

大地震時の非構造部材の応力伝達機構解明と損傷可視化に基づく地震後継続システムの開発

東北大学

ヴロツワフ工科大学

仙台高等専門学校

東北大学

○木村祥裕 1*

Wojciech Lorenc2**

吉野裕貴 3***

鈴木敦詞 1*

非構造部材

横座屈

損傷可視化

屋根折板

H形鋼梁

等分布圧力

研究の目的及び内容

大地震後、構造部材が無損傷であっても、実構造物に用いられる非構造部材の組み合わせでは剛性・耐力が十分でない場合には屋根折板、母屋の損傷が可視化されないことで、安全性が確保できない避難施設（大空間構造物）の継続利用に対する課題である。

本研究では、地震時の構造部材から非構造部材に作用する応力とそれにより生じる変形の可視化を目指す。

研究の成果、新発見

縮小模型実験による屋根折板付き並列梁の横座屈性状

図 1 に各試験体の応答時刻歴を示す。振動台の入力加速度が 80s 付近で最大加速度に達する一方で、写真 1 に示す直交梁中央で計測した応答加速度は無補剛が 48s 付近、連続補剛が 68s 付近で最大に達している。

図 2 に载荷履歴曲線を示す。縦軸は H 形断面梁の全塑性モーメント $M_{p,b}(=\sigma_y \times Z_b)$ で除した値である。横軸は柱の部材角 θ を梁の全塑性モーメント $M_{p,b}$ 時の柱の部材角 θ_p で除した値である。最大荷重後も耐力を保持しながら部材角が正側に上昇している。これは梁の面外変形に伴い発生する横曲げ歪が負荷荷時に残留した結果、骨組が AC 端側（写真 1）に傾きながら振動したと考えられる。

図 3 に骨格曲線を示す。縦軸、横軸は図 2 と同様である。▽プロットは各梁端の曲げモーメントに差が生じた時点、▼プロットは最大荷重時の位置を示している。写真 1 の AC 端側より BD 端側の方が曲げモーメントが大きい。これは、▽プロットの時点で横曲げ歪が無補剛の梁の場合 AC 端の

下フランジ、BD 端の上フランジで発生しているが、連続補剛の梁の場合 AC 端でのみ横曲げ歪が上昇しているためである。

図 4 に骨組の弾塑性横座屈耐力と修正一般化細長比の関係を示す。縦軸は最大荷重であり、以降弾塑性横座屈耐力と定義する。横軸は次式の修正一般化細長比である。

$$\lambda'_{p,b} = \sqrt{M_{p,b}/M_{cr}} \quad (1)$$

ここで、 M_{cr} は文献 1) で提案されている完全固定された H 形鋼梁の弾性横座屈荷重 P_{cr} に梁フランジ間距離 d_b を乗じた弾性横座屈モーメントである。骨組の弾塑性横座屈耐力は载荷方法によらず、 $m=1.0$ の鋼構造限界状態設計指針・同解説 2) の座屈曲線上に分布しており、安全側に評価できる。

図 5 に塑性変形倍率と修正一般化細長比の関係を示す。縦軸は、図 3 の骨格曲線における最大荷重時の部材角比から弾性変形分を引いた値であり、これを塑性変形倍率と定義する。各線は次式の鋼構造座屈設計指針 3) で提案されている評価式に (1) 式の $\lambda'_{p,b}$ を適用した値である。本実験では逆対称曲げが作用するため、 $\alpha=1$ とした。

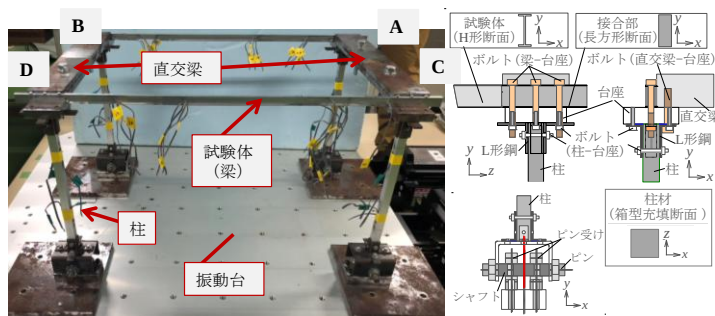


写真 1 屋根折板付き並列梁の実験装置概要

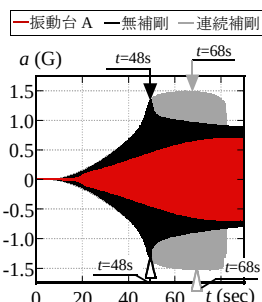


図 1 応答時刻歴

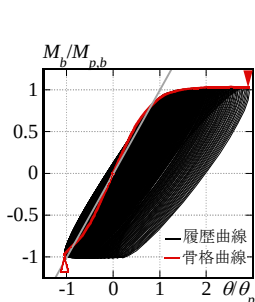


図 2 载荷履歴曲線

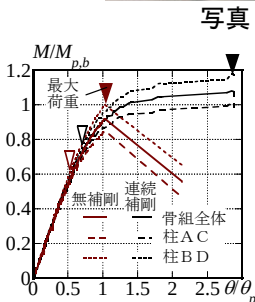


図 3 骨格曲線

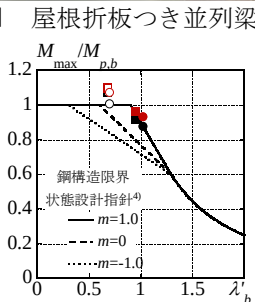


図 4 弾塑性横座屈耐力
—修正一般化細長比

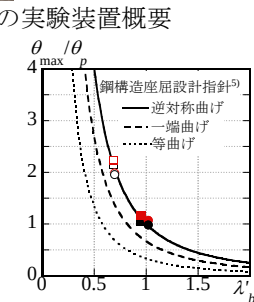


図 5 塑性変形倍率
—修正一般化細長比

$$\theta_{\max}/\theta_p = \alpha/\lambda_{p,b} \quad (2)$$

骨組の塑性変形倍率は荷重方法によらず、修正一般化細長比を適用した(2)式の曲線に概ね対応している。
等分布圧力が作用する屋根折板の損傷メカニズム

図6に平板における軸歪と各計測点位置の関係を示す。縦軸は y 軸方向の軸歪、横軸は試験体上の位置を示している。グラフ中の実線は、両端固定部材に等分布荷重が作用すると仮定した場合の理論歪分布である。

各測定値は理論曲線付近に分布しており、PLAによる圧力荷重は、等分布圧力として試験体に作用していることが確認できる。

図7に屋根折板の曲げモーメント分布を示す。縦軸は次式の曲げモーメント M である。プロットは図8の地点A~Dの値である。

$$M = \frac{2EI(\varepsilon_U - \varepsilon_L)}{d} \quad (3)$$

なお、 x 軸まわりの屋根折板の曲げ剛性 (Nmm^2)、 $\varepsilon_U, \varepsilon_L$: 屋根折板の谷及び山フランジの軸歪、 d : 屋根折板のせい ($=10\text{mm}$) である。黒の実線は両端固定支持の屋根折板の理論モーメント分布であり、点線は端部が単純支持 (ピン-ピンローラー) の理論モーメント分布である。実験値は二つの理論線の間にプロットされている。

図9に屋根折板に生じた曲げモーメントの時刻歴を示す。図7の計測位置A~Dによらず、50s付近まで実験結果に対して有限要素法解析 (FEA) は傾向を捉えている。

図10に屋根折板の鉛直たわみの時刻歴を示す。計測位置は図8の地点Bである。たわみは変位計で計測した値 (Disp) と DIC の計測値は100sまで対応している。

図11に数値解析による鉛直たわみ分布を示す。FEA と DIC による鉛直たわみ分布は良く対応している。

結論

本論文では、縮小模型振動台実験及び PLA を

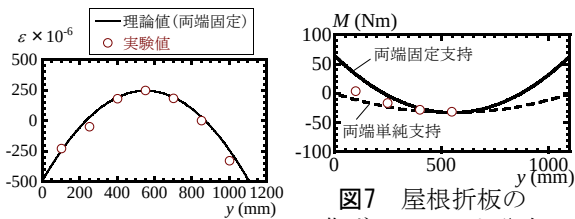


図6 平板の軸歪

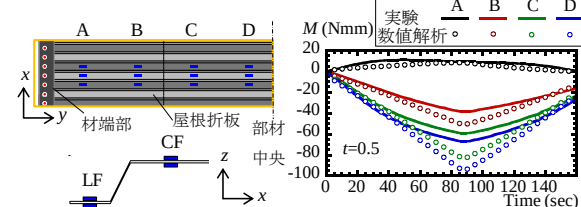


図7 屋根折板の曲げモーメント分布



図8 歪計測位置

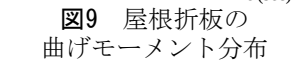


図9 屋根折板の曲げモーメント分布



写真2 DICの計測方法

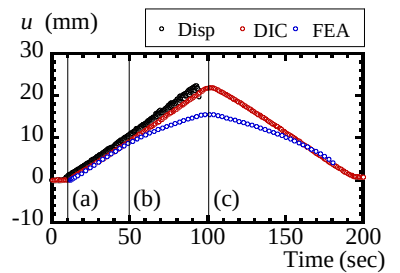


図10 鉛直たわみの時刻歴

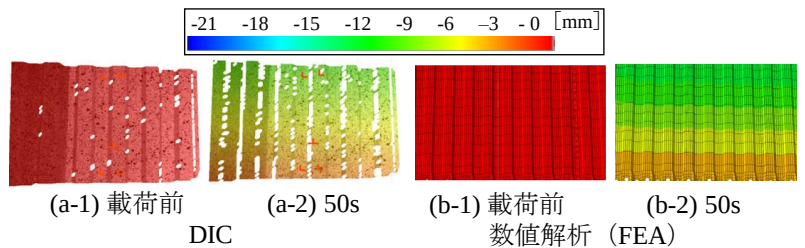


図11 DICと数値解析による鉛直たわみ分布

用いた圧力荷重実験より、薄板部材における応力分布及び変形挙動を把握した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 並列梁の弾塑性横座屈耐力は(1)式及びの修正一般化細長比を用いることで、設計指針の座屈曲線²⁾により評価できる。骨組の塑性変形倍率は、荷重方法によらず、修正一般化細長比を用いることで、(2)式の曲線により評価できる。
- 2) PLAによる荷重は、試験体に対して面的な等分布荷重として荷重される。
- 3) DICによる屋根折板の鉛直たわみの発生及び進展状況については変位計及び数値解析結果と対応しており、精度良く計測できる。

今後の予定

本報告では、等分布圧力下における屋根折板の応力及び鉛直たわみ分布を把握した。今後は梁による接合部を介した屋根折板の応力及び鉛直たわみ分布を把握する。

謝辞

この研究は、2024年度大成学術財団の助成による成果である。ここに深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 木村祥裕, 佐藤唯, 鈴木敦詞: 勾配曲げモーメントを受ける連続補剛 H 形鋼梁の弾塑性横座屈挙動に及ぼす柱の振り抵抗による拘束効果, 日本建築学会構造系論文集, 第87巻, 第793号, pp.316-327, 2022.3
- 2) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010
- 3) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2012
- 4) 日本建築学会: 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—, 2012.5

*東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 1

**ヴロツワフ工科大学 2

***仙台高等専門学校総合工学科 3

*Tohoku University, Dept. of Civil Engineering and Architecture 1

**Wrocław University of Science and Technology 2

***National Institute of Technology, Sendai College 3