연약지반 성토시의 기울기변화를 이용한 안정관리기법에 관한 실험적 연구
A Experimental Study on the Stability Management Method using change of Inclination for Embankment on Soft Clay

류지훈[1], Ji-Hoon Ryu, 임종철[2], Jong-Chul Im, 장지건[3], Ji-Keun Chang

[1] 부산대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Pusan National Univ.
[2] 부산대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National Univ.
[3] 부산대학교 생산기술연구소 연구원, (주)광림엔지니어링 이사, Engineer, Reserch Institue of Industrial Technology Pusan National Univ., Director, Kwang Lim Engineering co., Ltd.

SYNOPSIS : The settlement of embankment on soft clay includes shear settlement due to shear deformation. Even though the consolidation settlement is not related to lateral displacement, but shear settlement makes the embankment unstable because it deforms ground and decreases the ground strength. In order to determine the shear deformation behaviour during embankment construction, 3 cases (1B, 2B, and 3B) of rapid undrained loading tests on soft clays were performed. Shear settlement is consist of elastic settlement, plastic settlement and viscous settlement. Elastic settlement isn't considered because the range is small, therefore the first is the range of plastic displacement, and the second is that of viscous displacement in the displacement-time curve for each loading stage. After determining that the change in the inclination of the viscous displacement range is larger than in the plastic displacement range after the ground failure occurs for the loading stage, the stability management methods were suggested considering that it is hard to divide the plastic displacement range and the viscous displacement range. The stability management method was based on the ratio of the plastic displacement range's inclination and the viscous displacement range's inclination. A stability management method based on the ratio of the total inclination for each loading stage compared to the whole inclination in the initial loading stage was also recommended.

Key words : shear deformation, displacement-time curve, plastic displacement range, viscous displacement range

1. 서 론

연약지반 상의 성토시 안정관리의 방법으로 측정이 용이하고 적용이 간편한 성토 중앙부의 지표침하량와 성토 법면 선단의 수평변위량을 관측하여, 이들을 매개변수로 다양하게 플로트하는 것이 주된 분석방법이었다. 하지만 성토시공에 따른 기초지반의 변형과 파괴과정에 도달하는 거동을 합리적으로 표현할 수 있는 것은 아니다. 성토시의 침하량에는 압밀침하량과 지반의 전단변형에 근거한 침하량인 전단침하량이 포함되어 있다. 압밀침하량은 지반의 측방변위에 관계없지만 전단침하량은 지반을 등체적 변형시키므로 측방변위에 관계되며 지반강도를 저하하여 성토체를 불안정하게 한다. 따라서, 안정관리에 필요로 하는 침하량은 전단침하량이지만, 일반적으로는 압밀침하량과 전단침하량을 분리할 수 없고 수

평변위량으로부터 추정하는 수 밖에 없다. 또한 성토부 폭이 좁고 연약층의 두께가 클 경우와 성토부폭이 넓고 연약층의 두께가 작을 경우에 생기는 침하량사이에 차지하는 전단침하량의 비율은 각각 성토법면으로 부터의 위치에 따라 다르다. 따라서 성토부 폭에 대한 연약층의 두께의 비가 작은 성토와 그 비가 큰 성토를 동일한 중앙부의 침하량을 매개변수로 하는 것은 적합하지 않다.

이와 같은 배경에서 본 연구에서는 연약지반에서의 성토폭에 따른 전단침하의 거동을 분석하여 안정관리 기법을 제한하는데에 그 목적이 있다.

2. 실내모형실험

2.1 실험 장치

① 평면변형률 토조 : 토조의 제원은 600(H)×1200(L)×250(W)mm(V=0.18 m^3)이며, 토조의 앞·뒤면은 마찰이 적은 투명 아크릴판과 강성이 큰 재료 사용하여 평면변형률 상태를 재현하였다.

② 하중장치 : 제방하중을 연성으로 가하기 위해서 강봉 250(L)×19(ψ), W(무게)=545(g)을 사용하였다. 연성기초의 재하폭은 95mm(1B), 190mm(2B), 285mm(3B)이며 이에 따른 하중재하방법은 그림 2(a), 그림 2(b), 그림 2(c)와 같다.

③ 변위 측정 : 평면변형률 토조의 앞면에 멤브레인을 지반과 같이 거동할 수 있도록 실리콘 그리스를 도포하였으며, 침하량, 측방변위량, 지반융기량을 그림 3에서와 같이 측정하였다.

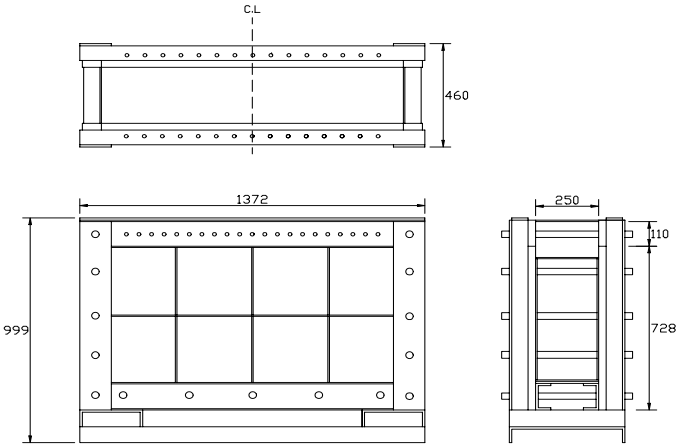

그림 1. 평면변형률 토조

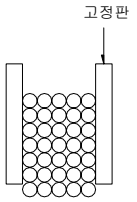

그림 2(a). 재하폭1B 일때 하중재하

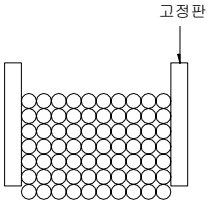

그림 2(b). 재하폭2B 일때 하중재하

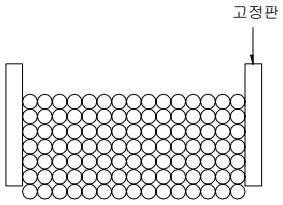

그림 2(c). 재하폭3B 일때 하중재하

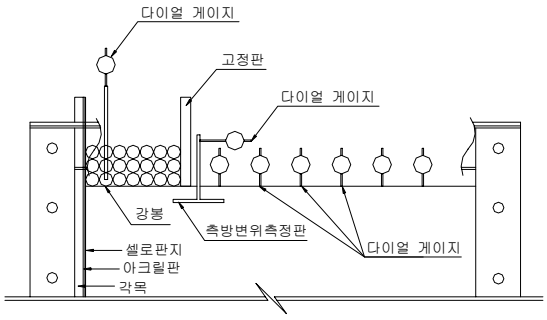

그림 3. 변위측정 모식도

2.2 실험 종류

모형지반의 재료는 감천항에서 채취한 해성점토를 사용하였으며, 실험의 종류에 따른 각종 정보는 표 1과 같다.

표 1. 각 실험의 제원

Case No.	함수비(%)	재하단계	제방폭(B)	제방길이	총하중무게	Δq (kg/cm^2)	재하시간 (각단별)	하부기초
1	77.28	9	B_1= 95mm	25cm	24.5kgf	0.011	900sec	연성기초
2	77.34	9	B_2= 190mm	25cm	49.0kgf	0.011	900sec	연성기초
3	77.15	9	B_3= 285mm	25cm	73.6kgf	0.011	900sec	연성기초

2.3 실험 방법

실험과정은 다음과 같다.

① 토조의 전면 아크릴판에 멤브레인을 부착, ② 함수비 77.0~77.5%의 점성토로 지반을 성형, ③ 3일간 자중압밀로 안정, ④ 하중재하 (강봉을 1단에서부터 15분 간격의 일정한 시간으로 재하), ⑤ 각 단계별로 멤브레인에 의한 변형을 사진촬영, ⑥ 단계별 연직침하량, 측방지표변위량과 제방측방의 융기량을 계측

사진 1. 실험모습 (전면)

사진 2. 하중단계별 계측모습

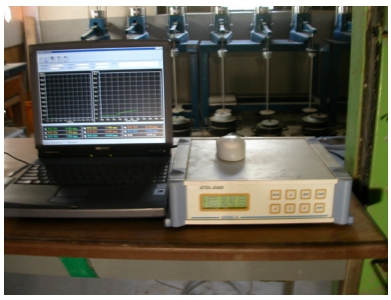

사진 3. 자동계측모습

3. 실험결과 및 분석

3.1 침하의 종류

정하중에 의한 침하는 표 2에서와 같이 전단침하와 압밀침하로 구분할 수 있으며, 전단침하는 즉시침하, 소성침하와 점성침하로 구분할 수 있다.

표 2. 정하중에 의한 침하의 분류

대분류	소 분 류		설 명	대상 지반	비 고
정하중에 의한 침하	전단침하	즉시침하 (또는 탄성침하)	재하에 의해 발생하는 지반의 전단변형에 의해 발생. 즉시침하는 탄성적으로 재하순간에 발생하고, 소성침하는 소성적으로 재하순간에 발생하나 점성침하는 시간이 경과하면서 발생한다.	모든 종류의 지반	
		소성침하			
		점성(전단 크리이프)침하			
	압밀침하 (consolidation settlement)		재하에 의해 발생하는 간극의 감소, 즉 압축 (compression)에 의해 발생. 사질토는 재하 후 단기간에, 점성토는 재하 후 장기간에 걸쳐 발생.	주로 점성토 지반	

3.2 하중재하에 따른 변위 그래프

그림 4는 재하폭에 따른 침하-시간 그래프이며 그림 5, 그림 6, 그림7은 재하폭에 따른 융기량-시간 그래프이고, 그림 8, 그림 9는 재하폭에 따른 측방지표변위-시간 그래프이다.

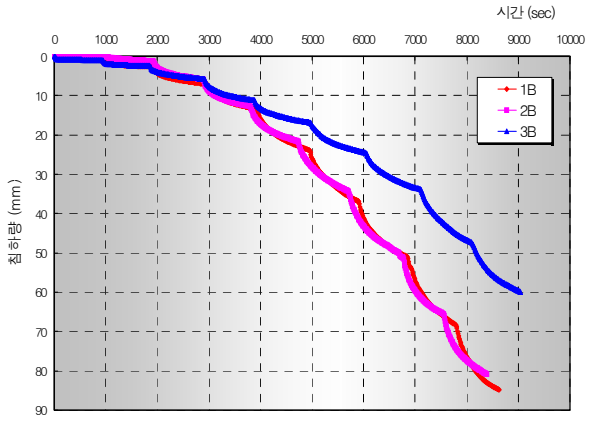

그림 4. 재하폭에 따른 침하-시간 그래프

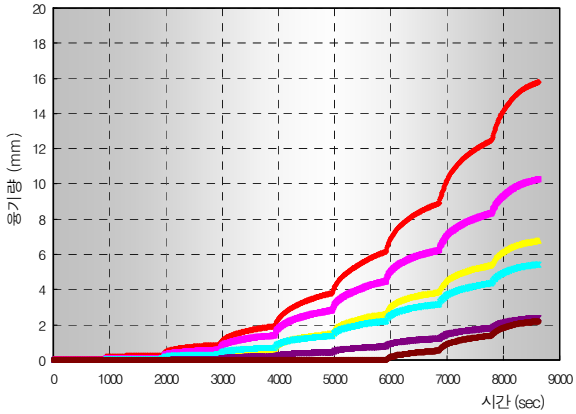

그림 5. 재하폭 1B일때 융기량-시간 그래프

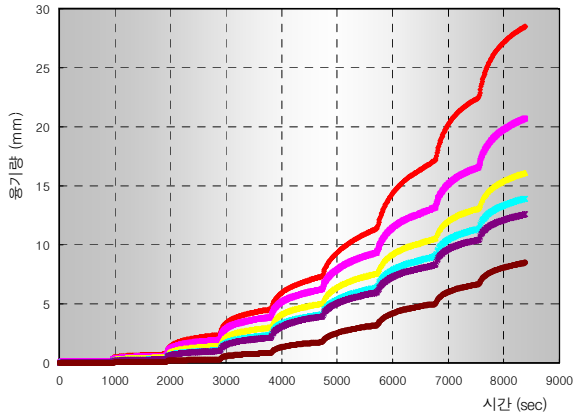

그림 6. 재하폭 2B일때 융기량-시간 그래프

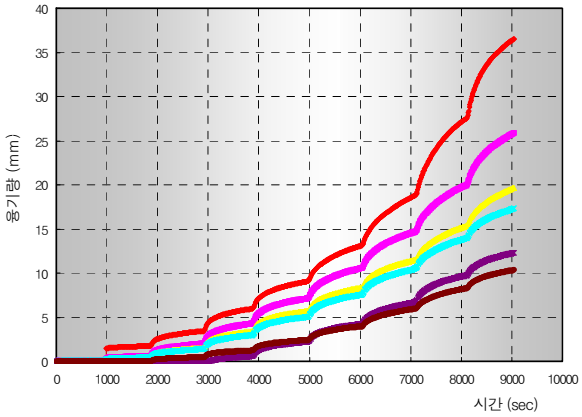

그림 7. 재하폭 3B일때 융기량-시간 그래프

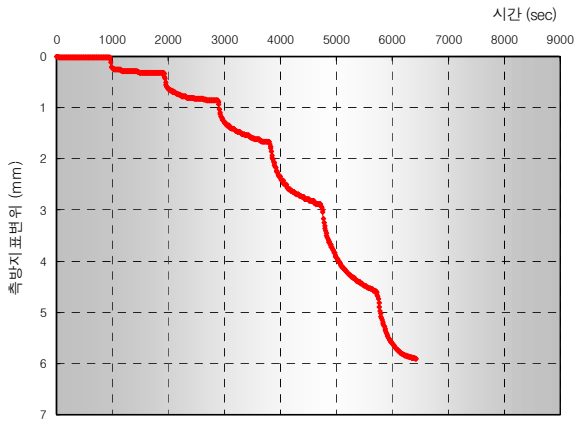

그림 8. 재하폭 2B일때 측방지표변위-시간 그래프

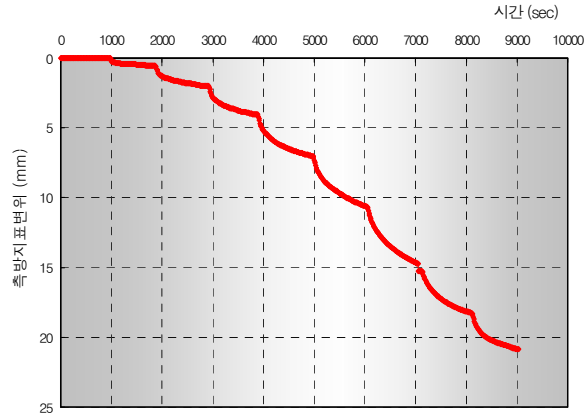

그림 9. 재하폭 3B일때 측방지표변위-시간 그래프

3.3 파괴시점 분석

그림 10, 그림11, 그림12는 하중단계에 따른 침하량, 측방지표변위, 최대융기량이 나타나는 지점의 융기량을 나타낸 그래프이며 항복점이 모두 하중재하단계 4단계~5단계 사이에 나타나고 있어 파괴시점을 4단계 하중재하시로 보았다.

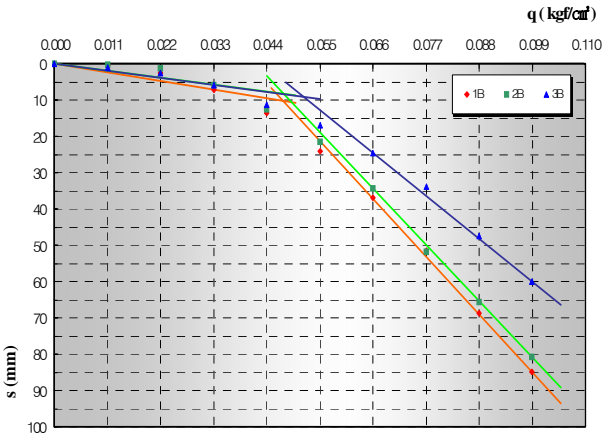

그림 10. 하중-침하 그래프에서의 파괴시점

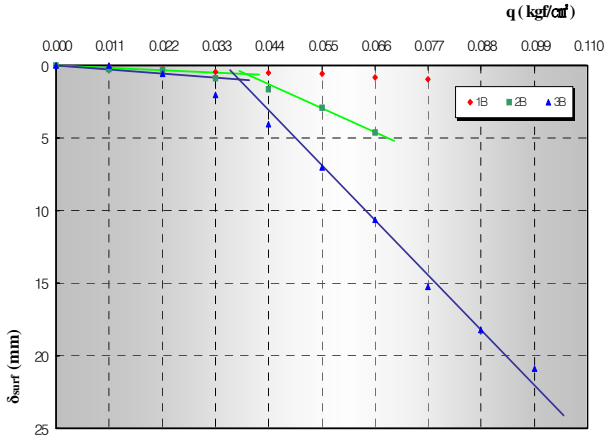

그림 11. 하중-측방지표변위 그래프에서의 파괴시점

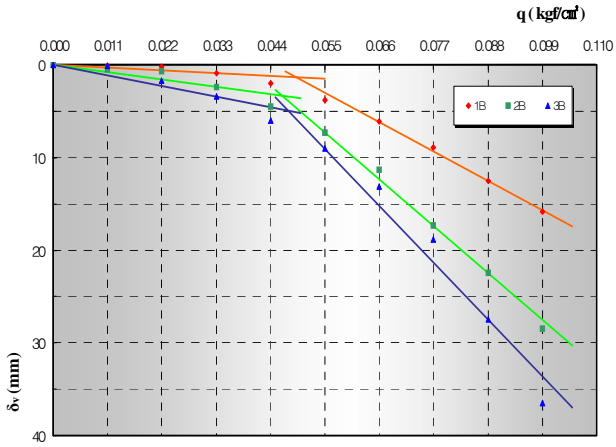

그림 12. 하중-융기량 그래프에서의 파괴시점

4. 기울기변화에 의한 안정관리 기법

4.1 소성변위와 점성변위의 구분

전단침하에 따른 지반의 거동을 파악하기 위하여 비배수 하중급속재하를 실시하였으며 전단침하는 표2에서와 같이 탄성침하, 소성침하와 점성침하로 구분할 수 있는데 탄성침하는 그 범위가 작으므로 고려하지 않고 각하중재하단계별 초기 기울기와 후기 기울기의 만나는 점의 평균위치를 선택하여 전반부를 소성침하로 후반부를 점성침하로 구분하여 그림 13, 그림 14, 그림 15에서와 같이 한 단계 하중재하시간 900sec중 0sec~150sec사이를 소성침하로 150sec~900sec사이를 점성침하로 구분하였다.

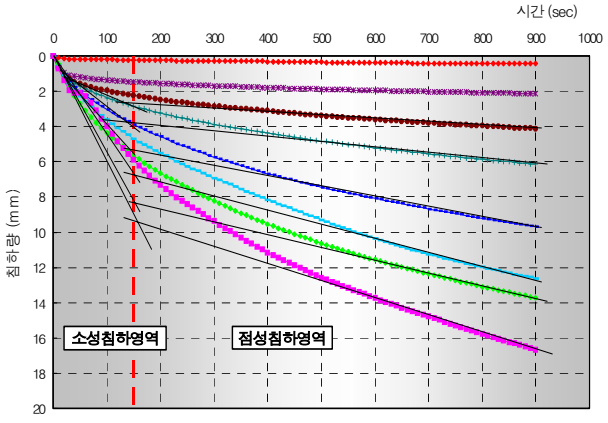

그림 13. 재하폭 1B일때 각 단별 시간-침하 그래프

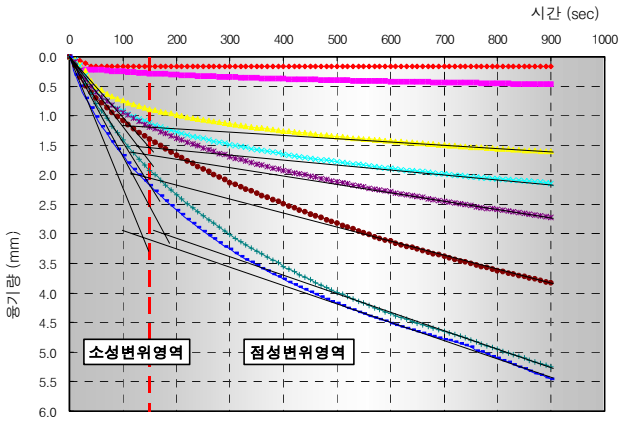

그림 14. 재하폭 2B일때 각 단별 시간-융기량 그래프

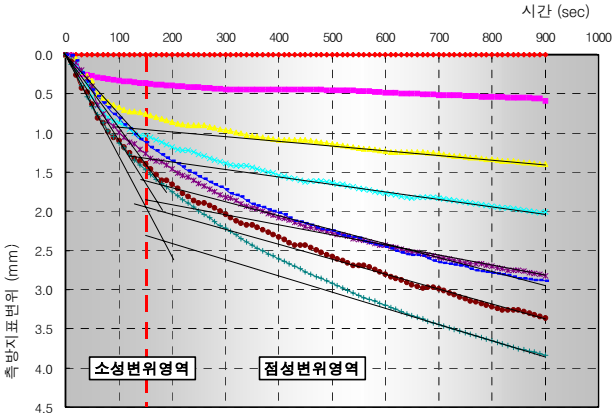

그림 15. 재하폭 3B일때 각 단별 시간-측방지표변위 그래프

4.2 기울기의 산정

소성변위영역과 점성변위영역의 기울기는 각 하중재하단별로 침하량, 융기량, 측방지표변위량에 대하여 그림 16, 그림 17, 그림 18과 같이 산정하였다. 여기서, m_1은 소성변위영역 기울기, m_2는 점성변위영역 기울기, m_3는 전체영역 기울기를 의미한다.

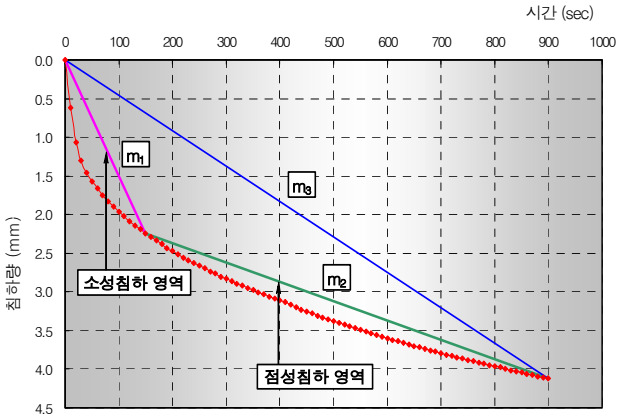

그림 16. 1B-3단 일때 시간-침하 그래프

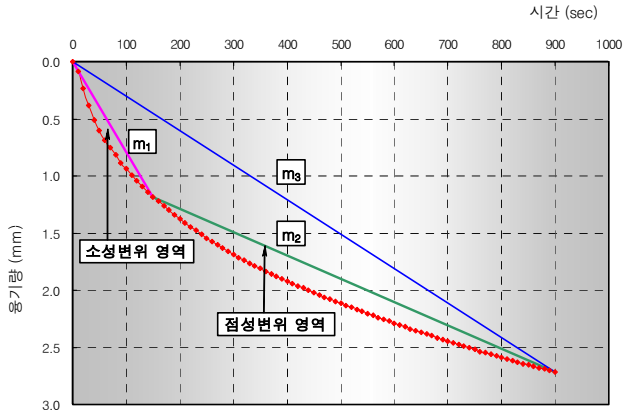

그림 17. 2B-5단 일때 시간-융기량 그래프

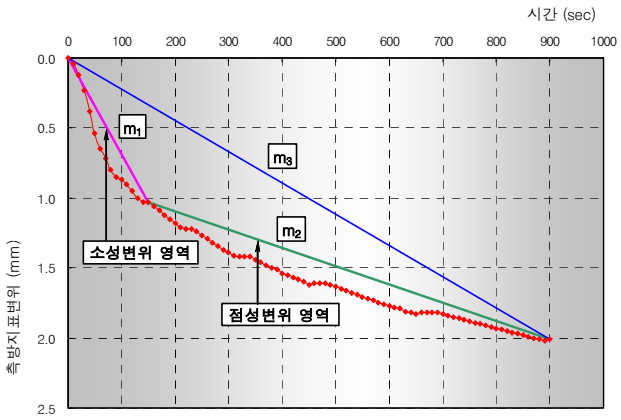

그림 18. 3B-4단 일때 시간-측방지표변위 그래프

4.3 기울기의 변화를 이용한 안정관리기법

그림 19, 그림 20, 그림 21은 침하량, 융기량, 측방지표변위량에 대한 소성변위 기울기 m_1에 대한 점성변위 기울기 m_2의 비와 하중재하단계의 관계 그래프이며, 그림 22, 그림 23, 그림 24는 M_3와 하중재하단계의 관계 그래프이다. 여기서, M_3는 식(1)과 같다.

$$M_3 = \frac{2 \sim 8\text{단 } m_3}{2\text{단 } m_3} \qquad (1)$$

소성변위영역 기울기에 대한 점성변위영역 기울기의 비인 m_2/m_1는 파괴시점인 4~5단 이후로 증가하므로 그림 19, 그림 20, 그림 21에서와 같이 식(2)로 위험시점을 제안할 수 있다.

$$\frac{m_2}{m_1} = 0.19 \sim 0.22 \qquad (2)$$

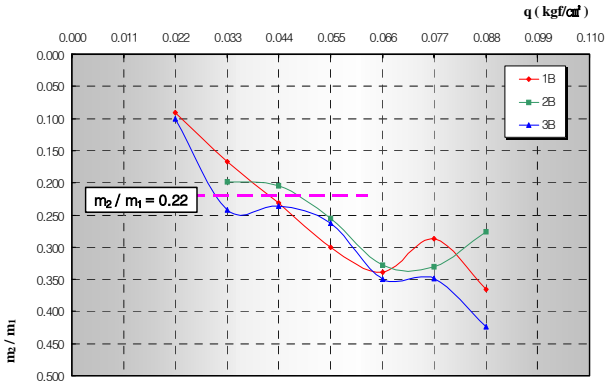

그림 19. 침하량에 대한 m_2/m_1-q 그래프

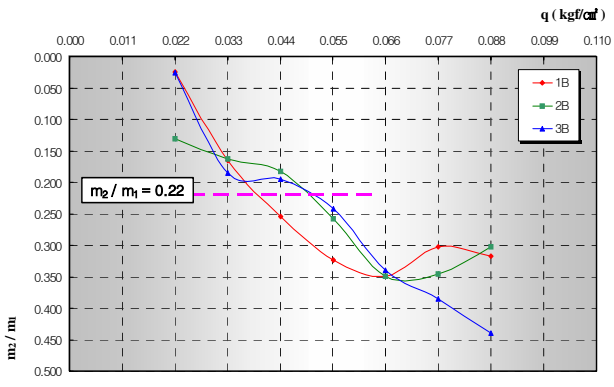

그림 20. 융기량에 대한 m_2/m_1-q 그래프

소성변위영역과 점성변위영역을 현장계측에서는 구분하여 관리하기가 어려우므로 M_3의 변화가 파괴시점인 4~5단 이후로 증가는 것을 이용하여 그림 22, 그림 23, 그림 24에서와 같이 식(3)으로 위험시점을 제안할 수 있다.

$$M_3 = \ 3.5 \sim 4.6 \qquad (3)$$

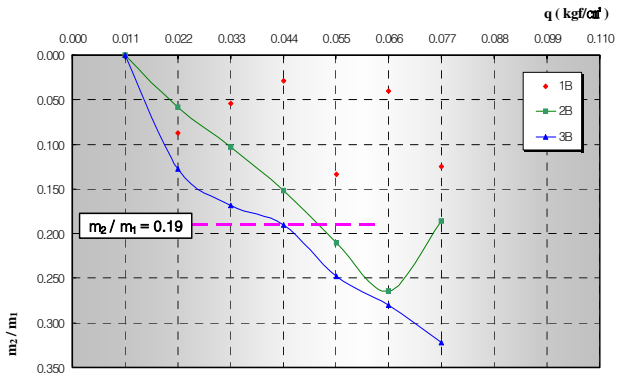

그림 21. 측방지표변위량에 대한 m_2/m_1-q 그래프

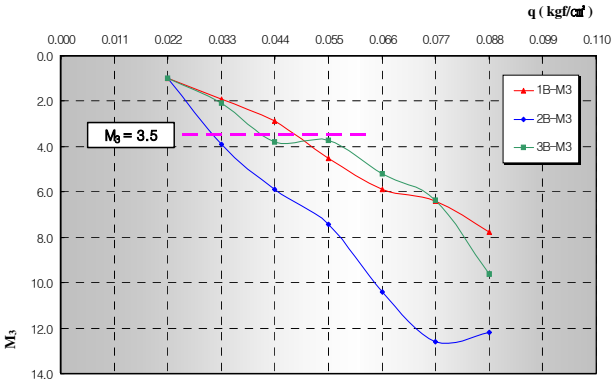

그림 22. 침하량에 대한 M_3-q 그래프

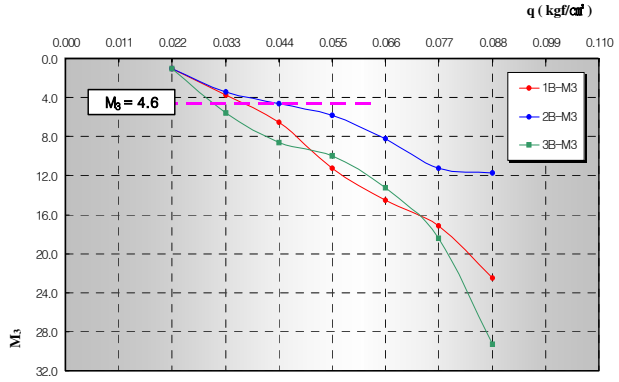

그림 23. 융기량에 대한 M_3-q 그래프

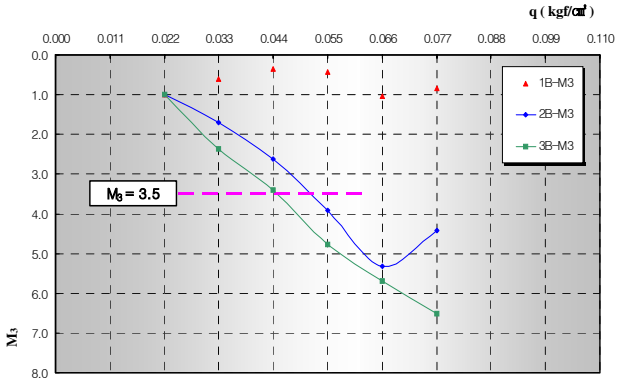

그림 24. 측방지표변위량에 대한 M_3-q 그래프

5. 결 론

소성변위영역 기울기에 대한 점성변위영역 기울기의 비인 m_2/m_1는 식(4)와 같은 범위로 위험시기를 예측할 수가 있다.

$$\frac{m_2}{m_1} = \ 0.19 \sim 0.22 \qquad (4)$$

또한, 현장계측관리시 M_3를 식(5)와 같은 범위로 위험시기를 예측하는 데 유용할 것으로 판단된다.

$$M_3 = \ 3.5 \sim 4.6 \qquad (5)$$

참고문헌

1. 한국지반공학회 저, 지반공학 시리즈 6 연약지반, 도서출판 구미서관, pp.392~402.
2. 稲田倍穂, 軟弱地盤における 土質工学 I (1994. 5), pp.153~178.
3. 정욱진(2003), “제체하부 연약지반의 안정성에 관한 실험적 연구”, 부산대학교 공학석사 학위논문.
4. 부산대학교 생산기술연구소, 부산신항 방파제 건설현장의 계측분석 월간보고서(6차)(2002.12), pp.7~13.