

## 벽체와 분리된 띠보강재를 사용한 역T형 옹벽의 모형 실험 Model Tests on Cantilever Retaining Walls with Unattached Strips

한경제, KYEONG-JE HAN<sup>1</sup>, 최진오, JIN-OH CHOI<sup>2</sup>, 김운영, OON-YOUNG KIM<sup>3</sup>, 김명모, MYOUNG-MO KIM<sup>4</sup>

- \* 정희원, 서울대학교 토목공학과 박사과정, Graduate student, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.
- \*\* 정희원, 서울대학교 토목공학과 박사과정, Graduate student, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.
- \*\*\* 정희원, 육군사관학교 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Eng., Korea Military Academy.
- \*\*\*\* 정희원, 서울대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.

SYNOPSIS : The commonly used method to secure the stability of reinforced retaining structure is the reinforcement of backfill with strips attached to the flexible type wall. During the construction process, it is technically difficult to connect strips to the wall. And the connection can be damaged during the process to compact the backfill. If strips are unattached to the wall, construction can be easily carried out. But the unattached strip can not be applied to flexible wall with isolated plates. Thus it should be designed with rigid retaining wall. In this case, the strip reinforcements can reduce earth forces against wall. Therefore, due to the reinforcement effect, the cross sections of rigid wall can be reduced.

In this study, the effect of unattached strip reinforcements on reducing the earth pressures against rigid retaining wall, will be quantitatively estimated by model tests.

### 1. 서론

본 연구에서는 기존의 보강토공법과는 달리 보강재를 벽체와 분리한 형태의 보강토 옹벽문제를 다루고자 한다. 띠보강재를 옹벽에 접합시켜서 시공하게 되면 시공이 어려우며 숙련된 기술을 필요로 한다. 즉, 벽체와 띠보강재가 연결되어있기 때문에 벽체와 보강재 연결부분의 접합이 기술적으로 어려울 뿐 아니라 보강토 옹벽의 뒤채움 흙을 다짐할 때 다짐으로 인하여 벽체와 띠보강재 사이의 연결부위가 손상될 위험이 있다. 그러므로 뒤채움 흙을 다짐할 때에는 숙련된 기술과 함께 상당한 주의를 기울여야 한다. 그러나 띠보강재가 옹벽과 분리된 경우에는 이러한 어려움 없이 간편하게 시공할 수 있다. 다만 옹벽과 보강재가 연결되지 않은 경우에는 종래의 보강토공법에서와 같이 각각이 독립된 전면판으로 이루어진 연성옹벽을 사용할 수 없다. 따라서 강성옹벽으로 설계를 해야 하는데, 이 때 띠보강재의 효과로 인하여 보강토 강성옹벽의 단면은 재래식 강성옹벽보다 작아질 수 있을 것이다.

본 연구에서는 이러한 공법의 실제 적용을 위해 띠보강재로 인하여 감소하는 토압의 크기와 효율적 보강재의 배열 형태, 그리고 띠보강재 삽입에 의한 파괴면의 위치변화등을 알아보기 위한 모형실험을 수행하고자 한다.

## 2. 모형 실험

### 2.1 모형토조의 구성 및 주변 측정 장치

벽체 비정착식 보강토 옹벽의 모형실험에서 알아보고자 하는 주된 관심사항은 보강재에 의한 토압의 감소정도와 보강효과가 파괴면에 미치는 영향, 그리고 보강재의 유효길이 등이다. 본 연구에서는 이와 같은 토압 감소 효과를 정량화 하기 위하여 모형벽체를 I형 및 역T형으로 제작하고 뒷채움 흙 속에는 보강재를 벽체와 연결시키지 않은 채 여러가지 형태로 배열하여 실험하였다. 실험을 위한 전체적인 실험 장치의 개략도는 그림 1과 같다.

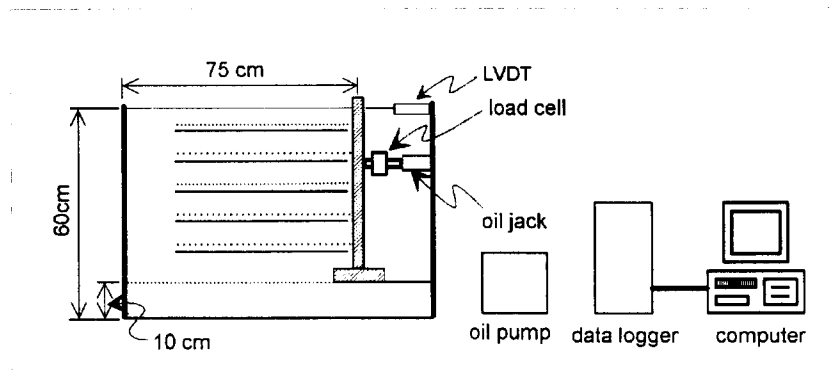


fig. 1 Schematic Diagram of Model Cantilever Wall System

#### 모형 토조 및 뒷채움 흙

실험에 사용된 토조는 두께 20mm의 알루미늄 강판을 사용하여 길이 105cm 높이 60cm 너비 75cm의 크기로 제작하였으며 파괴면 관찰을 하기 위해 측면에 20mm두께의 강화 유리판(10mm두장을 겹침)을 설치하였다. 또한 기초 지반의 형성 및 벽체의 뒷채움을 하기 위해서 토조 상단에 시료를 레이닝방식으로 형성할 수 있도록 높이와 유출구의 틈을 조정할 수 있는 시료 형성 상자를 설치하였으며, 뒷채움 흙으로는 토조 측벽의 마찰 감소와 입도의 균등성을 고려하여 주문진 표준사를 사용하였다. 실험에 사용된 주문진 표준사의 물리적 성질은 다음과 같다.

Table 1 Physical Properties of Ju Mun Jin Standard Sand

Item	physical property
Specific Gravity	2.61
Maximum Dry Density (g/cm <sup>3</sup> )	1.678
Minimum Dry Density (g/cm <sup>3</sup> )	1.391
Internal Friction	D <sub>r</sub> =43%
Angles considering of Relative Density (Degree)	D <sub>r</sub> =70%
	D <sub>r</sub> =87%

### 모형 벽체

실험에 사용된 모형벽체는 그림 2와 같이 I형 벽체, 역T형 벽체로 구성하였다. 이들 벽체는 재질이 가벼우면서도 강성을 지닐 수 있게끔 두께 12mm의 합성목재판(poly wood) 두장을 겹쳐서 만들었으며, 역T형 벽체 경우의 저판은 세장을 겹쳐서 제작하였다. 이때 역T형 벽체의 저판의 경우는 뒷굽길이 증가에 따른 거동을 실험하기 위하여 뒷굽의 길이를 옹벽 높이 H에 대한 비율로 정규화 시킨 값인 0.10H, 0.12H, 0.20H로 조정하여 실험할 수 있도록 구성하였다. 또한 토조 측벽과 벽체의 마찰을 감소시키고 뒷채움 흙의 유실을 방지하기 위해 너비 3cm의 OHP용 필름을 벽체의 양측면에 부착하였다.



fig. 2 Model Walls; (a) I-wall, (b) cantilever wall ( heel ; 0.10H, 0.12H, 0.20H)

### 보강재의 재질 및 규격

뒷채움 흙 속에 설치한 보강재의 재질은 두께 0.2mm, 너비 1.5cm의 알루미늄 스트립으로서, 그 길이를 모형벽체의 높이 H=50cm에 대해 1H, 0.8H, 0.6H, 0.5H로 변화시켜가며 각각의 경우에 대해 실험하였다.

### 벽체의 변위 및 벽체에 작용하는 힘의 측정장치

벽체의 변위를 측정하기 위해 벽체 상단과 상단에서 15cm아래 지점에 LVDT(용량 100mm)를 각각 설치하였다. 한편, 뒤채움 자중에 의해 벽체에 걸리는 힘을 측정하기 위해 벽체 전면의 상단으로부터 15cm 아래 지점에 로드셀(용량 300kg)을 설치하였다.(그림 1 참조)

## 2.2 실험 계획 및 방법

현장상태와 유사한 조건을 만들기 위하여 벽체의 파괴방식을 전도 혹은 수평이동으로 한정시키지 않았다. 따라서 일정한 깊이로 기초지반을 형성하여 그 위에 역T형 벽체를 설치하고서 뒷채움을 한 후 옹벽의 자중에 의한 파괴를 유도함으로써 파괴시 양상을 관찰하는 방식을 택하였다.

### 실험계획

실험은 주로 역T형 벽체의 거동 분석 및 보강재로 인한 보강효과를 파악하는데 주안점을 두었으며, 벽체의 형상에 대한 전도모멘트의 감소 효과를 비교하기 위해 I-형 벽체에 대한 간단한 실험도 수행하였다. 실험시 주된 관점

은 여러 가지 방식으로 구성된 강성보강벽체 또는 무보강 벽체에 작용하는 힘과 벽체 상단변위의 측정, 파괴면 측정, 파괴 거동의 파악으로서, 이러한 측정치들을 분석하여 벽체의 형상에 따른 거동 양상 및 보강 효과를 알아보고자 하였으며, 아울러 기초지반의 조성밀도에 따른 벽체의 거동에도 관심을 두고 다음과 같은 실험을 수행하였다.

(i) 역T형 벽체의 기하학적 형상에 의한 영향 : 벽체의 뒷굽길이를 0.10H, 0.12H, 0.15H, 그리고 0.20H 등으로 구분하여 실험하였다.

(ii) 보강재의 밀도 증가(간격감소)와 보강효과 : 벽체의 조건에 따라 무보강에서부터 보강재의 밀도를 증가시켜 주동파괴를 보이지 않는 밀도에 달할 때까지 실험하였다. 파괴조건에 대한 벽체와 보강재의 조합에 따라 보강재 간격을 다음과 같이 구분하였다.

Table 2 Reinforcement spacing to reinforcement number

reinforcement number (layer×column)	2×3	3×4	4×5	5×6	6×7	7×9
spacing(cm)	25.0	17.3	13.5	11.0	9.0	6.8

(iii) 효율적 보강재의 길이 : 보강재 길이 0.5H, 0.6H, 0.8H, 1H에 대한 각각의 보강효과를 실험하였다.

(iv) 기초지반의 상대밀도와 역T형 벽체의 안정성 : 기초지반의 상대밀도를 57%, 70%, 85%로 달리 형성하여 실험하였다. (뒤채움의 상대밀도는 70%로 동일)

#### 벽체의 작용력 및 상단 변위 측정

처음 벽체를 설치하기 전 토조의 바닥에서 10cm 두께의 모형 기초지반을 조성하고 난 후, 벽체를 설치하고 벽체의 상단을 클램프로 고정시킴으로서 뒷채움 형성시 벽체의 유동을 방지하였다. 이때 여러 형식의 실험에서 조성된 모형지반의 밀도는 대부분 뒷채움 조성시의 밀도와 같은 상대밀도 70%로 형성하였으나 벽체가 놓이는 기초지반의 지지력 변화에 의한 벽체의 거동분석 비교를 위한 실험에서는 상대밀도 57%와 85%로 형성하였다. 곧이어 레이닝 방식으로 뒷채움을 형성한 후(주문진 표준사; 상대밀도 70%) 벽체가 정지된 상태에서 로드셀을 부착한 유압잭을 작용점(벽체 상단에서 15cm 아래)에 위치시키며 상단 변위 측정을 위한 LVDT를 벽체 상단 및 로드셀 설치지점에 위치시키고 각 계측기의 영점을 조정한 후 클램프를 제거하여 초기상태에서 벽체에 걸리는 힘과 변위를 측정하고 유압잭을 벽체의 이동 방향으로 0.5mm/min의 일정한 속도로 천천히 이동시키면서 유압잭에 걸리는 하중을 로드셀을 이용하여 측정하였다.

#### 파괴면 관찰 및 측정

뒷채움 형성시 일정한 층간격 마다 색소 모래 띠를 설치하여 뒷채움을 완성한 후, 파괴시 토조의 측면에 설치된 유리를 통해 채색된 모래 층의 파단 으로부터 파괴면을 측정하였다. 색소 모래로 사용한 흙은 #40번 체를 거의 다 통과하는 뒷채움 흙(주문진 표준사)과 구별하기 위하여 #10번 체를 통과하고 #40번 체에 거의 다 남는 균등한 굵은 모래질 흙에 파란색의 스프레이를 분사하여 제작하였다. 이렇게 함으로서 실험이 끝난 후 색소모래가 설치된 부근의 흙을 제거하여 #40체로 거르면 주문진 표준사는 빠져나가고 색소모래만 남게 되어 색소모래가 뒷채움 흙에 섞이지 않고 거의 전량 회수가 가능해 지므로 후속 실험시 반복하여 재 사용할 수 있게 된다.

## 2.3 벽체에 작용하는 토압의 평가

### 2.3.1 벽체에 작용하는 토압 모멘트의 환산

벽체에 작용하는 토압과 그 합력의 작용점에 대해서는 Terzaghi가 실험을 통해 주동토압합력의 작용점이 벽체의 바닥에서  $0.40\sim 0.45H$ ( $H$ :벽체의 높이)되는 지점이라고 제안한 이후, 아직도 많은 논의가 되고 있다. Coduto(1994)는 그의 저서인 'Foundation Design' 에서 현장계측 결과에 의하면 벽체에 작용하는 토압합력의 위치는 Rankine 토압 이론에 근거한  $1/3H$  지점 보다 훨씬 높기 때문에 Duncan 등의 제안을 따라 바닥에서 벽체 높이의 40% 되는 지점에 정할 것을 제안하며, 이 같은 차이는 흙의 아칭현상과 벽체 상단과 하단 사이에 있는 흙의 변형률이 다른 점으로 인한 것이라고 설명하였다.<sup>(10)</sup> 또한 미국의 도로교 시방서(LRFD)에서는 한계상태 설계개념을 도입하여 토압의 작용점을 벽체의 바닥에서부터  $0.4H$ 에 이르는 지점으로 할 것을 규정하고 있다. 토압합력의 작용점에 관한 제안들을 종합하면 표 3과 같다.

Table 3 Recommended location of resultant earth pressure acting on back of wall

content	Location of resultant earth pressure acting on back of wall	comment
theoretical design method	0.33H	
Terzaghi	0.40~0.45H	active earth pressure
Sherif	0.42H	earth pressure at rest
Duncan et al.(1990)	0.40H	
LRFD(USA)	0.40H	

\* H = height of wall

토압합력의 작용점을 Rankine 이론과 다르게 보기 위해서는 토압의 분포도 기존의 삼각형 분포에서 벗어나 새롭게 이해되어야 할 것이다. Terzaghi를 비롯한 여러 연구자들이 실험 결과에 근거하여 주동토압의 분포형태가 거의 포물선 형태임을 밝힌바 있으나<sup>(2)</sup>, 실험의 결과가 반드시 현장상황을 반영하지는 않기 때문에 이를 정확한 토압의 분포로 보기는 어렵다. 따라서 토압을 기존의 연구자들이 실험 결과에 의해서 제안한 포물선 분포로 보고 그 작용점을  $0.4H$ 로 가정하여 벽체의 거동을 평가한다는 것도 이론에 의한 해석적 증거의 부족으로 인한 논란을 초래할 여지가 있다. 특히 옹벽의 모형실험에 있어서는 측정치의 오차로 인한 신뢰성 부족으로 정확한 결과를 찾기에 어려움이 있기 때문에 벽체에 작용하는 토압합력의 크기 및 작용점을 정확히 결정한다는 것은 매우 어려운 일이다. 이와 같은 관점에서 Hausmann & Lee(1978)등은 토압을 평가하기 위해서는 벽체에 작용하는 힘 자체보다는 전도에 대한 벽체의 안정성과 직접 관련이 있는 벽체 하단 힌지에 대한 모멘트에 관한 향으로 표현하는 것이 좋다고 추천하였다.<sup>(14)</sup> 실제로 실험시 벽체의 상단변위는 LVDT로 직접측정이 가능하나, 벽체에 작용하는 토압은 분포와 작용점을 어떻게 보느냐에 따라<sup>1)</sup> 벽체의 작용력에 대한 로드셀의 측정치와는 다르기 때문에 직접적인 비교가 어려운 점이 있다.

註1) 실제의 측정치와 이론에 의한 가정 값은 다르다. 측정치로부터 주동토압합력의 작용위치를 결정할 수 있었던 경우의 결과를 종합하면, 일반적으로 주동토압합력의 작용위치는 벽체 최하단으로부터  $H/3$ ( $H$ =벽체의 높이)되는 지점보다는 높은 것으로 나타났다. Terzaghi는 주동토압의 합력의 작용위치가  $0.40\sim 0.45H$  정도 되는 지점이라고 실험을 통해 밝혔으며, Clausen-Johansen은 지하벽체에 작용하는 주동토압합력의 작용위치의 범위가 Terzaghi의 경우와 거의 유사함을 보고하였다. 또한 Sherif등은 정지토압합력의 경우  $0.42H$  정도가 작용위치라고 모형벽체실험을 통해 밝혔다.(김홍택&백영식'옹벽의 설계 및 발생토압에 관한 고찰',한국지반공학회지 제8권 4호, 1992)

따라서 본 실험에서는 벽체에 걸리는 힘을 측정한 후 그림 3 과 같이 토압에 의한 모멘트와 벽체를 안정시키려는 모멘트의 평형으로부터 벽체의 단위폭당 작용하는 토압에 의한 전도 모멘트( $M_a$ )로 환산함으로써 평가하였다.

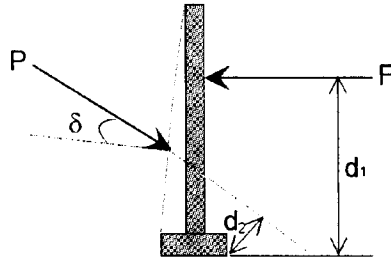


fig. 3 Earth Pressure Moment Calculation by Moment Equilibrium Method

$$\text{즉, } M_a = P \times d_2 = F \times d_1$$

여기서,  $M_a$  : 주동상태의 전도모멘트 ( $\text{kg} \cdot \text{cm}/\text{cm}$ ),  $P$  : 토압의 합력,  $F$  : 유압재이 받게 되는 반력( $\text{kg}$ )

$d_1, d_2$  : 유압재의 반력 및 토압합력에 대한 모멘트 팔 길이( $\text{cm}$ )

### 2.3.2 주동상태의 변위 결정방법

여러 연구자들이 모형실험이나 현장실험을 통해, 주동상태(active condition)에 도달하는데 필요한 벽체의 변위량을 측정하였다.<sup>(2)</sup> 이를 종합하면 표 4 와 같다.

Table 4 Normalized displacement of wall(top) to reach active earth pressure

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

(1)  $\Delta$  = 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

표 4를 참조해 보면 토압합력이 최소인 주동상태(active condition)에 도달하기 위한 벽체의 최상단 변위량  $\Delta$ 는 벽체가 회전이동을 하는 경우나 수평이동을 하는 경우나 거의 동일한 현상을 나타내고 있음을 알 수 있다. Terzaghi, Broms, Carder 등이 제안한 사질토에서 주동토압에 도달하는 벽체의 상단변위량( $\Delta/H$ )은 0.0010~0.0050이다. 벽체의 상단변위에 대한 이와 같은 기준은 벽체의 형상과 거동양상에 따라서 차이가 있다. 따라서 여기서 제시된 벽체의 상단변위에 대한 어떤 특정 기준값을 적용하여 주동상태를 결정하기 보다는 모형실험 결과로부터 토압에 의한 벽체의 거동양상을 분석하여 주동상태를 판단한 후 제시된 값과 비교하여 보는 것이 더 적절할 것으로 생각된다.

모형실험에서 벽체는 뒷채움 형성이 끝난 후, 초기토압을 받아 변위를 일으키게 되는데, 이때 변위 발생에 따른 수평응력 이완현상에 의하여 초기상태의 토압은 점차로 감소하여 잔류상태에 도달한다. 만일 벽체가 이와 같은 잔류토압에 대해 충분히 저항할 힘이 있다면, 벽체는 더이상의 변위증가를 보이지 않고 안정을 이루게 된다. 그렇지 않은 경우, 즉 잔류토압이 벽체의 저항력 보다 큰 경우에는 벽체의 변위는 계속진행되어 벽체가 계속적인 파괴상태에 도달하게 된다. 이는 벽체에 작용하는 토압이 벽체 상단의 변위에 따라 처음의 정지상태에서 점점 감소하여 주동상태에 이르게 되며 벽체가 이러한 주동토압에 대해 저항할 힘을 잃을 경우 파괴상태의 거동을 나타냄을 의미한다. 이와 같이 벽체의 거동을 중심으로 생각해 볼 때 벽체의 거동이 주동상태에 도달하는 기준을 정하기 위해서는 표 4에서 제시한 바와 같은 일률적인 상단변위기준을 적용하기보다는 우선 잔류토압에 대한 벽체의 안정 여부를 확인한 후에 파괴상태에 대한 벽체의 상단변위 기준을 결정하는 것이 타당성 있다고 생각된다.

따라서 본 실험에서 벽체의 전도모멘트가 파괴상태에 도달하지 않고 안정된 경우에는 주동상태에 도달하지 않은 것으로 판단하여 벽체의 최종상단변위를 표 4의 제안 값들과 비교하였다. 한편 벽체의 전도모멘트가 파괴상태에 도달한 경우에는 그림 4와 같은 도해적인 방법으로 주동상태에 도달하는 벽체의 상단변위를 결정하여 표 4의 제안 값들과 비교하였다.

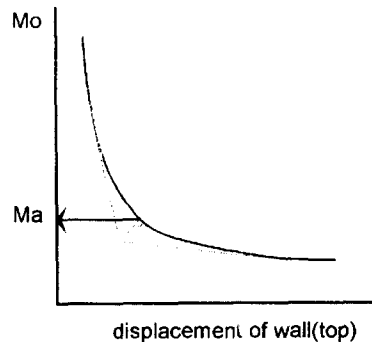


fig. 4 Overturning Moment of Cantilever Wall at Active State

실험결과에 의하면 벽체에 작용하는 전도모멘트는 그림 4에서와 같이 벽체상단의 초기 미소변위에 대해서 급격히 감소함을 보이다가 어느 경계점에 도달하게 되면 변위가 상당히 진행될 때까지도 완만하게 진행된다. 이 경계점이란 그림 4에서 알 수 있듯이 벽체의 상단변위-전도모멘트 곡선의 최대 곡률점으로 판단된다. 따라서 전도모멘트-벽체상단변위의 실험결과 곡선 상에서 그림 4와 같이 두개의 접선이 만나는 지점에서 곡선에 수직으로 선을 그어 만나는 최대 변곡점에서의 전도모멘트가 주동상태의 전도모멘트라 판단하였다.

## 2.4 실험결과 및 분석

### 2.4.1 주동상태의 전도모멘트

벽체의 파괴 거동은 초기에는 주로 전도파괴의 양상을 보이다가 주동상태의 변위에 도달한 이후에는 수평이동을 동반한 전도파괴의 양상을 나타낸다. 2.3절에서 제시한 그림 4의 방법으로 결정한 주동상태에서의 각각의 벽체형식에 대한 상단 변위는 0.0017H~0.0019H(H=벽체의 높이)로서 Terzaghi, Carder 등의 사질토에 대한 제안치(0.0010H~0.0050H) 범위를 만족한다. 전체적인 실험결과를 표 5에 수록하였다.

Table 5 Test results of model walls

Test no.	Wall type (heel projection) (B/H)	Reinforcement		Wall rotation (%H)		$\Delta/H$ to reach active or stable* state	Overturning Moment (kg·cm/cm)		failure mode
		spacing (cm)	length (L/H)	initial state	active or stable* state		initial state	active state	
1	I-wall	-	-	0.116	0.290	0.0017	5.91	3.86	rotation
2	I-wall	13.5	1	0.116	0.290	0.0017	5.60	2.40	rotation
3	cantilever(0.10)	-	-	0.093	0.280	0.0019	5.23	1.93	trans.+rotation
4	cantilever(0.10)	17.3	1	0.069	0.260	0.0019	4.43	1.70	trans.+rotation
5	cantilever(0.10)	11.0	1	0.046	0.230	0.0018	3.84	1.40	trans.+rotation
6	cantilever(0.10)	9.0	1	0.040	(0.420)	(0.0038)	2.39	0.00	no failure
7	cantilever(0.12)	-	-	0.045	0.230	0.0019	3.98	1.59	trans.+rotation
8	cantilever(0.12)	25.0	1	0.046	0.230	0.0018	3.75	1.20	trans.+rotation
9	cantilever(0.12)	17.3	1	0.093	(0.390)	(0.0030)	2.04	0.00	no failure
10	cantilever(0.12)	13.5	1	0.093	(0.210)	(0.0012)	0.91	0.00	no failure
11	cantilever(0.12)	17.3	0.5	0.046	0.230	0.0018	4.09	1.40	trans.+rotation
12	cantilever(0.12)	17.3	0.6	0.043	(0.380)	(0.0034)	3.94	0.00	no failure
13	cantilever(0.12)	17.3	0.8	0.043	(0.300)	(0.0026)	3.54	0.00	no failure
14	cantilever(0.15)	-	-	0.076	(0.460)	(0.0038)	3.35	0.00	no failure
15	cantilever(0.20)	-	-	0.066	(0.240)	(0.0017)	1.59	0.00	no failure

stable\* ; a state of overturning moment at zero

$\Delta/H$  ;  $\Delta$  = displacement at top of wall, H = wall height

B/H = normalized length of base heel projection of wall by wall height

L/H = normalized length of reinforcement by wall height

모형벽체에 작용하는 초기 전도모멘트는 I형 벽체의 경우 보강뒷채움한 경우나 무보강 상태나 별 차이가 없는 비슷한 값을 나타낸다. 반면 역T형의 경우는 벽체의 뒷굽길이가 증가함에 따라 그리고 뒷채움 흙 속의 보강재 수가 증가함에 따라 상호 조합적인 영향으로 초기 전도모멘트가 감소함을 보인다. 벽체에 작용하는 정지토압을 이론적인 관점에서 생각해 본다면 벽체의 형상에 따라 벽체에 작용하는 정지토압에는 차이가 없을 것으로 예상된다. 그러나 벽체에 작용하는 초기 전도모멘트는 벽체와 보강재의 저항력을 극복해야 하기 때문에 벽체의 형상과 뒷채움 흙속의 보강재 배열간격에 따라 다르게 나타남을 생각해 볼 수 있다. 벽체가 전도모멘트에 대해서 주동파괴를 일으키지 않고 안정된 경우(Test 6,9,10,12,13,14,15)에 옹벽 상단변위의 최종 값은 0.0012H~0.0038H이다. 주동파괴의 기준을 벽체의 상단변위에만 근거한다면 이 경우도 주동파괴로 보아야 한다. 그러나 이러한 상단변위의 발생에도 불구하고 사실상 옹벽은 안정된 경우를 보이므로 이를 주동파괴상태로 규정짓기는 어렵다. 따라서 현재의 모델상황에 맞는 주동파괴상태를 명확히 구분하기 위해서는 벽체의 상단변위 뿐만 아니라 벽체에 작용하는 잔류 전도 모멘트도 고려해야 한다. 본 실험에서는 파괴상태에 대한 비교판단을 위해 주동파괴에 이르는 벽체의 상단변위에 대한 Terzaghi의 기준치중 상계값(0.0050H)을 각각의 경우에 대하여 적용하여 비교하였다.



전도모멘트에 대해 안정된 벽체의 경우(Test 6,9,10,12,13,14,15)에서 주동상태의 전도모멘트가 완전히 감소한 시점인 벽체의 상단변위 가운데 최대치는 0.0038H이다. 이는 주동상태의 기준인 0.0050H보다 작은 값에서 벽체에 작용하는 전도모멘트가 완전히 소산됨을 보인다. 따라서 이 경우는 주동파괴에 대해 안정한 것으로 판단할 수 있다. 또한 주동파괴를 나타내는 경우(Test 1,2,3,4,5,7,8,11)의 벽체의 단위길이당 잔류모멘트를 종합해 보면 최대치는 무보강상태의 I-wall(Test 1)에서 3.71kg·cm/cm 이며 최소치는 캔틸레버 뒷굽길이 0.12H(보강재 간격 25cm, Test 8)에서 0.45kg·cm/cm로 나타났다. 이는 벽체가 주동상태의 잔류모멘트에 의해 계속해서 전도되는 경우이다.

이를 종합하여 주동파괴에 대한 기준을 벽체의 상단변위에 따른 잔류전도모멘트의 상태를 기준으로 판단하여 보면, 벽체의 주동파괴는 벽체의 상단변위가 0.0038H이상 에 도달한 시점에서 잔류모멘트가 소거되지 않고 남아있는 경우이다. 그러나 정확히 0.0038H 또는 0.0050H에서 주동상태가 시작된다고는 볼 수 없다. 벽체의 상단 변위는 벽체가 주동토압을 받기전까지는 벽체의 거동이 미소하게 진행되다가 주동토압에 도달하여 갑작스런 파괴를 나타낸다. 실험결과들을 분석해보면 주동상태가 시작되는 경계점은 상단변위 0.0038H 보다 작은 값(0.0017H~0.0019H)이다. 따라서 현 모델상황에 있어서는 벽체의 주동상태의 경계가 되는 벽체의 상단변위는 0.0017H~0.0019H이며, 이 변위가 계속 진행하여 0.0050H에 도달할 때까지 전도모멘트가 완전히 소산되지 않는 경우를 주동토압에 의한 벽체의 파괴상태로 판단하였다. 실험결과의 세부적인 내용은 다음과 같다.

#### 무보강 뒷채움한 벽체에 작용하는 전도모멘트

무보강 벽체에 걸리는 순수 토압에 의한 모멘트를 산정하여 실험에서의 측정치와 비교해 보았다. I형 벽체에서는 벽마찰을 고려하여 Coulomb이론에 의해 50cm 높이의 벽체에 대한 단위폭당 전도모멘트를 산정 하였으며, 역T형 벽체에서는 Clayton이 제안한 방법<sup>(5)</sup>을 적용하여 계산하였다. 전도모멘트의 분석에 있어서 무보강상태에 대한 실험결과와 Coulomb 및 Clayton의 이론식에 의한 벽체의 단위폭당 전도모멘트 계산결과를 종합하여 비교하면 실험치가 계산치의 평균 65%정도에 해당하는 작은 값으로 나타났다. 보강재를 설치하지 않은 상태에서 I형 및 역 T형 벽체의 전도모멘트에 대한 실험결과와 계산결과를 비교해 보면 표 6 과 같다.

Table 6 Overturning Moment applied on the wall of no reinforcement

Wall Type	initial rotation of wall (%H) <sup>*2</sup>	max. curvature <sup>*3</sup> (%H)	rotation of active state (%H)	Overturning Moment (kg·cm/cm)			applied method
				initial	active	calculation	
I-wall	0.116	0.290	0.174	5.91	3.86	6.16	Coulomb
T-wall(0.10H) <sup>*1</sup>	0.093	0.280	0.187	5.23	1.93	3.18	Clayton
T-wall(0.12H)	0.045	0.230	0.185	3.98	1.59	2.23	Clayton
T-wall(0.15H)	0.076	-	-	3.35	0.00	1.04	Clayton
T-wall(0.20H)	0.066	-	-	1.59	0.00	stable	Clayton

\*1 (0.10H) : normalized heel length of wall for wall height

\*2 (%H) : normalized wall rotation for wall height

\*3 : maximum curvature yielded from method of fig. 4

초기상태<sup>2)</sup>와 주동상태에서 측정된 I형 벽체(무보강)의 단위폭당 전도모멘트는 각각 5.91kg·cm/cm와 3.86kg·

註2) 초기상태는 정지상태와 구분하기 위함이다. 실험시 벽체에 걸리는 힘을 측정하기 시작할 때 상단을 고정시켜 놓은 클램프를 제거함으로써 인해 벽체는 로드셀과 벽체의 간격(약 0.5mm)만큼 이동하면서 부터 측정이 시작된다. 따라서 벽체에 걸리는 초기 측정치는 엄밀히 따지자면 정지상태를 나타내는 것이 아니다.

cm/cm로 이는 쿨롱의 이론식으로 계산한 정지토압 및 주동토압에 의한 전도 모멘트(11.75, 6.16)에 비해 50.3%와 62.7%정도로 작게 나타났다. 여기서 쿨롱의 정지토압에 의한 벽체의 전도모멘트와 실험에서의 초기전도모멘트의 경우는 실험측정시의 오차 등으로 인해 정확한 비교는 어려운 점이 있다. 실험시 하중을 측정하는 로드셀의 0점 조정을 위해 벽체와 로드셀 사이에 약간(약 0.5mm)의 간격을 허용한 상태에서 측정을 시작하기 때문이다. 즉 초기상태의 전도모멘트는 벽체의 초기변위를 약간 허용한 상태에서 측정되므로 엄밀히 말해서 정지상태라고 판단할 수는 없다. 다만 주동상태의 전도모멘트가 계산값과 차이가 나는 것은 계산치가 안전측으로 가정된 것을 감안하고, 실험시 벽체에 걸리는 실제의 토압이 측벽 및 바닥면 마찰의 영향으로 감소된 효과를 생각해 본다면 어느 정도 수용할 수 있는 결과로 판단된다. 한편 무보강 상태에서 역T형의 경우는 Clayton의 캔틸레버옹벽에 작용하는 토압계산법<sup>(6)</sup>을 적용하여 모형벽체에 대한 이론적인 전도모멘트를 계산하였다. 실험 및 계산에서 전도파괴로 나타난 I형 벽체 및 뒷굽길이 0.10H, 0.12H의 역T형 벽체에서 실험치는 계산값에 비해 각각 60.7%, 71.3%정도로 나타났다.

**캔틸레버 벽체의 형상 변화에 따른 거동**

무보강 상태에서 역T형 벽체의 뒷굽길이 변화에 따른 전도모멘트의 감소효과를 알아보기 위하여 뒷굽길이를 0.10H, 0.12H, 0.15H, 그리고 0.20H 등으로 변화시켜가며 실험하였다. 또한 벽체에 걸리는 순수 전도모멘트의 크기를 알기 위해 I형 벽체에 대한 실험도 수행하여 역T형의 경우와 비교하였다. 실험결과를 그림 5에 도시하였다. 그림 5에서는 뒷굽길이 증가함에 따라 주동상태의 전도모멘트는 점점 감소하며 뒷굽길이 0.15H 이상인 경우는 전도모멘트가 완전히 감소했음을 보인다.

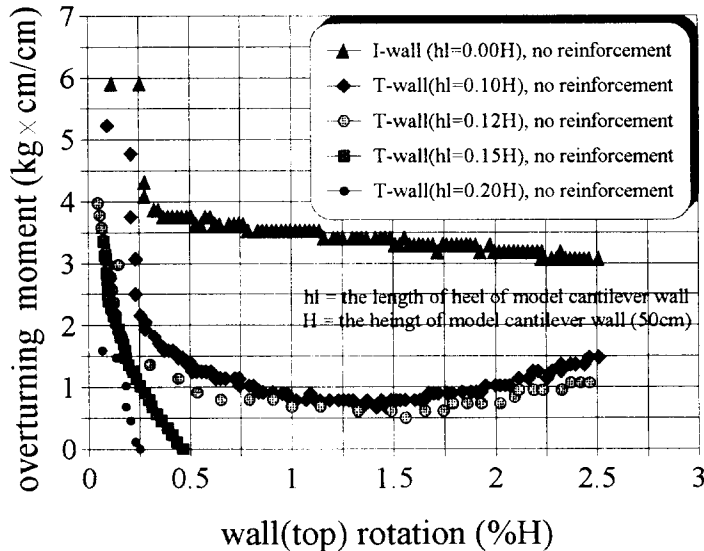


fig. 5 Test results with respect to base heel projection of cantilever walls

그림 5 에서 I형 벽체의 경우는 주동상태 이후 벽체의 상단변위가 급격히 증가하면서 주동전도모멘트의 완만한 감소를 계속해서 나타내는 반면, 역T형의 경우는 상단변위 0.015H에서 부터 전도모멘트가 다시 상승하고 있음을 나타낸다. 이는 상단변위 0.015H이상에서 벽체의 뒷굽에 실린 흙의 무게로 인해 전도모멘트가 증가하고 있음을 의미한다. 이와 같은 경향은 보강재를 설치한 경우에서도 같은 결과로 나타났다.(그림 6~그림 10참조) 한편 벽체의 뒷굽길이 0.15H와 0.20H에서는 벽체의 상단변위가 0.004H에 가까울 수록 전도모멘트가 점차로 감소하여 안정을 보이

며, 뒷굽길이 0.15H이하에서는 잔류모멘트가 계속 진행되며 벽체가 파괴에 이르는 양상을 보인다. 무보강상태에서 역T형 뒷굽의 길이 0.10H, 0.12H, 0.15H, 그리고 0.20H에 대한 벽체의 단위폭당 전도모멘트는 정지 상태일 때 각각 5.23, 3.98, 3.35, 1.59 kg·cm/cm로 뒷굽길이 0.10H을 기준으로 했을 경우 0.12H와 0.15H 및 0.20H에서 각각 24%, 36%, 70%의 감소효과를 보인다. 또한 주동파괴상태를 나타내는 뒷굽길이 0.12H는 0.10H에 비해 약20%의 전도모멘트 감소 효과를 보인다.

**뒷채움 보강에 의한 전도모멘트 감소효과**

I형 및 역T형 벽체에 대한 뒷채움 보강효과를 알기 위한 실험을 하였다. 역T형 벽체의 경우는 무보강 상태일 때 뒷굽길이 0.15H 이상에서 안정함을 보여 주로 뒷굽길이 0.10H과 0.12H인 경우에 대한 보강 효과를 실험하였다. 벽체가 안정을 보일 때까지 보강재 개수를 증가시켜가며 실험한 결과 뒷굽길이가 0.10H인 역T형 벽체의 경우는 보강재 수가 42개(보강간격=9cm)에 이르렀을 때 안정된 보강효과를 보이며, 뒷굽길이를 0.10H에 비해 20%증가시킨 0.12H인 경우는 단지 12개(보강간격=17.3cm)의 보강재만 설치하여도 안정함을 보인다. 따라서 실험결과로부터 보강재의 수와 벽체 뒷굽길이에 따른 보강효과를 고려해 본다면 0.12H의 뒷굽길이의 역T형 벽체에 보강 간격 17.3cm(0.24B;벽체 너비의 24%)가 적절한 보강 방식으로 생각된다.

I형 벽체의 보강 효과 : 보강재의 수평 수직 간격을 13.5cm로 하여 4개층에 각층당 5 개씩 배열하여 실험한 후 무보강 상태의 실험결과와 비교하였다. 그림 6 에서 초기 상태의 전도모멘트는 5.60 kg·cm/cm로 무보강의 경우(5.91)에 비해 별 차이를 나타내지 않았으나 주동 상태인 경우는 2.40 kg·cm/cm로서 무보강의 경우(3.86)에 비해 약 48%정도의 전도모멘트 감소효과를 보인다.

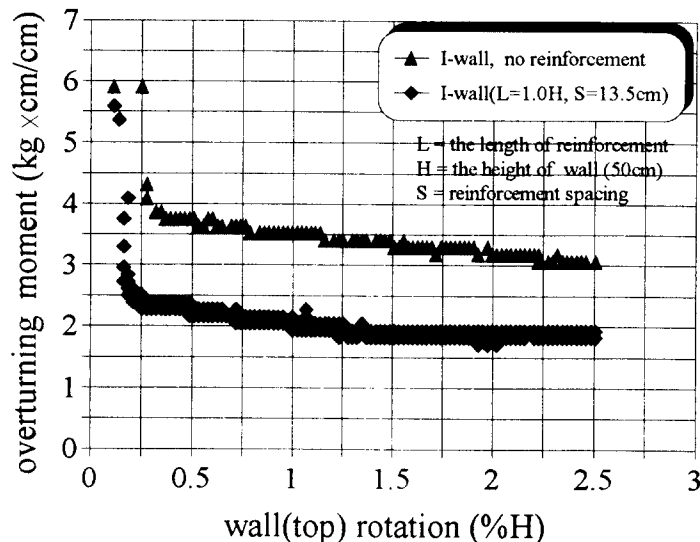


fig 6 Test results of I-wall with unattached reinforcement

파괴의 전체적인 진행양상은 전도파괴인데 이는 I형벽체의 하단을 힌지로 구속시켰기 때문이다.

역 T형 벽체에 대한 보강효과 : 실험결과와 전체적인 경향은 역T형 벽체의 뒷굽길이 0.10H인 경우와 0.12H인 경우에 대하여 각각 보강재 밀도 증가에 따른 전도 모멘트의 비교 등으로 구분하여 나타내었다.(그림 7, 8) 역T형 벽

체의 뒷굽길이가 0.10H와 0.12H인 각각의 경우에 대해서 벽체가 전도모멘트에 대해 안정될 때까지 보강재의 밀도를 증가시켜가며 실험한 결과 뒷굽길이 0.10H에서는 보강재 간격이 9cm 이하인 경우에 벽체가 안정함을 보였으며, 0.12H에서는 보강재 간격이 17.3cm 이하인 경우에 안정함을 보였다. 초기상태에서 벽체에 작용하는 전도모멘트는 뒷굽길이 0.10H인 역T형 벽체에 보강간격 9cm로 보강재를 배열한 경우가 무보강에 비해 54%의 감소효과를 보였다. 한편 뒷굽길이 0.12H인 역T형 벽체에 보강간격 17.3cm로 보강재를 배열한 경우는 무보강에 비해 49%의 감소효과를 나타내었다.

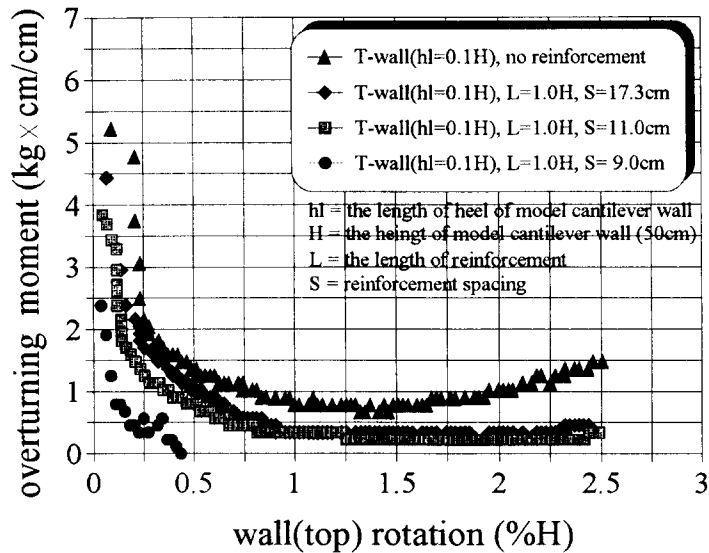


fig. 7 Test results of cantilever walls (heel=0.10H) with unattached reinforcement

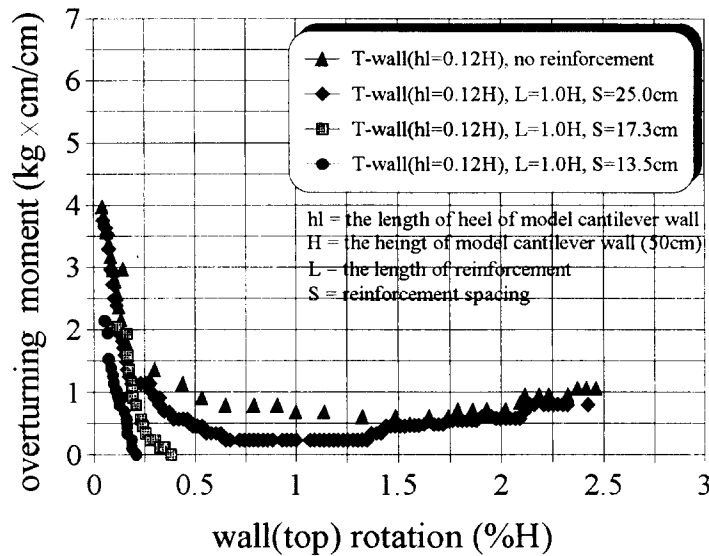


fig. 8 Test results of cantilever walls (heel=0.12H) with unattached reinforcement

보강 뒷채움을 한 벽체에 작용하는 주동상태의 전도모멘트를 무보강 상태의 경우와 비교하여 보면 벽체의 뒷굽길이와 보강재 배열 간격에 따라 보강효과가 나타남을 알 수 있다. 역T형 벽체의 뒷굽길이 0.10H(보강간격 9cm)인 경우는 벽체에 작용하는 주동 전도 모멘트가 1.93에서 0.45로 77% 감소되었고, 뒷굽길이 0.12H보강간격 17.3cm인 경우는 1.59에서 0.45로 72% 감소하며, 보강간격 13.5cm인 경우는 1.59에서 0으로 완전히 소산되었다.

#### 보강재 길이 변화에 따른 효율성

뒷굽길이 0.12H인 역T형 벽체에 보강간격 17.3cm로 보강재를 배열한 경우, 보강재 길이를 1H에서 0.8H, 0.6H, 0.5H로 감소시켜 가며 실험한 결과를 비교하면 그림 9와 같다. 그림 9에서 실험결과의 전체적인 경향은 보강재 길이가 0.6H 이상의 경우 거의 유사한 경향을 보이며 벽체에 작용하는 전도모멘트는 0으로 감소한다. 따라서 본 실험에 의한 보강재 길이는 0.6H(벽체 높이의 0.6배)일 때 가장 효율적인 길이로 판단된다. 이는 이와 유사한 다른 연구결과(Saran, 1992)에서도 일치된 결론을 얻었다.

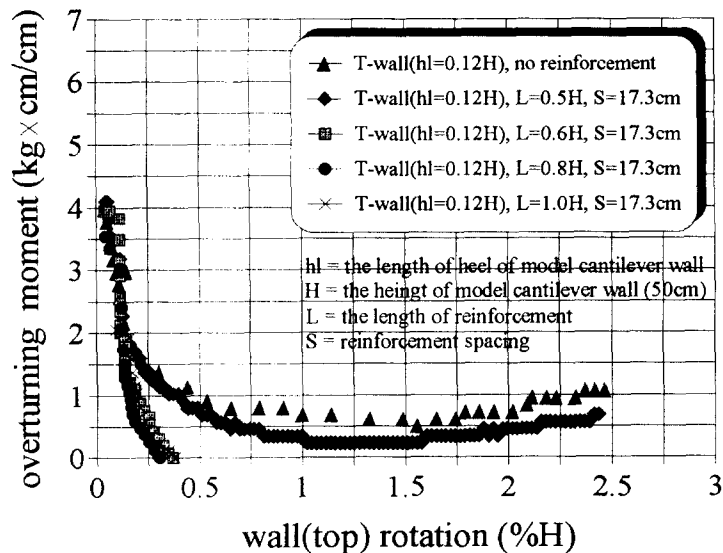


fig. 9 Test results of cantilever walls (heel=0.12H) with unattached strips for reinforcement length

#### 기초지반의 밀도 변화에 따른 벽체의 거동

역T형 벽체의 저판 바닥면이 놓이는 기초지반의 지지력에 따라 벽체의 거동도 변화가 있을 것으로 예상된다. 본 연구에서 대부분의 실험은 기초지반의 상대밀도를 뒷채움의 상대밀도와 같은 70%로 형성하였으나 지지력 상태에 따른 벽체의 거동을 알기 위하여 뒷굽길이 0.12H 보강간격 25cm인 경우에 대하여 기초지반의 상대밀도를 57%, 70%, 85%로 변화시켜가며 실험하였다. 실험결과에 의하면 같은 조건에서 기초지반의 상대밀도가 증가할 수록 예상대로 벽체는 안정됨을 나타내었다. 그림 10 에서 알수 있듯이 벽체가 놓이는 기초지반의 상대밀도가 57%, 70%인 경우 벽체의 거동이 서로 비슷한 양상으로 파괴에 도달함을 보인다.

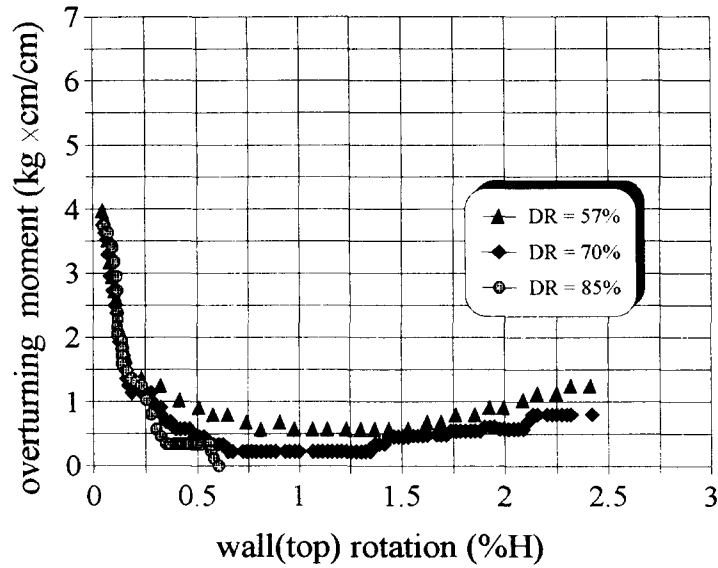


fig. 10 Test result of cantilever wall for the ground density variations

기초지반의 상대밀도가 더 낮은 57%의 경우는 70%의 경우에 비해 좀더 높은 잔류 전도모멘트 상태에서 벽체의 거동이 파괴에 도달한다. 한편 기초지반의 상대밀도가 85%로 비교적 조밀한 경우 벽체의 거동은 벽체의 상단변위가 0.0025H에 도달할 때 까지는 낮은 상대밀도에서의 거동과 같은 양상을 보이나, 벽체의 상단변위가 그 이상으로 진행됨에 따라 급격한 전도모멘트의 감소를 나타낸다. 따라서 실제 지반의 경우 기초지반의 지지력 문제가 옹벽의 안정성에 큰 영향을 미친다는 것을 실험결과로부터 확인할 수 있다.

#### 2.4.2 파괴면 분석

보강 뒷채움한 벽체가 뒷채움 자중에 의한 파괴거동을 나타내는 경우는 보강재가 과소하게 들어갔거나, 뒷굽길이가 상대적으로 짧을 때이다.

여기서는 각각의 파괴상태를 종합적으로 비교하여 보강재가 파괴면의 형성에 미치는 영향을 검토하였다. 또한 I형 및 역T형(캔틸레버) 옹벽의 파괴면에 대한 기존의 제안과 모형실험의 결과를 비교 분석하였다. I형 벽체의 경우는 Rankine의 파괴면과 비교하였다. 한편 역T형의 경우는 여러 연구자들이 제안한 결과를 참조하여 Peck(1974)이 제안한 Rankine 방법으로 비교하였다.

#### 캔틸레버 옹벽의 이론적인 파괴면

Teng(1966), Perloff and Baron(1976), Bowles(1977), Das(1984) 등은 캔틸레버 옹벽의 파괴면이 그림 11과 같이 벽체 뒷굽의 끝 부분과 벽체 상단으로 이어지는 내측파괴면과 뒷굽의 끝 부분에서 뒷채움 표면으로 이어지는 두개의 직선으로 구성된다고 제안하였다.<sup>(3),(5),(13)</sup>

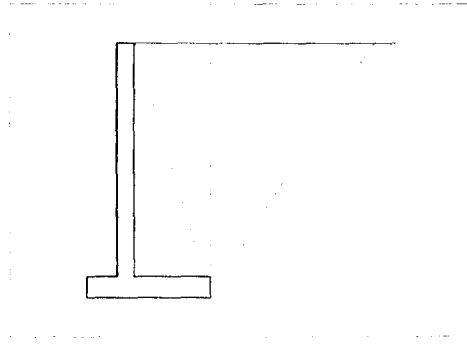


fig. 11 Trial Wedge as Suggested by Teng(1966)

그림 11에서 파괴면이 수평면과 이루는 각도는 벽체 뒷굽의 길이와 뒷채움 흙의 내부마찰각 그리고 옹벽 배면의 경사 등에 따라 결정된다. Teng이 제안한 파괴면은 내측 파괴면이 캔틸레버 뒷굽 끝단에서 옹벽의 상단으로 이어 지므로 토압계산시 뒷굽에 실린 흙의 무게를 실제보다 과대하게 평가하여 옹벽에 작용하는 전도모멘트를 과소하게 평가할 우려가 있다. 한편 Peck(1974) 등은 캔틸레버 옹벽에 작용하는 토압계산에서 Rankine 방법을 이용하여 그림 12 와 같이 캔틸레버의 끝단에서 옹벽 배면에 그은 수직선을 기준으로 내측과 외측의 파괴면 각도가  $45^\circ + \frac{\phi}{2}$  로 형성되는 Rankine 파괴면을 가정하였다.

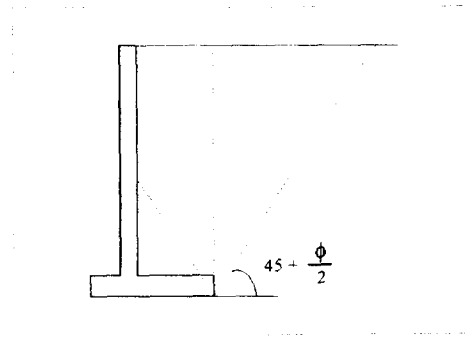


fig. 12 Rankine Solution for Frictionless Wall and Horizontal Backfill(Suggested by Peck,1974)

Rankine의 파괴면은 기본적으로 벽마찰을 고려하지 않은 경우이며 다소 보수적이긴 하지만, 벽체에 작용하는 전도모멘트의 평가에 있어서 Teng이 제안한 파괴면 보다는 안전측이다. 실험결과에 의하면 캔틸레버 옹벽에서 나타나는 파괴면은 Teng의 제안보다는 Peck이 제안한 Rankine 파괴면에 가깝게 형성됨을 보인다. 실험결과를 그림 13, 14, 15 에 나타내었다.

그림 13 의 I형 벽체의 경우 파괴면은 벽체 하단과 벽체 상단에서 뒷채움 표면상의 약 0.20H (10cm) 떨어진 지점 으로 이어지는 직선으로 형성된다. 무보강인 경우 벽체 배면과 파괴면이 이루는 각도는 약 16.9°로 랭킨이론<sup>(4)</sup>에 의 한 값(25°)보다 작은 각도를 보인다. 한편, 보강간격 13.5cm로 보강한 경우는 12.68° 이다. 파괴면의 전체적인 경향은 하단부에서 상단부로 올라갈 수록 Rankine 파괴면의 직선형태와는 달리 대수나선에 가깝게 형성된다.

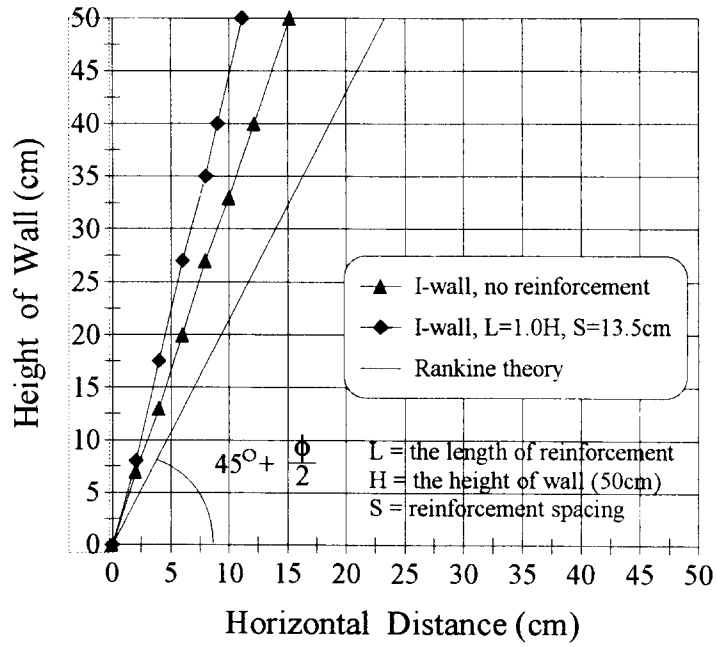


fig. 13 Slip line of I-wall

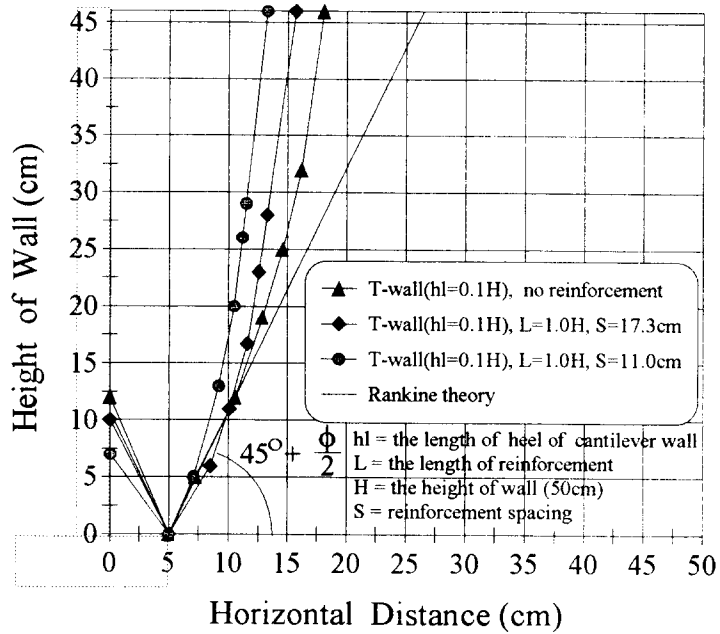


fig. 14 Slip line of cantilever wall (heel=0.10H)



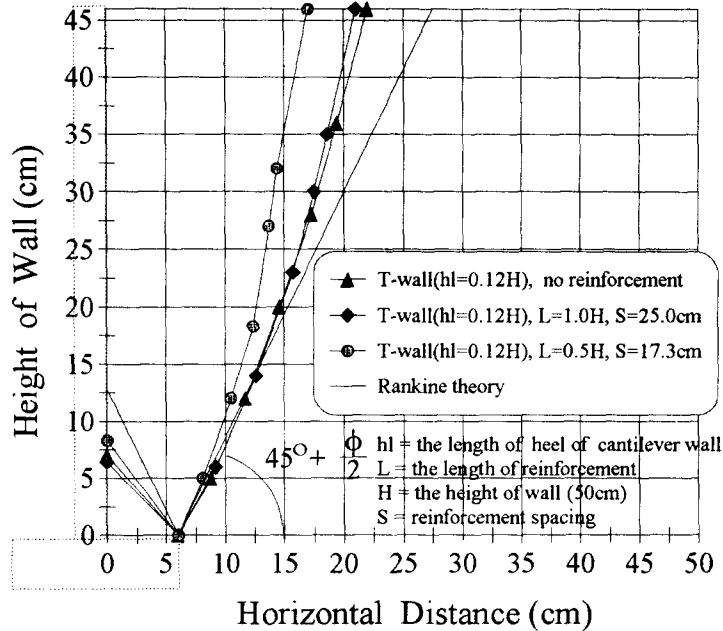


fig. 15 Slip line of cantilever wall (heel=0.12H)

그림 14 및 15 는 각각 0.10H 와 0.12H 일 때 뒷채움 무보강상태에서 부터 보강재 수를 늘려갔을 때 파괴에 도달하는 경우를 종합하여 도시한 것이다. 그림 14 에서는 보강재의 간격이 좁아질 수록(보강재 수가 늘어날 수록) 캔틸레버의 끝단에서 뒷채움 표면에 이어지는 수직선을 기준으로 외측(오른쪽) 파괴면이 벽체에 가깝게 형성되며 내측(왼쪽) 파괴면은 밑으로 내려감을 보인다. 그림 15 에서도 역 T형 벽체의 뒷굽길이 0.10H에서와 마찬가지로 뒷채움 보강한 경우의 파괴면이 무보강의 경우에 비해 벽체에 더 가깝게 형성됨을 보인다. 한편 내측 파괴면은 보강재 수의 변화에 상관없이 벽체 하단의 1/6 지점에 형성됨을 보이며 뒷굽길이 0.10H 의 경우와 비교해 볼 때 뒷굽길이가 20% 증가했음에도 불구하고 예상과는 달리 0.10H의 경우보다 더 아래 부분에서 형성된다.

### 3. 결론

본 모형실험을 통해서 제시된 주요한 결론은 다음과 같다.

- (1) 본 연구의 실험조건하에서 역T형 벽체의 뒷굽길이가 벽체높이의 0.12배일 때 보강재의 유무에 영향을 가장 많이 받는다. 이 경우에 대하여 보강재를 간격 17.3cm 이하로 배열했을 때 벽체는 전도파괴에 대해 안정성을 보인다. 이 때 벽체에 작용하는 초기상태의 단위길이당 전도모멘트는 무보강 상태에 비해 약 49% 감소하였으며 주동전도모멘트는 대부분 감소하였다.
- (2) 보강재 길이변화에 따른 벽체의 거동은 보강재가 벽체 높이의 0.6배 이상일 때 거의 비슷한 양상을 보이며, 그 이하에서는 보강재의 효과가 현저하게 줄어든다.

- (3) I형 벽체의 파괴면은 벽체로부터 뒷채움 표면상의 약 0.2H (10cm) 떨어진 지점에서 벽체의 하단으로 이어지는 직선으로 형성된다. 이때 벽체 배면과 파괴면이 이루는 각도는 무보강의 경우 16.9°이며, 보강간격 13.5cm로 보강한 경우는 12.7°로 Rankine 파괴면의 경우(25°)보다 작은 것으로 나타났으며, 보강효과로 인해 파괴면이 벽체쪽으로 이동함을 보인다.
- (4) 역T형 벽체의 파괴 양상은 수평이동을 동반한 전도파괴로 나타났으며, 벽체가 주동파괴 상태에 도달하기까지의 지배적인 거동은 전도파괴로 나타났다. 실험에서 관측된 파괴면은 하단부(1/3H 지점)를 제외하고는 Peck(1974)이 제안한 Rankine의 직선형태와는 달리 대수나선형에 가깝게 형성되었다. 이들 파괴면은 무보강상태에서부터 보강재의 개수를 증가시킬수록 벽체쪽으로 가깝게 형성됨을 나타냈다.

#### 참 고 문 헌

1. Garg, K. G.(1988). Earth Pressure Behind Retaining Wall with Reinforced Backfill. Thesis Presented to the University of Roorkee, at Roorkee, India, in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy.
2. 김홍택, 백영식(1992). 옹벽의 설계 및 발생토압에 관한 고찰., 한국지반공학회지, 제 8권 제 4호, pp.99-117.
3. Das, B. M.(1990). Principles of Foundation Engineering. 2nd Ed., PWS-KENT Pub. Comp., Boston.
4. Barghouthi, A. F.(1990). Active Earth Pressure on Walls with Base Projection., Jr. of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 10, October, ASCE, pp.1570-1575.
5. Bowles, J. E.(1988). Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill Book Company, 4th Ed.
6. Broms, B.(1978). Design of Fabric Reinforced Retaining Structures. Proc. of Sympo. on Earth Reinforcement, ASCE, pp.282-303.
7. Saran, S., Garg, K. G. and Bhandary, R. K.(1992). Retaining Wall with Reinforced Cohesionless Backfill., ASCE, Vol. 118, No. 12, pp.1869-1888.
8. Ingold, T. S.(1982). Reinforced Earth. Thomas Telford Ltd., London.
9. Jones, C. J. F. P.(1985). Earth Reinforcement and Soil Structures, Butterworths Co. Ltd., London.
10. Coduto, Donald P.(1994). Foundation Design: principles and practices, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
11. Clayton, C. R. I. and Woods, R. I.(1986). Earth Pressure and Earth-Retaining Structures. Blackie Academic & Professional, London.
12. Talwar, D. V.(1981). Behaviour of Reinforced Earth in Retaining Structures and Shallow Foundations. Thesis Presented to the University of Roorkee, at Roorkee, India, in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy.
13. Teng, W. C.(1962). Foundation Design. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
14. Hausmann, M. R. and Lee, K. L.(1978). Rigid Model Wall with Soil Reinforcement. Proc. Sympo. on Earth Reinforcement, ASCE, pp.400-427.