

偏心荷重を受けるRC単柱式橋脚の耐震性に関する研究

武山和夫¹・久野恭弘¹・鎌谷太郎¹・島田 功²・園田恵一郎³

¹正会員 東洋技研コンサルタント(株) 技術部 (〒532-0025 大阪市淀川区新北野 1-14-11)
²正会員 工博 東洋技研コンサルタント(株) 技術本部 (〒532-0025 大阪市淀川区新北野 1-14-11)
³フェロー 工博 大阪市立大学工学部土木工学科 教授 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

1. まえがき

兵庫県南部地震は、橋脚に多大な被害をもたらし、RC単柱式橋脚では柱基部に曲げによる被災例が多数見受けられた。それらの経験を踏まえ、平成8年改訂の道路橋示方書V耐震設計編¹⁾(以下、道示と呼ぶ)では、橋脚の設計に、地震レベルⅠ、Ⅱを考えた保有水平耐力計算が行われるようになった。単柱式橋脚の中には、図-1に示すように、はりが一方向に長く張出したRC橋脚があり、常時、上部工およびはりの自重による偏心曲げが作用し、このような状態を起点に橋脚は挙動することになる。このような橋脚について、運上らは、橋脚模型を用いた振動台実験および動的載荷実験による検討がなされ、偏心曲げが作用する方向に変位が進展し、大きな残留変位を生ずるなどの特性が指摘されている²⁾が、地震時に降伏点を越えて非線形振動するようになった場合、偏心曲げが振動特性に及ぼす影響については、未だ十分に明らかにされているとはいえない。

本研究は、偏心荷重を受け、初期に死荷重状態で柱に曲げが発生する単柱式RC橋脚を耐震設計した多くの橋脚モデルを対象に、タイプⅡ地震力のもとで、道示に従った地震時保有水平耐力を評価するとともに、時刻歴応答解析を行い、その応答特性から耐震性を考察したものである。また、その傾向を考慮した保有耐力法も検討した。

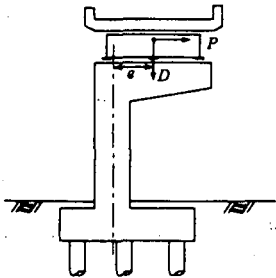


図-1 偏心曲げを受ける単柱式橋脚

2. 解析モデル

図-2に示す、橋脚高さ(h)、上部工荷重(W)、上部工荷重偏心量(e)を変えた、27ケースについて、震度法で耐震設計(Ⅱ種地盤)した橋脚を解析モデルとした。表-1に設計条件を示す。コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、 240kgf/cm^2 である。

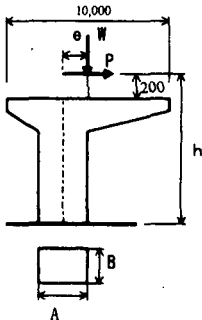


図-2 RC橋脚モデル

表-1 設計条件

設計水平震度(Kh)	0.25(Ⅱ種地盤)
設計応力度 σ_{ca}	120kgf/cm^2
〃 τ_{ca}	3.5kgf/cm^2
〃 σ_{sa}	3000kgf/cm^2

図-3は柱断面の設計例である。これらの断面は、表-1の設計応力の80%程度になるように設定した。軸方向鉄筋のかぶりは10cmとし、横拘束筋および中間帯鉄筋は、D19以上の鉄筋を15cmピッチで設定した。なお、本研究では、柱基部の非線形履歴特性の把握を目的としており、柱下端を固定とした。

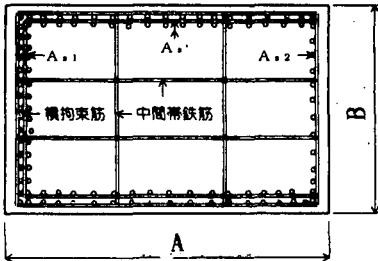


図-3 柱の設計例

表-2は、27 ケースの解析モデルで、断面、主鉄筋等をまとめたものである。

3. 解析結果

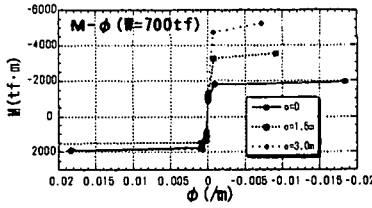
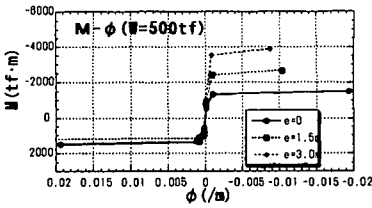
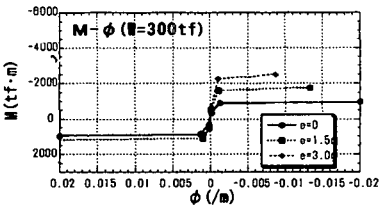
表-2 橋脚解析モデル(柱)

No.	柱高さ h(m)	死荷重 W(tf)	偏心量 e(m)	断面		主鉄筋 As(cm ²)	重量 Wp(tf)
1	8	300	0	1.75	2.13	121	113
2			1.5	2.13	2.13	219	130
3			3.0	2.37	2.13	310	146
4		500	0	2.13	2.5	138	148
5			1.5	2.5	2.5	278	172
6			3.0	2.88	2.5	379	199
7		700	0	2.38	2.88	156	184
8			1.5	2.75	2.88	334	216
9			3.0	3.13	2.88	460	243
10	13	300	0	2.13	2.13	205	179
11			1.5	2.5	2.13	274	206
12			3.0	2.75	2.13	346	229
13		500	0	2.5	2.5	254	238
14			1.5	2.88	2.5	356	273
15			3.0	3.25	2.5	441	313
16		700	0	2.88	2.88	279	306
17			1.5	3.25	2.88	412	350
18			3.0	3.5	2.88	548	382
19	18	300	0	2.5	2.25	282	281
20			1.5	2.75	2.25	332	320
21			3.0	3.13	2.13	389	332
22		500	0	3.0	2.63	338	381
23			1.5	3.25	2.63	441	418
24			3.0	3.63	2.5	506	449
25		700	0	3.38	3.0	383	483
26			1.5	3.88	2.88	465	535
27			3.0	3.88	2.88	599	562

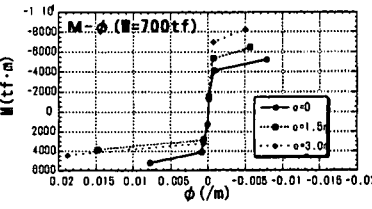
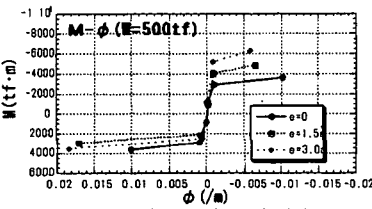
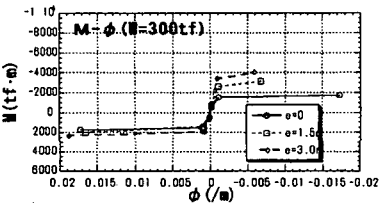
(1) 地震時保有水平耐力

表-3 橋脚の固有周期と死荷重時断面力

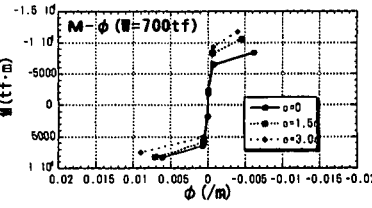
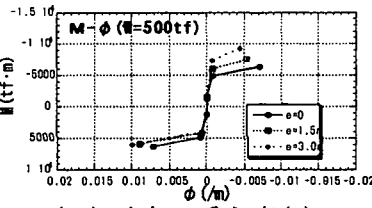
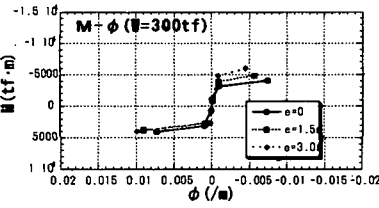
No.	柱高さ h(m)	死荷重 W(tf)	偏心量 e(m)	固有周期 T(sec)	軸力 N(tf)	曲げモーメント M(tf・m)
1	8	300	0	0.485	413	0
2			1.5	0.347	430	560
3			3.0	0.286	446	1149
4		500	0	0.471	648	0
5			1.5	0.343	672	891
6			3.0	0.265	699	1828
7		700	0	0.462	884	0
8			1.5	0.327	916	1225
9			3.0	0.254	943	2491
10	13	300	0	0.710	479	0
11			1.5	0.538	506	560
12			3.0	0.461	529	1149
13		500	0	0.645	738	0
14			1.5	0.536	773	891
15			3.0	0.442	813	1828
16		700	0	0.603	1006	0
17			1.5	0.517	1050	1225
18			3.0	0.446	1082	2491
19	18	300	0	0.713	581	0
20			1.5	0.638	620	566
21			3.0	0.557	632	1149
22		500	0	0.692	881	0
23			1.5	0.625	918	898
24			3.0	0.557	949	1828
25		700	0	0.682	1183	0
26			1.5	0.583	1235	1225
27			3.0	0.568	1262	2491



(a) 上部工重心高(h) = 8 m

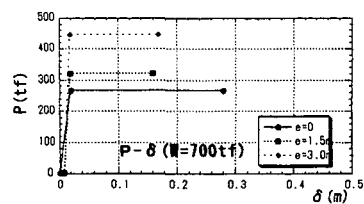
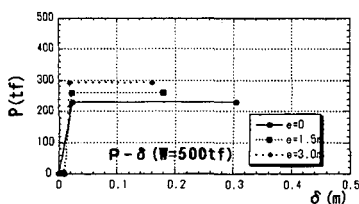
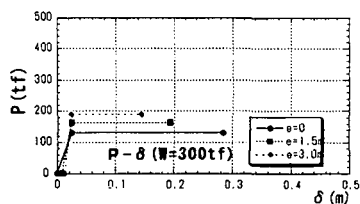


(b) 上部工重心高(h) = 13 m

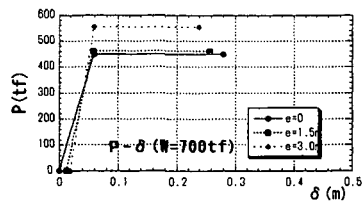
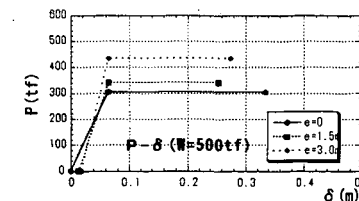
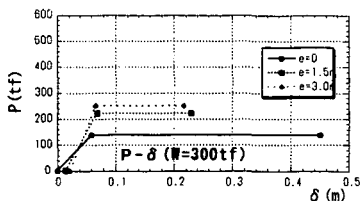


(c) 上部工重心高(h) = 18 m

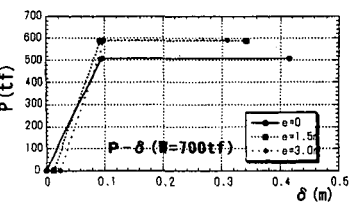
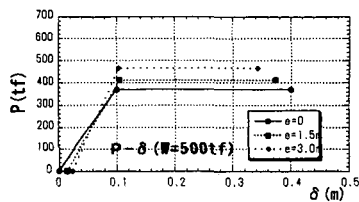
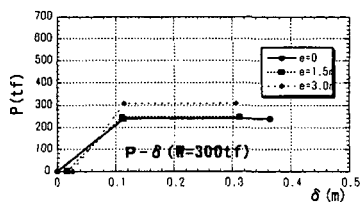
図-4 柱基部の曲げモーメント(M)－曲率(φ)関係



(a) 上部工重心高(h) = 8m



(b) 上部工重心高(h) = 13m



(c) 上部工重心高(h) = 18m

図-5 保有水平耐力解析結果(水平力(P)－水平変位(δ))

表-3に、降伏剛性での固有周期、および死荷重状態での柱基部の軸力(N)および曲げモーメント(M)を示す。図-4は、柱基部の曲げモーメント(M)－曲率(φ)を、図-5は水平力(P)－水平変位(δ)の関係を示したものである。ここで、コンクリートおよび鉄筋の応力－ひずみ関係は、道示に従った。図-6は、道示のコンクリートの応力－ひずみ関係である。

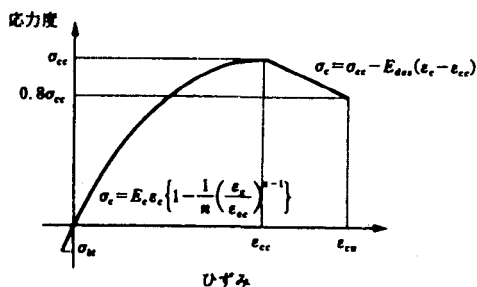


図-6 コンクリートの応力－ひずみ関係

荷重の偏心量が増えると、断面が大きくなり、終局曲げモーメントおよび保有耐力が増大する。一方、死荷重状態での偏心側曲げにより、初期に水平変位を生じており、偏心側コンクリートには圧縮応力が付加されるため、終局曲率および終局変位は減少する。

(2) 時刻歴応答

橋脚の柱下端にタイプⅡの地震波(図-7)を入力し、初期の軸力状態で設定した曲げモーメント(M)－曲率(φ)関係(図-4)を骨格曲線とした、トリリニアモデル(武田型)で非線形応答解析を行った。

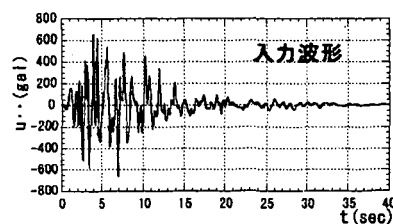
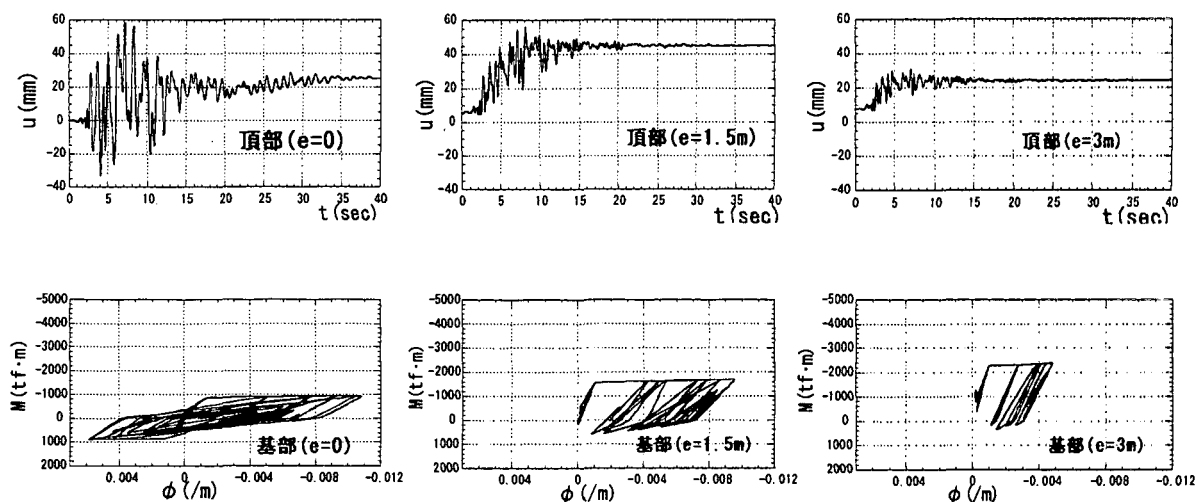


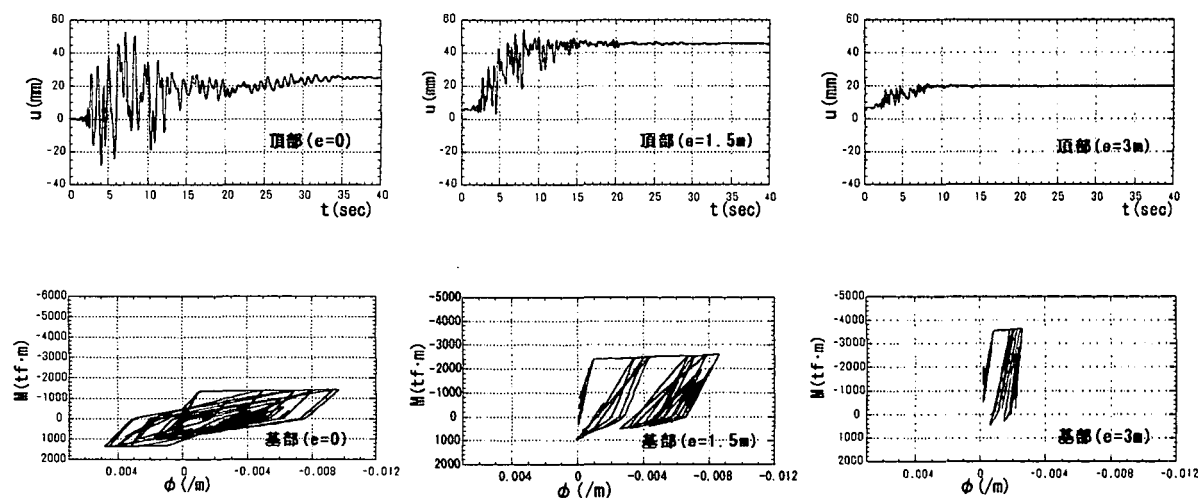
図-7 Ⅱ種地盤用入力地震波形
(鷹取駅、最大加速度 673gal)

図-8～10は、柱頂部の水平変位の応答と柱基部のM－φ履歴を示したものである。

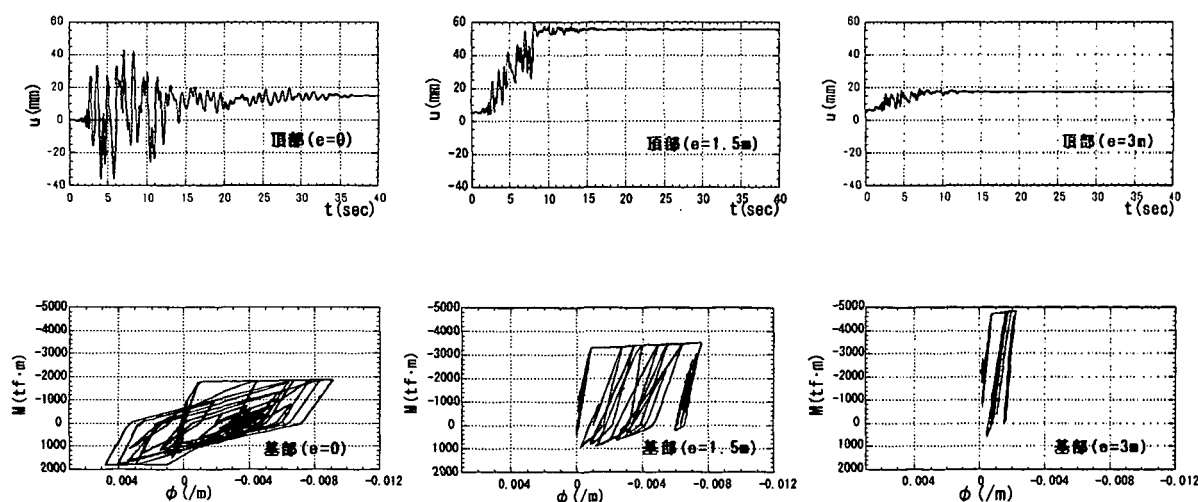
偏心荷重を受ける橋脚は、引っ張り鉄筋が降伏に至るまでのひずみ増分量が小さく、非線形領域に達した後は、変位が偏心曲げの方向に進展し、残留変位も大きい。また、M－φの履歴は、1つの象限に移行する傾向があり、柱基部で図-4に示す終局曲率を越える挙動を示すものもある。



(a) 上部工重量(W)=300tf, 上部工重心高(h)=8m

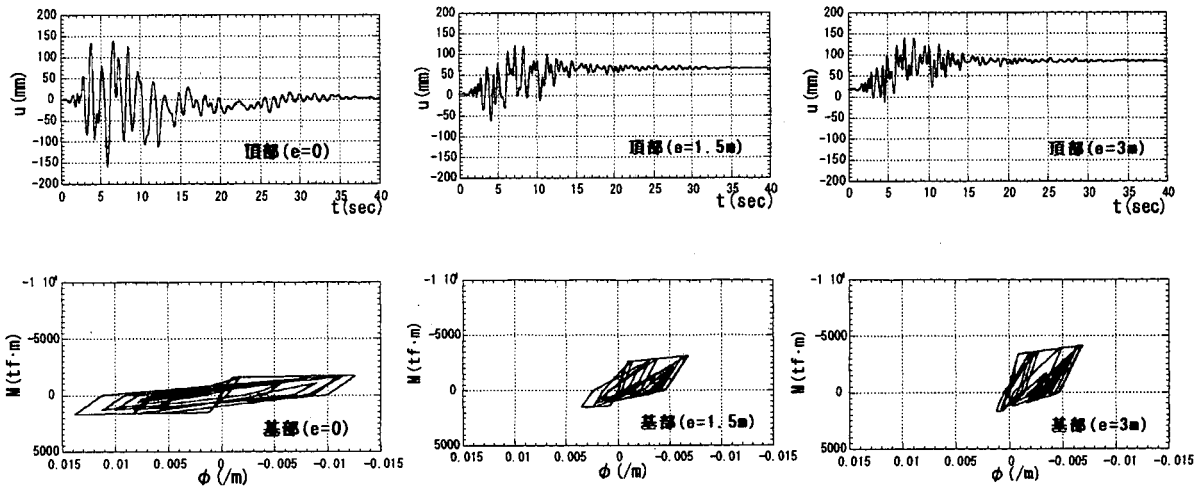


(b) 上部工重量(W)=500tf, 上部工重心高(h)=8m

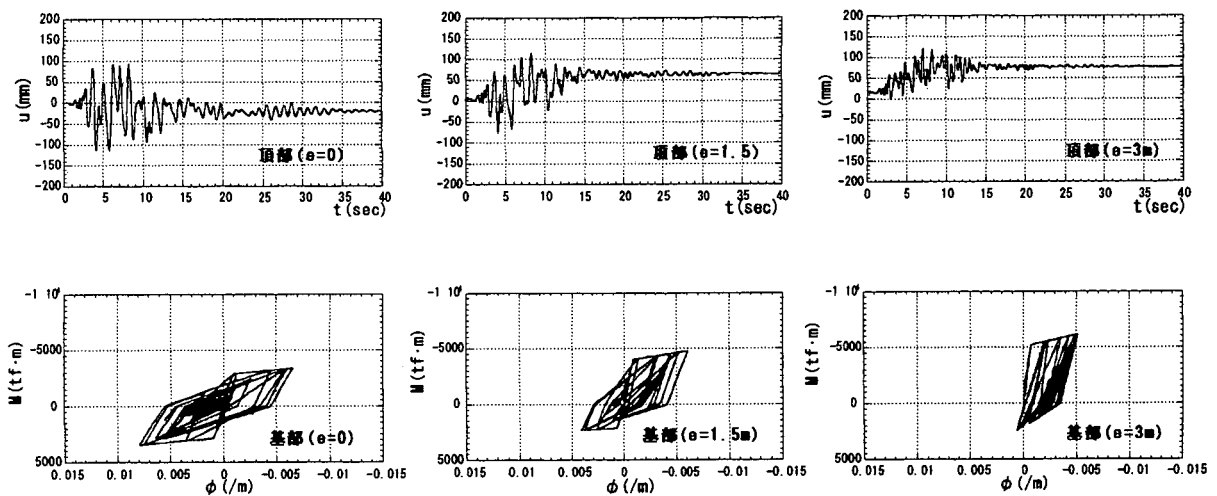


(c) 上部工重量(W)=700tf, 上部工重心高(h)=8m

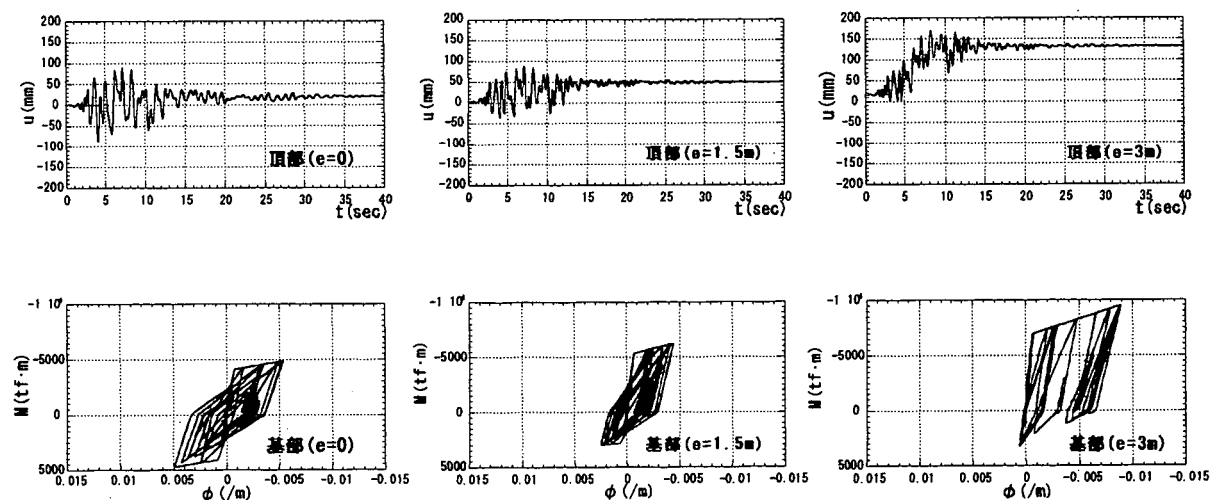
図-8 柱頂部の水平変位(u)応答および柱基部の曲げモーメント(M)—曲率(ϕ)関係
(上部工重心高(h)=8m)



(a) 上部工重量(W)=300tf, 上部工重心高(h)=13m

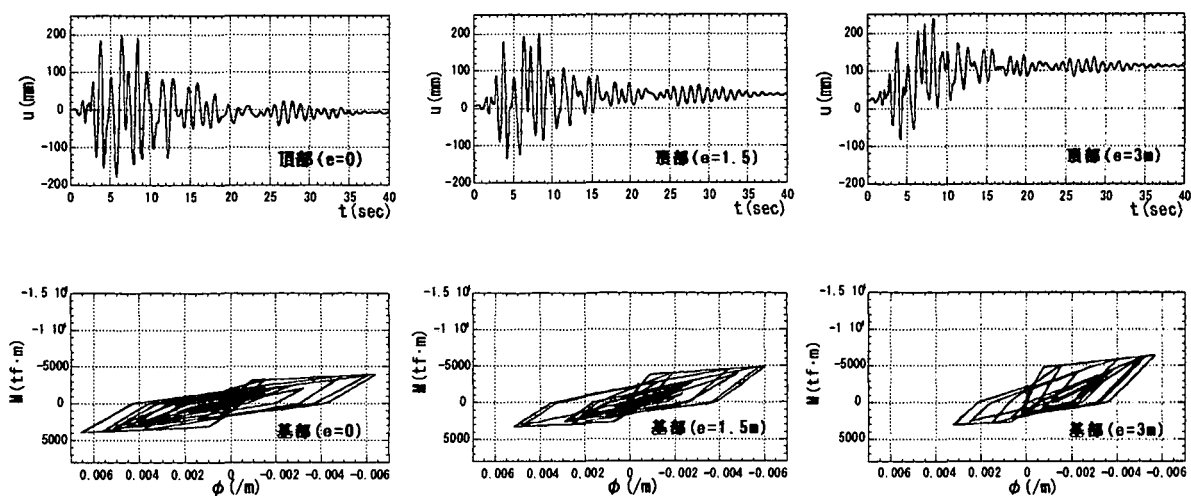


(b) 上部工重量(W)=500tf, 上部工重心高(h)=13m

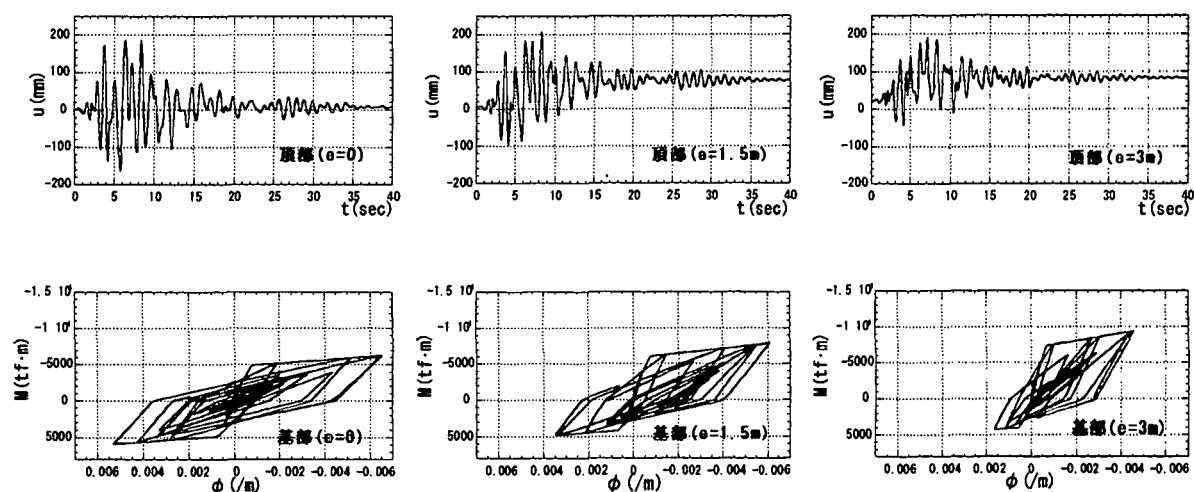


(c) 上部工重量(W)=700tf, 上部工重心高(h)=13m

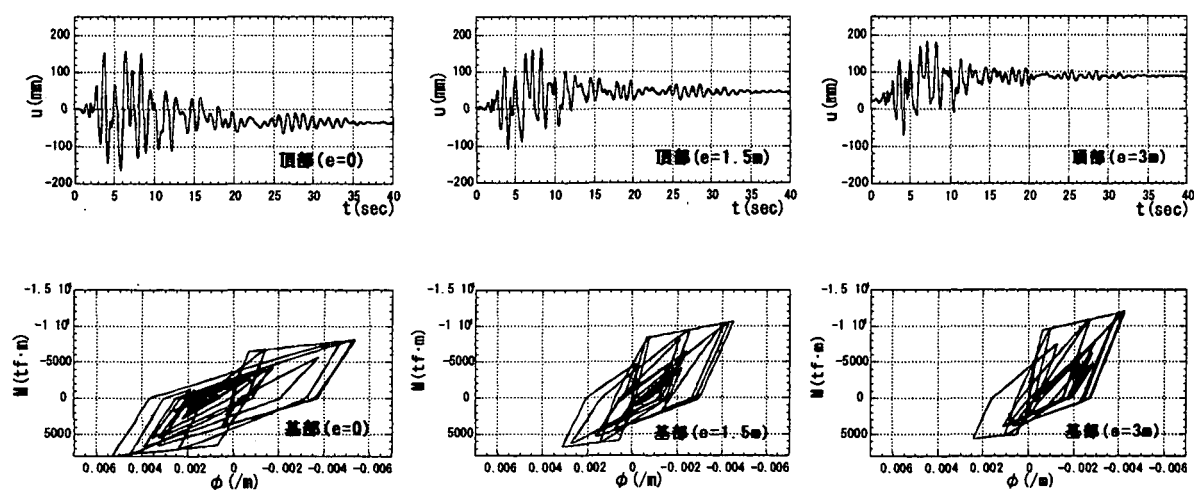
図-9 柱頂部の水平変位(u)応答および柱基部の曲げモーメント(M)—曲率(ϕ)関係
(上部工重心高(h)=13m)



(a) 上部工重量(W)=300tf, 上部工重心高(h)=18m



(b) 上部工重量(W)=500tf, 上部工重心高(h)=18m



(c) 上部工重量(W)=700tf, 上部工重心高(h)=18m

図-10 柱頂部の水平変位(u)応答および柱基部の曲げモーメント(M)—曲率(ϕ)関係
(上部工重心高(h)=18m)

4. 考察

表－４は、解析結果より、各橋脚の地震時保有水平耐力、および耐震安全性をまとめたものである。ここに、保有水平耐力解析の許容塑性率(μa)は、次式で求めた。

μa=1+ (δu-δy) / (α(δy-δ0)) (1)

ここに、δy、δu は、図－５に示す降伏変位と終局

変位で、δ0 は、死荷重状態での初期変位である。
αは、安全率で 1.5 である。

許容最大変位(δa)は、

δa=μa(δy-δ0)+δ0 (2)

とした。慣性力は、等価水平震度(Khe)と等価重量(W)の積で、それらは道示に従った。なお、設計水平震度(Khc)は、固有周期の短い柱高さ(h)=8mの場合を除いて、1.75 である。

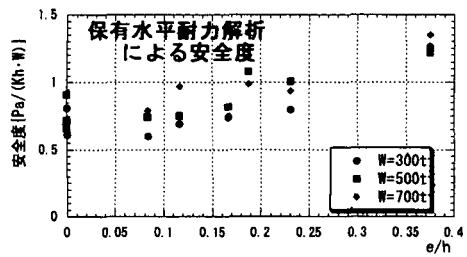
表－４ 橋脚の保有水平耐力および耐震安全性

No.	柱高さ h(m)	死荷重 W(tf)	偏心量 e(m)	許容値		保有水平耐力解析					動的応答解析		
				最大変位 δa(m)	残留変位 δRa(m)	保有耐力 Pa(tf)	塑性率 μa	慣性力 KnW(tf)	安全度 Pa/KhW	残留変位 δR(m)	最大変位 δmax	安全度 δa/δmax	残留変位 δR(m)
1	8	300	0	0.20	0.08	131	7.9	162	0.81	0.16	0.06	3.4	0.03
2			1.5	0.14	0.08	163	8.0	151	1.08	0.06	0.06	2.5	0.05
3			3.0	0.10	0.08	189	7.4	149	1.26	0.03	0.03	3.3	0.02
4		500	0	0.21	0.08	229	8.5	252	0.91	0.14	0.05	1.9	0.03
5			1.5	0.13	0.08	260	7.8	241	1.08	0.05	0.05	2.4	0.05
6			3.0	0.11	0.08	292	10.3	292	1.22	0.02	0.02	5.2	0.02
7		700	0	0.19	0.08	266	9.7	324	0.82	0.16	0.04	4.3	0.01
8			1.5	0.11	0.08	320	8.8	323	0.99	0.05	0.06	1.9	0.06
9			3.0	0.12	0.08	445	11.0	329	1.35	0.01	0.02	6.3	0.02
10	13	300	0	0.32	0.13	139	5.3	219	0.64	0.41	0.14	2.3	0.00
11			1.5	0.18	0.13	222	2.9	319	0.69	0.15	0.14	1.3	0.07
12			3.0	0.17	0.13	250	3.2	311	0.80	0.10	0.14	1.2	0.08
13		500	0	0.25	0.13	304	3.8	424	0.72	0.23	0.09	2.7	-0.02
14			1.5	0.19	0.13	339	3.5	452	0.75	0.15	0.12	1.7	0.06
15			3.0	0.20	0.13	434	4.1	428	1.01	0.08	0.12	1.6	0.08
16		700	0	0.21	0.13	448	3.4	615	0.73	0.18	0.09	2.4	0.02
17			1.5	0.19	0.13	462	4.0	582	0.79	0.14	0.09	2.2	0.05
18			3.0	0.18	0.13	554	4.0	589	0.94	0.08	0.16	1.1	0.13
19	18	300	0	0.28	0.18	239	2.4	390	0.61	0.33	0.20	1.4	-0.01
20			1.5	0.24	0.18	246	2.4	413	0.60	0.28	0.20	1.2	0.04
21			3.0	0.24	0.18	308	2.4	418	0.74	0.16	0.24	1.0	0.11
22		500	0	0.30	0.18	370	3.0	540	0.68	0.29	0.19	1.6	0.01
23			1.5	0.29	0.18	411	3.0	555	0.74	0.22	0.21	1.4	0.08
24			3.0	0.26	0.18	467	3.0	567	0.82	0.15	0.19	1.5	0.08
25		700	0	0.31	0.18	508	3.2	703	0.72	0.27	0.16	2.0	-0.04
26			1.5	0.26	0.18	588	3.1	744	0.79	0.18	0.16	1.6	0.04
27			3.0	0.24	0.18	593	2.9	789	0.75	0.17	0.19	1.3	0.09

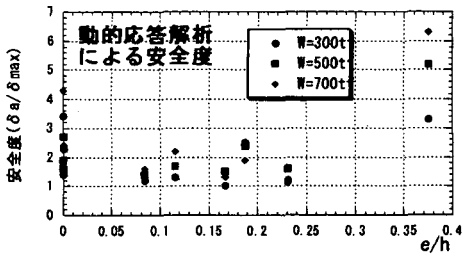
表－４に示した安全度を、上部工の偏心量と作用高さの比(e/h)をパラメータにしてプロットすると図－11となる。これらの結果より、安全度の評価としては、保有水平耐力の解析の方が動的応答解析より、厳しいことがわかる。すなわち、偏心量(e)が0の場合、保耐法では安全度が1以下であるのに

対し、動解法では安全度が1以上となっている。また、上部工重量が大きい方が、震度法で耐震設計した橋脚の場合、耐力を大きく設定するためか、一般に、耐震安全性が大きいようである。

偏心曲げを受ける橋脚の耐震安全性の特性には、図－11からもわかるように、上部工の偏心量(e)



図－11(a) 保有水平耐力解析による安全度



図－11(b) 動的応答解析による安全度

と作用高さ(h)の比の要因が大きいようである。ところで、この要因による耐震安全性の傾向は、保有水平耐力解析と、動的応答解析とで逆になっている。すなわち、保耐法では、偏心量は増えるとともに安全度が増加する傾向にあるのに対して、動解法では、e/h が非常に大きい場合を除いて、逆に安全度が減少する傾向にある。本解析モデルにおいて、e/h が非常に大きいものを、上部工の偏心量(e) = 3.0m で、作用高さ(h) = 8m (e/h=0.375) の場合で、固有周期(T)が 0.28 秒程度と低く、入力地震波と同期しなかったため、小さな応答となったものと思われる。耐震安全性に対する傾向が、保耐法と動解法とで逆になる原因として、保耐法における許容塑性率(μ_a)の評価を挙げることができる。道示では、 μ_a を式(1)で与えており、式(1)右辺第2項の分母を($\delta_y - \delta_0$)の形で初期変位 δ_0 を考慮した見かけの降伏変位を用いており、偏心曲げによる δ_0 が大きくなると相対的に($\delta_y - \delta_0$)が小さくなる。また、動解法では、偏心曲げを受ける橋脚の場合、M- ϕ 履歴が、1つの象限に移行する傾向にあり、曲げモーメント(M)-曲率(ϕ)関係の履歴ループによって評価されるエネルギー逸散(履歴減衰)は小さくなる。このような検討結果をもとに、筆者は、偏心曲げを受ける橋脚における許容塑性率(μ_a)の評価に、偏心曲げの特性をe/hで与えた次式を提案する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \{1 + \beta (e/h)\} (\delta_y - \delta_0)} \quad (3)$$

ここに、 β は偏心曲げの影響を考慮する定数である。表-5は、 $\beta = 3$ として、橋脚の耐震安全性をまとめたものである。保耐法と動解法の安全度に関して、偏心量に対する傾向が、表-4のものより近くなっている。

次に、橋脚の耐震安全性の評価として、残留変位(δ_R)も挙げられるが、これについても保耐法と動解法ではその傾向が逆になっている。すなわち、動解法による残留変位は、偏心曲げを受ける場合に大きくなるが、保耐法では偏心量の増加とともに残留変位が小さくなる傾向にある。しかし、保有水平耐力が安全であれば、一般に、残留変位は許容残留変位(δ_{Ra})以下にはなるようである。

なお、本解析モデルでは、せん断耐力は曲げ耐力より大きく、曲げ破壊が先行する結果となっている。

図-12は、運上らにより報告された振動台によるモデル実験結果²⁾であるが、本研究の動的応答解析結果と同様な特性を示している。

表-5 橋脚の耐震安全性($\beta = 3$)								
No.	柱高さ h(m)	死荷重 W(tf)	偏心量 e(m)	許容値 最大変位 δ_a (m)	保耐法		動解法 安全度	δ_a / δ_m
					塑性率 μ_a	安全度 Pa/KhW		
1	8	300	0	0.20	7.9	0.81	3.4	
2			1.5	0.10	5.5	0.88	1.6	
3			3.0	0.06	4.0	0.95	2.1	
4		500	0	0.21	8.5	0.91	1.9	
5			1.5	0.09	5.4	0.88	1.8	
6			3.0	0.06	5.4	1.13	3.2	
7		700	0	0.19	9.7	0.82	4.3	
8			1.5	0.08	6.0	0.85	1.3	
9			3.0	0.06	5.6	1.35	3.2	
10	13	300	0	0.32	5.3	0.64	2.3	
11			1.5	0.15	2.4	0.62	1.1	
12			3.0	0.13	2.3	0.66	0.9	
13		500	0	0.25	3.8	0.72	2.7	
14			1.5	0.16	2.9	0.67	1.3	
15			3.0	0.15	2.8	0.82	1.2	
16		700	0	0.21	3.4	0.73	2.4	
17			1.5	0.16	3.2	0.70	1.7	
18			3.0	0.13	2.8	0.76	0.8	
19	18	300	0	0.28	2.4	0.61	1.4	
20			1.5	0.22	2.1	0.55	1.1	
21			3.0	0.17	1.9	0.64	0.7	
22		500	0	0.30	3.0	0.68	1.6	
23			1.5	0.23	2.6	0.68	1.1	
24			3.0	0.21	2.3	0.71	1.1	
25		700	0	0.31	3.2	0.72	2.0	
26			1.5	0.21	2.7	0.72	1.3	
27			3.0	0.19	2.2	0.65	1.0	

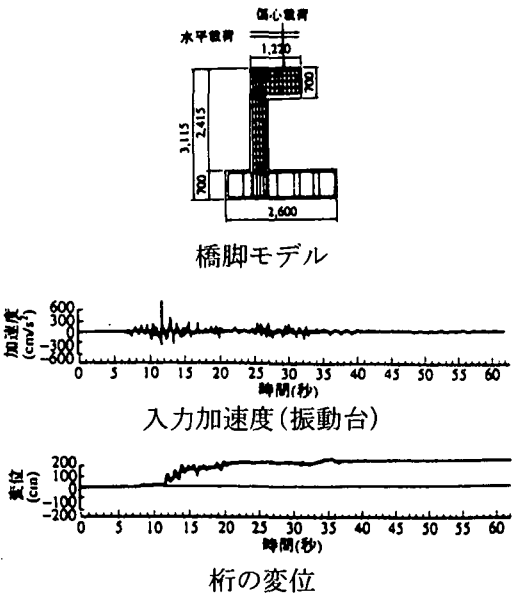


図-12 モデル実験による桁の応答変位

偏心荷重を受ける橋脚は、鉄筋降伏後、偏心モーメントが損傷の進展を助長していると言えよう。

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、1996.
- 2) 運上茂樹、向 秀毅：偏心曲げを受ける鉄筋コンクリート橋脚の地震時振動特性、土木技術資料 37-7、1995.