

論文 接合部降伏型鉄筋コンクリート造 8 層骨組の地震応答に与える連続入力の影響

楠原 文雄*1

要旨： 接合部降伏型および梁降伏型の鉄筋コンクリート造 8 層骨組を柱梁接合部にマクロエレメントを用いてモデル化し、入力倍率を変えた地震動を 2 回入力して 1 回目の地震による柱梁接合部の損傷が骨組の耐震性能に与える影響を検討する。特に接合部降伏型の骨組では 1 回目の地震による損傷により、骨組の崩壊荷重の低下、層間変形角分布の変化が生じる場合がある。また、1 回目の地震による柱梁接合部の変形角が 0.5% を超えると柱梁接合部の損傷により中小地震に対しても応答変形の増大が生じる。

キーワード： 柱梁接合部, 接合部降伏, 崩壊型, 連続入力, 接合部変形角

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の骨組では、梁曲げ降伏型に設計された場合であっても、柱梁強度比と接合部横補強筋量によっては「接合部降伏」¹⁾が生じ設計で想定した水平耐力が得られないことがある。接合部降伏が生じると、骨組の水平耐力や履歴性状の劣化によって地震応答が増大するだけではなく、特定層への変形集中と架構の不安定化によって倒壊余裕度の低下が生じる²⁾。接合部降伏を生じさせず全体崩壊形型とするには、柱梁強度比と接合部横補強筋量の両方を大きくする必要がある³⁾。

一方、2016 年熊本地震のように巨大な地震が連続して発生する場合や、中小地震により骨組に損傷が生じていても修復されずに継続使用している場合がある。1 回目の地震動により接合部降伏が生じていると、続いて入力された地震動に対する応答変形は無損傷の場合に比べて増大する場合があることが報告されている^{4),5)}。しかし、柱梁接合部の損傷によってどの程度骨組の耐震性能が低下しているかの検討は十分ではない。

本研究では、鉄筋コンクリート造ラーメンについて 1 回目の地震動の大きさを変えて地震動を連続入力し、1 回目の地震動による柱梁接合部の損傷と 2 回目の地震動入力の応答変形の増大および骨組の崩壊荷重の関係について解析的に検討した。ここで、一般的に靱性型骨組であり、また地震応答において高次モードが支配的となることが少ない中層純ラーメン建物を対象とする。

2. 解析モデルの概要

解析モデルは、文献 2) と同様にモデル化した鉄筋コンクリート造の無限均等ラーメンの 1 スパンを切り出した平面骨組である (図-1)。各階の柱梁接合部パネルは四辺上に独立した自由度を持つ節点を有し、最下階の下端

をピン支持とする。接合部降伏によって柱主筋の塑性化に伴う鉛直方向の伸びが生じることから、梁のスパン中央で切り出して梁先端の鉛直変位を拘束してローラー支持とする一般的な魚骨モデルではなく、梁の右端節点 (図-1 中 A' 点) と接合部パネル左辺上の節点 (図-1 中 A 点) の自由度共有することで無限均等ラーメンをモデル化する。質量は各階の代表変位に対して付与し、並進の代表変位はそれぞれ柱梁接合部パネルの上下辺の水平変位の平均および左右の辺の鉛直変位の平均とする。

梁・柱は材軸方向の応力分布を仮定する Force-based Element の線材とし、モーメント分布は梁では等分布荷重を考慮した放物線分布、柱では線形分布とする。各種分点では平面保持を仮定した断面解析より求めたひび割れ点および降伏点で表される 3 折れ線のモーメント-曲率関係を設定する。降伏後剛性は初期剛性の 0.001 倍、繰返し載荷時の履歴則は Takeda モデル⁶⁾とする。部材上の積分点は両端を含む 7 点とし、せん断変形は無視し、柱では幾何剛性マトリクスにより P-Δ 効果を考慮する。

柱梁接合部はマクロエレメント²⁾によりモデル化する。マクロエレメントは、梁・柱端部と自由度を共有し、フ

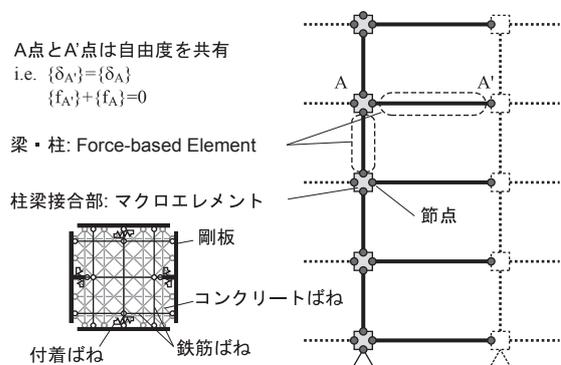


図-1 解析モデル

*1 名古屋工業大学 社会工学専攻 准教授 博(工) (正会員)

エースにおける平面保持を表す剛板と、コンクリート、鉄筋、コンクリートと鉄筋の付着を表す一軸ばねから構成する。コンクリートばねの数は、水平・鉛直ばねは各方向に 10、斜め方向のばねは各方向に 20 とする。コンクリート、鉄筋のばねの構成則は文献 2)と同様とし、付着ばねは弾性とする。

曲げ復元力特性モデル、材料の構成則とも多数回の繰り返し繰り返し載荷による履歴性状の変化を十分に表現し得るモデルではないが、本研究では構造特性の変化の応答性状への影響の検討を主目的に、これらをそのまま用いる。

3. 解析対象建物

3.1 建物諸元

解析対象建物は、一般的な中層 RC 純ラーメン建物を想定し、層数 8、スパン 8000mm、階高 3500mm の鉄筋コンクリート造の無限均等骨組である。各層の重量は支配幅を 6000mm、単位面積当たり重量を 10kN/m²として定める。表-1 および表-2 に建物の諸元を示す。柱梁強度比および接合部横補強筋量によって 4 ケースを設定する。柱梁強度比 M_R は建物 I, II が 1.2、建物 III, IV は 2.0 とし、接合部横補強筋量は建物 I, III では横補強筋比 0.3%、建物 II, IV では横補強比³⁾ (接合部横補強筋の降伏強度と梁引張主筋の降伏強度の比、ただし降伏強度は断面積と鉄筋の降伏応力度の積) を 0.6 とする。

最下階と最上階の梁を除く梁および最下階柱脚および最上階柱頭の主筋量は、1 階の層せん断力係数を 0.3 とし A_i 分布に基づき分布形を定めた水平力を用いた線形解析によって得られた材端のモーメントに終局モーメントが等しくなるように定める。線形解析に用いる部材の剛性は、梁のスラブによる曲げ剛性増大率を 2.0 とし、文献 7)を参考に両端ヒンジを計画する梁および 1 端ヒンジ計画する最下階および最上階の柱ではひび割れによる曲げ剛性低下率 0.5 および 0.7 をそれぞれ考慮する。

最下階柱脚および最上階柱頭を除く柱断面の主筋量は、柱梁接合部の上下断面で柱主筋量が等しく、節点位置で柱梁接合部に接続する柱の曲げ終局時のモーメントと梁の曲げ終局時のモーメントの比が目標の柱梁強度比となるように定める。柱主筋は 4 辺で同数となるように中段筋本数を定める。最上階および最下階の梁主筋量は梁柱強度比が目標とする柱梁強度比以上となるように定める。

梁引張主筋比は 0.4%以上とし、柱主筋比は 0.8%以上となるようにこれを下回る場合は配筋を変更する。鉄筋量の決定にあたって、梁・柱主筋の降伏強度は 429 N/mm²、接合部横補強筋の降伏強度は 345 N/mm²を仮定する。

日本建築学会の靱性保証型設計指針⁷⁾に基づく接合部せん断余裕度は全ケース共通で 1.33~2.64、保有水平耐力計算規準⁹⁾に示された柱梁接合部の強度低下率 β は最

表-1 解析建物の梁・柱断面

	コンクリート強度 (N/mm ²)	梁断面 (mm)	柱断面 (mm)	梁引張主筋比 (%)	接合部せん断余裕度
R	30	500×840	640×710	0.40	4.28
8	30	500×840	640×710	0.52	2.64
7	30	550×840	640×710	0.70	1.87
6	36	550×840	680×710	0.89	1.72
5	36	550×840	680×710	1.03	1.48
4	36	590×840	680×710	1.10	1.33
3	39	590×840	710×710	1.19	1.33
2	39	590×840	710×710	1.17	1.39
1	39	590×1800		0.40	8.34

表-2 接合部横補強筋量と接合部強度低下率

	接合部横補強比 [*]		接合部強度低下率 β			
	建物 I, III	II, IV	建物 I	II	III	IV
R	0.70 (0.30)	0.70 (0.30)	1.00		1.19	
8	0.54 (0.30)	0.60 (0.34)	1.21	1.23	1.56	1.58
7	0.37 (0.30)	0.60 (0.49)	1.10	1.16	1.50	1.55
6	0.31 (0.30)	0.60 (0.59)	1.08	1.16	1.48	1.55
5	0.26 (0.30)	0.60 (0.69)	1.06	1.14	1.45	1.54
4	0.23 (0.30)	0.60 (0.78)	1.04	1.13	1.44	1.53
3	0.22 (0.30)	0.60 (0.81)	1.04	1.13	1.44	1.53
2	0.23 (0.30)	0.60 (0.80)	1.04	1.13	1.44	1.53
1	0.70 (0.30)	0.70 (0.30)	1.18		1.18	

*括弧内は接合部横補強筋比(%)

も柱および接合部横補強筋の配筋量が少ない建物 I で 1.04~1.21、柱梁強度比が大きく接合部横補強筋量も多い建物 IV では 1.53~1.58 である。すなわち、現行の設計法に基づけばいずれも梁曲げ降伏型の全体崩壊系が形成されることが想定される建物である。

固有値解析による弾性固有周期は全ケース同一で、1 次 0.70 秒、2 次 0.24 秒となった。

3.2 骨組の静的履歴特性と崩壊型

外力分布形を A_i 分布に基づく分布形で一定として行った静的な繰り返し載荷解析による建物の全体変形角 (頂部変位を建物高さで除した変形角) と 1 階の層せん断力係数の関係を図-2 に示す。解析は繰り返しの振幅ピーク時に建物の頂部変位が定めた目標値となるように行った。図-3 には全体変形角 1.0%および 2.0%時の層間変形角および接合部変形角の分布を示す。ここで、接合部変形角とは接合部パネルの上下の辺と左右の辺のなす角の変化量の平均値である。図中で接合部変形角が黒塗の階は柱梁接合部内で梁・柱主筋および接合部横補強筋のいずれもが降伏していたことを示す。

柱梁強度比 M_R が 2.0 で横補強比 0.6 の建物 IV では除荷後に反対側の最大点を指向する履歴性状となった。接合部横補強筋量を補強筋比 0.3%とした建物 I, III ではスリップ型の履歴性状となり、全体変形角 1.5%前後から耐力低下が見られる。また、柱梁強度比 1.2、接合部横補強比 0.6 の建物 II では全体変形角 1.5%まではスリップ性状は見られず建物 IV に類似した履歴性状であるが、全体変形角 1.5%以降に耐力低下が生じている。

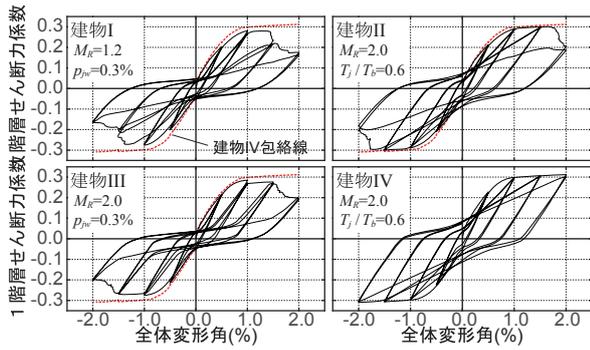


図-2 頂部変位と1階層せん断力係数の関係

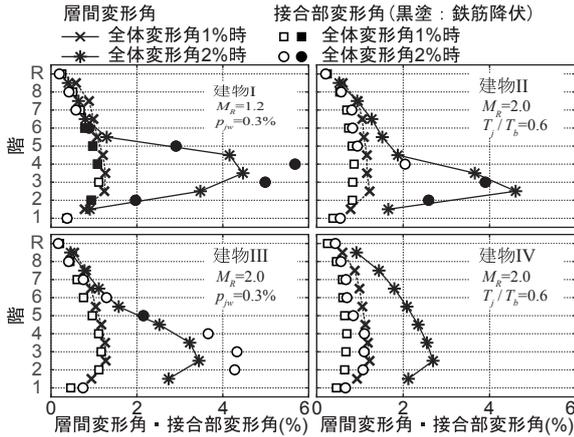


図-3 層間変形角と接合部変形角の分布

全体変形角 1%時には、建物 I のみ 2~6 階で柱梁接合部内で鉄筋が降伏して接合部降伏となっている。全体変形角 2%時には柱梁強度比 M_R が 1.2 の建物 I では 2~4 階で、建物 II では 3~4 階に変形が集中している。これらの層では上下の柱梁接合部内での鉄筋の降伏と接合部変形角の増大がみられる。建物 III では柱梁接合部内で柱主筋の降伏が生じたのは 5 階のみであったが、接合部横補強筋の降伏により接合部変形角が増大し 1~4 階の変形が大きくなっている。建物 IV では接合部変形角は 1%程度にとどまっており層間変形の特定期層への集中もみられない。崩壊型を文献 3) と同様に分類すると、建物 I, II は接合部降伏による層崩壊型、建物 III は接合部降伏する全体崩壊型、建物 IV は梁降伏する全体崩壊型である。

4. 地震応答解析

4.1 入力地震動

入力地震動は、告示の極めて稀に発生する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模擬地震動 6 波とする。表層地盤の増幅率は第二種地盤のものとし、模擬地震動のフーリエ位相には El Centro NS, Hachinohe EW, Taft NS, JMA Kobe NS, Tohoku U (Miyagi) NS の観測波 5 波のものおよび一様乱数 (WN) を用いる。

地震動は同一の模擬地震動を 2 回連続して入力し (以下、連続入力)、1 回目と 2 回目の間には 300 秒間自由振

動させる。1 回目の入力は倍率を 0.1 刻みで 0.1 から 1.0 まで、2 回目の入力の倍率は 0.1 刻みで 0.1 から 1.5 もしくは骨組が崩壊するまでとする。骨組の崩壊はある層で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状態とする。倍率 1.5 まで 1 回のみ入力した解析も行い (以下、単独入力)、無損傷の場合との比較を行う。

4.2 解析条件

地震応答解析はピン支持とした最下階下端に地震加速度を入力し、運動方程式の数値積分は積分時間刻みを 1/1000 秒とした Newmark- β を用いる。また、非線形化後の粘性減衰の評価が課題とならないよう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。

4.3 解析結果

(1) 入力地震動の倍率と最大層間変形角

図-4 に 2 回目の地震動の入力倍率と最大層間変形角の関係を示す。太線は事前の入力がなく 1 回だけ入力した単独入力の場合である。図には破線で最大接合部変形角を併せて示してある。ここで、連続入力の場合の最大変形角は 2 回目の入力時に生じた変形角の最大値である。また、1 回目の入力倍率 0.2, 0.5, 1.0 の最大層間変形角を図中に細い縦線で示した。

単独入力の場合、接合部降伏型の建物 I~III では入力倍率 1.2~1.5 で骨組の崩壊が生じた。柱梁強度比が 2.0 と大きく全体変形角 2.0% までの静的繰り返し載荷解析では層崩壊は生じなかった建物 III でも骨組の崩壊が生じている。このときの崩壊荷重 (崩壊が生じたときの入力倍率) も静的解析で明確な層崩壊が生じる建物 I, II と比べて大きな違いはなく、地震動によるばらつきのほうが大きい。梁降伏による全体崩壊型の建物 IV は入力倍率 1.5 まででは骨組の崩壊は生じなかった。

地震動を連続入力した場合、1 回目の入力倍率 0.2 および 0.5 では、いずれの建物も 2 回目の地震動の大きさが 1 回目の地震動の大きさより小さい範囲では単独入力の場合に比べて応答が増大し、1 回目の地震動の大きさを超えると単独入力の応答とほとんど差はない。建物 I~III には入力倍率 1.0 を超えると 1 回目の入力の大きさによって 2 回目の地震の応答変形に差が再び生じた。また、1 回目の入力倍率が 1.0 の場合には 1 回目の入力がない場合との差が大きく、一部の地震動に対する建物 IV の応答を除いて 2 回目の入力倍率 0.5 程度で最大層間変形角が 2% を超えた。

崩壊荷重は 1 回目の地震動の大きさによる差がある。建物 II への WN 位相の入力、建物 III への Taft 位相入力のように崩壊荷重が 30% 程度低下する場合もある。建物 II への WN 位相入力では、1 回目の入力倍率が 0.5 でも、2 回目の入力による崩壊荷重が大きく低下した。ただし、すべてのケースで 1 回目の入力が大きい方場合に崩壊荷

重が小さいわけではなかった。

過去に地震を経験して骨組に損傷が生じていた場合、新たに入力される地震動がすでに経験した地震動より小さい場合には無損傷の場合と比べて応答変形は増大し、既に経験した地震動の方が小さい場合はその影響は小さい。また、骨組の崩壊荷重も中小地震による損傷の影響を受け大きく低下する場合があるが、必ずしも損傷が大きいほど崩壊荷重が大きく低下するわけではない。

接合部変形角は建物Ⅰ～Ⅲでは変形の増大の傾向は層間変形角と同様であり、柱梁接合部の変形の増大により層間変形角が増加したことがわかる。建物Ⅳでは地震動によって差はあるものの、層間変形角で2%、接合部変形角0.7%程度まではその間に層間変形角が増大していても接合部変形角は増大せず、建物Ⅳの場合は主に梁の塑性変形の増大により層間変形角が増大している。

(2) 層間変形角の分布

図-5に2回目の入力倍率を1.0とした場合の最大応

答層間変形角の分布を地震動ごとに示す。各ケースとも1回目の入力なし(単独入力)から入力倍率1.0まで重ねて示してある。太線が単独入力の場合である。

入力倍率1.0の告示波を1回だけ入力した単独入力の場合、静的繰り返し載荷解析で接合部降伏による層崩壊型となった建物Ⅰ、Ⅱでは地震動によって突出する層はことなるものの特定の層に層間変形が集中する傾向にある。一方、静的繰り返し載荷解析では接合部降伏もしくは梁降伏による全体崩壊型となった建物Ⅲ、Ⅳでは変形の集中はみられない。

告示波の0.1~1.0倍の入力が事前にある連続入力の場合、建物Ⅳでは上層で1回だけの入力に比べて応答が大きくなる傾向にあるが、著しい応答の増大は見られない。一方、接合部降伏が生じる建物Ⅰ~Ⅲでは1回目の入力があったことにより応答が増大している。この中でも接合部横補強筋量が多い建物Ⅱでは、単独入力では下層の応答が大きかった Miyagi 位相も含めて上層の応答

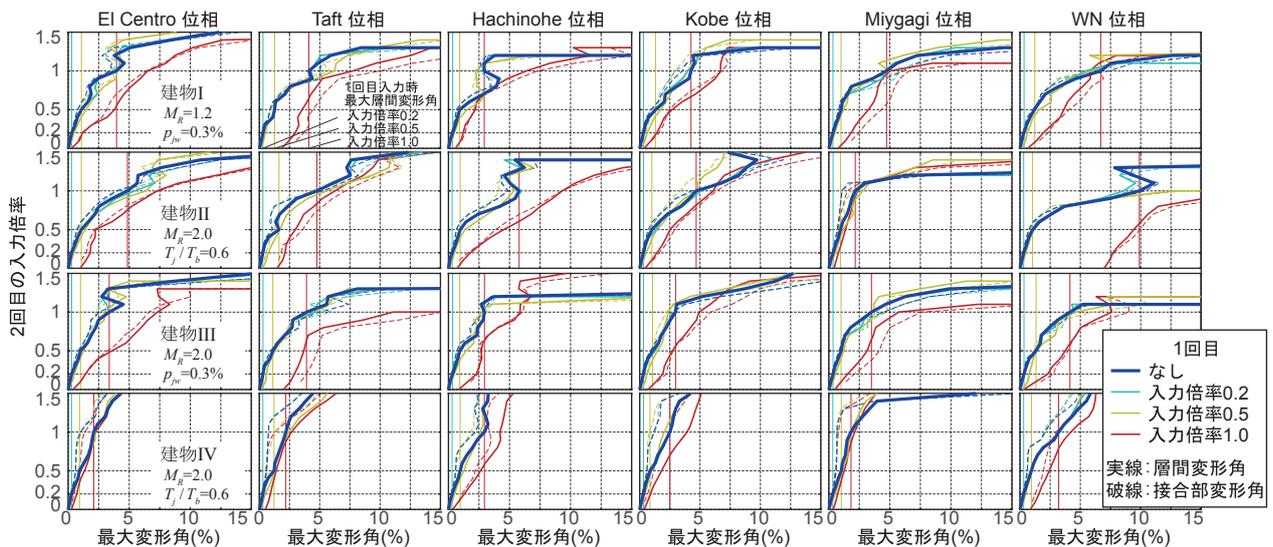


図-4 2回目の入力倍率と層間変形角および接合部変形角

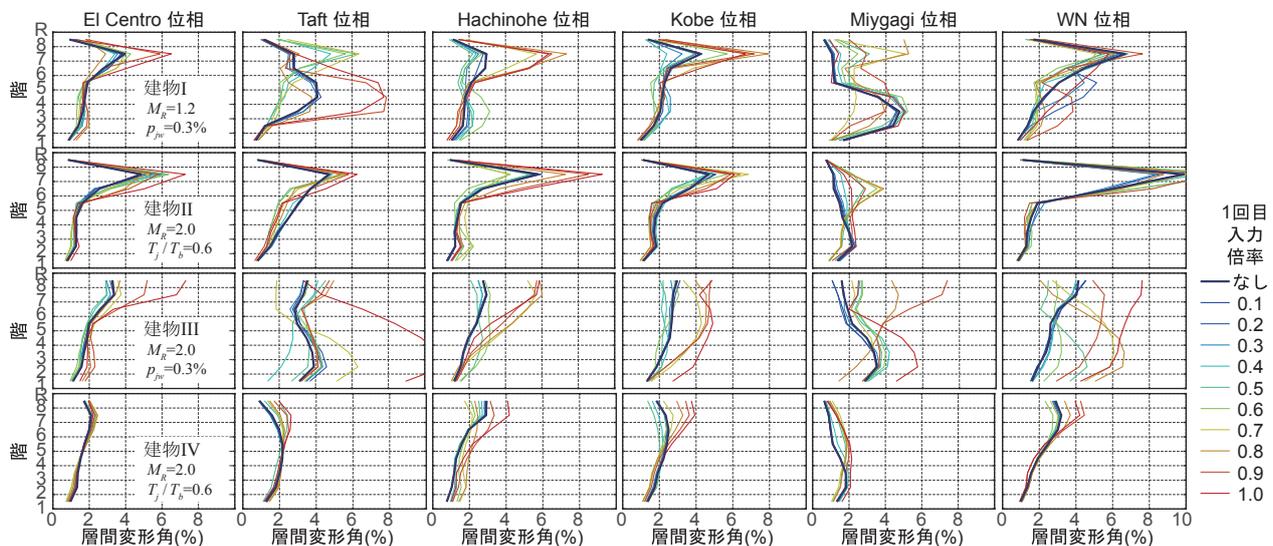


図-5 2回目入力倍率1.0倍による層間変形角分布

が1回目の入力を経たことで著しく増大している。一方、接合部横補強筋量が少ない建物 I, III では、Taft 位相や Miyagi 位相、WN 位相では単独入力の場合と層間変形が増大する層が異なる場合がみられる。また、このような変形の集中する層の変化は、建物 I への Taft 位相の入力では1回目の入力倍率 0.4~0.7 の場合だけ上層で変形が大きく他の場合は下層で変形が大きく、建物 III への Miyagi 位相の入力では入力倍率 0.8 と 0.9 の場合だけ上層の変形が大きいといったように、1 回目の入力の大きさ、すなわち損傷の大きさによって徐々に変わるのである。

(3) 1 回目の入力倍率と 2 回目の最大応答の関係

図-6、図-7 に1回目の入力倍率と2回目の入力による最大層間変形角の関係を示す。図-7 に示す最大応答は1回目の入力後の残留変形からの変化量の最大値であり、残留変形は自由振動 300 秒の後のものとした。

2 回目の入力倍率が 0.2 の場合、地震動によるばらつきはあるが1回目の入力倍率が 0.3 程度より大きいと応答の層間変形角は単独入力の場合（1 回目の入力倍率 0）に比べて大きい。接合部降伏が生じる建物 I~III では告示波の 0.2 倍、すなわち稀に発生する地震動のレベルであっても過去の損傷によっては 2 %程度の層間変形角が生じる。また、残留変形からの変化量も層間変形 1 %程度に達する場合もあり、地震後に構造体の損傷の補修や補強をせずに内装のみ補修した場合には、その後の余震が比較的小さくても大きな変形が生じ、再び内装材等に損傷が生じるといえる。2 回目の入力倍率が 0.5 の場合も傾向は2回目の入力倍率が 0.2 の場合と同様である。

2 回目の入力倍率 1.0 の場合は、建物 I, II では1回目の入力倍率により 2 回目の応答の増減は見られるが、1 回目の入力の増大による明確な応答の増大はみられない。ただし、建物 II に対する WN 位相の入力では、1 回目に告示波の 1 倍に近い入力があった場合には2回目の入力倍率 1.0 でも骨組の崩壊が生じた。建物 III の場合には1 回目の入力倍率が 0.5 を超えると 2 回目の入力による応答が単独入力の場合に比べて緩やかに大きくなっている。

梁降伏による全体崩壊型となる建物 IV では他のケースに比べると1 回目の入力による応答増大は小さかった。

(4) 1 回目の入力による接合部変形と最大応答の関係

図-8に1回目の入力による接合部変形角の最大値と、2 回目の入力による最大層間変形角の単独入力の場合に対する増大率の関係を示す。

2 回目の入力倍率が 0.2 および 0.5 の場合は、地震動によるばらつきはあるが、1 回目の入力による応答での接合部変形角が 0.5%を超えると 2 回目の入力による層間変形角が単独入力に対して急激に増大している。1 回目の入力による接合部変形角が大きくなっても2 回目の応

答に顕著な増大が見られないのは、2 回目の入力倍率 0.5 の場合の建物 II への Taft 位相入力、建物 III への Taft 位相入力、WN 位相入力であるが、これらはいずれも入力倍率 0.5 の単独入力でも応答の接合部変形角が 1.0 %を超える大きな変形が柱梁接合部に生じるケースである。

一方、2 回目の入力倍率 1.0 の場合は、いずれのケースでも応答の増大率と1 回目の入力による接合部変形角に相関は見られない。これは、入力倍率 0.5 で相関がみられなかったケースと同様、建物 IV を除き入力倍率 1.0 では単独入力でも応答の接合部変形角は 1.0%を大きく超えるため、事前の損傷の影響は小さいためと考えられる。

(5) 固有周期と固有モード形の変化

1 回目入力後の 300 秒間の自由振動終了後の、1 次固有周期を図-9 に、1 回目の入力倍率 1.0 の場合の1 次固有モード形での層間変形角の分布を図-10 に示す。

柱梁接合部の横補強筋量が少ない建物 I, III では1回

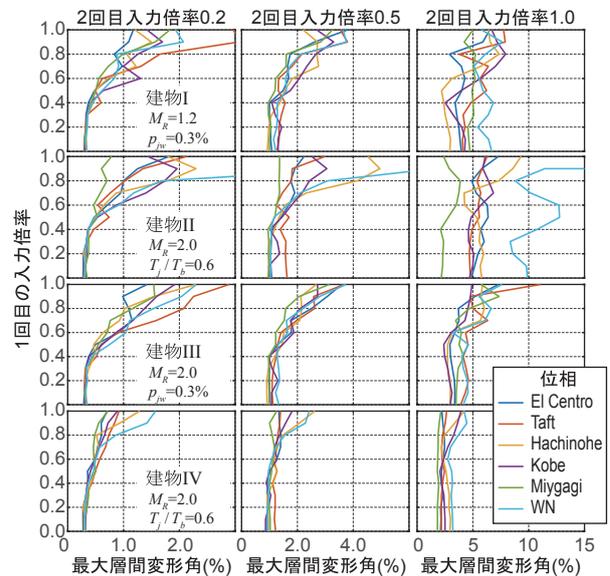


図-6 1 回目の入力倍率と層間変形角

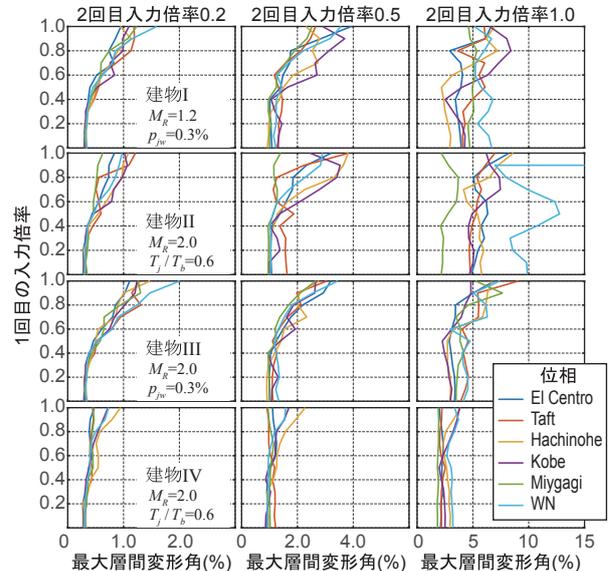


図-7 1 回目の入力倍率と残留変形からの最大変形

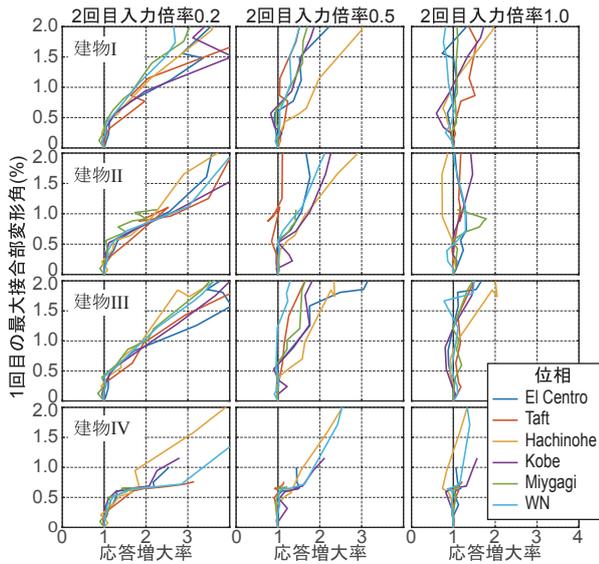


図-8 1回目入力の接合部変形と層間変形角の増大

目の入力倍率の増大に伴って入力後の1次固有周期は大きくなり続けるのに対し、建物II、IVでは入力倍率0.4程度までは建物I、IIIと同程度の固有周期であるが、それ以降の固有周期の伸びは鈍化した。従って、(3)で述べた建物IIにおける2回目入力による応答の増大は剛性の低下だけが原因ではないといえる。

固有モードにおける層間変形角分布をみると、1回目の入力によりモード形が大きく変化する場合がある。特に建物IやIIでは図-5の最大応答層間変形角で応答が突出している層と固有モードで層間変形が大きい層は概ね一致しており、1回目入力の損傷により剛性が低下した層に2回目入力で応答変形が集中することがわかる。

5. まとめ

接合部降伏型を含む鉄筋コンクリート造8層骨組に地震動を連続入力した地震応答解析より以下の知見を得た。

- ・接合部降伏型骨組が崩壊する地震動の大きさは、1回目の地震動による損傷の影響により大きく低下する場合がある。つまり、本震によって損傷が生じることにより余震に対しては骨組の崩壊余裕度が低下する場合がある。
- ・応答の層間変形角の分布、すなわち地震時の層間変形角が大きくなる層は過去の地震動による損傷によって変わる場合がある。
- ・過去の地震動による損傷により、中小地震に対する応答変形も増大し、過去に極めて稀に発生する地震動によって損傷が生じていた場合、稀に発生する地震動に対しても層間変形角が2%を超える変形が生じる場合もあった。この無損傷の場合と比べた応答変形の増大は、過去の地震動に対する応答で柱梁接合部の変形角が0.5%を超えると生じる。

地震による柱梁接合部の損傷による骨組の耐震性能の

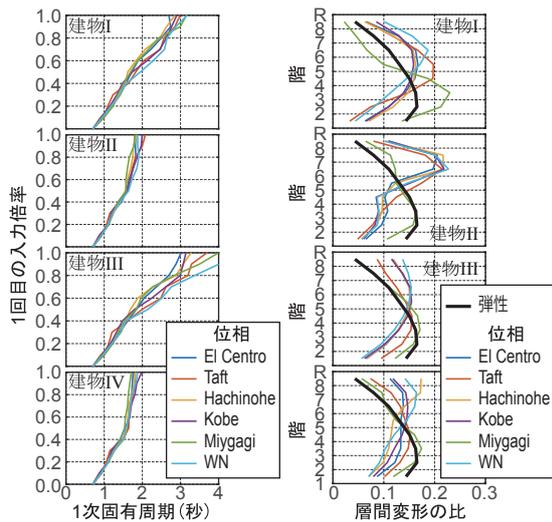


図-9 1回目入力倍率と1次固有周期

図-10 1回目入力後の1次固有モードの層間変形分布

低下は明らかであり、被災建物の残存耐震性能の評価においても柱梁接合部の損傷を考慮する必要がある。

謝辞

本研究の解析および検討の一部は、西川純也君が名古屋工業大学における卒業研究の一環として行った。また、本研究の一部は東京工業大学フロンティア材料研究所共同利用研究を利用した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 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
- 2) 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, Vol. 78, No. 686, pp. 847-855, 2013.4
- 3) 塩原等, 小林楓子, 佐藤友佳, 楠原文雄: 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, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 739, pp. 1437-1447, 2017.11
- 4) 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, Vol. 36, No. 2, pp. 247-252, 2014.7
- 5) 小林楓子, 楠原文雄, 塩原等: 2016年熊本地震時の観測記録を用いた8層鉄筋コンクリート造平面骨組の地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 39, No. 2, pp. 241-246, 2017.7
- 6) Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, J. Struct. Div. ASCE, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, 1970
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説。日本建築学会, 1999