부직포 보강 점성토의 보강효과에 관한 기초적 연구

Fundamental Study on the Reinforcing Effect of
Reinforced Clayey Soil with Nonwoven-geotextile

김 유 성*1
Kim, You - Seong
이 재 열*2
Lee, Jae - Yeol

ABSTRACT

Various kinds of reinforced soil methods have been developed by many researchers or companies for their economic merits mainly. These methods have generally used sandy soils which have high permeability as embanking or backfill material. That is because, if poor embanking materials, especially like a clayey soil which has very low permeability, are used in a reinforced soil embanking, and if excessive pore water pressure is produced by external factors, the friction resistance between reinforcing members and soils decrease, as a result possible damage or collapse of the body of a reinforced embankment. In fact, clayey soils can also be used as a embanking materials with reinforcement which has high permeable capacity, and are expected to be able to dissipate the excess pore water pressure effectively. In this study reinforcing effects have been examined through a series of direct shear tests in which clayey soils are reinforced with nonwoven geotextiles of which permeability is very high and tensile strength is relatively weaker than geogrids which are usually used in reinforced soil wall. Even though such nonwoven geotextile are used as reinforcement of high saturated clayey soils, the test results show the possibility that nonwoven geotextiles could be used as a reinforcement for reinforced soil walls effectively.

요 지

보강토공법의 효시인 테일알메(Terre Armee)공법이 개발된 이래로 다양한 종류의 보강토공법이 그 경제적 이점에 주목되어 개발되었다. 보강토공법 중 특히 보강토벽공법의 기본 메카니즘은 보강재를 흙 중에 다수 배치하여 인장에 약한 흙의 특성을 보완하고자 하는 것이다. 띠상의 금속보강재

*1 정회원, 전북대학교 공과대학 토목환경공학부 조교수
*2 정회원, 전북대학교 토목환경공학부 박사과정

를 이용하는 테일알메공법 등 대부분의 보강토공법에서 흙과 보강재 사이의 마찰력에 의해 흙의 변형을 구속하게 되므로 충분한 마찰력을 확보하기 위하여 양질의 사질토를 성토재로 사용하도록 제한하고 있다. 즉 점성토와 같은 배수성이 불량한 토질재료를 금속성의 보강재로 보강할 경우 과잉간극수압의 발생에 따른 유효응력의 감소로 인한 흙과 보강재간의 마찰력이 크게 감소하여 보강효과를 기대하기 어렵기 때문이다. 그러나 양질의 사질토를 건설현장 인근에서 구할 수 없을 경우 운반비의 과대로 보강토공법의 경제적 이점을 최대한으로 살릴 수 없다. 본 연구에서는 현장발생 점성토를 배수성이 양호한 부직포(nonwoven geotextile)로 보강하였을 때의 보강효과를 조사하기 위하여 일련의 직접전단시험을 실시하였다. 그 결과 함수비가 높은 점성토를 이용하여 성토체를 구축할 경우 상대적으로 인장강성이 작더라도 배수성이 좋은 면상의 부직포를 보강재로 이용하면 소요의 보강효과를 기대할 수 있는 것으로 분석되었다.

Keywords :Nonwoven-geotextile, Reinforcing effect, Clayey soil, Strength ratio, Spacing ratio

1. 서 론

보강토공법이 1960년대 중반 프랑스의 Henri Vidal에 의해 개발된 이후 다양한 종류의 보강토공법이 개발되었다. 보강토공법의 기본 메카니즘은 성토재료로서 흙과는 다른 이질의 보강재를 사용하여 인장에 극히 약한 흙의 특성을 보완하는 것이다. Vidal에 의해서 개발된 초기의 보강토공법은 인장 보강재로서 띠상의 금속 보강재를 사용함에 따라, 이용할 수 있는 흙이 배수성을 충분히 확보할 수 있는 양질의 사질토로 국한되었다. 이는 점성토와 같은 배수성이 불량한 토질재료를 금속 보강재로 보강할 경우, 점성토의 극히 작은 투수성으로 인한 과잉간극수압의 발생으로 유효응력이 감소하여 보강재와 흙 사이의 마찰력이 크게 감소할 우려가 있기 때문이다. 이와 같은 마찰력의 감소는 토체의 변형에 의한 보강재의 인장력 발휘와 보강재에 의한 토체의 구속이 효과적으로 이루어지지 않게 되어 보강재의 인발 및 흙과 보강재 사이의 미끄럼에 의한 파괴가 발생하게 되며, 그로 인한 보강토의 전체적인 붕괴로 이어질 수 있다. 또한 빠른 배수가 이루어지지 않을 경우 금속 보강재의 부식에 따른 보강재로서의 기능저하로 보강재의 파단이 발생할 수 있다. 이와 같은 이유로 이용할 수 있는 토질은 배수성이 양호한 사질토로 국한될 수 밖에 없었으나, 화학섬유산업의 발달과 함께 배수성을 확보할 수 있는 면상 또는 격자상의 지오텍스타일(geotextile)이 개발되면서 보강재로서 이용되기 시작하였다. 특히 보강재로 배수성이 양호한 부직포(nonwoven geotextile)를 사용할 경우 투수성이 현저히 낮은 고함수비의 점성토도 성토재 또는 뒤채움재로의 사용이 이론적으로 가능하다. 즉, 부직포에 의한 보강토체에서의 과잉간극수의 빠른 배수로 유효응력의 감소를 최소화할 수 있어 보강재와 흙 사이의 마찰을 확보할 수 있다. 그러나 부직포는 금속 보강재 또는 격자상의 지오그리드(geogrid)에 비하여 흙 특히 점성토와의 마찰특성, 부직포 보강 점성토에 대한 전단특성 등이 아직 명확하지 않다. 따라서 본 연구에서는 무보강 및 보강점성토에 대한 압밀비배수 직접전단시험을 실시하여 여러 조건하에서 압밀구속압에 따른 보강효과, 보강재의 배치간격에 따른 보강효과, 보강재의 배치방향에 따른 보강효과, 보강재의 강성에 따른 보강효과 등 부직포 보강점성토의 보강메카니즘 규명을 위한 기초적인 자료를 얻고자 하였다.

2. 기본적 인장보강 메카니즘

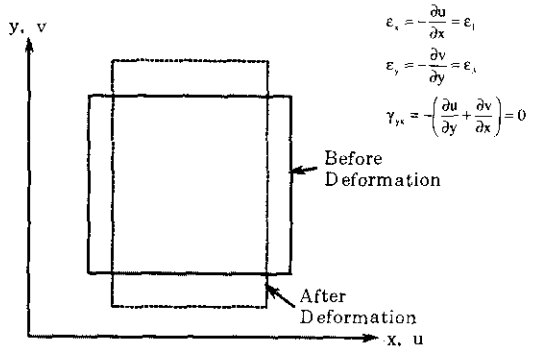


그림 1. 내부변형이 일정한 흙요소의 변형률 정의

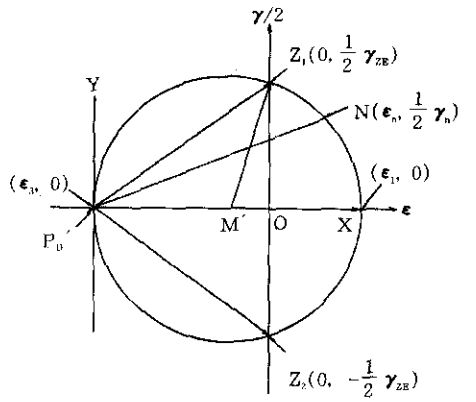


그림 2. 변형률 Mohr원

내부변형이 일정한 흙요소에는 압축변형, 인장변형 및 전단변형이 발생한다. 그림 1의 흙요소에 발생하는 변형상태는 그림 2의 변형률(또는 변형률 증분) Mohr원으로 표현된다(山口, 1975).

그림 1에서 x축 방향의 변형률 $\varepsilon_x = -\partial u/\partial x$가 최대 주변형률 ε_1(압축, +)과 같고, y축 방향의 변형률 $\varepsilon_y = -\partial v/\partial y$가 최소 주변형률 ε_3(인장, −)이다. 그림 2에서 변형률 축을 그림 1에서의 x축방향에 평행하도록 취하고 있어 최소 주변형률 상태를 나타내는 점(ε_3, 0)이 변형률 방향에 관한 극점(P_D')이다. 즉 그림 2에서의 N점(ε_n, $\gamma_n/2$)은 그림 1 요소의 P_D'N방향의 축변형률(ε_n)과 전단변형률($\gamma_n/2$)을 나타낸다. 요소내에 표면마찰이 있는 보강재를 P_D' X방향으로 배치할 경우 이 보강재에는 압축력만이 작용한다. 이 경우의 보강재는 압축보강재이다. 예를 들어 선단지지 콘크리트 말뚝도 원리적으로 일종의 압축보강재와 같다. 한편 요소내에 표면마찰이 있는 보강재를 P_D' Y방향으로 배치할 경우 이 보강재에는 인장력만이 작용한다. 이 경우의 보강재를 인장보강재로 통칭하고 있다. 침하억제를 위한 보강매트나 보강성토 및 보강토벽에서의 보강재가 이 경우에 해당된다. 그림 2에서 $P_D'Z_1$방향과 $P_D'Z_2$방향은 압축변형도 인장변형도 없는 방향으로 이 방향에 가령 표면마찰이 있는 강성의 보강재를 배치할 경우 보강재 임의 단면에서 전체 표면 전단응력은 0이 되어 보강재 길이 방향으로는 압축응력도 인장응력도 작용하지 않는다. 이 경우 휨도 발생하지 않는다면 주위 토립자와의 상호작용이 없게 되므로 이 보강재는 하등의 역할을 할 수 없다. 즉 인장보강재에 작용하는 축력은 말뚝에서와 같이 선단인장력과 주변 총 마찰력의 합이 되므로 일반적으로 인장보강재는 주변 표면마찰력이 클 필요가 있다. Jewell(1980)은 위와 같은 메카니즘을 실험에 의해 나타내고 있다. Jewell은 그림 3과 같이 모래로 충진된 전단상자내에 직경 0.82mm의 철사로 짠 격자상의 보강재를 여러각도(θ)로 배치하여 보강토의 전단강도 τ_{max}와 의 θ관계를 조사하였다. 그림 4에서 보강재가 보강되지 않은 시료의 파괴시 발생하는 최소 주변형률 증분($\dot{\varepsilon}_3$)방향(그림 2에서 P_D'Y방향)으로 배치될 경우, 즉 인장보강재로서 이용될 때 최대의 보강효과가 나타나고, 최대 주변형율 증분($\dot{\varepsilon}_1$)방향(그림 2에서 P_D'X방향)으로 배치될 경우, 즉 압축보강재로서 이용될 때는 다소의 보강효과가 나타나고 있다. 그러나, 인장도 압축도 없는 방향($P_D'Z_1$, $P_D'Z_2$방향)으로 배치될 경우 전혀 보강효과가 나타나고 있지 않다.

대부분의 성토체 파괴형태에서 활동면이라

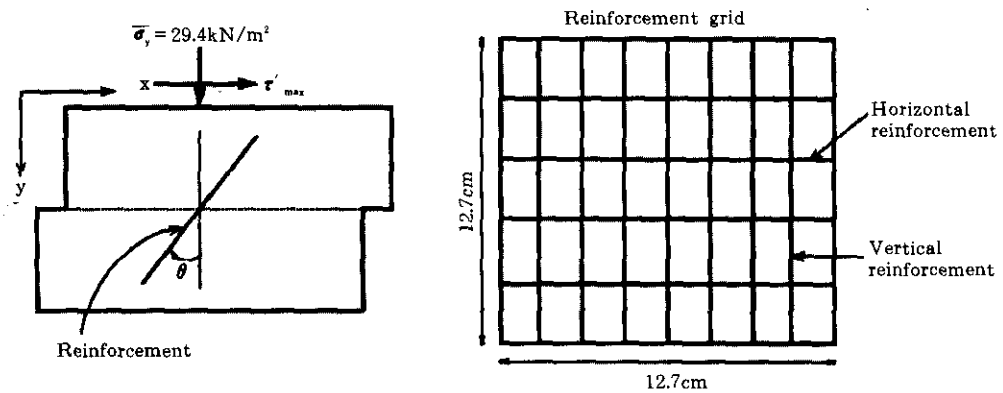


그림 3. Jewell의 전단시험 개요

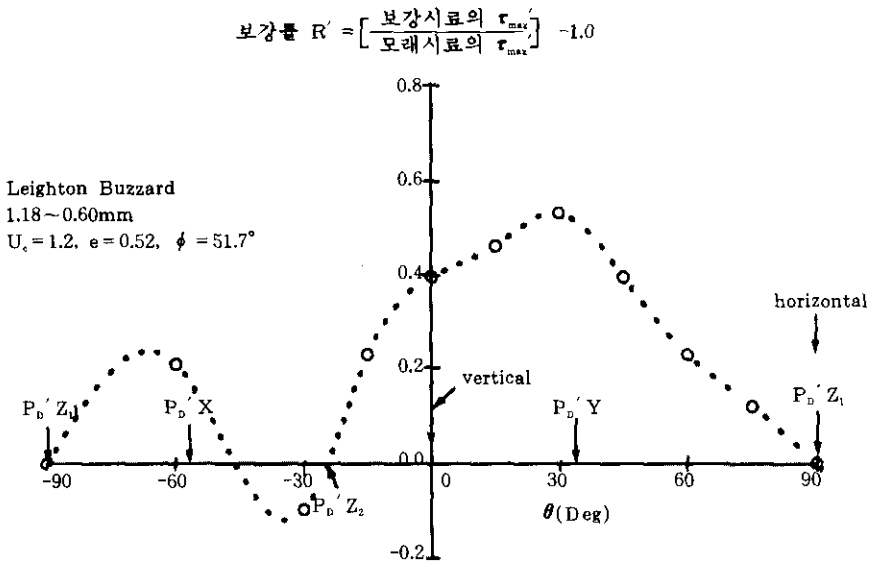
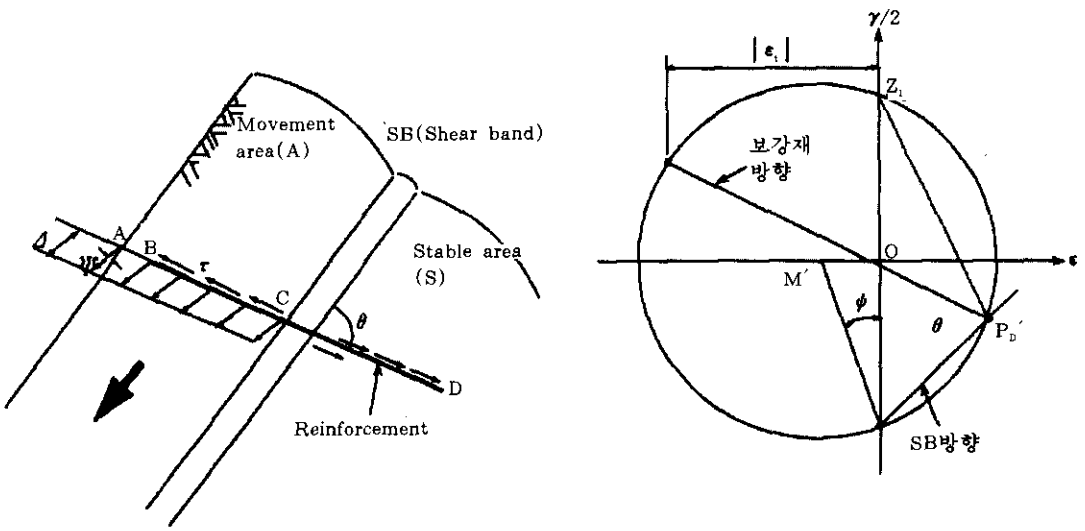


그림 4. 전단시험에 의한 보강효과(Jewell, 1980)

고 하는 변위의 불연속면이 존재하는데 활동면 또는 파괴면은 일정두께를 갖는 층으로 되어 있어 전단층이라 한다. 즉 이동영역(A), 전단층(SB), 안정영역(S)으로 구분된 그림 5에서 전단층에 발생하는 변형은 인장변형으로 이에 따라 보강재에는 인장력이 작용한다. 그림 3, 그림4의 Jewell의 실험에서 보강재는 변위의 불연속면과 교차하여 배치되어 있다. 이 경우 주위 흙의 변형에 기인한 인장력(또는 압축력)에 의한 보강효과를 설명하고 있으나, 이외에 보강효과를 나타내는 인장력의 발생은 토체변위의 불연속면에 발생하는 전단력, 토체변형의

불연속면에 발생하는 휨력에 기인하는 보강재의 저항력에 의한 것이 있다. 실제로는 위의 3가지 경우가 복합적으로 작용하게 된다고 보는 것이 타당할 것이다. 다만, 토체내의 활동변위량이 상당히 커지기 전에는 보강재의 전단력 또는 휨력에 의한 보강효과를 기대할 수 없다.



(a) 변위 불연속면 횡단 보강재

(b) 전단층 SB의 내부변형률 Mohr원

그림 5. 변위 불연속면에 기인한 보강재력

3. 시료 및 시험방법

부직포 보강점성토의 전단강도 개선효과를 조사하기 위하여 직접전단시험장치를 이용 압밀비배수 전단시험을 변형률제어방식으로 행하였다. 이 때 전단속도는 직접전단시험에서 점성토의 급속시험 즉 비배수시험의 경우의 방법인 2.0mm/min의 표준적인 속도(보통1.0~2.0mm/min)를 적용하였다. 전단상자는 사각형의 30cm×30cm×15cm 크기의 것을 사용하였다. 전단상자내에서의 점성토에 대한 다짐방법은 흙시료의 다짐시험결과와 Proctor 다짐에너지방정식에 의해 결정하였다(이, 1997). 압밀시험은 전단시험의 연직구속압과 동일한 하중을 1:8의 비율을 가진 레버와 분동을 이용하여 일정한 시간간격으로 단계적 재하하중을 가하였으며 압축량과 시간관계로부터 충분한 압밀이 이루어진 것을 확인한 후 전단하였다. 전단시험의 종료는 뚜렷한 피크점이 발생되었을 때와 파괴에 이르지 않더라도, 10%의 수평변형률이 발생되었을 때로 하였다. 사용된 흙시료 및 보강재(100% 장섬유 부직포(nonwoven-geotextile))의 물리·역학적 특성은 표 1과 같다. 시험은 표 2와 같이 4종류로, A는 무보강점성토에 대한 강도파라메타를 조사하기 위한 시험이고, B는 구속압에 따른 P520과 P530 및 직포 보강재로 보강된 점성토의 보강효과를 조사하기 위한 시험으로 보강재는 전단상자의 중앙에 전단면과 전단방향에 대하여 연직으로 보강하여 전단시험을 수

표 1. 흙과 보강재의 물리적 특성

Clayey Soil						Geotextile			
Consistency			Grain size analysis			Names of goods	Nonwoven		Woven
							P 520	P 530	-
ω_l(%)	ω_a(%)	PI	D_{10}(mm)	D_{30}(mm)	D_{60}(mm)	Weight (g/m^2)	200	300	171.3
32.83	23.39	9.44	0.0152	0.0297	0.0557	Tensile strength (kg/in)	60	90	127
Compaction			Cu = 3.644, Cc = 0.4584			Strain at failure(%)	60~100	60~100	13
γ_{dmax} = 1.76(g/cm^3)	ω_{opt} = 16.7%		Coefficient of Permeability, k_{15} (cm/sec)	3.157×10^{-6}		Coefficient of permeability (cm/sec)	$\alpha\times10^{-1}$, (α = 1~9)	$\alpha\times10^{-1}$, (α = 1~9)	1.1×10^{-2}
USCS	CL		Specific gravity, G_s	2.62					

표 2. 시험종류에 따른 시험조건 및 물리적 특성

Test	Confining pressure σ_v(kg/cm^2)	Reinforcement (No. of layer)	Direction of reinforcing θ	Water content ω(%)		Unit weight before shearing(g/cm^3)		Degree of Compaction (%)
				Before shearing	After shearing	moist, γ_t	dry, γ_d	
A	0.7	None	-	16.57	16.11	1.961	1.682	95.6
	1.6	〃	-	16.55	16.47	2.029	1.741	98.9
	2.8	〃	-	16.93	16.90	1.973	1.688	95.9
	3.2	〃	-	13.50(R)	13.42	1.920	1.691	96.1
B_1	0.7	P520 (1)	0	16.17	16.85	2.025	1.743	99.0
	1.6	〃	0	16.98	15.66	1.996	1.706	96.9
	2.8	〃	0	15.57(R)	15.33	2.000	1.730	98.3
	3.2	〃	0	17.17	15.83	2.074	1.770	100.6
B_2	0.7	P530 (1)	0	16.60	16.52	2.027	1.738	98.8
	1.6	〃	0	16.35	15.96	2.009	1.727	98.1
	2.8	〃	0	17.23	14.49	2.049	1.748	99.3
	3.2	〃	0	15.13(R)	14.43	2.029	1.762	100.1
B_3	0.7	Woven(1)	0	16.73	15.85	2.080	1.782	101.3
	1.6		0	16.70	15.89	2.074	1.777	101.0
	2.8		0	17.21	15.67	2.071	1.767	100.4
	3.2		0	16.78	15.99	2.078	1.779	101.1
C	2.8	P530 (1)	0	17.23	14.49	2.049	1.748	99.3
	〃	P530 (2)	0	15.25(R)	14.22	2.097	1.820	103.4
	〃	P530 (3)	0	13.40(R)	12.60	2.038	1.797	102.1
D	1.6	P530 (1)	0	16.35	15.96	2.009	1.727	98.1
		〃	15	16.60	16.45	2.045	1.754	99.7
		〃	30	16.77	16.50	2.022	1.731	98.4
		〃	45	16.24	16.01	2.072	1.783	101.3
		〃	60	15.88(R)	15.78	2.038	1.759	99.9
		〃	90	16.39	15.78	2.033	1.747	99.3
		〃	135	16.07	15.21	2.027	1.746	99.2
		〃	150	16.18	15.25	2.056	1.770	100.6

행한 것이다. C는 보강재의 배치간격에 따른 보강효과를 조사하기 위한 시험이고 D는 보강재의 배치방향에 따른 보강효과를 조사하기 위한 시험으로 기준방향은 전단면에 대한 연직방향으로 하였다. 무보강토의 경우 흙시료를 총5층으로 하여 전단상자의 전면에 동일한 두께로 편후 최종층까지 다짐하였으나, 보강토의 경우 흙시료와 보강재 설치방법은 다음과 같은 방법을 택하였다. 연직보강의 경우에는 전단상자의 미리 정해진 위치에 보강재를 연직으로 삽입한 후 한쪽은 견고한 목재를 삽입하고, 다른 한쪽을 최종토층까지 다짐한 후, 삽입했던 목재를 제거하고 그 공간에 흙시료를 동일한 방법으로 다짐하였다. 경사보강의 경우는 보강재의 매입각도에 따라 각 다짐층의 전체 전단상자의 면적에 대한 비율을 산정하여 그에 상응하는 매층의 다짐회수를 변화시켜 최종층까지 다짐하였다. 이러한 다짐방법으로, 보강토와 무보강토 사이의 다짐도(최대건조밀도) 차이는 경미하였다.

4. 시험결과 및 고찰

그림 6은 무보강점성토에 대하여 0.7~3.2kg/㎠의 압밀구속압 하의 압밀비배수 전단시험 결과이며, 그림 7(a)(b)(c)는 P520, P530 부직포보강재 및 직포보강재로 각각 보강된 시료에 대하여 0.7~3.2kg/㎠의 압밀구속압 하의 압밀비배수 전단시험 결과이다. 각 시험결과에서 공히 압밀구속압의 증가에 따라 최대전단응력이 증가하고 있음을 알 수 있다.

4.1 압밀구속압 증가에 따른 보강효과

그림 8은 각각의 시험에서 압밀구속압에 따른 최대전단응력과 무보강점성토에 대한 보강점성토의 강도비의 관계를 나타낸 것으로 강도비(R)는 무보강토의 최대전단응력에 대한 보강토의 최대전단응력의 비로 정의된다. 그 분포범위는 1.04~1.32이며 구속압 3.2kg/㎠에서의 강도비는 표 3 에서 알 수 있듯이 낮은 값

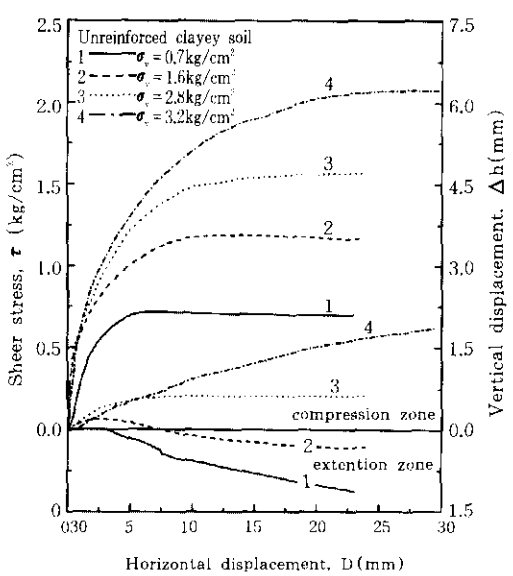


그림 6. 무보강점성토의 시험결과

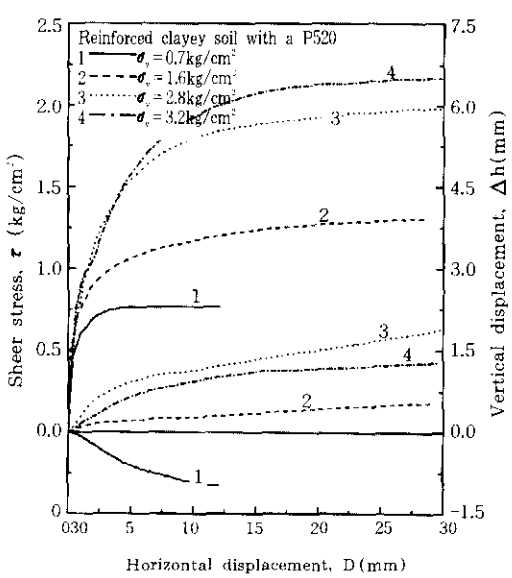


그림 7(a). 보강점성토의 시험결과
(보강재 P520, 60kg/in)

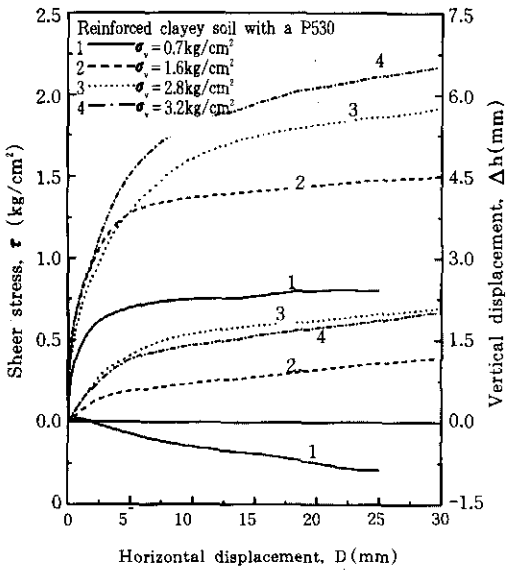


그림 7(b). 보강점성토의 시험결과
(보강재 P530, 90kg/in)

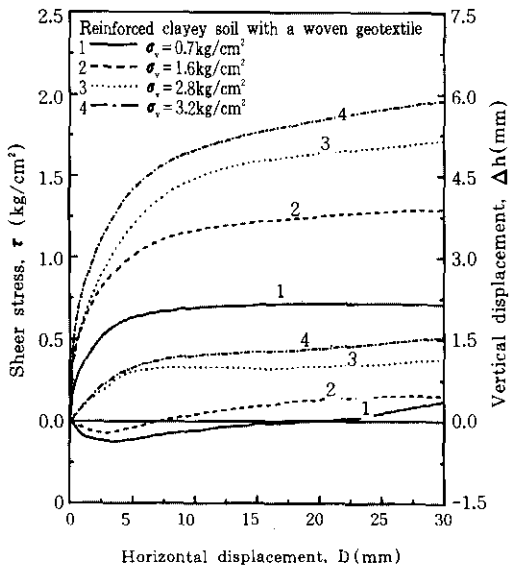


그림 7(c). 보강점성토의 시험결과
(직포보강재 127kg/in)

을 나타내고 있다. 이는 일반적으로 그림 9에서 알 수 있듯이 점성토가 함수비의 영향으로 그 최대강도가 변화하는데 이 경우는 무보강시료의 함수비가 최적함수비보다 상대적으로 작아 최대전단강도가 높게 평가된 것이 주원인인 것으로 생각된다. 따라서 표 3과 그림 중에는 이 함수비의 영향을 배제하기 위하여 조정된 데이터(R 및 ( )내에 표기)로 나타내었다.

표 3. 구속압에 따른 보강효과 조사 시험결과

Reinforcement	Confining pressure σ_v(kg/cm²)	Horizontal displacement at failure D(mm)	Vertical displacement at failure Δh (mm)	Shear strength at failure τ_f (kg/cm²)	Increased shear strength $\Delta\tau_f$ (kg/cm²)	Strength ratio R
None	0.7	6.8	-0.3	0.718		
	1.6	12.4	-0.17	1.188		
	2.8	21.4	0.62	1.567	-	-
	3.2	26.8	1.75	2.077(1.677)		
P 520	0.7	7.6	-0.79	0.766	0.048	1.07
	1.6	28.8	0.55	1.308	0.120	1.10
	2.8	27.6	1.80	1.980(1.755)	0.413(0.188)	1.26(1.12)
	3.2	30.0	1.28	2.168	0.091(0.491)	1.04(1.29)
P 530	0.7	21.2	-0.79	0.807	0.089	1.12
	1.6	30.0	1.18	1.503	0.315	1.27
	2.8	30.0	2.08	1.919	0.352	1.22
	3.2	30.0	2.02	2.172(2.068)	0.095(0.391)	1.051(1.233)

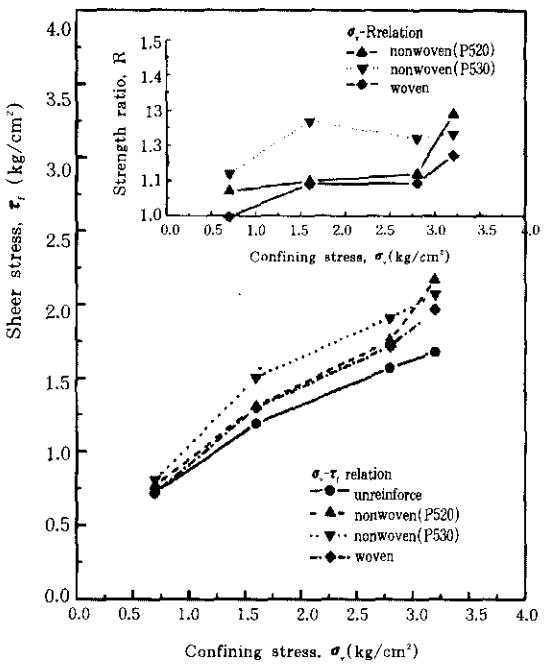


그림 8. 구속압에 따른 전단응력과 보강효과(최대응력)

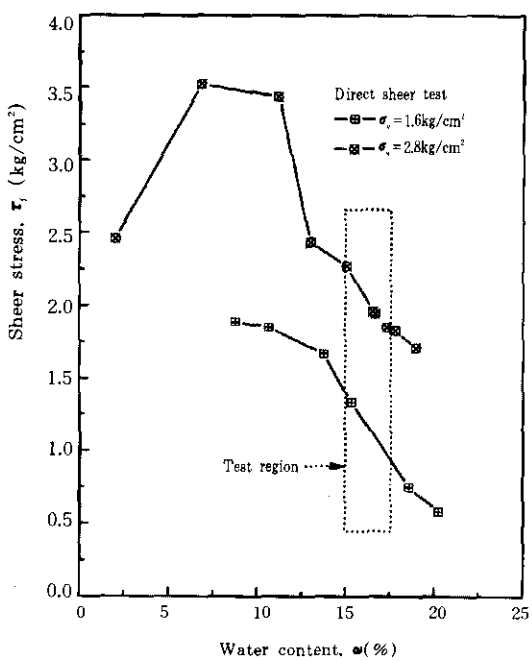


그림 9. 함수비가 점성토 전단강도에 미치는 영향

그림 8에서 평균적으로 구속압이 클 수록 보강효과 R의 증가율이 감소함을 알 수 있다.

Tatsuoka(1983)는 평면변형 압축조건에서 보강효과를 다음과 같은 식으로 나타내었다.

$$R' = \frac{\sigma'_{1R}}{\sigma_{1o}} - 1 = \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{3o}} = \frac{-\frac{\varepsilon'_{3R}}{\sigma_{3o}} - \frac{(1+\nu)\nu}{E}\cdot(K_p - 1)}{\frac{\Delta H}{E\cdot t} + \frac{(1+\nu)\nu}{E}\cdot K_p} \quad (1)$$

여기에서, σ'_{1R}은 보강시료의 최대전단응력 상태에서의 최대주응력, σ_{1o}은 무보강시료의 최대전단응력상태에서의 최대주응력, $K_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$, σ_{3o}는 무보강 시료의 최대전단응력상태에서의 최소주응력, ε'_{3R}은 최대전단응력상태에서의 보강시료의 수평변형률, ΔH는 보강재 배치간격, E는 보강재의 탄성계수, t는 보강재 두께, ν는 포아손비이다. 이 식은 보강시료 내부의 응력분포나 변형률분포의 비균일성을 고려하고 있지 않는 단점이 있고, 더욱 직접전단조건과는 상이한 조건에서의 유도식이나 각각의 조건이 보강효과 R′에 미치는 경향을 파악하기에는 충분하다. 부직포의 경우 E·t가 작고(부직포의 탄성계수는 100kg/cm² 정도) 포아손비 $\nu \cong 0$이므로 $R' = -\varepsilon'_{3R}\cdot E\cdot t/(\Delta H\cdot\sigma_{3o})$로 되는데, 그림 7과 그림 8에서 보듯이 σ_v(평면변형시험에서 σ_{3o}에 대응된다고 가정)의 증가에 따른 Δh(평면변형시험에서 ε'_{3R}에 대응하여 변화하는 것으로 가정)의 증가경향은 그다지 크지 않다. E도 $\sigma_{3o}(\sigma_v)$의 증가에 따라 증가하지 않으므로 R′는 $\sigma_{3o}(\sigma_v)$의 증가에 따라 감소경향을 나타내게 된다. 그림 7(c)와 그림 8에서 직포로 보강된 경우 직포의 강성이 부직포보다 상대적으로 크나 보강효과가 거의 나타나고 있지 않음을 알 수 있다. 이것은 보강재 인장력은 예를들어 E·t가 상대적으로 큰 경우 결국 표면마찰력에 의해 결정

되는데, 함수비가 큰 점성토의 경우, 부직포는 배수기능으로 흙과의 마찰특성을 유지할 수 있으나, 직포의 경우는 배수기능의 결여로 간극수에 의해 오히려 마찰특성이 저하되기 때문이다. 이러한 이유로 종래의 보강토공법에서 성토재가 양질의 조립토로 제한될 수밖에 없었을 것이다. 위와 같은 차이는 전단시험 후 시료의 해체과정에서 보강재와 흙의 경계부의 관찰에 의해서도 확인할 수 있으나 향후 추가시험에 의한 충분한 데이터의 확보로 더욱 자세한 고찰이 필요하다. 또한 1)식에서 주목할 것은 다른 조건이 같을 경우 포아손비 ν가 작을수록 보강효과가 커지는데 부직포의 경우 E가 작더라도 $\nu \fallingdotseq 0$로 반드시 보강효과가 나타나게 된다는 것이다.

4.2 보강재 배치간격에 따른 보강효과

그림 10은 보강재 배치간격에 따른 보강효과를 조사하기 위하여 일정 구속압(2.8kg/㎠)하에 P530 보강재를 전단방향에 대하여 연직으로 1,2,3층으로 보강한 전단시험결과를 나타낸 것으로 보강층수의 증가에 따라 거의 일정한 값의 최대응력 증가경향을 나타내고 있음을 알 수 있다. 그림 11(a)(b)는 전단상자의 전단방향길이(H)에 대한 인접 보강재 간격(d)의 비로 정의된 보강재 간격비(e=d/H)와 응력비(τ/σ_v) 및 무보강토에 대한 보강토의 강도비(R)의 관계를 수평변위 2.5,10mm 및 최대전단응력 상태에 대하여 나타낸 것으로 간격비의 감소에 따라서 일정간격비 이하일 때 강도비는 크게 증가하고 있음을 알 수 있다. 이것은 d/H가 클수록 보강재 표면마찰계수가 충분히 발휘되기 이전에 보강재 사이의 흙이 전단파괴되어 표면마찰의 영향이 작아지기 때문이다. 실제로는 보강토공법에서 그림 11의 경우보다 d/H는 더욱 작아 보강재 표면마찰은 충분히 발휘될 수 있으므로 점성토의 경우 배수기능의 부직포로 보강효과를 기대할 수 있음을 시사해주고 있다. 표 4는 이 경우의 시험결과를 요약한 것이다.

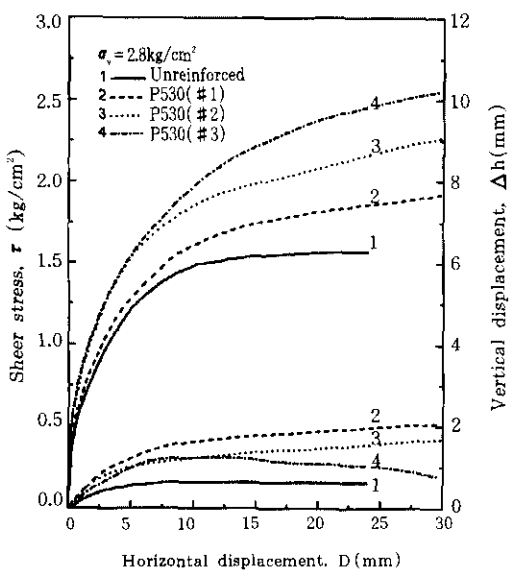


그림 10. 보강재 배치간격에 따른 전단응력~변위 관계

표 4. 보강재 배치간격에 따른 보강효과조사 시험결과[σ_v=2.8kg/cm², P530]

No. of reinforcing layer	spacing ratio (e)	Horizontal displacement at failure D(mm)	Vertical displacement at failure Δh (mm)	Shear strength at failure τ_f (kg/cm²)	Increased shear strength $\Delta\tau_f$ (kg/cm²)	Stress ratio τ_f/σ_v	Strength ratio R
1	0.50	30.0	2.08	1.919	0.352	0.685	1.22
2	0.33	30.0	1.70	2.271(1.976)	0.704(0.409)	0.811(0.706)	1.45(1.261)
3	0.25	30.0	0.77	2.557(2.074)	0.990(0.507)	0.913(0.741)	1.63(1.32)

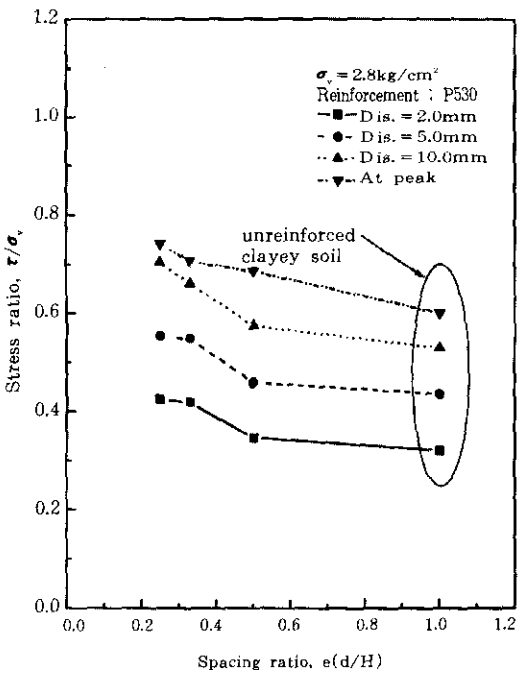


그림 11(a). 보강재 배치간격과 응력비의 관계

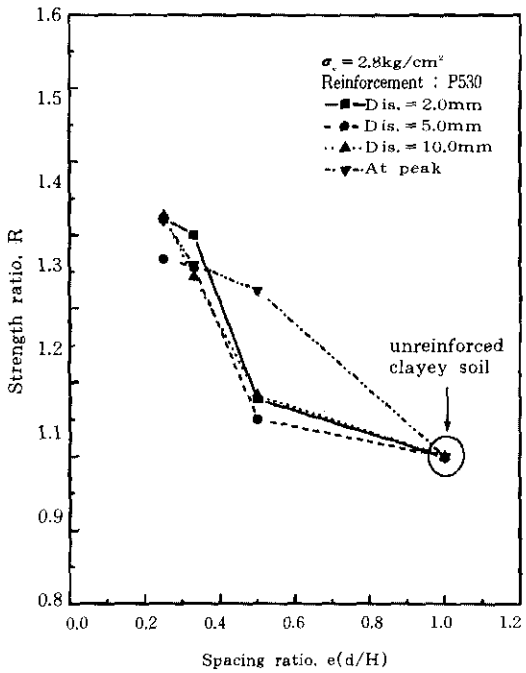


그림 11(b). 보강재 배치간격과 강도비의 관계

4.3 보강재 배치방향에 따른 보강효과

그림 12는 부직포 보강점성토에 대한 보강재 배치방향에 따른 보강효과를 조사하기 위하여 1.6kg/㎠의 일정구속압하에 P530 보강재를 1층으로 보강, 보강재 배치방향(θ)을 전단면의 연직방향을 기준으로 하여 $\theta=0°\sim180°$경우의 압밀비배수전단 시험결과를 나타낸 것이다. 그림에서 $0°<\theta<90°$으로 보강한 경우는 모두 무보강토에 비하여 최대전단응력이 증가하고 있는 반면, $90°<\theta<180°$의 경우는 무보강토와 같거나 그 이하의 값을 나타내고 있음을 알 수 있다. 그림 13은 보강재 배치방향에 따른 전단응력증가비($\Delta\tau_f/\sigma_v$)를 나타내고 있는데 전단강도의 증가는 전단면의 연직방향에 대하여 약 $30°(45°-\phi/2,\ \phi=26°)$로 보강되었을 때가 최대를 나타내고, 보강재 배치방향이 증가함에 따라 감소하여 $\theta>90°$이 되면 오히려 무보강토보다 전단강도가 감소하고 있다. $\theta=90°$의 경우는 점성토와 부직포보강재 사이의 마찰응력을 의미하고, 전단응력의 감소를 보이고 있는데 이것은 흙과 보강재간의 마찰계수 μ가 ϕ보다 작게 발휘되고 있음을 보여주고 있다. 이것은 실제로 $\mu>\phi$이나 통상적으로 특히 탄성계수가 작을 경우 μ가 ϕ이하로 발휘된다는 것과 고함수비의 영향인 것으로 생각되나 통상적으로 사용되는 $\mu\fallingdotseq2/3\phi$에 크게 벗어나지 않고 있다. 그림 13의 결과는 Jewell(그림 4)의 결과와 거의 일치하고 있는데 그림 14(a)(b)와 같은 전단모델로 이 결과를 설명할 수 있다. 그림 14(a)는 보강토 내의 요소 X에 작용하고 있는 응력상태를 나타내고 있는데 τ'_n은 보강요소의 전단강도, σ'_n은 보강요소에 작용하는 평균연직응력, τ'_{ns}는 흙 만의 전단강도, σ'_{ns}는 흙에 작용하는 평균연직응력이다. 그림 14(b)의 모-아원은 이 때의 응력상태를 나타낸 것이다. 이 요소의 전단면 α-α'에는 $\tau'_{ns}=c+\sigma'_{ns}\cdot$

$\tan\phi$가 성립하고, α-α'는 위에서 논의한 변위의 불연속면으로서 보강토에서의 활동면과 일치한다고 한다. θ는 σ'_n방향에서 반시계방향을 +로 취하고 있고, T_i는 단위폭당 보강재 축력, S_i는 단위폭당 전단력, a는 보강재 배치 간격이다. α-α'면에서 보강재축력 T_i의 평균값을 t라 하면

$$t = \frac{\sum^{n} T_i}{n \cdot a/\cos\theta} = \frac{\sum^{n} T_i}{n \cdot a} \cdot \cos\theta = t_0 \cdot \cos\theta \quad (2)$$

가 된다. 식(2)에서 n은 전단면과 교차하는 보강재수이고, t_0는 α-α'면에서 단위면적당 보강재의 인장력이다. 동일한 방법으로 α-α'면에서 전단력 S_i의 평균값을 s라 하면

$$s = \frac{\sum^{n} S_i}{n \cdot a/\cos\theta} = \frac{\sum^{n} S_i}{n \cdot a} \cdot \cos\theta = s_0 \cdot \cos\theta \quad (3)$$

이 되고, s_0는 α-α'면에서 단위면적당 보강재 전단력이다

그림 14에서 응력 평형관계로부터 다음식을 얻는다.

$$\begin{aligned} \tau'_n &= \tau'_{ns} + t \cdot \sin\theta + s \cdot \cos\theta \\ \sigma'_n &= \sigma'_{ns} - t \cdot \cos\theta + s \cdot \sin\theta \end{aligned} \quad (4)$$

일정 σ'_n조건하에서 t와 s에 의해 σ'_{ns}는 ($t\cos\theta$-$s \cdot \sin\theta$)만큼 증가하고, 이에 따라 $\tau'_{ns} = c + \sigma'_{ns} \cdot \tan\phi$ 도 증가하며 τ'_n은 ($t \cdot \sin\theta$-$s \cdot \cos\theta$)만큼 증가하게 된다. 따라서 $\tau'_n = c + \Delta c + \sigma'_n \cdot \tan\phi$로 되고 식 중의 Δc가 일정 σ'_n조건하에서의 보강효과를 나타내는데 식(4)로부터 Δc에 대한 다음 식을 얻게 된다.

$$\begin{aligned} \Delta c &= (t \cdot \cos\theta - s \cdot \sin\theta)\tan\phi + t \cdot \sin\theta + s \cdot \cos\theta \\ &= t(\sin\theta + \cos\theta \cdot \tan\phi) + s(\cos\theta - \sin\theta \cdot \tan\phi) \\ &= t_0(\cos\theta \cdot \sin\theta + \cos^2\theta \cdot \tan\phi) + s_0(\cos^2\theta - \cos\theta \cdot \sin\theta \cdot \tan\phi) \end{aligned} \quad (5)$$

식(5)에서 보강효과 Δc는 ϕ의 함수이고, 또 θ의 함수로 이방성을 갖게 됨을 알 수 있다. 식(5)에서 t_0는 그림 14 및 그림 4를 참조하여 $\theta = 45° - \phi/2$일 때, 즉 보강재 방향이 흙에 작용하는 최소주응력 방향과 일치할 때 보강효과가 가장 크고, $\theta = (45° - \phi/2) \pm (45° + \varphi/2)$일 때($\varphi$:다이러탄시 각) 보강재 방향이 흙의 인장 압축이 없는 방향과 일치하므로 근사적으로 $\theta = 45° - \phi/2$일 때 $t_0 = t_1$으로, $\theta = (45° - \phi/2) \pm 45°$일 때 $t_0 = 0$으로 간주하면 t_0는 다음 식으로 표시할 수 있다.

$$t_0 = t_1 \cdot \cos\{(\theta - 45° + \phi/2) \times 2\} = t_1 \cdot \sin(2\theta + \phi) \quad (6)$$

한편 s_0는 보강재의 기지의 값으로 주어질 수는 있으나, 일반적으로 보강재가 인장보강재로 작용할 경우 그 값(즉, 전단보강재로서의 역할)은 작고, 또 θ에 대하여 어떠한 함수인가를 잘 알 수 없다. 특히, 부직포의 경우 전단강도는 매우 작으므로, $s_0 = 0$로 가정하여 식(6)을 식 (5)에 대입하면

$$\Delta c = t_1(\cos\theta \cdot \sin\theta + \cos^2\theta \cdot \tan\phi)\sin(2\theta + \phi) \quad (7)$$

이 얻어진다. $\phi = 26°$일 때 t_0 및 Δc와 θ의 관계를 나타낸 것이 그림 15로 Δc는 θ의 영향을 크게 받게 됨을 알 수 있다. 다만 이 그림은 보강재의 발생 최대축력(t_1)을 보강재의 인장응력~변형률관계를 참고하여 보강재 최대인장응력의 약1/7(0.5t/m)로 가정하여 얻은 결과이다. 그림 15중의 -▲-로 표기된 선이 실험값으로 몇가지 가정에 의해 반드시 일치할 수는 없으나 Δc의 값과 경향은 시험결과와 크게 벗어나지 않는다. 표 5는 이 경우의 시험결과를 요약한 것이다.

위와 같은 몇가지 결과는 부직포가 함수비가 높은 점성토의 보강재로서 유효함을 입증하는 것으로 결론지을 수 있다.

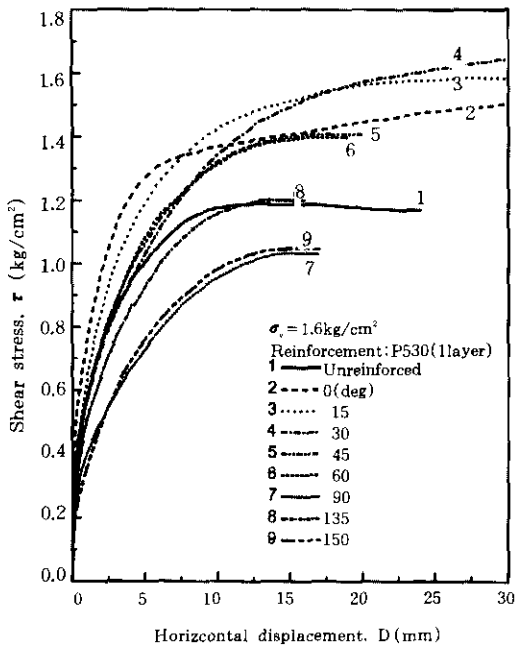


그림 12. 보강재 배치방향에 따른 전단시험결과

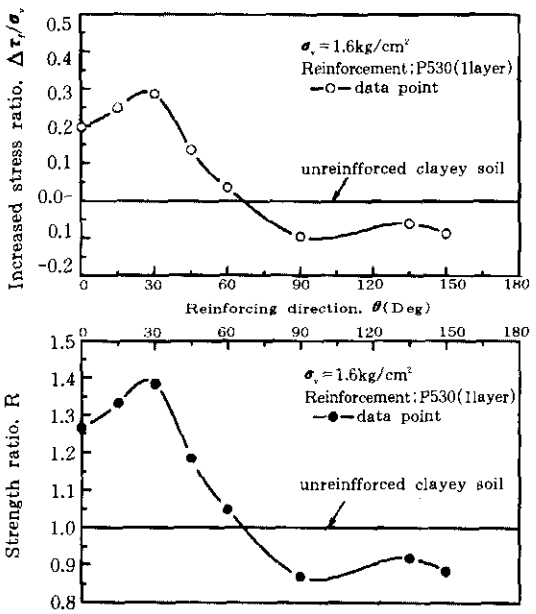


그림 13. 보강재 배치방향에 따른 전단 응력 증가비 ($\Delta\tau_f/\sigma_v$)

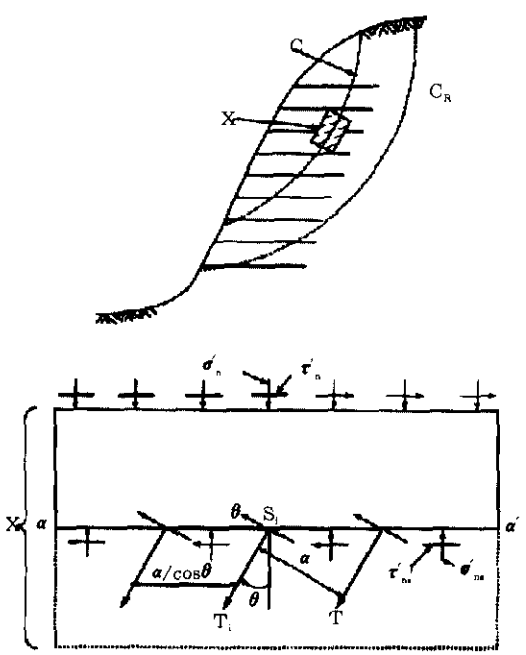


그림 14(a) 전단모델에서의 응력상태

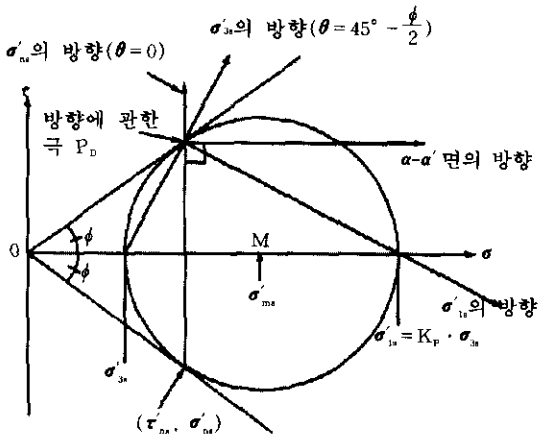


그림 14(b). 요소X 흙의 평균응력상태

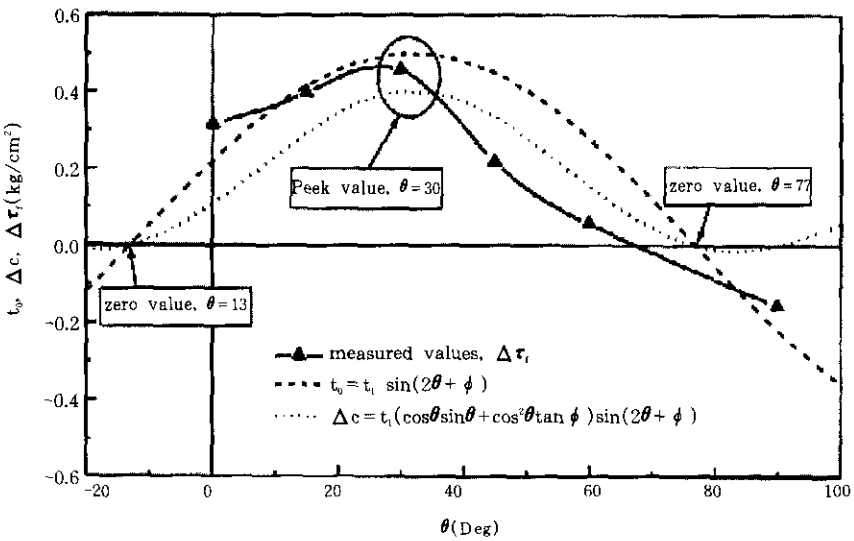


그림 15. ϕ =26°일 때 t0, Δc, 및 실험값과 θ의 관계

표 5. 보강재 배치방향에 따른 보강효과 조사 시험결과[σ_v=1.6kg/cm², P530]

Angle to the vertical direction θ(°)	Horizontal displacement at failure D(mm)	Vertical displacement at failure Δh (mm)	Shear strength at failure τ_f (kg/cm²)	Increased shear strength $\Delta\tau_f$ (kg/cm²)	Strength ratio R
0	30.0	1.18	1.503	0.315	1.265
15	27.0	-0.09	1.584	0.396	1.333
30	30.0	0.76	1.645	0.457	1.385
45	17.4	-0.12	1.407	0.219	1.184
60	16.4	0.49	1.397(1.245)	0.209(0.057)	1.176(1.048)
90	14.8	0.93	1.033	-0.155	0.869
135	13.4	0.89	1.203(1.091)	0.014(-0.097)	1.012(0.918)
150	15.2	0.69	1.049	-0.140	0.882

5. 결 론

부직포로 보강된 고함수비의 점성보강토 대한 압밀비배수 전단시험을 통하여 다음과 같은 기초적인 결과를 얻을 수 있었다.

1) 구속압의 증가에 따라 무보강, 보강토 공히 전단강도는 증가하고, 전단강도의 증가비율은 보강토의 경우가 크나 구속압의 증가에 따라 그 비율은 감소한다.

2) 보강층수의 증가(보강재 배치간격 감소)에 따라 일정간격비 이하일 때 강도비는 크게 증가한다.

3) 보강재가 무보강토의 최소주변형률 방향(최소주응력 방향)으로 배치될 때 가장 큰 보강효과를 기대할 수 있다.

4) 따라서 고함수비의 점성토의 경우도 배수기능의 보강재로 보강될 경우 성토재료 또는 뒤채움재료로서 효과적으로 이용될 가능성이

충분히 있다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부의 1996년도 건설교통기술연구개발사업(연구과제(R&D/96-0036)성과의 일부)으로 이루어진 것으로 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 안홍준, 김은라, 김유성(1997), "부직포 보강벽의 설계법에 따른 비용분석", *한국지반공학회, '97 가을학술발표회논문집*, pp.341～348.
2. 이 재열(1997), "부직포 보강점성토의 전단강도특성에 관한 연구", 석사학위논문, 전북대학교.
3. 山口柏樹(1975), "彈塑性力學", 森北出版.
4. 山內裕元(1992), "粘性土盛土の不織布による補强法", 博士學位論文, 東京大學.
5. 龍岡文夫, 金藤浩司(1983), "引張り補强材に依る砂の補强についての基礎的研究", 土と基礎, Vol. 31, No.9, pp.11～19.
6. 村山朔郎(1990), "土の力學擧動の理論", 技報堂出版
7. Broms, B. B.(1977), "Triaxial tests with fabric-reinforced soil", *C. R. Coll. Int. Sols textiles, Paris*, pp.129～133.
8. Ingold, T. S.(1983), "Reinforced Clay subject to Undrined Triaxial Loading", *Jour. Geot. Engineering., Vol.109, No. 5, ASCE*, pp.738～744.
9. Jewell, R. A.(1980), "Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of soils", Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
10. Jewell, R. A. and Wroth, C. P.(1987), "Direct shear tests on reinforced sand", *Geot. Vol.37, No.3, ASTM, Philadelphia*, pp.112～119.
11. Jones, Colin J F P(1985), "Earth reinforcement and soil structures", *Butterworth*, pp.21～56.
12. Ling Hoe In(1993), "Performance of geosynthetic-reinforced cohesive soil mass at plane strain compression", Ph.D. Thesis, University of Tokyo.
13. McGown, A., Andrawes, K. Z.(1977), "The influences of non-woven fabric inclusions on the stress strain behavior of a soil mass", *C.R. Coll. Int. Sols textiles, Paris*, pp.161～166.
14. Tatsuoka, F.(1993), "Roles of facing rigidity in soil reinforcing", *Theme Lecture, Proc. Int. Sympo. on Earth Reinforcement Practice(IS Kyushu '92). Balkema(Ochiai et al., eds), Vol.2*
15. Yamauchi, H., Tatsuoka, F., Nakamura, K., Tamura, Y., and Iwasaki, K. (1987), "Stability of steep clay embankments reinforced with a non-woven geotextile", *Proc. the Post Vienna Conf. on Geotextiles, Singapore*, pp. 370～386.

(접수일자 1998. 3. 2)