構造工学論文集　Vol.33B（1987年3月）

高速荷重時の鉄筋コンクリート柱の挙動実験と数値解析との比較に対する一考察

SOME CONSIDERATION FOR THE EXPERIMENT AND NUMERICAL ANALYSIS ABOUT RC COLUMN UNDER HIGH-SPEED LOADINGS

藤本盛久*　大熊武司*　市橋重勝**
和田　章***　中込忠男****　宮原貴昭*****

By Morihisa FUJIMOTO, Takeshi OOKUMA,
○Shigekatsu ICHIHASHI, Akira WADA,
Tadao NAKAGOMI, and Takaaki MIYABARA

There are a lot of indistinct parts about the behaviors of buildings and fracture patterns, when the dynamic loadings such as earthquakes will occur. Generally, it would be possible to consider that there two concepts for the fractures of buildings. One is the concept that cyclic displacements will occur by the cyclic loadings, and at last, all of the building would be gradually destoried with the plastic fractures. Another concept is that buildings would be destoried in a moment by the big external forces in the dynamic forces such as impact. This study has been progressing by the latter concept. There have been numerous reports for the behaviors and resistance forces of girders in the buildings by changing the loading speeds till now.In this paper, we performed the experiment for actual 1/3 size reinforced concrete model under high-speed loading and the numerical analysis for this model by the finite element method and K.J.Bathe's idea for the first step of the study.Lastly, we compared the both results.

1. 序

一昨年9月にメキシコ市で、大きな地震があり、多数の建築構造物が崩壊し、また、多数の被害者が出たことは、記憶に新しいところである。従来から、建築構造物が地震力を受けた時の動的挙動の検討は行われてきた。その手法としては、各床部分を一つの質点として置換したバネーマス系のモデルを用い、応答計算を行うことにより安全性の検討を行うのが通常の方法であった。構造設計とは、このような弾塑性応答解析を含めた、応答解析結果を検討し、各々の部材に発生するであろう最大応力に対して、安全性を検討し、部材断面の大きさを定めることである。このような過程によって耐震設計は進められてきた。しかしながら、建築構造物が実際に地震力等の動的外力を受けた場合、どのような形で崩壊するかについては、不明確な点が多い。一つの考え方としては、部材が地震時の振動により、何度も繰り返し荷重を受け、繰り返し変形を生じ、最終的には塑性破壊が生じ、徐々に崩壊するという考え方がある。しかしながら、もう一方の考え方としては、建築構造物がそのような動的外力を受け、その中の特に大きな外力によって瞬時に、即ち、衝撃的に崩壊するという考え方もある。本研究は、後者の考え方、つまり、地震動によって、建築構造物が壊れるという現象は、衝撃的な破壊の一つであるとする考え方から進めているものである。対象としている構造部材は、鉄筋コンクリート造の柱である。これまで、地震時の動的挙動に関するいくつかの研究がなされている。載荷速度の違い等による耐力等の変化について報告されているが、梁部材についての研究が多く、柱部材の研究は少ない。また、高速荷重を受ける構造物の挙動に対する研究も少ない。

一方、電子計算機を用いた数値解析を行う環境は、

＊　工博　神奈川大学教授　工学部建築学科　（〒221 横浜市神奈川区六角橋3-27-1）
＊＊　構造計画研究所　企画開発部　（〒164 東京都中野区本町4-38-13）
＊＊＊　工博　東京工業大学助教授　工学部建築学科　（〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1）
＊＊＊＊　工博　信州大学助教授　建築工学科　（〒380 長野県長野市若里500）
＊＊＊＊＊　東京工業大学大学院生　工学部建築学科　（〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1）

スーパー・コンピュータから各種の構造工学を解明するためのソフトウェア分野に至るまで、その進歩は著しい。特に、有限要素法に関しては、多くの先駆者が、そのエネルギーをつぎ込み、破壊問題を含む複雑な非線形問題について三次元的拡がりを有する構造物に適用することも可能となってきた。しかしながら、いかなるソフトウェアの利用が可能になり得たとしても、構造物の実際の挙動を正確に追跡することは、非常に難解な問題である。ここに於いてはまだ、あまり行われていないが、実際に高速荷重を鉄筋コンクリート造の柱に作用させた実験を行い、その実験モデルに対し、K. J. Bathe等の考え方や、非線形有限要素理論を用いて、高速荷重時の解析に適用出来るかの検討を行ったものである。

2. 実験

a. 試験体および使用材料

試験体の配筋・形状および使用材料については、図1および表1, 表2に示す。試験体は、鉄筋コンクリート建築物の柱部分を取り出し、その上下の部分に、はり形を付けたものである。材軸と20度をなす加力作用線を柱の中心で交わらせ、圧縮力を加えることにより、軸力, せん断力と曲げモーメントを同時に負荷させる方法を用いる。

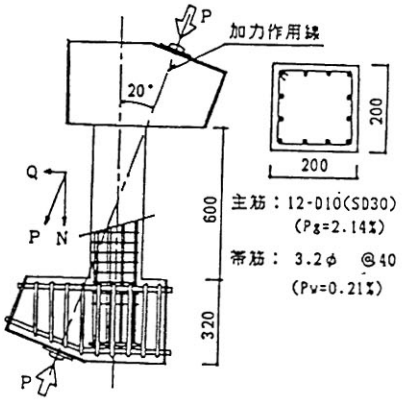


図1 試験体の形状および配筋図

表1 素材試験結果

試験片	降伏応力度 (kg/mm²)		最大応力度 (kg/mm²)	伸び率 (%)
	上 位	下 位		
D−10	39.9	38.7	55.7	17.1
3.2φ	35.1	34.3	43.8	29.8

表2 素材試験結果

試験体	圧縮強度 (材令) (kg/cm²)	圧縮強度 (材令) (kg/cm²)	引張強度 (材令) (kg/cm²)
RC20	112 (28日)	119 (43日)	11.4 (47日)

使用材料は、鉄筋SD30、コンクリートは普通コンクリートにフライアッシュを混合したものを使用した。実験時の材令は43日であった。表1, 表2に素材試験結果を示す。

b. 載荷計画

実験は、図2に示すような構造物用動的試験機（静的最大荷重：±110t, 動的最大荷重：±75t）を用い、一方向静的および高速載荷とした。試験体の加力点は、加力作用線に沿って移動するピンとし、反力点は水平移動を拘束したピンとした。また、試験体が載荷時に摩擦を受けないように、水平面内で自由に移動可能なベアリングで試験体を支持した。

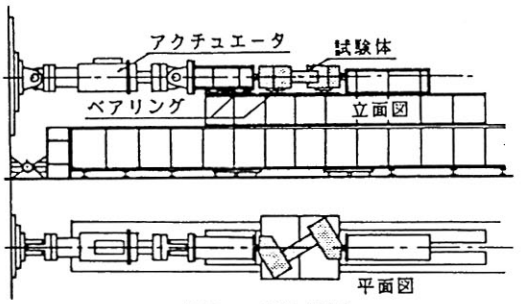


図2 実験装置

実験は同一条件の2体の試験体について静的載荷と高速載荷を行った。高速載荷は、三階建鉄筋コンクリート構造物の地震時における最下階の柱の層間速度応答を参考にして、試験体の寸法は実大の約⅓としたが、載荷速度を25cm／secとした。最大荷重は27.2tonであった。図3に実験による高速載荷の変動を示す。

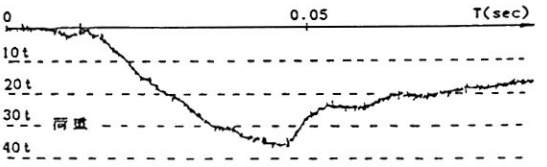


図3 高速荷重の変動

c. 測定方法

変位測定は、図4に示すように試験体と一体となって動く測定治具を取り付け、層間変位と軸方向の伸縮を測定した。

最大荷重時において、5.48mmの層間変位が生じ、後述のごとき破壊が生じた。

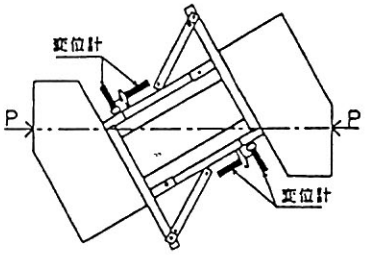


図4　変位測定方法

3. 鉄筋コンクリート部材の非線形解析について

解析手法としては、非線形有限要素理論に基いた陰解法である、Newmarkのβ法を用いた。鉄筋コンクリート部材の取扱い方としては、鉄筋とコンクリートとを分離したモデルとして取り扱う。ただし、鉄筋とコンクリート材料について、Hypo－elasticな材料として、一軸試験のデータを有効に活用した、Kupfer, Khan, Saugy, Liu等の実験結果とよい近似を示す、K. J. Batheの方法を用いた。その手法について、概説する。一軸応力および一軸歪の関係を図5に示す。

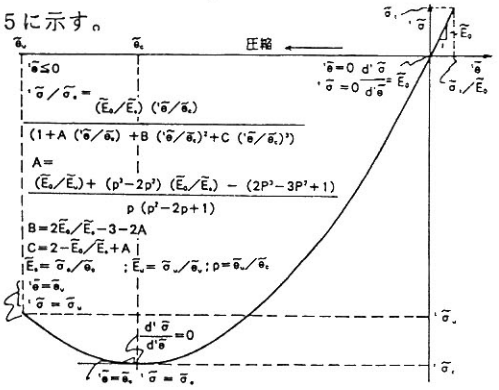


図5　コンクリートの応力－ひずみ

ただし、E_0：初期弾性定数、e_c：δ_cに対応した歪、e_u：δ_uに対応した終局ひずみ、σ_c：最大圧縮応力度、σ_u：終局応力度　～は、一軸試験を示す。

今、'Eをある時刻tにおける多軸状態での等価弾性係数とすると、'e≦0の部分では、

$$'E=\frac{E_0\,[1-B\,('e/e_c)^2-2c\,('e/e_c)^3]}{[1+A\,('e/e_c)+B\,('e/e_c)^2+C\,('e/e_c)^3]^2} \quad \cdots\cdots(1)$$

ポアソン比は一定であると仮定し、多軸方向の応力状態での負荷及び除荷過程に対する応力－歪関係も変る。また、負荷関数t_fは次式のようになる。

$$t_f=t_s+3\,\alpha\,{}'\sigma_m \quad \cdots\cdots(2)$$

$'\delta_m='\delta_{ii}/3$, $t_s=(\frac{1}{2}{}'s_{ij}\,{}'s_{ij})^{\frac{1}{2}}$, $'s_{ij}='\sigma_{ij}-'\sigma_m\,\delta_{ij}$

$'\sigma_{ii}$：全主応力, $'s_{ij}$：偏差応力, t_s：有効偏差応力

αは零、または、小さな値とする。負荷状態は$t_f \geqq f_{max}$, 除荷は$t_f \leqq f_{max}$, f_{max}は、負荷又は除荷時におけるt_fの最大値である。除荷過程では、コンクリート材料は等方性とし、弾性定数についても初期の剛性を有するものと考える。負荷状態では、主応力を計算し、各々の方向に対する主歪とから、対応する弾性係数を定める。この時、多軸状態での破壊基準より、圧縮応力, 圧縮歪, 終局応力, 終局歪を求め、各方向の主歪を用いて、修正を行って、弾性定数を求める。もし、三つの主応力のうち、一番小さい主応力が破壊基準より求めた圧縮応力度に比較して、0.4から0.7以上の場合には、弾性係数は、各方向の主応力と、一軸状態の弾性係数の重み平均より求め、等方性として、剛性マトリックスを評価する。一方、一番小さな主応力が、破壊基準より求めた圧縮応力度の0.4から0.7以下の時は、コンクリートは、異方性の挙動を示す材料として、剛性マトリックスを作成する。その時の弾性係数は二方向の主応力と一軸状態の弾性係数の重み平均を用いる。これ等の方法は、時刻tから、時刻（t＋Δt）の間での応力増分量と、歪の増分量とを用いて決定する。

破壊基準は、一軸引張り試験から得られた値を多軸応力状態の引張り強度に変換し、その値よりも引張り主応力が大きい場合には、その方向の剛性を1／200とする。応力解除も行う。また、せん断力については、½の剛性とする。圧縮破壊については、Kupfer等の提案する曲線を考慮する。その破壊包絡面より大きい時は圧壊とし、その要素内の応力は再配分され、以後は剛性を持たない。引張り破壊の場合には、再び亀裂面が接触した場合には、剛性を有するように考慮している。これ等の検討は、要素の積分点で行っている。

4. 解析モデルについて

今回の実験は、同型の試験体に、静的及び高速荷重による動的実験との二種類行った。即ち、前出の図1の試験体に図2の実験装置を用いて静的および高速荷重を載荷した。解析モデルは、二次元構造物の平面応力問題とし、支持条件については、実験時の状況より判断し、図6に示す如き条件とした。

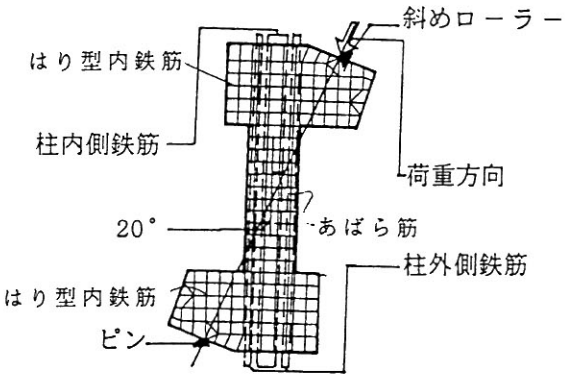


図6　構造形状・支持条件・荷重方向

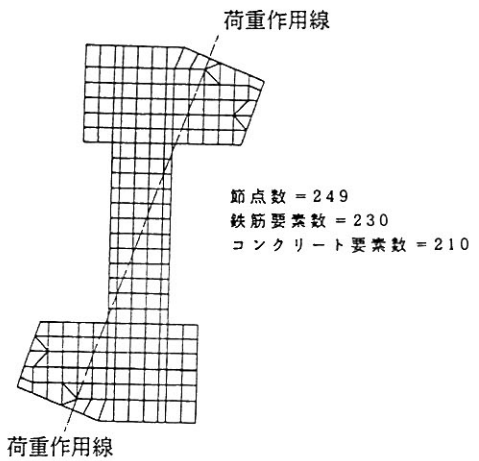
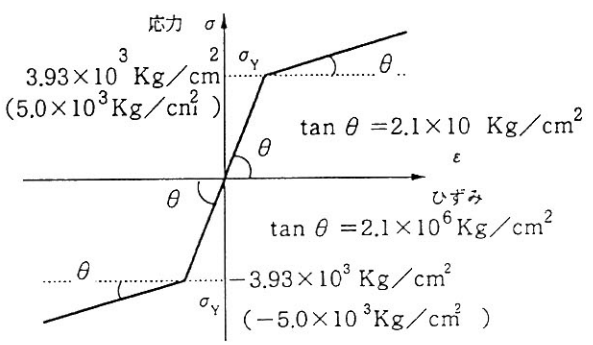


図7 節点及び要素分割

使用した鉄筋およびコンクリートの材料定数については、素材試験により定めた。次に、それ等の材料諸定数について示す。鉄筋は、柱内側，柱外側，あばら筋，はり形内鉄筋で断面積のみが異なり、その他の諸定数は同一とした。



( ) 内は高速荷重時解析用データ

図8　鉄筋の材料特性

表3　鉄筋の諸定数

諸　定　数		値
柱内側断面積 (Aint) (c㎡)		3.1416
柱外側断面積 (Aext) (c㎡)		1.5708
あばら筋断面積 (c㎡)		0.1679
梁形内鉄筋断面積 (c㎡)		1.5708
密　度 (ρ) (g／c㎥)		7.86
初期弾性係数 (E) (kg／c㎡)		2.1×10^{6}
降伏応力度 (σ) (kg／c㎡)	静的	3.93×10^{3}
	動的	5.0×10^{3}
降伏後接線係数 (E) (kg／c㎡)		2.1×10^{5}

鉄筋の諸定数は表3に示し、また、鉄筋の材料特性曲線は図8に示す。コンクリート材料についても、素材試験をもとに諸定数を定めた。今回の解析においては、静的応力解析に対しては素材試験データを利用し、動的応答解析の場合は、表3、表4に示すように、静的の場合に比較して、約25％大きくした。

表4　コンクリートの諸定数

諸　定　数	値
密　度 (ρ) (g／cm^3)	2.4
初期弾性定数 (E_0) (kg／cm^2)	2.1×10
ポアソン比 (ν)	0.166667
一軸引張り応力度 (σ_t) (kg／cm^2)	11.4 (静的)
	15.0 (動的)
一軸最大圧縮応力度 (σ_c) (kg／cm^2)	119.0 (静的)
	150.0 (動的)
一軸最大圧縮ひずみ (e_c)	0.002
一軸終局圧縮応力度 (σ_u) (kg／cm^2)	108.0 (静的)
	180.0 (動的)
一軸終局圧縮ひずみ (e_u)	0.003

今回の計算では、KhanやSaugy，Kupferの実験で得られた三軸試験による破壊基準を直線で評価して用いた。表5に、その係数を示す。その他の値についてもK．J．Batheの方法を用いる。βは0.75とした。

表5　三軸試験破壊基準

主応力比	曲線番号					
	I	II	III	IV	V	VI
$\delta 1p/\delta c$	0.0	0.25	0.5	0.75	1.0	1.2
$\delta 3p/\delta c$ ($\delta 1p=\delta 2p$上)	1.0	1.35	1.75	2.15	2.5	2.8
$\delta 3p/\delta c$ ($\delta 2p=\beta 0.3p$上)	1.25	1.7	2.1	2.55	2.95	3.3
$\delta 3p/\delta c$ ($\delta 2p=\delta 3p$上)	1.2	1.6	2.0	2.4	2.8	3.1

負荷又は除荷を定める係数α：0.05，三軸応力状態から一軸応力への変換するため係数γ：1.0とした。次に荷重条件として、静的応力解析では、実験で得られた最大値までの計算を行った。図9にて示す。5ステップに分けて作用させた。実験での最大値は、27.2tonとなっている。

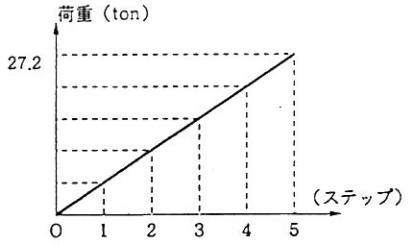


図9　静的応力解析の荷重

また、高速荷重による動的応答解析においては、同様に実験で、アクチェータ先端部でのロードセルのデータを用い、図3を参照し、図10の如き時刻歴の集中荷重と考え、解析を行なった。実験での最大値は、36.1tonとなっている。

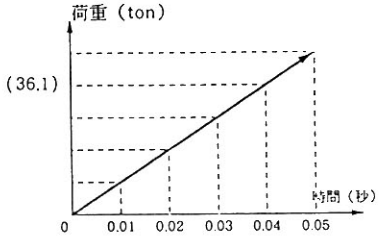


図10　高速応答解析の荷重

ただし、高速応答解析の解析時間刻みに関しては、T. Belytschko等が述べているように、解析の安全性を考慮して、最も不安定な中央差分法の場合の値を用いた。減衰定数をβとした時、基準化した振動方程式

$$\ddot{x}+2\beta\omega\dot{x}+\omega^2x=0 \quad \cdots\cdots(3)$$

より

$$\Delta t\leqq\frac{2}{\omega}(\sqrt{\beta^2+1}-\beta) \quad \cdots\cdots(4)$$

である。ωは、固有振動数である。特に、鉄筋の伝播速度は、5606m／sec、コンクリートの伝播速度は、3020m／sec、両者で要素の最短長さは、鉄筋2.5cmで、この値により時間刻みを定める。一つの要素の剛性マトリックスは

$$[k]=\frac{AE}{\ell}\begin{bmatrix}1 & -1\\ -1 & 1\end{bmatrix} \quad \cdots\cdots(5)$$

ここで、ℓは要素長さ、Aは断面積、Eはヤング係数である。また、集中質量の質量マトリックスは、

$$[m]=\frac{\rho A\ell}{2}\begin{bmatrix}1 & 0\\ 0 & 1\end{bmatrix} \quad \cdots\cdots(6)$$

ρは密度を示す。この要素の最高次の固有振動数は、

$$\omega^2=\frac{4AE}{\rho A\ell^2}=\frac{4C_e^2}{\ell^2} \quad \cdots\cdots(7)$$

ただし、$C_e^2=\frac{E}{\rho}$である。$\beta=0$と、(4)，(7)より

$$\Delta t\leqq\frac{\ell}{C_e} \quad \cdots\cdots(8)$$

C_eは、縦波の速度である。この式は、クーラント条件より求めたものと同じである。よって、時間刻みは、0.4×10^{-5}秒で計算した。演算時間は、FACOM360Rで、2000ステップでCPU1時間必要とした。

5.　解析結果と実験データとの比較

ここでは、解析結果と実験データとの比較を行う。まず、構造物の特性を知るために、固有値解析を行った。その結果の一部を表6に、また、固有モード図について、図11に示す。実験結果と比較してみると、1次の固有周期（0.80×10^{-2}sec）とほぼ一致している。

表6　固有振動数・固有周期

次数	固有周波数（cycle／sec）	固有周期（sec）
1	0.1241×10^{3}	0.8055×10^{-2}
2	0.2631×10^{3}	0.3801×10^{-2}
3	0.6003×10^{3}	0.1666×10^{-2}
4	0.8912×10^{3}	0.1122×10^{-2}

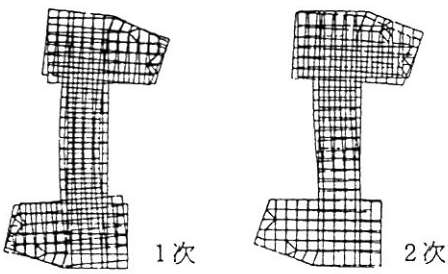


図11　固有モード図

静的応力解析結果と実験データとの比較を行う。実験における変位計からは、図12に示す層間変位量が計測されている。その値は点線で示す。

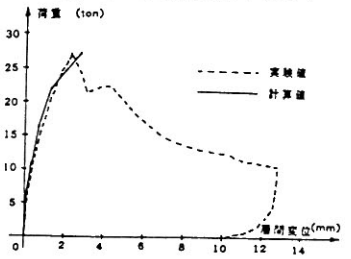


図12　加力点荷重・層間変位

同様にして、図12に、静的応力解析結果より求めた層間変位を描くと、実線のようになる。この結果より、非常によい一致をみることができる。次に応力分布について考察してみると図13に示すように、亀裂の生じる傾向はほぼ一致している。

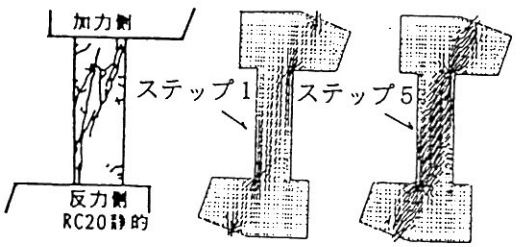


図13　最終破壊状況・応力分布図

次に、高速荷重が作用したときの動的応答解析と実験データとの比較を行う。静的応力解析の場合と同様に、実験データの層間変位量を点線で示す動的応答解析結果より得られた変位を用いて、層間変位量を実線で描くと図14になる。

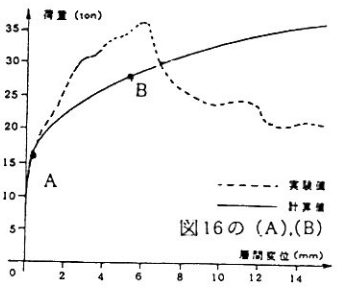


図16の (A),(B)

図14　加力点荷重・層間変位

傾向として、加力が増加している間は、ほぼ、実験データと解析結果とは一致していると考えられるが、破壊状態は、解析の方が早く生じている。このことは、破壊伝播時に対するモデル化が正確に行われていない。鉄筋の付着、亀裂部分の接触・離脱により剛性が上ることも考えられる。この事も考慮した非線形解析が今後必要である。次に、力が伝播して行く傾向を図15に示す。

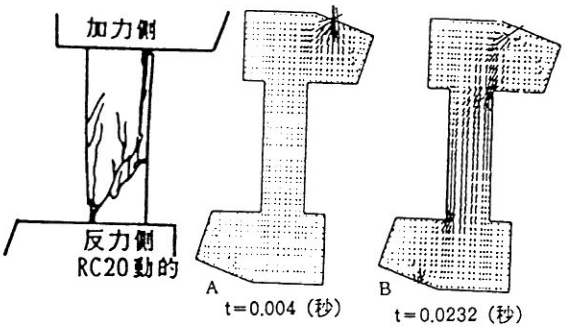


図15　最終亀裂・応力伝播

6.　結

以上の結果より、実験データと数値解析を比較して、静的荷重が作用した場合には、一致しているということが言える。然し乍ら、高速荷重が作用する場合には、多少の誤差がみられる。このことは、高速荷重時の部材の剛性の評価に対し、あまり明確なデータがなかったために、正しい評価が出来なかったことにもよると考えられる。今後は、Batheの方法に、コンクリートと鉄筋の付着、要素内での亀裂を正確に評価する方法を取り入れること、およびstrain softening考慮等も必要であると考えられる。

7.　謝辞

試験体製作にあたり株式会社　間組に御協力頂きました。記して感謝の意を表します。また、東工大・工業材料研究所長　黒正清治教授の多大な御指導に対し、御礼申し上げます。

参考文献

K.J.Bathe "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice−Hall,INC., T.Belytschko & T.J.R.Hughes "Computational Methods for Transient Analysis", North−Holland,, T.Belytschko, "Explicit Integration of Structure−Mechanics Systems",MARC講習会資料, H.Kupfer,H.K.Hilsdorf & H.Rusch, "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses",J.of ACI,Vol .66,1969, T.C.Liu,A.H.Nilson & F.O.Slate, "Biaxial Stress−strain Relations for Concrete", ASCE.J. Struct. Div.,Vol. 98,1972, M.H.Khan & B.Saugy, "Concrete Reactors", ACI Special Publicatin 34,1972 , 岩井　哲他," 構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究",日本建築学会論文報告集、第314号・昭和57年4月