

옹벽의 설계 및 발생토압에 관한 고찰

김 홍 택*
백 영 식**

1. 서 론

본 고에서는, 역 T형식 및 중력식 옹벽의 설계에 관련된 현재까지의 제안을 종합적으로 정리하고, 또한 다양한 강성벽체(rigid walls) 실험 및 현장계측 등을 통해 보고된 여러 연구자의 발생토압 관련 분석결과를 소개함으로써 장차 체계적인 설계기준 및 토압산정방식의 정립에 도움이 되고자 한다. 아울러 참고문헌 13~16에 기술된 내용과의 중복을 가능한 피하고, Duncan 등이 제시한 유용한 분석결과를 중심으로 포괄적인 내용을 좀 더 상세히 보완한다는 측면에서 기술이 이루어졌음을 밝힌다.

2. 옹벽 및 교대의 파괴사례

Peck 등은 철도엔지니어를 대상으로 옹벽 및 교대(이하 벽체)의 실제 시공에서 경험한 여러가지 문제점에 대한 설문조사를 실시하였다. 설문조사에 보고된 벽체의 평균 높이는 7.6m 이었고, 또한 설문조사에서 많은 엔지니어가 벽체의 점차적인 움직임(바깥쪽으로의 수평이동 또는 회전이동)을 문제점으로 지적하였다.

이 중에서 파괴가 이미 발생되었거나 또는 파괴의 위험성이 상당히 예상되는 경우에 벽체 최상단의 움직임은 150~300mm 정도이었고, 움직임이 75mm 이하인 경우는 별반 문제가 없는 것으로 보고되었다. 아울러 바깥쪽으로의 움직임이 점차적으로 발생된 경우는 모두 뒤채움이 점성토인 경우 또는 기초지반이 점성토인 경우로 판명되었으며, 이 중 50%는 말뚝 기초 위에 벽체가 설치된 경우이었다. 이를 토대로 Peck 등은, 점성토 뒤채움의 시간에 따른 거동변화에 특히 유의해야 함은 물론 벽체 아래쪽의 기초조건에도 아울러 주의해야 함을 밝히고 있다. 그러나, 뒤채움이 순수한 사질토인 경우 및 기초지반이 점성토를 포함하지 않은 경우는 파괴 및 문제점이 전혀 보고되지 않았고, 따라서 이와같은 경우에 해당되는 현재의 벽체 설계방법은 필요 이상의 안전측에 해당되는 과다설계가 될 수 있다고 Peck 등은 분석하고 있다.

이외에도, Granger는 융기현상 및 기초 점토지반의 점차적인 연약화 현상 등에 의한 저수지 벽체의 파괴사례를 밝혔으며, Brand-Krasaesin은 말뚝항타에 따른 재성형 및 교란에 의해 기초 점토지반의 비배수 전단강도가 저하되어 파괴가 발생된 사례를 보고하였다.

*1 정희원 홍익대학교 · 공과대학 토목공학과 부교수

**2 정희원 경희대학교 · 공과대학 토목공학과 교수

아울러, Tschebotarioff는 높이 10.4m인 방틀 벽체(crib wall) 상단부의 심한 팽창(bulging) 현상과 파괴사례를 밝혔으며, 원인은 벽체 자체의 침하가 뒤채움의 움직임에 비해 더 크게 발생되어 벽체-뒤채움 사이의 접촉면에 발생된 전단응력의 방향이 일반적인 경우와는 반대로 작용하게 되어(즉 부의 마찰) 안정성을 심각하게 저하시킨데 있다고 분석하였다.

3. 역 T형식 및 부벽식 옹벽

3.1 설계기준

Teng 및 홍콩의 GCO(Geotechnical Control Office)에 따르면, ① 전단영역(shear zone)이 역 T형식 또는 부벽식 옹벽의 벽체(stem)에 의해 제한받지 않을 경우(즉, 식(1)의 조건을 만족하는 긴 기초저판의 경우)에는 뒤꿈치(heel)를 통과하는 가상벽면에 대하여 Rankine 토압을 적용하며, ② 만일 기초저판이 짧을 경우(즉, 식(1)의 조건에 위배되는 경우)에는 벽체와 인접한 뒤채움의 일부분도 벽체로 간주하여 연직인 벽면이 아닌 경사진 가상벽면에 Coulomb 토압을 적용하도록 하고 있다.

$$\theta \geq (90^\circ + \beta - \phi - \epsilon) \dots\dots\dots(1)$$

여기서, $\epsilon = \sin^{-1}(\sin\beta/\sin\phi)$

ϕ = 뒤채움 흙의 내부마찰각

β = 지표면의 경사각

그러나 전단영역이 제한을 받는 경우(즉, 기초저판이 짧아 식(1)의 조건에 위배되는 경우)에 대해, Barghouthi가 밝힌 최근의 연구 결과가 있어 이를 소개하고자 한다. Barghouthi는 최근의 연구논문에서, 그림 1에 표시된 $\square abcd$ 형태의 예상 파괴 흩췌기에 대해 각도 x_1 및 x_2 를 다양하게 바꾸어 가면서 토압합력의 최대값 즉 주동토압합력을 결정하는 수치 해석적 방법을 제시하였다. 또한 이를 토대로

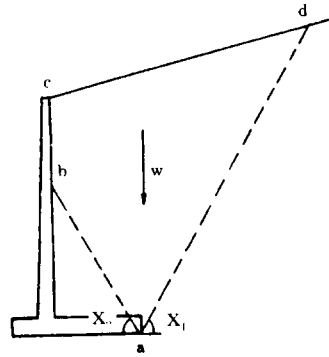


그림 1.

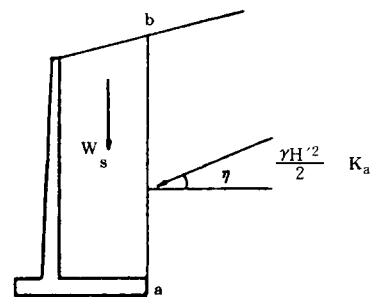
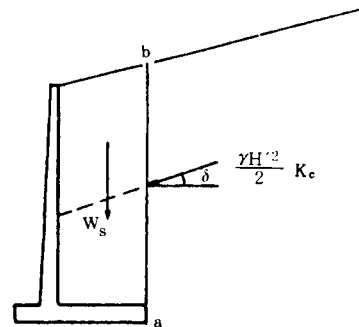
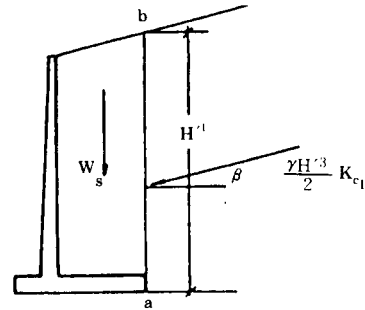


그림 2.

얻어진 주동토압합력($\phi = 30^\circ, \delta = 0^\circ, 20^\circ, \beta = 0^\circ, 10^\circ, \theta = 10^\circ, 20^\circ$ 인 경우)을 $\gamma H^2/2$ (그림 2 참조)으로 나누어 Rankine 및 Coulomb 이론에 의한 토압계수와 크기 등을 서로 비교하였으며, 이를 통해 제시된 몇가지 분석결과를 정리하면 다음과 같다.

① 파괴흙쇄기는 그림 1에 표시된 대로 지표면과 옹벽의 벽체(stem)를 통과하는 abcd 형태이다. 또한 각도 x_1 은 식(1)에 명시된 조건, 벽마찰각 δ 및 기초저판의 길이 모두에 상관없이 없으며, 아래의 식(2)를 토대로 항시 결정되어진다.

$$x_1 = (90^\circ + \beta + \phi - \epsilon)/2 \dots\dots\dots(2)$$

② 지표면이 수평이고 벽마찰각을 무시할 경우에는($\beta = \delta = 0^\circ$), Teng 및 홍콩의 GCO가 제시한 조건(위의 식(1))에 위배되는 경우라도 이에 상관없이, Rankine 토압이론에 의한 결과치와 동일하다. 즉 $x_1 = x_2 = 45^\circ + \phi/2$ 로서, 식(1)의 조건에 구애됨이 없이 Rankine 토압이론의 항시 적용이 가능하다.

③ 주동토압합력의 작용선이 수평면과 이루는 각도 η (그림 2)는 지표면의 경사각 β 보다 크고 벽마찰각 δ 보다 작다고 밝히고 있으며, 이외에도 만약에 벽마찰각을 무시할 경우에는 지표면의 경사각 β 보다 작은 각도를 나타내고 있음을 아울러 밝히고 있다.

④ 계산된 주동토압합력의 크기는 모든 경우에 대해 Coulomb 주동토압합력 보다는 크고 Rankine 주동토압합력 보다는 작은 결과를 보이고 있다.

3.2 Jones의 연구결과

앞에서 기술한 기초저판의 길이에 관련된 설계기준과는 별개로, 뒤채움이 층별로 충분히 다져지는 경우 역 T형식 옹벽의 장기적인 토압분포에 관한 Jones의 연구결과가 있어 이를 소개하고자 한다. Jones는 영국의 M1 고속 간선도로변에 시공된 약 12m 높이의 역 T형식

옹벽에 작용하는 토압을 10년 동안에 걸쳐 측정된 결과와 최초 설계시에 적용되었던 삼각형 형태의 Rankine 주동토압과는 상당한 차이를 보이고 있다고 밝힌 바 있다. 옹벽의 시공은 그림 3에 명시된 대로, 흙을 층별로 다지면서 뒤채움 되었으며, 이 과정에서 옹벽은 점차적으로 변형을 일으켜 앞으로 기울어 졌다. 여기서, 옹벽 변형의 정도는 다짐의 크기, 뒤채움 재료의 특성 및 벽체의 강성(stiffness)등에 따라 달라진다고 Jones는 밝히고 있다. 또한 다짐이 진행되는 동안 뒤채움은 아래쪽으로 움직이게 되며 이로 인해 옹벽 뒷면과의 접촉면에는 마찰(friction)이 발생하게 된다. 여기서 다짐기계가 멀어지는 등의 이유로 유발된 다짐응력의 이완이 발생할 경우, 뒤채움은 충분히 팽창하려는 경향을 보이게 되나 앞에서 지적한 마찰에 의해 이와같은 위쪽에서의 움직임(팽창)은 부분적으로 제한을 받게 된다. 결과적으로 옹벽 뒷면에 바로 인접한 부분의 토압은 주변의 토압에 비해 크기 등이 달라지게 된다. 이외에도, 다짐에 의해 유발된 아래쪽 방향으로의 응력 때문에 다짐기계 바로 아래쪽의 옹벽 전면(front face)에 인장응력이 발생되는 사실을 지적하였다(그림 3 참조). 측정된 결과 및 이론적 분석 등을 토대로 제시된 Jones의 결론에 따르면, 공사방법 및 공사형태가 발생토압

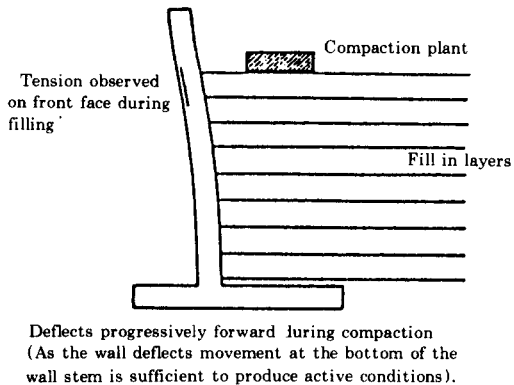


그림 3.

의 크기를 좌우하는 주된 요인이며, 예상되는 대체적인 토압분포 형태는 수평잔류다짐응력 (lateral residual compaction pressure), 주동 토압 및 정지토압 등의 복합적 형태 즉 그림 4 와 같음을 밝히고 있다. 아울러 이와같은 토압 분포 형태는, Bolton이 보강토 토류벽에 대해 밝힌 원심모형실험결과와 유사함을 Jones는 밝히고 있다.

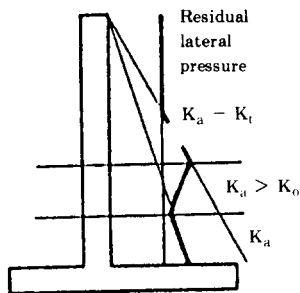


그림 4.

3.3 돌기설치의 효율성 분석

역 T형식 옹벽의 안정검토에서 주로 문제가 되는 것은 활동에 대한 안전율이며, 통상적인 설계에서는 기초저판의 폭을 크게하거나 또는 돌기(key)를 설치하여 활동저항을 증대시키는 방법을 택하고 있다. 이와는 달리, Elman은 역 T형식 옹벽의 뒤꿈치(heel) 부분을 45° 정도 경사지게 하여 주동토압을 감소시키거나 또는 기초저판을 일정한 각도 α (각도 α 는 대략적으로 $10^\circ \sim 15^\circ$ 정도) 만큼 경사지게 하여 활동저항을 증대시키는 새로운 설계방식을 제안한 바 있다.

여기서 돌기설치의 실질적인 효과에 대해 적지 않은 엔지니어가 의문을 갖고 있다는 사실과 또한 Elman이 제시한 새로운 설계방식- 즉, 기초저판을 경사지게 하는 설계방식- 모두를 종합적으로 분석한 결과가 있어 이를 정리하고자 한다. Horvath는 그림 6에 표시된 대로 Elman의 설계방식 뿐만 아니라 돌기의 설치위치를 서로 달리하여, 각각의 경우에 대

한 효율성을 유한요소법을 이용해 분석하였으며, 적용된 재료의 특성은 표 1 및 2와 같다. 이에 따르면, 바깥쪽으로는 수평 및 회전이동 모두에 대해 옹벽에 작용하는 응력이 설계에 일반적으로 적용되는 주동토압~정지토압의 범위인 경우에는 돌기를 어느 위치에 설치하거나 또는 기초저판을 경사지게 하는 Elman의 설계방식 모두가 그다지 효과가 없음을 보여 주고 있다. 즉, 그림 7 및 8에 실선으로 표시된 flat-bottom case(돌기를 전혀 설치하지 않은 일반적인 역 T형 옹벽형태, 치수 등은 그림 5 참조)의 결과에 비해 그다지 효과가 두드러지지 않은 경향을 나타내고 있다. 다만, 정지토압을 훨씬 초과하는 큰 응력이 옹벽에 작용하는 경우에 한해 heel key(그림 6-c의 경우)가 다소 효과적인 경향을 보이고 있다. 또한 이와같이 큰 응력이 작용하는 경우에는, 돌기를 설치하지 않은 flat-bottom case(그림 5)가 toe-key(그림 6-a의 경우) 보다 오히려 효과가 나은 결과를 나타내고 있으며, 이와같은 결과가 초래되는 원인은 기초지반-콘크리트 사이의 마찰계수를 실제와는 달리 너무 안전측에서 평가하여 설계에 적용하는 데 원인이 있는 것으로 Horvath는 주장하고 있다. 만약 이와같은 유한요소법 분석결과의 타당성이 충분히 인정될 경우(즉, 돌기설치의 효과를 인정하지 않을 경우), 시공상의 편리함 뿐만 아니라 콘크리트량도 7% 정도 감소시킬수 있는 경제적인 장점도 아울러 지니게 된다. 이외에도, 기초저판을 경사지게 하는 Elman의 설계방식이 전반적으로 효과가 가장 좋은 경향을 보이고는 있으나, 콘크리트량이 다른 경우에 비해 13~20% 정도 더 요구되는 불합리한 점을 아울러 지니고 있음을 Horvath는 지적하고 있다. 그러나 이와같은 유한요소법 해석결과를 실무에 직접 적용하기에 앞서, 실험 등을 통한 추가확인이 필요하고 또한 기초지반이 세립토(fine-grained soil) 및 암반인 경우도 추가적으로 검토되어야 한다고 Horvath는 결론 짓고 있다.

II 1.

Material (1)	Parameters							
	c_a (psf) (2)	δ (degrees) (3)	$\Delta\delta$ (degrees) (4)	K_n (5)	K_s (6)	K_{sur} (7)	n (8)	R_f (9)
Sand on concrete	0	24	0	1×10^9	7.5×10^4	1×10^5	1	1

II 2.

Material (1)	Parameters									
	γ_t (pcf) (2)	c (pcf) (3)	ϕ (degrees) (4)	$\Delta\phi$ (degrees) (5)	K_o (6)	K (7)	n (8)	R_f (9)	K_b (10)	m (11)
Sand	120	0	36	0	0.41	500	0.4	0.7	125	0.2
concrete ^b	150	3×10^5	0	0	0.2	2.5×10^5	0	0	1.5×10^5	0

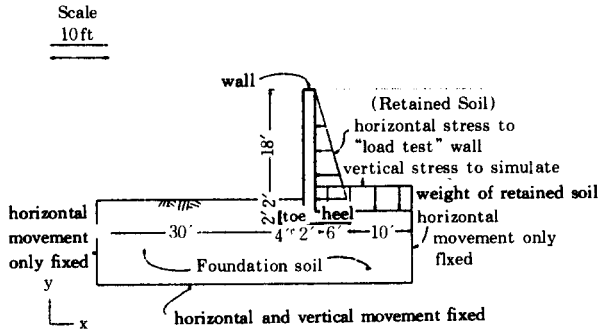


그림 5.

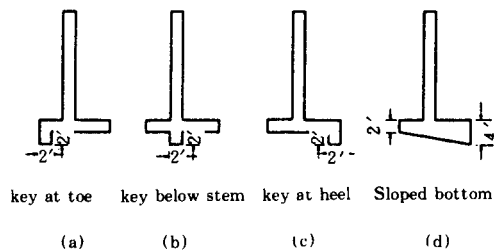


그림 6.

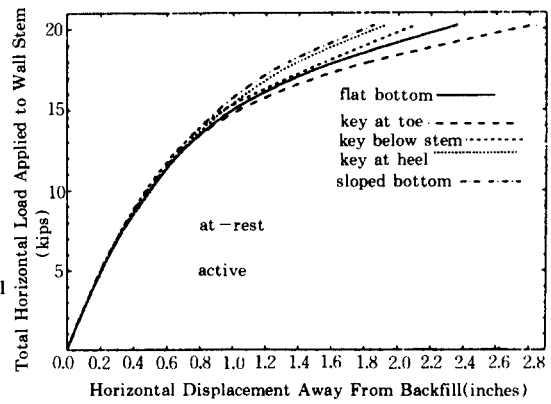


그림 7.

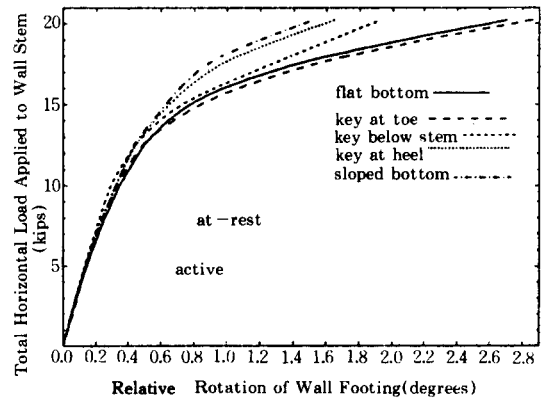


그림 8.

4. 중력식 옹벽

4.1 Terzaghi 설계사례의 교훈

설계기준이 명확히 확립되어 있지 않았던 1928년 경에 Terzaghi는 암반(rock) 위에 설치되는 높이 46m의 대형 중력식 옹벽(Fifteen-Mile Falls Dam 옹벽)을 설계하였으며, 설계에 앞서 제기된 3가지 의문점에 대한 답을 구하기 위해 대형옹벽실험을 실시하였다. 여기서 60여년 전의 오래된 Terzaghi의 설계방식을 다시 검토하는 이유는, 현재의 설계에서 간과하고 있는 몇가지 중요한 교훈을 얻기 위해서이다. Terzaghi에 의해 제기되었던 3가지 의문점은 다음과 같다.

- ① 벽체의 강성(rigidity)이 토압에 어느 정도 영향을 미치는가?
- ② 설계에 적용되어야 할 적절한 내부마찰각 및 벽마찰각의 크기는 얼마인가?
- ③ 토압을 합리적으로 예측하기 위해 적용할 토압산정방식은 무엇인가?

실험결과 분석 등을 통해 Terzaghi가 얻은 위의 의문점에 대한 답은 다음과 같다.

- ① 벽체가 매스 콘크리트(mass concrete)로 형성되고 단단한(rigid) 암반 위에 설치되는 대형 중력식 옹벽의 경우라도, 정지토압 보다는 크기가 훨씬 작은 토압이 발생할 정도로 충분한 변형이 예상된다.
- ② 응력이완 등에 의한 장기적인 영향을 감안할 때, 뒤채움 모래의 내부마찰각 및 벽마찰각의 크기는 훨씬 감소하게 된다.
- ③ 움직임(변형)이 거의 발생되지 않은 경우에도, 옹벽배면과 뒤채움의 접촉면에는 상당한 크기의 전단력이 발생하게 되어, 벽마찰각을 무시하는 Rankine 이론의 적용은 타당성이 없다. 또한, 발생토압합력의 작용위치도 Rankine 이론의 경우에 해당되는 $H/3$ (H =옹벽의 높이) 보다는 높은 지점에 위치한다.

위에서 기술한 Terzaghi의 결론 뿐만 아니라, Corps of Engineers도 최근의 사례 연구를 통해, 암반 위에 설치되는 대형 중력식 옹벽에

적용되는 기존의 설계기준-즉, 정지토압(at-rest pressures) 및 벽마찰각을 고려하지 않는 설계기준-은 필요 이상의 안전성 및 경제적 손실을 초래하는 과다설계의 경향이 짙은 것으로 결론짓고 있다.

또한 Duncan 등은 Terzaghi가 1928년에 설계한 Fifteen-Mile Falls Dam 옹벽의 경우를 유한요소법을 토대로 해석하여 보았으며(그림 9), 얻어진 결과를 그 당시에 Terzaghi가 적용한 설계기준과 서로 비교하였다. 유한요소법에 의해 계산된 수평방향 토압합력 E_H 는 정지토압합력과 크기가 거의 비슷할 정도로 Terzaghi의 예측치 보다는 훨씬 큰 값을 나타내고 있다. 또한 연직방향 합력 E_V 도 유한요소법에 의한 계산치가 Terzaghi의 예측치 보다는 훨씬 큰 경향을 보이고 있다. 그러나 옹벽 기초부분의 지지응력(bearing pressures) 분포 및 크기는 비교적 비슷한 경향을 나타내고 있다. 이와같은 결과를 토대로 Duncan 등은, E_H 및 E_V 를 모두 작게 평가하고 또한 기초지반-콘크리트 사이의 마찰각 δ_{design} 값을 비교적 작게 가정한 Terzaghi의 예측방식 뿐만 아니라, E_H , E_V 및 δ_{design} 값이 크게 평가된 유한요소법에 의한 해석결과 모두는 옹벽의 안정검토 측면에서 전혀 문제가 없음을 확인하였다. 그러면 엄밀한 의미에서 어느 값이 정확한 예측이냐 하는 문제가 대두되며, 이에 대한 Duncan 등의 분석결과는 다음과 같다. Duncan 등은 Terzaghi의 예측치가 과소평가된 값이라고 결론지었으며, 이에 대한 원인은 Terzaghi가 H (옹벽의 높이) = 5m인 경우에 해당되는 실험 결과를 $H = 46m$ 인 실제의 경우에 그대로 적용한 데 있다고 밝히고 있다. 즉, $H = 46m$ 인 경우에 토압 감소가 유발되는 옹벽 최상단의 변위량을 실제보다 과소평가 했으며 따라서 발생토압도 과소평가 되는 결과를 초래했다고 밝히고 있다. 또한 Duncan 등은, Terzaghi가 동원되어지는 옹벽배면의 벽마찰각 크기를 과대하게 감소시켜 토압을 예측하였다고 밝히고 있으며, 이에 대한 근거로는 실제의 실험 등을 통

해 볼 때 뒤채움의 깊이가 커질수록(즉, 옹벽의 높이가 커질수록) 뒤채움 자중의 증가에 의해 더욱 큰 침하가 유발되어 결국 동원되어지는 벽마찰각의 크기는 훨씬 증가한다는 사실을 들고 있다.

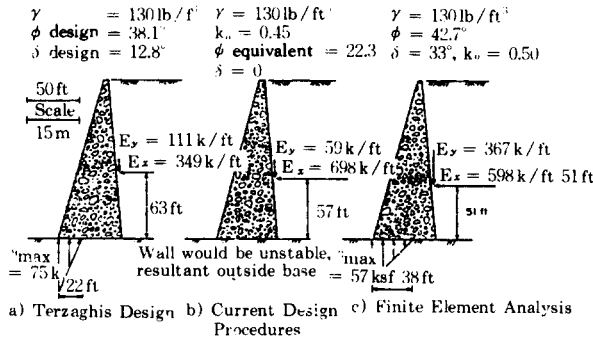


그림 9.

그러나 높이 46m인 대형 중력식 옹벽을 60여년 동안 거의 문제점이 없이 안정된 상태로 유지되게 설계한 Terzaghi의 안정검토 접근방식은 타당성이 있으며, 이와같은 Terzaghi의 놀라운 성과를 왜 현재의 설계에서는 심각하게 고려하지 않는지 Duncan 등은 반문하고 있다.

4.2 Matsuo의 대형 옹벽실험결과

4.1 절에서 기술된 암반 위에 설치되는 옹벽의 경우와는 다소 다른 대형 현장옹벽실험(field test on a large scale prototype retaining wall) 결과가 근래에 제시되었기에 이를 소개하고자 한다. 대형 현장옹벽실험을 위해 Matsuo는 10m 높이의 콘크리트 옹벽 및 측정장치를 1년여에 걸쳐 설치하고, 그 후 4개월 이상 지속적으로 변위 및 토압측정을 하였다. 사용한 뒤채움 재료는 실트질 모래(silty sand)와 슬래그(slag)의 2종류이며, 슬래그를 뒤채움 재료로 사용한 이유는 자갈 또는 모래질 흙(sandy soils)과 슬래그의 입도분포가 거의 유사함으로, 이와같은 재료에 대한 토압변

화 특성을 살펴보기 위한 목적이다. 실험 및 분석을 통해 Matsuo가 제시한 주요 결론을 정리하면 아래와 같다.

① 일단 충분한 변형이 발생되어 주동토압상태에 도달한 옹벽의 경우, 시간이 경과함에 따라 토압이 점차적으로 회복되는 현상 즉 재변형(redisplacement)에 의해 토압이 증가하는 현상이 불가피하게 발생되며, 따라서 장기적인 안정검토 측면에서는 주동토압이 아닌 오히려 정지토압에 가까운 값을 토대로 설계하는 것이 바람직하다. 그러나 이에 앞서, 정지토압의 특성 등에 관한 좀 더 상세한 연구결과가 필요하며 또한 설계기준의 급격한 변화는 쉽지 않은 문제이므로 현재 통용되는 Coulomb 주동토압에 적절한 안전율을 적용하거나 또는 전단시험에 의해 측정된 뒤채움 내부마찰각 ϕ 의 크기를 감소시켜(예를 들어, 사질토 뒤채움의 경우 ϕ 값을 20% 정도 감소시켜) Coulomb 이론을 적용하는 등의 방법이 적절할 것이다.

② 주동토압상태 또는 정지토압상태 모두에 대해, 옹벽 전 깊이에 걸친 토압분포는 삼각형 형태가 아니며(즉, 선형변화 형태가 아니며), 옹벽 하단 부근에서 비교적 큰 토압이 측정되는 결과를 나타내고 있다. 그러나, 토압합력의 작용위치는 대략적으로 옹벽 최하단으로 부터 $H/3$ 되는 지점으로 판단되어진다.

③ 측정된 정지토압계수 K_0 값은, 실트질 모래의 경우에 0.35~0.45, 슬래그 A는 0.30~0.40, 슬래그 B는 0.45~0.55 정도이다.

④ 일본에서 통상적으로 설계에 적용되는 벽마찰각의 크기는 $\phi/2$ (ϕ 는 뒤채움의 내부마찰각을 나타낸다) 또는 $2\phi/3$ 이나, 본 실험을 통해 측정된 벽마찰각의 크기는 더욱 큰 값을 나타내고 있으며(예를 들어 슬래그의 경우는 $0.8\phi \sim \phi$ 정도), 따라서 좀더 체계적인 실험자료가 수집될 경우 설계기준의 수정이 반드시 필요할 것으로 판단된다.

⑤ 측정된 주동토압계수 K_a 값은, 실트질 모래의 경우에 0.25, 슬래그의 경우는 0.1~0.25 정도이다. 또한, 주동토압상태에 도달하기 위

해 요구되는 옹벽 최상단의 변위량은 실트질 모래의 경우에 $(6\sim 8) \cdot H/1000$ 정도, 슬래그의 경우에 $(3\sim 5) \cdot H/1000$ 정도이다(여기서, H =옹벽의 높이).

⑥ 측정된 정지토압계수 K_0 를 토대로 추정 한 포아슨의 비 ν 는($K_0 = \nu/1-\nu$) 0.25~0.35 정도로서, 유한요소법 분석을 통해 얻어진 값 0.30~0.35와 거의 일치하고 있다. 이와같은 결과는, 만약 적절한 포아슨의 비가 주어질 경우 탄성이론에 의한 정지토압 예측이 아울러 유용함을 보여주고 있다.

⑦ 유한요소법 분석결과 다른 연구자들의 경우와 마찬가지로, 계산된 정지토압은 해석에 적용된 지반계수(soil modulus)의 크기에는 그다지 민감하지 않고, 주로 포아슨의 비에 의해 결정된다는 사실을 발견하였다. 이와 같은 결과는, 실내실험 또는 현장실험 등을 통해 직접 결정되는 계수 및 합리적인 응력-변형을 관계식(stress-strain formulations)의 적용이 유한요소법에서는 매우 중요하다는 것을 보여준다.

4.3 Li가 제안한 설계형태

중력식 옹벽의 경우에 그림 10과 같이 구조 슬래브(structural slab)를 옹벽배면에 추가로 설치하여, 슬래브가 C점 위쪽의 모든 하중을 지탱하게 함으로써 결국은 C점에서 E점 사이의 주동토압을 감소시키는 방법이 많이 이용되고 있다. 이와같은 형태의 중력식 옹벽을 선반식 옹벽이라 하며, 역 T형식 옹벽의 경우에도 적용 가능하다. 또한 그림 10의 방법을 일부 변형하여, 슬래브를 그림 11과 같이 설치하고 또한 슬래브 아래쪽에 위치하는 옹벽배면을 경사지게 시공함으로써(역 T형식 옹벽의 뒤꿈치 부분을 경사지게 하는 Elman의 설계방식 참조) 추가적인 토압감소 효과를 얻는 새로운 방법을 Li는 제안하고 있다. 그림 11에 표시된 점선은 슬래브를 설치하기 이전의 경우에 예상되는 파괴활동면이며, 슬래브는 반드시 예상 파괴활동면 바깥쪽으로 연장 설치되어 주변 흙과의 마찰저항력을 유발하도록 되어 있다.

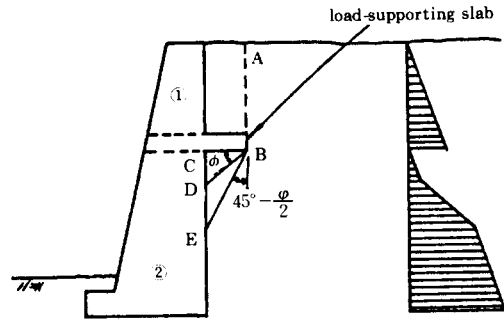


그림 10.

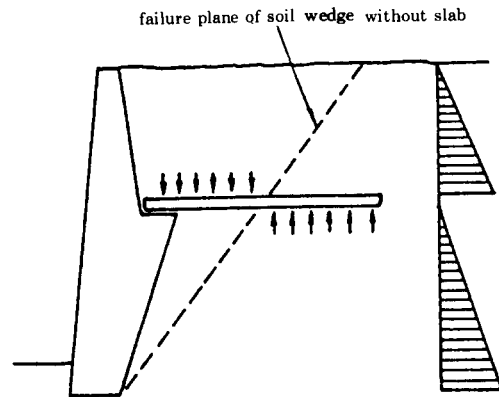


그림 11.

5. 측정 및 계측결과의 요약

Rankine이나 Coulomb 이론과 같은 전통적인 토압이론들은 제한적인 조건 즉 강도가 주동 또는 수동 의미에서 충분히 발휘될 때(한계 평형상태), 벽체에 어떤 토압이 작용하는가를 제시할 따름이다. 그러나 대부분의 실제 상황에서는, 설계상에 충분한 안전율이 고려되기 때문에 이런 토압들이 벽체에 작용하지는 않는다.

따라서 측정 및 현장계측 등을 통해 기존의 설계에서 적용하고 있는 보수적인 경향이 미치는 영향을 파악할 수 있으며, 또한 토압이론에 대부분 고려되지 않은 여러 인자(factors)의

영향을 파악하기 위해서도 이와같은 측정 및 현장계측 등은 반드시 필요하다. 위에서 언급된 여러 인자는 흙의 creep 현상, 온도, 강우 및 동결의 영향, 다짐하중, 지표면 하중(surface loads) 그리고 진동 등의 영향이다. 다행히 최근 몇년간 다양한 모형벽체실험과 현장계측 프로그램 등이 이루어 졌으며, 이러한 연구를 통해 얻어진 주요 결론을 정리하면 다음과 같다.

5.1 Fang-Ishibashi의 모형실험결과

엄밀한 의미에서, 관련 구조물의 예상 변위량 및 변위형태에 따라 토압산정 등에 대한 기준은 달라져야 하며, 여기서 주로 교대(bridge abutment)의 경우에 예상되는 변위형태(즉, 벽체의 최상단을 중심으로 바깥쪽으로 회전이동하는 경우)에 대해, 발생토압 등을 비교적 상세히 측정한 Fang-Ishibashi의 모형실험결과가 있어 이를 정리하고자 한다. 실험에 사용된 모형벽체의 높이는 1.2m이고, 뒤채움 재료는 공기진조된 Ottawa silica sand가 사용되었으며 밀도는 진동대(shaking table)를 이용해 서로 다르게 조절하였다. 얻어진 주요 분석 결과는 다음과 같다.

① 뒤채움 모래의 밀도가 조밀할수록 벽체의 상단부분에서 발생하는 아칭응력(arching stresses)은 더욱 커지는 현상을 보이고 있다. 또한, 아칭현상이 발생하는 영역(zone)바로 아래쪽에서는 급격한 응력감소가 초래되고 있으며, 벽체 최하단으로부터 $H/2 - H/4$ (H =벽체높이) 정도의 범위에서는 측정된 응력이 Coulomb 주동토압과 크기가 거의 비슷한 경향을 보이고 있다. 그러나 벽체의 최하단 부근으로 갈수록 발생응력은 Coulomb 주동토압 보다 훨씬 작아지는 현상을 나타내고 있으며, 이와 같은 현상은 벽체가 회전이동할 경우 뒤채움 내부에서 생기게 되는 틈을 메꾸기 위해 벽체 하단부에 위치한 모래입자가 바깥쪽으로 움직이게 되며 따라서 토입자 사이의 응력전달능력이 저하되는데 주된 원인이 있다(그림 12). 여기서 주동상태(active condition)로 간주된 벽

체의 회전각도는 10×10^{-4} radian 정도이다.

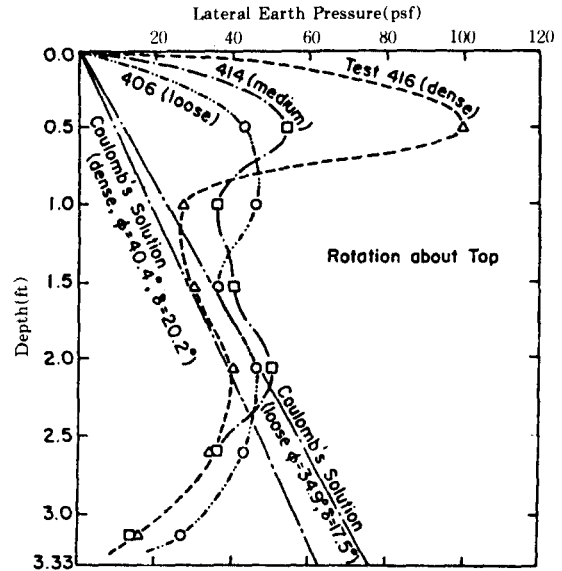


그림 12.

② 벽체의 상단부에서 발생하는 상당한 크기의 아칭응력 영향 때문에, Coulomb 주동토압합력 보다는 평균적으로 17% 정도 큰 발생토압합력이 예상되며, 구체적으로는 뒤채움 모래의 내부마찰각 및 밀도에 따라 113~127% 정도의 차이를 보이고 있다(그림 13).

③ 발생토압합력의 작용위치는 통상적인 $H/3$ 보다는 큰 현상을 보이고 있다. 또한 뒤채움 모래의 밀도가 커짐에 따라 작용위치도 점차적으로 증가하는 경향을 보이고 있으며 이에 대한 원인은 앞에서 언급한 대로 아칭응력이 뒤채움 모래의 밀도 증가에 따라 커지기 때문이다. 이외에도, 작용위치의 평균치는 버팀굴착(braced excavations)의 경우에 대해 Terzaghi-Peck이 밝힌 작용위치와 거의 일치함을 보여주고 있다(그림 14).

④ 벽마찰각 δ 의 크기는 벽체의 회전이동에 따라 점차적으로 증가하여 안정된 값(stabilized value)에 도달하는 경향을 보이고 있으며,

이와같은 현상은 벽체의 움직임이 수평이동 (translational movement)인 경우와는 달리 파괴흙층의 갑작스런 미끄러짐이 발생되지 않기 때문이다(그림 15).

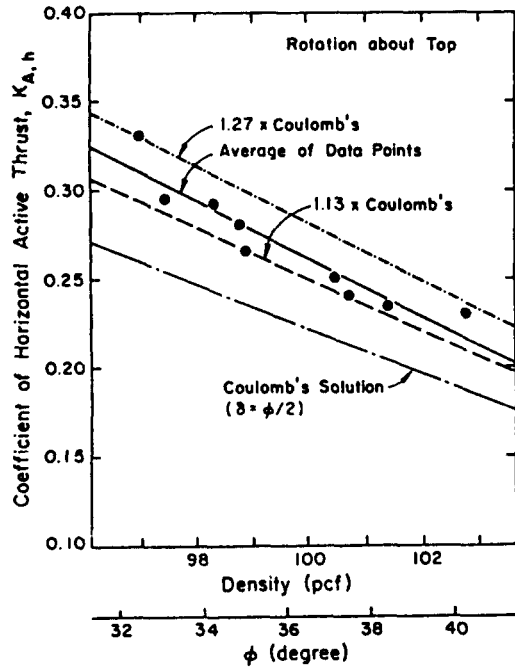


그림 13.

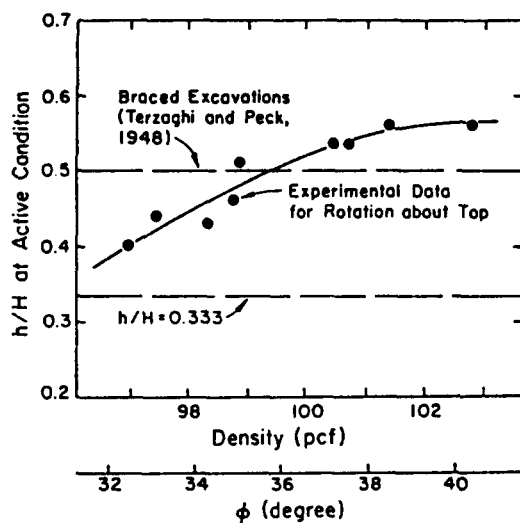


그림 14.

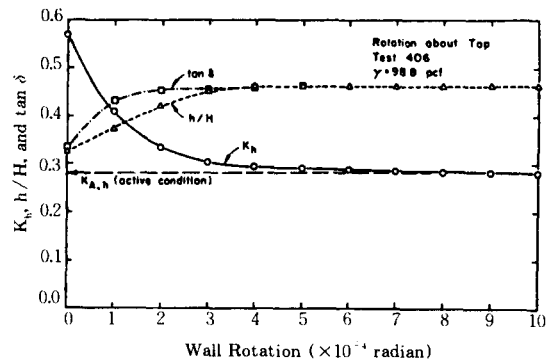


그림 15.

5.2 여러 인자의 영향

〈토압측정〉

많은 연구자들이 토압계 (earth pressure cells)를 사용하여 측정된 토압들이 상당히 분산되어 있고 또한 명확하지 않음을 지적하였으며, 이와같은 사실 등을 감안할 때 토압의 단일 측정 (single measurement)은 신뢰성이 부족하다고 볼 수 있으며 이는 단일 측정치가 평균적 거동을 나타내는지 아니면 비정상적인 값을 의미하는지 알 수 없기 때문이다. Carder 등과, Weiler - Kulhawy는 토압측정에 수반되는 여러가지 어려움과 유용한 결과를 얻는데 필요한 측정방법 등에 대해 연구했다. 그러나, 가장 적합하다고 판단되는 방식에 의해 측정된 토압들도 종종 크게 분산되는 결과를 나타낸다.

따라서 토압의 단일측정은 결코 충분히 신뢰할 수 없는 반면에, 다수의 관측 (multiple observations)에 의해 얻어진 결과의 경우 만약 그와같은 결과가 지속적이고 또한 독자적인 방법에 의해 검증되었다면, 다수의 관측에 의한 결과는 현장에서의 실제 거동을 추측하는데 유용하게 이용될 수 있을 것이다. 따라서 다양한 현장계측결과 및 실내실험결과 등을 얻을 수 있는 경우라면, 여러 토압이론들의 적용가능 범위 및 한계 그리고 토압이론들에 일반적으로 고려되지 않은 여러 인자들의 중요성을 파악하

는데 매우 유용한 어떤 지속적인 경향을 찾아 낼 수 있을 것이다.

〈벽체에 작용하는 토압〉

Gould, Broms-Ingelson, Kany 그리고 Rehnman-Broms 등의 측정결과에 따르면, 벽체에 실제적으로 작용하는 토압의 크기는 설계시에 적용되었던 주동토압 보다는 대부분 큰 것으로 보고되었다. 이와같은 현상은 비록 설계시에 주동토압이 적용되었다 하더라도 정상적인 상황으로 판단되어지며, 이에 대한 원인은 설계시 활동 및 전도에 대한 안정검토과정에서 적절한 안전율이 이미 적용되는 경우에, 최소값인 주동토압이 초래될 만큼 충분한 벽체의 움직임이 예상되지 않기 때문이다.

〈토압합력의 작용위치〉

측정치로부터 주동토압합력의 작용위치를 결정할 수 있었던 경우의 결과를 종합하면, 일반적으로 주동토압합력의 작용위치는 벽체 최하단으로부터 $H/3$ (H =벽체의 높이) 되는 지점 보다는 높은 것으로 나타났다. Terzaghi는 주동토압합력의 작용위치가 $0.40\sim 0.45H$ 정도 되는 지점이라고 실험을 통해 밝혔으며, Clausen-Johansen은 지하벽체(basement wall)에 작용하는 주동토압합력의 작용위치 범위가 Terzaghi의 경우와 거의 유사함을 보고하였다. 또한 Sherif 등은 정지토압합력의 경우 $0.42H$ 정도가 작용위치라고 모형벽체실험을 통해 밝혔다. 아울러 Terzaghi의 실험에서는 최소값인 주동토압합력이 발생된 이후 벽체를 계속해서 뒤채움 바깥쪽으로 이동시켰을 때, 결국은 토압합력의 작용점이 $H/3$ 로 떨어지는 현상을 확인하였다. 그러나 삼각형 토압분포(토압합력이 $H/3$ 지점에 작용하는)를 만족하기 위해 요구되는 벽체의 변위량은, 최소값인 주동토압합력에 도달하기 위해 요구되는 변위량 보다 3~5배 정도 더 큼을 알수 있었다. 이외에도, 최소값인 주동토압합력 보다 발생토압이 클 경우에는 토압합력의 작용위치가 $H/3$ 보다는 훨씬 높을 것으로 판단된다.

〈토압분포〉

Fang 등이 밝힌 높이 1.2m 모형벽체 실험결과에 따르면(뒤채움은 Ottawa silica sand), 바깥쪽에서의 수평이동의 경우 주동토압분포는 거의 포물선 형태이다. 또한, 이와같은 포물선 형태의 토압분포는 Terzaghi의 실험결과 및 Dubrova의 해석적 예측결과와도 일치하고 있다. 이외에도 Fang 등은, 벽체가 최하단을 중심으로 바깥쪽으로 회전이동을 하는 경우, 벽체 상단부에서의 발생토압은 벽체의 회전이동에 따라 급격한 감소현상을 보이는 반면 인접한 부분에서는 토압감소가 천천히 발생하는 현상을 보이고 있음을 밝혔다.

〈지하벽체에 작용하는 토압〉

지하벽체(basement walls)는 일반적으로 강성벽체이고 정지토압이 작용할 것으로 추측되지만, 제측을 통해 이와는 다른 경우가 많이 밝혀졌다. Clausen-Johansen은 다져지지 않은 모래로 뒤채움 된 지하벽체에 작용하는 토압을 측정하였으며, 이를 통해 토압계수 K 값은 0.29 정도임을 밝혔다. 또한 이와 유사하게 Rehnman-Broms는 다져지지 않은 자갈질 모래로 뒤채움 된 지하벽체의 경우에 토압계수 K 값은 0.35 정도이고, 실트질 모래로 뒤채움 된 경우에는 $K = 0.31$ 정도라고 측정결과를 밝혔다. Rehnman-Broms에 의해 측정된 벽체의 변위량은 자갈질 모래 뒤채움의 경우에 Δ/H (Δ = 벽체의 최상단 변위량, H = 벽체의 높이) 값은 약 0.0003 정도, 실트질 모래 뒤채움의 경우에는 0.0007 정도이었다. 이외에도, Roth는 실트질 모래로 뒤채움 된 지하벽체의 경우에 토압계수 K 값이 0.18~0.24 정도 된다고 측정결과를 보고하였다.

〈폭이 좁은 뒤채움의 발생토압〉

몇몇 현장의 측정결과, 좁은 트렌치(trench)에 포설된 뒤채움의 경우 또한 굴착폭이 비교적 작은 지하벽체의 저면 부근에서는 발생토압이 통상적인 주동토압의 크기에 비해 작은 것으로 보고 되었다. 이에 대한 원인은, 예상활동

면이 굴착면 모두에 걸쳐 형성되며 따라서 마찰저항이 동시에 유발되는 현상에 기인하는 것으로 추측되어진다.

〈벽체에 작용하는 전단력〉

다수의 현장계측결과를 통해, free-standing 벽체와 지하벽체 모두는 수평토압 뿐만 아니라 하향의 전단응력이 발생하는 것을 알 수 있었다. 이러한 전단응력은 설계시에 종종 무시되는데, 실제적으로는 벽체를 안정되게 하는 매우 중요한 역할을 하게 된다. 이와같은 하향의 전단응력은 뒤채움이 아래쪽으로 침하할 때 벽체배면과의 상대적인 움직임에 의해 발생된다. 뒤채움과 벽체 사이의 상대적 전단변위가 2~5mm 정도만 되어도 충분한 전단강도의 동원이 가능하다.

Fukuoka는 4.3m 높이의 벽체에 대한 장기간의 실험에서, 뒤채움 후 9개월에 걸쳐 접촉면의 전단응력이 점차적으로 커짐을 확인했다. 즉 이와같은 벽마찰의 증가는 뒤채움의 점차적인 침하에 원인이 있으며, 시간이 경과함에 따른 전단응력의 증가현상은 Virginia Tech에 설치된 옹벽시설에 대한 계측을 통해서도 관측되었다.

〈지표면 하중 및 다짐에 의한 토압증가〉

옹벽이나 지하벽체에 있어서, 뒤채움이 다져질 경우 벽체에 작용하는 토압은 증가한다. 또한 다짐기계가 가장 인접해 있을 때 토압은 잠정적으로 최대크기에 도달하며, 다짐기계가 멀어질수록 토압은 감소하나 통상적인 정지토압보다는 크게 된다. Broms-Ingelson, Rehman-Broms, Voghan-Kennard, Casagrande, Coyle-Bartoskewitz, Carder 등 및 Sherif 등은 모두, 벽체배면의 토압은 뒤채움을 다질 경우에 훨씬 증가되는 현상을 보고하였다. Broms-Ingelson, Carder 등은, 벽체의 작은 이동(뒤채움 바깥쪽으로는) 만으로도 다짐에 의해 유발된 토압이 감소되어 주동토압에 도달함을 아울러 보고하였다.

Rehman-Broms는 다져지지 않은 뒤채움

표면에 운하중(vehicle loads)이 지속적으로 작용할 경우, 벽체에 작용하는 토압은 현저히 증가되고 또한 운하중이 제거된 후에도 40~80% 정도의 토압증가분이 잔류하게 됨을 확인하였다. 이와같은 경우와는 달리, 뒤채움을 미리 다진 다음에 같은 크기의 운하중을 작용시킨 실험에서는 훨씬 작은 토압증가가 운하중에 의해 유발되었으며, 또한 운하중이 제거된 후에는 운하중에 의해 유발되었던 추가적인 토압은 거의 소멸되었다. 따라서 이와같은 실험결과를 종합할 때, 지표면 하중(surface loads)에 의해 유발되는 토압의 크기가 뒤채움의 다짐에 의한 잔류토압 보다 크지 않을 경우에 한해서는 지표면 하중에 의한 토압을 추가적으로 고려할 필요가 없을 것으로 판단되어진다.

이외에도, Carder 등은 실트질 점토 뒤채움의 경우 다짐에 의해 유발된 토압은 다짐후 4개월의 기간에 걸쳐 점차적으로 감소하여 결국 정지토압상태에 도달함을 보고하였다. 또한 이와같은 현상에 대한 원인은 아직까지 체계적으로 설명된 바 없으며, 다만 creep 현상 등에 의한 영향으로 추정되고 있다. 아울러 Carder 등은 모래 뒤채움의 경우, 다짐에 의해 유발된 수평토압은 벽체의 움직임이 발생되지 않는다면 시간이 경과하여도 큰 변화는 없는 것으로 보고하였다. 그러나 바깥쪽/안쪽으로의 벽체 움직임이 발생될 경우, 다짐완료 직후의 수평토압에 비해 크기가 감소/증가 됨을 밝혔다.

〈주동토압상태에 도달하기 위한 변위량〉

여러 연구자들은 조건이 서로 다른 실험실에서 모형벽체실험을 하거나 또는 최대 10m 높이의 콘크리트 옹벽에 대한 현장실험 등을 통해, 최소토압인 주동상태(active condition)에 도달하는 데 필요한 벽체의 변위량을 측정하였다(표 3). 이를 통해 제시된 주요한 결과는 다음과 같다.

① 토압합력이 최소인 주동상태(active condition)에 도달하기 위해 필요시 되는 벽체의 최상단 변위량 Δ 는 회전이동의 경우나 수평이

표 3.

Investigators	Wall Height(ft)	Backfill	Compacted	Mode of Movement	Δ/H to Reach Active Pressure ⁽¹⁾
Broms & Ingelson(1971)	9.0	Snad	Yes	Rotate	0.0003 ⁽²⁾
Broms & Ingelson(1972)	28.4	Sandy gravel	Yes	Rotate	0.0009 to 0.0024 ⁽²⁾
Carder et al.(1977)	6.6	Sand	Yes	Translate	0.0020 ⁽²⁾
Carder et al.(1980)	6.6	Silty Clay	Yes	Rotate	0.0009 ⁽²⁾
Matsumoto et al.(1978)	32.8	Silty Sand	Yes	Rotate	0.006 to 0.008 ⁽²⁾
Matsumoto et al.(1978)	32.8	Slag	Yes	Rotate	0.003 to 0.005 ⁽²⁾
Sherif et al.(1984)	4.0	Sand	Yes	Rotate	0.0005 ⁽²⁾
Sherif et al.(1984)	4.0	Sand	No	Rotate	0.0005 ⁽²⁾
Terzaghi(1934a)	4.9	Sand	Yes	Rotate	0.0011 ⁽²⁾
Terzaghi(1934a)	4.9	Sand	Yes	Translate	0.0011 ⁽²⁾
Terzaghi(1934a)	4.9	Sand	No	Rotate	0.0020 ⁽²⁾
Terzaghi(1936)	4.9	Sand	Yes	Rotate	0.002 ⁽²⁾
Terzaghi(1936)	4.9	Sand	Yes	Rotate	0.005 ⁽³⁾
Terzaghi(1936)	4.9	Sand	Yes	Translate	0.001 ⁽²⁾
Terzaghi(1936)	4.9	Sand	Yes	Translate	0.005 ⁽³⁾

(1) Δ = movement at top of wall, H = wall height

(2) Movement to reach minimum total earth pressure force

(3) Movement to develop triangular pressure distribution, with resultant at lower third point

등의 경우나 거의 동일한 현상을 나타내고 있다. 또한 벽체 최하단을 중심으로 한 바깥쪽으로의 회전이동의 경우, 주동상태에 도달하기 위해 요구되는 벽체의 변위량은 뒤채움의 깊이에 상관없이 거의 동일하며 또한 이와같은 변위량은 뒤채움의 내부마찰각 및 밀도에 상관없이 거의 일정하다.

② 주동상태에 대해 현재까지 두가지 정의가 사용되어 왔으며, 첫째는 주동토압합력이 최소값에 달하는 상태이고, 둘째는 토압분포가 삼각형 분포를 이루는 상태이다. 많은 실험을 통해, 토압분포가 삼각형이 아닌 비선형(non-linear) 분포형태이고 또한 주동토압합력의 작용위치가 $H/3$ (벽체 최하단으로부터, H =벽체 높이) 보다 높은 경우에 첫번째 정의에 해당됨을 알 수 있었고, 두번째 정의는 위의 ①에서 명시된 Δ 보다 더욱 큰 벽체의 움직임이 있을

경우에 해당됨을 알 수 있었다. 아울러, 두번째 정의에 해당되는 주동토압합력의 작용위치는 $H/3$ 임을 알 수 있었다.

③ 벽체가 대형일수록 주동토압합력이 최소값에 도달하기 위한 벽체 최상단의 변위량과 높이의 비 Δ/H 값은 커진다. 이와같은 결과는, 모래의 강성(stiffness)이 구속응력의 크기(즉, 벽체의 높이)에 직접적으로 비례하여 증가하지 않는다는 사실과 일치하고 있다.

<수동토압상태에 도달하기 위한 변위량>

표 4에 정리된 바와 같이, 수동토압상태(passive pressure condition)에 도달하기 위해 요구되는 벽체 최상단의 변위량 Δ 는 넓은 범위에 걸쳐 변화함을 여러 측정결과는 보여주고 있다. Terzaghi는 다져진 모래로 뒤채움된 벽체의 경우에, $\Delta/H = 0.001$ (H =벽체의 높이)

정도의 움직임으로 인해 토압계수 K 값은 2.0~2.5 정도로 증가함을 발견했다. 그러나 Terzaghi의 실험에서 한계평형상태인(발생토압의 크기가 최대인) 수동토압상태에는 도달하지 못하였다. Broms - Ingelson은 다져진 모래와 접하고 있는 교대의 경우에 $\Delta/H=0.005$ 정도의 작은 움직임으로 인해, 토압은 이론상의 최대값인 Coulomb 수동토압까지 증가됨을 보고하였다. Tchong, Iseux 및 Carder 등은 다져진 모래의 경우에, 수동토압상태가 유발되는데 필요한 벽체의 움직임은 $\Delta/H = 0.06$ 정도의 큰 범위라고 밝혔다. 또한 Carder 등은 다져진 실트질 점토를 이용한 벽체실험을 통해, 충분한 수동저항(full passive resistance)을 유발시키기 위해서는 $\Delta/H = 0.13$ 정도의 큰 움직임이 필요시 되었음을 보고하였다.

<시간의 경과에 따른 토압변화>

오랜기간에 걸쳐 행해진 여러 실험 및 현장 계측 등을 통해, 온도, 강우 및 지진 등의 환경 변화가 경우에 따라서는 토압변화의 직접적인 원인은 아닌 것으로 보고되었다. Hilmer는 다져진 사암(sandstone) 뒤채움으로 구성된 갑문벽체(lock wall)의 경우, 토압이 2년여에 걸쳐 약 40% 정도 증가된 다음, 그 이후 8년 동안은 본질적으로 토압변화가 거의 없음을(계절적 변화는 제외하고) 보고하였다. Rehnman-Broms는 실트질 모래로 뒤채움 된 지하벽체의 경우에, 시간이 경과함에 따라 깊이에

다른 토압분포는 변화하나 전체적인 토압합력은 크게 변하지 않는다고 보고하였다. Clausen - Johansen은 다져지지 않은 모래로 뒤채움 된 지하벽체의 경우에, 토압이 10개월 동안 거의 변화하지 않았음을 보고했다. 또한 앞에서 기술된 바와 같이, Carder 등은 다져진 실트질 점토로 뒤채움 된 실험용 벽체에 작용하는 토압이 다짐 직후의 큰 토압에서 통상적인 정지토압의 크기($K_0 = 0.40$)로 감소하는 것을 발견했다. 이외에도, Moore - Spencer는 연약 점토(액성지수가 1.0 정도인 경우)로 뒤채움 된 모형강성벽체 실험을 통해, 벽체높이의 5% 정도에 해당되는 초기수평변위가 바깥쪽으로 유발되는 경우 통상적인 주동토압 크기로 토압은 감소하나, 이 이후에 더 이상 벽체의 움직임이 없이 시간이 경과하는 경우 토압은 크기가 증가하여 정지토압 크기에 가까워진다고 아울러 밝힌 바 있다.

결론적으로 여러 연구자들이 밝힌 내용을 종합하면, 벽체가 시공직후 초기 움직임이 발생한 다음 더 이상의 움직임이 예상되지 않을 경우 시간의 경과에 따라 토압은 정지토압으로 변화되어 간다. 즉 초기의 토압크기가 정지토압 이하인 경우, 토압은 시간이 경과함에 따라 점차적으로 증가한다. 그러나, 초기의 토압이 정지토압 보다 큰 경우 토압은 점차적으로 감소한다. 그러나, 초기의 토압이 정지토압 정도의 크기인 경우 토압은 변화하지 않는다. 이와

표 4.

Investigators	Wall Height(ft)	Backfill	Compacted	Mode of Movement	Δ/H to Reach Passive Pressure ⁽¹⁾
Broms & Ingelson (1971)	9.0	Sand	Yes	Rotate	0.005
Carder et al.(1977)	3.3	Sand	Yes	Translate	0.025
Carder et al.(1980)	3.3	Silty Clay	Yes	Rotate	0.132
Tcheng & Iseux(1972)	9.8	Sand	Yes	Rotate	0.02 to 0.06
Terzaghi(1934a)	4.9	Sand	Yes	Rotate	0.001 ⁽²⁾

(1) Δ = movement at top of wall, H = height of wall

(2) Passive pressure not fully mobilized : k = 2 to 2.5

같은 거동의 근본원리는 현재까지 명확히 이해할 수는 없으나, 한가지 분명한 것은 정지토압이 non-yielding walls의 경우에 장기적인 평형상태(long-term equilibrium condition)를 나타낸다는 사실이다.

〈온도변화가 토압에 미치는 영향〉

많은 연구자들이 온도변화에 의해 유발된 벽체의 움직임으로 인해 토압이 주기적으로 변화함을 언급하였다. Broms - Ingelson은 하루 동안의 온도변화와 계절적인 온도 변화 모두를 언급하였으며, 이외의 대부분의 경우는 단지 계절적인 온도변화에 따른 영향에 대해서만 언급되었다.

대부분의 경우 하절기에는 토압이 증가하고, 동절기에는 토압이 감소하는 것으로 보고되었으며, 이와같은 현상이 발생하는 원인은 그림 16의 예를 통해 명시되어 있다. 즉 하절기에는 벽체전면이 상대적으로 덩혀지게 되며, 따라서 벽체배면에 비해 벽체전면이 상대적으로 팽창하게 된다. 결과적으로, 벽체가 뒤채움 쪽으로 변형을 일으키게 되어 토압을 증가시킨다. 그러나 동절기에는 벽체가 앞쪽으로(뒤채움의 반대방향으로) 변형을 일으키게 되어 토압이 감소된다.

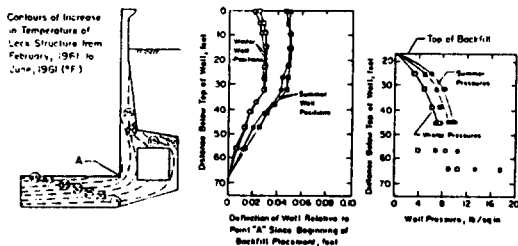


그림 16.

이와는 달리 Symons - Wilson에 의한 측정 결과는, 앞에서 기술된 원칙 - 즉, 토압이 하절기에는 증가하고 동절기에 감소한다는 원칙 - 에 예외이다. 그 원인은, 벽체가 상단부에서 포

장 슬래브(pavement slab)와 연결되어 있는 집에 기인한다. 즉, 하절기에는 슬래브의 온도가 증가하여 결국 팽창된 슬래브에 의해 벽체가 뒤채움 바깥쪽으로 밀려나게 되어 토압은 감소했으며, 동절기에는 반대로 슬래브가 축소되어 토압이 증가되는 현상이 발생하였다.

온도변화가 토압에 미치는 영향은 매우 중요하며, 또한 이와같은 사실을 명확히 이해하여 측정토압에 대한 해석이 이루어져야 한다. 그러나, 대부분의 경우 온도변화가 토압에 미치는 영향이 실제 구조물을 파괴시킬 정도로 심각하지는 않다는 것이 현재까지 행해진 여러 연구자들의 결론이다.

〈동결현상이 토압에 미치는 영향〉

뒤채움 내부에 동결(freezing) 현상이 발생할 경우에는, 간극사이에 존재하는 물이 팽창하게 되어 결국 벽체가 받게되는 응력은 커지게 된다. 만약 외부의 물이 간극 내부로 추가적으로 흡수되어 얼음렌즈(ice lenses)를 형성하게 되는 경우, 팽창하려는 경향은 더욱 커지게 되며 따라서 응력의 증가도 더더욱 클 것으로 예상된다.

Sandegren 등은 점토로 뒤채움 된 앵커로 지지된 널말뚝이 동결현상으로 인해 문제가 야기된 사례를 보고하였으며, 이에 대한 대책으로 방열 케이블(heating cables)이 포함된 수직모래기둥이 설치되었다고 밝혔다.

Rehman - Broms는 다져지지 않은 실트질 모래로 뒤채움된 2.0m 높이의 역 T형식 벽체를 이용해 동결현상에 대한 현장실험을 실시하였다. 동결현상에 의해 벽체배면 특정지점에 작용하는 토압은 800 psf에서 1000 psf 정도로 증가하였고, 춘절기(spring)를 거치면서 동결되기 이전의 토압보다 다소 작은 수준으로 감소하였다. 또한 50mm 두께의 격리용 매트(insulation mats)를 벽체배면과 뒤채움 사이에 설치한 실험을 병행하였으며, 이 결과 격리용 매트와 압축성 등으로 인해 동결율이 저하되어 결과적으로 토압증가가 훨씬 억제되는 효과가

있음을 알 수 있었다.

이외에도, Corps of Engineers는 공기동결 지수(air freezing index)를 토대로 근사적이긴 하나 예상 동결깊이를 결정하는 도표를 제시하였다.

〈강우가 토압에 미치는 영향〉

Rehman-Broms는 2.0m 높이의 시험용 벽체를 이용해 집중호우가 토압에 미치는 영향을 살펴보기 위한 실험을 실시하였다. 벽체는 다져지지 않은 자갈질 모래로 뒤채움 되었고, 시간당 125mm의 속도로 물이 뿌려졌다. 인위적인 물뿌림이 시작될지 4시간 후에 토압은 약 50% 정도 증가하였다(즉, 토압계수 K 값이 0.35에서 0.5로 증가하였다.) 그 후 인위적인 물뿌림은 중단되었으며, 약 13시간 후에 토압은 인위적인 물뿌림이 시작된 시점의 초기값으로 다시 감소하였다. 인위적인 집중호우에 의하여 뒤채움 표면은 전체높이의 약 5% 정도에 해당되는 10.16cm 가량 침하 하였다.

〈벽체의 강성이 토압에 미치는 영향〉

Bang 등이 이론적 접근방식을 통해 밝힌 바에 따르면, 벽체의 강성이 감소함에 따라 예상 변위는 증가하고 있으며, 예상변위의 증가량은 깊이에 반비례하는 즉 벽체의 상단부에서 더욱 커지는 현상을 보이고 있다(그림 17). 또한 벽체의 강성이 커짐에 따라 토압도 커지고 있으며, 그림 18의 분석결과를 통해 일반적으로 주동토압상태에 도달하기 위해 요구되는 변위량보다 벽체의 움직임이 작을 경우에도 벽체의 휘강성 $EI = 1.24 \times 10^5 \text{ N-m}^2$ 정도이면 토압합력이 동상적인 주동토압합력과 거의 일치하는 현상을 Bang 등은 보고하였으며, 이와같은 내용은 앞의 3.2 절에서 밝힌 Jones의 연구 결과에서도 일부 지적된 바 있다.

〈지진하중시의 진동에 따른 영향〉

Sherif 등은 Ottawa silica sand로 뒤채움된 1.2m 높이의 알루미늄 벽체 및 진동대(shaking table)를 이용해 지진하중이 작용하

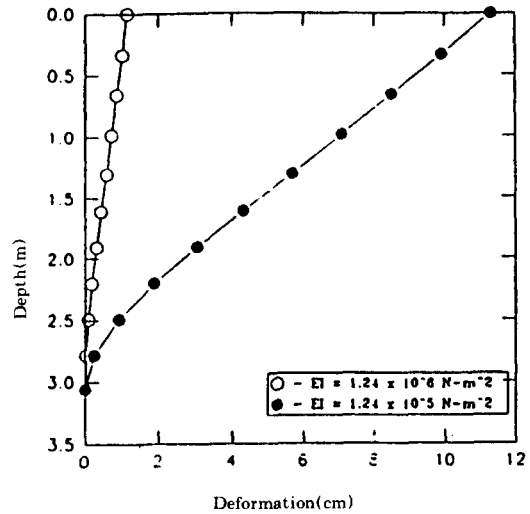


그림 17.

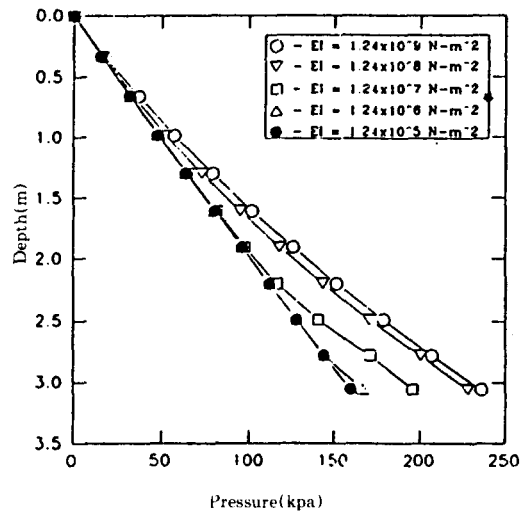


그림 18.

는 경우를 모의(simulation) 하기 위한 모형 실내실험을 실시하였다. 실험을 통해 측정된 동적토압(dynamic earth pressures)은 벽체의 움직임이 충분한 경우(즉, 정적하중의 경우에 주동토압상태에 도달하기 위해 필요시 되는 변위량 만큼의 움직임이 발생된 경우)에는 Mononobe-Okabe 동적토압이론에 의한 계산치

와 잘 일치하는 경향을 보였다. 그러나, 벽체의 움직임이 이보다 작은 경우에는 측정된 동적토압이 Mononobe-Okabe 이론에 의한 계산치보다 대략적으로 30% 가량 크게 나타났다.

6. 유한요소해석-계측결과 비교

유한요소해석법은 특히 실제적인 현장관측 사항 및 계측결과가 뒷받침 되어질 때 토류구조물과 그 구조물이 지지하는 뒤채움 재료 사이의 상호작용을 분석하는데 매우 유용한 이론적 방법으로 입증되어 왔다.

Clough-Duncan은 뒤채움이 포설(placement)되는 동안에 관련 벽체의 움직임 및 발생토압을 모의(simulation) 하기 위해, 유한요소 해석법이 사용될 수 있음을 보여주었다. Clough-Duncan은 그림 19에 명시된 경우처럼, 벽체가 뒤채움 쪽으로 기울어지는 경우에도 정지토압보다도 오히려 크기가 작은 토압이 발생될 수 있음을 밝혔다. 그림 19에 명시된 바와 같이, 벽체의 뒤꿈치(heel) 아래쪽의 침하가 앞쪽 선단(toe) 쪽의 침하보다 더 큰 현상 즉 부등침하로 인해 벽체가 뒤쪽으로 기울어지는 현상이 초래된다. 또한 이와같은 현상으로 인해 기초표면에 수직인 법선(그림 19에서 점선으로 표시된 선)은 벽체보다도 훨씬 뒤쪽으로 더욱 크게 기울어져 위치하게 된다. 결국 상대적인 의미에서 볼 때, 벽체는 이 법선보다 앞쪽으로(뒤채움으로부터 멀어져) 기울어지게 된다고 볼 수 있으며, 또한 뒤채움이 포설되는 동안에도 역시 벽체는 앞쪽으로 움직이게 된다. 따라서 벽체가 뒤채움 쪽으로 경사지게 되더라도 벽체에 작용하는 토압의 크기는 정지토압보다 작을 수 있으며, 점토지반에 설치된 벽체의 이와같은 움직임에 대해 Tschobotarioff도 기술한 바 있다.

Duncan-Clough는 유한요소해석법을 Port Allen Lock Wall의 경우에 적용하여 지반-구조물 사이의 복잡한 상호작용을 분석하였다. Port Allen Lock Wall의 거동에서 특이하게

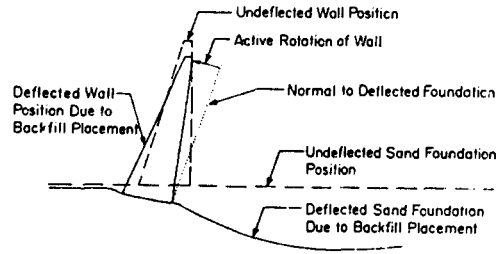


그림 19.

관측된 점은, 갑실(lock chamber)이 물로 채워지는 순간에 직관적인 예상으로는 갑문벽체(lock wall)가 바깥쪽으로 이동할 것으로 판단되었으나, 오히려 안쪽으로 이동한 것을 알 수 있었다. 또한 갑문벽체가 뒤채움으로부터 멀어짐과 동시에, 벽체에 작용하는 토압도 증가되었다. 유한요소해석결과도 이와같은 관측결과와 동일한 거동을 나타냈으며, 겉으로 보기에 정상적이 아닌 이와같은 거동을 이해하는데 중요한 정보를 제공하였다. 그림 20에 명시된 바와 같이, 갑실에 물을 채우는 순간 갑문벽체가 안쪽으로 이동하는 것은 갑문 구조물 주위에 존재하는 흩더미의 유동(flow)에 의해 초래된 현상이다. 갑실 내부의 물의 무게가 증가하여 갑문은 아래쪽 방향으로 움직였으며, 또한 갑문에 물이 차면서 뒤채움 내부의 수위 상승으로 인해 뒤채움은 위쪽으로 움직이게 되었다. 이와같은 움직임의 형태는 실제적으로 관측된 거동과 거의 유사하게 즉, 벽체에 작용하는 토압의 증가현상 또한 동시에 발생하는 갑문의 중심 방향을 향한 벽체의 움직임과 일치하고 있음이 분명하다.

위에서 기술된 내용 등을 종합할 때, 실제 현장에서의 계측결과 겉보기에는 정상적이 아닌 거동들을 유한요소해석법을 적용하여 이해를 뒷받침하는 설명이 가능하다는 사실을 알 수 있다. 만약 이러한 비정상적인 거동이 실제로는 계측되나, 유한요소해석법 등 이론적 접근을 통해서만 입증되지 않는다면 아마 몇가지 형태의 부정확성(inaccuracy)에 그 원인이

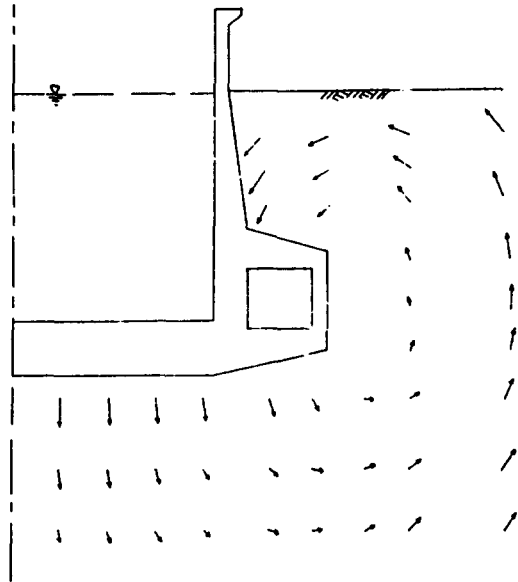


그림 20.

있을 것이다. 또한 유한요소법 등 이론적인 해석결과가 실제의 계측결과와 전혀 부합되지 않는다면 그 해석결과는 쓸모없는 것이 되어 받아들여지지 않을 것이다. 그러나 그런 특이한 거동이 이론적인 접근방식에 의해서도 입증되는 경우, 이와같은 조건하에서의 이상한 거동은 정상으로 간주 될 수 있다. 따라서 이와같은 측면에서 볼 때, 유한요소해석법은 실제 현상을 이해시키고 계측된 거동에 대한 근거를 뒷받침하기 위한 중요한 도구로 사용될 수 있다.

이외에도 Roth 등은, Los Angeles 지역에 위치한 34m 깊이의 지하벽체에 뒤채움 되는 실트질 점토의 포설 및 다짐 과정을 모의(simulation)하기 위해 유한요소해석법을 이용하였다. 유한요소해석에서는 비선형형태의 응력-변형을 관계 및 응력크기와 함수관계인 포아슨의 비를 실내실험 등을 토대로 결정하여 이를 적용하였으며, 시공과정 중의 토압변화 또는 장차 발생될지도 모르는 지진시에 토압측정을 목적으로 벽체에 토압계를 설치하였다. 측정된 토압은 유한요소해석에 의한 결과치에 비해 평

균적으로 15% 정도 작은 경향을 나타내고 있다.

7. 결 론

본 고에서는, Duncan 등이 제시한 유용한 분석결과를 중심으로 강성벽체의 토압에 관한 여러 연구자의 연구내용을 고찰하여 보았으며, 장차 목표로 하는 옹벽, 교대의 체계적 설계기준 및 토압산정방식의 정립에 미흡하나마 참고가 되었으면 한다.

참고문헌

1. A.F. Barghouthi(1990), "Active Earth Pressure on Walls with Base Projection," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
2. S. Bang et al.(1992), unpublished paper.
3. C.J.F.P. Jones(1979), "Current Practice in Designing Earth Retaining Structures," Ground Engineering.
4. J.M. Duncan et al.(1990), "Behavior and Design of Gravity Earth Retaining Structures," ASCE, Geotechnical Special Publication No. 25.
5. J.M. Duncan et al.(1991), "Estimation Earth Pressures due to Compaction," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
6. J.S. Horvath(1991), "Effect of Footing Shape on Behavior of Cantilever Retaining Wall," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
7. M. Matsuo et. al.(1978), "Experimental Study on Earth Pressure on Retaining Wall by Field Tests," Soils and Foundations.
8. M.T. Elman(1987), "Retaining Walls with Sloped Base," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.
9. M.T. Elman(1988), "Retaining Walls with Sloped Heel," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, and Discussion by K.S. Li et al.
10. P.J. Moore et al.(1972), "Lateral Pressures from Soft Clay," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering.

11. W.C. Teng(1962), *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
12. Y.S. Fang et al.(1986), "Static Earth Pressures with Various Wall Movements," *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*.
13. 김상규(1992), "옹벽과 교대에 작용하는 토압의 적용에 관하여," *대한토목학회지 학술기사*, 제 40권, 제 1호, pp. 46-54.
14. 김운영, 김명모(1990). "도로교 표준시방서의 교대의 토압문제에 관하여," *대한토질공학회지*.
15. 김명모, 김홍택(1991), *흙막이 구조물 강좌(Ⅱ)*, 한국지반공학회지.
16. 채영수(1992), *흙막이 구조물 강좌(Ⅳ)*, 한국지반공학회지.