

鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムに関する基礎的研究

仙台高専専攻科生 鈴木敦詞 仙台高専 藤田智己
仙台高専 飯藤将之 仙台高専名誉教授 渋谷純一

1. はじめに

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震により様々な建物被害が報告されている¹⁾。被害報告で採り上げられることが少ないが深刻な被害として鉄骨置屋根構造を有する建物があり、RC柱頭での屋根トラスのアンカー部の損傷（柱頭損傷と呼ぶ）と脚部ひび割れが著しく、継続使用が不可能となる被害が起きており、これまでに被害状況の報告や微動測定などによる検討が行われてきた²⁾。

本論では、本地震によって鉄骨置屋根構造で被害を受けた体育館を取り上げ、RC部材には材端バネモデルを、トラス部分は等価な線材モデルを適用した解析を行い、被害メカニズムの解明を試みる。尚、本論の解析で使用するプログラムは、東北大大学建築構造学研究室の弾塑性地震応答解析プログラム Frame-D³⁾を改良したものである。

2. 対象建物および被害概要

本報では、宮城県N市にあるN市体育館を対象に解析を行う。本建物は1979年設計、1981年竣工の地上2建ての体育館である。本体育館の写真を図1に、平面図を図2に示す。本建物は、1通り、11通りにほぼ全面にわたって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に及ぶ長大な片持ち柱により構成されている。

本建物の被害は、主として、柱頭支承部の損傷、2層柱脚の曲げひび割れ、サブトラスの座屈となっている。被害の特徴である柱頭支承部の損傷は、1通り、11通りの妻構面付近の構面に多く見られ、2層柱脚の曲げひび割れは6通り近辺の中央構面を中心に発生している。

なお、サブトラスの座屈は点在して見られ、本体育館が複雑な挙動を示したことがうかがえる。

3. 解析モデル

鉄骨大屋根を覆う部分は、NS方向11構面、EW方向12構面からなるが、損傷の激しかったNS方向を取り上げ、NS方向の1/2部分、即ち1～6構面を解析対象とした。図3に骨組のモデルを示す。1通りは、ほぼ全面が耐力壁で構成され



図1 N市体育館全景

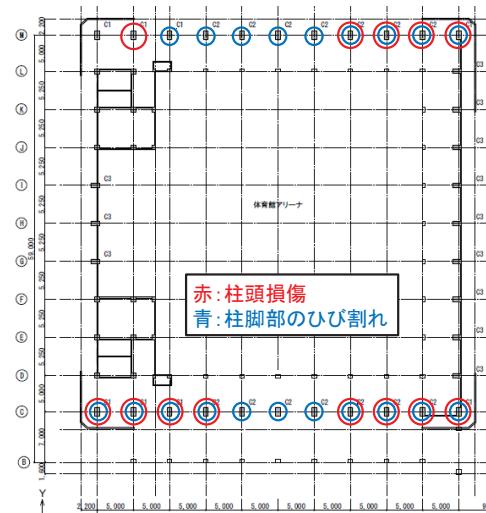


図2 N市体育館平面図

た妻構面である。2~6通りは、長大な片持ち柱を有する形状となっている。各通りは弾性のせん断バネで連結している。図4に連成構面の解析モデルを示す。せん断バネの剛性については、トラス単体に対する有限要素解析を行うことによって求めた。

Frame-Dでは、柱・梁部材を図5に示す剛域、曲げバネ、せん断バネで構成される線材モデルで表現する。履歴モデルは、曲げバネを図6に示すTakedaモデル、せん断バネを図7に示す原点指向型のトリリニアモデルとし、折れ点の各パラメータは、設計図書に示された部材リストからRC規準⁴⁾に基づき、表1に示すように設定している。トラス梁に関しては弾性材とし、曲げ剛性が等価となる線材モデルに置換している。

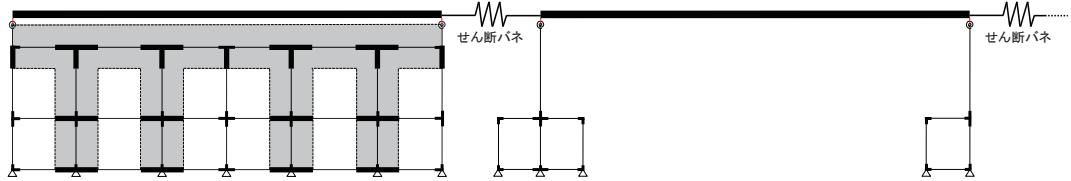


図4 連成構面解析モデル

表1 各モデルのパラメータ
(a) 曲げバネ履歴モデル:Takeda モデル

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

(b) せん断バネ履歴モデル:原点指向型

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	$\frac{0.065k_c(500 + \sigma_b)}{M/Qd + 1.7}bj$	$\left\{ \frac{0.052p_t^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_y} + 0.1\sigma_0 \right\}bj$	sQ_c と同値	sQ_c/GA	$1/250$	$1/25$
梁		$\left\{ \frac{0.052p_t^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_y} \right\}bj$				

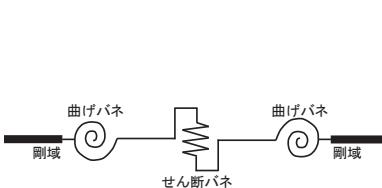


図5 部材モデル

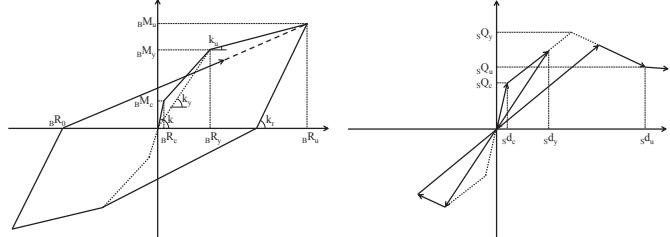


図6 Takeda モデル

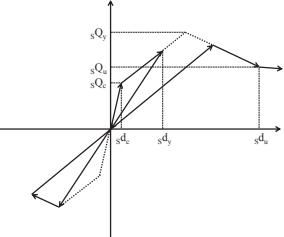


図7 原点指向型モデル

RC 柱の柱頭にはアンカーボルトが埋め込まれ、ベースプレートを挟んでボルト接合された露出柱脚形式であり、柱頭の詳細は図 8、図 9 に示すとおりである。RC 柱とトラス梁の接合部の復元力モデルは完全弾塑性型のバイリニアモデルと設定し、接合部設計指針⁵⁾に基づき、露出柱脚に倣って、式(1)により回転剛性 K_{BS} を、式(2)により終局曲げ耐力 M_U を算出す。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b \cdot (d_t + d_c)^2}{2 \cdot l_b} \quad (1)$$

$$M_U = T_U d_t + \frac{(N + T_U) D}{2} \left(1 - \frac{N + T_U}{N_U} \right) \quad (2)$$

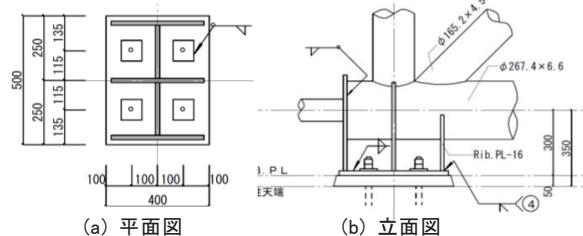


図 8 C 通り柱頭詳細図

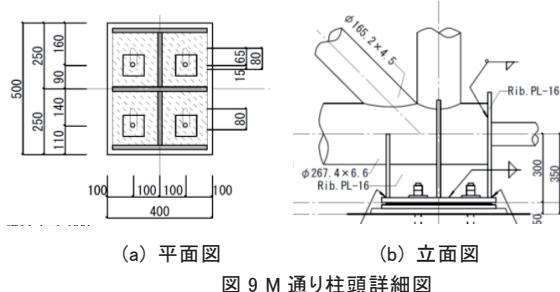


図 9 M 通り柱頭詳細図

ここで、 E はアンカーボルトのヤング係数、 n_t は引張側アンカーボルトの本数、 A_b はアンカーボルトの軸断面積、 d_t は柱断面図心より引張側アンカーボルト断面群の図心までの距離、 d_c は柱断面図心より圧縮側の柱フランジ外縁までの距離、 l_b はアンカーボルトの長さである。更に、 T_U は引張側アンカーボルトの終局引張耐力 ($T_U = n_t \cdot A_b \cdot F$)、 N は軸力、 N_U は基礎コンクリートの終局圧縮耐力 ($N_U = 0.85 \cdot B \cdot D \cdot F_c$)、 B はベースプレートの幅、 D はベースプレートの長さ、 F はアンカーボルトの F 値、 F_c はコンクリートの設計基準強度である。

(1)、(2) 式より、回転剛性 K_{BS} は C 通り柱頭: 8.48×10^3 [kN·m]、M 通り柱頭: 9.68×10^3 [kN·m]、曲げ耐力 M_U は C 通り柱頭: 1.23×10^2 [kN·m]、M 通り柱頭: 1.29×10^2 [kN·m]となる。本論では既往の報告⁶⁾を参考に、柱頭部に曲げが強制されることによる破壊を念頭に入れ、終局曲げ耐力に達した時点を柱頭損傷と定義する。

設定する質量は、軸力表から求め、2 層柱脚及び柱頭に質量を配置した。また、照明等の設備備品を除く屋根重量は、補修工事時にジャッキアップした際の重量から逆算した値が $120\text{kg}/\text{m}^2$ であったことから、構造図面から屋根折板の重量と設備備品を考慮し、 $150\text{kg}/\text{m}^2$ と設定した。

4. 固有値解析による解析モデルおよび設定質量の整合性に関する検討

本体育館では、被災後、常時微動測定が実施されている²⁾。その結果を図 10 に示し、固有値解析により得られた 1 次固有周期を併記する。

図 10 より、固有値解析の結果と、微動測定の結果は良く一致し、本解析モデルおよび設定質量が実構造物の特性を捉えていることが確認できる。

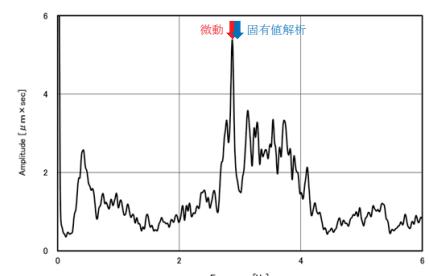


図 10 微動測定により得られたフーリエスペクトル

5. 静的増分解析による損傷メカニズムに関する検討

前節の固有値解析の結果に基づき、Ai 分布を算出し、変位制御によって 6 通り構面柱頭を 3cm 変位させたときの塑性化の状況を図 11 に示す。なお、図中の数字については、その箇所の塑性率を示している。

図 11 より、1 通り柱頭が早期に曲げ降伏に至ることが確認できる。これは、各構面のメイントラスを結ぶサブトラスによって、1 通り柱頭に荷重が伝達され、かつ 1 通り構面が耐力壁によって高い剛性を有するため変形に追従できず、結果として RC 構面とメイントラスの接合部に大きな曲げモーメントが発生したものと考えられる。

この妻構面への柱頭被害の集中は、2 節で述べたとおり、実被害においても確認されている。この荷重の伝達による柱頭支承部の破壊は、妻構面を有する鉄骨置屋根構造の代表的な損傷メカニズムと考えられ、柱頭支承部の保有耐力に加え、サブトラスの面内せん断剛性も考慮に入れた耐震診断、耐震補強の必要性を示唆している。

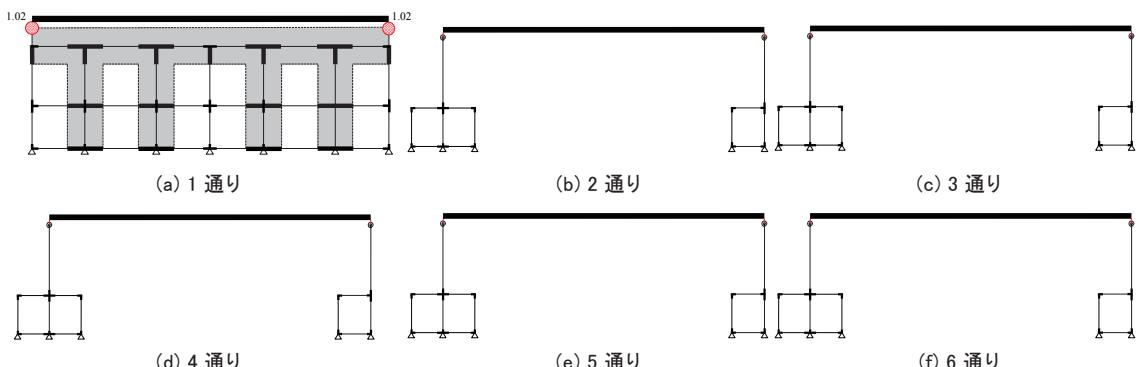


図 11 各構面の塑性化の状況

:曲げ降伏 :ひび割れ

6. 動的解析による損傷メカニズムに関する検討

地震応答解析で用いる地震波は図 12 に示す仙台高等専門学校名取キャンパスで観測された記録とする。これは、対象物件から 1.5km 程度離れた地点で得られた記録である。図 13 に加速度応答スペクトル ($h=0.03$) を示す。図 13 に示す通り、本体育館の固有周期である 0.3 秒付近に卓越周期が存在する地震動である。

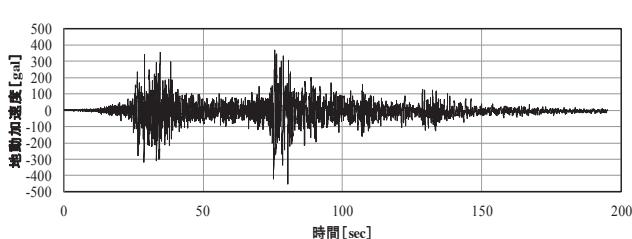


図 12 東北地方太平洋沖地震 NS 記録：仙台高専

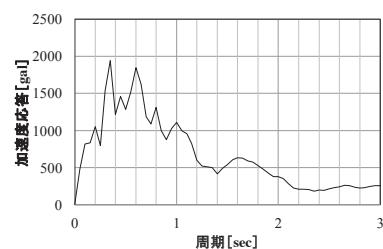


図 13 加速度応答スペクトル ($h=0.03$)

地震応答解析によって得られた各構面の最大応答値を図 14 に示す。図 14 より、1 通りに比べ 6 通りは応答変位で約 2.4 倍、応答加速度で約 2 倍となっており、中央構面が大きく膨らみ、振られる応答を示す。6 通りでは最大応答加速度で約 2G に達する。

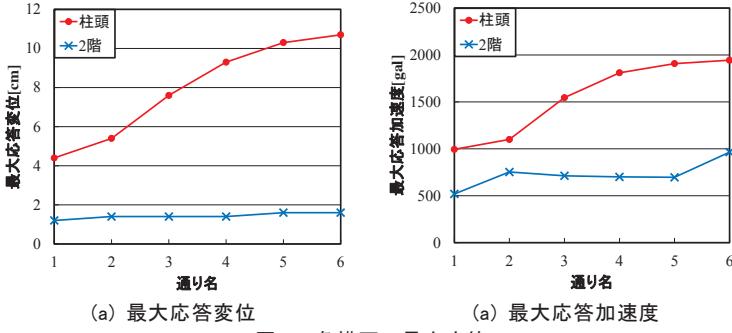


図 14 各構面の最大応答

図 15 に解析による各フレームの塑性化の状態を示す。妻構面の 1 通りフレームでは、RC 柱とトラス屋根との柱頭接合部が塑性化しており、被害調査報告において 1 通りの損傷が大きかったこととも整合する。しかし、5, 6 通りの 2 階 RC 柱の柱脚とギャラリー部の梁で曲げ降伏しており、被害状況と異なっている。この点に関しては解析モデルの精度の向上により改善されると考えられる。

また、今回用いた柱頭接合部の履歴モデルは完全弾塑性型のバイリニアモデルとしているため、損傷後もエネルギー吸収を行い他構面への力の分散を低減していることになる。解析結果として 2~6 通りの柱頭接合部で損傷が現れなかったことに関しては、このモデルの設定が大きく影響していることが考えられ、履歴モデルに関する再検討が必要と考えられる。

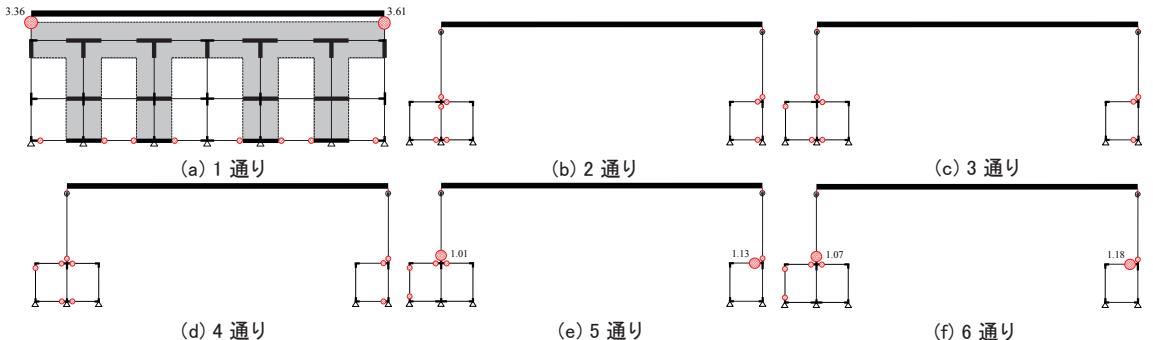


図 15 各構面の塑性率分布

● : 曲げ降伏 ○ : ひび割れ

7. トラスの面内せん断剛性による損傷の変動に関する検討

以上の解析結果より、トラスの面内せん断剛性が妻構面への荷重集中に大きく影響していることが考えられ、ここでは面内せん断剛性をパラメータとした地震応答解析により検討を深める。

図 16(a)にトラスの屋根面内せん断剛性を変化させた場合の各フレーム柱頭部に作用するモーメントの関係を、図 16(b)に 2 層 RC 柱の柱脚部に作用するモーメントの関係を示す。なお各図の縦軸は各部材の曲げ耐力で基準化している。

面内せん断剛性の低下に伴い1通りに作用する柱頭モーメントは減少し、実モデルの10%のせん断剛性にした場合では柱頭支承部被害は現れなくなる。面内せん断剛性の大きさにより妻構面(1通り)で負担する力が変化し、柱頭支承部の損傷を左右することがわかる。その一方、中央構面(6通り)では、面内せん断剛性の低下に伴い柱頭に作用するモーメントが増加するとともに柱脚部に作用するモーメントも微増する傾向にあり、柱頭支承部や柱脚に大きな損傷をもたらす可能性を有する。

せん断剛性を150%に設定した場合では、妻構面で負担する力の増大により1通り柱頭モーメントが増加し、その他の通りでは柱頭モーメントが減少することが確認できる。また、柱脚に作用するモーメントは減少し、全ての通りで被害が現れなくなる。

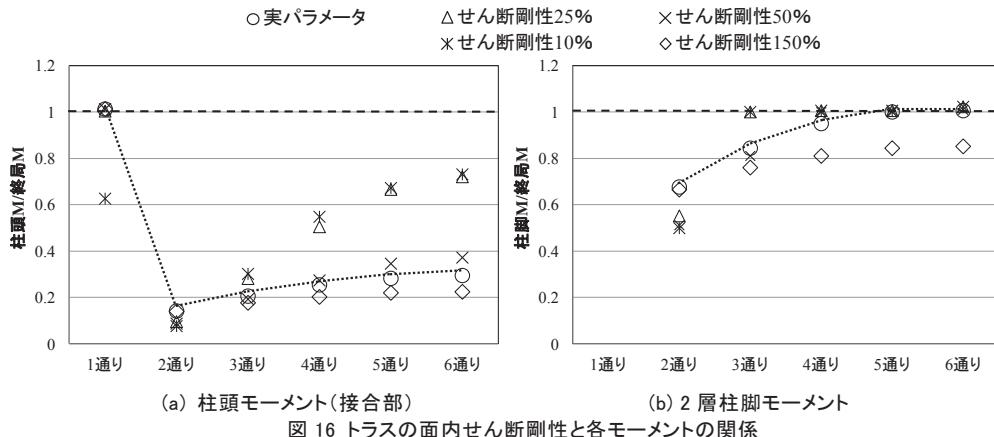


図 16 トラスの面内せん断剛性と各モーメントの関係

8. まとめ

本論では、東北地方太平洋沖地震を受けた鉄骨置屋根構造の体育館を対象に、固有値解析、静的増分解析、弾塑性地震応答解析を行った。その結果、固有値解析により得られた一次固有周期は、微動測定の結果とほぼ一致し、提案した解析モデルおよび設定質量が妥当であることが確認できた。

静的増分解析により、妻構面柱頭の損傷は、2層柱脚の曲げ降伏などと比較し、かなり早期に発生することが明らかとなった。これは、トラスに付加される荷重が、妻構面柱頭まで伝達されることによると考えられ、妻構面を有する鉄骨置屋根構造の代表的な損傷メカニズムであると考えられる。

加えて、弾塑性地震応答解析により、解析結果と実被害との比較・検討を行った。その結果、実被害にも見られた妻構面柱頭への損傷集中がシミュレートできた。一方、RC柱の曲げ降伏などの実被害と異なる結果も得られ、各構面を結ぶRC梁などのより精確なモデル化が必要であることも課題となつた。

さらにトラスの面内せん断剛性が被害状況に及ぼす影響を確認した。その結果、トラスの面内せん断剛性を小さくすると、妻構面柱頭支承部の損傷が見られなくなる場合があるが、同時に中央構面の2層柱脚部において曲げ降伏が生じやすくなることが確認できた。

参考文献

- 1) 日本建築学会:2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報、丸善出版株式会社、2011.7
- 2) 畑中友、船木尚己、藤田智己、田中礼治、柴田明徳:東北地方太平洋沖地震で被災した鉄骨置屋根構造の被害調査および常時微動測定結果、東北地域災害科学研究 第49巻, pp.81-84, 2012.12
- 3) 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
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、2010
- 5) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針、2012.3
- 6) 建築研究振興協会ほか: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