

巨大地震動に対する超高層建物の動的応答における下層部変形集中現象

その3 制振ブレース付骨組(フルフレームモデル)の応答

正会員	○西本 篤史 ^{*1}	同	上野 泰永 ^{*1}
同	岡山 真之介 ^{*2}	同	金 紋廷 ^{*3}
同	荒木 慶一 ^{*4}	同	上谷 宏二 ^{*5}

巨大地震 動的応答	超高層 変形集中現象	制振ブレース 幾何非線形
--------------	---------------	-----------------

1. 序

その1及びその2では1980年代に建設された純ラーメン骨組を対象として、魚骨フレームモデルを用いて検討を行った結果を報告した。しかし、魚骨フレームモデルでは、転倒モーメントによる柱軸力の変動が、下層部変形集中現象に及ぼす影響を検討することができない。

1995年の兵庫県南部地震を境に、超高層建物により高い耐震性能を付与することを目的として、1990年台後半から制振ブレース付骨組の建設数が増加しているが、これらの骨組における下層部変形集中現象の検討事例はこれまでに報告されていない。また、制振ブレース付の超高層建物では、梁にFAランク部材が使用される場合が多いが、FBランク部材が用いられる例も少なからず存在する。これらの骨組は局部座屈による劣化の影響を考慮して耐震安全性を評価する必要がある。

そこで本報では、20層制振ブレース付骨組を対象として、フルフレームモデルを用いた検討結果を報告する。幾何非線形効果や局部座屈による劣化を考慮する場合としない場合に対して時刻歴応答解析を行い、これらの劣化要因が下層部変形集中現象に及ぼす影響を検討する。

2. 解析モデル

2.1. 設計クライテリア

建物概要

- ・図1に示す20層鋼構造建物を対象とする。断面寸法を表1に示す。座屈拘束ブレースを図1に示すように配置する。

主体骨組の設計

- ・階高は第1層が5m、その他の階高が4m、梁のスパン長は左右6.4m×奥手前9.6mとする。
- ・単位面積当り床荷重を8kN/m²とする。
- ・柱梁耐力比を内柱では1.5~2.0、外柱ではその2倍とする。
- ・柱梁耐力比の算定においては長期荷重による柱軸力を用い、存在軸力による曲げ耐力の低減を考慮する。
- ・剛床仮定を用いる。
- ・柱は溶接組立箱形断面、梁はH形断面とする。
- ・柱と梁は全ての部材で490N/mm²級鋼材を用いる。
- ・弾性係数 $E = 205 \text{ kN/mm}^2$ 、せん断弾性係数 $G = 80 \text{ kN/mm}^2$ 、降伏応力 $\sigma_y = 325 \times 1.1 = 357.5 \text{ N/mm}^2$ とする。
- ・スラブとの合成梁効果を考慮するため、梁の曲げ剛性を2倍にする。曲げ耐力の増加は考慮しない。
- ・ $C_0 = 0.30$ 、近似 A_i 分布 $A_i = \sqrt{W_i/W}$ (地域係数: $Z = 1.0$ 、地盤: 第2種、 T : 精算固有値)の水平荷重に対して、最

大層間変形角 $R_1 < 1/200$ となるように設計する。(Wiは第i層より上部の重量、Wは建築物地上部の全重量)

- ・設計時は幾何非線形効果を考慮しない。

制振ブレースの設計

- ・制振部材は厚板とし、厚板の座屈は拘束部材により十分に補剛されているものとする。
- ・剛域部と長さ L 、降伏応力 σ_y 、断面積 A 、ヤング係数 E 、を持つ制振部材から構成されるモデルを想定し、解析上のブレース全体を長さ l 、等価ヤング係数を $E' = (l/L) \times E$ として算出する。
- ・全ての制振部材で225N/mm²級低降点鋼を用いる。降伏応力を $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$ 、ひずみ硬化係数を0.01とする。
- ・[一次設計] 告示の稀に起こる地震動
 - (1) 最大層間変形角 $R_1 < 1/200$
 - (2) 主架構は弾性域
- ・[二次設計] 告示の極稀に起こる地震動
 - (1) 最大層間変形角 $R_2 < 1/100$
 - (2) 第1層柱脚と梁端以外で塑性ヒンジが発生しない
 - (3) 主架構の部材塑性率 < 4
 - (4) 制振部材の塑性率 < 7
- ・設計時は一次、二次ともに幾何非線形効果を考慮しない。

2.2. 解析モデル

図1左に示す様に、全層の外側構面に制振ブレースを配したモデルを、図1右に示すように点線で囲んだ構面を剛な梁でつないだ擬似立体モデルでモデル化する。柱及び梁は部材端に一般化塑性ヒンジを持つ柱梁要素でモデル化する。制振ブレースはトラス要素でモデル化する。柱と梁のモーメント-回転角関係の第二分枝勾配比は、局部座屈による劣化を無視する場合は0.01、考慮する場合は-0.01とする。

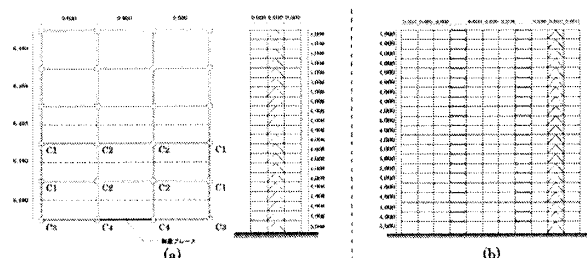


図1 (a) 平面・立面図, (b) 擬似立体解析モデル

Deformation concentration in lower stories in dynamic response of high-rise buildings to huge earthquakes: Part III, Response of BRBFs

NISHIMOTO Atsushi, UENO Yasunori, OKAYAMA Shinnosuke
KIM Moonjeong, ARAKI Yoshikazu, UETANI Koji

表1 断面寸法

【柱断面寸法】			【梁断面寸法】		
外柱断面寸法(内側横面)			外柱断面寸法(外側横面)		
GR	FL	Size(mm)	GR	FL	Size(mm)
7	19・20	□-500×22	7	19・20	□-500×22
6	18・18	□-500×25	6	18・18	□-500×25
5	13・15	□-550×22	5	13・15	□-550×22
4	10・12	□-550×28	4	10・12	□-550×28
3	7・9	□-550×28	3	7・9	□-550×28
2	4・6	□-550×32	2	4・6	□-550×32
1	1・3	□-550×32	1	1・3	□-550×32
内柱断面寸法(内側横面)			内柱断面寸法(外側横面)		
GR	FL	Size(mm)	GR	FL	Size(mm)
7	19・20	□-500×22	7	19・20	□-500×22
6	18・18	□-500×25	6	18・18	□-500×25
5	13・15	□-550×22	5	13・15	□-550×22
4	10・12	□-550×28	4	10・12	□-550×28
3	7・9	□-550×28	3	7・9	□-550×28
2	4・6	□-550×32	2	4・6	□-550×32
1	1・3	□-550×36	1	1・3	□-550×36
【梁断面寸法】			【ブレース断面寸法】		
GR	FL	Size(mm)	GR	FL	Size(mm)
7	20・R	H-550×250×12×28	7	20・R	50×22
6	17・19	H-550×250×12×28	6	17・19	50×22
5	14・16	H-650×300×16×22	5	14・16	50×22
4	11・13	H-650×300×16×22	4	11・13	50×22
3	8・10	H-700×300×14×25	3	8・10	50×22
2	5・7	H-750×300×14×25	2	5・7	50×22
1	2・4	H-750×300×14×25	1	2・4	100×22
					190×20
					6853
					4616

3. 静的増分解析

弾塑性解析においては、 A_i 分布により最上階梁左端節点の水平変位が 180cm に達するまで 2000 ステップの増分解析を行う。図 2 に示す様に、塑性化後剛性が幾何非線形効果無視の場合には正、一方で幾何非線形効果考慮、或いはさらに劣化を考慮に入れた場合は負となっているため、ドリフト現象の発生が予測される。

4. 動的応答解析

4.1. 解析概要

弾性時の一次固有周期が $T=2.59s$ である本モデルに対し動的応答解析を行った。入力地震動としては、C-SAN EW 波に係数 Φ を乗じて増幅もしくは低減したものを用いる。

解析には数値解析プログラム CLAP[8]を用いる。CLAP は柱軸力変動による幾何剛性行列の変動と移動座標系により幾何非線形性を考慮し、一般化塑性ヒンジ法により材料非線形性を考慮している。

4.2. 解析結果

以下の 3 ケースに対し解析を行った結果を図 3-5 に示す。

(A)幾何非線形効果無視，局部座屈無視

(B)幾何非線形効果考慮，局部座屈無視

(C)幾何非線形効果考慮，局部座屈考慮

図 3 は最大層間変形角を、図 4 は残留層間変形角を示す。図 5 は、C-SAN EW 波を $\Phi=1.3$ 倍に増幅して入力した場合について、第 5 層の層間変形角と層せん断力の関係を示す。

幾何非線形効果を考慮した(B)の場合、C-SAN EW 波を $\Phi=1.2$ 倍以上に増幅すると、下層部変形集中現象が確認された。この場合、図 5 に示すように塑性化後剛性が負となっていることが確認された。また、柱が降伏するケースも見られた。

更に、局部座屈による劣化を考慮に入れた(C)の場合、塑性化後剛性の値がより小さくなり、振動中心が大きく一方向へと進行する現象がより顕著になった。また、C-SAN EW 波の原波(増幅しない場合)に対して解析を行った場合でも、下層部変形集中現象の発生が確認された。

5. 結

20 層制振ブレース付骨組に対し、C-SAN EW 波を増幅、或いは低減して入力し解析を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 幾何非線形効果無視した場合、第 1 層を除く柱が弾性であり、変形集中現象は発生しなかった。
- (2) 幾何非線形を考慮した場合、C-SAN EW 波を 1.2 倍以上に増幅すると、ドリフト・変形集中現象が確認され、変形集中領域において柱が降伏する場合があった。
- (3) 更に局部座屈による劣化の影響を、梁の歪硬化係数の値を負にすることにより簡易的にモデル化した場合、変形集中現象がより顕著になり、C-SAN EW 波の原波に対しても変形集中現象の発生が確認された。

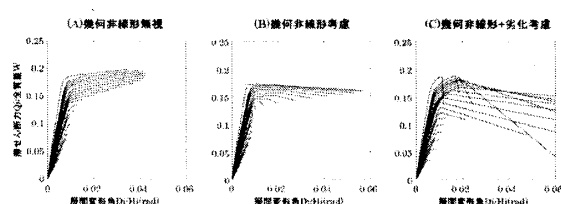


図2 静的増分解析結果

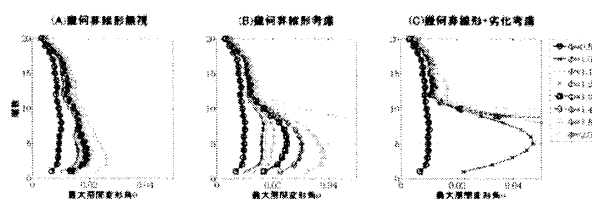


図3 最大層間変形角

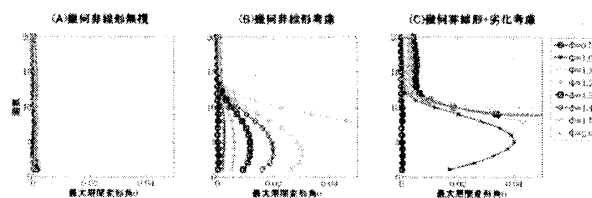
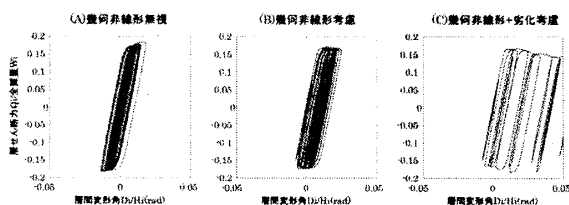


図4 残留層間変形角

図5 復元力特性(C-SAN EW $\Phi=1.3$ 倍, 5F)

*1 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

*2 大成建設 設計本部

*3 国立防災研究所(韓国)

*4 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

*5 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工学博士

*1 Graduate Student, Dept. Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

*2 Design Dept., Taisei Corporation

*3 National Institute for Disaster Prevention(Korea)

*4 Associate Prof., Dept. Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

*5 Prof., Dept. Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.