鉛直過荷重時における鋼構造立体剛接骨組の不安定挙動

UNSTABLE BEHAVIOR OF SPATIAL RIGID STEEL FRAME SUBJECTED TO OVER LOAD

村本 真*, 金尾伊織**, 森迫清貴***
Makoto MURAMOTO, Iori KANAO and Kiyotaka MORISAKO

Collapse behavior of spatial rigid steel frame while vertical load at one place of the beam continues to increase gradually is investigated experimentally and numerically. The spatial frame consists of four columns and four beams. Lateral buckling of the H-shaped beam induced the collapse of frame. The tips of both square tube columns supporting the beam were drawn inward. The center of the beam was twisted and at the portion the plastic hinge was formed by weak axis bending. The torsion or sway behavior of frame was hardly observed in this study. The experimental results of small steel frames are illustrated that the numerical prediction by the elasto-plastic beam-column FEM developed by the authors has adequate precision.

Keywords : Spatial rigid steel frame, Over load, Frame instability, Lateral buckling, Elasto-Plastic Beam-Column FEM
立体剛接骨組, 過荷重, 骨組不安定, 横座屈, 弾塑性梁-柱有限要素法

1. はじめに

ドームやトラス構造においては, 想定以上の鉛直過荷重時の安全性に関して注意深く検討^(例えば, 1) ~ 3)されている. ラーメン骨組においても, 例えば施工時の偏荷重や, 多雪区域における積雪荷重の変化によって, 梁に鉛直方向に過大の荷重を受ける状況も考えられる. また, 建築の一部に吹き抜けを設けたり, 建築空間の開放性や構造躯体の軽快さを見せようとする意匠的要求から比較的細長比の大きな柱を多用する建築となることもある. 細長い部材を用いた開放的な空間を有する骨組においては, 座屈や大たわみなどが立体的なねじれ挙動を誘発したり, 骨組の sway などの不安定挙動を生じさせる可能性が考えられる. それ故, 鋼構造立体ラーメン骨組の鉛直過荷重時における骨組の全体挙動を崩壊に至るまで把握しておくことは, 安全性の議論の上で重要である.

鋼平面骨組を対象として, 中村・太田・上谷により, 局所的な鉛直過荷重を受ける小型鋼骨組模型の実験⁴⁾が行われている. また, 中村・石田・太田によって同様の鉛直過荷重を受ける骨組の数値解析的研究⁵⁾も実験に先行して行われている. しかしながら, 鉛直過荷重時における立体骨組を対象とした既往の研究は, ほとんど見当たらない.

筆者らは, 立体骨組としてのふるまいに着目し, 単層立体骨組の柱頭および梁中央に局所的過荷重を受ける構造物の挙動を文献 6) に

おいて数値解析を用いて調べた. そこでは, 載荷位置と柱脚の固定度の違いにより最終的に骨組不安定が誘発されることを示した.

本論では, まず小型立体骨組実験を行い, 数値解析による実験の予測性を検討する. その後, 鉛直過荷重時における鋼構造立体ラーメン骨組の不安定挙動を数値解析によって検討する.

2. 鋼構造小型立体骨組による実験

小型立体骨組による実験は, 1 層 1 スパンの骨組を対象とし, 梁一カ所の鉛直載荷である. ただし, 載荷位置を梁中央に設けたもの(試験体 1)と梁中央より偏心させたもの(試験体 2)の 2 つについて行った. 実験対象骨組の製作にあたっては, 事前に増分摂動法による立体梁-柱有限要素法 **FERT-3P**⁷⁾ によって数値解析を行った情報をもとに骨組寸法, 部材寸法を決定した.

実験は, 載荷される梁の大変形によって両側柱の引き込み現象を確認すること, 解析法の性能検証を行うことを目的とする基礎的実験と位置づけた. また, 試験体 2 によって, 荷重偏心が骨組の立体的挙動を変化させるかどうかを確認する.

2.1 試験体の製作と載荷ならびに計測方法

試験体寸法は, 先の事前解析のほか実験室への設置と変位計測計画の制限に適うように決定した. 断面形状については, 事前解析をもとに, 既製品寸法や京都工芸繊維大学ものづくり教育研究支援セ

* 高知工業高等専門学校建設システム工学科
助教・博士(学術)

** 京都工芸繊維大学大学院工芸科学研究科造形工学部門
准教授・博士(学術)

*** 京都工芸繊維大学大学院工芸科学研究科造形工学部門
教授・博士(工学)

Asst. Prof., Dept. of Civil Engineering, Kochi National College of Technology, Ph. D.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Design, Graduate School of Science and Technology, Kyoto Institute of Technology, Ph. D.

Prof., Dept. of Architecture and Design, Graduate School of Science and Technology, Kyoto Institute of Technology, Dr. Eng.

ンターで鋼材の切削加工が可能なサイズを制限として決定した。試験体の寸法と断面形状は以下の通りである。スパン 500mm, 階高 1000mm, 柱は□-9×9×1, 梁は H-10×8×1×1 である。柱は市販の角形鋼管を採用し, 梁は 10×8 の鋼角棒から切削加工により製作した。接合部・載荷部治具は, 藤本らが行った実験⁸⁾を参考に, 銅塊から切削・レーザー加工によって製作したもので, 柱および梁をスプリングワッシャーを介してボルト締めによって固定される。各試験体は実験毎に組み立て, 載荷台の上に設置する。載荷台は, 載荷の都合上, 試験体柱脚が床から 1300mm の位置となるよう H 形鋼を用いて作成した。載荷台と試験体の設置について図 1 に示す。柱脚は, 固定支持となるように接合部と同様の方法で固定した。載荷位置は, 試験体 1 で梁中央とするが, 試験体 2 は, 梁中央から 75mm 偏心させている。また, 製作した接合部・載荷部治具を図 2 に示す。図 2 は, 治具の見上げ図と立面図で, 一部を断面図として示している。

JIS14A, 14B に従って, 柱と梁の引張試験片を 2 体ずつ製作し, それぞれの材料特性を調べた。材料試験結果を図 3 に, 表 1 に実験から得られた材料特性について, ヤング係数 E , 降伏応力度 σ_y , 引張強さ σ_u を示す。明瞭な降伏点がない応力ひずみ関係であった。降伏点の設定にあたっては, 通常残留ひずみが 0.2% となる値を採用するが, 本実験で数値解析コードの性能検証を行うという目的もあり, 表 1 に示す値とした。梁の材料は SS400 を予定していたが, 材料試

験の結果から得た降伏応力度 σ_y が高く, 予定した鋼材とはかなり異なる。そこで, 改めて数値解析を行い, 実験が可能であることを確認した上で実験を実施した。

載荷は, あらかじめひずみを計測することによってキャリブレーションした M10 のステンレス棒を加工して載荷部治具に接続し, いくつかの種類の錘を順次載せていく方式で行う。そのため最大荷重までは計測できるが, 荷重が低下する不安定挙動を制御しながら順次計測することはできない。

変位の計測は, 試験体を囲むように設置した計測用フレームに変位計を設置し, 各頂点の変位を 3 方向にそれぞれ計測する。変形が大きい点は巻き込み変位計を使用し, 変形が比較的小さい点は一般用変位計, 変位計のワイヤーが交錯して計測が困難な点にはレーザー変位計を使用した。なお, 変位計の配置についても, 事前に行った数値解析結果をもとに決定している。図 4 には, 計測用フレームの設置と試験体の節点番号および設定した座標系を示した。なお, Z 軸は鉛直上向きに設定している。

2.2 実験結果

2.2.1 試験体 1

図 5 に荷重-変位関係を示す。(a) は載荷点, (b) は載荷点隣りの節

図 1 載荷台と試験体の設置

図 2 接合部と載荷部治具

図 3 材料試験結果

表 1 柱・梁の材料特性

	E [N/mm ²]	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]
柱	2.16×10^5	400	425
梁	1.93×10^5	750	787

点③、(c)は鉛直荷重を載荷した梁と反対側の梁の節点②の水平および鉛直方向変位を示す。載荷点では、鉛直方向変位とX方向変位が増大していくが、節点③ではY方向変位のみが大きく増大し、柱が内側に引き込まれる様子が計測されている。

載荷点の鉛直下方への急激な変形の増大とともに、直ちに骨組は崩壊した。このとき、載荷用のステンレス棒の最下部が床面に接地したので実験を終了した。載荷梁を確認すると、接合部治具のすぐ横（節点④側）で梁下側フランジが破断していた。

写真1に、実験終了時の骨組の様子を示す。載荷構面が大きく変形し、載荷構面両側の柱が載荷点に向かって内側に引き込まれてきている。また、載荷構面は前に倒れこむようにして変形し、わずかに sway の変形も示している。

2.2.2 試験体2

試験体2は、偏心荷重を与える骨組である。梁中央からの荷重偏心距離は、載荷台と試験体の位置関係（図1）から載荷に不都合が生じないように75mmとした。

図6に得られた荷重-変位関係を示す。(a)は載荷点、(b)は節点③、(c)は節点②における変位を示す。最大荷重近傍から徐々に節点③が内側へ引き込まれて行く様子が刻々と計測できている。

試験体1では、急激な変形進展の為に崩壊直前の様子を詳しく観察することができなかった。試験体2では、載荷間隔をおきながら注意深く観察・計測した。載荷点のたわみ（図6(a)のUZ）が2.5cmの頃から載荷用錘の増加によらず徐々に鉛直下方へたわみ続ける様子を観察することができた。このとき、梁は、載荷点治具と

ともに次第にねじれつつあり、横はらみを増しながら、強軸曲げから弱軸曲げに変化するようにねじれていった。その後、試験体1と

図4 試験体と計測用フレーム（見下げ図）

図5 試験体1の実験結果

図6 試験体2の実験結果

写真1 試験体1の実験最終状況 写真2 試験体2の実験最終状況

同様、载荷用ステンレス棒の最下部が床面に接地したことによって実験を終了した。

写真2に、実験終了時の最終変形を示す。試験体2では、骨組全体の sway はほとんど生じておらず、骨組は、载荷を受ける梁部材のねじれによって崩壊している。

2つの試験体から、梁に鉛直過荷重を受ける立体骨組の崩壊挙動を観察し、梁の変形進展に伴う両側柱の引き込み現象を確認した。骨組の終局状態は、梁の横はらみをともなう梁のねじれが原因となつての崩壊である。最大荷重は試験体1で746N、試験体2で815Nであった。柱が内側へ引き込まれるため、平面単純梁の载荷点にヒ

ンジが形成されるとき崩壊荷重を求めてみると、試験体1では780N、試験体2では908Nとなる。試験体2の終局状態の観察から、梁がねじれて崩壊しており、全くの強軸曲げではなく、そのような塑性崩壊荷重以前に最大荷重となる。荷重偏心によって崩壊挙動の様相に違いは、明確には見られなかった。

3. 実験による数値解析法の検証

ここで、実験結果と事前解析結果を比較する。本論で用いた数値解析法は、断面の反りによる垂直応力、要素に付随する移動座標系とそれに伴う有限回転を考慮した座標変換則を採用し、増分摂動法により定式化された立体骨組解析法 **FERT-3P**⁷⁾ である。これまでに、様々な立体骨組の数値解析^{7), 9) ~ 11)}を試みているが、ここでは、鋼立体骨組における不安定挙動の追跡性能を検証する。なお、解析法の詳細については、文献6), 12)を参照されたい。

3.1 解析モデルの概要

図7に数値解析モデルを示す。(a)の○内数字は節点番号を示し、□内数字は部材番号を示す。柱1本は4部材、梁1本は2部材として、それぞれ材軸方向に等分割している。

各要素は、断面積 A 、塑性断面係数 Z_x, Z_y 、断面2次モーメント I_x, I_y 、反り2次モーメント I_w とサンブナンのねじれ定数 K を一致させるように (b) に示す12個の集中断面積を持つ材料線要素へと離散化する。柱と梁の集中断面積、座標位置と要素分割数について表2に示す。

応力ひずみ関係は、(c) に示すバイリニア・モデルに従うものとする。ヤング係数 E 、降伏応力度 σ_y は材料実験結果から得られた表1の値を採用し、ひずみ硬化係数比 H は1/200としている。せん断弾性係数 G は、解析中一定値とし、ポワソン比0.3に対応する値とする。

図7 数値解析モデル

表2 部材リスト

断面寸法	$A[\text{mm}^2]$	$I_x[\text{mm}^4]$	$A_1[\text{mm}^2]$	$A_2[\text{mm}^2]$	$A_3[\text{mm}^2]$	$h_1[\text{mm}]$	$h_2[\text{mm}]$	$b_1[\text{mm}]$	$b_2[\text{mm}]$	要素分割数
柱 □-9×9×1	32.0	347	3.07	2.46	2.46	1.50	3.89	1.50	3.89	40
梁 H-10×8×1×1	24.0	368	2.00	0.100	3.90	4.80	9.30	1.69	2.81	20

接合部および載荷部は、剛とみなし、梁と柱の端部それぞれ1要素（要素長は全て25mmである。）において、ヤング係数 E とせん断弾性係数 G を他の要素に比べて十分に大きくする。

本論文中での数値解析は、摂動次数を2次まで、計算打ち切り誤差を20%として計算している。

3.2 実験結果と数値解析

3.2.1 試験体1

図8に試験体1の解析結果と実験結果を示す。(a)～(c)は載荷点の変位を、(d)と(e)は節点④のX、Y方向変位を示す。

事前解析による剛域のみを考慮した解析(Analysis-1)で、弾性剛性や最大荷重と最大荷重後の劣化の勾配など、数値解析の荷重減少領域を除いて、実験とほぼ同様の結果を得ている。最大荷重の実験値は746.6N、解析値は746.3Nであった。

また、若干の不整とモデルの修正を加えた解析(Analysis-2)を行った。実験では、組み立てた試験体の設置後の寸法は確認したものの、厳密な不整の計測は行っていない。特に、組み立て以前に、梁には、製作で生じたと思われるいくつかの反りや曲がりが見受けられた。また、載荷時に載荷点治具の回転を観察している。そこで、実験結果を検討し、不整を載荷点X、Y両方向に $1.0 \times 10^{-2}P$ 、材軸方向の回転自由度に $-1.0 \times 10^{-3}P$ を与えることとした。加えて、載荷点治具のアイボルトを剛体棒(実長と同じ47mm)としたモデル化を追加した。その結果、最大荷重は739.4Nに低下したものの、全体的な応答は実験結果により近づいた。

(f)には、解析による解析終了時の変形図¹⁴⁾を示す。ただし、変形図のスケールは、節点変位の最大値をもとに自動的に縮尺が決定さ

れる。そのため、2つの解析による変形の大きさを直接比較することはできない。Analysis-2では、載荷点Y方向へ不整を加えたため、節点③も同じ方向へ変形する結果となった。一方、Analysis-1の解析では、写真1に記録したような載荷点が大きく変形して梁が内側に引き込まれ、前傾している様子も確認できる。

いずれの解析でも、変位制御により解析を実行し、最大荷重以降で載荷梁に横座屈が生じてその方向へ制御が移る。

3.2.2 試験体2

図9に試験体2の解析結果と実験結果を示す。(a)～(c)に載荷点を、(d)と(e)に節点④のX、Y方向変位を示した。試験体1と同様に、剛域のみを考慮した事前解析(Analysis-1)と、若干の不整とモデルの修正を加えた解析(Analysis-2)を示した。不整は、載荷点X方向に $-1.0 \times 10^{-2}P$ 、Y方向に $1.0 \times 10^{-2}P$ 、材軸方向の回転自由度に $-1.0 \times 10^{-3}P$ を与えている。その結果、それぞれ実験結果の傾向をAnalysis-1に比べてよく予測できている。実験における最大荷重は、815.5N、Analysis-1の解析では781.3N、不整を加えたAnalysis-2の解析では791.4Nとなった。

(f)には、写真2に対応する、数値解析により得た解析終了時における変形図を示した。ただし、変形図のスケールについては、試験体1と同様であり、解析毎に縮尺が異なる。

実験で観察された梁のねじれについては、解析によっても最大荷重以降にねじれ回転角が急増する様子が捉えられている。これを図10に示した。

以上、2つの試験体の実験における数値解析から、筆者らが提案している数値解析プログラムの弾塑性不安定挙動に対する予測は、最

図8 試験体1の解析結果

図9 試験体2の解析結果

大荷重についてはほぼ予測可能であり、立体骨組全体の変形挙動についてもおおむね予測できることが確認された。

4. 鉛直過荷重時における鋼立体骨組の不安定挙動の解析

実験で観察したような不安定挙動は、実際の部材を採用した立体骨組を対象とした場合に生じるか否かについて検討する。梁に局所的鉛直過荷重を受ける鋼立体骨組の不安定挙動を、いくつかのパラメータを変化させ、これを数値解析により調べる。

ここで対象とする骨組は、文献6)と同じものを採用する。骨組形状は、スパン7m、階高3.5mである。柱脚は固定である。柱の鉛直荷重として、屋根の積載荷重 1.8kN/m^2 、躯体や仕上げ等の固定荷重 7.0kN/m^2 から算出される屋根荷重を、柱頭に4等分して与える。

柱頭に与える鉛直荷重は、それぞれ 107.87kN である。なお、以下の解析では床スラブ等の合成効果は考えない。部材は、柱が $\square\text{-}300\times 300\times 16$ 、梁は $\text{H-}350\times 250\times 9\times 14$ からなる。仕口接合部は剛であるとし、仕口接合部や剛域は考慮しない。

柱と梁の部材長3.5mを15分割を目安として均等な有限要素に分割する。また、各要素は、柱を12個、梁を10個の集中断面面積を持つ材料線要素へと離散化する。応力ひずみ関係は、バイリニア・モデルに従うものとする。ヤング係数 E は $2.05\times 10^5\text{N/mm}^2$ 、せん断弾性係数 G は $0.79\times 10^5\text{N/mm}^2$ 、降伏応力度 σ_y は 235N/mm^2 、ひずみ硬化係数比 H は $1/100$ とした。なお、せん断弾性係数は、解析中一定として変化させないものとする。

この単層立体骨組を基本モデルとして、以下では骨組崩壊に至る

図10 梁のねじれ回転角

図11 数値解析モデル

挙動の変化に着目して、

[Case1]：骨組幾何形状（柱の細長比）の異なる場合、

[Case2]：荷重に偏心がある場合、

の2つを考え、以下に検討する。

図11に、それぞれの数値解析モデルを示した。なお、[Case1]のみ、階高に応じて、柱を数部材に等分割して節点を設けた。

4.1 柱の細長比が異なる骨組

幾何形状の異なる骨組として、柱の細長比 λ をパラメータとし、細長比 λ （階高 L_c ）を、22 (2.5m)、30 (3.5m)、60 (7.0m)、78 (9.0m)、99 (10.5m)、134 (14.0m)と変化させる。基本モデル（ $L_c=3.5\text{m}$ ）は、 $\lambda=30$ である。

初期荷重（長期荷重）時に、これらの骨組の柱に生じる圧縮応力度は 92.6N/mm^2 である。 $\lambda=134$ の場合、長期許容圧縮応力度は 52.2N/mm^2 となり、長期荷重を長期許容応力度で除した検定比は1以下を満足しない。一方、 $\lambda=99$ の場合、検定比は0.77であり、 $\lambda \leq 99$ の骨組は検定比 ≤ 1.0 を満足する。なお、基本モデルにおける検定比は0.54である。

図12に解析結果を示す。(a)は、載荷点の荷重-変位関係である。 λ が22、30の場合、最大荷重以降の耐力劣化の度合いが他に比べて大きい。また、荷重は最大値を示した後、直ちに耐力劣化する。一方、 λ が60以上の場合、荷重-変位関係に急激な耐力劣化は見られない。

(b)は最大荷重と細長比の関係を示す。柱の細長比が大きくなるに連れて最大荷重が低下するが、荷重は179.6kNから150kNの範囲に納まっている。

解析から得られた骨組の最大荷重と、崩壊機構から算出される最大荷重を比較する。問題を単純にするため、載荷構面を取り出した平面骨組を考える。大変形時には、梁の変形により柱が内側に引き込まれる変形を示す。この場合柱の曲げ変形が顕著で、梁両端部の拘束度は小さく、梁両端部は塑性化しているとは考えにくい。このことから、平面骨組の梁崩壊機構ではなく、単純梁中央にヒンジが形成される崩壊機構を想定すると、その崩壊荷重は189kN（図中上実線）である。一方、梁の横座屈変形が進行し、梁中央に大きなねじれ回転が生じている場合、梁は鉛直荷重によって弱軸曲げを受けることになる。このことを考慮して、梁中央のヒンジモーメントを弱軸に関する全塑性モーメントとした場合の崩壊荷重は、119kN（図中下実線）である。立体骨組解析から得た最大荷重（179.6kN）は、単純梁中央に強軸曲げのヒンジが形成されるとききの崩壊荷重（189kN）以下であり、立体骨組においては、平面の崩壊機構から算出された予想荷重が最大荷重を下回る可能性がある。一方、梁の横座屈変形が進行したとして、梁中央の全塑性モーメントを弱軸回りの全塑性モーメントとして算定した場合の崩壊荷重（119kN）は、数値解析から得られた最大荷重よりも低い。

また、文献13)には、平面単層門形ラーメン骨組の座屈荷重を算定するため、柱頭に荷重を受ける骨組の柱材の座屈長さ係数の表が掲載されており、この座屈長さ係数を表から求め、座屈荷重を算定する方法を示している。この座屈長さ係数は、梁と柱の剛度によって求められる。詳細については、文献13)を参照頂きたい。解析対象とした骨組について、文献13)の表を用いて座屈荷重を算定すると、節点が移動しない場合は93,120kNとなり、節点が移動する場合は22,320kNとなる。載荷構面のみの平面骨組を考え、解析から得られ

図12 [Case1]の解析

た梁中央の最大荷重（179.6kN）と固定荷重（107.87kN）を加えた荷重が骨組の座屈荷重（395.34kN）だと考えると、文献13)から算出した単層門形ラーメン平面骨組の座屈荷重（93,120kN）は十分高い。なお、単純梁とした場合の弾性横座屈荷重は289kNであり、上記の崩壊荷重より高い。

(c)は載荷点の面外への横方向変位とたわみの関係である。いずれの骨組も面外変形を明確に生じ、その開始点は、載荷梁のたわみがおよそ2～2.5cmの時である。これは、スパンの1/350程度の変形であって、鋼構造における梁のたわみ制限の1/300よりも小さい。この後、梁の面外変形が急速に進展し、横座屈が発生したことがわかる。横座屈発生後、(a)における荷重-変位関係はいくらかの荷重増加はあるものの、面外変形が顕著になり、その後荷重が減少し始める。これは、梁中央に過荷重を受ける骨組の崩壊に関して、横座屈が起因していることを示している。

(d)は、荷重と載荷梁両側の節点③と④について載荷構面内の水平変位を描いたものである。骨組に明確な sway は生じず、梁中央の載荷によって、両側節点の柱が内側に引き込まれている。

4.2 荷重に偏心がある骨組

次に、荷重の偏心による挙動の変化を検討する。梁中央からの荷

(a) 荷重点の荷重-変位関係 (b) 荷重梁の面外変位-たわみ関係

(c) 節点③・④の荷重-変位関係

図 13 [Case2] の解析

重の偏心距離 e をパラメータとする。 e は、スパン L_b を用いて $L_b/16$ (44cm), $L_b/8$ (88cm), $3L_b/16$ (132cm) と変化させる。

図 13 に解析結果を示す。(a) から偏心距離の増加に伴って最大荷重が増加することがわかる。最大荷重は、 $e=132$ の偏心によって 25% 増加した。

(b) は、荷重点の面外への横方向変位とたわみ (1/140 まで) を描いたものである。梁の横座屈による面外変形が明瞭に生じるのは、たわみがおよそ 2cm の頃である。先の細長比をパラメータとした解析と同様の傾向である。一端、横座屈が生じると、たわみの増大とともに面外変形も増大する。この傾向は、荷重偏心による違いはない。

(d) には、荷重と荷重梁の両側節点③と④について荷重内の水平変位を描いている。最大荷重以前では、sway を生じようとしている様子が見受けられるが、最大荷重以降は、柱が内側へ引き込まれていく様子が描かれている。 $e=132$ では、節点④の変位に戻りを生じ最終的に柱が引き込まれている。

5. まとめ

鋼構造立体ラーメン骨組に対して、小型骨組模型実験と数値解析を行った。そこで得られた成果は、以下のようになる。

- [1] 数値解析に使用した解析コード **FERT-3P** は、過荷重を受ける小型骨組模型実験の最大荷重をほぼ予測可能である。また、立体骨組が示す不安定挙動をおおむね追跡できる。
- [2] 最大荷重は荷重梁の横座屈に支配され、梁のねじれによって決まる。

次に、数値解析によって、骨組の幾何形状 (柱の細長比) や荷重の偏心によって不安定挙動はどのように変化するかを調べた結果、以下の知見を得た。梁 1 カ所に鉛直過荷重を受ける鋼構造単層立体

ラーメン骨組について、

- (1) 崩壊挙動は、荷重梁の横座屈によって支配される。
- (2) 柱の細長比の大きい骨組に対して、最大荷重は、平面単純梁の荷重点に強軸曲げによるヒンジが形成されるときに崩壊荷重値に達せず、弱軸に曲げを受けると考えた場合との中間の値となる。
- (3) 柱の細長比によらず、荷重構面においては、柱の引き込み変形が支配的で、明確な sway は生じない。
- (4) 荷重の偏心によって、最大荷重は増加する。
- (5) 荷重の偏心がある骨組についても最大荷重は、荷重梁の横座屈によって支配される。

謝辞

本研究は、社団法人日本鉄鋼連盟・2007 年度「鋼構造研究・教育助成事業」による一般研究助成「鉛直過荷重時における立体ラーメン骨組の性能評価法」(研究代表者：金尾伊織) の助成を受けた。

試験体、材料試験片および荷重治具の製作にあたっては、京都工芸繊維大学ものづくり教育研究支援センターの技術職員の皆様に多大なご協力とご助言を頂きました。材料試験では、京都工芸繊維大学高度技術支援センター技術職員の小山清司、四方利和の両氏に協力を得ました。また、小型立体骨組実験では、京都工芸繊維大学大学院生の嶋瀬裕之、清水由起、小谷俊二、伊藤俊一の諸氏に大変お世話になりました。ここに感謝して御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 小河利行, 桑田真理子: 鉛直荷重を受ける剛接合単層ラチスドームの弾塑性座屈性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 506 号, pp.131-138, 1998.4.
- 2) 小河利行, 加藤史郎, 五十畑徹, 熊谷知彦: 荷重不整および形状初期不整を有する単層 HP シェルの座屈挙動と荷重評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 560 号, pp.139-145, 2002.10.
- 3) 倉橋 勲, 苦米地司, 永田 薫, 吹原正晃, 田邊進一, 本田明弘: 多雪区域の建設される大規模構造物の積雪荷重の検討, 構造工学論文集, Vol.44B, pp.95-100, 1998.3.
- 4) 中村恒善, 太田 修, 上谷宏二: 鋼骨組の腰くびれ横揺れ崩壊に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, No.315, pp.48-60, 1982.5.
- 5) 中村恒善, 石田修三, 太田 修: サブアッセンブリの過大な変形によって誘発される骨組の全体的崩壊挙動, 第 24 回構造工学シンポジウム論文集, pp.101-107, 1978.2.
- 6) 村本 真, 岩本圭悟, 金尾伊織, 森迫清貴: 鋼構造立体剛接骨組の過荷重時臨界挙動の解析, 構造工学論文集, Vol.53B, pp.277-282, 2007.3.
- 7) 金尾伊織, 森迫清貴, 中村 武: 一軸材料線要素からなる梁-柱有限要素を用いた鋼立体ラーメンの弾塑性挙動の解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 533 号, pp.99-106, 2000.7.
- 8) 藤本盛久, 松本芳紀: 鋼構造骨組の三次元弾塑性挙動に関する研究 その 1・三次元鋼構造骨組の骨組実験, 日本建築学会論文報告集, 第 244 号, pp.41-49, 1976.6.
- 9) 金尾 (奥田) 伊織, 森迫清貴, 中村美保, 石田修三: 弾性立体ラーメンの大たわみ挙動の解析と検証実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 510 号, pp.115-121, 1998.8.
- 10) 金尾 (奥田) 伊織, 森迫清貴, 中村 武: 一軸材料線要素からなる梁-柱有限要素を用いた H 型鋼梁の弾塑性横座屈挙動の解析, 日本建築学会構造系論文集, No.527, pp.95-101, 2000.1.
- 11) 金尾伊織, 中島正愛, 劉 大偉: 繰返し荷重を受ける H 形鋼梁の横座屈挙動と横座屈補剛, 日本建築学会構造系論文集, No.544, pp.147-154, 2001.6.
- 12) 森迫清貴, 西村 督, 金尾 (奥田) 伊織, 門藤芳樹: 立体骨組の大たわみ弾塑性解析, 最近の建築構造解析理論の基礎と応用, 日本建築学会, 応用力学シリーズ 11, 第 2 章, pp.33-64, 2004.5.
- 13) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2 章, p.31, 1996.1.
- 14) 藤井大地: EXCEL で解く 3 次元建築構造解析, 丸善, 2005.2.

(2008 年 3 月 10 日原稿受理, 2008 年 6 月 27 日採用決定)