

立体解析に基づく鉄骨置屋根構造物の損傷メカニズムの検討

仙台高専

飯藤將之

仙台高専

藤田智己

東北大大学院 鈴木敦詞

仙台高専名誉教授 渋谷純一

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震において、RC下部構造の上に置屋根状に鉄骨屋根が設置された鉄骨置屋根構造で構造被害が確認された¹⁾。被害はRC下部構造と鉄骨屋根の接合部（以降、置屋根支承部と呼ぶ）で発生し、過去に同様な被害としてRC柱頭の側方破壊が起きている²⁾。今回の地震被害調査では、それに加えてアンカーボルトの破断、敷きモルタルの圧壊の被害が見られた¹⁾。著者らはこれまでに地震被害を受けた体育館の解析を通して被害発生メカニズムを検討してきた^{3),4)}。本論では、既往の解析モデル³⁾を再評価した立体モデルによる静的増分解析を行い、これまでに得られた知見と総合して置屋根支承部の損傷メカニズムについてまとめる。

2. 解析対象建物および被害の概要

解析対象建物は、1979年設計、1981年竣工の地上2建ての体育館である。本建物の平面図を図1に示す。本建物は1通り、11通りにはほぼ全面が耐力壁で構成された妻構面を有し、6通りに代表される中央構面は、2階のギャラリー部から約9mに及ぶ片持ち柱により構成される。置屋根の主架構は鋼管トラス構造で南北方向に架けられている。置屋根はC、M通りのRC柱の柱頭部分で露出柱脚形式として4本のアンカーボルト（22φ）で結合されている。

置屋根支承部の損傷は、C、M通り中央部分とM通り西端を除く箇所で4本中すべてのアンカーボルトが破断した（図-1）。破断を免れた箇所においても、アンカーボルトの伸びは確認されている。また、C通りの支承部には高さ調整用の7~10cmの敷モルタルが設けられていたが、すべて圧壊していた。被害写真を写真1、写真2に示す。

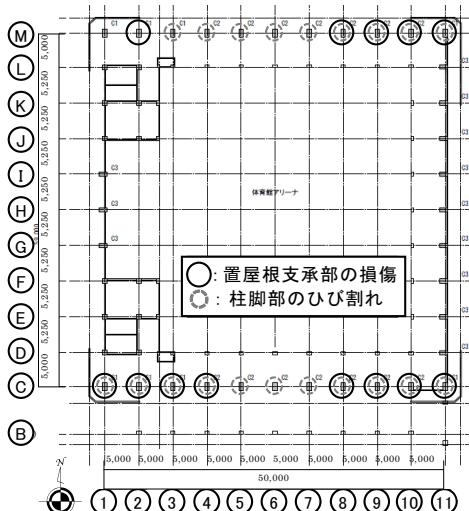


図1 基準階伏図：置屋根支承部損傷箇所



写真1 1通り柱（左：C通り、右：M通り）¹⁾



写真2 3通り柱（左：C通り、右：M通り）¹⁾

3. 解析モデルの概要とモデルの変更点

解析には弾塑性解析プログラム Frame-D⁵⁾を用いた。解析モデルは、図2に示す部材モデルで構成された既往モデル³⁾についてトラス屋根の曲げ剛性の再評価を行い、図3のようにモデル化した。

既往モデル³⁾は、トラス屋根の曲げ剛性をトラスの上弦材・下弦材・束材を考慮した図心に関する断面2次モーメントを用いて定めていた。しかし、トラス屋根部分について有限要素解析ソフトABAQUS6.8.2を用いて解析した結果⁴⁾、置屋根支承部に曲げモーメントが作用する場合の屋根トラスの曲げ抵抗はトラスの下弦材に大きく依存することが確認され、曲げ剛性は既往モデル³⁾の1/30程度となることがわかった。

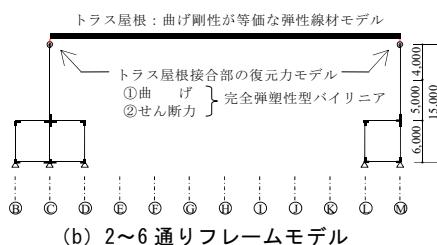
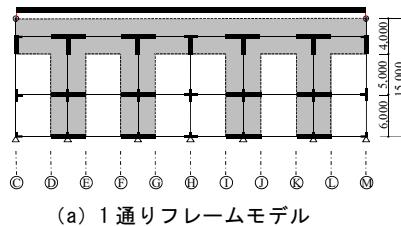


図3 解析モデル

表1 曲げばね履歴モデル: Takeda モデル

部材	ひび割れ耐力 $B M_c$ [N]	終局耐力 $B M_y$ [N]	変形角 [rad]		剛性低下率 α_y	降伏後剛性
			ひび割れ $B R_c$	終局 $B R_y$		
柱	$0.57\sqrt{\sigma_b}Z_e + ND / 6$	$0.8\alpha_i\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right)$	$B M_c / 200K_0$	$\left\{(1/\alpha_y - 1)\right\}M_y / K_0$	$(0.043 + 1.64np_i + 0.43\alpha/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2$	$K_0 / 1000$
		$0.9\alpha_i\sigma_y d$				

表2 せん断ばね履歴モデル: 原点指向型モデル

部材	ひび割れ耐力 sQ_c [N]	最大耐力 sQ_y [N]	終局耐力 sQ_u [N]	変形角 [rad]		
				ひび割れ sD_c	最大耐力 sD_y	終局 sD_u
柱	$\frac{0.065k_c(500 + \sigma_b)}{M/Qd + 1.7}bj$	$\left\{\frac{0.052p_i^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_y} + 0.1\sigma_0\right\}bj$	sQ_c と同値	sQ_c/GA	$1/250$	$1/25$
		$\left\{\frac{0.052p_i^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_y}\right\}bj$				

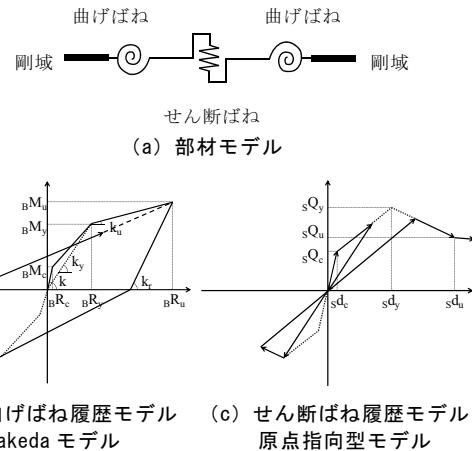
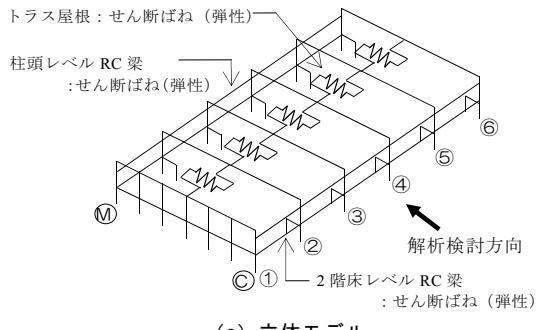


図2 Frame-D の線材モデル⁵⁾



部材モデルの耐力等は設計図書に示された部材リストについて鉄筋コンクリート構造設計基準⁶⁾に基づき表1, 表2の式で算定している。なお、各記号については文献5), 6)を参照されたい。

置屋根支承部の復元力モデルとして、せん断については終局せん断耐力 Q_U とせん断剛性 GA_b を用いた完全弾塑性型のバイリニアモデルを C, M 通りに配置した。終局せん断耐力 Q_U は置屋根支承部の全アンカーボルトの本数の強度に形状係数を考慮した値として、

$$Q_U = \frac{\sigma_u \cdot A_b \cdot n_b}{\sqrt{3}\kappa} \quad \cdots(1)$$

により求めている。ここで、 σ_u はアンカーボルトの引張強さ [N/mm²], A_b はアンカーボルトの軸断面積 [mm²], n_b は全アンカーボルトの本数, κ は形状係数 (円形断面の場合は 4/3) である。

曲げについては回転剛性 K_{BS} および終局曲げ耐力 M_U を用いた完全弾塑性型のバイリニアモデルを C, M 通り側に配置した。 K_{BS} および M_U は鋼構造接合部設計指針⁷⁾ の露出柱脚として、

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b \cdot (d_t + d_c)}{2 \cdot l_b} \quad \cdots(2) \quad M_U = T_U d_t + \frac{(N + T_U)D}{2} \left(1 - \frac{N + T_U}{N_U}\right) \quad \cdots(3)$$

により求めている。なお、各記号については文献7)を参照されたい。

4. 解析結果および既往知見との比較

解析結果として、本解析モデルを用いた場合を図4に、既往のモデルを用いた場合を図5に示す。いずれも横軸は6通り柱頭変位を階高で除した6通り全体変形角である。(a)には支承部に作用するせん断力 (以降、柱頭せん断力と呼ぶ。) との関係、(b)には支承部に作用する曲げモーメント (以降、柱頭曲げモーメントと呼ぶ。) との関係、そして(c)には2階床から立ち上がるRC柱の柱脚に作用する曲げモーメント (以降、柱脚曲げモーメントと呼ぶ。) との関係を示す。各図には終局せん断耐力、降伏モーメント、終局モーメントを併記している。

本解析モデルと既往モデル³⁾の結果を比較すると、柱頭せん断力、柱脚モーメントに関しては同様の傾向を示すことが確認できる。しかし、柱頭モーメントについて、各通りで柱頭せん断力が終局耐力に達した際、既往モデルでは中央構面に向かうほど線形的に曲げ応力が上昇するのに対して、本解析モデルの結果ではすべての通りで終局モーメントの3割程度に留まっている。即ち、トラス屋根の曲げ剛性の違いにより支承部に作用する曲げ応力が変化することがわかる。同時に、本解析モデルの結果に基づけば、実際の建物ではトラス屋根が曲げ変形することで置屋根支承部に作用する曲げ応力が軽減されると言うことができる。

どちらの解析モデルの結果からも、1~3通りの置屋根支承部では柱頭せん断力が終局耐力に達する際の柱頭モーメントが3割程度のため、せん断力が卓越して損傷に達すると言うことができる。しかし、4~6通り構面に着目すると、トラス屋根の曲げ剛性が高い場合には柱頭モーメントが終局耐力の6割程度まで作用しており、置屋根支承部はせん断のみではなく曲げとの複合的作用により損傷に至る。従って、損傷時期が早くなる可能性がある。但し、置屋根支承部が妻構面から損傷が発生しあり、徐々に隣り合う構面が応力を負担しながら順に中央構面に向けて進行する損傷進展メカニズムに変わりはない。

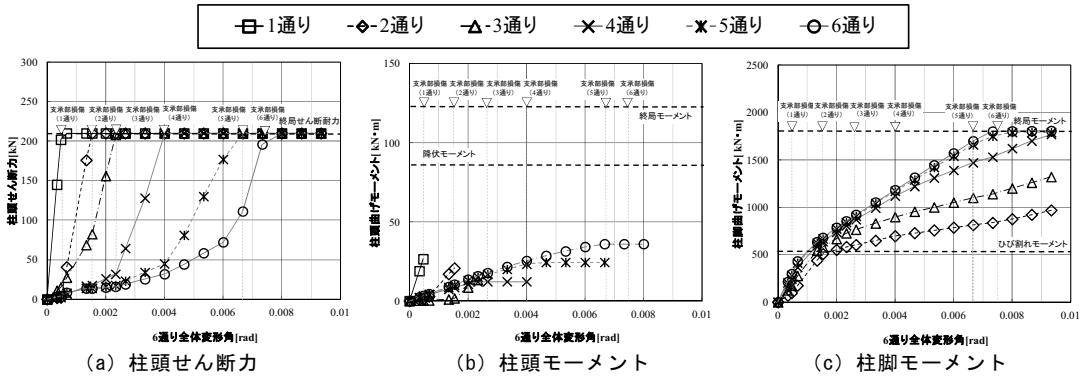
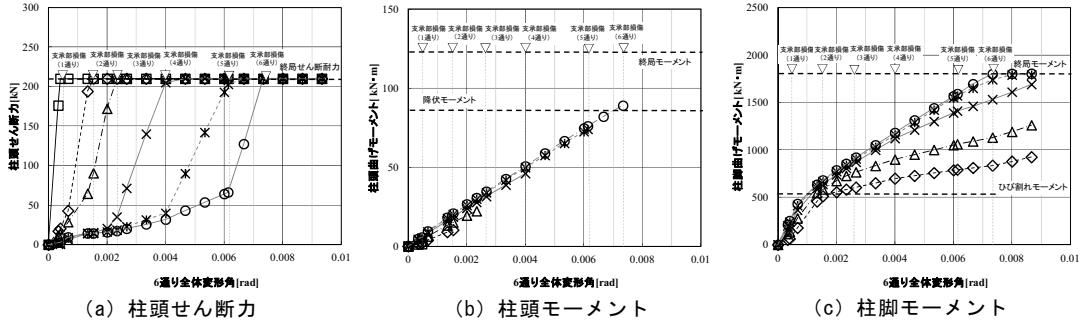


図4 各応力と6通り全体変形角の関係：本解析モデル（トラス屋根の曲げ剛性1/30倍）

図5 各応力と6通り全体変形角の関係：既往モデル³⁾

4.まとめ

本論では再構築を行った解析モデルによる静的増分解析の結果を示し、既往モデルの結果を勘案して、鉄骨置屋根構造の置屋根支承部の損傷メカニズムを検討した。

本解析モデルの結果より、1)既往モデルの結果と同様、置屋根支承部の損傷が妻構面から中央構面にむけて進行する、2)置屋根支承部には曲げ応力はほとんど作用せず、せん断が卓越して損傷に至ることが明らかとなった。加えて、既往モデルとの比較より、トラス屋根の曲げ剛性の大きさで置屋根支承部に作用する曲げ応力が変化し、トラス屋根の曲げ剛性が高い場合、中央構面の置屋根支承部ではせん断と曲げの複合的作用により損傷することを示した。

参考文献

- 1) 一般社団法人 建築研究振興協会：東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告, 2012.8
- 2) 梶川鉄平 他：既存屋内運動場におけるRC柱と鉄骨屋根梁との定着部コンクリート破壊に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.805-806, 2002.8
- 3) 永井一磨 他：鉄骨置屋根構造を有する空間構造物の地震被害に関する研究 その3 簡易解析モデルによる柱頭損傷メカニズムの検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2, PP. 1351-1352-, 2014.9
- 4) 藤田智己 他：静的増分解析による鉄骨置屋根空間構造物の損傷メカニズムの検討, 鋼構造年次論文報告集 第22巻, PP.447-452, 2014.11
- 5) 志賀敏男 他：東北大工学部建設系研究棟の強震応答実測とその弾塑性応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第301号, pp.119-128, 1981.3
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 7) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針, 2012.3