

論文 RC 骨組の地震時塑性率に及ぼす柱梁耐力比の影響

日比野 陽^{*1}・市之瀬 敏勝^{*2}

要旨：RC 骨組について地震応答解析を行い，柱梁耐力比が柱や梁の塑性率に及ぼす影響について考察した。層数や柱と梁の強度，地震動，階高をパラメータとし，柱の塑性化分布から層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比を求めた。解析結果から次の結論を得た。(1) 明確な弱点階を有する建物であっても，層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比の上限は存在する。(2) 最大速度 1.0m/s 程度の地震波において，明確な弱点階を有する建物の層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比は，弱点階を有しない建物に必要な柱梁耐力比より 0.4～0.6 程度大きい。(3) 層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比は，建物の強度分布が同じである場合には，地震力の大きさに影響を受ける。

キーワード：RC 骨組，塑性率，柱梁耐力比，地震応答，層崩壊

1. はじめに

建物の耐震安全性を確保するには，層崩壊機構が生じないことが望ましい。

梁の全塑性モーメントに対する柱の全塑性モーメントの比を求める柱梁耐力比は建物の崩壊機構を制御する際に用いられてきた。柱梁耐力比は，建物全体の強度分布を判断することはできないが，各層毎に，層崩壊の余裕度を制御できる指標であり，層崩壊機構の判別には有効であるといえる。

必要柱梁耐力比は層数や，地震動の大きさに依存すると同時に，要求水準に大きく依存する。すなわち，1 階柱脚を除く全ての柱を弾性域に収めるための柱梁耐力比と，層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比とは大きく異なる^{1)~7)}。前者は，非現実的な耐力比となるため，本研究では，後者の水準を対象とする。

既往の研究のほとんどは整形な構造物を対象としている。不整形な骨組において，整形な建物と同様に柱梁耐力比による評価が有効であるかについて検討する必要がある。そこで，本稿では，1 階の階高を主なパラメータとして，層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比について検討する。

2. 解析モデル

解析モデルは，階高が全階一様なモデル（以下，均等モデル）と，均等モデルの最下階の階高のみ異なるモデル（以下，不均等モデル）を設定する。均等モデルは，スパン 8 m，階高 4 m，各階重量 840 kN の 3，9 層の純ラーメン構造とし，柱，梁を材端弾塑性バネでモデル化した魚骨骨組とした。復元力特性はトリリニア型の修正武田モデルとし，降伏時剛性及び，降伏後剛性はそれぞれ，初期剛性の 0.3 倍，0.001 倍，ひび割れ強度は，降伏強度の 1/3 倍とした。各階の柱と梁の断面 2 次モーメントは，次の 3 条件のもとでベースシア係数が 0.2 となるように定めるとき，建物の全体変形角が 1/1000 となるように定めた。

- ヤング係数 $= 2.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- 梁の断面 2 次モーメントは柱の 2 倍とする（スラブの影響を考慮）
- 各階の柱と梁の断面 2 次モーメントは， A_i 分布によって定まる層せん断力の分布に比例させる。ただし，基礎梁は 1 階梁の 10 倍とする。

粘性減衰は瞬間剛性比例型とし，減衰定数は弾性 1 次モードに対して 5%とした。 $P-\Delta$ 効果は考慮しない。

^{*1} 名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻 大学院生 修士（工学）（正会員）

^{*2} 名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻 教授 工博（正会員）

各部材の曲げ強度は、 A_i 分布および逆三角形分布荷重による静的弾性解析を行い、ベースシア係数が 0.3 となるときの梁の曲げモーメントを梁の曲げ強度とした。ただし、最上階の梁の曲げ強度は直下の階の梁の 1.5 倍とし、基礎梁の曲げ強度は 1 階の梁の 3 倍とした。柱の曲げ強度は、各階柱頭、柱脚の曲げモーメントの平均とした。（我が国で逆三角形荷重が用いられることはないが、部材の強度を A_i と少し変えた場合、という程度の意味である。実際の建物の強度が必ずしも A_i 分布に従わない場合もあり、その影響を考慮するために用いた。）

A_i 分布、逆三角形分布により強度を定めたモデルをそれぞれ、A、T とし、骨組の層数を末尾に付加して A3、T9 のように命名する。最後に、各モデルについて、各階の柱に 35 種類の強度係数 ψ_i （0.5～2.2 まで 0.05 刻み）を乗じ、柱と梁の強度比の異なるモデルを作成した。剛性はすべて同一とした。

表 -1 に $\psi_i = 1.0$ の場合の柱と梁の強度を示す。表中の柱梁耐力比は、「（節点上下の柱強度の平均値）/（梁強度）の比（ACI 規準⁸⁾と同じ定義）」とする。中間階では柱頭・柱脚で上記の比を算出し、そのうち小さい方を「当該層の柱梁耐力比」とする。最上階では柱脚のみ、最下階では柱頭のみで評価する。

3. 入力地震波

入力地震波は、位相特性を一様乱数とした「国土交通省告示 1461 号に定める極めて稀に発生する地震動（レベル 2）の解放工学的基盤における応答スペクトル」を満たす地震波を基準とし、ウェーブレット変換により、応答スペクトルは同様で、位相特性のみ異なる模擬地震波を 50 波作成した。模擬地震波は、最大速度を 1.0m/s に基準化するため、2 倍して入力した。減衰定数 5% に対する模擬地震波の加速度応答スペクトルを図 -1 に示す。告示波を用いる理由は、応答スペクトルが平坦で、地震

表 -1 強度設定 (kN・m)

	A_i		逆三角形			
	3 層骨組 ($T_1 = 0.3571$ s)					
	曲げ強度		柱梁 耐力比	曲げ強度		柱梁 耐力比
	柱	梁		柱	梁	
3	706	869	1.1	756	935	1.1
2	1150		1.1	1260	1067	1.1
1	1512	1020	1.3	1512		1.3
	9 層骨組 ($T_1 = 0.6403$ s)					
	曲げ強度		柱梁 耐力比	曲げ強度		柱梁 耐力比
	柱	梁		柱	梁	
	9	396	494	1.0	302	
8	618	1.0		570	435	1.0
7	800	704	1.0	806	682	1.0
6	956	876	1.0	1008	901	1.0
5	1094	1026	1.0	1176	1087	1.0
4	1216	1153	1.0	1310	1235	1.0
3	1326	1260	1.0	1410	1344	1.0
2	1424	1316	1.0	1478	1380	1.0
1	1512	1169	1.3	1512	1199	1.2

応答時の建物への特定の周波数特性による応答変動の影響を排除できるからである。

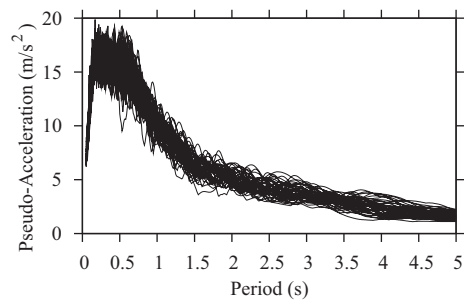


図 -1 加速度応答スペクトル ($h = 0.05$)

4. 階高の設定

柱の強度と剛性は前述のままとして、最下階の階高を 1.5m～14m まで変化させる。 $\psi_i = 1.0$ の場合について地震波 20 波による応答解析を行った。図 -2、図 -3 に A_i モデルの最下階の階高と塑性率の関係を示す。1、2 階の柱頭の塑性率を細線で、太線でそれぞれの平均を示す。

3 層均等モデル（図 -2）において、1 階の塑性

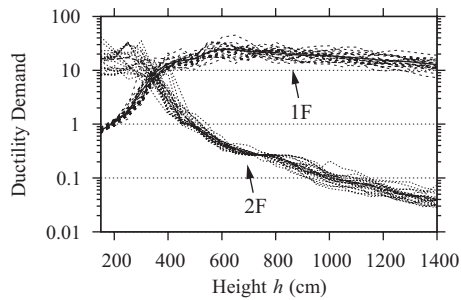


図-2 1, 2階柱頭の塑性率 (A3)

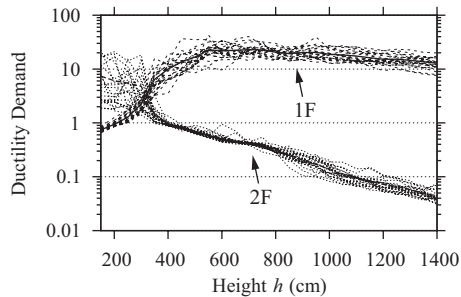


図-3 1, 2階柱頭の塑性率 (A9)

率は階高が3m以上になると急激に増加し, 1階に変形が集中し始める。階高が6m以上になると, 塑性率は一定の値以上増加しなくなるが, その塑性率は大きく, 1階への変形集中が避けられなくなる。また, 2階の塑性率は, 階高3m以上になると, 急激に減少する。9層均等モデル(図-3)も同様に, 階高6m以上になると, 1階に変形が集中する。逆三角形モデルについても, A_i モデルと同様に階高6m以上で, 1階への変形集中が避けられなくなった。

よって, 不均等モデルにおける最下階の階高は, 3層, 9層骨組ともに6mと設定した。不均等モデルは, 階高以外は均等モデルと同様であり, 強度係数を乗じて, 柱梁耐力比が変化する場合の塑性率分布を考察し, 階高が異なる建物であっても, 柱梁耐力比が有効であるか検討する。なお, 階高を変更したモデルの名称は均等モデルの末尾に「'」をつけて表す。

5. 層間変形と層せん断力

外力を逆三角形分布荷重とし, 荷重制御により静的弾塑性解析を行った。強度係数を0.5と2.2とした場合について, 9層骨組の均等, 不均等モデル

において, 層間変形の平均値が1%になるまでの解析結果を図-4, 図-5, 図-6に示す。

A_i 均等モデル(図-4(a))は, 2~7階で層崩壊を生じた。図-4(b)では, 全層で梁が降伏し, 全体崩壊機構を形成した。また, $\psi_i = 0.5$ の逆三角形均等モデル(図-5(a))では, 全層で層崩壊機構を形成し, $\psi_i = 2.2$ の場合(図-5(b))では, 全体崩壊機構を形成した。 $\psi_i = 0.5$ の場合の逆三角形不均等モデル(図-6(a))では, 1階のみが層崩壊を形成したが, $\psi_i = 2.2$ の場合(図-6(b))では, 全層の梁が降伏し, 全体崩壊機構を形成した。どのモデルも, 強度係数が大きくなるにつれて崩壊型が層崩壊型から, 全体崩壊型へと変化した。

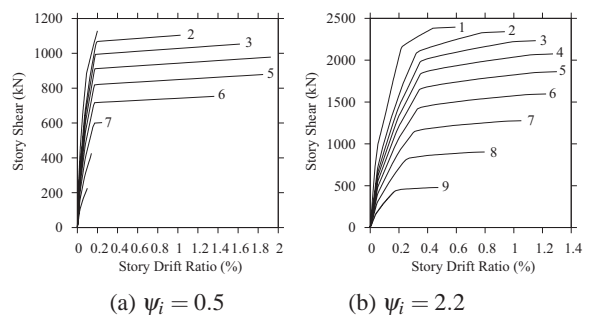


図-4 層間変形 - 層せん断力関係 (A9)

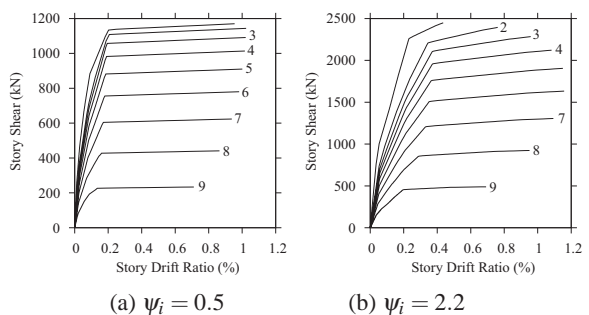


図-5 層間変形 - 層せん断力関係 (T9)

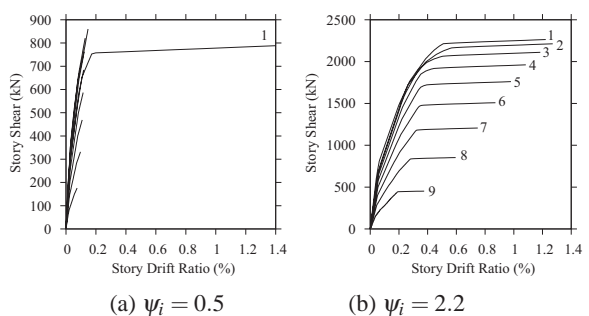


図-6 層間変形 - 層せん断力関係 (T9')

6. 最大層間変形

地震応答解析から得られた最大層間変形を、強度係数が0.5, 2.2の場合について図-7, 図-8, 図-9に示す。○はその平均を表す。

A_i モデルと逆三角形モデルを比較すると、 A_i モデルA9(図-7(a), (b))よりも逆三角形モデルT9(図-8(a), (b))の方が頂部の変形が大きくなっており、強度分布による応答の違いが表れている。強度係数が小さい場合(図-7(a), 図-8(a))では、最下階が弱点階となり、変形が集中する。対して、強度係数が大きい場合(図-7(b), 図-8(b))では、柱梁耐力比が大きくなるため、最下階への変形集中はなくなり、各層に変形が分散し、最大応答変形は小さくなる。また、逆三角形不均等モデルT9'(図-9)では、 $\psi_i = 0.5$ では、1階の層崩壊が顕著

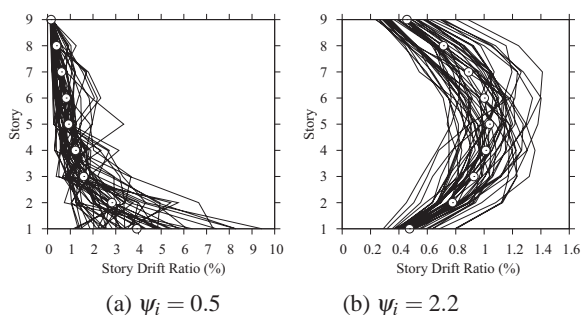


図-7 最大層間変形 (A9)

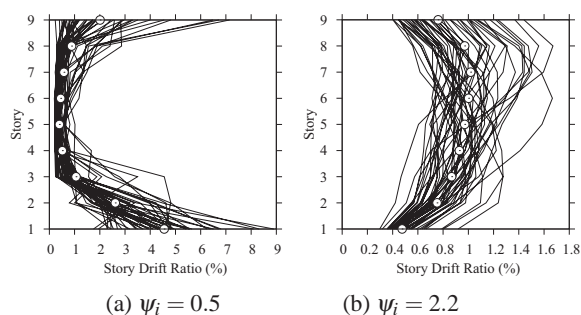


図-8 最大層間変形 (T9)

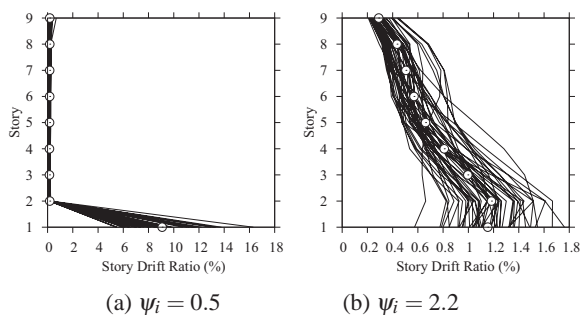


図-9 最大層間変形 (T9')

であるが、 $\psi_i = 2.2$ (図-9(b))では、1, 2階の変形が他階よりも大きい、図-9(a)と比較すると、その変形は小さく、層崩壊は生じていない。1階階高を9mにした場合も層間変形の分布はほとんど同じであった。

7. 塑性化分布と柱梁耐力比(均等モデル)

均等モデルの各階の塑性率と柱梁耐力比の関係を図-10~図-13に示す。層崩壊の有無を調べるため、塑性率は各階の柱頭・柱脚のうち小さい方を用いた。また、地震波の違いによる応答のバラツキを考慮するため、50波による地震応答解析結果の平均値に、標準偏差を加えた値とした。

図-10, 図-11より、 A_i 、逆三角形3層モデルを比較すると、両モデルとも、柱梁耐力比が2以上になると、おおむね各階の塑性率は1以下となり、その変形は弾性範囲内に収まる。詳しくみると、逆三角形モデルでは、1階の塑性率が A_i モデルよりも大きい。これは、強度設定に起因するものと考えられ、2~3階の強度が A_i モデルより高く、1階に変形が集中してしまうためである(表-1参照)。

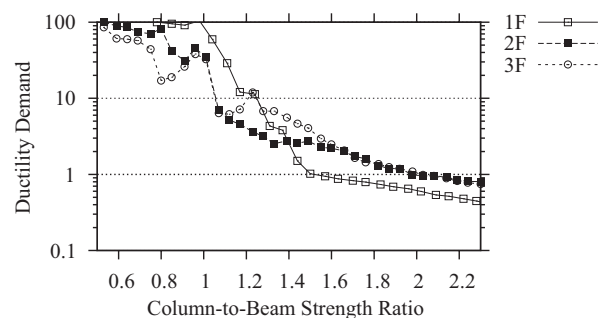


図-10 柱の塑性率 (A3)

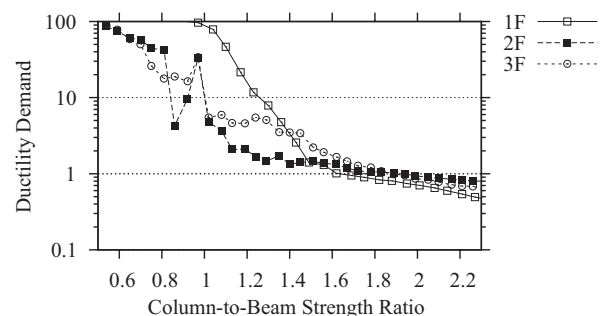


図-11 柱の塑性率 (T3)

A_i 9層モデル A9 (図-12) では、柱梁耐力比 1.3 以上で全階の柱の塑性率がほぼ 1 以下になり、層崩壊が生じなくなる。同様に、逆三角形 9 層モデル T9 (図-13) では、柱梁耐力比 1.7 以上で塑性率がほぼ 1 以下になる。また、 A_i 、逆三角形モデルを比較すると、9 階の塑性率の変化が大きく異なることがわかる。 A_i モデル A9 では、柱梁耐力比が変化しても、9 階はほとんど塑性化していないが、逆三角形モデル T9 では、9 階も他階と同様に塑性率が柱梁耐力比とともに大きく変化する。原因として、3 層骨組と同様に、強度設定の違いによる影響がある。 A_i モデルは頂部の強度が他階と比べて大きいいため、柱梁耐力比に関わらず、変形が小さいといえる。

以上をまとめると、相対的に弱い階において層崩壊を防ぐためには、大きな柱梁耐力比が必要であるといえる。

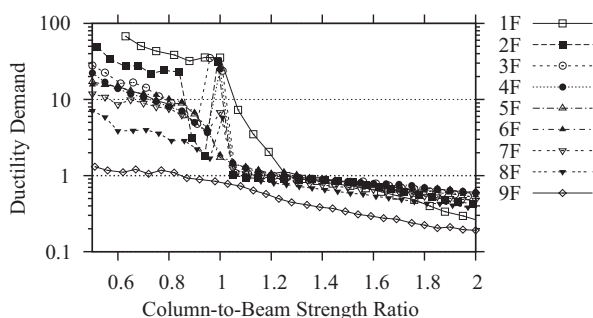


図-12 柱の塑性率 (A9)

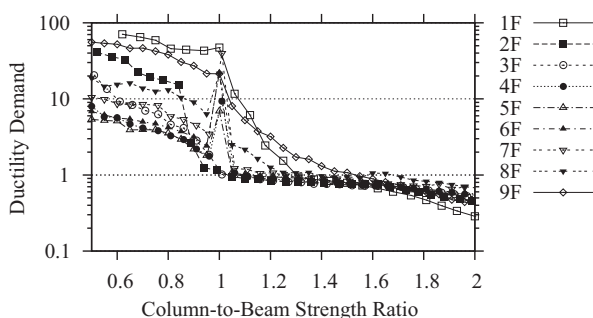


図-13 柱の塑性率 (T9)

8. 塑性化分布と柱梁耐力比 (不均等モデル)

不均等モデルの各階の塑性率と柱梁耐力比の関係を図-14、図-15 に示す。1 階の階高を 9m とした場合について、図-16 に示す。また、地震力

の影響を考慮するため、地震波を 0.5m/s 入力した場合 (最大速度 0.5m/s) について図-17、図-18 に示す。塑性率は各階の柱頭・柱脚のうち小さい方を用い、解析結果の平均に標準偏差を加えた値とした。

逆三角形 3 層モデル T3' (図-14) の 1 階の塑性率は、柱梁耐力比が 1.5 ~ 2.0 で大きく減少する。柱梁耐力比が 2.2 以上になると塑性率はほぼ 1 となり、層崩壊が生じなくなる。また、2, 3 階は、塑性率が柱梁耐力比に関わらず、常に 1 以下となり、層崩壊を生じない。逆三角形 9 層モデル T9' (図-15) の 1 階の塑性率も 3 層モデルと同様な傾向を示し、柱梁耐力比が 2 以上になると、塑性率は 1 以下になる。一方、7, 8, 9 階は、柱梁耐力比が

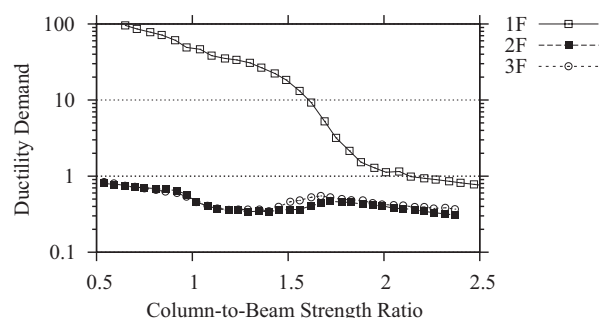


図-14 柱の塑性率 (T3')

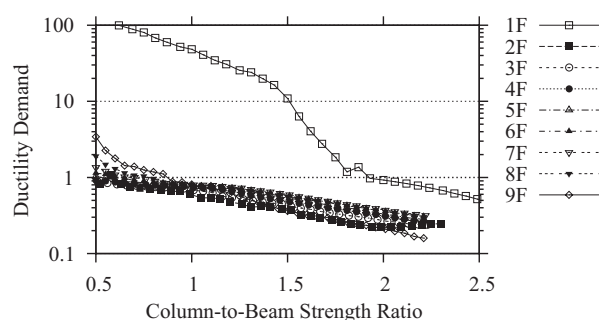


図-15 柱の塑性率 (T9')

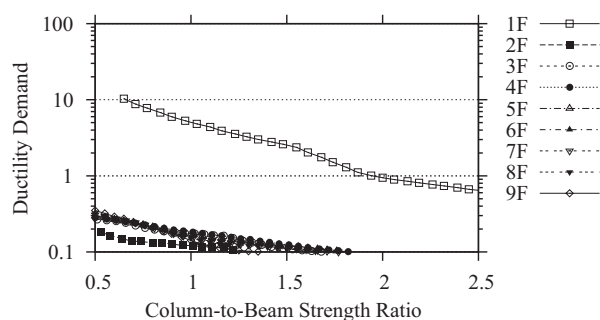


図-16 柱の塑性率 (T9' 9m)

1 以下の場合に塑性化するが，柱梁耐力比が 1 以上になると，1 階を除く全ての階が層崩壊を生じない。 A_i モデルについても，逆三角形モデルと同様の傾向を示し，必要柱梁耐力比は 2 となった。

また，1 階の階高が 9m の場合（図-16）についても階高 6m とした場合（図-15）と同様に，1 階の塑性率は柱梁耐力比 2 以上で 1 以下になる。他階はいずれの柱梁耐力比でも層崩壊を生じない。この結果から，明確な弱点階が存在する建物であっても，必要柱梁耐力比には上限が存在するといえる。

地震波を 0.5m/s 入力した場合における逆三角形 3 層モデル T3'（図-17）では，1 階の塑性率は図-14，図-15 と比較して小さく，柱梁耐力比に対して緩やかに減少する。そして，塑性率は柱梁耐力比 1.8 で 1 以下になる。他階の塑性率は，柱梁耐力比が小さい場合（0.5 付近）でも塑性化しない。これは，地震力が半分になった影響であるといえる。逆三角形 9 層モデル T9'（図-18）も 1 階の塑性率は緩やかに減少するが，柱梁耐力比 1.5 以上で 1 以下になる。地震力を半分にすると，必要柱梁耐力比は減少することは明らかであり，この結果は均等モデルにおいても同様であった。

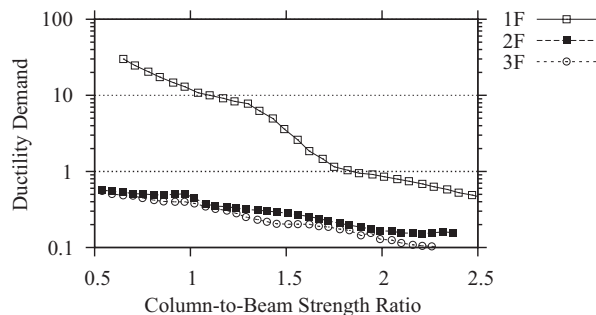


図-17 柱の塑性率 (T3' 0.5m/s)

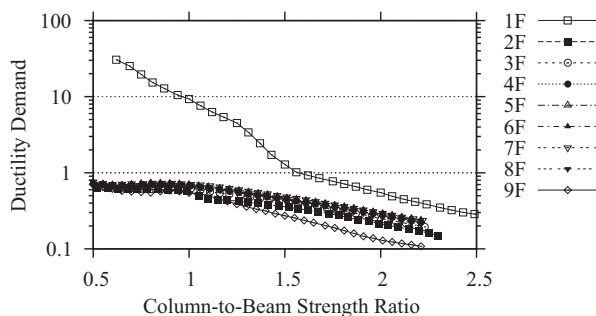


図-18 柱の塑性率 (T9' 0.5m/s)

以上の結果から，不均等モデルにおいて層崩壊を防ぐためには，階高が一樣な建物の必要柱梁耐力比を 0.4～0.6 程度大きくする必要があるといえる。

9. まとめ

本稿では柱梁耐力比と塑性率分布の関係について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 強度が相対的に弱い階が存在すると，層崩壊機構を防ぐために大きな柱梁耐力比が要求されるが，明確な弱点階が存在する建物であっても，その上限は存在する。
- (2) 最大速度 1.0m/s 程度の地震波において，明確な弱点階を有する建物の層崩壊機構を防ぐために必要な柱梁耐力比は，弱点階を有しない建物で必要な柱梁耐力比より 0.4～0.6 程度大きい。
- (3) 層崩壊機構を防ぐための柱梁耐力比は，建物の強度分布が同じである場合には地震力の大きさによって大きな影響を受ける。

参考文献

- 1) 小川 厚治: 鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究（その 1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，No. 323，pp. 13-22，1983.1
- 2) 小川 厚治: 鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究（その 2 動的応答解析例による検討），日本建築学会論文報告集，No. 328，pp. 18-25，1983.6
- 3) 桑村 仁，佐々木 道夫，加藤 勉: 降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計，日本建築学会構造系論文報告集，No. 401，pp. 151-162，1989.7
- 4) 中島 正愛，澤泉 伸一: 鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響（その 1：梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比），鋼構造論文集，Vol. 6，No. 23，pp. 117-132，1999.9
- 5) 滝沢 春男，関 弘義: 梁崩壊型 RC 骨組を実現する柱・梁の曲げ耐力比，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 2203-2204，1984.10
- 6) 久保 哲夫，中瀬 知幸: 梁崩壊制御の靱性 RC 造構造物の柱・梁耐力比に関する基礎研究（その 1：モデルの設定と動的応答結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 695-696，1986.8
- 7) 久保 哲夫，中瀬 知幸: 梁崩壊制御の靱性 RC 造構造物の柱・梁耐力比に関する基礎研究（その 2：動的割り増しと高次モードの影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 697-698，1986.8
- 8) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99), Chapter 21 Special Provisions for Seismic Design, American Concrete Institute, 1999