

超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法 その2

1. はじめに

超高層鉄骨造建築物が長周期地震動の作用を受けて応答する場合、塑性変形の繰り返し回数や梁端部の仕様等によって、梁端部に破断が生じる可能性がある。そのため、超高層鉄骨造建築物の耐震安全性の検証では、部材の累積塑性変形倍率や繰り返し回数等、塑性変形の累積を考慮して梁端部等に破断が生じないことを確認する必要がある。

国土交通省建築基準整備促進事業では、鉄骨造梁部材等を対象にして部材に破断が生じるまでの限界繰り返し回数等を明らかにするための多数回繰り返し載荷実験を行い、梁端部の設計疲労曲線を提示している。現在提示されている設計用長周期地震動に対して、超高層鉄骨造建築物の安全性を確認する場合には、このような多数回繰り返し実験の結果に基づいて梁端部等の破断の有無を確認する必要がある。本資料では、この設計疲労曲線式を用いて、時刻歴応答解析による検証において鉄骨造梁端部の破断の有無を検証する方法について示す。

2. 多数回繰り返し載荷実験に基づく梁端部の疲労曲線^{1),2)}

2.1 設計用疲労曲線

H形断面梁端溶接部を対象とする塑性域での一定振幅多数回繰り返し実験のデータ^{1),2)}に基づいて破断までの繰り返し回数 N_f (破断寿命) と、梁の塑性率 μ との関係の評価式を示す。図 2-1 に、収集したデータの $\mu-N_f$ 関係を提案する評価式と共に示す。評価式は梁端部の接合形式別に、a) スカラップ有、b) スカラップ無、および梁端部を拡幅した c) 高性能仕口の 3 種類に分類し、これらの実験式を 3 本の破線で、設計式を 3 本の実線で示す。評価式は(2-1)式で与えている。

$$\mu = C \times (N_f)^{-\beta} \quad (2-1)$$

ここで、係数 C は梁端部の接合形式および評価式の意味 (実験式または設計式) に応じて定めた値で、各々表 2-1 の通りである。 β は評価式の勾配で一律 1/3 とした。スカラップの有無に関する 2 本の実験式は、実験結果の概ね下限を満たすように C の値を定めた。また、設計式は各々の実験式に対応させて提案するもので、 N_f が実験式の約 1/2 となるように定めた。変動振幅実験による累積損傷度が 0.6 程度であったことや、その他の変動要因も考慮して設定している。

高性能仕口に関しては実験資料も少なく、実験下限という他の実験式とは位置づけが異なる。3 階級の評価式の最上級の設定を主眼に置き、これらの式が両対数軸上で等間隔の並行線を描くように係数 C を定めた。プロットしたデータの情報^{*1}等は、文献 1) 及び 2) を参照されたい。

*1 柱が CFT 部材で柱スキンプレートが比較的薄い現場溶接形式の水平ハンチ梁の場合、図 2-1 で示す実験のプロット (現: ハンチ・CFT) ^{*1-1)} によれば、スカラップ無しの実験式に対応する性能であり、柱が CFT 材でハンチ梁の場合の性能は、この実験結果等も参考に評価することができる。

文献*1-1) 安田, 成原, 長谷川: 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討(その 32), 日本建築学会学術講演梗概集 構造III, pp. 1261-1262, 2014. 9

2.2. 補正係数

(2-1)式を破断までの繰り返し回数 N_f で表し、梁端部の接合詳細や曲げ耐力計算方法に応じた補正のために、補正係数 k_1 と k_2 を導入する。

$$N_f = k_1 \left(k_2 \cdot \frac{C}{\mu} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (2-2)$$

ここで k_1 は、梁端部フランジへのひずみ集中の程度を表す補正係数で、現場溶接でウェブ高力ボルト接合の場合 $k_1=1.0$ 、工場溶接でスカラップ有りの場合は $k_1=1.2$ 、その他の場合は $k_1=1.0$ とする。 k_1 は、本来は梁端部の塑性変形能力を決定づける梁端の接合部係数に依存する。これはウェブの接合形式のみならず、梁成やフランジとウェブの断面積比、接合ボルト本数なども影響するが、本資料では、実験結果¹⁾に基づき、現場溶接と工場溶接の違いのみ規定するに留めた。

k_2 は、構造計算における降伏変形の補正係数で $k_2=M_{p0}/M_p$ であり、 M_p は対象建物の構造計算（応答解析）で用いた梁端の全塑性耐力、 M_{p0} は、梁端 H 形全断面有効とした全塑性耐力である。一連の実験¹⁾では、全塑性耐力の計算に梁の全断面が有効とした。梁の全塑性耐力の設定が全断面有効とした全塑性耐力とは異なる場合、同じ荷重-変位履歴でも得られる塑性率が異なるので、構造計算上の塑性率を実験での塑性率に換算するための補正係数が k_2 である。なお、 k_1 は実際の部材性能に関わる係数で、もう一方の k_2 は耐力計算の仮定に関わる係数なので各々独立して扱っている。

なお、梁端接合部の破断に至るまでの多数回繰り返し変形による保有性能については、現場混用形式のディテール（梁ウェブの高力ボルト摩擦接合部におけるモーメント伝達効率）の影響、および材料強度や部材寸法の影響をそれぞれ構造実験により把握した研究が行われており、その評価方法が文献³⁾に示されているので、それらも参考になる。

2.3 合成梁の扱いや材料特性の影響について

合成梁は、正曲げと負曲げで弾性剛性が異なるので正負の変位が同じでも塑性率は異なる。この扱いについては、正曲げと負曲げの平均塑性率を用いれば純鉄骨梁の評価式が適用できる。また、正・負曲げとも、曲げ耐力には床スラブの効果は無視する。

多数回繰り返し塑性履歴による梁フランジの破断は、材料的には低サイクル疲労の問題としてフランジ溶接部近傍のひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_p$ に依存する。梁フランジの降伏ひずみや梁フランジの降伏比の高い鋼材では、 μ が同じ場合、フランジ溶接部近傍のひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_p$ が増加して N_f の低下が予想される。490N 級鋼の実験に基づく本資料の評価法に対して、鋼種が異なる場合の補正方法^{*2} は文献³⁾が参考になる。

*2 使用する梁部材の強度（F 値）が 490N 級でない場合は、2-2 式の k_2 を、 $k_2=325/(使用鋼材の F 値)$ として、疲労曲線を補正する。

表 2-1 係数 C

	スカラップ有	スカラップ無	高性能仕口
実験式	5	7	10
設計式	4	5.6	8

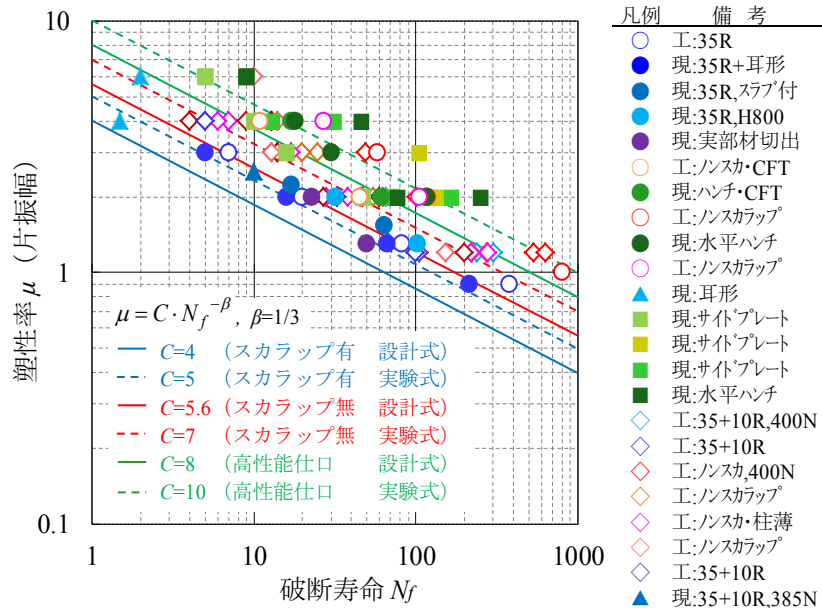


図 2-1 $\mu-N_f$ 関係

3. 地震応答解析における超高層鉄骨造建築物の耐震安全性の検証方法⁴⁾

3.1 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性の確認について

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性の検証として、多数回繰り返し変形による鉄骨部材の破断の有無を確認する方法を示す。ここで示す方法は、前述の梁の設計用疲労曲線を用いて、超高層鉄骨造建築物の地震応答解析から得られる梁部材や層の損傷から、建築物の梁端部の破断の有無を確認する方法である。

なお、振動台実験等による超高層建築物の倒壊に至るまでの研究等も行われ、倒壊にいたるまでの状況等も明らかにされつつあるが、地震時に超高層鉄骨造建築物の梁端部の何割程度が破断し、どのような条件の場合に建築物の崩壊等の危険性が高まるかについては、個々の建築物の特性にも依存し、一律には明示できないと考えられる。そのため、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の地震応答解析における安全性の検証において、梁部材等の破断を考慮した地震応答解析や分析を行わない場合には、建築物を構成する全ての部材で、破断等の急激な耐力低下を生じさせないことを確認する。

3.2 超高層鉄骨造建築物の梁端部の損傷度（ D ）の計算方法

地震応答解析結果に基づいて、超高層鉄骨造建築物の梁端部の損傷度（ D ）を計算する方法を示す。この損傷度 D の値が 1 以上の場合には、部材が破断する可能性があることを意味するので、通常の耐震安全性の検証では、損傷度が 1 未満になることを確認する。ここでは、表 3-1 に示すように地震応答解析における解析モデルの種類や解析方法に応じた 4 通りの方法を示す。

表 3-1 解析モデル等に応じた梁端部の損傷度の計算方法

地震応答解析で用いる解析モデル	損傷度の計算に用いる応答解析データ	損傷度の計算方法の概要	備考
(1) 骨組モデル	a) 各部材の応答時刻歴	各部材の塑性率(曲げ回転角)時刻歴を用いて、レインフロー法などで塑性率の振幅頻度分布を算定し、設計用疲労曲線に基づいて、それぞれの振幅に対応する限界繰り返し回数との比を振幅毎にMiner則を仮定して加算し、損傷度 D を算定する。	疲労設計で用いられる方法を準用したもので、すべての部材の損傷度が計算される。
	b) 各部材の最大応答値	各部材の塑性率と累積塑性変形倍率のみを用いて、それらから等価繰り返し回数を計算し、設計用疲労曲線から、最大振幅時の繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	部材の最大応答値のみを用いた方法で、すべての部材の損傷度が計算される。
(2) 質点系モデル	c) 各層の最大応答値(構造解析モデル有り)	各層の塑性率と累積塑性変形倍率を用いて、それらから梁部材の等価繰り返し回数を推定する。構造解析モデルを用いて層の最大応答変形から梁部材の最大塑性率を推定し、設計疲労曲線を用いて、最大塑性率での繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	層応答から予測する方法で、構造解析モデルを用いて各層で最大の損傷となる梁部材の損傷度が計算される。
	d) 各層の最大応答値(構造解析モデル無し)	各層の塑性率と累積塑性変形倍率を用いて、それらから梁部材の等価繰り返し回数を推定する。層の最大塑性率から梁部材の最大塑性率を推定し、設計疲労曲線を用いて、最大塑性率での繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	層応答から予測する方法で、既存建築物等で構造解析モデルが無い場合等に適用され、各層で最大の損傷となる梁部材の損傷度が計算される。

(1) 骨組モデルを用いた応答解析による方法

a) 各部材の応答時刻歴を用いる方法：

骨組モデルの地震応答解析により、各梁端の塑性率（曲げ回転角）時刻歴を算出する。それを基にレインフロー法などで塑性率の振幅頻度分布 n_i （塑性率振幅－繰り返し回数関係）を算定する⁵⁾。それぞれの振幅に対応する限界繰り返し回数 N_f との比 n_i / N_f を、振幅毎に Miner 則を仮定して加算し、損傷度 D を算定する。この手順は疲労設計等で広く用いられている手法を準用したものである。

b) 各部材の応答最大値を用いる方法：

骨組モデルの地震応答解析をする際に、すべての梁端の時刻歴を記録し、後で損傷度を算定するのは多大な労力を要する。そこで簡単のために、時刻歴応答解析を行うことで算定される各部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率のみを用いて損傷度 D を簡易評価する方法である。この方法は、最大塑性率と累積塑性変形倍率を用いた繰り返し回数を仮定して損傷度 D を評価するもので、その仮定として、最大振幅（塑性率）で繰り返すと仮定する場合の計算を以下の i) に示す。また、最大塑性率以下の振幅頻度分布が一樣で有ると仮定して計算する方法¹⁾も適用可能と考えられ、その場合の計算を ii) に示す。

i) 最大振幅繰り返し仮定

地震応答解析から得られる骨組の各梁端部の最大塑性率(${}_b\mu_{\max}$)と累積塑性変形倍率(${}_b\eta$)によ

り、最大振幅で繰り返すと仮定した場合の等価な繰り返し回数 ${}_b N_e$ を(3-1)式で計算する。地震中のエネルギー吸収は最大塑性率時の一定変位繰り返しによるものと仮定し、地震中のエネルギー吸収が等価となるように繰り返し数を算定したものである。

$${}_b N_e = \frac{{}_b \eta}{4({}_b \mu_{\max} - 1)} \quad (3-1)$$

(2-1)式的设计用疲労曲線より、最大振幅時の繰り返し回数 N_f を算定し、(3-2)式による等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。

$$D = \frac{{}_b N_e}{N_f} = \frac{{}_b \eta}{4({}_b \mu_{\max} - 1)} \left(\frac{{}_b \mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (3-2)$$

ii) 振幅頻度分布一様仮定

振幅頻度分布が一様になると仮定した場合での損傷度 D は、塑性率 μ_i における疲労寿命 N_{fi} から、(3-3)式により算定される¹⁾。

$$D = \sum \frac{1}{N_{fi}} = \frac{{}_b \eta \cdot {}_b \mu_{\max}}{2(1+1/\beta)({}_b \mu_{\max} - 1)^2} \left(\frac{{}_b \mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (3-3)$$

(2) 質点系モデルを用いた応答解析による方法

c) 層応答最大値を用いる方法（構造解析モデルがある場合）：

骨組モデルを用いた地震応答解析を行わない場合の計算方法である。この場合、地震応答解析は、質点系モデルによることになるため、直接、部材の塑性率や累積塑性変形倍率を算定することができない。従って、層の応答を基に部材応答を推定する必要がある。以下に算定の手順を示す。

- ① 骨組の荷重-変形関係から、質点系モデルのための各層の復元力特性を設定し、長周期地震動に対する質点系モデルの応答解析を行って、各層の塑性率 ${}_s \mu_{\max}$ 、各層の累積塑性変形倍率 ${}_s \eta$ を算出する。
- ② 等価な繰り返し回数 ${}_s N_e$ を計算。

$${}_s N_e = \frac{{}_s \eta}{4({}_s \mu_{\max} - 1)} \quad (3-4)$$

- ③ 各層の梁部材の等価な繰り返し回数 ${}_b N_e$ の最大値と層の等価な繰り返し回数 ${}_s N_e$ の比 n は架構の梁スパン長により異なる値となり、下式で計算される⁶⁾。

$${}_b N_e = n \times {}_s N_e \quad (3-5)$$

ここで、 $n = 1.0$ （梁スパン長 15m 程度の長スパン架構）

$n = 1.8$ （梁スパン長 6m 程度の標準スパン架構）

$n = 2.5$ （梁スパン長 3m 程度の短スパン架構）

- ④ 応答解析から得られる各層の最大応答変形について、静的増分解析で得られている荷重・変形関係上における各層の最大応答変形点において、塑性率が最大となるヒンジの塑性率が各層の梁端の最大塑性率 ${}_b\mu_{\max}$ であり、これを全ての層について抽出する。
- ⑤ (2-1)式の設計用疲労曲線を用いて、部材の最大振幅時 (${}_b\mu_{\max}$) の繰り返し回数 N_f を計算。

$$N_f = (C / {}_b\mu_{\max})^{1/\beta} \quad (3-6)$$

- ⑥ 損傷度 D を計算。

$$D = \frac{{}_bN_e}{N_f} \quad (3-7)$$

d) 層応答最大値を用いる方法（構造解析モデルがない場合）：

この方法は、既存建築物の検討を行う場合を想定した方法であり、質点系モデルの情報はあるが、構造解析のための骨組モデルがない場合に用いる方法である。上記の c) の方法と、④の部分異なる以外は、c) の方法と同様の計算手順である。構造解析の骨組モデルが無い場合、各層の部材の最大塑性率は、骨組モデルの応答解析から得られている部材の最大塑性率と層の最大塑性率の関係式を用いて推定する⁶⁾。推定式を以下に示す。

$${}_b\mu_{\max} = f({}_s\mu_{\max}) \times {}_s\mu_{\max} \quad (3-8)$$

$$f({}_s\mu_{\max}) = \frac{{}_b\mu_{\max}}{{}_s\mu_{\max}} = \sqrt{\alpha({}_s\mu_{\max} - 1) + 1} \quad (3-9)$$

ここで、 $\alpha = 0.08$ （梁スパン長 15m 程度の長スパン架構）

$\alpha = 0.8$ （梁スパン長 6m 程度の標準スパン架構）

$\alpha = 3.0$ （梁スパン長 3m 程度の短スパン架構）

4. まとめ

鉄骨造建築物の梁部材や柱部材の多数回繰り返し変形時の限界繰り返し性能を明らかにするために、国土交通省建築基準整備促進事業では、梁部材の一定振幅多数回繰り返し実験を行い、破断までの繰り返し回数 N_f （破断寿命）と、部材の塑性率 μ との関係を検討した。それらの結果や既往の実験データに基づいて、H 形鋼梁端部の設計用疲労曲線を示した。また、超高層鉄骨造建築物の地震応答解析から得られる梁部材の損傷から、当該建築物の梁端部の破断の有無を確認する方法として、解析モデルの種類や解析方法に応じた 4 種類の計算方法を示した。

参考文献

- 1) 独立行政法人建築研究所：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討、建築研究資料、第 160 号、2014.7

<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/160/index.html>

- 2) 長谷川隆、成原弘之、安田聡：多数回繰返し荷重を受ける梁端部の塑性変形能力と超高層鉄骨造建物の耐震安全性の検証、巨大海溝型地震・内陸地震に対する鋼構造の取り組み、2015年度日本建築学会（関東）鋼構造パネルディスカッション資料、pp.19~32、2015.9
- 3) 一般社団法人日本鋼構造協会：長周期地震動に対する鉄骨造梁端接合部の安全性検証方法、JSSCテクニカルレポート No.111、2016.12
- 4) 鈴木芳隆、石田隆司、阿部雅史、小鹿紀英、長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討、構造工学論文集、Vol.61B、pp.439~445、2015.3
- 5) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説、2012年改定版、(社)日本鋼構造協会、2012.6
- 6) 石田隆司、長谷川隆、小鹿紀英、鈴木芳隆、阿部雅史：質点系モデルを用いた超高層鉄骨造建物の梁端損傷度の評価と推定精度向上策の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.729-730、2015.9