

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 15m とした。杭長の 15m 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 = -			
	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力		
<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 16 本</p>	R-max (t/本) 5.81 R-min (") -7.8 Kv = +0.2 水平変位 δ (mm) 1.2 杭・Mmax (tfm) 3.15 R-max (t/本) 4.61 R-min (") -7.6 Kv = -0.2 水平変位 δ (mm) 9 杭・Mmax (tfm) 2.42	4.48 (2.98) 1020 (2.88) 373 5.02 3.90 6.00 -1.42 -30 -1.50 9 6 1.5 2.02 1.38 - 4.61 3.41 6.00 -1.95 -7.6 -1.50 9 7 1.5 2.42 1.82 -	<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 9 本</p>	R-max (t/本) 5.02 R-min (") -1.42 Kv = - 水平変位 δ (mm) 9 杭・Mmax (tfm) 2.02 R-max (t/本) 3.90 R-min (") -30 Kv = - 水平変位 δ (mm) 6 杭・Mmax (tfm) 1.38	3.73 6.12 3.73 2.24 5.02 3.90 6.00 -1.42 -30 -1.50 9 6 1.5 2.02 1.38 - 4.61 3.41 6.00 -1.95 -7.6 -1.50 9 7 1.5 2.42 1.82 -	<p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m, n = 6 本</p>	R-max (t/本) 4.17 R-min (") -6.4 Kv = - 水平変位 δ (mm) 6 杭・Mmax (tfm) 1.21 R-max (t/本) 3.00 R-min (") -5.4 Kv = - 水平変位 δ (mm) 5 杭・Mmax (tfm) 1.18	3.73 3.06 3.73 1.12 4.17 3.00 6.00 -6.4 5.4 -1.50 6 5 1.5 1.21 1.18 - 4.17 3.00 6.00 -6.4 5.4 -1.50 6 5 1.5 1.21 1.18 -
設計条件	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力		
安定計算	Kv = +0.2	許容値	Kv = -	許容値	Kv = -	許容値		
概略工費	名称 単位 数量 工費	名称 単位 数量 工費	名称 単位 数量 工費	名称 単位 数量 工費	名称 単位 数量 工費	名称 単位 数量 工費		
部材計算	コンクリート m ³ 70.000 78.6 55.020 24.0 26.400	コンクリート m ³ 70.000 40.2 28.140	コンクリート m ³ 70.000 40.2 28.140	コンクリート m ³ 70.000 40.2 28.140	コンクリート m ³ 70.000 40.2 28.140	コンクリート m ³ 70.000 40.2 28.140		
備考	基礎杭 m 110.000 240 26.400	基礎杭 m 110.000 135 14.850	基礎杭 m 110.000 135 14.850	基礎杭 m 110.000 135 14.850	基礎杭 m 110.000 135 14.850	基礎杭 m 110.000 90 9.900		
	合計 (千円) (3.05) 81.420	合計 (千円) (1.61) 42.990	合計 (千円) (1.61) 42.990	合計 (千円) (1.61) 42.990	合計 (千円) (1.00) 26.700			
	配筋(SD295) D.32@100 (n = 150 + 143)	配筋(SD295) D.51@125 (n = 95 + 90)	配筋(SD295) D.51@125 (n = 95 + 90)	配筋(SD295) D.32@100 (n = 87 + 81)	配筋(SD295) D.32@100 (n = 87 + 81)			
	σc (kgf/cm ²) 82.0 < σca = 105 kgf/cm ²	σc (kgf/cm ²) 93.6 < σca = 105 kgf/cm ²	σc (kgf/cm ²) 93.6 < σca = 105 kgf/cm ²	σc (kgf/cm ²) 96.9 < σca = 105 kgf/cm ²	σc (kgf/cm ²) 96.9 < σca = 105 kgf/cm ²			
	σs (kgf/cm ²) 2338 < σsa = 2700 kgf/cm ²	σs (kgf/cm ²) 1962 < σsa = 2700 kgf/cm ²	σs (kgf/cm ²) 1962 < σsa = 2700 kgf/cm ²	σs (kgf/cm ²) 2077 < σsa = 2700 kgf/cm ²	σs (kgf/cm ²) 2077 < σsa = 2700 kgf/cm ²			

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)

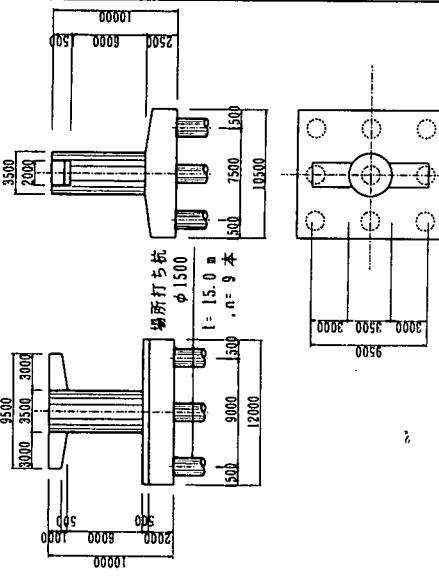
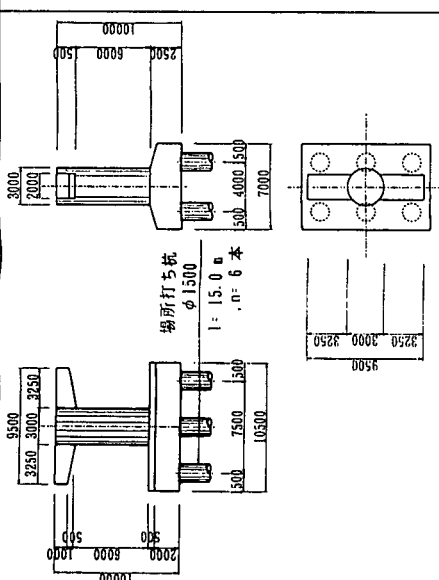
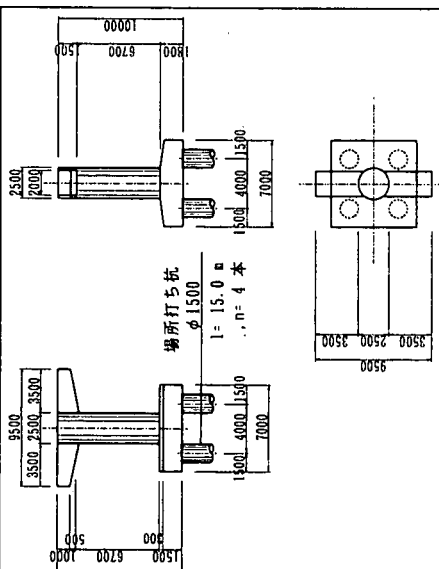
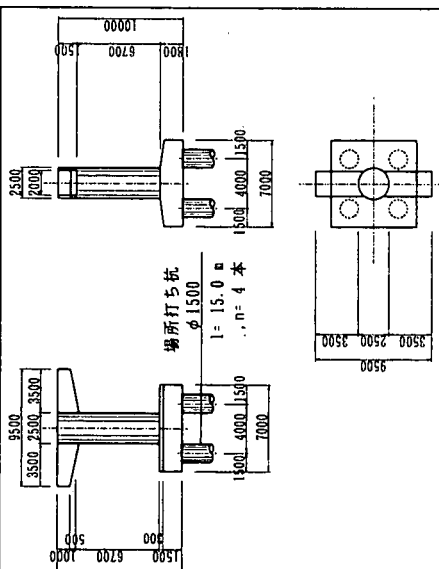
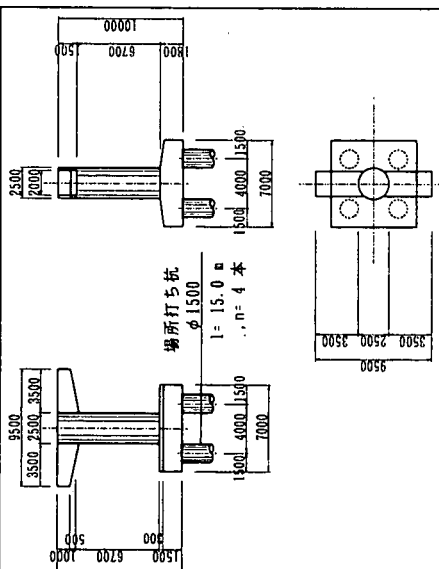
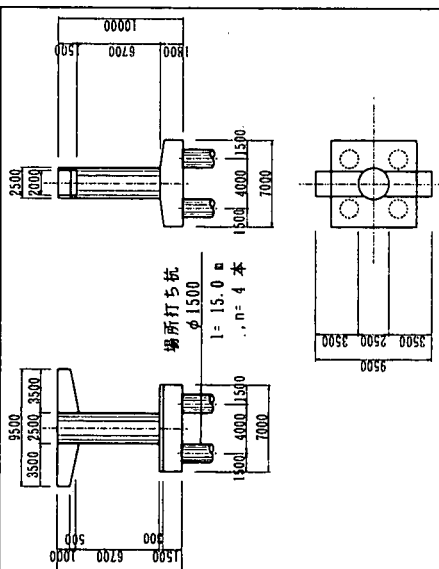
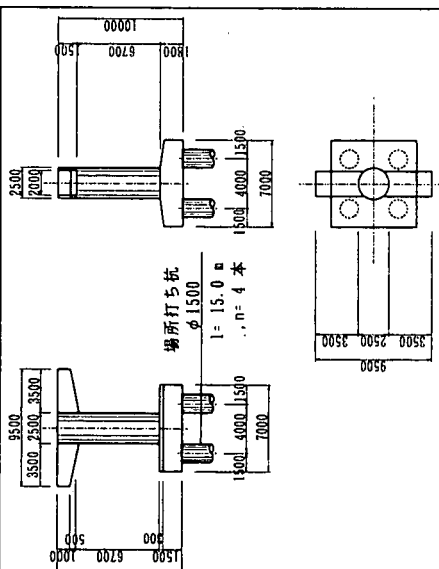
形状・寸法	KH = 1.00, Kv = 0.20		KH = 0.60, Kv = -		KH = 0.30, Kv = -			
	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力 448 (29.8) 5.6 (2.98) 373	直角方向 許容値	上部工反力	橋軸方向 鉛直反力 水平反力 373 5.6 373 2.24	直角方向 許容値		
 <p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m n = 9本</p>	R ^{max} (t/本)	4.04	5.22	6.00	R ^{max} (t/本)	3.03	4.36	6.00
	R ^{min} (")	-1.7	-1.35	-1.50	R ^{min} (")	5.1	-8.2	-1.50
 <p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m n = 6本</p>	水平変位 δ(mm)	8	10	1.5	水平変位 δ(mm)	6	7	1.5
	杭・M ^{max} (tfe)	2.00	2.52	-	杭・M ^{max} (tfe)	1.17	1.47	-
 <p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m n = 4本</p>	R ^{max} (t/本)	2.82	4.07	6.00	R ^{max} (t/本)	-	-	-
	R ^{min} (")	-1.4	-1.39	-1.50	R ^{min} (")	-	-	-
 <p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m n = 4本</p>	水平変位 δ(mm)	6	8	1.5	水平変位 δ(mm)	-	-	-
	杭・M ^{max} (tfe)	1.36	1.89	-	杭・M ^{max} (tfe)	-	-	-
概略工費	名称 単位 数量 工費	コンクリート	m ³	70.000	4.23	29.610	269	18.830
 <p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m n = 4本</p>	基礎杭	m	110.000	1.35	14.850	90	9.900	
	合計	(千円)		(2.70)	44.460		(1.74)	28.730
 <p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m n = 4本</p>	配筋(SD295)	D35@100 (n = 103 + 96)				D32@100 (n = 87 + 81)		
	柱断面応力度	σc (kgf/cm ²)	95.8	< σca = 105 kgf/cm ²	97.7	< σca = 105 kgf/cm ²	95.9	< σca = 105 kgf/cm ²
 <p>場所打ち杭 φ1500 l = 15.0 m n = 4本</p>	σs (kgf/cm ²)	2226	< σsa = 2700 kgf/cm ²	2099	< σsa = 2700 kgf/cm ²	1869	< σsa = 2700 kgf/cm ²	
	備考							

図8-1(b) 杭基礎の可動脚の震度比較

3. 固定脚・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	上部工反力 橋軸方向 水平反力 498 (298) 1020 (498) 373 垂直反力 498 (298) 1020 (498) 373 橋軸方向 水平反力 498 (298) 1020 (498) 373 垂直反力 498 (298) 1020 (498) 373		上部工反力 橋軸方向 水平反力 612 373 224 垂直反力 612 373 224 橋軸方向 水平反力 612 373 224 垂直反力 612 373 224		上部工反力 橋軸方向 水平反力 306 373 112 垂直反力 306 373 112 橋軸方向 水平反力 306 373 112 垂直反力 306 373 112	
安定計算	転倒 (m) $e = 3.31 < 5.00$ 滑動 $f = 0.57 < 1.20$ 地盤反力 (t/m ²) 5.9 許容支持力 (tf) 3062 転倒 (m) $e = 5.60 < 5.00$ 滑動 $f = 0.49 < 1.20$ 地盤反力 (t/m ²) 10.5 許容支持力 (tf) 215		転倒 (m) $e = 3.44 < 5.00$ 滑動 $f = 0.87 < 1.20$ 地盤反力 (t/m ²) 2.7 許容支持力 (tf) 2480 転倒 (m) $e = 2.04 < 5.00$ 滑動 $f = 1.12 < 1.20$ 地盤反力 (t/m ²) 2.0 許容支持力 (tf) 2480		転倒 (m) $e = 3.54 < 3.67$ 滑動 $f = 1.28 > 1.20$ 地盤反力 (t/m ²) 5.7 許容支持力 (tf) 1007 転倒 (m) $e = 1.82 < 2.00$ 滑動 $f = 2.16 > 1.20$ 地盤反力 (t/m ²) 5.2 許容支持力 (tf) 1007	
概略工費	名称 単位 単価 数量 工費 コンクリート m ³ 70,000 786 55,020 合計 (千円) ((3.54)) 55,020		名称 単位 単価 数量 工費 コンクリート m ³ 70,000 735 51,450 合計 (千円) ((3.31)) 51,450		名称 単位 単価 数量 工費 コンクリート m ² 70,000 222 15,540 合計 (千円) (1.00) 15,540	
部材計算	配筋 (SD295) D32@100 (n = 150 + 143) 断面応力度 $\sigma_c < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ 応力度 $\sigma_s < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$		配筋 (SD295) D51@125 (n = 95 + 90) 断面応力度 $\sigma_c < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ 応力度 $\sigma_s < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$		配筋 (SD295) D32@100 (n = 87 + 81) 断面応力度 $\sigma_c < \sigma_{ca} = 105 \text{ kgf/cm}^2$ 応力度 $\sigma_s < \sigma_{sa} = 2700 \text{ kgf/cm}^2$	
備考						

図 8 - 2 (a) 直接基礎の固定脚の設計比較

4. 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	<table border="1"> <tr> <th colspan="2">橋軸方向</th> <th colspan="2">直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>448 (298)</td> <td>鉛直反力</td> <td>448 (298)</td> </tr> <tr> <td>水平反力</td> <td>56</td> <td>水平反力</td> <td>56</td> </tr> <tr> <td colspan="2">橋軸方向</td> <td colspan="2">直角方向</td> </tr> <tr> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 1.75 < 5.00</td> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 3.09 < 5.00</td> </tr> <tr> <td>滑動</td> <td>f = 0.18 < 1.20</td> <td>滑動</td> <td>f = 0.58 < 1.20</td> </tr> <tr> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>2.2 < 105</td> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>2.9 < 105</td> </tr> <tr> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>2867 > 2867</td> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>2867 > 2867</td> </tr> <tr> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 1.76 < 5.00</td> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 3.68 < 5.00</td> </tr> <tr> <td>滑動</td> <td>f = 0.81 < 1.20</td> <td>滑動</td> <td>f = 0.57 < 1.20</td> </tr> <tr> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>1.5 < 105</td> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>2.3 < 105</td> </tr> <tr> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>2001 < 4829</td> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>2001 > 2001</td> </tr> </table>		橋軸方向		直角方向		鉛直反力	448 (298)	鉛直反力	448 (298)	水平反力	56	水平反力	56	橋軸方向		直角方向		転倒 (m)	e = 1.75 < 5.00	転倒 (m)	e = 3.09 < 5.00	滑動	f = 0.18 < 1.20	滑動	f = 0.58 < 1.20	地盤反力 (t/m ²)	2.2 < 105	地盤反力 (t/m ²)	2.9 < 105	許容支持力 (tf)	2867 > 2867	許容支持力 (tf)	2867 > 2867	転倒 (m)	e = 1.76 < 5.00	転倒 (m)	e = 3.68 < 5.00	滑動	f = 0.81 < 1.20	滑動	f = 0.57 < 1.20	地盤反力 (t/m ²)	1.5 < 105	地盤反力 (t/m ²)	2.3 < 105	許容支持力 (tf)	2001 < 4829	許容支持力 (tf)	2001 > 2001	<table border="1"> <tr> <th colspan="2">橋軸方向</th> <th colspan="2">直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>373</td> <td>鉛直反力</td> <td>373</td> </tr> <tr> <td>水平反力</td> <td>5.6</td> <td>水平反力</td> <td>5.6</td> </tr> <tr> <td colspan="2">橋軸方向</td> <td colspan="2">直角方向</td> </tr> <tr> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 1.46 < 2.33</td> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 3.30 < 4.00</td> </tr> <tr> <td>滑動</td> <td>f = 1.69 > 1.20</td> <td>滑動</td> <td>f = 1.21 > 1.20</td> </tr> <tr> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>3.1 < 105</td> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>4.0 < 105</td> </tr> <tr> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>1136 < 3937</td> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>1136 < 1790</td> </tr> <tr> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 1.46 < 2.33</td> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 3.30 < 4.00</td> </tr> <tr> <td>滑動</td> <td>f = 1.69 > 1.20</td> <td>滑動</td> <td>f = 1.21 > 1.20</td> </tr> <tr> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>3.1 < 105</td> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>4.0 < 105</td> </tr> <tr> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>1136 < 3937</td> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>1136 < 1790</td> </tr> </table>		橋軸方向		直角方向		鉛直反力	373	鉛直反力	373	水平反力	5.6	水平反力	5.6	橋軸方向		直角方向		転倒 (m)	e = 1.46 < 2.33	転倒 (m)	e = 3.30 < 4.00	滑動	f = 1.69 > 1.20	滑動	f = 1.21 > 1.20	地盤反力 (t/m ²)	3.1 < 105	地盤反力 (t/m ²)	4.0 < 105	許容支持力 (tf)	1136 < 3937	許容支持力 (tf)	1136 < 1790	転倒 (m)	e = 1.46 < 2.33	転倒 (m)	e = 3.30 < 4.00	滑動	f = 1.69 > 1.20	滑動	f = 1.21 > 1.20	地盤反力 (t/m ²)	3.1 < 105	地盤反力 (t/m ²)	4.0 < 105	許容支持力 (tf)	1136 < 3937	許容支持力 (tf)	1136 < 1790	<table border="1"> <tr> <th colspan="2">橋軸方向</th> <th colspan="2">直角方向</th> </tr> <tr> <td>鉛直反力</td> <td>373</td> <td>鉛直反力</td> <td>373</td> </tr> <tr> <td>水平反力</td> <td>5.6</td> <td>水平反力</td> <td>5.6</td> </tr> <tr> <td colspan="2">橋軸方向</td> <td colspan="2">直角方向</td> </tr> <tr> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 1.28 < 1.67</td> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 2.34 < 2.50</td> </tr> <tr> <td>滑動</td> <td>f = 2.88 > 1.20</td> <td>滑動</td> <td>f = 2.10 > 1.20</td> </tr> <tr> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>5.3 < 105</td> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>6.8 < 105</td> </tr> <tr> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>719 < 2073</td> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>719 < 1248</td> </tr> <tr> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 1.28 < 1.67</td> <td>転倒 (m)</td> <td>e = 2.34 < 2.50</td> </tr> <tr> <td>滑動</td> <td>f = 2.88 > 1.20</td> <td>滑動</td> <td>f = 2.10 > 1.20</td> </tr> <tr> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>5.3 < 105</td> <td>地盤反力 (t/m²)</td> <td>6.8 < 105</td> </tr> <tr> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>719 < 2073</td> <td>許容支持力 (tf)</td> <td>719 < 1248</td> </tr> </table>		橋軸方向		直角方向		鉛直反力	373	鉛直反力	373	水平反力	5.6	水平反力	5.6	橋軸方向		直角方向		転倒 (m)	e = 1.28 < 1.67	転倒 (m)	e = 2.34 < 2.50	滑動	f = 2.88 > 1.20	滑動	f = 2.10 > 1.20	地盤反力 (t/m ²)	5.3 < 105	地盤反力 (t/m ²)	6.8 < 105	許容支持力 (tf)	719 < 2073	許容支持力 (tf)	719 < 1248	転倒 (m)	e = 1.28 < 1.67	転倒 (m)	e = 2.34 < 2.50	滑動	f = 2.88 > 1.20	滑動	f = 2.10 > 1.20	地盤反力 (t/m ²)	5.3 < 105	地盤反力 (t/m ²)	6.8 < 105	許容支持力 (tf)	719 < 2073	許容支持力 (tf)	719 < 1248
橋軸方向		直角方向																																																																																																																																																				
鉛直反力	448 (298)	鉛直反力	448 (298)																																																																																																																																																			
水平反力	56	水平反力	56																																																																																																																																																			
橋軸方向		直角方向																																																																																																																																																				
転倒 (m)	e = 1.75 < 5.00	転倒 (m)	e = 3.09 < 5.00																																																																																																																																																			
滑動	f = 0.18 < 1.20	滑動	f = 0.58 < 1.20																																																																																																																																																			
地盤反力 (t/m ²)	2.2 < 105	地盤反力 (t/m ²)	2.9 < 105																																																																																																																																																			
許容支持力 (tf)	2867 > 2867	許容支持力 (tf)	2867 > 2867																																																																																																																																																			
転倒 (m)	e = 1.76 < 5.00	転倒 (m)	e = 3.68 < 5.00																																																																																																																																																			
滑動	f = 0.81 < 1.20	滑動	f = 0.57 < 1.20																																																																																																																																																			
地盤反力 (t/m ²)	1.5 < 105	地盤反力 (t/m ²)	2.3 < 105																																																																																																																																																			
許容支持力 (tf)	2001 < 4829	許容支持力 (tf)	2001 > 2001																																																																																																																																																			
橋軸方向		直角方向																																																																																																																																																				
鉛直反力	373	鉛直反力	373																																																																																																																																																			
水平反力	5.6	水平反力	5.6																																																																																																																																																			
橋軸方向		直角方向																																																																																																																																																				
転倒 (m)	e = 1.46 < 2.33	転倒 (m)	e = 3.30 < 4.00																																																																																																																																																			
滑動	f = 1.69 > 1.20	滑動	f = 1.21 > 1.20																																																																																																																																																			
地盤反力 (t/m ²)	3.1 < 105	地盤反力 (t/m ²)	4.0 < 105																																																																																																																																																			
許容支持力 (tf)	1136 < 3937	許容支持力 (tf)	1136 < 1790																																																																																																																																																			
転倒 (m)	e = 1.46 < 2.33	転倒 (m)	e = 3.30 < 4.00																																																																																																																																																			
滑動	f = 1.69 > 1.20	滑動	f = 1.21 > 1.20																																																																																																																																																			
地盤反力 (t/m ²)	3.1 < 105	地盤反力 (t/m ²)	4.0 < 105																																																																																																																																																			
許容支持力 (tf)	1136 < 3937	許容支持力 (tf)	1136 < 1790																																																																																																																																																			
橋軸方向		直角方向																																																																																																																																																				
鉛直反力	373	鉛直反力	373																																																																																																																																																			
水平反力	5.6	水平反力	5.6																																																																																																																																																			
橋軸方向		直角方向																																																																																																																																																				
転倒 (m)	e = 1.28 < 1.67	転倒 (m)	e = 2.34 < 2.50																																																																																																																																																			
滑動	f = 2.88 > 1.20	滑動	f = 2.10 > 1.20																																																																																																																																																			
地盤反力 (t/m ²)	5.3 < 105	地盤反力 (t/m ²)	6.8 < 105																																																																																																																																																			
許容支持力 (tf)	719 < 2073	許容支持力 (tf)	719 < 1248																																																																																																																																																			
転倒 (m)	e = 1.28 < 1.67	転倒 (m)	e = 2.34 < 2.50																																																																																																																																																			
滑動	f = 2.88 > 1.20	滑動	f = 2.10 > 1.20																																																																																																																																																			
地盤反力 (t/m ²)	5.3 < 105	地盤反力 (t/m ²)	6.8 < 105																																																																																																																																																			
許容支持力 (tf)	719 < 2073	許容支持力 (tf)	719 < 1248																																																																																																																																																			
安定計算	<table border="1"> <tr> <td>名称</td> <td>単位</td> <td>数量</td> <td>工費</td> </tr> <tr> <td>コンクリート</td> <td>m³</td> <td>70.000</td> <td>49,980</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>(千円)</td> <td></td> <td>49,980</td> </tr> </table>		名称	単位	数量	工費	コンクリート	m ³	70.000	49,980	合計	(千円)		49,980	<table border="1"> <tr> <td>名称</td> <td>単位</td> <td>数量</td> <td>工費</td> </tr> <tr> <td>コンクリート</td> <td>m³</td> <td>70.000</td> <td>29,700</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>(千円)</td> <td></td> <td>29,700</td> </tr> </table>		名称	単位	数量	工費	コンクリート	m ³	70.000	29,700	合計	(千円)		29,700	<table border="1"> <tr> <td>名称</td> <td>単位</td> <td>数量</td> <td>工費</td> </tr> <tr> <td>コンクリート</td> <td>m³</td> <td>70.000</td> <td>12,200</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>(千円)</td> <td></td> <td>12,200</td> </tr> </table>		名称	単位	数量	工費	コンクリート	m ³	70.000	12,200	合計	(千円)		12,200																																																																																																												
名称	単位	数量	工費																																																																																																																																																			
コンクリート	m ³	70.000	49,980																																																																																																																																																			
合計	(千円)		49,980																																																																																																																																																			
名称	単位	数量	工費																																																																																																																																																			
コンクリート	m ³	70.000	29,700																																																																																																																																																			
合計	(千円)		29,700																																																																																																																																																			
名称	単位	数量	工費																																																																																																																																																			
コンクリート	m ³	70.000	12,200																																																																																																																																																			
合計	(千円)		12,200																																																																																																																																																			
概略工費	<table border="1"> <tr> <td>名称</td> <td>単位</td> <td>数量</td> <td>工費</td> </tr> <tr> <td>コンクリート</td> <td>m³</td> <td>70.000</td> <td>49,980</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>(千円)</td> <td></td> <td>49,980</td> </tr> </table>		名称	単位	数量	工費	コンクリート	m ³	70.000	49,980	合計	(千円)		49,980	<table border="1"> <tr> <td>名称</td> <td>単位</td> <td>数量</td> <td>工費</td> </tr> <tr> <td>コンクリート</td> <td>m³</td> <td>70.000</td> <td>29,700</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>(千円)</td> <td></td> <td>29,700</td> </tr> </table>		名称	単位	数量	工費	コンクリート	m ³	70.000	29,700	合計	(千円)		29,700	<table border="1"> <tr> <td>名称</td> <td>単位</td> <td>数量</td> <td>工費</td> </tr> <tr> <td>コンクリート</td> <td>m³</td> <td>70.000</td> <td>12,200</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>(千円)</td> <td></td> <td>12,200</td> </tr> </table>		名称	単位	数量	工費	コンクリート	m ³	70.000	12,200	合計	(千円)		12,200																																																																																																												
名称	単位	数量	工費																																																																																																																																																			
コンクリート	m ³	70.000	49,980																																																																																																																																																			
合計	(千円)		49,980																																																																																																																																																			
名称	単位	数量	工費																																																																																																																																																			
コンクリート	m ³	70.000	29,700																																																																																																																																																			
合計	(千円)		29,700																																																																																																																																																			
名称	単位	数量	工費																																																																																																																																																			
コンクリート	m ³	70.000	12,200																																																																																																																																																			
合計	(千円)		12,200																																																																																																																																																			
部材計算	<table border="1"> <tr> <td>断面</td> <td>配筋 (SD295)</td> <td>D35@100 (n = 103 + 96)</td> </tr> <tr> <td>応力度</td> <td>σc (kgf/cm²)</td> <td>95.8 < σca = 105 kgf/cm²</td> </tr> <tr> <td></td> <td>σs (kgf/cm²)</td> <td>2225 < σsa = 2700 kgf/cm²</td> </tr> </table>		断面	配筋 (SD295)	D35@100 (n = 103 + 96)	応力度	σc (kgf/cm ²)	95.8 < σca = 105 kgf/cm ²		σs (kgf/cm ²)	2225 < σsa = 2700 kgf/cm ²	<table border="1"> <tr> <td>断面</td> <td>配筋 (SD295)</td> <td>D 32@ 100 (n = 87 + 81)</td> </tr> <tr> <td>応力度</td> <td>σc (kgf/cm²)</td> <td>97.7 < σca = 105 kgf/cm²</td> </tr> <tr> <td></td> <td>σs (kgf/cm²)</td> <td>2099 < σsa = 2700 kgf/cm²</td> </tr> </table>		断面	配筋 (SD295)	D 32@ 100 (n = 87 + 81)	応力度	σc (kgf/cm ²)	97.7 < σca = 105 kgf/cm ²		σs (kgf/cm ²)	2099 < σsa = 2700 kgf/cm ²	<table border="1"> <tr> <td>断面</td> <td>配筋 (SD295)</td> <td>D32@ 125 (n = 57 + 52)</td> </tr> <tr> <td>応力度</td> <td>σc (kgf/cm²)</td> <td>95.9 < σca = 105 kgf/cm²</td> </tr> <tr> <td></td> <td>σs (kgf/cm²)</td> <td>1889 < σsa = 2700 kgf/cm²</td> </tr> </table>		断面	配筋 (SD295)	D32@ 125 (n = 57 + 52)	応力度	σc (kgf/cm ²)	95.9 < σca = 105 kgf/cm ²		σs (kgf/cm ²)	1889 < σsa = 2700 kgf/cm ²																																																																																																																					
断面	配筋 (SD295)	D35@100 (n = 103 + 96)																																																																																																																																																				
応力度	σc (kgf/cm ²)	95.8 < σca = 105 kgf/cm ²																																																																																																																																																				
	σs (kgf/cm ²)	2225 < σsa = 2700 kgf/cm ²																																																																																																																																																				
断面	配筋 (SD295)	D 32@ 100 (n = 87 + 81)																																																																																																																																																				
応力度	σc (kgf/cm ²)	97.7 < σca = 105 kgf/cm ²																																																																																																																																																				
	σs (kgf/cm ²)	2099 < σsa = 2700 kgf/cm ²																																																																																																																																																				
断面	配筋 (SD295)	D32@ 125 (n = 57 + 52)																																																																																																																																																				
応力度	σc (kgf/cm ²)	95.9 < σca = 105 kgf/cm ²																																																																																																																																																				
	σs (kgf/cm ²)	1889 < σsa = 2700 kgf/cm ²																																																																																																																																																				
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[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 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)

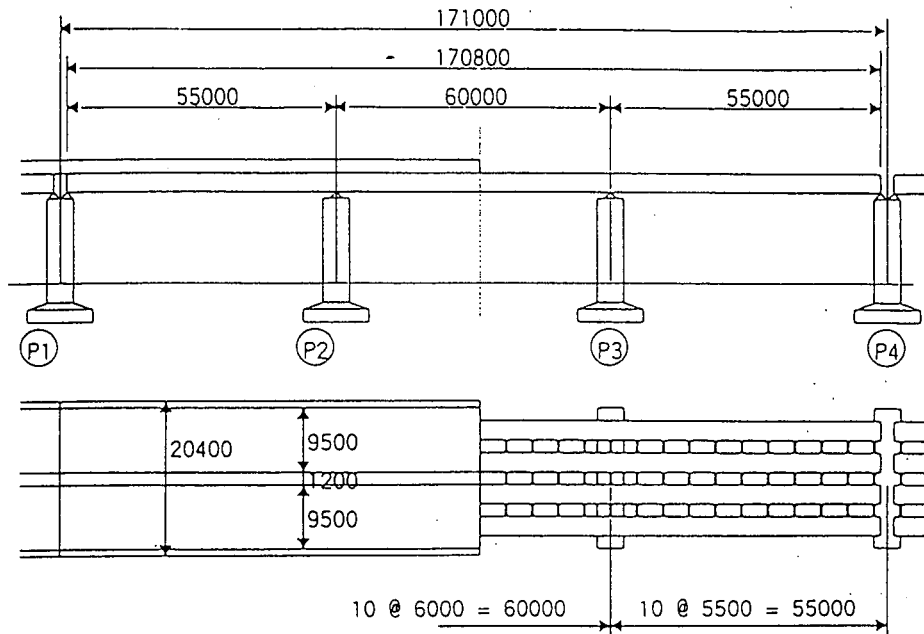
形状・寸法	KH = 0.25				KH = 0.50				KH = 1.00				KH = 2.00																																																																																																																																																																																																																																																										
	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力																																																																																																																																																																																																																																																							
<p>場所打ち杭 φ1500 1: 15.0 m, n=4 本</p>	<p>場所打ち杭 φ1500 1: 15.0 m, n=9 本</p>	<p>場所打ち杭 φ1500 1: 15.0 m, n=12 本</p>	<p>場所打ち杭 φ1500 1: 15.0 m, n=30 本</p>	設計条件	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	安定計算	R・max (t/本)	375	356	580	95	324	306	580	190	448	460	580	520	520	380	380		R・min (")	48	67	-270	-270	-30	-12	-270	-270	-133	-146	-270	-133	-146	-270	-270		水平変位 δ (mm)	7	6	15	6	6	5	15	15	9	10	15	9	10	15	15		杭・Mmax (t/m)	156	138	312	113	113	101	280	280	235	217	344	235	217	344	356	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	名称	単価	数量	工費		コンクリート	m ³	70.000	167	11,690	70.000	325	22,750	22,750	70.000	531	37,170	70.000	1260	88,200	88,200		基礎杭	m	110.000	60	6,600	110.000	135	14,850	14,850	110.000	180	19,800	110.000	450	49,500	49,500		合計 (千円)		(1.00)	18,290	(2.05)	37,600	(3.11)	56,970	(3.11)	56,970	(7.53)	137,700	(7.53)	137,700	(7.53)	137,700	部材計算	断面	配筋(SD295)	D25@125 (n=68)	配筋(SD295)	D32@125 (n=58+88)	配筋(SD295)	D32@100 (n=117+117)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)		応力度	σc(kgf/cm ²)	88.6	<σca: 105 kgf/cm ²	102.2	<σca: 105 kgf/cm ²	83.0	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²		応力度	σs(kgf/cm ²)	2403	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2294	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2016	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	備考	* 杭鉄筋 φ100・1段の抵抗モーメント																	* 杭鉄筋 φ125・2段の抵抗モーメント																	* 杭鉄筋 φ150・2段の抵抗モーメント															
設計条件	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力	上部工 反力	橋軸方向 鉛直反力	橋軸方向 水平反力	直角方向 鉛直反力																																																																																																																																																																																																																																																							
安定計算	R・max (t/本)	375	356	580	95	324	306	580	190	448	460	580	520	520	380	380																																																																																																																																																																																																																																																							
	R・min (")	48	67	-270	-270	-30	-12	-270	-270	-133	-146	-270	-133	-146	-270	-270																																																																																																																																																																																																																																																							
	水平変位 δ (mm)	7	6	15	6	6	5	15	15	9	10	15	9	10	15	15																																																																																																																																																																																																																																																							
	杭・Mmax (t/m)	156	138	312	113	113	101	280	280	235	217	344	235	217	344	356																																																																																																																																																																																																																																																							
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	名称	単価	数量	工費																																																																																																																																																																																																																																																							
	コンクリート	m ³	70.000	167	11,690	70.000	325	22,750	22,750	70.000	531	37,170	70.000	1260	88,200	88,200																																																																																																																																																																																																																																																							
	基礎杭	m	110.000	60	6,600	110.000	135	14,850	14,850	110.000	180	19,800	110.000	450	49,500	49,500																																																																																																																																																																																																																																																							
	合計 (千円)		(1.00)	18,290	(2.05)	37,600	(3.11)	56,970	(3.11)	56,970	(7.53)	137,700	(7.53)	137,700	(7.53)	137,700																																																																																																																																																																																																																																																							
部材計算	断面	配筋(SD295)	D25@125 (n=68)	配筋(SD295)	D32@125 (n=58+88)	配筋(SD295)	D32@100 (n=117+117)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)	配筋(SD295)	D32@100 (n=148+142)																																																																																																																																																																																																																																																						
	応力度	σc(kgf/cm ²)	88.6	<σca: 105 kgf/cm ²	102.2	<σca: 105 kgf/cm ²	83.0	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²	101.5	<σca: 105 kgf/cm ²																																																																																																																																																																																																																																																					
	応力度	σs(kgf/cm ²)	2403	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2294	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2016	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²	2689	<σsa: 2700 kgf/cm ²																																																																																																																																																																																																																																																					
備考	* 杭鉄筋 φ100・1段の抵抗モーメント																																																																																																																																																																																																																																																																						
	* 杭鉄筋 φ125・2段の抵抗モーメント																																																																																																																																																																																																																																																																						
	* 杭鉄筋 φ150・2段の抵抗モーメント																																																																																																																																																																																																																																																																						

図8-3 復旧仕様に基づく基礎工の震度別設計の比較

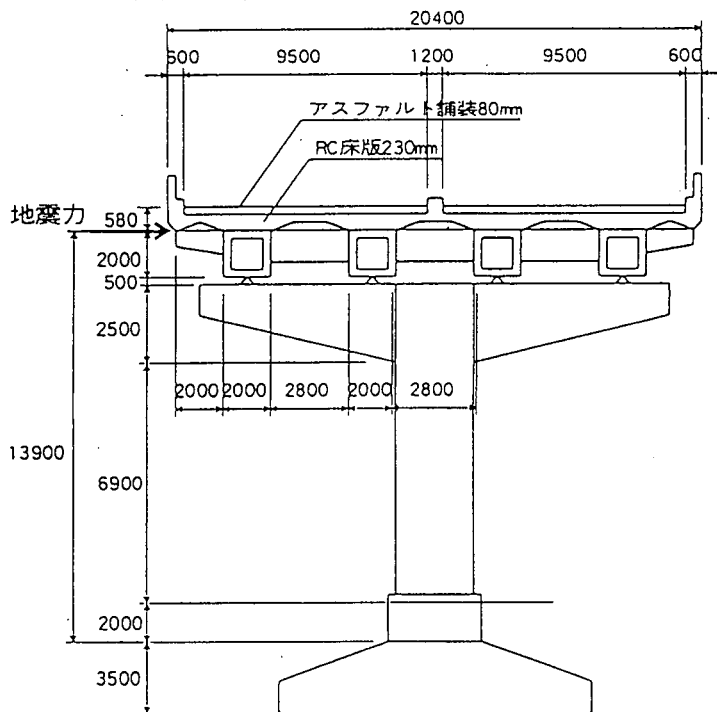
8.3 橋脚の無損傷設計例

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、スティフナーどうしがぶつかるので、スティフナー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。

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

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

ν = 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図 8-5 に示した。

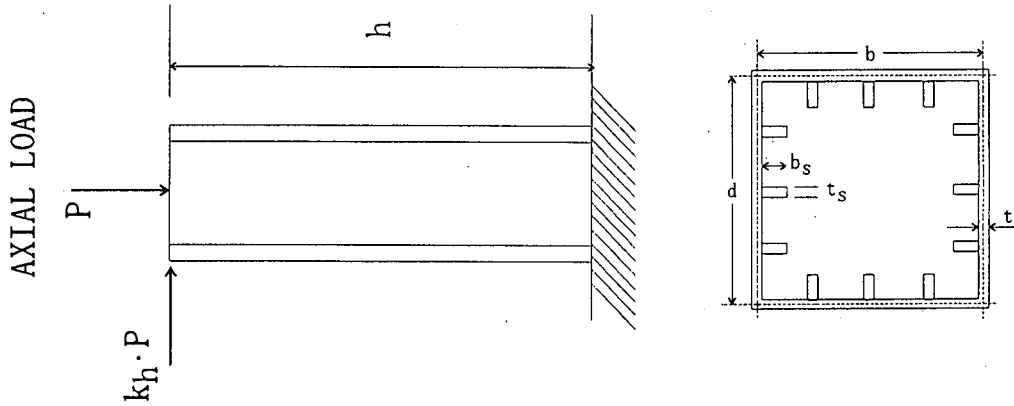


図 8 - 5 設計断面概念図

表 8 - 1 0 に矩体の設計に必要なとなる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。

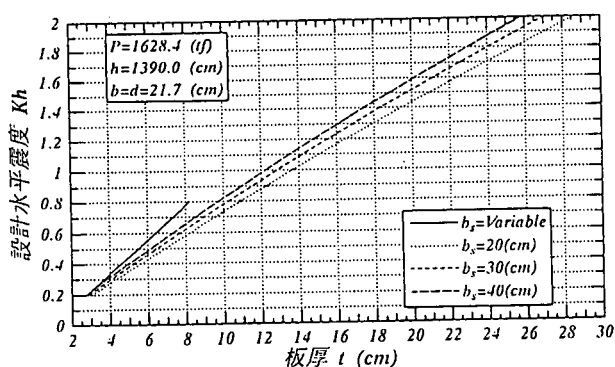


図 8 - 6 (a) 水平設計震度 - フランジ板厚

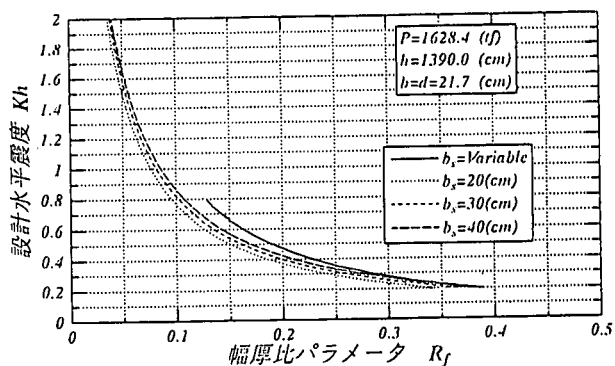


図 8 - 6 (b) 水平設計震度 - 幅厚比パラメータ

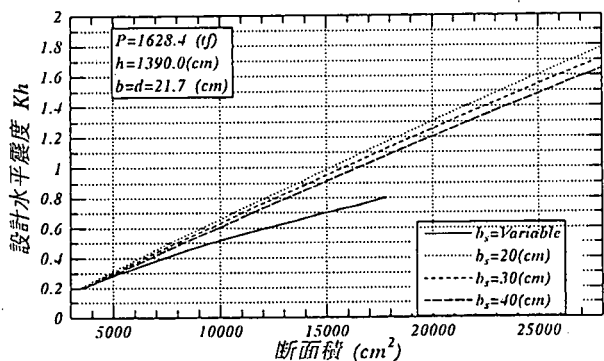


図 8 - 6 (c) 水平設計震度 - 断面積

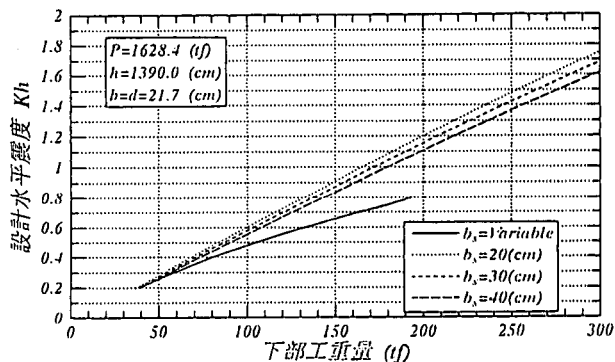
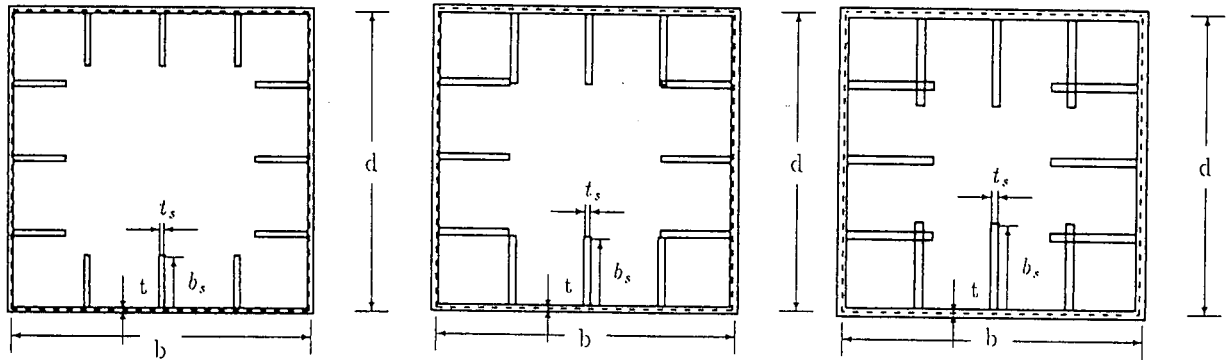


図 8 - 6 (d) 水平設計震度 - 全重量

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) $K_h = 0.3$

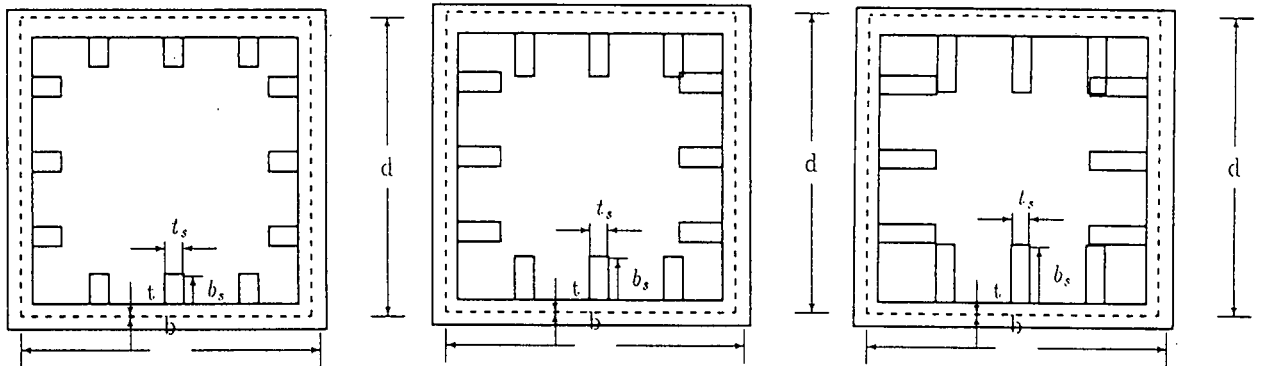
$t = 36 \text{ mm}$

$b_s = 489 \text{ mm}$

(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 cm と 417 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。

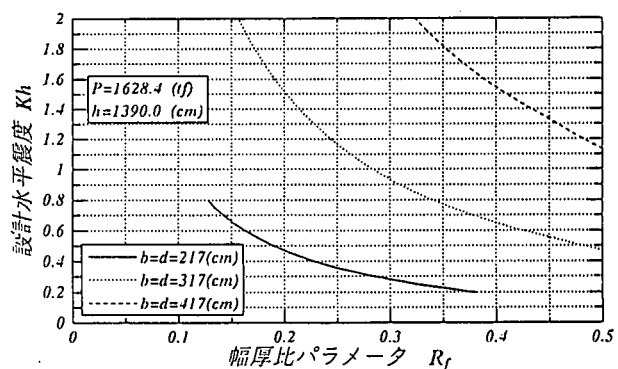
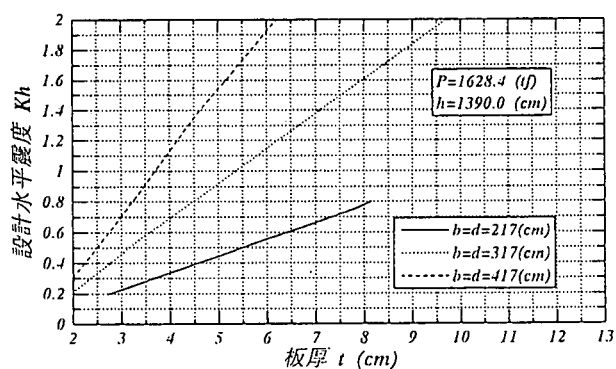


図 8 - 8 (a) フランジ幅を変えたときの
設計水平震度と板厚の関係

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

