

## 사질토 지반에서의 타이백 앵커 벽체의 거동 분석

### Analysis of Tieback Walls in Sand

임 유진<sup>1)</sup>, Lim, Yu-Jin

<sup>1)</sup> 한국도로공사 도로연구소 지반연구실 책임연구원

Chief Researcher, Highway Research Center, Korea Highway Corporation

**Synopsis :** An investigation is performed to analyze tieback anchored wall in sandy soil. Finite element method is used to model the wall by simulating the structural members and the soil in 3D environment. The used soil model is a modified hyperbolic model with unloading hysteresis. A numerical technique that can simulate full construction sequence of the tieback anchor wall is proposed. The numerical model is calibrated against a full scale instrumented tieback wall. The influence of the following factors on the wall behavior is investigated: length of the tendon unbonded zone, magnitude of the anchor forces. A unique relationship between the wall deflection and the average earth pressure can be obtained by collecting case histories and by performing a parametric study.

**Key words:** Tieback anchor, unbonded length, anchor load, finite element analysis

#### 1. 서론

타이백 앵커 토류벽의 설계는 일반적으로 Terzaghi 와 Peck(1967)등의 경험적인 토압 분포도를 이용해 앵커하중과 벽체 또는 업지말뚝내의 휨모멘트를 계산하는 토압법을 이용해 수행된다. 최근에는 beam-column방법을 이용한 해석 또는 설계(Kim and Briaud;1994)가 보편화 되고 있는데 이 방법은 앵커하중을 선택한 후 벽체의 휨모멘트, 축하중 및 횡방향 변위 등의 유용한 예측값을 구할 수 있는 장점이 있다. 유한차분법 등의 수치해석법을 이용하는 이 방법은 토압법이 산출할 수 없는 벽체변위에 대한 정보와 개선된 휨모멘트도를 제공할 수 있지만, mass movement를 고려할 수 없는 1차원 해석의 내재적인 한계로 인해 휨모멘트도 만큼의 신뢰성있는 벽체변위를 산출하지 못하는 단점이 있다. 또다른 해석법으로는 유한요소법이 있다. 이 방법은 해석 대상이 되는 벽체의 모든 요소를 고려할 수 있고 적정 경계면과 응력-변형률 관계식을 사용함으로써 실제의 벽체거동에 보다 근사한 해석을 수행할 수 있는 장점이 있다. 다만 계산을 위한 소요시간이 길고 과대한 컴퓨터 사용단가로 인해 설계목적상 사용에 한계가 있다.

본 연구에서는 beam-column방법으로서는 한계가 있었던 벽체 거동의 평가와 이에 미치

는 여러 가지 영향을 조사, 평가하였다. 평가대상은 벽체의 변위, 축하중 및 휨모멘트, 그리고 앵커 정착장의 인장하중 변화등이며 이들에 미치는 앵커 잠금하중의 크기와 앵커 비정착장의 길이변화 등의 영향을 유한요소 해석법을 이용해 조사하였다.

## 2. 흙 및 구조체의 모델링

본 연구에 사용된 유한요소해석 프로그램은 상용의 범용 프로그램인 ABAQUS(H.K.S., 1992)를 사용하였다. 모든 해석은 사질토 지반에 타설된 타이백 앵커 벽체에 의하여 수행하였으며 Seed 와 Duncan (1984)의 수정 Hyperbolic 모델을 사용자 정의 서브루틴(User defined subroutine)으로서 코딩하고 본 프로그램에 삽입, 해석을 수행하였다.

엄지말뚝 및 앵커정착장 등과 같은 일반 구조체는 본 프로그램의 라이브러리에서 탄성모델을 선택해 사용하였다. 다만 앵커 비정착장은 벽체와 토체의 변위에 의한 텐던의 길이 변화에 상응하는 앵커하중의 변화를 추적하기 위하여 선형 탄성거동을 하는 스프링 요소를 사용하였다. 또한 본 해석에서는 미소변형을 조건(Small strain condition)으로 가정하여 구조체와 흙요소사이에 접합요소를 도입하지 않았다.

Hyperbolic 모델은 타 모델에 비해 비교적 적은 수의 입력변수를 사용하여 흙의 비선형성 및 재하(Loading)-제하(Unloading)-재재하(Reloading)에 따른 응력이력(Stress history)을 매우 간편하게 묘사한다. Hyperbolic 모델은 접선탄성계수(tangent Young's modulus,  $E_t$ ), 제하-재재하 탄성계수( $E_{ur}$ ) 및 접선 포아송비( $\nu_t$ )의 세가지 주요 변수로 표현할 수 있다.

접선탄성계수  $E_t$ 의 표현식은 다음과 같이 정리된다:

$$E_t = \left( 1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} \right)^2 K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (1)$$

각 정수에 관한 정의는 표 1에 설명하였다.

윗식에서 최대주응력  $\sigma_1$  및 최소주응력  $\sigma_3$ 은 초기지반형성을 위한 메쉬구성시 중력을 가하여 계산된다. 위의 접선 탄성계수 계산식은 매 하중증분(increment)마다 2회의 반복계산을 통하여 다시 계산되도록 하였다. 제하-재재하 탄성계수  $E_{ur}$ 는 다음식으로 표현되며 구속응력에만 지배받음을 알 수 있다:

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (2)$$

또한 접선포아송비  $\nu_t$ 는 다음식으로 정의 된다:

$$\nu_t = 0.5 - \frac{E_t}{6 B_t} \quad (3)$$

따라서 접선포아송비는 접선탄성계수  $E_t$  및 체적변형계수  $B_t$ 와 연관성을 갖게된다. 체적변형계수  $B_t$ 는 구속응력에만 지배되며 다음식으로 표현된다:

$$B_t = K_B P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{n_n} \quad (4)$$

Seed와 Duncan(1984)은 접선포아송계수  $\nu_t$ 가 하한치 이상을 갖도록하여 구속응력과 응력수준이 작을 때 횡방향응력이 과소평가되는 기존 Hyperbolic모델의 단점을 보완하였다. 이는 체적변형계수  $B_t$ 의 한계값을 정함으로써 가능하다. 또한 기존 모델에서 채택하고 있는 제하-재제하 과정(unloading-reloading)과 재하과정(primary loading)의 구분기준을 응력수준 기준에서 응력상태(stress state)기준으로 수정하였다. 응력상태는 기존의 응력수준에 구속응력을 고려한 식으로서 다음과 같이 표현된다:

$$SS = SL \sqrt[4]{\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)} \quad (5)$$

여기서 응력수준(SL)은 파괴시의 축차응력( $\sigma_1 - \sigma_3$ )<sub>r</sub>에 대한 현재의 축차응력비로 표시된다.

### 3. 타이백 앵커 벽체의 모델링

#### 3.1 앵커하중 변화의 모델링

본 연구에서 제안된 앵커하중의 모델링 기법은 먼저 앵커 잠금하중에 해당하는 일정크기의 앵커하중을 벽체의 앵커두부에 가함과 동시에 앵커 정착부의 상단에 같은 크기의 하중을 반대방향으로 가해주는 것이다. 이때 하중은 그림 1.과 같이 수평면에 대한 앵커 타설각을 고려하여 수직 및 수평분력으로 환산, 적용한다. 하나의 엄지말뚝이 각 앵커당 앵커하중의 반을 감당하므로 실 텐던강성계수의 1/2을 사용하여 벽체변위 및 텐던의 길이변화가 같아지도록 하였다.

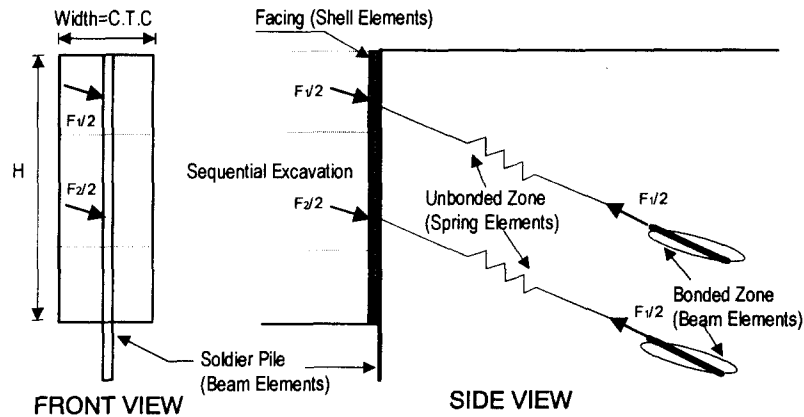


그림 1. 3차원환경에서의 유한요소 해석 모델링

다음 앵커 비정착부 즉, 텐던의 길이변화에 따른 앵커하중의 증감을 고려할 수 있도록 스프링 요소를 두 앵커하중 작용점 사이에 적용한다. 이때 텐던내에서의 하중변화는 다음 굴착단계 및 하열 앵커의 조임 등의 상황변화에 따라 발생하는 두 지점사이의 순수한 변위차이에 의해서만 계산된다. 따라서 텐던내에서의 하중변화는 텐던의 강성계수에 의존한다(그림 2.). 이와같은 방법을 이용해 타이백 앵커 벽체의 전 축조순서를 모델링 할 수 있다. 스프링 요소는 최대 벽체변위를 예상하여 선형 또는 비선형성으로 선택하여 고려할 수 있다. 본 연구에서는 선형탄성 거동으로만 가정하였으며 이때는 일정값의 탄성계수를 사용한다.

비선형의 거동을 예측시에는 그림 2.(c)와 같이 변위와 탄성계수사이의 상관식을 설정해 준다

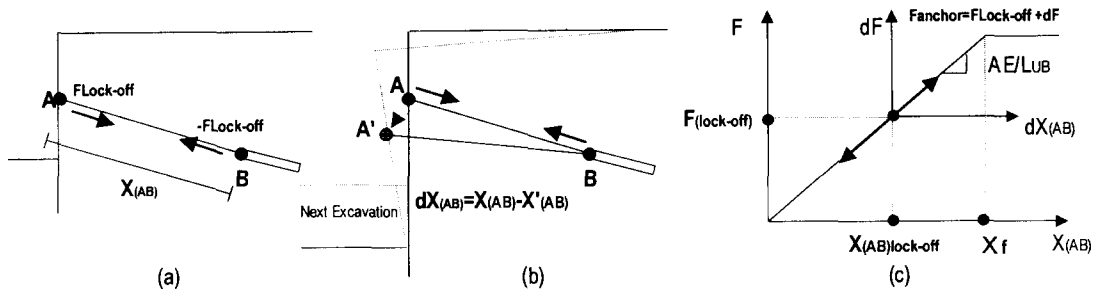


그림 2. 타이백 앵커의 하중변화 모델링

### 3.2 축조순서의 모델링

일반적으로 타이백 앵커 벽체에 대한 유한요소해석은 2차원의 평면변형을 조건에서 실시된다(Tsui, 1974; Clough, 1984). 이 경우 벽체의 길이 방향으로 연속적인 앵커하중이 가해지게 되고 특히, 엄지말뚝과 토류판으로 구성된 가설벽체의 경우 불연속적인 형상으로 인해 평면변형을 조건과 상이한 상태를 초래한다.

그림 3은 2차원 평면변형을 조건을 이용한 기존의 타이백 앵커 모델링 기법(Tsui, 1974; Clough et al., 1972)을 도시한 것으로서 본 연구에서 제안한 모델링 기법과 상당한 차이가 있음을 알 수 있다. 타이백 앵커벽체의 모델링은 굴착, 앵커타설 및 앵커조임 등의 순서를 적절히 모사 하여야 하고 특히 앵커 비정착장 內에서의 축조순서에 따른 하중변화를 적절히 모사하지 않을 경우, 휨모멘트분포를 제외하곤 변위와 축하중 등의 계산값이 실측치와 크게 다르게 된다. 기존의 모델링 기법은 벽체에 대한 앵커스트레싱은 모사할 수 있으나 앵커정착부를 포함하지 않거나(Tsui, 1974; 그림 3(a)), 앵커인장시 앵커 정착부에 가해지는 반대방향의 앵커하중을 포함하지 않고 있다(Clough, 1972; 그림 3(b)). 이와 같은 방법들은 앵커정착장이 경암과 같은 unmoving zone에 타설될 경우에만 유효할 뿐이다.

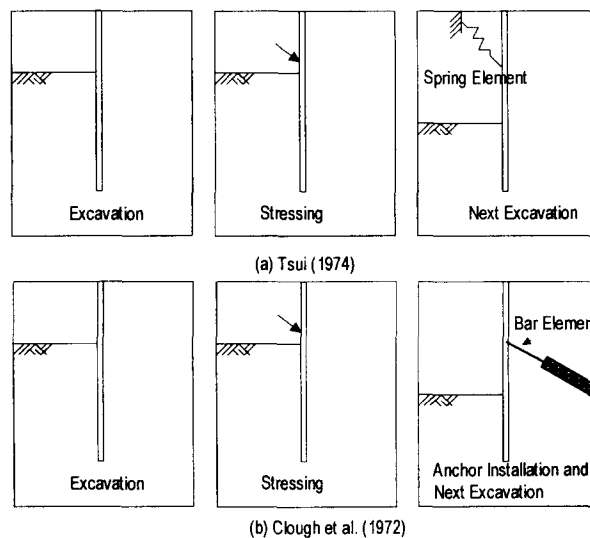


그림 3. 평면 변형을 조건에서의 기존 타이백 앵커 벽체의 축조 모델링 기법 비교

본 모델링기법의 축조순서는 다음과 같이 정리 할 수 있다:

- 1) 박스형태의 초기 메쉬에 중력을 외력으로서 적용; 지반의 초기 응력조건을 생성
- 2) 무응력상태가 되도록 엄지말뚝을 관입; 이하의 축조순서에 따라 변형(응력) 발생
- 3) 1단 굴착 및 무응력 상태에서 토류판 및 앵커정착장 장착
- 4) 앵커헤드 및 앵커 정착부의 양방향에서 앵커하중 적용, 무응력 상태의 앵커비정착부 언던 장착
- 5) 하단 굴착
- 6) 3)-5)의 과정을 최종 굴착 저면까지 반복

#### 4. 실계측 타이백 앵커 벽체를 이용한 모델의 검증

제안된 모델링 기법의 타당성을 검증하기 위하여 실물 타이백 앵커 옹벽으로부터 구한 계측 데이터 값과 비교 분석하였다. 검증 대상은 미국 국립 토질시험장(NGES)으로 지정된 바 있는 Texas A&M University Riverside Campus의 타이백 앵커 벽체를 선정하였다. 벽체는 길이 약 60m, 높이 약 7.5m의 엄지말뚝과 토류판으로 구성된 가설벽체로서 1열 및 2열의 앵커로 지지되어 있으며 엄지말뚝은 타입 또는 그라우트 매입형식으로 구별된다. 벽체 및 토질시험장에 대한 자세한 기록은 Kim and Briaud (1994) 및 Tao and Briaud(1995)를 참조할 수 있다. 사용된 Hyperbolic 모델의 입력정수는 현장 및 실내시험결과와 제안값(Duncan et al., 1980)으로부터 구하였다. 검증과정은 Hyperbolic모델 입력정수와 정지토압계수( $K_0$ )를 변화 시키면서 계산된 벽체 변위(u), 휨모멘트(M) 및 축하중(Q)이 실측치와 가장 근사해지는 조합을 찾도록 하는 것이다. 최종 선정된 입력정수는 표 1.와 같으며 계산값과 실측값과의 비교는 그림 4.와 같다.

#### 5. 벽체거동에 미치는 영향 검토

##### 5.1 앵커 비정착 길이( $L_{UB}$ )의 영향

정착 길이를 7.3m로 고정한 채로 앵커 비정착 길이를 1.375m ( $D=0.25H$ )에서 16.2m ( $D=2.5H$ )까지 변화시키면서 벽체에 미치는 영향을 평가하였다. 실물 벽체의 앵커 비정착 길이( $L_{UB}$ )는 약 5.0m이었다. 따라서 일반적으로 제안되는 현 기준(Cheney, 1988; Tsui, 1974)의 적합성을 살펴 볼 수 있었다. 그림 5.는  $L_{UB}$ 의 변화에 따른 벽체변위, 휨 모멘트, 축하중 등의 변화를 도시한 것으로서 앵커 정착부의 시작점이 가상 파괴면 바깥에 있을 경우에는 휨 모멘트와 축하중에 미치는 영향이 미소함을 알 수 있다. 그러나 벽체 변위에 미치는 영향은 이보다 훨씬 커서  $L_{UB}$ 가 실물 벽체의  $L_{UB}$ 보다 3배 이상 늘어날 경우, 벽체 정상에서의 변위는 약 0.57배로 감소하였다. 그러나 벽체 저부에서의 벽체 변위에는 거의 영향이 없음을 알 수 있다. 또한 첫 열 앵커의 길이만 늘려도 벽체의 변위를 훨씬 감소시킬 수 있었으나 2 열 이하의 앵커 길이 증가는 그리 큰 영향을 미치지 못하였다.

##### 5.2 앵커하중 크기의 영향

앵커하중은 검토대상인 실제 벽체에 가해진 잠금(lock-off)하중을 기준(P)으로  $P/8 \sim 8P$ 까지 그 크기를 변화시켰다. 이때 앵커 비정착 길이 또한 변화시키면서 두 영향인자의 간섭효과와 이들의 벽체의 거동에 미치는 영향을 함께 조사하였다. 앵커하중의 수평분력을 합산하여 이를 앵커의 기여면적으로 나누고 이를 벽체에 가해지는 평균토압,  $p$ 라고 하면 이는 토

압 다이어그램의 크기에 해당한다. 평균토압  $p$ 를 벽체 배면의 흙의 단위중량( $\gamma_t$ )과 굴착깊이 ( $H_c$ )로 나누면 이를 토압계수  $K$ 라 할 수 있다.

표1. 해석에 사용된 입력정수 및 벽체의 각종 데이터

Soil Data	Initial tangent modulus factor, $K$	300
	Initial tangent modulus exponent, $n$	0.85
	Strength ratio, $R_f$	0.93
	내부 마찰각	32°
	점착력, $c$	0
	Unloading-reloading modulus number, $K_{ur}$	1200
	Bulk modulus number, $K_B$	272
	Bulk modulus exponent, $m$	0.5
	흙의 단위중량, $\gamma_t$	18.5 kN/m <sup>3</sup>
	정지토압계수, $K_0$	0.65
Anchor Data	앵커 비정착장	5.5 m
	앵커 정착장	7.3 m
	Lock-off load - row 1	182.35 kN
	Lock-off load- row 2	160.0 kN
	Tendon stiffness - row 1	19846 kN
	Tendon stiffness - row 2	19479 kN
Angle of Inclination,	30°	
Wall Facing Data	벽체높이	7.5 m
	토류판 두께	0.1m
	토류판 강성계수	1.365x106 kN/m2
Soldier Pile Data	엄지말뚝 길이	9.15m
	엄지말뚝 근입깊이	1.65 m
	강관파일 관경	0.25 m
	강관파일 두께	0.00896 m
	엄지말뚝 타설간격	2.44 m
	강관파일 탄성계수	2.1x108 kN/m2
	휨강성계수, EI	11620 kN-m2
	축강성계수, AE	1.47x106 kN

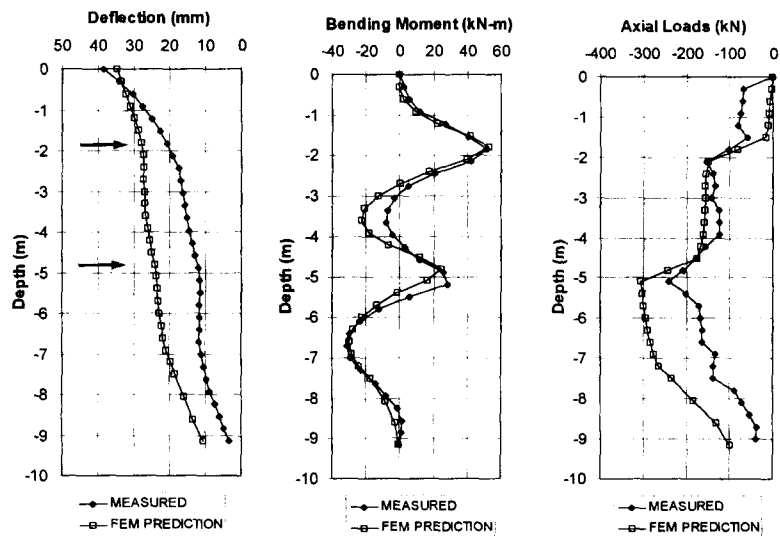


그림 4. 측정값과 계산값의 비교; 변위, 휨모멘트, 축하중

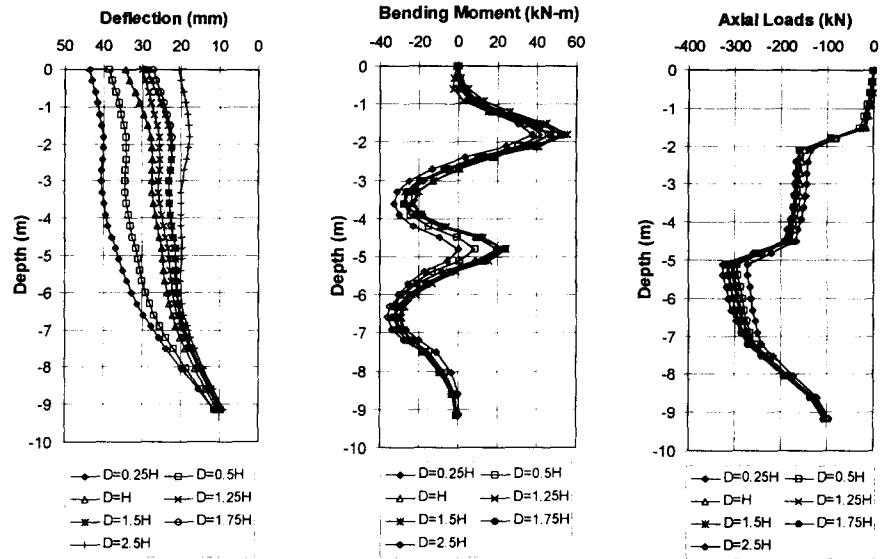


그림 5. 앵커 비정착 길이의 벽체에 미치는 영향; 변위, 휨 모멘트, 축 하중

앵커하중의 크기변화에 따라 토압계수  $K$ 와 벽체상부에서의 계산된 변위,  $u_{top}$ 와의 관계를 도표로 표시하면  $K$ 는 0.02 ~ 1.1정도의 변화를 보였다. 또한 추가로 기존의 몇몇 실측 데이터로부터 토압계수  $K$ 와 벽체변위와의 상관성을 구하였다. 사용된 실측데이터는 각각 Texas A&M University(Chung and Briaud, 1993), Boston(Houghton and Dietz,1990), Bonneville(Munger et al, 1990) 및 Lima(Lockwood, 1988)등에 축조된 앵커 토류벽체로부터 구하였다. 그림 6.은 토압계수  $K$ 와 상부 벽체변위,  $u_{top}/H_c$ 의 상관성을 표시한 것이다. 이 그림으로부터 일반적인 설계를 위한 토압계수  $K$ 의 평균값은 약  $0.65K_a$ 에 해당함을 알 수 있으며  $K$ 값이 0.4정도일 때 상부 벽체의 변위가 zero에 가까워지고 이보다 크면 벽체 내로 변위가 발생함을 알 수 있다.

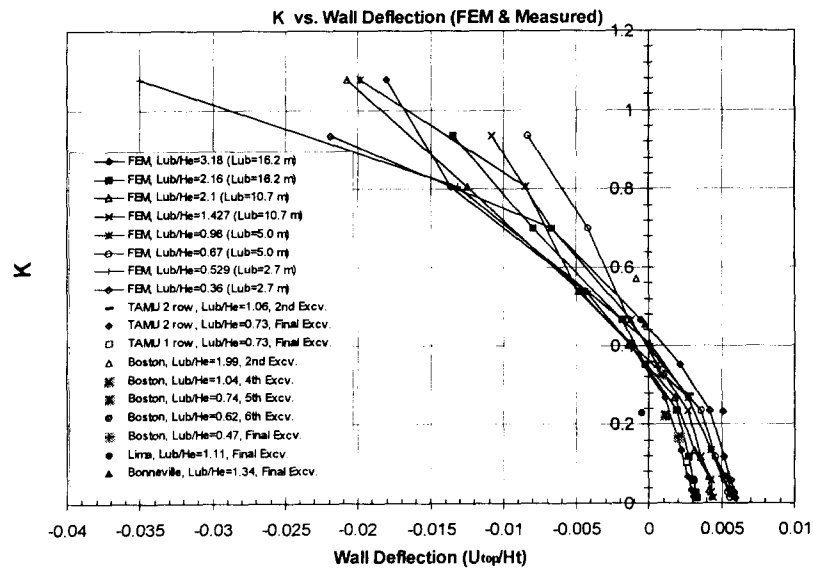


그림 6. 타이백 앵커 벽체상부 변위에 대한 앵커하중의 영향 상관도

## 6. 결론

타이백 앵커 토류벽체의 거동을 현장상황 및 축조순서에 근사하게 모사할 수 있는 새로운 유한요소 해석법을 제안하였으며 실측데이터를 이용하여 비교한 결과 제안방법이 적절하였음을 확인하였다. 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다:

- 1) 앵커 비정착장은 Cheney(1988)에 의해 제안된 길이가 적절함을 확인하였다.
- 2) 앵커 비정착장의 길이가 길수록 벽체의 변위를 훨씬 감소시킬 수 있음을 확인하였다.
- 3) 앵커잠금하중의 크기는 벽체의 변위 및 휨모멘트에 큰 영향을 끼침을 확인하였다.
- 4) 본 연구에서 앵커 하중과 벽체 변위 및 앵커 비정착장 사이의 상관관계를 살펴볼 수 있는 도표를 제안함으로써 토압계수  $K$ 와 상대변위( $u_{top}/H_c$ ) 관계를 이용하여 소정의 벽체변위에 해당하는 앵커하중을 선택할 수 있도록 하였다. 벽체의 변위는 토압크기가 약  $0.4vH_c$  일 때 발생하지 않으며 이는 Terzaghi와 Peck이 제안한 토압크기( $0.65K_a vH_c$ )의 약 2배에 해당함을 확인하였다.

## 참고문헌

1. ABAQUS Users and Theory Manuals. 1992, Version 5.2,
2. Houghton, R. C., and Dietz, D. L. (1990). Design and Performance of a Deep Excavation Supports in Boston, Massachusetts. Proc. ASCE Spec. Conf. On Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, New York, U.S.A.
3. Kim, N. K., and Briaud, J. L. (1994). A Beam Column Method for Tieback Walls. Report to Schnabel Foundation and the Federal Highway Administration, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas, U.S.A.
4. Lim, Y.-J., and Briaud, J. L. (1996). Three-Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis of Tieback walls and of Soil Nailed Walls Under Piled Bridge Abutments. Report to the Federal Highway Administration and the Texas Department of Transportation, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas, U.S.A.
5. Lockwood, M E. (1988). Retention System Monitoring Demonstration Project No.68. Report for the Ohio Department of Transportation, Cincinnati, Ohio, U.S.A.
6. Munger, D. F., Jones, P. T., and Johnson, J. (1990). Temporary Tieback Wall, Bonneville Navigation Lock. Proc. ASCE Spec. Conf. On Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, New York, U.S.A., 778-794
7. Seed, R. B. and Duncan, J. M.(1984). "SSCOMP: a finite element analysis program for evaluation of soil-structure interaction and compaction effects." Report No. UCB/GT/84-02, University of California, Berkely.
10. Tsui, Y. (1974). A Fundamental Study of Tied-back Wall Behavior. Ph.D. Dissertation, School of Engineering, Duke University, Durham, North Carolina.