

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*1・境有紀*2・芳村学*3・前川宏一*4・曾昭平*5

<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)	呉 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. はじめに

一年延長された3年目の委員会活動は、調査研究内容のまとめと最終報告書の作成、その報告書による東京と大阪でのシンポジウムの開催、およびこの課題に関する今後の取組みと展開に関する検討を行った。設計仮定を大きく上廻る地震力によって構造物は設計想定変位を簡単に越えて塑性域に深く入り込み、そこで3次元的繰返し地震力によって耐力は急激に劣化する。現行の設計ではこのような大地震時の挙動は特に考慮されていない。

本報告では、構造物の弾塑性応答性状として、塑性域の繰返し劣化の影響、実際の3次元的多方向入力の影響、されには、今後の性能設計での重要項目となる残留変位の性状等を、シンポジウムにも用いた委員会報告書¹⁾の中から要約した。大変興味ある結果が幾つか示されている。キーワード：地震動、地震入力、塑性域繰返し劣化、他方向入力、弾塑性応答、残留変位性状

2. 現行耐震設計の位置付・問題点の要約

2.1 耐震設計における仮定と実際

表-1 地震力の設計仮定と実際

現行の設計	実際の地震動と応答
弾塑性応答解析用入力 ¹⁾ 加速度 400~500 gal 速度 40~50 kine 振動方向 一方向 (X, Y 方向独立解析)	800~1000 gal 80~120 kine 三次元震動
最大応答層間変位角 Rmax=約 1/100	Rmax=1/50~1/30~
過大入力対策：靱性付与 (構造規定による)	Confined Concrete の利用
Rmax=1/30~? (繰返し劣化) 不十分! ¹⁾	解決法例 ↓ ↓ ↓ Rmax=1/30~1/15~1/10 (この位の変位まで安全)

- | | | |
|--------------|--------------------|----------|
| *1 福井工業大学教授 | 建設工学科 | 工博 (正会員) |
| *2 東京大学助手 | 地震研究所 | 工博 (正会員) |
| *3 東京都立大学教授 | 工学部建築学科 | 工博 (正会員) |
| *4 東京大学教授 | 大学院工学系研究科 社会基盤工学専攻 | 工博 (正会員) |
| *5 (株)構造システム | | 工修 (正会員) |

表-1 に示したように、いくつかの諸点で現行の設計法は実際と異なっており、その違いによる危険性は余り考えられていない。すなわち、

- 大地震時には、仮定入力を大幅に越えた地震力が襲うことが大前提とされていない。
- 地震力は3次元的に襲うのに対し、上下動は無視し特に大変形塑性域においてもX、Y、2方向独立設計が可能であると仮定してしまっている。(塑性域では成り立たないことが本報告書の4と5に示されている。)
- 大きく塑性域に入り、繰返し地震力が作用した場合の耐力劣化性状が考慮されていない。
- “増分解析結果”において、最大変位が塑性域に入っているも、構造規定を満足していれば架構の変形能力は充分ある、と考えるしまう。すなわち、過大入力に対する変形能力のチェックはない。

以上は主要なもののみを示したが、兵庫県南部地震における被害建物の中に、“新耐震基準”

によって設計された建物でも、崩壊あるいは崩壊に近い破壊状態となった建物が少なからずあったことは上記設計上の不備を実証しているといえよう。

2.2 解析地震波と設計上の対応

図-1 にその対応を示す。すなわち、通常の弾塑性応答解析では、最大応答変位に関する地震波の主要動部が注目されているが、主要動によって大きく塑性域に入った場合、その後の中小波の繰返しが耐力劣化を強めている(本報告4.参照)。また、残留変位の観点からは揺れが終わるまでの全波が関係する。以上のように、設計上地震波は最後の部分まで使われるべきである。

2.3 構造物の塑性化と危険性、安全性

構造物が塑性化すると、その固有周期は大きくなり、地盤との共振性が問題となる。図-2 にスペクトル図でその危険化、安全化を示した。

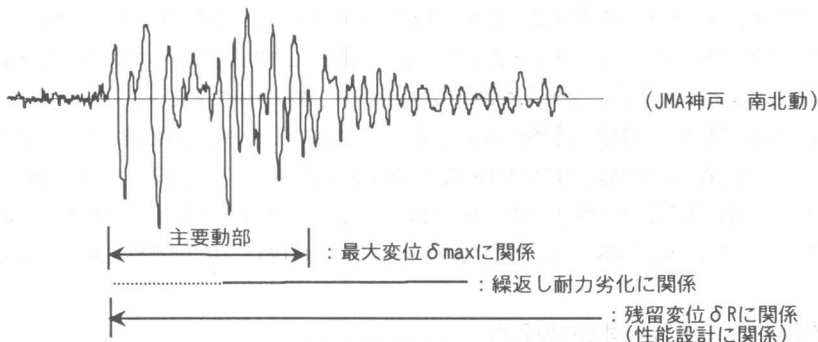


図-1 解析入力波と設計

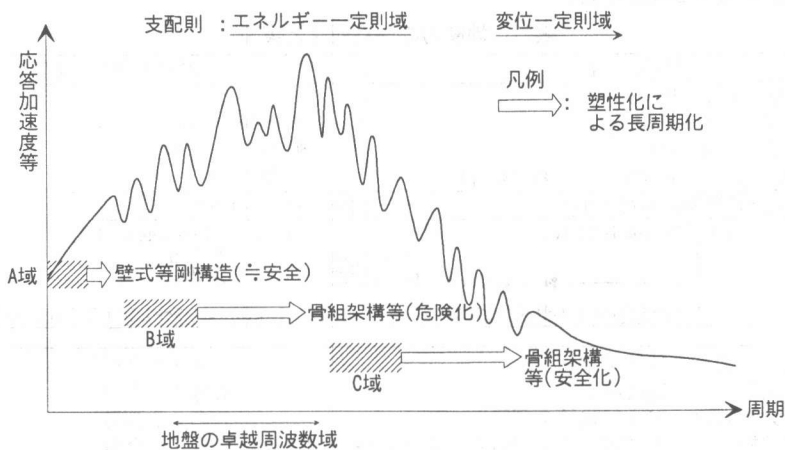


図-2 構造物の塑性長周期化と危険化,安全化

3. 繰返しによる耐力低下が鉄筋コンクリート構造の地震応答に与える影響 (詳細は文献¹⁾の pp.52~62 参照)

3.1 はじめに

鉄筋コンクリート構造において、単調荷重では弾塑性に富み、耐力を維持していても、繰返し変形を受けると、同一変形で繰返すたびに耐力が低下していく現象が見られる。このような現象は、地震応答に影響を及ぼすと考えられるが、Takeda モデル等の地震応答解析でよく使われる復元力特性モデルでは、この繰返しによる耐力低下が考慮されていない。

そこで、既往の実験で得られた荷重-変形関係を参照して、繰返しによる耐力低下を考慮した復元力特性モデルを開発し、これを用いた弾塑性地震応答解析を行って、繰返しによる耐力低下が地震応答に与える影響について検討した。

3.2 解析モデル(繰返し劣化)

まず、Takeda モデルに繰返しによる耐力低下のルールを付加することによって、繰返しによる耐力低下を考慮に入れた復元力特性モデルを開発した。Takeda モデルでは、復元力が0の点を横切った後、前回までに経験したループのピークを指向するように剛性を決定する。ここでは既往の実験結果の考察に基づき、繰返し荷重による耐力低下は、反対方向への荷重によって部材の損傷が進行することにより、前回までに経験したループのピークに当たる変位が増大するとして指向する点を移動させ、剛性を低下させる方法をとる。

指向点の移動の大きさは、前回の反対方向への変形の大きさに関係が深いと考えて、これを降伏変位で除したものを規準とする。すなわち、前回の反対方向の最大変位を d_0 、降伏変形を d_y 、前回の同じ方向の指向点を d_p としたとき、移動した新しい指向点の変位 d_m を次のように表す (図-3)。

$$d_m = d_p - \frac{d_0}{d_y} \times \chi \quad (1)$$

χ は指向点変位の増大量を決めるパラメータで、以下、耐力低下指数と呼ぶ。前回の反対方向の変位が小さく、反対方向のピークまでの履歴が変位 $d=0$ の直線を横切らなかったときには、繰返し荷重による損傷の進行はないと考え、(1)式で $d_0=0$ とする。耐力低下指数 χ と筋力、軸力比などの部材のパラメータとの関係については、文献¹⁾で詳細に検討している。

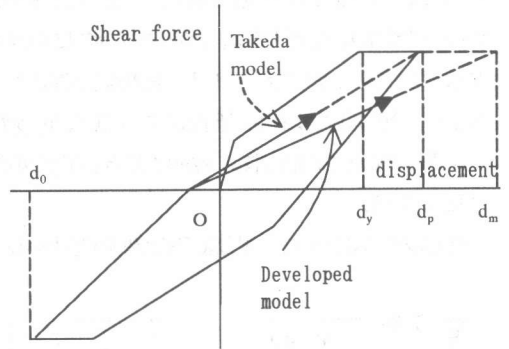


図-3 開発したモデル

3.3 地震応答解析

次に、開発した復元力特性モデルを用いて、一自由度系を用いた地震応答解析を行った。用いた入力地震動は、1995年兵庫県南部地震の大阪ガス葺合供給所(FKI)、1985年メキシコ地震のSCT1(SCT)、1993年釧路中地震の釧路地方気象台(建設省建築研究所によるもの)(KSR)の3記録である。FKIとSCTは、長周期、KSRは短周期が卓越し、また、FKIは繰返し回数か少なくパルス的な地震動であるのに対して、KSRとSCTは繰返し回数が多い地震動である。

解析方法は、まずTakedaモデルを用いて、塑性率をある一定値に収めるために必要なベースシア係数を各地震動について振動系の弾性周期を0.25, 0.5, 1.0, 2.0秒と変化させて求める。ここでは大変形を想定し、許容塑性率は4とする。降伏点剛性低下率は0.25、除荷剛性低下率は0.5、降伏後の剛性は初期剛性の0.01倍と固定とする。次に求めた必要ベースシア係数をもつ振動系の復元力特性に、開発したモデルを用いた応答解析を行い、応答塑性率を求める。開発したモデルの耐力低下率 χ は、0 (Takedaモデルに等しい) から0.3まで変化させる。そして、求めた応答塑性率をTakedaモデルの応答塑性率 (=許容塑性率) で規準化した塑性率増大率によって、繰返し大変形によって生じる耐力低下が地震応答に与える影響について考察する。なお、減衰は全て減衰定数5%、瞬間剛性比比例とした。

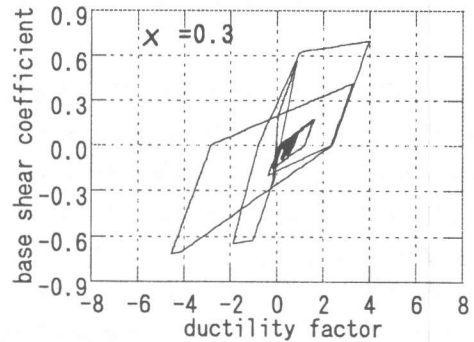
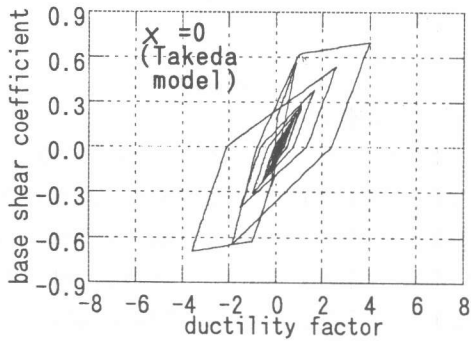
系の弾性周期が0.5秒の場合を例として、応答塑性率-応答ベースシア係数関係を耐力低下率が0 (Takedaモデルに等しい) と0.3の場合を比較して図4に示す。

繰返し回数の少ないパルス的な地震動であるFKIは、繰返しによる耐力低下の影響が小さいのに対して、繰

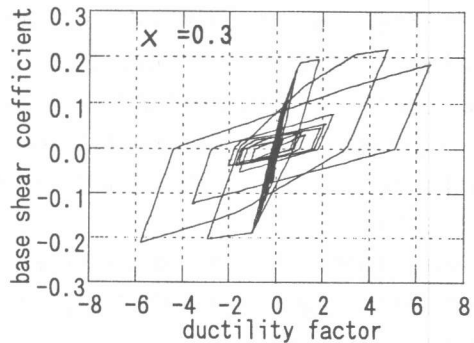
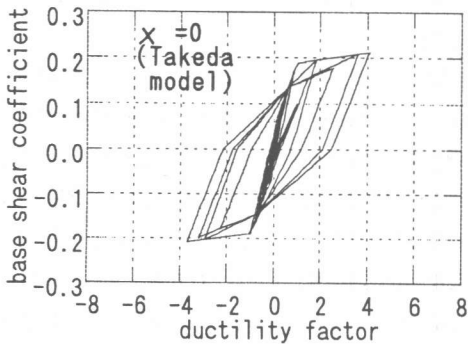
返し回数の多いSCTはその影響が大きく、耐力低下率 χ が0.3の場合の最大応答塑性率は、 χ が0の場合の1.5倍以上になっている。しかしながら、同じく繰り返し回数が多いKSRは、繰り返しによる耐力低下は起こっているが、 χ が0.3の場合の最大応答塑性率は、 χ が0の場合より逆に小さくなっている。

全てのケースについて、耐力低下率と塑性率増大率の関

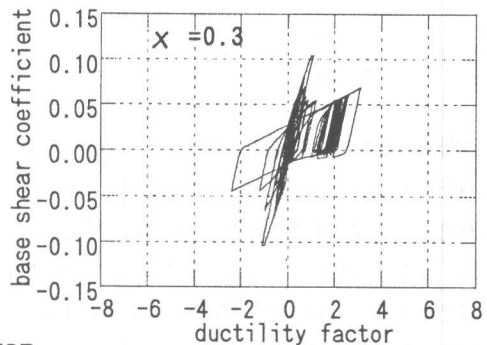
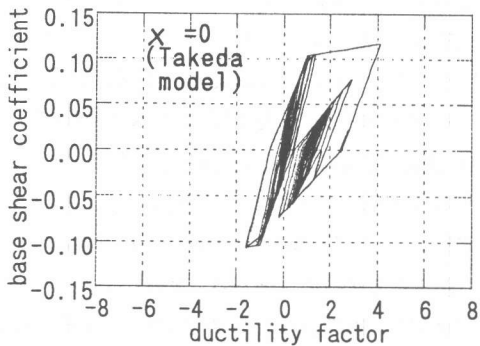
係を各地震動について検討した結果、入力地震動の繰り返し回数が多く、系の周期が地震動の卓越周期の半分以下の時は、繰り返しによる耐力低下によって地震応答は2倍から5倍以上となることがあるが、繰り返し回数の少ない地震動や繰り返し回数が多くても、地震動の卓越周期より系の周期が長い場合や両者が変わらない場合は、地震応答は変わらないか、逆に小さくなることがわかった。



(1) FK1



(2) SCT



(3) KSR

図4 応答塑性率-応答ベースシア係数関係の例

4. 多方向地動に対する応答-軸崩壊過程の再現-

4.1 はじめに

水平方向と鉛直方向の地動を受ける鉄筋コンクリート柱の、軸崩壊に至るまでの地震応答の再現を試みた。曲げ降伏型の柱を対象として、ファイバーモデルによる解析を行った。なお、同様な手法による研究として文献[2]があることを注記しておく。

4.2 解析方法

逆対称曲げモーメントを受ける両端（回転）固定の鉄筋コンクリート柱1本を検討対象とし、これを、定軸力に相当する質量を持ち、柱頭での水平変形と鉛直変形の2自由度を有する1質点2自由度系にモデル化した（図-5）。軸力によるP-Δ効果を考慮した。

4.3 解析対象

85cm×85cmの正方形断面柱を解析対象とする。材長は400cmである。主筋は32-D25で、フープは4-D16@100である（図-6参照）。定軸力として5950KN（軸力比にして0.4）を考慮した。曲げ強度から求めた降伏震度は0.26であり、周期は、水平方向が0.38秒、鉛直方向が0.080秒であった。

4.4 静的解析

定軸力下での静的漸増載荷解析の結果を図-6に示す（P-Δ効果を考慮した場合のみ議論の対象とする）。圧壊の進展を示す図で、鉛直変形は縮みを負で表している。また、圧壊率はコンクリートの損傷程度を表す尺度として導入した指

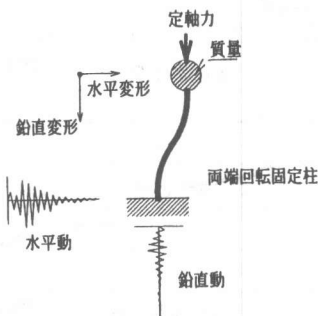


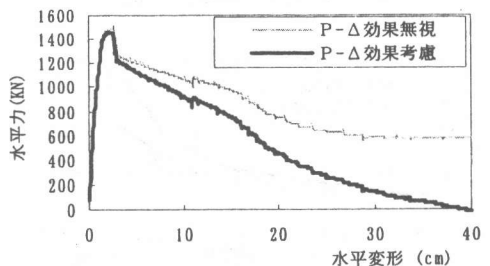
図-5 解析モデル

標で、コンクリート全要素数に対する圧壊要素数の比として定義したものである。後の議論で重要となるコアコンクリートの圧壊は圧壊率約20%から始まった。

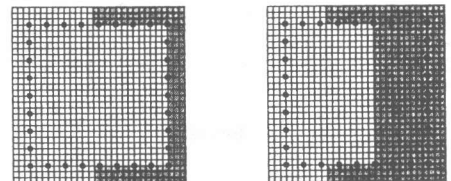
4.5 地震応答解析

解析に用いた神戸海洋気象台記録のNS、UD成分を図-7に示す（各々、最大加速度：818、332gal）。減衰はゼロとして解析を行った。

水平動のみを考慮し、そのレベルを変化させた場合の水平変形最大値、鉛直変形最大値と圧壊率を図-8に示す（図中の[NSのみ]）。図の横軸は、降伏震度 k_y に対する水平動の最大震度 k_g の比である。圧壊率約0.2相当の地動レベル ($k_g/k_y=1.1$) を超える範囲で、鉛直変形が急増し軸崩壊の様相を呈していることがわかる（図-9に示すように、片振り応答となるため静的解析と同じ圧壊率でコアコンクリートの圧壊が始まることに注意）。



a) 水平力-水平変形関係



水平変形	15cm	水平変形	25cm
鉛直変形	-0.755cm	鉛直変形	-2.26cm
圧壊率	0.187	圧壊率	0.427

■ 圧壊部分

b) 圧壊の進展

図-6 静的解析

鉛直動の影響を見るために、水平動のほかに、原記録に対する水平動の比率と同比率でUD成分を係数倍して考慮した場合（図-8中の[NS+UD]）、及びUD成分をその3倍とした場合（図-8中の[NS+3*UD]）の検討を行った。圧壊率約0.2以下では鉛直動の影響は小さいが、0.2を越える場合は大きな影響があることがわかる。鉛直動の影響が大きい場合の1例として

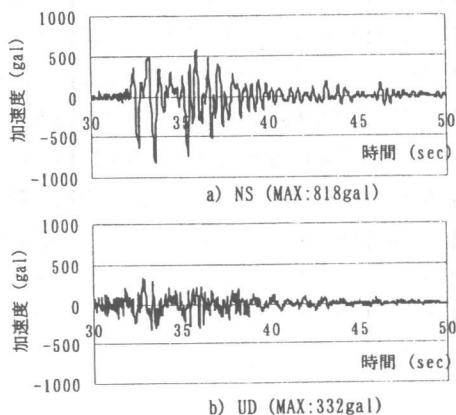


図-7 神戸海洋気象台記録

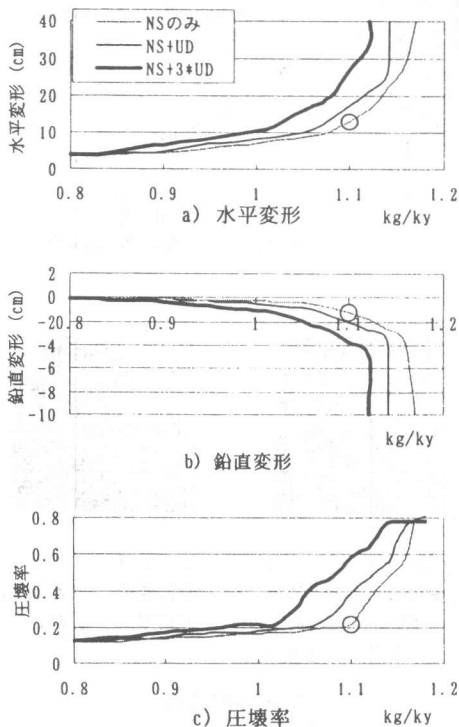


図-8 水平動及び鉛直動による影響

kg/ky=1.1の場合を採り上げ、3ケースについての水平変形と鉛直変形の時刻歴の比較を図-9に示す。各場合の水平動の最大加速度は290galで、鉛直動の最大加速度はゼロ、118、354galである。地動の主要部分である約38秒までは応答に大きな違いはないが、その後の応答は大きく異なっている。すなわち、[NSのみ]の場合には水平変形、鉛直変形ともほとんど変わらないのに対して、鉛直動を考慮した場合にはこれらが増加し、[NS+3*UD]の場合に特に顕著である。耐力劣化した柱では主要動後の中小波によっても破壊が進展することがわかる。

4.6 まとめ

多方向地動に対する鉄筋コンクリート柱の軸崩壊過程の再現を試みた。その結果、軸崩壊に関連する事項として以下のことが明らかになった。

- 1) コアコンクリートへの圧壊の進展が軸崩壊の引き金となる。
- 2) 鉛直動の影響は、水平動による応答がコアコンクリートの圧壊以下に止まる場合には小さいが、それを越える場合には大きい。従って、軸崩壊を議論するような場合には鉛直動の考慮が必要である。
- 3) 耐力劣化した柱では、主要動後の中小波によっても破壊が進展する。

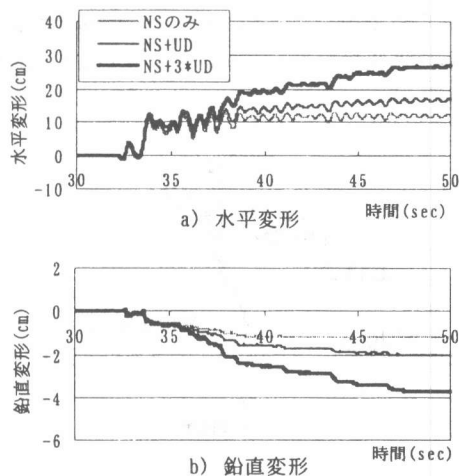


図-9 鉛直動による影響

5. 他方向入力を受ける RC 橋脚の応答

5.1 はじめに

はり・柱部材を対象とした 3 次元 Fiber Model は、既に RC 棒部材の曲げ理論として確立されており、今後の耐震性能照査の有効な手段となるものと期待される。この Fiber Model を動的非線形解析の基本枠組みとし、実構造物への対応に考慮を払いつつ精度の良い除荷・再載荷を含む経路依存型の材料モデルを導入し、3 次元立体骨組み動的解析手法の精度向上を図ることを、本研究の目的としている。多方向入力を受ける際の RC 橋脚の非線形応答特性についての検討も併せて行った。

5.2 解析モデルの概要

本研究では、この 3 次元立体骨組み動的解析法を、既往の 3 次元鉄筋コンクリート構成則を用いた解析プログラム「COM3」に取り入れ、FRAME 要素(線材要素)として使用している。

コンクリートと鉄筋の材料構成則は、除荷・再載荷を含む経路依存型の平均ひずみ-平均応力の関係で与えられる分散ひび割れモデルを採用している。既往の 2 次元および 3 次元鉄筋コンクリート構成則と整合性をとるように、以下の 4 つのモデルを組み込んだ。すなわち、

(1) 載荷履歴に応じたひび割れ発生基準の採用: 過去の応力経路によって損傷がコンクリートに導入され、その結果、無損傷のコンクリートに対する引張強度よりも低い応力値でコンクリートにひび割れが入る。これを考慮したもの。

(2) コンクリートの圧縮域に弾塑性破壊型構成則を採用して、除荷剛性の低下を考慮: 特に高塑性領域ではコンクリートの損傷が激しく、除荷領域といえども剛性が低下する。

(3) 付着を代表する引張剛性を考慮し、圧縮と引張のスムーズな連結: 部材復元力の内部曲線の精度向上の観点から。

(4) 付着の及ぶ領域と及ばない領域のゾーニング: 要素内の平均ひずみに対する平均応力を算定するため、ひび割れが付着作用によって分散する領域では tension-stiffness を考慮し、そうでない無筋領

域ではひび割れの局所化と軟化を考慮した。

なお、せん断剛性は十分大きい値を仮定し、変位に及ぼすせん断変形は、無視している。従って、斜めせん断ひび割れが発生しないことを前提としている。せん断破壊が問題となる場合には、2 次元あるいは 3 次元応力場を直接考慮した解析が必要である。

5.3 多方向入力への適用

多方向入力を受ける RC 橋脚の動的応答特性を調べるために、実構造物を模擬して試設計された RC 単柱橋脚の 3 次元非線形動的解析を行った。一般に橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向に分けて、それぞれ独立に耐震性能を照査している。これは荷重作用として偏心がなく、構造物も整形の対称面を有する場合には、機能するものと思われるが、不整形で偏心荷重が作用するような場合、直交 2 方向に分けた検討は難しい。特に残留変位の評価には、直交 2 方向の挙動は連成していることから、各方向の作用のみで残留変位の要件を満足していても、多方向同時入力に対しても要件を満たしているとはいえない。3 次元形状と入力をそのまま用いた性能照査がむしろ等価な 2 次元モデルに置き換える必要もなく、簡単かつ合理的であると考えられる。

試設計を行った RC 橋脚は、十分にせん断補強された円形断面と矩形(正方形)断面を有するものの 2 つとし、上部構の 445 (tf) が橋脚の図心に作用しており、橋軸直角方向に張り出し部を持つと仮定している。2 つの橋脚の橋軸方向に静的載荷した場合には、ほぼ同じ耐力になるように断面諸元を決定した。試設計を行った RC 橋脚の概要と解析上定めた座標系を図 10 に示す。

多方向入力の影響を見るために、①3 方向(上下+水平直角 2 方向)の地震波を入力した場合、②上下+橋軸直角の 2 方向を入力した場合、③上下+橋軸の 2 方向を入力した場合、④水平 2 方向を入力した場合、の 4 通りの比較解析を行った。動的解析条件は、完全拘束を仮定した橋脚基部に地震波を入力することとし、橋脚は 1 本のみを対象とした。橋桁の両端は、自由端を仮定して水平 2 方

向に拘束を加えないこととした。鉄筋の引き抜け・かぶりコンクリートの剥離・主鉄筋の座屈などのモデル化は行われておらず、橋桁と橋脚をつなぐ支承部も剛結を仮定している。従って、残留変位は小さくなる方向への仮定である。入力地震波には、兵庫県南部地震の折りに JR 鷹取駅で観測されたものを用いるが、観測 NS 波を橋軸直角方向(x 方向)に、EW 波を橋軸方向(y 方向)に、UD 波を上下方向(z 方向)に入力した。

解析結果を図 11, 12, 13 に示す。水平 2 方向に地震入力を受けた場合と、それぞれ水平 1 方向にのみ地震入力を受けた場合と比較すると、最大応答・残留変位とも 2 方向に入力を受けた場合の方が大きくなっており、独立で求めた応答結果を単純に足し合わせることはできないことが確認される。これは、水平 2 方向に加力を受けることで、鉄筋およびコンクリートが、より大きく塑性化される結果である。各方向のみの検討では、安全側の評価にならないことが分かる。

断面形状の違いに着目すると、多方向入力を受ける際の橋脚天端部の応答傾向はほぼ同じであったが(図 11, 13)、以下の 2 点で相違が見られた。応答変位が矩形断面の方が小さいことと、地震入力同時刻と比較すると、橋脚としての損傷は円形断面と比較して、矩形断面の方が大きいことである。2 つの橋脚は橋軸方向の剛性と耐力を揃えているが、斜め方向では矩形断面の剛性が大きくなる。そのために、相対的に大きな動的入力を受けてしまうと考えられる。矩形断面では隅角部の圧縮ひずみの増大(50000 μ 以上)に伴うコンクリートの圧壊により、解析上、破壊の条件を満足して計算が終了している。

上下動の影響を見てみると、地震動鉛直成分を入力するものとしなないもので、ほとんど応答結果に差は見られない。円形断面のみを図 13 に示したが、矩形断面も同様にほとんど応答結果に差は見られなかった。橋脚基部での常時断面圧縮応力は、両断面ともに、約 7.1 (kgf/cm²)である。

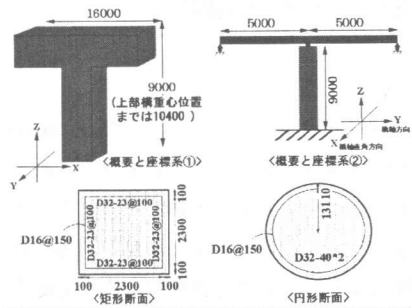


図 10 試設計橋脚概要と座標系

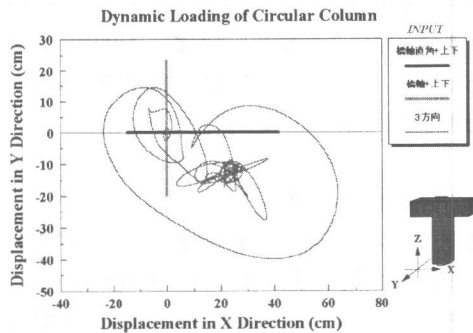


図 11 橋脚天端部応答変位 (円形断面)

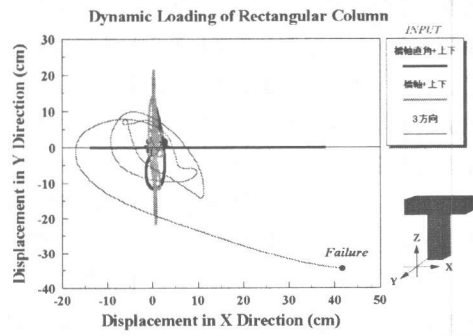


図 12 橋脚天端部応答変位 (矩形断面)

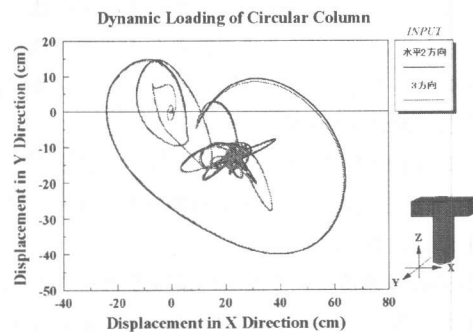


図 13 橋脚天端部応答変位 (上下動の影響)

6. 大地震における鉄筋コンクリート建造物の残留変位

鉄筋コンクリート建造物の終局状態設計とは建造物の塑性変形能力（保証変形）を意識した限界状態設計法である。この設計法に用いられる重要なパラメータは建物に生じる最大層間変形角度（1/100）および想定する地震強さ（中地震動時の最大地動加速度：100～200cm/sec²、大地震動時の最大地動加速度：300～400cm/sec²）である。しかし、兵庫県南部地震（1995,1,17）に生じた最大地震動加速度（818cm/sec²）は想定した最大地動加速度を遙か越え、建造物に生じた最大層間変形角度も想定した最大層間変形角度を大きく上回ることが明らかになった。このような強震を受ける建造物は大変形塑性域に入り、地震後、建造物に生じた被害も崩壊から、重大な損傷、そして軽微な損傷まで幅広く分布している。また、兵庫県南部地震の調査報告により、構造的には重大な損傷が生じておらず、損傷度合いも想定した範囲を超えていないにも関わらず、被災直後において防災上重要な建物の機能が失われたもの、あるいは被災後の補修・再利用の検討段階では修理内容が現実的ではないもの、また修理費が予想外に高額となると考えられるものをも数多く指摘されている。従って、建造物の耐震設計の目標としては、大地震に対して人命に危害を及ぼす倒壊の建物躯体の耐震安全性だけでなく、地震が建造物に寄与する損傷度合い残留変形や残留ひずみなどを把握することも重要且つ至急な課題になっている。

動的観点に基づいて残留変位を研究したのは文、鈴木らの下層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層建築物の耐震性に関する研究^[3]、及び川島、星限らは土木建造物である鉄筋コンクリート橋脚の残留変位特性について研究^[4]などがある。これらの研究はあくまでも図 15a のバイリニア復元力特性モデルを用いて残留変位の諸性質

について検討したものである。ここでは 1 質点系モデルを対象とし、残留変位に最も影響しやすい諸要因、即ち地震動の強さ、固有周期、2 次折点剛性率および履歴復元力性質の違い（武田モデル、バイリニアモデル、さらに近年優れた復元性に注目されつつある PRCモデルなど）について、大量な解析を行ううえ、地震終了後建造物の残留変位の諸性質について統計的な手法で考察を行った。

動的弾塑性問題では、建造物は最大応答変位に至ると、建造物が崩壊しない限り、逆方向の地震動により、建造物は逆方向へ揺れつつ、地震終了後、建造物の重量と復元力のバランスによりある変位（ Q_0 、 δ_0 ）に止まり、震動が完全に終了する（図 14）。この時の変位 δ_0 は地震が建造物に与え

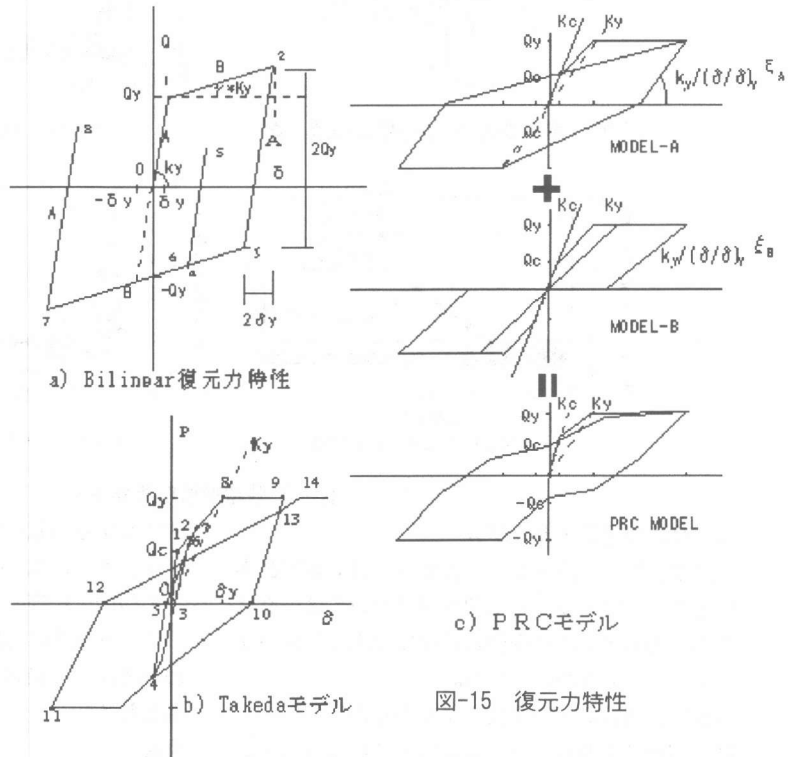


図-15 復元力特性

た実際の残留変位である。図は 1 質点系とする、固有周期 T (0.1～3.0 秒)、2 次折点剛性率 (-0.2、-0.1、0.0、0.1、0.2)、変数 $\theta = E/C_y$ (10,15,20) (変数 θ は地震動の強さ E と降伏せん断力係数 C_y との比である。地震動の強さ E は El Centro NS 1940 の $SI_{2\%}$ を 1 として基準する)、プレストレス率 λ (0.0,0.2,0.4,0.6,0.8)、10 種の模擬地震動を変数とするの解析結果である。これら図から以下の 3 つこ

とを分る。

- 1) 履歴復元力モデルの違いが残留変位に及ぼす影響：短周期域では、PRCモデルにより得られた残留変位は他の2つのモデルよりやや大きく、長周期域では、BilinearモデルのほうがTakedaモデル及びPRCモデルより3~7倍程大きくなるのがわかった。
- 2) 2次折点剛性率の残留変位への影響：2次折点剛性率は最も構造物の安定性に影響する要因の1つである。短周期域では、負勾配の2次折点剛性を持つ構造物は500Galの地震動にお

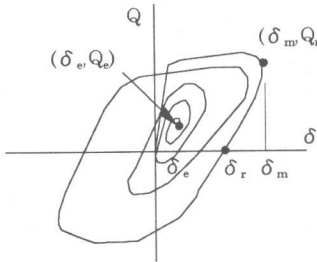
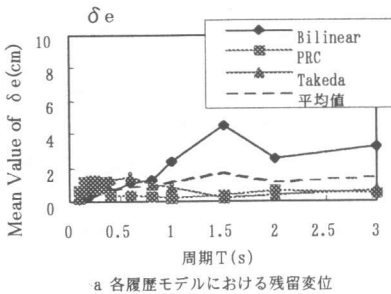
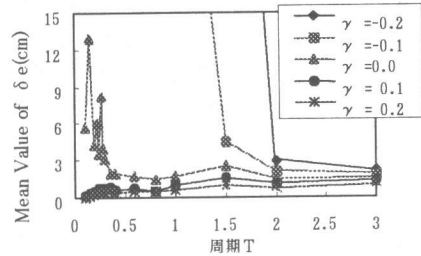


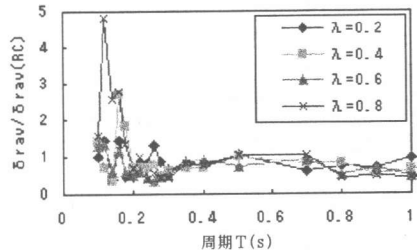
図-14 最大変位 δ_m と残留変位 δ_r , δ_e



a 各履歴モデルにおける残留変位



b 各2次折点剛性率における残留変位



c $\lambda = 0.0$ に対する残留変位の拡大率

図-16 残留変位解析結果

7. 今後の課題・あとがき

以上、現行の設計法のままでは、設計仮定と実際との違いによって特に塑性域においては設計計算の応答値と実際の挙動との間には大きな違いが出るのが明らかにされた。

今後は、塑性領域の挙動をより明らかにすると共に、実際により近い設計仮定による設計システムを確立する必要がある。性能設計を含むこれからの耐震設計のためには、例えば次のような事項が今後の調査・研究課題となる。

- ① その地盤特性も含む地震入力性状、② 過大入力性状、③ 地震波主要動部およびそれ以降の地震波の繰返し回数特性、④ 部材、架構の塑性域における繰返し耐力劣化性状、⑤ 部材、架構の破壊に対する安全率も含めた必要靱性および⑥ 各種配筋

いても崩壊するのにに対し、長周期域では、1g以上の地震動にも安定的な応答性状を示すことがわかった。

- 3) プレストレス率入が残留変位に及ぼす影響：PRC構造の場合はRCと比べて、PRCモデルの両面性、即ちエネルギー吸収性の低下及び復元性の増加により長周期域では残留変位を50%~80%低下させる効果があるが、短周期域では残留変位と最大応答変位も増大させる傾向がある。

法に対する的確な靱性評価法、靱性設計法の確立等々、さらには、⑦各種のブレース、ダンパー、その他の工法等による動的挙動対策。

これら以外にも関連する課題は幾つかあると思われるが、今後の早急な研究データの集積が強く望まれる。

文献：

- 1) 日本コンクリート工学協会研究委員会：「塑性域の繰返し劣化性状」に関するシンポジウム—過大地震入力による構造物の崩壊防止をめざして—委員会報告・論文集,1998.8
- 2) 張富明：水平動と鉛直動を受ける1質点2自由度系の地震応答及び崩壊性状,構造工学論文集,Vol.42B,1996.3
- 3) 文雪峰：下層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層建築物の耐震性に関する基礎的研究,大阪大学大学院工学研究科,博士学位論文,1993.12
- 4) 川島一彦ら：残留変位応答スペクトルの提案とその適用,土木学会論文集, No.501,1994.10

謝辞：本論文作成にあたっては、東京都立大学中村孝也氏および(株)耐震企画設計の馬車さんの労をわずらわしました。記して謝意を表します。