

연약지반의 변위에 대한 사례연구 - 광양산업도로 -

A Case Analysis on the Displacement of Soft Foundation - Kwangyang Industrial Highway -

박 병 기 Byung-Kee Park^{*1)} 정 진 섭 Jin-Seob Jeong^{*2)} 이 문 수 Moon-Soo Lee^{*1)}
이 재 현 Jae-Hyeon Lee^{*4)} 정 재 성 Jae Seong Jeong^{*5)} 정 영 민 Young-Min Jeong^{*5)}

- *1) 정회원 전남대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering Chonnam National Univ., Kwangju, Korea
- *2) 정회원 원광대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering Wonkwang Univ., Iri, Korea
- *3) 정회원 전남대학교 농공학과 교수, Professor, Dept. of Agri. Engineering Chonnam National Univ., Kwangju, Korea
- *4) 정회원 평원엔지니어링 대표이사, President, Pyeongwon Engineering Co., Ltd, Seoul, Korea
- *5) 정회원 전남대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng. Chonnam National Univ., Kwangju, Korea

SYNOPSIS : In this reaserch, the comparison between numerical results and field measurments including settlement, heaving and lateral displacement, in the interchange construction works on soft ground

Sand drain was performed for the improvement of the site and steel pipe piles driven for the pier foundation of interchange. The steel pipe piles were replaced to the equivalent steel sheet pile wall. Biot's equation was coupled with elasto-viscoplastic model for the multi-purpose program of soft foundation. Finally countermeasures for future -possible lateral displacement and settlement were examined.

1. 서론

매립이나 부지조성에서 보는것 처럼 연약지반의 두께에 비해 재 하면적이 매우 큰 기초지반의 변형은 거의 수직방향의 침하로 나타나는 일차원적 압밀변형을 한다. 그러나, 도로나 제방처럼 좁고 긴 하중이나 유한의 면적을 갖는 구조물 기초에서는 2차원 또는 3차원적인 변형이 발생한다는 것은 잘 알려진 사실이다. 특히, 포화점성토지반에 후자와 같은 하중이 작용하게 되면 지표면 또는 지반내부에서 연직,수평방향으로 변형이 진행되는데 그 이유는 성토하중이 매우 큰 경우, 예를 들자면, 즉, 성토높이가 큰 경우는 성토내부에서 Arch작용이 일어나 응력의 재분배가 일어나므로 기초면에서는 단순히 수직방향 뿐만아니라 수평방향의 하중도 작용하게 되고, 따라서, 연약기초지반의 상층에서는 전단력이 발생하여 지반에 큰 수평이동이 발생하게 된다. 한편, 기초지반쪽에서는 두꺼운 점토층위에 위와 같은 좁고 긴 국부하중이 거의 극한상태까지 작용하게 되면 내부 임의의 수평면상에서의 응력분포가 균등하지 않으므로 변형이 수직방향의 압밀변형 이외에도 측방유동 또는 수평이동이라 부르는 지반의 전단변형도 동시에 발생한다. 이와 같은 수직, 수평방향의 변형은 그 영향권내의 지반이 체적변화를 일으키면서 변형되는 경우와 체적변화는 없으나 형상변화만 일으키는 변형이 있는데 보통 전자를 압밀변형, 후자를 전단변형이라 하며 이들 양자는 함께 일어나는 현상이다. 기초지반에 S.D.와 같은 비교적 유연성이 있는 개량공법을 쓰는 경우도, 정도의 차이는 있을 지라도 이와 같은 변형의 경향에는 변함이 없다. 한편, 연약층이 매우 두꺼운 경우에는 아랫쪽에서는 하중의 전달이 매우 작으므로 거동이 상층과는 닮지 않으며 이와 같은 한계는 무처리 지반에서는 약 6m, S.D. 지반에서는 17m 이내인 것으로 알려져 있으며 이는 성토부의 시공속도와도 크게 관련이 있다.

이와 관련 본문에서는 실제 연약지반위에 성토공사현장을 선정하여 침하, 용기 및 측방유동의 현장관측치와 유한요소 수치해석결과를 비교하여 프로그램의 적용성을 검토하였으며 이들 변위량에 대한 장래의 대책도 논의 하였다. 이 현장은 N차 1정도이고 연약층의 깊이가 약 25~28m에 이르며 이 지반을 sand drain으로 개량한 위에 10m정도의 로체를 성토하고 교대 및 교각을 시공하는 0 0 현장에서 성토로 인한 기초지반의 침하와 용기 및 이미 시공된 교각기초부분의 수평방향변위를 관측한 결과와 Sekiguchi의 탄점소성모델을 Biot의 압밀식과 결합하여 저자들이 개발한 유한요소프로그램으로 2차원 평면 변형률조건에서 해석한 결과를 비교검토하였다.

2. 지반변위에 관한 이론

2.1 침하 및 수평유동 문제

포화점성토지반에 부분 재하시의 변형 및 안정해석에서는 지반은 먼저 등체적조건 아래 전단변형을 일으키고, 이어서 배수에 의한 체적변화를 일으키는 압밀 과정으로 옮겨진다고 가정한다. 그리고 이때의 예측 대상은 재하시의 즉시 침하량과 지지력에 대한 안전율, 다음에 재하후의 압밀침하 속도와 최종 침하량이 된다. 이와 같은 예측의 순서로서는 (1) 현장의 토층구성, 응력상태의 파악, (2) 해석을 위한 단순화 작업, (3) 변형, 파괴기구의 결정, (4) 구체적인 해석방법의 선택과 필요한 토질상수의 결정, (5) 계산등의 방법이 동원되지만 흙을 아주 단순한 탄성체라고 간략화 하여도 경제치 문제로서의 해를 얻는 다는것은 쉬운 일이 아니다. 더욱히 비선형,

용력의존성 등을 고려한 복잡한 모델을 수학적으로 엄밀히 구한다는 것은 결코 쉬운일이 아니기 때문에 오히려 단순한 변형이나 파괴의 mechanism을 가정하여 흙의 변형, 강도특성을 반영하는 간편법이 더 많이 쓰이고 있다. 이 방법에 의하면 침하계산은 침하성분을 즉시침하와 압밀침하로 나누고 즉시침하는 탄성론이나 비배수 시험에 의한 상수를 쓰고 후자는 일차원 압밀을 가정하여 일차원 압밀시험 결과에서 얻어낸 상수로서 침하량을 계산하고 압밀속도는 일차원 이론을 원용하여 계산한다. 이와 같은 간편법은 주의깊게 적절한 역학적 매개상수를 선정한다면 비교적 쉽게 그 결과를 얻을 수 있고 준 일차원적압밀형상의 계산에 널리 쓰이며 해의 안정성도 양호하다고 할 수 있다. 그러나 단순화에서 오는 가정이나 mechanism이 현실지반과 상반되는 경우가 많아 모든 경우에 간편법이 적용되는 것은 아니다. 적어도 준 일차원적 조건을 갖춘 경우의 예에는, 예컨대 본 지반과 같이 2차원(또는 3차원)재하이고 연약지반이 매우 두껍고 성토높이가 클 경우는 준 일차원 이론은 적절치 아니하다. 그 결과로서 언제나 문제가 되는 것은 지반의 수평변위와 압밀속도의 문제가 그 대표적 항목이다. 본 현장에서는 바로 이 두문제가 제기되고 있는 것이다. 그러나, 현재로서는 이 해답에 대한 정확한 검증방법은 없다. 보다 더 상세한 지반조사와 면밀 주도한 현장계측 그리고 지반의 특성에 알맞는 지반구성식의 출현이 있어야 만 가능하지만 특히 후자는 아직도 정설이 없고 나머지는 현장여건 여하에 따라 많은 차이가 있다. 또한 본 현장은 기초지반을 S.D.공법으로 지반개량을 시행한 것으로서 그 효과를 우리는 기대하고 있지만 사실은 이 S.D.공법의 효과에 대해서도 상반된 견해가 대립되고 있어 완전한 것은 아니다. 이와 같은 문제점의 실용적인 해결방법은 대표적인 지반에 시험성토를 통해 장기간의 계측을 시행하여 올바른 지표를 얻어내어 유사한 공사에 원용하게

나 그 방법을 적용하는 것일 것이다. 이와 같은 대규모의 시험성토로서 널리 알려져 있는 것은 시험성토의 거동을 계속적으로 지금도 관측하고 있는 스웨덴의 *Sea Edeby* 시험성토 및 미국의 MIT 시험성토일 것이다. 이들은 모두 1950년대부터 계획과 성토가 시작되어 오늘까지 계속되고 있어 그동안의 많은 공사예와 비교되고 현금의 예측법의 정도를 반영하여 주고 있다. 이 시험성토에서 특징적인 것은 재하기간 또는 재하 종료후에도 장기간에 걸쳐 침하와 더불어 지반의 수평변위가 관측되고 있으며 이 측방으로의 흙의 이동에 의해 발생하는 침하가 총 침하량 가운데서 꽤 높은 비율을 점유한다는 것이다.

이들 가운데 MIT 시험성토의 예측치와 실제 관측값과의 차이를 다음 표-1에 나타낸다. MIT에서 이 시험성토에 대하여 파괴에 이르는 성토의 높이를 그리고 별도로 6ft 높이의 성토를 시행했을 때의 제반 예측치를 세계적으로 저명한 지반공학 Consultant나 학자에게 Contest를 시행한 결과이다. 여기에는 각종의 지반구성식이 동원되었고 또한 경험, 학식이 동원되었을 것이므로 그 결과의 적중성에 관심이 쏠리고 있다.

이 결과를 보면 실측치와는 거리가 먼 경우가 태반이며, 정밀한 계산이 반드시 실제와 맞다고만 볼 수 없을 것 같다. 그만큼 지반변위 예측은 어렵다고 말할 수 있으며 과신해서는 안되고, 주의깊은 관측을 통해 수정하는 공학적 배려가 필요하다. 표-1의 결과는 지반개량은 시행되지 않는 무처리 지반에 대한 것이다. 지반개량 특히, S.D.개량지반일 때 연약층의 깊이가 깊을 수록 보통 채택하고 있는 준 일차원적 계산법(Barron의 해 및 용력분산을 고려한 일차원 침하)은 실제와 차이가 많이 발생한다. Barron의 해는 개량구역이나 재하구역이 매우 넓은 경우에 적합하며 그렇지 아니한 경우는 차이가 발생한다. 또한, 침하를 추정할 경우 지반의 수평변위는 고

표-1 MIT 시험성토의 각종 예측치 (Inch) (연약층 평균 30m, 성토높이 12m)

豫 測 事 項	豫 測 值										實 測 值
	Duncan	Moh	Kinby	Ladd	Moore	Poulos	Raymond	Worth	McGuffey	Bassett	
파괴에 필요한 추가성토고(ft)	12	9	23.5	23	13	27	8	21	13.5	13	18.7
6ft 성토시 6일간의 수평이동											
at St-3. 標高-30	1.0	1.5	1.2	0.7	0.75	0.17	8.6	1.6	0.25	0.6	0.5
at St-3. 標高-70	0.5	1.25	0.8	0.35	0.75	0.016	8.6	0.6	0.25	2.0	0.3
at St-4. 標高-30	0.5	1.0	0.6	0.45	0.75	0.47	5.3	0.7	0.25	2.5	0
at St-4. 標高-70	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	2.25	0
6ft 성토시의 발상침하량	2.0	3.0	5.0	0.8	1.25	0.76	13.7	2.6	3.0	4.75	0.66
6ft 성토시의 간극수압증가(ft)											
at P-3	19.0	9.5	12.0	19.0	14.0	8.8	26.0	9.0	7.3	6.0	9.4
at P-4	21.0	9.2	12.0	21.0	14.0	7.2	22.0	9.6	7.2	8.0	6.4
at P-6	13.0	11.5	2.5	13.0	10.0	4.8	11.0	5.8	4.9	4.0	5.0
6ft 성토시의 지반용기											
at H-1	0.5	0.25	-	0.5	1.0	0.73	4.8	0	1.0	2.0	-0.12
at H-2	1.0	1.25	-	0.4	0.5	0.32	6.2	0	1.0	4.0	-0.15
파괴시의 간극수압변화(ft)											
at P-3	38.0	12.6	25.5	37.	16.6	16.0	29	27	14.8	측정불능	
at P-4	42.0	12.5	25.5	39	16.6	23.1	24	28.3	13.9	15	*
at p-6	26.0	17.1		25	11.9	14.0	13	7.9	7.6	4	

Predictor	Effect of 1.8m added on			at failure	
	Pore Pressure	Settlement	Lateral movement	Pore Pressure	Height on new fill
1	24 kpa	12.0 cm	1.5 cm	46 kpa	4.0 cm
2	64	5.1	2.5	128	3.7
3	37	12.7	3.0	78	7.2
4	43	2.0	1.8	119	7.0
5	22	7.6	0.6	42	4.1
6	28	7.6	3.8	38	2.7
7	22	3.2	1.9	51	4.0
8	29	1.9	0.4	71	8.2
9	67	35.0	22.2	73	2.4
10	29	6.6	4.1	86	6.4
nature	20	1.7	1.3	67~206	5.7

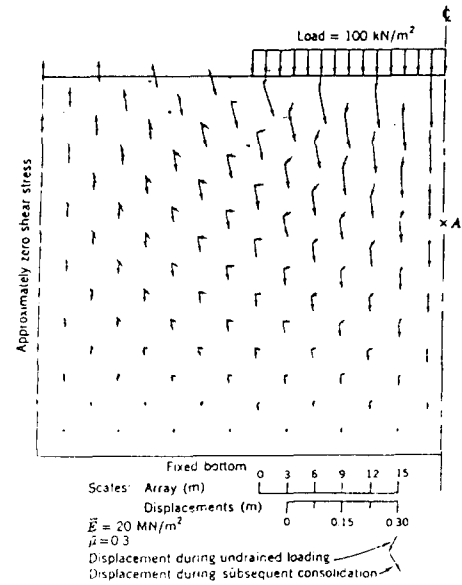


그림 1 성토하중에 의한 지반변위도 (탄성체 일때)

려하지 않으며, S.D.의 강성을 무시하고 따라서, 용력 분담을 무시하고 있다. 이와 같은 여러가지 모순점을 완화하면서 해석하는 방법은 원리적으로 FEM해석이 적합하여 최근 이 방법이 많이 이용되고 있다. 그러나, 이 방법이라고 해도 여기에 쓰이는 구성식이나, 요소의 분할방법, 경계조건, 배수조건에 따라 많은 차이가 있어 충분한 검토가 필요하다.

침하량에 대하여 일본의 많은 고속도로의 연약지반 구간에서의 관측결과를 보면 ① 침하량이 1m 정도 미만에서는 실측값보다 계산값이 더 크다. ② 침하량이 1~3m (점토층이 두껍거나 고풍수비 점성토)의 경우는 계산값보다 실측값이 더 크다. ③ 침하량이 3m를 초과하는 경우는(매우 연약한 지반에 고성토, peat지반)실측값이 훨씬 크지만 이미 2차원 압밀이 시작되고 있으며 계산값과의 차이는 시간이 지날수록 커질 것이다" 라고 분류하고 있다. 그리고, 무처리 지반과 S.D.개량지반의 침하량의 차이는 측방변위량을 고려하지 않는다면 거의 같고 S.D.시공구간의 Sand pile시공 시 발생하는 측방변위에 의한 침하를 고려하면 S.D.지반이 더 크다. 그리고, 정밀한 지표면 신축계나 변위말뚝, 침하계에 의한 관측결과에 의하면 성토 시공과정에서 성토의 높이가 같은 시공기간에 사면끝에서의 수평변위는 중간의 성토작업중에는 변위가 성토 외측으로 향하고 있지만, 작업종료후는 역으로 성토 내측으로 변위의 방향을 바꾸는 것이 관찰되었고, 차츰 성토의 높이가 커지면 성토작업 종료후에도 외측으로만 변위가 계속되고 차츰 변위의 속도와 변위량이 증가된다. 침하판의 기록에서는 노선중앙 및 노선에서의 침하량은 작업기간중 차이가 없고 성토높이가 4m 이상부터는 두 침하판 모두 침하속도가 빨라지며 이때부터 사면끝의 용기가 크게 나타난다. 이때의 수평이동량을 성토의 즉시침하값으로 보고 있다.

그림 1은 Christian이 지반을 탄성체로 가정했을 경우 지반변위의 벡터를 나타낸 것으로 전단변형시는 바깥쪽으로, 압밀이 시작되면 안쪽으로변한것을 보여주고 있다. 실제지반은 탄성체가 아니므로 꼭 이와 같지는 않고 그 경향은 위에서 말하는 것과 같은 현상으로 나타나는 것 같다.

한편, 일본의 고속도로 조사위원회에서 연구한 결과는 매우 중요한 시사점을 하고 있어 주목된다. 이 위원회는 연약지반상의 교대의 이동에 관한 조사연구를 실시하였는데 실제 교대 75개에 대하여 교대의 수평이동에 관한 지반공학적 모든 요인을 분석하여 이 가운데 가장 크게 영향을 미치는 요소로서 크기순으로 지반의 강도(일축압축강도), 연약지반의 두께, 그리고 성토높이를 들고 있다. 그리하여 이들관계를 수식화하여 다음과 같이 제안하고, 이 F를 유동지수(流動指數)라고 부르고, 이 값이 4 이하이면 불안전(수평이동이 있다)하다고 판단한다.

$$F = \frac{C}{rH} * \frac{1}{D}$$

$$F(10^2 \text{ m}^{-1}) > 4 \rightarrow \text{안전}$$

$C(t/m^2)$:점착력(압밀에 의해 강도증가가 있으면 그 값을 쓴다)

$rH(t/m^2)$: 성토 하중

$D(m)$: 연약층 두께

위 식에서 연약지반의 성토를 계획할 때, 안전하려면 성토하중을 낮추거나, C의 증가를 기대할수 밖에 없다. C의 증가를 기대하는 방법으로서 Pre-loading 및 기초처리(S.D., S.C.P등)가 유효하다고 결론짓고 있다. 또한 이 C에 대해서 위원회는 75개의 실제 교대를 대상으로 F값을 계산하여 A, B, C 등급으로 나누어 침하에 관계되는 C값의 변동 즉, 기초개량을 통해 C값의 강도증가에 의해 F값이 어떻게 변동되는가를 조사하였다. 먼저 A, B, C의 등급은 다음과 같다.

- A 급 교대 : $F < 2.0$, 교대의 이동 $\delta \geq 10\text{cm}$
- B 급 교대 : $F = 2.0 \sim 3.0$ 범위, $10 > \delta \geq 2\text{cm}$
- C 급 교대 : $F > 3$, $\delta < 2\text{cm}$

그런데, C값의 증가를 기대할 때 Pre-loading의 형상, 지반의 물리적 성질, 지반처리공의 제원, 시공조건 등과는 무관하게 일률적으로 압밀도는 85%, C값의 증가율 $m=0.3$ 등으로 가정하여 설계 및 시공이 진행되고 있으므로(우리나라에서도 이와 같다) 이들의 조건을 받아들여 F값을 추정하면 실제와는 차이가 있을 것이며, 또한, 이와 같은 지반처리공법이 F값과 어떤 관계가 있는 가를 알기 위해 다음 3가지에 대해 실제 교대에 대해 검토했다.

- (1) 압밀도가 일정하다고 하고 압밀도 $U = 50\%, 85\%, 100\%$ 에 대한 F값의 변동
- (2) 실제의 압밀도를 고려한 지수를 F_u 라 하고 이 F_u 값이 $F_u=3$ 을 확보하기 위한 연약층의 두께 D_c

(3) 구체적인 실례를 A, C급 교대에서 선정하여 실제 F_U 와 종래의 $F_{값}$ 과의 비교

이 가운데서 (2) D_c 의 한계깊이는 매우 중요한 의미를 갖는다. 기타 (1), (2)도 중요하지만 여기서는 간략히 설명한다. (1)은 압밀도의 가정여하에 따라 $F_{값}$ 이 크게 변하므로 실제의 압밀이 어느정도 진행되고 있는가를 정확히 파악해야 한다. (3)은 성토 시작부터 360일이 경과한 후의 압밀도는 예상한 무처리의 경우 85%에는 훨씬 미치지 못하며, S.D.를 처리한 경우($\phi=400$, 삼각형배치 1.5m)는 87일만에 제 1층은 100%에 이른다. 압밀침하량은 360일 경과시 무처리에서는 54~62cm 정도인데, S.D.처리에서는 100~124cm이며, 유통지수에 대한 비교에서도

85% 가정, $F = 1.76$ 에 대하여 무처리 $F_U = 1.1 \sim 1.2$,
S.D.처리 $F_U = 1.3 \sim 1.5$,

또 하나의 Case,

$F = 3.8$ 에 대하여 무처리 $F_U = 2.0 \sim 2.7$
S.D.처리 $F_U = 3.3 \sim 4.7$ 로서

무처리와 처리에 상당한 차이가 있다. 대상 지반은 대략 그림 2와 같다.

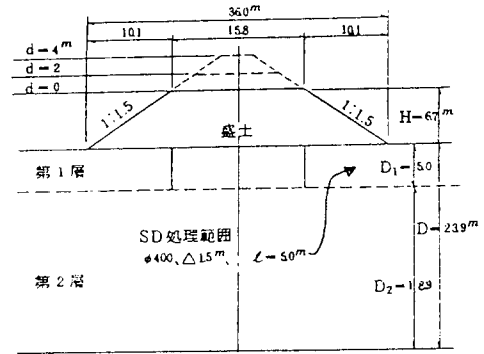
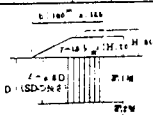


그림 2 계산 단면 (3)에 대하여)

(2)에 대해서는 그림 3과 같은 단면에 대해 성토기간 6개월, 압밀기간 6개월, 총 360일에 대한 연약층 두께 $D = 5, 15, 25m$ 의 3경우에 대해서 지반처리의 유무, 최종침하량, 압밀도에 따른 침하량, 전단강도, 지지력의 안전율 $F_{값}$ 들을 검토하였는데 일괄하여 표-2에 나타낸다(단면이나 토질성상은 본 현장과도 유사하다)

표-2 연약층별 계산결과

연약층 두께 D (m)	연약층 종류	연약층 깊이 (m)	S.D. 처리		무처리		비교					
			제1층	제2층	제1층	제2층	제1층	제2층				
150	압밀도	평균 침하량 Δz (cm)	25	26	45	71	60	135	125	100	1225	
		최대 침하량 Δz_{max} (cm)	18	14	32	57	42	95	86	70	158	$Pe = 1.1 \times 10^4$
		$\Delta z / \Delta z_{max}$	54%	67%	30%	18%	22%	14%	10%	19%	0.60	$\alpha = 135%$
		침하량 계수	0.50	0.50	0.49	0.48	0.49	0.46	0.43	0.49	0.35	
	압밀도	평균 U_p (%)	162	162	160	157	159	151	162	155	113	$DP = 2.1 \times 10^4$, $q = 1.8 \times 10^4$
		최대 U_p (%)	180	176	192	209	201	246	229	229	273	$SP = 0.4 \times 10^4$
		압밀도 계수	54%	43%	12%	18%	14%	42%	33%	26%	7%	$Sc = \frac{Cr}{1 + e_0} \times D \times 10^4 \times \frac{Pe - 1}{Py}$
		압밀도 계수	56	100	95	19	100	85	11	100	56	
	연약층	평균 침하량 u (cm)	SD 처리의 경우 하식지 1.5m									
		압밀도 계수	31	43	11	35	144	36	38	264	44	$u = \Delta z \times Sc / SP$
침하량 계수		23	12	11	151	42	36	293	75	4	$\Delta z = Sc \times u \times SP$	
연약층 계수		325	528	551	245	602	470	330	684	670	$r = m(Pe + u \times DP) / m = 0$	
연약층 계수	연약층 계수	5.33										
	연약층 계수	6.14										
	연약층 계수	6.83										
	연약층 계수	1.20										
연약층 계수	연약층 계수	5.16	8.45	1.30	3.26	0.98	2.17	$F_U = \frac{C_r}{7H} \times \frac{D}{D_c} \times rH = 1.8 \times 10^4 \times 1.26 / 10^4$				
	연약층 계수	87	193	33	100	95	20	100	87			
	연약층 계수	154/3.2 = 48										
	연약층 계수	184/18 = 10										
연약층 계수	연약층 계수	47	42	11	60	114	140	167	246	64		
	연약층 계수	54%										
	연약층 계수	112/11 = 10										
	연약층 계수	126/42 = 3										
연약층 계수	연약층 계수	475	528	551	310	602	715	350	684	770		
	연약층 계수	5.33										
	연약층 계수	6.25										
	연약층 계수	1.76										
연약층 계수	연약층 계수	7.54	8.45	1.64	3.31	1.30	2.66					
	연약층 계수											



상식에 의한 계산치
 $C_r = 0.7 \times 10^4$, $q_u = 0.3 \times 10^4$, $Pe = 0.6 \times 10^4$, $W_p = 604$
 $C_r = 0.01 \times W_p = 0.6$, $Sc = W_p \times G_c / 100 = 1.62$ ($G_c = 27$)
 $C_r = 2 \times 10^4 \times 1.62 = 3.24 \times 10^4$
SD 처리: 제1층의 $r = 0.6D$ (D: 배폭), $\phi = 400$, $\Delta = 1.5$ 배

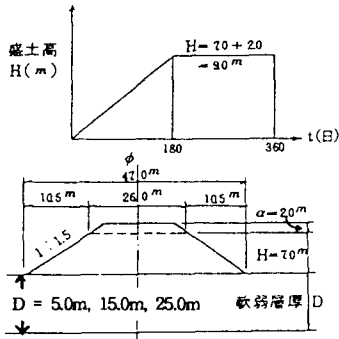


그림 3 계산 단면 ((2)에 대하여)

이 결과에서 다음과 같은 연약층의 수평이동에 대한 안전한계 값을 제안하고있다.

무처리 지반 : $D_c = 5.5m$

어느 경우나 Pre-loading 실시

S.D.처리 지반 : $D_c = 16.5m$

따라서, 이보다 더 깊은 연약층에 성토할 경우는 수평유동에 의한 침하량이 더 부가 된다고 보고 있다. 360일의 총 침하량은 연약층 25m 두께일 경우 무처리에서는 333cm, S.D. 시공일 경우 $266 + 75 = 341cm$ 이지만 하부 제 2층의 압밀도는 56%에 지나지 않고 잔류침하의 문제를 안고 있다고 한다.

이 연약지반의 수평이동은 거의 성토 완료시기까지 대부분이 발생하고, 그 이후의 변위는 공학적으로 문제가 되지 않을만큼 작아진다. 또한, 이와같은 수평변위는 S.D.나 S.C.P를 시공하여도 발생한다. 일본 동명고속도로(東名高速道路)의 측정예에서는 성토사면발의 지중변위량과 지표면 변위량(용기)은 2:1이라는 관측 결과도 있어 참고가 된다. 다음 그림 4는 성토에 의한 지반변위의 예를 보인 것으로서 S.C.P 처리지반이다.

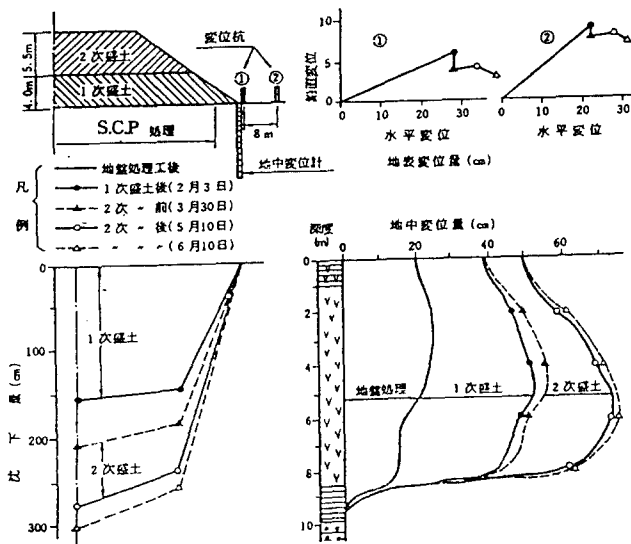


그림 4 성토에 의한 지반 변위에

2.2 교대수평이동의 판정

(1) 일본 도로교 시방서(1980)

성토와 기초지반만 (교대, 기초는 무시)을 대상으로 원호활동의 안전계산을 시행하여 최소안전율 F_0 가

$$F_0 \leq 1.0 \text{ 이면 이동}$$

(2) 일본 수도 고속도로 공단(1978)

연약지반 지층의 증앙을 지나는 원호활동면의 안전율을 F_0 , 지반의 압밀침하량을 S_v 라 할 때 $F_0 \leq 1.2$ 및 $S_v > 50cm$ 이면 이동

(3) 일본도로공단 (1979)

안정계수 C/H 를 연약층 두께 D 로 보정한 유동지수 F 를 정의하여

$$F = \frac{C}{rH} \cdot \frac{1}{D} < 4.0 \cdot 10^{-2} \text{ (} 10^2 m^{-1} \text{)} \text{ 이면 이동}$$

(4) 일본 건설성 토목연구소(1981)

안정계수 rH/C 를 연약층두께 D , 기초관입깊이 l , 기초체의 폭의 총합 b (말뚝기초이면 말뚝직경의 총합), 교대폭 B , 교축방향 교대길이 A 등으로 보정하는 판정수 I 를 정의하여

$$I = \left(\frac{D}{l} \right) \left(\frac{b}{B} \right) \left(\frac{D}{A} \right) \cdot \left(\frac{rH}{C} \right) \geq 1.5 \text{ 이면 이동}$$

(5) Canada, National Research Concile (1978)

미국 캐나다의 수백개의 교대에 대한 조사결과에서 수직변위 S_v 와 수평변위 S_H 에 대하여

$$S_v > 100mm, S_H > 50mm \text{ 이면 불안}$$

3. 사례분석

3.1 개설

본 00 현장의 토질의 조건 및 추상은 표-3과 같다.

지반변형에 대한 계측은 침하는 원지반에 설치한 침하판에 의해서만 계측이 시행되고, 측방변위나 교각의 변위는 당초의 기준점등을 이용한 시공측량에 의해 확인되고 있다. 따라서, 정확히 지반조건에 따른 지반변위의 측정이나 해석에 도움이 될 측정에는 미흡하다. 예컨대, 침하에 있어서도 원지반위에서 뿐만 아니고 성토의 층별 침하판이나 경사계, 간극수압계, 측방변위에 있어서도 성토비탈 끝 및 일정거리를 두고 박아놓은 변위측정용 말뚝 또는 경사계등이 있었으면 보다 더 정확한 해석이 가능하리라 생각된다. 그러나 현 시점에서는 어찌할 수 없고 다만 침하판에 의한 계측은 매우 합리적으로 배치되고 또한 연속적으로 계측되고 있으므로 이 결과를 중심으로 침하성상을 살펴보고 다음으로 현재와 같은 변형을 일으킬 수 있는 상황을 FEM 해석을 통해 재현(Simulation)시켜 작용하는 외압을 추정하여 비교검토하고자 한다.

표 -3 00 현장의 지반조건

1) RA-3 (Sta.0 + 091) 본선 성토끝부분의 지반조건					
0.00 m	ML	N=2	Wn:28.3%	Gs:2.58	
-0.50 m					
(3.8m)	CH	N=1	Wn:38.3% WL:61.9% e _s :1.79	Gs:2.56	
-4.3 m					
(6.0m)	CH	N=1	Wn:63.9% WL:54.6 e _s :2.17 Pc:0.15 kg/cm ² Cc:0.57	Gs:2.56 PI:27	
-10.3 m					
(7.1m)	CH	N=1	Wn:62.7% Gs:2.57 WL:51.4% e _s :1.51	PI:25	
-17.3 m					
(8.9m)	CH	N=1	Wn:57.4% Gs:2.56 WL:50.8	PI:24	
-26.3 m					
	W.R.		N > 50		
2) Ramp -E -2 (Sta.0 + 132.6) 부근의 지반조건					
0.00 m	ML	N=2	Wn:26.8%	Gs:2.63	
-0.40 m					
(3.6m)	ML	N=1	Wn:36.8% Pc:0.46kg/cm ² e _s :1.03	Gs:2.62 Cc:0.31	
-4.0 m					
(4.7m)	CL	N=1	Wn:55.6% WL:37.2 e _s :1.37 Pc:0.41 kg/cm ² Cc:0.38	Gs:2.61 PI:21.7	
- 8.7 m					
(20.1m)	CL	N=1~4	(Wn:48.3%) WL:34.0% () 평균치	Gs:2.61 PI:18.6	
-28.8 m					
	W.R.		N > 50		
3) Ramp -D-2 (Sta.0 + 336.8) 부근의 지반조건					
0.00 m	CL	N=5	Wn:27.5% WL:34.6%	Gs:2.62 PI:18.6	
(1.5m)					
-1.50 m			Wn:38.3%	Gs:2.62	
(4.5m)	ML	N=1~3	e _s :1.79 Pc:0.5 kg/cm ² Cc:0.17		
-6.0 m					
(4.7m)	CH	N=1	wn:40.3% WL:53.6 e _s :1.46 Pc:0.33 kg/cm ² Cc:0.46	Gs:2.63 PI:30.4	
-10.7 m					
(15.8m)	CH	N=1	(Wn:46.8%) (WL:56.2) (PI:34.3)	(Gs:2.62) () 평균	
-26.5 m					
(2.8m)	SM	N=4~5	Wn:31.1%		
-29.3 m					
	W.R.		N > 50		

표-4 압밀침하량

93. 6. 18 현재

STA.No	침하량 (cm)			비 고
	설 계 치	실 측 치	차 이	
0 + 100	195	369	+ 174	본선 성토 끝부분
0 + 100	174	292	+ 118	Ramp.E 0 0 0 성토끝
0 + 540	174	295	+ 121	Ramp.D 0 0 0 성토끝
교대(본선) A-1	267	367	+ 100	0 0 I.C교대 (P ₁ 쪽)
교대(본선) A-2	195	369	+ 174	0 0 I.C교대 (P ₂ 쪽)
Ramp.D 교 A-1	119	183	+ 64	0 0 교대 (P ₁ 쪽)
A-2	174	295	+ 121	0 0 교대 (P ₂ 쪽)
Ramp.E 교 A-1	174	292	+ 118	0 0 교대 (P ₁ 쪽) (Sta.0+100 과 같음)
A-2	127	146	+ 19	0 0 교대 (P ₂ 쪽)

표-5 성토단계별 침하시간-침하량 관계

ST. 0 + 100 기준 (본선)

	성토 높이(m)		침하시간(day)		침하량 (m)		비 고
	설계기준	실제	기 준	실 제	설 계	실 제	
1단계	4.2	3.7	105	244	1.13	0.95	2단계 분리 성토
2단계	2.2	2.5	210	379	1.49	1.86	
3단계	2.0	2.1	315	429	1.71	2.48	
4단계	1.8	2.1	420	600	1.95	3.70	

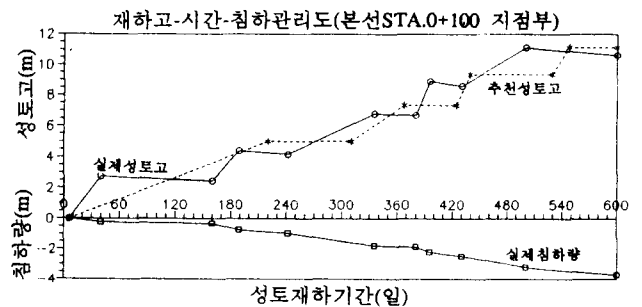


그림 5 침하곡선 (본선 STA.0+100)

3.2 침하현황

각 지점별 침하 현황은 표-4 및 표-5에 수록하였으며 본선(Sta. 0+100)과 Ramp E, Ramp D의 침하관측 결과를 다음 그림 6~8에 Plot 하였다.

이 침하곡선을 살펴보면 93년 6월 10일 현재 600일간의 중앙부의 침하가 본선 3.7m, Ramp E,D 각각 2.9m,2.8m로 측정되고있다. 가장 침하가 큰 본선(Sta 0+100)을 검토해 보면 설계에서 추천한 단계별 성토상황은 다음 표-6과 같다.

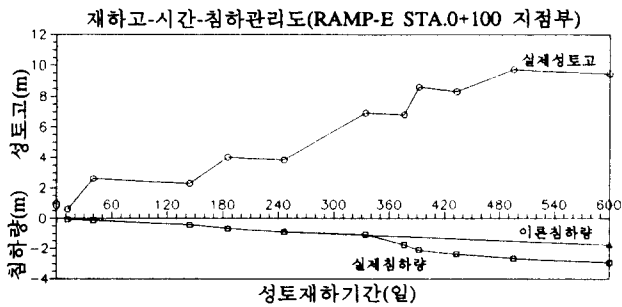


그림 6 침하곡선 (RAMP-E.STA.0+100)

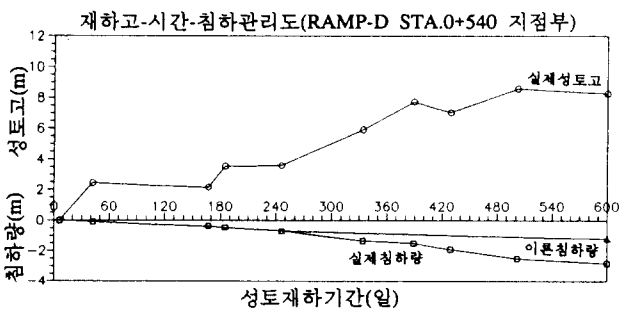


그림 7 침하곡선 (RAMP-D.STA.0+500)

표-6 단계별 성토 상황

단계별 성토고(m)	순성토고 (m)	성토 안전율	전단강도의 변화(t/m^2)	비 고	방치기간 (일)
1단계 4.2	4.2	1.43	$c_0 = 1$	원지반강도(c_0)	105/244
2단계 6.4	2.2	1.38	$c_1 = 3.3$	$c = c_0 + 0.25t\Delta P$	210/379
3단계 8.4	2.0	1.26	$c_2 = 4.0$		$u=80\%$, 로계산
4단계 10.2	1.8				
5단계 11.3	1.1	1.09	$c_3 = 4.6$	P, P Mat로 보강 (기준일/ 실제)	420/600

그림 5에서(Sat.0+100) 점은 실선은 실제 성토상황이다.①' ①② ③④) 1단계의 성토는 1.79m를 1991년 10월 중순부터 시작하여 11월 27일에 완성하고 92년 3월 20일까지 방치한후 다시 전 1.79 + 1.69 = 3.43m의 성토를 시작하여 약 1개월에 완료하고(4월 21일) 54일 방치(6월 14일)한후, 다시, 5.83m의 성토를 6월 14일부터 9월 17일까지 약 90일만에 걸쳐 성토하고 42일간방치(10월 29일), 4단계에서는 10월 29일 7.94m의 성토를 시작하여 15일후 11월 14일에 완성하고 37일간 방치(12월 21일), 총 439일이 소요되었다. 이때까지

의 총 침하량은 2.48m로서 이미 이론침하량 1.71m는 앞의 4단계 10월 29일 7.94m성토시와 15일 방치시기에 1.78~1.86m의 침하를 일으켜 초과하고 있다. 최종단계 10.19m의 성토(표고 11.14m)는 92년 12월 21~93년 3월 4일 동안 약 72일에 걸쳐 시공하고 6월 10일 현재까지 약 100일 방치한 것이다. 총 600일의 시공, 방치기간이다. 대체적으로 안전권으로 성토를 시행하려 했던 것으로 판단된다. 다만 방치기간이 다소 짧지만 대신 성토기간이 매우 완속으로 시행되는 경우도 있어 전체적으로 설계방치 일수를 맞추어 간 것으로 보인다. 그림에서 점선은 추천 시공하중으로서 설계 단계 하중보다 낮추어 시공하도록 회사와 시행청과 협의하여 정해진 단계 하중으로 판단되며, 이를 기준으로 볼 때 4단계 및 5단계 (그림에서 ③ 및 ④ 단계) 하중은 4단계에서 15일간의 빠른 성토를 시행하여 상대적으로 큰 침하(약 0.3m, 성토상단)가 발생한 것으로 보이며, 방치기간도 비교적 다른 경우에 비해 짧게(37일간)둔 대신 최종 5단계는 완속으로 약 2m의 성토를 12월 21일~3월 4일 까지 70여일을 두고 완속 시공하고 있다. 이때의 침하는 약 100일만에 걸쳐 0.5m의 침하를 일으켜 총 3.7m의 침하를 기록하고 있다.(그림에서 성토상단 음영부분) 전기 4, 5 단계의 침하량이 다른 단계성토에 비해 크다는 것에 주목하여 지반의 한계 하중상태가 될수도 있다고 보고 이를 침하-대수시간 곡선 ($S-Log t$)으로 표현해 보면 그림 9와 같다. 이 그림에 의하면 1단계, 2단계 (1.79m, 3.26m, 그림에서 ①①')까지는 실제 침하량과 설계침하량은 잘 대응하고 있는데 3단계, 4단계(그림에서 ②③ 부터)에서 차이가 발생하고 4단계 성토에서 (③) 침하가 급격히 일어나고 이 후 계속되고 있다. 그 양은 거의 성토표면에서의 침하량과 같다. 4단계, 5단계가 꽤 긴시간(170일)인데 아직도 침하가 계속되는 경향으로 나타나고 있다.(화살표) 4단계에서의 성토 높이가 약 8m(침하까지 합치면 10.13m) 약 $12t/m^2 \sim 15t/m^2$ 의 중량이 작용하고 있다. ($\gamma_t = 1.5t/m^3$) 이와 같은 침하현상이나 하중이 극한파괴 상태가 아니라도 점토의 Creep가 어느 단계에서 발견되는 Creep적 침하로도 볼 수도 있어 파괴라고 속단하기는 어렵다. 이 단계에서의 점착력은 표-6에 의해서 $C_2 = 4.0t/m^2$ 가 발휘되었다고 한다면(또는 $C_1 = 3.3t/m^2$) 일축압축강도 q_u 는 다음과 같다.

$$q_u = 2c = 8.0t/m^2 \text{ (or } 6.6t/m^2 \text{)}$$

일축압축강도를 통상 점토지반의 허용하중으로 본다면, 극한지지력 q_{ult} 와는 단순하게 다음과같이 관계 지을수 있다.

$$q_{ult} = 5.14C \approx 2.6q_u \\ = 20.8t/m^2 \text{ (} = 17.2t/m^2, c = 3.3t/m^2 \text{ 일때)}$$

압밀이 제대로 진행되고 있다면 $20.8t/m^2$ 이므로 여유가 있으며 부실할 경우라고 한다면 $17.2t/m^2$ 을 일단 기대할 수 있다. 만일 $\gamma_t = 1.6t/m^3$ 이 라면 성토높이가 10.13m이므로 $10.13 \times 1.6 + 16.2t/m^2$ 로서 거의 후자의 극한지지력 $17.2t/m^2$ 에 육박한다. 이런 상황에서는 급속시공은 매우 위험하다. 이 기간의 성토 기일은 약 15일이다. 그리고 추천시공 단계의 일수는 367일째에서 성토(다만, 이 때는 추천시공이 0.55m더 높다.)하여 422일 제인 약 57일에 4단계의 성토를 권장하고 있는데 비해 방치기일이 42일(9월 17일 성토완료 10월 29일까지 방치)에 4단계의 성토를 시행했다는 차이가 있다.

즉, 추천시공처럼 약 0.55m 더 높게 성토하면서 57일의 방치기간

을 두는 것과 현 시공처럼 0.55m 얇게 시공하면서 42일째에 2.1m를 15일만에 급성토 하는 경우의 안전율의 차이로서 미묘한 문제이다.

이상은 S.D에 의한 지반강도의 증가가 예상과 빗나갈 경우를 예상한 것이다. 실제로 강도 증가율 0.25 및 압밀도 U=80%라는 것은 이미 그림 2의 예에서 설명한 것처럼 깊은 연약층에서는 하부에서 U=80%는 기대하지 못한다는 점을 유의해야 할 것이다. 본 FEM

해석에서는 1.6t/m³으로 가정하여 침하까지 포함 총 성토높이에 대한 하중을 고려하고 예컨대 본선 최종 단계에서는 13.4m*1.6t/m³ = 21.4t/m²이 작용하고 있다. 거의 q_{ult}와 같은 값이다.

한편, 측방변위는 단계 성토 이전 S.D의 시공시부터 발견되었으며 성토와 더불어 증가되어 4단계 이후에서 거의 변화가 없는 것으로 관측되고 있다.

(RAMP-E Sta.0+100)

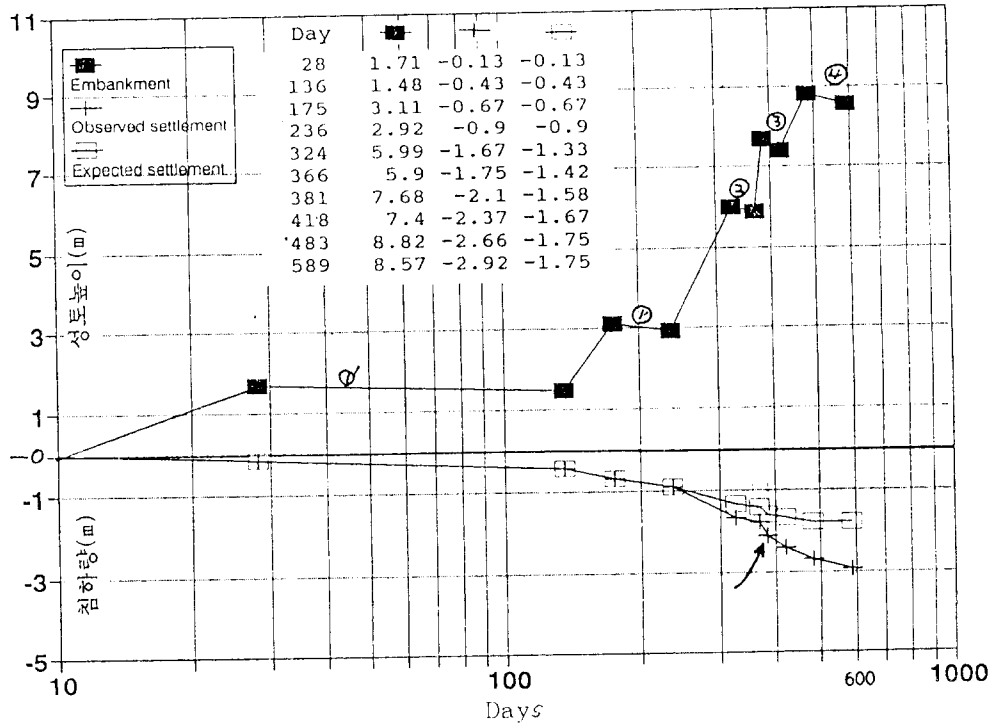


그림 8 본선 및 Ramp E 침하곡선

3.3 유한요소해석

이상과 같은 지반변위 상황을 유한요소해석을 통해 재현 시킴으로서 작용하는 외력이나 변위상황을 물리적으로 판단할 수 있다. 해석기법에서는 교각에 사용된 강관말뚝을 등가의 강널말뚝벽으로 환산하였으며, 환산방법은 본 지반의 연약층이 매우 깊기 때문에 이에 적합한 Randolph방법을 적용하였다. 이 결과가 정확히 맞느냐에 대해서는 논란이 될 수 있으나, 적어도 경향과 물리력의 작용에 대해서는 판단자료가 될수 있을 것으로 믿고 있다. 다음과 같은 방법으로 FEM 해석을 수행하였다.

1) 계산 단면

Sta.0+100지점은 본선과 Ramp E의 성토가 합쳐진(횡단면) 상폭 약 34m, 밑폭 60m, 높이 약 10m(침하까지 포함하면 약 13.4m)에 S.D가 평균 2.1m의 간격으로 배치된 상태로 횡단면과 종단면의 2가지에 대해 검토한다.

횡단면에 대한 단면도 및 요소분할은 그림 9와 같고 여기서는 중앙 최대의 침하량과 측방용기를 재현한다. 한편, 종단면은 그림 11와 같으며 조건은 횡단면과 같으며 다만 전방 7m 거리에 Ramp E의 교각 P₁, P₂가 있다. 횡단면(그림 9)은 성토 중심에서 85m 길이까지 그림에서 처럼 반단면에 대해서 축대칭 조건으로 절점수 312, 요소수 266으로 분할하였다. 종단면(그림 10)도 절점수 328, 요소수는 280, 기타는 거의 동일하다. 다만, 교축 방향으로 교각이 있다.

2) FEM 해석

FEM 해석은 Biot의 압밀방정식을 지배방정식으로 하고, 여기에 구성식으로는 탄.점소성 모델을 결합하였으며, S.D는 강성과 투수성을 크게 주어 압밀이 진행 되도록 하였다. 강성은 용력분담이 이루어 지지 않는 범위에서 시산에 의해 정한다. 이 때 특기 사항은 다음과 같다.

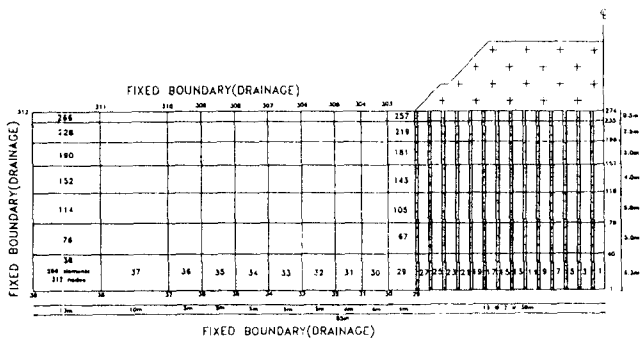


그림 9 계산단면 및 요소 분할 (평단면)

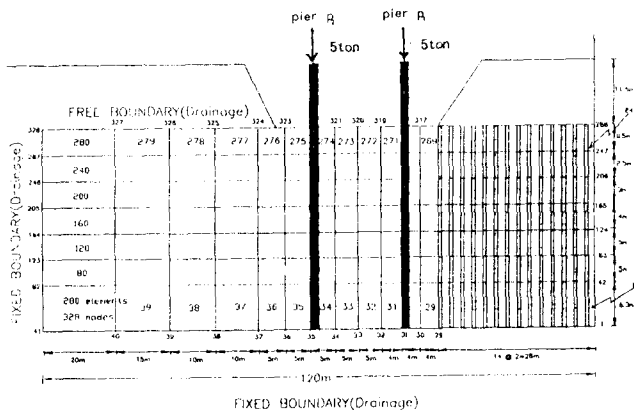


그림 10 계산단면 및 요소 분할 (중단면)

(1) Sand Mat 와 P.P Mat는 성토 아래요소(0.5m 및 2.5 m깊이)에 강성을 주어 그 기능을 담당토록 하였다. 해석은 2차원 축대칭 조건의 프로그램이므로 중방향의 계산은 중앙선의 위치를 변화시키면 전방에서 발생하는 변위가 현실과 같도록 하여 축대칭조건으로 계산하였다. 그 결과는 그림 10에서 처럼 중앙선까지 28m가 되어 평단면과 우연히도 일치하였다. 이것이 당연한 것인지 우연인지는 차후 검토할 문제이다. 따라서 이 조건으로 계산을 시행한 결과는 실제 3차원의 경우에 비해 크게 나타나며 현장에서 발생하는 최대 값으로 판단된다. 이상은 모두가 시행착오를 반복하면서 현장변형 상태를 재현하도록 하였다. 발생변형 목표는 연약지반의 깊이 1.5D 범위에서 약 20~30cm의 최대용기가 발생하고, 전방에 있는 교각 위치에 40cm정도의 변위가 발생하며 이때 교각 기초 구조는 말뚝본수와 등가환산이 되는 Sheet Pile과 같은 요소(Beam 요소)를 두어 계산 하도록 하였다.

(2) 경제조건은 밑면(26.3m 깊이) 구속 배수조건, 측면은 90m의 부에서 구속 배수조건, 중앙부 수평방향 구속 배수조건, 다만, 중방향에 대해서는 전방으로 120m에서 구속 배수 조건으로 하였다.

(3) 재하단계는 계산상 15단계로 나누어 현장의 시공일정과 시공 높이를 충실히 따르도록 하였다.

(4) 계산단면의 위치는 Ramp.E를 대상으로 한다. 그 이유는 본 위치에서의 교각 P₁의 수평변위가 가장 크기 때문이다. (수평변위 약 0.4m, 최대 침하량 2.92m)

4. 해석 결과 및 고찰

4.1 지반변위의 추정

(1) FEM해석결과를 살피기 전에 대략적인 지반변위의 크기를 추정해 보면 그림 11과 같다. 단, 최종침하량은 현재의 중앙부 3.7m를 기준으로 하였다.(FEM의 변형범위는 대략 이 계산 결과와 흡사하다)

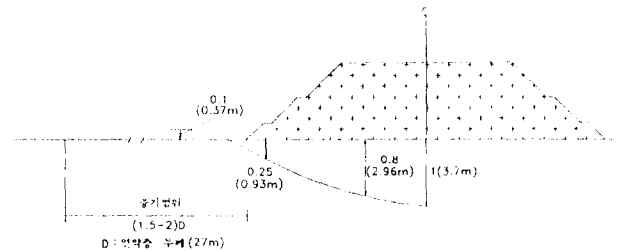


그림 11 성토에 의한 지반변위의 개략 추정

(2) Tavenas의 수평변위 분포도

기초 전체가 정규 압입 점토일 경우 성토 하중에 의한 지반의 성토 끝 수직깊이에서의 수평변위 분포를 Tavenas가 제안한 식에 의해 계산, 도시하면 그림 12와 같다.

최대 약 40cm의 변위가 깊이 8m에서 일어나고 18m 깊이에서 수렴되고 있다.

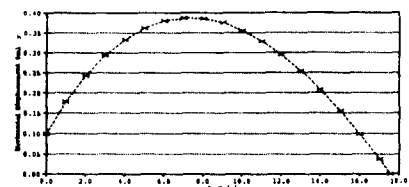


그림 12 Tavenas가 제안한 지반의 수평변위 분포도

4.2 FEM 해석 결과

4.2.1 종단방향에 대한 결과

(1) Sta.0+100(본선) 및 Ramp E, D의 중앙점에서의 침하관측결과 및 FEM 해석결과는 그림 13과 같다. 이 둘 위치는 조금씩의 차이는 있지만 거의 같은 지반위에 성토 높이의 차이에 의한 침하가 관측된 것으로서 초기는 거의 근소한 차이로 일치하는 경향을 보이고 있으며 최종 4~5단계의 성토하중에서 차이가 나고 있다. Sta.0+100 본선의 침하량이 600일에 최대로서 3.7m이다. 한편 FEM에 의한 계산결과(□표시) 이 둘 침하곡선의 중간 또는 상단쪽을 지나고 있

으며 경향은 매우 잘 대응되고 있다. 이 계산곡선은 Ramp E에 대해 FEM 해석한 결과인데 최종침하량은 실제보다 더 크게 나타나고 있다. 전반적으로 600일 현재 Ramp D와 Ramp E는 거의 압밀이 종반단계에 들어간 듯 하지만 Sta.0+100은 아직도 압밀이 진행중인 것으로 보인다. 또는 잔류침하량의 영향이 나타난 것으로도 해석된다. 전반적으로 실측곡선에서 400일을 전후하여 곡선이 급변하고 있는데 이 시간대가 대략 3단계에서 4단계의 재하기간이며 약 15일 간에 걸친 급속 시공기간에 해당되며 재하는 극한지지력에 가까운 상태일 가능성이 크다. 이 고비를 파괴없이 넘기고 다시 Ramp E는 안전상태로 들어가고 있으나 본 선은 그 이후에도 침하가 계속되고 있는 것으로 판단된다.

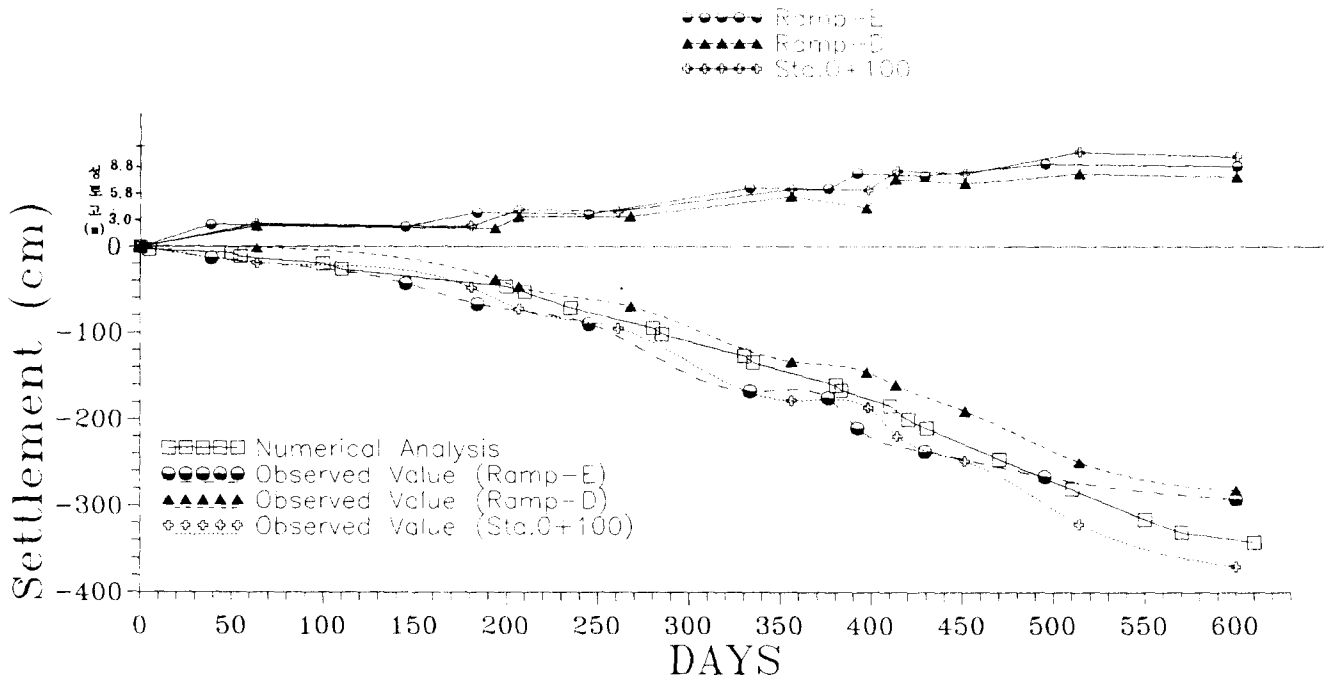


그림-13. 각측점 중앙 침하판에 의한 성토하중별 침하-시간곡선 및 계산침하량

가장 변위 문제가 심각한 Ramp E에 대해 그림 14(a)에 별도로 나타내고 그림 14(b)에는 종단 방향으로의 침하 및 용기를 시공 610일 때와 420일 때 별도로 나타내었다. 그림 14(a)에서 보는 바와 같이 FEM과 실측값에서 3단계에서 4단계($12.3 \sim 15.6 t/m^2$)로 급속 성토시에 급격한 침하가 나타나고 있다. 최종침하량의 계산 결과는 3.45m로 실제 2.99m 보다 더 크게 나타나고 있다. 그리고 경향으로서는 아직 압밀이 더 계속될 가능성이 있다. 현재 1주일에 약 1cm 정도의 침하가 발생하고 있는 것으로 관측되고 있는데 이 정도의 침하이면 잔류침하에 해당되지만 이것이 계속적으로 일어날 경우는 위와같은 경향을 나타낼 것으로 해석된다. 그림(b)는 종단방향의 침하와 용기를 나타낸 것인데 노건까지의 침하는 거의 차이가 없다. 성토 비탈 끝에서 용기가 발생하고 교각 1에서 멈추었다가 다시 교각 1의 뒤에서 시작되어 교각 2에 이르러 멈추고 교각 뒤에서는 용기가 크게 감소되어 중앙점에서 120m(비탈 끝에서 92m)에서 수평한다. 이 때 교각에는 그림 11에서 보인 것처럼 각각 교각의 현 시

공 높이(약 5m+기초두께 1.5m)에 대한 중량을 5ton을 작용시켜 계산을 수행한 것이다. 용기높이는 610일째 그림 (b)에서처럼 최대 0.34m로 나타난다. 이 용기는 침하가 안정상태에 이른 이후에는 오히려 작아지게 된다. 이 계산은 2차원 축대칭 조건의 계산이기 때문에 축방이 구속되지 않은 실제 지반의 경우에 비해 크게 나타나고 실제지반(3차원)에 대해서 최대값이라고 볼 수 있다. 실제 지반의 축방용기의 관측결과는 약 30cm 미만으로 관측되고 있는데 거의 유사한 값이다.

(2) 수평변위 및 수평력, 변위 벡터

성토 높이가 증가하게 되면 성토부 및 지반에서 발생하는 전단력 때문에 지중에는 수평변위가 발생한다. 그림 15(a)는 수평변위를 노건, 비탈끝, 교각I, 교각II에서의 수평변위를 나타낸 것이다. 노건에서 비탈끝, 교각 I, II에 이르는 지중에서 현재 이와 같은 변위를 일으키고 동시에 수평력이 작용하고 있으며 오늘 현재 상태에서 평형

을 이루고 있다. 노면에서 최대 1.0m 이상의 지중 수평변위(약 3~5m깊이)가 발생하고 비탈길, 교각 I, 교각 II로 나아가면서 크게 감소되고 변위의 크기가 지표로 커져가고 있다. 지반 수평변위의 깊이는 계산상 점토지반의 총 깊이(계산깊이) 26.3m까지 이르고 있다. 한편 그림 15(b)에 지반변위에 대한 벡터를 나타냈는데 이 화살표의 크기는 수평변위와 수직변위(침하)의 합성으로서 실제 지반이 이동하는 방향을 나타내고 있다. 여기에 의하면 거의 20m 깊이까지는 명백한 변위를 보이고 있으나 그 아래 깊이에서는 지반 변위

가 미소하여 나타나지 않고 있다. 이 이하의 깊이에서는 더 이상의 성토하중이 장기간 작용할 경우는 그 영향이 더 아래에 미쳐 수평변위나 압밀을 유발할 가능성이 있으며 앞 절에서 언급한 바와 같이 S.D.개량구역 일지라도 약 17m 깊이보다 더 깊은 점토지반은 변위에 대해 결코 안전하지 않다. 현재의 상태는 S.D.를 시공 하였지만 약 20m 까지는 안전하지 않고 크고 적고 간에 수평이동을 일으키고 있다고 판단된다. 그림 12에 나타난바와 같이 Tavenas의 계산에 의하면 약 18m 범위까지 수평변위를 일으키는 것으로 나타나

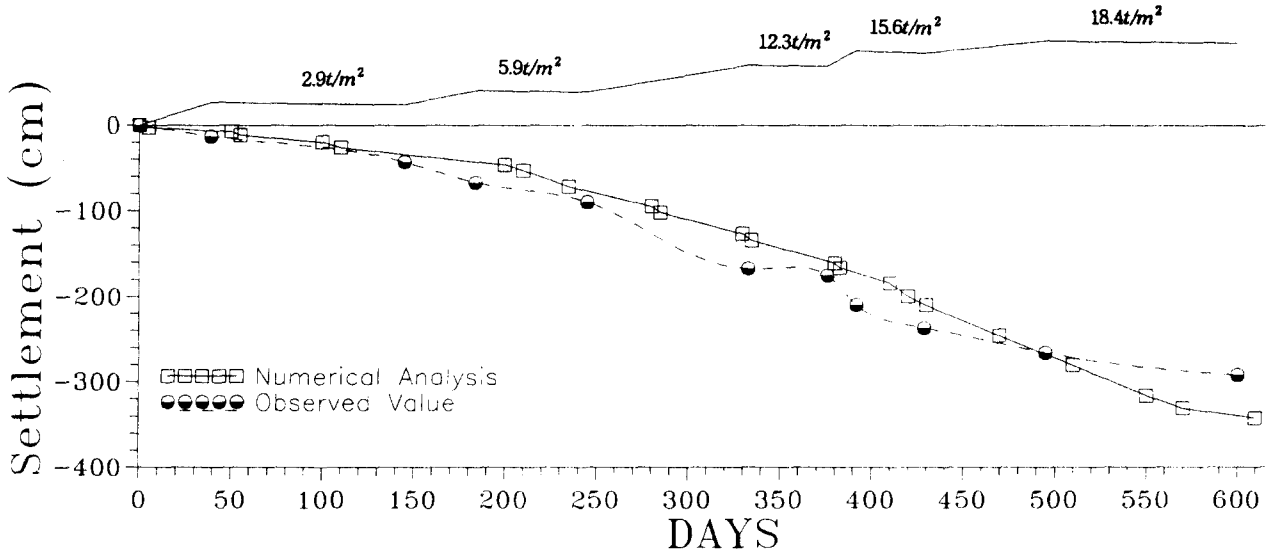


그림-14(a) Ramp E의 성토-침하-시간곡선

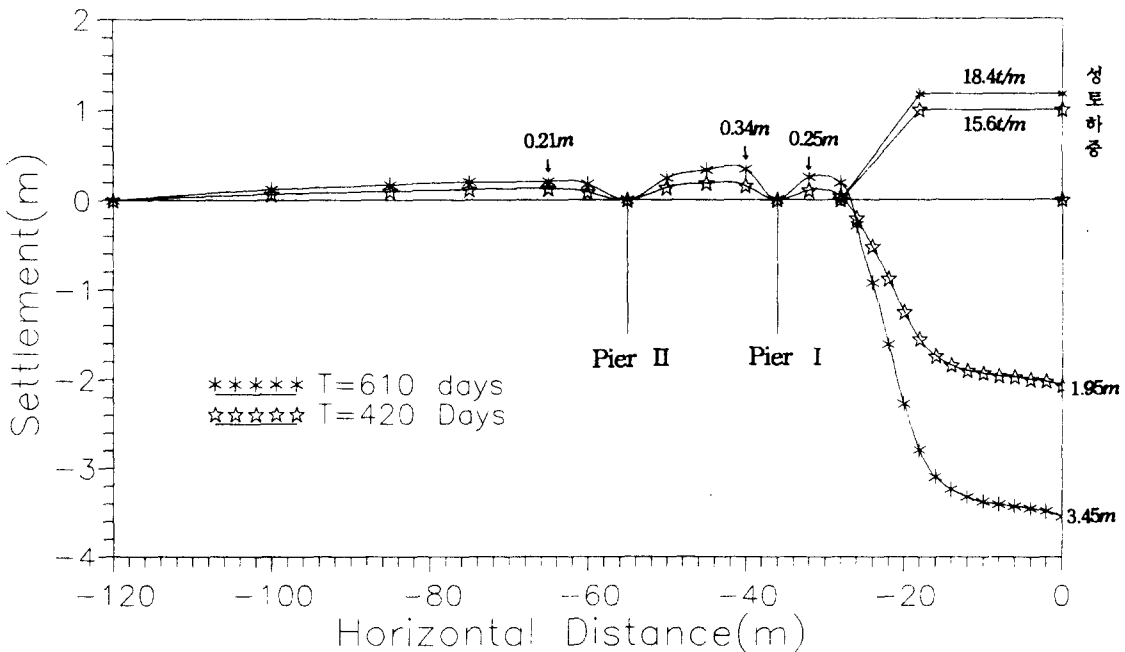


그림-14(b) Ramp E의 침하 및 용기

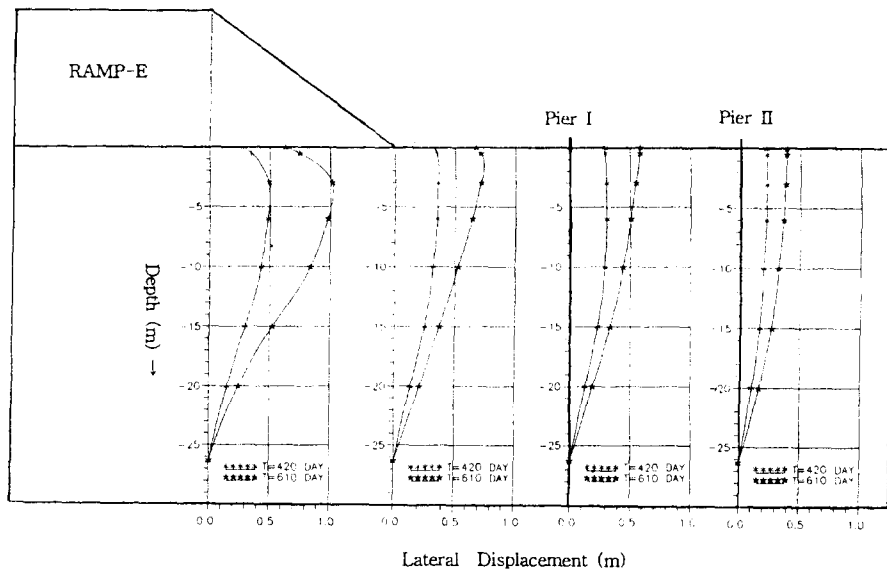


그림-15(a) 수평변위도

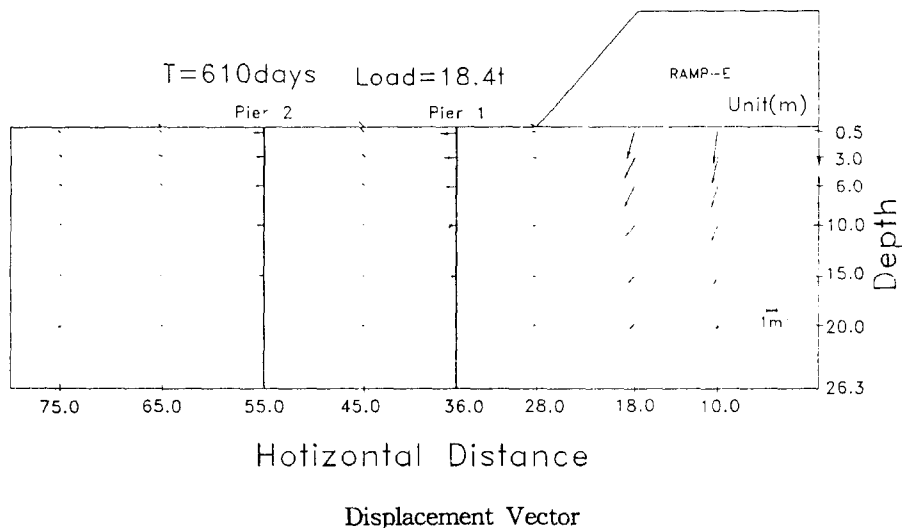


그림-15(b) 지면변위 벡터(610 일째)

고 있다. 한편 교각 I, 교각 II는 계산상 강관말뚝의 단면에 등가의 Sheet pile로 치환하여 교각에 현재 시공된 교각의 중량(약 5ton)을 작용시켜 일종의 벽체로서 계산한 것인데 교각에서 수평방향으로만 변위 벡터가 나타나고 있어 현장상황을 잘 표현해 주고 있다. 현재로서는 이 교각 부분이 융기되거나 부상되지 않고 말뚝두부 쪽만 수평변위를 일으키고 있는 것으로 보인다. 이 수평변위는 교각 I에서 610일째 약 1~3m 깊이에서 최대 0.7m, 교각II에서는 지표에서 최대 0.4m의 변위를 일으킨 것으로 나타났다. 주로 교각 기초판에서 집중적으로 발생하고 있다. 교각의 변형은 실제 0.4m에 비해 크지만 이는 2차원 해석이기 때문이며 한쪽 방향의 성토에 의해서만 해석한 결과이고 반대 방향에도 성토가 있으므로 같은 FEM 해석을 하면 서로 상쇄되어 실제 값에 근접할 것은 확실하다. 동일한 성토조건이면 0.7-0.4=0.3m이지만 반대방향의 성토나 지반조건이 다르므로 거의 실제값에 유사할 것으로 판단한다. 따라서 교각I 및 II에 작용하는 수평력과 이 가상의 Sheet pile의 벽체에 작용하는 bending moment를 다음에 살펴본다.

(3) 교각 기초에 작용하는 단면력

◎ 교각기초에 작용하는 수평력

수평력에 대해서는 강관말뚝($\phi 408$, $t=9$, 간격 1.1m 약28m관입) 이 1.5m의 두께를 갖는 기초판에 고정되어 있고, 이 교대가 최대 40cm 변위를 일으키고 있으므로 현재로서는 해석조건으로서 자유가 작용하는 기초판이 자유롭게 이동하는 조건으로 한다. 다만 말뚝 끝은 지지층에 고정된 것으로 본다. 이와 같이 상단 자유, 하단 고정조건으로 보고 강관 말뚝은 등가의 Steel Sheet pile로 하며 ($\phi=408$ mm 강관, $I=22200 \text{ cm}^4$, $A=57 \text{ cm}^2$ 와 비슷한 Sheet pile) 이 벽체에 접한 FEM요소의 평균 수평력을 나타내면 그림 16와 같다. 고정 조건으로서 수평이동에 저항하는 17m 깊이 이하에서는 고정단까지 거의 같은 값이며 약 14t/m 이다. 지금 610일을 기준으로 교각 I과 교각 II를 살펴보면 상단부에는 수평력이 매우 크게 나타나고 있는데 이는 이 위치에 5 t/m^2 의 자중을 작용시켰고 따라서 이동에 대한 저항

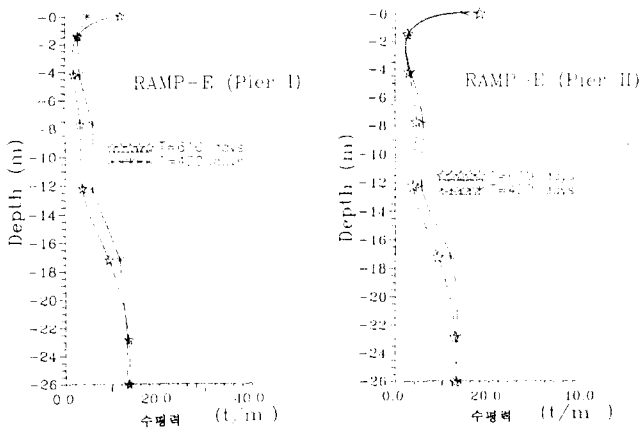


그림-16. 교각을 가상 벽체로 보고 계산한 수평력

이 크게 나타나고 있다.(요소의 중앙에서 작용한 것으로 표현되므로 상부에서 급변한 것처럼 보이지만 이 부근은 기초판이 있어 일정 폭으로 분포 됨) 약 2m 깊이에서 12m 깊이까지는 큰 차이 없이 평균 약 6t/m가 작용하고 있다. 대략 예상되는 토압의 크기와 같다고 보여진다. 다만 교각 I과 II는 수평이동량에 대한 저항값이 같은 중량의 기초에 있어서 이동이 상대적으로 작은 교각 II에서 저항값이 더 크게 나타난다.

◎ 교각벽체에 작용하는 벤딩 모멘트

지지조건은 수평력과 동일하므로 일종의 내면보처럼 벤딩모멘트가 발생하고 있다. 고정단에서는 매우 크지만 상단에서는 거의 작용하지 않으며 대략 깊이 16m에서 크게 변하고 있지만 수평력을 일차적으로 받고 있는 교각 I이 교각 II보다 더 크다. 이 벤딩 모멘트의 값은 교각 I에서 약 10m깊이에서 최대 6t.m이고 교각 II에 비해 더 크다. 이 들 값은 Steel Sheet pile의 단면에 있어서 통상 안전측 값이다.

이 단면력은 실질적으로 변위를 일으키고 있는 교각의 기초말쪽에 작용하는 것으로 보는 외력이다. 이 외에 축방향력이 있으나 현재 교량이 가설되지 않았기 때문에 자중외에는 없다. 자중은 언급한바와 같이 5t/m²이 작용하는 것으로 계산이 수행되었기 때문이다. 따라서 말뚝 또는 가상벽체에 작용하는 수평력과 자중으로 인해 발생하는 벤딩모멘트 등은 현재 위와 같은 상태에 있으며 이와 같은 영향으로 이동되었다고 볼 수 있으며 이 수치계산을 통해서 해석한 결과를 정리하면 다음과 같다. 다만, 현재의 시공상태로는 다음과 같은 조건 아래서 계산이 수행된 것이다. 교각의 기초와 여기에 두 부가 고정된 강관 말뚝은 이를 일체로 보고 강관 말뚝 제 1열의 말뚝의 단면적, 단면 2차모멘트가 유사한 벽체가(Sheet pile, Steel) 수평력에 저항한다고 본다.

이 가정은 FEM해석상 교각에 특별하게 경계조건을 부여하기 어려움으로 기초판과 말뚝을 동일한 벽체로 가정한 것이다. 실제로 말뚝에 있어서는 점토지반 중에서 수평력을 받을때 저항하는 말뚝 폭은 말뚝 직경이 아니고 말뚝직경의 2.5배가 된다는 것이 정설이므로 이렇게 환산 한다면 본 말뚝 기초는 직경이 40 cm 이므로 사실상 벽체와 같은 역할을 할 것이다. 또한, 말뚝기초가 복수열로 이루어진 경우 각 열의 수평력 분담은 동등하게 계산하여도 실제와 차이가 없다는 것도 인정되고 있으므로 제 1열에 대해서 얇은 Sheet pile벽체로 계산한다. 이 때 1.5m두께의 기초판이 문제가 되지만 이것이 쉽게 40cm 이동하였으므로 자중외에는 특별하게 강성을 주지않고 상단자유, 하단고정, 길이 26.3m의 벽체가 수평력에 저항

한 것으로 계산을 수행한다. 수평력은 이 벽체의 바로 앞 요소의 절점에 작용하는 수평력의 평균이 요소의 중앙에 작용한다고 보고 Plot 한다. 이 결과에 의하면 수평변위가 큰 위치에서의 수평력은 저항력이 적기 때문에 작게 평가되고 있다. 따라서, 교각II의 수평력이 변위가 적으므로 상단 기초부분에서 더 크다. 위와 같은 가정이 실제에 얼마만큼 근사한가는 별도로 검토해야할 사항이지만 적어도 현상을 비슷하게 재현 하였으므로 이때 발생하는 이와같은 외력은 실제에 가까울 것으로 판단한다.

(1) 수평변위를 일으키고 있는 두께는 약 20m 이내(그림 16)일 것이며 좀더 정확하게는 그림 16에 의하면 610일 때 거의 수평력이 일정한 값을 보이고 있는 17m 이내 이다. 특히, 12m 이내에서 크게 수평변위가 발생하였을 것으로 추정된다. 그리고 기초판에서는 자중에 의해 변위를 매우 크게 억제 했을 것으로 판단된다. 그 정도는 교각II가 더 현저하다.

한편, 지반조사결과는 전장에서 보다시퍼 RA-3은 N=1 이 전 지반에 걸쳐 평가되고 있으나 자연함수비가 제 2층에서 38.3%, 3층 4층이 63.9~62.7%로 같고 5층이 57.4% 로 중간층이 무르다. 다음 Ramp-E-2는 아래층만이 N=1~4이고, 제2층,3층이 N=1인데 자연함수비가 36.8%, 55.6%, 48.3% 순으로 되어있다. 함수비가 자연상태 점토의 강약을 직접적으로 평가한다고만 볼수는 없으나 e₀값과 비교해 볼때 또 정규압밀 점토일때는 강도와 관련이 있다. 따라서, 대략 중간층이 무르다는 것이 판명되고 강도에 큰 차이는 없겠으나 상하층이 상대적으로 강한 지층구조이다. 따라서, 중간층의 수평이동은 쉽게 일어날 수 있는 조건이 갖추어져 있는것으로 판단된다.

(2) 이 수평변위에 의해 최대 40cm의 교각 기초판의 변위가 발생하였는데 이때 설계에서와 같이 N>50의 지층에 강관말뚝이 어느정도 관입되어 있는가가 매우 중요하다. 그러나, 명백한 자료가 없고 다만, 항타 기록에 의하면 Ramp-E의 P1 교각의 경우 설계에서 28m 길이를 항타하도록 되어있는데 실제로는 31.5m(평균)를 타입하였고 최종관입시 10회 타격에 평균 관입량이 0.1cm이하 (햄머중량 2.5ton, 낙하고 2.3m)이고 말뚝 하나의 지지력은 동역학식에 의해 평균 75ton정도로 평가되고 있다. 따라서, Ramp-E의 교각은 통상의 개념으로 N>50의 지반에 최소한 1~2m 이상은 관입된 것으로 판단된다.

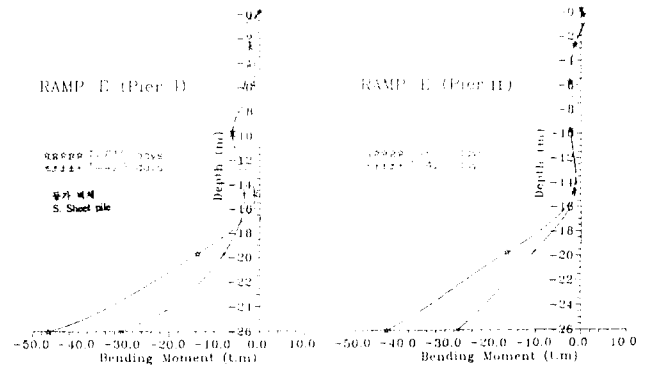


그림-17. 교각을 가상 벽체로 보고 계산한 수평력 B.M

그러나, 이와 같은 실제 말뚝관입결과와는 달리 주상도는 32m 깊이에서 N=28 로 평가되는 경우도 있어 일치하지 않으나 이는 위치에 따른 차이가 있을수 있으므로 충실하게 항타기록이 보존되어 있는 이 기록은 신빙성이 높다고 볼 수 있다. 이 결과에 따르면 적어도 1m정도의 깊이는 단단한 지반에 박혀있다고 보아진다. 이보다 위부분은 다소의 강약 차이는 있으나 거의 일직선으로 경사져 있다고 볼 수 있다. 이렇게 본다면 경사각은 1° 이내에 지나지 않는다. 이 정도는 시공시의 허용 범위 이내에 든다. 참고로 건설부 제정 항만공사 표준시방서 16.10절에서는 말뚝의 시공시 경사의 허용범위는 3°이내로 규정하고 있으므로 1°의 경사는 허용오차 범위 이내이다.

한편, 벤딩모멘트는 현재와 같은 Cantilever 상태에서는 논의의 대상이 되지 않지만 이 상태에서 보자면 수평력을 크게 받고있는 중간부분(중간)에서의 값은 매우 안전측이고 기반부에서 40t.m에 이르고 있다. 교량이 완성되어 양단의 고정 조건이 갖추어지면 이 벤딩 모멘트는 재분배 되겠지만 현재로서는 40t.m에 이르고 있어 Cantilever 로서의 부담이 커지고 있다. 고정조건이 충실하지 못할 경우는 이 분포는 매우 크게 달라진다. 이것은 수평력의 분포와는 달리 벤딩모멘트는 고정조건에 매우 예민하고 그 값의 변동도 크다. 계산상으로는 벤딩모멘트에 대해서는 고정조건이 확실하게 주어져 있으므로 실재가 이와같지 않고 준고정 또는 힌지 조건과 같은 경우는 쉽게 말뚝기초는 변형이 될 것이므로 더 이상의 수평력 발생이 이루어지지 않도록해야 하며 이와같은 관점에서는 빠른 시일내에 교대 및 교각을 완성하고 I.C 본선에서 처럼 Girder를 설치하여 상부로 부터의 수직력을 이용하는 것도 한가지 대책이 될 것이다.

4.2.2 횡단방향에 대한 결과

지금까지는 교각이 있는 Ramp E의 종단방향에 대한 FEM 해석 결과를 중심으로 논의하였다. 가장 문제가 크게 발생하고 있다고

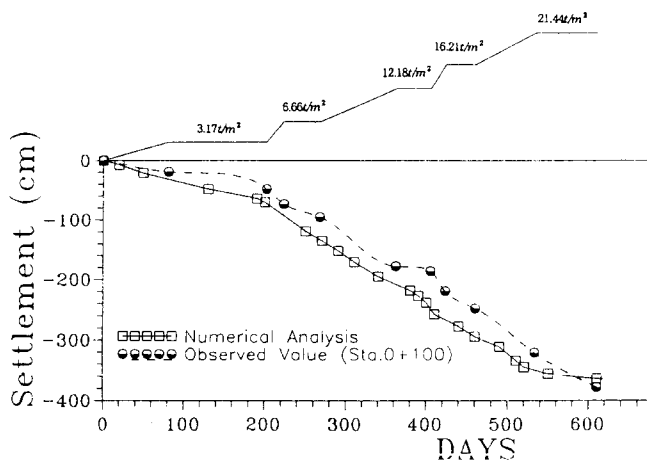


그림-18. STA 0+100 지점의 성토하중별 침하-시간 곡선 및 계산침하량 (횡단면에 대한 계산)

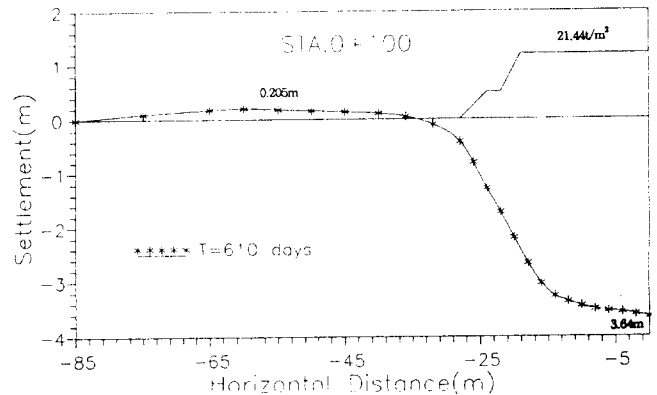


그림-19. STA 0+100 지점의 횡단면 방향의 침하 및 용기

보는 이 지점의 변형상황을 수치계산을 통해 재현하여, 이와 같은 현상을 일으키는 물리량을 계산하였다. 한편, 여기서는 종단 방향에서와 같은 수법과 입력자료를 이용하여 횡단방향의 침하 및 용기를 계산해 보면 그림 18과 같다. 이 지점은 본선 (STA.0+100)의 중앙 침하관의 침하 기록이 있는 위치이다. 본 위치는 성토가 가장 높게 이루어진 곳이며 침하는 3.69m가 관측되고 있다. 계산 단면은 그림 19에 나타난 바와 같다. 그림 18에서 나타난 바와 같이 610일 현재 21.44t/m²의 최종성토단계에서 3.64m의 침하가 발생하며 910제에는 3.68cm의 침하가 발생해 거의 압밀 종료를 의미하고 있다. 계산곡선과 실측곡선도 대응성이 좋으나 최종 침하량은 계산곡선이 약간 작게 평가되고 있으나 거의 같은 값이다. 그림 19는 610일째 현재의 수직변위를 보인 것으로 현재의 침하및 용기가 매우 근사하게 표현되고 있다. 다만, 610일 이후는 거의 압밀이 끝나고 있다는 점은 현재도 잔류침하가 계속되고 있는 사실로 볼때 적합하지 않다. 따라서, 잔류침하는 별도로 실측침하량을 기준으로하는 실용방법에 의해 추정할 필요가 있다.

5. 결론

본 현장의 수치해석결과와 현장관측치를 비교한 결과 근사치를 나타내고 있는 사실로 보아 3차원의 교각기초를 2차원의 강널말뚝벽체로 환산하여 계산하는 방법의 실용성과 다목적 프로그램의 적용 가능성을 보이고 있다.

참고문헌

1. F. Tavenas, C.Mieudens, F. Bourges(1979) "Lateral Displacement in Clay Foundation under Embankment", Canadian geotech. J. Vol, 16, pp. 532-550.

2. F. Tavenas, S. Leroueil(1980) "The Behavior of Embankment on Clay Foundations". Canadian Geotech. J. Vol.17, (1980) pp.236-260.
3. Stewart D.P., R.J. Jewell and M.F. Randolph(1993), " Numerical modeling of piled bridge abutments on soft ground", Computers and Geotechnics Vol. 15 No.1 pp.21-46
4. Sekiguchi, H.(1977), " Rheological cheogical characteristics of clays", proc. 9th ICSMFE, Tokyo, pp.289-292.
5. Sekiguchi, H., and Ohta, H. C.(1977), "Induced anisotropy and time dependency in clays", proc. Speciality session 9, 9th, ICSMFE, Tokyo, pp.229-238
6. Biot, M. A.(1958), " General theory of three-dimensional consolidation ", Journal of Applied Physics, Vol.12, PP.155-164.
- 7.Christian, J.T. & Boehmer, J. W.(1970), " Plane strain consolidation by finite element", Jurnal of the soil mechanics and foundations, Division, ASCE, No.96, SM4, pp. 1435-1457.
8. Sandhu,R.S. & Wilson,E.L.(1969) "Finite element analysis of seepage in elastic media", J. Eng. Mech., Division ASCE, Vol. 95 No. EM3 pp.641-652
9. 稻田倍徳(1981) "弱地盤에 있어서의 土質工學 (調査, 設計, 施工까지)", 日本鹿島出版會 pp. 165~178, pp. 190~204.
10. 齋藤迪孝(1991), "實證土質工學", 技報堂 pp.54~89, pp.87~89.
11. 高速道路調査會(1980), "高速道路調査會 軟弱地盤上の 橋臺基礎에 관한 調査研究報告書", 日本道路公團委託
12. 李相環(1991), "側方流動地盤에 橋台基礎말뚝 設計法", 中央大學校 碩士論文