

半剛結接合と剛結接合を併用した高層多径間鋼骨組の地震応答解析

Seismic response analysis of multi-story steel frames with mixed use of rigid and semi-rigid connections

室蘭工業大学 正員 小室 雅人 (Masato Komuro)
 室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
 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。しかしながら近年、地震動の動的な外力を受ける半剛結鋼骨組の動的応答特性に関する研究成果により、半剛結鋼骨組の動的挙動特性は、剛結鋼骨組のそれと比較して必ずしも不利とはならないことが明らかになってきた。これは半剛結鋼骨組が接合部に非線形な剛性特性を有することにより、接合部の履歴挙動に伴う減衰効果が外部エネルギーに対して有効に作用するためと考えられる。また、半剛結鋼骨組の応答特性に関する研究の多くは、接合部の剛性特性を線形、あるいはバイリニア型に簡略化したものが多く、非線形な $M-\theta_r$ 曲線を考慮した研究は非常に少ない。

このような背景のもと、著者等はより合理的な半剛結鋼骨組の耐震設計手法の確立を目的に、接合部の非線形な $M-\theta_r$ 曲線を考慮した鋼骨組の動的応答特性に関する研究を行ってきた¹⁾。その結果、半剛結骨組は剛結骨組と比較して、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を明らかにしてきた。しかしながら、これらの知見は、比較的中・低層な骨組に対して得られたものであり、高層多径間骨組に対する半剛結接合の適用性に関する検討は十分に行われていない。

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検討を目的として、半剛結接合と剛結接合を併用した高層多径間骨組を対象に地震応答解析を行った。ここでは、高層多径間骨組として8層4径間骨組を設定し、半剛結接合と剛結接合の組み合わせを3種類に変化させて検討を行っている。なお、解析には動的汎用構造解析プログラムであるLS-DYNA²⁾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-LRFD³⁾規準に準拠している。表-1にはその物性値を示している。なお、骨組の奥行き中心間隔は7.62mとしている。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 $W_F = 39.37 \text{ kN/m}$ 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。

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

柱-梁接合部の変形挙動を正確に評価するためには、軸力、せん断力、曲げモーメントの3成分を考慮する必要がある。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

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

column No.

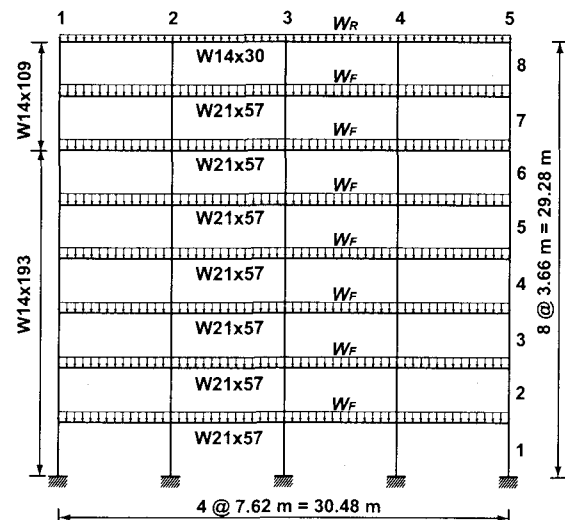


図-1 解析対象骨組

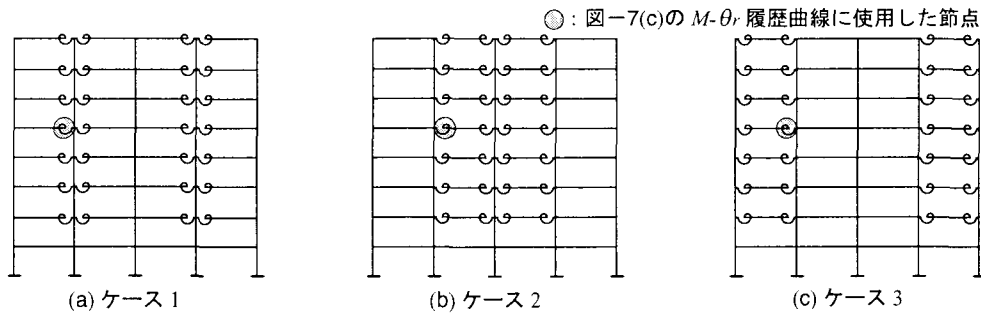


図-2 各組み合わせケース

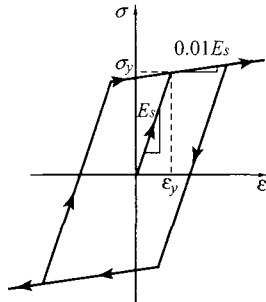


図-3 鋼材の応力-ひずみ関係

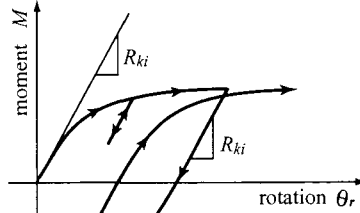


図-4 Independent Hardening Model

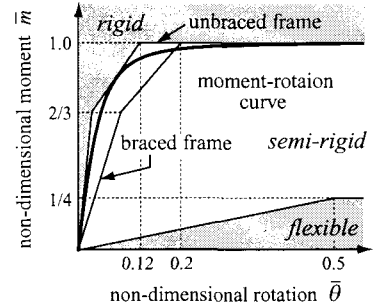


図-5 解析に用いたM-θ曲線とEC3分類法の比較

表-2 モード別固有振動数一覧

解析ケース	固有振動数 f_{in} (Hz)			
	1次	2次	3次	4次
ケース1	0.580	1.798	3.177	4.739
ケース2	0.581	1.803	3.188	4.760
ケース3	0.580	1.798	3.178	4.749
剛結接合	0.602	1.857	3.284	4.852

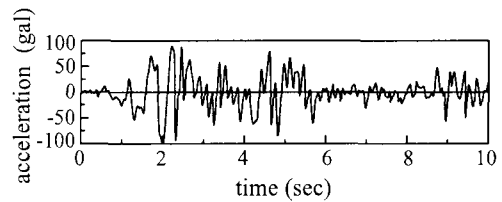


図-6 エルセントロNS成分波形(100gal)

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、実験結果の蓄積が少なく適切な評価モデルが公表されるに至っていないことより、本研究では単純で比較的履歴挙動特性を表現していると考えられている Independent Hardening Model⁴⁾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た。

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-θ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-θ曲線とEurocode 3⁵⁾(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における剛結接合領域と半剛結接合領域の境界線に漸近するように、 $R_{ki} = 20 E_s I_b / L_b$ 、 $n = 2$ 、 $M_u = 1.00 M_{pb}$ と設定した。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、接合部の履歴挙動特性や部材の塑性化

の影響に伴う各断面力に関する詳細な検討を行うため、入力加速度波形として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成分波形を100galに正規化したものを示している。

解析は入力加速度を100gal~600galまで100gal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-2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、半剛結接合を有する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1次振動モードで3%程度小さいことが分かる。

また、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 基部曲げモーメントおよび応答変位波形

図-7(a)には、基部曲げモーメント波形の一例として、中央径間柱(柱番号3)における解析結果を剛結骨組の場合と比較して示している。図は入力加速度振幅が300galの結果である。図より、半剛結骨組はいずれの組み合わせケースにおいても剛結骨組の場合の波形と比較して、

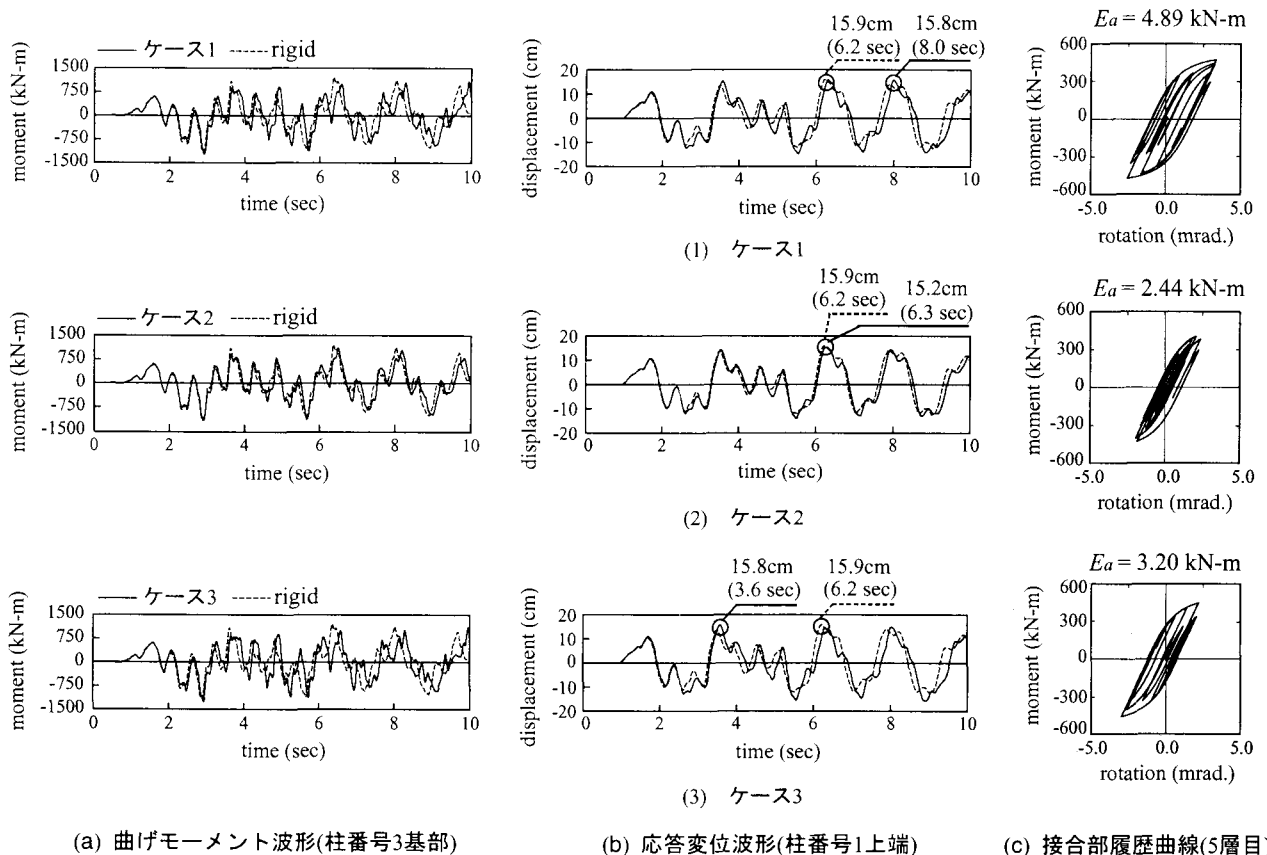


図-7 各応答波形および接合部履歴曲線(入力加速度振幅 $\alpha_i = 300$ gal)

その周期に若干のずれが生じていることが分かる。これは、半剛結接合部の非線形な履歴挙動特性が反映しているものと考えられる。また、各組み合わせケースにおける応答波形を比較すると、ケース1と3は類似した波形性状を示しているのに対し、ケース2の場合は剛結骨組に類似した波形性状を示している。これは、後述の図-7(c)からも明らかなように、ケース2の場合には他の2ケースと比較して接合部におけるエネルギー吸収量が小さく、接合部が弾性的な挙動を示したことに起因しているものと推察される。

図-7(b)には、入力加速度振幅を300 galに正規化した場合の応答変位波形を各解析ケースについて比較して示している。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、応答変位波形の場合においても、基部曲げモーメント波形の場合と同様に、ケース1と3の応答波形は両者類似の分布性状を示していることが分かる。また、最大応答変位に着目すると、半剛結接合を有する場合にはいずれの組み合わせケースにおいても剛結骨組の場合と比較してほぼ等しい値を示していることが分かる。これは、半剛結接合を適切に配置することにより、剛結骨組と同程度の変形量に抑えることが可能であることを示唆している。

図-7(c)には、各組み合わせケースにおける5層目の半剛結接合部(図-2参照)におけるモーメントと相対回転角関係を示している。入力加速度振幅は300 galである。なお、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。図よりエネルギー吸収量を比較すると、ケース

2の場合が他のケースと比較してエネルギー吸収量が小さく、かつほぼ弾性的な挙動性状を示していることが分かる。

3.2 変形性状

図-8には、最大応答発生時(図-7bの○印)における骨組の変形性状を比較して示している。図中にはそれぞれの骨組における最大応答変位発生時刻を示している。なお、変形倍率は60倍である。図より、最大応答変位時の変形性状を比較すると、ケース1では1次振動モードが支配的であるのに対し、ケース2、3および剛結骨組の場合には2次振動モードに近い状態となっている。特に、ケース2と剛結骨組の変形性状は非常に類似している。なお、骨組の変形状況を詳細に見ると、半剛結接合が配置された接合部の相対回転角が大きく示されており、それと接続されている梁材の変形が小さく、半剛結接合部の影響が反映されていることが分かる。

3.3 最大応答値の比較

図-9には、各組み合わせケースと剛結骨組の最大応答値と入力加速度振幅の関係を示している。なお、着目点は基部曲げモーメントに関しては中央径間柱(柱番号3)の基部、層せん断力は1層目、応答変位は柱番号1の上端である。(a)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。

まず、図-9(a)に示している最大基部曲げモーメントに着目すると、いずれのケースにおいても、入力加速度 $\alpha_i \geq 400$ gal で骨組基部曲げモーメントが全塑性曲げモーメントに達し柱材に塑性化が生じていることが分かる。また、 $\alpha_i \leq 400$ gal においては最大基部曲げモーメント値は、入力加速度振幅の増加に対してほぼ線形的

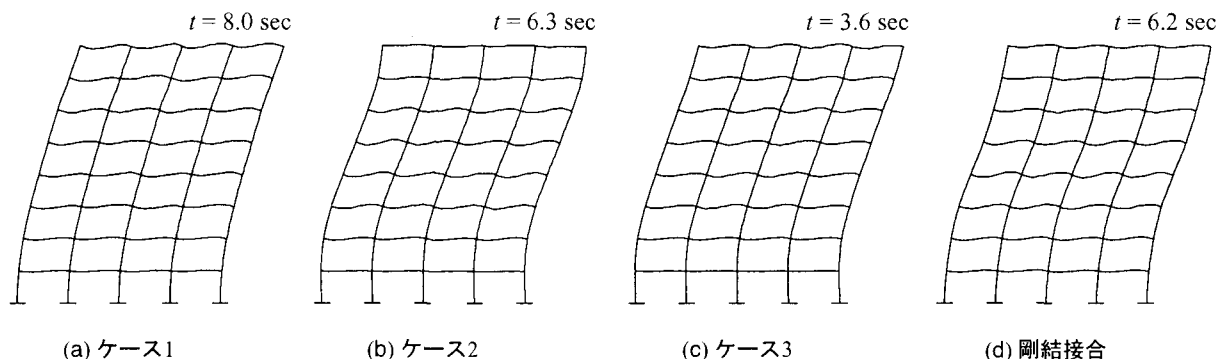


図-8 変形状況(入力加速度振幅 $\alpha_i = 300$ gal, 変形倍率 60 倍)

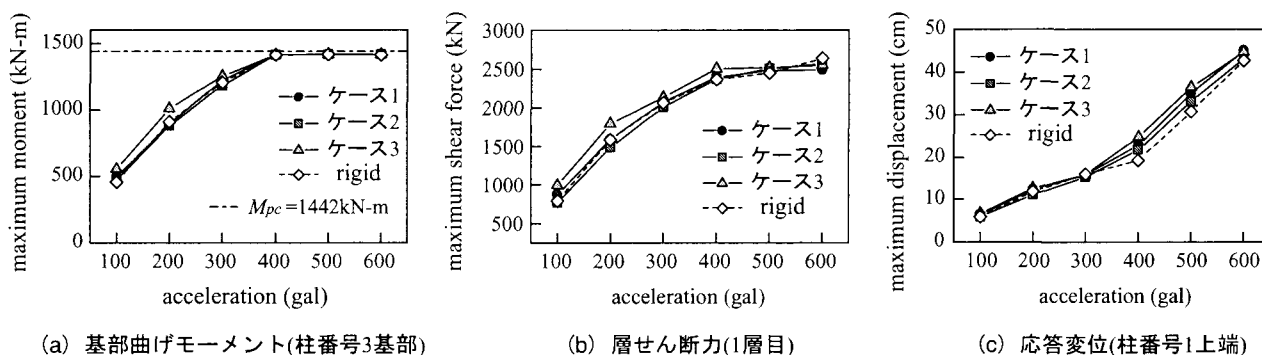


図-9 最大応答値

に増加していることが分かる。また、各組み合わせケースにおける応答値を比較すると、ケース3が最も大きな値を示している。なお、ケース1および2の最大応答値は、剛結骨組のそれとほぼ同程度の値を示しており、半剛接合の影響が小さいことが分かる。これは、本研究で仮定した接合部 $M-\theta_r$ 曲線がEC3による剛結接合と半剛結接合の境界線に漸近するように設定したことにより、接合部の剛性が大きくその非線形特性が十分に反映されず、剛結骨組と類似の挙動特性を示したことによるものと考えられる。また、図-9(b)に示す最大層せん断力に関しても、同様な傾向が見られる。

次に、図-9(c)に示す最大応答変位について検討を行う。図より、最大応答変位は剛結接合および半剛結接合の組み合わせケースにかかわらず、入力加速度振幅の増大に伴い線形的に増加している。また、柱材が塑性化しない $\alpha_i \leq 400$ gal までは、いずれの場合もほぼ等しい値を示している。一方、柱材が塑性化する $\alpha_i \geq 400$ gal の場合には、最大応答変位も急激に大きくなっている。これは、柱材の塑性化によって骨組の振動中心が一方向に偏心したためと考えられる。なお、半剛結接合の組み合わせによる最大応答変位を詳細に比較すると、ケース2が他の2ケースよりも小さな値を示していることが分かる。

4. まとめ

本論文では、半剛結接合部と剛結接合を併用することによって、半剛結接合の高層多径間骨組への適用性について、それらの組み合わせを3種類に変化させた8層4径間骨組を対象に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ようになる。

- 1) 半剛結接合と剛結接合を組み合わせた骨組の最大応答値は、剛結骨組とほぼ同程度の値を示す。

- 2) 半剛結接合を適切に組み合わせることによって、応答変位を低減させることが可能である。
- 3) これより、適切に半剛結接合を配置することで半剛結接合の高層多径間骨組への適用が可能であると考えられる。

なお、本研究では、半剛結接合部の $M-\theta_r$ 曲線をEC3に規定されている剛結接合と半剛結接合の境界線に漸近するように設定したため、半剛結接合部の剛性が大きく、履歴挙動特性の影響が必ずしも十分に反映されたものとはなっていない。今後は、接合部 $M-\theta_r$ 曲線を種々に変化させた解析を行い、半剛結接合の高層多径間骨組への適用性について詳細な検討を行う予定である。

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) Hallquist, J. O.: *User's Manual version 960*, Livermore Software Technology Corporation, 2001.
- 3) American Institute of Steel Construction: *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, 3rd Ed., Chicago, 2001.
- 4) 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
- 5) Eurocode 3: *Design of steel structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, Vol. 1, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 1992