

◆ 特集：PC建築 ◆

—PC建築の新しい動向—

限界耐力計算法とPC建築

加藤 博人*

1. はじめに

建築基準法がおよそ50年ぶりに大改正され、1998年6月に公布された。今回の改正では建築基準の性能規定化、建築確認・検査の民間開放、中間検査の導入、土地の有効利用に資する新たな建築規制手法の導入など、基準法の体系を見直し、1950年に制定された旧基準法を現代に見合ったものとし、ひいては将来の社会情勢に対応できるものとするためのさまざまな項目が盛り込まれた。改正法の公布後、関連政令（施行令）、規則（施行規則）、大臣告示の改正や制定が順次行われ、2000年6月をもってすべての規定が施行され^{注1)}、改正建築基準法が本格的にスタートしている。改正の大きな特徴である「建築基準の性能規定化」とは、「一定の性能さえ満たせば、多様な材料、設備、構造方法を採用できる」ということであり、構造関係では新たな検証法として「限界耐力計算」が導入され、仕様規定が一部を除いて適用除外されることになった。また、荷重や外力に対する見直し、許容応力度や材料強度の見直し、ならびに新材料の追加なども行われている。

限界耐力計算の詳細については、講習会や解説資料^{1)~4)}で詳しく説明されているのでそれらを参照していただくこととして、ここではプレストレストコンクリート（PC）構造から見た建築基準法改正や限界耐力計算の特徴について概説する。

2. 限界耐力計算法の概要

2.1 仕様規定に基づく従来の設計法

改正前の建築基準法施行令においては、構造方法の規定（仕様規定）と構造計算規定の二本立てで建築物に必要な性能を検証する構成となっていた²⁾。鉄筋コンクリート（RC）構造や鉄骨構造、木造などすべての建築物に対して、各構造形式ごとに定められた仕様規定を満たすことが求められており、構造計算規定は「仕様規定への適合」という条件を前提としたものであった。たとえば、RC構造では柱の構造（主筋4本以上、主筋と帯筋の緊結、帯筋径6mm以上、主筋鉄筋比

0.8%以上、帯筋比0.2%以上など）、耐震壁の構造（厚さ12cm以上）、鉄筋の継手や定着（重ね継手の長さ）など、構造計算にかかわらず守らなければならない条件が示されており、これらの規定を外れる場合は特別な検証を行って大臣の認定を得ることとされていた（いわゆる旧法第38条認定）。

構造計算では、施行令に定められた通常の構造形式の建築物については、設定された設計震度（ $C_0=0.2$ 、 C_0 ：標準せん断力係数）に対して生じる応力と常時荷重による応力の組合せ（ $G+P+K$ ：短期荷重）に対して、部材に用いられている材料の短期許容応力度が下回らないことを確認する、いわゆる短期許容応力度設計法が1950年の制定以来、適用されてきた。1980年の建築基準法施行令改正では、この許容応力度設計法を1次設計として位置づけ、大地震に対する建物の安全性の検証としては、 $C_0=1.0$ として算定される必要保有水平耐力に対して、設計しようとする建物の保有水平耐力が上回っていることを確認する2次設計が導入され、2段階の設計を行うことが規定された。必要保有水平耐力は、建築物の塑性変形能力（じん性能）に応じて設定する構造特性係数 D_s によって低減することができる。また、地震時の建築物の動的応答性状を設計で考慮するために、建物高さ方向の層せん断力係数分布の規定（ A_i 分布）、偏心率、剛性率の計算とそれに応じた形状係数（ F_{es} ）の設定などが盛り込まれた。

これらの規定では、建築物の変形性状などが間接的なかたちでは考慮されるようになっているが、地震時の応答を直接評価するかたちにはなっていない。仕様規定などによって建築物が最低限必要な変形能力を保持していることを前提に、地震時に建物に生ずる力と耐力を比較して設計が行われてきた。また、構造特性係数 D_s も仕様書的に与えられるものであった。

2.2 限界耐力計算の特徴

今回の改正では、従来の構造計算に加えて限界耐力計算が新たに導入された。前述した計算法は許容応力度等計算として令第82条～82条の5に位置づけられ、限界耐力計算は令第82条の6に規定された。また、限界耐力計算に関わる具体的な計算方法については、平成12年建設省告示1457号に定められた。限界耐力計算法の概要を資料から抜粋して紹介する^{1), 4)}。改正後の構造関係規定の適用フローを図-1に示す。設計者はいずれの計算法を選択してもよく、法令上は同等の性能を有する建築物が実現されることにな



* Hiroto KATO

独立行政法人 建築研究所
構造研究グループ

注1)：2000年6月に施行令の改正、限界耐力計算に関係する告示1457号などが出され、その後も関連する告示の制定や改正が順次進められているが、すべての作業が完了しているわけではなく、本稿執筆時点でもプレストレストコンクリート構造に関する告示の改正は未了となっている。

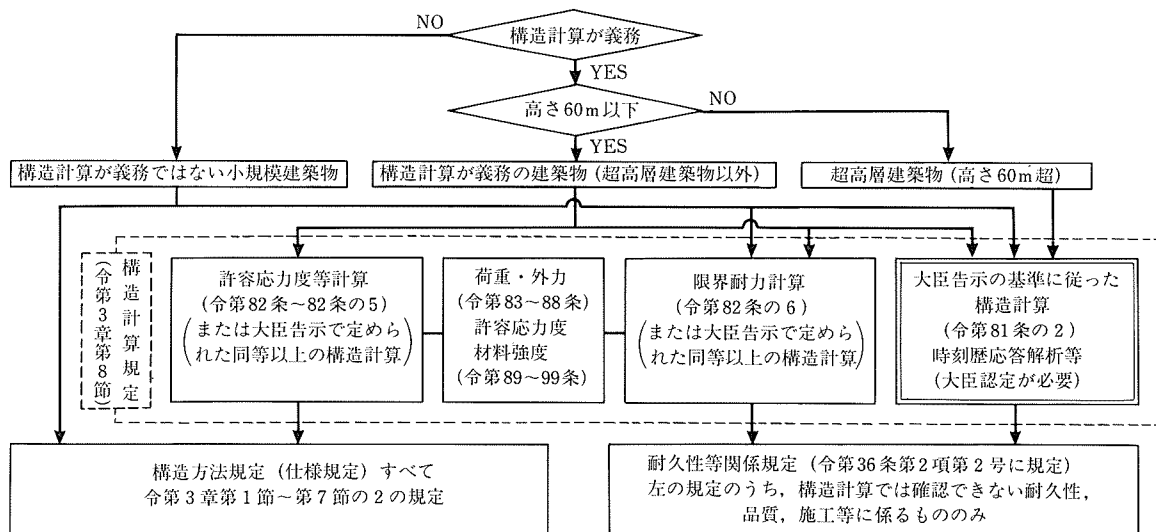


図-1 施行令改正後の構造関係規定の適用フロー⁴⁾

る。ただし、許容応力度等計算の場合には、これまでと同様に構造方法規定(仕様規定)をすべて満たす必要があるのに対して、限界耐力計算では構造計算では確認できない耐久性や耐火性、品質、施工等に関する規定(耐久性等関係規定(令第36条第2項第2号))のみが適用されることになっている。限界耐力計算は、性能規定化に対応した設計法の一つとして規定されたものであり、今後新たな設計法が追加される余地が残されている。

導入された限界耐力計算では、設計する建築物の応答値(変形と耐力)を比較的簡便に推定することが可能となる。一般に耐震設計における性能照査の基本は、想定される地震動に対して応答値が限界値以前に留まることを確認あるいは保障することである。設定された地震動が適切であり、応答値や限界値を正確に評価できれば施工や設計者の意図どおりの建築物が実現できることになる。応答値を推定する方法としては、時刻歴応答解析法が代表的なものであり、超高層建築物や免震構造物、特殊な構造形式となる場合などには設計でよく使われてきた。しかしながら、解析に用いる地震動次第で応答値が異なる場合があること、使用する復元力特性モデルや仮定する粘性減衰の大きさなど解析モデルの設定によっても応答値が左右されることなど、時刻歴応答解析による結果は一つの特解を与えるものであると理解するのが妥当である。このため、通常は数種類の地震波(観測波や人工地震波)を用いたり、減衰を変えて応答値を比較するなど、さまざまな条件を設定して解析を行い、それらの結果を総合的に検討することになるが、そのためには高度な判断を必要とする。時刻歴応答解析では、想定される条件を包含するような一般的な解を得ることは、現状では難しいとされている。

一方、今回の施行令に導入された限界耐力計算は、従来、等価線形化法と呼ばれている手法である⁵⁾。等価線形化法は、構造物の複雑な復元力特性を等価な1質点系の周期と減衰に置き換えて評価しようとする方法である。本方法の由来は、コンピュータや解析手法などハードウェア、ならびにソフトウェアの発達が不十分であった時代に、非線

形地震応答解析の代用として応答を簡略化して推定しようとする目的で考えられた手法とされる。しかし、等価線形化法は、簡便な方法であるにもかかわらず地震動に対する構造物の復元力特性、および減衰と応答の関係を理解しやすいこと、時刻歴応答解析に内在する個別性を排して一般性をもつ解を与えてくれることなど、いくつかの利点を有する。

等価線形化法は非線形応答を近似的に等価な線形系の応答でもって表現するもので、弾塑性最大応答を最大応答に応じて定まる等価剛性と等価減衰を有する等価線形系の最大応答で模擬するものである。等価線形化法の利点の一つは、いわゆるエネルギー一定則と変位一定則の傾向が統一的に表現できることである。適切と思われる仮定のもとでの試算によれば、応答スペクトルの加速度一定領域ではエネルギー一定則に、速度一定領域では変位一定則に類似の傾向が得られ、その移り変わりは連続的であると報告されている。

2.3 限界耐力計算法のフロー

限界耐力計算のフローを図-2に示す。限界耐力計算では、基本的には損傷の防止を目的とした検討と倒壊や崩壊に対する安全性の検証を行うことが要求されており、地震動のみでなく風荷重や積雪荷重に対しても行うことになっている。ここで言う損傷限界は、建築物の耐用年限中に少なくとも一度は遭遇する程度(中規模)の荷重・外力の作用後も構造物の安全性や使用性、および耐久性が低下せず、補修を必要としない限界とされている。言い換えれば「無損傷の限界」あるいは「修復を要しない限界」というような状態を意味している。また、安全限界は建築物の耐用年限中に極めてまれに発生する程度(大規模)の荷重・外力に対して、建築物内外の人の生命に直接及ぼす危険が回避される限界とされている。人命に直接危険が及ぶ破壊として、鉛直荷重支持能力が失われるような状態や、地盤の安定性や支持能力の喪失による建築物の転倒、部材の脱落・飛散、設備機器の転倒・脱落などが想定されている。

図-3は、地震に対する限界耐力計算の少し具体的なフローである。まずはじめに適用範囲、使用材料の確認を行

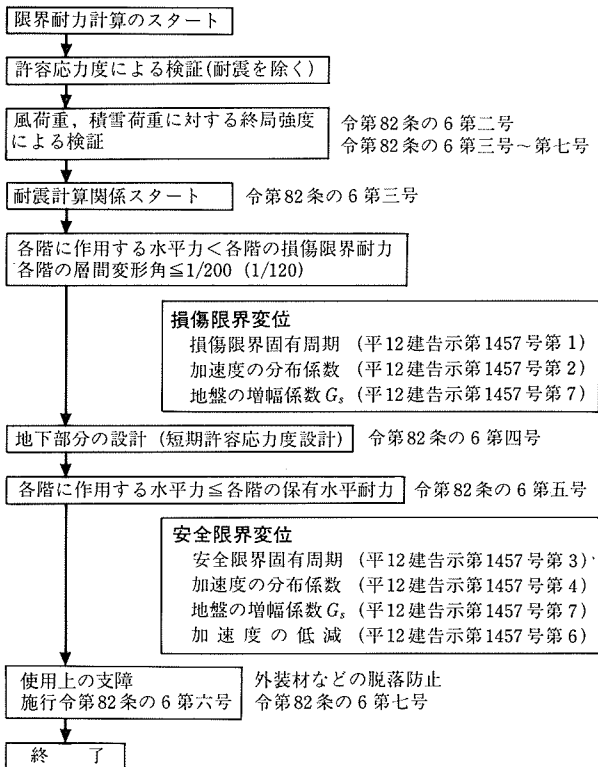


図-2 限界耐力計算における耐震性能の検証フロー 1)

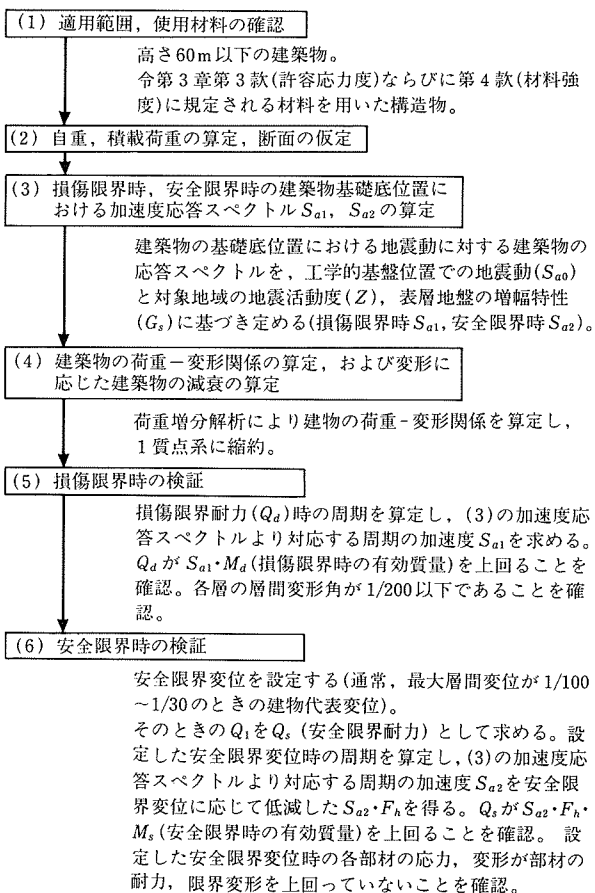


図-3 地震動に対する架構の安全性検証例のフロー 1)

うことになる。限界耐力計算は、図-1でも示したように高さ60mを超えるような超高層建築物以外であれば、原則的にはどのような構造に対しても適用できることになっている。ただし、一つの振動系が振動を支配していることを保証するための有効質量比の規定に対する確認や、弾性成分が小さく極端に大きな地震応答を生じる建築物では応答変形の偏りを生じることに對する考慮など、間接的ではあるが応答値推定方法に起因する制限があるので注意が必要である。また、令第3章第3款(許容応力度)ならびに第4款(材料強度)に規定される材料を用いた構造物を適用範囲と規定しているの、規定がない材料を用いる構造物(免震・制振構造、PC構造など)では大臣の認定が必要となる。

次いで、自重、積載荷重の算定を行い断面の仮定を行う。自重、積載荷重の算定では、一般に令第84条に示される数値を使用することになる。また、断面の仮定については何も規定していないので、設計者の判断によってなされることになる(本計算法は、あくまでも性能照査法であって断面を決定するための設計法ではないので、断面の設定は何らかの方法によってなされることになる。仮に適切な断面が仮定されれば手戻りなく設計は終了することになり、仮定断面では必要な性能が確保できないことになれば、断面の仮定に戻って設計を繰り返すことになる)。

次に、損傷限界時、安全限界時の建築物基礎底位置における加速度応答スペクトル S_{a1} (損傷限界時)、 S_{a2} (安全限界時) を算定する。建築物の基礎底位置における地震動に対する建築物の応答スペクトルは、工学的基盤位置での地震動 (S_{a0}) と対象地域の地震活動度 (Z)、表層地盤の増幅特性 (G_s) に基づいて計算される。建築物の荷重-変形関係を荷重増分解析によって算定し、告示に規定される方法によって等価な1質点系に縮約する。多層建築物を等価1質点系に置換することによって、初めて応答スペクトルとの直接的な比較が可能になり、この手順は本計算法の重要なポイントの一つである。これまでの検討では、等価1質点系の応答値から得られる各層の最大応答値は、多質点系の解析から得られる結果とほぼ対応しており、本計算法の妥当性が確かめられている。荷重増分解析で用いる外力分布形は、実務的には A_i 分布によってもよい。等価粘性減衰は損傷限界時には5%、安全限界時には変形の程度に応じて設定することとされ、その手法は告示1457号に示されている。

損傷限界時の検証は、損傷限界耐力 (Q_d) 時の周期を算定し、地表面での加速度応答スペクトルより対応する周期の加速度 S_{a1} を求める。 Q_d が必要損傷限界耐力 $S_{a1} \cdot M_d$ (損傷限界時の有効質量) を上回ることを確認する。また、各層の層間変形角が $1/200$ 以下であることを確認する。安全限界時の検証では安全限界変位を設定し、そのときの1階のせん断力 Q_1 を Q_s (安全限界耐力) として求める。設定した安全限界変位時の周期を算定し、地表面での加速度応答スペクトルより対応する周期の加速度 S_{a2} を安全限界変位に応じて低減した $S_{a2} \cdot F_h$ を得る。 Q_s が必要安全限界耐力 $S_{a2} \cdot F_h \cdot M_s$ (安全限界時の有効質量) を上回ることを確認する。設定した安全限界変位時の各部材の応力、変形が部材の耐力、限界変形を上回っていないことを確認。

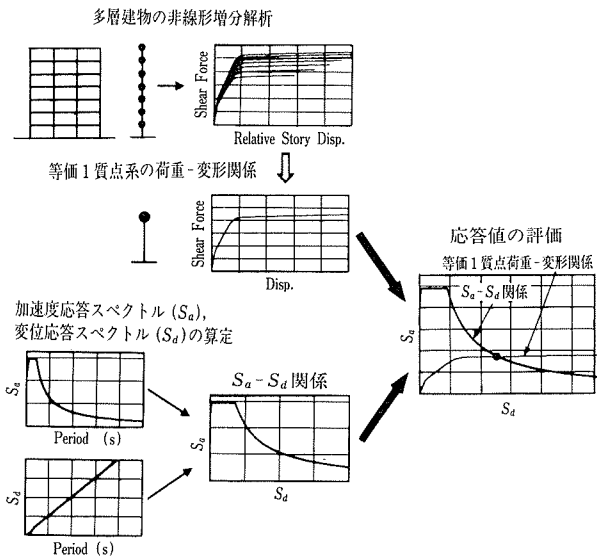


図-4 限界耐力計算の計算手順模式図

が部材の耐力，限界変形を上回っていないことを確認する。以上の関係を模式的に図-4に示す。

図-5は安全限界時の応答値の評価について示したものである。縦軸に加速度応答スペクトル，横軸に変位応答スペクトルをとった加速度応答と変位応答スペクトルの関係($S_a - S_d$)に，等価1質点に置換した建築物の代表荷重-変形関係を重ねて描いたものである。建築物が塑性化するに従って等価減衰定数も変化するのので，変形に対応する等価減衰定数を使って $S_a - S_d$ 関係を計算し，それらの点を結んだものが必要耐震性能スペクトルである。法令上は安全限界耐力 Q_s が必要安全限界耐力 Q_{sn} を下回らないことを確認すればよいが，図の関係から建築物の限界値(耐力および変形)が必要耐震性能スペクトルを下回らないことが必要であることが分かる。代表荷重-変形曲線と必要耐震性能スペクトルの交点が，求める応答値となる。

3. PC構造の設計法

3.1 限界耐力計算とPC構造との関係

PC造建築物は，施行令第80条の2，ならびに第81条のただし書きによって定められる建設省告示に規定される方法で設計が行われてきた。現行告示1320号には，PC構造に関する構造規定が定められているほか，構造計算法として施行令で定められた許容応力度設計法と保有水平耐力の確認に代わるものとして終局強度設計法が認められている。なお，本手法を用いた場合には，短期許容応力度設計を省略できるものとされてきた⁶⁾。終局強度設計法はPC構造に関する最初の告示である第223号(1960年)で採用され，その後の第949号(1973年)へと引き継がれて現在に至っており，PC構造の設計を特徴づけるものである。この間，阪神淡路大震災(1995年)をはじめとしていくつかの被害地震を経験しているが，PC造建築物が受けた被害はいずれも軽微なものに留まっており，設計法が有効であったことが証明されている。しかし，告示の設計法は2.1で述べた従来の設計法と同様，あくまでも仕様規定に基づくものであり，

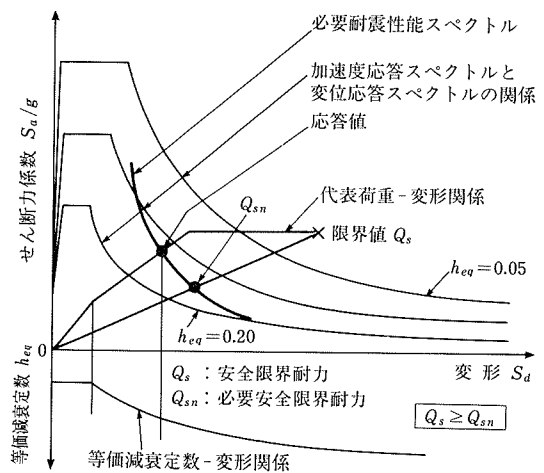


図-5 限界耐力計算法による大地震時の性能評価と応答値⁴⁾

地震時のPC造建築物の性能(応答変形や損傷程度)を明確に評価するものとはなっていない。

それでは，改正施行令のもとでPC構造の設計法はどのように変わるのだろうか。先に触れたように，限界耐力計算は原則的にはどのような構造に対しても適用できることになっている。PC構造についても，限界耐力計算の基本的な枠組みはそのまま適用できる。

建築物の基礎底位置における加速度応答スペクトル S_{a1} (損傷限界時)， S_{a2} (安全限界時)の算定も，PC建築物の荷重-変形関係を荷重増分解析によって算定し，等価な1質点系に縮約する手順も同じである。ただし，告示1457号では安全限界時の加速度応答スペクトル S_{a2} の算定に必要な低減率 F_h に関する減衰の評価方法が，RC造，鉄骨造，木造については示されているが，PC構造については与えられていないので，PC造の告示で規定することが必要となろう。告示1457号第6に規定された加速度の低減率 F_h の算出法は，以下のとおりである。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \dots\dots\dots(1)$$

$$h = \frac{\sum_{i=1}^N m h_{ei} \cdot m W_i}{\sum_{i=1}^N m W_i} + 0.05 \dots\dots\dots(2)$$

$$m h_{ei} = \gamma_1 (1 - 1/\sqrt{m D f_i}) \dots\dots\dots(3)$$

- F_h : 加速度の低減率
- h : 建物の減衰性を表す数値
- $m h_{ei}$: 建築物の安全限界時の各部材の減衰特性を表す数値。木造，鉄骨造，鉄筋コンクリート造にあつては，(3)式による。
- $m W_i$: 建築物の安全限界時の各部材の変形にそのときの各部材の耐力を乗じて2で除した値
- γ_1 : 部材の構造形式に応じた減衰特性を表す係数で，表-1による。

表-1 部材の構造形式に応じた減衰特性を表す係数

構造形式	γ_1
部材を構成する材料および隣接する部材との接合部が緊結された部材	0.25
その他の部材または地震力が作用するときに屈曲による耐力低下を生ずる圧縮力を負担する筋かい部材	0.2

PC部材の場合、普通鉄筋がほとんど配筋されておらず原点指向型の履歴性状を示すような純PC的なもの（履歴ループ面積が非常に小さい）から、普通鉄筋が多くRC造的な履歴面積の大きなループを描くもの（PRC造的なもの）まで履歴復元力特性はさまざまであるため、粘性減衰定数を一律に定めることは適当でない。そこで、(3)式に代わり多様なPC造部材に対応できる評価式として、たとえば(4)式⁷⁾がPC共同研究⁸⁾の成果として提案されている。

$$mh_{ei} = (0.06 + 0.14\sqrt{\alpha}) (1 - 1/\sqrt{mDf_i}) \dots\dots(4)$$

α ：部材の曲げ強度に及ぼす普通強度鉄筋の寄与率

$$\alpha = M_r / (M_p + M_r)$$

M_r ：普通強度鉄筋による曲げ強度

M_p ：PC鋼材による曲げ強度

（フルプレストレス部材： $\alpha=0$ ，鉄筋コンクリート部材： $\alpha=1$ ）

また、(2)式の第2項、基準となる減衰定数0.05についても一様に与えるのではなく、 α の関数として $(0.02 + 0.03\sqrt{\alpha})$ とすることが提案されている。

このようにPC部材に対する減衰定数の評価は複雑であるが、PC造建築物は通常、RC造の柱や耐震壁などの部材を併用することが多く、建物全体の減衰性を表す数値 h を適正に評価するには難しい課題も残されている。

また、限界耐力計算の適用条件で述べられていたように、損傷限界の評価で必要となる許容応力度をすべての構造材料に対して設定する必要がある。RC造では、損傷限界の評価を短期許容応力度を使って行うこととされた。一方、PC鋼材はその特徴として明瞭な降伏点をもたないこと、終局強度設計を行う場合には短期許容応力度設計を省略できたことにより、これまで、PC鋼材の短期許容応力度は定めていなかった。限界耐力計算を行うためには、損傷限界評価のためのPC鋼材の許容応力度も定める必要があろう。

3.2 等価線形化法による検討例

PC造建築物への限界耐力計算の適用について、詳細な検討はまだ十分に行われていない。必ずしも適当な例ではないが、筆者らが行ったプレキャストPC造建築物の耐震実験結果⁹⁾を、施行令とほぼ同じ等価線形化法によって算定した応答値と比較した例¹⁰⁾を紹介する。

検討対象のプロトタイプ建物は、図-6に示す11階建

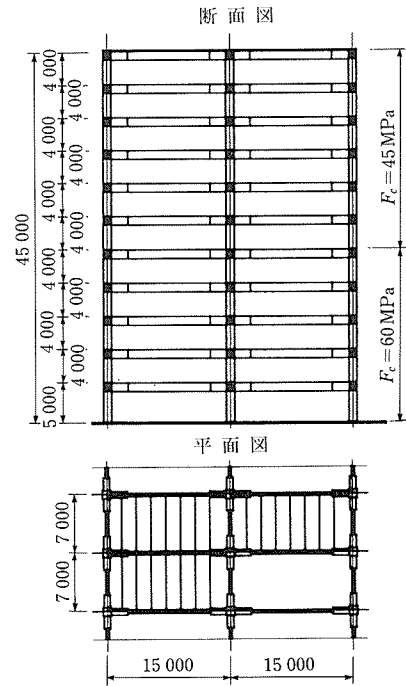


図-6 検討用プロトタイプ建物

て、高さ45 mのPC造事務所ビルである。純ラーメン構造で、梁、柱ともプレキャストPC部材を圧着接合して架構を構成するものとしている。そもそもプロトタイプ建物は限界耐力計算によって設計されたものではなく、非線形増分解析を行って設定した設計クライテリアを満足するように設計されたものである^{注2)}。実験では、プロトタイプ建物を約1/3に縮小した試験体を使って仮動的実験により地震応答を再現している。なお、実際にはサブストラクチャー仮動的実験という手法を用いて11階建て建物の下層3階部分だけを対象とした加力と、上部8階に対する数学モデルを使ったコンピュータでの地震応答解析を同時に行いながら構造物全体の地震時挙動を再現した。

プロトタイプ建物の極大地震時の応答値を、等価線形化法で推定した結果を図-7に示す。ここで用いた応答スペクトルは、施行令ならびに告示1457号に示される手法にならったもので、工学的基盤での最大加速度を8 m/s²、最大速度を0.8 m/sとし、第二種地盤に対して規定される表層地盤増幅特性 $G_s=2.0$ としたものである。また、等価減衰定数 (h_{eq}) としては告示の方法によらず、実験から得られた建物の等価粘性減衰定数の下限を結んだ値(図-7)をそのまま用いた^{注3)}。必要耐震性能スペクトルと等価1質点建物とした代表点荷重-変形関係から推定される応答値は63.82 cm (1/46)であり、塑性率 μ は約2.77であった。ちなみに、代表点は7階位置に相当する。同図には、サブス

注2)：告示1320号による終局強度設計は、高さ31m以下のPC造建築物を対象とするものであり、高さ45mの本プロトタイプ建物は適用範囲外となる。従来の枠組みの中でプロトタイプ建物を設計しようとする場合は、保有水平耐力の確認が必要になるが、PC構造に対しては構造特性係数 D_s 値の設定の問題等もあり、あまり一般的には行われていない。このような高層PC造建築物に対する設計は法的には整備されておらず、特別な検討を要求される。

注3)：加力実験の定常ループから1層～3層の変形と等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の関係が得られており、1回目と2回目の加力ループで違いは見られるものの、いずれもほぼ同じような値を示した。本試験体はプレキャストPC造圧着接合架構ということもあり、大変形でも h_{eq} はかなり小さな値であった。荷重-変形関係から判断して層間変形角約1/110を降伏と定義し(塑性率 $\mu=1$)、 h_{eq} の下限を抑えるように $h_{eq}-\mu$ 関係を定めた。また、告示1457号に示される基本となる粘性減衰定数0.05は加算していない。

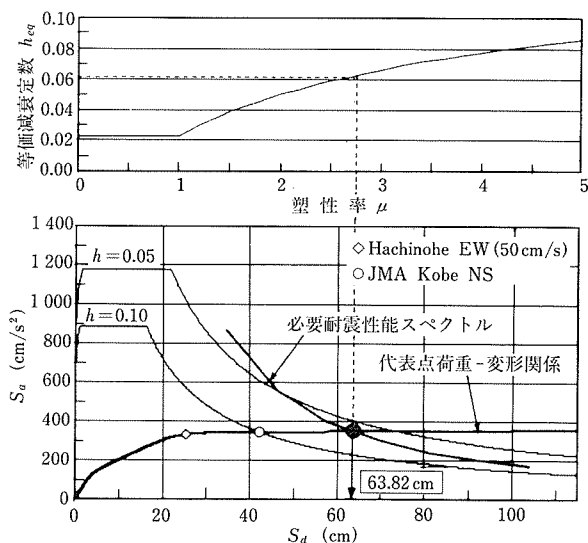


図-7 等価線形化法による応答値の推定

トラクチャー仮動的実験の十勝沖地震八戸EW波（1968年）の50 cm/s入力と兵庫県南部地震（1995年）でのJMA神戸-NS波入力時の最大応答値も実大換算で示しているが、推定応答値は後者の実験結果に対しても約1.5倍ほど大きな結果となった。

ここで使用した等価減衰定数は、告示1457号で規定される0.05を加えておらず、かなり小さめであること（安全側の評価）、表層地盤増幅特性 G_s も告示に規定される最も厳しい値を使っていることなど、応答値を相当に大きく評価した結果であると考えられる。実験では層間変形角1/25を超えるような大変形における加力に対しても、試験体は安定した履歴性状を示したが、設計でこのような大きな変形を安全限界とするのは適当ではない。変形が大きくなると $P-\Delta$ 効果による付加的影響も大きくなるため、変形角1/50を超えるような場合には $P-\Delta$ 効果を解析に反映させる必要があることも指摘されている⁴⁾。

次に、上記応答値に対応する各層の層間変位、部材回転角を設計段階で行ったプロトタイプ建物に対する非線形増分解析結果^{9), 10)}から拾い出したものが表-2である。最

大層間変形角は約1/40（2層）とかなり大きな値となった。ちなみに、同表中で大地震と表記している値は、加速度応答スペクトルとして日本建築学会の建築物荷重指針¹¹⁾に示される大地震（最大加速度4.4 m/s²、最大速度0.48 m/s）の値を使った場合である。

部材に対する検討の一例として、表-2に示す最大部材角からヒンジ領域における曲げじん性確保のための要求部材角を設定し、既往の算定式^{12), 13)}により横補強筋量を試算した結果を、実際の試験体の補強量と比較して図-8に示す。ただし、PC造柱を対象にした算定式は提案されていないので、New RC総プロで提案されたRC柱に対する算定式¹³⁾を用い、軸力は（軸力+有効プレストレス力）と仮定して横補強筋量を求めた。また、試験体の補強筋量は、従前の法令・規準等に従って決定されたものである。降伏ヒンジが発生している梁の最大部材角は1/37（2層外端）で、要求部材角を1/30（1/37×1.2倍）とした場合、最低限必要な横補強筋量は2-D10@47、または4-D6@42となり、試験体での補強量よりも多くの補強を要求されることになる。中柱1層柱脚で、要求部材角を1/30（1/40×1.33倍）として部材設計を行うと4-U6.4@38となり、試験体よりも少し過密になった。同様に、圧縮側の外柱1層柱脚の推定部材角は1/42で、要求部材角を1/30（1/42×1.4倍）とした場合、4-U6.4@30となり試験体に比べて過密になった。

以上の結果は、PC部材に対して現状よりも多くの補強を要求するものとなったが、文献¹⁴⁾でも指摘されているように、上記設計式はPC梁に対してかなり安全側の評価を与えるものと考えられる。また、実験では変形角1/25を超えるような大変形においても部材は十分な塑性変形能力を示し、架構の著しい耐力低下などは起こしておらず、従前の方法により算定した補強筋量でも所要の性能が確保できて

表-2 推定応答値に対応する層および部材の最大変形角

	代表点の最大応答値	推定最大層間変形角 R_{max}	推定最大部材角		
			梁	中柱	外柱
大地震動	1/88	1/78 (2層)	1/67 (2, 3層)	1/71 (1層柱脚)	1/77 (1層柱脚)
極大地震動	1/46	1/39 (2層)	1/37 (2層)	1/40 (1層柱脚)	1/42 (1層柱脚)

	梁：端部	中柱：1層柱脚	外柱：1層柱脚
試験体断面			
断面検討結果	□-D6@42 [SD295A] ($P_w=1.017\%$) または □-D10@47 [SD295A] ($P_w=1.017\%$)	■-U6.4@38 [□スパイラル] ($P_w=0.865\%$)	■-U6.4@30 [□スパイラル] ($P_w=1.096\%$)
要求部材角 $\theta=1/30$			

図-8 部材ヒンジ部の横補強筋量試算結果

いたことも事実である。PC部材をより合理的に設計するためには、設計手法の高度化に向けた検討が引続き必要であろう。

以上、限界耐力計算による直接の設計例ではないが、等価線形化法を使った最も厳しいと思われる条件における検討事例を示し、従来の設計法によるものとあまり大きく変わらない範囲でPC造建築物の設計が可能である見通しを得た。言い換えれば、従来の弾性解析に基づく終局強度設計ではなく、非線形性状を考慮できる限界耐力計算のようなより詳しい検討を行えば、高層PC造建築物を合理的に設計することが可能になるものと考えられる。

4. ま と め

これまで同じコンクリート系構造でありながら終局強度設計法を採用してきたPC構造と、許容応力度設計法と保有水平耐力の確認という方法を用いてきたRC構造とでは、設計法が異なるためさまざまな不都合が指摘されてきた。PC構造を限界耐力計算で規定される設計法に当てはめるためには、法令上整備が必要となる点もあるが、他構造と併用する場合にも基本的に同じ設計の枠組みの中で扱うことが可能となり、設計の自由度が拡大するものと期待される。

限界耐力計算の規定には、設計者の判断により設定できる部分が多く設けられており、より詳細な検討を行えば合理的な設計が可能となるように工夫されている。今回の改定により性能設計の実現に向けたスタートが切られたが、将来、設計法をより良いものとするためには減衰定数の評価法、適切な限界値の設定方法、代表する限界値と建物性

能の関係や被害状況との対応など、PC構造に限らず、さらに検討すべき課題が多く残されている。

参 考 文 献

- 1) 国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，ぎょうせい，2001.3
- 2) 2001年版 建築物の構造関係技術基準解説書，工学図書，2001.3
- 3) 2001年版 限界耐力計算法の計算例とその解説，工学図書，2001.3
- 4) 山内 ほか：特集「限界耐力計算法の理解と活用」，建築技術，pp.96～168，2001.4
- 5) 柴田：等価線形化法による非線形地震応答解析に関する一考察，東北大学建築学報，第16号，pp.27～39，1975.3
- 6) プレストレストコンクリート造設計施工指針（1983年版），日本建築センター，1983.10
- 7) 21世紀のプレストレストコンクリート－設計法の新しい動向－，日本建築学会大会（東北）構造部門（PC構造）パネルディスカッション資料，2000.9
- 8) 岡本，渡邊 ほか：特集 PC建築－PC構造設計・施工指針－，プレストレストコンクリート，Vol.41，No.4，pp.8～21，1999
- 9) 加藤，市澤，岡本：準実大PC造架橋試験体による耐震性能の検証，プレストレストコンクリート，Vol.41，No.4，pp.22～28，1999
- 10) 市澤，加藤，岡本，高松：等価線形化法を用いたPC造建築物の地震応答予測－プレキャストPC造架橋実験の成果(2)－，第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.191～196，1999.10
- 11) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，1996.3
- 12) 日本建築学会：コンクリート構造（PC，PRC）部材の靱性設計手法と耐震架構への応用，p.165，1997.9
- 13) 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，構造性能分科会報告書（平成4年度）」，（財）国土開発技術研究センター，p.III - 41，1993.3
- 14) 上田 ほか：片持型PC梁の耐荷・変形機構に関する研究（その2），日本建築学会大会（九州）梗概集，構造，pp.991～992，1998.9

【2001年5月15日受付】