

사면보강구조물에 대한 실물재하시험과 평가

Full Scale Load Tests on Reinforced Slope Structure

권영호¹⁾, Young-Ho Kwon, 박신영²⁾, Shin-Young Park, 이승현³⁾, Seung-Hyun Lee,
강인규⁴⁾, In-Kyu Kang, 기민주⁵⁾, Min-Ju Ki

¹⁾ 한라건설(주) 기술연구소 연구개발팀장, Chief Researcher, R&D Center, Halla Eng. & Const. Corp.

²⁾ 한라건설(주) 기술연구소 과장, Manager, R&D Center, Halla Eng. & Const. Corp.

³⁾ 선문대학교 토목공학과 조교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Sunmoon University

⁴⁾ (주)브니엘컨설턴트 대표이사, President, Vniel Consultant Co., Ltd.

⁵⁾ 한라건설(주) 기술연구소 연구원, Researcher, R&D Center, Halla Eng. & Const. Corp.

SYNOPSIS : Owing to a landslide or embankment damage be caused by a localized torrential downpour and heavy snowfall resulted from recent abnormal climate, a slope stability is very important. This study is investigate a general slope reinforcement method and applicability improvement of soil nailing method utilized prototype loading test for the facing stiffness effect confirmation. A prototype loading test supplements general slope stability study by numerical analysis or laboratory test with a resonable analysis of slope structure.

Keywords : reinforcement method, prototype loading test, soil nailing method, stiffness effect, numerical analysis

1. 서론

토지조성, 도로, 철도공사 등에 수반하여 시공되는 사면구조물은 그 연장, 면적이 크기 때문에 자연재해를 받기 쉽고, 귀중한 인명의 손실 및 가옥의 손실 등을 초래하여 산업, 국민생활에 불안을 가져오는 경우가 많다. 특히, 최근 이상기후에 따른 집중호우 또는 폭설 등이 빈번해지면서 산사태 및 제방파손 등으로 많은 인명피해 및 물적피해가 발생됨에 따라 사면구조물의 안정성 확보에 대한 중요성이 높아지고 있으며, 급경사지에 대한 대책도 시급히 마련될 필요가 있는 실정이다.

따라서 도로, 철도 공사 등을 추진할 때 사면구조물에 대해 상황에 따라 보강대책을 마련해야 하며, 기존 사면구조물에 대한 점검을 실시하고 이의 대책을 수립 실시하는 유지관리가 지속적으로 이루어져 재해를 미연에 방지하여야 할 것이다.

현재 한국도로공사, 건설교통부 등 대부분 기관에서 제시되는 구매기준은 일반적으로 조사자료가 없거나 별로 중요하지 않은 사면 등에 적용되고 있는데 대규모 굴착사면 또는 고속도로나 대도시 주변에 등의 안전확보가 중요한 지역에서의 사면구조물을 설계할 때는 일반적인기준을 참고로 하여 보다 정밀한 지반 또는 암반조사를 실시한 후 안정성을 평가함으로써 적정한 사면구매 및 사면보강공법 등을 결정하여야 한다.

일반적으로 국내에 적용되고 있는 사면안정처리공법은 크게 사면보호공법 및 사면보강공법으로 나눌 수 있으며, 사면보호공법의 경우 표층부의 풍화방지를 위한 식생공, 뿔기공, 콘크리트 블럭공, 사면내 간극수압 억제제를 위한 배수공 등으로 외부의 위험요소를 사전에 방지하는 성격인데 반해 사면보강공법은 보강재 설치 및 사면개량 등을 통해 적극적인 저항력 향상을 유도하는 공법으로 구배완화, 소일네일링 공법, 앵커공법, 역지말뚝공법, 마이크로파일공법과 옹벽, 압성토,보강토 옹벽 구조물 또는 지반개량공법 등이 있다. 또한, 암반사면의 경우 록볼트 또는 록앵커공법 등의 보강공법과 더불어 낙석방지벽 또는 링 매트 등의 방호공법 등이 적용되고 있다.

최근 시공속도가 비교적 빠르고 단순한 공정으로 이루어진 소일네일링공법은 주로 지하굴착분야 및 사면보강 등에 널리 적용되고 있다. 사면보강에 적용되는 경우 전면벽체는 통상 식생공, 현장타설 콘크리트 격자블럭, 슛크리트+옹벽구조물 등이 사용되며, 도심지 지하굴착의 경우 인접지반변형의 억제를 위해 연성인 슛크리트 보다 상대적으로 강성이 있는 벽체가 반영되는 추세이다. 벽체가 상대적으로 증가하게 되면 소일네일링 구조체간에 거동과 하중(토압)분담량 등에서 차이가 있을 것으로 판단된다.

벽체 강성과 관련된 기존연구들을 보면, Shen(1978), Stocker(1979), Schlosser(1983) 등은 연구사례 등에서 슛크리트와 같은 연성 전면벽체에 작용하는 국부토압의 영향은 전체안정성에서 고려되지 않고 네일과 네일 사이의 지반의 국부적인 안정을 유지하는 역할만을 하는 것으로 보고되고 있다.

이후에 김 등(1995)은 벽체 거동과 네일 상호작용을 분석하고 전면벽체를 강체로 가정 한 후 배면지반의 소성영역을 통해 벽체 강성을 근사적으로 안정성에 반영하는 기법을 제안하였다.

Byrne 등(1996)은 미국 연방도로국(FHA)에서 제출한 소일네일 설계시공 지침서를 통해, 두부인장력에 대한 전면벽체의 설계를 통해 다소 한정적이지만 전체안정성을 판단하는 방법을 제안하고 있다.

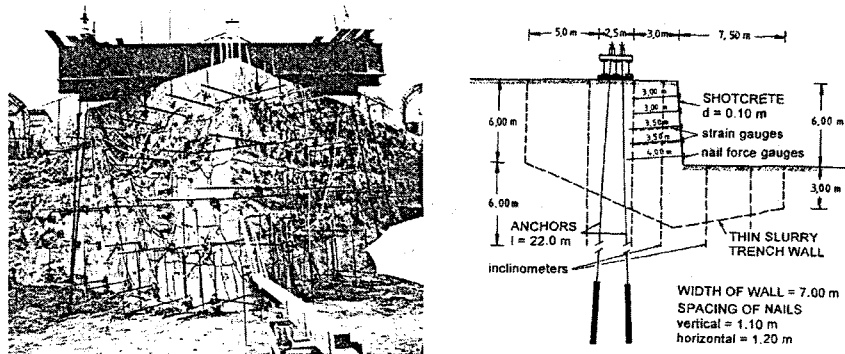
권 등(2002)은 실내실험과 수치모형실험을 통해 벽체강성이 소일네일링 시스템의 전체안정성에 미치는 영향과 강성에 따른 파괴하중, 변위양상, 네일축력분포형태, 벽체에 작용하는 토압형태를 분석하고 벽체 강성을 설계에 반영할 수 있는 예비설계기법을 제안하였다.

이상과 같이 기존 연구의 경우 벽체의 강성에 증가함에 따라 국부적인 흙의 흘러내림을 방지하는 역할뿐만 아니라 전체 안정성을 증가시키는 효과가 있다고 보고되고 있으나 주로 실내실험 또는 수치해석 등 제한적인 방법으로 이루어져 있는 실정이다. 본고에서는 국내외적으로 수행실적이 거의 없는 실물재하시험을 실시함으로써 전면벽체의 강성효과의 보다 실증적인 분석과 아울러 향후 수행될 사면구조물에 대한 현장시험의 참고자료로 활용되고자 하였다.

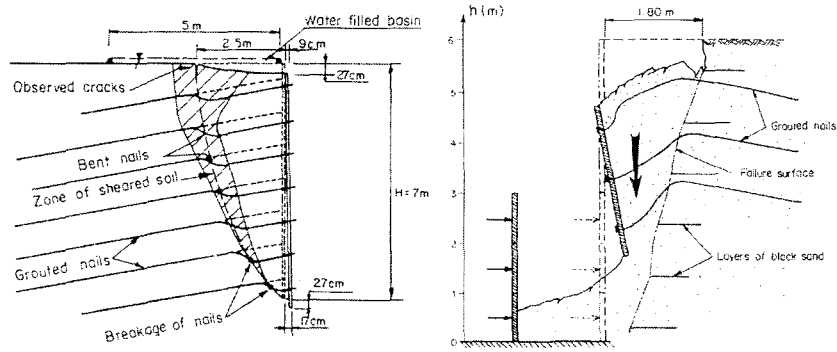
2. 사면구조물에 대한 실물재하시험

2.1 문헌조사

독일의 경우 소일네일링 벽체에 대한 대형 실물시험(Large-Scale Tests)은 Stocker(1976)와 Gassler(1987)에 의해 실시된 바 있으며, 시험사례는 그림 1과 같다.



(a) 독일 사례(Stocker(1976)와 Gassler(1987))



(b) 프랑스 사례 (CLOUTERRE)

그림 1. 소일네일링 단면에 대한 실물재하시험 사례 조사

그림 1에서 알 수 있듯이 대형 실물시험은 하중의 위치, 지층, 코너부 등의 조건 변화에 따라 소일네일링 벽체의 파괴거동을 규명하기 위한 목적으로 실시되었는데, 해당시험에서의 특징적인 것을 보면, 시험시 2차원 평면변형률조건을 구현하기 위해 그림 1(a)에서와 같이 벽체 좌우측 단부에 벤토나이트를 이용하여 얇은 트렌치월을 시공하였으며, 하중재하를 위해 반력앵커를 설치한 것을 볼 수 있다.

프랑스의 경우 그림 1(b)와 같이 소일네일링 벽체에 대한 대형 실물시험(Large-Scale Tests)은 CLOUTERRE 연구보고서에 소개된 바 있으며, 프랑스에서 실시된 소일네일링 벽체에 대한 실물재하시험 사례에 있어서 각 시험사례의 특징적인 부분을 정리하면 다음과 같다. CEBTP No. 1 사례의 경우에는 벽체 위에서 물을 침투시켜 벽체 윗부분부터 지반이 서서히 포화되면서 자중의 증가와 네일의 저항력 저하로 벽체가 파괴되도록 유도하여 파괴시험을 실시한 것이 특징이다. 또한 CEBTP No. 2 사례의 경우에는 벽체 하부를 굴착하여 벽체의 높이를 증가시켜 활동토괴의 자중 증가로 벽체의 파괴를 유도하여 파괴시험을 실시한 것이 특징적이며, CEBTP No. 3 사례의 경우에는 네일의 길이를 짧게 함으로써 네일의 저항력이 작아 진행성 파괴를 유도하여 파괴시험을 실시한 것이 특징적이다.

2.2 실물재하시험설계

2.2.1 개요

본 시험을 위해 김천시 우회도로현장 내 사면에 4.5m(길이)×3.6m(높이)규모의 소일네일링공법(총9단)을 시공하였으며, 전면벽체 강성효과를 분석하기 위해 벽체종류를 각각 콘크리트 판넬(1.5m(가로)×1.2m(높이), 압축강도300kg/cm²), 슛크리트(w/c=60%, 압축강도 192kg/cm²)+와이어메쉬 등 2개 구간으로 나누어 시험하였다. 해당단면에 대한 지층 및 물성치는 그림 2 및 표 1과 같다.

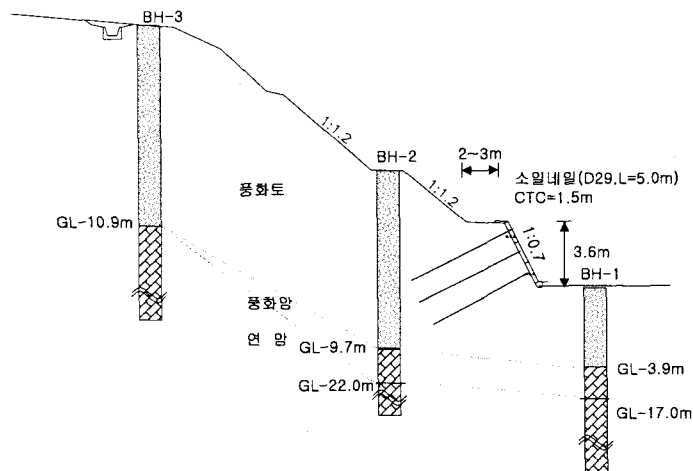


그림 2. 시험단면도

표 1. 각종 물성치

지층	점착력 (tf/m ²)	내부마찰각 (deg)	탄성계수 (tf/m ²)	투수계수 (cm/sec)	USCS
풍화토	2.3	34.0	1330	4.875×10 ⁻⁶	SM
풍화암	3.3	38.4	1310	3.078×10 ⁻⁶	SM

2.2.2 재하시험 시스템 설치 현황

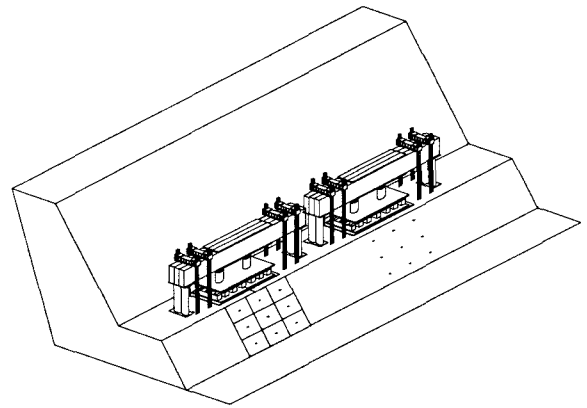
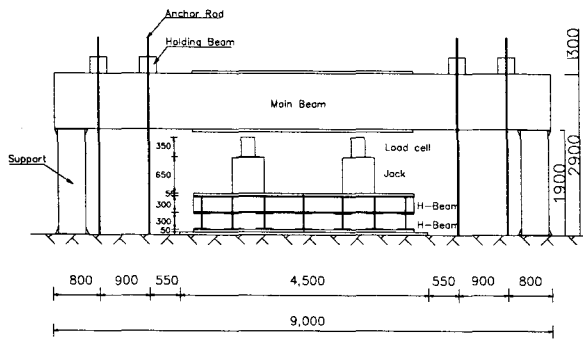
재하시험을 위해 각 단면에 대한 재하시험을 최대재하하중 1,200tf을 기준으로 하여 설계하였으며, 계측항목은 전면벽체의 강성효과규명을 위해 계측항목을 선정하였다. 또한, 재하시험을 수행하기 위한 장비 및 수행하기 위해 설치되는 주요장비 및 재하대 단면은 표 2, 3 및 그림 3과 같다.

표 2 재하시험 장치개요

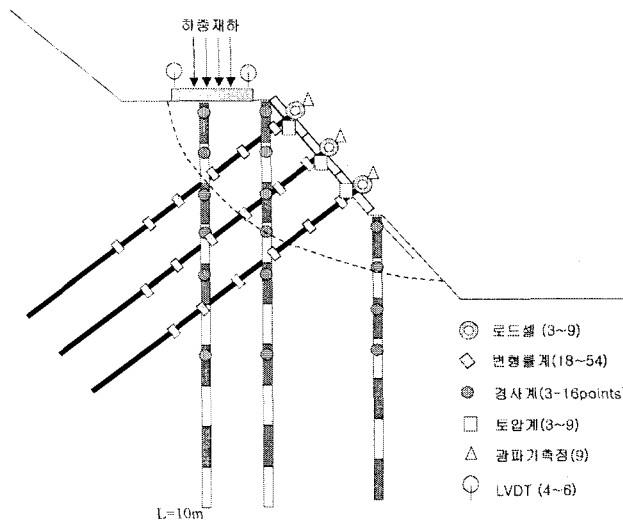
항 목	내 용	비 고	
시험 범위	<ul style="list-style-type: none"> • 최대시험하중 	<ul style="list-style-type: none"> • 총 2회 • 1,200tf/개소 	
	<ul style="list-style-type: none"> • 재하판 	<ul style="list-style-type: none"> • L×B = 2m×4.0m (두께 3mm강판) 하부지반에 고무판을 설치하여 균등 하중분포 유도 	
	<ul style="list-style-type: none"> • 재하빔 	<ul style="list-style-type: none"> • 소요재하하중에 의한 구조설계 • 재하판과 유압잭 간에 2중 I-beam 설치하여 재하판에 균등 하중 유도 	
	<ul style="list-style-type: none"> • 유압잭용량 	<ul style="list-style-type: none"> • 2EA(500tf용량) 적용 (최대용량 600tf 가능) 	
	<ul style="list-style-type: none"> • 계측항목 	<ul style="list-style-type: none"> • 경사계 : 사면내 변위/파괴영역파악 • 변형률계, 로드셀 : 내일 축력 파악 • 토압계 : 벽체작용하중 파악 • LVDT, 하중게이지 : 하중-침하량파악 • 광파기측량, 레이저스캐닝 : 전면부변위 	
반력 앵커	<ul style="list-style-type: none"> • 계획 최대하중 • 공당 설계앵커력 • 앵커공수 • 앵커길이 • 천공직경 • 재료특성 • 주변마찰저항력 	<ul style="list-style-type: none"> • 1000tf/본 • 127.7tf • 총8공시공 • 21.0m(여유장: 3.0m, 자유장: 10.0m, 정착장: 8.0m) • 152.4 mm • KSD 7002 SWPR 7B Use φ15.2 mm 7연선 PC Strand • 10kgf/cm² 	
	Crawler Crane	1 식	Comp, Mix Plant포함
	Casing Rod	6 "	천공경 152 mm
	기타 자재	1 식(Parker, Spacer, PE관, 시멘트 등)	
재하시험 장치	재하빔	1100x350x9000 mm (H×B×L)×3EA	Max.Capacity : 2,000 tf
	Holding Beam	300x300x1500 mm (H×B×L)×4EA	스티프너보강
	재하판	2000 × 4000mm	t=50mm, 각 1 Ea
	Hydraulic Cylinder	1,000 tf (500tf 2EA)	최대용량 : 2,000 tf 제원:O.D.580 x h650 Stroke : 200mm Weight : 850kgf
	로드셀	500 tf ×2 Ea	Max.Capacity : 1,000 tf
	LVDT	4 Ea	Stroke 200mm, Accuracy : 0.01mm
	Pressure Gauge	1 Ea	100 t/m ²

표 3 자동화계측기기 개요

항 목	내 용	비 고	
자동화 계측기기	Data logger & Multi Ch	1 Set	TDS-303, 50 Ch.
	토압계	9 EA	콘크리트 판넬구간만
	로드셀	12 EA	콘크리트 판넬:9 EA 쏿크리트:3 EA
	변형률계	108 EA	콘크리트 판넬: 54EA 쏿크리트 : 54EA
	경사계	6개소 (센서 : 26 개)	길이 : 10m, 센서간격 :1m
변위 측량	광파기측량기/ 레이저스캐닝	광파기측점 : 15~17점 레이저스캐닝 : 모든단면ILRIS-3D (Optech, Canada)	측정시기 : 각 재하단계시 측정



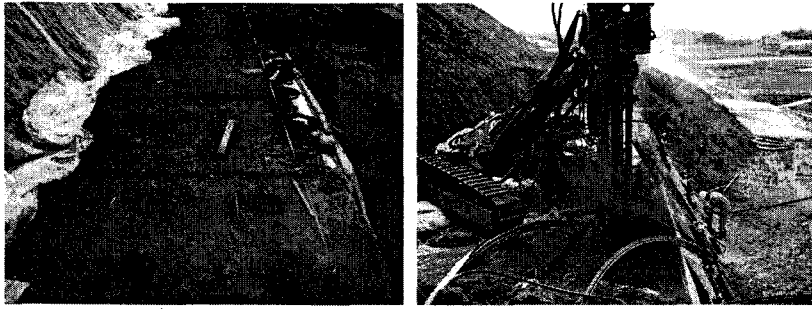
(a) 재하시스템 설치



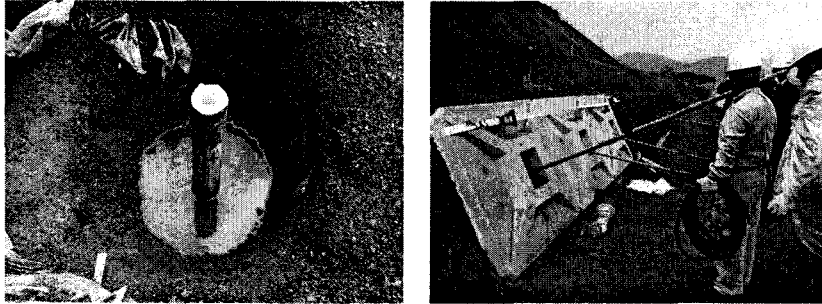
(b) 자동계측설치

그림 3 재하시스템 설치계획도

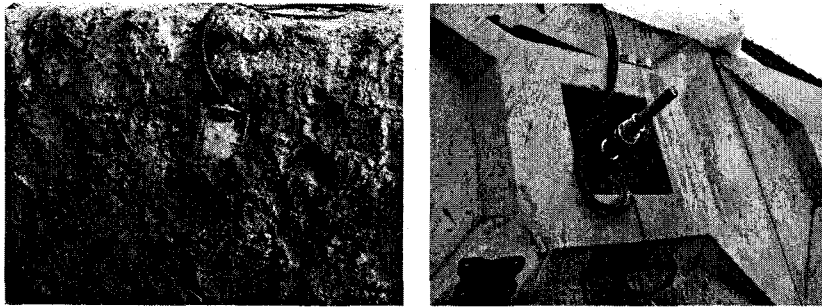
재하시스템 설치순서는 그림 4와 같이 재하판 및 반력앵커 위치 선정→앵커설치→경사계 설치→재하판 설치→재하대상부 I-beam설치→재하빔 지지대 설치→재하빔설치→유압잭 설치→앵커-재하빔 연결→유압잭 보정 등으로 이루어졌다. 또한, 계측기 설치는 우선 단면시공과 함께 토압계, 네일변형률계, 로드셀을 설치하였으며 재하시스템 설치완료 후 각 계측기와 데이터로거를 연결한 후 각 기기값에 대한 보정작업을 수행하였다.



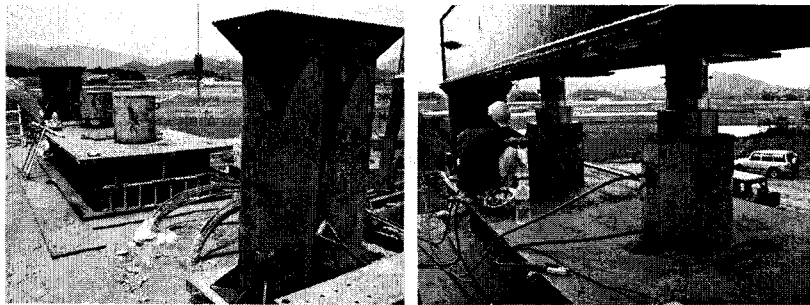
(a) 재하판/반력앵커 등 위치 선정 및 천공작업



(b) 경사계 및 네일 변형률계 설치작업



(c) 토압계 및 로드셀 설치작업



(d) 재하판, 지지대, 유압잭 설치작업

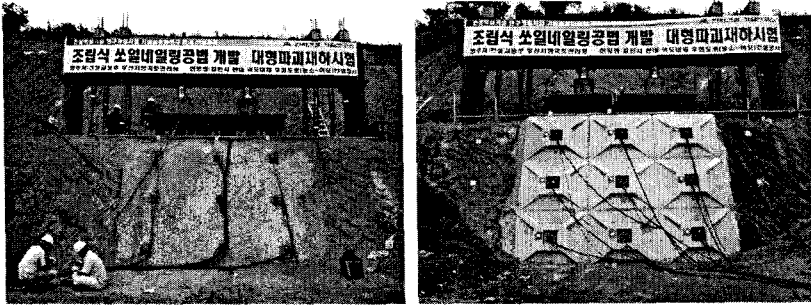


(e) 반력앵커 연결 및 측정점 설치 작업

그림 4. 재하시스템 설치작업



(f) LVDT 및 광파기측량/레이저스캐닝 설치작업



(g) 설치완료

그림 4. 재하시스템 설치작업(계속)

2.2.3 재하방법

(1) 초기하중 세팅

- 1) 초기하중 1~2tf을 가하여 유압잭과 로딩프레임, 재하판이 제 자리를 잡도록 유도하고 재하판과 지반사이에 있는 틈새를 제거하며, 만약 1~2tf을 가한 상태에서 변위가 크게 발생하면 3~5tf정도까지 하중을 제한한 후 변위 수렴할 때까지 기다린다.
- 2) 변위수렴 기준은 1시간동안 하중을 지속했을 때 평균 2mm이하의 변위가 발생할 때까지로 한다.
- 3) 하중과 변위가 수렴하면 초기하중과 변위량을 기록하고, 하중계와 변위계를 모두 제로 세팅한다.

(2) 1차 하중증가

- 1) 1차 하중증가는 50tf씩 2회로 나누어 100tf까지 가하고 하중증가와 변위양상을 기록한다.
- 2) 하중증가시의 변위발생양상과 하중유지시 수렴양상과 수렴시간을 관찰한다.
 - 침하가 크게 발생하는 경우에는 LVDT의 측정길이, 유압잭의 스트로크가 한계가 있기 때문에 다음 하중단계 크기를 조정할 필요가 있다.
 - 또한, 침하가 지속적으로 크게 발생하면 파괴가 조기에 발생할 가능성도 높다는 것을 염두에 두어야 한다. 따라서 3~4회 정도의 하중스텝(300~400tf)에서 파괴가 발생하는 경우에 당초 예상한바와 같이 다양한 하중단계에서 전면판과 네일에 전달되는 하중 및 변위상황을 관찰하지 못할 수 있다.

(3) 하중증가

- 1) 100tf씩 하중을 증가시키고 매 하중단계에서 하중을 유지시키면서 변위가 수렴할 때까지 기다린다.
- 2) 1시간 내에 2mm 이내로 수렴하면 다음단계로 하중을 증가시키고, 그렇지 않으면 1시간까지 기다린 후에 다음단계의 하중으로 증가시킨다. 만약, 초기하중단계에서 침하가 크게 발생하면 하중을 50tf씩 증가시키고 매 하중단계에서 하중을 유지시키면서 변위가 수렴할 때까지 기다린다.

(4) 파괴도달시

- 1) 하중이 감소하거나 변위가 급격히 증가하면 그때의 하중과 변위량을 기록한다. 파괴시점은 유압을 가해도 하중증가가 되지 않으면서 변위가 지속되는 시점을 말하며, 이후 하중제하를 시작한다.
- 2) 하중을 제하하면서 변위가 제대로 읽히면 파괴도달시까지의 하중을 2단계로 나누어 하중을 제하하고 하중과 변위가 제대로 읽히지 않으면 그냥 하중을 0까지 제거한 다음 영점 조정한다.

(5) LVDT와 유압잭의 스트로크가 한계에 도달하였으나 파괴시점에 도달하지 않았을 때

- 1) 측정기기와 하중제하장치의 한계에 도달하였으나 지속적으로 하중이 증가하는 상태이면, 그 상태에서의 하중과 변위를 측정하고 하중을 제거하여 측정기기와 하중제하장치를 다시 초기 세팅한다. 이 때 하중제하는 앞에서와 마찬가지로 변위가 제대로 읽히면 하중을 2단계로 나누어 제하하고, 하중과 변위가 제대로 읽히지 않으면 그냥 하중을 0까지 제거한다.
- 2) 재제하 하중은 앞의 한계상태까지 2단계로 하중을 재하한 후에 하중과 변위를 수렴시키고 다시 100tf(또는 변위가 큰 경우는 50tf)씩 하중을 재하한다.

(6) 시험종료

시험종료는 완전히 파괴가 발생한 경우에 종료한다. 파괴는 하중이 더 이상 증가되지 않거나 또는 변위가 너무 크게 발생한 경우로 한다.

3 결과분석

3.1 하중단계에 따른 균열양상 분석

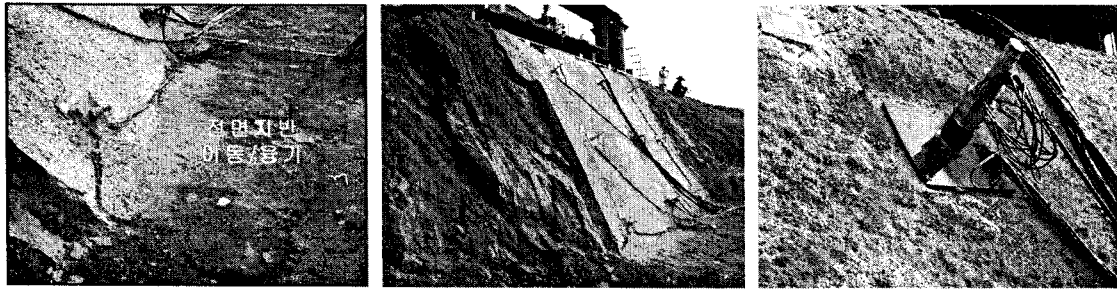
3.1.1 전면부 슛크리트 처리 소일네일링구간

초기단계(0~400tf)에서는 하중-침하곡선에서 나타났듯이 탄성거동단계로 보여지며 슛크리트 전면부에서는 그다지 변화가 없었으나, 슛크리트 인접부에서 미세균열이 발생하기 시작하였다(그림 5(a)). 하중단계 560~776tf에서의 슛크리트 전면부 거동을 조사한 결과, 네일사이의 슛크리트 처리구간에서 휨균열 및 전단균열 등이 발견되면서 하중증가에 따라 균열길이 및 폭이 확대되고, 벽체의 전면변위가 커지면서 육안으로도 부풀림 등이 뚜렷하게 나타났으며, 슛크리트의 인접지반에서도 이전단계에서 발생한 전단균열의 길이 및 범위가 더욱 확대되고 재하관 주변지반의 융기현상도 나타났다(그림 5(b)). 하중단계 800~900tf에서는 네일사이의 슛크리트전면부의 부풀림 현상이 상당히 커지면서 대부분 네일 두부에서 편칭전단파괴가 발생한 것으로 나타났고, 전면부 전반에 걸쳐 발생한 균열의 길이 및 폭이 상당히 크게 진행되었다. 특히, 최종제하단계인 900tf에서는 전면부 앞 토우에서 지반의 융기현상이 발생되어 사면내부에 파괴가 발생한 것으로 조사되었다(그림 5(c)).



(a)하중단계(0~400tf) (b)하중단계(560~776tf) (c)하중단계(800~900tf)

그림 5 슛크리트 처리구간의 균열 및 거동 양상



(d) 최종단계

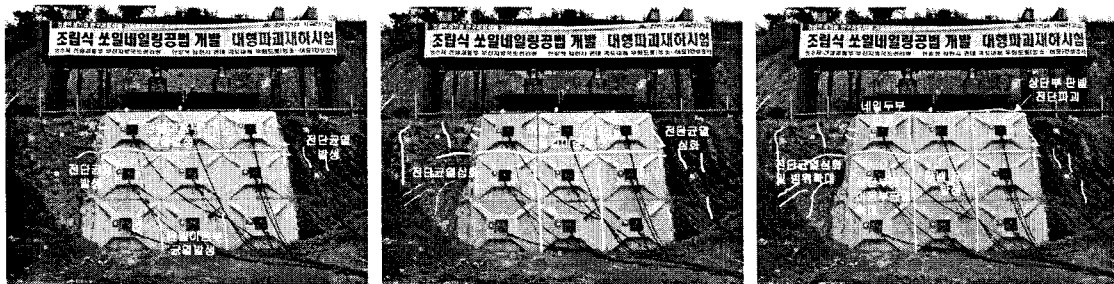
그림 5 슛크리트 처리구간의 균열 및 거동 양상(계속)

3.1.2 전면부 콘크리트 판넬처리 소일네일링 구간

하중단계 0~560tf에서는 전면부 이음부에 미세한 균열을 제외하곤 변화가 없었지만, 전면부 주변지반의 경우 미세한 전단균열이 발생되기 시작하였는데, 슛크리트 처리구간보다 비교적 큰 하중수준에서 균열이 발생된 것을 나타냈다(그림 6(a)).

하중단계 640~880tf에서는 이음부에서의 균열길이가 증가되고 전면부의 인접지반에서의 전단균열이 좀 더 넓게 나타났으나 동일하중단계에서의 슛크리트 처리구간과 비교할 때 콘크리트 판넬에 뚜렷한 균열 및 부풀림 등이 발견되지 않았으며, 전면부의 인접지반의 균열범위도 확대되지 않은 것으로 조사되었다(그림 6(b)). 특히, 슛크리트 처리구간에서 재하한 최대하중 880tf단계에서도 뚜렷한 균열 또는 전면부 부풀림, 사면전면부에서의 지반용기현상이 발생되지 않았다.

하중단계 880~1120tf에서 이음부 및 주변지반의 균열범위가 더욱 확대되면서 최대하중단계인 1120tf 일 때 전면부의 뚜렷한 부풀림 및 사면전면부의 지반용기가 아직 발견되지 않았으나, 전면부 상단부에서 판넬의 전단균열로 인한 파손 및 네일두부의 고정장치 손상 등의 뚜렷한 징후가 나타나는 것으로 조사되었다(그림 6(c)).



(a) 하중단계(0~560tf)

(b) 하중단계(640~800tf)

(c) 하중단계(880~1120tf)



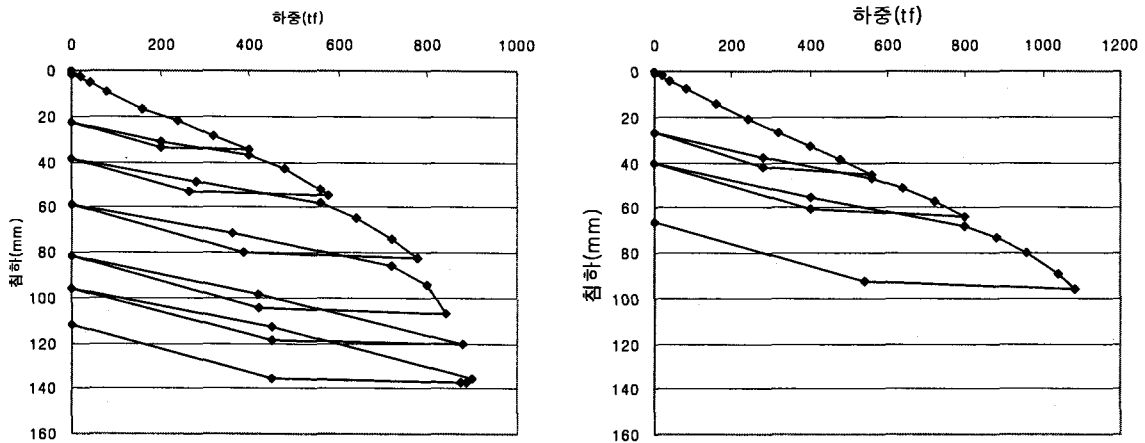
(d) 최종단계

그림 6 콘크리트 판넬 처리구간의 균열 및 거동양상

3.2 하중-침하곡선 분석

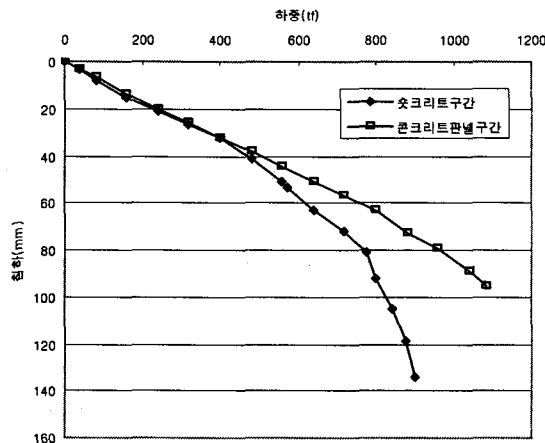
그림 7에 의하면 하중단계 0~400tf까지는 두 단면 모두 탄성거동단계로 재하판도 균등침하양상을 보였으나, 슛크리트 처리구간에서는 400tf이후에서 곡선기울기가 점차적으로 변하면서 점차 변위가 증가되

는 것으로 측정되었고, P-S방법, logP-logS방법, Terzaghi-Yelinek방법, Mansur-Kaufmann방법으로 분석된 항복하중은 약 717~770tf 정도로 분석되었다. 이에 반해, 해당 하중단계의 콘크리트 판넬구간에서는 선형 거동을 보였는데, 강성이 상대적으로 높은 콘크리트 판넬이 하중에 따라 발생되려는 지반변위를 억제한 것으로 판단된다(그림 7). Mansur-Kaufmann방법에 의해 항복하중을 분석한 결과 슛크리트 처리구간의 경우의 항복하중은 730tf로 평가되었으며, 콘크리트 판넬구간의 경우에는 항복하중이 950tf으로 분석되었다. 따라서 이상의 결과로 볼 때, 콘크리트 판넬에 의한 구속효과로 약 30%정도 항복하중이 증가되는 것을 알 수 있었다.



(a) 슛크리트 처리구간

(b) 콘크리트 판넬 처리구간



(c) 2단면 비교분석

그림 7 하중-침하곡선 비교

3.3. 하중단계에 따른 사면 전면부 변위 분석

본 시험을 위해 각 하중재하시 벽체 전면부의 수평변위 및 분포양상 등을 파악하기 위해 광파기측량 및 레이저스캐닝기법 등을 적용하였으며, 레이저스캐닝에 의한 전면부 발생변위 분포양상은 그림 8과 같다.

광파기 측량에 의한 벽체의 발생변위 분포도를 각 하중단계별로 요약하여 정리하면 표 4와 같다. 표 4에서 알 수 있듯이 슛크리트 처리구간의 경우에는 수평변위는 벽체 상단부에서 크로 하부로 갈수록 작은 양상으로 발생하는 경향을 나타냈으며, 콘크리트 판넬 처리구간의 경우에는 벽체 중앙부에서 최대 수평변위가 발생하는 경향을 나타내었다.

하중단계 900tf에서 슛크리트 처리구간의 경우에는 전면부 융기현상 및 네일 편칭파괴 등이 나타난 반

면 콘크리트 판넬 처리구간의 경우에는 뚜렷한 파괴양상이 보이지 않았는데, 이 구간의 최대 전면부 수평변위는 각각 81.9mm(숏크리트 처리구간), 7.0mm(콘크리트 판넬 처리구간)로 약 10배 이상 차이를 보이고 있다. 또한, 본 시험에서 재하된 최대하중 1120tf에서도 콘크리트 판넬 처리구간의 수평변위는 19.5mm로 상대적으로 숏크리트 처리구간보다 적은 것으로 분석되었다. 또한, 두개 단면 모두 전면부 수평변위는 상단부가 하단부보다 더 크게 발생되었고, 전면부 인접지반은 벽체(숏크리트, 콘크리트 판넬)보다 수평변위가 상대적으로 큰 것으로 분석되었다.

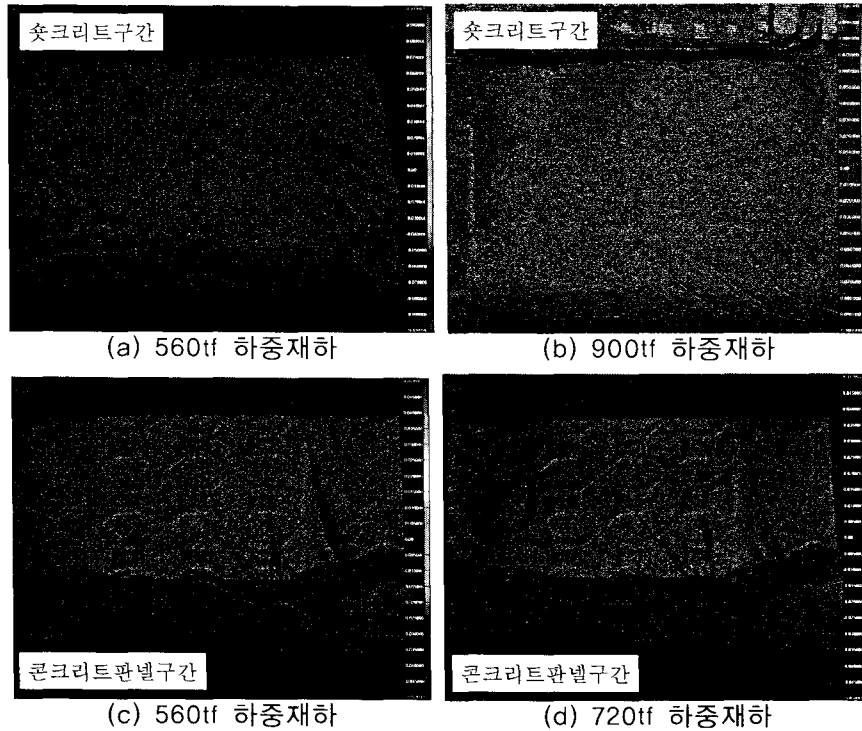


그림 8. 하중재하에 따른 전면부 변위거동(레이저스캐닝 결과)

숏크리트 처리구간의 경우 하중재하 초기단계에서의 변위는 그다지 크지 않았으나 상재 하중이 560tf 재하부터는 약 6mm의 변위가 관찰되는 등 계속변화가 확인되었다. 720tf 재하시에는 변위가 증가하여 약 12mm의 변위가 관찰되었으며 정면에서 바라보았을 때 좌측부 발생변위가 18mm, 중앙부는 12mm, 우측부는 7mm로써 다소 편차를 보인 것으로 나타났다(그림 8). 사면 파괴 후에는 중앙부에서 최대 80mm, 우측 하단부에서 최소 10mm의 변위가 관찰되었으며, 박힌 자리에서 인장력으로 인한 변위의 감소와 같은, 3차원적인 변위의 양상을 뚜렷이 파악할 수 있었다. 파괴 후의 변위 양상은 전면부의 상단층, 좌우측부에서 보다 많이 분포되는 양상을 보이고 있다.

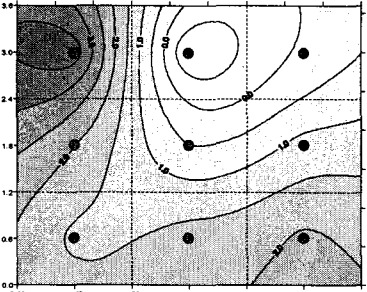
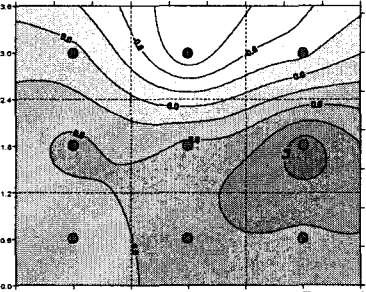
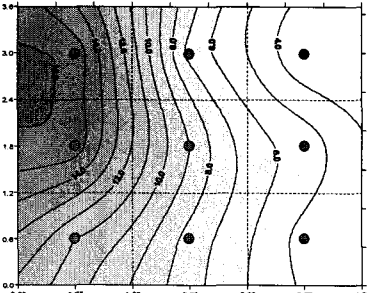
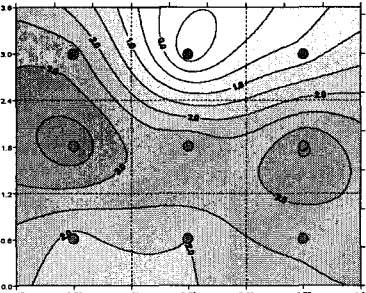
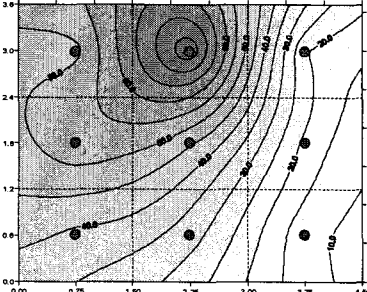
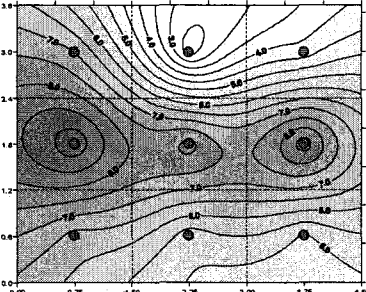
콘크리트 판넬 처리구간의 경우 광파기 측량으로 측정한 변위는 560tf 재하시 3mm 이하, 720tf 재하시 5mm 이하이었는데, 720tf의 경우 숏크리트 처리구간에 비해 약 41.6%이하로 감소되었고, 두 구간에 발생된 최대변위는 각각 9.4mm~19.5mm(콘크리트 판넬 처리구간, 1,120tf), 30.0~81.9mm(숏크리트 처리구간, 900tf)에 비해 약 31.3~23.8%수준으로 억제되는 것으로 분석되었다.

각 하중단계별로 전면벽체에서 발생된 최대 수평변위와 재하하중을 각각 벽체의 높이(=3.22m)와 하중-침하 곡선으로부터 결정된 항복하중(숏크리트 처리구간의 경우 730tf, 콘크리트 판넬구간의 경우 950tf)으로 나누어 무차원화시켜 이를 도시한 결과는 그림 9와 같다. 그림 9에서 알 수 있듯이 벽체높이의 0.3% 이내의 발생변위에 대해서는 숏크리트 처리구간 및 콘크리트 판넬구간 모두 외관상 미세한 균열이 발생하는 등 사용상에 문제가 없는 상태로 판단되었으며, 벽체높이의 0.3% 이상으로 수평변위가 발생할 경우에는 외관적으로 균열이 점점 확대되어 발생하였으며, 휨 및 전단파괴로 인한 인장균열도 일부 관찰되었다. 또한 벽체높이의 1.0% 이상으로 수평변위가 발생할 경우에는 적은 하중증가량에 대해 수평변위

가 급격히 증가하여 파괴상태에 도달하는 경향을 나타냈다.

그림 9의 결과에서 알 수 있듯이 슷크리트 처리구간의 경우, 사용한계시의 하중비는 0.74(즉 소일네일 보강토체의 저항능력이 항복상태의 약 74% 정도 발휘된 상태)로 소일네일 보강토체의 저항능력을 최대한 발휘하지 못한 상태에서 사용한계에 도달되나, 콘크리트 판넬구간의 경우에는 사용한계시의 하중비는 0.98(즉 소일네일 보강토체의 저항능력이 항복상태의 약 98% 정도 발휘된 상태)로 소일네일 보강토체의 저항능력을 최대한 발휘된 상태에서 사용한계에 도달됨으로써 경제적이고 효율적인 설계가 가능할 수 있을 것으로 판단된다.

표 4. 광파기 측량에 의한 벽체변위 분포도

재하하중	스킷리트 처리구간	콘크리트 판넬 처리구간
320tf	 <ul style="list-style-type: none"> - 최대수평변위 ($\delta_{h,max}$) : 3.8mm - 변위발생비 ($\delta_{h,max}/H$) : 0.12% - 하중비 (P/P_y) : 43.8% 	 <ul style="list-style-type: none"> - 최대수평변위 ($\delta_{h,max}$) : 1.4mm - 변위발생비 ($\delta_{h,max}/H$) : 0.04% - 하중비 (P/P_y) : 33.7%
640tf	 <ul style="list-style-type: none"> - 최대수평변위 ($\delta_{h,max}$) : 15.7mm - 변위발생비 ($\delta_{h,max}/H$) : 0.49% - 하중비 (P/P_y) : 87.7% 	 <ul style="list-style-type: none"> - 최대수평변위 ($\delta_{h,max}$) : 3.9mm - 변위발생비 ($\delta_{h,max}/H$) : 0.12% - 하중비 (P/P_y) : 67.4%
최종단계	 <ul style="list-style-type: none"> - 재하하중 : 900tf - 최대수평변위 ($\delta_{h,max}$) : 78.9mm - 변위발생비 ($\delta_{h,max}/H$) : 2.45% - 하중비 (P/P_y) : 123.3% 	 <ul style="list-style-type: none"> - 재하하중 : 1120tf - 최대수평변위 ($\delta_{h,max}$) : 16.4mm - 변위발생비 ($\delta_{h,max}/H$) : 0.51% - 하중비 (P/P_y) : 117.9%

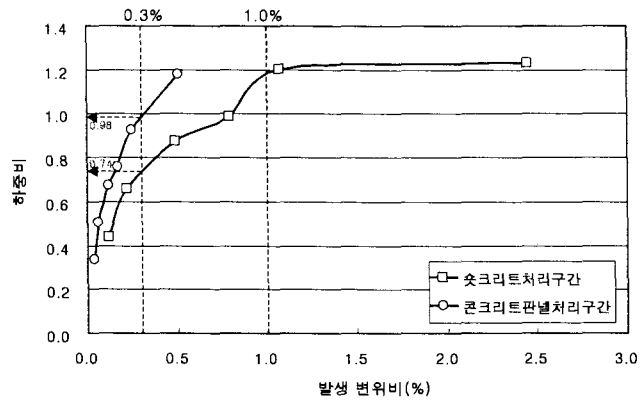


그림 9. 하중비-발생 변위비 관계곡선

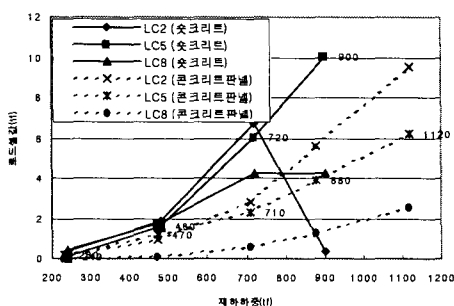
경사계로 측정된 최대발생변위를 비교한 결과, 콘크리트 판넬구간(22.52mm)의 값이 슛크리트 치리구간(54.9mm) 값의 약 41.0%, 900tf 하중단계에서 발생한 값들의 경우 30.9%정도의 수준인 것으로 나타났다. 또한, 최대변위발생지점은 경사계 I1, I3의 경우 상단부에서 측정되었으나, 경사계 I2(중앙부)의 경우 GL-2~3m에서 최대값이 나타났다. 특히, 슛크리트 치리구간의 경사계 I2의 경우 하중 증가에 따라 국부적인 수평변형, 활모양형태를 지속하다가 최대하중 900tf에서 상단에서 최대값을 가지는데 이 지점에서 국부적인 변형에 기인한 것으로 판단된다.

3.4. 하중단계에 따른 네일두부 거동 분석

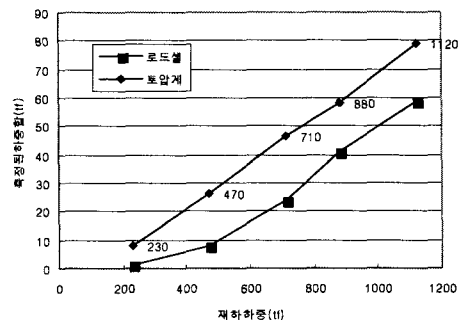
설치된 로드셀은 슛크리트 치리구간은 3개, 콘크리트 판넬구간은 9개로 각각의 하중단계에서의 축력 값을 측정하였는데, 2구간 모두 하중재하에 따라 증가하였고 상단부가 가장 큰 값을 나타냈다.

스�크리트 치리구간에서는 770tf이상일 때 기울기가 상당히 증가하는데, 로드셀 2번의 경우 900tf에서 값이 떨어지는데 시험도중 지압판 변형 또는 네일두부의 고정장치 파손 등으로 인해 로드셀을 구속할 수 없기 때문인 것으로 나타났다. 또한, 콘크리트 판넬구간의 경우 560tf이상부터 기울기가 급격히 증가하였고 상단부와 하단부가 약 4배 정도의 차이가 발생하였다(그림10(a)).

2단면을 비교한 결과, 동일하중단계에서는 슛크리트 치리구간에 설치된 로드셀값이 약 2~3배 정도 큰 것으로 분석되었는데, 이는 전면변위가 콘크리트 판넬구간보다 상대적으로 더 많이 발생됨에 따라 네일두부에 작용하는 축력이 더 크게 증가하였기 때문인 것으로 판단된다.



(a) 로드셀 계측결과



(b) 로드셀-토포합계 계측비교

그림 10. 로드셀 및 토포합계 계측결과

그림 10(b)는 콘크리트 판넬구간에서 측정한 하중단계별 로드셀 및 토포합계 등의 합력비교를 나타낸 것으로 토포합계의 합력이 약 20tf 내외 정도 더 크게 발생하였는데, 이는 벽체에 작용하는 힘을 1차적으로

강성벽체가 자중으로 억제하고 2차적으로 네일이 저항하기 때문인 것으로 판단된다.

4. 결 론

사면보강 구조물 거동 분석을 위해 다소 제한적인 해석조건하에서 수행되고 있는 수치해석 또는 실내 실험 등에 의한 연구결과를 보다 실증적으로 활용하기 위해서는 실물크기의 현장시험을 통해 보다 실증적인 검증이 요망됨에 따라 본고에서는 다음과 같은 실물재하시험을 수행하였다. 본문에서는 시험에서 얻은 계측결과 위주로 정량적인 분석을 수행한 것으로 향후 추가 분석을 통해 사면구조물 또는 경사지 구조물에 대한 실물재하시험을 수행할 경우 본 연구가 참고자료로 활용될 것으로 전망된다.

(1) 본 시험은 사면보강공법 중 국내에 적용사례가 많은 소일네일링공법의 저항력 요소 중 하나인 전면벽체 강성효과분석을 위해, 소일네일링으로 보강한 사면구조물(4.5m(길이)×3.6m(높이), CTC=1.5m, L=5.0m)을 각각 콘크리트 판넬(1.5m(가로)×1.2m(높이), 압축강도 300kg/cm²), 슛크리트(w/c=60%, 압축강도 192kg/cm²) 등 2구간으로 나누어 실물재하시험을 수행하였다.

(2) 하중-침하곡선분석에 의하면 슛크리트 처리구간에서의 항복하중은 약 717~770tf으로 추정되었으나 콘크리트 판넬구간에서는 상대적으로 강성이 큰 벽체가 동일하중단계에서 변위를 더 억제하여 선형거동 경향을 보였고, 전면벽체의 거동역시 콘크리트 판넬구간에서 발생된 변위가 슛크리트 처리구간의 결과 값의 약 23.8~31.3%수준으로 감소되어 전면벽체의 강성차이에 기인한 것으로 판단되었다.

(3) 콘크리트 판넬구간에서 측정된 하중단계별 로드셀 및 토압계 등의 합력비교를 나타낸 것으로 토압계의 합력이 약 20tf 내외 정도 더 크게 발생하였는데, 이는 벽체에 작용하는 힘을 1차적으로 강성벽체가 자중으로 억제하고 2차적으로 네일이 저항하기 때문인 것으로 판단된다.

(4) 재하하중 및 발생변위를 분석한 결과, 벽체높이의 0.3%이상의 수평변위 발생시 두구간 모두 외관상 휨 및 전단균열이 점점 확대되어 발생하였고, 벽체높이의 1.0% 이상으로 수평변위가 발생될 경우에는 적은 하중증가량에 대해 수평변위가 급격히 증가하여 파괴상태에 도달하는 경향을 나타냈다.

(5) 슛크리트 처리구간의 경우, 소일네일 보강토체의 저항능력이 항복상태의 약 74% 정도 발휘된 상태에서 사용한계에 도달되나, 콘크리트 판넬구간의 경우에는 소일네일 보강토체의 저항능력이 항복상태의 약 98% 정도 발휘된 상태에서 사용한계에 도달되는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 2004년도 건설핵심기술연구사업(과제번호: 04핵심기술B01-02)의 지원으로 이루어진 것으로 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 권영호(2002), “전면벽체의 강성이 쏘일네일링 시스템의 안정성에 미치는 영향에 관한 연구”, 박사학위논문, 홍익대학교.
2. 권영호, 박신영, 류정수, 강인규 (2005), “조립식 쏘일네일링 공법의 개발과 시험시공사례에 관한 연구”, 한국지반공학회지, 2005 봄 학술발표회 논문집.

3. Cartier, G. and Gigan, J. P.(1983), "Experiments and Observations on Soil Nailing Structures", *Proc. of 8th ECSMFE*, Helsinki, Finland, Vol 2, pp. 473~476.
4. Schlosser, F., Unterreiner, P., Plumelle, C. and Benoit, J.(1992), "Failure of a Full Scale Experimental Soil Nailed Wall by Reducing the Nail", *Earth Reinforcement Practice*, Balkema, pp. 531~535.