限界耐力計算による骨組膜構造の応答評価 ーシングルレイヤー屋根型シェルへの適用例-

中澤祥二¹ 加藤史郎² 吉野達矢³

梗 概

既往の研究により、骨組膜構造に水平地震動が作用した場合、膜面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さえも膜が破断するような応力は発生しないことが確認さ れている。しかし、骨組膜構造の支持骨組、支承部および下部構造に対しては、適切に耐震設計を 行う必要がある。著者らは、鉄骨の骨組膜構造を対象とし、時刻歴応答解析することなく弾塑性応答を 精度良く評価する方法として、限界耐力計算(Pushover 解析)に基づいた応答推定法を提案してい る。本研究では、下部 RC 造に支持された骨組膜構造への本推定手法の適用性を検討する。まず、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。次に、時刻歴応答解析の結果と比 較することにより、本推定法の精度や適用性を検討する。

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。このため,膜面 の軽量性ゆえに地震時に膜面の架構骨組に与える影響 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場合には,膜面も含めた構造 の動的挙動や耐震性能を評価する必要が生じた。しかし ながら,通常の重層構造と異なる動特性を有する空間構 造の地震荷重の算定法や簡易な地震荷重が定められて いない現状では,時刻歴応答計算等を行わない限り,耐 震設計が行えない状況にある。

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。

既往の研究 2),4)では、骨組架構や下部構造の応答性状

- 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)

や耐震性能を評価する手法として,限界耐力計算を用い た応答推定法を示し,下部構造の塑性化が上部支持骨組 の応答に与える影響,言い換えると,下部構造の降伏に よる上部構造の応答低減効果を分析している。しかしな がら,対象とした下部構造は比較的剛性の小さい鋼構造 を対象としており,下部構造の重量や剛性が大きい RC 造に支持された骨組膜構造への適用性については議論 されていない。

限界耐力計算以外の手法として,藤原ら³⁾らは実施工 物件を模した RC 下部構造に支持されたシングルレイ ヤーの屋根型円筒シェルを対象とし,文献^{5),6)}で示され ている地震荷重を用いた簡便な応答評価法を提案して いる。応答スペクトル法による地震応答解析の結果と比 較し,提案した評価法の精度と有効性を検討している。 しかしながら,下部構造が塑性化した場合についての適 用性については議論されていない。

そこで、本研究では、文献³⁾で対象とした下部 RC 造 に支持されたシングルレイヤー屋根型シェル(骨組膜構 造)を対象とし、はじめに時刻歴応答解析から安全限界 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。続いて、この分析に基づいて、限界耐力計算に基づ く静的な応答推定法を示し、その実用性を検証する。

2. 解析対象

2.1 対象構造物の概要

対象構造物は文献³⁾で対象とした RC ラーメンの下部 構造の上に単層の鉄骨アーチを配して構成された屋根 型円筒シェルを有する骨組膜構造とする。図1に平面図 および立面図,鳥瞰図を示す。図1のG1,G2,B1,V, VC1, VC2,P1 は鉄骨造であり,表1に部材断面リス トを示す。図1のC1,C2,C3,G1-RC,FG3 は下部 RC 造を構成し,表2に RC 部材の断面寸法を示す。部 材の接続条件は文献³⁾に準じるものとし,基礎の回転剛 性を考慮したモデルを解析対象とする。本研究では上部 アーチ構造は弾性の場合に限定し,下部 RC 造のみ材料 非線形性を考慮する。

表3に構造物の重量を示す。ここで、図1に示した構 造部材以外にも屋根部の膜材及びケーブル材の重量,妻 面と下部構造部の壁重量も考慮する。膜材,ケーブル材 の重量はすべてG1材が負担するものとする。また、壁 の重量は壁の上下にある梁材が半分ずつ負担する。

	XI NDHMAN	д
部材	断面	材質
G1	P-457.2 $\phi \times 12.7t$	STK400
G2	P-318.5 $\phi \times 7.9$ t	STK400
B1	P-318.5 $\phi \times 7.9$ t	STK400
V	P-216.3 $\phi \times 8.2t$	STK400
VC1	P-190.7 $\phi \times 5.3t$	STK400
VC2	P-139.8 $\phi \times 4.5t$	STK400
P1	H-250×250×9×14	SS400

表1 鉄骨部材断面

	表 2 RC 部材断面	Ī
部材	断面	材質
C1	600×600	Fc21
C2	600×600	Fc21
C3	600×600	Fc21
G1-RC	600×500	Fc21
FG3	350×800	Fc21

表3 構造物の重量

部位	重量 [kN]
屋根架構	889.61
下部 RC 構造	2327.03
全体	3216.65

2.2 下部 RC 造のモデル化

下部 RC 造を構成する部材のモデル化は文献¹⁴⁾を参照し,ひび割れ曲げモーメント *M_c*,降伏曲げモーメント *M_v*を次式から定める。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z + ND/6 \tag{1}$$

$$M_{\nu} = \left\{ g_1 q + 0.5 \eta_0 (1 - \eta_0) \sigma_R b D^2 \right\}$$
(2)

$$g_1 = j_t / D$$
, $q = p_t \sigma_y / \sigma_B$, $\eta_0 = N / b D \sigma_B$ (3)



ここで、 σ_y は鉄筋の降伏応力度、 σ_B はコンクリートの圧縮強度、Z は断面係数、N は軸力、b は断面幅、D は断面せい、 P_t は引張鉄筋比、 j_t は引張圧縮鉄筋重心間距離である。なお、N は固定荷重時の軸力を採用する。

下部 RC 部材に対しては,式(1),(2)から得られた M_c, M_yを用いることにより,材端ばねモデル¹⁶等を用いた 弾塑性解析を行うことができる。しかしながら,時刻歴 応答解析や Pushover 解析を行う場合,計算時間の短縮 や応答性状の分析の単純化のために,簡易モデルを用い る場合も想定される。そこで,本研究では,下部構造の 柱頭位置での剛床仮定は仮定せず,桁面および妻面の RC フレーム(基礎の回転考慮)の弾塑性解析結果から 図2に示すような各 RC 柱をせん断バネに置換したモデ ルを作成する。ここで,せん断バネの柱脚部の境界条件 は固定とし,柱頭部は,XおよびY方向(水平方向)の 並進とZ軸回りの回転のみを自由とする。

せん断バネの復元力特性はつぎの手順で求めた。図2 に示す X1 構面および Y1 構面のフレームに対して,柱 頭の位置に一様な水平荷重を面内方向と面外方向に 別々に作用させる。非線形静的増分解析からフレーム全 体の面内方向,面外方向の復元力特性を求める。なお, 本研究では,基礎の回転剛性を考慮したモデルを解析対 象としているので,基礎の回転ばねの付いたフレームの 静的解析を行う。数値解析の結果,フレーム全体の復元 力特性は概ねトリリニアー型の履歴で近似し,フレーム を構成する柱の数で除して,せん断バネ1本分の履歴特 性を得る。繰り返しの挙動については,武田モデルを採 用する。

例として、Y1 構面のせん断バネへの置換、復元力特 性のモデル化を図2に示す。表4にX1、X7 構面、Y1、 Y5 構面のフレームの復元力特性を示す。ここで、 δ_c は ひび割れ時の層間変位、 δ_r は降伏時の層間変位、 Q_c は ひび割れ時のせん断力、 Q_r は降伏時のせん断力、 k_s は 初期剛性である。

2.3 入力地震動

入力地震動は水平方向入力(図1のX方向)のみと する。下部構造の変形や塑性化は入力地震動の大きさに 依存する。そこで、本研究では地震動の強さを λ で表し、 国土交通省告示の損傷限界変位の検証に用いられる地 震動(λ =1.0)を基本とし、損傷限界レベルの5倍を安全 限界レベルの地震動(λ =5.0)とする。なお、表層地盤に よる増幅係数 G_S は簡易法¹⁵⁾による第二種地盤用の増幅

表4 各構面の復元力特性のモデル化

構面	載荷 方向	δ_c [cm]	δ_y [cm]	Q_c [kN]	Q_y [kN]	k _s [kN/cm]
X1, X7	X方向 (面外)	0.45	3.67	142.	694.	314.1
	Y 方向 (面内)	0.35	3.10	280.	1173.	799.7
Y1, Y5	X方向 (面内)	0.30	3.05	280.	1343.	933.0
	Y 方向 (面外)	0.86	4.80	185.	773.	214.3



0 0.0 0.5 1.0 1.5 T(s) 2.0 図 3 目標スペクトルと模擬地震波の応答スペクトル の比較(損傷限界,第二種地盤, h=2%, 5%, 10%)

係数を採用する。地震動強されの地表での設計用絶対加 速度応答スペクトル S_aは次式から定義する。

$$S_a(T,h) = \lambda \times S_{a0}(T,h_0) \times F_h(h) \times G_s \tag{4}$$

$$F_h(h) = \frac{1.5}{1+10\,h} \tag{5}$$

ここで, S_{a0} は減衰定数 h₀=5%の解放工学的基盤面での

損傷限界レベル算定用の加速度応答スペクトル, F_hは 減衰による加速度応答スペクトルの低減率である。

時刻歴応答解析に必要な模擬地震波は位相角に観測 実地震波を用い, *h*=5%の加速度スペクトルに適合する ように発生させる。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,模擬地震波の位相特性として, 3 つの観測実地震波, El Centro 1940 (NS 成分), Taft 1952 (EW 成分)および 1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気 象台(NS 成分)を採用する。なお,3 つの観測地震波の位 相特性を用いて作成した模擬地震波の損傷限界レベル での最大加速波はそれぞれ,110cm/s²,126cm/s², 129cm/s²となった。

図 3 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(5)の応答スペクトルの低減率 F_nは,作 成した模擬地震の応答スペクトルに対し, h=5%,10% では概ね良好な推定をしているものの, h=2%では過小 な評価をする傾向が確認できる。

3. 対象構造物の応答性状

3.1 固有振動解析

3.1.1 初期減衰マトリクスの仮定方法

本研究で対象とする構造物において, X方向の入力地 震動に対して励起される主要モードは1次から26次ま でに分布しており,固有周期は概ね0.7secから0.2sec 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,上部骨組架構と下部構造)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。

3.1.2 固有周期,有効質量比,最大ひずみエネルギー

初期剛性に対する固有振動解析を行う。各モード *s* の固有周期 *sT*,減衰定数 *sh*,刺激係数 *sβx*,有効質量比 *sρx* を表 5 に示す。なお,固有振動解析は100 次モード まで解析を行い,*X* 方向入力に対して有効質量比が大き くなるモードを示している。対象構造物の下部構造をせ ん断バネで置換したモデルの1 次モードの固有周期は

表 5	各モー	ドの固有周期	$\int_{s}T, \lambda$	减衰定数	_s h,	刺激係数	${}_{s}\beta_{X},$
有	「 効質量	比のおよび	最大	ひずみエ	ネ	ルギー。E	

モード	_s T	sh	0	$_{s}\rho_{X}$	_s E _{max}	[N m]	
S	[sec]	[%]	$_{s}\rho_{X}$	$_{s}\rho_{X}$	[%]	上部	下部
1	0.705	2.0	0.236	18.2	2833.1	168.4	
10	0.288	1.7	0.352	40.6	138.2	647.1	
13	0.234	1.8	0.152	7.6	3.2	73.9	
19	0.199	2.0	0.123	5.0	32.2	11.7	
22	0.166	2.2	0.161	8.5	47.4	12.4	
26	0.155	2.4	0.195	12.5	64.7	35.0	

(1,10,13,19,22,26 次モードの有効質量比の合計は 92.4%)

0.705sec, 有効質量比は 18.2%である。文献 ³⁾の基礎の 回転剛性を考慮したモデルの1次固有周期 0.707sec, 1 次有効質量比 16.2%と概ね同じ結果となることが確認 できる。*X*方向入力に対する有効質量比 *sPx*は 10 次モー ドの 40.6%が最も大きく, 1 次の 18.2%, 26 次の 12.5% が続いて大きくなる。有効質量比の分析からは,対象構 造物は 1 つの振動モードのみが励起される構造ではな く, 1 次, 10 次および 26 次モードが振動する構造物で あると予想できる。

損傷限界相当の地震力が作用した場合の各モードの 最大ひずみエネルギー $_{s} E_{max}$ を上部構造と下部構造に分 けて同表に示す。ここで、s次のひずみエネルギーの最 大値 $_{s} E_{max}$ は文献²⁾より、次式から計算する。

$${}_{s}E_{\max} = \frac{1}{2} \{{}_{s}u\}^{T} [K] \{{}_{s}u\}_{s}\beta_{X}^{2}{}_{s}S_{D}^{2} = \frac{1}{2} {}_{s}M_{X}^{2}{}_{s}S_{V}^{2}$$
(3)

ここで、 $\{su\}$ はs次のモード変位、[K]は剛性マトリクス を表す。 $_{s}S_{D}$ 、 $_{s}S_{V}$ はsモードの固有周期と減衰定数に対 応した変位および速度の応答スペクトルである。 $_{s}E_{max}$ は有効質量 $_{s}M_{X}$ と $_{s}S_{V}$ から求めることができる。

表5より、1次モードの有効質量比は10次モードの 有効質量比より小さいにもかかわらず、上部アーチ構造 のひずみエネルギーは最も大きくなる。一方、下部構造 のひずみエネルギーは10次モードが最も大きく、ひず みエネルギーの割合より、10次モードは下部構造の変 形が卓越する振動モードであると言える。

3.1.3 固有モード

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、X方向に損傷限界レベルの地震動が作用し た場合の各モードの最大変位分布やその変形に起因す る応力分布を計算する。ここで、s次モードの最大変位 ${_sD_{max}}$ は次式から求める。

$$\{{}_{s}D_{\max}\} = {}_{s}\beta_{X} \cdot {}_{s}S_{D} \cdot \{{}_{s}u\}$$

$$\tag{4}$$

(a) アーチの水平および鉛直変位

上部アーチ(Y1 通から Y4 通)の X 方向および Z 方 向の各モードの最大変位分布を図 4.(a)と図 4.(b)にそれ ぞれ示す。上部アーチの水平および鉛直方向変位は 1 次モードの影響が大きいことが確認できる。1 次モード では、上部アーチは水平方向が一様に変位し、鉛直方向 変位が逆対称に変位する。一方、アーチの応答変位に対 する 10 次および 26 次モードの寄与は1 次モードに比べ て小さい。

(b) アーチの軸力および曲げモーメント

アーチの各モードの軸力および曲げモーメントの最 大値分布を図 4.(c),図 4.(d)に示す。なお、s次モードの 最大軸力および曲げモーメント分布は、式(4)の最大変 位 $\{sD_{max}\}$ から算定する。

アーチの最大軸力分布では、1次モードおよび10次 モードの影響が同程度に大きくなる。後述するが、図7 に示すように固定荷重時のY1通のアーチの最大軸力は 中央部で130kN程度となる。これに対して、損傷限界 レベルのX方向入力に対する1次モードの応答軸力は 最大でも10kNであり、水平地震動入力に対してアーチ の軸力はあまり増加しないことが予想される。

アーチの最大曲げモーメント分布に対しては、1次モ ードの影響が大きいことを確認できる。損傷限界レベル の水平地震動に対して、1次モードの最大曲げモーメン トは75kNm程度となり、固定荷重時の最大曲げモーメ ントと同程度の値を示す。

(c) 下部 RC の柱頭の水平変位と柱のせん断力

下部 RC の柱頭 (Y1 通, Y5 通, X1 通, X7 通)の各 モードの最大変位分布を図 4.(e)に示す。また,下部 RC 柱の X 方向の最大せん断力分布をモードごとに図 4.(f) に示す。下部構造の柱頭の水平変形はアーチの水平変形 に比べて小さい。妻面の剛性が桁面の水平剛性に比べて 高いために,桁面 (Y1 通, Y5 通)中央部の柱頭の水平 変位は妻面 (X1 通, X7 通)の柱頭水平変位より大きく なる。また,下部構造の変形は 10 次や 26 次モードの影 響も大きくなる。



3.2 時刻歴応答解析

3.2.1 解析手法および解析条件

地震応答解析は Newmark- β 法 (解析時間刻 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,その後,時刻歴弾塑性地震応答解析 を行う。本節では,X方向に損傷限界レベルまたは安全 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,時刻歴応答解析に用いる模擬地震動は 2.3 節で述べた3種類の模擬地震波を用いる。

3.2.2 時刻歴応答解析結果の分析

(a) アーチの水平および鉛直変位

上部アーチの水平および鉛直方向の最大変位分布を 図5および図6にそれぞれ示す。図中の○,△,□は El Centro NS, Kobe NS, Taft EW の位相特性を持つ模擬 地震動に対する時刻歴応答解析の最大変位分布を示し ている。なお、この最大値には固定荷重による変形も含 まれている。また、比較のために固定荷重による変位分 布およびその絶対値分布を同図に示しておく。

(b) アーチの軸力および曲げモーメント

上部アーチの軸力の最大値分布を図7に示し,曲げモ





ーメントの最大値分布を図8に示す。なお、図7,8の 最大値は固定荷重による軸力や曲げモーメントを含む。

3.1 節の固有振動解析の分析でも述べたように、水平 地震動入力によるアーチの応答軸力はあまり大きくな いことが確認できる。安全限界レベルの地震動に対して 固定荷重を含む最大軸力は概ね 200kN 程度となり、降 伏軸力4171kNに対して極めて小さいことが確認できる。

最大曲げモーメントの最大応答値は固定荷重による 曲げモーメントに比べ大きくなる。安全限界レベルの入 力に対する最大曲げモーメントは概ね 500kNm であり, アーチ部材の全塑性モーメント *M_p*=590kNmの85%程度 となる。したがって,安全限界レベルの地震動に対して, 本研究で対象としている構造物の上部屋根構造は弾性 範囲であることが確認できる。

(c) 下部 RC の柱頭の水平変位と柱のせん断力

下部 RC の柱頭(Y1 通, Y5 通, X1 通, X7 通)の X 方向のせん断力の最大値分布を図9に示し, X方向の最 大変位分布の図10に示す。図9中のQ,は図2に示す下 部柱を表すせん断バネの降伏せん断力を示す。図9より, 安全限界レベルの地震動に対して, 桁面の柱を表すせん 断バネは降伏するが, 妻面の柱を表すせん断バネは降伏 に至らないことが確認できる。

図 10 より, X 方向の入力地震動による桁面の柱頭の 水平変位は妻面の水平変位より大きくなる傾向があり, 下部柱頭位置での剛床仮定は厳密には成立しない。特に, 桁面柱の最大水平変位は桁面中央部の柱で最も大きく なり,損傷限界レベルの地震入力に対して 2.5cm~ 2.7cm 程度(層間変形角 1/188~1/174),安全限界レベ ルの地震入力に対して 7.3cm~8.4cm 程度(層間変形角 1/64~1/55)となる。これは,妻面の水平剛性が桁面の 水平剛性に比べて大きいこと,上部屋根架構が妻面柱の 柱頭ではなく桁面の柱頭と接合していることに起因し ていると考えられる。

損傷限界および安全限界レベルの地震動に対する桁 面中央部の柱 A, Bの復元力を図 11 に示す。なお,図 11 は El Centro NS 位相を有する模擬地震波による応答 解析結果である。図中の○は固定荷重時の柱の変形を示 している。固定荷重が作用した場合,桁面の柱は外側に たわみ,桁面柱のせん断力は初期クラックが生じるせん 断力 Q_cを超えるが,降伏せん断力 Q_y=115.7kNの7割程 度となる。また,1本の柱に注目した場合,固定荷重に よる変形の影響によって,柱の復元力は非対称なループ を描く。しかしながら,下部構造全体の復元力に注目した場合,下部構造全体の復元力はほぼ対称的な復元カル ープを描くことが確認でき,等価線形化手法の適用が可 能であると考えられる。



図 11 下部 RC 柱の復元力(El Centro NS 位相)

4. Pushover 解析に基づく応答推定

4.1 Pushover 解析と限界耐力計算の概要

Pushover 解析や限界耐力計算では, 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静的応答 で表し, 弾塑性地震応答の推定を行うものである⁷⁾⁻¹¹⁾。 複数モードの扱いは文献¹⁰⁾に準ずる。応答の値に応じ て定まる等価剛性と等価減衰を求めるために, 構造物の 非線形荷重増分解析 (Pushover 解析)を行う。骨組膜構 造の限界耐力計算への適用例については文献²⁾を参照 していただきたい。ここでは概略を説明する。

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)分布を採用する。骨組膜構造のような空間構造に対しては地震荷重が提案されていないので,本研究では,s次の振動モード{su}に比例した地震荷重分布を設定する。

$$\{P_{EO}\} = [M]\{_{s}u\} = const.$$
(8)

荷重増分解析において,荷重ステップIにおける地震荷 重分布 $\{P_{EI}\}$ とベースシェアー Q_{BI} (またはベースシェア 一係数 C_{BI})は次式となる。

$$\{P_{EI}\} = \frac{\{P_{EO}'\}}{\{\xi_X\}^T \{P_{EO}'\}} Q_{BI} , \quad Q_{BI} = M_T \cdot g \cdot C_{BI} \quad (9), (10)$$

ここで、M_Tは構造物の全質量、gは重力加速度を表す。

増分解析から得られた各ステップでの変位 { D_I }より, 代表変位 Δ_I ,等価有効質量 M_{eqI} および等価固有周期 T_{eqI} を次式から求める。

$$\Delta_{I} = \frac{\{D_{I}\}^{T} [M] \{D_{I}\}}{\{\xi\}^{T} [M] \{D_{I}\}} = S_{DI}$$
(11)

$$M_{eql} = \frac{\left(\left\{\xi\right\}^{T} [M] \{D_{l}\}\right)^{2}}{\left\{D_{l}\right\}^{T} [M] \{D_{l}\}}$$
(12)

$$T_{eqI} = 2\pi \sqrt{M_{eqI} \frac{\Delta_I}{Q_{EI}}}$$
, $S_{AI} = \frac{Q_{BI}}{M_{eqI}}$ (13), (14)

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。

限界耐力計算では構造物の塑性化に伴うエネルギー 吸収を等価減衰定数 heq として評価する。

$$h_{eq} = h_o + h_p \tag{15}$$

ここで, h_oは弾性状態での減衰定数, h_pは塑性化に伴う 等価減衰定数である。h_pの評価方法とて限界耐力計算や 既往の研究からさまざまな方法が提案されているが,本 研究では,構造性能曲線から定義する次式を採用する。

$$h_p = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{D_f} \right) , \quad D_f = \frac{\Delta_s \cdot Q_d}{\Delta_d \cdot Q_s}$$
 (16), (17)

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 A_d ,安全限界変位 A_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。 γ は履歴特性の 形状によって定まる係数¹⁵⁾である。本研究では,下部 RC柱の復元力特性に武田モデルを用いており, $\gamma = 0.25$ を採用した。

4.2 複数のモードを考慮した Pushover 解析

さて、複数のモードが励起される構造物に対する Pushover 解析に基づいた応答評価方法としては、文献 ^{4), 8)-11)}の方法がある。例えば⁸⁾⁻¹⁰⁾では、地震動によって 励起されるモードが複数ある場合、地震動強さ λ に対し てそれぞれの主要なモードに対応する地震荷重を作成 し、Pushover 解析からそれぞれの主要なモードに起因す る応答量を独立^{注 1)}に計算しておく。構造物全体の応答 は、応答スペクトル法の考え方を援用し、1)絶対値和 (ABS)、2)二乗和平方(RSS)、3)絶対値和と2乗和平方の 平均値(AVE)¹²⁾および 4)CQC 法¹³⁾、などから、全体の応 答を推定する。例えば、節点 *i* の最大変位 $D_{max i}$ は次式 のように評価できる。

$$D_{\max i}^{ABS} = \sum_{s=1}^{m} \Big|_{s} D_{\max i} \Big| , \quad D_{\max i}^{RSS} = \sqrt{\sum_{s=1}^{m} (_{s} D_{\max i})^{2}}$$
 (18), (19)

$$D_{\max i}^{AVE} = \frac{1}{2} \left(D_{\max i}^{ABS} + D_{\max i}^{RSS} \right)$$
(20)

ここで、mは考慮するモードの数を表し、 $_{s}D_{\max i}$ はs次 モードに比例した地震荷重による Pushover 解析から得 た最大変位の推定値を表す。ここで、s次モードによる Pushover 解析において、部材が塑性化せず、構造物全体 が線形挙動をする場合、 $_{s}D_{\max i}$ は次式から計算できる。

$$D_{\max i} = {}_{s}\beta^{el} \cdot {}_{s}S_{D}^{el} \cdot {}_{s}u_{i}^{el}$$
(21)

ここで, el は弾性時の振動モードに対応する値を示して いる。概ね弾性範囲の挙動をする場合にも近似的に上式 が成立すると考えられる。

本研究で対象とする骨組膜構造の応答の推定方法は 以下の手順に従う。3.2節の時刻歴応答解析によれば, 安全限界レベルの地震動に対して,上部アーチには塑性 化が生じず,下部構造のみが降伏する。したがって,下 部構造の弾塑性挙動を考慮した応答推定が必要である。 水平地震入力による下部構造の応答に対して支配的な モードは10次モードであるので、10次モードに比例し た地震荷重による Pushover 解析を行う。1次モードは、 下部構造の変形にはあまり寄与しないが、上部アーチの 応答には大きく寄与するモードであるので、さらに、1 次モードに比例した地震荷重による Pushover 解析も行 う。モードの重ね合わせは、本研究では、1次と10次 モードの2つのモードに注目し、2つのモードの連成が 比較的小さいと考え、文献¹²⁾にしたがい、式(20)から最 大応答値を評価する。

4.3 構造性能曲線と収束点

 1 次および 10 次モードに比例した地震荷重を採用して得られた構造性能曲線(式(14)および式(11)で定まる 代表変位∆と代表加速度 S_Aの関係)を図 12 に示す。図 中の○は地震動強さえ=1.0(損傷限界), 3.0, および 5.0 (安全限界)の地震動に対する収束点を示す。

1次モードの有効質量比は 18.2%と小さく, 1次モードを静的荷重とした場合, 妻面および桁面の RC 柱は降伏せず, 上部アーチも弾性範囲となる。このため, 線形性が極めて強いΔ-S₄曲線が得られる。したがって, 1次モードの収束点は式(21)の線形モードと応答スペクトルから概ね評価することができる。

10 次モードは桁面の RC 柱などの下部構造の水平変 形が卓越するモードである。10 次モードの有効質量比 は 40.6%と 1 次モードに比べて大きい。このため、10 次モードに比例した荷重を作用させた場合、桁面の RC 柱が降伏するために、非線形性のある*Δ-S_A*曲線となる。

4.4 Pushover 解析と応答解析の比較

(a) アーチの水平および鉛直変位

上部アーチの水平および鉛直方向の最大変位分布を 図 13 および図 14 にそれぞれ示す。図中の〇は 3 波の模 擬地震動による弾塑性応答解析結果の平均値であり,固 定荷重による変形も含む。また,固定荷重による変形を 考慮し,式(20)から得られた変位の最大分布の推定値を 示す。なお,参考のために,1 次および 10 次モードに 比例した地震荷重を用いた Pushover 解析から得られた 収束点での変位分布も示しておく。

式(20)から得られた最大変位の推定値の分布は,損傷 および安全限界レベルの地震入力に対する弾塑性応答 解析の結果と良く一致していることが確認できる。図4 のモード変位の分析から明らかなように,上部アーチの



振動は1次モードが支配的であるため,下部構造の振動 が卓越する10次モードを地震荷重とした場合の上部ア ーチの変位は1次モードの場合にくらべてほとんど発 生しない。また,図12(a)より, *Δ-S*₄曲線がほぼ線形で あることを考えると,1次モードの応答は下部 RC の柱 の降伏に依存せずほぼ弾性的な振動をすると考えるこ とができる。したがって,対象構造物においては,上部 アーチについては線形のモーダルアナリシスから評価 することが可能である。しかし,上部と下部構造が連成 するモデルあるいは下部構造の塑性化による応答低減 を考慮するためには,下部構造の塑性化が上部構造の応 答に与える影響を考慮した Pushover 解析が必要である。 (b)アーチの曲げモーメント

上部アーチの曲げモーメントの最大値分布を図 15 に 示す。図 13,14 と同様に,図中の〇は3 波の模擬地震 動による弾塑性応答解析結果の平均値を示しており,固 定荷重による曲げモーメントを含んでいる。

アーチの変位と同様に、1次モードを地震荷重とした Pushover 解析から得られた曲げモーメントの最大値の 分布は弾塑性応答解析の結果と良く一致していること が確認できる。また、下部構造の変形が卓越する10次 モードを地震荷重とした場合、上部アーチの曲げモーメ ントは1次モードを地震荷重とした場合に比べて小さい。対象構造物では、上部アーチの変位や曲げモーメントは1次モードを地震荷重とした Pushover 解析から概ね評価することができる。

(c) 下部 RC の柱頭の水平変位と柱のせん断力

RCの柱頭(Y1 通, Y5 通, X1 通, X7 通)の X 方向 最大変位分布を図 16 に示す。図中の〇は 3 波の模擬地 震動による弾塑性応答解析結果の平均値であり,固定荷 重による変形も含む。また,固定荷重による変形を考慮 し,式(20)から得られる変位の最大分布を示す。RC 柱 の桁方向柱頭水平変位は 10 次モードを地震荷重とした 場合の方が 1 次モードの場合より大きい,式(20)による RC 柱の柱頭の桁方向水平変位は,損傷および安全限界 レベルの地震入力に対して式(20)で評価できること, しかし,柱頂部の面外変位は式(20)ではやや大きく強 化されるが10次モードのみで良く評価できることが確 認できる。

4.5 Pushover 解析に基づく応答推定法の精度

Pushover 解析に基づく最大応答推定法の精度を検討 するために,式(20)から得られた推定値と時刻歴応答解 析の結果の比較を図 17 に示す。ここで,時刻歴応答解 析の結果は 3 波の模擬地震動による時刻歴応答解析結 果の平均値と採用する。なお,水平および鉛直変位,軸







図 17 Pushover 解析に基づく最大応答推定値(式(20))と時刻歴応答解析結果の比較

カ,曲げモーメントの最大値は固定荷重時の変位,軸力, 曲げモーメント含んだ値を評価している。式(20)の Pushover 解析に基づく最大応答の推定値 x と時刻歴応 答の最大値 yの関係式 y=axの係数 a を最小二乗法によ り算定したところ,アーチの水平や鉛直変位,軸力,曲 げモーメントについて, a の値はそれぞれ 0.93, 0.94, 0.98, 0.92 となった。図 17 より,時刻歴応答は推定式 の±20%以内に分布していることと a の値が 1.0 より小 さいことから,式(20)は入力地震動レベルに依存せず, アーチの水平や鉛直変位,曲げモーメントの最大値を安 全側に精度よく推定することができると判断できる。

5. まとめ

本研究では、下部 RC 造に支持されたシングルレイヤ ー屋根型シェル(骨組膜構造)を対象とし、損傷限界だ けでなく安全限界相当の水平方向の地震動が作用した 場合にも、その地震応答性状が主たる2モードによる Pushover 解析に基づいて応答推定できることを示した。 その他の得られた結果を以下にまとめる。

 弾性応答では、X 方向入力に対する有効質量比 sPx は 10 次モードの 40.6%が最も大きく、続いて 1 次の 18.2%、26 次の 12.5%が大きい。上部アーチと下部 構造の最大ひずみエネルギーの分析によれば、上部 アーチのひずみエネルギーが最も大きいモードは 1 次モード、下部構造のひずみエネルギーが最も大き いのは 10 次モードである。また、各モードの最大変 位分布や曲げモーメント分布より、1 次モードは有 効質量があまり大きくないのにも関わらず、(i)上 部アーチの水平および鉛直変位、曲げモーメントに 大きな影響を与え、(ii)10 次や 26 次モードは下部構 造の変形や層せん断力係数に与える影響が大きいこ とを確認した。

- 2) 損傷および安全限界レベルの水平地震動を入力した 場合の時刻歴応答解析より,iii)上部アーチ構造では 非対称上下応答が励起され,その応答による曲げモ ーメントが上部アーチに発生すること,iv)上部アー チの応答軸力は固定荷重に比べてあまり大きくない こと,を確認した。また,上部アーチは安全限界レ ベルの地震入力に対して,弾性範囲であることを確 認している
- 3) X 方向の入力地震動に対して、桁面柱頭の水平変位は妻面の柱頭の水平変位より大きくなり、(v)下部柱頭位置での剛床仮定は成立しない。安全限界レベルの地震入力に対して、桁面の柱は面外方向変位で降伏し、妻面の柱は降伏しない。(vi)また、1本の柱に注目した場合、固定荷重による変形の影響より、柱の復元力は非対称なループを描く。しかしながら、(vii)下部構造全体の復元力はほぼ対称的な復元カループを描くことが確認でき、等価線形化手法の適用性を確認した。
- 4) 上部アーチの応答が卓越する1次モードと下部構造の応答が支配的な10次モードの2モードでモデル化できる。この主要な2つのモードに対して、モードに比例する地震荷重を用いた非線形荷重増分解析(Pushover 解析)から応答釣合点をそれぞれのモードに対して独立に求め、それらのモードの応答の絶対値和(ABS)と二乗和平方(RSS)の平均値(AVE)として最大応答の推定値(式(20))が推定できることを確認した。換言すれば、式(20)の推定値を(1±0.2)した値は、時刻歴応答解析から得られた上部アーチの

水平および鉛直変位,軸力,曲げモーメントの最大 応答値を概ね安全側に精度よく推定できることを確 認した。

5) 対象構造物では、上部アーチの振動は1次モードが 支配的であり、下部構造の影響が上部構造に大きく 影響しない。(vii) 1次モードの有効質量が小さいた めに1次モードの Pushover 解析では下部構造が降伏 しない。このため、線形性が極めて高いA-S_A曲線が 得られる。(ix) したがって、<u>上部アーチについては</u> 1次モードによる線形のモーダルアナリシスでほぼ 評価できる。(x)下部構造については、アーチ支持 高さにおいて剛床仮定は成立しない。また、安全限 界レベルでは塑性化が著しく下部構造の塑性化を考 慮した Pushover 解析が必要であり、この解析から精 度良く評価できるが、柱の変形は10次モードのみの Pushover 解析で精度よく評価できる。

謝辞

本研究は,平成 17 年度科学研究費助成金・若手(B) (課題番号 17760451,代表者:中澤祥二),平成 18 年 度科学研究費助成金基盤研究 C(課題番号 18560546,代 表者:加藤史郎)の一部として行われた研究成果である ことを記して,感謝の意を表します。本研究を進めるに あたり御協力頂いた豊橋技術科学大学建設工学専攻,高 橋邦広氏に感謝致します。

参考文献

- 石井一夫,加藤史郎,大森博司,小田憲史,藤本益美,元結正次 郎,大崎純,中澤祥二,小西克尚,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.1-14, 2001
- 中澤祥二,加藤史郎,吉野達矢,小田憲史,骨組膜構造の限界耐 力計算に関する基礎的研究,膜構造研究論文集 2004, No.18,

pp.1-12, 2004

- 3) 藤原 淳,竹内 徹,小田憲史,等価な静的地震荷重による骨組 膜屋根構造の応答評価 シングルレイヤー屋根型円筒シェルへ の適用例, 膜構造研究論文集 2005, pp.17-25, 2005.
- Shoji Nakazawa, Shiro Kato, Tatsuya Yoshino, Kenshi Oda, Study on Seismic Response Estimation Based on Pushover Analysis for Membrane Structure Supported by Substructure, IASS 2005 Symposium, pp.329-336, 2005.
- 5) 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, No.579, pp.71-78, 2004.5
- 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,No.596, pp.57-64,2005.10
- 7) 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, pp.79-85, 2001.8
- H. Kuramoto, K. Matsumoto, Mode-Adaptive Pushover analysis for Multi-Story RC Buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No.2500, 2004
- 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, 2004.6.
- 10) 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.89-96,2003.7
- 11) 中澤祥二,斎藤慶太,加藤史郎,劣化型履歴を有するブレース架 構で支持された複層ラチスドームの地震応答と静的地震荷重の 推定,日本建築学会構造系論文集, No.608, pp.69-76, 2006.10
- 12) Shiro Kato and 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, pp.178-179, 2001.
- 13) 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, No.515, pp.83-89, 1999.1
- 14) 日本建築学会,鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説,一許容 応力度設計法-,1999.11
- 15) 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.
- 16) 柴田明徳, 最新耐震解析, 森北出版, 1981

注

 弾塑性範囲においてもモード毎に挙動が分解できると仮定する 方法であり、基本的にはモードごとに行う等価線形化法に等しい。なお、弾性時にはモード重ね合わせ法に等しい。

SEISMIC RESPONSE ESTIMATION BASED ON PUSH OVER ANALYSIS FOR SPACE FRAMES COVERD WITH MEMBRANE ROOF –An Example for s Single Layer Cylindrical Roof Structure –

Shoji Nakazawa¹, Shiro Kato² and Tatsuya Yoshino³

SYNOPSIS

This paper discusses, based on a push-over analysis, the seismic response estimation of a single layer cylindrical roof structure supported with a substructure. 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 estimation method presented here and the time-domain nonlinear analysis including plastic deformation of the substructure, the accuracy and the applicability of this method are examined.

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