柱脚固定された二層ブレース架構の層間変形集中に及ぼす柱材の曲げ剛性及び曲げ耐力の影響

二相系構造物の層間変形集中に対する二次抵抗要素の抑制効果について

EFFECT OF COLUMN FLEXURAL STIFFNESS AND STRENGTH ON STORY DRIFT CONCENTRATION MECHANISM OF 2 STORY BRACED FRAMES WITH FIXED COLUMN BASE

Restraint effect of sub-resistant elements on drift concentration of dual systems

木村 祥裕*, グレゴリー マクレイ**

Yoshihiro KIMURA and Gregory A. MACRAE

Columns in concentrically braced steel frames are generally designed for axial force and column moment demands do not affect the member sizes. If no column flexural stiffness is provided, a soft-story mechanism may occur in a braced frame as soon as the braces in one level reach their strength.

In a previous paper, the effect of the column flexural stiffness on two story braced frames with pinned column bases was quantified using direct mathematical formulation, frame push-over and dynamic analyses. This paper evaluates the effect of column base fixity, as well as column stiffness and strength, on drift concentration in two story braced frames.

Keywords : Concentrically Braced Frame, Drift Concentration, Inelastic Dynamic Time History Analysis,

Column Flexural Stiffness, Column Flexural Strength, Boundary Condition of Column Base

筋違構造, 層間変形集中度, 弾塑性応答解析, 柱材曲げ剛性, 柱材曲げ耐力, 柱脚支持条件

1. 序

せん断抵抗型のブレース構造物は曲げ抵抗型のラーメン構造物に比べて、高い剛性と耐力を保有することが可能である。しかし、ブレース構造物に過荷重が作用し、層剛性が急激に低下した場合、ラーメン構造物と異なり、特定の層に損傷が集中してしまう。そのため、文献1)では構造物全体に作用する水平せん断力に対して、ブレース材の負担せん断力の割合に応じて、構造物の耐力の割増を規定している。純ブレース構造物の耐力の割増は、純ラーメン構造物に対して最大1.5倍である。また、文献2)ではブレース構造物を設計する場合、ブレース構造物をブレース架構部分とラーメン架構部分に分離し、各架構の水平せん断力の負担割合を定めている。しかし、地震荷重に対して構造物に耐荷能力の余裕がない場合、ブレース架構部分が塑性化等により水平剛性を急激に喪失すると、ラーメン架構部分に応力が再配分されるため、架構に過荷重が作用し、倒壊を加速する危険がある。

阪神・淡路大地震の被害では、ブレース構造物においてブレース材や接合部に多数の損傷が見られたものの、柱材や梁材等のラーメン架構部分の損傷はあまり見られなかったことが報告されている³⁾。これは、主抵抗要素であるブレース架構部分が層剛性を喪失した後も、弾性であった二次抵抗要素が応力を負担できたためと

考えられる。一方、倒壊した構造物では、柱材がブレース構面内において、弱軸方向に配置されていたため、ブレース構面の柱材の曲げ剛性がブレース材軸剛性に比べて相対的に小さいものが多かった。そのため、ブレース架構部分の層剛性喪失後、柱材が架構の層間変形集中を抑えられなかったものと思われる。そこで、このような変形集中を抑制するための主抵抗要素と二次抵抗要素の剛性比や耐力比の関係を把握する必要がある。

水平外力に対して、異なる2つの抵抗要素を有する架構形式はDual System(二相系架構)に分類される。一般にブレース構造物は、水平外力に対して主抵抗要素であるブレース架構部分と二次抵抗要素であるラーメン架構部分で構成されるため、ほとんどのブレース構造物はこれに該当する。主要抵抗要素が層剛性を喪失した後も、二次抵抗要素が十分な水平剛性を保有していれば、構造物は水平外力に抵抗でき、倒壊等の大きな被害を回避することができる。そのため、文献4)～6)ではこのようなDual Systemを有するブレース構造物を対象として、架構の応答性状を把握するための振動実験や数値解析を行い、定性的な知見を得ている。そして、文献7)では二相系構造物の周期特性に着目し、固有周期及びエネルギー吸収能力等が異なる二つの耐震機構を有する構造物について耐震性能の評価指標を示している。

注記) 本論文の一部は参考文献16)で発表している。

* 長崎大学工学部構造工学科 助教授・博士(工学)

** ワシントン大学土木工学科 準教授・Ph. D.

Assoc. Prof., Structural Engineering, Nagasaki University, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering, University of Washington, Ph. D.

また、仮にブレース構造物内でラーメン架構部分の柱材が各層でピン接合されている場合（純ブレースの場合）、ラーメン架構部分は水平力を負担できない。そのため、作用せん断力に対して架構のせん断耐力が相対的に弱い層に層間変形が集中してしまうことを指摘している⁸⁾。すなわち、例えば、ブレース材のエネルギー吸収能力が優れており、塑性化後も耐力劣化を生じないとしても、層剛性が0になれば、層間変形集中を生じてしまう。

文献9)では、構造物の特定層の損傷集中を抑制するために、架構内に弾性柱材の配置が有効であることを示している。このように、柱材にもある程度の曲げ抵抗が必要であることは明らかであるが、一般にブレース構造物ではラーメン架構部分の負担せん断力の割合はブレース架構部分に比べて小さいことから、柱材の断面は曲げモーメントよりも軸力に対して規定されることが多い。中高層ブレース構造物の場合、梁材は柱材に剛接合されており、ブレース材に加えて、剛接合ラーメン架構としても地震外力に抵抗するものの、二層ブレース構造物のような低層の場合、柱材に対して梁材はウェブボルト接合のみで、ピンに近い状態で接合されていることが多く、二次抵抗要素は柱材のみとなる。

そこで、文献10)では二層ブレース構造物を対象として、このような層間変形集中に対する柱材の曲げ剛性の影響を検討してきた。柱材の役割を鉛直荷重の支持だけでなく、二次抵抗要素としても認識し、柱材の力学特性が架構の層間変形集中抑制に与える効果を把握した。主抵抗要素はブレース材、二次抵抗要素は柱材とし、二次抵抗要素は主抵抗要素の層剛性喪失後、層間変形集中を抑制するという役割に限定するため、柱材の柱脚支持条件をピン支持とした。これにより、柱材は直接外力を負担せず、ブレース架構部分の上下層に作用するせん断力の差により生じる応力のみを負担する。そのため、柱材を冗長部分として扱うことができた。このような仮定の元に、層間変形集中を緩和するために必要な柱材の曲げ剛性及び曲げ耐力を示した。しかし、実際の架構では、柱脚はピン支持でなく、柱材は水平外力の一部を負担しており、また設計上でも柱脚固定と仮定される場合が多い。

本論文では、このようなDual Systemである二層ブレース構造物を対象として、柱材による層間変形集中の抑制効果について検討する。静的な釣合方程式を元にした近似式及び有限要素法による静的増分解析・動的応答解析により柱材の曲げ剛性・耐力の違いが、文献10)で提案した層間変形集中率に及ぼす影響を明らかにする。

2 静的地震外力を受ける二層ブレース構造物の通し柱材による層間変形集中抑制効果

2.1 二層ブレース構造物の解析条件

本論文で対象とした二層ブレース構造物を、次のような仮定でモデル化する。

1) 図1(a)のようなブレース構造物を、せん断抵抗のブレース架構部分と曲げ抵抗の通し柱材部分に分離し、図1(b)のようなモデルとする。その際、ブレース架構部分（左側）の柱材及び梁材は剛体とし、各層でピン接合とする。これは、二層ブレース架構のような低層構造物では、各層の梁材は柱材とウェブボルト接合のみであり、ほぼピン接合となっている場合が多いためである。また、通し柱材（右側）を柱脚で固定とする。架構における曲げ抵抗要

図1 剛接合柱材を分離した2層ブレース架構のモデル化

素を通し柱材のみとしている。

2) 柱材の曲げ剛性・曲げ耐力を、図1(b)のような通し柱材に代表させる。その際、ブレース架構部分と通し柱材を連結する梁材はピン接合としている。これは、連結する梁材に曲げモーメント及びせん断力を負担させないためである。また、通し柱材の曲げ剛性 EI_{ci} は上下層で等しいものとする。

3) 構造物に作用する外力を図1(b)に示すような逆三角形分布($F_2=2F_1$)とする。これは、できるだけ静的外力を簡略化すること、及び本論文で用いた架構の固有周期が0.3秒程度であることから、各層の質量が等しい場合、 A_i 分布¹⁾を元に算定した下層に対する上層の作用せん断力の比が概ね2/3となるためである。

4) 本論文では通し柱材の力学挙動に着目し、架構の層間変形集中への影響を明らかにするため、ブレース材は完全弾塑性モデルとし、座屈型やスリップ型の履歴モデルを採用していない。その理由は、

- i) ブレース材の履歴モデルを単純化すること
- ii) 文献10)の知見と比較すること
- iii) 層剛性が負勾配とならなくても層間変形集中が生じることである。そして、このような完全弾塑性型の履歴モデルとして座屈拘束ブレース材（アンボンドブレース材）が挙げられる^{11) 12)}。本論文のブレース構造物はこのようなブレース材を有する実構造物のモデル化として考えることができる。

2.2 ブレース架構の柱脚支持条件及び曲げ耐力の違いが層間変形集中に及ぼす影響

本節では、柱脚固定の架構の層間変形集中率と柱材の曲げ剛性・曲げ耐力との関係を導くため、実構造物で最も層間変形集中が生じ、かつ力学的に単純なモデルである、上下層で層せん断剛性・耐力の等しい架構について検討する。

図2に通し柱材の柱脚支持条件が異なる場合の柱材の曲げ剛性と層間変形集中率との関係を示す。架構の塑性変形倍率 $\mu=2, 4, 6$ の場合を示している。数値解析は変位法に基づく弾塑性ヒンジ解

析であり、汎用プログラム DRAIN-2DX を使用している¹³⁾。ここで、 μ は架構頂部の水平変位 Δ_y を、ブレース架構内でブレース材が最初に降伏するときの架構頂部の変位 Δ_{y_0} で除したものである。縦軸は層間変形集中率 γ であり、横軸は柱材の曲げ剛性比 α である。 γ は図 1 (b) に示すような、各水平変形時 ($\mu=2, 4, 6$) における最大層間変形角 δ_{max}/h に対する架構の変形角 Δ_y/H の比である。 δ_{max} は架構の水平変形時において、上下層の層間変形 δ_1, δ_2 のうち、大きい方の値を示している。 $\gamma=1$ は層間変形集中が生じない、すなわち上下層の層間変形が等しい場合である。二層の場合、 γ は最大 2 となることから、 γ の範囲は 1～2 の間となる。 α は文献 10) と同様、ブレース材の軸抵抗に対する柱材の曲げ抵抗の比として、次式で表される。

$$\alpha = \frac{EI_c}{kh^3} \quad (1)$$

ここで、 k はブレース架構部分の層剛性 ($=EA_b/l \cos^2\theta$, EA_b はブレース材の軸剛性、 l はブレース材長さ、 θ はブレース材と梁材のなす角度)、 EI_c は通し柱材の曲げ剛性、 h は階高である。ここで、通し柱材は弾性としている。 α と実際の柱材断面との関係については、H 形鋼柱材がブレース構面に対して弱軸に配置された場合、 $\alpha=0.001 \sim 0.05$ 程度、強軸に配置された場合、 $\alpha=0.01 \sim 0.1$ 程度となる。また、中程度から大口径鋼管柱材の場合、 $\alpha=0.1 \sim 1$ 程度となる。そして、文献 14) 15) に示されるようなトラス柱材の場合、 $\alpha \geq 1$ となる。各白プロットは柱脚ピン支持の場合、各黒プロットは柱脚固定支持の場合である。各線は文献 10) で架構の応力の釣合いから求めた式であり、次式のうち小さい値を用いている。

$$\gamma = \frac{(2+5\alpha)(15\alpha\mu+5\mu-2)}{5\mu(1+3\alpha)(1+5\alpha)} \quad (2)$$

$$\gamma = 1 + \frac{1}{15\alpha\mu} \quad (3)$$

柱脚がピン支持である場合、柱材の曲げ剛性比 α の増加に伴い、層間変形集中率 γ は低下し、1 に収束していく。塑性変形倍率 μ によって異なるが、各線は $\alpha=0.01 \sim 0.1$ で傾きが変化している。これは、柱材の曲げ剛性比が小さい範囲では、ブレース架構部分の下層のみが降伏する [(2) 式] もの、柱材の曲げ剛性比が大きくなると上下両層で降伏する [(3) 式] ためである。すなわち、柱材の存在によって下層ブレース材の降伏後に応力再配分が行われ、層間変形集中が緩和されるためである。

一方柱脚固定の場合、柱材の曲げ剛性比の増加に伴い、層間変形集中率は急激に低下し、 $\alpha=0.01 \sim 0.1$ で最も小さくなる。その後増加し、1.4 程度で一定となる。ブレース架構との水平剛性の割合に応じて、柱材にも水平外力が作用するため、特に下層のブレース架構部分の負担せん断力は、柱材の曲げ剛性比の増加に伴い、ピン支持の場合より減少する。そのため、柱材の曲げ剛性比の増加による層間変形集中率の低下が著しくなっている。最も層間変形集中率が低下する場合は、ブレース架構部分の上下両層でほぼ同時に降伏するとき ($\alpha=0.05$ 程度) である。そして、柱材の曲げ剛性比の増加に伴い、上層のみが降伏する。層間変形集中率が約 1.4 で一定となる理由として、柱材の曲げ剛性比が非常に大きくなると、ブレース架構部分の水平剛性が柱材に比べて相対的に非常に小さくなり、図 1 (b) のような外力分布を受けるときの弾性片持ち梁の変形分布となる

図2 柱脚支持条件が異なる場合の柱材の曲げ剛性比 α と層間変形集中率 γ (ピン支持, 固定支持)

図3 柱材曲げ耐力比 χ_c の違いが層間変形集中率 γ に及ぼす影響 ($\mu=4$)

ためである。

図 3 に柱材の曲げ耐力の違いが層間変形集中率に及ぼす影響を示す。ここで、柱材の曲げ耐力比 χ_c は、柱材の曲げ耐力 M_c を柱材の曲げ剛性と階高の係数 EI_c/h で除した次式とする。

$$\chi_c = \frac{M_c h}{EI_c} \quad (4)$$

柱材の曲げ耐力比が大きい場合、層間変形集中率は柱材の曲げ剛性比の増加に伴い急激に低下し、その後一定値になっている。しかし、柱材の曲げ耐力比が小さくなるにつれて、層間変形集中率が急激に低下するときの柱材曲げ剛性比 (図中の ▼ で示す値) は大きくなり、

図4 ブレース架構の初期降伏が下層から上層に変化するときの柱材の曲げ剛性比 α_c

図5 層間変形集中度率 γ と柱材の曲げ耐力比 χ_c ($\alpha \geq \alpha_c$ の場合)

$\chi_c = 4.20 \times 10^{-3}$ で、 $\alpha = 0.1$, $\chi_c = 4.73 \times 10^{-4}$ で $\alpha = 0.85$ 程度となり、その後、それぞれ $\gamma = 1.1$, 1.0 で一定値となっている。

2.3 通し柱材の曲げ剛性及び曲げ耐力が架構の崩壊形式に与える影響

図4にブレース架構の初期降伏が下層から上層に変わるときの柱材の曲げ剛性比 α_c と柱材の曲げ耐力比 χ_c との関係を示す。縦軸はブレース架構の初期降伏が下層から上層に変わるときの柱材曲げ剛性比 α_c 、横軸は(4)式で定義された柱材の曲げ耐力比 χ_c である。各プロットは数値解析により柱材の曲げ耐力比を変化させて求めたものであり、 α_c は次式で近似できる。

$$\alpha_c = \frac{4.0 \times 10^{-4}}{\chi_c} \quad (5)$$

柱材の曲げ耐力比が大きい程、 α_c は小さくなっている。そして、図3から分かるように、図中▼で示した α を境に層間変形集中度率 γ の傾向が変化することから、それぞれの場合について層間変形集中度率を検討する。

i) 柱材の曲げ剛性比 α が α_c より大きい場合

図3より柱材の曲げ剛性比 α が大きい範囲($\alpha > \alpha_c$ の場合)では、層間変形集中度率 γ は柱材の曲げ剛性比に対して概ね一定値となり、柱材の曲げ耐力比 χ_c によって変化することが分かる。図5に $\alpha \geq \alpha_c$ のときの柱材の曲げ耐力比 χ_c と層間変形集中度率 γ との関係を示す。図5(a)~(c)は塑性変形倍率 $\mu = 2, 4, 6$ の場合である。各プロットは数値解析結果を示しており、 $\alpha = 1, 10$ の場合である。実線は数値解析結果から得られた近似曲線である。 χ_c の範囲によって次の3つに分類される。

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \chi \leq \chi_{c1} \\ 1 + 0.35 \frac{\chi - \chi_{c1}}{\chi_{c2} - \chi_{c1}} & \chi_{c1} < \chi \leq \chi_{c2} \\ 1.35 & \chi_{c2} < \chi \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 χ_{c1} は柱脚が架構内で最初に降伏するときの柱材の曲げ耐力比であり、塑性変形倍率によらない。 χ_{c2} は対象とする塑性変形倍率時に、柱材が弾性であるための柱材曲げ耐力比である。数値解析結果は近似曲線と概ね対応している。

図6に層間変形集中度率 γ が一定となるときの柱材曲げ耐力 χ_{c2} と塑性変形倍率 μ との関係を示す。各プロットは図5(a)~(c)より求め

図6 塑性変形倍率 μ と柱材の曲げ耐力比 χ_{c2}

られる $\mu = 2, 4, 6$ のときの χ_{c2} の値であり、実線は次式に示す近似式である。

$$\chi_{c2} = 4.0 \times 10^{-3} \mu \quad (7)$$

χ_{c2} と μ はほぼ線形関係になっている。

(7)式からも分かるように、(6)式では架構の塑性変形倍率及び柱材の曲げ耐力比によって、層間変形集中度率を評価しており、 $\alpha \geq \alpha_c$ の範囲では層間変形集中度率は柱材の曲げ剛性比によらない。

ii) 柱材の曲げ剛性比 α が α_c より小さい場合

通し柱材の柱脚が固定である場合、柱材の曲げ剛性比が α_c に達すると、層間変形集中度率 γ は急激に低下する。しかし、柱材の曲げ剛性比 α が小さい範囲($\alpha \leq \alpha_c$)では、柱脚固定の場合もピン支持の場合と同様、柱材の曲げ剛性比の増加に伴う層間変形集中度率の低下は小さく、同様の曲線を描いている。そこで、文献10)の柱脚ピン支持の評価式を準用して、柱脚固定の場合における層間変形集中度率の式を提示する。

図7(a)~(f)に層間変形集中度率 γ と柱材の曲げ剛性比 α との関係を示す。各柱材の曲げ剛性比 χ_c は(4)式より求められる。各プロットは塑性変形倍率 $\mu = 2, 4, 6$ のときの数値解析結果である。各線は $\alpha \geq \alpha_c$ では(6)式で表され、 $\alpha \leq \alpha_c$ では(2)式の α を α' に置き換えた次式で表される。

$$\gamma = \frac{(2 + 5\alpha')(15\alpha'\mu + 5\mu - 2)}{5\mu(1 + 3\alpha')(1 + 5\alpha')}, \quad \alpha' = \alpha \left(\frac{\alpha_0}{\alpha_c} \right) \quad (8)$$

ここで α' は柱脚固定の場合に適用される α の修正値であり、(8)式に

図7 柱材の曲げ耐力比 χ_c が異なる場合の層間変形集中率 γ と柱材曲げ剛性比 α

示す通りである。 α_0 は柱脚ピン支持の場合の層間変形集中率の式である(2),(3)式が等しいときの α の値であり、ブレース架構部分が下層のみ降伏する場合から上下層ほぼ同時に降伏する場合に変わるときの α である。柱材の曲げ耐力比の大きい(a)~(c)で一部、数値解析結果が近似式を下回っているものの、その他では近似式と数値解析結果は概ね良い対応となっている。そのため、柱脚固定である架構の層間変形集中率は、(6)及び(8)式で概ね評価できる。

2. 4 高さ方向に層せん断耐力・剛性分布の異なるブレース架構の層間変形集中率

本節では、実構造物でより一般的である上下層でせん断剛性・耐力が異なる架構の層間変形集中率について検討する。

ブレース架構部分の下層のせん断耐力・剛性に対する上層の割合を β とする。例えば、 $\beta=1$ の場合、ブレース架構の上下層で耐力・剛性は等しく、 $\beta=5/6$ の場合、上層の耐力・剛性は下層の $5/6$ である。また、本論文で仮定した水平外力分布より求められる下層に対する上層のせん断力比は $2/3$ である。そして柱脚がピン支持の場合¹⁰⁾、 $\beta=2/3$ のとき常に $\gamma=1$ となることから、 β の範囲を $2/3 \leq \beta \leq 1$ としており、本論文でも同様とする。

図8に図5と同様、ブレース架構部分の初期降伏が下層から上層に変わるときの柱材の曲げ剛性比 α_c と柱材の曲げ耐力比 χ_c との関係を示す。図中の各プロット及び各線は、数値解析結果及び近似式であり、それぞれ $\beta=1, 11/12, 5/6, 3/4$ の場合である。 α_c に関する(5)式を元にして、 β を考慮した近似式は次のようになる。

$$\alpha_c = \frac{4.0 \times 10^{-4} (3\beta - 2)}{\chi_c} \quad \left(\frac{2}{3} \leq \beta \leq 1 \right) \quad (9)$$

数値解析結果と近似式は良い対応を示しており、 α_c は β を考慮した

(9)式で表すことができる。また、 $\beta=2/3$ の場合 $\alpha_c=0$ となるが、これはブレース架構が α によらず、上層で降伏することを意味している。すなわち、層間変形集中率は柱材の曲げ耐力比によって定められる。 $\beta=2/3$ の場合、全ての α に対して(6)式が適用される。

図9に上下層で層せん断耐力分布の異なるブレース架構の層間変形集中率 γ と柱材の曲げ剛性比 α との関係を示す。(a),(b)は $\beta=5/6$ 、(c)は $\beta=2/3$ の場合である。 $\alpha \leq \alpha_c$ の場合、層間変形集中率は、(8)式と同様、文献10)の(8)式の α を α' とすることで次式で表される。

$$\gamma = \frac{4\beta(\mu-1)+10\alpha'(\mu-1)+6\beta^2\mu+45\alpha'\beta\mu+75\alpha'^2\mu}{\mu(2+3\beta+15\alpha'(\beta+5\alpha'))} \quad (10)$$

図9(a),(b)の各線は(6),(10)式で、図9(c)の各線は(6)式により描かれている。せん断耐力分布の異なるブレース架構も本論文で提示した式により層間変形集中率を良く評価することができる。

図8 架構のせん断剛性・耐力分布 β と柱材の曲げ剛性比 α_c ($\mu=4$)

図9 柱材の曲げ耐力比 χ_c 及び層せん断耐力分布 β が異なるブレース架構の層間変形集中率 γ と柱材の曲げ剛性比 α

3 地震外力を受ける二層ブレース構造物の層間変形集中率と通し柱材による拘束効果

前章までに静的水平荷重を受ける場合の架構の層間変形集中率と通し柱材の曲げ剛性・耐力との関係を明らかにした。本章では、地震動を受ける場合の架構の層間変形集中率を検討する。

3.1 数値解析概要

解析に用いる架構モデルは図2と同様の形状とし、架構スパン $B=900\text{cm}$ 、階高 $h=360\text{cm}$ とする。また、ブレース材の断面積 $A_b=30\text{cm}^2$ 、降伏応力度 $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ とする。柱材の断面性能は、 α 、 χ_c によって異なり、(3)、(4)式より求められる。各層の質量は文献10)と同様、120tonとする。構造物の粘性減衰はRayleigh型で、1次と2次の減衰定数は2%である。数値積分はNewmark- β ($\beta=0.25$)法で、時間積分刻みは1/1000秒である。地震波はEL Centro NS, Hachinohe NS, Kobe NSの3種類とし、時刻歴波形を元の等倍、2倍としている。

図10に各地震動を受ける1質点系の弾性応答スペクトルを示している。横軸は固有周期 $T(\text{sec})$ で、縦軸は応答加速度 S_A を重力加速度

図10 入力地震波の加速度応答スペクトル

g で無次元化している。図中の▼はCase1($\alpha=0$)の固有周期を示している。また、表1に各モデルの固有周期と、 $\alpha=0$ を基準としたときの割合 T/T_0 を示している。解析対象は前章と同様、 $\alpha=0$ 及び $0.001 \leq \alpha \leq 10$ の通し柱材を有するブレース構造物である。また、高さ方向のせん断耐力・剛性比 β については、文献10)と同様、2章で設定した範囲の上限と下限である $\beta=1$, $2/3$ 及びその中間である $5/6$ を選定し、解析モデルをそれぞれCase1($\beta=1$), Case2($\beta=5/6$), Case3($\beta=2/3$)とする。

3.2 地震外力を受ける二層ブレース構造物の層間変形集中率に及ぼす柱材の拘束効果

図11にKobe NS波を受ける $\beta=2/3$ の二層ブレース架構の時刻歴応答解析結果を示す。縦軸は頂部水平変位を降伏変位で除した塑性変形倍率 μ である。各図は(a), (b)が柱材の曲げ耐力比 $\chi_c=6.30 \times 10^{-2}$ で柱材の曲げ剛性比 $\alpha=0.001$, $\alpha=0.01$ の結果であり、(c), (d)が $\chi_c=4.20 \times 10^{-3}$ で $\alpha=0.001$, $\alpha=0.01$ の結果である。図中、▲は時刻歴応答解析における最大値であり、その値を最大塑性変形倍率 $\mu_{\max}$ とする。最大水平変位は各モデルともに $t=5.0(\text{sec})$ 付近であり、柱材の力学特性による差は小さい。架構の高さ方向のせん断剛性・耐力比が等しい場合

表1 架構の固有周期に対する通し柱材の曲げ剛性の影響

Frame Model	α	0	0.001	0.01	0.1	1	10
Case1 ($\beta=1$)	Natural Period T	0.336	0.335	0.330	0.307	0.231	0.098
	$T/T_0 (\alpha=0)$	1.000	0.999	0.983	0.916	0.687	0.293
Case2 ($\beta=5/6$)	Natural Period T	0.338	0.337	0.333	0.322	0.240	0.090
	$T/T_0 (\alpha=0)$	1.000	0.997	0.984	0.952	0.709	0.267
Case3 ($\beta=2/3$)	Natural Period T	0.352	0.351	0.347	0.340	0.249	0.100
	$T/T_0 (\alpha=0)$	1.000	0.997	0.985	0.965	0.708	0.284

図11 架構頂部の水平変形時刻歴応答

図 12 地震外力を受ける架構の層間変形集中率と近似式

でも、柱材曲げ剛性比・耐力比の違いが時刻歴応答における最大変位、残留変位に影響を及ぼすことが分かる。(a)～(d)では架構は全て片振りしているが、その大きさは柱材の曲げ剛性比及び曲げ耐力比が大きい程小さくなっている。

図 12 に静的及び動的解析から求めた Case 1～3 の層間変形集中率を比較している。縦軸は動的解析結果による層間変形集中率 γ_d 、横軸は静的解析結果による層間変形集中率 γ である。ここで、 γ_d は図 11 に示されるように時刻歴応答解析での最大塑性変形率 μ_{max} における層間変形集中率である。また、静的層間変形集中率 γ は μ_{max} の値を (6) 式もしくは (10) 式の μ に代入して求められる。白プロットは文献 10) で通し柱材の柱脚がピン支持の場合、黒プロットは本論文で通し柱材の柱脚が固定支持の場合の解析結果である。柱脚ピン支持の場合、 $\beta=2/3$ の結果が静的及び動的解析結果で多少ばらついたのに対し、柱脚固定の場合、概ね対応している。

これは、柱脚ピン支持で $\beta=2/3$ の場合、設定した水平外力分布に対して架構の層間剛性・耐力分布が等しく、静的解析では柱材にせん断力及び曲げモーメントが作用しないことから、静的層間変形集中率は柱材の曲げ剛性比によらず、常に 1 であった。そこで、 $\beta \leq 0.7$ では、 $\beta=0.7$ の静的層間変形集中率により動的層間変形集中率を評価した。しかし、動的解析では慣性力等の影響により静的解析で設定したせん断力分布と差異があったため、 $\beta=2/3$ の場合、上層で層間変形集中が生じることもあり、動的層間変形集中率は最大 1.4 程度に達することもあった。

一方、柱脚固定の場合、静的解析において柱材が外力を負担するため、ピン支持の場合に比べてせん断力分布が異なり、 $\beta=2/3$ の場合でも上層で層間変形集中が生じると仮定している。その結果、動的解析でも静的解析で設定したせん断力分布に近く、柱脚ピン支持の場合に比べて層間変形集中率に対する動的効果の影響が相対的に小さくなったものと考えられる。図より柱脚固定支持の場合の動的層間変形集中率は、静的層間変形集中率で概ね評価できる。

4. 結

本論文では、Dual System を有する二層ブレース構造物を対象として、層間変形集中と柱材の曲げ剛性・耐力の関係を検討した。以下に得られた知見を示す。

1) 二層ブレース構造物では、柱脚支持条件の違いが層間変形集中に影響を及ぼす。特に通し柱材の曲げ剛性比 α が大きい場合に顕著となる。

2) 柱脚固定の場合の層間変形集中率 γ は、柱材曲げ剛性比 α が α_c よりも大きい場合、柱材曲げ耐力比 χ_c の関数である (6) 式で評価できる。また、 α が α_c よりも小さい場合、架構の塑性変形率 μ 、ブレース架構部分の上下層のせん断剛性・耐力比 β 及び α の修正値である α' の関数として (10) 式で評価できる。各式の適用範囲は、柱材の曲げ耐力比 χ_c の大きさによって異なる。

3) ブレース架構部分の上下層のせん断剛性・耐力比 β の違いは、(6)、(10) 式の適用範囲を定める柱材の曲げ剛性比 α_c に影響を及ぼす。(9) 式の α_c に示されるように、 β が小さくなるにつれて、 α_c は小さくなる。

4) 柱脚固定の二層ブレース構造物が地震動を受ける場合、架構頂部で最大変形となる時の動的層間変形集中率 γ_d は、静的水平荷重を受ける場合の層間変形集中率 γ の式である (6)、(10) 式で概ね評価できる。

本論文及び文献 10) からピン支持及び固定支持における層間変形集中率が得られた。実際のブレース構造物では柱脚はピン支持と固定支持の間の支持となることが多いことから、今後柱脚の回転剛性の違いが層間変形集中に及ぼす影響を検討していく。

謝 辞

本研究の一部は平成 16 年度科学研究費補助金若手研究 (B) (課題番号 16760449) によるものである。深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：2001 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，2001
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)，1990. 10
- 3) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995 年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書，1995. 5
- 4) Ahmet E. Aktan, Vitelmo V. Bertero : Conceptual Sismic Design of Frame-Wall Structures, Jour. of Structural Engineering, 110, 11, pp2778 ~ 2797, 1984.11
- 5) Jain A. K., Redwood R. G., Lu F. : Seismic Response of Concentrically Braced Dual Steel Frames, Canadian Jour. of Civil Engineering, 20, 4, pp672 ~ 687, 1993. 8
- 6) Magnusson J. D. : Earthquake-resisting Dual Systems and the 25 Percent Rule, Proc. of Structures Congress, ASCE, Vol. 1, pp124 ~ 129, 1997. 4
- 7) 伊山潤，桑村仁：地震に対するフェイルセーフ構造，日本建築学会構造系論文集，第 507 号，pp29 ~ 34，1998. 5
- 8) 内田保博，肥山正宏，坊地彰人，吉富嘉伸：定鉛直力及び繰返し水平力を受ける鋼骨組の損傷抑制，日本建築学会構造系論文集，第 529 号，pp151 ~ 158，2000. 3
- 9) 秋山宏：建築物の耐震極限設計 14. 4 損傷分散型骨組，東京大学出版会，1987. 9
- 10) 木村祥裕，グレゴリーマックレイ：二層ブレース架構における柱材の力学性能の違いが架構の層間変形集中に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第 560 号，pp189 ~ 195，2002. 10
- 11) 日本鋼構造協会，鋼材倶楽部：履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法，1998. 9
- 12) Clark, Peter W. et al. : Large-Scale testing of steel unbonded braces for energy dissipation, Advanced Technology in Structural Engineering, Proc. of the 2000 Structures Congress & Exposition, 2000. 5
- 13) Prakash V., Powell G. H. and Campbell S. : Drain-2DX Base Program Description and User Guide Version 1.10, 1993

14) Tremblay, R. : Achieving a Stable Inelastic Seismic Stability of Concentrically Braced Steel Frames, Engineering Jour. AISC, 40, 2, pp111 ~ 129, 2003

15) 多賀謙蔵, 加登美喜子, 徳田幸弘, 鶴田潤, 和田章 : ダンパー効率を高めたパッシブ精神構造における構造計画上の留意点と実用性, パッシブ制振シンポジウム 2004, pp105 ~ 112, 2004. 11

16) 木村祥裕 : 二層ブレース架構の層間変形集中に対する柱材曲げ耐力の影響, 2004 年度全国大会 (北海道) 学術概論文集 C-1 構造Ⅲ, pp951 ~ 952, 2004. 8

Appendix A1 実柱材断面と柱材曲げ剛性比 α の関係

本論文の動的解析で用いた架構モデルにおける実柱材断面と α との関係の一例を表 A1 に示す。2. 2 節でも示されているように、柱材曲げ剛性比 α はブレース構面に弱軸に配置された H 形鋼柱の場合が最も小さく、強軸 H 形鋼柱、鋼管柱、トラス柱の順に大きくなっていく。その範囲は、表に示すように 0.1 ~ 10 程度である。

Appendix A2 柱材の軸伸縮が架構の層間変形集中に及ぼす影響

本節では、柱材の軸伸縮によって生じる架構の曲げ変形による層間変形集中への影響を検討する。解析モデルは $\chi_c = 4.20 \times 10^{-3}$ の Case2 ($\beta = 5/6$) を対象とする。そして、3 章で仮定した質量に対して、下層の柱材が軸力比 0.33 の軸力を負担するものと仮定し、これを Case4-1 とする。上下層のブレース材が水平外力により降伏して終局状態となると、下層の柱材には最大で軸力比 0.58 の軸圧縮力が作用することになる。

図 A2 に Case2 及び Case4-1 の層間変形集中率 γ と柱材の曲げ剛性 α との関係を示している。架構の曲げ変形を考慮した場合、塑性変形倍率によらず層間変形集中率は全体的に緩和されている。その値は、最大 1% 程度であり、架構の曲げ変形に対してせん断変形が卓越する二層ブレース構造物では柱材の軸伸縮による層間変形集中の影響は小さい。

Appendix A3 梁材の軸伸縮が架構の層間変形集中率に及ぼす影響

本節では、梁材の軸伸縮による層間変形集中への影響を検討する。架構モデルは Appendix A2 と同様であり、梁材は弾性とする。鋼構造設計基準に従い、3 章で仮定した質量に対して、梁材のたわみが 1/300 以下に収まるように、断面二次モーメントを算定している。そして梁断面は通常用いられる細幅 H 形鋼として断面積を求めている。本架構モデルでは、梁断面積はブレース材断面積の 2.5 倍である。このような架構モデルを Case4-2 とする。

図 A3 に Case2 及び Case4-2 の層間変形集中率 γ と柱材の曲げ剛性 α との関係を示している。梁材の軸伸縮を考慮した場合も、層間変形集中率は全体的に緩和され、その値は最大 4% 程度である。層間変形集中に対する梁材の軸伸縮の影響は柱材の軸伸縮の場合よりも大きい。

Appendix A4 柱材及び梁材の軸伸縮が架構の層間変形集中率に及ぼす影響

本節では、柱材及び梁材の軸伸縮による層間変形集中への影響を検討する。架構モデルは Appendix A2, A3 で用いた柱断面及び梁断面とする。このような架構モデルを Case4-3 とする。

図 A4 に Case2 及び Case4-3 の層間変形集中率 γ と柱材の曲げ剛性 α との関係を示している。柱材及び梁材の軸伸縮を共に考慮した場合、

表 A1 (ブレース材断面積 $A_b = 30 \text{ cm}^2$ の場合)

柱材断面	断面二次モーメント I_y	α
H-300×200×8×12 (弱軸)	1.6×10^3	1.91×10^{-3}
H-400×400×13×21 (弱軸)	2.24×10^4	2.67×10^{-2}
H-400×400×13×21 (強軸)	6.66×10^4	7.95×10^{-2}
ϕ -609.6×12.7	1.06×10^5	1.27×10^{-1}
ϕ -1219.2×16	1.09×10^6	1.30
トラス (ϕ -406.4×12.7, 弦材中心間 200cm)	3.20×10^6	3.82
トラス (ϕ -508.0×12.7, 弦材中心間 250cm)	6.30×10^6	7.52

図 A2 柱材軸伸縮の有無が層間変形集中率に及ぼす影響 (軸力比 0.33 の柱材の場合)

図 A3 梁材軸伸縮の有無が層間変形集中率に及ぼす影響 (たわみ 1/300 以下となる梁材の場合)

図 A4 柱材及び梁材軸伸縮の有無が層間変形集中率に及ぼす影響 (軸力比 0.33 の柱材とたわみ 1/300 以下となる梁材の場合)

個々の場合よりも層間変形集中率はさらに緩和され、その値は最大 5% 程度となっている。柱材曲げ剛性と層間変形集中率との関係は、柱材及び梁材を剛とした場合と大きく変化しておらず、本論文の近似式で概ね評価できることが分かる。

(2004年11月10日原稿受理, 2005年4月14日採用決定)