

木鋼格子ラチスシェルの地震応答における接合部回転剛性の影響

EFFECT OF CONNECTION STIFFNESS ON SEISMIC RESPONSE
OF TIMBER-STEEL GRID SHELL ROOF原田 公明^{*1}, 入口 直樹^{*2}, 寺澤 友貴^{*3}, 松井 良太^{*4},
山崎 義弘^{*5}, 坂田 弘安^{*6}, 竹内 徹^{*6}Hiroaki HARADA, Naoki IRIGUCHI, Yuki TERAZAWA, Ryota MATSUI,
Yoshihiro YAMAZAKI, Hiroyasu SAKATA and Toru TAKEUCHI

In our previous paper, the static rigidity and the flexural strength at the joint of the lattice shell with the timber steel hybrid connection were clarified by static experiments and their effect on the buckling behavior of the entire roof was revealed by elastic buckling analysis. Here we examine the influence of the rotational stiffness of the connections on natural oscillation and earthquake response characteristics. Also the accuracy of the response spectrum evaluation using CQC method and the equivalent static seismic load are verified, followed by a simplified evaluation method proposal for the effect of rotational stiffness at connections.

Keywords : Composite Structure, Lattice Shell, Seismic Response Evaluation, Rotational Stiffness, Response spectrum method, CQC method

複合構造, ラチスシェル, 地震応答評価, 回転剛性, 応答スペクトル法, CQC 法

1. 序

筆者らは前報¹⁾にて空間構造への木材利用を目的に、Fig. 1 に示すような木鋼格子ラチスシェルの接合部を検討した。提案接合部は、矩形断面の木材にスリットを設け、T 形または H 形断面の鋼材を挿入し、鋼材フランジ面直交方向からラグスクリーを打ち込み一体化する形式であり、地上からの見え方など意匠性や施工性の点にも優位点があると考えられる。異種材料のハイブリッド接合部は剛性や耐力を把握する必要があるが、前報¹⁾では静的載荷実験から提案接合部の母材強軸方向の回転剛性と曲げ耐力を明らかにし、単層格子ラチスシェル屋根の弾性座屈解析より、接合部回転剛性がシェル座屈荷重に与える影響を分析し、ラチスシェル屋根構造設計指針²⁾ (学会指針) が概ね安全側で座屈荷重を評価できることを示した。

一方、接合部回転剛性がラチスシェル屋根の固有振動特性や地震応答性状に与える影響は未だ明らかとは言えない。例えば山田ら³⁾は支持架構と屋根部の固有周期比や質量比をパラメータとする広範な数値解析を用いて両者の相互作用を整理しているが、接合部の回転剛性は考慮されていない。また、小河・竹内ら⁴⁾はドーム、円筒ラチスシェルについて CQC 法を用いた応答スペクトル法で高精度に評価できることや、ある程度の屋根面外剛性が確保される場合には類似する屋根形状の卓越固有振動モードが数種類に限定され、刺激関数を模擬する座標関数と周期比・質量比の応答増幅率を用いて各部の応答加速度を手計算で評価できることを示している。

同評価法は広範なモデルパラメータに基づく検討を経て、下部構造の塑性化、屋根免震、自由曲面シェルにも適用拡大され、等価静的地震荷重として学会指針²⁾の一つに含まれている。木鋼ハイブリッドラチスシェル屋根においても、学会指針が直接適用できると異種材料のハイブリッド接合部を採用する技術者の一助になると考えられる。しかし、上記の検討において接合部は剛と仮定されており、任意の接合部回転剛性を有するラチスシェル屋根に対する同手法の適用性は不明である。

そこで本研究は、接合部回転剛性と質量比・周期比を主なパラメータとするラチスシェル屋根の固有振動特性や地震応答性状を時刻歴応答解析より明らかにし、CQC 法や等価静的地震荷重の評価精度の検証と評価手法の適用拡大を行う。

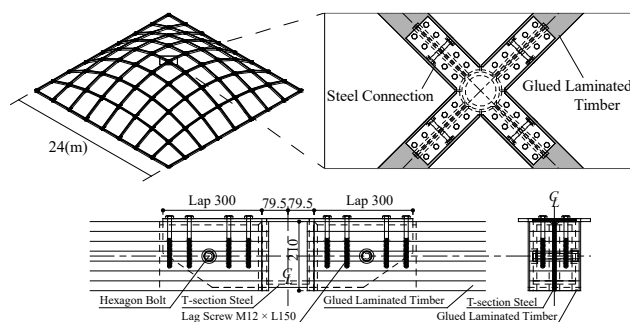


Fig. 1 Proposed connection system for the timber-steel grid shell Roof

^{*1} (株)日建設計 工務

^{*2} 東京工業大学建築学系 大学院生

^{*3} 東京工業大学建築学系 大学院生・修士(工学)

^{*4} 北海道大学工学研究院 准教授・博士(工学)

^{*5} 東京工業大学建築学系 助教・博士(工学)

^{*6} 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

NIKKEN SEKKEI, M.Eng.

Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Assoc. Prof., Hokkaido University, Dr.Eng.

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

2. 解析モデルの設定

2.1 屋根モデルの設定

解析モデルは前報と同様の木鋼格子ラチスシェルを想定し、屋根部のみの屋根モデルと、下部構造付モデルに分けて検討する。屋根部のスパンは $24\text{ m} \times 24\text{ m}$ 、屋根架構の中央部半開角 θ は 30° としライズは 3.22 m とする。屋根面の固定荷重は 1.18 kN/m^2 とし、弾性座屈荷重で 5 倍程度の安全率を有する部材構成となっている¹⁾。Table 1 に示す構成部材は格子部材と外周部材を木材とし斜材および柱は鋼材とする。Fig. 2 に解析モデル名称を示すように、各モデル名称は①下部構造の有無、②ラチス屋根部材の接合部回転剛性、③ラチスシェル屋根の層数の区別、④下部構造の剛性倍率で識別する。屋根部の外周と下部構造の境界条件はピン支持とし、屋根モデルは R、Fig. 3 に示す下部構造付モデルは F とする。部材両端の接合部には無次元化回転剛性 $\kappa = K_R L / (EI)$ (K_R : 回転ばね剛性、 L : 部材長、 EI : 部材曲げ剛性)²⁾ を有する弾性回転ばね³⁾ を設け、 κ の値は前報の実験¹⁾ にて求められた BB、TB300、TB440 の無次元化回転剛性 7、12、22 および実験値よりも柔軟接合となる $\kappa = 1, 3$ と、剛接合の r を加えたものとする。なお、本検討では、接合部回転剛性が、面外曲げ応答を問題とする一般的なラチスシェル屋根に与える基本的な影響を検証するため、面内剛性に関わる屋根面ブレース部材は、圧縮側も抵抗できる弾性部材としている。本研究では上記単層モデル(I1)に加え、木鋼格子屋根部の面外剛性を 10 倍とし Fig. 4 に示すデブススパン比 1/60 程度のダブルレイヤーシェルに模擬した複層シェルモデル(I10)を設定する。複層シェルモデルの接合部回転剛性は単層シェルモデルの無次元化回転剛性と一致するように K_R も 10 倍とする。

2.2 下部構造の設定

Fig. 5 に支持架構柱頭部詳細図を、Table 2 に支持架構の部材諸元を示す。支持架構はベースシア係数 $C_\theta = 0.7$ のせん断力下で弾性範囲とし層間変形角が 1/400 程度となるように設定したモデルを f1 モデルとする。支持架構の固定荷重は壁面あたり 0.98 kN/m^2 とし、柱の長さは 6.0 m とし、質量比 $R_M = M_{eq} / M_R (M_{eq}$: 構造物全質量、 M_R : 屋根質量) は全てのモデルで 1.39 とする。柱脚は固定支持、屋根部と支持架構の間はピン接合とする。支持架構の梁の変形による屋根部への影響を取り除くために、支持架構の梁は剛とする。屋根部と支持架構の共振による地震応答への影響を確認するために、f1 モデルの柱部材を基準に曲げ剛性を 0.1 倍(f0.1)および 10 倍(f10)に変化させることで屋根と支持架構の周期比 R_T を変化させる。 R_T は一質点モデルの固有周期 T_{eq} を屋根モデルの逆対称 1 波モードの固有周期 T_R によって除した固有周期比である²⁾。

2.3 入力地震波の設定

入力地震波の加速度応答スペクトルとして Fig. 6 に示す BRI-L1⁵⁾ を設定し、観測地震波 El Centro NS, Hachinohe NS, JMA Kobe NS を BRI-L1 を目標スペクトルに基準化して用いる。

3. 屋根モデルの地震応答特性

3.1 接合部回転剛性の影響

Fig. 7 に κ を変化させた際の屋根モデルの卓越固有モードを示す。R1-II モデルは有効質量比と 90% では逆対称 1 波モード(O1)が含まれないが、Fig. 7 の (a) と (c)、または (b) と (d) の比較に示すように、接

F3 - I10 - f0.1
① ② ③ ④

- ① Frame model
R : Roof model
F : Full model
② Normalized rotational stiffness κ
($\kappa = 1, 3, 7, 12, 22, r$)
③ Roof stiffness
I1 : Single layer
I10 : Double layer
④ Scale of substructure horizontal stiffness
 $r = 0.1, 1, 10$

Fig. 2 Model names

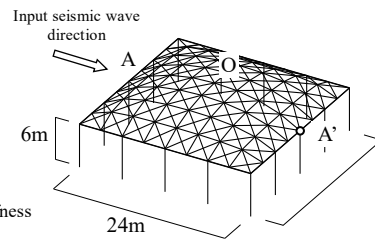


Fig. 3 Analysis model

Table 1 Member specification

Member	Material	Section (mm)	E (N/mm ²)	I (mm ⁴)	G (N/mm ²)
Lattice	Specific symmetrical composition glulam E105-F300	Rectangle	1.31×10^4 (Ref.1))	2.43×10^{10}	8.71×10^2 (Ref.1))
Outer		210×150			
Diagonal	SS400	Section Area	2.05×10^5	63.6	7.88×10^4
Column		63.6mm ²			
		CHS-406.4×12		1.12×10^5	

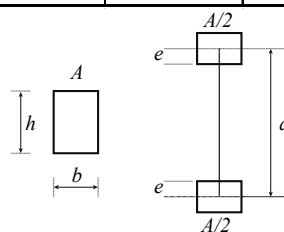


Fig. 4 Conversion to Double layer

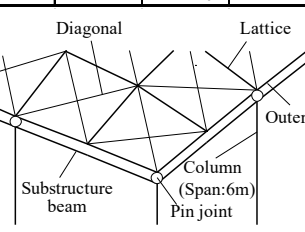


Fig. 5 Detail of capital of columns

Table 2 Substructure column specification (Fr-I1-fx)Z

$f(-)$	Outer diameter D (mm)	Inner diameter d (mm)	Section area A (mm ²)	Moment of inertia I (mm ⁴)	Natural period ratio $R_T (-)$	$R_M (-)$
f0.1	158.2	78.12	1.49×10^4	2.89×10^7	3.03	1.39
f1	406.4	388.4		2.89×10^8	0.96	
f10	1252	1244		2.89×10^9	0.303	

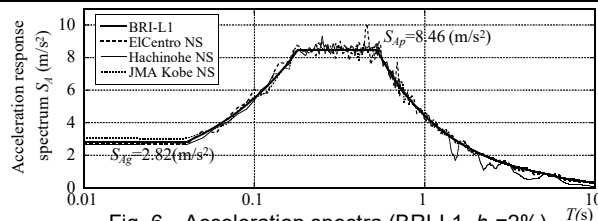


Fig. 6 Acceleration spectra (BRI-L1, $h_0=2\%$)

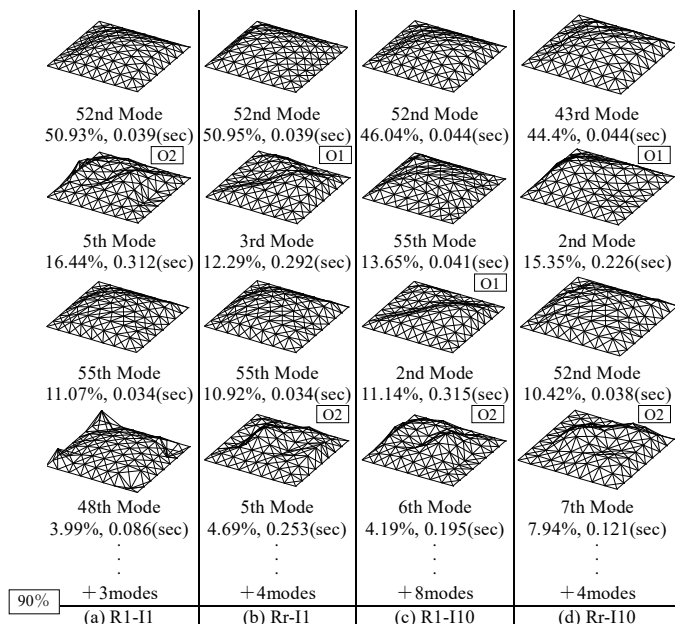


Fig. 7 Frequency eigenvalue analysis results

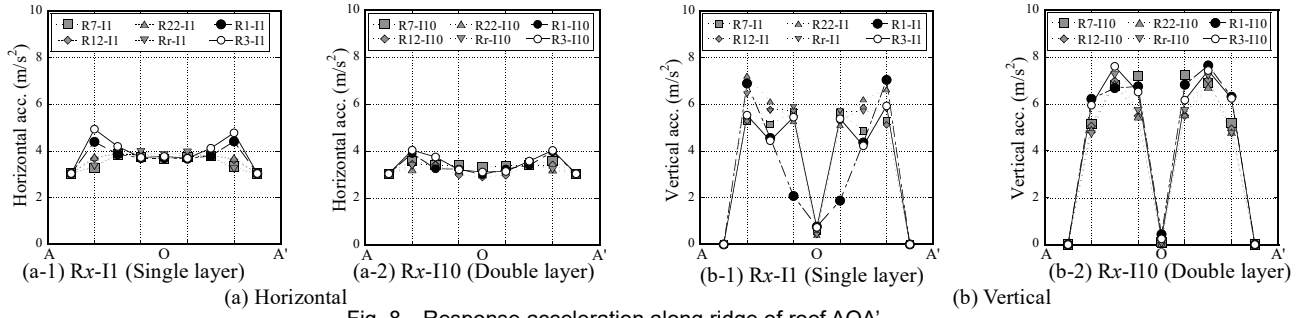


Fig. 8 Response acceleration along ridge of roof AOA'

合部回転剛性が大きくなるにつれて逆対称 1 波モード(O1)が卓越し、これは面外剛性の増加に伴い逆対称 1 波モードの有効質量比が増加する既往研究報告⁴⁾と同様の傾向を示す。Fig. 8 に各モデルの稜線 AOA' における最大応答加速度の時刻歴応答解析結果の比較を示す。時刻歴応答解析に用いる地震波位相は JMA Kobe NS とする。Fig. 8 の R1 モデル(●)や R3 モデル(○)の結果に示すように、接合部回転剛性が低いモデルでは稜線の最大応答加速度の分布が異なるが、接合部回転剛性が高いモデルでは大きな差異は見られない。これより接合部が一定の回転剛性を有する場合、接合部回転剛性が屋根モデルの卓越固有モードへ与える影響は限定的であることが分かる。

3.2 応答スペクトル法の精度

次に接合部回転剛性を r (剛接合)として幾何非線形性を考慮した時刻歴応答解析と応答スペクトル法を比較し、応答スペクトル法の精度を検討する。時刻歴応答解析の減衰は ReyLeigh 型とし、減衰定数は 1 次、2 次モードで 2% とする。応答スペクトル解析では、モード間の相関を考慮する CQC 法を用いる。

Fig. 9 に時刻歴応答解析(THA)と有効質量比と 90% の CQC 法による加速度、変位、軸力および曲げモーメント変化量の比較を示す。複層シェルモデルにおいては時刻歴応答解析結果と CQC 法による結果は概ね良い対応を示しているが、単層シェルモデルの変位の対応は悪くなっている。これは屋根部の面外剛性が小さく幾何非線形性の影響が大きくなるためだと考えられる。また、単層シェル、複層シェルモデルともに水平応答加速度の精度が悪いが、これは屋根外周節点の加速度において、時刻歴では地動加速度になるのに対して CQC 法では外周の応答が 0 となるためである。

以降、単層シェルモデルでは時刻歴応答解析結果を用いて応答特性の分析および等価静的地震荷重の精度分析を行い、複層シェルモデルでは計算時間の短い有効質量比と 90% 以上での CQC 法を用いて応答特性の分析および等価静的地震荷重の精度分析を行う。

3.3 応答加速度分布評価式の適用性の検討

既往研究⁷⁾では式(1)、(2)を用い、屋根モデルにおける水平方向と鉛直方向の屋根面応答加速度増幅率 F_H 、 F_V を導出している。

$$F_H = C_H(\theta) = C_1 \sin^2(3\theta/4) - C_2 \sin(3\theta/4) + C_3 \quad (1)$$

$$F_V = 3 \cdot C_V(\theta) = 3 \cdot C_4 \sin(3\theta/4) \cos(3\theta/4) \quad (2)$$

ただし $C_H(\theta)$ 、 $C_V(\theta)$ は屋根面応答加速度増幅率の修正係数であり、 $(C_1, C_2, C_3, C_4) = (4.00, 1.33, 1.50, 2.47)$ とする。また、半開角 θ は入力方向稜線のスパン L_x とライズ H により決定される円弧の半開角とし、式(3)で算出する。

$$\theta = \sin^{-1} \left[4(L_x/H) / \{4 + (L_x/H)^2\} \right] \quad (3)$$

同研究⁷⁾では加速度分布評価式(4)、(5)が提案されている。なお、 $\alpha_H=0$ 、 $\alpha_V=0.5$ とする。

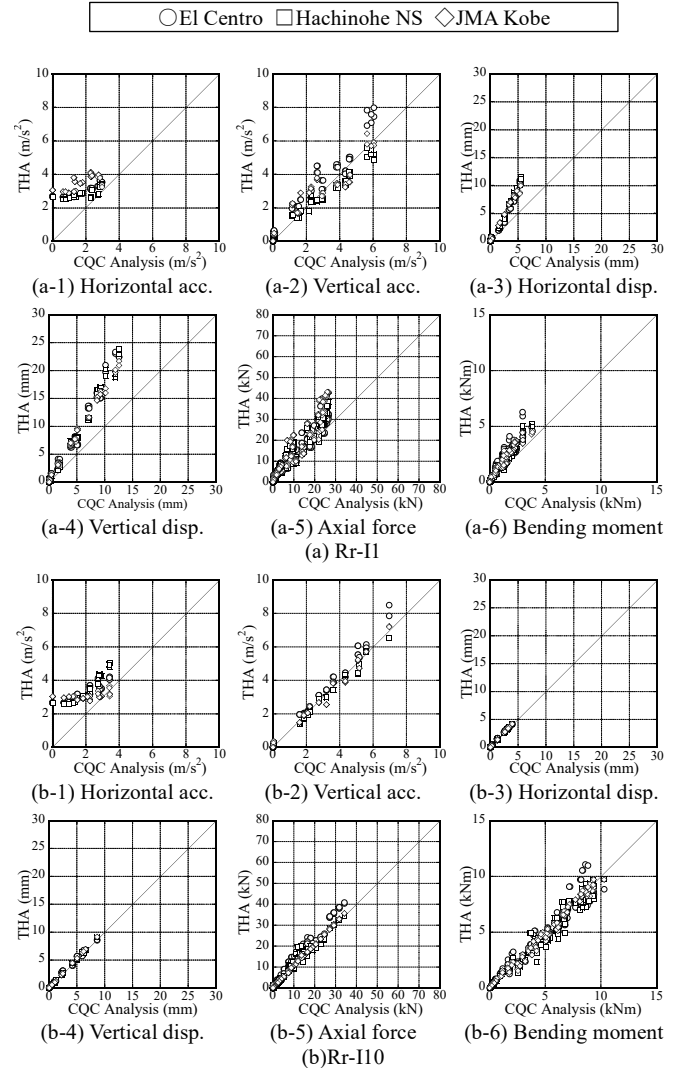


Fig. 9 Accuracy of CQC method

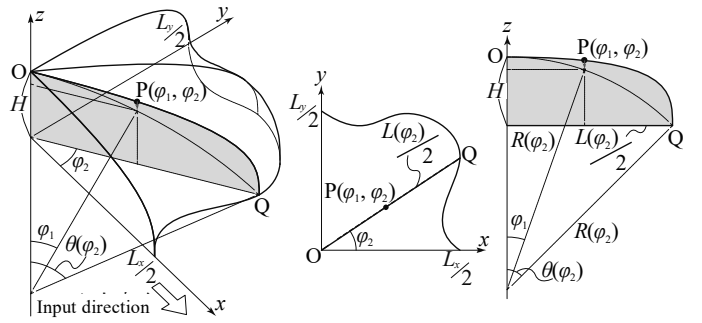


Fig. 10 Polar coordinate system

$$A_H = A_{eq} \left\{ 1 + (F_H - 1) \cdot \cos(\pi \phi_1 / 2\theta(\phi_2)) \cdot \cos(\pi y / L_y) \cdot \cos \alpha_H \phi_1 \right. \\ \left. + F_V \cdot \cos \phi_2 \cdot \sin(\pi \phi_1 / \theta(\phi_2)) \cdot \cos(\pi y / L_y) \cdot \sin \alpha_H \phi_1 \right\} \quad (4)$$

$$A_V = A_{eq} \left\{ F_V \cdot \cos \phi_2 \cdot \sin(\pi \phi_1 / \theta(\phi_2)) \cdot \cos(\pi y / L_y) \cdot \sin \alpha_H \phi_1 \right. \\ \left. + (F_H - 1) \cdot \cos(\pi \phi_1 / 2\theta(\phi_2)) \cdot \cos(\pi y / L_y) \cdot \sin \alpha_H \phi_1 \right\} \quad (5)$$

ここに、 A_{eq} は地動加速度であり ϕ_1 、 ϕ_2 、 L_y の定義は Fig. 10 中に示す。Fig. 11 に加速度分布評価法の精度の検証を示す。複層シェルモデルは単層シェルモデルに比べて安定して評価できている。これは複層シェルモデルでは面外剛性が高く、卓越モードが逆対称 1 派モードにより限定されるためであると考えられる。

4. 支持架構付きモデルの地震応答特性

次に支持架構付きモデルにおいて周期比 R_T および接合部回転剛性が地震応答性状に与える影響について分析する。

4.1 既往応答増幅率評価式の精度検証

まず接合部を固定(r)とし、既往評価式の精度を確認する。既往研究⁷⁾では $C_H(\theta)$ 、 $C_V(\theta)$ を用いて支持架構付きモデルの屋根面応答増幅率 F_H 、 F_V を算出する式(6)~(8)が提案されている。

$$F_H = \begin{cases} C_H(\theta) & (0 \leq R_T \leq 5/4(C_H(\theta))^2) \\ \sqrt{5/(4R_T)} & (5/4(C_H(\theta))^2 < R_T \leq 5/4) \\ 1 & (5/4 < R_T) \end{cases} \quad (6)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_V(\theta) & (0 \leq R_T \leq 5/32\theta) \\ \left(\sqrt{5/(2\theta R_T)} - 1 \right) C_V & (5/32\theta < R_T \leq 5/2\theta) \\ 0 & (5/2\theta < R_T) \end{cases} \quad (7)$$

$$F'_V = \sqrt{F_V^2 + 1/(1 - R_T^2)^2 + (1/R'_M)} \quad (8)$$

F_V は屋根部と支持架構の共振を考慮し $R_T = 0 \sim 1.1$ の範囲で式(8)を適用し、 $R_T = 1.1 \sim 1.4$ の範囲で式(7)と式(8)を線形補間する。 $R'_M = M_{eq}/M'_R$ とし、屋根部実効質量 M'_R は式(9)、(10)により算出する。

$$M'_R = C_M(\theta) \cdot M_R \quad (9)$$

$$C_M(\theta) = 0.55 \cdot (M_{eq}/M_R)^{(\theta - \pi/6)/2} \quad (10)$$

Fig. 12, Fig. 13 に CQC 解析値と R_T の関係を示す。水平応答増幅率および鉛直応答増幅率ともに接合部回転剛性に関係なく評価式と概ね一致した対応を示しているが $R_T < 0.5$ の範囲では評価式は応答を過大評価している。これは従来の鉄骨ララスシェルでは R_T が 0.5 以下の範囲では屋根面の高次モードの励起により応答増幅率の増幅が見られたが、木鋼格子ララスシェルでは格子材に比べて斜材の剛性が低く R_T が小さい範囲での高次モードの励起が見られない点が既往評価式との差の原因であると考えられる。Fig. 12, Fig. 13 中に屋根面の高次モードの影響を含まない文献⁴⁾の 2 質点系モデルの応答増幅率理論値を点線で示す。2 質点系モデルの応答増幅率は数値解析結果と対応しており、上記の仮定を表付けている。

4.2 支持架構部の剛性が地震応答に与える影響

Table 3 に下部構造の曲げ剛性を变化させた各モデルの卓越固有モードの有効質量比の割合を示す。単層シェルおよび複層シェルモデルともに f0.1 モデルではスウェイモード(S)、f1 モデルでは屋根部と下部構造の共振モード、f10 モデルでは屋根面モードの卓越が見られ、f1 モデルでは逆対称 1 波モード(O1)が卓越している。

Fig. 14 に単層シェルモデルの稜線 AOA' の加速度の時刻歴応答解

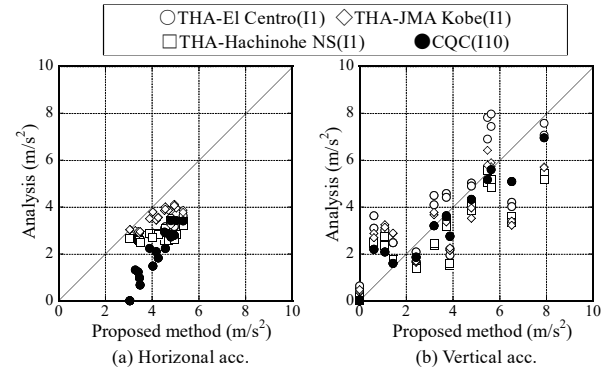


Fig. 11 Accuracy of equivalent static loads

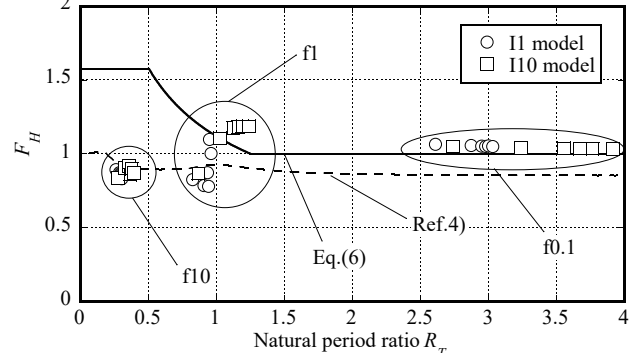


Fig. 12 Amplification factor (Horizontal)

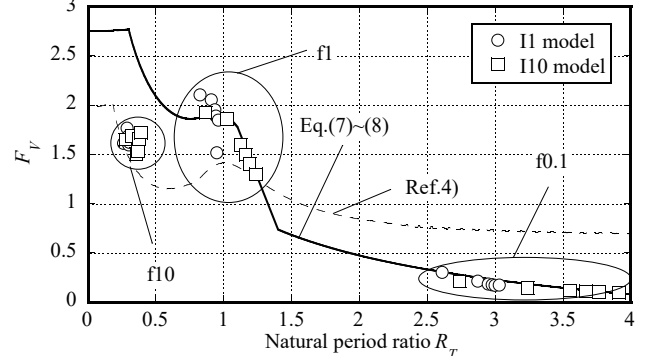


Fig. 13 Amplification factor (Vertical)

Table 3 Effective mass ratio

(a) Fr-I1-fx (Single layer)

f	R_T	Effective mass ratio					
		1st	2nd	3rd	4th	5th	6th
10	0.3	66th	63rd	47th	3rd O1	44th	76th
		34.98%	22.55%	12.29%	9.54%	4.12%	3.92%
1	0.96	2nd O1	9th O2	5th O2	19th	52nd	29th
		41.77%	33.69%	23.66%	0.28%	0.26%	0.10%
0.1	3.03	2nd	6th O1	8th O2	52nd	18th	29th
		99.80%	0.18%	0.02%	0.00%	0.00%	0.00%

(b) Fr-I10-fx (Double layer)

f	R_T	Effective mass ratio					
		1st	2nd	3rd	4th	5th	6th
10	0.39	17th	15th	8th O1	10th O2	1st O1	2nd O1
		36.05%	23.82%	9.45%	8.81%	8.51%	3.47%
1	1.23	2nd	5th O1	13th O2	11th	70th	18th
		86.37%	13.30%	0.13%	0.09%	0.03%	0.02%
0.1	3.91	2nd	5th O1	13th O2	11th	70th	40th
		99.95%	0.05%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

析結果と加速度分布評価値の比較および Fig. 15 に複層シェルモデルの有効質量比と 100% の応答スペクトル解析結果と加速度分布評価値の比較を示す。複層シェルモデルでは上位 4 位モードの固有モード応答値も併せて示している。概ね安全側に評価できているが、先述した理由により $R_T < 0.5$ では過大評価となっている。

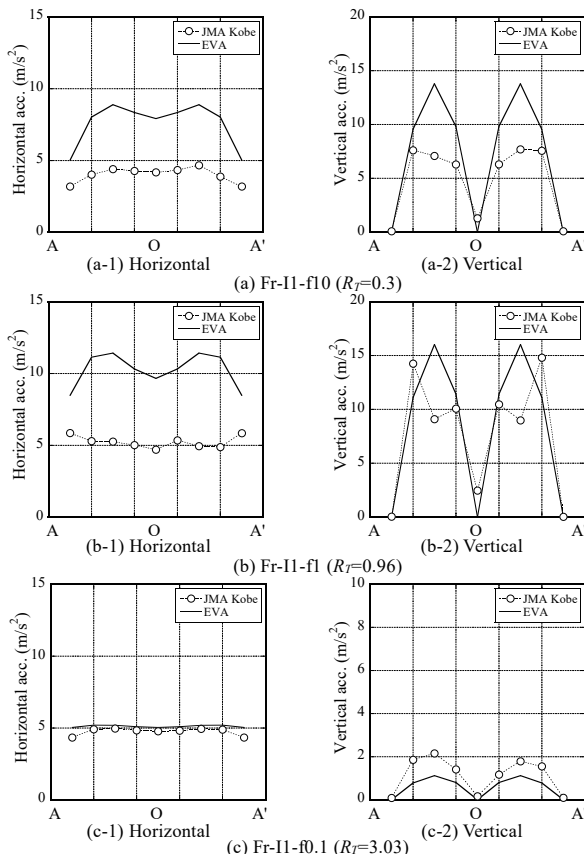


Fig. 14 Response acceleration along ridge of roof AOA' (I1 model)

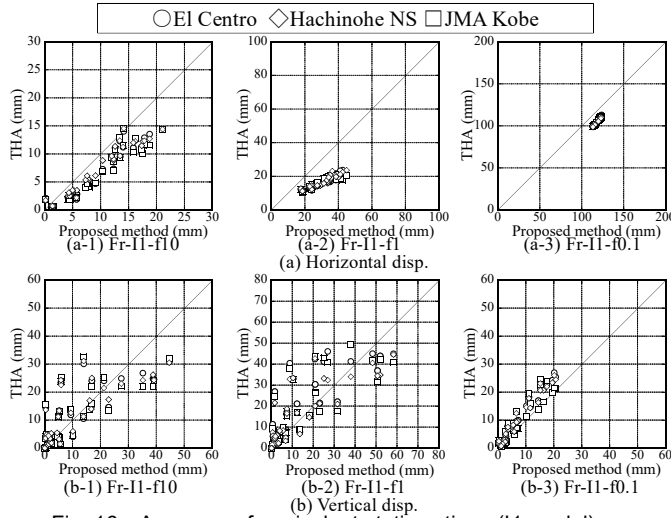


Fig. 16 Accuracy of equivalent static actions (I1 model)

評価式より算出した屋根部各節点の加速度の評価を受けて等価静的地震荷重を加えた場合の精度について確認する。等価静的地震荷重は加速度の評価値に屋根部各節点の質量を乗じることで求める。Fig. 16, Fig. 17 に得られた応答値の解析値との比較を示す。単層シェルモデルと比較して複層シェルモデルは対応が良くなっているが、全体として R_T が 2 を超える f0.1 モデルを除き精度はやや悪化する。これは高次モードの卓越によって全節点の加速度、変位、各部材応力が同時に最大にならないためであり、鉄骨ラチスシェルでも見られた特性である。

4.3 接合部回転剛性が地震応答に与える影響

続いて接合部回転剛性が地震応答性状に与える影響について分析する。支持架構部は屋根部と支持架構部の共振が発生する f1 モデ

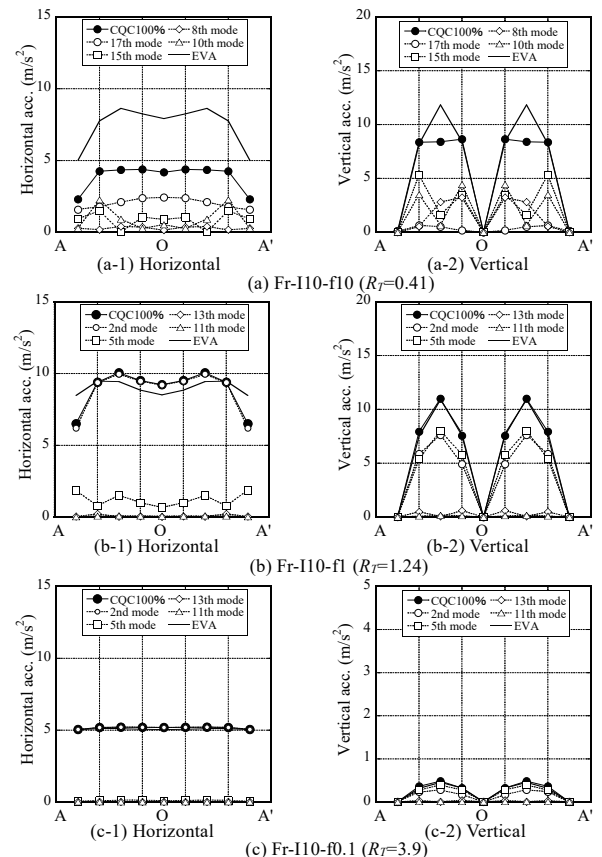


Fig. 15 Response acceleration along ridge of roof AOA' (I10 model)

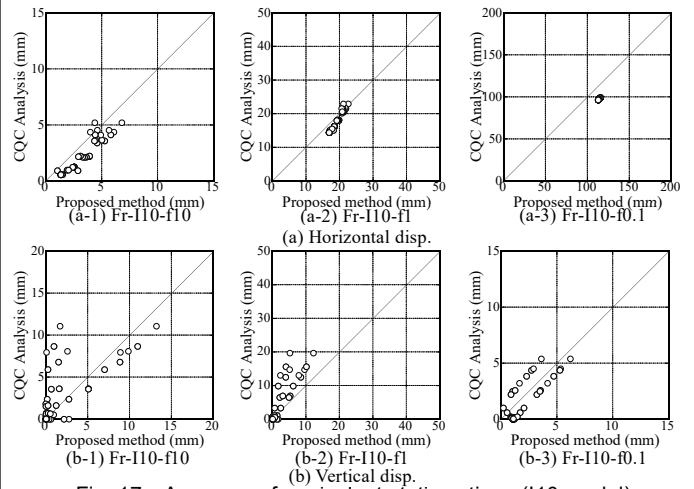


Fig. 17 Accuracy of equivalent static actions (I10 model)

Table 4 Effective mass ratio distribution

(a) I1 model (Single layer)					(b) I10 model (Double Layer)				
k	R_T	Effective mass ratio			k	R_T	Effective mass ratio		
		1st	2nd	3rd			1st	2nd	3rd
1	0.83	13th	3rd	O1	1	0.87	6th	O1	2nd
		52.0%	29.2%	12.6%			56.5%	39.3%	3.0%
3	0.91	10th	2nd	O1	3	1.02	2nd	O1	5th
		58.1%	34.8%	5.4%			64.5%	34.4%	0.5%
7	0.93	9th	2nd	O1	7	1.12	2nd	O1	6th
		48.4%	38.7%	11.7%			77.6%	21.8%	0.3%
12	0.94	9th	2nd	O1	12	1.16	2nd	O1	5th
		43.9%	40.2%	14.9%			80.9%	18.6%	0.2%
22	0.95	2nd	O1	5th	22	1.19	2nd	O1	5th
		61.2%	24.9%	13.4%			83.7%	15.9%	0.2%
rigid	0.96	2nd	O1	9th	rigid	1.24	2nd	O1	5th
		41.8%	33.7%	23.7%			86.4%	13.3%	0.1%

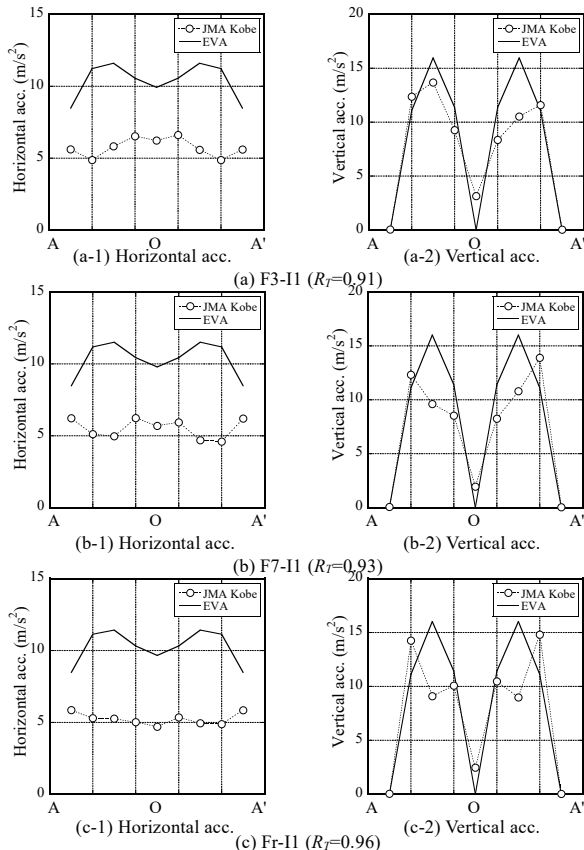


Fig. 18 Response acceleration along ridge of roof AOA' (I1 model)

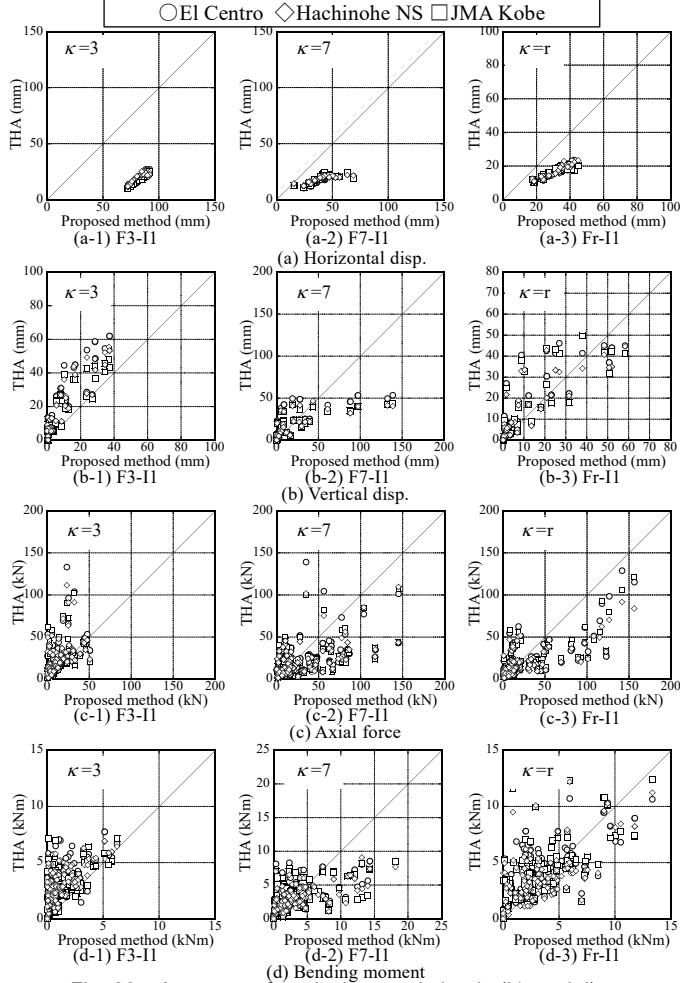


Fig. 20 Accuracy of equivalent static loads (I1 model)

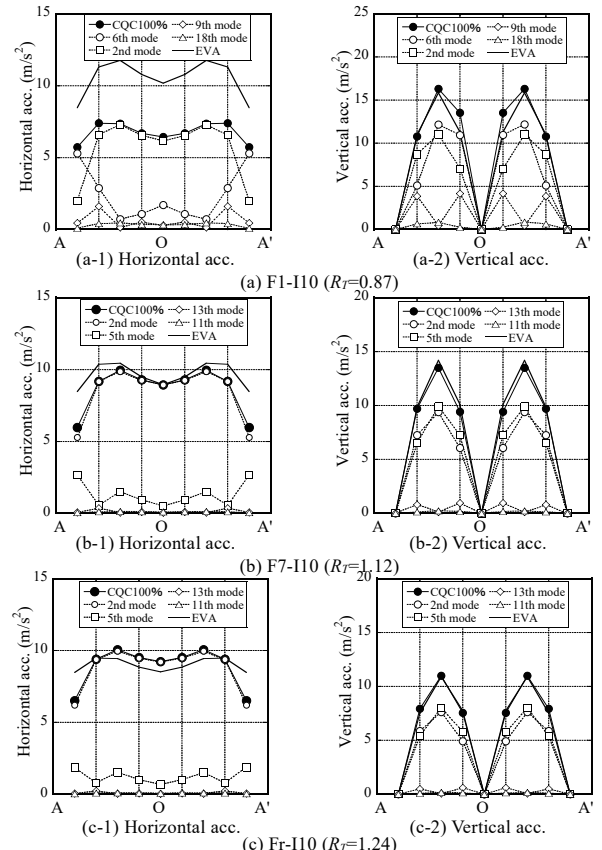


Fig. 19 Response acceleration along ridge of roof AOA' (I10 model)

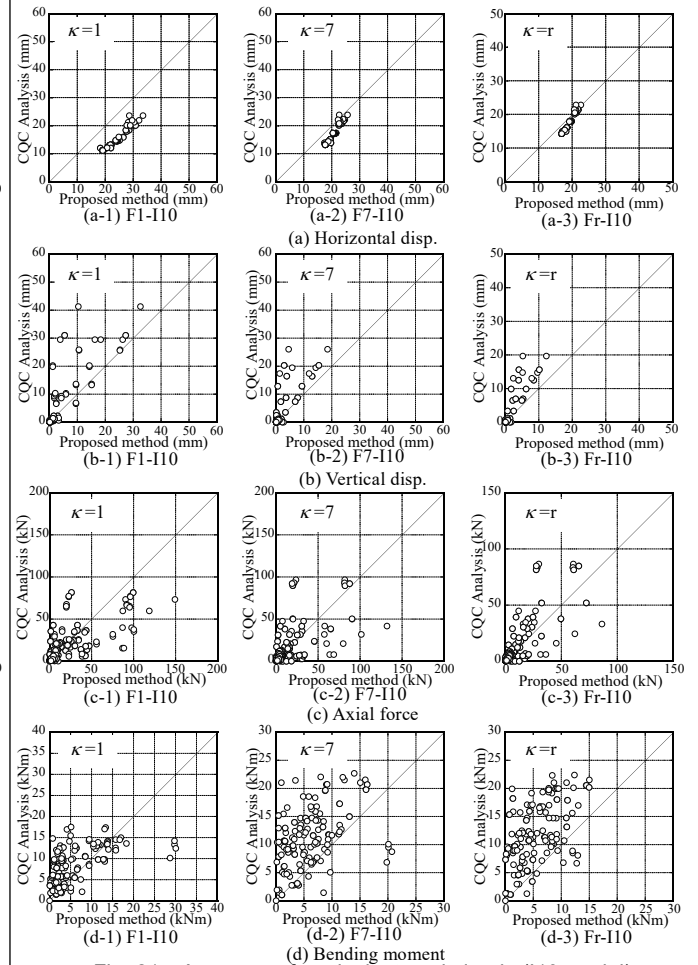


Fig. 21 Accuracy of equivalent static loads (I10 model)

ルに固定し、接合部の無次元化回転剛性 κ をパラメータとして応答特性の分析を行う。Table 4 に各モデルの卓越固有モードの有効質量比の分配を示す。同表(a)に示すように単層モデルでは接合部回転剛性が大きくなるにつれて逆対称1波モードと逆対称2波モードが卓越するようになる。複層シェルモデルでは接合部回転剛性による卓越モードの大きな変化は見られないが接合部回転剛性が大きくなると逆対称1波モードの有効質量比が増加する傾向がある。前節と同様、Fig. 18, Fig. 19 に稜線 AOA'の加速度の比較を示す。接合部回転剛性による大きな差異は見られず、既往評価手法は剛接合の場合と同様の精度で応答を評価出来ている。以上より接合部が剛でないラチスシェルでも回転ばねを組込んだモデルで固有値解析を行って屋根固有周期を求め、屋根部逆対称モード固有周期を求め既往評価式を適用する事で応答評価が可能であることがわかる。Fig. 20, Fig. 21 に等価静的地震荷重を加えた際の変位および部材応力と時刻歴応答解析値の比較を示す。最大応答加速度と同様に高次モードの影響により、鉛直応答変位および部材応力にはばらつきが見られるが、接合部回転剛性による大きな差異はない²⁾。

5. 接合部回転ばね剛性を考慮した設計手法の提案

5.1 接合部回転剛性を考慮した逆対称モード周期の推定

上記までの検討で明らかになったように、接合部回転剛性が地震応答性状に与える影響は、任意の R_T の補正により考慮することが可能と考えられる。しかし端部回転ばねを組み込んだ固有値解析は汎用コードでは対応していない場合も多い。そこで回転ばねを用いず、剛接合時の屋根固有周期 $T_R(\infty)$ より無次元化回転剛性 κ に対する逆対称1波モードの固有周期 $T_R(\kappa)$ を推定することを試みる。

Fig. 22 に単純化した回転ばねモデル図を示す。全ての接合部が同一の回転剛性を有するモデルにおいて、回転剛性に対する一部材の等価な曲げ剛性の変動比が屋根全体の曲げ剛性の変動比と一致すると仮定し、剛接合時の逆対称1波モードの固有周期から任意の無次元化回転ばね剛性を有する屋根モデルの逆対称モード固有周期の推定を試みる。

回転ばねが部材に対して直列に接続されることから、A 端の B 端に対する部材要素剛性マトリクス $\mathbf{K}$ をたわみ性マトリクス $\mathbf{F}$ から求める。 $\mathbf{F}$ は各回転ばね A, B と部材のたわみ性マトリクス F_A, F_B, F_m および釣り合いマトリクス $\mathbf{H}$ を用いて式(11)を用いて表される。⁸⁾

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_m + \mathbf{H}' \mathbf{F}_A \mathbf{H} + \mathbf{F}_B \quad (11)$$

$\mathbf{K} = \mathbf{F}^{-1}$ から材両端の無次元化回転剛性を $\kappa_i (i=1,2)$ とすると面内回転の等価な逆対称曲げ剛性 $K_\theta(\kappa_1, \kappa_2)$ は式(12)のように表される⁹⁾。

$$K_\theta(\kappa_1, \kappa_2) = \frac{4\kappa_1\kappa_2(1+\gamma/2)+3\kappa_2}{2\{2(\kappa_1+1)(\kappa_2+1)-1/2+\gamma(4\kappa_1\kappa_2+\kappa_1+\kappa_2)\}} \cdot \frac{4EI}{L} \quad (12)$$

ここに γ は部材の曲げ変形に対するせん断変形の比である。

両端の無次元化回転剛性が等しい($\kappa_1=\kappa_2=\kappa$)とし、せん断変形を無視($\gamma=0$)とすると

$$K_\theta(\kappa) = \frac{4+3/\kappa}{4(1+1/\kappa)^2-1/\kappa^2} \cdot \frac{4EI}{L} \quad (13)$$

これより質量が変化しない場合、接合部を剛接合とした場合の屋根モデルの逆対称1波モードの固有周期を $T_R(\infty)$ とすると固有周期 $T_R(\kappa)$ は剛接合時の固有周期 $T_R(\infty)$ に式(14)を乗じて求められる。

$$\frac{T_R(\kappa)}{T_R(\infty)} = \frac{2\pi\sqrt{M/K_\theta(\kappa)}}{2\pi\sqrt{M/K_\theta(\infty)}} = \sqrt{\frac{4(1+1/\kappa)^2-1/\kappa^2}{4+3/\kappa}} \quad (14)$$

Fig. 23 に回転ばねを用いた屋根モデルの逆対称1波モード固有周期と式(14)を用いた評価値の比較を示す。複層シェルモデルは式(14)を用いて精度良く評価出来ているが単層シェルモデルの精度は $\kappa < 7$ の領域で悪化している。原因としては κ が小さくなる際に逆対称1波モードに対する面内せん断変形の影響が相対的に大きくなる点等が考えられる。

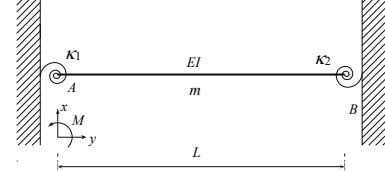


Fig. 22 Simplified beam model with rotational springs

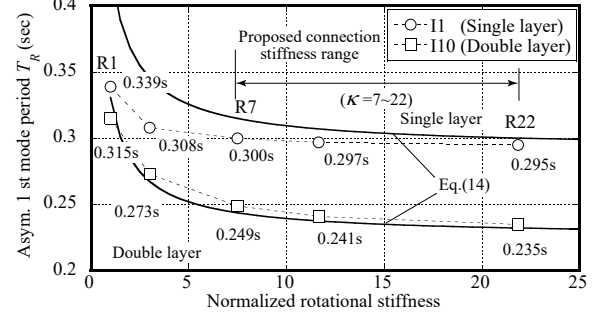


Fig. 23 Effect of connection stiffness on natural period

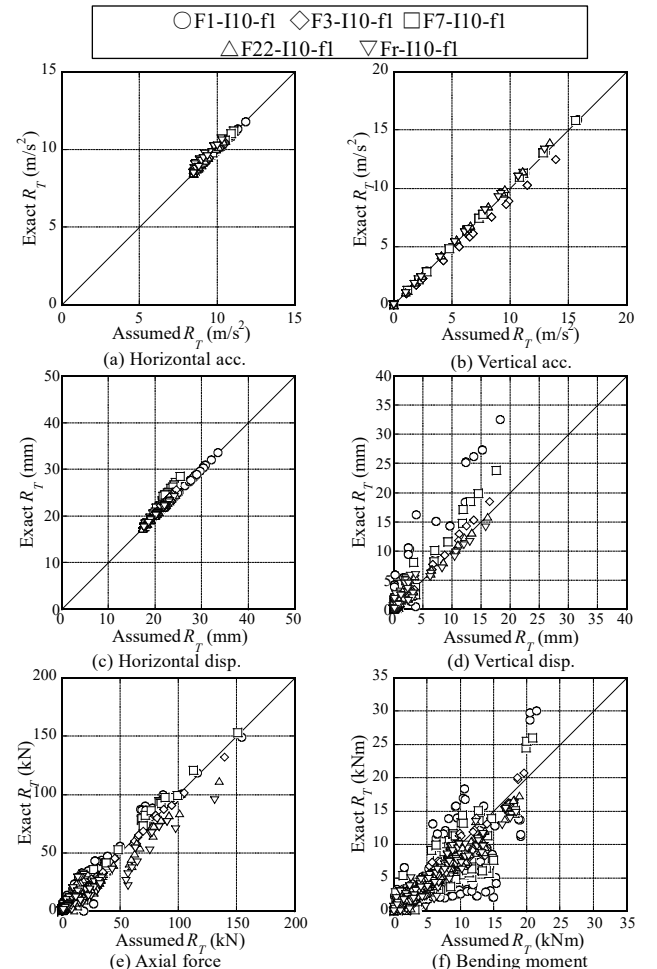


Fig. 24 Response with two roof natural period evaluations (I10-f1)

5.2 接合部回転ばね剛性の影響を考慮した等価静的地震荷重の精度

前節より算出した固有周期 $T_R(\kappa)$ を用いて各節点の最大応答加速度および等価静的地震荷重を算出し、接合部回転剛性を剛としたモデルに適用した場合の精度について確認する。Fig. 24 に式(14)より R_T を求め算出した等価静的地震荷重の適用結果と回転ばねを用いて得た R_T による等価静的地震荷重の適用結果の比較を示す。接合部回転剛性が小さい F1 モデルは先述した理由により鉛直変位および曲げモーメント変化量の精度が落ちているが、概ね精度良く対応している。以上より任意の接合部回転剛性を有するモデルの加速度および等価静的地震荷重は接合部を剛とした屋根モデルの固有周期 $T_R(\infty)$ より式(14)を用いて評価可能であると考えられる。

6. 結

木鋼格子単層シェルおよびデプススパン比が 1/60 程度となるダブルレイヤーを模擬した複層シェルを、接合部に回転ばねを組込んだ屋根モデルを提案し、接合部回転剛性が地震時の応答増幅率および応答加速度分布に与える影響を分析し、既往の応答評価手法への適用可能性について考察した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 接合部の無次元化回転剛性が $\kappa > 7$ 程度以上のラチスシェルの屋根モデルにおいて、回転剛性が振動特性および卓越固有モードに与える影響は限定的であった。
- 2) 無次元化回転剛性 $\kappa = 3 \sim r$ (剛接合) の範囲において、接合部に任意の接合部回転剛性を有するラチスシェル屋根の地震応答は、接合部回転剛性を考慮した屋根卓越固有周期を得られれば、既往の地震応答評価式により同等の精度で評価可能である。
- 3) 任意の接合部回転剛性における屋根固有周期の提案式を κ の関数として表現し、接合部を剛とした屋根モデルの逆対称 1 波モード固有周期に乗じることで任意の接合部回転剛性を有するモデルの固有周期を評価し、既往応答評価式を適用することで固有値解析に回転ばねを用いずに応答評価を行う手法を提案し、同等の精度が得られることを確認した。

参考文献

- 1) Harada, H., Nakajima, S., Yamazaki, Y., Matsui, R., Hayashi, K., Sakata, H. and Takeuchi, T.: Rotational Stiffness and Bending Strength of Steel

Connections in Timber Lattice Shell, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.746, pp.577-587, 2018.4 (in Japanese)

原田公明, 中島舜, 山崎義弘, 松井良太, 林賢一, 坂田弘安, 竹内徹: 木鋼ハイブリッドラチスシェルの接合部回転剛性および曲げ耐力, 日本建築学会構造系論文集, Vol.83, No.746, pp.577-587, 2018.4

- 2) AIJ: Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, 2016.11.25 (in Japanese)

日本建築学会: ラチスシェル屋根構造設計指針, 2016.11.25

- 3) Yamada, M.: Fundamental study of interaction of seismic response between spatial roofs and substructures, proceeding of the 10 th seminar of shell & spatial structures, AIJ, pp.65-77, 2001.11

山田大彦: 空間構造の地震応答に及ぼす下部構造の影響に関する初歩的考察, 第 10 回「シェル・空間構造」セミナー資料, 日本建築学会, pp.65-77, 2001.11

- 4) Takeuchi, T., Ogawa, T., Yamagata, C. and Kumagai, T.: Response Evaluation of Cylindrical Lattice Shell Roofs with Supporting Substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (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

- 5) Kitagawa, Y., Okawa, I., and Kashima, T.: Evaluation of Design Earthquake Ground Motion for Buildings, Building Research Data, No.83, pp.80, 1994.11

北川良和, 大川 出, 鹿島俊英: 設計用入力地震動作成手法, 建築研究資料, 建設省建築研究所, No.83, 1994.11

- 6) Kumagai, T., Nakaya, M., Ogawa, T., Takeuchi, T., Tomimoto, J.: Mechanical Behavior of Wooden Single-layer Space Frames taking into Consideration of Joint Properties, Journal of Structural Engineering (Trans. SCJ, JSCE, AIJ), Vol.55B, pp.85-91, 2009.3 (in Japanese)

熊谷知彦, 仲谷美咲, 小河利行, 竹内 徹, 富本 淳: 接合部特性を考慮した木質単層スペースフレームの力学性状, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.85-91, 2009.3

- 7) Takeuchi, T., Okada, K. and Ogawa, T.: Seismic Response Evaluation of Freeform Lattice Shell Roofs with Supporting Substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.727, pp.1467-1477, 2016.9 (in Japanese)

竹内 徹, 岡田康平, 小河利行: 支持架構付き自由曲面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, Vol.81, No.727, pp.1467-1477, 2016.9 (DOI <http://doi.org/10.3130/aajs.81.1467>)

- 8) Aoyama, H. and Uemura, T.: Structural Analysis by Matrix Method, Baihukan Co. Ltd., 1988.2

青山博之, 上村智彦: マトリックス法による構造解析, 培風館, 1988.2

EFFECT OF CONNECTION STIFFNESS ON SEISMIC RESPONSE OF TIMBER-STEEL GRID SHELL ROOF

Hiroaki HARADA^{*1}, *Naoki IRIGUCHI*^{*2}, *Yuki TERAZAWA*^{*3}, *Ryota MATSUI*^{*4},
Yoshihiro YAMAZAKI^{*5}, *Hiroyasu SAKATA*^{*6} and *Toru TAKEUCHI*^{*6}

^{*1} NIKKEN SEKKEI, M.Eng.

^{*2} Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

^{*3} Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

^{*4} Assoc. Prof., Hokkaido University, Dr.Eng.

^{*5} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*6} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

In our previous paper, the rotational stiffness and the flexural strength of the timber-steel hybrid connections for the lattice shell roofs were clarified by static experiments and the effects on the buckling behavior of the entire roof were revealed. In this paper, we examine the influence of the rotational stiffness at connections on natural oscillation characteristics and earthquake response characteristics of the roofs with supporting substructures. Also, the accuracy of the response spectrum evaluation using CQC method and the evaluation with the equivalent static earthquake load are verified, followed by the simplified evaluation method proposal for the effect of rotational stiffness at connections.

As in the past researches, we study with the steps using roof models without supporting substructures then models with substructures. The roofs are categorized as single-layered lattice roofs and double-layered lattice roofs with depth-span ratio being 1/60, where the rotational springs obtained in the previous experiment were incorporated at the both ends. First, we investigate the influence of connection stiffness on the seismic response characteristics of the roof model, comparing the response spectrum method with the time history response analysis to verify the accuracy of the response spectrum method. Here, the applicability of the equivalent static load using response amplification factors proposed by the past researches are also verified. Next, a model with a supporting substructures were set and the earthquake response characteristics were verified. The influence of the rigidity of the supporting frame on the earthquake response was analyzed, and accuracy of the equivalent static load was verified. Here, we also analyze the influence of the rotational stiffness of the connections as well as the roof model. From these investigations, it was confirmed that there was no significant influence of the connection stiffness on earthquake response characteristics were observed, if the natural periods of principal modes are correctly evaluated. Therefore, it was considered that the influence of the rotational stiffness at the connections on the earthquake response can be represented by the natural period ratio R_T . It was also found that the natural period of the antisymmetric mode including connection stiffness can be expresses as the function of normalized rotational stiffness κ , and easily evaluated from the eigenvalue analysis with rigid connections.

From above studies the following knowledge was obtained.

1) In the roof models with the rotational stiffness at connections, the influence of the rotational stiffness on the vibration characteristic is not significant where normalized rotational stiffness $\kappa > 7..$

2) Seismic response of a lattice shell roofs with the connection of normalized rotational stiffness $\kappa = 3 \sim \infty$ (rigid) is can be well evaluated if the correct roof natural period with the rotational stiffness at connections are obtained and used. It was confirmed that the accuracies of the equivalent static loads with amplification factors are almost the same as the those with rigid connections.

3) The effects of connection rotational stiffness on the principal natural period of the roofs can be expressed as a function of κ . Therefore, the natural period including the connection stiffness for equivalent load estimation can be easily obtained by multiplying the proposed formula to the natural period of the roof model with rigid connections. The accuracy of the proposed method is verified, and confirmed to provide equivalent accuracies.

(2018年6月7日原稿受理, 2018年10月1日採用決定)