

論文 RC 下部構造を有する鉄骨置屋根空間構造物の損傷メカニズムに関する解析的検討

藤田 智己^{*1}・鈴木 敦詞^{*2}・木村 祥裕^{*3}・飯藤 将之^{*4}

要旨: 東北地方太平洋沖地震で、RC 下部構造の上に鉄骨屋根が置屋根状に設置された形態の空間構造物（以降、鉄骨置屋根構造と呼ぶ。）が被害を受けた。被害は置屋根支承部におけるアンカーボルトの破断や敷きモルタルの圧壊であり、甚大な人的被害に結びつく可能性を有するものであった。本論文では、被害を受けた体育館を例に、鉄骨屋根の曲げ剛性と置屋根支承部の回転剛性の剛性比をパラメータとした静的増分解析を行い、剛性比が鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムに与える影響について検討した。その結果、剛性比の大きさにより、置屋根支承部に作用する荷重および鉄骨置屋根構造の損傷個所に変化が生じることがわかった。

キーワード: 東北地方太平洋沖地震、鉄骨屋根、RC 下部構造、静的増分解析、損傷メカニズム、剛性比

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震において、空間構造物の中でも RC 造の下部構造の上に鉄骨の屋根が置屋根状に設置された形態の空間構造物（以降、鉄骨置屋根構造と呼ぶ。）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。）で発生しており、同構造の被害では過去に RC 柱頭部の側方破壊が確認されている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⁾。災害時に避難所として使用される空間構造物では、被害の発生により使用不可になる事象は避ける必要があり、被害の発生メカニズムの解明および耐震診断、補強方法の開発が急務である。

置屋根支承部の破壊メカニズムについては、これまでに置屋根支承部試験体に関する交番繰返し静的漸増試験が、山下ら、山田らによって行われている。山下らは、置屋根支承部の接合形式（ピン形式、ローラー形式）および支承部の接合面と水平荷重を与える距離をパラメータとした試験を行い、その耐力特性と破壊挙動について検討している³⁾。山田らは、アンカーボルトの端あき、敷きモルタルの厚さ、アンカーボルト周りでの中子筋の有無等をパラメータとした試験を行い、各パラメータが支承部の側方破壊に及ぼす影響について精査している⁴⁾。

これまでに著者らは、本論文でも解析対象としている建物に対し、汎用有限要素解析プログラム ABAQUS6.8.2 を用いた立体解析モデルによる静的増分解析を行い、各構面のせん断力がトラス屋根を通じて剛性の高い妻構面の置屋根支承部に集中する現象を明らかにしている⁵⁾。

本論文では、実際に被害を受けた建物を対象とした静

的増分解析を実施し、その結果に基づいて鉄骨置屋根構造の保有耐力性能および損傷メカニズムを検討する。これまでも実建物を詳細に模擬した複雑なモデルを用いた解析を行ってきたが⁵⁾、各部材の特性と建物被害の相互関係を把握し難いため、本論では、まず、各フレームを構成する部材、トラス屋根等を簡略した簡易解析モデルを構築する。次に、構築した簡易解析モデルを用いて、トラス屋根の曲げ剛性と置屋根支承部の回転剛性の比に着目した静的増分解析を行い、解析パラメータと鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムの関係を明らかにする。

2. 解析対象建物の概要と被害状況

解析対象建物は 1981 年に竣工した地上 2 階建ての N 市市民体育館である。代表的な伏図と軸組図をそれぞれ図-1、図-2 に示す。建物のアリーナ部分は、50m×52m のほぼ正方形、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。図-1 に示すとおり、西側以外にはギャラリーが設けられ、それより上部は高さ 9m の片持ち形式の RC 柱となっている。

置屋根は C、M 通りの RC 柱の柱頭部分で図-3 に示す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状況を写真-1、写真-2 に示す。M 通り中央部分 5 箇所と西端を除く箇所 4 本中すべてのアンカーボルトが曲げおよびせん断により破断していた (図-1)。他の通りにおいても破断は免れているが、アンカーボルトの伸びは確認されている。また、C 通りの支承部に高さ調整用の 7~10cm の敷きモルタルが設けられていたが、すべて圧壊していた。RC 柱頭部の側方破壊は見られなかった。

*1 仙台高等専門学校 建築デザイン学科 助教 博士 (工学) (正会員)

*2 東北大学大学院 国際文化研究科 博士前期課程

*3 東北大学大学院 東北大学未来科学技術共同センター 教授 博士 (工学)

*4 仙台高等専門学校 建築デザイン学科 教授 博士 (工学) (正会員)

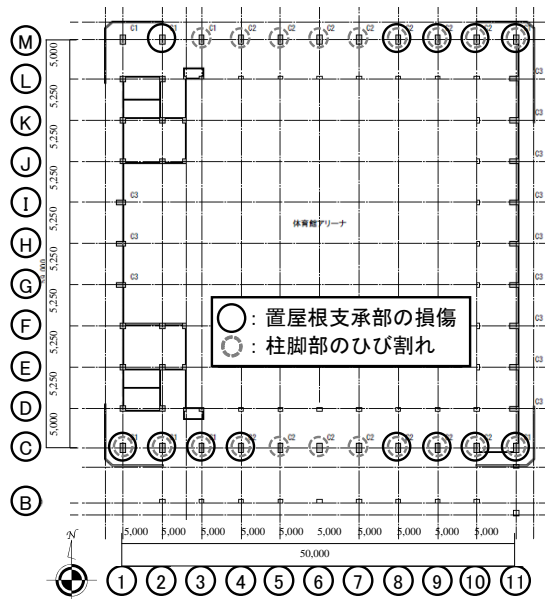


図-1 基準階伏図：置屋根支承部損傷箇所

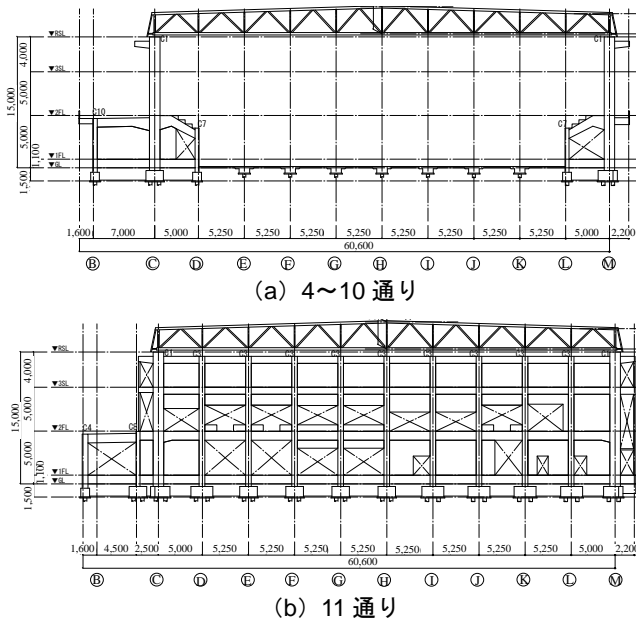


図-2 軸組図¹⁾

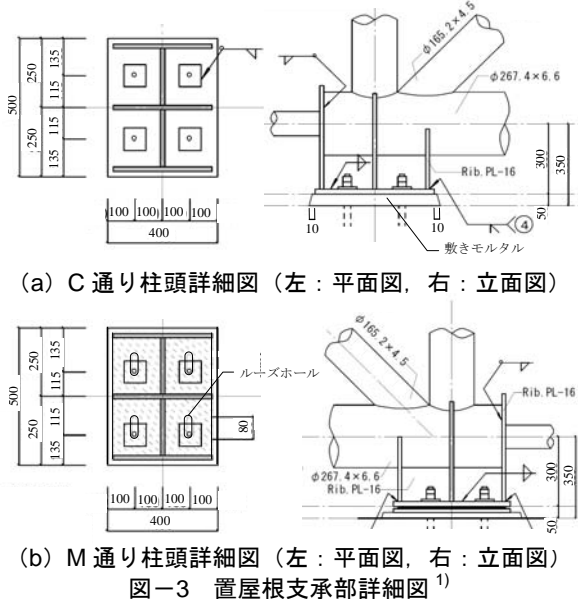


図-3 置屋根支承部詳細図¹⁾



写真-1 1通り支承部の損傷（左：C通,右：M通）¹⁾



写真-2 アンカーボルトの破断（左：曲げ,右：せん断）

3. 鉄骨置屋根構造の静的増分解析

3.1 解析対象建物の解析モデル

解析には、東北大学建築構造学研究室で開発された弾塑性地震応答解析プログラム Frame-D⁶⁾を基に新たに作成したものをを用いる。Frame-D は柱・梁部材を図-4(a)に示す剛域、曲げばね、せん断ばねで構成される部材モデルで置換する。曲げばねは Takeda モデル(図-4(b)), せん断ばねは原点指向型のトリリニアモデル(図-4(c))を設定しており、各モデルのパラメータは、鉄筋コンクリート構造計算規準⁷⁾に基づき表-1, 表-2に示すように設定している。ここで、図-4(c)に示すせん断ばねは最大耐力 sQ_y 以後の耐力低下を考慮し、 $10s_d_y$ に達した時点での耐力を sQ_c で与える。なお、各記号については文献6), 7)を参照されたい。

解析対象建物において、鉄骨大屋根の覆う部分は NS 方向に 1 通り~11 通りまでの 11 構面, EW 方向に C 通り~M 通りまでの 11 構面となる。本論文では、メインフレームを有し、柱脚部のひび割れが生じていた NS 方向構面を解析対象に取り上げ、6 通りを中心とした対称モデルに置換し、1~6 通り構面の 1/2 モデルとして解析を行った。各フレームモデルは図-4(a)に示す部材モデルで構成する。本論では置屋根支承部の損傷に着目していることから、トラス屋根部分を曲げ剛性が等価となる弾性線材モデルに置換する。解析モデルは、1 通りフレームモデル(図-5(a))と、同一とした2~6 通りフレームモデル(図-5(b))を、各構面間のトラス屋根版のせん断剛性を有する線形のせん断ばねで連結し、図-5(c)に示す立体モデルを構成している。なお、トラス屋根版のせん断剛性は、事前にトラス屋根部分を取り出したモデルに関する有限要素解析⁵⁾を行い、1-2 通りで 3.82kN/mm、2-6 通りで 1.75kN/mm の値を得ている。また、各フレームモデルは柱頭および2階レベルにおいても RC 梁で連結されており、これについては弾性の両端固定時におけるせん断剛性で置換している。

解析対象建物における顕著な被害がアンカーボルト

の破断であったことと、文献 8) に基づき算出した柱頭部の側方破壊耐力がアンカーボルトの破断耐力に比べ数倍大きかったことを考慮し、各フレームモデルの置屋根支承部に関する復元力モデルとして、アンカーボルトのせん断と曲げの特性のみを設定する。従って、本論文の解析結果における支承部の損傷という記述はアンカーボルトの破断を意味する。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 通り側に配置した。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、

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

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度[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⁹⁾ の露出柱脚として、

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

$$M_U = T_U d_t + \frac{(N + T_U) D}{2} \left(1 - \frac{N + T_U}{N_U} \right) \quad (3)$$

により求めている。なお、各記号については文献 9) を参照されたい。

解析対象建物の各部材の材料特性を表-3 に示す。(1) 式~(3)式より、終局せん断耐力 Q_U は C 通りで 2.10×10^2 kN、M 通りで 2.10×10^2 kN、回転剛性 K_{BS} は C 通

りで 8.48×10^3 kN・m、M 通りで 9.68×10^3 kN・m、終局曲げ耐力 M_U は、C 通りで 1.23×10^2 kN・m、M 通りで 1.29×10^2 kN・m となる。

屋根質量は、補修工事時にジャッキアップした際の質量が 120kg/m^2 であったことから、構造図面から屋根板の質量と設備備品を考慮し、 150kg/m^2 と設定した。また、RC の柱、梁、壁および床スラブの質量は単位体積質量

表-3 解析対象建物の材料特性：単位 N/mm²

| | | 引張降伏強度 | ヤング係数 |
|----------|-------|--------|-------------------|
| 鉄筋 SD345 | | 345 | 2.1×10^5 |
| | | 圧縮強度 | ヤング係数 |
| コンクリート | | 21 | 2.1×10^4 |
| 材種 | 材質 | 引張強度 | ヤング係数 |
| トラス | 鋼管 | STK400 | 400 |
| | 型鋼 | SS400 | 400 |
| | 丸鋼 | SS400 | 400 |
| アンカーボルト | SS400 | 400 | 2.1×10^5 |

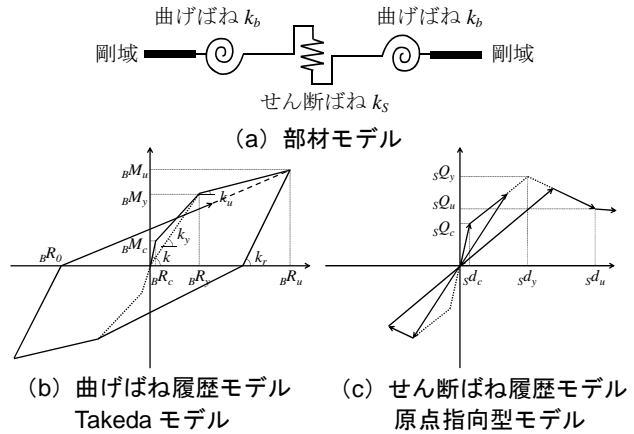


図-4 線材モデル⁶⁾

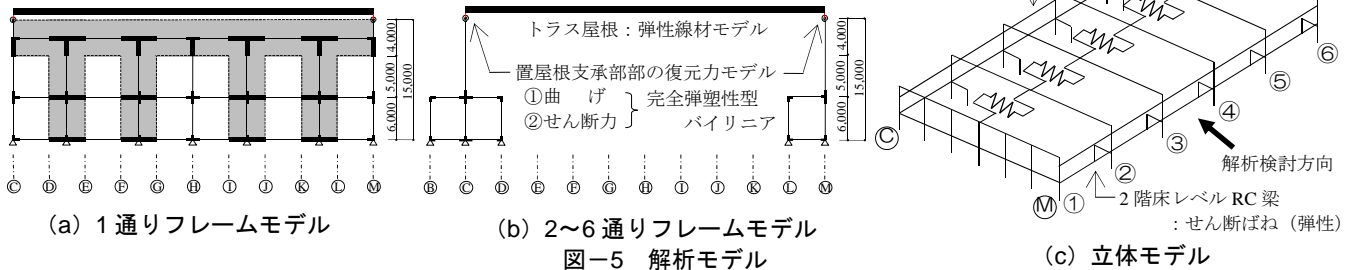


表-1 曲げばね履歴モデル：Takeda モデル

| 部材 | ひび割れモーメント ${}_B M_c$ [Nmm] | 終局モーメント ${}_B M_y$ [Nmm] | 変形角 [rad] | | 剛性低下率 α_y | 降伏後剛性 k_u |
|----|----------------------------------|---------------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------------|------------------------------------------------------|---------------|
| | | | ひび割れ ${}_B R_c$ | 終局 ${}_B R_y$ | | |
| 柱 | $0.56\sqrt{\sigma_B} Z_c + ND/6$ | $0.8\alpha_y \sigma_y D + 0.5ND(1-N/bDF_c)$ | ${}_B M_c I / 1200EI$ | $\{(1/\alpha_y - 1) - 1\} {}_B M_y I / 6EI$ | $(0.043 + 1.64\eta_p + 0.43a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2$ | $6EI / 1000I$ |
| 梁 | | | | | | |

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] | 耐力低下終点 sQ_u [N] | 変形角 [rad] | | |
|----|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|--------------|--------------|-----------|
| | | | | ひび割れ $s d_c$ | 最大耐力 $s d_y$ | $s d_u$ |
| 柱 | $\frac{0.065k_c (50 + \sigma_B)}{M/Qd + 1.7} bj$ | $\left\{ \frac{0.052p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_y} + 0.1\sigma_y \right\} bj$ | sQ_c と同値 | sQ_c / GA | 1/250 | $10s d_y$ |
| 梁 | | $\left\{ \frac{0.052p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_y} \right\} bj$ | | | | |

を 2400kg/m^3 として形状から算定している。

解析に用いる水平荷重は A_i 分布に基づき定め、各通りの重量比に合わせて、トラス屋根、RC 柱頭、2 階床の 3 か所に作用させた。

3.2 支承部損傷時における各フレームの応力分布

解析結果として、6 通り柱頭変位を階高で除した 6 通り 3 層変形角と支承部に作用するせん断力（以降、柱頭せん断力と呼ぶ。）の関係を図-6 に、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。）の関係を図-7 に、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。）の関係を図-8 に示す。図-7 中に示す降伏モーメントは、アンカーボルト（SS400）の降伏応力度 235N/mm^2 として求めている。図-8 中のひび割れおよび終局モーメントは表-1 の略算式により求めている。

図-6 より、6 通り 3 層変形角が 0.0005 (柱頭変位 7.5mm) の時に 1 通りで終局せん断力に達し支承部が損傷する。損傷後は隣り合う 2 通りの柱頭せん断力の上昇が確認できる。柱頭せん断力は妻構面から中央構面に向けて順に終局せん断耐力に達しており、6 通り 3 層変形角が 0.007 (柱頭変位 105mm) 時点で 6 通りまで損傷に至る。

図-7 に示すように、すべての通りで柱頭せん断力が終局耐力に達した際の柱頭曲げモーメントは終局モーメントの 3 割程度であり、支承部の損傷はせん断による破壊モードが卓越したメカニズムであることがわかる。

図-8 より、RC 柱の柱脚では、6 通りの柱頭せん断力が終局耐力に達した時点で、2~4 通りでひび割れモーメントを超え、5、6 通りでは終局モーメントに達する。

置屋根支承部が終局せん断耐力に達した際のベースシア係数を表-4 に示す。なお、表中には比較のため既往モデル⁵⁾の結果を併記している。1 通りの支承部が損傷する際のベースシア係数は 0.12 と非常に低く、地震時にはかなり早期に損傷していた可能性がある。

各フレームを構成する部材、トラス屋根および各フレームを繋ぐ RC 梁等を簡略した簡易解析モデルの結果は、既往モデル⁵⁾の結果と同様、置屋根支承部はせん断が卓越して損傷に至り、妻構面から中央構面に向けて損傷が進行する様子が捉えられた。また、終局せん断耐力に達した時のベースシア係数については、既往モデル⁵⁾が 2、3 通りで若干高い傾向があるものの良い対応を示しており、置屋根支承部の耐力評価に関しても十分検討可能なことが分かった (表-4)。さらに、既往モデル⁵⁾は 3 通り支承部で損傷が発生したのち解析が発散したのに対し、簡易解析では 6 通り支承部の損傷まで解析が実行できた。既往モデル⁵⁾で 2 分程度であった解析処理時間は同じ PC を使用して約 $1/50$ に短縮された。

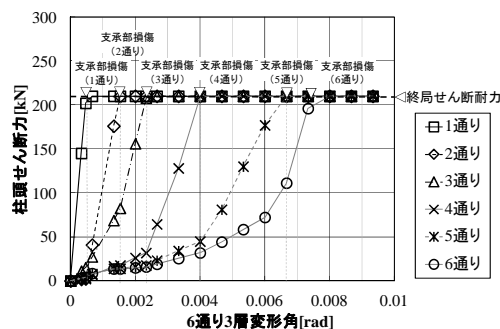


図-6 柱頭せん断力と 6 通り 3 層変形角の関係

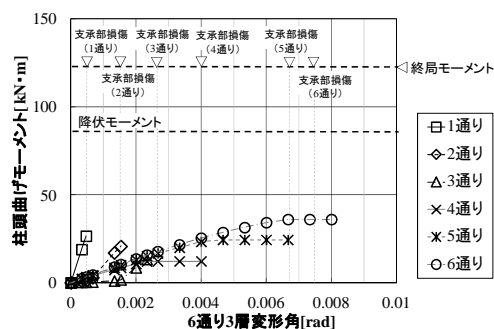


図-7 柱頭モーメントと 6 通り 3 層変形角の関係

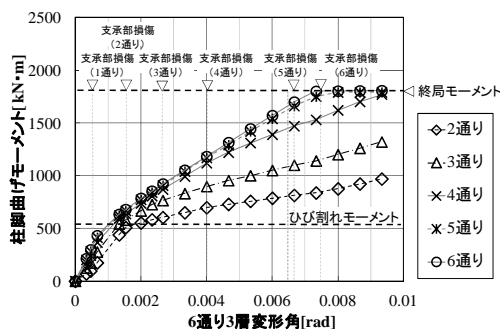


図-8 柱脚モーメントと 6 通り 3 層変形角の関係

表-4 支承部損傷時のベースシア係数

| | ベースシア係数 | | | | | |
|---------------------|---------|------|------|------|------|------|
| | 1 通 | 2 通 | 3 通 | 4 通 | 5 通 | 6 通 |
| 既往モデル ⁵⁾ | 0.12 | 0.32 | 0.43 | - | - | - |
| 簡易モデル | 0.12 | 0.29 | 0.37 | 0.47 | 0.59 | 0.62 |

3.3 支承部とトラス屋根剛性比に着目した検討

トラス屋根の曲げ剛性 K_b と置屋根支承部の回転剛性 K_{BS} の剛性比（以降、柱頭剛性比 K_b/K_{BS} と呼ぶ。）をパラメータとした解析を行い、鉄骨置屋根空間構造物の損傷メカニズムを検討する。

解析モデルは前節と同様であり、モデルに関する主要部材の特性は表-5 に示す通りである。ここで、表内に示す K_{BSb}/K_C はトラス屋根の曲げ剛性 K_b と置屋根支承部の回転剛性 K_{BS} を直列バネで合成した柱頭曲げ剛性 K_{BSb} と RC 柱の曲げ剛性 K_C の剛性比（以降、柱頭柱脚剛性比 K_{BSb}/K_C と呼ぶ。）である。また、トラス屋根の曲げ終局耐力は、トラス屋根部分を取り出した有限要素解析⁵⁾の結果を参考に定めている。

解析パラメータは、柱頭剛性比に関するトラス屋根の

曲げ剛性を 10 倍と 30 倍，支承部の回転剛性を 0.1 倍と 10 倍としたものを設定した。

解析結果として，支承部に作用する曲げモーメントとせん断力の終局耐力に対する比

$$\left(\frac{M}{M_U}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_U}\right)^2 \quad (\leq 1 \text{ で未損傷}) \quad (4)$$

と 6 通り 3 層変形角の関係を図-9 に示す。(4)式は，組み合わせ応力の検定式に基づく。置屋根支承部では(3)式における引張側のアンカーボルトの引張強度の総和 T_U および軸力 N がコンクリートの終局強度 N_U に比べ非常に小さくなり，その結果として置屋根支承部の終局モーメント M_U は，ほぼアンカーボルトの引張耐力で決定されるものと考えられる。そのため，(4)式の値が 1 以下で支承部未損傷とする。

図-9 中にはトラス屋根および RC 柱脚が曲げ終局耐力に達した時点も示している。ここで，トラス屋根は弾性線材モデルのため，線材の曲げモーメントの値を確認して曲げ終局状態を確認し，支承部・トラス・RC 柱脚のいずれが先行して損傷するかを見い出す。

図-9 より，どのケースにおいても妻構面（1 通り）における支承部の損傷が早期に発生しており，中央構面に向かい 3 通りの支承部損傷まで順に損傷する。

各解析ケースで(4)式の値が 1 となる時点での曲げとせん断の割合を表-6 に示す。表-6 に示すように，1~3 通りまではすべてのケースで支承部に作用する曲げは小さく，せん断が卓越して損傷する。トラス屋根の曲げ剛性や置屋根支承部の回転剛性を合成した柱頭曲げ剛性を高くした場合には，5，6 通りといった中央構面において，支承部に作用する曲げが増加しており，支承部は曲げとせん断の複合作用で損傷に至る。また，支承部に作用する曲げが増加することで 4~6 通りのトラス屋

表-5 主要部材の特性（実モデル）

| | | 剛性 | 剛性比 | 曲げ終局耐力 | 耐力比 |
|-------------|--------|--------------------------------|----------------------|----------------------------|-------------------------|
| | | $[\times 10^3 \text{KNm/rad}]$ | | $[\times 10^3 \text{KNm}]$ | |
| 柱頭 | トラス屋根 | 曲げ剛性 K_b 10.7 | K_b/K_{BS} 1.28 | M_{Ub} 1.06 | M_{Ub}/M_U 0.85 |
| | 置屋根支承部 | 回転剛性 K_{BS} 8.32 | | M_U 1.24 | |
| 2-6 通り RC 柱 | | 曲げ剛性 K_C 111 | K_{BS}/K_C 0.04 | M_{UC} 17.9 | M_{UC}/M_{Ub} 16.9 |

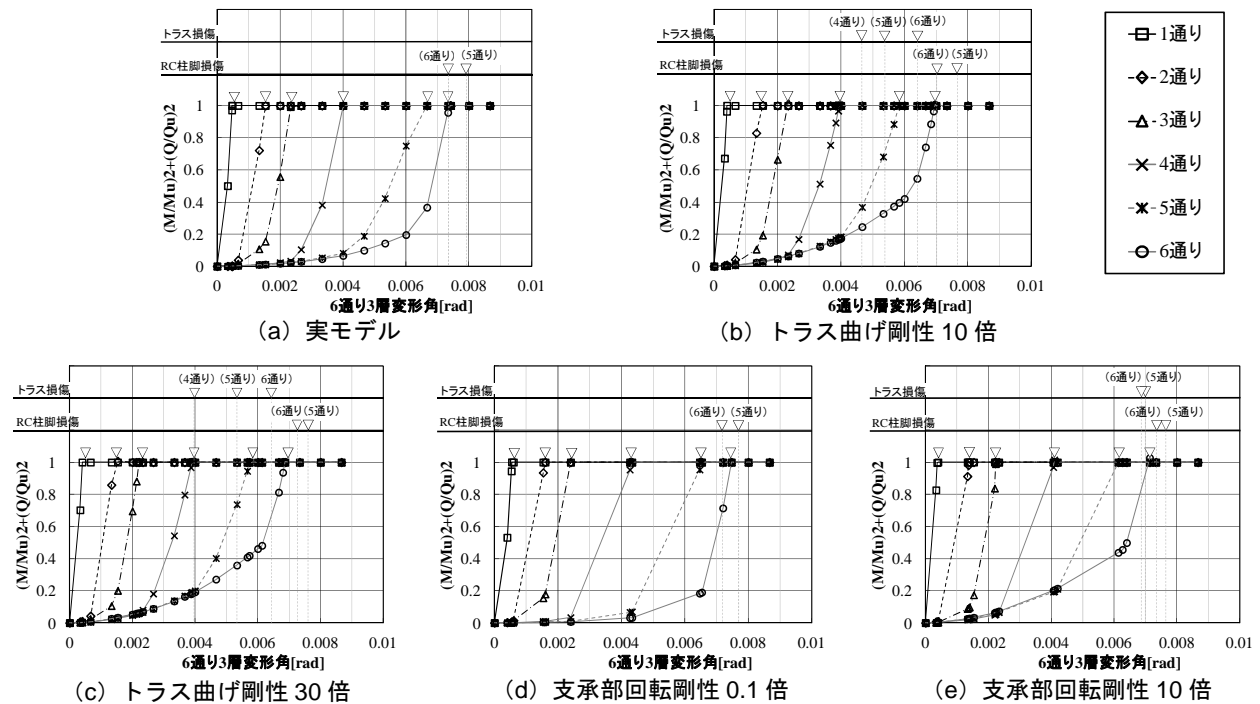


図-9 損傷個所と損傷順序

表-6 支承部損傷時の曲げモーメントとせん断力の終局耐力に対する比（組み合わせ応力検定式で表現）

| モデル名 | 柱頭曲げ剛性 K_{BS} $[\times 10^3 \text{KNm/rad}]$ | 剛性比 | | 断面力 | 支承部が損傷した通り名 | | | | | |
|-----------------|---------------------------------------------------|--------------|--------------|-----|-------------|------|------|------|------|------|
| | | K_b/K_{BS} | K_{BS}/K_C | | 1 通 | 2 通 | 3 通 | 4 通 | 5 通 | 6 通 |
| a 実モデル | 4.68 | 1.28 | 0.04 | せん断 | 0.95 | 0.97 | 0.99 | 0.99 | 0.96 | 0.91 |
| | | | | 曲げ | 0.05 | 0.03 | 0.01 | 0.01 | 0.04 | 0.09 |
| b トラス曲げ剛性 10 倍 | 7.72 | 12.8 | 0.07 | せん断 | 1 | 1 | 0.98 | 0.89 | 0.71 | 0.59 |
| | | | | 曲げ | 0 | 0 | 0.02 | 0.11 | 0.29 | 0.41 |
| c トラス曲げ剛性 30 倍 | 8.11 | 38.6 | 0.07 | せん断 | 1 | 0.99 | 0.97 | 0.87 | 0.68 | 0.53 |
| | | | | 曲げ | 0 | 0.01 | 0.03 | 0.13 | 0.32 | 0.47 |
| d 支承部回転剛性 0.1 倍 | 0.77 | 12.8 | 0.007 | せん断 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| | | | | 曲げ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| e 支承部回転剛性 10 倍 | 9.48 | 0.13 | 0.09 | せん断 | 0.83 | 0.90 | 0.95 | 0.96 | 0.84 | 0.64 |
| | | | | 曲げ | 0.17 | 0.10 | 0.05 | 0.04 | 0.16 | 0.36 |

根では曲げ終局耐力に達する（図-9）。

一方で、支承部の回転剛性を 0.1 倍にすることにより柱頭剛性比を 12.8 とした場合では、柱頭曲げ剛性が低くなることで表-6 に示すように支承部に曲げが作用しなくなり、その分を RC 柱脚部で曲げの負担が増し損傷が発生する（図-9）。即ち、トラス屋根の曲げ剛性を 10 倍とすることにより柱頭剛性比を 12.8 とした場合は損傷メカニズムが異なる。

以上より、鉄骨置屋根構造の保有耐力性能の評価において、トラス屋根の曲げ剛性と支承部回転剛性の比である柱頭剛性比だけでなく、RC 下部構造の曲げ剛性と総合して評価することが重要である。

各通りで初期に発生した損傷箇所とその際のベースシア係数を表-7 に示す。なお、表中の上段に損傷箇所、下段にベースシア係数を示す。表中、支承部はアンカーボルトの破壊、トラスはトラス屋根の曲げ破壊、RC 柱脚は RC 柱脚の曲げ破壊を表している。

1~3 通りまでは、どのケースにおいてもはじめに支承部で損傷する。4~6 通りは、各通りで初期に発生する損傷箇所が異なり、トラス屋根、RC 柱脚で曲げ破壊が生じるケースがある。いずれのケースも各通りで損傷が発生する際のベースシア係数に大きな違いは見られない。

実際に耐震補強等を考えた場合には、各部材の剛性の増減に付随して耐力も変化するため、各部材の耐力比を勘案して鉄骨置屋根構造の保有耐力性能を検討する必要があるが、本論で行った解析モデルと解析ケースの範囲内では、各部材の剛性が鉄骨置屋根構造の保有耐力性能に与える影響が少ないことがわかった。

表-7 各通りの初期損傷発生箇所とベースシア係数

| モデル名 | 損傷した通り名 | | | | | |
|-------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------|
| | 1 通 | 2 通 | 3 通 | 4 通 | 5 通 | 6 通 |
| 実モデル | 支承部 0.12 | 支承部 0.29 | 支承部 0.37 | 支承部 0.47 | 支承部 0.59 | 支承部 0.62 |
| トラス 曲げ剛性 10 倍 | 支承部 0.11 | 支承部 0.29 | 支承部 0.37 | 支承部 0.48 | トラス 0.54 | トラス 0.59 |
| トラス 曲げ剛性 30 倍 | 支承部 0.11 | 支承部 0.29 | 支承部 0.36 | トラス 0.47 | トラス 0.54 | トラス 0.59 |
| 支承部 回転剛性 0.1 倍 | 支承部 0.14 | 支承部 0.30 | 支承部 0.37 | 支承部 0.49 | 支承部 0.59 | RC 柱脚 0.61 |
| 支承部 回転剛性 10 倍 | 支承部 0.10 | 支承部 0.27 | 支承部 0.36 | 支承部 0.48 | 支承部 0.57 | トラス 0.61 |

4. まとめ

本論では鉄骨置屋根構造の保有耐力性能および損傷メカニズムを検討するための簡易解析モデルを構築するとともに、トラス屋根の曲げ剛性と置屋根支承部の回転剛性の比に着目した静的増分解析を行った。得られた知見を以下に示す。

1. 簡易モデルに基づき実モデルを作成して解析した結果、各支承部の損傷はアンカーボルトがせん断力の

卓越により損傷し、その損傷が妻構面から中央構面へと進展し、既往モデル⁵⁾と同様な結果が得られた。加えて、支承部が損傷する際のベースシア係数についても破壊進行状況を説明する結果となった。

- トラス屋根の曲げ剛性と置屋根支承部の回転剛性を直列バネで合成した柱頭曲げ剛性が高い場合、支承部に作用する曲げが増加し、せん断と曲げの複合的作用により支承部は損傷に至る。その際、曲げの増加により、中央構面のトラス屋根に曲げ破壊が発生する。一方で、柱頭曲げ剛性が低い場合、支承部に作用する曲げは小さくなり、中央構面では RC 柱脚部で曲げが増加して曲げ破壊に至る。
- トラス屋根の曲げ剛性と置屋根支承部の回転剛性の比で定義する柱頭剛性比が同じでも損傷メカニズムが異なる場合があり、柱頭剛性比に RC 下部構造の曲げ剛性を加えた柱頭柱脚剛性比を用いることにより、鉄骨置屋根構造の保有耐力性能を適切に評価することができる。
- トラス屋根の曲げ剛性と置屋根支承部の回転剛性の比で定義する柱頭剛性比を変化させると、4~6 通り構面において、支承部に先行してトラス屋根や RC 柱脚で曲げ破壊が起こる。ただし、その際のベースシア係数は、支承部で損傷するケースと同程度である。

参考文献

- 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
- 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
- 白鳥和希 他：鉄骨空間構造上屋と下部 RC 躯体をつなぐ支承部の繰り返し加力実験 その 2 繰り返し荷重に対する挙動，日本建築学会学術講演梗概集，pp.931-932，2013.8
- 山田哲 他：繰り返し荷重を受ける鉄骨置き屋根定着部の実験 鉄骨置き屋根定着部に関する研究その 1，日本建築学会構造系論文 No.705，PP.1687-1697，2014.11
- 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
- 志賀敏男 他：東北大学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
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010
- 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2012.3
- 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.3