

해성점토층에 실시된 지중연속벽 시공에 의한 지반의 변위 분석

Analysis of Ground Movements During Diaphragm Wall Panel Constructions in Sedimentary Marine Deposit

이 철 주¹ Lee, Cheol-Ju

Abstract

The ground movements during three full-scale trial diaphragm wall (DW) panel constructions were monitored and analysed. The DW panels were constructed in reclaimed fill where sedimentary marine deposit and residual weathered soils are being consolidated. The monitoring data showed exceptionally large lateral ground movements of up to 293 mm near a trench due to the DW panel constructions, which is about 0.8% D, where D is the maximum excavation depth. It was observed that deliberate holding period of the trench resulted in a significant increase in the lateral ground movements of about 50-225%. A pre-treatment of the marine deposit by installing a single line of jet grout columns around the trench prior to the excavation was found to be a very effective way of reducing the ground movements. The measured ground settlements were compared with some relevant case histories. DW panel constructions in sedimentary marine deposit are likely to cause maximum ground surface settlement up to 0.225% D.

요 지

본 연구에서는 3개소의 지중연속벽(DW) 시험시공에 의해 유발된 지반의 변위에 대한 분석을 실시하였다. DW의 시공은 최근에 실시된 매립에 의해 압밀이 진행중인 압축성이 높은 해성점토층 및 풍화잔적토 지반에서 실시되었다. 수평변위의 계측결과는 DW 시공에 의해 최대 293mm의 매우 큰 변위가 발생함을 보여주고 있는데, 이는 약 0.8% D(D=최대굴착고)에 해당되는 값이다. DW의 시공 도중 굴착면을 의도적으로 방치하는 경우, 지반 변위가 약 50-225% 증가하였다. DW 시공 이전에 해성점토층을 제트 그라우트로 보강하게 되면 지반변위가 매우 효과적으로 감소된 것으로 관측되었다. 본 연구에서 관측된 지표침하를 유사한 조건에서 실시된 DW 시공사례에서 측정된 지표침하의 양상과 간접 비교한 결과에 따르면, 해성점토층에 DW를 시공하는 경우 최대 0.225% D의 지표침하가 발생하는 것으로 분석되었다.

Keywords : Deformation, Diaphragm wall, Excavation, Field measurement

1. 서 론

도심지에서 실시되는 건설공사에는 지하상가, 지하 주차장이나 지하역사 등의 시설을 건설하기 위해 거의 필연적으로 깊은 굴착이 요구된다. 벤토나이트 안정액을 이용한 지중연속벽(diaphragm wall, DW) 공법은 연

약지반 상에 이러한 시설물을 시공할 때 굴착면 및 주변 구조물의 보호를 위해 일반적으로 널리 사용되어 오고 있다. 그러나 현장계측, 원심모형 실험 및 수치해석 등의 연구 결과에 의하면 DW 시공을 위한 지하 굴착은 주변 지반의 응력 상태를 변화시켜 필연적으로 변위를 발생시키는 것으로 알려져 있다(Farmer &

¹ 정회원, 삼성중공업(주) 건설사업부 토목기술팀 (Member, Civil Technical Team, Construction Division, Samsung Heavy Industries Co., Ltd., cj10725.lee@samsung.com)

Attewell 1973; Stroud & Sweeney 1977; Davies & Henkel 1980; Cowland & Thorley 1985; Ng 1992; Powrie & Kantartzi 1996; Poh & Wong 1998; Gourvenec & Powrie 1999; Ng & Yan 1999; Ng 등 1999; Thorley & Forth 2002, Mayer & Gudehus 2002). 이러한 연구의 주요 검토사항으로는 DW의 굴착에 의한 지반의 변위 발생 및 소일 아칭(soil arching) 을 통한 지중 응력의 재분배 등이다.

기존에 보고된 대부분의 DW 시공 관련 계측은 대부분 단단한 과압밀 점토지반에서 실시되었으며, 일반적으로 작은 변위가 발생하였다. 그러나, 동남아 지역의 연약한 해성점토(marine deposit, MD)에서 실시된 DW의 시공 사례에 의한 보고자료는 상대적으로 큰 지반의 변위 발생을 보여주고 있다(Stroud & Sweeney 1977; Davies & Henkel 1980; Cowland & Thorley 1985; Poh & Wong 1998; Ng 등 1999; Thorley & Forth 2002). 일반적으로 MD의 표준관입시험(SPT) N값은 10 미만이며, 두께는 약 5-30m이다. 위에서 언급한 사례에 의하면 DW의 시공으로 인해 주변 지반에 최대 3-27mm와 3-80mm의 수평 변위 및 침하가 발생하였다. 대부분의 지반 변위는 해성점토 층에서 발생하고 있으며, 최대 수평 변위는 해성점토층의 중간부근에서 발생하고 있다.

본 논문에서는 홍콩의 Tseung Kwan O(TKO) 지역에서 DW의 본 시공에 앞서 수행된 3개소의 DW 시험 시공에서 관측된 결과에 대하여 논하고자 한다. DW은 1.2m 두께이며, 2.5-6.0m의 길이이고, 깊이는 36.8-50.1m이다. DW이 시공된 지반은 두꺼운 매립층(fill), 압밀이 진행중인 연약한 해성점토층(MD), 그리고 충적층(alluvium), 풍화토/풍화암(completely decomposed granite, CDG) 및 암반층으로 구성되어 있다. 시험시공의 주요목적은 DW의 시공도중 굴착면의 안정성 평가 및 주변지반의 변위 측정이다. 시험시공에서 계측된 자료들은 기존의 유사 연구 결과와 비교되었으며, 이를 통해 압축성이 높은 연약지반에 DW을 시공할 경우 예상되는 주변 지반의 침하 발생 거동에 대한 분석을 실시하였다.

2. 지중연속벽의 시공

2.1 개요

TKO 지하철 역사 및 터널은 홍콩의 구룡반도에 위치하고 있으며 2002년 12월에 개통되었다. 지하철 역사와

일부 개착식 터널구간의 건설을 위하여 깊이 30-80m의 DW이 총 1300m의 구간에 걸쳐서 시공되었다. TKO 지역은 연약 해성점토층 및 매립층으로 구성되어 있다. 지반의 매립공사는 1995년 말에 종료되었고, 당초 band drain을 통한 압밀축진공법의 적용으로 해성점토층의 압밀이 1997년 말에 종료될 것으로 기대 되었다. 그러나 추가 지질조사 및 현장 실험 결과에 의하면, 지반의 압밀 속도가 예상보다 늦어서 해성점토층의 비배수 전단강도의 크기가 매우 작게 측정되었다. 따라서 DW 시공시 해성점토층의 낮은 비배수 전단강도로 인해 굴착면의 안정성 및 주변지반의 변위 발생에 대한 문제점이 제기되어, 추가 지질 조사 및 현장시험을 통해 시험장소를 선정하여 1998년 10-11월에 세 차례의 DW 시험 시공이 실시되었다. 시험시공의 목적은 굴착면의 안정 검토, 주변의 지반 변위 계측 및 필요한 경우 지반 보강방법 등을 검토하는데 있다.

2.2 지반조건

그림 1(a)~(c)는 시험시공이 실시된 DW TP1, TP2 및 TP3 주변 지반의 구성을 심도별로 보여주고 있다. 지표면의 상부는 토사로 구성된 15.7-17.5m의 매립층으로 구성되어 있다. 그 하부에는 11.4-16.3m 두께의 압축성이 높은 해성점토층이 존재한다. 해안 매립은 1995년 후반에 완료되었고, 해성점토층의 압밀은 band drain을 이용하여 축진시켰다. 그러나 해성점토층은 2001년 현재 압밀이 진행 중인 것으로 보고 되었다(Cowan 등 2001). TP1 주변의 평균압밀도는 약 50%이며, TP2 및 TP3 주변에서는 50% 미만의 평균압밀도가 측정되었다. 해성점토층 하부에는 4.4-22.2m 두께의 충적층 및 CDG가 존재하고 그 하부에는 암반층이 존재한다. 지하수위는 지표면 하부 약 1.5m에 존재하는 것으로 조사되었다. 토압계수에 대한 측정자료는 없지만 홍콩의 지반에서는 대체적으로 0.5보다 약간 작은 것으로 알려져 있다(Ng & Zhang 2001).

표 1은 지중연속벽의 설계 시 사용된 지반의 물성치에 대하여 요약하고 있다. 시험시공에 앞서 배인 시험(vane shear test)을 각 DW 시공 예정 지역에서 실시하여 해성점토층의 비배수 전단강도(undrained shear strength) c_u 의 심도별 분포를 측정하였다. 그림 2는 TP1-TP3 부근에서 실시한 c_u 의 심도별 분포를 보여주고 있다. 또한, 그림 2에는 매립 이전 및 매립 이후에 압밀 종료를 가정

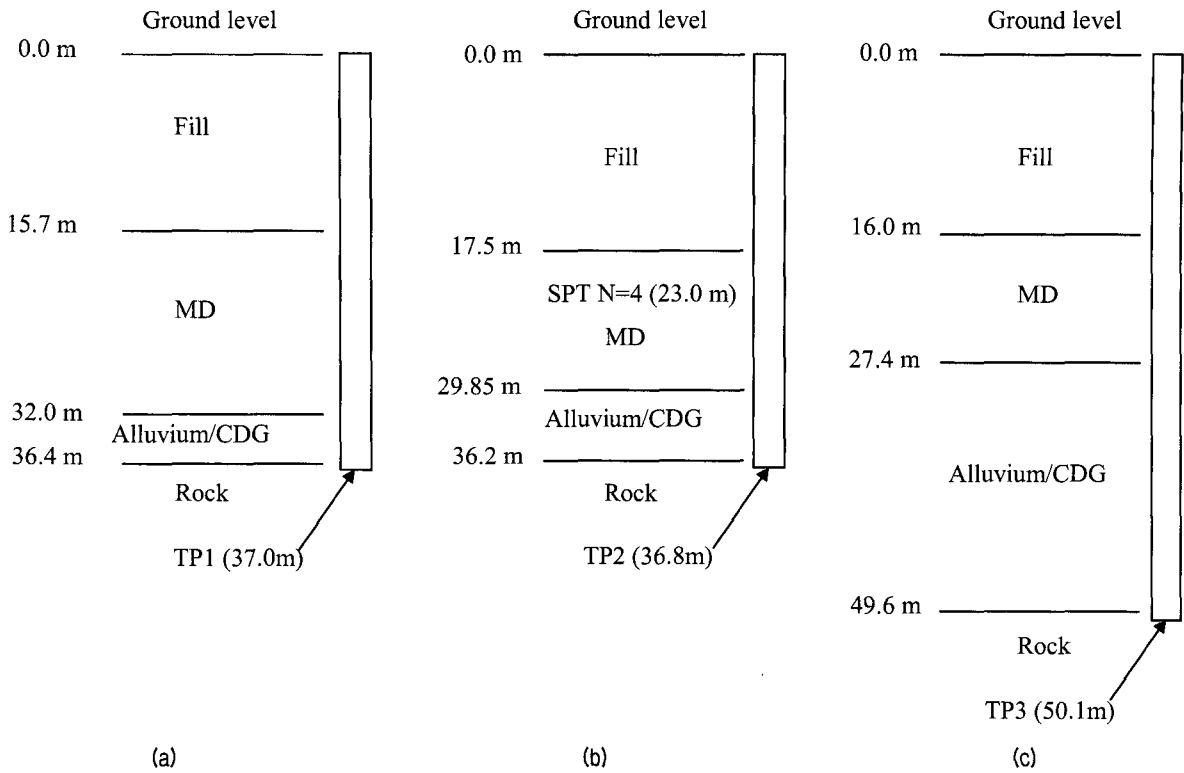


그림 1. 지중연속벽 주변의 지반 개요

표 1. 설계시 사용된 지반의 물성치

지층구분	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	ν	K_o	E (MPa)
Fill ¹	19.5	0	36	0.3	0.41	12
MD ²	17	그림 2 참조 ³	0	0.495	1.0	$0.5 \times c_u^3$
Alluvium/CDG ¹	20	3.5	32	0.3	0.41	40
Rock ¹	20	N/A		0.25	0.44	2000

a. 1: 배수조건 (c' , ϕ' , ν' , E'), 2: 비배수조건 (c_u , ϕ_u , ν_u , E_u), 3: 심도 별 변화

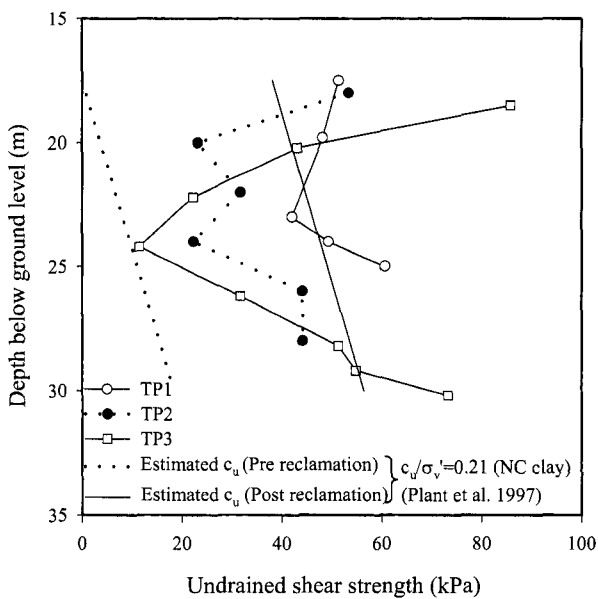


그림 2. 비배수 전단강도의 심도별 분포

하여 산정한 c_u 의 값이 비교를 위해 나타나 있다. 이때의 c_u 는 Plant 등(1997)이 홍콩의 정규압밀점토에 대하여 보고한 경험관계인 $c_u = 0.21 \times \sigma_v'$ 를 이용하여 산정하였다. 여기서 σ_v' 는 압밀 종료 후 지반의 유효응력이다. TP2 및 TP3에서 측정된 c_u 는 경험식에 의한 값보다 작게 나타났다. 전체적으로 해성점토층의 중간부근에서의 값은 상/한단 부근에서 측정한 값보다 작게 산정이 되었다. c_u 의 깊이 별 분포는 위에서 언급했듯이 지반의 압밀이 진행 중인 것을 명확하게 보여주고 있다. TP1에서는 상대적으로 큰 값인 평균 50kPa의 c_u 값이 측정된 반면, 반면 TP2 및 TP3에서는 36, 47kPa의 c_u 가 측정되었다. TP2 부근 지표 아래 23m에서 실시된 표준관입시험 결과에 의한 N값은 4로 나타났다. 또한, 자연함수비의 측정결과에 따르면 해성점토층의 함수비는 거의 액성한계와 유사한 것으로 나타나 매우 연약한 상태임을

알 수 있다.

2.3 지중연속벽의 시공

DW 시험시공의 위치는 위에서 언급한 베인 시험의 자료를 기초로 하여 결정하였다. 그림 3(a), 3(b)는 각 DW의 평면도를 보여주고 있다. 굴착 길이 L은 TP1 및 TP2에서 6.0m(three bites) 이고, 작은 길이인 2.5m(single bite)가 TP3에 적용되었다. 또한, 최종굴착고 D는 TP3에서 가장 깊고(50.1m), TP1 및 TP2에서는 얕았다(TP1: 37.0m, TP2: 36.8m). 한편, TP3 주변의 해성점토층은 그림 3(b)에 나타나 있듯이 굴착 이전에 직경 1.5m의 총 8개소의 제트 그라우트 기둥(jet grouted column)에 의해 보강되었다. 제트 그라우트는 지표로부터 18.0-28.0m 아래에 위치하고 있어서 해성점토층 대부분의 구간을 보강하고 있다. 그러나 TP1 및 TP2에는 지반보강공법이 적용되지 않았다.

지반의 굴착은 clamshell 및 grab을 이용하여 실시하였으며, 굴착면은 벤토나이트 안정액으로 보호하였다. 표

2-4는 각 지중연속벽의 시공 순서를 요약하고 있다. 먼저 DW의 굴착에 앞서 콘크리트 가이드 월(guide wall)이 시공되었다. 가이드 월의 두께는 0.3m이며, 지표아래 1.5m 깊이까지 시공되었다. 벤토나이트 안정액의 수위는 지표면위 0.8m를 유지하였고 시공 중 계속하여 수위를 관측되었다. 벤토나이트 안정액의 밀도는 공정별로 약간의 차이는 있지만, 평균 약 1055kg/m³으로 측정되었다. DW의 굴착은 TP1 및 TP2에서는 3개소로 구분되었고(bites a, b, c), TP3에서는 한번에(single bite) 실시되었다. Bite a가 최종굴착고 까지 먼저 실시되었으며, bites b/c는 나중에 실시되었다. DW의 최종 굴착은 암반층에 0.5-0.6m 근입한 후에 종료하였다. 시험 시공에서는 실제 시공시의 작업성을 검토하기 위하여 몇 차례 굴착면을 의도적으로 방치하여 공벽의 안정성 및 주변 지반의 변위를 관찰하였다. 굴착작업이 종료된 이후 굴착면 하부에서 해성점토층까지는 콘크리트를 타설했으며, 그 상부는 비용절감을 위해서 자갈로 채웠다. 이에 의한 영향은 뒤에서 다루기로 하겠다.

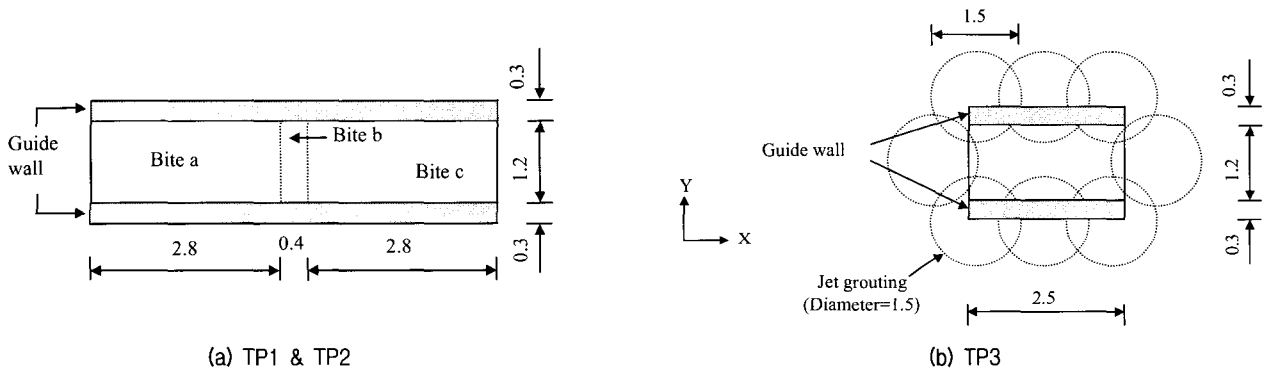


그림 3. 지중연속벽의 단면(a: TP1 & TP2, b: TP3)(단위: 미터)

표 2. TP1의 시공순서(bite a: 시공단계 a-e; bites b/c: 시공단계 f-k)

단 계	기간 (시간: 분)	공 정
a	0:00-6:30	지표에서 MD 하부까지 굴착(98년 10월 2일 오전09:15 시작)
b	6:30-22:45	벤토나이트 투입 및 굴착면 16.55 시간 방치
c	30:15-50:45	MD 하부에서 암반층 상부까지 굴착
d	51:45-71:45	벤토나이트 리사이클링 및 굴착면 20.00 시간 방치
e	71:45-77:30	암반층 0.6m 근입
f	78:15-98:15	지표에서 MD 하부까지 굴착
g	98:15-118:45	벤토나이트 투입 및 굴착면 20.50시간 방치
h	119:15-144:15	MD 하부에서 암반층 상부까지 굴착
i	144:15-150:45	벤토나이트 리사이클링
j	150:45-155:15	암반층 0.6m 근입
k	174:48-185:04	굴착면에 콘크리트 타설(굴착면 바닥에서 MD 층까지) 및 자갈 타설(매립층)(98년 10월 10일 오전 02:19 완료)

표 3. TP2의 시공순서(bite a: 시공단계 a-f; bites b/c: 시공단계 g-n)

단 계	기간 (시간: 분)	공 정
a	0:00-6:45	지표에서MD 하부까지 굴착(98년 10월 17일 오전 08:00 시작)
b	6:45-24:00	벤토나이트 투입 및 굴착면 17.25 시간 방치
c	25:00-28:30	MD 하부에서 암반층 상부까지 굴착
d	28:30-48:00	벤토나이트 리사이클링 및 굴착면 19.50 시간 방치
e	51:30-55:30	암반층 0.6m 근입
f	55:30-73:30	굴착면 18.0 시간 방치
g	73:30-80:00	지표에서MD 하부까지 굴착
h	80:00-96:00	벤토나이트 투입 및 굴착면 16.00 시간 방치
i	97:00-100:30	MD 하부에서 암반층 상부까지 굴착
j	100:30-103:00	벤토나이트 리사이클링
k	104:15-106:00	암반층 0.6m 근입
l	106:00-145:31	굴착면 39.50 시간 방치
m	145:31-155:00	굴착면에 콘크리트 타설(굴착면 바닥에서 MD 층까지) 및 자갈 타설(매립층)(98년 10월 23일 오후 7:00 완료)
n		Manual torpedo survey (98년 10월 27일)

표 4. TP3의 시공순서(single bite: 시공단계 a-l)

단 계	기간 (시간: 분)	공 정
a	0:00-4:00	지표에서 매립층 하부까지 굴착 (98년 11월 25일 오후 1:30 시작)
b	4:00-18:00	굴착면 14.00 시간 방치
c	18:00-28:00	매립층 하부에서 암반층 상부까지 굴착
d	28:00-45:00	굴착면 17.00 시간 방치
e	47:30-49:00	암반층 0.5m 근입
f	49:00-68:30	굴착면 19.50 시간 방치
g	68:30-77:00	굴착면에 콘크리트 타설(굴착면 바닥에서 MD 층까지) 및 자갈 타설(매립층)(98년 11월 28일 오후 6:30 완료)
l		Manual torpedo survey (98년 11월 30일)

2.4 계측

DW의 굴착 중 굴착면의 안정과 주변지반의 변위는 다양한 계측기를 이용하여 측정하였다. 그림 4는 DW 주변의 경사계 및 침하계의 위치를 보여주고 있다. 지반의 수평변위는 굴착면에서 약 1.3-1.6m 떨어진 곳에 설치한 진동현 방식의 경사계를 사용하여 측정하였다. 경사계는 지반을 천공한 후 파이프를 근입하여 설치하였다. 경사계의 하단부는 변위의 계산을 위하여 고정되었다고 가정하였다(TP1: 31.8m, TP2 & TP3: 33.0m). 경사계의 초기값은 굴착 시작 2.0-7.5시간 전에 측정된 값을 사용하였다. 경사계의 값은 자동 data logger를 이용하여 5분마다 한번씩 기록하였다. 경사계 측정값의 신뢰도는 지중연속벽 시공이 종료된 후 2-4일 후에 manual torpedo survey 를 이용하여 검증하였다. 한편, 지반의 침하는 굴착면에서 1.0-1.6m 떨어진 곳에 위치한 침하계를 이용하여 측정하였다. 침하계의 초기값은 굴착시작 0.5-5.0

일 전에 측정하였다. 경사계의 경우와 달리 침하계의 측정은 2시간을 간격으로 측정되었다. 굴착면의 두께 및 수직도는 음파측정 기법의 하나로 일반적으로 널리 이용되고 있는 Koden 시스템을 이용하여 측정하였다. 본 연구에서는 TP1 및 TP3에서 경사계상의 문제로 인해 주로 TP2에서 측정한 수평변위를 이용하여 검토하였다. 그러나 TP3의 경우는 manual torpedo survey 자료를 이용하여 지반의 변위를 측정하였다.

3. 지반의 변위계측 결과

3.1 수평변위의 시간에 따른 변화

그림 5는 TP2 시공도중 각 굴착단계에서 경사계 I5-I8에서 측정된 지반의 수평변위를 보여주고 있다(표 3). 지표면에서 해성점토층 하부까지의 초기 굴착은(시공 단계 a) I5 및 I7에서 22mm 및 33mm 변위를 발생시켰

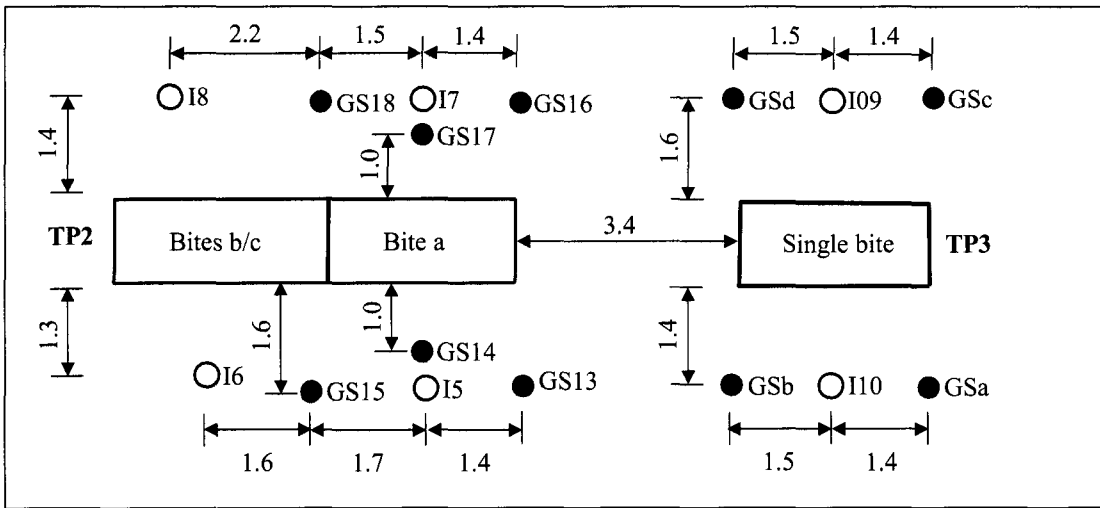
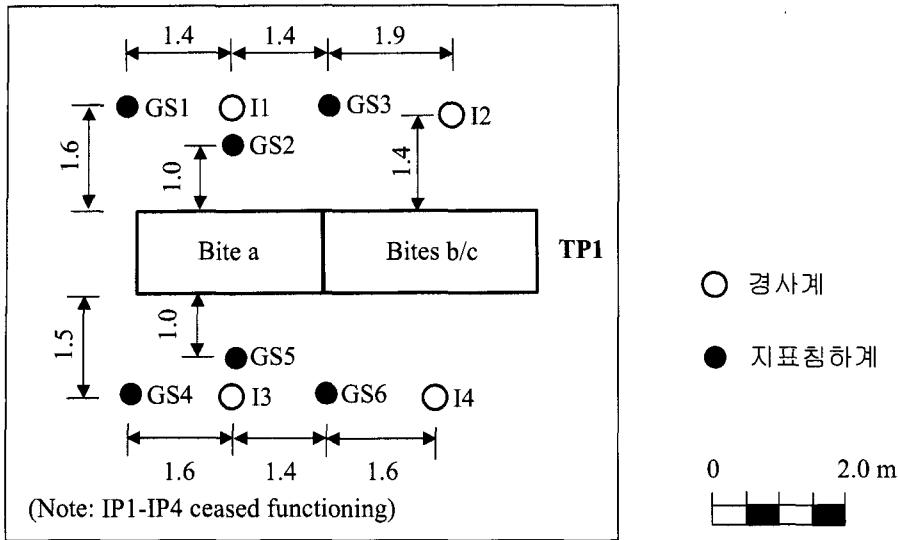


그림 4. 지중연속벽 주변의 계측기 위치(단위: 미터)(TP1와 TP2 & TP3의 거리: 약 320m)

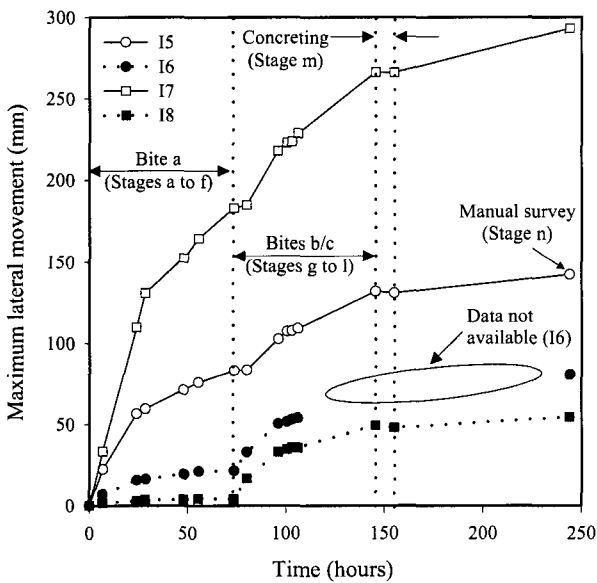


그림 5. 지중연속벽 TP2 시공 단계별 지반의 최대 수평 변위

다. 굴착면의 1차 방치 단계 b는 17.25 시간 지속되었으며, 이때 I5 및 I7에서 35mm 및 76mm의 추가 변위가 발생되었다. 그러나 해성점토층 하부에서 암반층 상부까지 굴착(시공단계 c) 및 암반층 근입(시공단계 e)은 시공단계 a에 비하여 매우 작은 변위만을 유발 시켰다. 1차 굴착면 방치기간과 유사하게 추가 굴착면 방치기간인 시공단계 d와 f에서도 점진적인 수평변위의 증가를 발생시켰다. 그러나, bite a 동안 경사계 I6 및 I8에서 관측된 변위는 I6 및 I8이 굴착면에서 떨어져 있었기 때문에 매우 작은 값이다.

시공단계 g(bites b/c)의 경우 지표에서 해성점토 하부까지의 굴착은 경사계 I5 및 I7에 0-2mm의 매우 작은 변위의 증가를 유발 하였다. 이는 경사계 I5 및 I7 가 bites b/c 굴착 작업 동안은 거의 영향을 받지 않았음을

보여준다. 그러나 경사계 16 및 18에서는 큰 변위의 증가가 발생하였다(16: 12mm, 18: 13mm). 이 값은 시공단계 a에서 측정된 변위보다는 작은 값이다. 따라서 경사계 16 및 18 주변의 지반의 강성은 상대적으로 경사계 15 및 17 부근 지반의 강성보다 더 큰 것으로 판단된다. Bite a와 유사하게 해성점토층 하부에서 암반층 상부까지의 굴착 및(시공단계 i) 암반층 근입(시공단계 k)은 매우 작은 변위의 증가만을 유발하고 있다. 또한, bite a 동안의 굴착면 방치시기와 같이 방치단계 h 및 l에서도 큰 변위의 증가를 유발시키고 있다. 그러나, 굴착 완료 후 콘크리트의 타설은(시공단계m) 지반의 변위 변화에 별다른 영향을 주지 않는 것으로 관측되었다. 굴착종료 3일 후 manual torpedo survey에 의한 관측 결과는 지반

변위의 추가적인 증가를 보여주고 있다. 계측종료 전 17에서는 최대 293mm의 큰 수평변위가 발생하고 있는데, 이에 대해서는 아래에서 논의하고자 한다.

3.2 지반의 수평변위

그림 6은 TP2의 경사계 15-18에서 시공단계 a, b, c, g, h, i, n에서 측정된 계측 자료를 보여주고 있다(표 3 참조). 또한, 비교를 위하여 굴착 종료 후 실시한 manual torpedo survey의 계측 결과를 포함시켰다. 대체적으로 볼 때, 매립층의 상부 및 alluvium/CDG layer에서는 작은 변위만이 발생하고 있다. 그러나, 매립층의 하부 및 해성점토층에서는 매우 큰 변위가 발생하고 있다. 최대

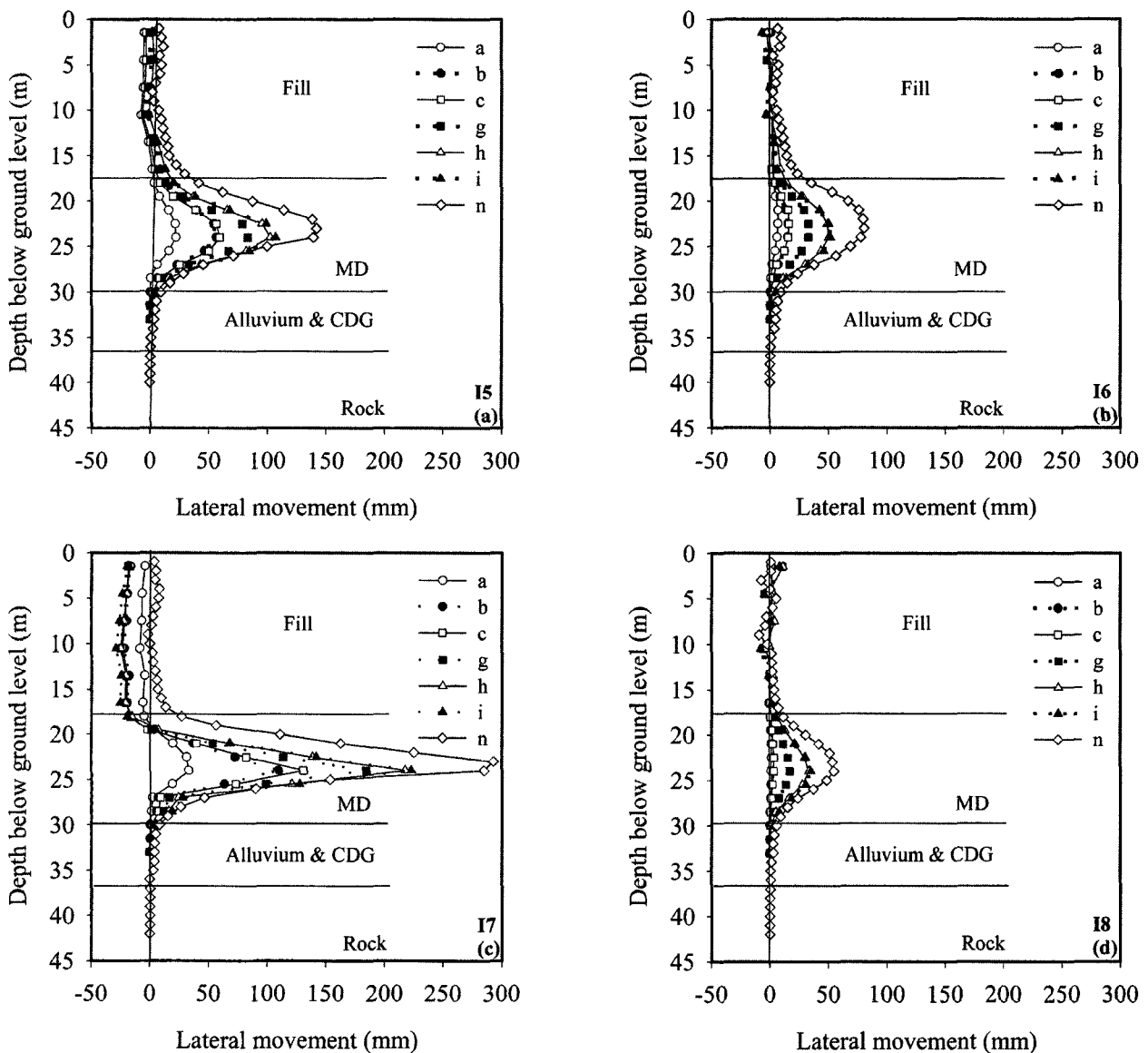


그림 6. 지중연속벽 TP2에서 측정된 지반의 수평변위

지반의 변위는 굴착면 부근의 매립층의 중간 부에서 발생하고 있다. 시공단계 i에서의 지반 변위는 경사계의 위치에 따라서 35- 223mm이다. 콘크리트 타설 3일 후 manual torpedo survey(시공단계 n)를 이용해 관측 한 결과는 변위가 19-70mm 증가했음을 보여주고 있다. IP7의 상부에서 지반의 변위가 굴착면 바깥쪽으로 발생하고 있는 것은 경사계 설치 후 지반 굴착 이전에 경사계가 교란되어 초기 읽음 값에 영향을 주었음을 보여주고 있다.

지반의 최대 변위는 I7에서 발생하였는데(293mm), 이는 반대편에 위치한 I5에서 관측한 값의 약 2배이다. 최대 변위는 약 0.8% D에 해당하는 매우 큰 값이다. 한편 I6 및 I8에서는 유사한 크기의 변위가 발생했으며 그 값은 I5, I7에 비하여 상대적으로 작다. 경사계 배치의 대칭을 고려한다면 I5 및 I7 그리고 I6 및 I8에서는 각각 유사한 크기의 변위가 발생하여야 한다. 이러한 차이는 지반의 상태나 MD의 평균압밀도가 경사계의 위치에 따라 상이하기 때문인 것으로 판단된다. 또한 bite a에 의해서 응력이 해방되어 I6 및 I8 주변 지반에 부압(suction)이 발생하므로 과잉공극 수압이 감소하여 전단강도를 증가 시켰기 때문에 적은 변위가 발생한 것으로 판단된다.

Stroud & Sweeney(1977), Poh & Wong(1998), Ng 등(1999)이 유사한 지반조건에서 보고한 DW의 시공은 3-27mm의 수평 변위를 보고하고 있다. 굴착 종료 후 주변 지반에서 측정된 지반의 변위는 위의 사례에 비해 매우 크다. 이로부터 굴착면 부근의 해성점토층에서는 상당한 소성항복(plastic yielding)이 발생했음을 알 수 있다. 이는 압밀이 진행 중인 해성점토층의 squeezing-in에 의한 것으로 판단된다. 또한 경사계의 위치는 DW의 중간이 아니고, DW에서 약 1.0-1.6m 떨어져 있기 때문에 실제로는 더 큰 지반의 변위가 발생한 것으로 추정할 수 있다.

그림 7은 TP3에서 콘크리트 타설 완료 후 2일 후 실시된 torpedo manual survey에 의해서 측정된 지반의 변위분포를 보여주고 있다. 최대 지반의 변위는 해성점토층 하단부에서 발생하였다. 최대 변위 5-7mm는 TP2에서 bite a 완료 후(시공단계 f) 관측된 지반변위에 비해 매우 작다(I5: 83, I7: 183mm). 따라서, 이를 통해 TP3에서 실시된 제트 그라우트는 지반의 변위를 효과적으로 억제한 것으로 추정할 수 있다.

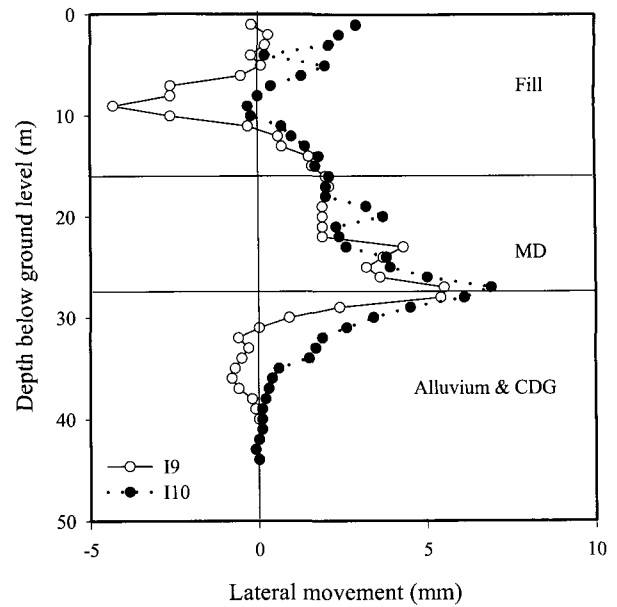


그림 7. 지중연속벽 TP3에서 콘크리트 타설 3일 후 측정된 지반의 수평변위

3.3 굴착면 방치에 의한 영향 분석

그림 8은 TP2에서 실시한 두차례의 굴착면 방치 단계인 시공단계 b(bite a)와 h(bites b/c) 동안 주변 지반의 변위 변화를 보여주고 있다. 시공 단계 b 및 h 동안 굴착면은 각각 17.25 및 16.0 시간 동안 방치되었다. 그러나, 방치 기간 동안 벤토나이트 안정액의 수위는 일정하게 유지되었다. 그림 8은 두번의 방치 기간 동안 매우 큰 변위가 발생하였음을 보여주고 있다(시공단계 b, I5: 35mm, I7: 76mm; 시공단계 h, I6: 17mm, I8: 16mm). 한편, 방치기간 동안 발생한 변위의 50% 정도가 방치 3.0-3.5 시간 이내에 발생하였다. 시공단계 b에서 굴착면 방치로 인해 발생한 변위는, 경사계 I5 및 I7에서 시공단계a 완료 후 측정된 변위에 비해 약 150-225% 크다. 그러나, 시공단계 h에서는 굴착면 방치기간 동안 시공단계 g에서 측정된 변위의 약 50-100%가 발생하였다. 이로부터 굴착면 방치는 초기 굴착단계에서 더 큰 영향이 있음을 알 수 있다.

그림 9는 TP2에서 굴착면 방치 시 지반의 변위증가를 유사한 조건에서 Poh & Wong(1998)이 실시한 측정자료와 비교하여 보여주고 있다. 굴착면 방치기간 동안 지반의 변위발생 $\Delta S_h/S_{hi}$ 을 시간의 제곱근(square root of time)에 대하여 표시 하였다. 여기서 ΔS_h 는 굴착면 방치기간 동안 지반변위의 증가분이며, S_{hi} 는 방치기간 이전에 발생한 지반변위이다. 시공단계 b(bite a)에서 I5

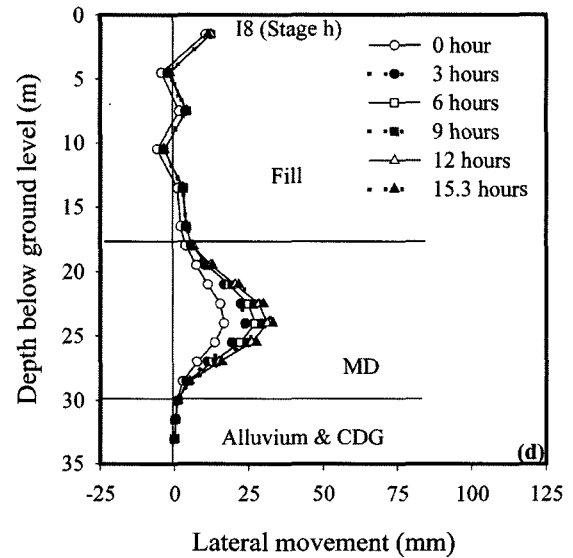
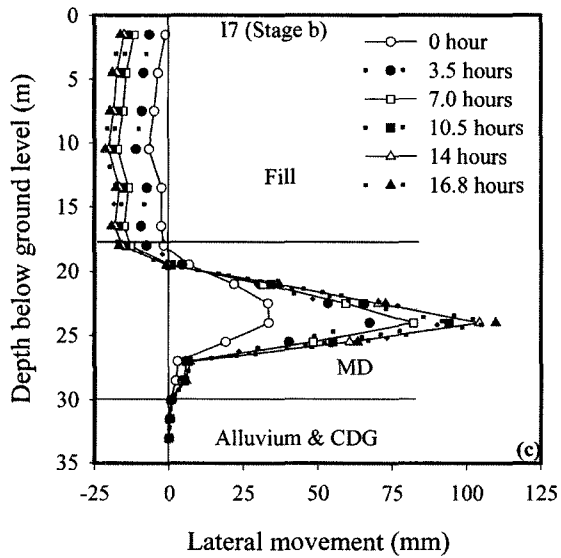
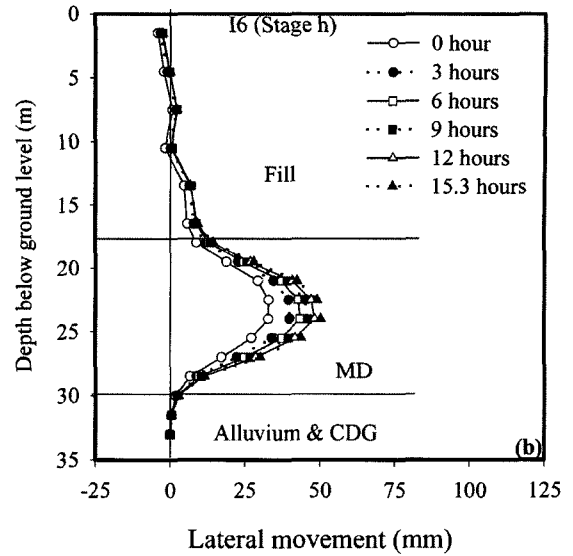
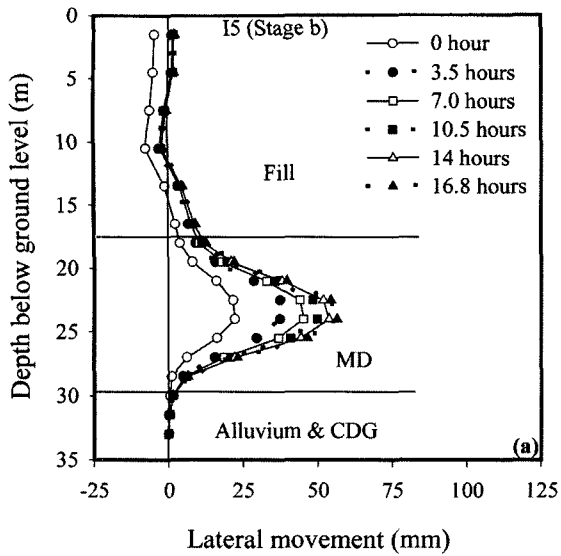


그림 8. 지중연속벽 TP2 에서 굴착면 방치기간 동안 측정된 지반의 수평변위

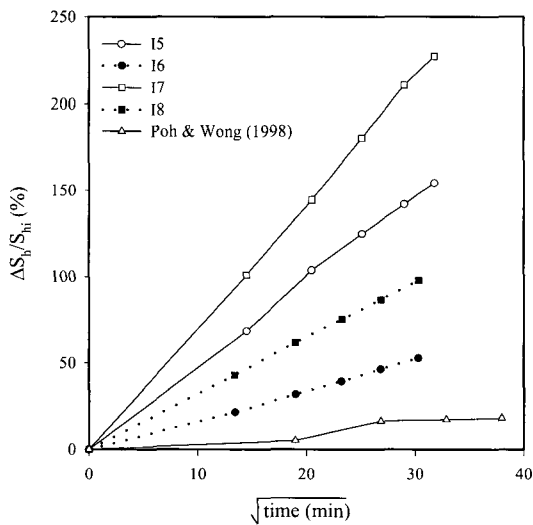


그림 9. 지중연속벽 TP2에서 굴착면 방치 기간 동안 증가한 지반의 수평변위(I5 & I7: 단계 b, I6 & I8: 단계 h)

및 I7은 각각 약 150%, 225%의 변위증가를 보여주는 반면, 시공단계 h(bites b/c)에서 I6 및 I8은 다소 작은 50%, 100%의 증가가 관측되었다. Poh & Wong(1998) 이 굴착면을 24시간동안 방치한 상태에서 관측한 지반의 변위 증가는 본 연구의 측정결과보다는 매우 작은 값으로 약 20% 정도이다. 본 연구의 관측 결과는 지반 변위 감소 및 굴착면의 안정성을 확보하기 위해 굴착면이 방치되는 기간을 줄여야 하며, 굴착 완료 후 굴착면에 가능한 신속하게 콘크리트를 타설해야 할 것으로 보여준다.

3.5 지표침하

굴착작업이 진행되는 동안 DW 주변의 지표 침하는

굴착면에서 1.0-1.6m 떨어진 곳에 위치한 침하계를 이용하여 측정하였다(그림 4 참조). 그림 10은 각 DW에 대한 굴착단계별 지표 침하의 변화를 보여주고 있다. 침하의 변화양상은 같은 기간동안 측정된 지반의 수평변위 변화와는 달리 거의 일정한 비율로 점진적으로 증가하고 있다. TP1과 TP3에서는 작은 지반의 침하가 측정되었고, TP2에서는 상대적으로 큰 침하가 발생하였다. TP1에서 최대 침하는 10-11mm이며, TP3에서는 이보다 훨씬 작은 1-3mm의 변위가 발생하였다. 그러나 TP2에서는 24-28mm의 침하가 측정되었다. 각 DW 주변 지반의 최대 침하는 TP1, TP2, TP3에서 각각 0.024 D%, 0.076 D%, 0.008 D%이다.

TP2에서 bite a 동안에는 약 15-19mm의 침하가 발생하였으나, bites b/c 동안에는 상대적으로 작은 값인 8-10mm의 침하가 발생하였다. 이는 시험시공시의 현장 여건 상 대부분의 침하계가 굴착면의 오른쪽에 위치하고 있기 때문에(bite a 부근), bites b/c 동안에는 굴착의 영향을 상대적으로 적게 받았기 때문인 것으로 판단된다(그림 4 참조). Bite a 완료 후의 TP2에서의 침하(15-19mm)와 TP3에서의 최대 침하(1-3mm)가 큰 차이를 보이는 것으로부터 해성점토층에 굴착 이전에 제트 그라우트 기둥을 설치하는 것은 지표의 침하를 효과적으로 억제할 수 있음을 보여주고 있다. 한편, TP1의 경우 수평변위 계측자료는 없지만 지표 침하의 크기를 TP2와 비교했을 때 약 1/3이내 인 것으로 볼 때, 수평변

위 역시 TP2에서 보다 작았을 것으로 추정된다.

3.6 콘크리트 타설에 의한 지반변위의 변화

Poh & Wong (1998), Ng & Yan(1999) 및 Ng 등(1999)의 여러 연구자들은 현장계측 및 수치해석을 통하여 DW의 굴착 종료 후 굴착면에 콘크리트를 타설하는 경우, 굴착면에 작용하는 습윤 콘크리트 압력(wet concrete pressure)에 의해 지중 수평응력이 증가하여 지반 변위의 일부가 회복되는 것으로 보고 하였다. 예를 들어 Poh & Wong(1998)은 콘크리트를 굴착면에 타설하는 경우 수평 변위 및 지반의 침하가 각각 최대 25mm 및 10mm의 정도로 회복되는 것으로 보고한 바 있다. 그러나 본 연구에서 관측된 콘크리트 타설의 영향은 매우 미미한 것으로 나타났다. TP2 주변의 경사계 I5, I7, I8에서 콘크리트 타설 후(시공단계 m) 측정된 지반의 수평변위는 매우 작은 변위의 감소를 보여주고 있다. 그러나, TP1 주변의 침하계 GS4, GS5에서는 콘크리트 타설 후(시공단계 k) 지반 침하의 증가를 보여주고 있다. 따라서 이러한 측정자료로부터는 확정적인 결론을 도출하기는 어려운 것으로 판단된다. TKO의 경우 콘크리트의 타설에 의해 지반의 변위회복이 거의 관찰되지 않는 것은, 굴착면 상부의 매립층은 콘크리트가 아닌 자갈로 채워서 해성점토층의 굴착면에서 작용하는 습윤 콘크리트 압력이 굴착면 전체에 콘크리트를 타설하는 경우에 비

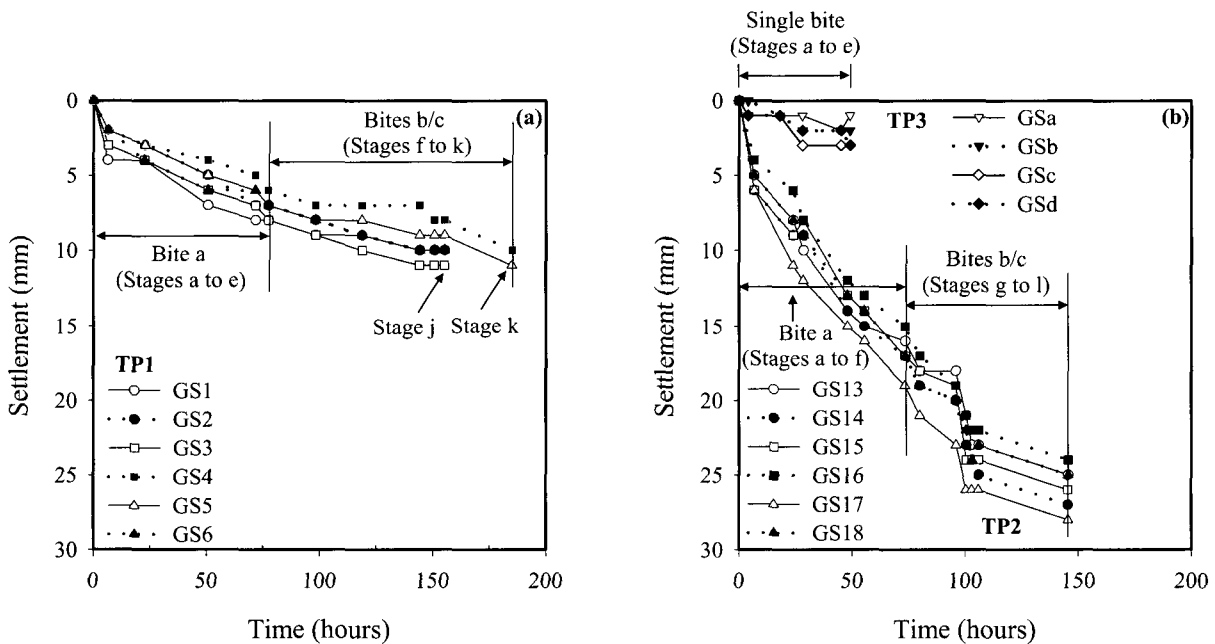


그림 10. 지중연속벽 시공에 의한 지표 침하

해서 작았기 때문인 것으로 판단된다.

4. 유사한 관측자료와의 비교

본 연구에서 측정된 지반의 침하 및 유사 조건하(연약해성점토)에서 관찰된 기존의 계측자료와의 간접적 정량적 비교는 지반기술자들에게 유용한 참고 자료가 될 수 있을 것으로 기대된다. 이러한 자료는 연약지반상에 DW를 시공할 경우 굴착면 주변 지반에서 발생이 예상되는 침하의 크기나, 침하의 범위 등에 대한 자료를 제공할 수 있을 것으로 판단된다. 그림 11은 정규화된 지표면의 침하 S_v/D 의 분포를 정규화된 거리 Y/D 에 대하여 보여주고 있다, 여기서 S_v 는 지표의 침하이이고 Y 는 굴착면으로부터의 거리이다. 그림 11은 TKO 관측 자료, 여러 연구자들이 보고한 해성점토층에서 실시한 DW 시공에 의해 발생한 주변지반의 침하분포 및 Clough & O'Rourke(1990)의 경험 설계곡선(design curve) 등을 포함하고 있다. 표 5는 본 연구에서 고려된 각 사례에 대하여 간략하게 요약하고 있다.

그림 11에 의하면 일반적으로 침하가 발생하는 영향 범위는 굴착면으로부터 1-2 D 정도로 판단할 수 있다. TKO 계측 자료의 경우 최대 침하는 약 0.008% - 0.076% D이며, 기존 측정자료의 경우 최대 침하는 0.005% - 0.22% D의 범위에 분포하고 있다. TKO 계측 자료는 기존에 관측된 자료에 비해 작은 지반의 침하를 보여주고 있는데, 이에 대해서는 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다. 이러한 값은 모래, 연약점토 및 견고한 점토지반의 굴착 시 예상되는 주변 지반의 최대 침하에 대하여 Peck(1969)에 의해 제안된 최대값인 1% D 보다 매우 작다. 한편, Clough & O'Rourke(1990)에

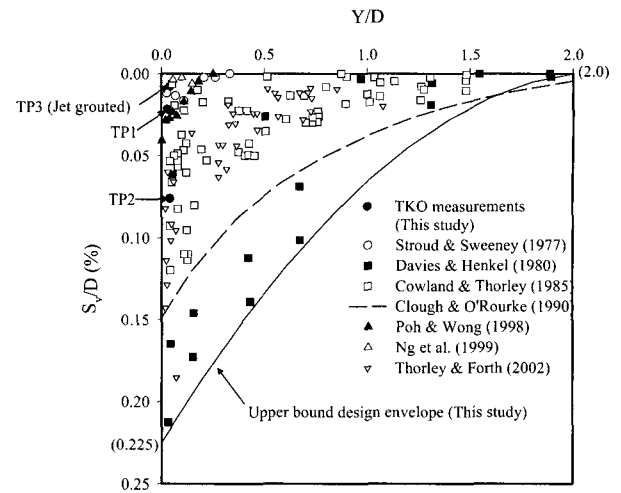


그림 11. TKO 및 기존 유사측정 자료에 의한 정규화된 지표침하의 분포

의한 설계곡선은 대부분의 계측자료를 포함하고 있다. 전체적으로 볼 때 압축성이 큰 점토지반에 DW를 시공하는 경우 최대 약 0.225% D의 지표 침하가 굴착면 주변에서 예상된다고 할 수 있다.

5. 요약 및 결론

본 논문에서는 연약 해성점토층에서 실시된 3개소의 지중연속벽(DW) 시험시공에서 관측된 주변지반의 변위거동을 분석하였고, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 관측자료에 의하면 DW 굴착 작업에 의하여 최대 293mm(0.8% D)의 큰 수평 변위가 해성점토층의 중간부에서 발생하였다. 이는 해성점토층에서 압밀이 진행 중이라는 점과 굴착면이 DW 시공도중 의도적으로 여러 차례 방치되었기 때문인 것으로

표 5. 유사 시공사례의 요약 (단위: m)

연구자	지반조건	지중연속벽 단면 (m)		
		길이	두께	심도
Stroud & Sweeney (1977) ^a	MD	6.1	1.2	36
Davies & Henkel (1980) ^a	MD	2.7-7.3		Up to 37
Cowland & Thorley (1985) ^a	MD	0.8-1.2		20-50
Clough & O'Rourke (1990)	Soft to very hard clay			
Poh & Wong (1998) ^b	MD	6.0	1.2	55.5
Ng 등 (1999) ^a	MD	2.8	0.8	39.7
Thorley & Forth (2002) ^a	MD	3.0-5.0	1.2	40.0-50.0

1. a: 홍콩, b: 싱가포르, MD: 해성점토

판단된다.

- (2) 굴착면을 방지하는 경우 지반의 변위가 50 - 225%로 급증했으며, 경우에 따라 DW의 굴착에 의해 발생하는 변위보다도 더 큰 변위가 발생하였다.
- (3) 평균압밀도가 50% 미만인 지반의 경우(TP2 & TP3) 매우 큰 지반의 변위 발생이 예상된다. 이때 DW 굴착 이전에 제트 그라우팅 기둥을 해성점토층 주변에 설치하여 지반을 보강하는 경우 지반의 변위가 크게 감소하였다. 한편, 평균압밀도가 50% 정도인 경우(TP1) 상대적으로 작은 지반변위가 발생한 것으로 분석되었다.
- (4) 굴착면에 콘크리트를 타설하는 것은 지반변위의 회복에 별다른 영향을 주지 못하는 것으로 나타났다.
- (5) TKO 관측자료의 경우 최대 0.076% D의 침하가 발생하였다. 한편, TKO 관측 자료 및 기타 유사 관련 자료를 검토한 결과, 압축성이 높은 지반에 DW를 시공하는 경우 최대 0.225% D의 지반 침하가 예상되며, 그 영향 범위는 굴착면으로부터 약 1-2 D이다.

참 고 문 헌

1. Clough, G. W. & O'Rourke, T. D. (1990), Construction induced movements of in situ walls, *Proc. of ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Geotechnical Special Publication 25, 439-470.
2. Cowan, C., Littlechild, B., and Green, E. (2001), Trial diaphragm wall panels in under-consolidated marine deposit, *Geotechnical Deformations and Movements*, 20th Annual Seminar, The Hong Kong Institute of Engineers, 181-192.
3. Cowland, J. W. and Thorley, C. B. B. (1985), Ground and building settlement associated with adjacent slurry trench excavation, *Proceeding of the 3rd Int'l Conf on Ground Movements and Structures*, London, Pentech Press, 723-738.
4. Davies, R.V. and Henkel, D.J. (1980), Geotechnical Problems Associated with the Construction of Chater Station, Hong Kong. J3/01-31 - J3/31-31
5. Farmer, I. W. and Attewell, P. B. (1973), Ground movements caused by a bentonite-supported excavation in London clay, *Geotechnique*, ICE, 24(4), 576-581.
6. Gourvenec, S.M. and Powrie, W. (1999), Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation, *Geotechnique*, ICE, 49(6), 801-823.
7. Mayer, P. and Gudehus, G. (2002), Prediction of soil movements due to diaphragm wall construction, *Deep foundation 2002, An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance*, *Geotechnical Special Publication*, No.116, ASCE, (Edited by O'Neill & Townsend), 696-711.
8. Ng, C. W. W. (1992), An evaluation of soil-structure interaction associated with a multi-propped excavation, Ph.D thesis, University of Bristol, U.K.
9. Ng, C.W.W. and Yan, R.W.M. (1999), Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence, *Geotechnique*, ICE, 49(6), 825-834.
10. Ng, C.W.W., Rigby, D.B., Lei, G.H., & Ng, S.W.L. (1999). Observed performance of a short diaphragm wall panel, *Geotechnique*, ICE, 49(5), 681-694.
11. Ng, C. W. W. and Zhang, L. M. (2001), Three-dimensional analysis of performance of laterally loaded sleeved piles in sloping ground. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 127(6), 499-509.
12. Peck, R. B. (1969), Deep excavation and tunneling in soft ground, *State-of-the-art report*, 7th *International conference on soil mechanics and foundation engineering*, Mexico City, State-of-the-art volume, 225-290.
13. Plant, G. W., Covil, C. S., and Hughes, R. A. (1997), Site preparation for the new Hong Kong International Airport, Airport Authority Hong Kong, Thomas Telford.
14. Poh, T. Y. and Wong, I. H. (1998), Effects of construction of diaphragm wall panels on adjacent ground: Field trial, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(8), 749-756
15. Powrie, W. and Kantartzi, C. (1996), Ground response during diaphragm wall installation in clay: centrifuge model tests, *Geotechnique*, ICE, 46(4), 725-739.
16. Stroud, M. A. and Sweeney, D. J. (1977), Review of diaphragm wall walls, *Proc. of Institution of Civil Engineers*, London, 142-148.
17. Thorley, C. B. B., and R. A. Forth. (2002), Settlement due to diaphragm wall construction in reclaimed land in Hong Kong, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 128(6), 473-478.

(접수일자 2004. 7. 13, 심사완료일 2005. 4. 18)