

鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する考察

工務部 設計課 江 見 晋
同部 同課 石 崎 浩
同部 同課 木 代 穰

まえがき

従来から鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計は、道路橋示方書に示されるように、許容応力度設計法のもとで震度法または応答を考慮した修正震度法により行われてきたが、構造物のもつ特性によってはこのような耐震設計法のみでは安全性を十分な精度で評価できない場合も考えられる。

1978年6月の宮城県沖地震においては、コンクリートの圧壊や鉄筋の座屈を伴ったぜい性的な破壊を生じた橋脚がいくつかみられ、このような破損例が示唆するように、特にぜい性的な破壊を起こしやすい鉄筋コンクリート橋脚などにおいては、大地震に対する安全性の照査が必要であると考えられる。そこで、昭和55年5月に改訂された道路橋示方書・V耐震設計編¹⁾(以下、道示という)において、「地震時変形性能の照査」という新しい規定が盛り込まれ、このような照査を必要とする橋脚については、弾性設計を行う地震荷重の1.3倍以上の荷重に対して照査を行うものとしている。また、その照査法の一例として、橋脚の弾塑性応答変位より求められる塑性率を終局じん性率の1/3程度を標準とする許容塑性率と比較する方法が示されている。

ところで、このような照査法が十分に信頼性の高いものとして確立されるためには、鉄筋コンクリート部材の動的荷重下での挙動に関する実験的研究をはじめとし、構造物の地震時変形性能に関する数多くの研究成果の蓄積が必要となる。しかしながら、これらに関する既往の研究成果は十分

であるとは言い難く、しかも構造的・力学的条件において鉄筋コンクリート橋脚と類似した部材での実験的研究はきわめて少ない。

このような状況のもとでの道示の「地震時変形性能照査法」は、その本質的な考え方において高く評価されるものの、この照査の中で用いられる数値に対する裏付けについては不明確な点もあり、今後改善される余地があると考えられる。

本文は、阪神高速道路における代表的な橋脚型式であるT型単柱の鉄筋コンクリート橋脚について、道示による地震時変形性能の照査を試み、さらに弾塑性地震応答計算によっても変形性能に関する検討を行い、これらにより地震時変形性能の照査法について考察するものである。

1 道示における地震時変形性能照査法

1-1 変形性能照査のもつ意義

道示・耐震設計編「2.1耐震設計の基本方針」において、地震時変形性能の照査を耐震設計の流れの中でどのように位置づけるかが述べられている。さらに、この解説文中に照査規定の意図するところは、

- ① 許容応力度法のもとで震度法あるいは応答を考慮した修正震度法により設計された構造物に対し地震時変形性能の照査を行うことにより、大規模な地震に対しての安全性を確保する。
- ② 固有周期が短かく、また比較的減衰を期待しにくい鉄筋コンクリート橋脚あるいは橋台などにおいては、ぜい性的な破壊を起こす可能性があるため、このような構造物に対しては地震時

に部材が著しく抵抗力を失うことなく変形に追
随し得る能力を確保する。

という旨の記述がある。要するに、①は大地震に
対する安全性の確保、また②は鉄筋コンクリート
構造物におけるぜい性的な破壊の防止を意味し、
これら2点について従来の道示では具体的な記述
はなく、昭和55年5月の改訂において新しく追加
されたものである。ここで、これら①、②に対す
る照査の必要性が生じてきた背景を考えてみるこ
とにする。

(1) 大地震に対する安全性の照査

橋梁の耐震設計にあたって、地震の規模を大地
震ならびに中小地震といったように段階的に区分
し、それぞれの地震規模ごとに考慮すべき破壊規
範を設定して合理的な設計を行う方法が従来から
提唱されている。つまり、大規模な地震に対して
は補修を必要とするような損傷はやむを得ないと
しても落橋あるいは大規模な破壊を招かないよう
に、また中小地震に対しては有害なひびわれ等の
補修を必要とするような損傷までも防ぐように設
計を行うということである。このような、いわば
段階的耐震設計というものは、それぞれの地震規
模に応じた限界状態を設定することにより達成し
得るものであり、限界状態設計法の範疇で考えら
れるべきものであろう。

このような考えに基づけば、道示における変形
性能の照査も内容的には大地震と終局限界状態と
を組合せて考えることにより、世界的なすう勢と
しての限界状態設計法を指向したものと言えよう。
一方、現在の道示では今なお許容応力度設計法が
主流を占めており、現行の設計基準体系との整合
性を保つ意味から、変形性能を考慮した安全性の
照査は許容応力度法のもとに設計された構造物に
対して行うように規定されている。

(2) 鉄筋コンクリート橋脚のぜい性的な破壊の 防止

鉄筋コンクリート橋脚のぜい性的な破壊の防止
という問題は、建築の分野ではかなり以前から取
り扱われていたようであるが、土木の分野では昭
和52年に建設省から新耐震設計法(案)²⁾が刊行
され、この中でじん性を考慮した耐震設計法が提

案されたことによって、この問題を取り扱う気運
が高まってきたようである。さらに、昭和58年6
月の宮城県沖地震ならびに昭和57年3月の浦河沖
地震における橋脚の被災例は、この問題に対する
検討の必要性を改めて認識させたと言えよう。

宮城県沖地震における橋脚の損傷については、
冒頭に述べたように、コンクリートの圧壊やこれ
による鉄筋の座屈を伴ったものまで報告されてい
る。また、浦河沖地震においては、北海道日高郡
静内町静内川に架る国道235号静内橋が主として
橋脚部に大きな被害を蒙り、この橋脚の破損の形
態がこれまでの橋梁下部構造の鉄筋コンクリート
部材には見られない特異なものであった。建設省
土木研究所の災害調査報告書³⁾によると、橋脚
のうち特に被害の大きいP-3橋脚ではコンクリ
ートは完全に寸断されてブロック状になっており、
主鉄筋と帯鉄筋が網目状になって内部のブロック
化したコンクリートの逸脱を防いでいる状態であ
ったと報告されている。

このように、鉄筋コンクリート橋脚はある一定
の構造的・力学的条件下ではぜい性的な破壊を起
こしやすく、一度このような破壊が生じると修復
が非常に困難であるばかりか、落橋事故をも招く
危険性を十分にはらんでいる。したがって、この
ような事故を未然に防ぐためにも地震時における
橋脚の挙動を終局状態までの確に把握することが
肝要であり、道示の地震時変形性能に対する照査
はここに意義をもつこととなる。

1-2 照 査 法

道示においては、地震時変形性能の照査に用い
る設計震度のみが条文に規定され、その照査の具
体的な手法は新耐震設計法(案)に基づいた計算
例として参考資料に記載されている。

この照査法の基本的な考え方は次式によって示
される。

$$\mu_{khd} \leq \mu_a \quad \dots\dots (1.1)$$

ここに、

μ_{khd} : 震度Khdの地震における変位塑性率
ただし、Khdは道路橋示方書4.5に
規定される設計震度(通常の弾性設

計に用いる震度を1.3倍した値)

μ_a : 許容塑性率 (じん性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$ の $\frac{1}{3}$ 程度の値を標準とする。 δ_u : 終局時の橋脚天端の変位、 δ_y : 軸方向鉄筋降伏時の橋脚天端の変位)

なお、変位塑性率は水平震度0.1に対する最大応答変位 ($\delta_{0.1}$) を求めることにより次式で与えられる。

$$\mu_{khd} = \frac{10 \cdot \delta_{0.1} \cdot Khd}{\delta_y} \dots\dots (1.2)$$

上式において、 $10 \cdot \delta_{0.1} \cdot Khd$ は水平震度Khdによる橋脚天端の最大応答変位を表わすことになるが、この値を算定するための基本となる $\delta_{0.1}$ は橋脚の弾塑性挙動を考慮して求められねばならない。

この照査法においては、弾塑性系で求められるべき地震応答 ($\delta_{0.1}$) を等価線形化手法により線形的に計算する方法が適用されている。すなわち、橋脚における地震時の等価剛性 (K) は、水平力と水平変位の関係図 (スケルトンカーブ) において最大変位点と原点を結ぶ直線の勾配とし、このKより一自由度系としての等価固有周期 (T_{eq}) は次式で求まる。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \dots\dots (1.3)$$

ここに、

W : モデルの質点重量

g : 重力加速度

また、構造物の履歴減衰特性を考慮した等価減衰定数 (heq) は実験データを参考にして導かれた次式により求められる。

$$heq = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}}\right) \dots\dots (1.4)$$

1.3および1.4式より得られたT_{eq}およびheqから、変位応答スペクトル曲線を用いて $\delta_{0.1}$ が構造物の弾塑性応答を考慮した応答変位として求まる。

2 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の検討

2-1 検討対象とした橋脚とその諸元

阪神高速道路における鉄筋コンクリート橋脚のなかで最も多く用いられている型式は、T型単柱と呼ばれているものであり、この型式の橋脚について道示の変形性能照査法を適用し、さらには弾塑性応答計算によって変形性能を検討した。

検討対象とする鉄筋コンクリートT型単柱の構造諸元を決定するにあたっては、当団の「鉄筋コンクリート構造物標準図」を基本とし、この標準図中の橋脚高さH=16mのもの他に、通常の橋脚高さが10m~20mであることよりH=12mならびにH=20mの橋脚も加え、これら3種類の高さの橋脚を対象とした。

橋脚の断面寸法は、実際の構造物では種々の制約条件が与えられているため、様々なものとなっているが、この検討においては「標準図」に示されている橋脚高さH=16mのものを基本とし、H=12m、20mの橋脚については柱下端における断面力をH=16mの場合と比較して、それぞれの断面寸法を図-1のように決定した(これらをMo-

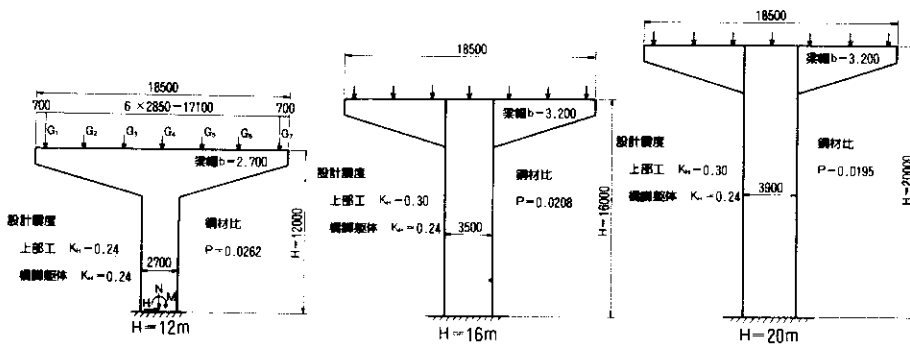


図-1 検討対象構造物(基本系 Model A)の形状

del A とする)。つぎに、Model A の橋脚高さが異なる 3 種類の断面各々に対し、鉄筋量はそのままで断面寸法を大きくすることにより、全断面積に対する鉄筋断面積の割合つまり鉄筋比が 1.5 % および 1.0 % に相当する断面寸法を決定し、それぞれ Model B、Model C とする。これら Model A、B、C の断面寸法ならびに鉄筋比を示したものが図-2 である。

2-2 道示による照査

道示の照査式を適用するにあたり、設定した 9 種類のモデルについて橋脚天端での水平力と水平変位の関係を道示の参考資料に示されている方法により求め、これらの関係図より得られた δ_y ならびに δ_u をもとに照査式を適用して表-1 の結果を得た。

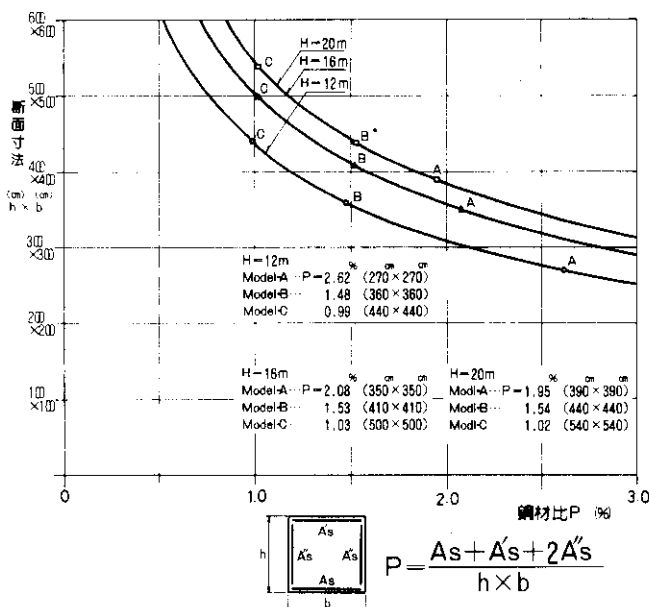


図-2 各モデルの断面積量

表-1 照査結果

モデル	H=12m			H=16m			H=20m			
	Model A	Model B	Model C	Model A	Model B	Model C	Model A	Model B	Model C	
断面寸法 (cm×cm)	270×270	360×360	440×440	350×350	410×410	500×500	390×390	440×440	540×540	
鋼材比 p(%)	2.62	1.48	0.99	2.08	1.53	1.03	1.95	1.54	1.02	
床下 端断面 力	N (t)	1440.7	1640.2	1817.3	1743.4	1914.5	2225.2	2006.4	2204.5	2675.7
	H (t)	345.7	393.6	436.1	476.7	517.8	592.3	539.7	587.3	700.4
	M (tm)	4353.9	4674.8	4912.8	7346.5	7657.1	8225.5	9631.5	10088.3	11180.1
抵抗モーメント Mr(tm)	4817.5	6580.1	8537.4	8252.7	9660.9	12629.0	10713.6	11806.2	15876.6	
安全率 S.F. (=Mr/M)	1.106	1.408	1.738	1.123	1.262	1.535	1.112	1.179	1.420	
じん性率 μ ($=\delta u/\delta y$)	2.48	3.74	5.34	3.19	3.98	5.60	3.51	4.10	5.75	
等価剛性 K(t/cm)	80.9	157.5	206.7	93.2	120.9	159.1	71.2	87.42	117.5	
等価固有周期 T(sec)	0.744	0.547	0.489	0.721	0.646	0.584	0.852	0.786	0.713	
減衰定数 h	0.02 [※]	0.041	0.070	0.026	0.046	0.074	0.035	0.049	0.076	
応答変位 δ (cm)	3種 [※]	7.80	4.12	2.88	7.11	5.15	3.93	7.96	6.61	5.12
	4種 [※]	14.98	6.90	4.18	113.92	8.80	5.82	14.82	11.39	9.30
許容変位 δa (cm)	5.62	4.36	4.39	6.82	6.63	6.68	9.78	9.46	9.45	
許容塑性率 μa ($=\delta/\mu$)	0.827	1.247	1.780	1.063	1.327	1.867	1.170	1.367	1.917	
変位塑性率 $=\delta/\delta y$	3種 [※]	1.388	1.177	1.171	1.104	1.030	1.101	0.952	0.955	1.039
	4種 [※]	2.666	1.971	1.699	2.162	1.760	1.630	1.773	1.646	1.886

※、3種、4種は地盤種別を表わす。※※、h<0.02の場合はh=0.02とした。

この照査結果から、4種地盤の場合Model A、Bとも求められた塑性率が許容塑性率を越えて不合格と判定され、また3種地盤の場合でもH=12m、および16mのModel Aは同様に許容塑性率を越える結果となっている。つまり、標準的な断面を有する橋脚であるとされるModel Aは、橋脚高さおよび地盤種別(3種および4種地盤)にかかわらず道示の照査式を適用すると変形性能において不合格となる。これらの様相を水平力(P)と水平変位(δ)との関係図上に表わしたのが図-3であり、橋脚高さが16mの場合の例を示している。この図において一点鎖線はそれぞれのモデルの等価剛性を表わしており、等価線形系での応答変位はこの線上にプロットされることとなる。Model AではModel B、Cに比べて鉄筋比が大きく、またじん性($\mu = \delta u / \delta y$)が小さいため、応答変位が許容変位を越えていることがわかる。

この照査結果から、柱断面が大きく鉄筋比が小さい程、橋脚の固有周期が短かく、またじん性率が高くなること(図-4参照)より減衰定数は大きく算定されるため、応答変位は小さくなるとい

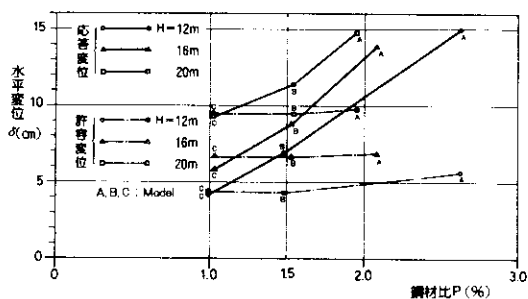


図-4 じん性率の比較

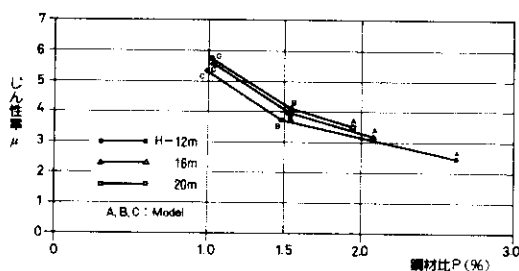


図-5 応答変位の比較(4種地盤)

えよう。一方、許容変位は図-5より柱断面寸法あるいは鉄筋比にさほど影響されなく、一定の橋脚高さであれば許容変位はほぼ同じ値となっている。以上のことから、柱断面寸法が大きく、鉄筋比が小さいほど変形性能に対して有利な構造といえよう。

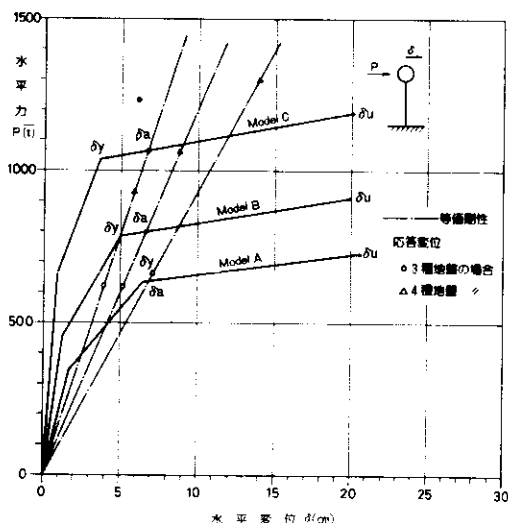


図-3 P- δ 関係と応答変位(H=16m)

2-3 弾塑性応答計算

(1) 計算の概要

地震時における鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動を道示のような一自由度等価線形系で取り扱う方法は、等価な減衰定数あるいは等価な固有周期を設定することなどより、厳密さにおいて不十分な点もあると推定されよう。そこで、地震時の弾塑性挙動をより厳密に把握するために、構造部材の履歴特性を考慮した弾塑性地震応答計算を実施し、変形性能について検討を行った。

この計算に用いたモデルは、2-1で設定した橋脚モデルを図-6に示すような一質点系に置き換えたものであり、ここに示される柱部材のパネ定数 $K(\delta)$ は、2-2におけるP- δ 関係図より求めた。また、弾塑性応答挙動に大きく影響を与えると考えられる構造部材の履歴特性は、武藤およ

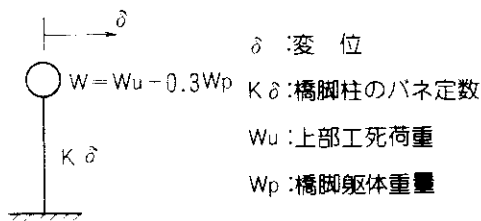


図-6 解析モデル

び深田の提案した2種類のモデルによった。これらのモデルの特徴と荷重-変位履歴曲線を図-7に示す。なお、入力地震波は十勝沖地震における八戸N/S記録を主として用い、Imperial Valley地震のEL Centro N/S記録も一部の計算ケースで入力波とした。

(2) 計算ケース

弾塑性応答計算において、橋脚の高さ、柱断面寸法、履歴特性、減衰定数、入力地震波、入力最

大加速度などを変化させる条件として選び、これらの条件の組合せを変えることにより、応答特性の相違が明らかとなるよう計算ケースを表-2のように決めた。計算の対象とした橋脚モデルは、2-1で設定したModel Aを主とし、断面寸法の影響を調べるためにModel B、Cも一部計算ケースに取り入れた。また、橋脚高さ $H=16m$ におけるModel Aのシリーズでは、履歴特性、減衰定数、入力地震波形などによる応答値への影響も検討できるように計算ケースを設定した。

(3) 計算結果

弾塑性応答計算の結果を表-3(a)、(b)に示す。表-3(a)における入力最大加速度300galは、道示における変形性能照査に用いる設計震度(4種地盤では $0.24 \times 1.3 = 0.312$)にほぼ相当するものであり、この表中の最大応答変位が道示により求められた許容変位内であれば、このような弾塑性応答計算のもとでは地震的変形性能において合格となることを意味する。したがって、表(a)が示すようにすべての計算ケースにおいて応答変位が

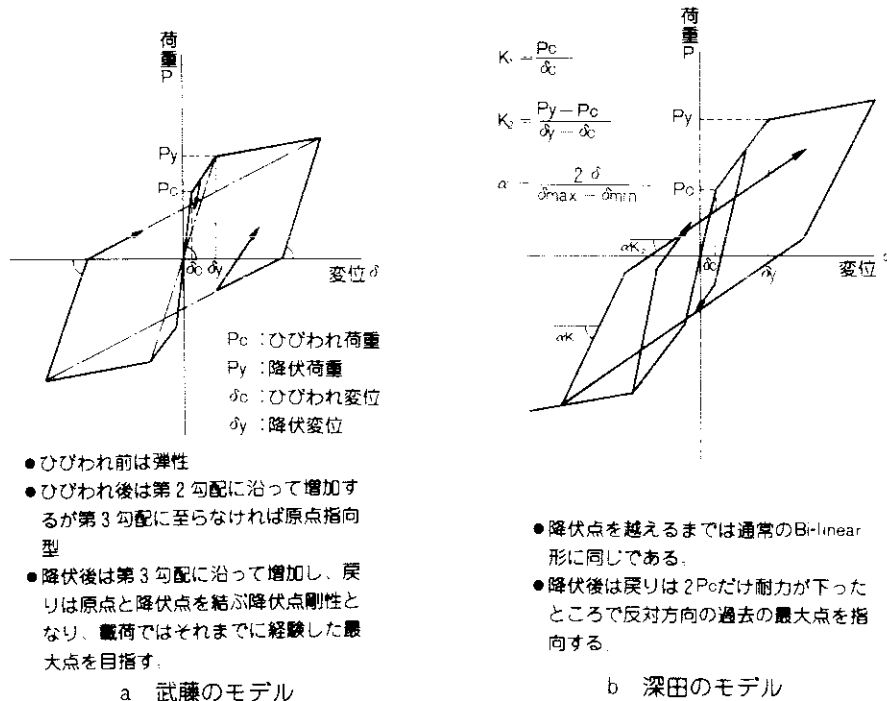


図-7 荷重-変位履歴特性

許容変位を越えていないので、道示の照査法では不合格であったModel A、Bの橋脚はこの場合には合格となる。

また、表(b)における最大加速度 600 gal という値は、300 gal では塑性域に達するケースがなかったため、塑性域での挙動を調べるため単に 300 gal の 2 倍の値として設定された。このような通常の設計に用いる入力加速度の 2~3 倍の値を入力しても、表(b)に示される応答変位は終局変位 (δ_u) に達することはなかった。なお、表(b)中の損傷度とは、応答変位が道示により求めた許容変位を越える回数を示したものであるが、計算条件によってこれらの値はかなり変化することが読み取れよう。

つぎに、表-3(a)、(b)中の最大応答変位 ($H=16m$) を水平力(P)と水平変位(δ)との関係図中にプロットすると図-8のようになる。このP- δ 図は、できる限り真の挙動に近いように側鉄筋(図-2中のAs'')を考慮して計算されたものであるが、橋脚モデルを設定する際には通常の設計と同様に側鉄筋を考慮しないで断面決定がなされている。このような理由から、図-8をみると 300 gal という加速度レベルであるにもかかわらず、降伏

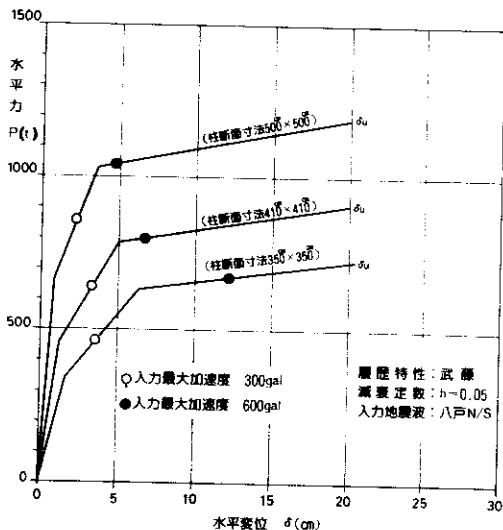


図-8 最大応答変位の比較

変位に達するまでにかかなり余裕のある結果となっている。また、柱断面寸法が大きくなった場合は 600 gal という大きな加速度が入力されても降伏変位を少し越える程度の応答にとどまっている。

つぎに、計算条件(柱断面寸法、履歴特性、減衰定数など)の各々が応答値へ及ぼす影響を調べてみることにする。

表-2 弾塑性応答計算のケース

橋脚高モデル		H=12m		H=16m								H=20m					
		A		A				B		C		A					
履歴特性	武藤	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
	深田			○	○												
減衰数	h=0.05	○	○	○	○				○	○	○	○	○	○			
	h=0.02					○	○										
入力地震波	八戸記録	Z _{max} =300 gal	○	○	○	○			○		○			○			
		Z _{max} =600 gal	○	○	○	○				○		○		○			
	エルゼント記録	Z _{max} =300 gal							○								
		Z _{max} =600 gal								○							
Case		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16

表-3 (a) 弾塑性応答計算結果(入力最大加速度 300gal)

橋脚高 モデル ケース		H=12m	H=16m						H=20m
		A	A				B	C	A
		1	2	3	4	5	6	7	8
履歴特性		武藤	武藤	深田	武藤	武藤	武藤	武藤	武藤
減衰定数(h)		0.05	0.05	0.05	0.02	0.05	0.05	0.05	0.05
入力地震波		八戸N _S	八戸N _S	八戸N _S	八戸N _S	五ノ宮N _S	八戸N _S	八戸N _S	八戸N _S
最大 応答 値	変位(cm)	3.99 (5.62)	3.65 (6.82)	2.57 (6.82)	5.17 (6.82)	6.34 (6.82)	3.34 (6.63)	2.33 (6.68)	4.46 (9.78)
	速度(cm/s)	39.8	36.5	29.6	50.6	69.1	42.8	36.5	40.9
	加速度(cm/s ²)	327	383	329	454	521	514	644	384
	加速度応答倍率	1.09	1.28	1.10	1.51	1.74	1.71	2.15	1.28

()内は許容変位を示す。

表-3 (b) 弾塑性応答計算結果(入力最大加速度 600gal)

橋脚高 モデル ケース		H=12m	H=16m						H=20m
		A	A				B	C	A
		9	10	11	12	13	14	15	16
履歴特性		武藤	武藤	深田	武藤	武藤	武藤	武藤	武藤
減数定数 h		0.05	0.05	0.05	0.02	0.05	0.05	0.05	0.05
入力地震波		八戸N _S	八戸N _S	八戸N _S	八戸N _S	五ノ宮N _S	八戸N _S	八戸N _S	八戸N _S
最大 応答 値	変位(cm)	1413 (5.62)	1227 (6.82)	6.46 (6.82)	1454 (6.82)	1035 (6.82)	6.74 (6.63)	1.77 (6.68)	1629 (9.78)
	塑性率(μ)	2.51	1.91	1.00	2.26	1.61	1.35	1.34	1.95
	速度(cm/s)	63.1	74.9	53.6	76.0	102.6	70.9	57.1	77.7
	加速度(cm/s ²)	501	589	523	573	609	684	853	608
	加速度応答倍率	0.84	0.98	0.87	0.96	1.02	1.14	1.42	1.01
損傷度*(回)		3	3	1	6	5	4	5	3

※ 損傷度は応答変位が許容変位を越えた回数を示す。

()内は許容変位を示す。

1) 柱断面寸法

柱断面寸法を変化させた場合の最大応答変位を履歴特性、減衰定数等は同一条件として比較すると図-9のようになる。この図より、柱断面寸法

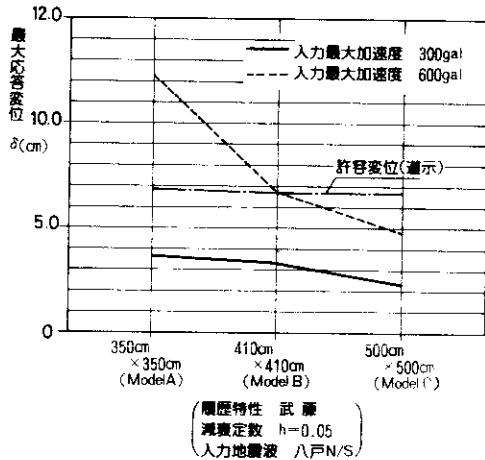


図-9 柱断面寸法の違いによる最大応答変位の比較 (H=16 m)

が大きくなると応答変位は小さくなり、600 gal の場合にはその傾向は顕著となる。これは柱断面寸法が大きくなると構造物の剛性が大きくなることにより、等価な固有周期が短くなるためであろう。

2) 履歴特性

この計算で用いた武藤ならびに深田のモデルについて、最大応答変位を比較すると図-10のようになる。ここでは、深田のモデルの方が履歴減衰が大きいため応答値は小さくなっており、600 gal を入力したケースでは、深田のモデルによる場合、武藤のモデルによる応答変位の約1/2となっている。また、応答変位が許容変位を越える回数(表-3(b)中の損傷度)は、深田モデルでは履歴減衰が大きいため1回のみである。このように履歴曲線の形によって、応答変位は大幅に変化することが理解される。

3) 減衰定数

ここでいう減衰定数とは、構造物が有する初期減衰定数であり、この値を0.02あるいは0.05とした場合の最大応答を比較すると図-11のようになる。当然のことながら、h=0.02の場合の応

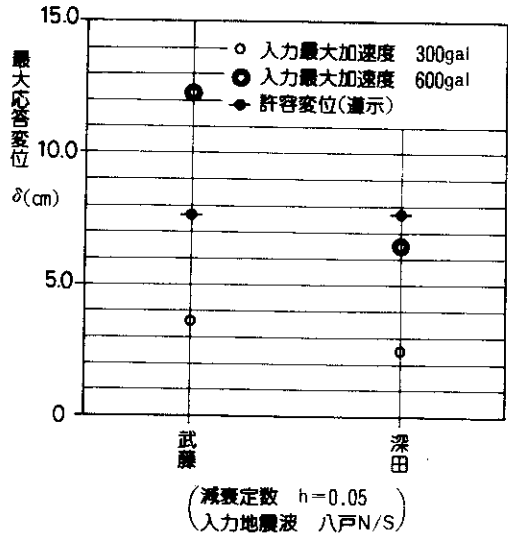


図-10 履歴特性の違いによる最大応答変位の比較 (H=16 m)

答値の方が大きくなり、入力最大加速度が300 gal の場合には、応答変位の絶対値が小さいために減衰定数の違いによる応答変位の差は無視できないほどのものである。さらに、表-3(b)における損傷度を比べてみると、h=0.05では3回であるのに対しh=0.02では6回と歴然たる差異がみられる。

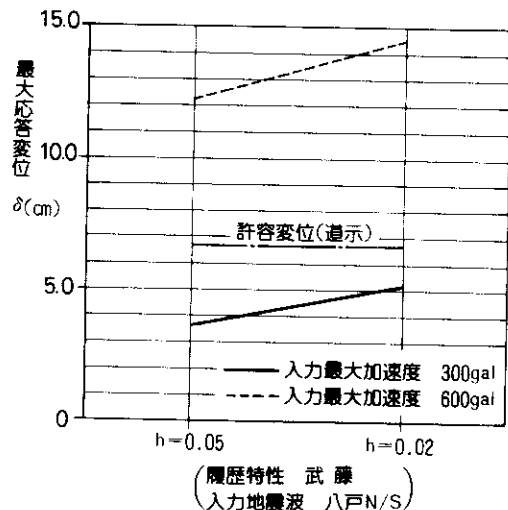


図-11 減衰定数 h の違いによる最大応答変位の比較 (H=16 m)

4) 入力地震波形

ここで用いた2種類の地震波(八戸N/S記録、EL Centro N/S記録)について、最大応答変位を比較すると図-12のようになる。この図から、

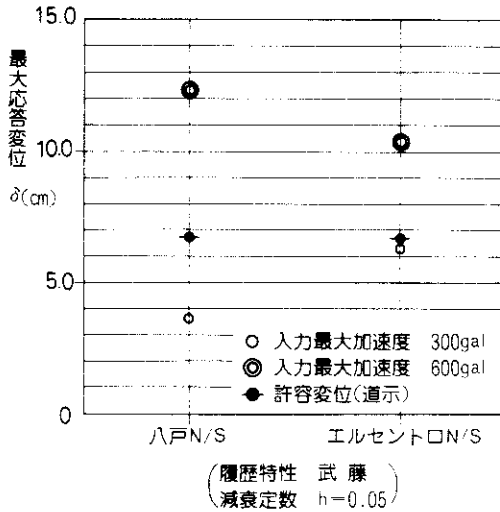


図-12 入力波形の違いによる
最大応答変位 (H=16 m)

入力最大加速度が300galの場合、EL Centro記録による方が大きな応答値を示し、600galの場合には反対に八戸記録の方が大きな値となっている。このような結果は、入力地震波の特性と構造物のもつ力学特性との組合せにより応答値が大きく変化することを意味し、入力地震波の選定にあたっては慎重な検討が必要となろう。

3 道示の照査法についての考察

ここでいう道示の照査法とは、新耐震設計法(案)²⁾に基づきその一例として示されている方法であるが、この方法について2で述べた検討結果をもとに二、三の考慮を行うことにする。

道示の照査法によると、通常用いられているような断面をもつ橋脚(2-1に示したModel A)において求められた塑性率あるいは応答変位は許容値を満足しない結果となる。これは、まず第一に許容塑性率ならびに許容変位が次式により計算されるため、きわめて厳しい結果を与えるものと

推定される。

$$\mu_a = \frac{1}{3} \mu = \frac{1}{3} \frac{\delta u}{\delta y} \dots\dots (3.1)$$

$$\delta a = \mu_a \cdot \delta y = \frac{1}{3} \delta u \dots\dots (3.2)$$

つまり、Model Aのじん性率は図-3より2.5~3.5の範囲にあり、式3.1によると許容塑性率は最大でも1.17であるため、許容変位は降伏変位をわずかに越える値でしかないためである。

式3.1に基づく許容塑性率は、一方向単調載荷または一方向繰返し荷重下における低下を見込んで設定されたものである。つまり、地震荷重のような動的荷重に対する安全性を考慮したものであり、橋脚を対象とした柱部材に繰返し荷重を載荷した実験⁴⁾によっても裏付けがなされている。この実験結果によると、一方向の繰返し荷重を受ける場合に比べて、交番繰返し荷重を受ける場合にはじん性率は著しく低下し、一方向載荷(単調増加)の荷重-変位モデルに基づく計算によって構造物のじん性を求める場合には、これの減退の傾向を念頭におくことが必要であるとされている。

ところで、地震による構造物の応答性状を考えると、実地震波を入力した弾塑性応答計算での構造物の応答変位波形などは、交番繰返し載荷実験において生ずるような両方向に均一な変位波形ではなく、ある応答波形の一周期のうちで一方向に大きな変位が生じたとしても、その反対方向にはそれほど大きな変位の生じていない場合がほとんどである。しかも、降伏変位を越えるような大きな応答変位が何回か連続して生じる場合は、非常にまれであろう。このようなことから、何回か連続して大きな変位を生じさせる交番繰返し載荷実験により得られたじん性率は、実際の地震に対して必要な構造物のじん性率を安全側に評価していると考えられる。

地震時における構造物の所要じん性率を実験的に求める場合、上記の理由からも実地震による応答状態を再現するような荷重載荷を行うことが望ましいといえる。山田、家村らは、部材の持つ変位復元力特性を載荷実験から直接取り出し、解析プログラム内にとりこむ、いわゆるOnline -

Hybrid System を用い、鉄筋コンクリート部材に対して実地震波を入力した弾塑性応答実験を行った。この研究報告⁵⁾においても、式3.1は鉄筋コンクリート部材の地震荷重下におけるじん性をかなり過小評価していると指摘している。以上のように、式3.1による許容塑性率の設定については検討の余地が残されていると考えられ、今後これに関する数多くの実験が実施され、合理的な設定の手法が開発されることを望みたい。

つぎに、弾塑性応答変位に大きな影響を与えるところの等価減衰定数について考えてみる。この値の算定は、1.2にも示したように次式によられる。

$$heq = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu a}} \right) \dots\dots (3.3)$$

式3.3は、Gulkan, Sozen⁶⁾の提案した等価線形系による手法をある仮定された履歴特性を持つ1自由度系の地震応答解析に適用して、部材の等価減衰定数を塑性率の関数として表わしたものである。この式を求める際には、鉄筋コンクリート部材の履歴特性をモデル化する必要がある、このモデルの仮定により等価減衰定数の値はかなり大きく変動する。たとえば、武藤のモデル⁷⁾により等価減衰定数を計算すると、式3.3による場合に比べて2~8倍の値が得られる。このようなことから、鉄筋コンクリート部材の複雑な履歴特性を単純なモデルに置換することによって、部材のエネルギー吸収能を十分な精度で評価できるかについては疑問な面もある。

先に述べた山田、家村らの研究報告において、実験より推定した等価減衰定数と式3.3によるそれとを比較しているが、この資料(図-13)によると式3.3から求められる減衰定数は実験に用いられた鉄筋コンクリート部材の履歴減衰特性を $\frac{1}{2}$ 程度にしか評価していないといえよう。したがって、同報告においては3.3式にかわる等価減衰定数とし次式を提案している。

$$heq = 0.02 + 0.4 \left(1 - \frac{2}{\sqrt{\mu a}} \right) \dots\dots (3.4)$$

上式によると、本検討に用いた橋脚モデルにお

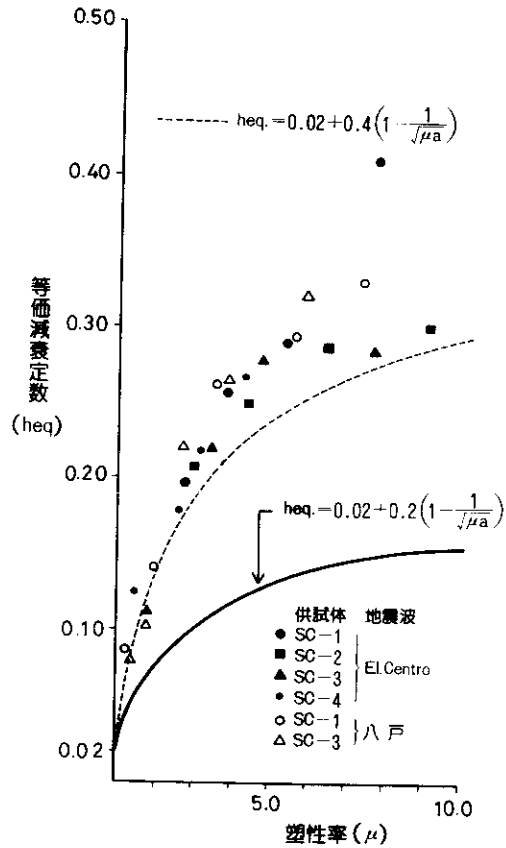


図-13 等価減衰定数の比較

いては $\mu a = 1.0 \sim 2.0$ より $heq = 0.02 \sim 0.13$ 程度となり、式3.3から求められる $heq = 0.02 \sim 0.08$ よりはかなり大きな値を与えている。本提案式を適用することによって応答変位は20%程度小さな値となるが、それでもModel Aにおいては許容変位内におさまることなく、このことから3.1式はきびしいものであることが判る。

以上のように、道示に例示される照査法においては許容塑性率ならびに等価減衰定数の設定が照査結果に大きく影響を与えており、これらに関する合理的な設定の手法の開発が望まれる。また、ここでは触れなかったが、地震時変形性能の照査に用いる震度を弾性設計に用いる設計震度の1.3倍とするという規定も、その根拠において不明確な点もあると考えられ、限界状態設計法への移行

とあわせて、確率論的手法などを導入した合理的な数値の設定を期待したい。

4 ま と め

鉄筋コンクリートT型単柱形式の橋脚を対象として、道示の方法による地震時変形性能の照査を試み、また弾塑性地震応答計算によっても変形性能に関する検討を行い、これらによって下記の点が結論として得られた。

- (1) 都市内高速道路に用いられるような柱断面に制約を受ける鉄筋コンクリート橋脚は、道示に規定される地震時変形性能を満足しない場合があり得る。
- (2) 弾塑性応答計算により鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能を照査すると所要値を満足する。ただし、計算に用いる部材の履歴特性、入力地震波形などの選定にあたっては、慎重な検討が必要である。
- (3) 柱断面寸法が大きく、したがって鉄筋比の小さい橋脚は、地震時変形性能に対して有利となる。
- (4) 道示の地震時変形性能照査法においては、許容塑性率をじん性率の $1/3$ とすること、等価な減衰定数の算定式、照査に用いる震度を通常的设计震度の 1.3 倍とすることなどに検討の余地がある。

あとがき

鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関して、昭和57年度より当公団の技術審議会耐震設計分科会（主査、京都大学山田善一教授）において熱心な討議がなされてきた。本分科会で討議された内容は、ここに紹介したもののほか、鉄筋コンクリート部材を対象としたOnline Hybrid 弾塑性応答実験の成果、地震時変形性能の照査基準（案）などである。特に、照査基準（案）については現在も審議が継続されており、まとまった時点で紙面を改めて紹介したい。

本調査ならびに検討にあたっては、技術審議会

耐震設計分科会の委員の方々より御指導を賜わり、とくに京都大学工学部家村浩和助教授からは数多くの助言を頂いた。ここに深く感謝の意を表する次第であります。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説「V耐震設計編」、昭和55年5月
- 2) 建設省：新耐震設計法（案）、総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発研究報告書、土木研究所資料第1185号、昭和52年3月
- 3) 成田、村上、浅沼：1982年浦河沖地震による静内橋災害調査報告、建設省土木研究所
- 4) 太田 実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第292号、1979年12月
- 5) 山田善一：高架橋の動的破壊規範と弾塑性耐震設計法に関する調査研究、昭和57年度受託研究成果報告書、昭和58年3月
- 6) Gulkan, P. and Sozen, M. A.: Response and Energy Dissipation of Reinforced Concrete Frames Subjected to strong Base-Motions, Structural Research Series No-377, University of Illinois, May, 1971
- 7) 武藤 清：構造物の動的設計、丸善、昭和52年1月