

(78) 層降伏型PC梁柱骨組の耐震設計

京都大学工学部 正会員 ○西山 峰広
 建設省建築研究所 正会員 加藤 博人
 竹中工務店 太田 義弘
 京都大学防災研究所 正会員 六車 照

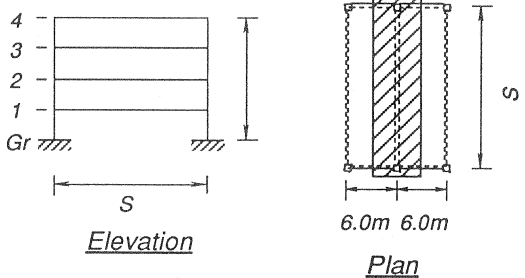
1. はじめに

先に日本建築学会より出版された「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」のプレストレストコンクリートの章において、柱に塑性ヒンジが生じることにより、ある層が崩壊に至るような層降伏型の崩壊形を許容する耐震設計法が提案されている。これは、梁降伏型で崩壊するように設計することが難しいというプレストレストコンクリート(以下PCと略記)骨組の特性に配慮したものである。梁降伏型として設計することが難しい理由として次のような点が挙げられる。すなわち、PC鋼材は、梁に生じる常時荷重による曲げモーメントを相殺あるいは低減するために配置されるため、地震荷重時に必要とされる梁端モーメントと比べて梁が十分に大きな曲げ耐力を持つことになる。これに対して柱を降伏しないように設計するには、大きな柱断面としたり、多量の鉄筋を配置せざるを得なくなる。

本報告では、柱RC造・梁PC造の4層1スパンのPCモデル骨組を例に、梁降伏型の崩壊形を実現するには、現行の設計法で必要とされる柱の曲げ耐力と比べてどの程度大きな曲げ耐力が必要となるのかを示す。変数としては、スパン長さ、積載荷重の大きさ、および梁の下縁応力度を選んだ。また、現行の設計法により設計されたモデル骨組に対する地震応答解析により柱崩壊型となる骨組の応答性状を検討する。

2. 骨組モデルの概要

対象とする骨組は、図1に示すような柱RC造・梁PC造の4層1スパンのPC骨組である。全層にわたって柱断面は60x60cm、梁断面は40x120cmとした。桁行方向スパンは6mを想定し、階高は全層4mとした。固定荷重は等分布荷重として3.4ton/m、積載荷重は同じく等分布荷重で基準値として3.6ton/mと仮定した。積載荷重については、この基準値の0.5,1.5及び2.0倍を仮定した。スパン長は、10m,15m,20m及び25mの4種類を設定した。



3. PC梁の設計

梁が単純支持されていると仮定したときの梁中央での曲げモーメントを M_o 、導入されるプレストレス力を P とすると弾性範囲においては次の式が成り立つ。

$$M_o = \frac{(w_d + w_l) \cdot S^2}{8} \quad (1)$$

$$P = \frac{M_o - \sigma_{cl} \cdot Z_b}{\frac{Z_b + e_p}{A}} \quad (2)$$

ここで、 w_d ：固定荷重、 w_l ：積載荷重、 S ：スパン長、 σ_{cl} ：梁中央断面における引張縁応力、 Z_b ：梁の断面係数、 A ：梁の断面積および e_p ：梁中央断面におけるPC鋼材偏心距離。 σ_{cl} については次の3種類を仮定した。

(a) $\sigma_{cl} = 0$ (3)

(b) $\sigma_{cl} = f_t = 0.07 f'_c$ (4)

(c) $\sigma_{cl} = f_{tb} = \frac{5}{3} f'_c$ (5)

ここで、 f_t : コンクリート引張強度、 f'_c : コンクリート圧縮強度、 f_{tb} : コンクリート曲げ引張強度である。コンクリート圧縮強度 f'_c は、 400kg/cm^2 とした。導入力 P が得られたならば、PC鋼材断面積 A_p は次式により得られる。

$$A_p = \frac{P}{\alpha \cdot \eta \cdot f_y} \quad (6)$$

ここで、 α : 許容導入応力 f_e のPC鋼材規格降伏強度 f_y に対する比、 η : プレストレス力有効率である。通常、 $\alpha=0.85$ 、 $\eta=0.8$ 程度であり、これらの値と鋼材種SBPR7Bを想定して $f_y=160\text{kg/mm}^2$ を用いることにする。また、最小普通鉄筋量は、日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート(III種PC)構造設計・施工指針・同解説」に規定されている次式を用いて算定した。

$$p_t \geq \left(0.4 - 2.0 \frac{\sigma_g}{f'_c} \right) \frac{1}{100} \quad (7)$$

ここで、 $p_t = a_t / bd$ 、 a_t : 引張鉄筋断面積、 b : 部材断面幅、 d : 圧縮縁から引張鉄筋断面重心までの距離、 σ_g : 有効平均プレストレスである。ただし、引張鉄筋量が2-D13 ($a_t=2.53\text{cm}^2$) 以下とはならない。

以上のようにして得られたプレストレス力、PC鋼材断面積および普通鉄筋断面積を各パラメータについて表1に示す。表中(a)、(b)及び(c)は、式(3)、(4)及び(5)の σ_{cl} の設定値にそれぞれ対応する。

表1 各モデルにおけるPC梁のプレストレス導入力、PC鋼材断面積および普通鉄筋断面積

基準モデル

モデル名	プレストレス力(ton)	鋼材断面積(cm^2)	普通鉄筋量(cm^2)
M-B(a)	535.8	49.4	2.53
M-B(b)	499.6	46.4	2.53
M-B(c)	475.5	43.4	2.53

スパン長さをパラメータとした場合

モデル名	プレストレス力(ton)	鋼材断面積(cm^2)	普通鉄筋量(cm^2)
M-S10(a)	144.0	13.8	11.5
M-S10(b)	107.1	9.9	14.3
M-S10(c)	83.7	7.9	14.3
M-S15(a)	308.9	28.6	2.53
M-S15(b)	272.8	25.7	2.53
M-S15(c)	248.6	22.7	2.53
M-S25(a)	824.5	76.0	2.53
M-S25(b)	788.3	72.1	2.53
M-S25(c)	764.2	70.1	2.53

積載荷重の大きさをパラメータとした場合

モデル名	プレストレス力(ton)	鋼材断面積(cm^2)	普通鉄筋量(cm^2)
M-L0.5(a)	397.3	36.5	2.53
M-L0.5(b)	361.1	33.6	2.53
M-L0.5(c)	337.0	31.6	2.53
M-L1.5(a)	674.2	62.4	2.53
M-L1.5(b)	638.0	59.0	2.53
M-L1.5(c)	613.9	56.8	2.53
M-L2.0(a)	813.0	75.2	2.53
M-L2.0(b)	776.5	71.8	2.53
M-L2.0(c)	752.4	69.6	2.53

4. 不静定応力の算定

PC鋼材は、梁全長にわたって図2に示すように配置されているとする。これより両端を拘束するためのモーメントを求め、これを各節点において解放することにより不静定応力を得た。但し、施工過程は考慮せず、骨組全体が完成後に各階大梁に同時にプレストレスを導入したと仮定する。

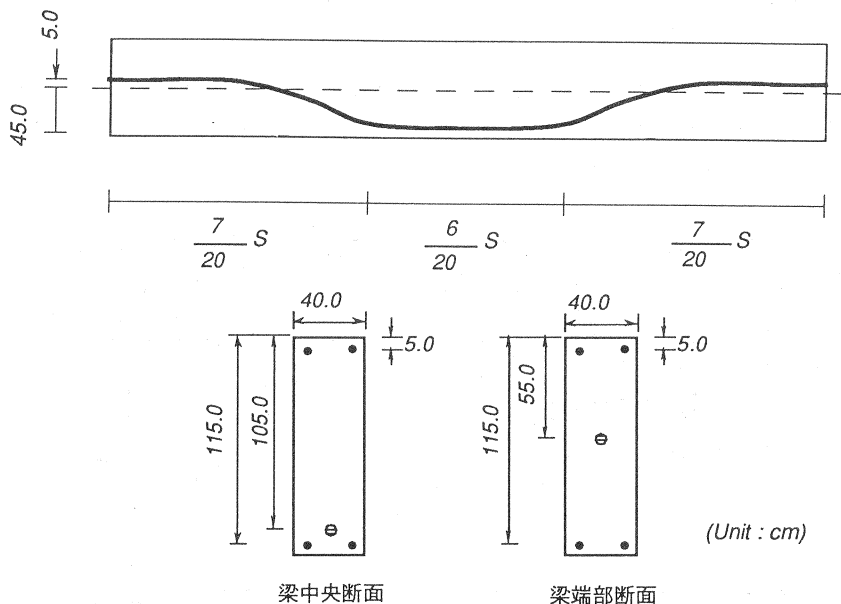


図2 PC鋼材配置型及びPC梁断面形状

5. 地震荷重に対する設計

設計用地震荷重の算定における各層重量 W_i は、積載荷重についてはその1/3を加えることにした。すなわち、次式で表される。

$$W_i = \left(w_{di} + \frac{1}{3} w_{li} \right) \cdot S \quad (8)$$

ベースシア係数 C_o は0.2とし、地震地域係数 $Z=1.0$ 、振動特性係数 $R_t=1.0$ とそれぞれ設定した。また、建物高さ方向の震度分布には A_i 分布を用いた。各部材の設計用曲げモーメントは、梁の剛性低下を考慮し、その剛性を弾性剛性の50%に低下させて得た。設計用応力の組み合わせは、

$$\begin{aligned} \text{長期} & G+P+U & (9) \\ \text{短期} & G+P+U+1.5K & (10) \end{aligned}$$

とした。ここで、 G ：固定荷重による設計用応力、 P ：積載荷重による設計用応力、 U ：不静定応力および K ：地震荷重による応力である。

6. 梁端断面での終局曲げモーメントの算定

PC梁断面の終局曲げモーメントの算定には、ACI318-89の等価矩形応力ブロックを用いた。材料の降伏点として規格降伏点を用いた。PC梁端部が達する可能性のある最大のモーメントである上限強度は、材料の超過強度に

基づいて求めるのではなく、材料の規格降伏点に基づいて得られた終局曲げモーメントを1.2倍することとした。梁の剛性低下を考慮した弾性解析により地震荷重に対する曲げモーメント分布を求めた時の上下の柱への分配率に従ってこの梁の上限強度を分配した。この分配されたモーメントが、柱に塑性ヒンジを生じさせないための柱の設計用モーメントとなる。ここでは、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」にあるような動的割増と2方向入力とは考慮していない。

7. 解析結果

短期の応力より決まる柱の設計用モーメント M_{scd} と梁の上限強度から決まる柱を降伏させないための設計用モーメント M_{nyd} とを各パラメータについて比較する。図3には、 M_{nyd}/M_{scd} を横軸に M_0 に対する引張側の応力をとって、各階柱について示してある。

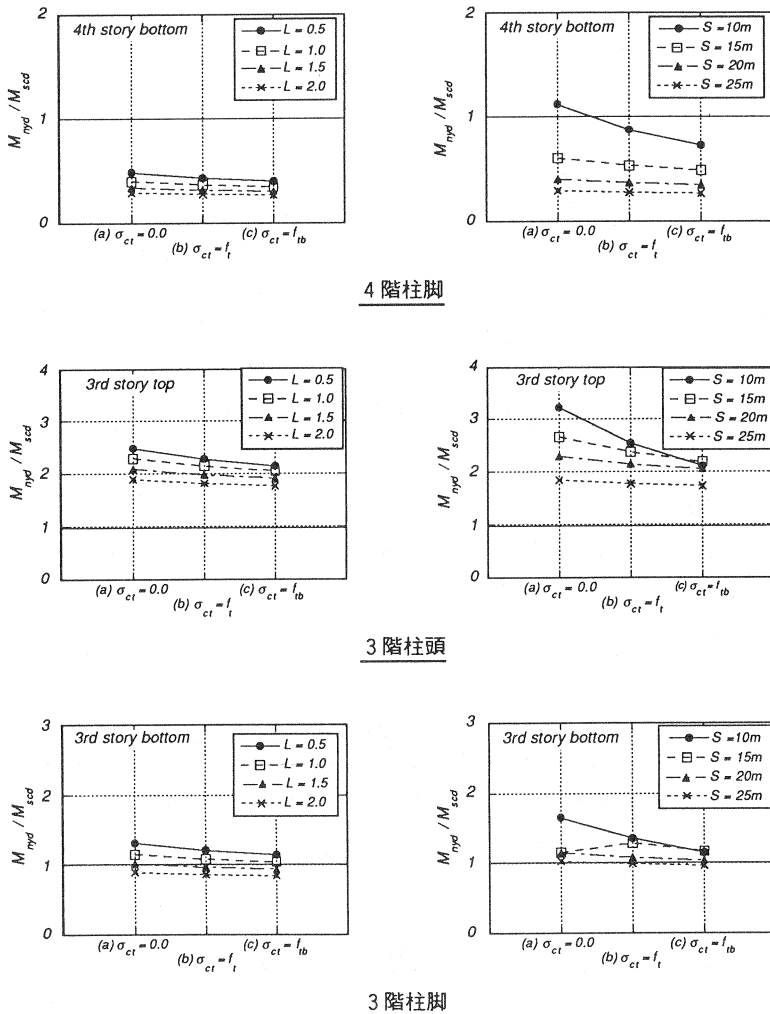


図3 (a) 各パラメータに対する M_{nyd}/M_{scd}

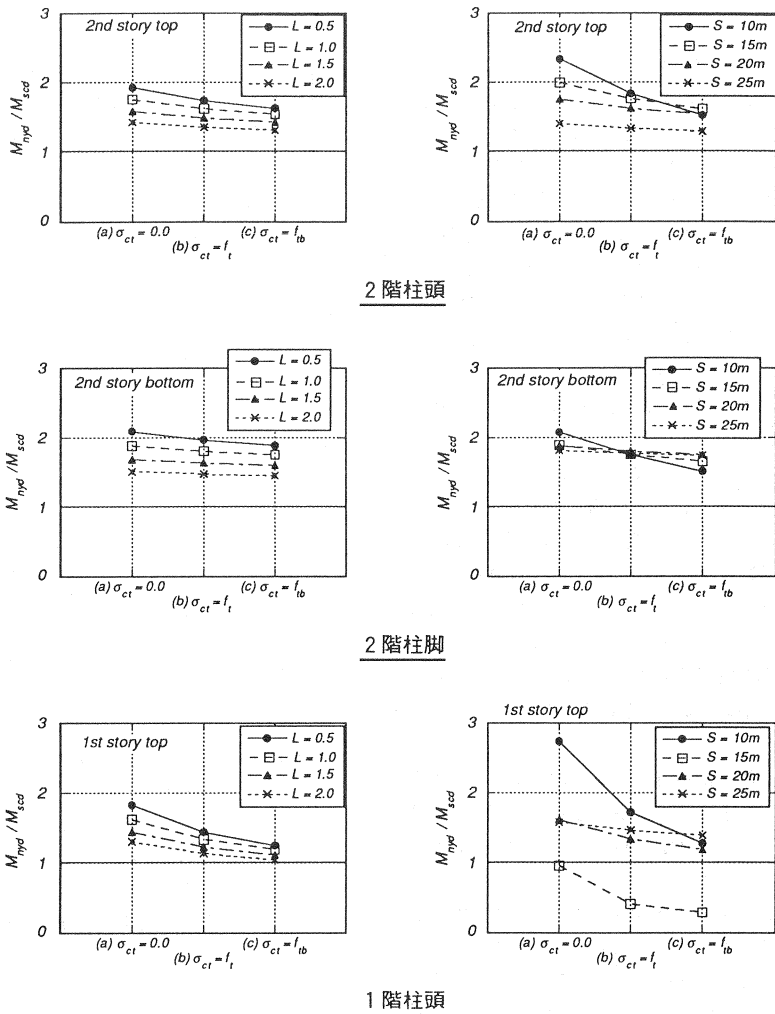


図3(b) 各パラメータに対する M_{nyd}/M_{scd}

M_{nyd}/M_{scd} が1よりも小さい場合には短期応力により梁の設計用曲げモーメントが決まることになるため、実際には $M_{nyd}/M_{scd} < 1$ となることはない。

M_{nyd}/M_{scd} は最大で3.22に達する。鉄筋コンクリート骨組の場合、梁の設計用モーメントは短期荷重により定まる場合が多い。したがって、柱降伏を防ぐには、鉄筋の超過強度に基づいたとして梁の設計用モーメントの約1.25倍程度の柱強度があればよいことになる。これと比べて図3に示されているように、PC骨組の場合には柱の曲げ強度をかなり大きくしなければ柱の降伏を防ぐことができないことになる。但し、さらに動的割増と2方向入力の影響を考慮しなければならない。日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」では層降伏で崩壊に至ると予想される骨組の場合には、ベースシア係数を梁崩壊骨組の1.4倍とするようになっている。このようにベースシアを大きくすると短期荷重によって梁の設計用モーメントも決まることになり、柱自身大きな地震荷重に対して抵抗しなくなりますが、 M_{nyd}/M_{scd} は小さくなり梁降伏として設計しやすくなる。

8. 地震応答解析

現行の耐震設計法により設計された基準モデル(20mスパン、積載荷重基準値(3.6ton/m)、 $\sigma_{ct}=0$)に対する地震応答解析を行ない、層降伏型の崩壊型に対する特別な考慮を行わない場合には、どのような応答性状となるのかを検討する。梁材端のモーメント-曲率(以下M- ϕ と略記)関係は、文献[1]で提案されているモデルを用いた。M- ϕ 関係の包絡線は、図4に示すように設定する。すなわち、初期剛性は部材の全断面が有効であるとした場合の弾性剛性であり、曲げひびわれモーメントは降伏曲げモーメントの1/2、降伏時における割線剛性は弾性剛性の1/2、降伏後の剛性はP C梁の場合、弾性剛性の0.004、R C柱については0.004とした。梁・柱の曲げ耐力には材料の規格降伏応力に基づく値を用いた。

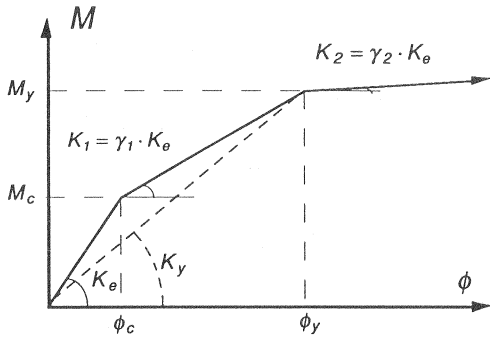


図4 M- ϕ 関係モデル

EI Centro NS波を50cm/sの最大速度に規準化した波を入力地震波として使用した。減衰は接線剛性比例型で減衰定数は5%とした。床荷重および固定荷重は節点に集中させた。積分の時間刻みは、0.0025秒、Newmark β 法で $\beta=1/4$ とした。スパンが大きく柱軸力の変動はあまり大きくないと考えられるため、柱については軸力と曲げの相互作用を考慮していない。骨組の1~3次の弾性固有周期は、0.666、0.200、0.101秒である。

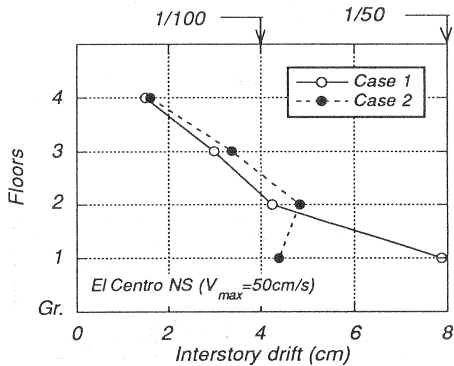


図5 最大応答層間変位

図5に最大応答層間変位を示す。Case 1は、設計用曲げモーメント分布通りに柱の曲げ耐力を設定した場合であり、Case 2は、柱頭・柱脚で大きく曲げ耐力が異なることは実際にはあまりないことを考慮して、柱頭・柱脚どちらか大きい方をその階の柱の曲げ耐力とした場合である。したがって、Case 2の場合には、各層の層せん断耐力は、Case 1と比べて大きくなっている。Case 1の場合には第1層の柱頭・柱脚がともに降伏に至り、この層に大きく変形が集中している。

9. 結び

数少ない例ではあるが、ここで示したようにPC骨組の場合には梁降伏先行型の崩壊型とすることはかなり難しい。また、柱降伏の崩壊型となった場合には、これに対する配慮をしなければ崩壊層に大きく変形が集中して危険である。これを防ぐには、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」にあるようにベースシア係数を大きくしたりするなどの方策が必要である。

【参考文献】

1. 太田、西山、渡辺、六車 「プレストレストコンクリート梁柱骨組の地震応答性状 (その1:Thompson and Park モデルの修正)」 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) 1992年8月, pp.1101-1102.