

コンクリート構造物の耐震設計基準の変遷

東京大学 岡村 甫*

日本技術開発 佐伯光昭**

電力中央研究所 金津 努***

建設省 鈴木基行****

鉄道総合技術研究所 松本信之*****

兵庫県南部地震によって、コンクリート橋脚の多くが、鉄筋が降伏する以上の力を受けており、せん断破壊後に崩壊した橋脚も数多く見受けられた。これらの構造物が設計された時点での耐震設計法が適切でなかったことを意味している。しかし、せん断破壊を起こさなかったものは、たとえ曲げモーメントによって大きな被害を受けている場合においても、一般に崩壊には至っていない。

曲げ降伏変位を相当に越える変位を受けた場合においても、せん断破壊に対して十分な余裕があれば、コンクリート構造物は崩壊に至らないことが確認されたのである。せん断破壊に対して十分な余裕を持たせることで部材に靱性を持たせ、大きな地震動による崩壊を防ぐという、最新の耐震設計法の考え方が正しいことを示している。本文は、最近の耐震設計法を紹介すると共に、今までの耐震設計基準の変遷について述べたものである。

1. 現在の耐震設計基準

(1) 土木学会コンクリート標準示方書 [1]

土木学会コンクリート標準示方書設計編は 1986 年に限界状態設計法に移行した。同時に、耐震に関する検討方法が最近の知見を取り入れて全面的に改定され、1991 年版でも基本的にそれが踏襲されている。この基準において、耐震設計は地震時の安全性および地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うのを原則とする、という新しい考え方が明瞭に打ち出された。そして、被災の程度を、健全維持、軽微な損傷、中程度の損傷およびかなりの損傷に分類した。

ここに、中程度の損傷は、被災後の適当な時期に補修をしたり、あるいは点検をしながら供用するこ

とが可能である程度を想定している。かなりの損傷となる場合は、なるべく早い時期に補修、補強することが想定されている。なお、一般の土木構造物の場合には、公共性、経済性、地震後の供用性、耐用年数等から考えて、設計想定地震による被害を「軽微な損傷」以下とするのがよいとしている。

設計で想定する地震は、一般に、建設時点において耐用期間中に 1 回程度発生する規模としている。構造物に作用する慣性力は、構造物の重量とその負載重量に設計震度を乗じたものであり、設計水平震度は、標準水平震度 0.2 を、地域、地盤、構造物の固有周期、被災後の供用性能、および計算上考慮しない部材の耐震効果を入れて補正したものである。この地震動レベルは、今回の兵庫県南部地震と較べると、かなり小さいものである。

しかし、今回のような想定地震動を上回る規模の地震動に対しては、構造細目で耐震的配慮を行い、十分な塑性変形性能や靱性を保持することによって、構造物の崩壊を免れることを考慮している。すなわち、曲げモーメントによる破壊は一般に曲げ引張破壊になるので、破壊に対する安全率は総合して $1.15 (= 1.0 \times 1.15 \times 1.0)$ に過ぎないが、せん断力に対する安全率はコンクリートに対して $1.79 (= 1.3$

キーワード：耐震設計基準、耐震設計法、せん断破壊

* 東京大学工学部 03-3812-2111

** 日本技術開発土木本部 03-5385-5111

*** 電力中央研究所我孫子研究所 0471-82-1181

**** 建設省土木研究所 0298-64-2211

***** 鉄道総合技術研究所構造物技術開発事業部
0425-73-7279

×1.15×1.2), 帯鉄筋に対して $1.38 (=1.0 \times 1.15 \times 1.2)$ である。地震時に塑性ヒンジを構成する部材接合部から柱幅の高さの範囲では, せん断力に対して, 更に, それぞれの 1.25 倍 ($=1.5/1.2$) の安全率を見込んでいる。これによって, せん断破壊を防ぎ, その結果として柱の靱性を高め, 想定地震動以上の地震動に対しても崩壊しないことを期待しているのである。

(2) 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル [2]

この分野における最近の進歩を体系的に採り入れたものとしては, 1992 年に土木学会原子力委員会によって刊行されたこのマニュアルが挙げられる。なお, このマニュアルは土木学会コンクリート標準示方書に準じた限界状態設計法を採用している。

原子力施設では, 耐震設計上の重要度を, 地震により発生するおそれのある放射線による環境への影響の観点から, As, A, B, C のクラスに分類している。屋外重要土木構造物のうち, 非常用取水設備に関連する土木構造物は As クラスに属している。この構造物は, 基準地震動 S₂ に対して, 非常時に構造物に必要とされる機能が維持確保できることが要求され, これを照査する限界状態は, 当面, 曲げおよびせん断に対する部材断面耐力の確保であるとしている。また, 基準地震動 S₁ に対して, 配管・機器に発生する応力が弾性範囲を越えないことが要求され, これを照査する限界状態は, 鉄筋の降伏およびせん断耐力である。

基準地震動 S₂ は, 設計用限界地震, すなわち, 地体構造から考えられる限界の地震を, 開放基盤面に作用させた時の地震動である。また, 基準地震動 S₁ は, 設計用最強地震, すなわち, 過去の地震記録, 活断層などから考えられる最大の地震を, 解放基盤面に作用させた時の地震動である。これらは, 構造物が建設される地点ごとに, 周辺の地震活動性を考慮して設定される。これらの基準地震動の策定に当たっては, 地震動の最大振幅, 周波数特性, 継続時間, 振幅包絡線の経時的变化の諸特性が考慮される (図-1)。

解析方法は, 地盤と構造物を連成系として取り扱う動的解析によって, 地震動による断面力を算定す

る方法を原則としている。

安全性の照査は, 荷重による断面力あるいは応力度が, 断面の耐力あるいは材料の許容応力度を越えないこと, を照査する方法である。

(3) 鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物) [4]

1992 年策定のこの基準は, 土木学会コンクリート標準示方書に準じて限界状態設計法を採用している。その耐震設計法の特徴は, 靱性率を確保するための帯鉄筋量を部材のせん断スパン比, 引張鉄筋比, 軸圧縮応力度および有効高さの関数として求める計算式が与えられ, 部材の靱性率が直接耐震設計に採り入れられた点である。

また, 従来の設計震度を大幅に引き上げ, 最近の道路橋や建築に対して用いられている値, すなわち, 弾性応答する場合の値として標準値 1.0 を用いることが, 本文に明示された。極めてまれにしか作用しない極めて大きな地震動に対して, 最近の技術の進歩が合理的に採り入れられた耐震設計体系と言えるものである。

(4) 道路橋示方書耐震設計編 [5]

1990 年の道路橋示方書では, 最近の耐震設計の考え方に沿って, 「橋の耐震設計は, 地震に対する道路交通の安全性の確保を目的とし, 比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震に対しては構造物としての健全性が損なわれず, 大正 12 年の関東地震のような稀に起こる大きな地震に対しても落橋などが生じないことを目標として行う」ことが解説に明記されている。

従来から行われている許容応力度の照査に加えて, 弾性応答水平震度 1.0 から橋脚の塑性変形を考慮に入れて求めた等価水平震度に対して, 保有耐力を照査することが望ましいとしたのである。具体的には, 曲げ破壊がせん断破壊に先行すると判断された場合には, 終局変位をコンクリート圧縮縁ひずみとその終局ひずみとなる時として, 安全係数 1.5 を用いて許容塑性率を求め, これに対応する等価水平震度を算定し, 断面に作用する力を求めるのである。

2. 設計震度の変遷

1923 年の関東地震の際の激甚な被害の再発を防

止するために、道路橋の地震荷重の算出に必要な設計震度が、1926年に、内務省土木局から出された「道路構造に関する細則案第2章橋梁」[6]において初めて規定された。橋梁の建設地点における最強地震力に基づいて、橋梁各部の応力を算出して安全性を照査することにしたのである。その設計水平震度は、地域や地盤条件によって、0.10~0.30であり、設計鉛直震度は水平震度の1/2であった。基本的には、この枠組みが長く続き、1971年の「道路橋耐震設計指針」において、構造物の応答特性が、構造物の固有周期による補正係数という形で、橋脚高さ25m以上の場合に限って採り入れられた。この制限は、1980年には15m以上となり、そして1990年には撤廃された。1990年には、前記に述べたように、構造物の応答水平震度を1.0とした大地震に対する照査を追加することとしたのである。

鉄道構造物の規定として具体的な設計震度が示されたのは、1930年の鉄道省建設局制定の橋梁標準設計であり、自重および土圧に対し水平震度0.2を考慮することが明記されている。1955年に設計震度に地域と地盤の影響が採り入れられ、1970年に深さ別係数および線区係数が導入され、1979年に構造物の応答特性の影響が採り入れられたが、本質的な設計震度の変化はなかった。

1983年の国鉄建造物設計標準では、部材の靱性率が4以上となることを目標とした構造細目が設けられた。このことによって、構造物の耐震性の最低限度が実質的に大きく引き上げられた。そして、1992年の鉄道構造物等設計標準で、陽な形、すなわち、部材の靱性率が直接耐震設計に採り入れられると共に、設計震度を弾性応答する場合の値として標準値1.0が与えられた。これらによって、極めてまれな大きな地震動に対して、最近の技術の進歩が合理的に採り入れられた耐震設計体系となったのである。

土木学会コンクリート標準示方書においては、1931年に、設計水平震度を0.2、鉛直震度をその1/2とすることが規定されており、その地震力による応力度が許容応力度以下となるように設計することとなっている。その場合に用いる許容応力度は、通常の1.5倍の値を用いてよいのである。この枠組みは、ごく最近にいたるまで変更されていない。その後、地域による地震力の相違、地盤の性質による地震動

の差、構造物の重要度、等に応じて、設計震度に幾分の差をつけてきたのである(図-2)。

3. せん断力に対する設計の変遷

(1) せん断補強鉄筋の計算を必要としない許容せん断応力度

せん断補強鉄筋の計算を必要としない許容せん断応力度の値は、1980年頃まで、諸外国の各種基準と同様な値を用いてきた。しかし、最近の研究成果から見ると、一般の土木構造物に適用するにはその値が大きすぎる。相対的なせん断強度は、断面が大きくなるにしたがって低下すること、鉄筋比が小さくなるにしたがって低下することなどが明らかになったのである。土木学会コンクリート標準示方書では、1980年にとりあえず、従来の許容応力度よりも大幅に小さい値を採用し、1986年にはこれらの要因を定量的に採り入れた算定式を採用したのである(図-3)。図-3に示す許容値は、耐震設計に用いる値であって、通常の許容応力度の1.5倍の値である。なお、1986年以降の値は、部材の有効高さが3m、引張鉄筋比が0.5%の場合における一般のせん断強度の設計用値であり、耐震で最も重要な部材接合部から柱幅の高さの範囲においては、この値の1/1.5倍した値を用いるのを推奨している。道路橋や鉄道の基準も、ほぼ同様な経過をたどって現在に至っている。

兵庫県南部地震によって、被害を受けたコンクリート構造物は、現在の知見から考えれば、はるかに大きい許容せん断応力度によって設計されたものである。そのため、ほとんどの構造物では、せん断補強鉄筋は単に用心鉄筋として、構造細目に規定されていた最小量を配置すれば良かったのである。なお、曲げモーメントに対する設計は、この間現在に至るまで、基本的には変化していない。

(2) せん断補強鉄筋の算定方法

鉄筋コンクリートのせん断力に対する設計は、長い間、いわゆるトラス理論に基づいて行われてきた。すなわち、斜めひびわれが発生すると、全せん断力を内部に形成されるトラスで受け持つという方法である。この方法によれば、コンクリートの許容せん断応力度を越えると、急に必要せん断補強鉄筋量が増えることになる(図-4)。そのため、せん断応力度

が大きく、許容せん断応力度を越えるようになると、設計者は、断面を増して作用応力度が許容せん断応力度を越えないようにするのが普通であった。なお、この図は、コンクリートの設計基準強度が18MPaの場合の例であって、30MPaの場合にはもっと極端になる。

せん断応力度が許容せん断応力度以下とするように断面が定められた場合には、せん断応力度に余裕のある周辺の同様な部材よりも断面が大きくなり、現在の知見からすれば、せん断破壊先行型の破壊となる。このような部材は、靱性が劣り、設計地震動以上の地震作用をうけると、せん断破壊を生じて、崩壊する可能性が高いのである。橋脚の高さに比べて断面の大きいものに、このような設計のものが多く傾向にある。

土木学会コンクリート標準示方書では、1980年に許容せん断応力度を下げた際に、その許容応力度の1/2を、トラスで受け持つ分に加えることに変更した。そして、1986年の改定時に、せん断補強鉄筋のない場合のせん断強度分すべてを、トラスで受け持つ分に加えることに変更した。道路や鉄道においても、同様に変更したのである。このことによって、必要せん断補強鉄筋量と作用せん断力との関係の不連続性が解消されたのである。

4. 構造細目の変遷

(1) 最小帯鉄筋比

許容せん断応力度以下のせん断応力度しか作用しない場合には、最小量の規定によって帯鉄筋が配置される。柱に用いる帯鉄筋の量についての規定としては、1931年の土木学会コンクリート標準示方書では、直径6mm以上の帯鉄筋を柱の最小幅以下および軸方向鉄筋直径の12倍以下とするよう規定され、1956年には更に帯鉄筋直径の48倍以下とすることが付け加わった。その後、現在に至るまで、変更されていない。この規定は、部材寸法の小さい柱が、軸圧縮力を受ける場合を対象としたものである。

鉄道の基準も全く土木学会コンクリート標準示方書と同じであった。しかし、1978年に耐震上の配慮から、事務連絡による通達に従い、柱の最小帯鉄筋量を0.2%とすると共に、部材接合部から有効高さの2倍の範囲には、0.25%以上の帯鉄筋を配置する

こととなった。更に、1983年には、部材の靱性率が4以上となることを目標とした構造細目が設けられた。コンクリート断面積の0.15%以上の帯鉄筋量を配置することが規定され、部材接合部から柱幅の2倍の範囲には、間隔10cm以下で、コンクリート断面積の0.2%以上かつ計算上必要な量の1.2倍を配置することが規定された。さらに、柱上部の部材接合部から柱幅の2倍の範囲には、コンクリート断面積の0.25%以上を配置する規定となったのである。1992年には、靱性率を確保するための帯鉄筋比を求める計算式が与えられた結果、構造細目における最小帯鉄筋比の規定は残されたものの不要のものとなった。

1986年の土木学会コンクリート標準示方書では、部材接合部から柱幅の高さの範囲に配置する帯鉄筋の最大間隔は、部材最小寸法の1/4以下とすることになると共に、耐震上重要な柱の帯鉄筋比は0.2%以上とすることになった。道路に関する耐震構造細目も、基本的にはほぼ同様な経過をたどってきている。これを、一辺1mの正方形断面で、軸方向鉄筋直径が32mmの橋脚に当てはめてみると、図-5のようになる。今回被災した橋脚に必要とされた最小帯鉄筋量がいかに小さかったかが明瞭である。

(2) 引張主鉄筋の定着

土木学会コンクリート標準示方書では、1931年以来、引張鉄筋を引張側に定着してはならないのが原則であった。しかし、1956年には、引張部に定着しなければならぬこともあることを認め、その例として擁壁を挙げている。1967年には、斜めひびわれの起点となるおそれがあるので、有害なひびわれがでないようかつ十分な定着長を有するように、計算上必要なくなった点をこえて十分に延ばすことを明記している。しかし、その長さを具体的に示していなかった。そのため、道路橋や鉄道橋などでは、この長さを過少に評価した橋脚が作られることになり、今回の地震によって、その部分の被害が目立った。

1980年の示方書には、これを具体的に初めて示した。すなわち、計算上必要なくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上延ばすことが明記されたのである。ま

た、定着する位置では、値は示していないが、せん断抵抗に余裕がなければならぬことも規定された。1986年には、定着して良い鉄筋は、全鉄筋の1/2以下とすることが付け加わるとともに、せん断耐力が設計せん断力の1.5倍以上であることが明記された。更に、1991年には、曲げ耐力が2倍以上あり、かつせん断耐力が4/3倍以上ある場合が付け加わって、完全なものになった。道路および鉄道においても、現在はほぼ同様な規定となっている。

(3) その他

帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲み、フックをつけて柱の内部のコンクリートに定着するかあるいは連続したらせん鉄筋形式とするのが、従来からの規定である。フックの形状としては、端部を135°以上折り曲げるのが原則である。

鉄筋の継手位置は、できるだけ応力の大きい断面を避けるものとするのみ規定されており、具体的な値が示されていない。そのため、実際の構造物では、必ずしもこの規定が守られることにはならず、今回の地震の被害も継手部において生じてたものも多かった。本来、損傷の大きくなる箇所には、継手を用いないのを原則とすべきものである。

5. むすび

1980年以前は、設計震度によって発生する応力度を弾性計算によって求め、これが許容応力度以下となるように設計するのが、耐震設計の基本的な方法であった。設計に用いる水平震度は標準的には0.2であって、これを地域、地盤、構造物の重要度、構造物の応答特性などによって補正し、大略0.1~0.3の値を用いてきたのである。したがって、これ以上の地震動に対しては、定量的な保証はなされておらず、経験的に耐震的な構造物を慎重に選んで造ってきたといえる。ところが、わが国の高度成長期には、数多くの構造物が短期間に造られることになり、基準にしたがって造ったものであれば、耐震的であるという錯覚に陥っていたと思われる。

実際には、コンクリートの許容せん断応力度が現在の知見から見れば著しく大きく、設計地震力によるせん断応力度が許容せん断応力度以下であり、計算上は曲げ破壊モードとなるはずのものも、場合に

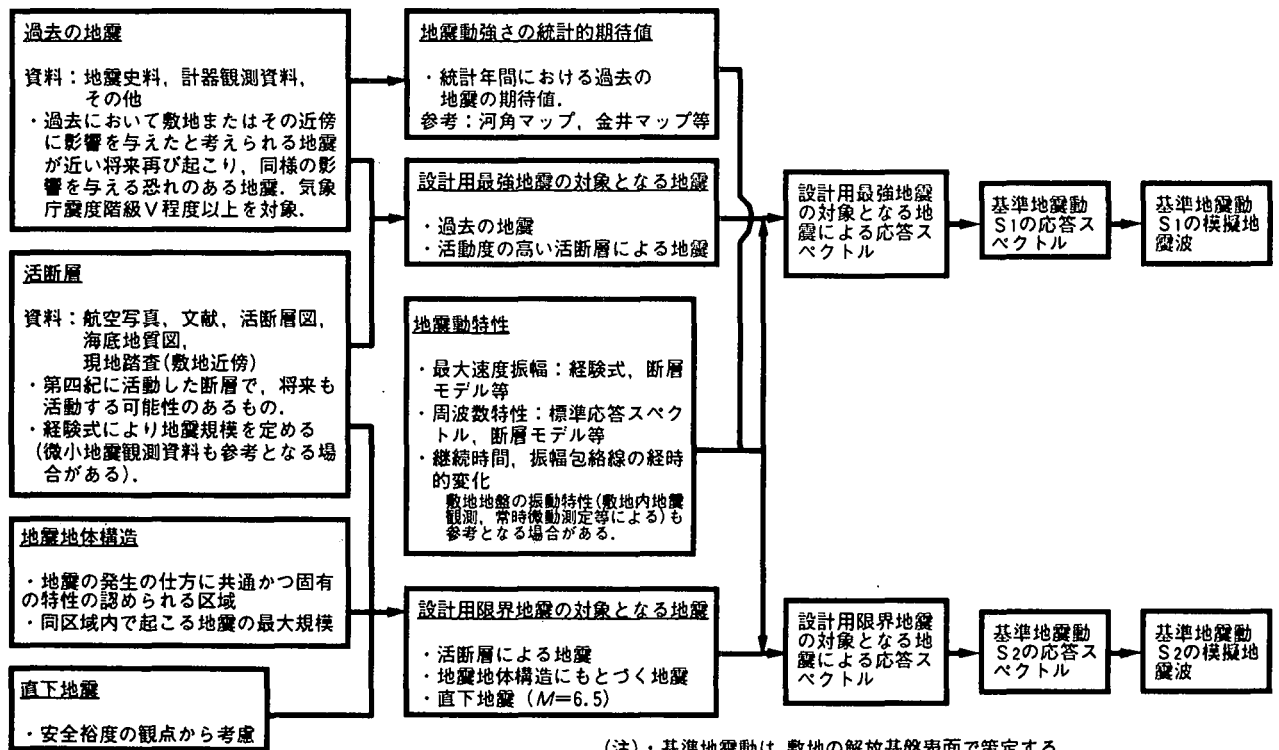
よっては、せん断破壊する可能性があったのである。また、その場合に配置すべき帯鉄筋の最小量の規定も極めて甘く、不十分であった。この種の構造物は靱性が劣るだけではなく、破壊時に上部構造を支えるだけの耐荷力がないのが特徴であって、避けなければいけない構造である。

1980年以前は、引張鉄筋の途中定着の規定も不十分であり、そのため兵庫県南部地震による被災構造物の多くが、その部分において大きな損傷が見られた。また、鉄筋の継手位置に関する定量的な規定がなく、その施工不良ともあいまって、継手部での鉄筋破断も多く見受けられたのである。

兵庫県南部地震によって、コンクリート橋脚の多くが、鉄筋の降伏する以上の力を受けており、せん断破壊後に崩壊した橋脚も数多く見受けられた。これらの構造物が設計された時点での耐震設計法が適切でなかったことが主原因である。しかし、せん断破壊を起こさなかったものは、たとえ曲げモーメントによって大きな被害を受けている場合においても、一般に崩壊には至っていない。曲げ降伏変位を相当に越える変位を受けた場合においても、せん断破壊に対して十分な余裕があれば、コンクリート構造物は崩壊に至らないことが確認されたのである。せん断破壊に対して十分な余裕を持たせることで部材に靱性を持たせ、大きな地震動による崩壊を防ぐという、最新のコンクリート構造物の耐震設計法の考え方が正しいと考えてよいのである。

【参考文献】

- [1] 土木学会：コンクリート標準示方書，1986年10月，1991年9月
- [2] 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，1992年9月
- [3] 土木学会：コンクリート技術の現状と示方書改定の方角，コンクリートライブラリー79，pp.177
- [4] 鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，1992年10月
- [5] 日本道路協会，道路橋示方書耐震設計編，1990年2月
- [6] 内務省土木局，道路構造に関する細則案，1926年6月



(注)・基準地震動は、敷地の解放基礎表面で策定する。
・「解放基礎表面」とは基礎(おおむね第三紀層およびそれ以前の堅牢な岩盤であって、いちじるしい風化を受けていないもの)面上の表層や構造物がないものと仮定したうえで、基礎面に著しい高低差がなく、ほぼ水平であって、相当な広がりのある基礎の表面をいう。

図-1 基準地震動策定のフロー [3]

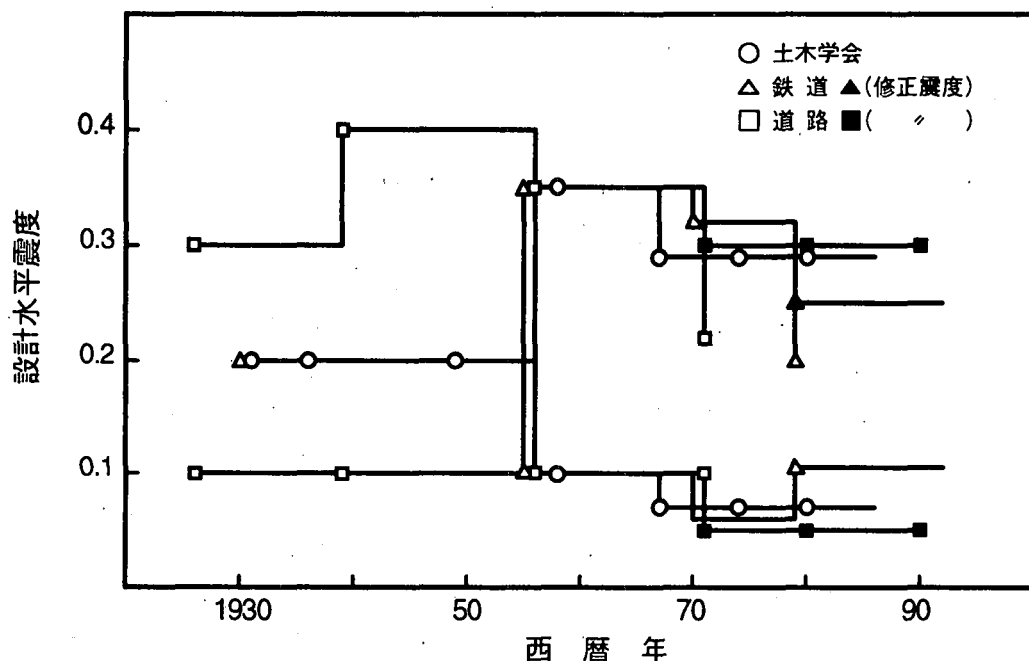


図-2 設計水平震度の変遷(許容応力度法)

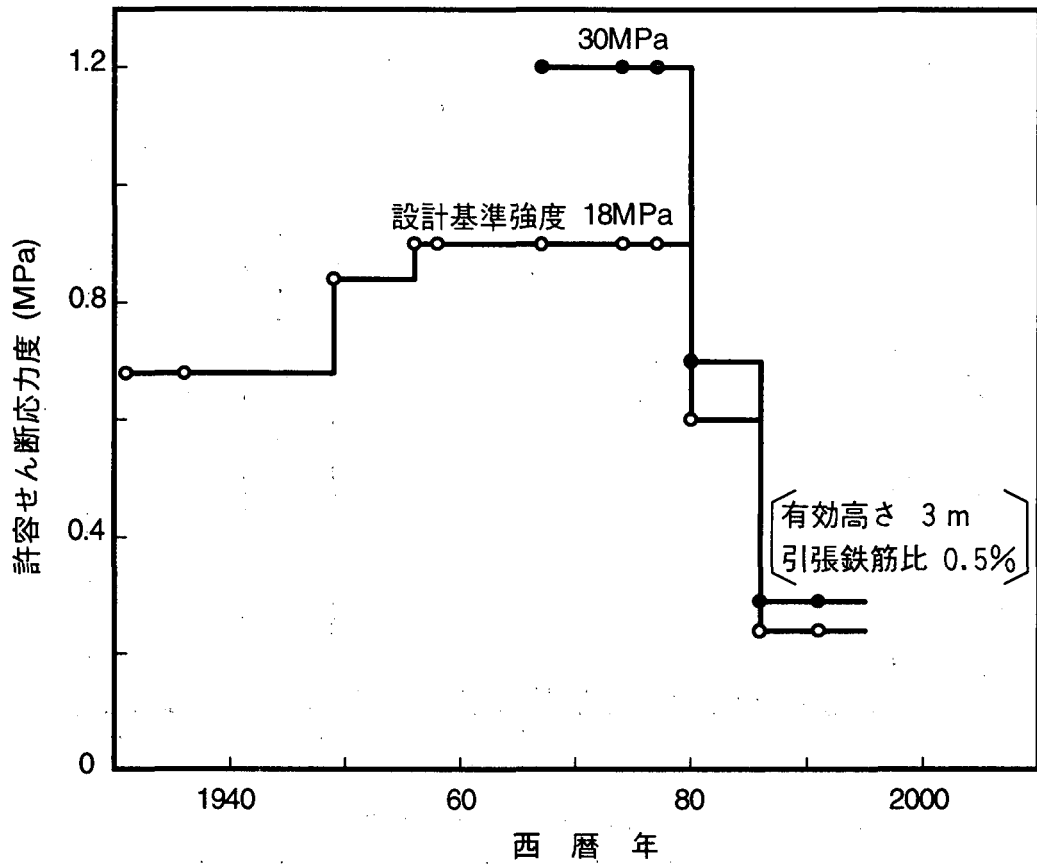


図-3 土木学会コンクリート標準示方書における許容せん断応力度の変遷

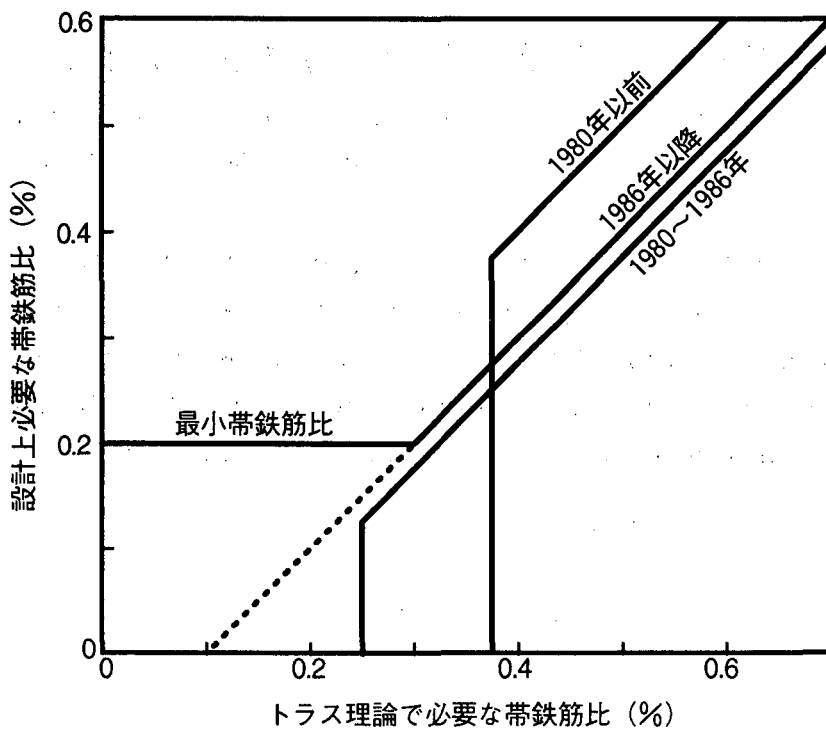


図-4 土木学会コンクリート標準示方書における帯鉄筋量の算定方法の変遷

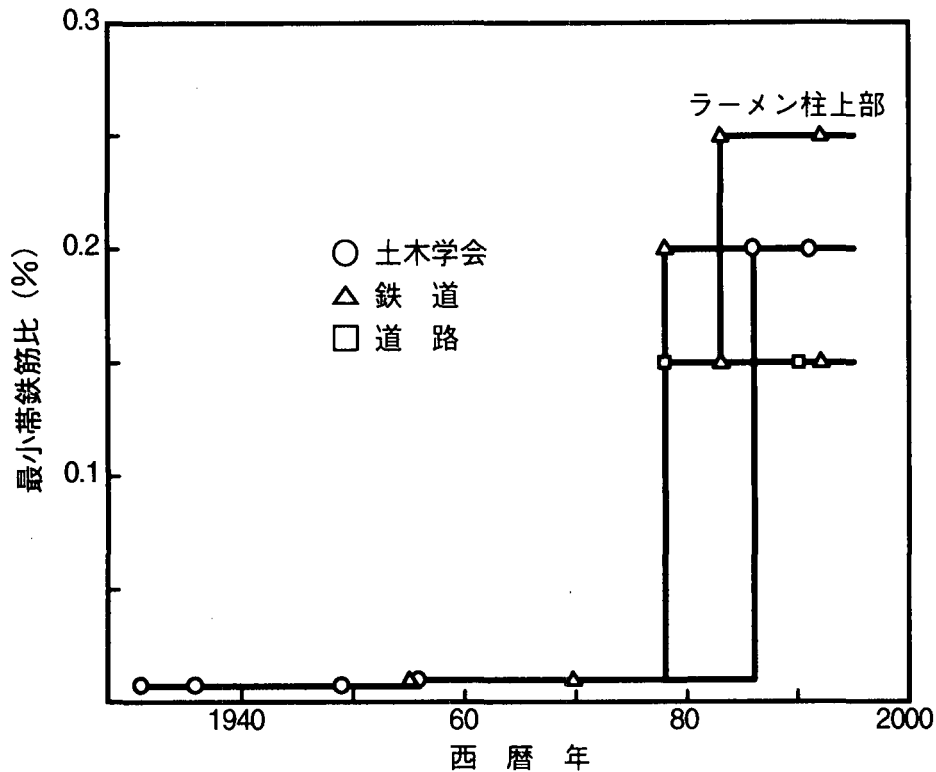


図-5 最小帯鉄筋比の変遷

(1辺1 mの正方形断面で、軸方向鉄筋径が 32mm の場合)

History of Seismic Design Code for Concrete Structures

Hajime Okamura, Mitsuaki Saeki, Tsutomu Kanazu,
Motoyuki Suzuki and Nobuyuki Matsumoto

Most of the collapse of concrete bridge piers by the Hyogoken-Nambu Earthquake was due to shear. This implies that the design codes for shear of reinforced concrete were not appropriate. However, piers not failed by shear did not collapse in general even in the case of those damaged greatly by bending moment. The concept of the latest seismic design has been verified. This paper describes the latest seismic design methods and the history of the seismic design codes for concrete structures.