

# 委員会報告 「過大繰り返し地震力を受けるコンクリート部材の塑性域劣化性状研究委員会報告」

鈴木 計夫\*

**委員会の主旨：**兵庫県南部地震の被害調査報告書等においては、「予想を遥かに越えた地震力によって大きな被害を生じた」という表現がよく見られる。土木、建築の各種構造物のうち古い示方書、基規準等で設計されたものの被害割合が高かったことが報告されているが、同時に新しい基規準で設計された建物でも深刻な被害を受けたものがかなりあったことも報じられている。設計で想定した地震力を大きく越えれば、構造物は力学的に深く塑性域に入り込むことになる。この塑性域での繰返し耐力劣化性状は充分把握されておらず、現行設計法では当然この点の的確な配慮は行われていない。このままでは今後も大地震における大被害が充分予想される。

本委員会では、地震動、地震入力、構造物の応答、繰返し回数、素材、部材の繰返し耐力劣化性状等につき、2年にわたって調査検討を行ってきたが、今回その成果を報告書にまとめ、またシンポジウムも開催することになった。報告書は未だ完成されていないので、本報では、この研究の意義、必要性等を要約し、報告書の内容についてはその目次（案）を示した。

**キーワード：**地震動、地震入力、繰返し回数、塑性域繰返し劣化性状、横拘束補強

## <委員構成>

委員長	鈴木 計夫	福井工業大学(WG1,2)	WG2 構造素材と部材の変形および耐力劣化性状
幹事	大野 義照	大阪大学工学部 (WG2)	主査 野口 博 千葉大学工学部
	衣笠 秀行	東京理科大学理工学部(WG2)	吳 智深 茨城大学工学部
	前川 宏一	東京大学工学部 (WG1)	加藤 大介 新潟大学工学部
WG1 地震動と構造物の応答			佐藤 孝典 清水建設(株)技術研究所
主査	曾田五月也	早稲田大学理工学部	須田久美子 鹿島建設(株)技術研究所
委員	梅原 秀哲	名古屋工業大学工学部	中村 光 山梨大学工学部
	久保 哲夫	名古屋工業大学工学部	畑中 重光 三重大学工学部
	境 有紀	東京大学 地震火力災害部門	平石 久廣 建設省建築研究所
	鈴木 祥之	京都大学 防災研究所	稲井 栄一 (株)間組技術研究所
	西谷 章	早稲田大学理工学部	前田 匡樹 横浜国立大学工学部
	星隈 順一	建設省 土木研究所	増田 安彦 (株)大林組技術研究所
	松本 信之	(財)鉄道総合技術研究所	三島 徹也 前田建設工業(株)技術研究所
	芳村 学	東京都立大学工学部	睦好 宏史 埼玉大学工学部
			矢島 哲司 芝浦工業大学

## 1. 直下型地震の地震動

兵庫県南部地震は、いわゆる直下型地震として大都市を縦断・直撃してコンクリート構造物にも多大な被害をもたらした。地震はその震源によって内陸直下型と海洋型に大別されるとすると、**内陸直下型は：**継続時間は短めであるが、破壊力となる主要動部は加速度、速度とも極めて大きい。その主要動波数は数波から十数波、継続時間は10秒前後と考えられる。他方、

**海洋型は：**地震動の継続時間は長い、加速度、速度ともにそれほど大きいものではない、と考えられる。

地震動の特徴を上記のように見ることができ、さらに設計上次のような注意を指摘しておく必要がある。図1はよく知られたJMA 神戸の記録波である。これらの図から、特に次の諸点を認識すべきであると考え。

- 通常の設計の弾塑性応答解析で用いる 400gal

\*福井工業大学教授 工学博士 (正会員)

前後の値を大幅に超えた 600~800gal の加速度が作用している。また速度も設計の 40kine 程度に対し、80~100kine にもなっており、地震入力エネルギーは設計仮定値の 4~6 倍にも達する。

・その波は、X、Y 2 方向独立設計の観点から、東西・南北波に分けて見ると、設計仮定値の 300

~400gal を越す over load の時間はほんの僅か、0.2~0.3 秒程度ある、またその回数も 3~4 回ぐらいであると見てしまう。しかし、平面軌跡図では、over load の継続時間は円弧周回運動の状態として少なくとも 6~7 秒間にもなっている。

以上のように直下型地震では、今回の例のよう

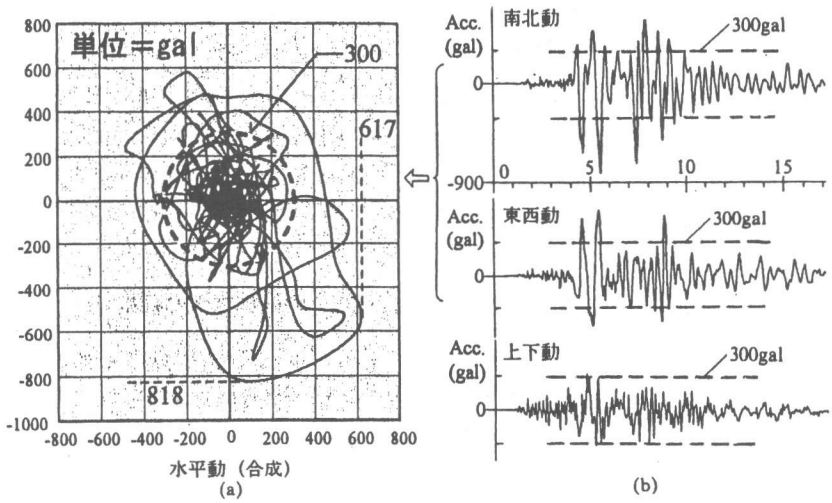


図 1 神戸海洋気象台の強震記録(加速度)

表 1 神戸市域各所の地震動

記号	場所	方向	最大加速度 cm/sec <sup>2</sup>	最大速度 cm/sec	最大変位 cm
KOBE	JMA 神戸	NS/WE	818.0 / 617.0	83.0 / 72.0	18.3 / 19.6
TKT	鷹取駅	NS/WE	606.0 / 657.0	124.0 / 125.0	36.0 / 31.3
KPI	ポートアイランド*	NS/WE	341.0 / 284.0	92.0 / 55.0	37.1 / —
FKA	大阪ガス社	NS/WE	687.0 / 802.0	65.0 / 132.0	18.2 / 41.7
KBO	神戸大	NS/WE	270.0 / 301.0	55.0 / 31.0	14.0 / 8.0

表 2 近年の日本における内陸直下型地震データ

地震名	年月日	震源	マグニチュード*	死者(人)	全半壊(戸)	断層長さ	最大ずれ量(m)
濃尾地震	1891.10.28	岐阜県本巣郡農郷村	8.4	7469	28 万	80km, ↓ 6.0, ↔ 2.0 (水鳥地区) (根尾谷断層) ↔ 7.2 (金原地区)	
丹後地震	1927.3.7	北丹後地方	7.5	2925	1 万	18km(郷村断層), ↓ 0.7, ↔ 2.7 8km(山田断層), ↓ 0.7, ↔ 1.6	
北伊豆地震	1930.11.26	半島北部	—	259	7500	35km(丹那断層), ↔ 3.5 ↔ 2.7(丹那トンネル)	
東南海地震 (海洋型)	1944.12.7	志摩半島 東海 40km	8.0	1223	5.4 万	地盤沈降	0.4~1.0m
南海道地震 (海洋型)	1946.12.21	南海道沖	8.1	1330	2 万	地盤沈降 地盤隆起	0.6m 1.15m
福井地震	1948.6.28	福井県北部	7.3	約 4000	約 4 万	(丸岡断層) ↓ 0.7, ↔ 2.0 福井市内地割れ, 幅 2m, 深さ 3m	
兵庫県南部 地震	1995.1.17	淡路島 ~神戸~	7.2	>6000	>14 万	(北淡町)	↓ 約 0.5~1

に、通常の設計で用いる地震入力仮定値を大幅に超えた地震力が作用することが明らかになった。参考までに、この JMA 神戸以外の激震地でも表 1 のような地震動の数値となっており、JMA 神戸の場合だけが特別ではなかったことが分かる。

上記の事項をさらに上廻ると推測される事実がある。すなわち、過去約 100 年の近畿、中部地方を襲った内陸直下型大地震の幾つかをみると、今回の兵庫県南部地震は、マグニチュードにおいても、断層の長さやずれ変位量においてもそれほど大きなものではなかったことが分かる (表 2 参照)。

この表の特に断層のずれ変位の大きさに注目すると、この大きさが必ずしも地震動の強さ、大きさに比例するとは限らないにしても、強く関係していることは確かであろうから、この視点から改めて見直すと、0.5~1m 前後の兵庫県南部地震に対し、他の地震では 2~7m にも及んでおり、さらにマグニチュードも他の地震の方が遥かに大きい。

従って、ここで強調したいことは、

- ①兵庫県南部地震以上の強烈な内陸直下型地震に襲われる可能性は今後十二分にあること、
- ②その地震動も、神戸地域に生じたものが最大値ではなく、それ以上になることも充分あり得ること、などを認識して設計を行うべきである。

## 2. 過大入力について

阪神大震災後この表現がよく用いられるようになったが、用語の定義はされていないようである。あいまいな表現をするならば、前述のように“予

想をこえた”地震入力ということになるが、ここでは、設計で想定した地震入力をこえる入力、と考えることとする。しかし、設計で想定した地震入力は、各種設計法および個々の建造物の設計で多少とも異なり、またそれによる建造物の応答値もまちまちではあるが、本研究委員会の目的は“部材、架構が塑性域に入ったときに生じる繰返し耐力劣化性状を、合理的に設計に反映させること”であるから、“架構の塑性域に入り込むような入力”ということになる。あるいは具体的に建築における設計法についてみるならば、図 2 に示すように中程度地震をレベル 1、大地震をレベル 2 としているので、地震入力エネルギーとしてこのレベル 2 を越える地震入力ということになるろう。

## 3. 現行設計法の問題点

ここでは建築の設計の場合について述べる。

### 3.1 現行新耐震規準による建物の被害例

写真 1(a)は、東灘区にあった竣工後 1 年余りの某マンションの建物であるが、一階がピロティ形式となっており、この部分の柱が写真のような被

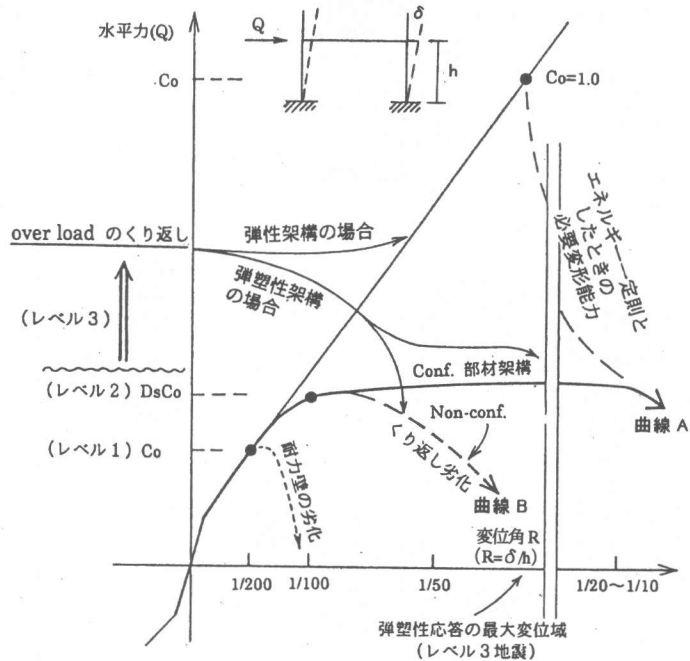
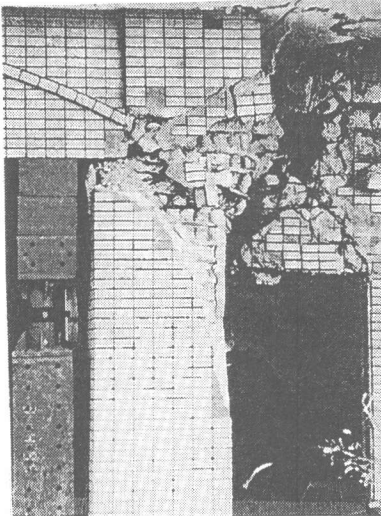


図 2 地震入力と架構の  $Q-\delta$  関係



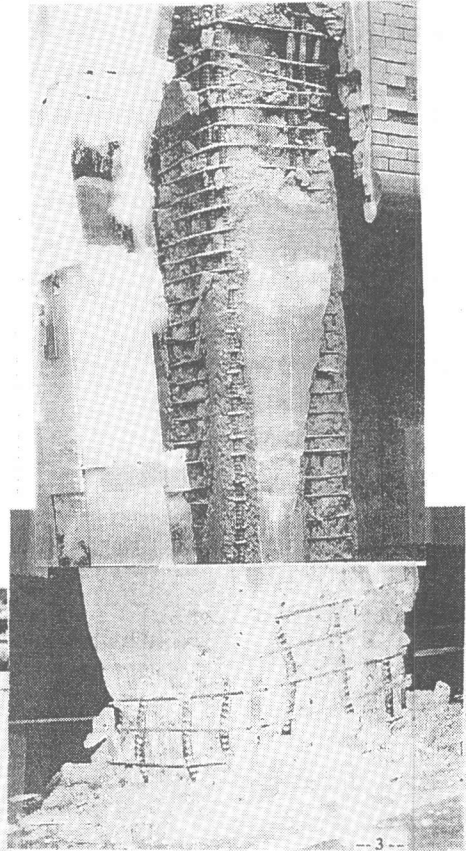
(a) 8階建の1階ピロティ柱(中子筋なし)



(b) 8階建の1階ピロティ柱(中子筋なし)



(c) 7階建の1階柱(中子筋なし)



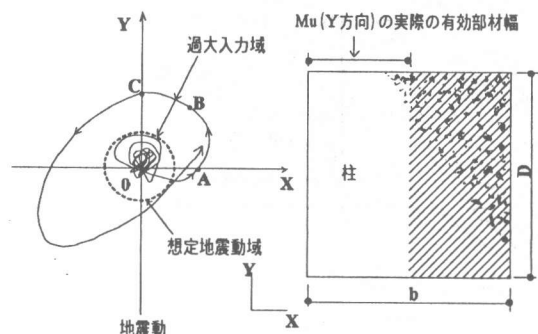
(d) 6階建の1階 SRC 柱

写真1 “新耐震規準”で設計された柱の破壊例  
(横拘束筋不足)

害状況となった。設計者は新耐震規準に則り、さらに $+\alpha$ の配慮もして D-16@100 の配筋を行ったものと思われるが、この角形フープ筋はせん断補強にはなっていたが、曲げのねばりを出す横拘束（コンファインド）補強になっていなかったと推測される。角形フープ筋であるから十分な中子筋（縦・横方向に約 20cm 間隔位で配筋）があり、またこれら横筋ピッチが 6~7cm 位であったなら、このようにはならなかったであろう。写真(b)、(c)も新しいマンションで、同様な被害状況である。同写真(d)は、ポートアイランドに建つわずか 6 階建ビルの 1 階 SRC 柱の破壊状況である。これも、新耐震規準に従って、横筋ピッチは 10cm 程度になっているが、写真のように柱脚の塑性ヒンジ部は、主筋も座屈してもはや RC の耐力 $\approx 0$ となり SRC の S のみで支える状態となっている。

### 3.2 過大入力(over load)に関する問題点

例えばルート 3b の設計においては、 $D_s=0.3$ （この場合層間靱性率 6 が必要）等として保有耐力の検討を行い層間変位角 $\approx 1/100$ 程度におさまるように設計される。また弾塑性応答解析においては、レベル 2 地震：加速度 400~500gal、速度 40~50kine の値によって振動解析を行い、層間変位角が上記の値程度になっていることを確かめている。これに対し直下型地震では、前記のように地震力は上記の設計仮定値を簡単に、また大幅に超してしまう。



- (1) A点付近において//部分が圧壊、耐力劣化
- (2) B点付近では■部分が圧壊
- (3) C点付近(Y方向曲げモーメント時)では部材幅はbではなく、ほぼ半減している等従ってY方向曲げモーメント $M_u$ は、設計値に対し半減し、破壊は加速される。

図 3 過大入力地震動と柱材の破壊

その過大入力（レベル 3 入力）の結果、架構は図 2 に示すように大きく塑性域に入り込み、部材の塑性ヒンジ域では、通常の設計では考慮されない、

### <大変形塑性域における繰返し荷重による耐力劣化>

の性状によりその挙動が支配され、写真 1 のような破壊へと導かれることになる。図 2 にはその様子も破線（曲線 B）で示してある。すなわち、設計では  $D_sCo$  値の高さで実線のように水平右方向に変形が進むことを想定しているが、実際には破線、点線のように破壊することになる。

他方、通常の繰返し載荷実験は、実大の 1/3 前後の試験体によって、漸増定変位で各載荷階 2~3 回づつ程度の繰返し回数によって行われている。そして設計では、耐力の大きい 1 回目の包絡線による変形、耐力性状が前提であり耐力劣下性状は考慮されない。

### 3.3 大変形塑性域における X、Y、2 方向の独立設計の不成立

断面の終局曲げモーメント  $M_u$  は、断面圧縮側ひずみ度  $\epsilon_{cu} \approx 0.3\%$  と仮定して X、Y、2 方向独立に算定される。実際の地震動は図 3 に示すように円弧周回運動を行っており、もし大きく over load が作用して  $\epsilon_{cu}$  が 2~3% あるいはそれ以上にもなったとすると、曲げ圧縮側がプレーンコンクリートに近いものであるとそこはもはや圧壊状態になってしまい、それと直交する方向の  $M_u$  は断面

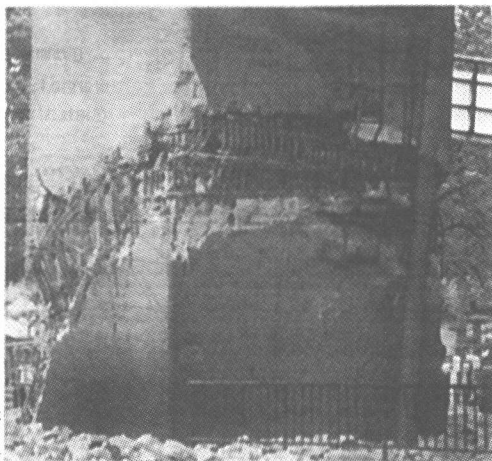


写真 2 円弧周回大地震による柱材のリング状破壊

幅が半減して設計値を大幅に下回ってしまうことになる。したがって、断面圧縮側ひずみ度  $\epsilon_{cu}$  が 0.3% を大きく越える塑性域では、X、Y 2 方向独立設計は成立しないのである。

### 3.4 SRC 構造の問題点

SRC 構造は、いわゆる累加強度則すなわち[S]の耐力と[RC]の耐力を加算できることを前提として設計される。しかし、写真 I(d)に見るような状態ではもはやこの法則は成立していないことはあきらかである。部材角 1/100 程度まではこの法則が成り立つと推測はされるが、繰返しによる耐力劣化の観点からは塑性域での法則の成立性は明らかにされていない。

### 4. 塑性域での繰返し劣化性状と対策

図 4 にその実験例を示す。同図(a)は曲げ降伏後のせん断破壊の例であり、同(b)図は横拘束(コンファインド)補強の量を変えた場合の例である(詳細省略)。

塑性域における繰返し耐力劣化を小さくして十分な変形能力を与える最も経済的かつ容易な対策はコンファインドコンクリートの利用である。それは、部材の塑性ヒンジ域のみの重点補強であり、またその量も現行耐震規定の量を少し増やすだけで済むからである(詳細省略)。

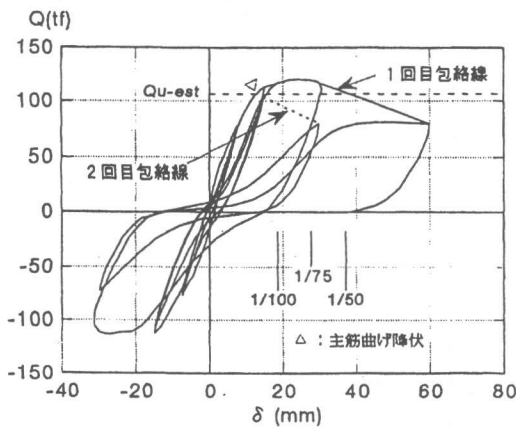
### 5. 報告書目次案

ここでは現在までに検討されて案となっているものを示す。II編およびIII編はそれぞれWG1および2に対応するが、II編の部分では、その内容について要旨を若干記述した。

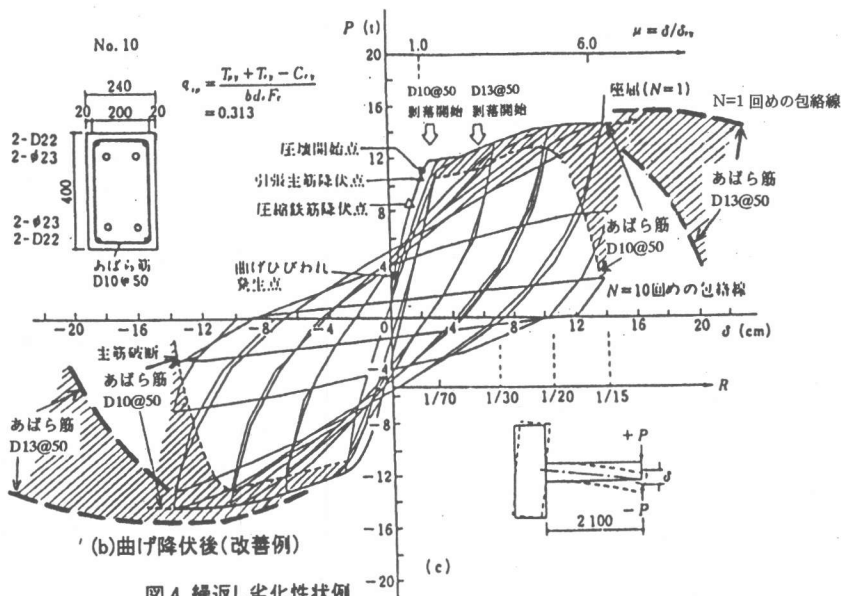
#### I 編 序論

——阪神大震災の教訓——

1. はじめに
2. 地震、地震動における教訓
  - 2.1 過去 100 年の中部、近畿地方の直下型地震
  - 2.2 神戸地区における強震記録波
  - 2.3 設計仮定入力と過大入力波の状況——過大入力の定義



(a) 曲げ降伏後のせん断破壊



(b) 曲げ降伏後(改善例)

図 4 繰返し劣化性状例

3. 現行設計法の問題点——過大入力の見点から
  - 3.1 塑性域における繰返し荷重による耐力劣化性状と対策の問題点
  - 3.2 大変形塑性域での X、Y 2 方向独立設計の問題点
  - 3.3 SRC 構造の問題点
  - 3.4 連層耐震壁の問題点
  - 3.5 腰壁、垂壁の問題点
4. これからの設計法
  - 4.1 性能設計へ——メニュー選択方式へ
  - 4.2 耐力と変形能力の持つ意味
  - 4.3 じん性設計への道——エネルギー安全率の確保

## II 編 地震動と構造物の応答

1. はじめに
2. 地震動の特性
  - 2.1 直下型地震動 (near-source 地震動)
  - 2.2 海洋型地震動 (far-source 地震動)
    - ①震源特性 (断層規模、アスペリティ、ディレクティビティ)、②伝播経路、③地形・地盤特性に建物に作用する地震動の特性を決定する要因を大別した上で、直下型、海洋型それぞれの地震動の特性 (継続時間、周期特性、総エネルギー、エネルギー入力率、など) と建物への過大繰返し入力との関係を整理する
  - 2.3 設計用地震力
 

建築基準法施行令、日本建築センター指針類、UBC、など、建築学会規準・指針類、土木鉄道橋示方書、土木鉄道路橋示方書それぞれにおいて、1995 年兵庫県南部地震の経験を踏まえてどのように見直しが検討され、実施に移されているかの現況を記述する。
3. 過大繰返し地震力の作用に対する構造物の地震応答
  - 3.1 兵庫県南部地震における記録地震動の特性
  - 3.2 繰返し地震力の作用に対する構造物の応答・被害
    - 3.2.1 最大変形と残留変形  
震災後の構造物の継続使用の可否に関わる指

標としては地震中の最大変形とは別に地震後の残留変形を考慮する必要がある。構造物の復元力特性を規定する諸パラメータと地震動の特性との関係を考慮して、残留変形を一定以下に抑える条件について検討整理する。

3.2.2 構造部材の変形と構造要素のひずみ速度  
地震入力をうける道路橋脚の主筋の圧縮、引っ張りひずみ速度について振動台実験結果、解析との照合、実大橋脚に置き換えた場合のひずみ速度の推定結果等を述べる。

3.2.3 多方向地震入力に対する建築物の応答  
水平+上下の 3 成分地震動に対する RC 柱の非線型応答解析により、建築物の崩壊過程において、軸力比が 0.4 程度以上の場合水平成分による大きな水平変位履歴を経た後、軸ひずみの累積に対する特に上下動成分による繰返しの影響が、構造物の崩壊に大きく影響することを記述する。

### 3.2.4 地震入力による構造物の繰返し変形

①構造物が塑性化を開始してから、崩壊と規定される最大変形に到達するまでに経験する塑性変形の繰返し回数の定量化を試みた結果、②繰返し特性の異なる記録地震動の入力により、鉄筋コンクリート橋脚に生じる非線型域での応答の繰返し回数の検討結果、および地震応答解析における繰返し変形の影響の考慮の考え方、③強地震動下における大変形繰返し履歴の地震応答に与える影響について、耐力低下を考慮した復元力モデルを用いた弾塑性地震応答解析により、海洋型、直下型では明確な違いの出ること、さらに、「耐力低下⇒剛性低下」によるスペクトルの変化を除き耐力低下の影響を抽出した検討結果等について述べる。

## 4. 過大繰返し地震力に対する構造の備え

### 4.1 構造計画、崩壊型の制御

脆性的な構造破壊を防ぐためのポイントを指摘する

### 4.2 制御技術の応用

繰返し変形による損傷の影響のない構造要素もしくは容易に取替えのできる構造要素 (各種履

歴ダンパー)に構造物への入力エネルギーの一部を吸収させる方法とその効果について記す

## 5. 結び

### 参考資料

#### Ⅲ編 構造素材と部材の変形および耐力劣化性状

##### 1. はじめに

##### 2. 構造素材の塑性劣化性状

###### 2.1 鋼材

2.1.1 繰返し載荷下の応力ひずみ曲線

2.1.2 軸方向鉄筋の塑性後の脆性破断挙動

2.1.3 塑性ひずみ繰返し載荷下の鋼材の破壊寿命

2.1.4 ガス圧接部における載荷速度の影響

###### 2.2 コンクリート

2.2.1 繰返し載荷下の応力ひずみ曲線

2.2.2 コンクリートの劣化に及ぼす載荷速度の影響

###### 2.3 付着

2.3.1 繰返し載荷下の付着割裂による劣化

2.3.2 付着劣化に及ぼす載荷速度の影響

##### 3. 部材の塑性域劣化性状

3.1 せん断破壊部材の繰返し載荷や単調載荷下の劣化

3.1.1 せん断余裕度と変形能力

3.1.2 曲げ降伏後のせん断破壊の解析による検討

3.1.3 曲げせん断下の繰返し劣化

3.1.4 付着割裂による劣化

3.2 曲げ破壊部材の繰返し載荷や単調載荷下の劣化

3.2.1 主筋の座屈防止筋の配筋法とその妥当性の検証

3.2.2 主筋の座屈を伴う耐力低下発生のモデル化

3.2.3 コンクリートの繰返し圧壊による耐力低下挙動

3.2.4 軸方向鉄筋の塑性座屈挙動

3.2.5 座屈を伴う耐力低下の発生メカニズム

3.2.6 拘束効果を考慮した変形能力評価

3.2.7 高拘束部材の変形能力評価

##### 3.3 変形能力の評価手法

3.3.1 土木の変形能力評価手法

3.3.2 建築の変形能力評価手法

4. 塑性域劣化に及ぼす載荷速度、多方向荷重、寸法効果の影響

4.1 塑性域劣化に及ぼす載荷速度の影響

4.1.1 せん断破壊部材に及ぼす載荷速度の影響

4.1.2 曲げ破壊部材に及ぼす載荷速度の影響

4.2 多方向荷重による劣化

4.2.1 多方向加力装置

4.2.2 2方向荷重時の劣化

4.3 寸法効果

4.3.1 せん断破壊部材の寸法効果

4.3.2 曲げ破壊部材の寸法効果

5. 杭の塑性域劣化性状

6. むすび

—以上—

## 6. あとがき

本研究委員会のような観点からのまとまった調査研究は、一般論としては糸口についたばかりといえる。過大入力となる条件(地盤震動⇔地震計記録波⇔大小構造物の基礎部の震動等の関係)、繰返し耐力劣化性状、大変位塑性域における主要動後の多数回繰返し小震動および上下動、さらには多方向入力の影響等々、より妥当な耐震設計法確立のための基本的課題は山積している。

### 文献

- 1) 鈴木計夫: コンクリート構造物における阪神大震災の教訓とコンファインドコンクリートの応用; 阪神大震災被害調査分析特別委員会報告書, 「建築構造物の耐震安全性レベルの向上に向けて」, 1997.10 日本建築学会
- 2) 日本建築学会編: コンクリート構造(PC, PRC)部材の靱性設計手法と耐震架構への応用; 日本建築学会構造委員会プレストレストコンクリート構造運営委員会終局限界変形・変位小委員会, 1997.9
- 3) 鈴木計夫, 中塚佑, 平松一夫, 長田省作: コンファインドコンクリート(横拘束コンクリート)曲げ圧縮部に適用した PRC 梁の高靱性挙動; コンクリート工学年次講演会論文集, 1985

謝辞 本論文の作成にあたっては、(株)耐震企画設計の馬華さんの労をわずらわしました。記して謝意を表します。