

Piled Raft 기초로 지지된 연약지반 상의 제방의 거동

Behavior of the Embankment on Normally Consolidated Clay Supported by the Piled Raft

김 상 규¹ Kim, Sang-Kyu

송 선 옥² Song, Sun-Ok

한 성 길³ Han, Sung-Gil

전 진 규⁴ Jeon, Jin-Kyu

이 완 성⁵ Lee, Wan-Sung

Abstract

A railway embankment route extending to 2 km was laid on normally consolidated clay in the West Gimhae Plain. This embankment was first built using the stage-construction technique, but longitudinal cracks suggesting arc sliding appeared on the surface of the embankment immediately after the first stage of its construction. As an alternative, the piled raft was installed on the failed embankment and then the remaining height of the embankment was raised. The behavior of the piled raft was monitored with different instruments during construction. This paper describes the monitoring results and analyses. The results show that if the pile group essentially exhibits the behavior of friction piles, the piled raft foundation performs well even in normally consolidated soft clay.

요 지

서 김해평야에 위치하는 연장 2km의 철도제방은 정규압밀점토인 연약지반 상에 건설되었다. 연직 배수재를 타입하고 단계시공으로 1단계의 시공을 한 직후에 제방은 종방향 균열이 생겨 원호활동의 징조가 나타났다. 이 단계에서 piled raft로 설계변경하고 제방을 완공하였다. 여러 측점에 다양한 계측기를 설치하여 제방 시공 중 piled raft의 거동을 관찰하였다. 이 결과를 정리하여 piled raft 기초의 안전성을 분석한 결과를 이 논문에 기술하였다. 말뚝 무리가 마찰말뚝으로 작용할 때에는 piled raft 기초는 정규압밀점토에서도 안전하고 경제적인 설계가 될 수 있다는 것을 계측결과로부터 알게 되었다.

Keywords : Negative skin friction, Normally consolidated clay, Piled raft, Railway embankment

1. 서 론

부산신항에서 내륙의 삼랑진까지 배후수송망 확충을 목적으로 부산신항 배후철도가 시공되었다. 이 중 진영-녹산 간의 제 3공구는 김해평야의 서쪽에 위치하며,

행정구역 상으로는 경남 김해시 장유면 일대에 속한다. 이 노선의 대부분은 서 김해평야의 연약지반을 통과한다. 이 노선은 고성토의 제방으로 계획되어 제방 중앙 부분에서는 PBD, 바깥쪽은 SCP를 타입하고 단계적으로 성토를 하여 최종 제방고까지 시공하도록 설계되

1 정희원, 동국대학교 명예교수 (Member, Prof. Emeritus, Dongguk Univ., skkimgeo@yahoo.co.kr, 교신저자)

2 정희원, 현대산업개발 상무 (Member, Hyundai Development Company)

3 정희원, 현대산업개발 부장 (Member, Hyundai Development Company)

4 정희원, 현대중공업 과장 (Member, Hyundai Heavy Industries Co., Ltd.)

5 정희원, 새길 이엔씨 차장 (Member, Saegil Engrg.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

었다.

이 설계에 따라 1차 성토(두께 3.5-5m)를 한 직후 원호활동의 징조가 나타나기 시작하였다. 제방 중심을 따라 종 방향 균열이 발생하였고 제방선단은 융기되었다. 5단계까지 계획한 단계성토로서는 공기 내 완공이 불가능하다고 판단되었다. 설계서를 다시 검토한 결과 점토의 비배수강도를 실제보다 더 크게 적용했기 때문이라는 것을 알게 되었다.

이에 대한 대안으로 piled raft기초가 채택되었다. 그런데, 이 프로젝트에서는 piled raft가 놓이는 기초지반이 연약한 정규압밀점토이고, 더욱이 이미 가해진 일부 제방하중으로 인해 압밀침하가 진행되고 있었기 때문에 이 기초형식에 대한 안전성과 적합성에 대한 우려가 있었다.

Piled raft는 1990년대부터 강성이 비교적 큰 견고점토(stiff clay), 과압밀점토, 및 사질지반에 적용할 수 있는 경제적인 기초형식으로 연구 발전하여 지금까지 많은 성공사례가 발표되었다(Poulos, 2001; Reul & Randolph, 2003; Clancy, 1993; Randolph, 1994). 그러나 정규압밀점

토에 대해서는 이 기초형식의 적용을 선호하지 않고 있는 것이 사실이다. 과도한 침하, 부마찰력의 발생, 지지력의 부족 때문에 이러한 기피경향은 당연하다고 할 수 있다. 그럼에도 불구하고 연약한 점토지반에서도 piled raft기초의 적용이 끊임없이 요구되고 있어서 Poulos(2004)는 연약지반에 놓인 piled raft 모델에 대해 수치해석을 수행한 바 있다. 이 논문에서는 특히 지반침하가 있는 경우에 대해 래프트와 지반의 부등침하, 하중의 분담 등을 집중적으로 분석하였다. 말레이시아에서는 Klang clay 정규압밀점토 지반에 piled raft기초로 지지된 각각 2층 및 5층의 아파트 건물을 실제로 건설하였다(Tan 등, 2004; Tan 등, 2005). 그런데 이 시공사례에서는 2-5m높이의 여성토를 미리 가하여 연약지반을 과압밀상태로 만들었다.

본 프로젝트에서는 앞서 언급한 1차 성토를 가하여 8개월 정도 방치한 후 2m를 더 성토하고 4개월 후에 piled raft를 시공하기 시작하였다. 따라서 먼저 가해진 하중으로 인해 압밀이 진행 중인 상태에서 piled raft를 시공한 셈이다. 이와 같은 현장의 지반조건에서 piled raft를 설치하고 그 위에 놓인 제방하중의 증가에 따른 piled raft와 지반의 거동을 계측을 통해 추적하였다. 계측기기의 정확성이나 신뢰성에 있어서 다소 문제는 있었지만 계측 결과는 전반적으로 대단히 흥미로운 사실을 보여주고 있다.

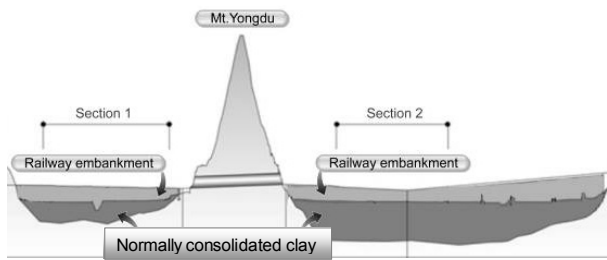
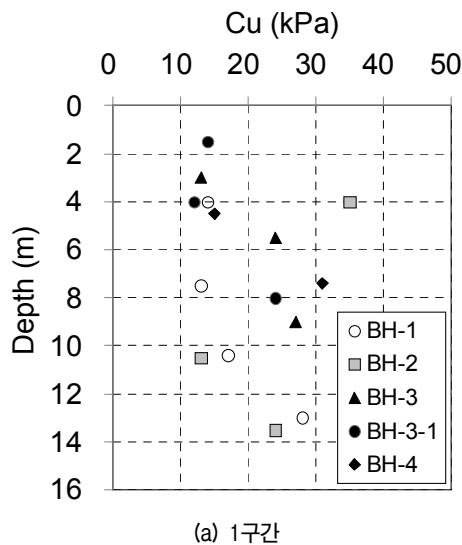


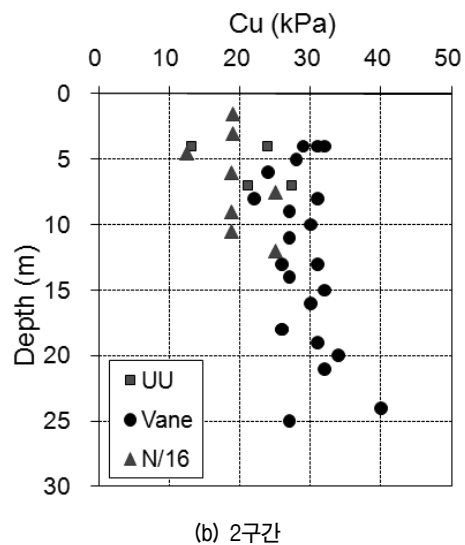
그림 1. 공구 내 점토층의 개략적인 분포

2. 연약지반의 분포와 지반 특성

제 3공구 전체 노선 중 연약지반 구간은 약 2km가 된다. 그림 1에 보인 바와 같이 노선 중간의 용두산(114.1m)



(a) 1구간



(b) 2구간

그림 2. 비배수강도의 깊이별 분포

을 중심으로 1구간과 2구간으로 나누인다. 1구간에서 약 170m(점토층 평균 두께 14m)와 2구간에서 819m(점토층 두께 28m)가 piled raft 시공대상으로 선정되었다. 점토지반은 비교적 균질한 정규압밀점토이고, 2구간의 상층부에는 얇은 두께의 샌드 심(sand seam)을 협재하고 있다. 이 지역은 오랫동안 김해평야의 비옥한 전답으로 사용되어 왔으므로 점토층 표면은 거의 풍화를 받지 않았다. 지하수위는 지표면과 거의 일치한다.

점토층의 깊이별 비배수강도는 그림 2에 나와 있다. 이 그림에 보인 바와 같이 1구간 점토층이 2구간보다 약간 더 연약하나 점토층은 후자가 2배나 더 깊다. 1구간에서는 지표면의 비배수강도는 15kPa, 하부에서는 30kPa 정도이나 2구간에서는 20kPa 내지 35kPa의 분포를 나타내고 있다. Piled raft를 설치한 연약층의 두께는 구간별로 대략 균등하다. 강도증가비는 대략 0.22정도이므로 전형적인 정규압밀점토층의 특성을 보이고 있다.

3. 말뚝 재하시험

연약지반에서 piled raft를 구성하는 모든 요소가 제대로 기능하기 위해서는 말뚝 무리의 침하가 충분히 발생하여 마찰말뚝으로 작용하지 않으면 안 된다. 따라서 단

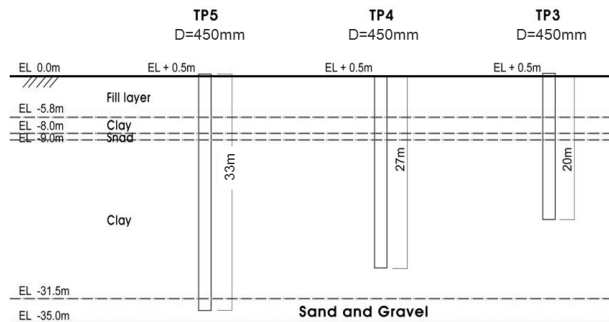


그림 3. 2구간에 대한 말뚝재하시험 계획

표 1. 말뚝 재하시험 결과

구간	시험번호	시험말뚝직경 (mm)	극한지지력 (kN)	극한지지력에 도달할 때 침하량(mm)	말뚝선단의 위치
1	TP 0	400	0	-	점토층 중간
	TP 1	400	210	<10	점토층 중간 2/3
	TP 2	400	2,000	22	사질토층 상면
2	TP 3	450	650	4	점토층 중간
	TP 4	450	800	<10	점토층 중간 2/3
	TP 4-1	450	1,250	<10	점토층 중간 2/3
	TP 5	450	1,620	30	사질토층 상면

일말뚝에 대한 재하시험을 통해 이에 대한 자료를 얻을 필요가 있다. 재하시험은 각 구간에서 대표적인 지층을 선정하여 수행되었다. 마찰력 만에 의해 하중을 지지할 수 있는 능력을 알기 위해 각 구간마다 말뚝 선단을 점토층의 중간, 중간 2/3, 점토층 하단(사질토층 상면)까지 각각 타입하고(그림 3 참조) 지지능력을 비교하였다.

말뚝 재하시험은 1단계의 제방이 시공된 지표면에서 수행되었다. 다짐을 한 제방의 두께는 침하된 두께까지 포함하여 약 6.5m가 된다. 시험말뚝으로 1구간에서는 400mm, 2구간에서는 450mm의 PHC말뚝을 사용하였다. 말뚝재하시험 결과는 표 1에 요약되어 있다. 이 표에서 TP4-1은 TP4에 대한 시험 8주 후 다시 하중을 추가하여 시험한 결과이다.

Piled raft의 설계와 관련하여 이 시험으로부터 얻은 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 말뚝선단이 점토층 중간 또는 연약층 중간 2/3 깊이에 놓인 경우, 1, 2구간 모두 극한지지력이 너무 낮다. 말뚝의 하중-변위 관계는 탄성적이며, 하중이 극한치에 도달한 후에는 침하량 10mm이내에서 미끄러짐(slippage)이 발생하고 더 이상 지지력은 증가하지 않았다. TP4 및 TP4-1에 보인 바와 같이, 말뚝 타입 2개월 후에는 극한지지력이 1,250kN까지 증가되었다(표 1 참조). 극한 지지력이 이와 같이 크게 증가한 것은 말뚝 타입 시 교란으로 저하된 점토강도가 어느 정도 회복되어 마찰력이 더 증가하였고 또한 선단지지력이 일부 동원되었기 때문으로 보인다.
- (2) 말뚝 선단이 점토층을 통해 사질토층 상단에 놓인 경우, 극한 지지력은 1,620kN이상 얻어졌고, 1구간의 400mm말뚝은 20mm, 2구간의 450mm말뚝은 30mm 이상 침하한 후부터 하중은 더 증가하지 않았다. 이러한 시험결과로부터 piled raft용 말뚝은 1, 2구간 공통으로 450mm를 사용하고 말뚝 선단은 사질토층 또

는 풍화토층 상면에 놓이게 하면 최적설계가 될 수 있을 것이라고 판단하였다.

4. Piled raft의 설계, 시공 및 계측

4.1 Piled raft의 설계와 시공

지반정보와 말뚝 재하시험 결과를 가지고 설계를 위한 수치해석을 수행하였다. 수치해석은 호주의 Poulos 교수와 Coffey Geotechnics사 팀에 의해 수행되었는데, 그 결과는 설계 보고서(한국철도시설공단, 2008)에 수록되어 있다. 설계단면은 그림 4에 보인 바와 같이 단순하다. 즉, 두 구간 말뚝의 직경은 450mm, 간격은 3m x 3m, 래프트 두께는 400mm로 설계되었다. 말뚝의 침하를 유도하기 위해 말뚝 선단은 느슨한 실트질 모래층 상단 또는 풍화토층 상단 50cm이내에서 정지하도록 하였다.

4.2 Piled raft 거동의 계측

Piled raft 전체 시공구간을 통해서 'A', 'B', 'C'의 세 곳을 대표 계측위치로 정하고 다양한 계측기를 매설하였다. 계측위치 'A'는 점토층 두께가 14m인 1구간 내에 있고 성토하는 제방의 두께는 4.9m이다. 계측위치 'B'와 'C'는 평균 점토두께가 28m인 2구간 내에 있고 제방의 추가 두께는 각각 5.3m와 7.2m이다. 계측기의 종류, 매설위치와 설치방법에 대해서는 각 계측항목에서 간단히 기술된다.

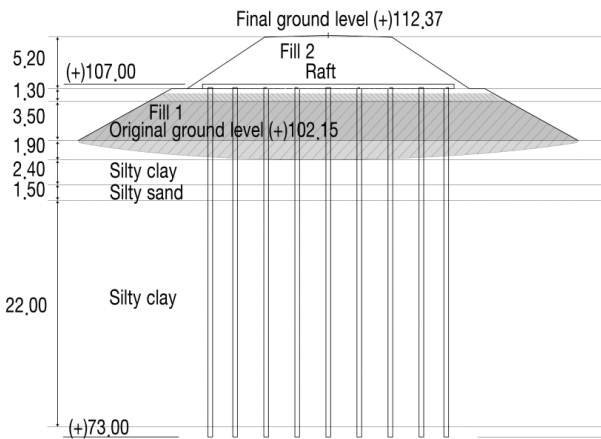


그림 4. 대표적인 piled raft 설계단면(계측 위치 'B')

5. 계측 결과

5.1 래프트와 지반의 침하

래프트의 침하량은 그 표면을 따라 중앙과 양쪽에 침하판(settlement gauge)을 묻어 측정하였다. 지반의 침하량은 piled raft 시공에 앞서 제방 중앙 지표면에 침하판을 심어 측정하였다. 그림 5는 계측위치 'B'에 대해 제방고 증가와 경과시간에 따른 침하량의 변화를 보여준다. 위의 3개 곡선은 래프트의 침하량이고 맨 아래 곡선은 지반에 대한 것이다. 다른 위치에서도 침하양상은 이와 비슷하였다. 이 그림에서 지반의 침하량 측정은 래프트의 침하량을 측정하기 90일 전에 시작했다는 것을 유의해야 한다. 래프트의 침하량 측정을 시작하였을 때에는 지반의 압밀침하량은 71mm나 발생하였다.

이 그림을 자세히 살펴보면, piled raft의 침하는 제방고가 거의 3m에 이르기까지 지속적으로 증가하였고, 그 이후에는 제방고의 지속적인 증가에도 불구하고 침하량의 증가속도가 현저히 감소되었다는 것을 유의할 수 있다. 또한 래프트의 침하는 제방의 최종 제방고 도달 이전에 거의 일정해졌고, 지반의 침하곡선은 래프트의 침하곡선과 거의 평행하다. 더 자세한 분석은 후술하기로 한다.

제방 완공 3개월 후부터 철도 도상과 레일을 부설하는 작업을 수행하였는데, 이 그림에서는 제방고로 표시하였지만 제방 중앙의 제한된 폭에 작용하는 하중이라는 것을 유념해야 한다.

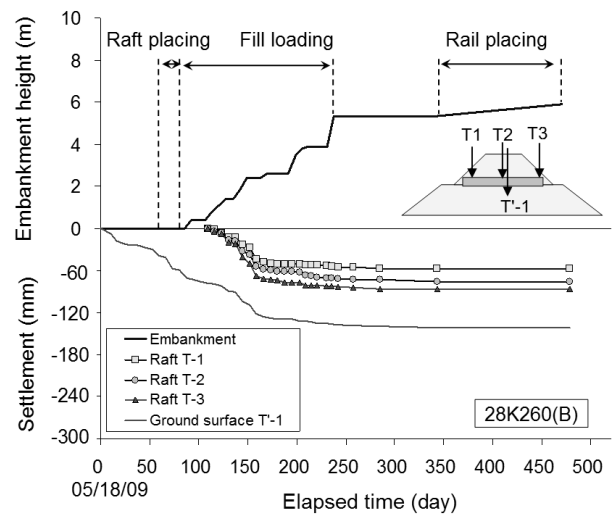


그림 5. 계측위치 'B'에 대한 제방하중 증가에 따른 지반 및 래프트의 침하량 경시 변화

5.2 최외측 말뚝과 지반의 횡방향 변위

최외측 말뚝과 래프트 연단 아래 지반(그림 4 참조)의 횡방향 변위는 지중경사계(inclinometer)로 측정되었다. 말뚝에 대해서는 지중경사계 케이싱을 PHC말뚝의 중앙에 삽입하고 그 바깥은 몰탈을 충전하여 고정시켰다. 그림 6은 계측위치 'B'에 대한 횡변위 측정 결과를 대표적으로 보여준다. 이 그림은 제방 완공 이후 7개월까지의 측정기록인데, 이 기간 동안 횡변위의 변화가 없었으므로 곡선이 중첩되어 한 곡선처럼 나타나 있다는 것을 유의하기 바란다. 이 그림에 보인 바와 같이 지반의 변위가 인접한 최외측 말뚝의 변위보다 훨씬 크게 발생하였다.

횡변위 형상을 보면, 제방의 일부로 이미 시공된 piled raft 기초의 상부에서는 제방 외측으로 향하여 변위하였고, 그 아래 점토지반에서는 제방의 중심을 향하여 변위

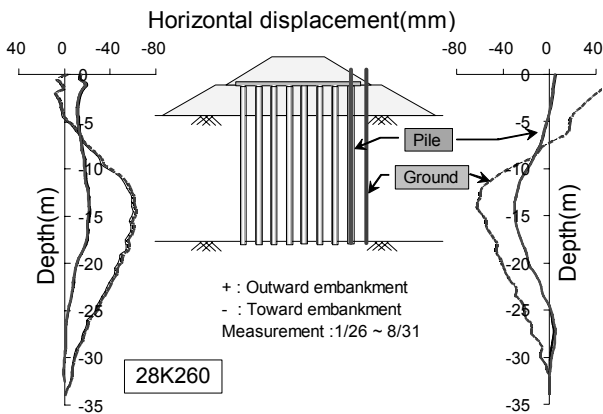
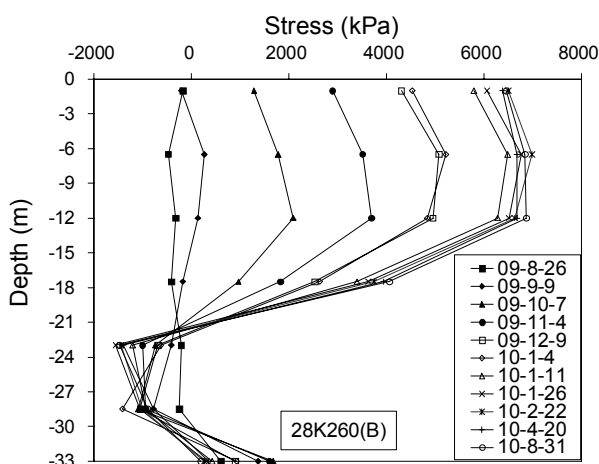
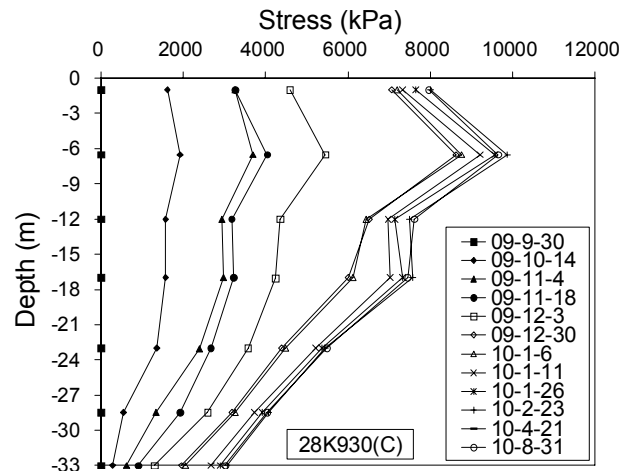


그림 6. 단면 'B'에 대한 제방완공 이후의 말뚝과 지반의 횡변위



(a) 계측 위치 'B'



(b) 계측위치 'C'

그림 7. 제방 중앙 말뚝의 축응력 전이

하였다는 사실을 알 수 있다. 최대 변위는 점토층의 거의 중간 깊이에서 발생하였다. 이러한 변위 형상은 계측 위치 'A'와 'C'에서도 동일하게 나타났다. 이것은 일반적인 제방 아래 연약지반에서 발생하는 횡변위와는 다르다. 왜 이런 형상의 변위가 발생하였는가에 대해서는 다음 절에서 상세히 기술한다.

이 논문에서는 그림으로 제시하지 않았지만 이러한 변위형상은 제방하중의 작용 초기부터 나타나기 시작하였다. 최종제방하중이 가해지기 전에 그림 6에 보인 최대 변위는 이미 발생하였고 그 이후는 성토고의 증가에도 불구하고 안정되었다.

5.3 말뚝 하중의 전이

제방 중앙에 위치한 말뚝에 대해 말뚝하중의 전이를 측정할 수 있도록 PHC말뚝을 특별히 제작하였다. 25mm 철근에 적절한 간격으로 변형률계(strain gauge)를 붙이고 PHC말뚝의 중심을 따라 이것을 안으로 삽입하였다. 바깥쪽 공간은 몰탈로 채워 말뚝 한 가운데 고정시켰다. 제방하중의 증가에 따라 말뚝의 머리와 끝은 물론 중간에서 발생한 변형률을 측정하였다. 측정된 변형률은 말뚝의 탄성계수를 사용하여 응력으로 변환시켰다. 그림 7은 측정위치 'B'와 'C'의 제방 중앙에 있는 말뚝에 대해 제방하중의 증가에 따른 경시별 응력의 변화(축 하중 전이)를 보인 것이다.

제방하중의 증가로 인해 말뚝 머리에 발생한 응력은 이 두 그림에 보인 바와 같이 점차로 감소하면서 말뚝선단으로 전이되었다. 그림 7(a)에서 점토층 아래 두 위치

의 측정치는 그 원인이 분명히 밝혀지지 않았지만 설치 상 또는 측정 상의 오류라고 생각된다. 왜냐하면 압축을 받는 말뚝에서는 인장력이 발생할 수 없기 때문이다. 이 두 측정점의 자료를 무시하면 그림 7(a)에서 말뚝 선단으로 전이된 응력은 말뚝 머리의 응력에 비해 대단히 낮아서 이 말뚝은 전형적인 마찰말뚝의 거동을 보인 것으로 판단할 수 있다.

한편, 계측위치 'C'에서 측정된 결과를 보면, 말뚝 선단으로 전이된 응력은 말뚝 머리에 비해 약 40%나 된다. 따라서 이것은 단지지말뚝에서 나타나는 응력전이 양상이라는 것을 알 수 있다. 시공 시에는 사실 상 모든 말뚝이 마찰말뚝으로 작용하도록 최종타격회수를 정하여 통제하였다. 그러나 계측위치 'C'에서는 말뚝 선단이 훨씬 견고한 지층을 만났거나 더 깊이 타격되었던 것으로 추정된다. 결과적으로는 부마찰력의 발생 측면에서 마찰말뚝과 단지지말뚝의 거동을 비교할 수 있는 사례가 된 것 같다. 이에 대한 논의는 후절에서 더 상세히 기술한다.

5.4 말뚝의 부담하중

말뚝이 부담하는 하중을 측정하기 위해 하중계를 말뚝 머리에 설치하였다. 그러나 측정치가 예상치보다 이 외로 과소하여 계측자료로 이용하지 않았다. 계측기 매설의 문제로 판명되었다. 그 대신 앞서 설명한 바와 같이 말뚝 머리에 설치된 변형률계의 측정치로부터 말뚝 하중을 추정하였다.

계측위치 'B'에서 말뚝머리가 받는 하중은 1,050kN으로 추산되었다. 이 값은 말뚝 한 개의 평균 부담하중 972kN과 거의 비슷하다. 여기서 평균부담하중은 전체 제방하중을 말뚝 수로 나눈 값이다. 그런데 말뚝 무리의 중앙에서는 평균치보다 더 큰 하중이 작용한다는 것을 유념해야 한다. 이 값을 말뚝 재하시험 결과와 비교하면 (표 1 참조) TP5의 극한지지력 1,620kN 또는 TP2의 2,000kN보다는 훨씬 낮다. 계측위치 'C'에서는 변형률계로부터 측정된 최대치는 1,297kN이었다.

6. 계측 결과의 해석

6.1 래프트의 침하특성

앞서 설명한 바와 같이 래프트의 설치를 끝내고 piled

raft의 침하량 측정을 시작한 시점에서도 지반의 압밀침하는 진행 중이었다. 제방하중이 가해지면 이로 인한 지반의 침하는 탄성변형이 우세하게 됨으로 제방하중 증가에 따른 탄성변형의 특징을 살펴보고 압밀침하에 어떤 영향을 끼치는지 알아 볼 필요가 있을 것 같다.

제방하중의 증가에 따른 래프트와 지반의 침하량의 시간적 변화는 이미 그림 5에 제시하였었다. 그 그림에 보인 지반의 침하는 압밀침하에 추가해서 제방하중으로 발생한 탄성침하량이라는 것을 유념할 필요가 있다. 그림 8은 그림 5와 동일한 자료이지만 래프트 침하량의 중간 값을 제방하중으로 나누어 표시한 것이다. 이것은 제방하중의 증가로 인해 발생한 탄성침하량의 특징을 이해하기 위한 것이다.

이 그림에 보인 바와 같이 제방높이의 증가에 따른 래프트의 침하는 그 높이가 2.4m에 이르기까지 거의 선형으로 증가하였다(OA'). 이 두께에 이르기까지 발생한 래프트의 침하량은 60mm나 되었으므로(그림 5 참조), 말뚝이 점토 지반으로 미끄러져 내려오면서 piled raft는 지반에 압축변형을 일으켰을 것으로 충분히 예상할 수 있다. 비교적 단기간에 발생한 이 침하는 본질적으로 탄성변형이다. 이 기간에는 탄성변형이 압밀침하보다 단연코 우세하므로 래프트는 지반과 밀접히 접촉된다.

A'을 지나면 Sraft/Temb곡선은 약간의 변동을 보이면서 제방의 최종 높이에 이를 때까지 이전과는 반대로 올라간다(A'B'). 여기서 Sraft는 래프트의 침하량이고 Temb는 제방의 두께이다. 이것은 제방하중의 지속적인 증가

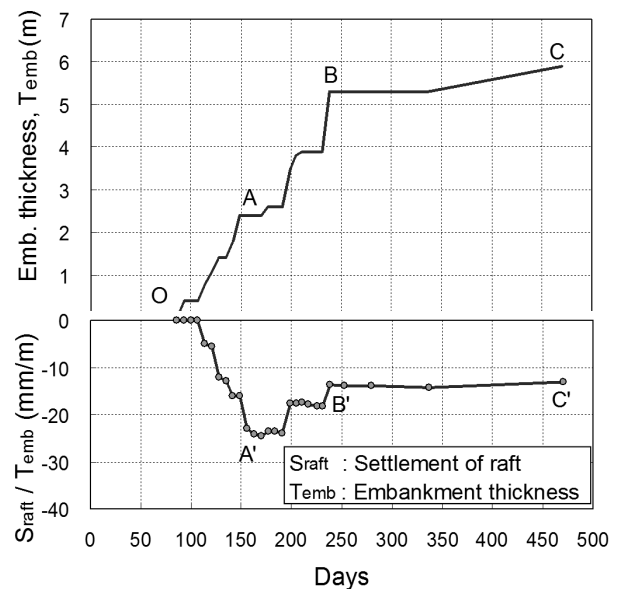


그림 8. 제방두께의 증가에 따른 Sraft/Temb의 변화

에도 불구하고 탄성변형은 이에 비례하지 않고 오히려 지반침하에 끼치는 영향이 감소한다는 것을 뜻한다. 최종하중이 가해지는 B'을 지나면 Sraft/Temb값은 거의 일정하다(B'C). 이때부터 탄성변형은 발생하지 않는다. 이러한 분석으로부터 제방높이가 2.4m에 도달할 때까지는 지반의 침하는 탄성침하가 지배적이었고 그 이후에는 제방고의 증가에도 불구하고 이 영향은 현저히 감소하였다는 것을 알 수 있다. 제방완공 후에는 압밀침하량의 발생도 미미하다.

지반의 침하과정에서 만일 압밀침하가 우세하다면, 래프트는 지반과 분리될 수 있을 것이다. 이에 대해서는 부마찰력의 관점에서 다시 논의된다.

6.2 횡방향 변위의 특징

그림 6으로부터 래프트 연단 아래 기초지반의 횡변위는 기초지반 상층에서는 제방외측으로 향하지만, 점토지반 내에서는 제방중심으로 향한다는 것을 알게 되었다. 최외측 말뚝도 동일한 거동을 보였다. 이러한 변위는 연약지반 위에 직접 놓인 제방의 일반적인 횡변위형상, 즉 전체적으로 제방외측을 향하여 변형을 일으키는 거동(Leroueil 등, 1990; Chung 등, 2006)과는 다르다는 것을 알 수 있다.

본 프로젝트에서 횡변위가 이와 같이 나타나는 이유는 다음과 같이 설명될 수 있을 것이다. 앞서 언급한 바와 같이 제1단계의 제방을 성토한 다음 원호활동의 징조를 보이면서 제방의 중심을 따라 종방향 균열이 발생하였다. Piled raft 시공이전에 이미 발생한 이 균열은 결과적으로 제외측으로 횡방향 압력을 유발하여 잔류하였다. 말뚝의 항타로 인해 잔류횡력은 더 증가하였고, 더욱이 제방 두께가 증가하면서 제방의 양쪽 경사면 아래에서는 편심하중으로 인해 제외측 방향으로 더 큰 횡력이 작용하였다. 물론 래프트에 연결된 말뚝은 이 횡력에 충분히 저항하였을 것이다. 또 한 가지 유의할 것은 제방의 기초지반의 상층 5-6m 깊이는 제방의 일부로 시

공된 부분이므로 그 아래 점토지반보다 강성이 훨씬 크다는 것이다. 이러한 사실은 기초지반 상층부에 횡력이 집중된다는 것을 말해준다. 이와 같이 유발된 횡방향 압력으로 말미암아 기초지반의 상층에서는 제외측으로 변위를 일으킨 것으로 보인다.

한편, 래프트 아래 연약지반은 말뚝타설시 많이 교란되었을 것으로 예상된다. 부산점토는 예민비가 4이상인 예민한 점토라는 사실(Kim, 2008; 김, 2010)을 참고하면 교란으로 인한 전단강도의 현저한 감소를 충분히 예상할 수 있다. 사실이 이러하다면 piled raft 기초 바깥의 점토의 강성이 그 안쪽 보다 훨씬 크므로 기초지반 상층부에 작용한 제외측 방향의 횡력으로 말미암아 점토지반에서는 변위방향이 제방 중심으로 바뀌었다고 추정할 수 있을 것 같다.

결론적으로 말하면 기초지반 상층에서는 제외측으로 횡력이 작용하여 변위를 일으켰고 그 아래 점토지반 내에서는 이 횡력이 작용함으로써 점토지반에서는 제방 중심을 향하여 변위를 일으킨 것으로 보인다.

6.3 접촉압력과 부마찰력의 발생

이 프로젝트에서 지반의 침하가 piled raft의 침하보다 커질 수 있다는 우려가 있다. 이런 경우가 생긴다면 제방하중을 piled raft로 지지한다고 하기보다 무리말뚝으로 지지하는 결과가 된다. 이에 대한 검토는 말뚝 하중 전이에 대한 자료를 가지고 지반에 부마찰력이 작용하는지 검토해보면 될 것이다.

계측위치 'B'에 대한 그림 7(a)의 측정치를 보면 시공 중간단계에서는 말뚝으로 전이된 중간 깊이에서 발생한 응력이 말뚝 머리에서 보다 더 크므로 중립면은 지표면 아래 존재한다는 것이 분명하다. 그러나 제방 두께가 증가할수록 중립면은 지표면을 향하여 계속 상승하였다. 제방완공 시에는 중립면이 거의 나타나지 않았으므로 부마찰력이 더 이상 발생하는 것 같지 않다.

이와 같은 사실은 래프트와 지반의 침하량 차이의 변

표 2. 단면 'B'에 대한 래프트와 지반의 침하차이의 변화

경과시간(day)	86	107	142	177	211	253	470
제방두께(m)	0	0.4	1.8	2.4	3.9	5.3	5.9
래프트의 침하량(mm)	0	0	32	61	68	73	76
지반의 침하량(mm)	71	78	104	129	133	139	142
침하 차이(mm)	71	78	72	68	66	66	66

화를 가지고 확인할 수 있다. 표 2는 계측위치 'B'에 대해 측정한 그림 6과 동일한 자료이지만 수치를 가지고 침하량 차이의 변화추세를 비교하였다. 이 표에 보인 바와 같이 래프트 시공 시 지반의 압밀침하량은 86일 동안 71mm 발생하였다. 이 차이는 곧 78mm까지 증가하였으나 그 후 점차로 감소하면서 제방 두께가 3.9m에 이르렀을 때 그 차이는 66mm로 감소하였다. 그 이후에는 260일 동안 전혀 변화가 없다. 여기서 래프트와 지반의 침하량 차이의 증가는 전자와 후자의 분리를 의미하고 감소는 점차 접촉하고 있음을 의미한다. 이러한 경향은 앞서 설명한 중립면의 상승과 잘 일치한다. 이 사이에 지반의 압밀침하는 계속 진행되고 있다는 것을 유의해야 한다. 다시 말하면, 압밀침하가 진행되고 있음에도 불구하고 계측위치 'B'의 래프트와 지반은 밀접하게 접촉하고 있다는 것을 알 수 있다. 엄격히 말하면 래프트와 지반이 완전히 접촉되었다면 처음과 끝의 차이가 71mm로 일정해야 하지만, 초기 값이 약간 더 큰 것은 느슨해진 지반에 설치한 침하계의 초기침하 때문이라고 생각된다.

계측위치 'C'에 대해서도 여기서 함께 검토해보기로 한다. 표 3은 이 위치에 대한 것이다. 이 표에 보인 바와 같이 래프트와 지반의 침하량의 차이는 처음에 140mm로부터 제방두께가 5.9m에 이르기까지 182mm로 증가하였다. 이와 같은 증가는 지반이 래프트보다 더 많이 침하하고 있다는 것을 의미하므로 이 기간에는 지반의 압밀침하가 더 우세하였다. 그런데 여기서 한 가지 유의할 것은 최종 두께 7.2m에 이르기 전에 그 차이가 감소하기 시작한다는 것이다. 이 자료는 제방완공 후 4개월

까지 측정된 값인데 초기치와 비교해보면 최대 42mm만큼 지반분리가 생겼으나 이 차이가 38mm로 수렴하고 있다. 이와 같은 거동은 앞서 보인 부마찰력의 측정결과와 잘 일치한다.

위의 논의로부터 정규압밀 점토지반에서 말뚝이 마찰말뚝으로 작용한다면 접촉압력은 양의 값이 되지만 단지지말뚝으로 작용할 때에는 부마찰력이 발생하여 접촉압력은 0이 된다는 것을 알 수 있다.

6.4 장기침하의 예측

표 4는 piled raft 시공 기간에 발생한 지반과 래프트의 침하량과 시공이후 4개월까지 발생한 침하량(측정위치 'B'에서는 7개월)을 분리해서 정리한 자료이다. 두 말할 필요도 없이 piled raft의 침하량은 연약지반의 두께와 제방의 축조높이에 의존한다. 본 프로젝트에서는 말뚝 선단이 놓이는 지반의 강성에 따라서도 많은 영향을 끼친 것 같다. 이 표에 보인 바와 같이 piled raft의 시공 기간 중 래프트는 20-90mm 침하하였고 지반은 100-200mm 침하하였다. 여기서 래프트의 침하량 측정은 지반의 침하량 측정을 기준으로 90일-150일 이후에 시작했다는 것을 유념해야 한다.

침하량의 측정은 제방완공 후 4-7개월 동안 계속되었다. 이 표에 보인 바와 같이 래프트의 추가침하량은 1-6mm, 지반은 2-6mm로 계속되었다. 이 값은 완공된 전체 제방하중으로 발생한 압밀침하량이며, 래프트와 지반은 거의 동일하게 침하하고 있다는 것을 보여주고 있다. 한 가지 특이한 사실은 제방완공 이후 발생한 압밀침하량

표 3. 단면 'C'에 대한 래프트와 지반의 침하차이의 변화

경과시간(day)	128	142	156	184	211	238	338
제방두께(m)	0	0.8	2.2	2.2	5.9	7.2	7.2
래프트의 침하량(mm)	0	0	5	10	17	25	31
지반의 침하량(mm)	140	159	160	170	199	205	209
침하차이(mm)	140	159	155	160	182	180	178

표 4. Piled raft의 시공 중 및 시공 이후 침하량 발생의 요약

구간	제방높이(m)	점토층 평균두께(m)	제방완공까지의 침하량(mm)		완공 4개월 후에 발생한 추가침하량(mm)	
			래프트	지반	래프트	지반
1	3.8	14	20	102	4	3
	4.9	14	22~44	105	4	6
2	3.9	28	30	113	2	1
	4.3~5.3	28	33~75	110~139	1~4	2~4
	6.7~7.2	28	39~90	117~205	1~6	3~4

은 piled raft의 시공 이전에 비해 현저히 감소되었다는 것이다. 측정위치 'B'의 예를 들면, 제방하중이 가해지기 전 86일 동안 발생한 지반의 압밀침하량은 71mm인데 비해 제방완공 후 7개월간에 발생한 침하량은 4mm에 지나지 않았다. 이것은 미리 설치된 연직배수재에 의해 압밀이 촉진되었기 때문으로 보인다.

7. 결론

부산신항 배후철도 제 3공구의 철도제방은 서 김해 평야의 연약지반 상에 축조되었다. 최초에는 연직배수재를 심고 단계시공으로 제방을 축조하려고 시도하였다. 그러나 지반이 연약하여 첫 단계의 제방하중을 가한 후 종방향 균열이 발생하였다. 더 이상 이 공법으로 시공할 수가 없어 그 대안으로 piled raft 기초로 시공하게 되었다.

연약지반에서 piled raft로 하중을 지지하게 하면 과도한 침하가 발생하고 부마찰력이 발생할 수 있다. 더욱이 이 프로젝트에서는 먼저 가해진 1단계 제방하중으로 인해 압밀침하가 진행되고 있었다. 이러한 특이한 현장조건 때문에 제방 노선을 따라 3개소에 계측기를 중점적으로 설치하여 piled raft의 거동을 관찰하였다. 그 결과를 종합하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 제방을 지지하는 말뚝 무리가 본질적으로 마찰말뚝의 거동을 보일 때에는 정규압밀점토에서도 piled raft의 모든 요소가 효과적으로 제방하중을 지지할 수 있다. 이 경우의 계측결과는 먼저 가해진 하중으로 인해 압밀침하가 발생하고 있는데도 불구하고 제방완공 후에는 부마찰력은 상쇄되었고, 래프트의 접촉압력은 양의 값을 보인 것으로 판단된다. 이것은 제방하중으로 인해 발생한 탄성침하가 압밀침하보다 훨씬 더 크게 발생하였기 때문이다.
- (2) 만일 제방을 지지하는 무리말뚝이 단지지말뚝으로 거동한다면 부마찰력이 발생하기 때문에 래프트의 접촉압력은 0이다. 이것은 제방하중이 말뚝 선단으로 많이 전이되기 때문이다. 이 경우에는 말뚝머리에서 발생하는 탄성침하량이 압밀침하량보다 더 작다.
- (3) 래프트 연단 아래에 있는 말뚝과 지반은 특이한 횡방향 변형을 나타낸다. 즉, 연약지반에서는 제방중심을 향하여 변위가 발생하였고 그 크기는 점토층

중앙부근에서 가장 크게 나타났다. 이러한 변형이 발생하게 된 것은 말뚝 머리 부근에서는 제방외측을 향하여 편심의 응력이 작용하였고 이에 반해 piled raft 아래 연약지반은 말뚝 타입 시 교란되어 바깥쪽의 원 지반에 비해 강성이 많이 저하되었기 때문으로 보인다.

- (4) 말뚝과 지반의 침하량의 대부분은 piled raft 시공시에 발생하였다. 제방완공 후 4-7개월간 계측된 압밀침하량은 6mm이하로 계측되었는데, 이로 미루어보면 철도 개통 후 발생하는 침하량은 거의 무시해도 좋을 것 같다.

참 고 문 헌

1. 김상규 (2010), *연약지반의 공학적 이해*, 청문각, 서울.
2. 한국철도기술공단 (2008), *부산신항만 제3공구 건설공사 대심도 초연약지반 성토부 보강대책 보고서*.
3. Chung, S. G., Kim, S. K., Kang, Y. J., Im J. C. and Nagenda Prasad, K. (2006), "Failure of a Breakwater Founded on Thick Normally Consolidated Clay Layer", *Geotechnique*, Vol.56, No.6, pp.393-409.
4. Clancy, P. (1993), *Numerical Analysis of Piled Raft Foundations*, Ph.D. Thesis, The University of Western Australia.
5. Kim, S. K. (2008), "Characterization of Detritic Deposits in the Nakdong River Mouth, Busan", *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Hwang, A.-B. and Mayne, P.W. eds., Taiwan, pp.75-88.
6. Leroueil, S., Magnan, J.-P. and Tavenas, F. (1990), *Embankments on Soft Clays*, Ellis Horwood, West Sussex, England.
7. Poulos, H. G. (2001), "Piled Raft Foundations and Applications", *Geotechnique*, Vol.51, No.2, pp.95-113.
8. Poulos, H. G. (2004), "Piled Raft and Compensated Piled Raft Foundations for Soft Soil Sites", *Advanced in Designing and Testing Deep Foundations*, O'Neill, M. W. and Townsend, F. C. eds., ASCE Spec. Geotec. Pub. No.129, pp.214-234.
9. Randolph, M. F. (1994), "Design Method for Pile Groups and Piled Rafts", *Proc., 13th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, New Delhi, Vol.5, pp.61-82.
10. Reul, O. and Randolph, M. F. (2003), "Piled Raft in Overconsolidated Clay: Comparison of In Situ Measurements Analysis", *Geotechnique*, Vol.53, No.3, pp.301-315.
11. Tan, Y. C., Chow, C. M. and Gue, S. S. (2004), "A Design Approach for Piled Raft with Short Friction Piles for Low Rise Buildings on Very Soft Clay", *Proc. 15th Southeast Asian Geotech. Soc. Conf.*, Bangkok, Vol.1, pp.171-176.
12. Tan, Y. C., Chow, C. M. and Gue, S. S. (2005), "Piled Raft with Different Pile Length for Medium Rise Buildings on Very Soft Clay", *Proc. Int. Conf. Soil Mech Found. Eng.*, Osaka, Vol.3, pp.2045-2048.

(접수일자 2010. 10. 25, 심사완료일 2011. 4. 14)