

論文 接合部降伏が耐震壁付 RC 骨組の崩壊形および崩壊荷重に及ぼす影響

浅井 友徳*1・楠原 文雄*2

要旨：耐震壁の応力負担率、破壊形式および柱梁強度比をパラメータとした接合部降伏型耐震壁付 RC 骨組に対する静的増分解析および地震応答解析を行い、接合部降伏が崩壊荷重に及ぼす影響を検討する。耐震壁の破壊形式が曲げ破壊型である場合、接合部降伏の影響は極めて小さい。一方で、耐震壁がせん断破壊型の場合、耐震壁の応力負担率が 20%と 40%の骨組では接合部降伏によって耐力の低下がみられた。しかし、応力負担率が 70%の場合、柱梁強度比によらず柱ヒンジによって耐力低下した。

キーワード：接合部降伏、耐震壁、柱梁強度比、崩壊荷重

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の骨組において現行の設計法に基づき梁崩壊型に設計した場合であっても、柱梁強度比が 1.0 に近い場合、「接合部降伏」¹⁾が生じることにより想定した耐力が得られない場合がある。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の増大が起こり、また、特定層への変形の集中、架構の不安定化によって骨組の崩壊荷重が低下する^{2) 3)}。接合部降伏を防ぐには、柱梁強度比を大きくし、接合部横補強筋を十分に配筋する必要があることが明らかになっている³⁾。

耐震壁を有しない純ラーメン骨組については、無限均等ラーメンだけでなく変動軸力が生じる有限ラーメンに対する検討も行われ RC 骨組における接合部降伏に関する知見は蓄積されてきている^{4) 5)}。一方、連層耐震壁を有する場合には接合部降伏による特定層への変形の集中は生じにくいと考えられるが、耐震壁付 RC 骨組に対する検討はなく、接合部降伏が耐震壁付 RC 骨組に与える影響は不明である。

そこで、耐震壁付接合部降伏型 RC 骨組に対して静的増分解析、および地震応答解析を行い、地震応答に対する接合部降伏の影響について考察する。

2. 解析建物諸元と解析モデル

2.1 解析対象建物

一般的な低層耐震壁付 RC 骨組を想定し、さらに十字形柱梁接合部の影響が大きくなるようにスパン数を多くし、4 層 10 スパンの耐震壁付 RC 骨組とする。耐震壁は連層耐震壁とし、破壊形式による影響を検討するため曲げ破壊型とせん断破壊型の 2 ケースを設定する。フレーム部分は梁降伏型および接合部降伏型とし、梁降伏型は柱梁強度比 2.0、接合部降伏型は柱梁強度比 1.0 とする。さらに、終局時の骨組全体に対する耐震壁の応力負担率を、負担率 70%、40%、20%の 3 ケースを設計する。『終

局時の耐震壁の応力負担率」、「耐震壁の破壊形式」、「柱梁強度比」の 3 つを解析パラメータとして表—1 に示すように計 12 ケースを解析対象とする。

表—1 解析ケース

耐震壁 破壊形式	壁応力 負担率	柱梁強度比	
		2.0	1.0
曲げ 破壊型	70%	w07f-2.0	w07f-1.0
	40%	w04f-2.0	w04f-1.0
	20%	w02f-2.0	w02f-1.0
せん断 破壊型	70%	w07s-2.0	w07s-1.0
	40%	w04s-2.0	w04s-1.0
	20%	w02s-2.0	w02s-1.0

2.2 解析建物の諸元

スパン 8000mm, 階高 3500mm, 床の支配幅は 6000mm, 単位面積当たりの重量は基礎階では 20kN/m², 基礎階を除く一般階は 10kN/m², 終局時のベースシア係数は 0.4 とする。

全体崩壊系の建物を想定し、柱ヒンジは 1 階柱脚に、梁ヒンジについては耐震壁内の梁を除く 2 階以上の階のすべての梁の両端に、耐震壁は 1 階で曲げ破壊またはせん断破壊するものとする。

フレーム部分の設計は、ひび割れのみ発生するように設定した耐震壁を含む架構全体に対して、(1) Ai 分布に基づき分布形を定めた水平力を用いた線形解析を行う。

(2) フレーム部分のベースシア係数が、0.4 にフレーム部分の応力負担率を乗じたものとなった時の材端曲げモーメントを得る。(3) 架構全体で左右対称となるようにモーメントの再配分を行い、得られたモーメントをヒンジ部の曲げ耐力とし、配筋を決定する。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、日本建築学会の靱性保証型耐震設計指針⁶⁾を参考にひび割れによる剛性低下率は、両端ヒンジを計画する 2 階から最上階までのすべての梁で 0.5、1 端ヒンジを計

*1 名古屋工業大学 大学院博士前期課程 (学生会員)

*2 名古屋工業大学 教授・博(工)(正会員)

画する最下階の柱で 0.7 をそれぞれ考慮する。

非ヒンジ部の主筋量は、目標の柱梁強度比を 2.0 および 1.0 とし、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 辺で同数になるように中断筋本数を定める。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。

接合部横補強筋比は 0.2% とする。

耐震壁は、フレームの設計時に得た 1 階の耐震壁の応力を用いて、ベースシア係数 0.4 に耐震壁の応力負担率を乗じたものに達したときのモーメントおよびせん断力を得る。得られた応力が曲げ終局耐力またはせん断終局耐力となるような耐震壁を、日本建築学会の保有水平耐力計算規準¹⁾に基づき設計する。2 層以上の層の耐震壁はすべて 1 層と同一とした。設計にあたり、目標強度とするために耐震壁部分のスパン数、スパン長さの調整を行った。

2.3 解析モデル

解析モデルを図—1 に示す。各階の柱梁接合部パネルは 4 辺上に独立した自由度を持つ節点を有し、最下階をピン支持としている。質量は各柱梁接合部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。外端の柱梁接合部に付与する質量は、梁が片方のみ接続されていることから、中柱の半分とする。1 階を除く各階の柱梁接合部の中心の水平変位が一定となるように剛床仮定を採用した。

楠原ら²⁾と同様に、柱・梁の解析モデルは線材とし、柱梁接合部はマクロエレメント(図—1)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、フェースにおける平面保持を表す剛板とコンクリートを表す一軸ばね、鉄筋および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、斜め方向に 20 とする。

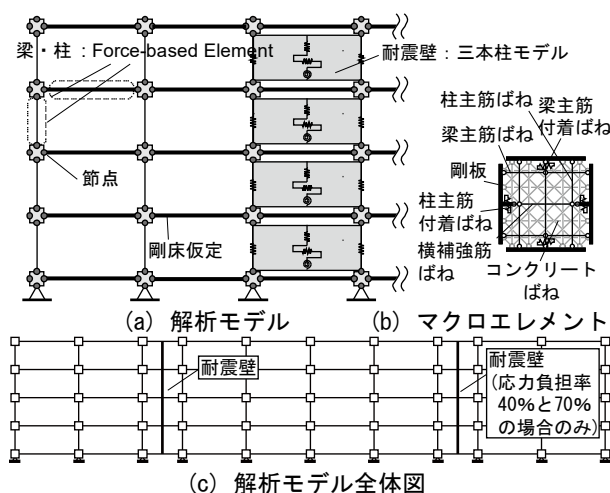
接合部内の柱梁主筋ばねは平岩ら⁵⁾と同様とし、T 形、T 形、L 形柱梁接合部を再現した。

接合部横補強筋ばねは楠原ら²⁾と同様とし、左右の剛板に、柱主筋の付着ばねは左右の剛板に、梁主筋の付着ばねは上下の剛板に接続する。

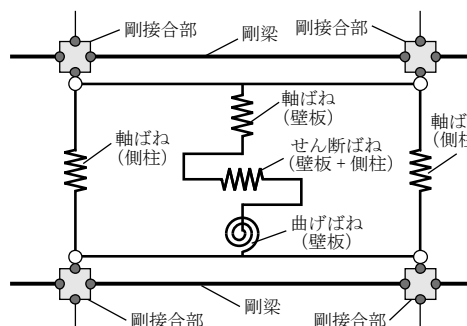
コンクリートおよび鉄筋ばねの構成則は楠原ら²⁾と同様と、付着ばねは弾性とした。

耐震壁は 3 本柱モデルでモデル化し、図—2 に示すようにマクロエレメントの上部および下部の節点にそれぞれ接続した。このとき、耐震壁の取り付け柱梁接合部および梁は剛とし、接合部降伏は生じないものとした。

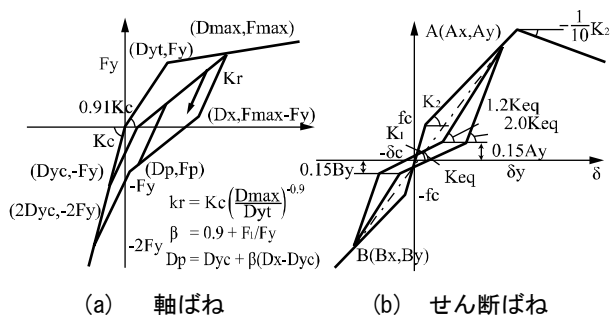
壁のモデルのばねの構成則は、壁板および側柱の軸ばねは壁谷沢ら⁷⁾と同様(図—3 (a))とし、せん断ばねは、志賀スリップモデル⁸⁾(図—3 (b))、曲げばねは武田モデル⁹⁾とした。曲げばねおよびせん断ばねのひび割れ点および終局耐力点を日本建築学会の保有水平耐力計算規準¹⁾から算出し、原点とひび割れ点を結んだものを第一剛性、ひび割れ点と終局耐力点を結んだものを第二剛性とした。なお、せん断ばねのせん断破壊後の剛性は第二剛性の $-1/10$ とした。曲げ破壊型と設定したものはせん断終局耐力を、せん断破壊型としたものは曲げ終局耐力を十分に大きくして解析終了まで想定していない破壊形式は生じないものとした。



図—1 解析モデルとマクロエレメント



図—2 耐震壁モデル図と接続方法



図—3 耐震壁のばねの構成則

3. 静的増分解析

外力分布形を A_i 分布に基づき一定とし、最上階の変位を建物高さで除した全体変形角が 3%，もしくは解析が安定して行えるところまで静的な荷重解析を行った。

3.1 全体変形角とベースシア係数

ベースシア係数と全体変形角の関係を図—4 に示す。

すべての解析ケースで全体変形角が 3% に到達する前に耐震壁の曲げ破壊、またはせん断破壊がみられた。曲げ破壊型はすべてのケースでベースシア係数が 0.4 に到達したが、せん断破壊型では $w02s-2.0$ 以外ベースシア係数は 0.4 に到達せず、 $w04s$ と $w02s$ ではフレーム部分が梁曲げ降伏型の柱梁強度比 2.0 と比較して、接合部降伏型となる柱梁強度比 1.0 のケースは小さな値となった。

耐震壁が曲げ破壊型でフレーム部分が柱梁強度比 1.0 では、耐震壁が曲げ破壊した後、接合部降伏が生じ、フレーム負担分の耐力低下がみられた。しかし、耐力が下がった分を耐震壁が負担したことで、架構全体で見ると、ベースシア係数は接合部降伏しないものとほとんど同じ値となった。

耐震壁がせん断破壊型は、耐震壁が曲げ破壊型と比較すると、フレーム部分の耐力低下が大きく表れ、この傾向は耐震壁の応力負担率が大きいものの方がより顕著に表れている。また、いずれの場合も柱梁強度比 1.0 の方が柱梁強度比 2.0 と比較して急激に耐力低下が起きていて、耐震壁の応力負担率の大きいものの方がその傾向が大きくみられる。

3.2 崩壊メカニズム

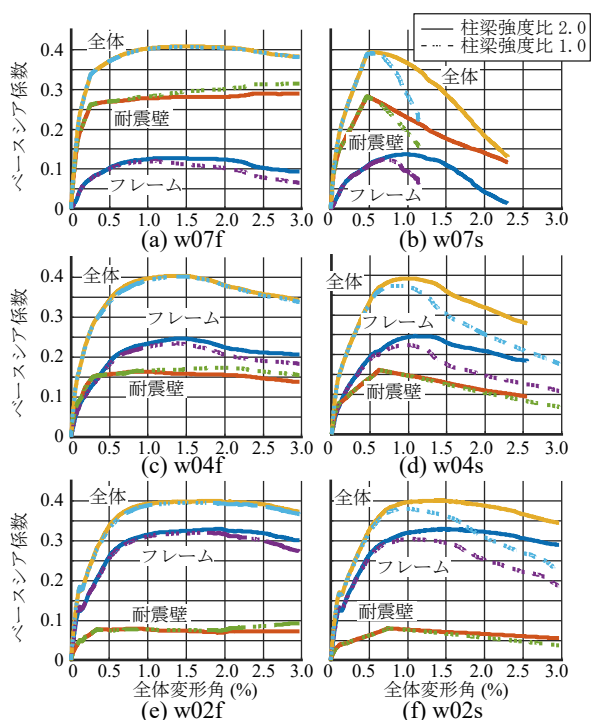
耐震壁がせん断破壊型の耐震壁破壊後の崩壊メカニズムについて $w02s-1.0$ と $w04s-1.0$ を例に述べる。

(1) $w02s-1.0$ の場合

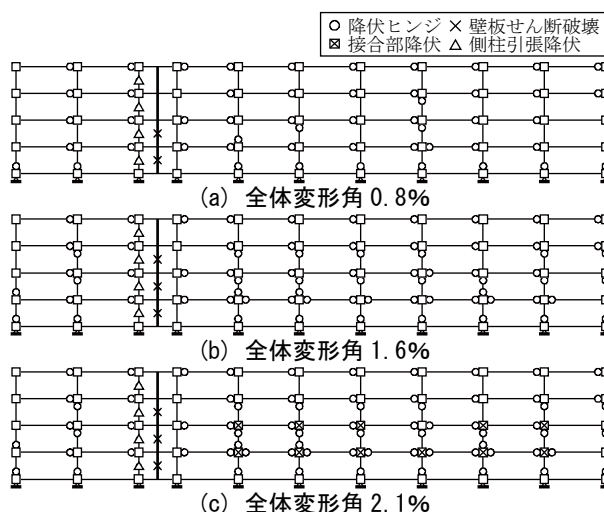
ヒンジの形成過程を図—5 に示す。初めに全体変形角が 0.7% に到達したときに 2 層の耐震壁のせん断破壊が発生し、次に 1 層もせん断破壊した。その後、フレーム部分がせん断力を負担することになるが、全体変形角が 1.5% を超えたあたりで、さらに 3 層の耐震壁がせん断破壊する。その直後から 2 層で柱降伏ヒンジおよび接合部降伏が発生していき、全体変形角が 2% を超えるときには 2 層での層崩壊形が形成されていった。

(2) $w04s-1.0$ の場合

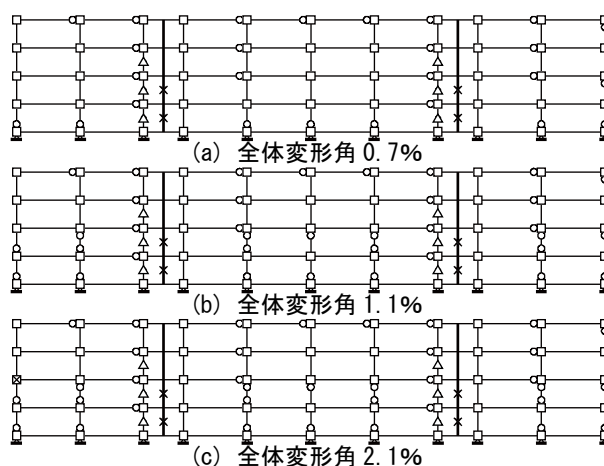
ヒンジの形成過程を図—6 に示す。初めに全体変形角が 0.6% に到達したときに 2 層の耐震壁のせん断破壊が発生し、続いて 1 層もせん断破壊した。その後、2 層の柱頭部分に降伏ヒンジが形成され始めて、全体変形角が 1.0% を超えたあたりから 2 層の柱脚部にもヒンジが形成されていき、2 層部分での層崩壊形が形成されていった。一方で、接合部降伏は全体変形角が 2% を超えたあたりからしか現れなかった。



図—4 全体変形角とベースシア係数



図—5 ヒンジ図 ($w02s-1.0$)



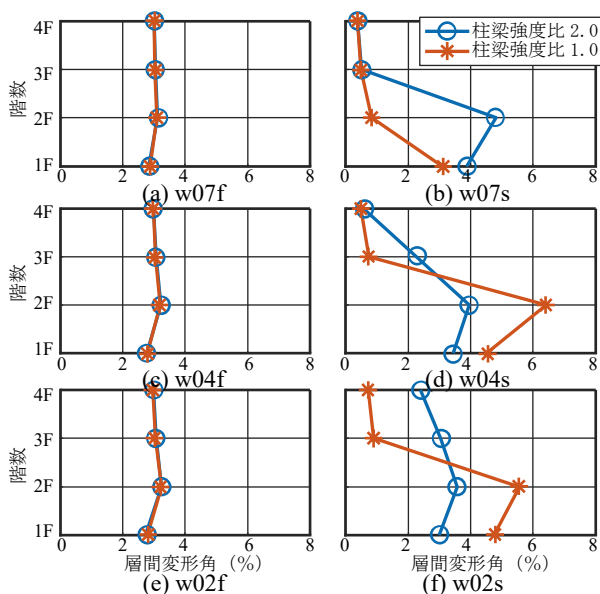
図—6 ヒンジ図 ($w04s-1.0$)

3.3 最大層間変形角の分布

解析終了時について各層ごとの最大層間変形角の分布を図—7 に示す。

耐震壁が曲げ破壊型はすべてのケースで、柱梁強度比による最大層間変形角に差は見られなかった。

耐震壁がせん断破壊型で w04s と w02s において、梁曲げ降伏型である柱梁強度比 2.0 の場合、変形の集中は見られなかったが、接合部降伏型となる柱梁強度比 1.0 の場合、3.2 節で述べた推移を追い 2 層に変形が集中した。



図—7 各層ごとの最大層間変形角

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 5 波とする。表層地盤の増幅率は第 2 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, JMA Kobe NS, Taft NS, Tohoku Univ. NS の観測波 5 波の位相を用いた。入力倍率は 0.2, 0.5 および 1.0 から崩壊するまで 0.2 刻みで増加させ、最大 2.0 まで解析を行った。

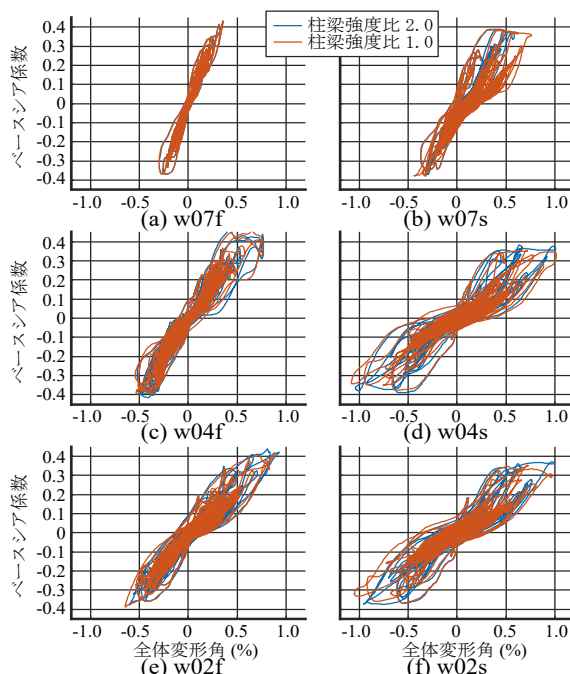
4.2 全体変形角とベースシア係数

入力倍率 1.0 倍における全体変形角とベースシア係数の関係について El Centro 位相波を例に図—8 に示す。

耐震壁が曲げ破壊型においては耐震壁の応力負担率が大きくなるに連れて全体変形角の最大応答が小さくなる傾向がある。また、いずれのケースでもベースシア係数は 0.4 を上回り、柱梁強度比による最大応答変形とベースシア係数の差は見られなかった。

耐震壁がせん断破壊型においては、w07s では柱梁強度

比が大きいと最大応答変形が小さくなる傾向がみられた。いずれのケースもベースシア係数は 0.4 を下回った。また、w04s と w02s のケースにおいては柱梁強度比 1.0 のものは柱梁強度比 2.0 のものと比べて最大のベースシア係数が小さくなる傾向があった。



図—8 全体変形角とベースシア係数

4.3 入力倍率と最大層間変形角

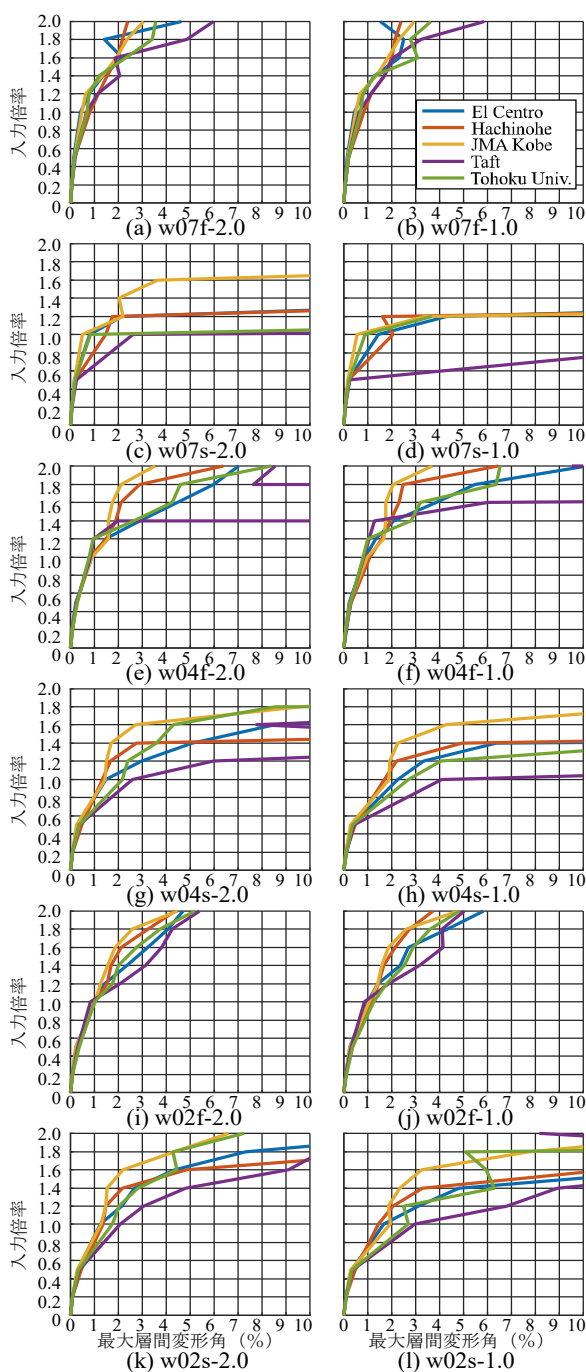
各地震動における入力倍率ごとの最大層間変形角の関係を図—9 に示す。最大層間変形角が初めて 10% を超えたとき建物は崩壊したとする。

耐震壁が曲げ破壊型の場合、いずれのケースでも最大層間変形角に柱梁強度比による差は見られなかった。

耐震壁がせん断破壊型では、耐震壁の応力負担率が 70% の場合、柱梁強度比 2.0 で Kobe 位相波のみ入力倍率 1.8 倍で変形が急増し建物が崩壊したが、ほとんどの場合で柱梁強度比に関係なく入力倍率が 1.4 倍または 1.2 倍で変形が急増し建物は崩壊した (図—9 (c) (d))。

耐震壁の応力負担率が 40% の場合、入力倍率 1.2 倍程度まで柱梁強度比による違いは見られなかったが、入力倍率 1.4 以上においては梁降伏型である柱梁強度比 2.0 の方が接合部降伏型である柱梁強度比 1.0 のものに比べて最大層間変形角が小さくなる傾向がみられた。また、建物崩壊時の入力倍率も大きくなった (図—9 (g) (h))。

耐震壁の応力負担率が 20% の場合、入力倍率 1.4 倍までは大きな違いは見られなかった。入力倍率 1.6 倍以降ではほとんどの位相波で柱梁強度比 2.0 の方が柱梁強度比 1.0 に比べて最大層間変形角は小さくなり、また崩壊時の入力倍率も大きくなった (図—9 (k) (l))。



図—9 入力倍率と最大層間変形角

4.4 崩壊荷重

解析建物の崩壊荷重を表—2 に示す。崩壊荷重は最大層間変形角が初めて 10%を超えたときの入力倍率とし、入力倍率 2.0 倍でも崩壊しなかった場合の崩壊荷重は「—」で示す。入力倍率 2.0 倍までに建物が崩壊しなかった場合の真の崩壊時の入力倍率は不明だが、平均を求めるうえで便宜上 2.2 倍と仮定して計算し、表—2 には斜体で示す。平均が 2.0 を超えた場合「—」で示す。

曲げ破壊型においてはほとんどのケースにおいて入力倍率 2.0 倍でも崩壊しなかった。また、耐震壁の応力負担率によって崩壊荷重が大きく変化することなかった。

せん断破壊型ではすべてのケースで柱梁強度比 2.0 に比べて柱梁強度比 1.0 のものの方が崩壊荷重は小さくなった。また、耐震壁の応力負担率が大きくなるにつれて崩壊荷重が小さくなっていった。

表—2 崩壊荷重

		w07f	w07s	w04f	w04s	w02f	w02s
2.0	最大	—	1.8	—	2.0	—	—
	平均	—	1.4	—	1.76	—	2.0
	最小	—	1.2	1.6	1.4	—	1.8
1.0	最大	—	1.4	—	1.8	—	2.0
	平均	—	1.32	—	1.52	—	1.76
	最小	—	1.0	1.8	1.2	—	1.6

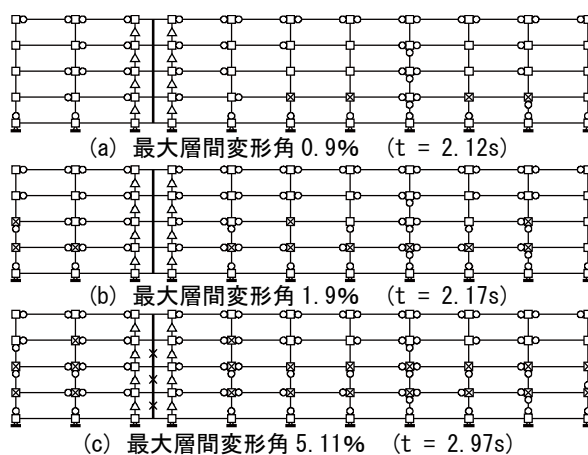
斜体は崩壊しなかった場合の崩壊荷重を 2.2 倍として計算した

4.5 崩壊メカニズム

柱梁強度比 1.0 について崩壊が生じるときの入力倍率の El Centro 位相波における崩壊メカニズム形成までの推移を図—10 から図—12 に示す。

(1) w02s-1.0 の場合

ヒンジの形成過程を図—10 に示す。初めに変形の増大とともに梁ヒンジが形成されていくが、最大層間変形角が 0.9%に達したとき 2 階を中心に接合部降伏が発生していく。その後、変形が増大していくにつれて接合部降伏が 2 階だけではなく、3 階にも発生するようになっていく。そして、2 階と 3 階のすべての接合部が接合部降伏した直後に、1 層から 3 層の耐震壁のせん断破壊が発生して崩壊形となった。



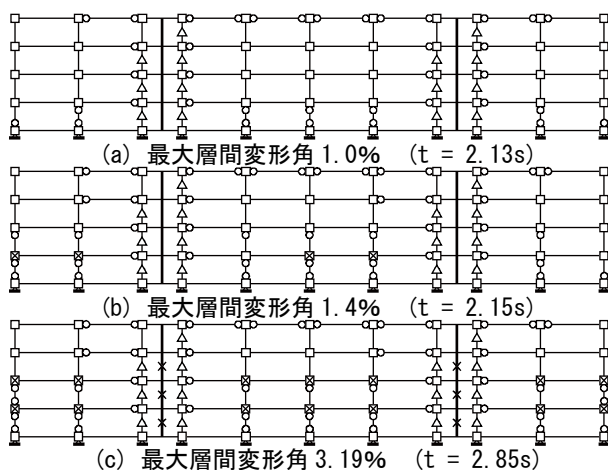
図—10 ヒンジ図(w02s-1.0 elc2.0 倍)

(2) w04s-1.0 の場合

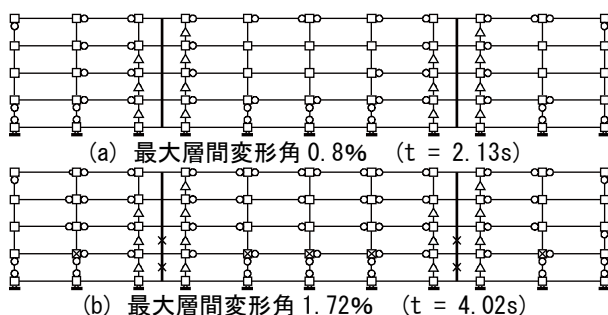
ヒンジの形成過程を図—11 に示す。変形の増大とともに 1 層の柱頭部分に想定していない降伏ヒンジが発生する。その後、2 階で接合部降伏および柱頭に降伏ヒンジが形成されていく。そして、最大層間変形角が 3.19%に達すると 3 階での接合部降伏と 1 層から 3 層の耐震壁のせん断破壊がほぼ同時に発生して、崩壊形となった。

(3) w07s-1.0 の場合

ヒンジの形成過程を図—12 に示す。変形の増大とともに梁ヒンジと想定していない柱頭ヒンジが 1 層を中心に形成された。そして最大層間変形角が 1.72%を超えたあたりではほぼ同時に 2 階の接合部降伏と 1 層と 2 層の耐震壁のせん断破壊が発生して崩壊形となった。



図—11 ヒンジ図(w04s-1.0 elc1.6 倍)



図—12 ヒンジ図(w07s-1.0 elc1.4 倍)

5. まとめ

耐震壁の応力負担率、破壊形式およびフレーム部分の柱梁強度比をパラメータとしたベースシア係数 0.4 の 4 層 10 スパンの接合部降伏型耐震壁付 RC 骨組に対する静的解析および地震応答解析から得られた知見を示す。

- 耐震壁が曲げ破壊型の場合、接合部降伏が骨組の水平耐力時のベースシア係数や層間変形角に与える影響は極めて小さい。しかし、接合部降伏した場合、耐震壁のせん断力負担は接合部降伏しない場合に比べて大きくなる傾向があるため、耐震壁のせん断耐力に余裕を持たせる必要がある。

- 耐震壁がせん断破壊型の場合、柱梁強度比が小さい場合、梁曲げ耐力時として想定していた耐力に達しない。耐震壁の応力負担が 20% の場合、接合部降伏によって耐力が低下した。一方、応力負担率が 40% 以上では柱梁強度比によらずの柱ヒンジが形成されて層崩壊形になりその後接合部降伏が発生した。つまり、耐震壁の応力負

担が小さい場合に接合部降伏による耐力低下などの影響が表れやすい。

- 耐震壁が曲げ破壊型の場合、層間変形角の集中は生じず全体崩壊形になるが、せん断破壊型の場合 1 層または 2 層に変形が集中し層崩壊が生じた。

- 耐震壁が曲げ破壊型であれば接合部降伏が最大層間変形角や崩壊が生じる地震動の大きさに与える影響は小さく、接合部降伏の影響は無視できる。

- 耐震壁がせん断破壊型の場合、耐震壁の応力負担率が大きくなると崩壊が生じる地震動の大きさが低下した。耐震壁の応力負担率が 20% と 40% の時は接合部降伏が原因で耐力低下が生じた。70% では柱梁強度比によらず柱ヒンジによって耐力低下した。

なお、層数、スパン数が変化した場合の影響については、今度の課題である。

参考文献

- 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・同解説、日本建築学会、2021
- 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
- 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
- 楠原文雄：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、コンクリート工学年次論文集、Vol.40, No.2, pp.781-786, 2018.7
- 平岩直暉、土本真人、楠原文雄：柱梁接合部降伏型 8 層 RC 骨組の地震応答に及ぼす柱変動軸力の影響その 1、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.55-58, 2022.7
- 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
- 壁谷沢寿海、小谷俊介、青山博之：耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析、コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.213-216, 1983.4
- 志賀敏男、渋谷純一、高橋純一、金井素水：鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性のモデル化とその地震応答(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.551-552, 1974.8
- Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE Journal, Structural Division, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970