骨組膜構造の限界耐力計算に関する基礎的研究

中澤祥二¹ 加藤史郎² 吉野達矢³ 小田憲史³

梗 概

既往の研究より,地震動によって骨組膜構造を構成する膜の振動が励起される可能性は小さく, 安全限界レベルの入力に対しても,膜が破断するような応力は発生しないことが想定される。しか し,膜の応答性状については,未検討な事項も残されており,骨組膜構造の支持骨組や支承部,下 部構造に対しては,耐震設計を行う必要がある。本研究では,骨組膜構造を対象とし,時刻歴応答解析 することなく,設計地震力に対応した構造の弾塑性応答性状(加速度,速度,変位,断面力)を精 度良く推定する方法を限界耐力計算法を基礎として提案する。提案した手法による応答推定値と時 刻歴応答解析結果を比較することにより,本推定手法の精度と適用範囲を検討する。

1. はじめに

建築基準法の改正に伴い、従来の許容応力度等計算、時刻 歴応答計算による構造計算に加え、構造性能を基本とする限 界耐力計算とエネルギー法が告示化された。この計算法では、 耐久性等関係規定を守れば、細かな構造規定に拘束されるこ となく、自由度のある構造設計が原則として可能となる。こ れらの設計法はともに縦型(層状)構造でしかも1モード支 配型の構造形式に適用が限定されている。一方、空間構造や 膜構造のような横型(大スパンの水平型)構造への適用 は、1)層状構造と異なり、剛床仮定による層の概念を適 用できない、2)水平地震動による上下方向の地震力の設 定法が提案されていない、3)比較的高次モードも励起さ れる、などの理由から、困難な状況にある。

基準法の改正に伴い,ある規模を超える膜構造は動的 挙動や耐震性能を評価する必要が生じた。このため,膜 面の軽量性ゆえに地震時に膜面の架構骨組みに与える 影響や膜面の振動や骨組架構の変形による膜面の変形 は少ないと考えられていた骨組膜構造においても,ある 一定面積を越える膜面を有する膜構造物は,時刻歴応答 計算等を行わない限り,構造設計ができない状況にある。 これに対して,文献 1)では,標準的な骨組膜構造の体 育館を対象とし,水平地震動が作用した場合の地震応答 性状と耐震性能を分析している。安全限界相当の地震動 に対して,1)膜面の架構骨組みに与える影響は小さく, 2)適切な初期張力の下では膜の破断やしわが発生しな いことが示されている。したがって,骨組膜構造物の耐

- 1 豊橋技術科学大学 建設工学系 助手,博士(工学)
- 2 豊橋技術科学大学 建設工学系 教授,工博
- 3 太陽工業株式会社 空間技術研究所,博士(工学)

震設計を考える上では,膜面ではなく上部骨組架構や下 部構造の耐震性能に注目する必要がある。また,時刻歴 応答解析を行わずに,骨組架構や下部構造の応答性状や 耐震性能を評価する手法の提案が重要である。

さて、膜構造を含む空間構造物の耐震性能評価法としては、 下部構造が降伏するラチスドーム²⁾を対象とし、等価線形化 手法を用いた応答スペクトル法³⁾や限界耐力計算法を用いた 応答推定法^{4,5)}の研究が行われている。文献 5)では、モード 適応型非線形増分解析を利用し、ラチスドームの応答性状 に現れやすい2次モードの影響を考慮したドームの限界耐力 計算法を示している。一方、骨組膜構造や矩形平面状の空間 構造に対する応答推定法の研究についてはほとんどなされて いないのが現状である。

そこで、本研究では骨組膜構造に限定し、限界耐力計算法 に基づいた応答推定法を示し、その適用性について検討 する。まず、応答解析の基礎理論や限界耐力計算法の概 略を説明する。つぎに、骨組膜構造の一例として矩形平 屋建て体育館を設定し、安全限界相当の地震動が作用し た場合の地震応答性状を分析する。特に、文献 1)で十 分に検討がなされていない、1)下部構造の塑性化が上部 支持骨組の応答に与える影響(下部構造の降伏による上 部構造の応答低減効果),2)上下動の影響について、分析 する。さらに、提案した手法による応答推定値と時刻歴 応答解析結果を比較することにより、本推定手法の精度 と適用範囲を検討する。

2. 応答解析の基礎理論と限界耐力計算の概要

2.1 応答解析の基礎理論

(a)振動方程式

構造物全体の線形振動方程式は次式となる。

$$[M]{\ddot{x}} + [C]{\dot{x}} + [K]{x} = -[M][\xi]{\ddot{u}_g}$$
(2.1)

ここで、構造物の自由度を n とする。[M], [C]および [K]はそれぞれ(n×n)型の質量、減衰マトリクスおよび 剛性マトリクスを表す。 $[\xi]$ は(n×3)の地震影響マトリ クス、 $\{\ddot{u}_g\}$ は 3 次の地動加速度であり、それぞれ次式 で表せる。

$$\begin{bmatrix} \xi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\xi_x\} \ \{\xi_y\} \ \{\xi_z\} \end{bmatrix}$$
(2.2)

$$\left\{\ddot{u}_{g}\right\} = \left\{\ddot{u}_{gX} \quad \ddot{u}_{gY} \quad \ddot{u}_{gZ}\right\}^{T}$$
(2.3)

つぎに,固有振動解析

$$\left|-\omega^{2}\left[M\right]+\left[K\right]\right|=0\tag{2.4}$$

より,固有振動数 ω と固有振動モード $\{u\}$ を求める。この固有モードを用いて変位ベクトル $\{x\}$ を分解すると,

$$\left\{x\right\} = \sum_{s=1}^{m} \left\{s u\right\} \cdot s \phi(t) \tag{2.5}$$

となる。上式を式(2.1)に代入し、左から $\{_{s}u\}$ [']を掛け、 モードの直交性を考慮すると、次式となる。

$$\ddot{\phi}(t) + \sum_{s=1}^{m} \frac{\{_{s}u\}^{T} [C] \{_{s}u\}}{\{_{s}u\}^{T} [M] \{_{s}u\}} \,_{s}\dot{\phi}(t) + _{s}\omega^{2}{}_{s}\phi(t)$$

$$= -_{s}\beta_{X}\ddot{u}_{gX} - _{s}\beta_{Y}\ddot{u}_{gY} - _{s}\beta_{Z}\ddot{u}_{gZ}$$

$$(2.6)$$

ここで、 $_{s}\omega$ はs次モードの固有円振動数を表す。 $_{s}\beta_{x}$ 、 $_{s}\beta_{y}$ 、 $_{s}\beta_{z}$ はそれぞれX、Y、Z方向に地震波に対するs次モードの刺激係数であり、次式で表される。

$${}_{s}\omega^{2} = \frac{\left\{{}_{s}u\right\}^{T}[K]\left\{{}_{s}u\right\}}{\left\{{}_{s}u\right\}^{T}[M]\left\{{}_{s}u\right\}} , \quad {}_{s}\beta_{k} = \frac{\left\{{}_{s}u\right\}^{T}[M]\left\{\xi_{k}\right\}}{\left\{{}_{s}u\right\}^{T}[M]\left\{{}_{s}u\right\}}$$
(2.7)

減衰マトリクス[C]が比例減衰で仮定された場合,減 衰マトリクスもモードの直交性が成立し,式(2.6)は次式 のように表される。

$$\hat{\phi}(t) + 2 {}_{s}h {}_{s}\omega {}_{s}\dot{\phi}(t) + {}_{s}\omega^{2}{}_{s}\phi(t)$$

$$= -{}_{s}\beta_{x}\ddot{u}_{gx} - {}_{s}\beta_{y}\ddot{u}_{gy} - {}_{s}\beta_{z}\ddot{u}_{gz}$$
(2.8)

ここで, _。hはsモードの減衰定数を表している。

$${}_{s}h = \frac{1}{2} \frac{\{{}_{s}u\}^{T}[C]\{{}_{s}u\}}{\{{}_{s}u\}^{T}[M]\{{}_{s}u\}}$$
(2.9)

(b)有効質量と有効質量比

X 方向地震入力のみが作用した場合($\ddot{u}_{gx} \neq 0$, $\ddot{u}_{gy} = 0$, $\ddot{u}_{gz} = 0$)を想定する。X 方向の地震動 \ddot{u}_{gx} に対するs次 モードの絶対加速度の最大値分布 $\{sy_{max}\}$ は次式となる。

$$\left\{{}_{s}\ddot{y}_{\max}\right\} = {}_{s}\beta_{X} \cdot {}_{s}S_{AX} \cdot \left\{{}_{s}u\right\}$$
(2.10)

ここで、 $_{s}S_{AX}$ は地震動 \ddot{u}_{gX} の絶対加速度応答スペクトルである。X方向地震動に対するs次モードのベースシェアー係数を $_{s}Q_{BX}$ とすると、 $_{s}Q_{BX}$ はX方向に作用する地震力の総和に等しいので、次式のように表現できる。

$${}_{s}\mathcal{Q}_{BX} = \{\xi_{X}\}^{T} [M] \{\ddot{\mathcal{Y}}_{\max}\}$$

= $\{\xi_{X}\}^{T} [M] {}_{s}\beta_{X} \cdot {}_{s}S_{AX} \{{}_{s}u\}$ (2.11)
= ${}_{s}M_{X} \cdot {}_{s}S_{AX}$

ここで、 $_{s}M_{x}$ は X 方向のs次モードの有効質量と呼ばれ、次式から定義される。

$${}_{x}M_{x} = {}_{s}\beta_{x} \cdot \left\{\xi_{x}\right\}^{T} [M] \{{}_{s}u\} = \frac{\left(\left\{\xi_{x}\right\}^{T} [M] \{{}_{s}u\}\right)^{2}}{\left\{{}_{s}u\right\}^{T} [M] \{{}_{s}u\}} \qquad (2.12)$$

有効質量は確定量であり,有効質量の総和は,展開定理の公式¹⁸⁾を考慮すると,

$$\sum_{s=1}^{m} {}_{s} M_{X} = \sum_{s=1}^{m} {}_{s} \beta_{X} \cdot \left\{ \xi_{X} \right\}^{T} [M] \left\{ {}_{s} u \right\}$$
$$= \left\{ \xi_{X} \right\}^{T} [M] \cdot \sum_{s=1}^{m} {}_{s} \beta_{X} \left\{ {}_{s} u \right\}$$
$$= \left\{ \xi_{X} \right\}^{T} [M] \left\{ \xi_{X} \right\} = M_{TX}$$
(2.13)

となり, *X* 方向に関する全質量の総和 *M_{TX}* と等しくなる。また, *X* 方向の有効質量と *X* 方向の刺激係数には, つぎのような関係が成立している。

$${}_{s}M_{x} = \left\{{}_{s}u\right\}^{T} \left[M\right] \left\{{}_{s}u\right\} \cdot {}_{s}\beta_{x}^{2}$$

$$(2.14)$$

したがって, $\{_{s}u\}^{T}[M]\{_{s}u\} = M_{TX}$ となるように固有モー ドを正規化すると, 刺激係数の自乗は有効質量を全質量 の総和で除したものに等しくなり, 刺激係数の自乗の総 和は1となる。

$${}_{s}\beta_{X}^{2} = \frac{{}_{s}M_{X}}{M_{TX}} \equiv {}_{s}\rho_{X} , \qquad \sum_{s=1}^{m}{}_{s}\rho_{X} = 1$$
 (2.15)

本研究では, $_{s}\rho_{X}$ を有効質量比と呼ぶことにする。なお, 本節ではX方向について説明したが,Y方向,Z方向 に対する有効質量,有効質量比も同様に定義できる。有 効質量や有効質量比は各モードの構造物の応答への寄 与を分析するための重要な指標である。

(c) 各モードの最大歪エネルギー

構造物の歪エネルギー E は次式で定義できる。

$$E = \frac{1}{2} \{x\}^{T} [K] \{x\}$$
(2.16)

上式に式(2.5)を代入し、モードの直行性を考慮すると、 構造物全体の歪エネルギーは各モードの歪エネルギー *sE*に分離することができる。

$$E = \sum_{s=1}^{m} {}_{s}E \quad , \quad {}_{s}E = \frac{1}{2} \{{}_{s}u\}^{T} [K] \{{}_{s}u\} \cdot {}_{s}\phi(t)^{2} \qquad (2.17)$$

また, X 方向のみの地震入力を考えると, s 次の歪エ ネルギーの最大値 $_{s}E_{x}$ は次式となる。

$${}_{s}E_{X} = \frac{1}{2} \{{}_{s}u\}^{T} [K] \{{}_{s}u\} \cdot {}_{s}\beta_{X}^{2} \cdot {}_{s}S_{DX}^{2}$$

$$= \frac{1}{2} \{{}_{s}u\}^{T} [M] \{{}_{s}u\} \cdot {}_{s}\beta_{X}^{2} \cdot {}_{s}\omega^{2} \cdot {}_{s}S_{DX}^{2}$$

$$= \frac{1}{2} {}_{s}M_{X} \cdot {}_{s}S_{VX}^{2} = \frac{1}{2} {}_{s}\rho_{X} \cdot M_{TX} \cdot {}_{s}S_{VX}^{2}$$

(2.18)

よって、s次モードの最大歪エネルギー(または、運動 エネルギー)。E_Xは有効質量と速度応答スペクトル。S_{VX} から求めることができる。なお、本節ではX方向につ いて説明したが、Y、Z方向入力による歪エネルギーも 同様に定義できる。各モードの最大歪エネルギーは、有 効質量と同様に、各モードの構造物の応答への寄与を表 す指標となりうる。

(d)応答スペクトル法

X 方向の地震動による s 次モードの最大変位は次式 から得られる。

$${}_{s}x_{i}\big|_{\max} = {}_{s}\beta_{X} \cdot {}_{s}S_{DX} \cdot {}_{s}u_{i} \tag{2.19}$$

ここで, _sS_{DX}は X 方向の地震動による s 次モードの変位 応答スペクトル値を表し, _su_iはの i 自由度の s 次モード を示す。応答スペクトルを用いたモーダルアナリシス (応答スペクトル法)では,節点変位や部材の断面力の 最大値を推定する方法として,1)絶対値和(ABS),2)2 乗和平方(RSS),3)絶対値和と2 乗和平方の平均値(AVE) および 4)CQC 法⁶,などが提案されている。例えば, i 自由度の変位の最大値は,次式から推定できる。

$$|x_{i}|_{\max}^{ABS} = \sum_{s=1}^{m} |_{s} \beta_{X} \cdot_{s} S_{DX} \cdot_{s} u_{i}|$$

$$|x_{i}|_{\max}^{RSS} = \sqrt{\sum_{s=1}^{m} |_{s} \beta_{X} \cdot_{s} S_{DX} \cdot_{s} u_{i}|^{2}}$$

$$|x_{i}|_{\max}^{AVE} = \frac{1}{2} \left(|x_{i}|_{\max}^{RSS} + |x_{i}|_{\max}^{ABS} \right)$$

$$|x_{i}|_{\max}^{CQC} = \sqrt{\sum_{s=1}^{m} \sum_{r=1}^{m} (_{s} \beta_{X} \cdot_{s} S_{DX} \cdot_{s} u_{i}) \rho_{sr} (_{r} \beta_{X} \cdot_{r} S_{DX} \cdot_{r} u_{i})}$$
(2.20)

ここで、*ρ*_{sr}は s 次と r 次のモード相関係数であり、文献 6),7)で示されている。構造物が塑性化する場合には、等 価線形化手法を用いた応答スペクトル法^{3),7)}が提案され ている。概略としては、1)構造物の塑性化を考慮した等 価剛性を用いた固有振動解析を行い、2)弾塑性時の等価 固有モード、等価減衰定数を算出し、3)式(2.20)から最 大応答を推定するものである。文献 3)では下部構造が 塑性化するラチスドームへの適用例が示されている。

2.2 限界耐力計算法の概略

限界耐力計算では,建物を1質点系に縮約し,非線形 応答を近似的に等価な線形系の応答で表し,弾塑性地震 応答解析の推定を行うものである^{8),16),17)}。最大応答に応 じて定まる等価剛性と等価減衰を求めるために,構造物 の解析は非線形荷重増分解析 (Pushover 解析)を行うこ とが前提となる。告示では,各層に与える外力分布とし て*Ai*分布に対応した*Bdi*(*Bsi*)分布を採用し,この外 荷重分布を変えず増分解析を行う。

(a)1 自由度系への縮約

本節では、1次モードを荷重分布とした場合の荷重増 分解析を示す。構造物の地震応答が1次モードのみで振 動し、地震荷重は1次モードに比例するとすると、地震 荷重は次式のように設定することができる。

$$\{ {}_{1}P_{E} \} = {}_{1}\beta \cdot {}_{1}S_{A}[M] \{ {}_{1}u \}$$
(2.21)

1 次モードに比例したこの地震荷重 $\{_1P_E\}$ に対するベースシェアー $_1Q_B$ は次式から得られる。

$$Q_{B} = \{\xi_{X}\}^{T} \{ {}_{1}P_{E} \} = {}_{1}M \cdot {}_{1}S_{A}$$
(2.22)

ここで、 $_{1}M$ は1次モードの有効質量である。1次固有 周期 $_{1}T$,1次固有円振動数 $_{1}\omega$,および絶対加速度応答 スペクトル $_{1}S_{4}$ と変位応答スペクトル $_{1}S_{D}$ (または代表 変位 Δ と呼ばれる)の関係は次式となる。

$$S_A = \omega^2 \cdot S_D \tag{2.23}$$

さて,式(2.21)の荷重が作用した場合,構造物に発生する変位 {D} を求める。

$$[K]{D} = \{ {}_{1}P_{E} \} = {}_{1}\beta \cdot {}_{1}S_{A}[M]{}_{1}u \}$$
(2.25)

ここで,式(2.25)の解(変位{D})を固有モードの線形 和として,次式のように仮定する。

$$\{D\} = \sum_{s=1}^{m} \{su\} \cdot d$$
(2.26)

上式を式(2.25)に代入し、左から $\{ u \}'$ を掛けてモードの直交性を考慮すると、dは次式ように得られる。

$${}_{1}d = {}_{1}\beta \cdot {}_{1}S_{A} / {}_{1}\omega^{2} = {}_{1}\beta \cdot {}_{1}S_{D} , \quad {}_{s}d = 0 \ (\ s \neq 1 \) \qquad (2.27)$$

よって,変位は次式のように得られる。

$$\{D\} = {}_{1}\beta \cdot {}_{1}S_{D}\{{}_{1}u\} = {}_{1}\beta \cdot {}_{1}\Delta\{{}_{1}u\}$$

$$(2.28)$$

1 次モードに比例した地震荷重 $\{_{1}P_{E}\}$ が作用した場合の 変位は1次モードに比例し、1次固有ベクトル、1自由 度系の応答変位、つまり、変位応答スペクトル $_{1}S_{D}$ (代 表変位 $_{1}\Delta$)で表される。式(2.28)を刺激係数および有効 質量の定義式(式(2.7)、式(2.12))に代入すると、

$${}_{1}\Delta = \frac{\{D\}^{T}[M]\{D\}}{\{\xi\}^{T}[M]\{D\}} , {}_{1}M = \frac{\left(\{\xi\}^{T}[M]\{D\}\right)^{2}}{\{D\}^{T}[M]\{D\}}$$
(2.29)

が得られる。有効質量および代表変位は構造物の変位より計算することができる。

(b)荷重増分解析と限界耐力計算法

つぎに,荷重増分解析と限界耐力計算法の関係を説明 する。ある荷重ステップ*I*における地震荷重分布 $\{P_{\epsilon o}^{\prime}\}$ が設定されているとする。この荷重分布に比例し、ベー スシェアーが Q_{BI} (またはベースシェアー係数 C_{BI})と なる地震荷重 $\{P_{EI}\}$ は次式から得られる。

$$\{P_{EI}\} = \frac{\{P_{EO}^{I}\}}{\{\xi\}^{T}\{P_{EO}^{I}\}}Q_{BI}$$
(2.30)

$$Q_{BI} = M_T \cdot g \cdot C_{BI} \tag{2.31}$$

ここで, M_r は構造物の全質量,gは重力加速度を表す。 本研究では地震荷重として、1次モード(最も有効質量 の大きなモード)に比例した荷重を設定し、地震荷重分 布を変えず増分解析を行う。

$$\left\{P_{EO}^{I}\right\} = \left[M\right]_{1}\left[u\right] = const.$$

$$(2.32)$$

さて, *I*-1 ステップでの変位 {*D*_{*I*-*I*}} が既知である場合, 増分型の釣合い式を立てることができる。

$$\{P_{EI}\} = [K_T] \{\Delta D\} + \{F_{I-1}\}$$
(2.33)

ここで, $[K_T]$, $\{F_{L_I}\}$ は I-1 ステップでの接線剛性マトリクス, 内力ベクトルを表す。通常の静的荷重増分解析と同様に, Iステップでの変位 $\{D_I\}$ は次式から求めることができる。

$$\{D_{I}\} = \{D_{I-1}\} + \{\Delta D\}$$
(2.34)

$$\{\Delta D\} = [K_T]^{-1} (\{F_{I-1}\} - \{P_{EI}\})$$
(2.35)

増分解析から得られた各ステップでの変位より,各ステップでの代表変位Δ₁,等価有効質量 *M*_{eq1}および等価固有 周期 *T*_{eq1}を次式から求める。

$$\Delta_{I} = \frac{\{D_{I}\}^{T} [M] \{D_{I}\}}{\{\xi\}^{T} [M] \{D_{I}\}} = S_{DI}$$
(2.36)

$$M_{eql} = \frac{\left(\{\xi\}^{T} [M] \{D_{l}\}\right)^{2}}{\{D_{l}\}^{T} [M] \{D_{l}\}}$$
(2.37)

$$T_{eqI} = 2\pi \sqrt{M_{eqI} \frac{\Delta_I}{Q_{EI}}}$$
, $S_{AI} = \frac{Q_{BI}}{M_{eqI}}$ (2.38),(2.39)

この計算を各ステップについて行うことで,等価1質点系の荷重変位曲線(構造性能曲線:代表変位 Δ_I と代表加速度 S_{AI})を求めることができる。

つぎに,限界耐力計算における大地震時の性能評価と 応答値の関係を示す。地震力は図 2.1 に示すように加速 度スペクトル S_a および変位スペクトル S_d (必要耐震性 能スペクトル)で定義される。また,式(2.36),(2.39)よ り,荷重変位曲線も構造性能曲線として同図上に示すこ とができる。増分解析において荷重レベルを増加させる ことにより、構造物が塑性化し、減衰定数が増加する。 減衰定数の増加に伴い、必要耐震性能スペクトルの値が 低下する。荷重変位曲線と必要耐震性能スペクトルの交 点(収束点)が実際の応答値に対応する。限界耐力計算で は、建物の限界値 Q_s (耐力及び変形)を設定し、必要 安全限界耐力 Q_{sn} を下回らないことが要求される。



図 2.1 限界耐力計算における大地震時の性能評価 と応答値の関係 (S_a - S_d 曲線)

(c) 必要耐震性能スペクトル

告示において,希に発生する地震動(損傷限界)とその5倍に値する極めて希に発生する地震動(安全限界) を定めている。安全限界レベルの地震動として,次式の ような設計用加速度応答スペクトルが与えられている。

$$S_{as}(T,h) = F_h(h) \times G_s(T) \times S_{aso}(T)$$
(2.40)

ここで、 S_{as} は地表での加速度応答スペクトル、 F_h は安全限界レベルでの振動における減衰による加速度の低減率、 G_S は表層地盤による加速度の増幅をあらわす係数、 S_{aso} は減衰比 h=5%の解放工学的基盤での加速度応答スペクトルであり、 S_{aso} は下式で与えられている。

$$S_{aso}(T) = \begin{cases} 3.2 + 30T & \cdots & T < 0.16s \\ 8 & \cdots & 0.16s \le T < 0.64s \quad [m/s] \quad (2.41) \\ 5.12 / T & \cdots & 0.64s \le T \end{cases}$$

減衰による加速度応答スペクトルの低減率 F_hはすで に多くの式が提案¹⁷⁾されており,提案式の有効性や適 用範囲に関する検討が行われている。告示では次式を採

$$F_{h} = \frac{1.5}{1+10h} \tag{2.42}$$

(d)等価減衰定数

限界耐力計算法では構造物の塑性化に伴うエネルギ 一吸収を等価減衰定数 h_{eq}として評価する。

$$h_{eq} = h_o + h_{eq}^p \tag{2.43}$$

ここで、 h_o は弾性状態での減衰定数(限界耐力計算法では 5%を採用)、 h_{eq}^p は塑性化に伴う等価減衰定数である。 限界耐力計算法では h_{eq}^p の評価式として、構造性能曲線 からを定義する方法が示されている。

$$h_{eq}^{p} = \gamma_{1} \left(1 - 1 / \sqrt{D_{f}} \right)$$
(2.43)

$$D_f = \Delta_s \cdot Q_d / \Delta_d \cdot Q_s \tag{2.45}$$

ここで, D_f は建築物の塑性化の程度を表す係数であり, 損傷限界変位 Δ_d ,安全限界変位 Δ_s ,損傷限界耐力 Q_d お よび安全限界耐力 Q_s から定義される。また,個々の部 材の変形特性に基づき等価減衰を定める手法^{16,17)}も提 案されている。

η は履歴特性の形状によって定まる係数^{16,17)}で, a) 接合部が剛接(履歴としてはバイリニア型やトリリニア 型,劣化型トリリニア型等)では0.25, b)座屈による耐 力を生じる筋交い部材(履歴としてはスリップ型など) では0.20としている。ηの値に関して,文献9)では種々 の履歴モデルに対し,数値計算から得られる平均等価減 衰係数と式(2.43)の等価衰定数を比較することにより, η値の適用性を検討している。

(e) 適応型非線形增分解析 (Adaptive Pushover 解析)

前述したように、限界耐力計算では1次モードに対す る等価線形化手法が成立するという仮定の基で,最大応 答値を推定する手法である。したがって,構造物が弾性 状態にあるか塑性状態にあるかの如何に関わらず,1次 モードに比例した外力分布を用いる必要がある。構造物 の塑性化に伴うモードの変化に応じて外力分布を逐一 変化させるには,荷重ステップ毎に固有値解析を実施す ればよいが,この方法は実務的にやや複雑である。これ に対して, 塑性化に伴うモード形の変化を適切に考慮で きるモード適応型非線形増分解析 (Adaptive Pushover 解析:以下, AP 解析と呼称)が提案されている^{10),11)}。 この方法では,弾塑性1次モード比例の外力分布を与え る方法を採用する。具体的には、弾塑性 1 次モードは $I-1ステップでの変位場 <math>\{D_{I-1}\}$ で近似できると考え,荷 重ステップIにおける地震荷重 {P_{EI}}を次式のように設 定する。

$$\left\{P_{EI}\right\} = \frac{[M]\{D_{I-1}\}}{\left\{\xi\right\}^{T}[M]\{D_{I-1}\}}Q_{BI}$$
(2.46)

なお,変位モードの初期値は固有値解析から得られる弾

表 3.1 主要な部材断面

部位	断面		
アーチ梁	φ 457.2×t19.0		
アーチ間繋ぎ梁	φ 139.8×t6.6		
上部の梁(縁梁)	$H-600\times300\times16\times20$		
柱	$H-300 \times 300 \times 10 \times 15$		

表 3.2 下部構造ブレース材の断面積と降伏応力度

	X 方向]ブレース	Y 方向ブレース		
α_{By}	断面積	降伏応力度	断面積	降伏応力度	
	[cm ²]	[MPa]	[cm ²]	[MPa]	
0.2	2.607	235.2	1.221	235.2	
0.3	3.910	235.2	1.831	235.2	
0.4	5.213	235.2	2.441	235.2	
∞ (弾性)	3.910	∞	1.831	∞	

性1次モードを用いるものとする。増分量が十分小さけ れば,式(2.46)を外力として式(2.34),(2.35)から得られ る変位は,割線剛性を等価剛性とみなしたときの固有モ ードに対応する^{5),18)}。

3.解析モデル

3.1 対象構造物の概要

解析対象は,文献1)と同様に,梁間方向28m (=2.00m×14),桁行方向36m(=2.25m×16)の矩形平屋建て体育館とする。屋根は鋼管によるアーチ梁と中央がケーブルで押えられた骨組み膜構造で構成され,アーチ梁は下部柱頭で剛接合されている。アーチ梁とアーチ間繋ぎ梁はピン接合されている。解析モデルを図3.1に示し,主要な部材の断面を表3.1に示す。

アーチ梁節点の質量 m_b は 500kg(250kg/m)と設定した。 縁梁上の節点の質量 m_s は下部構造の質量も考慮し,一 節点当り 3000kg とした。膜材料の質量を1.5kg/m²とし, 膜面上の節点には m_m =6.75kg の質量を仮定した。アーチ 梁節点の質量構造物全体の質量は 122.7×10³kg とする。 膜面の全質量は 1.72×10^3 kg (全体重量の 1.4%), 縁梁 を含む上部骨組架構の全質量は 56.0×10³kg (全体重量 の 45.6%),下部構造の全質量は 65.0×10³kg (全体重量 の 53.0%)である。質量の概略を図 3.2 に示しておく。

3.2 下部構造

下部構造は妻面と桁面両方にブレースを有する軒高 8mの鋼構造であり、柱脚は剛支持とする。ブレースの ヤング係数 E は 205GPa とする。下部構造の塑性化が上 部構造 (アーチ梁や膜面) に与える影響を検討するため に、ブレースの降伏層せん断力係数 α_{by} を解析パラメー タとする。また、ブレースの履歴はバイリニア型とし、 2 次剛性比 (初期剛性に対する 2 次剛性の比) は 0.01 とする。下部構造全体の 2 次勾配は梁柱フレームの剛性 による。本研究では、 $\alpha_{by}=0.2$, 0.3, 0.4, ∞ (弾性) と 設定し、安全限界相当の地震動が作用した場合の地震応 答性状を分析する。 α_{by} に対応するブレースの断面積を 表 3.2 に示す。

表 3.3 ケーブル置換モデルの等価伸び剛性

	膜と押えケーブル	ケーブルの			
	の剛性	等価伸び剛性			
X 方向	膜のたて糸方向	$EA_{\rm X} = E_{\rm t, fert} \times l_2$			
ケーブル	$E_{t \gtrsim \tau} = 1180 \text{ kN/m}$	= 2360 kN			
Y 方向	膜のよこ糸方向	$EA_{\rm Y} = E_{\rm t, lic} \times l_1$			
ケーブル	$E_{t,zz} = 962 \text{ kN/m}$	= 2165 kN			
斜め方向	膜のせん断剛性	$EA_{\rm d} = 427 \ {\rm kN}$			
ケーブル	Gt = 66.6 kN/m				
押えケーブル	$E = 140 \text{ kN/mm}^2$	同左			
(30 φ)	$A = 438 \text{ mm}^2$	问生			

3.3 膜面のモデル化

対象構造物の膜材料は A 種膜材料である。文献 1)で は、膜面のモデル化が固有振動解析に与える影響に関し て分析しており、「ケーブル置換モデル」によって膜の 動的特性を十分な精度で表現できることが示されてい る。そこで、本研究では膜面のモデル化は「ケーブル置 換モデル」を採用する。ケーブル置換の詳細については 文献 20)を参照していただきたい。図 3.2 に等価ケーブ ルの配置図を示し、解析に用いたの膜、押えケーブルの 剛性と、置換ケーブルの等価伸び剛性を表 3.3 に示す。

置換したケーブルの初期張力については,文献 1)と 同様に算定する。本研究では,膜面の設計用初期張力は, たて糸とよこ糸方向とも 2.0kN/m とし,X 方向(たて糸 方向)のケーブル初期張力は 4.0kN,Y 方向(よこ糸方 向)の初期張力は 5.0kN と設定した。また,斜めケーブ ルの初期張力は 1.0kN とし,押えケーブルの初期張力を 20kN に設定した。仮定した初期張力を基に,形状解析 を行い,膜面の初期形状を決定した。

4. 入力地震動

時刻歴の弾塑性応答解析を行う場合,応答スペクトル に適合する設計用入力地震動の時刻歴波形を求める必 要がある。時刻歴波形の作成方法についてはさまざまな 方法が提案されている^{12),17)}。代表的な方法として,正 弦波を重ね合わせることにより目標設計用応答スペク トルに適合させる方法(正弦波合成法)がある。正弦波 合成法は時刻歴波形を次式から作成する。

$$y(t) = e(t) \sum_{i=1}^{N} A_i \cos(\omega_i t + \phi_i)$$
 (4.1)

ここで、e(t)は非定常性を与える包絡関数、Nは成分個数、 A_i 、 ω_i 、 ϕ_i は i 成分の振幅、円振動数、位相角を表し、 ϕ_i には一様乱数を用いることが多い。その他の方法としては、上式において包絡関数を用いず、i 成分の位相角を実地震波の位相特性を用いる方法や位相差分に注目した方法⁷⁾(位相差分スペクトル法)もある。

4.1 水平方向の入力地震動

本研究では,構造物への水平方向入力地震動は国土交通省告示にしたがって作成する。地表での絶対加速度応答スペクトルは式(2.40)で定義される。1)表層地盤による増幅係数*G*_sは簡易法¹⁶による第二種地盤用の増幅係





数を採用し、2)減衰定数を 5%とした場合の加速度応答 スペクトルに適合するような模擬地震波を作成する。模 擬地震波は位相角に観測実地震波 El Centro 1940 (NS 成 分)の位相特性を用い、目標スペクトルに適合するよう なフーリエ振幅を収束計算によって求める。なお、発生 させた模擬地震波の損傷限界レベルでの最大加速波は 110cm/s²となる。なお、模擬地震波の位相特性が応答に 与える影響を分析するために、Taft 1952 (EW 成分), 1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台(NS 成分)と同じ位 相特性を持つ模擬地震波も作成する。模擬地震波の最大 加速度はそれぞれ 126cm/s², 129cm/s²となる。

図4.2に作成した模擬地震波と目標スペクトルの比較 を示す。作成した模擬地震動は目標スペクトル(減衰定 数h=5%)によく適合している。また、作成した模擬地 震動に対して,減衰定数による応答スペクトルの変化も 同図に示す。式(2.42)の応答スペクトルの低減率 F_h は、 作成した模擬地震の応答スペクトルに対し、h=10%では 概ね良好な推定をし、h=2%では過小な評価をする傾向 が確認できる。

4.2 上下方向の入力地震動

一般に, 骨組膜構造などの大スパン構造物では上下地 震動の影響を分析することが重要である。本研究では 告示に想定されている水平地震動の応答スペクトルに 「設計用入力地震動作成手法技術指針(案)」(建設省建 築研究所・日本建築センター)¹²⁾で提案されている上下 成分係数を乗じて上下地震動の目標スペクトルとする。

$$S_{aV} = \nu G(T) \times V(T) \times S_{aHO}$$
(4.2)

ここで、 S_{aV} は地表での上下動加速度スペクトル、 S_{aHO} は解放基盤での水平動加速度スペクトル(告示)、V(T)は上下成分係数(解放工学基盤での水平動に対する上下動の加速度応答スペクトルの比)、vG(T)は上下動表層地盤増幅特性係数である。V(T)、vG(T)は図 4.3 に示されるような係数であり、地震動の大きさ(レベル)によって異なる。本研究では安全側の評価としてレベル2に対応した係数を採用する。図 4.1 に今回設定した地表での上下方向の設計用加速度応答スペクトルを示す。

位相特性は水平地震動に採用したものと同じ記録の 上下動成分を用いるものとする。この方法は観測記録の 水平動・上下動成分の位相特性を用いるため、合成され た模擬地震動も実地震動と同じ位相相互関係を持つ。即 ち、主要動部分の開始時刻の差、最大値の発生時刻の関 係、また、加速度振幅の減少など、各特性が実際の地震 動の特性に近いものとなると考えられる。本研究では、 El Centro 1994 (UD 成分)の位相特性を採用し、上下方向 の模擬地震動を作成した。発生させた模擬地震波の損傷 限界レベルでの最大地動加速波は 60.0cm/s²である。

5. 応答性状

5.1 固有振動解析

(a)解析手法

膜面の面外方向の剛性は初期張力による幾何剛性の 影響が大きいために,固定荷重及び張力を導入した状態 で固有振動解析を行う。具体的には,初期張力による幾 何剛性を考慮した接線剛性剛性マトリクスを作成し,こ の接線剛性マトリクスと質量マトリクスから固有振動 解析を行う。



図 4.3 スペクトルの比V(T) と地盤増幅特性係数 vG(T)

(b)減衰マトリクスの仮定

本研究で対象とする構造物において,X方向およびY 方向入力地震動に対して励起される主要モード(1次と 2次モード)の固有周期は概ね 0.6sec から 0.5sec 程度で ある。弾性範囲での減衰マトリクス(初期減衰マトリク ス)は主要なモードの減衰定数が概ね 2%程度となるよ うに、周期 0.7sec と 0.2sec に対して減衰定数が 2%とな るレーリー減衰を仮定する。なお、構造部分(例えば、 膜材、上部骨組架構、下部構造に分類する)ごとに減衰 定数や減衰マトリクスの仮定方法を変える方法¹³も提 案されているが、本研究では、構造種別に関係なく減衰 定数は一様に 2%とした。

(c) 固有振動数と固有モード形状

下部構造のブレースの降伏層せん断力係数 $\alpha_{By}=0.3$ の モデルを対象とし、固有振動解析結果を分析する。各モ ードの固有周期 T,減衰定数 h および有効質量比ρを表 5.1 に示す。また、各モードが構造物の変形や応力に与 える影響を分析するために、損傷限界相当の地震力が作 用した場合の各モードの最大歪エネルギーも同表に示 す。なお、最大歪エネルギーは式(2.18)より求める。ま た、式(2.19)より、損傷限界時の各モードの最大変位分 を計算する。縁梁(a-a')、中央(b-b')およびアーチ梁(d-d') 節点上の各モードの最大変位分布を図 5.1 に示し、各モ ードの最大変位に対応する縁梁 (a-a', c-c') およびア ーチ梁(d-d')の軸応力度、曲げ応力度を図 5.2 に示す。

X 方向地震動が作用した場合,2 次モード(固有周期 0.51s)の有効質量比が極めて大きく($\rho = 0.897$),2 次 モードのみが大きく励起される1モード支配型の応答 性状を示すことが予想される。2 次モードは、下部構造 柱頭の水平変位が大きく励起され、中央部(b-b')の鉛直 方向変位分布は逆対称分布となる。2 次モードのアーチ 梁の最大鉛直変位は柱頭の最大水平変位と同程度であ る。したがって、水平地震動による鉛直方向の地震荷重 を考慮する必要があることが予想される。

Y 方向地震動が作用した場合,1次モード(固有周期 0.54s)の有効質量比が最も大きく,7次モード(固有周 期:0.31s)の有効質量比が次に大きい。Y 方向入力に 対しては,1次と7次モードが同時に振動する2モード 支配型の応答性状を示すことが予想される。1次モード は,下部構造柱頭の水平変位が大きく励起され,アーチ 梁上の節点(d-d')の鉛直変位分布は逆対称分布となる。 1次モードは桁行き方向縁梁(a-a')の中央点Aが特に 大きく撓む変形モードとなる。これは,妻面にブレース が配置されているため,Y 方向の水平剛性は妻面に比べ 中央部が相対的に小さくなるためである。また,アーチ 梁の軸応力度や曲げ応力度は1次モードが最も大い。

Z 方向入力に対しては、5 次モード(固有周期 0.34s) が低次モードの中では最も有効質量比が大きい。5 次モ ードは主に Z 方向に変形するモードであり、変形や応 力度は他の主要モードに比べて小さな値となっている。 これは、1)損傷限界時の鉛直方向加速度スペクトルが水 平方向に比べ約半分であること、2)有効質量が小さいこ とに起因する。

5.2 水平方向地震動に対する応答 (a)解析手法および解析条件

地震応答解析では Newmark- β 法 (Δt =0.002sec, β =0.25) を用いる。構造物に作用させる固定荷重は準静的解析 (Δt =0.002sec, β =0.25,減衰定数 h=100%)を行い,構造 物に作用させる。本節では、下部構造のブレースの降伏 層せん断力係数 α_{B_2} =0.3のモデルに対して、X方向また は Y 方向に安全限界レベルの地震動が作用した場合の 地震応答性状を分析する。なお、本節では、El Centro 位相の模擬地震動を時刻歴入力地震動とする。

(b) 変位および絶対加速度

X 方向に安全限界相当の地震動が作用した場合,中央 部(b-b')の変位および絶対加速度の絶対値分布を図 5.3 に示す。ただし,固定荷重時の変形は除いている。下部

次数	Т	h	有効質量比 $ ho$		歪エネルギー <i>E</i> (N m)			
1/7.55	(sec)	(%)	X方向	Y 方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向
1	0.541	1.78	0.000	0.724	0.000	0	1902	0
2	0.506	1.74	0.897	0.000	0.000	2054	0	0
5	0.340	1.67	0.000	0.000	0.088	0	0	23
7	0 313	1 69	0.000	0.263	0.000	0	230	0



構造の塑性化に伴い,下部構造の柱頭での最大変位が 9.7cm(層間変形角で約 1/80 程度)と大きな値となる。 鉛直方向の分布は逆対称の変位分布が発生し,最大 6.0cm 程度となる。水平方向の最大加速度は概ね 1000cm/s²の一定値を示す。鉛直方向の絶対加速度の最 大値は,梁および押えケーブル上の節点では 1300cm/s²

表 5.2 押えケーブルおよび置換ケーブルの 最大応答ひずみと最大応力(安全限界)

	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		
入力	位置	最大ひずみ (×10 ⁻⁶)	相当応力
X 方向	押えケーブル	36	2.19 kN
$(\alpha_{By} = 0.3)$	X 方向	303	0.36 kN/m
(弾塑性)	Y 方向	475	0.46 kN/m
Y 方向	押えケーブル	40	2.48 kN
$(\alpha_{By} = 0.3)$	X 方向	239	0.28 kN/m
(弾塑性)	Y 方向	703	0.68 kN/m
Z方向	押えケーブル	26	1.58 kN
(a _{By} =0.3) (弾性)	X 方向	79	0.09 kN/m
	Y 方向	238	0.23 kN/m
X 方向 (<i>α_{By}</i> =∞) (弾性)	押えケーブル	64	3.95 KN
	X 方向	312	0.37 kN/m
	Y 方向	715	0.69 kN/m
Y 方向 (<i>α_{By}</i> =∞) (弾性)	押えケーブル	46	2.80 kN
	X 方向	331	0.39 kN/m
	Y 方向	1091	1.05 kN/m

程度となるのに対し, 膜面上の節点では 3500cm/s²と極めて大きな値となる。

Y 方向入力地震動に対する応答性状の分析を行う。ア ーチ梁(d-d')の変位および絶対加速度の絶対値分布を 図 5.3 に示す。X 方向入力と同様,下部構造柱頭での水 平方向変位が大きくなる。また,妻面の水平剛性が高い ために,桁行き方向縁梁(a-a')の中央点Aの水平変形 が大きくなる。アーチ梁の加速度の最大値は,水平方向 で 1800cm/s²程度,鉛直方向で 700cm/s²となる。

(c) 最大軸応力度(平均) と最大曲げ応力度(縁) の分布

安全限界レベルの地震入力に対する桁行き方向の縁梁(a-a'),妻面の縁梁(c-c')およびアーチ梁(d-d')の軸応力度(平均)と曲げ応力度(縁)を図5.5に示す。ただし,固定荷重時の応力度は除いている。また,比較のために,固定荷重時の応力度分布も同図に示しておく。安全限界では下部構造は塑性化しているものの,X方向入力では2次モード影響,Y方向入力では1次モードの影響が大きいことがわかる。軸応力度は曲げ応力度に比べ小さな値となる。アーチ梁の曲げ応力度はY方向入力の方がX方向入力より大きくなることが確認できる。

(d) 膜と押えケーブルの応答

安全限界レベルの地震入力に対する押えケーブルと 置換ケーブル材の最大応答ひずみを表5.2に示す。また, 最大ひずみに相当する膜張力も同表に示す。応答ひずみ から応答張力を計算すると,押えケーブルでは,張力が 初期張力の10~15%程度,膜では0.7kN/m,すなわち, 初期張力2kN/mの35%程度増加している。文献1)でも すでに指摘されているが,水平地震動によって膜の振動 が卓越するようなモードが励起される可能性は小さく, 膜自身の振動によって発生する応答ひずみや張力は微 小である。



5.3 下部構造の塑性化が上部構造に与える影響

本節では、安全限界の地震入力に対して下部構造ブレ ースの塑性化が上部構造の応答に与える影響を分析す る。X 方向入力に対する中央部(b-b')の最大応答値の分 布を図 5.6 に示し、曲げ応力度分布を図 5.7 に示す。ま た、置換ケーブルの応答ひずみと張力の最大値を表 5.2 に示しておく。ここで、図中の弾塑性は下部構造のブレ ースの降伏層せん断力係数 α_{by}=0.3 のモデルの結果を示 し、弾性は α_{by}=∞のモデルの結果を示す。なお、固定荷 重時の変位や応力度は除いている。

下部ブレースの塑性化に伴い,水平および鉛直方向の 変位や部材の曲げ応力度は低減される傾向がある。水平 および鉛直方向の最大加速度は低減されるが,膜面節点 での鉛直方向の加速度は増加する傾向にある。しかしな がら,下部ブレースの塑性化に伴い,置換ケーブル材の 最大応答ひずみや最大膜張力は減少しており,膜面での 最大加速度の増加の与える影響は小さい。また,Y方向 の入力に対しても,下部構造の降伏に伴い上部骨組膜構 造の応答が低減する傾向が確認できる。

5.4 鉛直地震動の影響

本節では、安全限界の地震入力を想定した場合につい て、水平方地震動と鉛直地震動の最大応答を比較するこ とにより、鉛直地震動が構造物の応答に与える影響を検 討する。鉛直(Z)方向入力に対する鉛直方向の最大応答 値布を図 5.8 に示し、曲げ応力度の最大値分布を図 5.9 に示す。置換ケーブルの応答ひずみと張力の最大値を表 5.2 に示す。また、比較のために、X 方向と Z 方向の地 震動を同時に入力した場合の応答結果も同図に示して おく。これらの応答結果は*a_{by}=0.3*のモデルの結果であ り、固定荷重時の変位や応力度は除いている。

安全限界の鉛直地震動が作用した場合,5次モードが 励起され,屋根中央の鉛直変位が発生するものの,水平 動によって励起される逆対称モード(X方向入力の場合, 2次モード)の鉛直方向成分の方が大きい。また,縁梁 やアーチの曲げ応力度は図5.2の5次モードの最大応力 度分布と同じような分布を示すことが確認できる。鉛直 地震動による最大曲げ応力度は水平地震動によって発 生する応力度に比べ小さな値となり,上下地震動の影響 は小さい。

6. 限界耐力計算法による応答推定

本章では, 骨組膜構造に対して限界耐力計算法によっ て応答を推定する手法を示す。文献^{4),5)}では空間構造物 の1つである複層ラチスドームの応答推定における限 界耐力計算法の適用手法の検討を論じている。一般に, ドーム構造は面内剛性が大きく,かつ,テンションリン グの剛性が高く,水平方向の併進モードが支配的になる。 このため,下部構造の柱頭変位を同一変位とし,上部ド ームを等価質点簡易モデル¹⁵⁾で置き,限界耐力計算法 を適用している。一方,本研究で対象としている矩形型 の骨組膜構造は,下部構造柱頭での水平変位を同一変位 (または下部構造が剛体として変位する)と仮定するこ とは困難である。また,第5章の応答性状の分析より, 1)水平地震動によるアーチ梁の逆対称変形が励起され ることが確認されている。

そこで、本研究では、第2章で示した弾性時の1次モ ード、あるいは、塑性化に応じた1次モードを地震荷重 とし、骨組膜構造の限界耐力計算法による応答推定の検 討を行う。第5章より、1)下部構造の塑性化が骨組架構 の応答に与える影響が大きいこと、2)地震動によって発 生する膜面の応答は小さいこと、3)上下地震動の影響は 小さいこと、が示されている。したがって、本章では、 水平入力地震動による下部構造の塑性化に伴う上部骨 組架構と下部構造の応答に注目し、応答推定法を検討す



る。まず、下部ブレースの塑性化を考慮した時刻歴地震 応答解析を行い、最大応答を求める。時刻歴応答から得 られた最大値と限界耐力計算から得られた収束点を比 較することにより、1モード型の限界耐力計算法の適用 可能性を検討する。

6.1 地震荷重の仮定

対象構造物では、水平地震動による上下応答の影響を 考慮する必要がる。また、下部構造が塑性化するために、 入力地震動の増加に伴い変位または変位に対応する荷 重モードの変化が予想さる。例えば、柱頭の水平変位 (X_o, Y_o) に対する縁梁中央の水平変位 (H_A, H_B) および アーチ梁鉛直変位 (V_C, V_D) の割合を入力レベル λ_E ごとに 応答解析から計算すると、図 6.1 となる。ここで、 λ_E =1 は損傷限界、 λ_E =5 は安全限界を表す。X 方向入力にお いて、損傷限界では柱頭の水平変位に対するアーチ梁鉛 直変位 V_C/X_O は 0.9 程度である。ブレースの塑性化に伴 い、縁梁中央の水平変位や鉛直変位の割合が減少するこ とが確認できる。

本研究では地震荷重は水地震動による上下応答を考 慮するために弾性時の固有振動モードに比例した荷重 (式 2.32)で与える。採用する固有振動モードは入力方向 に対して最も有効質量の大きなモードとする。本研究で は、変形に応じて荷重分布を変化させるモード適応型非 線形増分解析(Adaptive Pushover 解析: AP 法)と荷重 分布を変化させない限界耐力計算法の 2 種類の推定結 果を分析する。

6.2 解析条件と解析対象の特性

構造物の塑性化に伴う等価減衰係数は式(2.43)を採用 し, γ =0.25を採用する。弾性状態での減衰定数 h_o は5% ではなく,式(2.9)から計算するものとした。また、減衰 によるスペクトルの低減率は式(2.42)を採用する。

対象構造物において、X 方向および Y 方向入力に対 して最も有効質量が大きなモードの固有周期,有効質量 比および減衰定数を表 6.1 に示す。同表の上段は初期状 態(弾性状態)の値を表す。弾性時の有効質量比ρ。は α_{By}が大きいほど小さくなる傾向がある。対象構造物の ρ。は X 方向入力 (2 次モードが励起)では 0.95 から 0.84 程度であり、Y 方向入力 (1 次モードが励起)では 0.81 ~0.67 程度である。安全限界レベルの地震動が作用した 場合,収束点での等価固有周期,等価有効質量比および 等価減衰定数を下段の()内に示す。安全限界の入力に対 し、下部構造の塑性化に伴い等価固有周期,等価有効質 量比および等価減衰定数は増加する。

6.3 限界耐力計算と応答解析の比較 (a)構造性能曲線と収束点

図 6.2 に構造性能曲線の一例を示す。〇で囲った点が 収束点を示す。地震荷重(層せん断力や層せん断力係数) を増加させると、下部構造のブレースが降伏する。それ に伴い、等価固有周期、等価有効質量および等価減衰定 数が増加する。塑性化による等価減衰定数の増加により、

表 6.1 等価固有周期 *T_{eq}*,等価有効質量比*ρ_{eq}* および等価減衰定数 *h_{eq}*(安全限界)

	X 方向(2 次モード)			Y 方向(1 次モード)		
α_{By}	T_o (sec)	$ ho_o$	h_o (%)	T_o (sec)	$ ho_o$	h_{o} (%)
	(T_{eq})	(ρ_{eq})	(h_{eq})	(T_{eq})	(ρ_{eq})	(h_{eq})
0.2	0.556	0.947	1.80	0.559	0.813	1.80
0.2	(0.758)	(0.987)	(8.07)	(0.663)	(0.950)	(4.00)
0.2	0.506	0.897	1.74	0.541	0.724	1.78
0.3	(0.706)	(0.977)	(8.05)	(0.621)	(0.896)	(2.53)
0.4	0.474	0.836	1.71	0.532	0.668	1.77
	(0.667)	(0.958)	(7.68)	(0.589)	(0.792)	(2.19)

(上段は初期値(弾性時の値),下段は収束点での値を示す。)



式(2.40)の必要耐震性能スペクトルが低下し、構造性能 曲線との交点が収束点(応答推定値)となる。収束点の 代表加速度に注目すると、下部構造が塑性化することに より、X 方向入力の応答は概ね 2/3 に低減されることが 推定できる。

(b)応答変位の推定

X 方向入力を受ける場合,限界耐力計算により求めた 変位と時刻歴応答解析により求めた最大変位の比較を 図6.3に示す。図6.4にY方向入力の場合の結果を示す。 図中の●,▲,■は El Centro NS 位相, Kobe NS 位相お

よび Taft EW 位相を有する模擬地震波を入力した場合の時刻歴応答解析の結果を示している。

まず、下部構造が弾性の場合について、応答推定の分 析を行う。対象構造物は有効質量が大きく、1つのモー ドが主に振動する構造物であるため、水平、鉛直変位と も概ね良好に推定されていることがわかる。しかしなが ら、1)当該構造物の初期減衰定数における必要耐震性能 スペクトルより模擬地震波の応答スペクトルより若干 大きいこと(図 4.2)、2)高次モードの影響などにより、 若干小さめの推定となっている。

下部構造が降伏する場合,柱頭の水平変位は1.5 倍程 度大きく推定される傾向がある。Y 方向入力では,鉛直 方向変位は大きく推定される傾向ある。X 方向入力では, 鉛直方向変位は若干小さく推定される傾向があるもの の,比較的良好な推定が行われている。

(c)軸応力度(平均)と曲げ応力度(縁)の推定

限界耐力計算により求めた最大応力度と時刻歴応答 解析により求めた最大応力度の比較を示す。図 6.5 は軸 応力度 σ_a の比較を示し、図 6.6 には最大曲げ応力度 σ_b の比較を示す。下部構造が弾性の場合は、応答変位の推 定と同様に、最大曲げ応力度は若干小さめの推定される。 下部構造が降伏する場合では、Y方向入力では曲げ応力 度を概ね安全側の推定されているものの、X方向入力で は若干小さく推定されている。軸応力度は概ね小さく推 定されるものの、対象構造物における軸応力度は曲げ応 力度に比べひと桁小さな値である。したがって、最大応 力度($\sigma_a \pm \sigma_b$)については、概ね推定できることが確認で きる。

6.3 限界耐力計算の精度の検討

有効質量比と限界耐力計算の推定精度の関係につい て考察する。解析精度 *C_i* は限界耐力計算から得られた 推定値を 3 つの時刻歴応答解析結果の平均値で除した ものとする。注目する項目として、1)水平変位(X 方向 入力では節点 B の X 方向変位, Y 方向入力では節点 A の Y 方向変位に注目: *C_i*), 2)鉛直変位(X 方向入力で は節点 D の Z 方向変位, Y 方向入力に対しては節点 C の Z 方向変位に注目: *C₂*), 3)アーチ梁の最大曲げ応力 度(*C₃*), 4)アーチ梁の最大軸応力度(*C₄*), の4項目を 採用する。それぞれの推定精度 *C_i* と弾性時の有効質量 比*ρ_o*の関係を図 6.7 に示す。図より、下部構造が塑性化 する場合について,限界耐力計算法による推定値は、応



答解析結果に対して、1)柱頭の水平変位は 1.5 倍程度、 2)鉛直変位は 0.9 から 1.6 倍程度、アーチ梁の曲げ応力 度(縁) は 0.9 から 1.4 倍程度の推定となる。水平変位 についてはかなり安全側に評価しているが、設計上重要 となる曲げ応力度は概ね安全側に推定している。Y 方向 入力時の軸応力度に関しても、推定値は応答解析結果の 0.9 から 1.6 倍程度となる。X 方向入力時のアーチ梁の 軸応力度はかなり低く推定されるものの、応力レベルが 小さいために、設計上、問題にならない。したがって、 最大応力度($\sigma_a \pm \sigma_b$)は、概ね推定されると判断できる。

一方,注目項目に関して,AP法は限界耐力計算法よ り概ね低い推定値を示し,応答値を過小評価する可能性 がある。本解析のAP法は下部構造の塑性化に伴う弾塑 性の振動モードを反映した荷重を採用しているものの, いわゆる高次モードの影響を考慮していない。構造物の 応答性状をより反映させながら応答推定を行うために は,骨組膜構造においても文献 5)で提案されているよ うな高次モードの影響を考慮した限界耐力計算法の適 用に関する検討を行う必要があろう。



図 6.7 限界耐力計算法の推定精度(安全限界)

7. まとめ

本研究では、骨組膜構造に対して、限界耐力計算法を基 づいた応答推定法を示した。骨組膜構造の一例として矩 形平屋建て体育館を設定し、安全限界相当の地震動が作 用した場合の地震応答性状を分析した。時刻歴応答解析 結果と比較することにより、本推定手法の適用性を検討 した。得られた結論を以下に列挙する。

- 下部構造を構成するブレースの降伏層せん断力係 数をパラメータとした解析を行い、下部構造が塑性 化することにより上部骨組架構の応力度や鉛直変 位が低減する。膜面の鉛直加速度は増加する傾向が あるものの、膜の最大応答ひずみと相当応力は減少 する傾向がある。
- 2) 文献 12)に従い上下動の加速度応答スペクトルを設

定し,上下地地震動の模擬地震動を作成した。模擬 地震波に対する応答計算より,上下地震動が骨組架 構や膜面の変形や応力に与える影響は水平地震動 に比べ小さいことを示した。

3) 本研究で対象とした骨組膜構造に対して,限界耐力 計算法により変位や曲げ応力度分布を概ね安全側 に推定することが可能である。AP 法は限界耐力計 算法より概ね低い推定値を示し,応答値を過小評価 する可能性がある。

構造物の振動性状をより正確に反映しながら応答推 定を行うためには,文献 5)に示されるような高次モー ドの影響を考慮した限界耐力計算の適用に関する研究 を行う必要がある。また,下部構造の履歴特性が異なる 場合の本手法の適用性についても検討する必要性がる。

謝辞

本研究の一部は,(財)能村膜構造技術振興財団の平成 16 年度研究助成(代表者:中澤祥二)によるものである。ここ に記して感謝の意を表します。

参考文献

- 石井一夫ほか:骨組膜構造物の耐震性能評価のための地震応答 解析, 膜構造研究論文集 2002, No.16, pp.1-12, 2001 年 12 月.
- 加藤史郎,中澤祥二:下部構造エネルギー吸収型単層ラチスド ームの地震時動的崩壊性状,日本建築学会構造系論文集,第548 号,pp81-88,2001年10月.
- Shiro Kato, Shoji Nakazawa : Seismic Design Method to Reduce the Responses of Single Layer Reticular Domes by Means of Yielding of Substructure Under Severe Earthquake Motions, Proc. of IASS Symposium 2001, Nagoya, pp178-179.
- 加藤史郎,小西克尚: ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察,日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.153-160, 2002 年 11 月.
- 5) 小西克尚,加藤史郎,中澤祥二,倉本洋: ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察,2つのモードが 支配的な空間構造物に対する検討,日本建築学会構造系論文集, 第569号, pp.89-96,2003年7月.

- 大網浩一: CQC 法におけるモード相関係数の簡便な近似式とその適用例,日本建築学会構造系論文集,第515号,pp.83-89,1999 年1月.
- 7) 竹内 徹,小河利行,中川美香,熊谷知彦:応答スペクトル法 による中規模ラチスドームの地震応答評価,日本建築学会構造 系論文集,第579号, pp.71-78,2004年5月.
- 8) 倉本 洋, 勅使川原正臣, 小鹿紀英, 五十田 博:多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, No.546, P.79-85, 2001年8月.
- 9) 島崎和司:等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造
 特性係数 Ds の評価,日本建築学会構造系論文集,No.516, pp.51-57,1999年2月.
- Joseph M. Bracci, Sashi K. Kunnath and Andrei M. Reinhom : Seismic Performance and Ratrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structure, ACI Structural Journal, Vol.123, No.1, pp.3-10, Jan.1997.
- 11) 倉本 洋:多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性 と高次モード応答の予測,日本建築学会構造系論文集,No.580, pp.61,2004年6月.
- 12) 北川良和,大川 出,鹿嶋俊英:設計用入力地震動作成手法, 建設省建築研究所,建築研究資料 No.83, 1994 年 11 月.
- 13) 加藤史郎,中澤祥二,嶺岸孝志,打越瑞昌:減衰マトリクスの 仮定法が大スパンドームの地震応答性状に与える影響について, 構造工学論文集, Vol.45B, pp159-171, 1999年3月.
- 14) 加藤史郎、中澤祥二、打越瑞昌、向山洋一:入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状、下部構造の 不均質性が応答に与える影響、日本建築学会構造系論文集, No.532, pp.111-118, 2000年6月.
- 15) 加藤史郎,小西克尚,中澤祥二,向山洋一,打越瑞昌:下部構造に支持された空間構造の振動解析用質点簡易モデル:構造工学論文集,Vol.48B, pp.37-47, 2002 年 3 月.
- 16) 建設省住宅局建築指導課編集:改正建築基準法(2年目施行)の 解説,新日本法規,平成12年6月.
- 17) 限界耐力計算法の設計例とその解説(2001 年版),工学図書株式 会社,平成13年3月.
- 18) 柴田明徳:最新耐震解析,森北出版, 1981年.
- 大崎順彦:新・地震動のスペクトル解析入門,鹿島出版会,1994 年.
- 20) 日本鋼構造協会編, 吊構造, コロナ社, 1975年.

STUDY ON SEISMIC RESPONSE ESTIMATION BSEED ON PUSH OVER ANALYSIS FOR RESPONSE ESTIMATION OF FRAME-SUPPORTED MEMBRANE STRUCTURES

Shoji Nakazawa¹, Shiro Kato², Tatsuya Yoshino³ and Kenshi Oda³

SYNOPSIS

This paper discusses the seismic response estimation of frame-supported membrane structure based on a push-over analysis for response and limit strength. First, time history response analysis has been carried out for evaluation of seismic performance and response characteristics of a frame-supported membrane structure supported by substructure. From the comparison between the present analysis and the time-domain nonlinear analysis including plastic deformation of the substructure, the accuracy and the applicability of this method are examined.

- 2. Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Toyohashi University of Technology
- 3. Advanced Structures R&D Department, Taiyo Kogyo Corporation

^{1.} Research Associate, Dept. of Architecture and Civil Engineering, Toyohashi University of Technology