

도심지 지하굴착에 적용된 TOP-DOWN 공법의 수치해석과 실측비교

Top-Down Method of Deep Basement Construction in Urban Area :
a Comparison of Numerical Analysis and Field observation Data.

김 학 문 *

KIM, HAK-MOON

< ABSTRACT >

Top-down Method of basement construction technique has been applied for building of the deep basement car park the close proximity of priceless historic buildings in LONDON.

Numerical analysis for the prediction of ground movement of the surrounding buildings was performed in order to compare the field data at the various stages of excavation and support.

The predicted results from the elasto-plastic analytical method were compared with the observed data and the agreement is very satisfactory. It may be concluded that the system of diaphragm wall supported by the permanent base slabs (Top-Down Method) was proved to be the most effective technique in terms of reducing any critical damage to the surrounding buildings.

要 旨

런던시내의 역사적 건물들 주변에서 LONDON CLAY층을 굴착하고 지하 5층의 주차장 건설에 TOP-DOWN공법이 적용되었다. 인접 구조물들의 안전진단을 수치해석(F.E.M)으로 예측하고 현장에서 실측한 자료와 비교분석하였다.

* 단국대학교 토목공학과 조교수, 공학박사.

사용된 탄소성 COMPUTER 모델은 현장계측값들과 비교적 잘 일치하고 있으며, 지하연속벽(DIAPHRAGM WALL)을 이용한 TOP-DOWN공법이 주변지반 변형을 감소시킬 수 있는 가장 효과적인 방법으로 판명되었다.

1. 序 論

14세기초에 축조된 국회의사당과 유명한 시계탑 Big Ben(그림1)에서 불과 3-16m에 위치한 굴착현장의 규모는 약 65m×55m이고 굴착심도가 18.5m이다(그림2).

인근 Thames강의 높은 수위와 접해있고 지층은 두꺼운 LONDON CLAY층 상부에 느슨한 모래, 자갈층이 약 10m정도 퇴적되어 있다.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION 모델인 탄소성 program으로 인접구조물의 안전여부를 검토하고 현장실측자료들과 비교분석하였다.

굴착단계별 지하연속벽(DIAPHRAGM WALL)의 변형과 주변지반의 거동을 예측하였고, 아울러 도심지 근접시공에 자주 적용되고 있는 TOP-DOWN 공법의 적합성을 조사하였다.

설계용 토질정수의 변화에 따른 벽체의 거동을 관찰하고 기존 토압이론의 한계점과 타당성을 검토하고자 한다.

사용된 Computer Program의 간략한 소개와 평가를 논하였다.

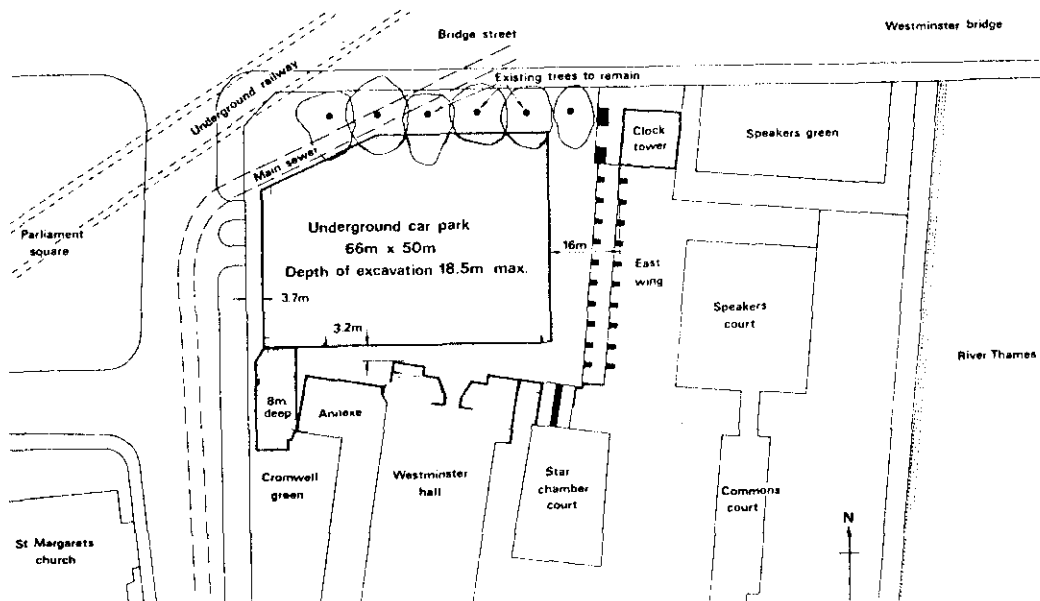


그림1 현장 평면도

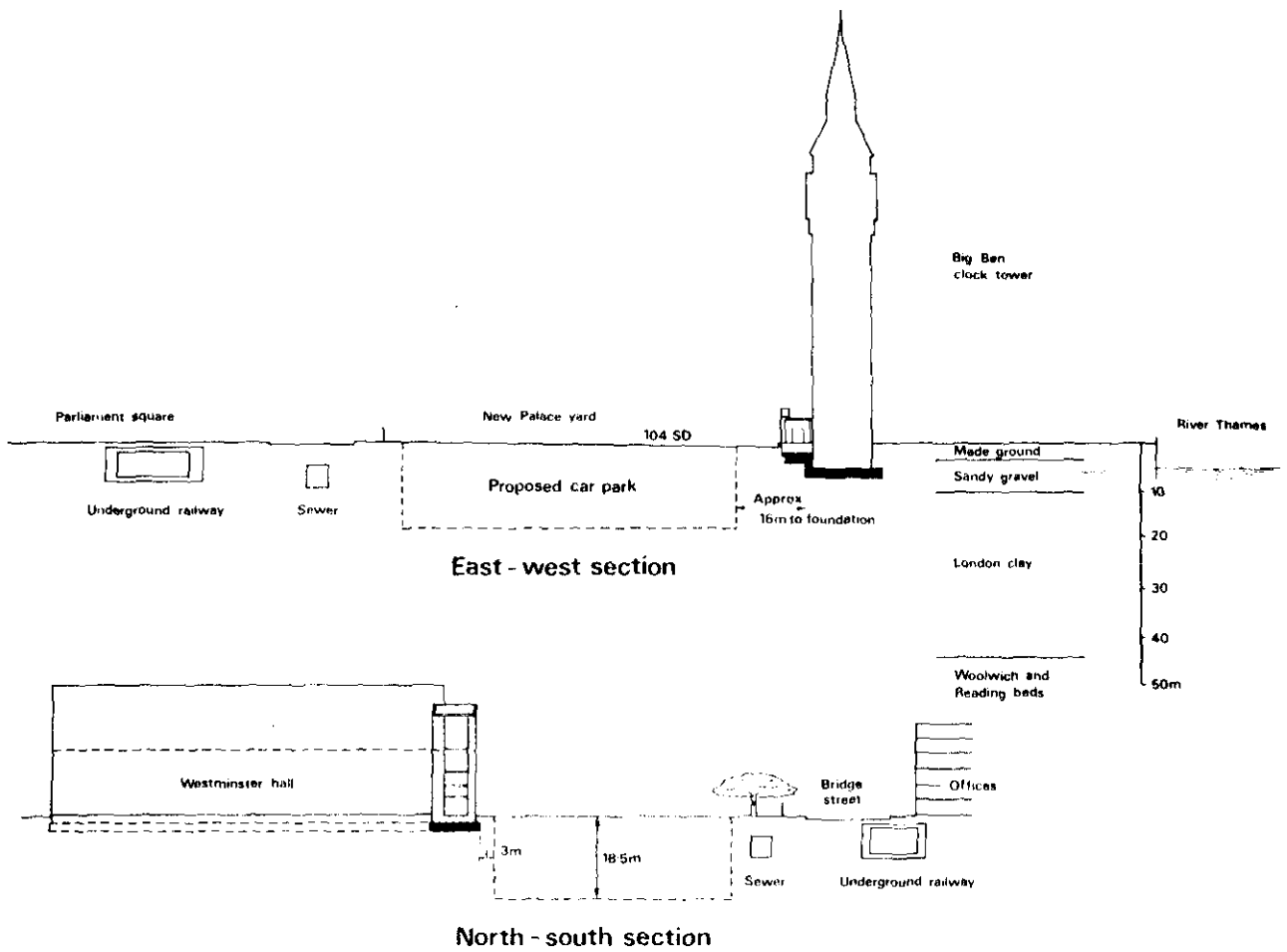


그림2 지하 주차장 단면도

2. 지반 조건

지층상태는 지표면(SITE DATUM, 104 SD)으로 부터 10m심도의 모래와 자갈층이 94. SD까지 두께 34m의 LONDON CLAY층에 놓여 있고, 이 점토층 중간 10m에는 얇은 silty sand의 복합체로 섞여있어 정수압의 작용이 우려되고 있다(그림3 참조).

지하수는 지표면에서 -6m(98 SD)에 있고 최종 굴착면 부근점토층의 투수계수(k)는 3×10^{-7} cm/sec 에서 심도가 깊어지면 3×10^{-9} cm/sec (70 SD) 까지 감소되고 있다.

INDEX 값과 비배수 전단강도의 지층별 자료가 그림3에 나타나 있다. 최종굴착면 바로 아래의 점토층에 섞인 Silty Sand의 양압력 형성문제와 전단강도 감소를 우려하여 연속벽의 심도를 74 SD 까지 연장시켰다.

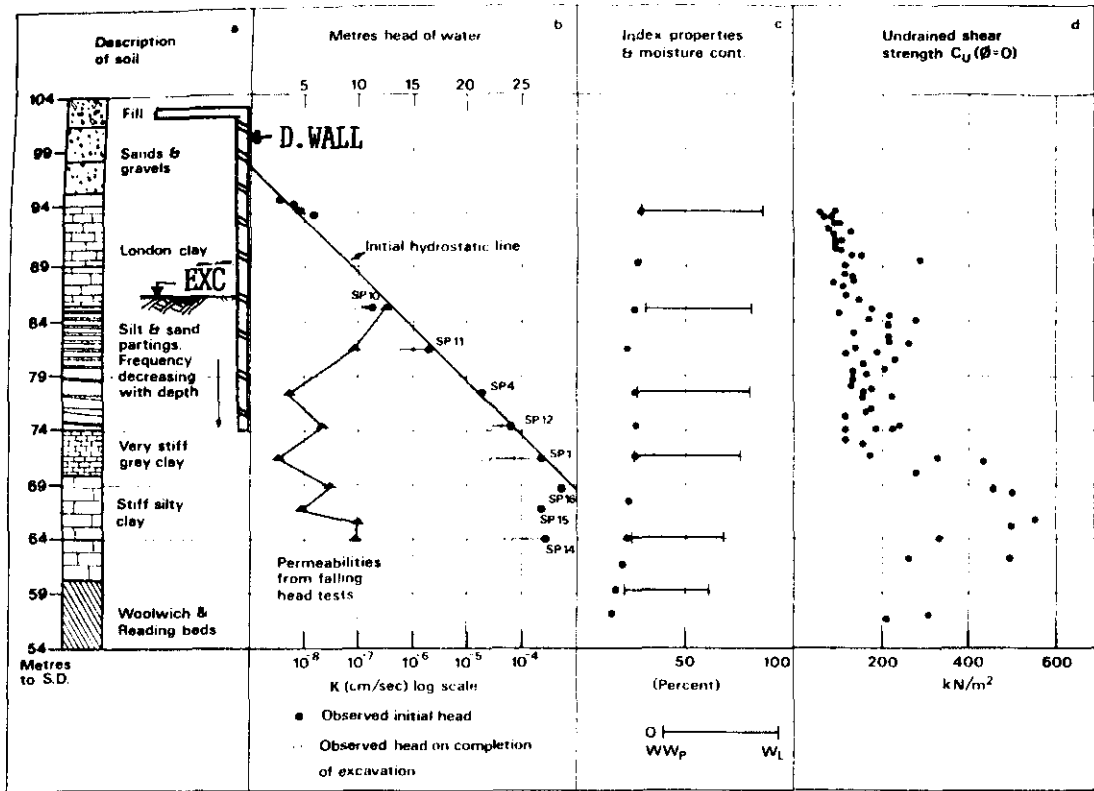


그림3. 흙의 특성과 주상도

비배수 탄성계수(E_u)는 LONDON CLAY의 압축, 팽창 실험에서 얻어지는 압축계수(M_v)로부터 다음공식에 의거 계산되어 그림 4에 나타냈다.

$$E_u = \frac{1.5 \times (1 - 2\gamma')}{M_v \times (1 - \gamma')} = \frac{1.24}{M_v} \quad \text{for } \gamma' = 0.15$$

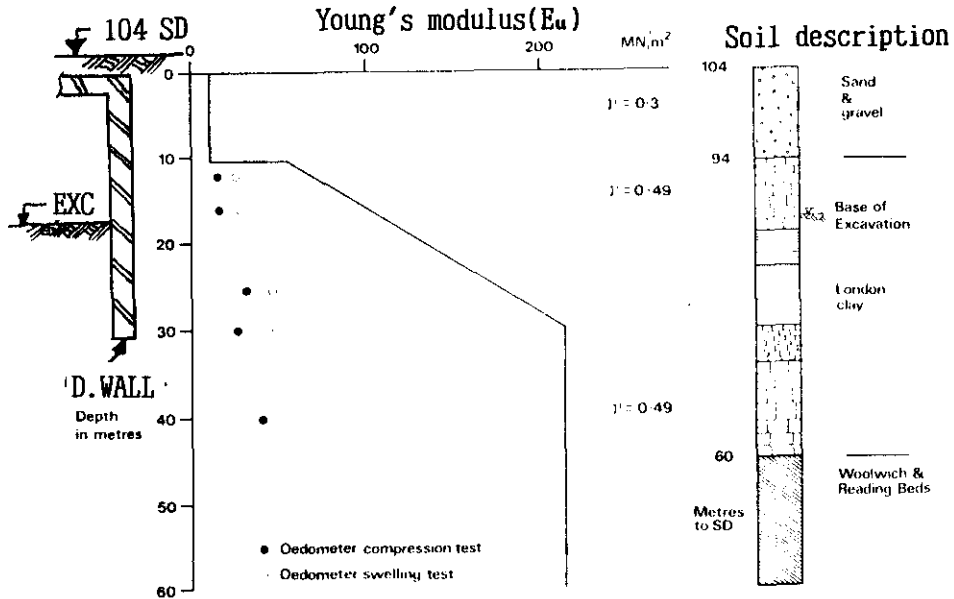
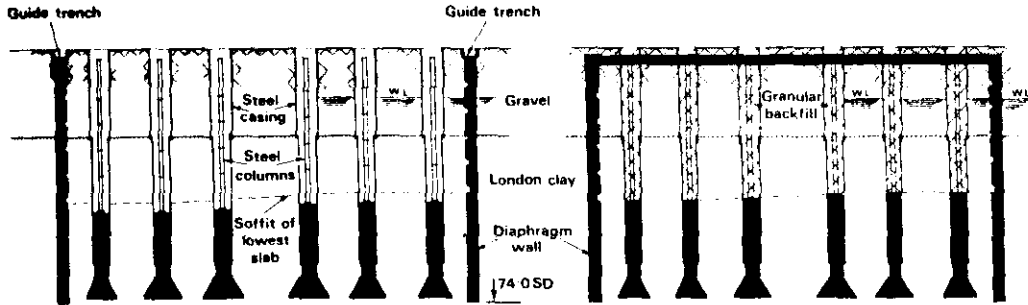


그림4. 해석에 사용된 탄성계수

3. 지하 구조물 시공 방법

지하구조물의 외벽은 두께 1m 의 철근콘크리트인 지하연속벽(DIAPHRAGM WALL)공법이 채택되었고 벽체의 지지 SYSTEM은 영구적 지하층 SLAB를 상부에서 부터 시공해 내려오는 TOP-DOWN 공법으로 공사방법 및 시공순서는 그림 5와 같다.

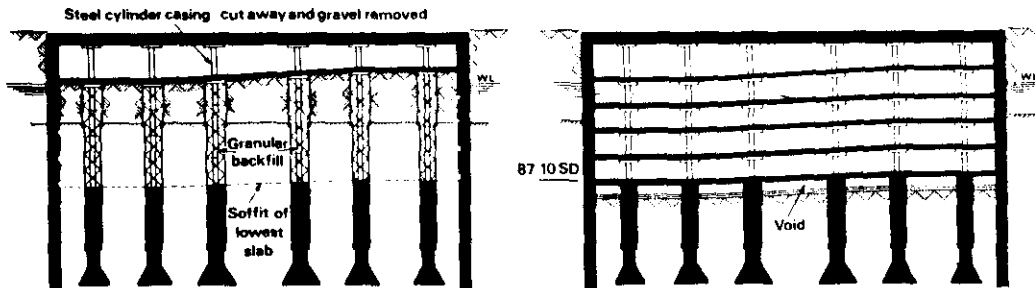


< 시공단계 1 >

- 두께 1m의 지하연속벽(D.WALL) 시공.
- DIA 2.3m 의 STEEL CASING 설치.
- AUGER 작업과 STEEL 기둥설치후, 기초. SLAB 아래부분은 철근 CONC.로 PILE 형성.

< 시공단계 2 >

- CASING 과 STEEL 기둥사이의 공간채움.
- 1층 토공후 지반위에서 SLAB설치. 굴착토사의 반출구로 SLAB부 일부는 OPENING 유지.



< 시공단계 3 >

- 지하 1층까지 토사굴착후 바닥 SLAB 시공.
- DEWATERING 후 지하 2층 까지 굴착후 바닥 SLAB 시공.
- 각 굴착 단계시 STEEL CASING 제거.

< 시공단계 4 >

- 시공 3단계와 같은 방법으로 연속적으로 지하층 SLAB시공을 위에서 부터 완성해 나간다.

그림 5 TOP-DOWN 공법의 시공방법

4. 계측 관리

중요한 문화재급 역사적 건물을 인접하여 깊은 굴착을 실시한 관계로 철저한 계측 관리가 시공 단계별로 점검되고 분석되었다.

계측 항목을 보면 지표면의 수직, 수평 변위는 현장주변 60여 곳에 측점을 설치하여 정밀기계로 측정하였고, Magnet Extensometer로 굴착 단계별 지반의 수직거동을 깊이에 따라 정확히 측정하도록 하였다.

Standpipe 와 Pneumatic Piezometer로 지하수위와 간극수압의 변화를 측정하였고, 지하연속벽 주변에 총 12개의 Inclinator를 설치하여 벽체의 깊이별 수평변위를 시공단계마다 분석하여 그 결과를 예측치와 비교할 수 있도록 하였다. 현장의 계측설치도는 그림 6에 참조.

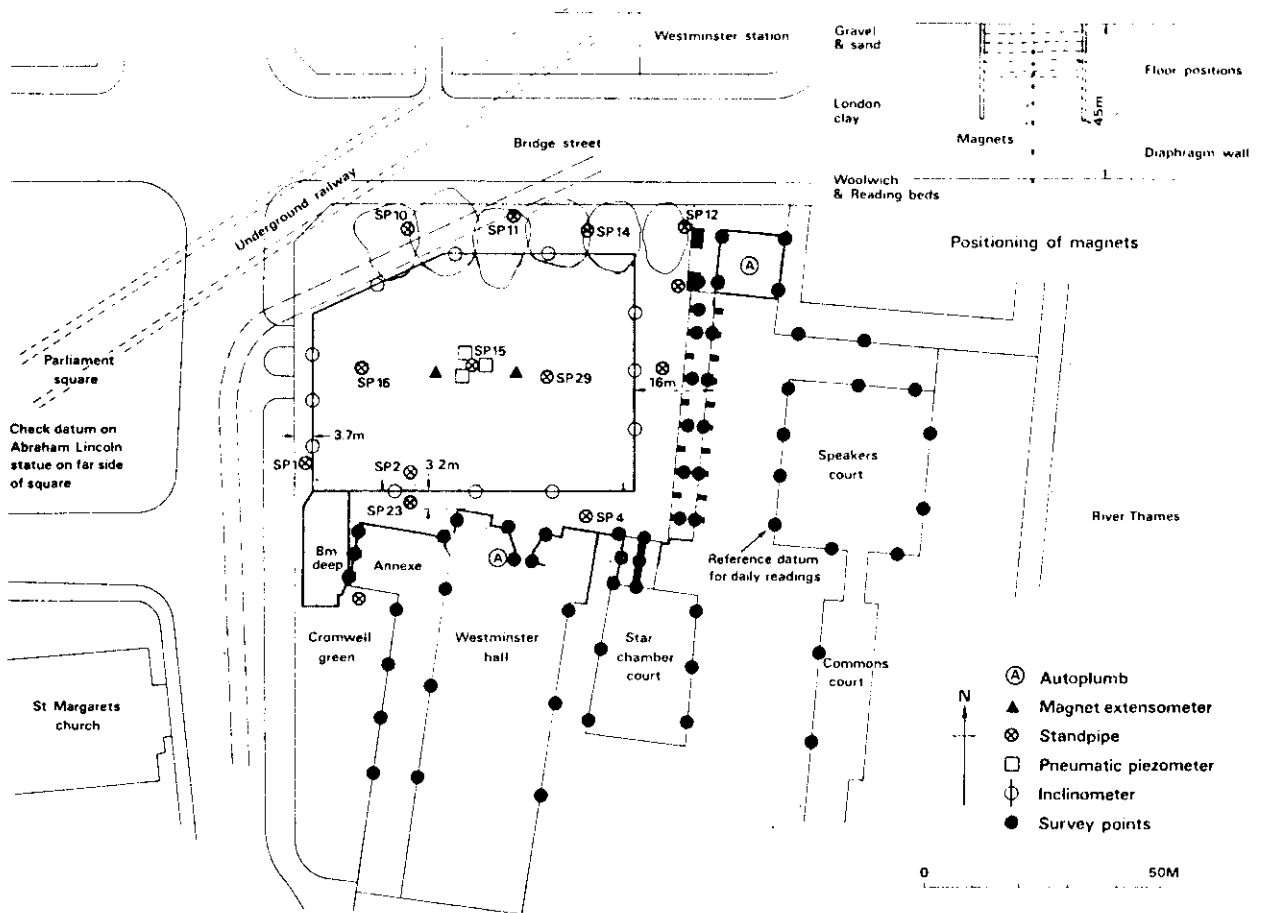


그림 6 계측기의 위치

5. 수치해석 COMPUTER PROGRAM

5.1 해석모델 산정

수치해석에 사용된 Computer program은 탄소성 SOIL-STRUCTURAL INTERACTION 모델로 벽체에 작용하는 하중인 토압은 벽체와 버팀대의 강성 및 시공방법에 따라 변화하도록 되어있어, 기존 토압이론에서 제시한 일률적인 하중 pattern 보다는 실제 상황을 현실적으로 적용시킴으로서 경제적인 분석방법으로 간주된다.

시공단계별 벽체의 변형이 연결 축적됨으로 주변침하 계산에 적합하며 최대, 최소의 토압이론값을 초과하지 않도록 되어있다(그림7). 만약 실제토압이 이들 Limit states를 초과시는 초과변형의 응력이 벽체강성을 이용하여 하부로 전달하도록 고안되었다.

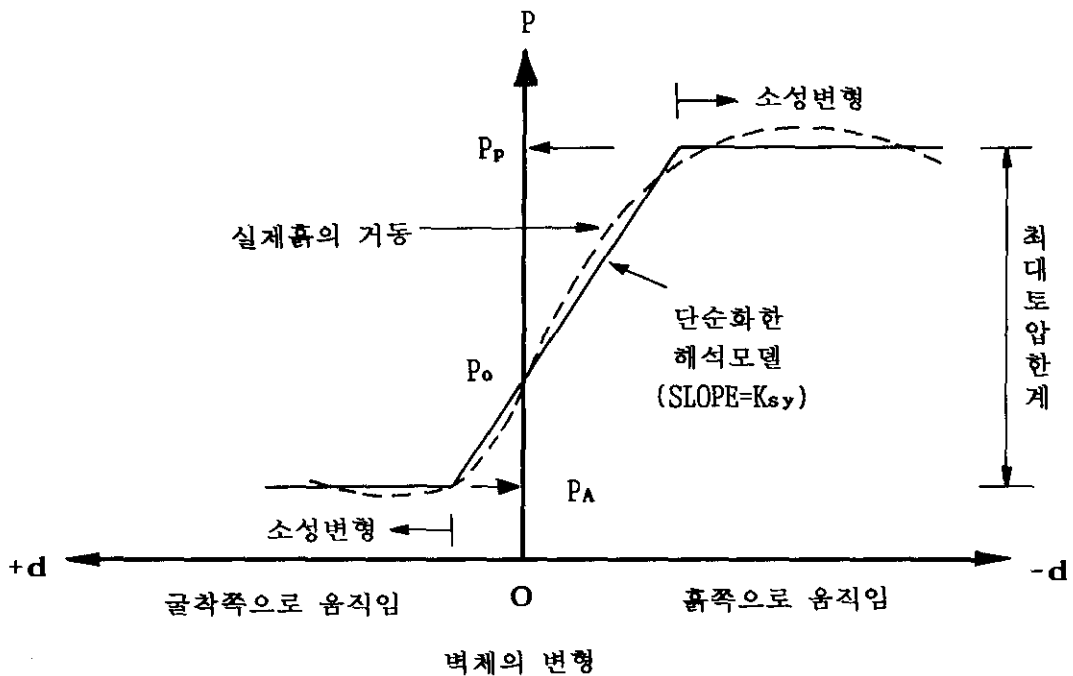
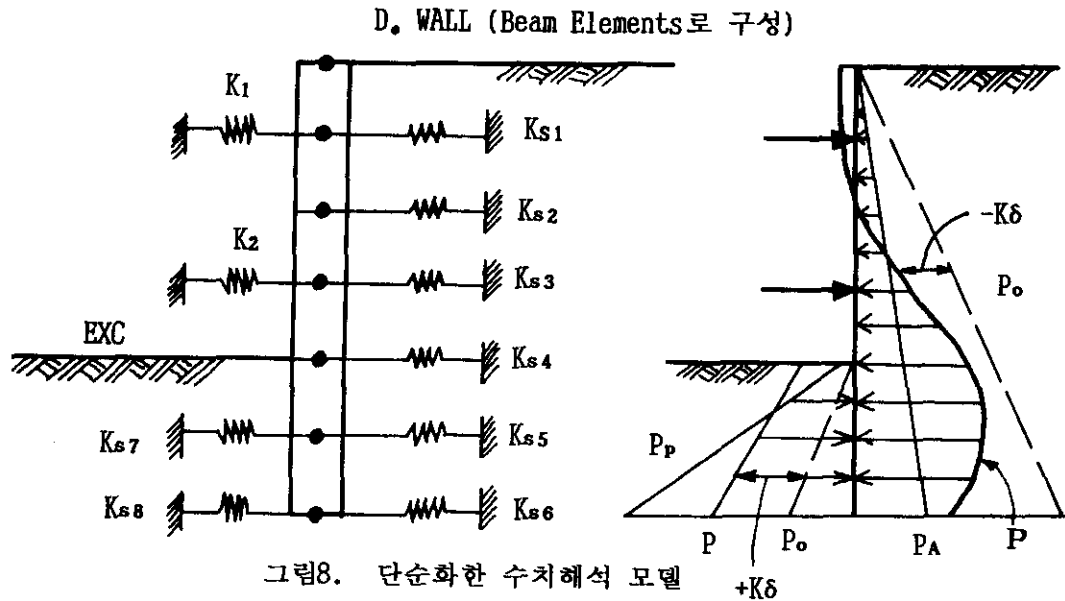


그림7. 벽체의 변형에 따른 토압의 변화 모델

$$\int (K_A \sigma_v' - 2C \sqrt{K_A}) dz \leq \int P dz \leq \int ((K_A \sigma_v' + 2C \sqrt{K_P}) dz$$

그림 8에서와 같이 벽체는 유한요소의 Beam Elements로 연결되어 있고, 지지체와

벽체양측의 흙은 탄성 Springs로 가정하여 각 절점에서의 모멘트, 전단, 용력 및 변형이 계산되어지는 Subgrade Reaction Model을 따르고 있다



5.2 계산 순서

시공단계별로 아래와 같은 계산이 반복된다.

- 굴착전 초기에는 벽체의 양측토압은 정지상태의 토압이 작용한다고 가정한다.
(벽체의 변형은 없다.)
- 벽체의 강성 Matrix는 흙과 버팀대의 강성과 합하여 overall 강성 Matrix 구성.
- 굴착과 더불어 증가된 버팀대 하중은 위의 overall 강성 Matrix에 대입하여 벽체의 변위산정.
- 벽체의 변위는 $P_1 = K\delta$ Matrix에 대입하면 토압 P_1 이 계산되고 벽체의 변형상태에 따라 전번 시공 stage의 토압 P_0 는 현재 변위량에서 산정된 토압 ($K\delta$)으로부터 가감하여 현재 시공 stage의 토압 (P)이 산정된다.

$$P = P_0 \pm K\delta (= P_1)$$

- 현재 시공 stage에서의 토압 (P)은 Limit state의 Rankine 주동과 수동토압 내에 있는지 점검하고, 필요시 보정한다.
즉, $P_p < P$ 일 경우는 P_p 로, $P_A > P$ 일 경우는 P_A 로 사용한다.
- 보정된 P 를 사용하여 다시 변위를 산정하여 보정량이 무시 될때까지 반복

계산.

- 보정량이 무시될때의 변위량을 이용하여 $P = K\delta$ Matrix 에 대입하면 모멘트, 전단력, 버팀대의 반력, 토압 등이 산정된다.

5.3 지반 반력계수 산정

- Cohesionless Soil 의 지반 반력계수 (K_h) :

벽체의 변형과 그에 따른 벽체 어느지점에서의 토압은 다음 공식으로 산정될 수 있다.

$$P / \delta = k_h \cdot Z / D$$

P : 심도 Z 지점에서의 토압

δ : 심도 Z 지점에서의 벽체 변형

k_h : 수평반력 정수, 흙의 상대 밀도와 관련됨.(Terzaghi, 1954 제안)

D : Deflected Shape 으로 부터 계산 그림 9참조.

(Terzaghi는 D 대신 Z 를 사용하였음)

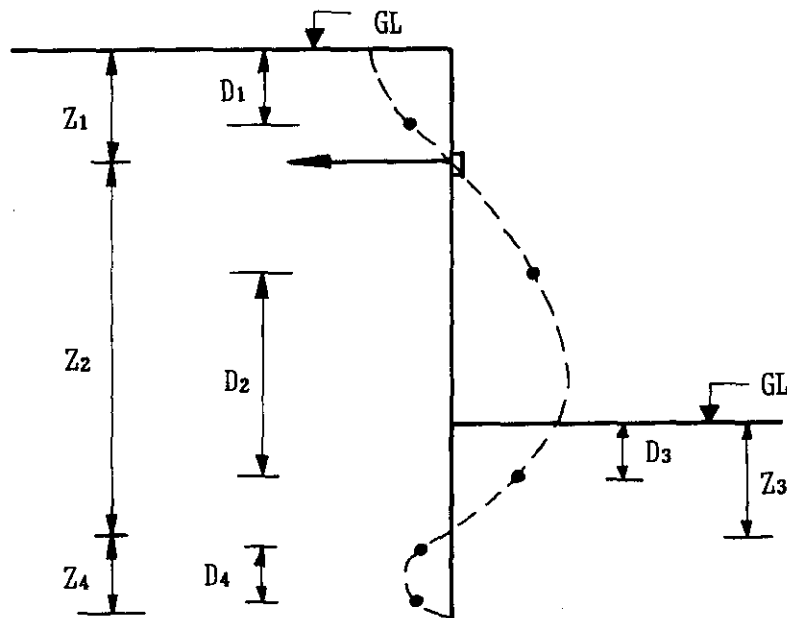


그림 9 벽체 변형모양에서 "D" 산정

$$K_h = k_h \cdot Z/D = P/\delta \quad (K_h = \text{수평지반 반력계수})$$

— Cohesive Soil 지반반력계수 (K_h) :

$$K_h = K_{h1}/D$$

K_{h1} = Unit폭의 Strip하중에서 수평지반 반력정수.

o UNDRAINED CLAY CASE. (Burland 1979)

$$E_u = M C_u \quad M : \begin{cases} 0.2\% \text{ strain 일때 } 500 \\ 1\% \text{ strain 일때 } 150 \end{cases}$$

$$K_{h1} = N C_u \quad N : \begin{cases} O.C = 250 \text{ (approx.)} \\ \text{SOFT CLAY} = 80 \text{ (approx.)} \end{cases}$$

o DRAINED CLAY CASE (wroth 1972)

$$E' = \frac{2(1+\nu) E_u}{3} \quad \nu = 0.15 \text{ (approx.)}$$

$$K_{h1}' = 0.32 E_u$$

6. 벽체의 종류와 공법선정

6.1 벽체 종류와 주변영향

벽체의 강성별, 버팀대의 형식에 따른 인접지반의 예상침하량을 수치해석의 결과와 현장계측자료를 비교 검토하였다.

* 벽체의 종류별 강성

EI (Kg·cm²)

지하연속벽(DIAPHRAGM WALL).RIGID WALL	1.67×10 ⁵
SEMI-RIGID WALL, 1/2(RIGID+FLEXIBLE)	9.23×10 ⁴
FLEXIBLE WALL (SHEET PILE WALL)	1.8×10 ⁴

* 버팀대 형식

SLAB 지지 (TOP-DOWN METHOD)
STRUT 버팀(2H-300×300×10×15)
EARTH ANCHOR (PRE-STRESSED)

벽체의 강성별 변형량 (그림 10)에 의하면 연성벽체(SHEET PILE)에 의하면 상부 변형량은 최종굴착단계에서 강성벽체 D.WALL의 3mm 변형에 비해 20배인 60mm를 나타내고 있다. 이는 주변침하가 강성벽체의 채택으로 상당량 감소시킬 수 있음을 보여준다.

굴착면 하부의 벽체근입부에서는 연성벽체보다 강성벽체의 변형이 약간 크게 얻어진 것은 비교적 강도가 약한 깊은 점토층에서 벽체의 Flextural Rigidity (EI)가 상대적으로 커 급격한 curve 감소를 보이지 못하여 생긴 결과라 예상된다.

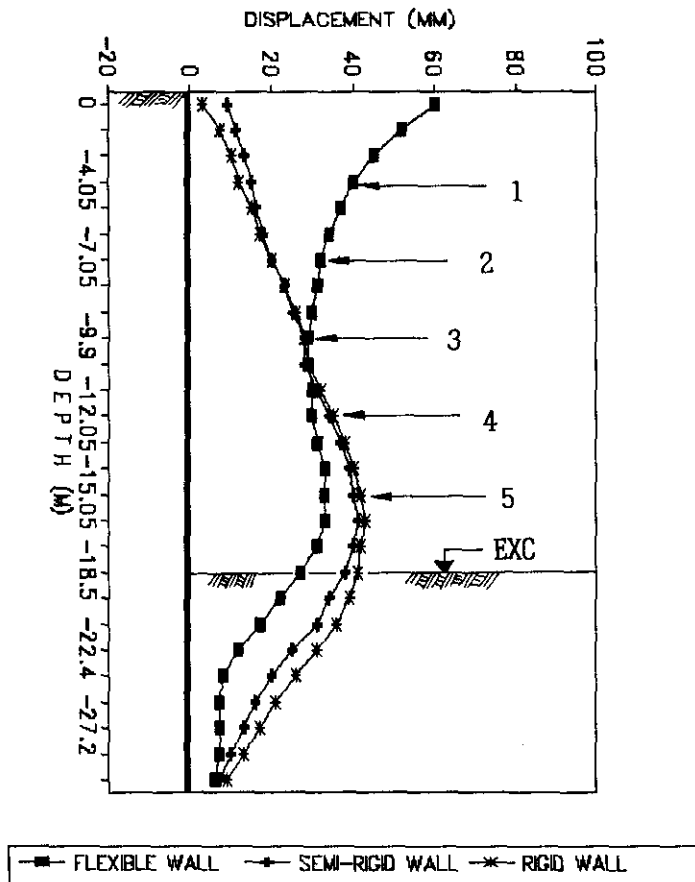


그림10. 벽체의 강성별 변형 (STRUT 지지가정)

벽체의 강성별 주변 침하량 예측(그림 11)에 의하면 강성벽체의 침하량이 좀 크게 나왔는데 이는 굴착면 이하의 제1 부동점(가상 지지점)의 위치가 벽체강성이 클수록 최종굴착단계에서 아래로 이동하면서 생긴 변형량이다.

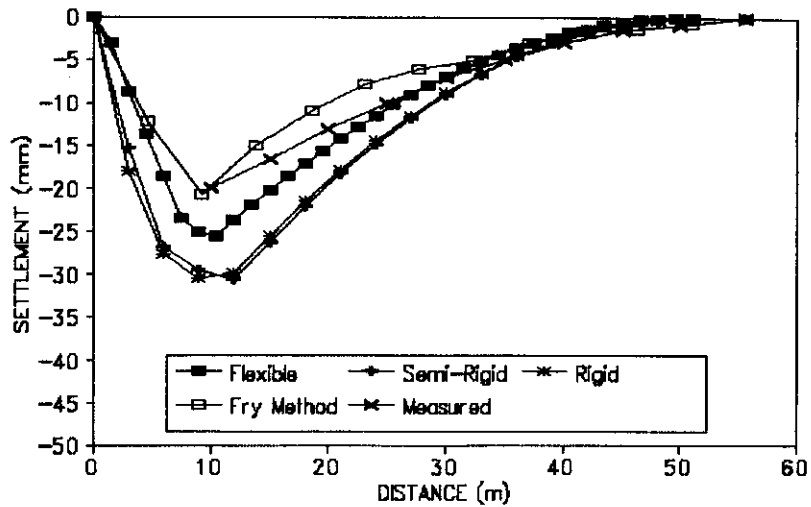


그림11. 벽체의 강성별 주변침하량 예측(최종굴착단계-STRUT 지지경우)

벽체의 변형량에 깊이를 곱하여 얻어진 변형된 체적으로 침하량을 산정하는 CASPE 방법을 이용한 때문에 최종굴착 단계에서 강성벽체가 가장 좋은 조건에 있지 않은 것 같이 나타나 있다.

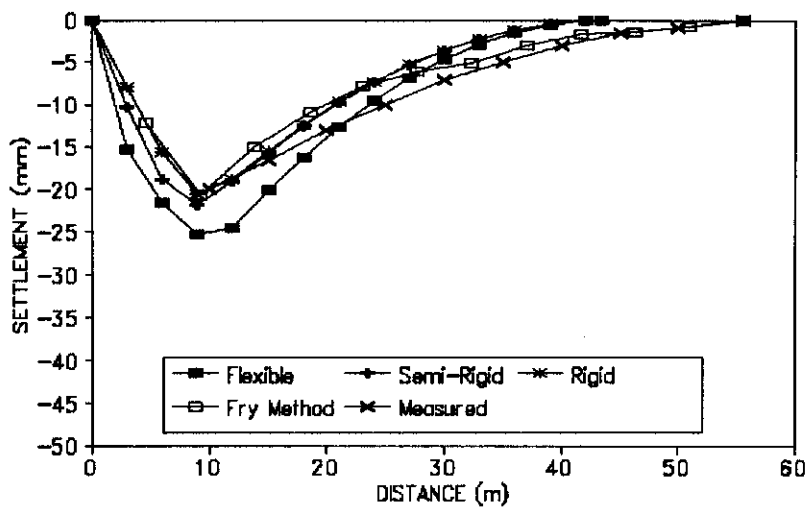


그림12. 굴착깊이 11m에서 벽체강성과 지반침하

Fry et.al의 탄성해법으로 구한 지표면 지반 침하량은 실측치와 잘 일치되고 있다. 그림 12는 3단 Support 설치전 11m 까지 굴착한 상태에서 벽체의 강성별 주변침하량을 보이고 있다.

벽체로부터 10m 거리에서 연성벽체의 침하량이 28mm 인데 반하여 같은 지점에서 강성벽체인 D.WALL의 침하량은 21mm 이므로 강성벽체의 채택이 주변 구조물 침하 감소에 상당한 효과가 있음을 알 수 있다.

6.2 버팀대 형식과 주변침하

강성벽체인 지하연속벽(D.WALL)의 채택에 따른 버팀대의 형식이 주변지반에 미치는 영향을 조사하기 위하여 SLAB 지지 형식(TOP-DOWN방법), Struts 지지 및 EARTH ANCHOR 지지 System 방식들이 서로 비교 검토되었다.

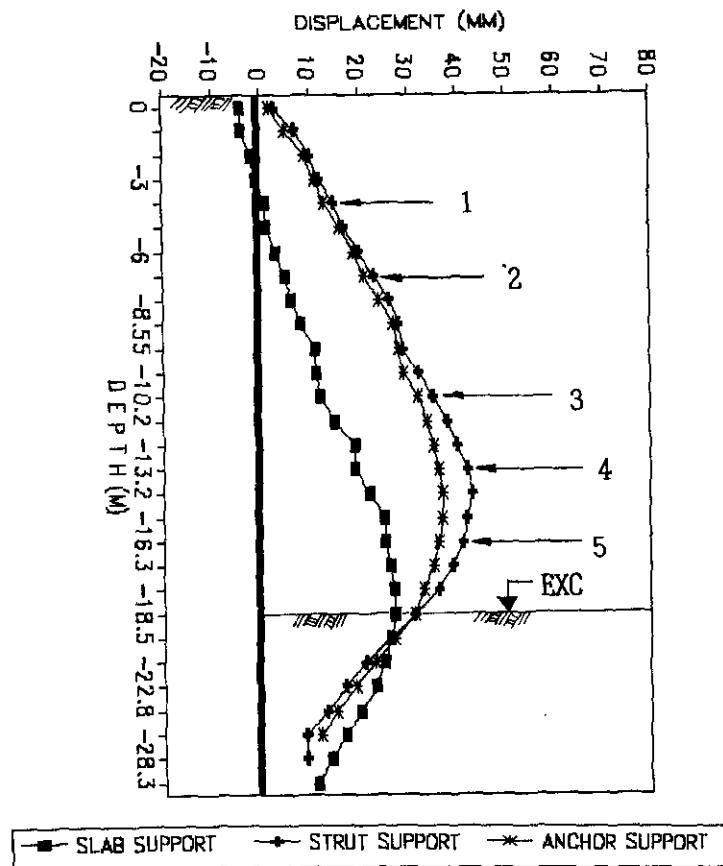


그림13. 연속벽의 버팀대 형식과 벽체변형

연속벽의 버팀대 형식과 벽체 변형(그림 13) 관계에서 영구적인 콘크리트 SLAB을 시공하면서 아래로 굴착하는 SLAB지지 형태는 Strut나 Earth Anchor 지지 방식에 비하여 벽체의 수평 변형을 3~4배 줄일수 있음을 알수 있다. 즉, 10~20mm정도의 벽체변형은 강성이 큰 slab지지로 감소시킬 수 있으며 그림 14에서와 같이 이때의 주변침하량도 벽체로부터 약 10m 거리에서 SLAB 지지형식의 수직침하량이 20mm인데 반하여 Struts 지지체의 경우는 같은지점에서 침하량이 52mm로 증가되었다.

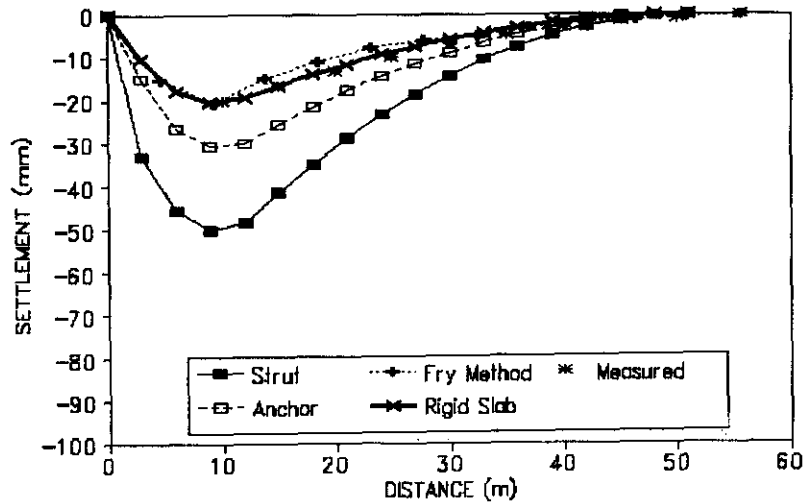


그림14. 연속벽의 버팀대 형식과 주변침하

SLAB 지지형식에서 Caspe 방법으로 산정된 주변지반 침하량은 Fry et.al 탄성해법에 의한 예측치와 현장계측에 의한 실측들과 잘 일치되고 있다(그림 14). 이는 사용된 수치해석법이 현장 실측치와 잘 부합되고 있음을 알 수 있다.

* Caspe Method

$$S_w = \frac{4 V_s}{D} \quad S_i = S_w (X/D)^2$$

여기서,

- V_s : 전체 수평변위로 인한 체적변화
- D : 침하 영향 거리
- S_w : 흩막이벽 주변 최대 침하량
- S_i : 거리별 침하량

* Fry et. al Method

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

여기서,

- δ_v : 연직 변위
- E : 지반의 탄성계수
- H : 굴착 깊이
- γ : 흩의 단위중량
- K_0 : 흩의 정지토압계수
- C_3, C_4 : 상수

7. 시공단계별 모멘트와 벽체변형

시공중 단계별로 예상되는 벽체의 Bending Moment (그림 15)에서 최대의 모멘트는 6단계 굴착시 $-105t \cdot m$ 로 이를 만족시키려면 상당한 벽체의 강성이 요구된다.

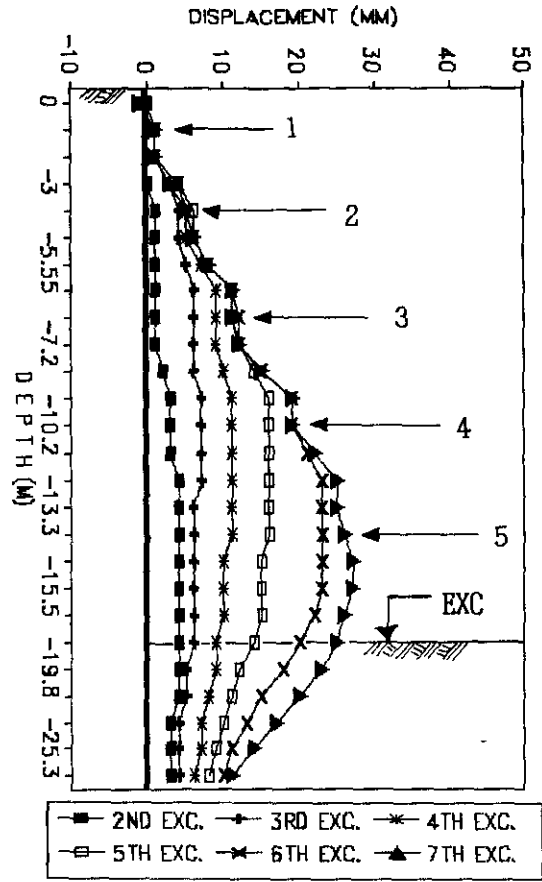
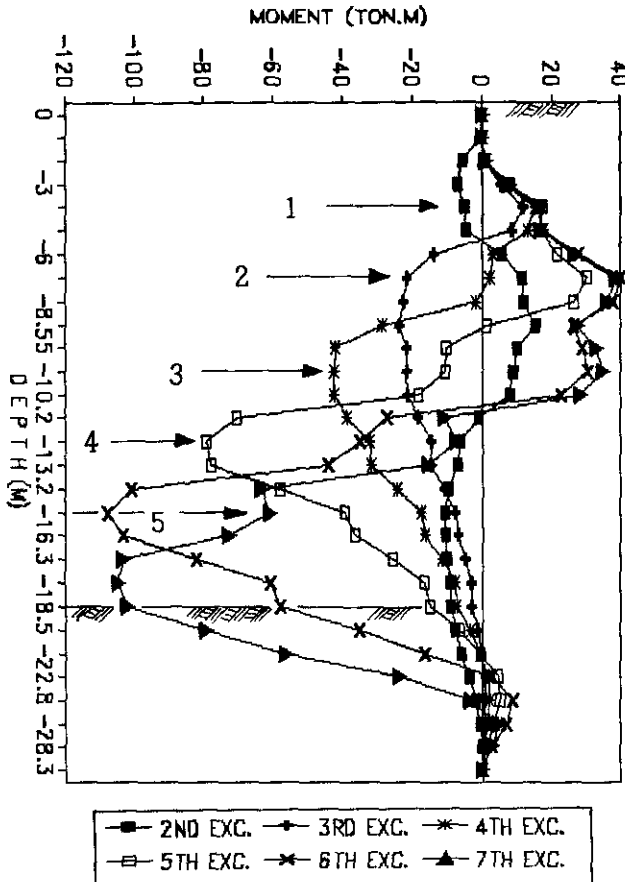


그림15. 시공단계별 벽체의 예상 모멘트 그림16. 시공단계별 벽체의 예상변형량

그림 16은 시공단계별 벽체의 예상 변형량이고 그림 17은 시공단계별 벽체의 예상 변형과 실측치의 비교이다. 제1단계 굴착시 상부10m지층에서 현장실측치가 수치해석보다 약 8mm의 벽체변형이 크다. 이는 벽체의 시공과 내부 PILE공사중에 생긴 변형량이 수치해석에 감안이 안되었기 때문이라 사료된다.

매 굴착단계마다 총벽체의 변형량과 벽체 변형 형태는 실측치와 잘 부합되고 있으나 위치별 변형량은 약간의 차이를 보이고 있다. 즉 벽체 15m상부는 실측 벽체 변형량이 수치해석보다 크게 나온 반면, 15m 하부지점 부터는 수치해석 변형이 실측치보다 약간 크다. 이는 1단계 굴착전까지 생기는 선행벽체 변형량이 수치해석모델에 참작되지 않아 강성벽체의 휨용력이 벽체 하부 변형을 증가시켰다 생각된다.

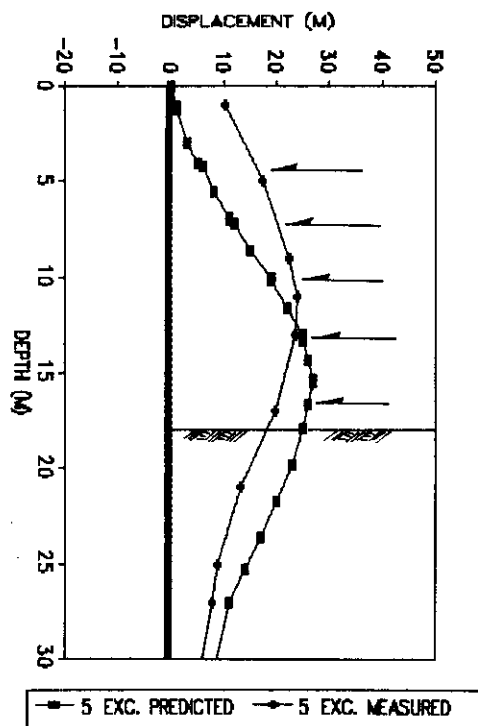
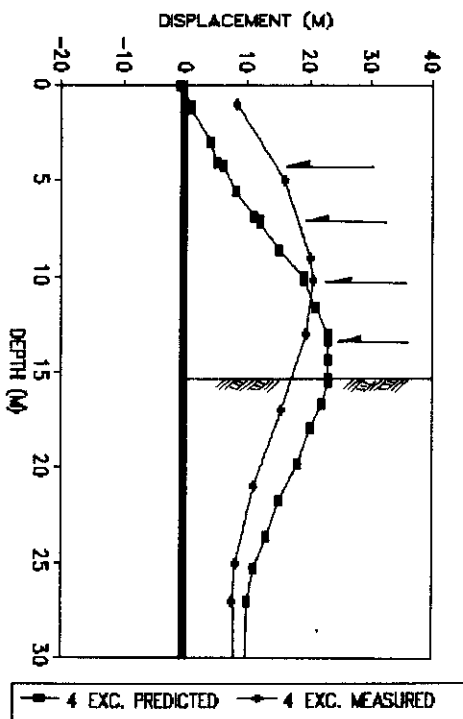
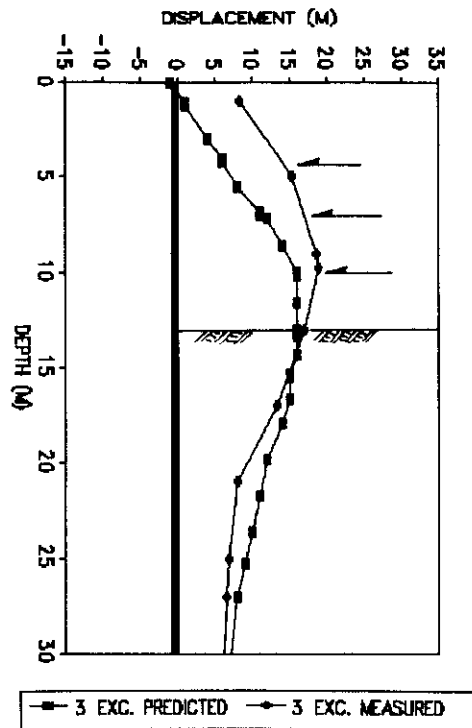
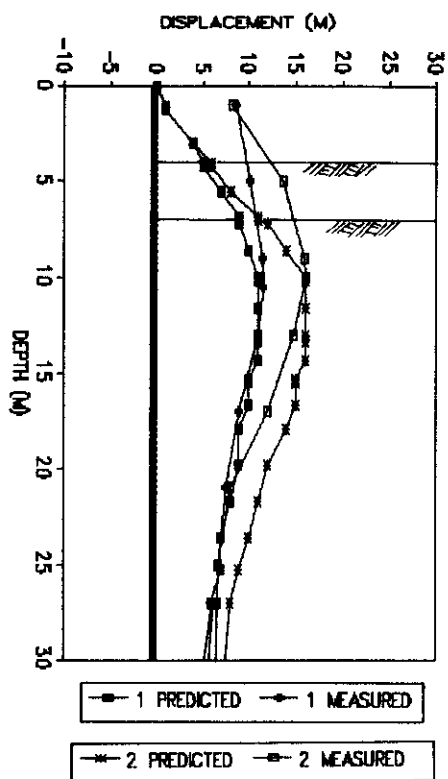


그림17. 시공단계별 벽체의 예상변형과 실측치의 비교

그러나, 변형량의 총체적(ΣV) 계산을 근거로 한 주변침하계산 결과는 이들 실측치와 수치해석 모두가 잘 일치되고 있다.

그림18은 TOP-DOWN 공법에서 지반 강성 변형시 제1가상지지점의 위치를 나타내고 있다. 연속벽(D. WALL)과 TOP-DOWN SLAB 시공시 지반강성을 $K_{s1}=1800t/m^2$, $K_{s2}=3600t/m^2$ $K_{s3}=7200t/m^2$ 으로 변형시켜 굴착면 아래에 생기는 제1가상지지점의 위치를 수치해석법(Computer Program)으로 산정하였다.

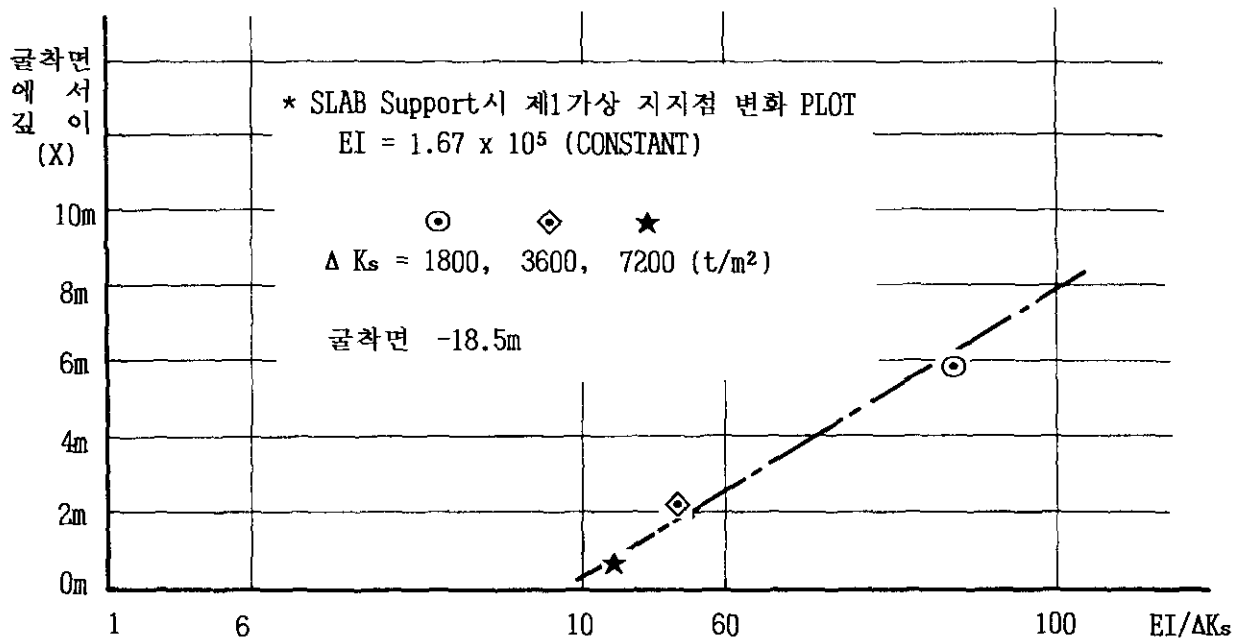


그림18. TOP-DOWN 공법에서 지반강성 변화와 제1가상 지지점의 위치

SLAB SUPPORT : (TOP-DOWN CASE)

$EI = 1.67 \times 10^5$ (kg·cm²) : D.WALL

$1800 \leq K_S \leq 7200$ (t/m²)

수치해석 결과 그림18에서 제1가상지지점의 위치는 다음공식에 따른다.

$$X(m) = -7.2 + 7.6 \log (EI/K_S) \quad (X = \text{굴착면에서 깊이})$$

표1. 제 1 가상지지점의 지표면으로 부터 거리 비교

EI = CONSTANT

해석법	KS(t/m ²)	1800	3600	7200
Computer 해석		24.4m	20.6m	19.0m
Y. L. Chang 공식		24.24m	19.52m	19.22m

Y. L. CHANG 공식 :

$$\beta = \sqrt{\frac{K D}{4EI}} = 1.64 \text{m} \quad \begin{array}{l} EI = 1.67 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 \\ K_s = 1800 \text{t/m}^2 \\ D = 100 \text{cm} \end{array}$$

제1부동점 위치 :

$$l = \frac{3\pi}{4\beta} = \frac{3 \times 3.14}{4 \times 1.64} = 5.74 \text{ m}$$

∴ 지표면에서 깊이 :

$$18.5(\text{굴착심도}) + 5.74 = 24.24 \text{m}$$

∴ COMPUTER 해석의 위치는 NET PRESSURE = 0인 지점
COMPUTER OUTPUT에서 24.4m를 찾음

위의 가상지지점 위치결정에 따른 수치해석 결과와 Y.L CHANG 공식 결과가 비교적 정확히 일치하고 있음을 표 1에서 볼수 있다.

지반이 연약할수록 제 1가상지지점의 위치는 Exponential하게 증가됨을 알수 있다.

8. 結 論

고고학적 가치가 있는 중요한 역사적 건물들이 밀집한 시내에서 점토층의 깊은 굴착과 더불어 우려되는 인접건물들의 영향을 수치해석에 의한 주변지반침하의 예측과 현장실측에 의한 자료를 분석하고, 가장 안전한 방법으로 소개된 TOP-DOWN공법의 특성을 연구 검토하여 그 일부를 간단히 정리해 보면 다음과 같다.

- 1) 최종굴착면 아래의 두터운 LONDON CLAY층 내부에 투수계수가 큰 silty sand가 얇게 분포된 관계로 지하연속벽(Diaphragm Wall)심도를 연장하여 차수벽 역할을 하게 하였고, 그 밖에 벽체의 강성을 이용하여 수직·수평의 하중전달을 시공중과 영구적 경우에도 만족시킬 수 있도록 하였다.
- 2) 도심지 깊은 굴착 경우에는 여러종류의 계측장비를 집중적으로 설치하여 서로의 결과를 보완하도록 배치하여 각 시공단계별 정확한 시점에서 예상침하량과 현장 계측자료를 분석하도록 계획되고, 특히 시공중 모든 하중 상태를 영구적 구조물인 연속벽(D. WALL)과 각 지하층 SLAB들이 받기 때문에 철저히 계측결과와 예측치의 비교분석으로 안전점검이 이루어져야 한다.
- 3) 수치해석결과의 예상침하량과 시공중 얻어진 계측 침하량이 만족스럽게 잘 일치되고 있다. 연속벽의 최대 변형량도 수치해석법과 현장실측치와 같으나 위치별로 벽체상부는 실측치가 약간 큰 반면 벽체하부는 수치해석법의 결과가 약간 크게 나타나고 있다.
- 4) 부분적 벽체 변형량이 실측치와 수치해석 결과와 차이를 보이는 것은 벽체의 시공중 선행변형량이 수치해석법에서는 고려되지 않았기 때문이다.
- 5) 벽체의 버팀대 형식은 상부에서 SLAB시공과 더불어 아래로 굴착해가는 TOP-DOWN공법이 Strut 나 Earth Anchor 지지방법보다 벽체의 수평변위를 3 ~ 4배 정도 감소시킬수 있다.
- 6) 굴착 현장 주변 침하량 계산에 Caspe방법과 Fry et.al 탄성해법이 사용되었는데 그 결과는 실측치와 잘 일치되고 있다.
- 7) 굴착면 이하 제1부등점(가상지지점)의 위치와 지반의 강성관계는 $1800 \leq K_s \leq 7200 \text{ t/m}^2$ 범위에서 가상지지점의 위치(X)를 다음공식으로

$$X = -7.2 + 7.6 \log EI/K_s$$
 나타났고 그 결과는 Y.L.CHANG공식의 상부가 회전하지 않는 경우와 일치함을 (표1 참조) 알 수 있다.

참 고 문 헌

1. Borin, D. L. Personal Communication, Geosolve, LONDON.
2. Bowles, J. E. " Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering " McGraw-Hill, 1974.
3. Burland, J. B. and Hancock RJR. " Underground Car park at the House of Commons, London " : Geotechnical aspects the structural Engineer, 1977, 55, pp 87-100.
4. Burland, J. B., Simpson, B. and St John, H. D. " Movements around Excavations in London Clay. " proc. 7th European Conf. SMFE, 1979. Vol. 1
5. Caspe, M. S., " Surface Settlement Adjacent to Braced open Cut " JSMEED, ASCE, Vol. 92, SM4. JULY. 1966. pp. 51-59.
6. Creasy, L. R., and Zinn, W. V. " Underground car park at the House of Commons ", London : Design and Construction aspects. The structural Engineer, 1977, 55(2), pp 101-105.
7. Hunt, R. E. " Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation ". McGraw-Hill. 1974.
8. KIM, H. M. " The Theoretical and site Behavior of Braced Diaphragm Wall-A Comparison ". 1st Korea-Japan Joint Geotechnical Seminer, Seoul, Korea.1990. pp 111-127.
9. NAVFAC. DM 7.2 Foundations and Earthstructures May 1982.
10. Simson, B, O'Riordan, NJ and Croft, D.D. " A Computer Model for the Analysis of Groundmovements in London Clay. " 1979. Geotechnique 29, NO.2 pp 149-175.
11. Terzaghi, K. " Evaluation of Coefficient of Sungrade Reaction. " Geotechnique. 1954. Vol. 5. pp 297-326.