

# RC ラーメン橋脚の動的力学特性 -静的/動的プッシュオーバー解析-

構造材料工学研究室 柳澤幸紀 吉川弘道

Key Words: RC ラーメン橋脚, プッシュオーバー解析, 応答塑性率, せん断耐力比

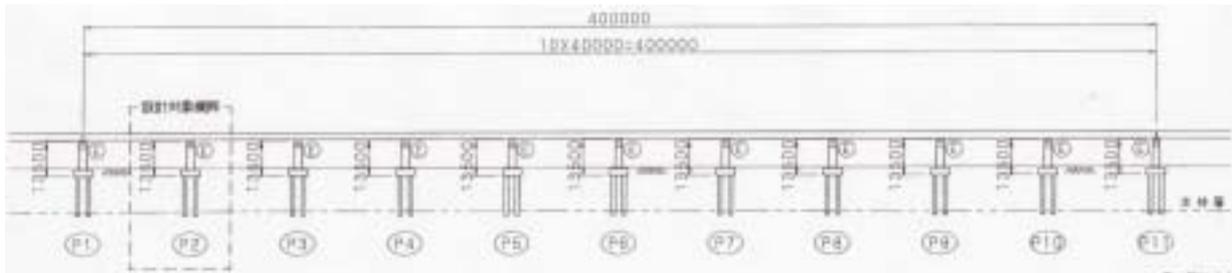
## 目次

1. 解析対象構造物のモデル化と入力地震動	
1.1 解析対象構造物	2
1.2 モデル化	4
1.2.1 骨組みモデル	4
1.2.2 節点座標と節点重量	5
1.2.3 要素の構成節点と物性値	6
1.2.4 剛域	7
1.2.4 (1) フーチング (2) 隅角部 (3) 上部工	8
1.3 入力地震動	9
1.3.1 振幅調整波	9
2. 柱部材の静的力学特性	
2.1 非線形特性と損傷判定	10
2.1.1 非線形特性	10
(1) M- 骨格曲線	10
(2) 曲げ靱性評価	12
2.1.2 せん断破壊の判定とせん断耐力の算定	12
3. 静的プッシュオーバー解析	
3.1 解析概要	16
3.2 解析結果および考察	16
4. 動的プッシュオーバー解析	
4.1 解析概要	19
4.2 解析結果および考察	19
5. まとめ	23

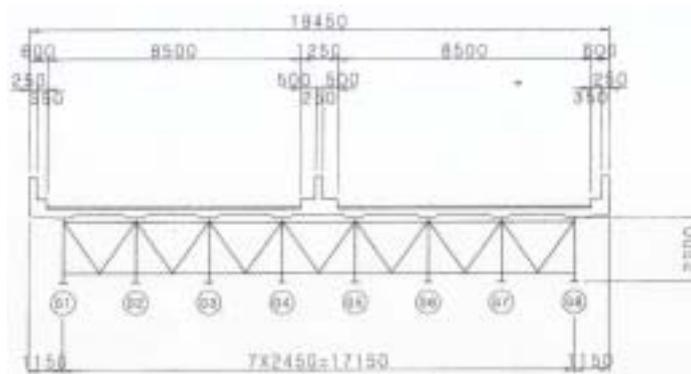
# 1. 解析対象構造物のモデル化と入力地震動

## 1.1 解析対象構造物<sup>1)</sup>

解析対象構造物として用いたラーメン橋脚は社団法人道路協会発行「道路橋の耐震設計に関する資料」において一般的な橋脚として取り上げられているものである。図 1.1 に解析対象橋脚を有する橋梁の(a)側面図, (b)上部構造断面図をそれぞれ示す。図 1.2 には, 解析対象橋脚の(a)正面図, (b)側面図, (c)平面図をそれぞれ示す。また, 表 1.1, 表 1.2 にはそれぞれ使用材料と上部構造より橋脚に作用する鉛直荷重を示す。

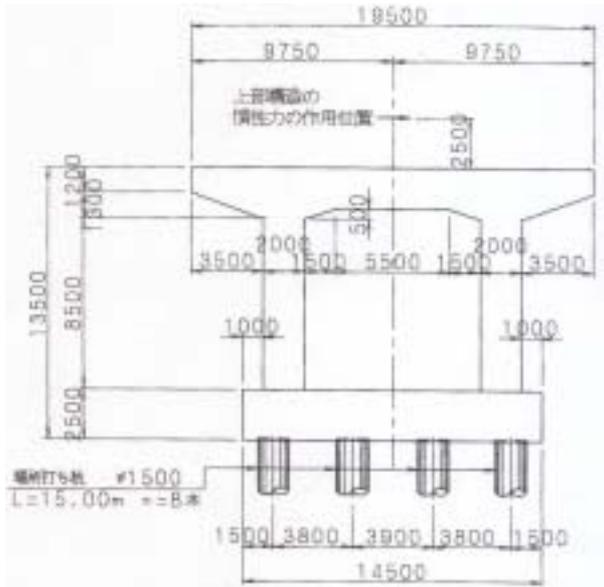


(a) 側面図

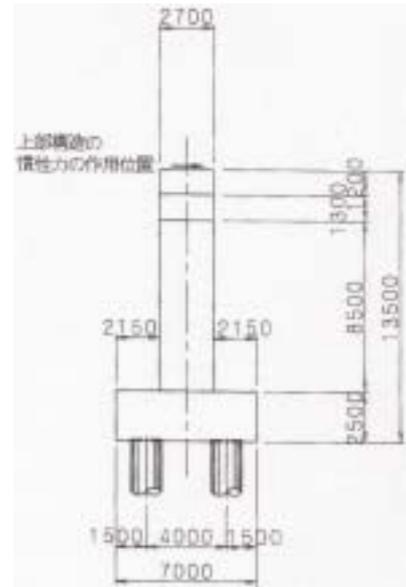


(b) 上部構造断面図

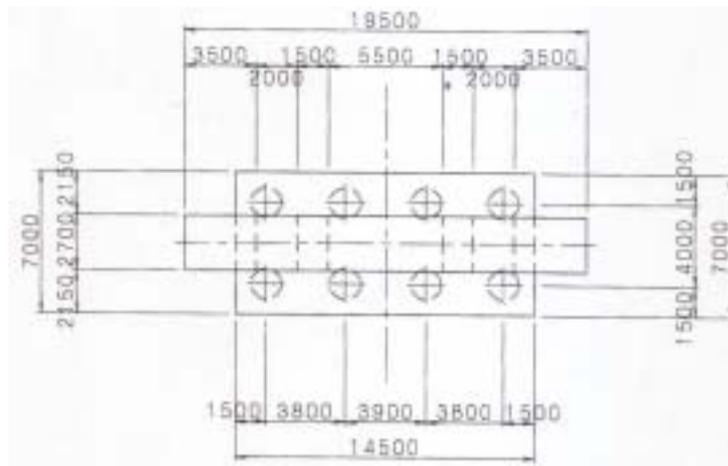
図 1.1 解析対象橋梁(単位:mm)



(a) 正面図



(b) 側面図



(c) 平面図

図 1.2 解析対象橋脚(単位:mm)

表 1.1 使用材料

部材	コンクリート	鉄筋
橋脚	$c_k=2.35\text{kN/cm}^2$	SD345
フーチング		
杭		

表 1.2 上部構造より作用する鉛直荷重

桁番号	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	計
死荷重(kN)	1372	1274	1274	1274	1274	1274	1274	1372	10388

## 1.2 モデル化

1.1 項に示した RC ラーメン橋脚を橋軸直交方向に、2次元多質点多要素系にモデル化した。以下にその詳細を記す。

### 1.2.1 骨組みモデル

骨組みモデルとは構造物を形成する各部材を節点と要素でつなぎ合せたものである。本論で用いた骨組みモデルを図 1.3 に示す。

節点とは重量を持たせる点である。節点を小刻みに設けるほど解析精度は上がるが、発散して解析が回らない場合がある。このため、節点は一般的に 0.5 ~ 1.0m とされている。詳細については 1.2.2 項に記す。

一方、要素は節点相互間をつなぐものであり、構造物の物性値を表現するものである。詳細については 1.2.3 項に記す。

剛域についてはフーチング、隅角部、上部工に設けた。詳細については 1.2.4 項に記す。

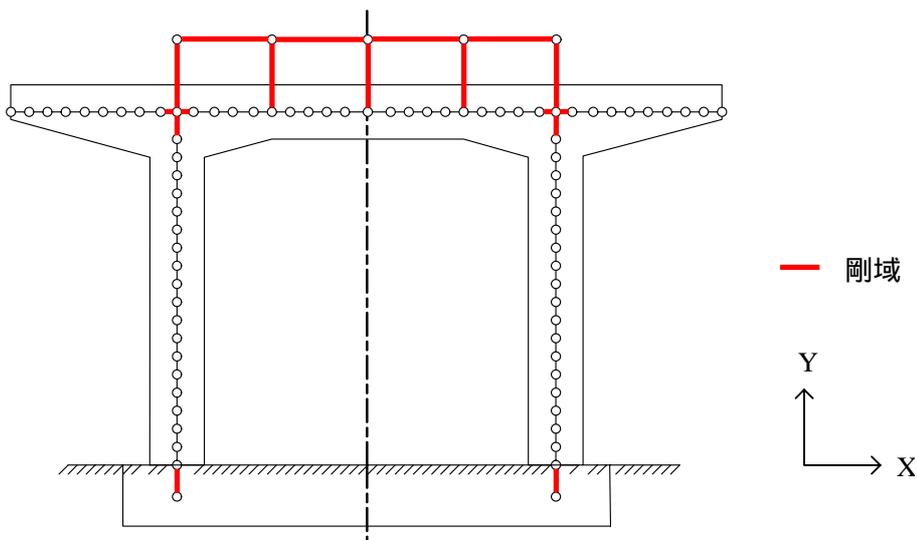


図 1.3 骨組みモデル

## 1.2.2 節点座標と節点重量

表 1.3 に節点座標と節点重量を示す(図 1.4 参照)。節点座標は節点番号 1 を(0, 0)とし 0.5m 間隔で設けた。ただし、剛域周辺については例外である。また、上部工は節点番号 80~84 にモデル化した。

各節点の重量算出方法は図 1.5 に示すように隣り合う節点距離の 1/2 の区間を重量分担長  $L$  とした。これに断面積と鉄筋コンクリートの単位体積重量を乗じることにより算出した(式(1-1))。

表 1.3 節点座標と重量

節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量(kN)												
1	0	0	3045	22	-4.50	11.25	20.17	43	7.00	11.25	64.8	64	10.50	8.25	64.8
2	0	1.25	32.40	23	-4.00	11.25	44.87	44	7.50	11.25	64.8	65	10.50	7.75	64.8
3	0	1.75	64.80	24	-3.50	11.25	51.03	45	8.00	11.25	66.1	66	10.50	7.25	64.8
4	0	2.25	64.80	25	-3.00	11.25	31.8	46	8.50	11.25	72.74	67	10.50	6.75	64.8
5	0	2.75	64.80	26	-2.50	11.25	63.34	47	9.00	11.25	76.63	68	10.50	6.25	64.8
6	0	3.25	64.80	27	-2.00	11.25	69.5	48	9.50	11.25	99.44	69	10.50	5.75	64.8
7	0	3.75	64.80	28	-1.50	11.25	75.65	49	10.125	11.25	50.22	70	10.50	5.25	64.8
8	0	4.25	64.80	29	-1.00	11.25	90.15	50	10.50	11.25	48.6	71	10.50	4.75	64.8
9	0	4.75	64.80	30	-0.375	11.25	50.22	51	10.875	11.25	50.22	72	10.50	4.25	64.8
10	0	5.25	64.80	31	0.375	11.25	50.22	52	11.50	11.25	90.15	73	10.50	3.75	64.8
11	0	5.75	64.80	32	1.00	11.25	99.44	53	12.00	11.25	75.65	74	10.50	3.25	64.8
12	0	6.25	64.80	33	1.50	11.25	76.63	54	12.50	11.25	69.5	75	10.50	2.75	64.8
13	0	6.75	64.80	34	2.00	11.25	72.74	55	13.00	11.25	63.34	76	10.50	2.25	64.8
14	0	7.25	64.80	35	2.50	11.25	66.1	56	13.50	11.25	31.8	77	10.50	1.75	64.8
15	0	7.75	64.80	36	3.00	11.25	64.8	57	14.00	11.25	51.03	78	10.50	1.25	32.4
16	0	8.25	64.80	37	3.50	11.25	64.8	58	14.50	11.25	44.87	79	10.50	0	3045
17	0	8.75	64.80	38	4.00	11.25	64.8	59	15.00	11.25	20.17	80	0	14.75	2078
18	0	9.25	64.80	39	4.50	11.25	81	60	10.50	10.25	32.4	81	2.50	14.75	2078
19	0	9.75	64.80	40	5.25	11.25	81	61	10.50	9.75	64.8	82	5.25	14.75	2078
20	0	10.25	32.40	41	6.00	11.25	97.2	62	10.50	9.25	64.8	83	8.00	14.75	2078
21	0	11.25	48.60	42	6.50	11.25	64.8	63	10.50	8.75	64.8	84	10.50	14.75	2078

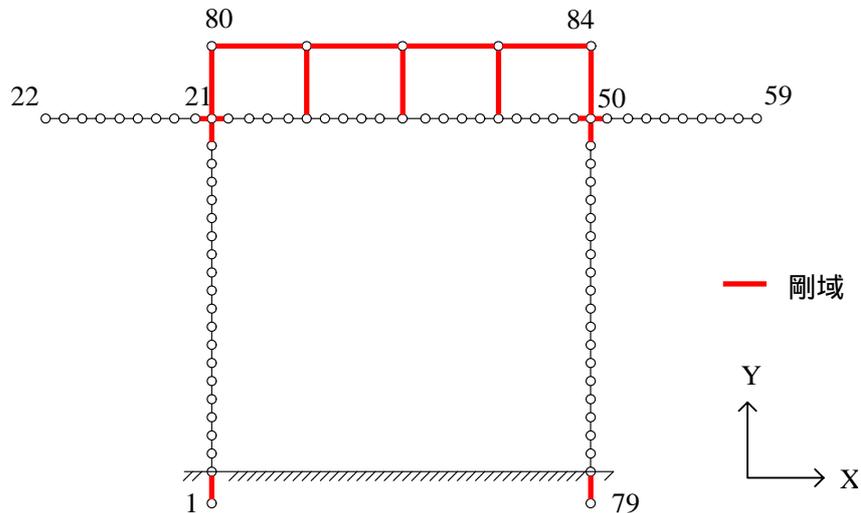


図 1.4 節点番号

$$W = AL\gamma \quad (1-1)$$

ただし

$W$  : 節点重量(kN)

$A$  : 断面積(m<sup>2</sup>)

$L$  : 重量負担区間長(m)

: 鉄筋コンクリートの単位体積重量 ( kN/m<sup>3</sup> )

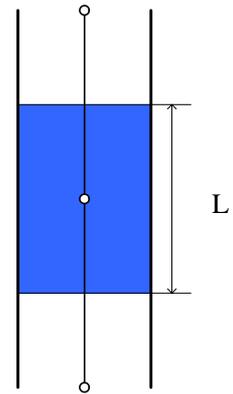


図 1.5 節点重量の算出方法

### 1.2.3 要素の構成節点と物性値

表 1.4 に各要素の構成節点, 表 1.5 に各要素の物性値をそれぞれ示す.

表 1.4 各要素の構成節点

要素	節点														
1	1~2	12	12~13	23	24~25	34	34~35	45	45~46	56	56~57	67	68~67	78	79~78
2	2~3	13	13~14	24	25~26	35	35~36	46	46~47	57	57~58	68	69~68	79	21~80
3	3~4	14	14~15	25	26~27	36	36~37	47	47~48	58	58~59	69	70~69	80	35~81
4	4~5	15	15~16	26	27~28	37	37~38	48	48~49	59	60~50	70	71~70	81	40~82
5	5~6	16	16~17	27	28~29	38	38~39	49	49~50	60	61~60	71	72~71	82	45~83
6	6~7	17	17~18	28	29~30	39	39~40	50	50~51	61	62~61	72	73~72	83	50~84
7	7~8	18	18~19	29	30~21	40	40~41	51	51~52	62	63~62	73	74~73	84	80~81
8	8~9	19	19~20	30	21~31	41	41~42	52	52~53	63	64~63	74	75~74	85	81~82
9	9~10	20	20~21	31	31~32	42	42~43	53	53~54	64	65~64	75	76~75	86	82~83
10	10~11	21	22~23	32	32~33	43	43~44	54	54~55	65	66~65	76	77~76	87	83~84
11	11~12	22	23~24	33	33~34	44	44~45	55	55~56	66	67~66	77	78~77		

表 1.5 各要素の物性値

		要素番号	断面積A(m <sup>2</sup> )	断面二次モーメントI(m <sup>4</sup> )	ヤング率E(kN/m <sup>2</sup> )
フーチング	剛域	1, 78	999	999	2.60E+07
柱	一般部	2~19 61~77	5.4	1.8	2.60E+07
	剛域	20, 59	999	999	2.60E+07
梁	張り出し部	21~28 51~58	5.4	3.28	2.60E+07
	中間部	31~48	5.4	3.28	2.60E+07
	剛域	29, 30 49, 50	999	999	2.60E+07

## 1.2.4 剛域

ラーメン構造物では材と材の結合部が剛結されているため結合部での損傷は生じない。このことを考慮するためにラーメン構造物の解析を行う場合剛域を設定する必要がある。設定方法については道路橋示方書・同解説<sup>2)</sup>によって以下のように定められている。ハンチなしの場合(図 1.6(a)), 柱部材の剛域は梁部材の縁より  $L_1$  式(1-2), 梁部材の剛域は柱部材の縁より  $L_2$  式(1-3)だけに入った点までとする。一方, ハンチがある場合(図 1.6(b)), 柱部材, 梁部材の剛域はハンチ角  $\theta$  により以下に場合わけされる。柱部, 梁部共に部材の軸線に対して  $25^\circ$  以上傾斜するハンチを有する場合には, 部材厚さが 1.5 倍となる断面より内部を剛域とする。ただし, ハンチ傾斜角が  $60^\circ$  以上の場合, ハンチの起点から部材厚さの  $1/4$  に入った断面より内部を剛域とする<sup>2)</sup>。例えば図 1.6(b)において  $25^\circ < \theta_1 < 60^\circ$ ,  $\theta_2 < 25^\circ$  であるとすると  $L_3$  は式(1-4.2),  $L_4$  は式(1-5.1)により算出することと規定されている。

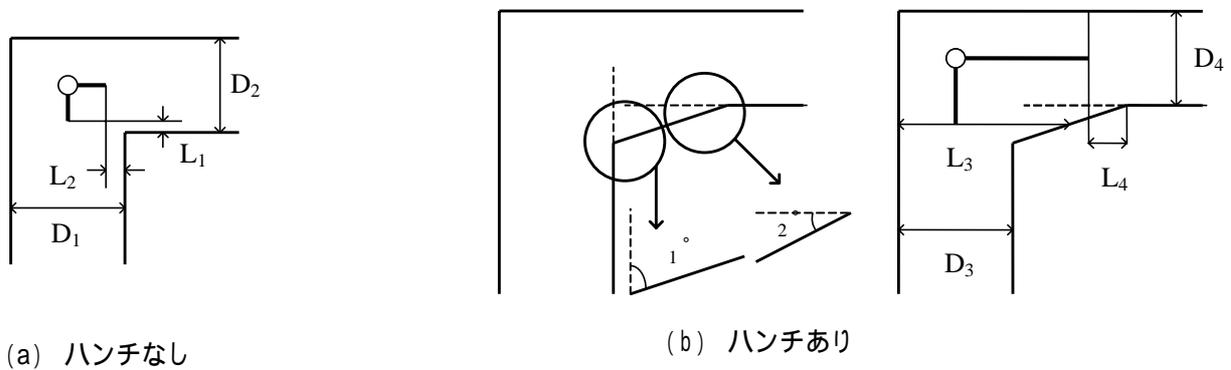


図 1.6 剛域の設定方法

$$L_1 = \frac{1}{4} D_1 \quad (1-2)$$

$$L_2 = \frac{1}{4} D_2 \quad (1-3)$$

$$L_3 = \frac{1}{4} D_3 \quad \text{ただし } \theta_1 \leq 25^\circ, 60^\circ \leq \theta_1 \quad (1-4.1)$$

$$L_3 = \frac{3}{2} D_3 \quad \text{ただし } 25^\circ \leq \theta_1 \leq 60^\circ \quad (1-4.2)$$

$$L_4 = \frac{1}{4} D_4 \quad \text{ただし } \theta_2 \leq 25^\circ, 60^\circ \leq \theta_2 \quad (1-5.1)$$

$$L_4 = \frac{3}{2} D_4 \quad \text{ただし } 25^\circ \leq \theta_2 \leq 60^\circ \quad (1-5.2)$$

### (1) フーチング

フーチングにおける剛域は 500mm とした(図 1.7) .これは ,解析条件としてフーチングで損傷が生じないと仮定しているためである .

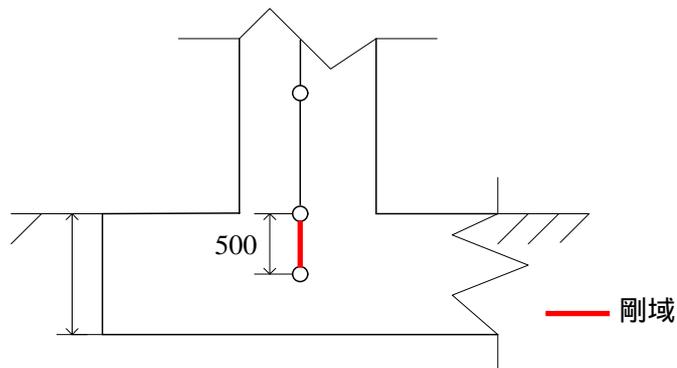


図 1.7 フーチングの剛域(単位:mm)

### (2) 隅角部

隅角部における剛域はハンチ角に依存する .柱のハンチ角は軸線に対して  $60^\circ$  以上 ,梁のハンチ角は軸線に対して  $25^\circ$  未満であるため剛域の算出にはそれぞれ式(1-4.1) ,式(1-5.1)を用い ,図 1.8 に示すように設定した .

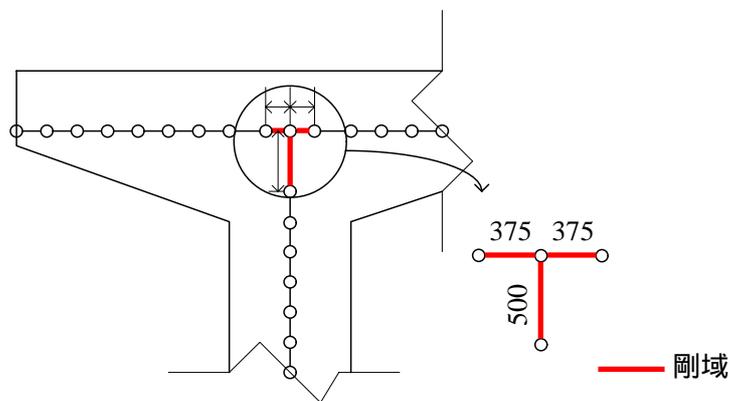


図 1.8 隅角部の剛域(単位:mm)

### (3) 上部工

上部工慣性力を解析に反映させるために梁部材から慣性力作用位置まで剛域を設けた .詳細については表 1.3 ,図 1.4 を参照 .なお ,一般的に上部工は橋脚と承を介して接合されている .これを考慮するために梁部材と上部工をピン結合とした .

### 1.3 入力地震動

本論で解析を行うにあたり入力地震動として用いた波形は 1995 年 1 月 17 日未明に兵庫県淡路島北部を震源とする兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台において観測された JMA KOBE-NS 波である(図 1.9)。なお、JMA KOBE-NS 波は、内陸直下型の短周期地震動である。

兵庫県南部地震の際に土木構造物に甚大な被害を生じた。このことから道路橋示方書・同解説では、動的照査法による耐震性能の照査方法の一つとして JMA KOBE-NS 波の振幅調整波を用いることを推奨している。

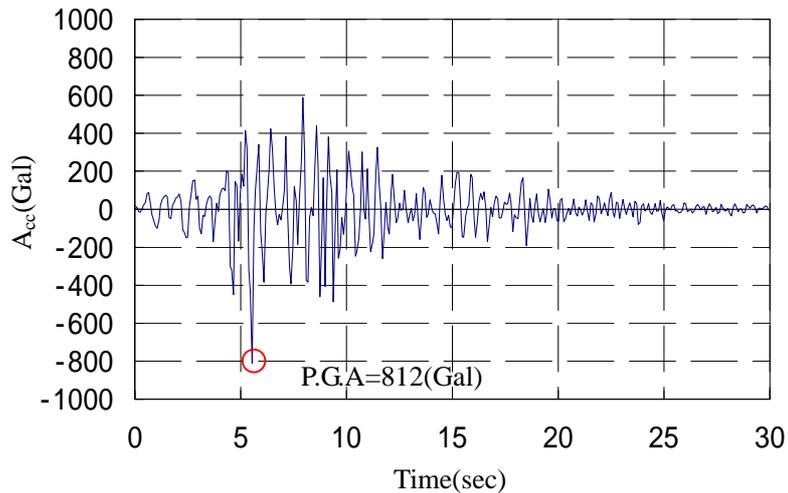


図 1.9 JMA KOBE-NS

#### 1.3.1 振幅調整波

振幅調整波とは振幅の大きさのみを変化させたものであり、周波数成分は同一である。そのため、入力地震波として用いることで最大地盤加速度(以下 P.G.A)を指標とすることができる。図 1.10 に振幅調整波の例として(a) P.G.A=100Gal、(b) P.G.A=1000Galを示す。

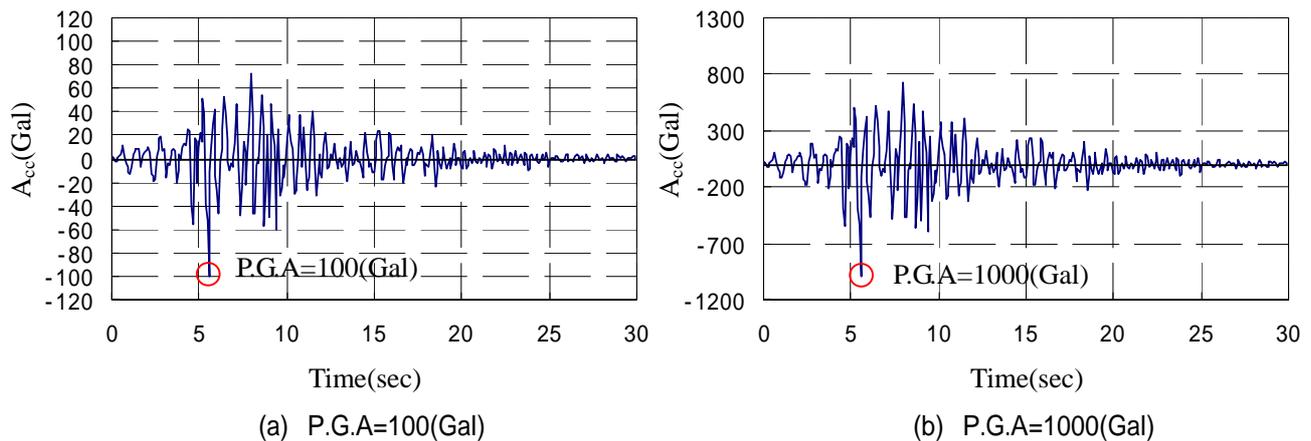


図 1.10 振幅調整波

## 2. 柱部材の静的力学特性

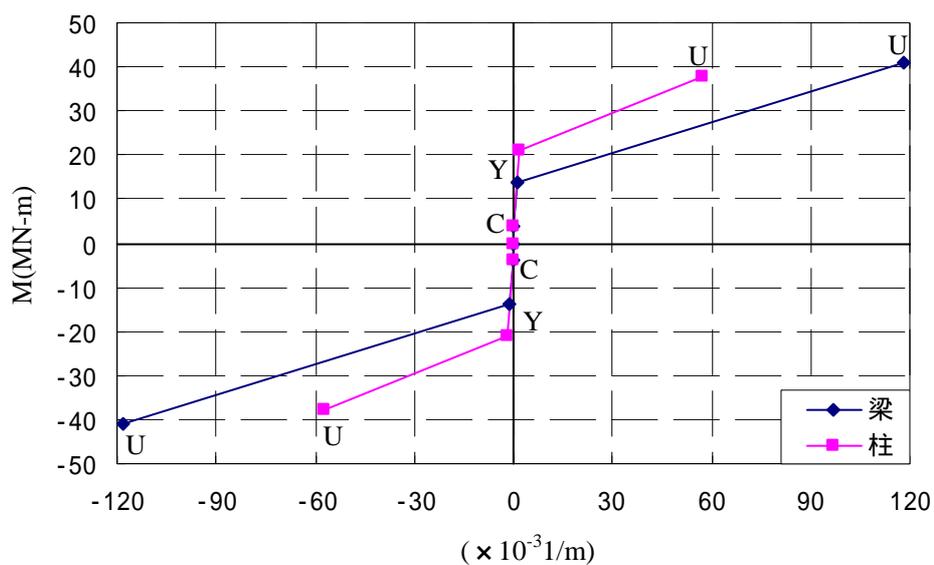
### 2.1 非線形特性と損傷判定

本項では、非線形特性と損傷判定方法について記す。非線形特性については、2.1.1(1)項に記す。断面耐力の照査方法については、2.2.2(1)項にて曲げ、2.2.2(2)項にてせん断耐力照査方法を記す。

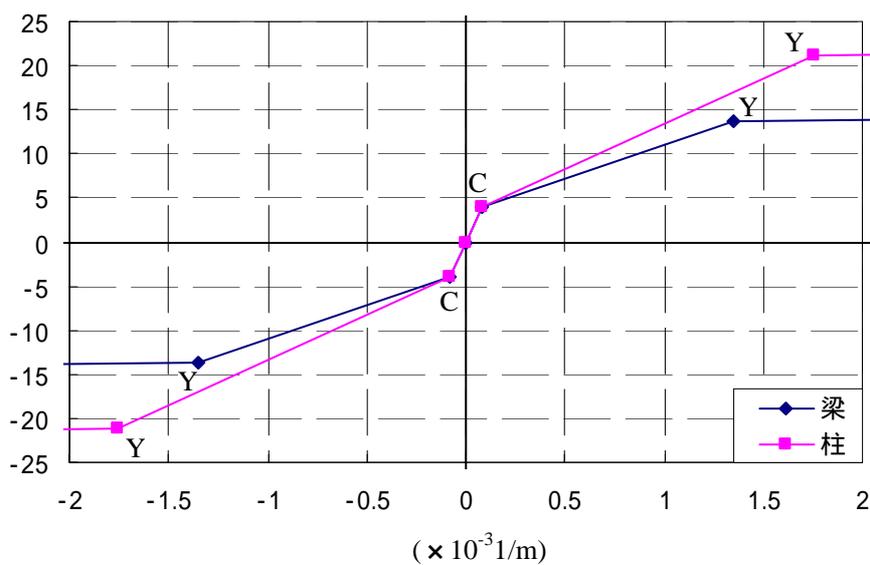
#### 2.1.1 非線形特性

##### (1) M- 骨格曲線

非線形特性を考慮する復元力モデルには、Tri-Linear 型武田モデルを採用した。図 2.1 に梁部、柱部の骨格曲線を示す。また、骨格曲線の曲げひび割れ、曲げ降伏、終局の特性値を表 2.1 に示す。特性値は SOGO ソフト<sup>3)</sup>によって算出した。算出には断面形状、鉄筋の種類、コンクリート圧縮強度が必要である。梁部、柱部の断面形状を図 2.2 に示す。鉄筋の種類、コンクリート圧縮強度についてはそれぞれ SD345、 $f_{ck}=2.35(\text{kN/cm}^2)$ である。



(a) 全体図



(b) 局所図

図 2.1 骨格曲線

表 2.1 骨格曲線の特性値

	梁		柱	
	M(MN-m)	( $\times 10^{-3}1/m$ )	M(MN-m)	( $\times 10^{-3}1/m$ )
Ultimate	41.0	118	38.0	57.1
Yield	13.8	1.35	21.1	1.76
Crack	3.90	0.08	3.97	0.08
	0	0	0	0
Crack	-3.90	-0.08	-3.97	-0.08
Yield	-13.8	-1.35	-21.1	-1.76
Ultimate	-41.0	-118	-38.0	-57.1

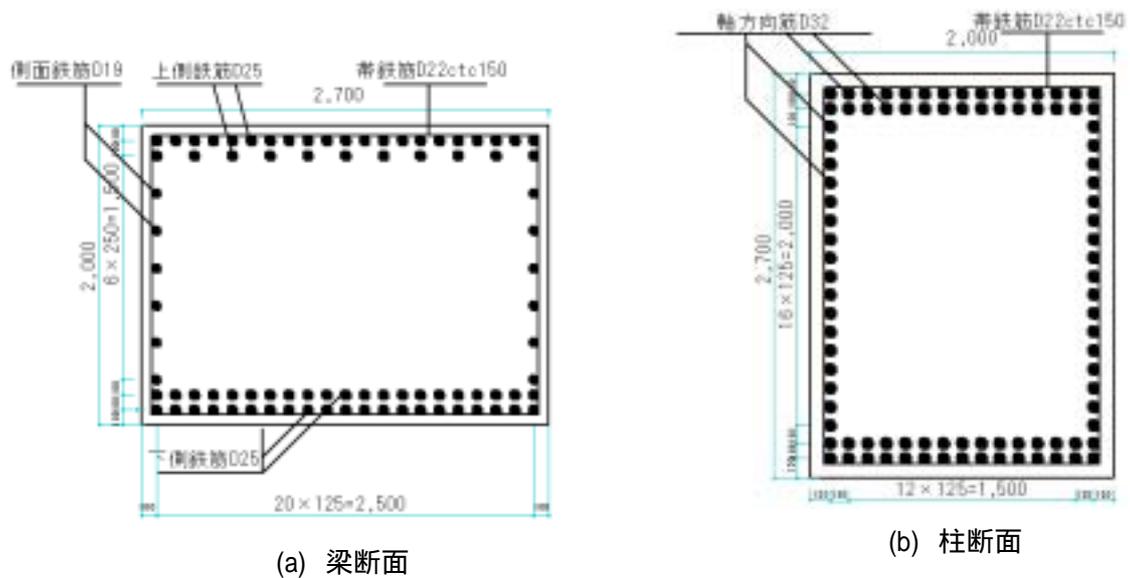


図 2.2 骨格曲線算出に用いた断面 (mm)

## (2) 曲げ靱性評価

曲げ耐力照査は応答曲率  $\phi_{resp}$  と骨格曲線の曲げひび割れ曲率  $\phi_c$ 、降伏曲率  $\phi_y$ 、終局曲率  $\phi_u$  (表 2.1) との比率が 1 以上で曲げ損傷と判定した (式(2-1)(2-2)(2-3))。

$$\frac{\phi_{resp}}{\phi_c} \geq 1 \quad (2-1)$$

$$\frac{\phi_{resp}}{\phi_y} \geq 1 \quad (2-2)$$

$$\frac{\phi_{resp}}{\phi_u} \geq 1 \quad (2-3)$$

### 2.1.2 せん断耐力の算定とせん断破壊の判定

せん断耐力照査は応答せん断力  $V_{resp}$  とせん断耐力  $V_y$  の比率が 1 以上でせん断破壊と判定した (式(2-4))。せん断耐力  $V_y$  算定にはコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>規定の算定式を用いた (式(2-5))。軸力以外は構造諸元から決定される。本研究で対象とした RC ラーメン橋脚では柱部材に生じる軸力は時々刻々と変動するため係数  $\alpha_n$  も変動するが、せん断耐力比 (最大せん断力をせん断耐力で除したもの) を算出する際にせん断耐力を一定として基準化するため、係数  $\alpha_n$  に軸力変動は考慮されていない。ただし、係数  $\alpha_n$  を算出する際に用いる  $M_d$  は、示方書では設計曲げモーメントを用いることになっているが、応答解析では作用曲げモーメントが逐一変化するため、曲げモーメントの値が小さい場合には係数  $\alpha_n$  が非常に大きくなり  $\alpha_n > 2$  の条件に達し軸力の効果を正確に反映できなくなる<sup>5)</sup>。そのため、本研究においては、 $M_d$  としては式(2-8)に示すようにコンクリート標準示方書解説で記述されている値を用いた。常時状態における柱頂部、柱基部のせん断耐力  $V_y$  の算定チャートを表 2.2 に示す。

$$\frac{V_{resp}}{V_y} \geq 1 \quad (2-4)$$

ただし

$V_{resp}$ : 応答せん断力

$V_y$ : せん断耐力

$$V_y = V_c + V_s \quad (2-5)$$

ただし

$V_y$ : せん断耐力

$V_c$ : コンクリート負担せん断耐力

$V_s$ : せん断補強筋負担せん断耐力

$$V_c = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vc} b_w d / \gamma_b \quad (2-6)$$

ただし

$$\beta_d = \left( \frac{1}{d} \right)^4$$

$$\beta_p = (100 P_v)^{\frac{1}{3}}$$

$$\beta_n = 1 + \frac{M_0}{M_d} \quad \left( N' \geq 0 \text{ の場合} \right) \quad (\leq 2)$$

$$1 + \frac{2M_0}{M_d} \quad \left( N' \leq 0 \text{ の場合} \right) \quad (\geq 0)$$

$N'$ : 軸方向圧縮力(kN)

$M_d$ : 設計曲げモーメント(kN-m)

$M_0$ : 設計曲げモーメント $M_d$ に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すために必要な曲げモーメント(kN-m)

$f_{vc}$ : コンクリート圧縮強度 $\left( \frac{N}{mm^2} \right)$

$b_w$ : 有効幅(mm)

$d$ : 有効高さ(mm)ただし、 $\beta_d$ の算出においては(m)とする

$$P_v = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$A_s$ : 引張側鉄筋の断面積 $\left( mm^2 \right)$

$\gamma_b$ : 部材安全係数1.3

$$V_s = \left( A_w \cdot \frac{f_{wy}}{s_s} \right) z \quad (2-7)$$

ただし

$A_w$ : 区間 $s_s$ におけるせん断補強筋の総断面積( $mm^2$ )

$f_{wy}$ : せん断補強筋の降伏強度( $\frac{N}{mm^2}$ )

$s_s$ : せん断補強筋の配置間隔( $mm$ )

$z = \frac{d}{1.15}$

$$M_d = \frac{M_u}{2} \quad (2-8)$$

ただし

$M_u$ : 断面の曲げ耐力( $kN - m$ )(死荷重のみが作用する時の軸力より算定)

表 2.2 せん断耐力算定  $V_y$  チャート

(a) 柱頂部

コンクリート負担分 $V_c$	せん断補強筋負担分 $V_s$
$\beta_d = \sqrt[4]{1/d(m)} = 0.855$ $\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot P_v} = 0.905$ $\beta_n = 1 + \frac{2685(kN - m)}{19000(kN - m)} = 1.14$ $f_{vc} = 0.2\sqrt[3]{f_c} = 0.573 \left( \frac{N}{mm^2} \right)$ $b_w = 2700(mm)$ $d = 1870(mm)$ $P_v = \frac{A_s}{(b_w \cdot d)} = 0.0074$ $A_s = D32 \cdot 47 = 37327(mm^2)$ $V_c = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vc} b_w d / \gamma_b 1/1000 = 1964(kN) = 1.96(MN)$	$A_w = 2 \cdot D22 = 774(mm^2)$ $f_{wy} = 345 \left( \frac{N}{mm^2} \right)$ $s_s = 150(mm)$ $z = d/1.15 = 1626(mm)$ $V_s = A_w \frac{f_{wy}}{s_s} z 1/1000 = 2895(kN) = 2.9(MN)$
せん断耐力 $V_y$	
$V_y = V_c + V_s = 4.86(MN)$	

(b) 柱基部

コンクリート負担分 $V_c$	せん断補強筋負担分 $V_s$
$\beta_d = \sqrt[4]{1/d(m)} = 0.855$ $\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot P_v} = 0.905$ $\beta_n = 1 + \frac{3143(kN - m)}{19000(kN - m)} = 1.17$ $f_{vc} = 0.2\sqrt[3]{f_c} = 0.573 \left( \frac{N}{mm^2} \right)$ $b_w = 2700(mm)$ $d = 1870(mm)$ $P_v = \frac{A_s}{(b_w \cdot d)} = 0.0074$ $A_s = D32 \cdot 47 = 37327(mm^2)$ $V_c = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vc} b_w d / \gamma_b 1/1000 = 2004(kN) = 2.0(MN)$	$A_w = 2 \cdot D22 = 774(mm^2)$ $f_{wy} = 345 \left( \frac{N}{mm^2} \right)$ $s_s = 150(mm)$ $z = d/1.15 = 1626(mm)$ $V_s = A_w \frac{f_{wy}}{s_s} z 1/1000 = 2895(kN) = 2.9(MN)$
せん断耐力 $V_y$	
$V_y = V_c + V_s = 4.90(MN)$	

### 3. 静的プッシュオーバー解析

静的プッシュオーバー解析とは構造物に水平方向から漸増载荷していく解析方法である。これにより構造物固有のせん断破壊や曲げ損傷の発生過程を把握することができる。

#### 3.1 解析概要

解析対象構造物は第 1 章記載の RC ラーメン橋脚である。解析モデルの詳細は第 1 章 1.2 項を参照。表 3.1 図 3.1 にそれぞれ抽出要素を示す。本研究では両下端固定、上部工慣性力作用位置である節点 80, 81, 82, 83, 84 にそれぞれ 2000 ステップで 1m の強制変位を与える方法を用いた。1 ステップあたり 0.5mm の強制変位を与えている。

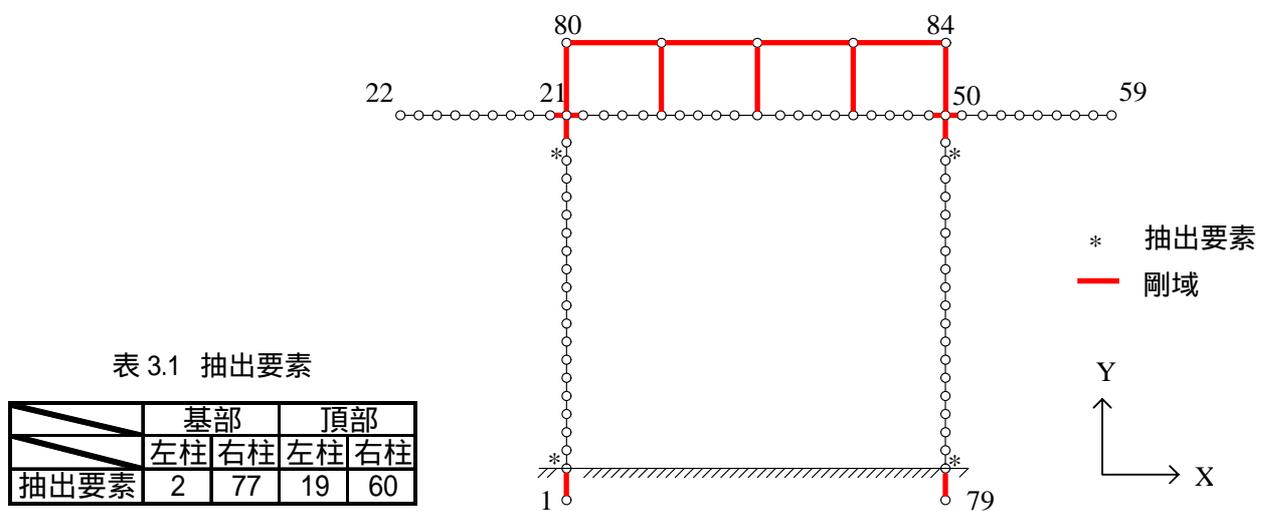


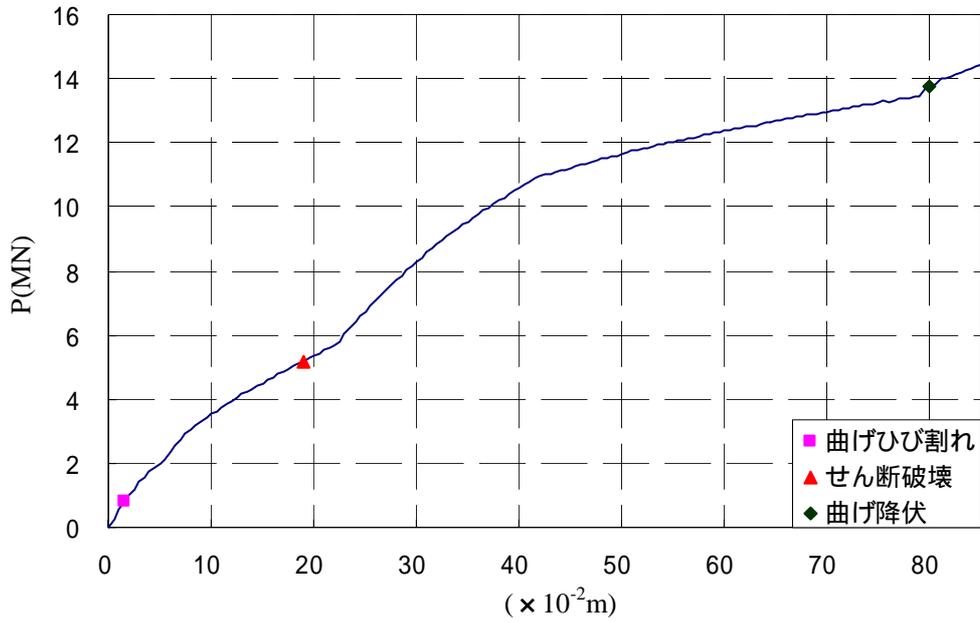
図 3.1 抽出要素

#### 3.2 解析結果および考察

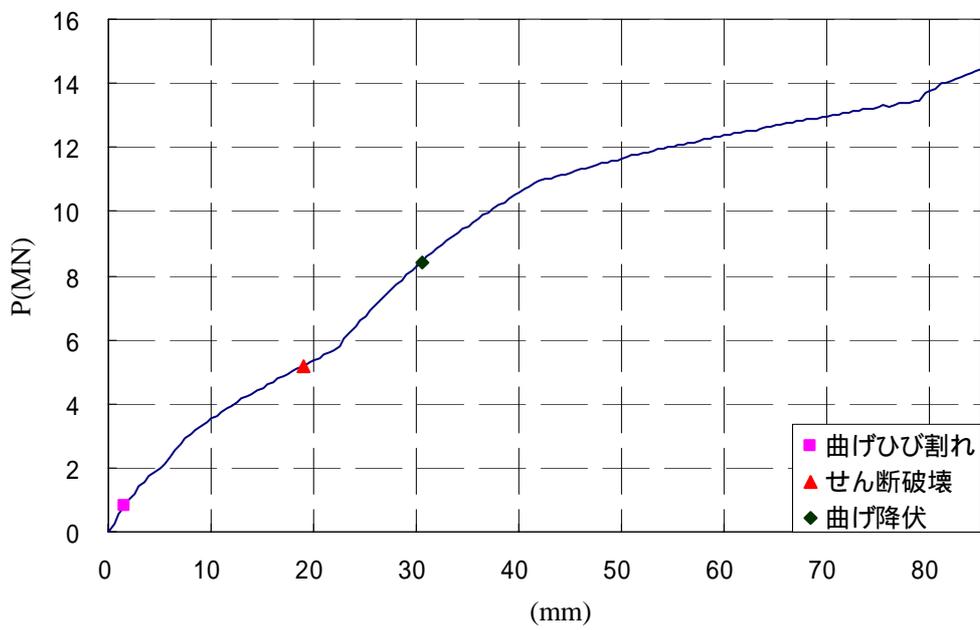
強制変位を与えた上部工慣性力作用位置である節点 80 における P- 曲線を図 3.2 に示す。この図から柱頂部((a))、基部((b))共に曲げひび割れ発生後、せん断破壊する。このことより、解析対象とした RC ラーメン橋脚はせん断破壊先行型の力学性能を有すると考えられる。また、曲げひび割れ、せん断破壊共に両部同時に発生する。このことから柱頂部、基部における応答塑性率、せん断耐力比は同時に 1 を上回ると考えられる。

図 3.3 に上部工慣性力作用位置である節点 80 における変位 と柱頂部、基部における断面曲率 の関係を示す。この図から同変位において基部が頂部に比べて大きい曲率となっている。

図 3.4 に上部工慣性力作用位置である節点 80 における変位 と柱頂部、基部におけるせん断力 V の関係を示す。柱の頂部、基部で同値となっているため柱両部としてグラフを示す。この図から変位 とせん断力 V は比例関係にあることが確認できる。



(a) 柱頂部における損傷発生過程



(b) 柱基部における損傷発生過程

図 3.2 静的プッシュオーバー解析による P- 関係

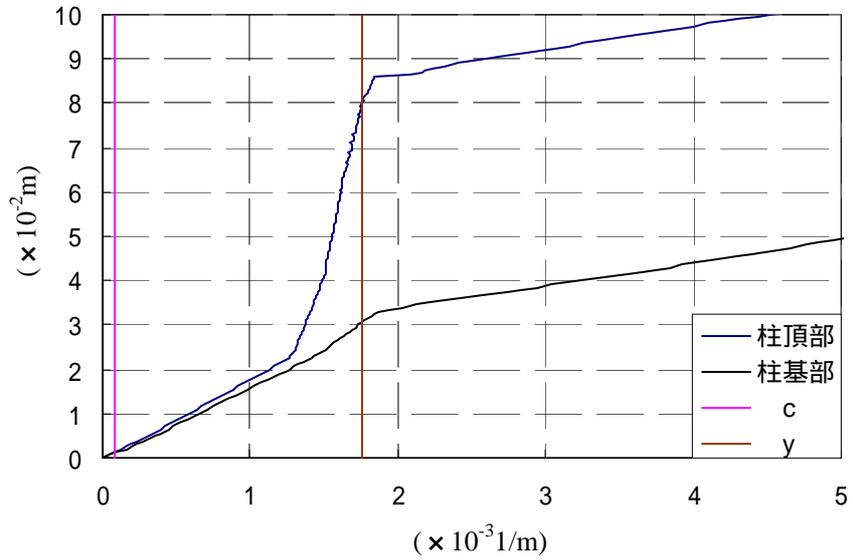


図 3.3 - 関係

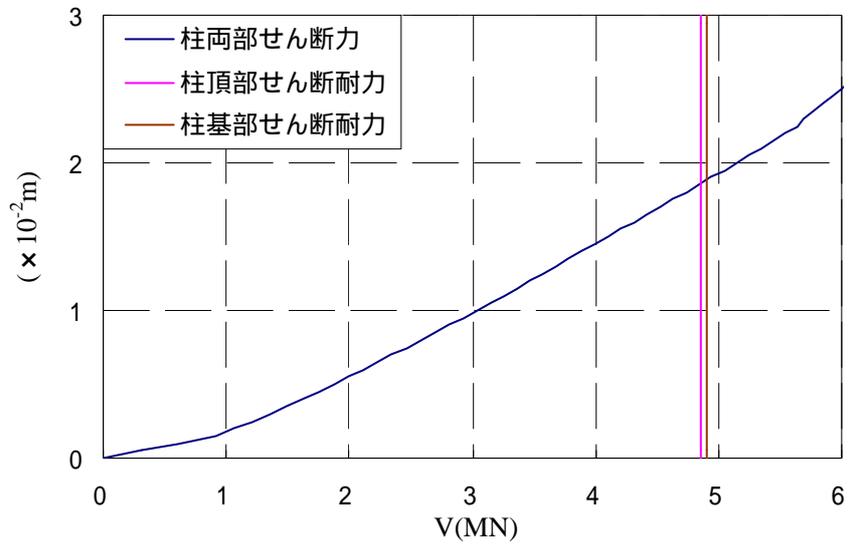


図 3.4 - V 関係

## 4. 動的プッシュオーバー解析

動的プッシュオーバー解析とは、入力加速度の P.G.A を増加させていく解析方法である。本項では入力地震動である兵庫県南部地震(JMA KOBE-NS)の P.G.A を 100Gal ~ 1000Gal に振幅調整したものを入力加速度として用い(第 3 章参照)線形・非線形解析を行い、各入力加速度(P.G.A)における柱頂部、基部での断面耐力照査を行い、力学特性を検証した。

### 4.1 解析概要

解析対象構造物は第 1 章記載の RC ラーメン橋脚である。解析モデルの詳細は第 1 章 1.2 項を参照。また、入力地震動は第 1 章 1.3 項参照。抽出要素については表 3.1, 図 3.1 を参照。動的解析には解析プログラム DYNA2E を用いた。数値積分法には Newmark 法を用い  $\gamma = 1/4$ , 平均加速度法とした。なお数値積分間隔は 0.002 秒とした。

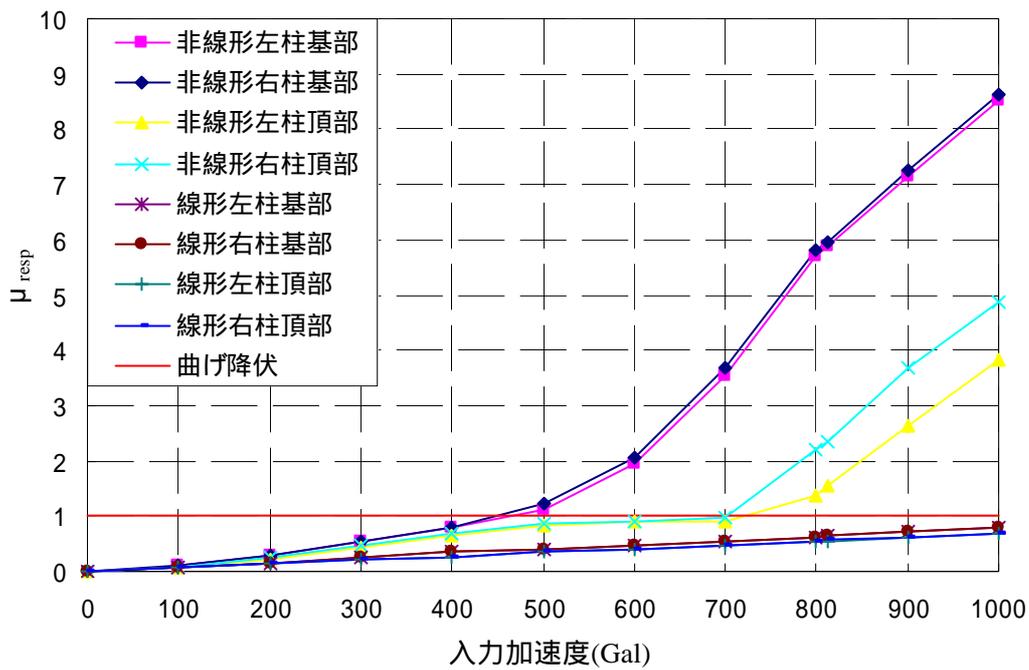
### 4.2 解析結果および考察

図 4.1 に応答塑性率と入力加速度の関係を示す。線形においては頂部、基部共に左右柱を比較すると同値となることが確認できる。これは、線形解析のため剛性低下が生じないことによって左右対称の応答をするためと考えられる。一方、非線形では頂部、基部共に左右柱で異なる応答塑性率となることが確認できる。特に曲げ降伏後、左右柱の応答塑性率の差は大きくなり、頂部では顕著にその差が表れている。これは、曲げ降伏に伴い剛性低下が著しく生じ、左右柱で最大応答曲率が異なるためと考えられる。また、基部における曲げ降伏が頂部と比較して過小な入力加速度で発生している。これは、基部における最大応答曲率が頂部に比べて早期に降伏曲率を上回るためと考えられる。

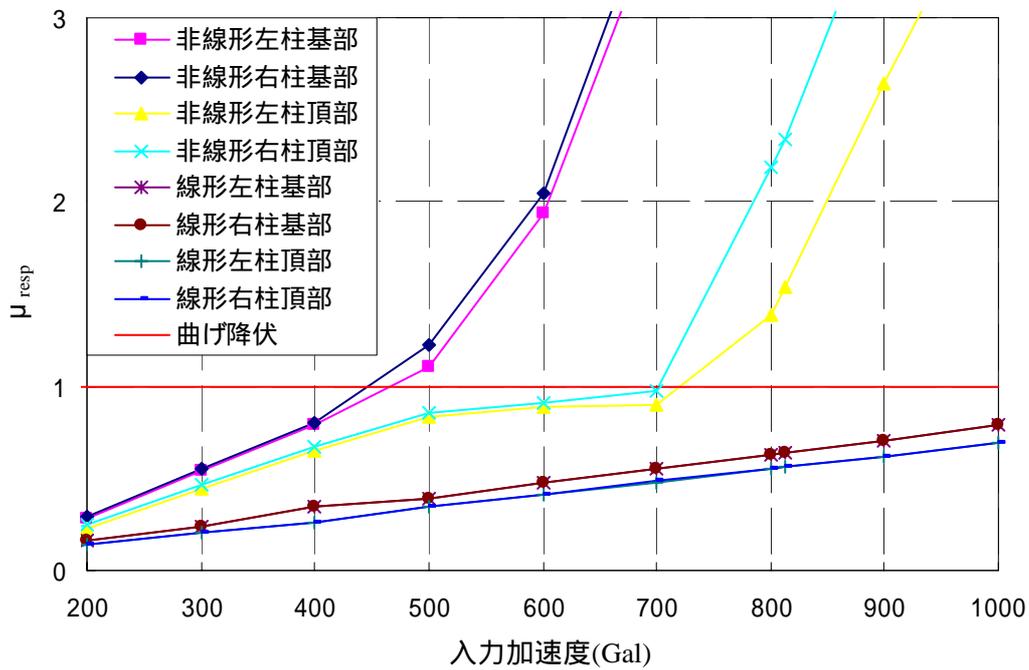
図 4.2 にせん断耐力比と入力加速度の関係を示す。線形においては頂部、基部共に左右柱を比較すると同値となることが確認できる。これは応答塑性率同様、線形解析のため剛性低下が生じないことによって左右対称の応答をするためと考えられる。一方、非線形では頂部、基部共に左右柱で異なるせん断耐力比となることが確認できる。これは剛性低下により、左右柱の最大せん断力が異なるためと考えられる。また、非線形においては曲げひび割れが生じる入力加速度(P.G.A)100Gal 以降、線形と比較して傾きは小さくなり、せん断破壊以降はさらに小さくなることが確認できる。これは、損傷の進展に伴い剛性低下が生じ、最大応答せん断力の増加率が過小となるためと考えられる。柱頂部と比べて基部でせん断破壊が先行して発生する。基部がせん断破壊後にせん断破壊前と比べて傾きが小さくなるのに対し、頂部ではせん断破壊前から傾きが小さくなることが確認できる。これは、基部がせん断破壊することで剛性低下が生じ、頂部での最大せん断力の増加率が小さくなるためと考えられる。

図 4.3 にせん断耐力比と応答塑性率の関係を示す。線形において、応答塑性率はせん断耐力比の増加に伴い一定の傾きで増加する。一方、非線形では応答塑性率、せん断耐力比が共に 1 以上において傾きが急激に増加することが確認できる。これは、せん断破壊することで最大応答曲率が増加するためと考えられる。

損傷発生時刻を表 4.1 に示す。入力加速度(P.G.A)100Gal では曲げひび割れと軽微な損傷である。一方、P.G.A=500Gal では曲げ降伏、入力加速度(P.G.A)812Gal,1000Gal では脆性的破壊といわれるせん断破壊となる。曲げひび割れ、曲げ降伏、せん断破壊は柱基部、頂部の順に発生する。

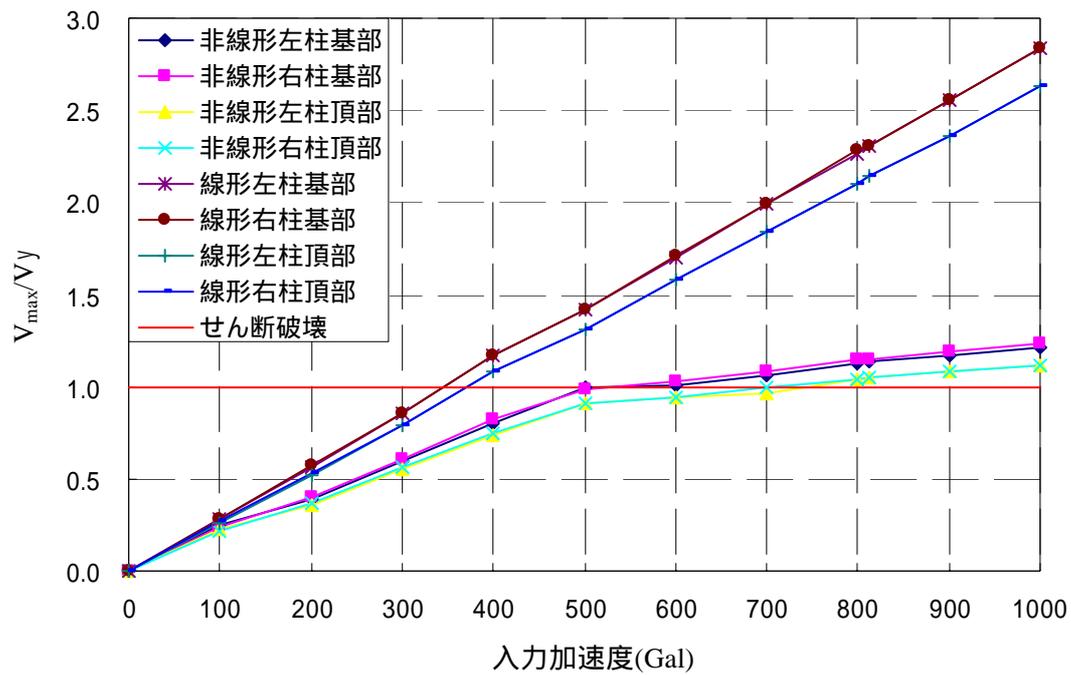


(a) 全体図

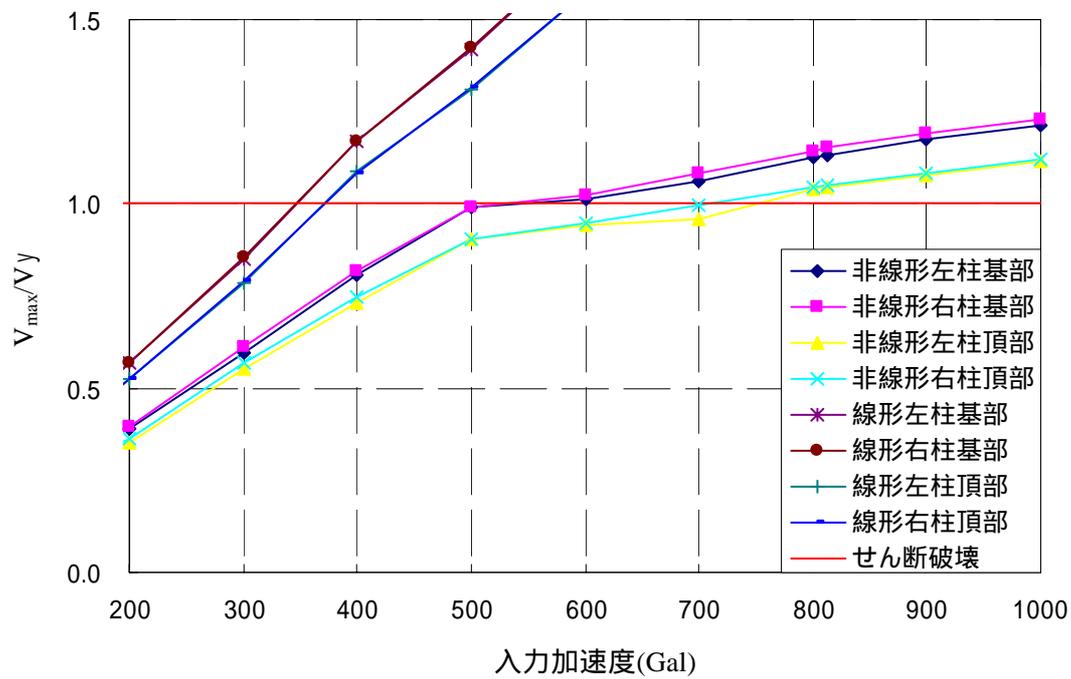


(b) 局所図

図 4.1 応答塑性率と入力加速度の関係

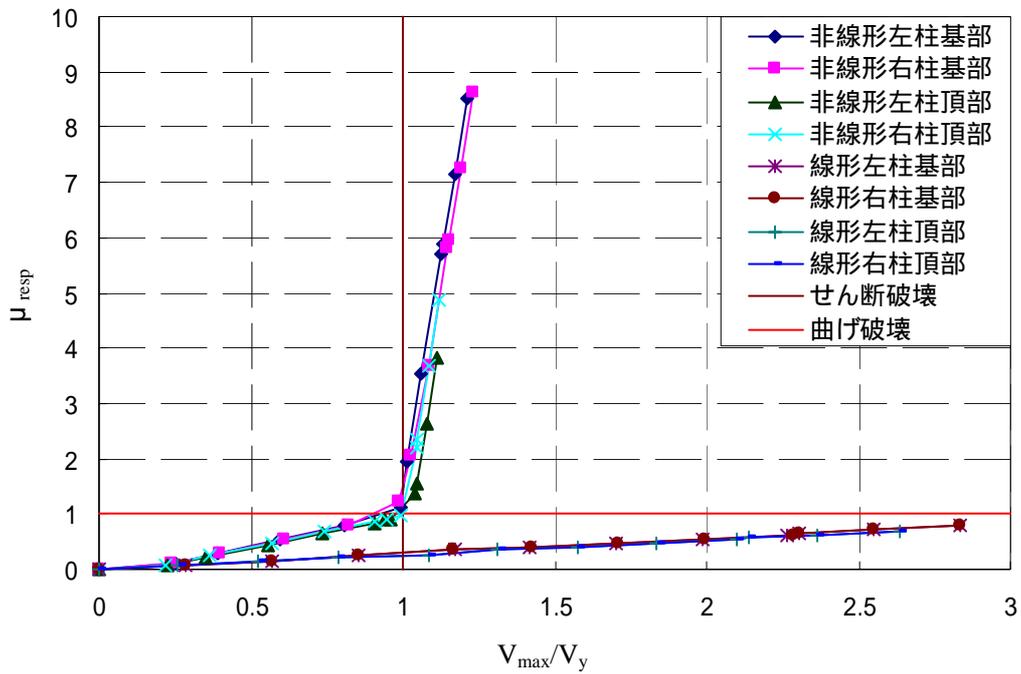


(a) 全体図

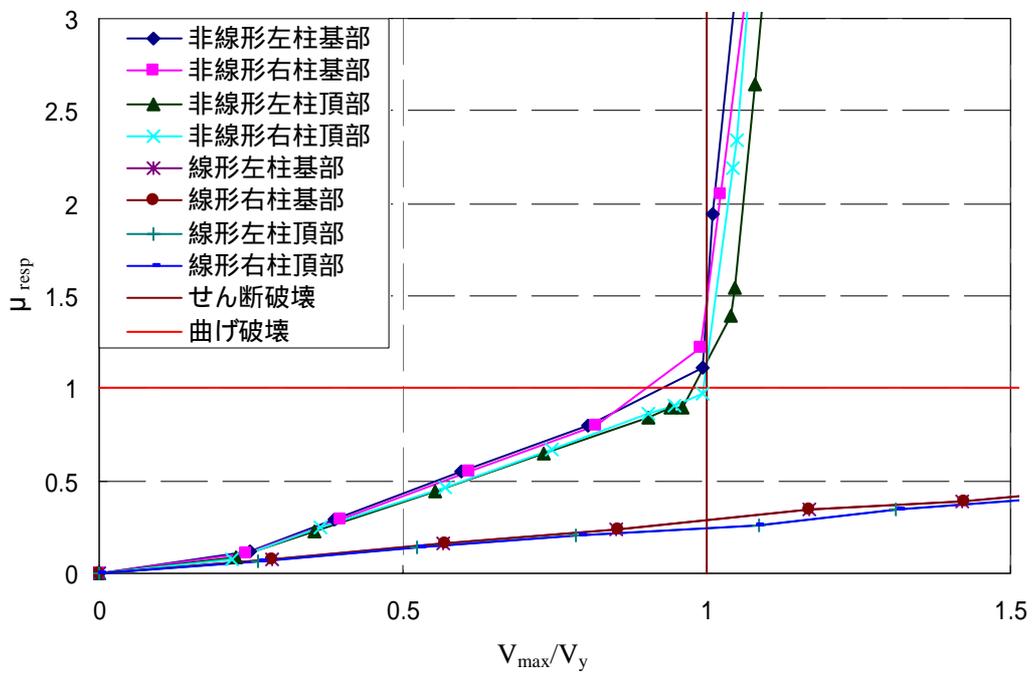


(b) 局所図

図 4.2 せん断耐力比と入力加速度の関係



(a) 全体図



(b) 局所図

図 4.3 応答塑性率とせん断耐力比の関係

表 4.1 各入力加速度における損傷発生時刻

	P.G.A=100(Gal)	基部		頂部		P.G.A=500(Gal)	基部		頂部	
		左柱	右柱	左柱	右柱		左柱	右柱	左柱	右柱
最大値	せん断力(MN)	1.22	1.18	1.1	1.07	せん断力(MN)	4.86	4.85	4.40	4.41
	応答曲率 ( $\times 10^{-3}1/m$ )	0.2	0.2	0.16	0.14	応答曲率 ( $\times 10^{-3}1/m$ )	1.96	2.15	1.47	1.51
発生時刻 (秒)	せん断破壊	-	-	-	-	せん断破壊	-	-	-	-
	曲げひび割れ	5.250	5.250	5.574	5.572	曲げひび割れ	2.080	2.08	3.096	3.094
	曲げ降伏	-	-	-	-	曲げ降伏	8.006	8.208	-	-
	破壊形式	曲げひび割れ				破壊形式	曲げ降伏			
	P.G.A=812(Gal)	基部		頂部		P.G.A=1000(Gal)	基部		頂部	
		左柱	右柱	左柱	右柱		左柱	右柱	左柱	右柱
最大値	せん断力(MN)	5.55	5.64	5.08	5.10	せん断力(MN)	5.94	6.03	5.41	5.44
	応答曲率 ( $\times 10^{-3}1/m$ )	10.4	10.5	2.72	4.12	応答曲率 ( $\times 10^{-3}1/m$ )	15.0	15.2	6.74	8.61
発生時刻 (秒)	せん断破壊	5.272	4.612	5.522	5.498	せん断破壊	4.592	4.590	5.506	5.504
	曲げひび割れ	0.636	1.008	2.062	2.062	曲げひび割れ	0.594	0.594	0.640	1.008
	曲げ降伏	4.616	4.614	5.542	5.504	曲げ降伏	4.594	4.592	5.512	5.504
	破壊形式	せん断破壊				破壊形式	せん断破壊			

## 5. まとめ

RC ラーメン橋脚を対象にプッシュオーバー解析を行い、以下の知見が得られた。

- ・プッシュオーバー解析より、解析対象とした RC ラーメン橋脚は、静的ではせん断破壊先行型の力学性能を有し、動的では曲げ降伏が先行する構造物である。静的と動的では荷重条件が異なるため、破壊形式に相違が生じると考えられる。
- ・短周期地震動を用いた動的プッシュオーバー解析より、解析対象とした RC ラーメン橋脚は、柱基部、頂部の順に損傷が生じると考えられる。
- ・解析対象とした RC ラーメン橋脚は加速度が大きい短周期地震動においてはせん断破壊すると考えられる。

### [参考文献]

- 1) 社団法人 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料,社団法人 日本道路協会,平成 9 年 4 月 18 日初版第 2 刷発行
- 2) 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 下部構造編,社団法人 日本道路協会,平成 14 年 4 月 10 日改訂版第 2 刷発行
- 3) SECT-RC RC 断面設計 for Windows Ver2(基本編),株式会社総合ソフト,1997 年 6 月 1 日第 3 版発行
- 4) 社団法人土木学会:コンクリート標準示方書「構造性能照査編」,社団法人土木学会,平成 8 年 3 月第 1 刷発行
- 5) 社団法人土木学会:2003 年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析,社団法人土木学会,平成 16 年 11 月 18 日第 1 版・第 1 刷発行