

長周期地震動に対する鋼構造柱梁接合部の耐震性能

安田 聡^{*1}・成原 弘之^{*1}・関 清豪^{*2}・長谷川 隆^{*3}

Keywords : long-period earthquake ground motions, super-high-rise building,

welded beam-to-column connection, multi-cycle loading, structural test

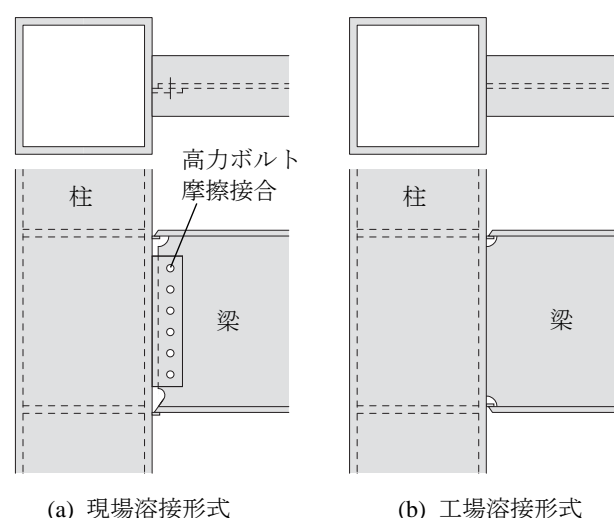
長周期地震動, 超高層建築物, 梁端溶接部, 多数回繰返し, 構造実験

1. はじめに

2003年9月に発生した十勝沖地震では、震源から約250km離れた苫小牧市内の大型石油タンクが貯蔵液の液面揺動（スロッシング）による地震被害を受け、「長周期地震動」が社会的に注目されるようになった。また、2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震により、東京都心の新宿センタービル（54階建て、高さ223m）では最上階で最大54cmの揺れを観測している。なお、当ビルは変位依存型オイルダンパーを用いた長周期地震動対策補強（T-RESPO構法）を行っており、補強前に比べて最大変形で22%、揺れの継続時間で51%低減されたことが解析的に確認されている。

近い将来、高い確率で発生すると考えられている東海、東南海、南海地震などの大地震では長周期の地震動が多く発生し、東京・大阪・名古屋などの堆積層の厚い平野部で長周期地震動がより増幅する恐れがあることが最近の研究で指摘されている。そのため、長周期地震動の影響を受けやすい、超高層建築物や免震建築物などの固有周期の長い建築物では、通常地震に加え、遠方で発生する大地震に対しても長周期地震動による影響の評価と対策が必要になっている。

長周期地震動を受ける超高層建築物は、揺れが継続する時間が長く、従来の耐震設計で想定されていたよりも多くの繰返し変形を受ける。そのため、長周期地震動に対する耐震設計では、比較的小さな振幅による多数回の繰返し変形に対する変形能力を適切に評価することが重要となる。しかし、長周期地震動を想定した多数回の繰返し履歴下における部材の変形能力につ



(a) 現場溶接形式

(b) 工場溶接形式

図-1 鉄骨造柱梁接合部

Fig.1 Beam-to-column connections

いて定量的に検討した実験研究は限られている^{1),2)}。

本研究では、構造上最も重要な柱梁接合部梁端溶接部を対象に、既往の実験データの少ない小振幅領域（塑性率3以下）における一定変位振幅繰返し載荷実験を実施し、梁フランジ端溶接部の破断により決まる変形能力（疲労寿命）と変位振幅の関係を検討した。また、長周期地震動による応答を想定した変動変位振幅繰返し載荷実験を実施し、変動振幅履歴下の疲労寿命予測に用いられる線形累積被害則（Miner則）の適用性を検証した。

実験は、図-1に示すような、超高層建築物で多用される現場溶接形式（フランジ：現場溶接、ウェブ：高力ボルト摩擦接合）と工場溶接形式（フランジ、ウェブとも工場溶接）の2種の梁端接合形式について、それぞれ1990年代前半まで多く使用された接合ディテールを選定して実施した。

*1 技術センター 建築技術研究所 建築構工法研究室

*2 設計本部 構造III群統括

*3 (独)建築研究所

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に示す。試験体の形状・寸法および加力装置を図-2に示す。試験体は、溶接組立箱形断面柱に溶接組立H形断面梁を接合した実大規模のト形柱梁骨組である。試験体数は14体で、梁断面寸法、梁端接合形式、変位振幅（塑性率）、载荷パターンおよびスラブの有無を実験変数とした。

梁断面はBH-600×200×12×19とBH-800×300×16×32の2種である。使用鋼材の機械的性質を表-2に示す。梁のフランジ材およびウェブ材には溶接構造用圧延鋼材SM490Aの厚板を、柱材には建築構造用圧延鋼材SN490Cの厚板を用いた。梁の幅厚比は、H-600：フランジ $b/t_f=5.3$ ，ウェブ $d/t_w=50$ ，H-800： $b/t_f=4.7$ ， $d/t_w=60$ であり、いずれも部材種別はFAランクである。製作工場からの運搬の都合で、梁の中間に継手を設けた。

梁端接合形式は、工場溶接形式と現場溶接形式の2種である。Kシリーズは工場溶接形式の試験体であり、フランジおよびウェブとも溶接により柱に接合している。梁ウェブ端には半径35mmの1/4円形状のスカラップを設け、フィレット部はフランジウェブのすみ肉溶接と連続した回し溶接とした。

Gシリーズ，GLシリーズは現場溶接形式の試験体である。フランジ端は溶接により，ウェブは高力ボルト摩擦接合により柱に接合している。1995年以前のウェブ高力ボルト接合部はせん断力のみを負担させて曲げ負担を無視した設計が行われていた。このようなウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力について調査した結果を図-3に示す。調査は1979年，1991年竣工の超高層建物2棟について行った。縦軸はボルト接合部の曲げ耐力

$bolt M_u$ に対する梁ウェブの全塑性モーメント $w M_p$ の比を，横軸は梁の全塑性モーメント $b M_p$ に対する $w M_p$ の比を表す。調査建物の $bolt M_u/w M_p$ は0.3～0.7であった。試験体は， $bolt M_u/w M_p$ の値が調査結果の中間値0.5程度になるように，

表-1 試験体一覧
Table 1 List of specimens

試験体	断面	形式	振幅	スラブ	備考
K-09	梁：(SM490A) BH-600×200×12×19 フランジ幅厚比 $b/t_f=5.3$ ウェブ幅厚比 $d/t_w=50$	工場溶接	$\pm 0.9 \delta_p$	—	疲労曲線の取得
K-13			$\pm 1.3 \delta_p$		
K-20			$\pm 2.0 \delta_p$		
K-30			$\pm 3.0 \delta_p$		
G-09	柱：(SN490C) □-500×500×25×25	現場溶接	$\pm 0.9 \delta_p$	—	疲労曲線の取得
G-13			$\pm 1.3 \delta_p$		
G-20			$\pm 2.0 \delta_p$		
G-30			$\pm 3.0 \delta_p$		
G-R1			変動1		変動振幅下の損傷度評価
G-R2			変動2		
G-09-S	梁：(SM490A) BH-800×300×16×32 $b/t_f=4.7$ ， $d/t_w=46.0$	現場溶接	$\pm 0.9 \delta_p$	有	床スラブの影響評価
G-13-S			$\pm 1.3 \delta_p$		
GL-13		現場溶接	$\pm 1.3 \delta_p$	—	断面寸法の影響評価
GL-20			$\pm 2.0 \delta_p$		

※ δ_p ：鉄骨梁の全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値

表-2 鋼材の機械的性質
Table 2 Material properties of steel

梁別	鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	rE_0 (J)	使用部位
H-600	SM490A	12	364	523	27	—	梁ウェブ
	SM490A	16	343	521	28	—	シアプレート
	SM490A	19	337	511	29	261	梁フランジ
H-800	SM490A	16	372	532	27	—	梁ウェブ
	SM490A	19	365	529	28	—	シアプレート
	SM490A	32	357	512	34	239	梁フランジ

rE_0 ：0℃のシャルピー吸収エネルギー

JIS Z 2201 1A号試験片，JIS Z 2242 Vノッチ試験片×3本の平均値

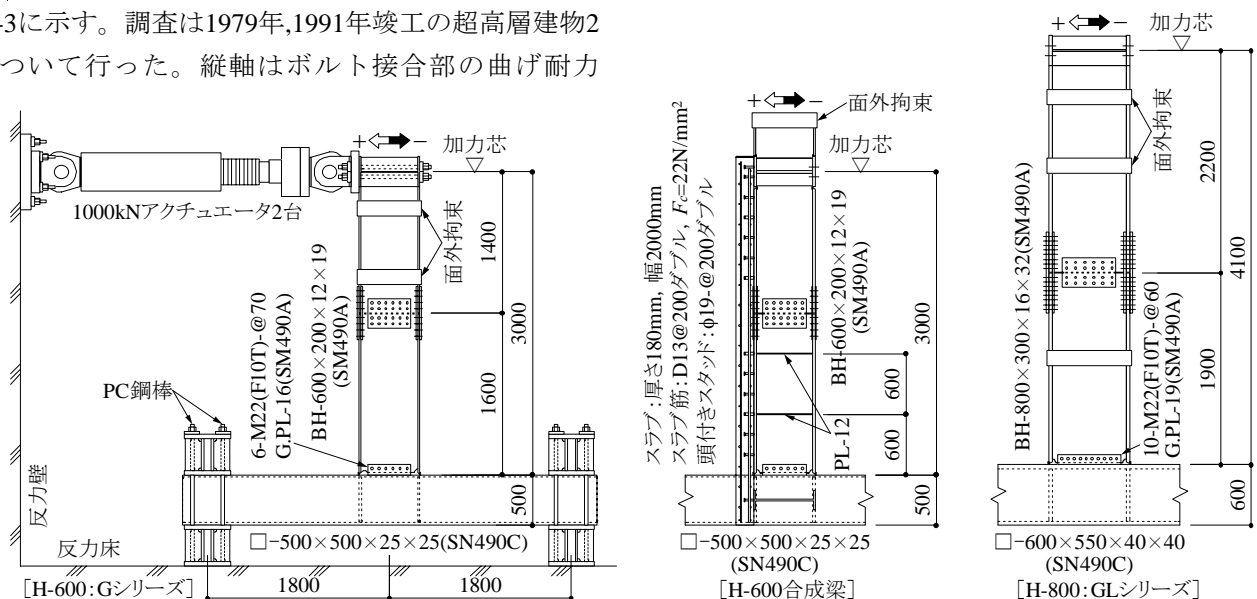


図-2 試験体の形状・寸法および加力装置

Fig.2 Figure and dimensions of specimens and test set up

Gシリーズ：1列配置6-M22(F10T)，GLシリーズ：1列配置10-M22(F10T)とした。

梁端仕口部詳細を図-4に示す。梁フランジ端の溶接はCO₂半自動溶接とし、鋼製のエンドタブを用いた。溶接ワイヤはYGW-11 (1.2φ)を用い、現場溶接形式は下向きで、工場溶接形式は横向きで溶接した。合成梁試験体を除くGシリーズのフランジ端の溶接は、実部材における下フランジを対象とし、上下ともに内開先とした。裏当て金の組立溶接は、現場溶接形式では現行JASS 6³⁾同様にエンドタブの開先内で行い、工場溶接形式では開先外で約40mmのすみ肉溶接で柱および梁フランジと接合した。梁ウェブ端には半径35mmの1/4円形状のスカラップを基本に設け、フィレット部は回し溶接のままとした。G-13,G-20,G-30のみ一方のスカラップを1990年代前半まで多用されていた耳形とした。

G-09-SとG-13-Sには等厚のRC造床スラブ（厚さ180mm，幅2000mm）を設けた。コンクリートのシリンダー圧縮強度は22N/mm²（試験体2体の平均）であった。頭付きスタッドは軸径19mm，全長100mmであり，試験区間には200mm間隔で2列（ゲージ100mm）に配し，直交梁には1列に配した。試験区間の頭付きスタッド本数は，日本建築学会指針⁴⁾で規定される完全合成梁を満足する（合成率 1.01）。

箱形断面柱の角溶接はサブマージアーク溶接であり，内ダイアフラムと柱スキンプレーットの溶接は4面とも非消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接である。

2.2 加力方法

実験は，前掲の図-2に示すように，反力床上に試験体の柱を水平に設置し，2台のアクチュエータにより梁の上端部に水平荷重を繰返し作用させた。载荷は一定変位振幅繰返し载荷を基本とし，G-R1,G-R2のみ変動変位振幅繰返し载荷とした。一定変位振幅繰返し载荷における変位振幅は，塑性率 μ に換算して0.9，1.3，2.0，3.0の4水準を設定した。

$$\mu = \delta / \delta_p \quad (1)$$

$$\delta_p = Q_p / K \quad (2)$$

ここに， Q_p ：鉄骨梁の全塑性耐力計算値
 K ：鉄骨梁の弾性剛性計算値

変動変位振幅载荷プログラムを図-5に示す（後述の実験結果を併記）。G-R1では変位振幅を7レベル（ $\mu = 0.8 \sim 2.0$ ，0.2きざみ）とし，各振幅2回ずつの繰返し载荷とした。G-R2では振幅を5レベル（ $\mu = 0.8 \sim 1.6$ ，0.2きざみ）とし，各振幅5回ずつの繰返し载荷とした。

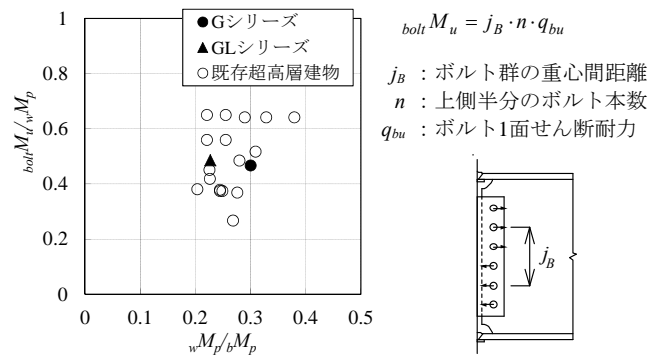


図-3 梁端高力ボルト接合部の曲げ耐力
 Fig.3 Flexural strength of high strength bolted joints

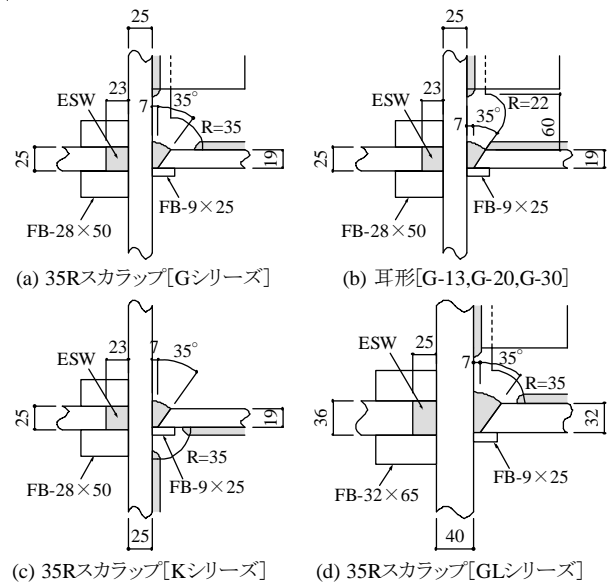


図-4 梁端仕口部詳細
 Fig.4 Details of beam-to-column connections

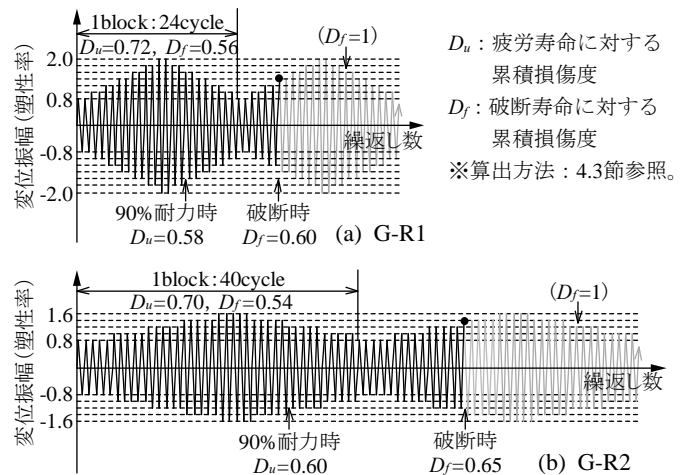


図-5 変動変位振幅载荷プログラム
 Fig.5 Loading programs with varying displacement amplitudes

3. 実験結果

3.1 破壊性状

実験結果一覧を表-3に示す。 N_f は一方の梁フランジ

がほぼ全面破断したときの繰返し数であり、 N_u は履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重 Q_{\max} の90%まで低下したときの繰返し数である。試験体の最終破壊状況の一例を写真-1に示す。いずれの試験体もスカラップ底の回し溶接止端と梁フランジ端側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に亀裂が発生し、最終的に両亀裂が進展して繋がりフランジ母材が破断した。なお、どの試験体も梁端に局部座屈は発生していない。

K-09は、先にフランジ端側面の溶接止端に亀裂が生じ、その進展が顕著であった。他のH-600の試験体は、先にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が生じ、

板厚方向および幅方向に大きく進展した。H-800のGL-13, GL-20は、加力初期にスカラップ底の回し溶接止端の亀裂が複数（2～3箇所）発生した。亀裂の進展具合はH-600の試験体と異なり、スカラップ底に生じた亀裂の進展は小さく、フランジ端部側面に生じた亀裂の進展が顕著であった。

G-13, G-20, G-30において、耳形スカラップ底に亀裂は発生するが、その進展は35Rスカラップ側の亀裂に比べて小さい。形状的に耳形の方がスカラップ底の応力集中は小さいものと考えられる。

合成梁のG-09-S, G-13-Sにおいて、同一振幅を与え

表-3 実験結果一覧

Table 3 Test results

試験体	μ (μ') (振幅mm)	eK kN/mm	sK (cK) kN/mm	eK cK	Q_{\max} kN	Q_p kN	$\frac{Q_{\max}}{Q_p}$	N_u	N_f	η_u	η_f	D_u	D_f	破壊状況 (起点)
K-09	0.9 (± 19.3)	16.6	16.7	0.99	299 -299	359	0.83 0.83	376 -310	-382	122	172			フランジ破断 (フランジ側面)
K-13	1.3 (± 28.0)	16.2		0.97	367 -361		1.02 1.01	60 -73	82	78.4	118			フランジ破断 (スカラップ底)
K-20	2.0 (± 43.0)	16.3		0.97	428 -415		1.19 1.16	17 -15	-20	50.2	66.5			
K-30	3.0 (± 64.5)	16.0		0.96	466 -448		1.30 1.25	5 -5	7	33.3	41.5			
G-09	0.9 (± 19.3)	16.3		0.97	298 -285		0.83 0.80	162 -203	216	77.0	120			
G-13	1.3 (± 28.0)	16.0		0.96	353 -351		0.98 0.98	52 —	67	71.2	99.6			
G-20	2.0 (± 43.0)	15.7		0.94	408 -399		1.14 1.11	13 —	16	45.8	54.1			
G-30	3.0 (± 64.5)	16.0		0.96	448 -440		1.25 1.23	4 —	5	19.6	27.2			
G-R1	0.8~2 変動 1	16.1		0.97	391 -385		1.09 1.07	17 -17	31	32.8	56.4	0.58	0.60	
G-R2	0.8~1.6 変動 2	16.3		0.97	374 -362		1.04 1.01	31 -31	56	38.4	72.9	0.60	0.65	
G-09-S	0.9(1.5) (± 19.3)	37.7	16.7 (40.1)	2.26 (0.94)	436 -355	839	1.21 0.99	20 —	64	67.1	154			フランジ破断 (スカラップ底 + フランジ側面)
G-13-S	1.3(2.2) (± 28.0)	38.5		2.31 (0.96)	496 -411		1.38 1.14	7 —	17	31.8	74.8			
GL-13	1.3 (± 41.1)	26.1	26.5	0.98	803 -795		0.96 0.95	102 -95	-103	149	164			
GL-20	2.0 (± 63.3)	25.6		0.97	879 -883		1.05 1.05	30 —	32	117	123			

ここに、同じ枠内の上段は正加力時の値、下段は負加力時の値を示す。

μ, μ' : 塑性率 (鉄骨梁 : $\mu = \delta / \delta_p$, 合成梁 : $\mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2$, $\delta_p = Q_p / sK$, $\delta_p' = Q_p / cK$)

sK, cK : 鉄骨梁の弾性剛性および合成梁の正曲げ剛性計算値

Q_p : 鉄骨梁の全塑性耐力計算値

N_u : ピーク荷重が最大荷重の90%まで低下したときの繰返し数

η_u : N_u までの累積塑性変形倍率

D_u : 疲労寿命に対する累積損傷度

eK : 初期剛性実験値 ($Q_p/3$ 時点の割線剛性)

Q_{\max} : 最大耐力実験値

N_f : フランジが破断したときの繰返し数

η_f : N_f までの累積塑性変形倍率

D_f : 破断寿命に対する累積損傷度



(a) フランジ破断[K-20]



(b) フランジ破断[G-20]



(c) 耳形スカラップの亀裂[G-20]



(d) フランジ破断[GL-20]

写真-1 最終破壊状況

Photo.1 Final failure pattern

た鉄骨梁試験体に比べて下フランジの亀裂進展は速く、破断時の繰返し数は少ない。下フランジに引張力が作用する正側加力では、中立軸が床スラブ側に移動するため、下フランジには相対的に大きな引張ひずみが生じるためである。床スラブには柱面の圧壊や負曲げ時の曲げひび割れが確認されたが、損傷は軽微であった。

3.2 荷重変形関係

各試験体の荷重－変形関係を図-6に示す。横軸の変形は柱梁接合部の回転成分を除いた梁のみの相対変位を表す。図中の破線は鉄骨梁の弾性剛性 K と全塑性耐力 Q_p の計算値であり、合成梁試験体G-09-S, G-13-Sにおいては正曲げ剛性 K をあわせて示している。G-13, G-20, G-30において耳形スカラップ側のフランジに引張力が作用する方向が負側加力である。一定振幅繰返し載荷におけるピーク荷重の推移を図-7に示す。縦軸の荷重は最大荷重 Q_{max} で除して無次元化している。横軸の

加力サイクルは対数軸で示している。鉄骨梁の試験体は2～5サイクルでピーク荷重は最大値を示した。その後は安定した履歴ループを示すが、スカラップ底の亀裂の進展にともないピーク荷重は緩やかに低下した。スカラップ底の亀裂がフランジ板厚方向に貫通すると、鉄骨梁試験体におけるピーク荷重は最大荷重の90%程度まで、合成梁試験体では85%程度まで低下した。貫通後の亀裂は進展が速くなり、ピーク荷重は顕著に低下した。なお、G-13, G-20, G-30において、耳形スカラップ側のフランジに引張力が作用する負側のピーク荷重は、終始、最大荷重の90%以上であった。

4. 多数回繰返し特性

4.1 変位振幅（塑性率） μ －疲労寿命 N_u 関係を図-8に、変

位振幅（塑性率） μ －疲労寿命 N_u 関係を図-8に、変

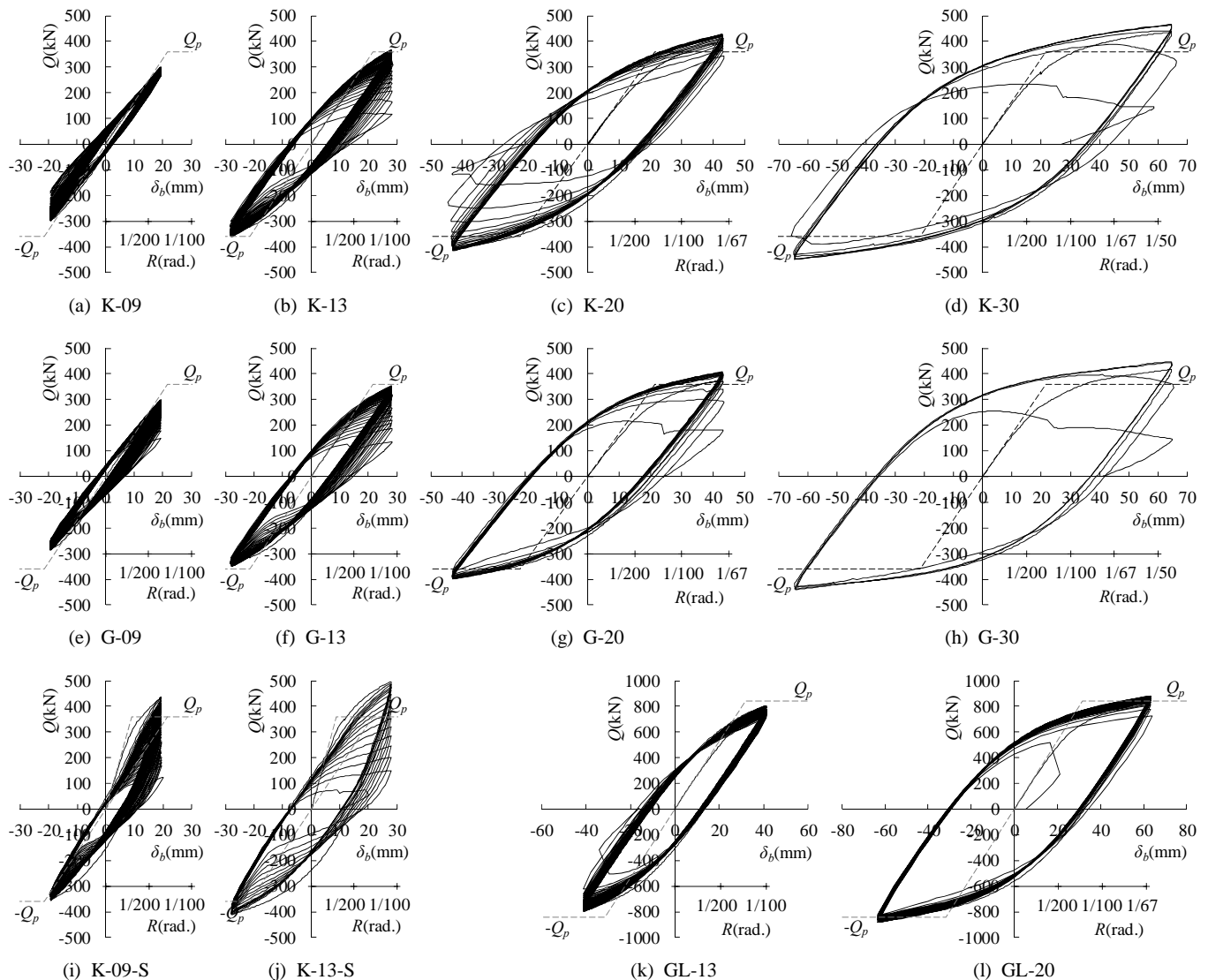


図-6 荷重－変形関係

Fig.6 Load - displacement relations

位振幅 μ —破断寿命 N_f 関係を図-9に示す。本実験では疲労寿命に安定した履歴ループが得られる限界として90%耐力時の繰返し数を用いた。

降伏変位を超える振幅（低サイクル疲労）を与えたH-600の試験体の塑性率 μ と疲労寿命 N_u 、破断寿命 N_f の関係について、梁端接合形式別に両対数軸上で直線回帰すると以下の式を得る。

$$\text{現場溶接形式： } \mu \cdot N_u^{0.328} = 4.70 \quad \text{： 疲労} \quad (3)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98 \quad \text{： 破断} \quad (4)$$

$$\text{工場溶接形式： } \mu \cdot N_u^{0.335} = 5.08 \quad \text{： 疲労} \quad (5)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68 \quad \text{： 破断} \quad (6)$$

図-8、図-9中の実線は式(3)～式(6)で求めた近似曲線である。上記回帰式は実験結果と良い対応を示している。工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁ウェブ

の曲げ負担率（接合効率）が小さく梁フランジに生じる応力が大きくなるため、フランジの破断で決定される疲労寿命は短い。現場溶接形式の破断までの繰返し数は同一振幅における工場溶接形式の約80%であった。なお、各回帰式の勾配は梁端接合形式によらずほぼ等しい。

上記回帰式は、H-600の試験体の塑性率 $\mu=1.3\sim 3.0$ の振幅範囲の実験から得たものであるが、高サイクル疲労の範疇である変位振幅 $\mu=0.9$ のG-09,K-09の結果（□、■印）と良い対応を示す。また、上記回帰式は梁せいの大きいH-800の試験体GL-13,GL-20の結果（図中の▲印）を若干過小評価するものの概ね良い対応を示す。

4.2 床スラブの影響評価

一般に合成梁の構造計算では、剛性は床スラブの合成効果を考慮した合成梁として、曲げ耐力は鉄骨梁として評価することが多い。そこで合成梁としての塑性率 μ' を、図-10に示すように、正曲げ側塑性率 μ^+ と負曲

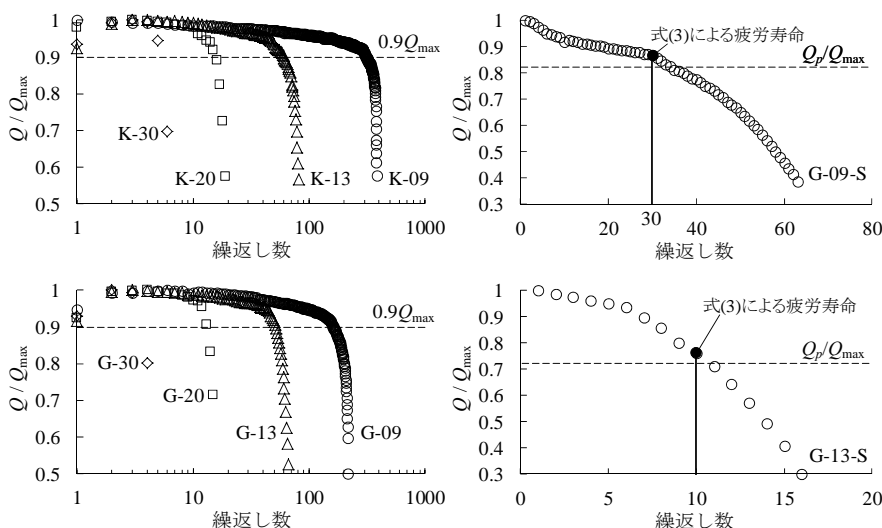


図-7 ピーク荷重の推移

Fig.7 Transition of peak load

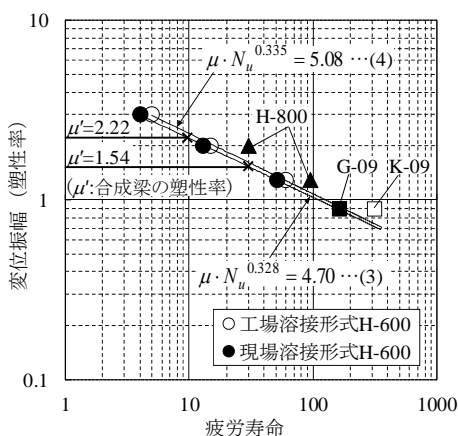


図-8 変位振幅 μ —疲労寿命 N_u 関係
Fig.8 Displacement amplitude - fatigue life relations

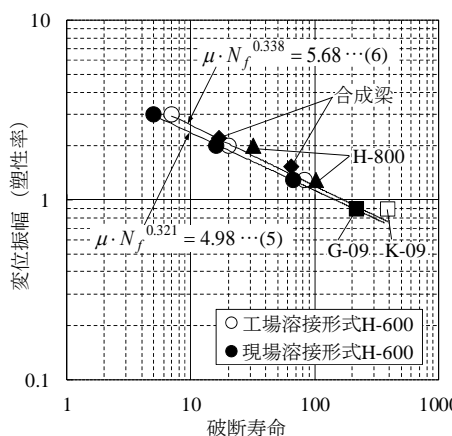


図-9 変位振幅 μ —破断寿命 N_f 関係
Fig.9 Displacement amplitude - rupture life relations

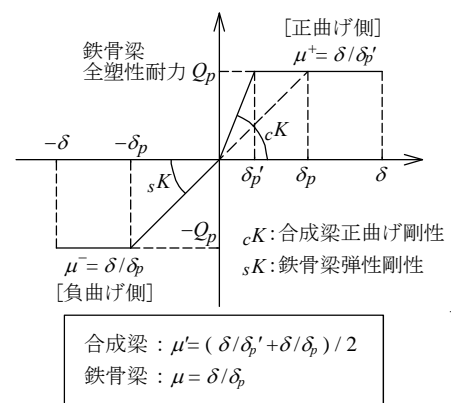


図-10 合成梁の塑性率 μ'
Fig.10 Ductility factor of composite beam

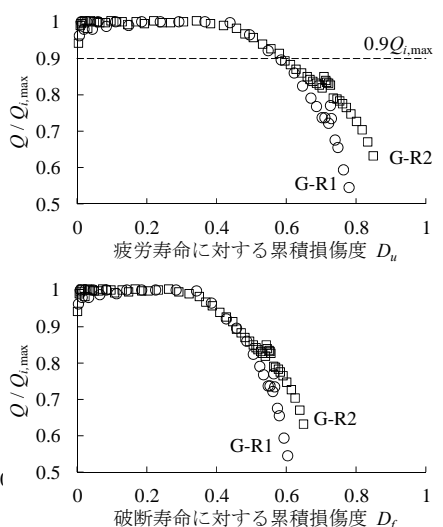


図-11 累積損傷度
Fig.11 Cumulative damage

げ側塑性率 μ^- の平均として評価すると、G-09-S： $\mu'=1.54$ ，G-13-S： $\mu'=2.22$ となる。 μ' に対して鉄骨梁の回帰式(3)から同定される繰返し数は、G-09-S：30サイクル，G-13-S：10サイクルである（図-8中の×印）。これらのサイクルにおける曲げ耐力は、最大耐力 Q_{\max} の76～87 %まで低下するが、鉄骨梁の全塑性耐力 Q_p を上回る（図-7中の●印）。これより、合成梁の曲げ耐力を鉄骨梁として評価する場合、合成梁の疲労寿命は鉄骨梁と同様の回帰式で示し得ると考えられる。また、合成梁の破断寿命についても、図-9に示すように、塑性率に μ' を用いることで破断寿命に対する鉄骨梁の回帰式(5)と良い対応を示す。

4.3 変動変位振幅履歴下における累積損傷度

G-R1とG-R2のピーク荷重と疲労寿命および破断寿命に対する累積損傷度 D_u 、 D_f の関係を図-11に示す。縦軸の荷重は、その振幅レベルにおける最大荷重 $Q_{i,\max}$ で除して無次元化している。累積損傷度 D_u 、 D_f は線形累積被害則（Miner則）に基づいて式(7)、式(8)により求めた。変動変位振幅繰返し载荷実験における疲労寿命は、曲げ耐力がその振幅レベルにおける最大耐力 $Q_{i,\max}$ の90%まで低下した時点とした。本実験において、疲労寿命に対する累積損傷度 D_u は G-R1：0.58，G-R2：0.60であり、破断寿命に対する累積損傷度 D_f はG-R1：0.60，G-R2：0.65であった。

$$D_u = \sum (n_i / N_{ui}) \quad : \text{疲労} \quad (7)$$

$$D_f = \sum (n_i / N_{fi}) \quad : \text{破断} \quad (8)$$

ここに、 n_i ： i レベルの振幅の繰返し数

N_{ui} 、 N_{fi} ： i レベルの一定振幅で繰返された場合の
疲労寿命および破断寿命

5. おわりに

鉄骨造超高層建築物の柱梁接合部梁端溶接部を対象に、長周期地震動により多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る限界性能を把握することを目的に多数回繰返し载荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式と工場溶接形式の2種の梁端接合形式について、塑性率0.9～3.0の範囲における変位振幅と疲労寿命ならびに破断寿命の関係で表される疲労

曲線を示した。同一の変位振幅における現場溶接形式の破断寿命は工場溶接形式の約80%であった。なお、本実験では疲労寿命に安定した履歴ループが得られる限界として90%耐力時の繰返し数を用いた。

- 2) 鉄骨梁と床スラブからなる合成梁の疲労寿命および破断寿命は、塑性率として正曲げ側塑性率と負曲げ側塑性率の平均を用いることで鉄骨梁と同様の疲労曲線で評価し得ることを示した。
- 3) 2種類の変動変位振幅载荷実験の結果について線形累積被害則（Miner則）に基づいて求めた累積損傷度は、疲労寿命に対して0.58，0.60であり、破断寿命に対して0.60，0.65であった。

今後に残された課題は以下の項目が挙げられる。

- 1) 本実験では、1970年代～1990年代前半の超高層建築物に用いられた梁端接合ディテールを対象に実験を行った。今回の試験体と異なる梁端接合ディテール（現行のスカラップ形状、水平ハンチ梁など）の多数回繰返し特性についても検討する必要がある。
- 2) 合成梁を含め、鉄骨梁の疲労損傷をどの程度許容するかは、耐震性能の劣化の程度、耐用年数や要求性能との関係などから総合的に判断されるべき問題であり、今後検討する必要がある。

謝辞

本研究は、国土交通省平成22，23年度建築基準整備促進事業の一課題として、（独）建築研究所と民間6社との共同研究体制のもとで実施したものである。実施に際し、東京電機大学・森田耕次教授、京都大学・中島正愛教授および東京工業大学・山田哲准教授には学識委員の立場から多大なご指導・ご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 吹田啓一郎，橋田勇生，佐藤篤司：繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1021～1024，2009
- 2) 吹田啓一郎，真鍋義貴，佐藤篤司，津嘉田敬章，田中剛，蘇鐘鈺：塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力（その3～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.769～772，2010
- 3) 各種合成構造設計指針・同解説，日本建築学会，2010
- 4) 建築工事標準仕様書JASS6鉄骨工事，日本建築学会，2007