

報告 RC 下部構造を有する鉄骨置屋根空間構造物の被害調査と被害発生機構の分析

藤田 智己*1・船木 尚己*2・小野瀬 順一*3・田中 礼治*3

要旨：東北地方太平洋沖地震で、RC 造の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、鉄骨置屋根構造という。）が被害を受けた。被害は置屋根の支承部で発生し、アンカーボルトの破断や敷きモルタルが粉砕するなど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。本報告は、被害調査によりその被害が RC 下部構造と置屋根の支承部の間に発生する回転角に起因すると考え、被害発生機構について分析した。また、本建物の常時微動測定の結果を示し、2 階ギャラリー床と比較して、RC 柱頭部の応答変位が増幅していることから、RC 下部構造と置屋根の支承部の間に回転角が生じたことを確認した。

キーワード：東北地方太平洋沖地震、鉄骨屋根、RC 下部構造、空間構造物、被害調査、常時微動測定

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分に発生した東北地方太平洋沖地震では、宮城県栗原市築館町で震度 7 を記録するなど、東日本の広範囲にわたって非常に大きな揺れを観測した。この地震による被害の多くは津波によるものであったが、地震動による建物の被害も数多く見られた¹⁾。その中の特徴的な被害として、災害時の避難所として使用される体育館等の空間構造物の被害が挙げられる。既往の報告²⁾では、東日本太平洋側の地域の鉄骨造文庫施設 147 棟を対象に被害調査を行って得られた結果の概要が示されており、新耐震設計基準以降の建物や耐震改修が施された建物においては、震動被害を受けているものは小破程度の被害に収まっていたものが多いが、中には大破や中破に区分される被害を受けた建物もあったことが報告されている。また、天井をはじめとする高所設置の仕上げ材や設備器機等の落下などの被害で建物が使用不可となる例も多数報告されている³⁾。

筆者らによる被害調査⁴⁾では、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、鉄骨置屋根構造という。）で、これまでの地震では見られなかった特徴的な構造被害が確認された。本論においては、その代表的な事例として、宮城県内に所在する体育館を対象に実施した被害調査および常時微動計測の結果を示すとともに、得られた結果に基づき被害の発生機構について分析する。

2. 被害調査の概要

調査対象建物は 1979 年設計、1981 年竣工の地上 2 階建ての体育館である。建物概要を表 - 1 に、建物外観を写真 - 1 に示す。また、代表的な伏図と軸組図をそれぞれ図 - 1, 2 に示す。

表 - 1 建物概要

建物名称	N 市民体育館
所在地	宮城県 N 市
用途	体育館
設計年月	1979 年 7 月
竣工年月	1981 年 1 月
構造種別	鉄筋コンクリート造
骨組形式	X 方向：ラーメン架構 Y 方向：耐震壁付ラーメン架構
基礎形式	杭基礎（AC 杭 400, L=11.0m）
規模	RC 造 2 階 建築面積：3,915.63m ² 述床面積：5,549.77m ² 軒 高：15m

建物のメインアリーナ部分は、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。アリーナを囲む東と西の壁面については置屋根と無関係となっている。図 - 1 に示すとおり、西側壁面は舞台や葡萄棚などが設けられており、単純な片持ち形式の壁になっていない（写真 - 2）。これに対し、東側はギャラリーが設けられ、それより上部は片持ち形式の壁となり、その高さは 9m である（写真 - 3）。



写真 - 1 建物外観



写真 - 2 西側舞台面



写真 - 3 東側壁面

*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 東北工業大学 工学部建築学科 准教授 博士（工学）（正会員）

*3 東北工業大学 名誉教授 工学博士

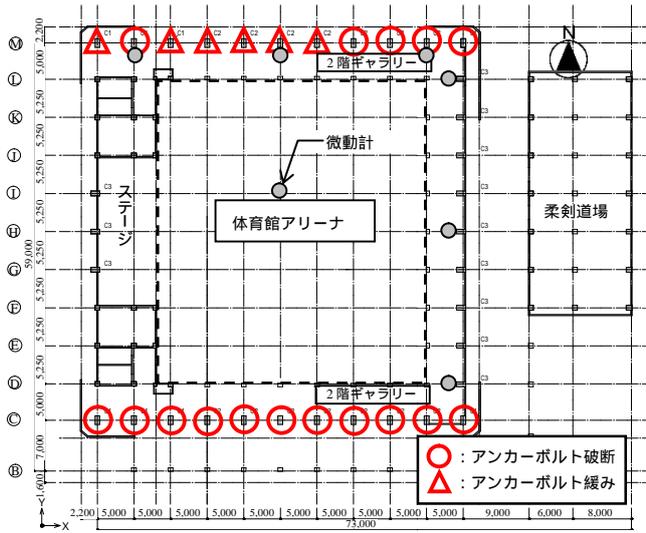
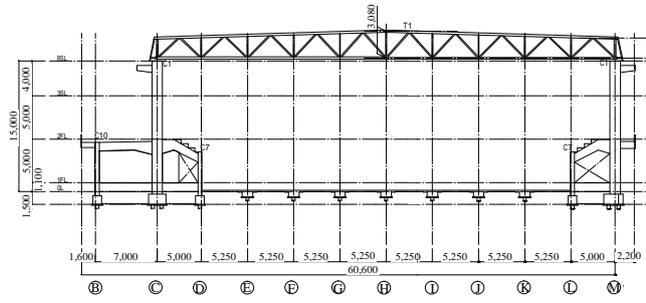
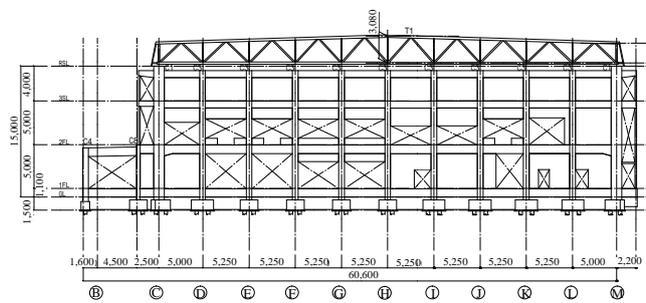


図 - 1 基準階伏図
(置屋根支承部損傷箇所および微動計設置箇所)



(a) 4~10 通り



(b) 11 通り

図 - 2 基準階伏図

3. 東北地方太平洋沖地震による建物被害の概要

東北地方太平洋沖地震では、本建物が所在する N 市において最大震度 6 強を観測している。この地震によって建物に生じた主な被害は、

RC 下部構造と置屋根の接合部の損傷

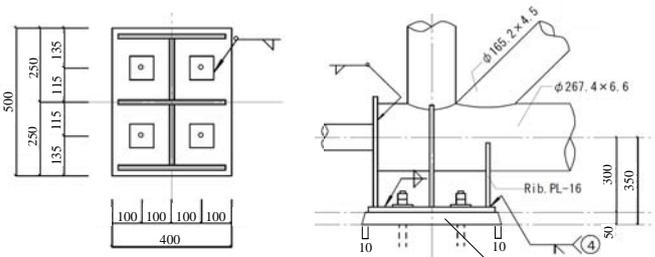
RC 造柱の曲げひび割れ

サブトラストラチス材や水平ブレース材の変形

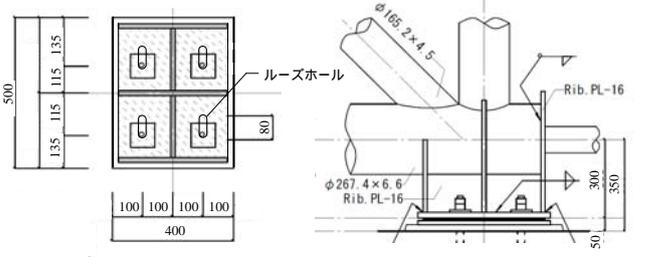
であり、これらの中で特筆すべき点は、に示した置屋根と RC 下部構造を結合する箇所（以降、置屋根支承部という。）の損傷である。損傷はアンカーボルトの破断と敷モルタルの圧壊であり、これまでの地震被害調査では報告されたことのない事象である。

置屋根は、図 - 1 から図 - 3 に示すように、C 通りと

M 通りの各柱の柱頭部分で 4 本のアンカーボルト(22)で結合されているが、M 通り中央部分 5 箇所と西端を除く箇所では 4 本中すべてのアンカーボルトが破断した(図 - 1)。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。C、M 通り柱の双方について、柱 1 本置きに撮影した柱頭部分の様子を写真 - 4 から写真 - 9 に示す。



(a) 平面図 (b) 立面図
(a) C 通り柱頭詳細図



(a) 平面図 (b) 立面図
(b) M 通り柱頭詳細図

図 - 3 置屋根支承部詳細図



写真 - 4 1 通り柱 (左: C 通り, 右: M 通り)



写真 - 5 3 通り柱 (左: C 通り, 右: M 通り)



写真 - 6 5 通り柱 (左: C 通り, 右: M 通り)



写真-7 7通り柱 (左: C通り, 右: M通り)



写真-8 9通り柱 (左: C通り, 右: M通り)



写真-9 11通り柱 (左: C通り, 右: M通り)

写真から、C通りにおける置屋根支承部周りには、白色の薄片が散らばっている様子が見られるが、これは敷きモルタルが圧縮力によって砕かれ、飛び散ったことによるものと考えられる。また、敷きモルタルの有無によってアンカーボルトの破断の様子も大きく異なっていた。その典型的な例が写真-8であり、破断後のM、C通りのアンカーボルトを写真-10に示す。



(a) C通り (b) M通り
写真-10 ボルトの破断状況

各アンカーボルトには引張力、せん断力、曲げモーメントが作用すると考えられるが、ボルトの被害状況から敷きモルタルがあるC通りのアンカーボルトは曲げ変形を起こしており、破断面では断面が絞られて、鉄筋の引張破断試験を行った状況に似ている(写真-10(a))。これに対し、敷きモルタルがないM通りでは、曲げ変形はしておらず、引張力のほかに直接せん断を受け、双方が瞬間的に作用したかのような脆性的な破断面を示している(写真-10(b))。

置屋根の中央架構は5通りから7通りであるが、その箇所を示したものが写真-6と写真-7である。C通り、

M通りともに敷きモルタルの損傷度の程度は小さく、アンカーボルトも破断していない。置屋根支承部被害は1通りおよび11通りの妻構面に向かうに従い顕著になる傾向が見られた。

このほかの被害として、2階レベルでの片持ち柱の損傷が挙げられる。アリーナ周囲のRC柱全般に曲げひび割れが生じていたが、特に妻面の11通りの柱脚で大きな曲げひび割れが見られた(写真-11)。また、写真-12に示すような、屋根面の水平ブレースの座屈も確認された。使用部材は19と22の丸鋼とL-75×75×6とL-65×65×6の山型鋼である。水平ブレースの座屈は屋根面全体に点在していた。



写真-11 柱の曲げひび割れ
G-11通り柱



写真-12
水平ブレース座屈

4. 置屋根支承部の被害発生機構の分析

4.1 敷きモルタルの圧壊

置屋根支承部の被害における敷きモルタル部分の損傷の原因について分析する。まず、敷きモルタルを激しく圧壊させるほどの軸圧縮が地震動の上下振動成分により生ずるか否かを検討する。

本建物のトラス屋根重量を $1.5[\text{kN}/\text{m}^2]$ (補修工事時にジャッキアップした際の重量が $1.2[\text{kN}/\text{m}^2]$ であり、屋根折板と設備備品を考慮)とした場合、支承部1ヶ所あたりの支配面積($5.0\text{m}\times 26.0\text{m}$)より1ヶ所あたりの重量は、

$$1.5[\text{kN}/\text{m}^2]\times(5[\text{m}]\times 26[\text{m}])=195[\text{kN}] \quad (1)$$

となる。支承部のベースプレートの大きさが $500[\text{mm}]\times 400[\text{mm}]$ であるため応力は、

$$\sigma = \frac{195 \times 10^3}{500 \times 400} = 0.98[\text{N}/\text{mm}^2] \quad (2)$$

となり、敷きモルタルが常時受けている応力度は極めて小さなものである。これに対して、敷きモルタルが一般的に使用されている $F_c=30[\text{N}/\text{mm}^2]$ の高強度の無収縮モルタルとすると、この敷きモルタルがクラッシュするためには、地震時において常時作用している軸力の

$$\frac{30[\text{N}/\text{mm}^2]}{0.98[\text{N}/\text{mm}^2]} = 30.61 \quad (3)$$

倍の力が働いていなければならなかったということになり、応答倍率が30に相当する。これが事実とすれば異常なほど上下動が大きかったという地震の体験談が聞かれるはずで、周辺地域住民からは、そのようなこと

は聞かれず、また上下方向地震力による被害も存在しない。すなわち、地動の上下成分による応答に帰することには無理があると思われる。

次に、敷きモルタルの上のベースプレートの回転に伴う偏心圧縮により圧壊が生じるか否かを検討する。

図 - 4 に示すように敷きモルタルの上に乗る台座が敷きモルタルに偏圧を加えながら回転させてクラッシュさせた可能性が考えられる。この現象は、敷きモルタルを挟む上下の材の間に相対的な角変化により生じるものであるから、図 - 5 のように敷きモルタルを支える下部構造体が回転することによって生じたと考えることもできる。

置屋根支承部が図 - 3(a) に示すように敷きモルタルを介してアンカーボルトで RC 下部構造に接合される露出柱脚形式の場合、図 - 4, 5 に示すように梁および柱頭の回転により偏心圧縮が作用する時に敷きモルタルが圧壊しないためには文献 5) より、

$$F_c > \frac{C_y}{2 \cdot B_2 \cdot x} \quad (4)$$

を満たさなければならない。ここで、 F_c [N/mm²] は敷きモルタルの圧縮強度、 C_y [N] は引張側アンカーボルトの終局引張耐力と支承部 1ヶ所あたりが負担する軸力の和、 B_2 [mm] は敷きモルタルの幅、 x [mm] はベースプレート端部から敷きモルタル端部までの距離である。

本建物において、一般的な高強度の無収縮モルタルとして $F_c = 30$ [N/mm²] を用い、SS400 の 22 アンカーボルトを引張側で 2 本使用しているため、式(1)の支承部が負担する軸力 195[kN] を加味して $C_y = 437$ [kN] とした場合、 $B = 400$ [mm]、 $x = 10$ [mm] を考慮して検討すると、

$$30 \text{ N/mm}^2 < \frac{437 \times 10^3}{2 \cdot 400 \cdot 10} = 54.62 \text{ [N/mm}^2] \quad (5)$$

であり、アンカーボルトが終局耐力に達する前に敷きモルタルが圧壊することになる。

モルタルの圧壊については、地震の上下動ではなく、

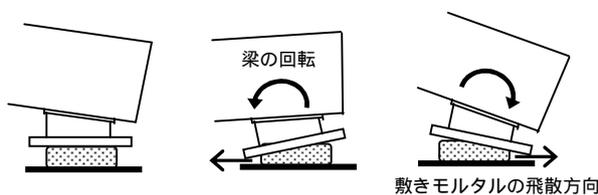


図 - 4 梁の回転による敷きモルタルの偏心圧縮作用



図 - 5 柱頭の回転による敷きモルタルの偏心圧縮作用

梁および柱頭の回転から発生する偏心圧縮に起因するものと考えられる。

4.2 アンカーボルトの損傷

敷きモルタルと同様にアンカーボルトの損傷メカニズムを分析する。アンカーボルトの損傷は、写真 - 10(a) に示すアンカーボルトの曲げ引張が卓越した破断状況から、敷きモルタルと同様に図 - 4, 5 の梁あるいは柱頭の回転により曲げ応力が生じたことが考えられる。

置屋根支承部の終局せん断耐力、終局曲げ耐力および回転剛性を鋼構造接合部設計指針⁶⁾に倣って算出すると、

$$Q_u = \frac{\sigma_u \cdot A_b \cdot n_b}{\sqrt{3}k} = \frac{400 \cdot 303 \cdot 4}{\sqrt{3} \cdot 4/3} = 210 \text{ [kN]} \quad (6)$$

$$M_u = T_u d_i + \frac{(N + T_u) D}{2} \left(1 - \frac{N + T_u}{N_u} \right) = 123.83 \text{ [kNm]} \quad (7)$$

$$K_{BS} = \frac{E_A \cdot n_i \cdot A_b \cdot (d_i + d_c)}{2 \cdot l_b} = 8307.56 \text{ [kNm/rad]} \quad (8)$$

となる。ここで、 σ_u [N/mm²] はアンカーボルトの引張強さ、 A_b [mm²] はアンカーボルトの軸断面積、 n_b [本] は全アンカーボルトの本数、 k は形状係数 (円形断面は 4/3)、 E_A [N/mm²] はアンカーボルトのヤング係数、 n_i [本] は引張側アンカーボルトの本数、 d_i [mm] は柱断面図心から引張側アンカーボルト断面群の図心までの距離、 d_c [mm] 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 [mm] はアンカーボルトの長さ、 T_u [N] は引張側アンカーボルトの終局引張耐力 ($T_u = n_i \cdot A_b \cdot F$)、 N [N] は軸力、 N_u [N] 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 [mm] はベースプレートの幅、 D [mm] はベースプレートの長さ、 F [N/mm²] はアンカーボルトの引張強さ、 F_c [N/mm²] はコンクリートの設計基準強度である。

支承部の終局曲げ耐力と回転剛性の関係から、支承部が損傷する時の回転角 θ_u は、

$$\theta_u = \frac{M_u}{K_{BS}} = \frac{123.83}{8307.56} = 0.015 \text{ [rad]} \quad (9)$$

となる。一方、ピン - ローラー形式の支承部としてトラス屋根を支えた時の屋根自重により発生する支点回転角 θ_d は、

$$\theta_d = \frac{\omega L^3}{24 E_T I_T} = \frac{7.5 \cdot 51.35^3}{24 \cdot 2.05 \times 10^8 \cdot 0.026} = 0.0079 \text{ [rad]} \quad (10)$$

となる。ここで、 ω [kN/m] は屋根重量 1.5[kN/m²] と支配面積の幅 5[m] の積、 L [m] はスパン、 E_T [kN/m²] はトラス屋根のヤング係数、 I_T [m⁴] はトラス屋根の断面 2 次モーメントである。

地震の上下動によりトラス梁が上下に応答し、図 - 5 に示すように梁が回転したと考えた場合、上下応答により支承部の損傷時の回転角 θ_u に達するためには、約 2 倍の応答倍率が必要となる。

東北地方太平洋沖地震の上下動成分については、本建物から 1.5 km 程度離れた仙台高等専門学校において地震観測が記録されており、その上下動加速度応答スペクトル (h = 0.03) を図 - 6 に示す。

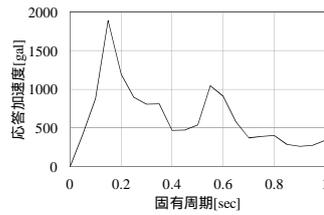


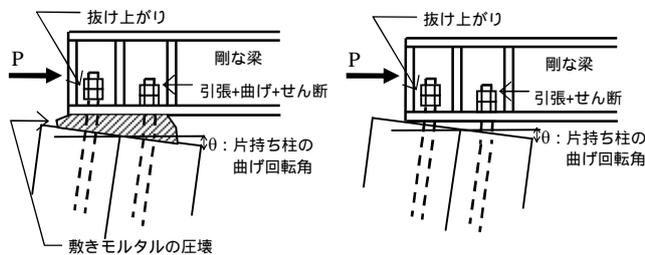
図 - 6 加速度応答スペクトル 上下動 (h=0.03)

本建物のような大スパン空間構造物では、スパンの長さや上下動の 1 次固有周期は比例関係にあり、そこから逆算すると本建物の上下動 1 次固有周期は約 0.4 秒となる⁷⁾。図 - 6 から 0.4 秒付近の応答加速度は 500gal 程度となっており、トラス屋根の上下動のみでアンカーボルトが破断するとは考えにくい。そのため、アンカーボルトの破断は図 - 5 に示す柱頭の回転も大きく影響するものと考えられる。

支承部の回転剛性は、式(8)より 8307.56[kNm/rad]、トラス屋根が逆対称曲げを受ける時の支点回転剛性 K は、

$$K = \frac{6 \cdot E_T \cdot I_T}{L} = \frac{6 \cdot 2.05 \times 10^8 \cdot 0.026}{51.35} = 622784.81 \text{ [kNm/rad]} \quad (11)$$

である。トラスの曲げ剛性は、支承部の回転剛性に比べ著しく高い関係となっているため、トラス屋根は曲げ変形をせず剛な梁とみなすことができ、図 - 7 に示すような損傷メカニズムが形成されるものと考えられる。



(a) 敷きモルタルあり (b) 敷きモルタルなし
図 - 7 屋根支承部におけるアンカーボルトの強制変位

図 - 7 に示すように、アンカーボルトには、地震時に屋根トラスの重量による慣性力 P がせん断力として作用する。それに加え、下部構造の応答により片持ち柱の柱頭接合面が回転され、これが置屋根支承部に「栓抜き作用」とも言うべきテコ作用を生じさせ、引張力がアンカーボルトに作用する。

敷きモルタルがない支承部 (図 - 7(b)) では、この 2 つの力の組み合わせ応力が作用することになり写真 - 10(b) に示すような脆性的な破断面を形成したものと考えられる。一方、敷きモルタルがある支承部 (図 - 7(a)) では、前述した敷きモルタルの損傷メカニズムからアンカーボルトに先行して敷きモルタルが圧壊するものと考えられる。アンカーボルトは、敷きモルタルの分だけ首下長が長いので、圧壊によって生まれたモーメントス

パンによって曲げモーメントを受け、曲げ引張が卓越して破断に至ったものと考えられる。ただし、前述したトラス屋根の自重および上下動から生じる梁の回転もこれらに付加され、敷きモルタルの圧壊およびアンカーボルトの破断は、より早期に発生することが示唆される。

さらに、妻構面の 1 通りおよび 11 通りについては、RC 下部構造が耐震壁で構成された剛性の高い構面となっているため、下部構造の変形により支承部に損傷をもたらしたことは考えにくい。この場合、妻構面では他の構面に比べ下部構造の剛性が非常に高くなっており、トラス屋根を通じて他の構面の水平力が伝達されたことが考えられる。中央構面の水平力が 1 通り、11 通りに伝達され、その結果としてせん断力および図 - 4 に示すようなトラス屋根の回転に伴い、敷きモルタルの圧壊やアンカーボルトの破断を生じさせたものと考えられる。

4.3 置屋根支承部の回転

鉄骨置屋根構造の支承部の損傷は、図 - 4, 5 のような梁の回転および柱頭の回転によりもたらされることを示したが、一見同じように見える両者には、GL 位置に近い所に設置される露出柱脚形式 (図 - 4) と、同じ露出柱脚部が RC 柱等により軒桁に近い位置まで高上げされた置屋根支承部 (図 - 5) という大きな違いがある。

露出柱脚であるならば、地面が回転することは通常考えないため、その回転角 θ の大きさは、図 - 8 に示すように支承部に作用する応力 M_R とアンカーボルトおよびベースプレートによって求められる回転剛性 K_R に基づき決定される。ところが、置屋根支承部として上方に移動した場合、本建物も含め置屋根支承部の回転剛性は、トラス屋根端部および RC 柱脚の回転剛性と比較し非常に小さいため、図 - 9 のように RC 下部構造が片持ち柱の応答となり、柱頭断面と置屋根支承部の間に回転角が発生する。この回転が置屋根支承部の敷きモルタルに偏心圧縮を作用させ、さらにアンカーボルトに栓抜き作用を及ぼし損傷に至る。

略算ではあるが、本建物において、RC 柱の断面が 650[mm]×1200[mm]、コンクリートのヤング係数 E_C が 2.1×10^4 [N/mm²]、高さ h が図 - 2(a) に示すギャラリー部から上部の RC 片持ち柱として 9[m]、柱頭における重量が式(1)の屋根重量 195[kN]と RC 柱半分の重量 8.4[kN] ($2.4 \text{ kN/m}^3 \times 0.65 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 4.5 \text{ m}$) の和で 203.4[kN]とすると、震度 k=1 の地震力が作用した場合、回転角 θ および部材角 R は、

$$\theta = \frac{P \cdot h^2}{2 \cdot E_C \cdot I_C} = \frac{203.4 \cdot 9^2}{2 \cdot 2.1 \times 10^7 \cdot 0.65 \cdot 1.2^3 / 12} = 0.0042 \text{ [rad]} \quad (12)$$

$$R = \frac{P \cdot h^2}{3 \cdot E_C \cdot I_C} = \frac{203.4 \cdot 9^2}{3 \cdot 2.1 \times 10^7 \cdot 0.65 \cdot 1.2^3 / 12} = \frac{1}{358} \text{ [rad]} \quad (13)$$

になる。ここで、 I_C は柱の断面 2 次モーメントである。

この試算はあくまでも弾性範囲が前提条件ではあるが、式(10)のトラス屋根の自重により発生する回転角 $\theta_d=0.0079[\text{rad}]$ と合わせると、式(9)で示した支承部が損傷する時の回転角 $\theta_U=0.015[\text{rad}]$ に迫る値になる。またこの時、支承部にはトラス屋根重量の慣性力 195[kN]がせん断力として作用し、これについても式(6)で示した支承部の終局せん断耐力に迫る。支承部の回転とせん断力の複合作用によって支承部は十分に損傷し得る。

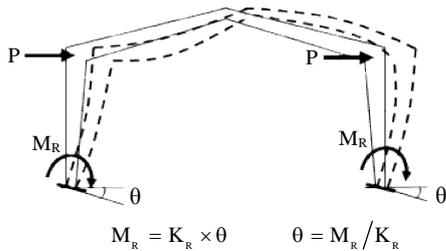


図 - 8 露出柱脚における回転角

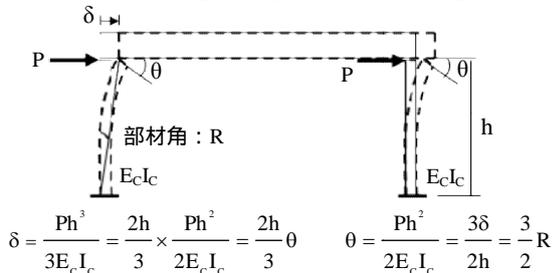


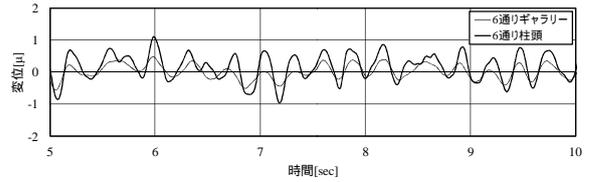
図 - 9 置屋根支承部における回転角

5. 常時微動測定

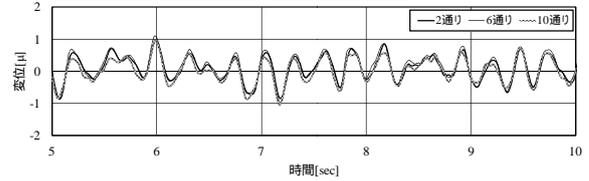
本建物の振動特性を確認するため、被災後の 2012 年 11 月に常時微動測定を実施した。本建物での地震被害が激しかった置屋根支承部においては、元々の回転剛性が小さいため、被災後の微動測定ではあるが、被災前の振動特性の推定が可能であると考えられる。微動計は図 - 1 に示した箇所(1階アリーナ中央 2階ギャラリー床上、柱頭)および建物周辺地盤に設置し、東西および南北の 2 方向の水平変位に関して方向別に同時多点測定を行った。微動計は速度型換振器で、サンプリング周波数を 200[Hz]、計測時間を 5 分間とした。1 階アリーナに対するギャラリー部および屋根支承部の変位増幅および、メイントラス方向の応答変位時刻歴波形を図 - 10 に示す。

長大な片持ち柱を有する中央構面(2~10 通り)のフレームでは、ギャラリー部に比べ柱頭で 2 倍程度に振幅が増大されている。2, 6, 10 通り柱頭は同位相の応答を示し、若干ではあるが、2, 10 通りに比べ 6 通りの振幅が大きい。

地震時には、さらに複雑な応答を示すことが予想できるが、これらの結果は、中央構面(2~10 通り)の柱頭では大きな回転角を伴う応答となり得ることに加え、妻構面(1, 11 通り)では、中央構面の水平力が置屋根を通じて伝達されることを示唆するものである。



(a) ギャラリーと屋根支承部の変位



(b) 屋根支承部の変位

図 - 10 応答変位時刻歴波形

6. まとめ

東北地方太平洋沖地震において、これまでの地震被害調査では見られなかった鉄骨置屋根構造の置屋根支承部に関する被害について報告した。また、置屋根支承部の損傷について、RC 下部構造と置屋根支承部の間に発生する回転角に加え、支承部に作用するせん断力が複合的に作用して生じる可能性があることを確認した。さらに、全面に耐震壁を有し剛性の高い妻構面の置屋根支承部では、剛性の低い中央構面から置屋根を通じて水平力が伝達されたことにより損傷に至った可能性があることを確認した。

今後は、これらの知見を基に立体解析モデルを作成し、地震被害のシミュレーション解析から損傷メカニズムの検証を行い、最終的には耐震診断および耐震補強方法の確立を目指す。

謝辞

本報告で取りまとめた調査および測定を実施するにあたり、関係市町村をはじめ、佐藤工業株式会社東北支店の横田徳久氏、株式会社桂設計の古関貞義氏らの協力を得た。ここに記して謝意を表します。

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，2011.7
- 2) 山田哲ほか：東北地方太平洋沖地震等で被災した鉄骨造文教施設の調査 調査の概要，日本建築学会技術報告集，第 18 巻，第 40 号，PP.935-940，2012.10
- 3) 川口健一：大空間施設の総合的耐震性能を考える 東日本大震災を経験して，日本建築学会大会(東海)構造部門パネルディスカッション資料，PP.11-25，2012.9
- 4) 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
- 5) 秋山宏ほか：鋼構造露出型柱脚の強度と変形，日本建築学会論文報告集，No.342，pp46-54，1984.8
- 6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.3
- 7) 日本建築学会：空間構造の動的挙動と耐震設計，2006.3