

KGS Spring '95 National Conference
25, March, 1995/Seoul/Korea

연약한 지반에 시공된 옹벽의 과다 변형 사례 분석

Case Study of Retaining Wall Failure on Soft Ground

조 성 민, SUNG-MIN CHO*, 이 재 훈, JAE-HOON LEE**, 정 충 기, CHOONG-KI CHUNG***, 김 명 모, MYOUNG-MO KIM****

* 정회원, 서울대학교 공과대학 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.

** 정회원, ㈜우대기술단 상무이사, Managing Director, Woodai Engineering Consultants Co., Ltd.

*** 정회원, 서울대학교 공과대학 토목공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.

**** 정회원, 서울대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.

SYNOPSIS This paper deals with two failure cases of retaining wall on soft ground. A cantilevered concrete wall with steel pipe pile placed on cohesionless ground which has loose sand soil in upper layer slid laterally, as soon as back-fill was completed. Analysis shows that the strength of foundation soil was overestimated and the designed earth pressure acting on the back of the wall were underestimated. The calculated maximum bending moment of the steel pile exceeds yielding value. Second case is on the failure of the assembled retaining wall consisted of concrete blocks subjected to earth pressure. In this case, internal stability for earth pressure was satisfied. But the wall structure was partially failed by non-uniform displacements of the block due to the lack of bearing capacity. Soft sedimentary clay layer was found after further site investigation. Effectiveness of the some remedial methods for each case to prevent additional deformations is verified.

1. 서론

지반 구조물을 설계하고 시공할 때에는 대상 지반의 상태를 정확하게 파악하는 것이 중요하다. 수많은 연구와 시공 경험이 축적되면서 우리의 지반공학 수준은 갈수록 높아져가고 있으나, 아직까지도 지반 조건을 정확하게 파악하기는 어려운 상태이다.

본 연구에서는 지반 상태를 충분히 파악하지 못한 상태에서 관행적인 설계만으로 옹벽 구조물을 시공하여 결과적으로 구조물에 과다 변형이 발생하고 부분적으로 파괴된 사례를 분석하여 그 원인과 문제점을 규명하였으며, 각각에 대한 대책공법을 검토하여 제시하였다. 연구 사례로는 상부 지층이 느슨한 사질토로 이루어진 지반에 설치된 강관 말뚝 기초의 캔틸레버형 콘크리트 옹벽이 뒷채움에 의해 옆으로 밀려난 경우와 연약한 점토 퇴적층을 포함한 지반에 시공된 조립식 옹벽이 지지력 부족 및 부등 침하에 의해 파손된 경우를 다루었다.

2. ○○ 개발 지구 캔틸레버형 옹벽의 사례

2.1 개요

첫번째 사례의 구조물은 고속도로를 횡단하는 고가 도로의 진입부를 만들기 위하여 중앙에 성토 공간을 두고 양쪽으로 설치한 캔틸레버형 콘크리트 옹벽으로서 고속도로 쪽으로 그 높이가 단계적으로 증가하여 교대와 연결되어 있다. 벽체의 수평 활동과 지지력 부족으로 인한 지반 파괴에 대비하여 하부의 원지반에 길이 방향으로 1.75 m 간격을 두고 직경(d) 40 cm, 길이(L) 15 m의 강관말뚝이 4열로 설치되어 있다.

그런데, 강관 말뚝 위에 옹벽을 설치하고 나서 뒷채움을 끝낸 직후부터 양쪽 벽체가 모두 옆으로 밀려나기 시작하였다. 이러한 벽체의 횡방향 변위는 계속 증가하여 현장 조사 당시에 옹벽의 상단부는 원래 위치에서 옆으로 5~7 cm, 하단부는 3~4 cm 가량 밀려난 상태였다. 구조물의 개략도와 변형 형태를 그림 1에 나타내었다.

여기에서는 옹벽에 작용하는 토압과 기초 말뚝의 횡방향 저항력, 변형량 등을 산정하고 원설계와 비교하여 변형 원인을 규명하고 적절한 대책공법을 강구하였다. 해당 지역의 지반 정수나 구조물의 각종 물성치는 지반조사 보고서와 설계서 등을 토대로 하였다.

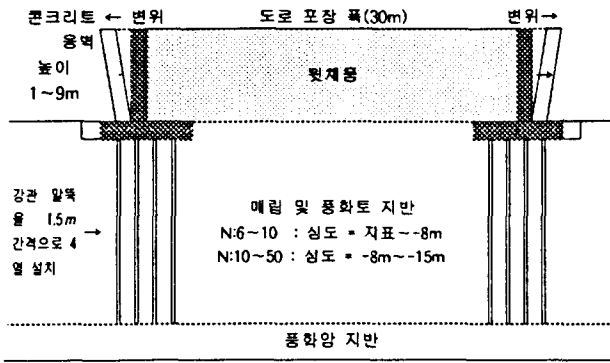


그림 1 설치된 캔틸레버 옹벽의 개략 단면도

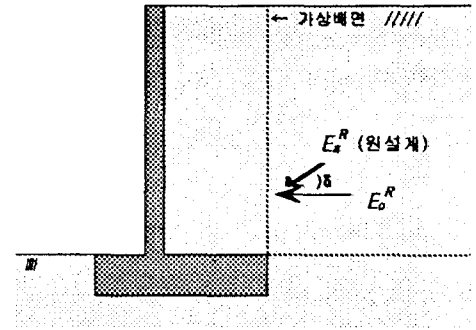


그림 2 수평 뒷채움의 캔틸레버형 옹벽에 작용하는 토압

2.2 원설계상의 문제점

캔틸레버형 옹벽에서 벽체에 작용하는 힘은 옹벽 뒷부리를 지나는 가상 배면에서의 토압을 적용하는데, 설계자에 따라 가상 배면에서의 마찰을 고려하여 Coulomb 방법을 사용하거나 흙 사이의 마찰을 배제하고 Rankine 방법을 사용한다. 미해군 시설감의 설계 매뉴얼(NAVFAC-DM.7, 1982)이나 우리의 도로교 시방서(1992)에서도 뒷채움 흙의 지표가 수평인 경우에는 가상 배면에서의 마찰을 고려하지 않고 Rankine 방법을 쓸 것을 제시하고 있다. 그리고, 캔틸레버형 옹벽 구조물에 대해 시공 단계를 고려하여 실시한 최근의 유한 요소해석에서는 토압의 크기는 발생한 변위량과 밀접한 관계가 있으며, Rankine의 주동 토압은 작용토압을 과소 평가하므로 가상 배면에서의 토압은 정지 토압 개념으로 산정하는 것이 적절하다고 하였다(장인성, 1995).

그런데, 본 구조물의 설계시에는 수평으로 뒷채움이 이루어졌는데도 가상 배면에서 벽 마찰각(δ)을 고려한데다, Rankine의 주동 토압(E_o^R)을 적용하여 결과적으로 토압을 매우 과소하게 평가하였다(그림 2). 또한 뒷채움시의 다짐으로 인한 토압의 증가 효과를 반영하지 않았다. 그리고 옹벽 하부의 사질토 지반에 설치된 기초 말뚝은 옹벽 배면의 뒷채움에 의한 토압을 말뚝 머리부의 횡하중으로 받는 주동 말뚝의 개념으로 설계해야 하는데, 원설계에서는 지반 조건을 제대로 파악하지 못하여 말뚝의 횡방향 지지력을 과대 평가하였다. 여러 연구에 따르면, 횡하중을 받는 말뚝(특히 긴 말뚝)은 대부분의 하중을 말뚝 머리부로 지지하기 때문에 이 부분의 지반 조건이 매우 중요한데도, 이를 간과하였다. 여러 연구 결과에 의하면, 횡하중을 받는 말뚝에서는 지표에서 대략 10d에 해당하는 깊이까지의 지반 상태에 따라 말뚝의 거동이 큰 영향을 받으므로 이 부분의 흙이 침식이나 세굴 등으로 유실되는 것을 방지해야 한다.

2.3 다짐 영향을 고려한 토압의 재산정

다짐으로 인한 토압 증가 효과를 고려하여 뒷채움 직후 벽체에 작용하는 토압(E_o^R)을 재산정하였다. 뒷채움시 진동 다짐기 등을 이용하여 지층을 다지게 되면 지층 응력이 달라져 토압 분포에 영향을 준다. Broms(1971)는 다짐으로 인한 사질토 지반에서의 토압 증가 현상을 체계적으로 설명하였다. 그는 벽체 배면의 임의의 깊이에 있는 흙 요소에 대하여 뒷채움과 다짐 전후의 토압 변화를 그림 3의 응력경로로 나타내었다.

이 응력경로는 벽체 배면 지표에서부터 1m 이내의 얇은 깊이에 있는 임의의 흙 요소를 대상으로 한 것이다. 이 그림에서 점 A는 다짐 이전의 상태($\sigma'_h = K_o \sigma'_v$)이며, 점 B는 로울러 등이 성토체 위로 올라가 다지는 과정($\sigma'_m = K_o \sigma'_m$)을 나타낸다. B에서 D까지는 로울러를 제거한 이후의 거동인데, C까지는 수직응력은 감소하는 반면에 수평응력은 거의 변화가 없음을 나타내고 있다. 점 C를 지나면서 수평응력도 $K_o \sigma'_v$ 로 감소하기 시

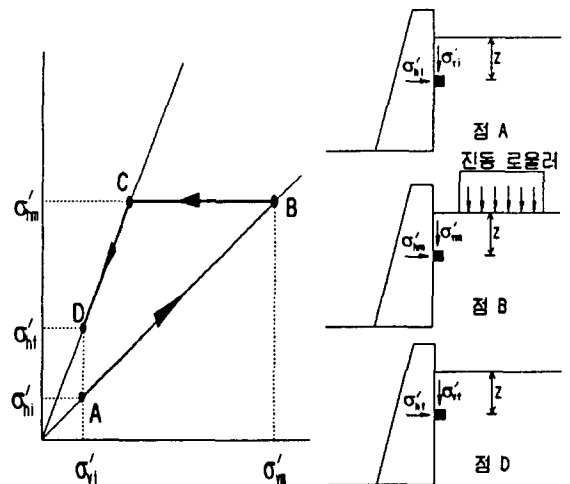


그림 3 다짐으로 인한 지층응력의 변화에 대한 Broms의 이론 (Clayton et al., 1993)

작한다. K 은 제하시의 정지토압계수로 Broms(1971)와 Lambe, Whitman(1969)은 K_0 의 역수로 정의하였다. 점 D에서는 잔류 유효수평응력(σ_h^r)이 초기의 유효수평응력(σ_h^i)보다 훨씬 큰 값을 보임을 알 수 있다. 이 차이가 다짐으로 인한 토압의 증가분이다. 실험실에서 K_0 삼축압축 시험으로 모사한 경우에서도 이와 유사한 형태의 응력경로를 보인다. 흙 요소가 이보다 아래에 있는 경우에는 이와 약간 다른 거동을 보이는데, 관련 논문을 참고하기 바란다. Broms는 이를 토대로, K_0 와 K 계수를 사용해서 기존 토압 분포를 수정하여 다짐의 영향을 고려하였다. 그림 4는 다짐 영향을 고려한 전형적인 토압 분포이다.

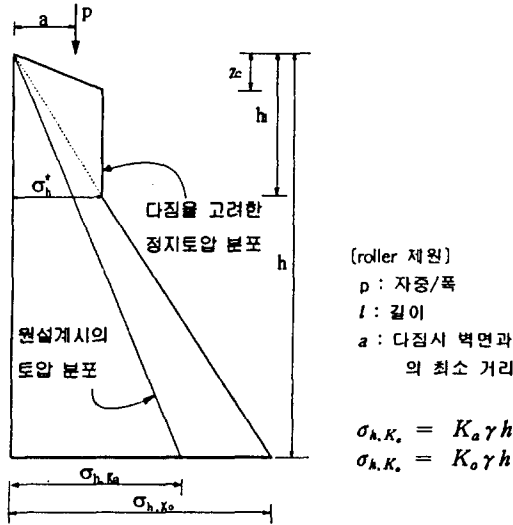


그림 4 다짐 영향을 고려한 토압의 분포

Ingold(1979)는 Broms의 이론을 수정하여 계수 K_0 를 사용한 식을 제안하였으며, NAVFAC DM.7(1982)에서는 이 방법을 적용하고 있다. 미육군 공병단(U.S Army corps of eng.)의 기술 및 설계 지침(ASCE, 1994)에서는 K_0 와 K_a 계수를 모두 사용한다. 이 방법들의 기본 개념은 거의 같으며, 여기에서는 미육군 공병단에서 제시한 식을 사용하였다. 표 1에는 앞에서 언급한 방법들의 구체적인 식을 나타내었다. 한편, 벽체 배면에 자갈이나 잠석 등으로 배수층을 설치하고 뒷채움을 하는 경우에는 다짐의 영향이 이와 다소 다르게 나타날 것이다.

옹벽의 높이는 9m로 하였으며, 사용한 진동 로울러의 제원과 뒷채움재의 물성치, 그리고 계산 결과를 표 2에 나타내었다. 전체 토압의 합력 E_0^R 은 옹벽 바닥면에서 위로 3.9m 위치에 작용하는데, 이는 다짐의 영향을 배제하고 구한 정지토압 38.7t에 비해서는 약 10% 큰 값이며, 가상 배면에서 벽마찰각을 주고 주동 상태로 가정하여 구한 원설계시의 24t보다는 75% 가량 더 크다.

2.4 구조물의 안정성

재산정한 토압을 근거로 이 옹벽의 전도, 지지력 파괴, 활동 가능성에 대한 안정성을 검토해보았다. 이미 원설계시에 하부 지반의 지지력 부족 등이 우려되어 옹벽 아래에 강관말뚝을 설치하였으므로, 다소 안전측으로 재산정한 토압(E_0^R)이 작용하더라도 구조물의 전도나 지지력 부족으로 인한 파괴 가능성은 없는 것으로 판단되었다. 벽체에 대한 구조 진단에서도 안정에 지장을 줄만한 구조적 이상

표 1 다짐 영향을 고려한 토압 산정 방법 (그림 4 참조)

| 제안자 | 식 |
|------------------------------|---|
| Broms (1971) | $z_c = \frac{K_0 \sigma_{vm}}{k_r \gamma}$, $h_1 = \frac{1}{K_a} \sqrt{\frac{2b}{\pi \gamma}}$ $\sigma_h^i = K_a (\gamma z + \Delta \sigma_v)$, $\sigma_{vm} = \gamma z + \Delta \sigma_v$ |
| Ingold(1979) NAVFAC(1982) | $z_c = K_a \sqrt{\frac{2b}{\pi \gamma}}$, $h_1 = \frac{1}{K_a} \sqrt{\frac{2b}{\pi \gamma}}$ $\sigma_h^i = \sqrt{\frac{2b \gamma}{\pi}} \cdot \frac{l}{a + l}$ |
| U.S corps of Eng.(1994) | $z_c = \sqrt{\frac{2K_a K_0 b}{\pi \gamma}}$, $h_1 = \sqrt{\frac{2b}{K_a K_0 \pi \gamma}}$ $\sigma_h^i = \sqrt{\frac{2K_0 b \gamma}{K_a \pi}}$ |

표 2 로울러의 제원과 뒷채움 흙의 물성치 및 토압 계산 과정

| 항목 | 특성치 |
|-----------|--|
| 뒷채움 흙 | $\gamma = 1.9 t/m^3$, $c = 0.5 t/m^2$, $\phi = 30^\circ$ |
| Roller 제원 | 폭=2.7m, 길이=5.7m 자중=11.4t 높이=2.2m $K_0 = 1/2$, $K_a = 1/3$, $p = 4.2t$ |
| 계산 결과 | $Z_c = 0.5m$, $h_1 = 2.9m$ $\sigma_h^i = 2.8 t/m^2$, $\sigma_{h,K_0} = 8.6 t/m^2$ 다짐을 고려한 토압 : $E_0^R = 42.2t$ |

은 발견되지 않았다. 그러나, 지반 조사 결과를 검토한 결과 현장 지반이 심도 5m 정도까지는 N 값이 10 미만으로 느슨한 사질토층으로 이루어져 있어 말뚝 머리부의 횡방향 변형 가능성이 제기되었다. 실제로, 이미 발생한 웅벽 하부에서의 변위가 3cm 이상인 점을 감안할 때, 말뚝에 상당한 변형이 발생했을 것으로 추정되었다. 이에 따라 몇가지 개략적인 방법을 이용하여 기초 말뚝의 횡방향 극한 저항력을 재산정하고 실제 작용 하중에 대한 말뚝 머리의 횡변위를 추정해보았다. 일반적으로 횡방향 하중을 받는 말뚝에서는 지지력 보다는 발생할 횡변위량이 어느 정도인지를 파악하는 것이 더 큰 관심거리이다. 강관말뚝과 벽체의 물성치는 표 3과 같다.

표 3 강관말뚝과 벽체의 물성치

| 강관말뚝 | 콘크리트 벽체 |
|-------------------------------------|--|
| $E_p = 2.1 \times 10^8 \text{ KPa}$ | $E = 2.5 \times 10^7 \text{ KPa}, \nu = 0.17$ |
| $I_p = 19874 \text{ cm}^4$ | $K = 1.26 \times 10^7 \text{ KPa}$ |
| $A_p = 100 \text{ cm}^2$ | $G = 1.06 \times 10^7 \text{ KPa}$ |
| $z = 978 \text{ cm}^3$ | $\sigma_{ck} = 28000 \text{ KPa}, \sigma_t = 0.1(\sigma_{ck})$ |

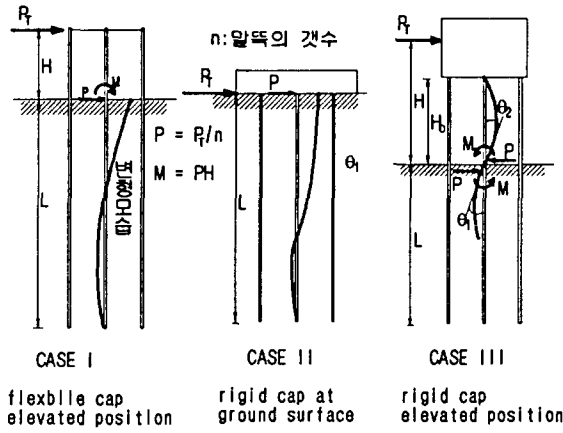


그림 5 횡방향 하중을 받는 말뚝의 구분(NAVFAC DM-7)

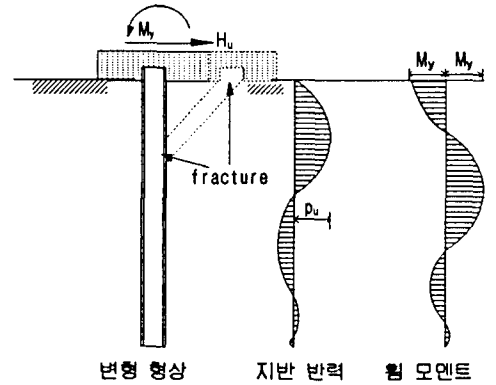


그림 6 사질토 지반에 설치된 머리고정(fixed head) 말뚝의 거동

2.5 말뚝의 거동 분석

극한 평형법인 Broms(1964)의 방법으로 말뚝 파괴시의 극한 하중을 구하였으며, 지반반력 해석법으로 횡변위가 허용값 이내가 되는 하중을 산정하여 비교하였다. 말뚝 머리의 변위와 발생한 전단력, 최대 휨모멘트를 추정하기 위하여 탄성해석법을 이용하였다.

기초 말뚝은 1.75m 간격으로 4열로 설치되어 있어, 개별 말뚝이 재산정한 토압(E_n^R , 42.2t)을 균등하게 받는다고 가정하여 산술적으로 환산해 구한 18.5t을 한 말뚝에 작용하는 횡하중으로 간주하였다. 특정 말뚝의 경우 모멘트 등에 의하여 실제 작용한 하중은 이보다 훨씬 클 수도 있으나 계산의 편의를 위하여 이 값을 사용하였다.

횡방향 하중을 받는 말뚝의 해석은 말뚝 길이와 머리부의 구속 조건에 따라 많은 차이를 보이는데, 그림 5는 NAVFAC의 DM-7에서 횡방향 하중을 받는 말뚝을 세가지 경우로 구분한 예이다. 여기에서는 대상 말뚝은 웅벽 하부와 강결되어 있어 말뚝 머리부의 회전 구속된 상태라고 가정하였다.

먼저, 말뚝 본체와 주변 지반의 파괴 가능성을 모두 고려하는 Broms(1964)의 방법을 사용하여 횡방향 극한 하중을 산정하였다. Broms는 지표부의 구속 조건 외에도 말뚝의 길이에 따라 해법을 달리하였다. 하부 지반은 사질토층으로 이루어져 지층 깊이에 따라 흙의 변형계수가 선형적으로 증가한다고 보고 그 비(n_h)는 0.3 kg/cm^3 으로 하였다. 이 때, 강성 계수(stiffness factor) T 는 다음과 같이 정의한다.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (1)$$

식 (1)을 계산하면, T 는 1.7m이다. $L \gg 4T$ 이므로 대상 강관말뚝은 긴말뚝으로 해석한다. 긴 말뚝의 설계는 말뚝의 휨 저항에 토대를 두고 있는데, 근입 깊이는 지표부의 변위와 무관하며 극한 상태에서 지표 부근 지반도 파괴된다고 가정한다. 이 때의 지반 반력과 휨모멘트의 분포는 그림 6에 나타내었다. 그림에서 ρ 는 $3\alpha'K_p$ 라고 가정한다. 말뚝이 극한 상태에 이르면 지표의 머리부와 지중 중간 등 두 군데 지점에서 최대 모멘트(M_{max})가 항복값(M_y)에 도달하여 소성 현지가 발생하는데, 이 때의 휨방향 극한 저항력 H_u 와 M_y 는 다음 관계를 갖는다.

$$H_u \left(e + \frac{2}{3}f \right) = 2M_y, \quad f = 0.82 \sqrt{\frac{H_u}{dK_p \gamma}} \quad (2)$$

f 는 최대 모멘트가 발생하는 지점의 깊이이다. 말뚝의 항복 모멘트는 다음 식에서 구할 수 있다.

$$\sigma_y = \frac{M_y}{z} + \frac{P}{A} \quad (3)$$

σ_y : 말뚝 재료의 항복응력, 2400 kg/cm²
 P : 연직 하중

식 (3)에서 구한 강관말뚝의 항복 모멘트는 21 t·m이며, 식 (2)에 따라 극한 하중(H_u)은 23 t으로 안전율 1.5를 적용하면 지반의 휨방향 허용 하중은 14 t 정도가 된다. 말뚝 머리에 실제 작용한 하중은 18.5 t으로 이를 초과한다. 휨방향 하중을 받는 말뚝에서는 극한 하중보다 훨씬 작은 하중에서 말뚝의 휨변위가 구조물의 안정상 한계값에 도달하기도 한다.

한편, Chang의 지반반력해석법을 이용하여 허용 휨변위(y_0)를 1cm로 할때 지표에 작용하는 허용 하중을 구해보았다. Chang은 지반 전체에서 휨방향 지반반력계수 k_h 가 일정하고 말뚝 길이가 충분히 긴 경우에 대해서 말뚝 머리의 하중(H_0)과 모멘트(M_0)를 구하는 다음 식들을 제안하였다.

$$H_0 = 4 E_p I_p \beta^3 y_0, \quad M_0 = 2 E_p I_p \beta^2 y_0 \quad (4)$$

$$\beta : \text{기초의 특성치}, \quad \beta = \left(\frac{k_h d}{4E_p I_p} \right)^{1/4}$$

k_h 를 구하는 식은 여러가지가 있는데, 여기에서는 N 값을 이용하는 다음의 Fukuoka 식을 사용하였다.

$$k_h = 0.691 N^{0.406} \quad (5)$$

보링 결과에 의하면 말뚝의 휨방향 거동을 지배하는 상부 지층(대략 심도 4m까지의 지층)에서의 N 값은 6~10 정도이므로 이 값을 대입하여 k_h 와 β 를 구했다. N 값을 8로 하면, k_h 는 1.61 kg/cm³, β 는 0.0044 cm⁻¹가 된다. 이때 말뚝의 휨방향 허용 하중 H_0 는 14.5 t으로 계산되는데, 말뚝 하나가 받는 실제 하중 18.5 t보다 작은 값이다. 말뚝 머리에서 발생하는 모멘트 M_0 는 16.4 t·m이다.

원설계에서는 지반의 휨방향 저항력을 산정하기 위해서 지반 전체의 평균 N 값인 20을 사용하여 k_h 를 구해 도로교 시방서(1992) 방법으로 말뚝 상부에서의 휨방향 저항력을 산정하였다. 여기서는 휨하중 H 가 작용할 때 고정 머리 말뚝에서의 지표 변위와 모멘트를 다음과 같이 구한다.

$$y_0 = \frac{\beta \cdot H}{d \cdot k_h}, \quad M_0 = \frac{H}{2\beta} \quad (6)$$

이 방법에서 N 값에 따라 허용 하중과 말뚝 머리에서의 휨모멘트가 얼마나 많은 차이를 보이는지는 표 4와 이를 한 그림에 모두 나타낸 그림 7을 보면 쉽게 알 수 있는데, N 값이 20일 때의 허용 하중은 N 값이 8일 때보다 40% 가량 크다.

표 4 N 값의 변화에 따른 말뚝 머리에서의 허용 하중과 모멘트

| N 값 | 지반반력계수, k_n kg/cm^3 | 기초특성치, β cm^{-1} | 허용 하중 t | 모멘트 $t \cdot m$ |
|-----|----------------------------|-----------------------------|--------------|--------------------|
| 6 | 1.43 | 0.0043 | 13.3 | 15.5 |
| 8 | 1.61 | 0.0044 | 14.5 | 16.4 |
| 10 | 1.76 | 0.0045 | 15.5 | 17.1 |
| 12 | 1.90 | 0.0046 | 16.4 | 17.8 |
| 16 | 2.13 | 0.0048 | 17.9 | 18.9 |
| 20 | 2.33 | 0.0049 | 19.2 | 19.7 |
| 22 | 2.42 | 0.0049 | 19.7 | 20.1 |

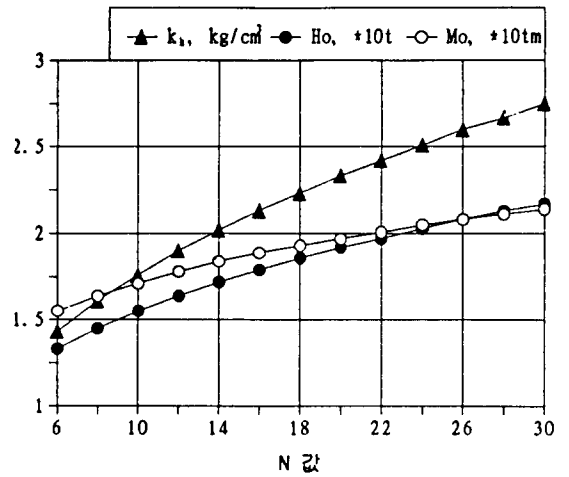


그림 7 N 값에 대한 허용 하중의 변화

Broms(1964)는 사질토 지반에 설치된 머리 고정 말뚝에서의 지표부 변위율 다음과 같이 제안하였다.

$$y_0 = \frac{0.93 H}{n_k^{1/5} (E_p I_p)^{2/5}} \quad (7)$$

이 식에 의하면, 하중 18.5 t이 작용할 경우에 계산된 말뚝 머리의 휨변위는 2 cm로 실제 발생한 변위보다는 작은 값을 나타내었다. Reese와 Matlock(1956)은 정규압밀점토나 사질토 지반과 같이 깊이에 따라 탄성계수가 선형적으로 증가하는 경우에 머리 고정 말뚝의 지표 변위와 휨모멘트를 다음과 같이 제안하였다.

$$y_0 = \frac{F_y H T^3}{E_p I_p}, \quad M_0 = F_m H T \quad (8)$$

F_y, F_m 은 심도와 말뚝 길이, T 값에 따라 결정되는 계수이다. T 는 식 (1)의 강성 계수이다. 이 식으로 계산하면, 휨하중 작용시 지표 변위는 역시 2 cm로 실제보다 작으나, 말뚝 머리에서 발생하는 모멘트는 28 t·m로 재료의 항복값(21 t·m)을 초과한다.

한편, Poulos와 Davis(1980)는 지반이 이상적인 탄성 상태에 있다고 보고 휨하중을 받는 말뚝의 탄성해석법을 제시하였는데, 지반의 탄성계수가 깊이에 대해 선형적으로 증가하는 경우에 머리 회전이 구속된 단일 말뚝의 지표에서의 휨변위는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$y_0 = \frac{H}{n_k L^2} \left(\frac{I'_{\rho F}}{F'_{\rho F}} \right) \quad (9)$$

$I'_{\rho F}$: 탄성영향계수(elastic influence factor)
 $F'_{\rho F}$: 항복-변위계수(yield-displacement factor)

이 식에서 계수 $I'_{\rho F}, F'_{\rho F}$ 는 Poulos가 제안한 그래프에서 구할 수 있는데, 말뚝 유연도 계수 $K_M (=E_p I_p / n_k L^3)$ 을 이용한다. 이렇게 구한 말뚝 머리의 휨변위는 3.4 cm로 실제 발생한 용변 하부에서의 변위량과 유사하다.

Snitko는 L/d 비가 10 이상인 말뚝을 무한 탄성 기등으로 간주하여 지반반력계수를 이용해서 변형 해석을 하였다(Winterkorn & Fang, 1975). 임의 깊이 z 에서 말뚝에 작용하는 전단력(Q)과 모멘트(M)를 계산하는 식은 다음과 같다.

$$Q_z = Q_0 \left(1 - 3\eta z^2 + 2\frac{\eta}{z_0} z^3 \right) \quad (10)$$

$$M_z = M_0 + Q_0 \left(z - \eta z^3 + \frac{1}{2} \frac{\eta}{z_0} z^4 \right)$$

여기서 η 는 $\beta^2/(\beta^2 z_0^2 - 3)$ 으로 정의되는 계수이다. z_0 는 모멘트가 0이 되는 지점의 깊이로서 3차 방정식을 풀어 구하면 5m가 된다. 이를 대입하여 구한 η 는 0.08이다. 이를 이용하여 계산하면 지표 아래로 깊이 2.5m에서 최대 모멘트가 발생한다. 이 때 발생하는 최대 모멘트는 54.1 t·m이다. 이 값역시 말뚝의 항복 휨모멘트 21 t·m를 크게 초과한다.

보다 정확한 거동 분석을 위하여 지층 주상도에 따라 지반을 세영역으로 구분하고 말뚝을 100개의 절점으로 나누어 유한차분법에 의한 해석을 실시하였는데, 그림 8에 그 결과를 나타내었다. 그림 8에서 말뚝 머리의 변위는 약 5cm(=2 inch)이며, 최대 모멘트는 지표 아래 2.5m 지점에서 발생하며 그 크기는 약 38 t·m로 항복모멘트를 초과한다.

여러 해석 결과들을 정리해볼 때, 시공된 말뚝의 일부에서는 과도한 변형으로 항복값을 넘는 휨응력이 발생했을 가능성이 큰 것으로 판단된다. 따라서 추후 정밀 계산과 현장 조사를 통해 말뚝이 온전한 상태를 유지하고 있는지 점검할 필요가 있다.

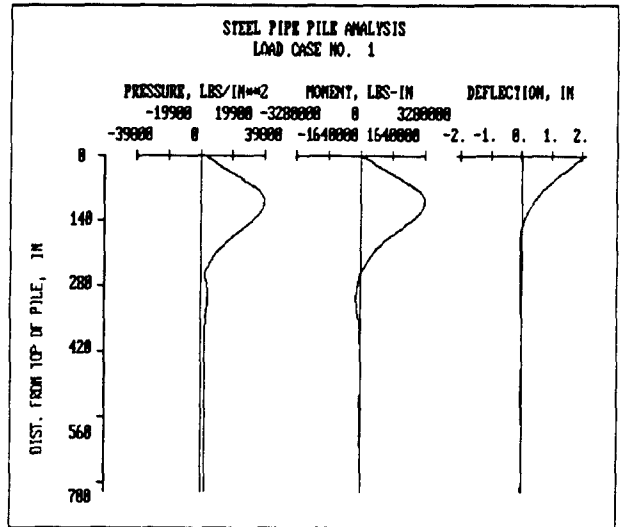


그림 8 FDM에 의한 말뚝 거동 해석 결과

2.6 지반 거동에 대한 수치 해석

옹벽 설치와 뒷채움으로 인한 지반의 거동을 보다 전체적으로 파악하기 위하여, 범용 프로그램 FLAC(version 3.2)을 이용하여 Mohr-Coulomb 구성 모델에 기초한 수치해석을 실시하였다. 수치해석 단면은 그림 1에서와 같이 양쪽에 8m 높이의 벽체가 있는 2차원 평면으로 하였으며, 시공 단계를 감안하여 원지반 상태에서부터 말뚝 설치, 옹벽 시공, 뒷채움에 이르기까지 순차적으로 해석하였다. 뒷채움 성토는 3단계로 고려하였다. 해석 지반은 N 값을 기준으로 세층으로 구분하였는데, 구체적인 물성치는 표 5에 나타내었다.

표 5 해석 대상 지반의 지반 조건

| 심도 m | 탄성계수 E, KPa | 포아송 비 ν | 체적탄성계수 K, KPa | 전단탄성계수 G, KPa | γ_s t/m ³ | ϕ deg | c Kpa |
|---------|----------------|------------|------------------|------------------|--------------------------------|---------------|----------|
| -0 | 20000 | 0.3 | 16667 | 7692 | 1.8 | 30 | 0 |
| -6 | | | | | | | |
| -15 | 30000 | 0.3 | 25000 | 11538 | 1.8 | 35 | 0 |
| | 60000 | 0.3 | 50000 | 23076 | 1.9 | 40 | 0 |
| 성토 | 30000 | 0.3 | 25000 | 11538 | 1.9 | 30 | 0.5 |

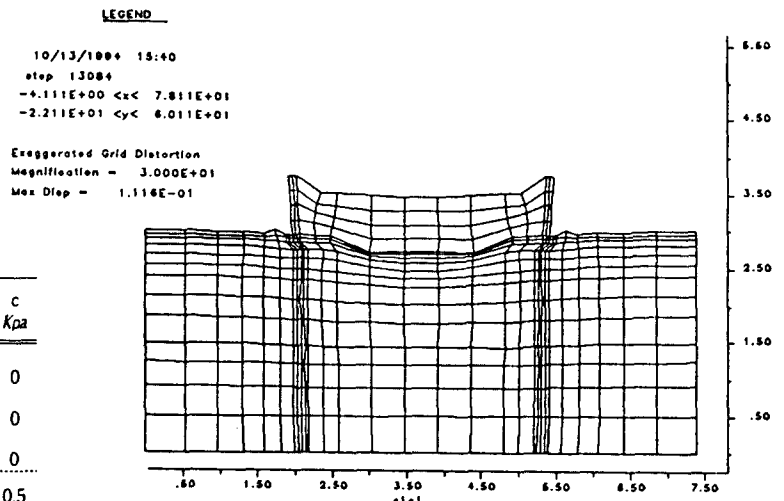


그림 9 수치해석 결과 얻어진 지반 변형 형상 (FLAC)

해석 결과, 벽체 구조물과 지반은 대체적으로 탄성 거동을 보이나, 옹벽 바닥면과 말뚝 머리부에서는 응력이 항복 상태에 도달하였음을 알 수 있었다. 그림 9에 지반의 변형 형상을 확대하여 나타내었다. 언어진 벽체의 최종 변위를 보면, 상단부에서는 연직방향으로 1.7 cm(↓), 횡방향으로 6.0 cm(←)이고 하단부에서는 연직으로 1.8 cm(↓), 옆으로 4.0 cm(←)이다. 옹벽 하부의 횡변위는 바닥면에서의 값으로 말뚝 머리에서의 횡변위와 일치한다. 한편, 실제 뒷채움시에는 1회에 30 cm 높이로 성토하였는데 이를 모두 감안하여 뒷채움의 단계를 세분하면 발생한 지반 변위는 위의 값보다 다소 작은 값을 보인다.

2.7 옹벽 구조물의 과다한 횡변위의 원인

앞에서의 해석 결과를 종합해볼 때, 해당 옹벽 구조물에서 과다한 수평 변위가 발생한 주된 원인으로는 지표 부근 지반의 취약성을 들 수 있다. 대상 지반은 전체적으로 일반적인 풍화토의 범주에 해당하는데, 지표 부근의 N 값은 10 미만으로 연약한 편이다. 이에 따라 말뚝 머리가 허용 변위를 넘어 옆으로 밀리면서 토압을 받고 있던 옹벽의 변형을 촉진한 것으로 보여진다. 실제상의 문제점을 요약하면 다음과 같다.

- 가상 배면을 주동상태로 보았으며 하중 방향을 벽마찰각만큼 경사지게 간주하고 뒷채움 다짐으로 인한 하중 증가 효과를 배제하여 작용 토압을 실제보다 과소하게 평가함
- 지반 조사가 소홀했으며, 수평지반반력계수 산정시, 지반 전체의 평균 N값(=20)을 사용하여 지반의 저항력을 과대평가함

2.8 대책 공법

대책 수립에 앞서, 머리부의 과다 변위 발생으로 인해 말뚝의 현재 상태가 온전한지의 여부를 먼저 점검해야 할 것이다. 대책 공법은 토압을 감소시켜 더 이상의 변위를 억제하거나 보강재를 설치하여 하중에 대한 저항력을 증가시키는 문제로 귀결된다. 고려할 수 있는 대책 공법의 유형을 표 6에 나타내었다. 각 공법들의 유효성을 검증하기 위해서 경량 성토 공법과 지지 말뚝 설치 공법, 그라운드 앵커 공법에 대해서 FLAC을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 해석시에는 뒷채움에 의한 변위를 일정 정도까지 허용한 후에 대책공법을 적용하여 추가 변형이 얼마나 억제되는지 분석하였다.

표 6 대책 공법의 종류

| 대책공법 | 개략도 | 개요 |
|---------------------------|-----|--|
| 경량성토를 이용한 토압 경감 | | 뒷채움재 일부를 제거하고 EPS 블록으로 경량 성토를 실시. EPS 블록은 단위중량이 흙의 1/100 정도로 하부 지층에 거의 영향을 주지 않으나, 국내의 시공 사례가 많지 않아 시공성, 경제성 검토가 필요. |
| 전면에 무벽 설치, 또는 배면에 타이로드 설치 | | 추가 변위 억제를 위해 배면에 타이로드 등의 보강재를 설치하거나 전면에 무벽이나 널말뚝을 시공. 옹벽 변형의 주된 원인이 된 말뚝 머리부의 변형보다는 벽체 자체의 변위를 억제하는 다소 수동적인 차원의 대안 |
| 그라운드 앵커를 설치 | | 벽체의 적절한 위치에서 지반 내로 그라운드 앵커를 설치. 앵커 설계시에는 적절한 자유길이, 정착길이, 천공경, 설치각도 등을 결정. |
| 그라우팅이나 소구경 말뚝을 이용한 지반보강 | | 옹벽 바닥면에 일정한 간격으로 JSP 등 보강 그라우팅을 실시하거나, 옹벽 바닥면 주위에 일정한 간격으로 초소형 말뚝(micro pile)이나 뿌리 말뚝(RFP)을 설치하여 지반을 보강. |

표 7 대책 공법 시공시의 벽체 변위량 비교

| 종류 | 공법의 개요 | 벽체의 변위, cm | |
|------------|---|------------|------|
| | | 상단부 | 하단부 |
| 기준 변위 | 아무런 대책없이 방치함 | 6.2← | 4.4← |
| | | 1.7↓ | 1.8↓ |
| 지지말뚝 공법 | 옹벽 앞뒤에 $\phi=40\text{cm}$, $l=15\text{m}$ 말뚝 설치 | 5.6← | 4.3← |
| | | 1.6↓ | 1.7↓ |
| 경량성토 공법 | 성토층을 4m 제거하고, EPS로 경량 성토 | 4.4← | 2.2← |
| | | 0.9↓ | 0.9↓ |
| 그라운드 앵커 공법 | 옹벽 앞뒤에 자유장 6m, 정착장 6m, 긴장력 60t의 앵커를 간격 2m, 30° 각도로 설치 | 4.1← | 2.5← |
| | | 1.7↓ | 1.8↓ |

해석 결과, 추가 말뚝을 설치하는 것은 큰 효과가 없으며, 이보다는 경량 성토를 해서 토압을 감소시키거나 앵커를 설치하는 것이 더 효과적임을 알 수 있었다. 특히, 경량 성토의 경우에는 지반의 수직 침하를 억제하는 데에도 효과가 있는 것으로 나타났다. 그라운드 앵커의 경우에 길이, 설치 각도, 긴장력 등을 달리하면 더 큰 효과를 거둘 수 있을 것으로 판단된다. 공법별 분석 결과를 표 7에 나타내었다.

3. ○○ 부지 조립식 옹벽의 사례

3.1 개요

이 사례는 블럭식 조립 옹벽과 관련된 것이다. 이 옹벽은 ○○ 부지 조성을 위한 구조물로 원지반에 잡석을 부설하고 그 위에 콘크리트 블럭을 5단~6단으로 쌓은 뒤 블럭 내부에 토사 속채움을 하여 총길이는 약 300m, 벽체의 높이가 5~6m에 이르는 블럭형의 조립식 옹벽을 설치하고 벽체 배면에 뒷채움 성토를 하였다. 그러나 성토 도중에 옹벽을 구성하고 있는 콘크리트 블럭들에 균열이 발생하고 블럭체 사이에 부동 변형이 일어나서 부분적으로 파손되는 등 구조물이 제기능을 할 수 없는 상태가 되어, 이에 대한 원인 분석과 대책 마련에 들어가게 되었다.

3.1.1 구조물의 시공 및 변형 현황

시공 중이던 블럭형 옹벽은 콘크리트 블럭을 여러 단으로 쌓고 내부에 흙을 채워서 블럭과 채움 재료의 자중으로 배면의 토체를 지지하도록 되어 있다. 구조물의 자중만으로 토압에 저항한다는 점에서는 일반 중력식 옹벽과 그 원리가 같다고 볼 수 있다. 다만, 조립식으로 축조되기 때문에 옹벽체 전체의 안정 외에도 각 단에서의 개별적인 안정도 확보되어야 한다.

본 현장에서는 이 옹벽을 설치하기 위하여 두께 1m 정도의 잡석을 부설한 다음 10cm 높이로 빈배합(lean mixed) 콘크리트를 타설한 후 그 위에 사각형, I형의 콘크리트 블럭을 5, 6단(1단의 높이는 1m)까지 쌓았다. 각 블럭 내에는 90% 다짐시에 건조단위중량(γ_d)이 $1.4 t/m^3$, 점착력(c)이 $0.9 t/m^2$, 마찰각이 34° 인 흙으로 속채움하였다. 뒷채움시에는 자연상태에서 $\gamma=1.46 t/m^3$, $\phi=13.3^\circ$, $c=3.8 t/m^2$, 포화 상태에서 $\gamma_{sat}=1.87 t/m^3$, $\phi=0^\circ$, $c=1.9 t/m^2$ 의 물성치를 갖는 점성토로 시공되었다. 그림 10은 설치된 옹벽의 횡단면 개략도이다.

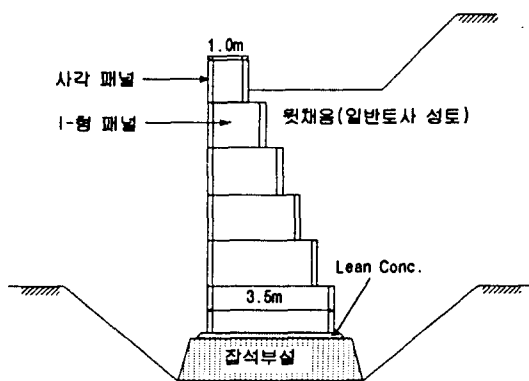


그림 10 블럭형 옹벽의 횡단면 개략도

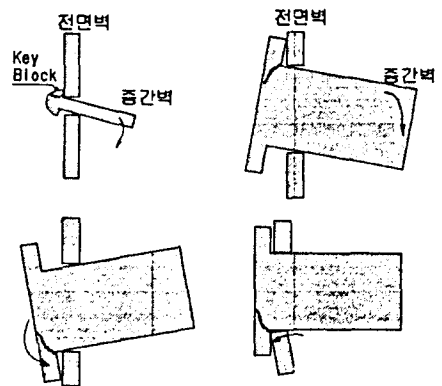


그림 11 콘크리트 블럭체에서 균열 발생 양상

본 현장은 옹벽의 총길이가 300m로 거의 시공 완료 단계에 있었으나, 각 블럭에 많은 균열과 침하가 발생하고 파손되어 현장 조사시, 옹벽의 손상 정도가 심한 구간은 구조물이 해체되어 있는 상태였다. 주로 하부의 2, 3번째 단의 전면 판넬과 중간벽 전면부(key block)의 피해 정도가 컸으며 벽체 배면은 균열 발생 후 부분적으로 굴토되어 있었다. 콘크리트 블럭 구조물에 발생한 균열의 양상을 그림 11에 나타내었다. 한편, 트랜싯과 레벨로 옹벽 전면판에서의 변위량을 측량한 결과 블럭 벽체의 횡방향 변위량은 최대 19.3cm, 상대 침하량은 3.9cm 이상이었다. 그러나 이 값은 측정 날짜가 불확실하고 공사 착수 직후부터 계획적으로 측정된 결과가 아니기 때

문에 검토 자료로서 문제가 있으며, 실제 발생한 변위는 이보다 훨씬 클 것으로 판단되었다. 부언하자면, 본 공사의 전반적인 시공 관리의 매우 미흡하여 옹벽 바닥에 부설된 잠석 기초에는 불량한 재료가 많이 섞여 있었고, 불력체 내의 속채움이나 벽체의 뒷채움 재료와 시공 상태 역시 부실하였다

3.1.2 현장 지반의 상태

해당 구간은 구릉지를 이루고 있고 애초 계획시에는 옹벽고가 높지 않아 지반 조사를 생략하고 지반이 양호할 것으로 추정하여 중력식 옹벽으로 설계하였다. 그런데, 공사 도중 불가피하게 옹벽 계획선이 달라지면서 옹벽고가 높아짐에 따라 구조물 형식을 불력형으로 변경하였다. 설계 변경 당시에 벽체 배면 위치의 세 곳에서 시추 조사를 한 결과 점토 퇴적층이 발견되었으나, 지반 조건이 비교적 양호할 것으로 판단하여 지반 보강 등 별도의 처리 없이 옹벽을 시공하였다.

옹벽의 균열 발생 이후 지반 상태를 구체적으로 파악하기 위하여 옹벽 전면 7개소, 배면 3개소에 대해 추가 시추 조사를 실시하였는데, 대상 지반은 지층이 불규칙하여 불과 10여m 사이를 두고도 많은 변화를 보였다. 현장 지반은 퇴적 점토층이 4~12m의 두께로 분포하는데, 특히 심도 4~6m 부터는 자연 함수비가 45% 정도이고, N 값이 5 이하이며 일축압축강도(q_u)가 2.7~7.3 t/m², 압축지수(C_c)가 0.15~0.69인 연약층이 2~9m 두께로 존재하고 있다. 따라서 이 지반의 상부에 구조물을 시공시에는 불규칙하게 분포하는 연약층에서의 전단과 압밀로 인하여 지반과 구조물의 변위가 많은 영향을 받을 것으로 판단되었다.

3.2 구조물의 안정성 검토

조립식으로 만들어진 이 구조물은 앞에서 언급한 바와 같이 옹벽의 일반적인 안정 조건 외에도 각 단에서의 개별적인 안정 조건을 만족해야 한다(한국건설기술연구원, 1988). 따라서 여기에서는 일반 중력식 옹벽으로 간주하여 전도, 수평 활동, 지지력 차원에서의 안정성을 평가하고 불력체 내에서의 분리 전도와 분리 활동에 대하여 안전한지의 여부도 조사하였다. 편의상 전자를 외적 안정성이라고 하고 후자를 내적 안정성이라고 한다.

3.2.1 구조물의 외적 안정성

전도에 대한 안정성 평가시에는 각 단에서 가상 배면을 설정하고 토압을 구하여 옹벽의 최상단부터 차례로 해석한다. 콘크리트 불력과 속채움 흙이 일체로 전도된다고 할 때, i 번째 단에서의 안전율은 다음과 같다.

$$S.F = \frac{M_{Ri}}{M_{Di}} = \frac{\sum_{j=1}^i (W_{bj} H_{bj}) \sum_{j=1}^{i-1} (W_{ij} H_{ij}) + P_{ai} \sin \delta b_i}{P_{ai} V_{pi} \cos \delta} \quad (11)$$

W_{bj} W_{ij} : j 번째 축조단에서 속채움 흙을 포함한 불력의 무게, 상부에 놓이는 배면 토괴의 무게
 H_{bj} H_{ij} : W_{bj} W_{ij} 의 작용점과 해당 축조단의 선단까지의 수평거리
 b_i P_{ai} : i 번째 축조단에 놓인 불력의 가로폭, i 단까지의 불력체에 작용하는 주동토압
 V_{pi} : P_{ai} 의 작용점과 해당 축조단의 선단과의 경사 거리

기초 잠석과 최하단부 콘크리트 불력 간의 수평 활동에 대한 안정성을 검토하였다. 이때 바닥면에서의 저항력은 기초 잠석과 속채움 흙의 마찰력 Q_s 와 기초 잠석과 콘크리트 바닥면 간의 마찰력 Q_c 로 구분할 수 있다. 안전율은 마찰저항력을 수평활동력으로 나눈 값인데, 마찰 저항력 Q 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$Q_f = Q_s + Q_c = \left[\left(c_w + \frac{F_V}{B} f_s \right) A_s + \frac{F_V}{B} f_c A_c \right] \frac{1}{B} \quad (12)$$

B : 최하단 불력의 가로폭

A_c : 속채움 흙의 면적, $A_c = (B - 2t)(l - t)$
 A_c : 옹벽 불려의 콘크리트 면적, $A_c = 2tl + t(B - 2t)$
 f_c, f_s : 바닥면과 속채움 흙, 콘크리트와의 마찰계수
 c_w : 속채움 흙과 바닥면과의 부착력

해당 지반은 옹벽 기초 바닥에서 아래로 2m 정도까지는 N 값이 9~20으로 다소 굳은 상태이며 그 하부 지층은 1~8로 연약한 상태이다. 지지력 해석시에는 원지반을 층상 점토 지반으로 고려하여 Meyerhof와 Hanna(1978)가 제안한 방법을 사용하였다. 상, 하층 지반의 비배수 강도를 c_1, c_2 라 하면 극한 지지력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$q_u = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_2 N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_u H}{B} \right) + \gamma_1 D_f < \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_1 N_c + \gamma_1 D_f \quad (13)$$

L, B : 기초의 길이, 폭(6단옹벽=4.55m, 5단옹벽=4.05m)
 H, γ_1 : 상부층의 두께, 단위중량(1.7 t/m³)
 D_f : 기초의 근입깊이(1.5m)
 N_c : 지지력 계수($\phi=0$ 이므로 5.4)

옹벽 기초에 작용하는 하중은 토압 등으로 인하여 편심을 갖게 되므로 이를 고려하였다. 기초에 작용하는 연직하중(F_v)이 기초 중심에서 e 만큼의 편심을 가지는 경우, 기초 바닥면에서의 응력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (e < \frac{B}{6}) \\
 q_{\max} &= \frac{4F_v}{3(B - 2e)} \quad (e > \frac{B}{6})
 \end{aligned} \quad (14)$$

식 (11), (12), (13), (14)에 의한 외적 안정성 평가 결과는 표 8에 정리하여 나타내었다. 벽체가 일체로 전도될 위험은 없으나, 뒷채움 토압에 의한 횡방향 활동 가능성이 있으며, 특히 지반의 지지력이 부족한 것을 알 수 있다.

표 8 외적 안정 해석 결과

| 구분 | 5단 옹벽 | 6단 옹벽 |
|-----|---|---|
| 지지력 | $q_{allow} = 5.8 \text{ t/m}^2, q_{max} = 10.5 \text{ t/m}^2$ $q_{max} > q_a$ | $q_{allow} = 9.4 \text{ t/m}^2, q_{max} = 19.9 \text{ t/m}^2$ $q_{max} > q_a$ |
| 전도 | $M_b = 13.4 \text{ t}\cdot\text{m}, M_r = 42.5 \text{ t}\cdot\text{m}$ $S.F = 3.2 > 2.0$ | $M_b = 13.4 \text{ t}\cdot\text{m}, M_r = 42.5 \text{ t}\cdot\text{m}$ $S.F = 2.0 = 2.0$ |
| 활동 | $H_b = 16.2 \text{ t}\cdot\text{m}, H_r = 9.8 \text{ t}\cdot\text{m}$ $S.F = 1.7 < 2.0$ | $H_b = 24.1 \text{ t}\cdot\text{m}, H_r = 19.1 \text{ t}\cdot\text{m}$ $S.F = 1.3 < 2.0$ |

3.2.2 구조물의 내적 안정성

이 옹벽은 속채움 흙과 불려체를 이루는 콘크리트의 자중으로 전도 모멘트에 저항하기 때문에 콘크리트와 속채움 흙 간의 마찰력이 충분하지 못할 경우에는 불려체가 속채움 흙과 분리되어 옹벽이 밀리는 경우가 생길 수 있다. 이를 분리 전도라 하는데, 다음의 그림 12에 나타낸 바와 같이 불려체들 전도시키려는 외력인 토압 P_o 의 수평, 수직 성분에 의한 모멘트 M_H, M_V 와 불려체 자중에 의한 모멘트 M_w 가 관련된다.

분리 전도에 대한 안전율은 다음 식으로 구한다.

$$S.F = \frac{M_{Rf} + M_V + M_W}{M_H} \quad (15)$$

$$M_{Rf} = \sum M_{Rfi} = \sum P_{fi} \times \frac{b_i}{2}$$

$$M_H = P_{ahi} \times h_i', \quad M_v = P_{avi} \times b_i, \quad M_w = \sum W_{ci} \times \frac{b_i}{2}$$

P_{fi} 는 각 단 블록 내측에서의 속채움 흙의 연속 하중이며, b 는 블록의 횡폭이다.

한편, 단위 블록체는 옹벽 블록체의 각 단까지 작용하는 모든 힘들의 합력의 수평 성분인 F_H 에 대하여 안전해야 하는데, 이에 저항하는 힘들은 속채움재의 마찰 저항력 Q_s 와 콘크리트 접촉면의 마찰 저항력 Q_c 및 판넬 전면의 돌출부 위의 전단 저항력 Q_r 이다(그림 13). 이러한 분리 활동에 대한 안전율은 다음 식으로 구한다.

$$S.F = \frac{Q_f}{F_H} = \frac{Q_s + Q_c + Q_r}{F_H} \quad (16)$$

$$Q_s = \left(\frac{F_V}{B} f_s + C \right) A_{bs}, \quad Q_c = \frac{F_V}{B} f_c A_{bc}, \quad Q_r = A_{br} \tau_c$$

A_{bs}, A_{bc}, A_{br} : 속채움 흙, 콘크리트의 바닥 면적
 F_V : 연속 하중
 τ_c : 블록 구성 콘크리트의 허용 전단력
 C : 흙의 점착력

그림 13에서, A_{br} 는 면적 ㉑이며, A_{bc} 는 ㉒+㉑이다. A_{bs} 는 바닥면의 총면적에서 $A_{br}+A_{bc}$ 를 빼준 값이 된다.

여기에서는 가장 취약한 부분인 6단 옹벽의 5단 저면에 대해서만 분리 진도와 분리 활동 가능성을 검토하였다. 식 (15), (16)에 의한 해석 결과를 표 9에 나타내었다.

분리 활동에 대한 안전율이 기준값에 약간 미달하였으나 전체적으로 볼 때 내적 안정에 있어서는 별 문제가 없는 것으로 판단되었다. 그러나 현장에서 시료를 채취해 시험하여 얻은 콘크리트 블록의 압축강도($\sigma_{ck}=220 \text{ kg/cm}^2$)를 근거로 휨과 전단에 대하여 중간벽의 단면을 검토한 결과, 키 블록 상단부나 하단부에서 균열이 발생하지 않는 허용 하중은 약 0.1t에 불과해 이 단면이 매우 취약한 것으로 판단되었다.

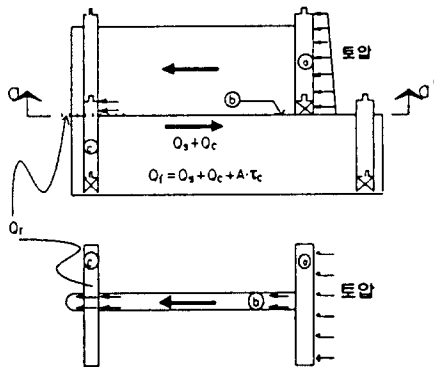


그림 13 분리 활동에 대한 검토

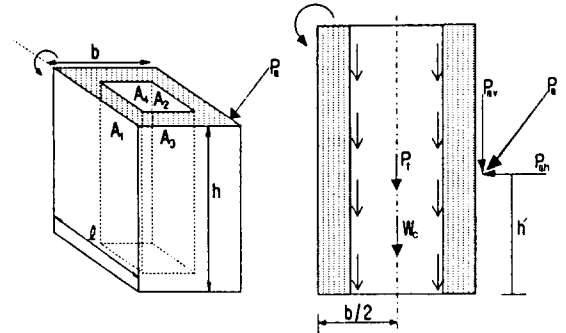


그림 12 분리 진도에 대한 검토

표 9 6단 옹벽의 5단 저면에서의 내적 안정 해석 결과

| 분리 활동 (단위:t) | | 분리 진도 (단위:t·m) | |
|-----------------|---------------|--------------------|--------------|
| 토압의 수평 분력 | $P_h = 9.79$ | 토압의 수평분력에 의한 진도모멘트 | $M_h = 13.4$ |
| 속채움재의 마찰저항력 | $Q_s = 11.76$ | 속채움재와 벽체간의 마찰저항모멘트 | $M_r = 22.8$ |
| 벽체저면의 마찰저항력 | $Q_c = 1.79$ | 토압의 수직분력에 의한 진도모멘트 | $M_v = 9.58$ |
| 전면판의 전단저항력 | $Q_r = 4.89$ | 블록체 자중에 의한 저항모멘트 | $M_w = 7.4$ |
| 안전율 = 1.9 < 2.0 | | 안전율 = 3.0 > 2.0 | |

3.3 구조물의 변형 원인

추가 지반 조사 결과 구조물의 하부 지층에 연약한 점토 퇴적층이 매우 불규칙하게 형성되어 있음이 발견되었는데, 이를 고려하여 구조물의 안정성을 해석한 결과 개별 블럭체는 안정된 상태이나 부등 침하 등으로 블럭체 간의 변위가 달라질 경우에는 균열이 발생하고 부분적으로 파손될 가능성이 큰 것으로 나타났다. 그리고 벽체를 일체로 간주하여 해석한 결과 수평 활동의 가능성이 크고 하부 지반의 지지력이 현저히 부족한 것으로 나타났다. 이러한 안정 해석과 현장 조사에 따르면 본 구조물의 변형은 여러가지 복합적인 상황에 근거하는데 정리해보면 다음과 같다.

- 기초 지반이 매우 취약하여 벽체와 성토체의 하중에 의해 지반의 국부적인 전단파괴와 부등 침하가 발생함
- 부적절한 재료로 기초의 잡석 채움을 하였고 다짐이 제대로 이루어지지 않아 기초의 지지력이 확보되지 않음.
- 벽체 배면에 배수층을 설치하지 않은데다 투수성이 나쁜 점성토로 뒷채움을 하여 강우시 배면의 수압이 증가하여 작용 하중이 커짐
- 콘크리트 블럭체에서 키 블럭 단면의 허용 하중이 작아 약간의 변형에 의해서도 전면벽과 접촉하여 쉽게 파괴됨

일반적으로 조립식 옹벽은 구조적으로 유연하여 부등 변형에 유리할 것으로 생각되고 있으나, 본 사례는 부등 침하로 인해 블럭의 특정 지점에 응력 집중으로 인한 균열이 발생하여 구조물 전체의 안정성이 감소했음을 보여준다.

3.4 대책 공법의 선정

대책공법으로는 현상태를 유지하고 S.I.G 등으로 기초를 보강하는 방안과 현재의 옹벽을 철거하고 강관 말뚝이나 PC 말뚝을 설치한 다음 블럭형 벽체를 재시공하거나 캔틸레버형(역T형) 옹벽으로 바꿔 시공하는 방안을 검토하였다. 표 10에 각 공법을 비교하였다.

각각에 대한 충분한 검토 결과, 비교적 경제적이고 시공성이 우수하며 품질 확보가 용이한 강관말뚝(L=11m, d=400mm) 기초의 역T형의 철근콘크리트 옹벽 공법을 제안하였다.

현재, 이 방안이 채택되어 기존의 블럭형 옹벽을 모두 철거하고 재시공에 들어간 상태이다.

표 10 대책공법 비교

| 공법 | 현 상태 유지 + S.I.G | 블럭 재시공 + 강관말뚝 | 역T형 옹벽 + 강관말뚝 | 역T형 옹벽 + PC말뚝 |
|-------------|--|---|--|--|
| 현세 옹벽 | 유지 | 철거 | 철거 | 철거 |
| 기초 | S.I.G 직경 1300mm 간격 3m 길이 11m | 강관말뚝 직경 400mm 간격 1.2~2.5m 길이 10m | 강관말뚝 직경 400mm 간격 1.2~2.5m 길이 11m | PC말뚝 직경 400mm 간격 1.2~1.5m 길이 11m |
| 특징 | <ul style="list-style-type: none"> •시공성 나쁨 •침하, 전도에 유리 •하중전달의 불확실성 •구조체의 거동 파악 미비 •S.I.G 시공시 일시적인 지반 교란 | <ul style="list-style-type: none"> •금기 단축 •옹벽 높이 조절의 제한성 •구조체의 기초 지반 적용이 취약 •정밀하게 시공되지 않은 면 블럭에 균열 발생 가능성 •국내 시공 실적이 거의 없음 | <ul style="list-style-type: none"> •시공성 우수 •품질확보 용이 •옹벽 높이 조절이 쉬움 •시공 실적 풍부 •간 말뚝에서 이음 신뢰성이 우수 •말뚝 관입시 배토량이 비교적 적음 •지지층이 경사를 이루고 있는 경우에도 비교적 관입이 양호 | <ul style="list-style-type: none"> •시공성 우수 •품질확보 용이 •옹벽 높이 조절이 쉬움 •시공 실적 풍부 •강관말뚝에 비해 역학적 특성이 취약하고 부하를 고려시 연속 지지력이 현저히 감소 •말뚝 이음 신뢰성이 낮음 •말뚝의 지지층 관입이 불확실 |
| 개략공사비 (백만원) | 556 | 726 | 481 | 441 |

4 결론

본 사례 분석 연구에서는 상부 지층이 느슨한 사질토로 이루어진 지반에 설치된 캔틸레버식 콘크리트 옹벽이 뒷채움에 의해 옆으로 밀려난 사례와 연약한 점토 퇴적층을 포함한 지반에 시공된 조립식 옹벽이 부동 침하에 의해 파손된 사례에 대해서 각각의 원인과 문제점을 분석하였다.

캔틸레버 옹벽 사례에서는 지반 조건을 분석하고 벽체와 말뚝에 작용하는 토압과 횡방향 변위량을 산정해본 결과, 옹벽 설계시에 뒷채움의 다짐으로 인한 토압 증가를 고려하지 못하였고, 말뚝의 횡방향 지지력을 과대 평가하였음을 알 수 있었다. 즉, 뒷채움에 의한 토압이 설계값보다 크게 발생하고 이와 더불어, 느슨한 사질토층인 원지반 상층부에 위치한 말뚝 머리부가 횡방향으로 기대 이상의 변위를 일으켜 구조물 전체가 옆으로 크게 밀려난 것이다. 이 과정에서 말뚝 상부에 과도한 휨응력이 발생했을 것으로 추정된다.

블럭형 조립식 옹벽 사례에서는 일체화된 구조물로서의 옹벽의 안정성과 옹벽을 구성하는 개별 블럭의 안정성을 함께 검토하였다. 해석 결과 구성 블럭의 내적 안정성은 확보되어 있었으나, 불규칙한 지층 구성과 연약한 점토층의 존재로 인해 지지력이 취약하여 지반의 국부적인 파괴와 부동 침하가 발생하고 벽체가 변형된 것으로 나타났다. 콘크리트 블럭의 균열과 파손은 활동으로 인해 각 블럭에 부동 변위가 발생했기 때문이다. 이외에도 배수 시설 미비로 인한 강우시 배면 수압의 증가와 부실 시공도 구조물 변형의 원인이자이다.

결국 이들 두가지 구조물의 과도한 변형은 설계 단계에서의 한정된 지반 조사와 설계자의 지반 조건에 대한 미숙한 판단에 기인한다고 볼 수 있다. 특히, 블럭식 옹벽의 경우에 재시공시 기초 말뚝의 향타 결과로부터 추가 지반조사 결과와는 또다른 지반의 불규칙성을 확인하였다. 이번 사례 분석이 지반 조사의 중요성을 다시금 자각하는 계기가 되기를 바란다.

참고 문헌

- 건설부(1992), 도로교 표준 시방서, pp.1117-1142
- 장인성(1995), 캔틸레버 옹벽의 거동에 대한 수치해석적 연구, 서울대학교 석사학위 논문
- 한국건설기술연구원(1988), 옹벽 블럭 개발에 관한 연구
- ASCE(1994), Retaining and flooding wall-Technical engineering and design guides as adapted from the US army corps of engineers, No.4, ASCE Press
- Broms, B. B.(1964), "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", *Joul. of soil mech & found. div.*, ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.123-156
- Broms, B. B.(1971), "Lateral pressure due to compaction of cohesionless soils", *Proc. 4th Int. conf. soil mech. found. eng.*, Budapest, pp.373-384
- Clayton, C. R. I., Milititsky, J. and Woods, R. I.(1993), Earth pressure and earth-retaining structures, 2nd Ed., Blackie academic & professional, pp.65
- Ingold, T. S.(1979), "The effects of compaction on retaining walls", *Geotechnique*, Vol.29, No.3, pp.265-283
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V.(1969), Soil mechanics, John Wiley, New York
- Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M.(1978), "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soil under inclined load", *Canadian geotechnical journal*, Vol.15, No.4, pp.565-572
- NAVFAC(1982), Design manual(DM)-7
- Poulos, H. G. and Davis E. H.(1980), Pile foundation analysis and design, John Wiley and Sons, New York, pp.143-249
- Reese L. C. and Matlock H.(1956), "Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth", *Proc. of the 8th Texas conf. on soil mech & found eng.*, Austin, Texas, pp.1-41
- Winterkorn, H. F. and Fang Hsai-Yang(1975), Foundation engineering handbook, 1st Ed., Van Norstand Reinhold Company