

【土木学会論文集 第366号/V-4 1986年2月】

## 研究展望

## 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状

## PRESENT STAGE OF STUDIES ON EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

町田篤彦\*

*By Atsuhiko MACHIDA*

## 1. まえがき

世界有数の地震国であるわが国においては、構造物の設計において、耐震性に関する検討が重要な部分を占め断面が耐震性によって決定されるものが少なくない。それゆえ、耐震設計法に関する研究が盛んに行われ、その成果も世界の最高水準を行くレベルにある。しかし、これと鉄筋コンクリート土木構造物の本体に限れば、その耐震性に関する基礎研究は、最近に至るまで、あまり行われていなかつたのが実状である。これは大地震によって大きな構造的被害を受けた例が少ないと考えられる。もちろん、関東地震や福井地震の際には、橋脚を中心とした鉄筋コンクリート土木構造物に著しい震害が生じた<sup>1)</sup>が、震度法を中心とする耐震設計技術により、その後の大震では、構造物の本体には大きな震害は生じていないのである。それで、鉄筋コンクリート構造物に関する研究は、主に、建築の分野で多く行われてきた。しかし、十勝沖地震（昭和43年）で鉄筋コンクリート造建築物がX字状のひびわれを伴う柱のせん断破壊によって崩壊した例が少なからず認められたこと、およびサンフェルナンド地震（昭和46年）で鉄筋コンクリート橋脚に著しい震害を生じたことは、震度法を適用しにくい高橋脚の出現と相まって、鉄筋コンクリート土木構造物の耐震設計法に関する研究が徐々に始められる契機となった。このような背景にあって、宮城県沖地震で生じた著しい震害は、大きなショックを与えたのであり、これ以後、土木の分野においても活発な研究が行われることとなった。土木学会年次学術講演会の第5部門で耐震設計に関するセッションが設けられたの

は、昭和 55 年のことである。

本文は、鉄筋コンクリート土木構造物の耐震設計法に関する研究の現状を紹介しようとするものである。耐震設計法は、設計用地震の設定、応答解析、断面力の算定、安全度の検討、構造細目など広い範囲の分野を包含して構築されるものであるのは当然であるが、これらのすべてに言及することは、とうてい、著者の力量の及ぶところではないので、鉄筋コンクリート部材の復元力特性および減衰特性を中心に述べ、ついで、近年その重要性を増しつつある韌性について言及することとする。これらは、鉄筋コンクリート構造の耐震性をうんぬんする場合の基本特性である。

## 2. 復元力特性

構造物の多くは、図-1に示すような一自由度系と考えることができる。図-1の記号を用いれば、運動方程式は下のようになるのは周知であろう。

ここに,  $m$ : マスの質量,  $c$ : 粘性減衰係数,  $k$ : ばね定数,  $x, \dot{x}, \ddot{x}$ : マスの相対変位, 相対速度,

この式より明らかなように、地震に対する応答を計算するには、 $\omega$  および  $c$  を正しく評価する必要がある。  $c$

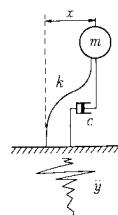


図-1 一自由度系振動エネルギー

\* 正会員 工博 埼玉大学工学部建設工学科  
(〒338 浦和市下大久保 255)

に関しては後に述べることとし、まず、 $k$ に関する述べよう。

復元力特性とは、上式の  $k$  を変位  $x$  の関数としたものである。単一柱式鉄筋コンクリート橋脚のような構造物の場合、 $k$  が応答を直接規定するので、耐震設計上、この評価がきわめて重要であることは明白である。このような構造物でない場合でも、その応答を計算するには、各部材をその振動特性が反映されるようにモデル化する必要があり、復元力特性の評価が重要であることに変わりはない。

構造物の場合であろうと部材の場合であろうと、復元力特性は、図-1 の振動系をなすような供試体を用い、静的正負繰返し載荷実験を行って評価されるのが通常である。容易に想像されるように、ばね定数  $k$  は、ひびわれ発生前およびひびわれ発生後から鉄筋降伏までの2つの区間では、 $x$  にかかわらずほぼ一定である。このことと、鉄筋コンクリート構造物の耐震設計では、ある程度の塑性変形を許すのが合理的かつ経済的であることから、鉄筋コンクリート土木構造物に対する研究の対象は、ほとんどの場合、鉄筋降伏以後に限られている。

復元力特性は、復元力-変位履歴曲線の形状、復元力最大の点を結んで得られる曲線群の包絡線（スケルトンカーブ）、履歴曲線で囲まれる图形の面積などによって特徴づけられる。地震動のような不規則な繰返し外力を受ける場合、上記に加えて、それまでの変位履歴がその後の復元力-変位関係に及ぼす影響、いわゆる履歴法則、が必要となる。これらが精度よく再現できるように復元力-変位履歴関係を定式化したものが復元力モデルと称されるものである。復元力特性の特徴、履歴法則を含めた復元力モデルは建築分野の成果が圧倒的に多いが、復元力特性の特徴に限れば、土木分野でも、単一柱式鉄筋コンクリート橋脚を対象にしたものを中心として、成果が蓄積されつつある。以下に、この成果の現状を紹介する。

### (1) スケルトンカーブ

図-1 に示す振動モデルと同じ片持ちばかり形式の鉄筋コンクリート部材が正負繰返し外力を受ける場合の頭部の水平変位には、本体の変形によるもののか、主鉄筋の定着部からの引き抜けによるものが含まれる。この両者には、重ね合わせの原理が成り立つから、おのおのを独立して評価することが可能である。ここでは、まず本体の変形によるものを考える。

復元力と本体の変形による水平変位の関係のスケルトンカーブは、コンクリートおよび鉄筋の材料特性、主鉄筋比およびせん断補強鉄筋比などの断面特性、軸方向力、変位履歴、載荷速度（変位速度またはひずみ速度）などによって影響を受ける。いま、後二者の影響を考えず、

既往最大変位を越える変位が生ずるように準静的に載荷される場合の復元力のピーク値を結んだスケルトンカーブを考える。この場合のスケルトンカーブは、鉄筋が降伏したのち、ある範囲までは、単調増加荷重下の荷重-変位曲線におおむね一致することが認められている。したがって、この範囲なら、スケルトンカーブは、材料特性、断面寸法および主鉄筋比、軸方向力、スパンおよび支持条件が与えられれば、通常の曲げ理論に基づいて解析的にこれを求めることができる<sup>2)</sup>。しかし、この範囲を越える場合、スケルトンカーブは、これらのはか、せん断補強鉄筋比あるいはせん断耐力などによって相違し、解析的に求めることが困難となる。図-2 にこれに関する実験結果をとりまとめた例を示す<sup>3)</sup>。同図より、せん断補強鉄筋比を大きくすれば、おおむね、復元力の低下が著しくないことが認められる。

同一の変位で載荷が繰り返される場合、復元力は、繰返し回数の増大に伴って低下する。この低下の程度に関しては、十分明らかにされているとはいがたいが、おおむね以下のことが認められている。すなわち、低下は2回目載荷の場合に最も著しく、3回目載荷時がこれにつぐ。4回目以降の低下はわずかであり、4回目～10回目の低下が3回目までの低下にほぼ等しい。

鉄筋あるいはコンクリートがひずみ速度をもつように載荷される場合、両者の応力-ひずみ曲線は応力が増す方向にシフトするから、単純に考えれば、スケルトンカーブも復元力が増す方向にシフトされると予想される。しかし、載荷が正弦波的に行われる場合、変位あるいは復元力がピーク値を取るとき、変位速度は零となるから、鉄筋あるいはコンクリートのひずみ速度は零となり、ひずみ速度による復元力の増加は生じないはずである。この点を確かめるために行った実験によれば、この推論に

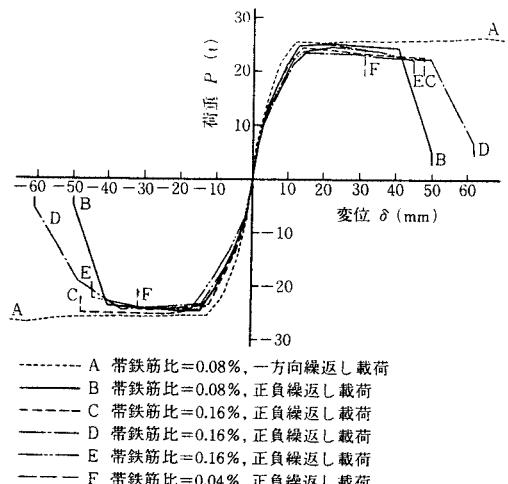


図-2 スケルトンカーブの実験結果例

もかかわらず、第1回目載荷において変位がピーク値をとるときに鉄筋のひずみが降伏域にある場合に限り、鉄筋のひずみがある速度をもち、これに応じて復元力が増大することが認められた<sup>4)</sup>。理論的にはひずみ速度が零であるはずであるにもかかわらずひずみ速度をもつ理由は、おそらく、降伏域では鉄筋のひずみ性状が不安定であるためと考えられる。

### (2) 復元力-変位履歴曲線の形状

復元力-変位履歴曲線の形状に関しては、鉄筋コンクリート建築物の柱およびはりを対象とした定変位正負繰返し載荷実験の成果が蓄積されている。これらによれば、第1回載荷時の履歴曲線に関しては、以下のことが認められている<sup>5)</sup>。

(ⅰ) 曲げ耐力に比べてせん断耐力が十分に大きい場合、最外縁コンクリートの欠落が生じないような変位の範囲内なら、負側のピークから正側のピークに至る経路は上に凸の連続曲線、同じく正側のピークから負側のピークに至る経路は下に凸の連続曲線を描くのであって、いわゆる紡錘型の履歴曲線となる(図-3(a))。

(ⅱ) ひびわれの幅が大きく、変位が零となってもひびわれがまだ開口しているような場合、変位が小さいある範囲で曲線の曲がり方が(ⅰ)と逆になる部分が含まれる、いわゆる逆S字型(スリップ型)となる(図-3(b))。これは、ひびわれを生じた側が荷重が反転して圧縮側となったとき、変位が小さく、ひびわれが閉じていなければ、圧縮力は圧縮鉄筋のみによって受け持たれていて、剛性は小さいが、変位が増大してひびわれが閉じれば、コンクリートも圧縮力を受け持つようになって、剛性が増大するからである。鉄筋が降伏したのちであれば、変位が零でもひびわれは完全には閉じないから、多かれ少なかれ、逆S字型の特徴が現われるのは、鉄筋コンクリート部材の場合避けられない。ひびわれの開閉によるコンクリートの接触、非接触の現象は主鉄筋の定着部からの引き抜けによっても生ずる。また、せん断耐力が十分でない場合、後述するように、主鉄筋が降伏したのちある変位に達すると腹部にX字状の斜めひびわれが発生すると復元力が小さくてもこの部分でせん断変形を生ずるので、履歴曲線の形状は逆S字型の傾向を

強める。

(ⅲ) 繰返し載荷の2回目以降の履歴曲線は、崩壊状態に近い場合を除き、載荷時の変位あるいは復元力のピーク値付近以外は、初回の場合とほとんど同じ経路をたどる。載荷時の変位あるいは復元力のピーク値付近では、2回目載荷時以後、載荷回数の増大に伴い、復元力が若干低下する。低下の様相は、(1)で述べたスケルトンカーブの場合と同様である。崩壊状態に近い場合には、繰返しによって復元力のピーク値が著しく減少するとともに、履歴曲線が団む图形は偏平となり、その面積は減少する。

復元力-変位履歴曲線に関する土木構造物を対象とした系統的な研究は行われていない。しかし、鉄筋コンクリート構造を対象とした、秋元らの研究<sup>6)</sup>、太田の研究<sup>3)</sup>、著者らの研究<sup>4)</sup>などを参照すれば、上記の事項があてはまるることは容易に想像できる。建築構造物の場合と土木構造物の場合では、主鉄筋比、軸方向応力度、 $a/d$ などが大幅に異なる。それにもかかわらず、上記が認められたことは、履歴曲線の形状に関する(ⅰ)～(ⅲ)の事項は定変位正負繰返し載荷下においては、実用上はすべての場合にあてはまることを示すと考えてよい。不規則な正負繰返し載荷の場合には、履歴曲線の形状を求めるのを直接の目的とする研究が少ないため、断定することはできないが、疑似動的載荷実験あるいは振動実験の成果から求められる履歴曲線をみると、定変位正負繰返しの場合の成果が同様に成り立つことが予想される。

### (3) 復元力モデルおよび履歴法則

時刻歴応答解析を行う場合、復元力-変位履歴曲線を式でモデル化した、いわゆる復元力モデルが必要である。復元力モデルには、常に既往最大変位を越えるように変形させられる経路をたどる場合の履歴曲線のほか、載荷の途中で除荷されたり、除荷の途中で再載荷される場合の経路に対するモデル、いわゆる履歴法則が含まれなければならない。

現在提案されている復元力モデルは、ごく細部が相違するものも別のものとすると、おそらく30個は下らないと考えられる。これらの多くは線分の組合せで履歴曲線を近似するものである。この中で、Degrading型と分類されるものが鉄筋コンクリート構造の履歴曲線をよく近似しているとされている。Degrading型とは、載荷時の線分あるいは載荷時と除荷時の両方の線分の勾配を、履歴が進行するに伴って減少させるものである。また、基礎となるスケルトンカーブの形状で、降伏時のみに折点を設けたバイリニア型とひびわれ時および降伏時の2か所に折点を設けたトリリニア型の2種類がある。バイリニア型としては、復元力零の軸から載荷時の勾配を減少させるCloughのモデル(図-4)<sup>7)</sup>、トリリニア

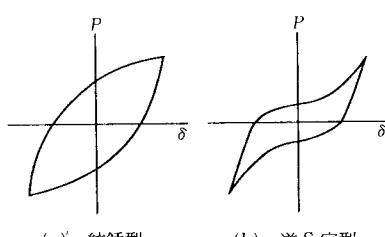


図-3 履歴曲線

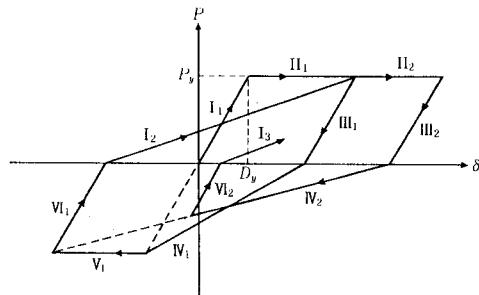
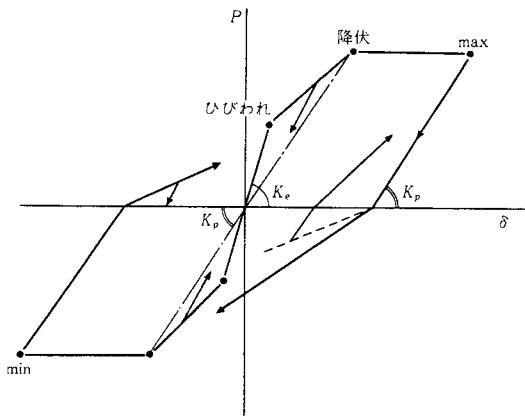


図-4 Clough のモデル



○「ひびわれ」と「降伏」の間は原点指向(履歴減衰なし)  
○「降伏」以上からの除荷時剛性は、降伏点剛性  $K_p$  で  $P=0$  からは過去の最大点を目指す。

図-5 武藤モデル

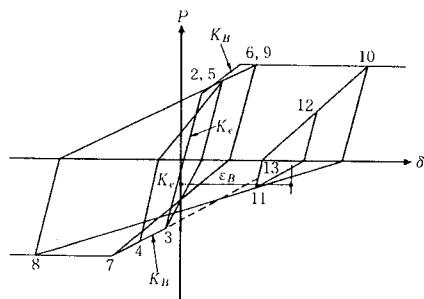


図-6 久田モデル

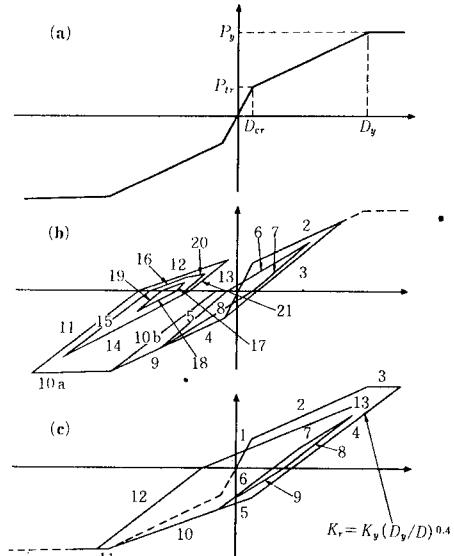


図-7 武田モデル

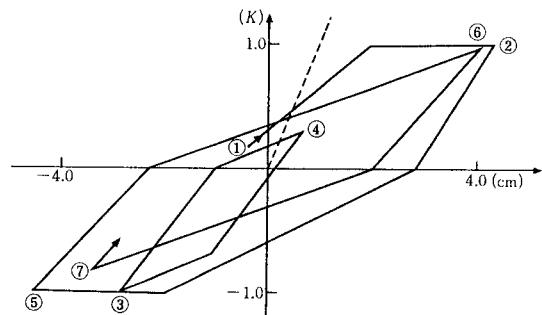


図-8 深田モデル

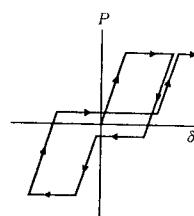


図-9 スリップ型復元力モデル

型としては、同じく載荷時の勾配を低下させる武藤モデル（図-5）<sup>8)</sup>および久田モデル（図-6）<sup>9)</sup>、載荷時と除荷時の両方の勾配を減少させる武田モデル（図-7）<sup>10)</sup>および深田モデル（図-8）<sup>11)</sup>などが著名である。これらは、いずれも、紡錘型の履歴曲線の特徴を反映するものであり、スリップ型の特徴は反映していない。したがって、変位がそれほど大きくならない範囲で、十分なせん断強がなされている場合に適用するのが適当なものであ

る。図-9はスリップ型復元力特性を示したもので、鉄筋の定着部からの引き抜け現象をモデル化する場合に用いられる。通常、上記の復元力モデルと組み合わせて用いられる場合が多い。

以上で取り上げた復元力モデルは、いずれも、建築構造物を対象として提案されたものであり、土木構造物を対象としたものでない。しかし、太田の研究<sup>3)</sup>によれば、单一柱式鉄筋コンクリート橋脚を対象とした定変位正負

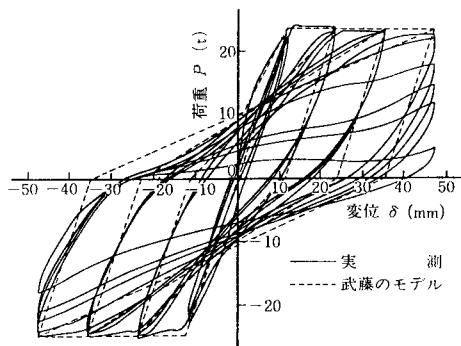


図-10 実測と武藤モデルによる計算の比較

繰返し載荷実験による復元力-変位履歴曲線と武藤モデルによるそれと比較した結果、両者はよい一致をみたこと（図-10）、同じく単一柱式鉄筋コンクリート橋脚の数例について、El-Centro および Taft 地震波に対する応答を武藤モデルおよび深田モデルを用いて計算した結果、計算結果はある程度相違するものの、傾向はよく一致していることが明らかにされている。また、著者らが行った模擬地震波入力振動実験によれば<sup>12)</sup>、Degrading Bi-linear モデルを用いた応答値は実験とよく一致していることが示された。これらの実験は、既往の復元力モデルは土木構造物に対しても適用可能であることを示している。なお、著者らの実験では、Taft 波を用いた場合、実験と一致する応答値を得るために、履歴法則をより精密にする必要があることも判明している。これは、El-Centro 波の場合、地震の初期に最大加速度が入力されるが、Taft 波の場合、これが中期であるため、これに至るまでの応答を正しく計算するためには、応答変位が小さい間の履歴曲線が正しくモデル化される必要があるからであると考えられる。したがって、単一柱式鉄筋コンクリート橋脚のように単純な構造形式の場合でも、

応答を精度よく求めるためには、複雑な復元力モデルを用いることが必要となる場合があるといえる。

図-11<sup>4)</sup>は載荷速度を大幅に変え、これが履歴曲線の形状に及ぼす影響を明らかにしようとした実験結果の例である。これによれば、主鉄筋のひずみが初めて降伏ひずみを越える場合および同じく既往最大変位を越える変位が生ずるときに主鉄筋のひずみが降伏棚域にある場合を除き、載荷速度にかかわらず履歴曲線は全く同じ形状を示しているのであって、載荷速度は履歴曲線にほとんど影響を及ぼさないことが認められる。この理由は、以下のようであると考えられる。載荷が正弦波的に行われる場合、載荷速度およびこれによって供試体各部に生ずるひずみ速度は、変位が0のときに最大となる。ひずみ速度が上昇すれば同じひずみを生ずる応力は上昇するが、荷重と変位が同位相の場合、変位0では各部のひずみはほとんど0であるから、載荷速度による復元力の上昇はみられないである。また、変位が0をこえて増加すれば、ひずみも増加するがひずみ速度は逆に減少し、ひずみが最大となる点ではひずみ速度は0になる。したがって、変位0の点以外でも、復元力の増大はほとんどみられないである。しかし、主鉄筋のひずみが初めて降伏ひずみを越える場合および既往最大変位を越える変位が生ずるとき主鉄筋のひずみが降伏棚域にある場合には、載荷速度に応じて復元力が増大し、変位のピーク値付近で履歴曲線が復元力が増加する方向にふくらむ。ひずみの測定結果によれば、上記の場合では、変位最大点で明らかにひずみ速度があり、このひずみ速度のときの鉄筋の降伏応力を用いて計算した復元力は実験によるものとよく一致した<sup>12)</sup>。すなわち、載荷速度による復元力はひずみ速度による鉄筋の降伏応力の上昇により説明できるのである。問題は、なぜ上記の2つの場合に限って変位最大点で鉄筋のひずみが速度をもつかであるが、ス

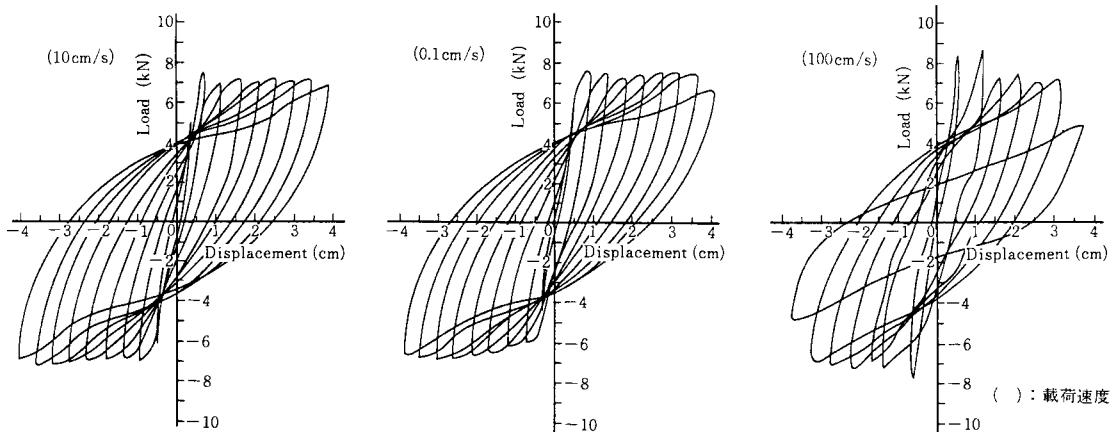


図-11 履歴曲線に及ぼす載荷速度の影響

ケルトンカーブのところで述べたように、降伏棚域にあるためひずみ性状が不安定であることに起因していると考えるのが妥当であると思われる。なお、定変位正負繰返し載荷実験で得られる復元力には、速度に依存する減衰力が含まれている。したがって載荷速度を大幅に変えても履歴曲線の性状が変わらないことは、速度に依存する減衰力は存在しないことを意味している。これに関しては、減衰力の項で述べる。

以上は定変位正負繰返し載荷実験の結果に基づくもので実際の地震時にも生ずるとは限らない。しかし、過去の強震記録を模擬した地震波を入力した振動実験<sup>12)</sup>でも主鉄筋のひずみが初めて降伏ひずみを越える場合および既往最大変位を越える変位が生ずるとき主鉄筋のひずみが降伏棚域にある場合、主鉄筋にひずみ速度を生じ、復元力が上昇することが認められた。また、実存の鉄筋コンクリート橋脚について試算した結果、過去の強震が作用すれば、20%程度の復元力の増大がみられるとの結果を得たのであって、載荷速度による復元力の増大は、無視できない現象であることが示されている。載荷速度が大きいときに復元力が増大することは、通常行われているような準静的に荷重を増減する載荷試験に基づいてモデル化した復元力モデルを用いる場合、応答加速度を実際より低く見積ることを意味する。このことは、構造物本体の耐震性を検討するうえでは問題ではない。しかし、構造物本体に固定された付属物、たとえば配管その他の耐震性を検討するうえでは重要な問題となる。また、実際の地震時に構造物上で測定される加速度を評価する場合にも考慮されるべきであると考えられる。

#### (4) 鉄筋引き抜けの影響

片持ちばかり形式の鉄筋コンクリート部材の自由端に正負繰返し荷重を載荷すると、変位（あるいは荷重）および載荷繰返し回数の増大に伴い、主鉄筋が定着部から徐々に引き抜ける現象が生ずる。この現象は、主鉄筋が降伏したのちに著しくなる。主鉄筋の引き抜けは、鉄筋定着部における鉄筋とコンクリートのひずみの差により生ずるもので、福井地震では鉄筋コンクリート橋脚にこの被害が生じたことが観察されている。鉄筋が引き抜ければ、固定端において、引き抜け量に応じた剛体回転が生じ、これが自由端の変位に加わる。

小型供試体を用いた実験によれば、鉄筋引き抜けによる変位は全体の変位の50%以上を占めることがあることが認められている。しかし、実際には、鉄筋の付着強度は実験の場合より相対的に大きいこと、部材寸法に対する引き抜け量の比は実験の場合よりはるかに小さいことなどにより、引き抜けによる変位が全体の変位に占める割合は、実験より相当小さくなるものと考えられる。実験によって韌性を評価する場合、変位には鉄筋の引き

抜けによるものが含まれているから、実際に適用するにあたっては、注意が必要である。

鉄筋の引き抜け量そのものは、定着域における鉄筋のひずみ分布および局部付着応力-すべり関係あるいは局部ひずみ-すべり関係より解析的に計算する手法がおおむね確立されている<sup>13)</sup>。したがって、鉄筋の引き抜けによる変位は、実験によらなくても解析的にこれを求ることは可能である。問題は、部材の韌性を評価するにあたって、引き抜けによる変位をどのように考えるかである。すなわち、引き抜けによる変位を構造物の塑性変形能力に加えるのには若干の疑問があるのであって、今後の検討が必要とされる問題である。

以上のほか、前に述べたように、鉄筋の引き抜けが復元力が零のときに残留していれば、復元力-変位履歴曲線がスリップ型の特徴を示すようになることも、鉄筋引き抜けの復元力特性に及ぼす影響の1つとして指摘できる。

### 3. 減衰特性

地震よりもたらされる振動は、地下への逸散、本体内での消費などによってエネルギーを失い減衰する。周知のように、減衰はその解明がきわめて困難な問題であって、今日まで十分に解明されていないが、ここでは、特に解明の難しい地下への逸散による減衰は取り扱わず、本体のみによる減衰を考える。

式(1)の振動方程式から明らかなように、1つの実験からは、減衰力と復元力の合計は求めることができるが両者を分離することはできない。しかし、復元力が載荷速度に依存しないと仮定すれば、載荷速度を変えた実験を行うことにより、減衰力を分離することが可能である。復元力が載荷速度に依存しないことを厳密に実験によって検証することはできないが、2.(2)に述べた実験結果および考察により、既往最大変位を越える変位となる場合で、かつ、主鉄筋のひずみが降伏棚にあるときに反曲点となる場合を除き、復元力は載荷速度に依存しないとしてよいと考えられる。このことを前提として、載荷速度を大幅に変えた定変位正負繰返し載荷実験から減衰力を求めようとした結果の例を図-11に示す。図-11より、載荷速度が大幅に変わっても履歴曲線は全く同様といって過言でないくらい、よく一致することが認められる。履歴曲線には減衰力が含まれるはずであるから、もし、速度に依存する減衰力があるなら、載荷速度が変われば履歴曲線が変わるはずである。これにもかかわらず上記の結果が得られたことは、速度に依存する減衰力はない（振動方程式における  $c\dot{x}|_{c=0}$ ）としてよいことを示している。すなわち、鉄筋コンクリート構造の本体で生ずる減衰力は、速度に依存する粘性減衰

ではなく、復元力-変位曲線が履歴を描くこと、すなわち履歴減衰、によるものであると結論される。

履歴曲線で囲まれる図形の面積、すなわち、履歴減衰の大きさは、材料強度、断面特性、軸力、 $a/d$ など種々の要因の影響を受けるが、これを下式の等価粘性減衰定数として表わせば、これらの要因を包含して、変位の関数として表わすことができる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W}$$

ここに、 $h_{eq}$ ：等価粘性減衰定数

$\Delta W$ ：履歴ループの1サイクルの面積

$W$ ：等価ポテンシャルエネルギー

以上、図-12 参照

$h_{eq}$ は、復元力-変形関係が履歴を描く系を線形関係の系に置き直すときに、履歴減衰を粘性減衰のごとくに扱おうとするものである。 $h_{eq}$ は Gulkan と Sozen<sup>14)</sup>によるものをはじめとして種々の提案がある。図-13 にこれらを比較して示す。図より明らかなように、 $h_{eq}$ はいずれの提案においても変位塑性率  $\mu$ （主鉄筋降伏時の変位に対する各変位の比）の逆数または $1/2$ 乗の逆数と線形関係を保って増加するものとなっている。また、提案には相当の開きがあり武藤によるもの<sup>8)</sup>がその上限を、

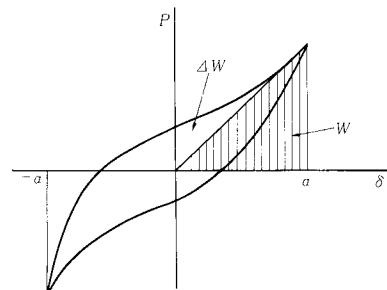


図-12 等価粘性減衰定数の求め方

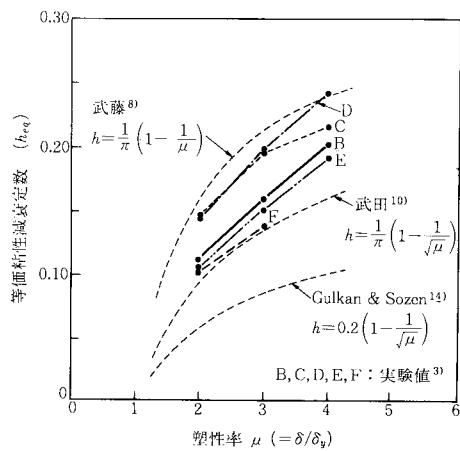


図-13 等価粘性減衰定数

また、Gulkan と Sozen によるもの<sup>14)</sup>がその下限をなしている。図の提案はいずれも建築物を対象としたものであるが、太田の研究<sup>3)</sup>によれば、単一柱式鉄筋コンクリート橋脚の場合は、この両者の中間にあり、これらが適用できることが明らかにされている。太田は、同じ研究で、 $h_{eq}$ は帶鉄筋の配置方法、すなわち、その間隔、補助帶鉄筋の使用およびその性状などによって若干相違することも示している。

復元力-変位関係からは、粘性減衰は存在しないという結論に至るもの、強震記録を用いて時刻歴応答解析を行う場合、復元力モデルのほか、粘性減衰定数 2 % 前後が仮定されることが多い。これは、復元力-変位関係が履歴を描かない主鉄筋降伏前にも減衰が生ずることに論拠をおくもので、もしこのような減衰が存在すれば、主鉄筋降伏後にも作用しているはずであるとするものである。実は、粘性減衰定数の値は解析結果に大きな影響を及ぼすのであって、応答変位の解析結果は、静的な載荷方法の実験に基づいて定めた復元力モデルを用いる場合、粘性減衰を 0 とおくと、応答変位の解析値は実際より若干大きくなるのである。粘性減衰定数を適切に仮定すれば、応答変位を実際に近くすることはできるが、応答加速度は実際よりわずかに大きくなる。このことは、数 % の粘性減衰が存在するのは真実の現象とはいえないことを示している。著者らの研究<sup>12)</sup>によれば、載荷速度の影響を考慮した復元力モデル（図-14）を用いることにより、粘性の問題を解決できることが示されている。すなわち、主鉄筋のひずみが降伏域にあって既往最大変位を越える変位が生ずる場合に載荷速度による復元力の上昇を考慮すれば、粘性減衰を零としても、応答変位、応答加速度ともに、実際に近い値を得ることができる。このことだけもって、これが真実の現象であると断定することはできないが、少なくとも、粘性減衰が存在しないことを支持する有力な資料にはなり得るものと考えられる。

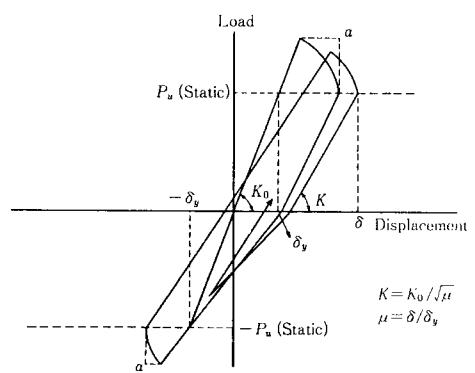


図-14 載荷速度を考慮した復元力モデル

#### 4. 鞣性

鉄筋コンクリート構造物の耐震性を評価するうえで、その韌性、すなわち、正負繰返し荷重下で崩壊を生ずることなく変形し得る能力が重要視される。それは、変形によるエネルギー吸収を期待しないで大地震に耐えるような構造物を得ようとすると極端に大断面の構造とする必要があるが、もしこれを期待することができるなら、極端な大断面としなくとも、変形によるエネルギー吸収で崩壊が避けられるからである。地震のようにまれにしか作用しないのに重大な影響を及ぼす荷重に対する設計としては、韌性に期待する方法は合理的であるといえる。韌性に期待する耐震設計法に関しては次章で述べることとして、ここでは、鉄筋コンクリート部材ないしは構造物の韌性に関する現在までに得られている研究成果の概要を述べることとする。

韌性に関して定量的な議論をするためには、どの状態を終局あるいは崩壊とするかという定義を明確にすることが必要である。終局の定義としては、以下に述べるものがある。すなわち、

(1) 定変位正負繰返し載荷試験で得られるスケルトンカーブにおいて、復元力が主鉄筋降伏時の復元力を越えて最大値に達したのちに低下をはじめ、降伏時復元力以下に低下する直前の変位を終局変位とする<sup>3), 15)</sup>。

(2) 同じく、定変位正負繰返し載荷試験において、ある変位段階に達したときの復元力が最大荷重の80%以下に低下したとき、その直前の変位段階を終局変位とする<sup>16)</sup>。

以上の定義は、いずれも、実験事実に基づいて、復元力が極端に低下するときを終局とみなすという意味で、終局に対して統一的な判定基準を与えるものである。しかし、上記の条件を満たしても、スケルトンカーブが図-15のようになる場合は、図の $\delta_u$ では外見上は終局とはとうていみなしがたい場合がある。このような場合をも包含するような終局の定義はまだないが、部材の韌性を定量的に議論する場合にはぜひ必要となる事項であるので、今後の十分な研究が必要とされる。

上記のような定義に関する問題とならんで、部材の韌性を実験によって検討しようとする場合に、どのような

実験が適切かという問題もある。現在は、各変位段階の繰返し数を10回とする定変位正負繰返し試験によることが多いが、この試験において、繰返し数10回というのは、大地震における大変位は高々10回程度生ずるものであることに基づくものであり、定変位というのは、実験が系統的に行えることに基づくものであって、いずれも、確たる根拠はないのである。したがって、韌性を評価するうえで、より合理的でより簡便な試験方法を確立することが望されるのであり、今後の研究が必要とされるのである。

鉄筋コンクリート部材は、正負繰返し載荷を受けると、主鉄筋降伏後にX字状のせん断ひびわれを生じ、急速に耐力を失うことが認められている。これは、一方向繰返し載荷あるいは単調増加載荷の場合にはみられない現象で、正負繰返し載荷時には、通常の方法で計算したせん断耐力が曲げ耐力の2倍程度以上にならない限り、これによって崩壊に至り、韌性が決定される。正負繰返し載荷時にのみなぜこのような破壊性状を呈するかは、まだ十分には明らかにされていないが、正負繰返しによって、せん断補強鉄筋以外に受け持たれるせん断力が低下するためであることは確かである。鉄筋コンクリート部材の韌性には、材料強度、主鉄筋比、せん断補強鉄筋比、軸方向力、 $a/d$ などきわめて多くの要因が影響を及ぼす。これらの要因は、とりもなおさず、せん断耐力に影響を及ぼす要因であり、せん断耐力を上昇させるものは、韌性も増加させる。これらの影響要因を考慮した韌性評価式には、荒川らによるもの<sup>17)</sup>、桧貝らによるもの<sup>15)</sup>、吉野らによるもの<sup>18)</sup>、著者らによるもの<sup>16)</sup>など数多くがある。下に、これらを具体的に示す。

桧貝らの式<sup>15)</sup>

$$\mu_u = 1 + 1.86(100p)^{-1.07}(a/d)^{0.317}(V_c/V_y - 1)^{0.772}$$

$$V_c = 0.94 f'_c^{1/3} (0.75 + 1.4d/a)(\sqrt{100p} + \sqrt{100/d} - 1)$$

$\mu_u$ ：韌性率 ( $= \delta_u / \delta_y$ )

$V_c$ ：固定端断面で軸方向鉄筋が降伏するときのせん断応力度

$a$ ：せん断支間

$d$ ：有効高さ

$p$ ：引張鉄筋比

$f'_c$ ：コンクリートの圧縮強度

吉野らの式<sup>18)</sup>

$$\mu_u = (\mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{u1})$$

$$\mu_0 : \text{脚柱部のみの変形性能} = 7.5 S_c \cdot a / M_u - 4.7$$

$\delta_{y0}$ ：脚柱部の降伏時変形

$\delta_{u1}$ ：主鉄筋の抜け出しによる脚柱の回転変形量

$S_c$ ：せん断耐力

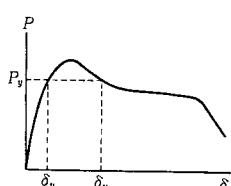


図-15 終局変位の決定が困難なスケルトンカーブの例

$M_u/a$  : 曲げ耐力

荒川らの式<sup>17)</sup>

$$\mu_u = \left( \sqrt{\frac{\sum S_{cy}}{Q_y \delta_y \Delta} + \frac{1}{4}} - \frac{1}{2} \right) \Delta + 1.0$$

$\sum S_{cy}$  : 累積変位エネルギー (Accumulated displacement energy)

$Q_y$  : 降伏荷重 (Shear at yielding of longitudinal steel)

$\delta_y$  : 降伏変位 (deflection at yielding of longitudinal steel)

$\Delta$  : 変位振幅漸増比 (increasing displacement ratio)

著者らの式<sup>16)</sup>

$$\mu_u = (\mu_{2u} \cdot \delta_{2y} + \delta_{1u} + \delta_{3u}) / \delta_y$$

$\mu_{2u}$  : せん断ひびわれ域の韌性率 =  $4.26 V \cdot a / M - 1.62$

$\delta_{2y}$  : せん断ひびわれ域の降伏時変形

$\delta_{1u}$  : 曲げひびわれ域の終局時変形

$\delta_{3u}$  : 主鉄筋の引き抜けによる終局時変形

$V \cdot a / M$  : 耐力比

これらによる終局変位を図示すれば、図-16 のよう

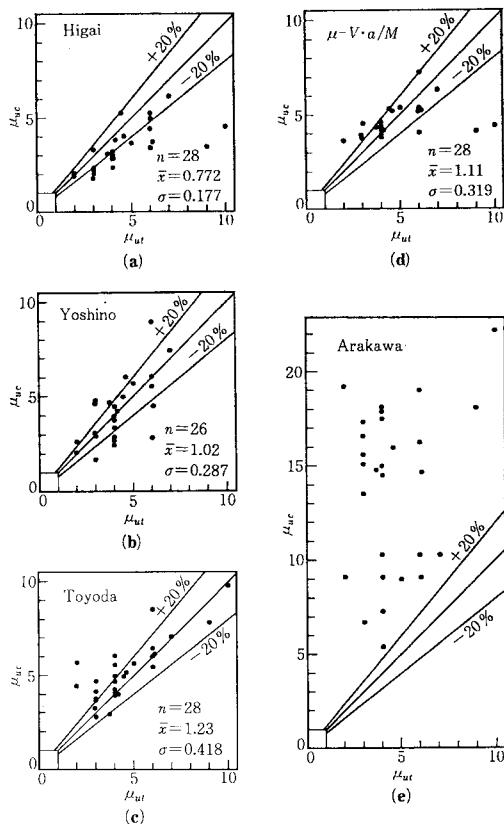


図-16 終局変位に関する提案

である。同図より荒川らによるものが他と比べて相違が大きいことがわかる。これは、荒川らによるものが、建築物の柱を対象としたもので、軸力がきわめて大きい範囲に対するものであるからである。これを除いても、提案式相互には、相当の開きがあり、終局変位、すなわち、韌性率を解析的に精度よく求めるには至っていないこともわかる。

部材に関する研究成果が上記のとおりであるので、構造物の韌性を定量的に評価するのは、不可能に近い状況にあるといえる。前述のように、韌性は耐震設計にきわめて重要な要素であるので、今後の研究成果が期待される。

## 5. 耐震設計法

現行の各種設計規準において採用されている耐震設計法では、設計用地震力として既往最大の地震によるものを想定し、構造物が弾性応答するとしてこれを拡大したのち、構造物の韌性、すなわち塑性変形能力に応じてこれを低減し、これが静的に作用したときに十分な耐力を有するように設計するという方法が中心となっている。これは、いわゆる修正震度法という方法であるが、地震力として既往最大のものを想定すること、そのかわりに構造物が塑性状態に達することを許容し、その塑性変形能力に応じて地震力を低減するという点が新しい点である。この方法の例として、土木学会コンクリート標準示方書改訂案（以下、単に、新示方書という）の骨子を示せば以下のようである。すなわち、設計用地震力として、関東大地震程度の地震を想定して地表面での震度 0.2 を基本にとり、これを、過去の強震記録の応答スペクトルを参考にして、構造物の弾性固有周期に応じて最大で 2 倍している。そして、許容し得る震害の程度に応じて、0.4~1.0 を乗じて、これを低減しているのである。ここで、許容し得る震害の程度というのが今までの設計規準にない斬新な考え方であり、従来の塑性変形能力とは相違するが、これを許容し得る塑性変形量と考えれば、地震力を低減するうえでは、同じ効果をもっているものである。

このような設計法において、塑性変形の量に応じて地震力を低減させる根拠は、エネルギー一定則にある。これは、地震時に塑性変形が生じたとしても、その変形量は弾性応答したときと同じエネルギー吸収量になるとするもので（図-17）、N. M. Newmark らによって提案されたものである<sup>19)</sup>。完全弾塑性の復元力特性を有する一自由度系の構造物が衝撃力を受けた後の自由振動では、エネルギー一定則が成り立つことを解析的に示すことができる。Newmark らは、これをもとに、同じく完全弾塑性の一自由度系について、El-Centro 波および

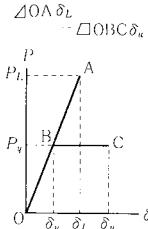


図-17 エネルギー一定則

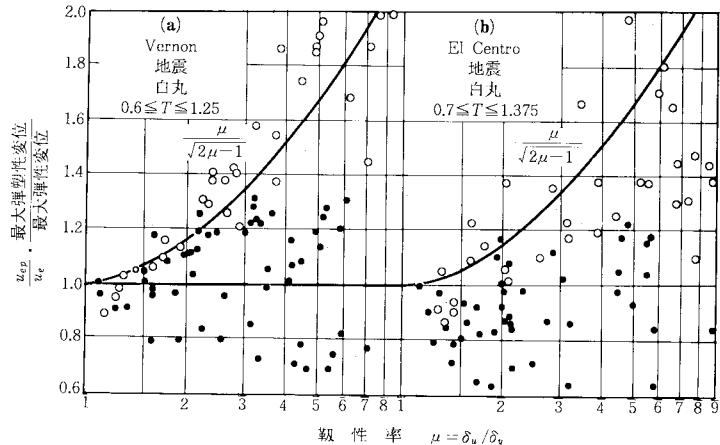


図-18 エネルギー一定則と応答解析の結果

Vernon 波を用いて応答解析を行い、不規則波のもとでの振動でも、エネルギー一定則が成り立つことを帰納的に示したのである（図-18）。これが実際に成り立つか否かを実験によって検証した例はきわめて少ないが、著者らの実験によれば、塑性変形を生ずるときの減衰を塑性応答時にも考慮すれば、ほぼこれが成り立つとしてよいことが示されている<sup>20)</sup>。したがって、これをもとに設計用震度を定めるにあたっては、構造物の塑性変形能を正しく評価することがきわめて重要となるのである。しかし、4. に述べたように、塑性変形能を解析的に評価する方法は確立されているとはいがたい状況にあるので、現行の設計規準類では、いずれも直接、塑性変形能を示すことはせず、かわりに、経験的に定めた震度の低減係数を示す方法を採用している。また、前出の示方書案では、構造物の塑性変形能を越えない範囲内で、許容し得る塑性変形量を設計者が定める方法を採用している。この方法では、塑性変形能を直接評価する必要はないが、構造細目の配慮により、これを実用上十分な大きさにすることができる前提としている。いずれにせよ、耐震設計を合理的に行ううえで、塑性変形能、すなわち韌性を解析的に評価する方法を確立することが重要で、これが急がれることが理解できよう。

設計地震力が定まれば、断面耐力の検討は通常の終局強度理論によればよいから、残る問題は、構造解析である。通常、構造解析は弾性理論によって行われているが、塑性変形を考慮する場合はこれでは不合理なことが多い。塑性変形量が小さい範囲であれば、モーメントの再分配その他によって対処できるが、これが大きくなると、対処が困難となる。大きな塑性変形が生ずる場合の合理的な構造解析法に関する研究は、耐震設計に限らず、最も遅れている分野の1つである。

以上に述べた地震の影響を静的に置き直して検討する

静的方法のほかに、動的に解析する動的方法もある。動的方法は、精度のよい結果を得ようとして複雑な構造物の耐震設計に用いられることが多い。動的解析法に関する研究は、精度のよい方法あるいはより簡便な方法を提案するというような方向で相当に行われているが、実験その他によりその妥当性を検討した例は、きわめて少なく、特に、複雑な不静定構造物を対象としたものは、ほとんどない。これには、振動実験を適切に行うことの困難さが影響を及ぼしていることを指摘できる。これを解決するものとして疑似動的法があるが、土木構造物に関しては十分な成果が挙げられているとはいがたい。動的方法に関してはこれらの諸点を指摘するととどめる。

## 6. む す び

鉄筋コンクリート土木構造物の耐震設計法に関する研究の現状について、復元力特性、減衰特性および韌性を中心に述べた。広範な耐震設計法に関する分野を上記のように限定しても、解明を迫られる問題が山積している。これに加えて、設計用地震の設定の問題、地盤との相互作用の問題など、古くて新しい問題もある。また、耐震性を向上させるために、きわめて大きい意義をもつ構造細目に関する問題もある。本文は、当初、これらの問題を除いた分野についての、state of the art を目指したが、著者の力量不足で、解説的になってしまった。このことをお詫びするとともに、少なくとも、耐震設計法における現状の問題点をご理解頂けるよう希念する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 岡本舜三：鉄筋コンクリート土木構造物の耐震性強化のために、コンクリート工学, Vol. 18, No. 3, 1980.
- 2) 青山博之：軸方向力と繰り返し曲げを受けるRC部材の履歴特性、日本建築学会論文報告集, 第103号, 1964年

10月.

- 3) 太田 実：単一柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究，土木研究所報告，第 153 号，1980 年 3 月。
- 4) 瞳好宏史・町田篤彦：動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究，土木学会論文集，No. 354/V-2, 1985 年 2 月。
- 5) Park, R., Kent, D.C. and Sampson, R.A. : Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading, Proc. of ASCE, ST, July, 1972.
- 6) 西山啓伸・矢作 桢・秋元泰輔・富沢修次：高応力繰り返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験，土木学会第 29 回年講，1974 年 10 月，同その(2)，土木学会第 31 回年講，1976 年 10 月。
- 7) Clough, R. W. and Johnston, S. B. : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proc. of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966.
- 8) 武藤 清：構造物の動的解析，丸善，1976 年。
- 9) Hisada, T., Nakagawa, K. and Izumi, M. : Earthquake Response of Structures Having Various Restoring Force Characteristics, 地震工学国内シンポジウム講演集，1962 年 11 月。
- 10) Takeda, T., Nielsen, N. N. and Sozen, M. A. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. of ASCE, ST, Dec. 1970.
- 11) 深田泰夫：鉄筋コンクリート建造物の復元力特性に関する研究（その 1），日本建築学会関東支部研，No. 40, 1969. 11.
- 12) 瞳好宏史・町田篤彦：ひずみ速度を考慮した鉄筋コンクリート部材の動的非線形地震応答解析，土木学会論文集，No. 366, V-4, 1986 年 2 月。
- 13) 周 礼良・二羽淳一郎・岡村 甫：マッシブなコンクリート中の異形鉄筋の付着モデル，日本コンクリート工学協会 第 2 回 RC 構造のせん断問題に関するコロキウム，1983 年。
- 14) Gulkan, P. and Sozen, M. A. : Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquakes Motion, Journal of ACI, Dec. 1974.
- 15) 檜貝 勇, Rizkalla, S., Ben-Omran, H. and Saadat, F. : 大変位の繰り返しによる鉄筋コンクリート部材のせん断破壊，第 6 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1984 年。
- 16) 豊田和彦・瞳好宏史・町田篤彦：RC 部材の終局変位定量化に関する実験的研究，第 7 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1985 年。
- 17) Arakawa, T. and Arai, Y. : Effects of the Rate of Cyclic Loading on the Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Columns, 8th WCEE, July, 1984.
- 18) 吉野伸一・石橋忠良・青木桂一：水平力交番繰り返し荷重を受ける脚柱の変形性能に関する研究，土木学会第 39 回年講，1984 年 10 月。
- 19) Veletos, A. S. and Newmark, N. M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, 2nd WCEE, Tokoy, 1960.
- 20) 土木学会限界状態設計法委員会第 14 分科会：耐震設計におけるエネルギー定則ならびに構造細目について，コンクリートライブラー第 52 号コンクリート構造の限界状態設計法指針（案），1983 年 11 月。

(1986.1.20・受付)