

# 論文 兵庫県南部地震で被災した一壁式橋脚の被害分析

水野 要<sup>\*1</sup>・中村 光<sup>\*2</sup>・檜貝 勇<sup>\*3</sup>

**要旨:** 兵庫県南部地震で被災せん断破壊した一壁式道路橋橋脚を対象に、動的非線形有限要素解析を行い被害要因を検討するとともに、構造物の各種諸元をパラメータとした解析を行い耐震性能を評価した。この結果、この橋脚が段落としによるせん断破壊先行型の構造物であったことが直接的な被害原因であることを明らかにするとともに、橋脚の帶鉄筋量をある程度まで増やすことで、脆性的な破壊を防げる可能性を示した。

**キーワード:** 兵庫県南部地震、被害分析、せん断破壊、耐震性能、動的有限要素法

## 1. はじめに

兵庫県南部地震により多くの土木構造物が被災した。これらの構造物の破壊メカニズムおよび被害要因について詳細に検討することは、今後の耐震設計法を考えるうえで極めて重要である。また、その検討を行う際に有限要素法などの解析手法により実際の挙動と同様の挙動を再現することができれば、各種要因を変化させた解析により耐震性向上の方法を容易に検討することが可能となる。

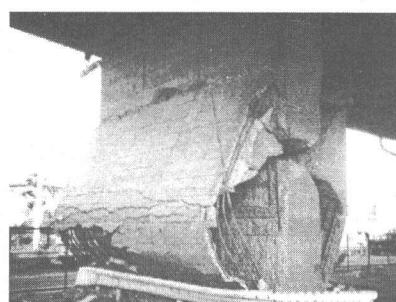
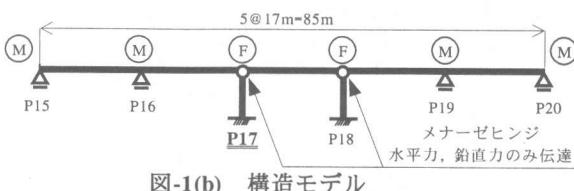
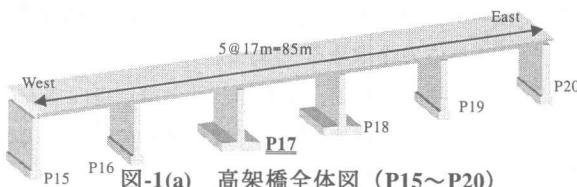
本研究では兵庫県南部地震で被災した一壁式橋脚をとりあげ、動的解析手法にまで拡張した繰り返し挙動を考慮しうる非線形有限要素法を用いて、破壊メカニズムおよび被害要因を検討

することを試みた。また、構造物の各種諸元のうち帶鉄筋量をパラメータとした解析を行い耐震性能の評価を行った。

## 2. 解析方法

### 2.1 対象構造物

本研究では名神高速道路（西宮～尼崎間）守部高架橋<sup>1)</sup>をとりあげ対象構造物とした。高架橋全体図（P17～P20）と構造モデルを図-1(a)および(b)に示す。橋りょうの構造形式は1スパン17mの5径間連続中空床版桁であり、6本の橋脚により受け持たれている。支承は中央2本の橋脚(P17, P18)はメナーゼヒンジであり、その他は可動支承である。このうち主橋脚P17は写真-



\*1 パシフィックコンサルタンツ(株) 北海道支社 工修 (正会員)

\*2 山梨大学助教授 工学部土木環境工学科 工博 (正会員)

\*3 山梨大学教授 工学部土木環境工学科 工博 (正会員)

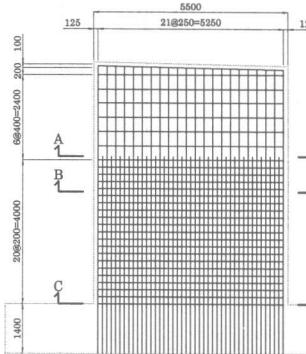
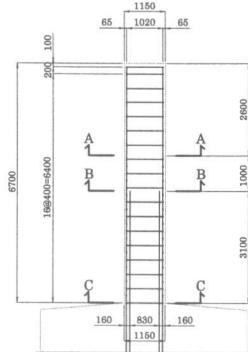


図-2 P17 橋脚配筋図

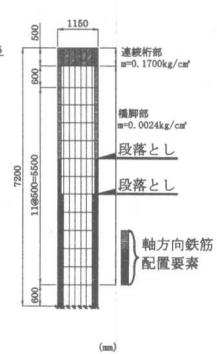


図-3 要素分割図

1に示すように、軸方向の段落とし部を起点とした2方向の斜めひび割れによりせん断破壊し、甚大な被害を受けた。

そこで本研究では、せん断破壊したP17橋脚のみを取りあげ解析的に被害分析を行った。図-2にP17橋脚の諸元および配筋図を示す。橋脚は高さ6.7m、幅1.15m奥行き5.5mの壁式橋脚である。地表面より高さ3.1mおよび4.1mの2箇所で軸方向鉄筋の段落としが行われており、軸方向鉄筋比はそれぞれ図-2中のA断面で0.29%、B断面で0.57%、C断面で0.89%である。また帶鉄筋および $\phi 9$ が橋脚全体に40cmピッチで千鳥型に配筋されており帶鉄筋比は0.018%である。

## 2.2 解析方法

本解析では構造物を2次元平面応力場問題を考え、材料の非線形性を考慮した有限要素法<sup>2)</sup>を動的解析手法にまで拡張して用いている。

$$[M][a] + [K][u] = -[M][u]\Delta t \quad (1)$$

ここで、 $[K]$ は剛性マトリクス、 $[M]$ は形状関数により導かれる整合質量マトリクスである。本解析では減衰は材料特性による履歴減衰のみを考慮し、粘性減衰の影響は運動方程式には組み込んでいない。応答の数値解析は時間刻みを0.02sとしNewmarkのβ法( $\beta=1/4$ )を用いている。またNewton-Raphson法に従い収束計算を行った。

図-3に要素分割図を示す。有限要素は連続桁部とP17橋脚の柱部分で構成されておりフーチングは取り扱っていない。柱部分の要素は単位

体積質量を $0.0024\text{kg}/\text{cm}^3$ とした。一方連続桁部は、地震時にスパン42.5m分の質量(526500kg)による水平力がかかるることを仮定し、集中的に質量( $0.1700\text{kg}/\text{cm}^3$ )を負荷した。また鉄筋については軸方向鉄筋は鉄筋位置にある要素で取扱い、帶鉄筋は部材全体で平均的にモデル化している。なお段落としのモデル化については定着等の問題を考慮することも考えられるが、今回の検討では配筋図通りのモデル化とした。

解析に用いたコンクリートの応力ひずみ関係を図-4に示す。圧縮領域においては最大圧縮応力 $f_c$ までを2次曲線とし、その後直線的に応力が減少するモデルを用いた。一方、引張領域においては、最大引張応力 $f_t$ までは初期勾配で応力が増加し、最大引張応力後は軟化特性と破壊エネルギーを考慮した応力ひび割れ幅( $w$ )関係より応力を求める-3乗モデル<sup>3)</sup>を用いた。除荷時の挙動は圧縮、引張側ともに原点指向型とした。一方、鉄筋に対しては単調載荷時の降伏線に交わるまでは初期剛性で応力が変化しそれ以降は降伏線上を移動するbi-linear型を仮定した。材料定数はコンクリートに対しては圧縮強度

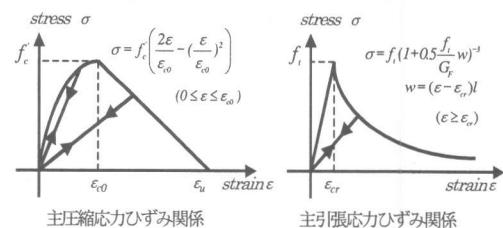


図-4 コンクリートの応力ひずみ関係

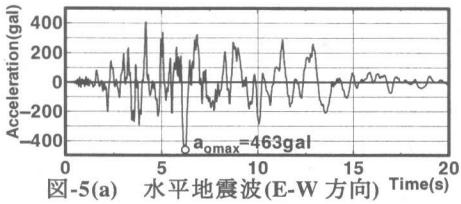


図-5(a) 水平地震波(E-W 方向) Time(s)

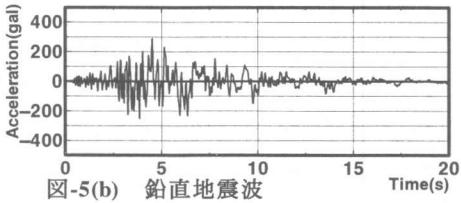


図-5(b) 鉛直地震波 Time(s)

$f_c' = 24 \text{ MPa}$ , 圧縮強度時のひずみ  $\epsilon_{c0} = -0.002$ , ひずみ軟化により応力が 0 になる時のひずみ  $\epsilon_u = -0.02$ , 引張強度  $f_t' = 2.2 \text{ MPa}$ , 破壊エネルギー  $G_f = 150 \text{ N/m}$ とした。また、ひび割れ幅をひずみに変換する等価長さは  $10 \text{ cm}$  とした。一方、鉄筋は軸方向鉄筋の降伏強度  $f_y = 400 \text{ MPa}$ , 帯鉄筋の降伏強度  $f_{yw} = 400 \text{ MPa}$ , ヤング係数は軸鉄筋、帯鉄筋ともに  $2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$  を用いている。なおコンクリートのひび割れモデルとしては回転ひび割れモデルを用いた。

### 2.3 入力地震波

地震による動的解析の際、入力する地震波は解析対象構造物直下で得られた波形であることが望ましい。しかしながら実際には多くの場合、地震計が設置されていないためそのような波形を得ることは困難である。そこで本研究では杉戸ら<sup>4) 5)</sup>の開発した「KBPR3」および「FDEL」を用いて当確地点の地震波を求めるにした。 「KBPR3」は断層の広がりや破壊伝播方向を考慮できる振動予測法を兵庫県南部地震に適用し、任意地点の基盤波形を再現するプログラムであり、「FDEL」は基盤波形からひずみの周波依存性を考慮した等価線形手法を基に地表面相当の地震動波形を再現するプログラムである。これらのプログラムに構造物地点の緯度、経度および地盤情報を入力した結果得られた地表面における水平地震波(E-W方向)および鉛直地震波を図-5に示す。水平地震波の最大加速度は  $463 \text{ gal}$  あり、6.24秒の時に発生する。なお、解析では

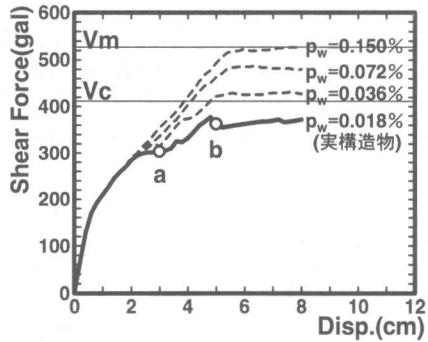


図-6 単調向載荷時の荷重変位関係

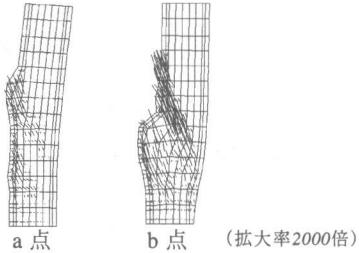


図-7 変形増分およびひび割れ図

連続桁部の要素に  $42.5 \text{ m}$  分の質量を負荷しているが、構造システム的には鉛直方向には 1 スパン  $17 \text{ m}$  分 ( $210600 \text{ kg}$ ) の質量による鉛直荷重がかかることが考えられるため、プログラムによって得られた鉛直波を 0.4 倍して使用することにした。

### 3. 単調載荷時の挙動

入力地震波による動的な解析に先立ち、対象構造物の基本的な力学特性および耐震性能に大きな影響を及ぼす帶鉄筋の効果を確認するため、帶鉄筋をパラメータとして静的 1 方向単調載荷を行った。図-6に解析より得られた荷重変位関係を示す。なお本研究では、変位とは橋脚上端の変位を意味し、荷重はすべて連続桁質量 ( $526500 \text{ kg}$ ) で除し、加速度単位で示してある。図において、実構造物と同様に帶鉄筋比を  $0.018\%$  にしたものの解析結果を実線で、その他のものを点線で示す。

まず実構造物と同様に帶鉄筋比を  $0.018\%$  にした解析結果に着目する。荷重変位関係を見れば a 点の直前でその勾配が急変し、b 点で最大荷重と

表-1 耐力算定値 (gal)

	断面A	断面B	断面C
曲げ耐力 $V_m$	527.2	723.2	549.4
せん断耐力 $V_c$	412.3	515.5	579.3

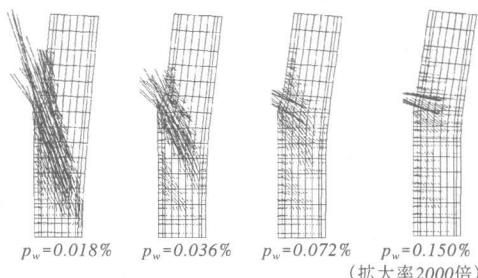


図-8 変形増分およびひび割れ図

なった。図-7に、荷重変位関係におけるa, b点時の変形増分およびひび割れ図を示す。なお、図中の線は各ガウス点でのひび割れ幅の大きさと方向を、長さと角度で表したものである。変位が2cmを越えたa点で図-2に示す断面Aの段落とし部付近に斜めひび割れが発生し、その後この斜めひび割れは、変位4.8cmのb点に達した時点で局所化せん断破壊する挙動を示した。

ここで表-1に示す、P17橋脚の柱基部および段落とし部での耐力を耐力算定式により計算し、その断面の耐力を生じるような橋脚上端の加速度に置き換えた結果を見れば、断面Aの段落とし部のせん断耐力が412galと最も小さい結果を示している。このことから有限要素解析結果および耐力の検討結果とともに、P17橋脚は断面Aの段落とし部からの斜めひび割れが卓越してせん断破壊する構造物であることを示している。なお、耐力算定式により求めたせん断耐力と有限要素解析の結果はほぼ一致している。

次に、P17橋脚の耐震性能を検討するために、帶鉄筋量をパラメータとした解析による解析結果に着目する。ここでは、土木学会のコンクリート標準示方書設計編で「せん断補強筋の必要ない部材の最小鉄筋量」として指示されている、0.150%まで帶鉄筋量を増やして解析を行った。荷重変位関係を見れば帶鉄筋量を増やすに連れて構造物の耐力が増加していることが明らかである。特に帶鉄筋比が0.150%の時には、耐力算

定式によって計算した断面Aの曲げ耐力527gal程度にまで達することが示されている。また、図-8に示す変位8cm地点の変形増分およびひび割れ図を見れば、帶鉄筋量を増やすことで卓越した斜めひび割れが発達することがなくなり、変形ひび割れ状況も曲げ的な挙動が卓越していくことが分かる。したがって、P17橋脚は少なくとも帶鉄筋比を0.150%まで増やすことで単調載荷時には曲げ破壊先行型の構造物となり脆性的な破壊を防ぐことができると言える。

#### 4. 動的解析結果

図-9に、2章で示した地動加速度(E-W方向水平波、鉛直波)を入力地震動としたP17橋脚の動的解析より得られた時刻歴応答変位図を示す。図中の太線が橋脚上端の応答変位である。また、同時刻の水平方向地動加速度(E-W方向)を細線で併せて示してある。図を見れば、地動加速度の小さな2秒までは橋脚上端の変位はほとんど生じない。しかし、2秒過ぎに200galを越える地動加速度を受けたあたりから徐々に振幅を

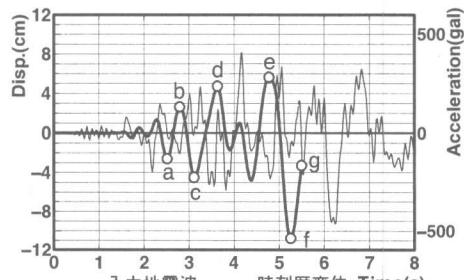


図-9 時刻歴応答変位

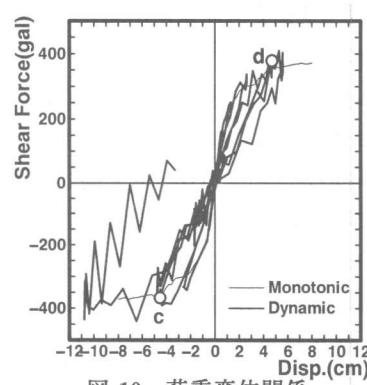


図-10 荷重変位関係

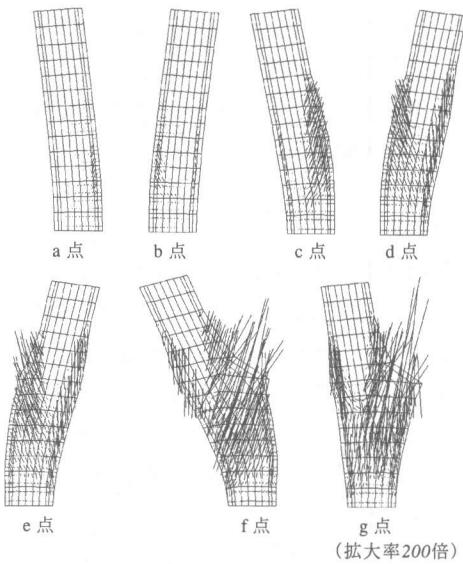


図-11 変形およびひび割れ図

増してゆき、3秒過ぎには正負に渡って（図中cおよびd点）4.7cmの変位に達する。その後、いったん小さく正負に振れた後、再び振れ幅を増してゆき 350gal の地動加速度を受け 11cm という大変位まで達した後、5.50秒のところで計算は終了した。

図-10に橋脚上端に作用するせん断力と変位関係図を示す。図において太線が動的解析の結果を、細線が1方向静的単調載荷の解析結果を示している。また、図には変位時刻歴応答図のcおよびd点に当たる時刻の点を白丸で併せて示してある。図を見れば、動的解析の結果は細線で示される荷重変位関係上に包絡線を描くように履歴を繰り返していることが示されている。また、変位時刻歴応答図のcおよびd点の時刻には単調載荷時に段落とし部でせん断破壊した程度のせん断力が橋脚上端に作用していることがわかる。

図-11に時刻歴応答図のa～g点に対応する変形およびひび割れ図を示す。図を見れば、変位の小さいaおよびb点では段落としより下の位置に発生する曲げひび割れが構造物の挙動を支配していることがわかる。しかし、変位が4.7cmに達したcおよびd点で段落とし部に斜めひび割れが発生し、この構造物の挙動が曲げ挙動からせ

ん断挙動に移ったことが示されている。その後このせん断挙動は大変位に達するf点でさらに卓越している。この結果は、実際の被害状況と一致し、解析においても段落とし部からの斜めひび割れが原因で対象構造物が被災した状況が再現されていることが分かる。

以上のことまとめれば、守部高架橋P17橋脚は単調載荷時にも段落とし部からの斜めひび割れによりせん断破壊するせん断破壊先行型の構造物である。兵庫県南部地震では、地震により、せん断耐力を上回るせん断力が負荷され、段落とし部からの斜めひび割れでせん断破壊に至ったメカニズムを推定できる。

## 5. 帯鉄筋の影響

前章までの解析結果より実際の構造物がせん断破壊に至ったメカニズムを推定できたので、P17橋脚の耐震性能について検討を試みた。ここでは帯鉄筋量をパラメータとした解析を行うことにした。

既に3章で示したとおり、P17橋脚は少なくとも帯鉄筋比を0.150%まで増やせば単調載荷時の脆性的な破壊は防ぐことができる。そこでまず、

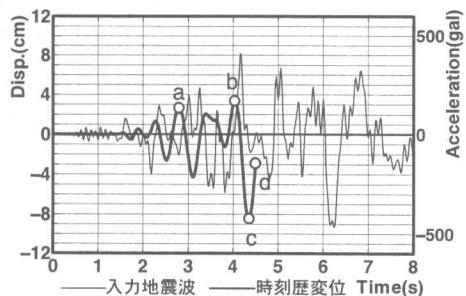


図-12 時刻歴応答変位( $p_w=0.150\%$ )

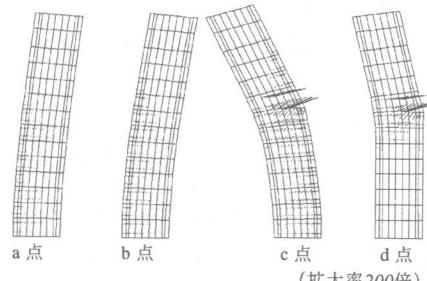


図-13 変形およびひび割れ図( $p_w=0.150\%$ )

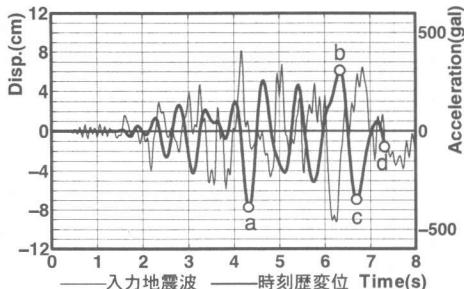


図-14 時刻歴応答変位( $p_w=0.600\%$ )

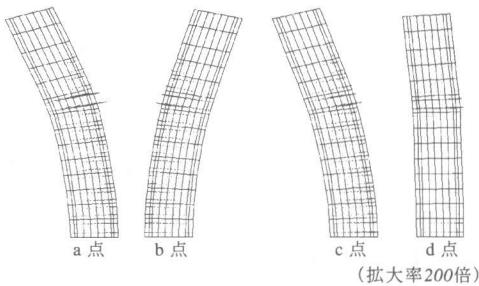


図-15 変形およびひび割れ図( $p_w=0.600\%$ )

帶鉄筋比を0.150%にした解析を行うことにした。図-12および図-13に解析より得られた時刻歴応答変位と時刻歴応答変位図中のa～d点に対応した変形およびひび割れ図を示す。時刻歴応答を見れば、解析は収束解を得ることができずに4章の帶鉄筋比0.018%の解析よりも早期に終了している。解析が早期に終了した理由について明らかになってはいないが、非線形解析における剛性の取扱いや収束方法などの原因が考えられる。しかしながら変形ひび割れ図cおよびd点において、実構造物の解析に比べ斜めひび割れは顕著に発達することはなく、明らかに帶鉄筋量を増加させることでせん断挙動が抑制されていることが分かる。

図-14および図-15に帶鉄筋比を0.600%にした場合の解析より得られた時刻歴応答変位図と時刻歴応答変位図中のa～d点に対応した変形ひび割れ図を示す。時刻歴応答変位を見れば、帶鉄筋比を増やすことにより今回の解析で使用した最大地動加速度(463gal)入力後まで安定して解析が継続されることが示されている。また、変形ひび割れ図より明らかのように、最大変位a点の時、あるいは最大地動加速度を受けたb点時

など、いずれの時点でも常に曲げ的な挙動が構造物の挙動を支配していることが分かり、帶鉄筋量を増加させることで脆性的なせん断破壊を防ぐことが可能であることが示されている。

## 6. 結論

兵庫県南部地震で被災せん断破壊した守部高架橋P17橋脚を対象に、動的非線形有限要素解析を行い、被害要因を検討することを試みた結果、次のような結論を得た。

- (1) 動的非線形有限要素解析により、実際の被災状況とほぼ同一の解析結果が得られることを示した。
- (2) 対象構造物が段落としによるせん断破壊先行型の構造物であったことが直接的な被害原因であることを明らかにした。
- (3) 対象構造物の帶鉄筋量をある程度まで増やすことで、脆性的な破壊を防止することができる事を示した。

なお、本研究では橋脚単体をモデル化して検討した結果を示したが、より詳細にはフーチングや地盤との相互作用ならびに構造システム全体を考慮した検討が必要と考えている。

## 参考文献

- 1) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と韌性率評価式、コンクリート技術シリーズ、No.12, pp.11-13, 1996.7
- 2) 水野要, 中村光, 檜貝勇：繰り返し荷重を受けせん断破壊するRC部材の挙動解析、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.795-800, 1997.6
- 3) Hillerborg,A. : *Stability Problems in Fracture Mechanics Testing, Fracture of Concrete and Rock*, Elsevier Applied Science, pp.369-378, 1989
- 4) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫：周波数依存性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察、土木学会論文集, No.493/II-27, pp.49-58, 1994.6
- 5) 古本吉倫, 杉戸真太, 梅原秀哲：強震動予測モデル(EMPR)による兵庫県南部地震のシミュレーション、文部省科学研究費特定領域研究「都市直下地震」第3回都市直下地震災害シンポジウム論文集, pp.171-174, 1998