

프리스트레스 방법을 적용한 토목섬유 보강토 구조물의 수치해석

Numerical Analysis of Geosynthetics-Reinforced Soil Structure with Pre-stress

*1 김은라 Kim, Eun-Ra

*2 김유성 Kim, You-Seong

Abstract

This paper presented a mechanism of the soil structure reinforced by geosynthetics, in which the reinforcing mechanism is treated as the effect arising from the reinforcement process to prevent the dilative deformation of soil under shearing. A full-scale in-situ model test was carried out by introducing the prestress method to enhance the geosynthetic-reinforcement, and the prestress effect through the FEM is also examined. The elasto-plastic model and the initial parameters needed in the FEM are presented. Moreover, the theoretical prediction is compared with the experimental results, which were obtained by a full-scale in-situ model test.

요 지

본 연구는 토목섬유 보강토 구조물의 보강 메커니즘을 규명하고자 하는 목적으로 실시하였으며, 여기서 보강 메커니즘은 전단에 의한 다짐토의 체적 팽창(부의 다일러턴시)을 토목섬유에 의해 구속 억제하는 과정에서 생성되는 효과로 간주하고 있다. 토목섬유의 보강효과를 높이는 방법으로 프리스트레스(pre-stress) 공법을 도입하여 토목섬유 보강토 구조물의 현장실험을 소개하고, 유한요소해석을 이용하여 프리스트레스에 의한 보강효과를 검토하였다. 또한 다짐토의 탄소성 모델과 이러한 모델에 필요한 초기 입력값의 결정 방법들이 제시되었다. 마지막으로, 유한요소(FEM)해석을 통해 얻어진 결과들을 현장실험의 결과와 비교 분석하였다.

Keywords : Prestress effect, Geosynthetic-reinforcement, Elasto-plastic modeling, Compacted soil

1. 서론

토질을 유용하게 사용하기 위하여 각종의 흙 보강 방법이 개발되어, 토류구조물의 보강공법으로서 여러 공법이 새롭게 적용되어 왔다. 이 중 토목섬유를 이용한 보강토 공법은 지형이나 용지, 지반 및 성토 재료에 대응하여 안정성이 높은 보강성토를 비교적 용이하게 축조하는 것이 가능하여 최근 적용실적이

국내외에서 급속히 증대하고 있다. 지금까지의 국·내외적인 보강토 연구에서는 보강재의 강성이나 벽면공의 유무 등에 관한 실험적 연구 및 미끄럼면 가설에 의한 힘의 평형만을 생각하는 이론적 연구 등으로 흙 자체특성의 변화를 고려하지 못하고 있다. 그러나, 지반을 형성하는 토질재료는 토립자 및 그 간극을 채우고 있는 유체(물, 공기 등)로 구성된 복합재료로 전단 변형시에 체적변화(dilatancy)를 유

*1 전북대학교 토목공학과 공업기술연구센터 연구원, 공학박사 (Dept. of Civil Engr., Research Center of Industrial Technology, Chonbuk National Univ)

*2 전북대학교 토목공학과 부교수 (Associate Professor, Dept. of Civil Engr., Chonbuk National Univ)

발하는 조립체 특유의 성질을 가지고 있다. 본 연구자들은 흙의 다일러턴시 변형을 보강재가 구속함에 의해 발생한다고 간주하고 그 보강 메카니즘을 규명하고자 하였으며, 과거에 토목섬유의 구속효과와 흙의 다짐도와의 관계를 조사하기 위하여 모델시험과 그 유한요소해석을 실시하였다(Kimeunra et al., 2004b). 그 결과 흙의 다짐도가 토목섬유의 구속효과에 영향을 주는 결과를 얻을 수 있었으며, 흙 자체로는 불가능하다고 여겨지는 토목섬유로 보강된 보강성토의 현장 실 모형 실험을 대상으로 유한요소 해석을 실시하여 보강 메카니즘을 규명하고자 하였다(김은라 등, 2004a; 2004c).

본 연구는 토목섬유 보강에 따른 보다 향상된 구속효과를 얻기 위하여 프리스트레스(prestress) 공법을 도입하여 현장 실모형 실험을 실시하였으며, 그 실험 결과를 정리 하였다. 그리고 프리스트레스 효과를 유한요소 해석을 위한 모델화에 대해서 검토하였

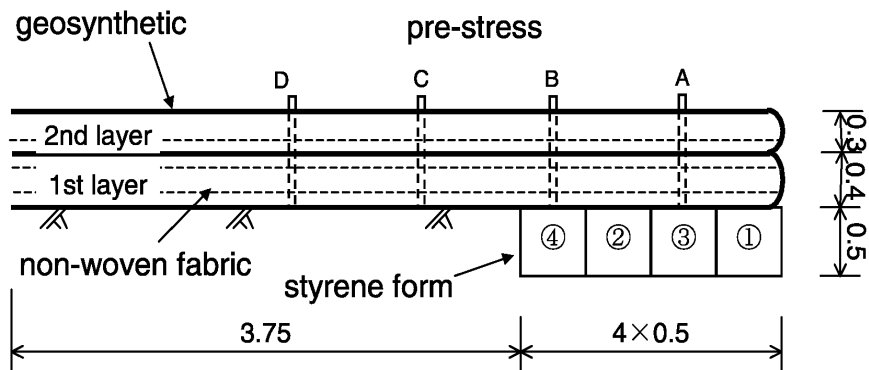
으며, 현장실험의 유한요소해석을 통해 프리스트레스 효과에 대해 고찰하였다.

2. 프리스트레스를 도입한 보강성토의 현장 실험

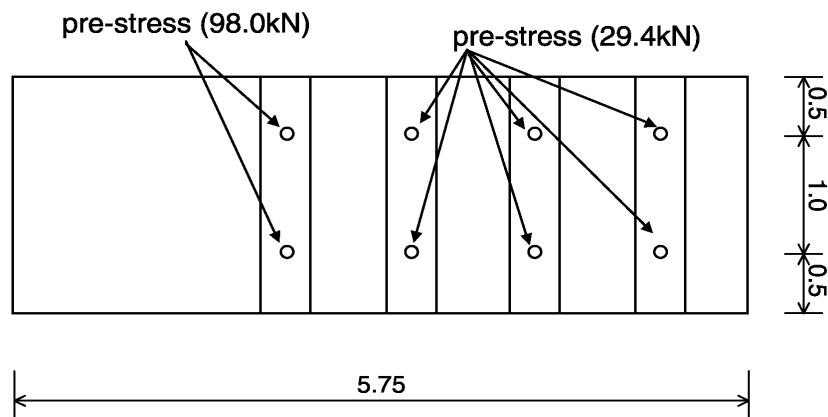
2.1 실험 개요

이 실험은 1996년 7월에 일본에서 실시한 실험으로 토목섬유의 구속효과를 높이기 위하여 프리스트레스를 설치함(Muramoto et al.1996; Uchimura et al. 1995a; 1995b)으로 프리스트레스의 재하량 및 재하수, 시공법등을 검토할 목적으로 실시하였다. 또 프리스트레스의 배치 위치를 바꿔 2가지 종류의 실험을 하였으며, 프리스트레스 효과를 비교 분석하였다(前川隆志 등, 1997).

먼저, 성토 A의 형상은 그림 1에 나타낸 것 같이

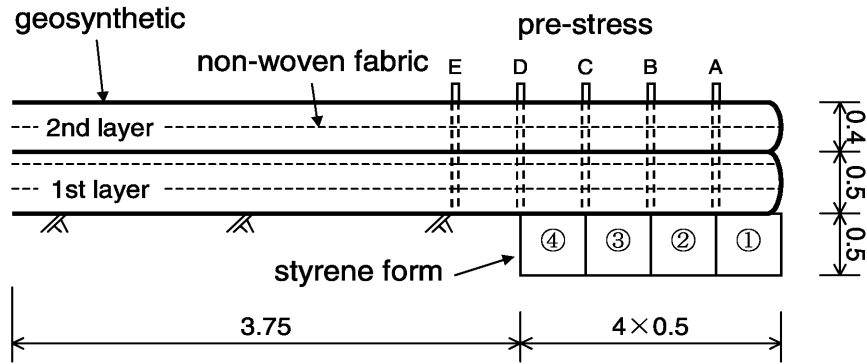


(a) 단면도(단위:m)

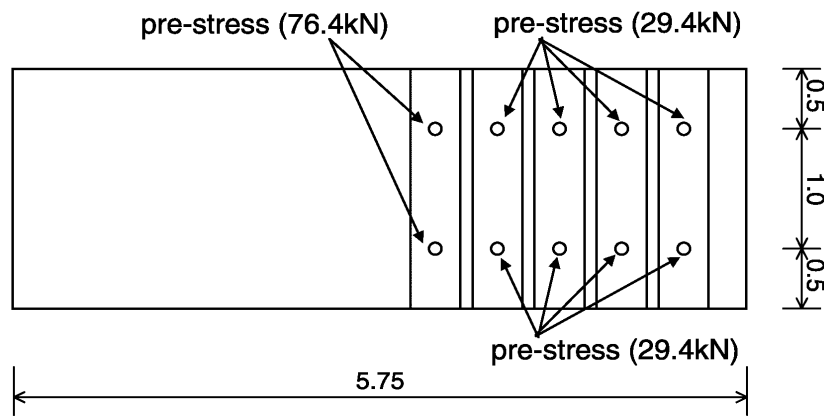


(b) 평면도(단위:m)

그림 1. 성토 A 개략도



(a) 단면도(단위:m)



(b) 평면도(단위:m)

그림 2. 성토 B 개략도

양측면 연직으로 높이가 0.7m, 폭이 2.0m, 길이가 5.75m의 캔틸레버보(Cantilever Beam) 형상을 하였다. 성토 B형상은 그림 2에 보이는 것 같이 성토 A의 형상과 같은 모양이지만, 프리스트레스 간격과 재하 하중, 성토층 두께를 변경시켰다. 두 성토는 성토선단부분의 밑에 폭 0.5m, 높이 0.5m의 스티로폼(styrene form)을 4개, 계 2.0m 설치하여 실험에서는 스티로폼을 그림 1(a)과 2(a)에 나타난 순서로 소거함으로써 최대 스팬(span) 2.0m의 캔틸레버보 형상을 실현시켰다.

프리스트레스에 대해서는 성토 A의 경우는 그림 1(b)에 나타난 성토선단부에서 0.75m부분에서 처음 시작하여 1.0m간격으로 29.4kN(그림 1(a)의 A~C)와 98.0kN(그림 1(a)의 D), 총 8개를 재하 하였다. 성토 B의 경우는 그림 2(b)에 나타난 것 같이 성토선단부에서 0.5m 간격으로 29.4kN(그림 2(a)의 A~D)와 76.4kN(그림 2(a)의 E), 총 10개를 설치하였다. 프

리스트레스 설치 방법은 그림 3에 나타난 것 같이 성토의 상하로부터 강철판으로 끼워, 강봉(D20mm)과 너트(nut)로 고정하는 방법을 이용하였으며, 처음에 강봉을 세운 상태로 성토를 다짐해 가며 성토 완성후에 성토의 상단부터 유압 자키를 이용해서 소정의 프리스트레스를 재하 하였다. 또한, 강봉과 흙과의 사이에는 마찰에 따른 영향을 없애기 위해서 PVC관을 이용하였다(사진 1, 2).

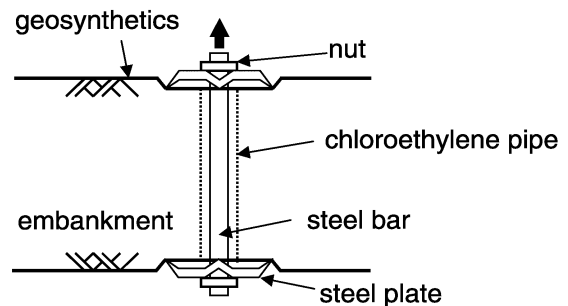


그림 3. 프리스트레스 설치 방법



사진 1. 프리스트레스 설치



사진 2. 진동롤러를 이용한 성토 다짐

표 1. 토목섬유 재료 제원

| cross-sectional area A(m ²) | Young's modulus E(kN/m ²) |
|--|--|
| 3.2×10^{-4} | 4.86×10^6 |

성토 A, B는 성토부분에 토목섬유를 모두 2층으로 부설하였으며, 측면보호를 위해서 폭 0.3m의 부직포를 0.2m간격으로 부설하였다. 사용된 토목섬유는 아라미드 직포와 폴리에스테르 직포를 교직한 그리드상(geogrid Type)의 직물을 염화 비닐계 수지로 코팅한 것을 이용하였다. 토목섬유의 인장시험 결과는 그림 4에 자재제원은 표 1에 정리하였다. 성토는

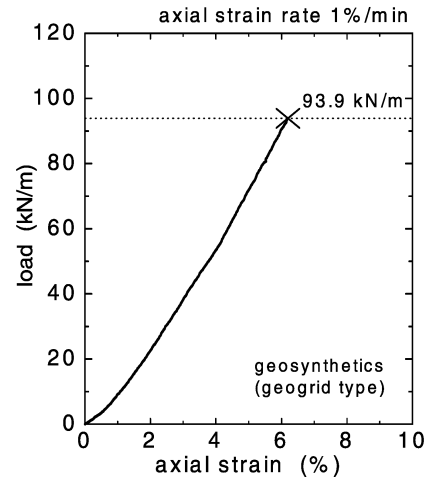


그림 4. 토목섬유의 인장시험 결과

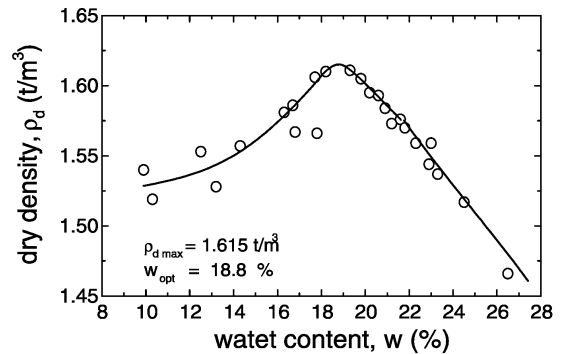


그림 5. 실내다짐시험 결과

표 2. 성토 완성 후 초기상태

| | layer | water content w(%) | dry density ρd(t/m ³) |
|--------------|-------|--------------------|-----------------------------------|
| Embankment A | 1 | 14.9 | 1.39 |
| | 2 | 15.0 | 1.34 |
| Embankment B | 1 | 14.0 | 1.30 |
| | 2 | 15.1 | 1.35 |

진동 롤러를 이용하여 그림 5에 나타난 실내 다짐시험 결과를 이용하여 상대밀도가 90% 이상이 되게 다짐하였다(사진 2). 성토 완성 후 조사한 성토의 건조 밀도와 함수비를 표 2에 정리하였다.

2.2 실험 결과

실험은 성토 선단부 아래에 배치한 스킨로폼을 순차적으로 제거해 감에 따라 최대 스판(span) 길이 2.0m

의 캔틸레버보 형상으로 만들어 가는 식으로 진행하였다. 스티로폼은 식물성 정유를 이용해서 마찰을 최소화 시켰으며, 백호를 이용하여 인발하는 식으로 소거하였다. 실험 중에는 비디오 계측 등을 이용하여 그때그때의 성토 변형을 계측하였다.

성토 A의 경우 계측은 그림 1(a)에 나타난 프리스트레스 재하위치 A~C의 3개소에 대해 실시 하였으며, 그 계측 결과를 표 3에 정리하였다. 실험에서는 스팬 길이가 1.5m(스티로폼 ③소거)에 도달할 때 성토의 변형률이 급격하게 증가해서 성토가 파괴되었다. 사진 3은 성토 A에서 스팬 길이 1.5m일 때의 변형 양상을 보여주고 있다. 사진으로도 알 수 있듯이 프리스트레스의 영향이 주고 있지 않다고 생각할 수



사진 3. 성토 A 변형(스판 길이 1.5m)

있는 성토근원부분에서 흩이 전단 파괴가 일어나고 있는 것을 알 수 있다.

성토 B의 경우는 그림 2(a)에 나타난 프리스트레스 재하위치 A~E의 5개소에 대해 계측을 실시하였으며, 그 결과를 표 4에 나타내었다. 이 실험에서는 스팬 길이가 1.5m(스티로폼 ③제거)에 도달해서도 성토는 파괴되지 않고 캔틸레보 형상을 유지하였다. 사진 4는 성토 B에서 스팬 길이 1.5m 경우의 성토 양상을 보여주고 있다. 이 후, 성토 B의 경우는 스팬 길이가 2.0m에 도달 할 때 성토선단부가 지표면에 접해서 계측이 불가능하게 되었다.



사진 4. 성토 B 변형(스판 길이 1.5m)

표 3. 성토 A 실험결과

| | span length | vertical displacement(mm) | | |
|-------------------------------|-------------|---------------------------|---------|---------|
| | | point A | point B | point C |
| initial condition | 0.0m | 0 | 0 | 0 |
| remove half of styrene form ① | - | 0 | 0 | 0 |
| remove styrene form ① | 0.5m | 6 | 0 | 0 |
| remove styrene form ② | - | 21 | 4 | 0 |
| remove half of styrene form ③ | - | 74 | 14 | 0 |
| remove styrene form ④ | 1.5m | 412 | 70 | 1 |

표 4. 성토 B 실험결과

| | span length | vertical displacement(mm) | | | | |
|----------------------------|-------------|---------------------------|---------|---------|---------|---------|
| | | point A | point B | point C | point D | point E |
| initial condition | 0.0m | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| remove styrene form ① | 0.5m | 4 | 3 | 0 | 0 | 0 |
| remove styrene form ② | 1.0m | 20 | 10 | 4 | 3 | 0 |
| remove styrene form ③ | 1.5m | 145 | 95 | 39 | 16 | 0 |
| remove half styrene form ④ | - | 523 | 371 | 214 | 96 | 7 |

2.3 실내 토질 시험

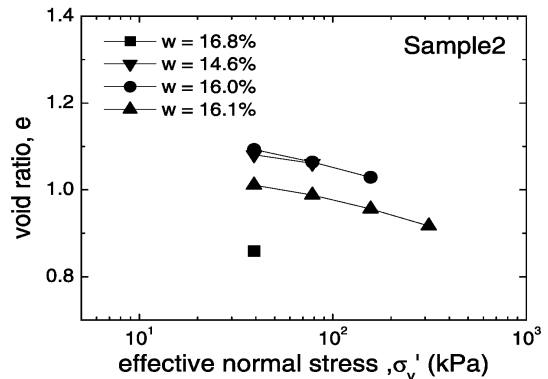
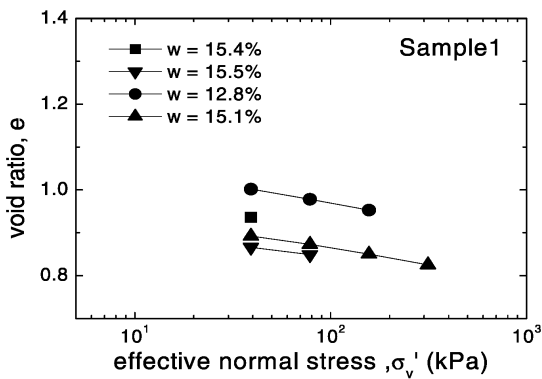
현장 실물시험에 이용된 시료는 주변의 현장발생 토인 실트질 모래로, 표 5에 실내 물성시험 결과를 정리하였다. 현장시험에서 채취한 불포화 다짐토에 대해 일련의 등체적 일면전단시험을 실시하여 강도 및 변형특성을 조사하였다. 전단중의 체적을 일정하

표 5. 성토재의 물성시험 결과

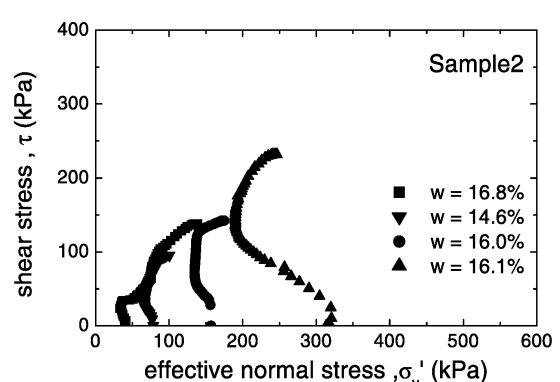
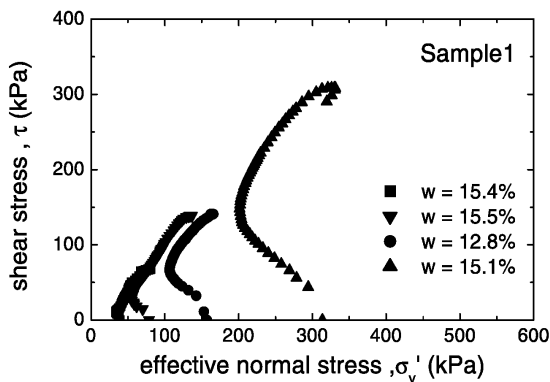
| | |
|---|-------|
| specific gravity of soil particle G_s | 2.740 |
| grain size distribution | |
| gravel fraction 2mm~75mm(%) | 2 |
| sand fraction 75 μ m~2mm(%) | 80 |
| silt fraction 5 μ m~75 μ m(%) | 11 |
| clay fraction less than 5 μ m(%) | 7 |
| uniformity coefficient U_c | 21.8 |
| coefficient of curvature U_c' | 5.82 |
| maximum grain size(mm) | 9.5 |

게 유지시키는 등체적 일면전단시험은 전단변위속도에 관계없이 비배수 강도를 얻으며, 동시에 유효응력경로를 얻을 수 있는 이점이 있다. 시험은 교란시료·불교란 시료에 함수비를 일정하게 하여 압밀압력 39.2, 78.4, 156.8, 313.6kPa로 하여 K_0 압밀 후, 등체적 조건하에 전단속도 0.25mm/min으로 전단하였다.

그림 6(a)는 성토 B에서 얻은 불교란 시료에 대한 시험 결과로 압밀과정에서 구한 간극비~압밀압력의 관계($e \sim \log \sigma_v'$ 관계)이나 시험기의 구조상 정규압밀상태까지의 압밀재하를 할 수 없어, 선행압밀압력을 구하는 것이 곤란하였다. 그림 6(b)는 전단과정에서 구한 유효응력경로로, 불교란시료가 아직 정규압밀상태까지 압밀되지 않은 것을 알 수 있다. 교란시료는 불교란 시료의 함수비와 비슷하게 함수비를 조절하여, 함수비 5, 7, 12, 15, 18, 21, 25%의 7종류에 대하여 시험하였다. 실내등체적 전단시험의 결과를 통해 교란시료의 전단 특성은 정규압밀점토의

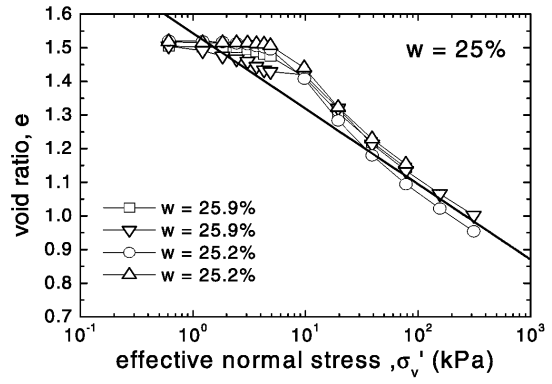
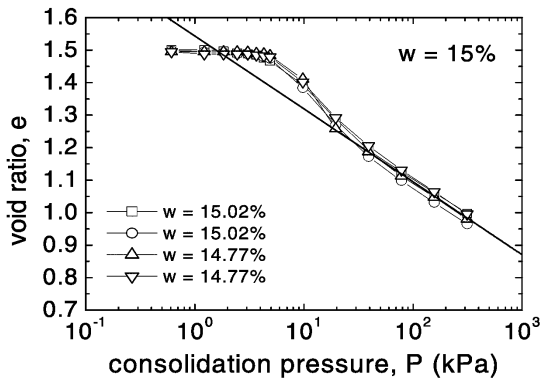


(a) 압축특성

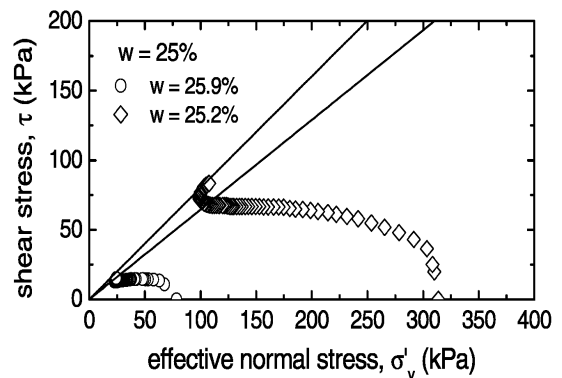
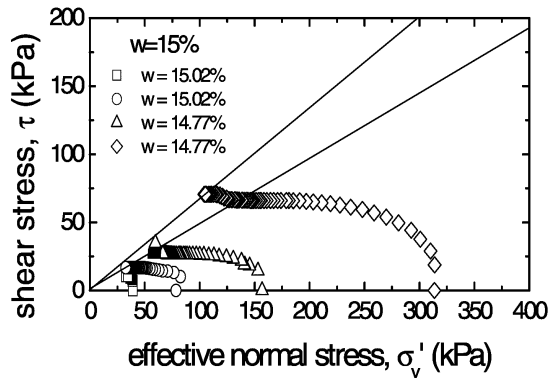


(b) 전단 특성

그림 6. 불교란 시료(다짐토)의 실내 시험 결과



(a) 압축특성



(b) 전단 특성

그림 7. 교란 시료의 실내 시험 결과

양상을, 다짐된 불교란시료의 전단 특성은 과압밀점 토의 거동을 나타냄을 알 수 있다. 두 가지의 시료에 대해 실시한 등체적 일면전단시험 결과를 이용하여 유한요소 해석에 필요한 파라메타를 구하였다.

3. 유한요소 해석

이상으로 소개한 현장시험에 대해서 유한요소해석을 실시하였다. 과거에 했던 토목섬유 보강성토의 유한요소 해석에서는 토목섬유의 구속효과를 고려한 계산이 어느 정도 좋은 결과를 나타내었다(김은라 등 2004a; 2004b; 2004c). 이번 해석에서도 구속효과를 고려한 같은 방법을 이용하고 있다. 본 연구에서는 프리스트레스를 도입 하여 토목섬유의 보강효과를 향상시켰다. 여기에 프리스트레스를 어떻게 유한요소해석에 도입시킬까라는 문제를 먼저 검토 하고, 현장시험에서 얻은 계측결과와 해석결과를 비교 분

석하였다.

3.1 프리스트레스 모델화

먼저, 유한요소해석에서 프리스트레스의 도입에 대해 검토하고자 한다. 실제 현장시험에서 프리스트레스 설치는 그림 3에 나타난 것과 같지만, 유한요소 해석에서는 현장과 같은 방법으로 하는 것은 불가능하므로, 본 연구에서는 철근판은 고려하지 않고 강봉만을 탄성봉재(트러스요소)로 모델화하여 프리스트레스의 도입에 대해 조사하였다. 그림 8은 해석에 이용된 메쉬(mesh) 및 흙 재료 파라메타를 나타내었다. 흙 재료는 Sekiguchi and Ohta(1977)의 탄점소성 구성모델을 이용하였다(부록 1 참조). 파라메타에 대해서는 Iizuka and Ohta(1987)에 의한 결정법을 이용하여 소성지수 PI=40로 가정하였으며, 해석조건은 평면변형률조건, 완전배수조건으로 하였다. 그림 8에

서 프리스트레스 재하(step1) 후 크리프를 계측한 계산을 Check 1, 강봉을 삽입(step2) 후 크리프를 계측한 계산을 check 2, 프리스트레스 제하(Unloading) (step3) 후 크리프를 계측한 계산을 check 3로 하여 3개의 해석을 하여, 프리스트레스 모델화에 대한 검토를 하였다. 이용한 프로그램은 유한요소해석프로그램 (DACSAR-L)(Iizuka and Ohta, 1987)이다.

그림 9는 흡 요소에 생긴 크리프와 시간의 관계를 비교한 것이다. 강봉(트러스요소)을 삽입하지 않은 check 1의 결과를 보면, 명확하게 크리프 현상이 볼

수 있다. 그림 10은 그림 9에서 check 2와 check 3의 해석결과만을 가지고 비교한 것이다. check 2의 재하 방법에서는 크리프 현상이 볼 수 없는 것에 비해 check 3에서는 크리프가 나타나고 있다. 그림 11은 강봉에 생긴 힘과 시간의 관계를 나타낸 것이다. check 3에서는 제하한 프리스트레스의 힘을 강봉이 받고 있어, 이 힘을 시간이 지남에 따라 점점 빠져나가는 것을 알 수 있다. 한편, check 2에서는 강봉 요소를 도입한 예에 강봉 요소는 어떤 힘에서도 활동하지 않고 시간이 지남에 따라 압축되어 가는 결과를

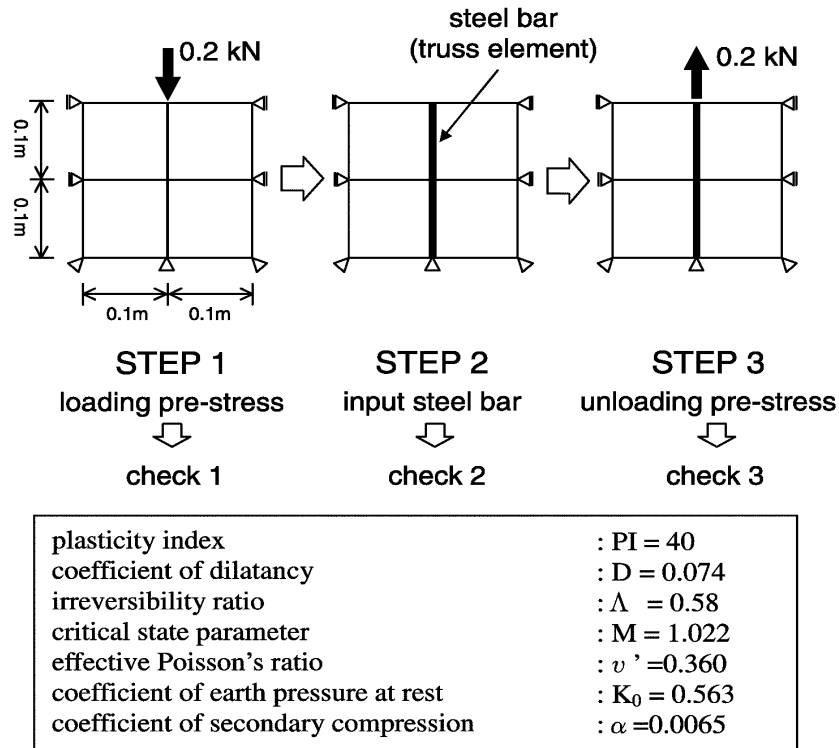


그림 8. 프리스트레스 모델화 검토

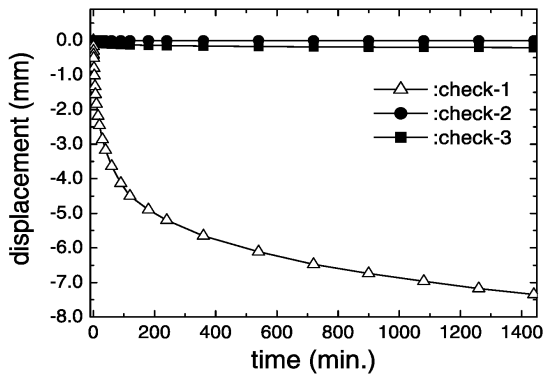


그림 9. 흡 요소에 생긴 크리프 비교

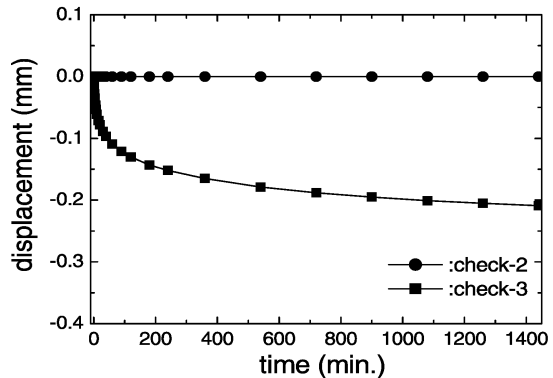


그림 10. 흡요소에 생긴 크리프 비교(check 2, check 3)

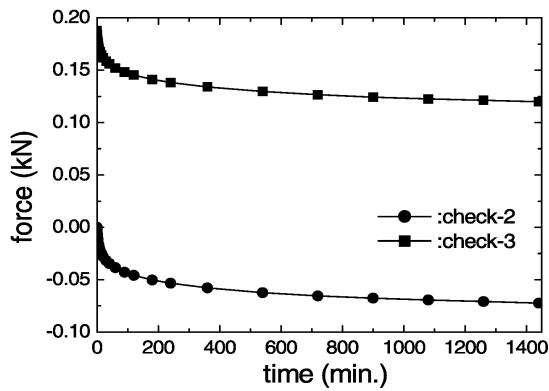


그림 11. 강봉이 받고 있는 프리스트레스 하중과 경과시간 변화

보여주고 있다. 이상의 해석결과에 의해 유한요소 해석에서 프리스트레스 도입방법으로는 check 3의 방법을 이용하는 것으로 했다.

3.2 현장실험의 유한요소해석 개요

현장실험을 대상으로 유한요소 해석을 실시하였

다. 여기에서는 성토 B에 대해서만 살펴보았다. 그림 12에 해석에 이용한 메쉬(mesh)를 나타내고 있으며, 해석에서는 평면변형률조건, 완전배수조건으로 가정하였다. 또 스티로폼 부분은 탄성체로 모델화하였으며, 변형은 거의 일어나지 않는 것으로 가정하였다. 실제의 실험과 같이 해석에서도 이 스티로폼 부분의 요소를 차례로 제거해 감으로 최대 스팬길이 2.0m의 캔틸레버보 형상을 실현하였다.

토목섬유 보강재는 그림 4의 인장시험결과를 기초로 그림 13과 같이 탄성체(truss재료)로 모델화하여 현장 실험과 같이 총 3층으로 부설하였다. 토목섬유의 재료파라메타는 표 1에 정리한 것 같이 단면적(cross-sectional area, $A(m^2)$)은 $3.2 \times 10^{-4} m^2$, 탄성계수(Young's modulus, $E(kN/m^2)$)는 그림 4의 인장시험 결과치인 $4.86 \times 10^6 kN/m^2$ 를 이용하였다.

다짐토의 구성모델에 필요한 파라메타는 등체적 일면전단시험의 결과로부터 구하였으며, 표 6에 그 결과를 정리하였다. 선행압밀압력 σ'_{vo} 에 대해서는 그림 6(a)에서 보여진 것 같이 실험기의 구조상 정규

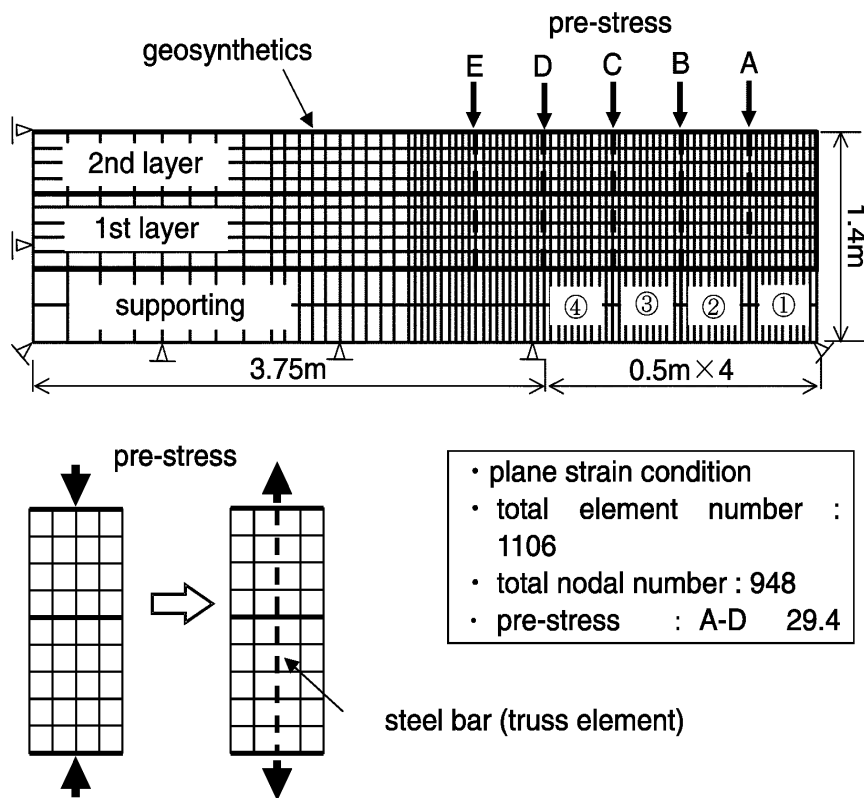


그림 12. 유한요소해석에 이용된 메쉬

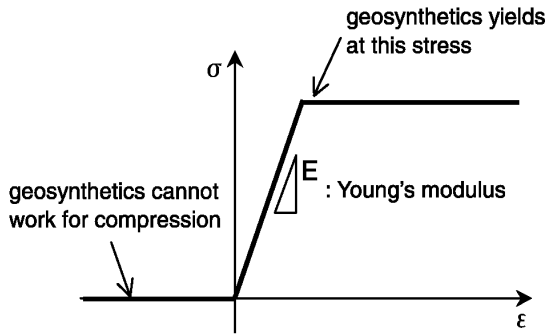


그림 13. 토목섬유의 모델화(Bar element)

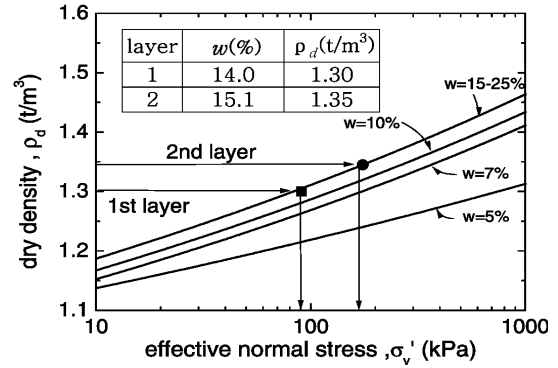


그림 14. 선행 압밀 응력 산정

표 6. 유한요소 해석에 이용한 성토재의 재료 파라메타

| Parameter | Value | Basis of parameter determination |
|---|-------|--|
| Coefficient of earth pressure at rest : K_0 | 0.49 | $\frac{\tau_{zx}}{\sigma_{z0}'} = \frac{1+2K_0}{3\sqrt{3}} M \exp(-\Lambda)$ |
| Critical state parameter : M | 1.41 | |
| Effective Poisson's ratio : ν' | 0.33 | $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$ |
| Compression index : λ | 0.195 | $\lambda = 0.434 C_c$ |
| Irreversibility ratio : Λ | 0.80 | $M = 1.75(1 - k/\lambda)$ (Karube, 1975) |
| Coefficient of dilatancy : D | 0.026 | $D = \lambda \Lambda / \{M(1 + e_0)\}$ (Ohta, 1971) |

표 7. 유한요소 해석에 이용된 성토재의 선행압밀응력과 초기 간극비

| Parameter | 1st layer | 2nd layer |
|--|-----------|-----------|
| Effective overburden pressure : σ_{v0}' (kPa) | 9.71 | 2.99 |
| Pre-consolidation pressure : σ_{i0}' (kPa) | 87.6 | 180.71 |
| Initial void ratio : e_0 | 1.11 | 1.04 |
| Over-consolidation ratio : OCR | 9.02 | 60.44 |

압밀상태까지의 압밀재하를 할 수 없어, 선행압밀압력을 구하는 것이 곤란하였다. 그래서 Hirata et al. (1999)의 연구를 바탕으로 교란시료에 $e \sim \log \sigma_{v0}'$ 관계와 표 2에 나타난 성토의 함수비 · 건조밀도를 이용하여 그림 14와 같이 구하였다. 여기서 결정한 선행압밀압력과 초기 간극비를 표 7에 정리 하였으며, 강봉 파라메타에 대해서는 직경이 20mm로 표 8에 나타낸 값을 이용하였다.

표 8. 강봉 파라메타

| cross-sectional area A(m ²) | Young's modulus E(kN/m ²) |
|--|--|
| 3.14×10^{-4} | 2.06×10^8 |

3.3 현장시험의 유한요소해석 결과

그림 15는 사진 4에서 보여주는 것과 같은 스펀 길이 1.5m의 경우의 성토 변형도, 전단변형률과 체적변형률 분포도의 유한요소 해석 결과들이다. 그림 15(a) 중의 굵은선 부분은 트리스요소로 모델화한 토목섬유와 강봉요소를 나타내고 있다. 이 해석 결과를 보면, 성토가 변형하는 것을 토목섬유가 구속하는 모양을 나타내고 있다. 체적변형률은 압축 축을 정(正)으로 하고 있으며, 성토의 변형이 큰 캔틸레버보 근원부분에 전단 변형률이 집중하고 있는 것을 알 수 있다. 또, 체적변형률을 보면, 이 근원부분의 체적이 팽창하고 있는 것을 알 수 있다. 그림 16는 계측점

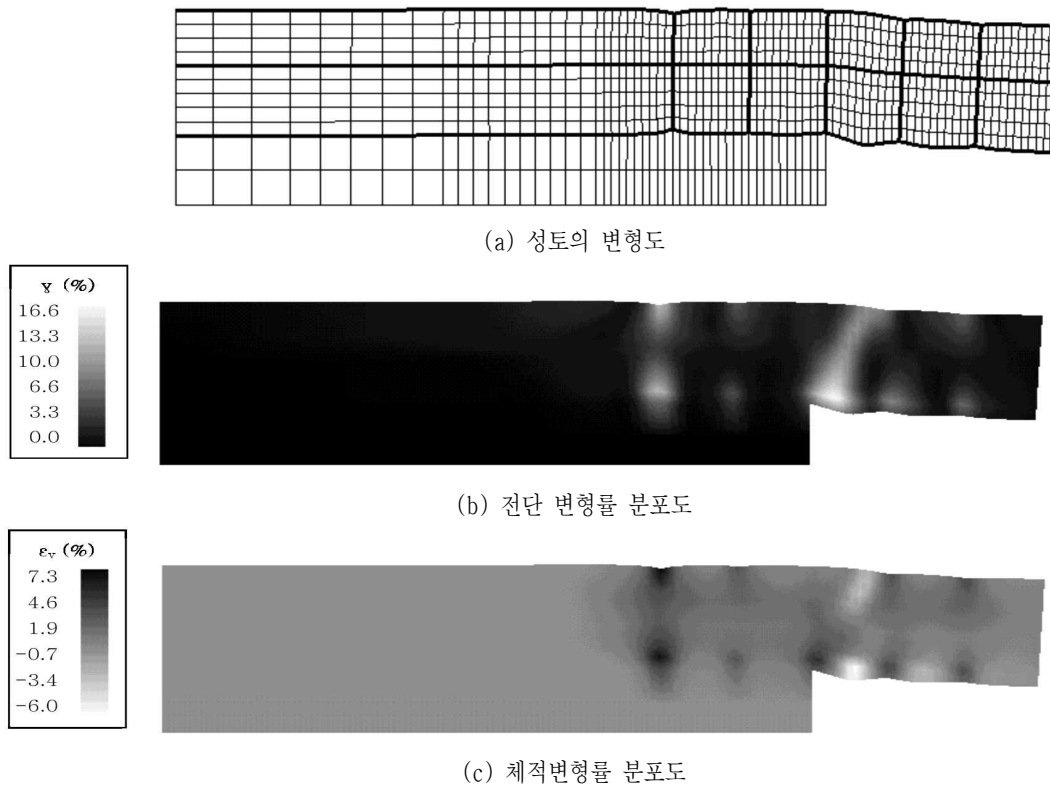


그림 15. 프리스트레스 하중을 고려하지 않은 유한요소 해석 결과

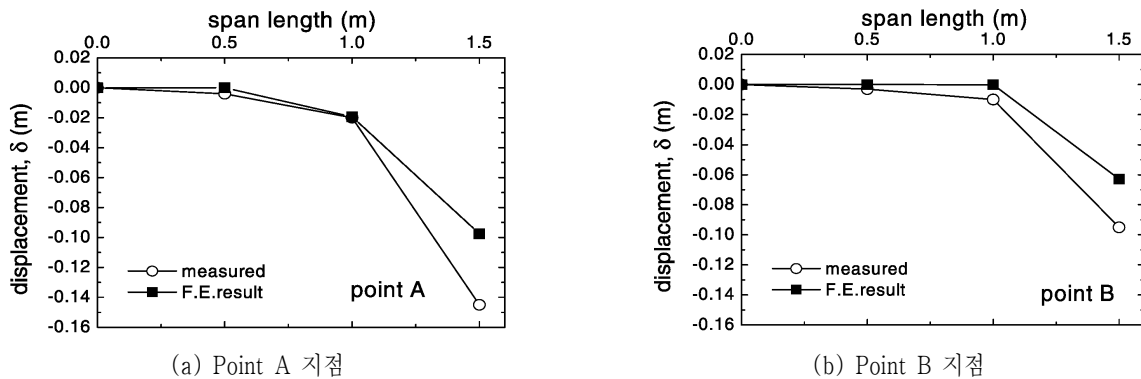


그림 16. 프리스트레스 하중을 고려하지 않은 각 측정점에서 성토 침하량 비교

A, B(그림 2(a)참조)에서 성토의 연직변위를 실측값과 비교한 것으로, 횡축은 성토의 스팬 길이를 나타내고 있다. 본 해석에서는 계측값에 비례해서 변형량이 작은 결과를 보이고 있다.

4. 결론

본 논문은 먼저 프리스트레스를 도입한 토목섬유 보강성토의 현장 실험에 대하여 소개하고 그 현장

실험에 대해 유한요소 해석을 실시하였다. 본 연구의 내용을 정리하면 다음과 같다.

1. 토목섬유 보강성토의 현장실험을 실시하여, 토목섬유보강효과는 전단에 의한 흙의 체적팽창을 구속하는 효과가 있다고 생각되며, 보다 높은 보강효과를 얻을 수 있는 프리스트레스를 도입하였다. 프리스트레스를 설치한 간격을 변화시켜 실시한 2가지의 현장실험에서 프리스트레스가 성토의 보강

효과를 증가시키는 결과를 얻을 수 있었다. 또 이 보강효과가 프리스트레스의 하중, 간격에 따라 영향을 받고 있다는 것을 알 수 있었다.

2. 유한요소해석을 실시하여 프리스트레스 모델화에 대해서 검토하였다. 단순한 모델화를 고려하여 프리스트레스 도입방법을 변화시킨 해석을 실시함으로써 프리스트레스 도입 방법을 제안하였다.
3. 토목섬유 보강성토의 현장실험 유한요소해석을 실시하였다. 프리스트레스의 역할을 고려한 해석에서는 실제 현장실험 측정결과와 거의 일치하는 결과를 얻을 수 있었다. 또 해석에서도 프리스트레스에 따른 보강효과를 확인 할 수 있었으며 프리스트레스 재하량, 재하수에 따른 보강효과의 차이를 나타낼 수 있었다.

감사의 글

본 연구에 도움을 주신 일본 Kobe대학의 Iizuka 교수님과 유한요소해석에 도움을 주신 일본 Toyo건설기술연구소의 Hirata씨에게 감사를 드린다. 이 논문은 2004년도 정부재원(교육인적자원부 학술연구조성사업비)으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 연구되었습니다(R03-2004-000-10019-0).

참고문헌

1. 김은라, 강호근(2004a), “다짐토의 다일러턴시 특성을 고려한 역경사형 토목섬유 보강토 구조물의 파괴 거동 분석”, *한국지반공학학회논문집*, 20권, 19호, pp.65-76.
2. 前川隆志, 平田昌史, 山上尙幸, 森影篤史, 横田善弘, 太田秀樹(1997), “ジオシンセティック補強盛土の現場實驗—予備實驗—, 予備解析—, 第32回地盤工學研究發表會, pp.2537-2538.
3. 關口秀雄(1993), 講座「カムクレイに學ぶ」6.カムクレイのその後の發展, *土質工學會誌 土と基礎*, Vol.41, No.11, pp.97-102.
4. 野室明久, 平田昌史, 山上尙幸, 熊谷幸博, 笠原清磨, 太田秀樹(1997), “ジオシンセティック補強盛土の現場實驗—實大實驗—”, 第32回地盤工學研究發表會, pp.2539-2540.
5. Hirata, M., Iizuka, A., Ohta, H., Yamakami, T., Yokota, Y. and Ohmori, K.(1999), “The numerical simulation of geosynthetic-reinforced soil structure using elasto-plastic dilatancy models”, *Journal of JSCE*, No.631/V-48, pp. 179-192(in Japanese)

6. Iizuka, A. and Ohta, H.(1987), “A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis”, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87.
7. Jaky, J.(1944), *Tarajmechanika, J. Hungarian Arch. And Eng.*, Budapest, pp.355-358.
8. Karube, D.(1975), “Unstandardized Triaxial Testing Procedures and Related Subjects for Inquiry”, *Proc. of 20th Symposium on Geotechnical Engineering*, pp.45-60(in Japanese).
9. Kim, E. R., Iizuka, A., Kim, Y. S., and Park, H.(2004b), “A Study on the Confining Effect due to Geosynthetic Wrapping Compacted Soil Specimen”, *Jour. of the KGS*, Vol.20, No5, pp.5-16.
10. Kim, E. R., Kang, H. K., and Kim, Y. S.(2004c), “An application of Elasto-Plastic Model to Geosynthetic-Reinforced Soil”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.8, No.5, pp.497-503.
11. Muramoto, K., Tateyama, M., Uchimura, T. and Tatsuoka, F.(1996), “Fundamental properties of preload/prestressed geosynthetic-reinforced soil retaining wall”, *InPTRI REPORT*, Vol.10, No.12(in Japanese).
12. Ohta, H.(1971), “Analysis of Deformation of Soils Based on the Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankments”, *Thesis of Doctor of Engineering, Kyoto University*.
13. Sekiguchi, H. and Ohta, H.(1977), “Induced anisotropy and time dependency in clays”, *Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp.229-239.
14. Sekiguchi, H.(1977), “Rheological characteristics of clays”, *Proc. Specialty Session 9th ICSMFE*, pp.289-292.
15. Shibata, T.(1968), “On the Volume Change of Normally Consolidated Clays”, *Technical Report of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*, Vol.6, pp.128-134(in Japanese).
16. Uchimura, T., Tatsuoka, F., Sato, T., and Tateyama, M. (1995a), “Working principles of preloaded and prestressed reinforced soil retaining walls and their full-scale model test program”, *In Institute of Industrial Science, University of Tokyo*, Vol.47, No.8(in Japanese).
17. Uchimura, T., Tatsuoka, F., Koseki, J., Sato, Y., Kodaka, T. and Tateyama, M.(1995b), “A full-scale model test of preloaded and prestressed reinforced soil retaining walls”, *In Institute of Industrial Science, University of Tokyo*, Vol.47, No.9(in Japanese).

부록 1

Sekiguchi and Ohta(1977) 탄·점소성 구성모델

이 모델은 점토의 체적변화에 시간의존성을 구한 것이다. 변형률증분은 가역적 변형률증분(탄성 변형률 증분) ϵ_{ij}^e 과 시간의존성을 포함한 비가역적 변형률 증분(점소성 변형률증분) ϵ_{ij}^vp 의 합으로 가정한다.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \quad (1-1)$$

이 점·소성변형률 증분이 다음과 같이 유동곡면 F ,

$$F = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{t}{t_0} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right\} - \dot{\epsilon}_v^{vp} \quad (1-2)$$

과 관련된 유동법칙

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \Gamma \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (1-3)$$

으로 결정된다. 여기서, $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ 는 점·탄성 체적변형률, α 는 Sekiguchi(1977)에 의한 2차 압밀계수인 재료 파라메타, t 는 시간, t_0 는 시간의존성이 발생하는 기준으로 되는 시간, Γ 는 단속부하조건($F=0$)으로 결정되는 정수이다. 식 (1-2)에 포함된 스칼라 함수 f 는

$$f = \frac{\lambda - k}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} + D n^* \quad (1-4)$$

로 표현된다. 이 구성모델은 지반재료의 압축특성 및 전단응력 변화에 따른 비가역적인 다일러턴시 거동을 표현 가능하고 크리프(2차 압밀), 리랙세이션(relaxation)으로 하는 점소성적 시간의존성 거동도 표현 가능하여 지반의 변형해석에 넓게 이용되고 있다. 또한 초기에 이방 압밀된 지반재료의 이방적 역학(변형·강도의 이방성) 특성 표현에 우수하다.

부록 2

다일러턴시 모델(Sekiguchi and Ohta 모델(1977))

소성변형률 증분은 관련된 유동법칙에 의해

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = H \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (2-1)$$

로 표현된다. 여기서, $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ 는 소성변형률증분텐서, H 는 단속재하조건으로 결정되는 소성파라메타, $\partial \sigma_{ij}'$ 는 유효응력텐서, f 는 항복함수이다. 여기서, Sekiguchi and Ohta 모델(1977)인 정규항복함수(normal yielding function)는 다음과 같이 표현한다.

$$f = \frac{\lambda - k}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} + D n^* - \epsilon_v^p = 0 \quad (2-2)$$

여기서, D 는 다일러턴시(dilatancy) 계수(Shibata, 1968), ϵ_v^p 는 체적변형률(volumetric strain), $\lambda (= 0.434C_c)$ 와 $k (= 0.434C_s)$ 는 압축(compression) 지수와 팽창(swelling)지수를 나타낸다.

파라메타 λ , k 과 D 는 한계응력비(critical state ratio) M 과 이론적으로 $M = \frac{\lambda - k}{D(1 + e_0)}$ (Ohta, 1971) 관계가 있다. n^* 는 일반화된 편차 응력비(generalized deviatoric stress parameter)로 다음과 같이 나타낸다.

$$n^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{S_{ij}}{p} - \frac{S_{i0}}{p_0} \right) \left(\frac{S_{ij}}{p'} - \frac{S_{i0}}{p_0} \right)} \quad (2-3)$$

이곳의 S_{ij} 는 편차 응력텐서(deviatoric stress tensor, $S_{ij} = \sigma_{ij}' - p'\delta_{ij}$), 아래첨자 0는 기준상태(선형압밀 종료시)를 나타내고 있다. 여기서 關口秀雄(1993)에 따라 기호 X , L 을 이용하면 소성파라메타 H 는

$$H = \frac{L}{X} \quad (2-4)$$

로 표현되며, Sekiguchi and Ohta 모델(1977)의 경우,

$$X = \frac{D}{P'} \beta^* + \frac{D^2}{P'^2} (\beta^{*2} K + 3G) \quad (2-5)$$

$$L = \frac{D}{P'} \left\{ \frac{3G}{2n^*} (n_{ij} - n_{i0}) + \beta^* K \delta_{ij} \right\} \dot{\epsilon}_{ij} \quad (2-6)$$

로 된다. 또 $\beta^* = M - \frac{3}{2n^*} n_{ij} (n_{ij} - n_{i0})$, K 는 체적 탄성계수 ($K = \frac{1 + e_0}{k} p'$), G 는 전단탄성계수 ($G = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} K$, ν : Poisson ratio), $n_{ij} = S_{ij}/p'$ 이다.

X 의 정부(正負)는 재료에 의존하지만, Sekiguchi and Ohta(1977) 모델의 경우, X 는 실용상 정(正)의 값을 가지며, X 가 정(正)의 값이면 변형률 연화(softening)에서 재하/loading)나 제하(unloading)는 L 의 정부(正負)에 따라 판정된다.