

지하철 건설에 따른 근접시공의 문제점 및 개선 방향

* 홍 원 표

** 주 정 석

*** 김 학 문

* 홍 원 표 (중앙대학교 교수)

** 주 정 석 (지하철공사 과장)

*** 김 학 문 (단국대학교 교수)

지하철 건설에 따른 근접시공의 문제점 및 개선방향

*홍 원 표
**주 정 석
***김 학 문

1. 서 론

근간 급속적 경제성장과 도심지 교통체증을 해소하고자 인구 및 건물밀집지역에서 시행되는 지하철 건설과 도시재개발공사 등으로 상당한 심도의 굴착공사가 진행되고 있으며 이로 인하여 야기되는 인근 건물 및 지하 매설물들의 피해사례가 증가되고 있는 실정이다.

93년 6월 현재 서울에서만 90여개의 지하철공사 현장이 도심지에서 동시에 굴착공사를 진행시키고 있고 이에 대한 충분한 주변 영향평가 및 안전에 대한 준비가 요구되고 있는 실정이다.

지하철 건설을 위한 굴착공사의 경우 굴착심도가 보통 20 ~ 30m 정도로 깊고 인접건물 및 매설물이 다양할 뿐더러 지층상태 역시 몹시 복잡하여 설계시 정확한 토압예측이 용이하지 않다. 주변영향 평가분석 및 벽체설계시 수압의 적용여부가 명확하지 않아 많은 현장들이 적당한 Grouting등 차수보조공법에 의존하고 있는 실정이다.

굴착이 상당히 진행됨에 따라 주변지하수위가 저하되어 손상된 건물 지하실에 별 문제가 없어 보이나 지하철이 완공되고 지하수위가 상승복귀 되었을때 보수가 용이치 않음을 예상할 수 있고 현재에도 보상문제가 야기되고 있는 많은 피해건물들이 보고되고 있다.

지금까지의 시행착오와 기술미비로 인하여 발생한 여러가지 문제점들을 조사분석하여 차후에는 보다 완벽한 지하철의 계획, 설계, 시공, 유지보수에 필요한 자료를 제공하기 위하여 근접시공의 문제점 및 개선방향이라는 주제에 대하여 사례연구를 토대로 정리해 보고자 한다.

아직 이 분야가 국내외적으로 시작단계라 생각되며 특히 국내의 자료가 충분치 않아 이렇다할 결과를 내릴수 없어 아쉽지만 오직 한가지 얻은 결론은 도심지 근접시공에 적용되는 모든 흙막이 벽체는 절대로 황무지에서 시공되는 가시설개념의 계획, 설계, 시공, 안전관

* 홍 원표 (중앙대학교 교수)
** 주 정석 (지하철공사 과장)
*** 김 학문 (단국대학교 교수)

리를 하여서는 않된다는 점이다. 단 한번의 실수나 과다한 벽체변위와 지하수위 하강등으로 인하여 인접건물이나 지하매설물에 치명적 손상을 미칠경우 원상복구가 불가능 할뿐더러 인명피해로 연결될수 있어 그 심각성이 심분고려되어야 한다.

본 연구는 굴착에 따른 주변지반의 침하원인과 문제점을 파악하고, 실제 건물손상사례들을 통하여 인접건물들의 피해를 사전에 예측하고 시공시 굴착단계별로 안전점검을 시행하여 실제의 가능한 피해를 최대한 제거하여 안전하고, 경제적인 지하철 건설을 시행하도록 모든 자료를 분석평가하여 몇가지 방안을 제시하고자 한다.

2 서울지하철2기 건설

2.1 사업개요

서울지하철은 현재 4개노선을 1기 사업으로 건설 완료하여 영업연장 118km를 운영하고 있으나 급증하는 교통수요 증가로 노면교통의 한계를 보이고 있는 실정이다. 이에 정부는 수도권 교통문제의 근원적인 해결을 위해 대중교통수단인 도시철도의 대폭적인 노선확충을 확정하게 되었다.

현재 사업추진중인 제2기 서울지하철 건설사업개요는 (표2.1)과같으며 1989년 12월 대규모 3,4호선 연장노선의 건설공사 착공을 시발로 하여 신설 4개 노선을 포함 총연장 160km를 1996년 말 완공목표로 건설중에 있다.

표2.1 노선별 건설계획

(단위 :km)

노 선 명	구 간	사 업 비 (억 원)	연 장	'92 완공	'93 완공	'94 완공	'95 완공
계		82,190	160	3	12	83.5	61.5
2호선 연장	신도림 - 목 동	1,550	3	3			
3호선 연장	양 재 - 수 서	3,320	8		8		
4호선 연장	사 당 - 남태령 상 계 - 신상계	527 257	3 1		3 1		
5호선 연장	공항-길동 □ 고덕 거여	29,433	52		52		
6호선 연장	역촌-도심-신내	16,340	31				31
7호선 연장	상계-화양-온수	22,204	42			16	26
8호선 연장	암사-잠실-성남	8,559	20			15.5	4.5

* 2호선 연장구간은 '92. 5. 22 기개통 운행중

* 4호선 연장(상계-신상계)구간은 '93. 4. 21 기개통 운행중

* 4호선 연장(사당-남태령 3km) — 철도청 위탁시행

2.2 서울지역의 지반현황

가. 지형 및 지세

서울지역의 지형은 북동부의 북한산에서 북악산에 이르는 산맥이 현저하게 돌출하고 중앙부에 한강이 북서방향으로 흘러가는 것이 특징적이다.

화강암이 분포하는 동북부지역은 장년기 지형을 나타내는 반면 편마암류가 분포하는 서부지역은 고립된 잔구(Monadnock)를 형성하는 등 노년기의 특징적인 지형을 보이고 있다. 북동부지역 산계의 방향은 대체로 남북방향으로 연장되어 있는데 이들은 북한산(837m), 남장대(715.7m), 북악산(341m), 인왕산(338.2m), 남산(240.1m), 등의 연맥이며 중부지역 일대에서는 노고산(104m), 매봉(235m), 망월산(179m), 대덕산(127m), 화곡동 부근의 고지(117m), 부천시 부근의 고지(137m)등이 북동방향으로 배열된 양상을 보이고 있다.

서측에서는 국사봉(109m), 덕양산(124m), 개화산(131m)등의 소규모 산들이 북동방향으로 불연속적인 분포상태를 보이고 있다.

수계는 서울을 동서로 관통하며 북서방향으로 흐르는 한강이 현저하고 이 주위로 소규모의 2차내지 3차 수계들이 방사상으로, 개별적으로는 수지상으로 유입되고 있는데 대표적인 것으로는 중랑천, 불광천, 안양천, 탄천 등을 들수 있다.

이러한 산계와 수계의 발달상태는 화강암 및 편마암 등의 지질분포 및 습곡축면, 단층등의 지질구조와 밀접한 관련을 갖는 것으로 판단되며, 편마암 등과 소규모의 관입체인 화성암류들은 대체로 주위의 지형보다 돌출되어 있음이 보통이다.

나. 지질개요

서울지역의 지질은 주로 선캠브리아기의 편마암류와 이들을 관입한 중생대의 화성암류, 그리고 이들 지반암들을 모두 부정합으로 피복하고 있는 제4기의 하성층으로 구성되어 있다. (그림 2.1 참조)

선캠브리아기에 속하는 경기편마암 콤플렉스는 퇴적기원 변성암으로서 호상 흑운모 편마암, 화강암질 편마암 그리고 운모 편암등으로 구분되며, 본 암류는 광역변성작용, 화강암화작용 및 열변성작용 등 여러단계의 중첩변형을 받아 지질계통 수립에 많은 어려움이 있다.

본 지역에서 가장 큰 암체인 호상흑운모 편마암(Banded Biotite Gneiss)은 지형적으로 저지대를 이루면서 강서구 화곡동, 신사동, 서대문구 연희동, 신사동, 강남구 삼성동, 경기도 양주군 및 광주군 등지에 넓게 분포되는데 노두의 발달은 불량한 편이다. 암상은 주로 흑운모로 이루어지는 암색대(Melasome)와 석영, 장석으로 되어 있는 명색대(Leucosome)로 이루어진 호상구조를 나타내는 것이 특징이며, 구성입자는 대체로 등립변정질(Granoblastic)이다. 흑운모 화강암(Biotite Granite)은 서울부근에 분포하는 저반(Batholith)의 일부로서 대보화강암의 연장부이며 일명 서울화강암이라고 부르는 마그마 기원의 심성관입암이다. 본 암은 북악산 일대에서 남산에 이르는 곳에 주로 분포하며 부천시 도당동, 강서구 개화

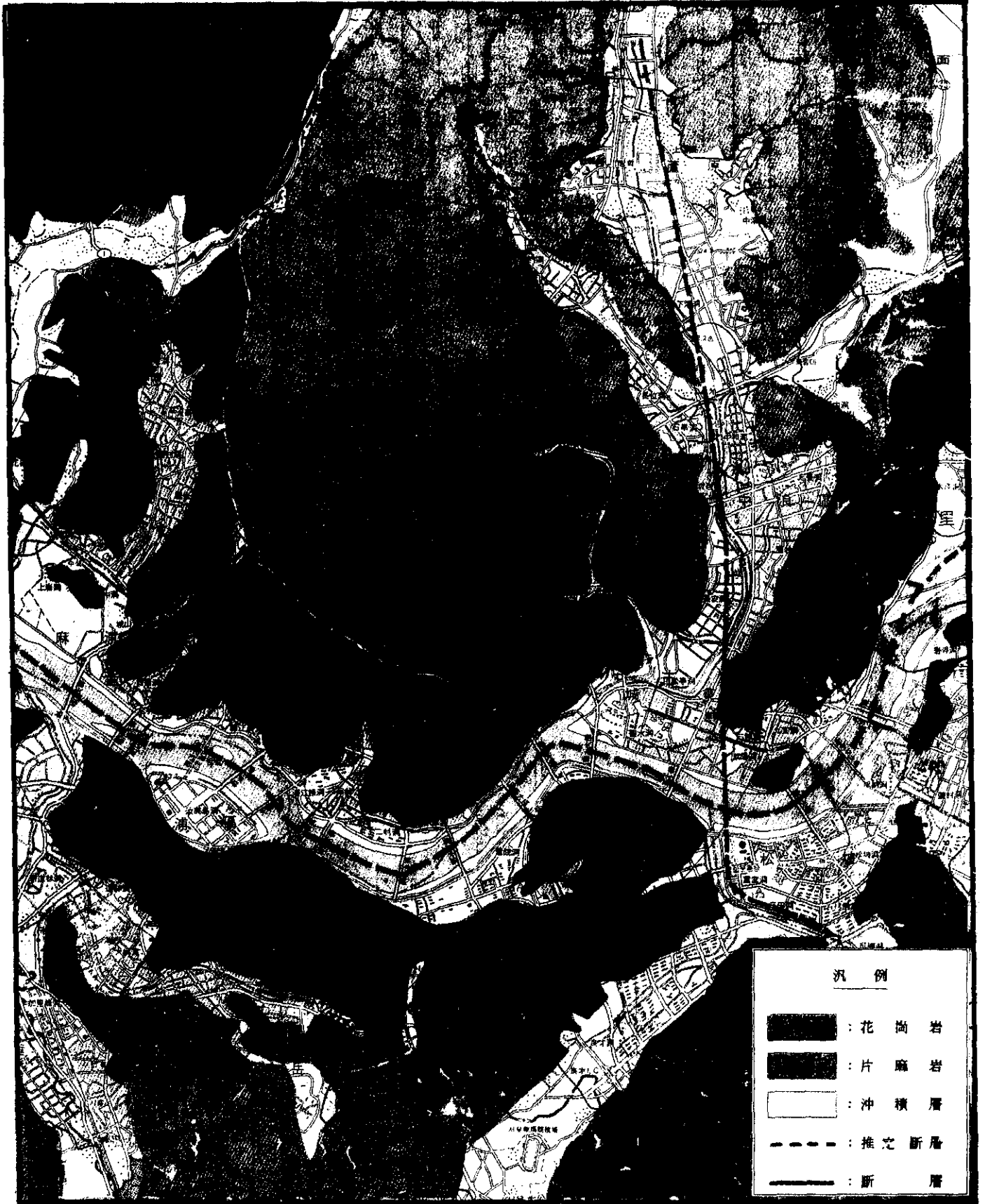


그림 2.1 서울시 지표 지질도

동, 중랑구 상봉동, 아차산, 구리시 수암동 일대에도 분포하고 있다. 본 암은 중립 내지 조립질 입자를 가지며 괴상으로 동립상조직(Equigranular Texture)을 보이는데 장암이 담홍색을 띠는 것이 특징이다.

제4기의 하성층(Quaternary Deposit)은 홍적세(Pleistocene)의 충적층(Alluvium)과 현세(Recent)의 충적층(Alluvium)으로 구분되며, 주로 한강 연안에 분포한다. 홍적세 기간중 한강의 범람에 의하여 퇴적된 홍적층은 사행하는 한강의 건설사면과 옥수천, 중랑천, 탄천등의 합류부에 넓게 분포하며 하안 단구층, 자연제방, 배후저습지등의 지형적 특색을 이룬다. 충적층은 한강주변과 감포평야 및 부평평야 등지에 넓게 분포한다. 본 지역의 단층은 의정부에서 둔전으로 길게 발달하는 NS방향의 중랑천 단층이 가장 규모가 큰 대단층이나 이는 항공사진에 의한 판독과 직선적인 계곡지형으로 추정된 가상단층이며 망우리 고개 - 아차산의 산릉을 횡단하는 아천리 단층에 의해 흑운모 화강암과 호상편마암이 단층 접촉을 하고 있다. 이외 역산동 남측에서 북동동 방향으로 발달하는 단층이 있으며 신정동 남측에서는 역단층이 북측에서는 정단층이 나타나며 나머지는 모두 주향이동단층인데 이들 주향이동단층은 북서서 방향으로 발달하는 한강을 따른 주단층(Main Fault)에 의한 제2단(Second-Order)내지 제3단(Third-Order)의 단층으로 사료된다.

다. 노선경유지 현황

현재 건설공사중인 2기 지하철 노선중 일부구간은 한강 및 중랑천변의 예상되는 단층대 지역에 근접통과하므로써 지하굴착 및 터널시공에 곤란을 당하고 있는 실정이다. 특히 5호선의 영등포, 여의도, 한강통과구간은 기반암상부에 충적층이 두껍게 형성되고 지하수가 충만되어 있어 공사중 지하수처리 미흡으로 붕괴사고가 자주 발생되고 있다. 따라서 대규모의 굴착공사계획 및 설계에 앞서 전반적인 지층구조의 거시적 예측탐사와 치밀한 지반조사로 토류벽 설계, 굴착방법, 지반보강 및 차수공법 등 전공종에 대하여 정밀검토하고 보다 완벽한 공사계획의 수립이 요구된다.

2.3 적용공법 현황

가. 지하철 건설공사의 특성

- 공사대상지역이 과밀혼잡지역을 대상으로 하여 교통량 및 각종 시설물과 지하매설물 산재등으로 공사진행상 지장물이 다수 존재한다.
- 토지이용을 극대화를 위해 공공용지하부 지하공간을 주로 이용하여 건설되고 있다.
- 공공용으로 도로하부를 주로 활용하고 있으며 도로입지는 원초적으로 계곡이 대부분이므로 지반조건이 열악하여 지하수위가 높아 토목공사에 취약한 상황이다.

나. 공법선정배경

지하철 건설공사 특성상 공법선정의 주요 기준으로는 다음 사항을 고려하고 있다.

- 시민생활권 보호측면에서
 - 노면교통장애의 최소화
 - 기존의 도시기능유지를 위한 각종 시설물의 피해 극소화
 - 진동, 소음, 분진등 환경공해 축소

- 공사관리의 합리화 측면에서
 - 경유지 토지이용 현황 및 장래 전망
 - 지반조건 및 지하수 특성
 - 중, 평면 선형조건 및 지하철 구조물 기능
 - 공사시행중 안전성 및 시공성
 - 건설공사의 경제성

다. 적용공법

- 제2기 지하철 건설공사는 동시에 대규모로 시행되므로
 - 공사중 노면장애를 최소화하기 위하여 터널공법을 최대한 확대시행
 - 지하철 기능상 정거장 및 환기구 등 지상과의 공간연결이 요구되는 구간과 지반조건이 열악하여 터널형성이 어려울 것으로 예상되는 구간에는 개착공법을 적용
- 노선별 적용공법 현황 (단위: km)

노선별	총 연 장		개 착	터 널	지 상	비 고
	공 장	건 설				
계	160.0	173.1 (100%)	84.3 (48.7%)	83.4 (48.1%)	5.4 (3.1%)	
2호선 연장	3.0	3.0	3.0			
3호선 연장	8.2	8.0	4.9	3.3		
4호선 연장	4.0	4.3	0.3	3.0	1.0	
5호선	52.0	57.9	21.9	35.4	0.6	
6호선	31.0	34.4	18.5	15.6	0.3	
7호선	42.0	45.6	21.7	21.9	2.0	
8호선	20.0	19.7	14.0	4.2	1.5	

土留工法別 特徵比較

(表 2.2)

區 分	1 案	2 案	3 案	4 案
工 法 名	H-PILE + 木材土留板	H-PILE + 土留壁콘크리트	鋼矢板 (Sheet Pile)	地 中 連 續 壁
遮 水 性	없 음	부분차수가능	차수효과가 없음	완벽한차수가능
周邊地盤變形程度	압밀침하, 탄소성변형유발	"1案" 대비 변형 축소	탄소성변형유발	변형이 거의 없음
安 定 性	불 량	보 통	보 통	양 호
適 用 地 質	비교적 전 지질에 적용	비교적 전 지질에 사용	자갈, 호발들층 및 압층에 시공에도	연암이상에 적용근란
動 員 裝 備	소형 항타기 및 천공장비	소형 항타기 및 천공장비	중형 항타기 및 천공장비	특수대형굴착기 및 장비와 플랜트필요
施 工 實 績	가 장 많 음	많 음	많 음	가 장 적 음
地 下 水 對 策	지하수위위려하법 또는 차수 Grout 시행	국부적인 차수 Grout 시행	불 필 요	불 필 요
기 타 사 항	<ul style="list-style-type: none"> ○ 지하수위 이하의 연약 토사층 시공시 지반보강 및 차수비용이 클 수 있음 ○ 장시간 사용시 토류관 등의 부식으로 안전저해 가능 ○ 배면 토사 유실 우려 ○ 배면 토사 유실 유실 가능 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 콘크리트 양생기간 필요 ○ Pile의 매몰로 생환 불가 ○ 배면의 공극충진 필요 ○ 비축강재 활용가능 ○ 토류관 강성이 비교적 큼 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 치밀한 Sheet Pile타입 근란 ○ Sheet Pile의 시공상태 확인 불가 ○ Sheet Pile의 구매필요 ○ 비축강재 사용불가 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 대형장비 및 설계필요 ○ 소요장비 수입 필요 ○ 특히토 지급 ○ 비용이 과다 ○ 영구 구조물로 이용 가능 ○ 응축 하하여 경제성이 있음
검 토 의 건	<ul style="list-style-type: none"> ○ 지질 조건상 지하수위가 높고 연약 토사층이 두껍게 형성되어 있어 적용시 보조공법 필요 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Pile이 매몰이 수반되거나 비축강재 활용은 공법으로 시공성이 우수 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 완벽한 시공시 차수효과가 크지만 시공관리가 어렵다 ○ 지질조건상 모래 자갈층에서 타입이 곤란하다 ○ 충적층으로 예상된다 ○ 신규 강재의 구매가 필요 	<ul style="list-style-type: none"> ○ 가장 완벽한 토류공법 이나 비용크고 영구구조물로의 활용이 곤란 - 가설비용 증대

표 2.3 지중 연속벽공법별 특징비교

공법 구분	S. C. W 공법	C. I. P	SLULLY WALL
1. 공법의 개요	φ500mm의 3축 AUGER에 의 해 천공 및 인발시 ROD의 날개로 원지반과 시멘트 믹싱 교반시켜, 원형 의 연속적인 개량체 형성	주열실 말뚝공법으로 현장 에서 소정의 구경으로 구멍 을 만들고 거기에 현장콘크 리트를 쳐서 만든 말뚝	지하연속벽공법으로 소정 의 단면으로 굴착을 한 후 시멘트+SLURRY 현탁액 을 주입하여 지하연속벽 체를 형성
2. 시공 순서	1. 천공(φ500mm)3축 2. 천공교반 주입 3. 인발교반 주입	1. 소정의 심도까지 천공 (φ400mm) 2. 상단무게 이상설치(1m) 3. 콘크리트 타설 4. 슬라이 처리 5. 게이싱 해체	1. 소정의 심도까지 굴착 2. 시멘트+SLURRY주입
3. 주입 재료	CEMENT, BENTONITE SOIL	콘크리트	시멘트 + SLURRY
4. 주입 방법	3축 ROD를 통해 시멘트 PASTE와 AIR를 각각 주입 하여 천공과 인발시 원지 반을 혼합, 교반시키는 방식		트레미를 이용하여 하부 에서 부터 레미콘 타설
5. 주입 압력	5- 10 kg/cm ²	없 음	없 음
6. 사용 목적	차수, 토류벽(가설), 지반 보강(지지말뚝)	차수, 지지말뚝, 지중연속벽	차수, 지지말뚝, 지중 연속벽
7. 적용 토질	점토, 사질, 사력지반	점토, 사질지반	점토, 사질, 사력, 풍화대
8. 지수 효과	양 호	양 호	양 호
9. 주입 범위	-	-	-
10. GEL TIME	-	-	-
11. 주입 재의이탈	이 탈 없 음	이 탈 없 음	이 탈 없 음
12. 현장 적용성	HOLE OVERLAP이 정확하여 일정한 벽을 형성한다. 토 류벽으로 사용시 토류판과 별도의 차수시설이 필요치 않다. 차수효과가 매우 우수하며 장기간 공사시 지반변형 방지에 우수하다. 수직 시공만 가능하므로 지하지 장물 이하 시공이 불가능 하다. 장비가 대형이므로 작업공간이 넓다.	상부구조물의 하중에 견디 기 위하여 확실한 지지층까 지 말뚝을 설치하여야 한다	확실한 시공효과가 기대 할 수 있으나 설비가 대 형이어서 현장여건을 감 안하여야 하며, 경제적이 지 못하다.

2.4 흠막이공 설계

가. 개요

개착공법 적용구간의 흠막이공은 지하구조물 축조공간 확보를 위한 굴착부 벽면의 과도한 변형 및 붕괴를 방지하는 공종으로 가시설 구조물중 가장 핵심사항이다. 따라서 흠막이공의 선택은 지반조사, 지하수의 상태, 지상여건, 시공법 및 존치기간등을 고려하여 사전에 충분한 검토 및 검증을 거쳐 결정하여야 한다. 종래 흠막이공은 공사목적들이 아닌 일시적인 가시설 구조물로 생각하여 경제성을 최우선하는 계획 및 설계를 시행하여 왔다. 그 예로서 허용응력의 50% 증가와 강재의 2-3회 반복사용으로 시공전 부터 변형된 강재를 사용하는 등 안전에 다소 무리한 점이 있었다.

특히 지하철 건설공사의 가시설 구조물인 경우 본선은 개략 1년정도 정거장 및 터널작업장은 약3년정도 거치되는 것으로서 일시적이란 개념은 무리하다고 판단된다. 이와같은 개념에서 출발한 가시설 구조물의 설계는 시공상의 착오와 상승작용하여 과도한 변형유발은 물론 붕괴사고를 초래할 우려를 내포하고 있다.

나. 흠막이공의 종류 : 적용대상공법

- H-PILE + 목재 흠막이
 - H-PILE + 흠막이 콘크리트
- + 그라우트 유무

- SHEET PILE
- SOIL CEMENT WALL
- 지중연속벽 공법

- 상기 대상공법의 일반적인 비교는 (표2.2)과 같고 차수성 흠막이벽으로 최근 많이 시행되고 있는 지중연속벽의 비교는 (표2.3)과 같다.

2.5 허용지반침하량 기준

가. 주변지반의 변형요인

(1) 토류벽 공법선정과 관련하여

- 토류벽 자체 강성부족으로 측면변위발생으로 인한 배면침하 유발
- 배수성 토류벽 적용시 지하수의 유입과 동반한 토립자의 유출로 인한 배면침하 및 점성토 지반에서의 압밀침하 발생

(2) 토류벽공법 시공불량 및 굴착작업과 관련하여

- 천공작업시 과도한 진동 및 압력에 의한 압축침하 발생

- 목재 토류판 및 토류콘크리트의 설치지연 및 배면공극 충전미흡으로 인한 배면지반의 수평 및 수직이동
- 엄지말뚝 설치시 잔류공간 충전미흡으로 인발시 진동 및 충전불항에 의한 침하발생
- 굴착과 토류벽 지지구조의 시공 불균형에 의한 토류벽의 수평이동 수평

(3) 기타요인

- 토류벽 배면의 기존 수로관거의누수 및 파괴에 따른 배면토사의 토사의 순간적 유실 : 붕괴사고 연결
- 연약지반에서 굴착시 굴착면의 Heaving으로 인한 지반의 전체적인 거동

나. 개선방향

(1) 토류벽 구조개선

- 차수성 토류벽 확대 시행
- 토류벽 자체 강성 증대

(2) 시공성 확보 및 품질관리 철저

(3) 주변시설물에 대한 보호측면의 계획 및 설계

(4) 개착구간의 계측관리 확대 시행

다. 주변시설물의 보호설계 사례

표2.4 구조물 종류별 허용침하량 기준

침하형태	구조물의 종류	최대침하량
전체침하	배수시설	15.0 - 30.0 cm
	출 입 구	30.0 - 60.0 cm
	부등침하의 가능성	
	석조 및 벽돌구조	2.5 - 5.0 cm
	뼈대구조	5.0 - 10.0 cm
	굴뚝, 사이로, 매트	7.5 - 30.0 cm
전 도	탑, 굴뚝	0.004 S
	물품적재	0.01 S
	크레인 레일	0.003 S
부등침하	빌딩의 벽돌벽체	0.0005 - 0.002 S
	철근콘크리트 뼈대구조	0.003 S
	강 뼈대구조(연직)	0.002 S
	강 뼈대구조(단순)	0.005 S

S : 기둥사이의 간격 또는 임의의 두점 사이의 거리

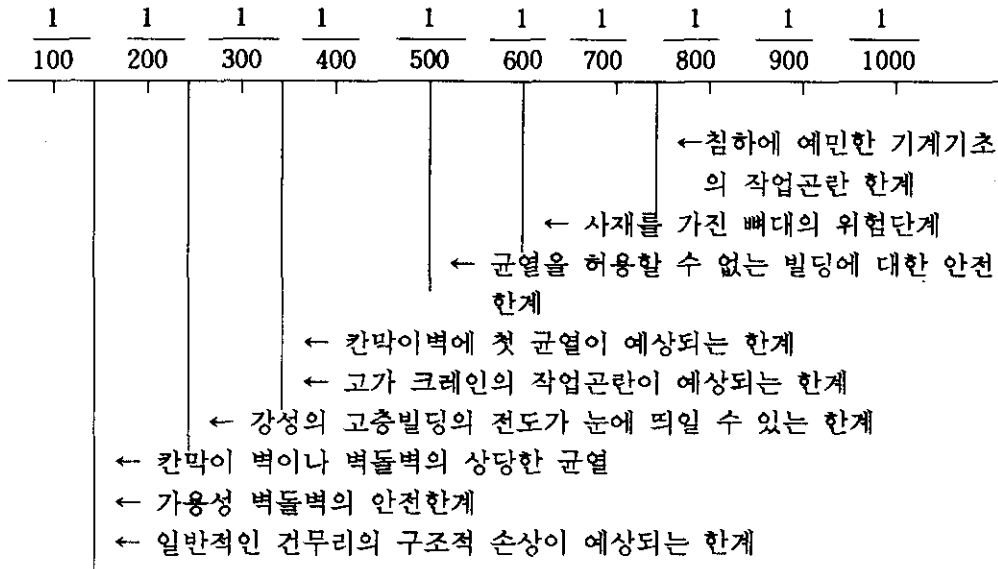


그림 2.2 허용 각 변위 (δ / L)

2.6 발파진동 허용치

(1) 서울지하철 발파진동 허용치

발파작업시 인접건물에 피해를 주지않기 위해서 허용진동치를 결정해야 하는데 이에 대한 연구가 유럽과 미국등지에서 수십년간 행해졌다.

그러나 허용진동치는 각 국가 및 연구기관마다 다른 수치를 나타내는데 이는 실험조건 및 지반조건이 서로 상이하기 때문인 것 같다. 따라서, 서울지하철의 경우는 서독의 DIN규정에 의한 허용진동치를 사용하기로 한다. 이 규정에 의한 허용진동치는 각 건물의 조건에 따라 정해져 있으며 외국의 여러나라의 허용치와 비교해 볼때 상당히 안전한 수치를 나타내므로 적용에 무리가 없을 것으로 생각된다.

표2.5서울지하철발파진동치

건물등급	I	II	III	IV
분 류	문화재	주택, 아파트(실금이 있는 정도)	상가(CRACK이 없는 상태)	철근콘크리트 빌딩 및 공장
건물기초에서의 허용진동치 (cm / sec)	0.2	0.5	1.0	1.0-4.0

비고 : (1) 위표는 서독의 Vornorm DIN 4150, Teil 3을 기준하였음

(2) 주파수는 약 100Hz 까지 통용된다.

(3) pick up 위치를 해당건물의 외청마당(Ground)에 설치함을 기준으로 한다.

(2) 서울지하철 3,4호선의 발파진동 추정공식

지하철 3,4호선 구간의 암반에 대한 발파진동추정공식을 결정하기 위하여 암반물성, 폭원과 축점간의 거리, 폭약의 종류 및 발파방법등을 변화시키면서 진동측정기 VME, VS-100, VM-12B등을 이용하여 실험해 본 결과 화강암과 편마암으로 양분되어 공식이 결정되었음.

○ 화강암에서의 발파진동 추정공식

$$V = K W^{0.57} D^{-1.7}$$

○ 편마암에서의 발파진동 추정공식

$$V = K W^{0.5} D^{-1.5}$$

(3) 발파진동상수 k

위에서 결정된 공식의 상수 k는 다음의 여러가지 요인에 의해서 변화한다.

- 가. 암종(화강암 또는 편마암)
- 나. 암석의 압축강도
- 다. 화약종류
- 라. 발파방법

이상의 4가지 요인을 고려하여 결정된 상수 k는 표2.6 및 2.7에 표시되어 있다.

표2.6 발파진동상수 k(화강암)

구분 폭약	발파방법 압축강도(kg/cm)	개척식	터널식	
		단계발파	심반발파	확대발파
다이내마이트	1,800 - 1,500	117	127	97
	1,500 - 1,200	106	116	86
	1,200 - 900	95	105	75
	900 - 600	84	94	64
	600 이하	73	83	53
함수폭약	1,800 - 1,500	94	102	78
	1,500 - 1,200	85	93	69
	1,200 - 900	76	84	60
	900 - 600	67	75	51
	600 이하	58	66	42
초안폭약	1,800 - 1,500	76	66	63
	1,500 - 1,200	68	74	55
	1,200 - 900	61	67	48
	900 - 600	54	60	41
	600 이하	46	53	34

표2.7 발파진동상수 k(편마암)

구 분 폭 약	발파방법 압축강도(kg/cm)	개 착 식	터 널 식	
		단 계 발 파	심 반 발 파	확 대 발 파
다이너마이트	1,500 - 1,200	61	71	41
	1,200 - 900	55	65	35
	900 - 600	49	59	29
	600 이하	42	52	22
함수폭약	1,500 - 1,200	49	57	33
	1,200 - 900	44	52	28
	900 - 600	39	47	23
	600 이하	34	42	18
초안폭약	1,500 - 1,200	39	46	26
	1,200 - 900	35	42	22
	900 - 600	31	38	18
	600 이하	27	34	14

2.7 피해보상지침

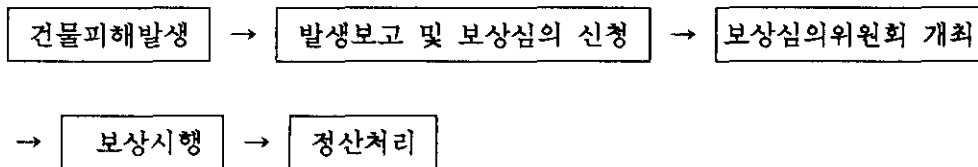
가. 피해유형

- 건물의 균열 및 전도와 붕괴 발생
- 대지내 각종 관로 등 시설물의 파손
- 정호(우물)의 고갈

나. 주요원인

- 지하수 탈수로 인한 지반부 등 압밀침하
- 지하철 구조물 시공으로 인한 지하수로 차단
- 지하굴착시 발파진동
- 지하굴착으로 인한 주변지반의 탄.소성 변형

다. 피해발생시 처리지침



* 세부절차 (그림 2.3 참조)

(2) 보상방법 및 비용부담 기준

- 보 상 방 법 : 존치보수 도는 개축복원
- 보상비 부담 : 귀책사무 및 소재규명후 귀책자 단독 도는 공동부담원칙
- 보상비 산출기준 : 보수시에는 실공사비로 하여 개축복원시에는 건물감정가로 산출
- 보상비 지급방법 : 건물소유주와 협의 결정

라. 보상심의위원회 설치 운영

(1) 심의사항

- 피해건물 안전진단 및 보수방법 심의
- 귀책사유에 따른 비용부담 구분 심의

(2) 위원회 구성 : 사안별로 사계전문가 및 관계관과 관련자로서 12인 이내 구성 운영

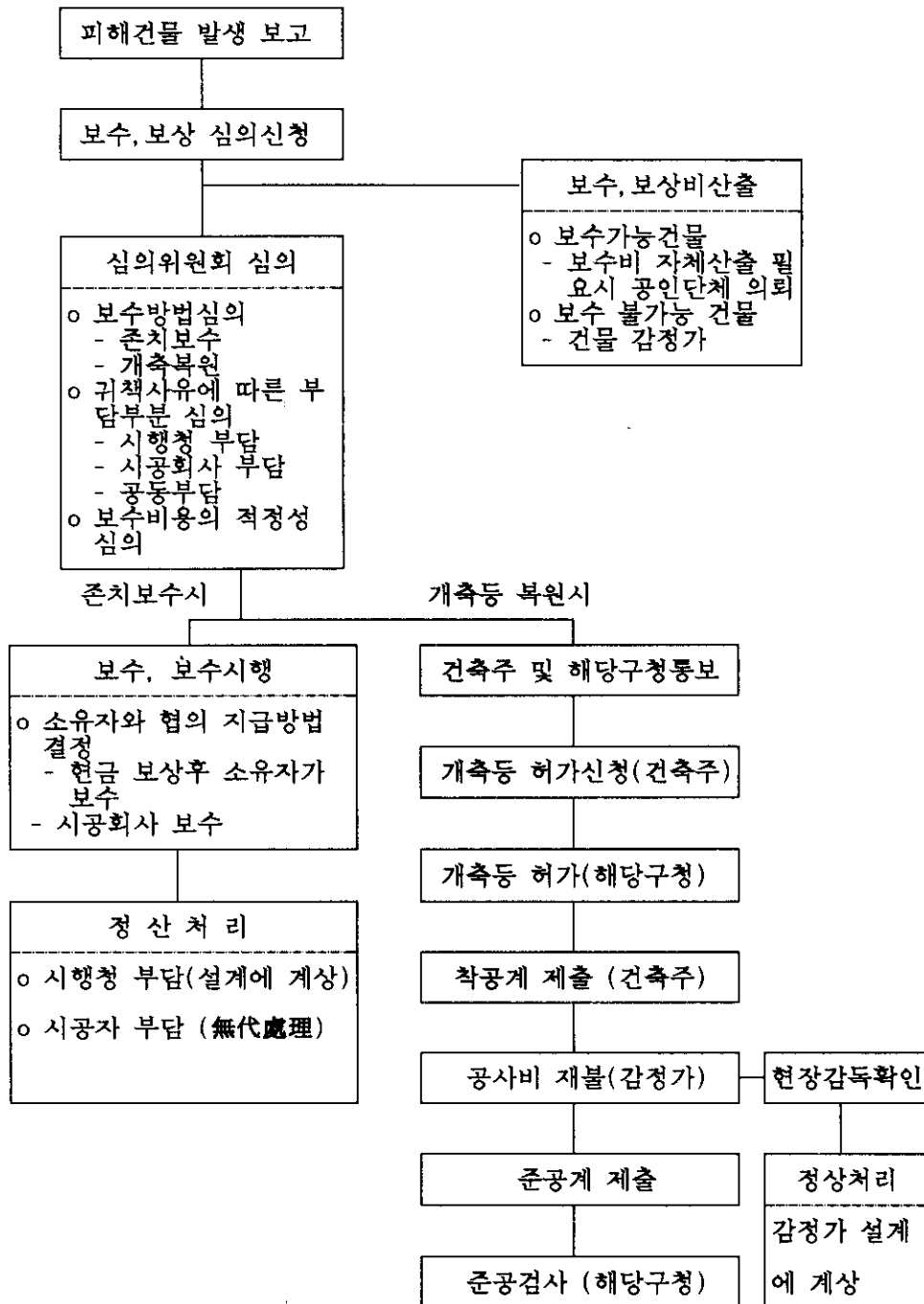


그림 2.3 피해건물보상 세부시행 절차

3. 인접건물 피해

3.1 굴착과 피해

지하철 건설에 따른 깊은 굴착은 배면지반의 침하를 야기시키며 이로 인한 인접구조물의 피해 방지란 단순한 이론해석만으로는 해결될 것 같지가 않다.

배면침하 원인과 관련된 요소들은 실로 다양하고 복잡할 뿐더러 이들이 복합적으로 작용할 수가 있기 때문에 정확한 예측이 어렵지만 일반적으로 잘 알려진 요인으로서 토류벽의 변위, 지하수의 저하에 따른 지반의 압축 및 압밀현상 그리고 시공방법 및 진동충격을 들 수 있겠다.

제1회 도심지굴착에 관한 한.일 세미나에서 정형식교수님은 그의 논문을 통하여 토류구조물은 파괴에 대하여 안전해야 될 뿐 아니라 주변지반이나 인근 구조물에 대하여 최소의 영향을 미칠 수 있는 구조적 특성을 가져야 된다고 하였다. 이는 가시설로서의 일반구조물과 근접시공에 적용되는 토류구조물의 계획, 설계, 시공, 및 안전관리의 명확한 선을 긋는 내용이라 생각된다.

J. Burland 교수는 stress is a philosophical concept-deformation is the physical reality.

물론 지반의 응력과 거동은 해석에서 불가결한 요소이지만 변형의 결과는 바로 눈앞에 전개되는 지반거동, 건물의 침하와 균열등 현실적으로 나타나게된다.

3.2 피해예측방법

지반의 침하로 야기되는 구조물의 거동은 균등침하(Uniform Settlement), 전도(Tilting) 및 부등침하(Differential Settlement)로 나눌수 있는데 이들 중 부등침하는 건물전체에 뒤틀림을 유발하여 치명적인 손상을 입힐수 있다.

Skempton과 Macdonald(1956)는 라멘타입 건물이 부등침하로 인하여 다음의 세가지 관점에서 건물의 손상을 분류하였다.

1) 구조적 손상 : 구조의 손상은 각변위 $\delta/L > 1/150$ 일때 예상됨

(L = Span, δ = 기둥간 부등침하량)

2) 건축부재 (벽체나 바닥) 손상은 $\delta/L > 1/300$ 일때 예상됨

표 2.4는 여러가지 구조물에 대한 최대 허용침하량과 부등침하량을 건물의 특성을 고려하여 Sower(1962)가 제시하였는데 철근 콘크리트 구조물의 허용부등침하량의 경우 0.003s로 정하고 있다.

표 3.1은 구조물별 각변위(Tilt)를 기준으로 건물의 피해정도를 예측할수 있는 자료를

표3.1 빌딩 구조물의 손상한계

기 준		독 립 기 초	확 대 기 초
각 변 위 (δ/L)		1/300	
최 대 부등침하	점 토	44 mm	
	사질토	32 mm	
총 침하량	점 토	76 mm	76 ~ 127 mm
	사질토	51 mm	51 ~ 76 mm

Bjerrum(1963)이 제안하였다. 여기서 1/300 ~ 1/500은 칸막이 벽의 첫균열이 예상되는 한계와 균열을 허용할수 없는 빌딩의 안전한계로서 일반적으로 실무에 많이 적용되는 한계이다.

Peck(1970)은 가시설 흙막이 벽이 느슨한 모래나 자갈층에 설치되어 버팀이나 앵커로 지지되었을 경우 최대지반 침하는 $0.5\%H$ 이고 굴착심도(H)의 2 ~ 3배 수평거리까지 침하영향이 미칠수 있다고 제안하였다.

Mataillan(1969)는 선행하중을 작용시킨 모래지반의 모델실험에서

$$\frac{\text{벽체 부근의 최대지반 침하량}(\delta)}{\text{벽체 상부의 수평변위}(\Delta)} = \frac{1}{3}$$

수 있다. 국내에서는 아직 충분한 자료가 없는 관계로 예측하기가 곤란하다.

그림 3.1은 굴착으로 인한 벽돌조 건물의 손상한계를 O'Rourke, et.al이 발표한 내용을 Underpinning여부 결정에 사용하였다. (NAVFAC DM-7.2, 1982)

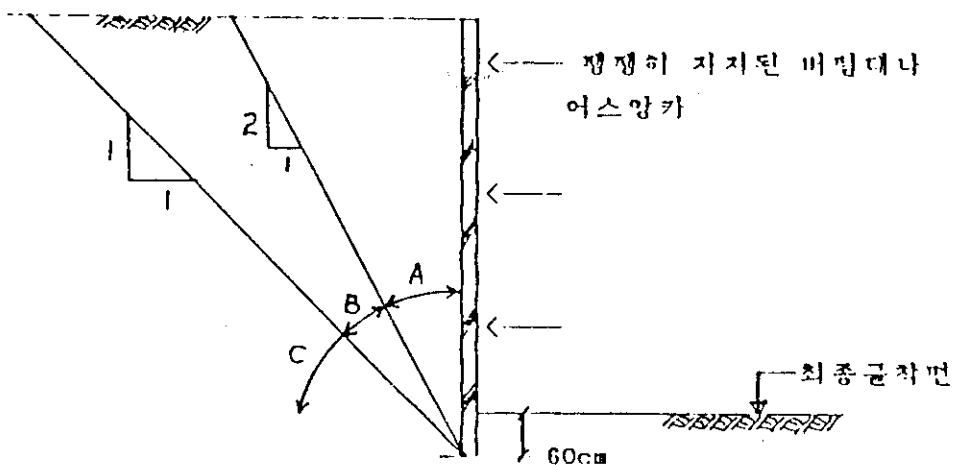


그림 3.1 Underpinning여부 결정

그림에서 ZONE A : 이 지역의 기초는 underpinning이 요구될지 모른다.

ZONE B : Underpinning이 불필요함.

ZONE C : Underpinning한 구조물 기초는 이 지역에 있을 것

* A 와 B ZONE의 구조물 기초하중은 벽체의 수평과 수직토압을 유발하므로 추가로 포함시킬 것.

ZONE C에 있는 구조물의 토압을 고려할 필요없음.

3.3 피해 원인

(1) 지반조사 및 자료미비

- Borehole의 분포 및 조사 심도가 부적절하거나 토질의 현장 및 실내시험 자료 미비
- 지하수의 계절적 거동과 지반의 투수상태
- 지형 지세에 따른 공사중 지반 및 지하수의 거동 예측
- 토질 및 암반에 대한 정확한 응력-변형자료와 시공중 예측되는 강도변화
- 암반존재시는 Sliding 파괴 및 Creep거동 가능성을 추정할 수 있도록 NX Size이상의 Rock Core를 회수하여 절리, 균열, 단층등의 각도 및 방향성을 조사 분석

(2) 토류구조물의 공법선정에 관한 문제

- 지반과 주변여건에 적합한 공법선정의 여부, 경우에 따라서는 단순한 공사비의 비교가 바람직하지 못하다.
- 토류벽 강성과 차수성 부족으로 배면 침하 유발
- 굴착 단계별 안전성의 미확보와 버팀구조의 부적절한 선택

(3) 설계 및 감리에 관한 사항

- 인접구조물의 하중 및 침하범위가 고려된 토압계수의 채택문제 (경우에 따라서는 K_0 도 사용할 수 있도록 배려)
- 시공 단계별 벽체의 변형이 누적되고 이로 인한 주변지반의 합리적 침하량을 산정하여 주변구조물의 안전영향 평가를 사전에 예측할 수 있는가
- 개수식 및 차수식 벽체설계 적용에 관한 확실한 방향 선정 여부. (개수식 경우 지하수 저하에 따른 지반침하 평가. 차수식인 경우 토류벽에 작용하는 수압 고려)
- 시공중 변할 수 있는 지하수위, 토질강성, 시공방법, 상재하중 크기등을 계산서에서 제시하고 감리시에 철저한 점검 여부.
- 토류벽 및 버팀구조의 시공오차와 안전율의 적합성 검토(장기, 중기, 단기등의 안전율 변화의 적용)
- 시공단계별 현장의 계측자료들과 예측설계값과 비교 검토하여 필요시 적절한 조치를 취할 수 있도록 정보화 시공 관리.

(4) 토류벽 시공불량과 굴착작업

- 천공작업에 따른 지반의 이완과 진동, 압력에 의한 주변침하
- 토류판과 토류콘크리트 설치지연과 배면공극 충전 미흡으로 배면지반의 수직 및 수평거동
- 과도한 과굴착과 버팀구조설치 지연으로 인한 흠의 강도 저하 및 선행 변형 허용
- 버팀구조의 강성부족 및 시공불균형으로 벽체의 수평변형
- 지반 및 암반의 상태가 설계예측치와 다를 경우 반드시 전문가의 안전검토와 평가후 시공할수 있는 여건
- 설계도서와 시방서의 철저한 숙지와 적용상태

(5) 기타 요인

- 토류벽 배면에 설치된 상하수도등의 관거 파열로 인하여 순간적 수압상승과 토사유실이 풍괴사고로 연결
- 굴착면의 근입부족으로 Heaving 과 Piping 현상초래

4 지반침하

4.1 흠막이벽의 종류와 지반침하

흠막이벽 배면의 지반침하의 가장 중요한 원인중의 하나가 굴착중 누적되는 벽체의 수평변위 일것이며 이를 최소화할 수 있는 요소들은 벽체의 강성과 근입심도 및 굴착측 지반의 강성이 될 것이다.

그림 4.1과 4.2에서 Mr Craft가 지적한바와 같이 연성벽체(Flexible Wall)에서는 지반조건에 약간의 영향은 있으나 대체적으로 큰 벽체의 수평변위에 따른 지반침하를 유발하고 있는 반면 비교적 강성벽체에서는 비교적 적은 침하량을 나타내며 벽체의 변형 Pattern이 약간 다를수 있다.

그림 4.3은 강도가 3 ~ 5 t/m²의 Boston 점토층에 지하철 공사를 위한 굴착이 G.L -15 m 까지 진행되었다.

굴착면에 인접하여 위치해있는 7층 학교건물 주변은 강성이 큰 90 cm 의 지하연속벽으로 시공되었고 반대편과 대부분의 구간은 Sheet Pile 공법을 적용하여 이들 벽체의 수평변위의 계측치가 그림3에 나타나 있다. 같은 굴착조건과 지반 및 버팀상태에서 지하연속벽의 수평변위가 25 mm 내외인데 반하여 Sheet Pile 벽체는 112 ~ 175 mm 로, 5 ~ 6배의 차이를 보이고 있다. 물론 점토에서 극단적인 비교 같지만 이 벽체들의 수평변위가 주변지반 침하의 양상이 될 것이라고 가정하면 벽체의 강성이 지반침하에 미치는 영향이 얼마나 심각한지 알 수 있다.

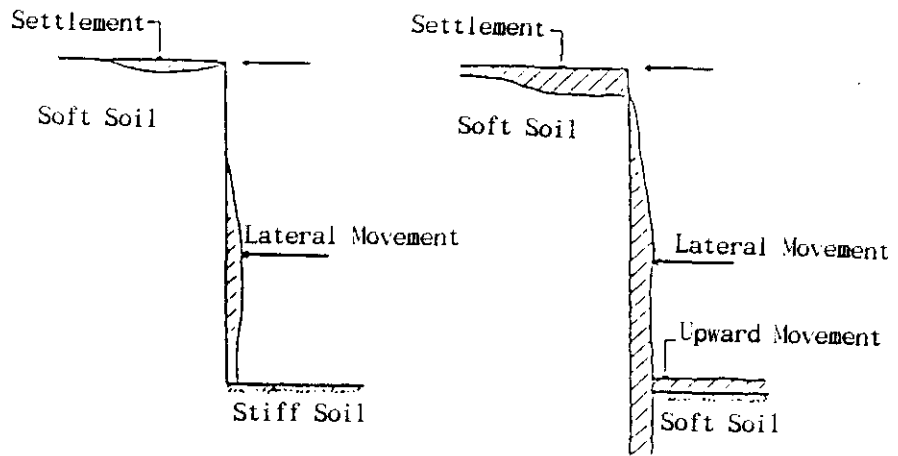


그림 4.1 Movements with flexible retaining walls

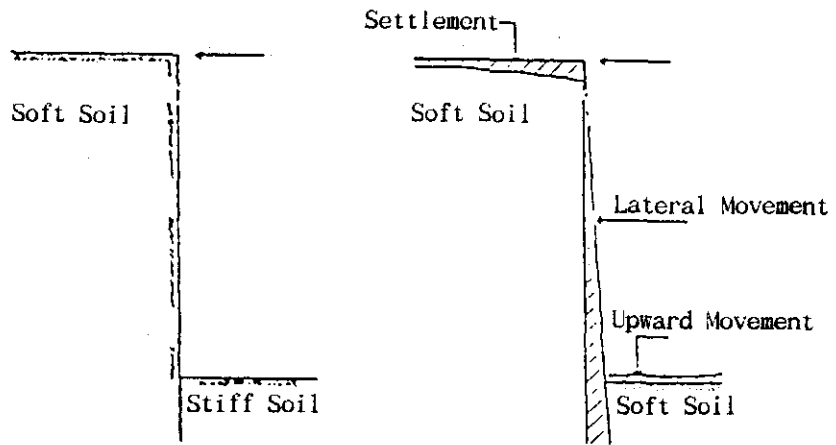


그림 4.2 Movements with stiff retaining walls

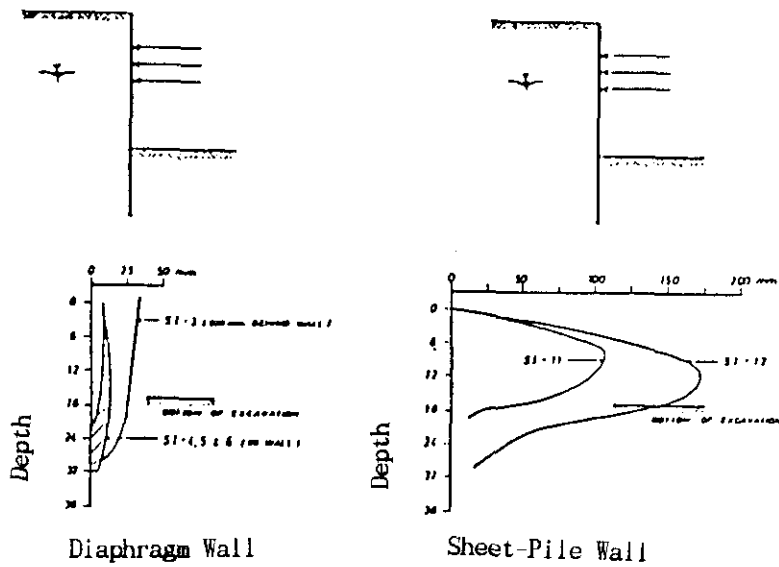


그림 4.3 Massachussetts Bay Transportation Authority,
Bosco School Section (D'Avollonia)

Goldberg et al.(1976)은 벽체와 지반의 강성에 따른 벽체의 수평변위를 나타내었다.

$$\text{Sheet Pile(PZ-28) 강성은 : } \frac{EI}{L^4} = 5.86 \text{ ksf}$$

$$\text{Concrete 벽체(76 cm 두께) 강성은 : } \frac{EI}{L^4} = 56.3 \text{ ksf 일 경우 지반강성은}$$

Stability Number인 $N = \frac{\gamma H}{S_u}$ 로 표시하였다. 그림 4.4의 경우 Sheet Pile의

최대 벽체 수평변위는 76 mm 인데, 강성벽체인 지하연속벽은 약 38 mm 가 된다.

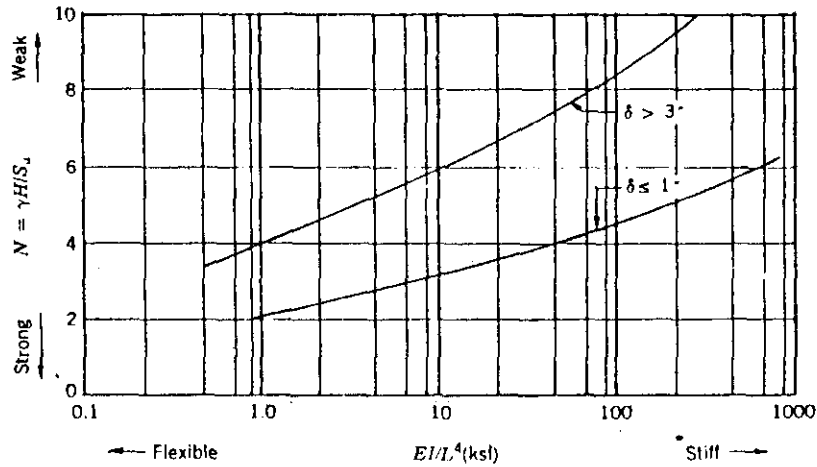


그림 4.4 Effect of wall stiffness and soil deformability
(expressed by the stability number $N = \gamma H / S_u$ or
lateral wall deflection (ksF))(From Goldgerg et al.,1976)

4.2 벽체의 버팀형식과 주변침하

흙막이벽 버팀형식에 따른 벽체의 거동과 이로 인한 인접구조물의 침하에측은 김학문의 도심지 지하굴착에 적용된 역타공법의 수치해석과 실측비교에서 논의된 바에 의하면 LONDON 점토층에서공된 지하연속벽의 수평거동을 계속 분석하였다. 지하연속벽(D.Wall)의 채택에 따른 버팀대의 형식이 주변지반에 미치는 영향을 조사하기 위하여 Slab지지 형식(Top-Down방법), Struts지지 및 Earth Anchor지지 System 방식을 비교 검토하였다.

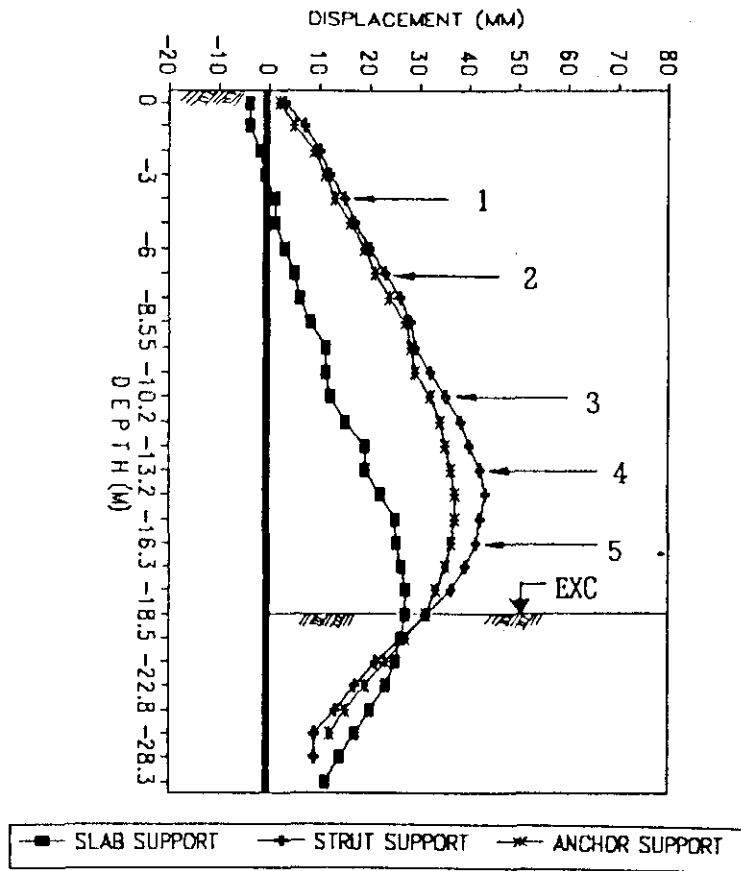


그림 4.5 연속벽의 버팀대 형식과 벽체변형

연속벽의 버팀대 형식과 벽체 변형(그림4.5)관계에서 영구적인 콘크리트 Slab을 시공하면서 아래로 굴착하는 Slab지지 형태는 Strut나 Earth Anchor지지 방식에 비하여 벽체의 수평 변형을 3 ~ 4배 줄일 수 있음을 알 수 있다. 즉, 10 ~ 20 mm 정도의 벽체변형은 강성이 큰 Slab지지로 감소시킬 수 있으며 그림2에서와 같이 이때의 주변침하량도 벽체로 부터 약 10 m 거리에서 Slab 지지 형식의 수직침하량이 20 mm 인데 반하여 Struts지지체의 경우는 같은 지점에서 침하량이 52 mm 로 증가되었다.

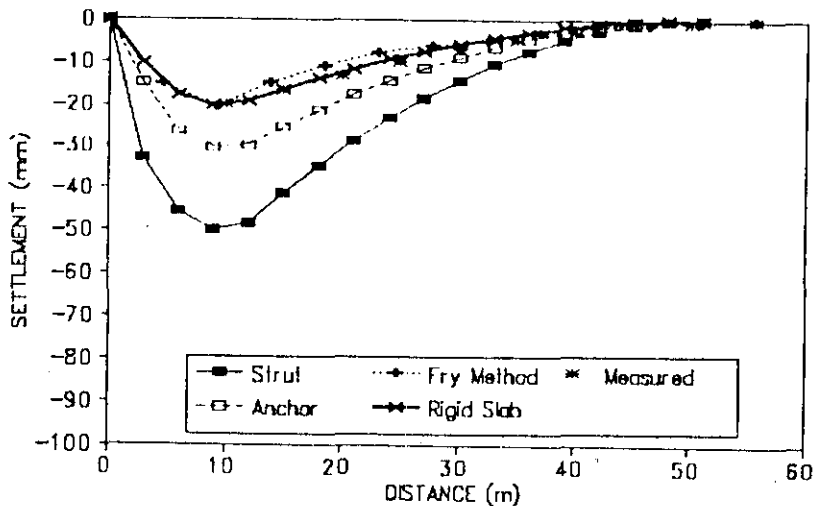


그림 4.6 연속벽의 버팀대 형식과 주변침하

4.3 복합적 작용에 의한 침하의 영향

벽체의 강성, 앵커의 강성과 선형하중이 작용시 벽체의 수평변위에 대한 영향은 Clough와 Tsui(1974)에 의하여 발표되었고, 그림 4.7에 나타나 있다.

이 그림은 Peck(1969)의 Braced Excavation에서 지반상태별 굴착단계에 따른 주변지반의 침하를 나타내는 그림을 이용하여 비교분석 할수 있도록 고안되었다.

연성벽체로 선형하중을 받지않는 연성앵커는 상당한 벽체의 변위와 지반침하를 유발시켜 Peck의 연약지반상태인 Zone II에 해당하는 침하량과 유사하다. 강성타입벽체와 선형하중이 작용한 강성 어스앵커의 경우는 Peck의 단단한 지반의 침하량에 해당되는 변위보다 적어 굴착에 따른 영향평가에 상당히 바람직함을 알수있다.

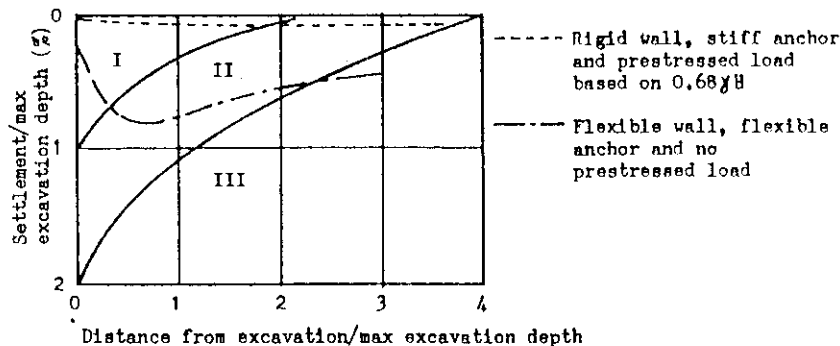


그림 4.7 벽거동에 관한 매개변수의 복합효과

4.4 침하예측방법

굴착주변지반의 침하는 여러가지 요인에 의해 발생할 수 있으며 경우에 따라 이들 요인의 작용 Mechanism이나 적용범위가 실로 광범위하여 이론해석에 의한 정확성이 아직은 어느정도 결여된 분야라고 사료된다.

그러나 이들 이론해석을 합리적으로 적용시키기 위하여 많은 현장시공 자료들과 계측결과가 분석보고되고 있고 특히 국내외 어려운 여건하에서 많은 시도가 예상되므로 결코 부정적인 면만 있지는 않다. 일반적으로 굴착에 따른 인접구조물 침하유발요소와 이에 따른 특성을 살펴보면

- 지하굴착의 깊이와 크기에 따라 침하량과 영향거리가 변한다.
- 벽체나 벽체저부로 통과되는 지하수 및 유출토사량 이동으로 인한 체적변형과 압축 및 압밀침하.
- 느슨한 실트와 사질토의 Liquefaction영향.
- 느슨한 매립층의 진동영향과 연약점토의 Mud Wave.

- 시공방법, 단계, 굴착심도에서의 설계와 상이시.
- Creep현상과 굴착에 따른 지반의 극풍화로 인한 Soil Softening현상(지반조사시 풍화암은 함수비 변화에 따라 2 ~ 3 일내 토사로 변할수 있다.)
- 벽체나 버팀의 강성이 불충분하여 변형시 구조의 안전 및 벽체의 과다 수평변위.
- 굴착면 주변의 시공장비 및 자재야적하중이 설계하중을 과다하게 초과시.
- 토압의 적용과 설계방법이 주변여건과 일치하지 않을시(벽체변형에 따른 토압변화, 주변 건물 하중 고려, 정지토압 K_0 적용여부 등)
- 굴착주변 지반의 변동이 심하여 지반조건이 설계시 가정한 가정한 단면과 차이가 심할 경우. (현장의 설계변경 작업용이)
- 지질학적 조사 미비.(암반의 절리, 경사, 강도 및 토질조사시 실내 및 현장시험분석미비 등)
- 지하수위의 변동상태와 시공중 변화에 대한 예측미비시 과대한 수압이 작용(차수벽일 경우), 개수벽일 경우 인접지반의 침하예측과 보강방법 제시미비.
- Workmanship의 미비, 현장감리, 감독의 자질과 책임.
- 철저한 계측기 선정 및 설치운영 상태.
- 선택된 공법의 타당성과 주변영향평가 분석미비.(벽체의 강성, 차수성, 시공성, 소음, 진동, 분진 고려등)
- 벽체의 근입심도 부족에 따른 굴착저부 토류벽 이동.
- 벽체변형과 지하수 저하등으로 인하여 인근 상하수관의 파손과 이에 따른 수압 및 누수사고.

(1) Peck의 곡선 Graph 이용

경험자료 분석그림으로 Peck(1969)이 굴착지반 특성과 굴착심도에 따른 주변지반의 침하량을 예측하는 해석도를 제시하였다.

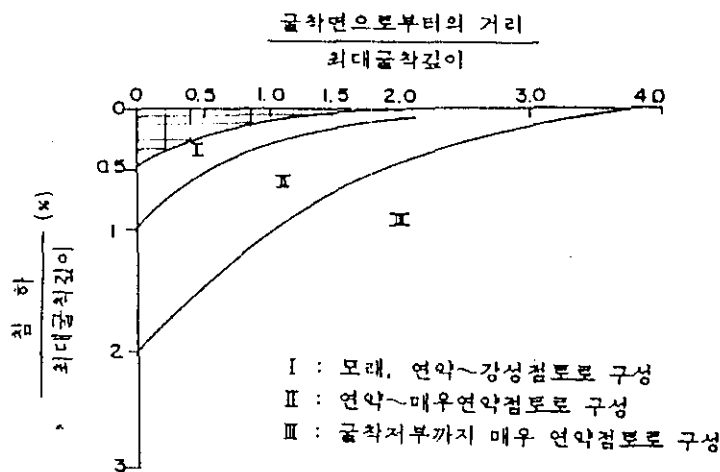


그림 4.8 지반특성, 굴착심도에 따른 거리별 지표면 침하량

(2) 이론해석을 이용한 Caspe의 방법

흙막이 벽의 최대수평변위를 이용하여 이에 상응하는 체적의 침하량이 발생된다는 가정하에 침하-영향거리 곡선을 구하는 방법을 제안하였다.

- 벽체의 수평변위량 산출
- 침하영향거리 (D) = $(H_w + H_p) \tan(45^\circ - \phi/2)$

$$H_w = \text{굴착심도}, H_p = 0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$$

$$\text{- 거리별 침하량 (S)} = \frac{4V_s}{D} \left(\frac{D-d}{D} \right)^2$$

(3) Fry et. al의 이론적 방법(1983)

Kyrow의 FEM해석을 근거로 지반의 완전탄성과 포화를 가정하여 아래와 같은 탄성식을 제안

$$\text{수평변위 } (\delta_h) = \frac{\gamma H^2}{E} (C_1 K_0 + C_2)$$

$$\text{연직변위 } (\delta_v) = \frac{\gamma H^2}{E} (C_3 K_0 + C_4)$$

- 여기서 E : 흙의 탄성계수, H : 굴착심도
- γ : 흙의 단위중량, K_0 : $1 - \sin\phi$
- $C_1 \sim C_4$: 상수, Graph에서 얻을 수 있다.

(4) Clough et. al 방법(1989)

배면지반의 변위를 예측하기 위해서 사질토와 점성토 지반으로 구분하여 제안하였다. 그림에서 δ_{vm} 은 0.5%H를 초과하지 않는 것으로 보지만 조건에 따라 다음과 같은 차이를 나타낼 수 있다.

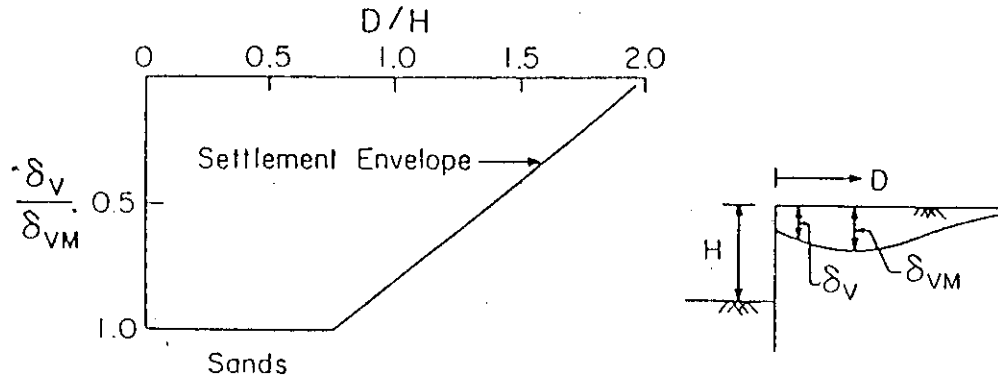


그림 4.9 벽체 배면지반의 침하형태

최대 횡방향 변위(δLM)와 벽체배면 최대지반 침하량(δVM)은 다음과 같다.

- δLM, δVM이 0.5%H보다 작게될 조건, 같게될 조건, 크게될 조건으로 분류하여 산정.

지금까지 검토한 여러가지 해석방법을 적용하여 9단버팀의 G.L-24.3m 굴착시 인접지반의 침하형상 비교도는 그림 4.10에 나타나 있다. 간략한 지층상태는 지표면에서 2m까지 매립토, 7.0m Sand, 11m 모래, 자갈, 20m까지 풍화암 그하부는 연암이며, 지하수위는 G.L-3m에 위치해 있으나 굴착과 더불어 저하하는 것으로 가정하였다.

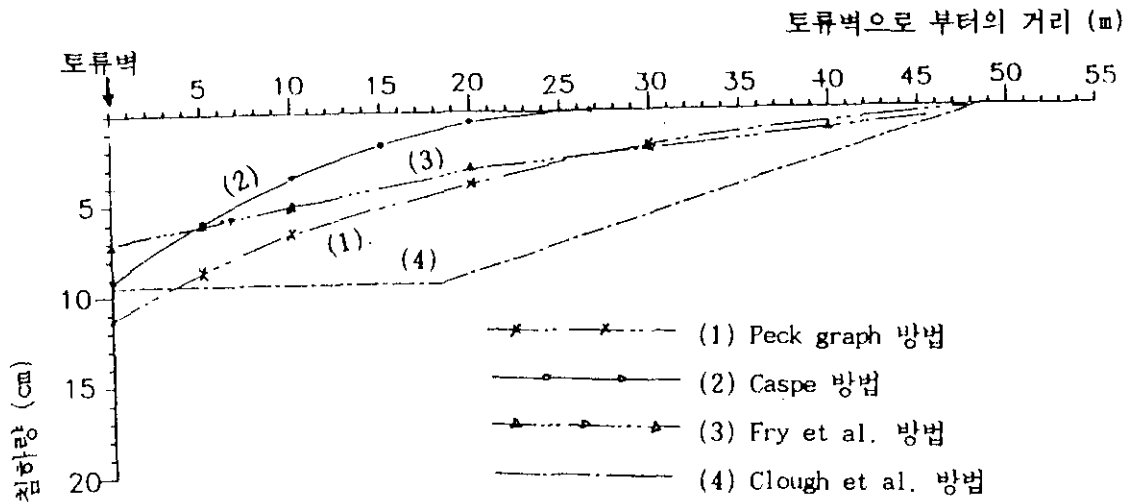


그림 4.10 인접지반의 침하형상 비교도

5. 피해사례

5.1 사례 1

(1) 지반조건 및 토류벽 시공상황

현재 시공중인 지하철 0호선 0-0공구 지역은 도심지에 위치해 있어 인접건물의 손상이 야기되고 있다. 이들 건물중 가장 변위가 심한 광천빌딩의 피해상태를 지하굴착공사와 흙막이벽 거동과 관련하여 그 영향정도를 평가해 보고자 한다.

광천빌딩은 그림 5.1 및 5.2와 같이 그 건물의 일부가 지하철 굴착면을 따라 11 m의 거리에 위치해 있다.

중생대 화성암지역으로 화강암(Granite)이 기반암으로 발달되어 최종굴착심도인 G.L -23 m에 경암이 나타난다. 상부로 두께 18m의 연암층 14 m 두께의 풍화암과 11.0 m의 두터운 풍화토층을 형성하고 있는데 이 풍화토는 점착력이나 마찰각이 크나 함수비의 변화에 따라 변질이 크므로 유의해야 된다. 풍화대층 위에 신제 4기(New-Quaternary) 이후 생성된 두께 5~10 m의 모래자갈층인 충적층(Alluvium)이 지표까지 분포되어 있다.

지표면은 도로, 주거단지 및 상가조성시 성토에 의해 형성된 느슨한 비교적 얇은 모래자갈층으로 되어있다.

본 조사지역의 지하수위는 G.L -3.8 m로 광천빌딩 기초부근에 위치해 있다.

(2) 지반예상 침하량

흙막이 벽체 배면침하 원인을 크게 2가지로 나누어 첫째는 벽체의 수평변위에 의한 영향과 둘째는 지하수의 저하에 의한 압축 및 압밀침하를 들수있다.

본 현장에서는 벽체의 수평변위 측정이 되지않아 둘째번 요인인 지하수의 저하에 따른 배면지반의 침하를 예상하고 이 값을 총지반침하에서 가감하여 벽체의 수평변위에 의한 영향을 평가해 보고자 한다.

1990 9. 10.

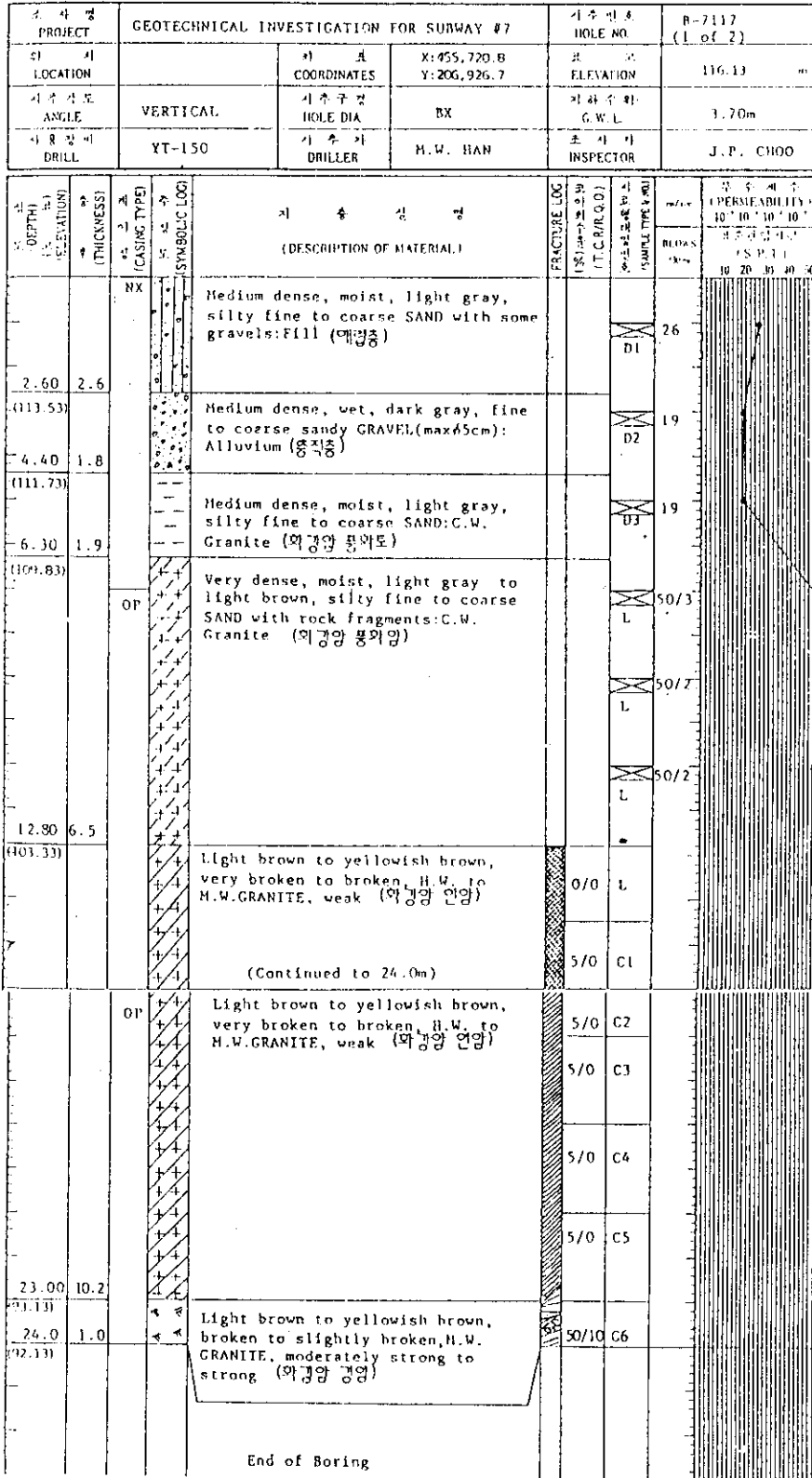


그림 5.3 시추주상도

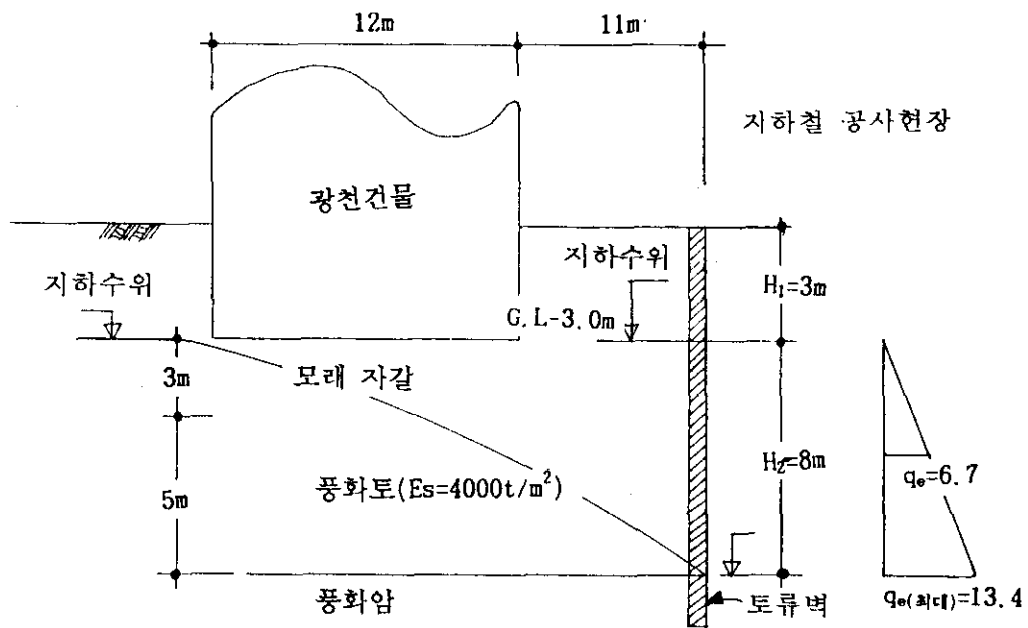


그림 5.4

i) 지하수위 G.L -3.0 m일때 유효응력

$$\sigma_3' = \gamma H_1 = 1.8 \times 3.0 = 5.4 \text{ t/m}^2$$

G.L -11 m 지점은,

$$\sigma_{11}' = \sigma_3' + 0.8 \times 8 = 11.8 \text{ t/m}^2$$

ii) 지하수위 G.L -11.0 m일때 유효응력

$$\sigma_{11} = \gamma(H_1 + H_2) = 1.8(3.0 + 11) = 25.2 \text{ t/m}^2$$

$$q_e(\text{평균}) = 6.7 \text{ t/m}^2$$

iii) 기초크기에 대하여 환산한 평균유효응력증가량(q_s)는

$$(B \times L)q_s = (B' \times L')q_e(\text{평균})$$

$$L = L' \text{ 일때}$$

$$q_s = \frac{B'}{B} q_e(\text{평균값}) = \frac{(B + \frac{8}{2})}{12} \times 6.7$$

$$= 8.9 \text{ t/m}^2$$

iv) 예상 침하량(δ_1)

$$\begin{aligned} \delta_1 &= q_s \frac{B}{E} (1-\mu_s^2) \alpha_r \\ &= 8.9 \times \frac{12}{4000} \times 1.2 \times (1-0.3)^2 \\ &= 0.029 \text{ m} = 29 \text{ mm} \quad (\text{지하수저하원인}) \end{aligned}$$

v) 벽체변위에 의한 지반예상 침하량(δ_2)

$$\begin{aligned} \delta_2 &= 48 \text{ mm} (\text{건물기울기에서 산정된 총 부등침하량}) - \delta_1 (29 \text{ mm}) \\ &= 19 \text{ mm} \end{aligned}$$

벽체변위원인 (δ_1)	지하수유출원인 (δ_2)	총부등침하량
19 mm	29 mm	48 mm
40 %	60 %	100 %

(3) 건물의 상태와 거동분석

지하 1층 지상 4층의 이 철근콘크리트 구조물은 그림과 같이 굴착측으로 기울어져 있으며 주로 응력상태가 불량한 이음부나 개구부 모서리에 균열이 많이 발생되어 있고 특히 주차장과 중간계 단실 바닥에도 심한 움직임과 균열의 발달이 진행되고 있다. (Slide 그림 참조)

안전진단시 측정된 건물의 기울기를 토대로 건물의 손상을 점검하면 지표면에서 3.6 m지점에서 23 - 29 mm의 변위가 측정되었다.

건물상부를 기준으로 하였기 때문에 최대의 수평변위는 41.5 mm이며 기초의 부등침하량을 환산하면 27 mm가 된다. 이때의 각 변위는 $\frac{1}{444}$ 로

$$\frac{\delta}{L} = \frac{27}{12000} \approx \frac{1}{444} < \frac{1}{300}$$

그러나 안전시공 관리측면에서 1/300~1/500에 있으므로 주의를 해야 되지만 지하철 수직강부근은 1~2년의 상당기간 유지되어야 함으로 조건은 불리한 편이다.

현장관찰시 측정된 건물의 수평이동거리가 지표면에 1.8 m지점에서 발생되었다. 만약 건물기초를 중심으로 건물이 회전하는데 이값을 사용하면 최대 건물수평변위가 73 mm이고 기초의 부동침하량(δ)은 48 mm가 된다. 이때 건물의 각변위 $\delta/L = 48/12000 = 1/250$ 이 되어 이 건물의 균열이 생긴 이유를 밝혀주고 있으며 이는 1/300이상이 되므로 건물손상이 불가피하다.

그러므로 건물의 안전성을 단순히 트랜짓(Transit)을 사용하여 건물기울기를 측정하고 이를 근거로 건물상태를 조사하는 것은 문제가 야기될 가능성이 있다.

정거장 구간인 광천빌딩 주변 굴착현황은 지표면으로부터 3.15 m 지점에 첫 버팀을 설치하고 심도 2.5 m 간격으로 6단버팀까지 시공후 연암하부와 경암구간에서 Rock Bolt를 설치예정이었으나 벽체변형이 심한관계로 버팀을 설치하고 별도 Bracing을 하였다. 벽체는 엄지말뚝과 토류벽 콘크리트를 타설하였고 주변개천의 영향으로 물이 많이 유입되었다.

지하수위는 굴착 Level에 따라 감소하고 있었으며 일부 토사유출이 가능하였다. L.W Grouting 2열의 차수효과는 만족스럽지 못한 것으로 사료된다.

연암과 경암부근에 운모와 장석의 얇은 Band형식의 분포가 혼재되어 있어 이들 판상경사가 불리한 방향인 경우 활동이 심하게 발생된 경우도 있다.

(4) 설계 및 시공의 개선방향

1) 설계개선

- a) 근접시공 구간에는 수압을 고려한 벽체설계를 시행하여 지하수위 강하에 의한 탄성 및 압밀 침하 극소화 기대.
- b) 굴착중 토사 및 지하수 유출을 방지할 수 있는 차수벽타입 지하벽체를 도입
- c) 버팀(Strut)설계시 첫단을 지표면 부근에 설치함으로써 벽체 전체의 선행변위를 감소시킴으로 지반침하 최소화, 어스앵커 지지체일 경우 선행긴장력(Pre-stressing)을 약간 증가시킴으로 벽체의 수평변위를 조절할 수 있다.
- d) 설계토압을 현재 사용된 Terzaghi-Peck의 경험토압외에 벽체의 변형에 따른 토압의 변화를 유도하는 탄소성 Soil-Structure Interaction Model등을 적용하여 가장 위험한 시공단계에서 주변지반 침하를 계산할 수 있도록 한다.
- e) FEM이나 Soil-Structure Interaction 프로그램을 이용 시공단계별 주변지반과 인접건물의 영향을 예측하고 실제 현장계측치와 비교분석하여 필요시 조치를 취하며 역해석(Feed Back Analysis)으로 실제 현장상황과 일치시킨다.
- f) 현장 토질자료 및 지질학적 설계자료를 전문적으로 분석하고 사용할수 있는 준비를 갖춘다.(전문가의 자문이나 현장 기술자의 교육). 시공중 언제라도 추가로 토질 및 암반조사 및 실험을 실시하여 보다 안전한 설계변경이 가능하도록 준비한다.
- g) 설계시 예상파괴면 내의 지상 및 지하구조물의 하중고려하고 계측기 설치시기와 종류별 기능 및 설치의도를 분명히 명시하여 감리시에 설계도서와 함께 점검하도록 한다.

h) 주변 구조물을 고려한 캐나다 시방규정(1985)에 의하면 Anchored벽체에 작용하는 주동토압 (Active Pressure)의 예측은

- 벽체의 변형이 다소 허용될 경우 K_a (주동토압 계수)사용.

- 만약 주변 지하매설물이나 건물기초위치가 벽체에서 거리 X 에 있을때

$H < X < H/2$ (H 는 굴착깊이)이면

$K_a = 0.5(K_a + K_o)$ 사용

- 주변 구조물 기초위치 (X) $< H/2$ 일때

$K = K_o$ (정지토압 사용)

2) 시공 개선

a) 시공전 설계도서를 완전히 숙지하고 근접시공의 중요도와 계측자료 유지 및 이용방법을 익힌다.

b) 지층의 변화에 대처하기 위한 토질 및 암반의 설계시 가정사항과 현장지층 상태를 비교검토할 수 있도록 지반조사자료와 함께 연구검토 한다.

c) 굴착시 선행변위를 최대한 억제할 수 있도록 가능한한 소단(Berm)을 설치하고 과다굴착을 절대금한다.

d) 어스앵커의 풀림상태를 확인하고 필요시 재긴장을 시도하고 버팀의 경우 좌굴이나 변형을 방지하기 위하여 응력집중 현상을 막고 Bracing등 보강을 최대로 이용한다.

e) 토질이나 벽체의 시간변형을 최소화하고 굴착면의 극풍화를 감소시켜 급격스런 벽체전면의 저항토압 강하를 방지한다.

5.3 사례 2

(1) 지반조건 및 시공상황

번잡한 상가지역에 위치한 부국병원은 오래된 철근콘크리트 조적조 건물로서 지하 1층 지상 4층 건물로 최근 연결하여 신축한 건물과의 연결부위에 집중적인 균열부위가 발생되어 문제가 되고 있다.

중량천이 인접한 본지역의 토질분포 상태는 지표면하로 부터 2.3 m 두께의 느슨한 모래실트성분($N = 6\sim 8$)인 매립층에 이어 3.0m두께의 실트질 점토층($N = 6$)과 2.4 m 두께의 하상퇴적 모래층($N = 10\sim 14$)인 보통내지 느슨한 지층이 10 m이상 두께의 풍화암층 위에 놓여있다.

현재 굴착된 심도인 G.L -18 m까지 분포된 이 풍화암은 회갈색 및 황갈색으로 매우 치밀한 지층이다.

지하수위는 기존병원 기초위치인 G.L -3.2 m에 형성되었으나 굴착과 더불어 저하되어 현재는 굴착Level에서 3 m 높은 G.L -15 m에 존재하고 있는 것으로 계속되었다.

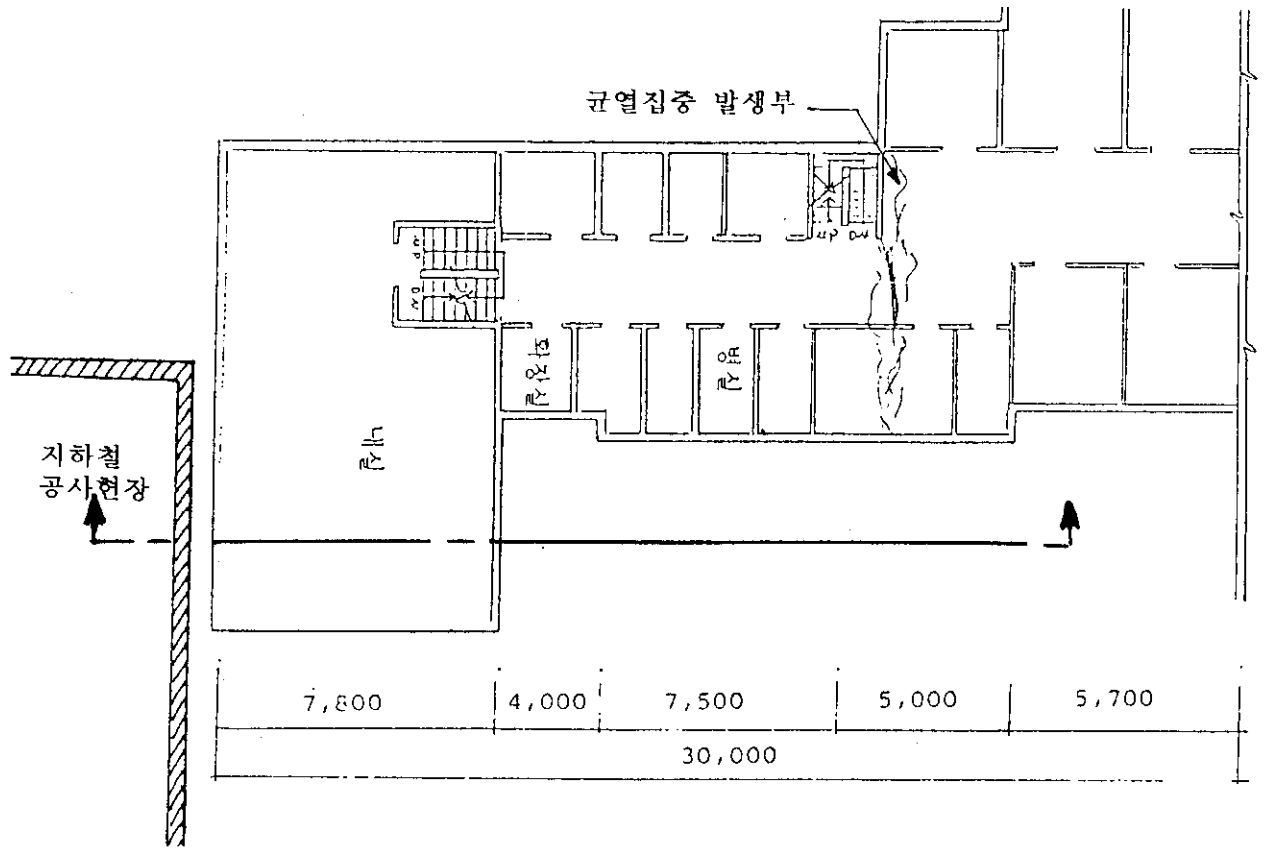


그림 5.5 평 면 도

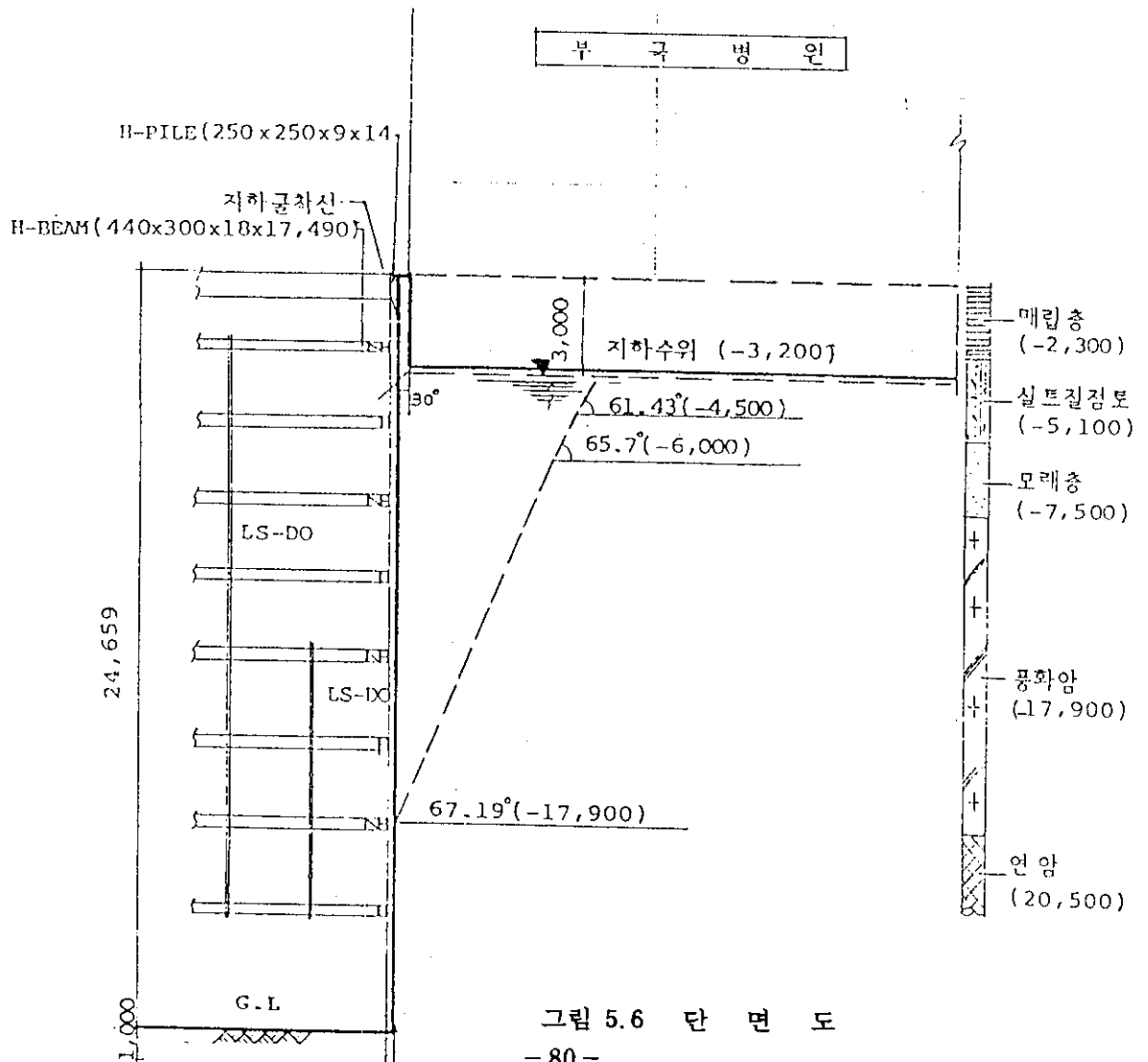


그림 5.6 단 면 도

그림 5.5과 5.6에서와 같이 지하철 환기구 굴착면에서 불과 0.5 m 떨어져 있는 이 건물은 가설 벽인 엄지말뚝 시공시 진동 및 주변토사이완과 굴착중 벽체의 변위 및 지하수위의 저하등 건물 손상에 많은 요인이 작용한 것 같다.

건물 균열상태로 보아 굴착측 건물 부위가 부등침하로 인하여 기울면서 기존건물과 신축건물 이음부위의 지붕부분에 인장을 발생시키며 휨이 생긴 것으로 사료된다. 현재는 G.L -18 m 굴착후 공사가 중단된 상태다.

(2) 예상 침하량 산정

지하수 저하에 따른 실트질 점토층의 압밀침하와 모래층의 압축 및 벽체 수평변위에 따른 배면 지반의 침하를 별도로 산정하여 총부등침하량을 예측하고자 한다.

a) 실트질 점토층의 압밀침하

$$\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3, \phi = 20^\circ, C = 0.6N = 3.6 \text{ t/m}^2, E_s = 100C = 360 \text{ t/m}^2, C_c = 0.3, e_0 = 0.8$$

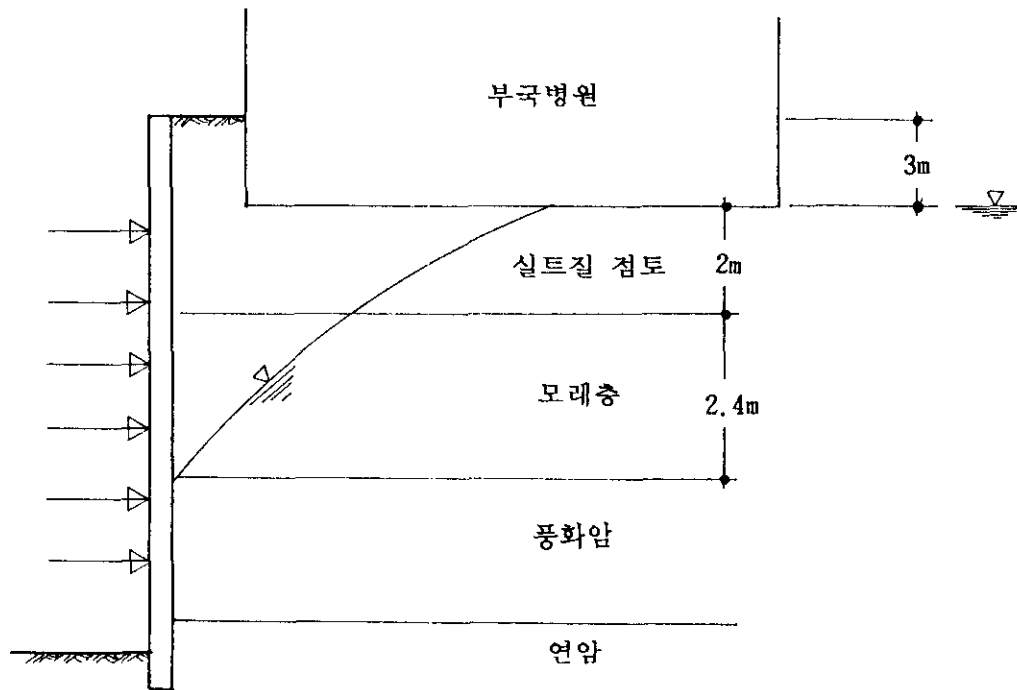


그림 5.7

$$\delta_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta\sigma_{an}}{P_0}$$

원지하수 일때 점토층 중간에서

$$P_0 = 1.5 \times 5 + 1.0 \times 0.8 = 8.3 \text{ t/m}^2$$

지하수 저하시,

$$P_0' = 1.5 \times 5 + 1.0 \times 1.8 = 9.3 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{an} = \frac{(9.3 - 8.3) \times B \times L}{(B+Z)(L+Z)} = \frac{1 \times 18}{(18+1)}$$

$$= 0.947 \text{ t/m}^2 \quad (L \text{은 연속기초로 가정})$$

$$\delta_c = \frac{0.3 \times 2.0}{1+0.8} \log \left(\frac{8.3+0.95}{8.3} \right) = 0.016 \text{ m} = 16 \text{ mm}$$

b) 모래층 탄성침하

$$P_0 = 1.5 \times 5 + 2.0 \times 0.8 + 1.2 \times 0.9 = 10.18 \text{ t/m}^2$$

지하수 저하시 :

$$P_0' = 1.5 \times 5 + 1.8 \times 2.0 + 1.9 \times 1.2 = 13.38 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma' = 13.38 - 10.18 = 3.2 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_s = 1.9 \text{ t/m}^3, \quad \phi = 30^\circ, \quad E_s = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_e = \frac{B \Delta\sigma'}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r = \frac{18 \times 3.2}{1000} (1 - 0.3^2) \times 1.2$$

$$= 0.063 \text{ m} = 63 \text{ mm}$$

지하수 저하로 인한 탄성 및 압밀 침하량 :

$$63 \text{ mm} + 16 \text{ mm} = 79 \text{ mm}$$

(3) 건물거동 및 피해예측

현재 측정되고 있는 벽체 경사계가 초기 3 m 굴착후 설치되었지만 계측된 벽체의 최대 수평변위가 15 mm를 나타내고 있다.

이로 인한 최대 지반침하를 15 mm로 가상할때 총예상지반 침하량은:

$$\delta_T = \delta_c + \delta_e + \delta_w = 16 + 63 + 15 = 94 \text{ mm}$$

여기서, δ_c = 실트질 점토층의 압밀침하

δ_e = 모래층의 탄성침하

δ_w = 벽체변위로 인한 침하

이를 각변위로 환산시는,

$$\Delta = 94 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{94}{19000} = \frac{1}{202} > \frac{1}{300}$$

이 값은 1/300보다 크므로 이 병원의 벽체 및 바닥의 균열이 발생할 수 있음을 알수있다.

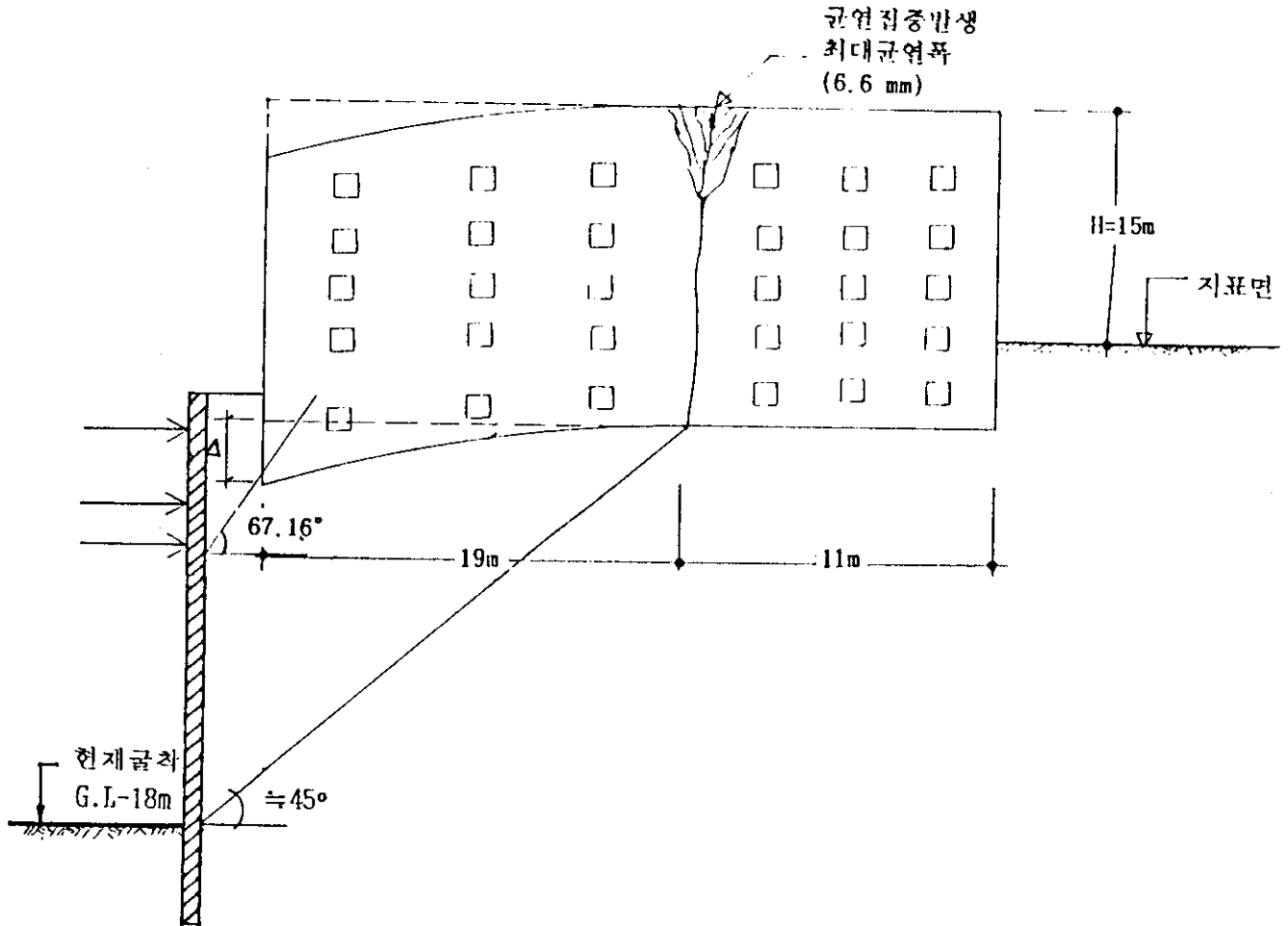


그림 5.8 건물 가상거동 단면

그러나 측정된 건물기울기(그림5.8)를 참조하여 건물의 부등침하량을 예측하면,

$$\text{건물최대 수평변위} : 16 \times 15/9 = 27 \text{ mm}$$

$$\text{기초의 최대예상 부등침하량}(\delta) = 27 \times 15/19 = 21 \text{ mm}$$

$$\text{각변위} \left(\frac{\delta}{L} \right) = \frac{21}{19000} = \frac{1}{904} < \frac{1}{500} \quad O.K. ?$$

그러나 실제건물에 많은 균열이 발생한 상태에서 건물기울기 측정결과를 사용한 해석이 안전하다 평가되므로 이의 신빙성이 문제가 될것 같다.

건물의 최대균열폭인 6.6 mm를 사용하여 건물의 안정성을 평가할 경우는 다음과 같다.

Polshin과 Tokar(1957)에 의하면 허용부등침하량은 눈으로 확인할 수 있는 인장균열의 값(ϵ_{crit})과 관련이 있으며 일반적으로 단순Beam의 손상실험과 손상된 건물의 자료를 분석한 결과 철근콘크리트 구조물일 경우 $\epsilon_{crit} = 0.03 \sim 0.05\%$ 로 제시하고 있다.

위의 기준을 조사건물에 적용시 예상되는 균열 변형량은

$$\left. \begin{array}{l} \text{최소 : } 0.03 \times 19000 \times 1/100 = 5.7 \text{ mm} \\ \text{최대 : } 0.05 \times 19000 \times 1/100 = 9.5 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{평균 : } 7.6 \text{ mm로}$$

이 값은 현장에서 측정된 최대의 균열폭인 6.6mm와 근접함을 알 수 있다. (건물적용길이 L = 19m Cantilever 거동가정시)

R : Beam의 휨변형 변경

$$\frac{W}{\epsilon} = L \quad \epsilon : \text{평균인장 변형}$$

L : Beam 길이

휨의 경우만 고려시 Burland와 Wroth가 제시한 실험식은 아래와 같다. 건물을 등분포하중이 작용하는 Beam으로 가정시

$$R = \frac{L^2}{8\Delta} \quad R : \text{Beam의 휨변형 반경}$$

$$\epsilon_b = \frac{y}{R} \quad \epsilon_b : \text{순수휨에서 휨변형}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{L}{4.8H} \quad y : \text{중립축에서 최대휨 변형까지 거리}(y = H/2)$$

현재 건물의 벽과 바닥의 균열이 발생된 상태이기 때문에 각변위 1/200을 사용하면

$$\Delta = 19000 \times \frac{1}{200} = 95 \text{ mm} \quad , \quad R = \frac{19^2}{8 \times 0.095}$$

$$\epsilon_b = \frac{\frac{H}{2}}{495} = 0.015 \quad , \quad \frac{\Delta}{L} = \frac{19^2}{4.8 \times 15} \times 1.015 = \frac{1}{252}$$

윗 식을 본 현장 경우로 변형하면 :

$$X = \frac{L^2}{\Delta H} \varepsilon_b(\max) = \frac{19^2}{0.095 \times 15} \times 0.015$$

$$= 3.8$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{L}{3.8H} \varepsilon_b(\max) \dots\dots\dots \text{본현장의 경우}$$

이 값은 등분포 하중이 작용하는 Cantilever Beam의 실험식인 $\frac{L}{4.8H}$ 에 근접하지만 26 %증가됨을 알수있다.

5.4 사례 3

(1) 현장상태 및 분석

본 현장은 지하철 수직구 공사 진행중 발생한 인접지반의 침하와 시멘트 불려담장의 균열등이 굴착과 더불어 계속 진행되고 있어 시급한 대책이 요구되고 있다.

표층인 매립토 1.0 m 하부에 모암인 편마암이 풍화된 풍화암층이 두께 12 m이고 연암이 5 m내외로 형성되어 있고 그 하부는 G.L -18 m부터 경암이다.

지질 보고서에 의하면 G.L-21 ~ 29m사이의 암반상태는 파쇄대가 심하게 불연속적으로 분포되어 있고 CR는 95 ~ 100% RQD는 0 ~ 20%로 나타나 있다.

9 단지지 위치인 G.L -26 m 지점까지 굴착된 상태에서 관찰결과 연암과 경암층에 설치한 7단 8단의 길이 5 m Rock Anchor(Bolt ?) 지지판이 휘어져 있고 Shotcrete벽면에 균열이 진행되고 있다.

토류 가시설은 H-Pile과 토류벽 지지형식이다. 수직구 전면부는 발파굴착이 진행되고 있고, 발파진동이 수직구에서 30 m 떨어진 지점에서 0.3 Kine정도의 값을 보인다.

(2) 지표면의 균열상태 분석

그림 5.9 의 현장평면도에는 굴착단계별 지표면에 형성된 균열의 Pattern을 표시하였다. 이를 거리별로 그림 5.10 단면도에 나타내어 가상파괴면을 예측해 보면 Rankine의 제안보다 아래와 같은 차이점들을 보이고 있다.

- Rankine에서 제시한 $45 + \phi/2$ Line보다 파괴Block이 상당히 크다. 즉 파괴각도가 대략 45° 선을 나타내고 있다.
- 연암과 경암에 관계없이 최종굴착면에서 대략 45° 방향으로 가상파괴면이 형성되고 있다.
- 이러한 결과로서 설계시 가상파괴면과 상부에 위치한 모든 건물하중을 고려해야 되는 문제와 어스앵카의 정착장 위치선정을 다시 검토해야 되는 이변이 생기고 있다.

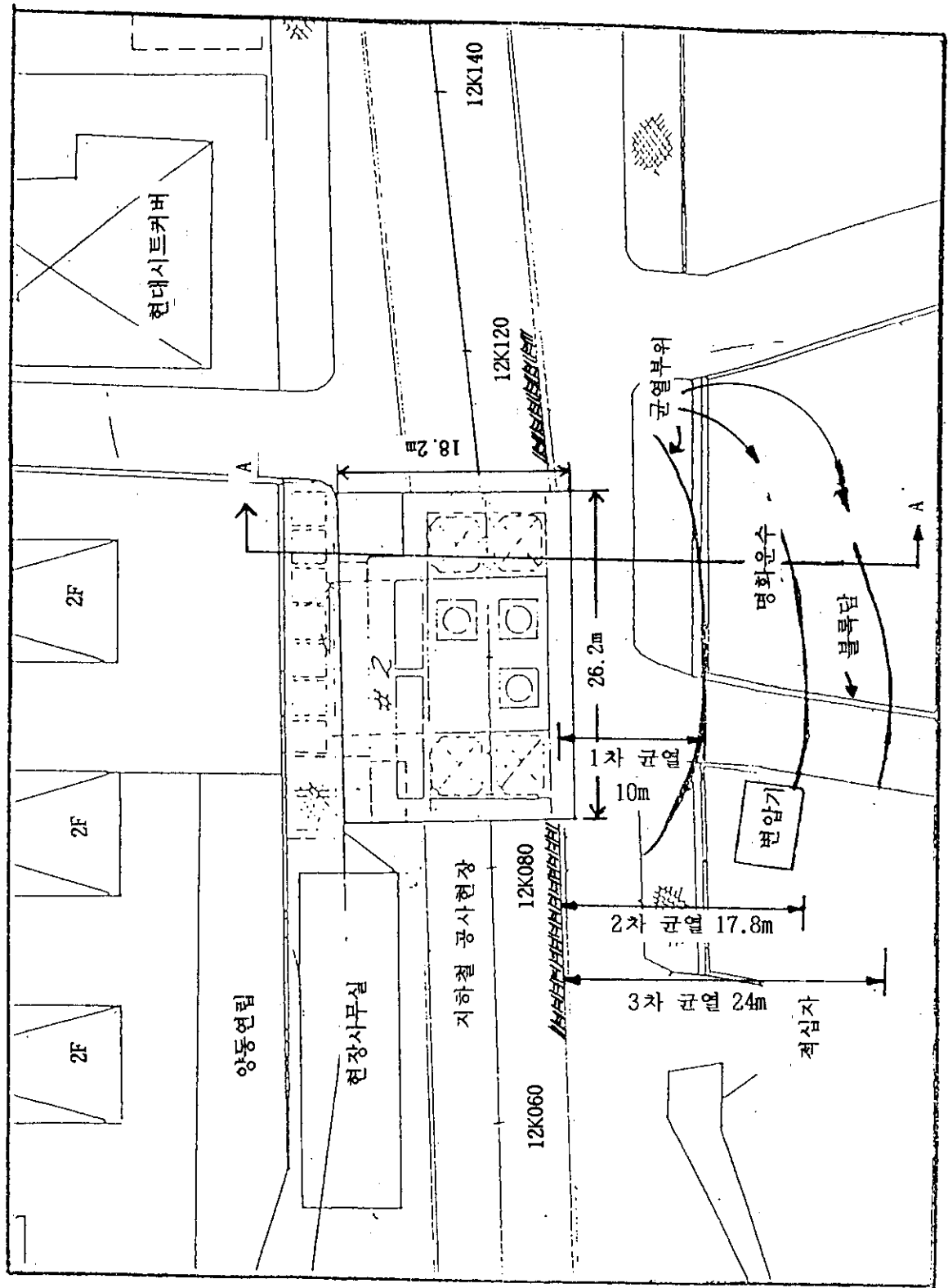


그림 5.9 현장 평면도

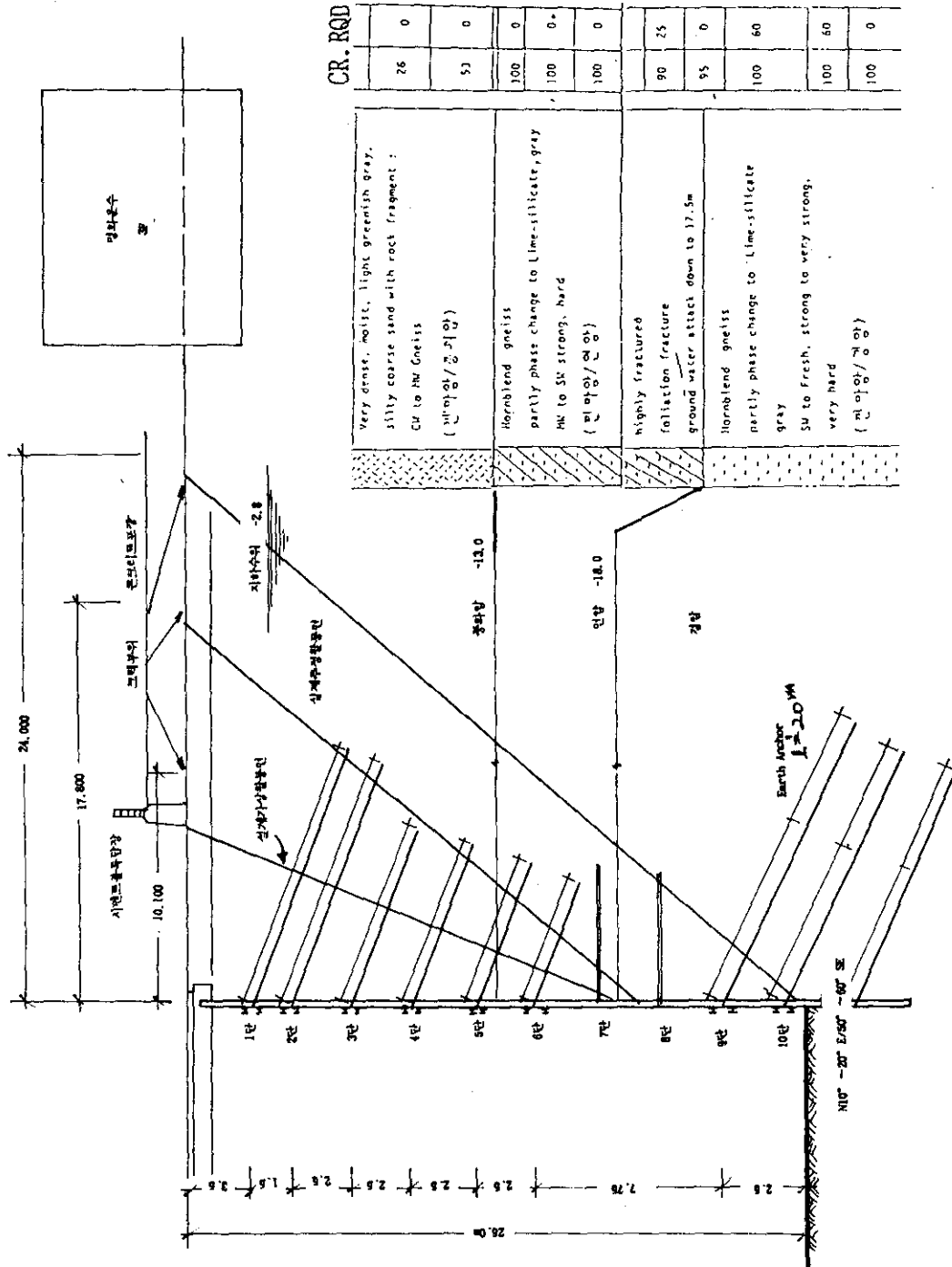


그림 5.10 A - A 단면도

현재 굴착된 G.L -26 m 부근을 관찰한 결과 Hornblend 편마암의 주향이 N10~20E, 경사 50~60SE를 나타내는 대규모 단층과 파쇄대가 일정한 쪽으로 형성되어 있다.

이 불연속면이 면상활동을 유발시켜 지표면에 균열을 발생시켰다고 사료된다. 이러한 Slickenside는 지하수의 유입이나 점토질의 채움재 또는 진동의 영향을 받으면 쉽게 움직이므로 상당한 토압이 벽체에 가중될 수 있고 급작스런 붕괴사고의 원인이 된다.

(3) 보안대책과 개선방향

본 현장과 같이 암반굴착으로 인한 주변지반의 불안정을 최소화 하기위해 다음과 같은 개선방향이 고려될 수 있다.

- 지질조사를 철저히 함으로서 단층이나 파쇄대의 분포와 특성을 정확히 파악하여 설계에 반영.
- 이러한 지질조사는 절리나 단층의 주향과 경사를 정확히 Mapping하기 위하여 NX 크기 이상의 시추공을 이용하거나 Double Core Barrel 또는 Triple Core Barrel로 연속적인 Core회수를 보장한다.
- 지질조사 보고서 내용에 있어서 단층일 경우 단층의 종류, 연장성, 단층활동면의 상태를 상세히 기록한다.

절리의 경우도 절리의 방향, 간격, 연속성, 굴곡, 강도, 틈새, 충전물질, 투수, 암괴의 크기 및 모양등 실제 설계시 토압산정이나 Sliding안정계산에 입력자료가 될 수 있도록 준비한다.

- 일단 불리한 단층이나 절리가 예측되면 굴착면으로 붕괴될 암괴의 Sliding Mechanism을 적용하여 별도 Stability 계산을 하고 이에 대응하는 버팀이나 앵커지지체를 설계해야 된다.

5.4 사례 4

(1) 지반조건 및 현장상황

지하철 0 - 0공구내 개착구간중 그림 5.11과 5.12와같이 중요구조물이 밀집되어 있는 본 현장은 92년 4월 28일 얽지말뚝 + 토류벽콘크리트 시공후 굴착을 G.L -13m까지 진행된 시점에서 K 미싱건물의 1층기둥과 2층벽체에 균열이 발생되었다. 이에 대한 보강대책과 인접건물의 피해를 감소시킬 목적으로 SCW및 LW공법을 G.L-14 ~ 16.0m와 G.L-8.7m ~ 15m까지 실시하였다.

이 지역의 지반상태는 지표면으로 부터 모래 및 자갈섞인 매립층이 5m까지 분포되어 있고 화강암 풍화토가 6m두께로 그하부로는 화강풍화암이 G.L-26 - 27.5m내의 풍화암층내에서 10cm내외의 파쇄대가 조밀히 분포되어 있음을 확인하였다.

지하수위는 G.L-8.7m로 풍화잔류토 중간에 위치해 있다. 그림 3 시추주상도 참조

1 차 보고서에 의하면 3월초 부터 5월말까지 지표침하가 가장 심각한 28K 880m 지점을 중심으로 계측결과를 분석해 보면 4월 28일 인접건물의 균열발생시 굴착은 G.L-12.0m까지 진행되었으며 바닥에 설치된 집수정에서 배수작업중 이었다.

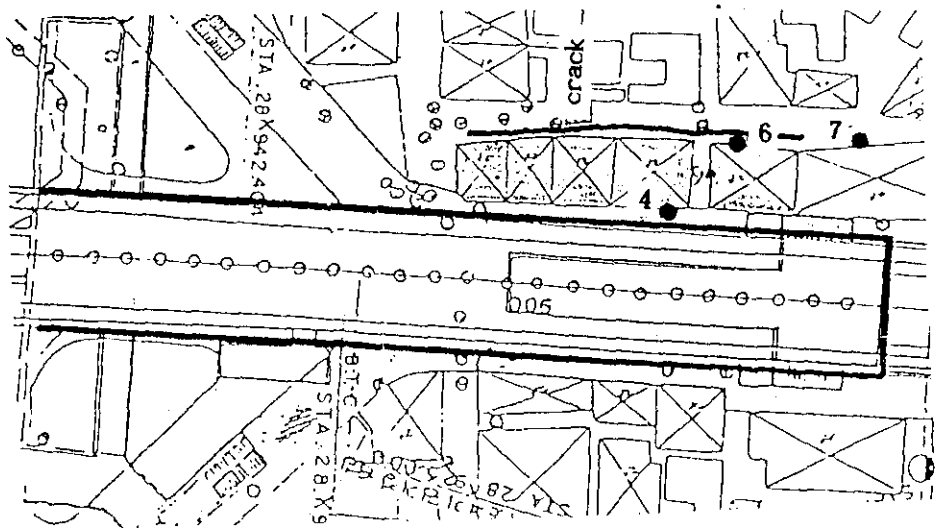


그림 5.11 현장평면도

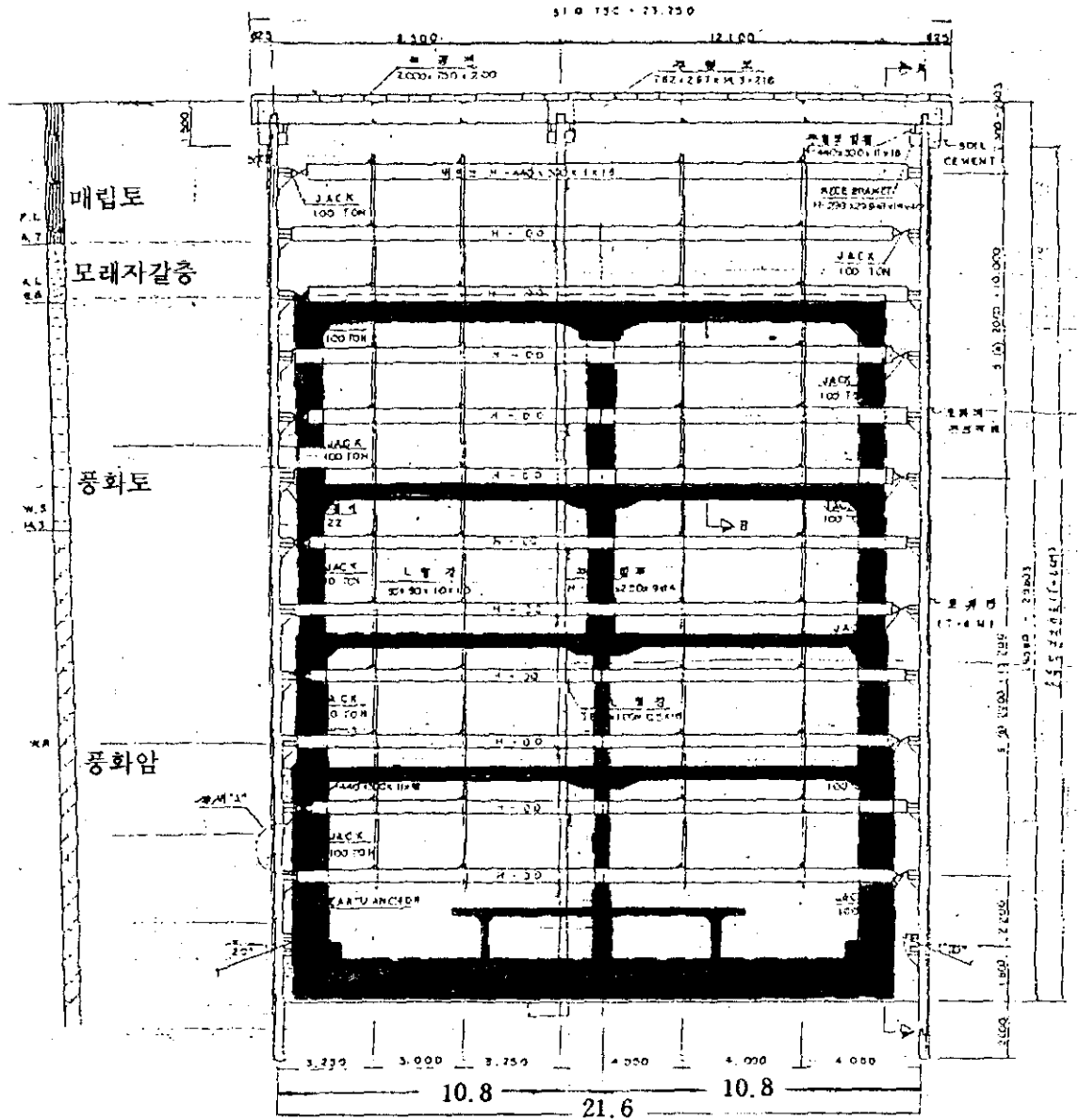


그림 5.12 현장단면도

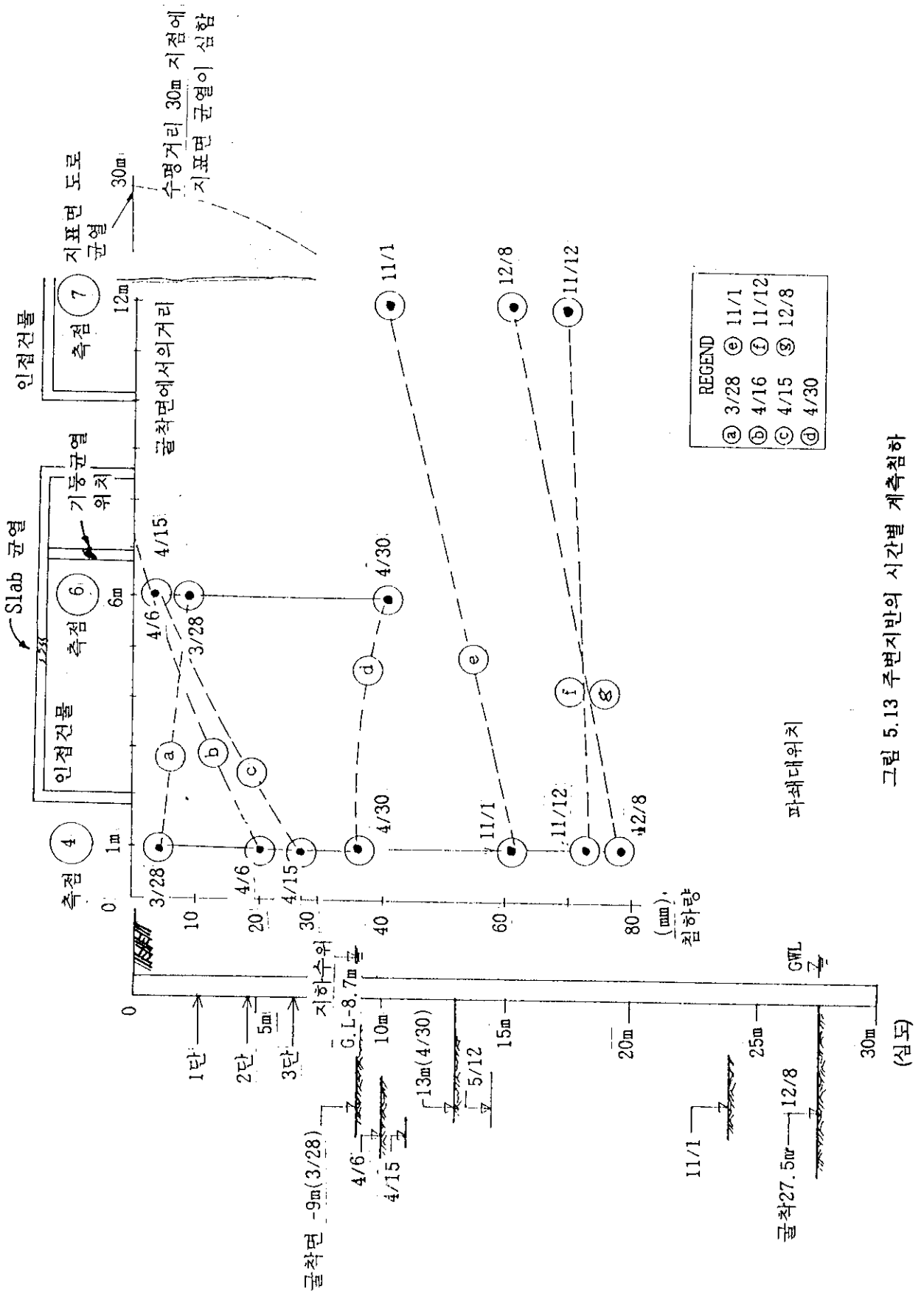


그림 5.13 주변지반의 시간별 계측침하

(2) 지반침하 및 인접건물 피해분석

그림 3의 시간별 주변지반의 계측침하를 참조하여 굴착단계별 주변침하 형태를 살펴보면 굴착 초기의 상부매립지반의 5mm 침하(a곡선)가 굴착시 벽체의 수평변위와 더불어 점차 급격한 침하곡선(b, c곡선)을 보이고 있다. 이로 인한 초기의 인접구조물 균열이 시작되고 주변지반의 시간별 계측침하를 참조하면 급작스런 균열발생전 4월 15일자의 침하량이 #4에서 27mm #6에서 3mm였으나 4월 30일 #4측점은 36mm로 #6측점은 41mm로 침하가 증가되었다.

4월 15일에서 30일 사이에 지하수위가 G.L-8.7m에서 G.L-13.0m까지 저하됨으로서 #4와 #6측점의 침하량이 9mm와 38mm정도까지 증가되면서 기둥과 벽체의 균열이 발생되었다.

특히 측점 #6의 38mm 침하증가는 이 지역지반의 급작스런 지반함몰 현상을 추정하게 한다.

11월 1일부터 12월 8일 사이에 계측된 침하곡선은 시간에 따라 계속증가되고 있으나 점차 완만한 곡선으로 감소추세가 뚜렷하다.

11월 1일부터 16일까지 주로 해당건물 뒷면에서 상대적으로 큰 침하와 아울러 도로상에 균열이 발생하였는데 이때 굴착심도가 G.L-27.5m까지 진행되었으며 균열위치는 굴착면에서 약 30m거리로 토류벽 배면의 토괴활동 예상면이 약 45 정도로 발달되고 있지않나 사료된다.

(3) 설계 및 시공의 개선방향

- 1) 설계시 수압고려 여부와 SCW와 LW의 영향평가, 갑작스런 균열이 발생한 4월 30일 전후로 4/10, 4/15, 4/21, 4/28, 4/30, 5/6 ~ 7에 비가 온 기록이 있다.
- 2) 설계시 인접건물의 피해 예측계산과 대책.
- 3) 대부분의 계측기가 K 미싱건물 균열발생후 설치되었음으로 굴착전 계측기기를 설치하여 초기 계측자료를 안전예측에 활용.
- 4) 늦게나마 설치된 계측기들이 대부분 손상되어 지속적인 자료수집이 용이하지 않음.
- 5) 위의 3)과 4)로 인하여 지반의 정확한 강도정수 추정과 거동분석이 곤란함. 특히 역해석(Feed-Back Analysis)의 적용을 고려하지 않고 계측계획이 수립되었고 수행되고 있음.
- 6) 굴착현황과 버팀보 일자를 단계별로 정리하여 설계시 제시된 시방사항과 비교분석할 수 있도록 기록 유지할것.
- 7) 주변침하 굴착상황, 벽체거동, 지하수위, 버팀하중등을 동시에 비교분석할 수 있는 콘트롤을 가장 위험한 단면을 선정하여 시공중 정확한 안전영향평가를 할 수 있도록 계획한다.
- 8) 각 단의 버팀보설치시 실제굴착깊이가 설계 계산서보다 약 1~2 m정도 더 굴착되고 있음이 확인됨.
- 9) 소단(Berm)을 최대한으로 활용함으로써 굴착측에 노출된 풍화암에 대한 극풍화로 강도의 손실을 막고, 토압을 감소시켜 벽체변위를 최소화 한다(Rankine 이론으로는 수평력은 굴착심도(H)의 제곱에 비례한다 $P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$).
- 10) 굴착심도가 깊고 응력집중이 가능한 집수정 지역은 벽체와 주변지반의 변위발생을 최대한으로

감소시킨다.(버팀보 우선설치나 별도보강 혹은 벽체로 부터 상당거리에 설치).

- 11) 화장암 풍화대는 충격, 진동 및 지하수의 영향에 민감할 수 있기 때문에 시공중 변화되는 전단특성의 조사와 그 결과를 설계에 반영할 수 있도록 한다.
- 12) SCW의 시공깊이가 풍화암층내 1 m 까지 시공되어 완전한 차수 역할을 할 수 없었으나 일부 지하수압과 일부 지하수 유출로 굴착측 지반의 극풍화로 토류벽 하부의 벽체수평변위가 심하게 발생됨.
- 13) 지하수의 감소와 벽체변형으로 지속적인 지반침하가 발생되었으며 최종굴착 심도 G.L -27.5 m 에서 토류벽과 이격거리 약 30 m 떨어진 도로면에 심한 균열이 굴착면에 평행으로 발생되어 토괴활동면이 45° 로 진행되었음을 예측할 수 있다.
- 14) 띠장(Wale)과 토류Concrete를 완전히 밀착시켜 띠장의 변형으로 인한 벽체의 균열이나 버팀의 변형을 최소화해야 될것.

6. 결 론

- 1) 근접시공에 적용되는 지반조사는 많은 양과 질적보완이 요구되며 특히 파쇄대나 절리등이 심한 암반굴착에서는 Sliding 안전분석에 필요한 모든 자료가 암반 전문가에 의하여 제공되어야 겠다.
- 2) 앞으로의 설계 계산서에는 반드시 문제가 예상되는 인접구조물에 대한 침하량과 구조물 손상 정도를 분석하여 안전대책을 사전에 계획하고 시공중에 확인 보완할 수 있는 제도적 장치가 요구된다.
- 3) 토류벽의 단순한 안정해석 프로그램보다는 시공단계별 정확한 벽체의 변형 및 주변지반의 침하를 산정할 수 있는 컴퓨터 프로그램의 적용이 바람직하며, 실제 현장 계측값을 사용하여 역해석 기능과 버팀구조 제거시의 안정해석도 실시되어야 겠다.
- 4) 지하수가 높고 비교적 느슨한 지반에서는 굴착초기에 발생하는 벽체변위와 지하수 유출로 지표면의 침하로 인한 각변위가 크게되어 가장 근접한 건물들의 피해가 비교적 심하다.
- 5) 굴착심도에 따라 단계적으로 발생하는 Rankine 파괴면이 암반층을 포함하여 45° + $\phi/2$ 보다 큰 45° 로 나타나고 있다. 이러한 지반의 어스앵커 설계와 기존 토압이론 적용에 문제점을 제기하고 있다.
- 6) 토류벽의 강성과 근입심도, 버팀구조의 종류 및 시공방법이 인접지반 침하영향에 상당히 중요한 요소로 나타나고 있으며, 차수벽의 기능과 수압적용 여부와 현장에서의 효과적인 확인방법이 또 하나의 성공적인 근접시공을 위한 기본이 되어야 겠다.
- 7) 각변위 $\frac{1}{250}$ 이상에서 대부분의 건물들은 균열등 피해를 받고 있었으며, 이들 건물들의 기울

기 측정값으로 각변위를 산정시는 $\frac{1}{500}$ 보다 작아 이 방법에 대한 초기치 확보등 보완이 요구 된다.

- 8) 피해 건물들의 거동을 각변위로 ($\frac{\Delta}{L}$) 나타내면 $\frac{L}{3.8H}$ 로 근접하는데, Cantilever Beam의 거동실험에서 얻어지는 각변위는 $\frac{L}{4.8H}$ 로 상당한 유사성을 보이고 있다.

7. 참고문헌

1. Burland, J. B., Simpson, B. and St. John, H. D. "Movement around Excavations in London Clay." proc. 7th European Conf. SMFE, 1979. VOL 1.
2. Caspe, M. S., "Surface Settlement Adjacent to Braced open cut" JSMFED, ASCE, Vol. 92, SM4, July. 1966. pp. 51 - 59
3. Clough and Tsui "Performance of tie-back walls in clay", ASCE J. Geotech. Div., 100(Dec.).
4. Craft, J. R. "Diaphragm walls for the support of Deep Excavations." HKIE Seminar on June 6 1983.
5. D'Appollonia, D. J., "Cut and Cover Tunnelling", U.S. Dept., Transp. F.H. Admin. San Francisco Proj. Rev. Meet, Sept. 1973.
6. Goldberg, D. T et al., "Lateral support systems and Underpinning", U.S. Dept. Transp. F.H.A. Washington DC., Vols. I-III. 1976.
7. NAVFAC. DM-7.2, "Foundations and Earth Structures." May 1982.
8. Skempton, A. W and Macdonald, D. H., "Allowable settlement of Building" Proc. Inst. Civ. Engrs., Part III, Vol 5, pp 727-768.
9. Wroth, C. P and Burland, J. B., "Settlement of Building and Associated Damage." Building Research Establishment CP 33/75 April 1975
10. Xanthakos, P. P. "Ground Anchors and Anchored Structures." J. Wiley & Sons. Inc, 1991, pp 564 - 570
11. 김학문, 손준익, 주재건, "서울지하철 7-11공구 지하굴착 가설토류벽 배면차수 공법에 대한 안전성 검토 연구." 한국지반공학회 1992년 2월
12. 김학문, "도심지 지하굴착에 적용된 Top-Down공법의 수치해석과 실측비교" 지반공학에서의 컴퓨터 활용, 91년도 추계학술발표 논문집, 한국지반공학회.

13. 김학문, “도심지 근접시공법”, 현대건설 주식회사, 해외토목부 기술연구 교육자료 1990.
14. 흙막이 구조물의 설계 및 시공사례, 제 1회 학술발표회 논문집, 단국대 공대, 1992.10.10, 한국지반공학회 지반굴착위원회.
15. 5-25공구 정거장 계측분석 보고서, 1992. 6. 11, (주)동아엔지니어링 계측분석반