

교대의 측방변위 발생에 대한 사례분석

A Case Study on the Lateral Movement of Abutment Foundations

이종규, Jong-Gyu Lee<sup>\*1</sup> 박찬호, Chan-Ho Park<sup>\*2</sup> 이명환, Myung-Hwan Lee<sup>\*3</sup> 이인모, In-Mo Lee<sup>\*4</sup> 이명재, Myung-Jae Lee<sup>\*5</sup>

- \*1 : 단국대학교 토목공학과 교수 Professor, Dept. of Civil Eng., DanKuk Univ., Seoul
- \*2 : (주)도화지질 사장 Manage Director, Dohwa Geotechnical Engng. Co., Seoul
- \*3 : (주)고려기초연구소 소장 Manage Director, Korea Deep Foundation Institute, Seoul
- \*4 : 고려대학교 토목환경공학과 부교수 Associate Professor, Dept. of Civil Eng., Korea Univ., Seoul
- \*5 : 고려대학교 토목환경공학과 박사과정 Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Korea Univ., Seoul

**SYNOPSIS :** In this paper, a case study was presented to analyze the lateral movement of abutment founded on the soft soil with steel pile foundations and was to propose its remedial methods. The main reason for the displacement was due to the lack of the lateral bearing capacity of piles and even more seriously the lateral movement of the soil arising from the construction of an embankment behind the abutment. This project showed that the passive state as well as the active state of piles must be considered for the proper design of abutment foundations.

1. 서론

연약지반에 설치하는 교대기초는 대부분 말뚝기초로 계획하는데 이 말뚝기초는 상부구조물의 하중 및 토압 뿐만 아니라 편재하중으로 인한 측방유동에 대하여도 안전하도록 설계하여야 한다. 하지만, 국내의 서해안과 남해안에 건설되는 고속도로 및 국도에서 교대의 측방변위 발생사례가 빈번하여 이에 대한 원인분석, 합리적인 설계 및 대책공법에 관한 심도깊은 논의가 요망된다.

본 고에서는 서해안 고속도로 K현장에 발생한 교량의 교대측 측방변위 발생사례를 중심으로 변위 발생원인을 규명하고 이를 토대로 연약지반에 설치한 교대기초의 합리적인 설계 및 시공방안을 마련하고자 한다.

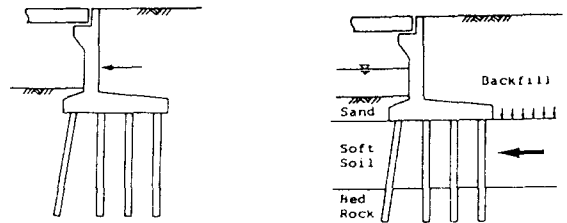
2. 연약지반에 설치한 교대기초의 안정성 검토

교량을 지지하기 위한 교대는 횡토압으로 인한 전도(overturning), 활동(sliding) 및 지지력(bearing capacity)에 안전하도록 설계되어야 한다.

그림 2.1 (a)에 보인 바와 같이 상부하중을 말뚝이 받는 경우에는 말뚝이 변형함에 따라 말뚝주변지반이 저항하므로 지반에 하중이 전달된다. 이와 같이 말뚝이 움직이는 주체가 되는 경우를 주동말뚝(Active Pile)이라 한다.

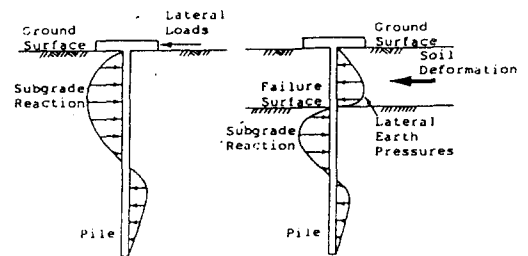
교대가 연약지반상에 축조될 경우, 뒷채움토 및 상재하중으로 인하여 하부지반에 편재하중으로 인한 측방유동이 발생할 가능성이 있으며, 기초말뚝이 측방토압을 견딜 수 없는 경우에는 상부구조물이 수평방향으로 과도한 변형을 일으키게 된다.

그림 2.1 (b)에 보인 바와 같이 말뚝의 주변지반이 변형하고 그 결과로서 말뚝에 측방토압이 작용하는 경우를 수동말뚝(Passive Pile)이라 한다.



(a) 주동말뚝 (b) 수동말뚝  
그림 2.1 수평력을 받는 교대 기초 형태

일반적으로 하중이 말뚝두부에 작용할 경우 지반은 부동의 상태에서 말뚝의 이동에 저항하여 작용한다고 생각하여 말뚝을 설계하였다(그림 2.2 (a)). 그러나, 지반이 변형하게 되면 지반으로부터의 저항력은 상실하게 되고 오히려 지반변형이 말뚝에 하중을 가중시키는 결과를 초래 하게 된다(그림 2.2(b)).



(a) 주동말뚝 (b) 수동말뚝  
그림 2.2 수평력을 받는 말뚝

연약지반에 설치한 교대기초는 그림 2.3에 나타낸 것처럼 상부 하중에 따른 주동말뚝의 안정검토 뿐만 아니라 뒷채움 성토하중으로

로 인한 측방유동 유무를 판단하여 수동말뚝의 안정성도 반드시 검토하여야 한다. 그러나, 국내에서 연약지반에 설치한 교대의 경우에는 측방유동에 대한 검토가 제대로 이루어 지지 않아 교대의 과도한 측방변위 발생사태가 빈번하게 나타나고 있다.

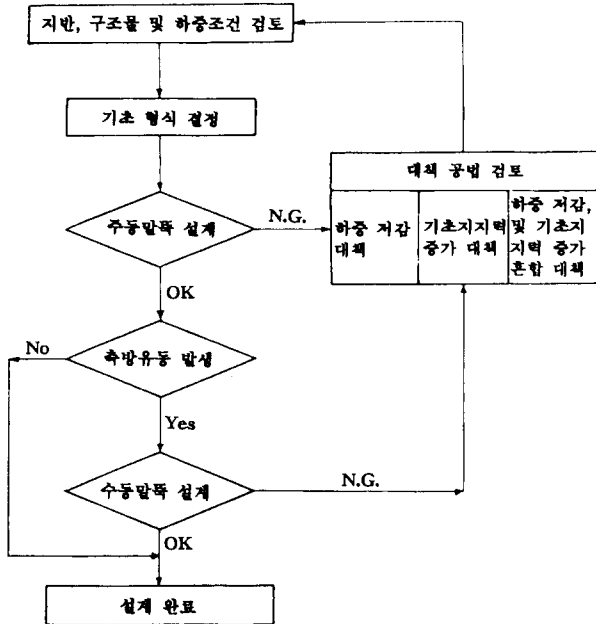


그림 2.3 연약지반에 설치한 교대기초의 설계 흐름도

표 3.2 교대 현황

교량명	위치	교대형식	교대높이 (m)	말뚝종류	말뚝길이 (m)
A교	A <sub>1</sub> (고정)	딛부벽식	14.0	강관(φ508)	21 - 24
	A <sub>2</sub> (힌지)	딛부벽식	14.0	강관(φ508)	24 - 25
B교	A <sub>1</sub> (고정)	딛부벽식	12.8	강관(φ508)	27 - 29
	A <sub>2</sub> (힌지)	딛부벽식	12.8	강관(φ508)	24 - 28

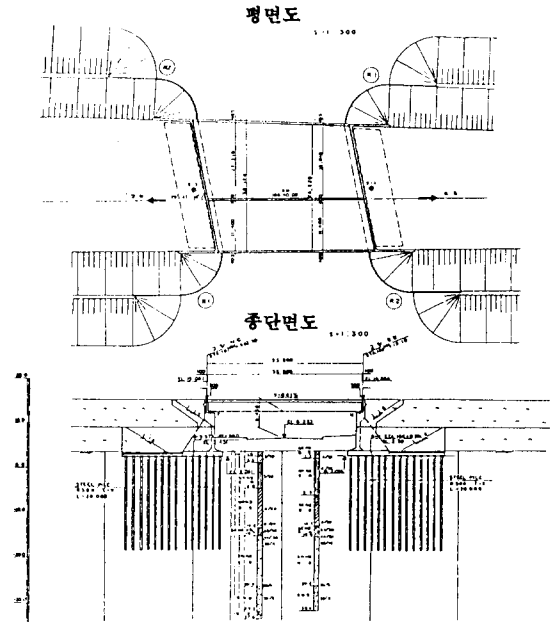


그림 3.1 B교 교량 및 교대 평면도

### 3. 공사개요 및 지반조건

#### 3.1 교량현황

철도를 교차하는 A교는 길이 35.2m, 폭 28.3m의 steel box girder 이고 Ramp-A 를 교차 통과하는 B교는 길이 35.2m, 폭 28.8m의 steel box girder 이다.

표 3.1 교량 현황

교량명	형식	교장(M)	교폭(M)	비고
A교	Steel Box	35.2	28.31	철도 Over
B교	Steel Box	35.2	28.82	Ramp-A Over

#### 3.2 교대현황

A교와 B교의 교대는 딛부벽식이며, 높이는 각각 14m와 12.8m 이고 기초는 모두 직경 508mm 강관말뚝으로 길이는 20-28m 이다.

#### 3.3 지반조건

본지역은 제 4기 충적층이 넓고 깊게 분포하고 있으며 과거 중력이나 유수 등에 의하여 운반되던 점토 및 실트층이 연약지반을 형성하고 있고 기반암은 선캄브리아기의 경기 편마암 콤플렉스(Gyeonggi Gneiss Complex)에 속하는 화강암질 편마암이 넓게 분포하고 있다. 분포되어 있는 지층은 표토층, 퇴적토층, 풍화암과 연암 순으로 구성되어 있으며 A교와 B교의 지반 Profile은 그림 3.2와 그림 3.3에 나타내었다.

설계시 조사되었던 초기 지반정수와 변위 발생후 현재 지반정수를 비교하기 위하여 A교 2공, B교 3공의 추가 현장 및 실내시험이 실시되었으며 지반의 비배수 전단강도 분포를 그림 3.4와 그림 3.5에 나타내었다.

설계시 지반의 비배수 전단강도는 깊이에 따라 아래식으로 나타내었다.

$$Su = 1.75 + 0.037D$$

여기서, Su : 비배수 전단강도 (t/m<sup>2</sup>)

D : 심도 (m)

그림 3.4와 그림 3.5에 나타낸 바와 같이, A교는 1 - 5 t/m<sup>2</sup>에서 1 - 12 t/m<sup>2</sup>으로, B교는 1 - 15 t/m<sup>2</sup>으로 비배수 전단강도가 증가하였다. 기초 연약지반 개량공법 설계시 배수거리 3m에서 50% 압밀에 3개월, 70%압밀에 6개월, 90%압밀에 12개월로 설계되었으며, 현재의 지반은 2.2m간격으로 Sand pile이 시공된 상태이므로 70 - 80% 압밀이 진행된 것으로 추정할 수 있다. 기초조사에서는 소성지수 (Plasticity Index, PI)가 19%, 추가조사에서는 20 - 30%정도인 것으로 조사되었으므로, 아래식으로 비배수 전단강도 증가량을 추정한다.

$$\frac{\Delta Su}{P'} = 0.11 + 0.0037PI$$

여기서,  $\Delta Su$  : 비배수 전단강도 증가량  
 $P'$  : 상재하중

상기 식을 토대로 판단하면 비배수 전단강도 증가량이 2 - 5 t/m<sup>2</sup>정도로, 추가 지반조사 결과와 비교해 볼때, 그림 3.4와 3.5에 나타낸 바와 같이 현재지반은 원상태에서 70 - 80%정도의 압밀이 진행되어, 비배수 전단강도가 증가된 상태인 것으로 판단된다.

### 3.4 지반개량공법 시공현황

기초지반은 약 20m정도의 깊이까지 분포하는 점토(CL)로서 N치는 1-8정도이며, 그림 3.6에 보인바와 같이 깊이 11-14m, 2-3.5m간격 정사각형 배열의 Sand pile과 Sand Compaction Pile 로 지반을 개량하도록 설계되었다.

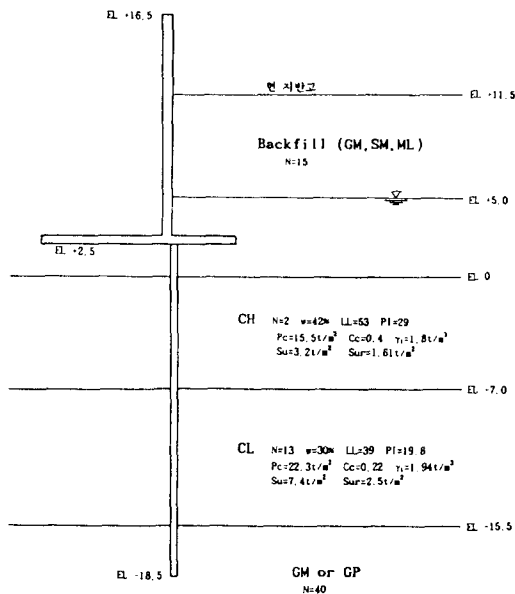


그림 3.2 A교 지반 Profile

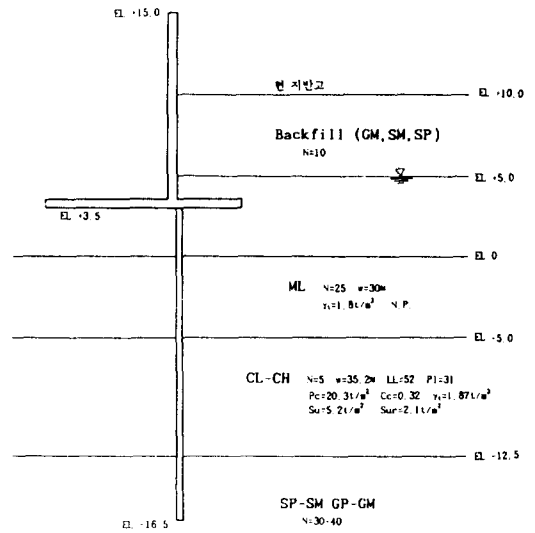


그림 3.3 B교 지반 Profile

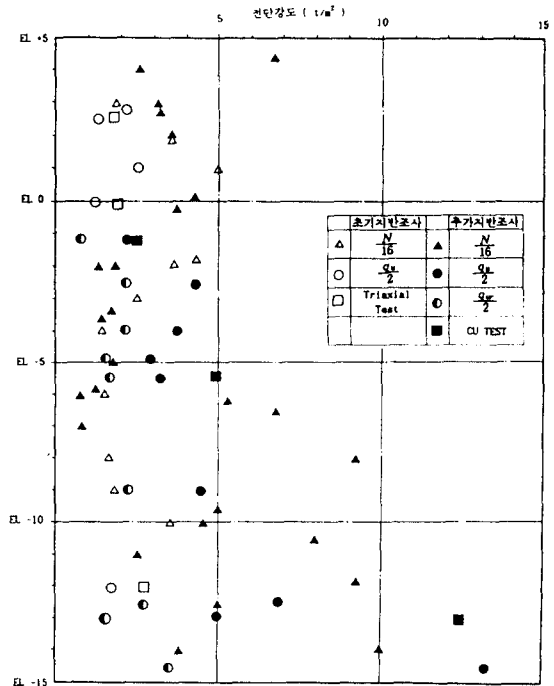


그림 3.4 A교 지반의 비배수 전단강도

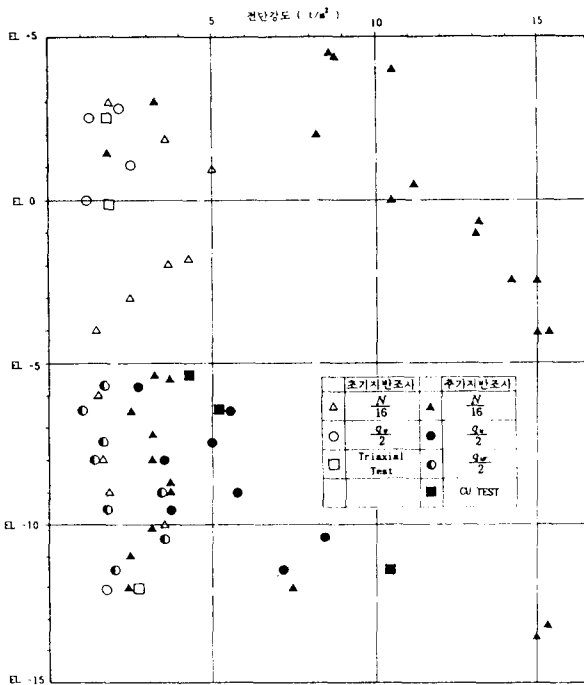


그림 3.5 B교 지반의 비배수 전단강도

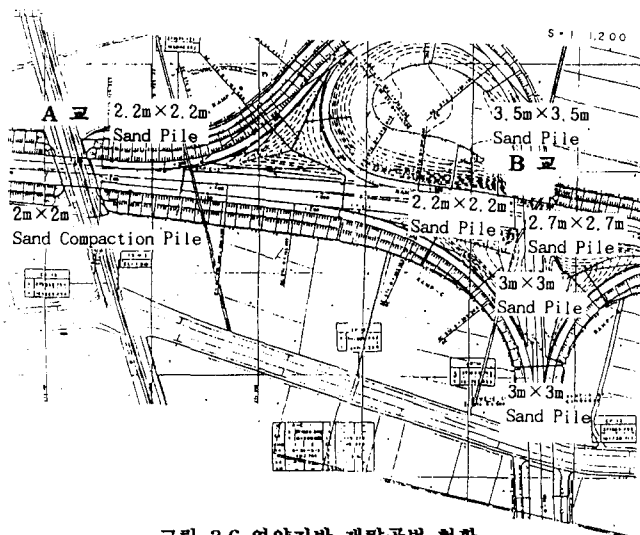


그림 3.6 연약지반 개량공법 현황

#### 4. 변위 발생 현황

##### 4.1 교대 및 슈 변위 발생 일시

교대의 변위 발생은 시공 후 2개월 후 부터 측정되어 '93.3월에 우천 후 급격히 증가하였으며, A교는 힌지단이 100mm, 고정단이 50mm정도이며, B교는 힌지단이 50mm정도 변형하였다.

표 4.1 교대 및 슈 변위 발생일지

일 별	내 용	변 위 량	
		교 대	SHOE
'93. 2. 30	변위발생발견		
'93. 2. 20 ~ 3. 20	변위량 CHECK	A교 A1 : 1.3~ 8.4 M/M	A교 A1 : -
		A교 A2 : 31.2~ 33.1 M/M	A교 A2 : 33 M/M
		B교 A1 : 0.1~ 4.0 M/M	B교 A1 : -
		B교 A2 : 20.7~ 27.5 M/M	B교 A2 : 25 M/M
'93. 3. 23 ~ 3. 31	'93. 3. 23 우천 후 변위량 급격히 증가	A교 A1 : 25.7~ 29 M/M	A교 A1 : -
		A교 A2 : 30~ 30.3 M/M	A교 A2 : 32 M/M
		B교 A1 : 0.6~ 1.0 M/M	B교 A1 : -
		B교 A2 : 30~ 31.1 M/M	B교 A2 : 34 M/M
누 계		A교 A1 : 27~ 37.4 M/M	A교 A1 : -
		A교 A2 : 61.2~ 63.4 M/M	A교 A2 : 65 M/M
		B교 A1 : 0.7~ 5.0 M/M	B교 A1 : -
		B교 A2 : 51.4~ 58.6 M/M	B교 A2 : 59 M/M

#### 4.2 현장조치 현황

교대의 변위 발생 후 추가변위를 방지하기 위하여 뒷채움토 일부를 제거하고, 압성토를 실시하였다.

표 4.2 현장조치 현황

구 분	조 치 내 용
A교	ABUT 1 1) 뒷채움 및 노체 제거 ( H = 3.7 M, L = 20.0 M ) 2) 교대 안쪽 앞채움 실시 ( H = 2.8 M, L=18.0 M )
	ABUT 2 1) 뒷채움 및 노체 제거 ( H = 2.2 M, L = 10.0 M ) 2) 교대 안쪽 앞채움 실시 ( H = 2.8 M, L = 5.0 M )
B교	ABUT 1 1) 뒷채움 및 노체 제거 ( H = 2.1 M, L = 20.0 M ) 2) 교대 안쪽 앞채움 실시 ( H = 2.5 M, L = 17.5 M )
	ABUT 2 1) 뒷채움 및 노체 제거 ( H = 3.2 M, L = 20.0 M ) 2) 교대 안쪽 앞채움 실시 ( H = 2.5 M, L = 17.5 M )

#### 5. 교대의 변위발생에 대한 원인분석

##### 5.1 개요

A교 및 B교 교대의 과도한 변위발생 원인은 횡토압으로 인한 교대의 전도 및 활동으로 인한 주동말뚝 파괴, 기초하부에 존재하는 연약지반의 측방유동(혹은 사면파괴)으로 인한 수동말뚝 파괴 혹은 두가지 혼합파괴 등의 가능성을 생각할 수 있다. 상기 원인들은 정확하게 분석하기 위하여 주동말뚝과 수동말뚝의 안정성을 각각 검토한다.

주동말뚝의 안정성검토는 아래의 내용을 조사하였다.

- 교대의 하중조건 분석
- 말뚝의 연직 및 수평허용지지력 검토
- 교대기초의 전도, 활동 및 지지력에 대한 안정성 검토

수동말뚝의 안정성은 아래의 내용을 검토하였다.

- 경험식에 의한 측방유동 발생유무 검토
- 사면안정해석
- 유한요소해석

주동말뚝과 수동말뚝의 안정성검토를 통하여 교대의 변위 발생 원인을 규명하고 적절한 대책공법을 제시하고자 한다.

## 5.2 주동말뚝의 안정성검토

### 5.2.1 말뚝의 허용지지력

#### (1) 연직허용지지력

단항의 극한지지력은 이명환등(1992, 말뚝의 설계하중 결정방법에 대한 비교)이 제안한 아래의 Meyerhof수정식으로 산정하였다.

$$Q_u = 30NA_p + \frac{1}{5} \bar{N}_s A_s + \frac{1}{2} \bar{N}_c A_c$$

여기서,  $Q_u$  : 말뚝의 극한지지력 (t)

$N$  : 말뚝 선단 지반의 N치

$A_p$  : 말뚝의 선단 면적 (m<sup>2</sup>)

$\bar{N}_s$  : 말뚝 둘레 모래층의 평균 N치

$A_s$  : 모래층 말뚝의 주변 면적

$\bar{N}_c$  : 말뚝 둘레 점토층의 평균 N치

$A_c$  : 점토층 말뚝의 주변 면적

$$N = 40, A_p = \frac{\pi(0.508)^2}{4} = 0.2 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_s = 40, A_s = \pi(0.508) \times (2.5) = 4.0 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_c = 5, A_c = \pi(0.508) \times (18.5) = 29.5 \text{ m}^2$$

$$\therefore Q_u = 30(40)(0.2) + \frac{1}{5}(40)(4.0) + \frac{1}{2}(5)(29.5) \\ = 240 + 33 + 73 = 345.8 \text{ ton}$$

$$(Q_u)_{allowable} = 80 + 11 + 24 = 115 \text{ ton}$$

군항효과 및 부마찰력 고려시 도로교 표준 사양서에서 제안한 안전율 1.5로 계산한 말뚝의 허용지지력이 단항의 허용지지력(안전율 3) 보다 크므로, 본당 허용지지력을 115ton으로 산정하였다.

#### (2) 수평허용지지력

단항의 수평허용지지력은 Broms방법으로 산정하였는데, Broms는 지반을 순수 사질토지반(C=0)이거나 순수 점성토( $\phi=0$ )의 경우로 나누었고 말뚝에 대하여는 두부 구속조건으로 자유와 고정, 말뚝길이에 대하여는 짧은 말뚝과 긴 말뚝으로 구분하였다.

본 교에서는 선단부근의 사질토와 자갈층을 단일화된 점토층으로 단순화 하였으며 말뚝두부 구속조건은 교대저판과 말뚝두부가 고정된 것으로 하였다. 말뚝의 탄성계수  $E=2.1 \times 10^7 \text{ ton/m}^2$ , 단면 2차모멘트  $I=0.44 \times 10^{-3} \text{ m}^4$ , 강관말뚝의 항복응력  $f_y=2.5 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ , 지반반력계수  $K_u=67S_u=67 \times 2.0=134 \text{ ton/m}^2$ 의 입력 자료를 이용하여 Broms방법으로 구한 단항의 수평허용지지력은 본당 7.74ton이다.

말뚝간격 대 직경의 비가 3일때, Prakash(1990)가 제안한 군항효과는 0.4이므로 수평허용지지력은 3ton으로 산정하였다.

### (3)결과종합

말뚝의 허용지지력은 부마찰력 작용 시기를 고려하여 단기와 장기조건으로 정리하여 표 5.1에 수록하였다.

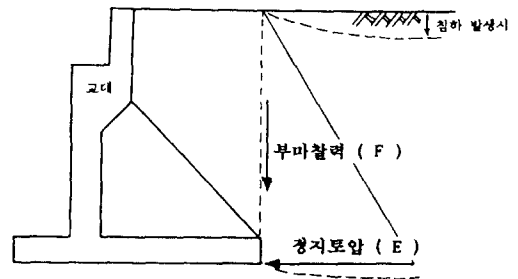
표 5.1 말뚝의 본당 허용지지력

단기	조건	수직	수평
	단항	115ton	8ton
장기	균항	115ton	3ton
	균항	115ton	4.5ton

### 5.2.2 말뚝에 작용하는 하중검토

기초지반이 연약지반이므로 뒷채움토 하중으로 인하여 압밀침하가 발생하며 이로 인하여 기초 뒷굽을 경계로 부동침하로 인한 부마찰력이 유발된다. 이 부마찰력은 교대기초에 연직하중으로 작용하므로 말뚝지지력에 추가로 반영하여야 한다.

그림 5.1에 나타낸 바와 같이 파괴면을 평면으로 가정하여 부마찰력을 산정하였다.



$$F = \mu \cdot E$$

$$E = \frac{1}{2} K_{0\gamma} H^2$$

여기서,  $F$  = 부마찰력

$E$  = 정지토압

$\mu$  = 마찰계수 (=  $\tan\phi$ )

$H$  = 14 m (A교), 12.8 m (B교)

그림 5.1 교대에 작용하는 하중

A교 및 B교의 단위폭당 부마찰력은 각각 51ton, 42.6ton 이며, 상부하중, 교대 및 토사자중과 횡토압(Coulomb토압공식)으로부터 산정한 수직력, 수평력 및 모멘트를 정리하여 표 5.2에 수록하였다.

표 5.2 교대에 작용하는 하중 (단위폭)

교량명	구분	설계시 구조계산서	검 토	
			뒷채움토의 부마찰력 무시	뒷채움토의 부마찰력 고려
A교	수직력	306 ton	269 ton	320 ton
	수평력	46 ton	49 ton	49 ton
	기초중심에서 모멘트	49 t-m	27 t-m	-210 t-m
B교	수직력	271 ton	241 ton	283.6 ton
	수평력	38 ton	41 ton	41 ton
	기초중심에서 모멘트	23 t-m	39 t-m	-146 t-m

교대기초의 안정성은 기초지반의 침하완료시기와 관계되므로 단기와 장기로 나누어 검토한다. 말뚝 1본에 작용하는 축력 및 수평력은 아래식으로 산정하였다.

$$P_v = \left( \frac{V}{n} \pm \frac{Mx_i}{\sum x_i^2} \right) \times a$$

$$P_H = \left( \frac{H}{n} \right) \times a$$

여기서, V = 단위폭당 수직력  
M = 단위폭당 모멘트  
H = 단위폭당 수평력  
n = 말뚝본수  
a = 말뚝열간 간격

침하발생전의 단기안정 검토시에 말뚝에 작용하는 본당 최대수직력은 A교 89ton, B교 73ton이고, 장기안정 검토시에는 교대 뒷채움의 부마찰력을 고려하여 산정된 본당 최대수직력은 A교가 117ton, B교가 98ton이다. A교와 B교의 본당 최대수평력은 12ton과 10 ton이다.

### 5.2.3 주동말뚝의 안정성분석

부마찰력이 작용하기 전의 단기조건에서는 균효과를 고려하면 연직 허용지지력이 115 ton, 수평허용지지력이 3 ton이므로 수평방향은 허용범위를 초과한다.

장기안정 검토시에는 교대 뒷채움의 부마찰력을 고려하여 산정된 본당 최대 축력이 A교가 117 ton, B교가 98 ton으로 증가되며, 허용지지력은 연직허용지지력이 115 ton, 수평허용지지력이 4.5 ton이므로 수직방향은 허용치에 가까우나, 수평방향은 허용범위를 초과한다.

말뚝에 작용하는 하중과 말뚝의 허용지지력을 비교한 결과 단기안정 및 장기안정 검토시에 수평하중이 허용치를 초과하는 결과를 얻었다. 수평허용지지력의 경우 설계시 구조계산서에서 제시한 본당 88 ton은 너무 과다계산되었으며, 수평하중이 본당 최대 10 - 12 ton으로 말뚝의 극한하중에 이르러 교대에 과도한 변위를 발생시킨 직접적인 원인중의 하나인 것으로 추정된다.

### 5.3 수동말뚝의 안정성 검토

#### 5.3.1 경험식에 의한 검토

편재하중을 받는 말뚝기초로 된 연약지반의 교대는 축방유동으로 인하여 말뚝에 과도한 변형이 발생할 수 있으므로 일본 도로 공단에서 제안한 방법으로 검토한다. 축방유동 가능성을 아래식으로 산정한다.

$$F = \frac{C_u}{\sqrt{HD}} \times 10^2$$

여기서,  $C_u$ : 연약층의 평균 비배수 전단강도 ( $t/m^2$ )  
 $\gamma$ : 성토재의 단위중량 ( $t/m^3$ )  
H: 성토고 (m)  
D: 연약층 두께

파괴기준:  $F > 4.0$  ----- 축방유동 없음  
 $F < 4.0$  ----- 축방유동 발생

상기식으로 산정한 A교 및 B교의 축방유동 가능성은 표 5.3에 정리한 바와 같이 모두 발생 가능성이 있는 것으로 나타났다.

표 5.3 축방유동 가능성 평가

	A교		B교	
	초기	현재	초기	현재
F값	0.678	1.437	1.129	2.861
판정	유동	유동	유동	유동

### 5.3.2 사면안정해석

불안정한 사면지반에 말뚝기초를 사용한 교대의 경우에 뒷채움토에 의한 편재하중으로 인하여 기초말뚝과 교대에 수평변위가 발생하는 사례가 종종 발생한다. 이 경우 교대배면의 뒷채움토는 하부 원지반에 편재하중을 작용시키게 되므로 결국 하부 연약지반은 축방유동이 발생하게되며 기초말뚝은 축방유동으로 인하여 축방토압을 받게 된다. 그러나 기초말뚝은 지반의 축방유동에 저항하여 사면의 안정성을 증대시키는데 기여한다.

말뚝이 설치된 사면의 안정문제는 지반과 말뚝의 상호작용문제로 기초말뚝의 안정과 사면안정의 두가지 해석이 모두 실시되어야 한다. 결국 기초말뚝을 사용한 교대의 전체 안정은 사면과 말뚝 모두의 안정이 확보되었을 때만 가능한 것이다.

본 과업에서는 사면과 수동말뚝의 안정성을 검토하기 위하여, 극한평형을 고려한 사면안정해석법 (Program ; STABL)을 이용하였다.

해석에 이용한 지반정수물 A교는 표 5.4에 B교는 표 5.5에 나타내었다.

STABL을 이용한 해석조건은

- 초기 지반조사 결과에서 구한 지반정수
- 성토 완료 후 압밀이 진행된 추가조사에서 구한 지반정수의 2가지 지반조건에 말뚝의 저항력을 고려한 경우와 고려하지 않는 경우를 조합하여 해석을 수행하였다. 지반강도 산정시 Sand Pile에 의한 지반강도 증가는 무시하였다.

말뚝의 저항력을 고려하는 경우의 안전율( $F_s$ )은

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d}$$

여기서,  $M_{rs}$  = 파괴면의 전단저항 모멘트

$M_{rp}$  = 말뚝의 저항 모멘트

$M_d$  = 활동 모멘트

표 5.4 A교 해석단면

심도 (m)	초기지반상태			현재지반상태		
	$\gamma_t$ ( $t/m^3$ )	$\phi$	Su ( $t/m^2$ )	$\gamma_t$ ( $t/m^3$ )	$\phi$	Su ( $t/m^2$ )
+16.5 - 0	1.7	30	0	1.7	30	0
0 - -7	1.8	0	2.0	1.8	0	3.2
-7 - -15.5	1.94	0	3.0	1.94	0	7.4
-15.5 -	2.0	35	0	2.0	35	0

표 5.5 B교 해석단면

심도 (m)	초기지반상태			현재지반상태		
	$\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$	$S_u$ (t/m <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$	$S_u$ (t/m <sup>2</sup> )
+15 - 0	1.7	30	0	1.7	30	0
0 - -5	1.93	25	0.5	1.93	30	0.5
-5 - -12.5	1.87	0	2.0	1.87	0	5.2
-12.5 -	2.0	35	0	2.0	35	0

말뚝의 저항모멘트는 NAVFAC DM.7에서 제시한 방법을 이용하여 산정하였다. 다만, 본 현장의 경우 지반이 워낙 연약하여 말뚝의 수평이동이 과다할 경우, 사실상 말뚝의 저항력이 거의 없을 수도 있을 것으로 보아, 초기조건에 대하여는 말뚝의 저항력을 무시하고 안정성을 검토하였으며, 압밀이 진행된 현재의 상태에서는 이를 고려하였다. (계산 결과는 표 5.6과 표 5.7에 수록)

해석결과는 표 5.6과 표 5.7에 수록한 바와 같이 A교의 경우는 성토완료 직후의 안전율이 0.83이므로 사면이 파괴에 이르렀으며, 추가지반조사로 구한 지반정수를 이용하여 구한 안전율도 1.16으로 사면이 불안정한 상태이다. B교의 경우는 성토 완료 직후의 안전율이 0.87로 사면이 불안정한 상태이나, 압밀이 진행된 현재의 지반정수를 이용하여 구한 안전율이 1.52로 사면이 안정한 상태이다.

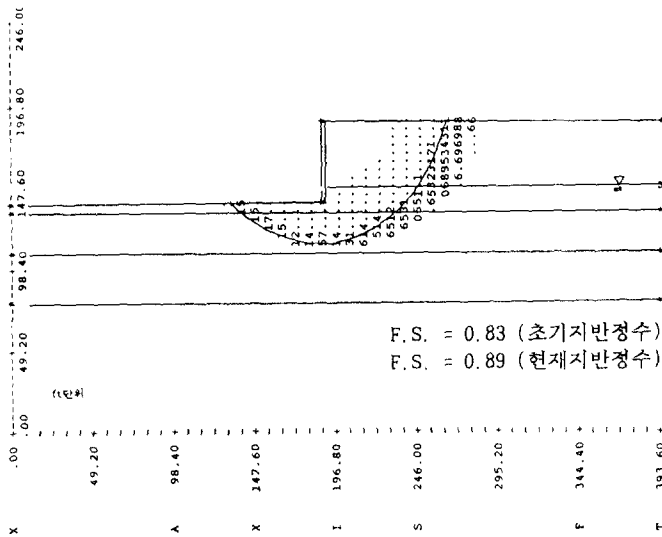


그림 5.2 A교 사면활동 해석결과

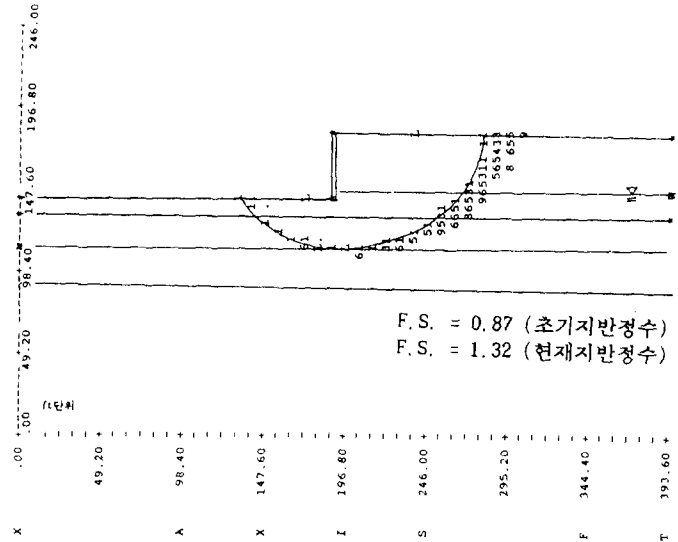


그림 5.3 B교 사면활동 해석결과

표 5.6 A교의 사면안정해석 결과

	초기지반정수	현재지반정수
말뚝고려없음	0.83	0.89
말뚝저항고려	0.98	1.16

표 5.7 B교의 사면안정해석 결과

	초기지반정수	현재지반정수
말뚝고려없음	0.87	1.32
말뚝저항고려	1.02	1.52

### 5.3.3 수치해석

수치해석은 유한차분법으로 이루어진 지반구조물 해석 Program 인 'FLAC (3.20)'을 이용하였으며, 지반구조물 모델은 Mohr - Coulomb Model을 사용하였다. 해석과정은 기초지반에 말뚝 및 교대를 설치한 후 실제 시공상태를 고려하여 뒷채움토의 성토단계를 나누지 않고 1단계로 하였다. 그림 5.4에 나타난 바와 같이 기초지반과 성토지반을 2500여개의 Solid요소로 모델링하였고 말뚝 및 교대는 Beam요소로, 교탕상부 Slab는 Support 축요소로 모델링하여 교대상부 변위를 제어하도록 하였다.

해석경계는 교탕길이(35m) 정도를 좌우로 확보하였고, 좌우경계는 수평변위를 하단경계는 상하변위를 구속하였다.

해석조건은 표 5.8과 표 5.9에 나타난 바와 같이 초기지반조사에서 구한 지반정수를 이용한 성토완료 직후와 추가지반조사에서 구한 지반정수를 이용한 현상태를 택하였으며, 성토높이는 도로 표면으로 가정하였다.

표 5.8 A교 지반정수

심도 (m)	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$	$C_u$ (t/m <sup>2</sup> )	E (t/m)	$\nu$
+16.5 - 0	1.7	30	0	800	0.33
0 - -7	1.8	0	2.0, 3.2*	250, 350*	0.33
-7 - -15.5	1.94	0	3.0, 7.4*	350, 900*	0.33
-15.5 - -30.0	1.8	35	0	3000	0.33
-30.0 -	2.0	35	5.0	30000	0.33

\*)주 : 초기지반정수와 현재지반정수

표 5.12 말뚝에 작용하는 응력

교	말뚝 부식 고려 여부	휨응력*	전단응력**
		(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
A교	무	3205 (N.G.)	165 (OK)
	유	4139 (N.G.)	213 (OK)
B교	무	2189 (N.G.)	144 (OK)
	유	2827 (N.G.)	186 (OK)

주)\*: 말뚝의 허용 휨응력  $\sigma_{ca} = 1500 \text{ kg/cm}^2$   
 \*\*: 말뚝의 허용 전단응력  $\tau_{ca} = 800 \text{ kg/cm}^2$

표 5.9 B교 지반정수

심도(m)	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$	$C_u$ (t/m <sup>2</sup> )	E (t/m)	$\nu$
+15 - 0	1.7	30	0	800	0.33
0 - -5	1.93	25	0.5	500, 1200*	0.33
-5 - -12.5	1.87	0	2.0, 5.2*	250, 350*	0.33
-12.5 - -30.0	1.8	35	0	3000	0.33
-30.0 -	2.0	35	35	30000	0.33

\*)주 : 초기지반정수와 현재지반정수

성토완료 후의 지중변위상태와 응력상태를 그림5.5와 그림5.6에 수록하였다.

표 5.10 요한요소 해석 결과

교	지반 정수	말뚝두부의 수평변위(cm)	모멘트 (T-M)		전단력 (Ton)		축력(Ton)	
			평균	최대	평균	최대	평균	최대
A교	초기	31.4	56.3	101	22.3	41.7	87.8	168.4
	현재	17.8	34.7*	59.4	14.5*	32.2	56.7	125.2
B교	초기	27.4	54.1	88.4	21.6	45.8	72.0	162.4
	현재	8.5	23.7*	37.4	12.7*	27.6	45.3	108.9

\*)주: 단면 검토 하중 ( ×1.6 : 말뚝 열간 간격 )

표5.10에 나타난 바와 같이 A교와 B교의 말뚝두부 변위는 최대 31.4cm와 27.4cm로, 축방운동에 의해 말뚝에 과도한 토압 및 변위가 발생한 것으로 추정된다. 말뚝에 작용하는 모멘트는 A교 35t-m, B교 24t-m로 표5.11의 말뚝제원을 이용하여 산정한 휨응력은 표 5.12에 나타난 바와 같이 허용치를 초과하였으며, 전단응력은 허용범위 내이다.

유한요소 해석시에 상부 Slab의 구속효과를 적절하게 고려할 수 없었고, 해석경계 설정 및 말뚝을 Beam요소로 모델링한 오차, 등으로 인하여 변위 및 휨모멘트의 크기는 다소 과대평가된 것으로 평가된다.

표 5.11 말뚝 제원

	탄성계수 (t/m <sup>2</sup> )	단면적 (m <sup>2</sup> )	단면2차모멘트 (m <sup>4</sup> )
t=9mm	$2.1 \times 10^7$	0.0141	$4.39 \times 10^{-4}$
t=7mm	$2.1 \times 10^7$	0.0109	$3.38 \times 10^{-4}$
(강관의벽부식 2mm)			

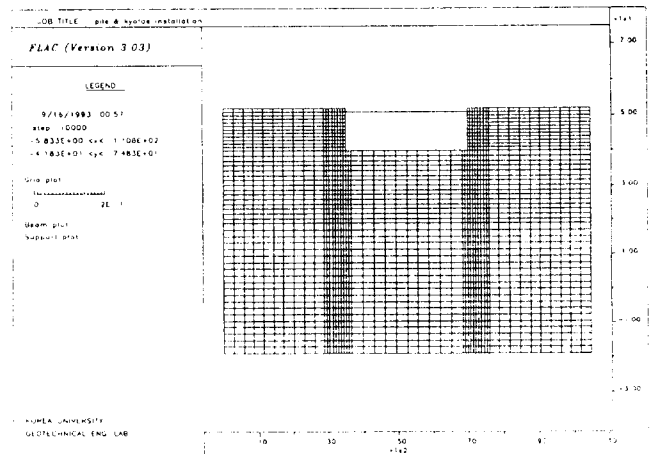


그림 5.4 해석 Grid ( A교 )

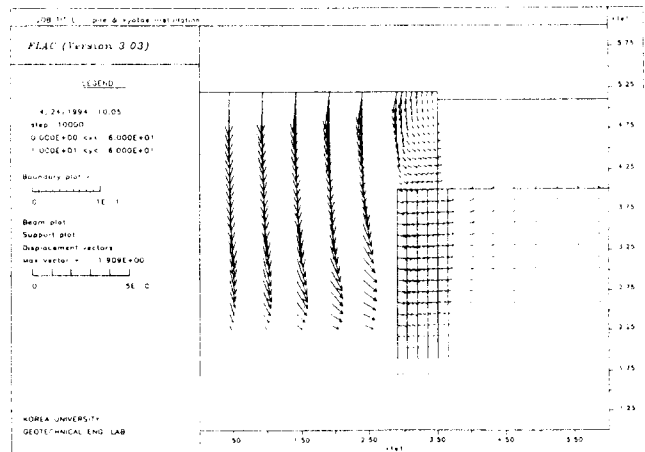


그림 5.5 변위도 ( A교 )



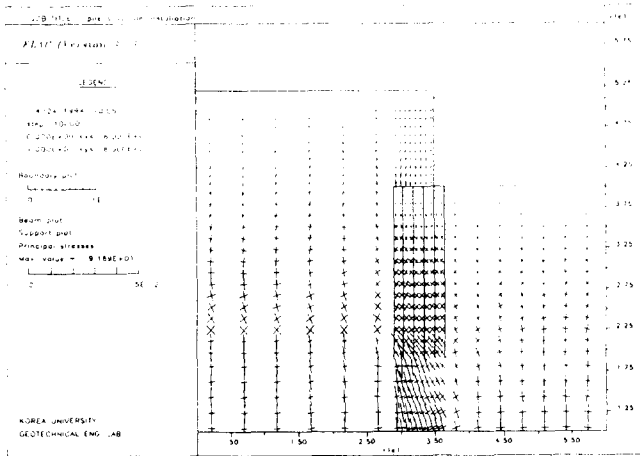


그림 5.6 주응력도 (A교)

#### 5.4 교대기초의 안정성 분석

본과업의 대상인 A교 및 B교 교대의 과대변형 발생의 중요한 직접적인 원인은 말뚝의 수평허용지지력 부족과 하부지반의 사면활동에 의한 측방유동이 말뚝에 하중으로 작용해 발생한 것으로 판단된다. 성토직후 사면은 파괴상태였고, 말뚝에 허용치를 초과하는 모멘트가 작용하여 과다한 변위가 발생한 것으로 판단된다. 변형이 발생한 시기를 토대로 판단할 때, A교와 B교는 시공 후 3개월 내에 변형이 발생하기 시작하였으므로 시공직후의 단기안정 문제이며 이는 말뚝의 수평지지력 부족, 즉 주동말뚝의 수평허용지지력 초과로 인한 교대의 전도파괴와 하부지반의 사면파괴가 발생하여 측방유동으로 인한 말뚝의 과대변위, 즉 수평말뚝의 파괴로 인한 두가지 원인이 복합된 것으로 판단된다.

### 6. 대책공법

#### 6.1 대책공법 선정시 고려사항

A교 및 B교 교대의 측방변위를 처리하기 위한 대책공법의 검토는 변위발생 원인과 밀접한 관련이 있으며 하부지반 압밀로 인한 부마찰력 등의 장기안정도 효과적으로 처리하여야 한다.

교대변위 발생의 주된 원인은 뒷채움토의 상재하중 작용으로 하부지반에 측방유동이 발생하여 수동말뚝에 과도한 측방변위를 유발한 것과 교대의 횡도압에 대한 주동말뚝의 수평지지력 부족도 복합적으로 작용한 것으로 추정된다.

A교 및 B교의 현상환은 아래와 같다.

- 1) 하부지반은 시공 직후에 사면파괴가 발생하였으며,
- 2) 이로 인해 말뚝은 측방유동에 의해 항복상태에 이른 것으로 추정되며,
- 3) 말뚝의 수평지지력이 부족하고,
- 4) 현재 하부지반은 압밀이 70-80%정도 진행되어 비배수 전단강도가 2-5 t/m<sup>2</sup>정도 증가하였고,

5) 압밀이 70-80%정도 진행된 상태의 비배수 전단강도를 이용한 사면검토결과, A교는 사면이 불안정하고 B교는 안정한 상태인 것으로 판단된다. 그러나 말뚝에 작용한 모멘트가 과다하여 말뚝이 휨파괴에 도달하였을 가능성이 크고 양 교량 모두 현재 교대 전면에 압성토가 실시되어 있으나 이를 제거하면 불안정한 상태로 될 수 있으므로, 이를 보강할 수 있는 방안이 필요하다.

대책공법은 아래의 내용을 보강하여야 한다.

- 1) 교대에 작용하는 횡도압 경감방법
- 2) 사면안정을 위한 하부지반의 강도 증진 및 하중 경감방법
- 3) 교대기초의 지지력 확보를 위한 보강방법

#### 6.2 대책공법 선정

A교 및 B교 대책공법은 하중경감 및 말뚝지지력을 증가 시킬 수 있는 방법이 검토 되었으며, 표 6.1에 나타난 3가지 방법을 검토하였다.

표 6.1 대책공법 검토안

	말뚝지지력 증가	하중 경감
제 1 안	기초확대 + JSP 보강 + 강관 말뚝 및 H-Pile 추가	Box 구조물
제 2 안	기초확대 + JSP 보강 + H-Pile 추가	경량성토
제 3 안	기초확대 + JSP 보강 + H-Pile 추가	사면형성 및 교량설치

제 1 안은 그림 6.1에 나타난 바와 같이 교대기초부를 확대하고 뒤채움제를 제거한 후 Box 구조물을 시공함으로써 하중경감효과를 기대하는 방법이다. 교대기초의 보강은 교대기초 하부 앞 뒤로는 시공성을 고려하여 H-Pile을 시공하며, 기초의 안정성을 유지하기 위하여 그림 6.2에 나타난 바와 같이 교대기초에 JSP 공법으로 Underpinning을 실시한다. 또한 Box구조물 하부에는 측방변위를 최대한 억제하기 위하여 대구경 강관을 항타 관입한다. 기초확폭 시에 기존구조물과의 일체화를 위하여 표면 Chipping 및 Shear Bolt를 설치하여야 한다. 본 1 안은 전체적인 사면안정에는 문제가 없으나, 시공 후에 어느 정도의 측방유동을 피할 수 없어 근본 원인 제거책은 될 수 없을 것으로 판단된다.

제 2 안은 그림 6.3에 나타난 바와 같이 뒤채움토를 제거하고 경량성토(EPS)로 시공하는 방안으로 교대기초부에 대한 보강방법은 제 1 안과 동일하다. 이 대책공법은 측방유동에 의한 변위를 근본적으로 제거하는 방안이며, 보강공사비도 비교적 저렴하나 국내 시공실적이 없다는 단점이 있다. 그러나, EPS를 이용하여 시공한 실적은 유럽이나 일본에는 충분하므로 시공실적이 충분히 있는 기술자의 자문을 받아 보강하여야 하며 파손될 경우, 보수시에 성토하는 일이 없도록 유지, 관리에 각별한 주의가 요망된다.

제 3 안은 제 2 안과 마찬가지로 근본적으로 배면토압 및 성토하중으로 인한 측방유동의 근본원인을 제거하는 공법으로 그림 6.4와 그림 6.5에 보이는 바와 같이 교대배면을 사면으로 형성하고 추가적인 교량을 설치하는 보강안이다. 이 보강법은 측방유동 원인이 제거되므로 거의 제 2 안과 같은 안정성을 유지할 것으로 판단된다.

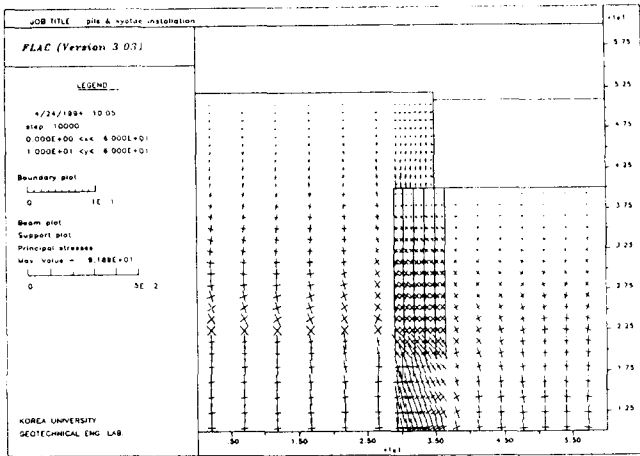


그림 5.6 주응력도 (A교)

#### 5.4 교대기초의 안정성 분석

본과업의 대상인 A교 및 B교 교대의 과대변형 발생의 중요한 직접적인 원인은 말뚝의 수평허용지지력 부족과 하부지반의 사면활동에 의한 축방유동이 말뚝에 하중으로 작용해 발생한 것으로 판단된다. 성토직후 사면은 파괴상태였고, 말뚝에 허용치를 초과하는 모멘트가 작용하여 과다한 변위가 발생한 것으로 판단된다. 변형이 발생한 시기를 토대로 판단할 때, A교와 B교는 시공 후 3개월 내에 변형이 발생하기 시작하였으므로 시공직후의 단기간 정 문제이며 이는 말뚝의 수평지지력 부족, 즉 주동말뚝의 수평허용지지력 초과로 인한 교대의 전도파괴와 하부지반의 사면파괴가 발생하여 축방유동으로 인한 말뚝의 과대변위, 즉 수평말뚝의 파괴로 인한 두가지 원인이 복합된 것으로 판단된다.

### 6. 대책공법

#### 6.1 대책공법 선정시 고려사항

A교 및 B교 교대의 축방변위를 처리하기 위한 대책공법의 검토는 변위발생 원인과 밀접한 관련이 있으며 하부지반 압밀로 인한 부마찰력 등의 장기안정도 효과적으로 처리하여야 한다.

교대변위 발생의 주된 원인은 뒷채움토의 상재하중 작용으로 하부지반에 축방유동이 발생하여 수동말뚝에 과도한 축방변위를 유발한 것과 교대의 횡도압에 대한 주동말뚝의 수평지지력 부족도 복합적으로 작용한 것으로 추정된다.

A교 및 B교의 현상환은 아래와 같다.

- 1) 하부지반은 시공 직후에 사면파괴가 발생하였으며,
- 2) 이로 인해 말뚝은 축방유동에 의해 항복상태에 이른 것으로 추정되며,
- 3) 말뚝의 수평지지력이 부족하고,
- 4) 현재 하부지반은 압밀이 70-80%정도 진행되어 비배수 전단강도가 2-5 t/m<sup>2</sup>정도 증가하였고,

5) 압밀이 70-80%정도 진행된 현상태의 비배수 전단강도를 이용한 사면검토결과, A교는 사면이 불안정하고 B교는 안정한 상태인 것으로 판단된다. 그러나 말뚝에 작용한 모멘트가 과다하여 말뚝이 휨파괴에 도달하였을 가능성이 크고 양 교방 모두 현재 교대 전면에 압성토가 실시되어 있으나 이를 제거하면 불안정한 상태로 될 수 있으므로, 이를 보강할 수 있는 방안이 필요하다.

대책공법은 아래의 내용을 보강하여야 한다.

- 1) 교대에 작용하는 횡도압 경감방법
- 2) 사면안정을 위한 하부지반의 강도 증진 및 하중 경감방법
- 3) 교대기초의 지지력 확보를 위한 보강방법

#### 6.2 대책공법 선정

A교 및 B교 대책공법은 하중경감 및 말뚝지지력을 증가 시킬 수 있는 방법이 검토 되었으며, 표 6.1에 나타난 3가지 방법을 검토하였다.

표 6.1 대책공법 검토안

	말뚝지지력 증가	하중 경감
제 1 안	기초확대 + JSP 보강 + 강관 말뚝 및 H-Pile 추가	Box 구조물
제 2 안	기초확대 + JSP 보강 + H-Pile 추가	경량성토
제 3 안	기초확대 + JSP 보강 + H-Pile 추가	사면형성 및 교량설치

제 1 안은 그림 6.1에 나타난 바와 같이 교대기초부를 확대하고 뒤채움제를 제거한 후 Box 구조물을 시공함으로써 하중경감효과를 기대하는 방법이다. 교대기초의 보강은 교대기초 하부 앞 뒤로는 시공성을 고려하여 H-Pile을 시공하며, 기초의 안정성을 유지하기 위하여 그림 6.2에 나타난 바와 같이 교대기초에 JSP 공법으로 Underpinning을 실시한다. 또한 Box구조물 하부에는 축방변위를 최대한 억제하기 위하여 대구경 강관을 향타 관입한다. 기초확장 시에 기존구조물과의 일체화를 위하여 표면 Chipping 및 Shear Bolt를 설치하여야 한다. 본 1 안은 전체적인 사면안정에는 문제가 없으나, 시공 후에 어느 정도의 축방유동을 피할 수 없어 근본 원인 제거책은 될 수 없을 것으로 판단된다.

제 2 안은 그림 6.3에 나타난 바와 같이 뒤채움토를 제거하고 경량성토(EPS)로 시공하는 방안으로 교대기초부에 대한 보강방법은 제 1 안과 동일하다. 이 대책공법은 축방유동에 의한 변위를 근본적으로 제거하는 방안이며, 보강공사비도 비교적 저렴하나 국내 시공실적이 없다는 단점이 있다. 그러나, EPS를 이용하여 시공한 실적은 유럽이나 일본에는 충분하므로 시공실적이 충분히 있는 기술자의 자문을 받아 보강하여야 하며 파손될 경우, 보수시에 성토하는 일이 없도록 유지, 관리에 각별한 주의가 요망된다.

제 3 안은 제 2 안과 마찬가지로 근본적으로 배면토압 및 성토하중으로 인한 축방유동의 근본원인을 제거하는 공법으로 그림 6.4와 그림 6.5에 보이는 바와 같이 교대배면을 사면으로 형성하고 추가적인 교량을 설치하는 보강안이다. 이 보강법은 축방유동 원인이 제거되므로 거의 제 2 안과 같은 안정성을 유지할 것으로 판단된다.

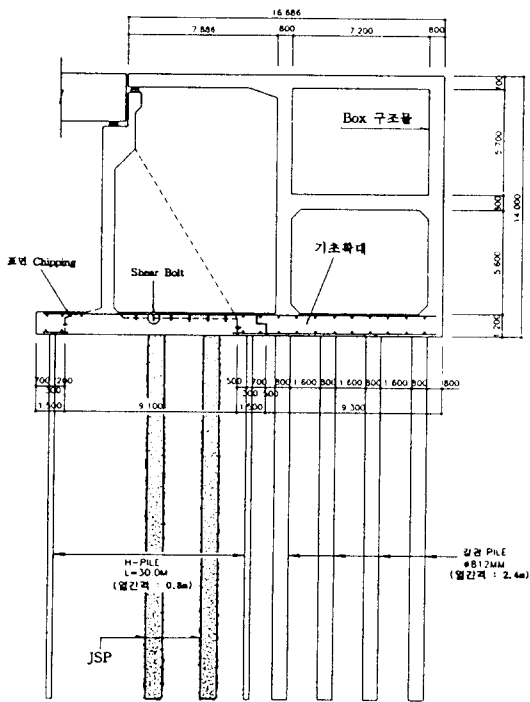


그림 6.1 A교 보강안 ( 제 1 안 : 강관말뚝 + Box구조물 )

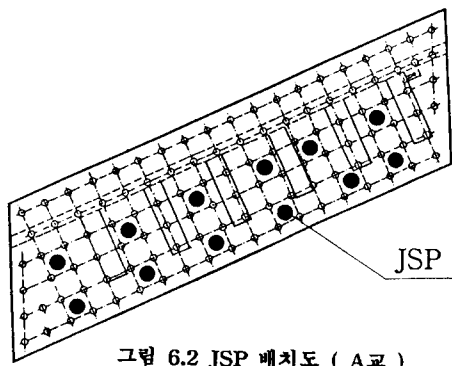


그림 6.2 JSP 배치도 ( A교 )

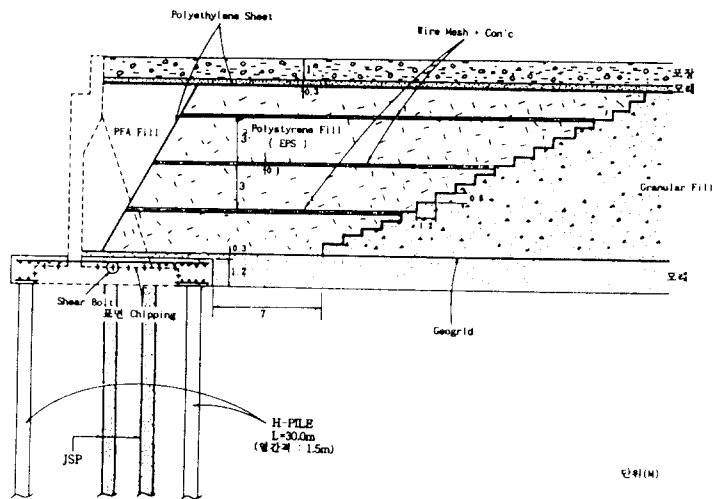


그림 6.3 A교 보강안 ( 제 2 안 : 경량성토 )

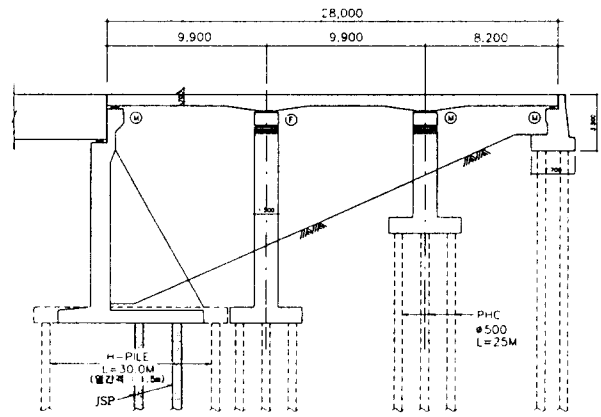


그림 6.4 A교 보강안 ( 제 3 안 : 교대배면 교량설치 )

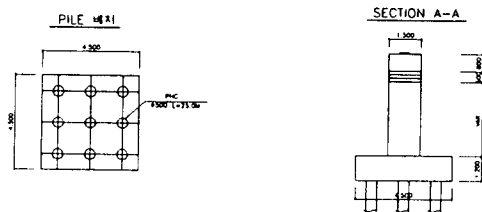
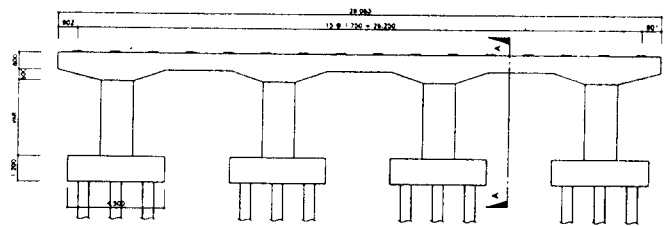


그림 6.5 A교 ( 제 3 보강안 : 교각 정면도 )

## 7. 결론 및 제언

- (1) 연약지반 상에 설치된 교대기초는 필수적으로 상부하중 및 횡토압에 대한 주동말뚝과 측방유동에 대한 수동말뚝이 모두 안전하도록 연약지반 개량공법, 성토시기, 지반조건 및 측방유동 등의 종합적인 검토를 통하여 경제성 및 시공성을 향상시키도록 설계하여야 한다.
- (2) 연약지반에 설치한 교대의 측방변위 발생은 성토편제하중으로 인한 기초지반의 측방유동에 대한 합리적인 검토부재와 말뚝의 횡방향지지력 과다산정에 주로 기인한 것으로 판단된다.
- (3) 측방변위 발생후의 대책공법은 기초지지력을 증가시키고 동시에 하중을 경감시키는 방법(경량성토, Box구조물, 접속 Slab 등)이 고려될 수 있으나 Box구조물 설치시 측방유동의 근본원인 제거책은 아닌 것으로 판단된다. 차후에 연약지반에 설치하는 교대는 계획단계에서 교량을 접속 Slab(대책공법 3안)로 연결하여 교대 뒷편에 성토하중이 측방유동을 일으키지 않도록 설계하는 것이 바람직하다.
- (4) 수동말뚝의 설계법에는 아직도 많은 논란이 있는 바, 이번의 문제들을 계기로 하여 보다 심도 깊은 연구가 요망된다.

## 참고 문헌

1. 건설부 (1992), "도로교 표준시방서".
2. 홍원표 외 (1991) "교대 기초 말뚝의 안정", 대한 토질공학회지, 제 7 권 제 2 호, pp 67~79.
3. 일본 도로 공단 (1979), "연약 지반상의 교대기초에 관한 조사 연구 보고서"
4. 한국지반공학회 (1993), "깊은기초", 지반공학 시리즈 4
5. Prakash, S. and Sharma, H. D. (1990) "Pile Foundations in Engineering Practice".
6. Bowles, J. E. (1988), "Foundation Analysis and Design", 4th Edition.
7. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980) "Pile Foundation Analysis and Design".
8. FLAC (1992), Manual (Ver. 3.2), Itasca Consulting Group.
9. NAVFAC DM-7 (1982), "Soil Mechanics Design Manual".