

コンクリート標準示方書（昭和 61 年制定）改訂資料

N. 第 18 分科会（耐震）

1. 耐震に関する検討について

（1）耐震設計の原則と想定地震

大地震は、地球内部のマントル対流によって地殻のプレートが移動することに起因して地殻にひずみが蓄積し、それが限界に達して一挙に解放されるときに発生する震動である。したがって、地震発生地域では何年に一度かは必ず大地震にみまわれるので、その地域での人間の社会活動が大地震によって大きく阻害されないようにするには、大地震に対して構造物を十分強じんにつけておくことが必要である。

大地震の頻度は場所によって異なるが、一般に 50 年～200 年程度に 1 回発生する。大地震の発生に対しては、それを予知する研究が進められてはいるが、その性質上、正確な予知はきわめて困難であるので、大地震がいつ発生しても社会基盤を構成するコンクリート構造物がそれに耐え、かつ、大地震後に期待どおりの構造物の機能を果たすことが望まれる。しかしながら、社会の様式の変化や構造物の寿命、建設費用、等種々の関連する因子があるので単に大地震に対して強じんなものを造ればよいというわけにはいかない。つまり、人命の安全、社会の安定、等を考慮したうえで経済的で合理的な構造物を造ることが必要なのである。この場合、複雑に発達した現在の社会機構のもとでは、大地震によって構造物が使用不能になったり、二次災害が発生したりすると地震後に社会がパニック状態となりこれに伴って多数の市民の生命が危険にさらされることもあり得ると思われる。このため、構造物が地震を受けた後も期待される構造的な機能を発揮することが重要なのである。

以上のような観点から、この示方書では耐震設計の原則として地震時の安全性のみでなく、地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うこととしたのである。

設計想定地震については多くの議論があるところであるが、市民的な感覚としては関東地震（1923 年）程度の規模のものを想定する必要があるものと思われる。しかし、地震の規模と構造物が地震によって受ける影響とは必ずしも対応するわけではない。そこで、設計に用いる地震の規模は構造物の種類や重要度、建設地点の地震特性等に応じて定めることを原則とし、一般の場合には構造物の耐用期間（一般に 50 年以上）に 1 回程度発生する規模のものとした。

なお、地震の影響は、単なる地震動による加速度の問題だけでなく、地盤の破壊や二次災害等多くのことが含まれることを認識する必要があるのでこの点を 9.2 の解説で述べてある。

（2）耐震計算

地震の影響が他の荷重の影響と著しく異なる点は、地震動によって構造物が動的に応答し、地震の加速度の数倍もの応答加速度を生ずることがあることである。

従来は地震動の影響を単に静的な地震加速度が作用するとして応答による増幅をほとんど考えていなかった。このため、数倍に応答する事実をそのまま考慮して従来と同様な耐震計算を行うと従来よりも相当に大きな断面をもつ部材を設計することとなるのである。しかしながら過去に設計された構造物はすべて危険であるとはいえない。これは地震動に対して若干の塑性変形を生ずることにより振動のエネルギーを吸収することができるからである。ただし、塑性変形を認めることは構造物に損傷を許すことになるのであり、どの程度の損傷を許すことができるかが問題となる。

そこでこの示方書では地震時の構造物の応答加速度の増幅を2倍まで考慮して事実に近いとともに、地震後の供用性能に対応して塑性変形による減衰効果を考慮することとしたのである。地震後に要求される構造物の供用性能と地震時に許容する最大応答塑性変位との関係は一概にはいえないので、この示方書では解説に例を示すにとどめたが、それによれば、最大応答変位を4段階に分け、それぞれを地震後の構造物の供用性能と対応させている。これは地震後の構造物の供用性能が残留変形と密接な関係があると考えられることによっている。

このようにして地震時の最大応答塑性変位を定めると、地震時にそこまでの塑性変位を許すことができるので、塑性による履歴減衰を考慮することにより想定地震の影響を軽減することができるのである。このようにすることにより応答による加速度の増幅が2倍となる場合でも軽微な損傷を許す場合には $\nu_3=2.0$ 、 $\nu_4=0.7$ となって $\nu_3 \times \nu_4=1.4$ 倍でよいこととなる。

9.3の解説で示した補正係数 ν_4 の値はエルセントロ地震やタフト地震等の地震波を用いて1自由度系モデルで応答計算を行った結果に基づいて定めたものである。

なお、エネルギー一定則を適用すると $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、 $4\delta_y$ (δ_y は降伏変位)の最大応答変位に対しそれぞれ ν_4 に相当する値は $1/\sqrt{2\mu-1}$ より0.58、0.45、0.38となる。ここで μ は塑性率である。したがって解説表9.3.1に示す ν_4 の値はエネルギー一定則から求められる値より若干安全側の値である。

(3) 塑性変形能について

鉄筋コンクリート部材では一般に引張鉄筋が降伏した後も大きく塑性変形することが可能である。この場合、降伏時の耐力を保持する限界の変位を降伏変位で除した値をじん性率といい、鉄筋コンクリート部材のねばり強さの指標としている。この示方書では構造細目等を適切なものとする事により、一般にじん性率を4以上確保する必要があることが解説で述べられている。

鉄筋コンクリート部材のじん性率あるいは塑性変形能はしかしながら部材に対して一義的に定まるものではなく、載荷状態に大きく依存する。一方向に単調に荷重を作用させる場合には通常の断面の鉄筋コンクリートはりのじん性率を10以上とすることは容易である。これに対して地震力のように正負繰返し荷重が作用するとコンクリートが劣化したり軸方向鉄筋が座屈したりしてじん性率を4以上確保することは必ずしも容易でない。柱のように軸方向圧縮力が作用している状態では、さらにじん性率は低下する。

鉄筋コンクリート部材の塑性変形はその大部分が曲率の増加による曲げ変形と接合部の断面での回転によっているが正負繰返し載荷のもとでのじん性率はせん断力による斜めひびわれの影響を大きく受けることが多い。静的な一方向載荷ではせん断耐力が十分あり粘りのある曲げ破壊をする場合でも正負繰返し載荷によって降伏変位を上回る正負の変位を与えるとせん断破壊のモードが現れて脆性的

な破壊を呈することがみられる。このため9.4では耐震設計を行うにあたり、せん断に対する部材係数を一般の場合の1.2倍に割増すこととしている。また、接合部の近傍は曲げひびわれが大きく成長して斜めひびわれも発生しやすいのでせん断に対する部材係数を一般の場合の1.5倍とすることにした。これにより正負繰返しの荷重となる地震動に対しじん性率を十分に確保できるようにしている。

軸方向圧縮力が作用する場合には静的荷重に対し、通常は部材の曲げ強度およびせん断強度がともに増大する。設計計算上では増大する程度は通常曲げ強度の方が大きいので軸方向圧縮力の増大に伴ってせん断補強量を増加させないと計算上曲げ破壊モードに保つことはできない。したがって軸方向圧縮力が作用する場合には断面のせん断耐力は(6.3.4)式の $\beta_n = 1 + M_o/M_d$ によって増大されるが、せん断破壊のモードを避けるためにはせん断補強鉄筋量を増加させる必要のあることに注意しなければならない。

軸方向圧縮力が作用する場合コンクリート最外縁の圧縮ひずみが限界値(通常は0.3~0.35%)に達する状態を変形能の指標とするならば、長方形対称断面に対する曲率のじん性率 α は次式で表わされる。

$$\alpha = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 0.68(1-k) \frac{\epsilon'_u}{\epsilon_y} \cdot \frac{f'_{ck}}{\sigma'_{cn}} \quad (1)$$

ここで、 ϕ_u : 限界の曲率

ϕ_y : 弾性理論によって求めた降伏時の曲率

k : 弾性理論による断面の中立軸比

ϵ'_u : コンクリート最外縁の限界圧縮ひずみ

ϵ_y : 鉄筋の降伏ひずみ

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度

σ'_{cn} : 軸方向圧縮力 N' を断面の幅 b と有効高さ d で除した値 $\left(\sigma'_{cn} = \frac{N'}{bd}\right)$

ただし、コンクリートの圧縮応力分布は長方形ブロックとしており、せん断力や繰返し載荷の影響は考慮していない。

$\eta = \sigma'_{cn}/f'_{ck}$ の値が0.25のとき $\epsilon'_u = 0.0035$, $\epsilon_y = 0.0015$, $f'_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$, 鉄筋比 $p = p' = 0.01$, ヤング係数比 $n = 10$ とすれば式(1)よりじん性率 α は3.32と計算される。また σ'_{cn}/f'_{ck} の値が0.48のときにつり合い状態となる。ちなみに σ'_{cn}/f'_{ck} が0.1のときには α は9.6となる。このように軸方向圧縮力が增大すると曲げの終局限界に関するじん性率が大きく低下することとなる。この限界状態が正負繰返し載荷におけるコンクリートの劣化の進行と密接に関係するものと思われる。

9.7の解説では、軸方向圧縮応力度比 $\eta = \sigma'_{cn}/f'_{ck}$ の値が0.25以上の場合にじん性率が4以下であった実験結果を掲示しているが、上述の計算結果とよく対応していると思われる。

土木構造物の場合には一般に η の値は0.25以下であることがほとんどであるので、適切な構造細目を定めることにより地震動に対するじん性率を4以上とすることは一般に可能である。

η の値が0.25を超える場合にはコンクリート断面を拘束する鉄筋の配置が有効である。

なお、正負繰返し曲げ載荷と同時に軸方向圧縮力が変動して作用する場合には、コンクリートの劣化がさらに進行することがあるので注意する必要がある。

(4) 引張主鉄筋の引張部定着

過去の震害例では鉄筋コンクリート橋脚等の軸方向鉄筋の引張部定着の方法が不適切で破壊を生じたものが多くみられた。この点については昭和55年版のRC示方書で適切な規定を定めたので、ここでも同様な規定を示してある。適切な引張部定着をしていない構造物が現在数多く供用されていると思われるので、これらに対する耐震補強の実施が緊急に必要なものと思われる。

付 記：図N-1.1は、既往の正負繰返し載荷実験の結果より、じん性率を求め、これを $V \cdot a / M$ によってまとめたものである。ここに、 V は、式(6.3.3)において、 $\gamma_0=1, \beta_n=1$ とし、 a/d の影響を加味して計算したせん断耐力と式(6.3.5)によって計算されるせん断補強鉄筋によるせん断耐力の合計、 M は6.2.2に従い、部材係数を1として計算した曲げ耐力、 a はせん断スパンである。図にみられるように、結果は相当にばらついているが、これは、じん性率に影響を及ぼす因子がきわめて多く、これを $V \cdot a / M$ によって表すことに若干の無理があるからである。図N-1.1より正負繰返し荷重が載荷される場合でも、 $V \cdot a / M$ が2以上ならばじん性率をおおむね3程度以上にはすることが可能であることがわかる。

図N-1.2は、 $p=1\%$ 、 $p_w=0.1\%$ 、 $a/d=3$ または4とし、軸方向圧縮応力度を $0 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で変化させた正負繰返し載荷試験で示されたじん性率を示すものである。これから判断すると、軸方向圧縮応力度が小さい範囲で特にじん性率の低下が著しいこと、軸方向圧縮力が大きくなると曲げの終局限界に関するじん性率は相当に低下すること、などが実験的に確かめられたことになる。このように、軸方向圧縮力が正負繰返し載荷におけるコンクリートの劣化の進行と密接に関係するのである。

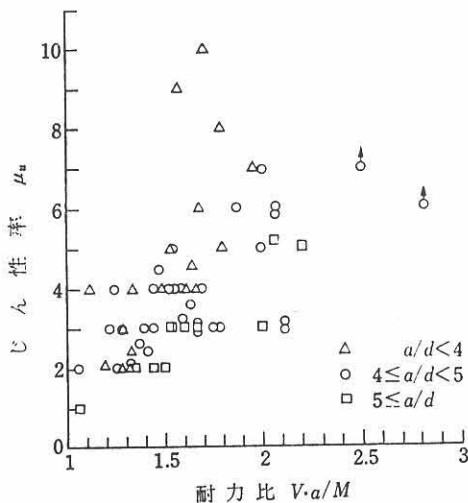


図 N-1.1 じん性率と耐力比の関係
 ($p_t=0.4 \sim 1.9\%$, $p_w=0 \sim 0.31\%$, $\sigma_0=0 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$,
 $f'_c=128 \sim 565 \text{ kg/cm}^2$, $d=12 \sim 35 \text{ cm}$, $n=1 \sim 30$ 回,
 $G_{max}=5 \sim 25 \text{ mm}$ の計 67 体)

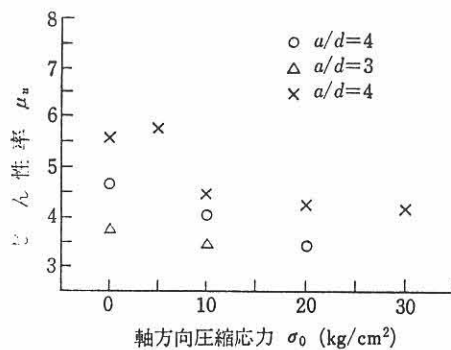


図 N-1.2 じん性率に及ぼす軸方向圧縮応力の影響

(池田尚治・町田篤彦)