앵커로 지지되는 흙막이 벽의 겉보기 토압
Apparent Earth Pressure on Anchored Walls

김낙경[1], Kim, Nak-kyung

[1] 정회원, 성균관대학교 토목공학과 조교수, Ass. Prof., Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ.

SYNOPSIS : An apparent earth pressure envelope for anchored walls proposed by FHWA was compared with Terzaghi & Peck's earth pressure envelope. The anchor design load, the maximum bending moment and the penetration depth were calculated by a simple beam analogy method for each type of envelope.

Key words : Earth pressure envelope, Apparent earth pressure, Anchored walls, Tieback walls

1. 서론

도심지에서 대형 구조물의 건설이 늘어나면서 앵커토류벽의 적용사례가 늘어나고 있으며 그 안정성에 관한 연구가 국내외에서 활발히 진행되고 있다. (Clough와 Tsui, 1974 ; Nicholson et al., 1982 ; Otta et al., 1982 ; Pfister et al., 1982 ; Weatherby, 1982 ; Cheney, 1988 ; Briaud와 김낙경, 1998 ; Briaud et al., 1998 ; 김낙경, 1998). 앵커토류벽의 설계는 각 시공 단계에 따른 토압분포를 산정하고 앵커의 개수 및 간격을 결정하여 앵커의 설계하중과 토류벽의 설계단면을 결정함으로서 수행된다. 그러므로 안전하고 경제적인 토류벽 설계에 있어 가장 필수적인 요소는 앵커토류벽에 작용하는 토압 분포의 올바른 선택이다. 앵커토류벽에 작용하는 토압분포는 배면토의 지반공학적 성질, 토류벽의 변위 양상, 토류벽의 강성, 흙의 아칭 효과 등에 따라 크게 변하므로 토압 분포를 산정하기는 매우 어려운 일이다. 앵커토류벽에 작용하는 토압분포는 크게 삼각형 분포의 Rankine 토압, Terzaghi와 Peck이 제안한 직사각형 분포의 경험적인 겉보기 토압, FHWA(Federal Highway Administration, 1999)가 제안한 사다리꼴 분포의 경험적인 겉보기 토압이 있다.

2. 경험적 겉보기 토압

버팀보 또는 앵커로 억지된 연성토류벽의 경우 강성토류벽과는 달리 억지된 토류벽 배면의 지반에서는 주동토압을 유도할 만큼의 변위가 억제되므로 주동토압보다는 그 크기가 크게 된다. 버팀보로 지지된 연성토류벽의 시공이 활발해 지면서 현장계측 결과를 토대로 한 토압분포가 여러 학자들에 의해 제시되었다. 연성 토류벽에 작용하는 토압분포는 강성토류벽에 작용하는 삼각형 분포와는 달리 사다리꼴 또는 직사각형에 가까운 분포를 나타내고 있다(Terzaghi & Peck, 1967), (그림 1).

최근 FHWA(1999), (그림 2)에서 제안한 겉보기토압은 앵커의 선행하중으로 인하여 직사각형보다는 사다리꼴의 형태를 취하고 있다. 토압분포의 유형은 Terzaghi & Peck의 토압과 다르나 그 크기는 같도록 제안되었다. 새로운 토압분포는 사질토 및 점성토에 관계없이 같은 모양으로 된 것이 특징이며 본 논문에서는 사질토에 대한 토압을 기존의 토압과 비교하여 그 특성을 파악하였다.

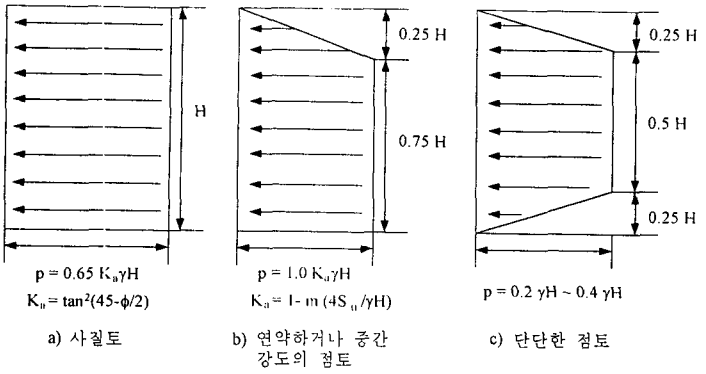


그림 1 Terzaghi와 Peck의 겉보기 토압 분포

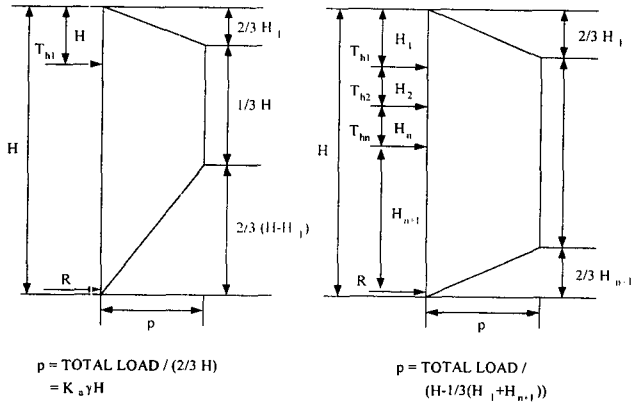


그림 2 FHWA 겉보기 토압 분포

3. 겉보기토압을 이용한 토류벽설계

경험적 겉보기토압을 이용한 앵커의 설계하중 산정방법은 크게 분할법 (Tributary method)과 단순보법 또는 단순보힌지법 (Simple beam analogy method or hinge method)으로 분류된다. 분할법은 설계토압이 선정되면 앵커 숫자에 따라 토압을 분할하여 각 앵커에 할당하는 방법이며 Terzaghi와 Peck (1967)이 버팀보 토류벽의 겉보기토압을 계산할 때의 역순으로 되어있다. 단순보 힌지법은(Lambe and Wolfskill, 1970), (그림 3) 토류벽을 내민보가 있는 단순보로 가정하여 지점 반력을 구하여 앵커의 설계하중을 계산하는 방법으로 앵커의 설계하중을 결정한 후 내민보에 의한 모멘트와 앵커 중간지점에서의 모멘트 중에서 큰 값으로 설계 최대 휨모멘트를 산정한다.

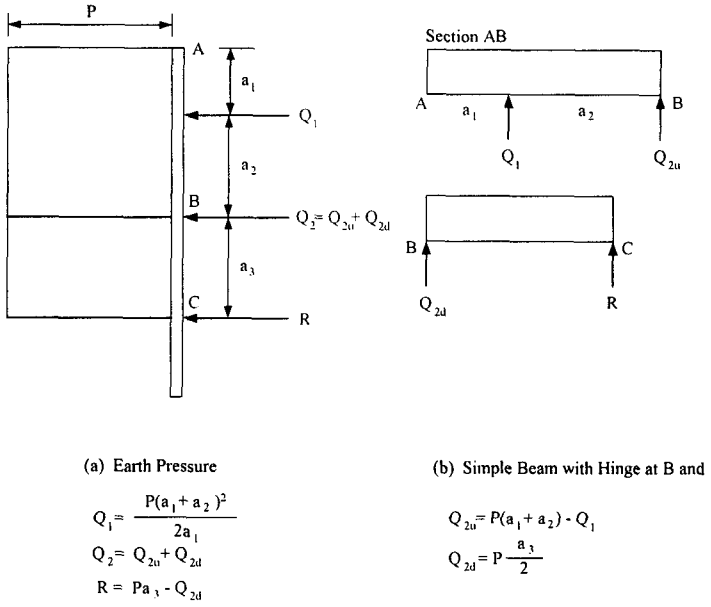
근입장의 계산은 최하단의 앵커지점에서 모멘트를 취하여 평형을 이루는 최소의 근입깊이를 구한 후 적절한 안전율을 가하여 계산한다. 이때 엄지말뚝과 같이 단일 말뚝이 근입 되어 있는 경우는 수동토압에 가산치를 부여하여 계산한다.

4. 시공사례별 결과 비교

4.1 Texas A&M의 시공사례

Texas A&M의 시공사례(김낙경, 1998)의 계측자료를 이용하여 비교하여 보았다. 설계토압을 Terzaghi-Peck 토압과 FHWA 토압을 이용한 단순보 힌지방법으로 구한 앵커의 설계하중과 최대 휨모멘트를 실측치와 비교하여 보면 일열 앵커토류벽의 경우는 표 1에, 이열 앵커토류벽은 표 2에서와 같다.

일열 앵커토류벽의 앵커설계하중은 FHWA의 토압분포를 사용한 단순보 힌지법이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 8% 크게 산정되었다. 반면 이열 앵커토류벽의 경우 상단앵커에서는 Terzaghi와 Peck의 토압분포를 사용한 단순보 힌지법이 FHWA 토압분포에 비해서 3.6% 크게 산정되었으며 하단앵커는 그와 반대인 28% 작게 산정되었다. 설계 최대 휨모멘트는 FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포보다 7.6~10.2% 작게 산정되었으며 실측치에 비해선 15.2~44.5% 크게 산정되었다. 그림 4-5는 일열 및 이열 앵커토류벽의 최대 휨모멘트를 나타낸 것이다.



(a) Earth Pressure

$$Q_1 = \frac{P(a_1 + a_2)^2}{2a_1}$$

$$Q_2 = Q_{2u} + Q_{2d}$$

$$R = Pa_3 - Q_{2d}$$

(b) Simple Beam with Hinge at B and

$$Q_{2u} = P(a_1 + a_2) - Q_1$$

$$Q_{2d} = P\frac{a_3}{2}$$

그림 3 단순보 힌지법에 의한 설계하중의 계산

표 1 TAMU 일열 앵커토류벽의 앵커하중과 최대 휨모멘트

	앵커하중 (kN)	최대 휨모멘트 (kN · m)
Terzaghi and Peck	460.31	246.54
FHWA	497.23	221.34
Beam Moment No. 13	309	192.10
Beam Moment No. 15	328	160.40

표 2 TAMU 이열 앵커토류벽의 앵커하중과 최대 휨모멘트

	앵커하중 (kN)		최대 휨모멘트 (kN · m)
Terzaghi and Peck	상단	302.45	109.58
	하단	185.68	
FHWA	상단	292.04	101.21
	하단	238.18	
Beam Moment No. 7	상단	190	90.38
	하단	148	
Beam Moment No. 9	상단	215	70.05
	하단	190	

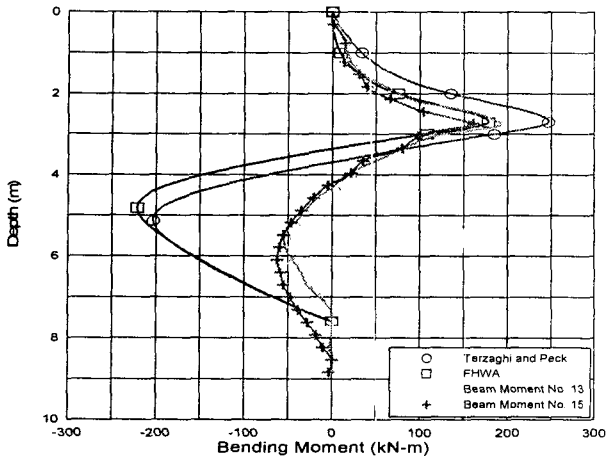


그림 4 TAMU 일열 앵커토류벽의
최대 휨모멘트

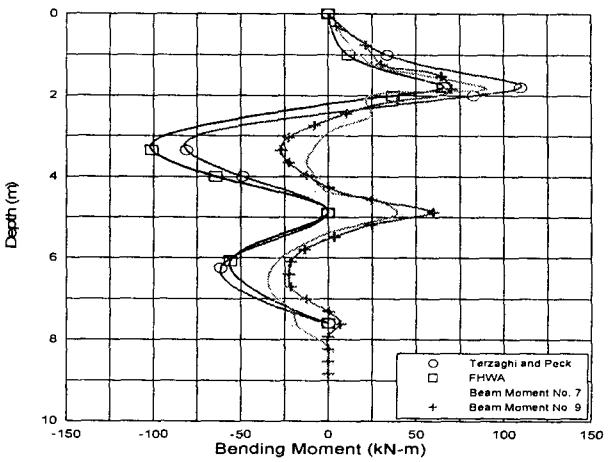


그림 5 TAMU 이열 앵커토류벽의
최대 휨모멘트

4.2 Guildhall 지하 연속벽 (Guildhall Diaphragm Wall)

London 시청 지구 재개발을 위하여 시공된 지하 연속벽 구조물로서 두 개의 앵커로 지지되었다 (Littlejohn and Macfarlane, 1975). 시공순서는 1) 2.25m를 굴착, 2) 앵커를 1.21m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 3) 5.5m를 굴착, 4) 앵커를 4.25m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 5) 최종 굴착 깊이인 6.5m를 굴착하였다. 지반조건은 런던 점토(London Clay) 위로 자갈(Gravel)층이 6m 놓여있었다. 표 3-5는 지반조건, 토류벽 및 앵커의 재원을 나타낸 것이고 그림 6은 Guildhall 지하 연속벽 단면도를 나타낸 것이다.

표 3 London 시청 지구 시공 사례에서의 흙의 특성

Gravel	단위중량 (kN/ m^3)	19.2
	내부마찰각 (°)	30
London Clay	단위중량 (kN/ m^3)	21.6
	비배수 전단강도 (kN/ m^2)	99

표 4 London 시청 지구 시공 사례에서의 벽 data

벽체의 data	굴착 깊이 (m)	6.5
	근입 깊이 (m)	1.82
	파일 지름 (m)	0.51

표 5 London 시청 지구 시공 사례에서의 앵커 data

No	비정착장 길이 (m)	정착장 길이 (m)	선행 하중 (kN/m)	앵커 삽입각도 (°)
1	6.0	3.65	197	20
2	5.35	3.65	98	10

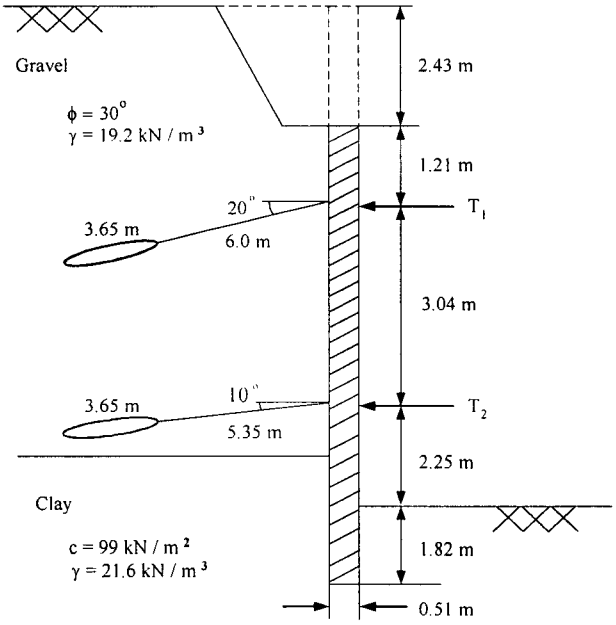


그림 6 Guildhall 지하 연속벽 단면도

표 6 London 시청 지구 시공 사례에서의 앵커하중과 최대 휨모멘트

	앵커하중 (kN/m)		최대 휨모멘트 (kN · m/m)
Terzaghi and Peck	상단	151.45	58.75
	하단	122.18	
FHWA	상단	138.36	65.49
	하단	133.94	
MEASURED	상단	197	44.00
	하단	98	

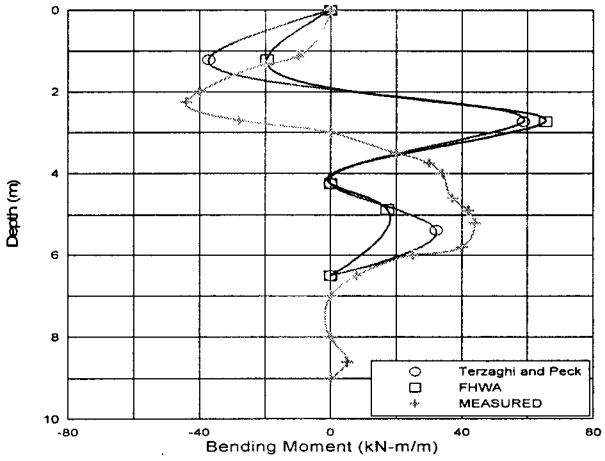


그림 7 London 시청 지구 시공
사례에서의 최대 휨모멘트

표 6과 그림 7은 토압분포별 앵커하중과 최대 휨모멘트를 실측치와 비교한 결과이다. FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 상단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에

비해서 8.6% 작게 산정되었으며 하단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 9.6% 크게 산정되었다. 최대 휨모멘트의 경우 FHWA의 토압분포를 사용하여 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 의한 값보다 11.5% 크게 산정되었다. 그 이유는 London 시청 지구 시공 사례의 경우 FHWA의 토압분포가 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해 상대적으로 크게 산정되었기 때문인 것으로 사료된다.

4.3 Keybridge House 지하 연속벽 (Keybridge House Diaphragm Wall)

London Keybridge House의 시공을 위하여 굴착 후 세 개의 앵커로 지지된 지하 연속벽 구조물이다 (Littlejohn and Macfarlane. 1975). 시공순서는 1) 3.0m를 굴착, 2) 앵커를 2.43m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 3) 7.0m를 굴착, 4) 두 번째 앵커를 6.08m에 설치, 5) 10.5m를 굴착, 6) 세 번째 앵커를 9.73m에 설치, 7) 12.78m를 최종 굴착하였다. 지표면으로부터 약 7m 지점까지는 자갈이 두 개의 층으로 구성되어있으며 이후 최종 굴착면까지는 런던 점토(London Clay)가 세 개의 층으로 구성되어있었다. 표 7-9는 지반조건과 토류벽 및 앵커의 재원을 나타낸 것이며 그림 8은 Keybridge House 지하 연속벽의 단면도를 나타낸 것이다.

표 7 London Keybridge House 시공 사례에서의 흙의 특성

	단위중량 (kN/ m^3)	내부마찰각 (°) 또는 비배수 전단강도 (kN/ m^2)
Gravel 1	19.2	35°
Gravel 2	21.6	35°
London Clay 1	23.2	45
London Clay 2	20	90
London Clay 3	20	154

표 8 London Keybridge House 시공 사례에서의 벽 data

벽체의 data	굴착 깊이 (m)	12.78
	근입 깊이 (m)	2.21
	파일 지름 (m)	0.61

표 9 London Keybridge House 시공 사례에서의 앵커 data

No	선행 하중 (kN/m)	앵커 삽입각도 (°)
1	273	5
2	339	20
3	361	20

표 10과 그림 9는 토압분포별 앵커하중과 최대 휨모멘트를 실측치와 비교한 결과이다. FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 상단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해 18.3% 작게 산정되었으나 중단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 23.9%, 크게 산정되었다. 그리고 하단의 경우 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 22.7% 작게 산정되었다. 최대 휨모멘트의 경우 FHWA의 토압분포를 사용하여 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 의한 값보다 39.1% 작게 산정되었다.

표 10 London Keybridge House 시공 사례에서의 앵커하중과 최대 휨모멘트

	앵커하중 (kN/m)		최대 휨모멘트 (kN · m/m)
Terzaghi and Peck	상단	223.98	130.59
	중단	125.66	
	하단	104.31	
FHWA	상단	183.10	79.52
	중단	155.68	
	하단	80.68	
MEASURED	상단	273	58.00
	중단	339	
	하단	361	

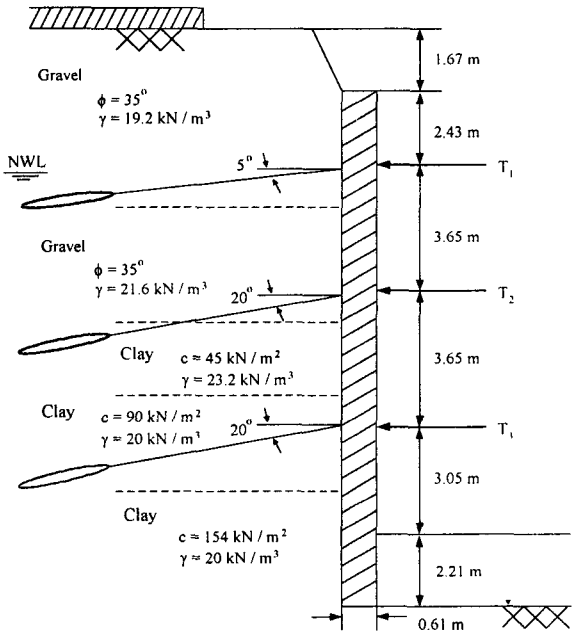


그림 8 Keybridge House 지하 연속벽

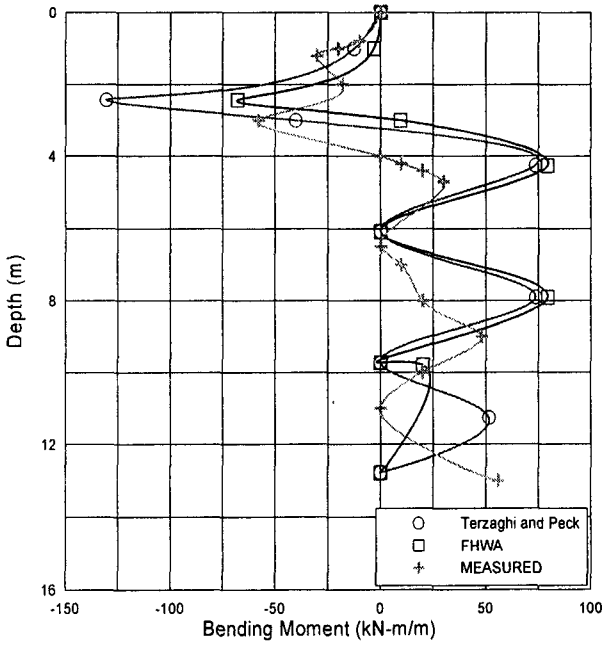


그림 9 London Keybridge House 시공 사례에서의 최대 휨모멘트

5. 결론

앵커토류벽의 겉보기토압을 이용하여 토류벽의 단면을 검토하여 실측된 휨모멘트 자료와 비교하였다. 앵커의 설계하중은 계산방법이나 상재하중 조건 등에 따라 크게 상이하므로 직접적인 비교는 할 수 없었으며 최대 휨모멘트는 각 사례별로 안전율을 구하여 표 11에 정리해보았다.

표 11 시공사례로 본 토압분포별 안전율 비교

시공사례	FHWA 토압	Terzaghi & Peck
TAMU(One Row)	1.15~1.38	1.28~1.54
TAMU(Two Row)	1.12~1.44	1.22~1.56
Guildhall 지하 연속벽	1.5	1.33
London Keybridge House 시공 사례	1.37	2.2

전체적으로 FHWA 토압을 이용하여 구한 휨모멘트의 안전율이 Terzaghi & Peck의 토압을 이용한 경우보다 적었다. Guildhall의 경우에는 내민보의 길이가 짧았던 데에 기인한다. 결론적으로 내민보의 길이가 평균지보간격의 반보다 짧은 경우에는 FHWA토압으로 구한 안전율이 크고 그 반대 경우에는 Terzaghi & Peck의 토압으로 구한 것이 안전율이 크다.

참고문헌

1. 김낙경 (1998), "Measured Performance of Tieback Walls in Sand" , 한국지반공학회지, 제14권, 3호, pp. 5-24.
2. 김낙경 (1998), "사질토에 시공된 앵커토류벽의 토압분포에 관한 연구" , 한국지반공학회지, 제14권, 10호, pp. 1225-1232.
3. Briaud, J.L. and Kim, Nak-Kyung (1998), "Beam-column Method for Tieback Walls" , Proc. ASCE, J. of Geotechnical Eng., Vol.124, No.1, pp69-79.
4. Cheney, R.S. (1988), "Permanent Ground Anchors" , Report to Federal Highway Administration, FHWA-DP-68-1R, Washington, D.C.
5. Clough, W.G. and Tsui, Y. (1974), "Performance of Tieback Walls in Clay" , Proc. ASCE, J. of Geotechnical Eng., Vol.100, pp1259-1273.
6. FHWA (1999), "Ground Anchors and Anchored Systems" , *GEC No.4,* FHWA, FHWA-IF-99-015.
7. Littlejohn, G.S. and Macfarlane, I.M. (1975), "A case history study of multi-tied diaphragm walls" , *Diaphragm walls and anchorages*, Proc. Institution of Civil Engineers, London, pp. 113-221.
8. Nicholson, P. J., Jranowski, D.D., and Wycliffe-Jones, P.T. (1982), " Permanent Ground Anchors: Nicholson design criteria." *Rep. FHWA/RD-81-151*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
9. Otta, L., Pantueck, M., and Goughnour, R.R. (1982), " Permanent Ground Anchors: Stump design criteria." *Rep. FHWA/RD-81-152*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
10. Pfister, P., Ever, G., Guillaud, M. and Davidson, R. (1982), "Permanent Ground Anchors, Soletanche Design Criteria" , FHWA/RD-81/150, Federal Highway Adm., Washington, D.C.
11. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York.
12. Weatherby, D.E. (1982), "Tiebacks" , Report to FHWA/RD-82/047, Federal Highway Adm., Washington, D.C.
13. Weatherby, D.E., Chung, M., Kim, Nak-Kyung, Briaud, J-L. (1997), Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Vol.2, Full-Scale Wall Tests and a Soil-Structure Interaction Model, *Report FHWA-RD-98-066*, FHWA, McLean, VA.
14. Weatherby, D.E. (1998), Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Vol.4, Conclusions and Recommendations, *Report FHWA-RD-98-068*, FHWA, McLean, VA.