

# RC 構造の損傷度評価と耐震設計への適用に関する研究

赤倉康寛<sup>1</sup>・鈴木基行<sup>2</sup>・武田篤史<sup>3</sup>・藤原稔<sup>4</sup>・尾坂芳夫<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 運輸省 航空局 飛行場部 計画課 (〒100 東京都千代田区霞が関2-1-3)

<sup>2</sup>正会員 工博 東北大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

<sup>3</sup>学生会員 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻

<sup>4</sup>正会員 工博 東北大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

<sup>5</sup>正会員 工博 東北学院大学教授 工学部土木工学科 (〒985 宮城県多賀城市中央1-13-11)

本研究は、RC橋脚や柱を対象とし、理論的な根拠に基づいた終局限界状態の定義を行うこと、およびその終局限界状態に対する安全性の尺度である損傷度指標を提案することを目的としたものである。本研究では、地震荷重を受けたRC構造の終局限界状態を曲げとせん断に大別し、曲げによる終局限界状態を軸方向鉄筋のはらみ出し(座屈)で、せん断による終局限界状態をせん断補強筋の降伏で定義し、モデル化を行った。次いで、それぞれの終局限界状態の定義に基づいて損傷度指標の提案、既往の研究の実験データによる損傷度指標の検証等を行い、さらに損傷度指標の耐震設計への適用法を示した。

**Key Words :** reinforced concrete, damage index, ultimate limit state, flexure-shear, push-out of longitudinal bar, yield of shear reinforcement, seismic design

## 1. 序論

鉄筋コンクリート(以降、RC)構造の耐震設計は、数々の地震被害を代償に各研究者・技術者の努力によって改善されてきた。例えば、宮城県沖地震においては、RC橋脚に軸方向鉄筋の座屈・コンクリートの圧壊を伴う大きな損傷が見られ、そのため、RC橋脚・柱の塑性変形能(靱性率=終局変位/降伏変位)を定量化しようとする研究<sup>1)~4)</sup>が行われ、修正震度法の設計水平震度に靱性率を考慮するように改訂された<sup>5),6)</sup>。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震の記憶はまだ新しい。土木構造物がこれだけの被害を受けた地震は日本においては過去に例がないであろう。よって、これまでの地震に対するのと同等級以上に、この地震被害を耐震設計へ反映させなければならぬ。兵庫県南部地震は、想定地震以上の規模の地震であったと考えられている。しかし、実際に設計されたRC構造が、想定地震以上の規模の地震を受けた場合にどのような被害が生じると考えられていたのか、あるいは、想定地震に対してどの程度の安全の余裕を保持していたのかなどが不明であった。また、同一の地震を受けながら、倒壊に至った橋脚と部分的被害にとどまった橋脚とがあった。こ

れらは、現行の耐震設計基準は、想定地震に対して部材や構造物がどのような状態に至るのかという点が必ずしも明確でないことを意味しているものと思われる。

換言すれば、「入力地震力に対して、どの状態までを設計として考えるべきなのかということが理論的に不明瞭である」こと、つまり「終局限界状態の定義の理論的な根拠が不明瞭である」ことを示すものと思われる。現行の耐震設計基準<sup>5),7),8)</sup>は靱性率を定量化しようとする研究に基づいていると考えられ、それらの研究<sup>1)~4)</sup>における終局限界状態の定義は「繰返し載荷実験における荷重-変位包絡線が、最大荷重到達後、最大荷重の80%、あるいは降伏荷重まで低下した点」とされている場合がほとんどである。しかし、この点を終局状態と定義できることを理論的に説明した研究は見当たらない。実験的あるいは慣例的な定義が、そのまま用いられてきたように思われる。よって、それらの研究に基づいた耐震設計基準<sup>5)~8)</sup>も、その終局限界状態の定義の理論的な背景が不明瞭にならざるを得ない。

一方、RC構造の損傷度指標を提案しようとする試み<sup>9)~17)</sup>が国内外で盛んに行われている。これらは、RC構造が地震によって受けた損傷を定量的に

評価することを目指したものである。しかし、それらの研究においても終局限界状態の定義は前述の実験的なものが用いられていたり、論文中にその定義がない場合もあるにもかかわらず、損傷度指標は終局限界状態において1.0をとるものと規定されている。本来、終局限界状態は何らかの説明変数をもって定量的に定義されるはずである。したがって、「終局限界状態を定義すること」と「損傷度指標を提案すること」とは等価であるはずである。また、逆に言えば、終局限界状態を理論的に定義すれば、自ずと損傷度指標は決定されることになる。

このような背景を踏まえ、本研究は、RC橋脚や柱を対象とし、地震荷重に対し、実験的観点から決められた現行の終局限界状態の考え方から脱却し、理論的根拠に基づいた終局限界状態の定義を行うこと、およびその終局限界状態に対し安全性の尺度である損傷度指標を、終局限界状態に至るメカニズムに基づいて提案することを目的としたものである。さらに、提案された損傷度指標を既往の実験データに基づき検証するとともに、耐震設計法への適用法についても言及した。なお、本研究における終局限界状態の定義は、RC橋脚や柱自体がその耐力をどこまで維持できるかという観点におけるものであり、様々な状況に対して定義される終局限界状態の一つに過ぎないことをお断りしておく。

## 2. 損傷度指標の既往の研究とその問題点

Banonらは、RC構造の損傷の予測には、塑性変形による損傷を表すパラメータと繰返し載荷による累積損傷を表すパラメータを組み合わせて用いる必要があるとしている<sup>9)</sup>。また、これらの二種類のパラメータを実験結果によって破壊確率と関連付けている<sup>10)</sup>。しかし、終局限界状態の定義とこれらのパラメータとの関連はなく、理論的な裏付けは乏しい。

西垣らは、損傷度指標を最大応答変位に関する項と低サイクル疲労に関する項の線形和によって定義し、実験結果から終局限界状態において低サイクル疲労に関する項が全体の20~35%に達することを示している<sup>11)</sup>。しかし、終局限界状態と損傷度指標との関連は見い出せていない。

Parkらは、損傷度指標を最大応答変位に関する項と履歴エネルギーに関する項の線形和で表し、単調載荷と繰返し載荷の実験結果から、損傷度指標の値(以降、損傷度)が対数正規分布に従うことを示している<sup>12)</sup>。さらに、実地震によって被害を受けた構造物の損傷度を評価し、補修に対する実際的な目安

を提案している<sup>13)</sup>。しかし、終局限界状態の定義はなされておらず、損傷度指標の妥当性の検討は出来ない。

Stephensらは、Miner則に載荷履歴による影響を考慮した損傷度指標を定義し<sup>14)</sup>、実験結果からこの損傷度指標とToussiらによる損傷状態<sup>18)</sup>(無被害・軽微・中破・大破)との関係を導いている。さらに、実地震によって被害を受けた構造物の損傷度評価を行っている。しかし、終局限界状態の定義はなく、損傷度指標自体の検証も行われていない。

矢島らは、終局限界状態を軸方向鉄筋が破断する点と定義し、その終局限界状態を軸方向鉄筋の消費エネルギー量に帰着させ、損傷度を評価している<sup>15)</sup>。終局限界状態を定義し、そのメカニズムによって損傷度を評価した数少ない研究の一つであるが、繰返し載荷回数が100回を越えるような場合を対象とした研究であり、一般的な地震荷重に対して同様の定義ができるのかどうか疑問である。

著者らは、履歴エネルギーに載荷履歴を考慮して損傷度指標を提案し、実験結果で検証した後、損傷度の耐震設計への適用について考察している<sup>16)</sup>。しかし、終局限界状態が単調載荷下における履歴エネルギーで定義されている点や、載荷履歴の取り扱いについての妥当性は示されていない。

井上らは、PPC(パーシャルプレストレストコンクリート)はりを対象とし、履歴エネルギーによって損傷度指標を提案している<sup>17)</sup>が、終局限界状態の定義と損傷度指標に何ら関連性がないと思われる。

以上、国内外の損傷度評価に関する研究を概述したが、終局限界状態を理論的に定義し、その終局限界状態へ至るメカニズムから損傷度指標を定義した研究はほとんど見当たらない。

さて、終局限界状態の定義と損傷度指標の提案は等価でなければならないと考えられることは、既に述べた。したがって、本研究は、この考え方に従い、終局限界状態の定義を明確にし、さらにこれを基に損傷度指標を提案することを目的としたものである。

## 3. 終局限界状態の分類

本研究では、RC橋脚や柱などの部材の終局限界状態を曲げにより生ずる場合とせん断により生ずる場合とに分けて考える。これは、RC橋脚や柱は曲げ・せん断という荷重条件をとることの他、「単調載荷の下では曲げて終局状態に至るように設計されたRC部材が繰返し載荷を受けるとせん断により終局状態に至る」との指摘があり<sup>2), 12), 19)~21)</sup>、こ

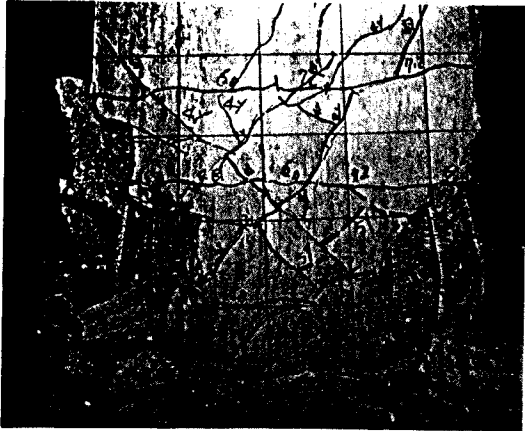


図-1 繰返し載荷実験<sup>22)</sup>における曲げによる終局限界状態

れら二つの終局限界状態は異なったものと考えられるからである。以降、曲げ、せん断各々による終局限界状態の定義と損傷度指標の提案を行う。

#### 4. 曲げによる終局限界状態

##### (1) 定義

終局限界状態は、荷重-変位曲線上のみならず、外観上の損傷状態など多様な面において特徴づけられる点でなければならないと考えられる。

##### a) 外観上の損傷状態

曲げによる終局限界状態の外見上の定義はかぶりコンクリートが剥離した時点とした。建設省土木研究所で行われた繰返し載荷実験<sup>22)</sup>における例を図-1に示す。

このかぶりコンクリートの剥離は、軸方向鉄筋がはらみ出したことによって発生したものと考えられる。この考え方は、島らが実験において既に確認をしている<sup>23)</sup>。なお、一般的には軸方向鉄筋の”はらみ出し”ではなく、”座屈”との表現が用いられるが、この表現は実際の現象を正確には表現していないと考えられることから、”はらみ出し”と表現することにする。なお、この理由については後述する。

##### b) 荷重-変位曲線上の性状

軸方向鉄筋は、はらみ出すと圧縮力を分担出来なくなる。したがって、コンクリートと軸方向鉄筋で圧縮力を分担してきた状態から外力に対する荷重分担機構が変化する。さらに、かぶりコンクリートも圧縮力を分担できなくなるため、有効断面が減少し荷重低下が起こる。

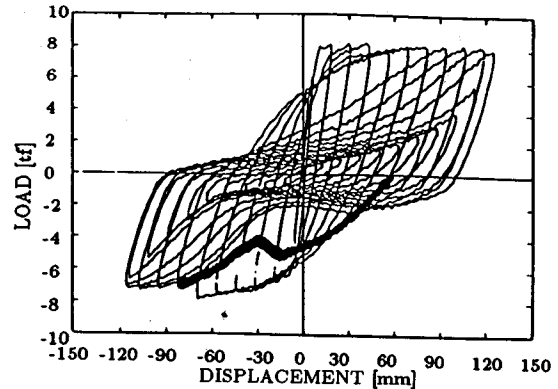


図-2 繰返し載荷実験<sup>24)</sup>における荷重-変位曲線での軸方向鉄筋はらみ出しによる性状の変化

図-2は、建設省土木研究所における繰返し載荷実験の荷重-変位曲線の一つであるが<sup>24)</sup>、太線で示したところで軸方向鉄筋のはらみ出しが起きたものと考えられ、それまでエネルギー吸収性の良い紡錘型のループを描いていたものが、エネルギー吸収性の悪いくびれた形のループに変化している。また、その時点で荷重が低下している。

以上述べたとおり、軸方向鉄筋のはらみ出し、それに伴うかぶりコンクリートの剥離、および荷重-変位曲線の形状変化の三つの側面を持った現象を曲げによる終局限界状態と定義する。これは、既往の研究において、一般的に用いられてきた定義と異なり、その挙動が際立って変化する点である。

##### (2) モデル化

上で定義した曲げによる終局限界状態は、「軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力が、かぶりコンクリートのはらみ出しに対する抵抗力を上回る」ことによって発生すると考えられる。以下に、軸方向鉄筋のはらみ出そうとする力、かぶりコンクリートのはらみ出しに対する抵抗力のそれぞれの算定方法を記す。

##### a) 軸方向鉄筋のはらみ出そうとする力

軸方向鉄筋のはらみ出そうとする力は、軸方向鉄筋が大きな塑性引張変形を受けた後、引張残留ひずみが存在する状態で圧縮力を受けることによって生ずる水平方向分力である。これは、一般的に言われる”座屈”とは異なっている。本研究では、島らのモデル<sup>25)</sup>を参考に、図-3のようにして軸方向鉄筋のはらみ出そうとする力  $H$  (kgf/cm<sup>2</sup>) を算定する。

$$H = \sigma_s(2\theta_{pl} + \theta_{sl}) \quad (1)$$

$$\theta_{pl} = \phi_{pl} \cdot s$$

ここに、

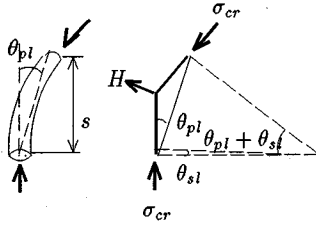


図-3 軸方向鉄筋のはらみ出そうとする力

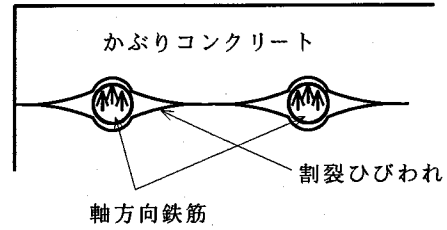


図-4 付着割裂ひびわれ

- $\sigma_s$  : 軸方向鉄筋の応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\theta_{pl}$  : 躯体部塑性域の回転角
- $\theta_{si}$  : 軸方向鉄筋のフーチングからの引き  
抜けによる回転角
- $\phi_{pl}$  : 躯体部塑性域の断面曲率 (1/cm)
- $s$  : はらみ出し区間=せん断補強筋間  
隔 (cm)

ここで、軸方向鉄筋応力度  $\sigma_s$  と、躯体部の回転角  $\theta_{pl}$ 、および軸方向鉄筋の引き抜けによる回転角  $\theta_{si}$  との関係は、軸方向鉄筋の挙動から定まる。軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係については、包絡線はコンクリート中の鉄筋では降伏棚がないことを考慮して bi-linear で仮定し、除荷・再載荷曲線には、簡便でその精度が確認されている加藤モデル<sup>26)</sup>を用いた。また、軸方向鉄筋のフーチングからの引き抜け量については、三島らのモデル<sup>27)</sup>を用いた。軸方向鉄筋応力度  $\sigma_s$ 、躯体部の回転角  $\theta_{pl}$ 、軸方向鉄筋の引き抜けによる回転角  $\theta_{si}$  の具体的な算定方法については、付録を参照されたい。

はらみ出し区間をせん断補強筋間隔  $s$  としたのは、加藤らの RC 柱の中心軸線返し加力実験<sup>28)</sup>において、せん断補強筋間隔が小さい場合でも、まず一区間のせん断補強筋間隔ではらみ出しが起き、その後供試体によっては多区間ではらみ出しへ移行していくことが確認されているからである。

**b) かぶりコンクリートのはらみ出しに対する抵抗力**

かぶりコンクリートがコアコンクリートから分離され、剥離するのは、図-4のように軸方向鉄筋に沿って付着割裂ひびわれが発生するためである。したがって、付着割裂破壊に至るときの軸方向鉄筋の水平方向応力が、かぶりコンクリートのはらみ出しに対する抵抗力に相当すると考えられる。ここでは、Disk Theory を用いた角らの付着割裂強度式<sup>29)</sup>を用いて、かぶりコンクリートのはらみ出しに対する抵抗力  $R$ (kgf/cm<sup>2</sup>) を以下のように評価した。

$$R = \frac{0.47 \cdot l_{cr} \cdot \sqrt{f'_c}}{\frac{d_b^2}{4C_b(d_b + 1)} \left( l_{cr} + \frac{(2C_b + d_b)^2}{2d_b} - \frac{(2C_b + d_b)^2}{4l_{cr} + 2d_b} \right)} \quad (2)$$

ここに、

- $l_{cr}$  : ひびわれ長さ (cm)
- $f'_c$  : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $d_b$  : 軸方向鉄筋径 (cm)
- $C_b$  : かぶり厚さ (cm)

**c) 軸方向鉄筋のはらみ出し点の決定**

軸方向鉄筋のはらみ出しは、以下の条件が満たされた点である。

$$H \geq R \quad (3)$$

**(3) 実験結果による検証**

これまで述べてきた曲げによる終局限界状態のモデル化を、既往の研究の実験結果で検証した。使用した実験データは、石橋ら<sup>4)</sup>、尾坂ら<sup>30)</sup>、川島ら<sup>22)</sup>、<sup>31)</sup>の研究によるもののうち、石橋ら、尾坂らの実験データについては、文献<sup>32)</sup>で曲げにより終局状態に至ったとされているもの(ただし、石橋らの実験データについては、文献<sup>4)</sup>で計測失敗とされているもの、およびせん断スパン比が2.5以下のものについては除外した)、川島らの実験データについては、文献<sup>33)</sup>で曲げにより終局状態に至ったとされているものである。それらの実験に使用された供試体の諸元は、せん断スパン比  $a/d=3.8\sim 6.9$ 、軸方向引張鉄筋比  $p_t=0.27\sim 1.45$ (%)、せん断補強筋比  $p_w=0.07\sim 0.36$ (%)、軸圧縮応力度  $\sigma_0=0\sim 40$ (kgf/cm<sup>2</sup>) となっている。

解析結果と実験結果の比較を図-5に示す。解析による終局変位  $\delta_{max,cal}$  は、はらみ出そうとする力  $H$  がはらみ出しに抵抗する力  $R$  より初めて大きくなった時の変位である。一方、実験結果による終局変位  $\delta_{max,exp}$  は便宜上最大荷重時の変位とした。これは、軸方向鉄筋のはらみ出しによる荷重低下が

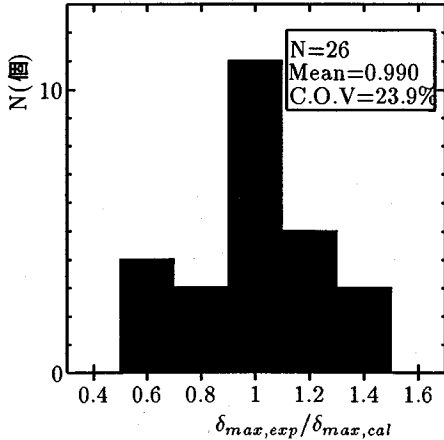


図-5 既往の研究の実験結果での検証

おこる寸前に最大荷重を記録したと判断し、それによってすべての実験結果を統一して取り扱えるようにしたものである。

評価した26供試体において、実験値 $\delta_{max,exp}$ の解析値 $\delta_{max,cal}$ に対する比は、平均0.990、変動係数23.9%であった。

本研究で用いた、かぶりコンクリートのはらみ出しに対する抵抗力、即ち付着割裂強度は単調荷重に対するものであり、繰返し荷重による影響は考慮されていない。繰返し荷重を受け、既にひびわれているコンクリートの付着割裂強度が、無損傷の状態のコンクリートの付着割裂強度より低いことは十分に考えられるが、現在では、繰返し荷重が付着割裂強度に与える影響は十分に明らかにはなっていない。このため、本研究では、単調荷重時の付着割裂強度を採用した。

#### (4) 曲げ損傷度

以上のモデル化およびその検証より、曲げ損傷度指標 $D_M$ を次のように定義する。

$$D_M = \frac{H}{R} \quad (4)$$

ここで、曲げ損傷度指標 $D_M$ の値(以降、曲げ損傷度)が0のときは無損傷状態、1.0のときは曲げによる終局限界状態である。これによって、曲げ損傷度は、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する損傷度を示すことになる。

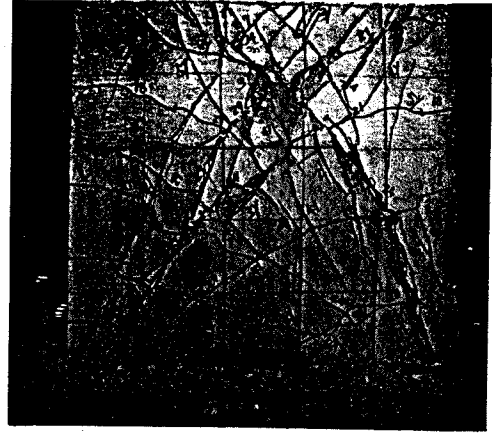


図-6 繰返し荷重実験におけるせん断による終局限界状態の例<sup>22)</sup>

## 5. せん断による終局限界状態

### (1) 定義

曲げによる終局限界状態と同様、せん断による終局限界状態も、荷重-変位曲線上の性状のみならず、外観上の損傷状態など多様な面において特徴づけられる点でなければならない。

#### a) 外観上の損傷状態

せん断による終局限界状態の外観上の定義は、曲げの場合と同様、かぶりコンクリートが剥離し始めた時点とする。建設省土木研究所で行われた繰返し荷重実験における例を図-6に示す<sup>22)</sup>。

このかぶりコンクリートの剥離は、せん断補強筋が降伏したことによって生じ始めるものと考えられる。なぜなら、せん断ひびわれ幅が増大するのを防ぐのはせん断補強筋であり、そのせん断ひびわれ幅がせん断補強筋の降伏によって急増し、その結果、かぶりコンクリートの剥離がもたらされると考えられるからである。

#### b) 荷重-変位曲線上の性状

せん断補強筋が降伏すると、せん断耐荷力が急減する。これは、六車らの実験<sup>19)</sup>においても確認されている。図-7は、建設省土木研究所の繰返し荷重実験における荷重-変位曲線<sup>22)</sup>であるが、矢印で示した点で荷重が大きく低下している。

以上、せん断補強筋の降伏をせん断による終局限界状態と定義し、その時点でかぶりコンクリートの剥離が始まり、同時に荷重の急減という側面も持つ。

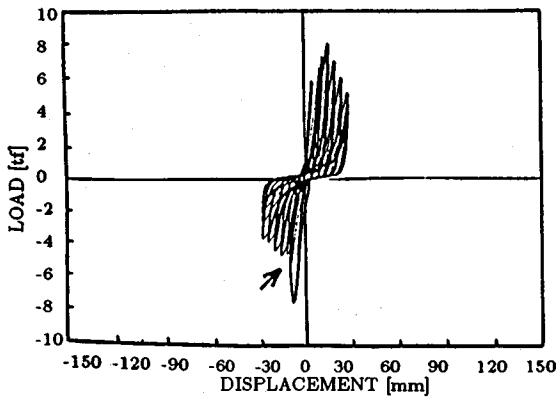


図-7 繰り返し載荷実験における荷重-変位曲線でのせん断補強筋降伏による性状の変化<sup>22)</sup>

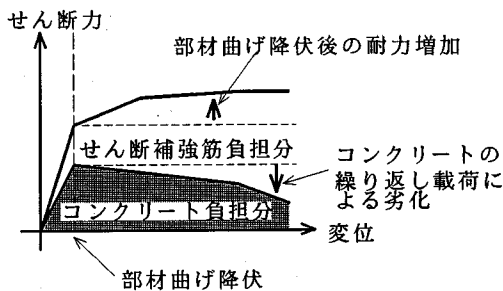


図-8 せん断力分担割合の推移の模式図(曲げ降伏先行)

## (2) モデル化

せん断力の大部分は、コンクリートとせん断補強筋によって分担される<sup>34)</sup>ことが知られている。したがって、せん断補強筋の降伏、すなわちせん断による終局限界状態は、「弾性域の限界である部材曲げ降伏時のコンクリートとせん断補強筋のせん断力分担割合から、コンクリートの分担せん断力の低下・部材曲げ降伏後の荷重の増加によって、せん断補強筋の分担するせん断力が増加していく」ことにより起こると考える。図-8はその模式図である。

コンクリートの部材曲げ降伏以降の分担せん断力の低下は、コンクリートが地震荷重のような繰り返し載荷を受けることにより、ひびわれが発生し、ひびわれ面での剛性低下が起こると思われる。また、部材曲げ降伏以降の荷重の増加を全てせん断補強筋によって分担されるとしているのは、コンクリートは部材曲げ降伏時に持てる最大のせん断力を分担すると考えたためである。

以下に、部材曲げ降伏時、およびせん断補強筋降伏時のコンクリートとせん断補強筋のせん断力分担割合の算定方法を述べ、さらに、コンクリートの分担せん断力の低下について述べる。

### a) 部材曲げ降伏時のせん断力分担割合

部材曲げ降伏時のせん断力分担割合の定量化は、次のように行う。まず、コンクリートの分担せん断力  $V_c$  を求める。これがせん断補強筋と同じ間隔  $s$  で  $45^\circ$  に配置された圧縮スラットによって分担されると考え、さらに、ヤング係数による差を考慮したコンクリート換算断面積  $A_c$  を求める。このコンクリート換算断面積  $A_c$  とせん断補強筋の断面積  $A_w s$  を比較することによって、せん断補強筋、コンクリートそれぞれのせん断力分担割合が分かる。コンクリートによる分担せん断力から分担割合を直接求めないのは、このせん断力  $V_c$  は元々せん断補強筋がないはりにおけるせん断耐力であり、せん断補強筋がある場合のコンクリート分担せん断力とせん断力の分担機構が異なっていると考えられるためである。これを、せん断補強筋と同じ配置間隔を持たせることによってせん断補強筋がある場合のコンクリートの分担機構を表現し、さらにヤング係数を考慮することによって同じ次元で評価ができるようにしているわけである。

睦好らの研究<sup>21),35)</sup>よりコンクリートの分担せん断力  $V_c$  (kgf) を次式で求める。

$$V_c = 0.94 f'_c{}^{1/3} \left( 0.75 + \frac{d}{a} \right) (1 + \beta_a + \beta_p + \beta_n) b d$$

$$\beta_a = \left( \frac{100}{d} \right)^{1/4} - 1 \quad (5)$$

$$\beta_p = (100 \cdot p_t)^{1/2} - 1$$

$$\beta_n = \frac{M_0}{M_y}$$

ここに、

$d$  : 断面の有効高さ (cm)

$a$  : せん断スパン (cm)

$b$  : 断面の幅 (cm)

$p_t$  : 軸方向引張鉄筋比 =  $A_s/bd$

$A_s$  : 軸方向引張鉄筋断面積 (cm<sup>2</sup>)

$M_0$  : 断面内に引張応力を生ずる限界の曲げモーメント

$M_y$  : 部材曲げ降伏時の曲げモーメント

このせん断力がせん断補強筋と同一の間隔  $s$  (cm) で  $45^\circ$  に配置されたコンクリートの圧縮スラットによって受け持たれるとし、ヤング係数の差を考慮してその断面積  $A_c$  (cm<sup>2</sup>) を算定すると、

$$A_c = \sqrt{2} \frac{V_c s}{df'_c} \cdot \frac{E_c}{E_s} \quad (6)$$

ここに、

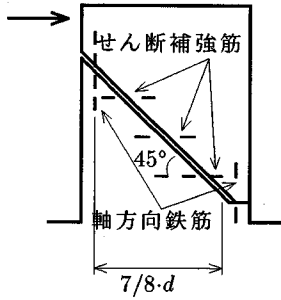


図-9 せん断ひびわれのモデル化

$E_c$  : コンクリートの(割線)ヤング係数  
 $= 40000 \cdot f_c^{1/3}$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数  $= 2.1 \times 10^6$  (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 したがって、部材曲げ降伏時のせん断補強筋のせん断力分担割合  $R_{wy}$ 、およびコンクリートの分担割合  $R_{cy}$  はそれぞれ、

$$R_{wy} = \frac{A_{ws}}{A_c + A_{ws}} \quad (7)$$

$$R_{cy} = 1 - R_{wy} = \frac{A_c}{A_c + A_{ws}} \quad (8)$$

と算定される。

#### b) せん断補強筋降伏時のせん断力分担割合

せん断補強筋降伏時のせん断補強筋分担せん断力は、モデル化したせん断ひびわれ面に含まれる全てのせん断補強筋が降伏したと仮定して求める。さらに、せん断補強筋降伏時の全せん断力を求め、これによって、せん断補強筋降伏時のせん断補強筋とコンクリートのせん断力分担割合が定量化される。

図-9に示されているように、せん断ひびわれの水平方向長さを有効断面高さ  $d$  の  $7/8$  倍、その角度を  $45^\circ$  と仮定すると、せん断ひびわれに含まれるせん断補強筋の本数はせん断補強筋間隔  $s$  を用いて  $(7/8 \cdot d)/s$  (本) と表せる。したがって、せん断補強筋降伏時のせん断補強筋分担せん断力  $V_{wu}$  (kgf) は、

$$V_{wu} = A_{ws} f_{wy} \frac{7/8 \cdot d}{s} \quad (9)$$

ここに、

$A_{ws}$  : せん断補強筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$f_{wy}$  : せん断補強筋降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

と算定される。一方、終局状態時の全せん断力  $V_u$  は、部材曲げ降伏時のせん断力に、降伏後の荷重増加分を掛け合わせて得られる。

$$V_u = P_{y,cal} \{1 + \alpha_{cal}(\mu - 1)\} \quad (10)$$

ここに、

$P_{y,cal}$  : 部材曲げ降伏時せん断力(計算値)

$\alpha_{cal}$  : 部材曲げ降伏後剛性の部材曲げ降伏時剛性に対する比(計算値)

$\mu$  : 塑性率(応答変位/降伏変位)

ここで、部材曲げ降伏後剛性の部材曲げ降伏時剛性に対する比の計算値  $\alpha_{cal}$  は、単調載荷下の計算値を用いることとする。つまり、部材曲げ降伏は軸方向鉄筋の降伏ひずみを、終局状態は圧縮縁コンクリートの圧壊ひずみを条件として、各点において、軸力を適合条件とし、断面の平面保持の仮定から荷重・変位が求まる。このようにして  $\alpha_{cal}$  の算定を行った。これは、単調載荷時も、繰返し載荷時も軸方向鉄筋のはらみ出しやせん断補強筋の降伏がなければ同一の降伏後剛性を持つとの仮定をしていることになる。

以上より、せん断補強筋降伏時のせん断補強筋のせん断力分担割合  $R_{wu}$  は、

$$R_{wu} = \frac{V_{wu}}{P_{y,cal} \{1 + \alpha_{cal}(\mu - 1)\}} \quad (11)$$

となる。

#### c) 繰返し載荷によるコンクリート分担せん断力の低下

コンクリートの繰返し載荷によるせん断挙動の劣化を定量化し、これを簡便なモデルで表した研究は非常に少ない。これは、実験設定が困難であり(純せん断による繰返し載荷は一面せん断試験しかなく、これはひびわれ面の実験となる)、またその挙動が複雑であることに起因していると考えられる。そこで、本研究ではせん断ひびわれ面の繰返し載荷に対する挙動で、コンクリートの繰返し載荷に対するせん断挙動を代表させることにする。具体的には、繰返し一面せん断試験に対する Jimenez らのモデル<sup>36)</sup>を用いる。せん断ひびわれ面での挙動をもって、全せん断挙動を代表させることができると考えるのは、せん断ひびわれ面での骨材のかみあわせによる分担せん断力の全せん断力に占める割合(六車<sup>19)</sup>によれば、50~75%)が非常に大きいことが知られているからである。

Jimenez らは、コンクリートの繰返し一面せん断載荷実験を行い、その挙動を次のようにモデル化した。その模式図を図-10に示す。

この実験は、幅  $\omega$  (mm) の初期ひびわれを与えた後、一定拘束圧のもとで同一せん断力まで載荷する繰返し載荷実験である。図中、 $\delta_1$  は1回目の載荷における変位、 $\phi^n$  は  $n$  回目の載荷において1回目と同じせん断力まで載荷したときの変位の  $\delta_1$  に対する比である。

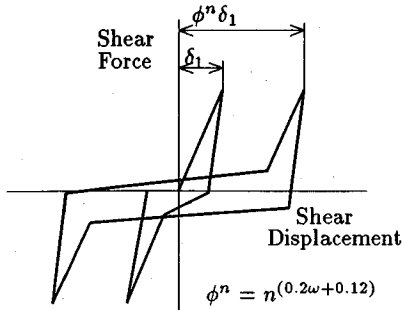


図-10 Jimenezらによる繰り返しせん断モデル

見方を変えれば、係数 $\phi^n$ は繰返しせん断力を受けたコンクリートのせん断剛性の劣化を定量化したものと見える。そこで、本研究では、 $n$ を(部材曲げ降伏以降の荷経路の総距離)/(降伏変位) $n'$ と定義しなおし、 $\phi^{n'}$ によってコンクリートの分担せん断力の劣化を表現する。つまり、ある荷経路におけるコンクリートの分担せん断力割合 $R_{cn}$ は、降伏時のせん断力分担割合 $R_{cy}$ と係数 $\phi^{n'}$ を用いて次のように表すものとする。

$$R_{cn} = \frac{R_{cy}}{\phi^{n'}} \quad (12)$$

$$\phi^{n'} = n'^{(0.2\omega + 0.12)} \quad (13)$$

ここに、

$n'$  : (部材曲げ降伏以降の荷経路の総距離) / (降伏変位)

$\phi^{n'}$  : せん断剛性の劣化を表す係数

$\omega$  : 部材曲げ降伏時のせん断ひび割れ幅 (mm)

と算定される。部材曲げ降伏時のせん断ひび割れ幅 $\omega$ は、部材曲げ降伏時のせん断補強筋ひずみから、申らのモデル<sup>37)</sup>により求める。

#### d) せん断補強筋の降伏点の決定

せん断補強筋の降伏は、以下の条件が満たされた点である。

$$R_{wu} \leq 1 - R_{cn} \quad (14)$$

### (3) 実験結果による検証

これまで述べてきたせん断による終局限界状態のモデル化を、既往の実験結果を用いて検証する。表-1は、川島らの研究<sup>22)</sup>において、せん断で終局状態

表-1 既往の研究の実験結果でのせん断による終局限界状態の検証

供試体	$a/d$	$p_t$	$p_w$	$\sigma_0$	$n_i$	$\delta_{exp}$	$\delta_{cal}$
P-18	2.2	0.60	0.10	0	10	1.63	1.02
P-21	2.2	0.60	0.10	0	3	0.81	0.82

終局変位の実験値 $\delta_{exp}$ および解析結果 $\delta_{cal}$ の単位はcm

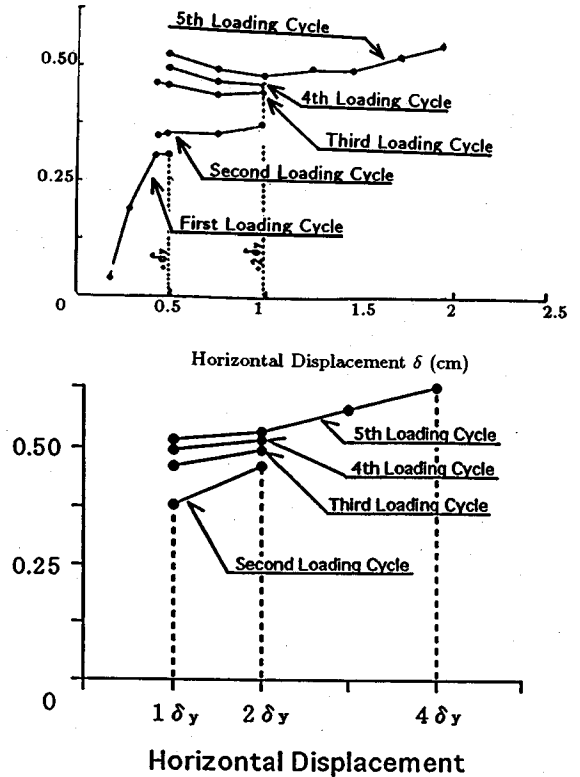


図-11 六車らの実験結果(上)と著者らの解析結果(下)とのせん断補強筋のせん断力分担割合の推移の比較

に至ったとされている供試体での検証結果である。

既往の研究において、せん断により終局状態に至ったと記されている供試体は非常に少なく、残念ながら定量的な評価は十分には行えない。なお、表中の $a/d$ はせん断スパン比、 $p_t$ は軸方向引張鉄筋比(%),  $p_w$ はせん断補強筋比(%),  $\sigma_0$ は軸圧縮応力度(kgf/cm<sup>2</sup>),  $n_i$ は各変位での繰返し荷回数(回),  $\delta_{exp}$ は終局変位の実験値(cm),  $\delta_{cal}$ は終局変位の解析値(cm)である。

六車らの論文<sup>19)</sup>には、RC柱を繰返し荷した場合のせん断補強筋の分担せん断力割合の推移が示されている。これを解析結果と比較してみる。

図-11は、六車らの研究と本研究の解析結果によ



る、せん断補強筋のせん断力分担割合-水平変位関係を示したものである。残念ながら、六車らの論文には数値は示されておらず、定性的な比較しか出来ない。しかし、解析結果の方が少し値が大きめではあるが、両者の性状は比較的良好一致しており、本研究による解析が繰返し載荷におけるせん断補強筋の分担せん断力の増加をうまく表現できていることが分かる。本研究では、繰返し載荷によるコンクリート分担せん断力の低下を、せん断ひびわれ面での挙動で代表させて評価した。また、降伏後剛性についても、単調載荷によるもので置き換えており、実際の降伏後剛性より小さな値となっている。これらの単純化による、実際の挙動からの逸脱がどの程度なのかは、十分な実験データがないかぎり定量的に評価できない。定性的な評価によるかぎり、実際の挙動からの逸脱はそれほど大きなものではないだろうと判断されるが、その定量的なそして詳細な評価は今後の研究課題である。

#### (4) せん断損傷度

以上のモデル化およびその検証より、せん断損傷度指標  $D_S$  を次のように定義する。

$$D_S = \frac{R_{wn}}{R_{wu}} \approx \frac{\sigma_w}{\sigma_{wy}} = \frac{\varepsilon_w}{\varepsilon_{wy}} \quad (15)$$

ここに、

- $R_{wn}$  : ある状態におけるせん断補強筋のせん断力分担割合
- $\sigma_w$  : ある状態におけるせん断補強筋の応力度 ( $< \sigma_{wy}$ )
- $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏応力度
- $\varepsilon_w$  : ある状態におけるせん断補強筋のひずみ ( $< \varepsilon_{wy}$ )
- $\varepsilon_{wy}$  : せん断補強筋の降伏ひずみ

ここで、せん断損傷度指標  $D_S$  の値 (以降、せん断損傷度) が 0 のときは無損傷状態、1.0 のときはせん断による終局限界状態を表す。これによって、せん断損傷度は、せん断補強筋の降伏に対する損傷度を示すことになる。なお、このせん断損傷度は式 (15) に示したように、その時点におけるせん断補強筋のひずみ  $\varepsilon_w$  あるいは応力度  $\sigma_w$  のせん断補強筋降伏ひずみ  $\varepsilon_{wy}$  あるいは応力度  $\sigma_{wy}$  に対する比とほぼ等しい。

## 6. 損傷度評価

### (1) 定義

これまで、曲げ、せん断それぞれに対して、終局限界状態の定義とそれに伴う損傷度指標の提案を

行ってきた。これは、ある状態の RC 構造に対して二つの損傷度が評価されるということである。しかし、実際に終局状態に至るモードは一つであり、したがって、ある状態の RC 構造に対して損傷度も一つでなければならない。したがって、本研究では、曲げ損傷度指標  $D_M$  とせん断損傷度指標  $D_S$  とを統合して、部材の損傷度指標  $D$  を次のように表す。

$$D = \max(D_M, D_S) \quad (16)$$

つまり、各々の終局限界状態に対して定義される損傷度のうち、値の高い方をその状態における損傷度と定義する、ということである。これは、最終的に終局状態に至るモードに対応する方の損傷度を採用していない恐れがある。なぜなら、様々な載荷履歴に対して曲げとせん断の挙動は異なるため、ある状態において損傷度の値の大きい方のモードが、最終的に終局状態に至るモードであるとは限らないからである。つまり、曲げ・せん断の二つの損傷度の大小関係の逆転は起こり得る、ということである。この具体的な例は 6.(3) において示すが、載荷前から終局状態に至るモードを特定することが不可能である以上、式 (16) の形による統合が少なくともその状態において近い終局限界状態に対する損傷度を採用しているので、妥当であると考えられる。

### (2) 実験結果による検証

#### a) 検証方法

損傷度指標自体の検証は、終局限界状態においてのみ行われる。逆に、それ以外の点における検証は意味がない。無損傷状態で 0、終局限界状態で 1.0 という値が規定されている以外、その間で損傷度がどのように推移していくかはその損傷度指標の性質を反映することになり、その値がどのような意味を持つかは終局限界状態の定義に依存する。

本研究でも、損傷度指標の検証は、「既往の研究によって終局状態に至ったと考えられる変位  $\delta_{max,exp}$ 」と、「解析において実験と同一の載荷を想定し、損傷度が 1.0 を越えた変位  $\delta_{max,cal}$ 」とを比較することによって行う。変位で検証を行うのは、実験において、理論的に損傷度が 1.0 になる点で載荷をしているわけではないため、「終局状態に至る条件を満たした変位」で検証を行わなければ、損傷度指標の正当な評価は出来ないからである。なお、全ての実験は変位漸増方式の繰返し載荷であるため、変位を指標として用いても問題はない。

#### b) 検証結果

検証に用いた実験データは、太田ら<sup>1)</sup>、檜貝ら<sup>2)</sup>、石橋ら<sup>4)</sup>、川島ら<sup>22), 24), 31), 38)</sup>、著者ら<sup>30)</sup>の研究によ

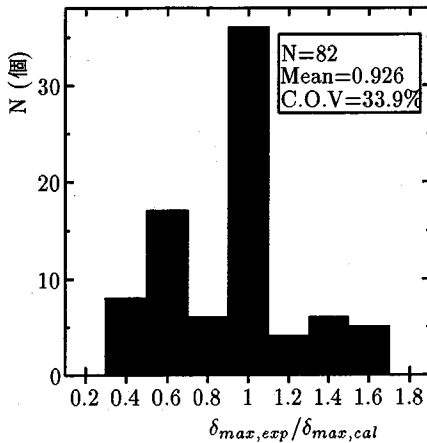


図-12 損傷度指標の既往の実験データでの検証

るものである。それらの実験における供試体の諸元は、せん断スパン比  $a/d = 1.5 \sim 10.0$ 、軸方向引張鉄筋比  $p_t = 0.27 \sim 1.66(\%)$ 、せん断補強筋比  $p_w = 0.04 \sim 0.63(\%)$ 、軸圧縮応力度  $\sigma_0 = 0 \sim 40 (\text{kgf/cm}^2)$  である。

解析結果と実験結果との比較を図-12に示す。4.(3)における曲げ終局限界状態の検証と同様に、実験結果による終局変位  $\delta_{max,exp}$  を最大荷重時変位とした。これは、軸方向鉄筋のはらみ出し・せん断補強筋の降伏が大きな荷重低下をもたらすと考えられるからである。

評価した82供試体において、実験値  $\delta_{max,exp}$  の解析値  $\delta_{max,cal}$  に対する比は、平均0.926、変動係数33.9%であった。

#### c) 各種影響因子に対する検討

各種因子の影響を調べるため、上記の実験値  $\delta_{max,exp}$  の解析値  $\delta_{max,cal}$  に対する比と、せん断スパン比  $a/d$ 、軸方向引張鉄筋比  $p_t$ 、せん断補強筋比  $p_w$ 、軸圧縮応力度  $\sigma_0$  との関係を図-13~16に示す。

図-13~16によるとどの因子に対しても実験値  $\delta_{max,exp}$  の解析値  $\delta_{max,cal}$  に対する比には片寄りが無い。曲げによる終局限界状態に大きな影響を及ぼす軸方向引張鉄筋比  $p_t$  やせん断による終局限界状態に大きな影響を及ぼすせん断補強筋比  $p_w$  に対しても、提案したモデルが実際の挙動をうまく表現できていることが分かる。

#### d) 終局状態に至るモードに対する考察

終局状態に至るモードに対する考察として、解析において曲げとせん断各々のモードで終局状態に至った供試体数を表-2に示す。また、既往の研究との兼ね合いを考慮し、終局状態を曲げ、せん断および曲げせん断の3通りとした場合についても

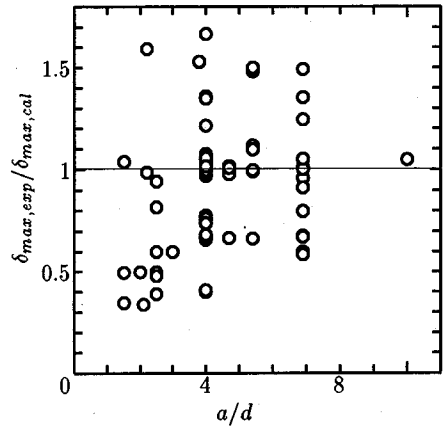


図-13 せん断スパン比の影響

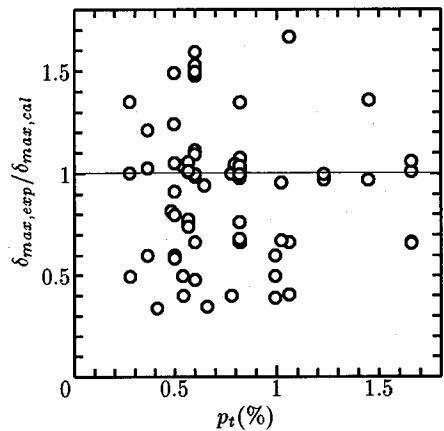


図-14 軸方向引張鉄筋比の影響

表-2 解析において終局状態に至ったモード

モード	供試体数	モード	供試体数
曲げ	59(72.0%)	曲げ	39(47.6%)
		曲げせん断	27(32.9%)
せん断	23(28.0%)	せん断	16(19.5%)

ある。ただし、曲げあるいはせん断でほぼ同一変位(ここでは靱性率の差が1.0以下とした)で終局状態に至った場合は、曲げせん断とした。

表-2によると、評価した供試体のうち約7割は曲げにより終局状態に至っており、約3割はせん断により終局状態に至っている。一方、曲げせん断のモードを含めた場合、3割以上が曲げせん断と認定され、明らかにせん断により終局状態に至っている供試体

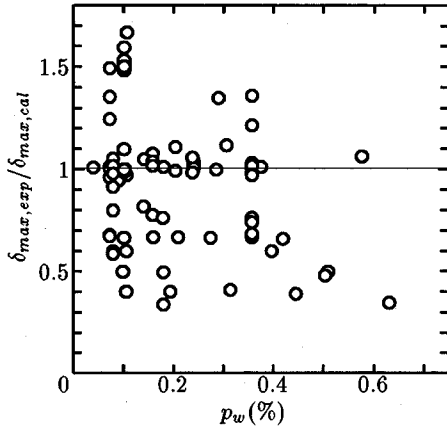


図-15 せん断補強筋比の影響

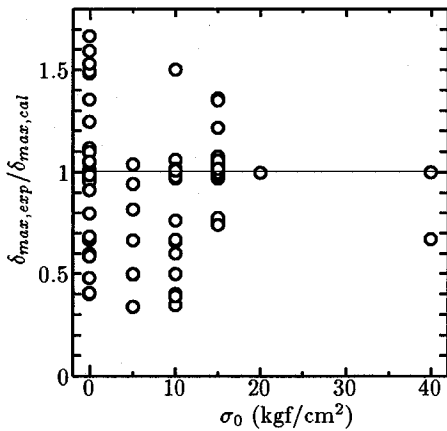


図-16 軸圧縮応力度の影響

は2割以下となった。つまり、実際にはせん断により終局状態に至っていたとしても、曲げせん断と分類されてしまう場合があることを示している。したがって、明らかにせん断により終局状態に至るように設計された供試体でない場合は、せん断によって終局状態に至ったとは判定され難いことが予想される。

次に、曲げ、せん断それぞれにより終局状態に至った供試体、および曲げとせん断がほとんど同時に終局状態に至った供試体でのそれぞれの損傷度の推移を、図-17~19に示す。なお、これらの供試体は全て変位漸増形式の繰返し載荷によるものである。

図-17は曲げにより終局状態に至った場合の例で、川島らの研究<sup>22)</sup>によるP-9供試体である。ここで、横軸の $n_i$ は変位 $\delta_i$ における繰返し載荷回数である。変位が小さいうち(1 $\delta_y$  ~ 2 $\delta_y$ )はせん断損傷度が曲

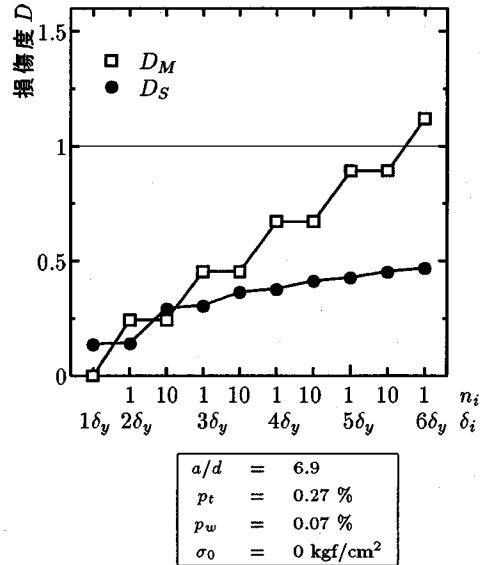


図-17 曲げにより終局状態に至った供試体での損傷度の推移

げ損傷度より大きい、その後は終局状態までずっと曲げ損傷度の方が大きくなっている。基本的に曲げ挙動が卓越している供試体であることが分かる。

図-18は、曲げとせん断の終局状態がほぼ同時に起きた供試体の例で、石橋らの研究<sup>4)</sup>によるVI-3供試体である。図-17と比較すると、せん断損傷度が上方へ移動したような形になっており、終局状態に近くなるまでは曲げ損傷度よりせん断損傷度の方が大きくなっている。

図-19はせん断により終局状態に至った場合の例で、川島らの研究<sup>22)</sup>によるP-21供試体である。この場合、曲げ損傷度がせん断損傷度を上回ることなく終局状態に至っている。基本的にせん断が卓越している供試体であることが分かる。なお、この供試体は、実験においてもせん断破壊したと記されている。

図-17~19によると、曲げで終局状態に至るか、せん断で終局状態に至るかは、部材曲げ降伏時にせん断損傷度がどの程度であるかに大きく依存しているように思える。各供試体の部材曲げ降伏時のせん断損傷度は、P-9 ; 0.137, IV-2 ; 0.548, P-21 ; 0.786と、せん断の挙動の影響が大きい供試体ほど部材曲げ降伏時のせん断損傷度は大きくなっている。しかし、これらは全く同一の載荷を行った場合の例であり、異なる載荷履歴、特に地震荷重を受けた場合も同一の挙動が見られるかどうかはこの検証だけでは判断できない。

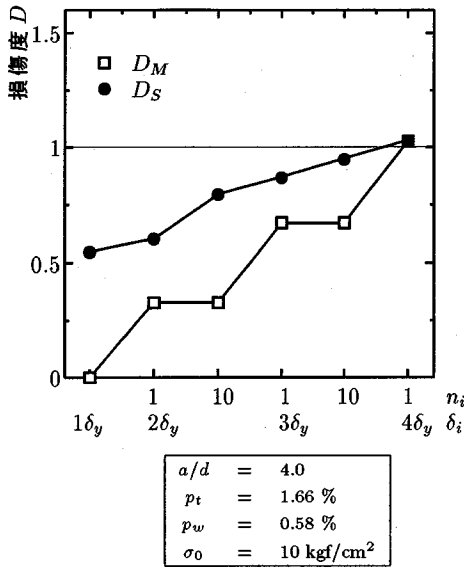


図-18 曲げとせん断でほぼ同時に終局状態に至った供試体での損傷度の推移

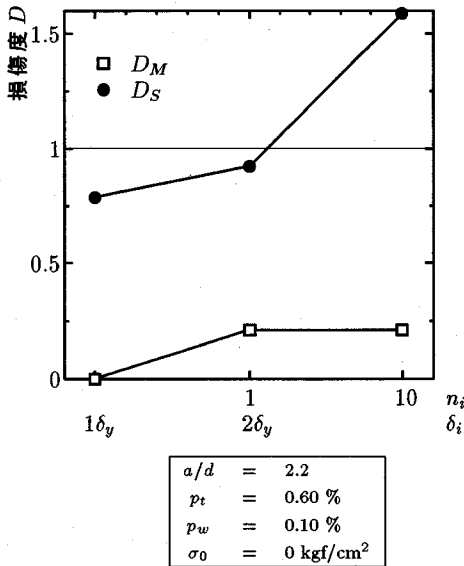


図-19 せん断により終局状態に至った供試体での損傷度の推移

(3) 実構造・実地震波による評価例

これまで提案してきた、損傷度の評価方法によって、実RC構造・実地震波による損傷度評価を行った。

a) 対象構造物

対象構造物は、鉄道構造物等設計標準<sup>39)</sup>に基づく単一柱形式RC橋脚である。設計条件を以下に示す。

(a) 構造形式 複線用壁式橋脚(直接基礎)

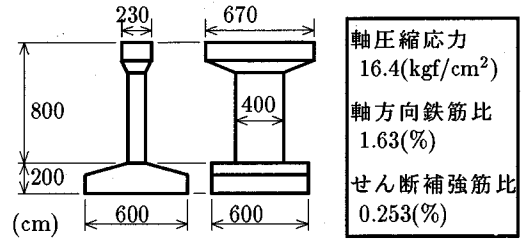


図-20 橋脚の形状寸法・諸元

- (b) 基礎条件 基礎下面の地質：N値30の砂質土
- (c) 設計耐用期間 100年

また、橋脚の形状寸法および諸元を図-20に示す。

b) 解析条件

解析は、地震応答解析が簡便に行える一質点系モデルによる、Newmarkのβ法(β=1/6:線形加速度法)を用いた逐次積分法での弾塑性応答解析である。質点モデルの質量は、一径間の桁の質量に橋脚躯体の質量の30%(設計標準に基づく)を加算した。また、減衰定数は0.02とした。

弾塑性応答解析の際に用いる荷重-変位曲線のスケルトンカーブ(包絡線)には、軸方向鉄筋のフーチングからの引き抜けによる回転変位を考慮した。軸方向鉄筋の引き抜け量は申らのモデル<sup>37)</sup>によって求めた。また、ヒステリシスループ(履歴法則)は、曲げについては武田モデル<sup>40)</sup>を、せん断についてはJimenezらのモデル<sup>36)</sup>(5.参照)を修整して用いた。

入力地震波には、Imperial Valley Earthquake(1940年); El-Centro(NS成分)、および、宮城県沖地震(1978年); 仙台鉄道管理局地下一階(NS成分)の地震記録を拡大縮小して使用した。

c) 考察

入力地震波の最大加速度に対する評価結果を図-21, 22に示す。なお、それぞれの損傷度は地震応答解析が終了した時点の値である。

図-21は入力地震波がEl-Centroの地震波の場合であり、図-22は入力地震波が宮城県沖地震での地震波の場合である。両者の傾向は非常に良く似ている。最大加速度が小さい場合はせん断損傷度が曲げ損傷度より大きく、最大加速度が300gal程度のとき曲げ損傷度とせん断損傷度がほぼ同じ値を取り、それ以上の最大加速度の場合には曲げ損傷度の方が大きくなっている。

宮城県沖地震での地震波による損傷度の方がEl-Centroの地震波による損傷度に比べて少し大き目の値となっているのは、宮城県沖地震による地震波

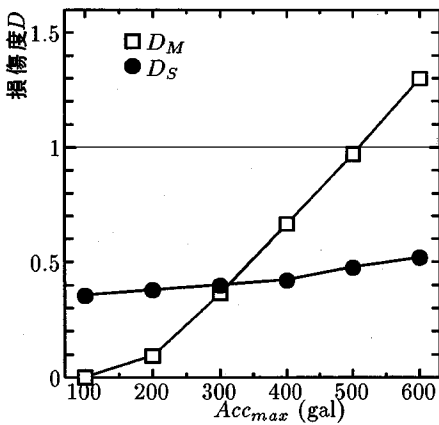


図-21 El-Centroの地震波による損傷度の推移

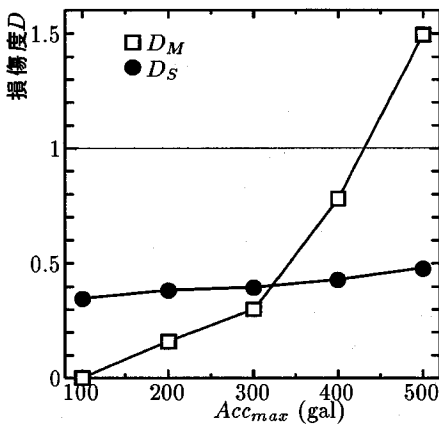


図-22 宮城沖地震波による地震波による損傷度の推移

の加速度分布が+、-方向に均一ではなく片側に片寄っているため、ある方向に損傷が集中してしまうからである。なお、図中に示されている損傷度は、北・南方向の地震波に対応する損傷度のうち大きいほうの値である。

この評価結果によると、どちらの地震においても曲げにより終局状態に至っており、そのときのせん断損傷度はほぼ同じ値である。したがって、曲げにより終局状態に至るかせん断により終局状態に至るかは載荷履歴にそれほど大きな影響を受けず、ある程度設計時に終局状態に至るモードを予想することができる可能性があると考えられる。

## 7. 損傷度指標と限界状態設計法

現在、損傷度指標はRC構造の損傷状態を定量的に評価する尺度として、Parkらの研究<sup>13)</sup>にあるように、RC構造が地震を受けたときの補修の目安として用いることに主眼が置かれているものと考え

られる。しかし、損傷度は、限界状態設計法における耐震設計においても有用な尺度たり得ると考えられる。以下に、その考え方を述べる。

### (1) 限界状態設計法の概念と既往の終局限界状態の定義

限界状態設計法とは、ある限界状態を規定し、その限界状態での安全性の照査を行う設計方法である。尾坂<sup>41)</sup>は、限界状態を「連続的に変化する構造部材の応答挙動を構造物の使用上重要な意味を持つ、(際立った変化を示す状態)で離散化した特定の状態」と規定している。さらに、終局限界状態に対しては、「これより先は、構造物が信頼し得る耐荷挙動を示すことを期待できない状態」としている。

ここで、不明なのは、既往の研究<sup>1)~4)</sup>における、また、現行耐震設計指針<sup>5),7),8)</sup>の基となっている「荷重-変位包絡線が、最大荷重到達後、最大荷重の80%、あるいは降伏荷重まで低下した点」との定義の終局限界状態が、尾坂の規定による終局限界状態に含まれるのかどうか、という点である。荷重が降伏荷重、あるいは最大荷重の80%まで低下した点が、果たして(際立った変化を示す状態)という規定に該当するのであろうか。この点以前では、構造物は信頼し得る耐荷挙動を示すことが期待できるのであろうか。確かに、この終局限界状態を越えると急激に耐荷力が低下し始める<sup>3)</sup>、という記述は見られるが、なぜこの時点で耐荷力が急激に低下し始めるのかということについての理論的な背景が不明瞭であると考えられる。

尾坂は、さらに文献<sup>41)</sup>で、「一般の構造物に要求される性能を限界状態の概念で判断することができる」とした場合、ここで残される問題は、i) 限界状態の定量的定義とその根拠、ii) 限界状態に対する力学的安全性の水準とその根拠、に集約することができる」としている。しかるに、既往の研究<sup>1)~4)</sup>における終局限界状態の定義はその根拠が不明瞭であり、さらに降伏点を設計点とし、そこに安全率を考慮する設計方法は、終局限界状態に対して直接的な安全率を考慮したものではない。

以上より、既往の研究<sup>1)~4)</sup>と現行の耐震設計指針<sup>5),7),8)</sup>は様々な研究の成果が蓄積されているにもかかわらず、限界状態設計法のフォーマットを受け入れたものとはなっていないと考えられる。限界状態設計法のフォーマットを耐震設計に取り入れるためには、尾坂の問題提起に対応して、i) 地震荷重に対する終局限界状態の定量的定義とその根拠、ii) 地震荷重での終局限界状態に対する力学的安全性

の水準とその根拠、の決定が必要になる。本研究はこの考え方に沿ったものであり、以下にその帰結として、耐震設計への適用の方法を示す。

## (2) 損傷度指標の耐震設計への適用

上記の i) に対応して理論的根拠に基づいた定量的定義を4., 5.章で行った。ここでは、ii) に対応して、理論的な根拠のある損傷度による、安全率の設定方法について述べる。

限界状態設計法による安全率 $\gamma$ は、強度 $R$ と荷重作用 $S$ から、

$$\gamma = \frac{R}{S} \quad (17)$$

と表される。もちろん、安全率 $\gamma$ は便宜上全ての安全率を統合したものとす。この、強度 $R$ と荷重作用 $S$ を損傷度を用いて表すと、強度 $R$ は最大限に許容される損傷度 $D_u (=1.0)$ 、荷重作用 $S$ は耐用期間後の期待損傷度 $D_d$ でそれぞれ置き換えられ、

$$\gamma = \frac{D_u}{D_d} \quad (18)$$

となる。より具体的に、曲げ損傷度・せん断損傷度を用いると、曲げに対しては、

$$\gamma = \frac{R}{H} \quad (19)$$

せん断に対しては、

$$\gamma = \frac{R_{wu}}{R_{wn}} \approx \frac{\sigma_{wy}}{\sigma_w} = \frac{\varepsilon_{wy}}{\varepsilon_w} \quad (20)$$

となる。

以上より、構造物の重要性、地盤特性、地震危険度などによって設計しようとするRC構造の地震荷重に対して必要な安全率 $\gamma$ が定まるとすれば、想定地震荷重に対して損傷度 $D_d$ 以下、あるいはそれに対応するはらみ出そうとする力 $H$ ・せん断補強筋応力度 $\sigma_w$ 以下になるように設計すればよいことになる。これによって、損傷度指標が限界状態設計法による耐震設計へ適用される。

以上は、形式上全ての損傷度指標において同様の議論ができることになる。しかし、終局限界状態が厳密に規定されており、かつ、損傷度指標が終局限界状態への実質的な安全性を示していないかぎり、損傷度指標による耐震設計も限界状態設計法のフォーマットを踏襲したものとはなり得ないと考えられる。

## 8. 結論

本研究はRC橋脚や柱を対象とし、地震荷重に対する現行の実験上の終局限界状態の考え方から脱却し、理論的な根拠に基づいた終局限界状態の定義を行うこと、および安全性の尺度である損傷度指標を、終局限界状態の根拠に基づいて提案することを目的としたものであり、得られた主な結論は、以下のとおりである。

(1) 損傷度指標のあり方を示した。つまり、終局限界状態の定義と損傷度指標の提案が等価であること、および、損傷度指標が限界状態設計法による耐震設計において有用な尺度であることを示した。

(2) 上記の考え方に添って、損傷度指標の提案をした。具体的には、

(i) 曲げによる終局限界状態を軸方向鉄筋のはらみ出し(座屈)で定義し、モデル化を行った。さらに、既往の研究の実験結果で検証をし、良い精度で終局限界状態を推定した。また、このモデル化に基づいて、曲げ損傷度を提案した。

(ii) せん断による終局限界状態をせん断補強筋の降伏で定義し、モデル化を行った。さらに、既往の研究で定性的な検証を行い、実際のせん断挙動をある程度表現できていることを確認した。また、このモデル化に基づいて、せん断損傷度を定義した。

(iii) 曲げ・せん断損傷度指標を一つの損傷度指標に統合した。さらに、既往の研究による実験結果でその検証を行い、実験結果をほぼ再現できた。また、実構造・実地震波による損傷度評価を行い、終局状態に至るモードを特定することの可能性について示した。

結論の(2)は、結論の(1)の一例であるということが出来る。したがって、たとえ、終局限界状態の定義が本研究で示したものでなくとも、本研究の考え方による損傷度指標の提案を行えば、限界状態設計法を踏襲した耐震設計が可能になるのではないかと考えられる。

なお、限界状態設計法による耐震設計においては、本研究で行った損傷度指標の定義に加えて、地震荷重の評価と安全率の設定が必要になる。どれほどの地震荷重に耐えられるよう設計すべきなのか、想定地震力にいかほどの安全率を設定すべきなのかといった問いに対する答えは、RC構造が建造される社会施設の全体系<sup>41)</sup>の中で果たす役割を評価しなければ得ることはできない。兵庫県南部地震の経験を経た現在、そのさらなる妥当な評価が求められていると考えられる。

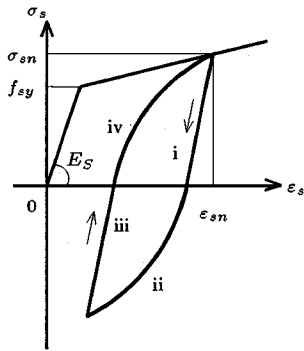


図-23 軸方向鉄筋応力-ひずみ関係

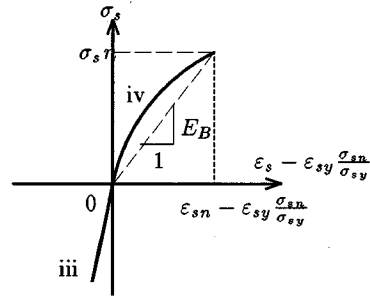


図-24 加藤モデルによる除荷過程

付録 I 軸方向鉄筋応力度  $\sigma_s$ 、躯体部塑性域の回転角  $\theta_{pl}$  および、軸方向鉄筋のフーチングからの引き抜けによる回転角  $\theta_{sl}$  の算定

除荷・再載荷時の軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線は、加藤モデル<sup>26)</sup>を用いた。その概略を図-23に示す。

このとき、i・iii過程の剛性は降伏時剛性  $E_S$  と同一であり、一方ii・iv過程については次式の双曲線関数で示される。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sn}} - a\right) \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy} \frac{\sigma_{sn}}{f_{sy}}}{\varepsilon_{sn} - \varepsilon_{sy} \frac{\sigma_{sn}}{f_{sy}}} + a - 1\right) - a(1-a) = 0 \quad (I.1)$$

$$a = \frac{E_S}{E_B - E_S}$$

$$E_B = -\frac{E_S}{6} \log_{10} \left\{ 10 \cdot \left( \varepsilon_{sn} - \varepsilon_{sy} \frac{\sigma_{sn}}{f_{sy}} \right) \right\}$$

図-24は、その双曲線関数をivの過程について示したものであるが、この過程において、(鉄筋応力度×躯体部塑性回転角)、すなわち、(鉄筋応力度×断面曲率)が最大となる点を算定すればよい。

ここで、さらにi・ii過程を図-25のようにモデル化する。これは、引張側であった軸方向鉄筋がii過程に入ったとき、圧縮側であった軸方向鉄筋はそれと同時にiv過程に入ることを示している。また、i・iii過程によるひずみ軸上のずれを少ないものとして無視している。

ここで、断面曲率は圧縮側軸方向鉄筋と引張側軸方向鉄筋のひずみの差  $(1-2x)$  に比例するから、次

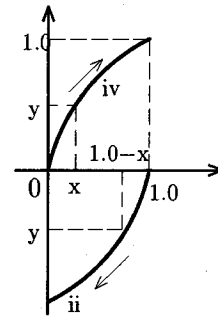


図-25 無次元化した除荷過程

の関数  $h$  が極値をとる点が(鉄筋応力度×断面曲率)が最大となる点、つまり、この除荷・再載荷過程においてはらみ出そうとする力が最大となる点となる。

$$h = y(1-2x) \quad (I.2)$$

式(I.1)は、 $(x, y)$  を用いると以下のようなになる。

$$(x-a)(y+a-1) - a(1-a) = 0 \quad (I.3)$$

したがって、関数  $h$  は  $y$  の関数として次のように示される。

$$h(y) = \left\{ 1 - 2a - \frac{2a(1-a)}{y+a-1} \right\} \cdot y \quad (I.4)$$

極値を求めると、 $(0 \leq y \leq 1.0)$  より

$$y = 1 - a - \frac{\sqrt{2a(2a-1)(a-1)^2}}{1-2a} \quad (I.5)$$

となる。式(I.5)を式(I.3)に代入すれば、極値  $(x, y)$  が求まる。これにより、はらみ出そうとする力が最大となる点の軸方向鉄筋応力度  $\sigma_s$  は、

$$\sigma_s = y \cdot \sigma_{sn} \quad (I.6)$$

このとき、躯体部塑性域の回転角  $\theta_{pl}$  は、

$$\theta_{pl} = \phi_{pl} \cdot s = \frac{\Delta \varepsilon}{d - d'} \cdot s \quad (I.7)$$

$$\Delta \varepsilon_s = (1 - 2x) \left( \varepsilon_{sn} - \varepsilon_{sy} \frac{\sigma_{sn}}{\sigma_{sy}} \right)$$

である。

三島らの、軸方向鉄筋の降伏後における、フーチングからの無次元化すべりの定義<sup>27)</sup>より、はらみ出そうとする力が最大となる点の引張側軸方向鉄筋の無次元化すべりと圧縮側軸方向鉄筋の無次元化すべりの差  $\Delta s_{cr}$  は、

$$\Delta s_{cr} = \frac{0.0047(f_{su} - f_{sy})(\varepsilon_{sn} - \varepsilon_{sy})}{\varepsilon_{sn} + \varepsilon_{sy}} (1 + \beta) \Delta \varepsilon_s$$

$$\beta = \frac{\sigma_{sn}}{f_{sy}} \quad (I.8)$$

この無次元化すべりの差  $\Delta s_{cr}$  を引き抜け量  $S_{cr}$  (cm) に換算すると、

$$\Delta S_{cr} = \frac{\Delta s_{cr} \cdot d_b}{\left( \frac{f'_c}{200} \right)^{2/3}} \quad (I.9)$$

となる。したがって、はらみ出そうとする力が最大となる点の、軸方向鉄筋のフーチングからの引き抜けによる回転角  $\theta_{sl}$  は、

$$\theta_{sl} = \frac{\Delta S_{cr}}{d - d'} \quad (I.10)$$

と算定される。

#### 参考文献

- 1) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に関する研究，土木研究所報告，第153号，1980.3.
- 2) 檜貝勇，二羽淳一郎，岡村雄樹：曲げ降伏後せん断破壊するRC部材の破壊メカニズムに関する考察，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp.329-334，1987.
- 3) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第387号/V-6，pp.203-212，1987.2.
- 4) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp.57-66，1988.2.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編(平成3年版)，1991.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1980.5.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.2.

- 8) 鉄道総合技術研究所 コンクリート鉄道構造物設計標準に関する委員会：鉄道構造物設計標準 コンクリート構造物編，1991.1.
- 9) Banon, H., Biggs, J.M. and Irvine, H.M.: Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.107, No.ST9, pp.1713-1729, 1981.9.
- 10) Banon, H. and Veneziano, D.: Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.10, pp.179-193, 1982.
- 11) 西垣太郎，水畑耕治：鉄筋コンクリートの動的耐震性評価に関する研究，日本建築学会論文報告集，第332号，pp.19-29，1983.10.
- 12) Park, Y.-J. and Ang, A.H.-S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.4.
- 13) Park, Y.-J., Ang, A.H.-S. and Wen, Y.K.: Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.740-757, 1985.4.
- 14) Stephens, J.E. and Yao, J.T.P.: Damage Assessment Using Response Measurements, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol.113, No.4, pp.787-801, 1987.4.
- 15) 矢島哲司，本郷和徳，魚本健人：繰返し載荷されたRC梁の累積損傷および破壊特性評価，土木学会論文集，No.490/V-23，pp.31-39，1994.5.
- 16) 鈴木基行，赤倉康寛，足立英明，尾坂芳夫：RC構造の損傷度評価に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.490/V-23，pp.121-129，1994.5.
- 17) 井上晋，宮川豊章，藤井学：パーシャリープレストレストコンクリートはり部材の正負交番荷重下の消散エネルギーと損傷評価，土木学会論文集，No.496/V-24，pp.61-70，1994.8.
- 18) Toussi, S. and Yao, J.T.P.: Assessment of Structural Damage Using the Theory of Evidence, *Structural Safety*, Vol.1, Elsevier Publishing Co., Amsterdam, The Netherland, pp.107-121, 1982.
- 19) 六車熙，渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱の剪断力伝達機構に及ぼす帯筋降伏強度の影響について，第1回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.333-336，1979.
- 20) 渡辺史夫，六車熙：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱のじん性確保に関する研究，JCIコンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 論文集，pp.II-205-216，1988.3.
- 21) 山中将，町田篤彦，睦好宏史：トラスモデルによる鉄筋コンクリート部材の塑性変形能解析に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，12-2，pp.727-740，1990.



- 22) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究(その1)昭和56年度~昭和58年度の検討結果, 土木研究所資料, 第2232号, 1985.8.
- 23) 島弘, 伊藤圭一, 北西隆司, 水口裕之: RC橋脚における主鉄筋座屈と靱性に及ぼす帯鉄筋配置の影響, JCIコンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp.33-40, 1990.5.
- 24) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究(その3)荷重載荷速度及び荷重載荷履歴の影響, 土木研究所資料, 第2504号, 1987.7.
- 25) 島弘, 伊藤圭一, 水口裕之: 曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析, コンクリート工学年次論文報告集, 12-2, pp.741-746, 1990.
- 26) Kato, B.: Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Action, *Bulletin D'Information*, No.131, CEB, AICAP-CEB Symposium, Rome, pp.7-27, 1979.
- 27) 三島徹也, Bujadham, B., 前川宏一, 岡村甫: 鉄筋コンクリート離散ひびわれを構成する材料モデルの開発, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.171-179, 1992.2.
- 28) 加藤大介, 金谷淳二: 繰返し加力を受けるRC造柱の主筋の座屈性状の評価に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 13-2, pp.369-374, 1991.
- 29) 角徹三, 山田守: 付着割裂作用を受けるコンクリートの応力解析, 土木学会論文集, 第396号/V-9, pp.159-198, 1988.8.
- 30) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 桑澤庄二郎, 石橋忠良: 静的交番繰返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.45-54, 1986.8.
- 31) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究(その2)断面形状, 荷重載荷方向, らせん鉄筋およびせん断補強鉄筋の影響, 土木研究所資料, 第2279号, 1986.1.
- 32) コンクリート構造物の靱性評価委員会: JCIコンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 委員会報告, 1988.3.
- 33) 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之, 小山達彦, 吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究, 土木研究所報告, 第190号, 1993.9.
- 34) 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究 第2報 破壊機構ならびに補強筋のひずみ分布について, 日本建築学会論文報告集, 第282号, pp.37-45, 1979.8.
- 35) 睦好宏史: トラスモデルを用いた鉄筋コンクリート部材の靱性評価の試み, JCIコンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 委員会報告, pp.I-180-185, 1988.3.
- 36) Jimenez, R., White, R.N. and Gergely, P.: Cyclic Shear and Dowel Action Models in R/C, *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol.108, ST5, pp.1106-1123, 1982.5.
- 37) 甲鉉穆, 前川宏一, 岡村甫: 繰返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の復元力解析, JCIコンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 論文集, pp.II-45-56, 1988.3.
- 38) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究(その4)2方向同時載荷・円形中空断面・軸力の影響, 及びラーメン橋脚の動的耐力, 土木研究所資料, 第3210号, 1993.7.
- 39) 鉄道総合技術研究所: 限界状態設計法による設計計算例 鉄筋コンクリート橋脚(直接基礎), 1992.10.
- 40) 土木学会編: 動的解析と耐震設計 第1巻 地震動・動的物性.
- 41) 尾坂芳夫: コンクリート構造の限界状態設計方法の省察, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.1-13, 1987.2.

(1995.10.19 受付)

## EVALUATION OF DAMAGE INDEX OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE AND ITS APPLICATION TO SEISMIC DESIGN

Yasuhiro AKAKURA, Motoyuki SUZUKI, Atsushi TAKEDA, Minoru FUJIWARA and Yoshio OZAKA

The purpose of this study is to define rationally the ultimate limit state of reinforced concrete structure such as pier or column and to propose the damage index which is a rational measurement of safety.

In this study, ultimate limit state due to flexure is defined as the push-out of longitudinal bar, and one due to shear is defined as the yield of shear reinforcement.

Furthermore, new damage index on the basis of these definitions, which are verified by the experimental data, and the method of application of the damage index to the practical seismic design for reinforced concrete structure are proposed.