

論文 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

金 秀禧*1・楠原 文雄*2・塩原 等*3

要旨: 鉄筋コンクリート造架構の大変形時における柱梁接合部の損傷による架構の耐力低下を考慮し、多層骨組構造の倒壊限界について地震応答解析より検討した。大変形時は、柱梁接合部中央部の圧縮ストラットが劣化して圧縮域が広がり、応力中心間距離が短くなることで架構の耐力低下が生じた。そのため、本震で一度柱梁接合部が損傷を受け、架構での耐力低下がある場合、本震より小さい余震であっても損傷が進行し倒壊限界の震度が小さくなることが確かめられた。

キーワード: 鉄筋コンクリート造、柱梁接合部、倒壊限界、地震応答解析

1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造建物の靱性指向型の耐震設計¹⁾では、強震に対して骨組が梁降伏型の全体崩壊機構を形成し、柱梁接合部は破壊させないことを原則としている。しかし、柱と梁の強度比が 1.0 に近い場合、地震荷重により柱梁接合部内部の梁および柱主筋が降伏し、柱梁接合部へ変形が集中し、荷重-変形関係は顕著なスリップ性状を示す。また、建物のある層の上下で柱梁接合部が降伏する場合、層崩壊型の崩壊型機構が形成され、変形が大きくなると P-Δ の影響によって倒壊に至る²⁾。

柱梁強度比が 1.3 の柱梁接合部の部分架構を用いて層間変形角 7.0% の大変形まで静的繰返し载荷を行った実験では、架構の最大耐力後、変形に伴う顕著な耐力低下が確認された³⁾⁴⁾。このような柱梁接合部が含まれる RC 造建物は、強震によって残留変形が生じ、より低い荷重に対しても、応答変形が増大する可能性がある。

2011 年東北地方太平洋沖地震でも、本震後、大規模の余震が多数回発生しており、建物の余震による損傷の進行や倒壊限界についても関心が高まっている。

そこで、本論では、架構の大変形時における柱梁接合部の挙動について検討し、8 層の RC 骨組を対象に、本震で柱梁接合部が損傷を受けた後、余震による損傷の進行および倒壊限界を地震応答解析により検討した。

2. RC 造柱梁接合部の大変形時挙動

2.1 解析対象および解析モデル

解析対象は、靱性指針¹⁾に基づくせん断余裕度は 1.05、柱梁強度比が 1.35 の 1/3 スケールの鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部部分架構(試験体 I01)である³⁾。図-1 に試験体の形状及び配筋を示す。

図-2(a)に解析モデルと载荷履歴を示す。柱梁接合部

パネルはマクロエレメント²⁾によりモデル化し、柱と梁は材軸方向に複数の積分点を有する線材でモデル化した。柱梁接合部内の各一軸ばねの属性は材料実験結果より定めた。コンクリートばねの応力-ひずみ関係を図-2(b)に示す。圧縮側の包絡線は圧縮強度に至るまでは修正 Kent-Park モデルで表し、圧縮強度軟化領域は中村らの圧縮破壊エネルギー⁵⁾を考慮して下り勾配を定めた。引張側の包絡線については、引張強度までは線形とし、引張強度軟化領域は引張破壊エネルギーを考慮してモデル化した。鉄筋ばねと付着ばねの構成則は文献²⁾と同様に一軸材料特性に基づいて定めた。梁および柱の各積分点には断面解析より得られたモーメント-曲率関係を 3 折れ線として近似させたものを与え、繰返しに対する履歴則は Takeda Model とした。

試験体の境界条件は実験の加力方法にあわせて、柱脚はピン支持とし、梁端はローラ支持とした。柱頭に実験と同様な水平方向の変位履歴を与えた。

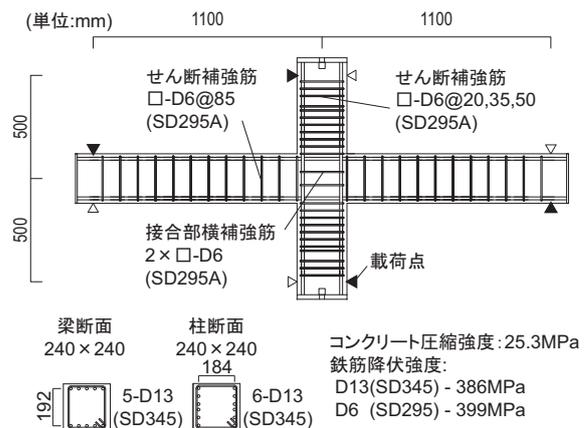


図-1 試験体の形状および配筋

*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 博士課程 修(工) (学生会員)

*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 助教 修(工) (正会員)

*3 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

2.2 層間変形角と層せん断力の関係

図-3(a)に柱梁接合部マクロエレメントを用いた解析より得られる層間変形角と層せん断力の関係を実験結果と比較して示す。実験では層間変形角 2%時に、解析では層間変形角 1.5%時に最大強度に達し、その後は顕著な耐力低下が見られた。解析は最大強度をやや過小評価したが、最大強度以降の耐力低下の度合いおよびスリップ型の履歴性状については実験結果をよく表した。

図-3(b)には同一変形における1回目と2回目の載荷時の層せん断力と層間変形角関係の包絡線を示す。層せん断力は正側と負側における最大強度で基準化した。解析では層間変形角 3%以降に耐力低下が大きくなり、層間変形角 4%時には最大強度の約 60%となった。また、4%以降では耐力低下の度合いがやや緩やかになり、層間変形角 7%時における強度は最大強度の約 50%となった。実験と解析を比較すると、実験の方が解析より耐力低下の度合いがやや緩やかであったが、層間変形角 7%における強度が最大強度に対して約 50%程度まで低下していることについては両者ともよい対応を示した。同一の変形に対して1回目の載荷時の強度と2回目の載荷時の強度を比較すると、実験では、2回目の載荷時に1回目に対して約 10%~25%程度耐力が低下したが、解析ではその差が小さく、同一の変形内で行われた繰返し数による耐力低下までは表わせなかった。

2.3 大変形時の耐力低下

図-4に試験体の破壊状況を示す。柱梁接合部パネルの中央部におけるコンクリートの圧壊や剥落が激しく、コンクリートの接触面積は減少している。架構に水平荷重が作用すると柱梁接合部ではパネルの斜め方向に圧縮ストラットが形成されて圧縮応力が伝達される。しかし、実験結果のように接合部パネル中央部でコンクリートが接触しない場合、斜めストラットの圧縮力の伝達性能は低下する。図-5では層間変形角 1%および 7%時における柱梁接合部マクロエレメントの斜めコンクリートばねの応力度分布の解析結果を示す。層間変形角 1%時は接

合部中央部を通るばねで最も大きな応力が生じ、図-6(a)に示すように接合部パネルの中央部を通る斜めストラットによって圧縮力が伝達された。一方、層間変形角 7%時は、接合部中央部分のコンクリートばねで負担する応力は小さくなり、中央部から遠いばねで負担する応力が大きくなった。このことは、変形の増大につれて、接合部パネル中央部を通るコンクリートばねが圧壊し、応力を伝達できなくなり、中央部から遠いばねが応力を

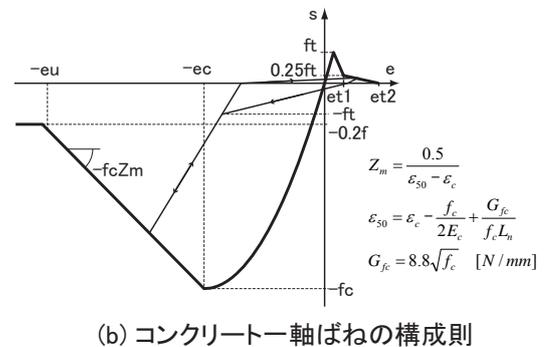
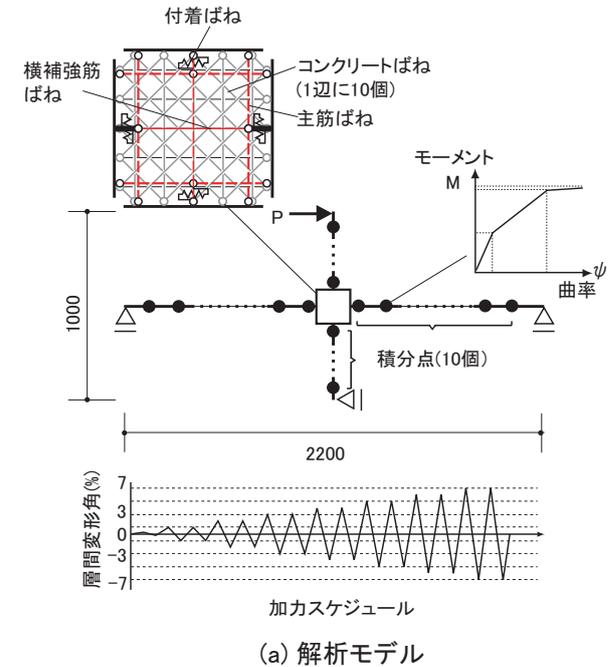


図-2 解析モデルおよびコンクリートの構成則

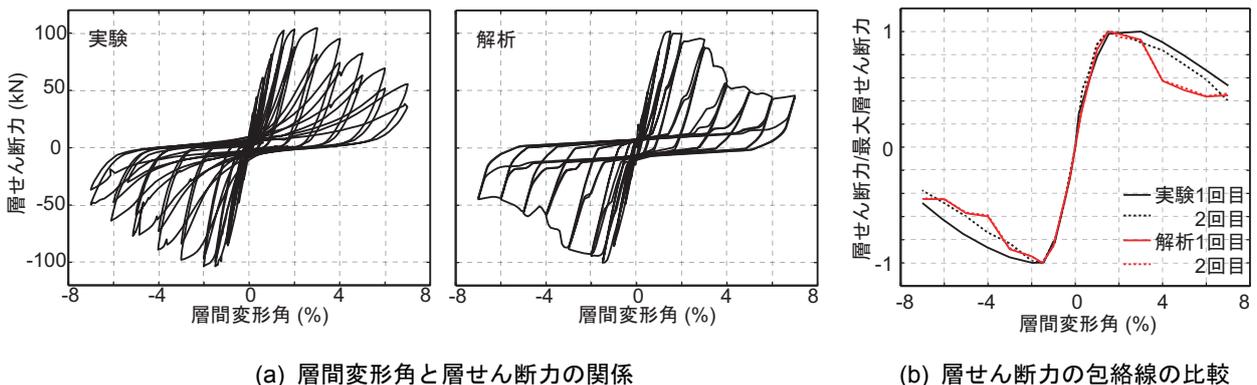


図-3 柱梁接合部の実験と解析の比較

負担するようになったからである。つまり、図-6(b)に示すようにパネル中央の圧壊部を回避し、コンクリートの接触部分を介して圧縮力が迂回して伝達されたと考えられる。また、この様に接合部パネルの圧縮ストラットが中央部から離れる場合、コンクリートの圧縮応力と主筋の引張応力間の距離が短くなり、曲げモーメントが減少することによって架構では耐力低下が生じると考えることができる。



図-4 試験体の破壊状況(層間変形角 7%)

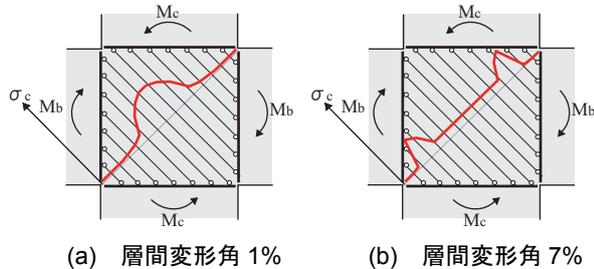


図-5 コンクリートばねの応力分布

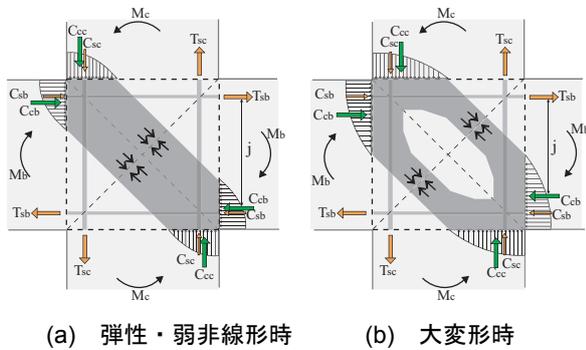


図-6 柱梁接合部の圧縮ストラット

表-1 建物の概要

	梁断面 (mm)	柱断面 (mm)	梁主筋量 (%)	接合部 せん断 余裕度
RF	350×700		1.22	
8F	400×750	750×750	1.13	1.43
7F	400×750	750×750	1.25	1.38
6F	400×800	750×750	1.35	1.30
5F	400×800	800×800	1.38	1.26
4F	450×800	800×800	1.47	1.20
3F	450×800	800×800	1.50	1.18
2F	450×800	800×800	1.51	1.14
1F	750×1800	800×800		

3. RC 造骨組の地震応答解析

3.1 解析対象物

解析対象物は 8 層の RC 造魚骨形骨組である。梁スパンは 7m、各層の高さは 3.5m である。表-1 に梁と柱の断面寸法および梁主筋量、建築学会の指針¹⁾に基づく柱梁接合部のせん断余裕度を示す。

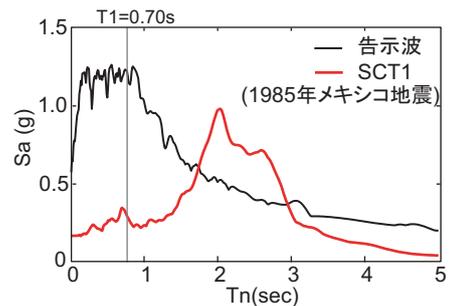
梁および 1 階の柱脚の主筋量は A_i 分布に基づく水平力を用いた静的増分解析により、梁降伏型の全体崩壊機構の形成時の 1 階の層せん断力係数が 0.3 となるように定めた。そして、柱の主筋量は柱梁強度比が 1.3 程度となるように調節した。柱梁接合部の横補強筋量は補強筋比が 0.3% となるようにし、コンクリート強度は 33N/mm^2 、主筋の降伏強度は 490N/mm^2 とした。

各層の質量は、奥行き方向に 7.0m の架構を想定し各階の単位面積あたりの重量を 1.0kN/m^2 として定めた。固有値解析による骨組の弾性 1 次固有周期は 0.7s であった。

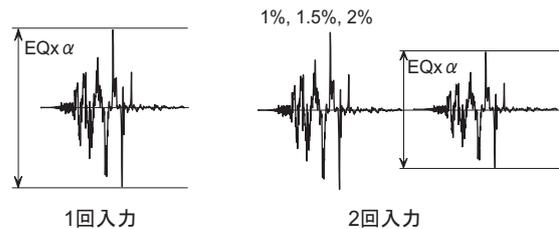
骨組の解析モデルは魚骨形骨組(無限均等ラーメンの 1 スパンを切りだした部分架構)とし、解析の手法および条件は文献²⁾によった。柱については、幾何剛性マトリックスを用いて、 $P-\Delta$ 効果の影響を考慮した。

3.2 解析で用いた入力地震動および入力回数

入力地震動は、告示の第 2 種地盤上の応答加速度スペクトルを目標スペクトルとして作成した模擬地震動 1 波、そして長周期側に大きな成分があり継続時間が長い 1985 年メキシコ地震で観測された SCT1 波である。図-7(a)に地震動の加速度応答スペクトルと架構の弾性 1 次固有周期を併せて示す。



(a) 入力地震動の加速度応答スペクトル



(b) 地震動の入力回数

図-7 入力地震動の加速度応答スペクトルおよび入力回数

解析は、動的増分解析 (IDA) 手法を用いて、地震動の入力倍率を徐々に大きくし、変形が急増して架構が倒壊するまでに行い、倒壊限界について検討を行った。

図-7(b)に本論で用いた地震動の入力回数を示す。地震動入力回数は1回入力および2回入力とした。1回入力では、地震動倍率を漸増させて1回のみ入力し、架構の倒壊限界を検討した。2回入力では、本震で損傷を受けた架構の余震に対する倒壊限界を検討する為、2種類の地震動をそれぞれ3つの大きさを1回目に入力した後、同じ地震動の倍率を漸増させながら2回に入力した。また、1回目に入力する本震の3つの大きさについてはそれぞれ最大層間変形角 1%, 1.5%, 2.0%となる地震動の倍率を用いた。

一般的に余震で観測される地震動の卓越周期や継続時間などの地震動特性は本震で観測されるものとは同一ではないが、本論では、地盤の影響が反映され、本震と余震の地震動の周期特性が類似することを想定し、簡便さのために同一の地震動を余震として用いた。

3.3 解析結果

(1) 最大層間変形角

図-8にAi分布に基づく外力を用いた静的増分解析の結果および地震応答解析の結果を示す。各図中の3本の縦線は最大層間変形角 1.0%, 1.5%, 2.0%を示す。地震応答解析の結果については入力地震動の大きさを建物の弾性1次固有周期における最大応答加速度 (S_a) と表し、 S_a と最大層間変形角の関係をプロットした。

静的増分解析の結果では、最大層間変形角 2%で1階の層せん断力係数が 0.32 程度となり、最大強度に達し、その後に顕著な耐力低下が見られた。よって、建物が強震を受け、最大変形角 2%程度の変形を経験する場合、その後、より小さい地震動でも変形が増大する可能性が高いことが予想される。

動的増分解析 (IDA) では、地震動の1回のみ入力した場合、告示波に対する倒壊限界は原波の1.3倍、SCT1波に対する倒壊限界は原波の約1.5倍となった(層間の

鉛直方向の距離がゼロとなり柱が横倒しを倒壊とした)。なお、SCT1波の入力の場合、告示波に比べて建物の降伏後、地震動のわずかの大きさの差で変形が著しく増大した。よって、柱梁接合部が損傷を受ける建物は、卓越周期が長く継続時間が長い地震動に対して降伏後の倒壊余裕度が低いことが考えられる。

地震動を2回入力した場合、1回目の入力で最大層間変形角 1%を経験した建物については、2回目の入力倍率が1回目より小さい範囲では、変形角が 1.0%を超えなかった。1回目の入力で最大層間変形角 1.5%を経験した建物については、告示波を入力した場合、2回目入力倍率が1回目より小さい範囲では、変形角が 1.5%を超えなかったが、SCT1波を入力した場合、1回目入力の約 65%の大きさで変形が増大し始めた。また、1回目と同じ倍率の地震動を2回目に入力した時、架構の倒壊が生じた。1回目の入力で最大層間変形角 2%を経験した建物については、告示波では、1回目入力の 70%の大きさで、SCT1波では、1回目入力の 40%の大きさで最大変形角 2%を超え、応答変形が増大し始めた。告示波を入力した場合、1回目と同じ大きさの地震動で最大変形角が約 4%となり、SCT1波では1回目の入力より小さいレベルでも建物が倒壊した。

これらの結果は、本震では倒壊に至らなかった建物が本震より小さい余震で変形が増大し、倒壊する可能性があることを示している。また、本震で損傷を受けた建物は、周期が長くなるため、余震時の地震動の周期が長い場合、建物の損傷を進行させる可能性がより高いことが考えられる。

図-9はSCT1波を1回のみ入力した場合と2回入力した場合の最大層間変形角の分布を比較して示す。2回入力の場合については、1回目の入力で層間変形角 2%を経験したケースの結果である。地震動を1回のみ入力した場合、原波の 135%の大きさの入力までの変形角は全層にわたって分散された。しかし、余震を想定して地震動を2回入力した場合、1回目の入力より小さいレベル

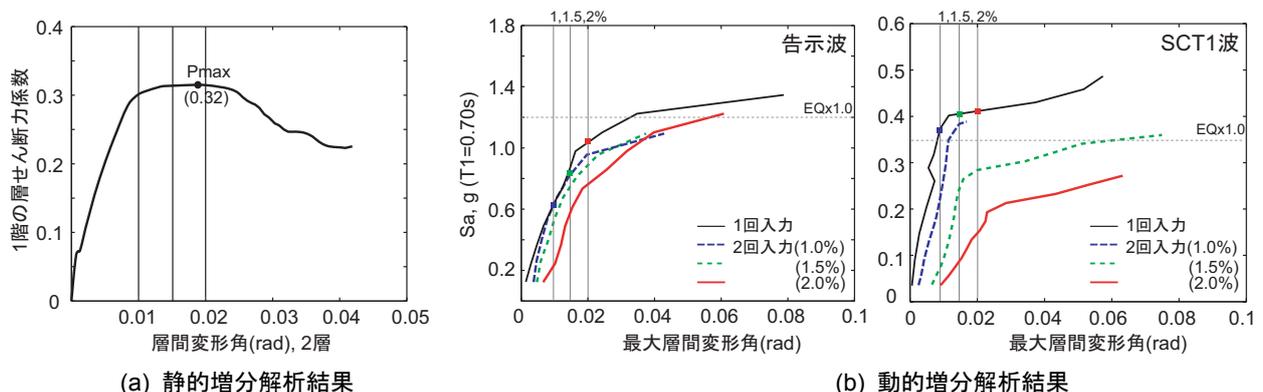


図-8 最大層間変形角と荷重関係

でも、3層での変形が大きく増大し、特定層に変形が集中した。これは、3層の上下の柱梁接合部（3、4階）が降伏し、接合部の変形が大きくなり、層崩壊機構となったためである。

(2) 柱梁接合部の耐力低下の架構の応答への影響

図-10(a)は2層および3層の柱フェースにおけるモーメントと回転角の関係を、SCT1波の1回目の入力時（最大層間変形角2%）および2回目の入力時（2回目入力レベル=1回目入力の50%）を比較して示す。また、図中には最大モーメント応答が生じた点を併せて示す。

3階の柱梁接合部パネルの上下の柱フェースの応答では（右上と左下の図）、地震動の1回目の入力時に最大強度に達した。そして、地震動の2回目入力時には変形が増大し、強度は低下した。これは、2章で示したような柱梁接合部内でコンクリートの圧壊による劣化が生じたためである。一方、2階の柱梁接合部パネルの上フェース（左上図）と4階の柱梁接合部パネルの下フェース（右下図）では、地震動の2回目入力時に1回目入力時より大きなモーメント応答が生じた。このことは、3階の柱梁接合部が損傷を受けて部材の復元力の劣化が開始され、次第に架構の2層と3層の柱のモーメント分布の反曲点が3階の柱梁接合部へ近づき、逆側端部のモーメントが増加した結果である。また、モーメントが大きくなる側でも変形が大きくなって降伏し、図-10(b)の右図に示すような層崩壊機構が形成された。

(3) 最大変形応答と瞬間履歴吸収エネルギーと関係

入力エネルギーおよび吸収エネルギー量を用いて最大変位応答を評価する手法について多くの研究がされている。そのうち、最大変位応答と最大応答発生時刻における瞬間履歴エネルギー量との相関性が高いとされている⁶⁾。そこで、本論では、余震によって変形が増大する時および最大変形時の瞬間履歴吸収エネルギー量を求め、架構の損傷が進行される時の応答性状について検討した。

瞬間履歴吸収エネルギー ΔE は図-11に示すように応答変位がピークから次のピークに達するまで変位応答の半サイクル間で吸収するエネルギーと定義する。

図-12に応答変形の時刻歴および地震応答解析結果から求めた瞬間履歴吸収エネルギー量 ΔE を示す。図-12(a)に示す地震動の1回目の入力時の応答では、最大変形発生時刻(a点)で ΔE が最も大きい。また、図-12(b)に示す地震動の2回目の入力時の応答では、1回目の入力で経験した最大変位を超える時(b点)での ΔE がa点の ΔE より大きく、最大応答発生時であるc点での ΔE が最も大きい。

図-13には、最大応答発生時の ΔE と最大変形角の関係をプロットした。最大変形が大きいくほど、 ΔE の値も大きくなり、地震動の入力回数および1回目の入力での経

験した変形によらず、同じ最大変形角に対する瞬間履歴吸収エネルギー量には同様な傾向が見られた。なお、地震動を2回入力した場合、地震動の2回目の入力での1回目の入力時の最大変形を超える時の瞬間履歴吸収エネルギー量は、1回目の入力時における最大 ΔE を上回った。よって、余震によって本震時の最大変形を超える時の ΔE は本震時の最大 ΔE を上回る時点であると考えられる。

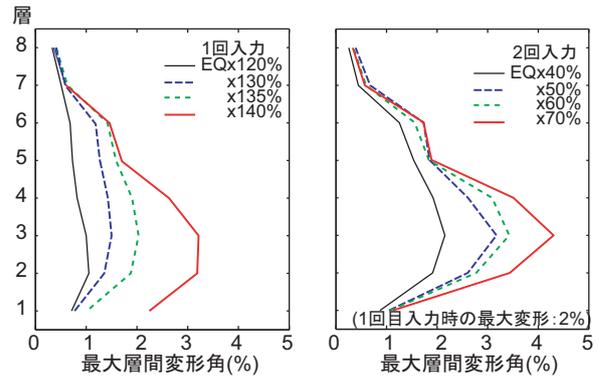
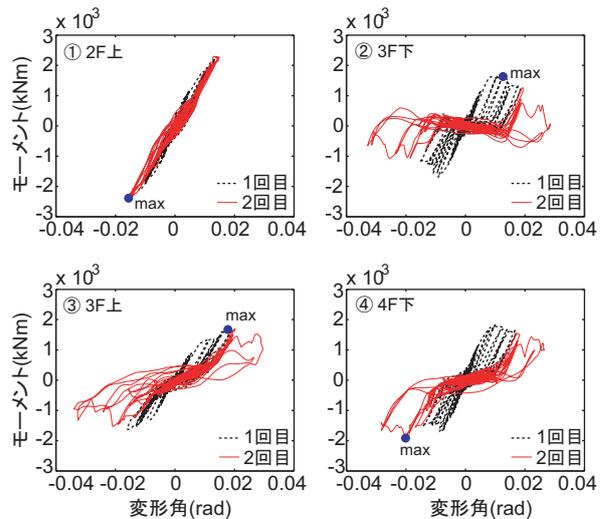
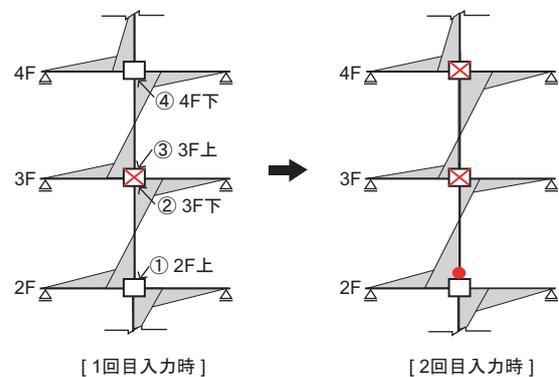


図-9 最大層間変形角の分布



(a) 柱フェースのモーメントと回転角の関係



(b) 架構のモーメント分布と崩壊機構

図-10 柱梁接合部の耐力低下と崩壊機構

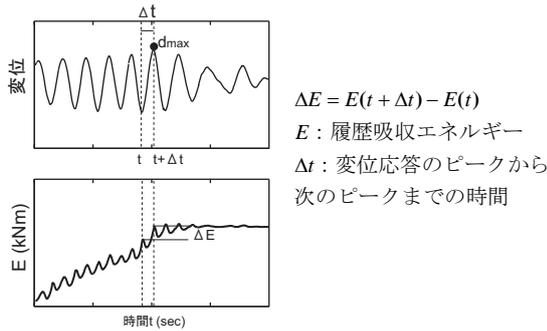


図-11 瞬間履歴吸収エネルギーの定義

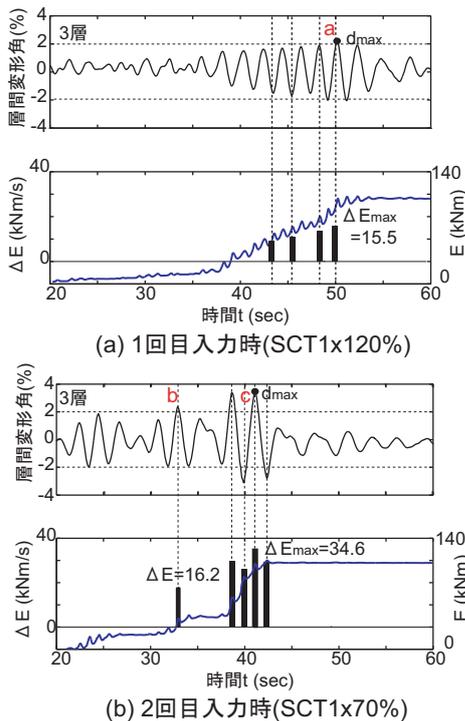
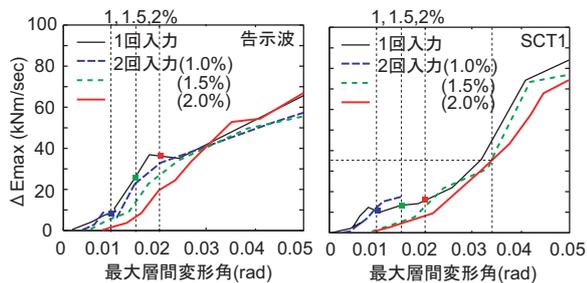


図-12 変形の時刻歴と瞬間履歴吸収エネルギー量



4. まとめ

RC 造柱梁接合部の部分架構を対象とした解析および多層骨組の地震応答解析より以下の知見を得た。

- (1) 架構の大変形時は、柱梁接合部パネル中央部の圧縮ストラットが劣化し、圧壊部を迂回して圧縮力が伝達されるため、応力中心間距離が短くなることで、

架構の耐力が低下する。

- (2) 8層のRC造建物を対象に地震動を2回入力する地震応答解析を行った。その結果、地震動の1回目の入力で層間変形角1.0%を経験した建物については、地震動の2回目の入力によって変形が増大することはなかった。一方、1回目の入力で層間変形角1.5%と2.0%を経験した建物は、2回目に入力する地震動の大きさが1回目の入力より小さくても変形が増大し建物が倒壊に至る場合が確認された。よって、本震より小さい余震によって、損傷が進行して倒壊する可能性があると考えられる。
- (3) 柱梁接合部へ損傷を受け耐力低下が生じると、接合部の上下の柱のモーメント分布の反曲点が損傷した接合部へ近づき、反対側のモーメントが増大する。そして、モーメントが大きくなる側でも降伏し、層崩壊型の崩壊機構が形成される。
- (4) 最大変位応答と半サイクル間の履歴吸収エネルギー量は高い相関性が見られ、地震動の入力回数や経験変位によらず、同じ最大変形角に対する瞬間履歴吸収エネルギー量には同様な傾向が見られた。また、2回目の入力で1回目の入力時の経験変位を超える時の瞬間履歴吸収エネルギー量は1回目の入力時の最大瞬間履歴吸収エネルギーを上回った。

参考文献

- 1) 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, 1999
- 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) 焦 博文, 楠原 文雄, 塩原 等：主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の耐震実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.295-300, 2013.7
- 4) 焦 博文, 楠原 文雄, 塩原 等, 周 佳琦, 金 秀禧：接合部降伏する鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の大変形時挙動 その1～その4, 日本建築学会年次大会, 2013
- 5) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 1999.10
- 6) 中村 孝也, 堀 則男, 井上 範夫：瞬間入力エネルギーによる地震動の破壊特性評価と応答変形の推定, 日本建築学会構造系論文集, No.513, pp.65-72, 1998.11