

# R C 構造物の耐震設計システムの開発

柳原純夫\* 森尾 敏\*\* 曾田 暁\*\*  
三木英通\*\*\* 水谷善行\*\*\*\*

## 1. まえがき

これまでの土木構造物設計規準類は、守るべき最低の水準をある意味で画一的に明示するものであったといえる。基本的には守るべき最低水準を示しているのみで、地震の大きさによっては構造物が破損するかもしれないという事を前提とした検討、言い換えれば破損のしかたを限定した検討を明示しているものはなかった。このことは兵庫県南部地震のような非常に強い地震はある意味で設計の視野に入っていなかったことによるものともいえる。

一方、さまざまな大きさの地震外力に対する設計を考えた場合、これまでのような画一的な安全性の取り扱いでは適切な対応が困難となっている。非常に強い地震に対しても性能が構造物によって同じであるというこれまでの考え方は合理性を欠くものとなってきた。そこで、構造物の損傷にまで設計的な視点を延長せざるを得ないこととなった。その結果、損傷の程度を対象構造物が具備すべき性能に応じて制限する考え方が、設計の基本的考え方として最近の設計規準類に取り入れられつつある。

これは構造物の合理的設計として望ましい方向ではあるが、設計業務、とりわけ耐震設計業務をより一層煩雑とし、実務で迅速な対応が必要なとき、大きな障害となる。このような背景を踏まえて、これまでに培ってきた耐震技術を今後の実務設計に合理的に活かすことを目的としてシステム開発を実施した。

最近では耐震設計に限らず、構造解析を伴う設計にはコンピュータによる作業が必要不可欠なものとなってきている。しかし、設計には、対象構造物のモデル化から作用外力の設定および安全性の照査まで多岐に亘る作業が必要であり、個別の解析を行うソフトウェアはかなり整備が進んでいるものの、これらを統合した総合システムとして整備されたものは多くないのが現状である。

特に耐震設計では前述したように構造物の破壊のメカニズムを解析によって数理的に明らかにし、構造物の性能に応じた機能が要求されるようになってきている。そのため外力の設定から、部材の非線形挙動の数理解モデル化さらには地盤を含んだ全体系モデルを取り扱うこととなり、個別作業の煩雑さに加えて全体の整合にかなりの

労力を伴う。

このような耐震設計の流れを一貫したソフトウェアで処理することによって、これまで、個別ソフトによる処理で要していた作業を合理化することを狙ったシステムを完成させた。

対象とする構造物は、RC構造物で、断層運動に基づく直下型地震による地震動の解析や各種設計規準にもとづく地震外力の設定、構造部材の非線形性の設定およびそれらに基づいた動的変形解析による安全性の照査などからなっている。

システムは、一部でEWSを使用する部分もあるものの、その大部分がパソコンで処理可能となっており、RC構造物の設計に大きな省力化が期待される。さらに今後増えるであろうと予測される耐震補強設計業務や、場合によっては耐震診断業務を含めて、事業者の多様な要求に対応が可能である。

## 2. システムの概要

本システムは、RC構造物の耐震設計業務で使用する各個別のソフトウェアを統合したものである。これにより、これまで、煩雑だったソフトウェア間のデータのやり取りが円滑となり、作業効率の大幅な向上が期待できる。特徴は以下のとおりである。

- i. 構造物・地盤・基礎全体系による非線形動的解析を主な対象とした
- ii. 道路橋示方書を始めとする各種の耐震設計規準に準拠した
- iii. 地盤や構造物を解析する複数のプログラムを目的別に使用するので、個々のデータを共有できるシステムとした。
- iv. RC部材の非線形特性を簡易に設定できるようにした。
- v. 地盤・基礎のばね特性は、対象とする構造物に応じて線形でも非線形でも扱えるようにした
- vi. 入力地震動の設定は各種の規準の他に断層運動を考慮したものも取り扱えるようにした

## 3. 解析モデル、解析手順

\*本社土木部 \*\*情報システム室 \*\*\*本社土木設計部 \*\*\*\*技術開発部

解析モデルは図-1に示すような非線形梁-ばね系モデルとした。基礎は線形ばねのみならず非線形ばねにも対応できるようにした。

耐震設計検討手順は、適用する設計規準や、その他の様々な条件によりいろいろな方法を取る。図-2に本システムで対象としている耐震設計手順を示す。

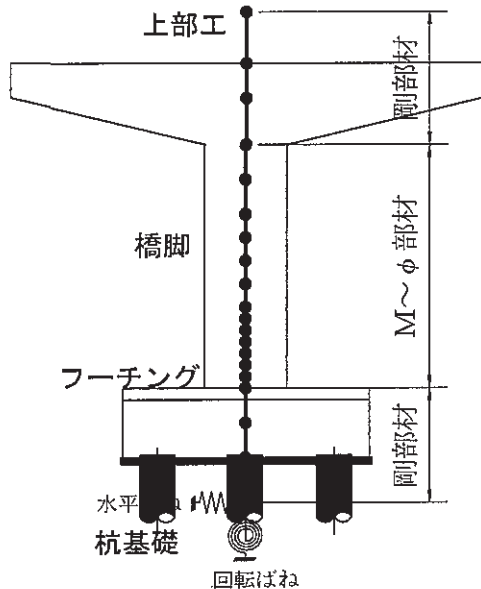


図-1 解析モデル

#### 4. 開発した個別の解析項目

当社において、開発した個別の解析項目を表-1に示す。基本的には設計プログラムは市販のものを導入した。ただし、活断層の動きにより発生する地震波動や部材の非線形性状など、設計プログラムの入力情報となるもの、および解析後のポスト処理に関するものは新しくプログラムを開発した。本システムの最大の特徴であるトータルシステムとして各プログラム（モジュール）間のデータの受け渡しは、円滑に処理できるようになっている。以下に各項目の概要を示す。

##### 4.1 RC部材非線形性の設定

橋脚・杭基礎等のRC断面の部材非線形特性（ $M-\phi$ 、 $M-N$  関連）を簡易に設定できる。コンクリートの応力度-ひずみ曲線は「道路橋示方書」<sup>1)</sup>、「土木学会コンクリート標準示方書」<sup>2)</sup> などに対応している。断面は矩形、円形や各種の補強断面に適用できる。拡張や変更なども随時可能である。また、複数断面も同時に解析可能となっている。入力データと解析結果の一例を表-2に示す。

##### 4.2 保有水平耐力法による耐震設計

保有水平耐力法は市販プログラムを使用し、入力データは動的解析の入力データと共有化される。

表-1 開発した項目

開発項目	使用機器	(プログラム名)
RC部材非線形性の設定	パソコン	
保有水平耐力法による耐震設計とRESP入力データの共有化	パソコン	
入力地震動設定	EWS,パソコン	
基礎・地盤ばねの設定(線形)	EWS,パソコン	SHAKE
基礎・地盤ばねの設定(非線形)	EWS,パソコン	RESP
全体系地震応答解析	EWS,パソコン	RESP
ポスト処理	EWS,パソコン	

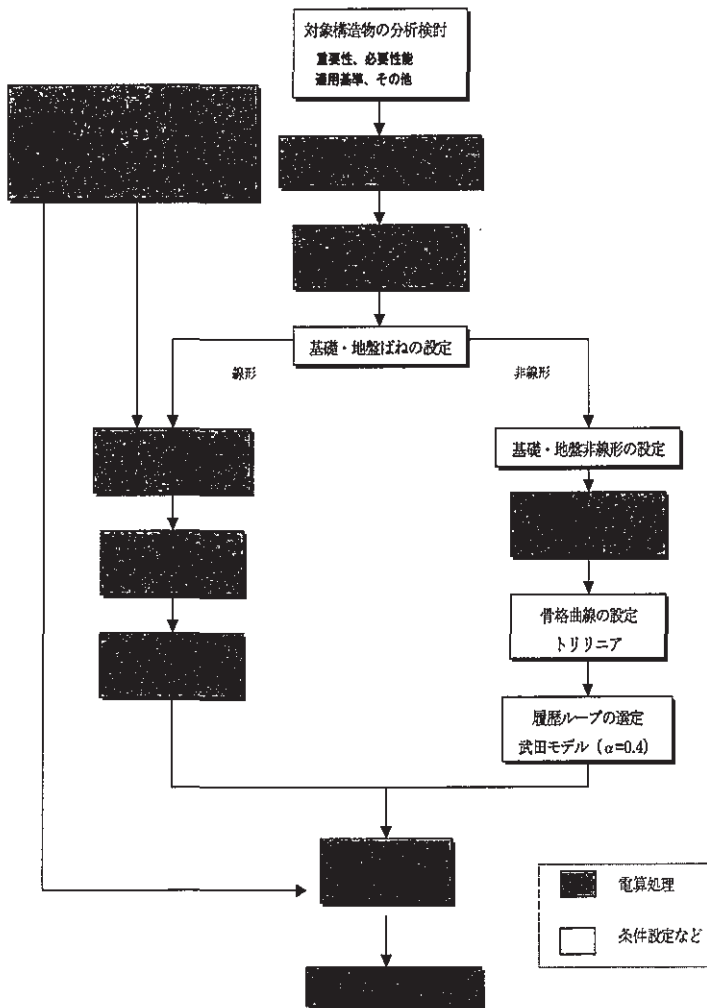


図-2 解析手順

表-2 入出力データ例

	1.1	1.2	3.1	3.2	6.1	9.1
H (cm)	62	62	55	55	65	65
B (cm)	100	100	100	100	100	100
Ast (cm <sup>2</sup> )	22.94	19.40	22.94	19.40	15.88	15.88
Asc (cm <sup>2</sup> )	19.40	22.94	19.40	22.94	19.40	19.40
d (cm)	54	49	47	49	47	57
dc (cm)	13	8	6	8	6	16
N (kgf)	0	0	0	0	0	0
σ <sub>sy</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	3500	3500	3500	3500	3500	3500
σ <sub>ck</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	185	185	185	185	185	185
E <sub>s</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	2100000	2100000	2100000	2100000	2100000	2100000
E <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	250000	250000	250000	250000	250000	250000
Ndivide	100	100	100	100	100	100
start_col	2	3	4	5	6	7
calculation	2	3	4	5	6	7
Xstart	10	10	10	10	10	10
Xstartu	5	5	5	5	4	4

### 4.3 入力地震動設定

平成9年度に当社で開発したプログラム<sup>3)</sup>を本システムに導入したものである。入力地震動の設定は、活断層情報から求める方法と、目標応答スペクトルにフィッティングさせる方法を選択できるようになっている。そのほかに、任意の地震動もあつかえるようになっている。これにより、各種の設計規準への迅速な対応が可能となるばかりでなく、建設地点近くの断層の影響や直下型地震などへの対応も可能となる。

### 4.4 基礎・地盤ばねの設定

#### a. 線形ばね

道路橋示方書に準じ、杭・地盤ばね（水平、ロッキング）を算定する。一次元地震応答解析プログラムで算定したひずみレベルに応じて、ばね定数は低減させる。

#### b. 非線形ばね

図-2に示す骨組みモデルで非線形静的解析を実施し、基礎ばねの骨格曲線（トリリニア）を求める。入力データは地盤、基礎のデータから表計算プログラムにより自動的に作成するようにした。

### 4.5 全体系地震応答解析

全体系地震応答解析を動的地震応答解析プログラムにより実施する。入力データは地盤、基礎のデータから表計算プログラムにより自動的に作成するようにした。解析モデルは図-1に示したとおりである。

## 5. 検討事例-1

RC単柱橋脚を対象にした耐震設計計算において、地震時保有水平耐力法による照査で危険と判定された橋脚が、非線形動的解析による照査で安全と判定される事例が幾つか報告されている。

ここでは都市内高速道路のⅡ種及びⅢ種地盤における標準的な橋梁を取り上げ、地震時保有水平耐力法（以下「保耐法」）と非線形動的解析による照査の比較をおこなった。当該橋梁は道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>1)</sup>（以下「新道示」）の震度法により設計されたものであるが、Ⅱ種地盤における橋脚のタイプⅡ地震動、及びⅢ種地盤における橋脚のタイプⅠ地震動において、保耐法では危険と判定され、非線形動的解析では安全と判断された。ここでは、両者の違いが生じる原因、非線形動的解析の照査結果を採用することの妥当性について検討した。

### 5.1 対象橋脚

検討対象橋脚を図-3(a)および(b)に示す。図(a)はⅡ種地盤、図(b)はⅢ種地盤における標準的な橋梁で、震度法により設計されたものである。水平震度はⅡ種地盤では $k_h=0.25$ 、Ⅲ種地盤では $k_h=0.30$ である。上部構造は6径間連続鋼桁橋（地震時水平力分散構造）、支間長は35m×6径間、全幅員は20.25m、支承はゴム支承

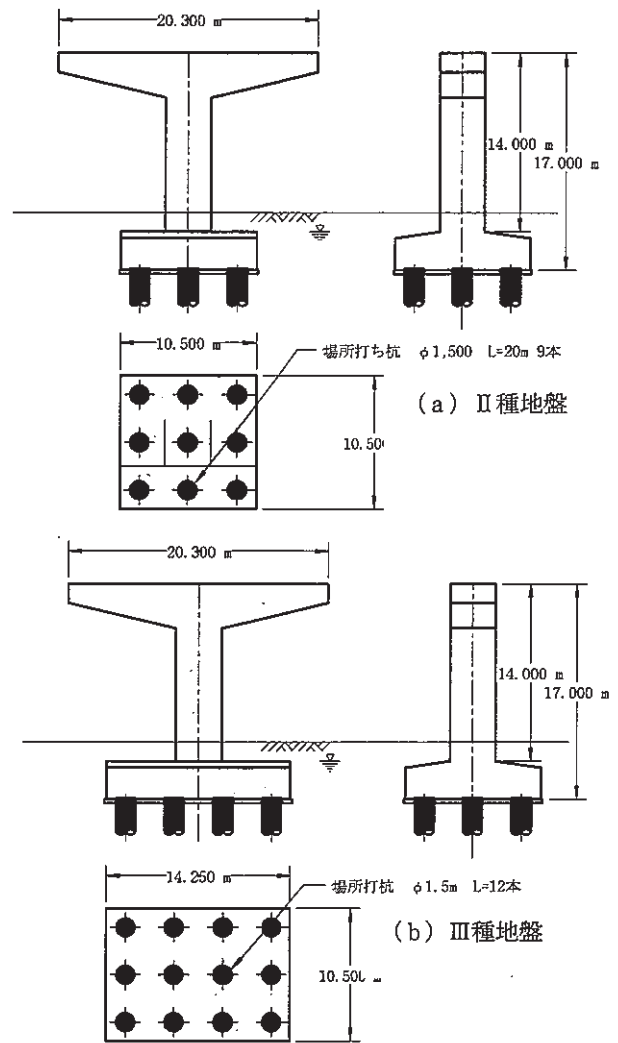


図-3 解析対象橋脚

（タイプB）、下部構造形式は張出し式RC橋脚である。

基礎は場所打ち杭基礎（ $\phi 1.5\text{m}$ ）で、Ⅱ種地盤は $L=20\text{m}$ 、 $n=9$ 本、Ⅲ種地盤は $L=27.5\text{m}$ 、 $n=12$ 本である。

### 5.2 非線形動的解析による照査

非線形動的解析による照査は、保耐法において危険と判定されたⅡ種地盤のタイプⅡ地震、Ⅲ種地盤のタイプⅠ地震について実施した。

#### (1) 解析条件

##### a. 解析モデル

対象橋梁の橋軸直角方向解析モデルを図-4に示す。Ⅱ種地盤とⅢ種地盤ではフーチング下端の基礎バネの位置が異なる。フーチング上部の橋脚部分（10.5m）をトリ・リニア型の曲げモーメント～曲率（ $M\sim\phi$ ）モデルで表現し、他の要素は剛部材とした。

$M\sim\phi$ モデルは材軸直交分割要素（3分割）で表現し、履歴特性は武田モデル（ $\alpha=0.4$ ）を用いた。基礎は道路橋示方書IV下部構造設計編<sup>1)</sup>に基づくスカラー・バネでモデル化し、フーチング下面で等価な変位を与える水

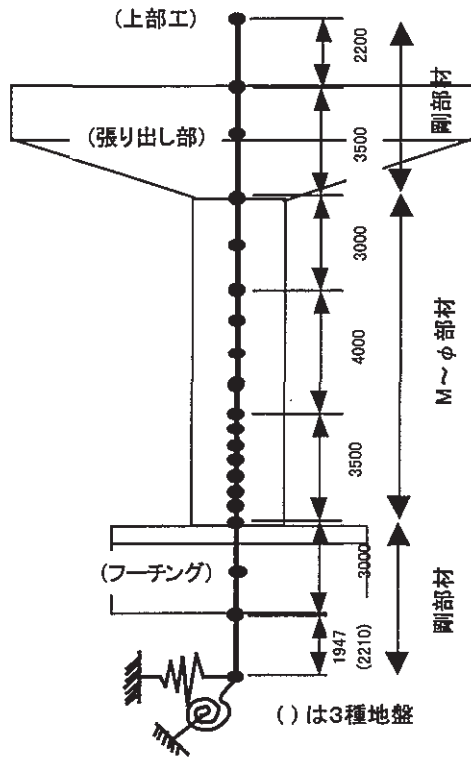


図-4 解析モデル

平、回転の一組の線形バネとして与えた。

b. 入力地震波

入力地震波は、Ⅱ種地盤のタイプⅡ地震として兵庫県南部地震における JR 西日本鷹取 NS 成分波 (Max=686.8 gal) を採用した。Ⅲ種地盤のタイプⅠ地震として日本海中部地震における津軽大橋周辺地盤上 TR 成分波 (Max=433.37 gal) を採用した。

c. 粘性減衰

新道示に基づき、下部構造の要素減衰定数を  $h=0.02$ 、基礎構造の要素減衰定数を  $h=0.20$  とし、固有値解析結果から各モードのモード減衰 (エネルギー比例減衰定数) を設定した。これは新道示において基礎構造が弾性域にある場合  $h=0.1\sim 0.3$ 、非線形域に入る場合  $h=0.2\sim 0.4$  を用いるよう規定されていることに基づいたものである。次に、固有周期、モード減衰からレイレイ減衰マトリックスを作成し、これを粘性減衰として動的解析に使用した。

(2) 解析結果

Ⅱ種地盤において基礎の減衰定数を  $h=0.20$  とした場合の上部構造位置加速度時刻歴を図-5 (a) に、変位時刻歴を同図 (b) に示す。図中には、線形動的解析結果も併記している。非線形解析では、橋脚下端の非線形化に伴い応答加速度が低下し、応答変位が増加する。応答変位の 10 秒付近以降僅かに+側に残留変位がみられるが、たかだか 5cm 程度であり、許容残留変位  $\delta_R (=16.2\text{cm})$  までには至っていない。最大応答変位は  $\delta_{\max}=25.95\text{cm}$

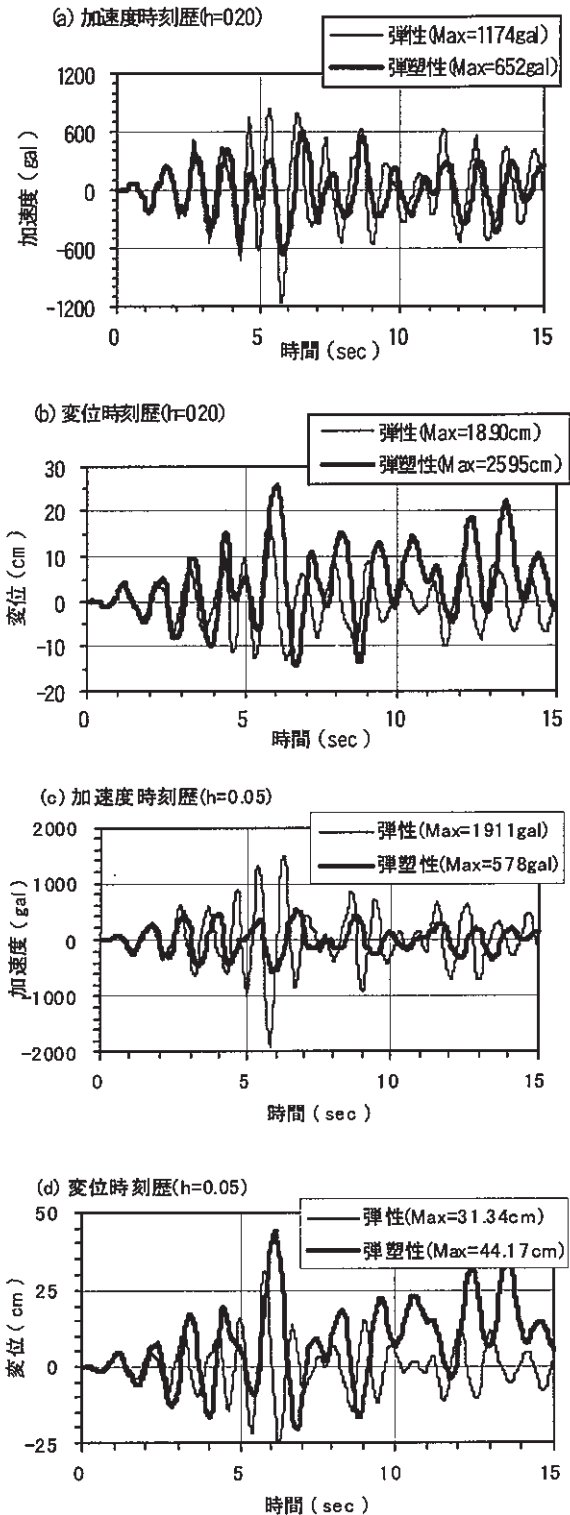


図-5 上部構造位置加速度、変位時刻歴

で、塑性率に関する照査結果は次式の通り安全と判定され、保耐法と異なる照査結果が得られる。

$$\mu = \delta_{\max} / \delta_y = 25.95 / 7.54 = 3.44 < \mu_a (=4.31)$$

一方、Ⅱ種地盤において基礎の減衰定数を  $h=0.05$  とした場合の結果を図-5 (c)、(d) に示す。 $h=0.05$  の時、保耐法による入力動と動的解析による入力動は同レベル

と考えることができる<sup>5)</sup>。この時、塑性率に関する照査結果は次式の通り危険と判定され、保耐法の照査結果と一致する。

$$\mu = \delta \max / \delta y = 44.17 / 7.54 = 5.86 > \mu a (= 4.31)$$

Ⅲ種地盤において基礎の減衰定数を  $h=0.20, 0.10$  とした場合の解析結果を表-3に示す。ここで、 $h=0.10$  の時、保耐法による入力動と非線形動的解析による入力動は同レベルと考えることができる<sup>5)</sup>。表-3において、 $h=0.20$  の時非線形動的解析では安全と判定され、保耐法と異なる照査結果が得られる。一方、 $h=0.10$  の時危険と判定され、両照査結果は一致する。

以上の結果より、非線形動的解析ではⅡ種地盤、Ⅲ種地盤とも基礎減衰 ( $h=0.20$ ) の効果により構造系への入力地震動レベルが保耐法の入力レベルより小さなものになっている。このため、保耐法で危険と判定された橋脚が非線形動的解析で安全となる結果が得られたものである。

表-3 Ⅲ種地盤での最大加速度、最大変位

	線形解析		非線形解析			$\delta y=7.77\text{cm}$	
	最大加速度	最大変位	最大加速度	最大変位	塑性率	許容塑性率	判定
	(gal)	(cm)	(gal)	$\delta \max$ (cm)	$\mu$	$\mu a$	
$h=0.20$	777.5	7.808	541.6	11.22	1.44	1.62	安全
$h=0.10$	969.6	9.752	561.9	18.43	2.37	1.62	危険

## 6. 検討事例-2

RC単柱橋脚における基礎の降伏耐力は橋脚部のその2倍程度を有する<sup>1), 2)</sup>。特にL2地震動においてはこの基礎の耐力を適度に低減させ十分なじん性を確保することができればより経済的な耐震設計が可能であると考えられる。そこで基礎の耐力を漸減させ地震応答解析を行い、上部工変位による塑性率照査に基づき基礎の耐力を従来比何%程度の低減が可能なのか検討した。

### 6.1 対象橋脚モデル

対象橋脚の橋軸方向解析モデル、解析条件は検討事例-1と同様である。

### 6.2 杭のプッシュオーバー解析

杭本数による基礎の耐力、剛性の違いを確認するため、杭本数9、6、4本の各場合について杭頂部に水平力を静的に載荷したプッシュオーバー解析を行った。この結果を図-6(a)、(b)に示す。これより9本杭の耐力を100とすると6本杭は60~70、4本杭は40~55程度に

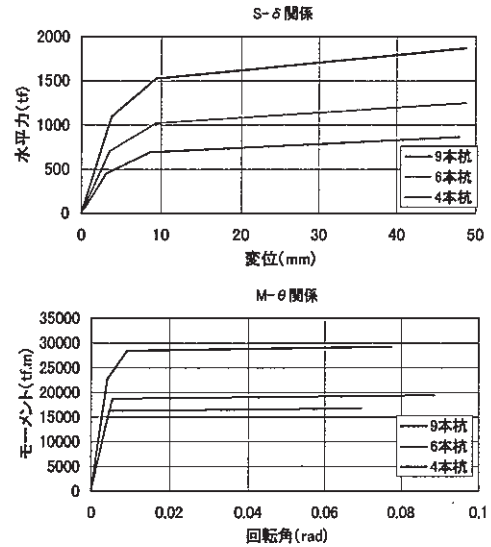


図-6 プッシュオーバー解析結果

表-4 基礎耐力低減解析結果一覧

倍率 (%)	上部最大変位 (cm)	系全体の塑性率	許容塑性率	上部最大加速度 (gal)	最大モーメント (最下段)	最大塑性率 (最下段) (基礎)	最大塑性率 (基礎) S	最大塑性率 (基礎) M
100	27.2	3.61	4.31	646	1.06E+06	7.93	0.677	0.363
90	27.2	3.61	4.31	640	1.05E+06	7.872	0.869	0.405
80	27.2	3.61	4.31	642	1.06E+06	8.259	1.192	0.452
70	27.6	3.66	4.31	627	1.05E+06	7.349	2.025	0.614
60	28.3	3.75	4.31	604	1.04E+06	7.064	3.419	0.941
50	30.5	4.05	4.31	588	9.95E+05	3.907	6.327	1.989
40	32.4	4.30	4.31	516	9.20E+05	0.957	9.815	3.238
30	35.8	4.75	4.31	442	7.67E+05	0.748	11.085	4.9
20	34.4	4.56	4.31	346	5.68E+05	0.476	19.321	7.218
10	31.5	4.18	4.31	284	3.39E+05	0.165	45.806	15.282

相当することが確認された。

### 6.3 基礎耐力低減解析

杭本数9本での基礎の耐力を100と定め、基礎の耐力を90、80、70、…、10%と漸減させ地震応答解析を行い、上部工の最大応答加速度・変位、基礎および橋脚部の塑性率の推移等を比較考察した。

解析結果の一覧を表-4に示す。塑性率照査によると40%まで許容範囲内に収まり、せん断耐力、残留変位についても許容範囲内であった。しかし50%以下で急激に応答値が変化することから、十分な耐震性を有するのは60%程度までと考えられる。また、上部工における最大加速度推移、塑性率照査、および100%と50%の橋脚部塑性率比較を図-7(a)~(c)に示す。ここで、30%

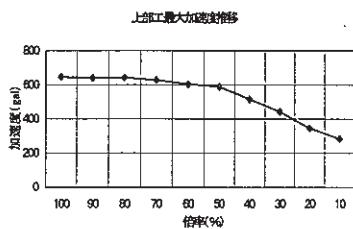


図-7 (a) 上部工最大加速度推移

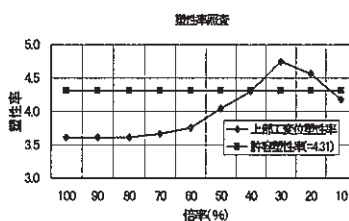


図-7 (b) 塑性率照査

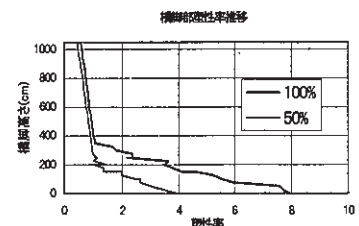


図-7 (c) 橋脚部塑性率比較

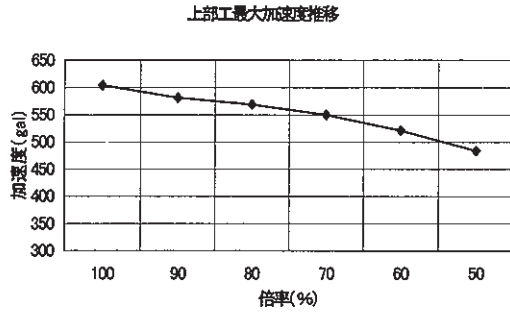


図-8 (a) 上部工最大加速度推移

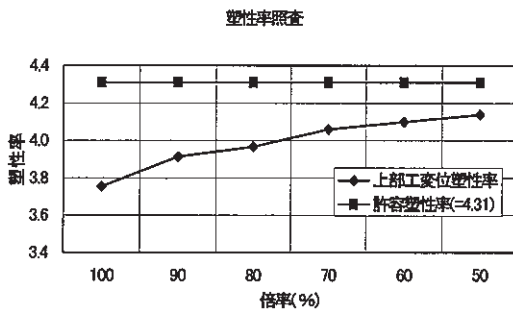


図-8 (b) 塑性率照査

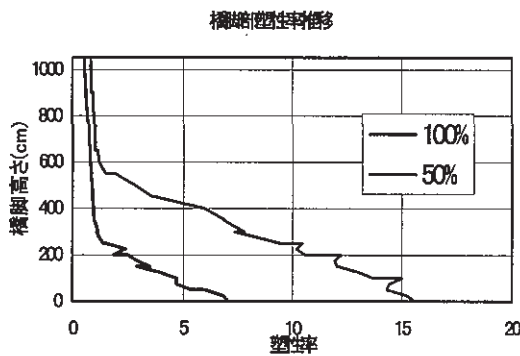


図-8 (c) 橋脚部塑性率比較

～10%にかけて塑性率の減少がみられるが、これは基礎耐力減により上部工変位を大きくする効果と、上部工の慣性力減に伴う変位を小さくする相反する2つの効果の影響によるものと考えられる。

#### 6.4 橋脚部曲げ耐力低減解析

前節の結果を踏まえ、基礎の耐力を初期条件比 60%に固定し、橋脚部M-φ関係の曲げ耐力を前節と同様に漸減させ地震応答解析を行った。なお、曲げ耐力低減の度合は基礎の耐力の場合と同様に初期状態を100とし90, 80, 70, 60, 50%に対して行った。

解析結果の一覧を表-5に示す。塑性率照査によると50%まで許容範囲内に収まったがこの時点での曲率塑性率が15.6に達していることや最大曲げモーメントが終局値に近いということを考慮すると、実質的には初期曲

げ耐力比70%程度までの低減が可能と考えられる。この結果、100%のとき3.42であった基礎の塑性率は、2.26まで低下する。また、上部工における最大加速度推移、塑性率照査、および100%と50%の橋脚部塑性率比較を図-8(a)～(c)に示す。

表-5 橋脚部曲げ耐力低減解析結果一覧

倍率 (%)	上部最大変位(cm)	系全体の塑性率	許容塑性率	上部最大加速度(gal)	最大モーメント(最下段)	最大塑性率(最下段)	最大塑性率(基礎)S	最大塑性率(基礎)M
100	28.3	3.75	4.31	604	1.04E+06	7.064	3.419	0.941
90	29.5	3.91	4.31	581	9.59E+05	8.55	2.602	0.822
80	29.9	3.97	4.31	569	8.77E+05	10.622	2.366	0.634
70	30.6	4.06	4.31	550	7.73E+05	11.125	2.259	0.484
60	30.9	4.10	4.31	521	6.98E+05	15.116	1.603	0.434
50	31.2	4.14	4.31	484	5.86E+05	15.632	1.899	0.388

#### 7. あとがき

耐震検討(設計、解析)では様々な不確実性を考慮したうえで、高度な工学的判断のもと大地震に対して抵抗があり、ねばり強い構造物を提案していくことが多い。規準類ののっとり実施した構造解析結果をもとに、安全性を画一的に照査するという作業の全作業に占める割合は設計体系の変化を考慮すると、今後減少する傾向にある。従来から煩雑な作業を伴うとされている非線形地震応答解析も、複数ケースを短時間で効率的に実施し、得られた結果をもとに担当者はより創造的な業務に携わることができる環境を整えることが肝要である。

このような観点から今回開発したシステムを社内の耐震業務担当者は有効に活用し今後の技術開発に寄与していくことが望まれる。

#### 【参考文献】

- 1) 道路橋示方書・同解析V耐震設計編、(社)日本道路協会、平成8年12月
- 2) コンクリート標準示方書(耐震設計編)[平成8年制定]、土木学会、平成8年
- 3) 設計用入力地震動設定方法の研究、奥村組平成9年度研究開発課題報告書、平成10年4月
- 4) 森尾、幸左、藤井、宮本「震時保有水平耐力と非線形動的解析による耐震検討の比較と課題」第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、1999年12月、pp295-302