

土 木 研 究 所 資 料

長大吊橋の鉄筋コンクリート主塔の
耐震設計法に関する研究
(その1)鉄筋コンクリート主塔の地震応答特性

平成13年 3 月

国土交通省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

長大吊橋の鉄筋コンクリート主塔の 耐震設計法に関する研究 (その1)鉄筋コンクリート主塔の地震応答特性

耐震研究室 室 長 運上 茂樹
研 究 員 林 昌弘*
研 究 員 河藤 千尋

要 旨

我が国の長大吊橋にはこれまで鋼製主塔が採用されてきているが、経済性の観点から鉄筋コンクリート主塔の採用も考えられる。長大吊橋等に鉄筋コンクリート主塔を採用する場合、その構造特性を十分把握する必要がある、鉄筋コンクリート主塔構造の特徴としては、自重の軽減のために高強度材料を用いること、ケーブルからの作用力として高軸力が作用することが挙げられる。本研究はこのような特徴を有する鉄筋コンクリート主塔に対して、耐震設計法の検討を目的とするものであり、本資料は非線形動的解析による地震挙動特性の検討、プッシュオーバー解析による鉄筋コンクリート主塔構造の耐力-変位特性の検討を行った結果をまとめたものである。

キーワード：長大吊橋、鉄筋コンクリート主塔、耐震設計、非線形動的解析、プッシュオーバー解析

*現 本州四国連絡橋公団保全部橋梁保全課

目 次

1. はじめに	1
2. 非線形動的解析による RC 主塔の地震時挙動特性の検討	3
2. 1 解析方法及び解析条件	3
2. 2 固有振動特性	23
2. 3 非線形動的解析結果	27
3. プッシュオーバー解析による RC 主塔の耐力変形特性の検討	61
3. 1 解析方法および解析条件	61
3. 2 プッシュオーバー解析結果	78
4. まとめ	94
参考文献	95
付属資料	97

1. はじめに

明石海峡大橋をはじめとする我が国の長大吊橋においては、これまで鋼製主塔が多く採用されてきた。一方、海外ではグレートベルトイースト橋（デンマーク）、ハンバー橋（イギリス）、江陰長江大橋（中国）などの長大吊橋においては鉄筋コンクリート製主塔（以下、RC主塔と呼ぶ）も採用されている。

RC主塔が多く採用されてこなかったのは、我が国のように地震や風などの自然環境条件が厳しい地域においては、架設途中のフリースタANDINGの状態での主塔の設計が厳しくなること¹⁾、また、工期が長く、施工誤差が大きい、重量が鋼製主塔よりも大きいので支持地盤によっては、基礎を大きくする必要があること²⁾、などが指摘されている。しかしながら、海外のRC主塔の事例からも分かるようにこれらの課題は、設計・施工技術の進歩により克服されつつある。

現在検討されている海峡横断プロジェクト等においては、建設コストの削減が大きなテーマとして掲げられており、その1つの方策としてRC主塔の採用も考えられる。RC主塔構造の特徴としては、特に自重の軽減のために高強度材料を用いること、長大の補剛桁の自重を支えるためケーブルからの作用力として高軸力が作用することが特徴として挙げられる。今後、このようなRC主塔の実現性を検討するためには、RC主塔の非線形域の挙動を含めた力学特性については十分に明らかにするとともに、設計法としてまとめていくことが必要とされる。

本研究は、長大吊橋のRC主塔に対するこのような課題のうち、耐震設計法の検討を目的とするものである。本報告は、中央支間2300mクラスの長大吊橋を対象に試設計されたRC主塔を対象に以下の点に関する検討を行い、結果をまとめたものである。

- 1) 非線形動的解析によるRC主塔の地震時挙動特性の検討
- 2) プッシュオーバー解析によるRC主塔構造の耐力-変位特性の検討

2. 非線形動的解析による R C 主塔の地震時挙動特性の検討

2. 1 解析方法及び解析条件

(1) 解析対象とした R C 主塔とその力学モデル

1) 主塔構造

検討対象とする R C 主塔は中央径間約 2300m の吊橋に対して試設計されたものであり、主塔高さ約 290m、4 段の水平梁を有するラーメン構造である。また塔柱断面は中空の 2 室断面となっている。一般図および部材断面等を図-2.1～図-2.6 に示す。

2) 骨組モデル

RC 主塔解析モデル図を図-2.7 に、部材データを表-2.1 に示す。塔柱部材、水平梁はり要素でモデル化した。また基礎は剛のはり要素でモデル化し、後述する質量、極慣性を考慮した。

3) ケーブル鉛直反力

ケーブルからの鉛直反力を塔頂に作用させる。塔頂あたりの荷重は以下のとおりである。

$$V_c = 443.2 \text{ MN/塔柱}$$

4) 主塔リンク反力

補剛桁を吊っている主塔リンクには、補剛桁から鉛直反力が作用するため、主塔リンク位置に荷重を作用させる。塔柱あたりの荷重は以下のとおりである。

$$V_c = 3.3 \text{ MN/塔柱}$$

5) 主塔自重

塔柱および水平梁の断面積から主塔の自重を求めた。コンクリートの単位重量は $w = 25.5 \text{ kN/m}^3$ を用いた。表-2.1 に部材毎の重量および格点重量を示す。

6) 基礎重量

主塔基礎としてフーチングの重量および極慣性を考慮した。それぞれの値は以下のとおり求めた。

$$\text{橋軸方向幅} \quad L = 45 \text{ m}$$

$$\text{橋軸直角方向幅} \quad B = 80 \text{ m}$$

$$\text{高さ} \quad H = 20 \text{ m}$$

$$\text{フーチング重量} \quad W = L \cdot B \cdot H \cdot 2.6 = 1835 \text{ MN} (187200 \text{ t})$$

$$\text{橋軸方向極慣性} \quad I_{\theta z} = 1/12 M \cdot (L^2 + H^2) = 370730 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 (37830000 \text{ t} \cdot \text{m}^2)$$

$$\text{橋軸直角方向極慣性} \quad I_{\theta x} = 1/12 M \cdot (B^2 + H^2) = 1039600 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 (106080000 \text{ t} \cdot \text{m}^2)$$

塔柱断面图

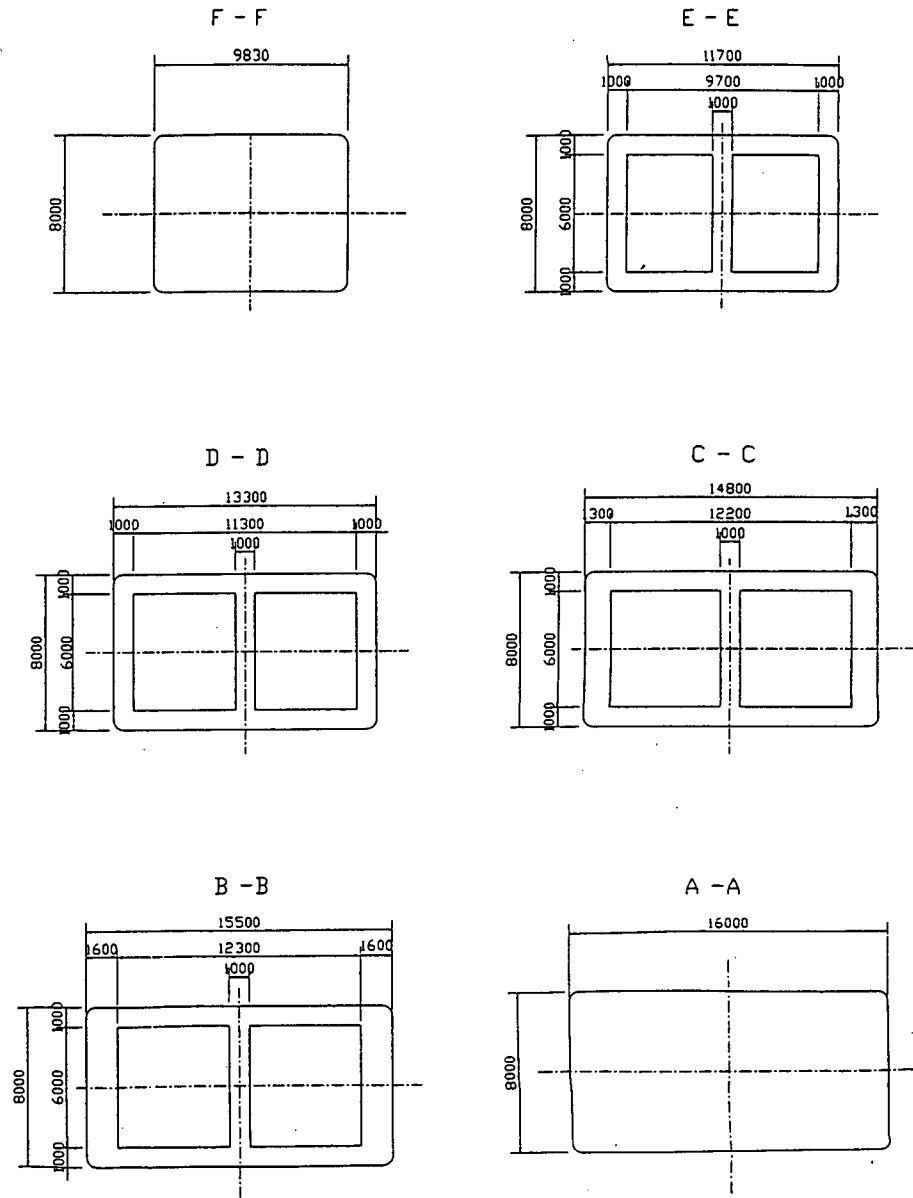
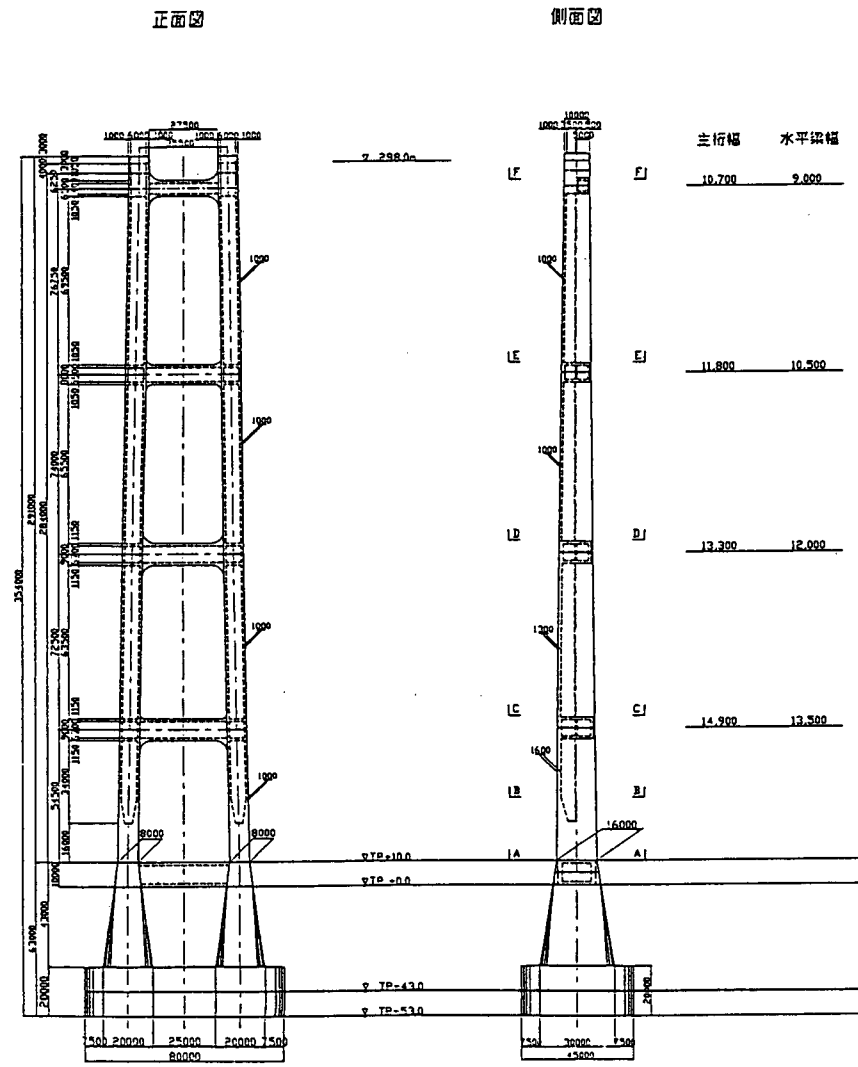
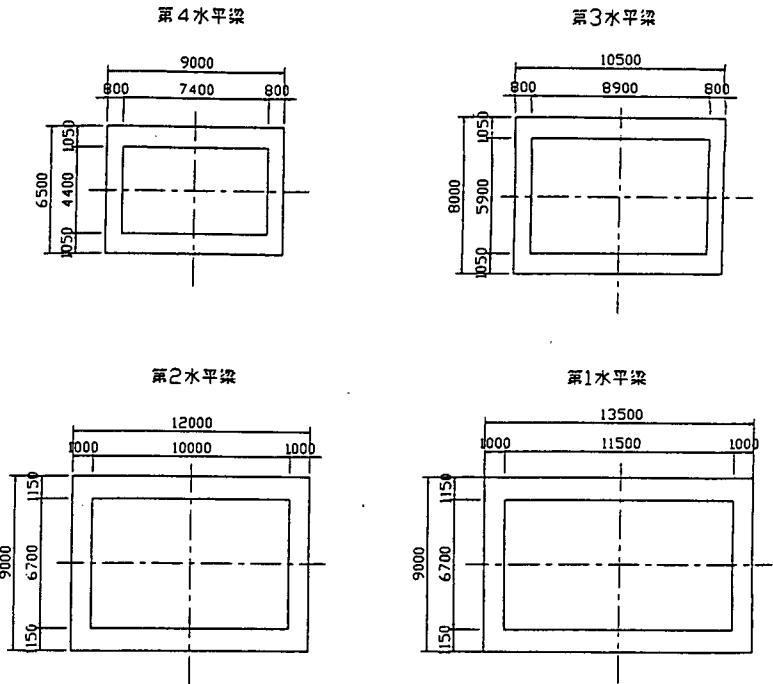


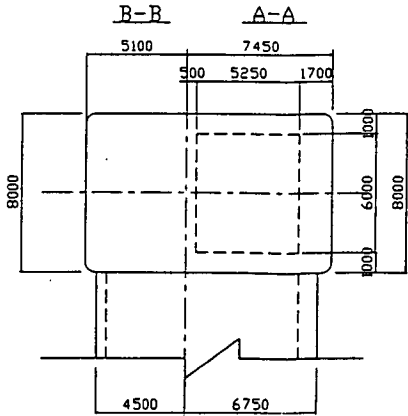
图-2.1 RC主塔一般图(塔柱部)



水平梁断面図



塔柱断面図



注) コンクリート $\sigma_{ck}=800\text{kgf/cm}^2$ (普通)
鉄筋 SD490

正面図

側面図

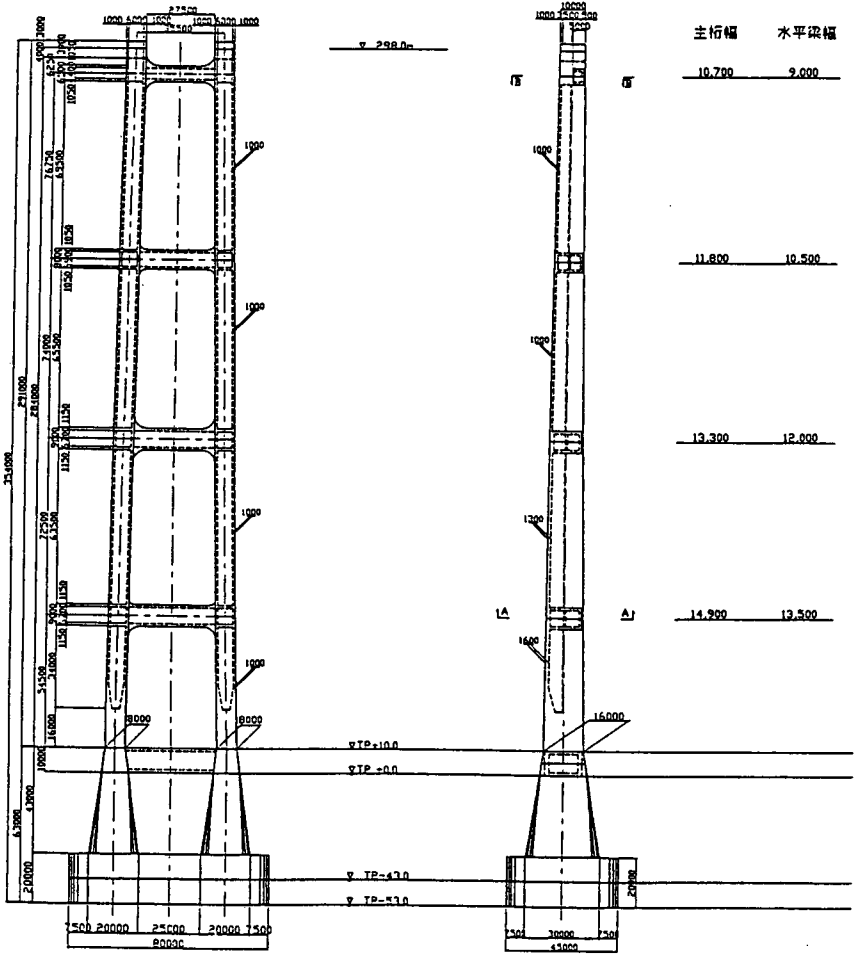


図-2.2 RC主塔一般図 (水平梁部)

图-2.3 RC主塔基础构造一般图

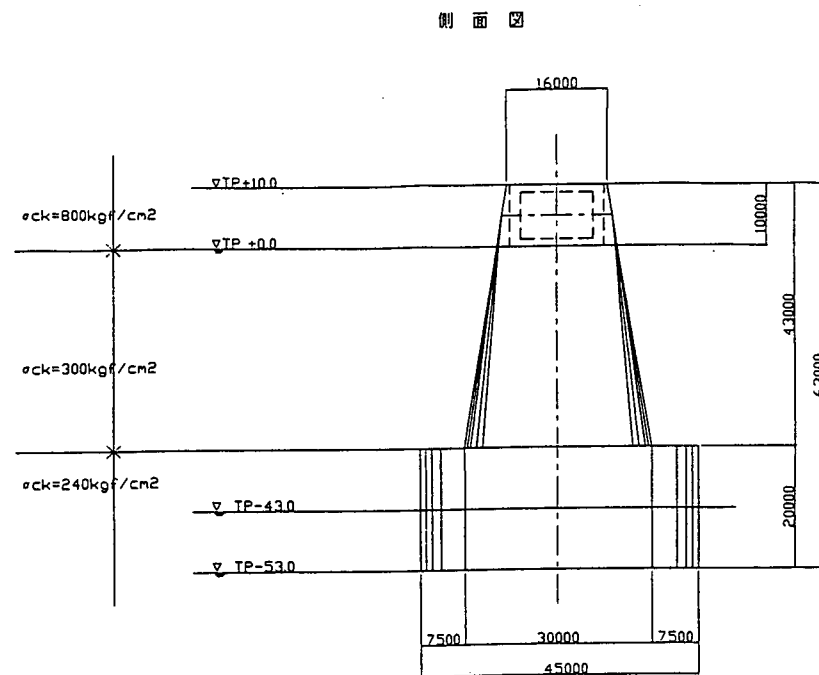
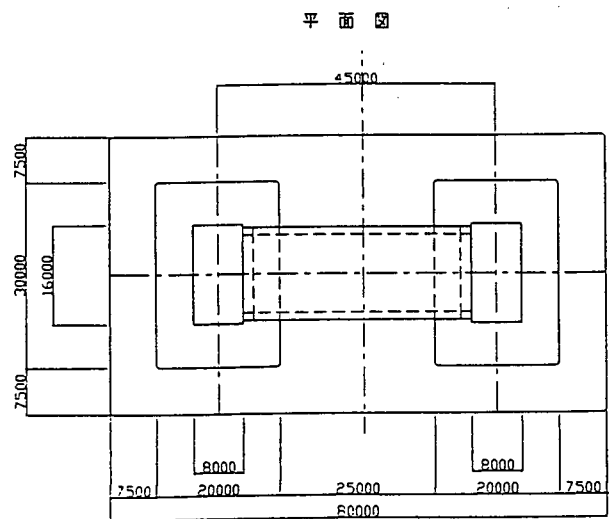
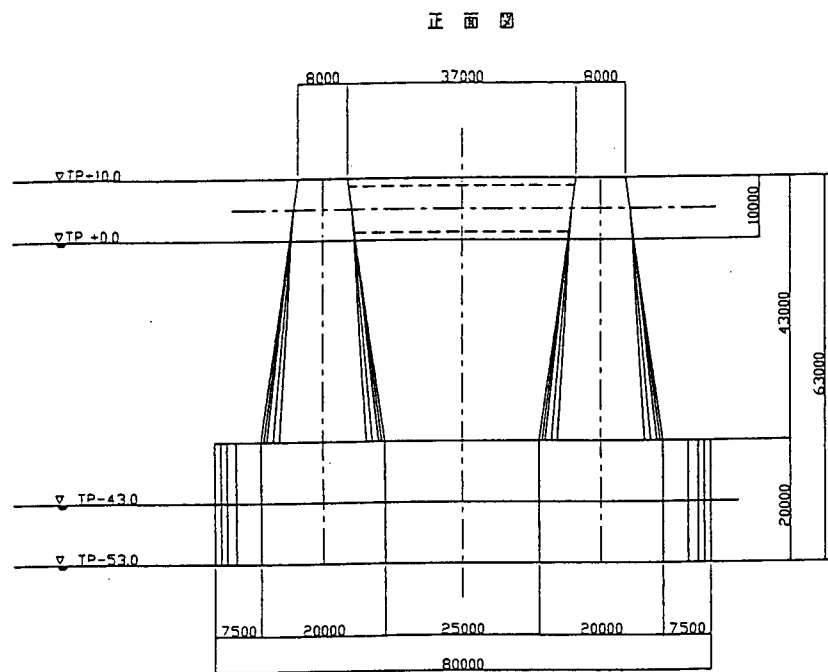


图-2.4 RC主塔概略钢筋配筋图 (塔柱部)

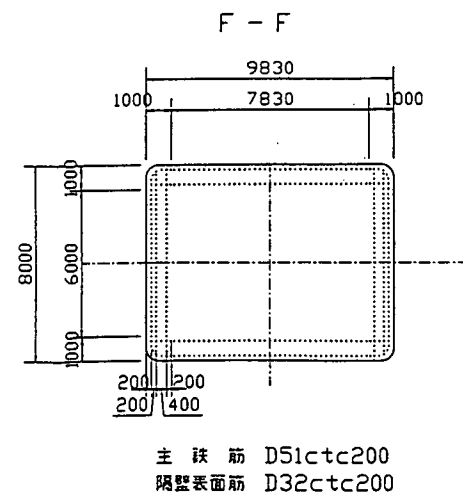
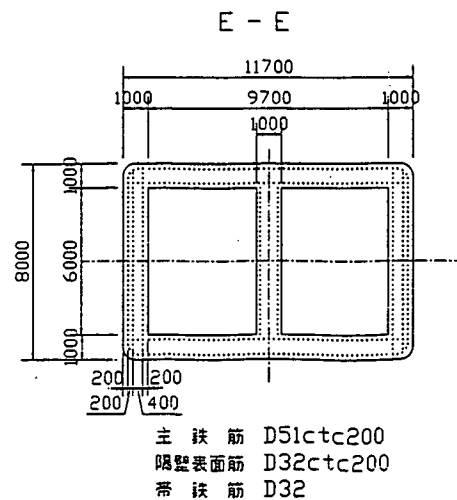
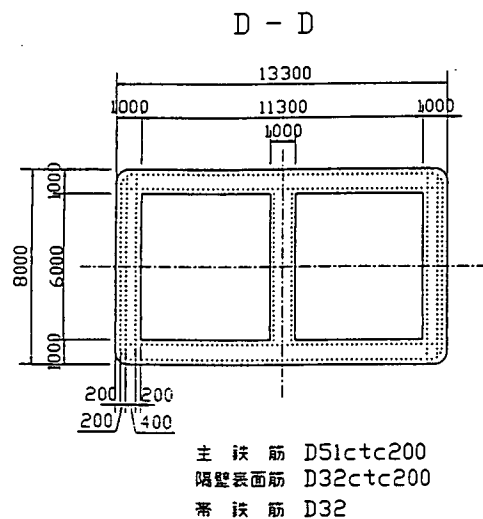
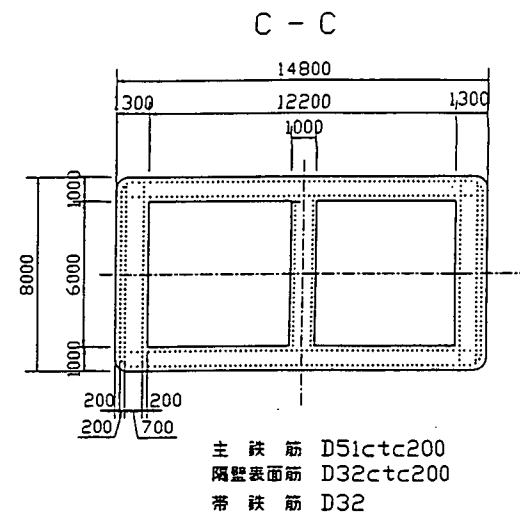
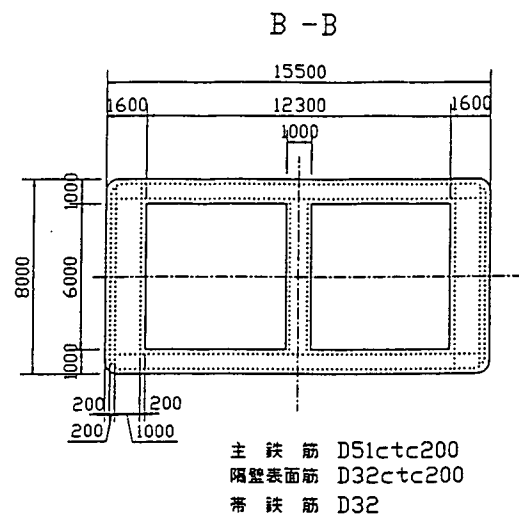
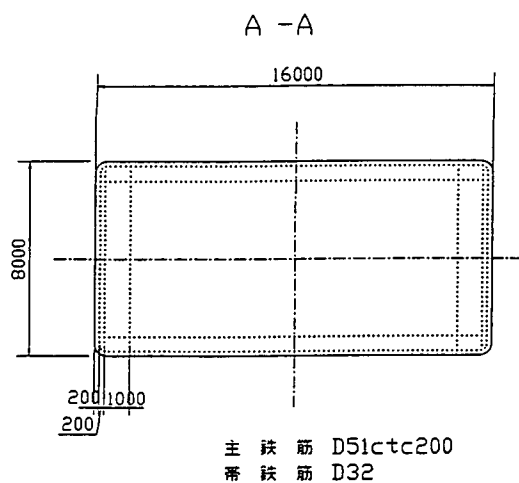


図-2.5 R C主塔概略鋼材配筋図 (水平梁部)

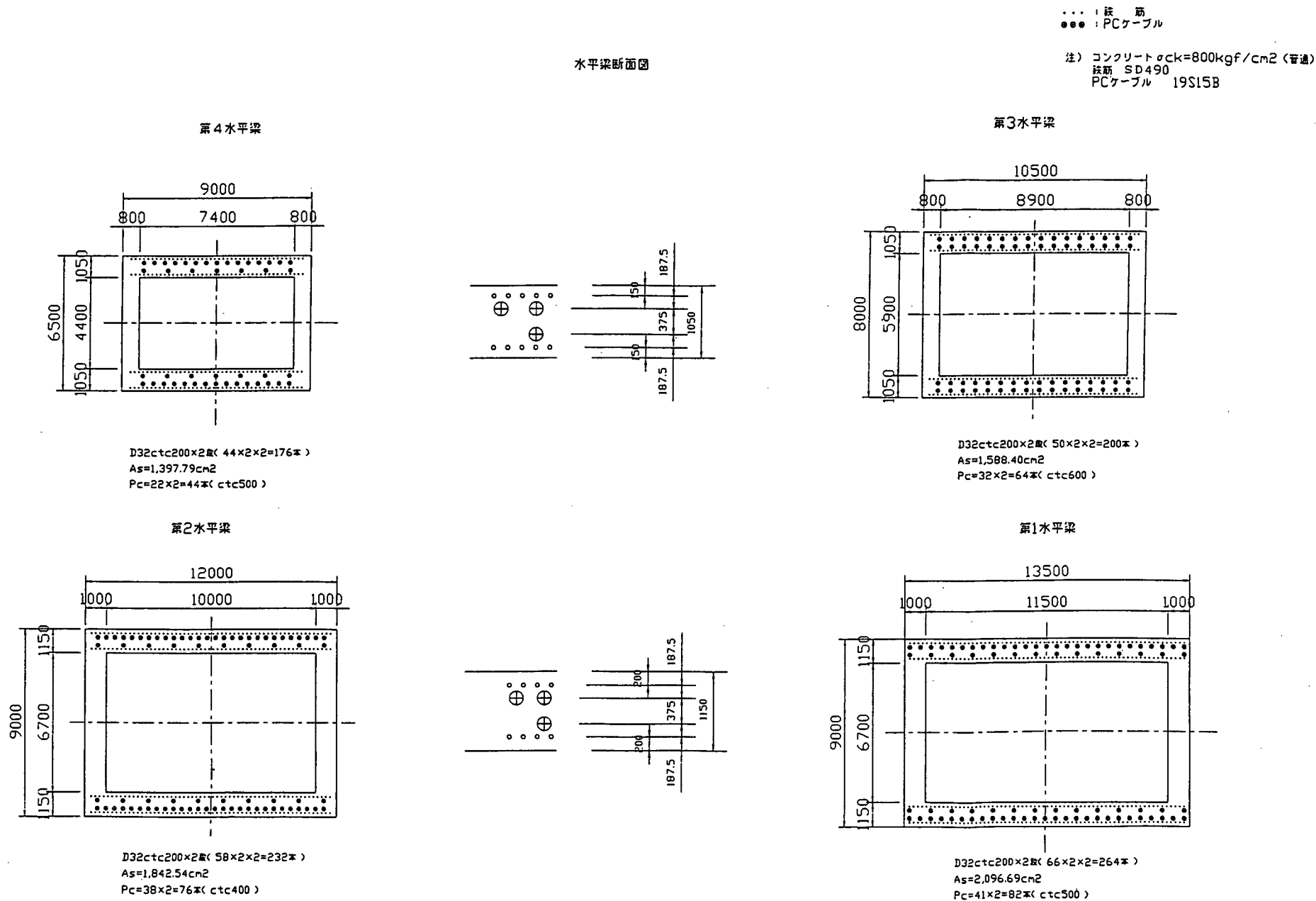
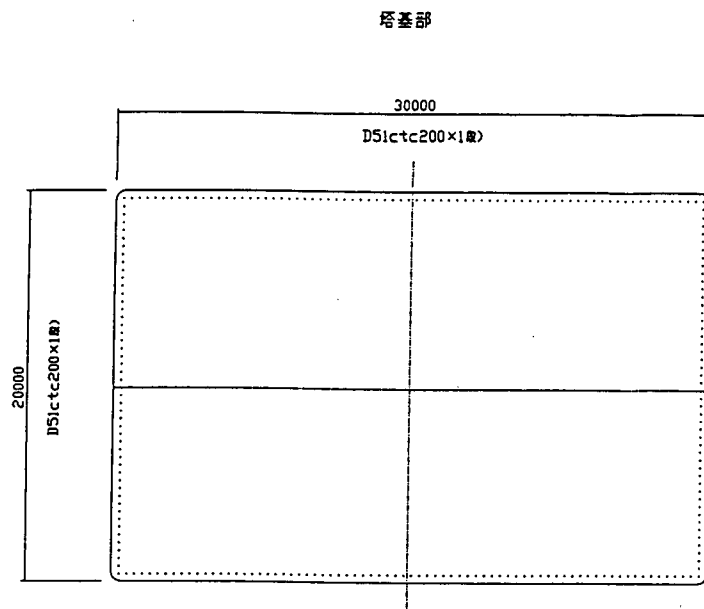


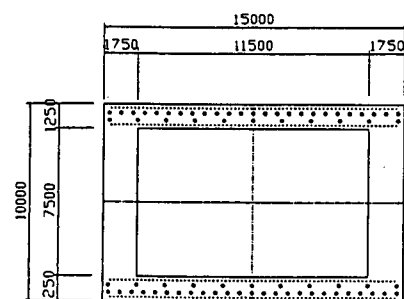
図-2.6 R C主塔概略鋼材配筋図 (塔基部)



注) コンクリート $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
鉄筋 SD345

基礎水平梁

(PRC)



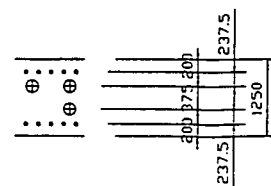
D32c200x28 (72x2x2=288本)

As=2,287.30cm²

Pc=36x2=72本 (c200)

... : 鉄筋
●●● : PCケーブル

注) コンクリート $\sigma_{ck}=800\text{kgf/cm}^2$ (普通)
鉄筋 SD490
PCケーブル 19S15B



側面図

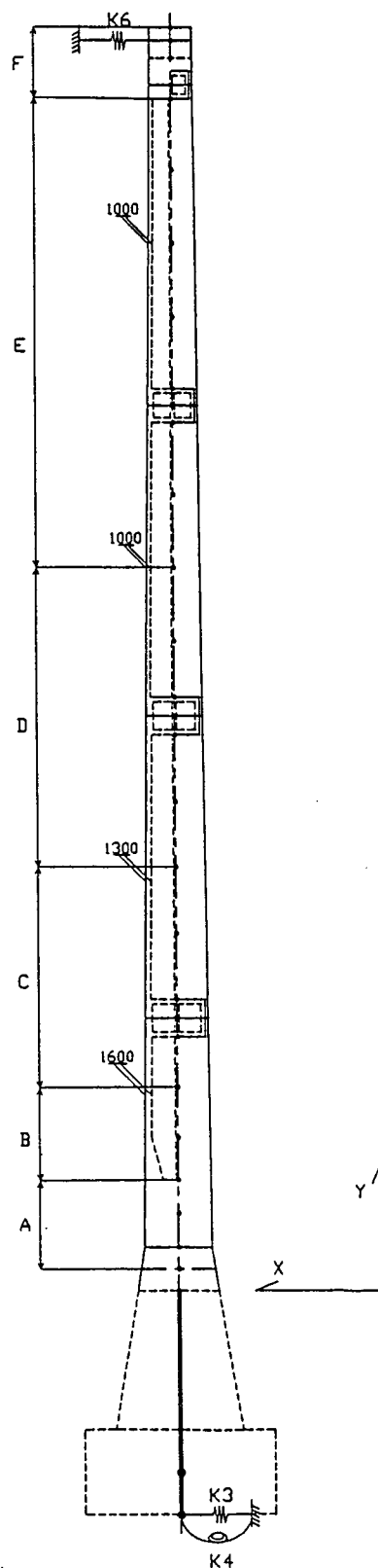


図-2.7 RC主塔解析モデル

表-2.1 解析対象主塔モデルデータ

	部材番号	節点番号		部材長 l(m)	断面積 A(m ²)	重量 (MN)	断面2次モーメント		ねじり定数 J(m ⁴)
		i端	j端				橋軸I(m ⁴)	直角(m ⁴)	
右 塔 柱	1	1	2	3.000	80.128	6.125	669.877	427.349	798.162
	2	2	3	5.125	80.380	10.496	676.217	428.693	800.672
	3	3	4	5.125	80.780	10.549	686.382	430.827	804.657
	4	4	5	3.250	81.311	6.733	700.513	433.764	810.142
	5	5	6	17.375	38.768	17.163	452.590	310.144	526.776
	6	6	7	17.375	39.503	17.489	494.168	319.198	556.325
	7	7	8	17.375	40.237	17.814	538.004	328.253	586.149
	8	8	9	17.375	40.971	18.138	584.146	337.308	616.232
	9	9	10	4.000	41.583	4.238	617.209	343.359	634.830
	10	10	11	4.000	41.752	4.255	628.498	345.443	641.824
	11	11	12	16.375	42.022	17.533	654.285	350.271	659.715
	12	12	13	16.375	42.714	17.822	703.185	358.804	688.593
	13	13	14	16.375	43.406	18.111	754.028	367.338	717.656
	14	14	15	16.375	44.098	18.399	807.617	375.871	746.896
	15	15	16	4.500	44.589	5.113	844.153	381.463	787.403
	16	16	17	4.500	46.579	5.341	915.186	389.208	817.463
	17	17	18	15.875	48.759	19.723	1008.441	399.765	836.585
	18	18	19	15.875	49.430	19.994	1072.703	408.038	866.455
	19	19	20	15.875	50.101	20.266	1139.407	416.311	896.435
	20	20	21	15.875	50.772	20.537	1208.591	424.583	926.518
	21	21	22	4.500	51.348	5.888	1259.466	430.330	958.816
	22	22	23	4.500	53.338	6.116	1345.280	438.075	980.420
	23	23	24	11.333	55.327	15.977	1444.491	447.163	995.819
	24	24	25	11.333	55.806	16.115	1503.312	453.069	1071.891
	25	25	26	11.333	56.284	16.253	1563.564	458.975	1039.999
	26	26	27	8.000	125.972	25.678	2603.384	671.850	1479.260
	27	27	28	8.000	127.324	25.954	2687.854	679.061	1864.698
	28	28	29	5.000	128.000	16.307	2730.667	682.667	1874.000
	29	29	30	5.000	128.000	16.307	2730.667	682.667	1874.000
左 塔 柱	30	31	32	3.000	80.128	6.125	669.877	427.349	798.162
	31	32	33	5.125	80.380	10.496	676.217	428.693	800.672
	32	33	34	5.125	80.780	10.549	686.382	430.827	804.657
	33	34	35	3.250	81.331	6.735	700.513	433.764	810.142
	34	35	36	17.375	38.768	17.163	452.590	310.144	526.776
	35	36	37	17.375	39.503	17.489	494.168	319.198	556.325
	36	37	38	17.375	40.237	17.814	538.004	328.253	586.149
	37	38	39	17.375	40.971	18.138	584.146	337.308	616.232
	38	39	40	4.000	41.583	4.238	617.209	343.359	634.830
	39	40	41	4.000	41.752	4.255	628.498	345.443	641.824
	40	41	42	16.375	42.022	17.533	654.285	350.271	659.715
	41	42	43	16.375	42.714	17.822	703.185	358.804	688.593
	42	43	44	16.375	43.406	18.111	754.028	367.338	717.656
	43	44	45	16.375	44.098	18.399	807.617	375.871	746.896
	44	45	46	4.500	44.589	5.113	844.153	381.463	787.403
	45	46	47	4.500	46.579	5.341	915.186	389.208	817.463
	46	47	48	15.875	48.759	19.723	1008.441	399.765	836.585
	47	48	49	15.875	49.430	19.994	1072.703	408.038	866.455
	48	49	50	15.875	50.101	20.266	1139.407	416.311	896.435
	49	50	51	15.875	50.772	20.537	1208.591	424.583	926.518
	50	51	52	4.500	51.348	5.888	1259.466	430.330	958.816
	51	52	53	4.500	53.338	6.116	1345.280	438.075	980.420
	52	53	54	11.333	55.327	15.977	1444.491	447.163	995.819
	53	54	55	11.333	55.806	16.115	1503.312	453.069	1071.891
	54	55	56	11.333	56.284	16.253	1563.564	458.975	1039.999
	55	56	57	8.000	125.972	25.678	2603.384	671.850	1479.260
	56	57	58	8.000	127.324	25.954	2687.854	679.061	1864.698
	57	58	59	5.000	128.000	16.307	2730.667	682.667	1874.000
	58	59	60	5.000	128.000	16.307	2730.667	682.667	1874.000

	部材番号	節点番号		部材長 l(m)	断面積 A(m ²)	重量 (MN)	断面2次モーメント		ねじり定数 J(m ⁴)
		i端	j端				橋軸I(m ⁴)	直角(m ⁴)	
第4 水平梁	59	4	61	4.000	25.940	0.000	246.293	153.439	273.176
	60	61	62	6.983	25.940	4.615	246.293	153.439	273.176
	61	62	63	6.983	25.940	4.615	246.293	153.439	273.176
	62	63	64	6.983	25.940	4.615	246.293	153.439	273.176
	63	64	65	6.983	25.940	4.615	246.293	153.439	273.176
	64	65	34	4.000	25.940	0.000	246.293	153.439	273.176
第3 水平梁	65	10	66	4.000	31.490	1.605	425.140	295.677	507.072
	66	66	67	7.610	31.490	6.106	425.140	295.677	507.072
	67	67	68	7.610	31.490	6.106	425.140	295.677	507.072
	68	68	69	7.610	31.490	6.106	425.140	295.677	507.072
	69	69	70	7.610	31.490	6.106	425.140	295.677	507.072
	70	70	40	4.000	31.490	1.605	425.140	295.677	507.072
第2 水平梁	71	16	71	4.000	41.000	2.089	737.667	478.364	769.565
	72	71	72	8.214	41.000	8.580	737.667	478.364	769.565
	73	72	73	8.214	41.000	8.580	737.667	478.364	769.565
	74	73	74	8.214	41.000	8.580	737.667	478.364	769.565
	75	74	75	8.214	41.000	8.580	737.667	478.364	769.565
	76	75	46	4.000	41.000	2.089	737.667	478.364	769.565
第1 水平梁	77	22	76	4.000	44.450	2.265	996.126	531.894	925.344
	78	76	77	8.805	44.450	9.972	996.126	531.894	925.344
	79	77	78	8.805	44.450	9.972	996.126	531.894	925.344
	80	78	79	8.805	44.450	9.972	996.126	531.894	925.344
	81	79	80	8.805	44.450	9.972	996.126	531.894	925.344
	82	80	52	4.000	44.450	2.265	996.126	531.894	925.344
基礎 水平梁	83	29	81	4.698	63.750	0.000	1861.953	845.700	2613.000
	84	81	82	8.902	63.750	14.460	1861.953	845.700	2613.000
	85	82	83	8.902	63.750	14.460	1861.953	845.700	2613.000
	86	83	84	8.902	63.750	14.460	1861.953	845.700	2613.000
	87	84	85	8.902	63.750	14.460	1861.953	845.700	2613.000
	88	85	59	4.698	63.750	0.000	1861.953	845.700	2613.000
基礎	89	30	86		1.0*E4		3.0*E5	1.0*E5	2.0*E5
	90	60	88		1.0*E4		3.0*E5	1.0*E5	2.0*E5
	91	86	87		1.0*E4		3.0*E5	1.0*E5	2.0*E5
	92	87	88		1.0*E4		3.0*E5	1.0*E5	2.0*E5
	93	87	89		1.0*E4		3.0*E5	1.0*E5	2.0*E5

7) 主ケーブルバネモデル

本研究の解析モデルは主塔単独のモデルのため、吊橋完成系の橋軸方向の解析を行うには主ケーブルの橋軸方向の剛性をバネモデルとして組み込む必要がある。本研究では以下のような剛性の線形バネを塔頂に設置した。

塔頂ばね剛性： $K=78.4(\text{MN/m})$

8) 使用材料物性

①コンクリート

対象とするRC主塔は自重を軽減するため、 $\sigma_{ck}=7.85\text{kN/cm}^2$ の高強度コンクリートを用いている。このような高強度コンクリートの応力—ひずみ曲線は道路橋示方書では与えられていないため、「平成4年度 高強度鉄筋分科会報告書 平成5年3月 (財)国土開発技術センター」³⁾で提案されている式(2.1)を用いた。

応力—ひずみ関係

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (2.1)$$

ここで、 $\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa \rho_h \sigma_{hy}$

$$\sigma_p = \mu_c \sigma_B = \begin{cases} 0.8 \sigma_{cB} & \text{円形断面の場合} \\ 1.0 \sigma_{cB} & \text{正方形断面の場合} \end{cases}$$

$$\kappa = \begin{cases} \kappa_c \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2 & \kappa_c = 2.09 \quad \text{円形断面の場合} \\ \kappa_s \left(\frac{d}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right) & \kappa_s = 11.5 \quad \text{正方形断面の場合} \end{cases}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}, \quad A = \frac{E_c \epsilon_{co}}{\sigma_{cB}}, \quad K = \frac{\sigma_{cB}}{\sigma_p}$$

$$\epsilon_{co} = \epsilon_o \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases}$$

$$\epsilon_o = 0.5243(\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$E_c = 4k(\sigma_B/1000)^{1/3} \times 10^5 \times (\gamma/2.4)^2$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{一般} \\ 1.2 & \text{高弾性 (石灰岩)} \\ 0.9 & \text{低弾性 (石英片岩、安山岩、軽量骨材)} \end{cases}$$

$$D = \alpha + \beta \sigma_B + \gamma \sqrt{(k-1) \sigma_B / 23}$$

$$\alpha = 1.50, \quad \beta = -1.68 \times 10^{-3}$$

$$\gamma = \begin{cases} 0.75, & \text{鋼管} \\ 0.50, & \text{帯筋} \end{cases}$$

また、

σ_c, ϵ_c : コンクリートの軸方向応力およびひずみ

ρ_h : 横補強筋の体積比

σ_B : コンクリートのシリンダー強度

σ_p : プレーンコンクリートの強度

σ_{cB} : コンクリートファインドコンクリートの強度

ϵ_{co} : コンクリートファインドコンクリートの強度時のひずみ

d'' : 横補強筋の公称直径 (鋼管の場合鋼管厚)

C : 横補強筋の有効横支持長さ (鋼管の場合は内幅)

s : 横補強筋の間隔 (鋼管の場合は零)

D_c : 周辺横補強筋の断面内の中心間距離 (鋼管の場合内幅)

σ_{hy} : 横補強筋の降伏点応力

②鉄筋

使用する鉄筋はSD490である。図-2.8に鉄筋の応力-ひずみ曲線を示す。

$$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{sy} = 490 \text{ N/mm}^2$$

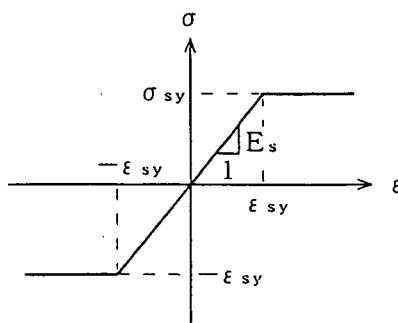


図-2.8 鉄筋の応力-ひずみ関係

③PC鋼材

使用するPC鋼材はSWPR7B 19S15Bである。図-2.9にPC鋼材の応力-ひずみ関係を示す。

$$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Pu} = 1.85 \text{ kN/mm}^2 \quad (A = 138.7 \text{ mm}^2/\text{strand} \times 19 \text{ 本} = 2635 \text{ mm}^2)$$

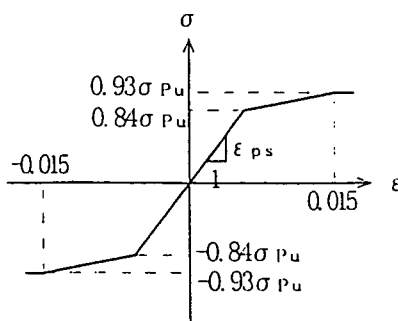


図-2.9 PC鋼材の応力-ひずみ関係

水平梁の導入プレストレス量は、ストランド 1 本あたり 2.45MN の張力を導入することにより、以下のとおりとなる。

基礎水平梁	ストランド本数	$72 \text{ 本} \times 2.45 \text{ MN} = 176.4 \text{ MN}$
第 1 水平梁	"	$82 \text{ 本} \times 2.45 \text{ MN} = 200.9 \text{ MN}$
第 2 水平梁	"	$76 \text{ 本} \times 2.45 \text{ MN} = 186.2 \text{ MN}$
第 3 水平梁	"	$64 \text{ 本} \times 2.45 \text{ MN} = 156.8 \text{ MN}$
第 4 水平梁	"	$44 \text{ 本} \times 2.45 \text{ MN} = 107.8 \text{ MN}$

9) 主塔各断面のM-φモデル

主塔塔柱および水平梁のM-φ関係を表-2.2、2.3に示す。

塔柱のM-φモデルは以下の3点（トリリニア）で表わし、モーメントM、曲率φの添え字は以下の定義とする。

C：コンクリートの曲げひび割れが発生する時点（コンクリート外側表面）

Y：鉄筋降伏時点（外側鉄筋配筋位置）

U：コンクリート終局時点（外側鉄筋配筋位置）

水平梁のM-φモデルは、以下の4点で表わし、モーメントM、曲率φの添え字は以下の定義とする。

C：コンクリートの曲げひび割れが発生する時点（コンクリート外側表面）

Y：鉄筋初降伏時点（外側鉄筋配筋位置）

Y1：鉄筋降伏時点（外側鉄筋配筋位置）

U：コンクリート終局時点（外側鉄筋配筋位置）

また、コンクリート塔柱の繰返し特性は、Takeda モデルを用いる。水平梁に関しては、非線形弾性の対称タイプを用いる。

10) 地盤モデル

地盤の剛性の影響は、橋軸方向、橋軸直角方向の線形バネをフーチング下端に設置することにより考慮し、以下のとおりとした。

橋軸方向 水平ばね： $K=45500 \text{ (MN/m)}$
 回転ばね： $K=46.138\text{E}+06 \text{ (MNm/rad)}$

橋軸直角方向
 水平ばね： $K=48500 \text{ (MN/m)}$
 回転ばね： $K=93.717\text{E}+06 \text{ (MNm/rad)}$

表-2.2 主塔各断面のM-φ関係:塔柱

1) 橋軸方向	単位: kN・m			単位: 1/m		
	M _C	M _Y	M _U	φ _C	φ _Y	φ _U
A断面	3,950,889	7,943,136	9,515,844	3.195E-05	2.248E-04	1.124E-03
B断面	3,888,812	7,545,138	8,793,737	5.340E-05	2.596E-04	8.289E-04
C断面	3,333,762	6,816,822	7,874,498	5.584E-05	2.760E-04	7.766E-04
D断面	2,571,405	5,573,236	6,288,412	6.255E-05	3.141E-04	7.599E-04
E断面	1,963,064	4,359,659	5,000,640	6.602E-05	3.482E-04	9.852E-04
F断面	1,347,759	3,015,352	3,567,827	4.586E-05	3.610E-04	2.120E-03

2) 橋軸直角方向	単位: kN・m			単位: 1/m		
	M _C	M _Y	M _U	φ _C	φ _Y	φ _U
A断面	1,983,796	4,060,335	4,652,570	6.389E-05	4.569E-04	2.337E-03
B断面	2,217,991	4,008,686	4,486,845	1.035E-04	4.942E-04	1.932E-03
C断面	2,090,659	3,801,213	4,270,924	1.033E-04	4.926E-04	1.985E-03
D断面	1,879,072	3,443,780	3,892,817	1.040E-04	4.937E-04	1.941E-03
E断面	1,566,045	2,986,650	3,429,882	9.656E-05	4.869E-04	2.004E-03
F断面	1,085,393	2,371,550	2,832,037	5.635E-05	4.463E-04	2.480E-03

表-2.3 水平梁各断面のM-φ関係:水平梁

1) 水平方向	単位: kN・m				単位: 1/m			
	M _C	M _Y	M _{Y1}	M _U	φ _C	φ _Y	φ _{Y1}	φ _U
基礎水平梁	1,744,366	2,062,621	2,357,493	3,089,440	1.388E-05	1.874E-04	2.563E-04	3.890E-03
第1水平梁	1,296,918	2,002,223	2,275,450	2,955,004	1.915E-05	2.207E-04	2.987E-04	3.250E-03
第2水平梁	1,081,261	1,614,374	1,832,378	2,386,947	2.161E-05	2.478E-04	3.364E-04	3.530E-03
第3水平梁	747,018	1,179,504	1,339,268	1,746,827	2.587E-05	2.889E-04	3.908E-04	3.400E-03
第4水平梁	460,488	728,217	829,922	1,081,013	2.754E-05	3.343E-04	4.550E-04	4.080E-03

2) 鉛直方向	単位: kN・m				単位: 1/m			
	M _C	M _Y	M _{Y1}	M _U	φ _C	φ _Y	φ _{Y1}	φ _U
基礎水平梁	1,208,241	1,649,646	1,843,468	2,059,699	2.082E-05	2.823E-04	3.895E-04	7.800E-03
第1水平梁	1,057,699	1,580,149	1,768,550	1,977,916	2.873E-05	3.236E-04	4.432E-04	6.610E-03
第2水平梁	954,280	1,447,322	1,621,811	1,812,473	2.881E-05	3.248E-04	4.446E-04	6.490E-03
第3水平梁	696,656	1,078,930	1,205,624	1,349,647	3.395E-05	3.695E-04	5.035E-04	6.610E-03
第4水平梁	405,250	632,696	711,306	792,414	3.813E-05	4.557E-04	6.274E-04	7.850E-03

(2) 解析条件及び解析方法

(1) で上述した RC 主塔の解析モデルに対して、後述する地震動を入力し時刻歴応答解析を行う。長大吊橋の主塔においては、地震時主塔頂部に大きな変形を生じることが予想される。このため地震時の断面力の正確な把握のため幾何学的非線形性と上述した材料非線形性を考慮した複合非線形解析を行った。

1) 減衰

減衰は質量および剛性比例形のレーリー減衰 (Rayleigh 減衰) を用いた。30 次まで振動モードを計算し、各次数のモード減衰との絶対値和が最も小さくなるモード 2 つを求め、レーリー減衰で使用するモードとした。

Rayleigh 減衰の減衰マトリックス

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰マトリックス、 $[M]$: 質量マトリックス、 $[K]$: 剛性マトリックス

α : 外部減衰係数 $[=4\pi f_i f_j (f_i \cdot h_j - f_j \cdot h_i) / (f_j^2 - f_i^2)]$

β : 内部減衰係数 $[= (f_i \cdot h_i - f_j \cdot h_j) / \pi (f_j^2 - f_i^2)]$

f_i : i 次モード固有振動数、 h_i : i 次モード減衰定数

f_j : j 次モード固有振動数、 h_j : j 次モード減衰定数

①橋軸方向

採用振動モード次数 : 2 次、10 次

振動数 : $f_2 = 0.37164\text{Hz}$ 、 $f_{10} = 2.19232$

モード減衰 : $h_2 = 0.02309$ 、 $h_{10} = 0.05937$

$\alpha = 0.06262$ 、 $\beta = 0.00829$

②橋軸直角方向

採用振動モード次数 : 1 次、5 次

振動数 : $f_1 = 0.26887\text{Hz}$ 、 $f_5 = 0.91393$

モード減衰 : $h_1 = 0.04524$ 、 $h_5 = 0.02746$

$\alpha = 0.13744$ 、 $\beta = 0.00540$

主塔部材の構造減衰は 2%、剛部材でモデル化した橋脚の構造減衰は 5%、地盤の非線形バネの減衰は 10% とした。

2) 入力地震動

入力地震波は以下示す 5 種類とした。

1. 試算レベル 1 地震動

構造物の設計供用期間中に発生する可能性が比較的高い地震動。再現期間が 150 年程度の強さの地震動を想定して試算されたものを用いた。

2. 道路橋示方書レベル 2 タイプ 1 地震動 I 種地盤 (I-I-1)

プレート境界型の大規模な地震を想定し、道路橋示方書に規定されている地震動をそのまま用いた。

3. 試算レベル 2 地震動

建設地点の比較的近くで発生することが考えられる海洋性の巨大地震や活断層から生じるいわゆる直下型大地震を想定して試算された地震動を用いた。

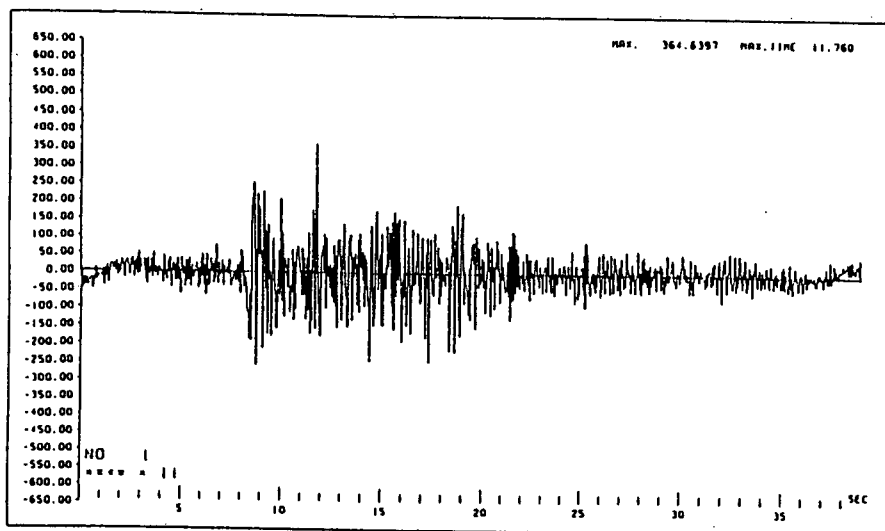
4. 試算レベル 2 地震動 $\times 1.5$ 倍

試算レベル 2 地震動の加速度を 1.5 倍にしたもの。

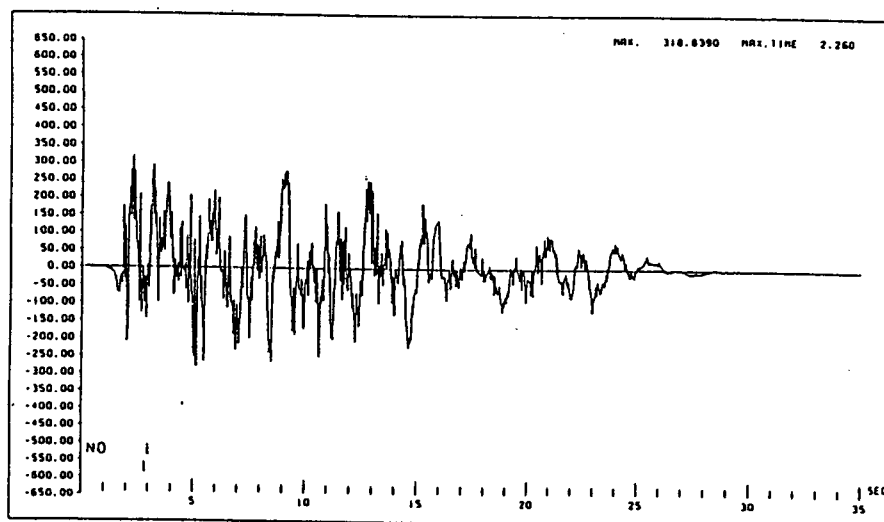
5. 試算レベル 2 地震動 $\times 2.0$ 倍

試算レベル 2 地震動の加速度を 2.0 倍にしたもの。

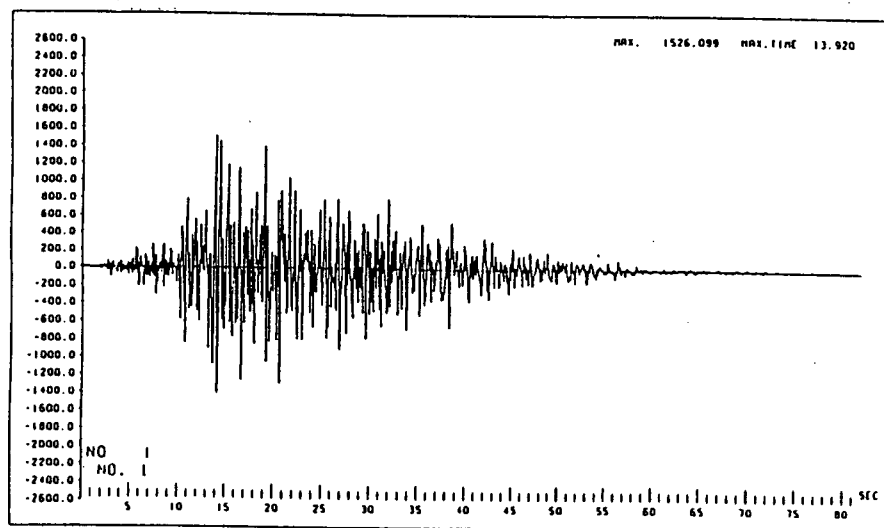
図—2.10 に地震波形 (加速度)、図—2.11 に加速度応答スペクトルを示す。



試算レベル1地震動

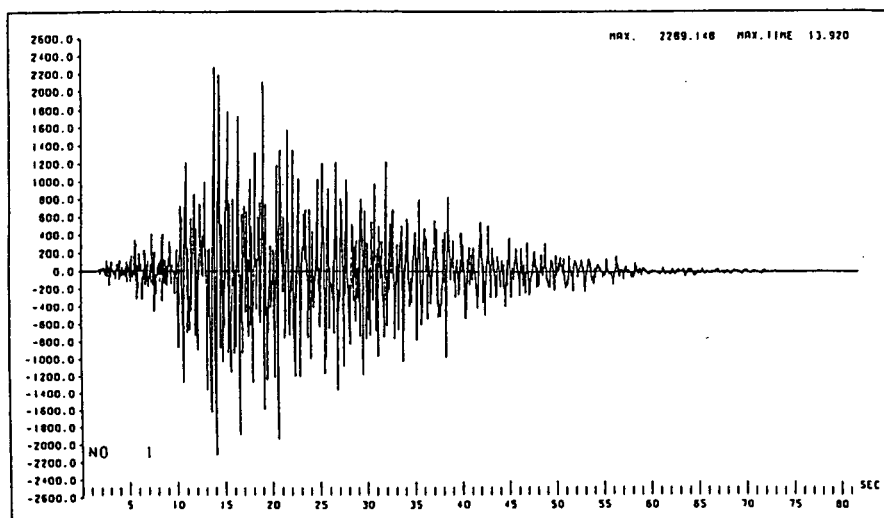


道路橋示方書レベル2タイプ1地震動Ⅰ種地盤(Ⅰ-1-1)

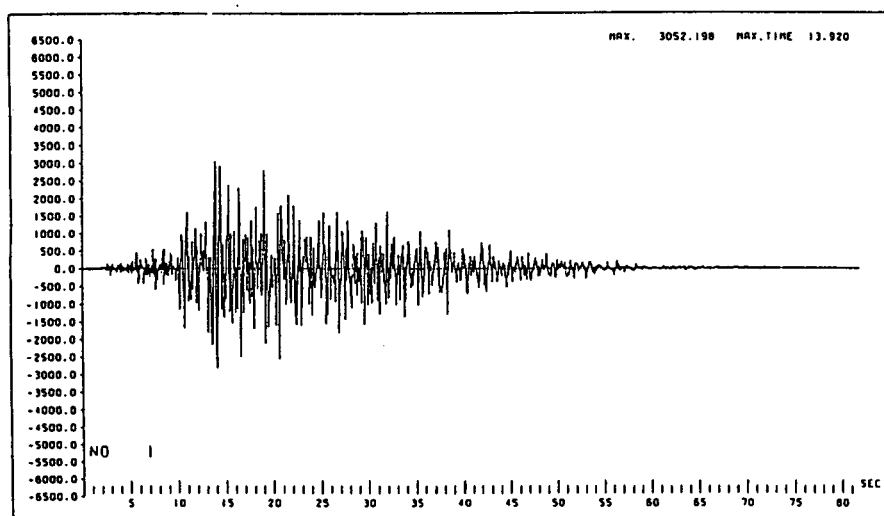


試算レベル2地震動

図-2.10(1) 入力地震波形

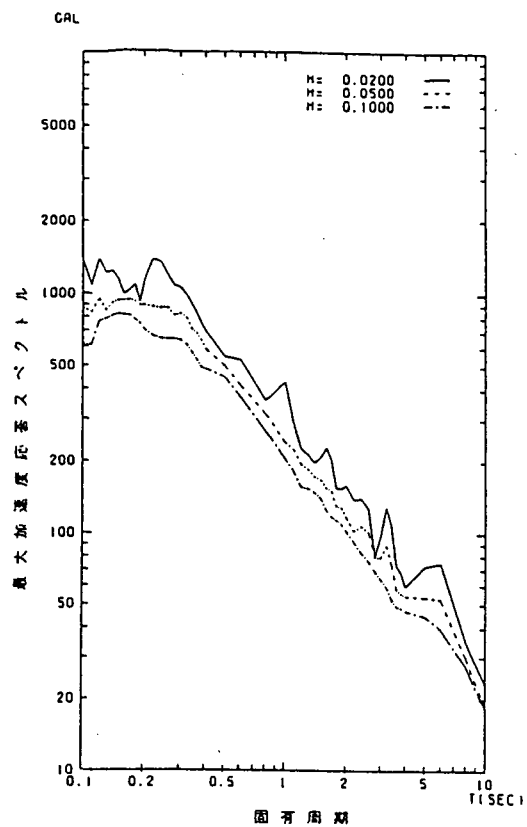


試算レベル2地震動×1.5 倍

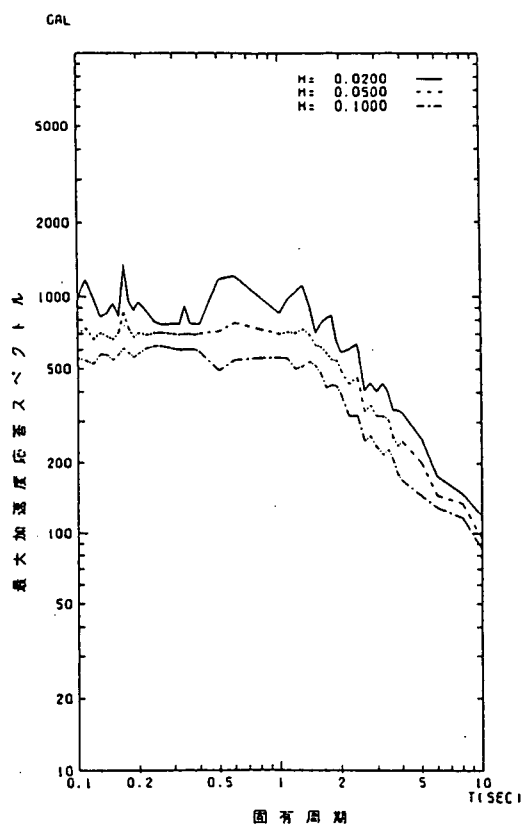


試算レベル2地震動×2.0 倍

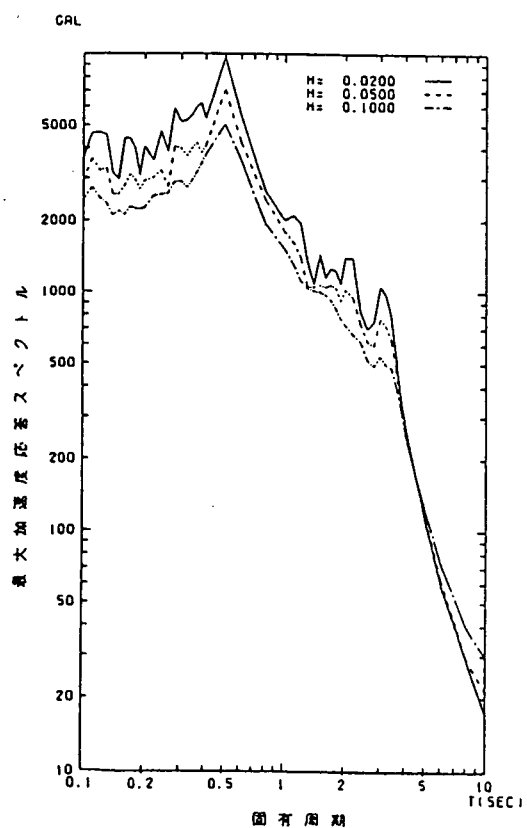
図-2.10(2) 入力地震波形



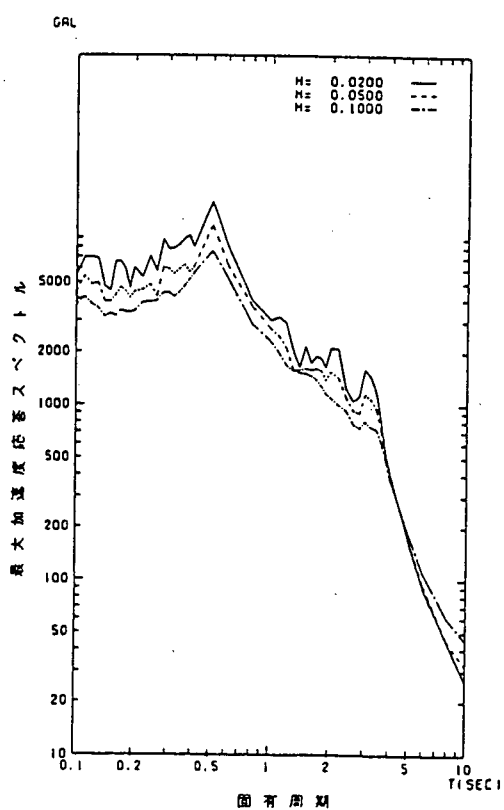
試算レベル1地震動



道路橋示方書レベル2タイプ1I種地盤

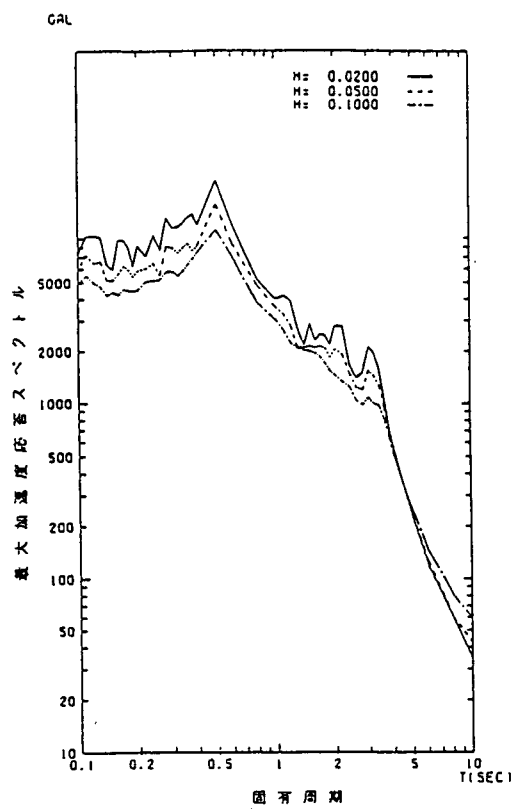


試算レベル2地震動



試算レベル2地震動×1.5倍

図-2.11(1) 加速度応答スペクトル



試算レベル2地震動×2.0倍

図-2.11(2) 加速度応答スペクトル

2. 2 固有振動特性

解析対象としたRC主塔の基礎的な動的特性を知るために固有振動解析を行った。計算は橋軸方向、橋軸直角方向を分けて、各方向 30 次まで計算を行った。また剛性は橋軸方向、橋軸直角方向の計算ともに、それぞれの振動方向M- ϕ 関係の初期剛性を用いて行った。

橋軸方向振動モードは、橋軸方向に質量を入力したときに生じる振動モード、橋軸直角振動モードは、橋軸直角方向、鉛直方向に質量を入力したときに生じる振動モードとして分類した。橋軸方向の2, 5, 7, 9次のモードは鉛直軸回りのねじれ振動であり、モード寄与率が0であるが、モード形状から判断して橋軸方向振動とした。橋軸直角方向の6, 8, 10次のモードは鉛直振動モードであるが、上記の分類から橋軸直角方向振動モードとした。

表-2.4 に橋軸、橋軸直角方向それぞれ 10 次までの固有振動解析結果の一覧を示す。図-2.12 に橋軸方向、図-2.13 に橋軸直角方向の振動モード形状をそれぞれ 10 次まで示す。

表-2.4 固有振動解析結果

橋軸方向

	振動数 (H z)	周期 (sec)	モード寄与率			一般化質量		
			橋軸方向	鉛直方向	橋直方向	塔柱部材	水平部材	基礎部材
1次	0.3716	2.691	266.415	0	0	0.85354	0.14584	0.00063
2次	0.6719	1.488	0	0	0	0.95317	0.04676	0.00007
3次	0.7449	1.343	-95.184	0	0	0.83944	0.15492	0.00564
4次	1.5557	0.643	300.46	0	0	0.67139	0.18003	0.14858
5次	1.5740	0.635	0	0	0	0.94615	0.05324	0.00061
6次	2.1923	0.456	318.627	0	0	0.47823	0.42033	0.10143
7次	2.7284	0.367	0	0	0	0.93701	0.05946	0.00353
8次	3.4903	0.287	-141.682	0	0	0.59489	0.25828	0.13683
9次	4.3140	0.232	0	0	0	0.91380	0.06021	0.02599
10次	5.0887	0.197	70.189	0	0	0.65639	0.30875	0.03486

橋軸直角方向

	振動数 (H z)	周期 (sec)	モード寄与率			一般化質量		
			橋軸方向	鉛直方向	橋直方向	塔柱部材	水平部材	基礎部材
1次	0.2689	3.719	0	0	275.882	0.85606	0.13964	0.0043
2次	0.9139	1.094	0	0	-180.298	0.81202	0.16809	0.0199
3次	1.5971	0.626	0	0	-254.164	0.6398	0.20425	0.15594
4次	2.1669	0.461	0	0	247.962	0.52633	0.32446	0.14921
5次	2.8059	0.356	0	0	185.828	0.52464	0.2695	0.20586
6次	3.0756	0.325	0	262.975	0	0.85227	0.14751	0.00023
7次	3.8293	0.261	0	0	-155.08	0.48937	0.45558	0.05504
8次	4.6185	0.217	0	2.212	0	0.9759	0.0241	0
9次	4.7888	0.209	0	0	67.481	0.6884	0.24966	0.06193
10次	5.6362	0.177	0	0.609	0	0.97171	0.02811	0.00018

上段：次数
下段：周期(sec)

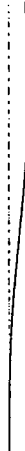
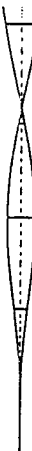
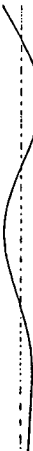
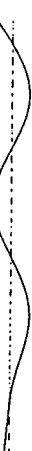
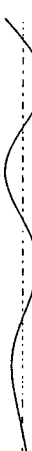
1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
2.691	1.488	1.343	0.643	0.635
				
6 次	7 次	8 次	9 次	10 次
0.456	0.367	0.287	0.232	0.197
				

図-2.12 固有振動モード形状：橋軸方向

上段：次数
下段：周期(sec)

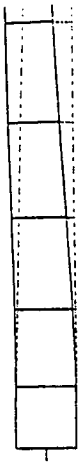
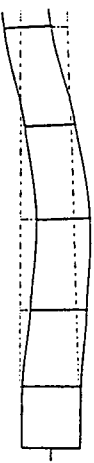
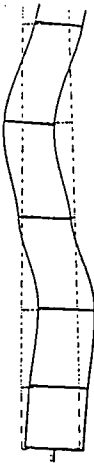
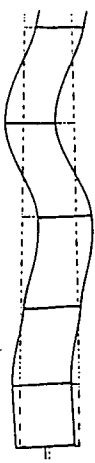
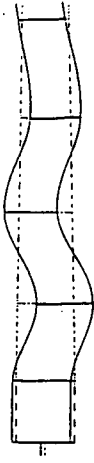
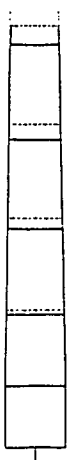
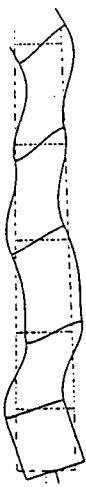
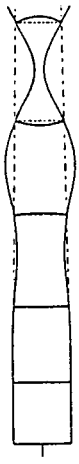
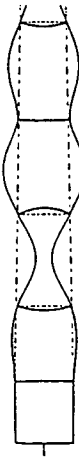
1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
3.719	1.094	0.626	0.461	0.356
				
6 次	7 次	8 次	9 次	10 次
0.325	0.261	0.217	0.209	0.177
				

図-2.13 固有振動モード形状：橋軸直角方向

2. 3 非線形動的解析結果

非線形動的解析結果の以下の項目について、橋軸方向、橋軸直角方向別に入力地震動の順に示す。

- ・ ひびわれ、降伏、終局発生部材
- ・ 最大応答加速度、変位、曲率応答塑性率
- ・ 最大応答断面力（正側最大値、負側最大値）
ここで、正側とは塔柱引張を表し、負側とは塔柱圧縮を表わす。
- ・ 非線形応答履歴（試算レベル2地震動を付録に収録）
- ・ 非線形応答波形（試算レベル2地震動を付録に収録）

2. 3. 1 橋軸方向

（1）試算レベル1地震動：図-2.14、図-2.15

すべての部材においてひび割れも発生せず、応答は弾性域にとどまっている。塔柱、水平梁ともにせん断力はほとんど生じていない。

（2）道路橋示方書レベル2タイプ1地震動Ⅰ種地盤：図-2.16、図-2.17

塔柱の第3水平梁の上下および基礎水平梁から第1水平梁にかけてひび割れが生じる部材があるが、降伏には至っていない。塔柱の発生せん断力は第3水平梁付近で最小、基部付近で最大となっている。水平梁は基礎から第4水平梁までほぼ一定である。発生せん断応力は塔柱、水平梁ともに表-2.11に示すせん断耐力の2～3割程度である。

（3）試算レベル2地震動：図-2.18、図-2.19

塔柱部材ほぼ全域にひび割れが生じ、主塔基部および第三水平梁位置の塔柱では降伏に至る。塑性応答曲率は第3水平梁付近で1.1～1.2程度、基礎水平梁付近で1.5程度である。水平梁の発生せん断力は塔頂付近の第4水平梁から塔基部へと大きくなっており、最大の塔基部では $70 \times 10^3 \text{kN}$ 程度となっている。これはせん断耐力のおよそ5割程度の応答値である。

（4）試算レベル2×1.5倍地震動：図-2.20、図-2.21

試算レベル2と比べ、降伏する塔柱部材の範囲が拡大する。塑性応答曲率は第3水平梁付近の塔柱部材が2.3程度となっている。せん断力の応答値は塔柱の基部付近で $300 \times 10^3 \text{kN}$ 程度となっており、表-2.5に示すせん断耐力を僅かであるが越える結果となっている。

（5）試算レベル2×2.0倍地震動：図-2.22、図-2.23

第3水平梁上部および基部水平梁付近の一部の塔柱部材が終局に達する。このとき第3水平梁付近の塔柱の塑性応答曲率は3.5程度になっている。せん断力の応答値の傾向は、試算レベル2とほぼ同じである。塔柱基部と基礎水平梁の応答値は耐力を1割程度越える結果となった。

2. 3. 2 橋軸直角方向

(1) 試算レベル1地震動：図-2.24、図-2.25

すべての水平梁の塔柱接合部にひび割れが生じる部材が発生するが、降伏に達する部材はない。せん断力については、塔柱全域では耐力が応答値を上回っているが、水平梁はすべて応答値が耐力を上回っている。

(2) 道路橋示方書レベル2タイプ1地震動Ⅰ種地盤：図-2.26、図-2.27

塔柱はひび割れが生じる程度で降伏には至らないが、第一から第四水平梁の塔柱との接合部は降伏に至る。水平梁の塑性応答曲率は1.5～1.8程度である。せん断力は塔柱部材では応答値で耐力を越えるものではなく、水平梁ではすべて応答値が耐力を越える。

(3) 試算レベル2地震動：図-2.28、図-2.29

塔柱部材、水平梁の双方にひび割れが生じる。また全ての水平梁および主塔基部および第一水平梁位置の塔柱部材が降伏する。水平梁の塑性応答曲率は2.0～3.0程度である。せん断力は第1水平梁より下の塔柱部材の応答値が、SD490で計算した耐力に対して越える結果となった。また水平梁のせん断力はすべての応答値が耐力を大きく上回る。

(4) 試算レベル2×1.5倍地震動：図-2.30、図-2.31

塔頂部を除き、全ての部材でひび割れが発生する。降伏する塔柱部材も試算レベル2に比べ拡大する。基礎水平梁付近の塔柱の塑性応答曲率は4.0程度に達する。また非線形時刻歴応答解析による左右塔柱の非対称の応答が水平梁で見られる。せん断力の応答値は、試算レベル2の結果と変わらない傾向を示し、塔柱では第1水平梁と基部水平梁間で大きくなるのが特徴的である。

(5) 試算レベル2×2.0倍地震動：図-2.32、図-2.33

基部および第一水平梁付近の一部塔柱部材が終局に達する。このときの塔柱基部および第1水平梁付近塔柱の塑性応答曲率は4.0程度となっている。せん断力に関しては、応答の傾向は試算レベル2、レベル2×1.5倍と変わらないが、塔柱は第2水平梁から下の部材で耐力を越える結果となった。水平梁はすべての応答値が大きく耐力を上回る。

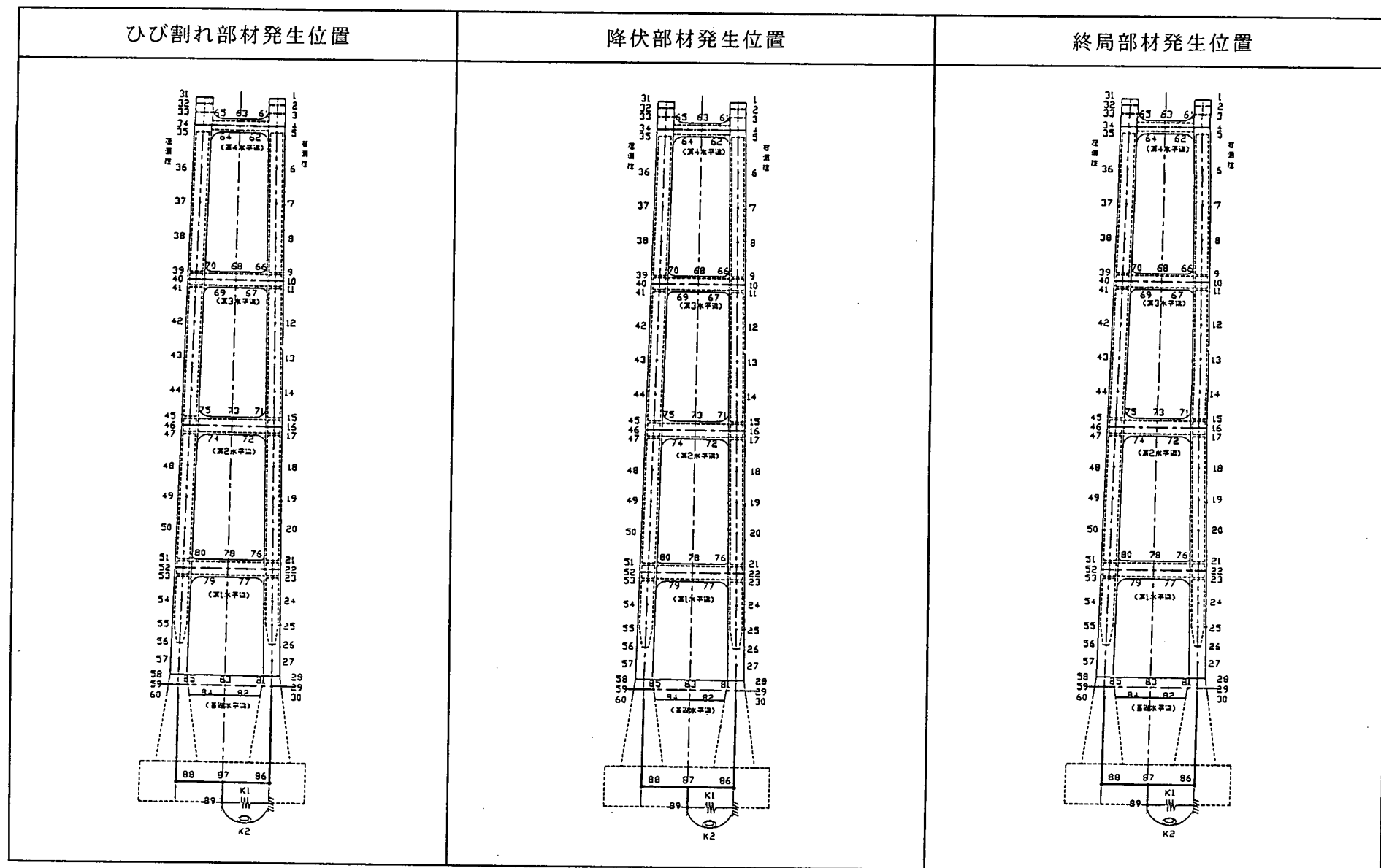


図-2.14 イベント発生箇所：試算レベル1地震動（橋軸方向）

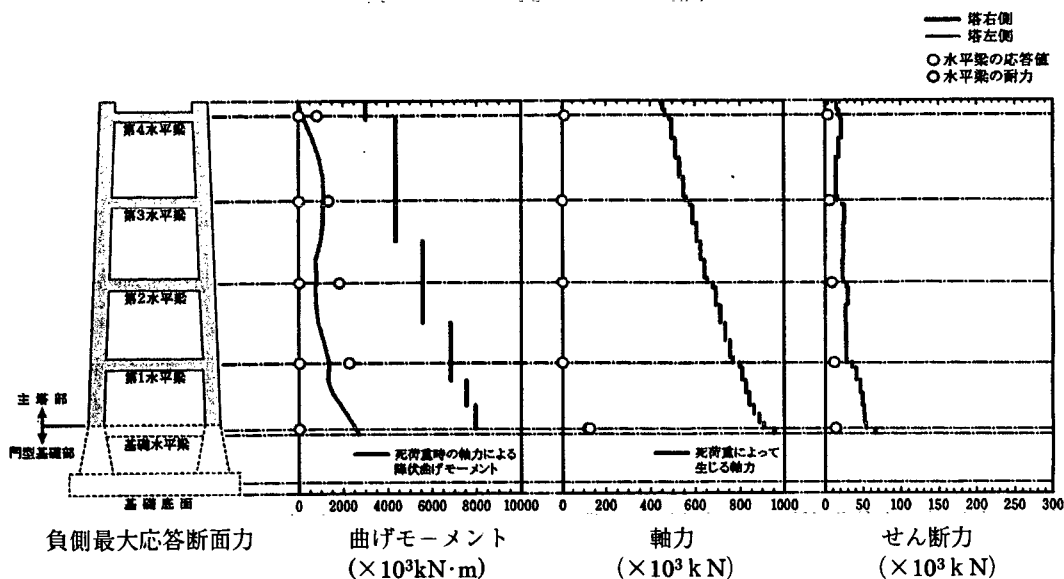
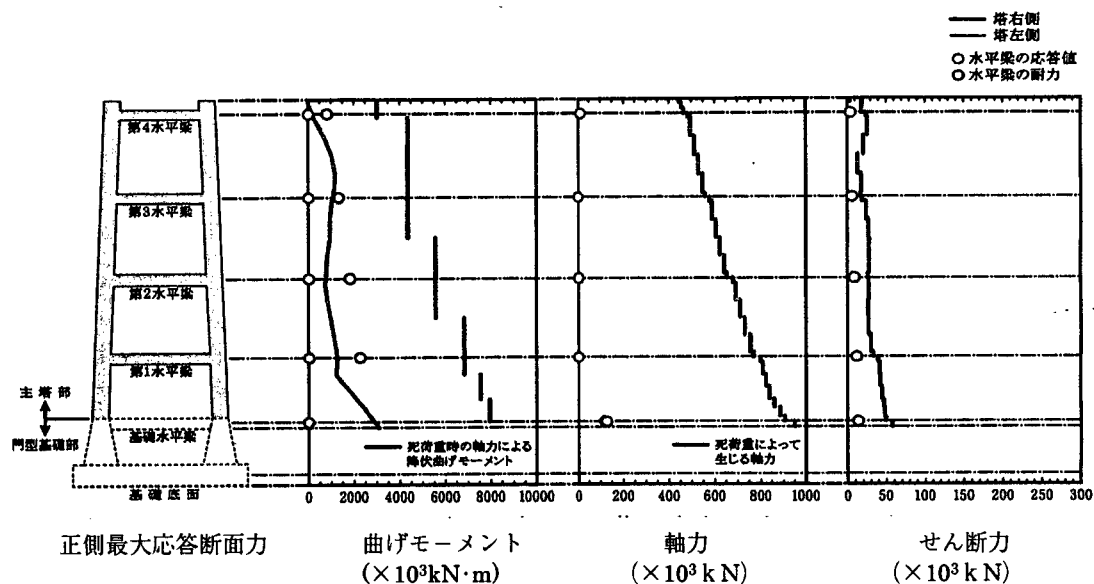
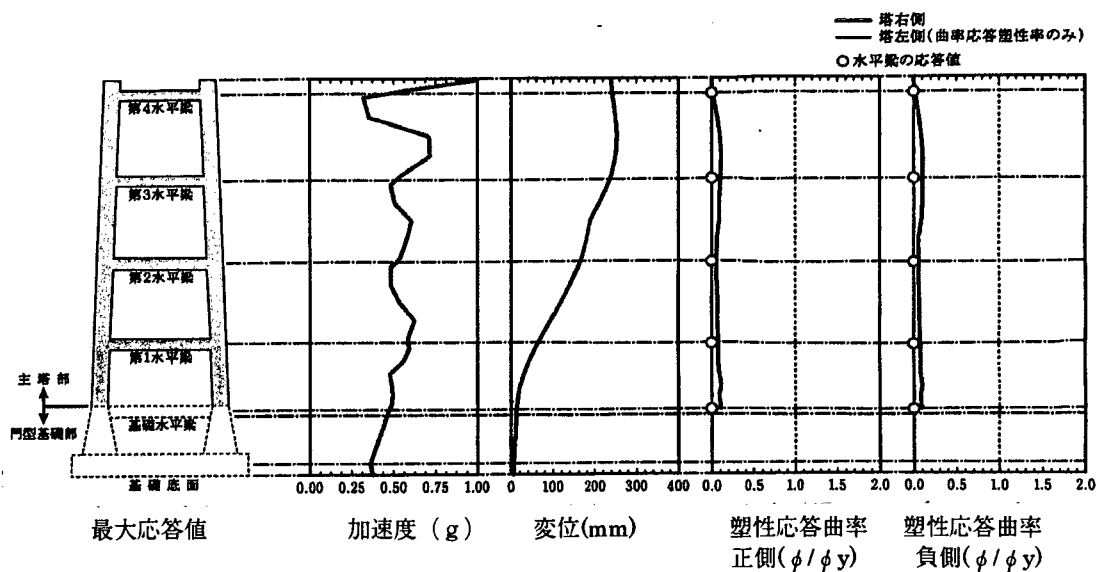


図-2.15 非線形地震応答：試算レベル1 (橋軸方向)

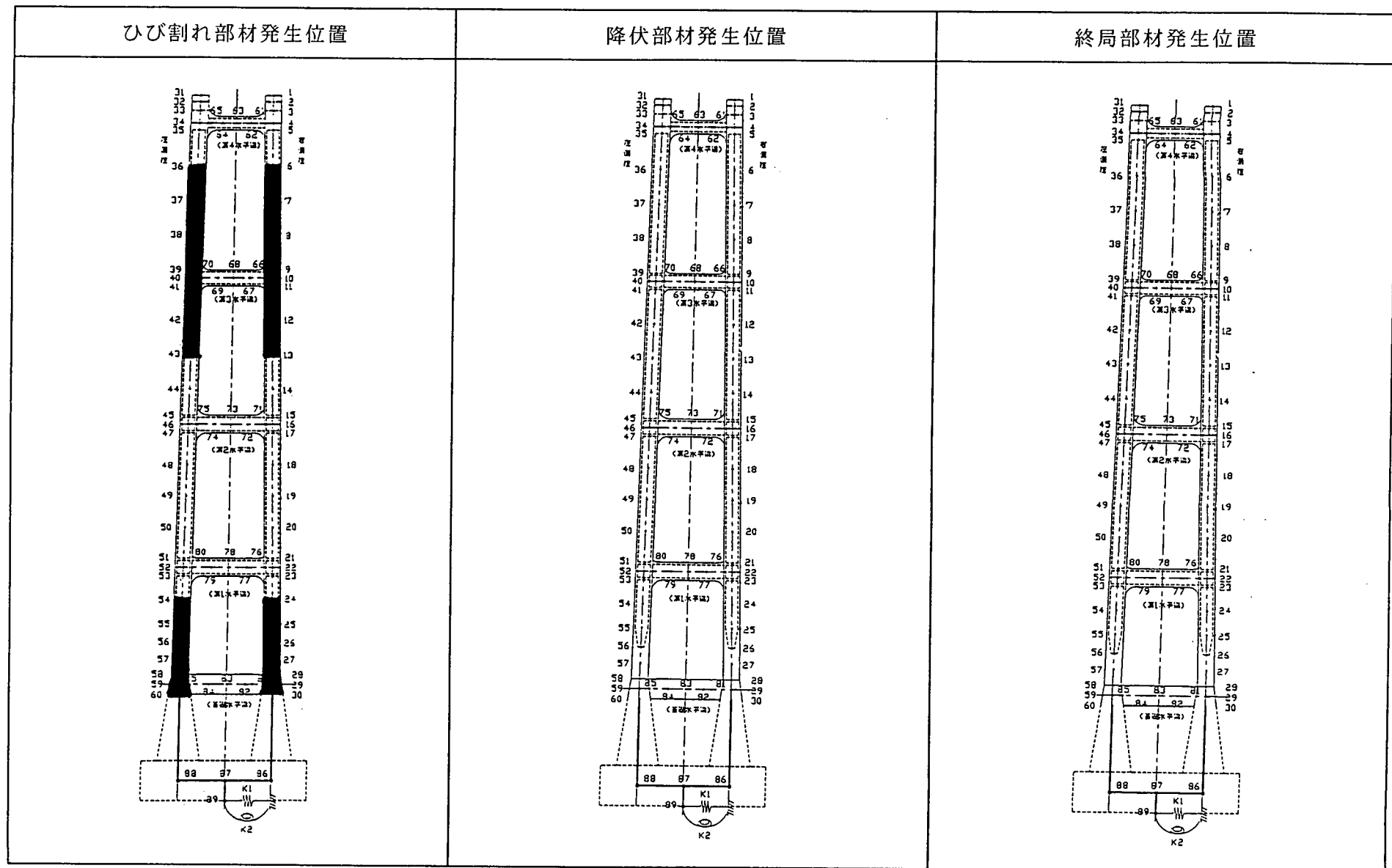


図-2.16 イベント発生箇所：道路橋示方書レベル2タイプ1地震動（橋軸方向）

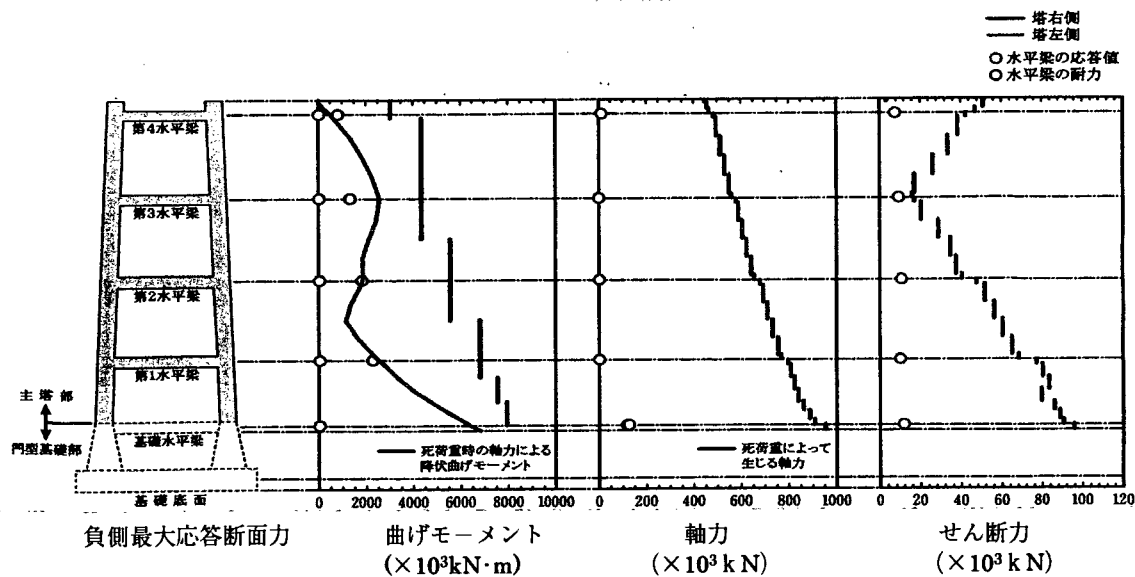
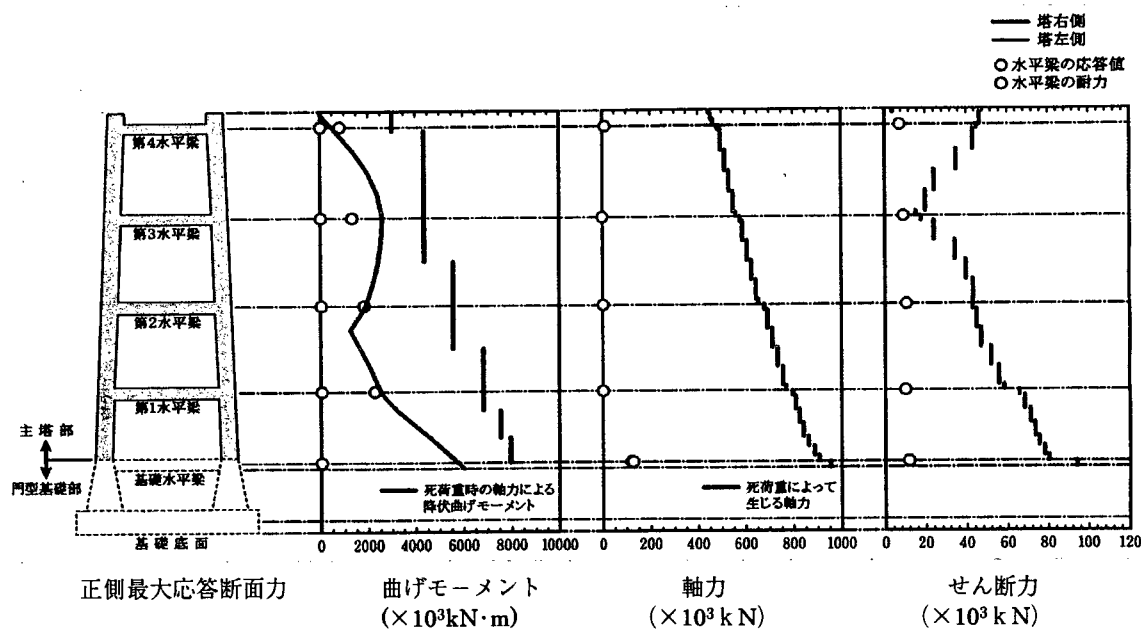
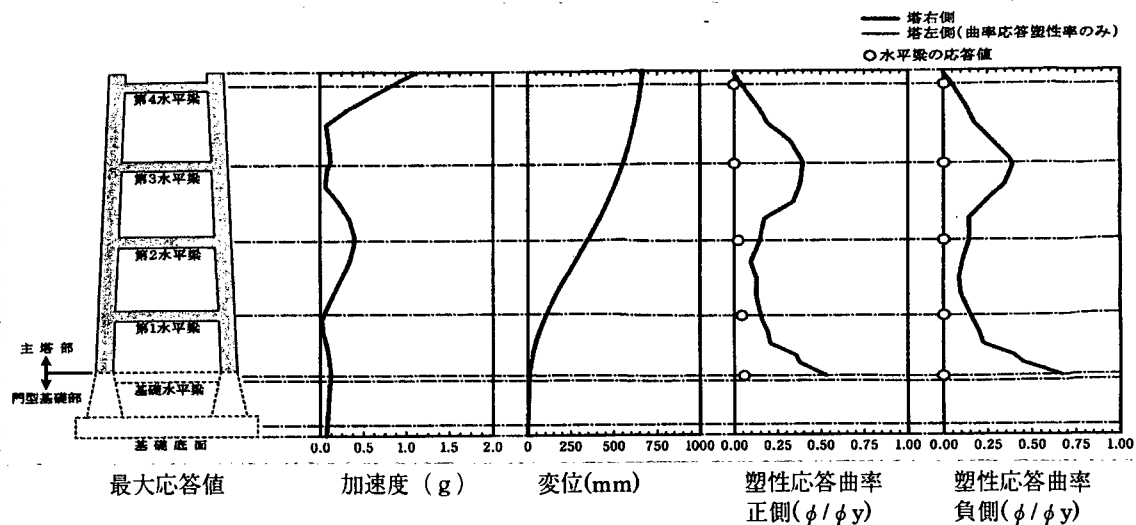


図-2.17 非線形地震応答：道路橋示方書 L 2 TYPE 1 (橋軸方向)

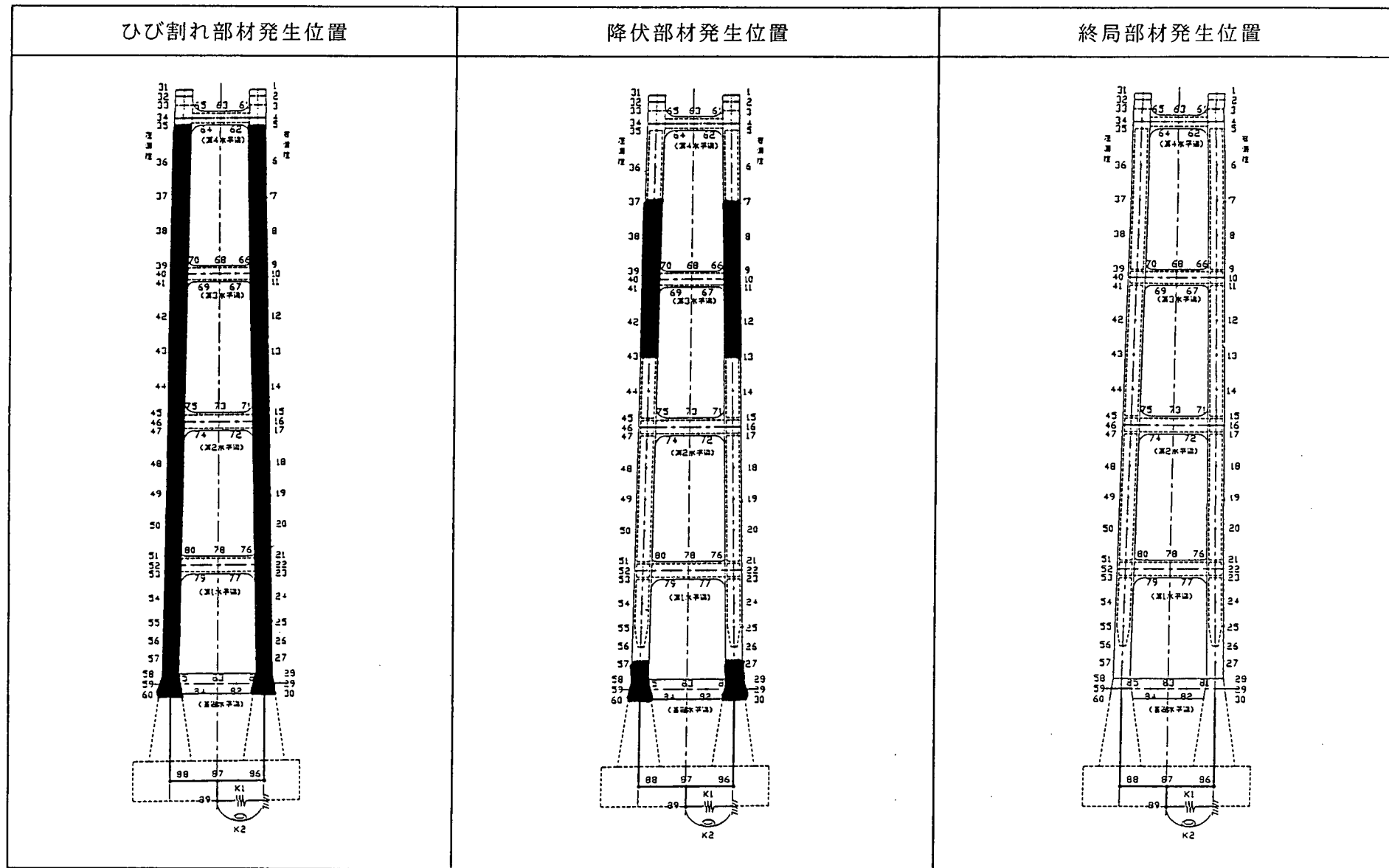


図-2.18 イベント発生箇所：試算レベル2地震動（橋軸方向）

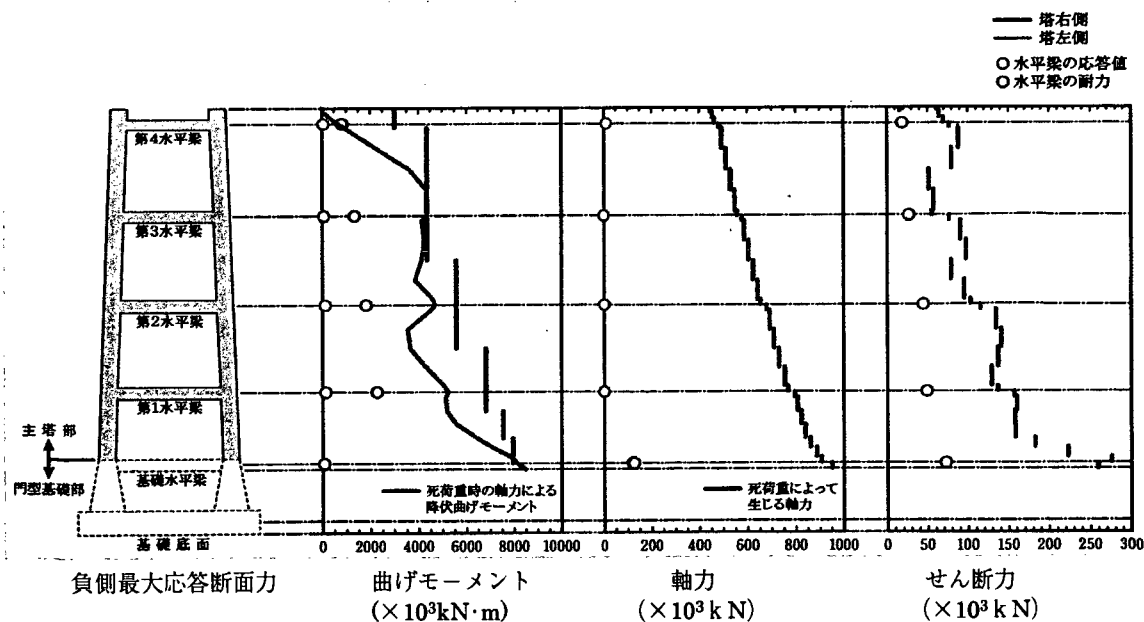
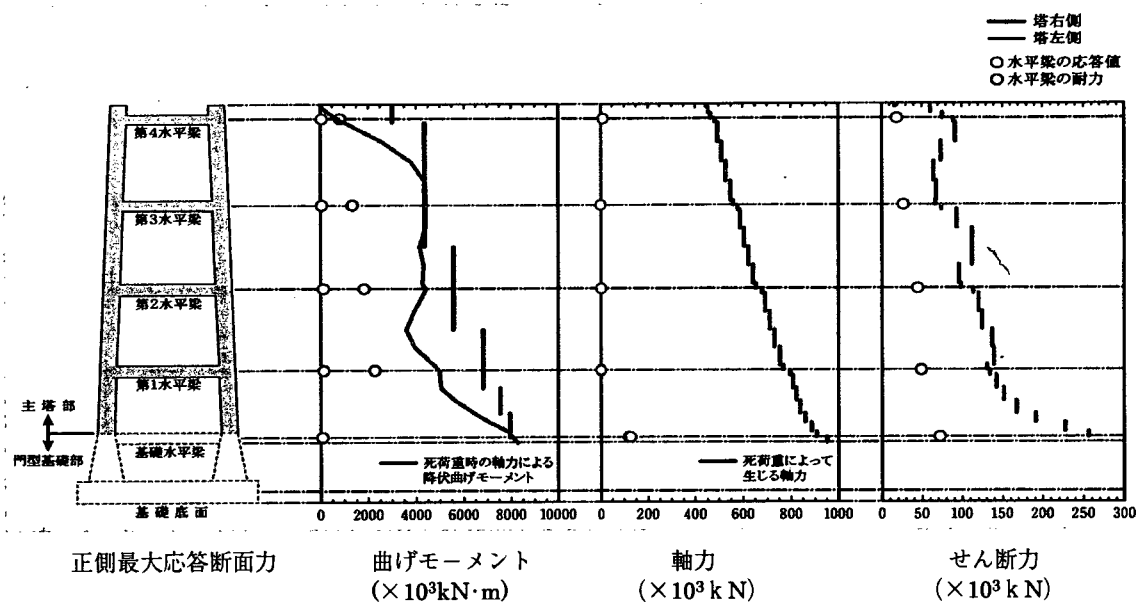
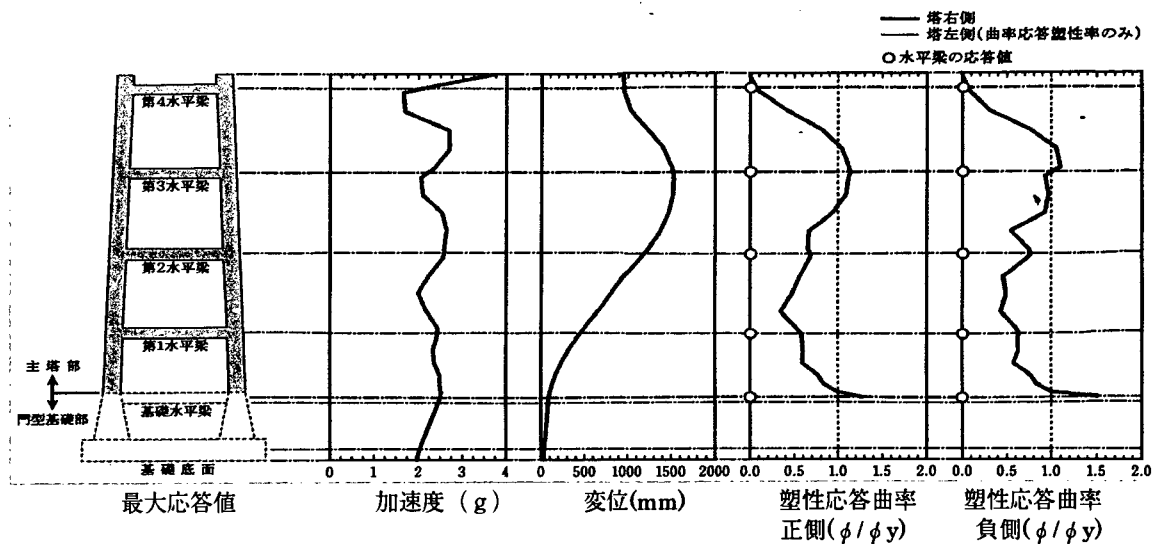


図-2.19 非線形地震応答：試算レベル2（橋軸方向）

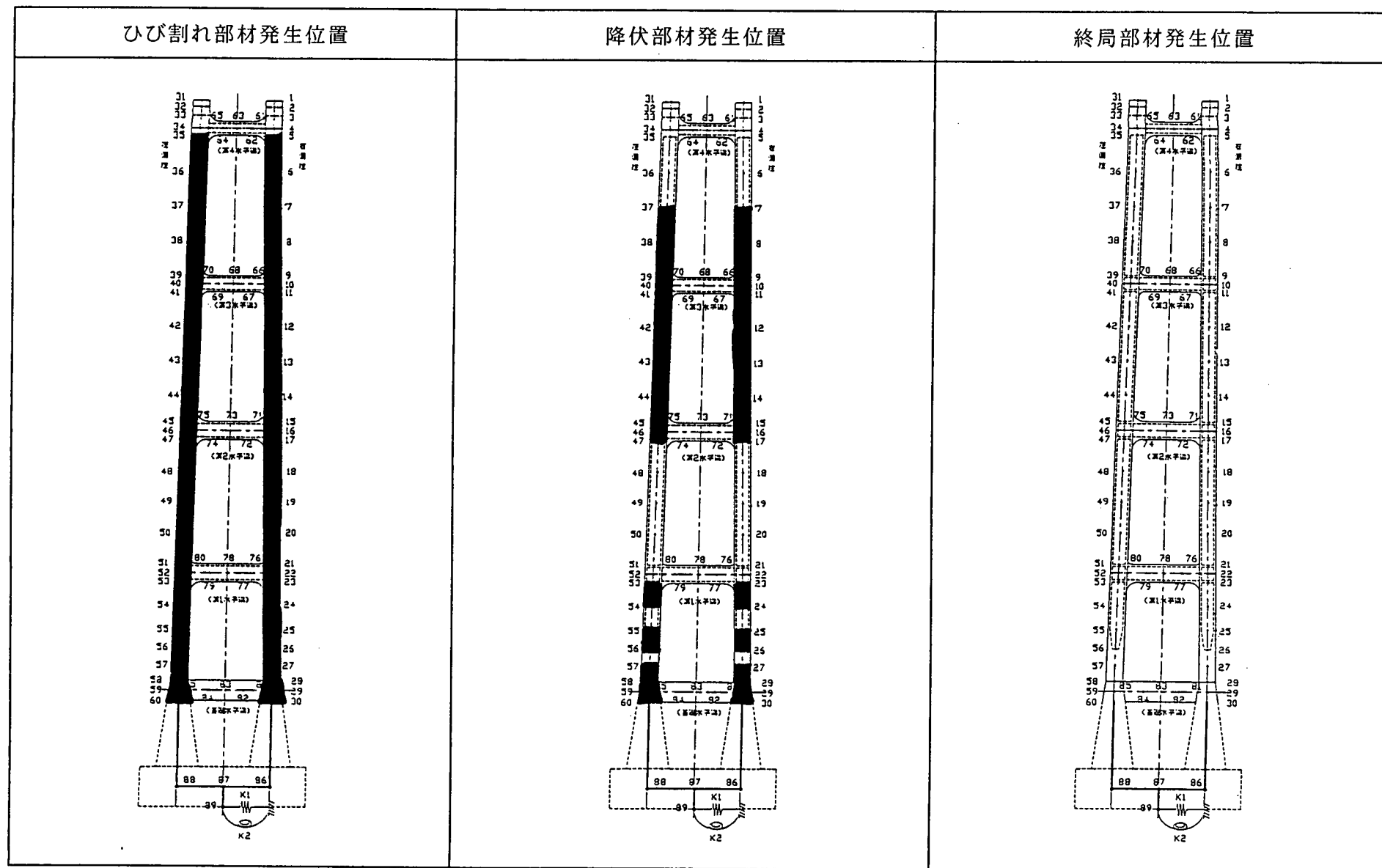


図-2.20 イベント発生箇所：試算レベル2地震動×1.5（橋軸方向）

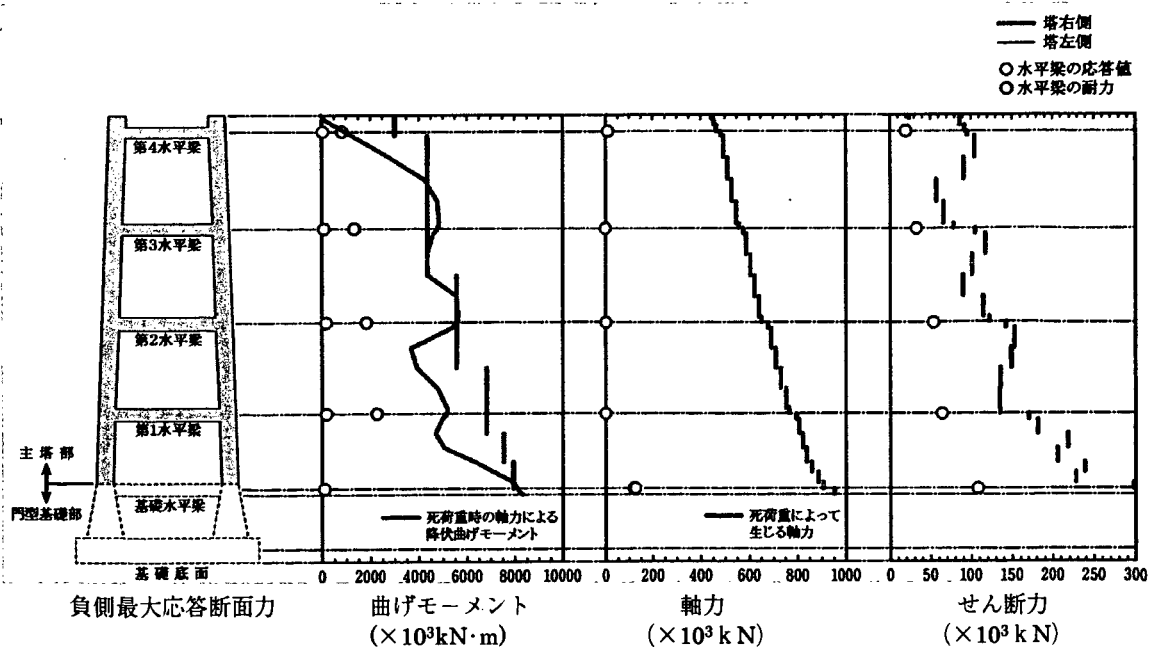
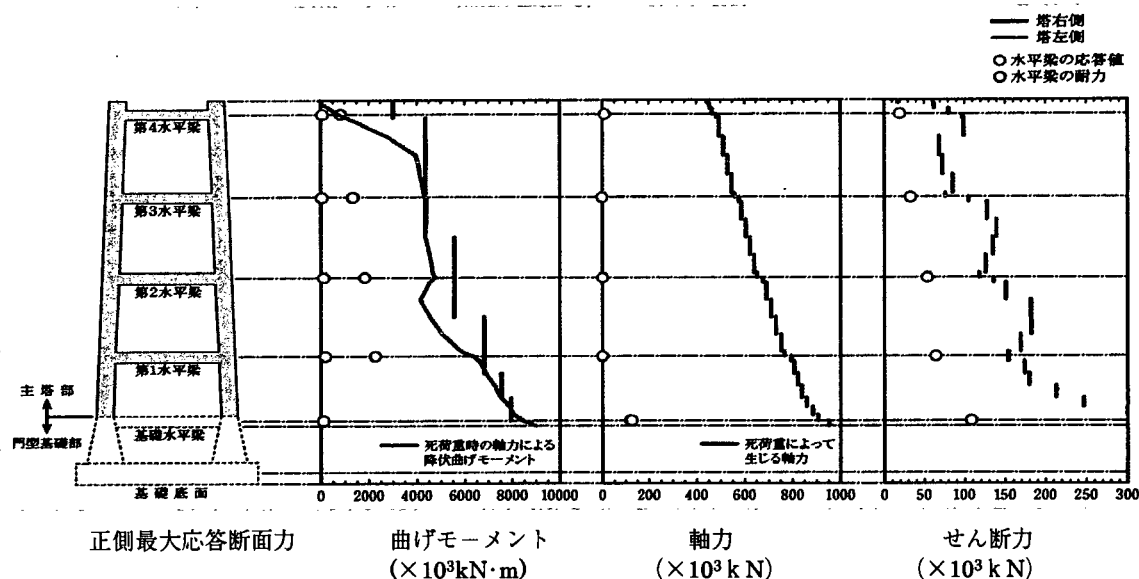
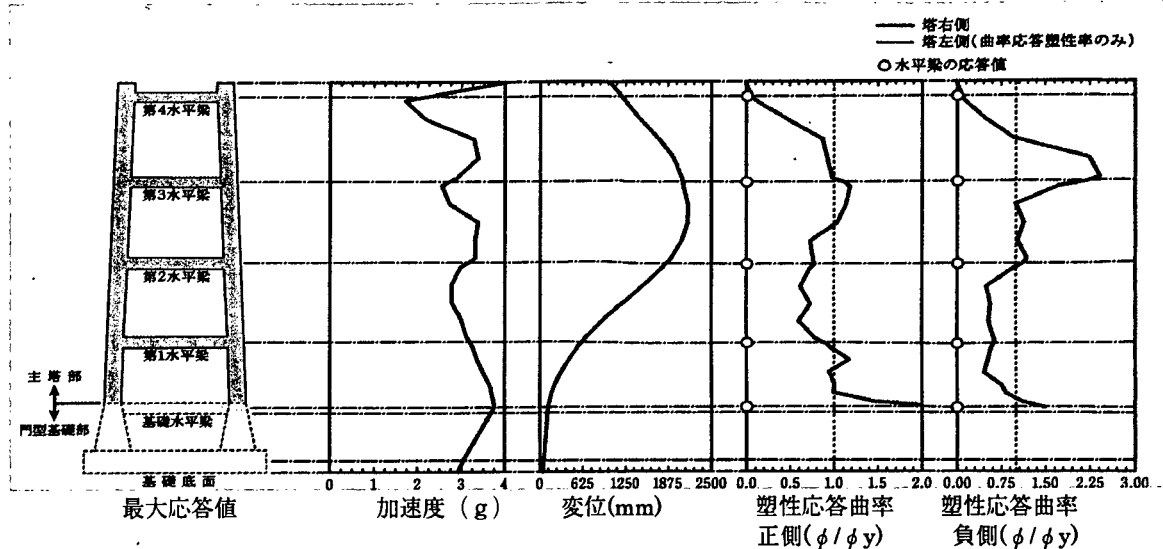


図-2.21 非線形地震応答：試算レベル 2×1.5 (橋軸方向)

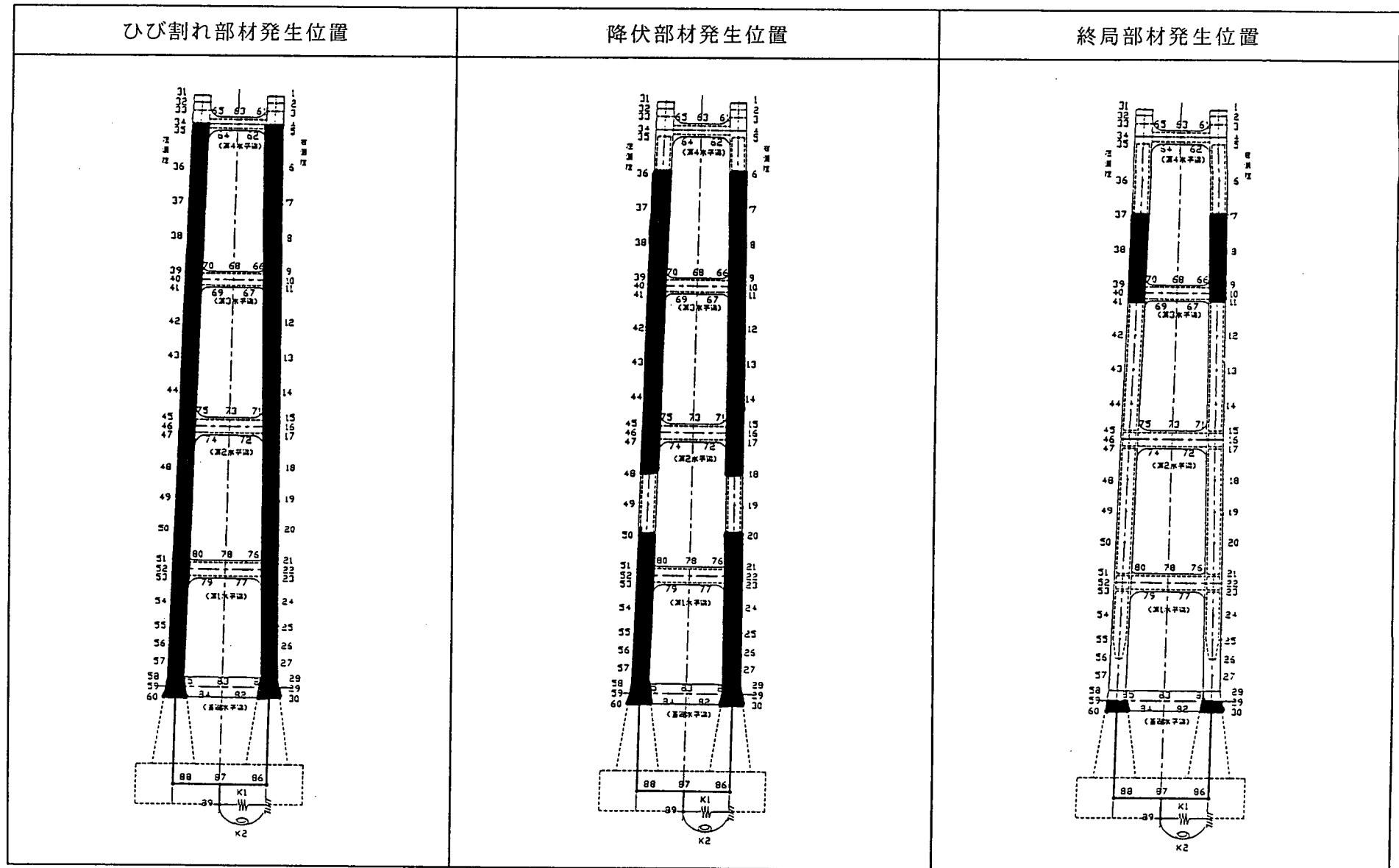


図-2.22 イベント発生箇所：試算レベル2地震動×2.0（橋軸方向）

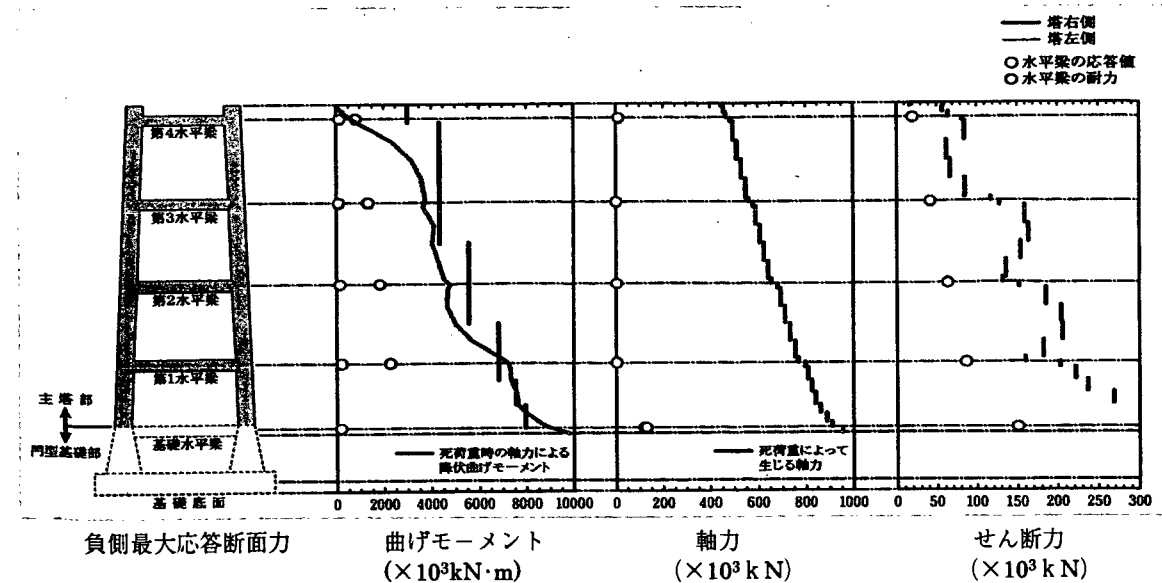
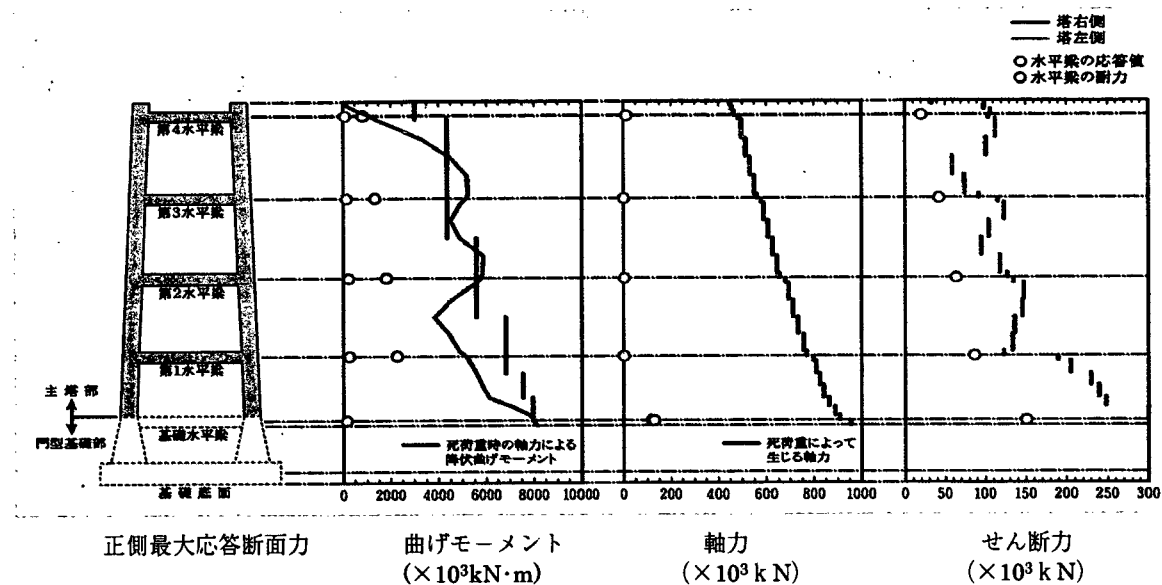
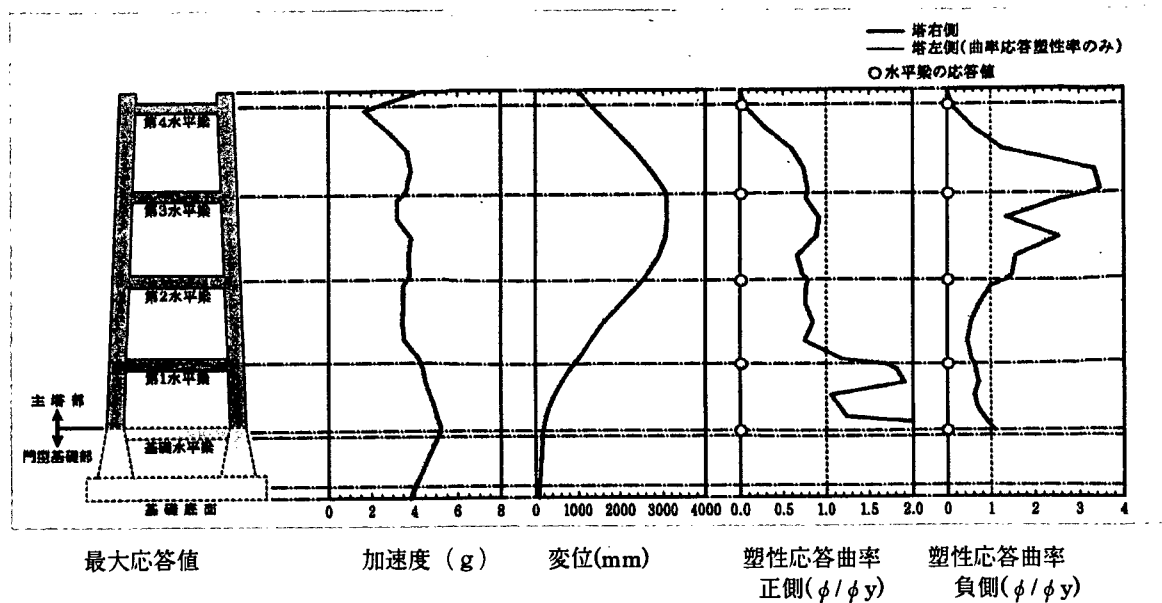


図-2.23 非線形地震応答：試算レベル 2×2.0 (橋軸方向)

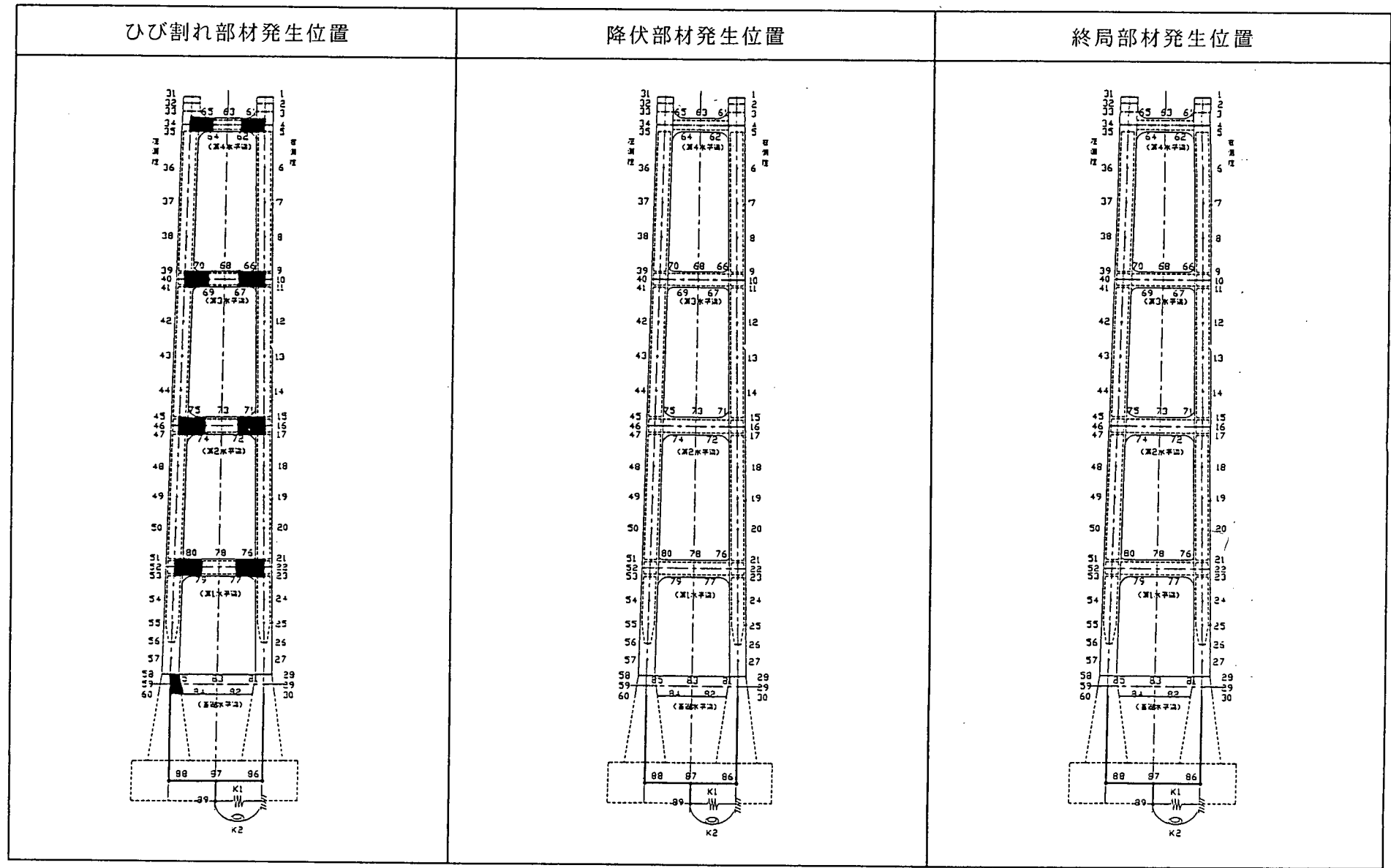


図-2.24 イベント発生箇所：試算レベル1地震動（橋軸直角方向）

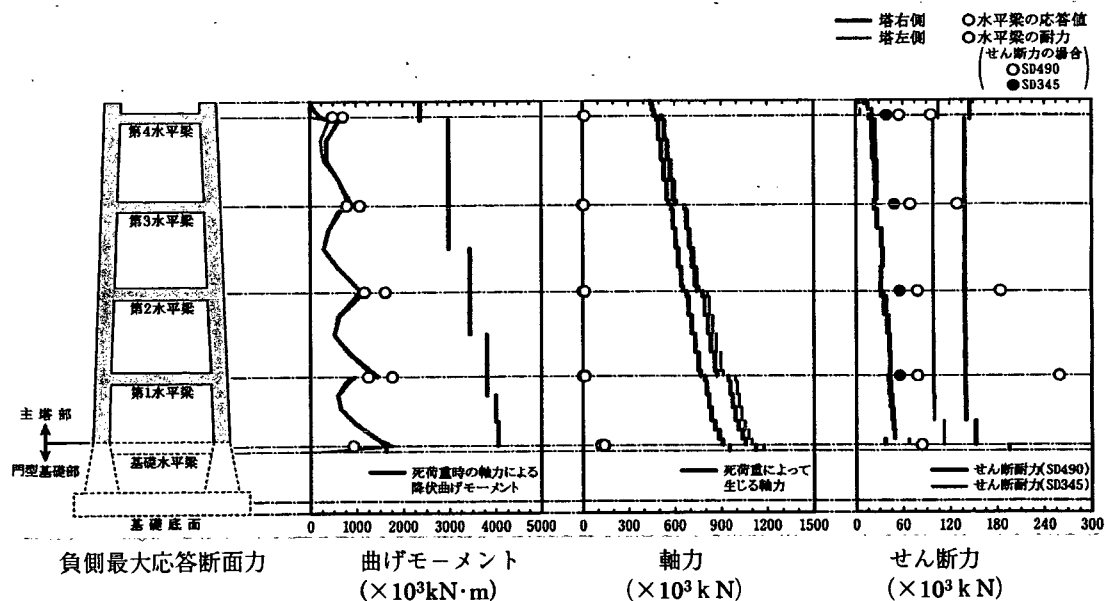
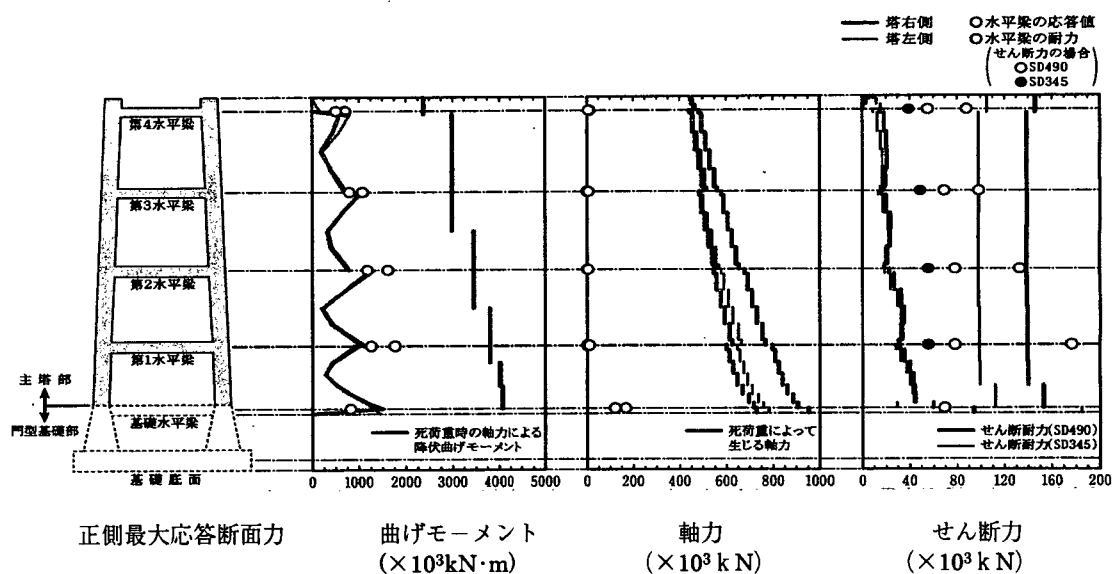
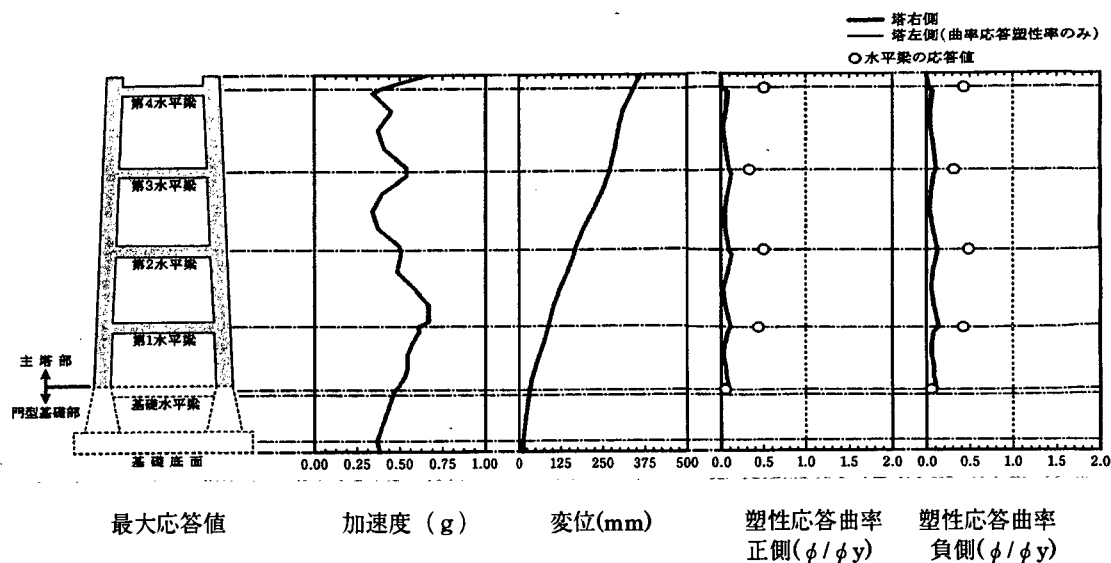


図-2.25 非線形地震応答：試算レベル1（橋軸直角方向）

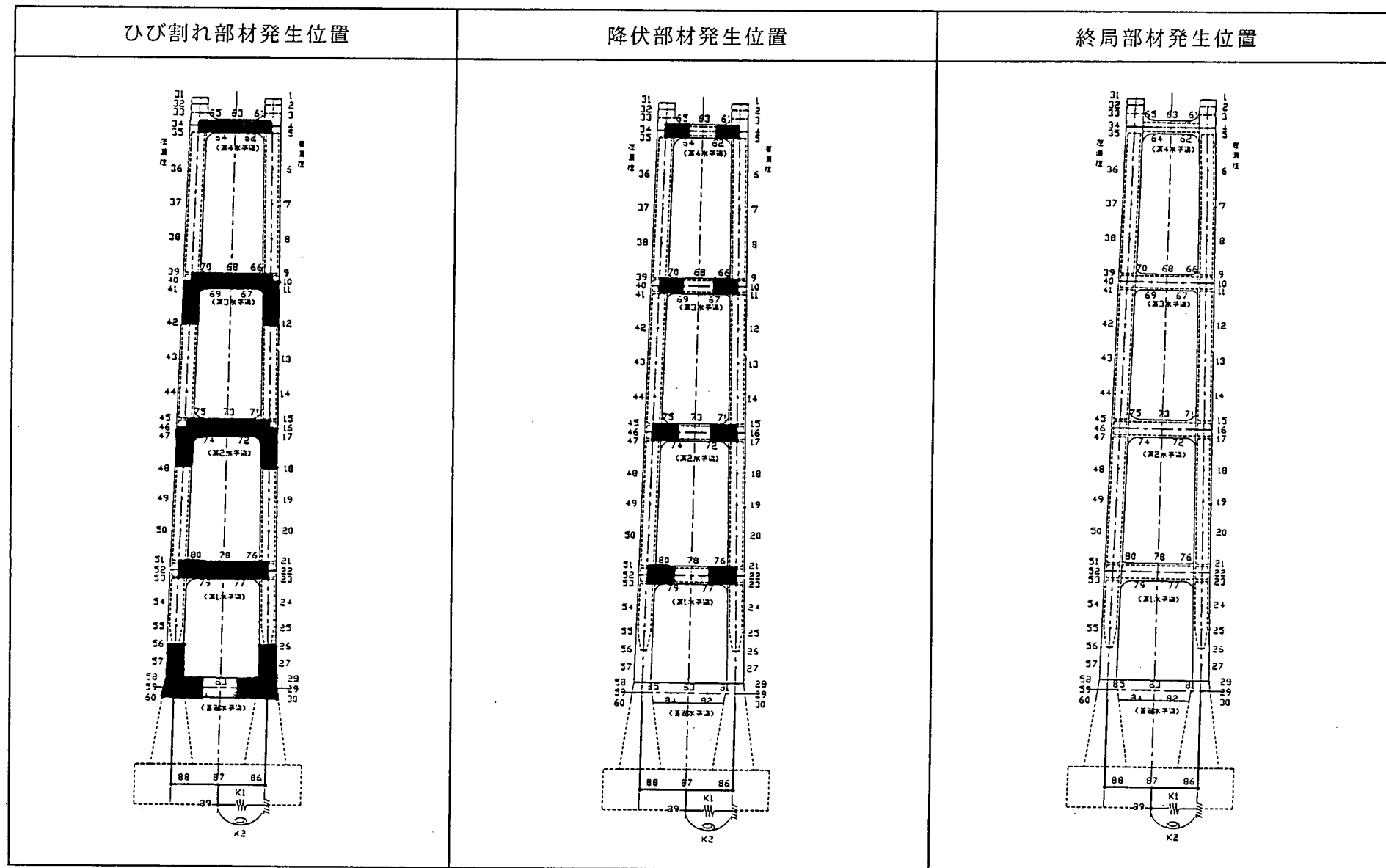


図-2.26 イベント発生箇所：道路橋示方書レベル2タイプ1地震動（橋軸直角方向）

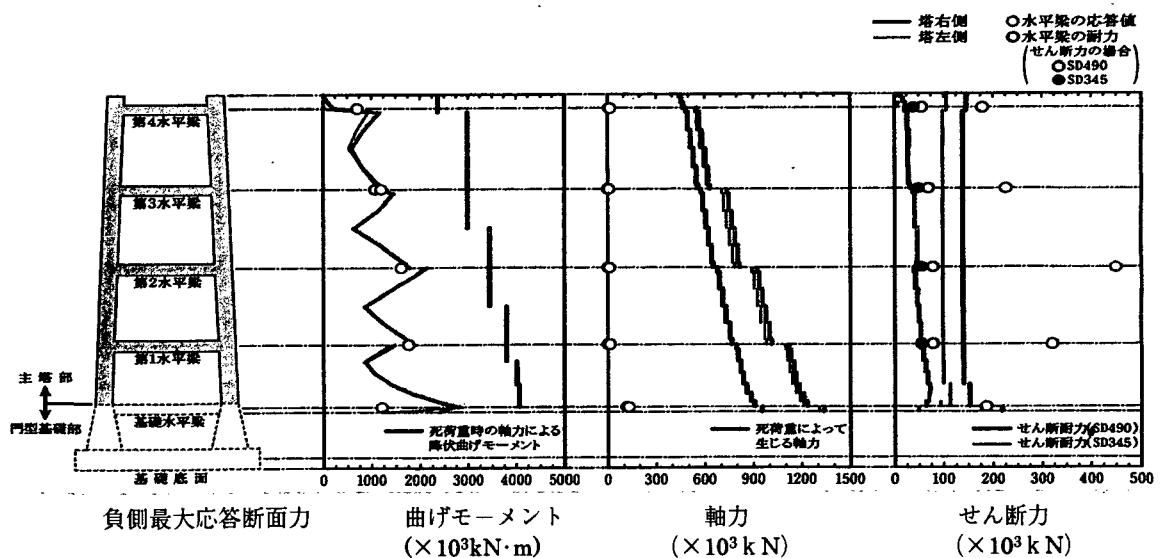
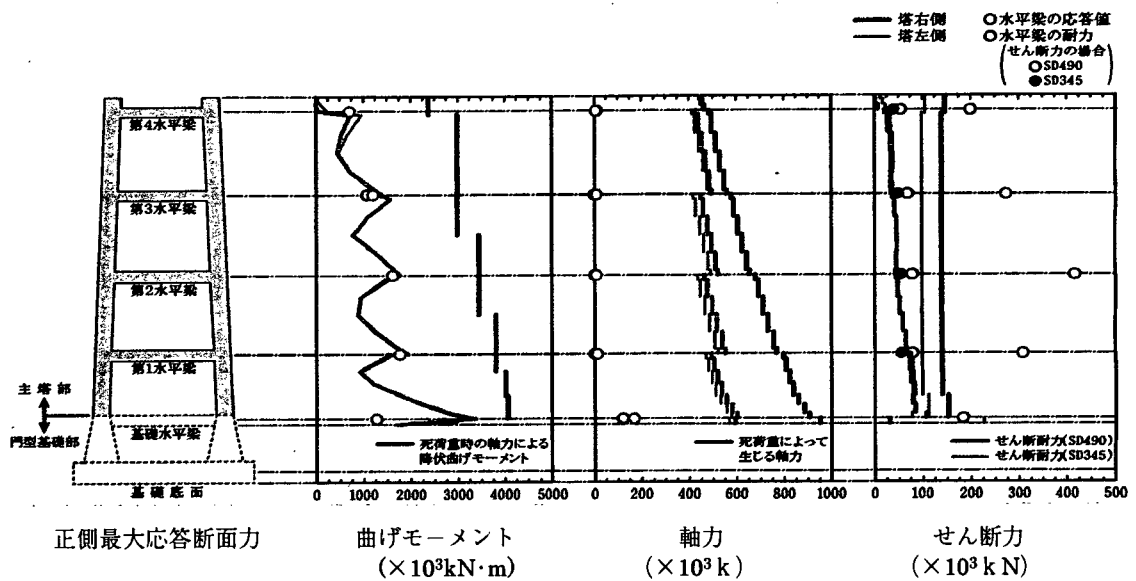
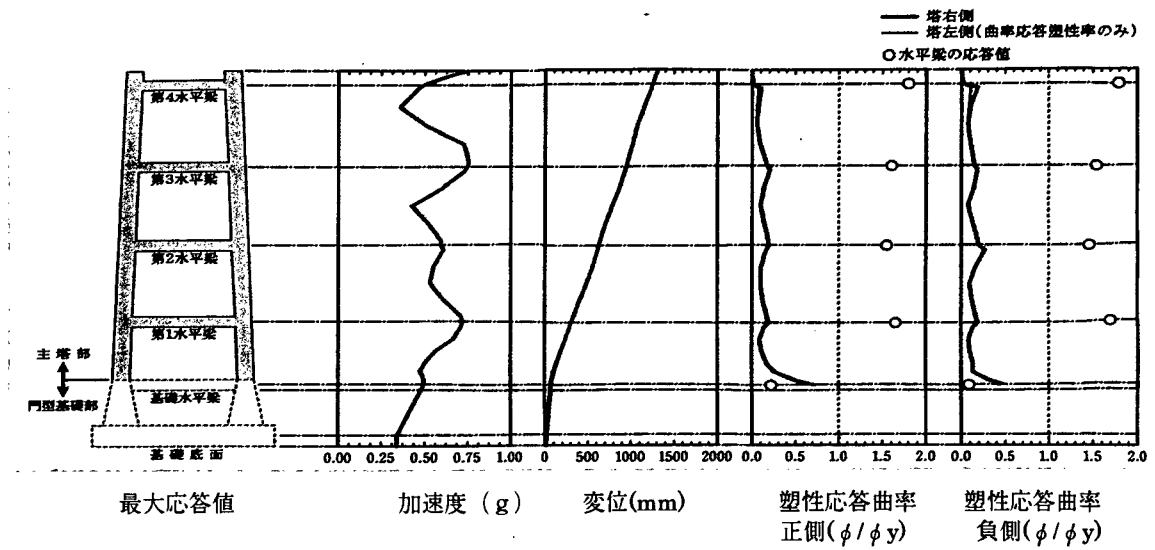


図-2.27 非線形地震応答：道路橋示方書 L 2 TYPE1 (橋軸直角方向)

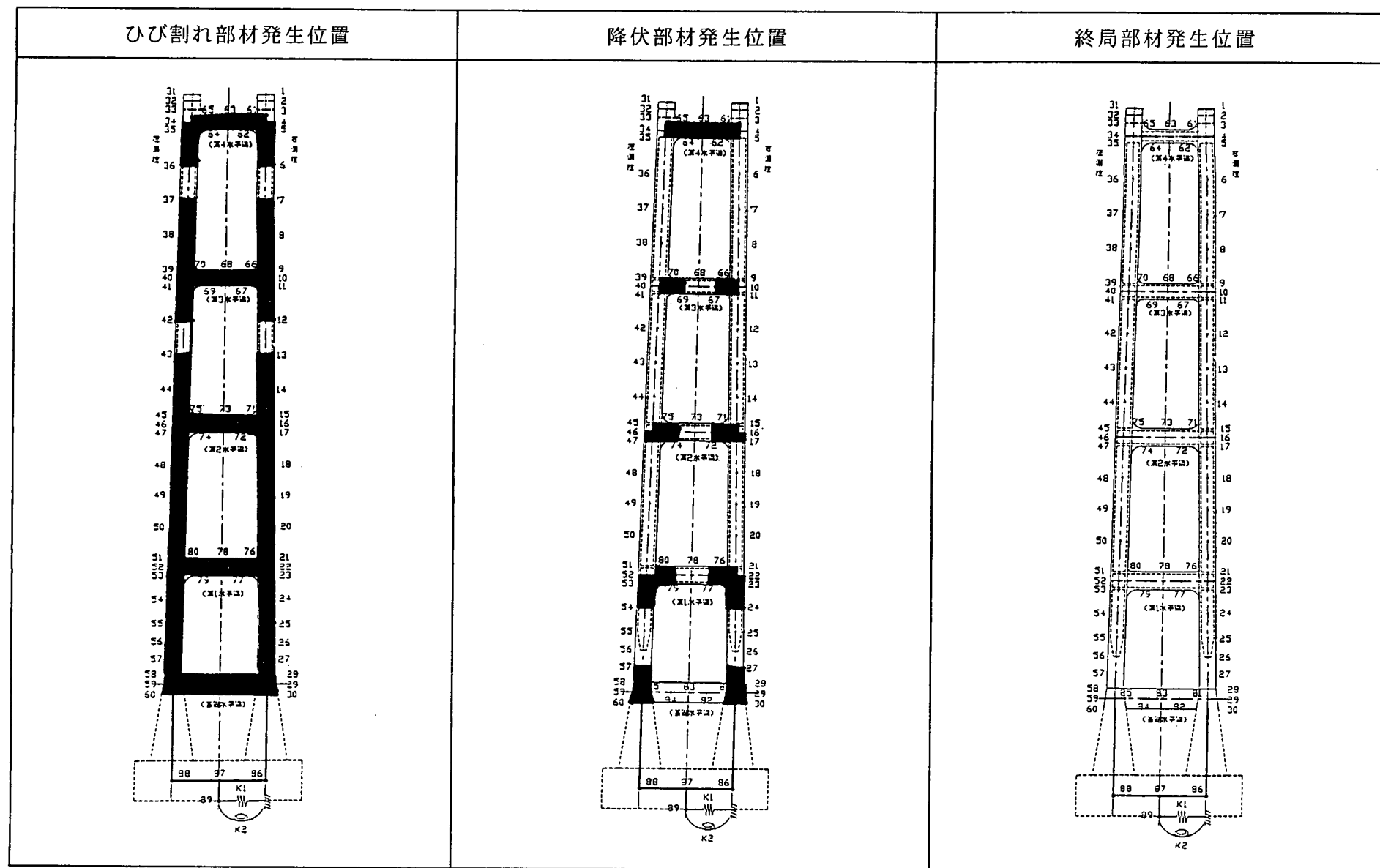


図-2.28 イベント発生箇所：試算レベル2地震動（橋軸直角方向）

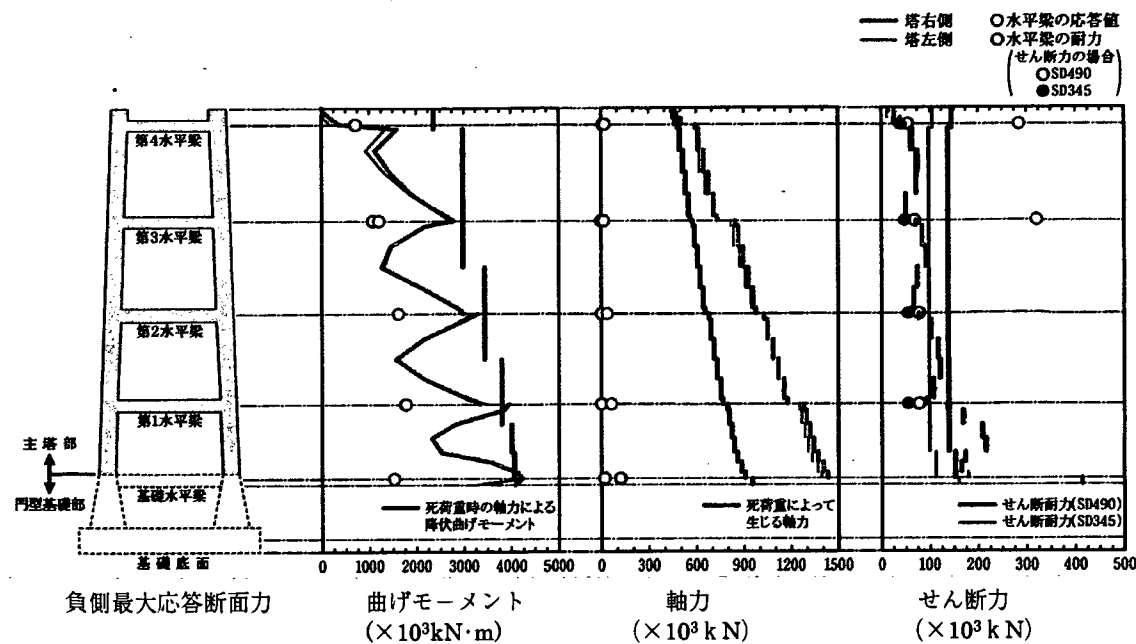
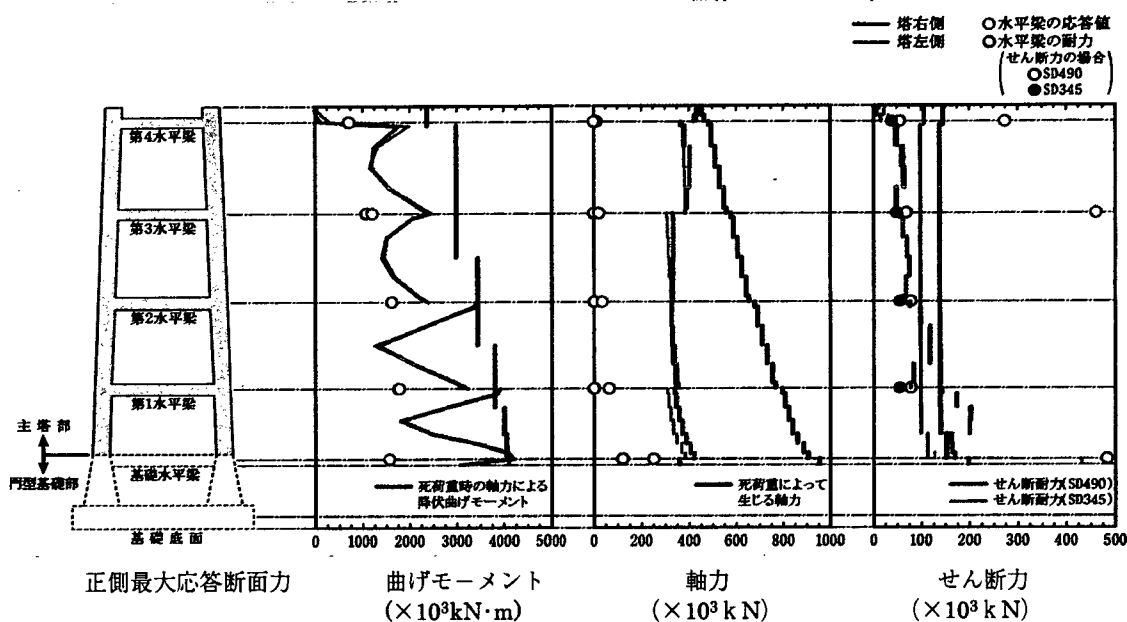
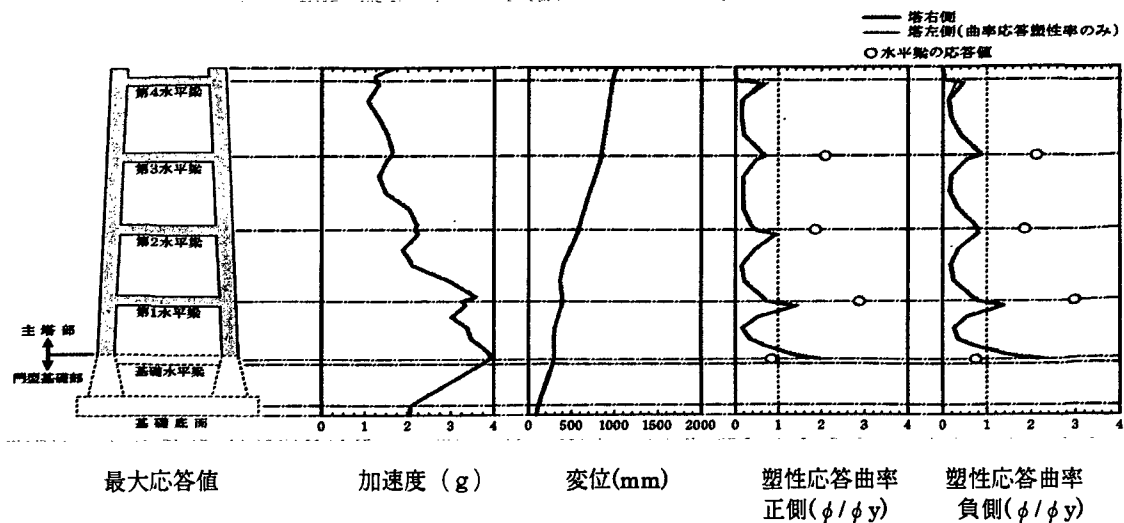


図-2.29 非線形地震応答：試算レベル2（橋軸直角方向）

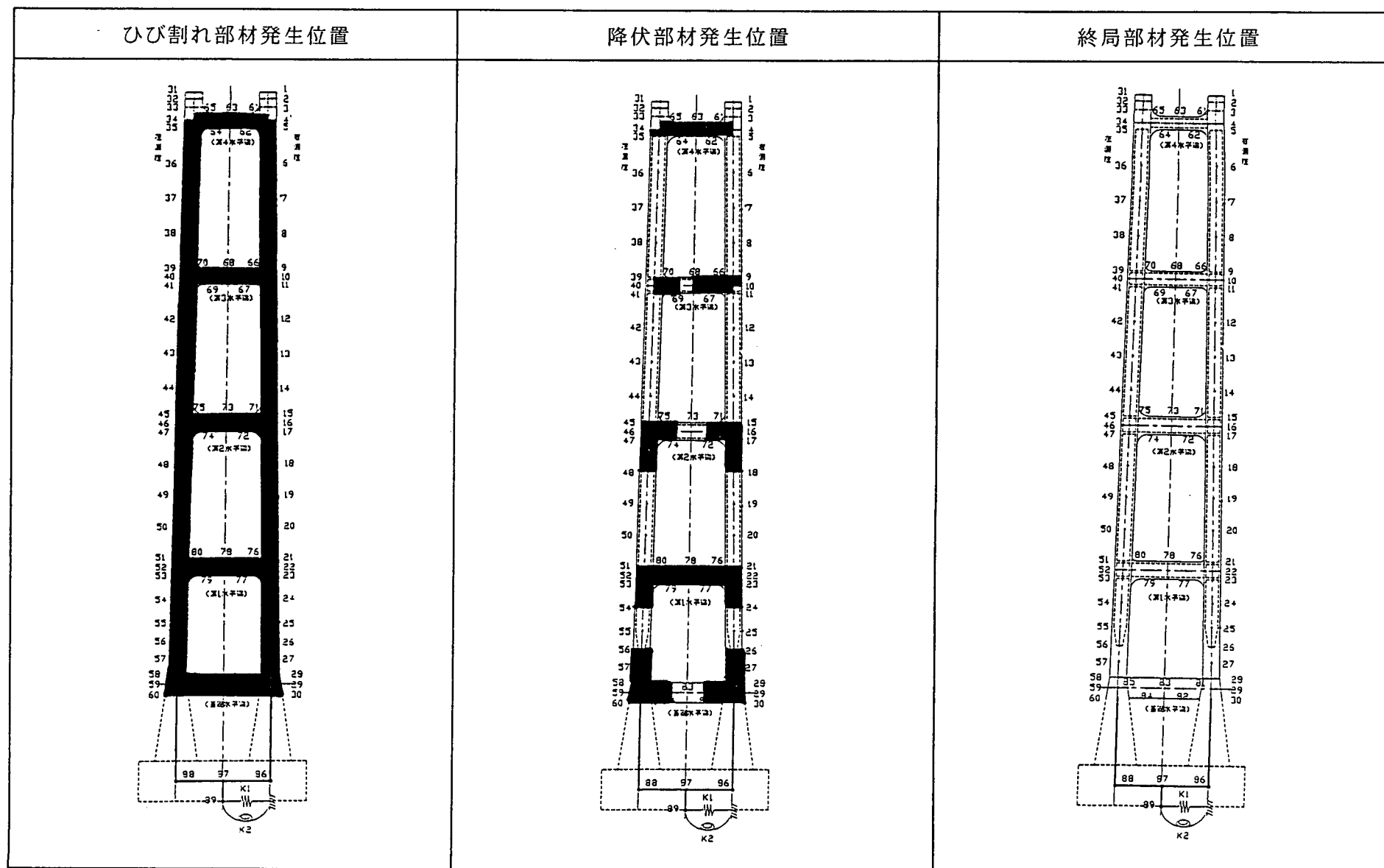


図-2.30 イベント発生箇所：試算レベル2地震動×1.5（橋軸直角方向）

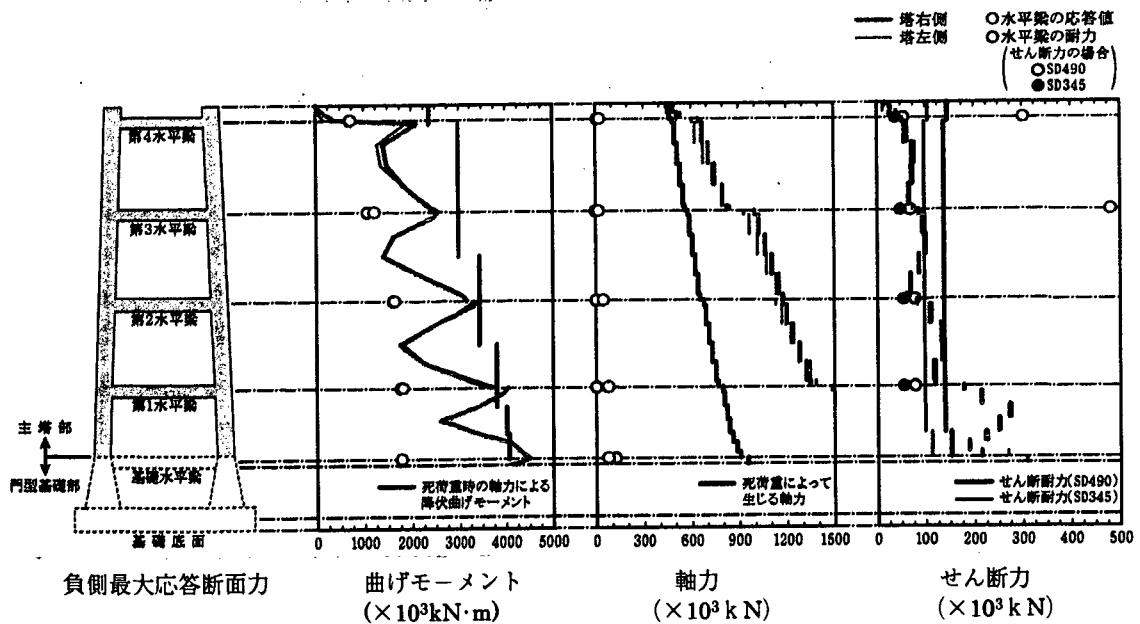
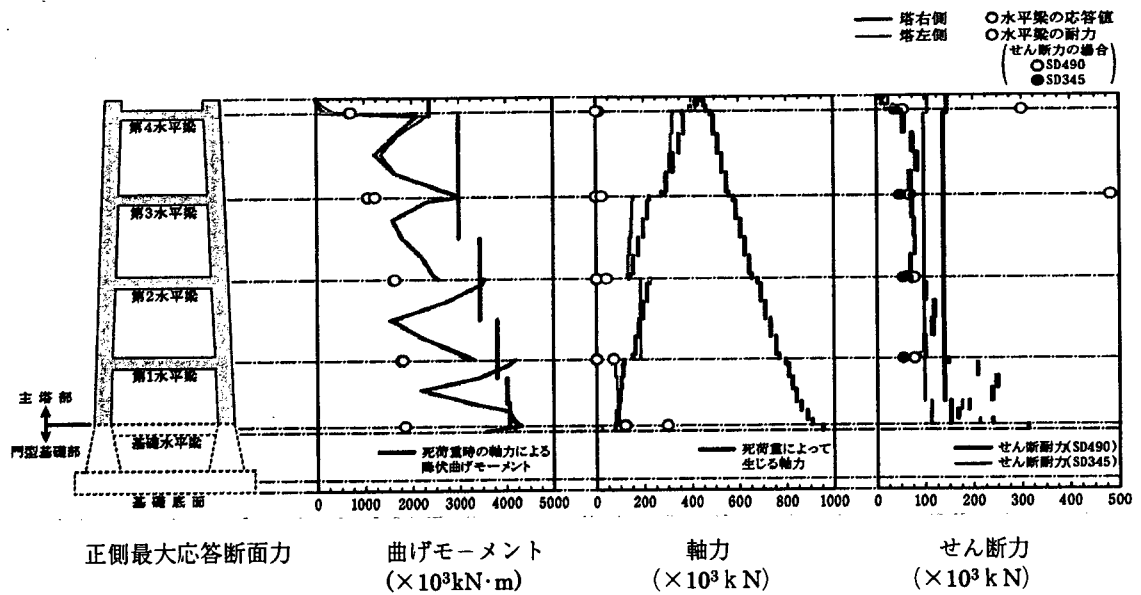
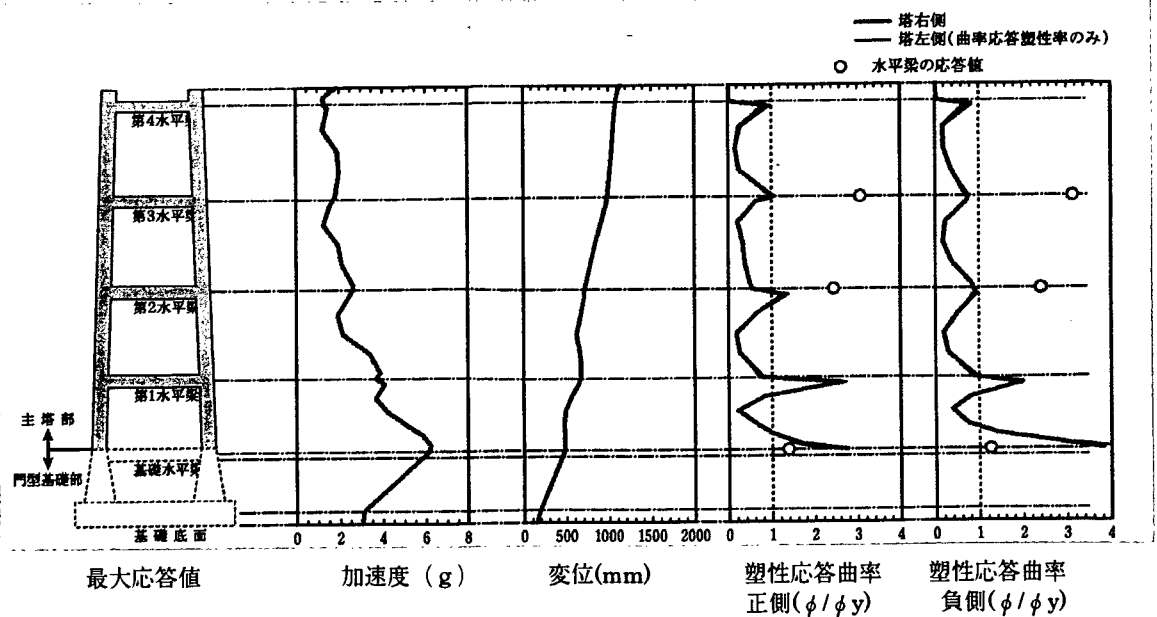


図-2.31 非線形地震応答：試算レベル 2×1.5 (橋軸直角方向)

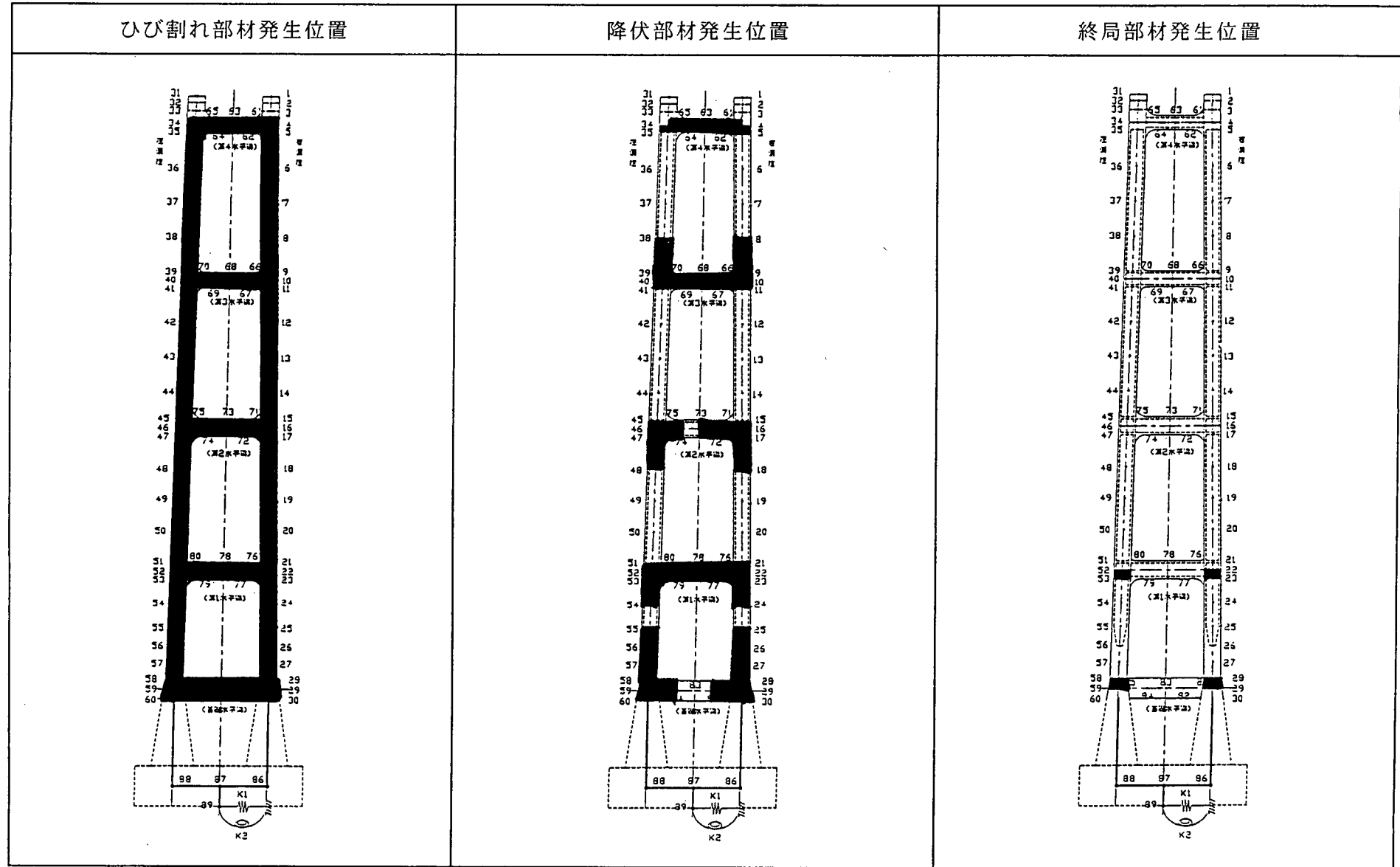


図-2.32 イベント発生箇所：試算レベル2地震動×2.0（橋軸直角方向）

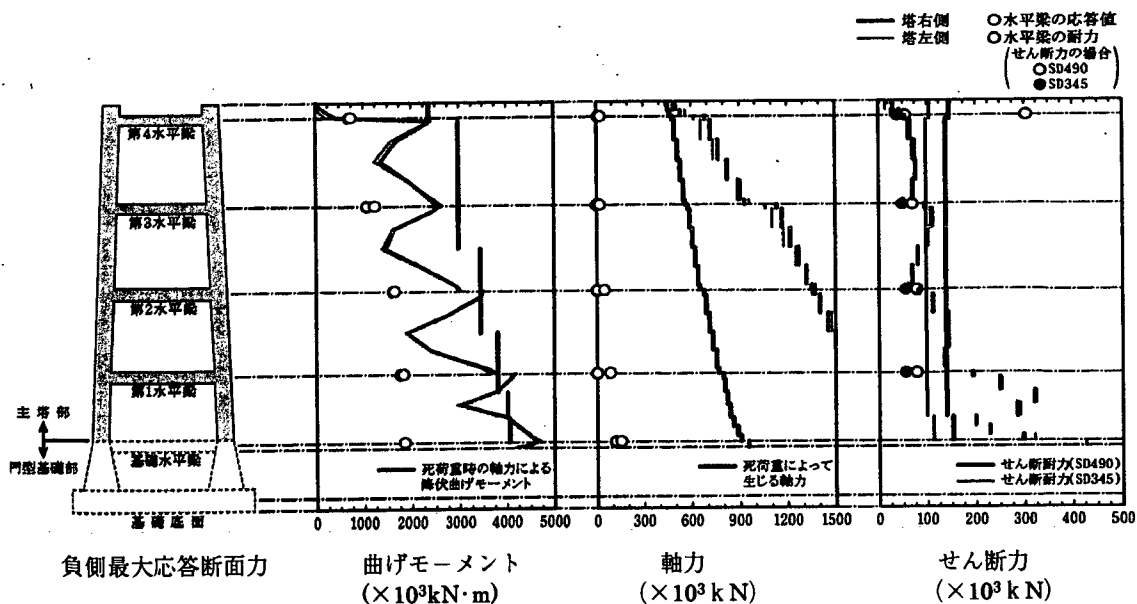
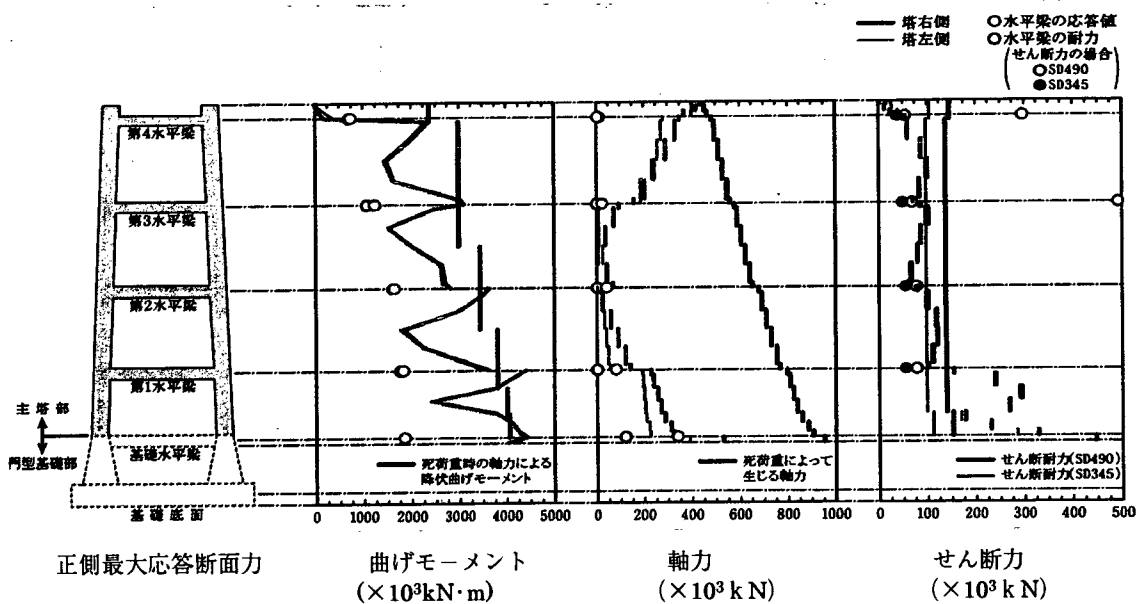
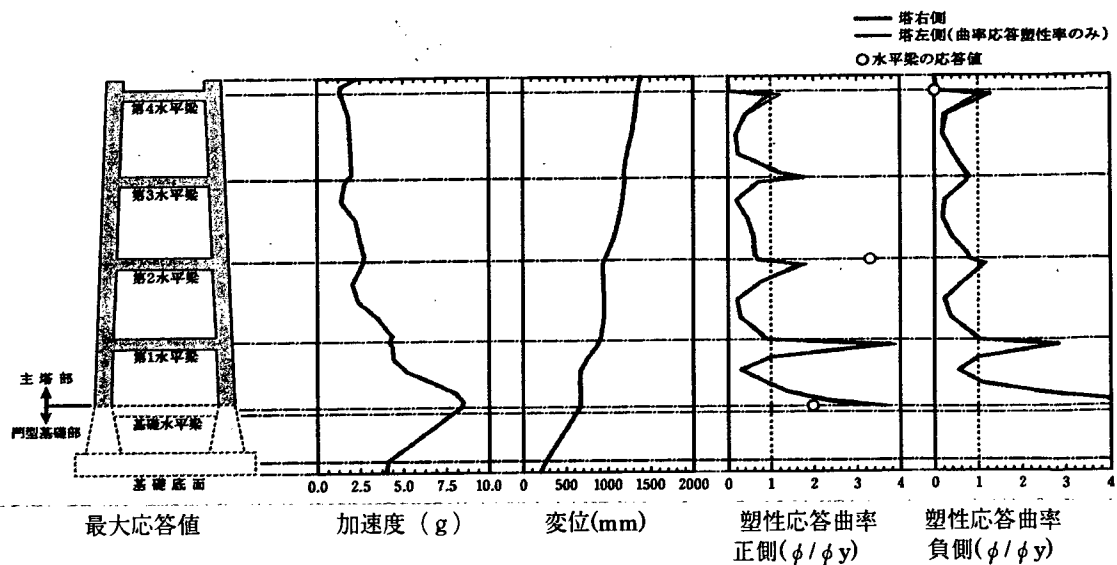


図-2.33 非線形地震応答：試算レベル 2×2.0 (橋軸直角方向)

2. 3. 3 解析結果のまとめ

(1) 非線形動的解析結果について

橋軸方向の変位の最大応答値については、試算レベル1、道路橋示方書レベル2では塔頂において最大応答を示すが、試算レベル2以上の地震動では第3水平梁付近で最大応答を示すようになる。これは塔頂が橋軸方向にケーブルによって拘束されていることによるものと思われる。また、橋軸方向の加速度の最大応答を示す箇所も試算レベル1では塔頂であったのが、試算レベル2×1.5以上においては基部水平材の方へ移って行く傾向が見られる。これも最大変位の場合と同じく塔頂のケーブル固定の影響と考えられる。

また、今回の解析では非線形時刻歴応答を行ったため、塑性応答曲率、最大応答に正側と負側に多少の差が生じている。その最大応答を図示したグラフの形状、最大応答値から見る限り、橋軸、橋軸直角方向ともに曲げモーメント、せん断力に多少の値の差はあるが、その傾向に差は見られない。また、塔柱軸力においては死荷重によって生じる軸力が卓越しており、すべての解析ケースにおいて軸力が負、言い換えれば塔柱の浮き上がり、軸力抜けは生じていないことが分かる。

またせん断力の応答値に関しては、橋軸直角方向の水平梁の応答において試算レベル1地震動を含めすべての地震動で応答値が耐力を上回る結果となった。このせん断に対する検討は後述する。

(2) せん断力に対する検討

1) せん断耐力について

せん断耐力は塔柱断面および水平梁のせん断が厳しくなると予想された橋軸直角方向を中心に照査した。計算は道路橋示方書V耐震設計編 9.5 せん断耐力により算出し、水平梁のプレストレスト力によるせん断力の増加の影響は見込まなかった。水平梁のせん断耐力算出条件は以下のとおりである。

- ・スターラップ（帯鉄筋）：SD490 D32ctc150 4列
- ・コンクリートの負担できる平均せん断応力度： $\tau = 0.48 \text{ N/mm}^2$

（道示の値を外挿して設計基準強度 59 N/mm^2 のせん断抵抗応力を推定した）

橋軸方向のせん断耐力を表-2.5に示す。2.3.1で略説したとおり橋軸方向については、試算レベル2×1.5以上の地震動において、塔基部及び基礎水平梁の一部がせん断耐力を越える結果となった。しかし塔基部以外はせん断耐力に余裕が十分あることから、着目すべき解析方向は橋軸直角方向であるとした。

表-2.6にタイプ1地震動を対象にしたせん断耐力、表-2.7にタイプ2地震動を対象としたせん断耐力を示す。表-2.8にせん断耐力の照査として、試算レベル1地震動、道路橋示方書L2タイプ1地震動、試算レベル2地震動による応答値とせん断耐力の比較を示す。断面A～Fは図-2.8に示したのと同じである。この照査結果によると水平梁はすべての地震動に関して完全率で1.0を下回っており、水平梁はせん断により損傷を受けることになる。このため水平梁の断面変更などを含めたせん断耐力の向上策が必要である。塔基部においても試算レベル2地震動において最大せん断力がせん断耐力を超過している。水平梁と同様に塔柱に関してもせん断耐力の向上策が必要であると思われる。

また、今回の解析モデルでは帯鉄筋はSD490を使っているが、高強度の異形棒鋼は曲げ半径を大きく取ることが望ましく、SD490のような高強度鉄筋では鋭角フックの定着は許されていない。このため帯鉄

表-2.5 セン断耐力の計算 (type1地震動、帯鉄筋SD490)

1) 塔柱断面 (橋軸方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type1	Ce	Cpt	τc (N/mm^2)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
A断面	0.6	0.5	1.2	0.48	7.50	15.1	19,570
B断面	0.6	0.5	1.5	0.48	7.50	14.6	23,652
C断面	0.6	0.5	1.5	0.48	7.50	14	22,680
D断面	0.6	0.5	1.5	0.48	7.50	12.8	20,736
E断面	0.6	0.5	1.5	0.48	7.50	11.1	17,982
F断面	0.6	0.5	1.5	0.48	7.50	9.4	15,228

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm^2)	σsy (N/mm^2)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
A断面	63.536	490	15.1	90	15	272,523
B断面	63.536	490	14.6	90	15	263,499
C断面	63.536	490	14	90	15	252,671
D断面	63.536	490	12.8	90	15	231,013
E断面	63.536	490	11.1	90	15	200,332
F断面	63.536	490	9.4	90	15	169,650

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
A断面	292,093
B断面	287,151
C断面	275,351
D断面	251,749
E断面	218,314
F断面	184,878

2) 水平梁 (水平方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type1	Ce	Cpt	τc (N/mm^2)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
第1水平梁	0.6	0.5	0.9	0.48	2.3	13.0	3,875
第2水平梁	0.6	0.5	0.9	0.48	2.3	11.5	3,428
第3水平梁	0.6	0.5	0.9	0.48	2.1	10.1	2,749
第4水平梁	0.6	0.5	0.9	0.48	2.1	8.6	2,341
基礎水平梁	0.6	0.5	0.9	0.48	2.5	14.125	4,577

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm^2)	σsy (N/mm^2)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
第1水平梁	31.768	480	13	90	15	114,917
第2水平梁	31.768	480	11.5	90	15	101,658
第3水平梁	31.768	480	10.1	90	15	89,282
第4水平梁	31.768	480	8.6	90	15	76,022
基礎水平梁	31.768	480	14.125	90	15	124,862

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
第1水平梁	118,792
第2水平梁	105,086
第3水平梁	92,031
第4水平梁	78,363
基礎水平梁	129,439

表-2.6 セン断耐力の計算 (type1地震動、帯鉄筋SD490)

1) 塔柱断面 (橋軸直角方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type1	Ce	Cpt	τc (N/mm ²)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
A断面	0.6	0.55	0.9	0.48	16.00	7.5	17,107
B断面	0.6	0.55	0.9	0.48	4.20	7.5	4,491
C断面	0.6	0.55	0.9	0.48	3.60	7.5	3,849
D断面	0.6	0.55	0.9	0.48	3.00	7.5	3,208
E断面	0.6	0.55	0.9	0.48	3.00	7.5	3,208
F断面	0.6	0.55	0.9	0.48	9.83	7.5	10,510

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm ²)	σsy (N/mm ²)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
A断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
B断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
C断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
D断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
E断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
F断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
A断面	152,467
B断面	139,850
C断面	139,208
D断面	138,567
E断面	138,567
F断面	145,870

2) 水平梁 (鉛直方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type1	Ce	Cpt	τc (N/mm ²)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
第1水平梁	0.6	0.53	0.9	0.48	2	8.425	2,315
第2水平梁	0.6	0.53	0.9	0.48	2	8.425	2,315
第3水平梁	0.6	0.55	0.9	0.48	1.6	7.475	1,705
第4水平梁	0.6	0.58	0.9	0.48	1.6	5.975	1,437

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm ²)	σsy (N/mm ²)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
第1水平梁	31.768	490	8.425	90	15	76,027
第2水平梁	31.768	490	8.425	90	15	76,027
第3水平梁	31.768	490	7.475	90	15	67,454
第4水平梁	31.768	490	5.975	90	15	53,918

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
第1水平梁	78,342
第2水平梁	78,342
第3水平梁	69,159
第4水平梁	55,355

表-2.7 せん断耐力の計算 (type2地震動、帯鉄筋SD490)

1) 塔柱断面 (橋軸直角方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type2	Ce	Cpt	τc (N/mm ²)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
A断面	0.8	0.55	0.9	0.48	16.00	7.5	22,810
B断面	0.8	0.55	0.9	0.48	4.20	7.5	5,988
C断面	0.8	0.55	0.9	0.48	3.60	7.5	5,132
D断面	0.8	0.55	0.9	0.48	3.00	7.5	4,277
E断面	0.8	0.55	0.9	0.48	3.00	7.5	4,277
F断面	0.8	0.55	0.9	0.48	9.83	7.5	14,014

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm ²)	σsy (N/mm ²)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
A断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
B断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
C断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
D断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
E断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359
F断面	63.536	490	7.5	90	15	135,359

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
A断面	158,169
B断面	141,347
C断面	140,491
D断面	139,636
E断面	139,636
F断面	149,373

2) 水平梁 (鉛直方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type2	Ce	Cpt	τc (N/mm ²)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
第1水平梁	0.8	0.53	0.9	0.48	8.425	2.00	3086
第2水平梁	0.8	0.53	0.9	0.48	8.425	2.00	3086
第3水平梁	0.8	0.55	0.9	0.48	7.475	1.60	2273
第4水平梁	0.8	0.58	0.9	0.48	5.975	1.60	1916

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm ²)	σsy (N/mm ²)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
第1水平梁	31.768	490	8.425	90	15	76,027
第2水平梁	31.768	490	8.425	90	15	76,027
第3水平梁	31.768	490	7.475	90	15	67,454
第4水平梁	31.768	490	5.975	90	15	53,918

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
第1水平梁	79113
第2水平梁	79113
第3水平梁	69727
第4水平梁	55834

表-2.8 せん断耐力の照査(帯鉄筋SD490)

①試算レベル1地震動

	着目部材	着目位置	せん断力		せん断耐力Su (kN)	安全率Sd/Su	
			Smax	Smin		max	min
主塔	F断面	5	17,954	-20,570	149,373	8.32	7.26
	E断面	9	17,668	-22,913	139,636	7.90	6.09
		11	19,488	-26,805	139,636	7.17	5.21
	D断面	15	18,127	-31,302	139,636	7.70	4.46
		17	26,534	-35,323	139,636	5.26	3.95
	C断面	21	31,179	-42,376	140,491	4.51	3.32
		23	35,160	-41,812	140,491	4.00	3.36
	B断面	25	42,799	-45,519	141,347	3.30	3.11
水平梁	第4水平梁	28	59,598	-36,994	158,169	2.65	4.28
		61	40,636	-68,841	55,834	1.37	0.81
	第3水平梁	65	58,595	-95,858	55,834	0.95	0.58
		66	98,354	-99,571	69,727	0.71	0.70
	第2水平梁	70	68,354	-129,228	69,727	1.02	0.54
		71	132,899	-135,188	79,113	0.60	0.59
	第1水平梁	75	89,478	-184,468	79,113	0.88	0.43
		76	176,533	-193,399	79,113	0.45	0.41
		80	121,053	-259,649	79,113	0.65	0.30

②道路橋示方書L2TYPE1地震動

	着目部材	着目位置	せん断力		せん断耐力 (kN)	安全率Sd/Su	
			Smax	Smin		max	min
主塔	F断面	5	31,396	-25,184	145,870	4.65	5.79
	E断面	9	34,576	-32,458	138,567	4.01	4.27
		11	40,549	-40,737	138,567	3.42	3.40
	D断面	15	42,086	-44,462	138,567	3.29	3.12
		17	48,057	-42,244	138,567	2.88	3.28
	C断面	21	67,608	-53,198	139,208	2.06	2.62
		23	77,901	-57,727	139,208	1.79	2.41
	B断面	25	82,837	-67,534	139,850	1.69	2.07
水平梁	第4水平梁	28	106,984	-64,538	152,467	1.43	2.36
		61	200,229	-121,972	55,355	0.28	0.45
	第3水平梁	65	137,625	-179,470	55,355	0.40	0.31
		66	273,373	-140,965	69,159	0.25	0.49
	第2水平梁	70	184,834	-226,711	69,159	0.37	0.31
		71	416,708	-312,617	78,342	0.19	0.25
	第1水平梁	75	270,499	-449,709	78,342	0.29	0.17
		76	308,525	-203,738	78,342	0.25	0.38
		80	202,070	-321,341	78,342	0.39	0.24

③試算レベル2地震動

	着目部材	着目位置	せん断力		せん断耐力 (kN)	安全率Sd/Su	
			Smax	Smin		max	min
主塔	F断面	5	50,195	-60,743	149,373	2.98	2.46
	E断面	9	50,004	-53,546	139,636	2.79	2.61
		11	61,807	-84,865	139,636	2.26	1.65
	D断面	15	61,079	-62,945	139,636	2.29	2.22
		17	98,645	-100,117	139,636	1.42	1.39
	C断面	21	78,054	-93,726	140,491	1.80	1.50
		23	174,330	-168,044	140,491	0.81	0.84
	B断面	25	200,333	-216,913	141,347	0.71	0.65
水平梁	第4水平梁	28	169,831	-152,134	158,169	0.93	1.04
		61	274,391	-244,346	55,834	0.20	0.23
	第3水平梁	65	232,700	-285,561	55,834	0.24	0.20
		66	461,820	-234,513	69,727	0.15	0.30
	第2水平梁	70	355,875	-321,855	69,727	0.20	0.22
		71	582,781	-315,876	79,113	0.14	0.25
	第1水平梁	75	474,966	-505,582	79,113	0.17	0.16
		76	564,186	-490,314	79,113	0.14	0.16
		80	388,470	-616,670	79,113	0.20	0.13

表-2.9 セン断耐力の計算 (type1地震動、帯鉄筋SD345)

1) 塔柱断面 (橋軸直角方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type1	Ce	Cpt	τc (N/mm ²)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
A断面	0.6	0.55	0.9	0.48	16.00	7.5	17,107
B断面	0.6	0.55	0.9	0.48	4.20	7.5	4,491
C断面	0.6	0.55	0.9	0.48	3.60	7.5	3,849
D断面	0.6	0.55	0.9	0.48	3.00	7.5	3,208
E断面	0.6	0.55	0.9	0.48	3.00	7.5	3,208
F断面	0.6	0.55	0.9	0.48	9.83	7.5	10,510

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm ²)	σsy (N/mm ²)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
A断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
B断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
C断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
D断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
E断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
F断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
A断面	111,859
B断面	99,242
C断面	98,601
D断面	97,959
E断面	97,959
F断面	105,262

2) 水平梁 (鉛直方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type1	Ce	Cpt	τc (N/mm ²)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
第1水平梁	0.6	0.53	0.9	0.48	8.425	2.00	2,315
第2水平梁	0.6	0.53	0.9	0.48	8.425	2.00	2,315
第3水平梁	0.6	0.55	0.9	0.48	7.475	1.60	1,705
第4水平梁	0.6	0.58	0.9	0.48	5.975	1.60	1,437

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm ²)	σsy (N/mm ²)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
第1水平梁	31.768	343	8.425	90	15	53,219
第2水平梁	31.768	343	8.425	90	15	53,219
第3水平梁	31.768	343	7.475	90	15	47,218
第4水平梁	31.768	343	5.975	90	15	37,743

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
第1水平梁	55,534
第2水平梁	55,534
第3水平梁	48,923
第4水平梁	39,180

表-2.10 セン断耐力の計算 (type2地震動、帯鉄筋SD345)

1) 塔柱断面 (橋軸直角方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type2	Ce	Cpt	τ_c (N/mm^2)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
A断面	0.8	0.55	0.9	0.48	16	7.5	22,810
B断面	0.8	0.55	0.9	0.48	4.2	7.5	5,988
C断面	0.8	0.55	0.9	0.48	3.6	7.5	5,132
D断面	0.8	0.55	0.9	0.48	3	7.5	4,277
E断面	0.8	0.55	0.9	0.48	3	7.5	4,277
F断面	0.8	0.55	0.9	0.48	9.83	7.5	14,014

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm^2)	σ_{sy} (N/mm^2)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
A断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
B断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
C断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
D断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
E断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752
F断面	63.536	343	7.5	90	15	94,752

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
A断面	117,561
B断面	100,739
C断面	99,884
D断面	99,028
E断面	99,028
F断面	108,765

2) 水平梁 (鉛直方向)

①コンクリートが負担するせん断耐力 Sc

着目部材	Cc Type2	Ce	Cpt	τ_c (N/mm^2)	b (m)	d (m)	Sc (kN)
第1水平梁	0.8	0.53	0.9	0.48	8.425	2.00	3086
第2水平梁	0.8	0.53	0.9	0.48	8.425	2.00	3086
第3水平梁	0.8	0.55	0.9	0.48	7.475	1.60	2273
第4水平梁	0.8	0.58	0.9	0.48	5.975	1.60	1916

②帯鉄筋が負担するせん断耐力 Ss

着目部材	Aw (cm^2)	σ_{sy} (N/mm^2)	d (m)	θ (deg)	a (cm)	Ss (kN)
第1水平梁	31.768	343	8.425	90	15	53,219
第2水平梁	31.768	343	8.425	90	15	53,219
第3水平梁	31.768	343	7.475	90	15	47,218
第4水平梁	31.768	343	5.975	90	15	37,743

せん断耐力合計 (=①+②) $Sc+Ss$

着目部材	せん断耐力 (kN)
第1水平梁	56,305
第2水平梁	56,305
第3水平梁	49,491
第4水平梁	39,659

表-2.11 せん断耐力の照査(帯鉄筋SD345)

①試算レベル1地震動

	着目部材	着目位置	せん断力		せん断耐力Su (kN)	安全率Sd/Su	
			Smax	Smin		max	min
主塔	F断面	5	17,954	-20,570	108,765	6.06	5.29
	E断面	9	17,668	-22,913	99,028	5.60	4.32
		11	19,488	-26,805	99,028	5.08	3.69
	D断面	15	18,127	-31,302	99,028	5.46	3.16
		17	26,534	-35,323	99,028	3.73	2.80
	C断面	21	31,179	-42,376	99,884	3.20	2.36
		23	35,160	-41,812	99,884	2.84	2.39
	B断面	25	42,799	-45,519	100,739	2.35	2.21
水平梁	第4水平梁	28	59,598	-36,994	117,561	1.97	3.18
		61	40,636	-68,841	39,659	0.98	0.58
	第3水平梁	65	58,595	-95,858	39,659	0.68	0.41
		66	98,354	-99,571	49,491	0.50	0.50
	第2水平梁	70	68,354	-129,228	49,491	0.72	0.38
		71	132,899	-135,188	56,305	0.42	0.42
	第1水平梁	75	89,478	-184,468	56,305	0.63	0.31
		76	176,533	-193,399	56,305	0.32	0.29
		80	121,053	-259,649	56,305	0.47	0.22

②道路橋示方書L2 TYPE1地震動

	着目部材	着目位置	せん断力		せん断耐力 (kN)	安全率Sd/Su	
			Smax	Smin		max	min
主塔	F断面	5	31,396	-25,184	105,262	3.35	4.18
	E断面	9	34,576	-32,458	97,959	2.83	3.02
		11	40,549	-40,737	97,959	2.42	2.40
	D断面	15	42,086	-44,462	97,959	2.33	2.20
		17	48,057	-42,244	97,959	2.04	2.32
	C断面	21	67,608	-53,198	98,601	1.46	1.85
		23	77,901	-57,727	98,601	1.27	1.71
	B断面	25	82,837	-67,534	99,242	1.20	1.47
水平梁	第4水平梁	28	106,984	-64,538	111,859	1.05	1.73
		61	200,229	-121,972	39,180	0.20	0.32
	第3水平梁	65	137,625	-179,470	39,180	0.28	0.22
		66	273,373	-140,965	48,923	0.18	0.35
	第2水平梁	70	184,834	-226,711	48,923	0.26	0.22
		71	416,708	-312,617	55,534	0.13	0.18
	第1水平梁	75	270,499	-449,709	55,534	0.21	0.12
		76	308,525	-203,738	55,534	0.18	0.27
		80	202,070	-321,341	55,534	0.27	0.17

③試算レベル2地震動

	着目部材	着目位置	せん断力		せん断耐力 (kN)	安全率Sd/Su	
			Smax	Smin		max	min
主塔	F断面	5	50,195	-60,743	108,765	2.17	1.79
	E断面	9	50,004	-53,546	99,028	1.98	1.85
		11	61,807	-84,865	99,028	1.60	1.17
	D断面	15	61,079	-62,945	99,028	1.62	1.57
		17	98,645	-100,117	99,028	1.00	0.99
	C断面	21	78,054	-93,726	99,884	1.28	1.07
		23	174,330	-168,044	99,884	0.57	0.59
	B断面	25	200,333	-216,913	100,739	0.50	0.46
水平梁	第4水平梁	28	169,831	-152,134	117,561	0.69	0.77
		61	274,391	-244,346	39,659	0.14	0.16
	第3水平梁	65	232,700	-285,561	39,659	0.17	0.14
		66	461,820	-234,513	49,491	0.11	0.21
	第2水平梁	70	355,875	-321,855	49,491	0.14	0.15
		71	582,781	-315,876	56,305	0.10	0.18
	第1水平梁	75	474,966	-505,582	56,305	0.12	0.11
		76	564,186	-490,314	56,305	0.10	0.11
		80	388,470	-616,670	56,305	0.14	0.09

筋の材質を SD345 に落とした場合のせん断耐力の計算も行った。表-2.9～表-2.11 に SD345 の帯鉄筋を使ったせん断耐力の照査結果を示す。この結果によるとせん断耐力は SD490 の帯鉄筋を用いた場合に比べ、3 割程度低下するのがわかる。

2) 新たな帯鉄筋の配置について

断面のせん断力を向上させるには、表に見られるように帯鉄筋がせん断耐力の大半を分担しているため、帯鉄筋を増加させるのが効果的である。部材軸方向の帯鉄筋間隔を最小帯鉄筋間隔の 80mm（帯鉄筋の純間隔を鉄筋径の 1.5 倍とすると帯鉄筋の最小中心間隔は $1.5 \times 32\text{mm} + 32\text{mm} = 80\text{mm}$ 以上必要となる）とした場合、必要となる帯鉄筋本数を表-2.12 に示す。この計算は、帯鉄筋間隔を 80mm で一定とした場合で、帯鉄筋の必要本数で最適化したものではないが、表-2.11 にあるように、試算レベル 2 地震動では、第 1 水平梁あたり 26 本となり、1 m の壁あたり 13 本必要となる。直列で配置すると D32 の鉄筋を 77mm ピッチで配筋することになり、現実的な配筋とは思われない。このため、せん断耐力の向上のための断面の最適設計などが検討課題となろう。

表-2.12 帯鉄筋の必要本数

	帯鉄筋の必要本数			
	第 1 水平梁	第 2 水平梁	第 3 水平梁	第 4 水平梁
試算レベル 1	12 本	8 本	6 本	6 本
道示 L2TYPE1	14 本	18 本	14 本	12 本
試算レベル 2	26 本	24 本	22 本	18 本

鉄筋材質 SD345, $\phi 32$

3) 残留変位に対する検討

非線形動的解析の結果、塔柱、水平梁に損傷を受けた場合、主塔に残留変位が残る。ここで残留変位の許容値が問題となるのが、現在までに長大橋梁 RC 主塔に関して残留変位の許容値および制限値は定まっていない。ここで、残留変位の評価としては、残留変形により鉛直荷重が偏心することにより生じる偏心曲げモーメントがひび割れ曲げモーメントに対してどの程度の大きさであるかを見た。表-2.13 に橋軸方向、橋軸直角方向の残留変位値と残留変位によって生じる偏心曲げモーメントの一覧を示す。また試算レベル 2 地震動の残留変位形状について、図-2.34 に橋軸方向、図-2.35 に橋軸直角方向を示す。

試算レベル 2 地震動×2 倍のケースにおいても、偏心曲げモーメントのひび割れ曲げモーメントに対する比率は、橋軸方向において 41%、橋軸直角方向では 6%である。この値の評価については、残留変位等の制限値、許容値が無いため明確な判断を下すことは出来ないが、偏心曲げモーメントに関する限りでは大きな値ではないと思われる。しかし、残留変位により塔柱の復旧が可能であるかどうかという点と残留変位の許容値の設定については今後の検討課題である。

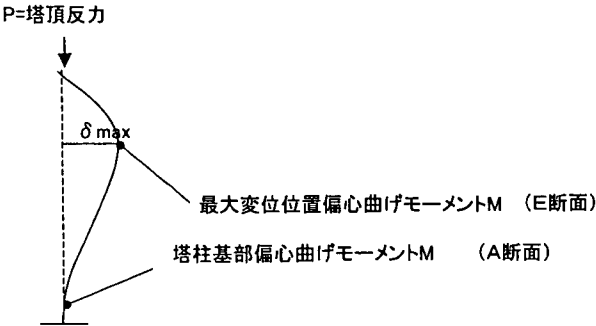
表-2.13 残留変位によるP-δ効果によって生じる偏心曲げモーメント

0

1) 橋軸方向

	最大変位位置 格点番号	最大変位位置 高さ(m)	最大残留変位 $\delta_{x\max}$ (m)	偏心曲げモーメント 最大変位位置	M/Mcc	偏心曲げモーメント 塔柱基部(kN・m)	M/Mcc
東京湾口	No.8	222.375	0.000791	—	—	6,107	0.2% A断面
道示L2-TYPE1	No.12	180.625	0.004031	6,778	0.3% E断面	22,447	0.6% A断面
試算レベル×1.0	No.12	180.625	0.0621	35,356	1.8% E断面	23,403	0.6% A断面
試算レベル2×1.5	No.11	197.000	0.7340	346,496	17.7% E断面	346,178	8.8% A断面
試算レベル2×2.0	No.11	197.000	1.8842	804,260	41.0% E断面	902,050	22.8% A断面

Mcc: ひび割れ曲げ耐力



2) 橋軸直角方向

	塔頂変位 No.1	最大変位位置 格点番号	最大変位位置 高さ(m)	最大残留変位 $\delta_{x\max}$ (m)	偏心曲げモーメント 第1水平梁下	M/Mcc	偏心曲げモーメント 塔柱基部(kN・m)	M/Mcc
東京湾口	0.000353	—	—	—	—	—	29,731	1.5% A断面
道示L2-TYPE1	0.035496	—	—	—	—	—	34,814	1.8% A断面
試算レベル2×1.0	0.044969	—	—	—	—	—	21,667	1.1% A断面
試算レベル2×1.5	0.2337	No.17	132.500	0.2563	141,877	6.8% C断面	78,774	4.0% A断面
試算レベル2×2.0	0.3797	No.17	132.500	0.4552	232,651	11.1% C断面	117,357	5.9% A断面

Mcc: ひび割れ曲げ耐力

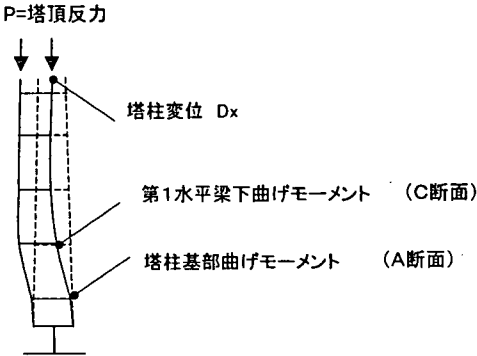
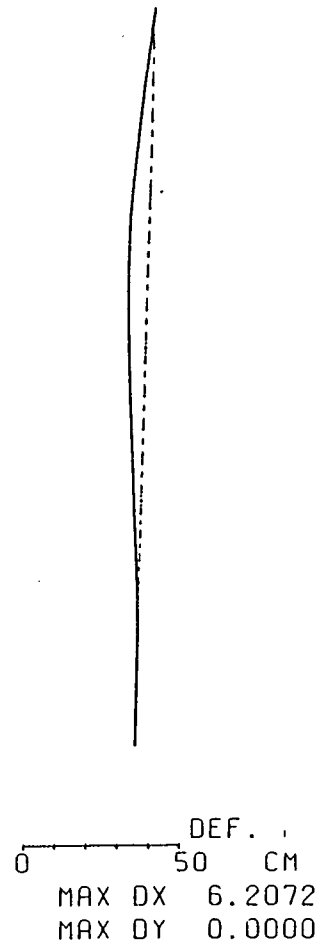
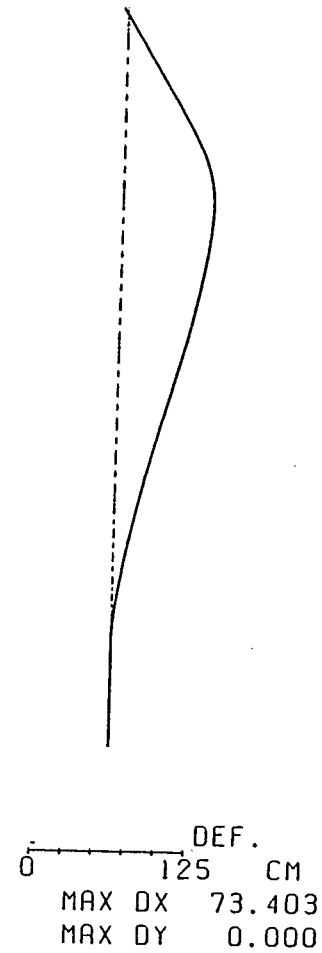


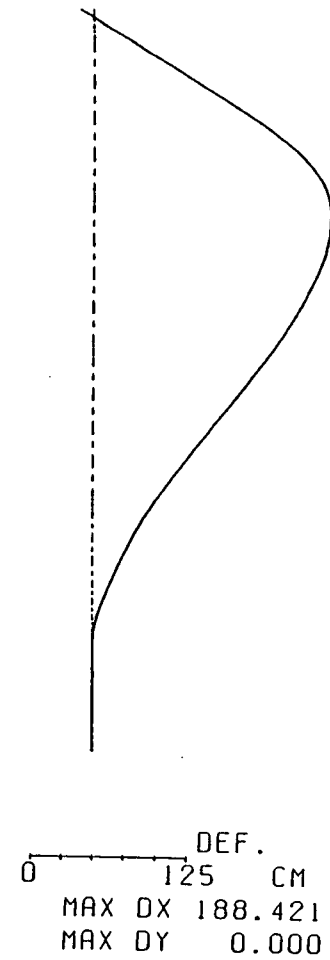
図-2.34 残留変位変形状 (橋軸方向)



試算レベル2地震動

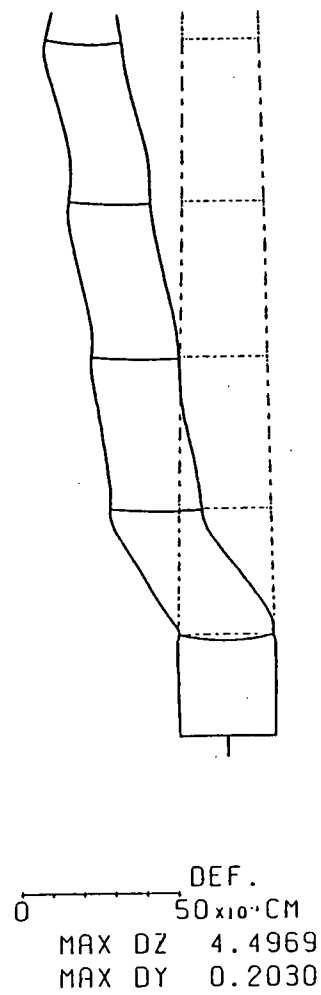


試算レベル2×1.5地震動

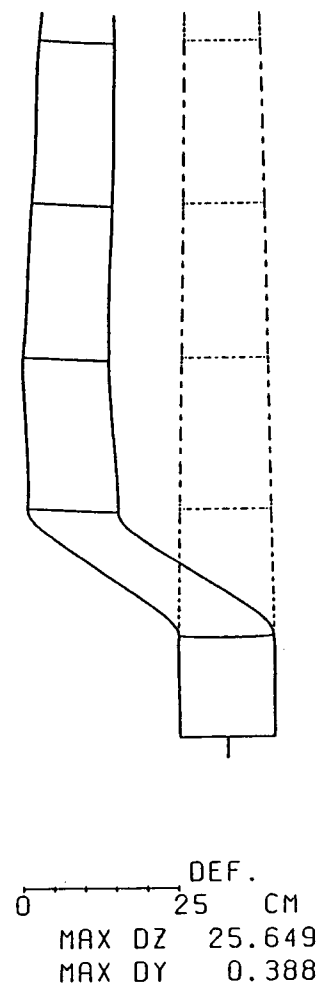


試算レベル2×2.0地震動

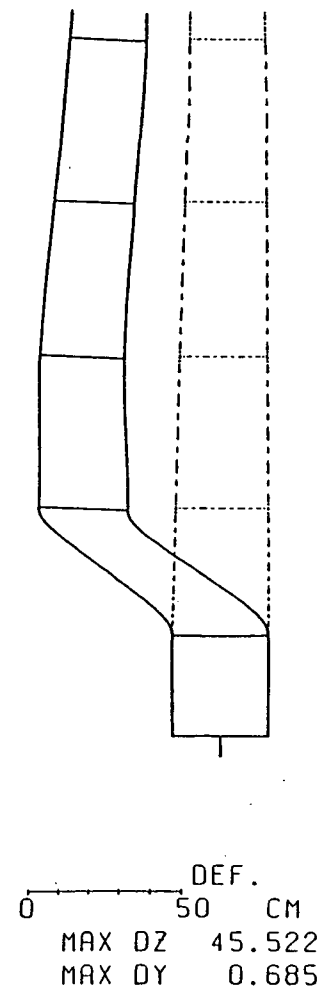
図-2.35 残留変位変形形状 (橋軸直角方向)



試算レベル2地震動



試算レベル2×1.5地震動



観音崎 EW 成分地震動×2.0

3. プッシュオーバー解析によるRC主塔の耐力変形特性の検討

3.1 解析方法および解析条件

(1) 解析対象としたRC主塔とその力学モデル

RC主塔の保有耐力および損傷順序、崩壊モードなどを明らかにするため、プッシュオーバー解析を行った。今回行ったプッシュオーバー解析は、2章で検討した非線形動的解析の地震荷重を基本にして、塔柱に地震荷重を橋軸、橋軸直角方向別に与え、そして地震荷重の分布形状は変えないまま、地震荷重を漸増させていき、塔柱、水平梁のひび割れ、降伏などの各イベントの発生過程を調べたものである。

解析モデルは、非線形動的解析で用いたはり要素骨組モデルに代わりファイバーモデルを基本とした。これは橋軸直角方向の解析などでは塔柱に軸力差が生じるため、非線形動的解析で用いたはり要素の骨組モデルではこの影響が解析に反映できない。このため、塔柱の軸力変動を考慮できるファイバーモデルを基本として解析した。ただし、後述する塔柱の軸力変動を無視した解析では、非線形動的解析で用いた骨組モデルを使用した。

ファイバーモデルによる主塔のモデル化では、基部に地盤バネを考慮し、塔頂のケーブルによる拘束効果を線形バネとしてモデル化した。はり要素はせん断変形を考慮した梁とし、平面保持を仮定した。塔柱中空断面では、せん断力は断面のウェブ部分が抵抗するものと考えてせん断剛性を仮定した。ファイバーモデルの断面を図-3.1に示す。断面はフランジ10分割、ウェブ40分割とし、鉄筋、PC鋼材についてはそれぞれ鉄筋の中心位置に配置した。

(2) 解析条件および解析方法

1) 解析ケース

解析は、ファイバーモデルで「大変形材料非線形解析、軸力変動有り」を基本として、それぞれ橋軸、橋軸直角方向別に行った。今回行った解析ケースと解析条件を表-3.1に示す。

表-3.1 プッシュオーバー解析ケース

解析条件	基本ケース	ケース①	ケース②	
	大変形解析		微小変位解析	線形化有限変位解析
	軸力変動			
	有り	無し	有り	無し
ファイバーモデル	○	—	○	—
はり骨組モデル	—	○	—	○

軸力変動を無視したモデルは、非線形動的解析に用いたモデルを使った。幾何学的非線形については、大変形解析を基本とし、ファイバーモデルによる微小変位解析（線形解析）、はり骨組モデルによる線形

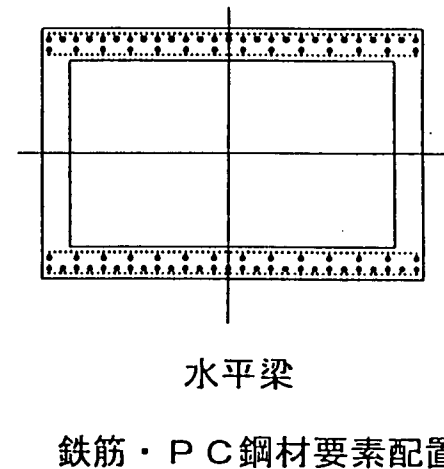
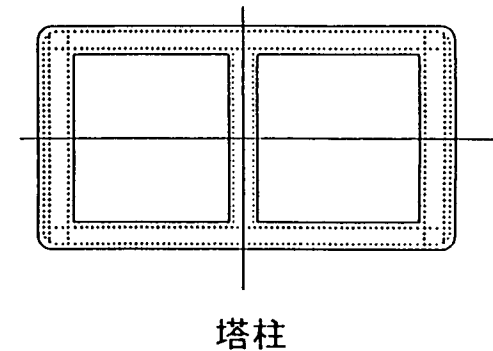
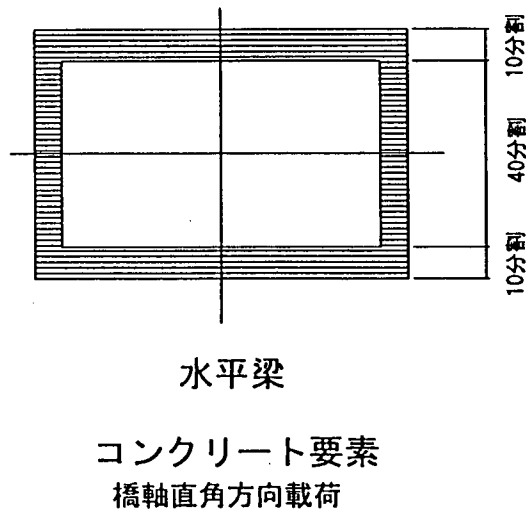
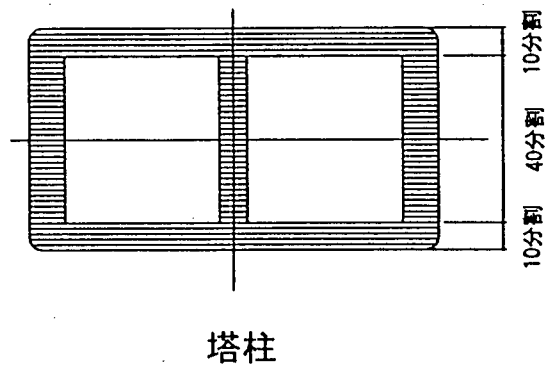
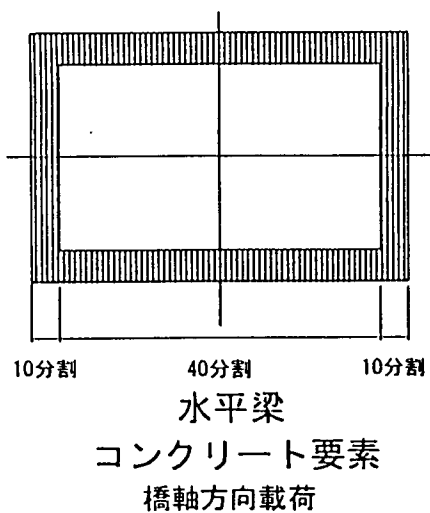
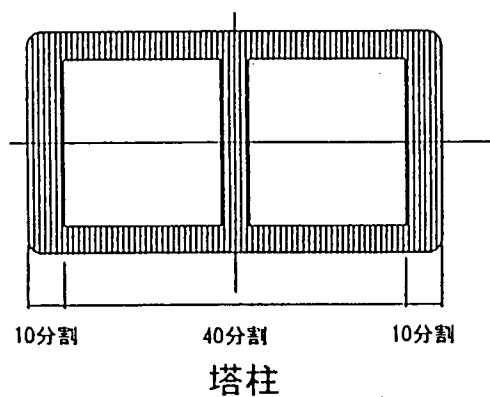


図-3.1 ファイバーモデル断面

化有限変位解析を行い、比較を行った。

2) 地震荷重の与え方

プッシュオーバー解析は静的解析ではあるが、RC主塔の地震時の耐荷力を求めるものであるため、その静的解析は動的解析結果を反映した解析でなければならない。

静的解析に用いる分布荷重は、非線形動的解析による最大応答時の加速度応答分布、変形形状から、それらと固有振動モード形に基づいて載荷荷重を定めることにした。応答値と着目箇所は下記のとおりである。

橋軸方向

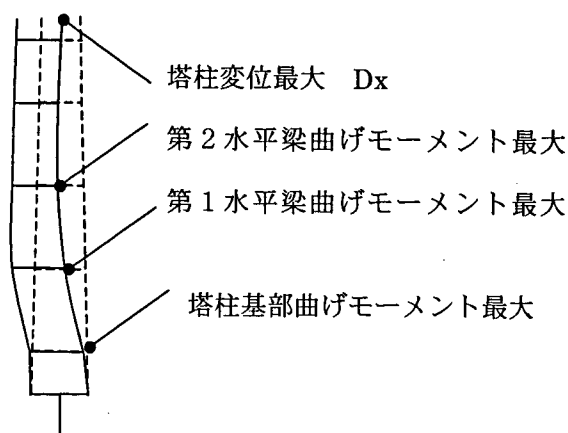
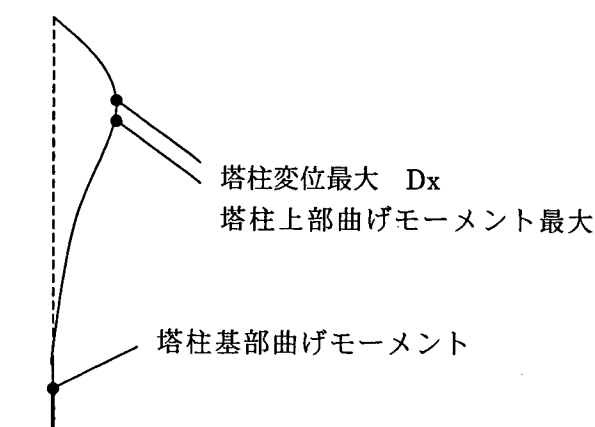
- ①第3水平梁位置最大変位時（塔柱変位最大位置）
- ②主塔基部曲げモーメント
- ③第3水平梁位置塔柱曲げモーメント（塔柱上部曲げモーメント最大位置）

橋軸直角方向

- ①塔頂変位
- ②主塔基部曲げモーメント
- ③第1水平梁位置
- ④第2水平梁位置

図-3.2 に着目位置の概略位置図を示す。

ここでは、道路橋示方書L2 TYPE 1、試算レベル2地震動、試算レベル2×2倍地震動について加速度分布と変位形状をまとめた。表-3.2、表-3.3に橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれに対して、各着目位置での応答値と発生時間（ステップ）を示す。図-3.3～図-3.5に橋軸方向、図-3.7～図-3.9に橋軸直角方向の加速度分布、変形形状、曲げモーメント分布の一覧を示す。



橋軸方向着目位置

橋軸直角方向着目位置

図-3.2 プッシュオーバー解析に用いる荷重設定用応答値着目位置

表-3.2 各地震波による着目位置最大応答値（橋軸方向）

道路橋示方書レベル2タイプ1地震動

	着目位置	最大応答値	発生ステップ
塔柱変位最大時	格点 No.11	0.8849m	9.56sec
塔柱基部曲げモーメント最大時	部材 No.28 格点 No.28	6003743kN・m	9.40sec
塔柱上部曲げモーメント最大位置最大応答時	部材 No.9 格点 No.10	2578053kN・m	9.62sec

試算レベル2地震動

	着目位置	最大応答値	発生ステップ
塔柱変位最大時	格点 No.11	1.528m	19.53sec
塔柱基部曲げモーメント最大時	部材 No.28 格点 No.28	7934403kN・m	19.25sec
塔柱上部曲げモーメント最大位置最大応答時	部材 No.9 格点 No.10	4406142kN・m	15.86sec

試算レベル2地震動×2.0

	着目位置	最大応答値	発生ステップ
塔柱変位最大時	格点 No.12	3.097m	14.51sec
塔柱基部曲げモーメント最大時	部材 No.28 格点 No.28	8536154kN・m	20.84sec
塔柱上部曲げモーメント最大位置最大応答時	部材 No.9 格点 No.9	5221499kN・m	14.74sec

表-3.3 各地震波による着目位置最大応答値（橋軸直角方向）

道路橋示方書レベル2タイプ1地震動

	着目位置	最大応答値	発生ステップ
塔柱変位最大時	格点 No.1	1.317m	10.12sec
塔柱基部曲げモーメント最大時	部材 No.28 格点 No.28	2858927kN・m	9.49sec
第1水平梁曲げモーメント最大応答時	部材 No.77 格点 No.76	1771163kN・m	9.56sec
第2水平梁曲げモーメント最大応答時	部材 No.76 格点 No.75	1622593kN・m	4.48sec

試算レベル2地震動

	着目位置	最大応答値	発生ステップ
塔柱変位最大時	格点 No.1	1.022m	19.99sec
塔柱基部曲げモーメント最大時	部材 No.28 格点 No.28	4126387kN・m	14.51sec
第1水平梁曲げモーメント最大応答時	部材 No.82 格点 No.80	1785274kN・m	14.07sec
第2水平梁曲げモーメント最大応答時	部材 No.76 格点 No.75	1625797kN・m	19.78sec

試算レベル 2 地震動×2.0

	着目位置	最大応答値	発生ステップ
塔柱変位最大時	格点 No.1	1.387m	20.02sec
塔柱基部曲げモーメント最大時	部材 No.28 格点 No.28	4500852kN・m	14.53sec
第 1 水平梁曲げモーメント最大 応答時	部材 No.82 格点 No.80	1822638kN・m	14.61sec
第 2 水平梁曲げモーメント最大 応答時	部材 No.71 格点 No.71	1640447kN・m	14.14sec

3) 載荷地震荷重の設定

①橋軸方向

図-3.3～図-3.5 より加速度分布は複雑な形状をしていることがわかる。一方、変位形状は 1 次の固有振動モード形に近似した形状となっている。曲げモーメント分布は、加速度分布の形状にいくらか似た形状を呈しているが、変形形状とは一致していない。これらの複雑な形状は高次の振動モードの影響が入ってきているものと考えられる。

橋軸方向のプッシュオーバー解析に用いる地震荷重であるが、変位形状以外複雑な形状をしているが、応答加速度分布を 1 次の固有振動モード形に等しいと仮定した。この加速度に質量を乗じることにより載荷地震荷重（慣性力分布）とした。表-3.4 に解析に用いる格点地震力、図-3.6 に慣性力分布を模式的に示す。

②橋軸直角方向

図-3.7～図-3.9 に示す橋軸直角方向の加速度、変位、曲げモーメントのそれぞれ発生ステップでの分布形状は、橋軸方向よりも複雑となっている。しかし、橋軸方向と同様に全ての着目量に対して最も影響が大きい固有振動モードが 1 次振動であることから、1 次の固有振動モード形状を加速度分布と見なし、それに質量を乗じて慣性力分布とした。表-3.5 に解析に用いる格点地震力、図-3.10 に慣性力分布を模式的に示す。

4) 発生イベントの定義

プッシュオーバー解析結果を評価するにあたり、各発生イベント（ひびわれ、降伏、終局状態）を以下のように定義した。

ひびわれ：引張側最縁端コンクリート要素の応力度が引張強度を超えたステップ

引張強度 σ_{bt} は $\sigma_{bt}=0.5 \sigma_{ck}^{2/3}$ で規定する。

降 伏：RC 断面については引張側最縁端鉄筋要素の降伏点を超えたステップ

水平梁の PRC 断面については引張側最縁端 PC 鋼材要素が第 1 降伏点を超えたステップ

終 局：圧縮側コンクリート要素がコンクリートの圧縮強度を超えたステップ

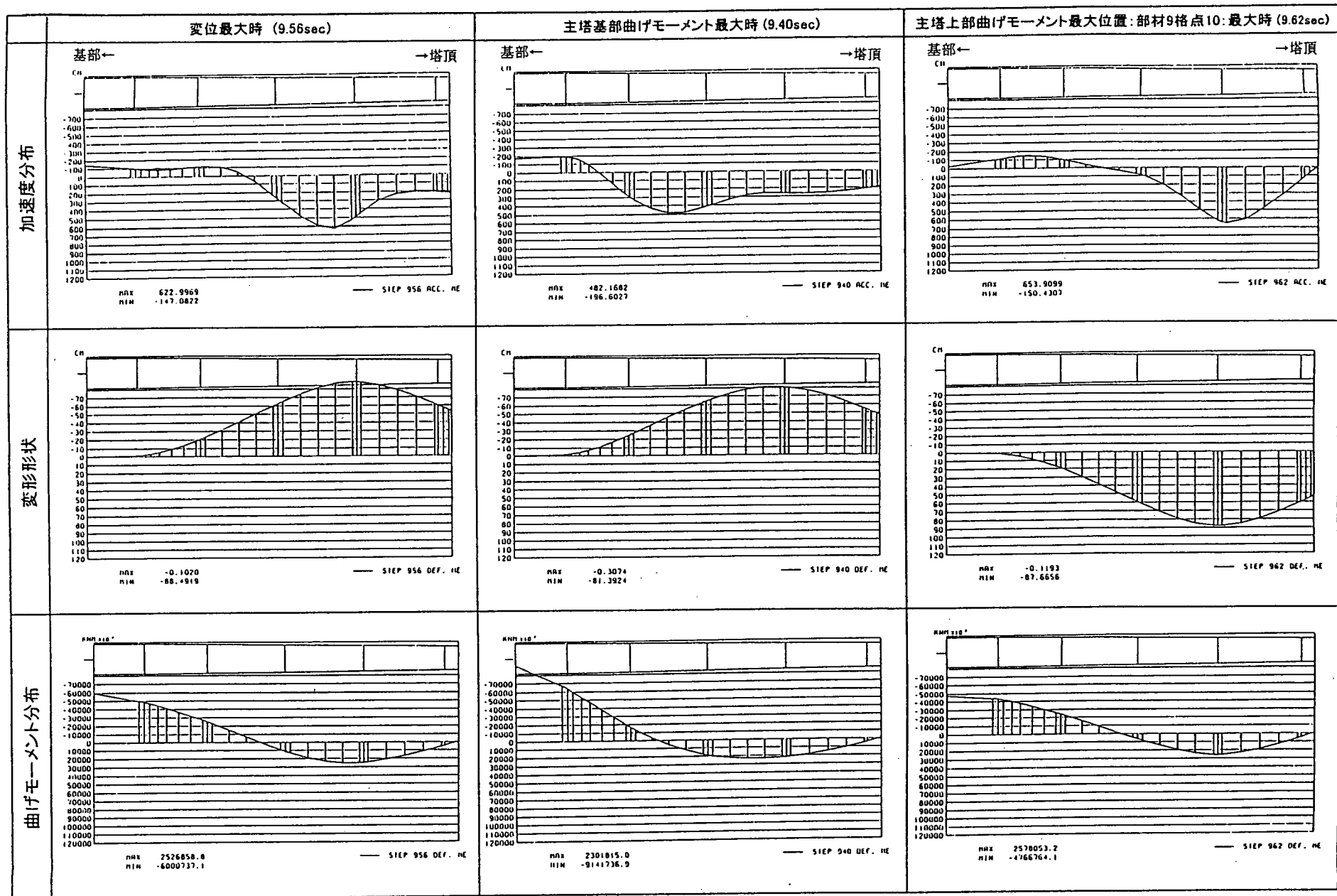


図-3.3 最大応答時の加速度、変位、曲げモーメント分布形状 (橋軸方向): 道路橋示方書レベル2 type1

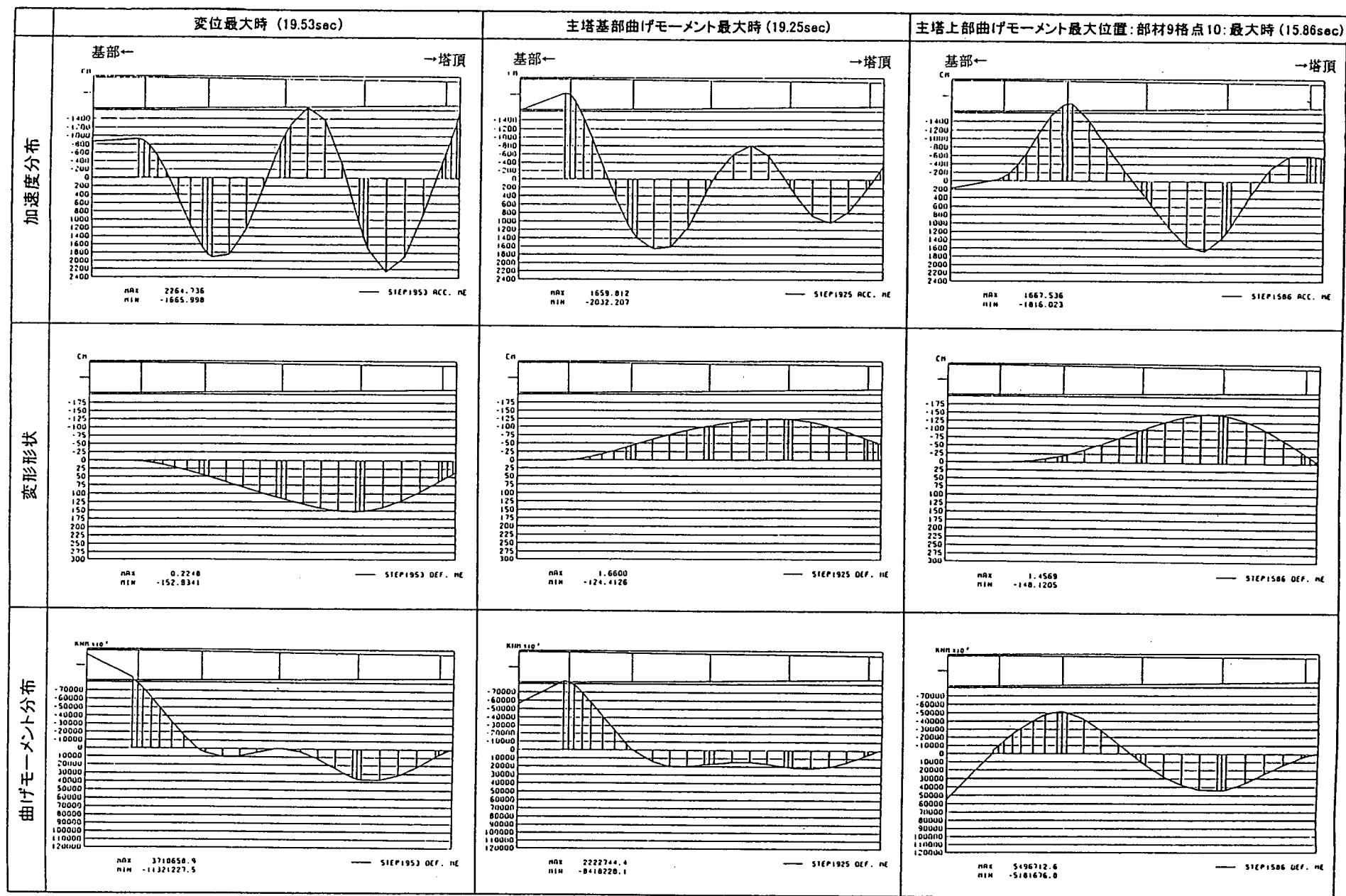


図-3.4 最大応答時の加速度、変位、曲げモーメント分布形状 (橋軸方向): 試算レベル2

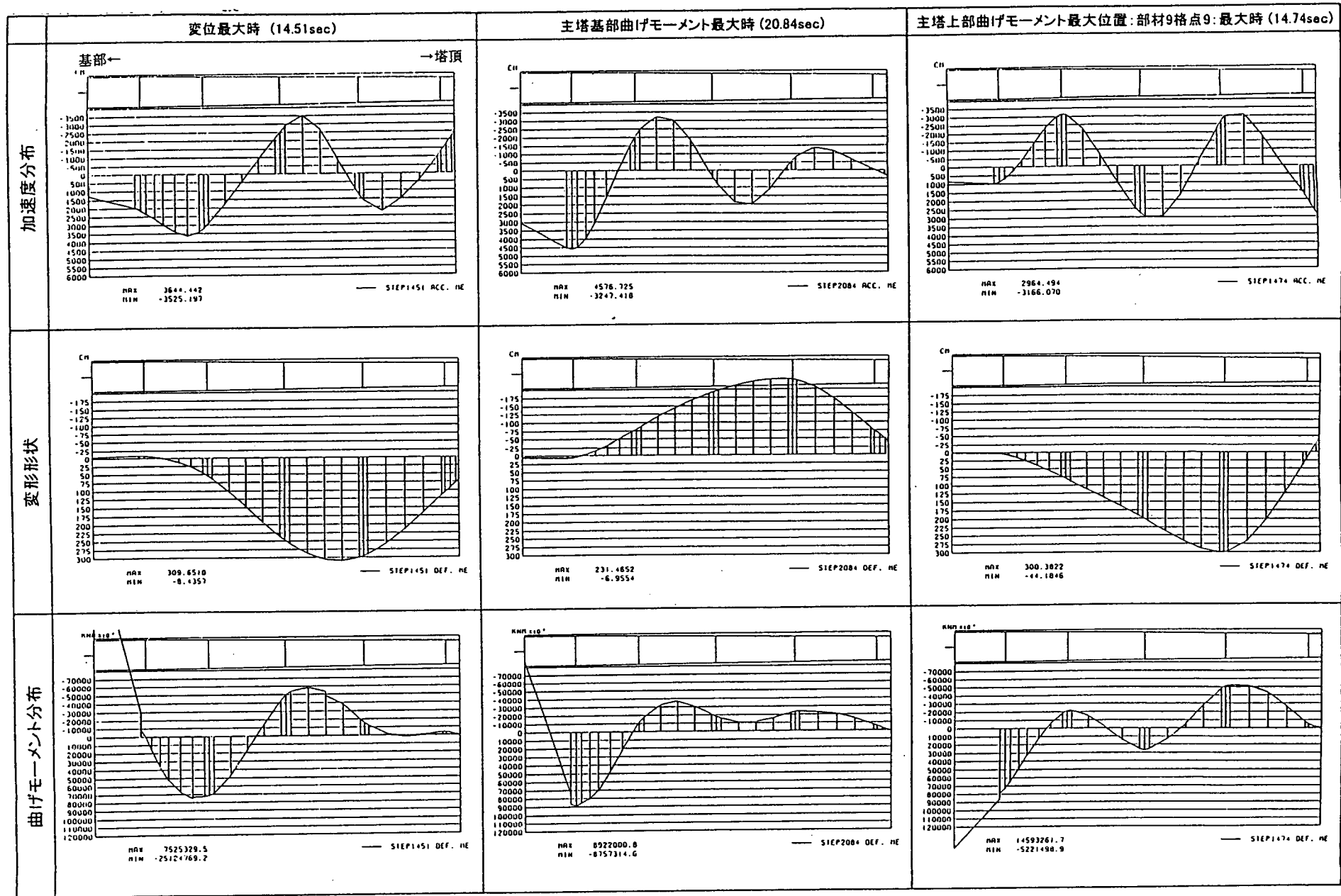


図-3.5 最大応答時の加速度、変位、曲げモーメント分布形状 (橋軸方向): 試算レベル 2 × 2.0

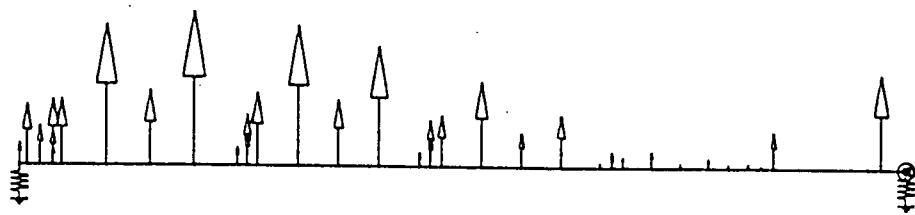
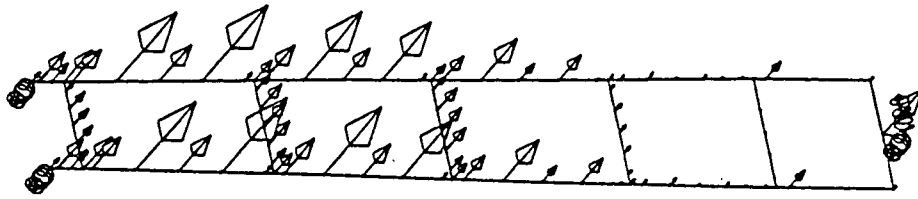


圖-3.6 橋軸方向慣性力分布

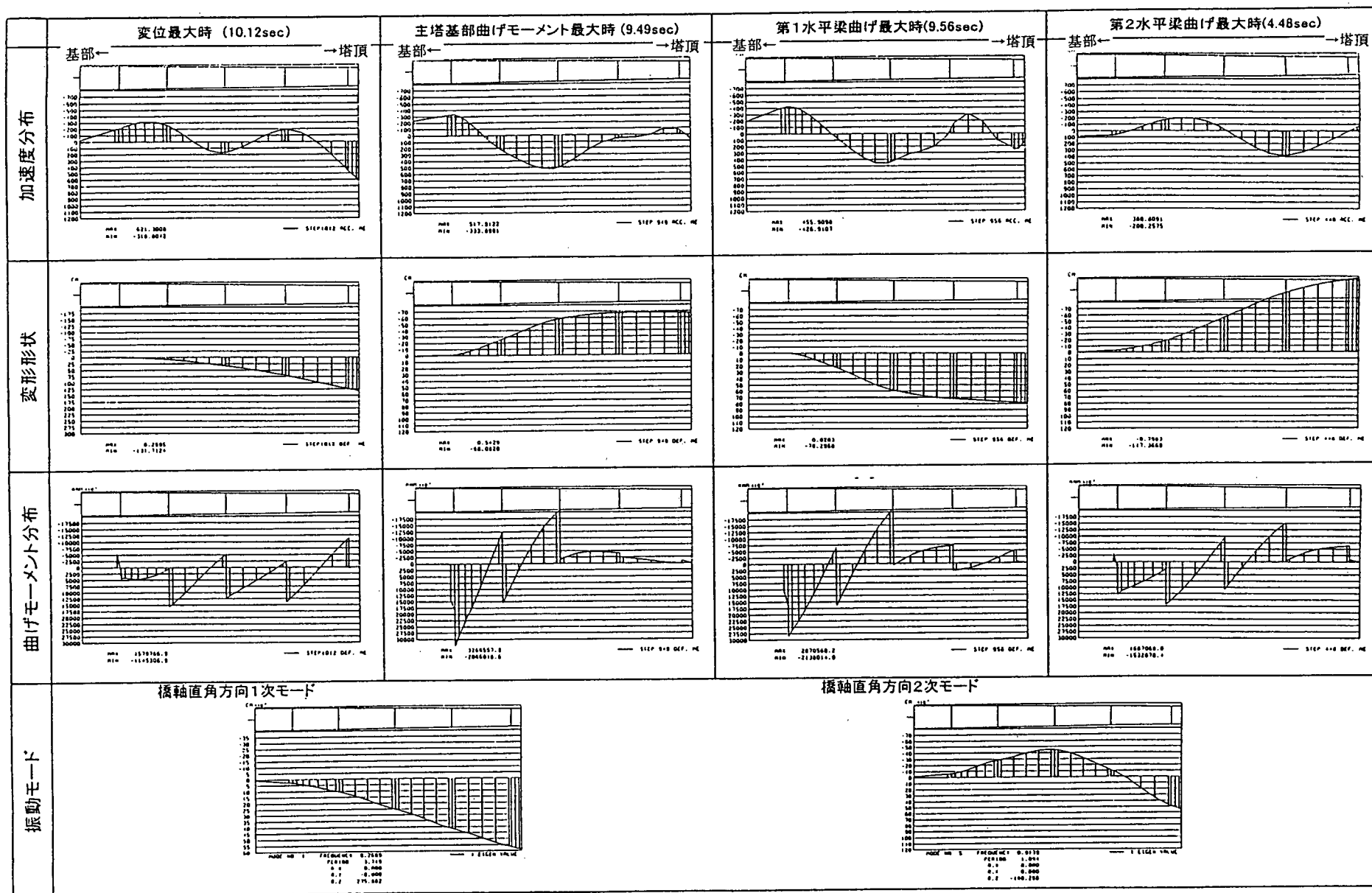


図-3.7 最大応答時の加速度、変位、曲げモーメント分布形状(橋軸直角方向):道路橋示方書レベル2 type1

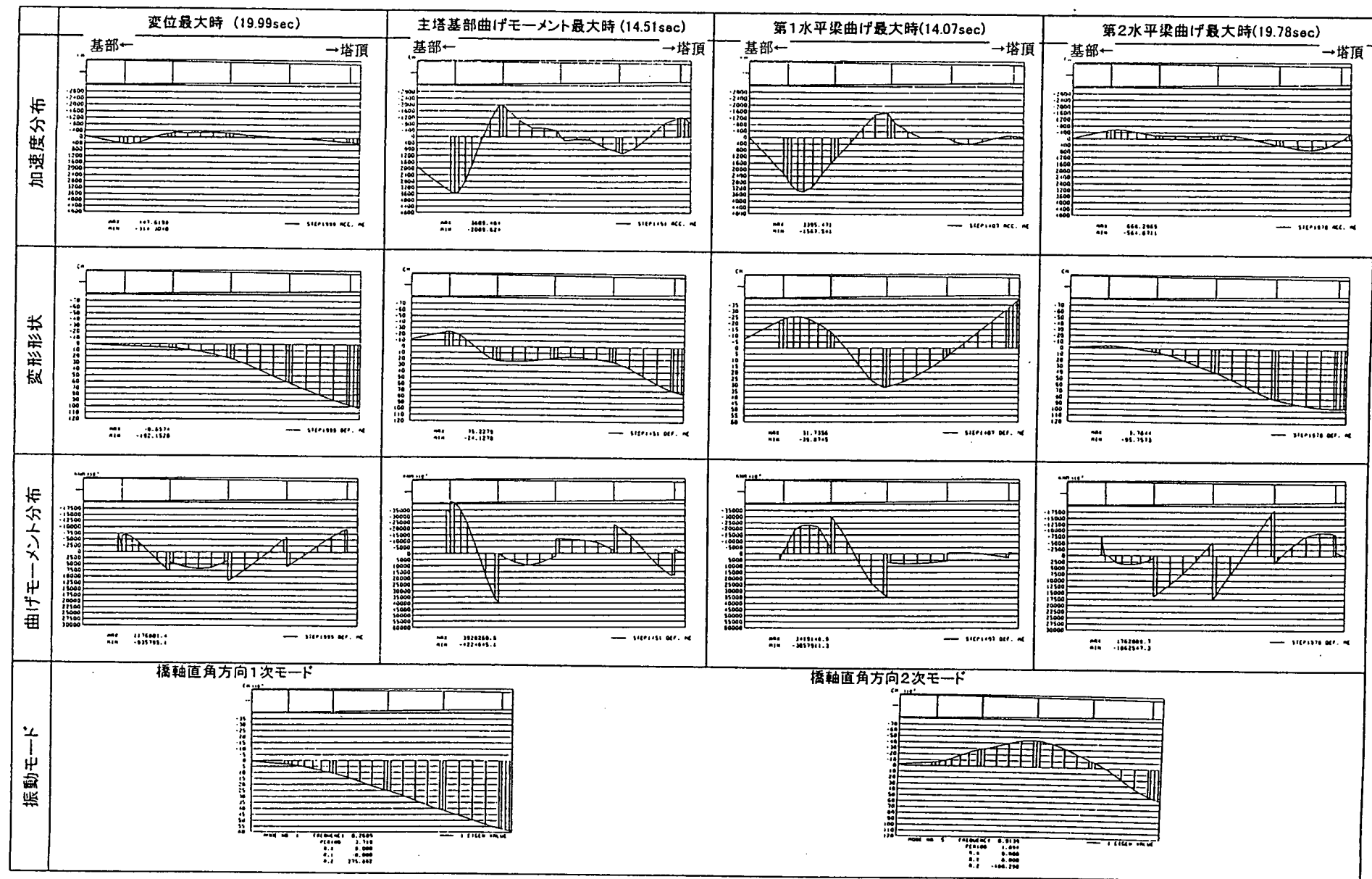


図-3.8 最大応答時の加速度、変位、曲げモーメント分布形状 (橋軸直角方向): 試算レベル2

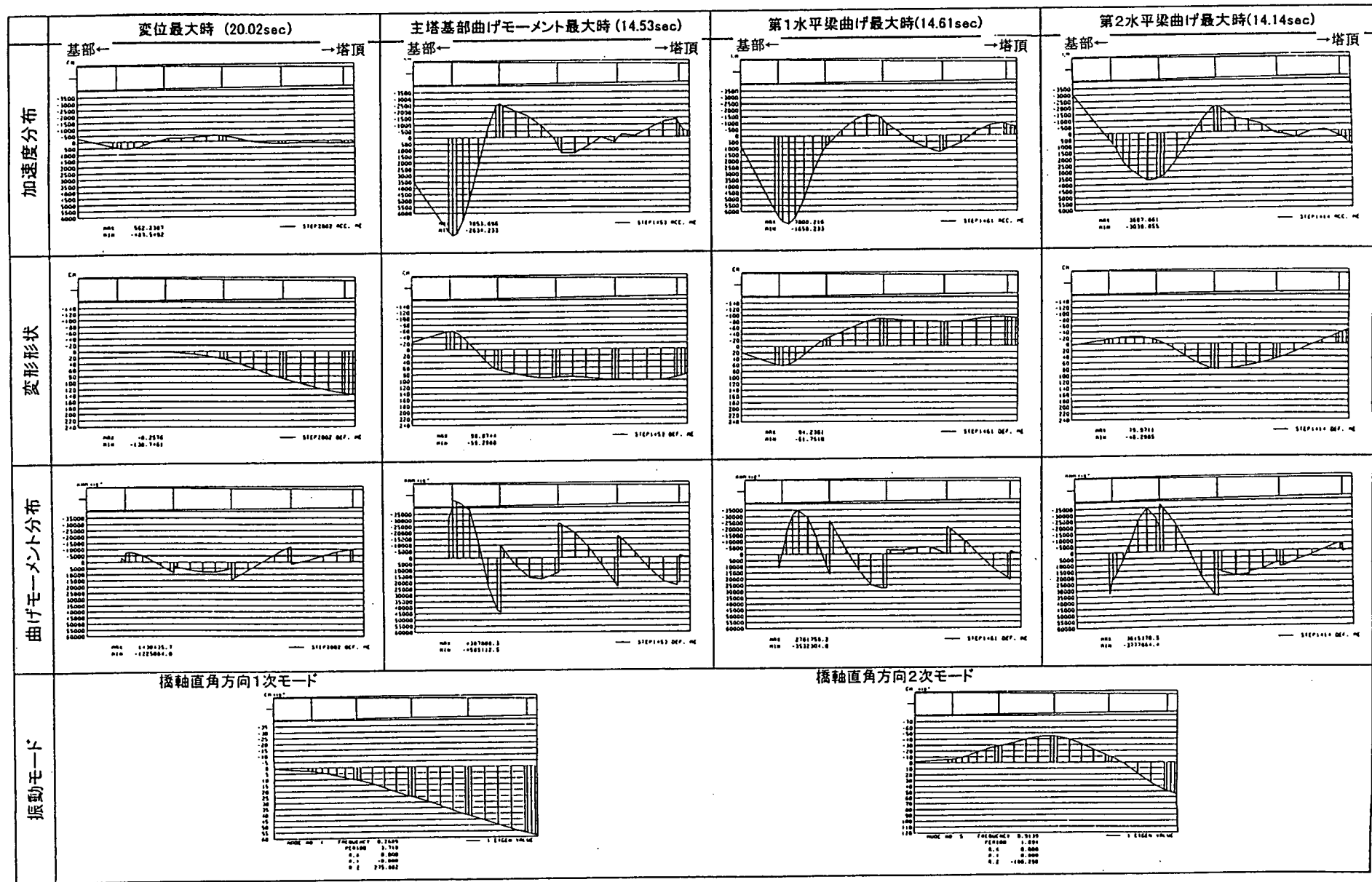


図-3.9 最大応答時の加速度、変位、曲げモーメント分布形状 (橋軸直角方向): 試算レベル 2×2.0

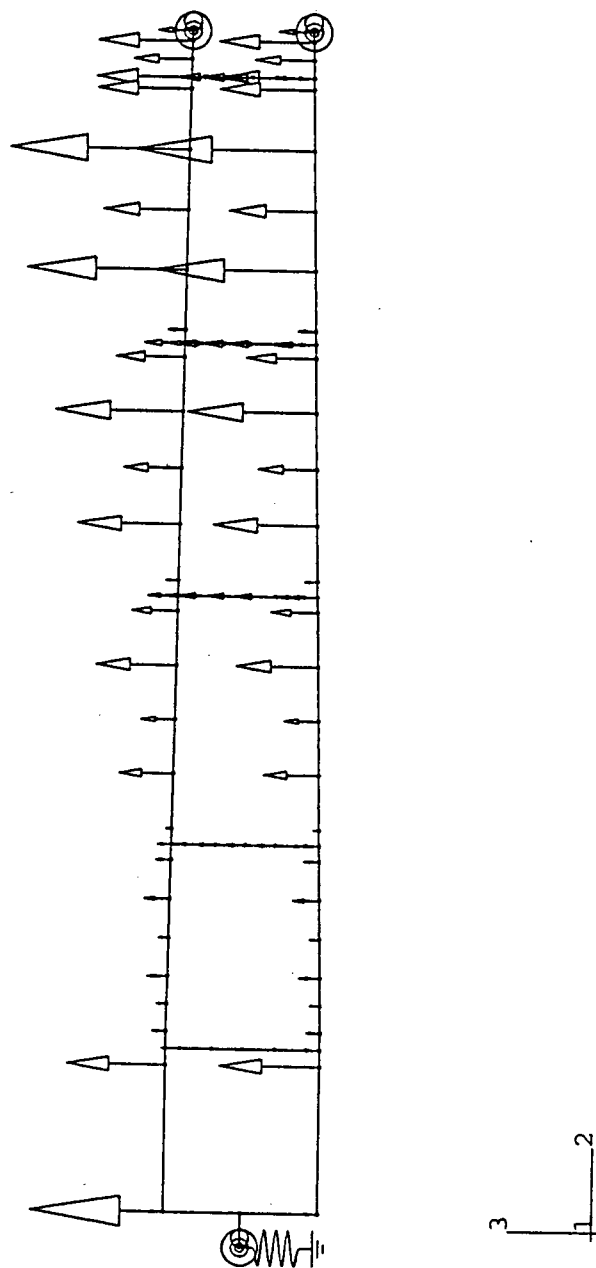


图-3.10 桥轴直角方向惯性力分布

表-3.4 プッシュオーバー解析に用いる格点地震力(橋軸方向)

仮想慣性力分布 $m \times a_x$ (橋軸方向振動)

	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_x	慣性力分布 $m \times a_x$
右 塔 柱	1	312	0.004173	1.30
	2	848	0.004223	3.58
	3	538	0.004309	2.32
	4	882	0.004393	3.87
	5	876	0.004445	3.89
	6	1768	0.004693	8.30
	7	909	0.004866	4.42
	8	1834	0.004934	9.05
	9	216	0.004877	1.05
	10	433	0.004844	2.10
	11	895	0.004805	4.30
	12	1804	0.004568	8.24
	13	924	0.004218	3.90
	14	1863	0.003782	7.04
	15	261	0.003290	0.86
	16	533	0.003148	1.68
	17	1006	0.003004	3.02
	18	2026	0.002485	5.04
	19	1034	0.001973	2.04
	20	2082	0.001491	3.10
	21	300	0.001055	0.32
	22	612	0.000943	0.58
	23	815	0.000838	0.68
	24	1637	0.000602	0.99
	25	829	0.000414	0.34
	26	2139	0.000275	0.59
	27	1324	0.000205	0.27
	28	2156	0.000153	0.33
	29	832	0.000130	0.11
	30	1144	0.000116	0.13
	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_x	慣性力分布 $m \times a_x$
左 塔 柱	31	312	0.004173	1.30
	32	848	0.004223	3.58
	33	538	0.004309	2.32
	34	882	0.004393	3.87
	35	876	0.004445	3.89
	36	1768	0.004693	8.30
	37	909	0.004866	4.42
	38	1834	0.004934	9.05
	39	216	0.004877	1.05
	40	433	0.004844	2.10
	41	895	0.004805	4.30
	42	1804	0.004568	8.24
	43	924	0.004218	3.90
	44	1863	0.003782	7.04
	45	261	0.003290	0.86
	46	533	0.003148	1.68
	47	1006	0.003004	3.02
	48	2026	0.002485	5.04
	49	1034	0.001973	2.04
	50	2082	0.001491	3.10
	51	300	0.001055	0.32
	52	612	0.000943	0.58
	53	815	0.000838	0.68
	54	1637	0.000602	0.99
	55	829	0.000414	0.34
	56	2139	0.000275	0.59
	57	1324	0.000205	0.27
	58	2156	0.000153	0.33
	59	832	0.000130	0.11
	60	1144	0.000116	0.13

仮想慣性力分布 $m \times a_x$ (橋軸方向振動)

	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_x	慣性力分布 $m \times a_x$
第4 水平 梁	4	0	0.004309	0.00
	61	235	0.004393	1.03
	62	471	0.004394	2.07
	63	471	0.004394	2.07
	64	471	0.004394	2.07
	65	235	0.004393	1.03
	34	0	0.004309	0.00
第3 水平 梁	10	82	0.004877	0.40
	66	393	0.004845	1.91
	67	623	0.004846	3.02
	68	623	0.004846	3.02
	69	623	0.004846	3.02
	70	393	0.004845	1.91
	40	82	0.004877	0.40
第2 水平 梁	16	107	0.003290	0.35
	71	544	0.003148	1.71
	72	876	0.003149	2.76
	73	876	0.00315	2.76
	74	876	0.003149	2.76
	75	544	0.003148	1.71
	46	107	0.003290	0.35
第1 水平 梁	22	116	0.001055	0.12
	76	624	0.000943	0.59
	77	1018	0.000944	0.96
	78	1018	0.000944	0.96
	79	1018	0.000944	0.96
	80	624	0.000943	0.59
	52	116	0.001055	0.12
基部 水平 梁	29	0	0.000153	0.00
	81	738	0.000130	0.10
	82	1476	0.000131	0.19
	83	1476	0.000131	0.19
	84	1476	0.000131	0.19
	85	738	0.000130	0.10
	59	0	0.000153	0.00
	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_x	慣性力分布 $m \times a_x$
基礎	30	17700	0.000116	2.05
	60	17700	0.000116	2.05
	86	14300	0.000031	0.44
	87	180000	0.000031	5.58
	88	14300	0.000031	0.44

表-3.5 プッシュオーバー解析に用いる格点地震力(橋軸直角方向)

仮想慣性力分布 $m \times a_z$ (橋軸直角方向振動)

	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_z	慣性力分布 $m \times a_z$
右 塔 柱	1	312	0.005895	1.84
	2	848	0.005847	4.96
	3	538	0.005766	3.10
	4	882	0.005685	5.01
	5	876	0.005633	4.93
	6	1768	0.005311	9.39
	7	909	0.004939	4.49
	8	1834	0.004555	8.36
	9	216	0.004207	0.91
	10	433	0.004138	1.79
	11	895	0.004067	3.64
	12	1804	0.003717	6.70
	13	924	0.003311	3.06
	14	1863	0.002910	5.42
	15	261	0.002575	0.67
	16	533	0.002503	1.33
	17	1006	0.002431	2.45
	18	2026	0.002113	4.28
	19	1034	0.001745	1.80
	20	2082	0.001390	2.89
	21	300	0.001109	0.33
	22	612	0.001051	0.64
	23	815	0.000996	0.81
	24	1637	0.000839	1.37
	25	829	0.000672	0.56
	26	2139	0.000518	1.11
	27	1324	0.000426	0.56
	28	2156	0.000351	0.76
	29	832	0.000315	0.26
	30	1144	0.000286	0.33
	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_z	慣性力分布 $m \times a_z$
左 塔 柱	31	312	0.005895	1.84
	32	848	0.005847	4.96
	33	538	0.005766	3.10
	34	882	0.005685	5.01
	35	876	0.005633	4.93
	36	1768	0.005311	9.39
	37	909	0.004939	4.49
	38	1834	0.004555	8.36
	39	216	0.004207	0.91
	40	433	0.004138	1.79
	41	895	0.004067	3.64
	42	1804	0.003717	6.70
	43	924	0.003311	3.06
	44	1863	0.002910	5.42
	45	261	0.002575	0.67
	46	533	0.002503	1.33
	47	1006	0.002431	2.45
	48	2026	0.002113	4.28
	49	1034	0.001745	1.80
	50	2082	0.001390	2.89
	51	300	0.001109	0.33
	52	612	0.001051	0.64
	53	815	0.000996	0.81
	54	1637	0.000839	1.37
	55	829	0.000672	0.56
	56	2139	0.000518	1.11
	57	1324	0.000426	0.56
	58	2156	0.000351	0.76
	59	832	0.000315	0.26
	60	1144	0.000286	0.33

仮想慣性力分布 $m \times a_z$ (橋軸直角方向振動)

	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_z	慣性力分布 $m \times a_z$
第4 水平 梁	4	0	0.005685	0.00
	61	235	0.005685	1.34
	62	471	0.005686	2.68
	63	471	0.005686	2.68
	64	471	0.005686	2.68
	65	235	0.005685	1.34
	34	0	0.005685	0.00
第3 水平 梁	10	82	0.004138	0.34
	66	393	0.004138	1.63
	67	623	0.004138	2.58
	68	623	0.004138	2.58
	69	623	0.004138	2.58
	70	393	0.004138	1.63
	40	82	0.004138	0.34
第2 水平 梁	16	107	0.002503	0.27
	71	544	0.002503	1.36
	72	876	0.002503	2.19
	73	876	0.002503	2.19
	74	876	0.002503	2.19
	75	544	0.002503	1.36
	46	107	0.002503	0.27
第1 水平 梁	22	116	0.001051	0.12
	76	624	0.001051	0.66
	77	1018	0.001051	1.07
	78	1018	0.001051	1.07
	79	1018	0.001051	1.07
	80	624	0.001051	0.66
	52	116	0.001051	0.12
基部 水平 梁	29	0	0.000315	0.00
	81	738	0.000315	0.23
	82	1476	0.000315	0.46
	83	1476	0.000315	0.46
	84	1476	0.000315	0.46
	85	738	0.000315	0.23
	59	0	0.000315	0.00
	格点番号	格点質量 M(ton)	1次モード 形状 a_z	慣性力分布 $m \times a_z$
基礎	30	17700	0.000276	4.89
	60	17700	0.000276	4.89
	86	14300	0.000061	0.87
	87	180000	0.000061	10.98
	88	14300	0.000061	0.87

3. 2 プッシュオーバー解析結果

(1) 基本ケース

図-3.11 に橋軸方向、図-3.12 に橋軸直角方向の基本ケースのひび割れ、降伏のイベント発生経緯のプッシュオーバー解析結果を示す。

橋軸方向のプッシュオーバー解析では、横軸に第3水平梁位置水平変位、縦軸に水平力合計をとり図化した。塔柱基部の降伏が始まってから計算の収束が悪くなり、第3水平梁位置の水平変位で1.8mを過ぎたあたりで計算が収束しなくなったため、計算を中止した。このため橋軸方向に関しては最大水平耐力が求められていない。

橋軸直角方向の解析では、塔頂水平変位を横軸にして、縦軸を水平力の合計値で図化した。これによると第2水平梁→第3水平梁→第1水平梁→第4水平梁の順番にひび割れが生じ、その後ひび割れた順番に再度水平梁が降伏する。そして、基部水平材にひび割れが生じた後、最大水平耐力に達している。また最大水平耐力に達したときのひび割れ、降伏が発生した部材の箇所から、非線形動的解析におけるレベル2地震相当の水平力が作用しているものと考えられる。

(2) RC主塔耐荷力特性

基本ケースの解析結果から本解析で対象としたRC主塔は、橋軸直角方向の耐荷力に関して以下のような特徴を有していることがわかった。

- ①水平力合計の曲線は部材が降伏し始めるあたりから傾きがゆるやかになり、基部水平材にひび割れが生じるあたりで水平力の増加はほとんど無くなる。
- ②本解析ではP- Δ 効果を考慮しているが、最大水平耐力に達した後も耐力の低下は緩やかであり、良好な静的耐荷力特性を有していることが分かる。

(3) 解析条件の相違による解析結果への影響分析

1) 軸力変動の影響

軸力変動の影響は、軸力変動が考慮できる基本ケースと軸力変動を考慮していないケース①の比較を行った。

①M- ϕ 履歴

橋軸直角方向の解析においては左右の塔柱に軸力差が生じるため、まずこの軸力変動を考慮したM- ϕ 履歴を比較した。図-3.13、図-3.14 に代表的なM- ϕ 履歴を示す。図中の部材ナンバーは非線形動的解析でナンバリングしたものと同一である。図の点線は軸力一定の場合、青線は引張側塔柱の履歴、赤線は圧縮側塔柱の履歴を示す。図-3.13(2)の塔柱基部に着目すると、圧縮側では軸方向力が大きいいため曲げモーメントによる引張縁のコンクリート、鉄筋に生じる応力度が小さく、ひび割れ強度は引張側塔柱と圧縮側塔柱で約40%の差が生じている。このひび割れ曲げモーメントの差を表-3.6に示す。

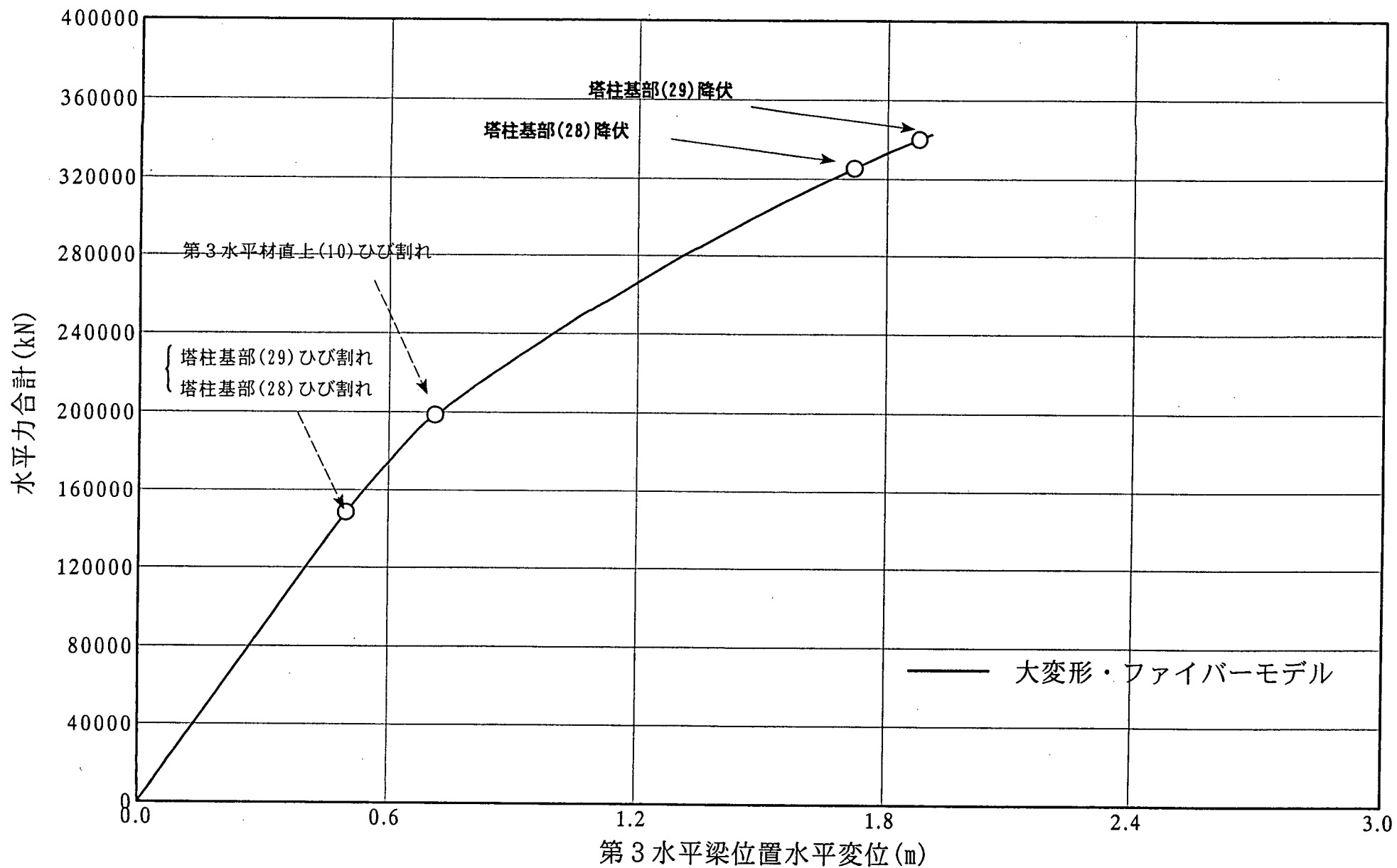


図-3.11 橋軸方向載荷時のイベント発生経緯

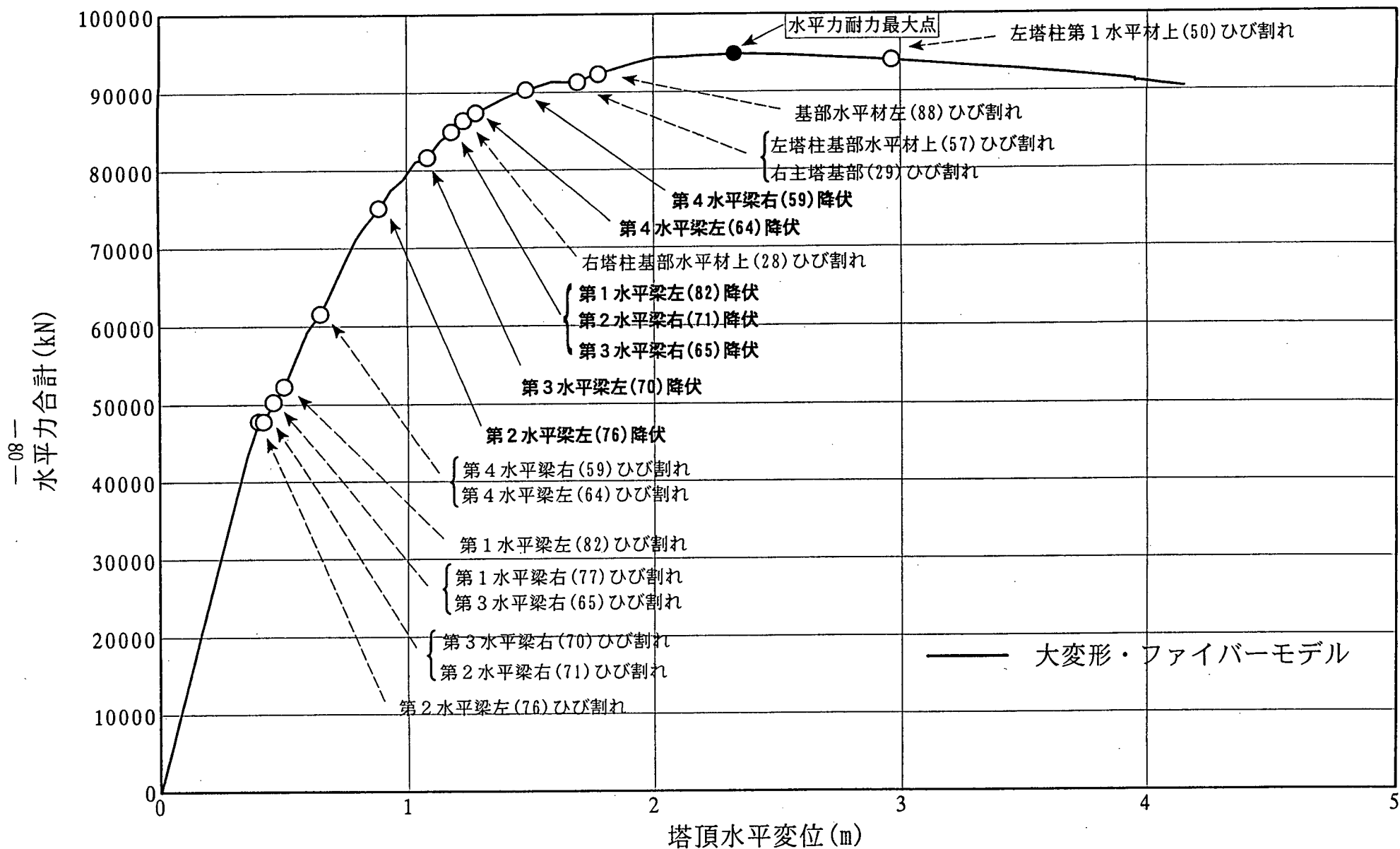


図-3.12 橋軸直角方向載荷時のイベント発生経緯

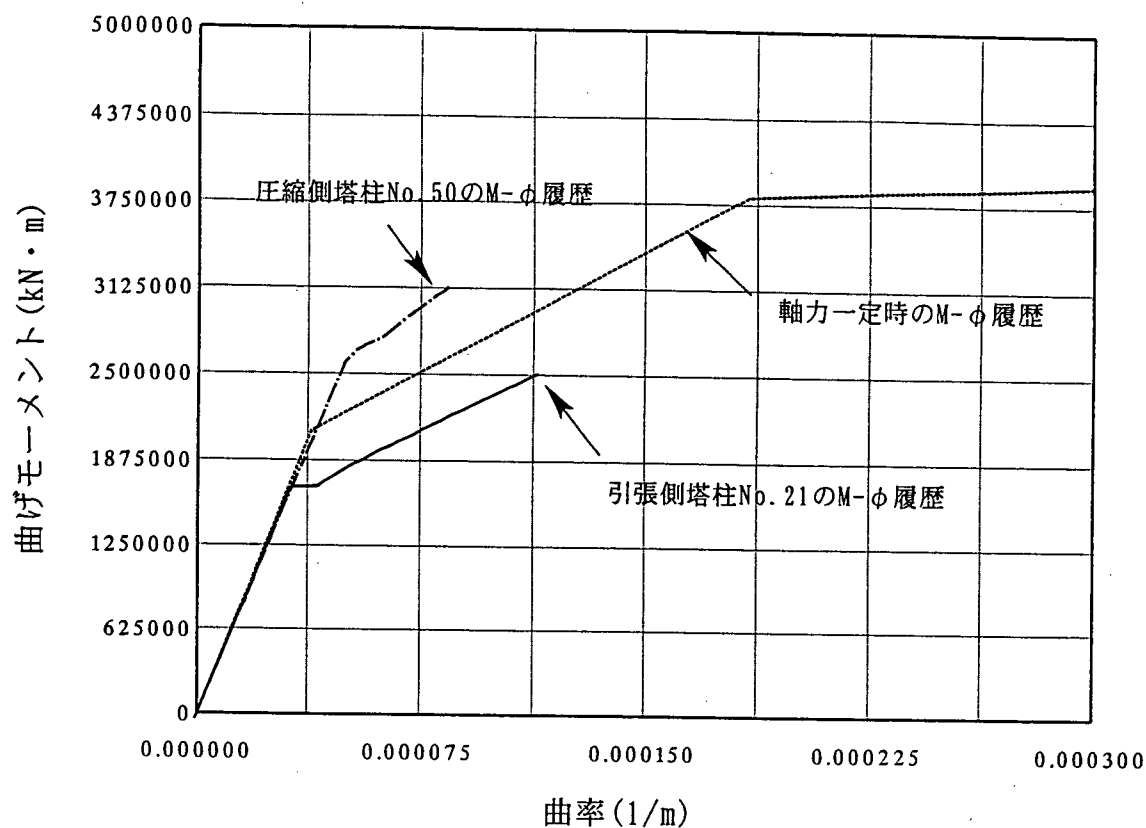


図-3.13(1) M- ϕ 履歴：第1水平梁直上

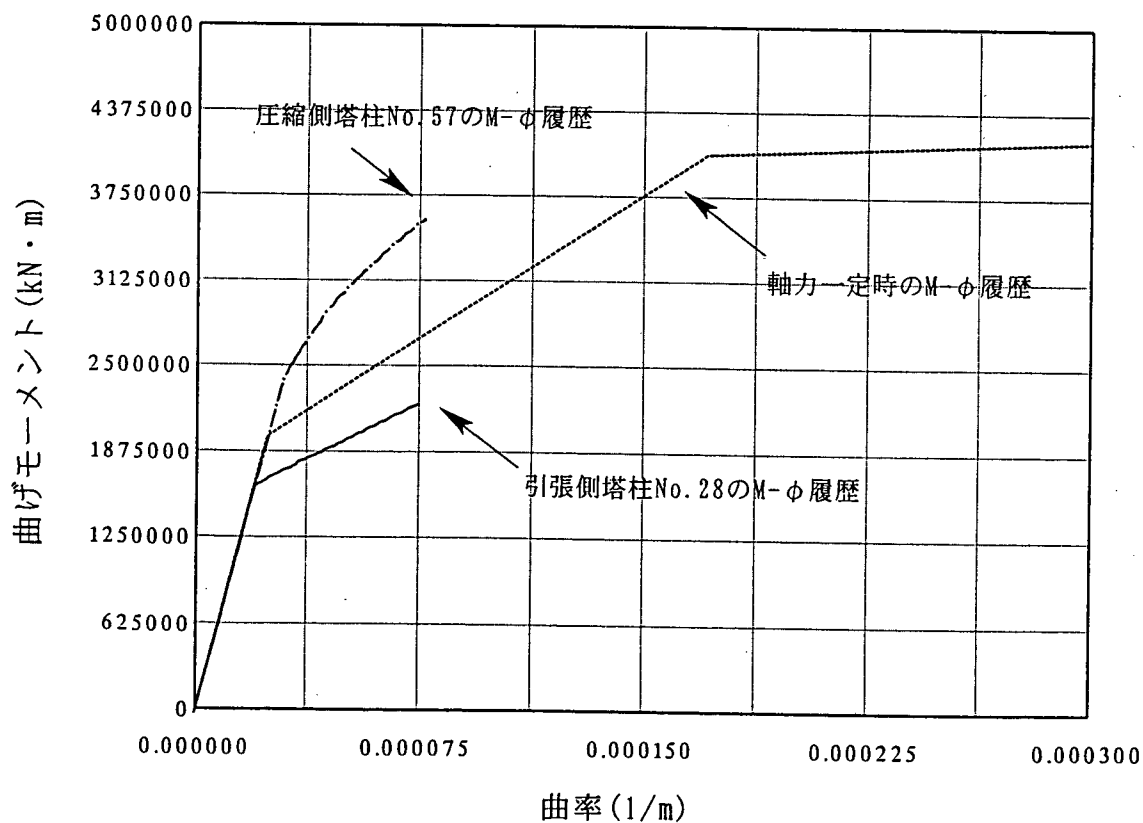


図-3.13(2) M- ϕ 履歴：主塔基部

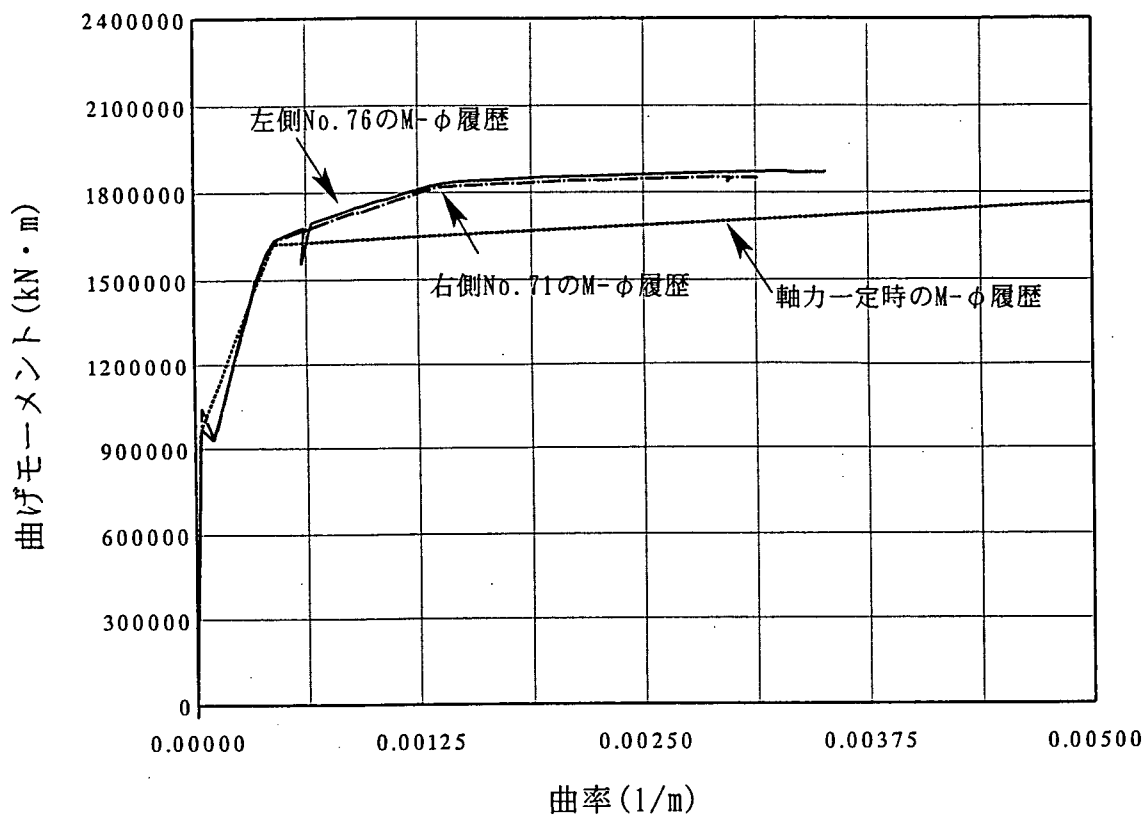


図-3.14(1) M-φ履歴：第2水平梁

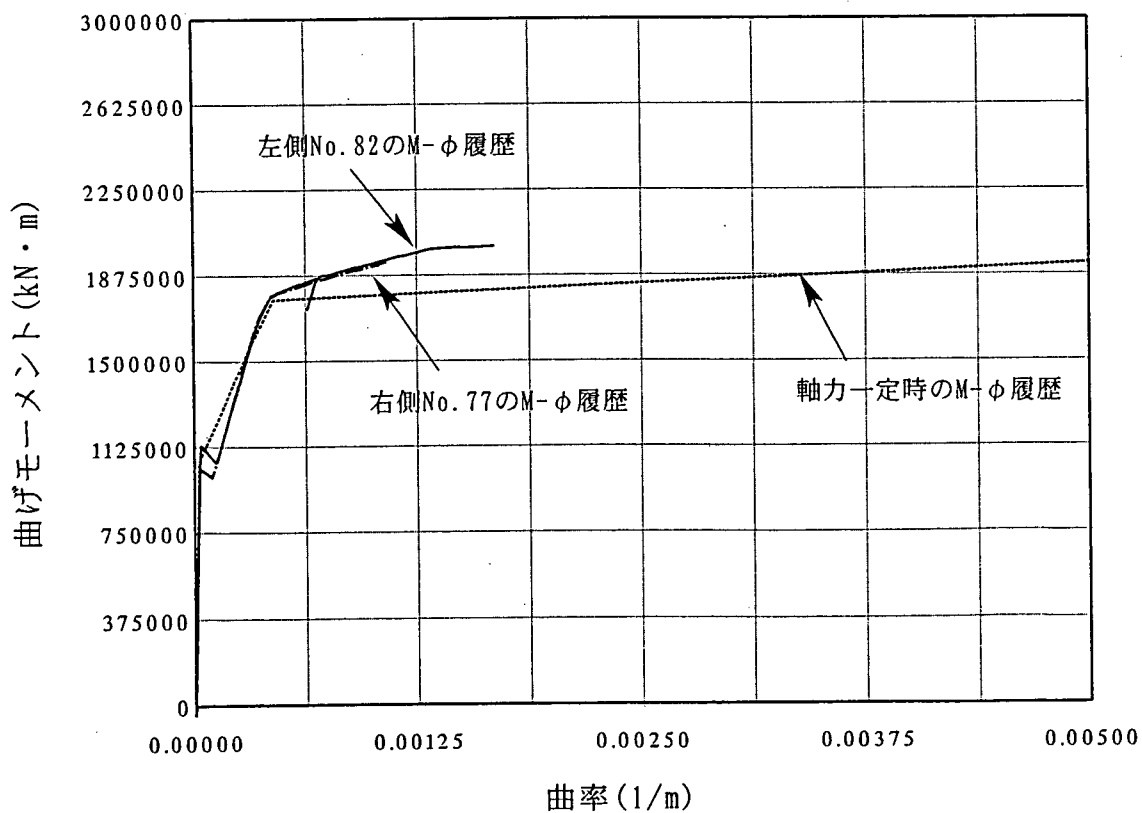


図-3.14(2) M-φ履歴：第1水平梁

表-3.6 橋軸直角方向載荷時のひび割れ曲げモーメントの差（塔柱基部）

	ひび割れ曲げモーメント
圧縮側塔柱	2361900kNm(1.19)
軸力一定	1983800kNm(1.00)
引張側塔柱	1596200kNm(0.80)

また、図-3.14に見られるように、比例的に荷重を増加させているにもかかわらず、除荷を生じる現象が生じている。ラーメン骨組構造物では、このような除荷が生じることが指摘されており³⁾、本件もその例であると考えられるが、この結果については別途検証が必要と考えられる。

②全体耐荷力

図-3.15、図-3.16に橋軸方向と橋軸直角方向の静的載荷時イベント発生経緯のグラフを示す。図-3.15の橋軸方向に静的荷重を載荷した場合では、塔柱には軸力は生じないため、軸力変動の考慮差は生じない。このため、発生イベント、水平変位と水平力はファイバーモデルと軸力一定のモデルとの間で良く一致している。

橋軸直角方向に関しては、図-3.16、表-3.7に示すとおり、主塔全体の水平耐力は軸力を一定としたケースでは軸力変動を考慮したケースにくらべ8%ほど小さく評価される結果となった。

表-3.7 最大水平耐力の比較

	水平耐力
軸力変動考慮（ファイバーモデル）	94877kN(1.00)
軸力一定（はり骨組モデル）	87200kN(0.92)

このことは、軸力変動を無視するとRC主塔全体の水平耐力を小さく見積もることになることを示している。

また、橋軸直角方向に関して、各イベントの発生順序については、軸力変動を考慮する場合としない場合で若干の差はあるものの、以下の順序でひび割れ、降伏が進行していく。

第2水平梁 → 第3水平梁 → 第1水平梁 → 第4水平梁 → 塔柱

水平耐力については、軸力変動の小さい水平梁にひび割れ、降伏が生じる程度では軸力変動の考慮の差はほとんど見られない。しかし、右側塔柱基礎水平梁上部材にひび割れが生じるあたりから、軸力変動を考慮しないケースは、考慮したケースに比べ耐力が小さくなっている。このケースのこの事例だけで結論づけるには早計ではあるが、塔柱にひび割れ以上の損傷が生じるような地震力を受けるRC主塔に対しては、軸力変動の影響を考慮すべきであるといえる。この点については今後も検討すべき課題であると思われる。

2) 大変形解析と微小変位解析の比較

大変形解析と微小変位解析（線形解析）の解析方法による水平耐力の差は、基本ケースとケース②を比較した。またプログラムの制約上、線形化有限変位解析はファイバーモデルでは解析出来ないため、はり骨組モデルにより併せてプッシュオーバー解析を行った。

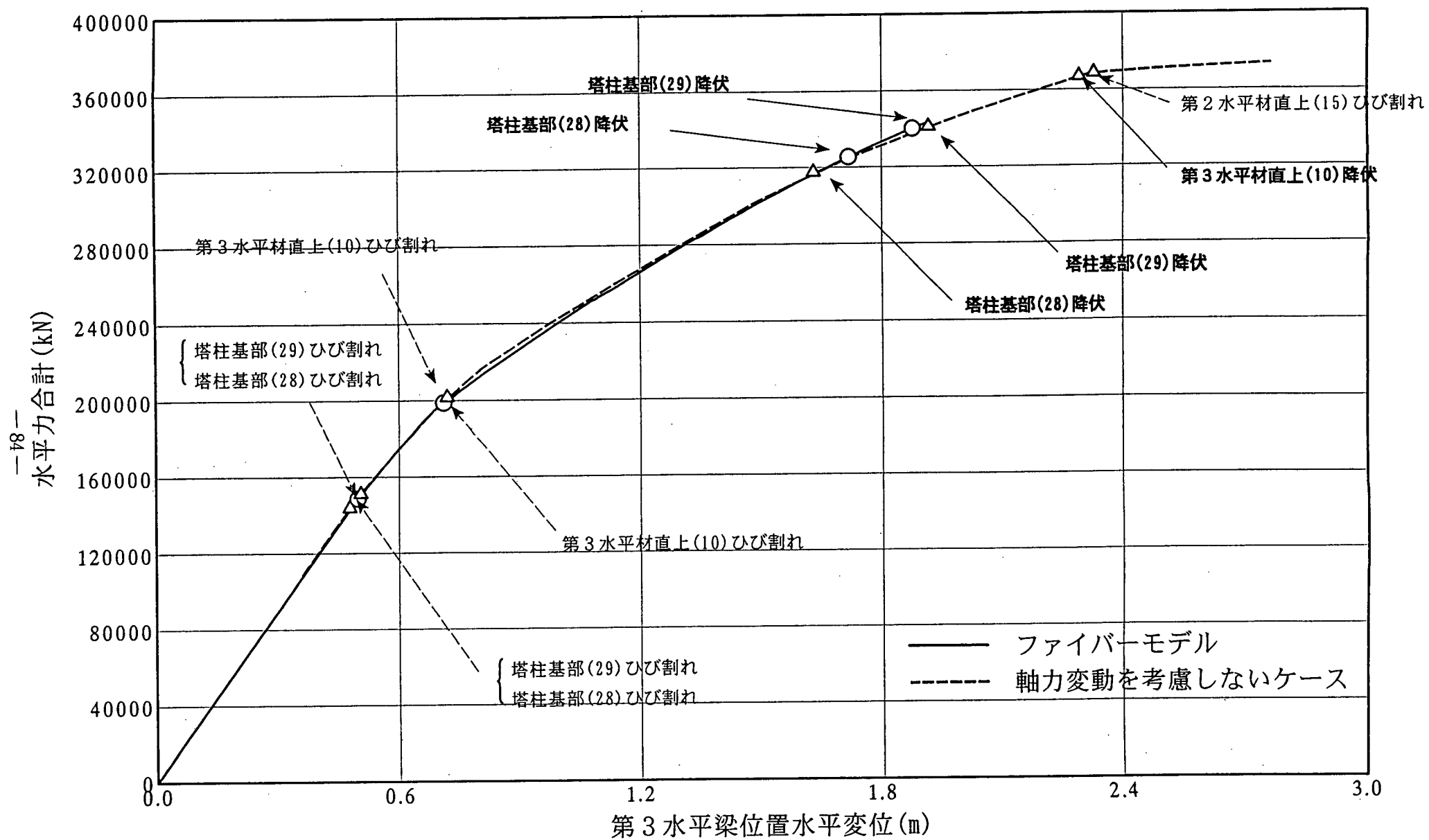


図-3.15 解析モデルの違いによるイベント発生経緯の差 (橋軸方向載荷)

水平力合計 (kN)

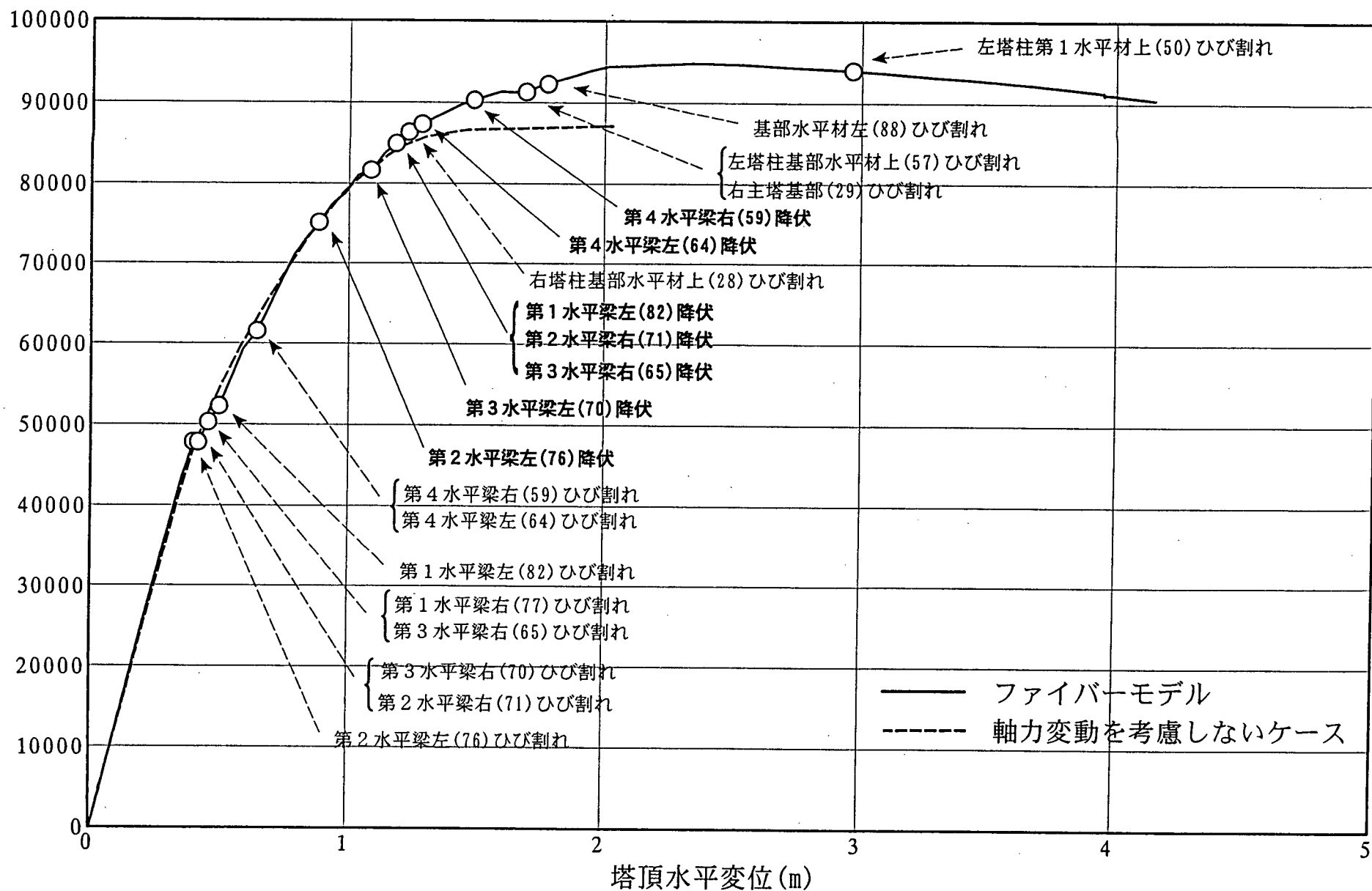


図-3.16 解析モデルの違いによるイベント発生経緯の差 (橋軸直角方向載荷)

図-3.17、図-3.18 に橋軸、橋軸直角方向別のイベント発生経緯のグラフを示す。幾何学的非線形を無視した線形解析の場合、水平梁のひび割れ後から大変形解析との差が広がり始め、大変形解析で塔柱が降伏後も、線形解析の場合は水平力が増加していく。これは橋軸、橋軸直角いずれのケースにも言える現象となっている。

図-3.18、表-3.8 に示すように、橋軸直角方向載荷において、幾何学的非線形を無視した線形解析の水平力は、大変形解析における最大水平耐力時の水平力に比べ、21%大きな値が得られている。このため、幾何学的非線形性を考慮しない場合は、過大に水平耐力力を算出することになる。

表-3.8 最大水平力の比較（橋軸直角方向載荷）

	水平力
大変形解析（幾何学的非線形考慮）	94877kN (1.00)
幾何学的非線形無視	114400kN (1.21)

（４）非線形動的解析との比較

プッシュオーバー解析結果と非線形動的解析結果は、両者の解析に用いる地震力が相似形であれば、応答履歴は本来一致するはずである。ここでは、プッシュオーバー解析結果と非線形動的解析とを比較して、プッシュオーバー解析の荷重載荷方法について検討した。

図-3.19 にプッシュオーバー解析結果と道路橋示方書 L2 地震動の橋軸方向の解析結果を重ね合わせたものを示す。縦軸は水平震度を表す量として基礎水平梁位置のせん断力とし、横軸の変形量は橋軸方向での変形量が最大となる第3水平梁位置とした。

解析結果は図-3.19 に示すように、動的解析結果はプッシュオーバー解析の傾向はとらえているものの、その軌跡は大きく異なる。

同様に橋軸方向に対して試算レベル2地震動による動的解析結果とプッシュオーバー解析結果を比較したものを図-3.20 に示す。この図から軌跡は全くといっていいほど異なったものとなっている。これは、プッシュオーバー解析で設定した地震荷重が実際の地震動を再現していないためと考えられる。RC主塔の地震応答は1次振動モードが卓越しているものと考え、プッシュオーバー解析の静的荷重として用いたが、高次の振動モードの影響を考慮していないために、非線形動的解析とプッシュオーバー解析との間で差が生じたものと考えられる。

そこで、1次の固有振動モードが応答にどの程度影響を与えているかを知るために、変位、曲げモーメント、せん断力のそれぞれの着目量に1次モードが占める割合を計算したものを表-3.9、表-3.10 に示す。これは、モード解析により計算した全応答値（2乗平均和）に対する1次モードの応答値の割合を示したものである。またモード解析により計算したもののなので、材料非線形の影響は取り込まれていない。それぞれ、道路橋示方書レベル2地震動、試算レベル2地震動に対して橋軸方向、橋軸直角方向の計算値を示す。

プッシュオーバー解析と非線形動的解析の変位履歴で着目した第3水平梁の変位と基礎水平梁のせん断力を見ると、変位は道路橋示方書レベル2では99.8%、試算レベル2では98.6%が1次モードで占めているのに対して、基礎水平梁でのせん断力は、道路橋示方書レベル2で65.8%、試算レベル2で30.7%となっている。この基礎水平梁位置でのせん断力に占める1次モード以外の高次モードの影響が上述したプッシュオー

バー解析と非線型動的解析との差になっているものと考えられる。

このため、今回対象とした多層のラーメン構造となるようなRC主塔におけるプッシュオーバー解析では、高次のモードの影響が大きいため、載荷地震荷重（慣性力分布）の設定にあたっては、着目位置ごとに異なった荷重を載荷するなどの工夫が必要であると思われる。

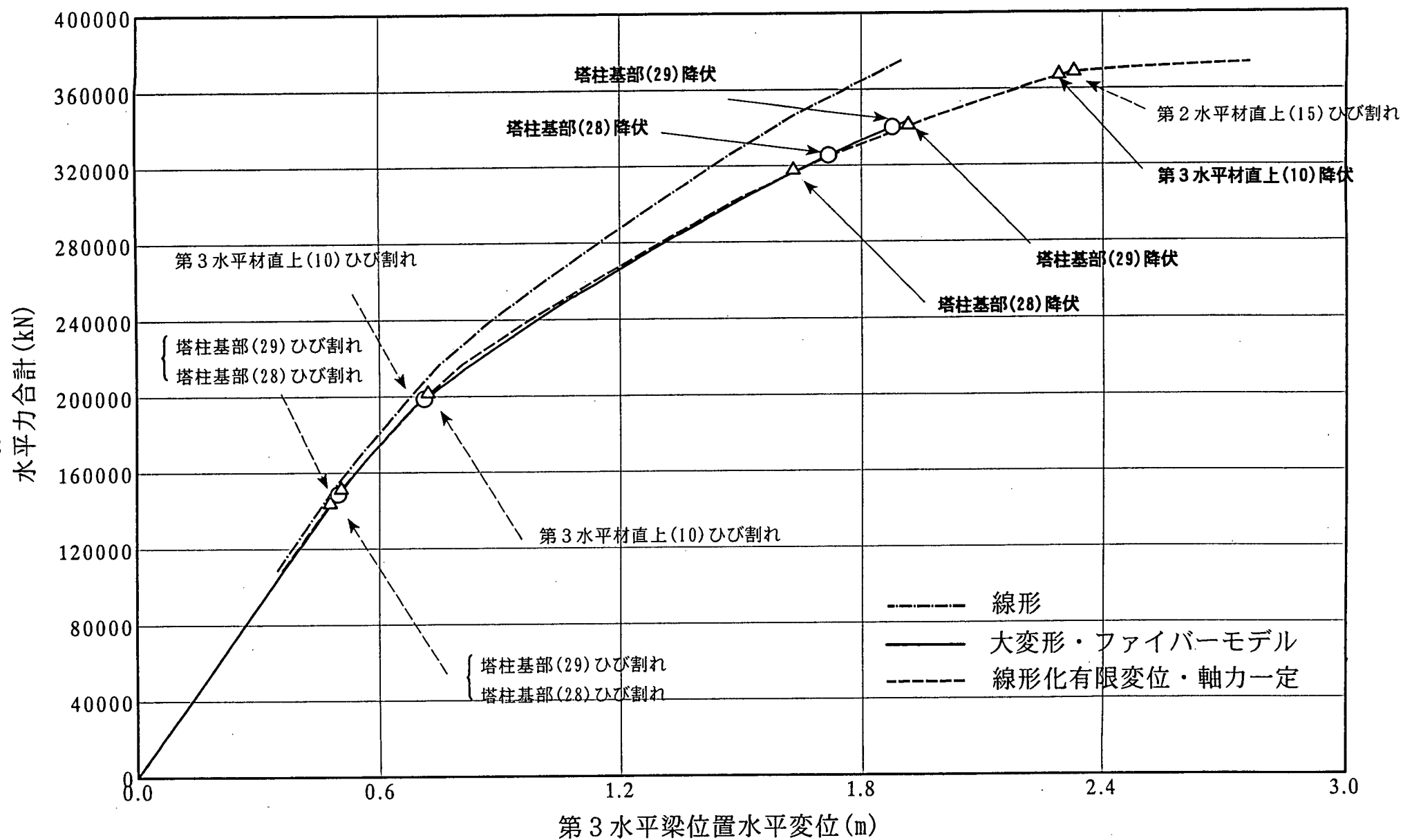


図-3.17 解析方法の違いによるイベント発生経緯の差 (橋軸方向载荷)

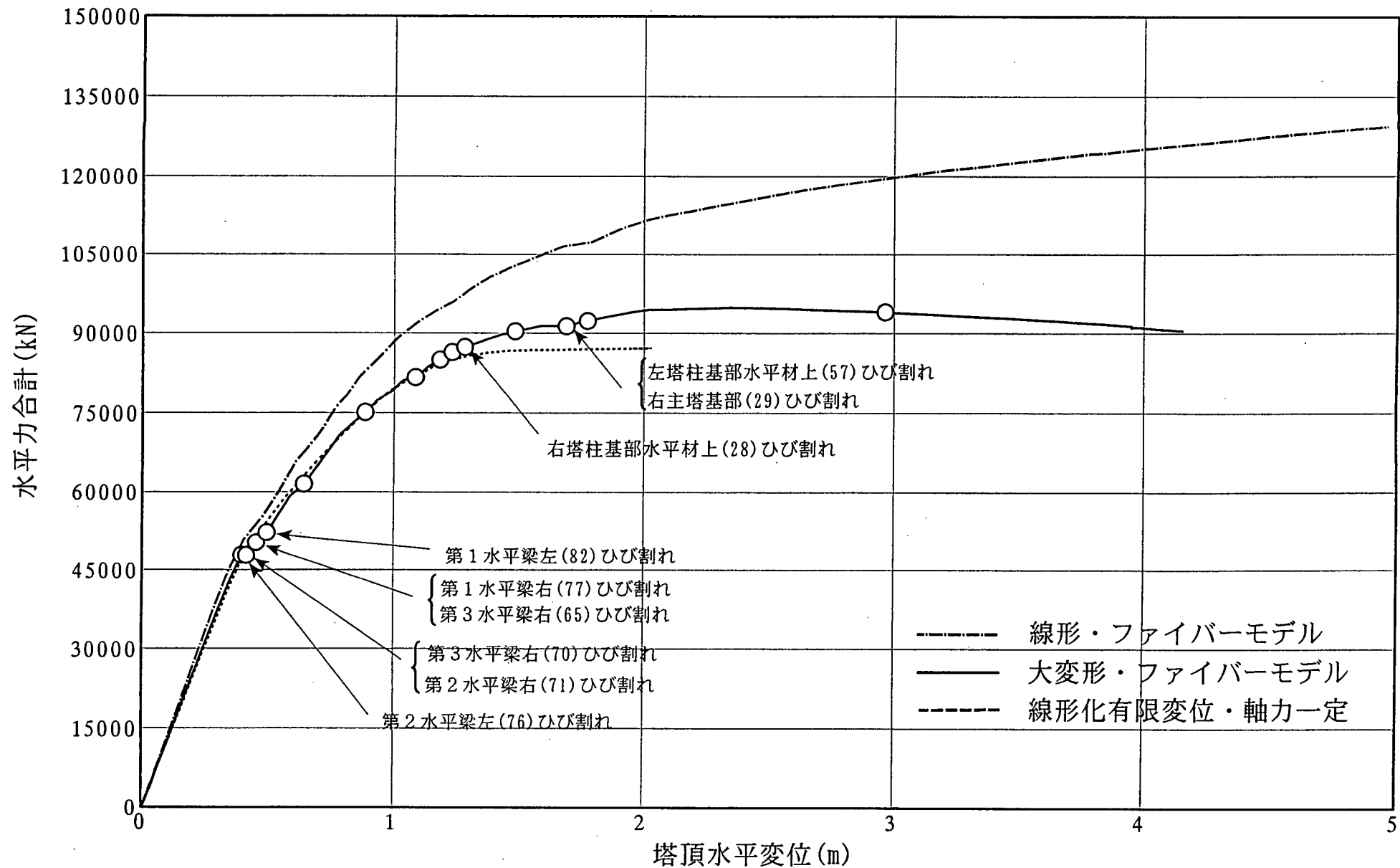


図-3.18 解析方法の違いによるイベント発生経緯の差 (橋軸直角方向載荷)

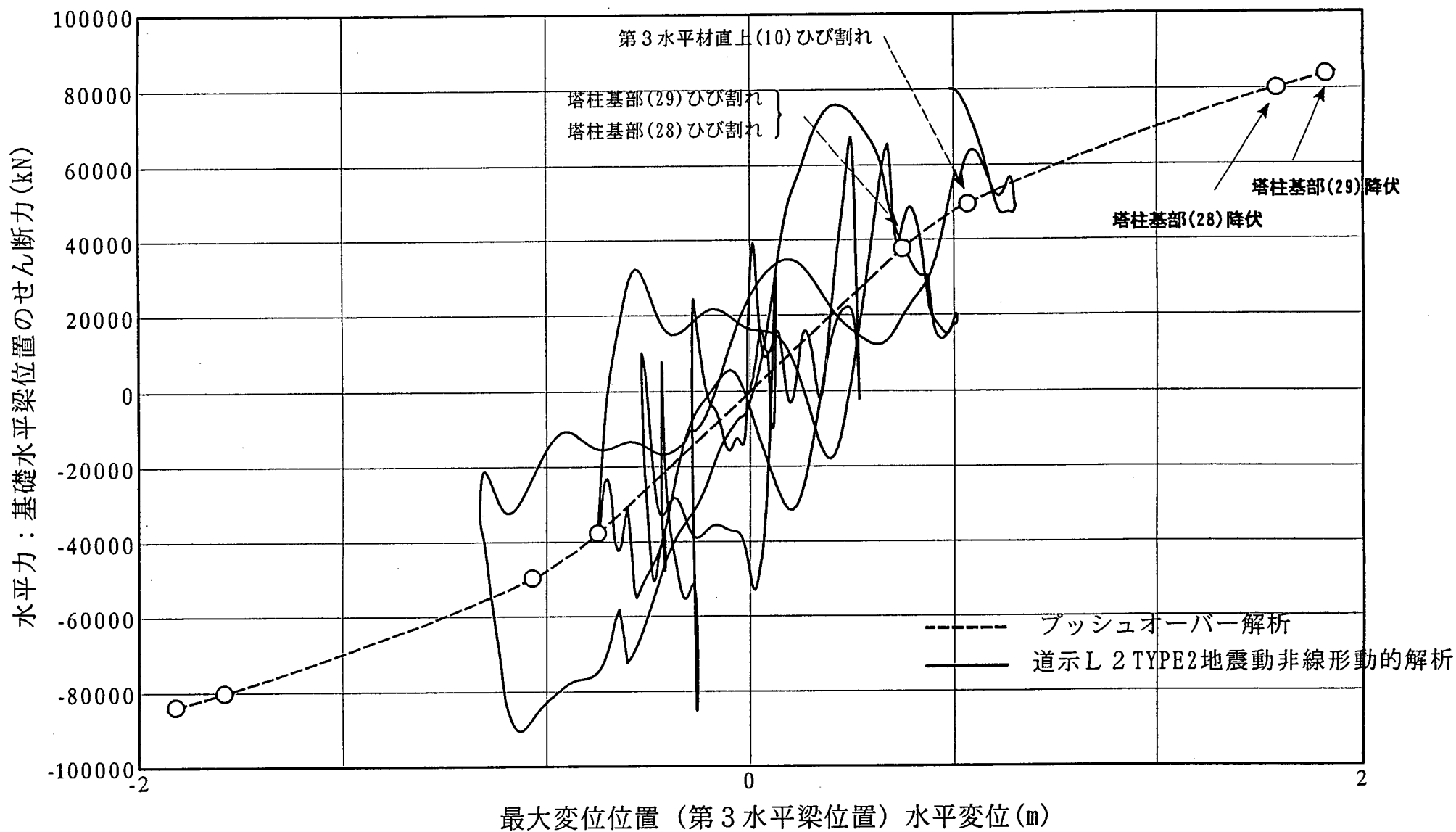


図-3.19 非線形動的解析とプッシュオーバー解析の比較：道路橋示方書 L2 地震動

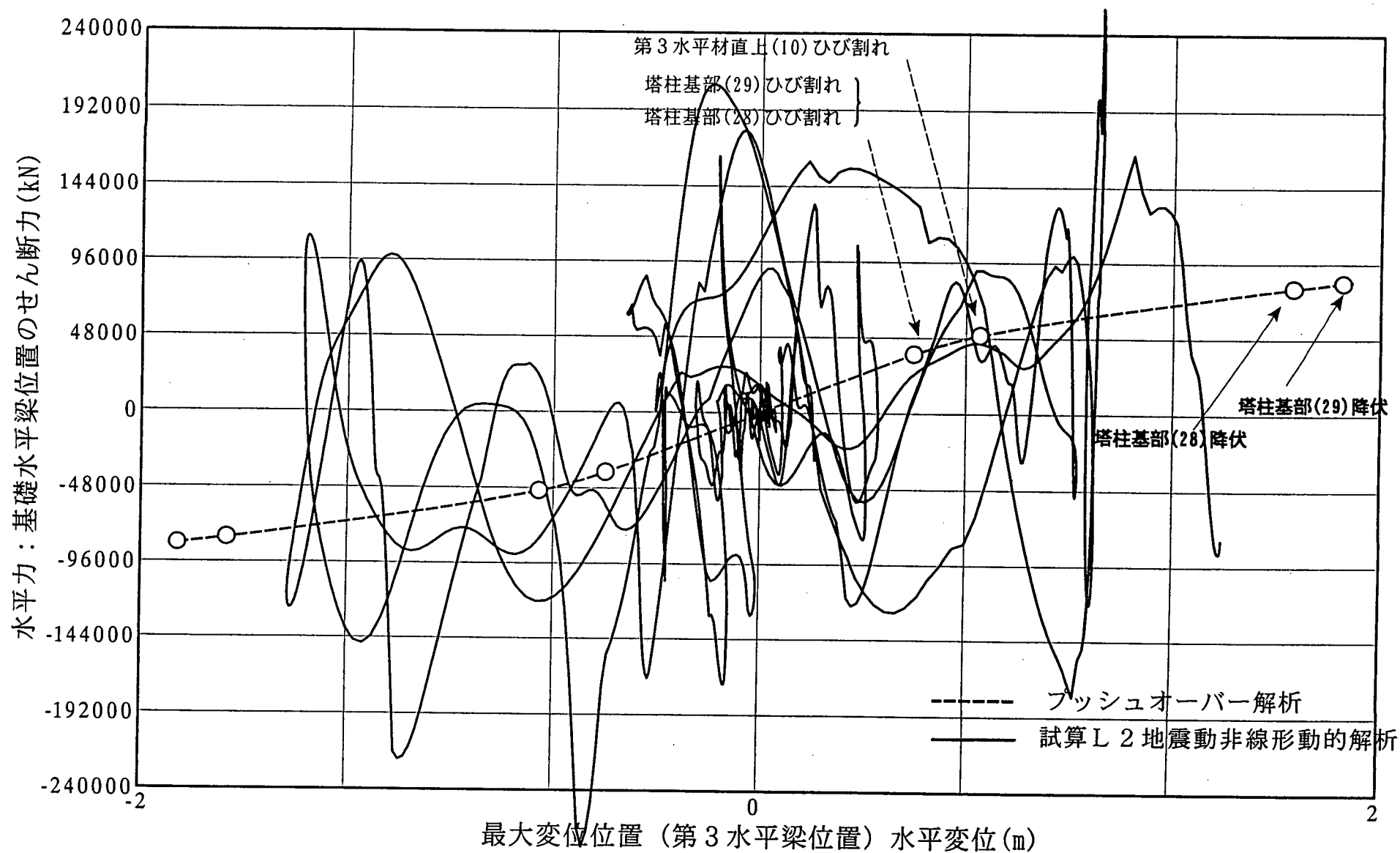


図-3.20 非線形動的解析とプッシュオーバー解析の比較：試算レベル2地震動

表-3.9 地震時応答値に占める1次振動モードの比率：橋軸方向

①道路橋示方書レベル2タイプ1地震動

着目量に1次モードが占める割合（塔柱）

着目位置	変位	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁直上(塔頂)	0.972	0.979	0.960
直下		0.962	0.900
第3水平梁直上	0.998	0.913	0.359
直下		0.920	0.061
第2水平梁直上	0.994	0.735	0.780
直下		0.570	0.849
第1水平梁直上	0.958	0.933	0.896
直下		0.962	0.847
基礎水平梁直上	0.768	0.956	0.658
直下		0.939	0.591

着目量に1次モードが占める割合（水平梁）

着目位置	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁	0.884	0.588
第3水平梁	0.198	0.601
第2水平梁	0.545	0.491
第1水平梁	0.660	0.139
基礎水平梁	0.309	0.023

 : 1次モードの寄与が最大となる着目量

②試算レベル2地震動

着目量に1次モードが占める割合（塔柱）

着目位置	変位	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁直上(塔頂)	0.941	0.923	0.838
直下		0.827	0.622
第3水平梁直上	0.986	0.622	0.186
直下		0.650	0.025
第2水平梁直上	0.989	0.441	0.409
直下		0.279	0.531
第1水平梁直上	0.798	0.687	0.650
直下		0.803	0.530
基礎水平梁直上	0.415	0.798	0.307
直下		0.726	0.266

着目量に1次モードが占める割合（水平梁）

着目位置	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁	0.598	0.277
第3水平梁	0.076	0.269
第2水平梁	0.254	0.227
第1水平梁	0.355	0.055
基礎水平梁	0.150	0.010

 : 1次モードの寄与が最大となる着目量

表-3.10 地震時応答値に占める1次振動モードの比率：橋軸直角方向

①道路橋示方書レベル2タイプ1地震動

着目量に1次モードが占める割合（塔柱）

着目位置	変位	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁直上(塔頂)	0.986	0.456	0.367
直下		0.558	0.378
第3水平梁直上	0.995	0.515	0.697
直下		0.744	0.726
第2水平梁直上	0.954	0.765	0.813
直下		0.759	0.822
第1水平梁直上	0.883	0.835	0.775
直下		0.547	0.731
基礎水平梁直上	0.859	0.727	0.663
直下		0.725	0.635

着目量に1次モードが占める割合（水平梁）

着目位置	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁	0.540	0.541
第3水平梁	0.789	0.789
第2水平梁	0.896	0.897
第1水平梁	0.821	0.822
基礎水平梁	0.706	0.706

：1次モードの寄与が最大となる着目量

②試算レベル2地震動

着目量に1次モードが占める割合（塔柱）

着目位置	変位	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁直上(塔頂)	0.881	0.073	0.055
直下		0.119	0.058
第3水平梁直上	0.813	0.105	0.317
直下		0.134	0.208
第2水平梁直上	0.723	0.159	0.173
直下		0.169	0.196
第1水平梁直上	0.389	0.200	0.190
直下		0.127	0.192
基礎水平梁直上	0.208	0.215	0.168
直下		0.217	0.140

着目量に1次モードが占める割合（水平梁）

着目位置	曲げモーメント	せん断力
第4水平梁	0.109	0.110
第3水平梁	0.407	0.411
第2水平梁	0.261	0.262
第1水平梁	0.255	0.257
基礎水平梁	0.211	0.212

：1次モードの寄与が最大となる着目量

4. まとめ

本研究は、長大吊橋RC主塔の地震時の力学的特性を非線形動的解析およびプッシュオーバー解析により検討を行った。結論をまとめると以下ようになる。

(1) 非線形動的解析

1. 入力する地震波の違いによってひび割れ、降伏、終局と部材の発生部位の変化、広がりの違いが把握できた。試算レベル1地震動以外の地震動では、塔柱もしくは水平材に降伏以上の損傷を受ける結果となった。
2. 最大応答変位の最大値は橋軸方向で第3水平梁付近、橋軸直角方向で塔頂に現れる。また、最大応答塑性率は、橋軸方向では最大変位形状にほぼ相似な形状になり、橋軸直角方向では基部水平梁と第1水平梁付近が最大となる。
3. 橋軸直角方向の解析において、すべての地震動で水平梁のせん断耐力が不足する結果となった。今回の照査断面はせん断に対しての最適設計を行った断面ではないが、断面の変更を含め水平梁のせん断耐力の向上策が必要である。
4. 残留変位に関しては、試算レベル2×2.0の入力地震動において、残留変位が橋軸方向で最大1.88mの値となった。これを偏心曲げモーメントに換算して、塔柱のひび割れ曲げモーメントと比較すると41%となった。しかし、RC主塔の残留変位の規定値がないため、残留変位値の合理的な評価ができない。このためRC主塔に対する合理的な残留変位規定値の設定が必要である。

(2) プッシュオーバー解析

1. ファイバーモデルを用いた主塔のプッシュオーバー解析を行った。橋軸直角方向の耐荷力は最大水平耐荷力を越えても急激に低下することなく、良好な耐荷力性能を有していることがわかった。
2. 橋軸直角方向の解析においては軸力変動を考慮した解析を行わないと、最大水平耐力は小さく評価される結果となった。また、幾何学的非線形を考慮した解析（大変形解析）とこれを無視した解析（微小変位解析）とでは、最大水平耐力において幾何学的非線形を無視した解析の方が大きい値を算出する結果となった。
3. プッシュオーバー解析と非線形動的解析の比較においては、両者の一致の程度は悪かった。これはプッシュオーバー解析において、載荷荷重に高次のモードの影響を見込まなかったことが大きく影響していると考えられる。今回対象としたRC主塔のような多層のラーメン構造をした構造物における、プッシュオーバー解析の地震荷重の設定方法についての検討が必要である。

参考文献

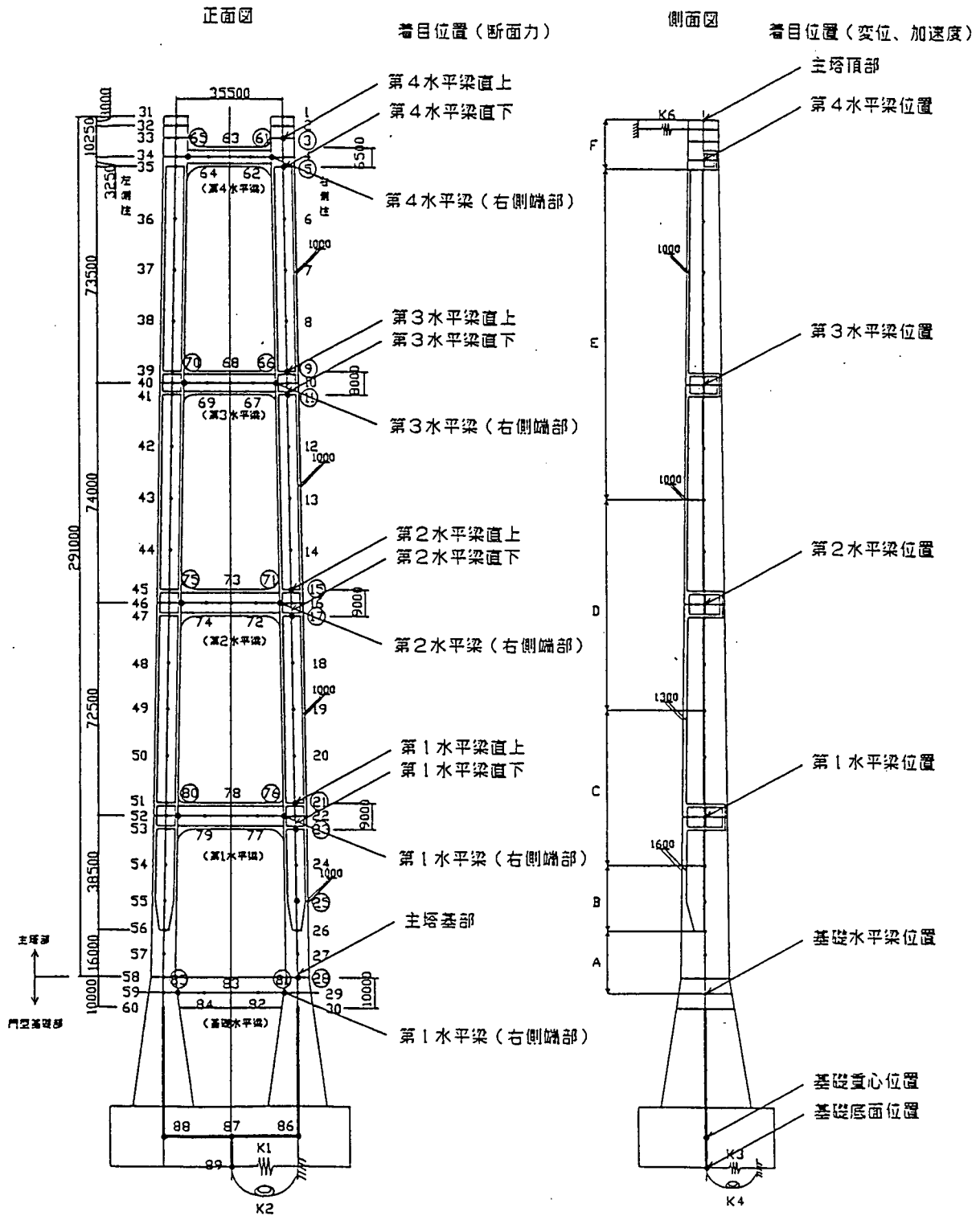
- 1) 建設省土木研究所：海峡横断プロジェクト技術調査委員会報告書、土木研究資料第 3479 号、pp36-39、1996.3
- 2) 川崎偉志夫：長支間道路吊橋の計画に関する実証的研究、本州四国連絡橋公団設計部、昭和 54 年 5 月
- 3) (財)国土開発技術センター：平成 4 年度高強度鉄筋分科会報告書、平成 5 年 3 月
- 4) 谷資伸編著：建築物の構造解析シリーズⅡ骨組構造解析、技報堂出版

付属資料

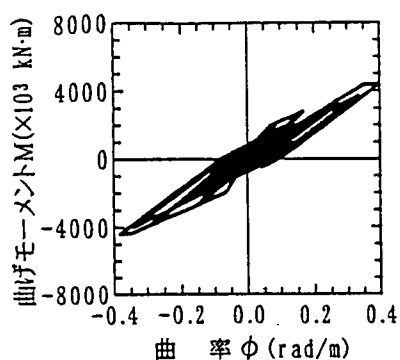
試算レベル2 地震動応答履歴

応答履歴着目位置	付図-1
非線形応答履歴	付図-2.1~2.8
非線形応答波形	付図-3.1~3.18

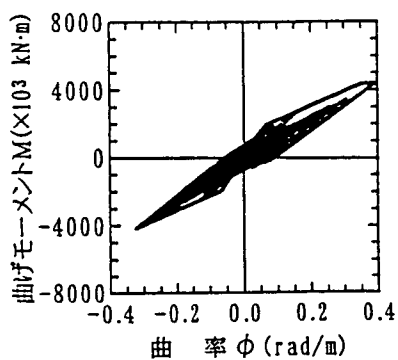
応答履歴着目位置



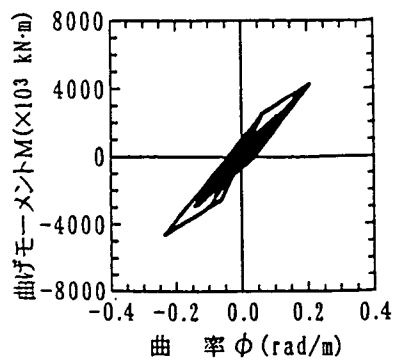
付図-1 応答履歴着目位置



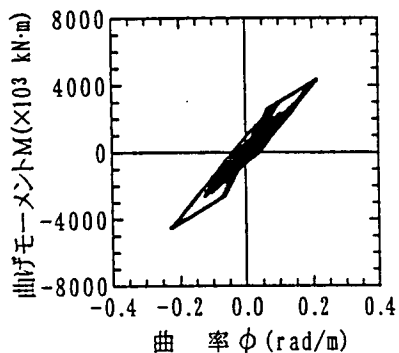
(1) 第3水平梁直上



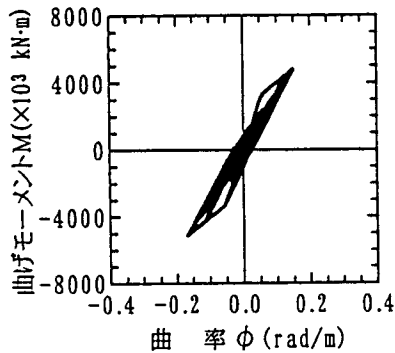
(2) 第3水平梁直下



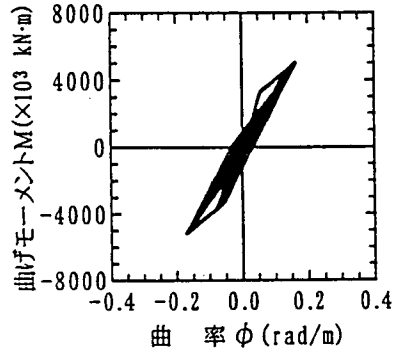
(3) 第2水平梁直上



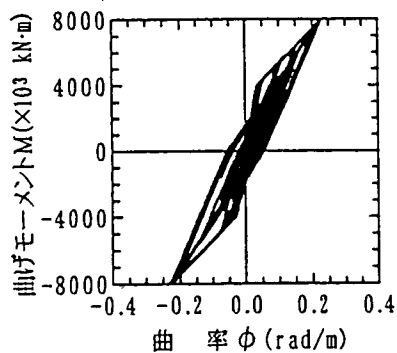
(4) 第2水平梁直下



(5) 第1水平梁直上

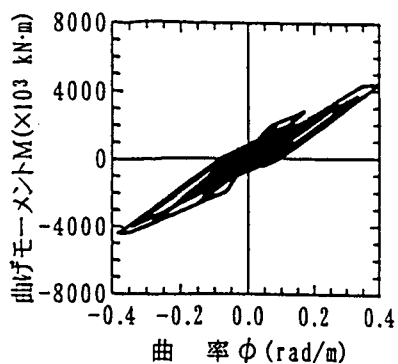


(6) 第1水平梁直下

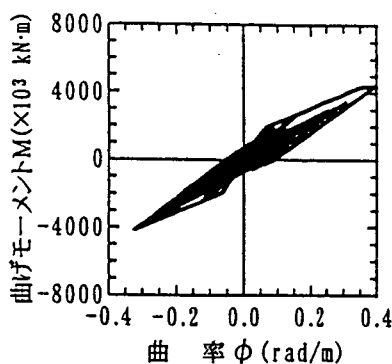


(7) 主塔基部

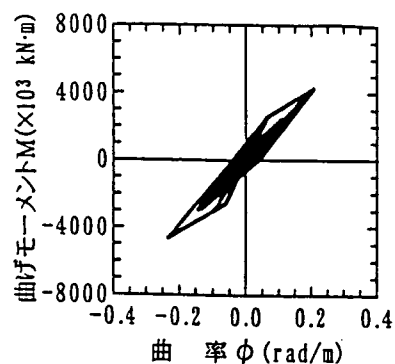
付図-2.1 右側柱の曲げモーメントM-曲率 ϕ 関係：橋軸方向



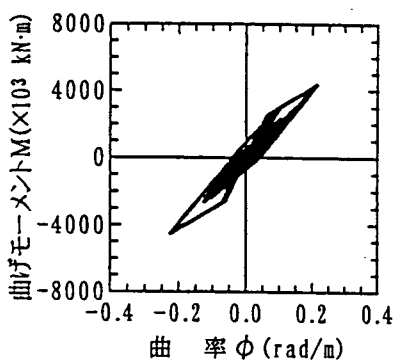
(1) 第3水平梁直上



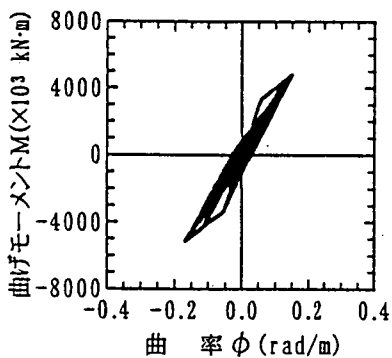
(2) 第3水平梁直下



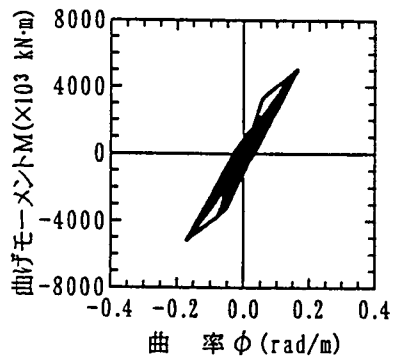
(3) 第2水平梁直上



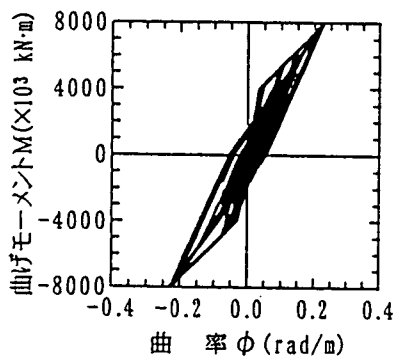
(4) 第2水平梁直下



(5) 第1水平梁直上

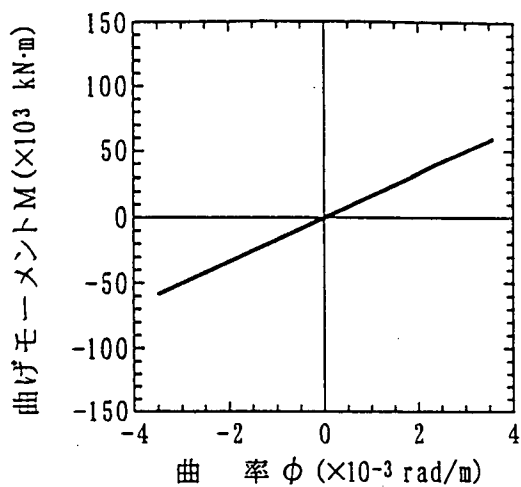


(6) 第1水平梁直下

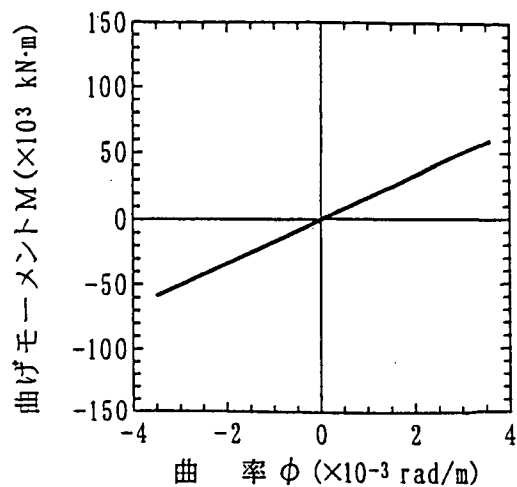


(7) 主塔基部

付図-2.2 左側柱の曲げモーメントM-曲率 ϕ 関係：橋軸方向

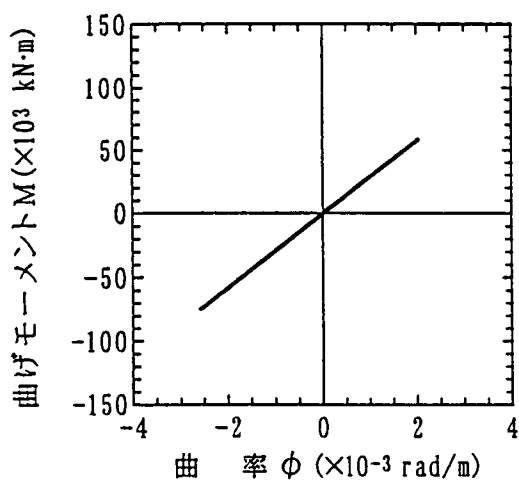


(a) 左側

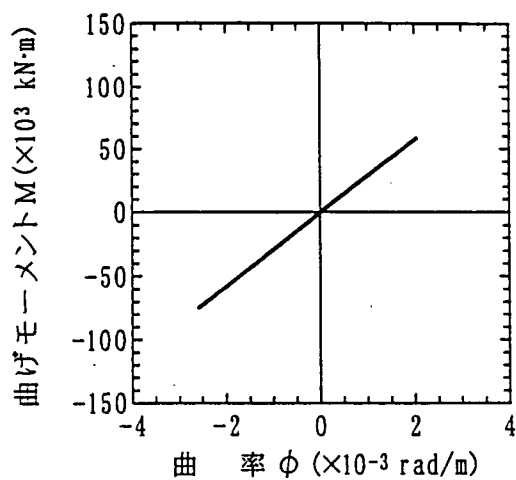


(b) 右側

(1) 第 4 水平梁

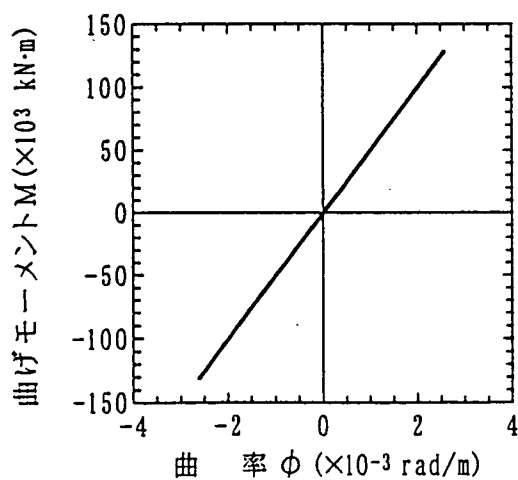


(a) 左側

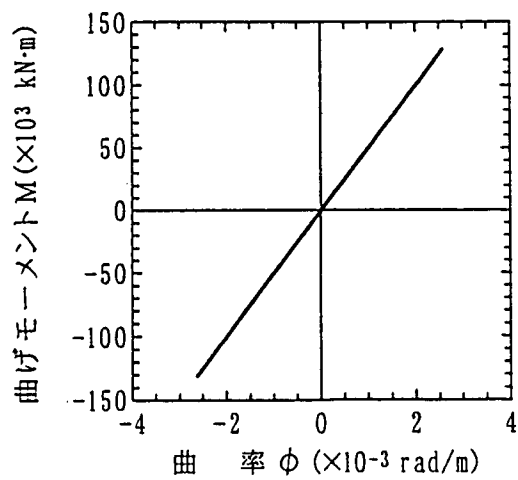


(b) 右側

(2) 第 3 水平梁



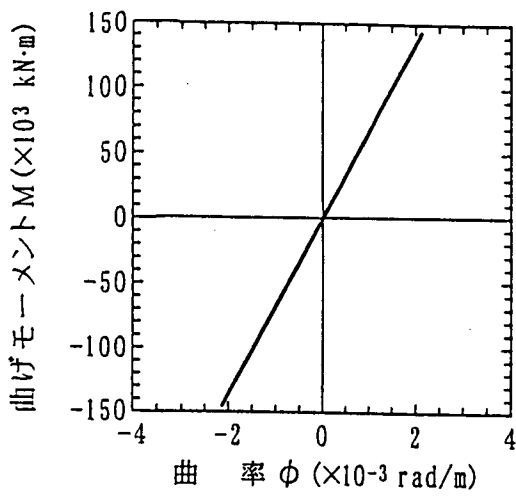
(a) 左側



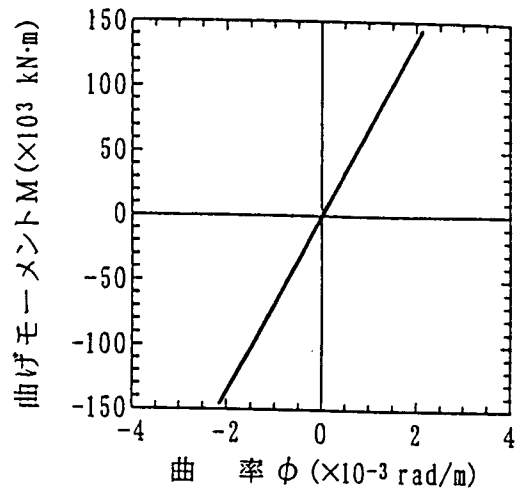
(b) 右側

(3) 第 2 水平梁

付図-2.3(1) 水平梁の曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係: 橋軸方向

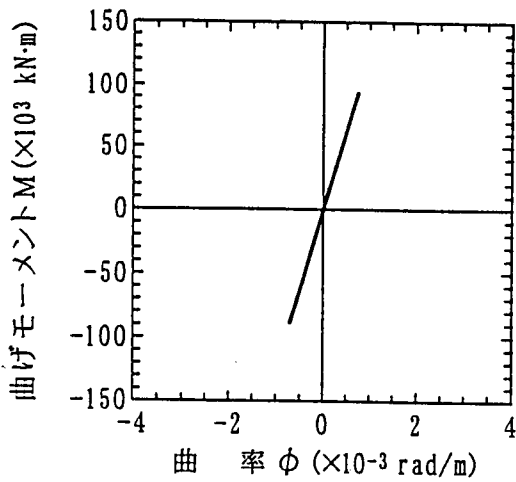


(a) 左側

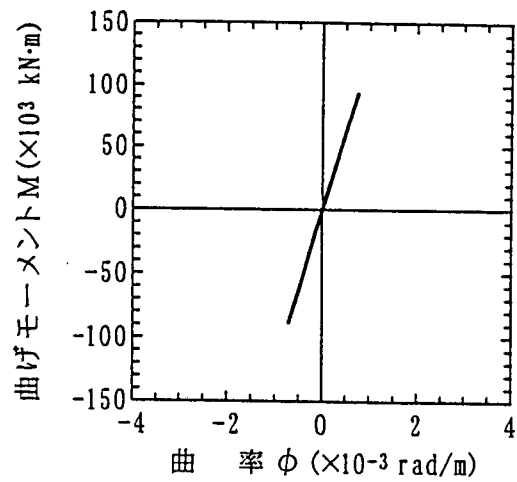


(b) 右側

(1) 第 1 水平梁



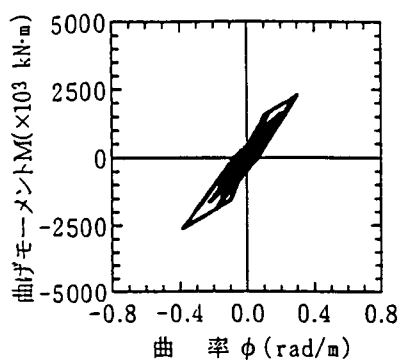
(a) 左側



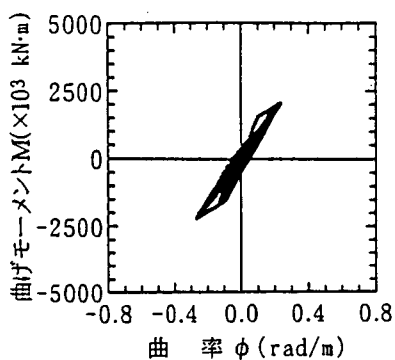
(b) 右側

(2) 基礎水平梁

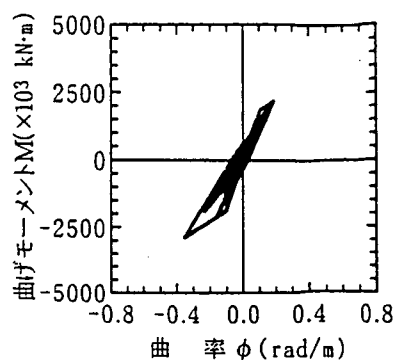
付図-2.3(2) 水平梁の曲げモーメントM-曲率φ関係：橋軸方向



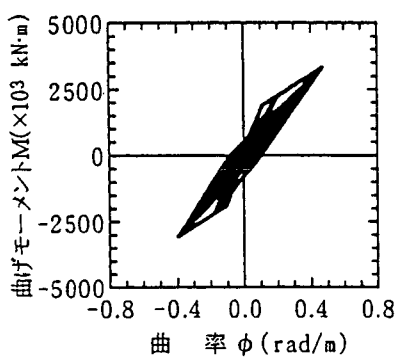
(1) 第3水平梁直上



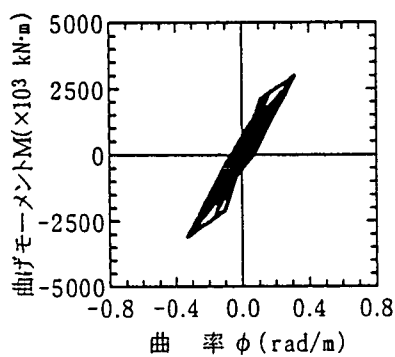
(2) 第3水平梁直下



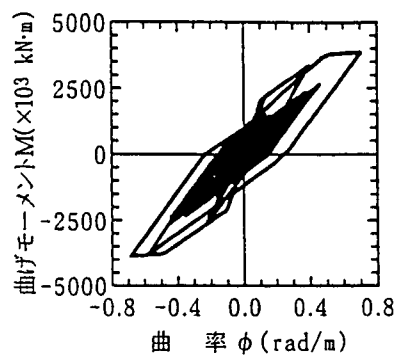
(3) 第2水平梁直上



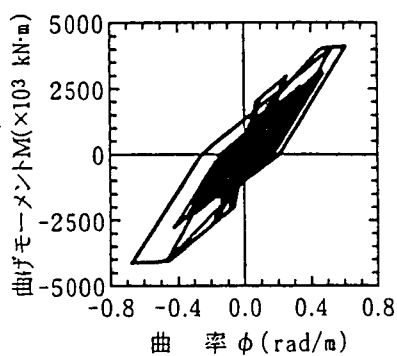
(4) 第2水平梁直下



(5) 第1水平梁直上

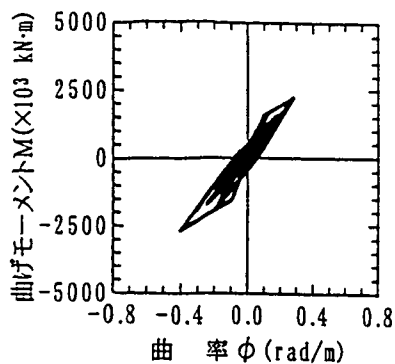


(6) 第1水平梁直下

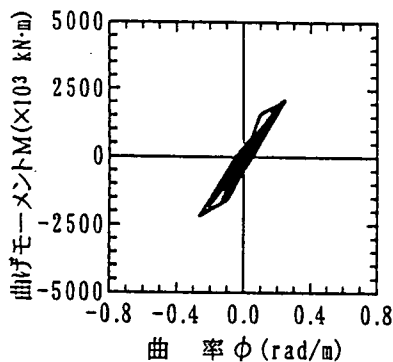


(7) 主塔基部

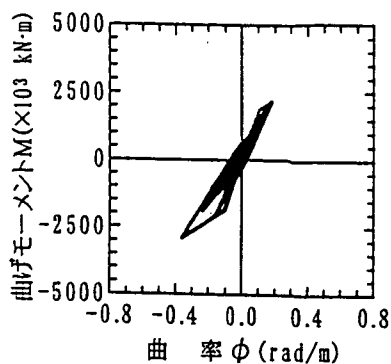
付図-2.4 右側柱の曲げモーメントM-曲率 ϕ 関係：橋軸直角方向



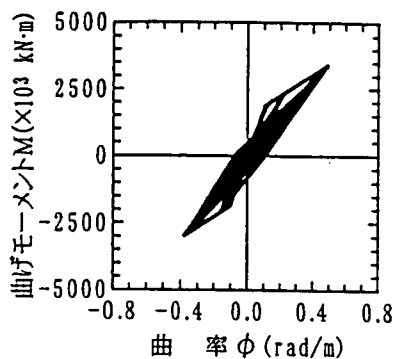
(1) 第3水平梁直上



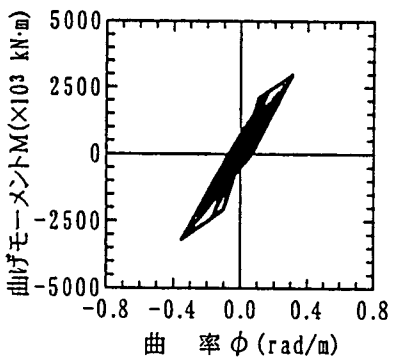
(2) 第3水平梁直下



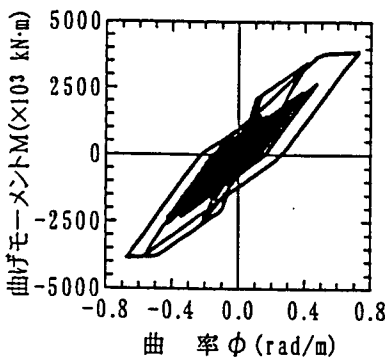
(3) 第2水平梁直上



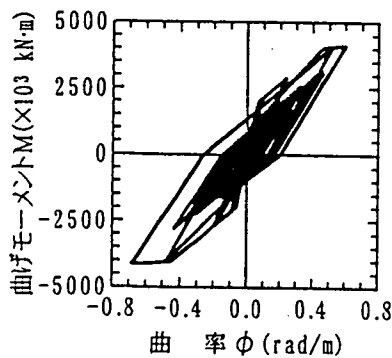
(4) 第2水平梁直下



(5) 第1水平梁直上

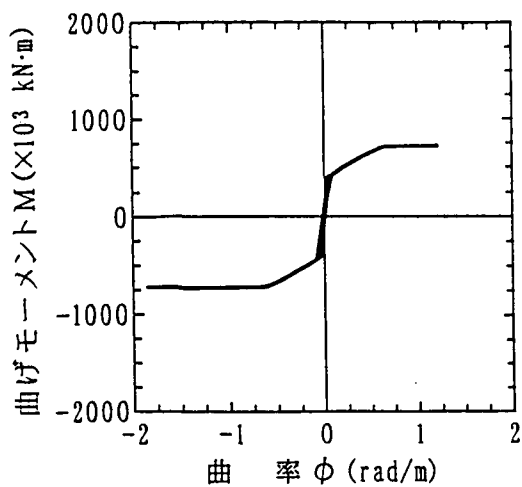


(6) 第1水平梁直下

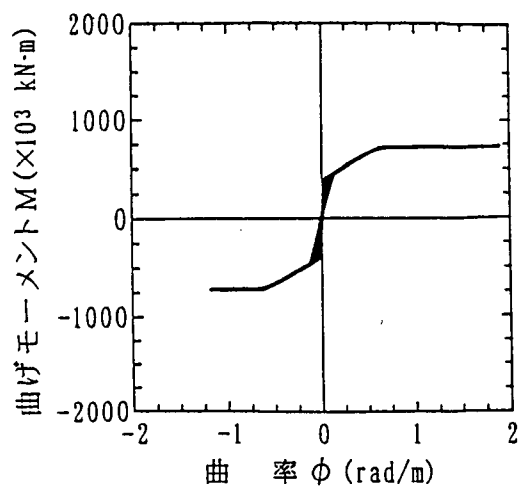


(7) 主塔基部

付図-2.5 左側柱の曲げモーメントM-曲率φ関係：橋軸直角方向

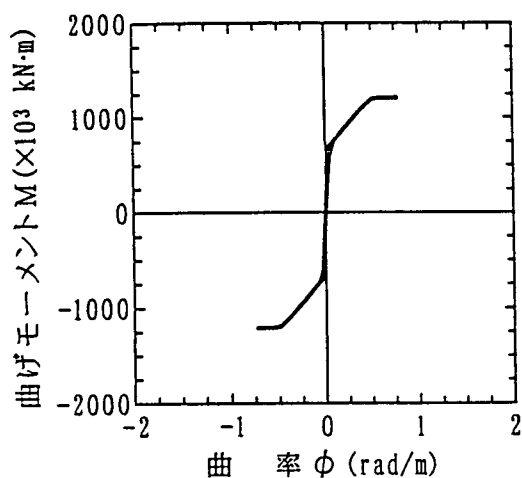


(a) 左側

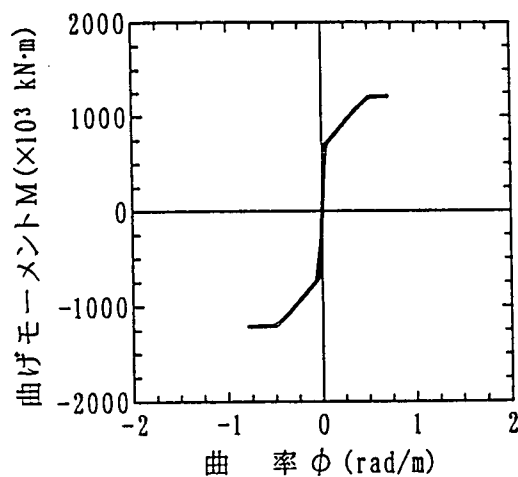


(b) 右側

(1) 第 4 水平梁

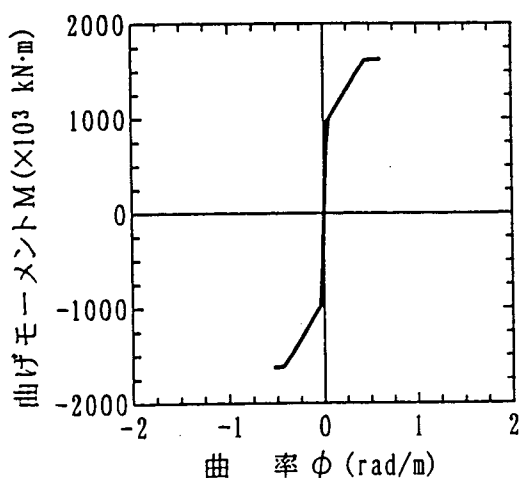


(a) 左側

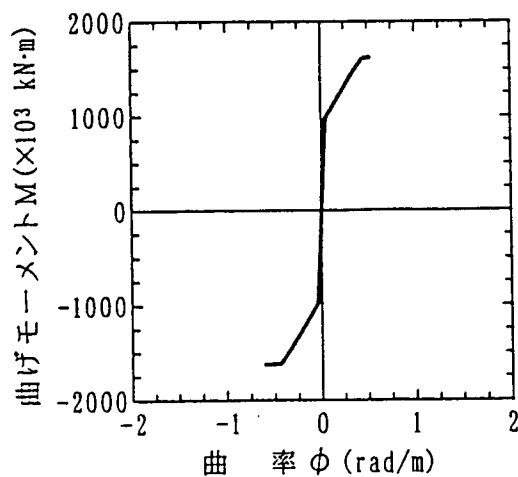


(b) 右側

(2) 第 3 水平梁



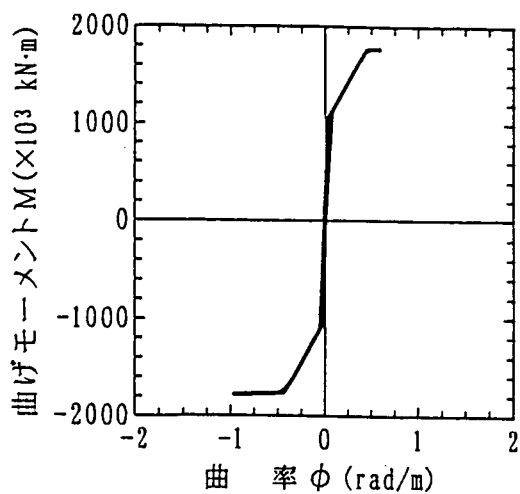
(a) 左側



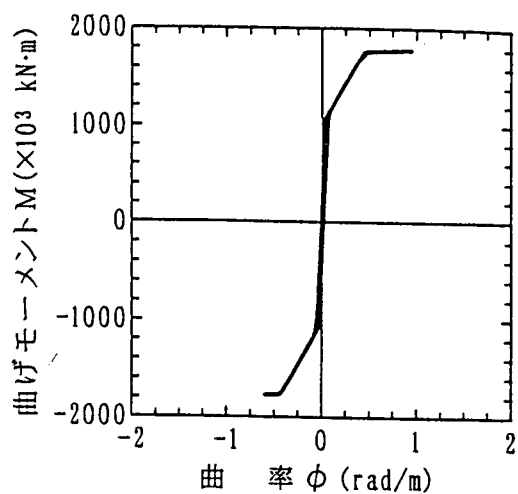
(b) 右側

(3) 第 2 水平梁

付図-2.6(1) 水平梁の曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係：橋軸直角方向

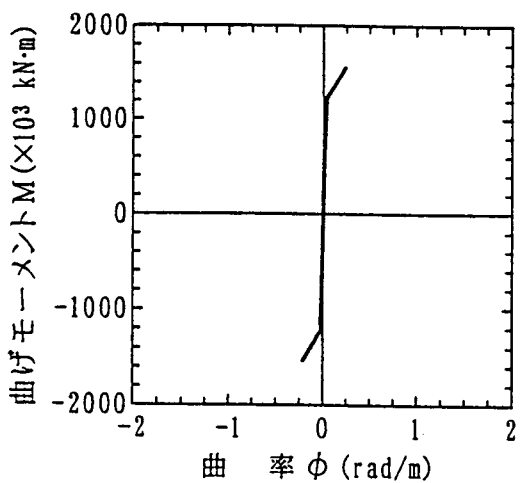


(a) 左側

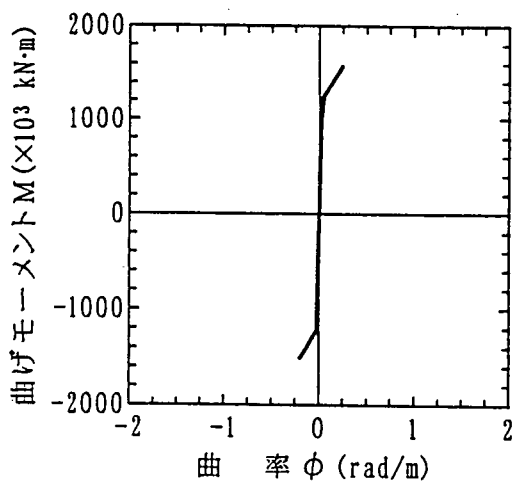


(b) 右側

(1) 第 1 水平梁



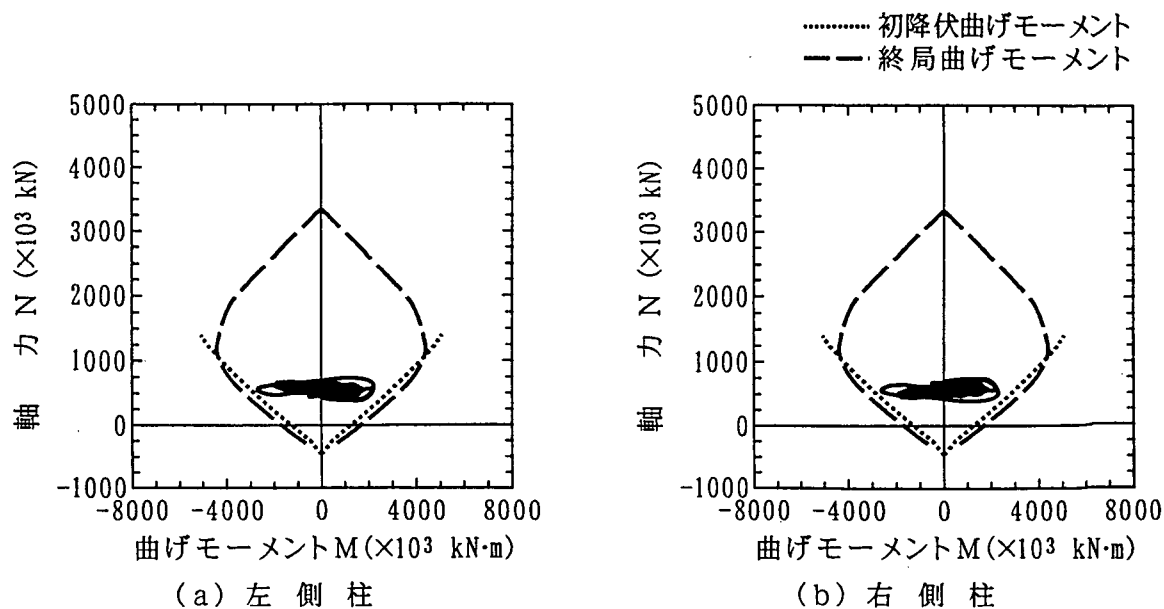
(a) 左側



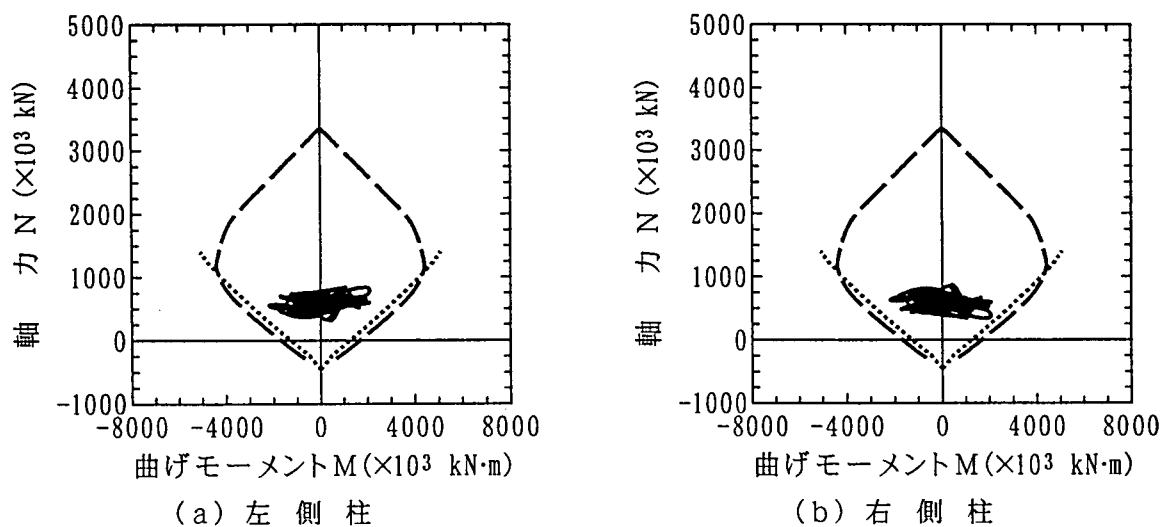
(b) 右側

(2) 基礎水平梁

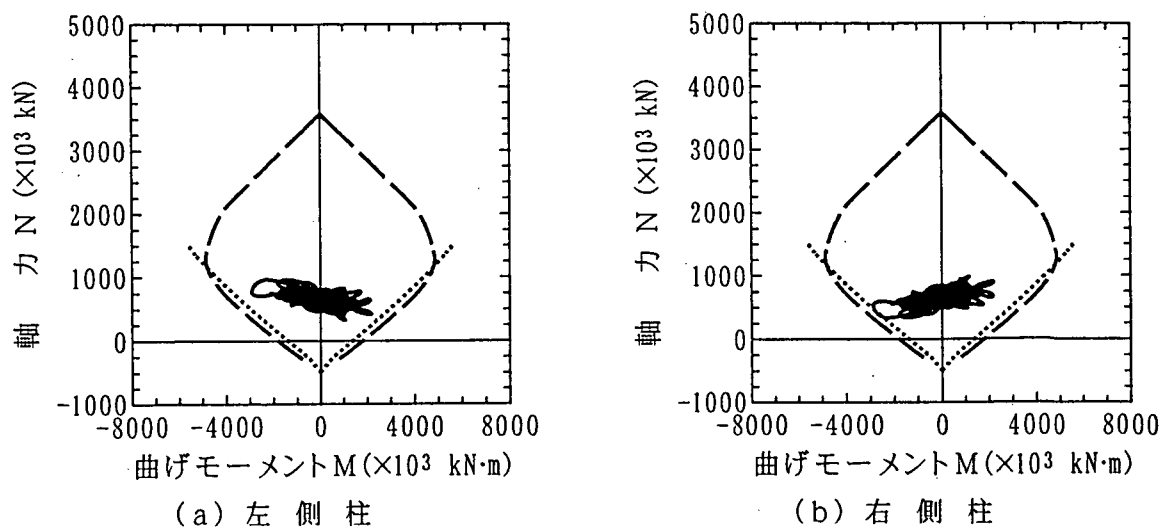
付図-2.6(2) 水平梁の曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係：橋軸直角方向



(1) 第3水平梁直上の柱端部



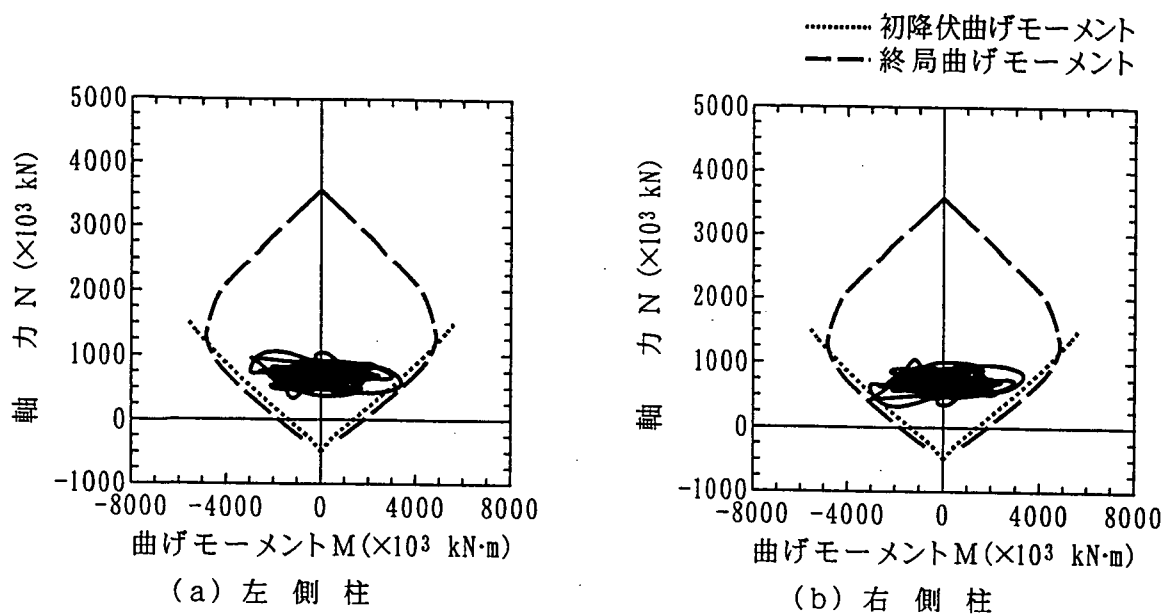
(2) 第3水平梁直下の柱端部



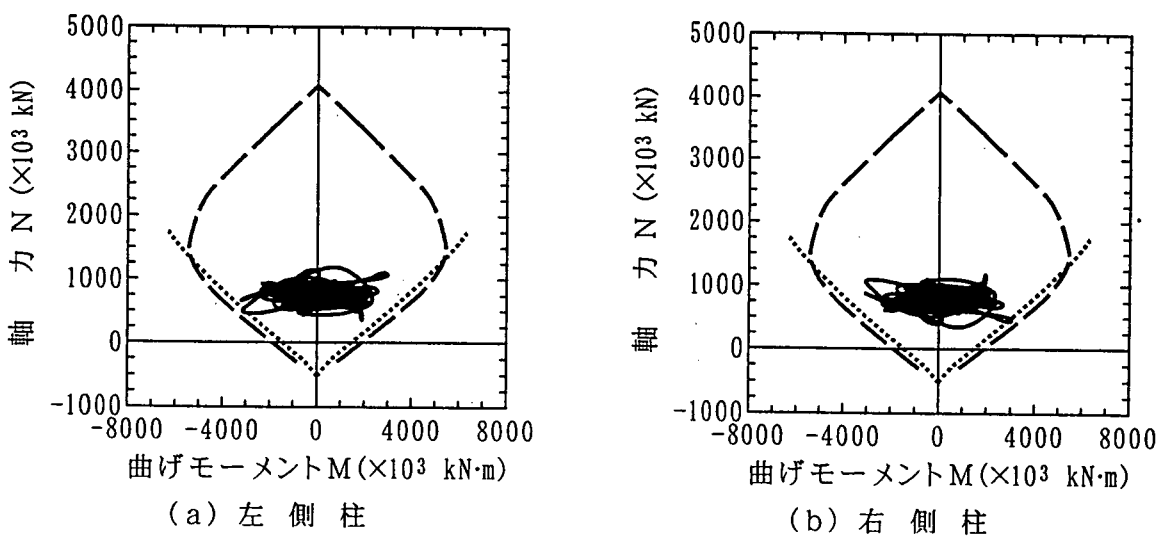
(3) 第2水平梁直上の柱端部

注) 軸力Nは圧縮を正(+)とする。

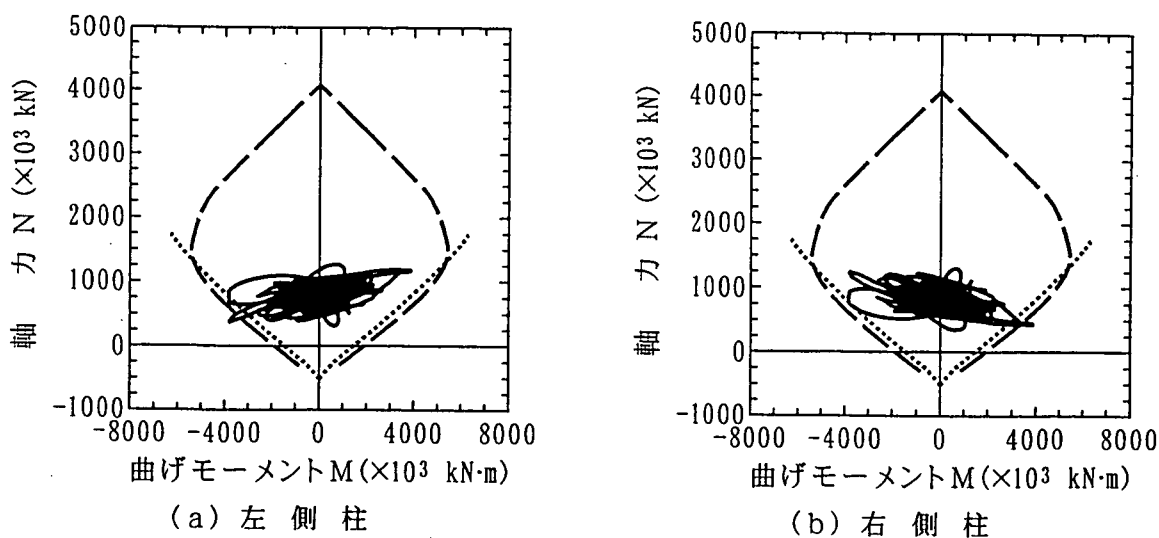
付図-2.7(1) 地震時の軸力変動が塔柱の非線形地震応答に与える影響



(1) 第2水平梁直下の柱端部



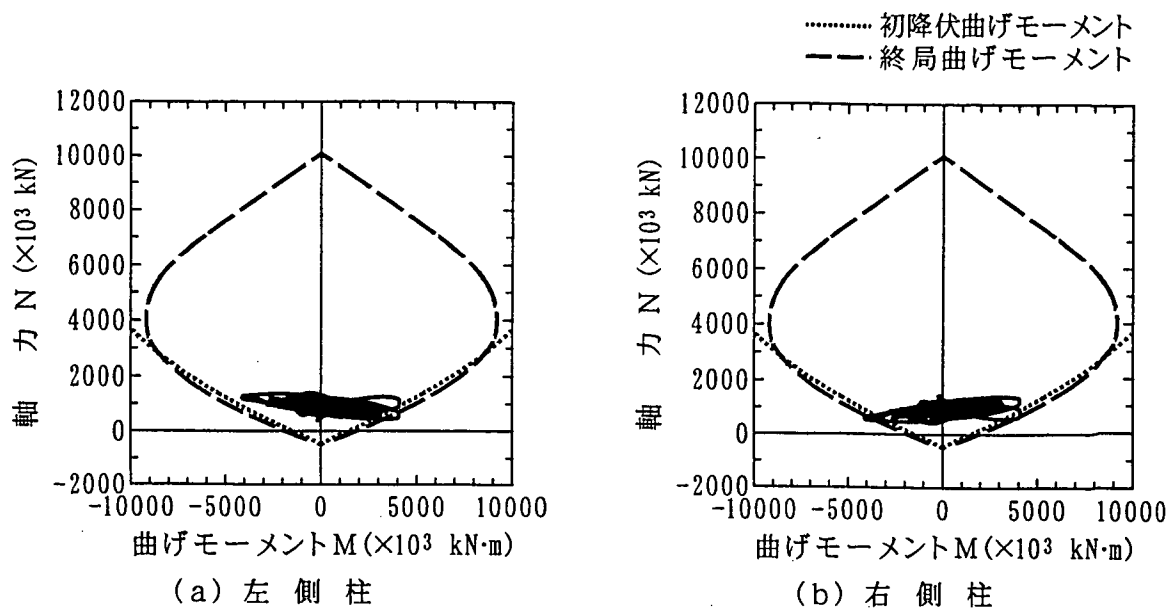
(2) 第1水平梁直上の柱端部



(3) 第1水平梁直下の柱端部

注) 軸力Nは圧縮を正(+)とする。

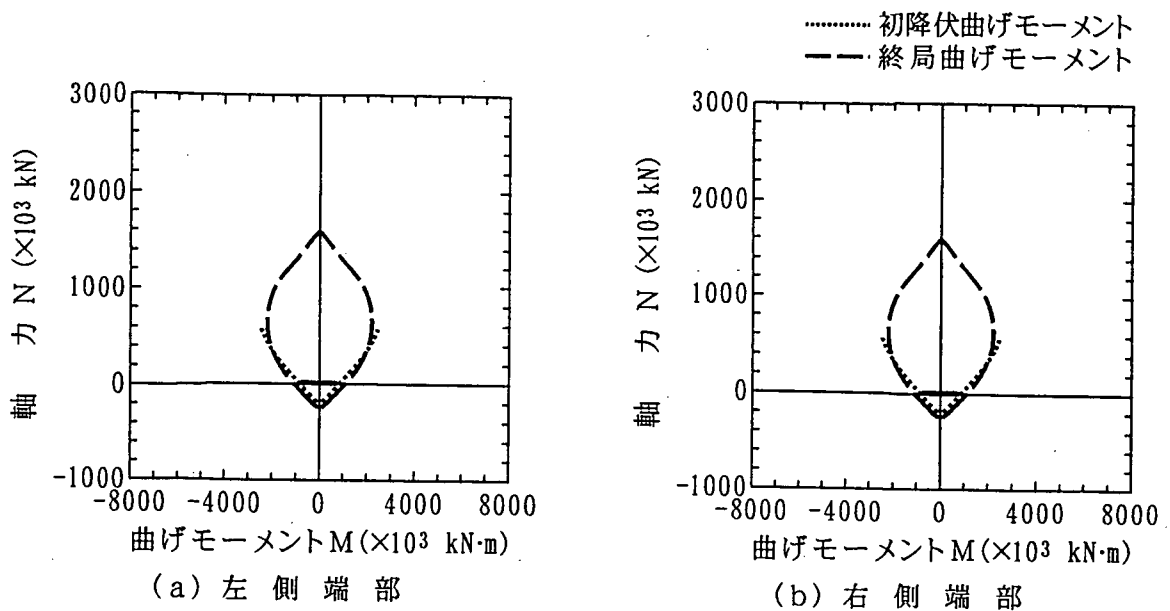
付図-2.7(2) 地震時の軸力変動が塔柱の非線形地震応答に与える影響



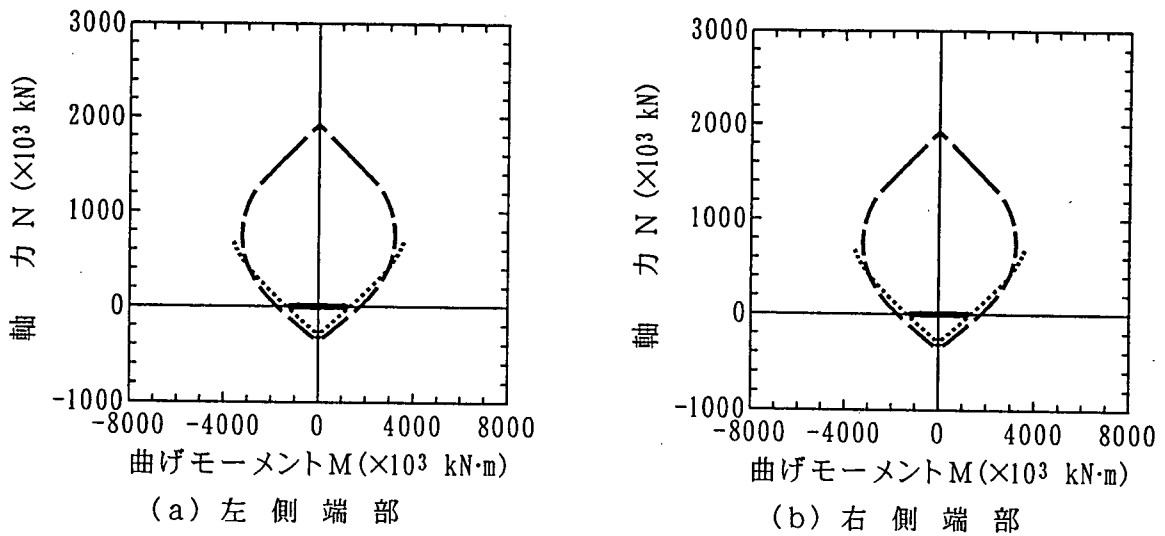
(1) 基礎水平梁直上の柱端部

注) 軸力Nは圧縮を正(+)とする。

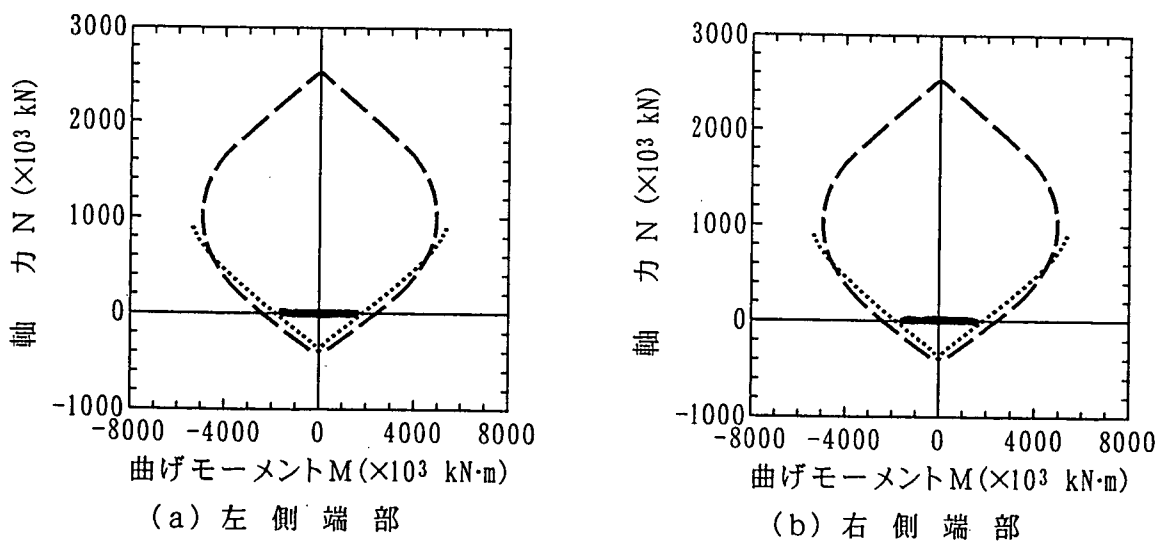
付図-2.7(3) 地震時の軸力変動が塔柱の非線形地震応答に与える影響



(1) 第4水平梁



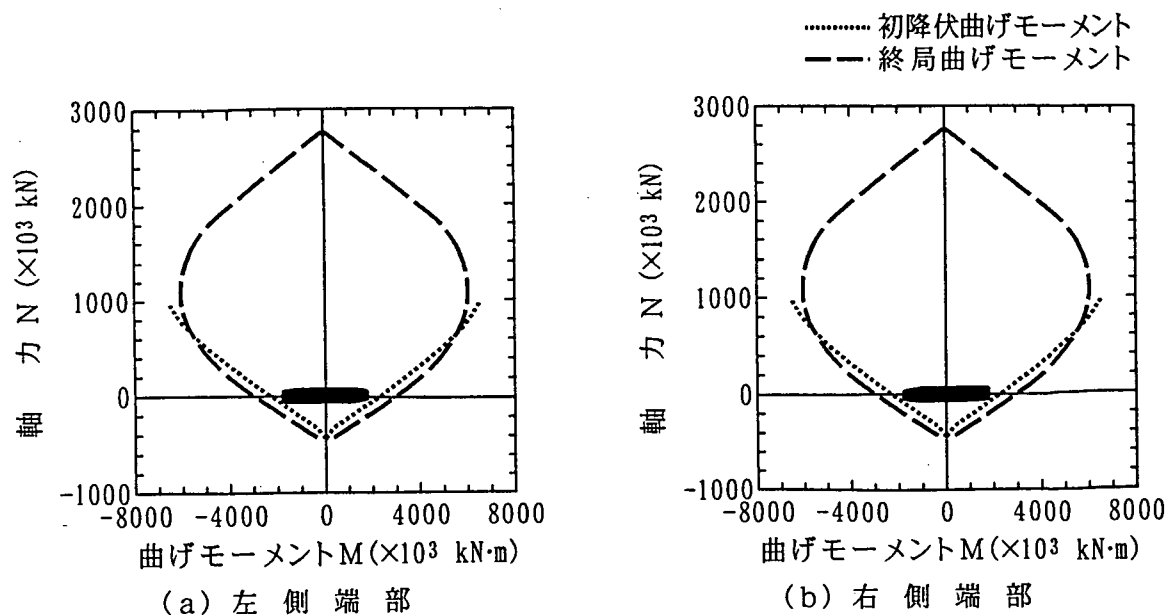
(2) 第3水平梁



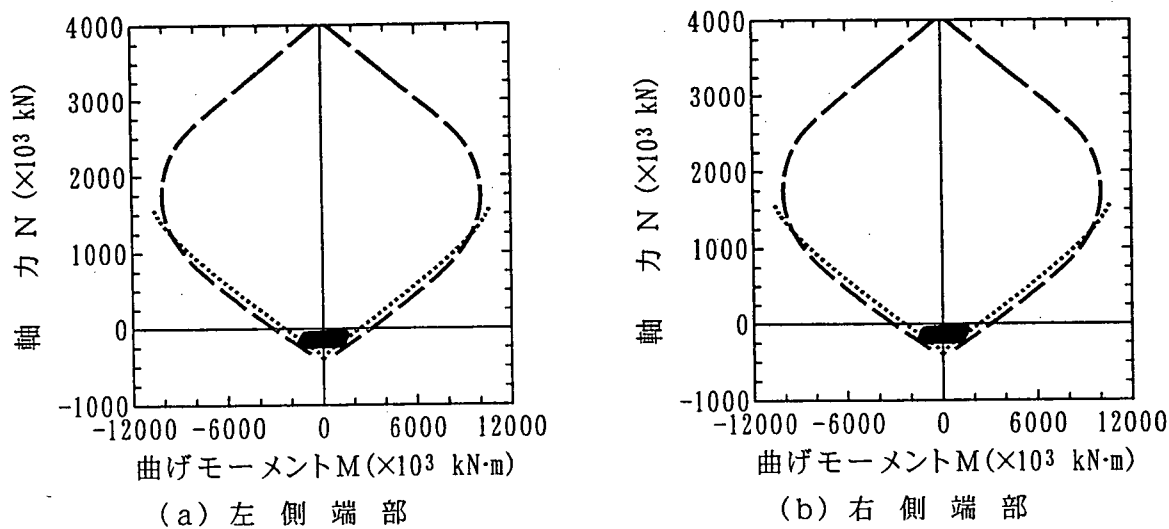
(3) 第2水平梁

注) 軸力Nは圧縮を正(+)とする。

付図-2.8(1) 地震時の軸力変動が水平梁の非線形地震応答に与える影響



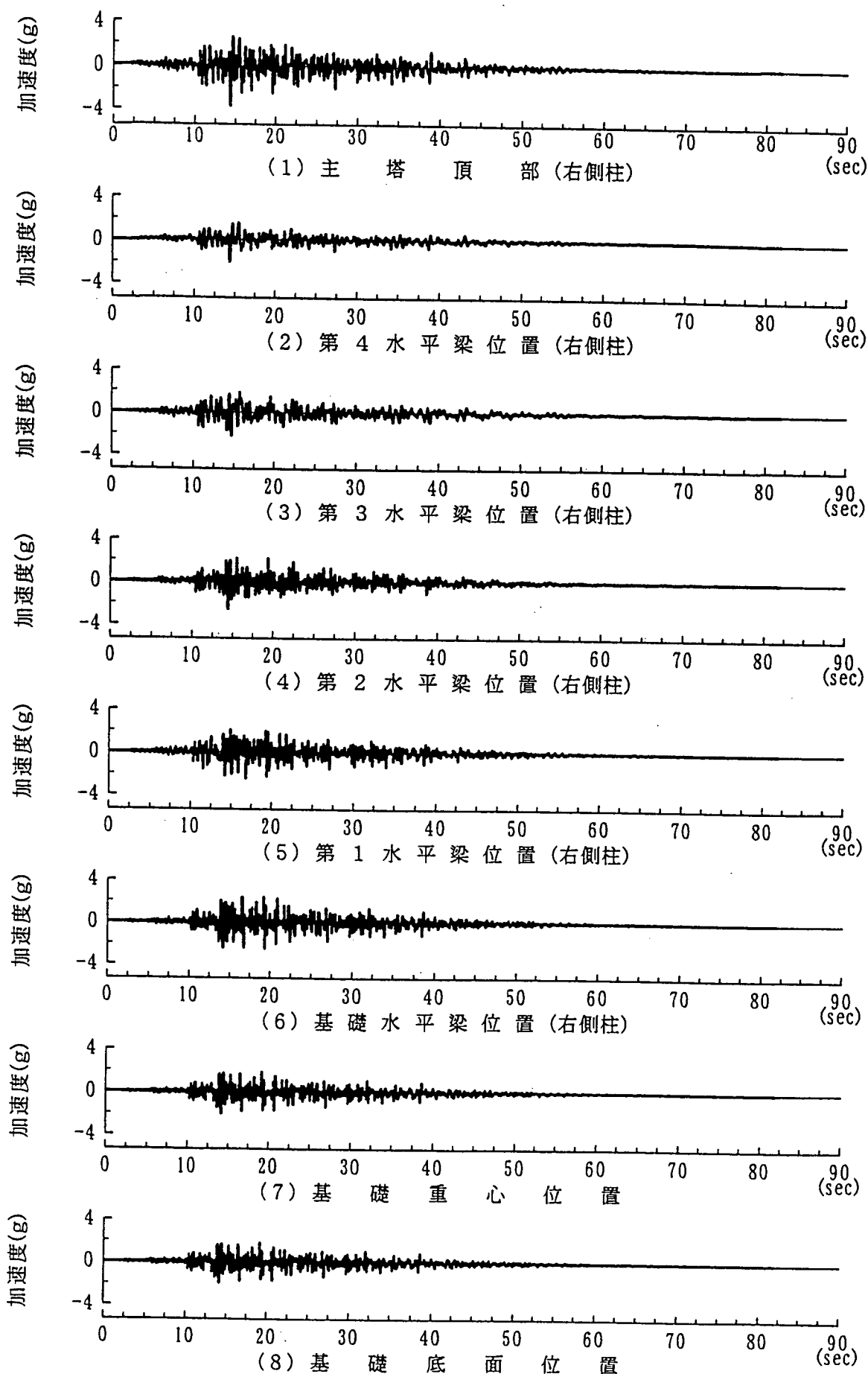
(1) 第1水平梁



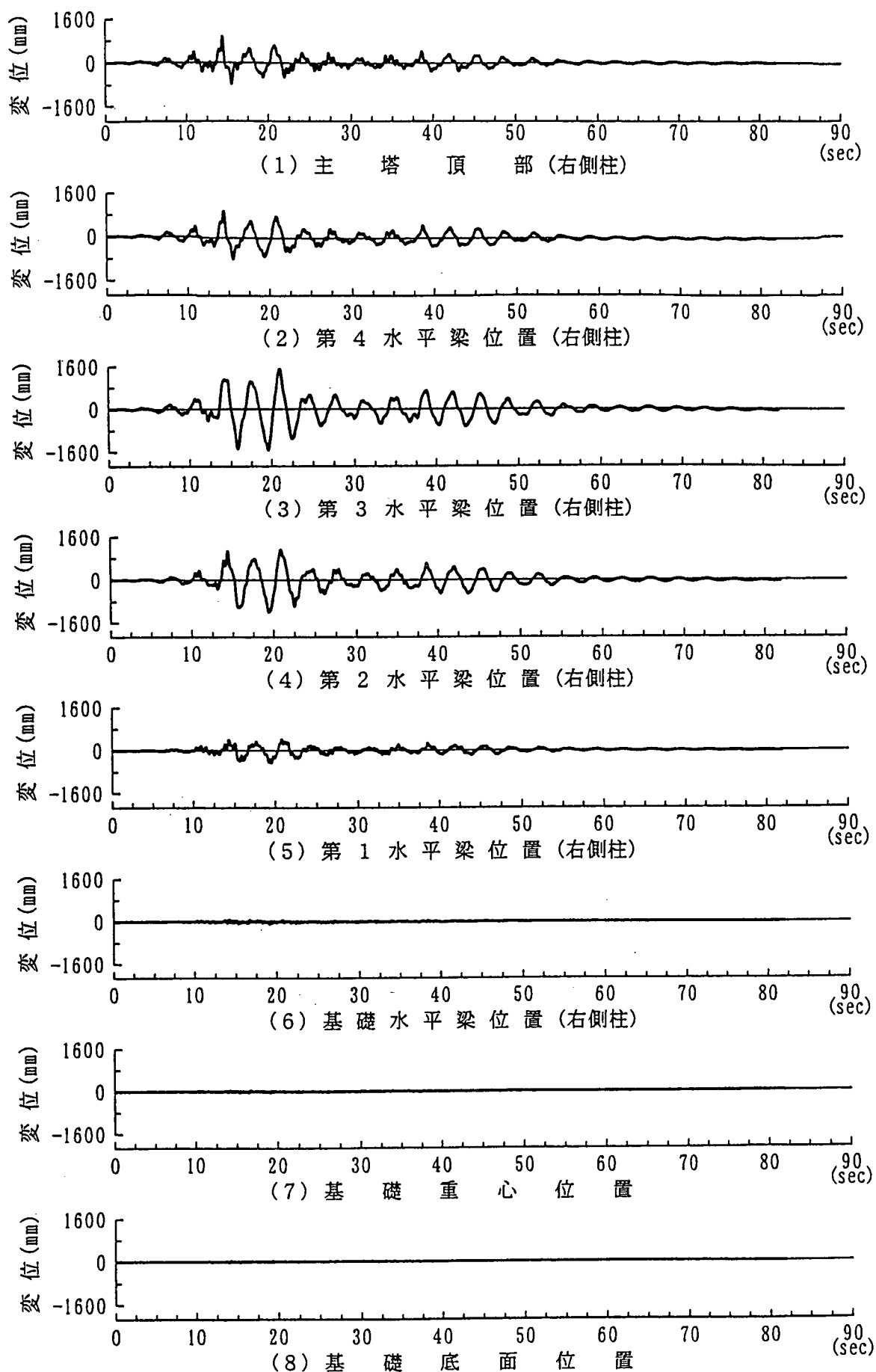
(2) 基礎水平梁

注) 軸力Nは圧縮を正(+)とする。

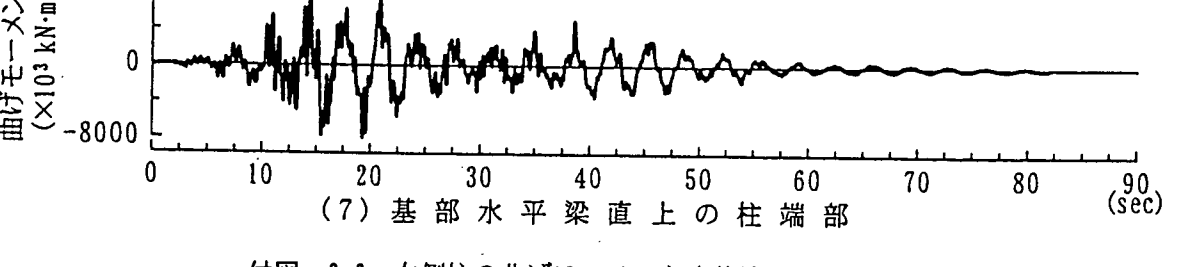
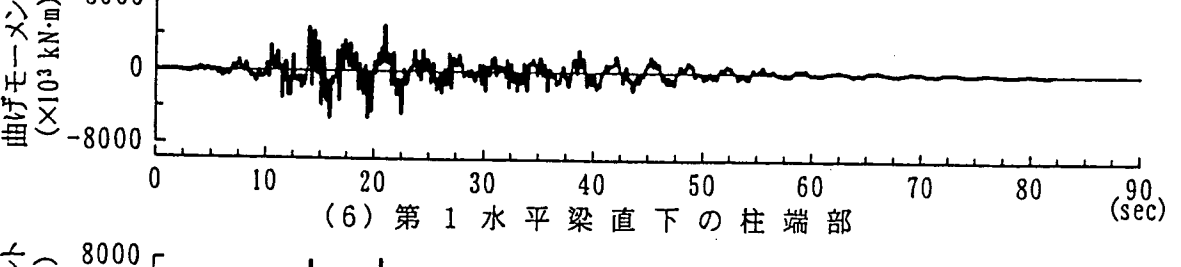
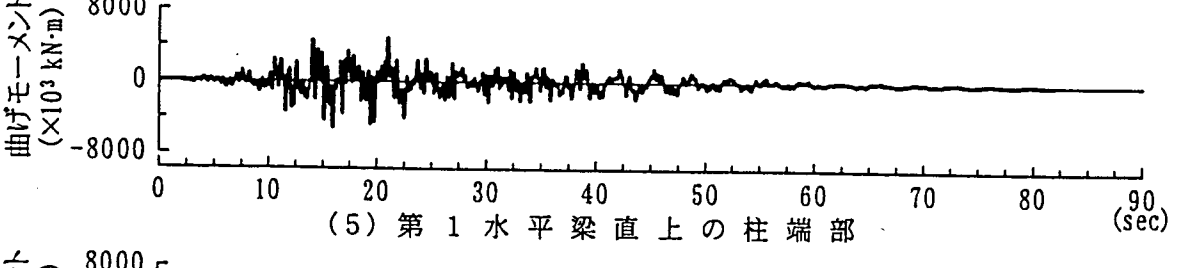
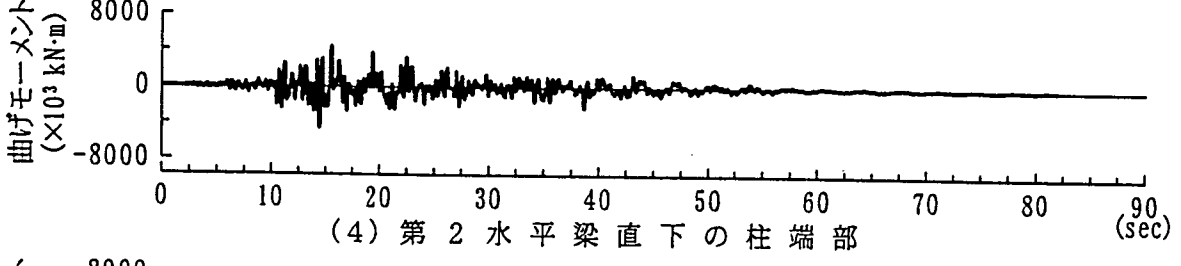
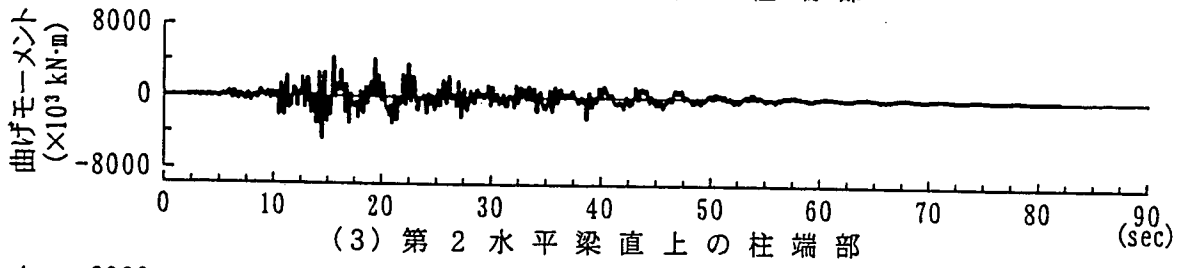
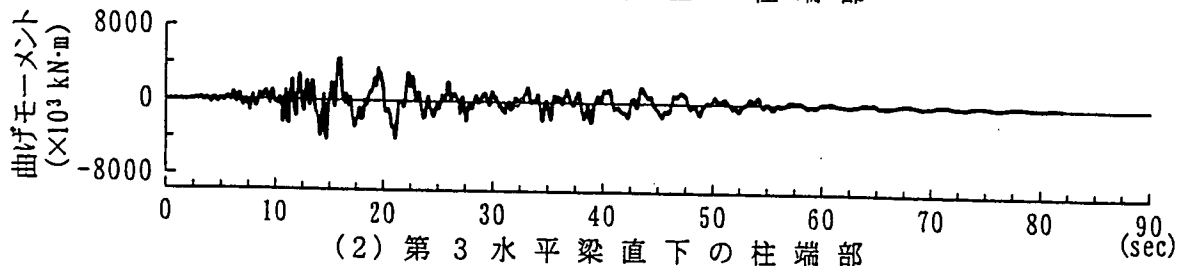
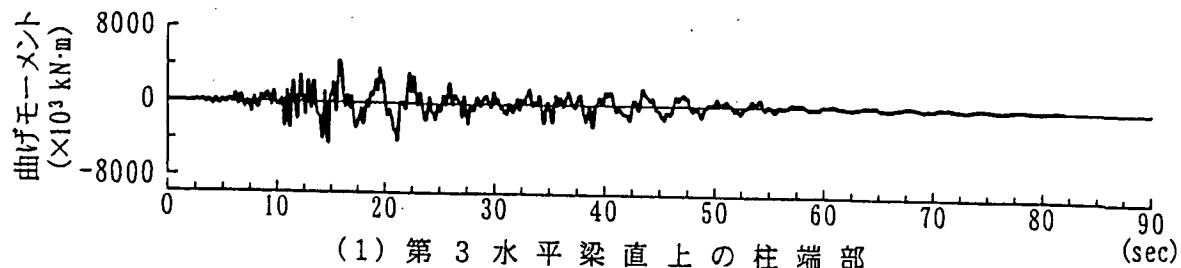
付図-2.8(2) 地震時の軸力変動が水平梁の非線形地震応答に与える影響



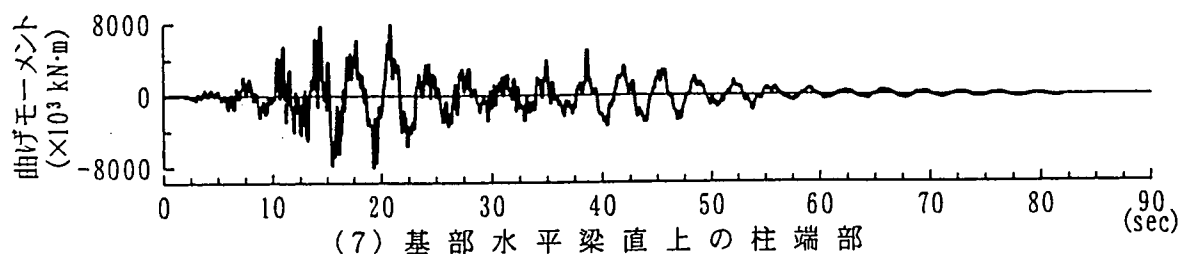
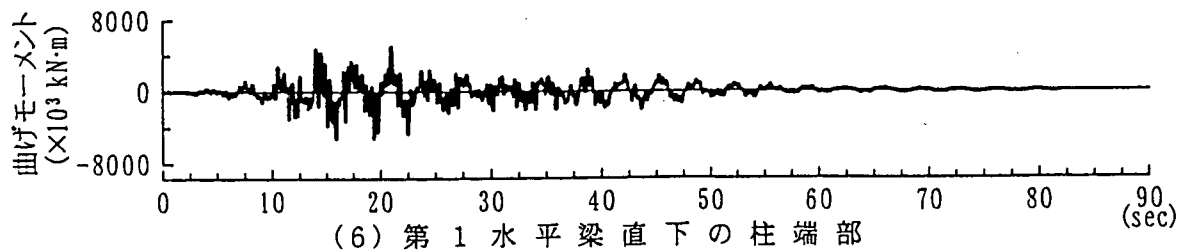
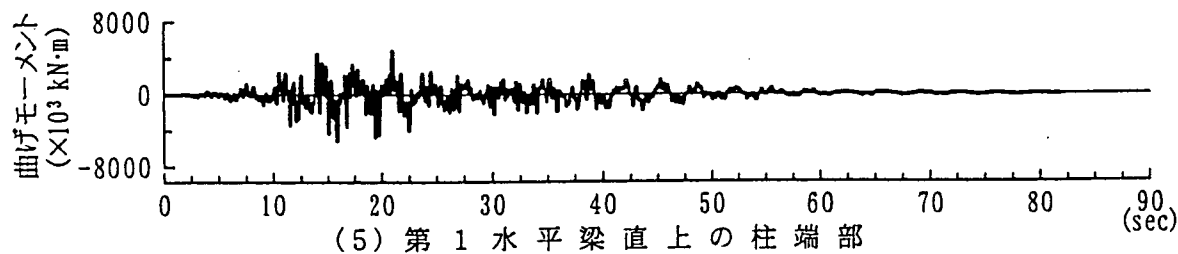
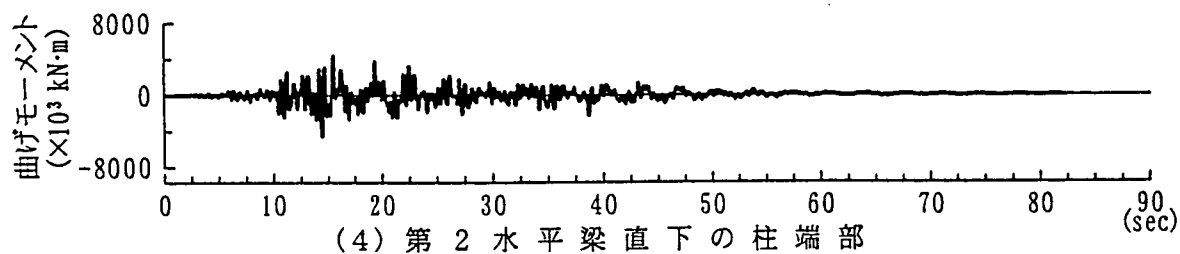
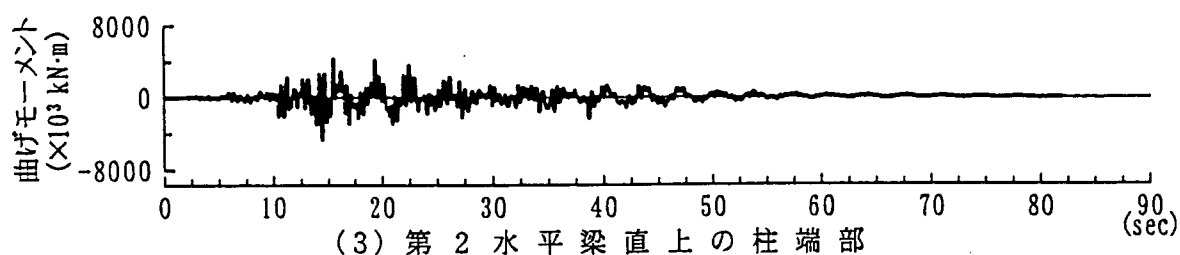
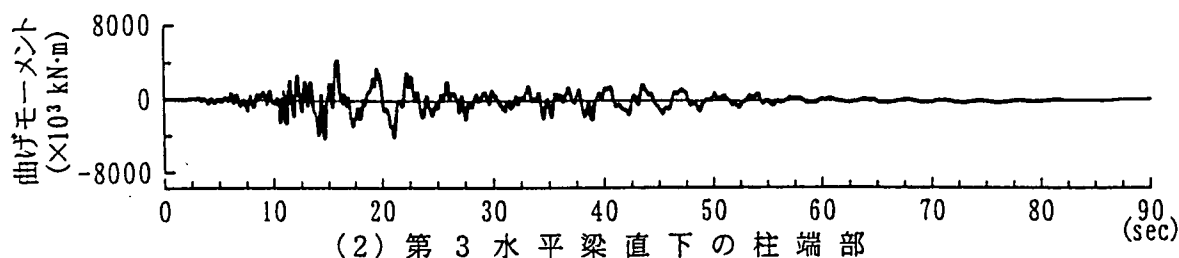
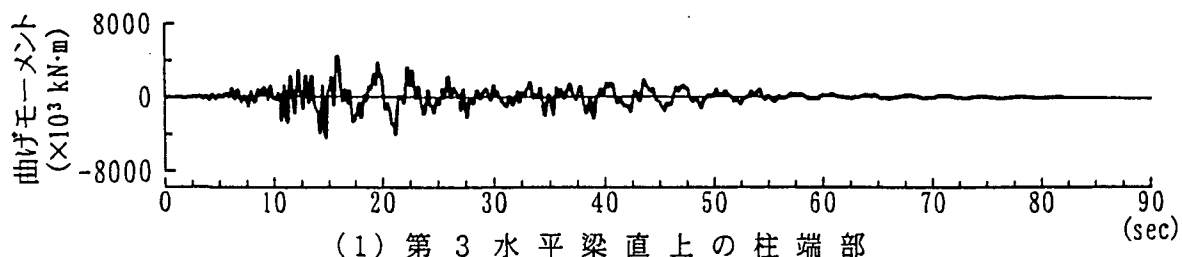
付圖-3.1 非線形加速度応答波形：橋軸方向



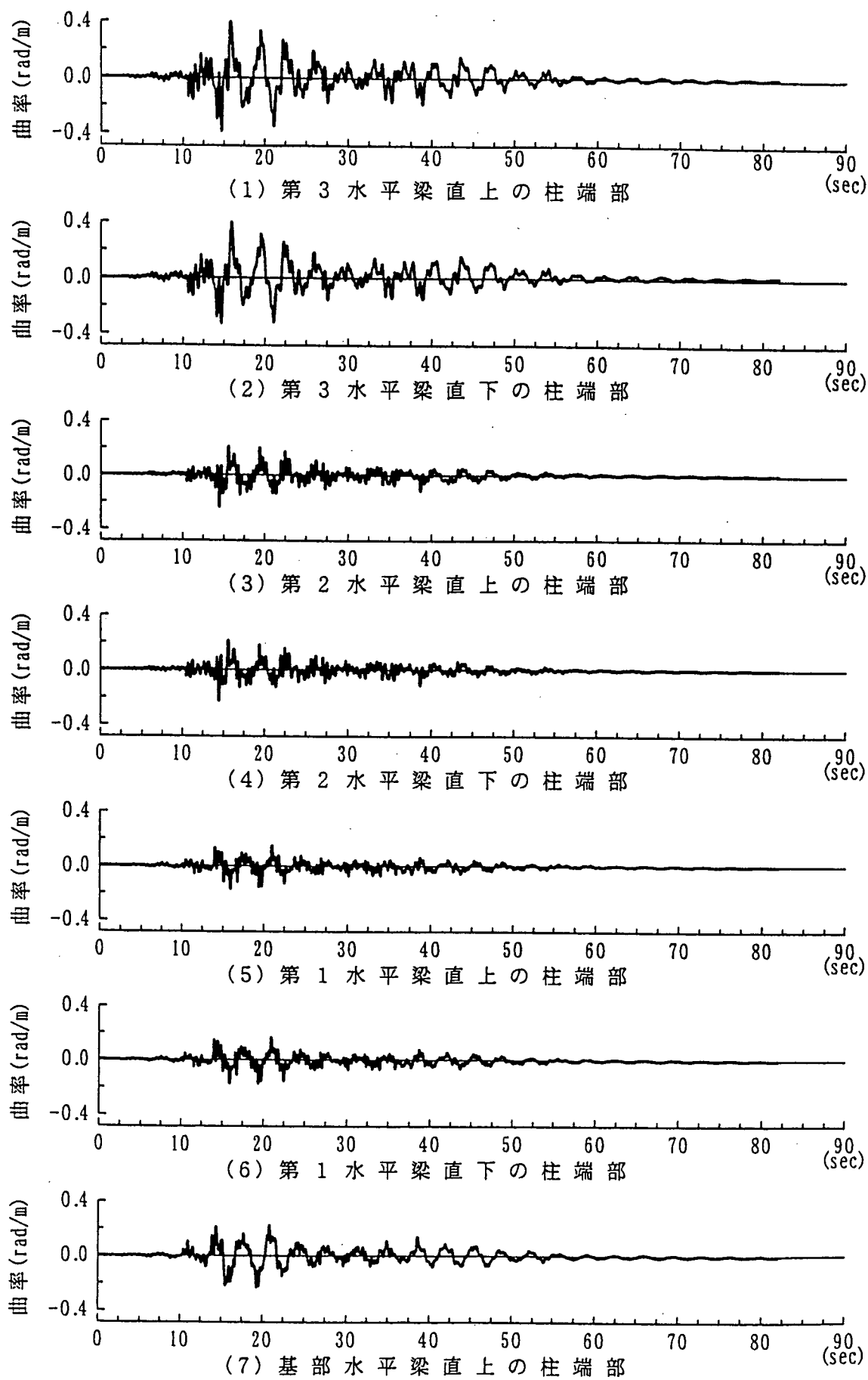
付圖-3.2 非線形速度応答波形：橋軸方向



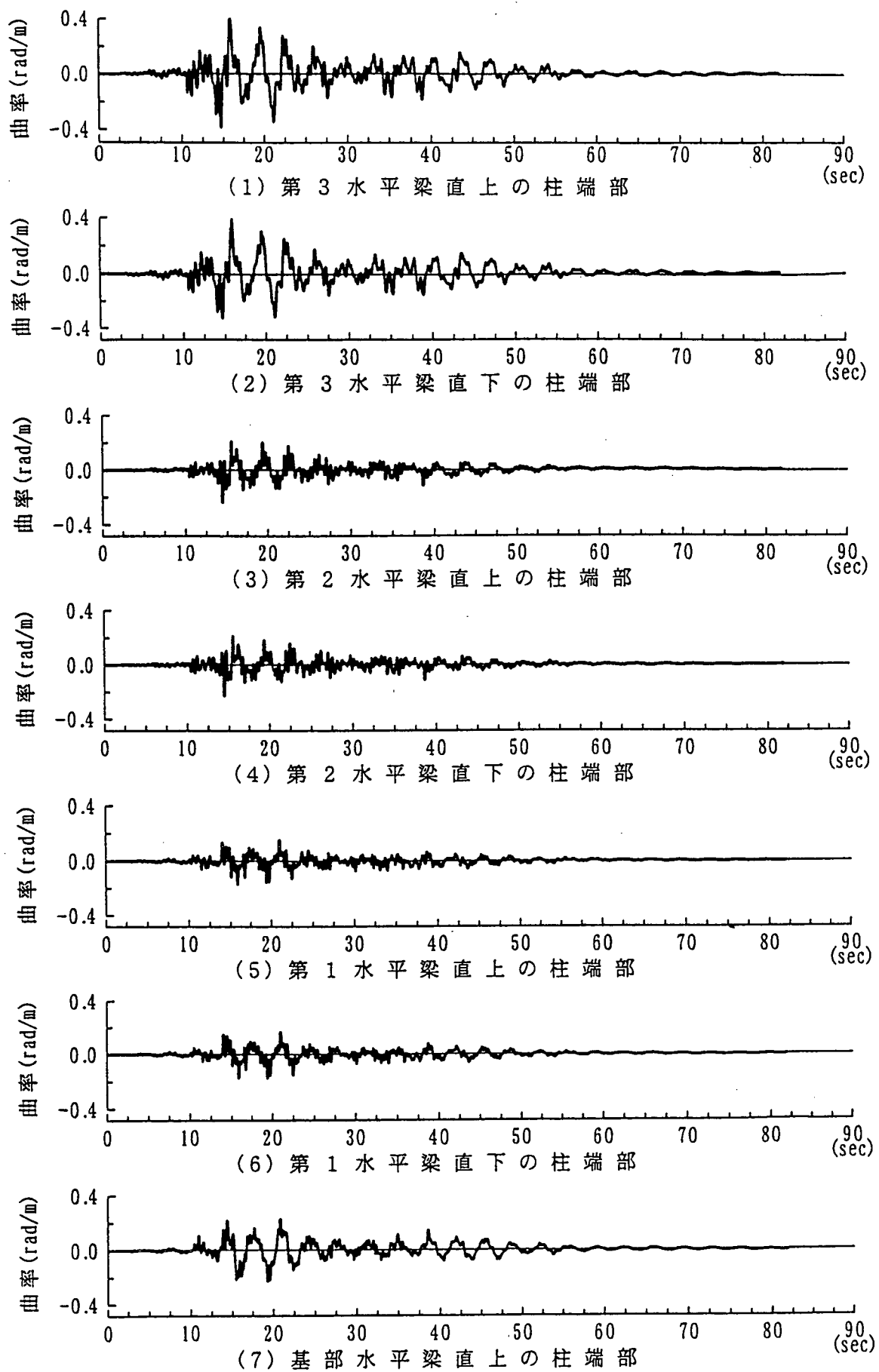
付図-3.3 右側柱の曲げモーメント応答波形：橋軸方向



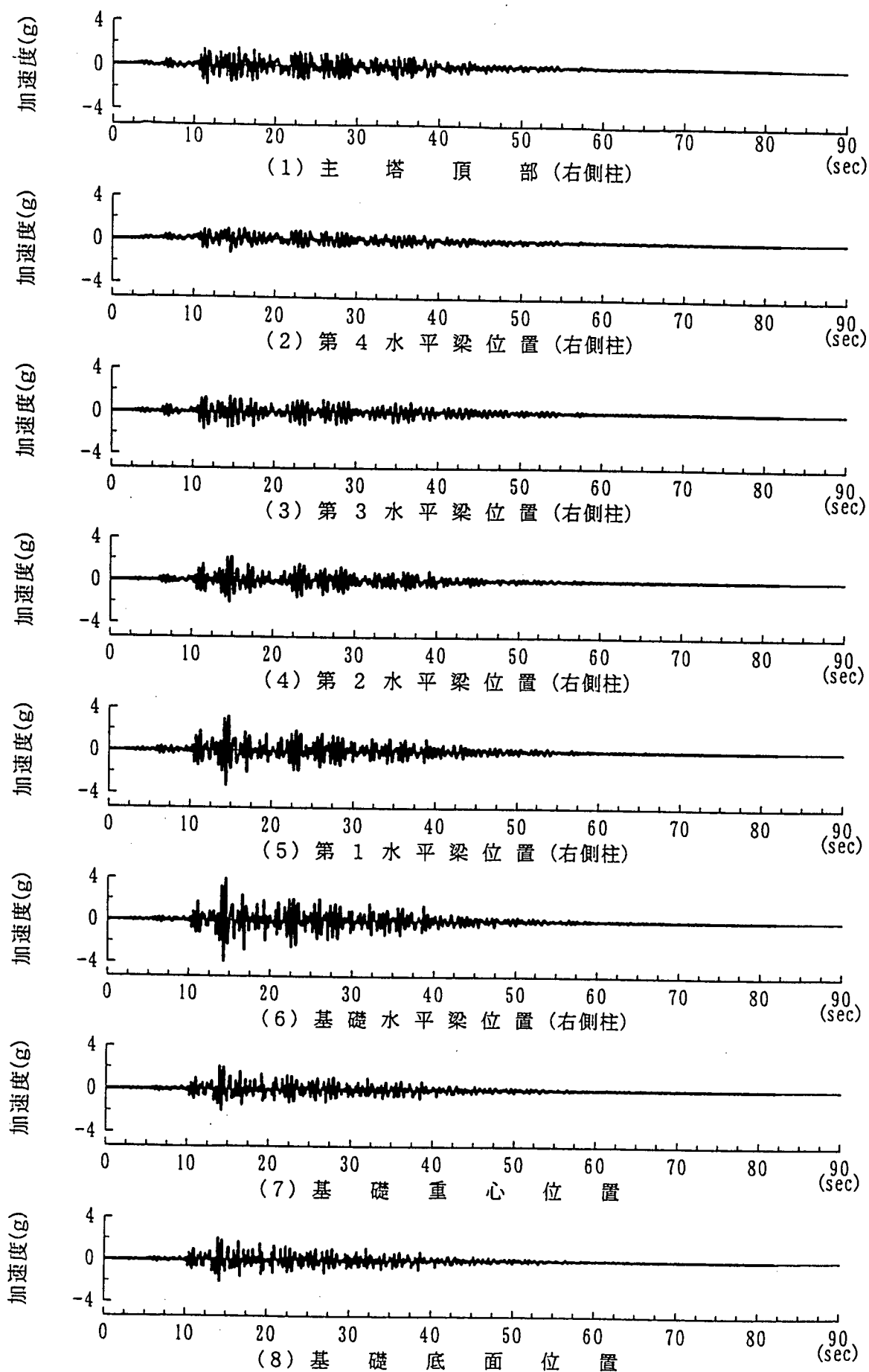
付図-3.4 左側柱の曲げモーメント応答波形：橋軸方向



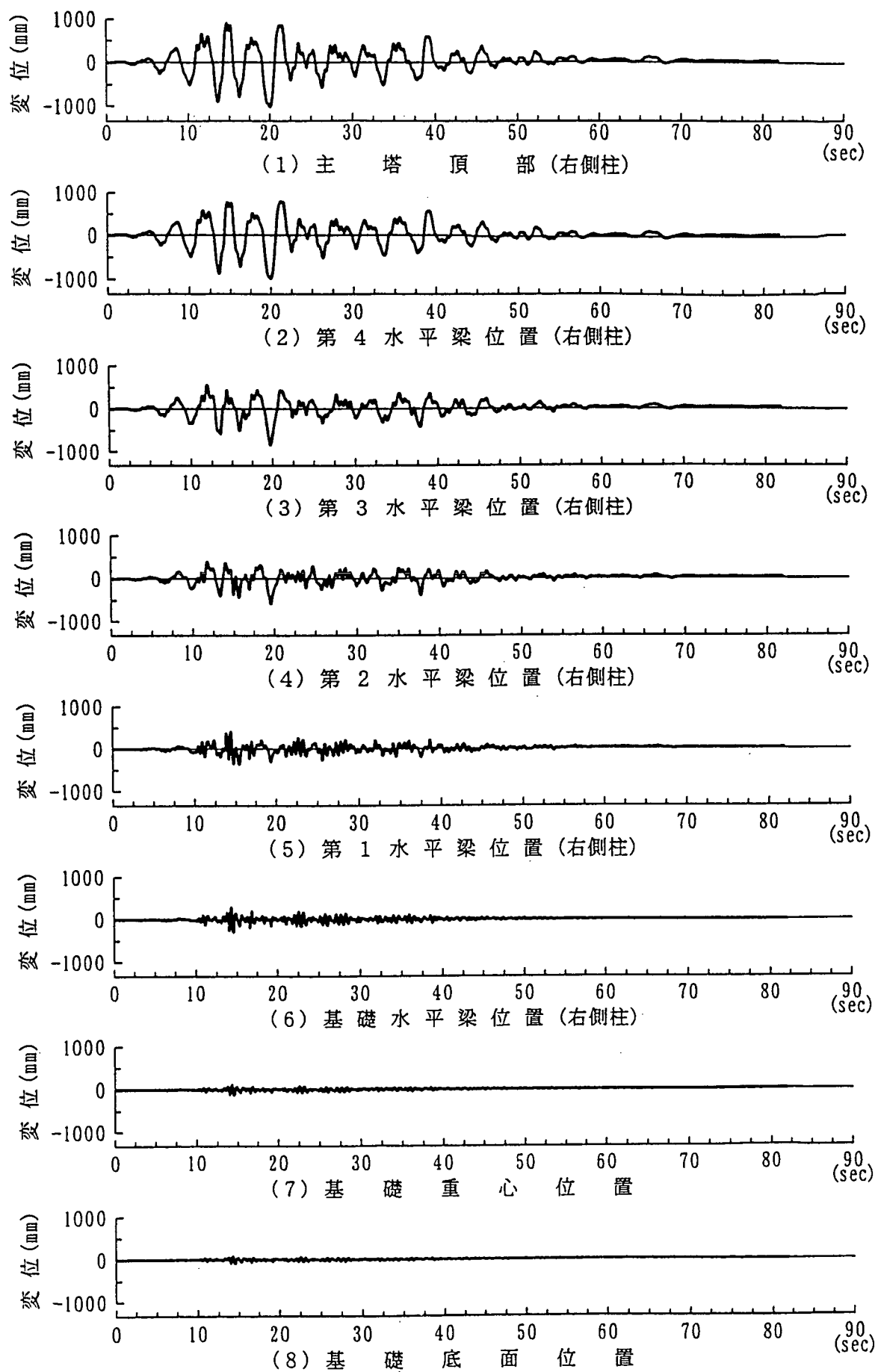
付図-3.5 右側柱の曲率応答波形：橋軸方向



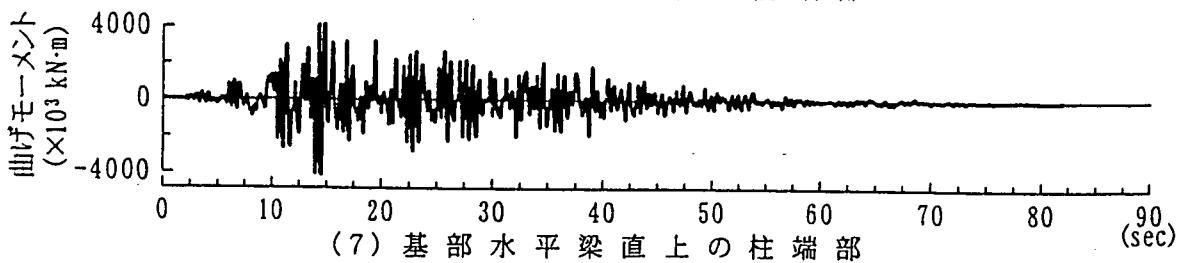
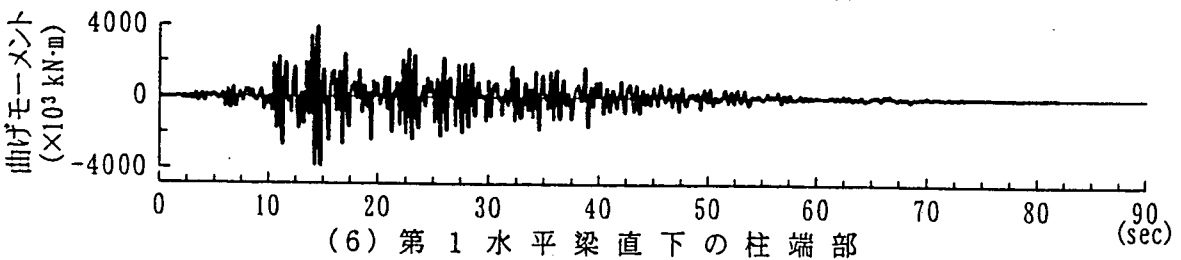
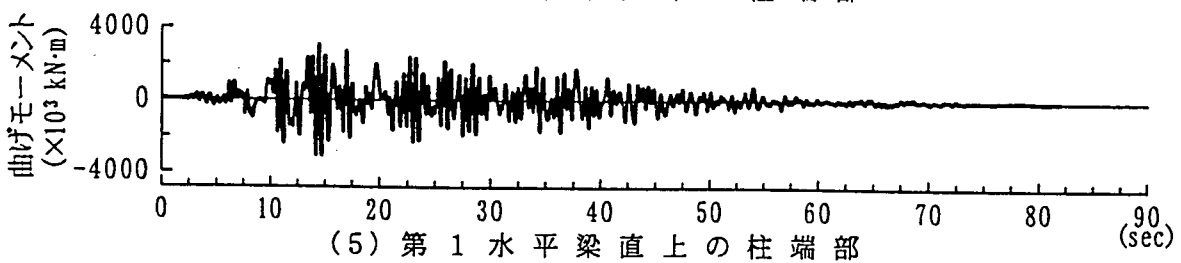
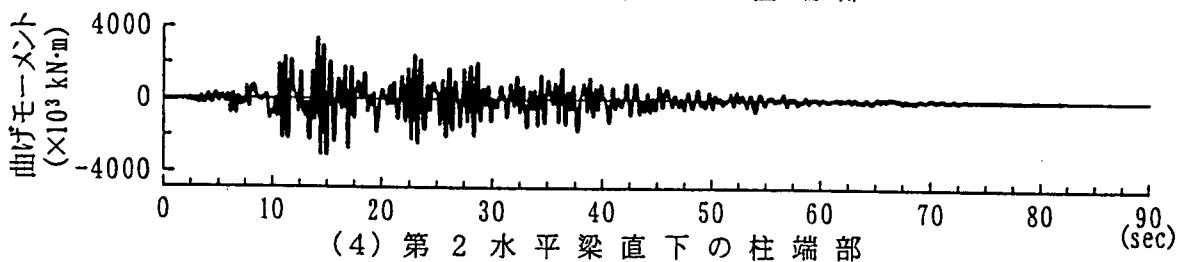
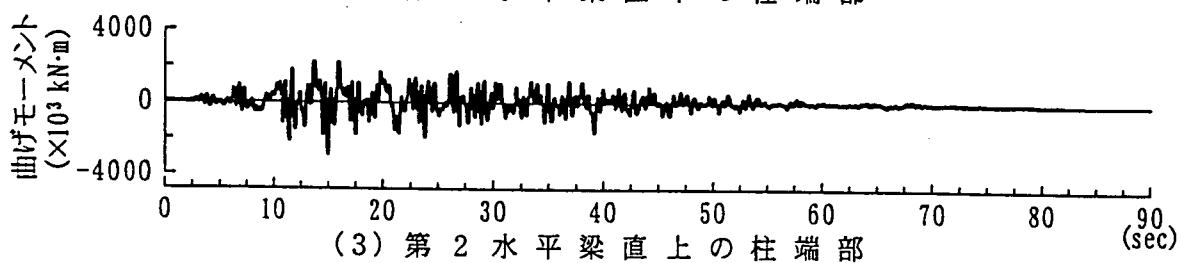
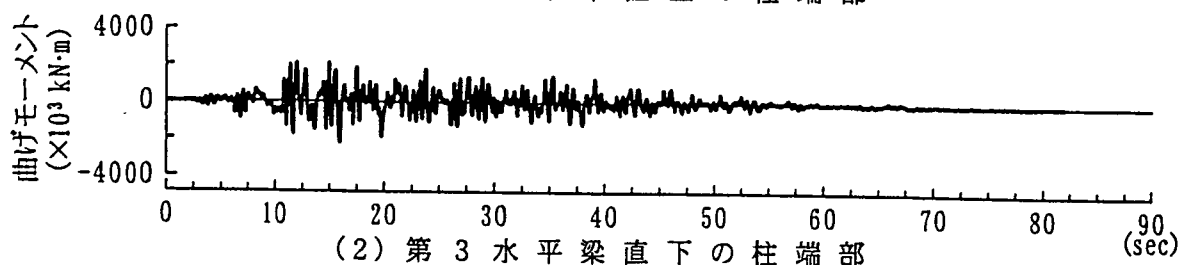
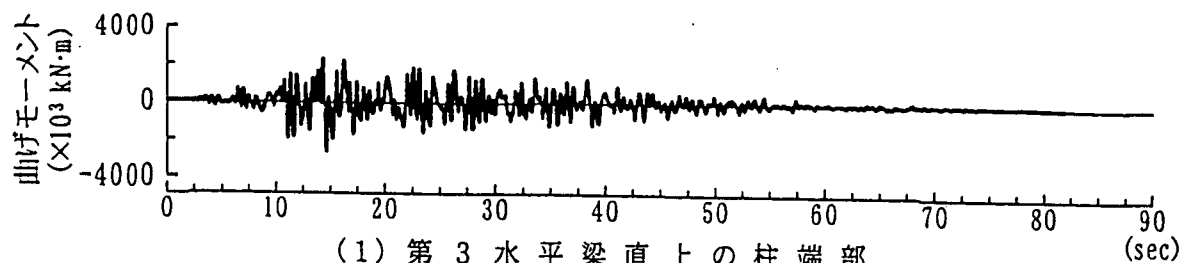
付図-3.6 左側柱の曲率応答波形：橋軸方向



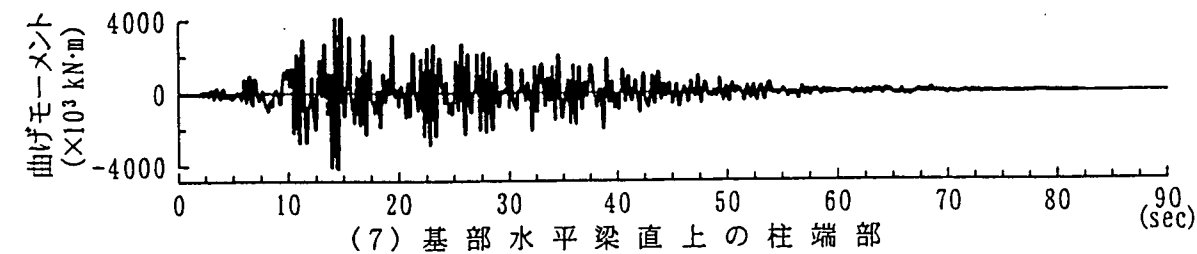
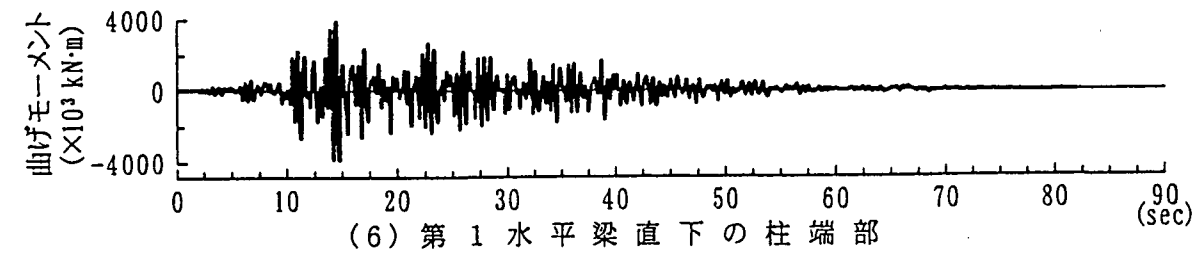
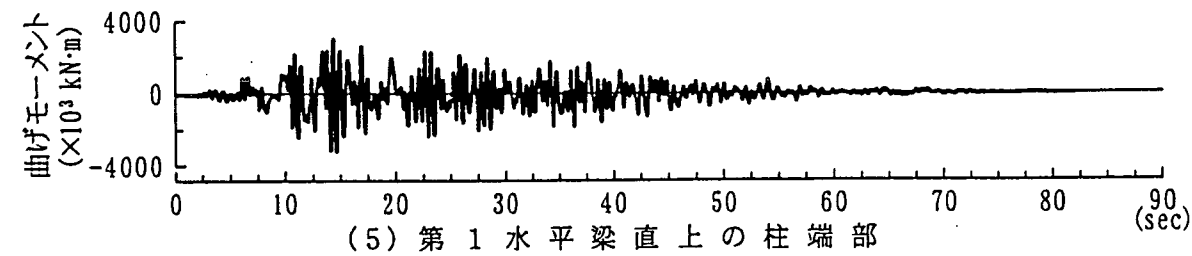
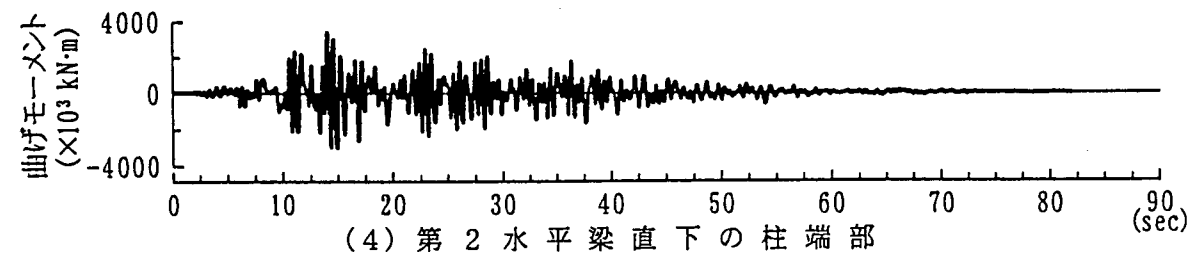
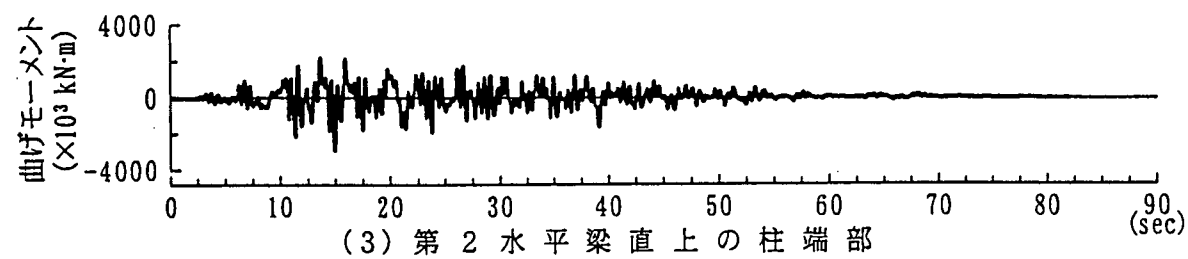
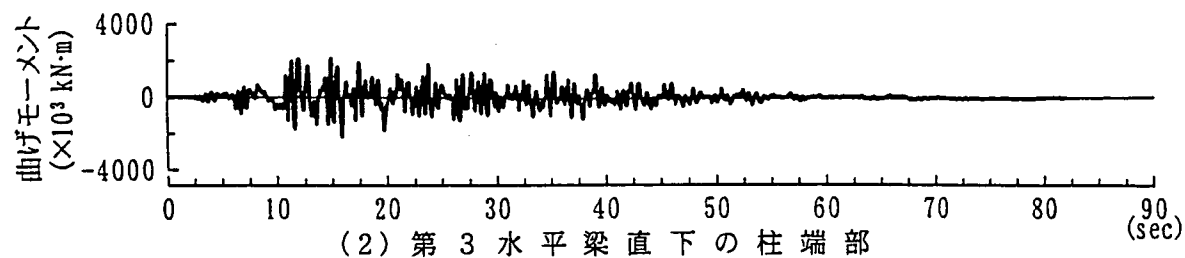
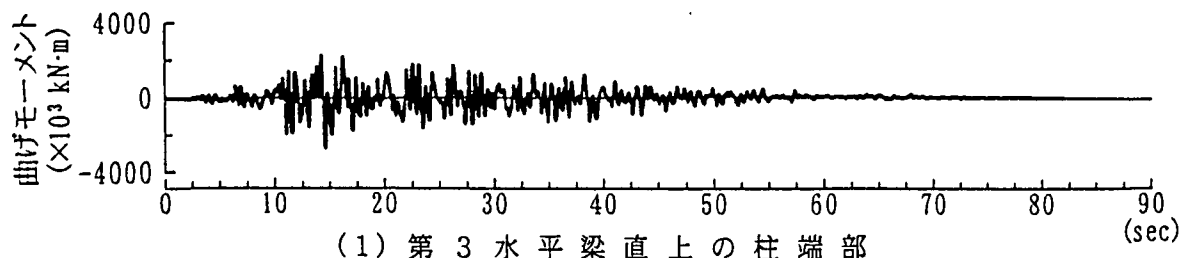
付圖-3.7 非線形加速度応答波形：橋軸直角方向



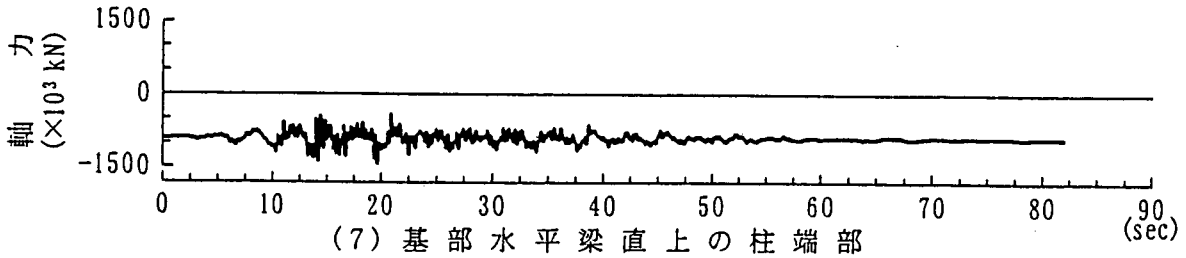
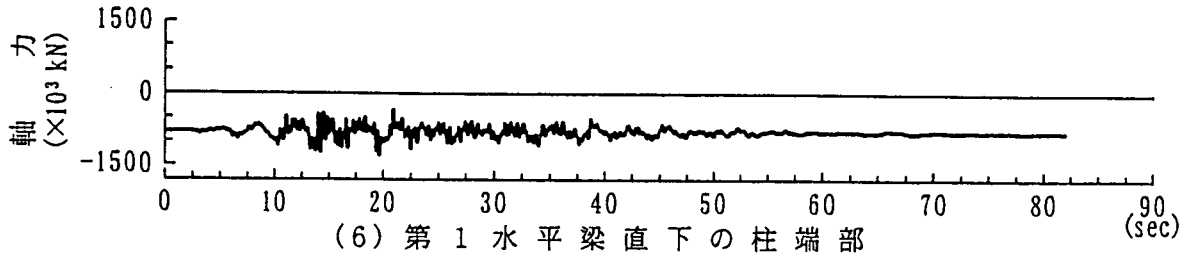
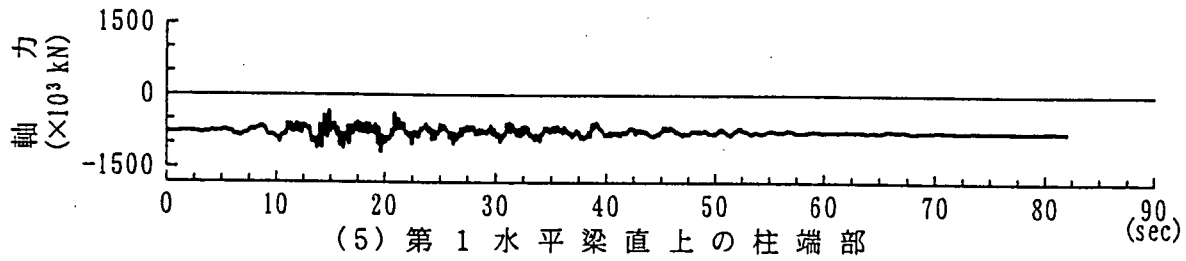
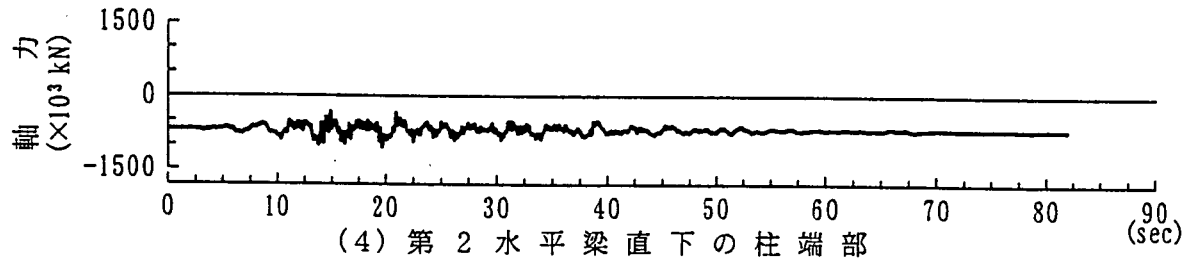
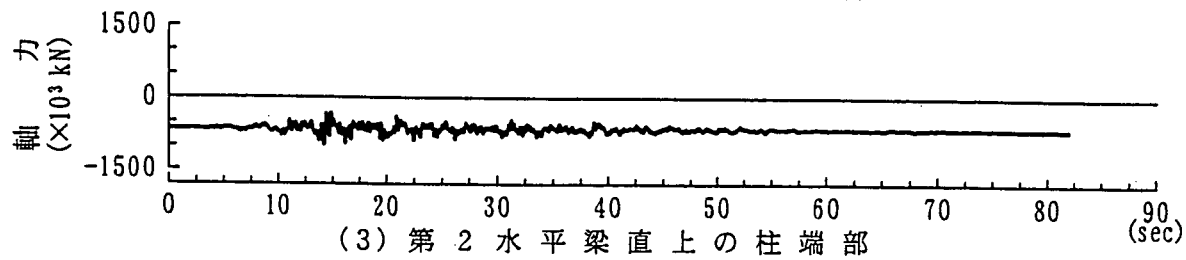
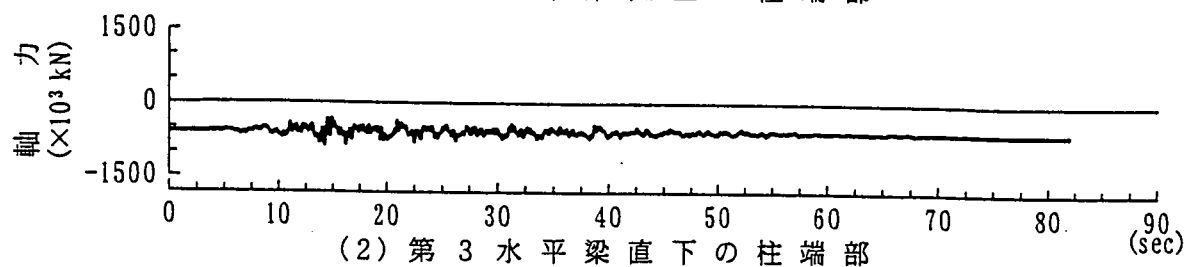
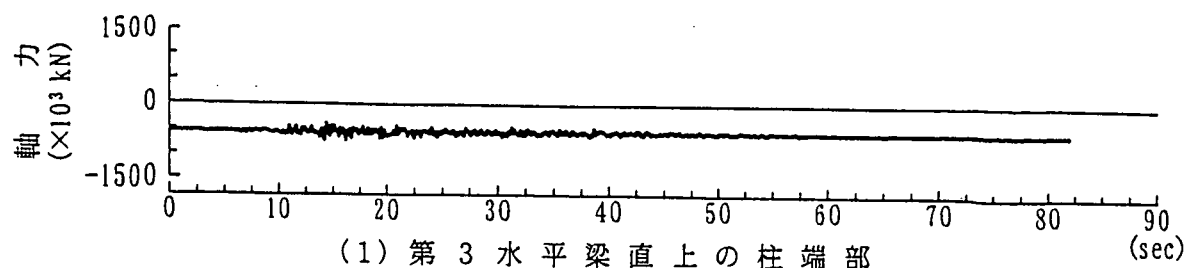
付圖-3.8 非線形變位応答波形：橋軸直角方向



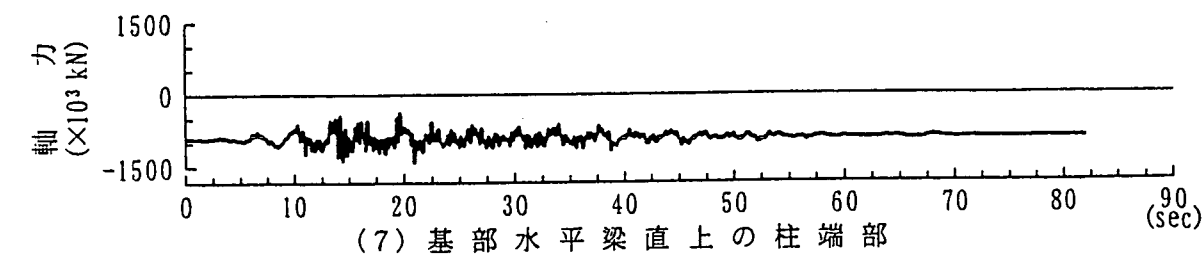
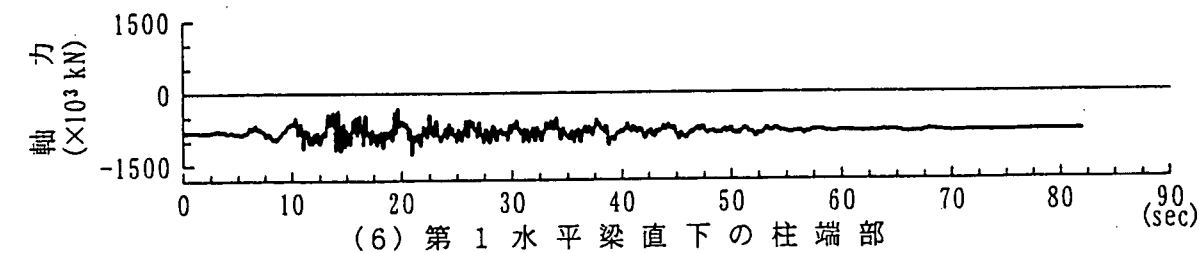
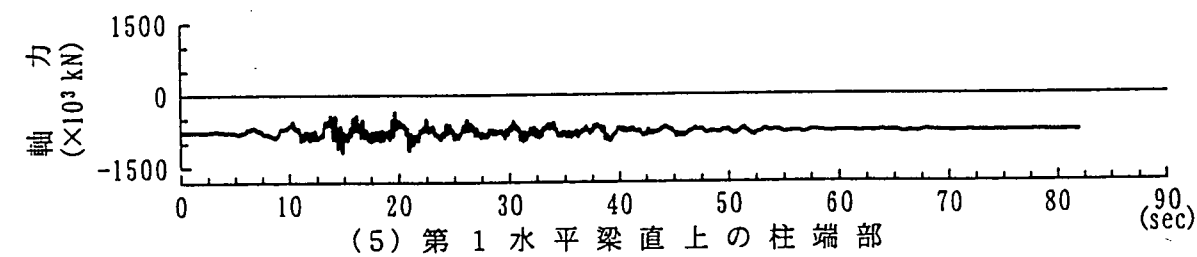
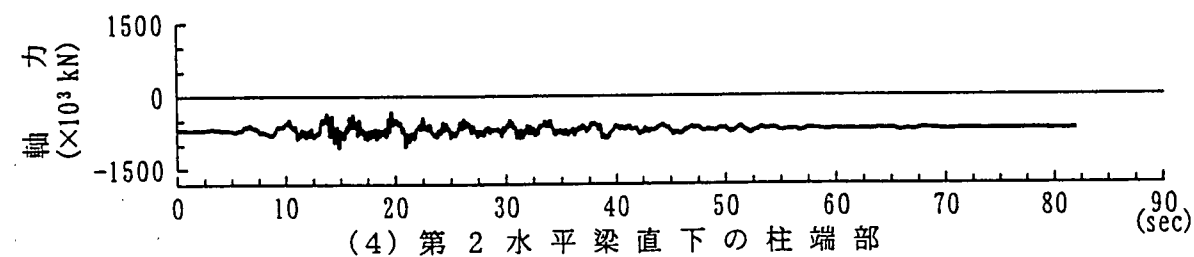
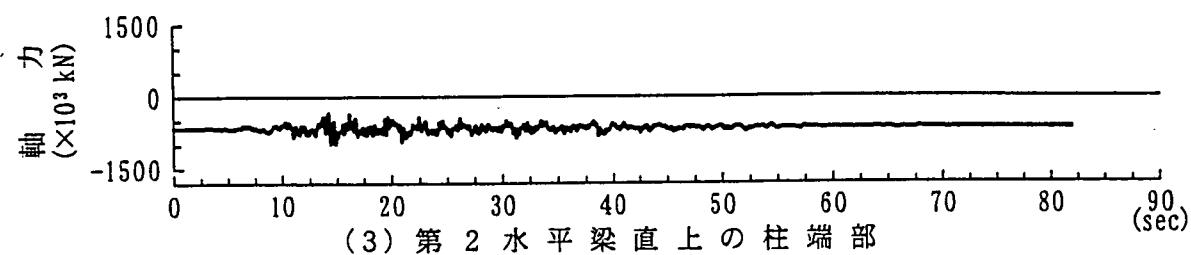
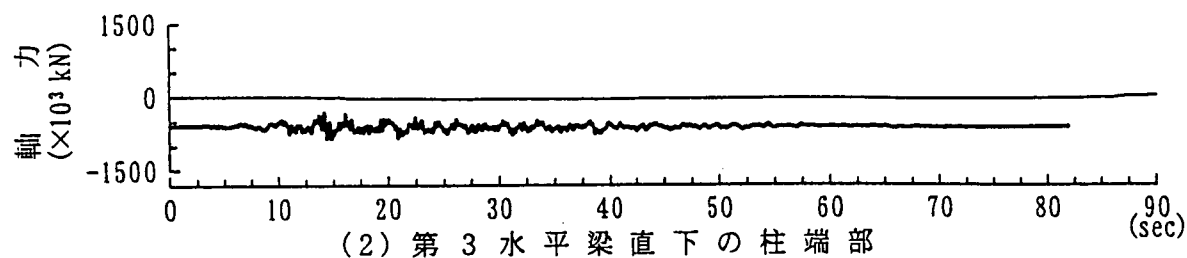
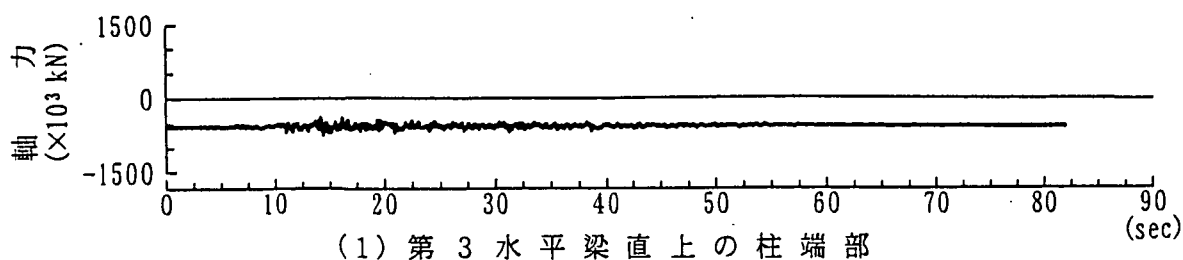
付図-3.9 右側柱の曲げモーメント応答波形：橋軸直角方向



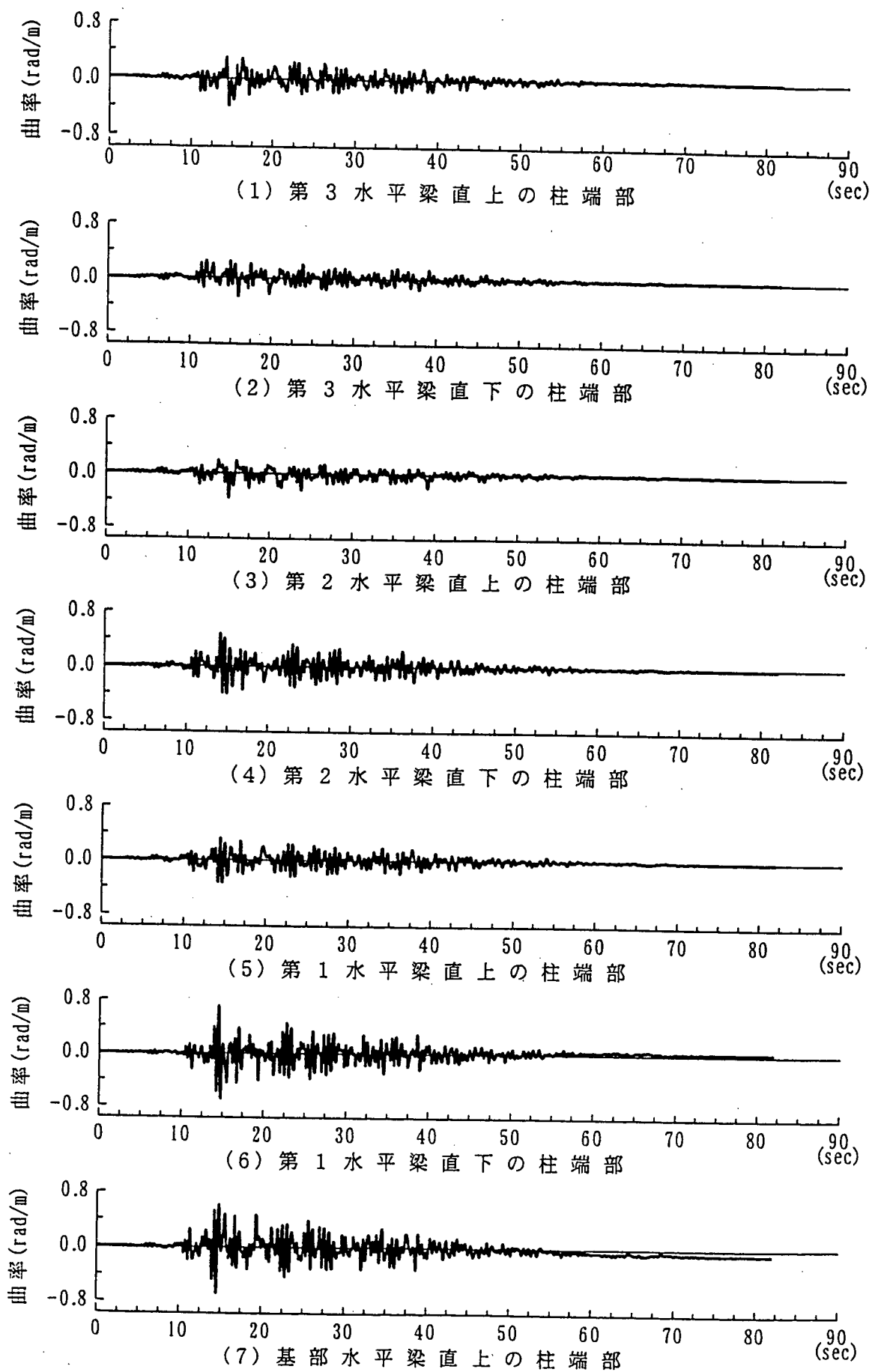
付図-3.10 左側柱の曲げモーメント応答波形：橋軸直角方向



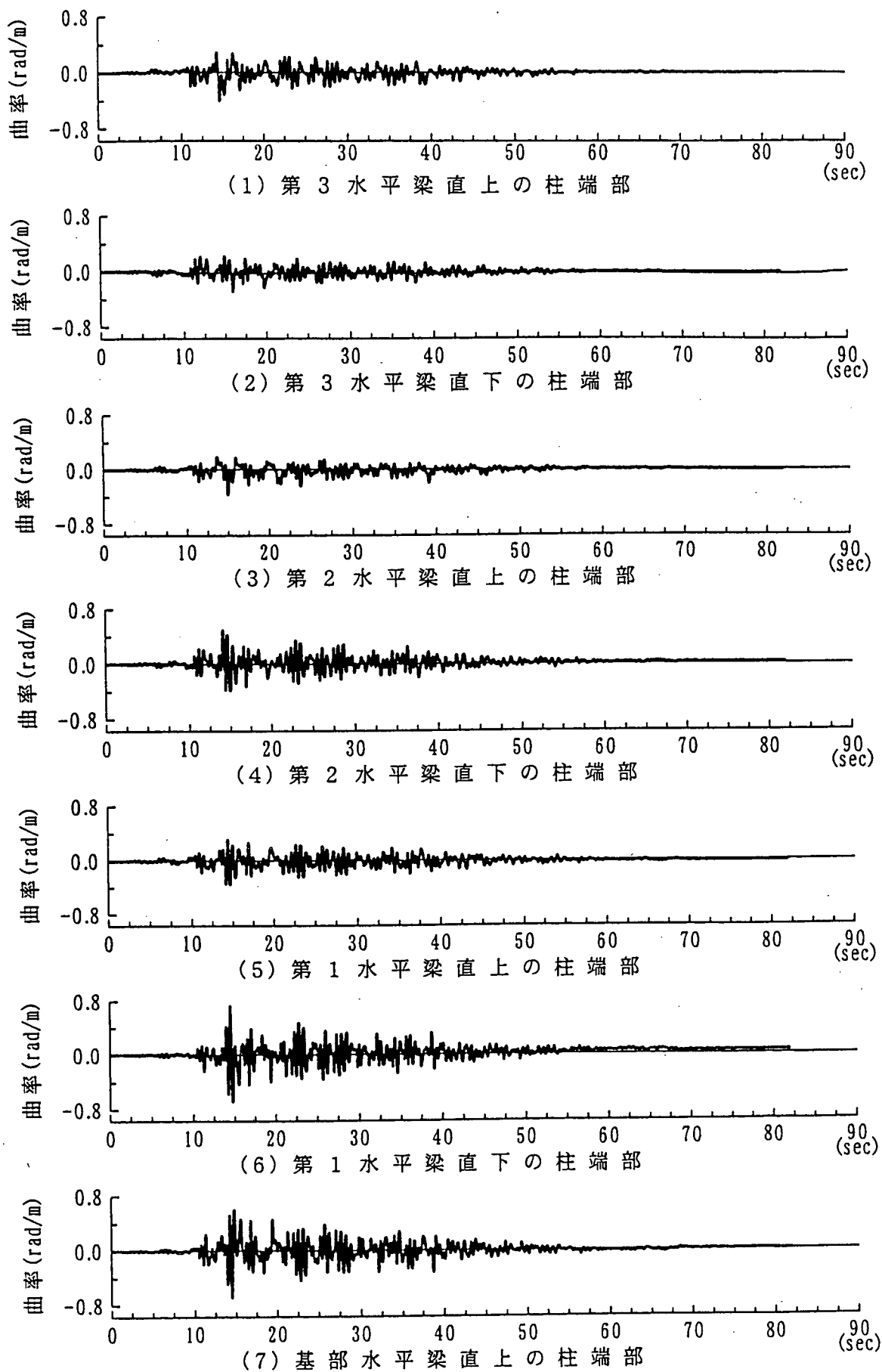
付図-3.11 右側柱の軸力応答波形：橋軸直角方向



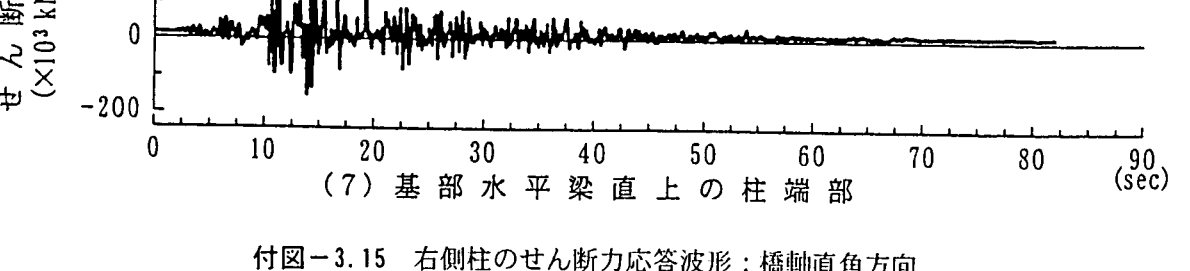
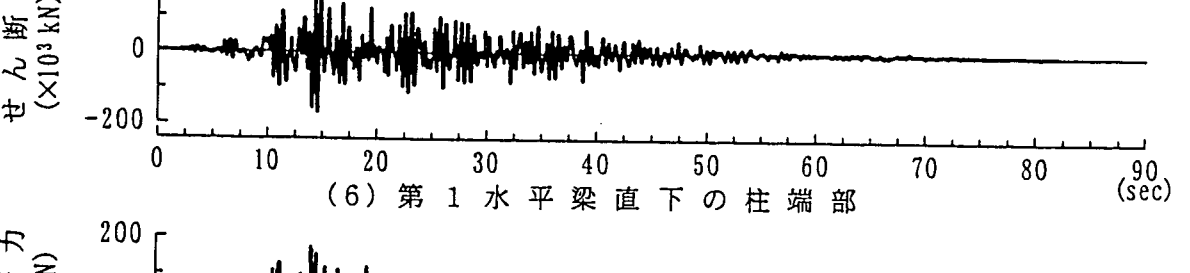
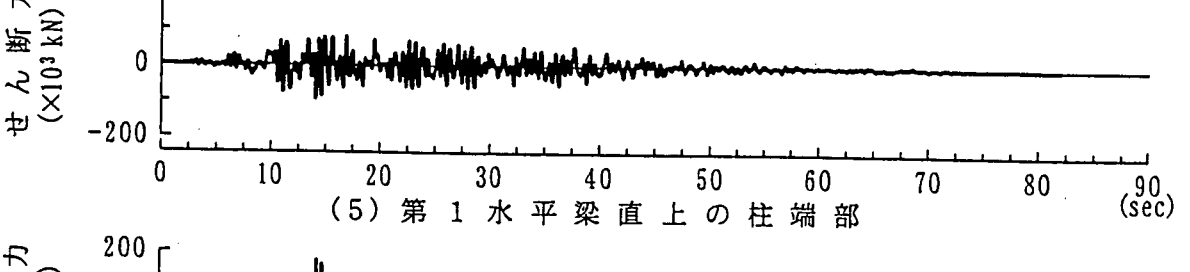
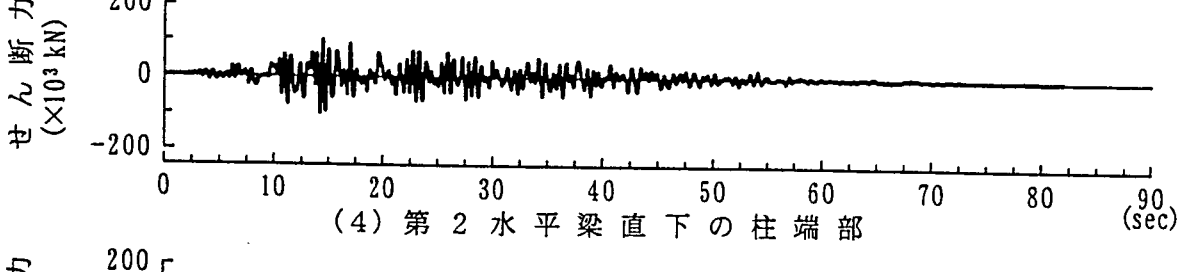
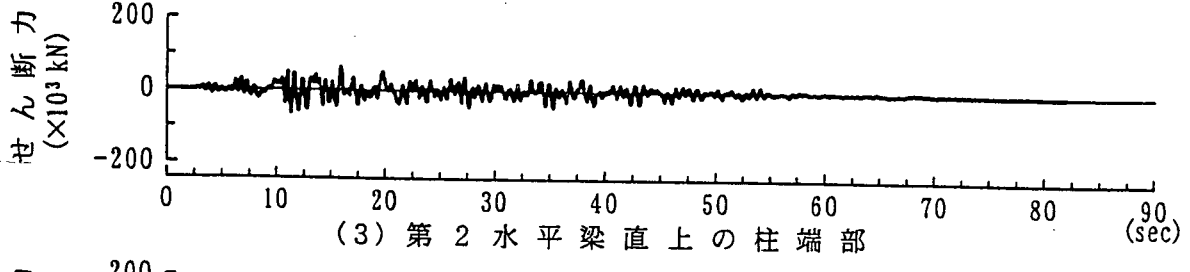
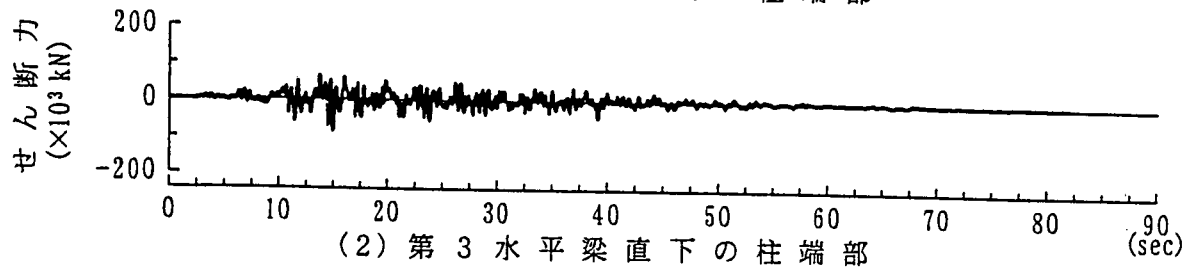
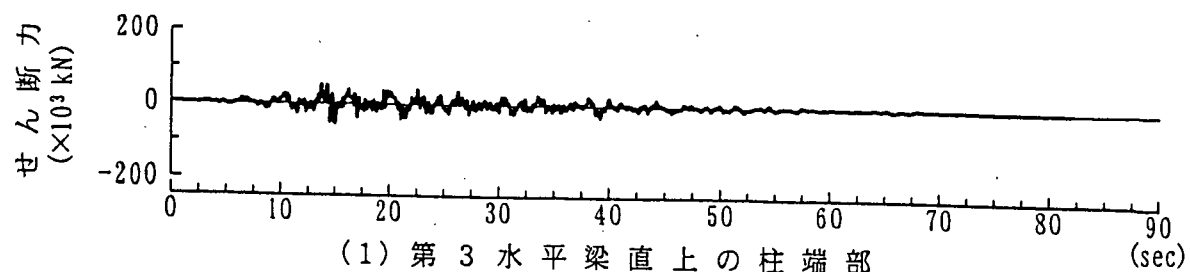
付図-3.12 左側柱の軸力応答波形：橋軸直角方向



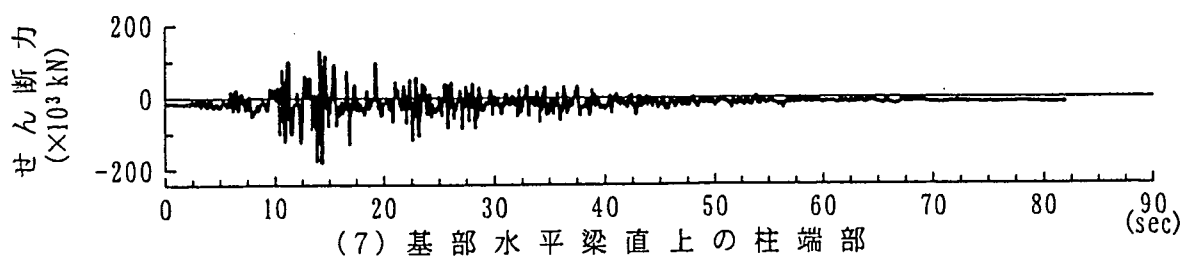
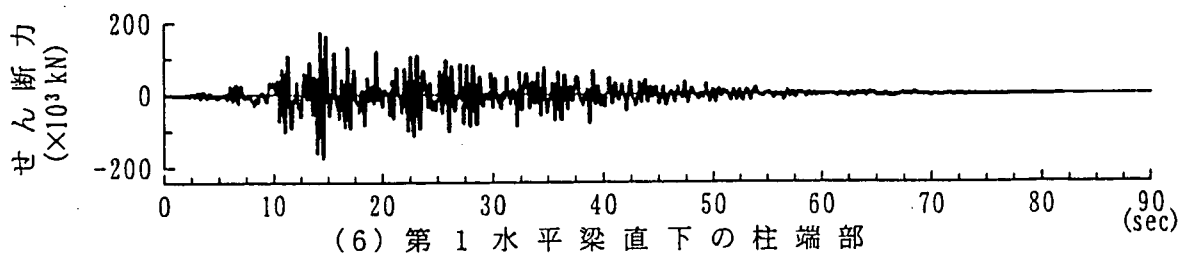
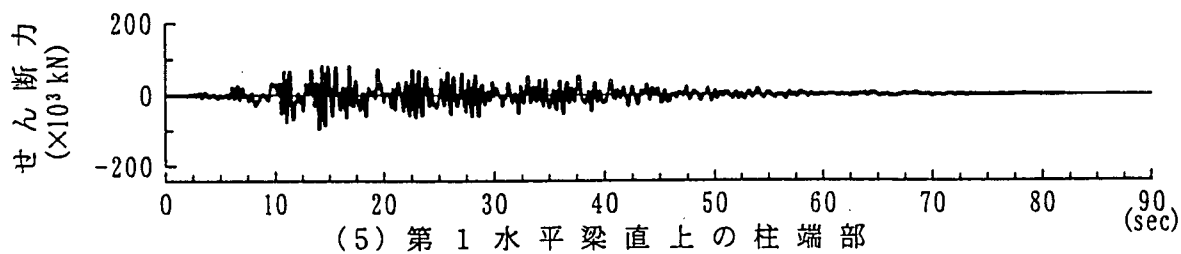
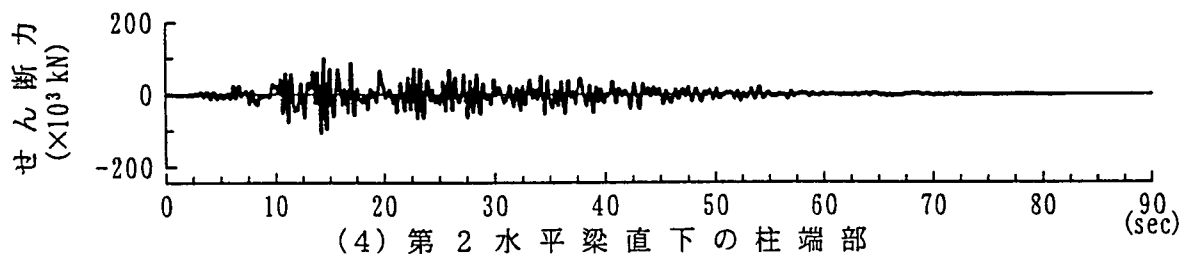
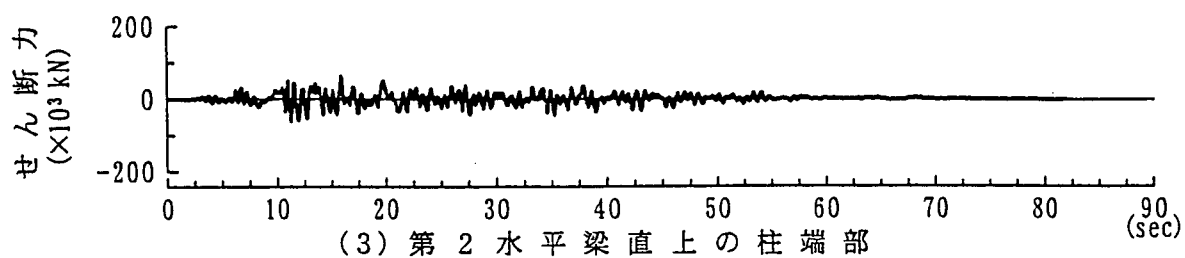
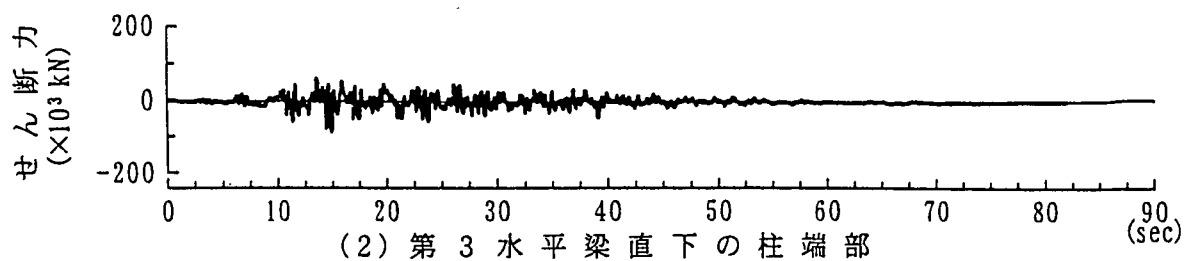
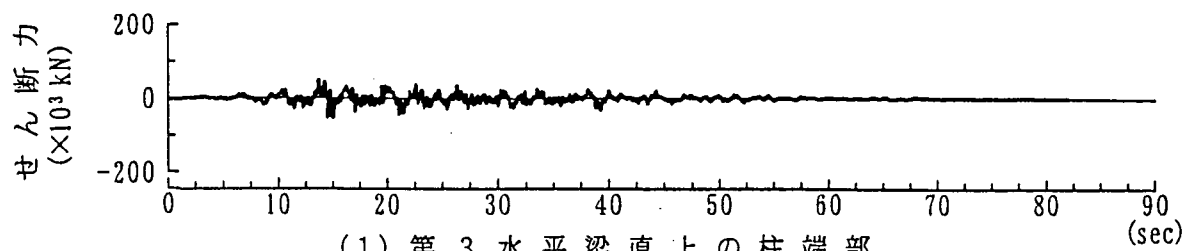
付図-3.13 右側柱の曲率応答波形：橋軸直角方向



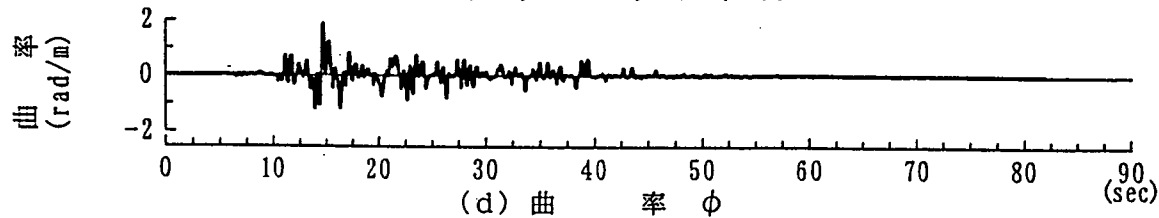
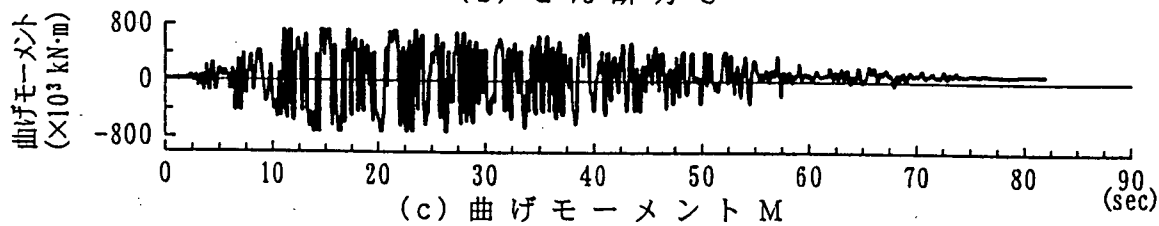
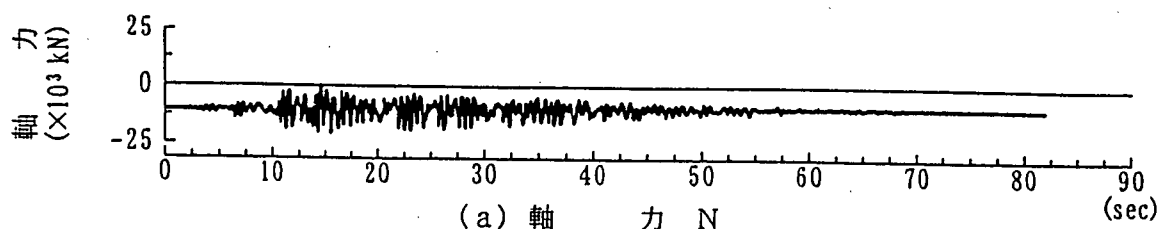
付図-3.14 左側柱の曲率応答波形：橋軸直角方向



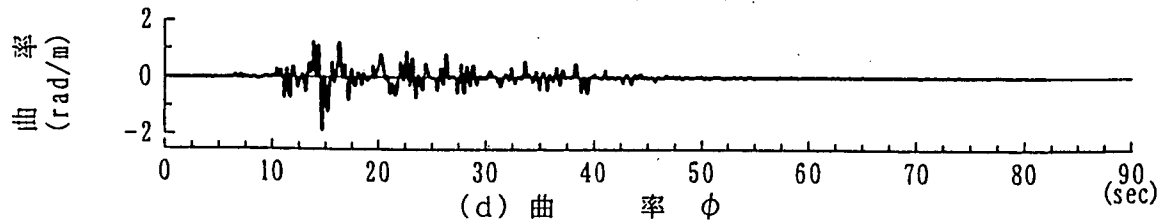
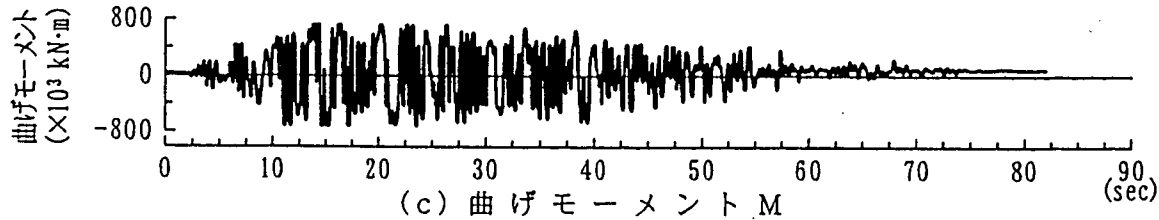
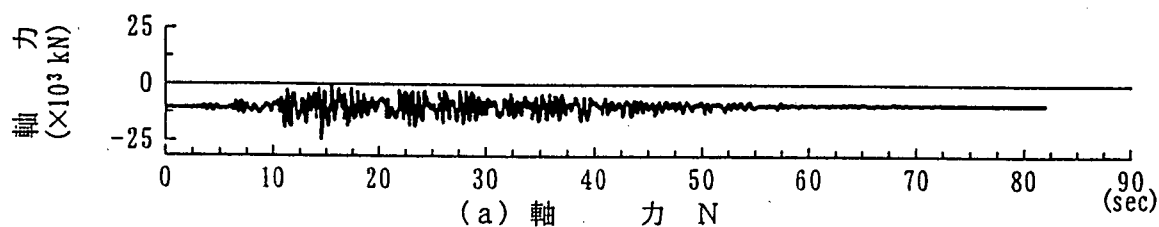
付図-3.15 右側柱のせん断力応答波形：橋軸直角方向



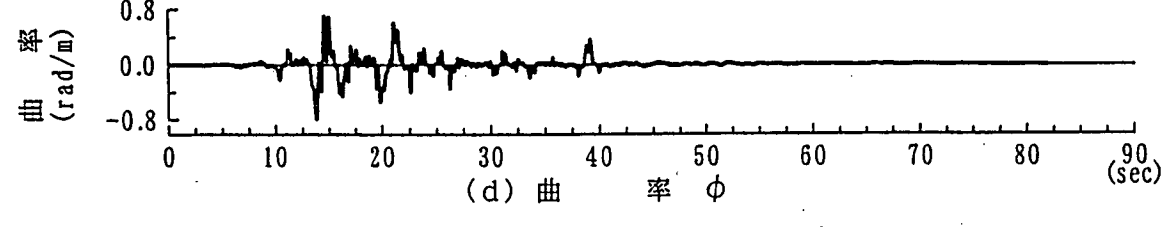
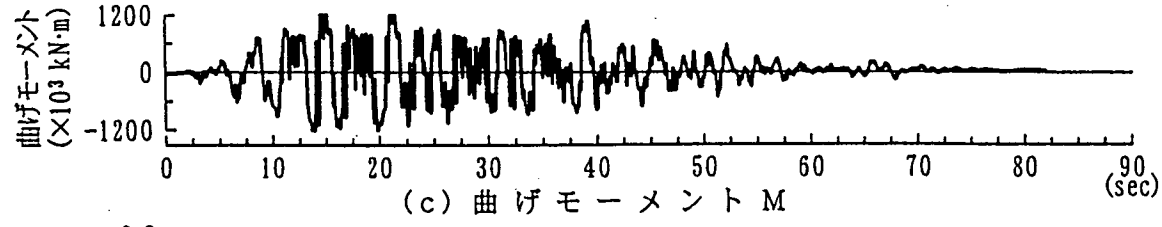
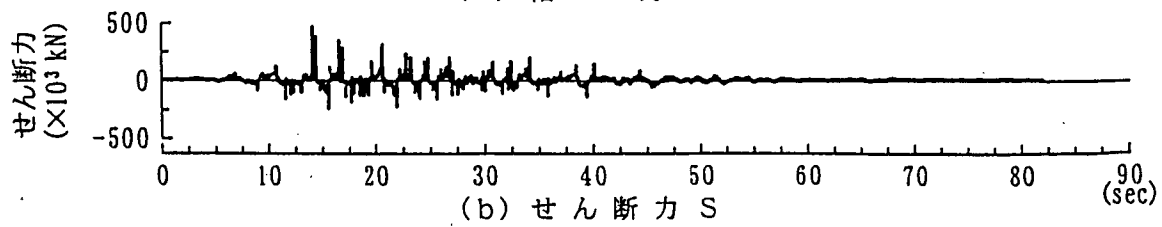
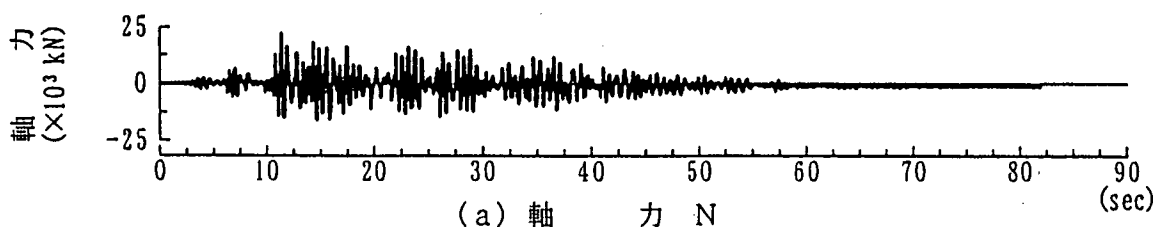
付図-3.16 左側柱のせん断力応答波形：橋軸直角方向



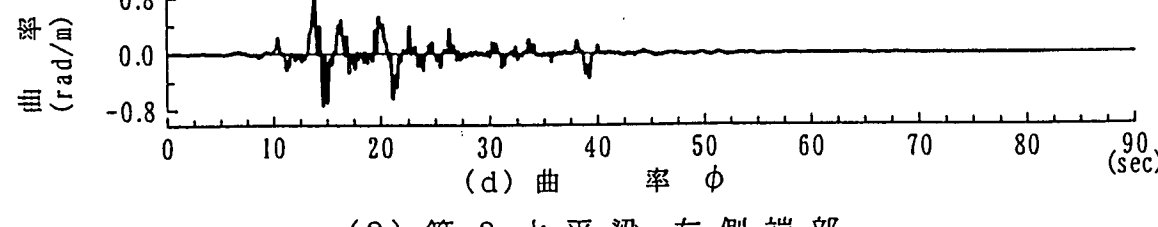
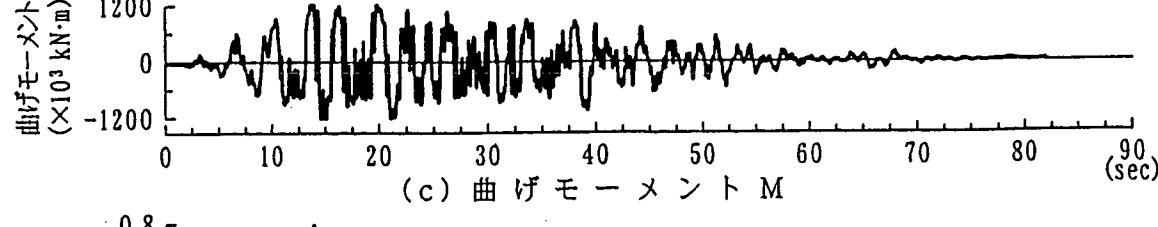
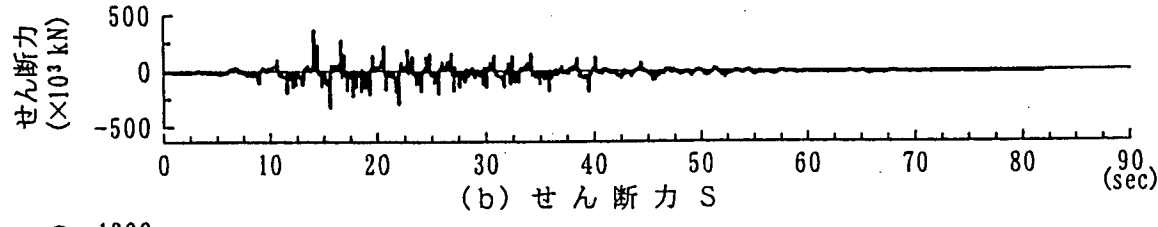
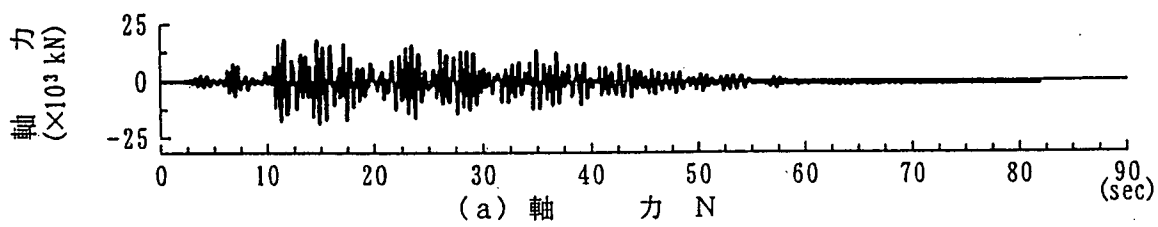
(1) 第 4 水平梁 右側端部



(2) 第 4 水平梁 左側端部

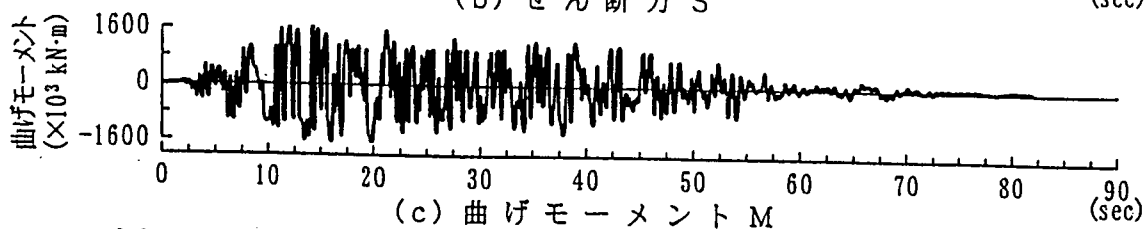
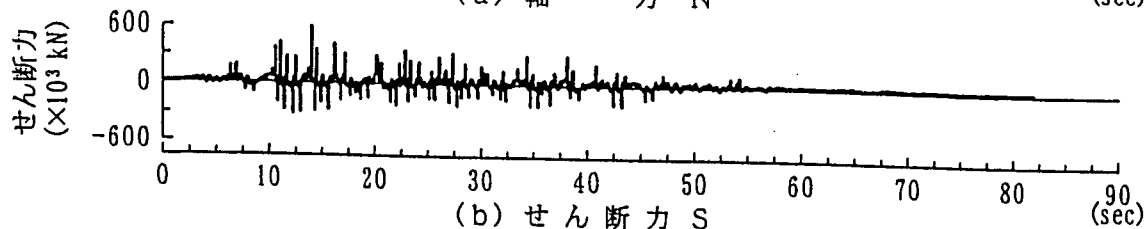
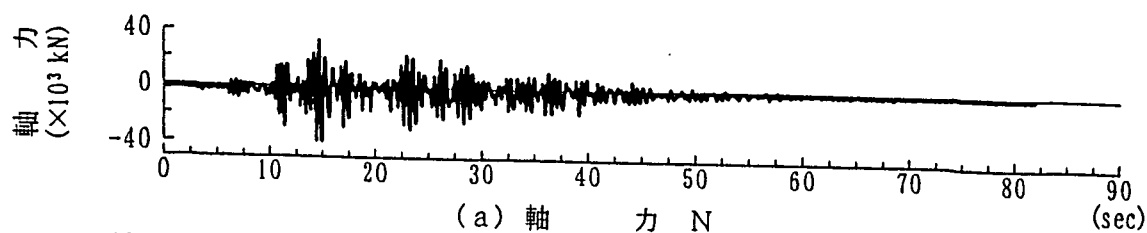


(1) 第3水平梁 右側端部

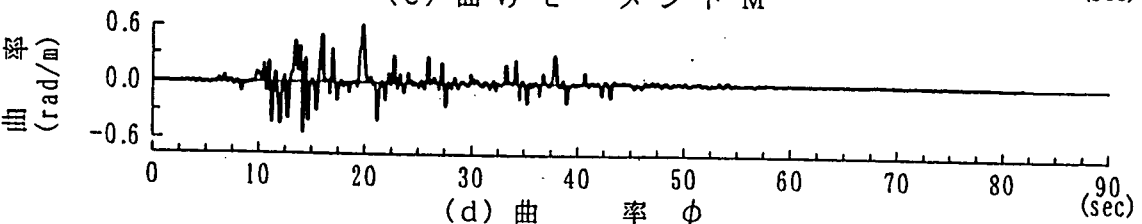
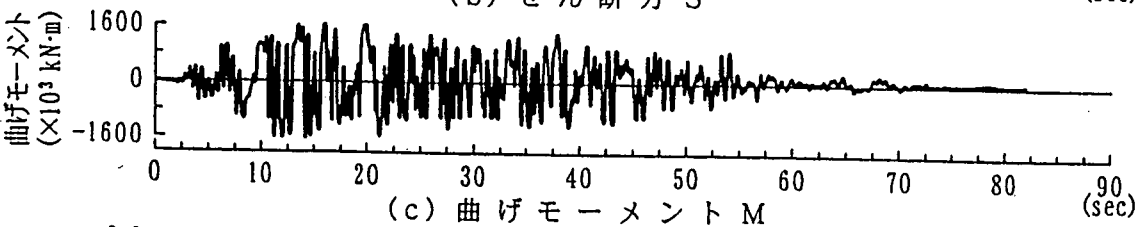
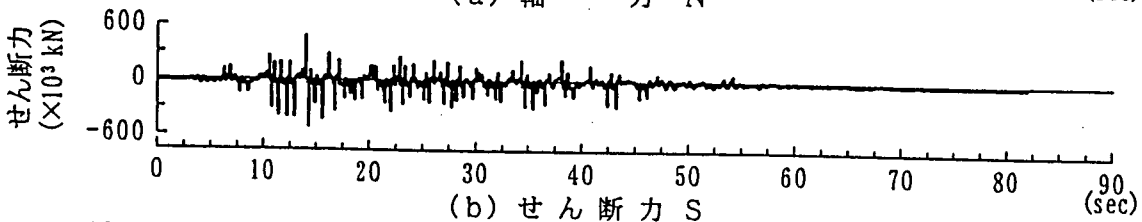
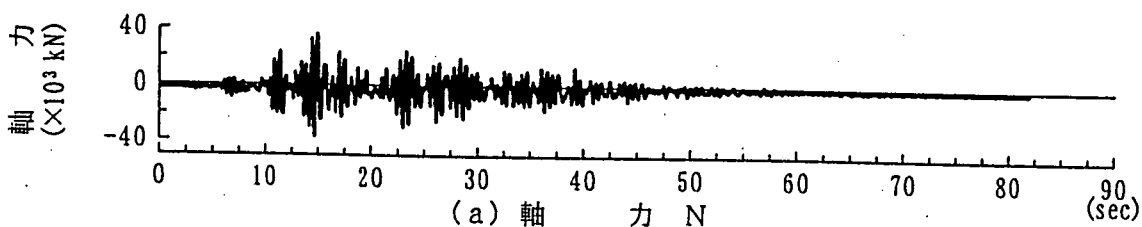


(2) 第3水平梁 左側端部

付図-3.17(2) 水平梁の非線形応答波形：橋軸直角方向

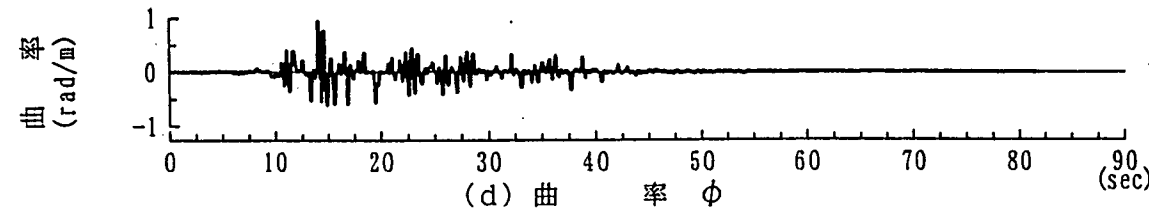
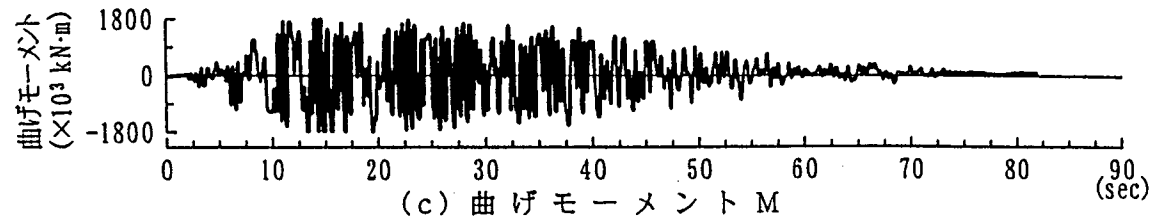
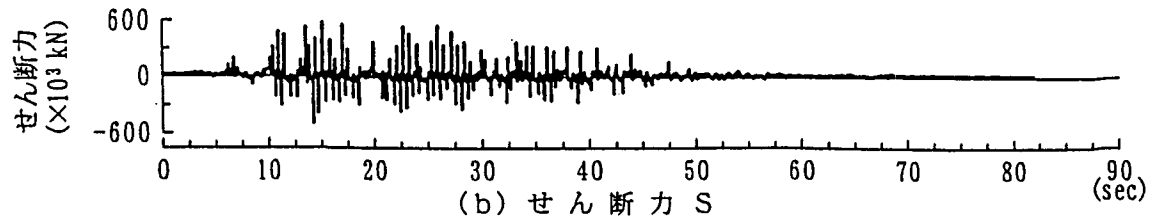
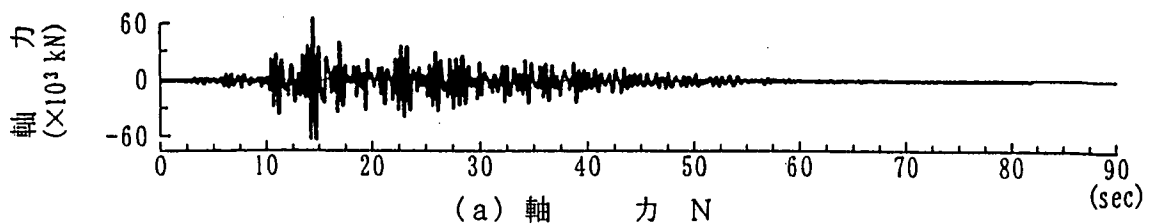


(1) 第2水平梁 右側端部

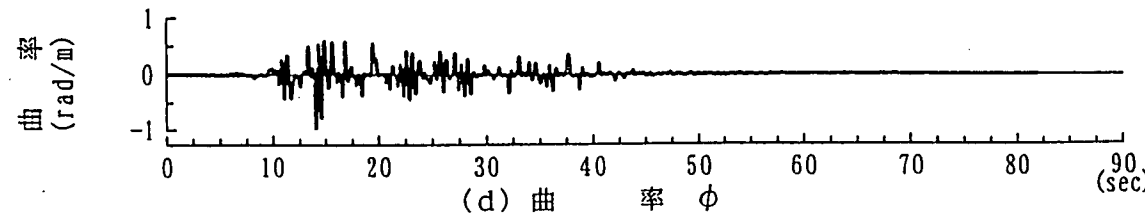
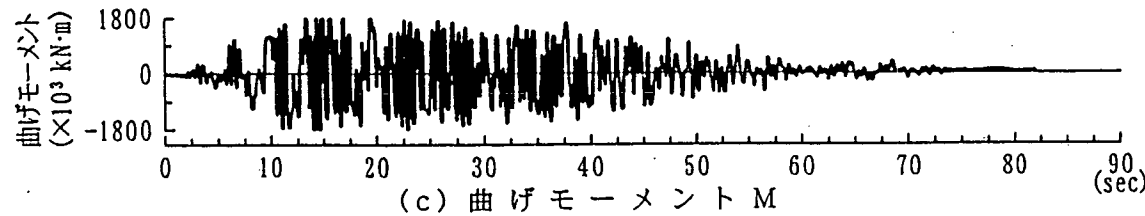
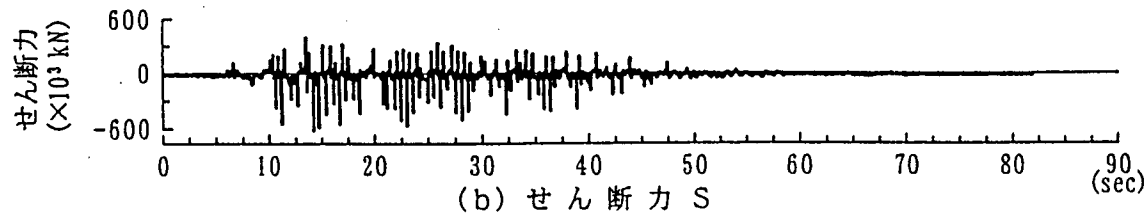
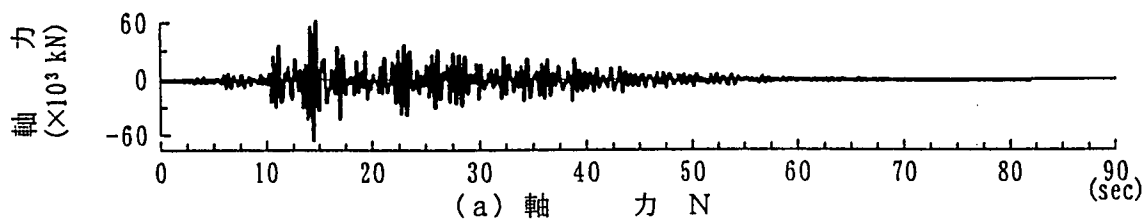


(2) 第2水平梁 左側端部

付図-3.17(3) 水平梁の非線形応答波形：橋軸直角方向

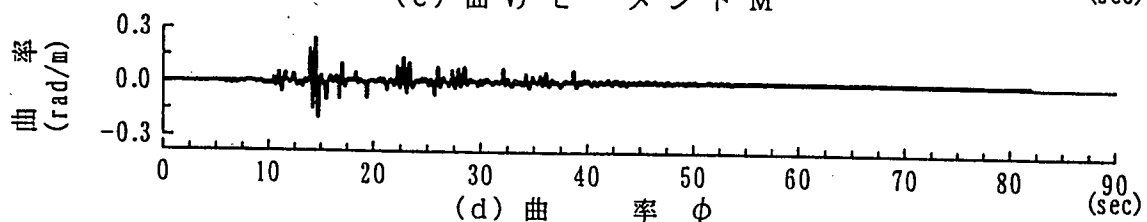
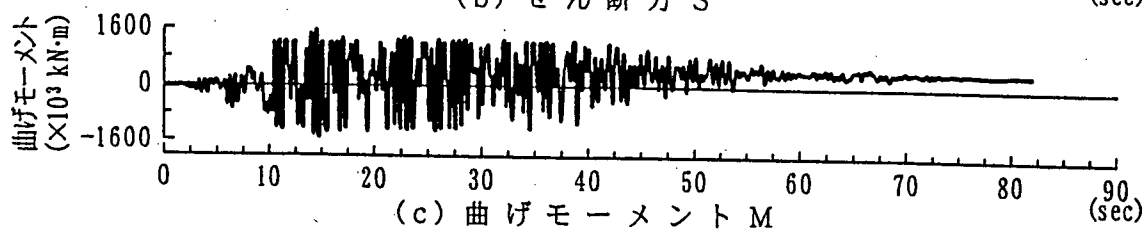
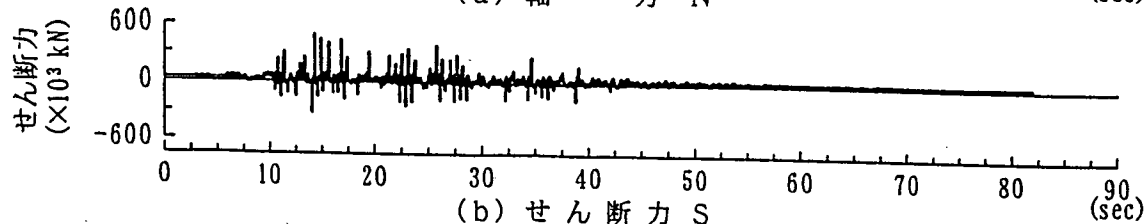
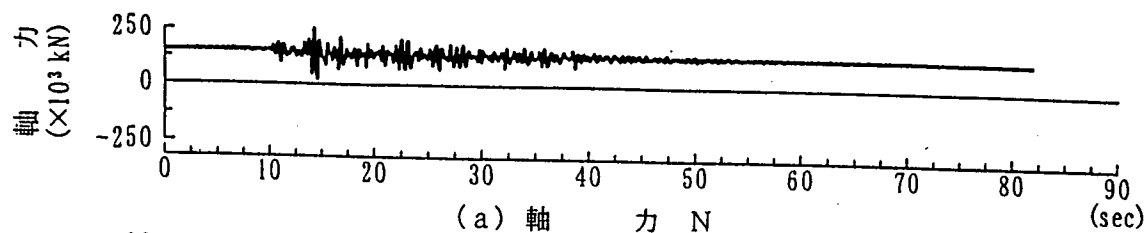


(1) 第1水平梁 右側端部

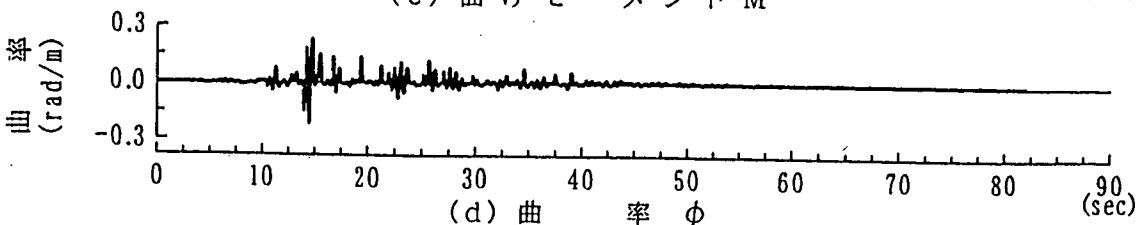
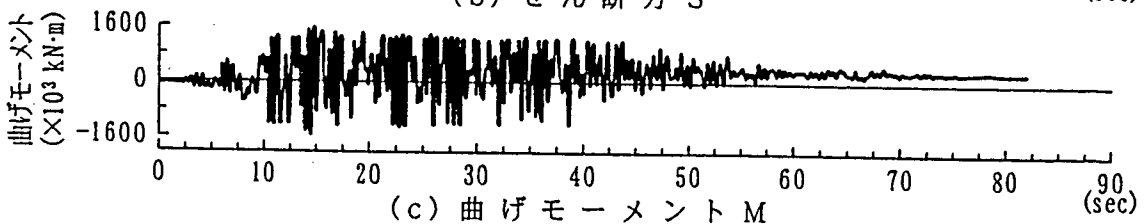
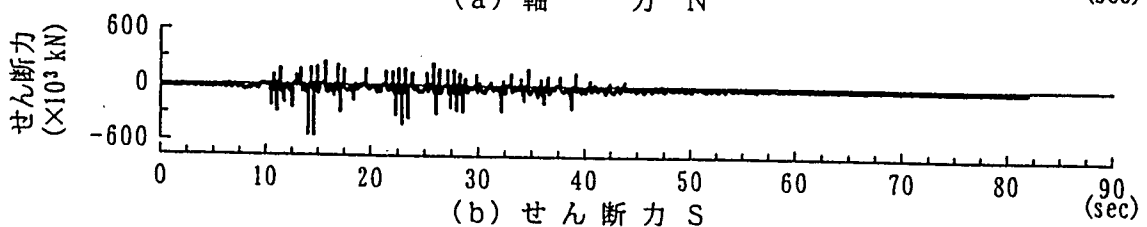
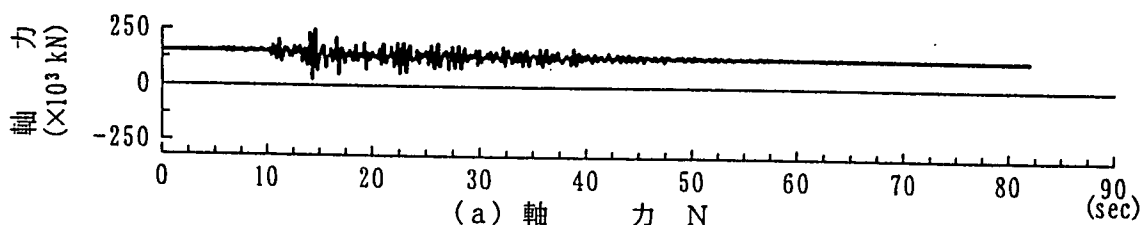


(2) 第1水平梁 左側端部

付図-3.17(4) 水平梁の非線形応答波形：橋軸直角方向

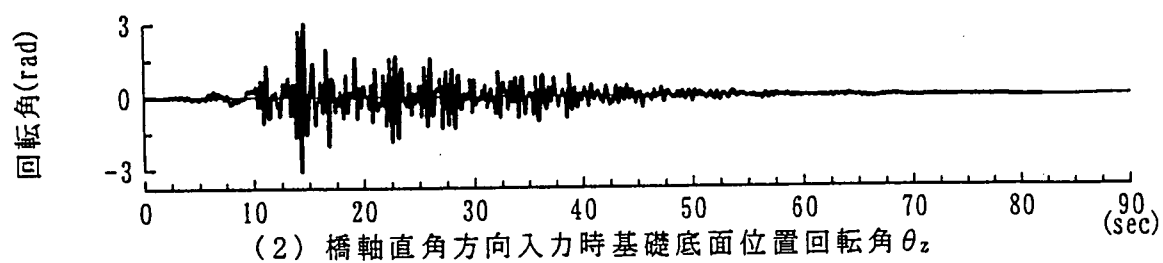
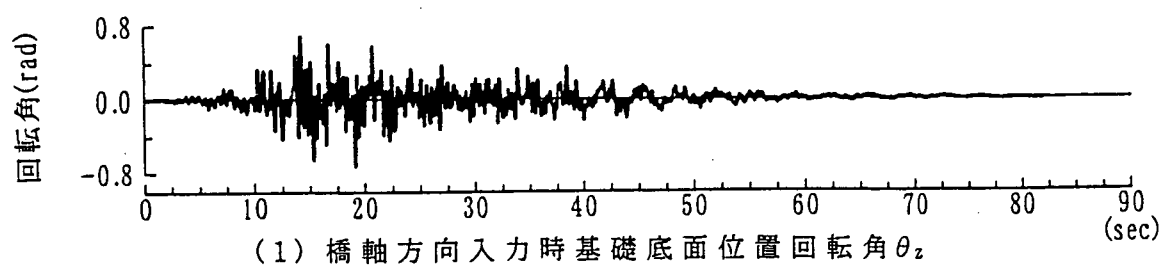


(1) 基礎水平梁 右側端部



(2) 基礎水平梁 左側端部

付図-3.17(5) 水平梁の非線形応答波形：橋軸直角方向



付図-3.18 基礎底面位置回転角応答波形