

部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能

SEISMIC PERFORMANCE OF TUBULAR TRUSS TOWER STRUCTURES FOCUSING ON MEMBER FRACTURE

竹内 徹*¹, 中村 悠*², 松井良太*³, 小河利行*⁴, 今村 晃*⁵
Toru TAKEUCHI, Yu NAKAMURA, Ryota MATSUI,
Toshiyuki OGAWA and Akira IMAMURA

High-rise truss towers consist of steel tubular section members have high risks to be damaged by seismic input, because their hysteretic characteristics deteriorate after buckling and easy to fracture after local buckling ; However present design does not include the effect of such member fracture. Authors have established algorithm to predict member fracture after buckling for tubular members using macro-model, derived from experimental and analytical studies. In this paper, this algorithm is applied for time-history analyses and seismic responses of detailed tower structures are analyzed. The validity of proposed method is firstly compared with actual earthquake damages, followed by researches on the effect of member fracture in various truss towers.

Keywords: Truss Tower, Buckling, Cyclic loading, Fracture, Energy Absorbing Capacity

トラス鉄塔, 座屈, 繰返し荷重, 破壊, 累積エネルギー吸収性能

1. 序

鋼管部材を用いたトラス鉄塔は通信・送電施設, 観測施設, 観光タワー, 避雷設備, 煙突支持構造等に広く使われている。多くの場合その設計においては風荷重が支配的となるが, 建屋上に設置された鉄塔では下部構造による応答増幅のために地震応答がクリティカルとなる場合も少なくない。文献 1), 2) では建屋上に設置された通信鉄塔が想定される地震入力に対し部材座屈を生じる危険性があり, それらの部材を座屈拘束ブレースに交換することで被害を回避させる耐震改修構法に関する研究が報告されている。同研究では通信鉄塔の実大部分架構の繰返し加力実験を行い, 鋼管部材が全体座屈を生じた後, 層間変形角 1/50 程度で屈服を伴う局部座屈を生じ, その後間もなく破断に至ることが示されている。地上自立鉄塔でも過去の地震被害において, 鋼管部材が破断に至った事例が報告されている³⁾(写真 1)。近年はこういったトラス構造物の耐震性能を部材の非線形性座屈挙動を考慮した時刻歴応答解析によって確認する設計も一般的に行われるようになってきている。また, このような際に利用しうる部材の座屈後履歴が提案されている^{4), 5)}。上記履歴則では繰返しに伴い圧縮側耐力は低下していくが, 引張側耐力は降伏軸力を維持し, 圧縮・引張ブレースの組合せはスリップ型の挙動を示す。しかし, 現実には部材が破断すると引張側の耐力も失われ, 上記の座屈後履歴に基づく応答履歴は現実の挙動と異なる危険性がある。こういった部材破断を考慮した評価は金尾・中島ら⁶⁾, 向出・多田ら⁷⁾によりブレース付ラーメン骨組に対し試みられているものの, 立体骨組の設計では考慮されていないことが多く, 実際の被害と比較した例も

見られない。

筆者らはこのような課題に対し, 様々な断面を有するブレース部材が繰返し軸力を受けた場合の全体座屈, 局部座屈挙動より破断に至るメカニズムを分析してきた。例えば文献 8) では様々な径厚比, 細長比を有する鋼管部材の繰返し加力実験を実施し, 破断に至るまでの累積軸変形量が径厚比, 細長比及び等価軸歪振幅に依存することを明らかにしている。また, 局部座屈に伴う塑性歪の集中比率を歪集中率として定義し, マクロモデルを用いたまま部材全体の軸歪履歴より局部座屈部の塑性歪履歴を求め, 鋼素材の疲労破断条件より破断時期を推定する手法を提示している。ただし, 文献 8) で示された歪集中率は径厚比に対し一律に設定されており, 向出・多田ら⁷⁾の報告のようにランダム応答に対し精度が必ずしも高くない。

そこで本研究では上記の提案手法を改良し, 非線形性座屈挙動を考慮した時刻歴応答解析に組込むことによって, 具体的なトラス鉄塔の部材破断を近似的に模擬した地震応答評価を行う。鋼管ブレースの局部歪評価に関しては文献 9)~12) を援用し, ランダム応答評価に対応し変化させたアルゴリズムを使用し精度の向上を図る。まず始めに, 実際に地震被害を受け部材が破断を生じた避雷鉄塔の損傷状況を提案手法によって再現し, その妥当性を確認する。続いて建屋上に設置された通信鉄塔を対象に地震応答解析を行い, 部材破断の有無が部材挙動に与える影響を分析するとともに, 鉄塔に加わった地震入力エネルギーが部材損傷にどのように関与しているかを調査する。これらの分析を通じて, エネルギーの釣合に基づくトラス鉄塔架構の損傷評価の可能性についても考察する。

*1 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)
*2 元 東京工業大学建築学専攻 大学院生・修士(工学)
*3 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)
*4 東京工業大学建築学専攻 教授・工博
*5 東京電力(株) 博士(工学)

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
The Tokyo Electric Power Company, Incorporated, Dr. Eng.

2. 解析手法の概要

部材破断を考慮したトラス鉄塔の時刻歴応答解析を実施するにあたっては、部材要素モデルによる幾何非線形性及び材料非線形性を考慮した Update-Lagrange 法を使用する。本研究で対象とする構造物は軸力部材で構成された鉄骨トラス架構となるため、架構全体の挙動を追跡するために部材の座屈後履歴則のモデル化が重要となる。以下、座屈部材の座屈後履歴則、それに伴う部材破断のモデル化について述べる。

2.1 座屈後履歴則

本解析では座屈後履歴則として柴田・若林モデル^{4),5)}に繰返し軸方向載荷による座屈耐力低下を考慮した修正柴田・若林モデル(図 1)を用いる。なお、本研究では座屈耐力の低下則として文献 13)を参考に繰返し座屈耐力 n_d を圧縮側の累積塑性歪を用いた式(1)により順次決定し、この特性を組込んだ履歴則を修正柴田・若林モデルと呼ぶ。ただし、鉄塔等に多く用いられている円形断面鋼管部材に対し同モデルの精度を検証した報告は見当たらない。そこで、まず筆者らが文献 8)で実施した円形鋼管ブレースの繰返し軸載荷実験における等価軸応力 σ_{eq} (軸力/初期断面積)・等価軸歪 ε_{eq} (軸方向変形/初期節点間長)関係と比較することにより同モデルの有効性を検証する。

図 2 に実験結果と修正柴田・若林モデルによる座屈後履歴を比較した結果を示す。初期座屈耐力に差が見られるが、同モデルは実験結果を概ね表現できており、繰返しによる座屈耐力低下の性状も良い精度で追跡できています。図 3(a)に全試験体の実験結果と柴田・若林モデル及び修正柴田・若林モデルの繰返し座屈耐力の対応を示す。座屈軸応力 200N/mm^2 以上の範囲ではややばらつきがあり、修正モデルの座屈耐力が修正前のそれを上回る場合が見られるが、これは n_d が初期座屈以降の安定ループの耐力 n_c ⁵⁾とは独立に決定されていることに起因しているため、その精度は座屈耐力が低くなるにつれ向上する。同図(b)には鉄塔トラス架構で多用されている細長比 $\lambda=70\sim 100$ 程度、径厚比 $D/t=30\sim 60$ 程度の部材に相当する試験体 732, 1021, 1028, 1032 及び 1228 の対応結果を示す。繰返し座屈耐力の低下を考慮することで鉄塔架構相当部材においてより座屈耐力の精度は向上することがわかる。両者の相関係数は $0.80\sim 0.90$ 程度と強い相関が見られる。以上より上記修正柴田・若林モデルを鉄塔を構成する円形鋼管ブレース部材の座屈後履歴則として使用する。

2.2 部材破断の評価

部材の破断は筆者らが文献 8)より改良し文献 12)で提案している円形鋼管ブレースを対象とした等価軸歪振幅 $\Delta\varepsilon_{eq}$ と局部座屈部歪振幅 $\Delta\varepsilon_h$ の比で定義される歪振幅拡大係数 α_c (図 4)を用いることで評価する。時刻歴応答解析に適用する際には座屈後履歴則より算出される座屈部材の等価軸歪 $\varepsilon_{eq}(=\delta/L)$ の時刻歴を用いて式(4)に適用することでランダム応答に対する局部座屈部歪 ε_h の時刻歴を逐次求める。

$$\varepsilon_h = \begin{cases} \varepsilon_{eqtm} - \Delta\varepsilon_{eq} & (\text{全体座屈前: } \Delta\varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{cr}) \\ \varepsilon_{eqtm} - \frac{\theta_h D}{L_k (1 - \pi/4)} & (\text{全体座屈後: } \varepsilon_{cr} < \Delta\varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{lb}) \\ \varepsilon_{eqtm} - \left\{ \frac{3\sqrt{6}\phi_h}{2\pi\sqrt{D/t}} + \frac{\theta_h D}{L_k (1 - \pi/4)} \right\} & (\text{局部座屈後: } \varepsilon_{lb} < \Delta\varepsilon_{eq}) \end{cases} \quad (4)$$

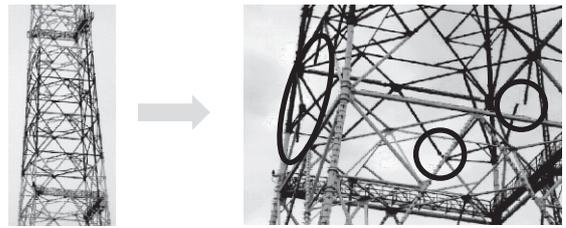
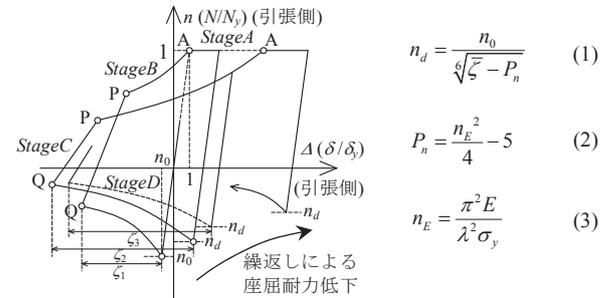


写真 1 地震によって部材破断を生じた鉄塔



n_0 : 無次元化初期座屈耐力
 $(n_0 = f_c v / \sigma_y, f_c$: 鋼構造設計規準の短期許容圧縮応力度(ただし F 値は σ_y), v : 安全率, σ_y : 降伏応力度)
 $\bar{\zeta}$: 無次元化圧縮側累積塑性歪 ($\bar{\zeta} = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 + \dots$)

図 1 本研究で用いる修正柴田・若林モデル

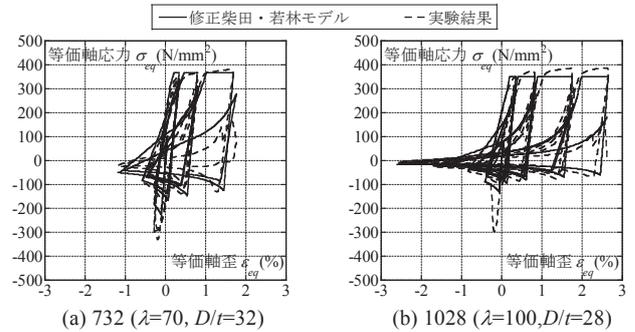


図 2 修正柴田・若林モデルと実験結果⁸⁾の座屈後履歴比較

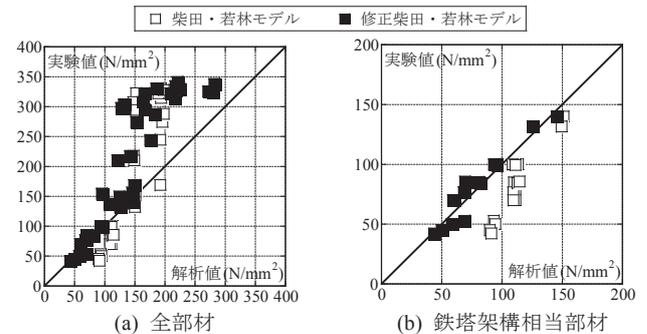


図 3 繰返し座屈耐力の対応

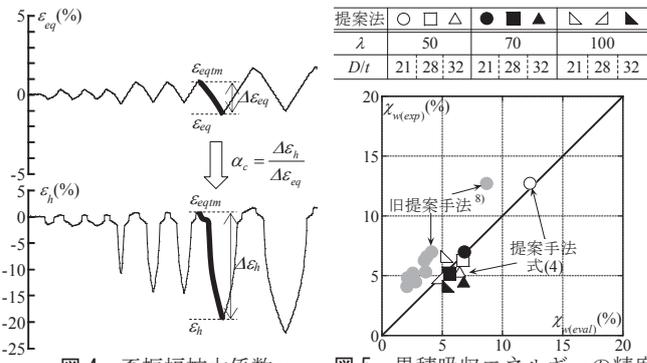


図 4 歪振幅拡大係数 α_c

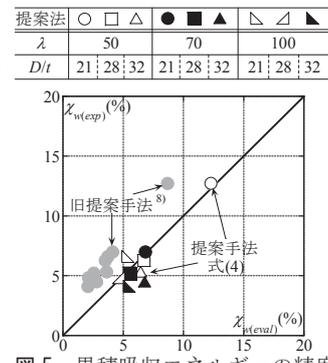


図 5 累積吸収エネルギーの精度

ここで D : 鋼管径, t : 板厚, L_k : 有効座屈長, ϵ_{eqm} : 経験最大引張歪, $\epsilon_{cr} = \sigma_{cr}/E$, $\theta_h = \cos^{-1}(1 - \Delta\epsilon_{eq})$, $\epsilon_{lb} = 0.0683 \epsilon_y^{-0.39} (D/t)^{-1.39}$, $\theta_{lb} = \cos^{-1}(1 - \epsilon_{lb})$, $\phi_h = \cos^{-1}[\cos(\theta_h - \theta_{lb}) - (6D/t)^{0.5} \sin(\theta_h - \theta_{lb})/\pi]$ である(付録 1 参照)。時刻歴応答解析に同アルゴリズムを組み込み, 求められた局部座屈歪 ϵ_b の塑性歪振幅値 $\Delta\epsilon_b$ を式(5)で表現された鋼素材の低サイクル疲労曲線に適用することで近似的に破断を判断する¹⁴⁾。なお, ここでの破断は, 引張力作用時に急激な耐力低下を伴う亀裂発生時と定義している。

$$\Sigma \Delta \epsilon_{hp} = 3857 \overline{\Delta \epsilon_{hp}}^{-1.13} \quad (5)$$

本手法では, 実挙動と異なり圧縮力作用時に破断が生じる場合もあり得るが, 大局的な応答性状は模擬できるものと考ええる。破断に至った部材は内力をゼロとし, かつその後の剛性を破断前の 10^{-4} 倍とすることで軸力を解放する。式(4)による破断評価手法によって求められる破断までの累積エネルギー吸収量を部材の降伏応力 σ_y で除すことにより無次元化した $\chi_{w(eval)}$ と, 同じく正負交番荷重実験 ($D/t=21 \sim 32$, $\lambda=50 \sim 100$)⁸⁾ より得られた $\chi_{w(exp)}$ の対応関係を文献 8) の旧提案手法と併せて図 5 に示す。式(4)による値は実験値と概ね一致しており, 旧手法より精度も向上していることから, 今回提案した手法によりエネルギー吸収量の評価が可能であると考えられる。

3. 地上自立型鉄塔の地震被害事例の検証

2 章で述べた部材破断を考慮した時刻歴応答解析の妥当性を確認するため, 実際に地震被害(写真 1)を受けた鉄塔を対象に解析結果と被害状況を比較することにより検証する。

3.1 解析モデルと基本条件の設定

対象構造物は 2007 年中越沖地震において部材の破断, 座屈等の損傷を受けた避雷鉄塔(図 6)である。地盤からの高さは 149.0m で杭付フーチングによって支持されている。モデル化に際しては, 図 7 に示すような主要構造材のみで構成されたモデル(補助材なしモデル)及び主要構造材に加え座屈補剛のための補助材を入れたモデル(補

助材ありモデル)を作成し, 基礎固定, 部材端部は剛接合として解析を実施する。各軸力部材は周方向に 16 分割されたファイバーモデルで構成し, 被害の観察された斜材では軸応力-軸歪み関係に 2 章で構成した破断アルゴリズムを組み込んだ修正柴田・若林モデルを適用

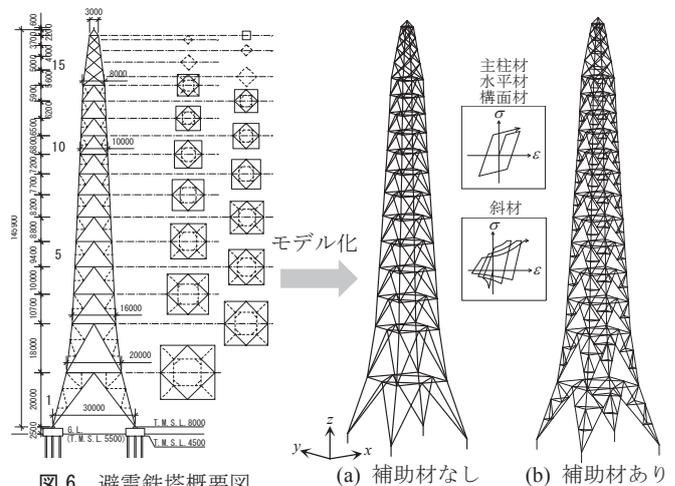


図 6 避雷鉄塔概要図

表 1 座屈部材(斜材)諸元

節	外径 D (mm)	板厚 t (mm)	座屈長 L_k (mm)	細長比 λ	径厚比 D/t	鋼材
1	267.4	7	7649	83	38	STK490
2	216.3	5.8	6206	83	37	STK400
3	190.7	5.3	6017	92	36	STK400
4	190.7	5.3	5624	86	36	STK400
5	165.2	4.5	5277	93	37	STK400
6	165.2	4.5	4939	87	37	STK400
7	165.2	4.5	4607	81	37	STK400
8	139.8	3.5	4320	90	40	STK400
9	139.8	3.5	4039	84	40	STK400
10	139.8	3.5	3800	79	40	STK400
11	139.8	3.5	3620	75	40	STK400
12	114.3	3.5	3443	88	33	STK400
13	114.3	3.5	3269	83	33	STK400
14	139.8	3.5	4131	86	40	STK400
15	114.3	3.5	3455	88	33	STK400
16	101.6	3.2	2740	79	32	STK400
17	101.6	3.2	2305	66	32	STK400

図 7 解析モデル

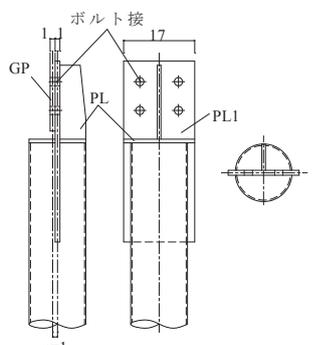


図 8 斜材接合部例

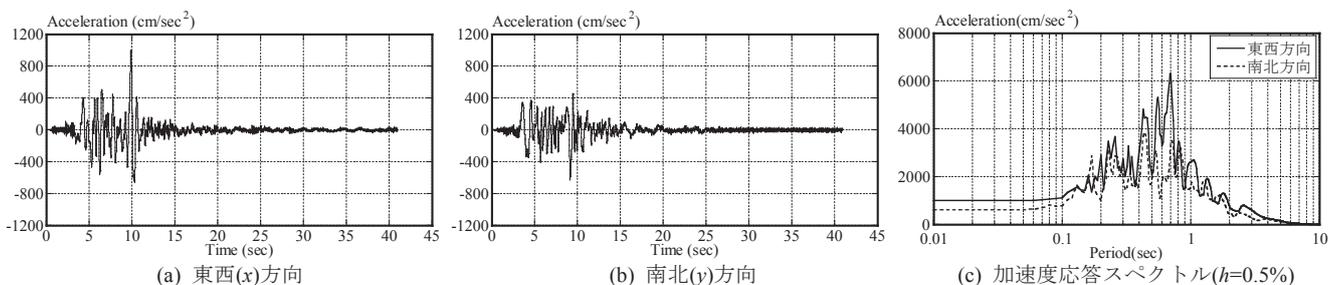


図 9 入力地震動

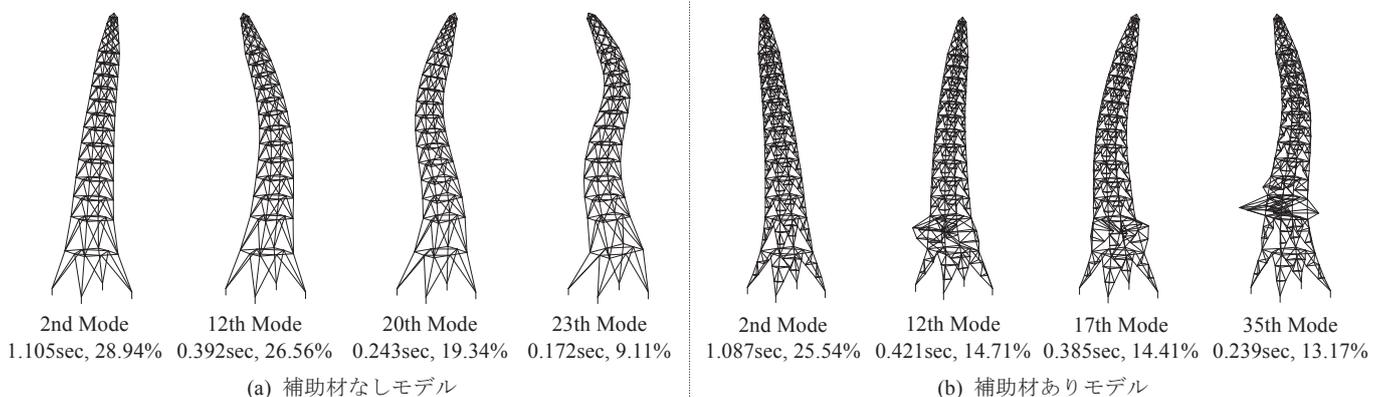


図 10 卓越固有モード

することで個材座屈および破断を表現し、主柱材・水平材等のその他の部材は各ファイバーの応力-歪関係をパイリニア型の履歴特性とすることで部材降伏を表現する。表 1 に座屈部材(斜材)の諸元を示す。数値解析を実施するにあたり実際の被害をシミュレーションする観点から以下の点に関し実態に近い条件を設定する。①接合部を含む部材の降伏応力度 σ_y は基準強度 F に対して $\sigma_y=1.1F$ とする。②座屈部材の有効座屈長 L_k は接合部のガセットプレートを含まない母材部分のみの長さとする。具体的には、検討対象構造物の既存図面から分析し、節間距離 L に対して $L_k=0.90L$ とする。③座屈部材の曲げ座屈耐力 f_c は鋼構造設計規準式¹⁵⁾(短期許容圧縮応力度)に従うものとする。ただし、本避雷鉄塔の斜材接合部(図 8)は荷重偏心を有しているため、同程度の偏心 $e(=3/1000)$ 及び部材の元たわみ $a(=3/1000)$ を考慮し、座屈耐力は上記 f_c の 0.65 倍とする(付録 2 参照)。④減衰定数 h は文献 16)によると鉄塔の実測減衰定数は高さ 80m 以下で 0.5%~2.5%に分布し、高さ 100m 超では概ね 0.5%程度の値をとることが多いことが報告されている。これより高さ 100m 超の本解析モデルに対しては減衰定数 $h=0.5\%$ を採用し、減衰形式は 1, 2 次振動モードに対し Rayleigh 減衰の形で与える。

入力地震動は 2007 年中越沖地震の観測波から推定した解放基盤表面での地震波を地盤モデルの解放基盤表面に定義し、累積損傷度を用いて液状化を考慮した解析により算出した地表面での地震波(図 9)を用い、東西方向(最大加速度 1006cm/sec²)、南北方向(最大加速度 617cm/sec²)の同時入力とする。まず図 7 に示す補助材なしモデル、及び補助材ありモデルに対して鉛直荷重による幾何非線形性を考慮した固有値解析を行う。得られた卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて図 10 に示す。同図より両モデルとも固有周期 1.10sec 前後のモードが卓越し、その有効質量比は 25%程度となっている。また、補助材ありモデルでは補助材なしモデルと比べ斜材の座屈補剛箇所が大きく構面外曲げ変形するモードが卓越する傾向にある。

3.2 時刻歴応答解析による応答性状

地震波入力中に座屈、破断が生じた部材を補助材なしモデル及び補助材ありモデルについてそれぞれ図 11(a), (b)に示す。また、実際の地震被害状況を同図(c)に示す。同図より地震応答解析により推定される部材損傷の有無、発生箇所は部材破断位置を中心に実際の被害状況と概ね対応していることがわかる。また、補助材なしモデルと補助材ありモデルを比較した際に損傷状況に大きな変化は見られないため、以下では補助材なしモデルより得られた応答解析結果により、図 6 に示した避雷鉄塔の地震時応答性状の検証を行う。

図 12, 図 13 に各最大応答結果として破断を考慮した場合としない場合を比較して示す。また、図 14 に部材破断が生じた 8 節斜材の等価軸応力時刻歴、図 15 に局部座屈部歪の時刻歴を等価軸歪の時刻歴と併せて示す。図 12(a)の最大応答加速度の鉛直方向で部材破断が

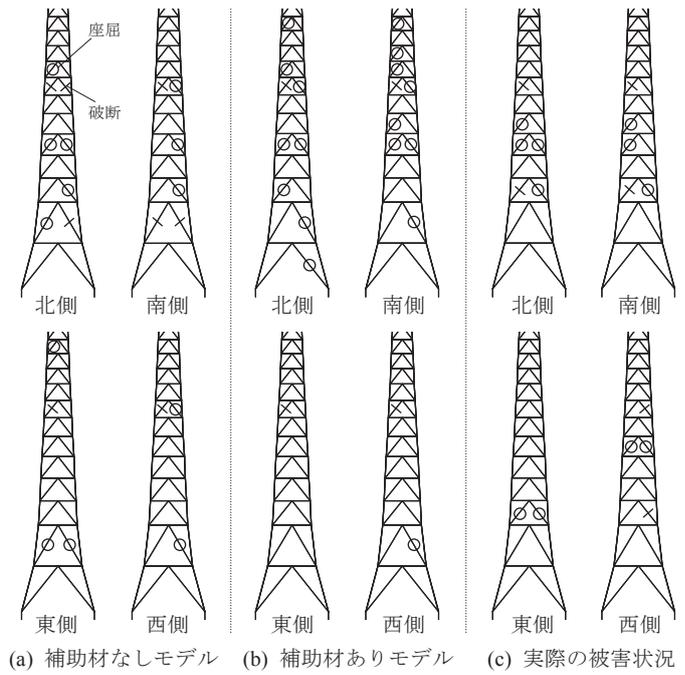


図 11 部材損傷状況

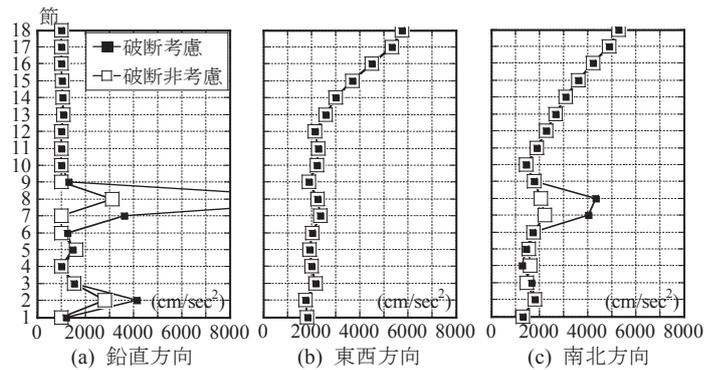


図 12 最大応答加速度

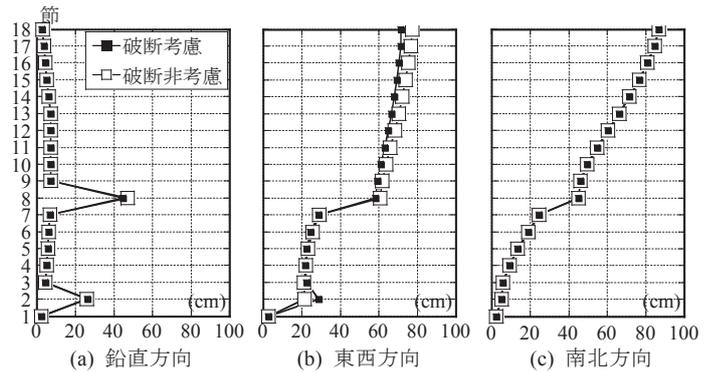


図 13 最大応答変位

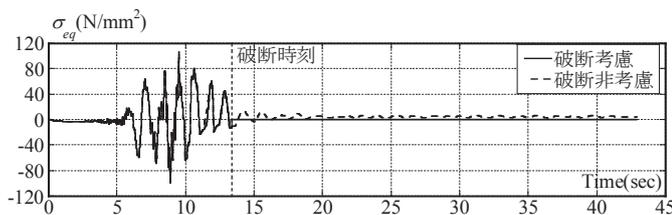


図 14 等価軸応力時刻歴

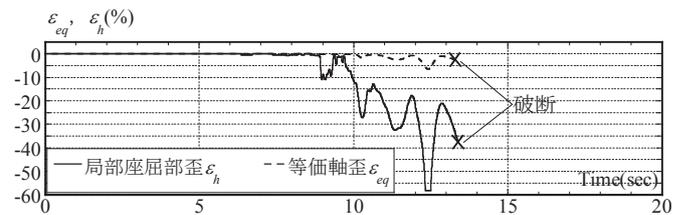


図 15 局部座屈部歪時刻歴

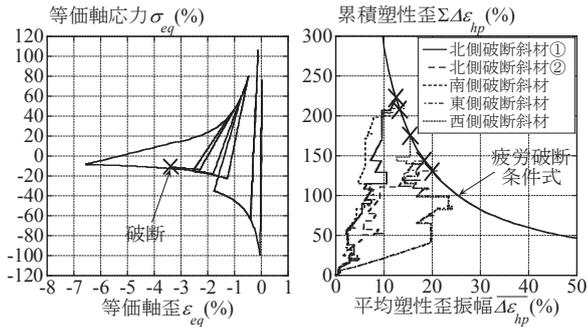


図 16 $\sigma_{eq}-\epsilon_{eq}$ 関係(8節)

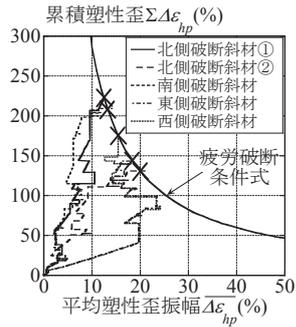


図 17 部材破断評価(8節)

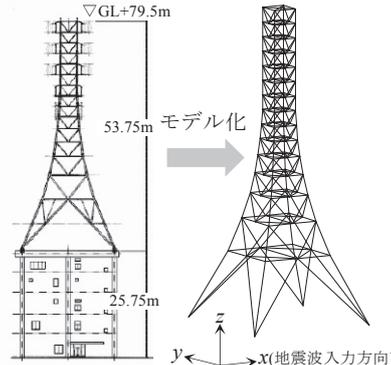


図 18 建屋付設型解析モデル

表 2 斜材諸元

節	斜材					鋼材
	外径 D (mm)	板厚 t (mm)	座屈長 L_k (mm)	細長比 λ	径厚比 D/t	
1	355.6	7.9	3769	31	45	STK540
2	318.5	6.9	6757	61	46	STK540
3	267.4	6.6	5149	56	41	STK540
4	216.3	5.8	4147	56	37	STK540
5	216.3	5.8	3630	49	37	STK540
6	165.2	4.5	3269	58	37	STK540
7	139.8	4.5	2960	62	31	STK400
8	139.8	4.5	2884	60	31	STK400
9	139.8	4.5	2881	60	31	STK400
10	139.8	4.5	2881	60	31	STK400
11	139.8	4.5	2881	60	31	STK400
12	139.8	4.5	2881	60	31	STK400
13	139.8	4.5	2881	60	31	STK400
14	139.8	4.5	2881	60	31	STK400
15	139.8	4.5	2881	60	31	STK400

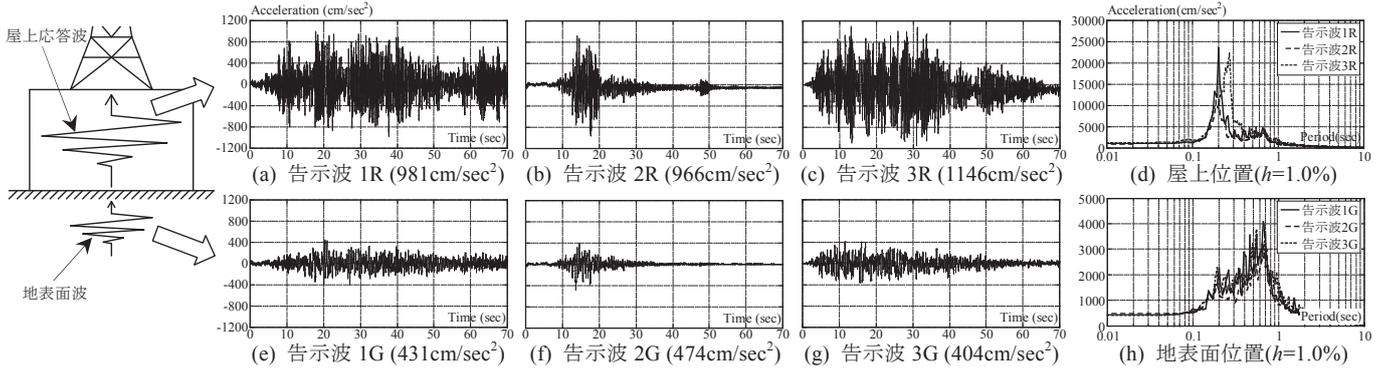


図 19 入力地震波

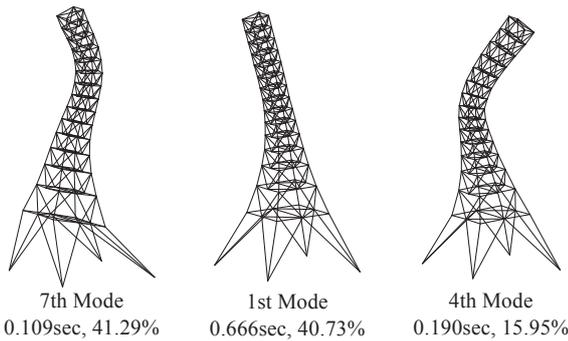


図 20 卓越固有モード

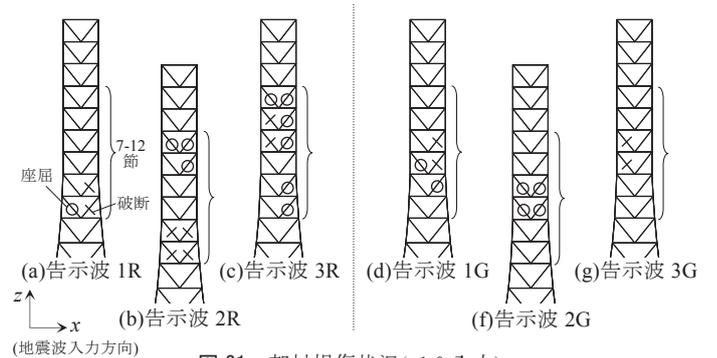


図 21 部材損傷状況(x1.0入力)

生じた 2 及び 8 節で応答が大きくなっており、特に破断を考慮したモデルで顕著である。これは斜材が破断した際に瞬間的に応力が解放されたために生じた数値であり、実際の挙動値と対応するものではない。図 13 の応答変位に関しては破断考慮・非考慮を比較しても大きな変化は見られないが、これは図 14 の時刻歴で示すように、入力地震波に抵抗する斜材が最大値を経験した後に破断し、同方向におけるその後の入力が小さいことに起因している。部材負担応力は破断後ゼロになるが、20sec 以降は入力地震波が小さいため破断なしモデルと比較しそれほどの差は生じない。図 15 を見ると、斜材が座屈した後、圧縮側に偏って大きく変形が進み、最大等価軸歪振幅で約 5%程度となっているのに対し、最大局部座屈部歪振幅は約 40%程度まで達している。図 16 に破断した 8 節斜材の等価軸応力 - 等価軸歪関係を示す。本解析では斜材の累積塑性歪及び平均塑性歪振幅を各ステップで計算し、疲労破断条件式に達した時点で破断と評価している。図 17 に 8 節破断部材における両者間関係の推移を示す。平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\epsilon_{hp}}$ が途中で減少しているのは、部材が小振幅を受けたことによる経験した振幅平均の減少によるものであるが、何れ

の部材も最終的に $\overline{\Delta\epsilon_{hp}}=10\sim 20\%$ 程度の範囲で破断に至っている。総合すると、本手法による架構の応答追跡及び部材の破断評価は現実の被害と対応しており、概ね妥当であると考えられる。

4. 建屋付設型鉄塔の耐震性能

本章では、3 章で有効性を確認した地震応答解析手法を用い、建屋屋上に設置された通信鉄塔を対象に入力波形やレベルごとに推定される損傷箇所、損傷パターンを分析する。地上自立型の鉄塔とは異なり、通信鉄塔には地震時に下部の建屋によって地震力が増幅され、より大きな地震力が鉄塔に入力される。こういった増幅効果が破断に与える影響や各部の地震エネルギー吸収性能の観点からも分析を行う。

4.1 解析モデル

対象構造物は文献 2), 17) で取扱った建屋付設型通信鉄塔とする。建屋は鉄骨鉄筋コンクリート造 5 階建て、鉄塔は高さ 53.75m 全 15 節である。図 18 に解析モデル、表 2 に座屈を考慮する斜材の諸元を示す。モデル化は鉄塔部分のみ行い、別途作成した建屋鉄塔連成モ

デルに、極稀地震動のスペクトルに適合する Hachinohe-EW, JMA Kobe-NS, 及びランダム波位相の模擬地震動 3 波より地盤増幅を考慮し作成した表層位置の波形を入力し、建屋屋上位置で得られた波形(告示波 1R~3R)¹⁷⁾を鉄塔モデルに入力することで建屋付設型を想定する。また比較のため表層位置の波形(告示波 1G~3G)²⁾を直接入力し、地上自立型鉄塔を想定した場合についても検証する。図 19 に入力地震波を示す。() 内の数値は最大加速度であり、建屋により屋上位置の入力では地表面波に対し最大加速度で 2.0~2.8 倍程度に増幅されていることがわかる。座屈部材の曲げ座屈耐力 f_c は鋼構造設計規準式(短期許容圧縮応力度)、減衰は鉄塔高さから $k=1.0\%$ ¹⁶⁾の Rayleigh 減衰とし、各部材の履歴特性、降伏応力度 σ_y 及び座屈長 L_k については 3 章に準ずるものとする。

以上のモデルに対して 3.1 と同様の固有値解析を行い、得られた卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて図 20 に示す。鉄塔頂部から全体的に倒れ込むモードと鉄塔中腹で架構全体の変形において反曲点をもつモードが支配的であり、両者とも有効質量比 40% 程度となっている。一方、図 19(d)に見るように鉄塔を支持する建屋は約 0.2sec の卓越周期を有しており、屋上鉄塔では図 20 の 4 次モードが励起されやすい構成となっている。

4.2 時刻歴応答解析による応答性状

解析の結果、地震力入力中に座屈、破断が生じた部材を図 21 に示す。各建屋付設型鉄塔 1R~3R における屋上応答波入力時の損傷部材は 7~12 節に集中しており、図 20 における 4 次モード変形の曲率変化部と対応した損傷分布となっている。地上自立型を想定した告示波 1G~3G 入力時には概ね 1 次モードに対応した損傷分布となる。図 22 に各地震波入力時の最大層間変形角を部材破断なしの場合と併せて示す。いずれの入力波とも座屈、破断が生じた節において応答が増大しているものの、斜材破断の考慮・非考慮の違いが最大層間変形角に与える影響は小さい。また、建屋付設型と地上自立型との応答レベルは入力加速度が異なるにもかかわらずそれほど変わらない。これは建屋付設型では部材の座屈、破断が生じることで卓越振動モードが長周期側に移動し、図 19(d)に示した特定の共振周期から外れたことに起因していると考えられる。告示波 1R 入力時、8 節の層間変形角時刻歴例を図 23 に示す。部材破断を考慮した場合、斜材破断後は破断非考慮モデルと比べ原点を中心に比較的小さな振幅で推移していることがわかる。

次に、余裕レベルの地震動(レベル 3 地震動)が入力された場合について考える。この際、震度 7 相当を想定し図 19 に示す波形をそれぞれ 2.5 倍したものを入力波とする¹⁸⁾。図 24 に地震力入力中に座屈、破断が生じた部材を示す。図 21 と比較すると損傷箇所は 7~12 節と同様の位置に集中する一方、座屈部材に対して破断部材の割合が大きくなっている。図 25 に各地震波入力時の最大層間変形角を示す。特に建屋付設型において告示波 1R 入力時には破断を考慮することにより応答が低減しており、告示波 3R 入力時には斜材破断節において応答が増幅している。また、告示波 2R ではほぼ変化しないことから入力波によって応答性状の違いが見られる。図 26 には告示波 1R 入力時における 8 節の層間変形角時刻歴を示す。部材破断を考慮して応答が低減する場合、先にも述べたように斜材が破断しても柱が弾性限内であれば概ね原点を中心とした振動に戻り、部材の破断が直ちに架構の不安定化を引き起こす要因にはならない

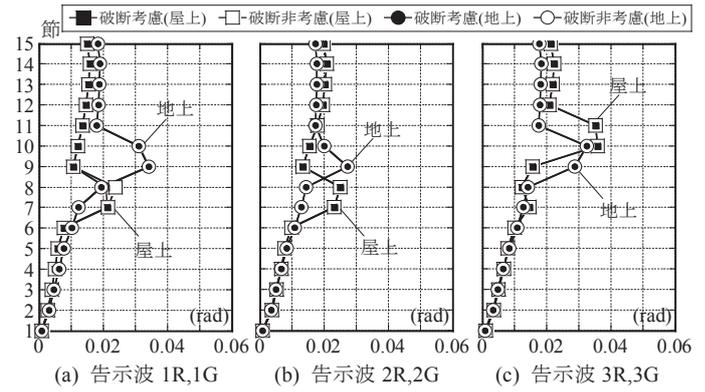


図 22 最大層間変形角(x1.0 入力)

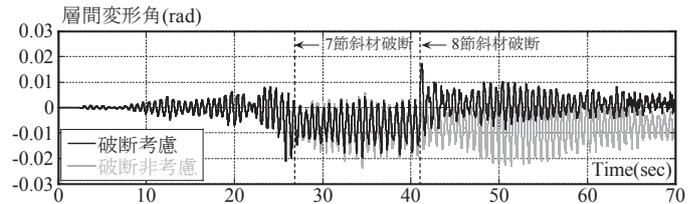


図 23 層間変形角時刻歴(8 節)(告示波 1R x1.0 入力)

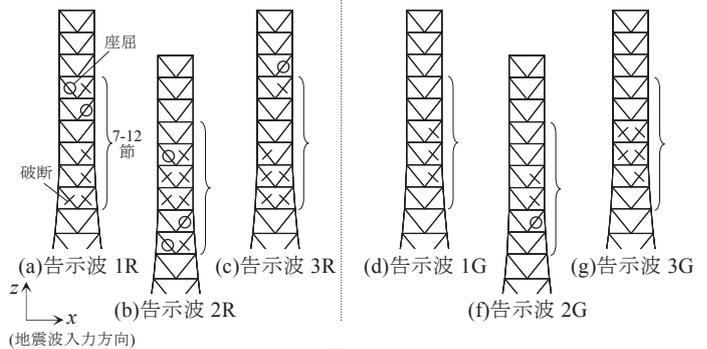


図 24 部材損傷状況(x2.5 入力)

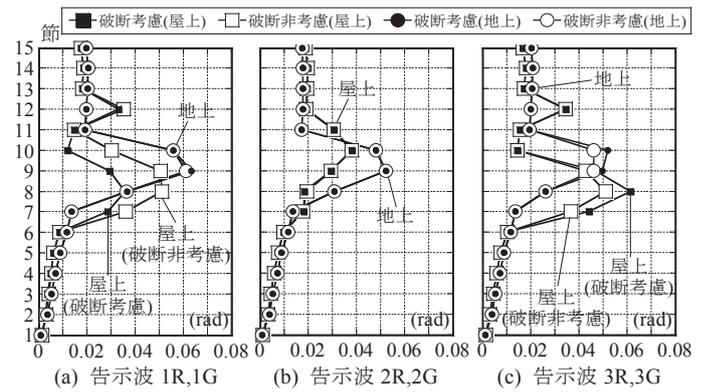


図 25 最大層間変形角(x2.5 入力)

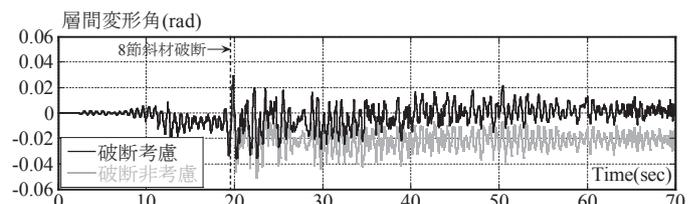


図 26 層間変形角時刻歴(8 節)(告示波 1R x2.5 入力)

場合が多い。その背景としては対象とする鉄塔の自重が比較的軽く、斜材破断と PA 効果による水平変形の増大が生じにくい点が挙げられる。

4.3 部材破断を考慮したトラス架構のエネルギー吸収性能

本節では各応答におけるトラス架構のエネルギー吸収性能を検証する。まず地震力によるエネルギー入力とそれに対する架構のエネルギー吸収量の関係について調査する。秋山ら¹⁹⁾のエネルギーの釣合に基づく包絡法に基づき、時刻 t における地震動による架構への総入力エネルギー $E(t)$ は架構のエネルギー吸収量 $E'(t)$ に等しく、 $E'(t)$ が運動エネルギー $E_k(t)$ 、減衰エネルギー $E_h(t)$ 、弾性歪エネルギー $E_c(t)$ 、及び累積歪エネルギー $E_s(t)$ で構成されると考えれば式(6)が成り立つ。

$$E'(t) = E_k(t) + E_h(t) + E_s(t) + E_c(t) = E(t) \quad (6)$$

ただし、 $E_c(t)$ の影響は極めて小さいため以降の評価では省略する。各エネルギーの算出方法については、総入力エネルギー $E(t)$ は式(7)、運動エネルギーは架構節点相対速度の自乗と節点質量の積の 1/2 の総和、累積歪エネルギーは部材の等価軸応力と等価軸歪増分の積の積分値より算出する。

$$E(t) = -\sum_{i=1}^N \int_0^t m_i \cdot \dot{x}_i \cdot \ddot{z}_0 dt \quad (7)$$

ここに、 m_i : 各節点質量、 \dot{x}_i : 各節点の相対水平速度、 \ddot{z}_0 : 地動加速度、 N : 総節点数である。

図 27 に告示波 1R を入力した際のエネルギー応答時刻歴を破断考慮・非考慮の場合について示す。両者の総入力エネルギーを比較すると、破断を考慮した場合の入力は考慮しない場合の 65% 程度になる。建屋付鉄塔のエネルギー入力量の減少は入力地震動によりばらつきはあるものの何れの場合においても見られ、部材破断が及ぼす架構の固有周期の変化によるものと考えられる。また、累積歪エネルギー E_s による吸収量は破断非考慮の場合その量は増加し続けるのに対し、破断した後はほぼ一定となることからわかる。その割合は最終的に総入力エネルギーのうち、破断を考慮しない場合は 30% 程度、考慮した場合は 20% 程度となっている。

次に、部材の累積歪エネルギー E_s の分布について検証する。図 28 に告示波 1R 入力時の各節ごとの累積歪エネルギー吸収量を示す。x1.0 入力の場合、部材破断の考慮・非考慮にかかわらずエネルギー吸収が行われる節は極めて限定的であり、x2.5 入力の場合はさらにその周辺の節へも広がるものの最終的に 7~10 節の範囲で収まっており、他の節はほとんどエネルギー吸収には寄与しない。破断を考慮すると最終的に該当節の斜材が破断に至る。図 29 に前述したエネルギーの各部材ごとの分担量を示す。x1.0 入力の場合、破断考慮・非考慮にかかわらず各節のエネルギー吸収はその節の斜材によるものであることがわかる。一方で、入力が大きき場合、破断を考慮すると非考慮の場合と異なり、水平材がエネルギーを吸収する割合が斜材とほぼ同等になる節が出始め、節のエネルギー吸収が斜材から水平材に移行する。その際、支柱材や構面材ではほとんどエネルギーを吸収しないため、斜材の破断は水平材に及ぼす負担を増大させ、水平部材の座屈や疲労破断等の損傷に発展する可能性があると考えられる。

4.4 入力エネルギーによる部材破断評価

鉄塔を設計するにあたり、部材破断を考慮した時刻歴応答解析は解析モデルによっては膨大な時間や労力を要するため、応答解析を

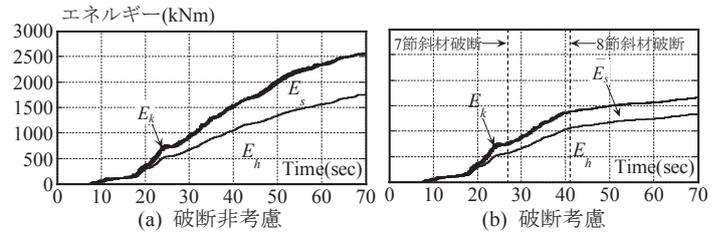


図 27 エネルギー応答時刻歴(告示波 1R x1.0 入力)

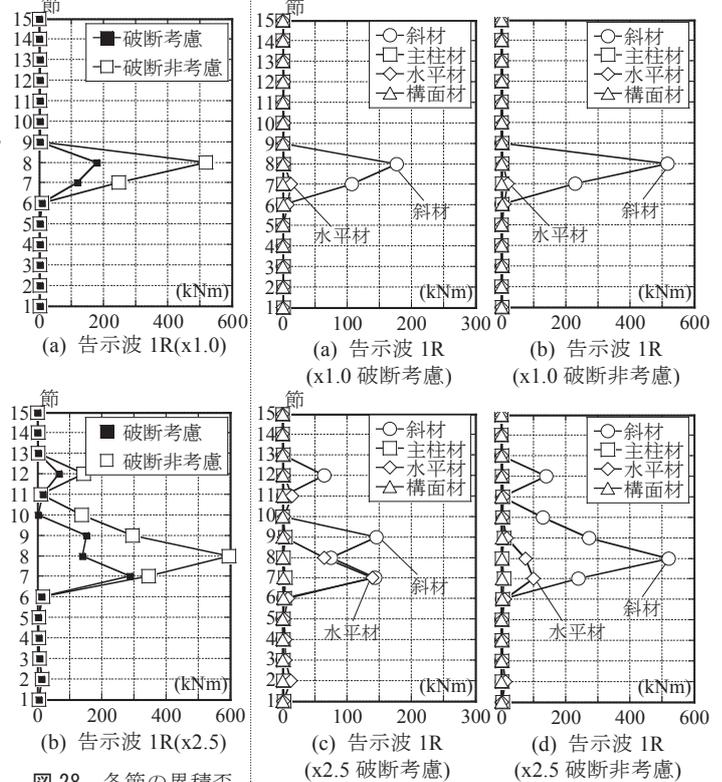


図 28 各節の累積歪エネルギー吸収量

図 29 各節の累積歪エネルギー吸収分担量

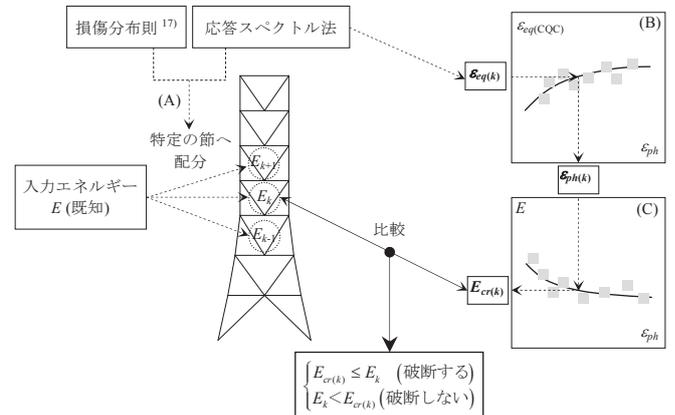


図 30 入力エネルギーによる部材破断評価概念図

実施する以前に破断が生じないおおよその部材性能を定めることができれば有用である。そこで図 30 に示すように架構に入力されるエネルギー量が得られたとき、このエネルギーを各節に分配して主にエネルギー吸収を行う斜材が破断に至るまでに吸収できるエネルギーと比較することで、部材破断発生の有無やその該当節を推定する評価手法について検討する。まず、同図中(A)の過程について検証及び評価を行う。 N 節を有する鉄塔において文献 19)における式(8)~(10)を用いて入力エネルギーを各節に分配することを考える。

$$W_{pi}/W_p = s_i p_i^{-n} / \sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n} \quad (8)$$

$$s_i = \left(\sum_{j=1}^N m_j / M \right)^2 A_i^2 (k_i / k_j) \quad (9)$$

$$p_i = \alpha_i / \alpha_i A_i \quad (10)$$

ここで、 W_{pi} : i 節の累積吸収エネルギー、 $W_p = \sum W_{pi}$ 、 n : 損傷集中度 (本モデルでは $n = 12$)、 M : 架構の総質量、 m_i : i 節の質量、 α_i : 降伏せん断力係数、 A_i : 地震層せん断力係数比、 k_i : i 節の水平剛性である。

一方で、図 28 に見るように本研究における鉄塔モデルではエネルギー吸収する節が極めて限定的であるため全節へ配分することは妥当性が低い。そこで、図 31 に示すように CQC 法²⁰⁾を用いた応答スペクトル法での応答を求め、その検定値(部材応力/座屈耐力)が 1.1 を越え、大きく損傷しやすいと判断される節にエネルギーを配分する。図 31 の例では 8~10 節となる。以下では振動モードの特定できる地上自立型を想定した評価について述べる。図 32 に分配率の評価値と地震応答解析結果例を示す。何れの入力レベルにおいても両者はエネルギー配分を限定的にすることで概ね良い対応を示す。

次に図 30 中(B)の過程について検討する。時刻歴応答解析の結果、破断と評価された部材を対象として先に述べた CQC 法より得た等価軸歪 $\varepsilon_{eq(CQC)}$ と平均塑性片歪振幅 ε_{ph} の関係を図 33 に示す。同時に各プロットを回帰した以下の式で表される曲線を示す。

$$\varepsilon_{eq(CQC)} = 0.136 \varepsilon_{ph}^{0.045} \quad (11)$$

これを用いることで CQC 法の応答評価により損傷が予想される節の部材平均塑性片歪振幅 ε_{ph} がわかり、最終的に(C)の関係から部材関係を表現した式(12)¹⁾、プロット値を式(12)に倣い同様の形で最小の破断までに吸収できるエネルギーを評価する。ただし、 $\varepsilon_{eq(CQC)}$ から ε_{ph} を求める精度は良くない。次に部材が破断に至るエネルギー吸収量について文献 8)の実験結果を参考に検証を行う。図 34 に式(4)を部材応答に適用した際の $\chi_{w(eval)}$ から算出した累積全塑性変形率

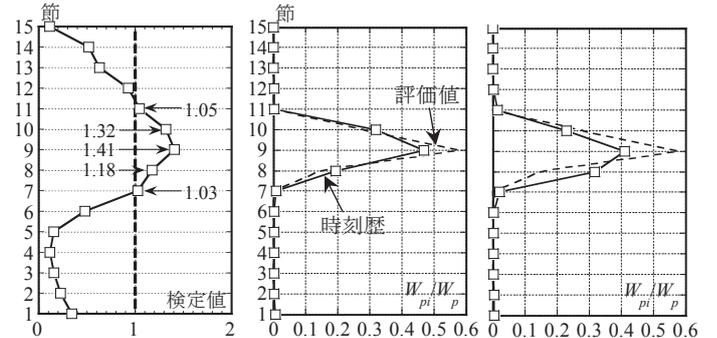


図 31 応答スペクトル法 (a) 告示波 1G(x1.0) (b) 告示波 1G(x2.5) による部材検定

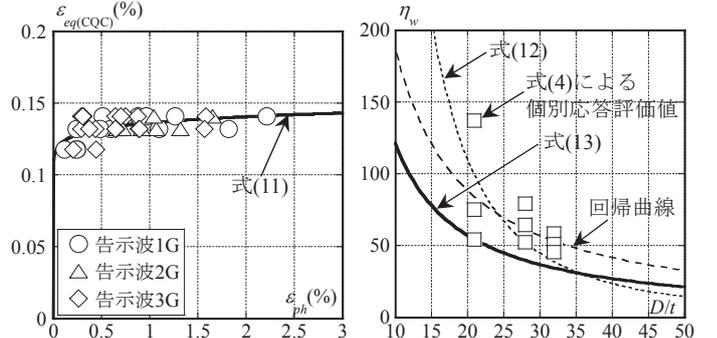


図 32 累積エネルギー吸収分担率

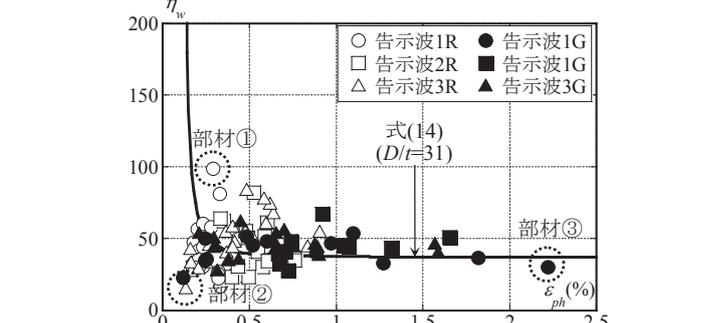


図 33 ε_{ph} - $\varepsilon_{eq(CQC)}$ 関係

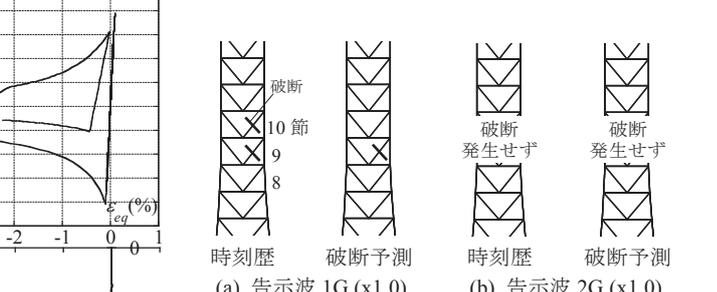


図 34 径厚比と累積吸収エネルギーの関係

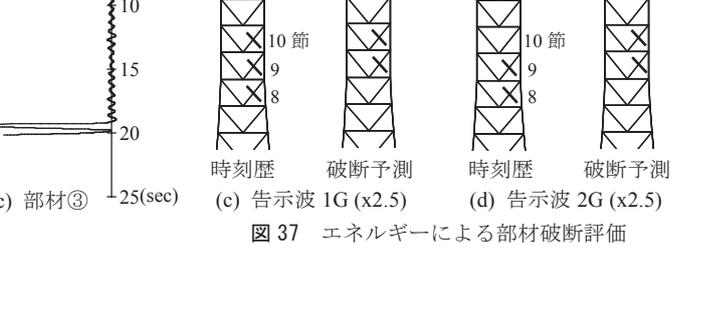


図 35 ε_{ph} - η_w 関係

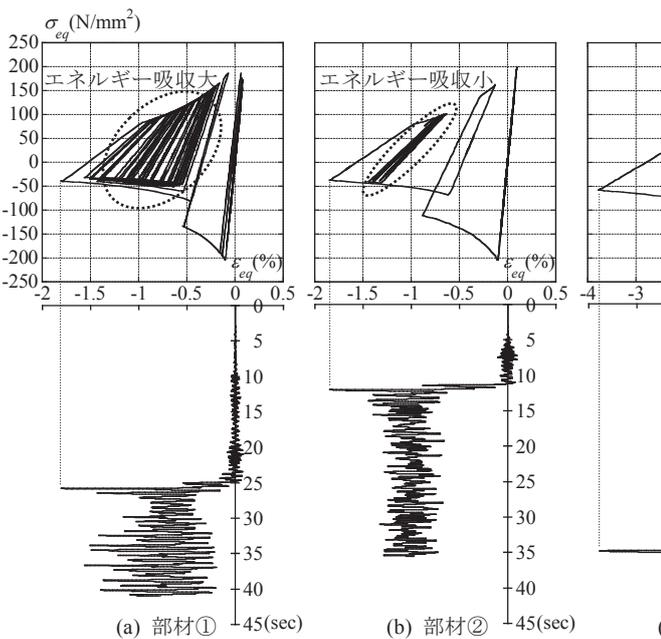


図 36 各破断部材の σ_{eq} - ε_{eq} 履歴

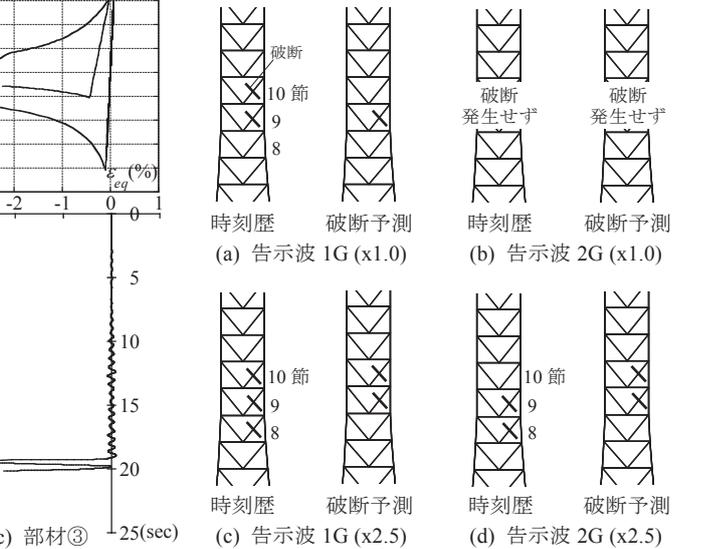


図 37 エネルギーによる部材破断評価

- 15) 日本建築学会：鋼構造設計規準—許容応力度設計法—，2005
- 16) 日本建築学会：建築物の減衰，2000
- 17) 鈴木一弁，竹内徹，大河内靖雄，小河利行，加藤史郎：塔状トラス架構の累積地震エネルギー吸収性能，日本建築学会技術報告集，第14巻第27号，pp.131-136，2008.6
- 18) 国土交通省 総合技術プロジェクト：高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発(平成17年～平成20年)報告書，2009.3
- 19) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999
- 20) 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.71-78，2004.5
- 21) T. Matsumoto, et al. : Post-Buckling Behavior of Circular Tube Brace under Cyclic Loadings, Proceedings of the International Meeting on Safety Criteria in Design of Tubular Structures Tokyo, pp.15-25, 1986.8

付録1. 歪振幅拡大係数を用いた局部歪の算出

歪振幅拡大係数 α_c の導出過程と，局部歪 ε_h の評価式の誘導については，文献(8)，(12)において既発表であるが，以下に概要を要約して示す。まず，円形鋼管ブレース全体の等価軸歪振幅 $\Delta\varepsilon_{eq}$ 及び局部歪振幅 $\Delta\varepsilon_h$ は式(付1)，(付2)の様に定義する。

$$\Delta\varepsilon_{eq} = \varepsilon_{eqm} - \varepsilon_{eq} \quad (\text{付1})$$

$$\Delta\varepsilon_h = \varepsilon_{eqm} - \varepsilon_h \quad (\text{付2})$$

ここに， ε_{eq} は全体の等価軸歪， ε_h は局部歪， ε_{eqm} は経験最大引張歪であり，いずれも引張りを正とする。

一方，歪振幅拡大係数 α_c は，座屈後履歴におけるフェーズ毎に式(付3)の様に定義される。

$$\alpha_c = \frac{\Delta\varepsilon_h}{\Delta\varepsilon_{eq}} = \begin{cases} 1 & (\text{全体座屈前：}\Delta\varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{cr}) \\ \frac{\theta_h D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta\varepsilon_{eq}} & (\text{全体座屈後：}\varepsilon_{cr} < \Delta\varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{lb}) \\ \left\{ \frac{3\sqrt{6}\phi_h}{2\pi\sqrt{\frac{D}{t}}} + \frac{\theta_h D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)} \right\} \frac{1}{\Delta\varepsilon_{eq}} & (\text{局部座屈後：}\varepsilon_{lb} < \Delta\varepsilon_{eq}) \end{cases} \quad (\text{付3})$$

ここで， α_c を用いると，局部歪 ε_h は式(付4)の様に算出できる。

$$\varepsilon_h = \varepsilon_{eqm} - \Delta\varepsilon_h = \begin{cases} \varepsilon_{eqm} - \Delta\varepsilon_{eq} & (\text{全体座屈前：}\Delta\varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{cr}) \\ \varepsilon_{eqm} - \frac{\theta_h D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)} & (\text{全体座屈後：}\varepsilon_{cr} < \Delta\varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{lb}) \\ \varepsilon_{eqm} - \left\{ \frac{3\sqrt{6}\phi_h}{2\pi\sqrt{\frac{D}{t}}} + \frac{\theta_h D}{L_k \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)} \right\} & (\text{局部座屈後：}\varepsilon_{lb} < \Delta\varepsilon_{eq}) \end{cases} \quad (\text{付4})$$

付録2. たわみ及び偏心を伴う部材の座屈耐力

部材の偏心およびたわみを考慮した場合の，部材の最大応力度 σ_{max} は式(付5)より算出される。

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} \left\{ 1 + \frac{A}{Z} \left(a \frac{P_E}{P_E - P} + e \sec \frac{\alpha L_k}{2} \right) \right\} \quad (\text{付5})$$

ここに， P は部材に作用する圧縮力， A は部材の初期断面積， Z は部材の断面係数， P_E は部材のオイラー座屈荷重， a は部材中央のたわみ， e は部材の偏心距離， L_k は部材の有効座屈長， $\alpha^2 = P/EI$ とする。

一方，座屈荷重 P_{cr} が鋼構造設計規準における短期許容圧縮応力度の β 倍となるとすると， P_{cr} は以下の式(付6)と表現できる。

$$P_{cr} = \beta \cdot \frac{1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \cdot 1.1F \cdot 1.5A \quad (\text{付6})$$

ここに， λ は部材の細長比， Λ は部材の限界細長比， F は鋼構造設計規準における鋼材の F 値である。

なお，本研究では鉄塔トラスの実被害を再現するうえで，実勢値として F 値を1.1倍している。

最大応力度 σ_{max} が降伏応力度 σ_y と一致する際に，偏心およびたわみを有する部材が座屈を生じるものと評価すると，式(付5)における部材に作用する圧縮力 P を座屈荷重 P_{cr} とおき，式(付7)の関係が得られる。

$$\sigma_y = \frac{P_{cr}}{A} \left\{ 1 + \frac{A}{Z} \left(a \frac{P_E}{P_E - P_{cr}} + e \sec \frac{\alpha L_k}{2} \right) \right\} \quad (\text{付7})$$

ここで，8節の斜材の各諸元値は， $\sigma_y = 1.1F = 259 \text{ N/mm}^2$ ， $A = 1.49 \times 10^3 \text{ mm}^2$ ， $Z = 4.98 \times 10^4 \text{ mm}^3$ ， $I = 3.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$ ， $P_E = 378 \text{ kN}$ ， $L_k = 0.9L = 0.9 \times 4800 = 4320 \text{ mm}$ とし，鉄骨製作精度管理値及び図8の接合部納まりより， $a = e = 3/1000L$ を代入すると， $\beta = 0.65$ が得られる。

(2011年1月24日原稿受理，2011年7月20日採用決定)