研究報告 令和3年度 建築分野 No.7

鋼構造制振構面の部材間相互作用を反映した鉄骨梁の損傷制御設計法

の確立

Establishment of Damage Prevention Design of Steel Beams in Braced Steel Frame based on Interrelation between Structural Components

東北大学大学院工学研究科都市·建築学専攻 助教 鈴木 敦詞

(研究計画ないし研究手法の概略)

現行の「鋼構造制振設計指針」に示される設計フローでは、ダンパーが取り付く主架構部 材の負剛性化を防ぐために、部材の塑性変形倍率が塑性変形能力に対して、目標層間変形角 時においては 0.5 倍以下、目標層間変形角の 1.5 倍において 1 倍以下となることを要求して いる。さらに、制振構面における梁は、通常のラーメン骨組とは異なり、ダンパーから圧縮・ 引張の変動軸力を受けることから、作用軸力が梁降伏軸力の 15%以上となる場合、柱の幅厚 比規定により塑性変形能力を定めている。しかし、塑性変形能力の算定は、「鋼構造限界状態 設計指針・同解説」の準用規定であり、制振構面における変動軸力の影響が適切に反映され ているとは言い難い。

一方で、これまでは片持梁形式での検討であったが、実構造物における梁の性状は、柱や ガセットプレートとの相互作用により決定される。また、ダンパー軸力はガセットプレート を介して片側のフランジから伝達され、その軸力伝達経路も構成部材の塑性化によって刻々 と変化するためより複雑となる。

そこで、本研究では、鉄骨梁-鉄骨柱-ダンパーからなる制振構面を取り出し、有限要素 解析により、より実構造物に近い条件における梁の力学挙動を精査する。さらに、制振構面 の構成部材が架構の性状に与える影響を広範なパラメトリックスタディにより解明する。最 終的に、確認された応力伝達機構に基づいた鉄骨梁の損傷制御設計法の確立を目的とする。

(実験調査によって得られた新しい知見)

1. 鋼構造制振部分架構の有限要素解析モデルの構築

本研究では、文献1)の制振構面の部分架構試験体に対する載荷実験を基に、図1に示す有

限要素解析モデルを構築する。形状は制振 構面の 1/4 を取り出しており,層間変形角 θ=1/800,1/400,1/200,1/100,1/67,1/50,1/33 rad とした正負漸増繰り返しで,各サイクル で2回ずつ繰り返す。

本研究では、制振部材として座屈拘束ブ レース(以降,ダンパー)を片流れ配置とし た条件を想定する。このとき,鉄骨梁はダン パーから正曲げ(下フランジ引張軸力)で引 張軸力,負曲げ(下フランジ圧縮軸力)で圧 縮軸力を受ける。



図1 制振構面部分架構有限要素解析モデル

解析モデルは、4節点シェル要素により構成さ れる。材料履歴構成則は、複合硬化則²⁾により与 えることとし,別途図2に示す繰り返し材料試験 を行い,複合硬化変数を同定する。試験片形状は, 図 2(a)のように ASTM-E606 に準拠している, 載 荷履歴は一定振幅(公称歪 1.6%)及び正負漸増 載荷(振幅増分 0.2%)として, 歪の制御値は図 2(b)のように取り付けた伸び計により制御する。

図3にせん断力-層間変形角関係について,実 験結果¹⁾と解析結果を比較した結果を示す。(a)が

鉄骨架構,(b)がダ ンパー軸力, (c)が 架構全体(鉄骨架 構+ダンパー)を 示している。

鉄骨梁は,負曲 げ下で局部座屈を 生じて耐力低下す る一方で,正曲げ では引張軸力によ り局部座屈変形が引き延 ばされ耐力が回復する。 解析モデルは,繰り返し 履歴性状を耐力劣化域, 軟化域も含めて追随でき ている。

図 4(a), (b)に, それぞれ θ=1/400, 1/50 rad におけ るフランジ軸歪を示す。 歪はガセットプレー度端 部近傍で最大となり,ガ セットプレートが溶接さ れている部分では、梁端 に向けて徐々に小さくな

図2 複合硬化変数同定用材料試験 $Q_f[kN]$ - 実験 Nd [kN] 解析 Q_s [kN] – 実験 2000 1500 1000 500 ▽ 最大耐力 0.04 - 0.04 θ [rad] 0.04-0.04 θ [rad] -0.02 -0.02 0.04 -0.02 0 0.02 0 0.02 0 0.02 θ [rad] (a) 鉄骨架構 (b) 座屈拘束ブレース (c) 架構全体 図3 せん断力-層間変形角関係 上 (実験) 上 (解析) ■ 下 (実験) 一一下 (解析) - 上(実験) - 上(解析) ■ 下(実験) -□--下(解析) E[% £[%] 0.1 1.5 ガセ ガセット 0.05 0.5 0 -0.5 -0.05 -0.1500 1000 1500 2000 2500 500 1000 2000 0 1500 *l* [mm] *l* [mm] (a) $\theta = 1/400 \text{ rad}$ (b) $\theta = 1/50$ rad **図4** フランジ軸歪分布 \neg *h* [mm] h [mm] *h* [mm] h [mm] *h* [mm] h [mm] h [mm] > 300 200 100 ٦ H Þ -100 -200 -300 0.1 0 -0.1 0 $\begin{array}{c} 0.1 & -0.1 & \overline{0} \\ \varepsilon [\%] \end{array}$ ε [%] ε[%] (a) A (b) B1 (c) B2 (d) B3 (e) C1 (f) C2 (g) C4 図 5 ウェブ軸歪分布 (*θ*=1/400 rad)

る。これは、鉄骨梁内において、相対的に曲げ剛性が大きくなるためである。そのため、図 1に示すように局部座屈もガセット溶接端で生じる。構築した解析モデルは、歪の集中につ いても再現できている。

図5にウェブ歪分布を示す。歪計測位置は梁端から(a) 1851 mm, (b) 851 mm, (c) 726 mm, (d) 601 mm, (e) 515 mm, (f) 355 mm, (g) 85 mm における結果であり、キャプション中の記号 は計測位置を示すものである。ウェブ歪分布は、ダンパーからの軸力により、中立軸が上フ ランジ側に移動している。また,ガセット端となる(d) B3 において,下フランジのウェブフ



(a) 試驗片形状 (b) 伸び計設置状況



ランジ接合線で
歪が集中する。
有限要素解析モ
デルは,上記傾
向についても再
現できている。



2. 鋼構造制振

部分架構に対するパラメトリックス タディ

前章において,構築した有限要素 解析モデルの妥当性が検証できたこ とから,本章ではパラメトリックス タディに基づき保有性能(最大耐力 比・塑性変形能力)を評価する。

対象とする保有性能について,図 6 に示すように,履歴曲線を骨格曲線 に変換した際の,曲げ耐力 M_pに対す る最大耐力 M_{max} の比を最大耐力比 τ_{cmax},最大耐力時の部材角から弾性 変形分を引いた無次元化変形力を塑 性変形能力μ'_{cmax}とする。

表1にパラメトリックスタディ用 解析モデルー覧を示す。表中には,文 献3)より得られる幅厚比指標 *W_F*の 値も示している。解析では,梁断面・

表1 パラメトリックスタディ用解析モデル一覧 梁断面[mm] ダン 材長 パー W_F No. Η Х В [mm] t_f tw 軸力 500 250 12 22 2400 0.46 1 × \times \times 2 500 \times 250 Х 9 \times 22 2400 0.58 0%, 3 500 250 9 16 2400 Х Х × 0.64 30%, 500 250 2400 0.40 4 Х 16 х 22 50%. 250 5 500 \times 14 \times 22 2400 0.43 70%. Х 100%500 250 10.5 2400 0.51 6 22 Х × Х 0.54 150% 7 500 250 Х 13 Х 16 2400 Х 8 500 Х 250 × 11 × 19 2400 0.52 Ο \diamond • Ο Δ ∇ 3 $d = F_y$ $\overline{t_w} \sqrt{E}$ 2.5 2 1.5 \wedge 1 0.5 P-I-2 P-II P-Ib 0 $0.8 t_{f}$ \sqrt{E} 0.4 0.6 0.2

図7梁の幅厚比と限界状態設計指針の幅厚比区分⁴⁾

材長, ダンパー軸力を変数としている。図 7 に対象とした梁断面の幅厚比と文献 4)の幅厚比 区分の関係を示している。断面は梁として P-I-1, 柱として P-I-1, P-I-2, P-II に区分される。 文献 4)では, 幅厚比区分に応じて, 塑性変形能力を P-I-1 でμ'cmax=4 以上, P-I-2 でμ'cmax=2 以 上, P-II でμ'cmax=0 (曲げ耐力 M_p)を確保できるものとしている。

図 8(a)に、断面 No.7において、ダンパー軸力を変化させた場合の骨格曲線の比較を示す。 縦軸は軸力を考慮した全塑性耐力 Mpc,横軸は Mpc 到達時の部材角 θpc で無次元化している。 図 8(a)より、ダンパー軸力が増大するにしたがって、塑性変形能力が低下しており、局部座 屈発生後の劣化勾配についても大きくなる。その一方で、最大耐力比についてはダンパー軸 力が大きい場合に若干増大している。これは軸力が図心に作用するとして Mpc を算出したた めと考えられる。制振構面においては、ダンパー軸力はガセットプレートを介して下フラン ジ側から伝達される。そのため、軸力の増大に伴う Mpc の低減が過剰となった可能性がある。 本無次元化指標の構築については、今後の検討課題とする。

図 8(b)にダンパー軸力 100%の場合における梁断面が骨格曲線に与える影響を示す。梁の 保有性能は表1のWFが小さくなるにつれて増大する傾向があり,性能評価に活用できる。 その一方で,文献3)のWFは無軸力時を対象としており,梁作用軸力の影響を考慮していな いことから,新たに梁軸力の影響を 反映する必要がある。

3.応力伝達機構に基づく鉄骨梁の 保有性能評価式の構築

前章で得られたパラメトリックス タディ結果を軸力を考慮した W_F で 評価する。文献○)において、W_Fが増 大するに従い保有性能が低下するこ とが示されている。前章の知見より, ダンパー軸力によって梁の性能は無 軸力時に対して低下することから、作用 軸力の大きさによって見かけ上幅厚比が 大きくなることを表現する。そこで、*W_F* を作用軸力比を変数とした(1-n)で除した W_F/(1-n)によって整理することを考える。 図 9 に W_F/(1-n)を用いて,保有性能を評 価した結果を示す。本研究で構築した指 標を用いることで,梁の保有性能を梁断 面、ダンパー軸力によらず評価できるよ うになる。そこで、本研究では、以下に示 す保有性能評価式を提案する。



$$\tau_{const} = \left[1.1 + \left(\frac{0.09}{W_F/(1-n) - 0.2} - 0.01L/H\right)\right] \left(1.1 - \frac{0.1N}{\sum \mu_x}\right) \quad (1) \quad \mu'_{const} = \left[-6.2 + \left(\frac{4.5}{W_F/(1-n) - 0.2} + \frac{4.5}{L/H}\right)\right] \left(0.55 - \frac{0.08\sum \mu_x}{N}\right) \quad (2)$$

図 9 に提案した評価式を併記しているが,解析結果を高精度で評価できるようになった。 参考文献

- (1) 笠井和彦 他:制振架構接合部に対し新たな載荷法を用いた基礎的実験研究,日本建築学 会構造系論文集,第80巻第708号,pp.309-319,2015.2
- 2) Lemaitre, J., and J. L. Chaboche. Mechanics of Solid Materials. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press., 1990
- 3) 五十嵐規矩夫 他:鋼構造 H 形鋼断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比 指標と幅厚比区分,日本建築学会構造系論文集,第76巻 第668号, pp.1865-1872, 2011.10
- 4) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2

(発表論文)

- 鈴木敦詞,木村祥裕,笠井和彦:制振部分架構に対する有限要素解析に基づくダンパー軸 力伝達メカニズム,日本建築学会大会学術講演梗概集,2022年4月投稿予定
- 2) 鈴木敦詞,木村祥裕,笠井和彦:座屈拘束ブレースを有する制振構面における鉄骨梁の座 屈性状,鋼構造年次論文集,2022年4月投稿予定
- 3) Suzuki A., Kimura Y., and Kasai K. Rotation Capacity of I-shaped Beam Failed by Local Buckling Restrained Braced Frame, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, To Be Submitted.