鉄筋コンクリート造多層平面骨組の地震応答と柱梁接合部の耐震設計

EARTHQUAKE RESPONSE OF MULTI-STORY REINFORCED CONCRETE
PLANE FRAME STRUCTURES AND SEISMIC DESIGN OF BEAM-COLUMN JOINTS

塩原 等*, 小林 楓子**, 佐藤 友佳**, 楠原文雄***

*Hitoshi SHIOHARA, Fuko KOBAYASHI, Yuka SATO
and Fumio KUSUHARA*

Earthquake response of multi-story reinforced concrete moment resisting frames are calculated considering the deformation of the beam-column joints modeled with rigid panels, uniaxial springs for concrete, steel and bond-slip representing the non-linear coupling of moments, axial forces and shear in members framing into the joint. The variation of the frames includes the column-to-beam strength ratio and the joint hoop reinforcement ratio which are neglected in the current design practice in Japan as structural design criteria affecting the seismic safety. Five synthesized base motions conformed to maximum considered design spectrum and five observed base motions are used. It is revealed that the design parameters of beam-column joint have significant influences. Particularly, the maximum story drift ratio significantly exceeds the current design criteria due to concentration of lateral deflection in some cases due to beam-column joint deformation caused by the mechanism known as joint hinging.

Keywords: reinforced concrete, moment resisting frame, beam-column joint, joint hinging, seismic design

鉄筋コンクリート, 平面骨組, 柱梁接合部, 接合部降伏, 耐震設計

1. 序

現行の鉄筋コンクリート造骨組構造の耐震設計規定の妥当性は、柱や梁等の部材の強度・剛性に関する研究と、部材のモデルに基づく架構モデルの動的地震応答に関する研究の蓄積に依拠している。しかし、現在の架構モデルはすべての現象を再現できるわけではない。例えば、柱がせん断破壊したあと軸方向に圧壊して架構が崩壊する現象は、破壊における柱のせん断力と軸力の相互作用がモデル化されていなければ再現できない。そこで、現行の耐震規定では、部材の各種の構造規定や破壊規範を検定する保証設計を定めて、架構モデルが再現できない現象が起きる可能性を排除している。

しかし、部材レベルや部分架構レベルの実験が、試験体の配筋や境界条件で現実の架構とは異なる結果、既往の研究では破壊の存在自体が気づかれず、現行の耐震規定では排除できない破壊現象がある。その一つが、柱梁接合部の接合部降伏と呼ばれる現象で、2016年に発刊された本会の鉄筋コンクリート構造保有水平耐力規準(案)¹⁾に、はじめて耐震設計上の注意が喚起されている。接合部降伏が我が国の現行の耐震規定を満たしても起こることは、鉄筋コンクリートの実大 RC4 層²⁾や実大 RC10 層³⁾の E-Defense 三次元実大振動台実験で確認されている。ここで、接合部降伏とは、柱梁接合

部の接合部せん断余裕度が十分でも、柱梁強度比が大きくなり、かつ、接合部横補強筋が少ない場合に柱梁接合部に損傷が集中する柱梁接合部の破壊現象である。我が国にはこれまでの耐震規定にこのタイプの破壊を防ぐ規定がなかったので、接合部降伏する架構の耐震性能の詳しい検討が必要である。

本研究は、大地震時の鉄筋コンクリート骨組の柱梁接合部の応力と変形を考慮できるように開発された柱梁接合部のマクロエレメントを用い、梁曲げ降伏型に設計された骨組の地震応答を解析的に検討し、今後の鉄筋コンクリート骨組構造の耐震設計や既存建物の耐震診断における接合部降伏の課題を明らかにしようとしたものである。なお、本研究は、既発表の報告^{4) 5)}を基に新たな検討を加えて再構成したものである。

2. 既往の研究

1980年代以降、鉄筋コンクリート柱梁接合部部分架構の実験が増え、それらが梁曲げ降伏型に設計されても、多くの場合良好な紡錘形の履歴特性が見られないことが広く知られるようになった。1990年代には、その影響を地震応答解析で検討する研究が散見されるようになる。最初は、Takeda-slip モデル⁶⁾に代表される履歴モデルが

* 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授・工博

** 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻修士課程
元大学院生

*** 名古屋工業大学社会工学専攻 准教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture, School of Engineering, the University of Tokyo, Dr. Eng.
Former Grad. Students, Dept. of Architecture, School of Engineering, the
University of TokyoAssoc. Prof., Dept. of Architecture and Design, Civil Eng. and Industrial Management Eng.,
Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

用いられ、小谷ら⁷⁾、芳村ら⁸⁾、壁谷澤ら⁹⁾は、6層ないし12層程度のモデル建物の骨組解析を行っている。それらによれば、履歴モデルのスリップ化の影響は小さく、それよりは地震動記録の特性の影響のほうが大きいと指摘している。最近では、前田ら¹⁰⁾や、和泉ら¹¹⁾は、耐力低下とスリップの両方を考慮する履歴モデルで同様の検討を行って、やはりスリップの影響は小さいが、耐力低下の影響は大きいとしている。それらはすべて全体降伏型の骨組構造物を対象とし、柱・梁は、梁端部の回転ばねに履歴モデルを適用し、柱梁接合部は、剛ないし弾性としたもので、どちらも、柱梁接合部の上下で節点回転角が連続することが仮定されている。また履歴モデルは、簡単なルールで力と変形の関係を表しており、履歴特性と実構造物との対応が曖昧である問題がある。いずれにせよ、履歴モデルによる影響は地震動の特性の影響より小さいことから、どの研究も、現行設計の耐震規定の問題点を指摘する結論には至っていない。

同じ頃ヨーロッパや米国においては、1993年のグラム地震や1999年のトルココジャエリ地震で、柱梁接合部の破壊が注目されると、既存建物の柱梁接合部の性能が問題となり、2000年代に入ると、架構の耐震性能に及ぼす柱梁接合部の挙動の実験や解析が増えた。典型的な例は、2002年のイタリアのCalviらの研究で、柱梁接合部をシャープパネルモデルでモデル化し6層RC骨組の動的解析を報告している¹²⁾。しかし、シャープパネルの復元力特性には、柱梁接合部のせん断強度が用いられるので、接合部せん断強度に余裕があれば、接合部破壊は起こりえないモデルであり、接合部降伏は考慮されない。

塩原らは、文献¹³⁾で実用的な柱梁接合部のマクロエレメントを提案し、実験で得られる柱梁接合部の大地震時の挙動を再現できることを検証し、ついで接合部降伏する柱梁接合部を含む4層鉄筋コンクリート造骨組の解析を行い、多層架構の地震応答解析の可能性を開いた。また、接合部降伏の復元力特性におけるピンチング現象と耐力低下は、主筋の抜け出しによるものではなく、接合部内主筋の降伏と接合部の斜めひび割れの開閉に伴うものであること¹³⁾を示した。また、接合部降伏における繰り返し载荷による耐力低下は、斜めストラットのコンクリートパネの圧縮軟化により応力中心間距離が短くなり抵抗モーメントが減少して起こることを明らかにし¹⁴⁾、提案されたマクロエレメントで有効にモデル化できることを明らかにした。マクロエレメントでは柱梁接合部の寸法と配筋および材料の力学特性に基づき設定できるので、設計で取り扱う変数について広範囲に変動させて地震力を受け大変形領域に至る骨組の挙動を模擬し比較検討することが可能となった。

3. 研究方法

現行の耐震規定に定められた静的地震力分布に対して、必要な最小限の保有水平耐力を有し、柱梁接合部の接合部せん断耐力余裕度を十分にとった鉄筋コンクリート造無限均等ラーメンのモデル建物を試設計する。そこから1スパンを取り出した平面魚骨モデル¹³⁾に置換し (Figure 1)、静的漸増载荷解析と非線形時刻歴地震応答解析を行う。解析には、筆者らがMatlabで開発したインハウスのプログラムを用いる。

通常の架構モデルでは、柱や梁を弾性部材として端部に非線形の回転ばねを挿入した材端弾塑性パネモデルが用いられることが多い

が、本研究で使われるのは、柱梁接合部の応力と変形の関係におけるモーメント・軸力・せん断力の相互作用をコンクリートと鉄筋の一軸パネの組み合わせで表すマクロエレメントである。マクロエレメントは、柱主筋量と接合部補強筋量に応じて剛性や耐力が決まる。そのため、復元力特性を変化させるために、履歴モデルのように復元力特性のルールを恣意的に変化させる必要はない。例えば、接合部補強量が少なく柱梁接合部の強度が低下するが、梁曲げ強度は変化しないので、接合部内の主筋に塑性変形が生じ柱梁接合部の変形が増大し、履歴特性は、マクロエレメントで表される接合部降伏のピンチング性状の目立つ復元力特性が支配的になる。一方、柱主筋量や接合部補強量を多くすると柱梁接合部の強度が上がり、柱梁接合部の変形は減少し、主に梁端部の塑性回転により架構の変形が増大するので、履歴特性は、梁曲げ降伏の復元力が支配的なものになる。このように、柱主筋量を変えて柱梁強度比を変化させたり、接合部横補強量を変化させたりすることにより、架構の崩壊モードは、接合部降伏から梁曲げ降伏まで連続的に変化することになる。本研究は、このような原理により従来の架構モデルでは全く考慮されていない、柱梁接合部内の配筋量と地震応答量を連続的に直接結びつけその影響を定量化しており、既往の研究に前例がない。

既往の研究で述べたように、地震応答は主に地震動記録の特性に影響を受けることが指摘されている。そこで、入力には、同一の告示スペクトルに適合する複数の模擬地震動を採用し、観測記録地震動も併用する。また、後の解析結果で示すように、特定層に層間変形が集中する現象が見られることから、特定層付近の層だけ配筋を変更し接合部降伏が防止された場合、層間変形の集中が緩和され、梁曲げによる全体降伏型として安定した地震応答を得られるかについても若干検討する。

Fig. 1 Fish-bone model of multi-story frame structure incorporated with macro element of beam-column joint

4. 建物の試設計とモデル建物

モデル建物には、一般的な中低層RC純ラーメン建物を想定する。スパンは6000 mm、階高は3500 mm、1層あたりの重量は360 kN (単位床面積当たり10.0 kN/m²を仮定)とする。モデル建物の変数は、a) 層数、b) 柱梁強度比 M_R とc) 接合部横補強比 A_{fjy}/A_{fy} の組み合わせとする。なお、接合部横補強比は、接合部横補強筋量 A_{fjy} と梁

の引張り主筋量 A_{f_y} との比である。ここに、接合部横補強筋量は横補強筋の総断面積 A_j と横補強筋降伏点 f_{jy} との積、引張主筋量は引張主筋の総断面積 A_t と引張主筋降伏点 f_y との積とする。

変数の値は、層数を $4 \cdot 8 \cdot 12$ の 3 種類、柱梁強度比 M_R を 1.2, 1.5, 2.0 の 3 通り、接合部横補強比を $A_{f_{jy}}/A_{f_y}$ を 0.2, 0.4, 0.6 の 3 通りとし、それらを組み合わせた計 27 ケースのモデル建物を試設計した。仮定した部材断面寸法・材料特性等の諸元は Table 1 に示した通りで、以下にその配筋設計の方針を記す。

設計用の等価水平地震力は、最下層の層せん断力係数が 0.3 の A_i 分布とし、線形弾性骨組解析を行い部材応力を算出する。部材の曲げ剛性は、弾性剛性を基本とする。梁の曲げ剛性は、梁長方形断面の曲げ剛性 $E_c I_b$ に基づき、スラブによる曲げ剛性増大率 2.0 とひび割れによる曲げ剛性低下率 0.5 を乗じた $E_c I_b$ を用いる。柱の曲げ剛性は、長方形断面の曲げ剛性 $E_c I_c$ を用いるが、断面一端にヒンジを計画する最下階・最上階はひび割れによる曲げ剛性低下を考慮して $0.7E_c I_c$ とする。

柱梁強度比 M_R は全層一定とする。梁主筋は上端と下端を等量とし、梁端で曲げモーメントの応力値と断面の曲げ終局モーメントがちょうど等しくなるように断面積を定める。ただし最下階と最上階の梁主筋は、鉄筋比が 0.4% を下回る場合には、最低鉄筋量規定に従い 0.4% を配筋する。最下階柱脚と最上階柱頭の主筋量は、線形骨組解析による部材の曲げモーメントと軸力を考慮した柱断面の曲げ終局モーメントが等しくなるよう定める。残りの柱頭柱脚では、柱梁接合部の上下断面で柱主筋量を等しいものとして、柱の曲げ終局モーメントの和と梁曲げ終局強度時の節点モーメントの比が目標とする柱梁強度比 M_R と等しくなるよう定める。この際、柱配筋は 4 辺の主筋が同本数となるよう中段筋を決定する。柱主筋量の最小規定に関しては、8 層、12 層建物では最上階付近で柱断面積の 0.8% を若干下回るが、柱の最低主筋量の規定を適用しない。

接合部横補強比 $A_{f_{jy}}/A_{f_y}$ は全層一定とする。これは、接合部降伏する柱梁接合部の強度は、梁主筋量と接合部横補強筋量の比に比例して変動するとされる¹⁾ ことを考慮したもので、柱梁強度比と接合部横補強比が一定であれば、接合部降伏の起こりやすさもほぼ一定になる。現行規定では接合部せん断補強筋比 p_w は最小規定の 0.2% で決定されるが、本モデル建物では下層ほどいわゆる接合部せん断補強筋比 p_w が大きい。これは、下層ほど梁引張主筋量が大きくなるためである。

接合部横補強比 $A_{f_{jy}}/A_{f_y}$ と接合部横補強筋比 p_w との関係について以下に補足する。靱性保証型指針¹⁶⁾ により算定した接合部横補強筋比 p_w の値は、接合部横補強比が 0.2 の場合で 0.06%~0.28%, 0.4 の場合で 0.13%~0.56%, 0.6 の場合で 0.19%~0.84% となる。この値は十分に施工可能な範囲である。

柱梁接合部のせん断余裕度は、靱性保証型指針¹⁶⁾ のせん断強度式を用いて算出して Table 1 に示してある。4 層建物のせん断余裕度 1.1~3.3 と比較的小さいが仮定した柱断面が小さいためであり、8 層建物と 12 層建物ではせん断余裕度は最小でも 1.6~5.2 と十分な余裕がある。すなわち、柱梁接合部はすべて現行の耐震規準のせん断設計の規定を満たしている。

5. 解析モデル

柱、梁と柱梁接合部のモデルは既発表¹³⁾ と同様であるが、以下にその概略を述べる。

5.1 柱と梁のモデル

梁と柱は、断面の図心を通り材軸方向にのみ広がりをもつ太さのない線とする。材軸方向に曲率を評価するための複数の積分点を配置し、それらの点における応力分布は、部材端部の応力と中間荷重に適合するように仮定する Force-based Element¹⁷⁾ を用いる。材軸

Table 1 Properties of section, reinforcement and material
(a) 4-story Frame

FL	Girder $b \times D$ in mm	Column $b \times D$ in mm	Tensile reinforcement ratio of girder p_t^* in %	Concrete compressive Strength σ_B in N/mm ²	Joint shear capacity/de mand ratio
RF	400×650	-	0.40	27	3.3
4F	400×650	550×550	0.78		1.8
3F			1.13		1.3
2F			1.32		1.1
1F	750×2000		0.40		-

* SD345 for longitudinal reinforcements and SD295 for joint hoops respectively

(b) 8-story Frame

FL	Girder $b \times D$ in mm	Column $b \times D$ in mm	Tensile reinforcement ratio of girder p_t^* in %	Concrete compressive Strength σ_B in N/mm ²	Joint shear capacity/ demand ratio
RF	400×800	-	0.40	30	4.8
8F		700×750	0.58		3.3
7F			0.82		2.4
6F	450×800	750×750	0.94	36	1.9
5F			1.09		1.8
4F	500×800		1.13		1.7
3F			1.21		1.6
2F			1.18		1.6
1F	750×2000		0.40		-

* SD390 for longitudinal reinforcements and SD345 for joint hoops respectively

(c) 12-story frame

FL	Girder $b \times D$ in mm	Column $b \times D$ in mm	Tensile reinforcement ratio of girder p_t^* in %	Concrete compressive Strength σ_B in N/mm ²	Joint shear capacity/de mand ratio
RF	500×900	-	0.40	30	5.2
12F		700×850	0.41		4.6
11F			0.59		3.4
10F			0.74		2.7
9F	550×900	800×850	0.81	33	2.3
8F			0.91		2.1
7F			1.01		2.0
6F			1.09	36	1.9
5F	600×900	850×850	1.08		1.8
4F			1.14		1.9
3F			1.16	42	1.8
2F			1.11		1.9
1F	750×2000		0.40		-

* SD390 for longitudinal reinforcements and SD345 for joint hoops respectively

方向の曲げモーメント分布は、柱は直線分布とし、梁は一樣鉛直荷重を考慮した放物線分布とする。積分点の数は、部材を材軸方向に6等分する点と部材端の7点とし、数値積分は台形則による。各積分点には、平面保持を仮定する断面の曲げ解析より求めたひび割れ点と降伏点で表される3折れ線のモーメント-曲率関係を与える。降伏後の剛性は一律に初期剛性の0.15%とする。繰り返し載荷時のモーメント-曲率関係は、3折れ線のスケルトンカーブで定義される履歴モデルを用いて表し、梁にはNormal-Trilinearモデル、柱にはそれより剛性低下のより大きなモデルとしてTakedaモデル¹⁸⁾と同じルールを用いる。柱と梁の変形には曲げ変形のみを考慮し、柱では幾何学的非線形を考慮してP-Δ効果を取り入れる。なお、断面の曲げ解析の材料特性は、コンクリートにKent & Parkモデルを仮定し、圧縮強度時の歪度を0.2%とする。鉄筋には弾塑性モデルを仮定する。

5.2 柱梁接合部のモデル

柱梁接合部は、梁端部と柱端部の柱梁接合部フェースにおける平面保持仮定を表す4枚の剛板と剛板間をつなぐ4方向のコンクリートパネ、主筋および接合部横補強筋を表す鉄筋ばね、コンクリートと主筋の付着を表す一軸ばねから構成されるマクロエレメントで表す。コンクリートの分割数は、鉛直水平の各方向で8、斜め方向ばねは各方向で16とする。マクロエレメントの寸法は、水平長さは柱せい、鉛直長さは梁せいとそれぞれ等しいものとする。接合部内の主筋量と接合部補強筋は、等量の鉄筋ばねに置換する。柱梁接合部内においてコンクリートにはひび割れがおきても剥落や落下は起こらず、応力歪関係により定まる圧縮力の応力伝達機構が最後まで保持されるものとする。

5.3 マクロエレメントの構成材料の構成則

柱梁接合部のマクロエレメントを構成する一軸ばねの構成則は材料の一軸力学特性に基づいて設定する。それらの履歴モデルをFigure 2に示す。

a) コンクリート コンクリートは、圧縮側はKent & Parkモデルとし、圧縮強度時の歪度を0.2%とする。拘束効果による増大係数Kは1.0とする。下り勾配Z_mは圧縮破壊エネルギーが一定値¹⁹⁾になるようにコンクリートの骨材径とパネの長さを考慮して定める。ここで、最大骨材寸法は25mmとする。引張り側は線形弾性とし、引張り強度f_t (N/mm²)は圧縮強度σ_B (N/mm²)から次式で求める。

f_t = 0.5√σ_B (N/mm²) (1)

b) 鉄筋 接合部内の鉄筋を表すばねは二折れ線であらわす。履歴特性は、Figure 2(b)のようにバウシンガー効果を2折れ線で簡略的にモデル化する。降伏後剛性低下率は0.1%とし、歪硬化は考えない。

c) 付着 モデル建物では梁通し主筋の付着設計が行われ、付着破壊はないと仮定して、通し主筋の接合部内の付着ばねは弾性とする。弾性剛性kは、

k = 2.94σ_B^{2/3} (1 + σ_0 / σ_B) (N/mm³) (2)

で求める。ここに、σ_B: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、σ₀: 柱の軸応力度 (N/mm²)。

5.4 架構のモデル化と境界条件

梁要素と柱要素の両端部の節点と柱梁接合部のマクロエレメントの剛板は自由度を共有する。梁の右端節点 (Figure 1のA'点)の変位は、絶対鉛直変位が拘束されないように、通常行われるような水平ローラー支持とはせず、柱梁接合部パネルの左辺上の節点 (Figure 1のA点)の水平・鉛直・回転のすべての変位成分が等しくなるよう自由度を共有させる。最下階柱梁接合部の下端はピン支持とする。

5.5 静的繰返し漸増振幅載荷解析

静的繰返し漸増振幅載荷解析は、頂部の水平変位制御の正負繰返しで行い、各ピーク同一振幅を2回ずつ繰り返す。振幅はピーク時の頂部変位が建物高さの0.1%、0.5%、1%、1.5%、2%とする。外力分布形は一定でA₁分布とする。以下、層間変形角は層間変位をその層の高さで除した値とし、頂部の部材角は頂部水平変位を建物高さで除した値とする。

5.6 動的時刻歴地震応答解析

運動方程式の数値積分にはニューマークβ法を用いる。積分時間刻みは1/1000秒とし、Newton-Raphson法を用いて不釣り合い力が小さくなるよう収束計算を行う。質点を付帯させる各階の並進の代表変位は、柱梁接合部パネルの上辺と下辺の水平変位の平均、柱梁

Fig. 2 Hysteresis models for concrete and steel spring

Table 2 Collapse mechanism by static analysis

# of floor	M _R	A _j f _{ys} /A _j f _y					
		0.2		0.4		0.6	
		Type of collapse mechanism		Equivalent damping factor at 2% drift ratio		Cyclic decay of strength at 2% drift ratio	
4	1.2	II	0.10	II	0.12	II	0.15
			0.74		0.72		0.67
	1.5	II	0.09	II	0.11	III	0.25
			0.78		0.77		0.99
	2.0	II	0.07	II	0.09	III	0.28
			0.81		0.79		0.99
8	1.2	I	0.20	I	0.23	I	0.24
			0.73		0.64		0.65
	1.5	II	0.09	II	0.31	III	0.35
			0.85		0.93		1.00
	2.0	II	0.05	II	0.31	III	0.38
			0.90		0.99		1.00
12	1.2	I	0.22	I	0.30	I	0.33
			0.62		0.64		0.61
	1.5	II	0.12	II	0.29	III	0.41
			0.89		0.98		1.00
	2.0	II	0.05	II	0.29	III	0.43
			0.89		0.98		1.00

I : joint hinging & column sway, II : joint hinging & beam sway, III : beam hinging

接合部パネルの左辺と右辺の鉛直変位の平均とする。つまり、層の慣性質量は、鉛直方向を梁端部の節点に等分して、水平方向を柱端部の節点に等分してそれぞれ与える。減衰は、瞬間剛性比例型とし、弾性 1 次固有周期に対して 3%とする。

6. 静的増分解析

6.1 架構の崩壊型

計 27 ケースのモデル建物の静的繰返し漸増解析を、接合部降伏し特定層に層間変形が集中する層崩壊型（タイプ I）、接合部降伏する全体崩壊型（タイプ II）、および、梁曲げ降伏する全体崩壊型（タイプ III）に分類した。架構としての接合部降伏の有無のクライテリアは、最下階と最上階を除いてほとんどの柱梁接合部が接合部降伏していない場合をタイプ III とし、それ以外を、タイプ I もしくはタイプ II とした。ここで、柱梁接合部内で柱中段筋を除いて過半の柱主筋と梁主筋が降伏し、かつ、柱梁接合部の変形角が 0.5% 程度を超えたものを接合部降伏したものとする。分類の結果を Table 2 に示す。

タイプ I となったのは、8 層と 12 層で柱梁強度比が 1.2 の計 6 ケースである。タイプ I では、層間変形の集中が 2~3 層目に起こり、最大層間変形角は 6% を超えた。残りの層は大きな塑性変形は経験しない。ほとんどの柱梁接合部内の梁と柱の主筋の多くが降伏し、接合部降伏が発生している。すべての層で層間変形に柱梁接合部の変形が占める割合は圧倒的に大きい。

タイプ II となったのは、4 層建物では柱梁強度比が 1.2, 1.5 と 2.0, 8 層建物と 12 層建物では柱梁強度比が 1.5 と 2.0 で接合部横補強比が 0.2 及び 0.4 の計 15 ケースである。タイプ I と異なり、層間変形が上下方向に緩やかに分布し、特定層での変形集中はない。最下階と最上階を除いてほとんどの柱梁接合部で接合部降伏が発生し、層間変形に占める柱梁接合部の変形はかなり大きい。柱梁接合部内の梁主筋と柱主筋もしくは梁主筋の多くが降伏しているが、その塑性化の程度にはケースにより違いがある。

タイプ III は、柱梁強度比が 1.5 または 2.0, かつ、接合部横補強比が 0.6 の 4 層, 8 層, 12 層建物の計 6 ケースである。タイプ II と同様に特定層での層間変形の集中はない。柱梁接合部の変形角はほぼ全層で 0.5% 程度であり、層間変形に占める変形はほとんどが梁の曲げ降伏によるものである。なお、どのタイプにおいても、接合部横補強筋はすべてのケースにおいて降伏していた。

6.2 全体架構の履歴形状

静的繰返し漸増荷解析時の頂部の部材角とベースシヤ係数の履歴形状を Figure 3(a) (b) (c) に示す。Table 2 には、層間変形角 2% 時の等価粘性減衰係数と、耐力低下率の値が示されている。ここに耐力低下率は、最大耐力を基準とした層間変形 2% 時のピークの耐力の割合である。各層の最大層間変形角の具体の分布形状については、後述の Figure 8 内に示してあり、そこで動的応答と比較して述べる。

復元力特性と履歴形状の傾向は前節で分類したタイプと明確な対応関係が見られたので崩壊タイプとの関係について述べる。

まず、最大ベースシヤ係数は、想定通り概ね 0.3 であることがわかる、しかし、タイプ III, タイプ II, タイプ I の順に少しずつ小さくなっている。これは、タイプ I, II は接合部降伏の強度が梁曲げ降伏より強度が低いことが原因である。

Fig. 3 Base shear-average story drift relation

タイプ I では、層間変形角 0.5% のピークの復元力が最も小さいことからわかるように、降伏前の剛性が相対的に低い。また、繰り返しによる耐力低下が顕著で、ピンチング傾向があるがやや太った履歴形状となっている。8 層よりは 12 層でその傾向は顕著である。履歴エネルギー吸収のほとんどは、特定層の層崩壊による履歴性状を反映している。すなわち、接合部の斜めひび割れの開閉による接合部補強筋の塑性変形がかなり履歴エネルギーを消費していると考えられる。そのため接合部補強量が多いほど等価粘性減衰が大きい。耐力低下率は 0.7 程度である。層間変形角 2% 時の等価粘性減衰は 20% から 30% 程度で比較的大きい。これは、変形集中層で塑性率が極めて高いためであろう。

タイプ II では、接合部降伏する柱梁接合部の部分架構実験で見られる特徴であるスリップ型の履歴特性が良く再現されている。柱梁接合部横補強比が 0.2 では、耐力低下率は 0.8 から 1.0 程度で等価粘性減衰定数は 10% 程度である。タイプ II でも柱梁接合部横補強比が 0.4 になると、柱梁接合部の横補強量の増加により履歴形状はスリップ型から紡錘形に変化し、等価粘性減衰率は 30% 程度に増大する。すなわち、横補強筋量に敏感である。

タイプ III では、良好な紡錘形の履歴形状が得られ繰り返しによる耐力低下はない。1988 年にニュージーランドのカンタベリー大学が報告した、NZS3101 規定の通り設計された Unit1 の実験²⁰⁾のように理想的な紡錘型の復元力特性となっている。スリップ性状やピンチング性状は全く見られない。等価粘性減衰は 25% から 40% 程度と大きく、振幅が増大しても耐力低下はなく、安定した履歴特性となっている。

7. 動的地震応答

これまでの節で説明した 27 ケースのモデル建物の動的地震応答について、静的解析の結果から分類したタイプ別に述べる。

7.1 入力地震動

入力地震動は、告示の極めて稀な大地震の地震動の加速度応答スペクトルに表層地盤の増幅率を乗じたスペクトルに適合するように正弦波合成法により作成した継続時間 60 秒の模擬地震動 5 波を基本とする。ここに、表層地盤の増幅率は第二種地盤のものとしており、模擬地震動のフーリエ位相には、El Centro, Hachinohe, Kobe, Taft, Tohoku の各観測波 5 波から得られたものを用いる。さらに 8 層建物では最大速度を 100 kine に基準化した観測波 5 波の応答も計算し模擬地震動の応答と比較する。

Figure 4 に模擬地震動 5 波および最大速度を 100 kine に基準化した観測波 5 波の減衰 5% の最大絶対加速度応答スペクトルを示す。なお、固有値解析により算出した弾性一次固有周期は、4 層、8 層、12 層でそれぞれ、0.63 秒、0.57 秒、0.65 秒となった。いずれも告示スペクトルのコーナー周期より小さい。4 層建物の固有周期が 8 層より長いのは、部材断面が相対的に小さいことが原因と考えられる。

7.2 最大応変位と層間変形の集中

(1) 時刻歴応答

タイプ I とタイプ II では、大地震の入力時に特定層に層間変形が増大し集中している。一例として、8 層建物に El Centro 位相の模擬地震動入力した場合について、タイプ I とタイプ III の各層の水平変位の時刻歴波形を Figure 5 に比較する。タイプ I では 8 秒以降、振

Fig. 4 Response acceleration spectra of base input motions

Fig. 5 Time history of floor lateral displacement

Fig. 6 Story shear coefficient vs. story drift ratio relation of 8-story frame structure

Fig. 7 Base shear coefficient vs. average deflection angle relation of 8-story frame structure

幅が一方向に流れ始め、その後7層目から上の層でむち振り現象が発生し、大きな残留変形が見られる。タイプ III の建物では、各階の線の間隔は常にほぼ均等で、特定の層間変形がある時点から増大するようなことはなく一定の変形モードを保ち安定した振動性状を示した。Figure 6 は、Figure 5 の2ケースの応答における7層目と2層目の層せん断力係数と層間変形角の関係を示している。タイプ I では、7層目で層間変形角が6%に達しており、2層目は層間変形角は1%程度で小さい。タイプ III は、それとは対照的に2層目も7層目も最大層間変形角が1.5%程度で塑性率2程度である。このように、耐震規定上は同じ性能と判定される骨組であっても地震応答は全く異なっている。

Figure 7 は、8層のモデル建物9ケースすべての El Centro 位相模擬地震動入力時の頂部の部材角とベースシヤ係数の関係を示している。どのケースの頂部の部材角も最大値は2%程度であり、大きな違いはない。タイプ II の中には履歴形状がタイプ III のように優れたものも含まれるが、頂部の最大部材角はタイプ I とほとんど違いがない。履歴形状に優れるタイプ III の最大値は1.3%と若干少ないが、履歴形状が応答変形への影響は大きくない点は既往の研究で指摘された通りである。つまり、履歴形状の違いによる最大応答変位への影響は少ない。ここではデータを示していないが、他の模擬地震動の入力でもこの傾向は同じである。

(2) 最大層間変形角

層間変形角は、耐震設計において設計の妥当性を判定するために極めて重要な指標である。そこで次に同じ応答スペクトルを有する模擬地震動の位相相特性の違いが、最大層間変形角に及ぼす影響を検討する。Figure 8 に全27ケースの模擬地震動5波の入力時の動的応答における、各層の最大層間変形角の最大値と地震動5波の平均値が示してある。これと併せて、静的漸増荷重解析の2%終了時の最大層間変形角および柱梁接合部の変形角の分布も示している。ここに、柱梁接合部の変形角とは、柱梁接合部のマクロエレメントの柱側と梁側の剛板の回転角の和のことで柱梁接合部の変形による層間変形角への寄与分に相当する。図中の丸記号の色は、黒が柱梁接合部内の主筋が半数以上降伏したもの、白が半数未満の降伏であったものを表す。

以下、最大層間変形角は、4層・8層・12層でそれぞれ異なる傾向が見られたため、タイプと層数に着目して解析結果について述べる。4層建物の最大層間変形角は地震動によっては8%を大きく超えた。8層建物と12層建物ではそれほど大きくはない。これは、どの場合も建物が長周期化して変位一定領域の応答に入ったため、建物高さに反比例して層間変形角が大きくなったものと考えられる。次に、崩壊機構のタイプ別の応答について述べる。

タイプ I の動的応答では、最上層より少し下の層の最大層間変形角が大きくなった。8層骨組では、模擬地震動入力時には7層目に最大層間変形角が集中した。12層骨組では、模擬地震動入力時には11層目に最大層間変形角が集中した。一方、静的解析ではどちらも下から2、3層目に層間変形角が集中しており集中位置は異なった。

タイプ II は、柱梁強度比が大きく接合部横補強筋量が多いほど変形の集中が回避され、結果として最大層間変形角も小さくなった。ただし、El Centro 位相の入力の場合のように、最上階付近で地震動によっては層間変形が集中するケースも一部に見られた。

Fig. 8 Attained maximum story drift in static and dynamic responses with excitation of 5 synthesized ground motions

タイプ III であっても、4 層建物では最大層間変形角が平均して 4%から 5%と大きくなった。8 層建物や 12 層建物では、最大層間変形角の平均値は 1%から 2%で、層間変形分布は概ね一様であり、模擬地震動の種類によらずばらつきは小さくなった。また、タイプ III では、柱梁接合部の最大変形角は 4 層建物では最大で 1.0%、8 層建物と 12 層建物では最大で 0.5%であり、接合部変形が弾性範囲にとどまって、梁の曲げ降伏により一定の振動モードを保つ安定した応答であることが確かめられた。

これらをまとめると次のことが言えよう。すなわち、タイプ I や、タイプ II では、層間変形が集中する層が静的解析と異なる結果となった。また、応答スペクトル形状が同じ模擬地震動であっても、地震動の位相角分布により最大層間変形角は変化する。ここでは、限界耐力計算等で用いられる簡易な地震応答の推定で静的解析の変形分布から層間変形分布を予測することは困難であろう。これは、接合部降伏する柱梁接合部を含む架構の特性といえよう。一方、タイプ III においては、応答変位の分布形状は静的解析の結果に比較的近く、応答スペクトル形状が同じであれば、模擬地震動によらず応答変位のばらつきは小さく安定しているものと言える。これは、架構が梁曲げ降伏型であるために、確実に各層の層間変位が一様となったもので、それに加えて良好な履歴減衰特性による応答の低減もある程度影響しているものと考えられる。このように、現行の耐震設計の考え方では、全く同じ性能と評価される全 27 ケースの応答が柱梁接合部の設計が異なるだけで、これほど著しく異なることが確かめられ、耐震設計に取り入れて考慮すべき極めて重要な結果が得られているものと言える。

(3) 層間変形の集中と倒壊余裕度

これまでの検討では、入力倍率が 1.0 の地震応答について比較をしたが、ここでは、入力倍率を 0.1 から 1.5 まで変化させ、地震動レベルごとの最大層間変形角から倒壊余裕度について定量化を試みる。入力地震動は、既に述べた 5 種類の模擬地震動である。なお、入力倍率を大きくしていくと、ある層において層間変形角の急増とともに層間の鉛直方向の距離がゼロ、すなわち柱が横倒しになる場合が出てくるので、これを崩壊に至ったと判断し解析を打ち切る。

入力倍率と最大層間変形角の関係を Figure 9 に示す。入力倍率が 0.5 ではケースごとの最大層間変形角の差はほとんどない。4 層建物では 1.5%から 2.0%、8 層骨組では 1.0%、12 層骨組でも 0.5%から 1.0%程度で安定している。入力倍率が 0.5 より大きいと入力地震動によっては、タイプ I やタイプ II では最大層間変形角が大きくなる。例えば入力倍率 1.0 では、4 層建物で最大層間変形角が 8%を超え、8 層骨組と 12 層骨組では El Centro 位相と Hachinohe 位相で応答が大きく、層間変形角が 7%を超える。しかし、タイプ III では、最大層間変形角は 2.0%程度となっている。入力倍率が 1.0 を超えてもタイプ III では柱梁接合部の変形角の増大は生じていないことがわかっている。つまり、タイプ III の骨組では、地震動の種類によらず入力倍率が 1.3 程度までは層間変形のばらつきは抑制され、最大層間変形も 2.0%程度で高い倒壊余裕度を有しているものといえる。一方タイプ I やタイプ II では、入力倍率が 1.0 より小さくても最大層間変形角が 4%から 5%を超える応答となることが推定される。したがって同じ骨組であっても、柱梁接合部の耐震設計によっては、倍率 0.5 を超える地震動に対する損傷制御性能や倒壊余裕度には極めて

Fig. 9 Result of IDA analyses for maximum story drift with five synthesized input ground motions

Fig. 10 Attained maximum story drift in dynamic response with excitation of observed base acceleration record normalized by maximum velocity of 100kine

大きな差があることがわかる。

(4) 観測地震動入力時の変形分布

次に、8層建物の観測波5波入力時の各層の最大層間変形角の分布と柱梁接合部の変形角をFigure 10に示す。観測波入力時には、8層建物の模擬地震動入力時と同様に、タイプIのケースでは、接合部横補強比によらず7層目に著しく最大層間変形角が集中し、またタイプIIでも接合部横補強比が0.2のケースでは上層の最大層間変形角が、平均して4%を超えており、応答が大きくなっている。

残りのタイプIIとタイプIIIでは、最大層間変形角の5波の平均値は、タイプIよりも小さく3%より小さくなっている。しかし、5波の最大値は必ずしも小さくない。中でも、TohokuとHachinohe波の応答はどのケースでも4%程度に達している。これは、模擬地震波入力時と異なる傾向といえよう。観測波応答では、入力地震動のスペクトル特性が異なるため、柱梁接合部のタイプによる剛性低下の進行の違いと、地震動の位相特性の影響を受けるためと考えられる。

このことから、最大層間変形角は、タイプによらず入力地震動による応答の変動が大きいが相対的には、タイプIIとタイプIIIの応答はタイプIに比べればそのばらつきが小さい。一方、タイプIIIでは、タイプIやタイプIIと異なる点は、柱梁接合部は弾性範囲に止まっている点で、柱梁接合部の損傷は避けられるものと考えられる。

(5) 変形集中層の柱梁接合部の配筋変更による応答低減と均一化

模擬地震動5波を入力した8層建物の応答では、タイプIやタイプIIの場合、7層目に最大層間変形角が集中し変形集中率が大きくなったことは、Figure 8(b)に示したとおりである。そこで、8層骨組全てのケースについて、7・8階床の柱梁接合部で接合部降伏が起こらないように、その接合部横補強比を0.6に、柱主筋量を増加させて柱梁強度比を2.0となるように強化した場合、最大層間変形角が、どのようになるか検討し、その結果をFigure 11に示す。

タイプIを強化した場合では、基準建物よりは応答は小さくなるものの、逆に中層および下層の最大層間変形角が大きくなるなど、変形集中層が強化していない層に移動した。一方でタイプIIの接合部横補強比が0.2のケースでは、上層の最大層間変形角が抑制され、最大層間変位は各層である程度一様となり変形集中は緩和された。タイプIIIでは強化しても仕様が元とほとんど変わらないため、最大層間変形角はほぼ同じとなっている。

従って、タイプIでは、変形が集中した層の上下階の柱梁接合部のみ接合部降伏を防止する設計としても、特定層への変形集中は防止できない。タイプIIでは変形が大きかった層の上下階の柱梁接合部さえ強化すれば、上層の変形が抑制された各層である程度一様な分布とすることができる。

しかしながら、観測地震動による応答を示したFigure 10のように、一般にどの部分に応答変位が集中するかは、地震動の周期特性と位相特性により変化するので、地震動が特定されない一般の耐震設計において、一部の柱梁接合部のみを補強して層間変形がどの層にも集中しないようにすることは困難である。

8. 解析結果の検討と現行の耐震設計法への示唆

梁曲げ降伏もしくは接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組を対

Fig. 11 Attained maximum story drift in dynamic response of frame with upgrade beam-column joint

象として、柱梁強度比と接合部横補強比を変数とした地震応答解析を行って得られた解析結果を以下に要約する。

柱梁接合部の接合部降伏は、頂部の変位応答のわずかな増大を引き越こし、一部の層に層間変形に集中を引き起こした。その原因は、柱梁接合部内の主筋の降伏と斜めひび割れの開閉により、剛性低下層が発生し、振動モードが変化して、剛性の急変した層に変形が進み、接合部降伏による耐力劣化が、それを加速したためと考えられる。

柱梁強度比が1.2では、接合部の横補強筋量に関わらず特定層への著しい変形集中が生じた。特定層への変形集中は、P-デルタ効果により構造物が倒壊する原因となり耐震設計上極めて望ましくない。また、柱梁強度比が1.2では変形が集中する層の上下階の柱梁接合部のみ接合部降伏を防止しても他の柱梁接合部の変形が増大し変形が集中するため、一部の接合部降伏の防止では特定層への変形集中は防止できなかった。

柱梁強度比が1.5未満もしくは接合部横補強比が0.4程度以下の場合には、変形が集中する層は静的解析と地震応答解析では異なった。さらに、入力地震動によっても接合部降伏する柱梁接合部および変形が集中して増大する層は異なった。接合部降伏する動的応答では、接合部降伏する骨組の高さ方向の最大応答層間変形分布には、地震動によりばらつきが見られ、これを、梁曲げ降伏しか考慮できない従来の静的漸増荷重解析の架構モデルを使って推定することは極めて困難と思われる。そのため、一自由度に縮約して簡略的に地震応答を推定する等価線形化法や、柱梁接合部の変形を、梁端の曲げバネにスリップで考慮する骨組の時刻歴応答解析法などの従来の方法では、応答を極めて小さく評価する可能性が高く、やはり適切に地震応答を推定することは困難である。

柱梁強度比が1.5を超え、かつ、接合部横補強比が0.4程度以上では接合部降伏は発生するものの特定層への変形集中はある程度回避でき、さらに接合部横補強比を0.6とすることにより接合部降伏も防止できる。部分的には柱梁強度比が1.5であっても、変形の増大箇所の柱梁強度比を1.5から2.0に、接合部横補強比を0.6にすることにより各層一様な変形分布とすることができ、この接合部降伏の防止により他の柱梁接合部の接合部降伏が誘発されることもなかった。

変形集中層の柱梁接合部の柱梁強度比と接合部横補強筋量を増やして梁降伏するよう設計変更すると、ある程度層間変形集中を減らすことはできた。しかし、異なる地震動に対しても、確実に特定層地震応答の増大を防ぐために、全層に渡って柱梁接合部を接合部降伏しないようにする設計が必要であろう。

9. 結論

鉄筋コンクリート造骨組の非線形時刻歴地震応答解析を行い、接合部降伏する柱梁接合部の特性が最大層間変形角に及ぼす影響を検討して、現行の純ラーメン骨組の柱梁接合部の耐震設計上の課題を検討した。接合部降伏する柱梁接合部を含む多層骨組の応答では、塑性域に入る大地震の入力時には、上層の特定の層付近で層間変形の振幅中心が一方方向に流れて増大するむち振り現象が現われることが見られた。従来の梁端部の曲げ降伏しか考慮しない骨組モデルではそのような現象は再現できない。全体降伏型に設計されることが前提とされている靱性骨組架構による鉄筋コンクリート多層骨組の現行の耐震設計規定では、法令・学会規準指針を問わず、確実に柱梁接合部の接合部降伏を避けるための規定が不備であることは大きな問題であるが、建築構造設計者も、基準化を待つのではなく、できるところから早急に対応が行われることが推奨される。

謝辞

本研究は、平成 25～27 年度科研費基盤研究(B)（接合部破壊型の柱梁接合部を含む多層鉄筋コンクリート造骨組架構の耐震設計法課題番号 25289179 研究代表者：塩原等）により行われた。

参考文献

- 1) Structural Committee of AIJ: AIJ Standard for Lateral Load-carrying Capacity Calculation of Reinforced Concrete Structures (Draft), Architectural Institute of Japan, 2016. 4 (in Japanese)
日本建築学会構造委員会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説、日本建築学会、2016. 4
- 2) Nagae T. et al.: Large-scale Shaking Table Tests on a Four-story RC Building, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 669, pp. 1961-1970, 2011. 11 (in Japanese)
長江拓也、田原健一、福山國夫、松森泰造、塩原等、壁谷澤寿海、河野進、西山峰広、西山功：4 階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験、日本建築学会構造系論文集、第 76 巻、第 669 号、pp. 1961-1970, 2011. 11
- 3) Kajiura K. et al.: Three-dimensional shaking table test of 10 story RC frame (2015) at E-defense, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 871-872, 2016. 8 (in Japanese)
梶原浩一、土佐内優介、佐藤栄児、福山園夫、井上貴仁、塩原等、壁谷澤寿海、長江拓也、福山洋、壁谷津寿一、向井智久：E ディフェンスを用いた 10 階建鉄筋コンクリート造建物(2015)の三次元振動台実験 その 5 基礎すべりと試験体損傷の考察、日本建築学会大会学術講演梗概集構造 IV, pp. 871-872, 2016. 8
- 4) Satoh Y. et al.: Influence of Joint Hinging on Seismic Response of 8-story Reinforced Concrete Moment Resisting Frames, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 151-154, 2015. 9 (in Japanese)
塩原等、佐藤友佳、楠原文雄：接合部降伏する鉄筋コンクリート造 8 層骨組の弾塑性地震応答解析 (その 1-2)、日本建築学会大会学術講演梗概集構造 IV, pp. 151-154, 2015. 9
- 5) Kobayashi F. et al.: Influence of Joint Hinging on Seismic Response of 12-story Reinforced Concrete Moment Resisting Frames, Proceedings of the 12th Annual Meeting of Japan Association for Earthquake Engineering, P1-12, 2016. 9 (in Japanese)
小林楓子、佐藤友佳、楠原文雄、塩原等：接合部降伏する鉄筋コンクリート造 12 層骨組の地震応答解析、日本地震工学会・大会 2016 梗概集、P1-12, 2016. 9
- 6) Eto H. and Takeda J.: Elast-plastic Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Structure, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1877-1878, 1977. 10 (in Japanese)
江戸宏彰、武田寿一：鉄筋コンクリート建造物の弾塑性地震応答フレーム解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1877-1878, 1977. 10
- 7) Lopez O., Otani S. and Aoyama H.: Influence of Member Hysteretic Shape on Non-linear Earthquake Response, Proceedings of Annual Convention, Japan

- Concrete Institute, Vol. 12, No. 2, pp. 113-118, 1990. 6 (in Japanese)
Oscar Lopez, 小谷俊介、青山博之：骨組の非線形応答に及ぼす部材履歴形状の影響、コンクリート工学論文集、第 12 巻 2 号、pp. 113-118, 1990. 6
- 8) Kawamura F. and Yoshimura M.: Earthquake Response Analysis of R/C Structure Considering Slip Behavior, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 753-754, 1998. 9 (in Japanese)
川村文雄、芳村学：スリップ性状を考慮した鉄筋コンクリート建物の地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 753-754, 1998. 9
 - 9) Horii Y. and Kabeyasawa T.: Influence of Hysteretic Energy Dissipation Capability of RC Building on Seismic Response, Proceedings of Annual Convention, Japan Concrete Institute, Vol. 21, No. 3, pp. 13-18, 1999.6 (in Japanese)
堀井良浩、壁谷澤寿海：RC 建物の地震応答に及ぼす履歴エネルギー吸収性能の影響、コンクリート工学年次論文報告集、第 21 巻、第 3 号、pp. 13-18, 1999.6
 - 10) Tei B., Maeda M. and Nagata S.: Influence of Hysteretic Energy Dissipation Capability and Strength degradation on RC Building on Seismic Response, Proceedings of Annual Convention, Japan Concrete Institute, Vol. 22, No. 3, pp. 37-42, 2000. 6 (in Japanese)
鄭文淑、前田匡樹、長田正至：部材の履歴特性における耐力低下及びスリップ形状が RC 建造物の地震応答に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、第 22 巻、第 3 号、pp. 37-42, 2000. 6
 - 11) Kuramochi et al.: Study on Seismic Response Characteristic of High-Rise Reinforced Concrete Structures Subjected to Repeatedly Loading Hysteresis Part 6, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 565-566, 2015. 9 (in Japanese)
倉持真也他：多数回繰り返し履歴を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の応答性状に関する研究(その 6 50 階骨組モデルの地震応答解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集構造 IV, pp. 565-566, 2015. 9
 - 12) Gian Michele Calvi, Guido Magenes and Stefano Pampanin: Relevance of Beam-column Joint Damage and Collapse in RC Frame Assessment, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 6, Special Issue 1, Imperial College Press, pp. 75-100, 2002
 - 13) Kusahara F., Kim S. and Shiohara H.: Seismic Response of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames of Beam-column Joint Yielding, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 78, No. 686, pp. 847-855, 2013. 4 (in Japanese)
楠原文雄、金秀禧、塩原等：接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析、日本建築学会構造系論文集、第 78 巻、第 686 号、pp. 847-855, 2013. 4
 - 14) Kim S., Kusahara F. and Shiohara H.: Seismic Collapse Limit of Multi-story RC Fish Bone Structure, Proceedings of Annual Convention, Japan Concrete Institute, Vol. 36, No. 2, pp. 247-252, 2014. 6 (in Japanese) 金秀禧、楠原文雄、塩原等：地震動を受ける RC 造魚骨形多層骨組の余震時の倒壊限界、コンクリート工学年次論文集、第 36 巻、第 2 号、pp. 247-252, 2014. 6
 - 15) Shiohara H., Satoh Y. and Kusahara F.: Influence of Joint Hinging on Seismic Response of 8-story Reinforced Concrete Moment Resisting Frames, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 151-154, 2015. 9 (in Japanese)
塩原等、佐藤友佳、楠原文雄：接合部降伏する鉄筋コンクリート造 8 層骨組の弾塑性地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 151-154, 2015. 9
 - 16) Architectural Institute of Japan: Guidelines for Seismic Design of Ductile Reinforced Concrete Structure and Commentary, AIJ, 1990 (in Japanese)
日本建築学会：鉄筋コンクリート建造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1990
 - 17) Neuenhofer, A. and Filippou, F. C.: Evaluation of Nonlinear Frame Finite Element Models, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.7, pp.958-966, 1997. 7
 - 18) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, 1970. 12
 - 19) Nakamura, H., and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loading, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp. 471-487, 2001
 - 20) Park R. and Dai Ruitong: A Comparison of the Behaviour of Reinforced Concrete Beam-column Joints Designed for Ductility and Limited Ductility, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 21, No. 4, pp. 255-278, 1988. 12

EARTHQUAKE RESPONSE OF MULTI-STORY REINFORCED CONCRETE PLANE FRAME STRUCTURES AND SEISMIC DESIGN OF BEAM-COLUMN JOINTS

Hitoshi SHIOHARA^{}, Fuko KOBAYASHI^{**}, Yuka SATO^{**}
and Fumio KUSUHARA^{***}*

^{*} Prof., Dept. of Architecture, School of Engineering, the University of Tokyo, Dr. Eng.

^{**} Former Grad. Students, Dept. of Architecture, School of Engineering, the University of Tokyo

^{***} Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Design, Civil Eng. and Industrial Management Eng., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

Non-linear time history earthquake response of reinforced concrete multi-story moment resisting frame structures are calculated with a model of beam-column joints considering their restoring force characteristics which represents the interaction of moment, axial force and shear (Figure 1). The influence of the failure mechanism and strength degradation of beam-column joint are investigated by the comparison of the simulation of twenty-seven model frames (Table 1) satisfying the current seismic provisions in Japan, the model parameters for which are combination of column-to-beam strength ratio of 1.2, 1.5, and 2.0 and joint hoop reinforcement ratio of around 0.2% to 0.6% which are neglected as design parameters affecting the seismic safety in design practice in Japan. Statically cyclic response analyses of the model frames subjected to lateral load distribution pattern of Ai by displacement control at the top floor are calculated to classify the type of hysteresis loop and strength degradation (Figure 3). Then dynamic analyses of the model frames are carried out subjected to five artificial base ground motions conformed to maximum considered intensity design (MCD) spectrum and five observed strong motions (Figure 4). It is found that there is significant difference in the story drift response of the structures with different beam-column joint attributes. Particularly, in some cases, the story drift ratio increased significantly due to concentration of lateral deflection to several stories and large residual drift remains to one direction (Figure 5). It is confirmed that the differences are due to softening of stiffness and strength degradation of the beam-column joints. It is caused by the mechanism identified as joint hinging (ref. 1) which features the yielding of longitudinal reinforcement within the beam-column joint and repetition of diagonal crack open and close. The state-of-the-practice analytical model for frames does not consider the joint hinging so it significantly underestimates the story drift responses by far than seismic design criteria (Figure 8). The response of frames with beam-column joint failing in joint hinging is very sensitive to base ground motions which were synthesized with same target response spectrum. So the prediction of the response is difficult by non-linear static procedure nor non-linear time history procedure the model of which consider plastic deformation only by non-linear rotational springs at beam-ends considering hysteresis model with slip behavior. The results of incremental dynamic analysis (IDA) shown in Figure 9 reveals that the amplification less than 50% of MCD yields little difference in the response of the models whilst the amplification of 100% of MCD causes near collapse to four-story model and concentration of story drift exceeding 6% to the models failing in joint hinging mechanism, which is far beyond seismic design criteria for MCD. The current Japanese seismic design practice for beam-column joint obviously lacks the necessary reinforcing detailing provision such as minimum column-to-beam strength ratio and design of required joint hoop ratio which is much behind the seismic provisions found in current NZ3101 and ACI 318 building codes.

(2017 年 4 月 5 日原稿受理, 2017 年 6 月 1 日採用決定)