

I - A 242

慣性力を考慮した半剛結鋼骨組の挙動解析

室蘭工業大学 正 員 小室 雅人

室蘭工業大学 正 員 岸 徳光

室蘭工業大学 正 員 松岡 健一

1. はじめに

本研究では、半剛結鋼骨組の耐震設計手法確立のための基礎資料を得ることを目的として、震度法および修正震度法に基づいた3種類の地震荷重に対する静的解析を行い、異なる地震荷重を受けた場合の半剛結鋼骨組の挙動特性に関する検討を行った。数値解析は過去の研究に用いた21層4径間骨組¹⁾を対象とし、剛結接合と半剛結接合を組み合わせることで、骨組の剛性を変化させた場合における挙動特性への影響についても検討を行った。

2. 数値解析仮定

2.1 地震荷重

本研究では、加速度分布の違いによる半剛結鋼骨組の挙動特性を把握するために、以下の3種類の地震荷重（加速度分布）を対象として数値解析を行った。

- 1) 震度法（長方形分布）に準拠する方法（荷重タイプ1）
- 2) 日本建築学会（ A_i 分布）に準拠する方法²⁾（荷重タイプ2）
- 3) 米国の Uniform Building Code (UBC)（逆三角形分布＋頂部集中荷重）に準拠する方法²⁾（荷重タイプ3）

なお、本解析では骨組に作用する全地震荷重が加速度分布に関わらず一定になるように骨組全重量 W の10%を地震荷重として載荷させることとした。

2.2 骨組、載荷荷重

解析の対象とした骨組は過去の研究で使用した21層4径間骨組である。図-1に骨組の主寸法および使用形鋼を示す。本研究では、各梁に作用する等分布荷重（死荷重）は35.0kN/mと設定した。また、図-2に各荷重タイプにおける地震荷重を示す。

本研究では、半剛結接合形式として top- and seat-angle with double web angle 接合を採用し、全ての接合部の基本形状は同一と仮定した。表-1に基本形状パラメータを示す。また、接合部の $M-\theta_c$ 曲線は、これらのパラメータを用いて三要素パワーモデルにより決定している。図-3に解析に用いた $M-\theta_c$ 曲線の一例を示す。

2.3 解析結果および考察

本研究では、荷重タイプ（加速度分布）の違いによる半剛結鋼骨組の挙動特性の把握と同時に鋼骨組の剛性による影響についても検討を行うこととした。ここでは、剛結接合部と半剛結接合部の組み合わせパターンとして、図-4に示すような3ケースについて検討を行った。

図-5に各荷重タイプの変形状態の一例を示している。

表-1 接合部基本形状パラメーター一覧

	アングル材	長さ l (in)	g (in)
top- and seat-angle	L5×5×5/8	9.0	2.5
double web angle	L4×4×3/4	18.0	2.5

g : アングル材のかかと部から梁ウェブの締結孔中心点までの距離

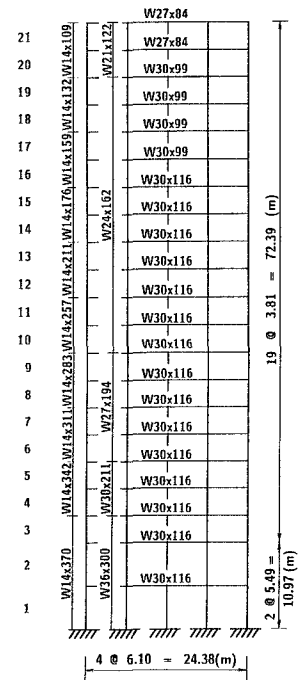


図-1 解析に用いた骨組

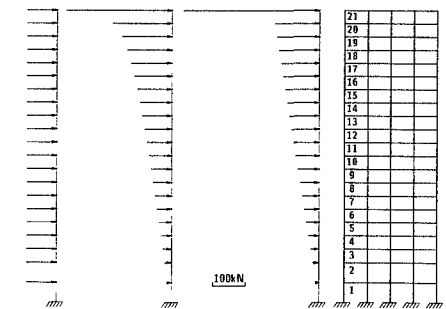


図-2 各荷重タイプによる地震荷重

キーワード：地震荷重、半剛結接合、鋼骨組、震度法、修正震度法

連絡先 〒050-8585 室蘭市水元町 27-1 室蘭工業大学 建設システム工学科 Tel 0143-47-3174 Fax 0143-47-3169

図は骨組剛性の最も低いケース1における解析結果である。図中に骨組頂部の横移動量 Δ を骨組の高さ H で無次元化した無次元横移動量 Δ/H を付記している。図より、無次元横移動量 Δ/H は荷重タイプ1で1/305、荷重タイプ2で1/188、荷重タイプ3で1/186となっており、荷重タイプ1は荷重タイプ2および3の約61%程度となっていることがわかる。また、荷重タイプ2,3では最大変形量、変形状態ともほぼ等しいことがわかる。

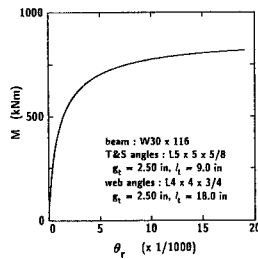


図-3 $M - \theta_r$ 曲線の一例

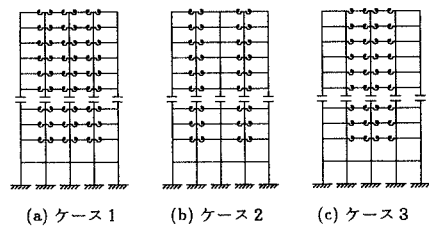


図-4 解析ケース一覧

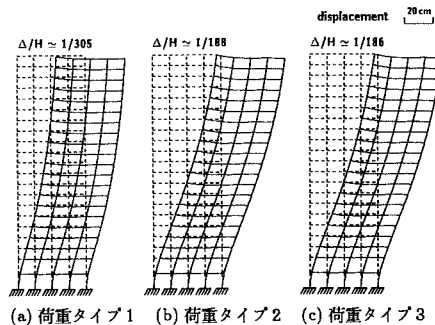


図-5 各荷重タイプの変形状態（ケース1）

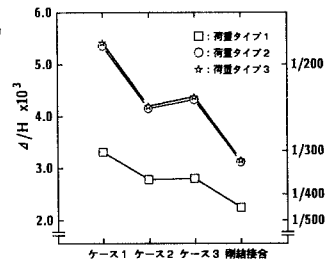


図-6 無次元横移動量

図-6は、各荷重タイプによる無次元横移動量 Δ/H を組み合わせてケースごとに整理した結果である。図より、いずれの組み合わせケースにおいても、荷重タイプ1の場合が最も変形量が小さく、荷重タイプ2,3の場合は類似の値を示していることがわかる。最大変形量の観点から判断すると、ケース2の組み合わせが最も合理的な組み合わせであるものと判断される。

図-7には、地震荷重作用側柱における無次元層間変形量 δ/h を各ケースごとに整理している。図より、荷重タイプ1の場合には低層部を除きほぼ直線的な分布を示していることがわかる。一方、荷重タイプ2および3では、曲線的な分布性状を示している。この傾向は、骨組の剛性が小さい場合に顕著となっている。しかしながら、いずれのケースにおいても層間変形量の分布性状はほぼ類似の傾向を示すことが明らかになった。なお、最大層間変形量は、ケース1の荷重タイプ2,3で約1/135（6層目）となっている。

図-7には、地震荷重作用側柱における無次元層間変形量 δ/h を各ケースごとに整理している。図より、荷重タイプ1の場合には低層部を除きほぼ直線的な分布を示していることがわかる。一方、荷重タイプ2および3では、曲線的な分布性状を示している。この傾向は、骨組の剛性が小さい場合に顕著となっている。しかしながら、いずれのケースにおいても層間変形量の分布性状はほぼ類似の傾向を示すことが明らかになった。なお、最大層間変形量は、ケース1の荷重タイプ2,3で約1/135（6層目）となっている。

3. まとめ

- 1) 最大変形量に関しては、震度法による地震荷重が最も小さな値を示し、日本建築学会および米国の UBC は両者ほぼ等しい値を示すことが明らかになった。
- 2) 日本建築学会および米国の UBC では、最大変形量のみならず、その変形性状に関しても類似の傾向を示すことが明らかになった。

参考文献

- 1) 岸 徳光, 後藤芳顕, Chen, W.F., 小室雅人: 剛結と半剛結接合を組み合わせた高層鋼骨組の横移動解析, 日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, Vol.2, 53-60, 1994.
- 2) 日本建築学会: 地震荷重—その現状と将来の展望, 1992.

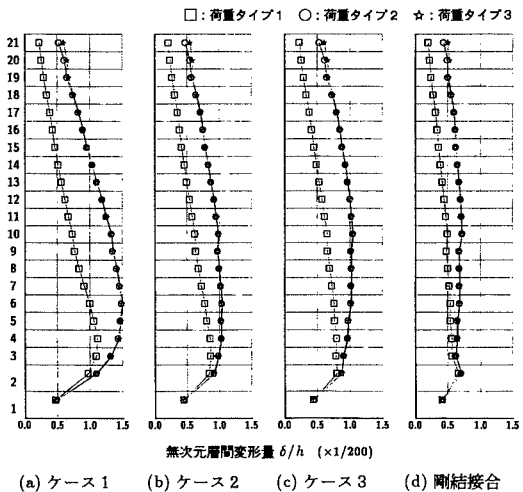


図-7 各荷重タイプに対する地震荷重作用側柱の無次元層間変形量の分布