

성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 대한 모형실험

Model Tests for Vertical Loads Acting on Embankment Piles

홍 원 표*¹ Hong, Won-Pyo

강 승 인*² Kang, Seung-In

Abstract

A series of model tests were performed both to investigate the load transfer by soil arching in fills above embankment piles and to verify the reliability of the theoretical analysis. In the model tests, the piles were installed in a row below the embankment and the cap beams were placed on the pile heads perpendicular to the longitudinal axis of the embankment. The space between pile cap beams and the embankment height was focused as the major factors affecting the load transfer in embankment fill. When the embankment fill was higher than the minimum required height, which was about 33% higher than the radius of the soil arch proposed by theoretical discussion in the previous study, not only the soil arching could be developed completely but also the experimental results showed good agreement with theoretical predictions. The portion of the embankment load carried by model pile cap beams decreased with increment of the space between pile cap beams, while it increased with increment of the embankment height. Therefore, to maximize the effect of embankment load transfer by piles on design, the interval ratio of pile cap beams should be decreased under considerably high embankments by reducing the space between cap beams and/or enlarging the width of pile cap beams.

요 지

성토지지말뚝 상부의 성토지반내에서 발생하는 지반아칭효과에 의하여 성토하중이 말뚝에 전달되는 효과를 조사하면서 제안된 이론해석의 신뢰성을 확인하기 위하여 일련의 모형실험을 수행하였다. 본 모형실험에서 말뚝은 성토 아래에 일렬로 수열의 줄말뚝으로 설치하였으며, 말뚝캡보는 성토의 길이방향에 직각방향으로 말뚝두부에 설치하였다. 성토재의 하중전달에 가장 큰 영향을 미치는 요인으로는 말뚝캡보사이의 간격과 성토고를 들 수 있다. 이전의 이론적인 연구에 의해 제안된 지반아치의 반경보다 약 33% 정도 큰 최소소요성토고보다 높게 성토를 실시할 경우 지반아치는 완벽하게 발생될 뿐만 아니라, 실험치와 이론치는 잘 일치함을 모형실험결과 확인할 수 있다. 모형말뚝캡보에 작용하는 성토하중의 부담률은 말뚝캡보사이의 간격이 증가함에 따라 감소하는 반면, 성토고가 높아짐에 따라 증가하였다. 따라서, 설계시 말뚝의 성토하중지지효과를 극대화시키기 위해서는 성토고를 충분히 높게한 상태에서 말뚝캡보의 간격비를 감소시켜야 한다. 여기서 말뚝캡보의 간격비를 감소시키려면 말뚝캡보사이의 간격을 감소시키거나 말뚝캡보의 폭을 증가시켜야 한다.

Keywords : Model test, Embankment pile, Soil arching, Vertical load, Interval ratio of cap beams, Soft ground

*1 김희원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수

*2 참보기술단 지반공학부 대리

1. 서론

연약지반상에 도로제방을 축조하거나 교대뒤체를 실시할 경우 발생하는 연약지반의 측방유동을 방지하기 위하여 개발된 성토지지말뚝공법은 동남아시아와 유럽에서 여러 시공사례로부터 그 우수성이 입증된 바 있다(Bujang 등, 1993, 1994; Gatung 등, 1996; Jones 등, 1990). 따라서, 최근 서·남해안 지역의 활발한 개발과 더불어 연약지반의 측방유동으로 인한 피해사례가 급증하고 있는 국내 현장에 성토지지말뚝공법을 적용할 경우 경제 산업적 측면 및 안정성 측면에서 매우 유익할 것이다. 그러나, 성토지지말뚝공법을 국내에 도입하기 위해서는 우선 성토지지말뚝의 설계기준이 마련되어야 할 것이다. 이러한 설계기준을 마련하기 위해서는 먼저 성토지지말뚝 위 성토지반 속의 파괴형태를 규명해야 하고, 이를 근거로 성토지지말뚝의 효과를 정량적으로 산정할 수 있는 이론식을 마련하여야 하며 이의 타당성을 실험적으로 입증해야 할 것이다.

성토지지말뚝공법을 국내 현장에 적용하기 위한 연구의 일환으로 홍원표 등(1999)은 모형실험을 실시하여 성토지지말뚝 위 성토지반 속에 발생하는 지반파괴형태를 관찰한 바 있다. 그 결과, 성토지지말뚝 위의 성토고가 상대적으로 낮은 경우에는 편칭형태의 전단파괴가 발생되고 성토고가 일정 높이 이상인 경우에는 말뚝캡보 폭과 같은 두께를 가지는 반원통형 아치형태로 지반파괴가 말뚝캡보사이에 발생됨을 확인하였다. 한편, 홍원표 등(2000)은 이와 같이 관찰된 지반파괴의 형상에 근거하여 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중 산정식을 세 가지 형태로 유도·제안한 후 이들 이론식의 적합성을 분석·고찰한 바 있다.

본 연구에서는 필자에 의하여 이미 제안된 성토지지말뚝의 하중분담효과에 관한 산정이론식의 타당성을 검증하고 성토지지말뚝공법의 우수성을 확인하기 위한 일련의 모형실험을 실시한다. 즉, 말뚝캡보상에 작용하는 연직하중과 연약지반에 작용하는 하중을 측정하여 성토지지말뚝의 하중분담효과를 확인한다. 이때 줄말뚝의 간격이 성토지지말뚝의 하중지지효과에 미치는 영향을 알아보기 위하여 줄말뚝의 간격비를 여러 가지로 변화시키면서 실험을 수행한다. 이러한 실내모형실험 결과를 홍원표 등(2000)의 제안이론식과 비교·분석하여 제안식의 타당성을 입증함과 동시에 Low 등(1994)이 제안한 이론식과도 비교·고찰하여 차이점을 밝히고자 한다.

2. 기존연구

2.1 성토지지말뚝 위 성토지반속의 파괴형태

홍원표 등(1999)은 성토지지말뚝으로 지지된 연약지반상 성토지반내의 파괴형태를 관찰하기 위한 실내모형실험을 실시하였다. 그 결과 연약지반의 침하로 인하여 말뚝캡보상의 성토지반내에는 성토고 및 말뚝캡보간 간격에 따라 지반아칭파괴 혹은 편칭전단파괴가 발생됨을 관찰하였다. 즉, 말뚝캡보 사이의 간격에 비하여 성토고가 충분히 높은 경우는 말뚝캡보사이 성토지반내에 지반아칭파괴가 발생하고 말뚝캡보사이의 간격이 상대적으로 넓고 성토고가 낮은 경우에는 말뚝캡보 위에 편칭전단파괴가 발생된다고 하였다.

또한, 모형실험으로부터 관찰된 두 가지 파괴형태에 대한 사진분석을 통하여 그림 1과 같이 기하학적 파괴형상을 도식하였고 다음과 같이 분석하였다.

첫째, 지반아칭파괴의 형상은 말뚝캡보 폭의 두께를 가

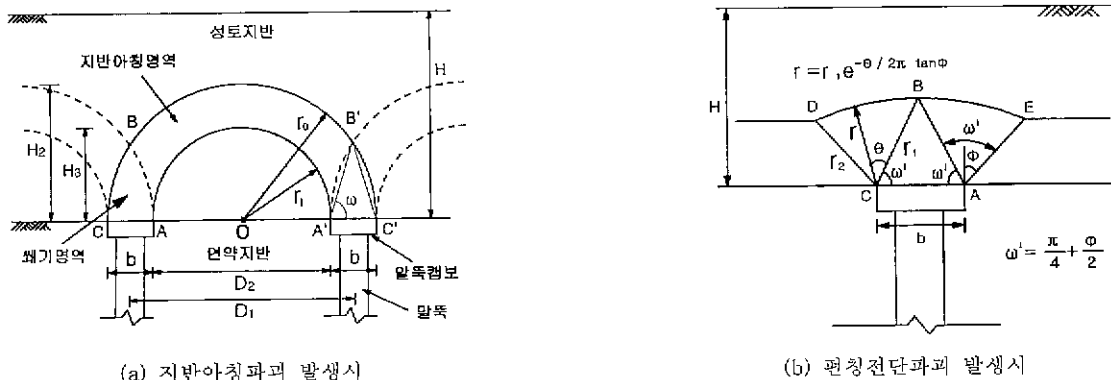


그림 1. 성토지반 속의 기하학적 파괴 형상

지는 반원통형 아치형상으로 두 개의 말뚝캡보 사이에 발달되는 내부아치와 외부아치로 도시된다. 이들 두 아치의 중심은 말뚝캡보 상부면을 연결한 선상의 중앙점이 된다. 내부아치는 말뚝캡보의 순간격을 지름으로 하는 반원형태를 이루며 외부아치는 두 말뚝캡보의 외측모서리 사이의 거리를 지름으로 하는 반원형태를 이룬다. 한편, 말뚝캡보 위에는 좌·우측 두개의 외부아치의 영향이 중복되는 관계로 지반소성변형이 오히려 발생되지 않는 썩기영역이 존재한다. 이 썩기는 저변의 썩기각 $\omega = \tan^{-1}(\sqrt{1+2D_1/(D_1-D_2)})$ 이 되는 이등변삼각형으로 근사시킬 수 있다. 그러나 편칭전단파괴의 경우는 ($\omega' = \pi/4 + \phi/2$)에서 썩기가 발생된다.

둘째, 말뚝캡보위에 편칭전단파괴가 발생할 경우 전단파괴경계선은 말뚝캡보의 두 모서리에서 연직축 외측으로 흙의 내부마찰각만큼의 각도를 이루는 선과 말뚝캡보 위의 삼각형썩기정점에서 좌우로 그려지는 대수나선으로 둘러 싸여있다.

2.2 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중산정식

2.1절에서 설명했던 바와 같이 홍원표 등(1999)은 성토지반속의 파괴형태를 지반아칭파괴와 편칭전단파괴로 구분하였다. 이들 두 파괴형태 중 지반아칭파괴는 다시 아칭파괴시 아치의 정상부 및 말뚝캡보상부 썩기부의 응력상태에 각각 초점을 맞추는 관점에서 정상파괴와 캡파괴로 구분하였다. 따라서, 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중산정식을 정상파괴, 캡파괴, 편칭파괴의 세 가지 형태로 각각 식(1)~(3)과 같이 유도·제안하였다.

정상파괴이론

$$P_{st}(t/m) = \gamma \cdot D_1 \cdot H - \sigma_s \cdot D_2 \quad (1)$$

캡파괴이론

$$P_{st} = D_1 \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \cdot \left(\sigma_s + \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right) - \frac{c G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] - D_2 \sigma_s \quad (2)$$

편칭파괴이론

$$P_{st} = \gamma \cdot \left(H - \frac{H_1}{2} \right) \cdot b$$

$$+ \left\{ \gamma \cdot \left(H - \frac{H_1}{2} \right) \cdot \tan \phi + c \right\} \cdot \frac{b}{\tan \alpha} \quad (3)$$

여기서,

γ : 성토재의 단위중량

ϕ : 성토재의 내부마찰각

c : 성토재의 점착력

H : 성토고

D_1 : 말뚝캡보의 중심간격

D_2 : 말뚝캡보의 순간격

σ_s : 연약지반 작용응력

b : 말뚝캡폭

$$\alpha = (\pi/2 - \omega)$$

$$H_1 = \frac{b}{2 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$\omega = \tan^{-1}(\sqrt{1+2D_1/(D_1-D_2)})$$

$$G_1(\phi) = N_\phi \left(\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + 1 \right) - 1$$

$$G_2(\phi) = 2 N_\phi^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{1}{\tan \alpha}$$

위와 같이 제안된 세 이론식의 적합성을 검토한 결과 성토고가 낮거나 말뚝캡보사이의 간격이 넓으면 편칭파괴가 발생되며 말뚝캡보사이의 간격이 좁고 성토고가 충분하여지면 점차 아칭파괴가 발생할 수 있고, 지반아칭발생시 아치의 파괴는 아치의 양측면 말뚝캡상부썩기부보다 아치정상부에서 먼저 발생됨으로 지반아칭 발생시의 성토지지말뚝의 작용하중은 정상파괴이론에 의하여 산정함이 타당하다고 하였다.

2.3 Low 등(1994)의 이론식

Low 등(1994)은 말뚝캡보로 연결된 줄말뚝의 형태로 설치된 성토지지말뚝상에 발달하는 지반아치의 기하학적모형을 중공반원통형으로 가정하여 식(4)와 같이 성토지지말뚝의 하중분담효율에 관한 이론식을 제안하였다.

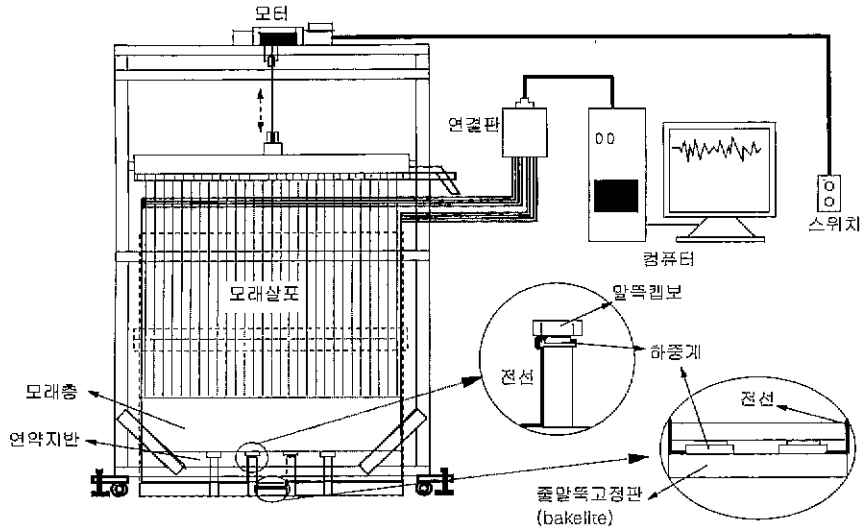


그림 2. 실험장치의 계통도

$$E_1 = \frac{\gamma H - \alpha_0(s-b)\sigma_s}{\gamma H} \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_s}{\gamma H} = \frac{(K_b - 1)(1 - \delta)s}{2H(K_b - 2)} + (1 - \delta)^{(K_b - 1)} \left[1 - \frac{s}{2H} - \frac{s}{2H(K_b - 2)} \right] \quad (5)$$

여기서,

α_0 : 보정계수

s : 말뚝의 중심간격,

$$\delta = 1 - b/s$$

$$K_b = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$$

한편, 보정계수 α_0 는 연약지반에 균등하지 않게 작용하는 응력을 보정하기 위하여 제시한 계수로서 Low 등 (1994)은 일련의 모형실험을 통하여 보정계수 $\alpha_0 = 0.8$ 을 사용할 것을 제안하였다.

3. 모형실험

3.1 모형실험장치

3.1.1 실험장치의 계통도

본 연구에서 모형실험장치의 전체 계통도는 그림 2에 도시된 개략도와 같다.

모형실험장치는 크게 토조, 모형말뚝장치, 모래살포기 및 하중측정장치의 네 부분으로 구성되어 있다. 먼저, 토조 내부에 일정간격의 성토지지말뚝, 연약지반 및 하중계를 설치한 후 모래살포기로 성토모래층을 단계별로 형성 시키면서 하중계측장치로 성토지지말뚝과 연약지반에 작용하는 연직하중을 측정하게 된다. 여기서, 하중계(load cell), 연결판(connection board) 및 컴퓨터로 구성되어 있는 하중계측장치는 성토지지말뚝 위와 연약지반 저부에 설치되어 있는 하중계를 통해 측정된 하중값을 컴퓨터에 입력·저장하는 장치이다.

3.1.2 토조 및 모형말뚝

토조는 그림 3에 나타낸 바와 같이 모형말뚝과 성토 높이, 말뚝캡의 길이 등을 고려하여 폭 30cm, 길이 100cm, 높이 100cm로 제작한다. 이 때 모형말뚝의 설치를 용이하게 하고 단계별 성토시 낙하높이를 일정하게 유지시키기 위하여 토조를 연약지반 상부 50cm에서 분리가 가능하도록 한다. 또한, 토조의 재료는 토조안의 거동을 관찰할 수 있도록 투명아크릴을 사용하여 제작하고 모래를 채웠을 때 토조의 변형이 없도록 두께를 20mm로 하여 충분한 강성을 가지도록 한다.

이와 같이 제작한 토조의 내부에 말뚝캡보를 씌운 4열의 줄말뚝과 연약지반을 조성하고 중앙의 2열 말뚝과 연약지반 하부에 하중계(load cell)를 설치하여 계측을 수행하게 된다.

모형말뚝장치는 줄말뚝고정판, 줄말뚝 및 말뚝캡보를

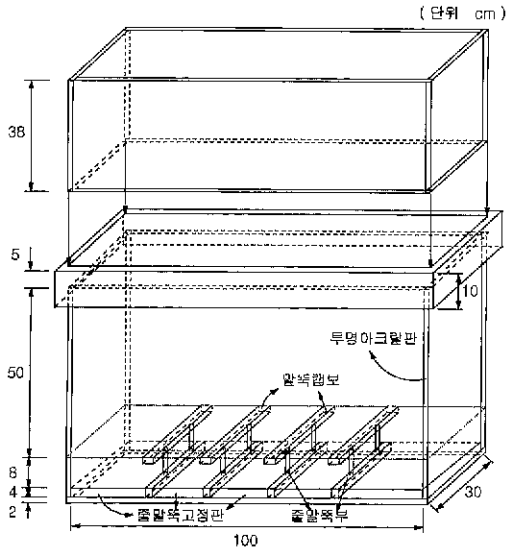


그림 3. 줄말뚝이 설치된 토조

각각 제작하여 말뚝캡보간격비(D_2/D_1)에 따라 쉽게 조립·설치할 수 있도록 한다. 그림 4에 나타낸 바와 같이 제작되는 말뚝캡보로 연결한 줄말뚝을 그림 3에 도시한 바와 같이 간격비에 따라 미리 제작된 줄말뚝고정판으로 고정시켜 모형토조내부에 설치하게 된다. 이 때 줄말뚝간격비는 0.5에서 0.9까지 0.05씩 쉽게 조절할 수 있도록 한다.

줄말뚝고정판은 나무보다 습기와 온도에 대한 변형이 적고 가공이 쉬우며 압축강도와 절연성이 우수한 특성이 있는 베이클라이트(bakelite)를 사용하여 제작한다.

3.1.2 모래살포장치

토조속 성토모래의 상대밀도를 일정하게 유지시키면서 단계별로 성토를 수행하기 위하여 그림 5와 같이 모래살포장치를 제작한다.

모래살포기의 외부치수는 넓이 110cm, 폭 58cm, 높이

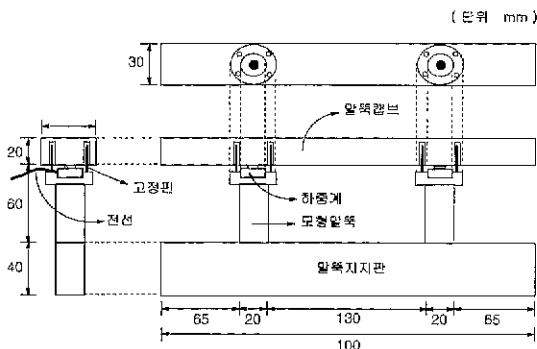


그림 4. 말뚝캡보로 연결된 모형줄말뚝

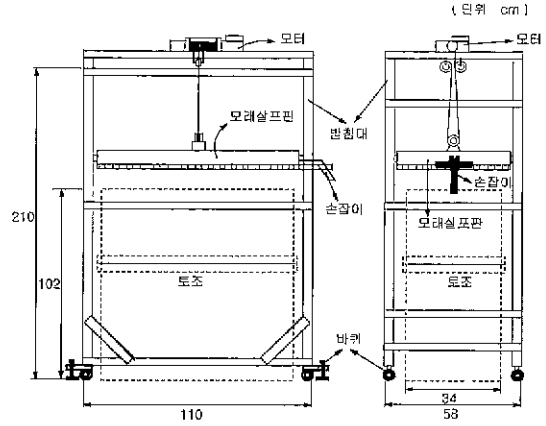


그림 5. 모래살포장치

210cm이며 받침대 밑에 바퀴가 달려있어 자유로이 이동시킬 수 있고, 살포기의 상부에 설치된 모터로 승강기의 원리를 이용하여 스위치를 누르면 모래살포판을 원하는 위치로 이동시킬 수 있도록 한다.

모래살포기 속으로 하단의 토조가 위치되면 모래살포판은 상하로 1410mm 이동가능하며, 상단 토조가 모두 위치될 경우에는 상하이동 가능거리가 1020mm가 된다. 따라서 본 모래살포기는 낙하고를 1000mm까지 조절할 수 있다.

또한, 모래살포판은 그림 6과 같이 10mm의 모래낙하구멍을 뚫은 두 겹의 상하철판으로 이루어져 있어 그림 6(b)에 나타낸 바와 같이 상·하 철판의 모래살포구멍이 엇갈린 상태에서 모래를 채워 넣은 후 모래살포구멍이 일치하도록 조작하면 모래살포판 위의 모래가 동시에 낙하하게 된다. 여기서, 상판은 고정철판이며 하판은 이동철판으로 한다. 즉, 모래살포시에 상부고정철판은 고정점으로 하고 지렛대의 원리를 이용하여 하부이동철판을 움직이게 한다. 상판과 하판의 두께는 각각 10mm이며 이동 후 철판의 구멍지름이 일치하여 모래가 빠질 수 있게 한다.

3.2 사용시료

본 연구에서 성토재료로 사용한 주문진표준사의 토질 특성은 표 1에 나타낸 바와 같다. 즉, 균등계수 $C_u=1.78$ 이고 곡률계수 $C_c=0.9$ 이며 비중 $G_s=2.62$ 이다. 또한 최대건조단위중량과 최소건조단위중량은 각각 $1.60g/cm^3$ 과 $1.40g/cm^3$ 이다. 상대밀도가 72.8%일 때 단위체적중량은 $1.54g/cm^3$ 이고 배수삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은 40.2° 로 나타났다. 여기서, 상대밀도 72.8%는 성토모래의 낙하고를 변화시키면서 수행한 상대밀도실험

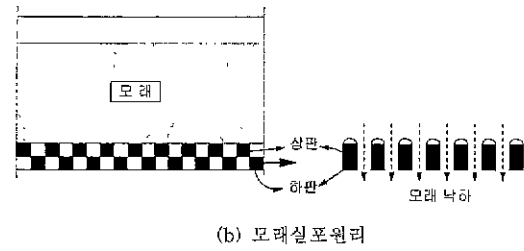
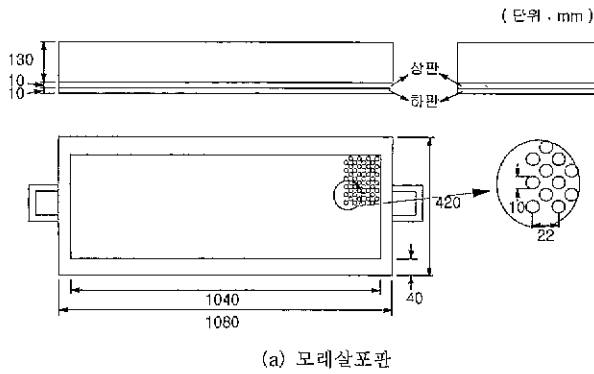


그림 6. 모래살포판 및 모래살포원리

표 1. 주문진 표준사의 토질특성

체분석	D_{10}	0.41
	D_{30}	0.52
	D_{60}	0.73
	C_u	1.78
	C_c	0.9
비중(G_s)		2.62
최대건조밀도(g/cm^3)		1.60
최소건조밀도(g/cm^3)		1.40
내부마찰각(상대밀도 72.8%)		40°

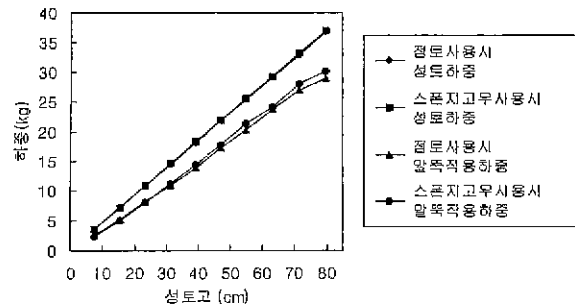


그림 7. 연약지반재의 종류에 따른 하중(말뚝캡보간격비 0.7인 경우)

결과에서 낙하고 80cm일 때의 값이다.

한편, 본 연구에서 수행된 많은 횡수의 모형실험에 대하여 항상 동일한 조건으로 연약지반을 조성하기 위해서는 상당한 어려움이 따를 것으로 판단되어, 실제 점토대신 대체재료인 스펀지고무로 연약지반을 조성하여 모형실험을 수행하기로 결정하였다. 스펀지고무가 연약지반 대체재료로 적합한가를 판정하기 위해서는 먼저 실제 점토를 연약지반재료로 사용하여 하중실험을 수행하였고, 점토 대체재료인 스펀지고무로 연약지반을 형성시켜 실험을 실시하였다. 두 실험결과를 비교한 그림 7에서 알 수 있는 바와 같이 연약지반재료로 점토를 사용한 경우와 대체재료로서 스펀지고무를 사용한 경우의 성토지지말뚝작용 하중 측정값의 차이가 미소하다. 따라서, 스펀지고무를 연약지반 대체재료로 사용하여도 무방함을 알 수 있다.

3.3 실험계획 및 순서

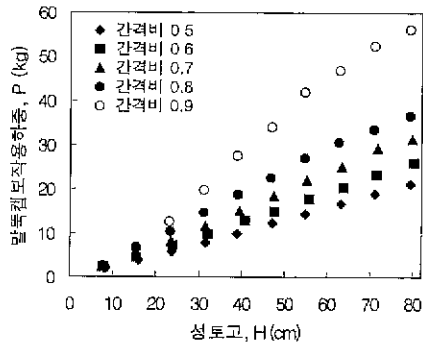
본 모형실험은 성토지지말뚝위 성토지반 속에 발달하는 지반아치에 의하여 성토지지말뚝에 전달되는 성토하중의 크기를 측정하는 것을 목적으로 한다. 따라서, 폭이

3cm인 말뚝캡보를 설치한 줄말뚝의 간격비(D_2/D_1)를 0.5에서 0.9까지 0.05씩 변화시키면서 모형실험을 실시하여 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중을 측정하도록 계획하였다.

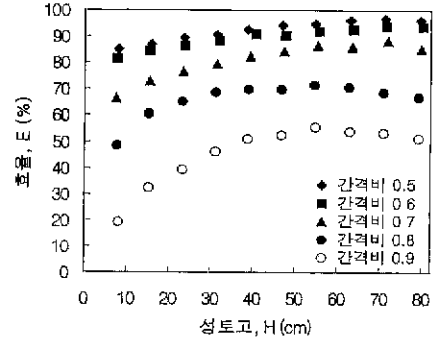
먼저, 토조내부에 일정한 간격비에 따라 말뚝, 하중계 및 연약지반을 설치한 후에 모래살포기를 배치시킨다. 모래살포판 내부에 8cm 높이로 모래를 쌓고 말뚝 상부로부터 모래의 낙하고가 80cm가 되도록 모래살포판의 높이를 조절하여 모래를 살포한다. 이와 같이하여 한층 분량의 모래살포가 완료되면 이 때의 성토높이와 연직하중 변화를 측정하여 PC에 저장한다. 이와 같은 과정을 성토고가 80cm가 될 때까지 10회 반복한다.

3.4 실험결과

성토지지말뚝이 설치된 연약지반상에 성토를 실시하게 되면 전체성토하중의 대부분은 말뚝에 작용하게 되고 나머지 미소한 연직하중만이 연약지반에 작용하게 된다. 따라서, 본 연구에서는 성토지지말뚝의 연직하중분담효과를 확인하기 위하여 연약지반 및 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중을 측정하는 모형실험을 수행하였다. 또한,

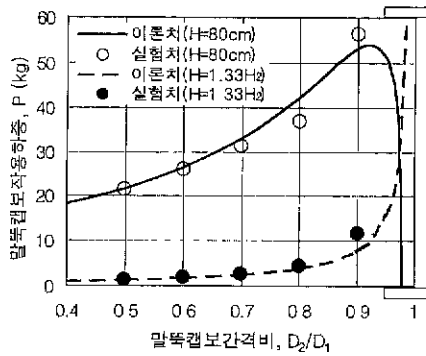


(a) 말뚝캡보 작용하중

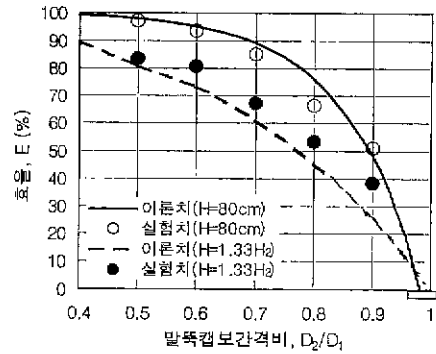


(b) 효율

그림 8. 모형실험 결과



(a) 말뚝캡보 작용하중



(b) 효율

그림 9. 말뚝캡보간격비(D2/D1)의 영향

토조와 성토지반사이의 벽면마찰이 말뚝캡보작용하중에 미치는 영향을 고려하기 위한 하중검증실험도 수행하였다. 즉, $10 \times 1 \times 30\text{cm}$ 에서 $100 \times 1 \times 30\text{cm}$ 까지 다양한 폭을 가지는 베이클라이트판을 준비하여 그림 2의 연약지반 작용하중을 측정하는 방법과 동일한 방법으로 토조바닥에 설치한 후, 모래살포장치를 이용하여 모형실험과 같은 방법으로 성토를 실시하면서 하중을 측정하고, 이를 성토하중 계산값과 비교하는 방법으로 벽면마찰저항을 산정하였으며, 본 실험의 신뢰성을 높이기 위하여 다양한 크기로 준비된 각각의 베이클라이트판에 대하여 5회씩 실험을 실시하였다. 이러한 실험 결과 토조벽면마찰로 인하여 전체 성토하중의 약 4%가 손실됨을 알 수 있었다. 한편, 토조 벽면마찰의 영향을 고려한 말뚝캡보작용하중과 연약지반작용하중 계측값의 합이 성토하중 계산값과 거의 동일한 결과를 보여, 이로부터 하중계측값의 신뢰성을 확인할 수 있었다. 따라서, 본 논문에서는 연약지반의 하중계측값은 언급하지 않고 말뚝캡보작용하중의 측정결과에 대해서만 고찰하기로 한다.

그림 8은 말뚝캡보간격비를 0.5에서 0.9까지 변화시키

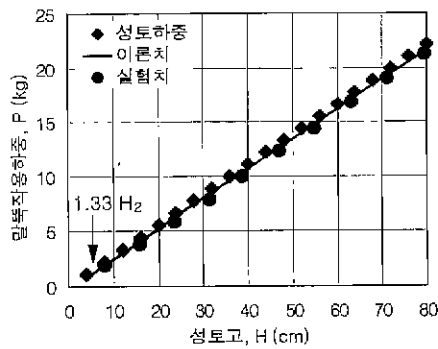
면서 수행한 모형실험결과를 말뚝캡보작용하중과 효율로 나타낸 것이다. 여기서, 말뚝캡보작용하중은 폭이 3cm 이고 길이가 30cm인 한 개의 캡보상에 작용하는 하중(kg)이다.

먼저, 그림 8(a)에서 말뚝캡보작용하중은 성토고가 증가할수록 선형적으로 증가하고 그 기울기는 말뚝캡보간의 간격이 넓을수록 더 커지게 됨을 알 수 있다. 또한, 그림 8(b)에 나타난 효율값(말뚝캡보작용하중을 성토지지말뚝위의 전체 성토하중으로 나눈값)은 성토고가 증가할수록 비선형적으로 증가하여 일정값에 수렴하거나 증가후 약간 감소하는 경향을 보이고 있으며 줄말뚝간격비가 작을수록 효율값이 더 크고 곡선이 완만하게 됨을 알 수 있다.

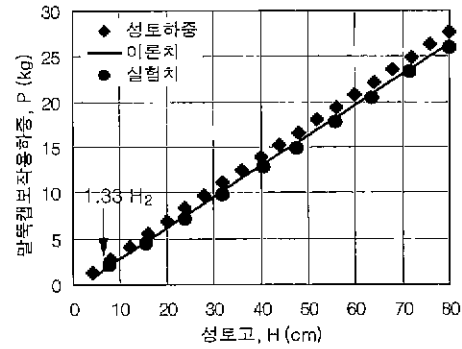
4. 고찰

4.1 줄말뚝 설치간격의 영향

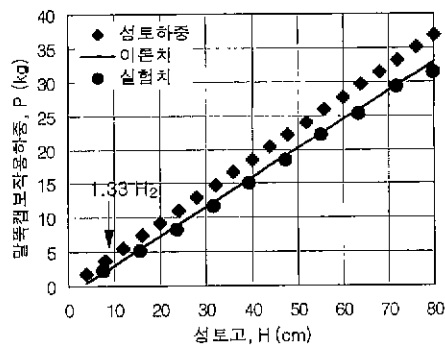
말뚝캡보간격비(D_2/D_1)가 성토지지말뚝의 연직하중 분담효과에 미치는 영향을 조사하기 위하여 두 가지 경우



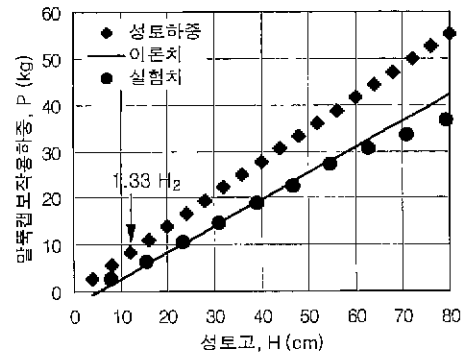
(a) 말뚝캡보간격비가 0.5인 경우



(b) 말뚝캡보간격비가 0.6인 경우



(c) 말뚝캡보간격비가 0.7인 경우



(d) 말뚝캡보간격비가 0.8인 경우

그림 10. 성토고에 따른 하중

의 성토고에 대해 간격비에 따른 말뚝캡보작용하중 및 효율값을 비교하였고 그 결과를 그림 9에 도시하였다. 본 모형실험 수행시 최대 성토높이인 80cm로 성토고를 일정하게 한 경우와 성토고를 외부아치높이인 H_2 (그림 1 참조)의 1.33배로 했을 경우에 대한 간격비에 따른 성토지지말뚝의 연직하중 분담효과를 그림 9에 함께 도시하였다. 여기서, $1.33H_2$ 는 성토지지말뚝 위 성토지반 속에 지반아치가 발달하기 위하여 필요한 최소한의 성토높이를 의미한다(홍원표 등, 2000).

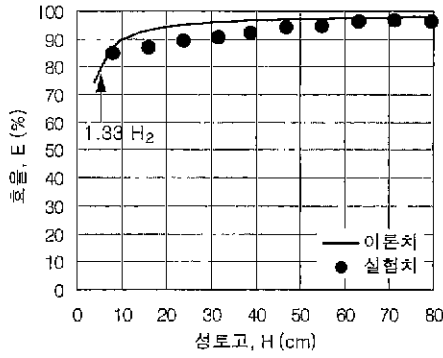
그림에 나타난 두 가지 성토고에 대한 이론치와 실험치 모두는 말뚝캡보간격비가 증가할수록 말뚝캡보작용하중도 증가하며 효율값은 감소하고 있다. 이는 말뚝캡보간격비(D_2/D_1)가 커질수록 한 열의 말뚝캡보가 분담하게 되는 성토영역이 증가하게 되어 성토하중은 말뚝캡보작용하중보다 더 큰 비율로 증가하기 때문이다. 따라서, 성토지지말뚝의 하중분담효과를 증대시키기 위해서는 줄말뚝의 설치간격을 작게 하거나 말뚝캡보의 폭을 크게 하여 가능한 한 말뚝캡보간격비를 작게 해야 함을 알 수 있다. 또한, 말뚝캡보작용하중을 나타낸 그림 9(a)에서 성토고를 80cm로 일정하게 한 경우의 이론값은 말뚝캡보간격비 0.9

부분에서 그 증가율이 감소하기 시작하여 간격비가 0.94 이상인 경우에는 하중값이 급격히 감소하고 있다. 이는 성토고를 80cm로 일정하게 한 경우에는 줄말뚝간의 간격에 대한 성토고의 비가 말뚝캡보간격비의 증가에 따라 점점 더 큰 비율로 감소하게 되기 때문이다.

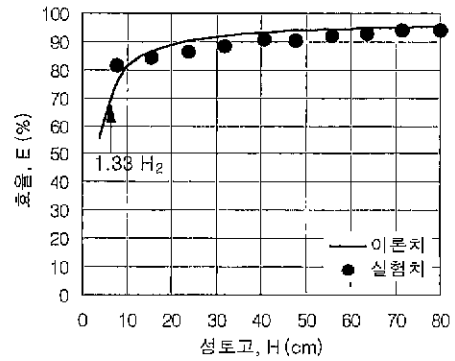
한편, 그림 9에서 성토고가 80cm로 일정한 경우 말뚝캡보작용하중과 효율은 실선으로 나타낸 이론치와 흰 원으로 표시한 실험치가 잘 일치한다. 그리고 성토고가 $1.33H_2$ 인 경우에는 실측치가 이론치보다 다소 더 크나 비교적 잘 일치하고 있다. 이러한 결과로부터 $1.33H_2$ 높이의 성토고에서 이론적인 지반아치가 실제 완전히 발달하였음을 알 수 있다. 그러나, 이 이상의 성토고로 성토를 할 경우에 더 큰 효율값을 기대할 수 있으므로 성토지지말뚝의 설계·시공 시에는 말뚝캡보간격(혹은, 외부아치높이 H_2)에 대한 상대적인 성토높이를 가능한 크게 하는 것이 지반아칭효과를 증대시키는 요령이 될 수 있다.

4.2 성토고의 영향

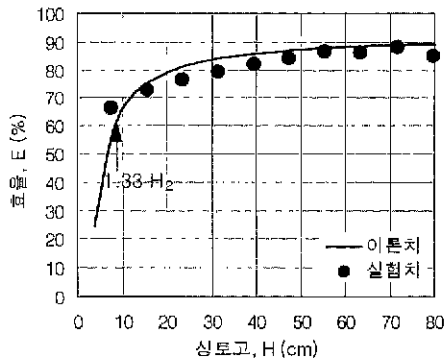
성토고의 변화가 성토지지말뚝의 연직하중분담효과



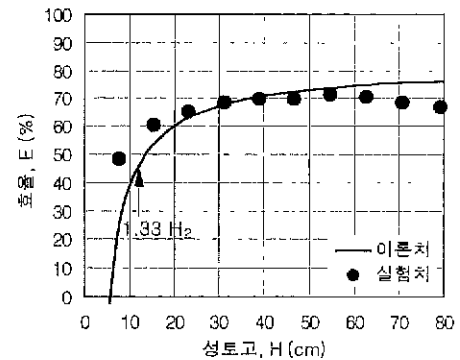
(a) 말뚝캡보간격비가 0.5인 경우



(b) 말뚝캡보간격비가 0.6인 경우



(c) 말뚝캡보간격비가 0.7인 경우



(d) 말뚝캡보간격비가 0.8인 경우

그림 11. 성토고에 따른 효율

에 미치는 영향을 조사하기 위하여 몇몇 말뚝캡보 간격비의 경우에 대해 수행된 모형실험결과를 말뚝캡보작용하중으로 나타내어 이론치와 비교·분석하면 그림 10과 같다. 즉, 성토재의 상대밀도가 72.8%이고 말뚝캡보간격비 (D_2/D_1)가 각각 0.5, 0.6, 0.7, 0.8인 경우 성토고에 따른 성토하중과 말뚝캡보작용하중을 도시한 결과이다. 여기서, 말뚝캡보작용하중은 폭이 3cm이고 길이가 30cm인 한 개의 말뚝캡보상에 작용하는 하중(kg)을 의미한다. 그림에서 검정 마름모로 표시된 성토하중은 한 개의 말뚝캡보가 담당하는 성토하중을 나타낸다. 이론식에 의한 말뚝캡보작용하중의 계산값은 그림에서 실선으로 나타내었으며, 모형실험으로부터 측정한 실험치들은 검정 원으로 나타내었다. 이들 그림에서도 알 수 있듯이 모형실험이 수행된 모든 말뚝캡보간격비에서 성토고 증가에 따라 말뚝캡보작용하중은 선형적으로 증가하고 있으며, 실험치는 이론치와 잘 일치하고 있다. 그러나 말뚝캡보간격비가 큰 경우의 실험에서는 성토고가 상당히 커지면 실험치가 이론치보다 약간 작게 나타난다. 이는 말뚝캡보간격이 크고 성토고가 높으면 지반아칭효과가 다소 감소될 수 있음을 의미한다.

다음으로 효율로 나타낸 모형실험결과를 이론치와 비교하면 그림 11과 같다. 그림에서 이론효율값은 성토고가 증가할수록 초기에는 급격히 증가하다 점차 증가율이 감소하여 수렴해 가는 경향을 보이고 있다. 그러나, 말뚝캡보간격비가 0.8인 경우 즉, 말뚝캡보의 간격이 넓고 성토고가 높으면 효율이 감소함을 알 수 있다.

또한, 이론적인 효율값은 초기성토고에서 매우 작아 심지어는 0이하가 되는 경우도 나타나는데 그 원인은 지반아치가 완전히 발현된 상태에서 이론식이 유도되었기 때문이다. 즉, 외부아치높이인 H_2 이하의 성토고에서는 지반아치가 완전히 발달되지 않아 이론적인 말뚝작용하중 및 효율값이 극히 작아지게 된다. 그러나, 모형실험결과에서는 이론적인 지반아치가 완전히 발달되지 않은 낮은 성토고에서도 효율값이 어느 정도 큰 값을 보인다. 이는 성토고가 외부아치높이 H_2 보다 작은 경우에도 지반아칭현상으로 인한 성토지지말뚝으로의 하중전이 효과가 완전치는 않으나 상당히 발휘되고 있음을 나타내고 있다.

한편, 앞의 4.2.1절에서도 언급했던 바와 같이 홍원표 등(2000)은 성토지지말뚝 위에 지반아치가 발달하기 위한 소요성토고의 한계치(최소치)는 외부아치높이 H_2 의

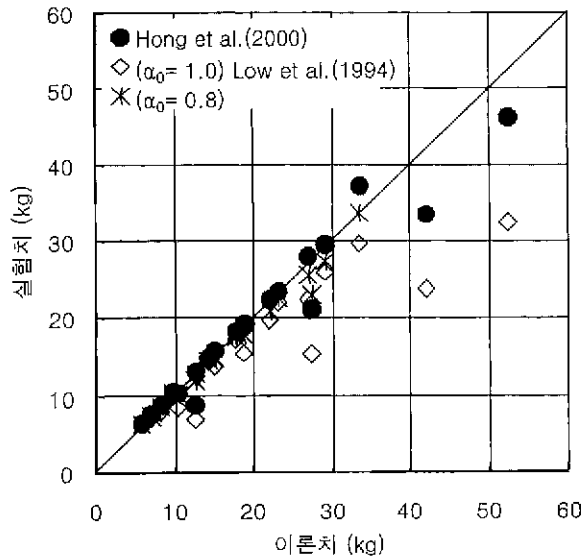


그림 12. 이론치와 실험치의 비교

1.33배라고 하였다. 따라서, 이러한 결론이 적절한가를 검토해보기 위하여 그림 10과 11에 1.33H₂높이의 성토고를 화살표로 표시하여 보았다. 결론적으로 그림 10 및 11에서 화살표로 표시된 1.33H₂를 이론치와 실험치가 동일하게 거동하기 시작하는 성토고와 비교해 보면 대략 잘 일치하고 있다. 따라서, 성토지지말뚝의 하중분담효과에 관한 이론식으로부터 구한 1.33H₂의 소요성토고의 한계치가 타당함을 모형실험결과로부터 확인할 수 있다. 또한, 말뚝캡보를 사용한 성토지지말뚝의 경우 성토고가 이론적인 외 부아치높이의 1.33배인 경우에 지반아치가 완전히 발달하게 되고 그 이상의 성토고에서는 이론식의 적용성이 매우 우수함을 알 수 있다. 따라서, 성토지지말뚝 설계시에 지반아칭효과를 얻기 위한 최소성토고는 1.33H₂로 규정함이 바람직하다.

4.3 실험치와 이론치의 비교

Low 등(1994)은 성토지지말뚝위 성토지반의 기하학적 파괴형상을 가정하여 연직하중 산정식을 유도하였다. 또한, Low 등(1994)은 성토지지말뚝작용하중을 계측하기 위한 실내모형실험을 수행하여 2.3절에 설명한 바 있는 보정계수 α_0 를 0.8로 제시하였다. 그러나, 홍원표 등(1999)은 일련의 모형실험을 통하여 성토지반 속에 지반아치가 발달하게 되면 말뚝캡보 위에는 지반의 변형이 없는 췌기영역이 존재하게 됨을 확인하였다. 또한, 홍원표 등(2000)은 이러한 모형실험결과 규명된 지반아치의 파괴형상에

근거하여 2.2절에서 설명했던 바와 같이 이론식을 제안하였다.

앞에서도 설명했던 바와 같이 정상파괴이론은 지반아치가 완전히 발달한 경우의 응력상태에 근거하여 유도되었기 때문에 성토지지말뚝 위의 성토고가 1.33H₂ 이상인 경우에 그 적용성이 우수하다. 따라서, 본 절에서는 두 이론치와 실험치를 그림 12와 같이 비교하여 보았다. 즉, 이 그림에서는 종축을 실험치로 하고 횡축에는 두 이론식으로 산정한 성토고가 1.33H₂ 이상인 경우의 말뚝캡보작용하중값을 도시하였다. 그림 12에서 김정 원은 홍원표 등(2000)이 제안한 이론식으로 산정한 말뚝캡보작용하중이고 Low 등(1994)의 식은 보정계수 α_0 를 각각 1.0 및 0.8로 하여 계산한 하중값을 각각 나타내었다. 또한, 실선으로 도시한 값은 이론치와 실험치가 동일한 경우를 나타낸 선이다. 그림에서도 알 수 있듯이 Hong식과 α_0 가 0.8인 경우의 Low식으로 산정한 이론치는 그 값의 크기가 유사하며 실험치와 상당히 잘 일치함을 알 수 있는 반면에 α_0 가 1.0인 경우의 Low식으로 구한 하중값은 실험치에 비해 상대적으로 작은 값을 보인다. 보정계수 α_0 가 1인 경우에 이와 같이 실험치와 이론치가 차이를 보이는 원인은 Low식의 경우 지반아치의 영역을 작게 가정하여 이론식을 유도하였기 때문이다. 즉, 성토지지말뚝위 성토지반 속에 지반아치가 발달할 시에 말뚝캡보의 상부에는 그림 1에 나타난 바와 같은 췌기영역이 존재하게 되는데(홍원표 등, 1999), Low식의 유도에 있어서는 이러한 췌기영역의 존재를 간과하였기 때문인 것으로 판단된다.

이상의 결과로부터, 발달된 지반아치의 형상을 관찰한 실험에 근거하여 유도한 Hong식의 경우에는 별도의 보정계수가 필요 없이 실험치와 잘 일치하고 있으며 또한, Low 등(1994)이 일련의 실험을 통해 입증한 바 있는 Low식(α_0 는 0.8인 경우)에 비해서도 실험치에 더 잘 근접함을 확인할 수 있다.

5. 결론

이전 연구결과를 통하여 관찰된 지반파괴형상에 근거하여 제안한 바 있는 성토지지말뚝 작용하중 산정식의 타당성을 입증하고, 연약지반의 측방유동 방지공법으로서 성토지지말뚝공법의 적용성을 확인하기 위하여 일련의 모형실험을 수행하였다. 이러한 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 성토지지말뚝의 연직하중분담효과는 말뚝캡보간격비가 작을수록 더 크다. 따라서, 연직하중분담효과를 증대시킬 필요가 있을 시에는 말뚝의 설치간격을 줄이거나 말뚝캡보의 폭을 크게 하여 말뚝캡보간격비를 감소시켜야 하고, 성토지지말뚝공법의 설계·적용시에는 성토고에 따라 경제성 및 안정성을 모두 고려하여 성토지지말뚝의 효율적인 설치형태를 결정해야 한다.
- (2) 성토지지말뚝 위에 지반아치가 완전히 발달하게 되는 이론적인 성토높이인 외부아치높이 보다 더 작은 성토고에서도 완전치는 않으나 지반아칭현상으로 인한 성토지지말뚝의 성토하중분담효과가 다소 발휘된다.
- (3) 성토고가 이론적인 외부아치높이(H_2)의 1.33배인 경우에 지반아치가 완전히 발달하게 되어 그 이상의 성토고에서는 제안이론식의 적용성이 매우 우수하다. 따라서, 성토지지말뚝 설계시에 지반아칭효과를 얻기 위한 최소성토고는 $1.33H_2$ 로 규정함이 바람직하다.
- (4) 성토지반 내에 발달된 지반아치의 형상을 관찰한 실험에 근거하여 유도한 홍원표 등(2000)의 제안식의 경우에는 별도의 보정계수가 필요 없이 실험치와 잘 일치하고 있다. 특히 보정계수 0.8을 사용하는 Low 등(1994)의 제안식에 비해서도 실험치에 더 근접함을 확인할 수 있다. 따라서, 홍원표 등(2000)의 제안이론식이 Low 등(1994)의 이론에 비해 보다 합리적이다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원한 '96 건설교통개발 연구개발사업(R&D/96-0063)에 의하여 실시된 연구의 일

부임을 밝히며 동기관과 협동연구기관인 삼보기술단 기술연구소에 감사의 뜻을 전하는 바이다. 또한, 본 논문의 정리에 많은 도움을 준 전 중앙대학교 대학원생 이광우 군에게도 감사를 표하는 바이다.

참고 문헌

1. 홍원표, 윤중만, 서문성(1999), "말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형태", 한국지반공학회논문집, 제15권, 제4호, pp.207-220.
2. 홍원표, 이재호, 전성권(2000), "성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석", 한국지반공학회논문집, 제16권 제1호, pp.131-143
3. Bujang, B.K.H. & Faisal, H.A.(1993), "Pile embankment on soft clay : comparison between model and field performance", Proc., 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri, Vol. I, pp.433-436
4. Bujang, B.K.H. & Faisal, H.A.(1994), "The mechanics of piled embankment", Proc., International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, FHWA, Vol II, pp.1069-1082.
5. Gartung, E. & Verspohl, J.(1996), "Geogrid reinforced embankment on piles-Monitoring", Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp.209-214.
6. Johnes, C.J.F.P., Lawson, C.R. & Ayres, D.J.(1990), "Geotextile reinforced piled embankment", Geotextile, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 8339, pp.155-160.
7. Low, B.K., Tang, S.K. & Choa, V.(1994), "Arching in piled embankments", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No.11, pp.1917-1937.

(접수일자 2000. 4. 17)