で, より厳しい結果として現れているのは, 地震などの動的な荷重を受けた場合には静的な荷重を受けた場合に比べて破壊部が局所に集中する傾向にあることである。このような, いわゆる速度効果も破壊規準を設定する際に1つの要因となり得ることが考えられる。

地震時におけるような非定常荷重下での疲労寿命あるいは累積的な損傷を評価する理論・解析方法はまだ確立されていない。その理由としては, 実験的に現象を捉えようとした研究が主体でまだ疲労破壊の機構そのものが十分にわかっているわけではないことと, 破壊自体がばらつきの多い現象であるため詳細に論ずることが困難であることが挙げられる。従って, これまで, 古くから集積されてきた実験データと合理的に関係づけられる理論を体系化することが必要である。たとえば, 初めから材料内部にある大きさの欠陥があるとの仮定を置き, 疲労をすべて亀裂伝播の問題として取り扱う破壊力学的方法是1つの検討課題であると考えられる。

6. 結 び

構造部材ならびに骨組構造物が破壊的な地震などのような厳しい繰返し荷重を受けることによる塑性的疲労破壊について, 主に鋼構造物を対象に研究の現状分析を行った。ここでは材料特性としてよりも, 構造物全体の挙動として低サイクル疲労を捉える視点から, 実験的研究を中心に文献調査を行うと共に, 実際の地震被害例との対応, および実験的観測による疲労破壊の進展状況についても考察を試みた。

一定変位振幅下の繰返し曲げ挙動は履歴ループが定常状態となるか, 劣化するかの2種に大きく分けられる。劣化傾向を示す場合は, 局部変形や不安定現象の発生に関わっており, 定常状態となる場合に比べて, より早く疲労破壊に至る。軸方向圧縮力の存在も, その劣化挙動を早めることになる。実験結果は一般に, 荷重振幅と破壊時の繰返し数との関係が両対数グラフ上で負勾配をもつ直線で表されることが多い。しかし破壊状態の定義は各研究者によってまちまちで, まだ確立されていない。疲労破壊寿命あるいは累積疲労損傷を算定する提案についてもまだ決定的なものはなく, 疲労破壊の機構そのものを根本的に解明し, これまで集積されてきた実験データと合理的に関係づけられる理論を体系化させていくことも重要である。これら

の問題は今後さらに調査することが必要な研究領域であると考えられる。

謝 辞

本研究テーマに関して貴重な意見ならびにレポートを参照させて頂き、この研究調査の動機の1つを与えてくれた、当時建設省建築研究所の中島正愛博士（現神戸大学助教授）に深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本鋼構造協会鋼構造物震害対策調査団：1978年宮城県沖地震による鋼構造物の被害調査報告，JSSC, Vol. 14, No. 153, 1978. 09, pp. 1-55.
- 2) 若林 實・中村 武・南 宏一・吉田 望・岩井 哲・浅草 肇：1978年宮城県沖地震による建築物の被害，京大防災研究所年報，第22号 B-1, 1979. 04, pp. 217-242.
- 3) 岩井 哲・北原昭男・神田 仁・亀田弘行：1987年千葉県東方沖地震被害調査報告，都市耐震センター研究報告，第2号，京大防災研究所都市施設耐震システム研究センター，1988. 04, pp. 117-141.
- 4) 吉田 望：筋かい材の弾塑性性状に関する研究，京都大学工学博士学位請求論文，1984. 11, pp. 121-239.
- 5) 南井良一郎：建築構造物の耐震安全性について，京大防災研究所年報，第13号 A, 1970. 03, pp. 5-22.
- 6) Tanabashi, R., Y. Yokoo, M. Wakabayashi, T. Nakamura, H. Kunieda, H. Matsunaga and T. Kubota: Load-Deflection Behaviors and Plastic Fatigue of Wide-Flange Beams Subjected to Alternating Plastic Bending Part I Experimental Investigation, Trans. AIJ, No. 175, 1970. 09, pp. 17-29.
- 7) Tanabashi, R., Y. Yokoo, T. Nakamura, T. Kubota and A. Yamamoto: Load-Deflection Behaviors and Plastic Fatigue of Wide-Flange Beams Subjected to Alternating Plastic Bending Part II Hysteretic and Skeleton Stress-Strain Relations and Plastic Fatigue of Flanges, Trans. AIJ, No. 176, 1970. 10, pp. 25-36.
- 8) Tanabashi, R., Y. Yokoo and T. Nakamura: Load-Deflection Behaviors and Plastic Fatigue of Wide-Flange Beams Subjected to Alternating Plastic Bending Part III Steady-State Theory, Trans. AIJ, No. 177, 1970. 11, pp. 35-46.
- 9) 後藤尚男・亀田弘行・小池 武・泉並隆二・脇田和試・杉原 豊：くり返し曲げ荷重下における構造物用鋼材の破壊過程に関する一考察，京大防災研究所年報，第17号 B, 1974. 04, pp. 157-169.
- 10) 後藤尚男・亀田弘行・小池 武・青山 功・脇田和試：構造物用鋼材の塑性疲労破壊に関する確率統計的考察，京大防災研究所年報，第18号 B, 1975. 04, pp. 377-393.
- 11) Krawinkler, H., and M. Zohrei: Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motions, Computers and Structures, Vol. 16, No. 1-4, 1983, pp. 531-541.
- 12) Popov, E. P., and R. B. Pinkney: Cyclic Yield Reversal in Steel Building Connections, Jour. Struct. Div., Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST3, 1969. 03, pp. 327-353.
- 13) Bertero, V. V., E. P. Popov and H. Krawinkler: Beam-Column Subassemblages under Repeated Loading, Jour. Struct. Div., Proc. ASCE, Vol. 98, No. ST5, 1972. 05, pp. 1137-1159.
- 14) 椋代仁朗・今田忠則・松尾 彰：繰り返し曲げを受けるはりのフランジ局部座屈後の特性について（その1 履歴特性），日本建築学会大会梗概集（東海），1976. 10, pp. 1083-1084; 同（その2 塑性疲労），pp. 1085-1086.
- 15) 福知保長・小倉正憲：H形梁のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究，日本建築学会論文報告集，第228号，1975. 02, pp. 65-71.
- 16) 宇田川邦明・高梨晃一・田中 尚：繰り返し載荷を受けるH形鋼はりの復元力特性（その1・定変位振幅繰り返し載荷時の塑性ヒンジ回転能力），日本建築学会論文報告集，第264号，1978. 02, pp. 51-59.
- 17) 宇田川邦明・高梨晃一・田中 尚：繰り返し載荷を受けるH形鋼はりの復元力特性（その2・ランダム変位履歴における耐力の低下），日本建築学会論文報告集，第265号，1978. 03, pp. 45-52.

- 18) Manson, S. S., and M. H. Hirschberg: Fatigue Behavior in Strain Cycling in the Low- and Intermediate-Cycle Range, in "Fatigue—An Interdisciplinary Approach", (Edited by J.J. Burke, W.T. Read and V. Weiss), Syracuse University Press, Syracuse, NY, 1964, pp. 133–178.
- 19) Tavernelli, J. F., and L. F. Coffin, Jr.: Experimental Support for Generalized Equation Predicting Low Cycle Fatigue, Jour. of Basic Eng., Trans. ASME, Vol. 84, 1962. 12, pp. 533–541.
- 20) Iemura, H.: Earthquake Failure Criteria of Deteriorating Hysteretic Structures, Proc. 7th World Conf. Earthq. Eng., Istanbul, Vol. 5, 1980. 09, pp. 81–88.
- 21) Iemura, H.: Hybrid Experiments on Earthquake Failure Criteria of Reinforced Concrete Structures, Proc. 8th World Conf. Earthq. Eng., San Francisco, Vol. 6, 1984. 07, pp. 103–110.
- 22) 藤本盛久・泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究，T継手突合せ溶接部の低サイクル塑性疲労実験 その1，日本建築学会論文報告集，第288号，1980.02，pp. 61–71.
- 23) 藤本盛久・泉 満：欠陥を有する溶接部の変形能力に関する研究，T継手突合せ溶接部の低サイクル塑性疲労実験 その2，日本建築学会論文報告集，第303号，1981.05，pp. 21–30.
- 24) 鈴木敏郎・玉松健一郎：低層鉄骨造骨組柱材のエネルギー吸収能力に関する実験的研究（その1・単調載荷および定変位振幅載荷を受けるH形鋼柱材のエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第279号，1979.05，pp. 65–75.
- 25) 鈴木敏郎・玉松健一郎：低層鉄骨造骨組柱材のエネルギー吸収能力に関する実験的研究（その2・変動変位振幅を受けるH形鋼柱材のエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第280号，1979.06，pp. 19–25.
- 26) 西垣太郎・水畑耕治：鉄筋コンクリート柱の低サイクル疲労に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第328号，1983.06，pp. 60–70.
- 27) 西垣太郎・水畑耕治：鉄筋コンクリート構造物の動的耐震性評価に関する研究，日本建築学会論文報告集，第332号，1983.10，pp. 19–29.
- 28) 金多 潔・甲津功夫：鋼構造溶接接合部の低サイクル疲労強度に関する実験的研究（その1 各種鋼材とその溶接接合部の疲労強度），日本建築学会論文報告集，第313号，1982.03，pp. 30–38.
- 29) 金多 潔・甲津功夫：鋼構造溶接接合部の低サイクル疲労強度に関する実験的研究（その2 理想化された柱はり接合部の疲労強度），日本建築学会論文報告集，第317号，1982.07，pp. 15–22.
- 30) Yamada, M.: Low Cycle Fatigue Fracture Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternately Repeated Plastic Bending under Axial Compression as an Evaluation Basis or Design Criteria for Aseismic Capacity, Proc. 4th World Conf. Earthq. Eng., Santiago, Vol. I, B2, 1969, pp. 137–151.
- 31) 加藤 勉・秋山 宏：鋼構造部材の耐力（その4），日本建築学会論文報告集，第151号，1968.09，pp. 15–20.
- 32) Kato, B., and H. Akiyama: Inelastic Bar Subjected to Thrust and Cyclic Bending, Jour. Struct. Div., Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST1, 1969. 01, pp. 33–56.
- 33) Neale, K., and J. Schroeder: Instability under Cycles of Plastic Deformation, Instability of Continuous Systems (IUTAM Symposium Herrenalb [Germany], 1969.09, Edited by Leipholz, H.), Springer-Verlag, Berlin, pp. 329–333.
- 34) 横尾義貫・中村恒善・上谷宏二・竹脇 出：繰返し両振り塑性曲げをうける鋼片持梁一柱の構面内変形の収束と発散に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第316号，1982.06，pp. 41–52.
- 35) Uetani, K., and T. Nakamura: Symmetry Limit Theory for Cantilever Beam-Columns Subjected to Cyclic Reversed Bending, Jour. Mech. Phys. Solids, Vol. 31, No. 6, 1983, pp. 449–484.
- 36) 中村恒善・上谷宏二：両振り繰返し塑性曲げをうける片持梁一柱のための対称限界曲線と設計基礎曲線，日本建築学会論文報告集，第346号，1984.12，pp. 78–90.
- 37) Miner, M. A.: Cumulative Damage in Fatigue, Jour. Applied Mechanics, Vol. 12, Trans. ASME, 1945, pp. A159–A164.

- 38) Suidan, M. T., and R. A. Eubanks: Cumulative Fatigue Damage in Seismic Structures, Jour. Struct. Div., Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST5, 1973. 05, pp. 923-943.
- 39) Kaneta, K., I. Kohzu and H. Nishizawa: Cumulative Damage of Welded Beam-to-Column Connections in Steel Structures Subjected to Destructive Earthquakes, Proc. 8th World Conf. Earthq. Eng., San Francisco, Vol. 6, 1984. 07, pp. 185-192.
- 40) Park, Y.-J., and A. H.-S. Ang: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Jour. Struct. Eng., Proc. ASCE, Vol. 111, No. ST4, 1985. 04, pp. 722-739.
- 41) Park, Y.-J., A. H.-S., Ang and Y. K. Wen: Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Jour. Struct. Eng., Proc. ASCE, Vol. 111, No. ST4, 1985. 04, pp. 740-757.
- 42) 岩井 哲・吉田 望・中村 武・若林 實：構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究, その1 コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響, 日本建築学会論文報告集, 第314号, 1982. 04, pp. 102-111.