下部構造の2次モードにより励起される屋根構造の逆対称1波モードを考慮した
中大規模ラチスドームの等価静的地震荷重EQUIVALENT STATIC SEISMIC LOAD FOR MIDDLE TO LARGE SPAN LATTICED DOMES
CONSIDERING ROOF ANTISYMMETRIC MODE AMPLIFIED BY SUBSTRUCTURE SECOND MODE寺澤 友貴^{*1}, ナイル・ディーブシカ^{*2}, 市橋 啓太^{*3}, 竹内 徹^{*4}Yuki TERAZAWA, Deepshikha NAIR, Keita ICHIHASHI
and Toru TAKEUCHI

A series of modal response spectrum analyses were performed on 60m to 150m spanned lattice domes with the half subtended angle ranging from 20 deg. to 30 deg. to investigate the effect of the dynamic characteristics of the substructure's higher mode. It was found that the current equivalent static seismic loads underestimate the roof response when supported by multi-story substructure with the 1st natural period in the range of 0.5s to 1.2s. Therefore, a modified equivalent static seismic load considering the antisymmetric roof mode's amplification by the substructure's second mode was proposed and validated.

Keywords: Equivalent Static Seismic Load, Latticed Dome, Metal Grid Shell, Spatial Structures, Seismic Response, Response Spectrum Analysis,
等価静的地震荷重, ラチスドーム, 鉄骨グリッドシェル, 空間構造, 地震応答, 応答スペクトル解析

1. 序

ドームや円筒シェルなどライズを有するラチスシェル屋根構造では、水平方向の地震動入力に対して屋根が上下鉛直方向に振動する性質があり、さらに下部構造との周期比によって屋根応答が励起されるため、その部材設計の応力算定には特別な配慮が必要となる。

日本では、大規模なラチスシェル屋根構造であっても軒高 60m 以下の建物には耐震設計法に保有水平耐力計算法が適用されることが一般的である。保有水平耐力計算法では、稀な地震に対する静的応力解析を用いた 1 次設計(許容応力度設計)と、極稀な地震に対する静的増分解析を用いた 2 次設計(架構の終局耐力と崩壊系の確認)の 2 段階で耐震安全性の検証が求められる。ただし、1 次設計の静的解析に適用する等価静的地震荷重(A_i 分布)は、様々な重層構造物の水平地震応答を包絡するせん断力分布として定義されており、ラチスシェル屋根構造の鉛直地震応答は考慮されておらず原則適用範囲外である。また、時刻歴応答計算法を適用する場合も性能評価の過程で静的応力解析による 1 次設計が求められることは多い¹⁾。

これに対して実際の中大規模のアリーナやドームの 1 次設計では、立体モデルの時刻歴応答解析結果から各地震波の水平方向、鉛直方向の応答加速度分布を包絡する等価静的地震荷重(加速度に節点質量を乗じた節点力分布)を個別に作成して静的応力解析に適用することが多い²⁾。しかし、この等価静的地震荷重は計画変更毎に時刻歴応答解析を試行錯誤して定める必要がある。なお、米国などの海外基準では(a)部材応力を弾性範囲に留める 1 次設計は殆ど無く、(b)

入力レベルに依らず部材の塑性化を許容した荷重係数設計法が主流であり、(c)静的応力解析を用いた地震時応力算定の規定が厳しく適用範囲外の建物には精算的な動的解析(応答スペクトル解析、時刻歴応答解析)が使用される、など設計規範が異なり、ラチスシェル屋根構造用の等価静的地震荷重は日本で特に重要な課題となっている。

日本のシェル・空間構造の研究分野では、以上の背景を受けて、重層構造物の A_i 分布と同様に様々な規模や形状を有するラチスシェル屋根構造の応答加速度分布を包絡する等価静的地震荷重が盛んに検討されてきた。加藤・小西・中澤ら³⁾⁻⁸⁾は、下部構造の塑性化を考慮した簡易解析モデルの構築や等価静的地震荷重を提案した。山田・松本ら^{9), 10)}は、シェル理論に基づく円筒ラチスシェルの等価静的地震荷重の理論解を導出した。竹内・小河ら¹¹⁾⁻¹⁷⁾は、応答スペクトル解析を用いてラチスシェル屋根構造の地震応答をモード分解し、その分析に基づいた等価静的地震荷重を提案した。これらの等価静的地震荷重はラチスシェル屋根構造設計指針¹⁸⁾に標準化され、国際シェル・空間構造学会の研究報告¹⁹⁾にも紹介されている。

その一方で、現行の設計指針¹⁸⁾の等価静的地震荷重は、スパン 60m の中規模建物の地震応答を基準に定式化され、音楽ホールや野球場に使われるスパン約 150m 級までの中大規模構造への適用性は未確認である。また、Fig.2 の振動モードに示すように、現行の等価静的地震荷重¹⁸⁾は、特に下部構造 1 次モード(T1)により励起される屋根構造逆対称 1 波モード(O1)に基づいているが、複層の下部構造では、下部構造 2 次モード(T2)の固有周期が加速度一定領域に入り、T2 モ

^{*1} 東京工業大学建築学系 助教・博士 (工学)^{*2} 東京工業大学建築学系 大学院生・修士 (工学)^{*3} 東京工業大学建築学系 大学院生^{*4} 東京工業大学建築学系 教授・博士 (工学)

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

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

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

ードによる O1 モードの応答増幅が無視できなくなり、現行の等価静的地震荷重が動的解析結果を過小評価する場合がある¹⁷⁾。

そこで本研究では、現行の等価静的地震荷重¹⁸⁾の適用拡大を目的に、応答スペクトル解析を用いた地震応答の分析に基づいて下部構造 2 次モードと屋根構造の O1 モードを考慮した等価静的地震荷重を検討する。まず、2 章では数値解析概要を述べる。次の 3 章では中大規模ラチスドームの地震応答を単層下部構造と複層下部構造に分けて分析し、現行の等価静的地震荷重の適用性を検証する。続く 4 章では現行の等価静的地震荷重の応答増幅率関数と解析結果より評価した応答増幅率を比較分析し、下部構造 2 次モードを考慮した応答増幅率関数を定義する。最後の 5 章では等価静的地震荷重の修正法を提案し、応答スペクトル解析結果と比較する。

2. 数値解析概要

2.1 数値解析モデルとパラメータ範囲

Fig. 1 に想定建物の数値解析モデルを、Table 1 と Table 2 に部材諸元を、Table 3 にモデルパラメータを示す。本研究の検討対象は、筆者らが既往研究¹⁷⁾で使用実績のある実建物を簡略化したダブルレイヤーラチスドームを基準とし、①下部構造の層数(単層または複層)、②下部構造の水平剛性倍率 $k = 0.1, 1.0, 10, 100$ 、③スパン $L = 60\text{m}, 100\text{m}, 150\text{m}$ 、④半開角 $\theta(30^\circ$ を基準に $L=100\text{m}$ の場合は 20° と 40° も検討)、⑤固定荷重 $DL=1.0\text{kN/m}^2, 2.0\text{kN/m}^2, 3.0\text{kN/m}^2$ をモデルパラメータとして変じた数値解析モデルとする。屋根部材は既往研究¹⁷⁾の基準モデル($L=150\text{m}$, $\theta=30^\circ$)と部材検定比が同程度となる断面を選択する。下部構造部材はレベル 2 地震動で層間変形角 $1/100 \text{ rad}$ 以下となる断面(Table 1)を選択する。この部材諸元が水平剛性倍率 $k=1.0$ に用いられている。鉛直ブレースは座屈拘束ブレースを想定しているが、本検討の範囲では弾性範囲とする¹⁷⁾。水平剛性倍率 k のモデルは、 $k=1.0$ のモデルの屋根部を剛床とし、剛床重心に水平方向の単位集中力を与える静的解析結果の水平剛性(=ベースシア/剛床重心の変位)に対して必要な剛性倍率を満たすように、建物重量は不変として下部構造の柱梁断面を相似拡大して作成する。

柱、梁、テンションリング、ラチス屋根部材は全て梁要素でモデル化する。特にラチス屋根部材はデブススパン比 $1/50$ と等価な面外曲げ剛性 EI を与えてダブルレイヤーを簡易的に模擬¹²⁾する。本研究の範囲では、下部構造付きモデル(Fig.1(a))の有効質量比和の 90% 以上が Fig. 2 に示す 4 種の屋根モード(逆対称 1 波モード O1、逆対称 2 波モード O2、逆対称 2.5 波モード O2.5、面内振動モード I)に関連した振動モードで占められる。下部構造スタンドの床スラブはせん断変形が等価なトラス要素、下部構造外周部の弾性ブレースはリンク要素でモデル化する。下部構造は剛接柱梁骨組(MRF)とし、軒高レベルにおいて屋根部テンションリングとピン接合し、柱脚部はピン支持とする。部材要素は全て弾性を仮定する。

2.2 数値解析手法と入力地震動

数値解析手法は実固有値解析、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析を用いる。いずれの手法も比例減衰行列は初期の剛性行列と質量行列に基づく Rayleigh 型とし、1 次と 2 次の減衰比 ζ を 2% とする。数値解析コードは文献 20) で使用されたものを使用する。

実固有値解析と応答スペクトル解析は、ラチスシェル屋根構造の卓越固有振動特性と地震応答を振動モード毎に分解して最大地震応

Fig. 1 Numerical model schematics

Table 1 Member specification ($k = 1.0$)

	Span L (m)		
	60	100	150
Lattice	○-307.5×7.5	○-414.5×14.5	○-715.5×15.5
Tension Ring	○-809.0×9.0	○-1020.0×10.0	○-2525.0×25.0
Column	□-450×450×25	□-600×600×32	□-650×650×32
Beam	H-340×250×9×14	H-450×300×10×16	H-550×400×20×25
Top Brace	□-350×350×15	□-350×350×16	□-200×200×8

Table 2 Axial stiffness of elastic braces

Unit: kN/mm	Span L (m)		
	60	100	150
5F	80.1	101.4	271.4
4F	118.1	225.3	314.5
3F	150.0	318.4	253.0
2F	287.4	442.8	367.8
1F	472.2	598.7	626.1

Table 3 Parameter matrix

Half subtended angle	Span L (m)			Substructure stiffness ratio k	Dead Load DL (kN/m ²)
	60	100	150		
$\theta = 20^\circ$		○		0.1, 1.0, 10, 100	1.0, 2.0, 3.0
$\theta = 30^\circ$	○	○	○		
$\theta = 40^\circ$		○

Fig. 2 Eigenmodes name

Fig. 3 BRI-L2²⁰⁾ ($\zeta=0.02$)

答に与える影響を分析するために用いる。モード重合は完全二次結合法(CQC 法)を用い、以後、応答スペクトル解析の略称とする。応答スペクトル解析の採用次数は降順の有効質量比和が90%以上となるモード数とする。

時刻歴応答解析(Response History Analysis, RHA)は応答スペクトル解析の精度検証のために用いる。増分変位の計算はNewmark β法($\beta=1/4$)を用いる。RHAでは固定荷重による幾何剛性、座標移動による大変形、部材軸力の変動に伴う幾何剛性を考慮する。

Fig. 3に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。本研究では、設計用スペクトルBRI-L2に位相適合した観測地震波3波の模擬地震動を入力地震動とし、ラチスドームに対して水平1方向入力する。

2.3 応答スペクトル解析の精度検証

Fig. 4にドーム稜線A-O-A'(Fig.1)の最大応答の時刻歴応答解析結果と応答スペクトル解析結果の比較を示す。最大応答は模擬地震動3波の平均を示す。同図に示すように、本検討の範囲内では、応答スペクトル解析結果は時刻歴応答解析結果を±20%以下の誤差で評価し、地震応答の分析を行う上で十分な精度を有している。

2.4 現行の等価静的地震荷重の算定法の概要(部分球形ドーム)

3章以降の分析のために現行の等価静的地震荷重¹⁸⁾の概要を説明する。部分球形ドームの等価静的地震荷重は下部構造軒高の水平加速度 A_{eq} と屋根部O1モードを模擬する節点加速度の座標関数 A_{H1} 、 A_{V1} に節点質量を乗じる式(1)(2)で計算する。下部構造による屋根応答の応答増幅効果は、屋根部O1モードに対する下部構造T1モードの固有周期比 R_{T1} の応答増幅率関数 F_{H1} 、 F_{V1} として式(3)(4)で評価する。屋根部に対する架構全体の有効質量の比 $R_{M1}>1.2$ かつ $R_{M1}<1.5$ の範囲では、質量比による応答増幅も考慮する式(5)(6)で応答増幅率関数を評価する。水平加速度 A_{eq1} は保有水平耐力計算法の軒高せん断力係数 C_R (Ai分布で計算可能)に重力加速度を乗じて算出する方法が標準である。なお、式(1)(2)中の節点座標(x, y)は屋根部中央(Fig.1ではO)を原点とし、式(4)中の C_r は1.85として計算する。式(1)~式(6)はスパン60mの中規模ラチスドームを基準に定式化されており、現行の等価静的地震荷重は、(a)よりスパンが大きな単層下部構造のラチスドームにおいてO1モードの荷重分布で屋根部応答加速度を包絡できるか、(b)よりスパンが大きな複層下部構造のラチスドームにおいて下部構造T2モードにより屋根部O1モードが励起される場合の屋根部応答加速度を過小評価する影響は考慮されていない。

$$A_{H1}(x, y) = A_{eq1} \{1 + (F_{H1} - 1) \cos(\pi \sqrt{x^2 + y^2} / L)\} \quad (1)$$

$$A_{V1}(x, y) = A_{eq1} F_{V1}(x / \sqrt{x^2 + y^2}) \sin(2\pi \sqrt{x^2 + y^2} / L) \quad (2)$$

$$F_{H1} = \begin{cases} 1.5 & (0 < R_{T1} \leq 5/36) \\ \sqrt{5/4R_{T1}} & (5/36 < R_{T1} \leq 5/4) \\ 1 & (5/4 < R_{T1}) \end{cases} \quad (3)$$

$$F_{V1} = \begin{cases} 3C_r \theta & (0 < R_{T1} \leq 5/16) \\ \sqrt{5/4R_{T1}} - 1C_r \theta & (5/16 < R_{T1} \leq 5) \\ 0 & (5 < R_{T1}) \end{cases} \quad (4)$$

$$F'_{H1} = \sqrt{F_{H1}^2 + 1 / \{(1 - R_{T1}^2)^2 + (1/R_{M1})^\theta\}} \quad (5)$$

$$F'_{V1} = \sqrt{F_{V1}^2 + 1 / \{(1 - R_{T1}^2)^2 + (1/R_{M1})^\theta\}} \quad (6)$$

2.5 3章以降の地震応答の分析の指標の定義

等価静的地震荷重に関する初期の研究^{11)~15)}では、入力に依らない有効質量比を指標に用いて卓越振動モードを議論している。その一方で一般に建築構造物では、個材振動モードを除けば固有周期の長

Fig. 4 Comparison of NLRHAs and CQCs

いモードの有効質量比が大きくなる傾向を有するが、応答スペクトル形状に示されるように、速度一定領域の応答加速度は周期に反比例して小さくなるため、固有周期に比例する有効質量比を用いて応答加速度全体に対する各モード応答の寄与を議論することは難しい。例えば下部構造剛性が極端に低い場合¹²⁾や屋根免震ドームの場合²²⁾に示されるように、屋根部スウェイモードが有効質量比99.9%を占めても、屋根O1モードが0.1%でも含まれれば、屋根鉛直応答加速度はO1モードに支配される。そこで本研究では、モード応答と重合応答の比率に基づく以下の指標を新たに定義して応答を分析する。

i 番自由度の重重合応答値、CQCに対する s 次モード応答値の比率は s 次モードの応答支配比率 r_s として式(7)で定義する。3章以降では、モード応答支配比率 r_s を重重合応答値、CQCに再び乗じて重重合応答中に占める各モードの寄与度を稜線分布として示す。

$$r_s = \left(\frac{(S_s \Gamma_s i u_s)}{i CQC} \right)^2 = \frac{(S_s \Gamma_s i u_s)^2}{\sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^n (S_k \Gamma_k i u_k) \rho_{kl} (S_l \Gamma_l i u_l)} \quad (7)$$

ここに S は応答スペクトル値、 Γ は刺激係数、 u はモードベクトル成分、 ρ はCQCのモード相関係数である。

着目する i 番自由度のモード応答の二乗和平方(SRSS)に対する s 次モード応答の絶対値の比率はモード応答卓越率 DR (Dominance Ratio)として式(8)で定義し、地震応答全体への各モードの寄与度の指標として用いる。同式はCQC法から異なるモード同士の相関の影響を排除し、各モード単体の DR の総和が100%となることを意図してSRSSを用いる。本研究では、稜線A-O-A'に生じる応答振幅の腹の節点の水平・鉛直方向自由度の応答を用いて DR を計算する。

$$DR = \left(\frac{|S_s \Gamma_s i u_s|}{\sqrt{\sum_{k=1}^n (|S_k \Gamma_k i u_k|)^2}} \right)^2 \quad (8)$$

3. 中大規模ラチスドームの地震応答性状

3.1 中大規模ラチスドームの固有振動特性

Table 4とTable 5に屋根構造と下部構造の固有振動特性を示す。赤色の欄は加速度一定領域と一致する範囲を示す。Table 4のO1などは該当する屋根モードの周期を表す。Table 5の M_s/M_R は下部構造質量に対する屋根質量の比である。ラチスシェル屋根構造設計指針等^{11)~18)}に記されるように、一般的な屋根荷重(1~3kN/m²)を想定して

中大規模ラチスドームを許容応力度設計すると、屋根構造の固有周期は Table 4 程度となる。同様の場合では、屋根構造の O1 モードが加速度一定領域(約 0.2~0.6s)と一致し、下部構造モードにより加速度応答がさらに励起されるため、現行の等価静的地震荷重は O1 モードの加速度分布を基準に定式化されている。一方で国内の大規模空間構造の統計¹⁾に拠れば、水平方向入力に対する屋根構造の卓越固有周期は 0.6s~1.0s にも集中することが知られる。これらは屋根荷重が大きい場合や特殊な屋根の支持方法を採用している場合も含まれる。同様の場合では、O2 や O2.5 など屋根の高次モード周期が加速度一定領域と一致し、同様に応答が励起されると加速度分布に影響すると考えられるが、本研究の範囲では、屋根構造は現行の等価静的地震荷重が想定する周期範囲を対象とし、屋根構造のスパン L や半開角 θ 、屋根 O1 モードに対する下部構造 2 次モードの影響を検証する。ただし、Table 5 に示すように、下部構造の固有周期は RC 造を模擬した短周期帯も考慮する。なお、以上の理由から、本章は特に周期帯に着目して結果を分析する。

3.2 単層の下部構造で支持されるラチスドーム屋根の地震応答

初めに T1 モードのみ卓越する単層の下部構造で支持されるラチスドーム屋根の地震応答性状を分析し、中大規模ラチスドームに対する現行の等価静的地震荷重の適用性を検証する。

Fig.5 に O1 モード周期が加速度一定領域にある中大規模ラチスドームのドーム屋根稜線応答加速度分布の代表例を、Fig.6 に本節の応答加速度とモード応答卓越率 DR の全解析結果を下部構造周期と周期比で整理して示す。Fig.5 の上段は水平方向、下段は鉛直方向、CQC 法の解析値は赤線、式(7)で計算した各モードの支配比率は塗り潰し、現行の等価静的地震荷重は黒線で併記して示す。Fig.6 の応答加速度と DR は Fig.5 に示す応答振幅の腹になる位置から抽出する。

単層の下部構造で支持された屋根応答加速度は、T1 モード周期が加速度一定領域にあって O1 モードと周期が近接する場合(Fig.5(c), Fig.6(e)(f)の $R_n=1$ 近傍)では、現行の等価静的地震荷重の想定通り O1 モードに支配される。T1 モード周期が加速度一定領域より短い場合(Fig.5(a)(b))では、T1 モード周期が屋根部高次モード周期と近接するため、屋根応答加速度は O2 や O2.5 モードが支配的となる。ただし、Fig.5(a)(b)に示すように、現行の等価静的地震荷重は屋根高次モードが卓越する屋根稜線応答加速度分布を概ね包絡できている。なお、Table 4 に示すように、屋根固有周期は高次になるにつれ O1 モードの約 1/2, 1/4 と低減する傾向があり、Fig.6(e)(f)に示すように、O2 や O2.5 などの屋根部高次モードは結果的に $R_n=0.5$ 以下の範囲で卓越する。一方、T1 モード周期が加速度一定領域より長い場合(Fig.5(d))では、屋根部は既往の知見と同様な免震支持状態^{12), 22)}に近づき、応答加速度は T1 モードに類似する全体スウェイモードに支配され、特に鉛直応答加速度は無視できる範囲まで低下する。なお、Fig.6(b)の $T_1=1\sim 2$ s の範囲に示すように、全体スウェイモードに支配される水平応答加速度はスペクトル形状(Fig.3)に従って減少する。

Fig.7 に現行の等価静的地震荷重を適用した静的応力解析と応答スペクトル解析との絶対値最大誤差を示す。現行の等価静的地震荷重は鉛直応答加速度を最大で約 2.5m/s^2 危険側評価するが、部材力は概ね安全側で評価できている。Fig.8 にスパン L または半開角 θ で整理した応答加速度とモード卓越率 DR の統計を示す。同図は屋根荷重 2kN/m^2 の結果であり、 L で整理したモデルは $\theta=30^\circ$ 、 θ で整理し

Table 4 Summary of roof natural periods

L (m)	θ (deg.)	DL (kN/m^2)	Roof mass M_R (ton)	Roof natural period (s)			
				O1 mode	O2 mode	O2.5 mode	I mode
60	30	1	308.9	0.16	0.08	0.048	0.017
		2	617.8	0.22	0.11	0.068	0.046
		3	926.7	0.27	0.14	0.084	0.057
	20	1	825.5	0.25	0.12	0.060	0.038
		2	858.1	0.36	0.16	0.085	0.052
		3	906.7	0.44	0.20	0.104	0.064
100	30	1	1651.0	0.22	0.13	0.064	0.044
		2	1716.2	0.32	0.18	0.090	0.034
		3	1813.3	0.39	0.22	0.110	0.076
	40	1	2476.5	0.18	0.12	0.069	0.043
		2	2574.3	0.26	0.17	0.097	0.061
		3	2720.0	0.32	0.21	0.118	0.074
	30	1	1930.7	0.29	0.15	0.088	0.055
		2	3861.4	0.41	0.22	0.124	0.078
		3	5792.1	0.50	0.26	0.152	0.101

Table 5 Summary of substructure natural periods

k	L (m)	θ (deg.)	DL (kN/m^2)	Single-story model				Multi-story model							
				T1 (s)	R_{T1}	R_M	M_S/M_R	T1 (s)	T2 (s)	R_{T1}	R_{T2}	R_M	M_S/M_R	R_{T1}	M_S/M_R
0.1	60	30	1	1.16	7.39	2.97	1.99	1.68	0.77	10.7	4.9	11.3	16.1		
			2	1.34	6.05	1.98	0.99	1.85	0.83	8.4	3.7	5.9	8.1		
			3	1.51	5.53	1.65	0.66	2.03	0.87	7.5	3.2	4.1	5.4		
		20	1	1.42	5.60	2.20	1.29	1.38	0.79	5.5	3.1	6.5	10.9		
			2	1.70	4.76	1.60	1.24	1.66	0.83	6.2	3.5	6.1	10.5		
			3	1.95	4.44	1.35	1.17	1.91	0.85	7.7	4.4	5.8	9.9		
	100	30	1	1.43	6.41	2.21	0.64	1.39	0.79	4.6	2.3	3.3	5.4		
			2	1.72	5.45	1.50	0.62	1.68	0.83	5.3	2.6	2.9	5.2		
			3	1.98	5.11	1.39	0.59	1.93	0.85	6.6	3.2	1.8	5.0		
		40	1	1.45	7.95	2.14	0.43	1.41	0.79	4.3	1.9	2.4	3.6		
			2	1.75	6.83	1.58	0.41	1.71	0.83	5.0	2.2	2.2	3.5		
			3	2.02	6.40	1.37	0.39	1.98	0.85	6.3	2.7	1.3	3.3		
	150	30	1	1.28	4.44	1.82	0.84	1.43	0.77	4.9	2.7	4.2	7.3		
			2	1.60	3.93	1.40	0.42	1.82	0.80	4.5	2.0	2.3	3.6		
			3	1.87	3.74	1.17	0.28	2.15	0.82	4.3	1.6	1.8	2.4		
1	60	30	1	0.40	2.55	2.96	1.99	0.60	0.26	3.8	1.6	9.6	16.1		
			2	0.46	2.09	1.99	0.99	0.66	0.28	3.0	1.2	3.5	8.1		
			3	0.52	1.92	1.66	0.66	0.71	0.29	2.6	1.1	2.8	5.4		
		20	1	0.40	1.57	2.66	1.29	0.55	0.25	2.2	1.0	8.5	10.9		
			2	0.48	1.34	1.63	1.24	0.63	0.28	2.5	1.1	7.3	10.5		
			3	0.55	1.25	1.43	1.17	0.71	0.29	3.1	1.4	7.7	9.9		
	100	30	1	0.40	1.79	2.24	0.64	0.56	0.25	1.8	0.8	4.3	5.4		
			2	0.48	1.53	1.62	0.62	0.64	0.28	2.0	0.9	4.2	5.2		
			3	0.56	1.44	1.30	0.59	0.72	0.29	2.5	1.1	3.9	5.0		
		40	1	0.41	2.23	2.11	0.43	0.56	0.26	1.6	0.7	3.1	3.6		
			2	0.47	1.92	1.58	0.41	0.65	0.28	1.9	0.8	2.9	3.5		
			3	0.55	1.80	1.37	0.39	0.73	0.29	2.3	0.8	2.7	3.3		
	150	30	1	0.50	1.38	0.94	0.84	0.56	0.26	1.9	0.9	5.4	7.3		
			2	0.59	1.23	1.41	0.42	0.67	0.29	1.6	0.7	3.0	3.6		
			3	0.59	1.18	1.28	0.28	0.77	0.30	1.5	0.6	2.2	2.4		
10	60	30	1	0.12	0.74	2.82	1.99	0.18	0.08	1.2	0.5	7.9	16.1		
			2	0.14	0.62	1.95	0.99	0.20	0.08	0.9	0.4	7.1	8.1		
			3	0.16	0.58	1.63	0.66	0.21	0.09	0.8	0.3	4.9	5.4		
		20	1	0.11	0.43	2.16	1.29	0.18	0.08	0.7	0.3	9.4	10.9		
			2	0.14	0.38	1.58	1.24	0.21	0.09	0.8	0.3	9.0	10.5		
			3	0.16	0.37	1.38	1.17	0.23	0.09	1.0	0.4	8.4	9.9		
	100	30	1	0.11	0.49	2.15	0.64	0.18	0.08	0.6	0.2	4.7	5.4		
			2	0.14	0.44	1.57	0.62	0.21	0.09	0.7	0.3	3.3	5.2		
			3	0.16	0.42	1.35	0.59	0.23	0.09	0.8	0.3	4.4	5.0		
		40	1	0.11	0.61	1.11	0.43	0.18	0.08	0.5	0.2	3.3	3.6		
			2	0.14	0.55	1.53	0.41	0.21	0.09	0.6	0.2	3.2	3.5		
			3	0.17	0.53	1.35	0.39	0.24	0.09	0.8	0.3	3.1	3.3		
	150	30	1	0.11	0.38	1.65	0.84	0.17	0.08	0.6	0.3	6.1	7.3		
			2	0.15	0.36	1.33	0.42	0.21	0.09	0.5	0.2	3.2	3.6		
			3	0.17	0.35	1.20	0.28	0.24	0.09	0.5	0.2	2.4	2.4		
100	60	30	1	0.04	0.25	1.84	1.99	0.07	0.03	0.5	0.2	13.8	16.1		
			2	0.05	0.25	1.26	0.99	0.08	0.04	0.4	0.2	7.0	8.1		
			3	0.07	0.24	1.22	0.66	0.09	0.04	0.3	0.1	4.2	5.4		
		20	1	0.06	0.24	1.61	1.29	0.11	0.05	0.4	0.2	8.8	10.9		
			2	0.08	0.23	1.27	1.24	0.13	0.05	0.5	0.2	7.4	10.5		
			3	0.10	0.23	1.17	1.17	0.15	0.06	0.6	0.3	8.4	9.9		
	100	30	1	0.06	0.28	1.58	0.64	0.11	0.05	0.4	0.2	4.6	5.4		
			2	0.09	0.27	1.26	0.62	0.13	0.06	0.4	0.2	4.3	5.2		
			3	0.10	0.27	1.16	0.59	0.15	0.06	0.5	0.2	4.3	5.0		
		40	1	0.06	0.35	1.54	0.43	0.12	0.05	0.3	0.1	3.3	3.6		
			2	0.09	0.34	1.24	0.41	0.13	0.06	0.4	0.2	3.0	3.5		
			3	0.11	0.34	1.15	0.39	0.15	0.06	0.5	0.2	3.0	3.3		
	150	30	1	0.06	0.20	1.44	0.84	0.09	0.04	0.3	0.1	5.7	7.3		
			2	0.08	0.19	0.65	0.42	0.11	0.04	0.3	0.1	3.0	3.6		
			3	0.09	0.19	1.14	0.28	0.12	0.05	0.2	0.1	2.3	2.4		

たモデルは $L=100\text{m}$ である。Fig.8 に示すように、上述と同様に下部構造 T1 モード周期の影響が大きく、スパンや半開角などラチスドーム屋根の規模が屋根応答加速度に与える明確な影響は確認されなかった。なお、Fig.8(d)に示すように、屋根鉛直応答加速度がスパンに比例して増加しているが、これは Table 5 に示すように、O1 モード周期がスパンに比例して長くなり、この T1 モード周期の R_n が 1.0 に近づいたためであり、必ずしも規模効果とは言えない。

以上より現行の等価静的地震荷重は、O1 モード周期が加速度一定領域にある単層の下部構造付き中大規模ラチスドームに適用できる。

3.3 複層の下部構造で支持されるラチスドーム屋根の地震応答

次に複層の下部構造で支持されるラチスドーム屋根の地震応答性状を分析し、下部構造 T2 モードが影響する中大規模ラチスドームに対する現行の等価静的地震荷重の適用性を検証する。

Fig.9 に O1 モード周期が加速度一定領域にある中大規模ラチストームのドーム屋根稜線応答加速度分布の代表例を、Fig.10 に本節の応答加速度とモード応答卓越率 DR の全解析結果を下部構造周期または周期比で整理して示す。同図らの表記は基本的に単層下部構造の場合(Fig.5, Fig.6)に準拠するが、T1 モードにより励起される屋根モード支配比率は青色塗り潰し、T2 モードにより励起される屋根モード支配比率は赤色塗り潰し、現行の等価静的地震荷重は黒点線、後述の T2 モードを考慮した修正等価静的地震荷重は赤点線で示す。

Fig.9(a)(b) と Fig.10 に示すように、T1 モード周期が加速度一定領域より短い場合(0.2s 以下)では、T1 モードにより屋根部高次モードが励起されるため、複層の下部構造で支持された屋根部応答加速度は O2, O2.5 モードが支配的となり、単層の下部構造と同様な傾向を示す。しかし、T1 モード周期が加速度一定領域と速度一定領域の中間(約 0.5s~1.2s)にある場合(Fig.9(c))では、T2 モード周期が加速

度一定領域に入り O1 モードを励起しやすく(Fig.10(c1)~(c2), $R_{T2}=1.0$ 近傍)なるため、屋根応答加速度は O1+T2 モード(T2 モードと O1 モードの連成モード)と T2 モードと連成する他の高次モードが支配的となる。Fig.9(c)の稜線加速度分布に示すように、この T1 モード周期範囲で屋根部 O1+T1 モードで定式化された現行の等価静的地震荷重は危険側評価となる。一方、Fig. 9(d)に示すように、T1 モードと T2 モード周期が加速度一定領域より十分長い場合(1.2s 以上)では、単層の場合と同様に架構全体のスウェイモードが卓越するため、屋根鉛直応答加速度は無視できる。しかし、Fig.9(d) と Fig.10(a1)(b1)(c1)(d1)(e1)に示すように、この周期範囲の屋根水平応答加速度は、T1 モード周期が長くなる程に T1 モード以外の下部構造高次モードの影響が無視できなくなり、T1 モードのみを考慮する現行の等価静的地震荷重の稜線分布はやや危険側評価となる。

Fig.11 に現行の等価静的地震荷重と応答スペクトル解析の絶対値

Fig. 9 Response acceleration distributions on ridge line A-O-A' (Multi-story models)

Fig. 10 Comparisons of modal dominance ratios and accelerations

Fig. 11 Error from equivalent static to CQC

最大誤差加速度を示す。同図は後述の修正等価静的地震荷重を”modified”として併記している。Fig.9(c)と Fig.11 に示すように、現行の等価静的地震荷重は特に T2 モード周期が加速度一定領域になる範囲で 10m/s^2 ($\approx 1\text{G}$)程度危険側評価する傾向があり、T2 モードによる O1 モードの励起を考慮する必要がある。一方、保有水平耐力計算など T1 モード周期だけを考慮する耐震設計では、固有値解析を行うことは稀なため、 $T1 \approx 0.5\text{s} \sim 1.2\text{s}$ を T2 モードによる屋根鉛直応答増幅の危険性を考慮する範囲として推奨する。

4. T2 モードにより励起される屋根部 O1 モードの応答増幅率関数

下部構造 T2 モードにより励起される屋根部 O1 モードを考慮した等価静的地震荷重の修正に先立ち、下部構造軒高の応答加速度 A_{eq} に対する屋根部の水平方向と鉛直方向の応答増幅率 F_H と F_V を分析し、T2 モードによる O1 モードの応答増幅率関数を新たに提案する。

4.1 応答増幅率と解析結果と現行の応答増幅率関数の対応関係

Fig. 12 に応答増幅率の応答スペクトル解析値と、式(4)~式(7)で計算される現行の等価静的地震荷重の応答増幅率関数(T1 モードによる O1 モードの励起を考慮している)を重ねて示す。同図の白抜きマーカーは下部構造が単層のモデルの解析値(3.2 節参照)、同図の赤抜きマーカーは下部構造が複層のモデルの解析値(3.3 節参照)を示す。Fig.12 に示すように、下部構造が単層の場合では、T1 モードのみが卓越するため、3.2 節の分析と同様に現行の等価静的地震荷重の応答増幅率関数は解析値を良好に包絡できている。一方で、下部構造が複層の場合では、T2 モードによる O1 モードの励起が影響するため、応答増幅率関数は解析値を過小評価する。

4.2 T2 モードにより励起される屋根部 O1 モードの応答増幅率関数

全体の応答増幅率から T2 モードによる O1 モードの応答増幅率 F_{H2} , F_{V2} を式(9)に従って分離する。

$$\begin{cases} F_{H2} = \frac{A_{H\max} - A_{H1\max}}{A_{eq2}} \\ F_{V2} = \frac{A_{V\max} - A_{V1\max}}{A_{eq2}} \end{cases} \quad (9)$$

ここに $A_{H\max}$ と $A_{V\max}$ は屋根部稜線ピーク応答加速度の CQC 応答値、 $A_{H1\max}$ と $A_{V1\max}$ は T1+O1 モードの屋根部稜線ピーク応答加速度のモード応答値、 A_{eq2} は T2 モードの下部構造軒高の水平応答加速度のモード応答値である。

Fig.13 に T2 モードによる応答増幅率 F_{H2} , F_{V2} を、屋根部 O1 モードに対する T2 モードの周期比 R_{T2} で整理して示す。3.2 節の Fig.9(c) に示すように、鉛直方向と比較して水平方向の屋根応答加速度は T2 モードとの連成モードの支配比率が大きくないため、Fig.13(a)に示すように、応答増幅率 F_{H2} は 1.0 以下に収まる。一方で、Fig.13(b)に示すように、鉛直方向の屋根応答加速度は $R_{T2}=1.0$ 近傍で軒高の A_{eq2} に対して 2.0~4.0 倍増幅される。そこでこれらの解析結果を包絡する応答増幅率関数を式(10)と式(11)の通り設定する。

$$F_{H2} = 1 \quad (10)$$

$$F_{V2} = \begin{cases} 3C_V\theta & (0 < R_{T2} \leq 21/16) \\ \left(\sqrt{\frac{5}{R_{T2}-1}} - 1 \right) C_V\theta & (21/16 < R_{T2} \leq 6) \\ 0 & (6 < R_{T2}) \end{cases} \quad (11)$$

Fig. 12 Response amplification ratio

Fig. 13 Response amplification ratio by T2+O1 mode

Fig. 14 T1-Effective mass ratio

Fig. 15 Period ratio of T2/T1

5. T2 モードによる励起を考慮した O1 モードの等価静的地震荷重

5.1 等価静的地震荷重の修正

3 章と 4 章の検討を踏まえて、T2 モードによる屋根部 O1 モードの励起を考慮した等価静的地震荷重は、4.2 節の T2 モード用の応答増幅率関数(式(10)と式(11))より式(12)と式(13)で設定する。ただし、T2 モードの有効質量に対する屋根部質量の比 $R_{M2} > 1.2$ かつ $R_{T2} < 1.5$ の範囲では、現行の等価静的地震荷重と同様に質量比による応答増幅も考慮する式(5)と式(6)で応答増幅率関数を評価する。

$$A_{H2}(x, y) = A_{eq2} \{1 + (F_{H2} - 1) \cos(\pi \sqrt{x^2 + y^2} / L)\} = A_{eq2} \quad (12)$$

$$A_{V2}(x, y) = A_{eq2} F_{V2}(x / \sqrt{x^2 + y^2}) \sin(2\pi \sqrt{x^2 + y^2} / L) \quad (13)$$

全体の等価静的地震荷重は、実用上の簡便さを考慮して、T1 モードにより励起される O1 モードに基づく現行の等価静的地震荷重との単純和として式(14)で設定する。

$$\begin{cases} A_H(x, y) = \sum_{i=1}^2 A_{Hi}(x, y) \\ A_V(x, y) = \sum_{i=1}^2 A_{Vi}(x, y) \end{cases} \quad (14)$$

修正した等価静的地震荷重の適用範囲は以下の通りとする。ただし、現行および修正した等価静的地震荷重は、屋根 O1 モード周期が加速度一定領域(約 0.2~0.6s)にあるラチスドームを想定する。

(a) $T1 < 0.5\text{s}$ または 下部構造が単層の場合：

屋根構造の水平・鉛直両方向に T1 モードによる励起を考慮した現行の等価静的地震荷重を適用する。(2.4 節参照)

(b) $0.5\text{s} \leq T1 \leq 1.2\text{s}$ かつ 下部構造が複層の場合：

屋根構造の水平・鉛直両方向に T2 モードによる励起を考慮した修正等価静的地震荷重を適用する。(5.1 節参照、式(10)~式(14))

(c) $1.2\text{s} < T1$ かつ 下部構造が複層の場合：

屋根構造の水平方向は T2 モードによる励起を考慮した修正等価

静的地震荷重を適用する。同鉛直方向は T1 モードによる励起を考慮した現行の等価静的地震荷重を適用する。

5.2 振動固有値解析を行わない場合の T2 モード特性の簡易推定

一方、等価静的地震荷重の利用が想定される保有水平耐力計算法(日本の耐震設計基準)では、実務者が下部構造の振動固有値解析を行うことは稀であるため、建物総質量を M として、T1 モードの有効質量 M_{eq1} と T2 モードの周期と有効質量 M_{eq2} の簡易推定式(15)~式(17)を提案し、T2 モードの軒高応答加速度 A_{eq2} 、周期比 R_{T2} 、質量比 R_{M2} を計算することを考える。

$$M_{eq1} = 0.65M \text{ [kg]} \quad (15)$$

$$T2 = 0.4T1 \text{ [s]} \quad (16)$$

$$M_{eq2} = 0.2M \text{ [kg]} \quad (17)$$

Fig.14 と Fig.15 に有効質量比と T1 モードに対する T2 モードの周期比を示す。建築物の振動特性に関する統計資料²³⁾によれば、2 次モードに対する 1 次モードの周期比は約 0.3~0.5 であることが知られ、本検討では数値解析結果も参考に式(16)の係数は 0.4 を採用した。T2 モードの有効質量比は数値解析結果から T1 モード周期に関

係なく約 20%であるため式(17)の係数は 0.2 を採用した。

5.3 応答スペクトル解析結果との比較

Fig.9 に修正した等価静的地震荷重と現行の等価静的地震荷重の加速度分布の比較例を、Fig.11 に全モデルでの加速度の絶対値最大誤差を示す。Fig.9 に示すように、修正した等価静的地震荷重の加速度分布は、T2 モードによる O1 モードの励起が問題となる T1 モード周期 0.5~0.12s において応答スペクトル解析値を安全側で評価する。Fig.11 に示すように、現行の等価静的地震荷重で危険側だった評価値は、修正した等価静的地震荷重で安全側評価に改善する。

Fig.16 に T2 モードによる O1 モードの励起が特に問題となるモデルの節点応答加速度、節点応答変位、屋根部材軸力、屋根部材曲げモーメントの評価値と応答スペクトル解析値の比較を示す。同図の赤色マーカーは修正した等価静的地震荷重を、青色マーカーは 5.2 節で提案した T2 モード特性を簡易推定した場合の評価値を示す。なお、Fig.16 の評価では、等価静的地震荷重に用いる下部構造軒高の水平応答加速度 A_{eq} は応答スペクトル解析のモード応答値を適用している。Fig.16 に示すように、現行の等価静的地震荷重で危険側

Fig.16 Comparisons of CQC results and static analysis results

評価だった鉛直応答加速度は安全側評価となり、その他の変位や部材力応答も応答スペクトル解析結果を安全側で評価している。また、式(15)~式(17)を用いて T2 モード特性を簡易推定する場合の応答評価値(青色マーカー)は固有値解析を用いて精算する場合の評価値(赤色マーカー)と殆ど重なる結果となった。

6. 結

本研究は屋根部逆対称一波モード(O1)が加速度一定領域(約 0.2~0.6s)にあるスパン 60~150m, 半開角 20° ~40° の中大規模ラチスドームを対象に詳細な動的応答特性の分析を行い、現行の等価静的地震荷重の適用性を検証し、下部構造 2 次モード(T2)による屋根 O1 モードの励起を考慮した等価静的地震荷重の修正法を提案し、妥当性を検証した。本論の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

- 1) 下部構造が単層のラチスドームでは、スパンや半開角に関係なく下部構造 1 次モード(T1)による屋根 O1 モードの励起を考慮する現行の等価静的地震荷重を用いて屋根の応答加速度と部材力を安全側に評価できる。T1 モード周期が加速度一定領域にある場合では、屋根応答加速度は屋根 O1 モードが支配的であり、現行の等価静的地震荷重とよく対応する。T1 モード周期が加速度一定領域より短い場合では、T1 モードにより屋根部高次モードが励起し、屋根応答加速度は屋根部高次モードが支配的となるが、現行の等価静的地震荷重の加速度分布によって包絡できる。
- 2) 下部構造が複層のラチスドームでは、T2 モード周期が加速度一定領域にある範囲で特に屋根鉛直応答加速度が T2 モードと O1 モードの連成(励起)モードが支配的となり、現行の等価静的地震荷重が危険側評価となる。この T2 モード周期は T1 に約 0.5~1.2s に対応する。T1 モード周期が 0.5s 以上の場合では、T1 モードの応答加速度は低下し、屋根水平応答加速度に占める T2 モード以上の成分が多くなり、現行の等価静的地震荷重は危険側評価となる。
- 3) 下部構造 T2 モードにより励起される屋根 O1 モードの応答増幅率関数 F_{H2} , F_{I2} ならびに等価静的地震荷重の修正法と、下部構造の振動固有値解析を行わない状況を想定した T2 モードの周期と有効質量の簡易推定式を提案し、現行の等価静的地震荷重より安全側で CQC 応答値を評価できることを確認した。

今後の課題

筆者らが提案する等価静的地震荷重は、下部構造の 1 つのモードによる励起のみを前提として 4 つの主要な屋根振動モード(Fig.2)を重ね合わせた最大応答加速度分布を包絡する屋根部逆対称 1 波 O1 モードで近似されており、本論文では下部構造の 2 次モードによる O1 モードの励起によって現行法が危険側となる範囲を明らかにし、同様の前提と近似に基づく修正法を提案した。その一方で、等価静的地震荷重は、時刻歴応答解析や応答スペクトル解析を用いて屋根応答を精算する以前の構造計画において簡便に設計応力を略算するための手法であり、特に部材力評価は幅を持つ傾向がある。同様な簡便さを重視する観点から、提案した修正法はモード同士の相関を考慮せず、下部構造の 1 次モードと 2 次モードにより励起される O1 モードの応答を単純に線形和している。今後、下部構造の弾塑性応答による入力加速度の低減を本論の修正法に反映させる際には、下部構造 1 次モードと 2 次モードそれぞれの応答低減効果の推定法と

応答の足し合わせについて慎重な検討が必要となる。また、屋根 O1 モード周期が 0.6~1.0s にある場合の屋根高次モード応答の影響も検証する必要がある。

謝辞

本研究は JSPS 基盤研究(A)(No. 21H04581)の助成を戴きました。

参考文献

- 1) Kato, S., Ogawa, T. and Kawaguchi, K.: History of Japanese seismic design and seismic design of spatial structures in Japan, Chapter 2, Spatial Structures Seismic Design and Realization in Japan, pp.19-44, AIJ, 2001.1 (in Japanese) 加藤史郎, 小河利行, 川口健一: 日本における耐震設計法と空間構造の耐震設計法の変遷, 空間構造の耐震設計と設計例, 第 2 章, pp.19-44, 日本建築学会, 2001.1
- 2) Tatemichi I: The state of arts of seismic design of spatial structures in Japanese practice, Chapter 3, Spatial Structures Seismic Design and Realization in Japan, pp.45-66, AIJ, 2001.1 (in Japanese) 立道郁夫: 空間構造の耐震設計の現状, 空間構造の耐震設計と設計例, 第 3 章, pp.45-66, 日本建築学会, 2001.1
- 3) Kato, S. and Mukaiyama, Y: Dynamic behavior of low-rise single layered domes subjected to earthquake motions, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.488, pp.87-96, 1996.10 (in Japanese)
- 4) Kato, S., Konishi, Y., Nakazawa, S., Mukaiyama, Y. and Uchikoshi, M.: Equivalent lumped mass model of shell and spatial structures for earthquake response analysis in case that the super-structure is supported by a sub-structure, Journal of Structural Engineering, Vol.48B, pp.37-47, 2002.3 (in Japanese)
- 5) Kato, S. and Konishi, Y.: A study on seismic response estimation based on push-over analysis applied to reticular domes –Investigation in case of domes with one predominant vibration mode-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.561, pp.153-160, 2002.11 (in Japanese)
- 6) Nakazawa, S., Saito, K. and Kato, S.: Seismic response and estimation for static seismic loads for latticed domes supported with braces of deterioration in stress-strain relationship due to buckling, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.608, pp.69-76, 2006.10 (in Japanese)
- 7) Nakazawa, S., Yanagisawa, T. and Kato, S.: Evaluation of dynamic ductility index of steel gymnasiums based on pushover analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.683, pp.111-118, 2013.1 (in Japanese)
- 8) Nakazawa, S., Yanagisawa, T. and Kato, S.: Seismic loads for single layer reticular domes and seismic performance evaluation, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.703, pp.1287-1297, 2014.9 (in Japanese)
- 9) Yamada, S., Matsumoto, Y. and Saito E.: Static seismic load modeling using the continuum shell analogy for latticed cylindrical shell structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.610, pp.115-122, 2006.12 (in Japanese)
- 10) Sasahara, K., Huynh, T. H. and Matsumoto Y.: Evaluation method of seismic response by using mdof model and continuum shell analogy for single layer latticed cylindrical shell structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.705, pp.1647-1656, 2014.11 (in Japanese)
- 11) Ogawa, T., Nakagawa, M. and Kumagai, T.: Earthquake response analysis of single layer lattice domes with response spectrum analysis, Journal of Structural Engineering, Vol.49B, pp.291-296, 2003.3 (in Japanese)
- 12) Takeuchi, T., Ogawa, T., Nakagawa, M. and Kumagai, T.: Response evaluation of medium-span lattice domes with substructures using response spectrum analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.579, pp.71-78, 2004.5 (in Japanese)
- 13) Takeuchi, T., Ogawa, T., Nakama, A. and Kumagai, T.: Response evaluation of lattice dome supported by elasto-plastic substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.596, pp.49-56, 2005.10 (in Japanese)
- 14) Takeuchi, T., Ogawa, T., Yamagata, T. 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)
- 15) Takeuchi, T., Ogawa, T., Shirabe, H. and Kumagai, T.: Seismic response evaluation of lattice shell roofs supported by multistory structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.619, pp.97-104, 2007.9 (in Japanese)
 - 16) Takeuchi, T., Kumagai, T., Okayama, S. and Ogawa, T.: Response evaluation of high-rise lattice domes with supporting substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.629, pp.1119-1126, 2008.7 (in Japanese)
 - 17) Nair, D., Terazawa, Y., Sitler, B. and Takeuchi, T.: Seismic response of long-span domes supported by multi-storey substructures, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, Vol.61, No.2, pp.140-157, 2020.6
 - 18) AIJ: AIJ Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, 2016.11 (in Japanese)
日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，2016.11
 - 19) IASS: Guide to Earthquake Response Evaluation of Metal Spatial Structures, Report of Activities of IASS WG8, 2019.10
 - 20) Terazawa Y. and Takeuchi T.: Optimal damper design strategy for braced structures based on generalized response spectrum analysis., Jpn Archit Rev., 2019:00:1-17., accessed 2020.3.25, <https://doi.org/10.1002/2475-8876.12122>
 - 21) Building Research Institute: Evaluation of Design Earthquake Ground Motion for Buildings, Building Research data, No.83, 1994.11 (in Japanese)
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
 - 22) Takeuchi T., Takamatsu K., Kumagai. K. and Ogawa T.: Response evaluation of lattice domes supported by substructures with seismic isolation system, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No.641, pp.1259-1266, 2009.7 (in Japanese)
 - 23) AIJ: Damping and Vibration of Buildings, 2020.12
日本建築学会：建築物の減衰と振動，2020.12

EQUIVALENT STATIC SEISMIC LOAD FOR MIDDLE TO LARGE SPAN LATTICED DOMES CONSIDERING ROOF ANTISYMMETRIC MODE AMPLIFIED BY SUBSTRUCTURE SECOND MODE

Yuki TERAZAWA^{*1}, *Deepshikha NAIR*^{*2}, *Keita ICHIHASHI*^{*3}
and Toru TAKEUCHI^{*4}

^{*1} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

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

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

^{*4} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Metal spatial roofs have unique dynamic characteristic where antisymmetric 1, 2, 2.5 wave modes are predominant and are amplified by the substructure, and the equivalent static seismic load simulating this roof response is authorized by architecture institute of Japan and International association of shell and spatial structures. While the current equivalent static seismic load is formulated by antisymmetric 1 wave mode of the roof based on the numerical simulation results of middle span latticed domes, the accuracy has not been validated against large span domes supported by multi-story substructures. Therefore, in this paper, a series of modal response spectrum analysis of large to middle latticed domes where the dome span ranges from 60m to 150m and the half subtended angle ranges from 20 deg. To 30 deg. is performed to investigate the dynamic characteristic of substructure higher mode effects and the current equivalent static seismic load underestimated the roof response supported by multi-story substructure where 1st natural period range from 0.5s to 1.2s. Finally, a modified equivalent static seismic load for middle to large span latticed domes considering roof antisymmetric mode amplified by substructure second mode is proposed and validated.

In summary, the following results were obtained:

- 1) The current equivalent static seismic load conservatively evaluates the response acceleration and member forces of the latticed roofs supported by the single-story substructures regardless of the span and the half span angle. While Asymmetric 1 wave mode (O1) is predominant on the roof response acceleration when the substructure 1st mode (T1) is in constant spectral acceleration area (approximately 0.2s to 0.6s), Asymmetric 2 or 2.5 wave mode (O2 and O2.5) are predominant when the T1 mode period is shorter than 0.2s. Nevertheless, the current static seismic load envelopes the higher mode roof acceleration responses.
- 2) The current equivalent static seismic load underestimates the response acceleration of the latticed roofs supported by the multi-story substructures when the substructure 2nd mode (T2) is in constant spectral acceleration area and the coupled mode between T2 mode and O1 mode is predominant. This T2 mode period range corresponds to T1 mode period range from 0.5s to 1.2s. When T1 mode period is over than 0.5s, the response acceleration of T1 mode decreased along the spectral curve, and those of the substructure higher modes (T2, T3 and etc.) are predominant.
- 3) Amplification function considering the amplification between T2 mode and O1 mode, a modified equivalent static seismic load and a rough and simple estimation formula of T2 mode period and mass participation ratio are proposed. The modified equivalent static seismic load conservatively evaluates the roof response and the accuracy is improved compared with the current equivalent static seismic load.

(2021 年 6 月 1 日原稿受理, 2021 年 9 月 28 日採用決定)