

高層多径間鋼骨組への半剛結接合の適用性に関する数値解析的一検討

A numerical study on application of semi-rigid connections to multi-story steel frames

室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
 室蘭工業大学 正 員 小室 雅人 (Masato Komuro)
 室蘭工業大学 フェロー 松岡 健一 (Ken-ichi Matsuoka)
 室蘭工業大学 ○学生員 佐藤 陽介 (Yosuke Sato)

1. はじめに

接合部に非線形な剛性特性を有する半剛結鋼骨組は一般に剛結鋼骨組と比較して変形しやすい構造であることから、特に耐震安定性の問題が指摘されてきた。しかしながら、著者らの過去の研究成果¹⁾により半剛結鋼骨組は剛結鋼骨組と比較して、最大応答変位は若干増加する傾向にあるものの、断面力値(曲げモーメント、層せん断力)は低減することなどから、動的挙動特性は必ずしも不利ではないこと等を明らかにしてきた。

しかしながら、既往の研究の多くは、低・中層骨組を対象としたものであり、半剛結接合の高層多径間骨組への適用性に関する検討については、一部行われているものの、接合部剛性特性の影響などに関する詳細な検討を行うまでに至っていない。

このような観点より、本研究では、半剛結接合の高層多径間骨組への適用性に関する詳細な検討を目的として、半剛結接合と剛結接合を併用した8層4径間骨組を対象に、地震応答解析を行った。ここでは、接合部の剛性特性を4種類に変化させ、かつ卓越振動数の異なる2種類の地震波形について検討を行った。さらに、半剛結接合と剛結接合の組み合わせを3種類に変化させた場合についても検討を加えている。なお、解析には動的汎用構造解析プログラムであるLS-DYNAを使用している。

2. 数値解析仮定

2.1 骨組のモデル化

図-1には本解析に使用した8層4径間骨組を示している。図中には形状寸法、使用形鋼および柱番号を示している。使用形鋼に関してはAISC-LRFD²⁾規準に準拠している。表-1にはその物性値を示している。また、柱番号を明確にするため、図の左側から柱番号1～5と定義することとする。

本研究では、図-2に示すような半剛結接合と剛結接合を組み合わせた3ケースと全ての接合部を剛結接合と

した場合(以下、剛結骨組)の計4ケースに対して検討を行った。すなわち、ケース1は両外側柱および径間方向中心柱を剛結接合とし、それ以外を半剛結接合とする場合、ケース2は両外側径間を剛結接合とし、半剛結接合を中央部に集中させる場合、ケース3は両外側径間を全て半剛結接合とする場合である。なお、いずれのケースについても半剛結接合部の総数は28である。

載荷荷重はAISC-LRFD規準に基づいて屋根部に $W_R = 12.41 \text{ kN/m}$ 、床部には $W_F = 37.08 \text{ kN/m}$ を設定している。解析精度を確保するために柱材を10分割、梁材を16分割し、梁材に作用する死荷重 W_R および W_F は等価な集中質量として梁材節点に付加することとした。

表-1 鋼材の物性値

鋼種	弾性係数 E_s (GPa)	降伏応力 σ_y (MPa)	ポアソン比 ν_s	単位体積質量 ρ_s (kg/m ³)
A36	206	250	0.3	7.85×10^3

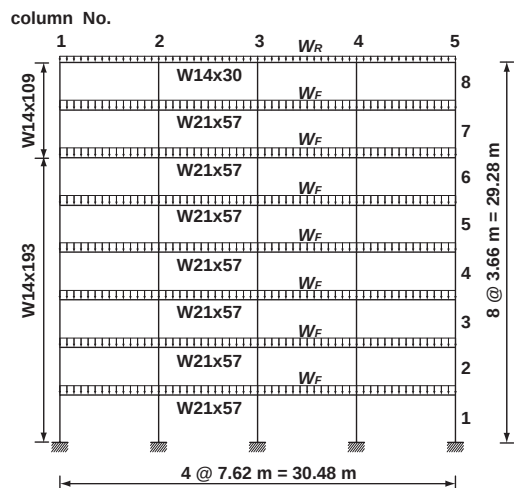


図-1 解析対象骨組

○: 図-8の $M-\theta_r$ 履歴曲線に使用した節点

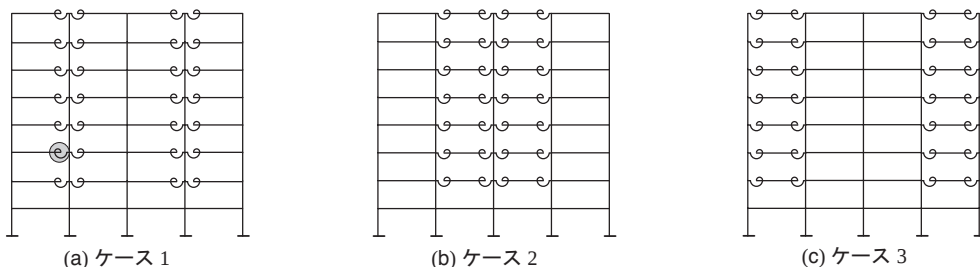


図-2 各組み合わせケース

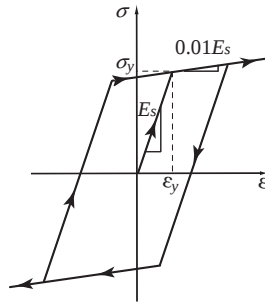


図-3 鋼材の応力-ひずみ関係

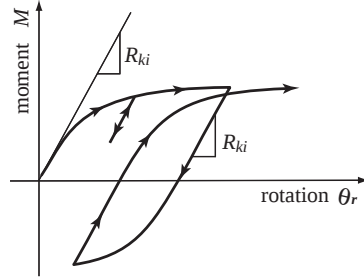


図-4 Independent Hardening Model

M_{pb} : 梁の全塑性曲げモーメント

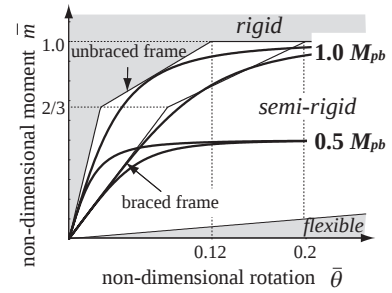


図-5 解析に用いた $M-\theta_r$ 曲線と EC3 分類法の比較

表-2 接合部特性ケース一覧

接合部特性		初期剛性 R_{ki}	
		$8E_s I_b / L_b$	$20E_s I_b / L_b$
限界曲げ	$0.5 M_{pb}$	R8-M0.5	R20-M0.5
耐力 M_u	$1.0 M_{pb}$	R8-M1.0	R20-M1.0

表-3 ケース別固有振動数一覧

解析ケース	最低次固有振動数 f_{1n} (Hz)	
	$R_{ki} = 8E_s I_b / L_b$	$R_{ki} = 20E_s I_b / L_b$
ケース 1	0.554	0.580
ケース 2	0.561	0.581
ケース 3	0.558	0.580
剛結接合	0.602	

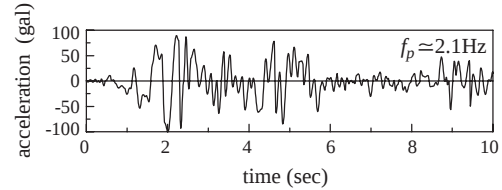
また、部材の塑性化の影響を考慮するために、梁材および柱材の応力-ひずみ関係は 図-3 に示すような降伏後の塑性硬化係数 H' を考慮したバイリニアモデルを適用した。また、鋼材の構成則は移動硬化則を採用し、降伏の判定は von Mises の降伏条件に基づいている。

2.2 接合部のモデル化

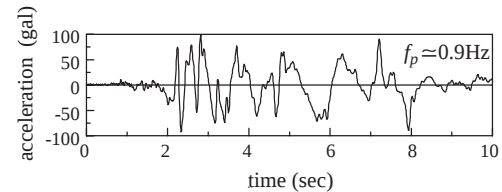
本研究では、接合部挙動は曲げモーメント M による相対回転角 θ_r が支配的であると判断し、軸力およびせん断力による変形は無視することとした。すなわち、柱-梁接合部には、曲げモーメントに関する非線形な回転バネのみが存在するものとして、構成則のモデル化を行っている。また、履歴挙動特性に関しては、単純で比較的履歴挙動特性をよく表現していると考えられている Independent Hardening Model³⁾ を用いることとした。図-4 にその挙動特性の概略を示している。なお、このような履歴特性に関しては、LS-DYNA にあらかじめ組み込まれている離散要素を用いて定義している。

2.3 接合部剛性評価

本研究では、柱-梁接合部の非線形な $M-\theta_r$ 特性評価モデルとして、三要素パワーモデルを採用した。このモデルは、接合部初期剛性 R_{ki} 、形状指数 n および限界曲げ耐力 M_u の3つのパラメータから構成されるものである。図-5 には本解析で用いた $M-\theta_r$ 曲線と Eurocode 3⁴⁾ (以下、EC3) で規定されている接合部に関する分類法を比較して示している。本研究では、上述の3パラメータを EC3 における剛結接合と半剛結接合の境界線に漸近するように、unbraced frame の場合には $R_{ki} = 20 E_s I_b / L_b$ 、



(a) エルセントロ NS 成分波形



(b) JR 鷹取駅 EW 成分波形

図-6 解析に用いた入力地震波形 (100 gal)

$n=2$ 、 $M_u = 1.0 M_{pb}$ と設定し、また、braced frame の場合に $R_{ki} = 8 E_s I_b / L_b$ 、 $n=3$ 、 $M_u = 1.0 M_{pb}$ と設定したケース、さらに、上述の2つの曲線について、限界曲げ耐力 M_u を $1/2$ とした場合の計4ケースについて検討を行っている。これら接合部特性を分かりやすく表現するために、表-2 に示すように接合部特性を定義することとした。ここで、 $E_s I_b$: 梁材の曲げ剛性、 L_b : 梁材長、 M_{pb} : 梁材の全塑性曲げモーメントである。

2.4 地震応答解析

本研究では、接合部剛性や、その履歴挙動特性が高層多径間骨組に及ぼす影響を詳細に検討するために、入力加速度波形として卓越振動数の異なる2種類の実地震波を所定の加速度に正規化して解析を行っている。図-6 には、本解析で使用したエルセントロ NS 成分波形、および JR 鷹取駅 EW 成分波形を 100 gal に正規化したものを示している。

解析は入力加速度を 100 gal ~ 600 gal まで 100 gal 毎に正規化した入力地震波形を物体力として、骨組要素および集中質量に作用させることにより行った。なお、解析時間は主要動を含む 10 秒としている。

表-3 には、半剛結接合部の剛性を線形剛性として初期剛性 R_{ki} を仮定した場合の各組み合わせケースにおける最低次固有振動数を、剛結骨組の場合と比較して示している。表より、 $R_{ki} = 20 E_s I_b / L_b$ とした場合の骨組の固有振動数は、その組み合わせにかかわらず剛結骨組と比較して 3% 程度小さいことが分かる。また、初期剛性 $R_{ki} = 8 E_s I_b / L_b$ とした場合には、 $R_{ki} = 20 E_s I_b / L_b$ とした場合と

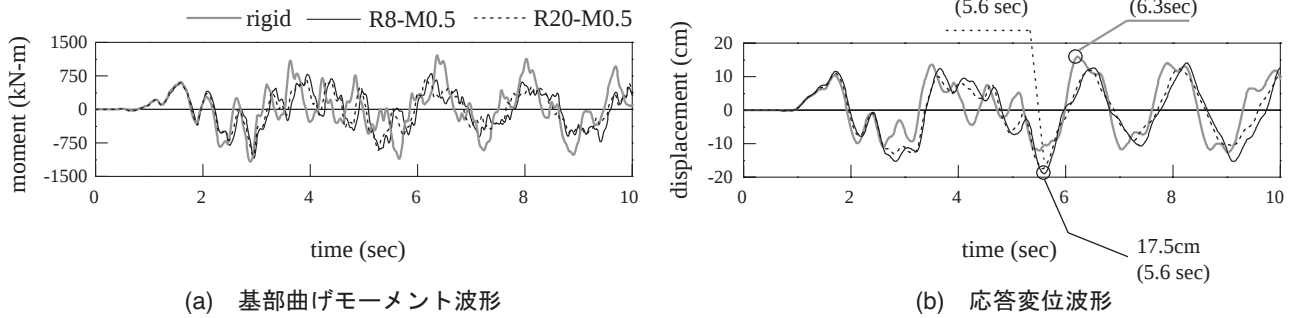
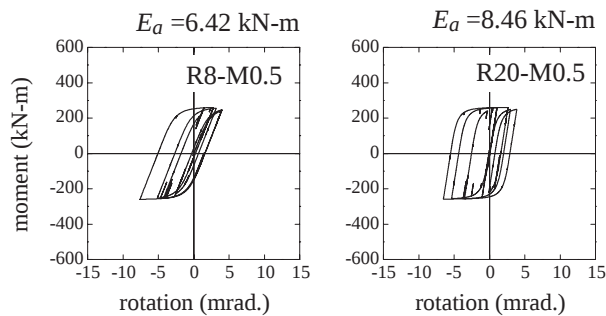
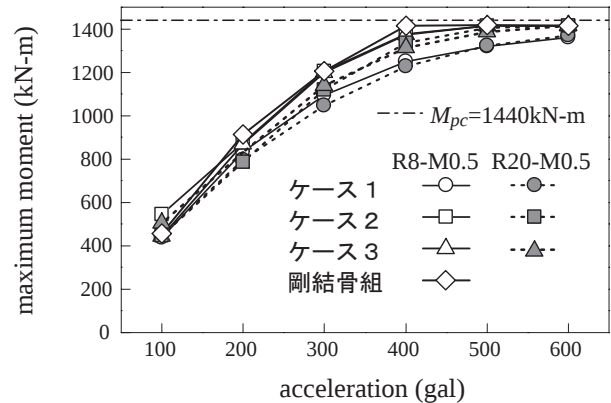
図-7 応答波形の一例(ケース1, エルセントロ NS 成分波形 300 gal, 限界曲げ耐力 $M_u = 0.50 M_{pb}$)図-8 ケース1 接合履歴曲線(3層目)
エルセントロ NS 成分波形 $\alpha_i = 300$ gal

図-9 最大基部曲げモーメント

比較して4%程度小さい。なお、減衰定数 h は表-2に示す最低次固有振動数に対して質量比例型減衰を採用し、 $h=2\%$ と設定している。

3. 解析結果および考察

3.1 各種応答波形

図-7(a)には、基部曲げモーメント波形の一例として、エルセントロ NS 成分波形を 300gal, 接合部限界曲げ耐力 $M_u = 0.5 M_{pb}$ と設定した場合の解析結果の一例として、ケース1の解析結果を R8-M0.5 と R20-M0.5 のケースで比較して示している。なお、着目点は中央径間柱(柱番号3)基部である。図より、半剛結骨組の応答値は初期剛性の違いにかかわらず、剛結骨組の応答値よりも低減していることがわかる。これは半剛結接合部の履歴挙動に伴う減衰効果が発揮されたためと推察される。また、初期剛性の違いによる影響を比較すると、応答波形の周期に若干のずれが生じている。これは、初期剛性の違いや、接合部の非線形な剛性特性によって骨組全体の剛性が変化するためと考えられる。

図-7(b)には、図-7(a)と同様の場合での応答変位波形を示している。なお、着目点は柱番号1の上端である。また、図には最大応答変位の発生時間とその値を示している。図より、最大応答変位は剛結骨組の応答値よりも若干大きく示されている。また、初期剛性 $R_{ki} = 8 E_s I_b / L_b$ の場合には、最大応答変位が若干大きく示されている。

図-8には接合履歴曲線分布を示している。着目点は3層目半剛結接合部(図-2参照)である。また、図中の E_a は接合部のエネルギー吸収量を示しており、履歴ループで囲まれる面積で評価されるものである。図よ

り、初期剛性による影響を比較すると、初期剛性 $R_{ki} = 8 E_s I_b / L_b$ の場合が $R_{ki} = 20 E_s I_b / L_b$ の場合より吸収エネルギー量が小さく示されている。これは、半剛結接合部が線形的な挙動を示すため、接合部の非線形性が発揮されず履歴挙動に伴う減衰効果が小さくなったためと考えられる。

図-9には、エルセントロ NS 成分波形を入力した場合の各組み合わせケースにおける最大基部曲げモーメントを、接合部限界曲げ耐力 $M_u = 0.5 M_{pb}$ の場合について示している。なお、図中の M_{pc} は柱材の全塑性曲げモーメントを示している。図より、入力加速度 $\alpha_i \leq 400$ gal では、応答値は入力加速度の増加に伴い線形的に増加しており、 $\alpha_i > 400$ gal では、全塑性曲げモーメントに達し柱材基部に塑性化が進行していることがわかる。また、初期剛性の影響について比較すると、図-8に示したように、初期剛性 $R_{ki} = 8 E_s I_b / L_b$ の場合には、履歴挙動に伴う減衰効果が小さくなるため、最大基部曲げモーメント値は大きく示されている。さらに、ケース1は他の2ケースと比較して応答値が小さく示されていることがわかる。

3.2 入力地震波形の違いによる影響

ここでは、卓越振動数の異なる地震波形を入力する場合の影響を検討するため、エルセントロ NS 成分波形と JR 鷹取駅 EW 成分波形を入力する場合の解析結果について、比較・検討を行うこととする。なお、紙面の都合上、ケース1を対象とし、変形量のみに着目して検討を行うこととする。

図-10には、エルセントロ NS 成分波形と JR 鷹取駅 EW 成分波形を入力した場合の各層における接合部最大

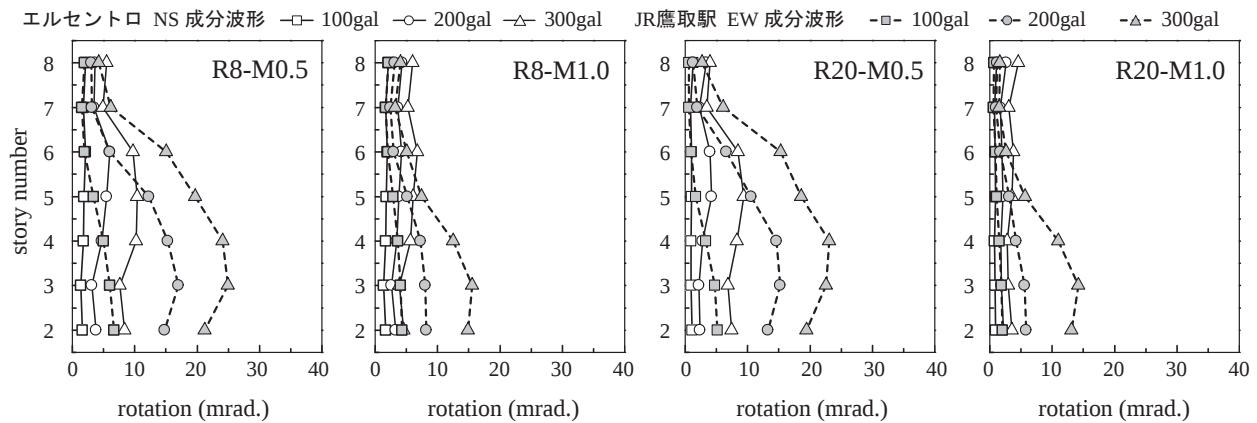


図-10 層ごとの接合部最大相対回転角 (ケース1)

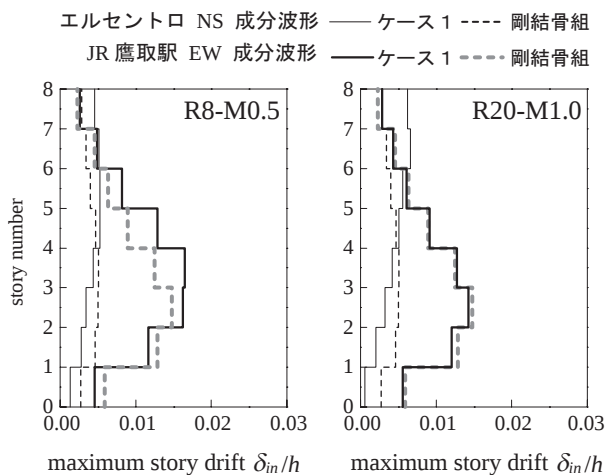


図-11 層間変形角の包絡線分布の比較 (ケース1)

相対回転角を接合部特性毎に比較して示している。図より、JR 鷹取駅 EW 成分波形を入力した場合には、エルセントロ NS 成分波形を入力した場合と比較して、各層での最大相対回転角が大きく示されている。これは、JR 鷹取駅 EW 成分波形の卓越振動数 ($f_p \approx 0.9$) が骨組の固有振動数 ($f_{in} \approx 0.5$) に近接しているため、共振に近い応答を示していることによるものと考えられる。また、接合部剛性特性による影響を見ると、初期剛性の大きさにかかわらず接合部限界曲げ耐力 $M_u = 0.5 M_{pb}$ の場合に最大相対回転角が大きく示されている。しかしながら、半剛結接合部を対象とした既往の実験によって得られた限界回転角 (40 mrad.)⁵⁾ に達しているものは無く、本解析においては接合部最大相対回転角は、設計基準を満足する結果になっている。

図-11 には、層間変形角の包絡線分布を R8-M0.5 と R20-M1.0 のケースで剛結骨組の場合と比較して、2つの入力地震波形を 200 gal で入力した場合について示している。層間変形角は柱番号 1 の層間変位 δ_{in} を層高 h で除す形で算出している。エルセントロ NS 成分波形を入力した場合には、剛結骨組と比較すると接合部特性によらず 6 層目より上層で大きくなる傾向にある。また、JR 鷹取駅 EW 成分波形を入力した場合には、層間変形角は増大し R8-M0.5 では剛結骨組よりも大きくなっているものの、R20-M1.0 の場合には剛結骨組とほぼ同程度の値に抑制されている。これにより、接合部の接合部特性を

適切に設定することで、層間変形角を剛結骨組と同程度に抑制することが可能であることがわかる。

4. まとめ

本論文では、半剛結接合の高層多径間骨組への適用性について、接合部 $M-\theta_r$ 曲線の組み合わせを 4 種類に変化させた 8 層 4 径間骨組を対象に、入力地震波形を 2 種類に変化させ地震応答解析を実施した。本研究により得られた結果を整理すると以下のようになる。

- 1) 半剛結接合を組み合わせた高層多径間骨組の最大応答変位は剛結骨組の値と同程度か増大する傾向にあるものの、断面力値は接合部剛性特性の変化によらず低減する。
- 2) 入力地震波形の卓越振動数が骨組の固有振動数に近接した場合には、共振に近い振動状態となるため骨組全体の変形量は増大するものの、接合部相対回転角は設計基準の許容範囲内であった。
- 3) 層間変形角については、適切に接合部特性を設定することにより、剛結骨組の場合とほぼ同程度に抑制することが可能である。
- 4) 本解析結果より、適切に接合部特性を設定することで、高層多径間骨組への半剛結接合部の適用が可能であることがわかった。

参考文献

- 1) 小室雅人, 岸 徳光, 松岡健一, 菅野昌生: 接合部の非線形な剛性特性を考慮した半剛接鋼骨組の地震応答解析, 日本建築学会, 構造工学論文集, Vol. 49B, pp.549-560, 2003.
- 2) American Institute of Steel Construction: *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, 3rd Ed., Chicago, 2001.
- 3) Chen, W.F. and Saleeb, A.F.: Uniaxial Behavior and modeling in plasticity, Structural Engineering Report No. CE-STR-82-35, School of Civil Engineering, Purdue University, 1982
- 4) Eurocode 3: *Design of steel structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, Vol. 1, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 1992
- 5) 高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル, 社団法人 日本鉄鋼連盟 半剛接鉄骨架構の実用化検討委員会, 2003.