

河川内RC橋脚の補強方法

安井 雅士¹・床谷 茂²・新垣 博史³

^{1,2}首都高速道路公団 東京第二保全部 設計課（〒104 東京都中央区八丁堀2-14-4）

³正会員 首都高速道路公団 第二建設部 工務課（〒151 東京都渋谷区代々木2-1-1）

1. はじめに

現在、首都高速道路公団は大地震に備え高架部橋脚の耐震性向上工事を実施中である。都市高速道路であるが故に高架下の利用状況は多種多様であり現場状況が設計方針にも大きな要因となっている。

今回は河川内に設置されている小判型RC橋脚に対する補強方法の一例について報告する。

2. 施工概要

補強対象橋脚は、首都高速7号小松川線の新中川（河川幅約100m）に設置され、高さ約18m、幅約6.5m、奥行き約2.5mの小判型の2脚（P2、P3）であり、水深は約6mである。

施工は、締切りでは河川に及ぼす影響が他河川と比較し非常に大きくなることから、工事時の河積阻害率を極力少なくすることとし、SEP台船（自己昇降式台船）を用い、水上にて鋼板を組立て、水中に落とし込む施工方法を採用した。

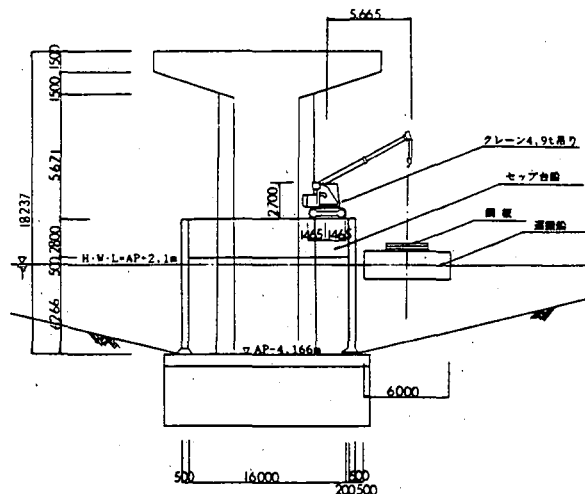


図-1 施工概要

3. 設計手法

(1) 設計条件

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$

コンクリートヤング係数 $E_c=2.80\times 10^4\text{tf/m}^2$

鉄筋材質 SD295

鉄筋ヤング係数 $E_s=2.10\times 10^4\text{tf/m}^2$

柱基部断面鉄筋比 1.6%

許容塑性率の上限値 8.0

上部工鉛直反力 1034tf (P2)

(2) 地震時保有水平耐力の照査（簡便法）

橋脚は表-1に示す通り、補強案①の鋼板を巻き立て、橋脚と鋼板の間に無収縮モルタルを注入するじん性向上型補強では橋軸方向の耐力が慣性力を下回る結果となった。次段階として補強案②（曲げ耐力制御式補強）では橋軸方向、橋軸直角方向とも照査を満足した。しかし、補強案②の場合、フーチング定着用アンカー筋の設置のため、矢板で締切りをし水を抜いて施工する必要がある。よってこのフーチング定着用アンカー筋を設置せず、鋼板落とし込み施工が可能な補強案①（鋼板16mm巻立補強）の状態で、簡便法に比してより厳密な照査である非線形動的解析による照査を簡便法照査を満足しなかった橋軸方向に対して行い、フーチング定着用アンカー筋の必要性を確認するものとした。

表-1 簡便法照査結果

	補強前		補強案①		補強案②	
			補強鋼板 1×16mm		補強鋼板 1×16mm 7-17mm 288mm×2 D38tc253 鋼板 188×2	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
地震時保有水平耐力 $P_a(t_f)$	597.659	740.136	578.025	1444.108	677.682	1568.066
地震時慣性力 $P_e(t_f)$	2664.215	2308.987	660.384	562.029	674.434	562.029
規定	×	×	×	○	○	○
先行する破壊形式	せん断	せん断	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
降伏水平耐力 $P_y(t_f)$	491.22	1067.45	486.18	1050.03	586.49	1118.88
降伏変位 $\delta_y(cm)$	11.74	3.44	11.92	3.48	13.28	3.41
終局水平耐力 $P_u(t_f)$	616.11	1595.42	623.95	1641.15	723.28	1792.66
終局変位 $\delta_u(cm)$	38.01	13.39	92.53	28.87	99.77	27.09
許容率 μ	1.000	1.000	5.508	5.864	5.342	5.630
破壊位置	ひびわれ時	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
(a)	降伏時	0.000	0.000	0.000	1.250	0.000
	終局時	0.000	0.000	0.000	1.250	0.000

(3) 解析手法

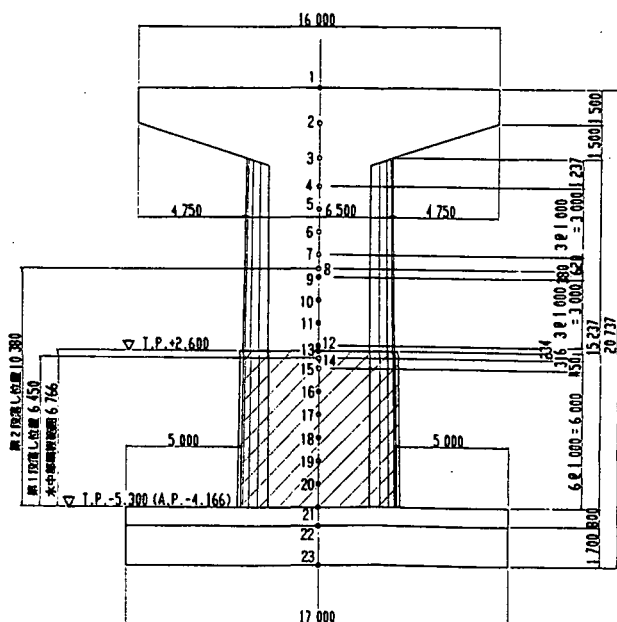


図-2 橋脚解析モデル

- 解析手法：動的材料非線形解析
- 基礎方程式：直接積分法 newmark の β 法
(時刻歴応答解析)
- 荷重：節点集中荷重
- 解析モデル：

1) 非線形部材

脚柱 武田モデル

橋脚 ヤング係数 E_c 2.80×10^6 tf/m²せん断弾性係数 1.217×10^2 tf/m²

2) 線形部材

フーチング

ヤング係数 E_c 2.35×10^6 tf/m²せん断弾性係数 1.217×10^2 tf/m²

- 減衰：

1) 非線形部材 (脚柱)

履歴曲線より求まる履歴減衰

初期減衰定数 $h = 0.02$

2) 線形部材 (フーチング)

レイリー減衰

構造要素の構造減衰 下部工 $h_j = 0.02$

- 入力地震波：

1) 入力地震波

復旧仕様 Ⅲ種地盤

東神戸大橋水平方向

N 168° 成分

2) 解析時間

原波形 10 秒目より 20 秒間

3) 解析間隔

0.001 秒刻み

4. 解析結果

対象橋脚は緩やかな円錐状であるため、選定した部材の中で鉄筋段落し部 (2 箇所)、補強鋼板断面変化部 (1 箇所) に着目し、表-2 のように 4 グループとし、各グループにおいて M- Φ の算出を行った。各節点における、曲げ、せん断に対する解析値と許容値を表-3 に示す。

表-2 M- Φ の値

節点番号	節点番号	ひびわれモーメント (t-cm)	せん断モーメント (t-cm)	せん断モーメント (t-cm)
3	3	1761.458	3789.836	4677.124
4	4			
5	5			
6	6			
7	7			
8	8	2220.425	2125.270	4206.478
9	9		3554.128	4043.032
10	10			5263.745
11	11			4980.445
12	12			
13	13	2599.438	2364.832	4043.384
14	14	2074.131	3052.918	3788.754
15	15	3168.450	3036.525	3788.754
16	16		8014.282	7538.579
17	17			7742.865
18	18			8143.899
19	19			8218.329
20	20			8189.114
21	21	3800.550	3494.904	11038.555
22	22		10070.390	12353.581
23	23			11898.068

節点番号	節点番号	ひびわれモーメント (t-cm)	せん断モーメント (t-cm)	せん断モーメント (t-cm)
3	3	1.450E-06	1.095E-05	2.053E-04
4	4			
5	5			
6	6			
7	7	1.385E-06	1.408E-06	1.008E-05
8	8	1.354E-06	1.040E-05	1.052E-05
9	9			1.872E-04
10	10			
11	11			
12	12	1.299E-06	1.327E-06	9.804E-06
13	13	1.109E-06	1.105E-06	1.010E-05
14	14	1.096E-06	1.107E-06	9.370E-06
15	15			9.282E-06
16	16			1.055E-04
17	17			
18	18			
19	19			
20	20	1.079E-06	1.083E-06	9.111E-06
21	21			9.491E-06
22	22			9.703E-05
23	23			1.013E-04

表-3 解析結果

解析方向		橋脚方面	
上部構造の慣性力作用位置に		414.03	
おける距離 (cm/sec ²)		414.03	
橋脚基礎の位置		(cm)	
		414.03	
節点番号	節点番号	解析値 (t-cm)	許容値 (t-cm)
3	3	1761.458	4140.3
4	4		
5	5		
6	6		
7	7		
8	8	2220.425	4140.3
9	9		
10	10		
11	11		
12	12		
13	13	2599.438	4140.3
14	14	2074.131	4140.3
15	15	3168.450	4140.3
16	16		
17	17		
18	18		
19	19		
20	20		
21	21	3800.550	4140.3
22	22		
23	23		

