

## 論 文

## [2211] 鉄筋コンクリート柱の耐震性能とその動的挙動

山口隆裕<sup>\*1</sup>・武村浩志<sup>\*2</sup>・柳井修司<sup>\*2</sup>・池田尚治<sup>\*3</sup>

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物を対象として振動台による地震再現実験を何種類もの供試体を用いて行なうことは、物理的および費用の面で決して容易ではなく、また、それらを観察する機会に恵まれることは極めて少ないので現状である。著者らは、このことを考慮して、構造物の地震時の応答挙動を視覚上において時刻に忠実に生起させるために、準動的（仮動的）載荷システムにビデオによる動的映像記録化のシステムを組み入れる方法を開発した[1]。そして、この方法を用いて、力学的性能の異なる8つのタイプの鉄筋コンクリート（以下、RCと記す）柱の地震による動的応答挙動と破壊に至る過程とをビデオテープに収録した。本研究は、得られたビデオテープと静的及び準動的載荷実験の結果を用いて、視覚および力学の両面からRC柱の耐震性能を土木学会のコンクリート標準示方書（以下、示方書と記す）[2]に基づいて評価したものである。

ここで動的映像記録化のシステムとは、観測された地震波の時間軸と対応した動的映像をビデオテープに得るためのシステムである。その方法は、過去に記録された地震波を供試体に準動的に作用させ、その応答をコンピューターを介して具現する際に、ビデオによる各微小時刻毎の撮影を行い、それを再生することによって、供試体の弾塑性地震応答挙動を実時間スケールで動的映像として得るものである。このシステムの優れている点は、振動台を用いることなく供試体の地震時の動的弾塑性応答を視覚上でビデオ再生装置上に表わすことができること、振動台ではほとんど不可能な供試体寸法のものでも容易に実験できるので、大型部材の映像が得られること、振動台実験の場合と異なり供試体の座標は不動であり、供試体の変形挙動の観察が極めて容易であること、およびビデオプリンターを用いて任意時刻の映像を即座に取り出せること、である。

## 2. 供試体

実験に使用したRC柱供試体の一覧と諸元を表-1に、形状の一例を図-1に示す[3][4]。供試体はそれぞれ力学的性能の異なる8つのタイプのフーチング付き独立柱であり、同じ供試体を2体ずつ作製し、1体には静的正負載荷、他の1体には準動的載荷を行なった。表-1に示すように供試体I～IVは供試体Iを基準として、それぞれ、せん断支間有効高さ比(a/d)、軸方向鉄筋比、軸圧縮力を変化させたものである。フープ筋量については、許容応力度法に基づいた昭和55年版の示方書に従って計算を行なった。配置間隔は断面有効高さの1/2以下となるようにした。供試体Sは、地震によるせん断破壊挙動の把握を目的として設計されたもので、フープ筋量は計算必要量の1/2程度、配置間隔は断面高さの30cmとした。供試体C1～C3は、軸方向鉄筋の途中定着の影響をみたものである。途中定着は、それぞれの供試体とも軸方向鉄筋24本中の12本について行なった。供試体C3の途中定着位置は、モーメントシフトを考慮した昭和55年以降の示方書に準拠して決定した。一方、供試体C1とC2の定着位置は途中定着部の影響を顕在化

\*1 横浜国立大学助手 工学部建設学科 (正会員)

\*2 横浜国立大学大学院 計画建設学専攻 (正会員)

\*3 横浜国立大学教授 工学部建設学科、工博 (正会員)

させるために、モーメントシフトを考えない曲げモーメントに対する耐力に基づいて決定し、さらに、途中定着位置から定着に必要な長さを全く考えていな。供試体C 1～C 3のフープ筋量は計算上ほとんど必要ではないので、示方書の構造細目に従って配置間隔を軸方向鉄筋径の12倍とした。なお、供試体C 2については、途中定

着部付近を炭素繊維で補強し、その効果を調べた。炭素繊維には繊維を一方向に並べたシート状の連続炭素繊維（以下、CFSと記す）を使用し、軸方向とその直角方向にそれぞれ1枚ずつを重ねて、図-1に示す範囲にエポキシ系の樹脂により接着した。各供試体に使用した軸方向鉄筋の規格はSD30であり、平均降伏強度は347MPaであった。供試体I～IVの実験時のコンクリートの圧縮強度は26.5MPa、供試体SとC 1～C 3のそれは18.4MPaであった。

載荷は、2本のアクチュエーターを使用して、図-1に示すように柱頭部に一定軸圧縮力のもとに水平力または水平変位を作用させて行なった。

### 3. 静的正負載荷実験

#### 3. 1 実験方法

供試体I～IVの載荷手順は、材料の非線形特性を考慮して計算した降伏荷重時の変位（以下、 $\delta_y$ と記す）から最終載荷まで変位を $1\delta_y$ ずつ増加させながら、各変位で1回の正負載荷を行なうこととした。供試体SとC 1～C 3の場合は、柱根元部の曲げ降伏が先行するとは限らないので、載荷時において軸方向鉄筋のいずれかの場所が降伏ひずみに達したときの変位をその供試体の降伏変位とし、以後、上記と同様に載荷した。

#### 3. 2 実験結果と考察

各供試体の計算曲げ耐力と静的載荷実験の結果を表-2に、荷重一変位曲線の正側の包絡線の比較を図-2に示す。力学的性能の違いにより耐荷力の大きさにはかなりの差があり、供試体IとIVの耐力は他の供試体の約2倍を示している。また、破壊形態も各供試体においてかなり異なる

表-1 供試体の一覧と諸元

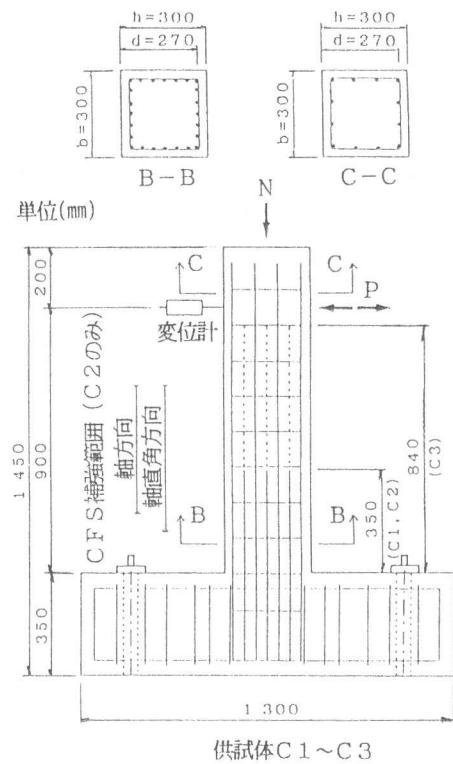
*1 供試体 記号	軸方向鉄筋				フープ筋			せん断支間 有効高さ比 a/d	軸圧縮 応力度 N/bh (MPa)
	*2 呼び 径	*2 途中 定着	*3 鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	*3 鉄筋比 (%)	呼び 径	間隔 (cm)	フープ筋 比 (%)		
PS-I PD-I	D13	—	25.34	2.82	D6	7.0	0.30 (106)	2.78	0.98
PS-II PD-II	D13	—	25.34	2.82	D6	13.0	0.16 (109)	4.63	0.98
PS-III PD-III	D10	—	11.41	1.27	D3	2.5	0.19 (104)	2.78	0.98
PS-IV PD-IV	D13	—	25.34	2.82	D6	4.5	0.47 (107)	2.78	4.71
PS-S PD-S	D13	—	25.34	2.82	D6	30.0	0.07 (54)	3.33	0.98
PS-C1 PD-C1	D10	35cm	17.12 (8.56)	1.90 (0.95)	D6	12.0	0.18	3.33	0.98
PS-C2 PD-C2	D10	35cm	17.12 (8.56)	1.90 (0.95)	D6	12.0	0.18	3.33	0.98
PS-C3 PD-C3	D10	84cm	17.12 (8.56)	1.90 (0.95)	D6	12.0	0.18	3.33	0.98

\* 1 : P S : 静的載荷実験(Static test)、P D : 準動的載荷実験(Pseudo-dynamic test)

S : せん断実験用供試体、C : 途中定着用供試体 (C 2 : CFSで補強)

\* 2 : フーリング上面からの高さを示す。 \* 3 : 下段 ( ) 内の値は定着後の値を示す。

\* 4 : ( ) 内の値は計算必要量に対する割合を示す。



供試体C 1～C 3

図-1 供試体の一例

つたものとなっている。供試体Ⅰは主としてせん断破壊に至り、供試体Ⅳは柱根元部の広い範囲でのコンクリートの剥離と軸方向鉄筋の座屈を伴う曲げ破壊に至った。供試体ⅡおよびⅢは、柱根元部の曲げひびわれが大きく成長し曲げ破壊した。供試体Ⅱにおいては±5δ<sub>y</sub>載荷時に圧縮部のコンクリートの広い範囲での剥離が見られた。供試体Sは、載荷荷重95kN付近で載荷点から柱根元部にわたって大きく斜めひびわれが伸展し、ほぼ曲げ降伏荷重の98kNで急激に耐力が低下せん断破壊した。供試体C1は、途中定着部から斜めひびわれが発生し、柱根元部より先に途中定着部が降伏した。最終的には、途中定着部からの斜めひびわれが大きく伸展し、途中定着部から根元部までのコンクリートが剥離し、軸圧縮力に耐えきれなくなり、軸方向鉄筋がそこで座屈した。供試体C2の場合、CFSの補強効果により、軸方向鉄筋は根元部と途中定着部の2カ所でほぼ同時に降伏した。終局時には、柱根元より少し上の軸方向のCFSの定着端部のコンクリートが剥離しそこで軸方向鉄筋が座屈した。供試体C3は根元部の曲げ破壊が先行し、途中定着の影響は見られなかった。最終的には、根元部のコンクリートの剥離による軸方向鉄筋の座屈により耐力が低下した。

供試体Ⅰ～ⅣとC3の実験時の最大耐力はほぼ曲げ耐力の計算値と等しいが、供試体S、C1、C2はこれを大きく下回っている。特に、早期のせん断破壊を生じた供試体SとC1の最大耐力は、計算曲げ降伏荷重( $P_y$ )をも下回っている。図-3には、図-2を各供試体ごとに計算降伏荷重( $P_y$ )とそのときの変位( $\delta_{y_c}$ )で無次元化した図を示す。ただし、供試体C1～C3はすべてC3の計算降伏荷重と変位の値を用いて無次元化した。また、わずかに最大耐力が計算降伏荷重に達しなかった供試体Sは、計算降伏荷重と最大耐力時の変位の値を用いて無次元化した。供試体Ⅰ～ⅣとC3の最大耐力は、側方鉄筋の影響により変形量が2～3δ<sub>y</sub>時に生じており、

表-2 計算耐力と静的載荷実験結果

供試体	計算値		実験値	
	降伏荷重 $P_y$ (kN) *1	最大耐力 $P_u$ (kN)	$P_y$ 時の変位 $\delta_{y_c}$ (cm)	最大耐力 (kN)
I	136	173	0.46	170
II	78.5	99.1	0.92	96.1
III	73.6	94.1	0.25	91.2
IV	179	206	0.50	214
S	98.9	127	—	98.1
C1			—	68.7
C2	76.4	98.4	0.72	84.4
C3			0.58	91.2

\*1：引張側最外縁の軸方向鉄筋が柱の根元部で降伏ひずみに達したときの荷重

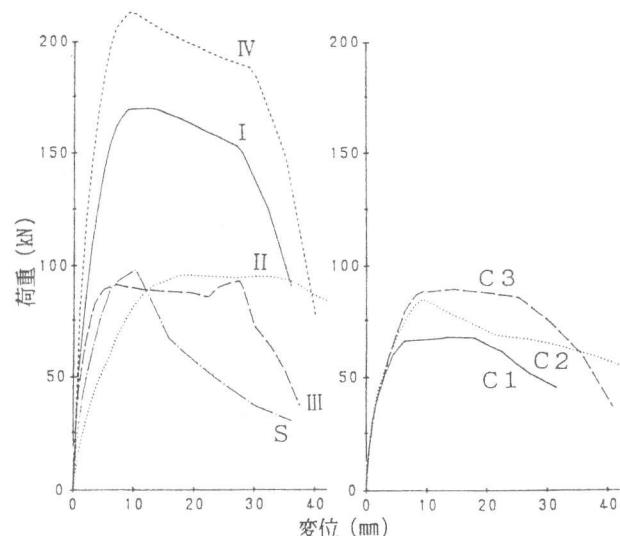


図-2 荷重-変位曲線の正側の包絡線

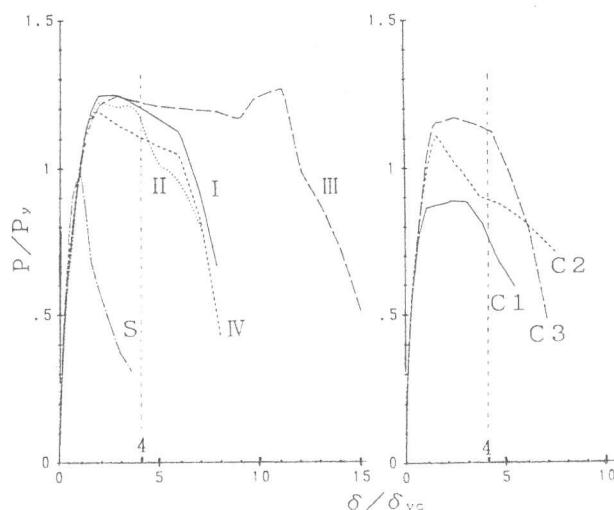


図-3 無次元化した荷重-変位曲線の包絡線

$4\delta_{\text{v}}$ を越えるまでは急激な耐力の低下はみられない。靭性率に関してみると、鉄筋比の小さい供試体IIIが最も大きい。早期のせん断破壊を生じた供試体Sは、靭性のほとんどないことがわかる。しかしながら、途中定着部でせん断破壊を生じた供試体C1の耐力低下は、供試体Sほど急激なものではなかった。CFSで補強した供試体C2は、CFSの軸方向の補強量が若干不足したため、供試体C3の性状と同等とはならなかつたが、供試体C1と比べて耐力面でかなり改良されている。

表-3 準動的載荷実験に用いたデータ

#### 4. 準動的載荷実験

##### 4. 1 実験方法

###### 準動的載荷に用いた初期

設定値は、静的載荷実験の結果を基に決めたもので表-3に示す。供試体C1～C3の計算上の曲げ降伏荷重は等しいので、3体の載

供試体	使用地震波	減衰定数 h	固有周期 T (s)	降伏時の割線剛性 K (MN/m)	仮想質量 (ton)	作用地震波の最大加速度 (m/s <sup>2</sup> )	
						4δ <sub>v</sub> レベル (ν <sub>4</sub> =0.4)	破壊レベル
I				29.6	187	0.91	1.82
II	エルセトロ			8.5	54	1.82	3.63
III	1940(NS)			29.4	186	0.49	0.99
IV	0.02秒			35.9	227	0.99	1.98
S	～	0.05	0.5	16.0	102	1.09	2.18
C1	16秒						
C2	△t=0.02秒			14.4	91	0.94	1.88
C3							

荷条件は曲げ降伏したC3と同じものとした。部材の固有周期が0.5秒となるように1自由度系換算仮想質量を設定した。この場合の加速度応答倍率の値はおよそ2.5倍である。仮想質量を求める際に用いた剛性は、それぞれの静的載荷実験から得られた履歴曲線の原点と降伏点を結ぶ割線剛性の正負側の値の平均値とした。ただし、供試体I～IVの降伏点は計算降伏荷重とし、供試体SとC3は静的載荷時において軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した点とした。作用地震波の最大加速度の大きさは、示方書に示される「かなりの損傷」の被災程度（4δ<sub>v</sub>レベル）を想定した補正係数ν<sub>4</sub>の値に相当する値、および部材の破壊を想定してその2倍の大きさ（以下、破壊レベルと記す）の値とした。載荷の方法は、各供試体それぞれ4δ<sub>v</sub>レベルの地震波を作用させた後、同じ供試体に破壊レベルの地震波を作用させることとした。ビデオでの録画は地盤地震波の生起時刻の0.1秒毎に行い、一静止映像の録画時間は0.2秒とした。

##### 4. 2 実験結果と考察

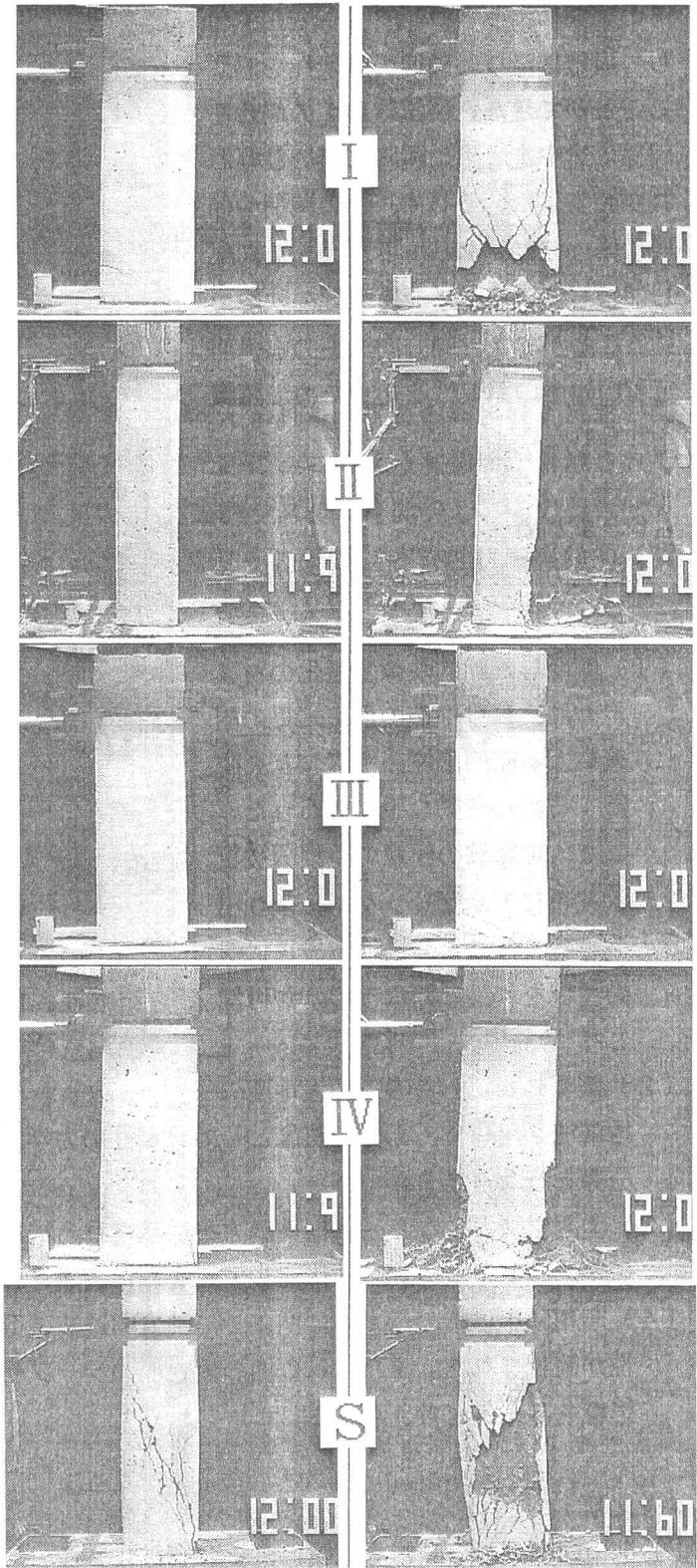
写真-1、2に各供試体の変形およびひびわれ状況の一例を示す。これらの写真は実験より得られた静止画を地震波の生起時刻ごとに再生し、そのモニター画面をビデオプリンターにより出力したものである。中の数字は地震波の生起時刻を示している。ビデオテープに記録された映像は、地盤との相対変位を生起させたものなので、それぞれの柱の変形やひびわれの状況が明瞭に把握でき、力学的性能ごとの地震時の被災状況を観察するのに極めて好都合であった。写真の左列は4δ<sub>v</sub>レベル載荷時における地震波の生起時刻の12秒時付近の状況を、右列は破壊レベル時の12秒付近の状況を示している。地震波の生起時刻の12秒は、地震波の後半において部材が大きく変形している時に對応している。「かなりの損傷」に相当する4δ<sub>v</sub>レベルの12秒時の被災状況を見てみると、供試体1とC3は柱根元部に曲げひびわれが発生しており、その内の1本は明確に確認することができる。供試体C3の途中定着部にはひびわれは発生していない。供試体IVは軸圧縮力が大きいため、柱根元部のコンクリートに圧壊の生じているのがわかる。供試体IIとIIIは復元力が小さいので、めだつたひびわれは発生していない。供試体Sは、すでに幅の広い斜めひびわれが載荷点から柱根元まで全長にわたって生じている。供試体C1には、途中定着部から生じたと思われる斜めひびわれが数本明確に認められる。途中定着部をCFSで補強した供試

体C2は、途中定着部には外面上ひびわれの発生はみられない。これらの結果から、フープ筋量及び途中定着の処置が十分な場合、示方書の $v_4$ の値はエルセントロ地震波に対しては安全側に設定されていることが確認された。

破壊レベルの被災状況を見てみると、12秒時には各供試体とも3章で述べた静的載荷実験時の破壊形態と同様な状況を示している。供試体I、II、IVとC3は、 $4\delta_y$  レベルの地震時においてはコンクリートの損傷はほとんどみられないが、破壊レベル時にはフープ筋量が十分であるにもかかわらず柱根元部のコンクリートの劣化はかなり激しいものであった。このことより、終局時の柱部材の耐荷及び変形能力をより高いレベルにするには、根元部のフープ筋の量とその配置間隔が重要な点と考えられた。CFSで補強した供試体C2の場合、コンクリートの損傷はほとんどなく補強効果の大きいことが示された。

##### 5. 視覚的観点からの動的応答挙動

ビデオテープの再生スピードを調節することにより、地震力を受けてRC柱が揺れる様子を任意の時間スケールで見ることができた。地震波の実時間スケールで映像を再生し動的応答挙動を観察してみると、再現された映像は臨場感のあるもので、曲げひびわれやせん断ひびわれが瞬時に開閉する様子、短い時間に柱が正負に変形する様子、コンクリートが劣化剥離し破壊していく様子、などが視覚的に顕著にとらえられた。柱頭部の変位は、視覚的には柱自体が曲げられて生じているのではなく、柱根元部の回転、または、大きなひびわれを起点とした回転により生じているように見えた。力学的性能ごとに動的応答挙動には特徴があったが、特に、せん断破壊した供試体Sの場合には、一瞬にして斜めひびわれが柱全長にわたって発生し、



4  $\delta_y$  レベル

破壊レベル

写真-1 被災状況 (I ~ IV, S)

その開閉によってコンクリートが劣化して崩壊に至り、破壊の危険性を感じることができた。供試体C1の場合も同様に途中定着部に瞬時に斜めひびわれが発生した。そして、その開閉や伸展に伴ってコンクリートが大きく剥離し破壊していく様子を実時間の映像で見ることができ、軸方向鉄筋の引張部定着の処置の重要性をあらためて認識させられた。

## 6.まとめ

本研究の結果をまとめると次のようになる。

(1) 開発した動的映像記録化のシステムは、R.C構造の構造細目の相違による動的応答の相違などを認識するのに有効な手段であった。また、地震波の任意の時刻の被災状況をビデオプリンターにより出力することにより、地震被災状況の比較を容易に行なうことが可能となつた。

(2) 実際に発生した過去の大地震の

地震波を用いて、動的な映像としてR.C柱の力学的特性ごとの地震被害のパターン化および分類を行なうことができた。

(3) 土木学会コンクリート標準示方書に示される構造物の限界状態による補正係数( $\nu_4$ )の値がエルセントロ地震波に対して安全側に設定されており妥当であることが検証された。

(4) 昭和55年以降の示方書に準拠して軸方向鉄筋の引張側定着を設計した場合の地震時の安全性が確認された。また、R.C柱の根元部のフープ筋の配筋状況が、終局状態の挙動に大きな影響を与えると考えられた。

## 参考文献

- 1) 池田尚治・山口隆裕：地震による鉄筋コンクリート柱の動的応答に関する映像シミュレーション、土木学会論文集、No.451/V-17, pp.139-147, 1992.8
- 2) 土木学会、コンクリート標準示方書（昭和55年版～平成3年版）、1980～1991
- 3) 飯田寛之・山口隆裕・池田尚治：途中定着を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15, No.2, pp.1107-1112, 1993
- 4) 宇治公隆：シート状連続炭素繊維による鉄筋コンクリート構造物の補強ならびに耐久性向上に関する研究、横浜国立大学博士論文、1993.3

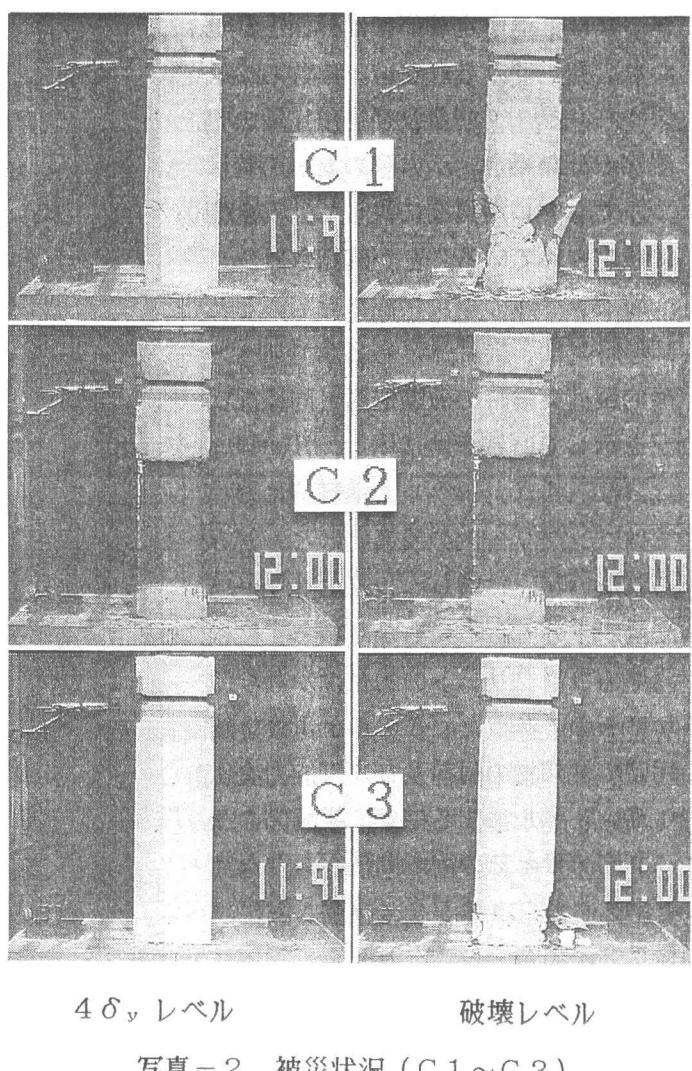


写真-2 被災状況 (C1 ~ C3)