

立体トラス架構の損傷制御設計に関する基礎的研究

A BASIC STUDY ON DAMAGE-CONTROLLED DESIGN CONCEPT
FOR TRUSS FRAME STRUCTURES竹内 徹^{*1}, 小河利行^{*2}, 鈴木達人^{*3}, 熊谷知彦^{*4}, 山形智香^{*5}

Toru TAKEUCHI, Toshiyuki OGAWA, Tatsuto SUZUKI, Tomohiko KUMAGAI and Chika YAMAGATA

Truss frame generally have to be designed elastically even against large seismic force, because of fragile characteristics led by member buckling. However, designing truss structures elastically against large earthquake is not economic, not elegant in design, and remaining risks for fragile collapse in the event of seismic level exceeding the design criteria. In this paper, damage controlled design for truss frame structures using energy dissipation members in critical positions are discussed. A detailed design applying this concept to space truss roof for school gymnasium is studied, and their performances and simple estimation methods for seismic response are discussed.

Keywords : *Damage Controlled Design, Vibration Control, Equivalent Linearization, Elasto-plastic Damper*

損傷制御設計, バッシブ制振構造, 等価線形化法, 弾塑性ダンパー

1. 序

柱梁より構成されるモーメントフレームにおいて梁端部に塑性ヒンジを発生させ、長周期化とエネルギー吸収効果により地震応答を低減させて設計を行う弾塑性耐震設計は、わが国において極めて一般的に行われている。一方、空間構造や産業構造物で多用されるトラス架構では、各構成部材が個材座屈による不安定な履歴応答を示すために、想定される設計荷重に対して弾性範囲内で設計されることが多い。しかしトラス架構を、極めて稀に生じる地震入力に対しても弾性設計することはしばしば不経済となり、さらに地震入力が想定レベルを上回った際には座屈を伴う不安定崩壊を生ずる危険性を孕んでいる。

近年、モーメントフレームにおいては、主構造に各種の制振部材(ダンパー)を付加し、この部位に損傷を集中させて、極めて稀に生ずる地震入力に対しても主構造を弾性に留める損傷制御設計の考え方が一般化している¹⁾²⁾。同様のコンセプトをトラス架構に応用することを考える。すなわち、最も軸力が集中する部位に安定した履歴特性を有するエネルギー吸収部材を配置し、この部材を早期に降伏させることによって他の部材を座屈させることなく安定した全体崩壊形を形成させる(図1)。この考え方により、地震入力がクリティカルとなる立体トラス架構に関しても、各部材を細く、経済的に設計することが可能となり、かつ地震入力が想定レベルを上回っても安定した応答性状

を確保することができると考えられる。

このような考え方のトラス構造としては、図2に示すような幾つかの形式が考えられる。同図中(a)は、ある程度の弾性変形性能を有するトラス架構の相対変位発生区間に軸降伏履歴型制振部材を配し、制振部材を早期に塑性化させることにより地震応答をトラス架構の部材座屈が生じる応力以下に制御する方法である。これはトラス架構と制振部材が並列に配置されている形式で、モーメントフレームの損傷制御構造と同様の構成となっている。これに対し図2(b)はトラス柱の弦材を履歴型制振部材に置き換えたもので、トラス柱は両端の弦材の降伏により、塑性ヒンジを形成し、安定した崩壊メカニズムを構成す

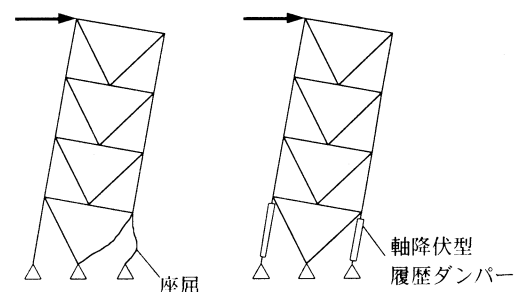


図1 トラス架構における損傷制御設計

*1 東京工業大学建築学専攻 助教授・博士(工学)

*2 東京工業大学建築学専攻 教授・工博

*3 新日本製鐵株式会社 マネージャー・工修

*4 東京工業大学建築学専攻 助手・博士(工学)

*5 東京工業大学建築学専攻 大学院生

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

Manager, Nippon Steel Corporation, M.Eng.

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

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

ることができる³⁾。この形式では、トラス架構とダンパー部材が直列配置されているモデルと捉えることができる。同様の考え方が、図2(c)のように、弦材の代わりに斜材をダンパー部材に置き換えた形式においても成立する。図2(b)ではトラス柱に対しては制振部材が直列に配置されているが、さらに両端のトラス柱が弾性剛性を並列に付加しており、直列配置の外部に並列ばねが配置されたモデルと考えることができる。

以上の様な制振部材を配置したトラス架構の研究は屋根架構を始めとして幾つかの研究がある。例えば和田、佐伯⁴⁾は自動ラック向けトラス架構の接合部に引張り方向のみ履歴ダンパーとして機能するベースプレートを設置し、地震応答の低減を図っている。また、藤田、岩田⁵⁾は平板状の立体屋根トラスの屋根構面内に制振部材を配置し、応答低減効果の検討を行っている。しかしながら、図2各図に示すような制振トラス架構を系統的に整理し、設計法について検討した例は見られない。そこで、本研究ではまず最も基本的な並列形式である図2(a)のトラス架構を具体的に設計し、個材座屈を考慮した時刻歴応答解析により、制振部材の導入による地震応答低減効果を確認するとともに、等価線形化手法を用いた簡便な応答評価法の精度についての検討を行う。さらに、同架構を用いて実際の建物を設計、建設し、制振部材のディティールを含めた加工性、施工性の検証を行う。

2. 並列形式架構の動的特性

2-1 解析モデル

図3に検討対象とする履歴型ダンパー付立体トラス架構を示す。検討モデルは、学校体育館を想定したスパン32m、桁行き38mの立体トラス架構である。屋根だけでなく、支持架構も立体トラスにより構成されており、スパン方向は主に門型の立体架構により水平力に対する剛性および耐力を負担するが、妻面のみに制振ブレースを挿入することが可能となっている。建物形状は妻面の履歴型制振ブレースの有無により区別し、以下、主架構のみのモデルを“F-model”，制振ブレースを有するモデルを“B-model”と呼ぶ。

図4(a)に制振ブレースの想定部材を示す。想定部材は、弾性体として挙動する鋼管ブレース部と、エネルギー吸収を行う座屈拘束された塑性化部を直列に接続した部材を想定する。塑性化部は、制振ブレース全体の長さの20%とする。解析では、これを制振ブレース全体の軸剛性 K_d と降伏軸力 N_y が等価な円形鋼管に置換する(図4(b))。まず、想定した制振ブレース全体の軸剛性 K_d と降伏軸力 N_y を(1),(2)式より求める。

$$1/K_d = 1/K_E + 1/K_P \quad (1)$$

$$N_y = \sigma_y A_p \quad (2)$$

ただし、

$$K_E = EA_E/L_E \quad (3)$$

$$K_P = EA_P/L_P \quad (4)$$

A_E : 弾性部の断面積, A_P : 塑性化部の断面積, L_E : 弾性部の長さ
 L_P : 塑性化部の長さ, E : ヤング率, σ_y : 降伏応力度

等価ブレースの断面積 A'_p , 降伏応力度 σ'_y は(5),(6)式より求まる。

$$A'_p = K_d L_d / E \quad (5)$$

$$\sigma'_y = N_y / A'_p \quad (6)$$

ここで、 L_d は制振ブレース全体の長さを表す。

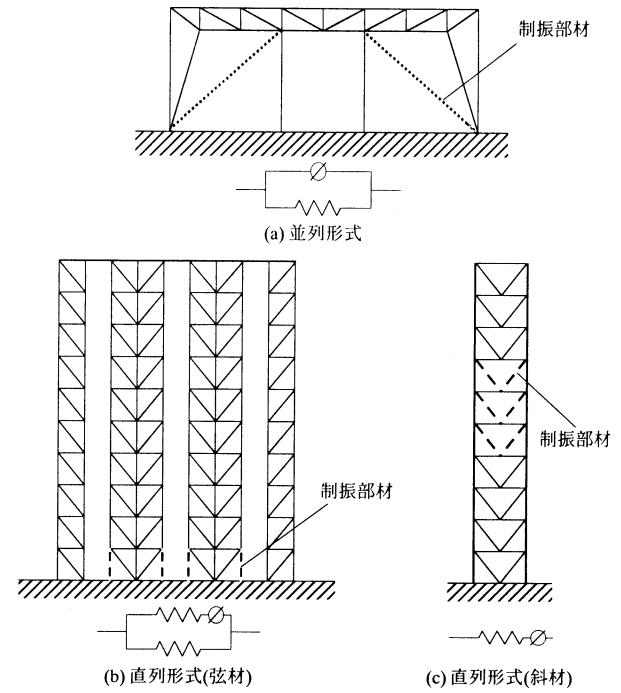


図2 損傷制御設計トラスの形式

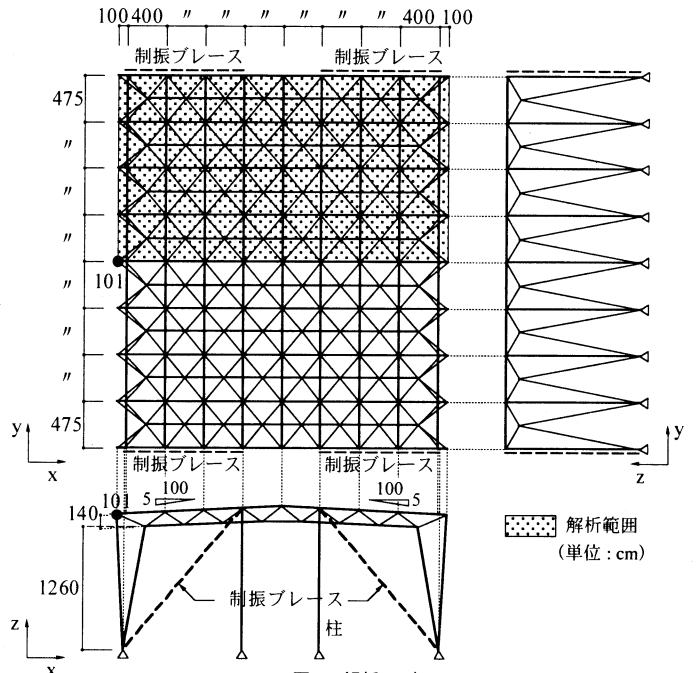


図3 解析モデル

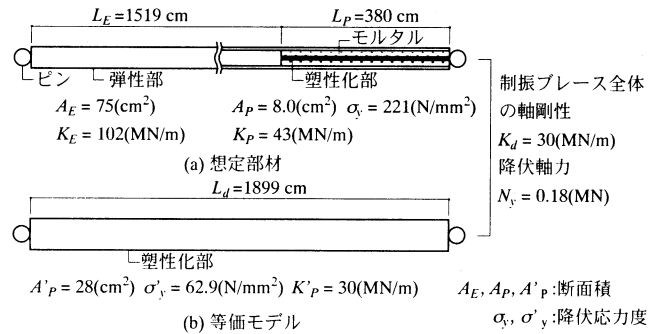


図4 制振ブレースのモデル化

表1に架構の部材諸元を示す。部材断面は次節で述べる固定荷重に対し、建築基準法によるベースシア0.2の許容応力度設計を行い決定した。

2-2 解析方法

解析方法は、幾何学的非線形および材料非線形を考慮した部材要素モデルによる静的弾塑性増分解析(以下、静的解析)および時刻歴応答解析(以下、動的解析)とする。解析モデルの構成部材は円形鋼管とし、曲げに対し3次の変位関数を持ち、応力積分点を32点有する線材要素を用いる⁶⁾⁷⁾。又、制振ブレース以外の各部材は中間節点を設けることにより、弾塑性座屈を追跡できるようにしている。部材の材料特性はbi-linear型を仮定し、降伏後の二次勾配は弾性勾配の1/100とする。立体トラスの固定荷重は、屋根荷重1.0kN/m²、壁荷重0.6kN/m²とする。境界条件は柱脚でピン支持とする。解析では対称性を考慮し、全体の1/2モデルを用いる。

静的解析では、屋根面の各節点到固定荷重に比例した分布荷重を水平x方向に作用させ、荷重変位関係の最初の極限点を座屈点と見なす。動的解析では、各節点の質量にx方向の地動加速度を乗じた荷重を各節点に入力し、直接積分法により時刻歴応答を計算する。数値積分法としてはNewmark β法(β=1/4)を用い、解析時間刻みΔtは0.005秒、解析時間は80秒とする。荷重入力方法は、t=0.0~0.5秒の間に固定荷重を加え、その後1.5秒間荷重を固定し、静的釣り合いを得た後にt=2.0秒において地震動を加える。減衰はRayleigh型とし、減衰定数hは、t=0.0~2.0秒では100%(臨界減衰)とし、t=2.0秒以降では1次と2次の固有モードに対し2%とする。入力地震波は最大加速度を250cm/s²、500cm/s²に基準化した人工地震波BCJ-L2, EL Centro NS, Hachinohe NSの3波とする。

2-3 固有振動特性

図5に各モデルの有効質量比分布と固有周期、及び1次固有モード図を示す。F-model, B-model共に1次モードの有効質量比が支配的であり、モード形状は共にF-model, B-model共に屋根がスウェイする形状となる。また、それぞれの1次固有周期は、F-modelで0.943秒、B-modelで0.429秒となる。

2-4 立体トラス架構の地震応答性

図6に最大加速度を250cm/s²に基準化した入力地震波の加速度応答スペクトルと、これをモデル化した基準化応答スペクトル⁸⁾との対応を示す。基準化応答スペクトルは、(7),(8)式で表される。減衰による応答低減率 D_h ⁹⁾は(8)式を使用する。また、入力500cm/s²に対応する基準化応答スペクトルは、250cm/s²の加速度応答スペクトルを2倍にして用いる。

$$S_A = \begin{cases} 250D_h & (0 < T < 0.04) \\ 250D_h(T/0.04)^{\log 3 / \log 4.5} & (0.04 \leq T < 0.18) \\ 750D_h & (0.18 \leq T < \pi/6) \\ 125\pi D_h / T & (\pi/6 \leq T < 5) \\ 100\sqrt{5}\pi / T^{3/2} & (5 \leq T < 10) \end{cases} \quad (7)$$

T: 固有周期 (s)

$$D_h = \sqrt{(1 + \alpha h_0) / (1 + \alpha h_{eq})} \quad (\alpha=75(\text{BCJ-L2}), \alpha=25(\text{観測地震波})) \quad (8)$$

B-modelの1次固有周期は加速度応答一定領域に、F-modelの1次固有周期は速度応答一定領域に位置している。静的解析により得ら

表1 部材諸元

部材	弦材	斜材	つなぎ材*	柱	制振ブレース (等価モデル)	
外径	d_f (cm)	21.63	11.43～16.52	23.58～23.97	21.63	80.00
内径	d_s (cm)	20.47	10.53～15.52	22.86～22.95	19.09～20.47	79.78
断面積	A (cm ²)	38.36	9.81～25.16	26.12～37.56	38.36～81.23	28.08
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	2126	153～808	1770～2587	2126～4226	22026
降伏応力度	σ_y (N/mm ²)	294				62.9
ヤング率	E (N/mm ²)	205940				
ひずみ硬化勾配	E_s (N/mm ²)	2059.40				

*つなぎ材は円形鋼管を断面積 A 、断面2次モーメント I が等しくなるように円形鋼管に置換した。

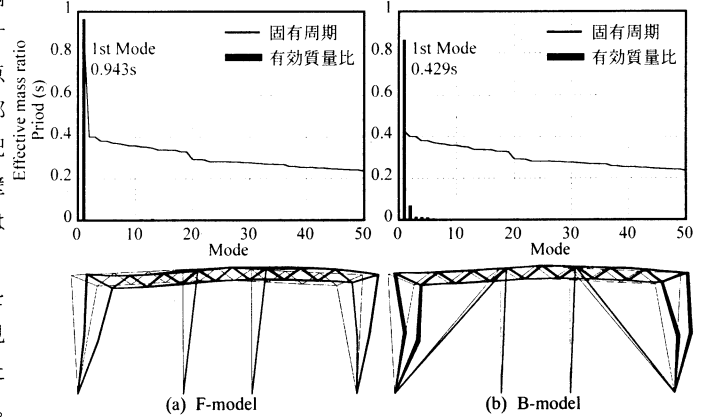


図5 有効質量比及び1次固有モード図

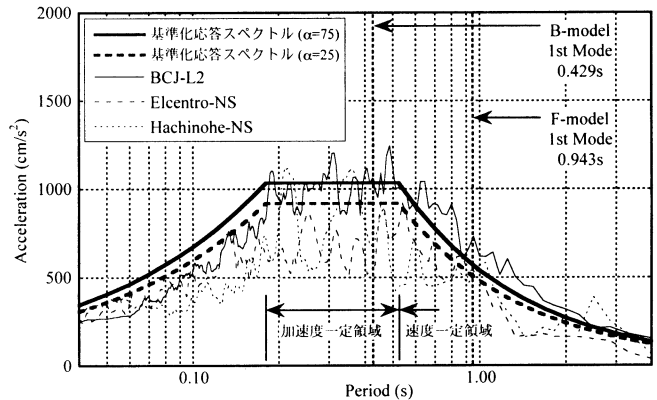


図6 加速度応答スペクトル (a_{max} = 250cm/s², h=2%)

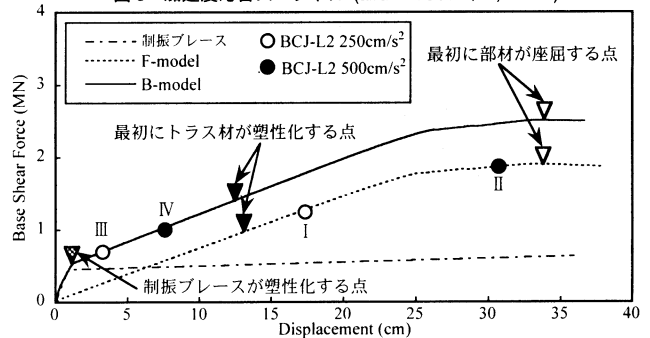


図7 荷重-変位関係(静的解析)

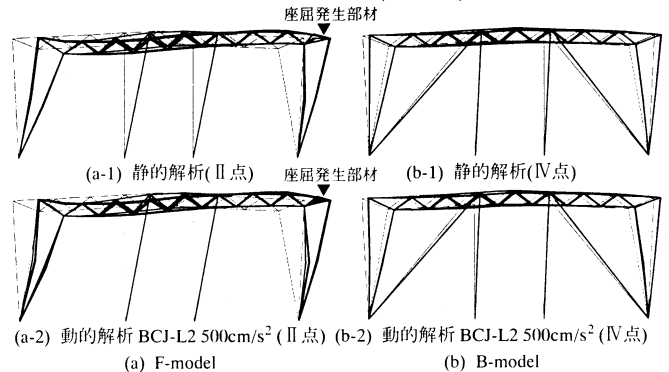


図8 変形図(変形倍率10倍)

れた水平荷重-変位関係を図7に示す。縦軸は架構全体にかかるベースシア、横軸は全節点の中で最大変位を示す点の変位である。B-modelの荷重-変位関係は、ほぼF-modelの荷重-変位関係に、制振ブレースの荷重-変位関係を加算したものになっている。これにより、門型トラスフレームと制振ブレースの並列関係が、ほぼ成立していることが分かる。

人工地震波 BCJ-L2 を入力して得られた最大応答変位と最大ベースシアを、図7の荷重-変位関係のグラフ中にプロットして示す。F-model, B-model それぞれについて、 250cm/s^2 の場合は○(Ⅰ,Ⅲ点)で、 500cm/s^2 の場合は●(Ⅱ,Ⅳ点)で示す。動的結果は静的結果の荷重-変位曲線上に位置していることが分かる。また、▼は最初に屋根トラス材が塑性化する点、▽は最初に同トラス材が座屈する点を示す。F-model では、 250cm/s^2 で部材が塑性化している(▼点を越えている)のに対して、B-model では、 500cm/s^2 でも制振ブレース以外の部材は塑性化していない(▼点を越えていない)ことが分かる。

図8に、静的解析において図7のⅡ,Ⅳ点と同等変位時の変形図と、動的解析におけるⅡ,Ⅳ点(最大変位時)での変形図を示す。変形形状は静的解析、動的解析ともほぼ同様の形状であるが、柱中間部等では動的解析の方が若干変形が大きい。これは部材中央部に設定された質量の動的応答の影響に拠るものである。

図9に BCJ-L2 入力時の 101 番節点(桁行中央端部節点)における x 方向の時刻歴応答加速度、図10に x 方向の時刻歴応答変位を示す。制振ブレースのエネルギー吸収により、B-model の最大応答加速度は、 250cm/s^2 では F-model の最大応答加速度の約 67%、 500cm/s^2 では約 63% に低減され、最大応答変位は、 250cm/s^2 では F-model の最大応答変位の約 17% に、 500cm/s^2 では約 25% に低減されている。他の地震波の場合、最大応答加速度は、 250cm/s^2 では約 79～95%、 500cm/s^2 では約 68～70% に低減され、最大応答変位は、 250cm/s^2 では約 18～21% に、 500cm/s^2 では約 25～28% に低減されている。

図11に BCJ-L2 入力時の制振ブレースの履歴ループを示す。制振ブレースの全体最大塑性率 μ は、 250cm/s^2 で約 2.9、 500cm/s^2 で約 7.4 に、塑性化部の全歪振幅 $\Delta\epsilon_a$ は 250cm/s^2 で約 0.8%、 500cm/s^2 で約 1.9% に達している。この時、累積塑性歪量は 250cm/s^2 で約 7.6%、 500cm/s^2 で約 46% となる。文献 10) より、これらの歪振幅に対応した定振幅変位下での累積限界塑性歪量は、それぞれ約 1200%、約 480% となる。これより、検討モデルにおいて制振ブレースは、 250cm/s^2 の地震には約 160 回、 500cm/s^2 の地震には約 10 回耐えられる程度の性能を有していると言える。

図12に BCJ-L2 の 500cm/s^2 の地震波を入力したときに、塑性化した部材を示す。F-model は架構の両端部の部材が多数塑性化しているのに対して、B-model は制振ブレース以外の部材は塑性化しておらず、トラス架構においても損傷制御設計が成立していることが分かる。なお、本検討では 1/2 モデルを使用しているため、屋根の振れ応答を評価していない点に留意する必要がある。

3. 応答低減効果の評価

トラス架構の損傷制御設計を行うにあたっては、上記のような詳細な数値解析を用いずとも、簡便に応答評価が行えることが望ましい。そこで、重層架構で検討が進んでいる等価線形化手法を応用し、制振ブレースの付加による加速度応答低減率と、変位応答低減率の予測を

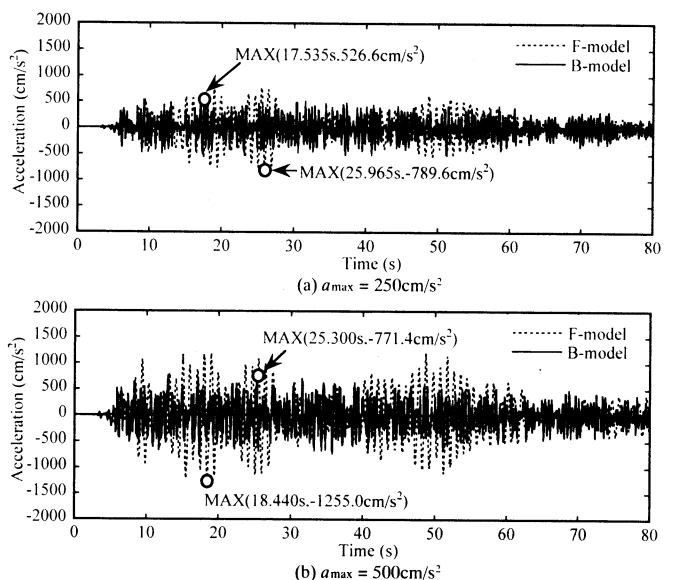


図9 x方向時刻歴応答加速度 (BCJ-L2, 101 番節点)

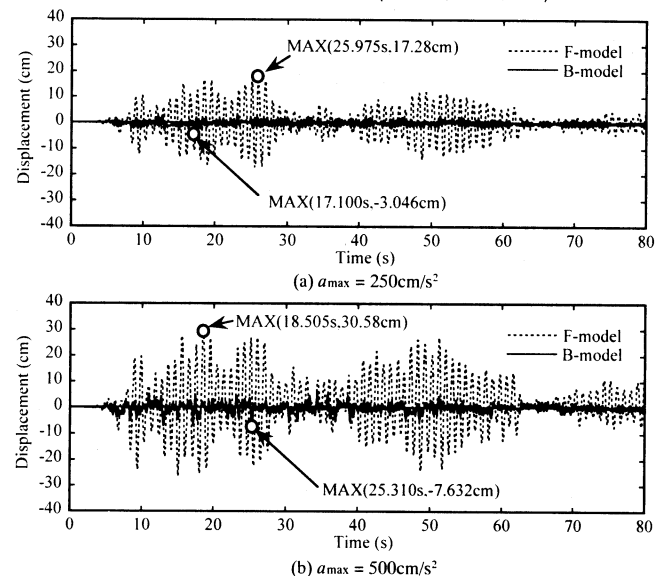


図10 x方向時刻歴応答変位 (BCJ-L2, 101 番節点)

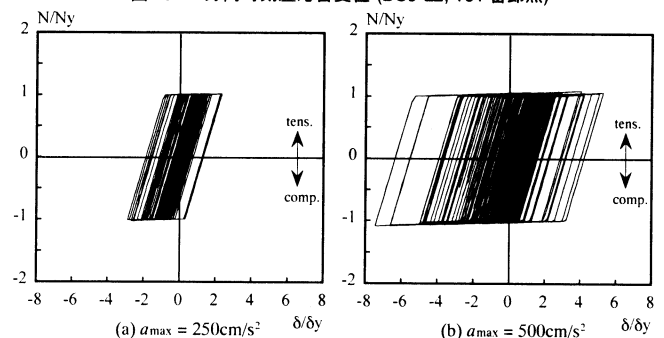


図11 制振ブレースの履歴ループ (BCJ-L2)

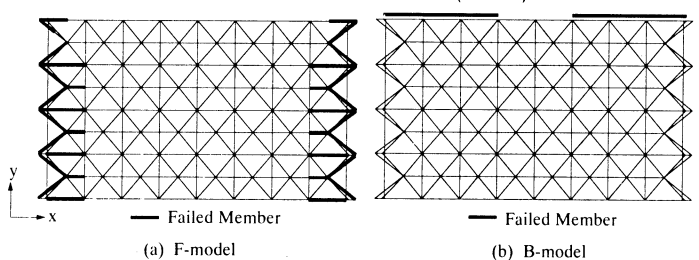


図12 塑性化した部材 (BCJ-L2, $a_{\text{max}} = 500\text{cm/s}^2$)

試みる。F-modelとB-modelの固有周期が存在する領域により、以下のCase.1, Case.2に分けて検討する。ここで $a_{\max}, a_0$ はそれぞれ、B-model, F-modelの最大応答加速度、 $\delta_{\max}, \delta_0$ はそれぞれ、B-model, F-modelの最大応答変位を表す。

Case.1: 加速度応答スペクトル一定領域

F-modelとB-modelの固有周期が、加速度応答スペクトルが一定の領域に存在するとき、加速度応答低減率 $a_{\max}/a_0$ 、変位応答低減率 $\delta_{\max}/\delta_0$ は単純に次の(9)、(10)式で求められる。

$$\frac{a_{\max}}{a_0} = D_h \quad (9)$$

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_0} = D_h \left(\frac{K_f}{K_{eq}} \right) \quad (10)$$

ここで、 K_f : F-modelの剛性、 K_{eq} : 等価剛性である。

一方、笠井、伊藤⁹⁾は周期変化に伴う変位応答を平均化する目的で、 $\delta_{\max}/\delta_0$ を(11)式で与えている。

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_0} = \sqrt{\frac{K_f}{K_{eq}}} D_h \frac{\sqrt{K_f/K_{eq}} + 1}{2} \quad (11)$$

Case.2: 速度応答スペクトル一定領域

F-modelとB-modelの固有周期が、速度応答スペクトルが一定の領域に存在するとき、 $a_{\max}/a_0, \delta_{\max}/\delta_0$ は次の(12)、(13)式で表現できる。

$$\frac{a_{\max}}{a_0} = D_h \sqrt{\frac{K_{eq}}{K_f}} \quad (12)$$

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_0} = D_h \sqrt{\frac{K_f}{K_{eq}}} \quad (13)$$

本論ではCase.1, Case.2において、等価剛性比 K_{eq}/K_f 、等価減衰定数 h_{eq} は以下の式を使用する⁹⁾¹¹⁾。

$$\frac{K_{eq}}{K_f} = 1 + \frac{K_d}{\mu K_f} \quad (14)$$

$$h_{eq} = h_0 + \frac{2(1 + K_d/K_f)}{\pi \mu} \ln \frac{\mu + K_d/K_f}{(1 + K_d/K_f)^{1/(1 + K_d/K_f)}} \quad (15)$$

K_d : 制振ブレースの剛性、 K_f : F-modelの剛性、 μ : 制振ブレースの塑性率、 K_{eq} : 等価剛性、 h_0 : 構造物の減衰定数
 δ_0 を、基準化加速度応答スペクトルより求め、仮の μ を計算し、(9)～(15)式を繰返すことにより、 $\delta_{\max}$ を収斂させる。一方、Case.2において、(15)式を(16)式で近似することにより、収斂計算を行うことなく(17)式より μ を得られる手法が、筆者ら¹²⁾¹³⁾によって示されている。

$$h_{eq} = a \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \left(\frac{K_d}{K_f} \right)^b \quad (a=0.115, b=0.55) \quad (16)$$

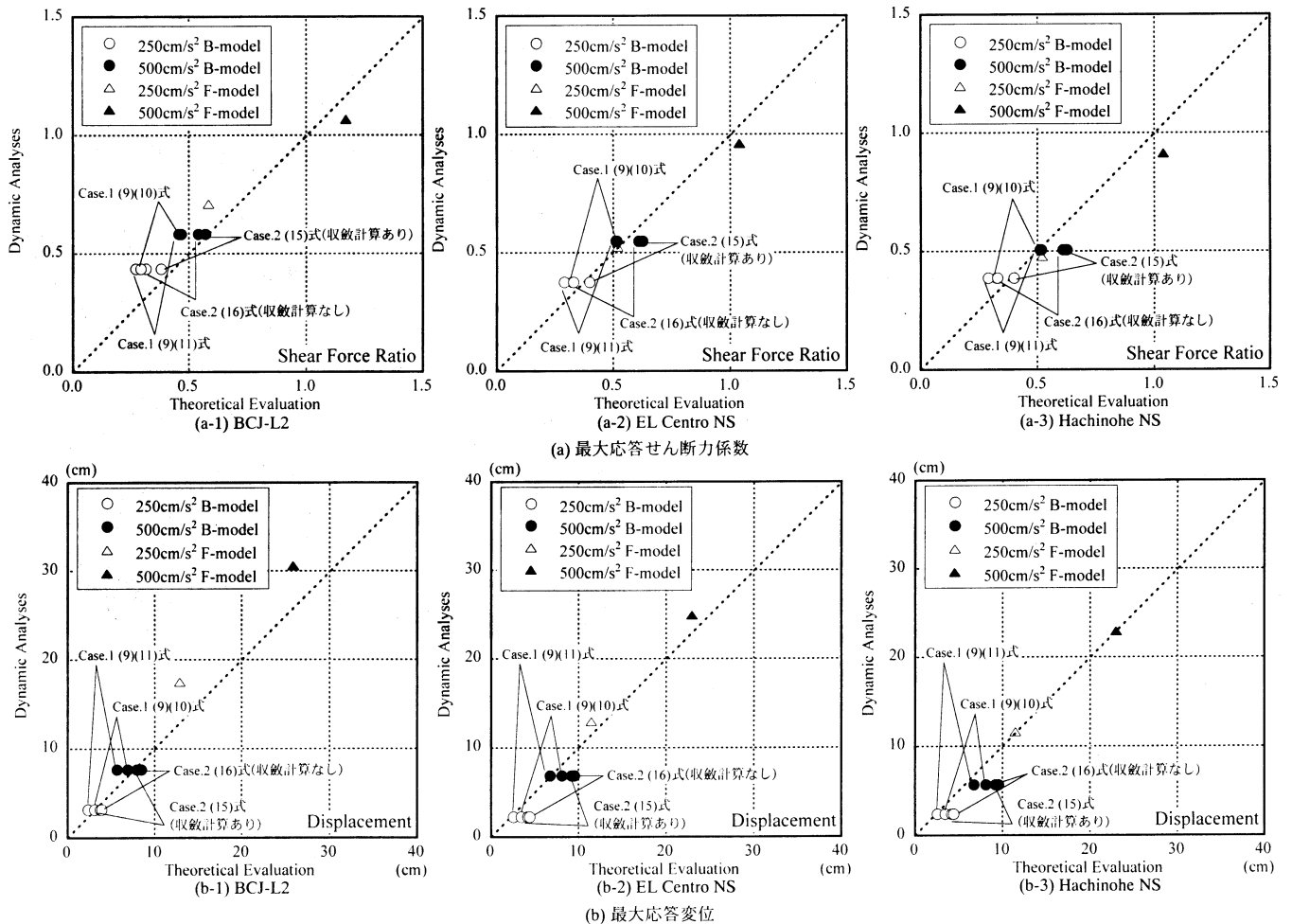


図 13 動的解析結果と予測値の比較

$$\mu = \frac{\gamma + \sqrt{\gamma^2 + 4(1 + a\alpha\beta^b)(a\alpha\beta^{b+1} + (1 + \alpha h_0)\mu_f^2)}}{2(1 + a\alpha\beta^b)} \quad (17)$$

ここで、 $\beta = K_d/K_f$ 、 $\gamma = \beta - a\alpha\beta^b + a\alpha\beta^{b+1}$ 、 $\mu_f = \delta_0/\delta_y$ 、 δ_y ：制振ブレースの降伏軸変位とする。以下、これら種々の評価式の精度に付いて検証を行う。

図13に、BCJ-L2, EL Centro NS, Hachinohe NSの3波を入力した場合の最大応答せん断力係数と最大応答変位について動的解析結果と、応答低減予測式から求めた予測値との比較を示す。縦軸は動的解析結果、横軸は予測値である。F-modelとB-modelの固有周期は、加速度応答スペクトル一定の領域と速度応答スペクトル一定の領域にまたがって存在する(図6)。そのため、B-modelに対しては上記のCase.1, Case.2の両方について、それぞれ、Case.1では、(9)(10)式を用いた予測値、(9)(11)式を用いた予測値、Case.2では、 h_{eq} に(15)式を用い収斂計算を行って求めた予測値、 h_{eq} に(16)式を用いることで収斂計算を行わずに求めた予測値の計4通りの予測値と、動的結果を比較する。予測値の動的結果に対する精度は、Case.1の2通りの予測値、Case.2の2通りの予測値ともに、多少のばらつきはあるが、ほぼ同程度である。これは、F-modelとB-modelの固有周期が、加速度応答スペクトル一定の領域と速度応答スペクトル一定の領域にまたがって存在するためであると考えられる。したがって、今回のケースではより計算の簡単な、Case.1では(9)(10)式を用いた予測値、Case.2では収斂計算を行わずに求めた予測値を用いることが効率的であると考えられる。

4. 実構造物への適用

以上の検討を行ってきた履歴型制振ブレース付き立体トラス架構を実際に設計し、施工を行った。対象は福島県に建つ高等学校体育館であり、平面形状および架構は図3に示した検討モデルとほぼ同等となっている。屋根トラスは文献14)で報告した接合部を有する立体トラスシステムとし、屋根トラスと壁トラスの接合部には球形ノードを用いている。制振ブレースの詳細を図14に示す。平鋼芯材とモルタル充填した鋼管座屈拘束材による座屈拘束ブレースと鋼管部材を直列に接続したもので¹⁹⁾、芯材と座屈拘束鋼管は共に直列鋼管部材に固定されている。芯材の塑性変形は、片側のみに発生するため、端部のクリアランスおよびクッション材は想定される全変形量に対応できる寸法となっている。本形式を用いることにより、損傷制御トラス架構で必要となる長尺の履歴型制振ブレースを、従来の約4割の重量で製作することができる。接合部は屋根トラス側を摩擦接合、柱脚側をピン接合とした。接合部や制振部材を含む鋼材重量は約80tであり、屋根部分の面積当たりの鋼材重量は約30kg/m²、壁部分も同様であった。本重量は地震力を受けない屋根のみのトラス架構と同等の単位重量であり、自立型のトラス架構であっても、制振部材を使用することにより、最大加速度500cm/s²の地震入力に対応した耐震性能を持つ構造が、許容応力度設計と同等の鋼材重量で成立することが確認された。

架構建て方中の状況を図15および図16に示す。また、制振ブレースの建て方状況および柱脚側接合部をそれぞれ図17, 18に示す。建て方は壁トラスを仮設により建てた状態で、屋根トラスを地組みし、ブロックごとに1600kN油圧クレーンで上架し、制振ブレースを設置する手順で行った。棚足場を使用せず、高所足場と作業車での施工法を採用したため、内部の仮設構台は不要となった。架構建て方に要した

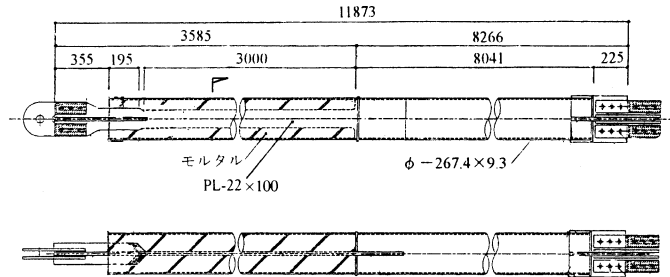


図14 制振ブレース詳細

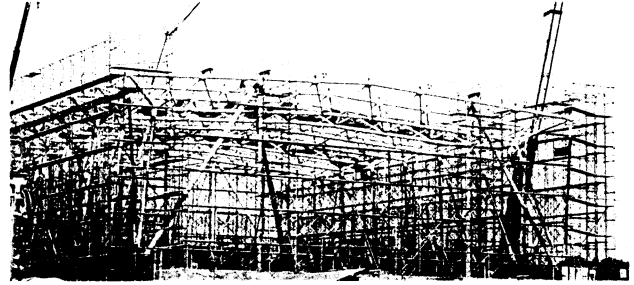


図15 立体トラス架構建て方状況（外観）



図16 立体トラス架構建て方状況（内観）



図17 制振ブレース建て方状況



図18 制振ブレース柱脚側接合部

期間は、塗装のタッチアップを含めて1ヶ月弱であり、通常の鉄骨架構と比較しても標準的なものとなっている。

5. 結

本研究では、立体トラス架構に履歴型制振部材を付加することにより、損傷制御設計の概念を提示し、その形式を示した。又、代表的な形式の具体例として、学校体育館を想定した自立型立体トラス架構に制振ブレースを付加した場合の地震応答性状を、静的弾塑

性座屈解析, 動的弾塑性応答解析を行い明らかにし, 制振ブレースを付加することによる応答低減効果の評価を等価線形化法を用いて検討した。以下に, 本研究で得られた知見を示す。

- (1) 履歴型制振ブレースを付加することにより, 本研究で対象とした立体トラス架構の加速度応答は65~95%, 変位応答は15~30%に低減される。応答低減効果により, 鉛直荷重を支持する立体トラス主架構は極めてまれに生ずる地震動に対しても弾性域にとどまり, 学校体育館規模の自立型トラス架構においても, 損傷制御設計が可能であることが示された。
- (2) 制振ブレースの付加による加速度応答低減率 $a_{\max}/a_0$, 変位応答低減率 $\delta_{\max}/\delta_0$ は, 等価線形化法によりおおむね予測可能である。制振ブレース付加前後の架構の固有周期が, 加速度応答スペクトル一定の領域に存在すると仮定したときは(9)(10)式を用いることで評価できる。又, 速度応答スペクトル一定の領域に存在すると仮定したときは(12)(13)(16)(17)式を用いることで, μ の収斂計算を行わずに予測することが効率的となる。
- (3) 検討に基づき, 制振ブレースを用いた損傷制御型立体トラス架構を実際に設計し, 施工を行った。座屈拘束ブレースと弾性軸力部材を直列接合した長尺制振部材を含め, 損傷制御型立体トラス架構は, 最大加速度500cm/s²相当の地震動に対応した性能でも, 通常の立体トラス架構と同等の鋼材量, コストおよび建て方期間で構成可能であることが確認された。

謝辞

実構造物への適用においてエーユーエム構造設計(株)千葉直氏の御協力を得ました。ここに深謝致します。

参考文献

- 1) 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 安部重孝, 川合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.10
- 2) 日本建築構造技術者協会: 応答制御設計法, 彰国社, 2000.12
- 3) T.Takeuchi and K.Suzuki: Performance-Based Design for Truss Frame Structures using Energy Dissipation Devices, Steel Structures in Seismic Area 2003, pp.55-61
- 4) 谷川充丈, 山田哲, 和田章: 弦材に応力制限機構をもつトラス柱の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.539-540, 2000.9
- 5) 藤田正則, 関戸宏幸, 岩田衛: 損傷制御構造とした軸降伏型履歴ダンパーを有する平板システムトラスに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.559, pp.165-172, 2002.9
- 6) 小河利行, 桑田真理子: 等分布荷重を受ける剛接合単層ラチスドームの弾塑性座屈解析, 計算工学講演会論文集, 第3巻第3号, pp.797-800, 1998.4
- 7) 小河利行, 熊谷知彦: 単一バルス波を受ける剛接合単層ラチスドームの動的座屈性状, 日本建築学会構造系論文集, No.552, pp.117-123, 2002.2
- 8) 建設省建築研究所: 建築研究資料 第83号 設計用入力地震動作成法, 1994.11
- 9) 伊藤浩資, 笠井和彦: 等価線形化および応答スペクトルの適用による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003.9
- 10) 中村博志, 前田泰史, 竹内徹, 中田安洋, 岩田衛, 和田章: 実大アンボンドブレースの疲労性能(その2: 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.815-816, 1999.9
- 11) K.Kasai, Y.Fu and A.Watanabe: Passive Control Systems for Seismic Damage Mitigation, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.5, pp.501-512, 1998
- 12) 竹内徹, 津曲敬, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 山田哲, 和田章: 梁端部に弾塑性ダンパーを有する制振構造の設計及び性能, 日本建築学会技術報告集, 第20号, pp.125-130, 2004.12
- 13) 竹内徹, 市川康, 中島秀雄, 笠井和彦: ダンパーが不均等配置された多層バッシブ制振構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.583, pp.115-122, 2004.9
- 14) 竹内徹, 鈴木達人, 岩田衛: 円弧板を用いた鋼管トラス接合部の力学性状に関する研究—その1 T型継手の終局耐力評価—, 日本建築学会構造系論文集, No.574, pp.121-126, 2003.12
- 15) 山形智香, 小河利行, 竹内徹, 熊谷知彦, 中川美香: 履歴型制振ブレースを有する立体トラス架構の地震応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 分冊, pp.807-808, 2003.9