

## Ⅱ - 8 無損傷耐震設計法による橋脚及び基礎の設計

### 要 旨

道路橋示方書（平成3年2月）に従って，設計水平震度だけを大きくした場合の橋脚とその基礎工の形状がどのようになり，実際に施工可能であるかどうかを検討する．いわゆる無損傷設計がどの程度の設計水平設計震度まで可能かを検討する．また，復旧仕様に基づく無損傷設計の可能性も検討する．なお，基礎工の形式としては，直接基礎と杭基礎の両者について検討する．試設計の結果を表にまとめて比較を行う．

### 8.1 現行の道路橋示方書に従った基礎の無損傷設計例

ここでは，現在橋梁設計で用いられている設計水平震度を大きくした場合，下部工および基礎工の形状がどの程度大きくなるのか，また実際に可能であるかを検討したものである．準拠する示方書は道路橋示方書5耐震設計編（平成2年2月）である．設計水平震度については，標準設計水平震度  $K_h=0.3$ （標準設計水平震度0.2に各係数を乗じたもの）を基準として，その2倍の0.6と1Gを想定した1.0に対して検討を行った．なお，ここでいう無損傷設計とは震度法の範囲内での弾性設計の意味である．

#### 8.1.1 設計手法

上部工は，連続高架橋として一般的な形式である三径間連続橋とする．支間は，鋼桁の経済支間である  $L=35\text{m}$  とし，1点固定の固定脚及び可動脚の反力などを算定する．

下部工は，鉄筋コンクリートの張出し式橋脚で，柱形状は円形とする．はり形状は，高さや幅を一定とし，検討項目からはずす．また，底版も安定計算から決まる平面形状とり高さを統一し，断面照査は省略する．

基礎工は，杭基礎及び直接基礎について検討を行う．杭基礎については水平力が大となる  $K_h=1.0$  を考慮して，上部工規模からは多少大きめではあるが，場所打ち杭の径は  $\phi=1.5\text{m}$  とし，杭長を  $15\text{m}$  とした．杭長の  $15\text{m}$  は，支持杭を想定しており，ごく標準的なものである．なお，直接基礎は，砂礫層を支持基盤と仮定して検討を行う．

#### 8.1.2 試設計結果

図8-1(a)，(b)に杭基礎の固定脚と可動脚の震度別形状比較を示す．また，図8-2(a)，(b)には，直接基礎の検討結果を示す．

杭基礎の場合，図8-1より，設計水平震度が1.0のときの固定脚において，引き抜き力が許容値を超過しているが，構造的には全てのケースで成り立つといえ

る。ただし、底版以下の基礎形状が大規模となるため、ケーソン基礎などの他の基礎形式についても検討を要する。工費的には、標準の設計水平震度を $K_{h0}$ とすると $K_h/K_{h0} \times 0.8 \sim 0.9$ 程度となる。

一方、直接基礎の場合は、固定脚では、 $K_h = 0.3$ を除いて安定計算の滑動条件が満足しないために設計不能である。これは、作用水平力とその抵抗値がほとんど同様の増加となるため、唯一の解決策としては、根入れを大きくして、鉛直力のみを増加させることであろうが、この場合、フーチング上の土砂の上載荷重を地震時に考慮しなければならず、根本的な解決策にはなり得ない。

また、可動脚においても $K_h = 1.0$ では滑動抵抗が不足し、設計条件を満足する形状は成立しない。そのため、直接基礎の場合は、 $K_h = 0.6$ 程度以上の地震力に対しては、構造的に成り立たないといえる。

1. 固定脚・震度別形状比較表 (杭基礎)

形状・寸法	KH = 1.00, Kv = 0.20				KH = 0.60, Kv = -				KH = 0.30, Kv = -			
	橋軸方向		直角方向		橋軸方向		直角方向		橋軸方向		直角方向	
<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 16本</p>	上部工反力	鉛直反力	水平反力	直角方向	上部工反力	鉛直反力	水平反力	直角方向	上部工反力	鉛直反力	水平反力	直角方向
		448 (298)	1020	448 (298)	373	373	612	373	224	373	306	373
<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 9本</p>	R・max (t/本)	5.81	4.61	6.00	R・max (t/本)	5.02	3.90	6.00	R・max (t/本)	4.17	3.00	6.00
	R・min (°)	-1.98	-7.8	-1.50	Kv = -	R・min (°)	-1.42	-3.0	-1.50	R・min (°)	-6.4	5.4
<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 6本</p>	水平変位δ(mm)	1.2	9	1.5	水平変位δ(mm)	9	6	1.5	水平変位δ(mm)	6	5	1.5
	杭・Mmax (tfm)	31.5	26.5	-	杭・Mmax (tfm)	20.2	13.8	-	杭・Mmax (tfm)	12.1	11.8	-
<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 6本</p>	R・max (t/本)	4.61	3.41	6.00	R・max (t/本)	4.61	3.41	6.00	R・max (t/本)	4.61	3.41	6.00
	R・min (°)	-1.95	-7.6	-1.50	Kv = -	R・min (°)	-1.95	-7.6	-1.50	R・min (°)	-6.4	5.4
<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 6本</p>	水平変位δ(mm)	9	7	1.5	水平変位δ(mm)	9	6	1.5	水平変位δ(mm)	6	5	1.5
	杭・Mmax (tfm)	2.42	1.82	-	杭・Mmax (tfm)	2.42	1.82	-	杭・Mmax (tfm)	2.42	1.82	-
概略工費	名称	単価	数量	工費	名称	単価	数量	工費	名称	単価	数量	工費
	コンクリート	70,000	7.86	55,020	コンクリート	70,000	4.02	28,140	コンクリート	70,000	2.40	16,800
基礎杭	110,000	2.40	26,400	基礎杭	110,000	1.35	14,850	基礎杭	110,000	0.90	9,900	
合計	(千円)		(3.05)	81,420	合計	(千円)	(1.61)	42,990	合計	(千円)	(1.00)	26,700
部材計算	配筋(SD295)	D32@100 (n = 150 + 143)			配筋(SD295)	D 51@125 (n = 95 + 90)			配筋(SD295)	D32@100 (n = 87 + 81)		
	σc (kgf/cm <sup>2</sup> )	82.0	< σca = 105 kgf/cm <sup>2</sup>		σc (kgf/cm <sup>2</sup> )	93.6	< σca = 105 kgf/cm <sup>2</sup>		σc (kgf/cm <sup>2</sup> )	96.9	< σca = 105 kgf/cm <sup>2</sup>	
備考	σs (kgf/cm <sup>2</sup> )	2338	< σsa = 2700 kgf/cm <sup>2</sup>		σs (kgf/cm <sup>2</sup> )	1982	< σsa = 2700 kgf/cm <sup>2</sup>		σs (kgf/cm <sup>2</sup> )	2077	< σsa = 2700 kgf/cm <sup>2</sup>	

図8-1(a) 杭基礎の固定脚の設計比較

2. 可動脚・震度別形状比較表 (杭基礎)

	KH = 1.00, Kv = 0.20		KH = 0.60, Kv = -		KH = 0.30, Kv = -																																																																							
形状・寸法																																																																												
設計条件	<p>上部工反力</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>鉛直反力</td> </tr> <tr> <td>448 (298)</td> <td>448 (298)</td> </tr> <tr> <td>5.6</td> <td>3.73</td> </tr> </table> <p>橋軸方向</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>鉛直反力</td> </tr> <tr> <td>3.73</td> <td>3.73</td> </tr> <tr> <td>5.6</td> <td>2.24</td> </tr> </table>		橋軸方向	直角方向	鉛直反力	鉛直反力	448 (298)	448 (298)	5.6	3.73	橋軸方向	直角方向	鉛直反力	鉛直反力	3.73	3.73	5.6	2.24	<p>上部工反力</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>鉛直反力</td> </tr> <tr> <td>373</td> <td>373</td> </tr> <tr> <td>5.6</td> <td>2.24</td> </tr> </table> <p>橋軸方向</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>鉛直反力</td> </tr> <tr> <td>3.73</td> <td>3.73</td> </tr> <tr> <td>5.6</td> <td>2.24</td> </tr> </table>		橋軸方向	直角方向	鉛直反力	鉛直反力	373	373	5.6	2.24	橋軸方向	直角方向	鉛直反力	鉛直反力	3.73	3.73	5.6	2.24	<p>上部工反力</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>鉛直反力</td> </tr> <tr> <td>373</td> <td>373</td> </tr> <tr> <td>5.6</td> <td>3.73</td> </tr> <tr> <td>3.73</td> <td>1.12</td> </tr> </table> <p>橋軸方向</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>鉛直反力</td> </tr> <tr> <td>3.73</td> <td>3.73</td> </tr> <tr> <td>5.6</td> <td>3.73</td> </tr> </table>		橋軸方向	直角方向	鉛直反力	鉛直反力	373	373	5.6	3.73	3.73	1.12	橋軸方向	直角方向	鉛直反力	鉛直反力	3.73	3.73	5.6	3.73																				
橋軸方向	直角方向																																																																											
鉛直反力	鉛直反力																																																																											
448 (298)	448 (298)																																																																											
5.6	3.73																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
鉛直反力	鉛直反力																																																																											
3.73	3.73																																																																											
5.6	2.24																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
鉛直反力	鉛直反力																																																																											
373	373																																																																											
5.6	2.24																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
鉛直反力	鉛直反力																																																																											
3.73	3.73																																																																											
5.6	2.24																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
鉛直反力	鉛直反力																																																																											
373	373																																																																											
5.6	3.73																																																																											
3.73	1.12																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
鉛直反力	鉛直反力																																																																											
3.73	3.73																																																																											
5.6	3.73																																																																											
安定計算	<p>Kv = +0.2</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>4.04</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>-1.7</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>2.00</td> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>2.82</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>-1.4</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>1.36</td> </tr> </table> <p>Kv = -0.2</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>5.22</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>-1.35</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>2.52</td> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>4.07</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>-1.39</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>1.89</td> </tr> </table>		橋軸方向	直角方向	R・max (t/本)	4.04	R・min (")	-1.7	水平変位δ (mm)	8	杭・Mmax (tfm)	2.00	R・max (t/本)	2.82	R・min (")	-1.4	水平変位δ (mm)	6	杭・Mmax (tfm)	1.36	橋軸方向	直角方向	R・max (t/本)	5.22	R・min (")	-1.35	水平変位δ (mm)	1.0	杭・Mmax (tfm)	2.52	R・max (t/本)	4.07	R・min (")	-1.39	水平変位δ (mm)	8	杭・Mmax (tfm)	1.89	<p>Kv = -</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>3.03</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>5.1</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>1.17</td> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>4.36</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>-8.2</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>7</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>1.47</td> </tr> </table> <p>Kv = -</p> <table border="1"> <tr> <th>橋軸方向</th> <th>直角方向</th> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>2.90</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>9.1</td> </tr> <tr> <td>R・max (t/本)</td> <td>3.55</td> </tr> <tr> <td>R・min (")</td> <td>3.5</td> </tr> <tr> <td>水平変位δ (mm)</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>杭・Mmax (tfm)</td> <td>1.58</td> </tr> </table>		橋軸方向	直角方向	R・max (t/本)	3.03	R・min (")	5.1	水平変位δ (mm)	6	杭・Mmax (tfm)	1.17	R・max (t/本)	4.36	R・min (")	-8.2	水平変位δ (mm)	7	杭・Mmax (tfm)	1.47	橋軸方向	直角方向	R・max (t/本)	2.90	R・min (")	1.00	水平変位δ (mm)	4	杭・Mmax (tfm)	9.1	R・max (t/本)	3.55	R・min (")	3.5	水平変位δ (mm)	6	杭・Mmax (tfm)	1.58
橋軸方向	直角方向																																																																											
R・max (t/本)	4.04																																																																											
R・min (")	-1.7																																																																											
水平変位δ (mm)	8																																																																											
杭・Mmax (tfm)	2.00																																																																											
R・max (t/本)	2.82																																																																											
R・min (")	-1.4																																																																											
水平変位δ (mm)	6																																																																											
杭・Mmax (tfm)	1.36																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
R・max (t/本)	5.22																																																																											
R・min (")	-1.35																																																																											
水平変位δ (mm)	1.0																																																																											
杭・Mmax (tfm)	2.52																																																																											
R・max (t/本)	4.07																																																																											
R・min (")	-1.39																																																																											
水平変位δ (mm)	8																																																																											
杭・Mmax (tfm)	1.89																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
R・max (t/本)	3.03																																																																											
R・min (")	5.1																																																																											
水平変位δ (mm)	6																																																																											
杭・Mmax (tfm)	1.17																																																																											
R・max (t/本)	4.36																																																																											
R・min (")	-8.2																																																																											
水平変位δ (mm)	7																																																																											
杭・Mmax (tfm)	1.47																																																																											
橋軸方向	直角方向																																																																											
R・max (t/本)	2.90																																																																											
R・min (")	1.00																																																																											
水平変位δ (mm)	4																																																																											
杭・Mmax (tfm)	9.1																																																																											
R・max (t/本)	3.55																																																																											
R・min (")	3.5																																																																											
水平変位δ (mm)	6																																																																											
杭・Mmax (tfm)	1.58																																																																											
概略工費	<p>名称 単位 数量 工費</p> <p>コンクリート m<sup>3</sup> 70.000 29,610</p> <p>基礎杭 m 110.000 14,850</p> <p>合計 (千円) 44,460</p>		<p>名称 単位 数量 工費</p> <p>コンクリート m<sup>3</sup> 70.000 18,830</p> <p>基礎杭 m 110.000 9,900</p> <p>合計 (千円) 28,730</p>		<p>名称 単位 数量 工費</p> <p>コンクリート m<sup>3</sup> 70.000 14,1</p> <p>基礎杭 m 110.000 6,600</p> <p>合計 (千円) 16,470</p>																																																																							
部材計算	<p>配筋(SD295) D35@100 (n=103+96)</p> <p>σc (kgf/cm<sup>2</sup>) 95.8 &lt; σca=105 kgf/cm<sup>2</sup></p> <p>σs (kgf/cm<sup>2</sup>) 2226 &lt; σsa=2700 kgf/cm<sup>2</sup></p>		<p>配筋(SD295) D32@100 (n=87+81)</p> <p>σc (kgf/cm<sup>2</sup>) 97.7 &lt; σca=105 kgf/cm<sup>2</sup></p> <p>σs (kgf/cm<sup>2</sup>) 2099 &lt; σsa=2700 kgf/cm<sup>2</sup></p>		<p>配筋(SD295) D32@125 (n=57+52)</p> <p>σc (kgf/cm<sup>2</sup>) 95.9 &lt; σca=105 kgf/cm<sup>2</sup></p> <p>σs (kgf/cm<sup>2</sup>) 1869 &lt; σsa=2700 kgf/cm<sup>2</sup></p>																																																																							
備考																																																																												

図8-1(b) 杭基礎の可動脚の呼び比較

3. 固定脚・震度別形状比較表 (直接基礎)

形状・寸法	KH = 1.00, Kv = 0.20		KH = 0.60, Kv = --		KH = 0.30, Kv = --	
	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力 448 (298) 1.020 3.73	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力 373 612 3.73 2.24	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力 373 3.06 3.73 1.12
形状・寸法						
設計条件	橋軸方向 上部工反力 448 (298) 1.020 3.73	直角方向 鉛直反力 水平反力 448 (298) 1.020 3.73	橋軸方向 上部工反力 373 612 3.73 2.24	直角方向 鉛直反力 水平反力 373 612 3.73 2.24	橋軸方向 上部工反力 373 3.06 3.73 1.12	直角方向 鉛直反力 水平反力 373 3.06 3.73 1.12
安定計算	転倒 (m) $e = 5.21 > 5.00$ 滑動 $f = 0.54 < 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 5.9 < 105 許容支持力 (tf) 3062 転倒 (m) $e = 3.40 > 5.00$ 滑動 $f = 0.49 < 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 10.5 > 105 許容支持力 (tf) 2125	直角方向 転倒 (m) $e = 3.31 < 5.00$ 滑動 $f = 0.67 < 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 3.2 < 105 許容支持力 (tf) 3062 転倒 (m) $e = 3.87 < 5.00$ 滑動 $f = 0.66 < 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 2.6 < 105 許容支持力 (tf) 2125	橋軸方向 転倒 (m) $e = 3.44 < 5.00$ 滑動 $f = 0.87 < 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 2.7 < 105 許容支持力 (tf) 2480 < 4034 転倒 (m) $e = 2.04 < 5.00$ 滑動 $f = 1.12 < 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 2.0 < 105 許容支持力 (tf) 2480 < 11079	直角方向 転倒 (m) $e = 2.04 < 5.00$ 滑動 $f = 1.12 < 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 2.0 < 105 許容支持力 (tf) 2480 < 11079	橋軸方向 転倒 (m) $e = 3.54 < 3.67$ 滑動 $f = 1.28 > 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 5.7 < 105 許容支持力 (tf) 1007 < 1435 転倒 (m) $e = 1.82 < 2.00$ 滑動 $f = 2.16 > 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 5.2 < 105 許容支持力 (tf) 1007 < 2885	直角方向 転倒 (m) $e = 1.82 < 2.00$ 滑動 $f = 2.16 > 1.20$ 地盤反力 (t/m <sup>2</sup> ) 5.2 < 105 許容支持力 (tf) 1007 < 2885
概略工費	名称 単位 数量 工費 コンクリート m <sup>3</sup> 7.0, 0.00 7.86 55,020 合計 (千円) ((3.54)) 55,020	名称 単位 数量 工費 コンクリート m <sup>3</sup> 7.0, 0.00 7.35 51,450 合計 (千円) ((3.31)) 51,450	名称 単位 数量 工費 コンクリート m <sup>3</sup> 7.0, 0.00 7.35 51,450 合計 (千円) (1.00) 15,540	名称 単位 数量 工費 コンクリート m <sup>3</sup> 7.0, 0.00 7.35 51,450 合計 (千円) (1.00) 15,540	名称 単位 数量 工費 コンクリート m <sup>3</sup> 7.0, 0.00 7.35 51,450 合計 (千円) (1.00) 15,540	名称 単位 数量 工費 コンクリート m <sup>3</sup> 7.0, 0.00 7.35 51,450 合計 (千円) (1.00) 15,540
部材計算	断面 応力度 $\sigma_c = 82.0 < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 2338 < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$	断面 応力度 $\sigma_c = 93.6 < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 1962 < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$	断面 応力度 $\sigma_c = 96.9 < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 2077 < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$	断面 応力度 $\sigma_c = 96.9 < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 2077 < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$	断面 応力度 $\sigma_c = 96.9 < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 2077 < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$	断面 応力度 $\sigma_c = 96.9 < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 2077 < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$
備考						

図 8 - 2 (a) 直接基礎の固定脚の設計比較

1. 可動脚・震度別形状比較表 (直接基礎)

	KH = 1.00, Kv = 0.20		KH = 0.60, Kv = -		KH = 0.30, Kv = -	
形状・寸法						
設計条件	橋軸方向 直角方向 鉛直反力 水平反力 448 (298) 56 373		橋軸方向 直角方向 鉛直反力 水平反力 373 56 373 224		橋軸方向 直角方向 鉛直反力 水平反力 373 56 373 112	
安定計算	橋軸方向 直角方向 転倒 (m) e = 1.75 < 5.00 滑動 f = 0.78 < 1.20 地盤反力 (t/m²) 2.2 < 105 許容支持力 (tf) 2867 < 4044 Kv = +0.2		橋軸方向 直角方向 転倒 (m) e = 1.46 < 2.33 滑動 f = 1.69 > 1.20 地盤反力 (t/m²) 3.1 < 105 許容支持力 (tf) 1136 < 3937 Kv = -		橋軸方向 直角方向 転倒 (m) e = 1.28 < 1.67 滑動 f = 2.88 > 1.20 地盤反力 (t/m²) 5.3 < 105 許容支持力 (tf) 719 < 2073 Kv = -	
概略工費	名称 単位 数量 工費 コンクリート m³ 70,000 714 49,980		名称 単位 数量 工費 コンクリート m³ 70,000 297 20,790		名称 単位 数量 工費 コンクリート m³ 70,000 122 8,540	
部材計算	合計 (千円) 49,980 配筋 (SD295) D35@100 (n = 103 + 96) 応力度 σc (kgf/cm²) 95.8 < σca = 105 kgf/cm² 応力度 σs (kgf/cm²) 2226 < σsa = 2700 kgf/cm²		合計 (千円) 20,790 配筋 (SD295) D32@100 (n = 87 + 81) 応力度 σc (kgf/cm²) 97.7 < σca = 105 kgf/cm² 応力度 σs (kgf/cm²) 2059 < σsa = 2700 kgf/cm²		合計 (千円) 8,540 配筋 (SD295) D32@125 (n = 57 + 52) 応力度 σc (kgf/cm²) 95.9 < σca = 105 kgf/cm² 応力度 σs (kgf/cm²) 1869 < σsa = 2700 kgf/cm²	
備考						

図8-2(b) 直接基礎の可動脚の設計比較

## 8.2 復旧仕様書に従った基礎の無損傷設計例

ここでは、復旧仕様書[1]に従って基礎の無損傷設計を行う。設計水平震度  $K_h$  は、0.25, 0.50, 1.0, 2.0の4種類について行う。

### 8.2.1 設計手法

上部工は、8.1と同じく連続高架橋として一般的な形式である三径間連続橋とする。支間は、鋼桁の経済支間である  $L = 35 \text{ m}$  とし、反力としては、分散支承を用いることから、中間脚に着目する。

下部工は、8.1とまったく同じ条件とする。

基礎工は、杭基礎とし、場所打ち杭の径は  $\phi = 1.5 \text{ m}$  とし、杭長を  $15 \text{ m}$  とした。地盤条件は、復旧仕様の参考資料(案)[1]の設計例で用いられている値を準用する。

### 8.2.2 試設計の結果

図8-3に試設計の震度別形状比較を示す。一応、この図に示したように、設計は可能といえるが、フーチングの大きさは、設計水平震度が1.0の場合は、0.25の場合の約2倍であり、水平設計震度が2.0の場合は、さらに2倍となり、都市内の限られた用地のなかでの建設は、かなり困難といわざるを得ない。

なお、8.1および8.2の基礎の設計は中部復建の田中信治氏に依頼して行ってもらった結果をまとめたものであり、ここに深謝いたします。

震度別形状比較表 (杭基礎)

形状・寸法	KH = 0.25		KH = 0.50		KH = 1.00		KH = 2.00	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 4本</p>	上部工 反力	鉛直反力 380 水平反力 130	上部工 反力	鉛直反力 380 水平反力 260	上部工 反力	鉛直反力 380 水平反力 520	上部工 反力	鉛直反力 380 水平反力 1040
	設計条件	橋軸方向 許容値 R・max (t/本) 37.5 R・min (°) 4.8 水平変位δ (mm) 7 杭・Mmax (tfm) 1.56	直角方向 許容値 水平反力 9.5 鉛直反力 580 R・max (t/本) 3.56 R・min (°) 6.7 水平変位δ (mm) 6 杭・Mmax (tfm) 1.38	橋軸方向 許容値 R・max (t/本) 3.24 R・min (°) -3.0 水平変位δ (mm) 6 杭・Mmax (tfm) 1.13	直角方向 許容値 水平反力 190 鉛直反力 580 R・max (t/本) 3.06 R・min (°) -1.2 水平変位δ (mm) 5 杭・Mmax (tfm) 1.01	橋軸方向 許容値 R・max (t/本) 4.48 R・min (°) -1.33 水平変位δ (mm) 9 杭・Mmax (tfm) 2.35	直角方向 許容値 水平反力 380 鉛直反力 580 R・max (t/本) 4.60 R・min (°) -1.46 水平変位δ (mm) 1.0 杭・Mmax (tfm) 2.17	橋軸方向 許容値 R・max (t/本) 5.24 R・min (°) -4.7 水平変位δ (mm) 1.2 杭・Mmax (tfm) 3.73
概略工費	名称 単価 数量 工費 コンクリート m³ 70.000 167 11,690	名称 単価 数量 工費 コンクリート m³ 70.000 325 22,750	名称 単価 数量 工費 コンクリート m³ 70.000 325 22,750	名称 単価 数量 工費 コンクリート m³ 70.000 531 37,170	名称 単価 数量 工費 コンクリート m³ 70.000 1040 72,800	名称 単価 数量 工費 コンクリート m³ 70.000 1260 88,200	名称 単価 数量 工費 コンクリート m³ 70.000 2520 176,400	
部材計算	合計 (円/本) (1,000) 18,290	合計 (円/本) (2,060) 37,600	合計 (円/本) (3,710) 72,800	合計 (円/本) (7,030) 140,600	合計 (円/本) (13,710) 274,200	合計 (円/本) (27,420) 548,400	合計 (円/本) (54,840) 1,096,800	
備考	配筋(SD295) D25@125 (n = 68)	配筋(SD295) D32@125 (n = 68 + 88)	配筋(SD295) D32@125 (n = 68 + 88)	配筋(SD295) D32@100 (n = 117 + 117)	配筋(SD295) D32@100 (n = 117 + 117)	配筋(SD295) D32@100 (n = 148 + 142)	配筋(SD295) D32@100 (n = 148 + 142)	
	σc(kgf/cm²) 88.6 < σca = 105 kgf/cm²	σc(kgf/cm²) 102.2 < σca = 105 kgf/cm²	σc(kgf/cm²) 102.2 < σca = 105 kgf/cm²	σc(kgf/cm²) 83.0 < σca = 105 kgf/cm²	σc(kgf/cm²) 83.0 < σca = 105 kgf/cm²	σc(kgf/cm²) 101.5 < σca = 105 kgf/cm²	σc(kgf/cm²) 101.5 < σca = 105 kgf/cm²	
	σs(kgf/cm²) 2403 < σsa = 2700 kgf/cm²	σs(kgf/cm²) 2294 < σsa = 2700 kgf/cm²	σs(kgf/cm²) 2294 < σsa = 2700 kgf/cm²	σs(kgf/cm²) 2016 < σsa = 2700 kgf/cm²	σs(kgf/cm²) 2016 < σsa = 2700 kgf/cm²	σs(kgf/cm²) 2689 < σsa = 2700 kgf/cm²	σs(kgf/cm²) 2689 < σsa = 2700 kgf/cm²	
	* 杭数 ④100・1段の抵抗モーメント	* 杭数 ④100・1段の抵抗モーメント	* 杭数 ④100・1段の抵抗モーメント	* 杭数 ④125・2段の抵抗モーメント	* 杭数 ④125・2段の抵抗モーメント	* 杭数 ④150・3本	* 杭数 ④150・30本	

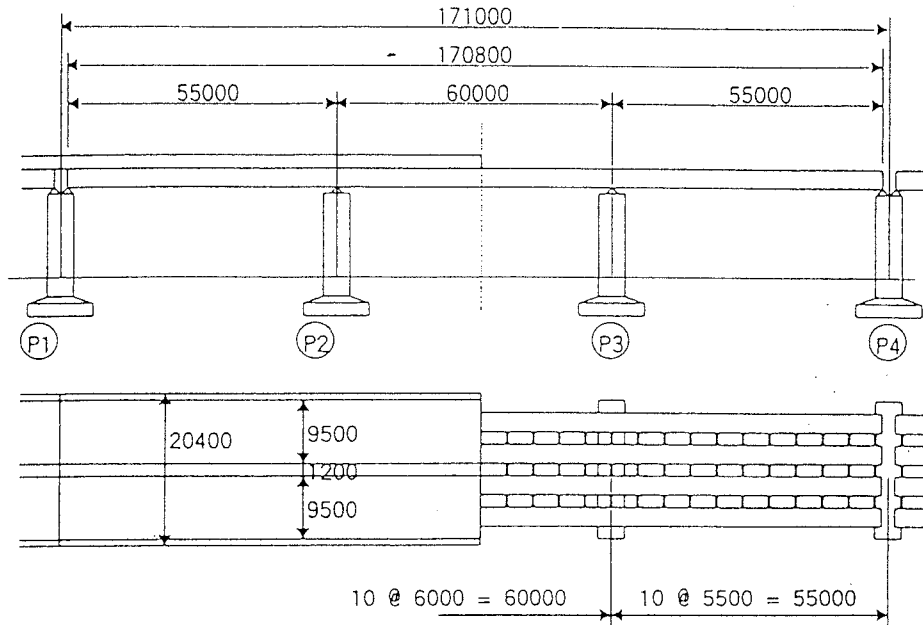
図 8 - 3 復旧仕様に基づく基礎工の震度別設計の比較



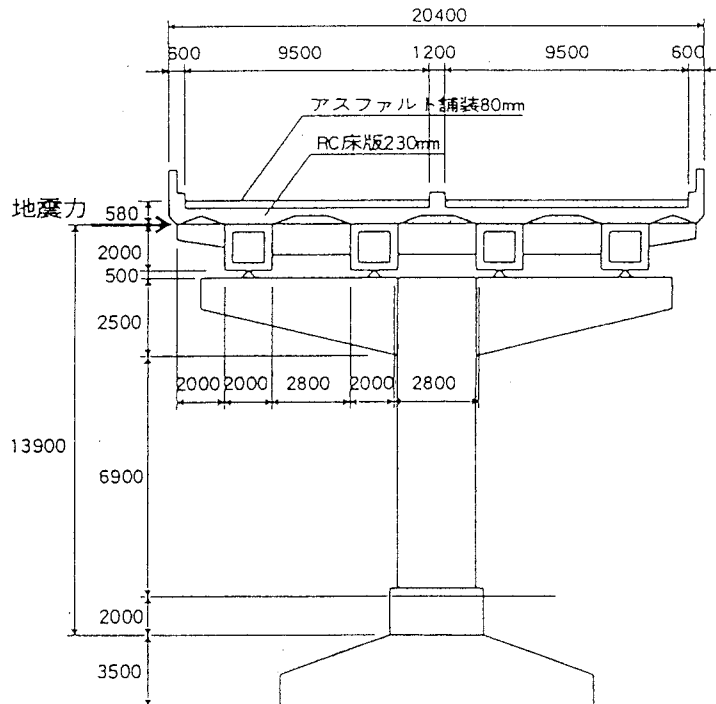
### 8.3 橋脚の無損傷設計例

ここでは、現在橋梁設計で用いられている設計水平震度を大きくした場合、鋼製橋脚形状がどの程度大きくなるのかを検討したものである。準拠する示方書は道路橋示方書5耐震設計編（平成2年2月）である。設計水平震度については、標準設計水平震度  $K_h=0.2$  に対しこれを0.2~2.0と変更し、各係数を乗じたものを設計水平震度として使用した。

想定する橋梁は、**図8-4(a)**に示す3径間非合成連続桁のP2橋脚である。想定実橋上部工断面は、**図8-4(b)**のようである。



(a) 想定実橋上部工側面図と平面図



(b) 想定実橋上部工断面

図8-4 想定橋梁と橋脚

### 8.3.1 設計手法

標準設計水平震度の変更に伴い本設計では正方形断面を用いた。また、柱の長手方向の断面変化はないものとして設計をした。断面寸法についてはフランジ幅  $b$ 、ウェブ幅  $d$  とともに一定とし、板厚  $t$  を肉厚に変化させることで、以下に示す設計条件式を満たす断面を求めた。スティフナー幅  $b_s$  は標準設計水平震度  $K_{h0}=0.2$  におけるフランジ幅  $b$  と  $b_s$  比率を求め板厚  $t$  に比率を掛け合わせることで各  $K_{h0}$  に対する  $b_s$  を求めた。スティフナー板厚  $t_s$  は母材の板厚変化と同じとした。ただし、設計水平震度が大きくなると、スティフナどうしがぶつかるので、スティフナ幅を一定にした計算も行った。上部工重量を想定した軸力は一定とした。設計条件式は以下を用いた。

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{0.85\nu M_0}{Q_B M_y (1 - \nu P/P_E)} \leq 1.0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\nu P}{Q P_y} + \frac{\nu M_0}{Q_B M_y} \leq 1.0 \quad (2.2)$$

$\nu$  = 安全率

$P$  = 軸力

$P_y$  = 全断面降伏軸力

$P_u$  = 有効座屈長を用いて計算した中心軸圧縮強度

$P_E$  = 有効座屈長を用いて計算したオイラー座屈強度

$Q$  = 局部座屈のある断面圧縮度低下率

$Q_B$  = 局部座屈のある断面の曲げ強度低下率

$M_0$  =  $kh \cdot h \cdot P$  部材基部の曲げモーメント

ここで設計水平震度  $K_h$  は以下の式で与えられる。


$$K_h = c_z \cdot c_g \cdot c_I \cdot c_T \cdot K_{h0} \quad (2.3)$$

$c_z$  = 地域別補正定数 (地域区分 A) (= 1.0)

$c_g$  = 地盤別補正定数 (一種地盤) (= 0.8)

$c_I$  = 重要度別補正定数 (一級) (= 1.0)

$c_T$  = 固有周期別補正定数

固有周期別補正定数については設計矩体で決まる固有周期及び、地盤種別に対して  $c_T$  を計算しそれを用いた。設計に用いた矩体の断面図は  8-5 に示した。

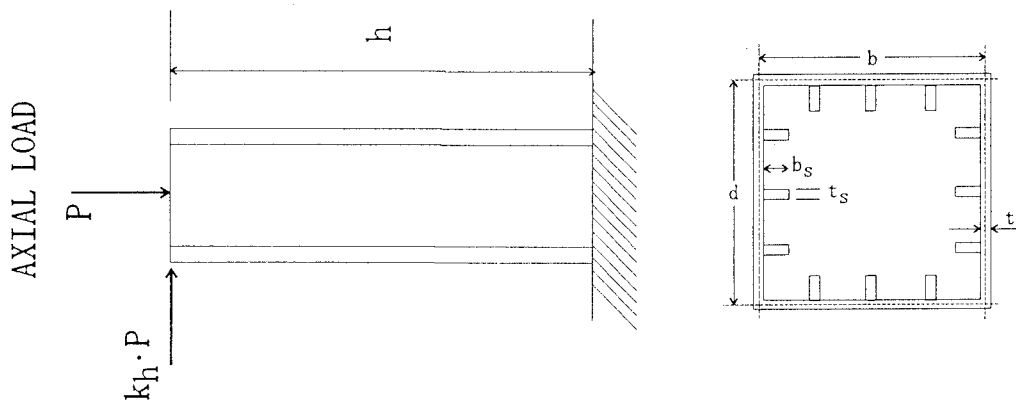


図 8 - 5 設計断面概念図

表 8 - 1 0 に矩体の設計に必要な各材料定数を示した。また、Table 2 に標準設計水平震度  $K_{ho}=0.2$  における矩体の断面諸元を示した。

表 8 - 1 材料定数

ヤング率	$E = 2100 (tf/cm^2)$
降伏応力	$\sigma_y = 2.8 (tf/cm^2)$
ポアソン比	$\nu = 0.3$

表 8 - 1 断面諸元

フランジ幅	$b = 2170 (mm)$
ウェブ幅	$d = 2170 (mm)$
矩体高さ	$h = 13900 (mm)$
板厚(母材)	$t = 30 (mm)$
板厚(スティフナー)	$t_s = 26 (mm)$
スティフナー幅	$b_s = 234 (mm)$

設計は、上記の条件を自動的に満足するような設計プログラムを Quick BASIC を用いて行った。

Appendix 8 - 1 にこのプログラムのフローチャートを示す

### 8.3.2 設計結果

図 8 - 6 に、設計結果を示す。図 8 - 6 (a)、それぞれフランジ板厚と設計水平震度の関係を示したものであり、図 8 - 6 (b) は、設計水平震度に対応するフランジ板の幅厚比パラメータを示す。また、図 8 - 6 (b) と図 8 - 6 (c) は、それぞれ

断面積と橋脚の全重量を示している。なお、橋脚重量の中には、ダイヤフラムなどは計算にいていない。なお、スティフナ幅は、変化させたものと20 cm, 30 cm, 40 cmと固定した場合を示している。フランジ板厚, 断面積および橋脚重量は、水平設計震度とほぼ線形の関係にある。

水平設計震度 0.8 程度で、フランジ板厚は100 mmを超えることになり、これ以上の水平設計震度に対して、無損傷設計を行う場合は、ここで用いているような従来型の補剛箱形断面は不向きといえる。また、最近では積算基準が変わっているが、従来のように鋼重に比例した工費を考えると、水平設計震度をあげることにより、比例的に工費があがることが分かる。

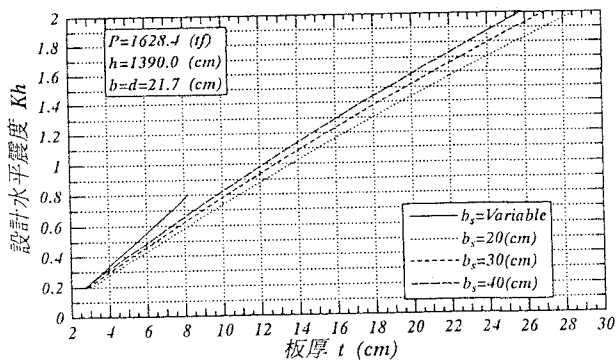


図 8 - 6 (a) 水平設計震度 - フランジ板厚

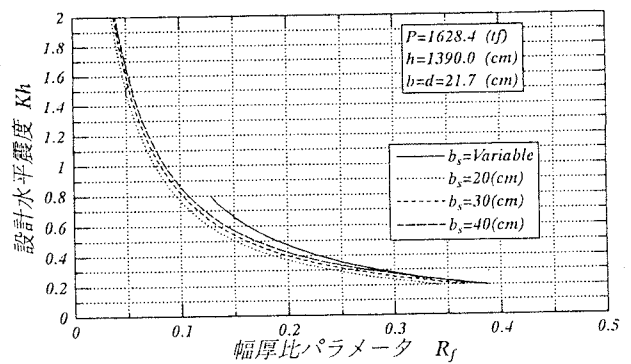


図 8 - 6 (b) 水平設計震度 - 幅厚比パラメータ

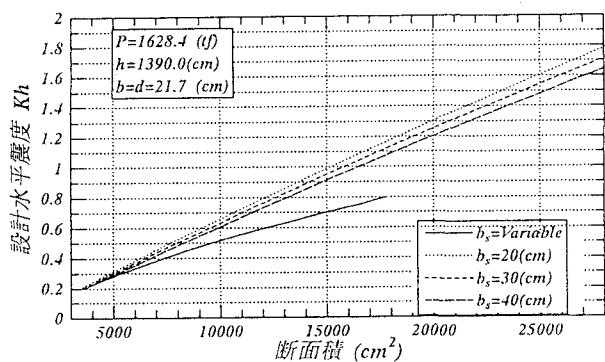


図 8 - 6 (c) 水平設計震度 - 断面積

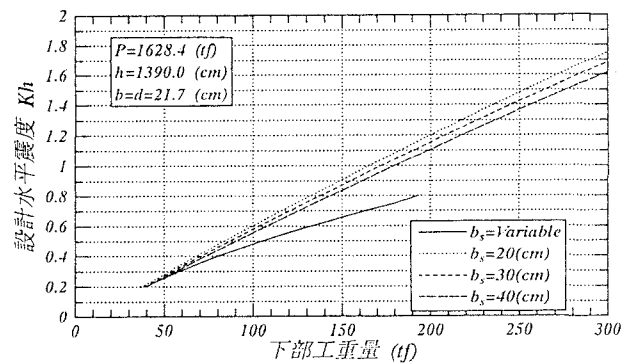
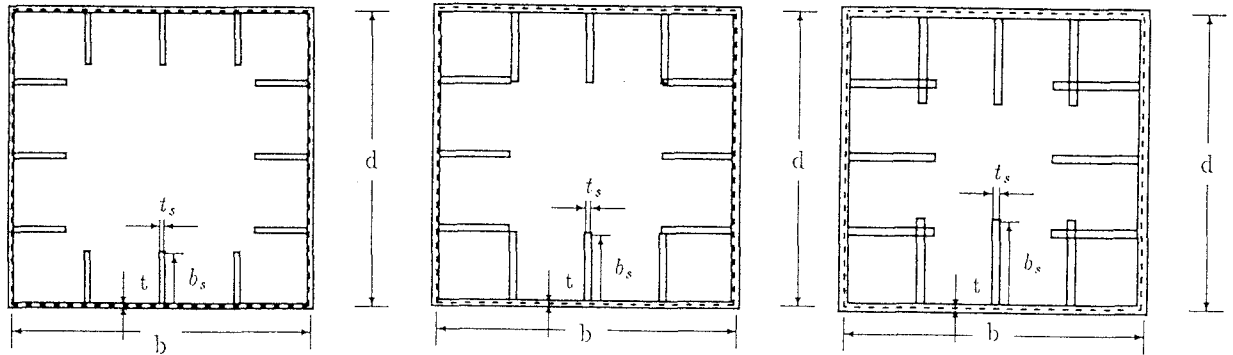


図 8 - 6 (d) 水平設計震度 - 全重量

なお、設計断面の寸法を視覚的に理解するために、**図 8 - 7** に設計震度ごとの断面図を示す。



(a)  $K_h = 0.2$

$t = 27 \text{ mm}$

$b_s = 366 \text{ mm}$

(b)  $K_h = 0.3$

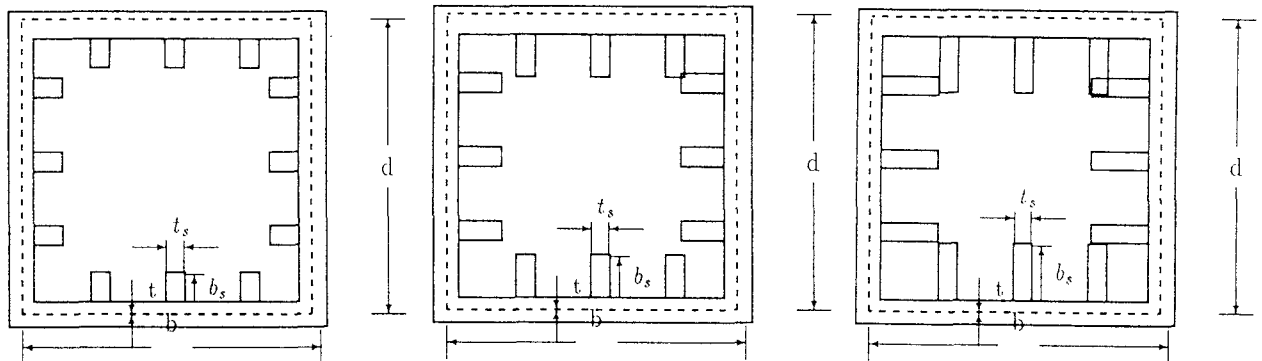
$t = 36 \text{ mm}$

$b_s = 489 \text{ mm}$

(c)  $K_h = 0.4$

$t = 45 \text{ mm}$

$b_s = 611 \text{ mm}$



(a)  $K_h = 1.0$

$t = 128 \text{ mm}$

$b_s = 200 \text{ mm}$

(b)  $K_h = 1.0$

$t = 128 \text{ mm}$

$b_s = 300 \text{ mm}$

(c)  $K_h = 1.0$

$t = 122 \text{ mm}$

$b_s = 400 \text{ mm}$

**図 8 - 7** 設計震度ごとの断面図

なお、これまでの橋脚のフランジ幅では、大きな設計水平震度の無損傷設計は、困難であるので、設置条件が大幅に緩和され、フランジ幅が  $317 \text{ cm}$  と  $417 \text{ cm}$  と大きくできた場合の、フランジ板厚と設計水平震度の関係を **図 8 - 8** に示す。

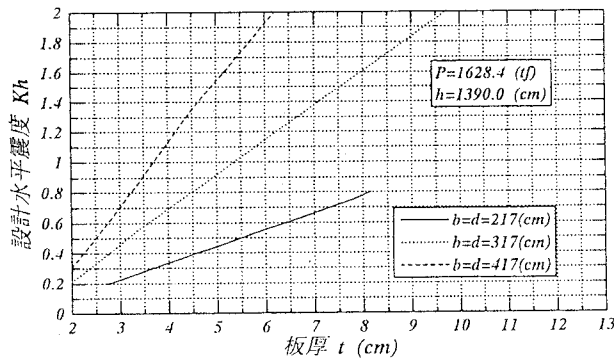


図 8 - 8 (a) フランジ幅を変えたときの  
設計水平震度と板厚の関係

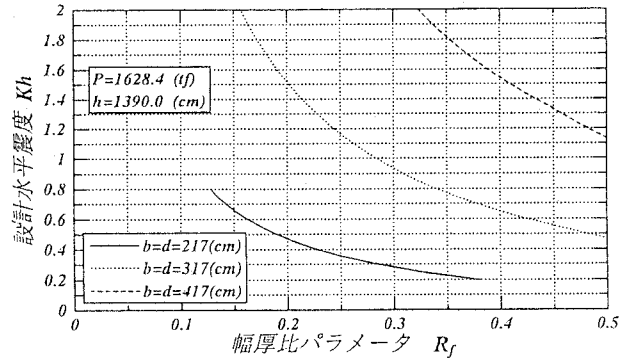


図 8 - 8 (b) 設計水平震度と幅  
圧比パラメータ  $R_f$

参考文献

1. 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料（案），平成7年6月。

Appendix 8-1 上部工設計プログラムのフローチャート

