各種支承を有する RC 支持架構付き円筒ラチスシェルの応答評価 RESPONSE EVALUATION OF CYLINDRICAL SHELL ROOFS WITH VARIOUS BEARINGS SUPPORTED BY RC SUBSTRUCTURES

稲葉祐介^{*1}, 寺澤友貴^{*2}, 松井良太^{*3}, 熊谷知彦^{*4}, 竹内 徹*5 Yusuke INABA, Yuki TERAZAWA, Ryota MATSUI, Tomohiko KUMAGAI and Toru TAKEUCHI

Numerous steel roof bearings in RC gymnasia were damaged at the 2011 Tohoku and 2016 Kumamoto Earthquake, mainly due to out-of-plane response of cantilevered RC walls. Although the authors confirmed the reduction effect for seismic response of cantilevered RC walls by friction damper bearings, the transverse response evaluation methods including the roof response are not established. In this paper, using the experimental results of a PTFE sliding bearing, a friction damper bearing, and a rubber sheet bearing, the transverse response of RC walls are analyzed by numerical simulations including effects of the roof response, followed by proposing the evaluation methods.

Keywords : Gymnasium, Cantilevered RC Wall, Roof Bearing, Response Evaluation, Cylindrical Lattice Shell 体育館, RC 片持架構, 支承部, 応答評価, 円筒ラチスシェル

1.序

1995年阪神・淡路大震災に引き続き¹⁾, 2011年東北地方太平洋沖 地震や2016年熊本地震など近年の地震においてもRC架構に支持さ れた鉄骨置屋根構造の体育館を中心に鉄骨屋根を支持する支承部が 損傷を受ける被害が多数報告され^{2),3)},主原因の1つとして質量の大 きい RC 片持架構の構面外応答が支承部および屋根架構に強制変形 を与える点が指摘されてきた^{4),5)}。2016年熊本地震では桁行方向の みならず梁間方向の支承部、および支承部周辺の部材の損傷も多く 見られた。これらの被害を改修・防止するための一般的な設計法と しては強度型の支承部およびその反力を側面架構に伝達できるだけ の強度を有する屋根面の補強設計が多く採用される一方、システム トラス等、構法によっては屋根面の補強が難しい場合もある。

文献 6)では摩擦ダンパーを支承部に挿入することで RC 片持架構 の構面外応答を低減させ,屋根部を大規模改修することなく支承部 の反力・相対変位を許容範囲内に抑える手法が示されている。また 支承部相対変位を予測する手法として妻壁とその他の部分からなる 2 自由度系を用いた近似応答評価手法が提案され、様々な規模の体 育館に対し適用性が確認されている。ただし、以上は屋根自身の応 答励起の少ない桁行方向入力に対するせいの高い RC 妻壁の応答に 関する検討に留まり,梁間方向入力に対する検討は行われていない。 一方、ライズを有する円筒形状、山形形状の体育館屋根架構の梁 間方向入力に対する振動は数多くの研究が実施され、その知見がラ

チスシェル屋根構造設計指針等 7.8)に取りまとめられている。同文献 ではある程度の面外剛性を有する円筒形状、山形形状の支持架構付 ラチス屋根面の水平・鉛直応答分布を、屋根面の応答増幅率を用い て等価な静的地震動として与えている。しかしこれらの知見は屋根 支持平面が一体となって振動する前提に立っており、実際に生ずる と考えられる屋根面の面外・面内応答と RC 片持架構の構面外応答 が連成した複雑な応答を捕捉できない場合があると考えられる。

そこで本研究では、側面壁面外剛性および屋根ライズを変化させ た解析モデルを作成し屋根ライズの影響を伴う梁間方向に着目した 屋根面の応答増幅および各種支承部の応答を分析する。また RC 片 持架構の構面外応答が屋根面の応答と連成する影響を考慮し,既往 の評価手法を拡張する形で屋根面の応答加速度並びに支承部反力の 評価手法の誘導を試みる。鉄骨置屋根体育館では必ずしもすべての 屋根支承部がピン支持されているわけではなく, RC 壁の構面外変 形を許容するよう4隅を除いて壁構面外にルーズホールを伴う滑り 支承で設計されることが多い^{1),2)}。このような場合には RC 壁の構面 外変形が設計した滑り支承の可動範囲内に納まるかどうかの検証や, 変形が超過する場合の摩擦支承等による応答低減効果を評価する手 法も求められる。本論文では、摩擦係数の小さい PTFE 板を用いた 通常の滑り支承に加え、文献 6)で提案された摩擦ダンパー支承およ び均しモルタルをゴムシートに置き換えたゴムシート支承の履歴特 性を用いて支承部の変形を求める手法の誘導も試みる。

- *4 明治大学理工学部建築学科 准教授・博士(工学)
- * 5 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

Former Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng. Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng. Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng. Assoc. Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji University, Dr.Eng. Prof., Dept. of Arch. and Build Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{* 1} 元 東京工業大学建築学系 大学院生・修士(工学) * 2

東京工業大学建築学系 大学院生・修士(工学) 東京工業大学建築学系 助教・博士(工学) * 3

2. 解析モデルの設定

2.1 解析モデル概要

Fig. 1 に解析モデルを示す。36×48m の平面を有し, 階高 4m の 2 層の RC 下部構造に鉄骨屋根が支承部を介して設置されている。屋根 はデプススパン比が約1/100の単層ラチスシェル屋根であるが、比較 的構面外剛性が大きく薄肉複層のトラス屋根を模擬したモデルと見 ることもできる^{10),11)}。支承部はピン支承,ルーズホール付支承 (PTFE 滑り支承,摩擦ダンパー支承,ゴムシート支承)を想定する。柱直上 に妻壁では全て、側面壁では2スパン毎に同一の支承部を設置し、4 隅はピン支持とする。屋根は半開角 θ=40°を基準として 20, 60°につ いて検討を行う。各モデルの形状諸元を Table 2 に示す。

2.2 時刻歴応答解析における部材要素の設定

Table 1 に使用部材諸元を示す。構成部材は軸・曲げ剛性が等価な 円形断面部材に置換しファイバー要素でモデル化する。RC 耐震壁 はせん断変形が等価なブレースに置換する。RC 部材は文献 9)と同 様、曲げ降伏時の割線剛性を採用した劣化剛性バイリニアの履歴特 性を設定する。固定荷重については屋根荷重を 1.18kN/m², 壁荷重 を 7.8kN/m²としたものを標準設計とする。実際に被害を受けた体育 館の構造および柱脚での曲げひび割れを生じた被害状況を単純化し, 柱脚は固定, 柱梁は剛接合とする。解析時間刻みは 0.005s とし, 数 値積分には Newmark-β 法(β=1/4)を用いる。

2.3 入力地震波

入力地震波は1995年に兵庫県南部地震における JMA-Kobe_NS 波 の位相を用い,振幅特性を目標スペクトルに調整した地震動とする。 目標スペクトルは BRI-L2¹²とする。Fig. 2 に振幅特性を調整した JMA-Kobe_NS 波の加速度応答スペクトル Saを示す。

2.4 支承部履歴モデル

支承部は2軸せん断バネによってモデル化して面外方向は各支承 部の履歴を有し、面内方向はピン挙動を示すものとする。ルーズホ ール長を超えた際の接触は考慮しない。Fig. 3 に各支承部履歴をモ デル化した例を示す。付録1に示す縮小率0.8の試験に基づき, PTFE 滑り支承,摩擦ダンパー支承はバイリニア履歴でモデル化する。滑 り耐力は Fig. 2(a), (b)中に示す Qyを 1/0.8²倍し, PTFE 滑り支承で 20kN, 摩擦支承で125kNとする。滑り後の2次剛性もFig.2(a),(b) 中に示す K2を 1/0.82倍し、PTFE 滑り支承、摩擦ダンパー支承とも に 0.125 kN/mm, 初期剛性は 2 次剛性の 1000 倍とする。ゴムシート 支承は履歴が安定する鉛直荷重 70kN の場合に対し、式(1)に示す骨 格曲線を用いて Masing 則によりモデル化を行う。

 $Q = 11.29\delta^{0.52}$

(1)

(2)

ここに $Q: 水平荷重(kN), \delta: 基準点からの相対変位(mm)である。$ Fig. 2 に見るように屋根相当の鉛直荷重 70kN 下で式(1)は実験値と 概ね対応する。Table 3 に実験値と式(1)による 1 ループ分のエネルギ 一吸収量と最大反力を示す。振幅が小さいほどエネルギー吸収量は 式(1)の方が大きいが、最大反力は捉えている。骨格曲線は式(1)を相 対変位方向に 1/0.8 倍,水平荷重方向に 1/0.8² 倍し式(2)を用いる。

$Q = (11.29 / 0.8^2) \cdot (\delta \times 0.8)^{0.52}$

なお,式(2)に示す骨格曲線を用いて時刻歴応答解析を行った結果, 支承部に作用する鉛直荷重は約65kNを中心に20~100kN程度まで変 動していたが、簡略化のため、鉛直荷重の変動に伴うゴムシート支 承の履歴形状の変化は考慮しないものとする。



M

(kNm)

37

94.9

185.6

94.9

94.9

E

(N/mm²

24436

17031

17031

230/13

23202

18265

24683

205000

205000

205000

1777



Table 4 Mass ratio RM

Half subtended angle θ (°)	20	40	60
Substructure mass $\times 0.1$	1.43	1.46	1.48
Substructure mass $\times 1.0$	5.35	5.69	5.87
Substructure mass $\times 2.0$	9.71	10.38	10.74
Substructure mass $\times 3.0$	14.05	15.07	15.62

3. 側面壁面外剛性を変化させた際の各種応答評価手法の拡張

ライズを有する鉄骨置屋根体育館に対し、 ラチスシェル屋根構造 設計指針⁷(以下指針とする)では梁間方向入力に対する屋根面の 応答加速度評価手法が示されているが屋根面外周部は剛梁としてい る。また指針および文献 6)では片持壁の構面外応答を想定し、支承 部反力、支承部相対変位の評価手法が示されているが、屋根面の応 答励起の影響は含まれていない。従って、既往の屋根面および支承 部の応答評価手法では特に梁間方向入力に対し側面壁の面外応答が 屋根面の応答と連成する相互作用の影響は考慮されていない。本章 では屋根面外周部の支持架構梁または側面柱の曲げ剛性を変化させ

ることで側面壁の面外剛性を変化させ、梁間方向入力に対する既往 応答評価手法の拡張を試みる。なお支持架構の水平剛性、質量の影 響を確認するため、指針と同様に周期比 $R_T = T_{eq} (T_R (T_{eq} : 屋根面を剛$ $体とした系の固有周期, <math>T_R : 屋根面の逆対称 1 波モードの固有周期),$ 質量比 $R_M = M_{all} / M_R (M_{all} : 全質量, M_R : 屋根面質量) を定義する。$ $検討するモデルは多層架構であるため, <math>T_{eq}$ 算出時は屋根面を剛体と みなして各層の剛性 k_i と各層の質量 m_i を有する 2 自由度系に Ai 分 布を適用し、式(3)より算出する。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^{2} m_i \delta_i\right) / \left(g \sum_{i=1}^{2} m_i\right)}$$
(3)

ここに δ_i :第i層の基礎からの変形量,g:重力加速度, m_1 :第1層 質量, m_2 :第2層質量+屋根質量である。

質量比は Table 4 に示すように半開角 θ=20, 40, 60°毎に支持架構 質量を標準設計に対し 0.1, 1, 2, 3 倍した計 12 種類を検討する。

3.1 側面壁面外剛性の指標 R_{WT}の設定

側面壁の面外剛性を表す指標として屋根面逆対称1波モードの固 有周期 T_Rに対する屋根面と側面壁が梁間方向に振動する固有周期 T_Wの比 R_{WT}=T_W/T_Rを新たに設定する。以下にT_Wの算出手順を示す。

まず屋根面のみが梁間方向にたわむように変形する場合, Fig. 4 に示すように妻壁位置でピン支持として単位等分布荷重(1N/mm)が 作用する単純梁を考える。端点から l_i の柱位置における変位 δ_{Ri} は屋 根面全体の鉛直軸回りの断面二次モーメント I_R を式(4)で算出すれ ば式(5)となり,屋根面の梁間方向水平剛性 K_{Rs} は式(6)となる。

$$I_R = I_{R0} + 2\sum_{j=1}^{5} \left(I_{R(2j)} + A_{R(2j)} x_{(2j)}^2 \right)$$
(4)

$$\delta_{Ri} = l_i \left\{ l_i^2 (l_i - 2L_y) + L_y^3 \right\} / 24 E I_R$$
(5) $K_{Rs} = 1 \cdot L_y \cdot n_c / \left(\sum_{i=1}^{n_c} \delta_{Ri} \right)$ (6)

ここに *A_{Rj}*, *I_{Rj}*, *x_j*: 桁行方向屋根部材の断面積, 断面二次モーメント, 屋根面中央からの距離, *L_y*: 桁行長さ, *n_c*: 側面柱本数とする。

次に側面梁が梁間方向にたわむように変形する場合,妻壁位置で ピン支持として単位等分布荷重が作用した際の l_i における変位 δ_{bi} は式(7)となり,側面梁の梁間方向水平剛性 K_{bs} は式(8)となる。

$$\delta_{bi} = l_i \left\{ l_i^2 (l_i - 2L_y) + L_y^3 \right\} / 24EI_b \quad (7) \qquad K_{bs} = 1 \cdot L_y \cdot n_c / \left(\sum_{i=1}^{n_c} \delta_{bi} \right) \quad (8)$$

ここに I_b: 鉛直軸回りの側面梁の断面二次モーメントである。

次に側面柱を式(7)に示すように変形させ、1 本分の水平剛性 k_{ci} を式(9)とすれば、側面柱全体の梁間方向水平剛性 K_{cs}は式(10)となる。

$$k_{ci} = 3EI_{ci} / (0.75H_i)^3 \quad (9) \qquad K_{cs} = n_c \left(\sum_{i=1}^{n_c} k_{ci} \delta_{bi}\right) / \left(\sum_{i=1}^{n_c} \delta_{bi}\right) \quad (10)$$

ここに I_{ci} :側面柱の断面二次モーメント, H_i :軒高さである。

以上より K_{Rs}, K_{bs}, K_{cs} が求まったので,式(11)より T_W を算出する。

$$T_{W} = 2\pi \sqrt{\frac{\left[\sum_{i=1}^{n_{c}} \left\{ (M_{R} + 2M_{W})/n_{c} \cdot \delta_{bi} \right\} \right]^{2}}{(K_{Rs} + 2K_{bs} + 2K_{cs})\sum_{i=1}^{n_{c}} \left\{ (M_{R} + 2M_{W})/n_{c} \cdot \delta_{bi}^{2} \right\}}}$$
(11)

ここに M_R, M_W: 屋根面, 側面壁上部質量とする。

Fig. 5 に Twの固有値解析値と式(11)による評価値の対応関係を示 す。側面柱の曲げ剛性はそのままに屋根面外周部の支持架構の梁の 曲げ剛性を変化させた場合は精度よく対応するが,側面柱の曲げ剛 性を低減させた場合対応が悪くなる。これは屋根面と側面壁が梁間



方向に振動するモードでなく、屋根面の逆対称モードが卓越するようになるためである。現実の部材比率では後者のケースはあまり生じないため、以降 R_{WT} の算出には式(11)で算出した T_W を用いる。なお、今回の検討モデルにおける標準設計時(壁荷重 7.8kN/m²、支持架構梁、柱の曲げ剛性倍率1倍、 R_M =5.69、 R_7 =0.228)の T_W 、 R_{WT} は付録2に示すように T_W =0.104s、 R_{WT} =0.403 となっており、またこれまでの指針で仮定していた剛梁の場合は R_{WT} ≈0 に対応する。

3.2 簡易自由度系への変換

ピン支承,種々のルーズホール付支承における支承部応答特性を 把握するため,解析モデルを簡易な自由度系に変換する。

まず Fig. 6(a)に示すように質量および剛性を設定する。質量については M_R : 屋根面質量, M_W : 側面壁上部質量, M_{all} : 全質量とし, 剛性については K_{Rs} , K_{bs} , K_{cs} : 屋根面, 側面梁, 側面柱の梁間方向水平剛性でそれぞれ式(6), (8), (10)の値を用いる。 K_{wss} : 妻壁の面内剛性に関しては屋根面を剛体とみなして各層の妻壁面内剛性 k_i と各層の妻壁質量 m_i を有する 2 自由度系を作成し, Ai 分布を適用して式(12)により等価剛性 K_{wss} を算出する。

$$K_{wss} = g\left(\sum_{i=1}^{2} m_i\right) \cdot \left(\sum_{i=1}^{2} m_i \delta_i\right) / \left(\sum_{i=1}^{2} m_i \delta_i^2\right)$$

ここに m₁: 第1 層妻壁質量, m₂: 第2 層妻壁質量+屋根質量である。

(12)

次に Fig. 6(b)に示すように, Fig. 6(a)で配分した質量を集中質点と した屋根面,側面壁,妻壁からなる多自由度系を作成し,さらに対 称性を考慮して Fig. 6(c)に示す3自由度系に置換する。以降,それ ぞれの支承部の応答評価に適した形に3自由度系を変形する。

3.3 ピン支承,梁間方向入力に対する応答評価

まず側面支承部をピンかつ部材を弾性とした場合の梁間方向入力 に対し,指針の屋根面応答加速度,支承部反力評価手法を拡張する。

3.3.1 側面壁上部における水平応答加速度の評価

Fig. 7 に θ =40°の R_M =10.38, R_T =0.303 における R_{WT} =0.084, 0.508 の屋根面応答加速度を示す。屋根面応答増幅係数として指針の値を 用いた応答加速度分布 ⁷)は水平, 鉛直共に R_{WT} =0.508 に対し危険側 の評価となる。これは指針では屋根面応答増幅係数に乗じる加速度 として屋根面を剛体とした系の最上層の応答加速度 A_{eq} を用いてい るが, R_{WT} =0.508 では屋根面と側面壁の梁間方向振動により側面壁 上部の応答加速度が A_{eq} を超えるためと考えられる。そこで, Fig. 8(a) に示す屋根面と側面壁の質点が一体であると考え, また相対的に剛 性の小さい側面柱を有する場合(本検討では K_{es}/K_{Rs} <0.1)を想定し K_{cs} を無視した 2 自由度系に置換し屋根面応答を調査する。まず固有 円振動数, 固有振動モード, 刺激係数は式(13), (15), (16)となる。

$$_{i}\omega = \sqrt{\frac{R_{M1}(1+R_{T}^{2}) \mp \sqrt{R_{M1}^{2}(1+R_{T}^{2})^{2} - 4R_{M1}^{3}R_{T}^{2}/(1+R_{M1})}{2R_{M1}^{2}R_{T}^{2}/(1+R_{M1})}}\omega_{R}$$
(13)

$$\begin{cases} R_T = T_1/T_2 & \left\{ T_1 = 2\pi\sqrt{(M_1 + M_2)/K_1} \\ R_{M1} = M_1/M_2 & T_2 = 2\pi\sqrt{M_2/K_2} \\ \end{bmatrix} & \left\{ \omega_R = \sqrt{K_2/M_2} & (14) \\ \left\{ i\varphi_1 \\ i\varphi_2 \\ \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ K_2/(K_2 - i\omega^2 M_2) \\ \end{bmatrix} & (15) & i\beta = \frac{M_1/M_2 + K_2/(K_2 - i\omega^2 M_2)}{M_1/M_2 + \left\{ K_2/(K_2 - i\omega^2 M_2) \right\}^2} & (16) \\ \end{cases} \end{cases}$$

ここに $M_1: (M_{all}-M_R-2M_W)/2, M_2: M_R/2+M_W, K_1: K_{wss}/2, K_2: K_{Rs}/2+K_{bs},$ i: モード次数(i=1, 2)とする。

2つのモードを SRSS 合成することで応答加速度 Awを得る。

$$A_{W} = \sqrt{\sum_{i=1}^{2} \left(S_{a} \left(2\pi/_{i} \omega \right) \cdot_{i} \varphi_{2} \cdot_{i} \beta \right)^{2}}$$
(17)

Fig. 9 に θ =40°の側面壁上部水平応答加速度 - R_{wr} 関係について, 部材の材料特性を弾性とした解析値および A_{eq} , A_w を示す。 $R_w>5$, $R_{wr}>0.3$ の範囲で解析値は指針評価値の A_{eq} を超過する傾向がある。 一方,式 17)の A_w では応答加速度を捉えている。Fig. 10 の θ =20, 60°の場合においても A_w は解析値を包絡する。さらに妻壁位置にお ける屋根面と側面壁の拘束度の影響を確認するため,Fig. 11 に示す ように妻片面の壁面数を全面から 8,4,0 面と変化させた際の θ =40° における側面壁上部水平応答加速度 - R_{wr} 関係を Fig. 12 に示す。8, 4 面では全面の場合と同様な傾向を示すが,0 面では R_{wr} の変化に伴 う応答加速度の超過は見られない。これは支持架構がスウェイする 振動モードが卓越するためであるが,この場合においても A_{eq} , A_w 共に解析値を捉えることができている。

3.3.2 R_{WT}の変化に伴う屋根面応答増幅係数の変化

 R_{WT} を 0~1 程度まで変化させて屋根面応答増幅係数を検討する。 Fig. 13 に θ =40°の水平, 鉛直応答増幅係数 F_{H}, F_{V} - R_{WT} 関係について $A_{H}/A_{eq}, A_{V}/A_{eq}$ を〇プロットで示す。 R_{WT} =0.4~0.6 で $A_{H}/A_{eq}, A_{V}/A_{eq}$ は









ピークに達し, R_{M} =10.38, 15.07 では一部指針評価値を超える。これ は屋根面と側面壁の梁間方向振動が屋根面応答と連成したためと考 えられる。ここで水平,鉛直応答加速度を式(17)に示す A_{W} で除した 値 A_{H}/A_{W} , A_{V}/A_{W} を Fig. 13 中に▲プロットで示す。質量比に拠らず A_{H}/A_{W} , A_{V}/A_{W} を Fig. 13 中に▲プロットで示す。質量比に拠らず A_{H}/A_{W} , A_{V}/A_{W} は指針評価値以下に収まる。 R_{WT} =0.4~0.6 で増幅がみら れるが,これは屋根面と側面壁の梁間方向振動が屋根面の高次面外 変形モードと共振するためと考えられる。 θ =20,60°においても Fig. 14 に示すように A_{H}/A_{eq} , A_{V}/A_{eq} は一部指針評価値を超えているが, A_{H}/A_{W} , A_{V}/A_{W} は指針評価値以下に納まる。さらに Fig. 11 に示すよう に妻片面の壁面数を全面から 8,4,0 面と変化させた際の θ =40°に おける水平,鉛直応答増幅係数 F_{H} , F_{V} - R_{WT} 関係について Fig. 15 に A_{H}/A_{eq} , A_{V}/A_{eq} ごとに示す。壁面数が 4 面以上では Fig. 13 と同様に 増幅が確認でき,壁面数が 0 面の場合は水平応答増幅係数の励起は 見られず鉛直応答増幅係数では R_{WT} =0.55付近で増幅するが、いずれにせよ A_{H}/A_{eq} 、 A_{V}/A_{eq} は指針の評価値以下で評価できている。

以上より、半開角に拠らず下部構造が重く($R_{M}>5$)、妻壁の面内剛 性が側面壁の面外剛性よりも大きい($R_{WT}>0.3$)構造物では梁間方向の F_{H}, F_{V} に乗じる加速度として A_{eq} の代わりに A_{W} を乗じる必要がある。 Fig. 16 に Fig.7 の例を修正した屋根面応答加速度例を示す。 R_{WT} が大 きい場合も A_{W} を用いた評価値は解析値を安全側評価している。



Fig. 14 Amplification factor - R_{WT} relationship (θ =20, 60°)

3.3.3 側面支承部反力の評価

側面支承部の最大反力は側面壁の剛性が大きい場合は屋根面のス ラストと慣性力により、小さい場合は屋根面のスラストと片持壁の 慣性力により決定されると考えられる。しかし現行の指針^{5,7)}では片 持壁の慣性力しか考慮されていない。また梁間方向入力では屋根面 と側面壁の振動により側面壁上部の応答加速度は指針評価値を超え る可能性がある。以下では式(17)に示すAwを用いた片持壁の慣性力 とスラストによる支承部反力 R_{a1},屋根面の慣性力とスラストによる 支承部反力 R_{a2}を解析値、指針評価値と比較する。片持壁の慣性力 による支承部反力 R_wは固定、ピン支持された柱の 0.75H の位置に慣 性力が作用した際のピン支持部反力とし、式(18)より算出する。



ここに M_W: 1 つのピン支承が負担する側面壁質量とする。

屋根面の慣性力 R_r は屋根面水平応答加速度と面外応答加速度の 水平方向成分¹³に屋根面質量を乗じ,式(19)より算出する。

$$R_r = A_{eq} \frac{M_{Ri}}{\theta} \int_0^{\theta} \left\{ 1 + (F_H - 1) \cos\left(\frac{\pi\varphi}{2\theta}\right) + F_V \sin\left(\frac{\pi\varphi}{\theta}\right) \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \right\} d\varphi \qquad (19)$$

ここに $M_{Ri}:1$ つのピン支承が負担する屋根面質量, F_{H} , $F_{V}: 文献$ 5)に示されている屋根面水平,鉛直応答増幅率である。

屋根面のスラストによる反力 R_s は支持架構付きモデルの増分解 析より算出する。以上より, R_{a1} , R_{a2} はそれぞれ式(20), (21)となる。 $R_{a1} = R_w + R_s$ (20) $R_{a2} = R_r + R_s$ (21)

Fig. 17 に θ =40°の側面支承部最大反力 - R_{WT} 関係について,部材の 材料特性を弾性とした解析値と R_{a1} , R_{a2} ,指針評価値を示す。指針 評価値は過小評価となっているが, R_{WT} が小さい範囲では R_{a2} が,大 きい範囲では R_{a1} が解析値と対応し,質量比 R_M が大きくなるに従い R_{a1} が支配的となる。 θ =20°でも Fig. 18(a)より同様な傾向が確認でき るが, θ =60°では解析値は R_{a1} , R_{a2} よりも小さくなる。これは半開角 が大きいことで屋根面において逆対称 1 波モードが卓越したためと 考えられる。さらに妻片面の壁面数を全面から 8,4,0 面と変化さ せた際の θ =40°における側面支承部反力 - R_{WT} 関係を Fig.19 に示す。 8,4 面では全面の場合と同様な傾向を示すが,0 面では解析値は R_{a1} , R_{a2} を大きく下回る。これは支持架構がスウェイする振動モードが卓 越し,屋根面と支持架構上部が一体となって振動したためである。 以上を総合し,式(22)によりピン支承部反力の最大値を評価する。 $R_a = \max(R_{a1}, R_{a2})$ (22)

3.4 ルーズホール付支承,梁間方向入力に対する応答評価

最後に PTFE 滑り支承,摩擦ダンパー支承,ゴムシート支承を用 いて部材の材料特性を弾塑性とした場合の梁間方向入力に対し,支 承部相対変位を等価線形化法を用いて評価する手法の導出を試みる。

3.4.1 PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承

Fig. 6(c)に示す 3 自由度系において側面梁剛性が小さい場合およ び大きい場合を想定し, Fig. 20(a-2), (b-2)に示すようにそれぞれ片 持壁1自由度系,屋根面1自由度系に置換する。まずダンパー無し の状態における片持壁および屋根面1自由度系の相対変位 $u_w^{(0)}, u_r^{(0)}$ を算出する。弾塑性ダンパーは初期剛性が非常に大きいため,滑り 始めるまでに片持壁質点にはピン支承と同様,屋根面と側面壁の梁 間方向振動による応答加速度が生じる。また屋根面1自由度系では 支持架構からの応答増幅が生じると考えられる。そこで片持壁1自 由度系では最大地動加速度でダンパーが滑り始めると仮定し,片持 壁質点には片持壁 1 自由度系の固有周期 T_c における応答加速度 $S_a(T_c)$ に加えて Fig. 20(a-1)に示すように屋根面と側面壁の梁間方向 振動による応答加速度 A_w が生じているとし,式(23)より $u_w^{(0)}$ を算出 する。 $u_r^{(0)}$ は屋根面1自由度系がそのまま Fig. 20(b-1)に示す 2 自由 度系の第 2 質点となっているので式(25)より算出する。

$$u_{w}^{(0)} = \left(A_{W} + S_{a}(T_{c})\right) \left(\frac{T_{c}}{2\pi}\right)^{2} \qquad (23) \quad T_{c} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{W}}{K_{bs} + K_{cs}}} \tag{24}$$

$$u_r^{(0)} = \sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(\frac{S_a(2\pi/i\omega)}{i\omega^2} \cdot (i\varphi_2 - i\varphi_1) \cdot i\beta\right)^2}$$
(25)

ここに iω, iφ₁, iφ₂, iβ: 固有円振動数, 固有ベクトル, 刺激係数で Fig.20(b-1)の2自由度系を式(13)~(16)に適用して算出する。



Fig. 21 Modeling of rubber sheet bearing

次に片持壁および屋根面 1 自由度系の固有周期 T_{c} , T_{r} はそれぞれ 式(24), (26)となるので,等価線形化法により,等価剛性 $k_{eq}^{(0)}$,等価 減衰定数 $h_{eq}^{(0)}$,応答低減係数 $F_{h}^{(0)}$,相対変位 $u^{(0)}$,塑性率 $\mu^{(0)}$ を式 (27)~(31)で算出し, $u^{(0)}$ ($u_{w}^{(0)}$ または $u_{r}^{(0)}$)が収斂するまで式(27)~(31) を繰り返す。最後に側面壁の応答比 r_{u} を乗じて片持壁および屋根面 1 自由度系における支承部最大相対変位 u_{vmax} , u_{rmax} を得る。なお式 (30)では加速度応答スペクトルにおいて, T_{c} , T_{r} が応答加速度一定領 域にある場合(0.20< T <0.63)は上段の式を,応答加速度が固有周期と 比例する領域にある場合(T <0.20)は下段の式を用いるものとする。

$$T_r = 2\pi \sqrt{M_R/K_{Rs}}$$
(26) $k_{eq}^{(i)} = k_f + n_b k_d / \mu^{(i-1)}$ (27)

$$h_{eq}^{(i)} = h_0 + \frac{2\left(1 + n_b k_d / k_f\right)}{\pi \mu^{(i-1)}} \ln \left\{ \frac{\mu^{(i-1)} + n_b k_d / k_f}{\left(1 + n_b k_d / k_f\right) \mu^{(i-1)/\left(1 + n_b k_d / k_f\right)}} \right\}$$
(28)

$$F_{h}^{(i)} = \sqrt{\frac{1+25h_{0}}{1+25h_{eq}^{(i)}}} \quad (29) \quad u^{(i)} = \begin{cases} F_{h}^{(i)} \left(k_{f} / k_{eq}^{(i)}\right) u^{(0)} & (T_{c}, T_{r} > 0.20) \\ F_{h}^{(i)} \left(k_{f} / k_{eq}^{(i)}\right)^{3/2} u^{(0)} & (T_{c}, T_{r} \le 0.20) \end{cases}$$
(30)

$$\mu^{(i)} = u^{(i)} / u_y \qquad (31) \quad u_{w \max}, \quad u_{r \max} = r_u u^{(i)} \qquad (32)$$

$$r_u = \delta_{b \max} / \overline{\delta}_b \tag{33}$$

ここに u_v, k_d : 弾塑性ダンパー降伏変位, 初期剛性, n_b : 片側側面 の支承部個数(4隅は除く), $k_f: u_{wmax}$ 算出時は $K_{bs}+K_{cs}, u_{rmax}$ 算出時 は $K_{Rs}/2$, δ_{bmax} , $\overline{\delta_b}$:式(7)に示す δ_{bi} の最大値と平均値とする。

屋根面のスラスト変位 urr は屋根面のみのモデルの増分解析によ り算出する。uwmax, urmax, ursが求まっているので、側面壁の梁間方 向振動と屋根面スラストによる相対変位 Dal を式(34), 屋根面の梁間 方向振動とスラストによる相対変位 Da2を式(35)で評価する。

$$D_{a1} = u_{w \max} + u_{rs}$$
 (34) $D_{a2} = u_{r \max} + u_{rs}$ (35)
3.4.2 ゴムシート支承

Fig. 6(c)に示す3自由度系をFig. 21(a), (b-2)に示すように片持壁1 自由度系,屋根面1自由度系に置換する。まずゴムシート支承無し の状態における片持壁および屋根面1自由度系の相対変位 uw⁽⁰⁾, ur⁽⁰⁾ を算出する。uw⁽⁰⁾についてはゴムシート支承の剛性は十分小さく, 側面壁は妻壁,屋根面と独立して梁間方向に振動するとして式(36) より算出し, u_r⁽⁰⁾は式(25)より算出する。

$$u_{w}^{(0)} = S_{a}(T_{c}) \left(\frac{T_{c}}{2\pi}\right)^{2}$$
(36)

Fig. 22 にゴムシート支承の履歴モデルを示す。式(2)の骨格曲線と Masing 則より1ループ分のエネルギー吸収量 Ed, およびゴムシート 自身の割線剛性 kd は式(37), (38)となる。

$$E_{d} = \int_{-u_{m}}^{u_{m}} \left[\left\{ 2 \frac{11.29}{0.8^{2}} \left\{ \frac{0.8}{2} \left(\delta + u_{m} \right) \right\}^{0.52} - Q_{u} \right\} - \left\{ -2 \frac{11.29}{0.8^{2}} \left\{ \frac{0.8}{2} \left(-\delta + u_{m} \right) \right\}^{0.52} + Q_{u} \right\} \right] d\delta = 11.98 u_{m}^{1.52} (\text{kN} \cdot \text{mm})$$

$$k_{d} = \left(11.29 / 0.8^{1.48} \right) u_{m}^{-0.48} (\text{kN/mm})$$
(38)

得られた Ed, kd を用いて等価線形化法により,式(39)~(43)を u⁽ⁱ⁾ (uw⁽ⁱ⁾またはu⁽ⁱ⁾)が収斂するまで繰り返し計算し、最後に側面壁の応 答比 ruを乗じて支承部最大相対変位 uwmax, umax を得る。

$$k_d^{(i)} = \left(11.29/0.8^{1.48}\right) u^{(i-1)-0.48} \quad (39) \quad k_{eq}^{(i)} = k_f + n_b k_d^{(i)} \tag{40}$$

$$h_{eq}^{(i)} = h_0 + n_b E_d / (2\pi k_{eq}^{(i)} u^{(i-1)2}) = h_0 + n_b (19.8u^{(i-1).52}) / (2\pi k_{eq}^{(i)} u^{(i-1)2})$$
(41)
(2)
$$\frac{1 + 25h_c}{(1 + 25h_c)} = \frac{F_h^{(i)} (k_f / k_{eq}^{(i)}) u^{(0)}}{(T_c, T_r > 0.20)}$$

$$F_{h}^{(i)} = \sqrt{\frac{1+25h_{0}}{1+25h_{eq}^{(i)}}} (42) \quad u^{(i)} = \begin{cases} u^{(i)} (y^{(i)})^{2} u^{(i)} (T_{c}, T_{r} \le 0.20) \end{cases}$$

$$H_{w \max}, \quad u_{r \max} = r_{u} u^{(i)}$$

$$(43)$$

屋根面のスラスト変位 un は屋根面のみのモデルの増分解析によ り算出する。以上より Da1, Da2 を式(34), (35)より算出する。

3.4.3 R_{WT}と支承部相対変位の関係

Fig. 23 に θ=40°の支承部相対変位と Rwrの関係について,部材の 材料特性を弾塑性とした解析値と共に Dat, Datを示す。全ての支承 部において Rwr が小さくなるにつれて相対変位は小さくなっていく。 これは側面壁剛性が大きくなることで側面壁よりも屋根面の梁間方 向振動が主体となるためである。従って Rwr が大きい範囲では Dal が、RwTが小さい範囲では Da2 が解析値と対応する。以上を総合し、 式(45)により支承部相対変位の最大値を評価する。

$$D_a = \max(D_{a1}, D_{a2})$$
(45)

Fig. 24 にそれぞれの半開角における支承部相対変位の解析値と評 価値の対応関係を示す。最大相対変位が 80mm を超える範囲では時 刻歴応答解析による解析値に非線形性が見られるが、最大相対変位



120mm 程度までは半開角に拠らず,式(45)の評価値は解析値を概ね 安全側に評価することができている。

4.結

(38)

鉄骨置屋根体育館の梁間方向入力に対する応答における側面梁剛 性の影響を分析し、PTFE 滑り支承、摩擦ダンパー支承、ゴムシー ト支承の動的載荷実験で得られた履歴特性を用いて学校体育館規模 の RC 支持架構付き鉄骨円筒ラチスシェルの時刻歴応答解析を行い, 既往応答評価手法の拡張を行った。以下、得られた知見を示す。

1) 屋根面と側面壁の梁間方向水平剛性比指標 Rwr を新たに提案し, R_M>5, R_{WT}>0.3, R_T<0.5 の範囲においては側面壁上部の応答加速 度が屋根面の半開角に拠らず指針評価値を超えることを確認し た。相対的に剛性の小さい側面柱を有する場合を想定し、Rwr を用いて屋根面と側面壁の梁間方向振動を考慮した側面壁上部 の応答加速度を評価する手法を提案した。

- 2) R_M, R_{WT}が大きいと屋根面の半開角に拠らず,梁間方向入力に対して支承部反力,屋根面応答加速度は指針評価値を超過する。 ただし新たに提案した側面壁上部の応答加速度を用いることで応答を安全側に評価することができることを確認した。
- 3) PTFE 滑り支承,摩擦ダンパー支承,ゴムシート支承に対し,鉄 骨置屋根体育館を片持壁1自由度系と屋根面1自由度系で表現し、それぞれ屋根面と側面壁の梁間方向振動および支持架構からの応答増幅を考慮した等価線形化法を用いて支承部相対変位 を評価する手法を誘導し、安全側で評価できることを確認した。

本研究で誘導した応答評価手法は手計算で用いるにはやや煩雑であ るが、応答を律するパラメータが概ね特定できていることから、表 計算ソフトや図表を用いて簡便な構造計画が行えるものと考える。

謝辞

本研究は科学研究費(基盤研究(B)No15H04075,鉄骨置き屋根構 造の地震被害解消を目的とした応答制御型支承の研究,研究者代 表:竹内徹)のもとで実施された。実験,分析にあたっては東北工 業大学:薛松濤博士および新日鉄住金エンジニアリング:小西克尚 博士のご助言,ご助力を頂いた。ここに深謝したい。

参考文献

 AIJ et al: Report on the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster 3 Structural Damage to Steel Buildings/ Shell and Spatial Structures/ Storage Tanks and Their Supports, 1997.10

日本建築学会他:阪神・淡路大震災調査報告 建築編 3 鉄骨造建築物/ シェル・空間構造/容器構造, 1997.10

2) AIJ et al: Report on the Great East Japan Earthquake Disaster 3 Structural Damage to Steel Buildings/ Shell and Spatial Structures, 2014.9 日本建築学会他:東日本大震災合同調査報告 建築編 3 鉄骨造建築物/ シェル・空間構造, 2014.9

3) NILIM and BRI: Quick report of the field survey and the building damage by the 2016 Kumamoto Earthquake, Technical note of NILIM No.929, Building research data No.173, 2016.9 国土技術政策総合研究所,建築研究所:平成 28 年熊本地震建築物被害調

查報告(速報),国土技術政策総合研究所資料No.929,建築研究資料No.173, 2016.9

- 4) Narita, K., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic Performance of School Gymnasia with Steel Roofs Supported by Cantilevered RC Wall Frames, Journal of Structure and Construction Engneering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.693, pp.1895-1904, 2013.11 (in Japanese) 成田和彦, 竹内徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震
- 性能,日本建築学会構造系論文集,第78巻,第693号,pp.1895-1904,2013.11
 5) Institute for Sophisticating Technique of Construction in Japan: Concepts for Seismic Diagnosis and Retrofit of Steel Roofs with RC Substructures, Gihodo shuppan, 2015.9

日本建設技術高度化機構:鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方, 技報堂出版, 2015.9

- 6) Narita, K., Terazawa, Y. Maehara, K., Matsuoka Y., Matsui R., and Takeuchi T.: Dynamic Loading Tests and Response Evaluation of Steel Roof Bearings with Friction dampers, Journal of Structure and Construction Engneering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.717, pp.1715-1725, 2015.11 (in Japanese) 成田和彦, 寺澤友貴, 前原航, 松岡祐一, 松井良太, 竹内徹: 摩擦ダンパ ーを用いた鉄骨置屋根支承の動的載荷実験および応答評価, 日本建築学 会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp.1717-1725, 2015.11
- 7) AIJ: Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, 2016.11 日本建築学会: ラチスシェル屋根構造設計指針, 2016.11
- Takeuchi, T., Ogawa, T. and Kumagai, T.: Seismic Response Evaluation of Lattice Shell Roofs using Amplification Factors, Journal of IASS, Vol.48

(2007), No.3, pp.197-210, 2007.12

- 9) Narita, K., Terazawa, Y. Matsui, R., Takeuchi T.: Response Control of cantilevered RC Walls in Gymnasia with Energy-Dissipation Roof Bearings, Journal of Structure and Construction Engneering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.707, pp.157-165, 2015.1 (in Japanese) 成田和彦,寺澤友貴,松井良太,竹内徹: エネルギー吸収型支承を用い た体育館 RC 片持架構の応答制御,日本建築学会構造系論文集,第80巻, 第707 号, pp.157-165, 2015.1
- 10) Takeuchi, T., Ogawa, T. Kumagai T., Nakama A., and Sato E.: Applicability of Response Evaluation Method for Lattice Domes with Substructures, J. Struct. Eng., Vol.52B, pp.53-61, 2006.3 (in Japanese) 竹内徹, 小河利行, 熊谷知彦, 中間明子, 佐藤英佑: 支持架構付きラチ スドームにおける地震応答評価手法の適用範囲, 構造工学論文集, Vol.52B, pp.53-61, 2006.3
- Takeuchi, T., Ogawa, T., Yamagata, C., and Kumagai, T.:Response Evaluation of Cylindrical Lattice Shell Roofs with Supporting Substruscures, Journal of Structure and Construction Engneering (Transactions of AIJ), No.596, pp.57-64, 2005.10 (in Japanese) 竹内徹, 小河利行, 山形智香, 熊谷知彦: 支持架構付き屋根型円筒ラチ ことに、中の地震に気気に、日本建築学会構造系設工作, No.506, pp.57-64,

スシェルの地震応答評価,日本建築学会構造系論文集,No.596, pp.57-64, 2005.10

 BRI: Evaluation of Design Earthquake Ground Motion for Buildings, Building Research data, No.83, 1994.11

建築研究所:設計用入力地震動作成手法,建築研究資料, No.83, 1994.11

 Takeuchi, T., Watanabe, S. Kumagai, T., and Ogawa T.:Response Evaluation of High-rise Cylindrical Lattice Shell Roofs with Supporting Substructures, Journal of Structure and Construction Engneering (Transactions of AIJ), Vol.76, No.666, pp.1515-1522, 2011.8 (in Japanese) 竹内徹, 渡辺覚, 熊谷知彦, 小河利行: ライズの高い支持架構付き円筒 ラチスシェルの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 666 号, pp.1515-1522, 2011.8

付録1 ルーズホール付支承の動的載荷実験

本研究で使用した各種ルーズホール付支承部の履歴モデルの前提となった 試験概要を以下に示す。支承部試験体を Fig. A1 に示す。縮小率は 0.8 とし、 それぞれ厚さ 60 mm のモルタルまたはゴムシートを設置する。Fig. A1(b)の PTFE 滑り支承ではベースプレート(以下 B.PL と称す)に PTFE 板,敷プレ ート(以下 S.PL と称す)にステンレス板を貼付け、±50mm のルーズホール を設けてローラー機構を形成する。(c)の摩擦ダンパー支承では PTFE 滑り支 承の両側に摩擦機構を取り付ける。設計滑り耐力を 90kN として 0.8² 倍した 58kN を滑り耐力の目標とし、摩擦部ボルト軸力は 50kN とする。(d)のゴムシ ート支承では±50mm のルーズホールを切った厚さ 60mm のゴムシートを RC 部と B.PL の間に挿入する。Fig. A2 に示すように RC 部を振動台側に固定,鉄 骨部を反力梁側に接続し、両者の間の相対変位により載荷を制御する。さら に PC 鋼棒により試験体に鉛直荷重を導入し、PTFE 滑り支承、摩擦ダンパー 支承で 70kN、ゴムシート支承で 70, 20, 0kN とする。載荷プログラムは正弦 波入力で片振幅を 10~40mm、振動数を準静的から 2.0Hz まで変化させる。

Fig. A3 に振動数 0.5Hz の水平荷重 - 相対変位関係を示す。PTFE 滑り支承 は約 13kN で滑り,摩擦ダンパー支承は B.PL の回転により想定した値よりも やや大きい約 80kN で滑り,共に振幅に拠らず概ね安定した四角い履歴形状 を示す。ゴムシート支承では鉛直荷重 70kN でせん断変形を伴う滑りにより 安定した履歴を描くが、20kN ではせん断変形を伴わない滑りにより履歴形状 が崩れている。以上より,本研究での支承部の履歴特性は PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承では滑り耐力をそれぞれ 13,80kN としたバイリニアで, ゴムシート支承では履歴形状が最も安定した鉛直荷重 70kN に対し,式(1)と Masing 則でモデル化することとした。なお,振動数,鉛直荷重への依存性は 考慮しないものとする。

付録2 応答評価手法の計算例

以下では Fig. 1 に示す解析モデルの R_M =5.69, R_T =0.228 の梁剛性倍率,側面 柱剛性倍率 1 倍のモデルに対して本論文で提案した応答評価手法を適用し, その計算過程を示す。まず Table A1 に示すように式(3)より屋根面を剛体とし た系の固有周期 T_{eq} を算出し R_T を求め,さらに式(12)より妻壁の梁間方向等価 剛性 K_{wss} を算出する。次に Table A2 に示すように質量を屋根面,側面壁,妻 壁に分け,式(4)~(10)で屋根面,側面梁,側面柱の梁間方向水平剛性 K_{Rs} , K_{bs} , K_{cs} を,式(11)で屋根面と側面壁が梁間方向に振動する固有周期 T_W を算出する。



次にピン支承について, Table A3 に示すように質量 M₁, M₂, 水平剛性 K₁, K2を有する2自由度系から側面壁上部の水平応答加速度Awを式(13)~(17)で算 出する。そしてAwを用いて側面壁の応答による支承部反力 Rwを式(18),屋根 面の慣性力による支承部反力 R,を式(19)で算出し、屋根面のスラストによる 支承部反力 R,は支持架構付きモデルの増分解析より求める。最後に PTFE 滑 り支承,摩擦ダンパー支承,ゴムシート支承について,Table A4 に示すよう に片持壁1自由度系におけるダンパーなしの状態における支承部相対変位 uw⁽⁰⁾を式(23), (35)で算出し,屋根面1自由度系では式(25)でu⁽⁰⁾を算出する。 次に u_w⁽⁰⁾, u_r⁽⁰⁾に対し PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承では式(26)~(29)によ って、ゴムシート支承では式(38)~(42)によって等価線形化法を適用し、側面 壁および屋根面の振動による支承部相対変位 uwmax, urmax を算出する。

付録3 片持壁1自由度系における応答加速度

3.4 節において PTFE 滑り支承,摩擦ダンパー支承,ゴムシート支承に等価 線形化法を適用する際、ダンパーなし能状態の支承部相対変位を PTFE 滑り 支承, 摩擦ダンパー支承では片持壁質点に片持壁1 自由度系の応答加速度 $S_a(T_c)$ に加えて A_W が生じているとして式(23)より、ゴムシート支承では片持壁 質点に片持壁1自由度系の応答加速度S_a(T_c)のみが生じているとして式(35)よ り算出している。以下では PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承, ゴムシート 支承を挿入した RC 支持架構付き鉄骨円筒ラチスシェルの時刻歴応答解析よ り支承部相対変位 D_{cal} と側面上部応答加速度 A_{cal} を算出し,等価線形化法を 適用して等価剛性と等価減衰定数を算出し、ダンパーなしの状態の側面上部 応答加速度 $A_{cal}^{(0)}$ を逆算する。そして $A_{cal}^{(0)}$ と $A_{W}+S_{a}(T_{c})$, A_{W} と $S_{a}(T_{c})$ の二乗和 平方根, A_w , $S_a(T_c)$ との対応関係を確認する。

Fig. A4 にそれぞれの支承部の $A_{cal}^{(0)}$ および $A_{W}+S_{a}(T_{c}), A_{W}$ と $S_{a}(T_{c})$ の二乗和 平方根, Aw, S_a(T_c)と T_cの関係を示す。滑り耐力の大きい摩擦ダンパー支承 の $A_{cal}^{(0)}$ は $A_{W}+S_{a}(T_{c})$ に近い位置にプロットがあるが,滑り耐力の小さい PTFE 滑り支承の Acal⁽⁰⁾は Sa(Tc)に近い位置にプロットがあり、支承部水平剛性の小 さいゴムシート支承の A_{cal} ⁽⁰⁾は概ね $S_a(T_c)$ と一致している。また A_W と $S_a(T_c)$ の 二乗和平方根も最大地動加速度に達する前に滑り始めたと考えられる PTFE 滑り支承および R_M=15.07 の摩擦ダンパー支承については安全側に捉える事 が出来ているが、R_M=5.69, 10.38の摩擦ダンパー支承に対しては危険側の評



 $\frac{0.2}{T_{1}}$ (s) 0.3 0.2 0 T (s) (s) (a) $R_M = 5.69$ (b) $R_M = 10.38$ (c) $R_M = 15.07$ Horizontal acceleration on top of side wall without damper Fig. A4

03

価となっている。以上より、片持壁1自由度系に生じる応答加速度として、 PTFE 滑り支承では過大評価となるが部材が塑性化した際の変位の増大と相 殺すると考え、PTFE 滑り支承、摩擦ダンパー支承では $A_{W}+S_a(T_c)$ を用い、ゴ ムシート支承では S_a(T_c)を用いるものとする。

0.4

RESPONSE EVALUATION OF CYLINDRICAL SHELL ROOFS WITH VARIOUS BEARINGS SUPPORTED BY RC SUBSTRUCTURES

Yusuke INABA^{*1}, Yuki TERAZAWA^{*2}, Ryota MATSUI^{*3}, Tomohiko KUMAGAI^{*4} and Toru TAKEUCHI^{*5}

*1 Former Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.
 *2 Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.
 *3 Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
 *4 Assoc. Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji University, Dr.Eng.
 *5 Prof., Dept. of Arch. and Build Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

1. Introduction

Numerous steel roof bearings in RC gymnasia were damaged at the 2011 Tohoku and 2016 Kumamoto Earthquake, mainly due to out-of-plane response of cantilevered RC walls. Although the authors confirmed the reduction effect for seismic response of cantilevered RC walls by friction damper bearings, the transverse response evaluation methods including the roof response are not established. In this paper, using the experimental results of a PTFE sliding bearing, a friction damper bearing, and a rubber sheet bearing, the transverse response of RC walls are analyzed by numerical simulations including effects of the roof response, followed by proposing the evaluation methods.

2. Analysis model

Analysis models for steel cylindrical lattice shell roofs with RC substructures assuming gymnasia is created. Pin bearing, PTFE sliding bearing, friction dumper bearing and rubber sheet bearing with slotted hole are considered as the roof bearings. From experimental results, hysteresis curves of PTFE sliding bearing and friction damper bearing are modeled by bi-linear model and that of rubber sheet bearing are modeled by powered expression and Masing rule.

3. Applicability of response evaluation methods proposed in the past study when varying stiffness of side wall

First, as new index of side wall stiffness, R_{WT} is defined as a ratio of T_W to T_R . (T_R : natural period of bending mode of roof, T_W : that of transverse vibration mode of roof and side wall.) By dividing the mass of gymnasium into roof, side wall and the other parts, numerical model is converted into 3DOF model considering transverse vibration of roof and side wall.

For pin bearing model, evaluation values of horizontal acceleration on top of the side wall, amplification factor of roof and reaction force of pin bearing shown in AIJ recommendation is found to be unsafe under transverse direction ground motions in the range of R_{WT} >0.3 because transverse vibration of roof and side wall are combined. By converting the 3DOF model into 2DOF model (roof +side wall and the other parts), new evaluation method of horizontal acceleration on top of the side wall: A_W are proposed, and evaluation method of amplification factor of roof and reaction force of bearing are complemented by using A_W .

For evaluating the response displacement of PTFE sliding bearing, friction damper bearing and rubber sheet bearing models, the 3DOF model is converted into two types of 2DOF models of side wall dominant models and roof dominant models. Initial relative displacement at bearings are calculated from these 2DOF models and then modified using equivalent linearization method, considering equivalent additional damping and stiffness determined by each bearing hysteresis. Although these methods requires iterative calculations, the algorithms are simple and easy to obtain the response from the key parameters.

4. Conclusions

- 1) As new index of side wall stiffness, R_{WT} is proposed. In the range of large R_{WT} , evaluation values of horizontal acceleration on top of the side wall shown in recommendation become unsafe. And new evaluation method of horizontal acceleration on top of the side wall: A_W was proposed considering transverse vibration of roof and side wall.
- 2) In the range of large R_{WT} , evaluation values of amplification factor of roof and reaction force of bearing shown in recommendation become unsafe. And evaluation methods shown in recommendation were complemented by using A_W .
- 3) PTFE sliding bearing, friction damper bearing and rubber sheet bearing models are converted into SDOF and 2DOF models for side wall and roof, and by using response of 2DOF model and equivalent linearization method, relative displacement of bearings were evaluated.