

# 論文 [2190] PC, PPC 及び RC 骨組の地震応答性状

西山 峰広\*1・渡辺 史夫\*2・六車 照\*3

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下PCと略記）骨組が鉄筋コンクリート（以下RCと略記）骨組と比較して地震時にどの程度大きな応答変位を示すのかは、コンクリート系構造物としてRCからPCまでを一連の構造形式として扱い、PC骨組の設計用地震荷重をRC骨組を基礎にして設定する場合に必要である。PCの地震応答性状については過去いくつかの研究が見られるが[1-3]、RCに対する研究と比べてその質・量ともに劣る。本研究では、Thompson and Park によって提案されたコンクリート系部材断面のM-φ関係[1]を修正することにより、新たにフルプレストレスのPC部材断面からRC断面までのM-φ関係モデルを作製した。また、これを梁柱骨組の梁の材端塑性ヒンジ領域に適用し、動的弾塑性解析を行ない、PC、パーシャルプレストレストコンクリート（以下PPCと略記）及びRC骨組の地震応答性状を比較した結果を報告する。

## 2. M-φ 関係モデル

Thompson and Park モデルは、PC部材断面に配置された緊張材と普通鉄筋が、部材断面の最大曲げモーメントにそれぞれ寄与する比率にしたがって、フルプレストレスのPC部材断面の履歴復元力特性とRamberg-Osgood型で表現されるRC断面の履歴復元力特性を重ね合わせることにより、PPC部材断面の履歴復元力特性をモデル化するという点で有用なモデルである（図1参照）。しかしながら、次のような欠点も存在する。

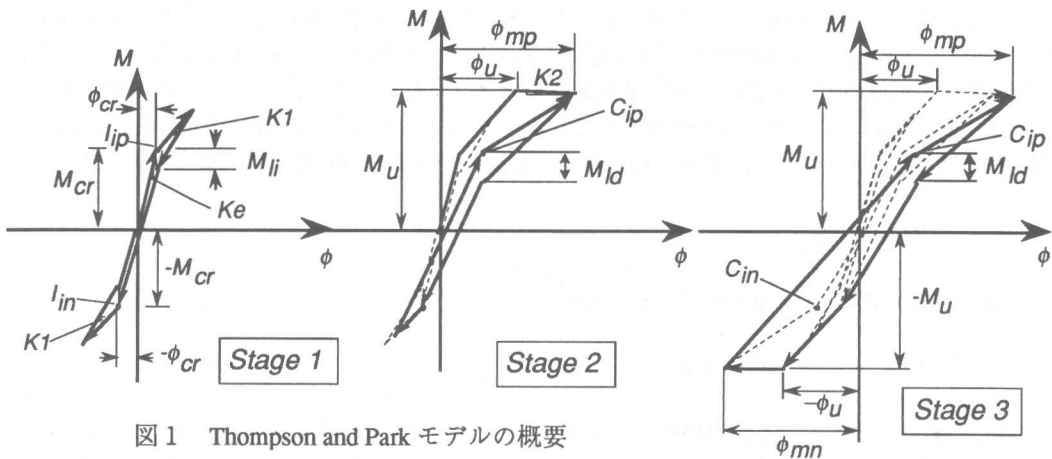


図1 Thompson and Park モデルの概要

(1) PC部材断面の履歴復元力特性として提案されているモデルでは、包絡線から除荷された時向かう点である  $C_{ip}$  点のY座標の設定が小さいため、大変形時には、履歴曲線の形が逆S字型のRC部材断面のようになる。これは、かなりの大変形時においてもS字型の絞りの大きなループが観察されるPC断面の履歴復元力特性とは異なる。

(2) 2種類のモデルを断面の特性にしたがって組み合わせることにより、フルプレストレスの

\*1 京都大学工学部建築教室助手 (正会員)  
 \*2 京都大学工学部建築教室助教授 工博 (正会員)  
 \*3 京都大学防災研究所教授 工博 (正会員)

PC部材断面からRC断面までの履歴復元力特性を表現する方法では、プレストレスの程度を履歴復元力特性に反映させることができる。しかし、RC断面の履歴復元力特性としてRamberg-Osgood型を適用しているためひびわれを表現することができない。

ほぼ同じ曲げ耐力に達するように設計されたPC梁部材断面とRC梁部材断面のM- $\phi$ 関係を比較すると次のような点が指摘できる(図2参照)。すなわち、RCにおいてPCより先にひびわれが生じ剛性が低下する。次にPCにおいてもひびわれが生じることにより剛性が低下するが、低下の度合いはRCの場合よりも大きくなる。すなわち、ひびわれ後曲げ降伏までの間の剛性は一般にRCの方が大きくなる。この後、RCでは鉄筋の引張降伏により明確な降伏点を伴って大きく剛性が低下する。一方、PC断面ではひびわれ後徐々に剛性が低下していき最大モーメントに達する。この時点で必ずしも緊張材が降伏しているとは限らない。Thompson and Parkによるモデル化では以上のようなM- $\phi$ 関係の違いをモデルに反映させることはできない。

(3) 降伏以後についてPC断面では負の勾配を与えることにより、圧縮側コンクリートの圧壊による耐力低下を表現している。これに対してRC断面では降伏以後の勾配を0としている。しかしながら、負勾配の程度とプレストレスの大きさの対応が与えられていない。

以上のような点をふまえて、Thompson and Parkによって提案されたモデルを実験結果[4,5]より得られたM- $\phi$ 関係に基づいて以下のように修正する。

(1) 2種類のモデルを組み合わせることによりPPC断面の履歴復元力特性モデルを表現するのではなく、Thompson and Parkモデルで採用されているPC部材の特性を表現するパラメータ $\alpha$ (部材断面に配置された普通鉄筋が、最大曲げモーメントに寄与する比率)を用いてモデルの形状を変化させることにより、単一のモデルでフルプレストレスのPC部材断面からRC断面までの履歴復元力特性を表現する。具体的にはまず、 $C_{ip}$ 点の座標( $\phi, M$ )を次式のように与える。

$$M = 0.8M_u \quad (1)$$

$$\phi_u < \phi_m < 10\phi_u \text{ の時、} \quad \phi = \phi_m \left( 0.3 + 0.05 \frac{\phi_m}{\phi_u} \right) \quad (2)$$

$$\phi_m > 10\phi_u \text{ の時、} \quad \phi = 0.8\phi_m \quad (3)$$

ここで、 $M_u$ は、最大耐力または降伏モーメント、 $\phi_u$ は、 $M_u$ に対応する曲率、 $\phi_m$ は、最大経験曲率の絶対値であり、負方向荷荷についても同様の式で与える。また、これらの座標におけるルーブ幅を規定する変数である $M_{ii}, M_{id}$ は次のような式で与えられるとする。 $M_{ii}, M_{id}$ は、それぞれひびわれから $M_u$ に達するまでの区間、及び $M_u$ (したがって $\phi_u$ )以降に適用される。

$$M_{ii}/M_{cr} = (0.2 + 0.8\sqrt{\alpha})\phi / \phi_m \quad (4)$$

$$M_{id}/M_u = (0.3 + 0.6\sqrt{\alpha})\phi / \phi_m \quad (5)$$

(2) 降伏以後の勾配 $k_2$ については、実験結果[4,5]を参考に、PC断面平均プレストレス力をパラメータとして、弾性剛性 $k_g$ を基準として次式で与えることにした。

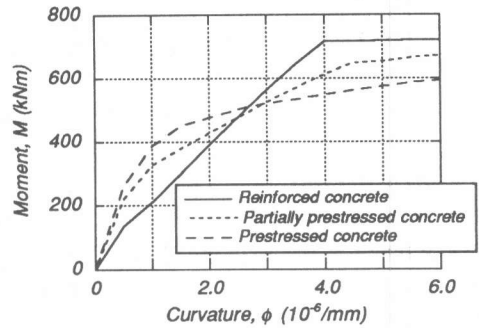


図2 PC、PPC及びRC断面のM- $\phi$ 関係の比較

$$k_2 = (-0.04\eta + 0.004)k_e \quad (6)$$

ここで、 $\eta = P_e f_c' A_g$ 、 $P_e$ :有効プレストレス力、 $f_c'$ :コンクリート圧縮強度、 $A_g$ :部材断面積。

### 3. 修正モデルと実験結果との比較

修正されたモデルを  $\alpha = 0, 0.5, 1$  の場合について図3に示す。これらはそれぞれPC、PPCおよびRCに対応する。また、図4には過去の実験結果[4]の中でPC試験体PCB-1とPCB-3及びRC試験体RCB-1との比較を示す。この時、普通鉄筋とPC鋼材の部材最大モーメントに対する寄与は、図中に示されているようにそれぞれ0.603, 0.308, 0となるが、ACI 318-89のコンクリート等価ブロック係数と材料試験から得られた材料の実強度を用いて計算された。スリップ型の履歴復元力特性を示すRCについては本モデルではうまく追跡することはできない。但し、 $C_{ip}$ ,  $C_{in}$  点のY座標を小さくし、かつループ幅を小さくすることによりスリップ型の履歴復元力特性を表現することも可能である。

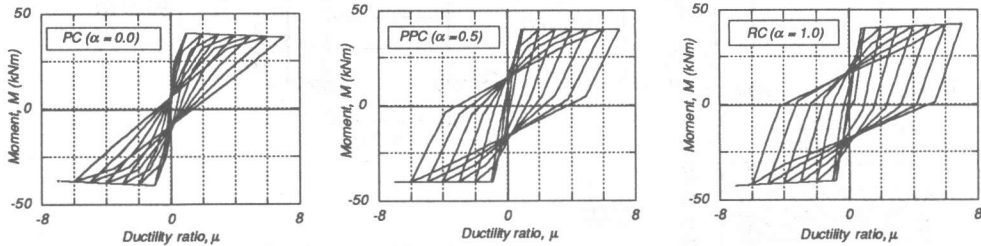


図3 修正Thompson and Park モデル

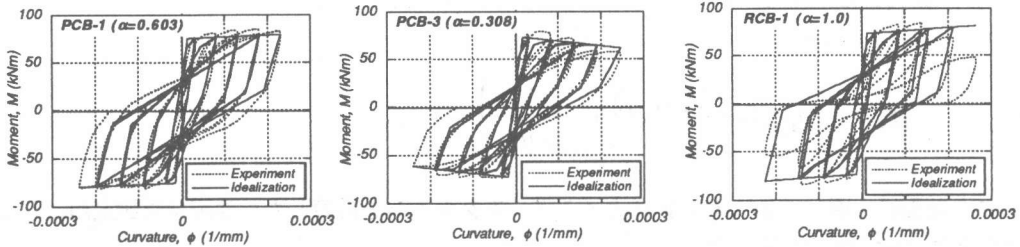


図4 修正Thompson and Park モデルと実験結果の比較

### 4. 解析対象骨組の設計

解析対象となる骨組は、図5に示す梁PC造・柱RC造の4、8及び16層の骨組で、すべて1スパン骨組である。各骨組は建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）」のPCの章において提案されている「梁降伏保証靱性建物（BDF）」にしたがって設計された。ただし、PC及びPPC梁柱骨組とRC梁柱骨組の応答を比較するために、ともにベースシア係数は0.25とした（上記設計法の中ではプレストレスの程度が大きくなるほどベースシア係数も大きくなる）。梁降伏により崩壊型に達するので、PCとRCの差が最も顕著に表れると考えられる。0.25のベースシア係数に対応する設計用地震荷重を与えた時に生じる梁端モーメントを梁の曲げ耐力とし、塑性ヒンジを生じさせない柱については、梁の耐力の20%増の曲げモーメントに「RC終局強度型設計指針」に記されている二方向入力と動的割増を考慮した値を曲げ耐力とした。圧縮軸力最小時に曲げ耐力を持つように次の略算式を使って鉄筋断面積を決定した。

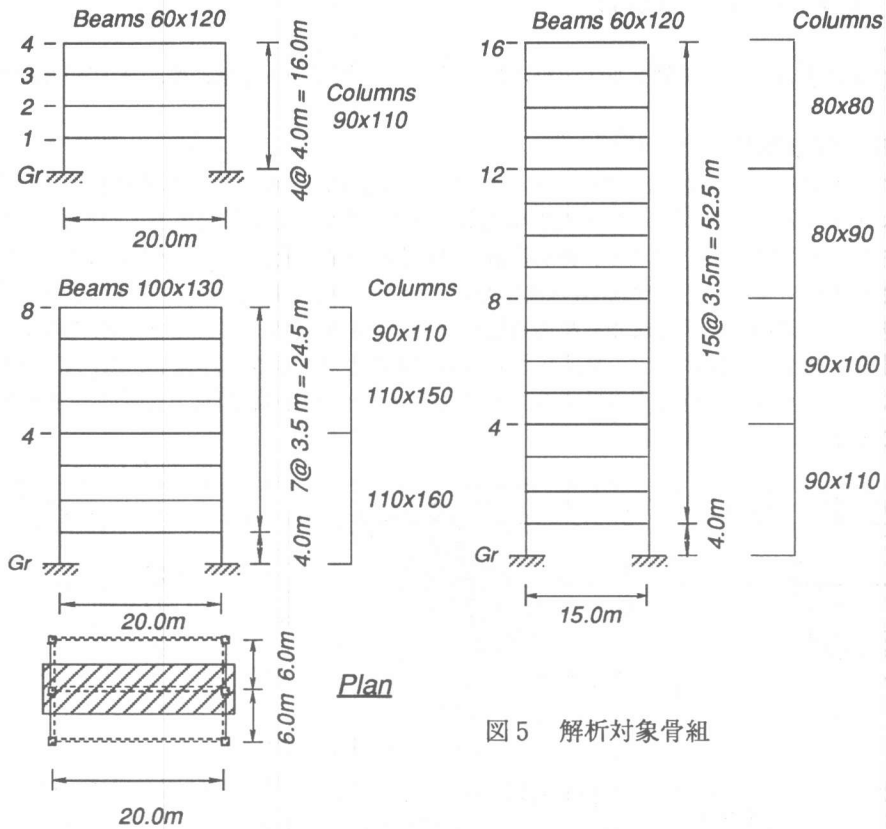


図5 解析対象骨組

$$M_u = 0.8a_s \sigma_y D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{bDf'_c} \right) \quad (7)$$

得られた断面積を用いてモーメント-軸力インターアクションを計算した。地震荷重設定用としての床荷重は  $1\text{ton}/\text{m}^2$  と仮定した。

4層と8層の骨組については梁と1階と最上階の柱の剛性を弾性剛性の50%および70%にそれぞれ低下させて線形解析を行なった時、各層の層間変形角が、設計用水平荷重に対して1/300を超えないような断面の大きさに設定した。16層の骨組については、剛性低下を考慮すると非現実的な柱寸法となるため、剛性低下を考慮せずに、各層の層間変形角が1/200以内となるようにした。簡略化のため、部材の設計用応力には、固定荷重・積載荷重による応力およびプレストレス導入に伴う不静定応力を考慮しない。また、一般に同じ層の柱の上下で大きく異なる配筋を行なうことはまれであるため、設計用応力として得られた値の上下どちらか大きな方を柱両端の設計用モーメントとした。

### 5. 部材端塑性ヒンジ領域におけるM-φ関係と動的弾塑性解析

各部材端に部材せいと同じ長さの塑性ヒンジ領域を設定し、ここに前述したM-φ関係モデルを適用する。M-φ関係の包絡線は、図6に示すように設定する。すなわち、初期剛性は部材の全断面が有効であるとした場合の弾性剛性であり、曲げひびわれモーメントは降伏曲げモーメントの1/2、降伏時における等価剛性は弾性剛性の1/2、降伏後の剛性はPC、PPCおよびRC部材についてそれぞれ弾性剛性の0.4、0および0.4とした。先に記したようにPC、PPCおよびRC

部材ではたとえ降伏曲げモーメントを同じに設計してもそのM-φ関係包絡線の形状は大きく異なるのでこれを取り入れるべきである。しかしながら、本モデル骨組の梁部材では、通常PC鋼材の配筋を決定する常時荷重を考慮しておらず、したがって、配筋も行っていないのでPC、PPCおよびRC部材について同じ形状のM-φ関係包絡線を用い、包絡線内の履歴ループが応答性状に及ぼす影響のみについて検討した。

El Centro NS 波、宮城県沖地震の際の東北大学での記録波及び十勝沖地震の際の八戸での記録波を50cm/sの最大速度に規準化した波を入力地震波として使用した。減衰は接線剛性比例型で5%とした。積分の時間刻みは、0.0025秒、Newmark-β法でβ=1/4とした。柱についてはbilinear型の履歴を与えた。初期剛性は、静的線形解析時と同じ値を、また、降伏以後の剛性については、初期剛性の1%とした。

骨組の1～3次の弾性固有周期は表1に示すとおりである。解析は、α=0.0,0.5,1.0について行なった。これらはそれぞれPC、PPC及びRCに対応する。部材モデルにはGibersonの材端バネモデル[6]を用い、塑性ヒンジの曲率から材端バネの回転角を求める方法は、Sharpe[7]の方法に倣った。

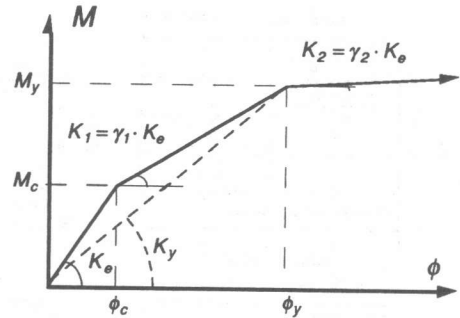


図6 M-φ関係の包絡線の仮定

表1 各骨組の弾性固有周期

Period (sec.)	4-story	8-story	16-story
1st	0.488	0.575	1.433
2nd	0.127	0.166	0.467
3rd	0.054	0.082	0.260

## 6. 解析結果

図7に各層の最大応答層間変形角分布を示す。従来指摘されてきたようにPC骨組の応答変位はRC骨組と比べて大きくなる。各層の最大応答層間変形角のPC骨組とRC骨組との比を表2に示す。これらの比は、かなりばらつきが大きい、全体的に見てPCの動的性状に関する過去の研究より得られた値と比べて小さくなっている。これらの過去の研究は、せん断質点系に対してのみ行なわれてきた。しかしながら、梁PC・柱RCの骨組の層の履歴復元力特性を的確に表すことは難しい。上記の値はフルプレストレスのPC梁よりなる骨組とRC

表2 最大応答層間変形角の比較

4-st. frame	Interstory drift responses (cm)		
	PC	PPC	RC
El NS	3.23 [3F and 4F] (1.09)	3.02 [4F] (1.02)	2.95 [2F] (1.00)
Ha EW	3.22 [3F] (1.12)	3.17 [2F] (1.10)	2.87 [2F] (1.00)
Tu NS	6.00 [3F] (0.62)	3.23 [2F] (0.33)	9.70 [4F] (1.00)
8-st. frame	PC	PPC	RC
El NS	2.37 [5F] (1.09)	2.00 [8F] (0.92)	2.17 [8F] (1.00)
Ha EW	1.64 [5 and 6F] (0.74)	1.89 [4 and 5F] (0.85)	2.22 [4 and 5F] (1.00)
Tu NS	3.50 [7 and 8F] (1.11)	4.00 [5, 6 and 7F] (1.27)	3.14 [4F] (1.00)
16-st. frame	PC	PPC	RC
El NS	2.50 [16F] (1.01)	3.50 [14 and 16F] (1.41)	2.48 [16F] (1.00)
Ha EW	7.90 [5F] (1.11)	7.40 [4F] (1.04)	7.10 [4F] (1.00)
Tu NS	3.80 [5F] (1.23)	2.96 [5F] (0.95)	3.10 [8F] (1.00)

1. []内は、最大層間変位が観察された階を表す。
2. ()内は、RCの最大層間変位に対する比を示す。

骨組との比較であり、PPC梁の場合にはさほど差はない。また、文献[4]にもあるように適切な量のプレストレスは骨組の履歴復元力特性を大きく向上させるため、PPCとして利用するならば、RCと比べて必ずしも耐震性能上劣るとはかぎらない。

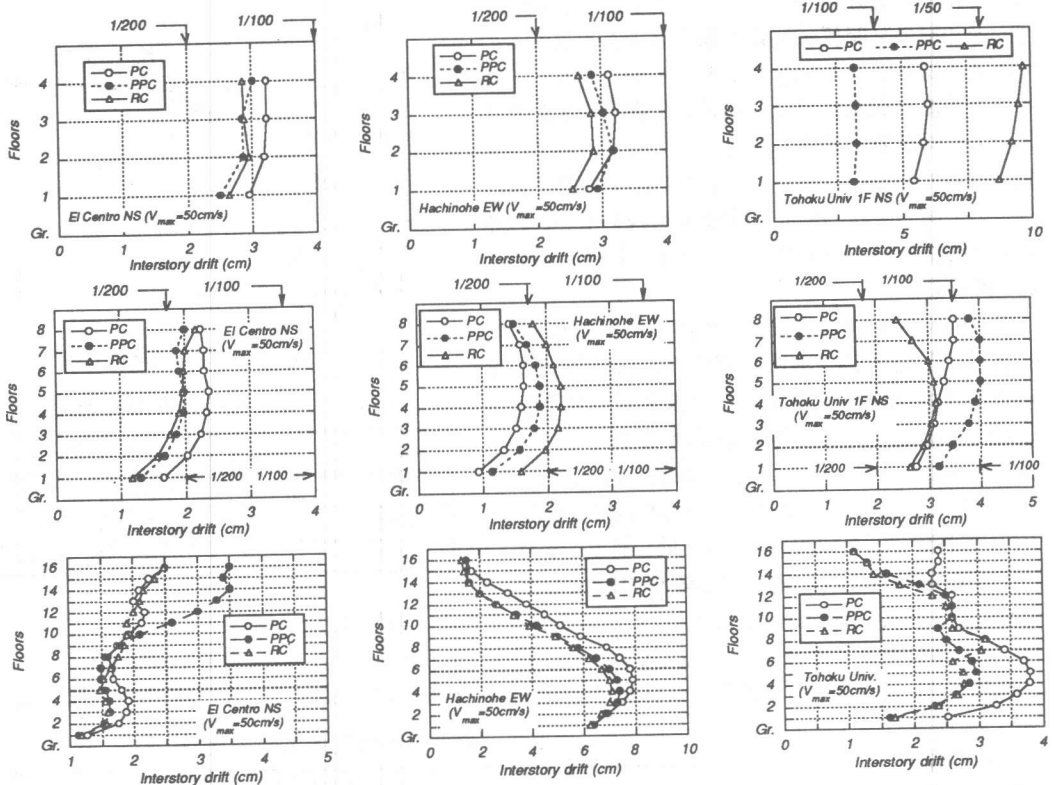


図7 最大応答層間変位の分布

## 7. まとめ

PC骨組に対してRC骨組と比べて大きな設計用地震荷重を設定することは、PC骨組の地震時応答をRC骨組と同程度に抑えようという意図から生じている。これは、PC骨組の変位応答がRC骨組と比較して平均して1.3倍程度になるという過去の研究結果を反映したものである。しかし、これらの研究は、せん断質点系に対して行なわれたものであり、PC部材から得られた履歴復元力特性を層の履歴復元力特性に適用している。このため応答変位はかなり大きくなるはずである。実際にはRCである柱の履歴復元力特性が大きく影響を及ぼすため過去の研究ほど応答は大きくならない。したがって、PC骨組の地震時応答を抑えるためではなく、PC骨組がRC骨組と比べて靱性に劣るという点から設計用地震荷重を大きくし、到達できる強度と絶対的な変形を大きくするためと解釈すべきである。但し、この点についても横拘束コンクリートや一様伸びの大きな鋼材の利用によりPC部材の変形能力を改善できることが示されており、PC骨組に対してRC骨組よりも大きな設計用地震荷重を設定する根拠はあまりないと考えられる。

【参考文献】 1. K.J.Thompson and R.Park, "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete", J.SD.Proc.of ASCE Aug.1980 ST8, pp.1755-1775. 2. R.A.Spencer, "Stiffness and Damping of Nine Cyclically Loaded Prestressed Concrete", PCI J. June 1969, pp.39-52. 3. 岡本、加藤、「PC造建物の地震応答性状」、プレストレストコンクリート Vol.33, No.4, July 1991, pp.52-63. 4. 西山、渡辺、六車、「プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と接合部せん断性状に関する実験研究」学会構造系論文報告集 No.429 1991.11, pp.31-40. 5. 藤村他、「プレストレストコンクリート外部梁・柱接合部の繰り返し載荷試験 (その1:試験概要) (その2:試験結果及び考察)」、大会学術講演梗概集 (九州) 1989年10月, pp.967-970. 6. M. F.Giberson, "TWO NONLINEAR BEAMS WITH DEFINITIONS OF DUCTILITY", J.SD.Proc.of ASCE Feb.1969 ST2, pp.137-157. 7. R. D. Sharpe, "The Seismic Response of Inelastic Structures", Doctoral Thesis, University of Canterbury, New Zealand.