

FIP PC 構造物耐震設計指針の背景

猪 股 俊 司*

1. FIP 耐震構造物委員会活動状況

1960年初期に、コンクリート構造物耐震設計上の基本概念は次のように確立されるにいたった。構造物耐用期間に数回は起こるであろうと期待される中程度の強さの地震に対し、構造物応答は弾性的挙動範囲にあって、構造部材には著しい損傷が生じてはならない。しかしながら構造物耐用期間中に期待される最もきびしい地震に対し、構造部材には相当な局部的損傷の生ずることは許されるが、構造物の崩壊を生ずることは許されないし、また変位が過大になることも許されない。このようなきびしい地震時には人命損失または人身傷害も起こりうるが、これらの危険性を最少限にとどめる必要がある。

しかしながら上記耐震設計上の要求をプレストレストコンクリート（以下 PC と呼ぶ）が満足できるものであるか否かについて論が分かれた。1962年 T.Y.Lin は前記耐震設計上の要求を満足させるのに PC は最適材料であると論じた。これに対し Glogau は 1963年、地震応答を減少させるために必要なダクティリティーの点から PC 構造物は疑問があると論じた。

PC 部材の荷重-たわみ曲線は曲げひびわれ発生前は直線であり、曲げひびわれ発生とともに断面剛性減少が生じ、荷重-たわみ曲線は初ひびわれ発生荷重で折れ曲がる。しかし鋼材、コンクリートともに弾性範囲にあり、部材は“ひびわれ弾性”状態である。鋼材またはコンクリートの非弾性ひずみが生ずると、剛性はさらに減少して部材は非弾性状態となる。図-1には PC 部材に

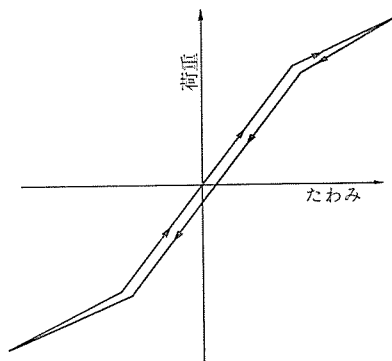


図-1 理想化された PC 部材ヒステレス曲線

* (株)日本構造橋梁研究所副社長, FIP 耐震委員会委員長

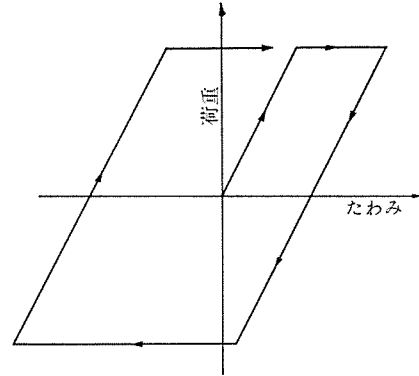


図-2 理想化された鉄筋コンクリート部材ヒステレス曲線

正負両方向荷重繰返し時の荷重-たわみ曲線を理想化したものが示してある。図-2には同じく鉄筋コンクリート部材に対する理想化された荷重-たわみ曲線が示してある。前者を弾性的 bi-linear 系、後者を弾塑性系にそれぞれ理想化することができる。荷重-たわみ曲線のつつむ面積はエネルギー吸収を示す。これに対し、ヒステレスループのつつむ面積はエネルギー消散を示すものである。エネルギー消散は鉄筋コンクリート部材に比較して PC 部材の方が小さい結果となる。したがって吸収されたエネルギーは運動エネルギーとして PC では大きく放出されることとなる。図-3に示す両非直線的弾性系の地震応答を考えてみる。両系とも初期直線区間範囲は同一で、同一荷重-たわみ曲線を示すものとする。

最初の荷重時荷重-たわみ曲線は全く同一であるが、与えられた変形に対する最大荷重、または与えられた荷重に対する最大変形は、系 A に対して系 B の約 $\sqrt{\mu}$ 倍となる。ここに、 μ は、図-3に示すダクティリティー係数。

以上のことは設計用加速度スペクトルのパラボラ範囲に対して成立することである。同一質量、初バネ常数を有する 1 自由度系について、図-3 A および B の両系について検討すると次のようになる。もし変形が両系について同一ダクティリティー係数を与えるものとするれば、系 A (弾性 bi-linear 系) に作用する力は系 B (弾塑性系) のその約 $\sqrt{\mu}$ 倍となる。逆に両系に作用する力が同一であれば、系 A に必要なダクティリティー係数は

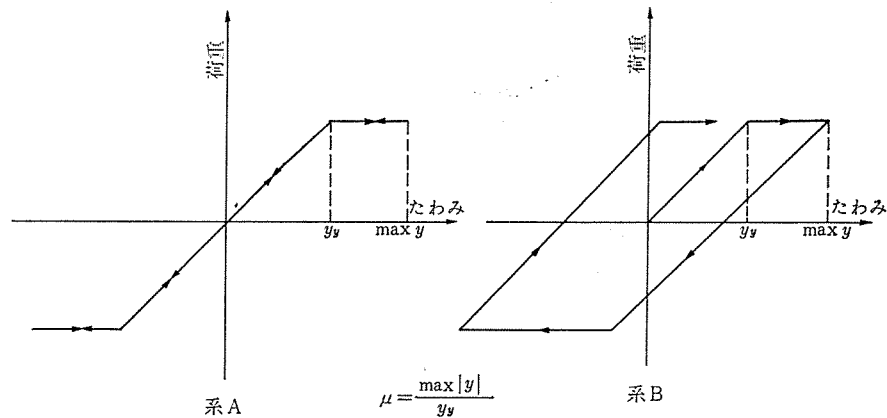


図-3 二つの非線形弾性系

系Bに対するその約 $\sqrt{\mu}$ 倍となる。

以上のことからPCは鉄筋コンクリートに比較して耐震上不利であるという考えが盛んになってきた。1963年Skopje地震、1964年Alaska地震などにおいて、プレキャストPC部材を用いた建築物に被害が報告され、建物として崩壊してもPC部材はほとんど被害をうけていないと報告されている。しかしながら結局においてPC建築物が崩壊し、PCは耐震上不利であるという風評が立った。

1963年、これらの風評に対しPCが耐震構造物に不適な材料であるか否か、また耐震的とするためにはどのような方策を講ずべきかを検討するため、FIPに耐震委員会が設置された。委員は各国から選出され、初代委員長には武藤清教授が就任され、1966年パリ第5回FIP大会においてPC耐震設計上の注意事項が報告された。1966年以後坂静雄教授が委員長を引きつがれ、1970年プラハ第6回FIP大会にPC構造物耐震設計法の骨子が報告された。さらに1972年ソ連トビリッシーでの耐震構造物シンポジウムにおいて坂委員長は第2テーマ「地震地域におけるPC構造物の研究と実験」の総括報告をされ、設計法指針作成準備の第一歩を踏み出された。

1974年ニューヨーク第7回FIP大会以後筆者が耐震委員会の委員長を坂教授より引きつぐこととなって現在に至っている。

ニューヨーク大会で開催された委員会において、第8回FIP大会までの4年間でFIPとしてのPC耐震設計法指針をまとめることに決定した。またかねて日本のプレストレストコンクリート技術協会耐震委員会（委員長坂教授）で用意していたプレキャストPC造継手構造図集をもFIPとしてとりあげ、できれば第8回ロンドンFIP大会までにまとめることとなった。

さらにかねて問題となっている耐震PC構造物にアンボンド緊張材使用の可否についてFIPの統一意見をま

とめ第8回FIP大会に発表することとなった。

以上のようにFIP耐震委員会としては4年後のFIPロンドン大会までに完成すべき膨大、かつ困難な作業を引き受けることとなったのである。帰国後直ちに当協会耐震委員会の協力を要請し、設計指針については筆者と建研中野博士が、継手構造については中野博士が、またアンボンド緊張材については京大六車教授が、それぞれ分担原案作成を担当することとなった。作成された原案を当協会耐震委員会において討論改定のうえFIP耐震委員会の各国委員に送付し意見を求め、さらに国内にて改定討議のうえ再送付するというような非常に手数のかかる作業を繰り返したものである。この間特にニュージーランドPark教授、Cormack氏、イギリスDowrick氏、フランスDespeyroux氏、米国Gerwick教授、Lin教授らより非常に有益な意見、改定案などが寄せられた。しかしこれらの各意見が常に一致しているというわけではなく、その間の調整、英文表現など常に悩まされた。この間、1975年ルーマニアのイアツシー、1976年ニュージーランドのオークランドおよび日本の東京、の3か所でFIP耐震委員会を開催したうえ、1977年春、PC構造物耐震設計指針およびPC耐震構造物におけるアンボンド緊張材使用に関する報告、の各原案作成が終り、1977年末にFIPより“Recommendations for the design of aseismic prestressed concrete structures”として出版された。これは3部よりなり第1部には本文が、第2部には同解説が、第3部にはアンボンド緊張材使用上の諸注意が、それぞれ示してある。

プレキャストPC構造継手部図集については、米国PCIを主として膨大な意見が寄せられ、原案作成の中野博士を非常に悩ませる結果となった。1978年ロンドンでの第8回FIP国際会議中に開催された耐震委員会において継手構造については継続審議となり、イギリスDowrick氏、米国Lin教授および新しく委員となった

耐震設計

京大六車教授の3名よりなる小委員会において検討することとなった。

1976年中頃よりFIP理事会の決定として、地震地域にある構造物を必要ある場合プレストレッシングにより補強する方法を検討するようにFIP耐震委員会に要求があった。よって補強方法について論ずるに先立ち、現在構造物の耐震度をどのように判定するかを決定する必要があると考えられたので、筆者と中野博士とで原案を作成、当協会耐震委員会の検討を得たのち、世界の各委員に送付した。この原案についても1978年ロンドンでの委員会において審議されたが、ギリシャIkonomou教授を小委員長とするグループで継続審議のうえ、前記継手構造小委員会と同様、1982年ストックホルム第9回FIP国際会議に提出できるよう作業を進めることに決定された。

1979年5月29日イタリアのローマで開催されるFIP耐震委員会にはある程度の成案が提出され討議できるように両小委員長のもつて作業が進められている。さらにその次は1980年9月ルーマニアのブカレストにおいて委員会開催が予定されている。1980年9月はブカレストにおいてFIP Symposiumが開催され議題は次の二つである。

- 1) Partial Prestressing
- 2) Practical Construction

この第1題目のうち、特にPartial Prestressing部材よりなるPC構造物の耐震性についての論文が歓迎されることとなる予定であって、すでにニュージーランドPark教授、六車京大教授、建研岡本研究室長らの論文発表が予定されている。PC鋼材と普通鉄筋との組合せ使用によってPC構造物の地震に対する応答を著しく改善できるのではないかという期待が大きいので、この方面の研究は非常に注目されており、これら研究成果をFIP耐震設計指針に反映させることが特に望まれている。

第2題目では既存構造物のプレストレッシングによる補強方法が論議されることとなっており、FIP Practical Construction委員会と耐震委員会と協同して、既存構造物の耐震補強法についての報告をつくる予定である。

以上のようにFIP耐震委員会は世界にまたがった広範囲の国々から選出された著名な委員より構成されており、委員も大学教授、研究者、実務家といった広範囲の経歴の方々である。さらにまた言葉の問題、設計概念と手法の相違、各種慣習の相違などなど多くの困難をのりこえて、ともかくFIP耐震設計指針をとりまとめることのできたことは委員長として喜びに耐えず、協力された各委員に深く感謝する次第である。またFIP耐震委

員会委員長としての筆者に絶えず協力をされた当協会耐震委員会にも感謝の意を表するものである。

2. FIP耐震設計指針の概要

2.1 耐震設計の基本

FIP "Recommendations for the design of aseismic prestressed concrete structures" は1977年秋FIPより出版された。本文および解説よりなっており、PC構造物耐震設計の大方針を与えたものである。ここにその詳細を説明することはできないので、その概要と背景とについて述べることにする。

耐震設計にあたって、すでに広く知られているように、設計規準に示されている地震荷重は、大地震の地動記録をもととして求められた弾性応答慣性力よりは著しく小さいものである。しかしまた設計規準地震水平力に対して適切に設計されている構造物は、大地震時にも崩壊したり大被害をうけたりすることのないことも知られている。一見この矛盾した現象は構造物が計算された以上の強度を、小さい設計応力を用いることから有していること、および横方向変形に対して構造物部材以外の部材がある程度抵抗すること、などによっても説明される。

しかしながら最も重要なことは、弾性変形をこえたのちの変形によってエネルギーを吸収するダクタイルな構造物の能力である。このことから大地震に際して構造物に発生させられる力を制限する大きい要素は構造物の非弾性変形であることは明らかである。

大地震に対して構造物が崩壊したり大被害をうけたりしないようにするためには、次のいずれかの方法によって構造物を設計する必要がある。

- a) 弾性応答に抵抗できるだけの十分な強度余裕を有するように構造物を設計する。
- b) 弾性応答値以下で構造物は弾性範囲をこえるが、弾性変形をこえたあと大きい変形を十分発揮できるように構造物を設計する。

以上のことからあまりダクタイルでない構造物に対しては設計加速度を大きくする必要があることとなる。すなわち強度余裕を大きくするためのものである。しかしながら構造物耐力が設計荷重より大きくとも、施工上の各種の誤差によって変形能力が減少する可能性があるため、構造物崩壊の起こることもありうる。したがって構造物としては強度上の耐力余裕とともに、変形能力余裕をも有していることが大切である。

上記a)の耐力設計法は必ずしも常にあらゆる構造物に適用することが可能であるとはいえないものである。地震に対する弾性応答値は非常に大となりうるもので、これに対し耐力設計を実施することは特殊な構造物以外

経済的に許されなくなることが多い。したがって a) の耐力設計法によることができない場合は b) の変形設計法により、構造物の弾性変形をこえたあとの変形能力に依存する耐震設計が必要である。

構造物の弾性変形をこえたあとの応答変形はスケルトン曲線、ダンピング、自己振動周期、および地震動などに関係がある。PC 構造物の代表的許容変形量を与えることは非常に困難ではあるが、構造物が強度耐力にいくらかの余裕のある限りにおいて、期待される破損の程度を考慮して適当なダクティリティー係数を与えることは可能である。

PC 構造物の耐震設計にあたって弾性変形をこえたのちの変形能力をもととすることは可能であるが、せん断破壊モードは常に避ける必要がある。この変形設計法にあつては、構造物の曲げ耐力は弾性応答作用よりは小さいが、構造物は弾性変形をこえて大きい変形を発揮するように設計されているので、地震応答作用は構造物の曲げ耐力以下におさえられることとなるのである。この場合当然変形能力に関しては入念な検討を実施するとともに、過早なせん断破壊が起こらないよう設計をする必要がある。以上が FIP PC 構造物耐震設計法の基本的概念である。

すなわち構造物のダクティリティーとせん断力とを特に強調したものとなっている。

2.2 特性地震

構造物に対して期待される地震は、その時期、発生の頻度、震度などについて一般の場合全く不確定である。したがってこれらに関しては判断によらなければならない所が多い。最も簡単な方法の一つは従来の利用可能な資料を基としてある特定地域における地震の平均頻度を考慮することである。しかしこの方法といえども、すなわちこの return period の方法も実際の資料不足のため近似的なものにすぎない。勿論さらに複雑な方法もあるが、いずれも資料不足が常につきまといている。

以上のことを考慮し、PC 構造物の耐震設計にあつては危険の程度を二つの水準で考えることとし、地震荷重は moderate と severe との二つの地震に分類している。

さらに原子力関係、海洋構造物関係のように特に重要な構造物に対しては確率のさらに小さい maximum credible 地震を考慮することとする。

一般の場合 moderate, severe および maximum credible の各地震になる return period は次のように考えてよいことを解説に示してある。

Moderate 10~20 年

Severe 50~100 年

Maximum Credible 200~500 年

2.3 限界状態設計法

すでに FIP の PC 設計規準は限界状態設計法により、設計にあたって検討すべき限界状態は、

使用限界状態

終局限界状態

の二つの限界状態である。したがって耐震設計もこの原則に従う必要があることは当然であり、上記三つの水準の地震に対して次の限界状態で検討を実施することにしてある。

- a) Moderate 地震に関する使用限界状態
- b) Severe 地震に関する終局限界状態
- c) Maximum Credible 地震に関する事故終局限界状態

a) の Moderate 地震に関する使用限界状態は構造物耐用期間中にしばしば期待される程度の地震を受けても、与えられたプレストレスが著しく減少するような構造損傷がおこらず、したがって正常な構造物使用上の使用性能を損うことがないようにするための検討である。このときの地震応答は弾性応答値を用いる。

すなわち地震時に部材にひびわれ開口があり、緊張材ひずみが著しく増加することがあったとすれば、ひずみは PC 鋼材応力-ひずみ曲線の湾曲区間にまで達し、地震終了時には残留ひずみが生じ、その分だけ緊張材に作用する引張力は減少する結果となる(図-4)。したがってその後の使用状態でのひびわれ限界状態に関する当初の設計目的も満足されなくなるおそれがある。よって

- a) の限界状態検討にあつては、
- 1) コンクリート引張強度無視
- 2) 付着ある鋼材は同じ位置のコンクリートと同じひずみを受ける

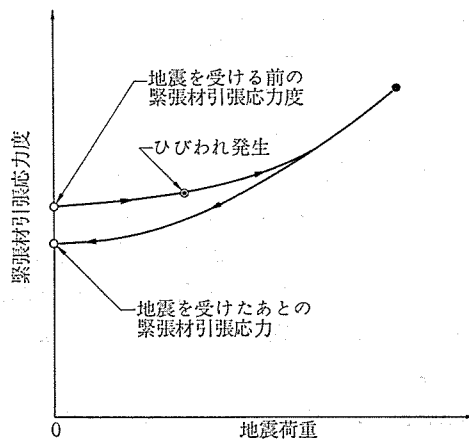


図-4 部材ひびわれ断面での緊張材引張応力変化

耐震設計

3) 平面保持の仮定は成立する

の仮定により緊張材ひずみ増加を計算し、引張区間に配置されている緊張材ひずみが、プレストッシング時に与えたひずみ、または使用 PC 鋼材比例限ひずみ、のいずれか大きい値をこえないことを確かめるとともに、圧縮側コンクリート応力分布を三角形として求めたとき、最大圧縮応力度はコンクリート圧縮強度特性値の 1/2 以下であることを確かめる必要がある。以上要するに緊張材は完全な弾性挙動を示す範囲にとどまることを確かめることがその目的である。

b) の Severe 地震に対する終局限界状態の検討は、計算用地震作用を受けたとき、転倒、滑動、不等沈下、座屈などを考慮に入れて、構造物が崩壊に対して十分安全であることを確かめるものである。構造解析にあたっては弾塑性変形を考慮に入れるとともに構造物の終局強度を考慮するものである。

c) の事故終局限界状態は Maximum Credible 地震を受けて構造物は崩壊に非常に近い状態にあるが、なお崩壊することがないことを取り扱うものである。

安全度は考慮する限界状態とその時の損害の程度に応じて各種部分安全係数を変えることで与えられる。これら各部分安全係数の値は本文中に与えられている。

2.4 ダクティリティー

構造物耐震設計において骨組み構造の場合の基本的考え方は、構造物は Moderate 地震に対してのみ弾性的に挙動すればよく、Severe 地震の場合の過剰エネルギーは弾塑性変形によって吸収されるようにすることである。勿論このようにすることである程度の損傷は受けるが構造物の崩壊を生ずるようなことは防止されるのである。現在、適当なダクティリティーを与えること、および非常に危険な崩壊メカニズムの形成を避けること、はいずれも耐震設計上重要な事項であることは広く認められているところである。

この点について必要なことは水平変位に関するダクティリティーであることに注意する。実際の構造物において完全な弾塑性的作用力-変位応答状態が達成されることはないのが普通である。これは、もしできるならば塑性ヒンジが柱でなく梁に発生できるように設計することから起こるものである。この条件のもとである一か所に一つのヒンジが形成されることは作用力-変位曲線の傾斜を減少させるだけにすぎない(図-5)。それは柱が連続しているためにさらに変位の増加することを拘束するからである。

さらに上階で第二のヒンジが形成されると、さらに水平力の増加率は減少させられる。柱に作用するせん断力の増加がとどまる作用力-変位曲線の水平部に達するに

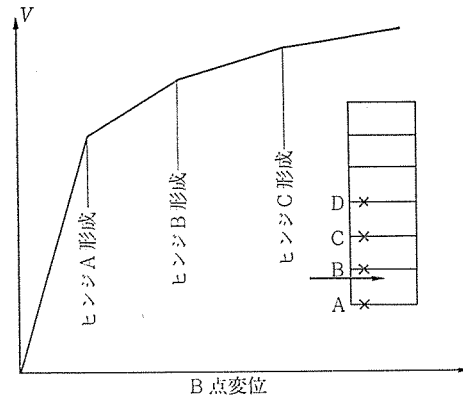


図-5 ヒンジ形成を考慮した場合のフレーム作用力-変位曲線

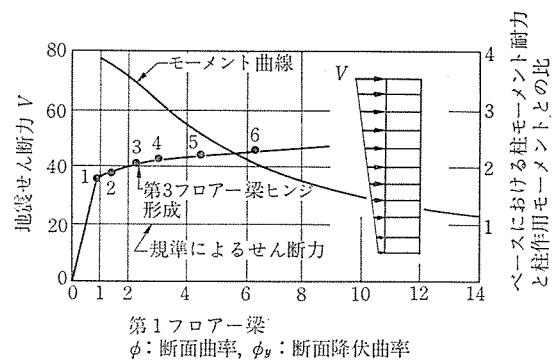


図-6 地震せん断力と梁断面ダクティリティーとの関係

はさらに多数のヒンジ形成が必要である。

柱が弾性応答範囲内にあるようにするためには、1本の柱の曲げ耐力はこれに連結される梁の耐力の和より多少大きくなければならない。換言すると大きい変位の要求にかかわらず柱が弾性的に応答するとすれば、必要な変位は連結される部材の回転ダクティリティーによってのみ達成可能となる。

耐震設計にあたって作用力よりも強制変位の方が重要であることの一例を図-6に示す。図-6に示すものは10階の建物であって、図-5に示すと同様に最初のヒンジ形成までは作用せん断力は急激に増加するが、その後第1梁に与えられるダクティリティーの増加および順次ヒンジの形成によって地震せん断力増加率は変化する。図中モーメント曲線は必要な耐力をベースにおける回転ダクティリティーとの関係で示したものである。梁が弾性的に挙動するとすれば、柱のモーメント耐力は一般の耐震規準に定められるその約4倍である必要がある。これに反してもし連結梁の断面の回転ダクティリティー(断面曲率と断面降伏曲率との比)を14とすると、柱耐力は一般耐震規準に定められる値よりわずかに大であればよいこととなる。

一般に連結梁に対し耐震設計上要求される回転ダクテ

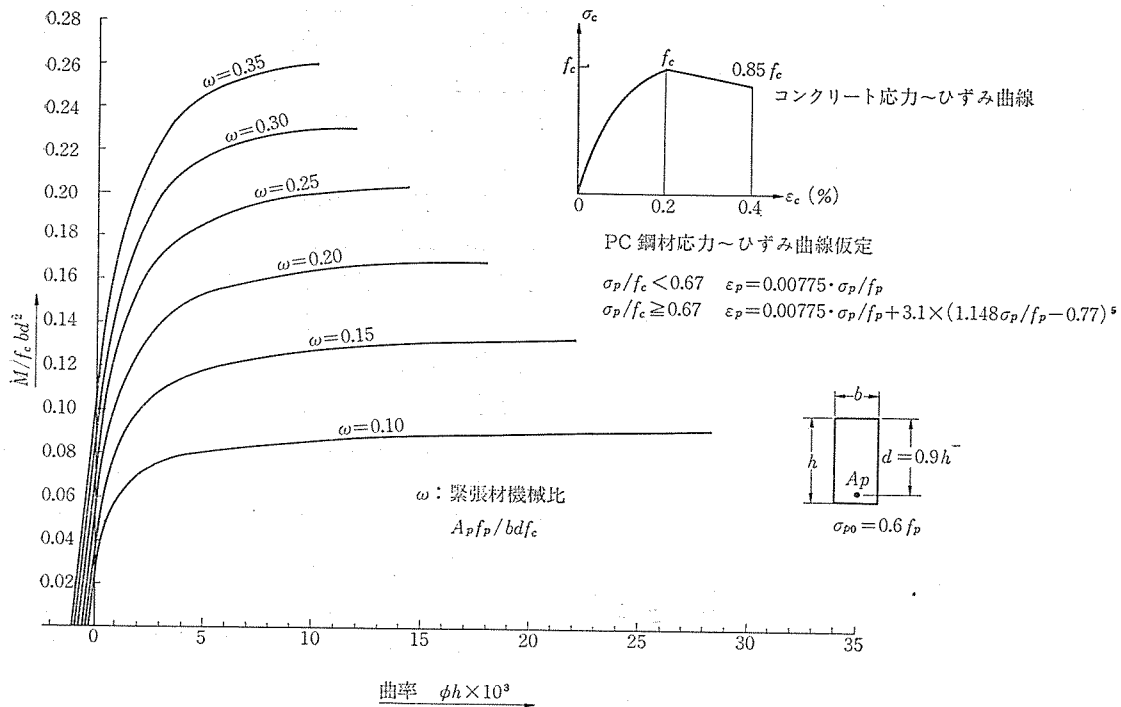


図-7 曲げモーメント-曲率関係

ィリティーは、構造物の変形ダクティリティーの3~5倍なければならないものである。この回転ダクティリティーはヒンジ両側に生ずる等価塑性区間長がわかれば、ヒンジ断面の断面曲率ダクティリティーと直接比例させることができる。

耐震設計上一般に認められているように変位ダクティリティーの値を3~4とするならば、断面ダクティリティーの値は約10と最少見積もられる。

図-7に示すものは矩形断面PC部材についてのモーメント-曲率関係を、緊張材機械比 ω の関数で表わしたものである。ここに ω は次のように規定する。

$$\omega = A_p \cdot f_p / b d f_c$$

= (緊張材断面引張破断荷重)/(コンクリート断面面積 bd に圧縮強度を乗じたもの)

図-7には計算に用いたコンクリート圧縮応力-ひずみ曲線が示してある。PC鋼材は7本よりPC鋼線の代表的応力-ひずみ曲線を用いて計算をした。

断面ダクティリティーをどのように定義するかについて多くの論議がある。鉄筋コンクリート断面では図-7のモーメント-曲率曲線で鉄筋が降伏すると比較的明確に折れ曲がり点が現われ、ほとんど水平線に近くなるので、降伏モーメントに対応する曲率は明確に求められる。しかしPCでは図-7のように断面ひびわれ後は次第に湾曲した曲線となり降伏モーメントを明確に定義できない。

よってここでは設計上の便を考慮して、断面ダクティ

リティーは全曲率に対する弾性曲率の比で表わすこととした。弾性曲率はモーメント-曲率曲線の直線区間の傾斜によって求められるものとする(図-8)。以上の定義による断面ダクティリティーと緊張材機械比 ω との関係を図-7より定めて図示すると図-8のようになる。

ω が増加するに従って中立軸深さは増加するので当然断面ダクティリティーは減少する。また緊張材のプレストレスを増加させると断面ダクティリティーはわずかに減少する。

よってPC部材断面のダクティリティーの値と、構造物耐震設計上要求される変位ダクティリティーとを考慮に入れると、 ω の値は0.2以下に制限するのが安全といえる。すなわち断面ダクティリティーの最少必要値10を与えるには図-8より明らかなように ω は0.2以下である必要がある。

符号の相反するモーメントの作用する部材におけるように緊張材が断面の両縁端近くに分布配置されている場合には中立軸深さは部材断面高さの0.25倍をこえてはならないこととしてある。

本文中には緊張材のみでなく鉄筋も配置されている場合のことも考慮して、引張鋼材の全機械比が0.20以下となるように設計することに規定してある。

また本文では断面の設計用計算モーメントは断面の曲げひびわれ発生モーメントの1.3倍以上であることを要求してある。

引張鋼材機械比を0.20以下に制限しようとするとき、

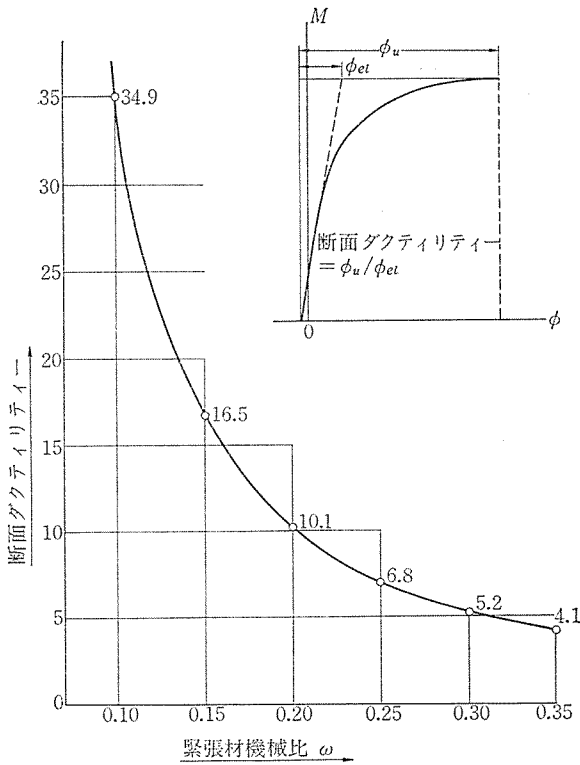


図-8 断面ダクティリティーと緊張材機械比

部材断面寸法が著しく増大するような場合には、耐震上要求される変位ダクティリティーを生ぜさせるに十分な断面ダクティリティーなどについて特別な検討を実施し、使用断面が必要な断面ダクティリティーを与えることが明らかな場合には、 ω の値を 0.20 以上にしてもよいことは解説に述べてある。

大きいせん断力と曲げモーメントの組み合わせられる危険断面にあっては圧縮側コンクリートを十分なスターアップなどで拘束することが必要である。また圧縮軸力は PC 部材のダクティリティーを減少させるものであることに注意を喚起してある。

設計にあたってダクティリティーの必要量を確かめるための各種計算法は多く発表されているが、弾性範囲をこえた範囲の変形区間までの正負繰返し载荷試験がさらに必要であると考えられる。大地震にあっては弾性変形をこえた変形までの正負繰返し载荷を少なからず受けるものである。したがってこの種の载荷時の PC 部材挙動についてのより広範囲の試験研究が将来望まれるものである。

2.5 せん断耐力

耐震構造物設計にあたっては、せん断によるブリットルな破壊を避けるため、常にせん断耐力は曲げ耐力より大きいことが要求される。

また設計計算に用いられるせん断力は地震作用、永久荷重作用および必要あれば変動荷重作用などのもとで構

造物にはヒンジが形成されたものとして計算される必要がある。したがって計算用せん断力は単純梁としてのせん断力と、梁両端ヒンジに作用する終局破壊曲げモーメントの和をスパンで割った値との和である。

よってヒンジにおける終局破壊曲げモーメントが設計計算で仮定した以上の値のものであれば、部材に作用する実際のせん断力は計算値より大となる。以上のことを考慮に入れ、材料強度の特性値（この値を下まわる確率は 5% として規定される）を基準として計算された曲げ耐力より大きい値を与える可能性のある材料強度の増加を考慮に入れる必要がある。

曲げに関する検討にあっては耐力を小さく見込む方が安全な結果を与えるので、材料の特性強度を基準として設計計算をしてよいが、せん断力の計算用値を定めるにあたっては、上記の理由から断面の終局破壊曲げモーメントを小さく見込むことは危険側の結果を与えることとなるのである。したがって使用材料強度がその特性値以上となっているため、断面終局破壊モーメントが大きい値となる可能性を設計に取り入れる必要がある。

材料強度がその規定特性強度をこえるために曲げ耐力がいかに増大するかを推定する必要がある。このばらつきの程度を正確に推定するためには、PC 鋼材引張強度およびコンクリート圧縮強度のばらつきを正確に知る必要がある。また理論的にも非常に複雑な問題であるので、設計計算を簡単にする目的で、材料の特性強度を用いて求められた断面曲げ耐力にある割増し係数を乗じて計算用せん断力を定める場合のヒンジ断面モーメントを求めることとした。

本文にあってはこの割増し係数を 1.15 と定めてある。すなわち材料の特性強度をもととして定められた曲げ耐力の 15% 増しの値を塑性ヒンジモーメントと仮定して設計計算用せん断力を定めることにしてある。

上記の係数 1.15 は以下の計算結果を参考にして定められたものである。

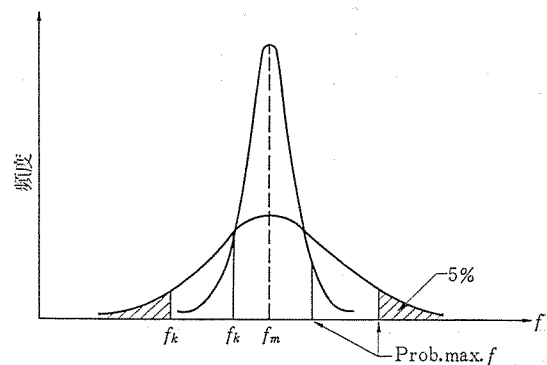


図-9 Prob. max. 強度の定義

材料強度のばらつき分布は正規分布と仮定する(図-9)。材料の特性強度 f_k は、試験値がこれを下まわる確率が 5% として FIP の設計規準は定義している。よって平均強度を f_m とすれば、

$$f_k = f_m(1 - 1.64\delta)$$

となる。ここに δ は変動係数を示す。

同様に Probable maximum 強度を、試験結果がこれをこえる確率が 5% である強度と定義するものとする(図-9)。よってこの強度は

$$\text{Prob. max. } f = f_m(1 + 1.64\delta)$$

で定義される。

PC 鋼材に関する試験結果の例を示すと表-1 のようである。

表-1 PC 鋼材引張試験結果の一例

メーカー	直径(mm)	平均引張荷重(kg)	資料数	変動係数(%)	備考
A	7	6 663	616	1.73	PC 鋼線
	8	8 449	370	0.83	"
	9.3	9 739	298	1.64	鋼より線
	10.8	13 142	158	1.21	"
	12.4	17 485	688	1.33	"
	12.7	19 622	195	1.26	"
B	7	6 449	710	1.04	PC 鋼線
	8	8 398	387	1.56	"
	9.3	9 967	131	1.51	鋼より線
	10.9	13 125	131	1.75	"
	12.4	17 734	509	1.03	"
	15.2	25 935	80	1.10	"

表-1 によると PC 鋼材引張強度の変動係数は 2% と仮定して十分安全と考えられる。コンクリート圧縮強度の変動係数は現場打ちの場合でも 6~7% 以下であるが、安全をみて 10% と仮定する。

以上のように各材料の変動係数を仮定すると、Probable maximum 強度と、特性強度との関係は次のように与えられる。

$$\frac{\text{Prob. max. } f}{f_k} = \frac{1 + 1.64\delta}{1 - 1.64\delta}$$

すなわち各材料について次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{P C 鋼材} \dots \text{Prob. max. } f &= f_k \times \frac{1 + 1.64 \times 0.02}{1 - 1.64 \times 0.02} = 1.07 \\ \text{コンクリート} \dots \text{Prob. max. } f &= f_k \times \frac{1 + 1.64 \times 0.10}{1 - 1.64 \times 0.10} = 1.39 \end{aligned}$$

よって材料強度の各種組合せに対して断面の終局破壊抵抗モーメントを計算し、表示すると表-2 のようになる。表-2 において次の記号を用いてある。

ω_k : 材料特性強度を用いて表わした緊張材機械比
 m : 終局曲げ耐力係数 $= M_u / b d^2 f_c$, ここに f_c は計

算に用いたコンクリート圧縮強度

m_k : 材料特性強度を用いて計算された終局曲げ耐力係数

Char. : 材料特性強度

Prob. max. : 材料 Probable maximum 強度

表-2 材料強度の増大方向へのばらつきが断面曲げ耐力に与える影響

材料強度 ω_k	コンクリート	Char.	Char.	Prob. max.	Prob. max.
	PC 鋼材	Char.	Prob. max.	Char.	Prob. max.
0.20	m	0.162	0.171	0.124	0.131
	m/m_k	1.00	1.06	1.06	1.12
0.15	m	0.128	0.136	0.097	0.103
	m/m_k	1.00	1.06	1.05	1.12
0.10	m	0.106	0.113	0.080	0.086
	m/m_k	1.00	1.07	1.05	1.13

表-2 より曲げ耐力増加は最大でも 13% であることがわかる。この場合は PC 鋼材およびコンクリートの両材料ともに同時に Prob. max. 強度となっている場合である。両材料のばらつきは互いに独立しているため、同時にその強度が Prob. max. になる確率は $1/20 \times 1/20 = 1/400$ である。

以上のことを考慮に入れてせん断力の設計計算用値を定めることにあたって、塑性ヒンジモーメント値は材料特性強度をもととして計算した曲げ耐力を 1.15 倍したものと規定したのである。

柱と梁との接合部は結合される部材耐力より大きい耐力を有しているように設計されなければならない。計算用せん断力の一部はコンクリートせん断負担機構によりコンクリートによって分担されるが、弾性範囲をこえる荷重繰返しによる繰返し付着応力および傾斜引張ひびわれの結果、接合部コンクリートコア部分の損傷によって、コンクリートせん断負担機構が破壊されることとなる。したがってこのような場合にはコンクリートによるせん断力負担を無視し、全設計計算用せん断力を鉄筋で受けさせるのがよい。

接合部コンクリートコア部分が大きい軸方向柱圧縮応力によって十分拘束されているか、あるいは大きい梁プレストレスによって拘束されているかしている場合、または柱断面周に沿って配置された軸方向鉄筋、または柱の4面に梁が接合されてこれらの梁によってコア部分が拘束されている場合には、コンクリートによるせん断力負担を考慮してもよいこととしてある。

緊張材定着具は梁柱接合部コアの外に配置することが要求されている。これは梁および柱に作用する力によって大きい傾斜引張応力の作用している区間に、定着具による割裂応力が加算されることを避けるためのものである。

耐震設計

る。外側の柱にあっては定着具を接合部コア部の外に設けたスタブ中に配置するのがよい。

2.6 変形制限

本文には変形制限に関する数値は与えてないが、次の事項を考慮に入れて変形を制限する必要があることを示してある。

- a) 機能上の要求
- b) 非構造部材の防護
- c) 相隣り合う構造物間のハンマリング

以上のうちで特にドリフト量を制限することは重要である。その第一の理由是非構造部材に対する損傷を制限するためである。構造部材と非構造部材との結合方法、各部材間の間隔、各種パイプおよびその他各種設備の結合方法に関する設計法などが定められているとすれば、あるドリフト以上になると損傷の確率が急増するものである。

ドリフト制限の第二の理由は、横方向力を増加させる可能性のある偏心重力荷重の影響を制限するためのものである。しかしながらこの理由でドリフトを制限するよりは、問題となる影響を考慮して設計に取り入れる方がよい場合が多い。

第三は相隣り合う構造物間の衝突を制限する必要がある。ある程度これを考えて設計を変更するか、あるいは変更しないかは、この現象の結果として予想される損傷程度を考慮して決定される必要がある。

変形を計算するにあたって、一般の耐震設計規準に与えられる地震力係数、加速度などは大きい非弾性挙動を許容して定められているものであることに注意しなければならない。したがって実際の構造物の変形は設計に用いられた応力度を用いた慣用弾性解析によって求められた変形に係数 μ を乗じたものとなる。ここに μ は構造物の変位ダクティリティー係数である。

2.7 緊張材の付着の有無

アンボンド緊張材を地震地域の PC 構造物に使用してよいか否かは未だに論争のまどである。しかしながらこの数年来この種の緊張材使用は重要な施工法の一つとなってきている。耐震 PC 構造物に対するアンボンド緊張材の全面的使用禁止は適当ではないと考えられる。しかしながらある種の特別な場合にはアンボンド緊張材使用によって危険となることもあるので、FIP 耐震設計指針第 3 部にアンボンド緊張材使用に関する一般的注意事項をまとめた。

本文にあってはダクティル骨組み構造の曲げ部材中のダクトにはグラウト注入を実施するのが望ましいと述べてあり、フレームの曲げ強度には直接関与しない床、屋根構造に用いられる PC 構造物にあってはグラウトをダ

クト中に注入する必要はない。ただしアンボンド緊張材は腐食、火災に対して適当に保護されていること、および定着具は地震荷重による変動応力に対して十分安全確実に抵抗できるものでなければならないと規定してある。

以上は FIP 耐震委員会が 1977 年に出版した FIP 耐震 PC 構造物設計指針の第 1, 第 2 部、すなわち本文と同解説の概要である。次に第 3 部耐震 PC 構造物におけるアンボンド緊張材の使用の概要を述べることにする。

3. 耐震 PC 構造物におけるアンボンド緊張材使用

1964 年アンカレッジ地震において Four Seasons アパートメントが崩壊し、付着なき緊張材を用いた設計であったため定着具が飛散した。この結果ある国々では耐震性の要求される PC 構造物にあってはアンボンド緊張材使用を禁止するにいたった。最も恐れられたことは緊張材と定着具との組合せが繰返し引張力に対して安全確実に抵抗可能か否かであった。アンボンド緊張材でこの組合せが破壊すれば部材の急激な破壊を引き起こすことになるからである。また同時に構造物全体の崩壊にもいたる恐れがある。

FIP 耐震委員会の当初の意見すなわち 1966 年に発表された報告ではアンボンド緊張材の使用は耐震 PC 構造物ではなるべくこれを避けるのが望ましいという方向であった。その後北米におけるフラットスラブ構造物に対する大量のアンボンド緊張材使用が成功するようになり、一般化されるとともに FIP 耐震委員会としても再考する必要にせまられた。1974 年ニューヨークでの FIP 大会中に開催された委員会においてアンボンド緊張材の耐震 PC 構造物への使用についての報告をまとめることとなり、第 3 部として表記報告がなされたものである。

次の事項について設計施工にあたり入念な検討がなされているならば、アンボンド緊張材の使用は許されるとしてある。

- a) 定着具は載荷荷重および地震荷重による変動応力に安全確実に抵抗できること。
- b) 数径間にわたり連続しているスラブまたは梁にあって、一方向のみの緊張材でプレストレスが与えられている場合には、1 径間における緊張材または部材の破壊を引き起こす載荷状態、または火災によって他の径間でのプレストレス損失、耐荷力消失を引き起こす結果となる。任意径間でこのような破壊の結果が構造物の全体的安定性にどのような影響を与えるか、入念な検討が必要である。この種の構造物にあってはすべての、または一部のアンボンド緊

張材の定着間隔を制限し、ある緊張材損傷の影響を構造物の一部分のみに制限できるようにすることもある。

- c) 2方向にプレストレスの与えてあるスラブでは、1区間において終局破壊状態に達したとしても、他の径間には危険となることはない。これは b) で述べた1方向にのみプレストレスの与えられている場合とは異なる。この2方向スラブにあっては、各方向における緊張材のスラブ耐力に関する検討を実施する必要がある。

本報告では腐食防止用ダクト注入材に対して要求される材質、その試験法、緊張材定着具組合せに対する静定および動的試験などにつき最近の試験研究結果、各国の関連規定などを詳細に紹介している。

耐震設計上の注意事項として、必要な最小平均プレストレス、付着ある付加鉄筋量、曲げダクティリティー、緊張材配置上の注意、耐火などに関する一般指針が与えられている。

FIP耐震設計指針本文中に述べられているアンボンド緊張材に関する条項は多少保守的なところがあるが、これは未だ国際的にも論議の大きく分かれている耐震PC構造物へのアンボンド緊張材使用に関する止むを得ない妥協の結果である。委員長としての筆者が最も苦心したところであって各国委員からの強硬な反対、賛成の意見をどのように調整するかを考慮したうえで、本文は比較

的簡単な表現とし、第3部として特にアンボンド緊張材に関する資料とガイダンスをまとめることとしたのである。

4. むすび

FIP耐震委員会としては、PC耐震設計にあって次の事項を特に強調したものである。

- a) 地震荷重について二つの水準を考える(Moderate, Severe)。
- b) 大地震にあって崩壊または著しい損傷を受けないためには、弾性変形後の大きい変形が生じうるよう構造物を設計する。
- c) ブリッルな破壊を防止するためせん断耐力は常に曲げ耐力より大きいものでなければならない。このためには材料強度が実際には規定値より大きいものでありうることを考慮に入れる。
- d) 載荷繰返しで部材耐力および剛度の著しい低下を避けるため、圧縮側コンクリート拘束鉄筋配置は非常に重要な事項である。
- e) 部材接合部および支持部材の強度およびダクティリティーに十分な配慮が必要である。
- f) PC部材の弾性回復性能は鉄筋コンクリート部材のそれに比較して著しく良好であるから、大地震を受けてもその残留損傷、残留変形は鉄筋コンクリート構造物の場合よりも小さい。

◀刊行物案内▶

PC定着工法(16工法)

会誌 Vol. 19-No. 3 が品切れとなり、これに代わるべく、内容も一部改訂し、本書が発刊となりました。

現在、わが国で使用されているPC定着工法(16工法)について、その概要、定着具、緊張方法、その他使用すべき鋼材およびシース、ジャッキ、工法の特長や注意事項等について、わかり易く説明してあります。

本書は学校・官庁始めコンサルタント、施工会社等の新入社員教材用としてご利用頂けるものと確信いたしております。

ご希望の方は代金を添えて、ハガキ(なるべく)または電話で(社)プレレストコンクリート技術協会へお申し込み下さい。

体 裁：B5判 71頁

定 価：1800円(会員特価 1500円) 送料 200円

送 金：振替口座番号 東京 7-62774 または 三井銀行銀座支店(普通預金) 920-790