

제방 추가성토에 따른 사면안정

이승현¹, 장인성^{2*}

¹선문대학교 토목공학과, ²한국해양연구원 연안개발에너지연구부

Slope Stability due to Additional Embankment

Seung-Hyun Lee¹ and In-Sung Jang^{2*}

¹Dept. of Civil Engineering, Sunmoon University

²Korea Ocean Research and Development Institute

요 약 하부지반이 점토인 기존 제방 상단의 확폭을 위해 추가성토를 하는 경우에 대하여 추가성토에 의한 압밀과 사면안정 대책공법에 대해 검토하였다. 압밀량평가에 대해서는 추가성토에 의해 하부지반으로 전달되는 응력전달량을 탄성론에 근거하여 유도한 식을 적용하였다. 사면안정대책공법으로는 현장여건을 고려하여 JSP 공법과 쇄석기둥공법 그리고 EPS공법을 고려하였는데 EPS공법을 적용한 해석결과에 따르면 안정조건을 만족하지 못했다. JSP 공법 적용시 약 2×10^7 kPa의 고압을 사용하므로 시공시 인접지반의 압출에 대한 고려가 선행되어야 한다. 쇄석기둥공법의 경우 국내에서 시공실적이 적고 시공중 소음이 큰 단점이 있으므로 이러한 점들을 고려하여 현장여건에 적합한 공법의 선정이 필요할 것으로 생각된다.

Abstract Consolidation and remedies for slope stability were considered for the slope with additional embankment. Transferred stresses due to additional embankment were assessed by the derived formula based on elasticity theory. Available remedies for slope stability with additional embankment including JSP method, stone column method and EPS method were studied. Caution needed for using JSP method is high pressure which can result in heaving of adjacent soils. Shortages of used case and noise of construction of stone column method are also considered for the safe remedy for slope stability.

Key words : Consolidation, Remedy for slope stability, Additional embankment, JSP method, Stone column method

1. 서론

최근 들어 생활수준의 향상에 따라 사람들의 레저 및 건강증진을 위해 하천에 접한 제방을 확폭하여 산책로 및 자전거도로로 활용하는 사례가 많아지고 있다. 제방의 폭을 확대하는 경우에는 기존 사면의 법면에 추가적으로 하중이 작용하므로 특히 제방의 하부지반이 연약한 경우에는 사면안정에 있어 문제가 초래될 가능성이 많다. 본 연구에서는 기존 제방의 하부지반이 점토인 경우에 있어 제방폭을 넓히는 경우에 고려해야 할 점들을 살펴보고 제방사면의 안정성에 있어 문제가 예측되는 경우 사면

대책공으로서 다양한 대책공법을 고려하고 공법의 장단점을 상호비교하고자 하였다.

2. 대상 제방

검토대상 제방은 충청남도 ○○에 소재한 제방으로서 그림 1과 같다. 그림 1을 통해 알 수 있듯이 기존 제방의 높이는 5 m이며 제방 상단의 폭은 6.47 m이고 법면이 수평면과 이루는 각은 26° 이다. 추가성토로 인한 제방상단의 확폭은 5.5 m 인데 추가성토 후 법면이 수평면과 이

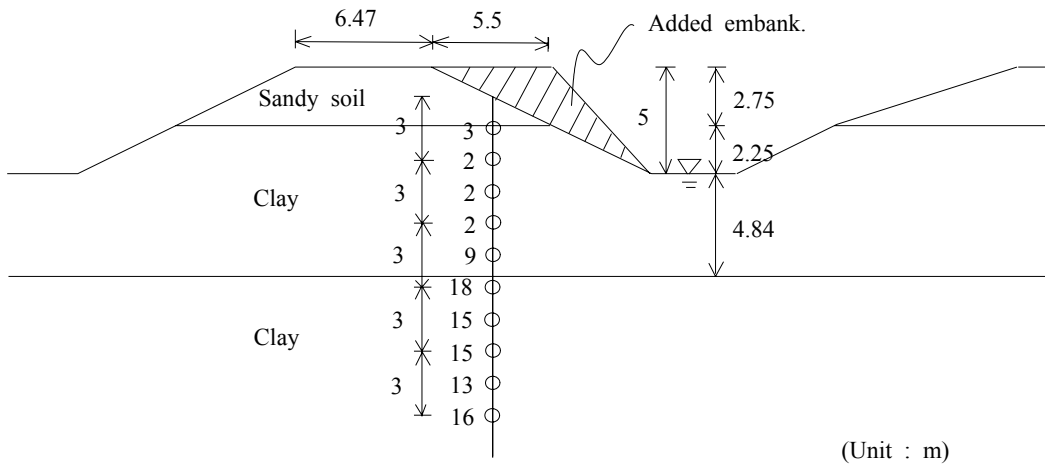
*Corresponding Author : In-Sung Jang

Tel: +82-10-3262-7354 email: isjang@kordi.re.kr

접수일 12년 03월 02일

수정일 12년 03월 23일

게재확정일 12년 07월 12일

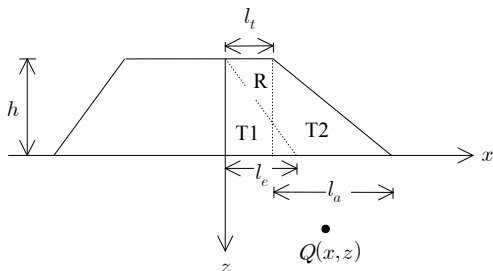


[그림 1] 대상 제방
[Fig. 1] Embankment under consideration

루는 각은 46° 이다. 그림 1에는 표준관입시험에 의한 N 값이 나타나 있는데 사면 상단으로부터 2.75 m 아래에 있는 점토층 상단으로부터 7.09 m 깊이까지는 대체로 연약 점토층이며 그 아래로 두께 6 m의 비교적 단단한 점토층이 풍화암층 위에 분포하고 있다.

3. 압밀침하

그림 1에서 추가성토로 인한 성토체 하부지반의 압밀에 대한 검토가 필요하다. 압밀검토를 위해서는 추가성토체에 의한 하부지반으로의 응력전달량을 평가해야 하는데 그림 2를 통해 평가할 수 있다[6].



[그림 2] 추가성토에 의한 지중응력
[Fig. 2] Stress due to additional embankment

그림 2에서 T1은 기존 성토체에서 법면을 포함하는 삼각형부분을 나타내는데 l_e 는 법면 하부의 길이로 정의된다. R은 폭 l_r 로 정의되는 직사각형부분을 나타내며 T2

는 추가성토체의 법면을 포함하는 삼각형부분을 나타내는데 l_a 는 법면 하부의 길이로 정의된다. 그림 2에 나타난 각각의 영역에 의해 점 $Q(x, z)$ 에 전달되는 연직응력 산정을 위해 그림 2에 나타난 T1, R, T2영역에 대응하는 연직응력인 $\sigma_{z(T1)}$, $\sigma_{z(R)}$, $\sigma_{z(T2)}$ 을 식 (1), (2), (3)과 같이 계산하여 중첩시킬 필요가 있다.

$$\sigma_{z(T1)} = \frac{(l_e - x)q}{\pi l_e} \left(\tan^{-1} \left(-\frac{z}{x} \right) - \tan^{-1} \frac{z}{l_e - x} \right) + \frac{qz}{\pi} \frac{x}{x^2 + z^2} \quad (1)$$

$$\sigma_{z(R)} = \frac{q}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{z}{x - l_t} - \tan^{-1} \frac{z}{x} - \frac{z l_t (x^2 - x l_t - z^2)}{(x^2 - x l_t + z^2)^2 + l_t^2 z^2} \right] \quad (2)$$

$$\sigma_{z(T2)} = \frac{(l_t + l_a - x)q}{\pi l_a} \left(\tan^{-1} \frac{z}{l_t - x} - \tan^{-1} \frac{z}{l_t + l_a - x} \right) - \frac{qz}{\pi} \frac{l_t - x}{(l_t - x)^2 + z^2} \quad (3)$$

응력중첩에 의해 그림 2의 Q점에 작용하는 응력은 다음과 같이 산정된다[2,4,5].

$$\sigma_z = \sigma_{z(R)} + \sigma_{z(T2)} - \sigma_{z(T1)} \quad (4)$$

그림 1로부터 l_t 는 6.47 m, l_e 는 10.25 m 그림 l_a 는 4.59 m 이다. 또한 추가성토체의 단위중량을 19 kN/m^3 로 보면 q 는 95 kPa로 계산된다. 그림 1에서 추가성토체

상단 오른쪽 끝부분에서 연직하향을 고려할 때 두께 4.84 m로 표현된 상부 점토층의 중앙에 전달되는 연직응력은 43.4 kPa 이며 하부 점토층의 중앙에 전달되는 연직응력은 24.1 kPa 이다. 그림 1에서 상부 점토층에 대한 실내 시험결과에 따르면 자연함수비는 52%이며 액성한계와 소성한계는 각각 64%, 28%이다. 또한 비중은 2.74이다. 압축지수(C_c) 결정을 위해 흙의 기본물성을 이용한 식 (5)를 이용하였는데 식 (5)에서 초기공극비 e_0 는 $e_0 = w_n G_s$ 를 이용하여 결정하였다[7,8].

$$C_c = 0.2343e_0 \quad (5)$$

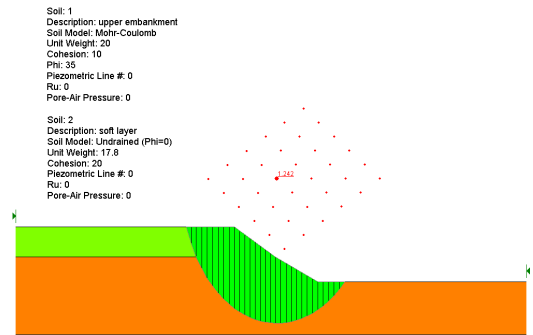
식 (5)로부터 압축지수는 0.333으로 계산된다. 재압축 지수값은 압축지수의 20%로 보았다[9]. 그림 1에서 상부 점토층에 대해서는 응집과 수축(Cementation and Shrinkage)에 의해 선행압밀이 진행된 상태로 보아 식 (6)을 이용하여 선행압밀압력(p_c')을 결정하였다[7,8].

$$p_c' = 3.78s_u - 2.9 \quad (6)$$

그림 1에서 상부 점토층의 비배수강도(s_u)는 N값을 근거로 20 kPa로 볼 수 있으며 식 (6)으로부터 선행압밀 압력은 72.7 kPa로 계산된다. 한편 그림 1에서 하부점토층의 압밀시험결과에 따르면 초기공극비는 1.05, 선행압밀압력은 128.05 kPa, 압축지수는 0.358 그리고 재압축지수는 0.054 이다. 상부 점토층의 단위중량 $16.97kN/m^3$ 과 하부 점토층의 단위중량 $17.36kN/m^3$ 을 적용하여 상부점토층의 압밀침하량을 계산하면 8.9 cm로 계산되고 하부점토층의 압밀침하량은 1.9 cm로 계산되어 총압밀침하량은 10.8 cm로 평가된다. 통상 허용잔류침하량은 10~20 cm로 보므로 추가성토에 의한 압밀에 따른 문제는 없을 것으로 볼 수 있다.

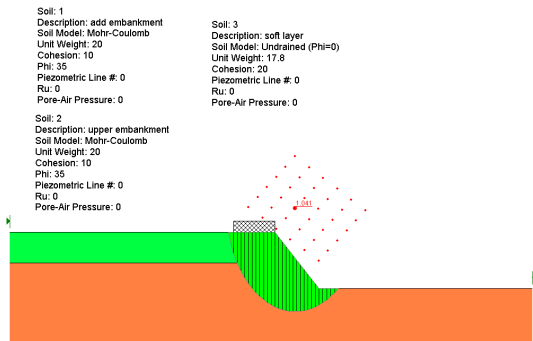
4. 대책공법

추가성토에 의한 사면안정 검토를 위해서는 먼저 현 상태에 대한 안정성을 파악할 필요가 있다. 사면해석은 GEO-SLOPE사에서 개발한 사면해석 프로그램인 SLOPE/W[3]를 이용하여 하였다. 사면해석기법으로서는 여러 가지 해석법 중 가장 보편적으로 비교적 타당한 결과를 주는 것으로 알려진 Bishop 간편법[1]을 적용하였다. 현 상태에 대한 사면안정해석결과는 그림 3과 같다.



[그림 3] 현상태에 대한 안정해석
[Fig. 3] Slope stability (present condition)

그림 3에 나타난 안정성검토결과에 따르면 안전율은 1.242로 안정한 상태에 있다. 추가성토에 의한 안정성검토결과를 그림 4에 나타내었는데 추가 성토체 지표면에는 10 kPa의 등분포하중이 작용하는 것으로 고려하였다.



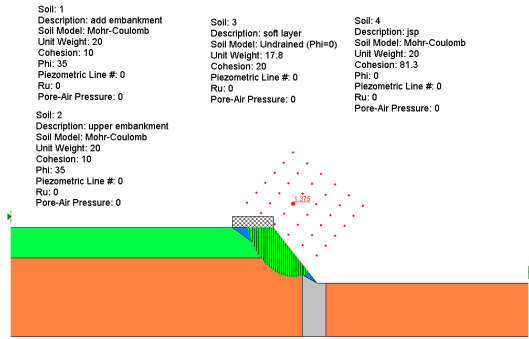
[그림 4] 추가성토체 작용시 안정해석
[Fig. 4] Slope stability (additional embankment)

그림 4에 나타난 추가성토시의 안전율은 1.041로서 기준 안전율 1.3보다 작아 사면안정대책이 필요하다. 기준 안전율 1.3은 구조물 기초설계기준에 명시되어 있다. 사면안정성 확보를 위해 고려할 수 있는 대책공법으로는 압성토공법, JSP 공법, 지오그리드 보강공법, 쇄석기둥공법(Stone column), EPS 공법 그리고 파일슬래브공법(Pile slab) 등이 있다. 이들 중 압성토 공법은 현장여건상 적용이 불가하고 지오그리드 보강공법 또한 성토체를 굴착해야 하므로 적용이 불가능하다. 또한 파일슬래브공법은 현장에 적용이 가능하나 다른 공법에 비해 시공비가 과다하므로 고려대상에서 제외한다. 따라서 대책공법으로서 JSP 공법, 쇄석기둥공법, EPS공법을 고려하여 사면안정이 확보되도록 하였다.

JSP 공법에서는 식 (7)과 같이 JSP 시공에 의해 JSP-지반 복합체의 강도정수(c_{comp})가 발현되는 것으로 본다.

$$c_{comp} = c_{jsp} a_s + c_{soil} (1 - a_s) \quad (7)$$

통상적으로 JSP의 단위중량은 20 kN/m^3 , 일축압축강도는 2000 kPa 그리고 JSP의 강도정수(c_{jsp})는 333 kPa 을 고려하는데 해석에 적용한 JSP의 지름은 0.8 m 이다. 식 (7)에서 a_s 는 JSP에 의한 치환율을 의미하며 대상지반에 대해 JSP를 2열 정방향으로 배치하고 중심간격을 1.6 m 로 고려하면 치환율은 0.196 으로 계산된다. 점토지반의 강도, c_{soil} 을 20 kPa 로 고려하면 c_{comp} 는 81.3 kPa 로 계산된다. JSP 적용시의 사면안정해석결과는 그림 5와 같다.



[그림 5] JSP 적용 사면안정해석
[Fig. 5] Slope stability with JSP

그림 5에 나타난 해석결과에 따르면 JSP로 2열 보강하는 경우 안전율은 1.375 로서 안정성이 확보되며 그림 5에서 보강폭은 3.2 m 이다.

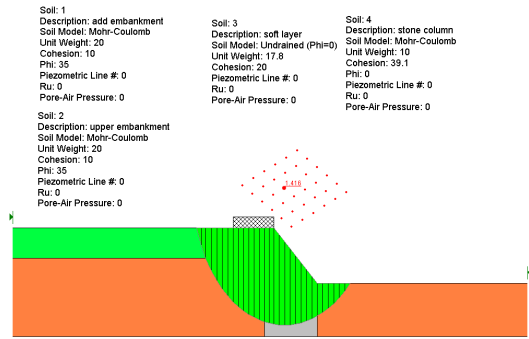
쇄석기둥공법은 $6 \sim 40 \text{ mm}$ 의 입경을 갖는 쇄석을 진동 또는 압입의 방법으로 연약지반내에 설치하여 연약지반을 개량하는 공법으로서 일반적인 쇄석기둥의 지름은 약 $0.5 \sim 0.75 \text{ m}$ 이며 중심간 설치간격은 $1.2 \sim 3 \text{ m}$ 이다. 쇄석기둥공법 역시 기둥설치로 인한 복합지반강도(τ_{sc})를 식 (8)과 같이 고려한다.

$$\tau_{sc} = (1 - a_s) c_{soil} + a_s (\mu_s \sigma + \gamma_s z) \tan \phi_s \cos^2 \alpha \quad (8)$$

식 (8)에서 σ 는 상재응력의 크기를 의미하고 μ_s 는 응력집중계수를 나타내는데 그 정의는 $\mu_s = \sigma_{stone} / \sigma$ 인데 σ_{stone} 은 쇄석이 부담하는 연직응력을 나타낸다. 응력집중계수는 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\mu_s = \frac{m}{1 + (m - 1) a_s} \quad (9)$$

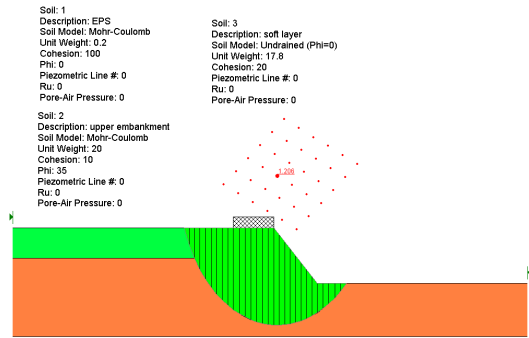
식 (9)에서 m 은 응력분담비이며 $\sigma_{stone} / \sigma_{day}$ 로 정의되는데 σ_{day} 는 점토가 부담하는 연직응력을 의미하며 해석시 m 은 5 로 보았다. 식 (8)에서 γ_s 는 쇄석기둥의 유효 단위중량을 의미하고 z 는 강도산정을 위해 고려하는 쇄석기둥 두부에서 임의 깊이까지의 거리를 의미하며 α 는 강도산정을 위한 쇄석기둥 임의점에서 파괴면과 수평면이 이루는 각을 의미하는데 해석시 10° 로 고려하였다. 또한 ϕ_s 는 쇄석기둥의 전단저항각을 의미하는데 진동압입을 고려하여 45° 로 보았다. 쇄석기둥을 적용한 사면안정해석결과는 그림 6과 같다.



[그림 6] 쇄석기둥 적용 사면안정해석
[Fig. 6] Slope stability with stone column

그림 6은 쇄석기둥을 4열 시공하는 경우의 해석결과이며 안전율은 1.416 으로 안정하다. 쇄석기둥의 설치범위는 법면 하단에서 사면내측으로 7.2 m 이다.

EPS공법은 성토체 자체로서 발포 폴리스티렌 제품을 사용하는 경량성토공법중의 하나로서 대체로 단위중량은 흙에 비해 $1/100$ 에 지나지 않는다. 추가성토체로서 EPS를 적용한 사면안정해석결과는 그림 7에 나타내었다.



[그림 7] EPS 적용 사면안정해석
[Fig. 7] Slope stability with EPS

그림 7에 나타난 안정해석결과에 따르면 EPS공법을 적용할 경우 안전율은 1.206으로서 기준안전율은 1.3보다 작게 계산되어 안정성이 만족되지 못한다.

5. 결론

하부지반이 점토인 기존 제방 상단의 확폭을 위해 추가성토를 하는 경우 고려해야 할 점들을 살펴보았다. 고려사항은 크게 두 가지로 대별되는데 하나는 추가성토에 의한 압밀이며 나머지 하나는 추가성토에 의한 사면안정성이다. 압밀량평가에 대해서는 추가성토에 의해 하부지반으로 전달되는 응력전달량을 탄성론에 근거한 식을 적용하였다. 사면안정대책공법으로는 현장여건을 고려하여 JSP 공법과 쇄석기동공법 그리고 EPS공법을 고려하였는데 EPS공법을 적용한 해석결과에 따르면 안정조건을 만족하지 못했다. JSP 공법 적용시 약 2×10^7 kPa의 고압을 사용하므로 시공시 인접지반의 압출에 대한 고려가 선행되어야 한다. 쇄석기동공법의 경우 국내에서 시공실적이 적고 시공중 소음이 큰 단점이 있으므로 이러한 점들을 고려하여 현장여건에 적합한 공법의 선정이 필요할 것으로 생각된다.

References

- [1] Anderson, M. G. and Richards K. S., Slope Stability, John Wiley & Sons.
- [2] Florin, V. A., Fundamentals of Soil Mechanics", Vols. 1 and 2, Gosstroizdat, Moscow, 1959.
- [3] GEO-SLOPE (2002), SLOPE/W Manual. GEO-SLOPE International, Canada
- [4] Harr, M. E., Foundations of Theoretical Soil Mechanics, McGraw-Hill Book Company, pp. 58-69, 1967.
- [5] Kolosov, G. B., "Application of Complex Diagrams and the Theory of Functions of Complex Variables to the Theory of Elasticity," ONTI, 1935.
- [6] Lee, S. H. and Han, J. T. (2011) "Estimation of Vertical Stress Developed in Subsurface due to Additional Embankment", Journal of the Academia-Industrial cooperation Society, Vol. 12, No. 5, pp. 2410-2415.
- [7] Nagaraj, T. S., and B. R. Srinivasa Murthy (1985) "Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils," Geotech. Testing Journal, ASTM, Vol. 8, No. 4, pp. 199-202.
- [8] Nagaraj, T. S., and B. R. Srinivasa Murthy (1986) "A

Critical Reappraisal of Compression Index," Geotechnique, London, Vol. 36, No. 1, March, pp. 27-32.

- [9] Wroth, C. P. (1979) "Correlation of some engineering properties of soils", 2d Int. Conf. on Behavior of Offshore Structures, London, pp. 121-132.

이 승 현(Seung-Hyun Lee)

[정회원]



- 1988년 8월 : 서울대학교 토목공학과 (공학사)
- 1991년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학석사)
- 1997년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학박사)
- 2000년 3월 ~ 현재 : 선문대학교 토목공학과 교수

<관심분야>
토질역학, 기초공학

장 인 성(In-Sung Jang)

[정회원]



- 1995년 2월 : 서울대학교 공과대학 토목공학과 (공학석사)
- 2001년 2월 : 서울대학교 공과대학 토목공학과 (공학박사)
- 2001년 3월 ~ 2002년 12월 : 한국해양연구원 연수연구원
- 2001년 3월 ~ 현재 : 한국해양연구원 재직

<관심분야>
지반공학, 지반조사, 해양구조물, 수중시공장비