GOVP1200812757

Construction & Transportation R&D Report

2004 건설혁신사업 최종보고서

R&D / 04핵심기술A01-01

불량암반현장상태의 강도정수 측정을 위한 시험기개발 연구보고서

2007. 08. 19.

주관연구기관 / 울산과학대학
협동연구기관 / 부 경 대 학 교

건 설 교 통 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 "불량 암반의 현장상태 강도정수 측정을 위한 시험기 개발"의 최종보고서로 제출합니다.

2007. 08. 19

주관연구기관 : 울산과학대학
학 장 이 수동

위탁연구기관 : 부경대학교
총 장 목 연수

■ **총 괄 연 구 책 임 자**	/ 수석연구원 김 용필	연구의 총괄
■ **주관연구기관 참여연구원**	/ 선임연구원 이 성국	연구보조· 성능검사 총괄
	/ 연 구 원 김 정형	대외공문·연구비 정산서류 정리
■ **위탁연구기관 참여연구원**	/ 선임연구원 엄 정기	시험현장의 지질공학적 특성
	/ 연 구 원 석 재욱	연구·실내외 실험 보조
■ 참여기업(1) 참여연구원	/ 선임연구원 홍 문표	개발기기의 현장 적용성 검토
	/ 연 구 원 이 영균	암반현장에 Test block 형성법
	/ 연 구 원 이 성용	공시체 제작·실험보조
	/ 연 구 원 권 원준	현물일지·대외연락
■ 참여기업(2) 참여연구원	/ 선임연구원 정 경환	개발기기의 현장 적용성 검토
	/ 연 구 원 신 민식	시작품의 기본설계도 검토
	/ 연 구 원 한 경태	시작품의 수정/보완도면 검토
	/ 연 구 원 조 영준	현물일지·대외연락

요 약 문

Ⅰ. 제 목

불량 암반의 현장상태 강도정수 측정을 위한 시험기 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

가. 불량 암반과 지질공학적 측면

불량 암반의 불안정 요인은 주로 단층, 전단대, 암맥 및 절리 따위의 불연속면의 연결망 특성과 모암의 지화학적 풍화·변질 특성이다. 따라서, 암반 불연속면과 무결함 암석의 역학적 거동이외에, 지질공학적 특성을 포괄적으로 표현해야 한다. 사면이나 구조물의 기초지반이 붕괴나 대형사고의 주원인은 간극수압의 수리지질학적 및 지질공학적 거동 해석을 소홀했기 때문으로 알려져 있다. 급속한 경제성장에 따른 성과 위주형 정책으로 건설공사가 지질·지반 공학적 암반특성을 무시한 채로 준공시기 이행을 목표로 수행되어왔으며, 이에 따른 부작용이 가시화되고 있다.

기초지반은 지질특성과 밀접한 관계가 있으므로, 지질구조와 암반특성에 대한 충분한 조사와 표현이 필수적이다. 현장의 지질환경과 Test block의 암질과 불연속면의 대한 자세한 정보수집이 수반되어야 한다. 즉, 불량 암반 특성을 정밀한 표현에 필요한 지화학적 풍화/변질, 지질구조, 암종 및 역학적 특성과 더불어 불연속면의 방향성·연속성·두께, 간극, 충전물, 거칠기 및 침투수, 파쇄 암반이면 블록의 크기 분포와 상태 등이 상세하게 평가되어야 한다.

나. 지반 공학적 측면

국토의 효율적 이용을 위한 대형 플랜트 건설, 도로 건설, 택지조성, 터널 굴착 및 사면의 안정화 등의 공사현장이 무결함 암석인 경우는 일반적으로 강도정수(Strength parameters)는 코어를 채취하여 Lab. test로 구한다. 암석의 실내시험은 코어채취와 시편가공 과정에서 교란되므로 시험결과의 신뢰성이 저하된다. 반면에, 건설현장이 단층대, 파쇄대 또는 풍화대로 구성되어 코어 채취가 불가능한 불량 암반(Weak rock masses)이면 현장시험으로 강도정수를 구해야 한다. 코어채취가 불가능한 불량 암반으로 구성된 현장에 Test block을 형성하여 강도정수 측정이 가능

하다면, Lab. test 결과에 개재된 불확실성의 해소로 실험결과의 신뢰도가 높으므로 설계·시공·감리·유지 관리에 최적의 자료를 얻을 수 있다. 현장의 실무자들은 불량 암반의 특성을 어느 정도 감지하면서도 정량적인 자료와 근거가 없어서 공사 진행여부의 결정이 애매하여 시공기간이 예상보다 연장되는 사례가 많음을 호소하고 있다.

불량 암반 현장에서 강도정수를 구하는 표준시험법은 ISRM이나 ASTM에 제시되어 있으나, 현장에서 Test block의 형성방법, 임시 사용(1회 사용)으로 시험장치의 고가, 시험자의 숙련도 및 시험 성과물 축적의 일천함 등으로 널리 이용되지 않고 있다. 그래서, 이러한 문제를 해소할 수 있는 시험기를 개발해야 한다.

다. 기술적 측면

Test block의 크기가 ASTM이나 ISRM에서 추천치인 700×700보다는 작더라도 강도정수를 현장상태로 측정하면 불확실성 해소로 설계·시공·감리·사후 관리에 최적의 자료를 제공할 수 있다. 현장 시험용 장비의 기기의 운반문제는 조립·분해 형태로 제작하여 부품화로 해결한다. 그리고, 시험 종료시에 시험결과의 핵심정보가 시험현장에서 확인되는 Data logger의 개발도 필요하다. 이러한 시험기의 개발에는 다음의 조건을 충족해야 할 것이다.

- 불량 암반에 Test block을 형성하는 방법
- Open-cut 현장에도 시험 가능한 연직반력 장치
- 시험 원리의 타당성/경량화/이동성/내구성이 고려된 Load frame 개발
- 암석의 1축 압축/직접 전단/3축 압축/평판재하 시험이 겸용 가능한 다목적 시험기
- 시험결과의 핵심자료가 현장에서 확인되는 Data logger의 개발
- 작용 하중시스템의 자동화
- 기존의 암석용 시험기의 개량 또는 개발
  - 점재하 시험기의 개량
  - 실내 시험용 직접인장 시험기의 개발
  - Tilt/pull test 기기의 개량
- 실내/현장 시험을 통한 개발한 기기의 성능검사

이러한 연구를 위해서 다음의 목표를 설정하였다.

(1) 1차 연도

- 부산~울산 간 고속국도 건설현장의 거시적·미시적 지질공학적 특성 조사
- 지질조사 결과로 Test block을 형성할 불량 암반 후보지 선정
- Test block 형성용 기기 구입 및 불량 암반 현장에서 성능검사
- 정변형량 제어 및 정압유지 장치의 개발
- 구입·개발한 기기의 성능검사 및 수정·보완

(2) 2차 연도

- 참여기업의 공사구간에 선정한 불량 암반 현장의 지질공학적 특성 조사
- 1차 연도에 구입/개발한 기기의 수정·보완
- 암석의 직접전단 시험을 위한 실내/현장 시험 겸용 Load frame 개발
- 변위·하중·압력 측정을 위한 범용 Data logger 개발
- 점재하 시험(Point Load Strength Test, PLST) 기기 개량
- 암석의 직접인장 시험기(Uniaxial Tension Strength Test, UTST) 개발
- Tilt/Pull test device 개발
- 실내시험으로 개발한 기기들의 성능검사
- 사례연구 현장에서 개발한 기기들의 종합적 성능검사

(3) 3차 연도(최종 연도)

- 개발한 기기의 총괄적인 수정/보완
  - Load frame
  - 정압유지 시스템(Constant pressing rate control system)
  - 정변형량 유지 시스템(Constant deformation rate system)
  - One test block에 4개의 전단면으로 구성된 하부 전단 상자의 고정 시스템
  - 암석의 직접인장 시험기의 계속적인 수정 및 보완
- 불량 암반 현장에 Test block 형성과 총괄적 시험
  - 불량 암반 현장에 연직반력 확보를 위한 Rock bolt 시공 및 인발력 시험
  - 시연회 현장 및 공개 세미나를 준비
  - 직접전단 시험(In situ DSST of a weak rock masses)
  - 1축 압축 시험(In situ uniaxial compression strength test, UCST)
  - 평판 재하 시험(Plate bearing test, PBT)
- 개발된 시작품으로 구한 강도정수와 지질공학적 추정치 비교

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

불량 암반의 현장상태로 강도정수를 측정할 수 있는 기기의 개발과 현장의 지질공학적 특성을 파악하기 위해서 다음과 같은 내용을 중점적으로 연구하였다.

■ 1 차 연도

가. 지질공학적 특성조사

(1) 연구대상 지역의 지질각론 및 선구조 분석

(2) 부산~울산 고속국도 건설 5 공구의 암종, 구성광물, 조직 및 화학성분 분석

(3) 불연속면 특성조사

(4) 지질조사 결과와 현장접근성을 고려한 Test block 형성 후보지 선정

나. 불량 암반 현장에 Test block 형성 관련 기기의 성능조사

(1) Rock saw and guide rail(정방형 - 350×350×350)

(2) Rock core drill(원형 - D350×H450)

(3) 연직반력용 Rock bolt 시공을 위한 기기 및 기타

- Sinker drill(천공 D25~38, 깊이 2 m이상, 연직반력 100 kN/ea.)
- 기타 부속기기(발전기, 공기 압축기, 유압 Unit 및 양수기 등)

(4) Test block의 강도정수 측정용 Hydraulic jack & Control system 개발

- 1.2 MN-급(PBT, UCST 및 DSST 등의 축방향 하중에 이용)
- 500 kN-급(DSST 수직하중용, PBT 및 Lab. 3 축 압축시험의 구속압 용)

(5) 불량 암반 현장의 Test block으로 가정한 모의시험장 준비 및 기기의 성능검사

■ 2 차 연도

가. Test block 형성지역에 한정한 지질공학적 특성조사

(1) 현장의 암석, 점토 및 토양의 지구화학적 특성조사

(2) 풍화변질에 따른 광물화학적 특성변화 구명

(3) 불연속면 분포 특성

(4) 불량 암반의 역학적 특성

나. 개발한 기기의 보완

(1) Hydraulic jack의 재설계 및 재제작

(2) Loading/Unloading 자동제어 시스템의 수정/보완

(3) Lab./In situ 겸용 Load frame 개발

(4) 변위/압력/하중 계측 자료 수집용 Data logger 개발

(5) 기타의 암석 시험용 기기 개발 또는 개량

- 점재하 시험기의 개량
- 직접인장 시험기 개발
- Tilt/Pull test 장치

(6) 불량 암반 현장에서 실제 시험을 통한 기기들의 성능검사

- Rock bolt 시공 및 인발시험
- 평판 재하시험(PBT)
- 1축 압축시험

■ 3차 연도

가. Test block을 형성한 지역의 지질공학적 특성조사

(1) 현장의 암석, 점토 및 토양의 지구화학적 특성조사

(2) 풍화변질에 따른 광물화학적 특성변화 구명

(3) 불연속면 분포 특성

(4) 불량 암반의 역학적 특성

나. 기기의 보완 및 사례연구 현장에서 성능검사

(1) 정변형량 유지 장치

(2) Lab./In situ test load frame 재개발

(3) 암석 시험용 소형 시험장치의 수정/보완

- 점재하 시험기(PLST)
- 직접인장 시험기(Uniaxial tension strength test device)
- 기울이기/끌기 시험기(Tilt/Pull test device)

(6) 모의 시험현장에서 기기의 성능검사

(6) 불량 암반 현장에서 기기의 종합적인 성능검사

- Test block 형성방법
- 연직반력용 Rock bolt 시공

- Test block 형성 현장에서 시연회 개최 및 세미나
- 현장시험(DSST, UCST and PBT)
- 개발한 소형 시험기들의 수정보완(PLST, 직접인장 시험기, Tilt/Pull test)

(7) 사례연구 현장에 매설한 침하계/토압계의 지속적인 계측

다. 불량 암반의 지반공학적 강도정수 측정치와 추정치 비교

(1) 불량 암반에 대한 지질공학적 특성조사의 총괄정리

(2) 불량암반 현장에 시험한 지반공학적 강도정수의 총괄정리

(3) 조사결과에 따른 강도정수의 실측치와 추정치 비교

Ⅳ. 연구개발결과

이 연구에서 달성한 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

■ 1차년도

가. 지질공학적 특성 조사

(1) 주로, 중생대 백악기 유천층군의 안산암류가 분포, 인접지역은 이들이 관입된 불국사관입암군의 화강암류가 분포된다. 공사구간을 따라 일광단층과 인접되므로 다양한 규모의 풍화변질대의 발달이 예상된다.

(2) 선구조 분석

- 1/5,000 수치지도로 해상도 5m의 수치표고모형(DEM) 작성도에서 500m이상의 선구조는 248개, 주요방향은 N20-30E, N50-60E이다.
- 해상도 5m-급의 KOMPSAT-1 EOC 위성영상을 고주파통과필터/소벨필터로 정밀 분석결과, 300m 이상의 선구조 172개, 주방향 N20-30E, N50-60W, N50-60E 이었다.
- 해상도 2m-급의 DK-2 위성영상으로 미세 선구조 분석결과, 200m 이상의 선구조 181개를 추출, 주요방향은 N60-70W, N10-30E, N30-50W, N40-60E이다.

(3) 단위면적당 선구조 분포밀도는, 공사구간 시점 2km 부근의 밀도가 높고, 장안 휴게소예정지 부근에서도 상대적으로 높게 나타났다.

(4) 조사지역의 안산반암은 다양한 규모의 단층 및 절리가 발달하며 이들 주변부는 열수변질로 풍화정도의 차이가 심하다. 또한 부분적으로 용결응회암 및 유문 암질 응회암도 분포되며 일부 절리는 풍화토양이 충전되어있다.

(5) 절리 분포특성 규명을 위해 대운천교 부근(Site No. Ⅰ) 및 장안휴게소 부근

(Site No.Ⅱ)에서 선형조사선 조사 결과는 다음과 같다.

- #Ⅰ에서 3개, #Ⅱ에서 4개의 절리군이 구분되었는데, 이 절리군 분포는 변동성이 커서 기존의 피셔 및 빙햄 등의 이론적 확률분포는 채택할 수 없고, 경험적 방향분포(empirical orientation distribution) 모델링을 사용해야 한다.
- K-S 적합성 검증결과, 구분된 절리군에 속하는 절리 간격(joint spacing)의 모델로 음지수분포, 감마분포 및 대수정규 분포가 공히 타당하였다. 평균 절리 간격은 #Ⅰ에서 0.70m~0.34m, #Ⅱ에서 0.14m~0.35m 로 산출되었다.
- 구분된 각각의 절리군에 속하는 절리 트레이스 길이(joint size)에 대한 K-S 적합성 검증결과, 통계적 모델로 음지수분포, 감마분포 및 대수정규분포로서 매우 타당하였다. 노출된 절리 트레이스 크기에서 절리크기 분석을 위한 편향 보정법으로 구한 절리의 평균길이는 #Ⅰ에서 1.3m~2.0m, #Ⅱ에서 0.4m~1.0m이다.
- 3차원 절리빈도로 산출한 체적은 No.Ⅰ은 체적 0.6m^3이하가 2%, No.Ⅱ에서는 70%이므로 불량암반임을 시사한다.
- 절리면의 RQD는 #Ⅰ에서 68%, #Ⅱ에서 35%로 나타났다.
- 절리면의 JRC는 #Ⅰ에서 6.8, #Ⅱ에서 10.6이며, 이와 같은 평탄한 절리면은 RMR 산정시 불리한 절리상태에 해당된다.
- S. hammer타격시험으로 추정한 JCS는 #Ⅰ에서 6.4MPa, #Ⅱ에서 24.4MPa이다.
- RMR은 #Ⅰ에서 41, #Ⅱ에서 26로서 조사 지역이 불량암반임을 시사한다.
- 이 연구를 위한 Test block 형성 후보지는 #Ⅰ(대운천교 지역)과 #Ⅱ(장안휴게소)가 적합하다.

나. 사례연구 현장 선정과 현장의 PLST 시험

지질공학적 특성조사로 불량암반의 암질상태, 교통상황, 시험기 장비들의 운반 등을 고려하여 Test block 형성 후보지는 위 제5공구의 장안 휴게소 예정지(Site No.Ⅱ)이며, 불량암반에 교량(대운천교)이 건설되는 부근(Site No.Ⅰ)이다. Site No.Ⅱ에 건설되는 대운천 교각 구조물의 기초지반에 대해여 기존의 설계도와 현장조사의 결과치를 비교하는 사례연구 현장으로 정하였다.

그런데, 2006.10.24 현재, 이 현장은 민가의 보상문제가 해결되지 않아 Pier No.1~4는 이미 교각의 Pier가 시공중이고, Pier No.5~6은 기초 터파기가 안된 상

태이다. 그래서, 교각 구조물의 기초지반에 토압계와 침하판을 매설하는 연구계획을 2차연도 연구로 연기하였다. 우선 Pier No.1~4 지역에서 구조물의 최적화 설계를 위한 기초 자료조사 일환으로 기존 방법의 점재하 강도지수(I_s)는 48 MPa로서 모두 불량 암반이다. 그리고, 장안 휴게소 지역은 58 MPa이었다.

다. 불량 암반 현장에 Test block 형성용 기기의 적합성 검사

(1) Rock saw(D914)는 정방형 Test block 350×350×350 형성, Rock core drill은 원형 block D300×L450 형성에 적합하였다. 유압 Unit(160 Bar, 토출압 40L/분)과 병행하여 NX-Size Coring 및 RQD 측정용으로 깊이 2m까지 천공 가능하였다.

(2) 연직반력 Anchor bolt 시공용 Sinker drill

- 국산품은 Boring hole에 쌓인 석분을 뿜어내는 장치가 없어서 'STANLEY' 제품을 구입하여 엔진식 공기압축기(5HP, 1MPa, 120ℓ)와 병용하여 D38 mm 기준하여 깊이 2.5m 천공시의 천공속도는 30 cm/min이었다.
- Site#I의 풍화암에 깊이 1, 1.8 및 2.3(m)를 천공하여, Rock bolt D25를 초속경 몰타로 정착시켜 인발저항력 시험결과, 허용 부착응력은 0.25 MPa이었다.

라. 하중제어 시스템 개발과 성능검사 결과

(1) 변형제어 시스템은 0.1 mm/min 유지가 불안정함

(2) 정압유지 장치는 Dilatancy 발생시 일정하중 유지 불안정

■ 2차년도

가. Test block을 형성한 Site No.I의 지질 및 지질공학적 특성

(1) Test block 현장의 암석, 점토, 토양에 대한 지구화학 특성조사

- Test block 현장에는 주로 유문암질 함각력응회암류가 분포됨.
- 절리의 발달이 심하고 노두 표면이 심하게 풍화되었음
- 열수변질로 풍화가 급속히 진행된 상태로서 단층 점토도 잘 관찰됨.
- 현미경 관찰에서, 석영의 결정과 다양한 크기의 암편들로 구성됨. 암편 및 광편들은 대부분 각력 형태를 보이며, 석기는 석영, 견운모, 비정질~저정질 물질로 구성되어 있으므로 응회암일 것으로 판단됨.
- XRD 분석결과, 모암의 주 구성광물로는 석영, 장석, 운모류, 일라이트, 녹니석이 동정됨. 점토시료 일라이트, 스멕타이트 및 로먼타이트가 특징적임.

- XRF 분석에서 모든 시료에서 SiO_2 성분은 71~75%로 유사하게 다량 함유되어 있으므로 이 Test block은 유문암질암인 것으로 판단됨.

(2) 풍화변질에 따른 광물화학적 특성변화 규명

- 암석시료에서 점토시료로 갈수록 장석의 X-선회절선 강도가 급격히 감소되는 것이 나타나고 석영은 거의 큰 변화가 없음.
- 카올린광물과 스멕타이트가 풍화토로 갈수록 대체로 증가하는 경향이 있음.
- 풍화진행에 따라 사장석과 정장석의 감소가 점차 잘 나타나는 경향을 보임.
- Test block 형성 현장의 모암에는 풍화변질 산물로 일라이트와 녹니석 등이 주로 포함되지만, 풍화변질이 더욱 진행된 점토시료에서는 스멕타이트와 로먼나이트가 다량 함유되는 차이가 있음.

(3) Test block의 불연속면 분포특성

- Test block 형성현장에서 3~4개의 절리군이 구분되며, 구분된 절리군은 변동성이 커서 피셔 및 빙햄 등의 이론적 확률분포를 연구지역의 절리자료에 대한 통계분포로 채택할 수 없다고 판단됨.
- K-S 적합성 검증결과 연구지역에서 구분된 각각의 절리군에 속하는 절리 간격 및 트레이스의 길이(joint size)에 대한 통계적 모델은 음지수 분포, 감마분포 및 대수정규분포에 공히 매우 타당함.
- 평균 절리간격은 #SL1에서 0.06m~0.21m, #SL3는 0.14m~0.24m로 산출됨.
- 노출된 절리 트레이스 크기에서 절리 크기분석을 위한 편향보정법으로 구한 절리의 평균길이는 #SL1은 0.27m~0.88m, #SL3에서 0.25m~0.38m 임.
- 불연속암반의 특성을 좌우하는 요소로서 불연속면 개수/단위체적은 15.84 개/m^3, 블록의 평균체적 0.0079 m^3, 블록 개수/단위체적은 126.68 blocks /m^3 임.
- 위 결과로 3-D 절리망 모사결과 모사된 Test block의 절리연결구조는 실제 Test block의 절리구조와 통계적으로 잘 반영되는 것으로 나타났음.

(4) 절리암반의 암반 공학적 특성

- Test block을 암석의 자연함수비 1.6%, 흡수율 6.4% 및 비중 2.7 임.
- Schmidt hammer 타격시험에 의한 JCS는 #SL1은 41.2 MPa, #SL3에서 37.5 MPa임.
- 절리면의 JRC는 No. SL1은 8.77, No. SL3는 11.24로서 불량 암반 현장임.
- RMR은 41로서 조사지역이 불량 암반임을 시사함.
- GSI는 32로 추정되었으며, 조사지역이 불량 암반임을 시사함.

나. 1차 연도에 개발/구입한 기기의 보완

(1) Test block 형성용 기기

- Chain saw로 Test block의 깊이 420mm까지 형성에 성공함.
- Rock saw의 정기 점검

(2) Hydraulic jack & auto-control system

- Hydraulic jack은 4-0.5 MN는 동조 불량으로 소재 Duralumin 7075 T65로 행정 100, 허용압 45 MPa(1.2N, Push 0.8 MN), 무게 29 kgf으로 재제작함.
- 자동제어 시스템은 정속 재하/제하 유지(Constant loading/Unloading rate), 정속 변형량 유지(Constant deformation rate) 및 정하중 유지Constant load) 등의 기능이 미흡하여 2006. 1. 20일에 유압 전문교수에게 수정·보완을 의뢰한 결과 실패한 이후로 현재까지 계속 보완중임.
- 정압유지 Pump는 30 분간 1.4~69 MPa로 유지 가능한 시스템을 재주문제작.

다. Shear boxes

(1) Shear box의 하중 전달점 보완

- 이동되는 전단 상자 재하판에 D110 - spherical platens로 축 - 중심을 자동 보정.
- 이동시의 마찰저항 감소를 위한 Linear needle bearing plate(SCM 440 연마 봉ϕ 25, 8개)로 제작하여 사용결과 양호함.

(2) 전단후 원위치로 리턴시의 인장 장치

Load frame 설계의 어려운 부분임. Pedestal → Hydraulic jack → Load cell → Spherical platens → 하중 분포판 → 전단 상자 → Test block 상호간에 축 맞춤과 볼트에 인장력에 저항시키는 형식으로 시작품을 제작한 결과 양호함.

라. Data Logger 개발

(1) 제작 및 특허출원 완료(2007. 02. 26)하여 심의중임

(2) Analog 16 channel과 digital dial gage 16채널 총 32개 채널 동시측정 가능

(3) Load cell, pressure gage, strain gage(120Ω) 등의 정격인가 전압 ±15 mV

(4) 시험 전에 시료의 정보(무게·지름·높이 등)와 계측 sensor들을 사용자가 임의 변수로 지정하여 Real time으로 4칙 연산 프로그램 입력가능

(5) 시험 중에 입력저장 주기(1, 2, 5, 10초, 1, 2, 5 분)를 조정가능

(6) 임의 변수의 임의 입력값 초과시에 경고음 발생 기능이 있음,

(7) 시험 종료 후의 기능

- Data sheet를 임의시간주기(6초, 12초, 15초, 30초, 1분등)으로 자동 정리
- 1개의 곡선에서, 임의의 2점을 클릭하면 선형회귀분석을 시행하여 3개 직선가지 가능함. 직선의 상관계수와 표준편차 및 교점의 좌표를 자동수행.

마. Load Frame 개발

(1) Main frame(반력판)

- 외형 크기 500×540×230으로서 Honey comb 방식으로 무게 164kgf로 경량화
- 보강재로 용접하여 일체로 제작하여 강성을 증대시킴.
- 현장 운반시에 싣고 내리기에 너무 무거워서 분해/조립형으로 재설계 중.
- 하중 전달판은 500×700×16 개로 반력판과 bolt 연결한 결과 양호함.

(2) DSST Load frame 전체적인 안정성 검토

- 현장 시험용은 Test block 최상단 시료(Top specimen)에서 짝힘을 받아 시스템 전체가 회전되므로 반력판을 6tf이상의 연직반력 앵커로 고정함.
- 실내 시험용은 수직Frame-전단 Frame-하부상자 좌대 등을 일체식
- 2006. 10. 15 현재 용접하지 않고 분해/조립 형태의 경량화로 보완중임

(3) PBT를 위한 기기

- Load frame을 300×300×12-L1650으로 제작하여 현장에서 성능시험 결과, 작용하중 90tf에서 Beam이 휘어짐(재사용 불가)
- Reference beam은 stainless bar(D20)에 magnetic base + dial gage를 끼워 고정하고, Bearing plate는 Alumec 89로 500×500×51로 제작하여 사용한 결과, 최대 5MPa 재하가능하므로 강성과 운반을 위한 무게(36kgf) 조건에 충족함.

바. 개량형 PLST 기기 개발

(1) Spherical platen의 이동주축은 D30 연마봉에 Linear bearing(L65) 장착하여 Point-to-Point 축 맞춤 오차를 0.10mm이하로 개량함.

(2) 하중 정달 최종부에 Load cell(5tf, D77×t23.5, Bridge $2\times10^9\ \Omega$, 1.5 mV/V)

(3) 변형량 Dial gage 2개를 장착하여 재하점 간의 거리 D & D'가 자동 측정됨.

(4) 점하중 강도지수(Is)는 D'의 수정전보다 5% 더 크게 나타남.

사. 암석의 직접인장 시험기 개발

(1) 공시체 '아령 타입'과 '쐐기 고정식' 2가지로 제작

(2) '아령 타입'은 QHC mortar로 부착 길이 50mm이상 2일 양생한 부착응력은 2.5 MPa로서 활탈되지 않아 이장시험을 성공적으로 수행되었음.

(3) Hyd. jack은 20tf/행정 50mm 2개를 사용한 결과 편심이 심하여, Toe jack type으로 개선.

아. 사례 연구 현장에서 기기의 종합적인 성능검사

1차 연도에 선정한 대운천교의 직접 기초 지반의 터파기 위치(G.L -5.0m)에 Test block(290×290×420)을 형성, Rock bolt 시공, 토압계와 침하판 매설, 1축 압축시험, 평판재하 시험 및 Rock bolt 인발시험을 실시하였다.

(1) 1축 압축강도(σ_c)는 1.82MPa, 파괴시 축방향 변형율(ε_f) 0.7%, 변형계수(E) 1.10GPa로 의외로 낮게 나타났다. 육안판별로 Test block 표면에 0.2mm 정도의 Fissure/Crack이 관측되면 1축 압축강도 시험은 거의 무의미할 정도로 낮으므로 강도정수는 직접전단시험 결과로 평가해야 타당하다. 다만, 불량 암반의 1축 압축강도는 대체로 지반의 항복 지지력 정도임을 확인함.

(2) 평판 재하 시험

- 반력판은 H-beam 304×301×11×17-L2000을 사용했는데, 연직하중 80tf에서 편심하중으로 휘어지는 결과를 초래했다(재사용 불가).
- 장기 허용지지력-대응 침하량은 평균 1.26 MPa-6.05mm이었다.
- 설계도서에 제시된 교각의 기초지반 지지력을 지진시에는 0.75MPa이상으로 추정하였다. PBT 결과에서 장기 허용지지력은 1.2 MPa이므로 설계도서에서는 불량 암반의 지지력을 과소평가되었음을 확인함.

(3) 불량 암반에 시공한 Rock bolt의 인발저항력

- Crawler drill로 D76-L3600으로 천공하여 접착제 QHC를 인력으로 주입하여 Rock bolt(D25)를 시공하였다
- 인발시험 결과, 천공 홀에 지하수가 고인 경우에 불량 암반-접착제 사이의 항복 및 극한 부착 응력-변형량은 각각 0.20MPa-1.2mm 및 0.25MPa-1.5mm이었다.

자. Lab. DSST에 의한 Load frame 성능검사

서로 분리된 Con'c block sample 200×200×65 + 200×200×65와 크기 200×200×130 인 Solid type으로 직접전단 시험을 통해 Load frame 1차 시작품에 대해 성능검사를 실시한 결과는 다음과 같이 요약된다.

(1) 파괴점의 전단 변형(Shear strain at peak point)은 분리형은 5%, Solid type은 3%이내이었다. 따라서, 이 연구의 현장 Test block 400×400×420 짜리의 전단변형량은 40㎜이하로 설계한다.

(2) Dilatancy는 수직응력이 낮은 0.38MPa 수준에서도 (+)는 거의 생기지 않고 (-)로만 나타났다.

(3) 분리형 콘크리트 블럭의 강도정수는 Peak point의 점착력 및 내부마찰각은 각각 0.18 MPa 및 35.1°, 전단상자를 끌어서 다시 원위치로 이동시키면서 시험한 잔류 강도정수는 각각 0.17MPa 및 33.3°이었다.

(4) Solid type Con'c block의 강도정수는 파괴점에서 점착력 1.28MPa 및 내부마찰각 45.7°, 잔류강도에서는 각각 0.66MPa 및 42.2°이었다.

(5) Solid type 공시체에서, 원위치로 끌면서 시행한 후 다시 밀어서 전단한 잔류강도는 점착력 0.14 MPa 및 내부마찰각 41.6°이었다.

(6) 위(3)~(5)에서, 분리형 con'c block은 치합되지 않은 개방형 절리로, Solid type 공시체는 불량암-급의 암석으로 가정한 전단시험 모델로 볼 수 있다.

차. 매설한 토압계와 침하판 계측

2006.05.05~06에 토압계 및 침하판을 매설한 이래 131일이 경과된 2006.09.05 현재까지 대운천교 교각 No.5는 총사하중 4170tf 중에서 2097tf가 시공되었다. 그런데, 매설한 토압계 10개 중에서 7개가 이상이 있음이 발견되어 이후부터는 유효한 것 3개에 한하여 계측했다. 이 계측결과를 용약하면 다음과 같다.

- 2006.10.17 현재, 실측한 침하량은 4.15㎜~5.79㎜(평균 4.97㎜)로서, 탄성이론의 변형량 2.80㎜보다 1.78배나 더 크게 나타났다. 여기서, 탄성 침하량은 기초 면적 8m×16m, 변형계수 1.5Gpa, 포아슨 비 0.3을 적용한 것이다.
- 실측 접지압은 0.122~0.146MPa(평균 0.116MPa)로서 사하중을 등분포로 가정한 지반반력 0.161MPa의 72%이다.

■ 3차년도

가. 장안 휴게소(Site No.Ⅱ)의 지질 및 지질공학적 특성

(1) Test block 현장의 암석, 점토, 토양에 대한 지구화학 특성조사

- Test block 현장에는 주로 석영안산암질암 분포함.
- 절리의 발달이 심하고 노두 표면이 심하게 풍화되었음.
- 열수변질로 풍화가 급속히 진행되어 있으며, 단층 점토도 잘 관찰됨.
- 현미경 관찰 결과 석영의 결정과 다양한 크기의 암편들로 주로 구성됨. 암편 및 광편들은 대부분 각력 형태를 보이며, 석기는 석영으로 구성됨.
- XRD 분석 결과 석영, 운모류 및 미량의 장석이 동정되며, 점토광물로는 버미큘라이트 및 로먼타이트가 특징적임.
- XRF 분석 결과 모든 시료에서 SiO_2 성분은 66~68%로 유사하게 함유됨. 따라서 본 Test block의 암석은 석영안산암질암인 것으로 판단됨.

(2) Test Block 현장의 불연속면 분포특성

- Test block 형성현장에서 2~4개의 절리군이 구분되며, 구분된 절리군은 변동성이 높아 기존의 피셔 및 빙햄 등의 이론적 확률분포를 연구지역의 절리자료에 대한 통계분포로 채택할 수 없다고 판단됨.
- K-S 적합성 검증결과 연구지역에서 구분된 각각의 절리군에 속하는 절리 간격(joint spacing) 및 트레이스의 길이(joint size)에 대한 통계적 모델로 음지수 분포, 감마분포 및 대수정규분포 공히 매우 타당함.
- 평균 절리간격은 #SL1에서 0.06m~0.28m, #SL에서 0.02m~0.07m로 나타났음.
- 노출된 절리 트레이스 크기로부터 절리 크기분석을 위한 편향보정법으로 산출한 평균 절리길이는 0.42m~0.93m 임.

(3) 절리암반의 암반 공학적 특성

- 절리면의 Schmidt hammer 타격시험으로 추정한 JCS는 SL1 및 SL2에서 각각 평균 10.11 MPa 및 11.50 MPa임.
- 절리면의 JRC는 SL1 및 SL2에서 각각 평균 7.78 및 8.34로 나타남.

(4) 지질공학적 특성치

- RMR은 26~33으로서 조사지역이 불량 암반임을 시사함.
- GSI는 22로 추정되었음.

나. 개발한 기기의 보완

(1) 정압 유지 장치(Constant pressure rate device)

(2) 정변형량 유지 장치(Constant deformation rate device)

- Cyclo-cam type
- Rack gear type(회전운동을 왕복 수직운동으로 변환하는 장치)

(3) Load frame

- Honey-combed type으로 재설계 및 구조해석
- Frame의 내부 공간 폭df 600 mm로 재설계 및 재제작

(4) 모의 시험현장에서 성능검사

- Con'c block 250 × 250 × 350을 준비
- Test block의 최하단이 절단되는 현상이 발견되어 다음과 같이 보완함.
- 하부 전단 상자 고정 장치 보완
  - One test block(350 × 350 × 420)에 가상 전단면 4개에 적합한 고정 장치
  - 최상단, 제 2 단, 제 3 단 및 제 4 단 전단시 고정 장치의 설계/제작비

(5) Data logger의 특허 재출원 완료(2007. 02.)

(6) 개량형 PLST 특허출원(2007. 04.)

(7) 암석 실내실험용 직접 인장시험장치 특허출원(2007. 04.)

(8) 불량 암반 현장에 Test block 형성 및 채취방법 특허출원(2007. 08.)

다. PLST, UTST, Tilt/Pull test 및 슬레이크 내구성 시험

편마암, 화강암, 염기성 맥암 및 흑색 셰일 및 적색 셰일로 1축 압축강도, 점재하 시험 및 직접인장 시험을 수행하여 개발한 시험기의 효용성을 평가하였다.

(1) 개량한 점재하 시험기(PLST Apparatus) 사용결과

- Point-to-point 거리가 자동 측정되므로, Blocky samples에 아주 편리하다.
- 파단시의 하중계측기에서, 기기의 마찰을 해소시킨 Load cell과 Hand pump에 장착한 압력계로 측정한 강도비 $I_{s(L.cell)}/I_{s(Pr.gage)}$는 1.091(상관계수$\rho$ 0.983)로서 기존 방법의 점하중 강도가 10 % 더 크게 나타났다. PLST는 개인차가 없는 비교적 간단한 기기이지만, Point-to-point의 축간 편심오차 0.2 mm이하. 불규칙 시료의 점간 거리와 파단시의 관입깊이 D'의 자동측정, 압력 펌프의 압력전달 과정에서 생기는 마찰저항을 감소시킨 개량형 PLST 기기는 매우 유용함을 알 수 있다.

- 이방성지수(I_{sa})는 기존방법보다 개량한 PLST-값이 더 분명하다. 특히, 퇴적암에서 적색 셰일은 2.93/2.13(=1.38), 흑색 셰일에서는 4.00/2.56(=1.56)로서 확실한 차이를 보인다. 이는, Diametral loading은 파단시에 Point의 관입되는 깊이가 더 크기 때문이며, 점간 거리가 자동 측정되도록 개량한 PLST는 구조상의 원리가 매우 타당하게 개발되었음을 입증한다.

(2) 직접인장 시험기(Uniaxial tension strength test, UTST)

표준형이 없으므로, 개발한 시작품의 성능검사는 동일한 시료로 Brazilian test와 1축 압축시험을 수행하여 상호 비교한다.

- 직접인장 시험에서 파단시의 축방향 인장 변형량은 0.2㎜ 이내로 아주 적다.
- 강도비 σ_{tB}/σ_t는 평균 1.22, 변동계수는 0.24로서 직접인장강도가 Brazilian test보다 20% 더 높게 나타났다. 여기서, $\sigma_{t(B)}$ 및 σ_t 각각 Brazilian test 및 개발한 직접인장 시험기로 시험한 인장강도이다.
- 강도비 σ_c/σ_t비의 평균-변동계수(c.o.v)는 21-0.1, σ_c/σ_{tB}는 20-0.38로 나타났다. 변동계수로 볼 때, 여기서 개발한 직접인장 시험기의 편차가 더 낮으므로, 개발한 직접인장시험 시작품의 성능은 신뢰할 만하다.

(3) 기울이기/끌기 시험(Tilt/Pull test)

2차 연도연구의 실내 직접전단 시험 예에서, 콘크리트 블럭 200×200×130의 중앙면을 전단하여 2개로 분할된 시료 A-군 3조와 200×200×60짜리 2개를 포개서 전단한 시료를 한 쌍으로 맞물린 시료 B-군 4개로 기울이기/끌기 시험을 시험한 결과는 다음과 같다.

- 시료 A/B-군의 최대 마찰각은 Tilt test에서 51.2°/42.1°, Pull test에는 53.4°/45.0°로서 Pull test로 구한 것이 Tilt test보다 약간 더 높게 나타났다. 이는 Tilt test는 순간적으로 활동되는데 비해서, Pull test는 시료가 움직이더라도 끌릴 때에 요철면 사이의 미세한 암편들이 맞물려 구르거나 뾰족한 끝이 닳으므로 asperity component 저항이 더 크기 때문이다.
- 시험에 사용한 test block이 비교적 크므로, 요철 파괴지수(닳음 정도) JCS/σ_n-값을 100~1000[log(JCS/σ_n)=2~3]으로 취했는데, 대단히 애매한 값이다. 현장의 유효 수직응력 0.1 MPa이면, 풍화된 절리벽면의 1축 압축강도(ICS)가 10~100 MPa로서 무결함-급 암반이기 때문이다. 그리고, 시료 A-군의 전단 파괴면은 프로파일 게이지로 측정이 무의미할 정도로서 JRC가 15이상이다.

(4) 슬레이크 내구성 시험(ASTM D 4644-87) 결과

- 유문암질 응회암으로 구성된 현장에 형성한 Test block 시료로 시험한 결과, 내구성지수는 Id_2 > 99 %로서 '극히 높은 내구성(Extremely high by Franklin, very high durability by Gamble)'-급으로 분류된다.
- 그런데, 이 시료의 자연 함수비 1.6 %, 흡수율 6.4 %, 비중 2.7에 비추어 슬레이크 내구성 지수가 너무 크므로, 풍화도 분류를 위한 자료로 이용하기 곤란함을 인식하였다.

라. 사례연구 현장(Site No. Ⅰ)에 매설한 토압계와 침하판 계측

- 기초공사 시작 621일 경과된 2008. 01. 16 현재, 대운천교는 중앙분리대와 방호벽을 제외한 모든 공정이 완료되었다. 추정된 침하량과 지반반력, 접지압과 침하량의 실측결과와 지반 반력을 비교하면 다음과 같다.
  - 총사하중 4170 tf의 98 %인 4049 tf이 시공됨
  - 추정량 : 탄성침하량 8.42 mm, 지반반력 0.306 MPa
- 침하량은 6.82~7.44 mm로서 탄성이론으로 산출한 8.42 mm보다 낮다.
- 접지압은 0.17~0.29 MPa(평균 0.244 MPa)로서 등분포 하중으로 본 구도물의 지반 반력 3.06 MPa의 80 % 정도로 나타났다.

마. Site #Ⅱ(장안 휴게소)에서 1축 압축 및 평판재하 시험

(1) 1축 압축시험(UCST)

무결함 암석의 코어 채취가 불가능한 현장에 형성한 Test block 350 × 350 × 490 및 350 × 350 × 500 2개에 대하여 시험을 수행하였다.

- 파괴유형은 취성-연성 파괴(brittle-ductile)의 중간 정도이며, 1축 압축강도 2.07 MPa, 대응 변형율 2.4 % 및 변형계수(E) 0.74 GPa로 나타남.
- 육안 관찰로 Test block 표면에 나타난 Fissure/Crack의 틈새 두께 0.1~0.5mm 이었다. 이 정도의 결함이 있는 Test block은 UCST는 거의 무의미하지만, σ_c는 PBT의 항복 지지력(q_y), E는 지반반력계수(K, kPa/mm) 정도이다.

(2) 평판 재하 시험(PBT)

- 정압유지 장치는 40 MPa이하에서는 정압 유지 오차가 ±3%인데 비해서 40 MPa 이상에서는 ±5%이었다. 이는 장착된 accumulator(40 MPa)의 한계인 것으로 사료된다.
- 재하판 330 × 330 및 490 × 490 2개로 시험하였다. 침하량-지지력 관계도에서 구

한 항복지지력(q_y)은 각각 1.75 MPa 및 1.79 MPa, 지반반력계수(K)는 3.23 MPa/mm 및 1.79 MPa/mm로 나타났다.

바. 불량 암반 현장(Site No.Ⅱ)에서 직접전단 시험

(1) 형성한 test blocks, 가상 전단면 두께 및 최대 전단 변형량

- Test block(350 × 350 × 500) 4 개를 형성하여 DSST 2 개소와 UCST 2개소를 수행.
- One test block을 4개의 가상 전단면으로 구성하여 1회 전단 상자 폭을 70 mm로 취했는데 시험결과 다소 낮은 듯하여 75 mm로 재제작하였다.
- 상/하부 전단상자의 이격거리, 즉 전단 예상면의 폭(두께)를 0.034 Lo(12mm)로 제작했는데, (-) 최대 변화량 -3.7mm에 비해서 너무 큰 것으로 사료되며, 이 거리는 0.025 Lo 정도로 제안한다.
- 전단변형 길이를 45 mm(0.13 Lo)로 제작했는데 0.1 Lo(35 mm)이면 충분함이 확인되었다. Lo는 정방형 시료의 변 길이로서 여기서는 350 mm이다.

(2) 정압유지 장치의 검정결과, 유지시간 70~120 분에서 설정압 유지오차는 2~5 % 임을 확인하였다. 예를 들면, 설정압 271 Mpa에서 109 분간에 최저 268.5~273.9 MPa로 유지되었다.

(3) 정변형량 유지 장치의 검정

- DC motor의 회전운동을 왕복운동으로 전환하여 핸드 펌프 2대에 연결한 정변형량 유지 장치로 전단하중을 작용시킨 결과 시간에 따른 변형량은 거의 직선 관계임을 확인하였다(상관계수 0.965).
- Hyd. jack의 단면적 143 cm^2, Motor 회전속도 설정치 1/2~1 R.P.M에서 Ram의 이동량이 0.2~0.36 mm/min으로 유지되었다.

(4) 자연 상태와 전단면에 대한 재전단

- Test block이 형성된 자연 상태에서 전단한 후에, 전단된 상부 상자를 다시 원위치로 가져와서 전단파괴된 면끼리 짝을 맞추어 동일 수직하중으로 재전단하였다.
- 원위치로 다시 끌면서 재전단하는 방법은 2 차 연도 성능검사 결과에서 Load frame의 회전성 문제점과 전단된 상태에서 재전단할 경우에 전단 파괴면을 절리면으로 가정한 시험이므로, 원상태와 재전단시의 절리면 방향이 서로 반대로서 비교가 곤란하여 전단된 것을 인위적으로 다시 원위치로 옮기는 형식을 취하였다.

(5) Dilatation 영향

- 수직응력(σ_n) 0.42, 0.83, 1.25 및 1.67 MPa으로 시험결과에서, Dilatancy 변화량은 전단된 면에 재전단하면 원상태 시료보다 크며, σ_n이 낮을수록 낮았다.
- 전단 변형량의 변화량 0.2~0.36 mm에 대한 Dilatation 변화량으로 취한 요철면의 변화 각도(asperity)는 Test block No.2의 원상태 시료는 수직응력-팽창각 관계는 0.43 MPa-21.0°, 0.88 MPa-18.0°, 1.23 MPa-16.4°, 1.66 MPa-15.0°, 재전단 시료는 0.48 MPa-18.3°, 0.88 MPa-16.0°, 1.22 MPa-14.5°, 1.61 MPa-13.6.0°이었다. 이는 원상태 시료는 예상 전단면으로 파괴되지 않고 예상전단면의 위/아래로 파괴되어 요철면의 굴곡도는 크지만, 이 면끼리 짝을 맞추어 재전단하면 파괴면 사이에 끼인 파편들이 구르거나 닳아지면서 전단되기 때문으로 여겨진다.

(6) 강도정수(Strength parameters of in-situ DSST)

- 내부마찰각과 겉보기 점착력은 Test No.1의 자연 상태는 49.7° - 0.72 MPa, 재전단 시료는 42.0° - 0.65 MPa, Test No.2의 원상태 및 재전단 강도정수는 각각 45° - 0.55 MPa 및 40° - 0.52 MPa로 나타났다.
- Peak point에 이르는 전단 변형률은 원상태 시료는 3~4 %(10~14 mm), 재전단 시료는 3.5~6.0 %(12~21.0 mm)로서 재전단 시료가 항상 더 높다.

사. 불량 암반의 현장상태 강도정수 측정치와 추정치 비교

(1) 대운천교와 장안 휴게소에서 조사한 지질공학적 특성치와 직접전단 시험으로 구한 강도정수는 다음과 같다.

- 현장 직접 전단시험(장안 휴게소)
  - 자연상태 전단 ; $c = 0.63 \pm 0.09$ MPa, $\phi = 46 \pm 2°$
  - 전단면의 재전단 ; $c = 0.59 \pm 0.06$ MPa, $\phi = 41 \pm 1°$
- 현장 1축 압축강도 시험
  - 장안 휴게소 ; $\sigma_c = 1.82$ MPa, E = 1.10 GPa
  - 대운천교 현장 ; $\sigma_c = 2.07$ MPa, E = 0.74.GPa
- 지질공학적 특성
  - 장안휴게소 현장(Site No.Ⅱ) ; JCS 12~20, JRC 8~10, RMR 22~33, Jv 39 개/m^3, SCR 4, SR 38, GSI 22, m_i 10(추정), σ_{ci} 45 MPa(추정)
  - 대운천교 현장(Site No.Ⅰ); JCS 26~41, JRC 9~12, RMR 36~45, Jv 16 개/m^3, SCR 6, SR 37, GSI 31, m_i 15(추정), σ_{ci} 58 MPa(추정)

(2) 지질공학적 특성치로 Hoek-Brown과 Barton 강도규준을 적용하여 Mohr-Coulomb 강도정수를 추정한 결과는 다음과 같다.

- Hoek-Brown(H-B) 강도규준
  - Site No. I : c 2.01 MPa, ϕ 30.1°(Data ; a 0.54, m_b 0.9253, s 1.6×10^{-4})
  - Site No.2 : c 1307 MPa, ϕ 28.2°(Data ; a 0.5, m_b 1.3224, s 5.23^{-4}
- Barton의 강도규준

  JCS = 10 MPa : c = 0.28 MPa, ϕ = 47.4°

  JCS = 15 MPa : c = 0.34 MPa, ϕ = 50.7°

(3) 강도정수의 실측치와 추정치 비교

- H-B 규준의 점착력은 실측치의 3배 이상, 내부마찰각은 1/2 정도 낮게 추정되었다.
- Barton 규준은 점착력은 실측치의 1/2, 내부마찰각은 실측치와 거의 유사하거나 낮게 추정되었다.
- Barton 규준은 점착력이 낮고 내부마찰각이 높다. 반면에, H-B 규준은 점착력이 높고 내부마찰각은 낮게 평가되는 경향이다.
- Heok-Brown은 신선암의 3축 압축시험 결과로 도출한 경험식이다. 따라서, 파괴포락선의 입력변수 중에 인장강도(σ_{tm})가 포함된 무결함 암석이기 때문에 점착력이 있기 마련이다. 따라서, 수직응력 수준이 거의 없는 상태($\sigma_n \approx 0$)에서는 H-B 규준을 M-C 규준으로 환산한 점착력은 공식 유도대상의 물질 자체가 다르기 때문에 Barton 규준에 비해 근본적으로 높다.

  반면에, Barton 규준은 생돌을 일부러 쪼개서 맞물린 면끼리의 마찰저항에 주안하여 도출한 경험식이다. 이미 쪼개진 면에 무슨 점착력은 없고 마찰저항 성분만 있다. 단지 지반공학자들에게 친숙한 M-C 규준으로 환산한 강도정수일 뿐, 암석의 접착력/점착력/부착력(bonding/cohesion/adhesion)이 아니다. 그래서, 이를 순간점착력(Instantaneous cohesion) 또는 겉보기 점착력(Apparent cohesion)으로 달리 표현한다.

(4) 이 연구에서 개발된 시작품은 불연속면이 무수히 발달된 암반현장에 형성한 Test block의 직접전단 강도정수 측정을 목표로 한 것이므로, 실측치와 추정치 비교하면 무결함 암석시료 위주의 Hoek-Brown 보다는 Barton의 강도규준에 더 가깝다. 다만, 이 시작품은 안전한 무결함암석도 2개로 쪼개진 면도 아닌 이 중간

형태의 Test block 350×350×450을 대상으로 한 독창적인 방법이다.

(5) 불량암반 현장에 형성한 Test block의 직접전단 시험으로 구한 강도정수는 Hoek-Brown 강도규준으로 추정하면 수직응력 수준 4 MPa이하에서 교란계수 0.3~0.5에 해당된다.

아. 불량암반 현장에서 시연회 및 세미나 개최

(1) 부산-울산 고속국도 건설 제5공구의 '장안휴게소' 예정지에 터파기 현장 선정

(2) Test block 350×350×490 6개를 형성

(3) 위 현장에서 시연회 및 세미나를 개최(2007. 06. 07)

- Opening(주관연구기관장, 울산과학대 학장 이수동)
- 경과보고(총괄연구책임자)
- 불량암반 현장에 Test block 형성법(이영균, 대림산업주식회사 시험실장)
- 시연회 현장의 지질공학적 특성조사 결과(엄정기, 위탁연구기관, 부경대 교수)
- 개발한 Load frame의 구조해석 결과(류연선, 부경대 해양공학과 교수)
- 불량암반의 강도정수와 개발한 시험기의 실용화(문종규, 동명기술공단 부사장)
- 질의(이상달, 서영엔지니어링 상부이사)
- 총평과 제언(김교원, 경북대 지질공학과 교수, 한국지질공학회 회장)

Ⅴ. 연구개발 결과의 활용계획

(1) 개발한 시작품은 암석 Core와 Con'c 공시체에 대한 다음의 시험에 이용가능.

- Rock core : 점재하, 직접인장, 1축압축, 직접전단 및 3축압축 시험 등
- 콘크리트 공시체 : D35, D50, D75, D100 등을 준비하여 위 1)과 같은 시험
- 기존의 Lab. UTM을 대체한 실용화 가능
- 시작품을 이용한 지속적인 시험과 연구논문

· 재하속도에 따른 강도정수의 영향(Strain rate effect)

· 동질시료(인공시료)의 크기별 강도차이(Scale effect)

· 원상태 시료와 재전단 시료의 강도정수 비교 분석

· 무 수직응력 상태의 전단강도

(2) 건설공사가 진행중인 불량암반 현장에 Turnkey base 형태로 수행되는 설계회사에 홍보하고, 현장시험을 수행토록 권장

- 현장에 Test block 형성
- 실내 시험을 위한 형성한 Test block의 채취 및 운반
- Test block에 대한 일관성 시험 수행과 비교
  · 점재하 시험(PLST)
  · 1축 압축 시험(UCST)
  · 직접전단 시험(DSST)
  · 평판재하 시험(PBT)
  · Barton의 JRC을 위한 Pull test
- Lab. test
  · 직접전단 시험(DSST)
  · 3축 압축 시험(TCST)
  · 1축 압축 시험(UCST)
  · 점재하 시험(PLST)
  · 직접인장 시험(Uniaxial tension strength test, UTST)
  · Tilting test
  · Pulling test

(3) 사례연구 현장의 토압계와 침하계의 계측결과에서 기존의 설계치와 비교하여 관련학회에 발표.

(4) 정압 유지 장치는 말뚝의 연직 정재하 시험과 평판재하 시험에 활용가능

(5) 개발한 Data logger의 상품화

(6) 개발한 개량형 점재하 시험기와 직접인장 시험기의 상품화

(7) CNL-DSST를 CNS-DSST와 겸용 가능한 기기개발의 후속과제 자료로 활용.

(8) 실제 이용사례

- 동해안 산업도로 확포장 공사 현장, 답사(2007. 08. 03), 시험 준비(2007. 08. 09~11.) 및 현장시험(2007. 08. 22~24.)

(9) 신기술 등록 신청 계획

S U M M A R Y

Ⅰ. Title

A Development In-situ Testing equipments for Measuring the Strength Parameters of a Weak Rocks

Ⅱ. Objectives and Requirements

(A) Engineering Geologic Aspects of the Weak Rock Masses

The instabilities of a weak rock masses very much depend on discontinuity network characteristics and geological weathering properties. Therefore engineering geologic characteristics of a weak rock masses including mechanical properties of discontinuities such as faults, joints, shear zone and dykes, and intact materials should be described in a comprehensive manner.

According to recent economic development, however, the rapid progress being made in the construction work lose sight of engineering geologic characteristics of the weak rock masses. The stabilities of civil infrastructure and possibility of its maintenance and redesign are closely related to geologic characteristics. Effective survey and description of geologic features are prerequisite in engineering practices.

Civil infrastructure design should begin with proper investigations to determine properties of the earth materials in construction sites. Chief among these is structural geology, because instabilities are usually caused by the discontinuity network of the rock masses. Next is the in situ test of the rock mass material to determine the factors which influence the mechanical properties of the rock mass such as strength and deformability of discontinuities and intact rocks.

(B) Geotechnical Aspects of a Weak Rock Masses

The geotechnical characteristics of the intact rock have been determined in the geotechnical testing laboratory using the cored specimens from construction sites such as foundations, dams, tunnels for hydropower and transportation, hazardous waste isolation caverns and natural and man made slopes. To examine the excavation method is the main purpose rather than stabilization of the geo-structure against settlement in case of the rock mass that is able to retrieve core sample. The geotechnical testing routines in a laboratory are time consuming and pain taking processes from sample preparations to testings using the various equipments. Also, the estimated mechanical properties through the lab test lose their reliability because of erroneous nature of the sample preparations in case of hard rocks. Furthermore weak rock masses are too weak to sample as cores for the lab. test. Therefore, it is important to determine the rock properties at the field sites. If strength parameter of weak rocks can be determined in-situ then the measurement result will be more practical for optimum design and construction of earth structure, since it can reduce an uncertainty and increase reliability, Actually, a lot of field engineers have been expressed difficulties in decision making without quantitative test results, and experienced delay of their project schedules.

Some standard test methods have been proposed to estimate in-situ geotechnical properties. However, those methods have not been used by the practitioners because of difficulties in specimen preparations, technical backwardness and economic issues. Therefore, it is necessary to develope a new testing machine that is able to measure the geotechnical properties of the weak rocks in the field sites.

(C) Technical Aspects

To develop a test equipment is necessary to provide useful data for design, construction, inspection and maintenance, even though test block sizes do not

meet the recommendation of ASTM or ISRM. The main objectives to develop a field equipment and a data logger are as follows.

- Preparation of the test block in the field site
- Normal reaction device
- Load frame
- UTM(uniaxial, direct shear and plate bearing tests) for lab. and/or in situ test
- Data logger
- Control system(constant pressure rate, constant deformation rate)
- Improvement/development of testing devices for rock core sample
  1) Point load strength test(improvement)
  2) Direct tension test equipment for laboratory(development)
- Check by the lab./situ tests for capacity and accuracy of the prototypes

To achieve above objects, the goals of the research and developments are aimed the followings

The 1st fiscal year:

(1) To investigate regional geology and engineering geologic characteristics of the Busan-Ulsan highway construction site
(2) To locate the test block site
(3) To develop an equipment that is able to prepare a test block at the field site in the weak rock masses
(4) To develope hydraulic jack and control system
(5) To monitor the quality assurance of developed/purchased equipments and testing machine

The 2nd fiscal year:

(1) To investigate the engineering geologic characteristics at test block site
(2) To modify and redesign the prototype equipments in 1st fiscal year
(3) To develop a load frame Lab. and in-situ rock direct shear test machine
(4) To develop a data logger for managing the measured data

(5) To develop a modified PLST apparatus

(6) To develop a direct tension test device

(7) To monitor the quality assurance of prototype equipments in lab. & field

The 3rd fiscal year:

(1) Comprehensive improvements and refinements of developed field equipments

1) Load frame

2) Constant pressing rate control system

3) Constant deformation rate system

4) Fixing system of lower shear boxes for 4-shear tests with a test block

5) Redesign of center-hold type uniaxial tension test device

(2) Preparation of test blocks in the field site

1) To ensure the normal reaction for test blocks

2) Preparation for a field demonstration

(3) To monitor the quality assurance of developed equipments at the field

1) In situ direct shear strength test of a weak rock masses(DSST)

2) In situ uniaxial compression strength test(UCST)

3) Plate bearing test(PBT)

(4) To compare the strength parameters measured by prototype machines and estimated by empirical strength criteria

Ⅲ. Contents and Scopes

The contents and scope of the research are the followings:

The 1st fiscal year:

(A) Investigation of engineering geologic characteristics

(1) Regional geological characteristics of Busan-Ulsan highway construction site.

(2) Identification of rock types, minerals, textures and chemical composition of the study area

(3) Analysis of discontinuity characteristics of the study area

(4) Selection of test block location

(B) Development of a system to prepare the test block in situ

(1) Rock saw and guide rail(square type -350 × 350 × 350)

(2) Rock core drill(circular type - D350 × H450)

(3) Equipments to install rock bolts for normal reaction

1) Sinker drill(D25~38, depth more than 2 m, 100 kN/ea.).

2) Assessory equipments(generator, air compressor, hydraulic pump etc.).

(4) Hydraulic jack and control system

1) 2 MN for axial load of PBT, UCST and DSST etc.

2) 500 kN for normal load for DSST, confining stress for TCST.

(5) Preparation of experimental site to simulate the weak rock masses.

The 2nd fiscal year:

(A) Engineering geologic characterizations on test block site

(1) Geological investigation on rock, clay and soil at the test block site

(2) Investigation on mineralogical change with degree of weathering.

(3) Analysis on discontinuity characteristics of the test block.

(4) Analysis on geotechanical characteristics of the test block.

(B) Improvement of the developed prototypes in the 1st fiscal year

(1) Hydraulic jack

(2) Auto-control system for Loading/Unloading

(3) Load frame that is able to use for both lab and in situ

(4) Data logger to collect the data of displacement/pressure/load

(5) Development of minor equipments for rock test

1) Improvement of PLST

2) Uniaxial tension strength test apparatus

3) Tilting test device

4) Pulling test device

(6) Perform quality inspection of the equipments at the test block

1) Rock bolt Installation and Pull test

2) PBT and UCST

The 3rd fiscal year:

(A) Engineering geologic properties at test block site

(1) Geological investigation on rock, clay and soil at the test block site

(2) Investigation on mineralogical change with degree of weathering

(3) Analysis on discontinuity characteristics of the test block

(4) Analysis on geotechanical characteristics of the test block

(B) Tests using the prototypes at field site for case study

(1) Constant pressure rate system

(2) Constant deformation rate system

(3) Development of load frame for both in-situ and laboratory

(4) Development and/or improvement of minor devices for rock test

1) Improved PLST apparatus

2) Uniaxial tension test apparatus

3) Tilt/pull test device

(5) Perform quality inspection of the equipments at the test block

(6) Perform the test at experiment test site using developed equipments

1) Preparation of test block

2) Installation of rock bolt for normal reaction

3) Open seminar and demonstration at the test block site

4) Field test(DSST, UCST and PBT)

5) Improvement of the other equipments(PLST, Direct tension test)

(7) On going measurement of contact pr. and settlement plate case study site

(C) Strength parameters of comparison measurements with estimations

(1) To explore the engineering geologic characteristics of the weak rock

(2) To explore the geotechanical strength parameters measured at the field site of the weak rock

(3) Analysis on relationship between estimations and measurements

Ⅳ. Conclusions

The results obtained from this research are as follows.

The 1st fiscal year:

(A) Investigations of engineering geologic characteristics

(1) The study has been made through andesitic rock masses of Cretaceous Yucheon Group, and granitic rock masses are intruded its vicinity. The Busan-Ulsan highway construction sites in this area is of particular concern because of the existence of Il-Kwang fault and numerous discontinuities in the area, as well as weathered zone with hydrothermal alteration.

(2) To analysis lineament structures

- Model with 5m resolution has been utilized using 1/5,000 digital map. A total of 248 lineaments which are longer than 500m have been identified, and predominant strike directions of the lineaments seem to be along N20-30E and N50-60E.

- KOMPSAT-1 EOC satellite image with 5m resolution has been utilized by applying HFT filter/Sobel Filter. A total of 172 lineaments which are longer than 300m have been identified, and predominant strike directions of the lineaments seem to be along N20-30E, N50-60W and N50-60E.

- The DK-2 satellite image with 2m resol. has been utilized to analyze detailed lineament structures. A total of 181 lineaments which are longer than 200m have been identified, and predominant strike directions of the lineaments seem to be along N60-70W, N10-30E, N30-50W and N40-60E.

(3) The lineaments density(number/unit area) have been calculated to evaluate the lineaments distribution in the study area. The results indicate that the place where about 2km away from starting point of the construction and a proposed rest area show relatively high density of lineaments.

(4) The andesitic rocks in this area are moderately to highly weathered with hydrothermal alteration in places, which may affect its overall

strength of the fractured rock messes. Sections of the open cut have a high density of discontinuities as well as exceedingly weathered rock.

(5) The results of discontinuity characteristics obtained from scanline survey performed at the Dae-Woon-Cheon bridge(Site No. Ⅰ) and the proposed Zang-an rest area(Site No. Ⅱ) are as follows.

- Joint sets between three(#Ⅰ) and four(#Ⅱ) were found to be suitable according to the results obtained from the clustering algorithm. Most of the joint set distributions exhibit high variability. Both the Fisher and Bingham probability distribution(PD) were found to be unsuitable to represent the statistical distribution of orientation for most of the joint sets. This means that if one wants to generate orientation data accurately for any of the fracture sets, then it is necessary to use the empirical distribution.
- The probability distributions, gamma, exponential and lognormal were found to be highly suitable to represent the distribution of spacing of joint sets. The estimated mean 1-D joint spacing along the mean normal vector direction turned out to be approx 0.70m-0.34m and 0.14m-0.35m at the Test site #Ⅰ and #Ⅱ, respectively.
- The probability distributions, gamma, exponential and lognormal were found to be the best distributions to represent the statistical distributions of censored semi-trace length. The estimated corrected mean trace length turned out to be about 1.3m-2.0m and 0.4m-1.0m at the #Ⅰ and #Ⅱ, respectively.
- As a 3-D joint frequency parameter, the mean volume of equivalent matrix block was calculated using the joint geometry parameters in the scanline sections. The results show that 92% of the mean vol. of equivalent matrix block ranges up to 0.6m^3 in the #Ⅰ. For in the site No.Ⅱ, it changes to 70%.
- The estimated RQD were 66% and 35% in #Ⅰ and #Ⅱ, respectively.
- The mean JRC were 6.75 and 10.6 in #Ⅰ and #Ⅱ, respectively.
- The joint wall strength were estimated by Schmidt hammer test and 66.4 MPa and 24.4 MPa of JCS were obtained in #Ⅰ and #Ⅱ, respectively.
- The estimated RMR were 47 and 43 in site #Ⅰ and site #Ⅱ, respectively.
- The above results indicate that the site No.Ⅰ and site No.Ⅱ are suitable as a test block formation sites of weak rock masses for this research.

(B) Selection of case study site and result of PLST

In the results of investigations of engineering geologic characteristics, the area covered with weak rock masses has been founded at Dae-Woon-Chun bridge(Site No. Ⅰ) and Zang-An rest area(Site No. Ⅱ) under construction of Busan-Ulsan highway. To compare estimated bearing capacity of foundation of Dae-Woon-Chun bridge in designing to contact pressure based on measured data, the case study site selected at the site #Ⅰ for accessing easily to the site with test equipments.

At present of 2005. 10. 25, the column of the pier #1 to #4 has been under construction, except the pier #5 and #6. However, pending in court of indemnity of private property in this area, the scheme has to been put off to the 2nd fiscal year to lay the settlement-plate and soil pressure tranducers. Anyway, for collecting the data for optimal designing scheme, the uniaxial compression strength has been estimated to 48 MPa at site # Ⅰ and 58 MPa at site #Ⅱ of using the of point load strength test.

(C) Development of a system to prepare the in situ test block

(1) Rock saw(D914) and core drill have been suitable for 350×350×350 of square type and D360×L450 of circular type test block, respectively. Also, a domestic core drill with hydraulic unit(160 Bar) has been suitable to prepare the D250×H400 size circular type test block at the field sites. Also, the possibility of 2m drilling was proved to core NX-Size, and to estimate RQD.

(2) Sinker drill for reacting anchor bolt installation

- The sinker drill of STANLEY and the air compressor(1 MPa, 5Hp) were found to be the best combination as it drills 2.5m depth with 38mm diameters at speed of 30cm/min.
- Rock bolts D25 have been injected with mortar in drilled holes(D38) at the depth level of 1m, 1.8m and 2.3m, and allowable bond strength obtained from Pull test turn out to be about 0.25 MPa.

(D) Development of a load control system

(1) Strain control was found to be unstable at 0.1mm/min.

(2) Some difficulties exist to maintain constant load in case of dilatancy.

(3) Improvements of hydraulic jack and control system.

- Improved to maintain constant loading rate of 20-300 kgf/sec and constant displacement rate of 0.1-2.0 mm/min.
- Maintain more than 30 min at constant pressure of 1.6-70 MPa.

The 2nd fiscal year:

(A) Geo-engineering properties of the test block site(# I)

(1) Geological characteristics of the test block site

- The lithology of the test block site has turned out as rhyoltic tuff.
- The outcrop surface has been highly fractured and weathered.
- Weathered rock surface has been affected by hydrothermal alteration. Also, fault clays can be identified in places.
- Quartz and various sizes of rock fragments have been identified using the polarizing microscope. Phenocrystes which are composed of angular rock fragments, quartz grains, sericites and glassy materials suggest that host rock type of test block is tuffaceous rocks.
- The results of XRD analysis have showed that main minerals of the host rocks were quartz, feldspars, illite are chrolite. Also, illite, smectite and lamontite were identified in the clay samples.
- The results of XRF analysis showed that estimated content of SiO_2 was about 71-75%, and the rock type of test block was found to be rhyolitic rocks.

(2) Investigation on mineralogical change with degree of weathering

- XRD intensities for most of minerals except quartz have decreased rapidly according to degree of weathering.
- The amount of smectites and kaolin minerals have increased with increasing degree of weathering.
- Plagioclase and orthoclase tend to decrease with increasing weathering processes.

- The host rock of test block contains illite and chrolite as products of weathering, but considerable amounts of smectites and lamontite are distinguishing feature in case of clay samples that have experienced high weathering/alteration.

(3) Analysis of discontinuity characteristics of the test block

- Joint sets between three & four was found to be suitable according to the results obtained from the clustering algorithm. Most of the joint set probability distribution(PD) exhibit high variability. Both Fisher and Bingham PD were found to be unsuitable to represent the statistical dist. of orientation for most of the joint sets.
- The probability distributions, gamma, exponential and lognormal were found to be highly suitable to represent the distribution of spacing and size of joint sets.
- The estimated mean 1-D joint spacing along the mean normal vector direction turned out to be about 0.06m-0.21m and 0.14m-0.24m at the SL1 and SL2, respectively.
- The estimated corrected mean trace length turned out to be about 0.27m to 0.88m and 0.25m-0.38m at the SL1 and SL2, respectively.
- As a 3-D joint frequency parameter, the mean volume of equivalent matrix block, number of fracture centers per unit volume and mean number of matrix blocks per unit volume turned out to be about 0.0079m^3, 15.84/m^3 and 126.68blocks/m^3, respectively.
- The developed fracture network model was used to generate fractures in 3-D and then to predict fracture traces on 3-D exposures of the test block. This exercise turned out to be successful.

(4) Analysis on mechanical properties of the test block

- Natural water content, absorbtion rate and specific gravity turned out to be about 1.6%, 6.4% and 2.7, respectively.
- The joint wall strength were estimated by Schmidt hammer rebound test, and 41.2 MPa and 37.5 MPa of JCS were obtained in SL1 and SL2, respectively.
- The mean JRC were found to be 8.77 and 11.24 in SL1 and SL2, respectively.

(5) Rock mass classification of test block site

- The estimated RMR of test block site has been 41.
- The estimated GSI of test block site has been 32.

(B) Improvements of the developed/purchased equipments

(1) Equipments for test block preparation

- The ht. of the test block could be formed up to 420 mm using a chain saw.
- Hammer drill, hoe, hand shovel and chisel could be used to clear obstacles around test block.
- Some improvements have been doing for rock saw and guide rail.

(2) Hydraulic jack and auto-control system

- Parallel four 0.5 MN hyd. jacks system which are developed 1st fiscal yr. not to be synchronized simultaneously. A new 1.2MN and 0.7 MN hyd. jacks(29 kgf) made of duralumin 7075 have been designed and operated successfully.
- Developed auto control panel system did not worked well to control constant rate of strain and load. To correct and improve auto-control system, PI of this project is still working on the system since consulting with a hydraulic professional about those issues have turned out to be failed.

(C) Rock bolt installation and pullout test

(1) Sinker drill bit of 52 mm diameter was able to advance up to 2.3m.

(2) Air compressor of 1.8 MPa was able to blowout rock dust in bored hole.

(3) A reference beam was designed to fix at ground with a column.

(4) Pullout resistance of ground anchor with and without water resulted in allowable bond stress of 0.5 MPa and 0.25~0.3 MPa, respectively.

(D) Development of data logger

(1) Completed(patent pending as of 2006. 06. 09).

(2) Synchronized measurements using 16 analog and 16 digital channel.

(3) Output of load cell, pressure gauge and strain gauge are voltage.

(4) Specifications(wt., diam., and ht. etc.) of the specimen before test and initial values of all the sensors can be assigned and stored as the certain variables by operator. Also, necessary calculations among those

variables can be done through user defined code.

(5) The period of the data retrieving can be adjusted at any time of the testing.

(6) Beef function at exceeding the assigned value for immediate variable.

(7) Function after test

- Auto rearrange due to the interval 6 sec, 12 sec, 15 sec, and 1 min, etc.
- Linear regression analysis is available for clicked two points on the output graph to max. of 3 lines.

(E) Development of load frame

(1) Main frame(reaction plate)

- Frame size is 500 × 540 × 230. Honey comb type have been adopted to minimize weight.
- To increase stiffness of the frame, upper and lower plates have been welded to the ribs.
- The load transfer plates were designed to fix the outer parts at the rock bolts for in situ DSST. For lab. test, both lower inner parts were fixed at the beam of the frame.

(2) Overall stability of DSST load frame

- The reaction plates in situ test should be fixed with vertical reaction anchor more than 6 tf to prevent rotation of the system caused by an uneven load at the top of the test block.
- Normal loading frame, shear frame and support of lower box should be formed as a single body in case of lab. test.
- As of 2006. 10. 15, it has been improving to minimize its wt. in form of assembly/disassembly without welding.

(3) Reaction plate for PBT

- A load frame of 300 × 300 × 12-L2000 was produced and tested in the field. This load frame system has been bent at 90 tf of vertical loading.
- Reference beam
  - Magnetic base and dial gage can be easily attached on the horizontal rod.
  - Bearing plate which is designed to 3 times of ultimate bearing capacity of 3 MPa has been made of ALUMEC '89, and its performance was satisfied.

(F) Improving PLST apparatus

(1) Linear bearing set has been mounted on D30 polished rod(SCM440), and eccentric error of point to point axis has been reduced to under 0.1mm.

(2) Load cell(5tf, t23.5, bridge $2 \times 10^9\ \Omega$, 1.5 mV/V) mounted at the upper conical platen(point).

(3) Two displacement dial gages are attached to measure the distance of point-to-point of initial D and final D'

(4) The testing results after correction of final D' on rock samples having the point load strength index(Is) of 5~10MPa were found to be about 95% of before corrections.

(G) Development of uniaxial tensile strength test device for NX-core

(1) 2 types of machine are designed according to the shape of specimen, namely dumbbell type and wedge type.

(2) The bond stress of 'QHC' mortar in both sides of Dumbbell type was acceptable of 2.5MPa at more than 50mm bond length with 2 days curing.

(3) Two 50mm hydraulic jacks of 20tf resulted in not-synchronized load.

(4) It will be improved in form of center-holed jack type.

(H) Test results of the case study site

At the layer below the excavated 5.0 m under the ground surfce in the case study site(Dae-Woon-Chun bridge of site No. I), the test block has prepared of dimensions of $290 \times 290 \times 420$, carried out of rock bolting, laid the 4 settlement-plates and 10 soil tranducers. And the results of in-situ uniaxial compression test, plate bearing test and Pull test of rock bolts were as follows.

(1) In-situ uniaxial compression test(UCST)

- The failure modes were not brittle but in between brittle and ductile.
- The strength parameters have been uniaxial compression strength(σ_c) of 1.82 MPa, strain at failure(ε_f) of 1.94 % and deformation modulus(E) of 1,10 GPa. These parameters have been extremely poor rocks unexpectedly.

- The uniaxial strength would be correspondence with yield bearing capacity.

(2) Plate Bearing Test(PBT)

- The long-term allowable bearing capacity has been average of 1.26 MPa, and settlements of 6.05 mm to the correspondence contact pressure.
- Referring to specifications, the bearing capacity of pier #5 foundation was estimated of 0.75 MPa which would be verified underestimated of bearing capacity of poor rock masses.
- The holes were bored of D76 × L3600 using a crawler drill, and injected with quick hardening mortar('QHC') by hand.
- Pull resistance of ground anchor with and without held water resulted in allowable bond stress-deformation of 0.20 MPa-1.50 mm and 0.25 MPa-1.5mm, respectively.

(I) Quality inspection of the load frame by lab. DSST

Quality inspections on the first prototype of the load frame by lab. DSST have been performed using parted two separated 200 × 200 × 65 concrete block samples and 200 × 200 × 130 Solid sample. Obtained results are as follows.

(1) Shear strains at the peak point have been 5% and 3% for separated samples and solid type one, respectively. Therefore, shear displacement of 400 × 400 × 420 test block in situ has been decided to 40mm.

(2) Estimated dilatation have been found to be negative values for most of cases even at the low normal stress level.

(3) Cohesion and friction angle at the peak point for separated concrete blocks have been found to be about 0.18 MPa & 35.1°, respectively. Also, they have been estimated to 0.17 MPa & 33.3° at residual strength by pulling to initial test position.

(4) Cohesion & friction angle at the peak for solid type block have been found to be about 1.28 MPa & 45.7°, respectively. Also, they have been estimated to 0.66 MPa & 42.2° at residual strength by pulling to initial position.

(5) The strength parameters have been estimated again after pull back to

initial position for the solid block sample. Cohesion and friction angle have been found to be about 0.14 MPa & 41.5°, respectively.

(6) The results obtained through quality inspection have verified that separated concrete blocks and solid type specimen can be treated as shear test models of open jointed rock blocks and weak intact rocks, respectively.

(J) Monitoring the soil tranducers and settlement plates

The column of pier No.5, the dead load of 2097 tonf of gross 4170 tonf, has been constructing at elapsed time of 131 days since installing the soil tranducers and settlement plates. Hence it has been founded that 7 sets of 10 tranducers were faulty, and the three effective tranducers monitored thereafter.

- At the elapsed time of 197 days, the measured settlement has been of 4.15 mm to 5.79 mm(average of 4.97 mm) greater 1.8 times than the elastic deformation evaluated using the uniform distributing load of 0.18 Mpa, Young modulus of 1.5 GPa, and Poissons's ratio of 0.3.
- The measured contact pressure has been 0.122 to 0.146 MPa(average of 0.116 MPa) less 72 % than the soil reaction calculated as assuming uniform loading of 0.178 MPa(direct footing dimension of 8 m × 16 m, load of 2285 tonf.

The 3rd fiscal year:

(A) Geotechnical characteristics of the test block site

(1) Geological characteristics of the test block site

- The lithology of the test block site has turned out as quartzose andesitic rocks.
- The outcrop surface has been highly fractured and weathered.
- Weathered rock surface has been affected by hydrothermal alteration. Also, fault clays can be identified in places.
- Quartz and various sizes of rock fragments have been identified using

the polarizing microscope. Phenocrystes which are composed of angular rock fragments and quartz grains suggest that host rock type of the test block is tuffaceous rocks.

- The results of XRD analysis have showed that main minerals were quartz, micas, vermiculite and lomontite.
- The results of XRF analysis showed that estimated content of SiO_2 was about 66-68%, and the rock type of test block was found to be quartzose andesitic rocks.

(2) Analysis of discontinuity characteristics of the test block

- Joint sets between two and four was found to be suitable according to the results obtained from the clustering algorithm. Most of the joint set distributions exhibit high variability. Both Fisher & Bingham distributions were found to be unsuitable to represent the statistical distribution of orientation for most of the joint sets.
- The probability distributions, gamma, exponential and lognormal were found to be highly suitable to represent the distribution of spacing and size of joint sets.
- The estimated mean 1-D joint spacing along the mean normal vector direction turned out to be about 0.06m~0.28m and 0.02m~0.07m at the SL1 and SL2, respectively.
- The estimated correct mean trace length turned out to be about 0.42m~0.93m.

(3) Analysis on mechanical properties of the test block

- The joint wall strength were estimated by Schmidt hammer test, and 10.11 MPa & 11.50 MPa of JCS were obtained in SL1 and SL2, respectively.
- The mean JRC were 7.78 and 8.34 in SL1 and SL2, respectively.

(4) Rock mass classification of test block site

- The estimated RMR of test block site has been 26.
- The estimated GSI of test block site has been 22.

(B) Refinements of the developed equipments

(1) Constant pressure rate device

(2) Constant deformation rate device

- Cyclo-cam type
- Device to transform rotate movement to vertical movement

(3) Load frame

- Redesigned as Honey-comb type and performed structural analysis
- Remodeled span to 600mm

(4) Inspect the performance at the experimental site

- Prepared 250 × 250 × 350 con'c block
- Bottom part of the test block was tared off

(5) Improved fixing device of the lower shear box

- Fixing device that is suitable for 4 expected shear plane in one test block of 350 × 350 × 420.
- Separated fixing devices for 4 steps of shearing

(6) Resubmitted patent pending for data logger as of 2007. 02.

(7) Improved PLST(patent pending as of 2007. 04.)

(8) Direct tension test machine(patent pending as of 2007. 04.)

(9) Method of test block preparation at the weak rock site(patent pending as of 2007. 08.)

(C) Test results of PLST, UTST, tilt/pull and slake durability

Quality inspections on the prototypes of PLST, uniaxial tension test device and tilt/pull test device has been performed for the five groups of gneiss, granites, alkali dikes, black shales and red shales. The test results are as follows.

(1) Using the modified PLST dapparatus

- Because of the distance from point to point to be measured automatically, the device is useful to very random lump and blocky samples.
- An instrument of load at failure has been compared the load cell of

modified PLST device with existing pressure gage at hand pump. As the results, ratio of I_s'/I_s became of 1.091(correlation coef. of 0.983). Where I_s' and I_s is strength index mounted by load cell and pressure gage, respectively.

- In a sedimentary rocks, ratio of I_{sa}'/I_{sa} turned to be 2.93/2.13(=1.38) for red shales and 4.00/2.56 for black shales. Where I_{sa}' and I_{sa} is the anisotropic index of modified apparatus and existing, respectively. As the modified apparatus is devised to be automatically measured the penetration depth of spherical platen at failure, the test results are attained more surely than existing apparatus.

(2) Using the center-holed type of uniaxial tension strength test apparatus

In the absence of the standard form of uniaxial tension testing, the developed apparatus has been compared with the Brazilian testing method and uniaxial compression test as the same long NX-cores.

- The tensile deformation at failure is turn to be very small of 0.2 mm max.
- The stress ratio of σ_{tB}/σ_t has been determinated of approx. 1.22(c.o.v of 0.24). Where σ_{tB} and σ_t is a tension strength of Brazilian test and the developed uniaxial tension test apparatus, respectively.
- The stress ratio of σ_c/σ_t and σ_c/σ_{tB} has found of average/c.o.v of 21/0.11 and 20/0.38, respectively. The coeff. of variation(c.o.v) of prototype has been verified in less than the Brazilain tests.

(3) Results of tilt/pull test

The test blocks have taken up the sheared con'c blocks previous § IV-2nd fiscal year-(I), namely shear test in lab., for the two slices by shearing the solid concrete block of $200 \times 200 \times 130$(Group A) and the pair of separated blocks of $200 \times 200 \times 65$(Group B). Obtained results are as follows.

- A total friction angle of group A/B has been in tilt test of 51.2°/42.1° and in pull test of 53.4°/45.0°. The dilatation by pull test evaluated higher than tilting. This appearance would be caused by instantaneous

sliding in tilting test in comparison with slower ploughing in pulling test of being abrasion, grooving, rolling among the pieces of broken rocks of folding together undulate and/or roughness surfaces.

- Because of a larger blocks, asperity component of JCS/σ_n has taken up 100 ~1000, i.e., log(JSC/σ_n) of 2~3, however this is very vague or a magic number. If the effective normal stress were approx. 0.1 MPa, because of those rocks has been strong-graded as JCS of 10 MPa to 100 MPa. Then, the JRC were 15 min. determinated with profile gauge.

(4) Result of the slake durability test(ASTM D4644-87)

- The broken rock pieces has sampled form the test block at the Site No. I (Dae-Woon-Chun bridge) of tuffaceous rocks. As the slake durability index Id_1 and Id_2 has measured of 99% of both, the durability has classified as grade of 'extremely high durability' by Franklin and 'very high durabilty' by Gamble.
- Then, as the physical properties of this tuffcaceous rock sample has been evaluated natural water content of 1.6%, absorbtion rate of 6.%, and specific gravity of 2.70, the slake durability index would not be available for estimating to degree of weathering of poor rocks.

(D) Measured settlement and contact pr. at the case study site

At elapsed time 621 days since the footing laid on, the construction term has proceeded to 98% of gross dead loading except the axis wall of highway and protective wall. The settlement and contact pressure evaluated and measured as follows.

- Dead load of 4049 tonf in 4170 tf of gross
- Evaluated ; elastic settlement of 8.42 mm, soil reaction of 0.306 MPa.

- The measured settlement has been elapsed at 6.82 mm to 7.44 mm(average of 7.04 mm) less 84% than the evaluated one.
- The contact pressure has been measured at 0.17~0.29 MPa(average of 0.244 MPa) less 84 % than the estimated one.

(E) In situ UCST and PBT at Zang-An rest area

(1) Uniaxial Compression Strength Test(UCST)

- The 2 test blocks(350 × 350 × 490 and 350 × 350 × 500) which are too weak to core were tested at the field site.
- The failure modes were between brittle and ductile. The σ_c, ε_f and E has been 2.07 MPa, 2.4 %, and 0.74 GPa, respectively.
- The apertures of the discontinuities on test block were found to be 0.1 mm~0.5mm. This kinds of test blocks are almost meaningless. Even though UCS and E can be matched with yield bearing capacity and ground reaction coefficient/mm, respectively.

(2) PBT(Plate Bearing Test)

- The error percentage was found to ±3 % under 40 MPa of the prototype device for constant pressure rate. However, that was found to ± 5 % over 40 MPa. These results may arise from the fact that the limits of accumulator was 40 MPa.
- Two types plates of 330 × 330 and 490 × 490 were used. The yield bearing capacities(q_y) and soil reaction coefficient(K) of test No.1 and No.2 were found to 1.75 MPa and 1.59 MPa on the figure of s vz. q and 3.23 MPa/mm and 1.59 MPa/mm, respectively.

(F) In situ Direct Shear Strength Test at the Site No. II

(1) Prepared test blocks, shearing thickness and max. deformation

- Four test blocks of 350 × 350 × 420 has been prepared for two DSSTs and two UCSTs.
- A test block consists of 4 shearing surfaces and 5 shear boxes with bottom.
- The assumed spacings between each shear box was designed to 0.034Lo(12mm). As the test results that the maximum dilatation has been in (-)3.7 mm, the 4 non-molded bands were made of 10 mm.
- Each shear box has height of 75 mm. however, the width of shear boxes is suggested to 0.025Lo. Where, Lo is the side length of squared shear

sample of 350 mm.

(2) Inspection of constant loading rate device, the error percentage of setup pressure was found to 2-5% at 70-120 min. For instance, the prototype device has been held up 25.7 MPa to 28.3 MPa during 110 minutes at setting-up of 27 MPa.

(3) Inspection of constant deformation rate device

- Rotational movement of DC motor has been transferring to vertical linear movement. Two hand pumps were connected to maintain constant deformation rate, and applied shear load resulted in linear relation between time and deformation with correlation coefficient of 0.965.
- The movement of ram was maintained to 0.2-0.36 mm/min at 0.5-1 R.P.M of DC motor with hydraulic jack having area of 142.86 cm^2.

(4) Shear tests on original test block and re-shear on the sheared surface

- After original test block was sheared, sheared upper box orient was taken back to original position to shear again through sheared surface with same normal load condition.
- Without pulling the sheared upper shear box to the initial position as 2nd fiscal years loaf frame system, the shear box has been moved to the position with small another hydraulic jack where started at initial or origin shear test.

(5) Effects of dilatation

- The variation of dilatancy from sheared surface was always greater than natural sample at the normal stress levels of 0.42, 0.83, 1.25 and 1.67 MPa. Also, lower the normal stress, lower the dilatancy.
- Taking for an increments(Δh) of 0.2mm~0.36 mm for horizontal displacement (shear direction), for instance of initial shear test of block #1, variations of normal stress-asperity has turned to 0.43 MPa - 21.0°, 0.88 MPa-18.0°, 1.23 MPa-16.4°, 1.66 MPa-15.0°. They have been in 0.48 MPa-18.3°, 0.88 MPa-16.0°, 1.22 MPa-14.5°, 1.61 MPa-13.6.0°, in case of re-shear test on sheared surface. These conditions have been resulted from which the intial or

origin sheared plane was more undulating or roughness than a planar re-shear surface with rolling, abrasion and crumbling etc. instead of ploughing at the first shear testing.

(6) Strength parameters

- Inter friction angle and cohesion of origin and sheared surface of test # 1 were found to be 49.7° ~0.72 MPa and 42.0° ~0.65 MPa, respectively. Also 45.0° ~0.55 MPa and 40.0° ~0.52 MPa were obtained from test #2,respectively.
- The shear strain at peak point were found to be 3 ~4 %(10~14 mm) and 3.5 ~6.0 %(12~21.0 mm) from original and sheared surface, respectively.

(G) c & ϕ of comparison measurements with estimations of weak rocks

(1) The properties of the weak rocks surveyed on engineering geology and the strength parameters measured using a prototype developed as results of this R & D are summarized as follows.

- The strength parameters using a prototype equipment for DSST
  - Shear test for initial block ; c 0.63 ±0.09 MPa, ϕ 46 ±2°
  - Re-sheared on the sheared surface ; c 0.59 ±0.06 MPa, ϕ 41 ±1°
- In situ uniaxial compression strength test
  - Site No. I (Dae-Woon-Chun bridge site) ; σ_c 2.07 MPa, E 0.74.GPa.
  - Site No. II (Zang-An rest area) ; σ_c 1.82 MPa, E 1.10 GPa
- Engineering geological properties
  - Site No. I (Dae-Woon-Chun bridge site) ; JCS 26~41, JRC 9~12, RMR 36~45, Jv 16 joint/m^3, SCR 6, SR 37, GSI 31, σ_{ci} 58 MPa(estimated).
  - Site No. II (Zang-An rest area) ; JCS 12~20, JRC 8~10, RMR 22~33, Jv 39 joint/m^3, SCR 4, SR 38, GSI 22, m_i 10(estimated), σ_{ci} 45 MPa(estimated).

(2) The strength parameters of Mohr-Coulomb(M-C) criteria has been evaluated using Hoek-Brown(H-B) and Barton criterion are as follows.

- Using Hoek-Brown(H-B) criteria
  - Site No. I : c 2.01 MPa, ϕ 30.1°(Data ; a 0.54, m_b 0.9253, s 1.6×10^{-4})
  - Site No.2 : c 1307 MPa, ϕ 28.2°(Data ; a 0.5, m_b 1.3224, s 5.23^{-4}).

- Using Barton criteria

if JCS of 10 MPa, c 0.28 MPa, and if JCS of 15 MPa, c 0.34 MPa, ϕ 50.7°.

(3) Strength parameters comparison measurements with estimations

- The cohesion(c) based on H-B criterion turned out greater than 3 times of experimented ones on the test block, however, inter frictional angle(ϕ) resulted in half of measured one.
- Using Barton criteria, friction angle was same approximately, but cohesion turned out half of tested's,
- In comparison with the strength parameters, It became lower c and higher ϕ in Barton criteria, contrarily higher c and lower ϕ than the results in situ DSST.
- Hoek-Brown criterion based on an intact rocks including tension stress, therefore the failure envelope has to fitted with cohesion, invariably. On the other hand, hence Barton suggested the criteria as experimental data of shear test with artificial saw-cut and sliced concrete surfaces, there is no cohesion only friction angle. So, Mohr-Coulomb cohesion(c) derived from Barton criteria is absolutely not a bonding, cemented, and adhesive stress as a soil mass, but an apparent cohesion or only intercept of the fitted line by regression analysis familiar with geotechnical engineers.

(4) In considering a discontinuities of test block of of weak rock, in situ direct shear strength test system developed in this R & D has been nearer to the Barton failure envelope than the Hoek-Browns'.

(5) To fit the Mohr-Coulomb strength from Hoek-Brown criteria, the strength parameters c of 0.5 MPa~0.7 MPa ϕ of 40°~48° measured using the prototype equipment developed in this R & D has been matched with effective normal stress(σ_n') level less than 6 MPa and disturbance factor(D) of 0.3 to o.5.

(H) Field demonstration and seminar

(1) Field site for weak rock masses was selected at proposed 'Jang An' rest area in Busan-Ulsan highway.

(2) Six 350×350×490 test blocks were prepared.

(3) Field demonstration and seminar were held on June 7, 2007.

V. Proposal for Applications

(1) The developed equipments will be used for followings with rock core and concrete specimen.

- Rock core(NX) : PLST, PBT, UCST, DSST and TCST etc.
- Con'c specimen : same tests listed above with D35, D50, D75, D100.
- As a replacement of current lab. UTM.
- Development of research papers.
  - Effects of strain rate on strength parameters
  - Scale effect of specimen on strength
  - Analysis on strength parameters of natural and sheared surface
  - Shear strength non-normal stress

(2) Intensive application will be made for weak rock masses of the domestic construction sites and optimum design of the T/K base.

- Preparation method of test block on a weathered rock masses
- Promotion for in-situ test instruments and procedures of weak rock masses
  - The improved PLST(Point Load Strength Test)
  - Tilting/Pulling test
  - USCT(Uniaxial Strength Compression Test)
  - The developed UTST(Uniaxial Tension Strength Test)
  - DSST(Direct Shear Strength Test)
  - PBT(Plate Bearing Test)

(3) Measurement of pressure transducers and settlement installed at case study site will be continued. By comparing the results with previous design parameters, optimum data will be gathered for design, construction and inspection.

(4) Hydraulic pump of 1.5~60 MPa constant load will be used for a pile loading test and PLST.

(5) Merchandising developed data logger.

(6) Merchandising improved PLST apparatus and uniaxial tension test device.

(7) To explore the possibility of modification of developed CNL type direct

shear apparatus to CNS type.

(8) Example of activity.

- East Coast Industrial Road construction site(Korea)
- Test block formation(Aug. 9 to Aug. 11, 2007)
- Plate bearing test(Aug. 9 to Aug. 11, 2007)

(9) Scheme for the Registration for New Excellent Technology

목 차

0.1 국문 요약 ---------- 1 ~ 22
0.2 영문 요약 ---------- 23 ~ 48
0.3 국문 목차 ---------- 49 ~ 54
0.4 영문 목차 ---------- 55 ~ 60
0.5 표(Table) 목차 ---------- 61~ 65
0.6 그림(Figure) 목차 ---------- 66 ~ 75

본문 목차

제 1장 연구개발의 필요성

1.1 연구 개발 개요
1.1.1 불량 암반과 지질공학적 측면 ---------- 001
1.1.2 지반 공학적 측면 ---------- 001

1.2 연구개발의 중요성
1.2.1 기술적 측면 ---------- 002
1.2.2 경제·산업적 측면 ---------- 002
1.2.3 사회·문화적 측면 ---------- 003

1.3 지금까지의 연구개발 실적
1.3.1 지반조사의 상호관계 ---------- 003
1.3.2 불량 암반의 분류 ---------- 005
1.3.3 수직응력이 없는 경우의 전단강도 ---------- 007
1.3.4 수직응력을 고려한 전단강도 규준 ---------- 009

1.4 시공사례나 설계기준의 불량 암반 지지력 ---------- 015

1.5 암반의 전단강도론과 불량 암반의 지지력 ---------- 018

1.6 불량 암반의 침하량 해석 ---------- 024

1.7 시험 장치 ---------- 026

제 2장 국내외 관련 기술 및 산업 동향

2.1 국내 기술 및 산업 동향 ---------- 027

2.2 국외기술동향

2.2.1 점재하 시험(PLST, ASTM D 5731-90) ---------- 029

2.2.2 암반의 현장 1 축 압축시험(UCST) ---------- 029

2.2.3 평판 재하시험(PBT) ---------- 031

2.2.4 직접 전단시험(DSST) ---------- 032

2.2.5 기타 ---------- 034

2.2.6 DSST 수직하중의 정하중 법과 정강성법 ---------- 035

2.3 연구개발과제 및 대상기술의 중복성

2.3.1 연구개발과제의 중복방지를 위한 조사 및 검토결과 ---------- 037

2.3.2 연구개발과제의 차별화 방안 ---------- 037

2.4 기술동향 분석 결론

2.4.1 지내력 추정과 In situ DSST의 Test block과 전단면 ---------- 038

2.4.2 현재 기술수준의 문제점의 보완 ---------- 039

2.4.3 강도정수에 관련된 지질공학적 측면의 표현과 상관성 ---------- 042

2.4.4 기타 ---------- 042

2.5 연구개발과제 및 대상기술의 중복성

2.5.1 연구개발과제의 중복방지를 위한 조사 및 검토결과 ---------- 042

2.5.2 연구개발과제의 차별화 방안 ---------- 042

2.6 향후 전망

2.6.1 ASTM 규정보다 진일보된 DSST 시험기 ---------- 043

2.6.2 불량 암반 현장에 Test block 형성과 기기의 성능검사 ---------- 044

2.6.3 불량 암반의 강도정수 정량적 표현과 개발기기의 경쟁력 ---------- 045

2.6.4 향후 전망 ---------- 045

2.6.5 지질공학적 측면을 고려한 총체적 연구의 촉진 046

제 3장 연구개발 수행 내용 및 결과

3.1 연구지역의 광역적 지질조사

3.1.1 지질 개요 ---------- 047
3.1.2 지질각론 ---------- 049
3.1.3 지사 ---------- 052
3.1.4 지형 특성 ---------- 052

3.2 광역적 선구조 분석

3.2.1 원격탐사 기법 ---------- 054
3.2.2 음영기복도 분석 ---------- 056
3.2.3 중해상도 위성영상 분석 ---------- 061
3.2.4 고해상도 위성영상 분석 ---------- 063
3.2.5 선구조 밀도 분석 ---------- 064

3.3 현장지질조사 및 실내분석

3.3.1 현장 지질 조사 ---------- 065
3.3.2 현미경 관찰 ---------- 070
3.3.3 X-선 형광분석(XRF) ---------- 073
3.3.4 X-선 회절분석(XRD) ---------- 075
3.3.5 전자투과현미경(SEM) 분석 ---------- 076
3.3.6 열수변질 작용과 암석의 풍화 ---------- 078

3.4 불연속면의 기하학적 분포 특성

3.4.1 현장 절리조사 ---------- 080
3.4.2 방향성 분석 ---------- 085
3.4.3 절리 간격 분석 ---------- 087
3.4.4 절리 연장성 분석 ---------- 090
3.4.5 3D 블록 체적분포 ---------- 093
3.4.6 3-D 절리 연결 구조 ---------- 094

3.5 불연속면의 역학적 특성과 Test block 형성 위치 선정

3.5.1 절리면 압축강도 ---------- 099
3.5.2 절리면 거칠과 RMR ---------- 100
3.5.3 Test Block 형성 후보지 선정 ---------- 102

3.6 Test block 현장의 지질 및 지질공학 특성
3.6.1 Test block 현장의 지질특성 ---------- 104
3.6.2 Test block 현장의 불연속면 분포특성 ---------- 122
3.6.3 절리암반의 암반 역학적 특성 ---------- 132

3.7 Data logger 개발
3.7.1 시스템의 기본 구성 ---------- 141
3.7.2 운용 프로그램 알고리즘 ---------- 145
3.7.3 Data의 획득(Data acquisition) ---------- 152
3.7.4 Digital data의 획득(Digital data acquisition) ---------- 155

3.8 현장에 Test block 형성 및 반력 앵커
3.8.1 Test block 형성용 Rock saw의 성능검사 ---------- 157
3.8.2 Chain saw를 이용한 Test block 주면 정리 ---------- 163
3.8.3 강도정수를 구하기 위한 Test block 형성 ---------- 166
3.8.4 O-type Test block 형성용 Rock core drill ---------- 174
3.8.5 Test block molding ---------- 176
3.8.6 연직 반력용 앵커 준비 ---------- 178

3.9 Hydraulic jack system 시작품의 성능 검사
3.9.1 시험대상 시료와 시험기의 설계조건 ---------- 201
3.9.2 Hydraulic jack system의 구비조건 ---------- 203
3.9.3 모의시험장에서 시작품 성능검사 ---------- 205
3.9.4 1차년도 시작품의 성능검사 결과분석(2005. 7. 29) ---------- 217

3.10 사례연구 현장 구조물의 접지압과 주변조사
3.10.1 현장의 주변조사 ---------- 224
3.10.2 시공예정인 구조물 설계도서 ---------- 229
3.10.3 토압계의 검정 ---------- 233
3.10.4 토압계와 침하계 매설 ---------- 238
3.10.5 토압계 및 침하계 계측 ---------- 243

3.11 Load frame 설계 및 제작
3.11.1 DSST 시험장치의 개요 및 설계 제약조건 ---------- 251
3.11.2 Load frame system의 구조해석 ---------- 256
3.11.3 시행착오 후에 수정·보완한 기본 설계도 ---------- 276

3.12 하중제어 장치의 보완
3.12.1 Hydraulic jack 개선 ---------- 306
3.12.2 정변형량 유지장치 ---------- 311
3.12.3 정압유지 장치 ---------- 326
3.13 절리-암반의 강도정수의 실측치와 실측치 비교
3.13.1 Hoek-Brown의 전단 강도 규준 ---------- 333
3.13.2 Barton의 강도규준 ---------- 339
3.13.3 불량 암반 현장의 실측자료와 추정치의 비교 ---------- 345
3.14 암석의 실내 시험용 소형기기 개발
3.14.1 점재하 시험(PLST)장치의 개량 ---------- 357
3.14.2 암석 코어 시료의 직접 인장 시험기 개발 ---------- 375
3.14.3 Tilt/Pull test 기기 개발 ---------- 397
3.14.4 Tilt test 기기의 원리 및 기본 설계도 ---------- 400
3.14.5 Tilt/Pull test 시작품의 검정과 결과의 음미 ---------- 408
3.14.6 슬레이크 내구성 시험 ---------- 419
3.15 불량 암반 현장상태의 강도정수 측정
3.15.1 직접전단 강도시험(In situ DSST) ---------- 422
3.15.2 1축 압축 시험(UCST) ---------- 468
3.15.3 평판 재하 시험(PBT) ---------- 475

제 4장 연구목표 달성도 및 관련분야 기여도

4.1 연구 성과
4.1.1 지질공학과 지반공학의 상호보완적 관계 ---------- 487
4.1.2 개발된 기기들 ---------- 489
4.2 연구 목표의 달성도 ---------- 490
4.3 관련분야 기여도 ---------- 491

제 5장 연구 성과 및 활용계획

5.1 연구성과 기술적 측면 ---------- 492
5.2 활용계획 ---------- 495

제 6장 연구과정에서 수집한 해외과학 수집정보

6.1 Lab. test 전단시험 장치(CNL보다 CNS가 낫다) ---------- 497
6.2 무결함 암석 강도규준의 일반적 경향 ---------- 499
6.3 암반의 파괴규준 경험식 ---------- 502
6.4 암반의 분류법 ---------- 503

제 7 장 참고 문헌 ---------- 506

Contents

0.1 Summary in Korean ---------- 1 ~ 22
0.2 Summary in English ---------- 23 ~ 47
0.3 Contents in Korean ---------- 48 ~ 54
0.4 Contents in English ---------- 55 ~ 60
0.5 Table Contents ---------- 61 ~ 65
0.6 Figure Contents ---------- 66 ~ 75

Chap. 1 Purpose of the research and development

1.1 Needs of Research and developments
1.1.1 Geology engineering aspects ---------- 001
1.1.2 Geotechnical engineering aspects ---------- 001

1.2 Importance of the research and development
1.2.1 Technical aspects ---------- 002
1.2.2 Economical and industrial aspects ---------- 002
1.2.3 Social and cultural aspects ---------- 003

1.3 Current status on topic
1.3.1 Properties measurements of weak rock masses ---------- 003
1.3.2 Classification of weak rock masses ---------- 005
1.3.3 Shear strength of intact rock without normal stress -------- 007
1.3.4 Shear strength criterion of weak rock masses ---------- 009

1.4 Bearing capacity refer to a building odes & documents ---------- 015

1.5 Shear strength and bearing capacity ---------- 018

1.6 Deformation of weak rock masses ---------- 024

1.7 Testing equipments ---------- 026

Chap. 2 Related technology and industry trend

2.1 Domestic trends of technology ---------- 027

2.2 Trends of technology in foreign countries

2.2.1 PLST, ASTM D 5731-90 ---------- 029

2.2.2 In situ UCST ---------- 029

2.2.3 PBT(Plate beraing Test) ---------- 031

2.2.4 In situ DSST(Direct Shear Strength Test) ---------- 032

2.2.5 Other test equipments ---------- 034

2.2.6 CNL and CNS of direct shear test ---------- 035

2.3 Redundancy of the proposed research

2.3.1 Results of investigations to prevent redundancy of the research ---------- 037

2.3.2 Discriminatory measure of the research ---------- 037

2.4 Analysis on state-of-the-art

2.4.1 Test block and its shear plane of in situ DSST ---------- 038

2.4.2 Improvement of current technology ---------- 039

2.4.3 Geologic description and its interrelationship with strength parameter ---------- 041

2.4.4 The other test method ---------- 042

2.5 Redundancy of the proposed research

2.5.1 Results of investigations to prevent redundancy of the research ---------- 042

2.5.2 Discriminatory measure of the research ---------- 042

2.6 Prospect

2.6.1 DSST advanced than ASTM D4554-90 ---------- 043

2.6.2 Performance in field testing of a weak rock masses ---------- 044

2.6.3 Strength parameters of weak rock masses ---------- 045

2.6.4 Prospect ---------- 045

2.6.5 Acceleration of research with geology ---------- 046

Chap. 3 Contents & results of R & D

3.1 Regional geological survey on study area

3.1.1 General geology ---------- 047

3.1.2 Detailed geology ---------- 049

3.1.3 Geological history ---------- 052

3.1.4 Geomorphology ---------- 052

3.2 Regional lineament analysis

3.2.1 Remote sensing ---------- 054

3.2.2 DEM analysis ---------- 056

3.2.3 Medium resolution satellite images analysis ---------- 061

3.2.4 High resolution satellite images analysis ---------- 063

3.2.5 Density of lineament ---------- 064

3.3 Field geologic investigation and lab. analysis

3.3.1 Field investigation ---------- 065

3.3.2 Polarizing microscope analysis ---------- 070

3.3.3 XRF analysis ---------- 073

3.3.4 XRD analysis ---------- 075

3.3.5 SEM analysis ---------- 076

3.3.6 Hydrothermal alteration and weathering of rock masses ------ 078

3.4 Geometric characteristics of the joint

3.4.1 Field joint survey ---------- 080

3.4.2 Joint orientation analysis ---------- 085

3.4.3 Joint spacing analysis ---------- 087

3.4.4 Joint size analysis ---------- 090

3.4.5 3-D block volume distribution ---------- 093

3.4.6 3-D joint network system ---------- 094

3.5 Engineering properties of the joint and selected site

3.5.1 Joint wall strength ---------- 099

3.5.2 Joint roughness ---------- 100

3.5.3 Selection of Test Block site ---------- 102

3.6 Geological characteristics of the Test block

3.6.1 Geology of the test block site ---------- 104
3.6.2 Discontinuity distribution of the Test block site ---------- 122
3.6.3 Geotechanical properties of the fractured rock masses ------ 132

3.7 Development of a data logger
3.7.1 Layout of data gain and recodring ---------- 141
3.7.2 Algorithm of operating program ---------- 145
3.7.3 Data acquisition ---------- 152
3.7.4 Digital data acquisition ---------- 155

3.8 Test block preparation and vertical anchor
3.8.1 Performance of rock saw for test block formation ---------- 157
3.8.2 Finish using chain saw ---------- 163
3.8.3 Test block formation for DSST & UCST ---------- 166
3.8.4 Rock core drill for O-type test block ---------- 175
3.8.5 Shear box-Test block molding ---------- 177
3.8.6 Preparation for rock bolts ---------- 179

3.9 Performance test of the developed hyd. jack system
3.9.1 Specification of the units ---------- 202
3.9.2 Design conditions of hydraulic jack pump system ---------- 204
3.9.3 Performance of the prototypes at mock test field ---------- 205
3.9.4 Analysis and modifying of prototypes ---------- 217

3.10 Surveying of the case study site
3.10.1 Surveying of case study site ---------- 224
3.10.2 Reference of proposed structure ---------- 229
3.10.3 Calibration of soil tranducers ---------- 233
3.10.4 Installation of tranducers ---------- 238
3.10.5 Measurement of contact pressure ---------- 243

3.11 Structural analysis on developed load frame system
3.11.1 Design conditions and layout of DSST load frame ---------- 251
3.11.2 Structural analysis of load frame system ---------- 256
3.11.3 Modified layout drawings of protype load frame ---------- 276

3.12 Modifying of the hydraulic pump system

3.12.1 Hydraulic jack ---------- 305
3.12.2 Constant strain rate device ---------- 311
3.12.3 Constant pressure rate device ---------- 326

3.13 Comparison of estimated with tested c & ϕ of weak rocks
3.13.1 Heok-Brown' shear strength criterion ---------- 333
3.13.2 Barton's sheat strength criterion ---------- 341
3.13.3 Comparison of estimation with testings of weak rocks ------ 345

3.14 Development of devices for rock sample testing
3.14.1 Improved PLST apparatus ---------- 357
3.14.2 Development of uniaxial tension test device ---------- 375
3.14.3 Development of tilt/pull test device ---------- 395
3.14.4 Layout drawings of tilt/pull testing device ---------- 400
3.14.5 Performances of tilt/pull device ---------- 408
3.14.6 Slake durability test ---------- 419

3.15 In situ test at a weak rock masses
3.15.1 In situ direct shear test ---------- 422
3.15.2 In situ uniaxial compression strength test ---------- 468
3.15.3 Plate loading or bearing test ---------- 475

Chap. 4 Achievements & contributions for related field

4.1 Outcomes of the research
4.1.1 Effects of cooperation with geotechnical engineering and geology engineering -------- 487
4.1.2 The prototypes of developed apparatuses ---------- 489

4.2 Measure of the achievements of the research aim ------- 490

4.3 Measure of the contributions to the related field ------- 491

Chap. 5 Application plane of the project benefits

5.1 Technical aspects of the project benefits ---------- 492
5.2 Proposal for applications ---------- 495

Chap. 6 Information of science and technology collected through the research project

6.1 CNS type prefer CNL type of Lab. DSST ---------- 497

6.2 Development of strength criteria on intact rock ------- 499

6.3 Experimental strength criteria ---------- 502

6.4 Latest classification of rocks ---------- 503

Chap. 7 References ---------- 506

표 목차 (Table Contents)

표 1.1 1축 압축 강도에 의한 암석의 분류 : 단위 MPa ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 006
표 1.2 불량암반의 기준(보통암 또는 연암급 이하) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 006
표 1.3 m&s Hoek-Brown(1988)의 m & s ; $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ ◦◦◦◦◦◦◦◦ 011
표 1.4a 쇄석/신선암의 3축 압축시험 예 ; Ramamurthy(2001) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 014
표 1.4b 크기 $(1.5m)^2$의 직접전단 시험 예 : John et. al.(1986) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 014
표 1.5 확대기초의 허용지지력, US Dept. of Navy(1983) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 015
표 1.6a 파쇄대나 절리가 발달된 기초지반의 지지력 추정의 Ksq-값 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 017
표 1.6b 표 1.6a의 A, B, C, D & E ◦ ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 017
표 1.7 암반 위의 지지력 시험 예 : (주)동아지질 제공 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 018
표 1.8 허용 지지력산출의 수정계수 C_{f1} ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 021
표 1.9 쇄설성/파쇄대의 변형계수(E_1)를 고려한 침하량 수정계수 α ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 024
표 1.10a 반무한 탄성지반의 1점의 탄성침하량 산출의 형상계수Cd ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 025
표 1.10b 감성기초 밑 탄성지반의 등분하중 중심의 평균 침하량 산출의 Cd ◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 025
표 2.1 암석의 직접 전단시험 예(한국) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 028
표 2.2 불량암반 지지력에 대한 시방서나 시공후 실측사례 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 039
표 3.1.1 연구대상지역의 지질계통표 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 048
표 3.3.1 과업구간 조사위치 별 관찰결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 065
표 3.3.2 채취한 암석시료의 현미경 관찰결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 070
표 3.3.3 주요 암석시료의 주성분 분석결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 074
표 3.3.4 주요 암석시료의 실리카와 알칼리 성분 및 암석 동정결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 074
표 3.3.5 단층 점토의 XRD 분석결과 ◦◦ ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 076
표 3.3.6 전자 투과 현미경 관찰결과의 점토 광물 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 076
표 3.4.1 절리면의 조사항목과 조사방법 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 081
표 3.4.2 조사 위치의 위경도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 082
표 3.4.3 클러스터링 알고리즘에 의한 불연속면의 방향성 분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 086
표 3.4.4 절리군 간격(평균법선방향)에 대한 확률분포의 적합성검증 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 088
표 3.4.5 절리 간격보정 및 평균법선 방향으로의 절리간격 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 090
표 3.4.6 Observed & corrected mean of joint trace length ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 091
표 3.4.7 각 절리군에 대한 3-D 절리 빈도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 095
표 3.5.1 Schmidt hammer test로 구한 절리면의 일축압축강도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 099
표 3.5.2 슈미트 해머 반발지수의 정규분포 적합성검증 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 100
표 3.5.3 JRC 대한 정규분포의 적합성검증 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 101
표 3.5.4a #SL1, #SL3 및 #SL5의 RMR 평가결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 101
표 3.5.4b RMR 평가 예(#SL1 지역) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 102
표 3.5.5 Test block 형성 현장의 지질공학적 특성 조사결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 103

표 3.6.1 암석 및 점토시료의 X-선회절 분석 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 108
표 3.6.2 암석 시료의 주 화학성분 분석 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 115
표 3.6.3 암석 시료의 주 화학성분 분석 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 122
표 3.6.4 불연속면의 방향성 분석 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 123
표 3.6.5 절리군 간격의 확률분포 적합성검정 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 124
표 3.6.6 절리 간격보정 및 평균법선 방향(MNV)의 절리간격 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 125
표 3.6.7 절리군 Semi-trace의 확률분포 적합성 검정결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 125
표 3.6.8 보정된 평균 절리 연장성 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 126
표 3.6.9 불연속면의 방향성 분석결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 128
표 3.6.10 절리군 간격의 확률분포 적합성검정 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 129
표 3.6.11 절리 간격보정 및 평균법선 방향(MNV)의 절리간격 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 130
표 3.6.12 절리군 Semi-trace의 확률분포 적합성검증 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 131
표 3.6.13a Schmidt Hammer Rn & JRC의 확률분포 검정결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 132
표 3.6.13b Joint 면의 S-H 반발수에 의한 JCS ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 133
표 3.6.14 RMR 평가 예(#SL1 지역) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 134
표 3.6.15 GSI 추정을 위한 불연속면 표면상태(Sonmez & Ulusay ,1999) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 135
표 3.6.16 불연속면(Joint)의 S-H 반발수에 의한 JCS ∘∘ ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 137
표 3.6.17 Schmidt Hammer Rn & JRC 확률분포 검정결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 137
표 3.6.18a RMR 평가 예(#SL1 지역) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 138
표 3.6.18b #SL1, #SL3 및 #SL5의 RMR 평가 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 139
표 3.6.19 '장안휴게소' 예정지의 지질공학적 Parameters ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 139
표 3.8.1 Rock saw yystem의 성능검사 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 158
표 3.8.2 QHC-Mortar cubic 공시체의 압축강도 시험 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 178
표 3.8.3a UCST of QHC cubic con'c specimen for 1 day-cured ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 179
표 3.8.3b UCST of QHC cubic con'c specimen for 7 day-cured ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 180
표 3.8.4 현장 시험 연직반력용 Rock bolt 시공량 품셈 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 187
표 3.8.5a Rock bolt 인발저항 시험결과(휴게소 자리) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 189
표 3.8.5b Rock bolt 인발저항 시험결과(사례연구현장) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 189
표 3.8.6a 불량 암반과 Rock bolt의 인발저항 시험 예(휴게소) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 189
표 3.8.6b 불량 암반과 Rock bolt의 인발저항 시험 예(대운천교) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 191
표 3.9.1 형성한 Test block 크기별 소요하중 추정치 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 202
표 3.9.2a Strain rate 0.2mm/min 일정 유지 성능시험 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 217
표 3.9.2b Strain Rate 유지 성능검사 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 219
표 3.10.1 부산-울산 고속국도 대운천교 Pier 현장의 PLST ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 227
표 3.10.2 부산-울산 고속국도 제5공구 장안휴게소의 PLST ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 228
표 3.10.3 기존설계도의 대운천교 Pier #5 기초지반의 안정성 검토 요약 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 229
표 3.10.4a Initial offset of pressure gauges ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 236

표 3.10.4b 전원을 끈 후에 다시 셋팅한 초기치 검정결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 238
표 3.10.5 실측 침하량과 탄성 침하량 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 244
표 3.10.6 토압계 매설 직후(2006.05.01)의 초기치 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 245
표 3.10.7 공사일정별 시공된 고정하중만 고려한 기초지반 접지압 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 246
표 3.10.8 2006. 09. 07 현재 이상이 발견된 토압계(×표시) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 247
표 3.10.9a 이상이 없는 토압계 3개의 실측자료 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 250
표 3.10.9b 유효한 토압계 실측치와 실하중의 접지압 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 250
표 3.11.1 In situ DSST의 시험순서와 관련하중 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 255
표 3.11.2 Load and jack position according to test order ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 256
표 3.11.3 Tension force of anchor bolt ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 257
표 3.11.4 Maximum stress and strain of base model ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 261
표 3.11.5 Variation of maximum stress according to tr ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 261
표 3.11.6 Maximum stress of RP-1 model(test order-2) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 262
표 3.11.7 Maximum stress of RP-TB model ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 264
표 3.11.8 Maximum stress of RP-TB-P model(test order-2) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 266
표 3.11.9 Maximum stress of STF model ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 270
표 3.11.10 Maximum stress of HOR-BOX model(test order-2) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 270
표 3.11.11 Results of finite element analysis for reaction plate ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 273
표 3.11.12 Numerical results of 3-D solid analysis ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 274
표 3.11.13 Maximum stress of roller box ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 275
표 3.11.14 전단하중 1.2*MN*용 반력판 2조의 주요부재 개요 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 277
표 3.12.1 Hyd. Jack에 사용되는 소재의 강도 특성 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 306
표 3.12.2 Hyd. jack 무게(Duralumin T7075, 120tf×행정100mm) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 309
표 3.12.3 Cyclo-cam 가공을 위한 cam loci(x, y) 산출 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 314
표 3.12.4 Rack gear type 정변형량 유지 장치의 검정 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 324
표 3.12.5 정압유지 장치의 부품사양 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 326
표 3.12.6 정압유지 검정(압력단위 kgf/㎠) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 330
표 3.13.1 굴착으로 인한 암반 주변의 교란정도 따른 교란계수(D)의 범위 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 337
표 3.13.2 팽창각(d_n)과 절리면 손상계수(M) 실측 예 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 343
표 3.13.3 지질공학적 조사 및 현장 1축압축/직접 전단 시험결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 345
표 3.13.4a 3축 압축 모델링 및 σ_n, τ 좌표계로 변환(장안 휴게소) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 347
표 3.13.4b H-B의 비선형 파괴규준을 M-C Criteria로 변환 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 347
표 3.13.5 Hoek-Brown 파괴규준의 Mohr-Coulomb 규준으로 변환 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 348
표 3.13.6 강도정수의 추정치와 실측치 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 353
표 3.13.7 교란계수(D)를 고려한 H-B & Mohr-Coulomb 강도규준 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 354
표 3.14.1 개량한 PLST와 Date logger로 시험한 과정 기록지 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 361
표 3.14.2a 개량형 PLST에 의한 점하중강도 비교(Soft rock) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 362

표 3.14.2b 개량형 PLST에 의한 점하중강도 비교(Hard rock) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 363
표 3.14.3 1축 압축 시험결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 368
표 3.14.4a 편마암 A-군의 PLST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 369
표 3.14.4b 편마암 B-군의 PLST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 370
표 3.14.5 화강암 군의 PLST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 371
표 3.14.6 염기성 맥암 군의 PLST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 372
표 3.14.7a 적색 셰일 군의 PLST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 373
표 3.14.7b 흑색 셰일 군의 PLST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 373
표 3.14.8 암종별 점재하 강도지수 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 374
표 3.14.9 강도비(σ_c/σ_{rB}, σ_c/σ_t, σ_t/σ_{tB}) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 374
표 3.14.10 아령 타입 공시체로 직접 인장 시험한 Data ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 329
표 3.14.11 직접인장 시험 자료의 data logger에 입력된 예 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 394
표 3.14.12a 직접인장, 할렬인장 1 축압축 강도 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 395
표 3.14.12b 직접인장, 할렬 인장 및 1축압축 강도의 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 396
표 3.14.13 Results of pull test on a con'c block ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 412
표 3.14.14 Results of a tilt test on con'c block ◦◦◦ ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 413
표 3.14.15 슬레이크 내구성 분류기준(Franklin 및 Gamble 제안) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 420
표 3.14.16 슬레이크 내구성시험 결과(유문암질 응회암) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 421
표 3.15.1 한 현장에 2개의 Weak rock test block의 DSST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 445
표 3.15.2 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-1) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 451
표 3.15.3 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-2) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 453
표 3.15.4 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-3) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 457
표 3.15.5 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-4) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 457
표 3.15.6a Separated con'c block의 직접전단시험 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 460
표 3.15.6b DSST result on the con'c block 200×200×130 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 460
표 3.15.7a Separated con'c block의 직접전단시험 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 463
표 3.15.7b DSST result on the con'c block 200×200×130 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 463
표 3.15.8 Test data of In situ UCST of weak rock mass test block ◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 473
표 3.15.9 불량암반 현장의 평판 재하시험 결과 예 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 477
표 3.15.10a Data on the PBT sited at Pier No.5a ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 481
표 3.15.10b Data on the PBT sited at Pier No.5b ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 481
표 3.15.11a PBT Data (이진리 No.1) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 482
표 3.15.11b PBT Data (이진리 No.2) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 482
표 3.15.11c PBT Data (이진리 No.3) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 483
표 3.15.11d PBT Data (이진리 No.4) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 483
표 4.1 연구목표의 달성도 요약(2007. 06. 16. 현재) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 490
표 6.1 무결함 암석의 강도규준 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 501
표 6.2 가장 널리 인용되는 파괴규준 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 502
표 6.3 분류에 이용되는 공통변수 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 503
표 6.4 Palmströng(1995)이 재구성한 암반 분류법 종류 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 504

그림 목차 (Figure Contents)

Fig. 1.1 건설공사 현장의 지반 조사와 주요실험 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 004
Fig. 1.2 지반의 분류(Modified after Hencher, 1993) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 005
Fig. 1.2 1축압축 및 1축 인장시험 결과의 파괴포락선 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 008
Fig. 1.4 불연속면 암반의 전단강도 규준을 M-C 규준으로 상사 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 013
Fig. 1.5 불량 암반의 지지력 계수(한국 건교부 설계기준) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 016
Fig. 1.6 Rankine 이론을 적용한 지지력 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 019
Fig. 1.7 불량 암반에 놓인 기초의 지지력 해석 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 021
Fig. 1.8 암반 사면에 놓인 기초 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 022
Fig. 1.9 성층 경계면들이 직각인 암반 위의 기초 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 023
Fig. 1.10 지지력계수 Ncq and Nrq ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 023
Fig. 1.11 기초지반이 암반층으로 구성된 경우의 침하량 산정 Model ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 025
Fig. 2.1 Point Load Strength Test App.(ASTM D 5731-95) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 029
Fig. 2.2a 현장 1축압축 시험(ASTM D 4555-90) 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 030
Fig. 2.2b UCST 결과의 표현(σ, E, v, ΔV/Vo등) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 030
Fig. 2.3a ASTM D 4394-84의 암반의 PBT 장치개요 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 031
Fig. 2.3b 반복하중 PBT의 지지력 거동과 변형계수 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 032
Fig. 2.4 연암의 현장 직접전단 시험 개요(ASTM D 4554-90) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 033
Fig. 2.5a 1개 시료에서 5회이상 전단 시험 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 033
Fig. 2.5b 암석의 전형적인 σ_n-τ 관계도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 034
Fig. 2.6 Test Block의 작용-반작용식 현창의 전단하중 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 034
Fig. 2.7 CNS DSST의 강도정수 구하는 법 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 035
Fig. 2.8 정수직강성 전단시험 예 [Jiang, Y. et. al(2004)] ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 036
Fig. 2.9 불규칙 시료의 등가면적환산법 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 038
Fig. 2.10 ASTM D 4554-90의 5normal loads/block의 단점 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 040
Fig. 2.11 ASTM D 4554-90 단점을 보완한 직접전단 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 044
Fig. 3.1.1 연구대상 지역의 지질도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 048
Fig. 3.1.2 연구지역의 산계와 수계 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 053
Fig. 3.1.3 과업지역의 경사도와 경사방향도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 053
Fig. 3.2.1 한국 동남부 주요 선구조도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 057
Fig. 3.2.2 DEM 자료를 이용한 선구조 추출 순서도와 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 058
Fig. 3.2.3 연구지역의 DEM 자료와 3차원 지형 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 058
Fig. 3.2.4 광원 방향별 과업지역의 음영기복도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 059
Fig. 3.2.5 음영기복도에 의한 선구조 판독 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 060
Fig. 3.2.6 음영기복도 선구조 판독결과를 도시한 로즈다이어그램 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 060
Fig. 3.2.7 필터 적용 결과 선구조 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 061

Fig. 3.2.8 KOMPSAT-1 EOC 영상의 선구조 판독 결과와 Rose diagram ◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 062
Fig. 3.2.9 DK-2 영상 선구조 판독결과와 로즈다이어그램 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 063
Fig. 3.2.10 DK-2 영상 선구조 판독으로 선구조 밀도 분석결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 064
Fig. 3.3.1 현장 조사 및 암석 시료 채취 위치 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 065
Fig. 3.3.2 JA-1(6km800 지점) 노두 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 066
Fig. 3.3.3 JA-2(장안휴게소 부근) 노두 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 067
Fig. 3.3.4 JA-3 노두 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 067
Fig. 3.3.6 JA-7 노두 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 068
Fig. 3.3.7 JA-9 노두 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 068
Fig. 3.3.8 Site No. JA-8(1Km 800)의 노두 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 069
Fig. 3.3.9 JA-0 지점 유문암의 현미경 사진(×40) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 071
Fig. 3.3.10 JA-2 지점 유문암의 현미경 사진(×40) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 071
Fig. 3.3.11 JA-6 지점 조면안산암질 용결응회암의 현미경 사진(×40) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 072
Fig. 3.3.12 JA-7 지점 유문암질 응회암의 현미경 사진(×40) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 072
Fig. 3.3.13 JA-8 지점 유문암/현무암질 맥암 현미경 사진(×40) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 073
Fig. 3.3.14 Total alkali-silica ($Na_2O+K_2O-SiO_2$) 화산암 명명도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 075
Fig. 3.3.15 단층암 및 단층점토의 XRD 분석결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 076
Fig. 3.3.16 JA-0 대운천교 시료의 SEM 분석결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 077
Fig. 3.3.17 JA-2 장안휴게소 시료의 SEM 분석결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 077
Fig. 3.3.18 JA-8(1km 800 지점) 시료의 SEM 분석결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 077
Fig. 3.3.19 모암의 열수변질 유형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 078
Fig. 3.4.1 #SL1(대운천교) ; SL=11m, Jn=110 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 082
Fig. 3.4.2 #SL3(장안휴게소) ; SL=16m, Jn=165 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 083
Fig. 3.4.3 #SL5(시점+1.5km) ; SL=24.6m, Jn=60 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 084
Fig. 3.4.4 선형조사선과 교차된 불연속면 트레이스 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 085
Fig. 3.4.5 절리군 간격 K-S 검정결과 채택된 확률 밀도 함수도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 089
Fig. 3.4.6 일반적인 상하부의 경계에서 암반 노출면에서의 semi-trace ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 091
Fig. 3.4.7 Ci-ln(1-ri/n) 관계로 구한 평균 절리연장 산출결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 092
Fig. 3.4.8 몬테칼로 시뮬레이션으로 블록의 체적 산출 알고리즘 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 093
Fig. 3.4.9 블록 체적의 빈도수 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 093
Fig. 3.4.10 통계적으로 모사된 3-D 절리연결망(#SL1) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 097
Fig. 3.4.11 통계적모사의 3-D 절리연결망(#SL3) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 098
Fig. 3.6.1 조사현장 전경 및 시료 채취 위치도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 105
Fig. 3.6.2a 암석 시료 DP-4의 편광 현미경 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 106
Fig. 3.6.2b 암석 시료 DP-4의 편광현미경 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 106
Fig. 3.6.2c 암석 시료 DP2-1의 편광현미경 사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 107
Fig. 3.6.3 암석시료의 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 109

Fig. 3.6.4 점토 시료의 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 110
Fig. 3.6.5 시료 DP 1-2의 점토분리 후 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 111
Fig. 3.6.6 DP 1-3 시료의 점토분리 후 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 112
Fig. 3.6.7 시료 DP 1-5의 점토분리 후 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 113
Fig. 3.6.8 시료 DP 2-2의 점토분리 후 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 114
Fig. 3.6.9 Test Block 현장전경 및 정밀맵핑 위치도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 116
Fig. 3.6.10 장안휴게소 부근 노두사진 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 117
Fig. 3.6.11 휴게소지점 암산암질암의 현미경 사진(×40) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 118
Fig. 3.6.12 JR-SF-1-1 시료 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 118
Fig. 3.6.13 JR-SF-1-2 시료 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 119
Fig. 3.6.14 JR-SF-2-1 시료 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 119
Fig. 3.6.15 JR-SF-2-2 시료 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 120
Fig. 3.6.16 JR-SF-3 시료 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 120
Fig. 3.6.17 JR-SF-4 시료 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 121
Fig. 3.6.18 JR-SF-5 시료 X-선 회절분석 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 121
Fig. 3.6.19 #SL1 절리간격의 확률분포 검정개형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 124
Fig. 3.6.20 #SL2 절리간격의 확률분포 검정개형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 125
Fig. 3.6.21 #SL1-절리군 semi-trace의 확률분포 검정개형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 127
Fig. 3.6.22 #SL2-절리군 semi-trace의 확률분포 검정결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 127
Fig. 3.6.23 Test block 사진 및 통계적으로 모사된 3-D 절리연결망 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 128
Fig. 3.6.24 절리간격의 확률 분포 검정개형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 130
Fig. 3.6.25 S. Hammer 반발지수과 JRC의 정규분포 검정결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 133
Fig. 3.6.26 GSI의 추정방법(Sonmez & Ulusay, 1999) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 135
Fig. 3.6.27 Sonmez & Ulusay(1999) 방법의 SR & SCR로 GSI 추정 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 136
Fig. 3.6.28 S-H Rn의 JCS와 Profile gage의 JRC 확률분포 검정결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 138
Fig. 3.6.29 Sonmez & Ulusay(1999) 방법의 SR & SCR로 GSI 추정 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 140
Fig. 3.7.1 범용 Data logger system 개요도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 141
Fig. 3.7.2a Digital board의 flow chart ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 142
Fig. 3.7.2b Digital dial gage read & store ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 143
Fig. 3.7.3 데이터 입력 장비 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 144
Fig. 3.7.4 운용 program 구성 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 144
Fig. 3.7.5 Analog data 추출 알고리즘 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 147
Fig. 3.7.6 Digital data 추출 알고리즘 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 146
Fig. 3.7.7 암석의 1축 압축시험의 data 입력 예 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 147
Fig. 3.7.8 입력 data의 그래프 표현 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 148
Fig. 3.7.9 시험 종료 후 data 분석 P/G 운용 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 150
Fig. 3.7.10 저장된 sata를 임의 시간주기로 재정렬 가능 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 151

Fig. 3.7.11 Data logger 운영체계 개요도 ∘∘∘

Fig. 3.8.26a Rock Bolt의 시간-인발저항력 관계 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 198
Fig. 3.8.26b 정착장 별 시간-인발 저항력 관계 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 199
Fig. 3.8.26c 정착장 별 암반-앵커 체의 변형량 관계 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 199
Fig. 3.8.26d Rock bolt 정착장 별 인발저항력/변형량/부착응력 관계 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 200
Fig. 3.9.1 현장의 Test block 모의시험장 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 206
Fig. 3.9.2 DSST의 성능검사를 위한 요철판 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 207
Fig. 3.9.3 개발되는 기기들의 성능검사용 모의시험장 준비 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 208
Fig. 3.9.4 모의 공시체 고정 및 보조 Rock bolt 시공 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 209
Fig. 3.9.5 Load frame 반력판/마찰저항 감소용 bearing 장치 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 210
Fig. 3.9.6 암석의 Lab. DSST의 모의시험 준비완료 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 211
Fig. 3.9.7 자동제어 유압 펌프 시작품의 성능검사 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 213
Fig. 3.9.8 수직·수평 2개를 동시에 가동할 경우 불안정함 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 213
Fig. 3.9.9 시작품 성능검사를 위한 1축 압축 시험 공시체 준비 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 214
Fig. 3.9.10 1축 압축시험 공시체에 strain gage 부착완료 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 215
Fig. 3.9.11 Load frame 조립, Jack & 공시체 셋팅 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 216
Fig. 3.9.12 정변형율 반복재하 과정별 △L/△t의 일정유지성 검정 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 218
Fig. 3.9.13 정 변형속도로 시험한 응력-변형 변화 관계 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 221
Fig. 3.9.14 Strain rate에 따른 강도차이 변화 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 222
Fig. 3.9.15 변형속도에 따른 multi-cycle의 응력-변형 변화 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 222
Fig. 3.9.16 변형속도에 따른 탄성 및 소성 변형량 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 223
Fig. 3.9.17 변형속도에 따른 Global strain-stress 변화 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 223
Fig. 3.10.1 사례 연구 현장에서 점재하 시험 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 225
Fig. 3.10.2 현장의 불규칙 시료 치수측정 문제와 기기의 개선점 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 226
Fig. 3.10.3 대운천교 Pier #5의 단면도(재구성 총괄연구책임자) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 230
Fig. 3.10.4 대운천교 기초지반의 지진하중 작용시 안정검토 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 231
Fig. 3.10.5 사례연구 현장에 매설할 토압계와 검정장치 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 233
Fig. 3.10.6 토압계의 초기치와 scale factor 검정준비 완료 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 234
Fig. 3.10.7 구입한 토압계의 초기치와 압력 변화 유지성 검정결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 235
Fig. 3.10.8 토압계와 침하계 매설 위치 및 매설 상세도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 239
Fig. 3.10.9 토압계와 침하계 매설 준비 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 240
Fig. 3.10.10 침하봉 보호 및 토압계 terminal box 설치 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 241
Fig. 3.10.11 토압계 계측 현장(3006. 07. 28~10. 15. 3회) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 242
Fig. 3.10.6 토압계의 초기치와 scale factor 검정준비 완료 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 234
Fig. 3.10.7 구입한 토압계의 초기치와 압력 변화 유지성 검정결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 235
Fig. 3.10.8 토압계와 침하계 매설 위치 및 매설 상세도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 239
Fig. 3.10.9 토압계와 침하계 매설 준비 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 240
Fig. 3.10.14 접지압의 실측치와 실하중 비교(대운천교 Pier No.5) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 249

Fig. 3.11.1 현장 직접전단 시험기의 주요소 얼개(평면도) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 251
Fig. 3.11.2 In situ DSST의 수직하중 시스템의 측면방향 얼개 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 252
Fig. 3.11.3 Top 시료의 전단 장치(예상 N = 100kN, T = 360kN) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 253
Fig. 3.11.4 In situ DSST의 전단시와 재전단시의 frame 회전성 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 254
Fig. 3.11.5 편심으로 인한 회전방지를 위한 anchor 위치와 저항력 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 255
Fig. 3.11.6 FEM model for load frame system(test # 2) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 257
Fig. 3.11.7 Plate thickness of reaction plate system ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 258
Fig. 3.11.8 F.EM 요소 모델링과 해석결과의 변형 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 259
Fig. 3.11.9 Stress contour of base model(test order 1 to 3) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 260
Fig. 3.11.10 Stress contour of base model(test order 4) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 261
Fig. 3.11.11 Model RP-1 and its finite element model ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 262
Fig. 3.11.12 Stress contour of RP-1 model(h1=150 & h2=300㎜) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 263
Fig. 3.11.13 Model RP-TB ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 263
Fig. 3.11.14 Finite element model for RP-TB model ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 264
Fig. 3.11.15 Stress contour of model RP-TB ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 265
Fig. 3.11.16 Model RP-TB-P ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 265
Fig. 3.11.17 Stress contour of RP-TB-P model(t_1=12, t_1=10㎜) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 266
Fig. 3.11.18 Reinforced model ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 267
Fig. 3.11.19 Model STF-V의 유한요소 모델 및 응력분포(w=50, t=10㎜) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 268
Fig. 3.11.20 모델 STF-HL의 유한요소 모델 및 응력분포1(w=50,t=10) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 268
Fig. 3.11.21 모델 STF-HW의 유한요소 모델 및 응력분포(w=40, t=10) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 269
Fig. 3.11.22 모델 STF-D의 유한요소 모델 및 응력분포(t=10㎜) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 269
Fig. 3.11.23 모델 HOR-BOX의 유한요소 모델 및 응력분포 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 271
Fig. 3.11.24 수직하중 반력판의 구조해석 모델 및 해석결과 모식도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 272
Fig. 3.11.25 Configuration & thickness of return plate ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 273
Fig. 3.11.26 t20-P80tf인 인장 저항 턱의 해석모델과 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 274
Fig. 3.11.27 전단 이동시 마찰감소용 Roller box의 구조해석 결과 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 275
Fig. 3.11.28 Honey combed type 반력판 명칭과 주재료의 역학특성 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 277
Fig. 3.11.29 4각 Pipe 외측 고정판의 설명도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 278
Fig. 3.11.30 전단하중(수평하중) 반력판+ 하중전달판 조립 system ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 279
Fig. 3.11.31 반력판 내측면 덧댐판 및 인장 턱의 bolt holes ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 280
Fig. 3.11.32 정방형 강관의 Bolt hole 위치와 크기 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 281
Fig. 3.11.33 4각 관 내측면 및 하부측 bolt hole 위치와 크기 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 282
Fig. 3.11.34 전단하중(수평하중) hydraulic jack 부분 전달판 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 283
Fig. 3.11.35 수직하중 반력판의 4각관 및 덧댐 판의 bolt holes ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 284
Fig. 3.11.36 수직하중 전달판의 Bolt hole(모두 M22) t16-2개 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 285
Fig. 3.11.37 수직하중 지압판/상·하부 상자/Gyps molding 상관성 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 286

Fig. 3.11.38 상부 전단 상자의 Load cell 측면판 조립도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 287
Fig. 3.11.39 상부 전단 상자의 하중측 판(반대측은 t_c 부분만 없음) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 288
Fig. 3.11.40 상부 상자의 작용하중 측판 상세도-2개 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 289
Fig. 3.11.41 하부 전단 상자 측면판(2개)-Alumec-89 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 290
Fig. 3.11.42 하부 상자 Load cell 측 반대측 판 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 291
Fig. 3.11.43 전단하중 Jack+L. cell+측 맞춤구좌+전단상자 연결부 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 292
Fig. 3.11.44 Test block/상·하부 전단상자/수직하중 지압판 조립도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 293
Fig. 3.11.45 하부상자 시스템 및 하부상자(시료 350×350×420) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 294
Fig. 3.11.46 수직하중 지압판(Bearing plate) ; Duralumin T7075 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 295
Fig. 3.11.47 상부상자 이동시 마찰감소용 Roller box system ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 296
Fig. 3.11.48 Roller box base 및 Plate roller 상세도(SUJ2-급) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 297
Fig. 3.11.49 Roller housing 측면부 I 상세도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 298
Fig. 3.11.50 Roller housing 측면부II 및 축맞춤 구좌판 상세도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 299
Fig. 3.11.51 Top 시료 전단시 Test block 하부 보호/고정 지그(1쌍) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 300
Fig. 3.11.52 2nd 시료 전단시 T. block 하부 제 3, 4단 보호/고정 지그 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 301
Fig. 3.11.53 3rd 시료 전단시 T. block 최하부 보호/고정 지그(1쌍) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 302
Fig. 3.11.54 Top 시료 전단시 하부상자 지지용 덧댐판 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 303
Fig. 3.11.55 2~3단 전단시의 하부상자 덧댐판 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 304
Fig. 3.11.56 수직하중 및 보조 Anchor plate(Set anchor 포함) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 305
Fig. 3.12.1 밀폐된 박판용기 내의 유체압력과 저항응력 분포 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 307
Fig. 3.12.2 경량화를 고려한 Hydraulic jack ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 310
Fig. 3.12.3 정변형량 유지용 Cyclo-cam의 작동 원리 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 311
Fig. 3.12.4 Cyclo-Cam 궤적 예; 표 3.12.3의 좌표 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 313
Fig. 3.12.5 첨두부분을 완화시킨 Cyclo-aam 개형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 315
Fig. 3.12.6 Cyclo-cam type 정변형량 유지 장치 주요부 겨냥도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 316
Fig. 3.12.7 Rack gear type의 정변형량 유지장치 얼개 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 319
Fig. 3.12.8 Rack gear type 정변형량 유지 장치 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 320
Fig. 3.12.9 DC Motor operation panel ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 321
Fig. 3.12.10 DC Motor operation panel 회로도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 322
Fig. 3.12.11 정 변형량 유지 장치 검정결과(using rack gear type) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 323
Fig. 3.12.12 정압유지 장치의 회로도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 326
Fig. 3.12.13 새로 제작한 정압유지 장치(무게 56kgf) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 328
Fig. 3.12.14 정압 유지 장치의 검정결과(at In situ DSST) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 329
Fig. 3.12.15 정압 유지장치의 시간과 침하량 변화에 압력유지성 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 332
Fig. 3.13.1 Hoek-Brown 파괴포락선의 임의점에서 기울기와 절편 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 333
Fig. 3.13.2 Relationship between principal stresses ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 336
Fig. 3.13.3 $JRC\log(JCS/\sigma_n)$와 d_i or d_n의 상관성 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 341

Fig. 3.13.4 Criterion of Hoek-Brown and Mohr-Coulomb ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 349
Fig. 3.13.5 Comparison Hoek-Brown with Mohr-Coulomb ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 350
Fig. 3.13.6 Test block의 강도정수 측정치와 Barton 규준 비교 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 351
Fig. 3.13.7 In situ DSST of test block No.1 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 352
Fig. 3.13.8 강도정수(c & ϕ)의 추정치와 실측치 비교 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 353
Fig. 3.13.9 교란계수(D)를 고려한 H-B & Mohr-Coulomb 규준 비교 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 356
Fig. 3.14.1 PLST의 conical platen(제작용) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 357
Fig. 3.14.2 실측직경과 셋팅 상태(실제)의 점간 거리의 차이 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 358
Fig. 3.14.3 개량형 PLST의 다면 및 주요부 치수 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 359
Fig. 3.14.4 개발한 PLST의 초기 점간거리 및 파단시 관입깊이 측정 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 360
Fig. 3.14.5 PLST 시료준비 및 개량형 PLST assembly ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 364
Fig. 3.14.6 PLST setting 완료 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 365
Fig. 3.14.7 무효의 시편들과 PLST 완료 상태 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 366
Fig. 3.14.8 암종별 강도비 관계 σ_c/Is(L. cell)-σ_c/Is(p) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 376
Fig. 3.14.9 암석 코어의 직접 인장 시험기 시작품 단면도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 376
Fig. 3.14.10 암석 직접 인장시험기의 부재 상세도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 377
Fig. 3.14.11 직접인장 시험기 시제품으로 시험한 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 379
Fig. 3.14.12 아령 형 공시체 준비 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 380
Fig. 3.14.13 아령형 직접 인장 시험기 및 세팅 과정(1) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 381
Fig. 3.14.14 아령형 공시체의 셋팅 과정(2) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 382
Fig. 3.14.15 아령 형 공시체의 전형적인 인장파괴 유형 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 383
Fig. 3.14.16 쐐기형 직접 인장 시험기의 성능검사 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 384
Fig. 3.14.17 Center-holed jack type 암석 인장 원리 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 385
Fig. 3.14.18 Wedges of tension test device for rocks ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 386
Fig. 3.14.19 직접인장 시험기의 성능검사용 시료 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 387
Fig. 3.14.20 쐐기/전용 공구 및 Center-holed jack type 시험기 본체 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 389
Fig. 3.14.21 Center-hole jack에 인장 시료를 고정 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 390
Fig. 3.14.22 시료 고정 완료상태 및 인장 파괴된 시편들 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 391
Fig. 3.14.23 직접 인장시 파괴순간의 자료를 쉽게 찾는 예 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 393
Fig. 3.14.24 시작품을 이용한 직접인장 강도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 395
Fig. 3.14.25 Tilt/Pull test 시료의 JRC 범위 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 399
Fig. 3.14.26 Tilt Test 기기의 주요부 얼개(측면도) ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 400
Fig. 3.14.27 Tilt Test의 기울임으로 상부시료의 활동순간 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 401
Fig. 3.14.28 Tilt test device 주요얼개 및 부재별 명칭 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 402
Fig. 3.14.29 회전축 베어링 세트와 감속기 지지대 상세도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 403
Fig. 3.14.30 각도기 부착/감속기 고정부/회전주축 상세도 ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 404
Fig. 3.14.31 Fixing & tilting plate of bottom rock block ∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘∘ 405

Fig. 3.14.32 하부 rock block 고정용 Jig 및 Bearing set 상세도 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 406
Fig. 3.14.33 하부시료 분리면의 수평 맞춤 및 고정법 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 407
Fig. 3.14.34 Pull test에서 top block의 활동순간의 포착방법 예 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 410
Fig. 3.14.35 Pull test의 Top block 활동순간의 마찰저항력 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 411
Fig. 3.14.36 Pull test 용 기구 및 공시체 준비 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 414
Fig. 3.14.37 Pull test 시료의 셋팅 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 415
Fig. 3.14.38 끌기 시험(Pull test) 완료 $\phi=\tan^{-1}(\tau/\sigma n)$ ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 416
Fig. 3.14.39 Tilt test 시험기 본체의 회전축 수평 맞춤 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 417
Fig. 3.14.40 Tilt test 셋팅 완료 및 시작품의 주요부 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 418
Fig. 3.14.41 슬레이크 내구성 시험기 얼개(ASTMD 4644-87 re. 1998) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 419
Fig. 3.14.42 Slake durability 시험 예 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 420
Fig. 3.15.1 Test block 주변에 con'c pad 타설 (2000×1200×t80) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 423
Fig. 3.15.2a 최하부 시료부터 내부 상자에 Molding(Band에는 묻지않게) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 425
Fig. 3.15.2b 동일방법으로 Top 시료 표면까지 molding ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 426
Fig. 3.15.3 최상단 시료표면까지 molding & curing ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 427
Fig. 3.15.4 전단하중 반력판 조립(작용/저항 측 한 쌍) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 430
Fig. 3.15.5 전단하중 판력판과 하중전달판 연결 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 431
Fig. 3.15.6 수직하중 전달판 및 반력판 가조립 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 432
Fig. 3.15.7 Loaf frame 조립 완료 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 433
Fig. 3.15.8 Rock bolt 체결/하부상자 고정/수직하중 장치 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 434
Fig. 3.15.9 수직하중 시스템 조립완료 및 reference beam 설치 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 435
Fig. 3.15.10 Set-up load frame for in situ DSST of a weak rock masses ◦◦◦◦◦◦◦◦ 436
Fig. 3.15.11 제 1 단(Top specimen) 시료 자연상태 및 전단파괴면 재전단 종료 ◦◦◦∞◦◦◦ 439
Fig. 3.15.12 제 2 단 시료 캡핑 및 하부상자 고정 Juigs resetting ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 440
Fig. 3.15.13 시료의 전단시험전의 Molding 및 전단 파괴면 유형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 441
Fig. 3.15.14 전단파괴면의 Profile gauge로 JRC측정(JRC 18~20) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 442
Fig. 3.15.15 In situ DSST의 수평방향 변형에 대한 전단응력과 수직변위량 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 446
Fig. 3.15.16 전단방향 변형형에 따른 asperity 비교 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 447
Fig. 3.15.17 Shear strength parameters of a weak rock mass ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 448
Fig. 3.15.18 전단방향 변형량에 대한 전단응력과 dilatation 변화 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 449
Fig. 3.15.19 전단방향 변형에 따른 dilatation 비교(T. block No.2) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 450
Fig. 3.15.20a 분리된 한 쌍의 con'c block의 DSST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 461
Fig. 3.15.20b Solid con'c block의 DSST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 461
Fig. 3.15.21a 한 짝의 con'c block 면 사이의 전단변형-응력관계 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 462
Fig. 3.15.21b Solid con'c block의 전단변형 - 응력 관계 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 463
Fig. 3.15.22 Con'c block을 상자에 Molding(2차년도) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 464
Fig. 3.15.23 Con'c 직접전단 파괴면 예(활동 전단2차년도) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 465

Fig. 3.15.24a 분리된 한 쌍의 con'c block의 DSST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 466
Fig. 3.15.24b Solid con'c block의 DSST 결과 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 466
Fig. 3.15.25a 한 짝의 con'c block 면 사이의 전단 변형-응력 관계 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 467
Fig. 3.15.25b Solid con'c block의 전단 변형-응력 관계 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 467
Fig. 3.15.26 불량암반 Test block에 대한 UCST 시험과정(3차년도) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 468
Fig. 3.15.27 불량암반 Test block에 대한 UCST 과정의 파괴거동 예 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 469
Fig. 3.15.28 불량 암반 현장에 형성한 Test block의 UCST ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 470
Fig. 3.15.29 불량 암반 Test block에 UCST 파괴거동 예(2차년도) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 471
Fig. 3.15.30 Strain vz. stress curve ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 472
Fig. 3.15.31 대운천교 교각 #5 기초지반의 PBT 개형 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 477
Fig. 3.15.32 PBT 결과 예(장안 휴게소) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 478
Fig. 3.15.33 하중-시간-침하량 관계(장안 휴게소) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 479
Fig. 3.15.34 PBT No. Pier 5b의 t-s-q 그래프 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 480
Fig. 3.15.35a 사례연구 현장에서 평판재하 시험 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 484
Fig. 3.15.35b 공장 기초지반 PBT 사례(울산/온산읍/이진리) ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 485
Fig. 3.15.36 도로확포장 공사현장(강원도 삼척)에서 PBT 사례 ◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦◦ 486

제 1 장 연구개발의 필요성

1.1 연구개발 개요

1.1.1 불량 암반과 지질공학적 측면

최근에 지질공학과 관련된 암반의 물성에 관한 연구결과가 드물게 발표되고 있으나, 대부분이 공학적인 측면에 치중되어 있고 지질공학적 접근은 매우 빈약한 편이다. 따라서, 불량 암반의 이해와 실무에 적용하기 위한 지질학적 측면의 근본적인 연구와 적용사례의 축적이 필요하다. 이러한 관점에서 선진국과 비교해서 한국의 기술수준은 지질학 및 지질공학의 중요성 인식부족에 비롯되는 것으로 아직 미흡한 편이다.

지금까지의 불량 암반에 대한 조사와 시공은 거시적인 지질구조, 암종 및 풍화 도등의 검토 정도이었으나, 이 연구의 주제와 같은 암반의 풍화변질, 점토세맥, 구성광물의 특징 및 미세조직 등 미시적 측면의 지질학적 영향요인과 암반의 단열 연결망, 역학적 특성 등의 지질공학적 영향요인에 대한 정량화가 시급하다.

기초연구와 관련된 더 많은 연구지원과 정책적 뒷받침이 이루어진다면, 지질학, 지질공학 및 토목공학 사이의 상호 연관성의 공동연구와 이 분야의 많은 관심과 전문 인력의 양성이 활발하게 되어 급격한 기술개발로 인프라를 구축해야 한다.

1.1.2 지반 공학적 측면

대형 Plant, 도로 건설, 택지 조성, 터널 굴착 및 사면의 안정화 등과 같은 대규모 공사 현장에 단층대, 파쇄대나 풍화대가 발달된 불량 암반(Weak rock masses)이 있는 경우가 관심대상이다.

건설현장이 무결함 암석(Intact rock)인 경우는 코어를 채취하여 실내시험으로 강도정수를 구하는 것이 통례이다. 실내의 역학시험용 코어채취가 가능한 암반은 무결함 암석으로서 구조물의 지지력이나 침하량에 대한 안정화 대책보다는 오히려 발파로 제거시키는 공법선택이 주목적인 수가 많다. 그리고, Lab. test는 코어 채취와 시편제작 과정에서 교란되므로 구해진 강도정수(Strength parameters)는 신뢰성이 떨어진다. 따라서, 코어 채취가 불가능한 불량 암반은 현장시험이 불가피하다.

현장상태로 Test block을 형성해서 그 강도 특성의 측정이 가능하다면, 자연지반에 개재된 불확실성이 해소되어 실험결과의 신뢰도가 높으므로 설계·시공·감리·유지관리에 최적의 자료가 제공될 것이다. 현장의 실무자들은 불량 암반의 특성을 어느 정

도 인지하고 있으나, 구체적이고 정량적인 자료와 근거가 없어서 공사 진행여부의 결정이 애매하여 공사기간이 예상보다 연장되는 사례가 많음을 호소하고 있다.

불량 암반의 현장시험으로 강도정수를 구하는 표준시험법이 제안되어 있으나, 이들 방법은 현장에서 Test block 형성의 어려움, 시험 장치의 고가성·일회성, 시험자의 숙련도, 시험 성과물 축적의 일천함 및 경제성에 문제가 많아서 널리 이용되지 않고 있다. 그래서, 이러한 문제를 해소시킬 수 있는 시험기개발이 필요하다.

1.2 연구개발의 중요성

1.2.1 기술적 측면

Test block의 크기가 ASTM이나 ISRM에서 추천치보다는 작더라도 현장시험으로 불확실성이 해소된 강도정수를 구할 수 있다면, 설계·시공·감리·사후 관리에 최적의 자료가 제공될 것이다. 현장 시험용 장비는 운반이 가장 큰 문제이므로, 조립·분해 형태로 제작하여 부품별로 운반하면 중량 문제를 해결할 수 있다. 그리고, 시험 결과가 현장에서 파악되는 Data logger도 필수적이다. 이러한 장비를 개발하는 데는 다음의 조건을 충족시켜야 한다. 즉,

- Test block은 불량 암반의 현장에 형성
- Cavern type test는 물론, Open-cut 현장에서도 시험가능.
- 시험 목적과 원리가 타당하고, 경량화, 이동성 및 내구성을 갖춘 장비.
- 실내시험과 불량 암반의 현장시험을 겸용 가능한 다목적 시험기.
- 시험 결과가 시험 현장에서 확인되는 Data logger
- 변형량과 하중이 자동제어되는 Hydraulic jack control system
- 시험기 운용의 편의성
- 시험성과의 축적으로 수입대체 효과

1.2.2 경제·산업적 측면

전술한 ASTM이나 ISRM에서 제안된 표준시험법도 시험에 사용되는 기기의 구체적인 규모나 규격이 없는 점도 문제이다. 한국의 경우, 독창적으로 개발된 것이 없으며, 수입하거나 모사·개조한 것들이 대부분인데, 국산화에 대한 연구개발(R & D)도 미진한 실정이다. 이러한 개발기피 현상은 시험기 제작업체가 열악하고 개발

비용이 많이 드는 것이 가장 큰 원인이지만, 시험의 원리와 목적, 시험 방법의 명확성, 사용의 편의성, 시험 결과의 이용 등을 소홀하거나 무시하기 때문이기도 하다. 시작품에 대한 설계와 제작에 대한 투자의 모험성과 창의성 결여는 무엇보다도 경제적 뒷받침이 없기 때문이다.

건설공사 현장에 불량 암반이 있는 경우에 설계 변경의 유무, 터파기의 깊이, 가시설의 규모와 공법채택, 사면이나 터널의 안정해석 등에 입력되는 설계변수들이 정량적으로 구해져야 한다. 즉, 현장 시험결과로 불확실성이 해소된 자료로 최적설계를 수행해서, 과다설계로 인한 필요이상의 공사기간 연장과 공사비가 절감해야 한다. 현재는 불량 암반 현장상태의 강도정수를 경험이나 시측(Visual test)이나 경륜에 의존하고 있으나, 신뢰성 있는 현장시험 자료를 적용해서 보다 경제적이고 신속하게 수행해야 한다.

1.2.3 사회·문화적 측면

지반조사는 건설공사의 기본적인 사안이다.

그럼에도 불구하고, 국가가 시행하는 사회간접자본의 구축차원에서 시행하는 대형 건설공사를 제외하면, 기본조사 자체를 무시하는 경우가 많다. 이는 책정된 시험비의 소액, 시공기간의 엄수, 조사기술 축적의 일천 및 시험기의 미개발 등이 그 원인이다. 이 중에서도 시험기의 미개발과 시험 비용의 고가성이 가장 큰 원인이다.

따라서, 현장시험을 보다 쉽고 싸게 수행할 있는 시험기가 개발된다면 지반조사에 대한 피동적 자세에서 적극성을 띨 것이며, 시험결과에 근거한 설계·시공·감리·사후관리에 최적치를 찾으려는 분위기가 조성될 것이다. 또한, 외국산 기기를 맹신하는 풍조를 벗어나 국내의 기술로 개발하여 국가 위상을 고양해야 한다.

1.3 지금까지의 연구개발 실적

1.3.1 지반조사의 상호관계

흙이나 암석의 강도규준에 따른 강도정수를 구하는 방법은 주로 실내 시험으로 시행되고 있다. 대상 재료가 흙인 경우는, 실무에 적용되는 강도규준이 거의 정립되어 있으나 암석에 대해서는 현재까지 정론이 없다. 그리고, 강도 정수를 측정하는 실내용 시험기는 거의 보편화되어 있다.

그런데, 불량 암반은 실내시험은 물론 현장시험을 병행해서 종합적으로 평가해야 한다. 현장시험으로는 주로, 점 재하 시험(PLST, Point LoadStrength Test), 1축 압축 강도시험(UCST, Uniaxial Compression Strength Test), 직접전단 시험(DSST,

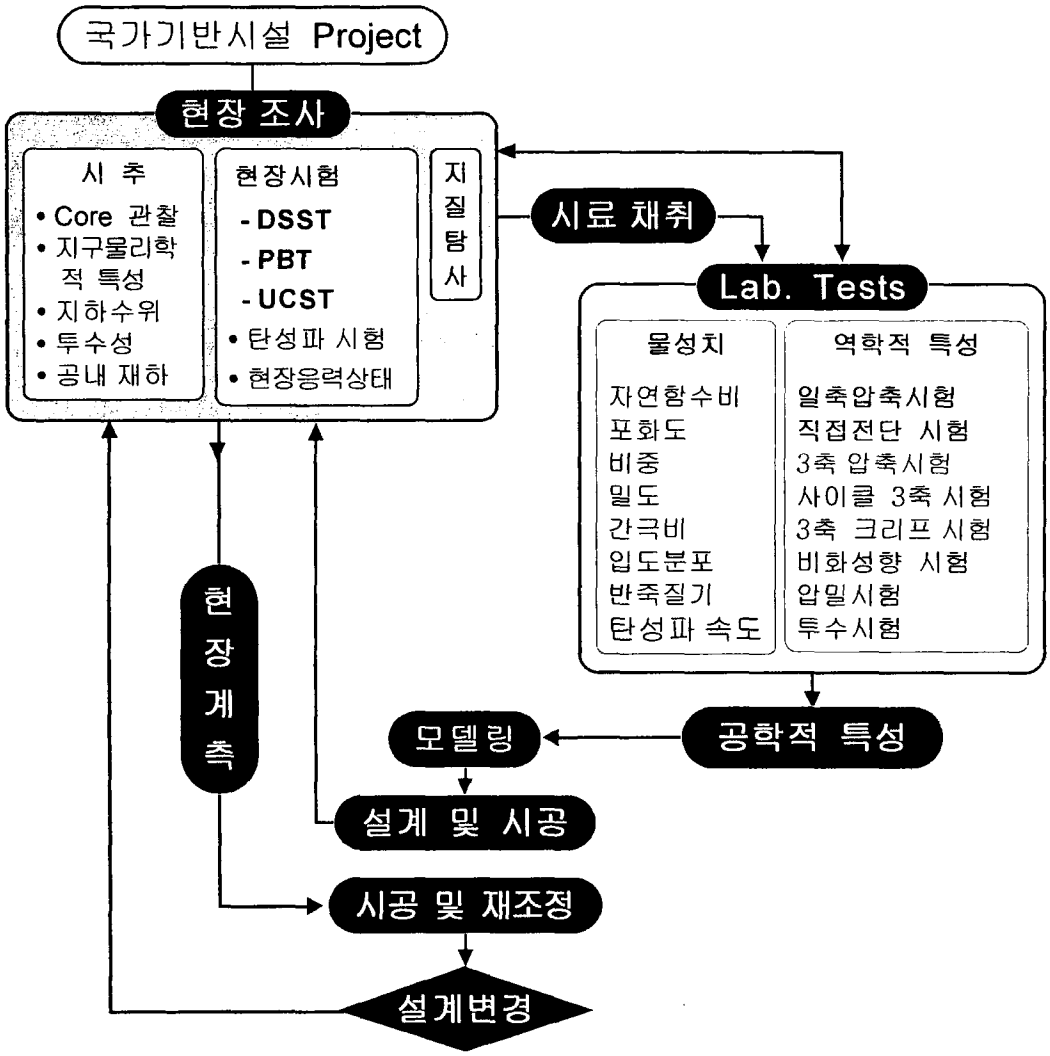


Fig. 1.1 건설공사 현장의 지반 조사와 주요 실험

Direct Shear Strength Test), 평판 재하 시험(PBT, Plate Bearing Test or Plate Loading Test), 공내 재하 시험(BLT, Borehole Loading Test), 투수시험(Permeability Test), Schmidt Hammer Test 및 지구물리학적 탐사 등이 있다.

지반의 조사·설계·시공·재조사·설계변경 등 일련의 수행과정에서 지반 공학적 특성 파악이 관심대상이다. 건설공사 진행과정별로 조사·시험할 전형적인 항목과 연관성을 요약하면 Fig. 1.1과 같다(JSCE, 1991에서 인용하여 필자가 재구성함).

1.3.2 불량 암반의 분류

암반의 분류는 그림 1.2, 표 1.1~2와 같이 강도 위주의 불량암·보통암·경암 등으로, 강도+지질공학적 특성을 고려한 RMR, NGI-Q 및 GSI 등이 있다. 이 자료를 종합하면 불량 암반의 범위는 표 1.2와 같이 요약할 수 있다.

그림 1.2의 RQD와 회수율(TCR)은 Rock core 채취시에 구하며, Core가길수록 신선암이다. RMR은 Bieniawski(1989)가 현장의 암반을 지반공학 및 지질공학적 자료를 근거로 제안했다. 즉, 암석의 σ_c, RQD, 절리상태(발달 두께, 길이, 틈새 두께, 불연속면의 거칠기, 틈새의 이물질의 종류와 두께, 풍화도 등), 지하수의 유출량과 유출압, 해석 대상의 구조물 종류에 따른 터널의 굴진 방향과 주향-경사각-절

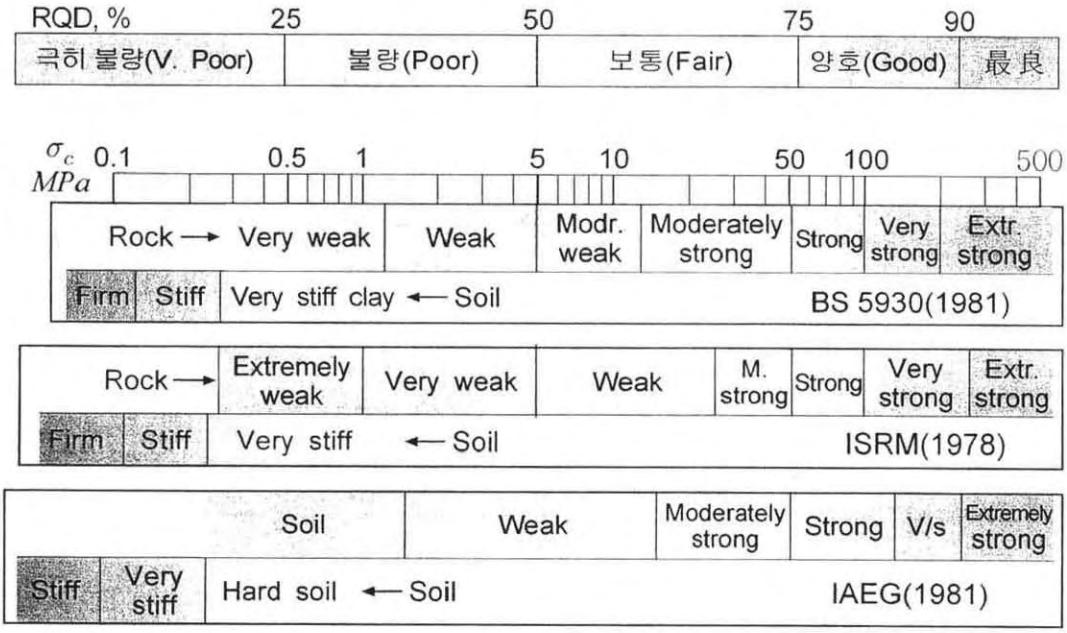


Fig. 1.2 지반의 분류(Modified after Hencher, 1993)

리 방향과 일치성 등을 고려한 암질을 0~100 점으로 분류한 것으로 ASTM D 5878-00에 채택되어, 주로 NATM, CMRR(Coal Mine Roof Rating)에 이용된다. RMR은 주관적 판단에 좌우되는 인자가 많아서 분류자의 지질공학적 경륜이 필요하며, 암반의 유동성이나 팽창성이 있는 불량 암반에 적용이 곤란하고, 현장의 응력이 고려되지 않았으며, RMR-값에 따른 동바리 보강 공법이 개략치만 제시된 단점이 있다.

Barton(1974)의 Barton NGI-Q(Rock Tunneling Quality Index)은 암반의 RQD, Joint 군의 수(J_n), 凹凸面의 거칢(J_r), 변질상태(J_a), 지하수 영향(J_w), 응력 해

표 1.1 1축 압축 강도에 의한 암석의 분류 : 단위 MPa

제안자 / 분류 명	Coates 1964	Deere & Miller 1966	Broch & Franklin 1972	Bieniaw-ski 1973	IAEG 1979	ISRM 1981	BS 5390 1981
Soil	–	–	–	< 1	< 1.5	–	–
Extr. low strength	–	–	< 0.7	–	–	–	–
Extremely weak	–	–	–	–	–	0.25~1	–
Very weak	2~33	–	–	–	–	1~5	< 1.25
Weak	33~70	–	–	–	1.5~15	5~25	1.25~5
Very low strength	–	1.2~28	0.7~2.5	1~25	–	–	–
Moderately weak	–	–	–	–	–	–	5~12.5
Moderately strong	–	–	–	–	15~50	–	12.5~50
Medium strong	–	–	–	–	–	25~50	–
Low strength	–	28~55	2.5~7	25~50	–	–	–
Strong	70~160	–	–	–	50~120	50~100	50~100
Medium strength	–	55~110	7~25	50~100	–	–	–
Very strong	> 160	–	–	–	120~230	100~250	100~200
High strength	–	110~220	25~70	100~220	–	–	–
Extremely strong	–	–	–	–	> 230	> 250	> 200
Very high strength	–	> 220	70~220	> 220	–	–	–
Extremely strength	–	–	> 220	–	–	–	–

표 1.2 불량 암반의 기준(보통암 또는 연암급 이하)

제안자 / 분류	한국도로 공사(KHC)		국제암반공학회 ISRM			국제지질 공학회(IAEG)		영국(BS)		
σ_c, MPa	10-20	20-50	0.25~1	1~5	5~25	1.5 <	1.5-15	1.25 <	1.25~5	5~12.5
분류 명	풍화암	연암	Extremely weak	Very weak	Weak	Soil	Weak	Very weak	Weak	Moder.. weak

한국도로공사의 경우 **B-그룹(편암질의 이암, 응회암, 편마암 군)**의 분류임

방의 감소계수(SRF), 지하구조물의 종류(ESR) 등을 고려하여 식(1.1)로 정의된다. 0.001~1000로 광범위하므로 대수로 표현한다. 암반 불연속면의 전단 강도에 중점을 두어 현장상태의 응력을 고려한 분류로서 대단면 터널, 유동성이나 팽창성 암반과 같은 취약층에 적합하며, 터널 동바리 공의 보강 방법이 비교적 구체적이고 체계적으로 제시된다. 다만, 절리의 방향성은 무시하며, 시추 조사 자료이외에 지표의 상세한 지질조사나 막장 관찰 자료가 필요하며, 분류과정이 복잡하고 분류자의 경륜에 따라 오차가 큰 단점이 있다. 주로 Tunnel 공사의 One-cycle 구간의 길이와 단면

규모의 설계, Support의 지압력, Shotcrete 보강, Rock bolt 길이와 간격 설계, 탄성계수(E), Lougeon 계수, 굴착된 터널의 변형량(ΔL), RMR 및 GSI 등의 추정에 이용된다. 식(1.2b)에서, Q의 최대치 1000이면 RMR-값 최대치 100이 아닌 95 이지만, 경암보다 약한 암석에는 더 적합한 값으로 환산된다.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right)\left(\frac{J_r}{J_a}\right)\left(\frac{J_w}{SRF}\right) \qquad \text{eq.(1.1)}$$

$$RMR = 44 + 9\ln(Q) \ ; \ Bieniawski(1989) \qquad \text{eq.(1.2a)}$$

$$RMR = 50 + 15\log(Q) \ ; \ Barton(1995) \qquad \text{eq.(1.2b)}$$

암반 분류에 필요한 입력변수들 중에서 RQD와 1 축 압축강도(σ_c)는 쉽게 구해지는데 비해서, 그 이외의 변수들은 판별이 애매하므로 관찰자의 지질공학적 경륜이 필요하다. 즉 불량암반의 불연속면에 대한 群數(J_n)·길이·틈새 두께·Roughness(JRC), Gouge의 종류와 滑動에 미치는 특성, 풍화도, 지하수의 량과 침투경로, 주향과 dip, 弱面의 교차와 굴착후의 응력 이완 정도, 변질(alteration) 정도 등은 지질공학 전문가들 사이에서도 오차가 있다.

RQD, RMR, Q 및 GSI 등의 분류는 개괄적 범위로서 공법의 채택이나 규모, 상세 조사 범위 결정 등의 판단용 기초자료에 불과하다. 따라서, 구조물의 기초, 터널, 지하 저장소, 개착사면 따위의 공사에 당면한 흙과 암반의 지반공학적 안정문제 해결을 위해서 역학적 거동을 보다 구체적인 표현방법과 실무 적용성 연구가 진행되고 있다.

1.3.3 수직응력이 없는 경우의 전단강도

공시체에 수직응력을 가하지 않은 경우에 1축 압축강도(σ_c)와 일축 인장강도 또는 압열 인장강도(σ_t)만을 적용해서 전단강도를 경험적으로 구하는 식이 이 희근, 양 형식(2002)에 소개되어 있다. 이 식들이 식(1.3a)~식(1.3e)이며, 그래프로 설명하면 Fig. 1.3이다.

$$\tau_1 = \sqrt{\sigma_c \sigma_t} \qquad \text{eq.(1.3a)}$$

$$\tau_2 = \frac{\sigma_c \sigma_t}{2\sqrt{\sigma_t(\sigma_c - \sigma_t)}} \qquad \text{eq.(1.3b)}$$

$$\tau_3 = \frac{1}{2(\sigma_c \sigma_t)} \qquad \text{eq.(1.3c)}$$

$$\tau_4 = \sigma_t \qquad \text{eq.(1.3d)}$$

$$\tau_5 = \frac{\sigma_c \sigma_t}{2\sqrt{\sigma_t(\sigma_c - 3\sigma_t)}} \qquad \text{eq.(1.3e)}$$

여기서, τ는 수직응력을 작용시키지 않은 전단강도, σ_c 및 σ_t은 각각 일축압축강도 및 일축 인장강도 또는 압열 인장 강도이다. Ryoji, Kobayashi and Kiyohiko, Okumura(1971)에 의하면, Fig. 1.3의 모어 응력원의 정의는 다음과 같다.

- 원 O_1 : 인장 응력원($\sigma_3 = \sigma_t$, $\sigma_1 = 0$)
- 원 O_2 : $\sigma_3 = \sigma_t$, $\sigma_1 = 2|\sigma_t|$
- 원 O_3 : $\sigma_3 = \sigma_t$, $\sigma_1 = 4|\sigma_t|$
- 원 O_4 : ($\sigma_3 = \sigma_t$, $\sigma_1 = 0$)인 원과 ($\sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = \sigma_c$) 원의 외접원
  따라서, 이 응력원은 ($\sigma_3 = \sigma_t$, $\sigma_1 = \sigma_c$)이다.
- 원 O_5 : 일축압축강도 응력원($\sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = \sigma_c$)

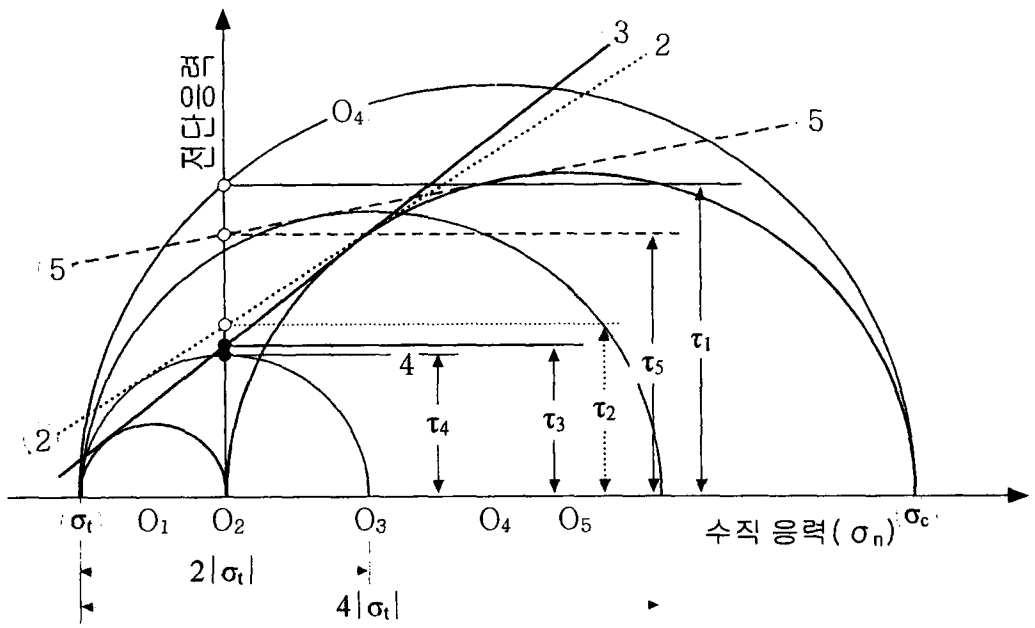


Fig. 1.3 1축 압축 및 1축 인장시험 결과의 파괴 포락선

그리고, 전단강도(τ)는 모두 무수직응력 상태($\sigma_n = 0$)로서 다음과 같이 정의했다. 즉,

① τ_1 : O_4의 τ - 축 교점

② τ_2 : O_2 - O_5의 포락선의 τ - 축 절편

③ τ_3 : O_1 - O_5의 포락선의 τ - 축 절편(σ_t - 원과 σ_c - 응력원 파괴포락선)

④ τ_4 : σ_t

⑤ τ_5 : O_1 - O_5의 포락선의 τ - 축 절편

총괄연구책임자의 견해로서는 위의 식에서 $\tau_1 \sim \tau_5$ 등은 Mohr-Coulomb 이론의 접착력 개념의 부착응력(Bond stress)이다. 흔히, 철근 콘크리트 공학에서 전단강도 중에서 관입전단강도(Punching shear strength)로 사료된다.

1.3.4 수직응력을 고려한 전단강도 규준

1.3.4.1 암석의 전단강도 규준의 변천사

1776년의 Coulomb 전단강도 규준과 1900년의 Mohr 이론은 서로 유사하며 (Mohr-Coulomb 파괴규준), 1936년에 Terzaghi도 이나 유사한 이론을 발표하였다, 전단 파괴면에 있는 입자 상호간의 마찰저항(friction)과 점착력(cohesion)을 고려한 전단 파괴규준을 요약하면 식(1.4)이다.

$$Coulomb \ ; \ \tau = c + \sigma_n' \tan\phi \qquad \text{eq.(1.4a)}$$

$$Coulomb - Mohr - Terzaghi \ ; \ \sigma_1' = \sigma_3' + 2c\cos\phi + (\sigma_1' + \sigma_3')\sin\phi \qquad \text{eq.(1.4b)}$$

식(1.4)에서, σ_1 및 σ_3은 각각 최대 및 최소 주응력이다. 1936년, Hvorslev는 동일 간극비로 시험한 결과에서 점착력과 마찰각의 참값인 c_e' & ϕ_e'을 정의했으며, 1961년 Skempton은 암석이나 Con'c 따위의 고체의 점착력(c_i')과 내부 마찰각(ϕ_i')으로 표현했다. 1962년에 Rowe는 암석이나 흙의 전단 파괴시의 응력비(σ_1'/σ_3')를 입자의 거동보다는 전단중의 부피 변화율(Dilatancy rate, $\Delta\varepsilon_V/\Delta\varepsilon_a$)로 표현했다. 입자 개개와 덩어리로 거동하는 점착력과 내부마찰각은 서로 다르다. 그래서, 1948년 Taylor는 시료에 가해진 에너지가 전단파괴의 저항력과 부피 변화로 소모된다고 보아 일축 압축 강도(σ_c)와 인장강도(σ_t)를 고려해서 암반에도 적용되는 일반식 식(1.5d)을 발표했다. 즉,

$$Hvorslev \ ; \ s = c_c' + \sigma_n' \tan\phi_c' \qquad \text{eq.(1.5a)}$$

$$Skempton \ ; \ s = c_i' + \sigma_n' \tan\phi_i' \qquad \text{eq.(1.5b)}$$

$$Rowe \ ; \ \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \left(1 + \frac{\epsilon_V}{\epsilon_o}\right)\tan^2(45^o + \phi/2) \qquad \text{eq.(1.5c)}$$

$$Taylor \ ; \ \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} = B\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3' - \sigma_t}\right)^a \qquad \text{eq.(1.5d)}$$

불량 암반 지반의 지내력, 터널 및 사면의 안정해석 등의 실무에 적용되는 전단강도 규준이 제안된 것은 비교적 최근인데, 대체로 Barton 계열의 암반 불연속면에 대한 전단강도 규준(Failure criteria)과 Intact rock의 인장강도를 고려해서 Mohr - Coulomb의 점착력(c)이 있다는 Hoek-Brown 계열의 강도규준으로 대표된다.

Barton(1976)은 절리면의 일축 압축 강도(JCS, Joint Compression Strength)와 거칠 계수(JRC, Joint Roughness Coefficient), 기본 마찰각(Basic friction angle, ϕ_b) 및 해석 대상 파괴면의 유효 수직 응력(σ_n') 등으로 나타냈다. 기본 마찰각과 잔류 마찰각(ϕ_r)은 직접전단 시험으로 구한다. JRC는 한 쌍의 절리면 끼리 맞물린 상태의 Tilting test에 의한 활동 경사각(α)으로 구하며, Barton 특유의 Scale로 정의된다. 절리면은 Mohr-Coulomb의 점착력이 없다'는 것이 핵심이다.

$$\tau = \sigma_n' \tan\left\{\phi_b + JRC \times \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right)\right\} \qquad \text{eq.(1.6)}$$

$$JRC = \frac{a - \phi_b}{\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{no}}\right)} \qquad \text{eq.(1.6a)}$$

$$\phi_i' = \tan^{-1}\left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n'}\right) \qquad \text{eq.(1.6b)}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n'} = K_{Barton} + \phi_b - \frac{\pi\, JRC}{180 \ln 10}\left(K_{Barton}^2 + \phi_b\right) \qquad \text{eq.(1.6c)}$$

$$K_{Barton} = \tan\left\{JRC \times \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right\} \qquad \text{eq.(1.6d)}$$

$$c_i' = \tau - \sigma_n' \tan(\phi_i') \qquad \text{eq.(1.6e)}$$

Hoek-Brown(1980)은 신선암의 3 축 압축 시험결과로 Griffith의 취성 파괴론을 원용하여 파괴규준을 제안했다. 이 규준은 인장 강도(σ_{tm}), 1축 압축강도(σ_{ci}), 암석의 종류와 풍화정도(m & s), 파괴면의 수직 응력(σ_n') 등으로 표현되며, 1983년에 Mohr-Coulomb 강도정수의 내부 마찰각과 점착력을 구하는 엄밀해를 제시했다. Hoek & Brown(1988)은 Bieniawski(1982)의 RMR로 불량 암반에도 적용할 수 있는 수정식을 제안했다. 여러 현장과 실내실험 결과를 토대로 실무에 적용할 수 있는 Hoek-Brown Material Constants m & s를 제시한 것이 표 1.3이다.

Hoek, Wood & Shah(1992)의 수정 규준 제안, Hoek(1994), Hoek, Kaiser & Bawden(1995)의 RMR 대신에 새로운 강도정수 GSI 정의와 함께 강도규준 일반식이 발표됐다. Hoek et al.(2002)의 교란계수(D, Disturbance factor)와 함께 그 간에 발표한 자료들을 총 정리한 것이 식(1.9)~식(1.12)이다.

표 1.3 m & s Hoek-Brown(1988)의 m & s ; $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$

	J_s cm	s —	RMR —	Q —	s —	m - values due to rock quality				
						(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Intact	250	1	100	500	1	7	10	15	17	25
아주 양호	190	0.082	85	100	0.189	4.1	5.85	8.78	9.95	14.63
양 호	120	0.00293	65	10	0.0205	2.006	2.865	4.298	4.871	7.163
보 통	70	9×10^{-5}	44	1	0.00189	0.947	1.353	2.03	2.301	3.383
불 량	35	3×10^{-6}	23	0.1	0.00019	0.447	0.639	0.959	1.087	1.598
아주 불량	5	1×10^{-7}	3	0.01	0.00002	0.219	0.313	0.469	0.532	0.782

(1) Carbonate rocks with well developed crystal cleavage(dolomite, limestone & marble)
(2) Lithified agrillaceous rocks : mudstone, siltstone(shale & slate(normal to cleavage)
(3) Arenaceous rocks with strong crystals & poorly developed crystal cleavage (sandstone and quartzite)
(4) Fine grained polyminerallic igneous crystalline rocks(andesite, dolerite, diabase & rhyolite)
(5) Coarse-grain polyminerallic igneous and metamorphic crystalline rocks(gneiss, granite, norite, and quartz- diprite)

1.3.4.2 발표된 전단강도 규준

(1) Hoek, Wood & Shah(1992) : 수정식 제안

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_i\frac{\sigma_3'}{\sigma_1'} + s\right)^a \qquad \text{eq.(1.7a)}$$

$$\sigma_n' = \sigma_3' + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{1 + \dfrac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'}} \qquad \text{eq.(1.7b)}$$

$$\tau = (\sigma_n' - \sigma_3')\sqrt{\frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'}} \qquad \text{eq.(1.7c)}$$

$$\frac{\partial\sigma_1'}{\partial\sigma_3'} = 1 + a\,m_b^a\left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}}\right)^{(a-1)} \qquad \text{eq.(1.7d)}$$

$$E = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \qquad \text{eq.(1.7)}$$

(2) Hoek(1994), Hoek, Kaiser & Browden(1995) : 일반식과 GSI 제안

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_i\frac{\sigma_3'}{\sigma_1'} + s\right)^a \qquad \text{eq.(1.8)}$$

$$\text{for } GSI > 25 \;;\; a = \frac{1}{2} \qquad \text{eq.(1.8a)}$$

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{\mathrm{RMR} - 100}{28}\right) \qquad \text{eq.(1.8c)}$$

$$s = \exp\left(\frac{\mathrm{RMR} - 100}{9}\right) \qquad \text{eq.(1.8d)}$$

$$\text{for } GSI \leq 25 \;;\; a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \qquad \text{eq.(1.8e)}$$

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \text{ and } s = 0 \qquad \text{eq.(1.8f)}$$

(3) Hoek, Carranza-Torres & Corkum(2002) : 새로운 GSI/교란계수 제안

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left[m_i\left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_1'}\right) + s\right]^a \qquad \text{eq.(1.9)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right) \qquad \text{eq.(1.9a)}$$

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \qquad \text{eq.(1.9b)}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \qquad \text{eq.(1.9c)}$$

$$E_m(GPa) = \left[\left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}}\right] 10^{\frac{GSI - 10}{40}} \qquad \text{eq.(1.10)}$$

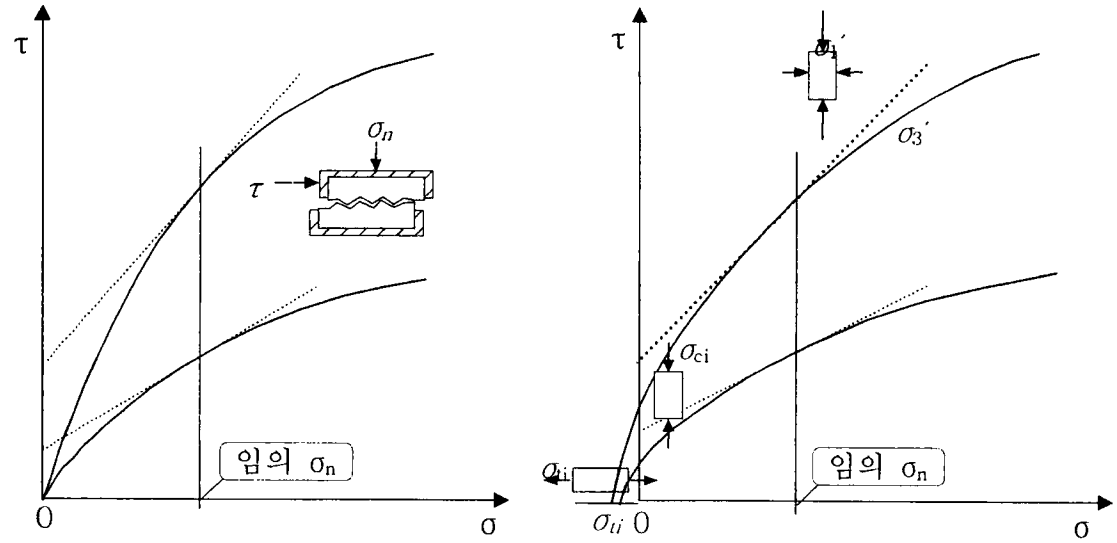
$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6a\, m_b(s - m_b\,\sigma_{3n}')^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6m_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}\right] \qquad \text{eq.(1.11a)}$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\{(1+2a)s + (1-a)m_b\,\sigma_{3n}'\}(s + m_b\,\sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{\dfrac{1 + (6a m_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \qquad \text{eq.(1.11b)}$$

$$\text{for } tunnels \;;\; \sigma'_{3\max} = 0.47\sigma_{cm}\left(\frac{\sigma_{cm}'}{\gamma H}\right)^{-0.94} \qquad \text{eq.(1.12a)}$$

$$\text{for } slope \;;\; \sigma'_{3\max} = 0.72\sigma_{cm}\left(\frac{\sigma_{cm}'}{\gamma H}\right)^{-0.91} \qquad \text{eq.(1.12b)}$$

암석의 응력-변형 거동은 비선형인데, 절리-암반이든 무결함 암반이든 강도 규준은 Mohr-Coulomb의 규준에 상사시키는 데 주력하고 있다. σ-τ 좌표계에서 비선형 파괴포락선에서 임의 수직응력에 대한 강도정수 c & φ를 Fig. 1.4처럼 Mohr-Coulomb의 강도정수로 표현하여 이를 순간점착력(c_i')과 순간마찰각(ϕ_i')으로 명명하고 있다. 그리고, 불량 암반의 강도규준을 적용하여 강도정수를 구하는 예는 김 용필(2002)에 상세하게 기술되어 있다.



(a) Barton(1973) ; c=0, σ_t=0 (b) Hoek(1983) ; c>0, $\sigma_t \neq 0$

Fig. 1.4 불연속면 암반의 전단강도 규준을 M-C 규준으로 상사

(4) 기타

Ramamurthy(2001)은 비점질토의 인장강도는 아주 작거나 0인 조건을 Taylor 제안식에 적용하여 식(1.13)으로 표현했다. 불교란 점토, 석회질 모래, 사질·점토질 자갈, 현무암 쇄석, 인도석회, Jhingurda 사암, 석영질 편암 등 7종의 시료로 무결함 및 절리-공시체의 3축 압축시험으로 Hoek-Brown 규준과 비교분석했다. 표 1.3의 m, s, c′, ϕ′ 크기에 비해서 식(1.13)의 B, a의 변화가 아주 작으므로 구속응력을 낮게 취했음에도, 신선암에서 s>2인 모순을 발견하고 Joint factor(J_f)를 도입했다.

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_3'} = B\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3'}\right)^a \qquad \text{eq.(1.13)}$$

$$\text{for } \textit{intact rock} \ ; \ a_i = \frac{2}{3} \text{ and } B_i = 1.3\left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_t}\right)^{1/3} \qquad \text{eq.(1.13a)}$$

$$J_f = \frac{J_n}{r\,n} \qquad \text{eq.(1.13b)}$$

식(1.13a)에서, 신선암은 σ_{ci}/σ_t = 4~25, 일반적으로 σ_{ci}/σ_t은 8~12이다. J_n은 불량 암반의 최대 주응력 방향으로 깊이 1 m의 절리 빈도수이다. 식(1.13b)의 n은 비등방성 절리의 경사계수로서 Ramamurthy(2001)에 정의된 상수, r은 절리군의 마찰계수이다. 절리-암반의 계수 a_j, B_j를 신선암 계수 a_i, B_i로 나누어 정규화 그래프의 회귀분석결과에서 암반-흙의 경계를 정의했다. 그런데, 표 1.4a에서 신선암의 최대치인 s=1에서도 m = 67.11이므로 m-, s-값을 Hoek et al.(2002)의 규준에 적합시키기는 곤란함을 알 수 있다.

그리고, John et. al.(1986)의 사암과 혈암으로 만든 대형 공시체(1.5m×1.5m)의 현장 직접전단 시험 예는 표 1.4b이다.

$$\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{ci}} = \exp(-0.008 J_f) \qquad \text{eq.(1.14a)}$$

$$\frac{a_j}{a_i} = \sqrt{\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{ci}}} \qquad \text{eq.(1.14b)}$$

$$\frac{B_j}{B_i} = 0.13 \exp\left(\frac{2.04\,\alpha_j}{\alpha_i}\right) \qquad \text{eq.(1.14c)}$$

$$\frac{E_j}{E_i} = \exp(-0.0115 J_f) \qquad \text{eq.(1.14d)}$$

$$\epsilon_{aj} = 50\left(\frac{E_j}{\sigma_{cj}}\right)^{-3/4} \qquad \text{eq.(1.14e)}$$

- 흙-불량 암반 경계 : $\sigma_c < 1$ MPa, $\frac{E_j}{\sigma_{cj}} < 50$ and $J_r < 200$ 개/1m

표 1.4a 쇄석/신선암의 3 축 압축 시험 예 ; Ramamurthy(2001)

India limestone ; σci = 45.43, σt = 5.56 MPa,						
σ3′	σ1′	Bi	αi	mi	si	m(s=1)
7.03	67.96	–	–	–	–	5.52
14.06	85.53	2.15	0.64	4.46	1.16	4.99
21.09	100.76	2.15	0.64	4.20	1.20	4.64
28.12	108.97	1.97	0.71	3.00	1.40	3.63
35.15	123.03	2.05	0.68	3.20	1.36	3.66
42.18	128.88	1.92	0.73	2.43	1.49	2.94
49.21	134.74	1.85	0.76	1.92	1.57	2.43
56.24	142.94	1.82	0.77	1.73	1.60	2.21

Jhingurda limestone ; σci = 5.81, σt = 1.26 MPa,						
σ3′	σ1′	Bi	αi	mi	si	m(s=1)
2.50	13.41	–	–	–	–	5.87
5.00	17.19	2.06	0.78	2.03	2.65	3.95
7.50	20.21	2.03	0.82	1.46	2.89	2.93
10.00	23.95	2.06	0.78	1.73	2.78	2.76
12.50	26.30	2.04	0.80	1.32	2.95	2.23

Quartzitic schist ; σci = 190.0, σt = 29.0 MPa,						
σ3′	σ1′	Bi	αi	mi	si	m(s=1)
5	321	–	–	–	–	67.11
15	360	2.98	0.66	10.08	2.50	29.00
35	419	2.78	0.70	8.35	2.54	16.74
50	428	2.42	0.78	5.03	2.63	11.24
100	515	2.38	0.79	4.00	2.66	7.16

Jhingurda limestone ; σci = 5.81, σt = 1.26 MPa,						
σ3′	σ1′	Bi	αi	mi	si	m(s=1)
2.50	13.41	–	–	–	–	5.87
5.00	17.19	2.06	0.78	2.03	2.65	3.95
7.50	20.21	2.03	0.82	1.46	2.89	2.93
10.00	23.95	2.06	0.78	1.73	2.78	2.76
12.50	26.30	2.04	0.80	1.32	2.95	2.23

표 1.4b 크기 $(1.5\,\text{m})^2$의 직접 전단 시험 예 : Hohn et. al.(1986)

수직 응력(σ_n, MPa)	0.39	0.77	1.84	0.48	0.92	2.05
내부 마찰각(ϕ, °)	43	46	40	44	40	38

1.4 시공사례나 설계기준을 이용한 불량 암반의 지지력 평가

(1) New York city code

시공 후에 안정된 구조물의 허용 지내력(q_a)을 지하 1.5 m의 RQD로 표현한다.

Shale : q_a = F(1.4～2.4) MPa(불량암 q_a = 0.25～0.50 MPa)

Sandstone : q_a = F(4.8) MPa(불량암 q_a = 1.2～3.3 MPa)

감소계수(F)는 RQD<50 ; 0.10～0.25, 50<RQD<90 ; 0.25～0.7, RQD> 90 ; 1

(2) Ontario 도로국 설계기준

Shale, 풍화된 화강암 류 ; 0.3～0.7 MPa

Sandstone, schist, siltstone 류 ; 0.8～1.5 MPa

(3) 대형 구조물 완공후에 실측한 허용 지지력 사례

Shale,풍화된 화강암 류 ; 0.3～0.7 MPa

Sandstone, schist, siltstone 류 ; 0.8～1.5 MPa

(4) Fresh rock의 허용 지지력 범위(주로 교량의 기초지반)

Spain, UK(Shale,풍화된 화강암 류) : 0.3～0.7 MPa

UK, Australia, Japan(Shale, siltstone 류) ; 0.8 ～1.0 MPa

Spain, UK, USA(Shale, chalk, schist 류) ; 1.0 ～1.5 MPa

USA(파쇄 현무암, 석회암, 사암 류) ; 2.0 ～2.4 MPa

(5) 미 해군 본부 Design manual(1983)

표 1.5 확대 기초의 허용 지지력, US Dept. of Navy(1983)

기초 지반의 구성 물질	현장 상태	허용 지지력(q_a)	
		tf/ft²	MPa
흠이 없고, 조직이 치밀한 암석	경 암	60～100	6.6～11
박층의 변성암 ; 점판암, 편암	보통암	30～40	3.2～4.4
퇴적암, 고결합 암석(공동 없음) 혈암, 사암, 실트암, 석회암	연 암	15～25	1.6～2.7
풍화·파괘된 암석(Shale) ; RQD < 25 다져진 Shale, 신선한 점토암 양입도 호박돌 층, GW-GC, GC, SC	풍화암	8～12	0.9～1.3
자갈, 모래섞인 자갈, 전석+자갈 층, 자갈섞인 점토(SW, SP)	조 밀 중 간 느 슨	6～10 4～7 2～6	0.6～1.1 0.4～0.8 0.2～0.6
거칠고 중간 굵기 모래, 자갈이 조금 섞인 모래	조 밀 중 간 느 슨	4～6 2～4 1～3	0.4～0.6 0.2～0.4 0.1～0.3

(6) 한국 건설교통부 제정(2003)의 구조물 기초설계 기준

불연속면의 간격(c) 30 cm 이상, σ_c = 10~50 MPa인 암반의 허용 지지력(q_a)을 식(1.22b)로 제안하고 있다(AASHTO, 1966). 여기서, 틈새 간격(δ)은 5 mm 이내(gouge가 있으면 25 mm이하), B는 기초 폭이다. 식(1.15c)의 c, δ, c/B 등에 따른 지지력 계수(K_{sq}) 변화는 Fig. 1.5, 식(1.15b)의 극한 지지력 계수 N_{ms}는 표 1.6과 같다.

$$q_u = N_{ms}\sigma_c \qquad \text{eq.(1.15a)}$$

$$q_a = K_{sp}\sigma_c \qquad \text{eq.(1.15b)}$$

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{c}{B}}{10\sqrt{1 + 300\left(\frac{\delta}{c}\right)}} \;;\; \frac{c}{B} = 0.05 \sim 2,\ \frac{\delta}{c} < 0.02\text{에서 유효} \qquad \text{eq.(1.15c)}$$

여기서, σ_c = 20 MPa, δ = 3 mm, c = 25 cm로서 절리가 무수히 발달된 암반에 기초 폭(B) 4m인 경우에, 식(1.22)를 적용하여 허용 지지력을 구하면 ;

$$\frac{c}{B} = \frac{25}{400} = 0.0625 > 0.05(O.K),\ \frac{c}{\delta} = \frac{3}{250} = 0.012 < 0.02(O.K)$$

$$K_{sq} = \frac{3 + 250/4000}{10\sqrt{1 + 3/250}} = 0.143$$

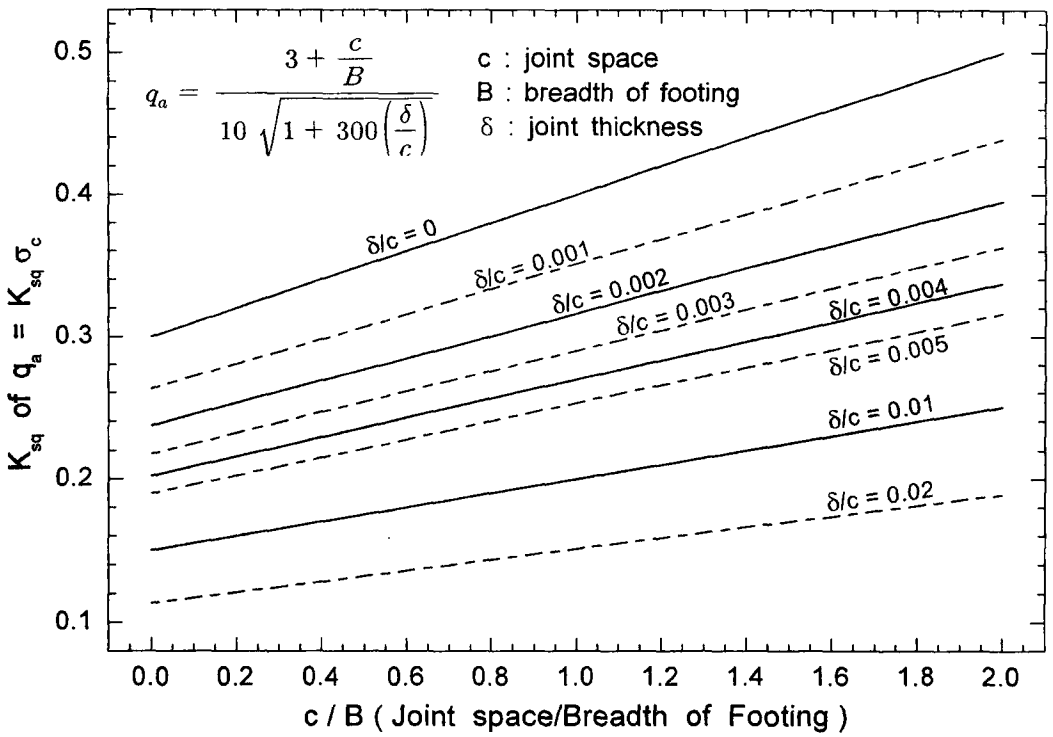


Fig. 1.5 불량 암반의 지지력 계수(한국 건교부 설계기준)

표 1.6a 파쇄대나 절리가 발달된 기초지반의 지지력 추정의 K_{sq}-값

암반 등급	c-값(cm) 및 암반상태	RMR	Q	RQD	$K_{sq}(q_a = K_{sq} \times \sigma_c)$ *표 1.6b				
					A	B	C	D	E
우 수	> 300, 신선암	100	500	95 >	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
매우 양호	90~300, 미풍화	85	100	90~95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
양 호	90~300, 약간풍화	65	10	75~90	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
보 통	30~90, 풍화/절리군 다수	44	1	50~75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.061
불 량	2~50, 풍화/충진물	23	0.1	25~50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
매우 불량	< 5, 고도 풍화	3	0.01	25 <	상응되는 사질토의 극한지력을 적용				

표 1.6b 표 1.6a의 A, B, C, D & E

	일반적 표현	암종
A	결정질 벽개가 잘발달된 탄산연암	돌로마이트/석회암/대리석
B	절토질암	규질 점토암/점토압/이회암/천매암/마사암/셰일/점판암
C	강한 결정과 약한 벽개로 구성된 사질 암석	역암/사암/규암
D	세립질 화성암 결정질 암석	안산암/섬록암
E	조립질 화성암과 변성암 결정질 암석	각섬석/반려암/편마암/화강암/석영섬록암/편암/섬장암

여기서, $\sigma_c = 30$ MPa, $\delta = 3$ mm, c = 25 cm로서 절리가 무수히 발달된 암반에 기초 폭(B) 4m인 경우에, 식(1.22)를 적용하여 허용 지지력을 구하면 ;

$$\frac{c}{B} = \frac{25}{400} = 0.0625 > 0.05(O.K),\ \frac{c}{\delta} = \frac{3}{250} = 0.012 < 0.02(O.K)$$

$$K_{sq} = \frac{3 + \frac{250}{4000}}{10\sqrt{1 + 300\left(\frac{3}{250}\right)}} = 0.143$$

$$\therefore\ q_a = 0.143(20\,MPa) = 2.86\,MPa$$

아주 높은 허용지지력이다. 그림 1.5에서, K_{sq} 최소치는 0.115이므로, 불량 암반의 장기 허용 지내력을 $0.115\sigma_c$로 매우 과소평가한 추정식임 알 수 있다.

한국에서 암반에 놓이는 기초 구조물의 안정성 평가를 위한 지지력시험(PBT) 사례는 매우 드물다. 표 1.7은 이 연구의 참여기업인 (주)동아지질에서 수행한 시험사례이다. 여기서, 2002년 10월에 실시한 '청송 양수 발전소' 경우의 허용지지력이 1.26 MPa이상을 제외하면 매우 낮게 평가된 듯하다. 그리고, 암반의 PBT에서

D300 짜리 재하판을 사용한 것 또한 비현실적이다. 암반 지반은 500×500이상이어야 시험결과의 신뢰성을 기대할 수 있을 것이다.

표 1.7 암반 위의 지지력 시험 예 : (주)동아지질 제공

기초 지반	설계(P_d) MPa	재하판 크기	K kgf/cm³	Test(tf/m²)			시험 장소 (시험 일자)
				q_y	q_u	q_a	
연암 층	0.4	D300	7.65	9.9	–	0.5	울산, 신정동 (2002. 10)
			3.93	9.9	–	0.5	
			2.86	9.9	–	0.5	
경암 매립층	1	D300	3.07	6.7	–	0.34	진해시 청사 (2002. 5)
			0.87	4.7	–	0.24	
			3.87	> 10	–	> 0.5	
풍화암 지대 하부 연암~경암	2	D300	4.243	> 2.6	–	> 1.26	청송 양수발전소 (2002. 10)
			3.464	> 2.6	–	> 1.26	
			2.045	> 2.6	–	> 1.26	
Con'c 포장 (t300), 매립	3	D1000	0.319	2.8	–	1.4	거제 삼성중공업 안벽(2003. 2)
			0.554	3.5	–	1.4	

1.5 암반의 전단 강도론과 불량 암반의 지지력

그림 1.6에서, 강도정수가 γ, c, ϕ인 기초지반의 지표면에 놓인 기초에 극한 하중(q_u)이 작용하는 경우를 고려한다. 기초에 하중 q_u가 주동영역인 흙 쐐기 ABC가 쐐기 BDC를 밀어내므로, 흙 쐐기 BDC는 수동 상태이다. 파괴면의 형상은 대수나선이지만, 여기서는 직선으로 가정한다. 그림 1.6b에서, 변 BC를 높이 H를 B, 지반의 강도정수 c, ϕ일 경우 기하학적 구조는 다음과 같다.

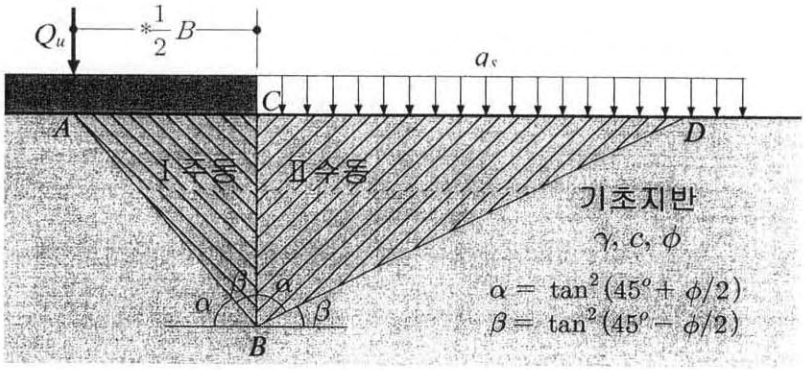
$$H = \frac{\frac{1}{2}B}{\tan\alpha} = \frac{\frac{1}{2}B}{\tan(45^o - \phi/2)} = \frac{1}{2}B\tan(45^o + \phi/2)$$

$$N_\phi = \tan^2(45^o + \phi/2) = \frac{1}{4}B^2H^2 \text{ or } H = \frac{1}{2}B\sqrt{N_\phi} \qquad (1)$$

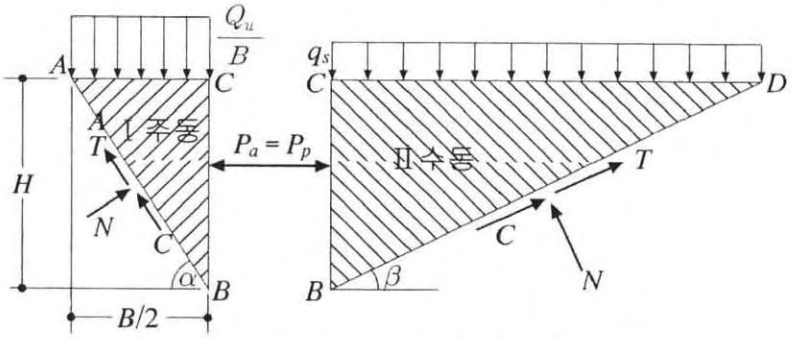
흙 쐐기 BDC와 ABC의 변 BC는 흙 쐐기 I 의 주동토압(P_A)과 흙 쐐기 II 의 수동토압(P_A) 작용면으로서 서로 같으므로,

- 쐐기 II 의 수동토압 : $P_P = q_s H K_p + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_P + 2cH\sqrt{K_P}$ (2)

$$\text{eq.(1)} \rightarrow \text{eq.(2)} \; ; \; P_P = \frac{1}{2}BN_\phi^{3/2} + \frac{1}{8}\gamma B^2 N_\phi^2 + cBN_\phi \qquad (3)$$



(a) 기초 지반의 주동 및 수동 영역



(b) 주동 영역 및 수동영역의 전단파괴 자유체

그림 1.6 Rankine 이론을 적용한 지지력

• 쐐기 I 의 주동토압 :

$$P_A = \frac{Q_u}{B} HK_A + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_A - 2cH\sqrt{K_A} \qquad (4)$$

$$\text{or } \frac{Q_u}{B} = \frac{2P_A}{B}\sqrt{N_\phi} - \frac{1}{4}\gamma B\sqrt{N_\phi} + 2c\sqrt{N_\phi} \qquad (5)$$

$K_A = \frac{1}{K_P} = \frac{1}{N_\phi}$, $P_A = P_P$ 이므로 식(3)의 $P_P \rightarrow$ 식(5)의 P_A ;

$$\frac{Q_u}{B} = q_s N_\phi^2 + \frac{1}{4}\gamma B N_\phi^{5/2} + 2cN_\phi^{3/2} - \frac{1}{4}\gamma B\sqrt{N_\phi} + 2c\sqrt{N_\phi} \qquad (6)$$

$$= \frac{1}{4}\gamma B(N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2}) + 2c(N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2}) + q_s N_\phi^2$$

$$\therefore q_u = \frac{Q_u}{B\times 1} = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + q_s N_q \qquad \text{eq.(1.16)}$$

식(1.16)에서,

$$N_c = 2(N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2}) \qquad \text{eq.(1.16a)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{8}(N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2})$$

$$N_q = N_\phi^2$$

Fig. 1.7은 기초하중이 작용하여 암반으로 구성된 기초저면의 영역 A의 저항력이 감소되면서 영역 B에 미치는 상태이다. 이 관계를 Mohr 파괴 포락선으로 표현하면 Fig. 1.7b이다. 기초 밑의 암반은 3축 압축 상태로서 σ_{1A}은 기초에 작용하는 하중 q_u, σ_{3A}는 쐐기에 인접된 암반의 구속응력이다. $D_f = 0$이면 구속응력의 크기는 영역 B의 1축 압축강도 σ_{ci}와 같다. 이러한 모델은 지표부근 불연속면이 발달된 암반이나 백악과 같은 틈새가 없는 곳에 적용할 수 있다.

Fig.1.7의 영역 Ⓐ, Ⓑ의 전단 파괴거동은 Bell의 해와 Terzaghi의 선형해석으로 상사 해석할 수 있다. Fig.1.7c 주·수동 영역을 직선파괴로 보고 경계면 부근 암석의 전단강도를 적용한다. 쐐기의 자중을 무시하면, Zone Ⓐ의 최대 주응력 σ_{1A}은 기초에 작용하는 하중 q_u로 유발된 최소 주응력 σ_{3A}는 수평방향으로서 Zone Ⓑ를 압축하며, Zone Ⓑ의 최대 주응력 σ_{1B}이다. Zone Ⓑ의 최소 주응력 σ_{3B}는 지표의 상재 하중(q_s)으로 구속된 응력이다. 즉, 영역 Ⓐ, Ⓑ가 동시에 파괴되는 순간은 $\sigma_{3A} = \sigma_{1B}$, $\sigma_{3B} = q_s = 0$이다. 그런데, 영역 Ⓐ의 σ_{3B}는 영역 Ⓑ를 압축하므로 그 최대 저항력은 영역 Ⓑ의 1축 압축강도 σ_{ci}와 같다. 이러한 거동을 Hoek-Brown 강도규준에 적용하면 다음과 같다.

$$Zone\ A : \sigma_{1A} = \sigma_{3A} + \sqrt{m_b \sigma_{ci} \sigma_{3A} + s\sigma_{ci}^2} \qquad \text{eq.(1.17a)}$$

$Zone\ B$: $\sigma_{3B} = q_s = 0$인 경우

$$\sigma_{1B} = \sigma_{cm} = \sigma_{3B} + \sqrt{m_b \sigma_{ci} \sigma_{3B} + s\sigma_{ci}^2}$$

$$\text{or} \quad \sigma_{cm} = \sqrt{s}\,\sigma_{ci} \qquad \text{eq.(1.17b)}$$

eq.(1.17b) → eq.(1.17a)

$$\sigma_{1A} = \sigma_{3A}^{\nearrow 0} + \sqrt{m_b \sigma_{ci} \sigma_3^{\nearrow 0} + s\sigma_{ci}^2} = \sqrt{s}\,\sigma_{ci} + \sqrt{m_b \sigma_{ci} \sqrt{s}\,\sigma_{ci} + s\sigma_{ci}^2}$$

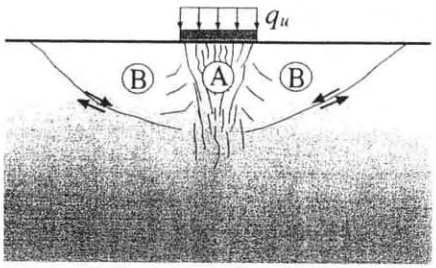
$$\therefore q_u = \sigma_{1A} = \sqrt{s}\,\sigma_{ci}\left(1 + \sqrt{\frac{m_b}{\sqrt{s}} + 1}\right) \qquad \text{eq.(1.18a)}$$

$$\text{or} \quad q_a = \frac{C_{f1}\, q_u}{F_s} \qquad \text{eq.(1.18b)}$$

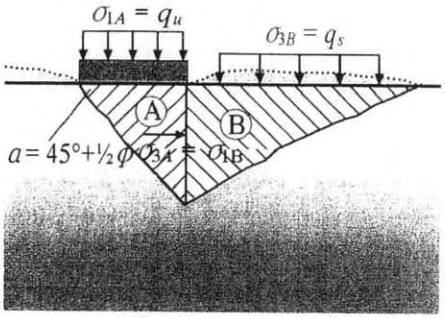
계수 C_{f1}은 기초의 형상 B, L을 고려한 계수, Fs는 안전율(2~3), C_{f1}은 수정계수로서 표 1.8과 같다. 다만, 기초는 일반적으로 기초 저면 위의 상재 하중(q_s)으로 구속되므로, 식(1.18)의 허용 지지력은 식(1.19)로 보정한다. 즉,

$$q_a = \frac{C_{f1}[\sqrt{m_b \sigma_{ci} \sigma_3 + s\sigma_{ci}} + \sigma_3]}{F_s} \qquad \text{eq.(1.19a)}$$

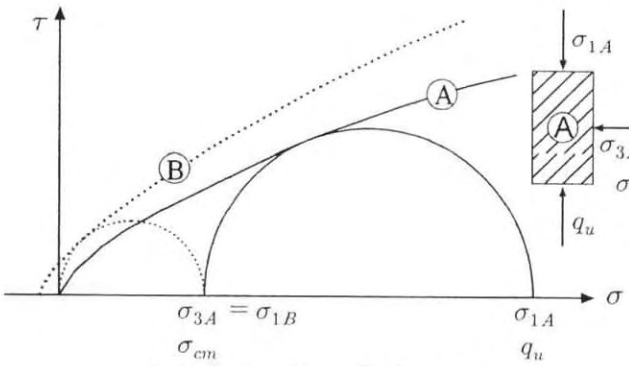
$$\sigma_3 = q_s + \sqrt{m_b \sigma_{ci} q_s + s\sigma_{ci}^2} \qquad \text{eq.(1.19b)}$$



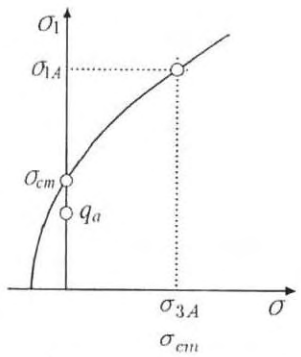
(a) 암반 지반의 전단 파괴



(b) 기초지반의 주/수동 영역



(c) 쐐기 Ⓐ, Ⓑ의 Mohr



(d) $\sigma_{1A} > \sigma_{3A} = \sigma$

Fig. 1.7 불량 암반에 놓인 기초의 지지력 해석

표 1.8 허용 지지력산출의 수정계수 C_{f1}

형상	L/B > 6	L/B = 2	L/B = 5	정방형	원 형
C_{f1}	1.0	1.12	1.05	1.25	1.20
C_{f2}	1.0	0.90	0.95	0.85	0.70

■ Bell Solution

$$q_a = \frac{C_{f1} c N_c + \frac{1}{2} C_{f2} B \gamma N_\gamma + \gamma D_f N_q}{F_s} \qquad \text{eq.(1.20)}$$

$$N_\phi = \tan^2(45^o + \phi/2) \qquad \text{eq.(1.20a)}$$

$$N_c = 2\sqrt{N_\phi}(N_\phi + 1) \qquad \text{eq.(1.20b)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\sqrt{N_\phi}(N_\phi^2 - 1) \qquad \text{eq.(1.20c)}$$

$$N_q = N_\phi^2 \qquad \text{eq.(1.20d)}$$

그림 1.8과 같이 기초가 놓인 사면이 높고, $\beta \geq \frac{1}{2}\phi$ 이면 감소계수를 적용하며, 지지력보다는 사면의 활동파괴가 더 중요하다(Hong Kong Geotechnical Engr. Office, 1981).

$$q_a = \frac{C_{f1}\, c\, N_{cq} + \frac{1}{2} C_{f2}\, B\, \gamma N_{\gamma q}}{F_s} \qquad \text{eq.(1.21a)}$$

$$N_o = \frac{\gamma H}{c} (Stability\ \nu mber) \qquad \text{eq.(1.21b)}$$

H는 사면고, 지지력 계수 N_{cq}, N_{rq}는 그림 1.10을 적용한다(미 해군본부, 1989 에서 제시). 식(1.21a)에서 평균 단위 중량을 취하며, Crest의 hinterland가 6B 이하이면 지지력이 감소된다. 식(1.22)는 주/수동 상태의 쐐기 영역을 단순화해서 유도된 것이므로, 기초 저면이 거칠면 현장의 극한 지지력은 더 크다. 암반의 치합도에 따라 주동영역의 구속 응력이 좌우되며 절리나 crack이 발달된 약면으로 파괴되므로 지지력은 현저히 감소된다.

Fig. 1.9처럼 불연속면이 무수히 발달된 불량 암반에서, 각 ψ_1, ψ_2가 서로 공액각인 지반의 주/수동 영역의 파괴거동은 다음과 같다.

$$q_{3A} = (q_s + \frac{1}{2}\gamma B \cot\psi_1) N_{\phi_2} + c_2 \cot\phi_2 (N_{\phi 2} - 1) \qquad \text{eq.(1.22)}$$

$$q_a = \frac{1}{2}\gamma B \cot\psi_1 N_{\phi 2} + c_2 \cot\phi_2 (N_{\phi 2} - 1) \qquad \text{eq.(1.22a)}$$

$$N_{\phi 1} = \tan^2(45^o + \phi_1/2) \qquad \text{eq.(1.22b)}$$

$$N_{\phi 2} = \tan^2(45^o + \phi_2/2) \qquad \text{eq.(1.22c)}$$

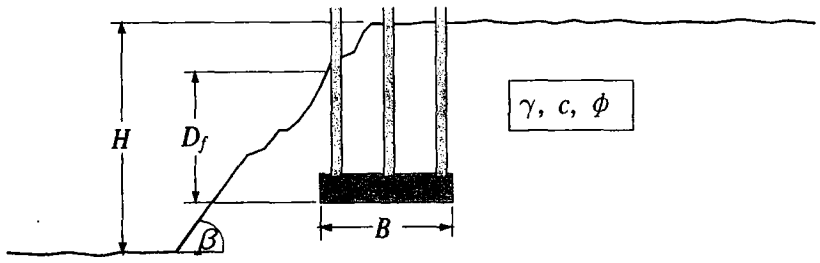


Fig. 1.8 암반 사면에 놓인 기초

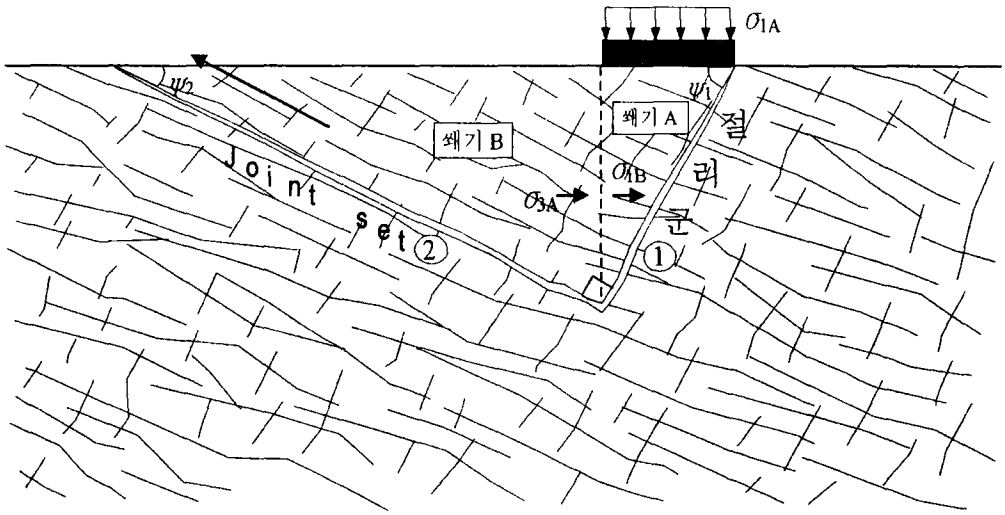


Fig. 1.9 성층 경계면들이 직각인 암반 위의 기초

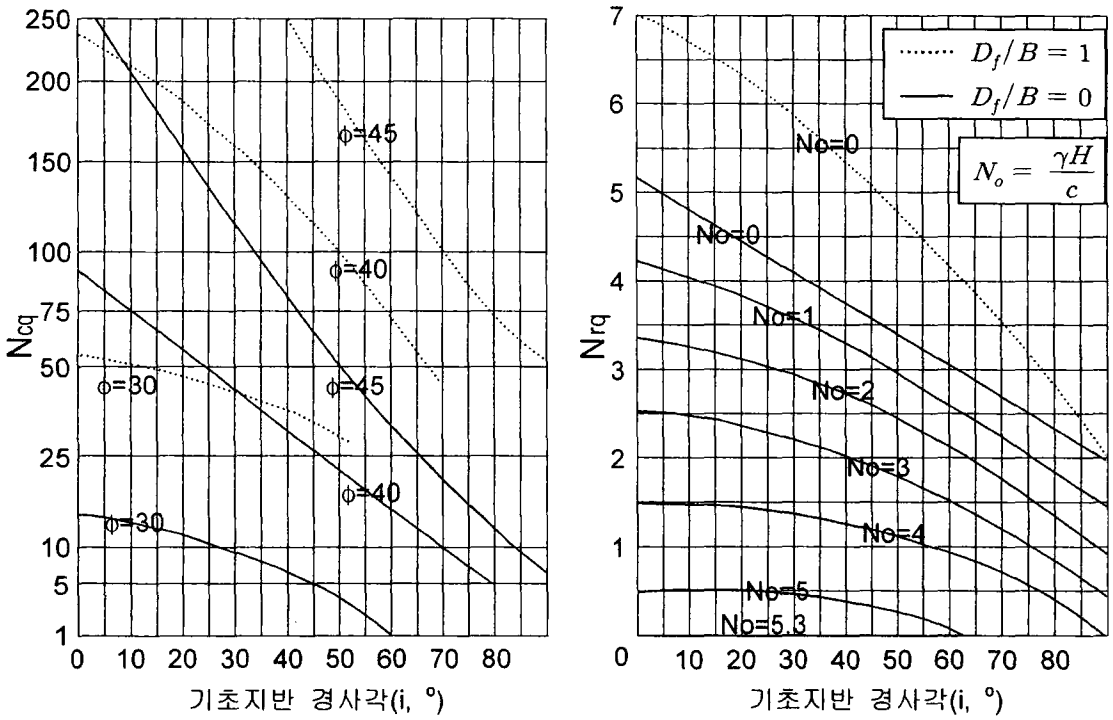


그림 1.10 지지력 계수 N_{cq} and $N_{\gamma q}$

1.6 불량 암반의 침하량 해석

비교적 흠이 적은 암반의 침하량은 탄성·등방성으로 간주하여 식(1.23)으로 구한다. 절리군이 무수히 많거나 파쇄대가 있으면, 침하량(S_r)은 직접전단 시험(DSST)의 파괴 및 잔류 강도를 고려하여 식(1.23b)를 적용한다. 다만, 불량 암반의 UCST, PBT, DSST 등의 자료가 있으면 더 정확한 침하량이 구해진다.

$$S_e = \beta \frac{1-\mu_m^2}{E_m} \frac{P}{\sqrt{A}} \qquad \text{eq.(1.23a)}$$

$$S_r = \alpha S_e \qquad \text{eq.(1.23b)}$$

$$\delta_v = \frac{C_d\, q\, B(1-\mu^2)}{E} \qquad \text{eq.(1.24)}$$

$$S_t = \frac{q\,S}{E_m} = \frac{qS}{E_r} + \frac{q}{k_n} \qquad \text{eq.(1.25)}$$

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{k_n S} \qquad \text{eq.(1.25a)}$$

$$\frac{1}{G_m} = \frac{1}{G_r} + \frac{1}{k_n S} \qquad \text{eq.(1.25b)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \qquad \text{eq.(1.25c)}$$

식(1.23a)의 A는 구조물의 접지면적, P는 하중, β는 형상계수, μ는 포아슨 비, E_m은 변형계수 등이다. 식(1.23b)의 α는 Fig. 1.11의 이질층 탄성계수(E_1, E_2)를 고려한 수정계수인데 표 1.9로 구한다. 식(1.24)의 B는 기초의 폭, q는 구조물의 지반반력 또는 접지압, C_d는 형상계수로서 표 1.10과 같다. 식(1.25)의 k_n은 기초지반의 지반반력계수, G는 전단 탄성계수이다.

표 1.9 쇄설성/파쇄대의 변형계수(E_1)를 고려한 침하량 수정계수 α

H/B \ E_1/E_2	1	2	5	10	100
0	1	1	1	1	1
0.10	1	0.972	0.943	0.923	0.760
0.25	1	0.885	0.779	0.699	0.431
0.50	1	0.747	0.566	0.463	0.228
1.00	1	0.627	0.399	0.287	0.121
2.50	1	0.550	0.274	0.175	0.058
5.00	1	0.525	0.238	0.136	0.036
∞	1	0.500	0.200	0.100	0.010

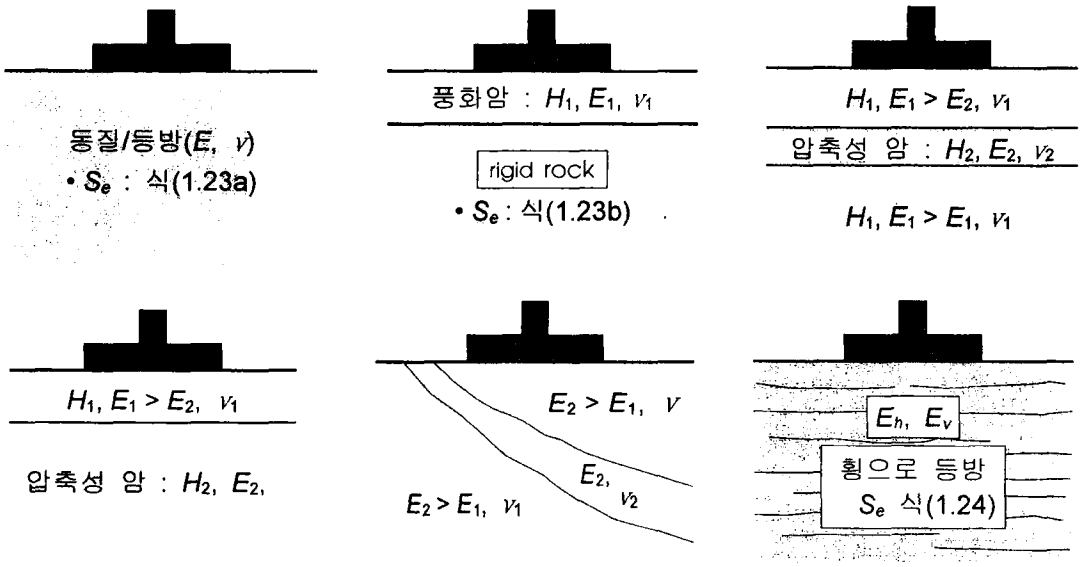


Fig. 1.11 기초지반이 암반층으로 구성된 경우의 침하량 산정 Model

표 1.10a 반무한 탄성지반 1 점의 탄성침하량 산출의 형상계수 C_d

형상 / 위치	원형	원형 (강성)	정방	정방 (강성)	직 4 각형의 L/B-값							
					1.5	2	3	5	10	10^2	10^3	10^4
중 심	1.00	0.79	1.12	0.99	1.36	1.52	1.78	2.10	2.53	4.00	5.47	6.90
모서리	0.64	0.79	0.56	0.99	0.67	0.76	0.88	1.05	1.26	2.00	2.75	3.50
B-중심	0.64	0.79	0.76	0.99	0.89	0.98	1.11	1.27	1.49	2.20	2.94	3.70
L-중심	0.64	0.79	0.76	0.99	0.97	1.12	1.35	1.68	2.12	3.60	5.03	6.50
평 균	0.85	0.79	0.95	0.99	1.15	1.30	1.52	1.83	2.25	3.70	5.15	6.60

표 1.10b 강성기초 밑 탄상지반의 등분하중 중심의 평균 침하량 산출의 C_d

형상 / H/B	원 D = B	직 4 각 형 (L/B)						
		1	1.5	2	3	5	10	∞(연속)
0.10	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.2	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
0.50	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.00	0.70	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
1.50	0.80	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08	1.08
2.50	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.40	1.40
3.50	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59	1.60
5.00	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82	1.83
∞	1.00	1.12	1.36	1.52	1.78	2.10	2.53	∞

1.7 시험 장치

불량 암반의 현장에서 강도정수를 측정하는 표준시험법으로는 점재하 시험(PLST, ASTM D 5731-95), 일축압축 시험(UCST, ASTM D 4555-90, 개정 1995), 직접전단 시험(DSST, ASTM D 4554-90, 재개정 1995) 및 평판 재하 시험(PBT, ASTM D 4394-84, 재개정 1998) 등이 있다. 다만, 시험하중의 반력을 터널 내벽을 이용하므로, 시험굴(Test cavern) 형성에 경비가 많이 드는 단점이 있다.

상품화된 직접전단 시험기는 ELE 社의 Portable Rock Shear Test(Model E 77-1030)이 대표적이다. 이것은 최대하중 100 kN 급으로서 작고 가벼워서 현장으로 운반은 쉽지만, 가공한 암석 공시체를 Shear box에 넣는 형태이므로, 엄밀한 의미에서는 현장상태의 Test block 시험이 아니다. 그리고, 실내 실험용으로는 표준 압밀 시험기 형식의 Barton type도 있다.

암석의 실내 및 현장에 대한 직접전단 시험(DSST)은 한국에는 규정이 없다. 다만, 대단위 Project에서 실시된 적은 있는데, 장치가 일시적인 것이고 재사용 가능한 장치의 개발이나 연구 실적은 없다. 그 이유는 개착식 굴착 현장은 반력 장치가 어렵고, Test block이 ASTM D 4554-90의 추천치보다는 규모는 작더라도, 거기에 적용할 만한 시험기가 미개발 상태이기 때문이다. 국내에서는 (주)동아지질에서 ASTM D 4554-90의 방법으로 1998년 10월에 부산 광안대로의 기초 지반조사에서 시행된 적이 있으나 Plate와 Hydraulic jack system을 제외하고는 모두 폐기되는 1회성 시험으로서 비경제적이다.

그리고, 총괄연구책임자는 범용 Data logger를 개발하여 사용 중인데, 약간 불안정하여 보완/개발할 계획이다. 이 기기는 국산 Load cell, 'Tokyo Sokki' 社의 Strain gage, 'Mitsutoyo' 社의 Digital dial gage를 각각 16 channel로 동시에 작동 가능하고, Load cell, Strain gage, Digital dial gage가 장착되는 어떤 시험기에도 사용할 수 있다. 다만, Debugging 현상이 있어서 더 안정적으로 개발할 것이다.

제 2 장 국내외 관련 기술 및 산업 동향

2.1 국내 기술 및 산업 동향

도로나 철도의 터널, 사면의 안정화 및 대형 구조물의 기초 공사에서 지반이 암반인 경우에, 설계와 시공에 필요한 자료는 대체로 지질학적·지반 공학적인 측면에서 자료를 수집한다. 기본 설계는 RQD, RMR, 점재하 지수(Is_{50}), UCST 및 기타의 시험 결과를 이용하고 있다. 지지력, 사면 안정 및 터널의 안정해석에 필수적인 강도정수(c & ϕ)를 시험결과로 구한 것은 거의 없고, 추정치를 적용하고 있다. 더욱이, UCST의 결과에서도 파괴 강도(σ_c')만 제시될 뿐, 변형계수(E)나 포아슨 비(μ)가 없는 것이 많다.

현장 시험은 거의 실행되지 못하고 있는 실정이다.

한국에서는 1950~1970년대 채광이 활발하던 때에 광산자원의 탐사, 70년대의 석유자원의 탐사목적으로 정부에서 의도적으로 지질공학적 기술축적은 크게 육성하였으나 지반공학적인 측면의 연구나 기술적인 진보는 거의 없었다.

암반공학에 대한 관심은 지하철 공사에서 NATM이나 SHIELD 공법의 도입과 尹(1994, 1995)의 '터널공학'과 '암의 역학'의 출판이 그 효시이다. 암반공학에 대한 관심이 점차로 커지면서, 1990년 말에 한국 지반공학회에서 '토목기술자를 위한 암반 공학'의 주제로 김교원, 오대열(1998), 신희순(1998), 장보완, 조인기(1998), 신희순, 신중호(1998), 정교철(1999) 등의 강좌가 소개되는 정도로 일천하다.

이 이외에도 주요 Project의 지반조사, 도서, 암석의 강도특성 연구로는 정형식(1997)의 암석의 풍화도에 따른 강도변화, 이송 외(1995)의 화강암의 점재하 강도 - 1축 압축강도 관계, 이수곤(1991), 이영휘(2000), 신희순 외(2000), 문종규(2001) 등의 점재하 지수(Is)와 1축 압축강도(σ_c) 관계, 김영수(2001)의 Shale의 이방성 특성 등이 있다. 암반의 전단강도 연구로는 표 2.1의 박성재 등(1998)과 전석원(2003)의 정도이다. 이처럼 PLST나 UCST는 국내에서 연구가 비교적 활발하게 진행되고 있으나, 한국의 지반공학 부문에서 표준 시험법이 아직 제정되지 않은 실정이다.

국내에서는 암종 구분과 절리 및 단층의 발달상태 등에 주안하여 대략적으로 조사하고, 실제 설계 및 시공에서는 이런 자료조차도 제대로 활용하지 않고, 공학적인 관점에서만 통상적 방법으로 건설공사를 수행하였다. 최근에 T/K 설계와 시공에 지질학적 측면을 고려하였으며, 건설기술에 있어서 발전적인 면으로 평가될 수

표 2.1 암석의 직접 전단 시험 예(한국)

인용 문헌	채취 장소	현장/실내 시험		강도 정수			
				Peak		Residual	
				c, MPa	ϕ,°	c, MPa	ϕ,°
박성재 외 4인(1998)	부산 광안대로 (현수교) 공사	불량 암반 현장시험	No.1	1.26	22	1.26	26
			No.2	0.43	35	0.43	29
전석원 외 4인(2003)	대전 화강암	신선암/실내시험		0.04	41.4	32,0	–
	고성 화강암	신선암/실내시험		0.03	42.0	33.3	–

있으나 아직 미흡한 편이다. 이는 지질학적 및 지질공학적 중요성을 제대로 인식하지 못한데서 비롯되는 것이나 국내의 지질학, 광물학 및 지질공학 연구자들의 수준은 결코 낮은 것은 아니기 때문에 이러한 문제는 결국 조사, 설계, 시공의 과정에서의 시스템과 정책의 문제에 크게 기인하는 것으로 판단된다.

특히, 위탁연구책임자는 최근 도로, 터널, 노천광산 및 고준위 핵폐기물 처분 예정지 등의 현장자료에 대하여 위와 같은 불연속 암반의 안정성 및 수리·역학적 특성을 지질공학적 측면에서 연구를 수행한 바 있다(Kulatilake and Um et al., 1999, 2001, 2002, 2003; Um and Kulatilake, 1996, 2001; Um et al., 1996, 2001; Kulatilake and Um, 2002; Wang and Um et al., 2002).

2.2 국외기술 동향

암반의 역학적 거동에 관심은 Barton(1973)의 '절리암반의 전단강도 신규준'과 Hoek and Brown(1983, 2003)의 '절리암반의 전단강도 규준'이 발표되면서 학술적으로 본격화 되었다. 역사가 30년 정도로 비교적 짧지만 IT 산업과 시험기의 발달로 실내시험은 급속도로 발전되고 있다. 다만, 연구결과가 주로 신선암을 대상으로 한 것이므로 불량암반에 대한 구조물 설계나 시공에 적용하기에는 아직 미흡하다. 이는 현장에서 시험할 수 있는 Test block 형성의 어려움과 시험기가 발달되지 않기 때문이다.

2.2.1 점재하 시험(PLST, ASTM D 5731-90)

암석의 1축 압축강도 추정과 암반 분류 시험용으로 주로 현장시험에 널리 이용된다. 연구의 경향은 시편의 형상과 크기에 따른 점재하 강도지수의 수정에 관련된 것이 많다. 그런데, 파괴시의 재하점 간 거리(D)를 보정[식(2.1c), 총괄책임 연구자의 회귀분석결과]하기 위한 파괴후의 관입 깊이를 제시한 문헌도 없는 실정이다.

- $\sigma_c \geq 15$ MPa, Conical platen(cone 60°, D10 mm)
- Test results : 점재하 강도지수($Is_{(50)}//$, $Is_{(50)}\perp$) 및 이방성 지수(I_{sa})

$$Is_{(50)} = \left(\frac{D}{50}\right)^{0.45}\left(\frac{P}{D_e^2}\right) \qquad \text{eq.(2.1a)}$$

$$I_{sa} = \frac{I_{sa}\perp}{I_{sa}//} \qquad \text{eq.(2.1b)}$$

- $\sigma_c = 20 \sim 25(Is_{50})$, $\sigma_t = 15 \sim 50(Is_{50})$ eq.(2.1c)
- $\sigma_c = (13.662 + 0.186\,D - 9.823 \times 10^{-6}\,D^2)I_{s(50)}$ eq.(2.1d)

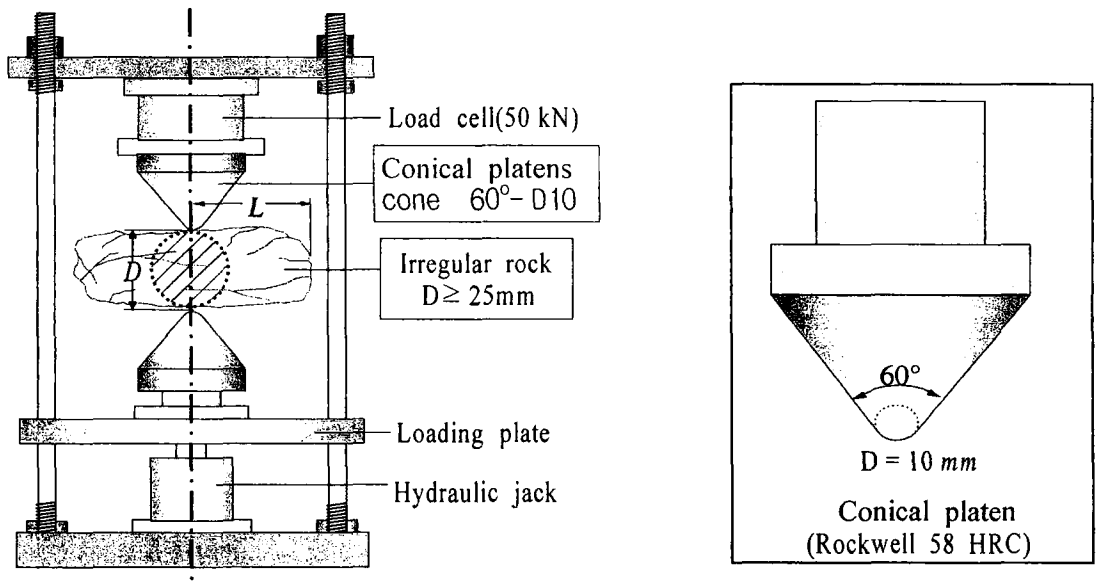


Fig. 2.1 Point Load Strength Test App.(ASTM D 5731-95)

2.2.2 암반의 현장 1축 압축시험(UCST)

불량 암반 현장의 시험법은 Fig.2.2a와 같이 시험하는 ASTM D 4555-90(재개정 1995)가 대표적이며, 그 개요는 다음과 같다.

- Weak rock : RQD ≤ 50 % or $\sigma_c \leq 35$ MPa을 대상으로 시험.
- 반력 하중 : Cavern wall 이용, Loading rate : 515 mm/h
- Test block : 크기 추천치 500 × 500(L ≥ 2~2.5 B), 바닥 凹凸 ±5 mm, 연직도 ±5°
- Strain gage : axial 2 & diametral 2 ea.
- Test results : $\sigma - \epsilon_a - \epsilon_d - \epsilon_V$, σ_c, E, μ *etc.*

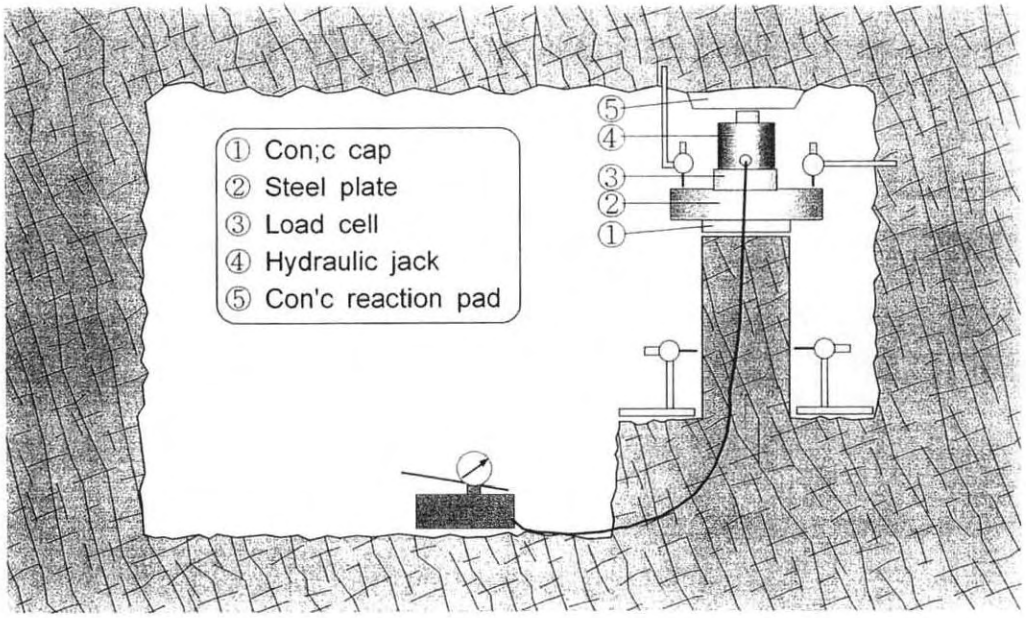


Fig. 2.2a 현장 1 축 압축 시험(ASTM D 4555-90) 예

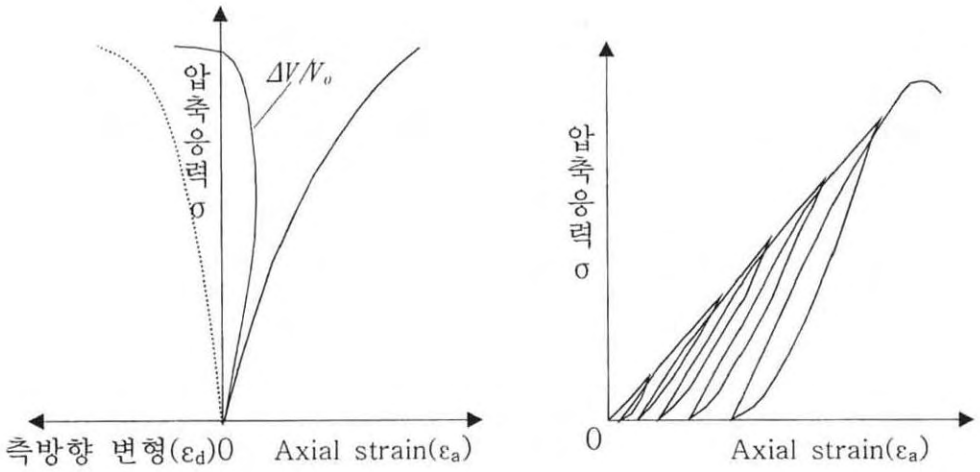


Fig. 2.2b UCST 결과의 표현(σ, E, v, ΔV/V₀ 등)

2.2.3 평판 재하시험(PBT)

불량 암반의 현장상태에 대한 표준 시험법은 Fig. 2.3a의 ASTM D 4394-84(재개정 1998)이며, 그 개요는 다음과 같다.

- 암석과 평판 : $E_{rock} \leq 35$ GPa, 표준 D300, 추천치는 D500~D1000
- Test site : Con'c pedestal+Bearing plate 거치 후 양생, 표면요철 25 mm 이하
- 축 방향 중심 오차 : 5°이하, Loading rate 5~15 mm/h
- 반력 하중 : 터널 측벽 이용, 최대치는 설계 하중의 2배.
- 변형 측정 : Plate마다 침하계기 4개(감도 0.01 mm).
- Pressuration cycles

최종 하중은 설계하중의 2 배로, 5 cycle 이상, 단계 하중마다 10분 이상 유지, Unloading 속도는 Loading과 같게, 0-하중에서 Creep 변형이 안정될 때까지 또는 10분 이상 지속한 Data로부터 Fig.2.3b을 작도하고, 최대 지지력(q_{max})과 변형계수(E), 지반 반력계수(K), 탄·소성 침하량 관계 및 Creep 계수 등을 구한다.

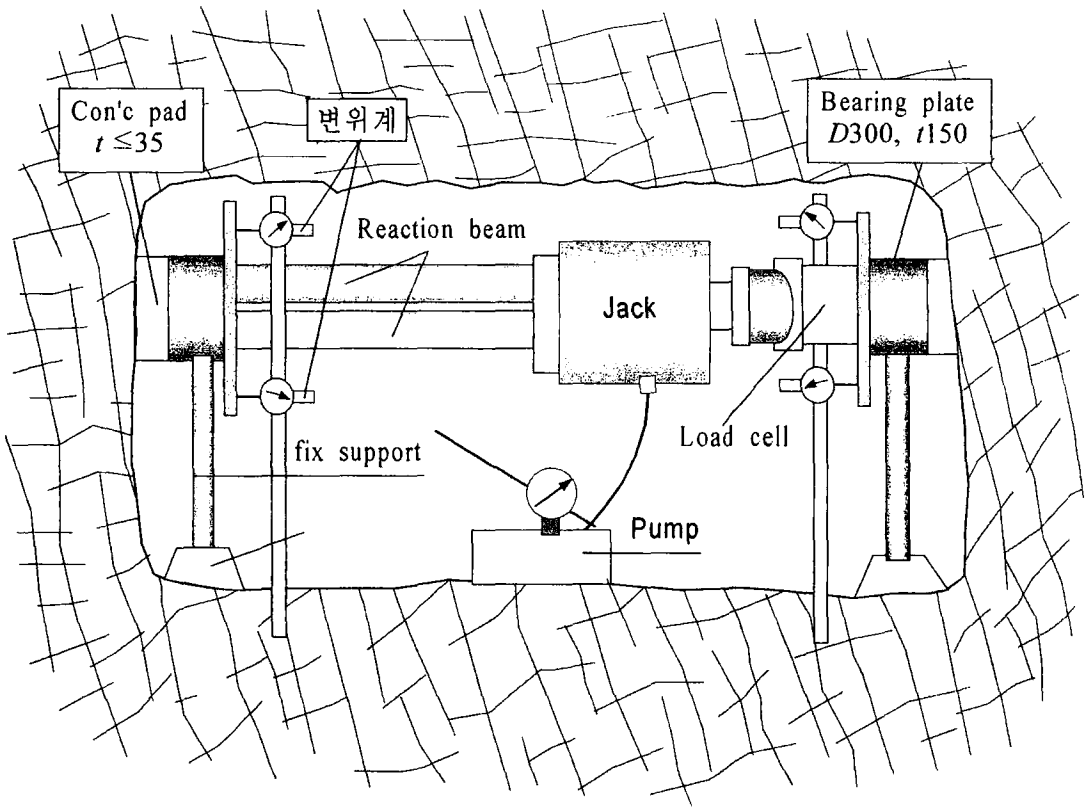


Fig. 2.3a ASTM D 4394-84의 암반의 PBT 장치 개요

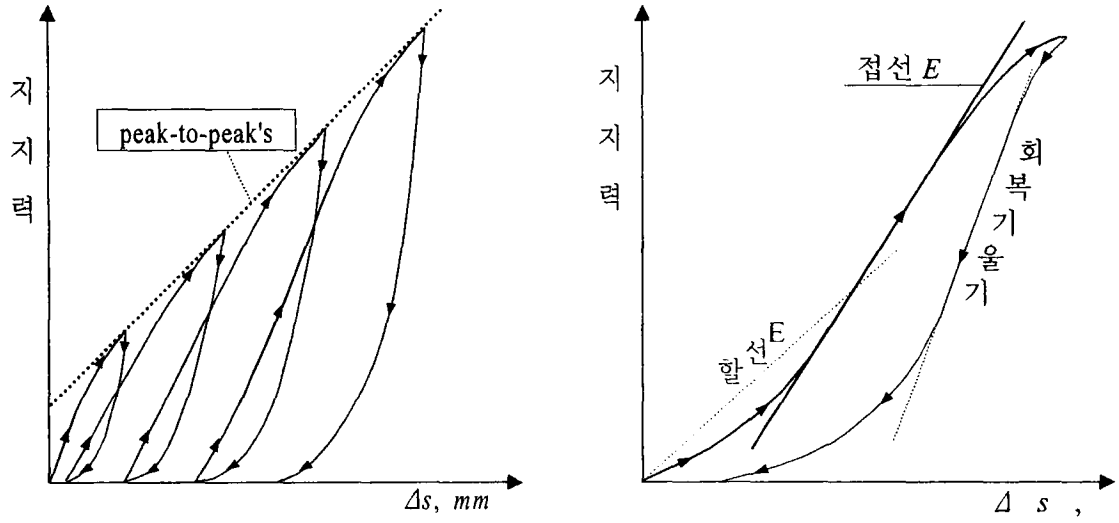


Fig. 2.3b 반복하중 PBT의 지지력 거동과 변형계수

$$E = \frac{(1-\nu^2)}{2r}\frac{\Delta P}{\Delta \delta} \qquad \text{eq.(2.2a)}$$

$$E = 2(r_1 - r_2)(1-\nu^2)\frac{\Delta P}{\Delta \delta} \qquad \text{eq.(2.2b)}$$

$$\epsilon_c = \alpha \epsilon_e (1 - e^{\beta t}) \qquad \text{eq.(2.2c)}$$

여기서, E는 탄성계수, μ는 포아손 비로서 불량 암반은 0.25~0.30 정도이며, ΔP 및 Δδ는 기울기를 취한 구간의 하중 및 변형량 변화량이다. r 은 재하판의 반경, r_1 및 r_2는 외경 및 내경이다. ε_c 는 크리프 변형율(Creep strain), ε_e 는 탄성 변형율, α 는 크리프 계수(Creep coeff.), β는 지연계수(Delayed coeff.)이다.

2.2.4 직접 전단시험(DSST)

Fig.2.4와 같은 ASTM D 4554-90(재개정 1995)이 대표적이다.

- 대상 Test block의 강도는 35 MPa, 표준 크기는 700 × 700 × 350 이다.
- 반력 하중은 터널 내벽 이용, 하중 축의 기울기는 전단축 15°이하, 수직 하중 ± 2°, 재하 속도 0.1 mm/min, 10분 이상/단계, 변위계 Dilatancy 4개, 측면 8 개이다.
- Recycling : Fig. 2.5a처럼 수직 하중 I 의 잔류 강도에서 전단 변형량을 유지한 채 수직 하중 II로 전단하고, 이 단계의 잔류강도에서 반복해서 Normal loadIII, IV, V로 전단한다. 즉, 단일 Test block의 동일한 파단면에서 서로 다른 수직하중으로 5회 이상 반복한다. 수직하중 변화시에 반대로 전단하거나 공시체를 Resetting

할 때에는 교란되기 쉬우므로 유의한다. 3~4 개의 Test block으로 서로 다른 수직 하중이라야 신뢰도가 가장 높지만, 경제성이 문제이다.

• 잔류강도는 시험현장에서 채취한 납작한 돌의 표면을 톱질하여 #80 Silicon carbide 가루로 편평하게 연마해서 실내 전단 시험으로 구한다. .

• 시험결과 : Fig.2.5b에서, 전단 강도 정수(기본/순간/잔류 등의 강도정수)

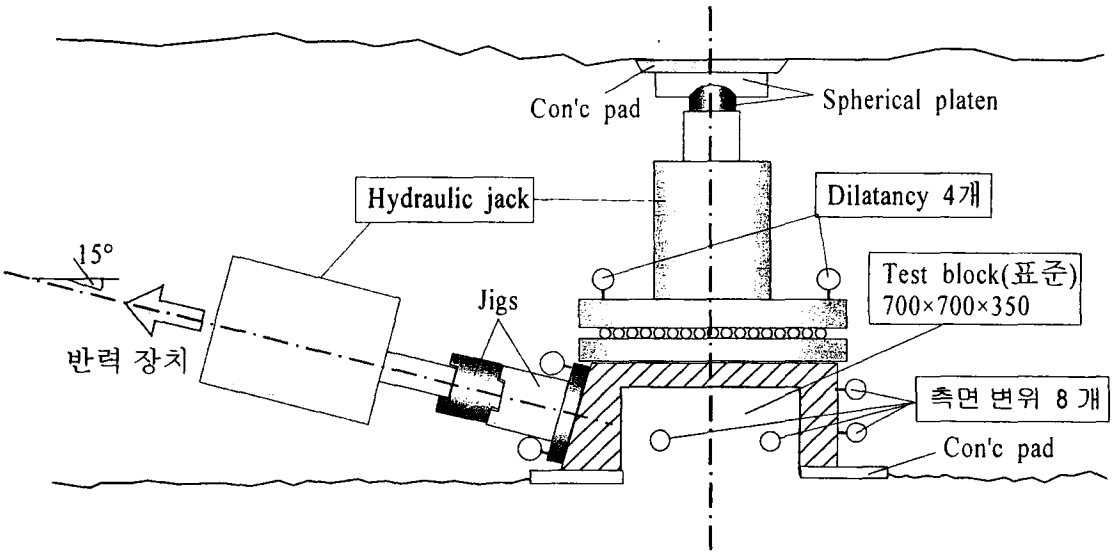


Fig. 2.4 연암의 현장 직접 전단 시험 개요(ASTM D 4554-90)

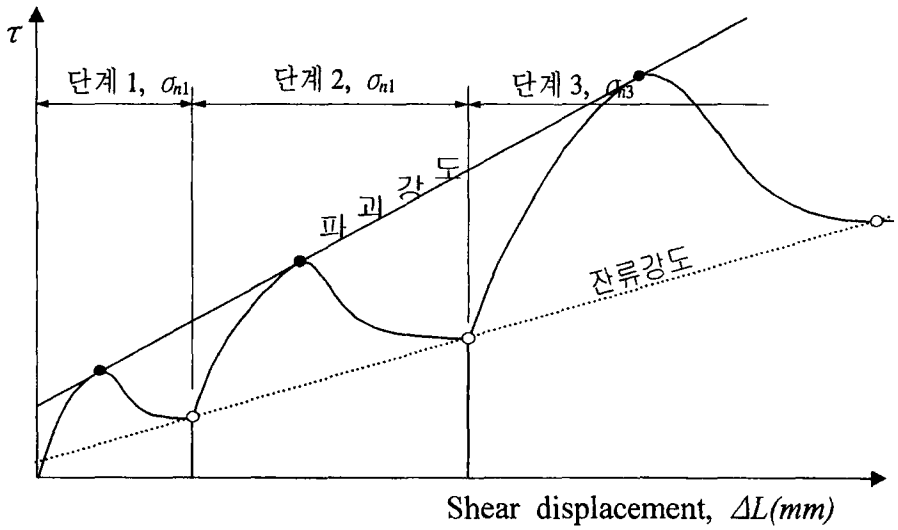


Fig. 2.5a 1개 시료에서 5회 이상 전단 시험

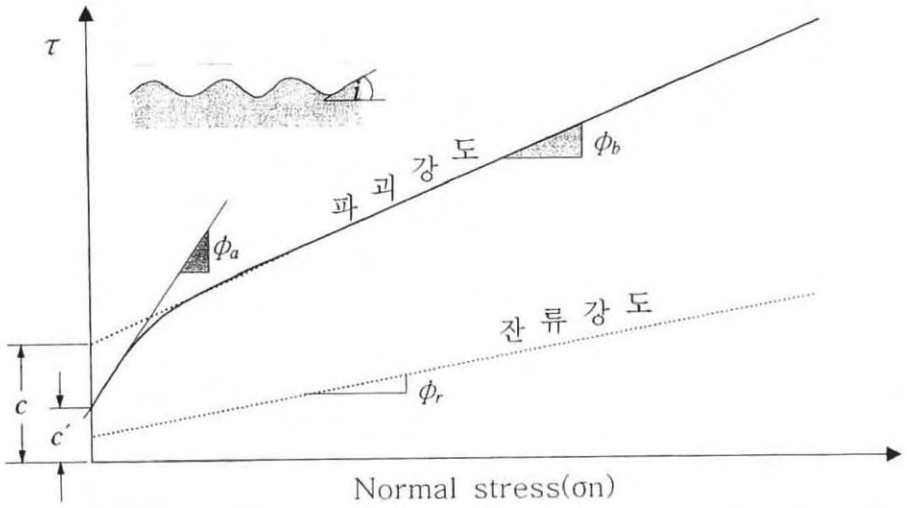


Fig. 2.5b 암석의 전형적인 $\sigma_n - \tau$ 관계도

2.2.5 기타

현장 시험기 중에서 강성이 커야 할 부재는 Load Frame이다. 수직하중은 Rock bolt나 사하중을 이용하는데, 수평방향으로 가하는 전단력의 반력이 문제이다. 그래서, Test Block을 Fig. 2.6과 같이 형성하여 인접된 Test block 끼리 작용·반작용을 이용하면 편리하다.

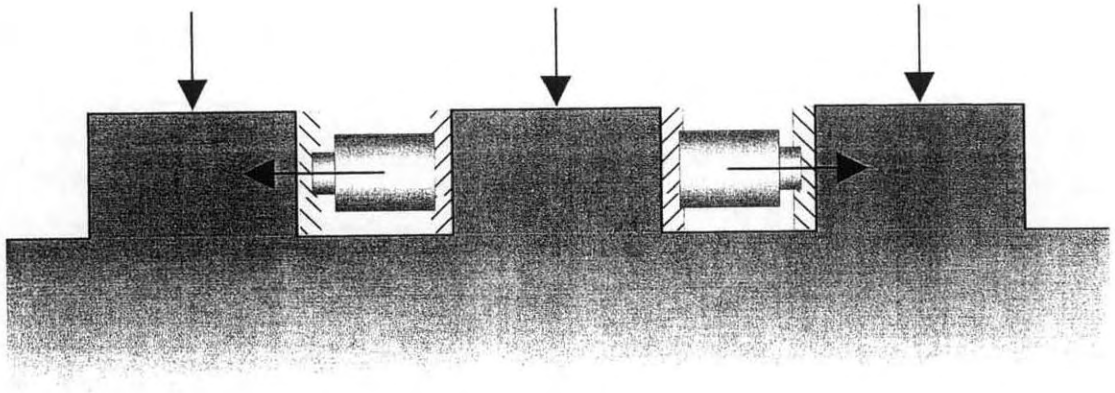


Fig. 2.6 Test block의 작용-반작용 식 현장의 전단 하중

2.2.6 DSST의l 수직 정하중 법과 정강성법

불량 암반의 절리면 전단시험에서 불연속 사이에 충진물(Gouge)이 있는 경우에는 수직하중에 대한 변형량이 비교적 크고 전단 강도에 영향을 미친다. 이러한 재료의 직접전단 시험에서, 시험시작 전에 수직하중을 순간적으로 가하면 충전물의 dilatancy 경향을 명확하게 측정하기 곤란하다. 그래서, 최근에는 수직하중 장치를 강성이 같은 스프링 따위로 서서히 가하는 정 수직 강성법(CNS, Constant Normal Stiffness)으로 전단시험하는 문헌이 발표되고 있다. 흙의 직접전단 시험에서 배수 전단시험과 유사한 시험이다. 즉, 포화 공시체에 수직하중을 가하여 압밀이 90 %이상 종료될 때까지 시간 - 침하량 관계를 구하고, 압밀하중(정하중) 상태를 유지하고 전단 파괴시키는 형태와 유사하다.

Indraratna, Haque & Aziz(1999)에 의하면, 인공 절리면 사이에 충진물의 두께를 달리 제작한 공시체 시험 결과에서, 다음과 같이 제안하고 있다.

$$\sigma_n(h) = \sigma_{no} + \frac{k_n \delta_v(h)}{A} \qquad \text{eq.(2.3a)}$$

$$\tau(h) = \sigma_n(h)\tan\phi_b + i(h) \qquad \text{eq.(2.3b)}$$

여기서, σ_{no}는 초기 수직응력, A는 절리면 면적, $\delta v(h)$ 및 $\sigma_n(h)$은 임의 수평 변형량에 대응되는 수직응력 및 Dilatancy이다. k_n은 수직강성, ϕ_b는 기본 마찰각 및 i(h)는 수직 변형량 - 수평 변형량 관계 기울기이다. 시험결과에서 강도정수는 Fig.2.7과 같은 방법으로 구한다.

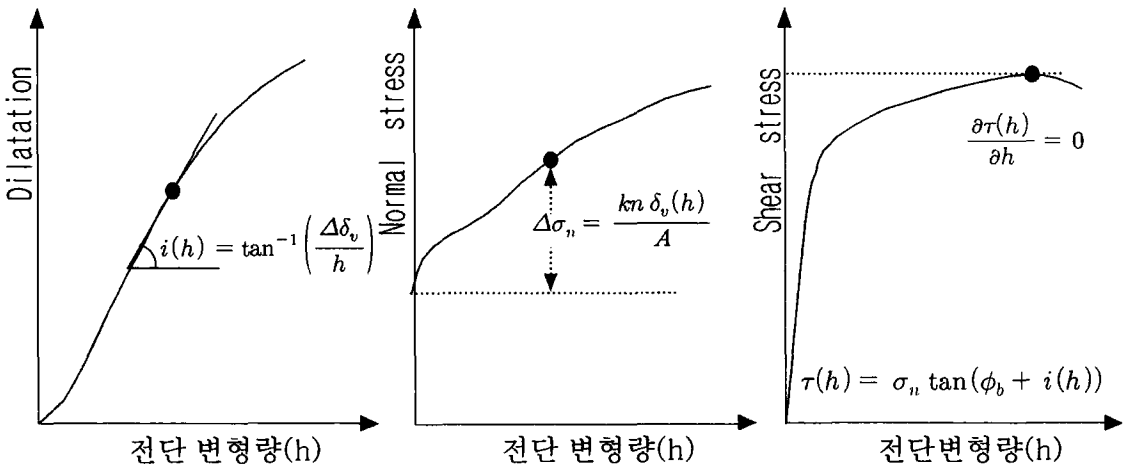


Fig. 2.7 CNS DSST의 강도정수 구하는 법

Jiang, Y., Xiao, J., Tanabashi, Y. & Mizokam, T.(2004) 등은 비교적 얕은 곳은 CNL이 유효하지만, 깊은 곳은 수직-정하중이 아님을 강조했다. 왜냐면, 깊은 곳의 암반은 절리면의 요철을 타고 활동될 때의 Dilatation 변화량은 절리면을 구속하고 있는 주변암반의 수직강성에 따라 좌우되기 때문이다. 즉, 절리면과 맞물린 암반 자체의 수직강성이 클수록 Dilatation 변화량도 크다. 이 문헌에서는, Fig.2.8과 같은 방법으로 시험하였으며, 수직강성계수(k_n)를 식(2.4)로 제안했다.

$$k_n = \frac{E}{(1+\nu)r} \qquad \text{eq.(2.4a)}$$

$$\Delta P_n = k_n \Delta \delta_n \qquad \text{eq.(2.4b)}$$

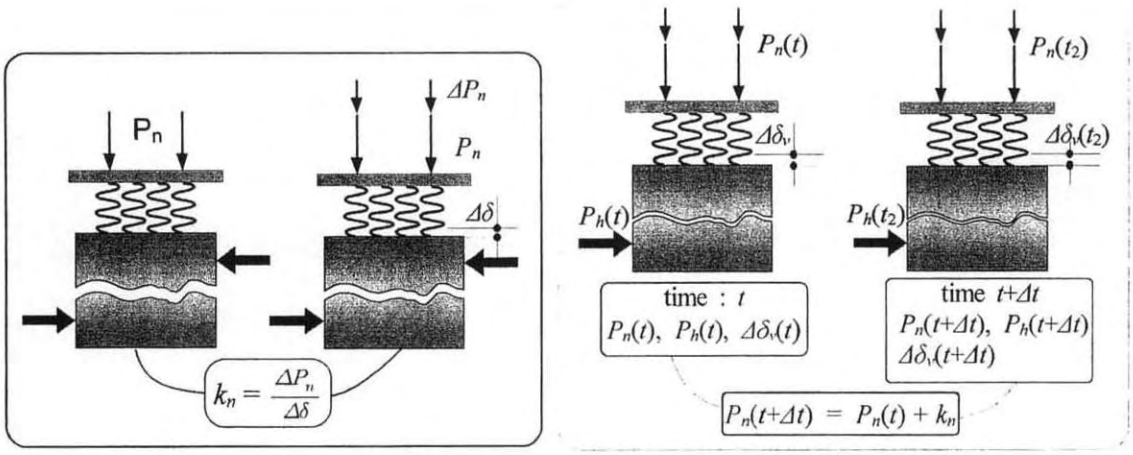
$$P_n(t+\Delta t) = P_n(t) + \Delta P_n \qquad \text{eq.(2.4c)}$$

여기서, r은 주변암석의 영향반경, E는 암반의 탄성계수, v는 포아송 비이다.

사용기기 : Hydraulic-servo actuator unit(수직하중 400 KN(Stress 조정범위 0 ~20 MPa, 지하800 m의 수직응력에 해당, 실제시험은 N = 2@200 kN, T = 400 kN)

시료크기 : 원주형 D100~D250, 정방형 L100~L500

구미, 일본 등 선진국의 경우 암석의 풍화/변질 상태 즉 구성광물성분과 그 분포에 대한 자세한 검토와 면밀한 지질공학적 기재에 따르는 지반안정 메커니즘에 대한 이해를 바탕으로 한 해석결과를 실시 설계 및 시공에 반영하고 있다.



(a) 전단시험 준비 P_n 점증　　(b) 점증된 P_n에서 전단

Fig. 2.8 정수직강성 전단시험 예 [Jiang, Y. et. al(2004)]

2.3 연구개발과제 및 대상기술의 중복성

2.3.1 연구개발과제의 중복방지를 위한 조사 및 검토결과

전술한 바와 같은 불량 암반의 현장시험에 타당하고 일관성 있게 개발된 시험기는 세계적으로 없으므로, 연구과제와 중복되지 않는다. 다만, 여기서 개발하려는 시험기와 유사한 시험장치로는 말뚝의 연직 정재하 시험과 토사지반의 평판 재하시험이 있는데, 암반의 UCST, PBT, DSST 용은 아니다. 다만, 부수 장비인 Data logger, 연직 정하중 장치는 기존 방법과 유사하다. Hydraulic pump & jack system을 이용한 50 tf 규모의 정하중 유지 - Dilatancy 측정 장치는 독창적으로 개발한다.

2.3.2 연구개발과제의 차별화 방안

연구과제가 중복되지 않고, 시판되는 것이 없으므로 다른 시험 기기와 비교할 수 없다. 다만, DSST의 경우, Vásárhelyi(1998)의 논문 '수직하중이 절리의 팽창성에 미치는 영향'에서 실내시험에 사용된 것이 이 연구와 가장 유사한데, 이것도 실내시험용이다. 그리고, 기존 장비와 유사한 Data logger는 소형화/범용 사용 가능화로 차별화 한다. 다목적 시험기의 구체적인 차별화 방안은 다음과 같다.

(1) Data Logger

Analog sensor 16 채널, Digital dial gage 16 채널이 동시에 입출력되고, 가격이 외산의 반, 국산의 타사제품의 ⅔ 정도이다. 측정된 자료들을 새로운 변수화가 가능하므로, 사용자가 필요한 함수를 프로그램이 가능하고, Strain gage type sensor가 부착되는 시험기에 널리 사용할 수 있다. 기존의 기기는 Data의 출력 양식을 미리 프로그래밍된 솝트웨어 자체를 장착하여 판매되고 있으나, 여기서는 사용자가 계산식을 선택적으로 입력할 수 있으므로 어떤 시험에도 응용이 가능한 범용이다.

(2) PLST 기기의 개량

기존의 기기는 Conical platens의 축 맞춤 장치와 파괴시 Point의 관입 깊이(D')를 재는 장치가 없다. 그래서, Fig. 2.9의 Lump test의 축-맞춤과 D'가 자동 측정되도록 개발한다.

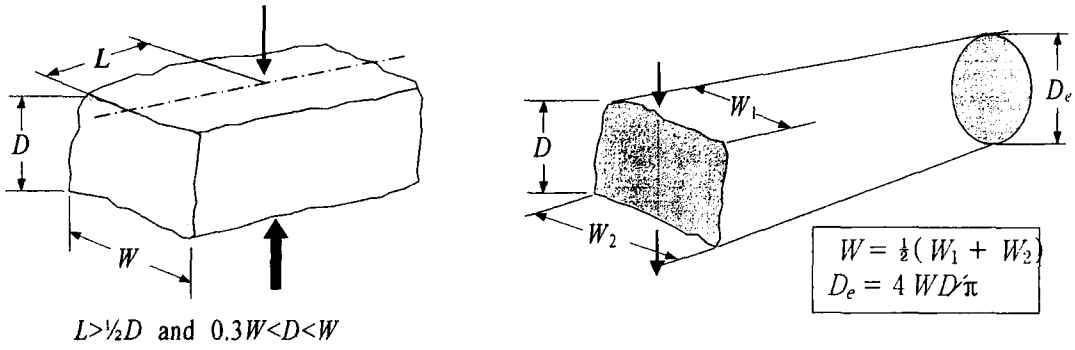


Fig.2.9 불규칙 시료의 등가 면적 환산법

(3) 실내/현장 시험 겸용 Load frame

Test block 형성용 기기를 제외한 다른 기기들은 실내 UTM으로 겸용할 수 있다. 재하 장치는 현장 시험용보다 훨씬 크게 대치할 수 있으므로, 콘크리트 1 축 압축, 휨, 할렬 인장 등의 시험은 물론, 암석의 실내 DSST, UCST, 3 축 압축 등의 시험이 가능하다. 다만, Lab. Test용 Jig로 교환하면 된다. 조립·분해 형이므로 기존의 UTM보다 공간이 적고, 노후시 부품의 교체와 수리가 쉬운 장점이 있다.

2.4 기술동향 분석 결론

2.4.1 지내력 추정과 In situ DSST의 Test block과 전단면

(1) 실측자료가 미흡한 경우의 지내력 추정

앞서 살펴본 시공사례나 기존자료를 종합한 불량 암반의 지내력을 요약하면 표 (2.2)와 같으며, 기본설계에는 다음의 범위로 취할 수 있다.

Shale : 0.3~0.7 MPa

Sandstone : 0.5~1.5 MPa

(2) One test block의 전단 강도와 수직 응력

Barton 계통은 절리암반의 전단강도는 점착력이 없다'는 데서 착안했으며, 그의 독특한 Roughness scale(JRC), 절리 벽면(Joint wall)의 기본 마찰각(ϕ_b) 및 1축 압축 강도(JCS), 유효 수직 응력(σ_n') 등을 고려했다. 주로, 파단면의 요철빈도와 진폭에 따른 직접 전단시험 결과를 이용한다. Hoek-Brown 계통은 신선암의 3 축 압축시험 결과로 제안된 것이므로, 불량 암반에도 적용할 수 있도록 확장했다.

현재는 불량 암반의 지지력, 사면과 터널 굴착의 안정해석 및 침하량은 지반 공학

적 특성치인 단위 중량(γ), 탄성계수(E), 포아슨 비(v), 강도정수(c & ϕ), 전단 탄성계수(G), 지반 반력계수(ks), 1 축 압축강도(σ_c), 인장강도(σ_t) 등에 근거해서 해석한다. 다만, 현장상태로 구할 수 있는 현장의 Test block 형성과 시험기가 문제이다.

표 2.2 불량 암반 지지력에 대한 시방서나 시공후 실측사례

현장 조건	사 례	암석종류	지내력(MPa)	
			최소	최대
RQD < 50%	New York 시방서	shale 류	0.2	0.5
		sandstone 류	0.5	1.2
완공후의 실측결과	Ontario 시방서	shale 류	0.3	0.7
		sandstone 류	0.8	1.5
교량의 기초지반	Spain, UK	shale	0.3	0.7
	UK, Austr. Japan	퇴적암	0.7	1.0
	Spain, UK, USA	shale 류	1.0	1.5
	USA	파쇄 현무암	2.0	2.4
일반적인 경우	미 해군본부(1983)	보통암	1.6	2.7
		풍화암	0.9	1.3
		전석+자갈+점토	0.2	1.2

2.4.2. 현재 기술수준의 문제점의 보완

불량 암반의 강도 특성치 σ_c, E, v 는 UCST, q_a, k_n, k_s 등은 PBT, c, ϕ, G, k_s는 DSST로 구한다. 그런데, 불량 암반에 대한 기존의 시험법으로는 Test block 형성과 시험장치의 경제적 부담 때문에 실용성이 적다. 따라서, 다음과 같이 보완해서 비교적 경제적 부담이 경감된 시험이 가능하도록 개발해야 한다.

- 불량 암반에 대한 현재의 표준 시험법은 반력 하중을 Cavern wall을 이용하는 형식은 시험 굴 형성에 경비가 많이 소요되므로, 재하 장치를 준비해서 개착식 터파기 현장에도 적용할 수 있도록 개발되어야 한다.
- ASTM D 4554-90는 Fig. 2.10처럼 One block의 동일 파괴면에 다른 수직 하중을 5 회 작용시키는 것이 큰 단점이다. 이미 파괴된 면에 서로 다른 수직응력으로 전단하므로 제 2 단계부터는 자연 상태의 전단파괴가 아니다. 맨 마지막 단계는 파괴면이 너무 닳아서 불량 암반 본래의 잔류강도보다 훨씬 더 매끄럽고 약한 절리면의 강도이다. 잔류강도는 현장에서 채취한 납작한 돌덩이 표면을 톱질해서

#80 Silicon carbide 가루를 편평하게 붙여서 실내 전단시험으로 구하도록 추천하고 있다. 따라서, 이 방법으로는 직접 전단 시험의 최대 장점인 표면의 거칠기에 따른 전단파괴 중의 Dilatancy 측정이 부정확하다.

- 암반의 전단 파괴과정은 흠결이 있는 부분의 Asperity 접촉면의 마찰 저항 단계 → 부피 팽창 단계 → Asperity의 인장 파괴 단계 등을 거친다. 공시체는 하나라도, 거기에 파괴면을 달리 선정하여 별개의 수직하중을 가하여 Dilatancy를 정밀하게 측정할 수 있는 시험기의 개발이 필요하다.

- 불량 암반 현장에서 1축 압축 강도(σ_c)를 측정하여 기초 지반의 지지력을 정확히 평가할 있는 시험기의 개발이 필요하다. 현재까지는 $\sigma_c \leq 40$ MPa 인 불량 암반은 코어채취가 곤란함을 이유로 강도를 추정하고 있으나, 현장상태로 시험하여

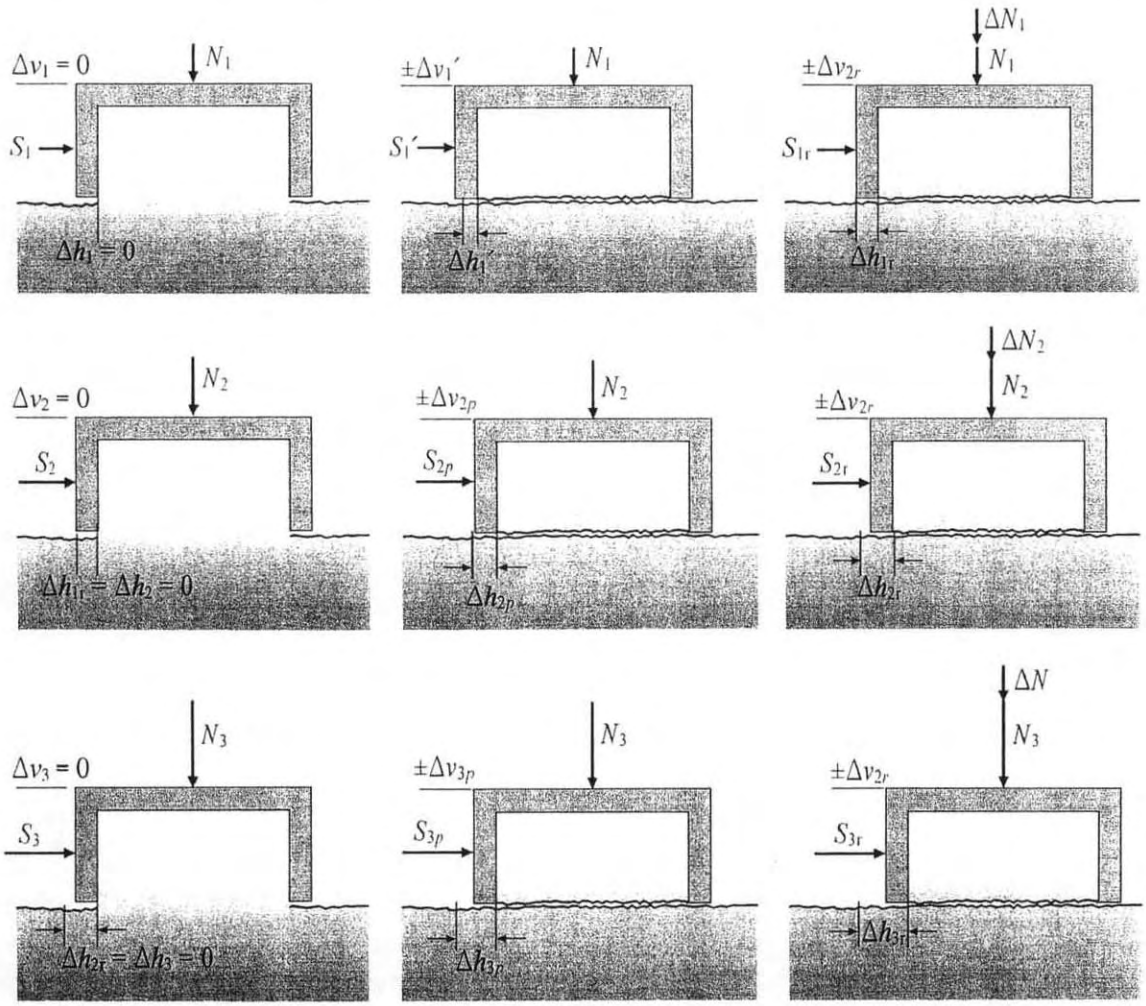


Fig. 2.10 ASTM D 4554-90의 5 normal loads/block의 단점

불확실성 해소 및 최적화 설계로, 필요이상의 공사비를 절감할 수 있다.

- Open cut 현장의 불량암반 현장에 Test block의 형성과 하나의 공시체에 층별 파괴면에 서로 다른 수직하중을 가하는 직접전단 시험기는 세계적으로 없다.
- 개발하려는 장비는 이동·설치·해체·보관이 쉬워야 한다.
  - PBT : 시험하중은 중/대형 구조물의 설계 지지력의 2배인 2 Mpa 이상으로
  - DSST : 2.5 Mpa 이상
  - UCST : RQD ≤ 50 %, $\sigma_c \leq 35$ MPa로서 PBT, DSST보다 훨씬 큰 하중이 필요하다. 그러나, 기기 개발 후 현장의 UCST 결과는 5 MPa정도임이 확인되었다.
- 현장의 Test block 크기 350×350이면 소요 전단하중은 720 kN 정도이다. Lab. UCST의 NX-size는 D54 mm(A = 23 cm^2)이므로, Block 단면 350×350은 ASTM D 4554-90의 추천치보다 작지만, Lab. test specimen 면적의 53배로 현장에서 시험이므로 결과치는 실내시험보다 신뢰도가 더 높다. 따라서, 연직 하중장치를 500 kN과 1.2 MN을 별도로 개발하여 전자는 PBT와 DSST용으로 후자는 UCST용으로 사용한다.
- ASTM D 5731-90에서 점재하 지수와 일축압축강도의 비례상수는 재하점간의 거리(D_e)에 따라 다른데, 李(1991), 李(1995), 鄭(1997), 申(2000), 金(2001), 文(2001) 등은 이를 수정하지 않았다. 따라서, 이를 고려한 상관 관계식을 제시해서 실무에 적용할 수 있도록 한다.
- PLST, UCST, PBT 및 DSST 등은 이미 국내에서 수행되고 있는데도 불구하고, 한국의 표준 시험법이 없으므로 이의 제정을 촉진시킨다.

2.4.3 강도정수에 관련된 지질공학적인 측면의 표현과 상관성

현재까지는 지역세분 및 공학적 암반분류를 통하여 암반의 강도와 변형특성을 고찰하여 종합적으로 표현된 것이 거의 없는 실정이다. 그래서, 여기서는 개발된 UTM의 현장 적용을 기초로 불량암반의 강도정수와 거시적·미시적 지질공학 특성을 규명하여 경험적 강도규준을 도출하고 기존의 강도규준에 의한 시험결과와 비교·분석하여 개발된 시험기의 효율성과 가치를 평가할 것이다. 본 과제의 연구기간 종료 이후에도 지속적으로 활용단계를 구축하여 현장 적용성을 제고할 수 있도록 추진한다.

2.4.4 기타

기초연구에 관련되는 더 많은 연구비 지원과 정책적 후원이 이루어진다면, 지질학, 지질공학 및 토목공학 사이의 상호 협력체제가 활성화되어 이 분야의 전문 인력 양성이 활발하게 되어 선진국 수준의 기술개발이 기대될 수 있다. 또한, 기후나 지질조건이 다른 외국으로부터 무분별한 기술의 도입은 무의미하다고 판단되며, 이 분야의 연구 인력과 국내 적용 기술을 축적하는 것이 훨씬 바람직하다. 국내의 연구 및 기술 환경이 국외와 크게 뒤지지 않는 점을 고려한다면 기술 도입 비용을 국내 연구진에게 투자하여 국내 기술개발을 유도하는 것이 기술개발 정책적인 측면에서 훨씬 타당하다.

2.5 연구개발과제 및 대상기술의 중복성

2.5.1 연구개발과제의 중복방지를 위한 조사 및 검토결과

불량 암반의 현장시험에서 타당하고 일괄적 및 다목적 용으로 개발된 시험기는 세계적으로 없다. 이 시험기의 전체적인 System은 아직 미개발 상태이므로 이 연구과제와 중복되지는 않는다. 다만, 여기서 개발하려는 유사한 시험 장치로는 말뚝의 연직 정재하 시험과 토사지반의 평판 재하시험이 있는데, 암반의 UCST, PBT, DSST 용은 아니다. 다만, 부수장비인 Data logger, 연직 정하중 장치는 기존의 것과 비슷하거나 중복된다. Hydraulic pump & jack system을 이용한 50 tf 규모의 정하중 유지 - Dilatancy 측정 장치는 독창적으로 개발된다.

2.5.2 연구개발과제의 차별화 방안

연구과제가 중복되지 않고, 시판되는 것도 없으므로 다른 시험 기기와 비교될 수 없다. 다만, DSST의 경우, Vásárhelyi(1998)의 논문 '수직하중이 절리의 팽창성에 미치는 영향'에서 실내시험에 사용된 예가 이 연구와 가장 유사한데, 이것도 실내시험용이다. 그리고, 기존 장비와 유사한 Data logger는 소형화 및 범용으로 사용 가능하게 차별화 한다.

(1) Data logger

Analog sensor 16 채널, Digital dial gage 16 채널이 동시에 입출력되고, 가격이 외산에 비해서 1/2, 국산의 타사제품의 2/3 정도이다. 실측치 상호간에 새로운 변수화가 가능하므로, 어떤 실험이든지 필요한 변수와 함수를 입력하면 시험결과가 쉽게

얻어진다. Strain gage type sensor가 부착되는 어떤 기기에도 널리 사용될 수 있도록 개발한다. 기존의 기기들에는 Data의 출력 양식을 미리 프로그래밍된 솝트웨어를 기기에 장착하여 판매되고 있으나, 여기서는 사용자가 계산식을 선택적으로 입력할 수 있으므로 어떤 기기에도 적용되는 범용이다.

(2) PLST 장치

기존의 기기는 Conical platens의 축 맞춤 장치와 파괴시 Point의 관입 깊이(D')를 재는 장치가 없다. 그래서, Fig. 2.11의 Lump test의 축-맞춤과 D'가 자동 제어되도록 개발한다.

(3) Hydraulic pump and jack system

- Jack은 이동과 설치가 쉽게 35 kgf 이하로 가볍게 제작한다. 35 kgf 이상이면 2개로 나누어 병렬식으로 구성한다.
- 유압이 빠지면 자동으로 감지되어 자동 보충되는 system으로서 인위적 오차요인이 없이 Loading-unloading에 따른 탄성 변형량-저항 응력 관계의 거동을 고찰할 수 있고, 재하/제하 공히 0.1 mm/min이하로 조정할 수 있도록 개발한다.

(4) 실내 시험 겸용 Load frame

Test block 형성용 기기를 제외한 다른 기기들은 실내 UTM으로 겸용가능하다. 즉, Con'c의 1축 압축, 휨, 할렬 인장 등의 시험은 물론, 암석의 실내 DSST, UCST, 3축 압축 등의 시험이 가능하도록 개발한다. 다만, Lab. test용은 Jig를 교환하면 된다. 조립·분해 형이므로 기존의 UTM보다 공간이 적고, 노후시 부품의 교체와 수리가 쉬운 장점이 있다.

2.6 향후 전망

2.6.1 ASTM 규정보다 진일보된 DSST 시험기

ASTM D 4554-90은 절리면이나 이미 쪼개진 면의 전단강도에 주안된 것이고, Test block 하나에 5회의 서로 다른 수직 하중을 가한다. 제 1 단계는 불량 암반의 불연속면에 대한 凹凸 끼리의 sliding → Asperity의 dilatancy → Asperity 과정을 거치는 거동의 시험으로 볼 수 있다. 그러나, 제 2 단계부터는 제 1 단계에서 파괴된 면을 반복 파괴시키므로 자연 상태가 아닌 매끄럽게 변해버린 凹凸面의 전단시험이다. 그래서, Test block의 높이를 4~개로 전단할 수 있게 깊게 형성해서

Fig.2.11처럼 시험하므로, 전술한 단점을 보완한다. 이 방법은 Barton(1976)의 Jointed rock과 Hoek-Brown(1983) 무결함 암석의 중간 형태의 강도정수 평가에 타당한 방법이다. 따라서, 이 시험법의 이론적 근거, 시험기의 효율성 및 경제성이 검증되면, 국내의 중·대형 건설 공사에 널리 이용될 것이다.

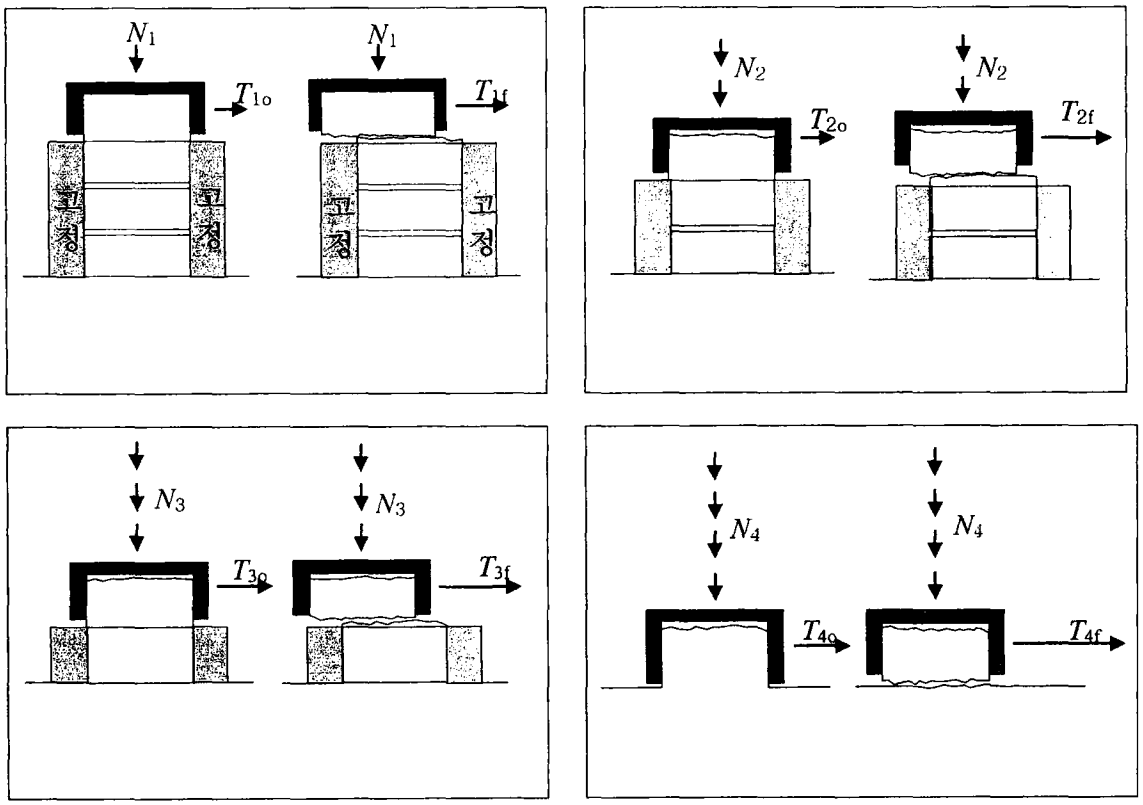


Fig. 2.11 ASTM D 4554-90 단점을 보완한 직접 전단

2.6.2 불량 암반 현장에 Test block 형성과 개발한 기기의 성능검사

이 연구의 주제는 부산~울산 간 고속국도 건설공사 현장의 불량 암반에 대한 총괄책임연구자가 기술자문 과정에서 착안했다. 이 공사의 1~9 공구의 현장소장들과 여러 차례 회합에서 현장 시험의 필요성이 강조되었으며, 개발되면 사용하겠다는 뜻을 피력했다. 불량 암반의 공사 품질관리는 대체로 σ_c와 Is에 근거로 진행되고 있는데, 공사 전구간이 일광 단층에 인접된 파쇄대인데 이에 대한 정량적인 자료 제시가 전무한 상태이므로, 품질검증 기간이 지연되는 애로를 호소했다. 특히, 이 연구의 참여기업인 제5공구의 대림산업주식회사는 불량 암반에 대한 강도정수 측정법을 찾는 데 적극

적이다. 연구가 성공적으로 수행된다면, 특허, 실용신안, 신기술 등록 등을 신청할 것이다. 대림산업주식회사는 대기업으로서 매년 수주하는 건설공사는 많으므로 그 중에 불량 암반 현장에서 개발된 기기를 우선적으로 사용할 것이다.

2.6.3 불량 암반의 강도정수 정량적 표현과 개발기기의 경쟁력

신선암으로 구성된 현장은 굴착 공사시의 발파로 인한 민원문제 이외에는 강도정수 파악에는 큰 문제가 없다. 그러나, 불량 암반은 역학적 특성 판단이 애매하고 시험기가 미개발 상태이므로, 추정치에 의존하므로 과소평가로 인한 과다설계로 초래된다. 이 시험기를 사용한다면 불량 암반의 강도정수가 정량적으로 제시되므로, 과다설계가 아닌 최적화 설계로 공사비가 절감되는 효과가 있다.

- 200 tf-급 UTM은 무게는 3 tf, 부피 3m×1.5m×1.2m, 가격 6000 만원 정도이다. 개발하려는 시험기는 무게 1 tf 미만, 부피 1.2m × 1.5m × 0.7m이다. 재하-제하-재재하 성능이 있음에도 5 대 이상이면 평균가격은 5000 만원/대 정도이면 제작 가능하다.
- Data logger는 Analog sensor 16채널, Digital sensor 16 채널 기준한 외산은 약 2000 만원인데, 약 1000 만원이면 제작 가능하므로 수입대체 효과가 있다.
- In situ DSST 시험비용은 4000 만원[1998년 (주)동아지질, 광안대로 현장] 정도인데, 이 시험기로는 현재보다 1-Test block 당 1500 만원 정도이다.
- 중요 설계변수인 E, v, σ_c, q_y/q_u, k_s, c, ϕ, G 등이 현장에서 확인된다.

2.6.4 향후 전망

Con'c의 압축 강도/인장 강도/휨 강도 등의 시험과 암석의 1축 압축/전단강도/3축 압축/평판재하 시험 등을 하나의 시스템으로 실내시험은 물론 현장시험이 가능하도록 개발한다. 이처럼 실내/현장 시험을 겸한 시험 기계로 개발되면 다음과 같은 연구가 활발히 진행될 것이다. 즉,

- Point load strength test : 파괴시의 Point의 관입 깊이가 자동 측정되도록 개발되므로, 한국의 지반공학 부문의 표준 시험법 제정에 참고가 될 것이다.
- 형성하는 Test block이 ASTM 규정보다 작으므로 크기 600×600인 것으로 추정하는 수정계수의 연구
- 접착제와 Shear box의 최적 두께 결정과 최적 부착제의 선택
- 축방향 변형량의 수정법(공시체에 양단 고정법과 긴 것의 변형량 관계. 왜냐면

현장 시험에 실측한 축방향 변형량은 Net deformation 이 아니기 때문).

- 예상 전단면 두께와 인장파괴 방지를 위한 전단 하중의 경사각의 영향
- 무 수직응력 상태의 전단응력의 시험적 연구와 시방서에 반영
- 직접 전단 시험의 경우 'ASTM D 4554-90 재개정 1995'의 방법과의 비교

2.6.5 지질공학적 측면을 고려한 총체적 연구의 촉진

- 암석의 변질상태, 즉 구성광물성분/분포의 자세한 검토와 이에 관련된 불량 암반의 발생 메커니즘에 근거한 암반특성의 정량화가 시급히 이루어져야 될 것임.
- 불량 암반에 대해 매우 기초적인 지질학 및 광물학의 중요성의 인식하느냐의 여부에 따라 전망이 크게 달라질 것으로 판단됨.
- 지금까지의 불량 암반에 대한 조사 및 시공은 거시적인 지질구조와 암종 검토 정도에 그치고 있으나, 재해의 예측과 사후 대책을 최적화하기 위해서는 이 연구와 같은 풍화 변질도/점토 세맥/구성 광물의 특징/미세조직 등과 같은 미시적 지질학적 영향요인과 단열 암반의 단열 연결망, 수리 역학적 특성 등의 지질공학적 영향 요인에 대한 정량화가 시급히 이루어져야 됨.
- 기초연구에 관련되는 더 많은 연구지원과 정책적 뒷받침이 이루어진다면, 지질학과 지질공학 및 토목공학 사이의 융합이 잘되는 상호보완적 관계가 정립되므로서, 이 분야의 많은 관심과 전문인력 양성의 인프라 촉진으로 급격한 기술개발로 연결될 수 있음.

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과

3.1 연구지역의 광역적 지질조사

3.1.1 지질 개요

조사지역은 경상분지의 동남부 해안으로서, 경상누층군 하양층군의 울산층, 이천리층과 이를 분출 피복된 유천층군의 화산암류, 그리고 후기에 이를 관입한 불국사 화강류로 구성된다(표 3.1.1 및 Fig. 3.1.1).

중생대 하양층군의 울산층은 연구지역 북동부의 울산광역시 울주군 온양읍 일대에 분포되며, 이천리층은 부산광역시 기장군 장안읍과 달음산 일대에 분포된다. 이들 퇴적암류를 분출이나 피복된 유천층군 화산암류 중 안산암질암은 조사지역의 북부의 경상남도 양산시 웅상읍 삼호리 부근과 장안읍 일대에 분포되고, 함각력안산암은 조사지역 중부인 온양읍 남부에서 장안읍 북부에 걸쳐 광범위하게 분포된다. 그리고, 이들 퇴적층과 화산암류를 관입하는 불국사관입암군 중 흑운모화강암은 장안읍 달음산에 소규모 분포, 각섬석화강암은 조사지역 북동부의 온양읍 대정리 일대와 울주군 서생면 일대에 넓게 분포된다. 또한 화강섬록암는 조사지역 서남부의 부산광역시 기장군 정관면 일대에 소규모로 분포하고, 반화강암(aplite)은 본역 북서부의 대운산 자락에 국부적으로 분포된다.

하양층군의 울산층은 자색 및 회색셰일, 사암, 응회암, 응회질 사암, 역암 등의 호층과 백악기 말엽의 화성활동에 의한 접촉변성작용으로 호온펠스화 되었다(박양대 등, 1968). 이천리층은 흑색 또는 암회색 셰일로 구성되고 암회색 세립질 사암이 미량 함유되며, 울산층처럼 접촉변성작용에 의해 호온펠스화된 곳이 있다.

유천층군의 안산암질암은 외관상 녹색이며, 치밀·견고한 세립질인 곳과 장석, 휘석, 각섬석을 반정으로 하는 반상조직을 보이기도 한다. 함각력안산암은 수회에 걸쳐 관입됨으로써 중립질 각력이 함유되고, 일부 각력은 호온펠스로 구성되어 있다.

불국사관입암군의 흑운모화강암은 이천리층을 암주상으로 관입되고, 중립질의 반상조직을 보여주며 석영, 장석, 흑운모 등이 육안으로 식별된다. 각섬석화강암은 거정질로서 각섬석 결정이 육안으로 관찰된다. 이들 사이를 관입한 화강섬록암은 접촉부에서 화강암류가 포획된다.

표 3.1.1 연구 대상지역의 지질계통표

지질 시대	주 구 성 암	층군의 명칭
제 4 기	충적층, 테일러스	—
	~~ 부정합 ~~~	
백악기	암 맥 반화성암(aplite) 화강섬록암 각섬석화강암 흑운모화강암	불국사관입암군
	~~ 관 입 ~~~	
	함각력안산암 암산암질암	유천층군
	~~ 분 출 ~~~	
	울산층, 이천리층	하양층군

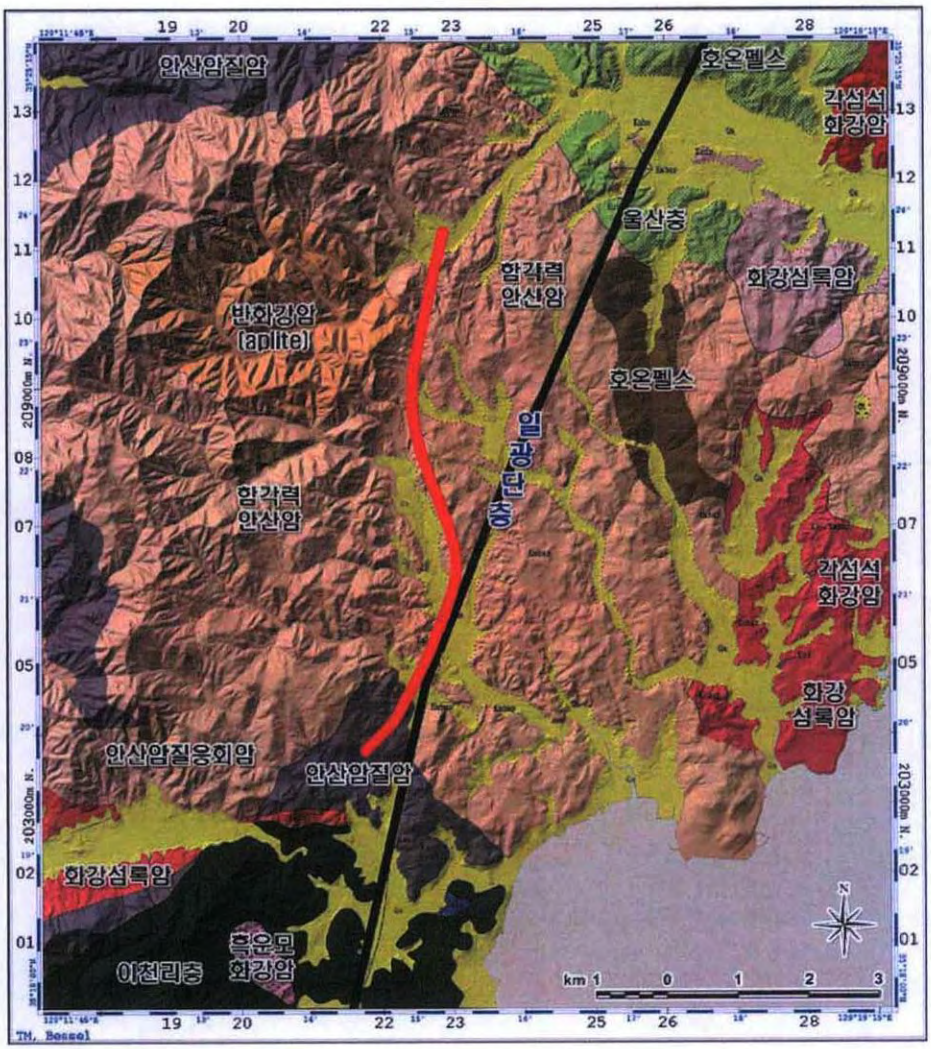


Fig. 3.1.1 연구대상 지역의 지질도

3.1.2 지질각론

3.1.2.1 하양층군

(1) 울산층

경상계누층군의 최하부 지층으로 조사지역 북부에 넓게 분포된다. 자색셰일, 사암, 회색 및 회록색셰일, 사암 등으로 구성되고 응회질사암, 역암 등이 협재되거나 불국사화강암류로 접촉부는 호온펠스화 되어있다.

현미경에서, 울산층 중의 자색 세일은 분급정도가 좋지 않은 석영, 사장석암편, 방해석, 견운모들로 구성되며 점토광물들이 충전되어 있다. 석영과 작성입자들의 원마도는 불규칙하고 석영이 약간 우세하다. 회록색 세일은 자색 세일과 같은 모양으로 방해석맥이 포함되거나, 2차적으로 생긴 방해석들이 관찰된다. 회록색 사암은 암층편, 석영, 사장석들로 구성되며 분급정도는 양호한 편이다. 응회질사암들은 화산암층편, 정장석, 석영, 사장석들로 구성되며 석영들은 유리질에서 세립질인 것들이다.

불국사관입암군 접촉부의 호온펠스화된 울산층은 회색, 회록색, 암갈색, 암회색 등 다양하며 녹색의 유색광물대와 회백색의 규질대가 퇴적암의 층리를 따라 배열되어 두께 1~3mm로 교호되는 호상구조이며 암질은 매우 치밀·견고하여 층리가 비교적 잘 발달되거나 그렇지 않은 경우도 있다. 현미경에서, 미립~세립의 석영, 사장석, 녹렴석, 녹니석들로 구성되고, 석류석과 점상의 광물들이 가끔 관찰된다. 또한 대상구조로서 다소 신장된 규질대와 녹렴석화 유색광물대가 호상구조이다. Sillimanite와 같은 고온변성광물이 발견되지 않아 비교적 저온에서 단순한 열변질을 받은 것으로 보인다.

(2) 이천리층

부산시 기장군 장안읍과 정관면 일대에 광범위하게 분포된다. 흑색~암회색 세일로 구성되며, 암회색 세립질사암이 소량 함유된다. 불국사화강암류 접촉부는 울산층처럼 심하게 호온펠스화되어 있다. 현미경에서, 본층의 세일과 호온펠스는 석영, 백운모, 녹렴석, 점토광물로 구성되고, 견운모, 철광물 등이 부수적으로 나타난다.

3.1.2.2 유천층군

(1) 안산암질암

경남 양산시 웅상읍 삼호리 부근과 장안읍 일대에 분포된다. 야외관찰의 큰 특징은 녹색계통이다. 입도는 세립질, 반상조직, 각력질인 것 등 다양하다. 세립질은 치밀·견고하며 반상조직은 거의 식별되지 않고, 식별되는 것은 장석, 휘석, 각섬석의 반정이 풍화면에서도 잘 관찰된다.

현미경에서도 반상조직이 잘 관찰되며, 사장석과 소량의 각섬석 반정이 포함되며, 크기는 0.5mm 정도이다. 그리고, 사장석은 칼스바드쌍정으로서 견운모화작용을 심하게 받았거나 녹렴석화되어 있다. 각섬석은 미정질의 집합체로서 대부분 심하게 녹니석화되어 있고, 휘석류는 대체로 신선하다. 이러한 사장석의 변질은 인접된 화강암류의 관입되어 열변성작용에 기인된 것으로 보인다.

(2) 함각력안산암

기장군 장안읍 일대와 온양읍 서생면 서부와 북부에 비교적 넓게 분포된다. 암회색~회록색의 작은 장석반정으로서 기존암편인 자색 셰일, 회록색사암, 호온펠스, 안산암류 등을 각력으로 포함하며 크기는 수~1 cm 가 많다.

현미경에서, 반상조직으로서 가끔 반정질조직(hypocrystalline texture)을 나타낸다. 반정은 소다사장석(Sodic-plagioclase), 퇴적암암편이나 암설상 화산회(lithified volcanic ash)들이고, 석기는 유리질이나 은미정질이며 미립의 석기, 사장석, 녹니석, 녹렴석들로 된 안산암질응회암, 유리질 터프(Vitric Tuff)들로 구성된다.

3.1.2.3 불국사관입암 군

(1) 흑운모화강암

달음산 자락에서 이천리층을 관입하여 분포된다. 중립질 반상조직으로서 석영, 장석, 흑운모 등은 육안식별이 가능하나, 퇴적층과 접촉부는 미정질로 변화되고 유색광물도 감소되는 경향이다.

현미경에서, 석영, 정장석, 미사장석, 사장석, 흑운모 등으로 구성되고, 녹니석, 설석, 견운모, 저어콘, 인회석 등이 수반광물로 나타난다. 하이퍼디오몰픽 입상조직으로 부분적으로 반상조직이다. 석영은 타형으로서 0.8㎜ 정도이다. 정장석은 견운모화작용을 받았으나 뚜렷한 칼스바드쌍정으로서 퍼사이트조직이며, 미사장석은 소량 함유되었으나 선명한 격자상쌍정이다. 사장석은 소다올리고크레이스로서 대체로 알바이트 또는 페리클린쌍정이다. 미사장석이나 정장석에 접한 사장석은 주변부에 밀메카이트조직이거나 알바이트화작용으로 표백되어 있기도 하다. 흑운모는 적갈색을 띠고 다색성이 뚜렷하다.

(2) 각섬석화강암

동래군 서생면 남부일대에 소규모로 분포되며 신라통에 속하는 명예기함각력안산반암을 관입된다. 회백색이며, 대체로 조립질이나 부분적으로 중립질로서 유색광물 양

이 줄면서 우백질각섬석화강암(Leucocratic harnblende granite)으로 변한다. 주구성광물은 석영, 정장석, 각섬석과 소량의 흑운모이며, 각섬석은 길이 1.5㎝의 결정체가 있다. 분포지역의 중심부와 연변에 함각력안산반암이 포획되어 있으므로 신라통의 명례리 함각력안산반암 이후에 관입된 불국사통의 심성암류이다. 이 암석과 대정리각섬석은 입도차이가 있으나, 동일암장에서 거의 동일시대에 관입된 듯하다.

현미경에서, 석영, 정장석, 미사장석, 각섬석, 자철광 및 소량의 흑운모들로 구성된다. 장석들은 견운모화, 각섬석들은 일부 녹니석화되어 있다. 등립조직과 퍼사이트조직이다. 정장석들은 현미경에서 먼지상(dirty)이며 견운모화, 고령토화되어 있다. 미사장석은 퍼사이트조직이다. 사장석들은 자형~반자형이며 알바이트식쌍정이거나 누대구조이다. 누대구조인 사장석의 중심부는 외정보다 칼식(calcic)하다. 사장석립에 석영이 함유되거나 소다장석 중에 함유된 것도 있고, 사장석들은 일부 견운모화되어 있다. 석영은 타형이며 파동소광을 한다. 각섬석은 집상(aggregates)으로 산출되며 어떤 입자는 2mm인 것도 관찰된다. 각섬석에 자철광이 배태되어 있는 때도 있다.

(3) 각섬석화강암

온양읍 서생면 북동부 일대와 온양읍 북서부 일대에 비교적 넓게 분포된다. 울산층을 관입하여 호온펠스화시키고 온양읍 삼평리 부근에서는 화강섬록암에 의하여 관입된다. 중립질~세립질로서 회백색이며 주요구성광물은 석영, 정장석, 각섬석 등이며 부분적으로 감섬석 양이 적어진다.

현미경에서, 주 구성광물은 석영, 정장석, 미사장석, 사장석, 각섬석 등이며, 자철광, 흑운모 등이 수반된다. 각섬석의 일부는 녹니석화되어 있으며 장석들도 견운모화 또는 고령토화되어 있다. 등립상조직~퍼사이트조직이며 사장석은 알바이트식 쌍정과 누대구조로서 사장석은 중심부일 Calcic하다. 각섬석은 집합상으로 나타나기도 한다.

(4) 반화강암(aplite)

내원암 부근에 함각력안산암을 고구마형으로 관입·분포된다. 담홍황색이며, 비교적 미립질로서 장석 및 석영립이 식별되는 당정상(糖晶狀)조직이다. 그리고, 다수의 소공극이 내포되고 석영의 소결정이 돌출로 뚜렷한 미아로리틱구조(miarolitic texture)이다.

현미경하에서 타형입상(allotriomorphic granular)과 문상조직(graphic texture)을 나타낸다. 정장석, 석영, 사장석, 자철광으로 구성되고 석영과 장석은 봉합입상집단(interlocked granular aggregate)이며, 대부분 문상구조를 보인다. 사장석은 미량

이며 밀메카이트조직으로 정장석은 퍼사이트조직을 나타낸다.

(5) 맥암류

이 지역의 맥암류는 산성맥암류와 중성맥암류가 있고 조사지역 서부의 양산시 웅상읍 매곡리 부근에 분포되며, 안산암질암과 함각력안삼암이 관입되어 있다. 담백색 세립질로서 광범위하게 분포된 심성화강암질의 암상에서 유도된 소량의 휘발성분을 가진 잔류암상에 의해 형성된 것으로 보인다. 현미경하에서 산성암맥은 세립의 석영, 장석들로 된 미정질 석기에 장석, 백운모 등의 반정을 가진 반상조직을 띠며 장석 반정은 심한 변질을 받아 견운모화되어 있고, 석기 중에 백운모 및 점토광물이 충전되어 있어 열수용액으로 다소 변질되고 있다.

3.1.3 지사

울산층은 백악기에 퇴적된 육성 또는 천해성 퇴적층으로 니질물을 비롯한 육성쇄설물과 화산활동으로 응회질물질이 비교적 고요한 환경에서 퇴적된 것으로 판단된다.

이 지층이 퇴적후 점차로 화성활동이 활발해져서 중성안산암류들의 관입이나 분출되어 약간의 지각변동을 일으켜 퇴적층은 완만한 습곡을 이루었다. 그 후 백악기 말에 이르러 한국 전역에 걸친 광범위한 화성활동으로 이들 퇴적암들과 화산암류를 심성암류 및 반심성암류가 관입됨으로써 퇴적암층의 구조적 변화와 암질변화를 초래하였다. 이후에 융기된 지반은 장기간에 걸쳐 침식작용을 받아왔고, 올리고세에 들어서면서 다시 화산활동이 활발하여 안산암과 안산암질응회암이 관입되거 퇴적되었으며 현재에 이르기까지 계속해서 풍화를 받은 것으로 생각된다.

3.1.4 지형 특성

산계 : 연구지역은 험준한 산세의 서부지역과 낮은 구릉지의 동부지역으로 대별된다. 서부지역은 대운산-삼각산-달음산으로 이어지는 남북 방향의 산계이고, 동부지역은 뚜렷한 산세없이 낮은 구릉지를 형성하여 동해로 이어진다(Fig. 3.1.2 좌측).

수계 : 복잡한 수지상인데, 대체로 방사상으로 흘러 동남부의 동해로 유입된다(Fig. 3.1.3 우측). 북부에는 회야강이 서에서 동으로 흘러 동해로 유입되고, 서북부의 대운산에서 발원한 대운천은 남창천과 만나 회야강으로 합류된다. 남부는 좌광천이 동서방향으로 흘러 동해로 유입되고, 효암천, 장안천, 용소천, 덕선천 등은 대체로 남동 방향으로 흘러 동해로 유입된다.

경사 및 경사방향 분포 : 서부는 험준한 산세로 인해 30° 이상의 높은 경사인 곳이 많고, 동부는 20° 이하인 구릉지이다(Fig. 3.1.3 좌측). 그러나, 경사방향도에서는 뚜렷한 지역적 특징은 관찰되지 않는다(Fig. 3.1.5 우측).

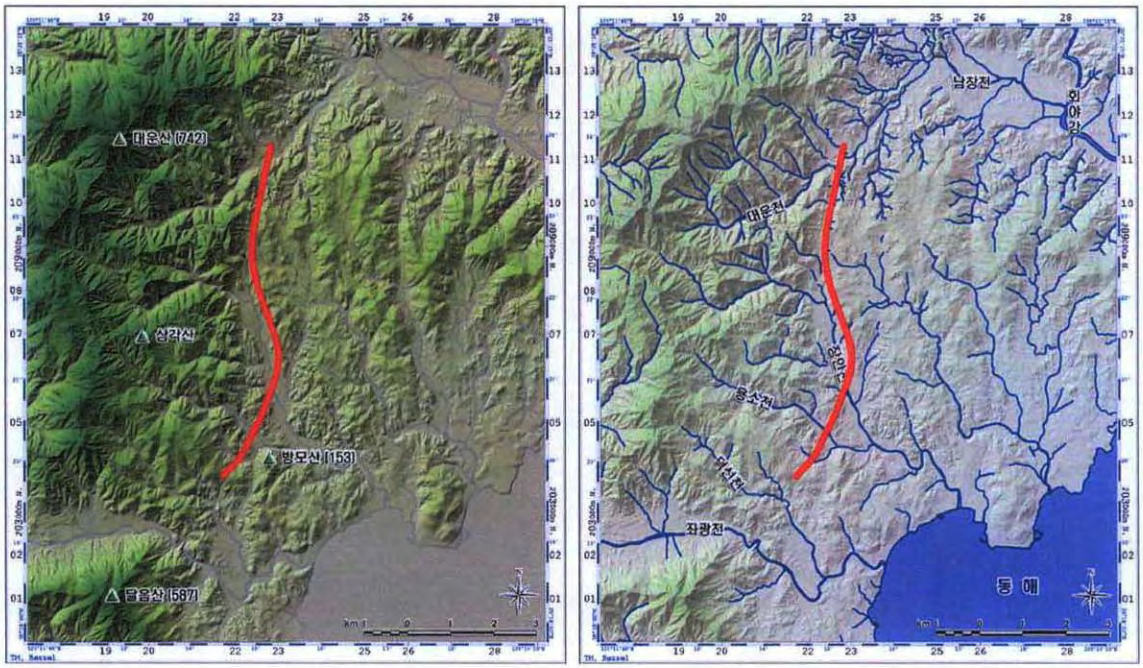


그림 3.1.2 연구지역의 산계와 수계

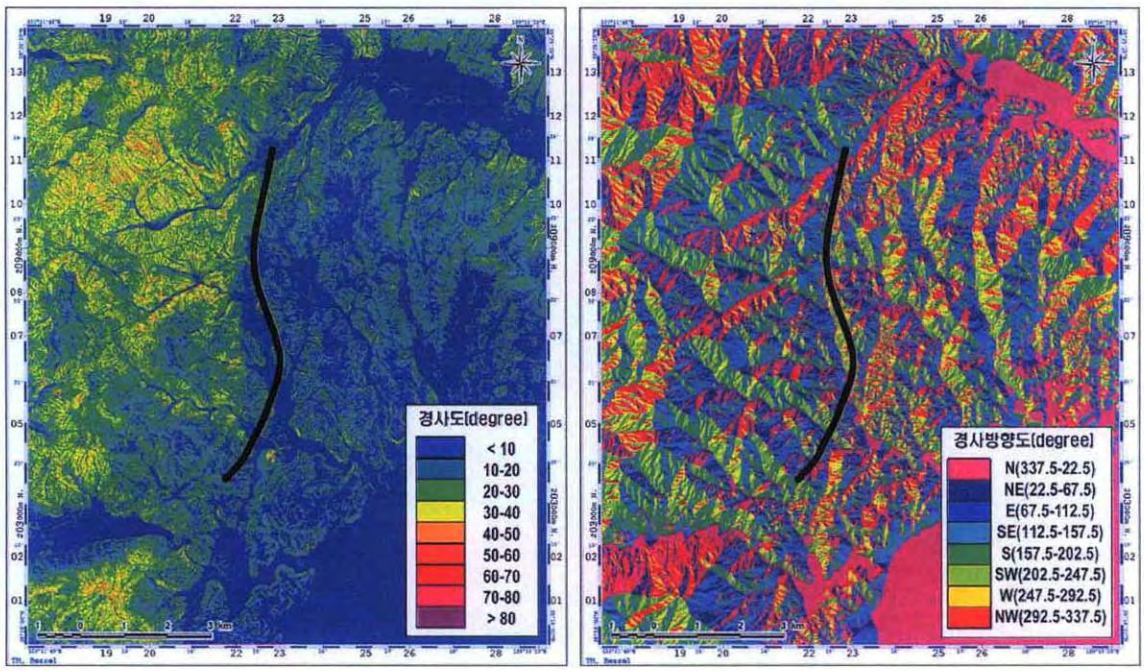


그림 3.1.3 과업 지역의 경사도와 경사방향도

3.2. 광역적 선구조 분석

3.2.1 원격탐사 기법

조사 대상이나 지역에 근접하거나 접촉하지 않고 원거리에서 항공기나 인공위성 등에 탑재한 센서를 이용한다. 지표나 대기 중의 물체에서 반사나 방사된 전자기에너지를 파장대별로 측정한 자료에서 정보를 얻는다. 광역 조사지역의 초기 및 기본 탐사방법인 기본탐사법인 원격탐사는 원격탐사자료의 경제성과 정확도의 입증, 자료구입이 쉬워져서 널리 이용된다. 최근에, PC의 하드웨어와 소프트웨어의 급격한 발달로 활용성이 급증되고 있다. 원격탐사자료를 이용한 지질학적 연구는 지질구조의 특성 파악을 위한 선구조 연구, 지질경계 분석, 암상 등의 연구와 지구물리 및 지화학자료 등의 종합적 연구 등이다. 특히, 선구조 분석은 광상탐사, 지하수탐사, 자연재해분석 및 구조해석 기초자료로 많이 활용된다(Short and Lowman, 1973; Lee and Chi, 1995).

선구조는 직선이나 곡선인 지형요소로써 인접된 표면과 천부의 지형요소와 구분이 명확한 단층, 파쇄대, 습곡축 등의 지질구조선과 암석경계를 따라 나타난다. 이 요소들은 원격탐사자료에서 지형의 기복변화와 화소의 명암차로 구분된다(Sabins, 1978). 항공사진, 위성영상자료와 수치표고 모형을 이용한 선구조 연구, 현장조사 결과의 절리/단층과 같은 암반의 불연속면 연구로는 Mabee et al.(1994), Mah et al.(1995)과 Karnieli et al.(1996)이 유명하다. 특히, Gregory et al.(1975), Koopmans(1986), Karpuz et al.(1993), Rowen & Bowars(1995) 등은 광상탐사 목적에 선구조를 이용하였다. 도상에서 추출된 선구조는 실제로 기존 지질도상의 대규모의 단층, 습곡 등과 같은 구조적 불연속면을 잘 반영되는 것으로 알려져 왔다.

3.2.1.1 원격 탐사자료의 처리

원격탐사자료는 탑재기의 자세와 지구자전으로 왜곡되므로 지구좌표와 일치되지 않는다. 대체로 low radiance, low contrast histogram 특성이 있는데, 육안으로 지상의 물체를 식별/판독이 매우 어렵다. 따라서 인공위성자료는 기하학적 보정을 거쳐, 판독과 분석에 적합하게 전처리, 영상강조 및 특징추출 등으로 처리해야 한다.

(1) 전처리 및 보정

인공위성이나 항공기에서 관측된 자료는 관측시의 기기 상태나 대기조건, 위성의 자세, 사용할 지도의 투영법에 따른 오류와 왜곡이 개재되므로 이를 보정해야 한다. 이처럼 본격적 처리전에 영상자체의 왜곡보정 과정이 전처리이다.

1) 방사보정

분광감식기의 결함과 감응도 변화, 대기흡수/산란 및 태양광조사방향에 따른 음영효과에 기인되는 화소값의 방사왜곡(Radiometric distortion)의 보정과정이다. 수질, 해수온도, 부유 퇴적물 등의 정량적 측정에 절대값이 필요한 분야에서는 필수적이다.

2)잡음보정

센서의 결함, 신호의 디지털화 또는 자료 저장과정에서 기인되는 영상자료의 불필요한 왜곡이다. 이 잡음은 검파기(detector)의 주기적 drift 또는 기능불량원인으로 구성 센서 사이의 전자기적 간섭, 자료전송과 저장과정에서 간헐적 단절 등으로 생긴다. Systematic stripping 또는 banding, linedrop, random noise 등이 있다. 잡음보정은 median 필터, 평균 필터, FFT등을 이용한 방법이 널리 활용된다.

3) 기하학적 보정

영상 본래의 기하학적 왜곡을 보정하는 처리과정이다. 보정의 원인을 체계적으로 분석한 결과로 보정하는 시스템 보정처리와 왜곡원인을 고려하지 않고 단지 왜곡도만 분석한 후 수집된 영상과 기준지도를 연결하는 보정식을 구하여 영상의 왜곡을 보정하는 지상기준점(GCP) 보정처리가 사용된다. 시스템 보정은 이미지 획득 당시의 왜곡변수가 다양하여 완벽한 보정이 어려우므로, 대체로 지상기준점 보정을 이용한다. 기하보정은 이미지를 실세계 공간좌표를 부여하는 과정으로 지도 제작방법인 투영법인 TM, UTM, 위경도 형태로 좌표변환을 한다. 이때 영상의 각 화소값은 nearest-neighbor, bi-linear, cubic convolution 등의 방법으로 새로운 좌표로 재배열되어야 한다.

(2) 영상강조처리

영상의 육안판독과 분석을 쉽게 하고자 영상의 특징을 증가시키는 기법이인데, 점연산이나 지역 연산으로 구분된다. 점 연산은 하나의 영상자료에서 각 화소의 밝기를 독립적으로 변화시키며, 지역 연산은 주변 화소의 명암을 이용해 각 화소의 명암도를 변화시킨다. 연산은 단일 밴드나 Multi-image composites의 각각의 밴드에도 적용될 수 있다. 널리 이용되는 기법은 대비도 강조(contrast enhancement), 공간필터링(spatial filtering), 다중영상강화(multi-image enhancement)로 다음과 같다.

1) 대비도 강조

자료의 히스토그램을 조작하여 밝은 것은 더 밝게, 어두운 것은 더 어둡게 한다. 대수적 곡선(linear, logarithmic, exponential, power stretch) 변환곡선이나 히스

토그램 정규화(normalization), 평활화(equalization) 등을 이용한다.

2) 공간필터링

영상에서 서로 다른 밝기로 접하는 부분이 경계인다. 해안선, 단층선, 암상의 경계, 수계등 선형의 특징을 갖는 지표 현상들이 이에 포함된다. 경계선 강화는 공간영역에서 first derivative, Sobel, Canny, Laplacian 등의 국부적 연산자를 이용한 공간필터링과 주파수영역에서 후리에 변환으로 고주파 통과 필터링 기법이 주로 이용된다. 공간 필터링은 보통 kernel 또는 convolution mask라 부르는 공간 필터를 이용, 마스크내 특성에 따라 계수를 부여하여 순차적으로 처리하여 새로운 자료를 생성한다. 이때, 고주파 통과 필터링 또는 공간 필터링에 의해 필터된 영상은 원자료의 정보 손실을 줄이기 위해 원래 영상에 빼거나 더하는 방법도 있다

3.2.2 음영기복도 분석

3.2.2.1 음영기복도 작성

음영기복도(shaded relief map)는 DEM(Digital Elevation Model) 자료로 지형기복을 태양광 방향에 따라 음영으로 표현한 2차원 평면에 지형을 3차원적 입체형상화한 그림이다. 이 DEM 자료는 주로 수치지도의 등고선, 표고점과 같은 고도자료를 추출하여 만들거나 항공사진, 위성영상을 사진측량 기법으로 작성하며, 높낮이를 흑백계조의 색상값으로 표현하는 격자형(raster) 자료이다. 음영기복도 자료는 산세, 계곡 및 하천의 발달 등 지형 특징의 구분, 단층, 파쇄대를 따라 발달된 직선형의 연약대가 쉽게 판독된다. 따라서 단층, 절리, 암맥, 파쇄대 등 지질구조와 관련된 선구조의 판독에 흔히 이용된다. 이 연구에서는, 음영기복도는 1/50,000 및 1/5,000 수치지도에서 작성한 각각 25m와 5m 격자크기의 DEM자료로 작성하였다.

3.2.2.2 광역지질 및 지체구조 특성

해상도 25 m의 광역적 음영기복도를 작성하여 지구조운동에 의한 대규모 단층대 분석 추출과 지질구조 해석을 시도하였다(Fig. 3.2.1). 과업구간은 한국 지체구조구상, 백악기 경상분지 밀양소분지에 속한다. 경상분지 동부의 음영기복도에는 북북동 방향으로 평행하게 뻗어있는 여러 개의 단층선 계곡(fault-line valley)들을 통틀어 양산단층계(Yangsan Fault System)라 한다. 이 단층대들은 김종환 외(1976)의 Landsat-1 영상판독으로 주요구조선으로 처음 인지되었고, 양산단층과 함께 한반도 동남부 제3기 분지의 형성과 발달을 제어한 주요 지구조선(우수향 및 좌수향 주향

이동단층)으로 인지되고 있다. 양산단층 동편에 뚜렷한 선상구조인 단층이 동래단층(김옥준 외, 1980)과 일광단층이며, 그 외 양산단층의 서편에 자인단층, 밀양단층, 모량단층이 평행하게 분포된다. 그리고, 동래단층과 일광단층은 울산단층에 의해 그 북북동쪽 연장이 규제되어 있다. 현재까지의 연구에서, 양산단층대와 울산단층대는 신생대 제4기 퇴적층을 변위시킨 증거가 제시되어 활성단층의 가능성이 있으며, 동래단층과 일광단층은 양산단층계의 일원으로써 양산단층과 거의 평행하므로, 양산단층과 유사한 기하 및 운동학적 특성을 보일 것으로 추정되고 있다.

기존의 연구에서, 과업구간을 포함한 북쪽 및 남쪽부 일원은 백악기 중기에 걸쳐 퇴적작용이 있었다. 후기로 갈수록 화산작용의 심화로 분지상구조로 형성되고, 계속된 마그마 상승과 화산쇄설암의 분출 및 인장응력장의 유지로 다량의 화산구조성 함몰지로

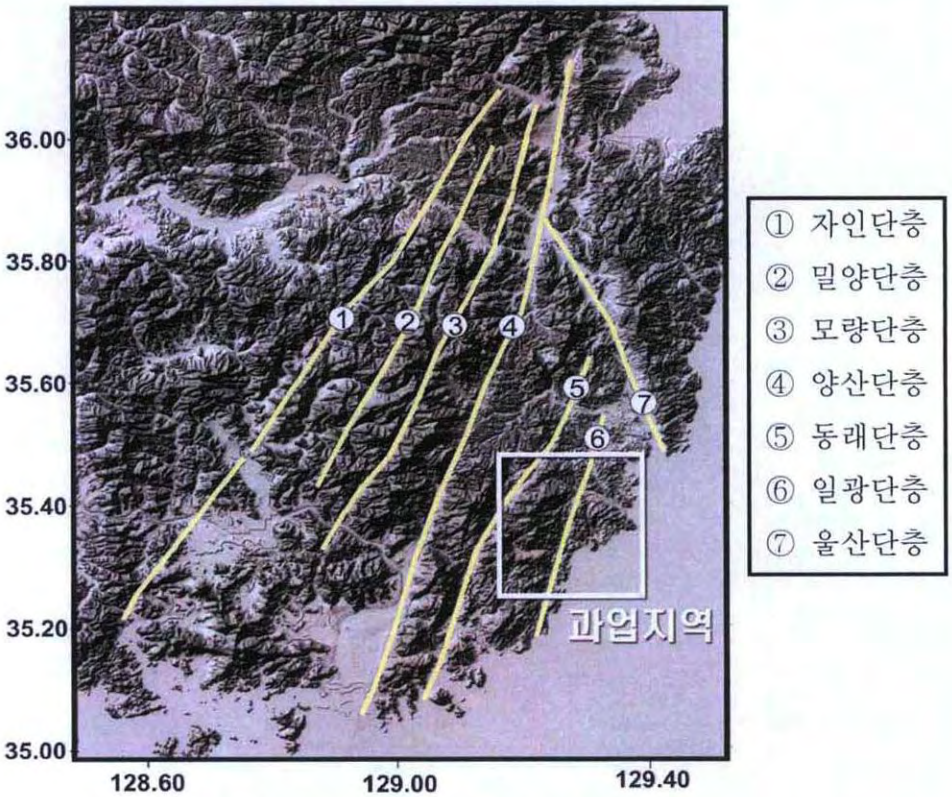


Fig. 3.2.1 한국 동남부 주요 선구조도

형성되었다. 안산암질~유문암질 화산암류와 화강섬록암, 규장암 등의 심성-반심성암류는 화산-심성작용의 산물로 형성되었다. 심성암류들은 주로 콜드론(화산함몰체)과 광역지질구조에 의한 규제로 관입된 것으로 해석된다(윤성효와 상기남, 1994).

3.2.2.3 과업지역 광역선구조 분석

정밀선구조 분석을 위해 1/5,000 수치지도에서 공간해상도 5m의 DEM 자료를 제작하고, 그림 3.2,2와 같은 음영기복도(Shaded relief)를 작성하여 선구조를 판독하였다. DEM 자료에서 음영기복도 작성, 공간필터 적용으로 Edge map 생성, 후프변환(Hough transform)을 적용하여 보정작업 등을 거쳐 최종 선구조도를 완성한다. Fig. 3.2.3은 1/5,000 수치지도로 제작한 DEM 자료와 이를 이용한 3차원 지형이다.

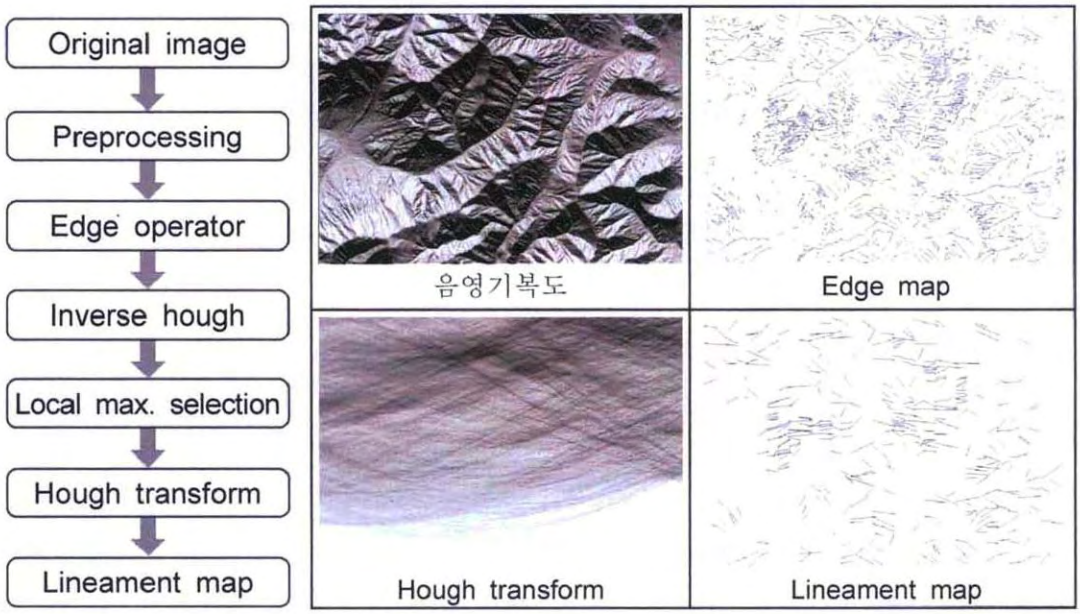
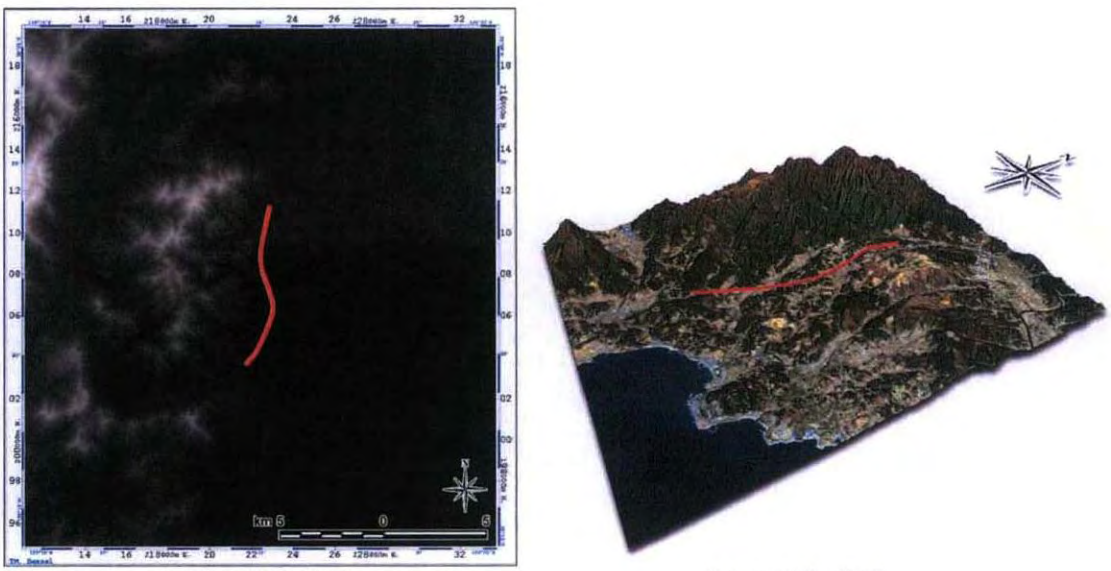


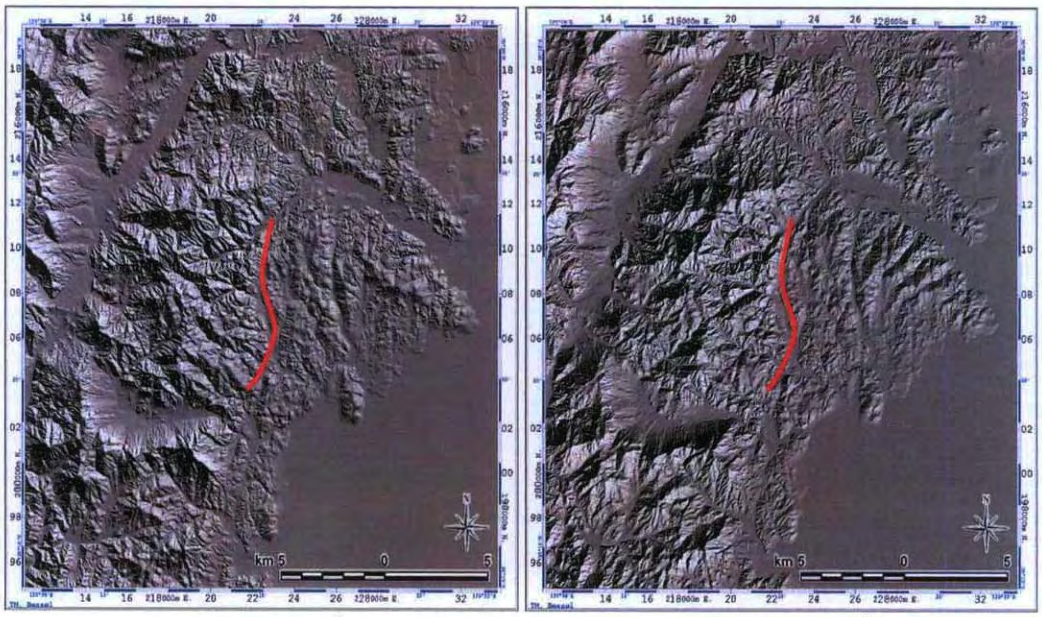
Fig. 3.2.2 DEM 자료를 이용한 선구조 추출과정과 예



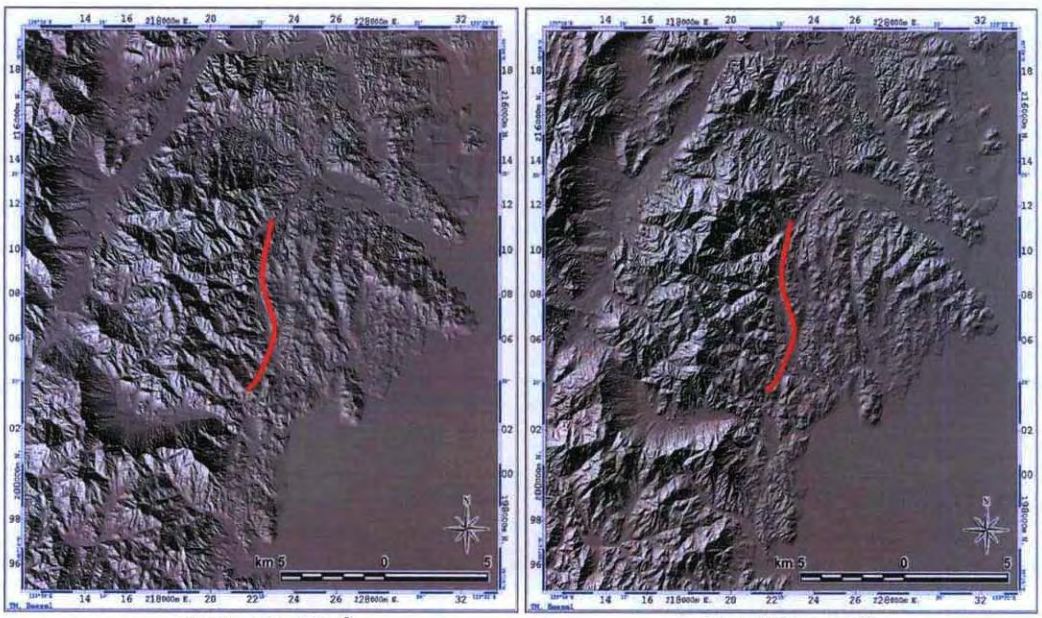
(a) DEM 자료 (b) 3차원 지형

Fig. 3.2.3 연구지역의 DEM 자료와 3차원 지형

태양광 방향을 45°, 135°, 225°, 315° 등으로 해상도 5m의 음영기복도를 작성하여 (Fig. 3.2.4), 주요 선구조 해석결과, 500m 이상의 선구조 248개가 판독되었다(Fig. 3.2.5), 주선구조군 1개, 부선구조군 3개가 확인되었다. 주선구조군의 방향은 N20°~30°E, 부선구조군은 N50°~60°E, N50°~60°W, N30°~40°W이며(Fig. 3.2.6), 양산단층 및 일광단층의 영향으로 북북동-남남서 방향의 선구조가 뚜렷하다.



광원방향 45°　　광원방향 135°



광원방향 225°　　광원방향 315°

Fig. 3.2.4 광원 방향별 과업지역의 음영기복도

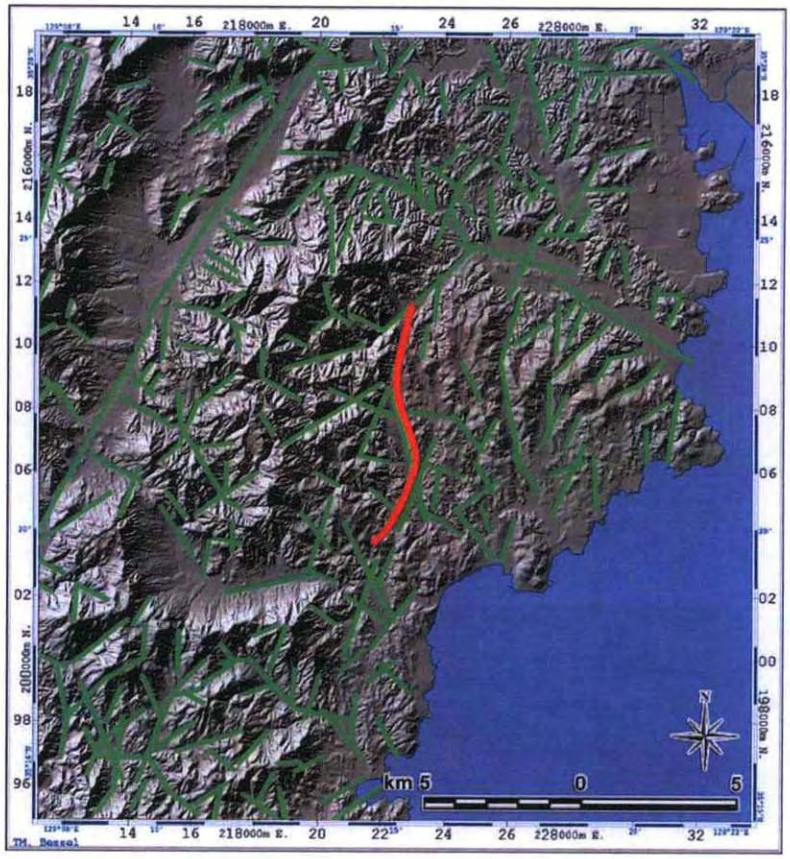
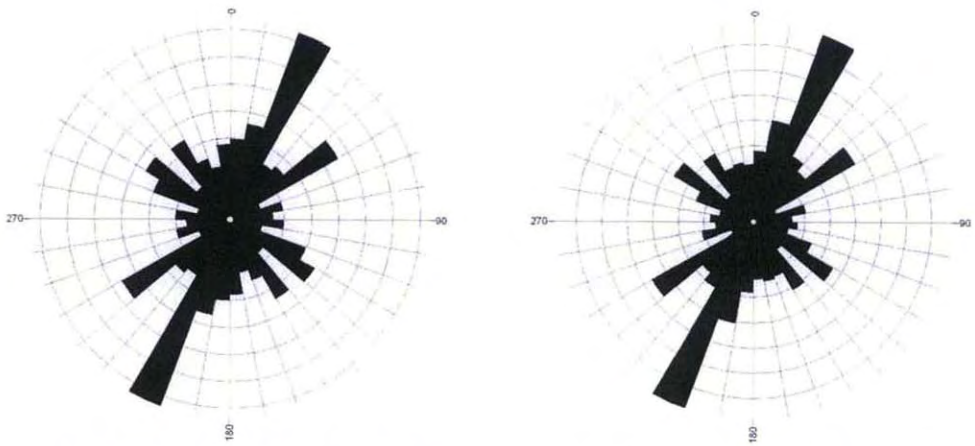


Fig. 3.2.5 음영기복도에 의한 선구조 판독결과



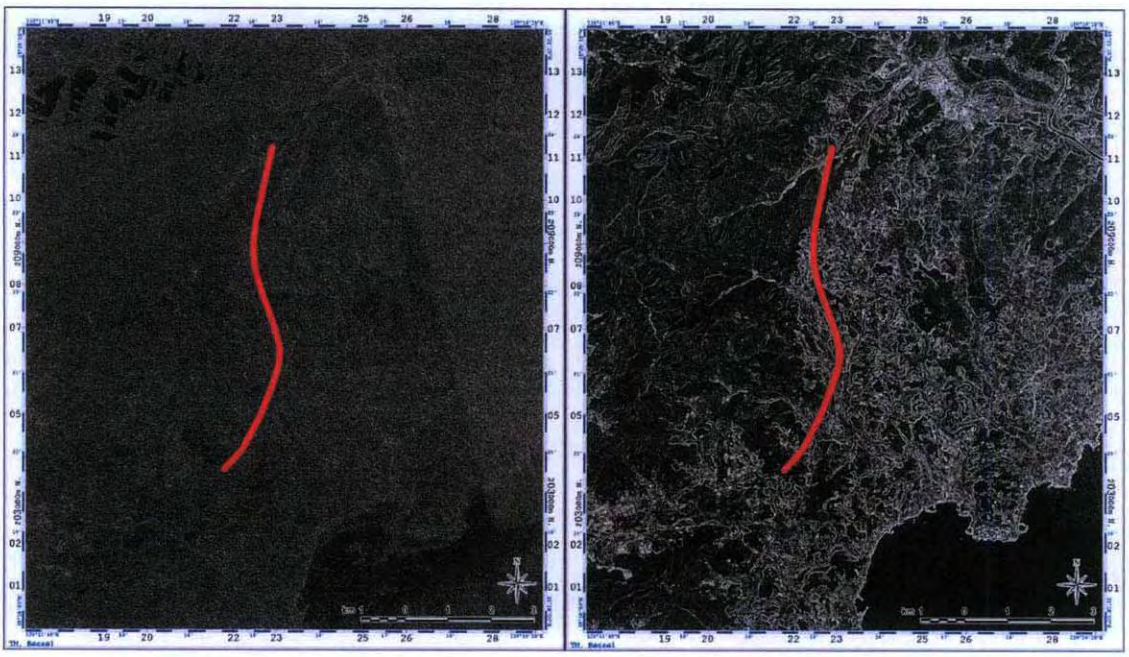
(a) Frequency rose diagram (b) Length rose diagram

Fig. 3.2.6 음영기복도 선구조 판독결과를 도시한 로즈다이어그램

3.2.3 중해상도 위성영상 분석

국산 원격탐사 위성인 아리랑 1호(KOMPSAT-1)에는 해상도 6.6m의 광학 카메라(EOC)와 해상도 1km의 해양 분석용 스캐너(OSMI)가 탑재되어 있다. EOC는 흑백 영상으로 지형의 기복/산세/하천 발달 등이 관찰되므로 선구조 판독에 유용하다. 따라서 단층, 절리, 암맥 등의 선구조를 파악하고 과업구간의 지질분포와 단층, 절리에 따른 광역적 선구조를 해석하기 위해서 아리랑(KOMPSAT-1) 위성의 EOC 최신 위성영상을 획득하였다. 1/25,000 수치지도에서 지상기준점을 추출하고 해상도 10m DEM 자료에서 왜곡도를 정사보정(Orthorectification)으로 정밀 위치를 보정하였다.

한편 EOC 영상은 흑백이므로 정사보정 후 해상도 30m의 Landsat ETM+ 칼라영상을 이용하여 칼라합성 작업을 거쳐 5m 해상도의 칼라 위성영상을 획득함으로써 선구조 판독성을 높혔으며, 고주파통과 필터 및 소벨필터를 이용한 선형 강조처리를 통한 선구조를 분석하였다. Fig. 3.2.7a는 KOMPSAT-1 EOC 영상에서 선적 요소를 강조시키기 위해 고주파 강조 선형 공간필터인 라플라시안(Laplacian) 필터(Jensen, 1996)를 적용시킨 결과이다. 지형적인 선구조 이외에 도로나 항만 시설과 같은 인공적 선구조가 추출되었다. Fig. 3.2.7b는 영상내의 지형이나 선구조의 방향성에 관계없이 지형지물의 에지를 검출하는 소벨(Sobel) 필터 적용결과로서 선구조 육안



(a) 고주파 통과 필터 적용 (b) 쇼벨 필터 적용

Fig. 3.2.7 필터 적용 결과 선구조

판독에 유용하다. 이러한 선형공간필터링 추출결과를 육안보정하여 최종 선구조를 추출하였다. 300m 이상의 선구조를 대상으로 총 172개의 대/소 선구조가 파악되었다(Fig. 3.2.8). 주요 선구조군의 방향은 N20°~30°E, N50°~60°W, N20°~60°E로서 음영기복도를 이용한 선구조분석 결과와 유사하다.

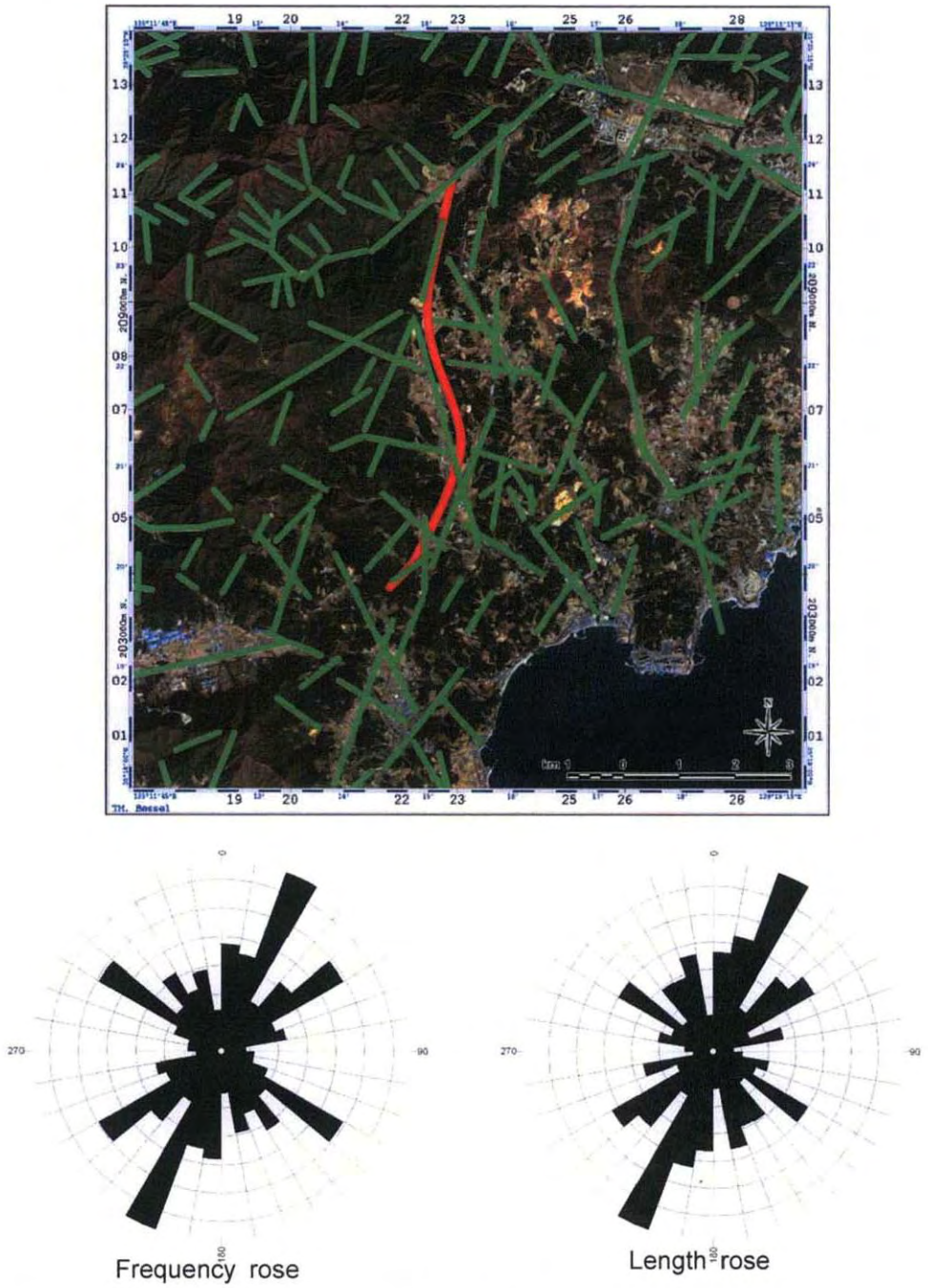


Fig. 3.2.8 KOMPSAT-1 EOC 영상의 선구조 판독 결과와 Rose diam.

3.2.4 고해상도 위성영상 분석

과업노선의 상세 선구조 분석에서, 확대 출력시의 정밀도 1/10,000인 러시아 위성영상 DK-2를 이용하였다. DK-2 원본 1/5,000 수치지도에서 지상기준점을 추출하고, 해상도 5m DEM 자료에서 정사보정(Orthorectification)으로 지형기복(고도차)에 따른 위치 왜곡까지 정밀수정하였다. 흑백 영상을 정사보정 후, 칼라합성 작업을 거쳐 해상도 2m의 칼라 위성영상을 획득하였다. 이후 각종 공간필터링 적용한 선형 강조처리로 과업노선의 상세한 선구조를 분석하였다. 아리랑 위성영상 분석과 마찬가지로 선형공간필터링 추출결과를 육안보정하여 최종 선구조를 추출하였다.

200m 이상의 선구조 중에서 총 181개의 선구조를 대상으로(Fig. 3.2.9 좌측), 주선구조군 2개, 부선구조군 2개를 확인하였다. 주선구조군 방향은 N60°~70°W, N10°~30°E, 부선구조군 방향은 N30°~50°W, N40°~60°E이다(Fig. 3.2.9 우측). 이 결과는 음영기복도와 아리랑 위성영상 분석결과와 대체로 일치하나 서남서-동북동 방향의 선구조가 가장 우세하고, 다소 복잡한 양상이다.

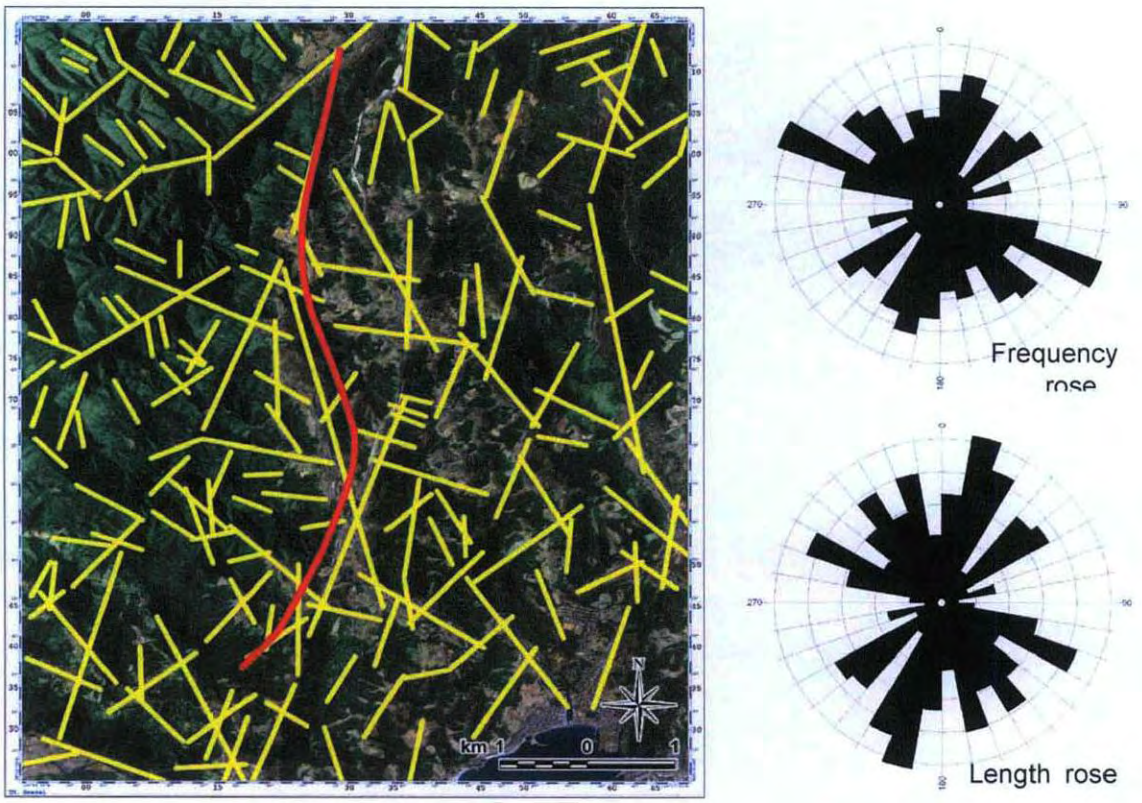


Fig. 3.2.9 DK-2 영상 선구조 판독결과와 로즈다이어그램

3.2.5 선구조 밀도 분석

선구조 분석결과의 정량적 표현을 위해 과업 전체지역을 36개로 분할하여 선구조 분포밀도도를 작성하였다. 이 결과가 그림 3.2.10이다.

$$\text{선구조 밀도} = \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{L_i f_i}{L_{av} f_{av}}\right) \qquad \text{eq.(3.2.1)}$$

여기서, L_i, f_i는 각각 영역내의 선구조별 길이와 빈도수, L_{av}, f_{av}는 그 평균이다. 밀도평균은 2로서 이보다 크면 조밀함을 의미한다. 과업노선의 용천교 1km200, 지점 1km 900, 장안천교 2km500, 장안휴게소 5km700 등은 선구조 밀도가 높으므로, 현장조사로 암반의 변질도와 풍화도에 대한 정밀조사가 요구된다.

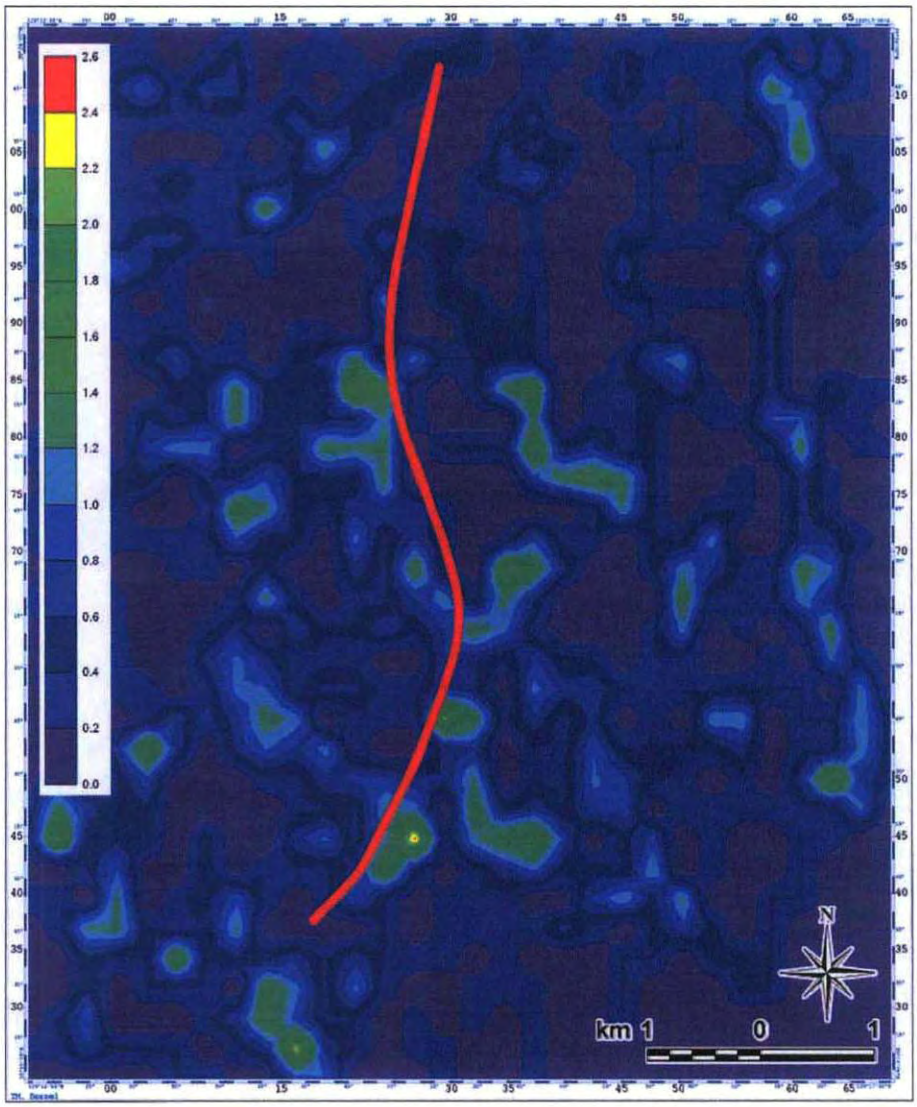


Fig. 3.2.10 DK-2 영상 선구조 판독으로 선구조 밀도 분석결과

3.3. 현장 지질조사 및 실내분석

3.3.1 현장 지질 조사

연구 대상지역은 부산-울산 고속국도 5공구 건설현장으로 부산광역시 기장군 장안읍 좌동리에서 울산광역시 울주군 온양읍 운화리에 이르는 약 8 km 구간이다. 선구조 분석결과에서, 조사계획을 세워 전체 지역에 현장지질 조사를 수행하였다. 현장의 노두 관찰로 단층 및 절리의 발달, 변질 및 풍화 정도 등을 파악하고, 실내에서 정밀분석을 위하여 암석시료와 풍화 변질암에 대한 점토시료를 채취하였다. 조사순서는 Fig. 3.3.1의 과업노선 북쪽 끝 종점에서 남쪽으로 이동하면서 노두를 관찰하였다. 관찰 결과를 요약하면 표 3.3.1과 그림 3.3.2~3.3.8과 같다.

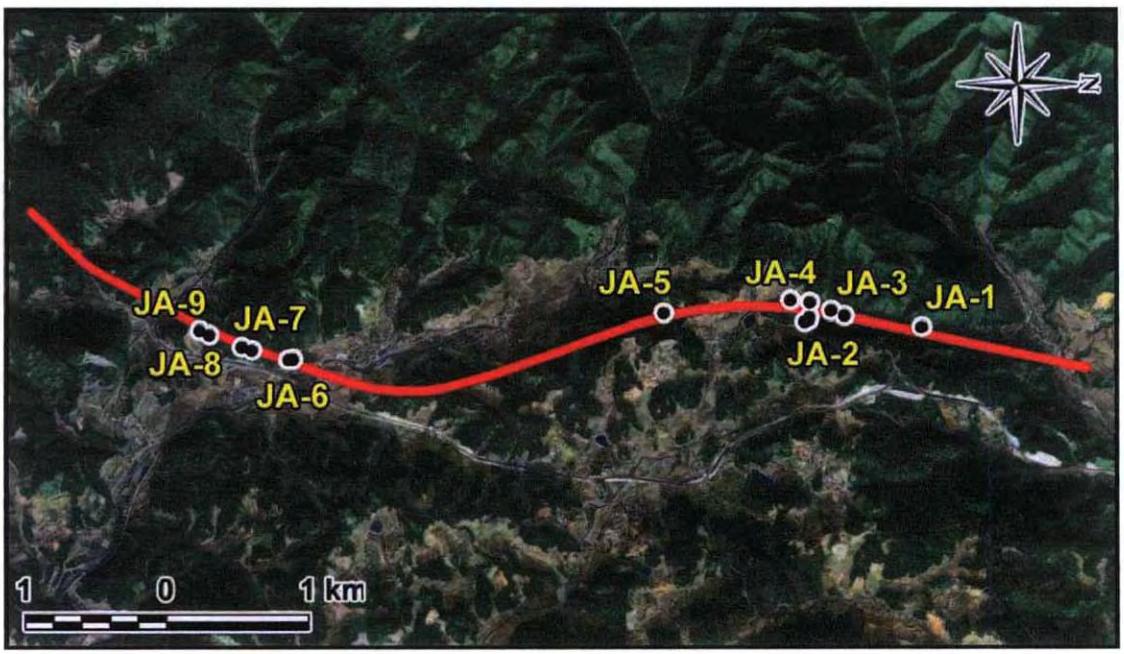


Fig. 3.3.1 현장 조사 및 암석 시료채취 위치

표 3.3.1 과업구간 조사위치 별 관찰결과

위치 No.	분포암석	열수변질 영향, 단층/절리면 상태, 풍화도 등의 조사결과
JA-1 Fig. 3.3.2	조면암류	열수변질로 백~담홍색. 노두의 절리 발달이 심하다.
JA-2 Fig. 3.3.3	유문암류	a. 열수변질로 백~담홍색. 단층의 영향으로 절리의 발달과 파쇄 정도가 심하고, 열수변질로 산화되어 적색부분도 있다 b. 열수변질 영향이 적은 노두는 암록색으로 장석반정이 관찰된다 c. 열수변질로 산화된 안산반암은 갈색을 띤다c.

		d. 단층/절리 발달이 심하고, 급속한 풍화진행으로 단층 점토도 발견됨.
JA-3 Fig. 3.3.4	유문암류	열수변질 영향이 비교적 적고, 단층 및 절리의 발달은 불분명하다.
JA-6 Fig. 3.3.5	조면안산암질 응회암	a. 주절리군은 3 방향으로 발달되었고, 풍화가 심하다 b. 육안관찰로, 응결응회암은 수 ㎜~수 ㎝의 각력들이 잘 관찰된다.
JA-7 Fig. 3.3.6	유문암질 응회암	a. 열수의 영향으로 산화되어 적색을 띤다. b. 절리의 발달 방향이 뚜렷하고, 단층발달도 잘 관찰된다. 후기에 열수변질로 풍화토양으로 변질되었다.
JA-9 Fig. 3.3.7	유문암류	a. 열수변질로 백색~담홍색이다. b. 절리가 심하게 발달되어, 단층 영향으로 파쇄대도 잘 관찰된다
JA-8 Fig. 3.3.8	유문암류	a. 단층절리의 발달이 심하다. b. 노두의 북편에 대규모 암록색 현무암질 암맥(두께 1m)이 있는데, 풍화되어 노듈(nodule) 형태로 깨지기도 한다. c.암맥 주변부는 극심한 풍화로 거의 토양화 되었으며, 일부 틈새는 단층활면(slickenside)이 관찰된다. d. 단층점토도 쉽게 발견된다.

a., b., c., d. 등은 제시된 사진의 번호임.



Fig. 3.3.2 JA-1(6km800 지점) 노두사진

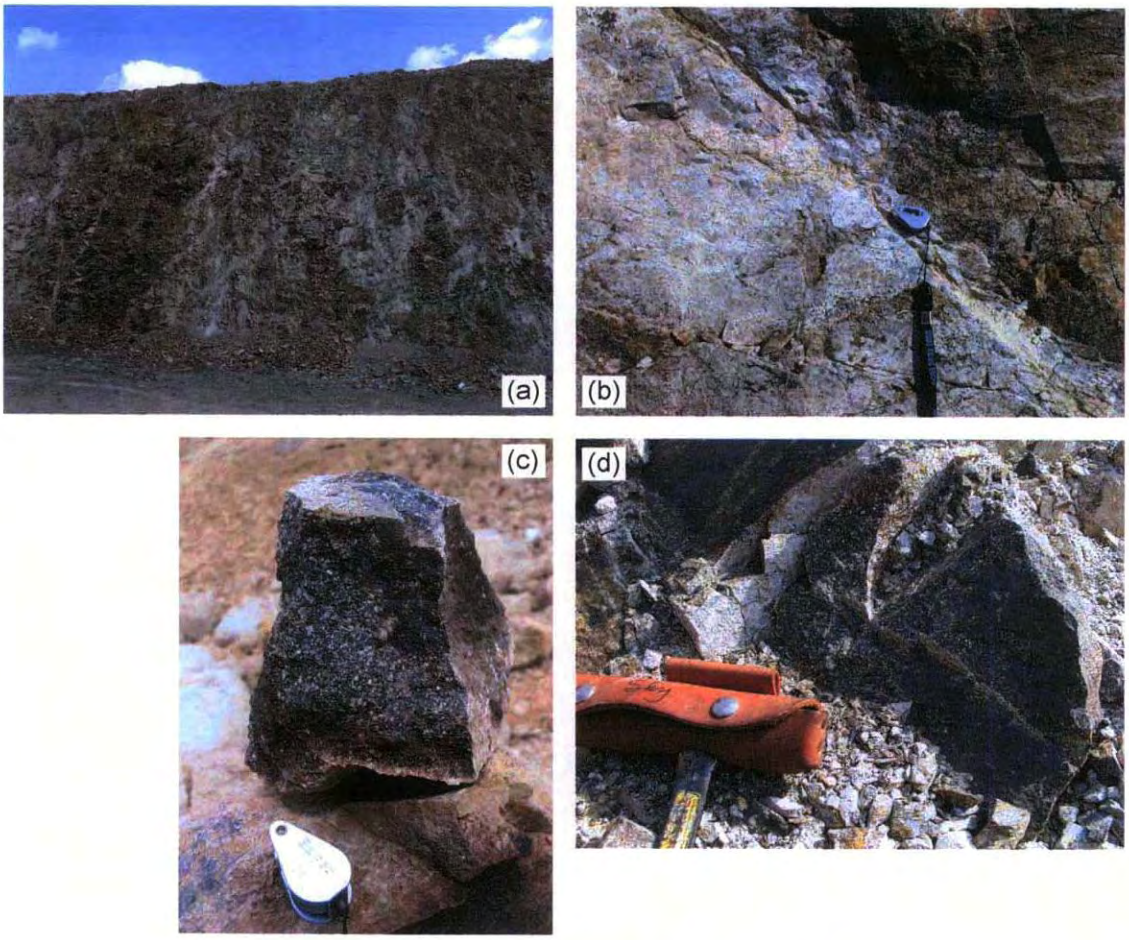


Fig. 3.3.3 JA-2(장안휴게소 부근) 노두사진



Fig. 3.3.4 JA-3 노두사진

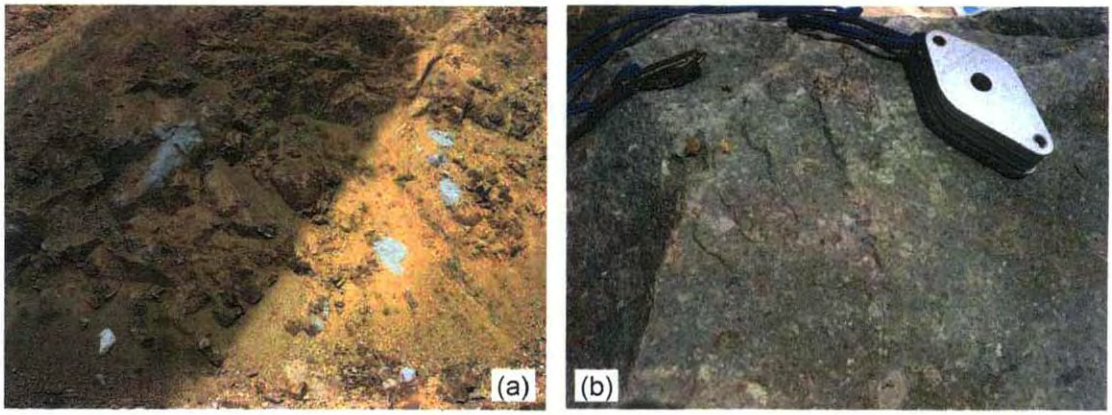


Fig. 3.3.5 JA-6 노두사진

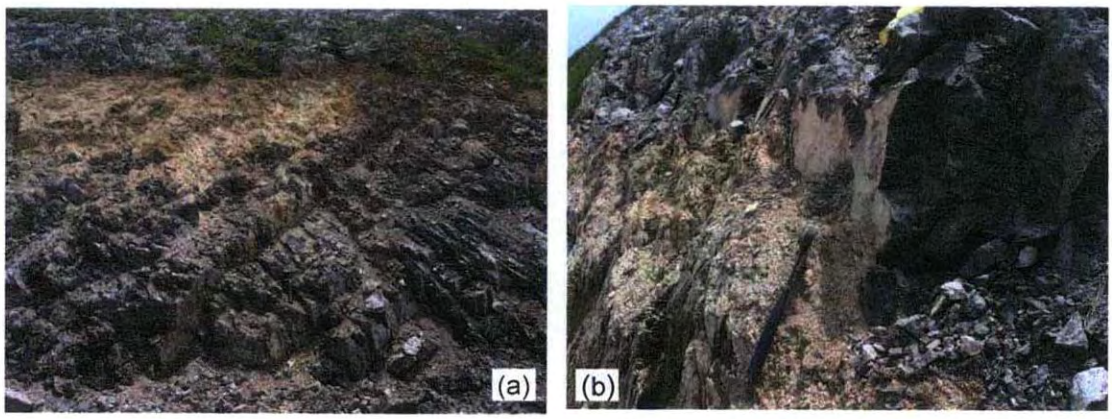


Fig. 3.3.6 JA-7 노두사진

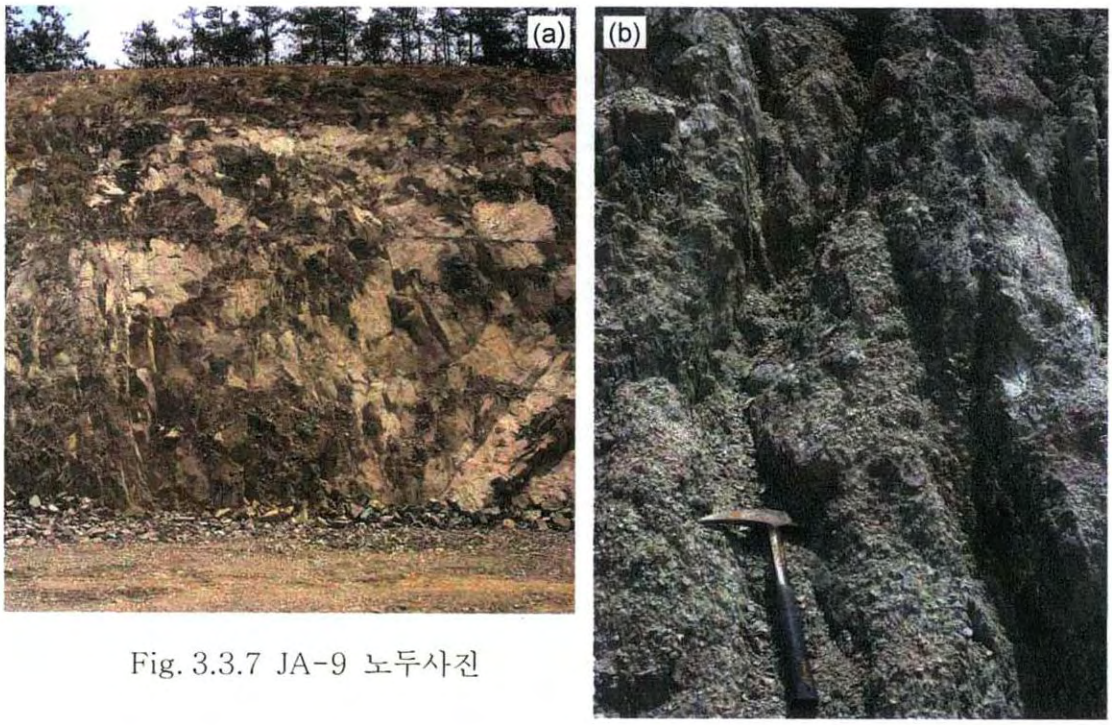


Fig. 3.3.7 JA-9 노두사진

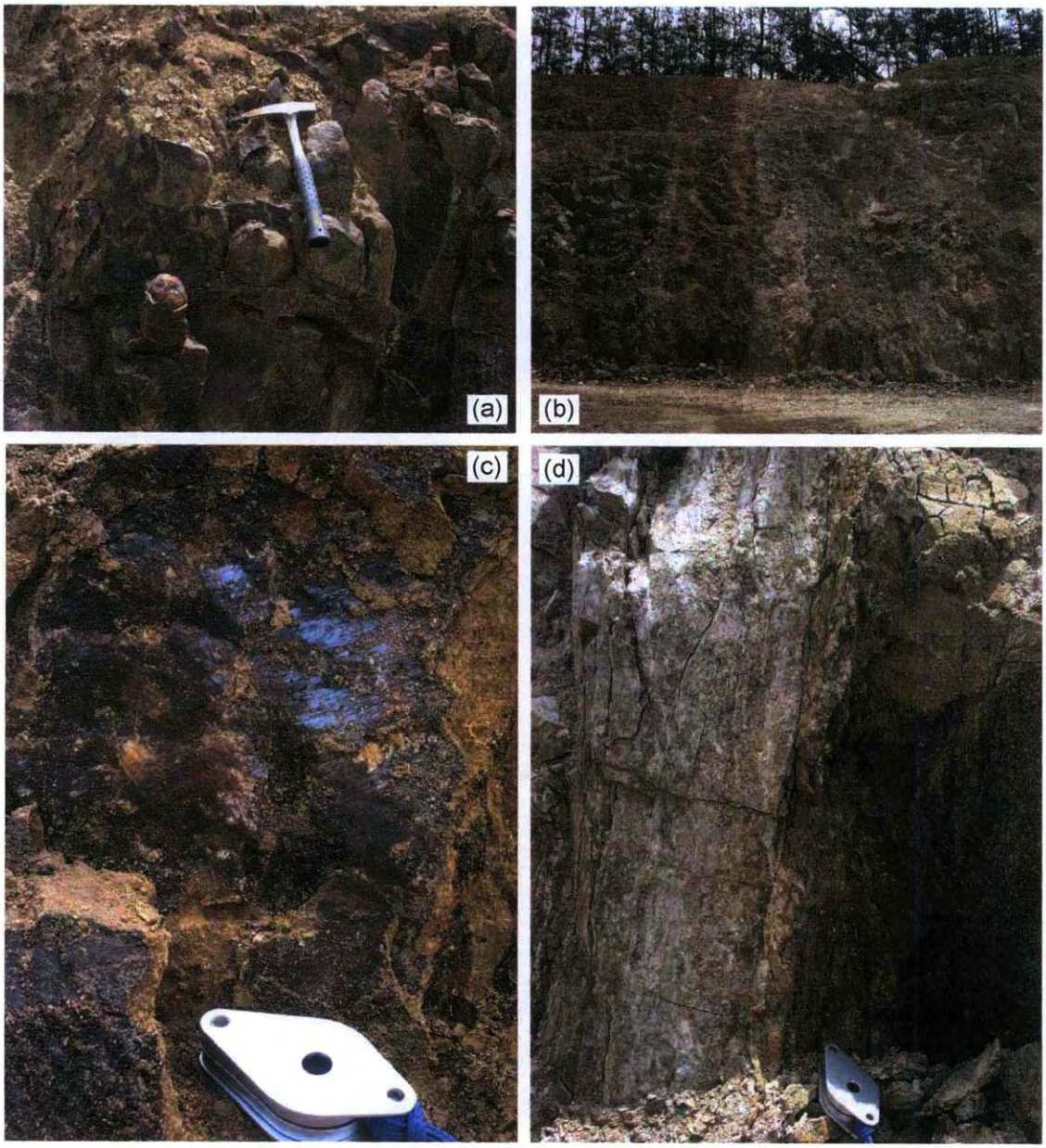


Fig. 3.3.8 Site No. JA-8(1km800)의 노두 사진

3.3.2 현미경 관찰

암석시료의 조직, 기질, 색깔, 구조 및 광물질 등의 현미경 관찰결과를 요약하면 표 3.3.2 및 그림 3.3.9~3.3.13과 같다

표 3.3.2 채취한 암석 시료의 현미경 관찰결과

조사지역	조직, 구조, 광물 등의 관찰 및 조사 결과
JA-0 Fig. 3.3.9	• 유문암은 반상조직, 반정으로 자형~반자형의 석영/장석/사장석이 관찰됨. 上 - 기질은 용암류의 흐름을 나타내는 유상구조가 잘 관찰된다. 下 - 불투명 광물로 황철석, 변질광물인 녹니석도 관찰되고, 장석은 심하게 변질됨.
JA-2 Fig. 3.3.10	• 유문암은 반상조직, 반정으로 자형~반자형의 장석과 석영이 관찰됨. 上 - 열수영향으로 장석의 변질이 심하고, 변질광물인 녹니석도 주변부가 풍화됨. 下 - 녹니석 주변의 불투명 광물은 황철석으로 보이며, 일부는 산화되어 철산화광물(갈철석)을 형성하기도 한다.
JA-6 Fig. 3.3.11	• 조면안삼암질 용결응회암은 주로 암편, 자형~반자형의 사장석/장석/석영 등의 반정과 사장석/녹니석/철산화광물로 된 석기로 구성됨. 암편은 대체로 사장석과 녹니석의 집합체(aggregate)이다. 上 - 특이구조로는 마그마에서 정출된 광물이 응회암이 퇴적이후에 고온으로 일부 용융되고, 그 후 암석내 공간을 따라 재결정된 용결구조임. 下 - 장석은 심하게 변질되어 결정의 내부의 풍화가 심하고, 그 경계의 구분이 어려운 것도 있다.
JA-7 Fig. 3.3.12	• 유문암질 응회암은 주로 사장석 반정을 가지는 반상구조이며, 석기는 미립의 사장석과 석영으로 구성된다. 上 - 기질부분의 사장석과 석영은 마그마의 흐름 방향을 나타내는 유상구조. 세립 철산화물도 同方向으로 배열되며, 함유량이 높아 적갈색. 下 - 사장석의 반정은 심하게 변질되어 내부의 결정면이 매우 혼탁하다.
JA-8 Fig. 3.3.13	上 - 유문암은 반정으로 석영, 사장석이 나타나며, 사장석의 가장자리는 열수변질로 녹니석화 되어 있다 下 - 후기에 관입된 현무암질 맥암에서는 침상의 사장석 반정이 수 mm 크기로 관찰되며, 황철석도 상당량 관찰된다.

'上', '下' - 제시된 사진의 위치

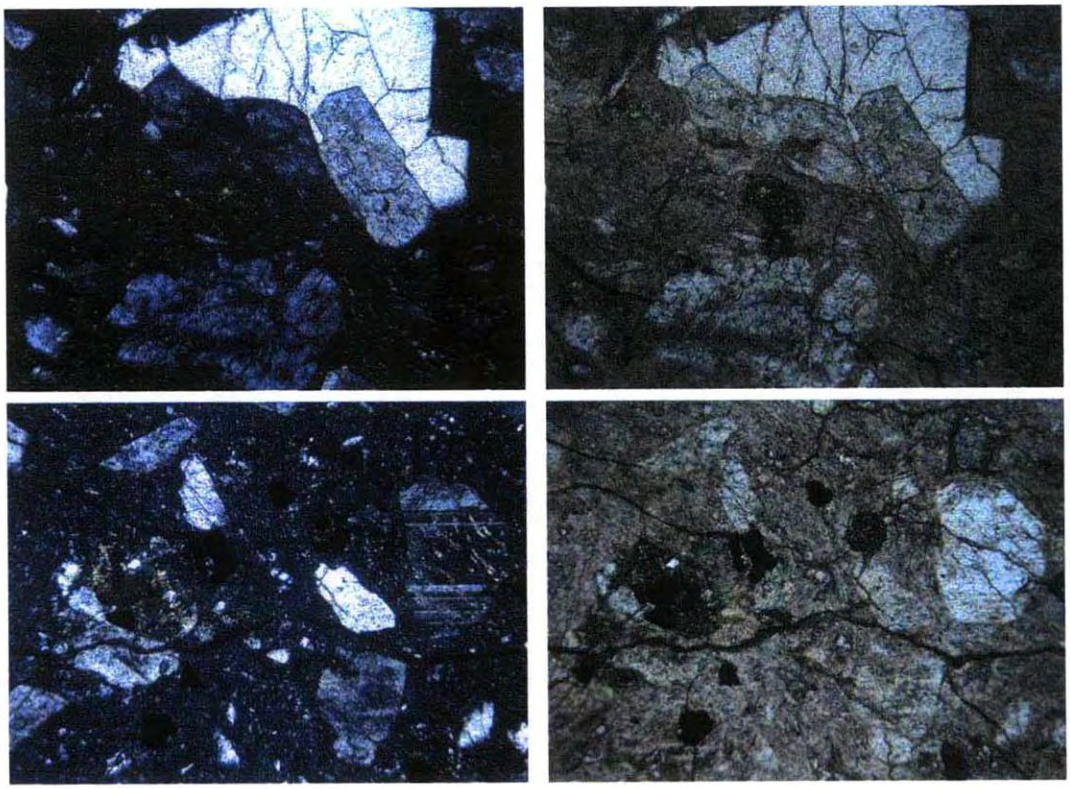


Fig. 3.3.9 JA-0 지점 유문암 현미경 사진(×40)

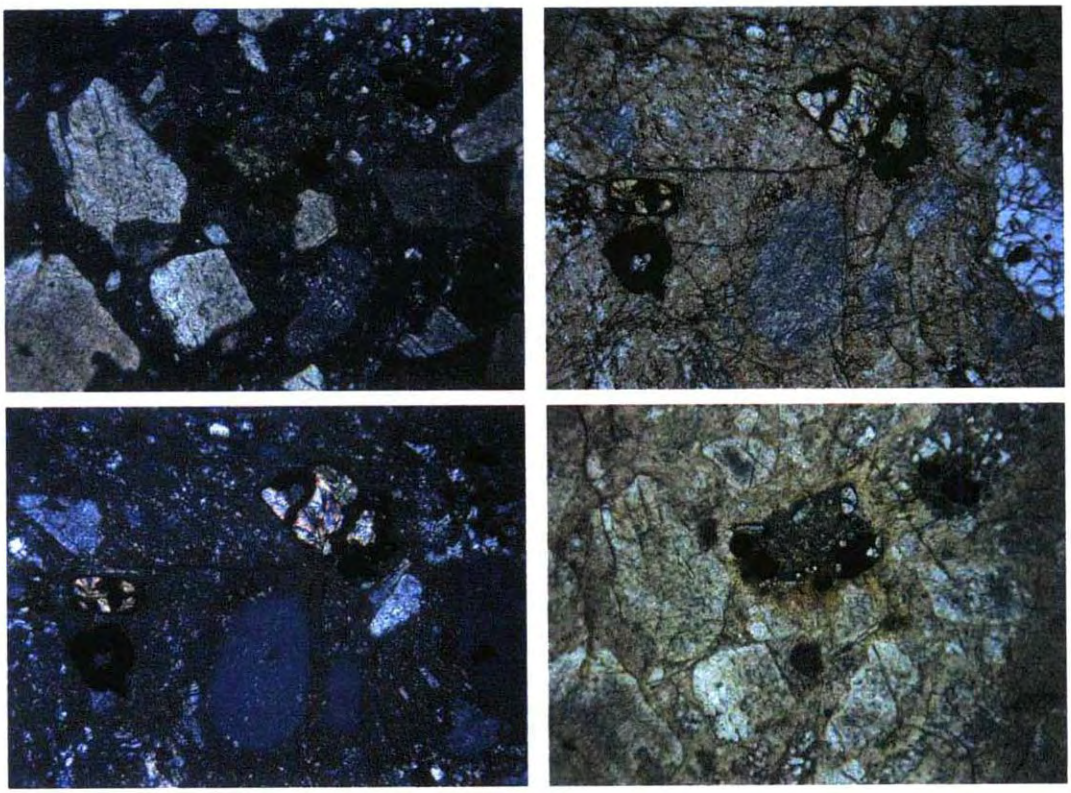


Fig. 3.3.10 JA-2 지점 유문암의 현미경 사진(×40)

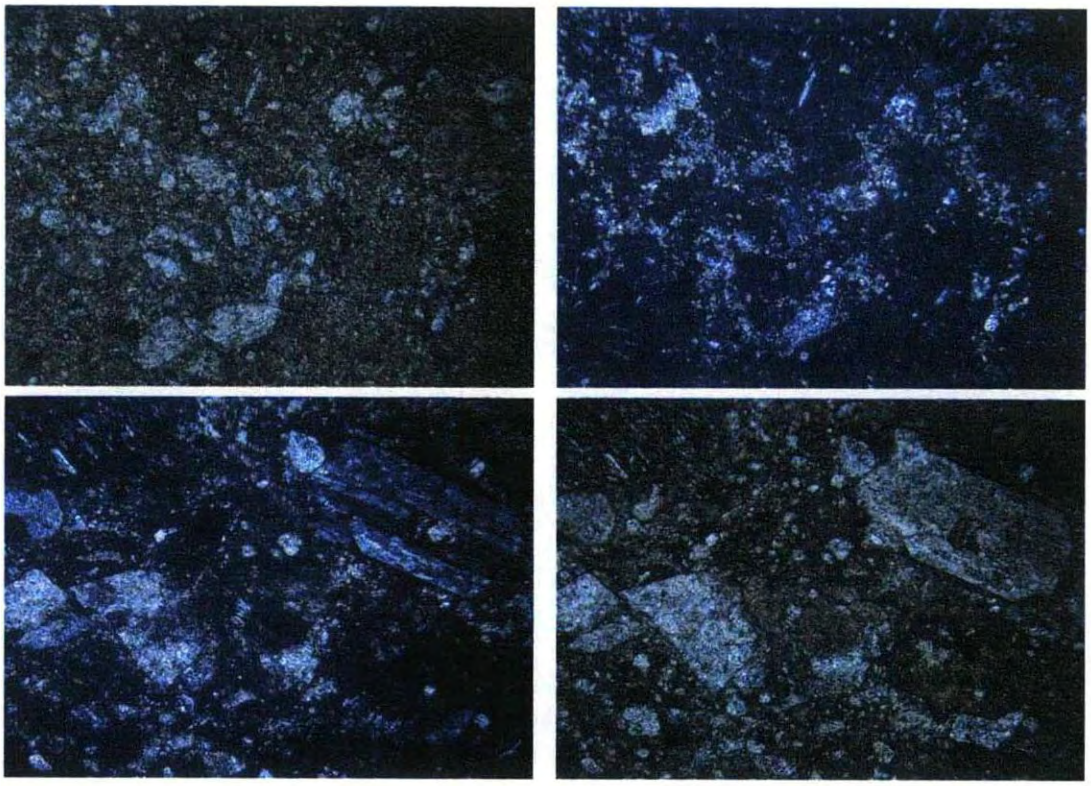


Fig. 3.3.11 JA-6 조면안산암질 용결응회암의 현미경사진(×40)

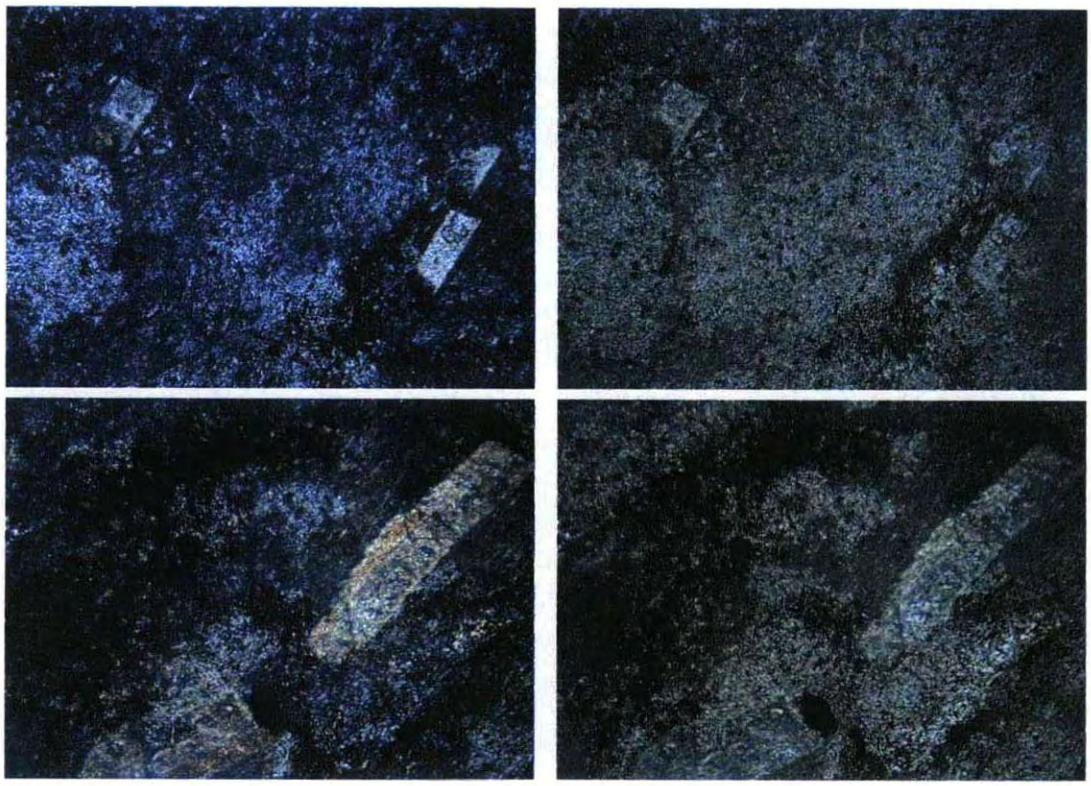


Fig. 3.3.12 JA-7 지점 유문암질 응회암의 현미경 사진(×40)

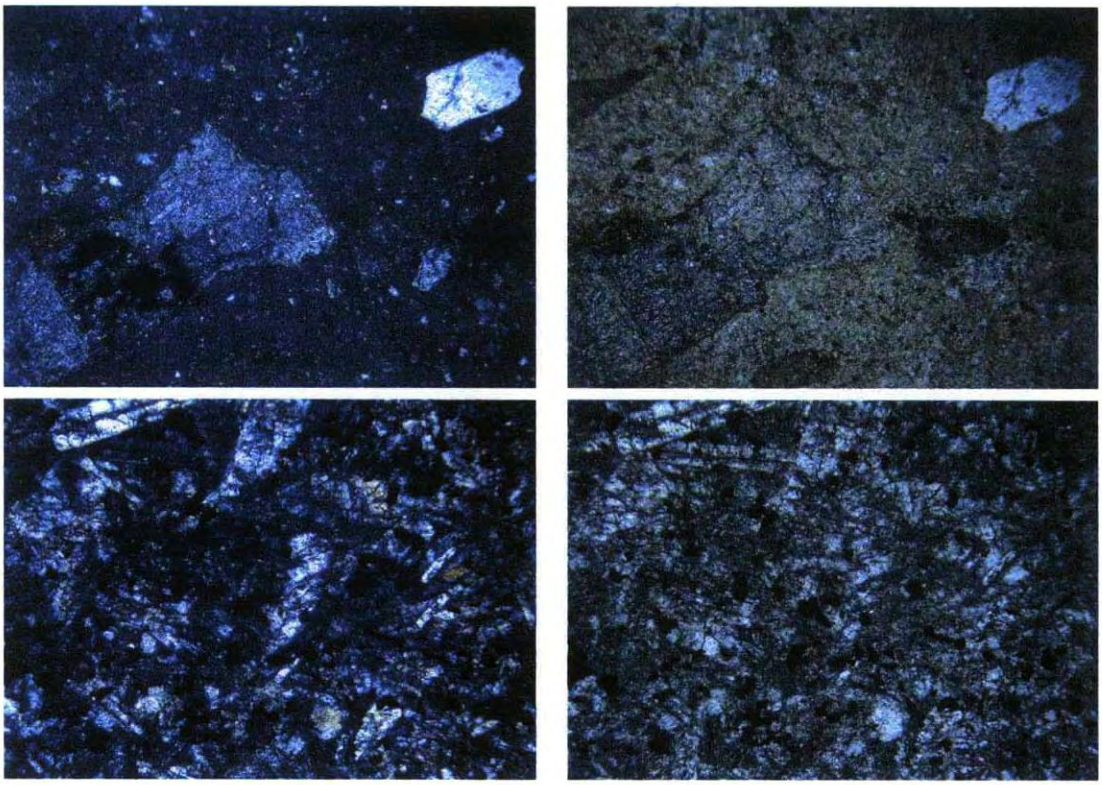


Fig. 3.3.13 JA-8 지점 유문암/현무암질 맥암 현미경 사진(×40)

3.3.3 X-선 형광분석 (XRF)

XRF 분석은 부경대 공동실험실습관의 SHIMADZU XRF-1700 모델로 분석하였다. 채취한 암석 시료 중 가장 신선한 암석을 선별하여 디스크밀(Disc-Mill)로 미세 분말화 하여 리튬테트라 보레이트와 시료를 1 : 4 비율로 혼합하여 유리 비드(glass bead)를 제작하였다. 화산암은 정확한 암석의 동정을 위해 화학성분으로 암석을 분류하는 도표(TAS diagram)를 사용하는데(Le maitre et al. 1989), 이를 위해 암석 내 주성분원소(10대 원소)에 대해 정량분석한 결과가 표 3.3.3이다.

표 3.3.3은 실리카와 알카리 성분과 함께 TAS 다이어그램을 통해(Fig. 3.3.14) 암종을 동정한 결과이다. 지질도와 노두관찰에서 안산암류로 분류했던 암석들이 모두 유문암류로 동정되었다. 특히, JA-6과 JA-8-1 지점의 철함량이 높았다. 이는 노두에서 절갈색을 띠는 암색과 현미경하에서 다량의 황철석이 관찰되는 결과와 일치한다.

표 3.3.3 주요 암석 시료의 주성분 분석 결과

Comp. / Samp. No.	SiO_2	Al_2O_3	TiO_2	Fe_2O_3	MnO	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	P_2O5	L.O.I	Total
JA-0-1	72.3	13.8	0.3	3.0	0.1	0.7	1.7	4.4	3.1	0.1	1.0	100.6
JA-0-2	73.4	13.6	0.3	2.5	0.1	0.8	1.1	3.3	3.3	0.1	2.2	100.7
JA-1	67.2	14.8	0.5	4.0	0.1	1.1	2.4	4.9	2.8	0.1	1.8	99.8
JA-2-1	72.0	14.1	0.4	3.1	0.1	0.7	1.9	4.3	3.3	0.1	0.6	100.6
JA-2-2	69.2	13.8	0.4	3.3	0.1	0.7	2.0	5.9	3.4	0.1	1.4	100.2
JA-6	57.1	15.2	1.1	8.5	0.1	3.0	3.9	4.5	2.7	0.3	4.0	100.3
JA-7	69.7	13.9	0.4	4.9	0.1	0.3	1.4	5.2	3.1	0.2	1.1	100.2
JA-8-1	50.2	15.3	1.6	9.8	0.1	4.7	7.9	3.0	1.3	0.5	5.6	100.0
JA-8-2	71.8	13.6	0.3	3.9	0.1	0.7	0.7	2.4	2.7	0.1	3.9	100.3

표 3.3.4 주요 암석시료의 실리카와 알카리 성분 및 암석 동정 결과

Sample No.	SiO_2	$Na_2O + K_2O$	Rock Name
JA-0-1	72.28	7.50	Rhyolite
JA-0-2	73.41	6.54	Rhyolite
JA-1	67.24	7.71	Trachyte or Dacite
JA2-1	72.04	7.60	Rhyolite
JA2-2	69.17	9.28	Rhyolite
JA-6	57.13	7.13	Trachyandesite
JA-7	69.66	8.34	Rhyolite
JA-8-1	50.17	4.27	Basalt
JA-8-2	71.78	5.09	Rhyolite or Dacite

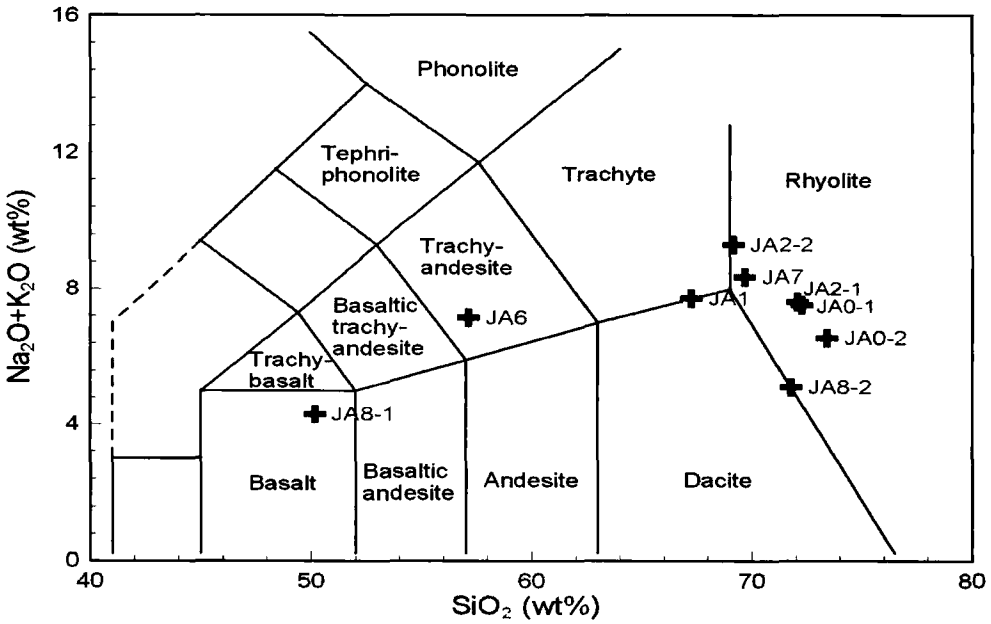


Fig. 3.3.14 Total alkali-silica($Na_2O+K_2O-SiO_2$) 화산암 명명도

3.3.4 X-선 회절분석(XRD)

암석의 풍화와 관련하여 단층이나 절리에 끼어있는 점토광물은 침투수로 팽창되므로 안정성 평가의 중요인자이다. 특히, 점토광물의 풍화산물은 암석의 풍화정도를 나타내므로, 단층 주변암의 조성과 관련된 점토광물 함유량을 X-선 회절분석으로 구했다. 시료를 상온 건조시켜 아게이트 몰탈로 분말화해서 분석했다. X-선 회절기록은 2Θ를 횡축, 회절강도를 종축으로 표현하여 점토광물 종을 분류하였다.

표 3.3.5는 #JA-0, #JA-2, #JA-8 시료의 분석결과로서 주 구성광물은 석영, 장석, 운모류가 동정된다. 점토광물은 카올린광물, 녹니석, 일라이트, 스멕타이트가 나타난다. 단층암의 주요 광물광물 중 대부분은 석영이며, 카올린광물 > 장석류 ≥ 운모류 > 녹니석 ≥ 스멕타이트 순으로 X-선 회절 강도비를 나타낸다(Fig. 3.3.15).특히, 시료 JA-2에서 팽창성 점토광물인 스멕타이트가 다소 많은 것으로 판단된다.

표 3.3.5 단층 점토의 XRD 분석 결과

시료명	사장석	정장석	석영	운모류	녹니석	카올린광물	일라이트	스멕타이트
JA-0	28.3	6.5	29.3	16.1	8.8	9.2	1.0	0.8
JA-2	18.6	22.5	31.5	15.3	0.4	6.5	1.0	4.0
JA-8	18.0	6.7	32.6	15.8	9.5	4.6	11.8	1.0

3.3.5 전자투과현미경(SEM) 분석

점토광물의 미세구조를 관찰하기 위하여 JA-0(대운천교), JA-2(장안휴게소) JA-8 지점 시료의 SEM 분석결과는 표 3.3.6 및 그림 3.3.16~3.3.18과 같다.

표 3.3.6 전자투과 현미경 관찰결과의 점토광물 종

No.	전자투과 현미경으로 관찰된 점토광물
JA-0	석영, 장석 입자 사이로 일라이트, 스멕타이트 등이 관찰됨
JA-2	집괴상의 스멕타이트가 잘 관찰됨
JA-8	스멕타이트, 카올린 광물이 관찰됨

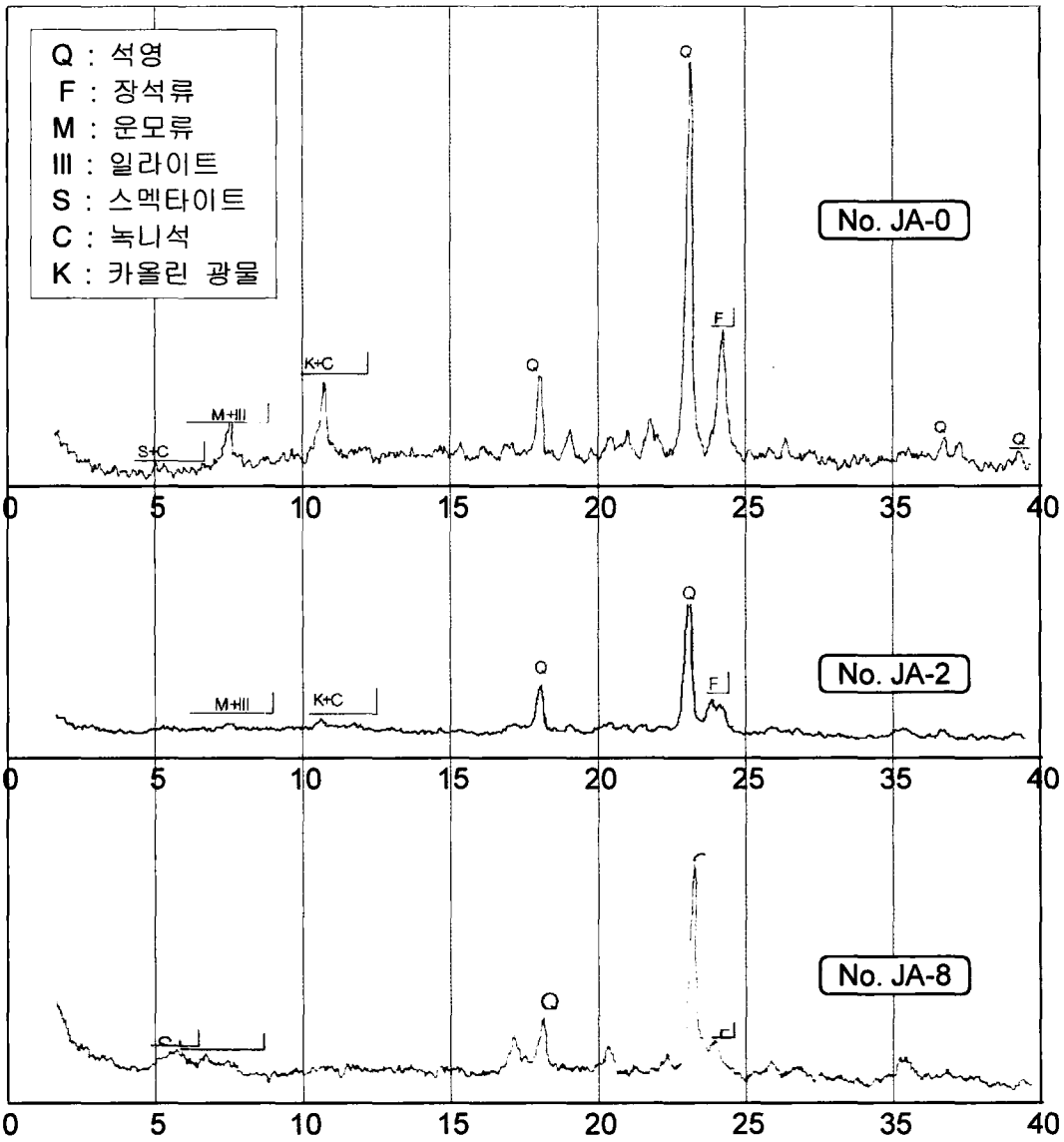


Fig. 3.3.15 단층암 및 단층 점토의 XRD 분석결과

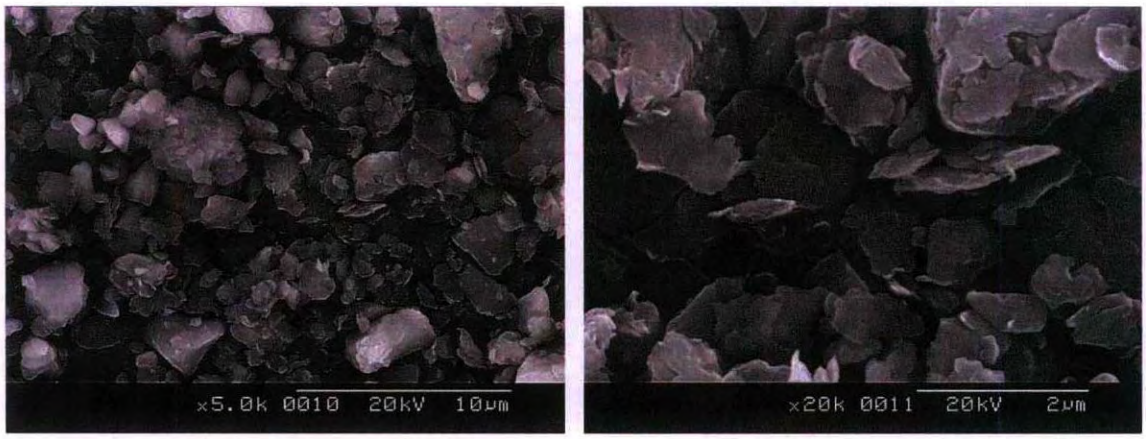


Fig. 3.3.16 JA-0 대운천교 시료의 SEM 분석 결과

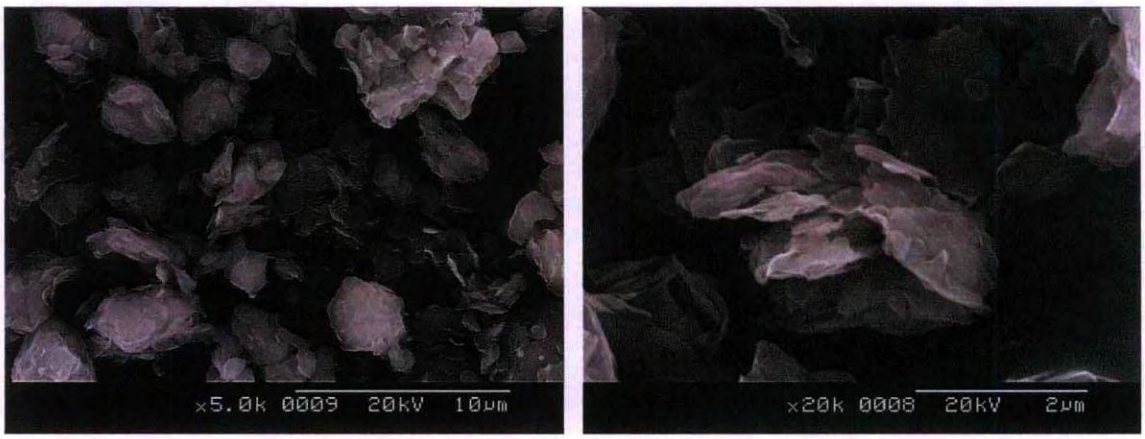


Fig. 3.3.17 JA-2 장안 휴게소 시료의 SEM 분석 결과

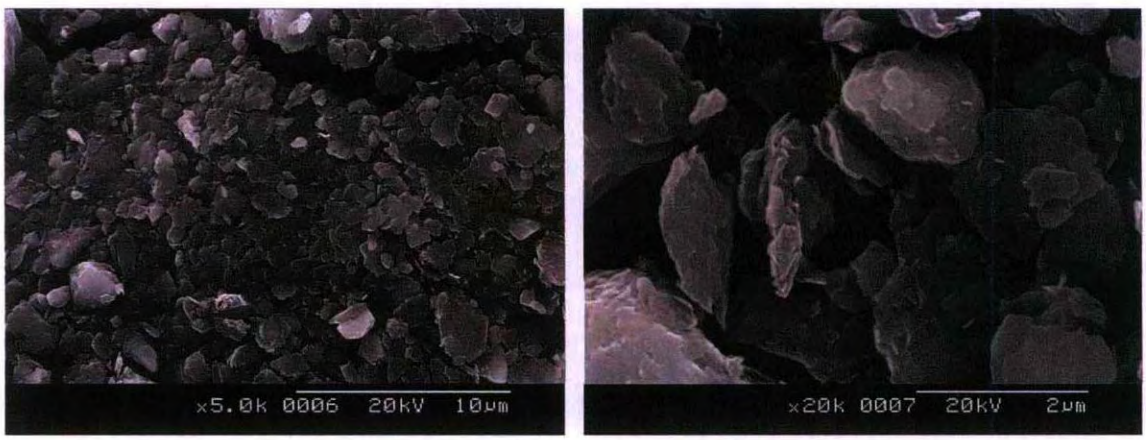


Fig. 3.3.18 JA-8(1km + 800 지점) 시료의 SEM 분석 결과

3.3.6 열수변질 작용과 암석의 풍화

3.3.6.1 열수변질작용

열수변질작용(hydrothermal alteration)은 모암내에서 열수용액의 순환으로 생기는 광물학적·화학적 변화이다(Meyer & Hemley, 1967). 열수광물의 형성 지배 요인은 온도, 압력, 암종, 투수성, 유체성분 및 활동도(duration of activity) 등이다(Brown, 1978). 열수 변질작용은 변질산물의 종류, 변질체에서 떨어진 모암의 변화, 특히 특정 광물의 형성에 따른 물리화학적 환경과 변질암의 형성과정의 파악이 중요하다. 열수변질작용은 주로 지표근처의 변화작용과 유사하며, 모암의 변질은 변질작용의 지화학적 조건과 변질산물의 공생특성에 따라 프로필리틱 변질작용(prophylitic alteration), 견운모화 작용(sericitization), 고령토화 변질작용(argillic alteration), 강고령토화 변질작용(advanced argillic alteration) 및 규화작용(silicification) 등이다(Fig. 3.3.19).

프로필리틱 변질작용은 K^{+}, Mg^{++}, F^{++}, Ca^{++} 등의 양이온 교대작용으로 일어난다. 주로 사장석, 흑운모가 녹니석으로 변질되고, 미사장석과 녹니석은 다시 녹렴석으로 변질되기도 한다. 때로는 장석이 견운모로 변질되거나, 철산화광물이 생성되기도 한다. 견운모화 작용은 수소이온의 교대작용 결과로서 산의 영향을 받은 장석류에 의한 견운모 생성과 지속적인 산의 공격에 의한 고령토 형성으로 구분된다. 이때 유색광물 종들이 수소이온에 의해 금속이온(특히 Fe^{2+})들이 용출되어 열수용액 내에 함유되어 있는 유황종(H_2S 또는 HS-)와 반응하여 황철석을 정출시킨다.

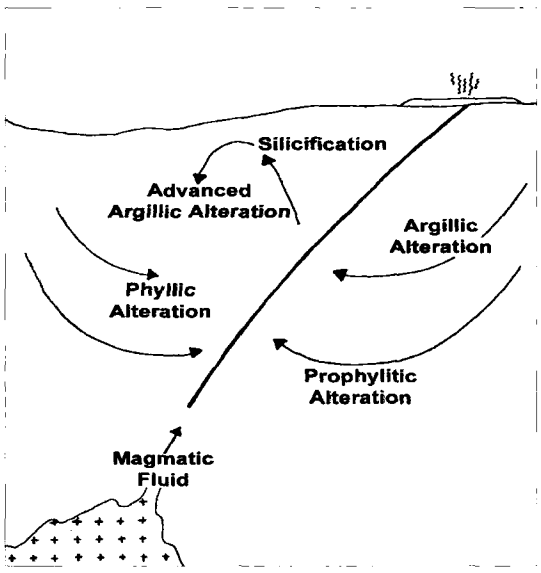


Fig. 3.3.19 모암의 열수변질 유형

3.3.6.2 풍화작용

암석이 대기 중에서 냉각에 의한 물의 팽창, 뿌리의 성장, 수화작용에 의한 광물의 팽창(swelling) 등의 물리적 과정과 화학적 반응(이온의 해리, 물과 탄산가스의 첨가, 가수분해, 산화 등)으로 파편화되는 과정이 암석의 풍화(rock weathering)이다. 물은 암석의 풍화에 가장 큰 요인이다. 침투수에 포함된 O_2, CO_2, 각종 유기산, NH_4Cl, H_2O 등의 작용으로 암석을 화학적으로 변화시킨다. 이때 그 성분은 접촉하는 토양, 암석과의 사이의 이온교환작용, 흡착, 그리고 장석 등의 조암광물과의 반응(Garrels and Mackenzie, 1967)으로 결정된다.

풍화작용으로 암석성분 변화가 가장 급속한 것으로는 나트륨, 마그네슘 및 칼슘, 약간 더 느린 상실을 보이는 것으로는 칼륨과 규소의 경우가 있으며, 이런 성분의 상실의 순서는 광물성분, 암석조직, 기후, 배수, 노출량에 따라 좌우된다. 특히, 암석의 알카리 성분이나 Fe, Al 등은 쉽게 용해하며, 산화물, 수산화물, 회산화물로 변한다. 그러므로 산성암석보다 염기성암석이 더 쉽게 변질되거나 용해된다.

풍화작용으로 생성된 광물은 고령토, 적철석, 갈철석 등이며, 이들은 장석, 황철석 등이 변질된 것이다. 가장 일반적인 풍화반응은 장석이 고령토로 변질되는 경우이며, 황철석과 같은 황화광물이 많은 암석은 풍화작용으로 심하게 변하며, 갈철석으로 변하기 때문에 노두가 적갈색을 띠기도 한다.

3.3.6.3 연구지역의 암반상태 (지질학적 관점)

광역 선구조 분석결과, JA-0(대운천교 부근)), JA-2(장안휴게소 부근), JA-8(1km800) 지점의 선구조 밀도가 높다. 이 지역의 현장지질조사에서도 열수변질작용으로 노두가 전체적으로 백색~담회색이며, 단층 및 절리의 발달이 심하여 암석이 심하게 파쇄되어 있다. 현미경하에서도 장석이 심하게 풍화되어 변색되고 경계가 부스러진 모양이다. 또한 열수변질 광물인 녹니석이 관찰되며, 풍화산물인 철산화광물도 관찰된다. 또한 풍화산물인 점토광물의 X-선 회절분석 결과 카올린광물, 녹니석, 일라이트, 스멕타이트가 나타난다. 특히, 장안휴게소 지점에서는 팽창성이 높은 스멕타이트의 함량이 높게 나타났다.

결론적으로 열수변질 정도가 심하고, 변질광물인 녹니석과 사장석의 변질정도가 심하며, 단층 점토에서 팽창성이 높은 스멕타이트의 함량이 가장 높게 나타나는 장안 휴게소의 암반 상태가 가장 불량한 것으로 판단된다.

3.4. 불연속면의 기하학적 분포 특성

3.4.1 현장 절리조사

암반은 미시적이나 거시적으로 많은 결함이 있는 재료이다. 이 결함들이 암반의 강도를 저하시키고 굴착면의 특정 방향으로 응력을 집중시키기도 한다. 조직적 결함(fabric defects)과 구조적 결함(structural defects)으로 대별되는데, 구조적 결함이 불연속면이다. 불연속암반은 대불연속면, 소불연속면 및 무결암으로 분류한다. 불연속암반의 불연속면은 수리·역학적 특성에 지대한 영향을 미치며, 불연속면은 암반공학적 프로젝트 규모에 따라 대규모 불연속면(major discontinuity)과 소규모 불연속면(minor discontinuity)으로 분류한다. 단층, 전단대, 암맥 및 일정크기 이상의 대절리 등은 대규모 불연속면으로서 불연속암반에서 확정적 단수나 통계적 다수의 선구조로 취급할 수 있다.

한편, 비교적 작은 소절리, 층리 및 엽리 등과 같이 기하학적 변화가 큰 소규모 불연속면의 특성은 추계학적으로 해석할 수 있다. 이 연구에서 다루는 불연속면은 통계적 특성을 갖는 소규모 불연속면에 한하며, 편의상 이를 "절리"라 한다. 불연속암반은 물리적 작용과 화학적 분해과정에서 풍화되며, 이러한 풍화로 암석이 변질되어 암반의 공학적 건전성이 감소된다. 따라서, 암반의 안정성은 암석(intact rock)의 강도, 불연속면의 기하학적 특성과 강도특성, 암석과 불연속면에 대한 풍화작용의 유무와 정도에 의존한다.

이 위탁연구의 주요목표는 개발되는 기기의 현장 적용성 평가이다. 1차 년도에 Test block 형성 후보지 선정을 위하여, 울산-고속도로 5공구 공사구간에서 트레이스 맵핑을 수행했다. 이 선형조사선에서 얻은 자료로 3-D 절리암반의 불연속면 분포특성을 규명하였다. 불연속면 분포 특성의 표현에 필요한 불연속면의 방향성 / 간격 / 연속성 / 간극 / 충전물 / 거칠기 등과 파쇄암반의 경우 블록 형태, 블록 크기분포, 불연속면의 상태 등을 심도있게 평가하였다. 또한, 암석(intact rock)의 강도 및 불연속면의 기하학적 특성과 강도 특성을 반영하는 RMR을 산정하였다.

조사지역은 그림 3.4.1의 JA-0부근의 대운천교(# SL1)에 2개소, J-2 부근의 장안휴게소(# SL2)에 2개소 및 JA-9(노선 시점부 1.5km, # SL3)에 1개소 등 총 5개소에서 선형조사선을 조사했다. 줄자로 1-D 측선을 각각의 대상암반에 설치하여 조사선과 교차하는 절리의 방향성, 간격, 연장성, 간극 및 충전물 등을 측정하였다. 절리

의 거칠기 및 절리면 압축강도 등의 역학적 특성은 프로파일 게이지와 슈미트 해머로 JRC를 측정하였다. Fig. 3.4.1~3.4.3은 불연속 암반 조사결과이다.

표 3.4.1 절리면의 조사 항목과 조사방법

조사항목	정의 및 이 연구에서 조사방법
방 향 orientation	절리의 경사방향과 경사로 정의되며, 커셀 컴퍼스로 측정하였다.
간 격 spacing	절리 간격은 암괴의 크기를 결정한다. 굴착시 암반의 파괴와 변형은 굴착 Volume에 대한 절리발달 간격의 비율이 중요 요소이다. 절리간의 수직거리와 종류에 따라 각각의 평균 수직간격을 측정한다. 절리간격 산출은 현장에서 절리군별로 절리간의 평균거리를 실측하거나 시추 코어에서 추정하는데, 여기서는 선형조사선 자료로 구했다.
연속성 persistence	절취면에서 절리의 크기/연장성 정도로서 암반의 공학적인 성질을 지배하는 요소이다. 연속성은 노두의 크기 때문에 현장조사가 곤란한 경우도 있다. 여기서는 선형조사선 자료로 절리 연장성을 산출했다.
거칠기 roughness	절리면 굴곡은 소규모의 요철(unevenness)과 대규모 만곡(waviness)으로 정의된다. 요철과 만곡은 절리면의 전단강도에 큰 양향을 미치므로 강도정수 추정시 필수조사 항목이다. 절리면에 충진물이 없으면 Profile gauge 등으로 정확히 측정할 수 있다.
강 도 wall strength	절리 벽면의 압축강도. 절리-표면은 풍화와 열수변질로 암괴의 내부 강도보다 낮다. 밀착정도/충진물 유무/압축강도는 전단강도에 미치는 중요한 인자이다.
틈 새 aperture	절리면 끼리의 맞물린 틈. 공기/물/점토 등이 채워지기도 한다. 충전물이 없으면 투수시험으로 추정하며, 마찰감소 요인은 주로 충진물 특성 때문이다.
충전물 filling	틈새의 이물질(calcite, clay, silt, sand, fault gauge, berccia 등)은 대체로 모암보다 약하다. 충전물 특성으로 절리의 전단강도/변형율/투수율이 좌우된다. 충전물은 단기간이나 계절에 따라 공학적 성질이 매우 다르므로, 종류와 공학적 성질을 상세하게 조사해야 한다.
침투(수) seepage	암석내부의 간극투수(1차 투수), 절리로 침투(2차 투수), 지하수위/침투경로/수압 등의 변화로 유효응력 감소되어 지반이 불안정해진다.
슈미트 해머 Schmidt Hammer	면에 수직으로 타격하여 둔탁음이 나지 않을 때의 반발수치를 읽는다. 한 지점에서 10회 이상 시험하여 최대/최소치를 제외한 평균을 취한다. Deer & Miller 제안식으로 일축 압축강도 추정에 이용된다.

표 3.4.2 조사 위치의 위경도

	# SL1(대운천교)	# SL3(장안 휴게소)	# SL5(시점 1.5 km)
위도	N 035° 23' 51.1"	N 035° 22' 57.3"	N 035° 20' 27.2"
경도	E 029° 15' 07.1"	E 129° 14' 56.7"	E 129° 15' 06.9"

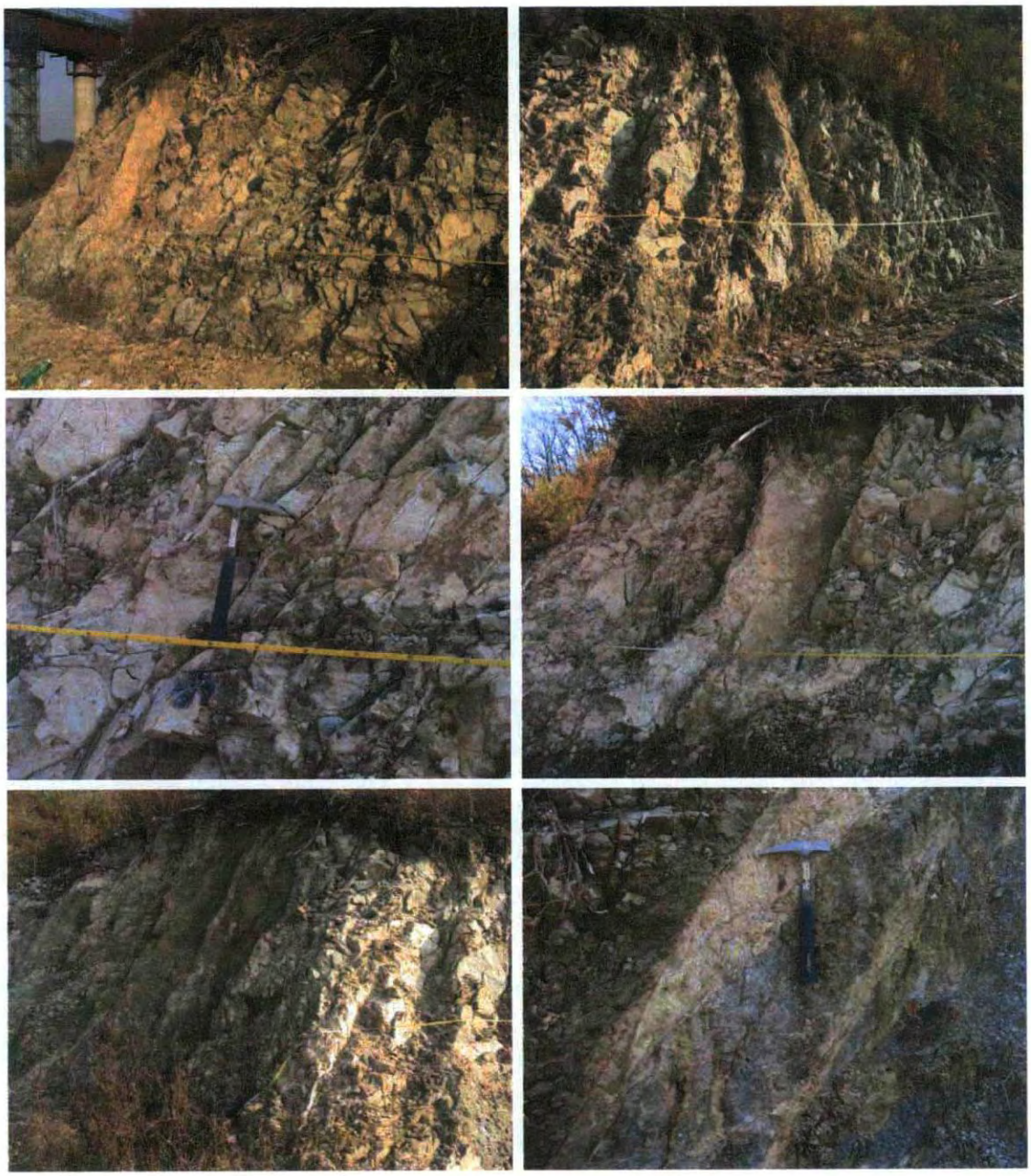


Fig. 3.4.1 # SL1(대운천교) : SL = 11 m, J_n = 110

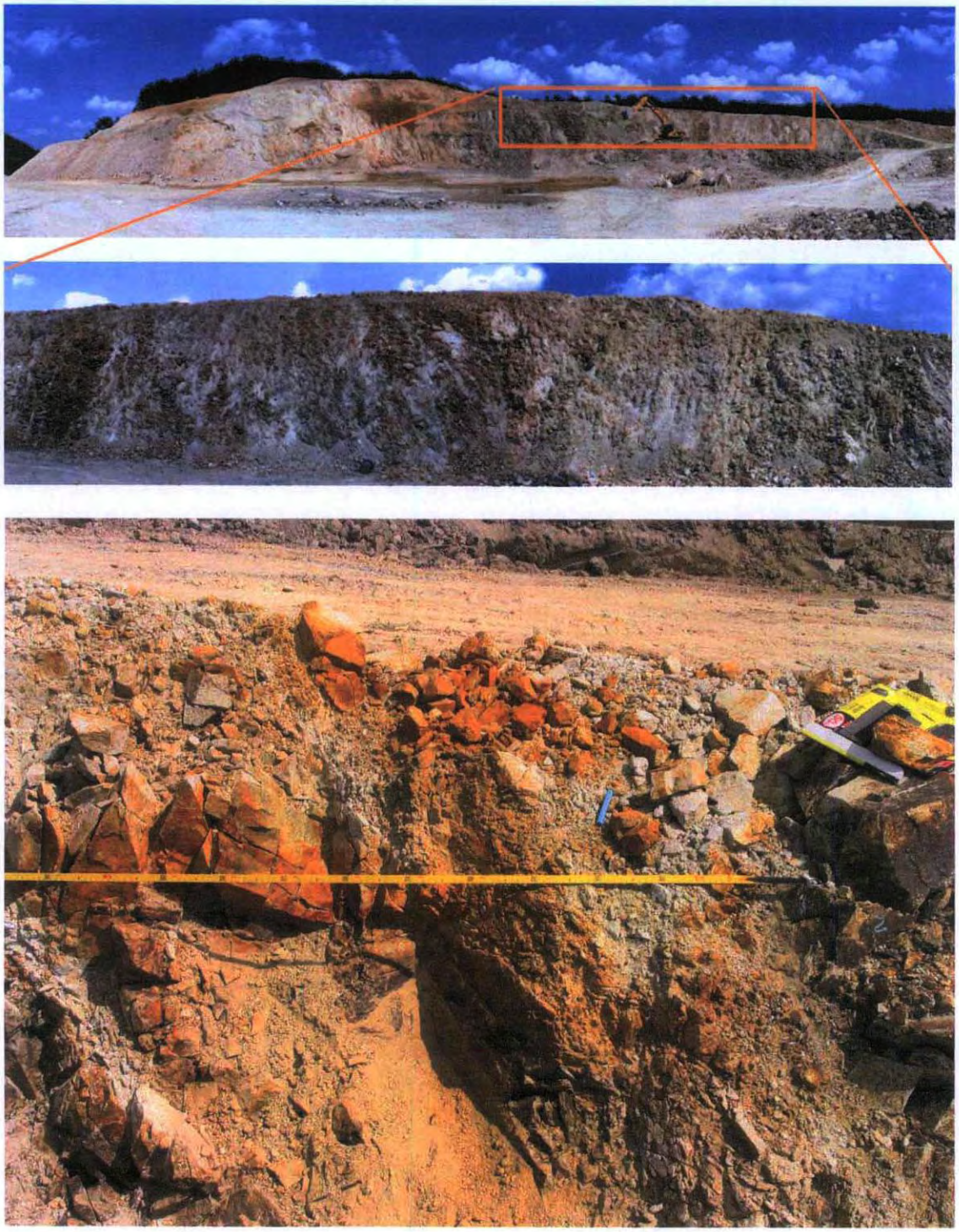


Fig. 3.4.2 # SL3(장안 휴게소) : SL = 16 m, J_n = 165
SL ; Scanline Length, J_n ; Total number of Joints

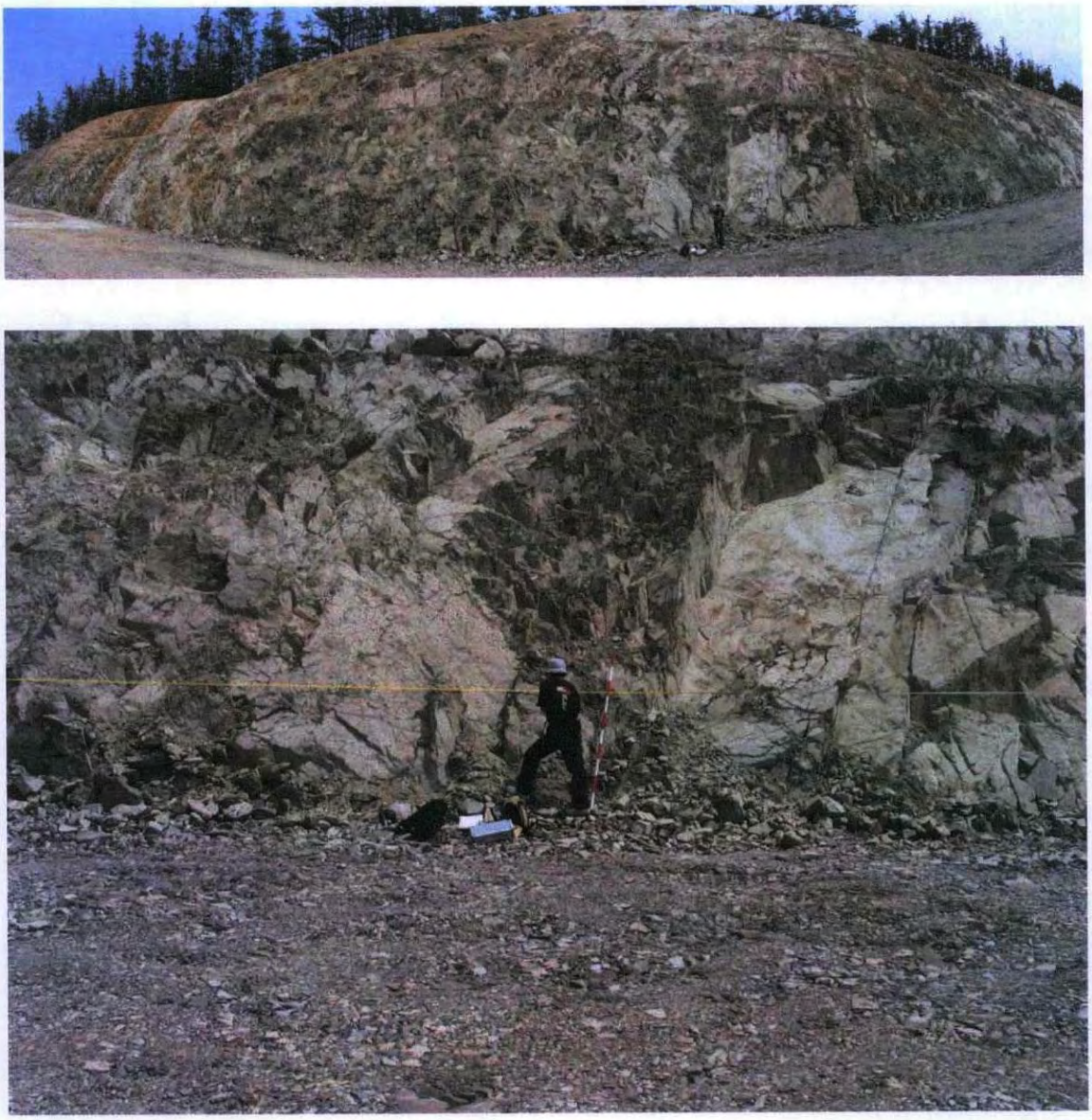


Fig. 3.4.3 # SL5(시점 + 1.5 km) : SL = 24.6 m, J_n = 60
SL ; Scanline Length, J_n ; Total number of Joints

현장에서 불연속면 측정은 가장 체계적인 발달을 보이는 절리계(Joint system)를 대상으로 하였으며, 이들이 평행(Parallel) 혹은 아평행(Sub-parallel)하고 절리면이 평탄(Planar)하다는 가정이 충족되어야 한다. 특히, 굴착/발파로 인한 균열, 이완 및 Sheeting joint 등은 측정대상에서 제외하였다. SL1, SL2 및 SL4 지점의 절리 트레이스 결과는 Fig. 3.4.4에 도시했다.

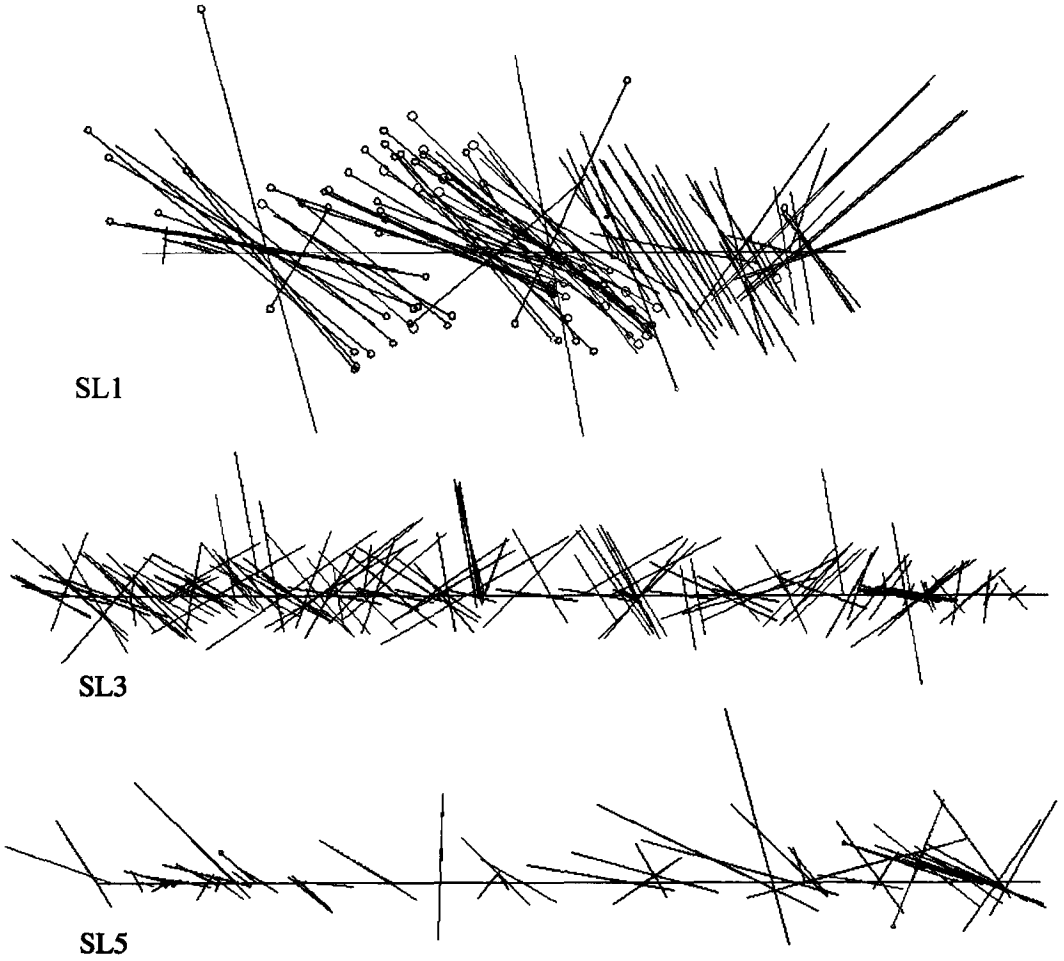


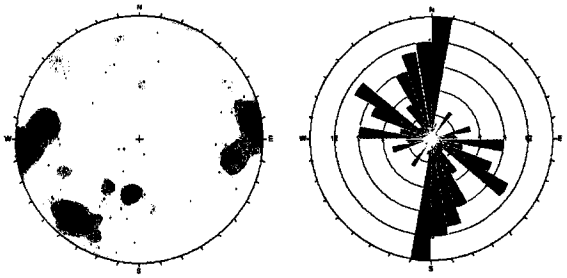
Fig. 3.4.4 선형조사선과 교차된 불연속면 트레이스

3.4.2 방향성 분석

각각의 선형 조사선에서 관측된 절리방향 자료에서 절리군의 구분은 클러스터링 알고리즘(Shanley and Mahtab, 1976 : Mhatab and Yegulalp, 1984)을 적용했다. 절리면 법선 벡터의 밀집점(dense points)을 확인하고, 최적의 절리군수를 구분하는 목적함수(objective function)에 따라서 절리군은 분석한다. 하지만, 방향 변화성이 높은 실제 현장자료를 위의 알고리즘에 적용하면, 수학적 목적함수로 절리군 수의 구분이 어려우며, 최적의 절리군 개수 추정을 위해서 목적함수 이외에 연구자의 지질공학적 경륜이 요구된다. 각각의 선형 조사선 방향자료에서 클러스터링 알고리즘으로 구분된 3~4개의 절리군 특성을 표 3.4.3에 제시했다.

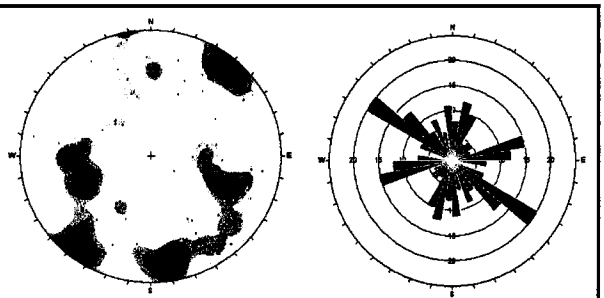
표 3.4.3 클러스터링 알고리즘에 의한 불연속면의 방향성 분석 결과

불연속면 set No.	불연속면 개수	평균 방향	
		Dip Dir.(°)	Dip(°)
1	60	84.83	87.29
2	31	22.36	83.05
3	19	8.94	42.78



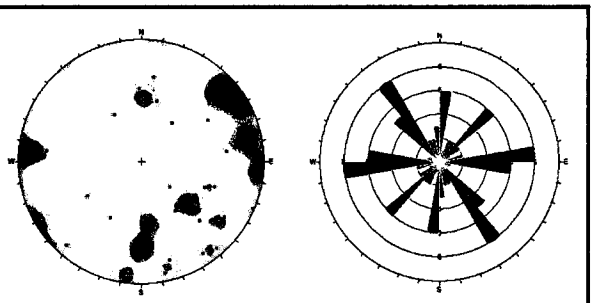
No. SL1

불연속면 set No.	불연속면 개수	평균 방향	
		Dip Dir.(°)	Dip(°)
1	44	348.22	86.26
2	37	290.72	61.23
3	45	38.6	87.32
4	39	81.82	54.86



No. SL3

불연속면 set No.	불연속면 개수	평균 방향	
		Dip Dir.(°)	Dip(°)
1	27	249.45	85.87
2	13	358.64	68.14
3	7	183.88	53.64
4	13	310.68	62.27



No. SL5

Fisher 분포의 적합성검증 결과, 연구지역에서 구분된 절리군은 Fisher 분포 및 Bingham 분포 모델이 통계적으로 적합하지 않았다. 이는 이론적 확률분포(Fisher 및 Bingham 분포)들이 연구지역의 절리군은 통계분포로 부적합함을 시사한다. 다른 연구에서도 방향분포는 이론적 확률분포가 현장에서 조사된 방향자료의 통계분포로 적합하지 않음을 지적된 바 있다. 이처럼 이론적 확률분포로 해석될 수 없는 절리군의 방향분포 모델링은 방향편향 보정후 보정 상대빈도를 적용하여 산정된 경험적 방향분포(empirical orientation distribution)를 사용할 수 있다.

3.4.3 절리 간격 분석

선형조사선 조사 자료에서 불연속면 간격(spacing)을 산정하였다. 간격 데이터의 확률분포를 도출하기 위하여 Kolmogorov-Smirnov(K-S) 적합성검증을 실시하였다. 표 3.4.4의 통계분석결과에서 음지수 분포, 감마 분포 및 대수정규 분포가 모두 $p \geq 0.2$이며, 이들은 불연속면 간격에 대한 확률분포로 모두 타당함을 알 수 있다.

일반적으로 불연속면의 간격분석에 있어서 유한 길이의 조사선으로부터 불연속면의 평균 간격과 1-D빈도(1/간격)를 산출하지만, 이는 조사선 길이의 영향에 의한 산출치의 오류가 내포되므로 이를 보정해야 한다(Sen and Kazi, 1984). 이와 같은 절리 간격의 샘플링 편향 보정에 식(3.4.1)을 적용할 수 있다.

$$E(x) = \frac{\mu}{1-\exp\left(-\frac{L}{\mu}\right)}\left\{1-\left(1+\frac{L}{\mu}\right)\exp\left(-\frac{L}{\mu}\right)\right\} \qquad \text{eq.(3.4.1)}$$

여기서, E(x)는 유한의 선형조사선 길이 L의 평균 절리간격이며, μ는 무한 길이의 선형조사선을 가정한 평균 절리간격이다. 이는 절리 간격분포를 음지수분포로 가정하고 관측된 평균 간격과 성형조사선 길이를 고려하여 각 절리군 별로 절리 간격의 샘플링 편향을 보정한 평균 절리간격을 산출한다. 표 3.4.5의 불연속면 간격 분석결과에서, 조사선 길이가 불연속면의 평균 간격에 비해 10배 이상인 모든 불연속면군은 평균 간격의 실측치와 보정치 차이가 거의 없다. 한편, 조사선 방향으로 산출한 불연속면 빈도(개수/m) 값을 바탕으로 조사선 방향과 불연속면 군의 평균 방향을 고려하여 불연속면 set의 평균 법선방향으로의 불연속면 빈도를 산출하였으며, 분석결과는 표 3.4.5에 제시했다.

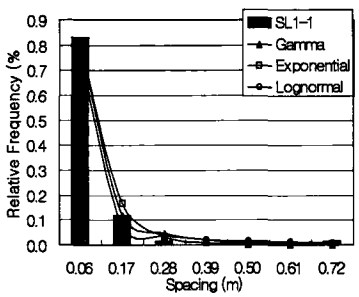
위와 같이, 각 절리군의 선형조사선 방향으로 산출한 보정 평균 절리간격과 각 절리군의 보정 평균법선 방향을 각 불연속면군의 평균 법선방향(Mean Normal Vector, MNV)으로 보정된 평균 절리간격 μ_i은 식(3.4.2)로 구한다.

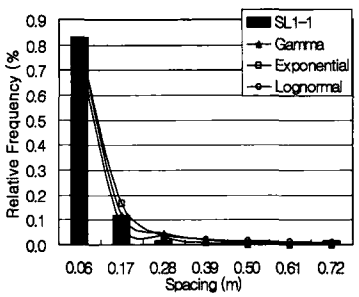
$$\mu_i = \mu_b |\cos\theta_i| \qquad \text{eq.(3.4.2)}$$

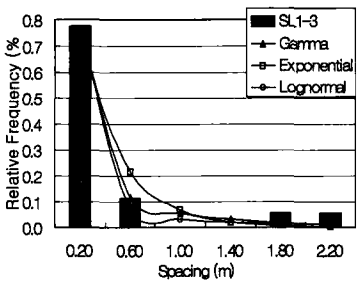
여기서, μ_b는 선형조사선 방향의 보정 평균 절리 간격이며, θ_i는 선형조사선 방향과 절리군의 평균 법선방향 사잇각이다. 각각의 절리군에 대하여 식(3.4.2)를 적용한 절리 간격 분석결과는 표 3.3.5에 제시했다.

표 3.4.4 절리군 간격(평균 법선방향)의 확률분포 적합성검증 결과

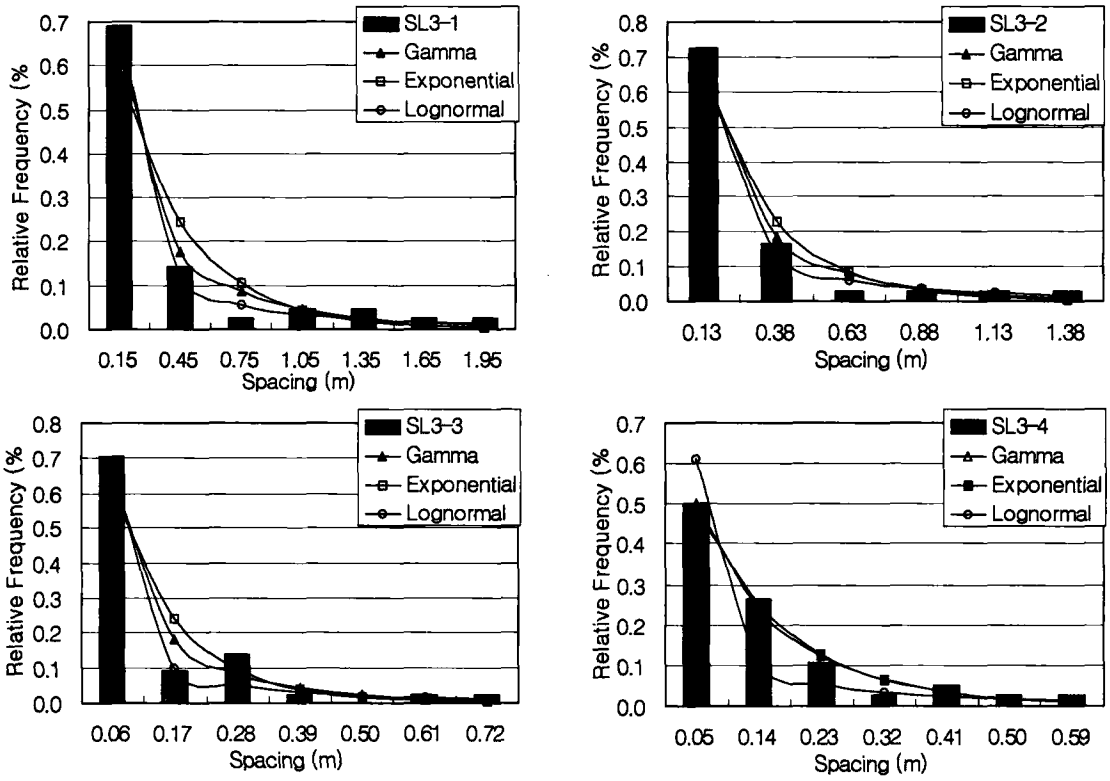
Site No.	불연속면 set #	불연속면 간격개수	간 격(m)		채택된 확률분포	K-S검정 통계 확률	P 확률
			평균	표준편차			
SL1	1	59	0.0699	0.11	음 지 수	0.0586	> 0.2
					감 마	0.0964	> 0.2
					대수정규	0.2691	> 0.2
	2	30	0.3169	0.51	음 지 수	0.0545	> 0.2
					감 마	0.0743	> 0.2
					대수정규	0.192	> 0.2
	3	18	0.3439	0.62	음 지 수	0.0994	> 0.2
					감 마	0.1106	> 0.2
					대수정규	0.1705	> 0.2
SL3	1	43	0.3521	0.47	음 지 수	0.0955	> 0.2
					감 마	0.0471	> 0.2
					대수정규	0.0724	> 0.2
	2	36	0.2462	0.30	음 지 수	0.1010	> 0.2
					감 마	0.0736	> 0.2
					대수정규	0.1885	> 0.2
	3	44	0.1189	0.15	음 지 수	0.1211	> 0.2
					감 마	0.0966	> 0.2
					대수정규	0.2451	> 0.2
	4	38	0.1350	0.14	음 지 수	0.0385	> 0.2
					감 마	0.0511	> 0.2
					대수정규	0.1574	> 0.2
SL5	1	26	0.7056	1.31	음 지 수	0.0379	> 0.2
					감 마	0.1523	> 0.2
					대수정규	0.2081	> 0.2
	2	12	1.3935	1.87	음 지 수	0.0773	> 0.2
					감 마	0.1060	> 0.2
					대수정규	0.0549	> 0.2
	3	6	2.4074	2.62	음 지 수	0.0733	> 0.2
					감 마	0.0833	> 0.2
					대수정규	0.1352	> 0.2
	4	12	0.6014	0.70	음 지 수	0.0223	> 0.2
					감 마	0.0291	> 0.2
					대수정규	0.0343	> 0.2



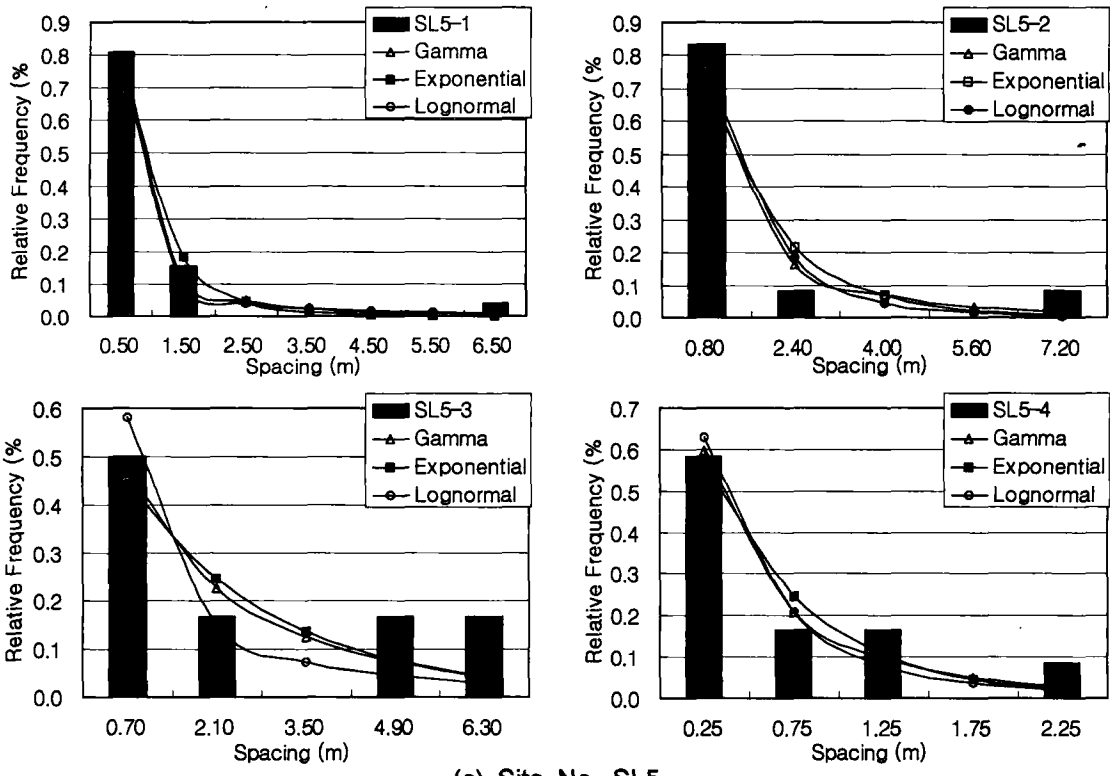




(a) Site No. SL1



(b) Site No. SL3



(c) Site No. SL5

Fig. 3.4.5 절리군 간격 K-S 검정결과 채택된 확률분포 개형

표 3.4.5 절리 간격보정 및 평균법선 방향으로의 절리간격

Site No.	Joint set No.	Mean(m)[1]		Angle(°)[2]	Corrected mean(m)[3]	1-D frequency[4]
		Observed	Corrected			
SL1	1	0.1788	0.0699	67	0.0699	14.31
	2	0.3200	0.3169	8	0.3169	3.16
	3	0.5139	0.3439	48	0.3439	2.91
SL3	1	0.3565	0.3521	9	0.3521	2.84
	2	0.4292	0.2462	55	0.2462	4.06
	3	0.3477	0.1189	70	0.1189	8.41
	4	0.3947	0.1350	70	0.1350	7.41
SL5	1	0.9212	0.7056	40	0.7056	1.42
	2	1.7683	1.3935	38	1.3935	0.72
	3	3.2917	2.4074	43	2.4074	0.42
	4	1.7583	0.6012	70	0.6012	1.661

[1] Observed mean spacing along scanlines
[2] Corrected mean spacing along scanlines
[3] Angle between scanline and MNV
[4] 1-D frequency along MNV direction

3.4.4 절리 연장성 분석

본 연구지역에서 실시된 선형조사선 조사로부터 불연속면 크기(size)의 확률분포를 도출하기 위하여 Kolmogorov-Smirnov(K - S) 적합성 검증을 실시하였다. 각 절리군에 대하여 선형조사선 상부에 나타난 semi-trace의 확률분포 적합성 검증결과가 표 3.4.6이며, 분석결과에서 음지수 분포, 감마분포 및 대수정규분포의 p-값이 모두 0.2 이상으로 불연속면 간격에 대한 확률분포로 모두 타당함을 알 수 있다.

무한의 2 - D 암반 노출면에서 불연속면 크기 분포가 임의의 지수분포라면, 동일지점에서 조사선 상부나 하부의 semi-trace 연장도 지수분포를 따른다(Priest and Hudson, 1981). 따라서 semi-trace의 확률분포를 추정하고, semi-trace 연장이 암반 노출 경계부로 연속된 경우 불명확한 불연속면 연장의 샘플링 오차를 보정함으로서 대상암반의 불연속면 평균 연장에 대한 보정할 수 있다.

Fig. 3.4.6은 일반적인 상하부의 경계를 보이는 암반 노출면에서의 semi-trace을 예시한 것이다. C_i가 선형조사선에서 임의간격의 거리일 때, C_i보다 작은 트레이스

개수 r_i를 구할 수 있다. N을 절리의 총 개수라면 C_i vs. ln((n-ri)/n)의 관계에서 보정된 절리군의 평균 크기를 산출할 수 있다. 물론 이 과정에서 절리 크기 보정은 절리군의 크기가 음지수 분포라는 조건이 전제되어야 한다.

연구지역의 No. SL1, No. SL3 및 No. SL5에서 구분된 절리군에 대한 Ci vs. ln((n-ri)/n)의 관계가 Fig. 3.4.7이다. 여기서 산정된 보정된 각각의 절리 연장성은 표 3.4.6이다. SL1에서 보정 평균 연장은 1.27 m-1.999 m, SL3와 SL5은 각각 0.42m-0.93 m, 1.55 m-1.76 m로 도출되었다.

Table 3.4.6 Observed & corrected mean of joint trace length

Site No.	Mean(m)	Joint set No.			
		set 1	set 2	set 3	set 4
SL1	Observed	1.7053	1.7574	2.2311	-
	Corrected	1.2669	1.7871	1.9904	-
SL3	Observed	0.7241	0.6324	0.9851	1.4669
	Corrected	0.4154	0.4906	0.604	0.9333
SL5	Observed	2.0556	1.3154	1.5714	1.6154
	Corrected	1.5534	1.2101	1.2944	1.7639

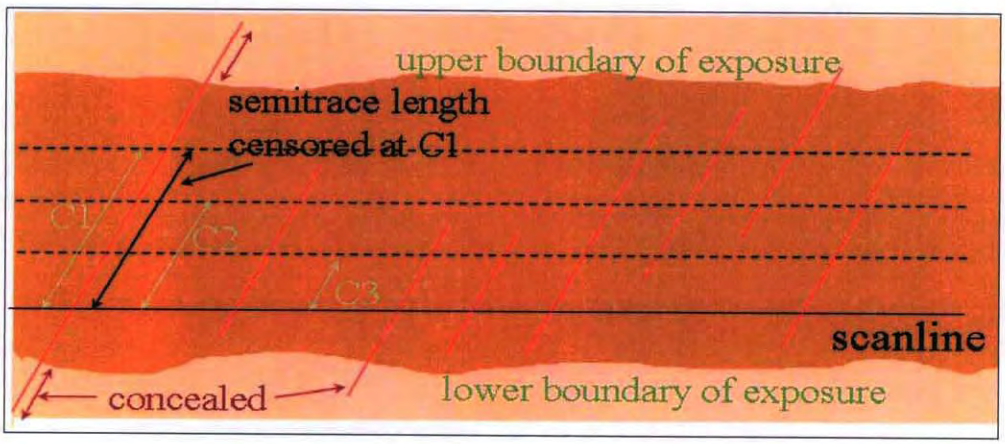


Fig. 3.4.6 일반적인 상/하부 경계에서 암반 노출면의 semi-trace

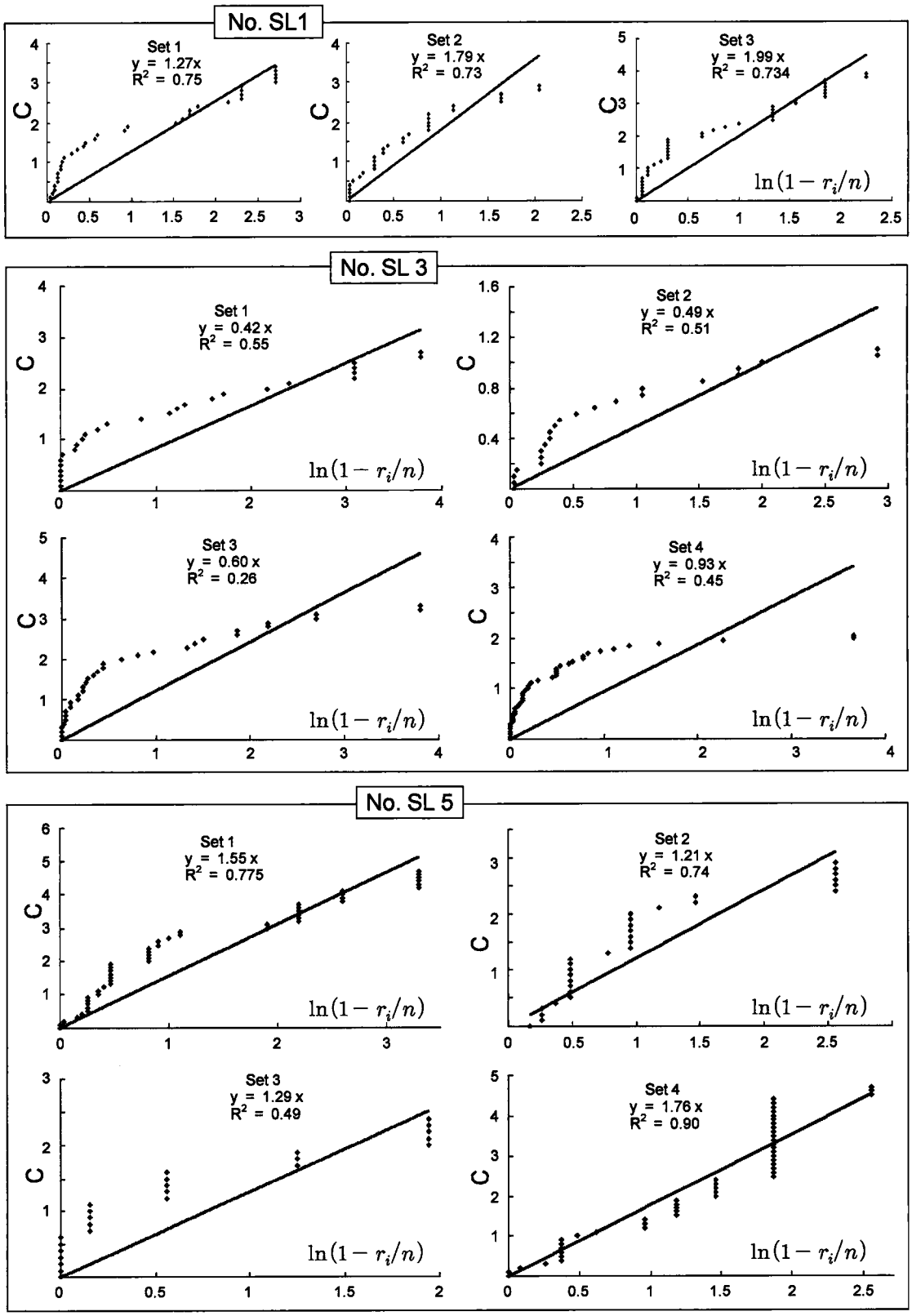


Fig. 3.4.7 C_i - $\ln\left(1-\frac{r_i}{n}\right)$ 관계로 구한 평균 절리연장 산출결과

3.4.5 3-D 블록 체적분포

블록 크기는 불연속 암반 특성을 좌우하는 매우 중요한 요소이며, 블록의 체적분포로 표현한다. Fig. 3.4.8은 블록의 체적분포 추정을 위한 알고리즘이다. 방향성 분석으로 각 절리군의 방향 분포/간격/빈도 분석으로 간격분포를 몬테칼로 시뮬레이션으로 블럭을 생성하여 각각의 블록체적을 계산하면 생성된 블록 개수만큼의 블록 체적분포가 구해진다. 연구지역의 SL1, SL3 및 SL5에서 각각 3000개의 절리 블록을 생성하여 이 체적분포 분석결과를 Fig. 3.4.9와 표 3.4.7에 제시했다.

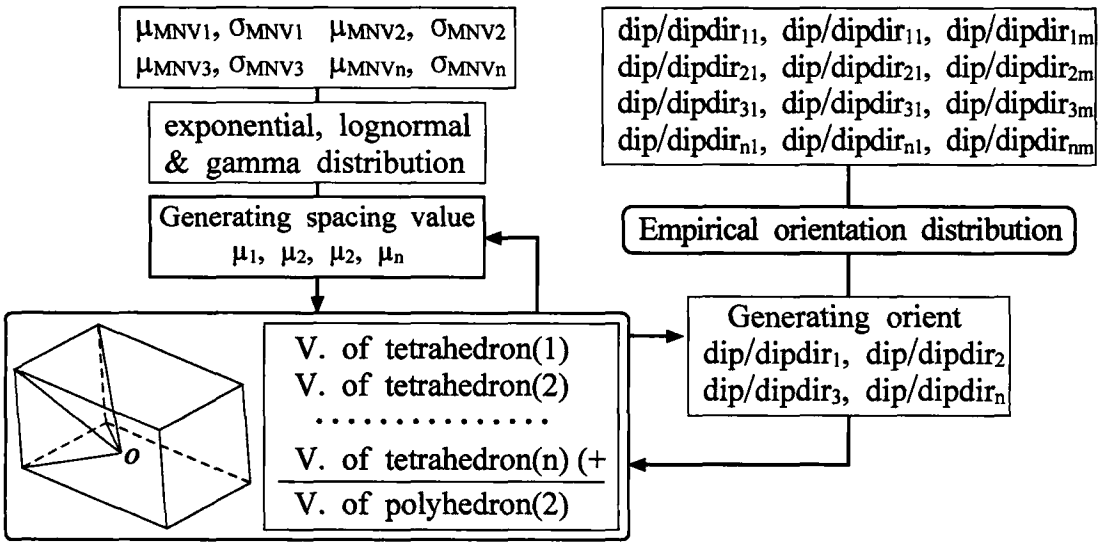


Fig. 3.4.8 몬테칼로 시뮬레이션으로 블록의 체적 산출 알고리즘

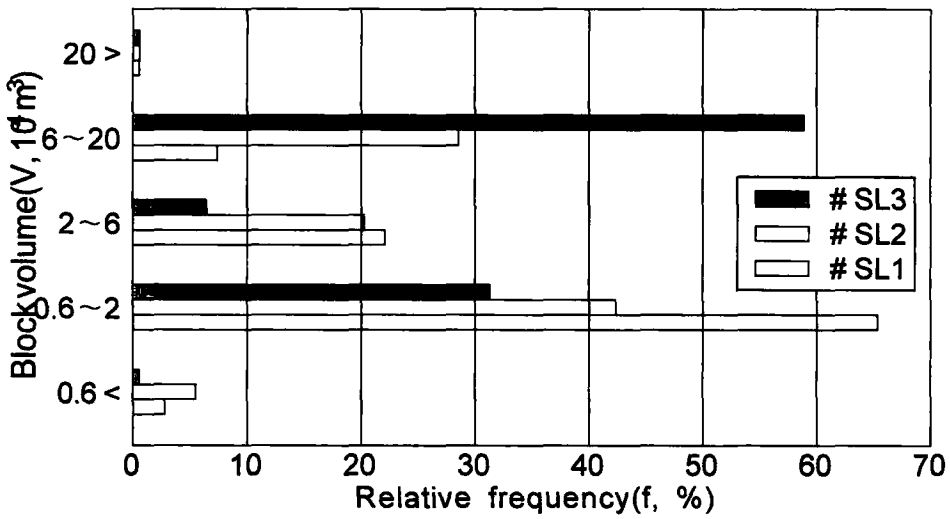


Fig. 3.4.9 블록 체적의 빈도수

표 3.4.7에서, #SL1에서 생성된 블록의 92%가 0.6m^3 이하의 소 블록, 24%가 0.2m^3 이하의 미소 블록이다. 장안 휴게소의 #SL5는 생성된 블록의 70%가 0.6m^3 이하의 작은 블록, 26%가 0.2m^3 이하의 매우 작은 블록으로 나타났다. 그런데, 시점 +1.5 km 지역의 #SL5은 0.6m^3 이하의 작은 블록이 39%이며, 0.2m^3 이하의 매우 작은 블록은 7% 정도, 0.6m^3 이상의 큰 블록이 61%로서 전반적으로 큰 체적의 블록으로 형성된 지역이다. 이와 같은 블록의 크기분포 결과는 #SL1과 #SL3 지역이 불량암반 지대로 추정되며 블록의 크기가 큰 #SL5 지역은 암반상태가 상대적으로 양호하다.

3.4.6 3-D 절리 연결 구조

블록의 체적분포로 불량암반이라고 추정되는 SL1 및 SL3 지역의 절리 연결 구조 특성을 규명하기 위하여 절리 형태를 원판형으로 가정하여 3-D 절리연결망을 모사하였다. 이를 위하여 전절에서 분석한 방향성과 간격 등의 기하학적 모수들을 사용하여 3-D 절리 빈도를 산정하였으며, 절리 크기 분포와 경험적 방향 분포를 이용하여 통계적 3-D 절리연결망을 모사하였다.

3.4.6.1 3-D 절리 빈도

절리군의 3-D 절리 빈도수(단위 체적당 원판형 절리 중심의 개수, λv)는 1-D 절리 빈도수, 절리 직경분포 및 절리 방향 분포 등을 고려하여 식(3.4.3)으로 구한다.

$$(\lambda_v)_i = \frac{4(\lambda_l)_i}{\pi E(D^2) E(\,|\,n \cdot i\,|\,)} \qquad \text{eq (3.4.3)}$$

여기서, $(\lambda_v)i$ 는 i-번째 절리군의 3-D 절리 빈도수, $(\lambda_l)i$는 i번째 절리군의 평균 법선방향의 1-D 빈도수, $E(D^2)$은 원판형 절리직경의 제곱 평균값, $E(|n \cdot i|)$는 $|n \cdot i|$의 평균, n은 절리군내 각각의 절리면의 단위 법선벡터, i는 i-번째 절리군의 평균 법선방향의 단위 벡터이다. $E(|n \cdot i|)$-값은 0~1인데 절리군내에서 각 절리의 방향이 같으면 1, 무한의 변화이면 0을 취한다.

식(3.4.3)을 적용해 SL1 및 SL3의 절리군에서 산출한 λ_v-값이 표 3.4.7이다. 3개의 절리군에서 방향 분포(표 3.4.5)는 변이성이 높은데, 이는 부분적으로 방향성 분석에 입력된 자료수가 부족하기 때문이다. 이처럼 한 절리군에서 절리방향의 높은 변이성으로 인하여 $E(|n \cdot i|)$-값이 낮게 산정되는데, 이러한 낮은 $E(|n \cdot i|)$-값에서

비현실적인 $(\lambda_v)_i$-값이 도출된다. 이 연구에서는 이와 같이 선형조사선에서 산정된 절리군을 변이성이 큰 방향분포를 보이는 절리군에서 현실적으로 타당하지 않은 $(\lambda_v)_i$의 도출을 소거시키기 위해서 E(|n·i|)의 최소치를 0.6으로 취했다.

표 3.4.7 각 절리군에 대한 3-D 절리 빈도

Scanline ID	Joint Set No.	1D-Intensity (No. of joint/m)	3D-Intensity (No. of disk center /m^3)
# SL1	1	14.31	11.35
	2	3.16	1.26
	3	2.91	0.94
# SL3	1	2.84	20.96
	2	4.06	21.49
	3	8.41	29.29
	4	7.41	10.83

3.4.6.2 3-D 절리 연결망

3-D 절리 연결망의 기하학적 속성을 통계적 과정으로 구현하려면 대상 암반에서 절리군을 구분해야 한다. 절리군 개수가 구해지면 각 절리군에 대하여 다음과 같은 절리의 기하학적 파라미터가 필요하다 :

- 단위 체적당 원판형 절리 중심의 개수(3-D 절리 빈도수)
- 방향 분포
- 원판형 절리의 크기분포
- 절리의 위치(원판형 절리의 중심)분포.

각 절리군에 대한 3-D 절리 빈도수는 전절에서 산정되었다.

이 연구에서는 절리 방향 분포의 모델링은 경험적 방향 분포를 적용하였다. 각각의 절리군에서 원판형 절리 크기는 감마분포를 적용하였다. 또한, 원판형 절리의 중심 위치를 모델링하기 위하여 포아송 분포(Poisson distribution)를 적용하였으며, 이는 각 절리군에서 절리 간격으로 음지수분포가 타당하다는 통계이론에 기초한다.

위의 통계적 모델로 불량 암반으로 여겨지는 SL1 및 SL3의 절리암반에 대하여 두 수직면이 남-북 방향과 평행한 $(8\,m)^3$의 육면체 내에 3차원 절리 연결망을 모사하였다. Fig. 3.4.10은 # SL1의 $(8\,m)^3$의 육면체에 생성된 절리 연결망을 수평으로 자른 수평면의 중앙에서 5m×5m의 사각 window에 나타난 절리 트레이스와 동-서

수직면과 남-북 수직면의 5m×5m의 사각 윈도에 나타난 절리 트레이스이다. #SL3 지역의 모사된 절리연결망은 Fig. 3.4.11과 같다.

Fig. 3.4.11의 5m×5m 수평면 윈도에서 절리군 1의 트레이스 수가 가장 많고, 절리군 2의 트레이스가 절리군 3 보다 많다. 절리군 1과 2의 평균 주향은 각각 N 5° W와 N 68° W이며, 이들의 주향이 수평 윈도(window)에 잘 반영됨을 알 수 있다. 또한, 절리군 3의 평균 주향은 N 81° W로서 낮은 경사를 보이는 아평행 절리군의 특성상 Fig. 3.4.11의 수평 윈도에서 간헐적으로 나타나고, 모든 절리군의 방향 변이성이 그림에서 주향의 변화로 반영되어 나타났다. 같은 그림에서 동-서 수직면의 중앙에서 5m×5m의 사각 윈도에 나타난 절리 트레이스를 고찰하면 절리군 1과 2의 경사는 아수직이며, 이들 절리가 수직 윈도에 교차로 나타난 트레이스 역시 아수직이다. 절리군 1과 2보다 낮은 경사인 절리군 3에 속하는 절리들은 수직 윈도와 교차되어 아평행한 트레이스 구조이다. 또한, 남-북 방향의 5m×5m의 사각 윈도 상에 나타난 절리 트레이스를 고찰하면 절리군 1과 2의 개수가 훨씬 적다. 이는 절리군 1, 2의 주향이 남-북 방향과 아평행이기 때문이다. #SL3의 절리군 1~4의 평균 주향은 각각 N 21° W, N 89° E, N 86° W 및 N 40° E이며, Fig. 3.4.11의 5m×5m 수평면 윈도에서 이들의 주향이 잘 반영되어 있다. #SL1과 같이 모든 절리군의 방향변이성이 그림에서 주향의 변화로 반영되어 나타난다. 절리망 모식도(Fig. 3.4.10~11)를 면밀히 관찰하면, #SL3의 절리연결망 밀집도가 #SL1보다 높으므로 더 불량하다. 이 결과는 현장 지질조사와 실내실험 결과도 유사하다. 이 결과는 절리연결망 모델의 타당함을 입증한다.

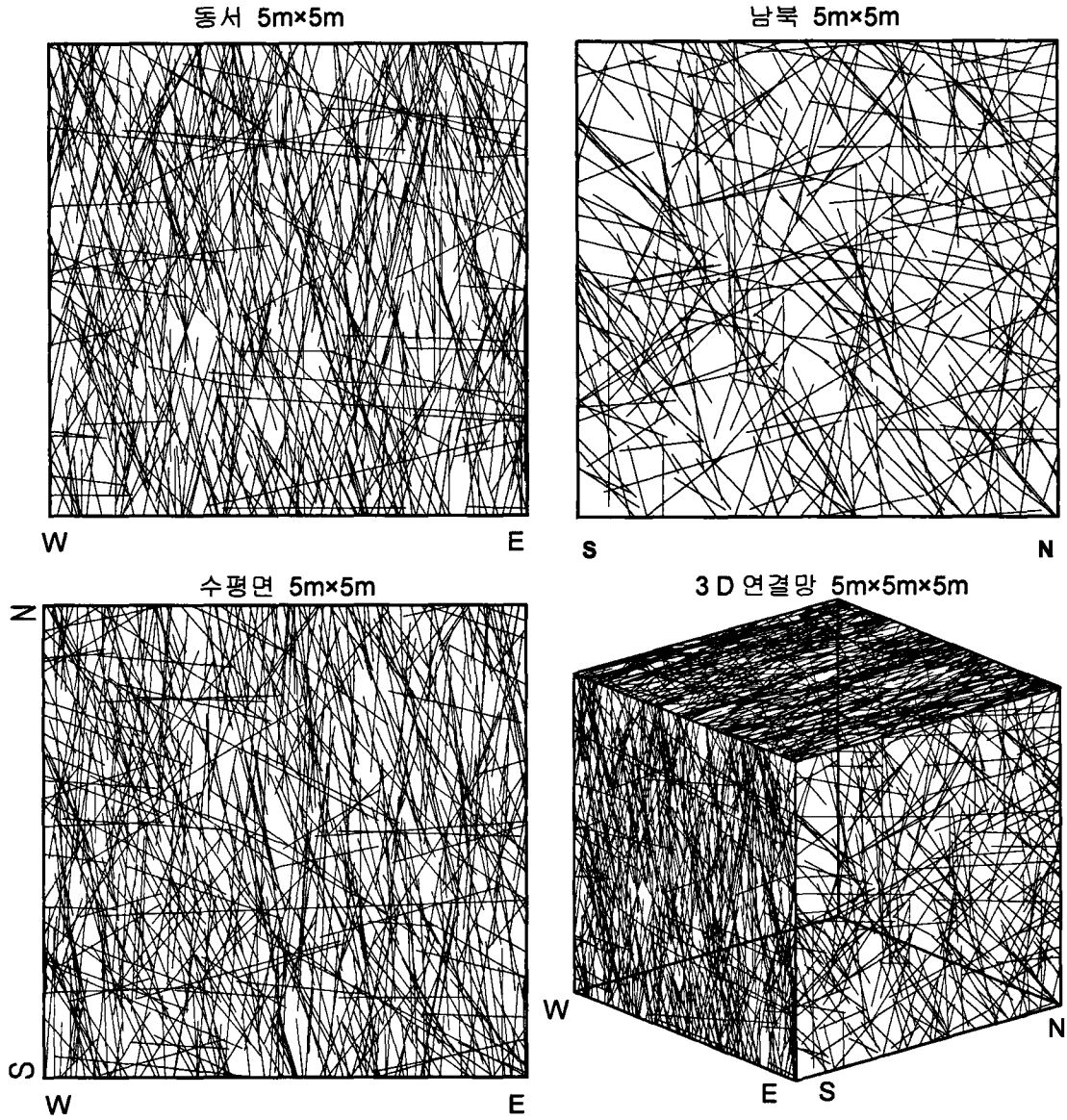


Fig. 3.4.10 통계적으로 모사된 3-D 절리 연결망(# SL1)

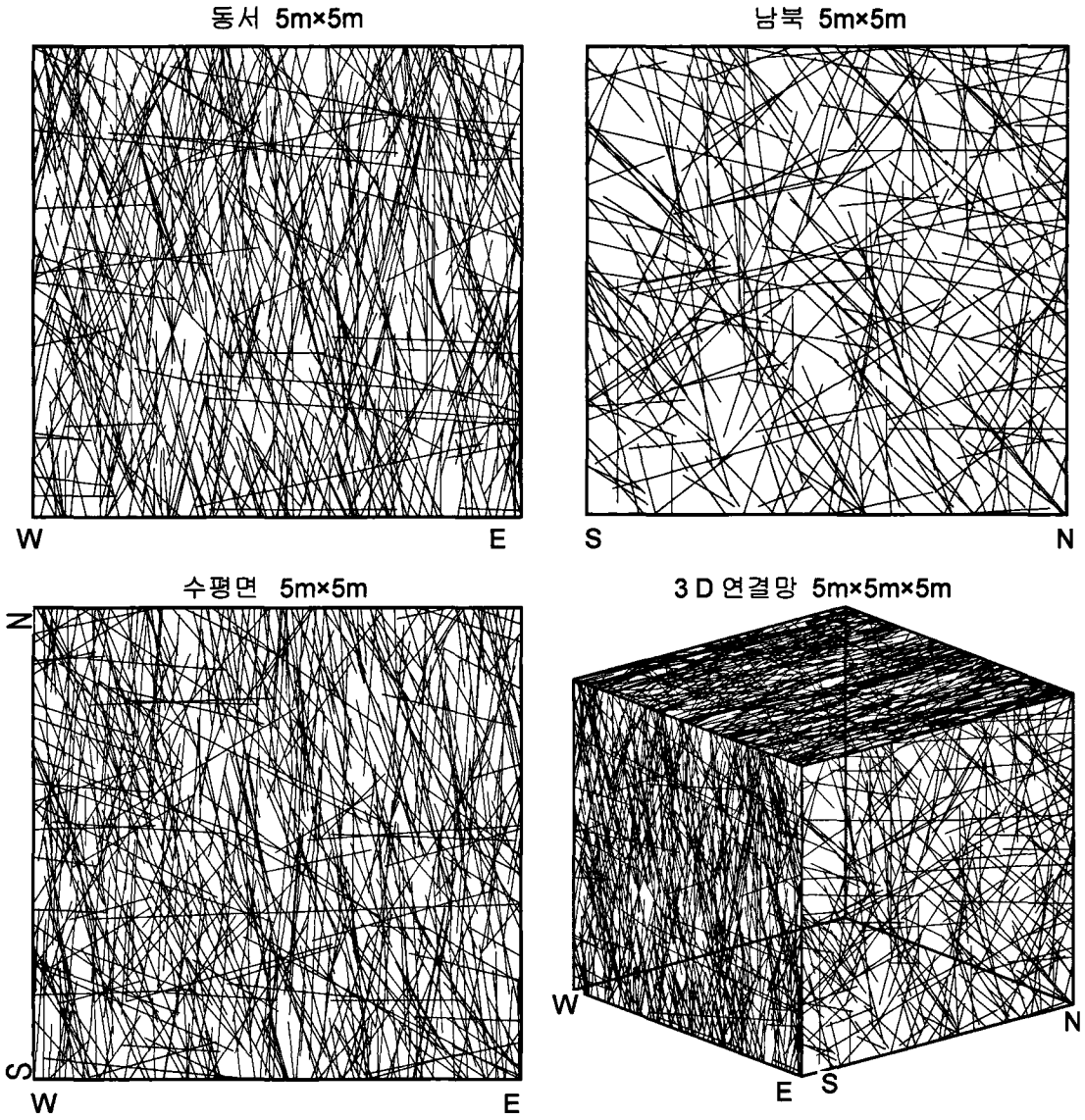


Fig. 3.4.11 통계적 모사의 3-D 절리 연결망(# SL3)

3.5. 불연속면의 역학적 특성 및 Test Block의 위치 선정

3.5.1 절리면 압축강도(JCS)

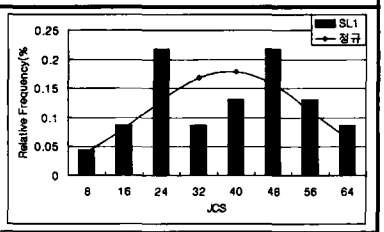
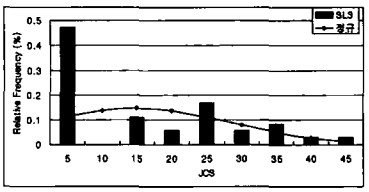
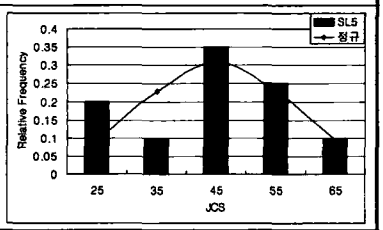
#SL1, #SL3 및 #SL3 현장 불연속면의 절리면 압축강도를 추정하기 위한 슈미트 해머 타격시험 결과는 표 3.5.1, 자료치의 확률분포 검정결과는 표 3.5.2이다.

표 3.5.1 Schmidt hammer test로 구한 절리면의 일축 압축 강도

Site No.		SL1-대운천교		SL3-장안휴게소		SL5(시점+ 1/5 km)	
Test No.	Type	S. Hammer R_N	σ_c MPa	S. Hammer R_N	σ_c MPa	S. Hammer R_N	σ_c MPa
1	joint	30/30/30	45	22/20/25	35	55/52/58	180
2	joint	16/14/17	0	13/12/14	20	50/54/54	170
3	joint	48/48/44	200	30/30/34	60	68/68/70	400
4	joint	32/32/36	125	20/16/24	32	42/44/46	110
5	joint	12/0/0	25	18/17/20	30	50/48/46	130
6	joint	32/30/30	100	29/28/30	55	42/48/46	110
7	joint	14/16/17	18	20/22/20	35	52/58/54	170
8	joint	20/18/20	28	13/13/12	22	30/28/30	44
9	joint	55/58/54	350	32/34/36	82	32/30/31	46
10	joint	42/40/40	160	12/12/13	20	40/44/46	110
11	joint	42/44/45	290	12/12/12	20	28/22/24	34
12	joint	56/56/56	320	38/36/40	86	48/50/50	140
13	joint	40/40/42	160	30/38/30	65	34/32/36	54
14	joint	34/34/32	100	30/28/30	58	34/30/28	44
15	joint	16/18/20	16	20/20/18	32	60/62/64	270
16	joint	14/12/12	22	20/22/28	40	54/58/54	170
17	joint	20/20/22	28	20/24/22	38	48/40/49	130
18	joint	32/28/30	90	40/42/48	125	52/50/54	150
19	joint	28/25/25	65	14/16/14	25	20/24/22	292
20	joint	16/16/18	40			50/52/40	140
21	joint	30/28/33	90				
22	joint	20/18/24	28				
23	joint	22/24/20	90				
$\sigma_{c(ave)}$, MPa		66.4			24.4		144.7

슈미트 해머 반발지수로 추정한 암석의 일축압축강도는 점하중 시험에 비해 신뢰성은 적지만 시험법 비교적 간단하고, 성형되지 않은 절리면에 수행하는 장점이 있다. 슈미트 해머 반발지수의 확률분포 적합성을 Kolmogorov-Smirnov(K - S) 방법으로 검증하였다. 표 3.5.2에서, 정규분포의 p-값이 모두 0.2 이상이므로 매우 타당하다. # SL1, # SL2 및 # SL3의 절리면 압축강도 추정치는 각각 66.4 MPa, 24.4 MPa 및 114.7 MPa이며, #SL1과 # SL3가 비교적 불량한 암반임을 시사한다.

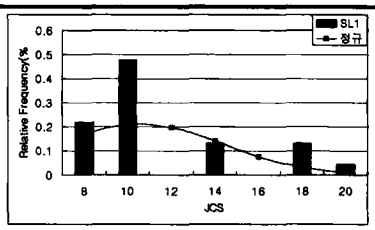
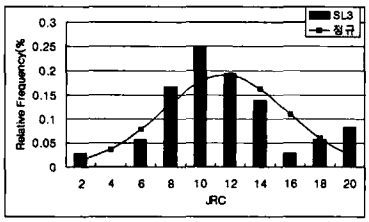
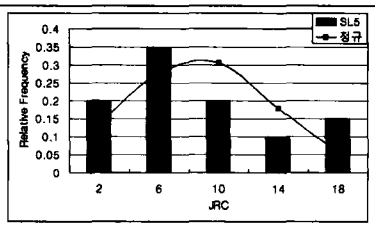
표 3.5.2 슈미트 해머 반발지수의 정규분포 적합성검증 결과

Scanline ID	측정수	S-H 반발지수		확률 분포	K-S 검정	P	분포함수
		평균	표준편차				
# SL1	23	34.6087	17.588	정규	0.0474	>0.2	
# SL3	36	12.3611	13.525	정규	0.1217	>0.2	
# SL5	20	45	12.604	정규	0.1132	>0.2	

3.5.2 절리면 거칠과 RMR

절리면 거칠계수(JRC)는 Barton & Choubey(1977)이 제시한 표준형상과 비교로 결정되는 수치인데, 여기서는 프로파일게이지로 측정했다. 불연속면에서 측정된 JRC의 통계치와 확률분포 검정은 여기서도 K - S 적합성 검증결과가 표 3.5.3이다. 정규분포의 p ≥0.2 이므로, 매우 타당하다. # SL1, # SL2 및 # SL3 지역의 절리면 JRC 평균은 각각 10.6, 10.6 및 9.0이며 이와 같은 평탄한 절리면은 RMR 산정에서는 불량한 암반에 해당된다.

표 3.5.3 JRC 대한 정규분포의 적합성 검증 결과

Scanline ID	JRC 측정수	JRC		확률 분포	K-S statistic	P	채택된 분포함수
		mean	S.D				
#SL1	23	10.57	3.72	정규	0.256	>0.2	
#SL3	36	10.61	4.14	정규	0.115	>0.2	
#SL5	20	9.00	4.88	정규	0.185	>0.2	

연구 대상 지역별로 산정된 RQD는 #SL1과 #SL3에서 각각 66% 와 35%로 나타났으며, #SL5에서 75%로 비교적 높았다.

슈미트 해머 타격시험으로 구한 1축 압축강도, RQD, 절리면 분포의 현장조사, 절리면 거칠계수(JRC) 및 실내시험 결과를 종합하여 #SL1 지역의 RMR 평가 결과는 표 3.5.4와 같다. 같은 방법으로 #SL2 및 #SL5의 RMR 평가 결과는 각각 43점 및 65 점이다. 결론적으로 조사지역 중에서 #SL3이 가장 불량하고 #SL1도 이와 유사하나 조금 튼튼한 편이다. #SL5 지역은 아주 양호한 암반 지대이다.

표 3.5.4a #SL1, #SL3 및 #SL5의 RMR 평가 결과

평가항 / 지역 No.	R1	R2	R3	R4	R5	총점	등급	상태
#SL1	7	13	8	12	7	**47**	Ⅲ	보통
#SL3	2	8	8	15	10	**43**	Ⅲ	보통
#SL5	12	17	10	18	10	**65**	Ⅱ	양호

표 3.5.4b RMR 평가 예(# SL1 지역)

분류기준			암반의 특성치 별 평점						
R1	PLST - Is(MPa)		> 10	4~10	2 ~ 4	1 ~ 2	1 <		
	UCS - σ_c(MPa)		> 250	100~250	50~100	25~50	5~25	1~5	<1
	R1 평점		15	12	7	4	2	1	0
R2	RQD(%)		90~100	75~90	50~75	25~50	< 25		
	R2 평점		20	17	13	8	3		
R3	절리면 간격(Js, cm)		> 200	60~200	20~60	6~20	< 6		
	R3 평점		20	15	10	8	5		
R4	절리면 상태	연장길이(m)	< 1	1~3	3~10	10~20	>20		
		평 점	6	4	2	1	0		
		이격 폭(mm)	밀착	< 0.1	0.1~1.0	1~5	> 5		
		평 점	6	5	4	1	0		
		거칠기	매우 거침	거 침	약간 거침	매끄러움	아주 매끄러움		
		평 점	6	5	3	1	0		
		충전물 두께(mm)	없음	견고 < 5	견고 > 5	연약 < 5	연약충전물 > 5		
		평 점	6	4	2	2	0		
		풍화도	신선함	약간 풍화	중간 풍화	심한 풍화	완전 풍화		
		평 점	6	5	3	1	0		
R5	지하수	누수량(m^3/분/10m)	0	< 10	10~25	25~125	> 125		
		절리 u(MPa)	0	< 0.1	0.1~0.2	0.2~0.5	> 0.5		
		건/습 상태	건조	습윤	젖음	소유출	대량 유출(흐름)		
	R5 평점		15	10	7	4	0		

3.5.3 Test Block 형성 후보지 선정

광역적 선구조 분석결과로 선정한 불량암반 예상지역은 과업노선 1km 200-500 용천교 부근, 1km 900 지점, 2km 500 장안천교 부근, 5km 700 장안휴게소 부근이다. 현장 지질조사와 실내실험에서, 1km 800 지점, 장안휴게소 부근, 대운천교 부근은 풍화산물인 카올린광물, 녹니석, 일라이트, 스멕타이트 등의 점토광물이 나타났고, 특히 장안휴게소 부근은 팽윤성 점토광물인 스멕타이트 함량이 높다. 이는 열수변질과 변질광물인 녹니석과 사장석의 변질이 심하며, 단층 점토는 팽창성이 높은 스멕타이트의 함량이 가장 높은 장안 휴게소 부근이 가장 불량한 암반지대이다.

표 3.5.5는 광역 선구조 분석, 현장 지질조사 및 실내실험 결과로 불량 암반으로 보이는 1km500 지점, 5km700 장안휴게소 및 8km000 대운천교 부근의 지질공학적 특성치이다.

표 3.5.5 Test block 형성 현장의 지질공학적 특성 조사 결과

조사 장소	절리 군/간격/길이 3 - D 밀도(f)				블록체적 (m^3)	JCS (MPa)	JRC –	RMR –
	군수	간격, m	길이, m	f, 개/m^3				
1km 500	4	0.71 - 2.40	1.21 - 1.76		0.930	144.7	9.00	65
장안휴게소	4	0.12 - 0.35	0.41 - 0.93	10.8 - 29.3	0.194	24.4	10.61	43
대운천교	3	0.07 - 0.34	0.27 - 1.99	0.9 - 11.4	0.069	66.4	10.57	47

1km 500 지점은 절리면 압축강도가 비교적 높고, RMR은 '보통'급이다. 이에 반해 장안 휴게소 부근과 대운천교 지역은 지질공학적으로 불량 암반이다. 특히, 장안 휴게소 부근은 대운천교보다 더 불량하며, 지질학적 관점과도 일치되는 결론이다. 따라서, # SL1(대운천교 지역)과 # SL3(휴게소 지역)이 본 연구를 위한 Test block 형성에 가장 적합한 현장이다.

3.6 Test Block 현장의 지질 및 지질공학 특성

3.6.1 Test block 현장의 지질특성

3.6.1.1 대운천교 현장

Fig. 3.6.1은 조사현장의 전경과 현장 정밀 맵핑을 수행한 SL1, SL2 및 SL3의 위치이다. 조사시점은 교각의 기초지반 터파기 완료직후이며, 현장의 노두 조사에서 암질, 단층/절리의 발달, 변질 및 풍화도 등을 파악하고, 실내 정밀 분석용 암석시료와 풍화 변질암의 점토시료를 채취하였다. 암석시료(DP 1-1, DP 1-4, DP 2-1)와 점토시료(DP 1-2, DP 1-3, DP 1-5, DP 2-2) 채취지는 Fig. 3.6.1이다.

터파기 현장은 주로 유문암질 함각력응회암류가 분포되며, 열수변질 영향으로 주로 암록색~담홍색이다. 절리의 발달이 심하고 노두의 표면이 심하게 풍화된 상태다. 주변의 단층 영향으로 절리의 발달과 파쇄 정도가 심하며, 부분적으로 열수의 영향으로 산화되어 갈색을 띠는 부분도 관찰된다. 특히, 열수변질로 급속한 풍화가 진행된 흔적이 있으며, 변질점토도 잘 관찰된다.

제작된 암석시료의 박편을 편광현미경으로 구성광물과 조직을 관찰한 결과가 Fig. 3.6.2이다. 이 사진에서, 상부 2 매는 직교니콜, 하부 2매는 개발니콜에서 관찰한 것이고, Q : Quartz, Rf : Rock fracture, Pl : Plagioclase이다. 시료 DP 1-1[Fig. 3.6.2(a))은 석영의 결정과 다양한 크기의 암편들로 구성되어 있다. 암편 및 광편들은 대부분 각력 형태를 잘 보이고, 석기는 석영, 견운모, 비정질 내지 저정질 물질이다. 이 조직으로 보아, 응회암에 해당되며, 불투명광물은 미량이다.

시료 DP 1-4[Fig. 3.6.2(b)]도 석영의 결정과 다양한 크기의 암편들로 구성되어 있고 대부분 각력 형태이며, 1차광물이 견운모와 녹니석으로 변질된 것들이 관찰된다. 세립질인 석기는 석영, 견운모, 녹니석, 비정질 내지 저정질 물질로 구성되어 있으므로 이 암석도 응회암으로 보인다. 불투명광물은 다소 포함된다. 시료 DP 2-1[Fig. 3.6.2(c)]는 석영의 작은 결정들이 나타나고, 다양한 크기의 암편들로 구성되어 있다. 변질된 장석의 가상도 나타나고, 흑운모도 가끔 관찰된다. 암편들은 대부분 각력 형태이다. 석기는 세립질인 석영, 견운모, 비정질 내지 저정질 물질로 구성되어 있다. 이 암석도 응회질암에 유사한 것으로 보인다.

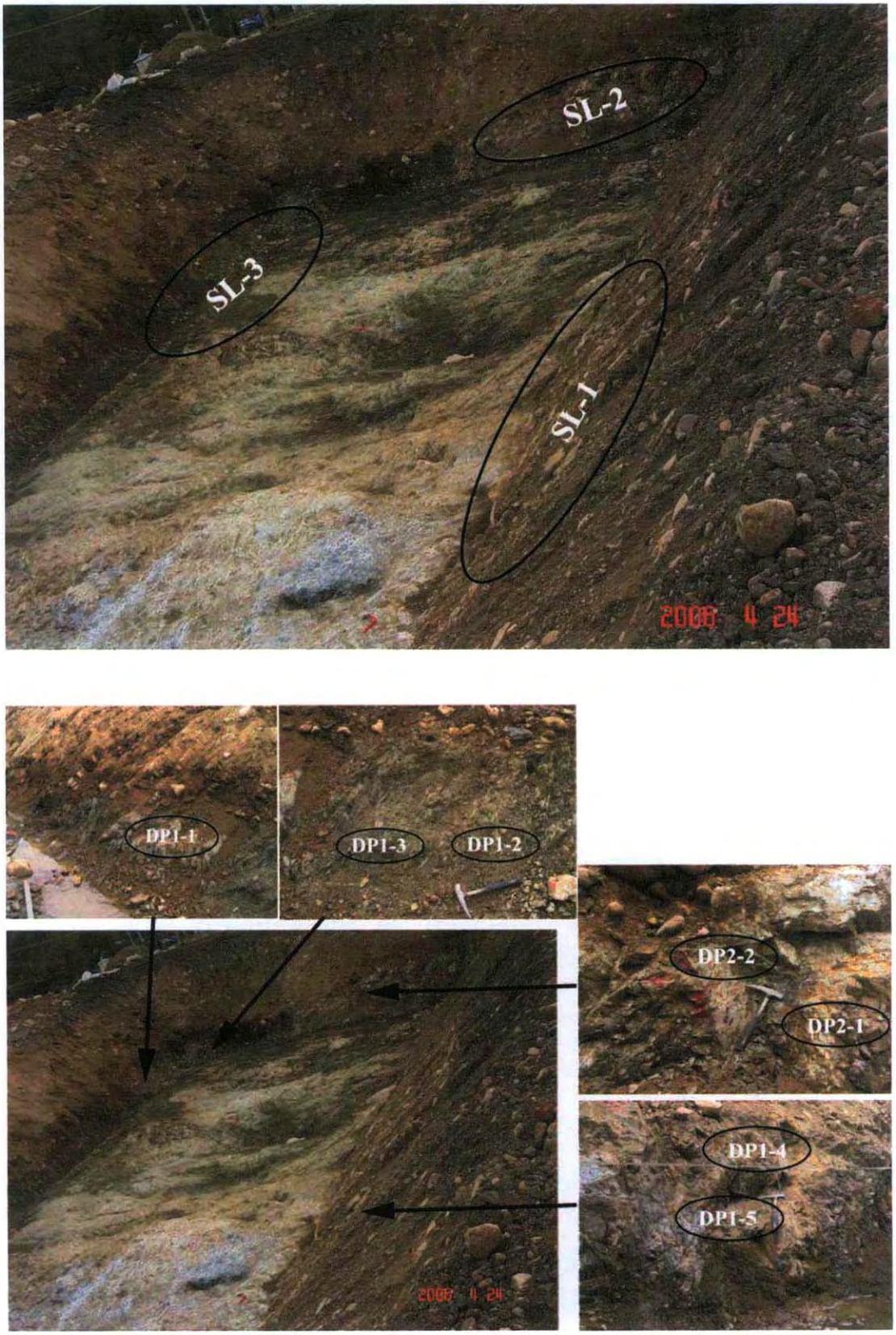


Fig. 3.6.1 조사현장 전경 및 시료 채취 위치도

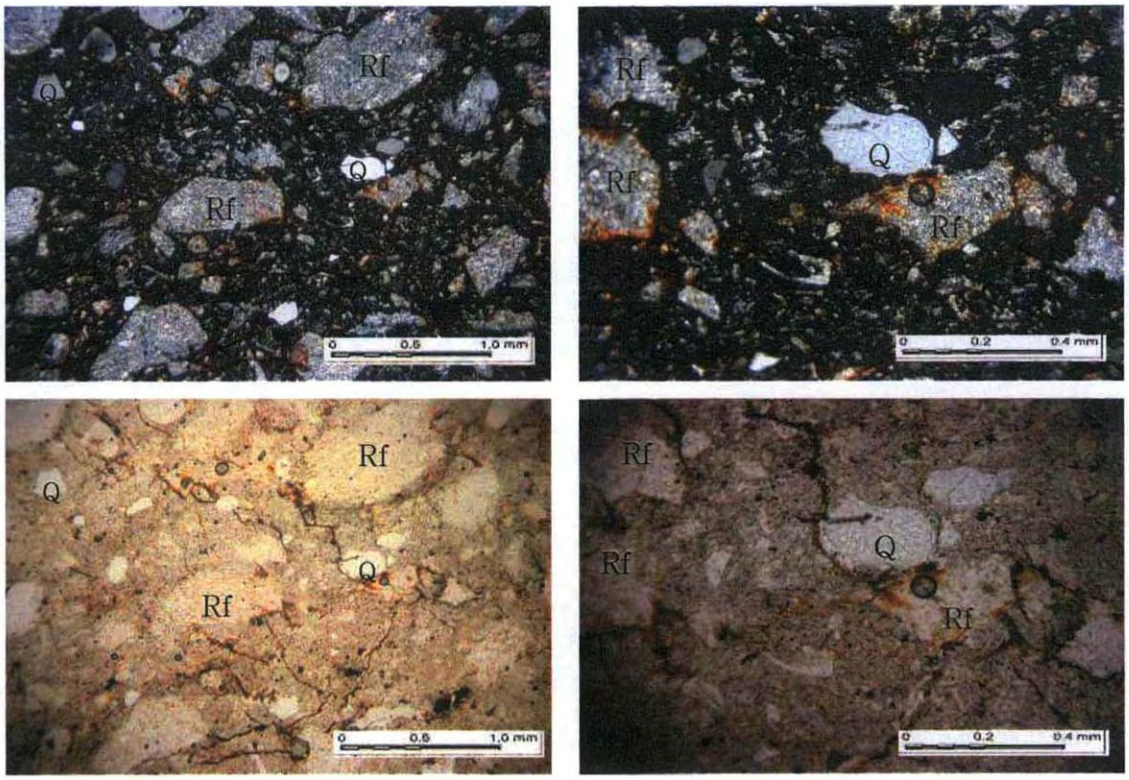


Fig. 3.6.2a 암석 시료 DP-4의 편광 현미경 사진

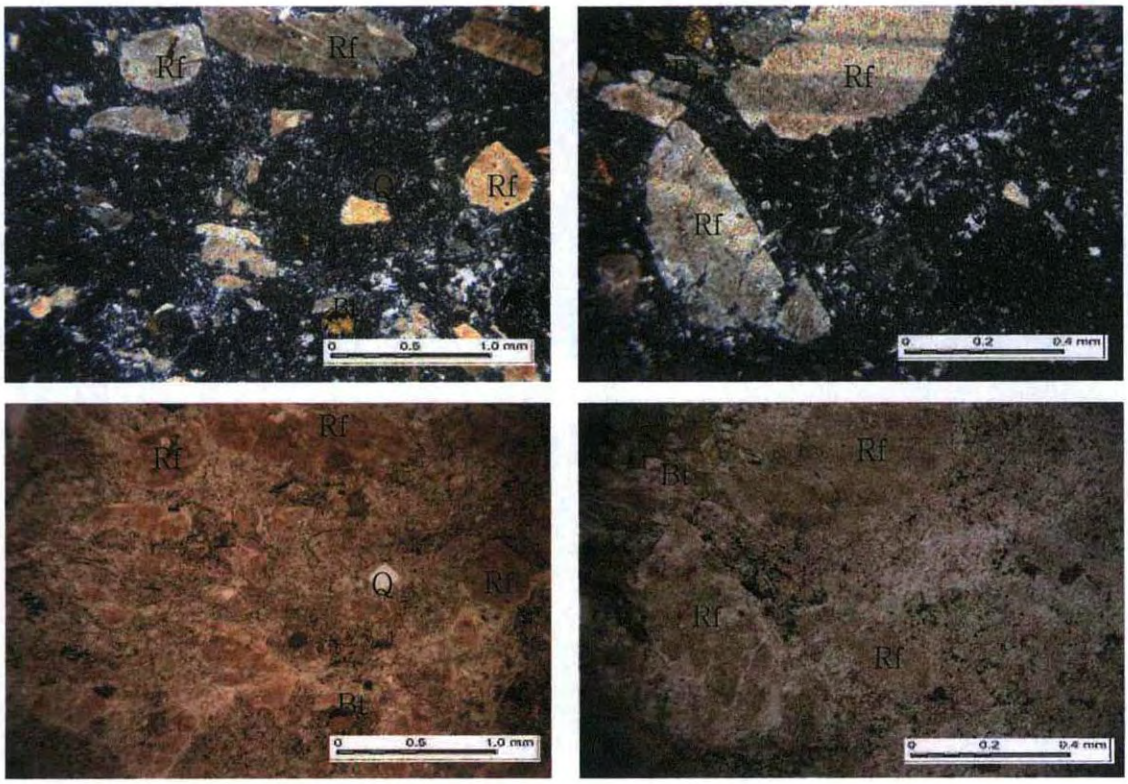


Fig. 3.6.2b 암석 시료 DP-4의 편광 현미경 사진

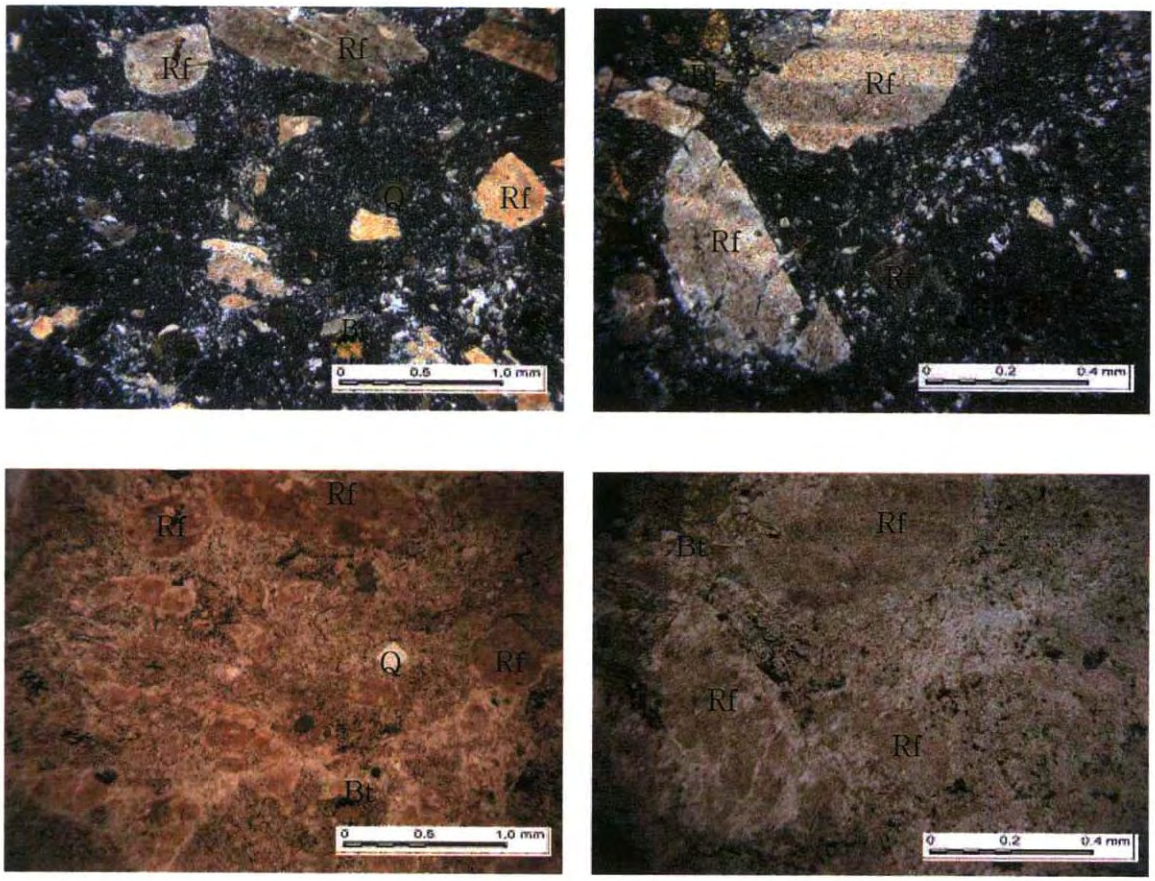


Fig. 3.6.2(c) 암석 시료 DP2-1의 편광현미경 사진.

지질공학적 암석의 풍화와 관련된 단층 및 절리구간에 협재되어 산출되는 점토광물은 침투수에 의한 팽창성으로 안정성 평가의 중요 인자이다. 특히, 점토광물의 풍화산물로 암석의 풍화정도를 추정하므로, 단층 주변암의 조성과 관련된 점토광물 함유여부와 함유량의 정량적 분석을 위해 X-선 회절분석을 실시하였다.

X-선 회절분석은 시료를 건조시키고 분쇄하여 아게이트 모르타르로 분말화 하여 그대로 분석하여 전체적 광물조성을 검토하였다. 점토시료는 점토광물의 조성검토를 위해 증류수에 분산후 원심분리기 침강법으로 2㎛ 이하의 점토분을 분리하여 정방위 시편으로 만들어 X-선 회절분석을 했다. Rigaku 社의 Geigerflex 2301의 X-선 분말 회절장치에서, CuKα선과 Ni-filter로 X-선을 사용하였다. 측정조건은 전압 30 kV, 15 mA, scan speed 2° 2Θ/min, 시정수 1 sec, slit 1°~ 0.3mm ~ 1°이다. 2 ㎛ 이하의 점토분에 포함된 점토광물은 에칠렌글리콜 처리 및 가열처리 등으로 식별하였다.

Fig. 3.6.3은 X-선회절분석 결과이며, 구성광물은 표 3.6.1에 제시했다. 점토시료

의 X-선회절 분석결과 회절선은 Fig. 3.6.4이다. 2㎛ 이하의 점토입자로 분리한 시료의 X-선회절 분석결과의 회절선은 각 시료별로(Fig. 3.6.5~ 3.6.8)에 나타나며, 이들의 광물성분은 표 3.6.2와 같다.

2㎛ 이하의 점토분으로 분리한 시료 DP 1-2는 무처리에 15.7Å의 회절선이 에칠렌글리콜 처리에서 17.3Å으로 팽창되고 550℃ 가열시 10Å으로 수축되는 것으로 보아 팽윤성 점토광물인 스멕타이트임을 알 수 있다. 그리고, 무처리의 10.1Å은 일라이트로 보이며, 9.61Å은 불석광물인 로먼타이트로 사료된다. DP 1-3 시료도 무처리에 15.7Å의 회절선이 에칠렌글리콜 처리에서 17.3Å으로 팽창하는 스멕타이트가 다량 함유되었음을 알 수 있다. 여기서도 10Å의 일라이트가 소량 수반된다. DP 1-5 시료에서 무처리에 10.1Å으로 보이고 에칠렌글리콜과 가열처리에 거의 변화가 없는 일라이트가 다량 함유되어 있다. 여기서도 무처리에 16.2Å의 회절선이 에칠렌글리콜 처리에서 17.3Å으로 팽창하는 팽윤성 점토광물인 스멕타이트가 소량 수반된다. DP 2-2시료도 15.7Å의 회절선이 에칠렌글리콜 처리에서 18.4Å으로 팽창되고 550℃ 가열에서 10Å으로 수축되는 스멕타이트가 다량 함유된다. 이 4개의 점토시료는 함량의 차이는 있으나 지반안정성에 영향을 미치는 팽윤성 점토광물인 스멕타이트가 수반되는 것이 특징이다.

표 3.6.1 암석 및 점토시료의 X-선회절 분석 결과

광물 / 시료 #		석영	사장석	K-장석	운모	일라이트	스멕타이트	녹니석	카올린광물	로먼타이트
암석	DP1-1	+++			+	++				
	DP1-4	+++			+	++		++		
	DP2-1	+++	++	+	+					
DP 1-2		++				+	++		+	++
DP 1-3		++				+	+++			
DP 1-5		++				+++	+			
DP 2-2		++	+			+	+++			+

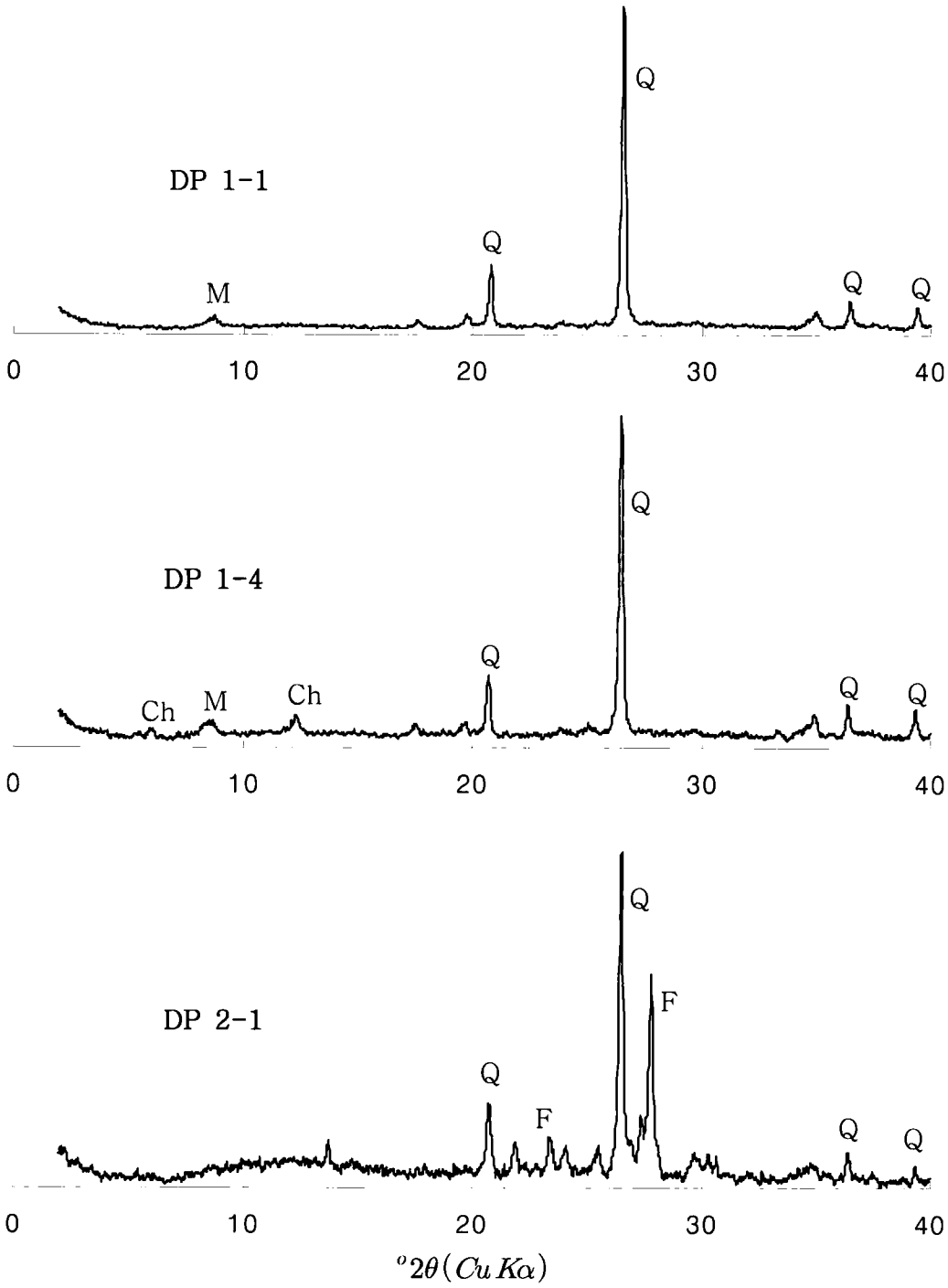


Fig. 3.6.3 암석시료의 X선 회절분석 결과

N.T-무처리 E.G-에칠렌글리콜 처리, 550℃-가열처리

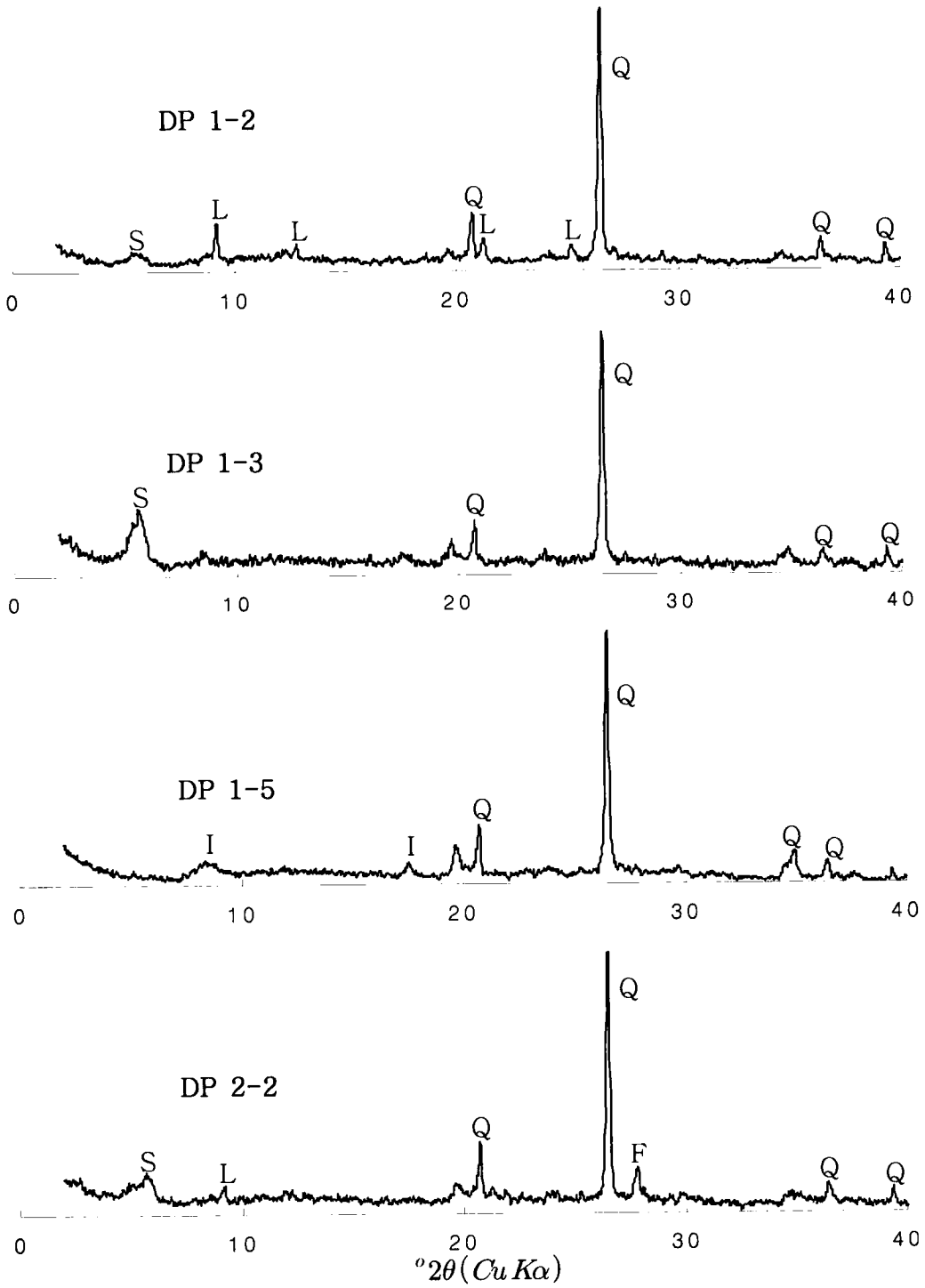


Fig. 3.6.4 점토시료의 X-선 회절분석 결과

N.T-무처리 E.G-에칠렌글리콜 처리, 550℃-가열처리

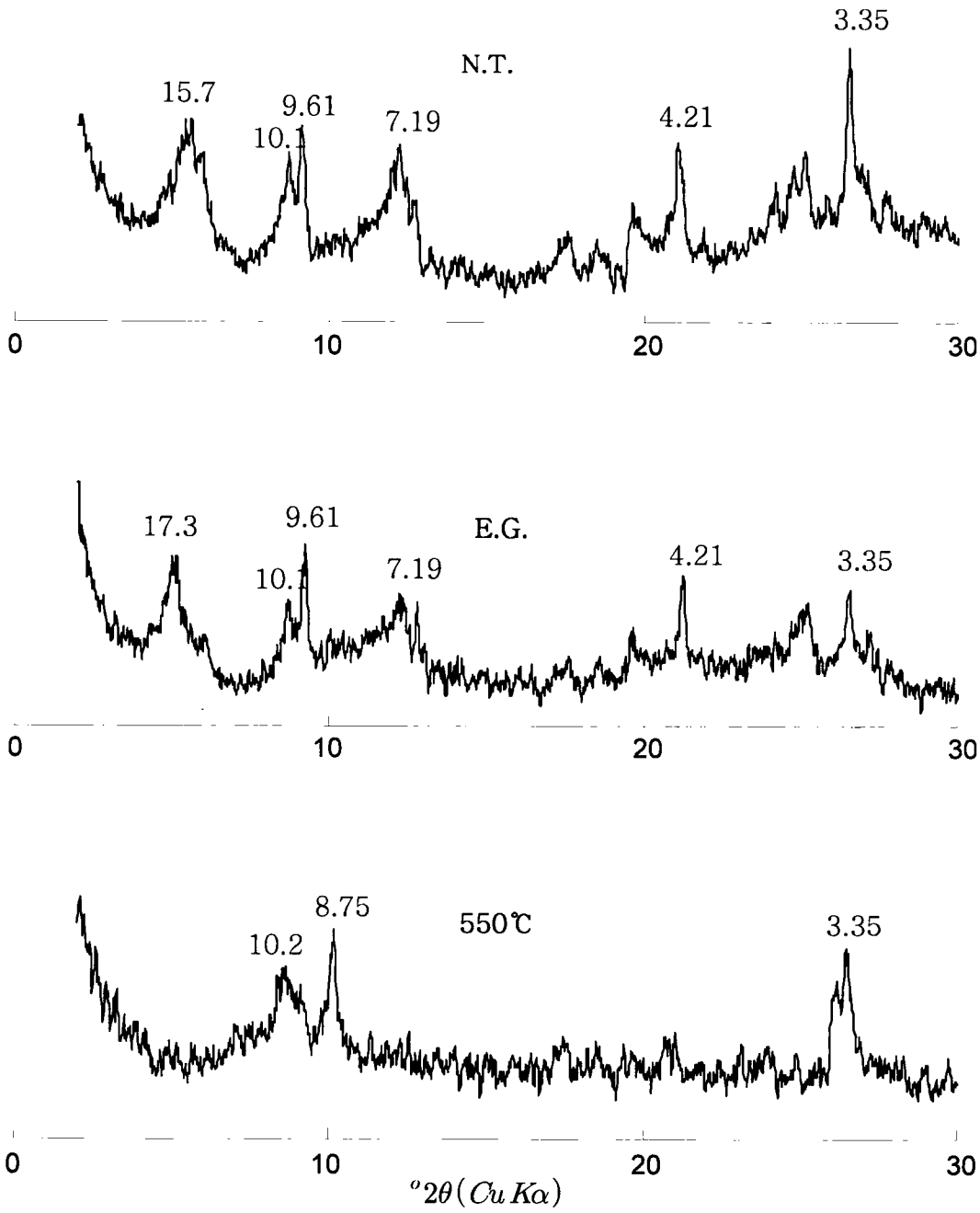


Fig. 3.6.5 시료 DP 1-2의 점토분리 후 X-선 회절분석 결과

N.T-무처리 E.G-에칠렌글리콜 처리, 550℃-가열처리

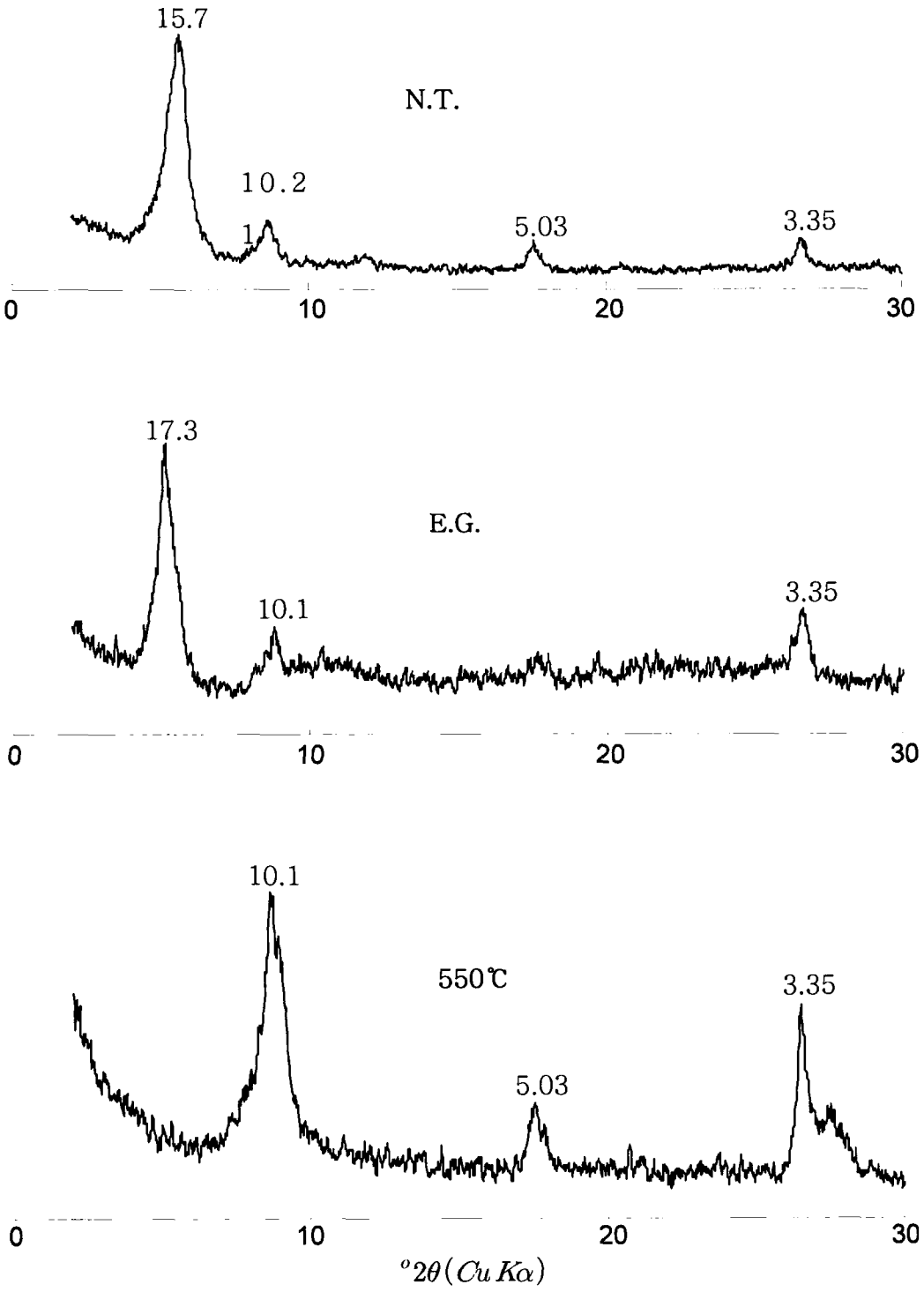


Fig. 3.6.6 DP 1-3 시료의 점토 분리 후 X-선 회절분석 결과

N.T-무처리 E.G-에칠렌글리콜 처리, 550℃-가열처리

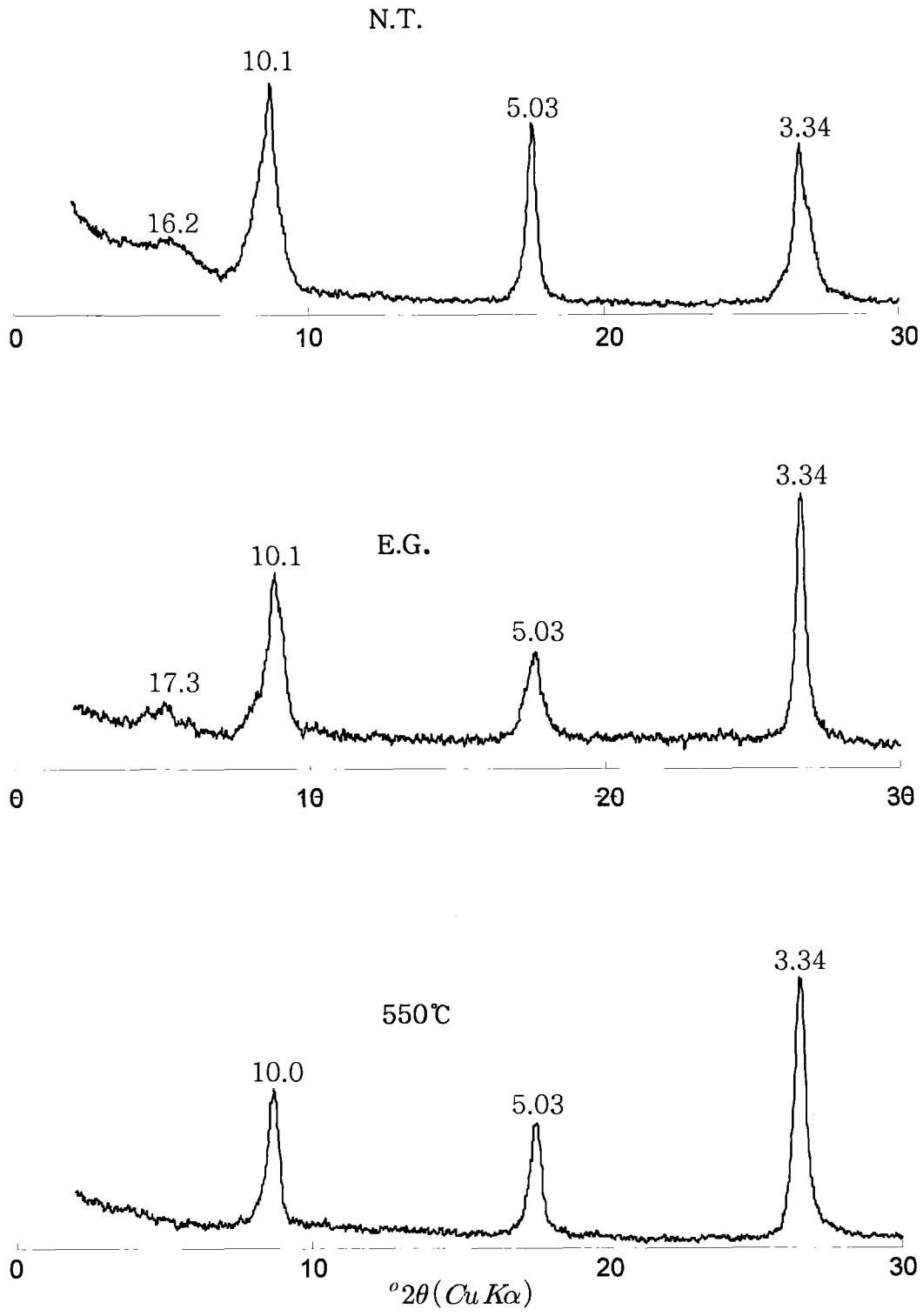


Fig. 3.6.7 시료 DP 1-5의 점토분리 후 X-선 회절분석 결과

N.T-무처리 E.G-에칠렌글리콜 처리, 550℃-가열처리

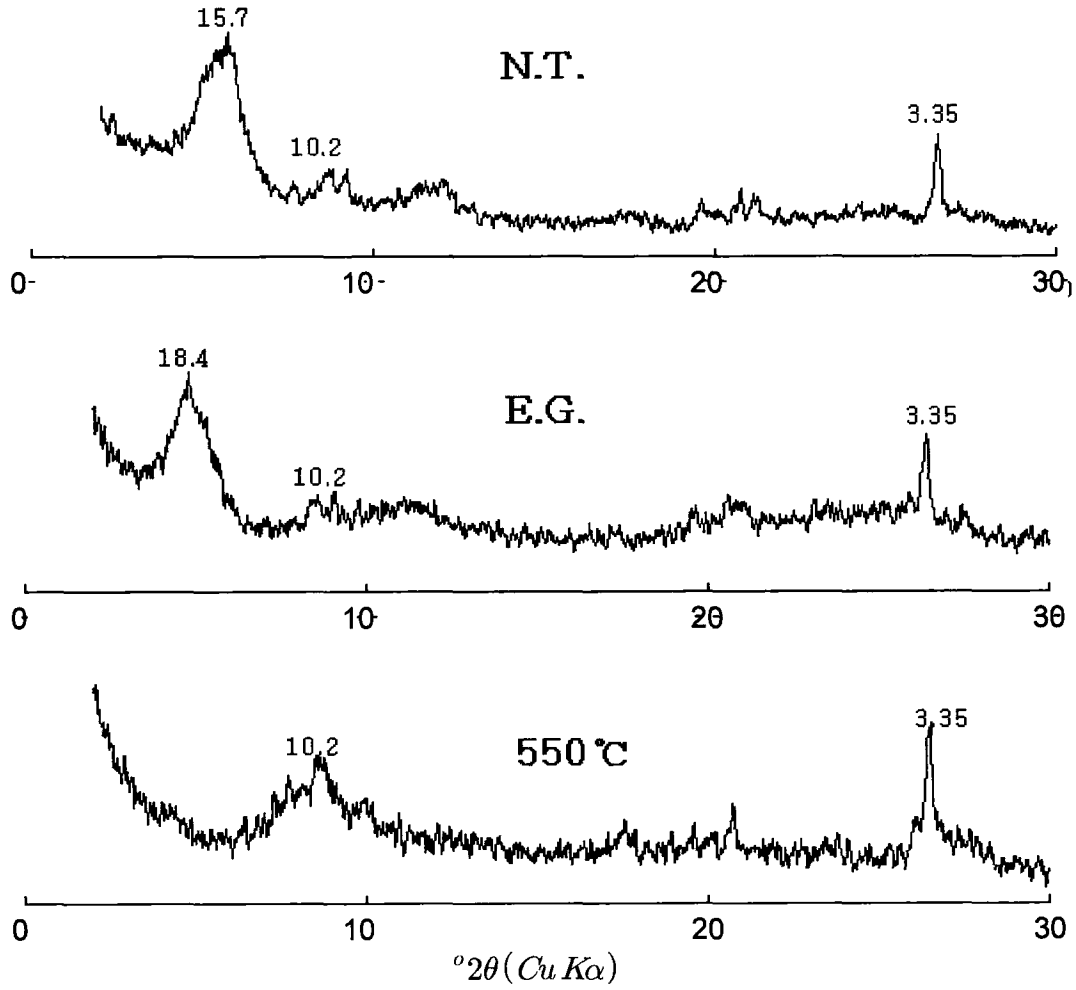


Fig. 3.6.8 시료 DP 2-2의 점토분리 후 X-선회절 분석 결과
N.T-무처리 E.G-에칠렌글리콜 처리, 550℃-가열처리

건조시킨 점토시료를 분말로 만들어 X-선 형광분광분석 장치(XRF)[Philip 社 model PW2400]를 이용하였다.

Test block에서 채취한 시료의 주 화학성분 분석결과는 표 3.6.2이다. 시료의 모두의 SiO_2 성분은 71~75%로서 유사하게 다량 함유되므로, Test block 형성 현장은 유문암질암에 해당된다. DP 1-4는 Fe가 약간 많고, DP 2-1는 Na의 함량이 약간 많은 것 이외에는 다른 화학성분들도 매우 유사하다. 전술한 박편관찰에서 DP 1-4에 불투명광물이 약간 많으므로 이것과 관련된 것으로 생각된다. DP 2-1는 X-선 회절분석 결과에서 다른 시료와 달리 사장석이 함유되는 것으로 보아 Na의 함량은 사장석에 기인하는 것으로 사료된다.

이 현장의 암석시료는 석영이 다량 포함되며, DP 2-1시료는 사장석과 K-장석이 모두 포함된다. 그 외에 운모, 일라이트, 녹니석 등이다. 암석시료에서 점토시료로 갈수록 장석의 X-선 회절선 강도가 급격한 감소경향이고, 석영은 거의 변화가 없다. 점토광물인 카올린광물과 스멕타이트가 풍화토일수록 증가되는 경향이다. 풍화도에 따라 사장석과 정장석의 감소가 점차적으로 잘 나타난다.

점토세맥의 존재 유무는 동일 강수량에서 지반에 미치는 영향의 모사 연구에서, 점토세맥이 있는 곳은 지하수면이 급격히 상승되므로, 지반이 불안정해질 수 있다.

표 3.6.2 암석 시료의 주 화학성분 분석 결과

성 분	DP1-1	DP1-4	DP2-1
SiO_2	75.14	71.35	71.88
TiO_2	0.30	0.39	0.31
$Al2O_3$	14.53	15.38	14.56
Fe_2O_3	2.85	5.83	2.09
MnO	0.04	0.06	0.03
CaO	0.52	0.56	0.87
MgO	0.32	0.41	0.53
K_2O	3.57	3.19	4.30
Na_2O	0.08	0.12	3.65
P_2O_5	0.07	0.09	0.06
LOI	2.18	2.13	1.25
total(wt, %)	99.60	99.51	99.53

LOI : 작열감량, Fe_2O_3 : total Fe

Test block 형성 현장의 모암은 풍화변질 산물로 일라이트와 녹니석 등이 주로 포함되지만, 풍화변질이 더 심한 점토시료는 스멕타이트와 로먼나이트가 다량 함유되는 차이가 있다. 스멕타이트는 열수/풍화작용으로 생긴 점토광물이며, 로먼나이트도 열수변질로 생성되는 광물로 알려져 있다. 스멕타이트가 풍화작용 산물이라면, 모암에 거의 일률적으로 생성될 것이다. 그러나, 이곳은 스멕타이트 생성 부분과 그렇지 않은 부분이 혼재되어 있다. 열수작용의 영향은 풍화작용에 비해 국지적으로 변질될 수 있으므로 열수작용 결과일 것이다. 스멕타이트는 물을 함유하여 팽창성이 큰 광물이다. 화강암지역의 지반변형 요인으로 스멕타이트의 존재가 지적된 바 있다 (Yasuoka et al., 1995).

3.6.1.2 장안휴게소 현장

장안 휴게소에 Test block을 형성하여 DSST and UCST를 수행하고 남은 파편으로 지질공학적 특성을 조사했다. Fig. 3.6.9는 조사 현장 전경이다. 타원으로 표시된 부분은 정밀 맵핑을 실시한 # SL1 및 # SL2의 위치이다. 조사시점은 휴게소부지에 ㄴ-자로 트렌치를 파서 맵핑을 수행했으며, 현장의 노두 조사로 암질, 단층 및 절리의 발달, 변질 및 풍화 정도 등을 파악했으며, 실내 정밀 분석을 위해 암석 시료와 풍화 변질암에서 점토시료를 채취하였다.

현장은 주로 유문암류가 분포되고, 열수변질의 영향으로 주로 백색~담홍색이다. 단층의 영향으로 절리의 발달과 파쇄 정도가 심하며, 부분적으로 열수 영향으로 산화되어 적색을 띠기도 한다(Fig. 3.6.10a). 열수변질 영향이 적은 노두는 암록색으로서 장석 반정이 잘 관찰된다(Fig. 3.6.11b). 열수변질로 산화된 안산반암은 갈색이다(Fig. 3.6.10c). 특히, 단층 및 절리의 발달이 심하고, 단층 점토도 잘 관찰된다(Fig. 3.6.10d).

현미경 관찰에서, 암산암질암은 반상조직이며, 반정으로 자형~반자형의 장석과 석영이 관찰된다(Fig. 3.6.11). 열수의 영향으로 장석이 심하게 변질되었고, 변질광물인 녹니석도 주변부가 풍화된 양상을 나타낸다(Fig. 3.6.10a). 녹니석 주변의 불투명



Fig. 3.6.9 Test Block 현장전경 및 정밀 맵핑 위치도



(a) (b)



(c) (d)

Fig. 3.6.10 장안휴게소 부근 노두사진

광물은 황철석으로 판단되며, 일부는 산화되어 철산화광물(갈철석)을 형성하기도 한다(Fig. 3.6.10b).

휴게소 지역에 형성한 Test block의 풍화산물에 대한 X-선 회절 분석결과는 Fig. 3.6.12-3.6.18이다. 시료의 대부분이 팽윤성 점토광물인 버미큘라이트로 보아 Test block은 고도로 풍화되었음을 알 수 있다.

Test block의 주 화학성분 분석결과는 표 3.6.3이다. 모든 시료에서 SiO2 성분은 65.6~68.4%로 유사하게 함유된다. 따라서 이 곳의 암석은 안산암질암에 해당된다. 또한, 대부분의 다른 화학성분들도 서로 매우 유사하게 나타났다.

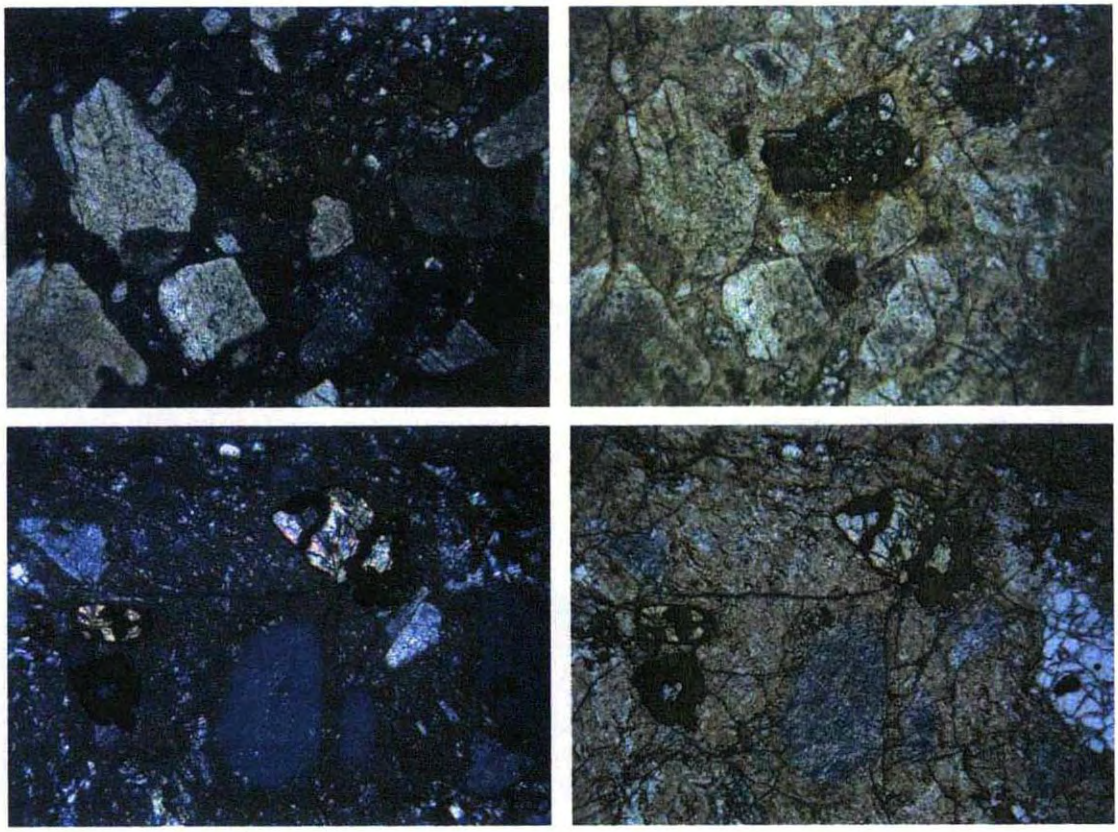


Fig. 3.6.11 휴게소지점 암산암질암의 현미경 사진(×40)

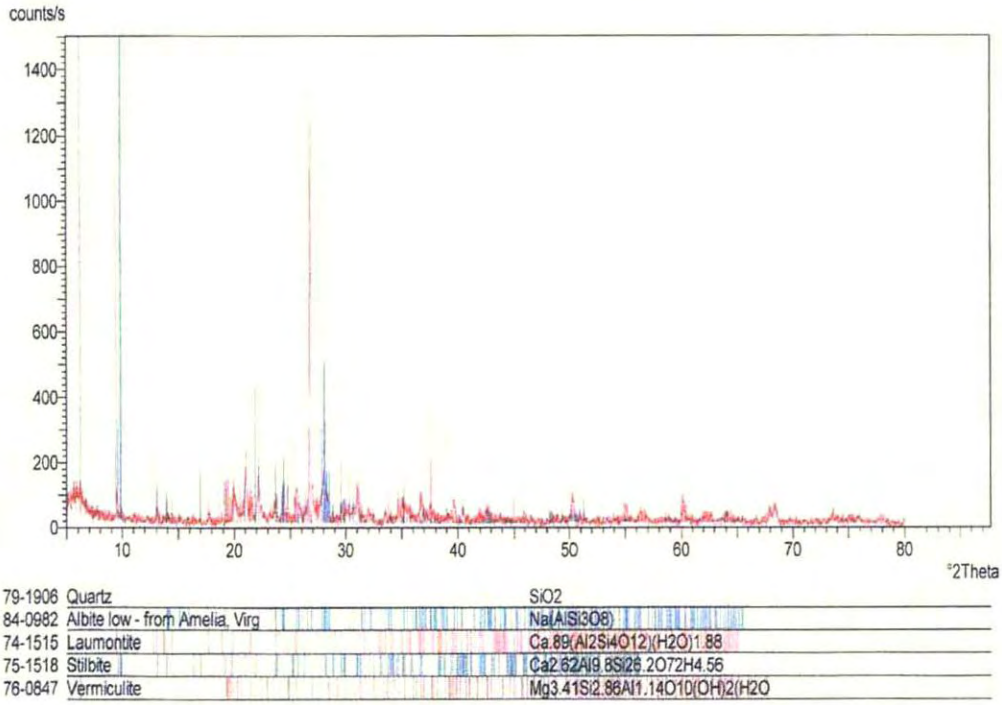


Fig. 3.6.12 JR-SF-1-1 시료 X-선 회절분석 결과

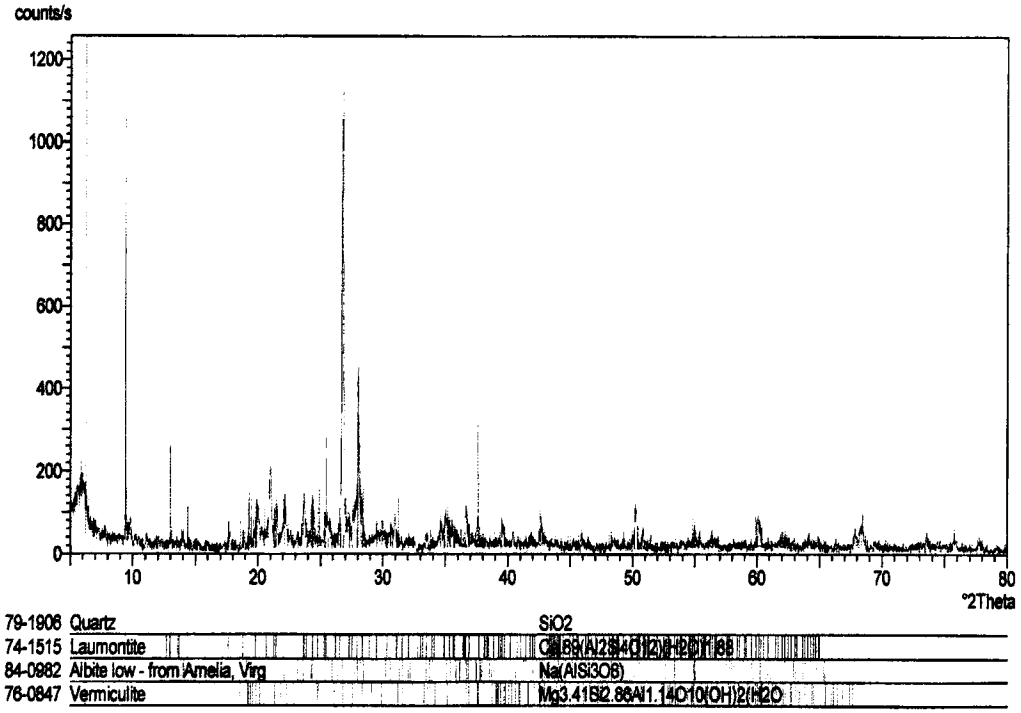


Fig. 3.6.13 JR-SF-1-2 시료 X-선 회절분석 결과

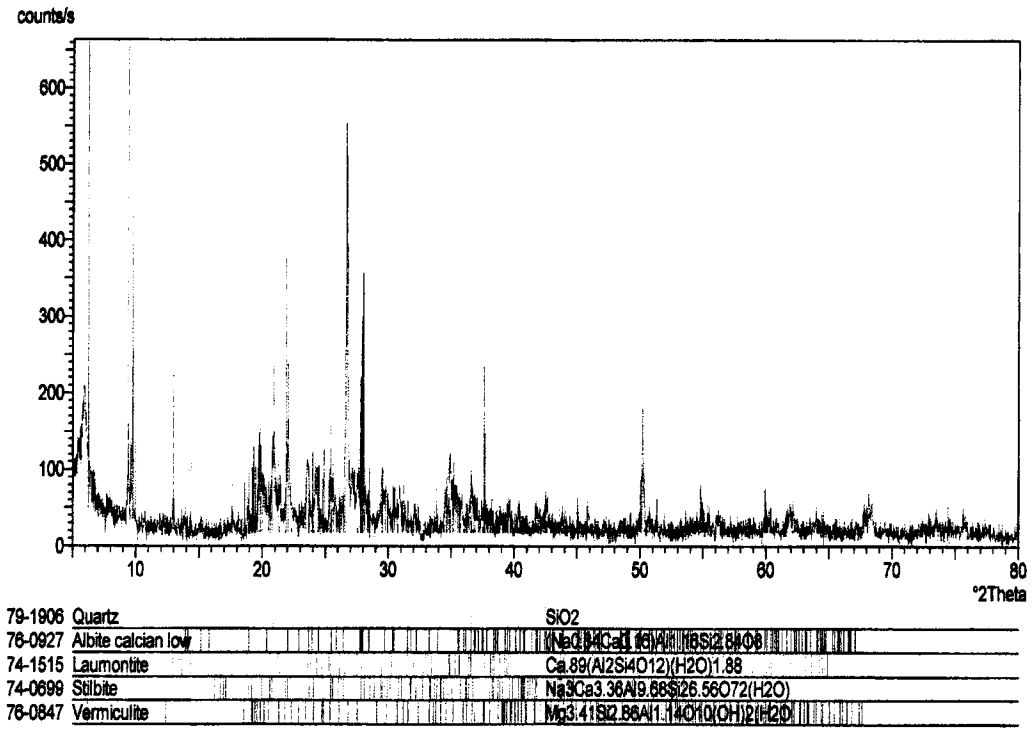


Fig. 3.6.14 JR-SF-2-1 시료 X-선 회절분석 결과

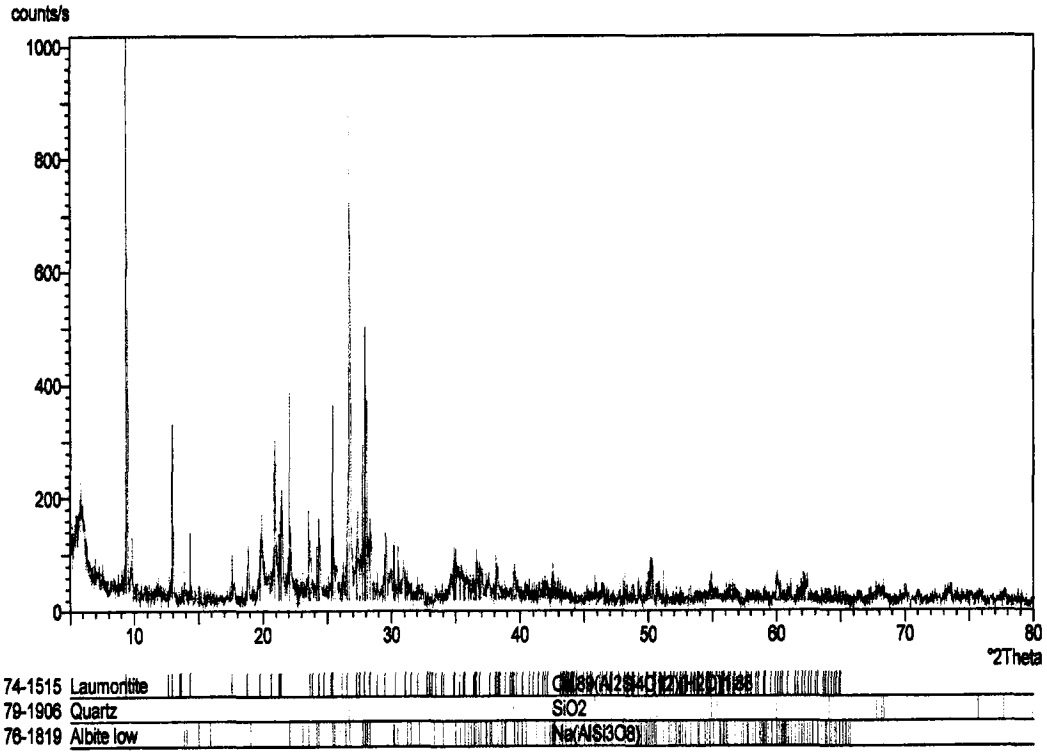


Fig. 3.6.15 JR-SF-2-2 시료 X-선 회절분석 결과

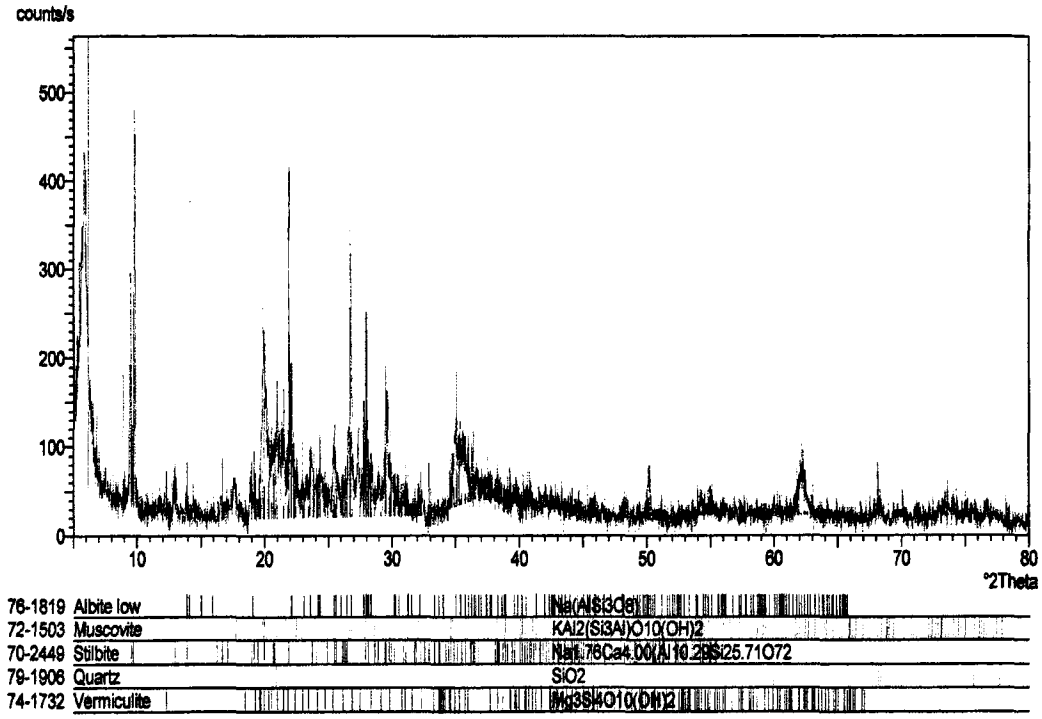


Fig. 3.6.16 JR-SF-3 시료 X-선 회절분석 결과

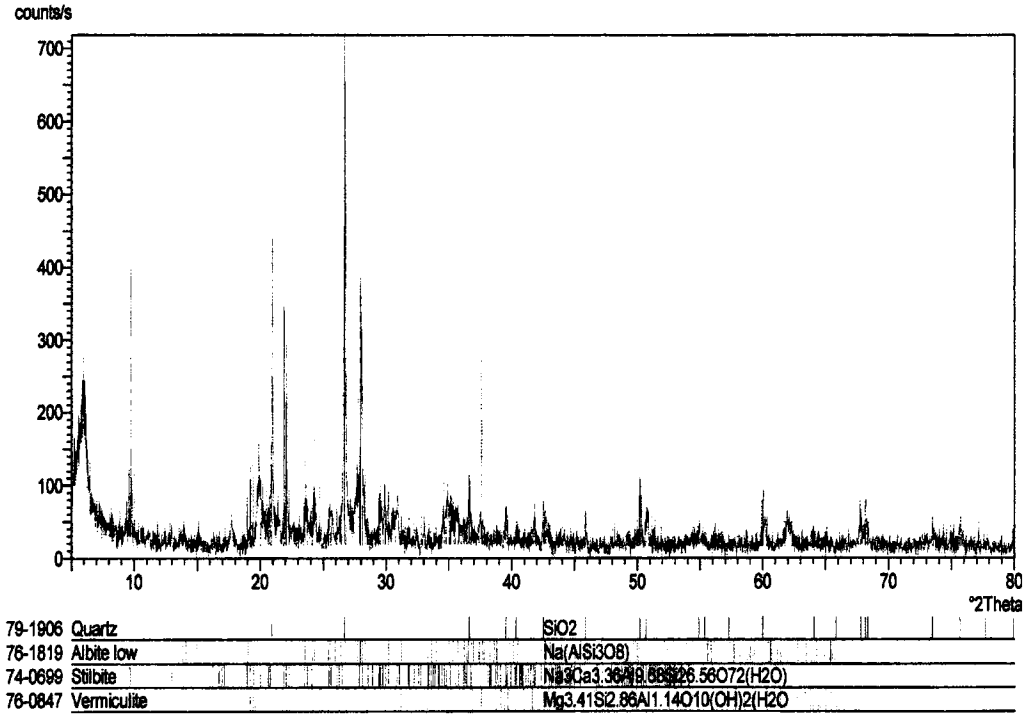


Fig. 3.6.17 JR-SF-4 시료 X-선 회절분석 결과

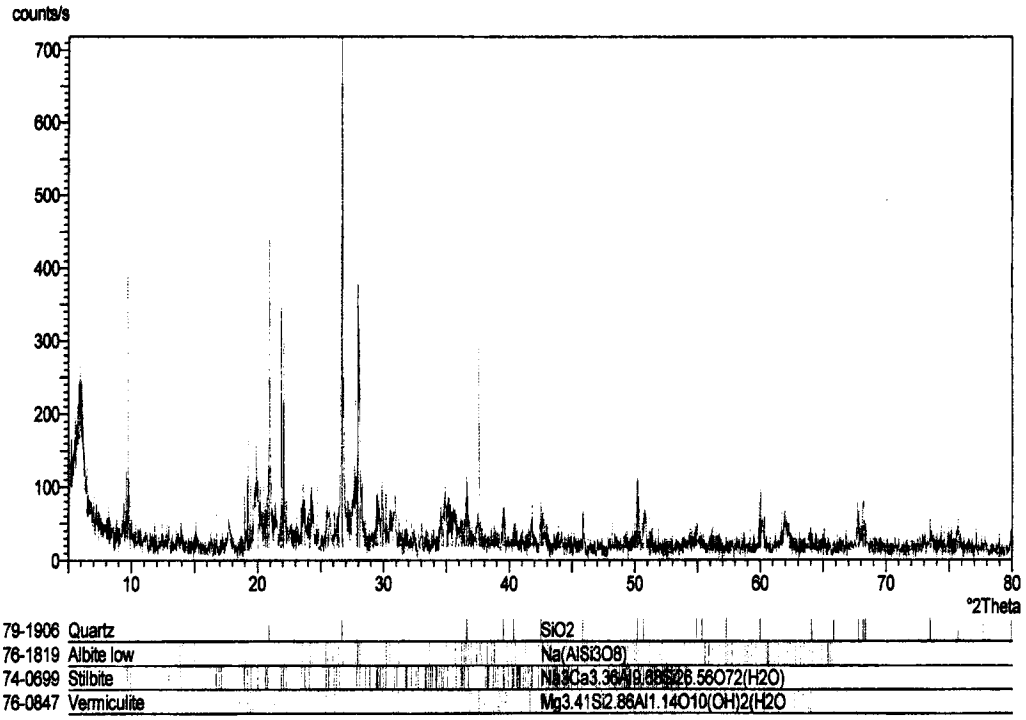


Fig. 3.6.18 JR-SF-5 시료 X-선 회절분석 결과

표 3.6.3 암석 시료의 주 화학성분 분석 결과

성 분	JR-SF-1	JR-SF-2-1	JR-SF-2-2
SiO2	65.56	66.17	68.36
Al2O3	15.20	15.33	14.68
TiO2	0.44	0.42	0.43
Fe2O3	3.80	3.56	3.47
MnO	0.15	0.12	0.09
MgO	0.95	0.77	0.72
CaO	3.28	2.92	2.33
Na2O	3.51	3.34	4.02
K2O	2.43	2.94	3.25
P2O5	0.11	0.10	0.11
LOI	4.30	4.01	2.11
Total	99.74	99.68	99.57

LOI : 작열감량, Fe_2O_3 : total Fe

3.6.2 Test block 현장의 불연속면 분포특성

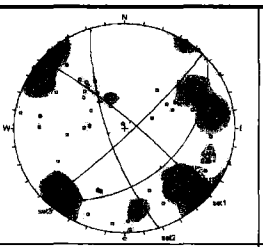
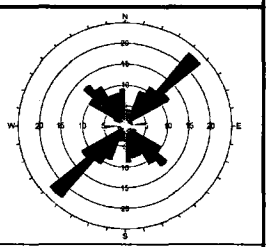
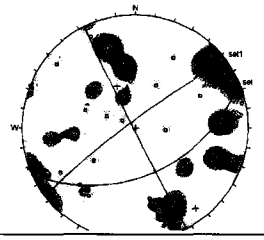
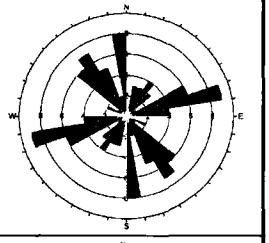
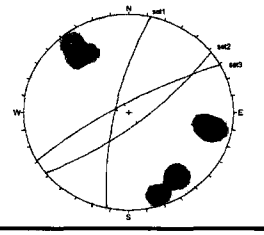
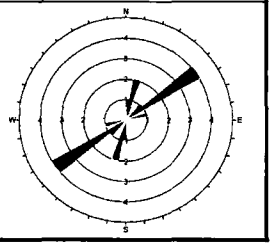
3.6.2.1 대운천교

(1) 불연속면의 방향성(orientation)

선형 조사선 자료에서 절리군 구분은 클러스터링 알고리즘(Shanley & Mahtab, 1976, Mhatab & Yegulalp, 1984)을 적용하여 절리면 법선 벡터의 밀집점(dense points)을 확인하고, 최적의 절리군 수를 구분하는 목적함수(objective function)에 따라 절리군을 분석할 수 있다. 다만, 현장조사 자료의 변화가 심하면, 이 알고리즘의 수학적 목적함수로 절리군 개수의 구분이 곤란하므로, 최적 절리군 개수의 도출은 목적함수 이외에 연구자의 지질공학적 경륜이 요구된다. 대상 지역의 선형조사선 자료에서 클러스터링 알고리즘으로 구분된 3 ~ 4개의 절리군이 표 3.6.4이다.

Fisher 분포의 적합성 검증결과, 절리군은 Fisher 및 Bingham 분포 모델이 통계적으로 적합하지 않았다. 이 결과는 Fisher & Bingham 분포가 연구지역의 절리군에서 통계분포로 채택할 수 없음을 시사한다. 이처럼 기존의 이론적 확률분포로 해석되지 않는 절리군의 방향분포 모델링은 방향 편향 보정후 보정 상대빈도로 경험적 방향 분포(empirical orientation distribution)를 이용할 수 있다.

표 3.6.4 불연속면의 방향성 분석 결과

	불연속면		평균방향(°)		Clustering & Rose Diagram	
	Set	갯수	Dip dir.	Dip		
# SL1	1	28	41	80		
	2	38	252	72		
	3	66	135	83		
	4	14	138	37		
# SL2	1	23	323	82		
	2	31	243	88		
	3	17	156	44		
# SL3	1	3	282	75		
	2	3	141	75		
	3	3	331	79		

(2) 불연속면의 간격(spacing)

선형 조사선도에서 산출한 불연속면 간격의 확률분포는 K-S 검정결과, 표 3.6.5에서 음지수, 감마 및 대수정규 분포가 p >0.2로서 타당하다. 불연속면의 간격분석은 대체로 유한 길이의 조사선으로 불연속면의 평균 간격과 1-D빈도(1/간격)를 산출하는데, 조사선의 길이 산출의 오류는 eq.(3.6.1)으로 보정한다(Sen & Kazi, 1984). 여기서, E(x)는 유한 선형조사선 길이(L)의 평균 절리간격, μ는 가정한 조사선의 평균 절리간격이다. 절리간격을 음지수분포로 가정하고 관측 평균 간격과 선형조사선 길이를 고려하여 각 절리군의 절리간격 샘플링 편향 보정후에, 평균 절리간격을 산출한다.

$$E(x) = \frac{\mu}{\left(1-e^{-\frac{L}{\mu}}\right)}\left\{1-\left(1+\frac{L}{\mu}\right)e^{-\frac{L}{\mu}}\right\} \qquad \text{eq. (3.6.1)}$$

표 3.6.5에서, 조사선 길이가 불연속면 평균간격의 10배 이상인 불연속면군 평균간격의 실측치와 보정치 차이가 별로 없다. 한편, 조사선 방향으로 산출된 Joint 빈도(개수/m)에서 조사선의 방향과 Joint set의 평균 방향을 고려하여 평균 법선방향

으로 불연속면 빈도를 구한 결과가 표 3.6.5 및 Fig. 3.6.19~20이다.

이와 같이 절리군별 선형조사선 방향으로 산출한 보정평균 절리간격과 절리군별로 보정 평균법선 방향으로 불연속면군의 평균 법선방향(Mean Normal Vector, MNV)으로 보정된 평균 절리간격 μ_i는 식(3.6.2)로 산출한다. 여기서, μ_b는 조사선 방향의 보정 평균 절리간격, Θ_i는 조사선 방향과 절리군의 평균 법선방향 사잇각이다. 각 절리군에서 이 공식을 적용한 절리의 간격 분석결과는 표 3.6.6이다.

$$\mu_i = \mu_b |\cos\theta_i| \qquad \text{q.(3.6.2)}$$

표 3.6.5 절리군 간격의 확률분포 적합성검정 결과

	불연속면군數	간견개수	간격(m)		확률분포 검정결과 (K-S 방법)					
			평균	표준편차	음지수		감마		대수정규	
					K-S	P	K-S	P	K-S	P
# SL1	1	27	0.0677	0.1371	0.0615	>0.2	0.2009	>0.2	0.1511	>0.2
	2	37	0.0640	0.0616	0.0410	>0.2	0.0426	>0.2	0.1451	>0.2
	3	65	0.0900	0.1237	0.0697	>0.2	0.0445	>0.2	0.2451	>0.2
	4	13	0.2160	0.3233	0.0529	>0.2	0.0531	>0.2	0.1819	>0.2
# SL2	1	22	0.1718	0.3302	0.0547	>0.2	0.2124	>0.2	0.0399	>0.2
	2	30	0.1448	0.1432	0.0409	>0.2	0.0412	>0.2	0.1762	>0.2
	3	16	0.2445	0.2823	0.0683	>0.2	0.0494	>0.2	0.095	>0.2

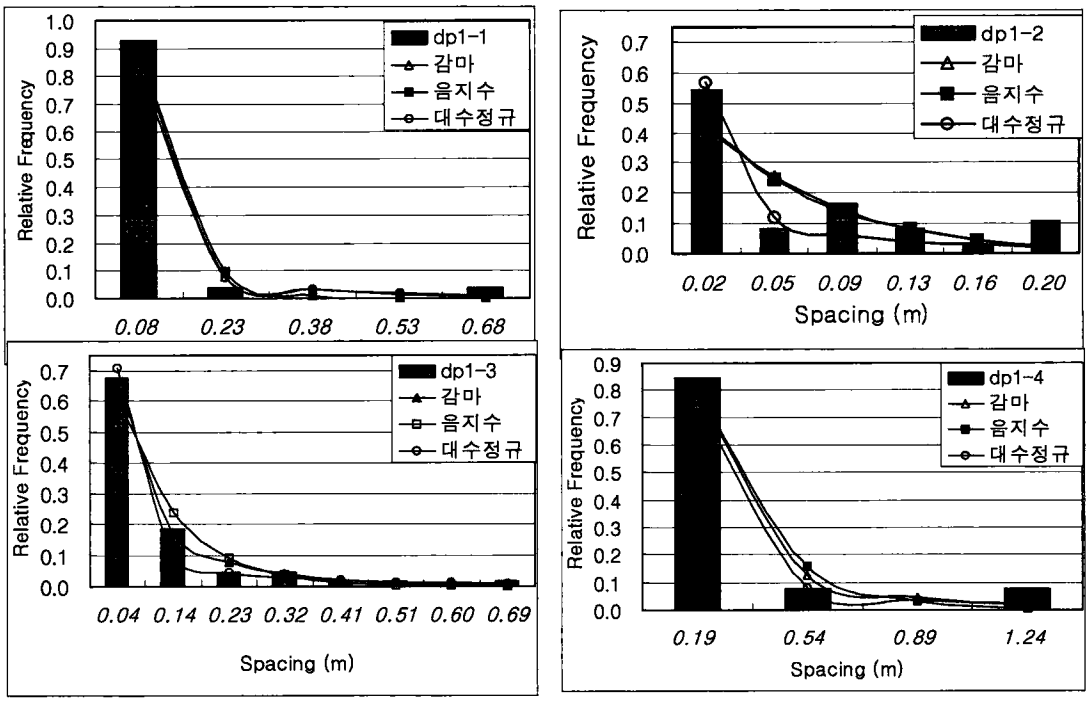


Fig. 3.6.19 # SL1 절리간격의 확률분포 검정개형

표 3.6.6 절리 간격보정 및 평균법선 방향(MNV)의 절리간격

	Joint Set Number.	mean spacing along scanline (m)		Angle btw.scanline & MNV (°)	Corr. mean spacing along MNV(m)	1-D frequency along MNV direction
		Observed	Corrected			
# SL1	1	1.978	1.978	70	0.0677	14.77
	2	0.187	0.187	70	0.0640	15.625
	3	0.096	0.096	20	0.0900	11.11
	4	0.235	0.235	23	0.2160	4.629
# SL2	1	0.292	0.292	54	0.1718	5.82
	2	0.423	0.423	70	0.1448	6.90
	3	0.715	0.715	70	0.2445	4.089

표 3.6.7 절리군 Semi-trace의 확률분포 적합성 검정결과

	불연속면 군數	간격 개수	연장성(m)		확률분포 검정결과 (K-S 방법)					
			평균	표준편차	음지수		감마		대수정규	
					K-S	P	K-S	P	K-S	P
# SL1	1	27	0.2125	0.3111	0.1098	>0.2	0.0583	>0.2	0.1973	>0.2
	2	13	0.3058	0.2700	0.1375	>0.2	0.1273	>0.2	0.2741	>0.2
	3	7	0.3371	0.5007	0.0500	>0.2	0.1010	>0.2	0.2519	>0.2
	4	13	0.4964	1.0539	0.0668	>0.2	0.2246	>0.2	0.2714	>0.2
# SL2	1	22	0.3277	0.2105	0.1563	>0.2	0.1248	>0.2	0.2666	>0.2
	2	31	0.4790	0.4111	0.1534	>0.2	0.1125	>0.2	0.2989	>0.2
	3	17	0.4476	0.2764	0.1635	>0.2	0.1148	>0.2	0.2959	>0.2

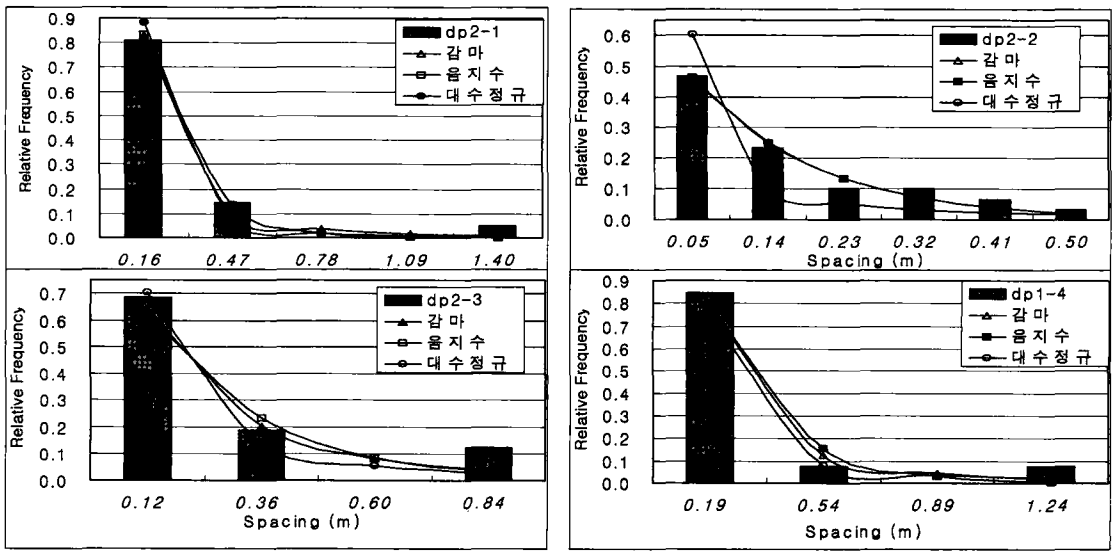


Fig. 3.6.20 # SL2 절리간격의 확률분포 검정개형

(3) 불연속면의 연장성(size)

연구지역의 선형조사선 조사에서 불연속면 크기(size)의 확률분포는 K-S 방법으로 검정하였다. 각 절리군의 선형조사선 상부에 나타난 semi-trace의 확률분포의 적합성 검증결과는 표 3.6.7 및 Fig. 3.6.21~22인데, 음지수 분포, 감마 분포 및 대수정규 분포가 모두 $p \geq 0.2$ 이므로, 불연속면 간격의 확률분포로 타당하다.

무한 2-D 암반 노출면에서 불연속면 크기 분포가 지수분포이면, 동일지점에서 조사선 상부나 하부의 semi-trace 연장도 지수분포이다(Priest & Hudson, 1981). 따라서 semi-trace의 확률분포를 추정하고, semi-trace 연장이 암반 노출 경계부로 연속되면 불명확한 불연속면 연장의 추출오차를 보정할 수 있다. #SL1, #SL2에서 구분된 절리군의 C_i-ln((n-r_i)/n) 관계가 표 3.6.8이다. C_i가 선형조사선의 임의간격이면, 각 C_i에서 C_i보다 작은 트레이스 개수 r_i가 구해진다. N이 절리군에 내포된 절리총합이면, C_i-ln((n-r_i)/n)의 관계로 보정된 절리군의 평균 크기를 산출한다. 물론 이 과정에서 절리 크기보정은 절리군의 크기가 음지수 분포라야 한다. 이 방법으로 산출된 각 보정된 절리의 연장성이 표 3.6.8이다. #SL1에서 보정된 평균 연장은 0.29 ~0.88m, #SL2는 0.25~0.45m이다.

표 3.6.8 보정된 평균 절리 연장성

절리군 수	평균 절리 연장 (m)			
	#SL1		#SL2	
	측정	보정	측정	보정
set1	0.2125	0.2915	0.3277	0.2474
set2	0.3058	0.2684	0.4790	0.4499
set3	0.3371	0.5101	0.4476	0.382
set4	0.4964	0.8769	-	-

(4) 3D 블록 파라미터

불연속 암반에서, 단위체적 당 불연속면의 개수(Jv, joint/m^3), 블록의 평균체적(V_{av}) 및 단위체적 당 블록 개수(B_N, blocks/m^3) 등의 3D 블록 파라미터는 중요 요소이다. Test block 현장 암반의 절리군의 방향 분포/간격/빈도분석 결과의 간격분포로 몬테칼로 시뮬레이션으로 블럭을 생성한 후, 산정된 3-D 블록 파라미터는,

• Jv = 15.84 개/m^3 • B_N = 126.7 blocks/m^3 • V_{av} = 0.0079 m^3

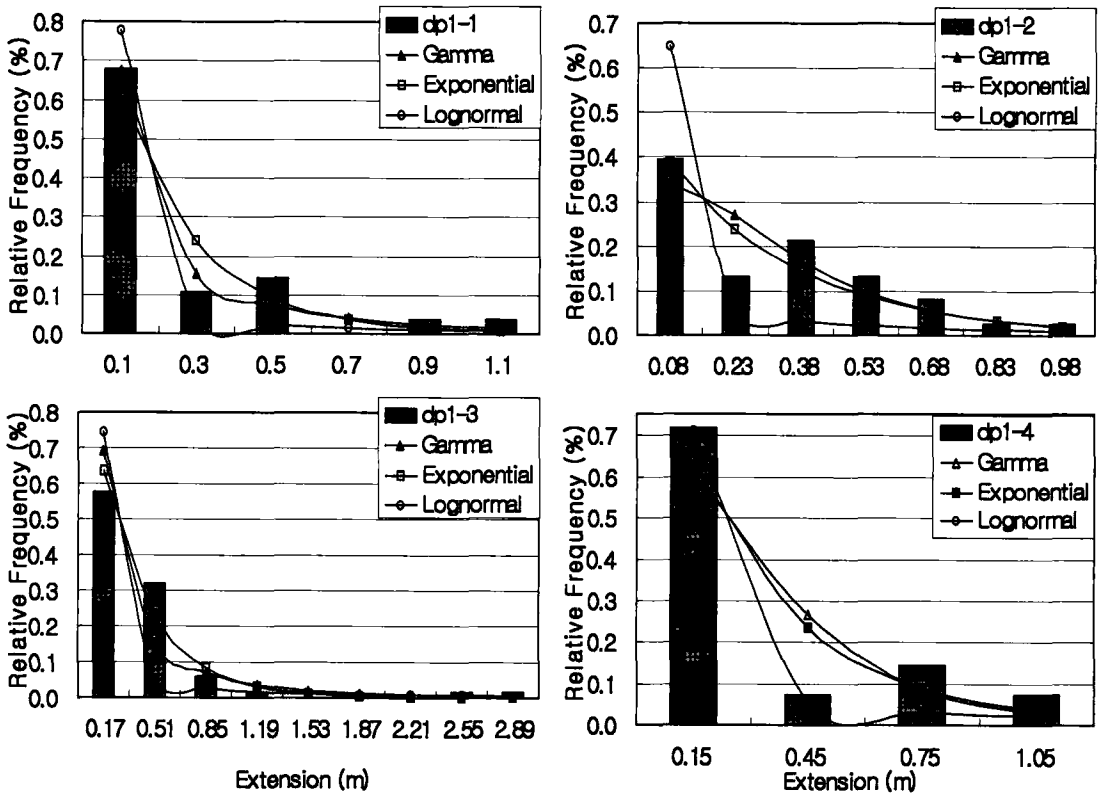


Fig. 3.6.21 #SL1-절리군 Semi-trace의 확률분포 검정개형

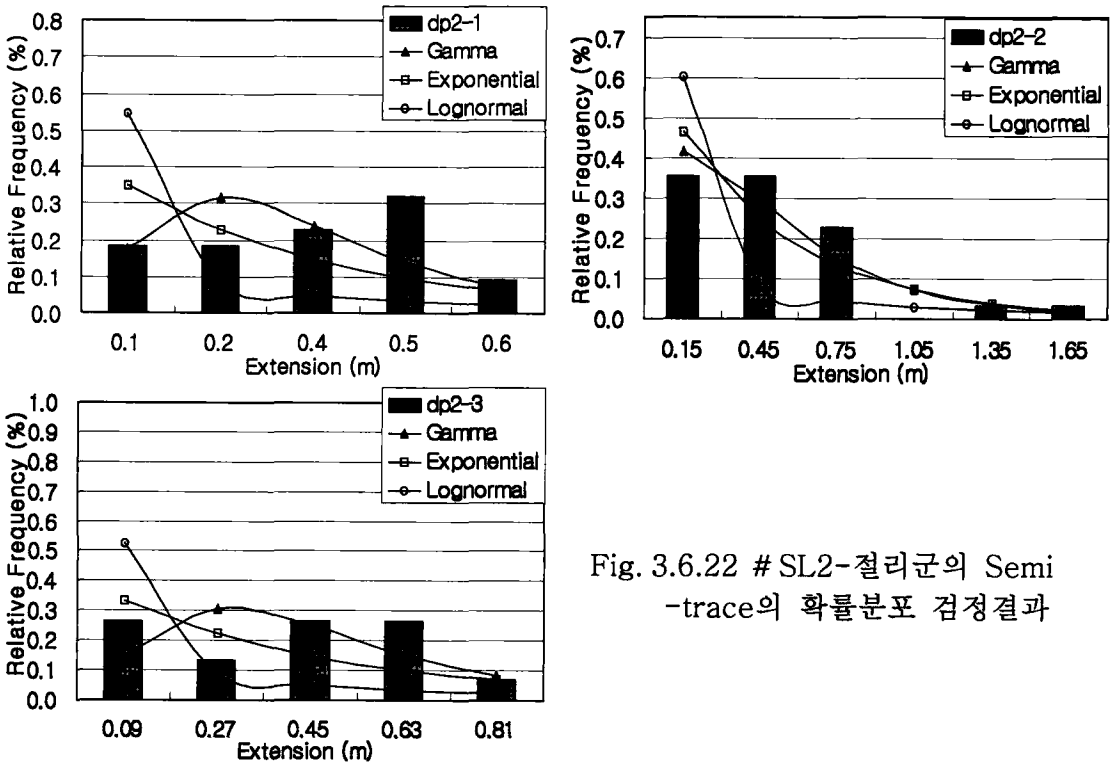


Fig. 3.6.22 #SL2-절리군의 Semi -trace의 확률분포 검정결과

(5) 3-D 절리연결구조

Test block의 절리 방향분포 모델링은 전술한 경험적 방향분포를 적용하였다. 각 절리군에서 원판형 절리 크기는 감마분포. 원판형 절리의 중심위치를 모델링하기 위하여 포아송 분포(Poisson distribution)를 적용하였으며, 이는 각 절리군에서 절리 간격으로 음지수분포가 타당하다는 통계이론에 기초한다. 현장의 절리암반을 위의 통계적 모델로 3-D 절리 연결망을 모사하였다. Fig. 3.6.23은 29cm×29cm×40cm의 육면체에 생성된 절리 연결구조도이다. 모사된 Test block의 절리연결구조는 실제와 통계적으로 잘 반영되었는데, 이는 절리연결망 모델의 타당성을 간접적으로 입증한다.



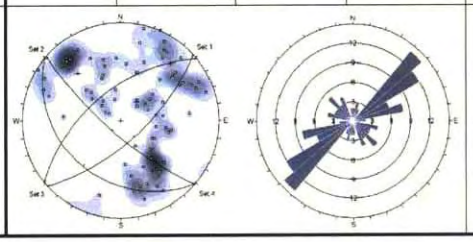
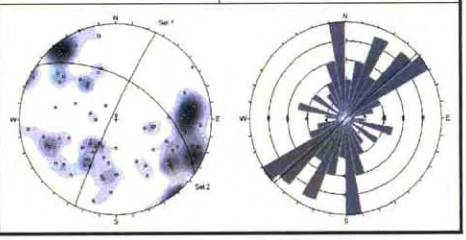
Fig. 3.6.23 Test block 사진 및 통계적으로 모사된 3-D 절리연결망

3.6.2.2 장안휴게소

(1) 불연속면의 방향성(orientation)

연구 대상지역의 선형 조사선 방향자료에서 클러스터링 알고리즘을 사용하여 구분된 2~4개의 절리군이 표 3.6.9이다.

표 3.6.9 불연속면의 방향성 분석결과

		# SL1				# SL2	
불연속면	Set	1	2	3	4	1	2
	갯수	25	23	34	12	74	25
평균방향(°)	Dir(°)	138	221	321	220	295	35
	Dip	66	75	55	28	84	45
Clustering & Rose Diagram							

Fisher 분포의 적합성 검증결과, 절리군은 Fisher 및 Bingham 분포 모델이 통계적으로 적합하지 않았다. 이 결과는 Fisher & Bingham 분포가 연구지역의 절리군에서 통계분포로 채택할 수 없음을 시사한다. 이처럼 기전의 이론적 확률분포로 해석되지 않는 절리군의 방향 분포 모델링은 방향 편향 보정 후 보정 상대빈도로 경험적 방향 분포(empirical orientation distribution)를 이용할 수 있다.

(2) 불연속면의 간격(spacing)

선형 조사도에서 산출한 불연속면 간격자료의 확률분포를 K-S method 로 검정하였다. 표 3.6.10의 통계분석에서 음지수-, 감마- 및 대수정규-분포가 모두 P>0.2 이므로 불연속면 간격의 확률분포는 타당하다. 일반적으로 불연속면의 간격 분석은 유한 길이의 조사선으로 불연속면의 평균 간격과 1-D빈도(1/간격)를 산출하는데, 조사선 길이 산출의 오류가 있으므로 식(3.6.1)으로 보정해야 한다.

조사선 방향으로 산출된 Joint 빈도(개수/m)를 바탕으로 조사선의 방향과 Joint set의 평균 방향을 고려하여 평균 법선방향으로 불연속면 빈도는 표 3.6.11 및 Fig. 3.6.24이다.

위의 방법으로 각 절리군의 선형조사선 방향으로 산정된 보정 평균 절리 간격과 각 절리군의 보정된 평균법선 방향에 대한 절리간격 분석결과가 표 3.6.11이다.

표 3.6.10 절리군 간격의 확률분포 적합성검정 결과

	불연속면 군數	간격 개수	간격(m)		확률분포 검정결과 (K & S 방법)					
			평균	표준편차	음지수		감마		대수정규	
					K-S	P	K-S	P	K-S	P
#SL1	1	24	0.0729	0.0583	0.042	> 0.2	0.016	> 0.2	0.206	> 0.2
	2	22	0.0732	0.0670	0.086	> 0.2	0.076	> 0.2	0.179	> 0.2
	3	33	0.0566	0.0608	0.064	> 0.2	0.057	> 0.2	0.079	> 0.2
	4	11	0.2833	0.2195	0.132	> 0.2	0.088	> 0.2	0.242	> 0.2
#SL2	1	73	0.0245	0.0200	0.113	> 0.2	0.099	> 0.2	0.166	> 0.2
	2	24	0.0694	0.0656	0.049	> 0.2	0.043	> 0.2	0.148	> 0.2

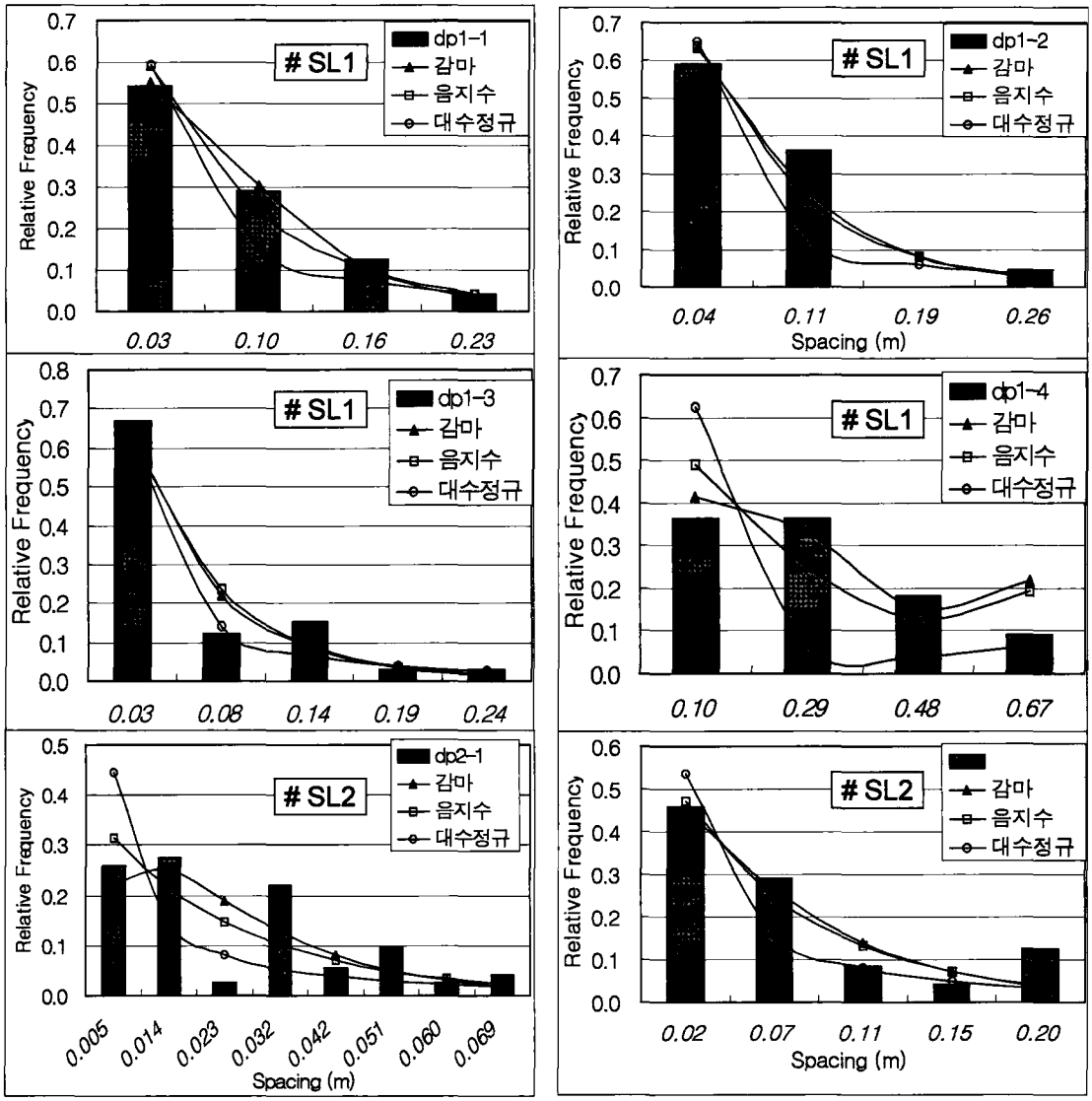


Fig. 3.6.24 절리간격의 확률분포 검정개형

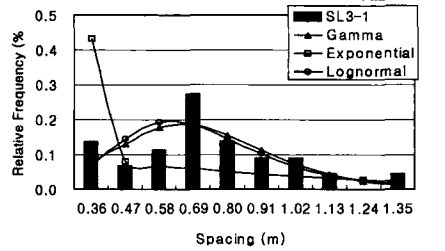
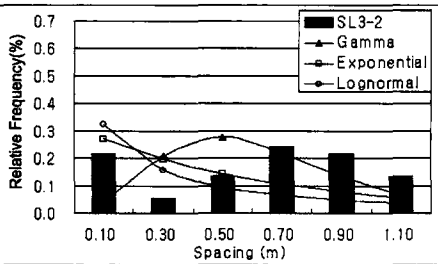
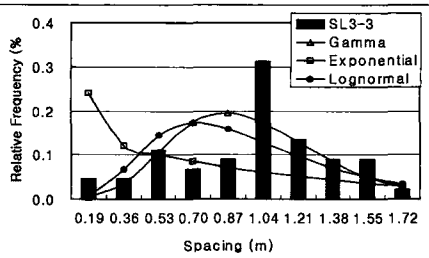
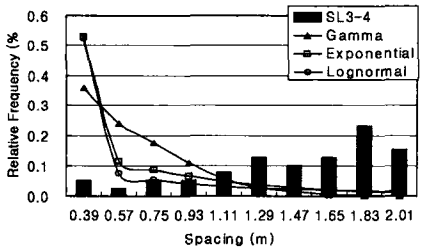
표 3.6.11 절리 간격보정 및 평균법선 방향(MNV)의 절리간격

	Joint set Number.	mean spacing along scanline (m)		Angle btw. scanline & MNV (°)	Corr. mean spacing along MNV(m)	1-D frenquency along MNV direction
		Observed	Corrected			
# SL1	1	0.213	0.0729	70	0.0729	13.72
	2	0.214	0.0732	70	0.0732	13.66
	3	0.145	0.0566	67	0.0566	17.67
	4	0.370	0.2833	40	0.2833	3.53
# SL2	1	0.072	0.0245	70	0.0245	40.82
	2	0.203	0.0694	70	0.0694	14.41

(3) 불연속면의 연장성(size)

불연속면 조사는 트렌치에서 수행하였으므로 연장성 자료는 획득할 수 없었다. 따라서, 연장성은 주변의 절취면에서 조사한 선형조사선으로 불연속면 크기(size)의 확률분포를 K-S 적합법으로 검정하였다. 각각의 절리군의 선형조사선 상부에 나타난 semi-trace(절리선 절반 길이)에 대한 확률분포의 적합성 검정결과는 표 3.6.12 이다. 이 분석결과에서 음지수분포, 감마분포 및 대수정규분포의 p-값은 모두 0.2 이상이므로, 불연속면 간격의 확률분포로 모두 타당함을 나타내고 있다. 조사 지역에서 산출된 각 보정된 절리의 연장성은 0.42~0.93m이다.

표 3.6.12 절리군 semi-trace에 대한 확률분포의 적합성검증 결과

Joint set #	연장성(m) 평균	연장성(m) S.D	확률분포	K-S 검정	P	채택된 분포함수
1	0.724	0.24	음지수	0.2941	> 0.2	
			감마	0.0246	> 0.2	
			대수정규	0.0881	> 0.2	
2	0.632	0.31	음지수	0.2696	> 0.2	
			감마	0.1603	> 0.2	
			대수정규	0.2805	> 0.2	
3	0.986	0.37	음지수	0.3019	> 0.2	
			감마	0.1445	> 0.2	
			대수정규	0.1241	> 0.2	
4	1.4669	0.48	음지수	0.3169	> 0.2	
			감마	0.1222	> 0.2	
			대수정규	0.1542	> 0.2	

3.6.3 절리암반의 암반 역학적 특성

3.6.3.1 대운천교

(1) 절리면 압축강도

Test block의 자연함수비는 1.6 %, 흡수율은 6.4 %, 비중은 2.7이다.

SL1, # SL2에 분포된 불연속면의 절리면 압축강도(JCS)를 슈미트 해머 타격시험으로 구한 결과는 표 3.6.13이다. 슈미트 해머는 점재하 시험에 비해 신뢰성은 낮지만 시험법이 비교적 간단한 장점이 있다. 표 3.6.13 및 그림 3.6.25에서, # SL1, # SL2에서 추정한 절리면 평균 압축강도는 각각 41.2 및 35.7 MPa, 정규분포의 P-값이 모두 0.2 이상, 여기서 주목할 점은 표 3.6.13b의 JCS는 현장의 절리면 압축강도를 잘 반영하지는 않는데, 이는 현장의 많은 절리들이 이미 이완되어 슈미트 반발지수를 측정할 수 없을 정도로 약화되었기 때문이다.

(2) 절리면 거칠기

프로파일 게이지로 측정한 자료로 불연속면의 JRC를 추정한 확률변수의 분포검정은 K-S 적합법을 적용하였다. 이 결과인 표 3.6.13a에서 정규분포로서 $p \geq 0.2$이다. # SL1, # SL2 현장에 분포된 절리면의 JRC 평균은 각각 8.77 및 11.24로서 비교적 평탄한 절리면이다.

표 3.6.13a Schmidt Hammer R_n & JRC의 확률분포 검정결과

		Schmidt Hammer's Rn		JRC	
Scanline No.		# SL1	# SL2	# SL1	# SL2
S-H 측정수		30	21	30	21
반발수	평균	41.2	35.71	8.77	11.24
	SD	12.32	11.56	2.56	3.99
확률 분포함수		정규	정규	정규	정규
K-S 검정값		0.2642	0.1679	0.0424	0.1409
P-값		> 0.2	> 0.2	> 0.2	> 0.2

표 3.6.13b Joint 면의 S-H 반발수에 의한 JCS

# SL1						# SL2		
No	S-Hammer Rn	JCS MPa	No.	S-Hammer Rn	JCS MPa	No.	S-Hammer Rn	JCS MPa
1	32/34/36	54	21	13/13/12	16	1	20/22/18	24
2	46/44/45	115	22	24/26/22	29	2	11/12/10	23
3	22/18/12	27	23	22/24/26	29	3	14/12/10	16
4	18/20/22	29	24	15/14/16	18	4	48/46/44	116
5	32/36/28	46	25	12/13/11	16	5	20/20/19	24
6	55/56/58	210	26	27/29/28	36	6	28/29/27	37
7	40/42/50	92	27	15/14/15	18	7	12/10/14	24
8	16/14/15	18	28	16/14/18	18	8	34/36/32	48
9	30/33/27	48	29	12/10/14	16	9	13/15/11	16
10	34/34/35	54	30	24/22/20	27	10	18/16/14	18
11	18/18/17	20				11	36/38/34	90
12	17/18/16	19				12	26/24/28	40
13	16/19/13	18				13	28/28/28	41
14	15/18/21	28				14	16/12/14	17
15	28/26/27	36				15	11/12/10	15
16	34/33/35	48				16	36/38/34	50
17	36/37/35	50				17	38/37/33	69
18	30/32/31	54				18	21/22/20	25
19	18/18/18	28				19	34/33/29	40
20	17/16/18	19				20	14/12/16	17
평균 JCS 41.2							평균	37.5

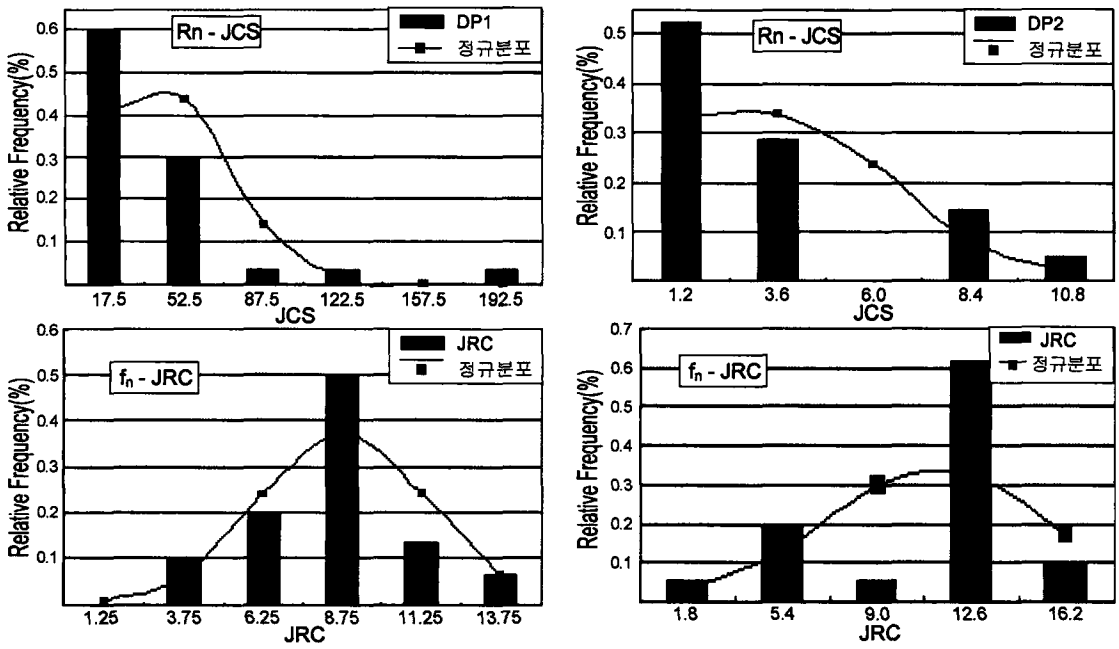


Fig. 3.6.25 S. Hammer 반발지수와 JRC의 정규분포 검정결과

(3) RMR 암반분류

Bieniawski(1979)의 RMR(Rock Mass Rating) 분류법은 현장의 노두나 시추 코아의 암질지수(RQD), 풍화상태, 신선암의 일축 압축강도, 분연속면의 거칠기/간격/연장성/주향/경사방향, 충전물의 유무/특성 및 지하수의 유입 정도 등을 고려하여 암반을 등급화 것이다. 여기서는, 일축 압축강도는 현장에서 S-H 반발지수로 추정하였으며, RMR 평가결과는 표 3.6.14와 같다.

RQD는 #SL1과 #SL2에서 각각 58 및 68로서 지점 #SL2에서 비교적 높다. 암반분류를 위한 RMR은 #SL1과 #SL2에서 41로 같으며, 등급 Ⅳ로서 불량한 암반(Poor rock masses)이다.

표 3.6.14 RMR 평가 예(#SL1 지역)

분류기준			암반의 특성치 별 평점						
R1	PLST - Is(MPa)		> 10	4~10	2 ~ 4	1 ~ 2	1 <		
	UCS - σ_c(MPa)		> 250	100~250	50~100	25~50	5~25	1~5	<1
	R1 평점		15	12	7	4	2	1	0
R2	RQD(%)		90~100	75~90	50~75	25~50	< 25		
	R2 평점		20	17	13	8	3		
R3	절리면 간격(Js, cm)		> 200	60~200	20~60	6~20	< 6		
	R3 평점		20	15	10	8	5		
R4	절리면 상태	연장길이(m)	< 1	1~3	3~10	10~20	>20		
		평 점	6	4	2	1	0		
		이격 폭(mm)	밀착	< 0.1	0.1~1.0	1~5	> 5		
		평 점	6	5	4	1	0		
		거칠기	매우 거침	거 침	약간 거침	매끄러움	아주 매끄러움		
		평 점	6	5	3	1	0		
		충전물 두께(mm)	없음	견고 < 5	견고 > 5	연약 < 5	연약충전물 > 5		
		평 점	6	4	2	2	0		
		풍화도	신선함	약간 풍화	중간 풍화	심한 풍화	완전 풍화		
		평 점	6	5	3	1	0		
R5	지하수	누수량(m^3/분/10m)	0	< 10	10~25	25~125	> 125		
		절리 u(MPa)	0	< 0.1	0.1~0.2	0.2~0.5	> 0.5		
		건/습 상태	건조	습윤	젖음	소유출	대량 유출(흐름)		
	R5 평점		15	10	7	4	0		

Rating / Site No.	R1	R2	R3	R4	R5	합계
#SL1 & #SL2	4	13	8	12	4	41

(4) GSI(Geological Strength Index) 산출

Sonmez & Ulusay(1999)는 GSI의 추정법을 그림 3.6.26과 같이 제안했다. 입력 자료는 암석 덩이의 크기와 표면에 나타난 불연속면의 개수, 엽리나 단층의 영향으로 파쇄되거나 손상된 부분이 모나거나 닳아서 둥근 정도 등으로 표현되는 구조적 등급(SR, Structural Rating)과 절리면의 거칠기와 풍화도, 충전물의 유무와 두

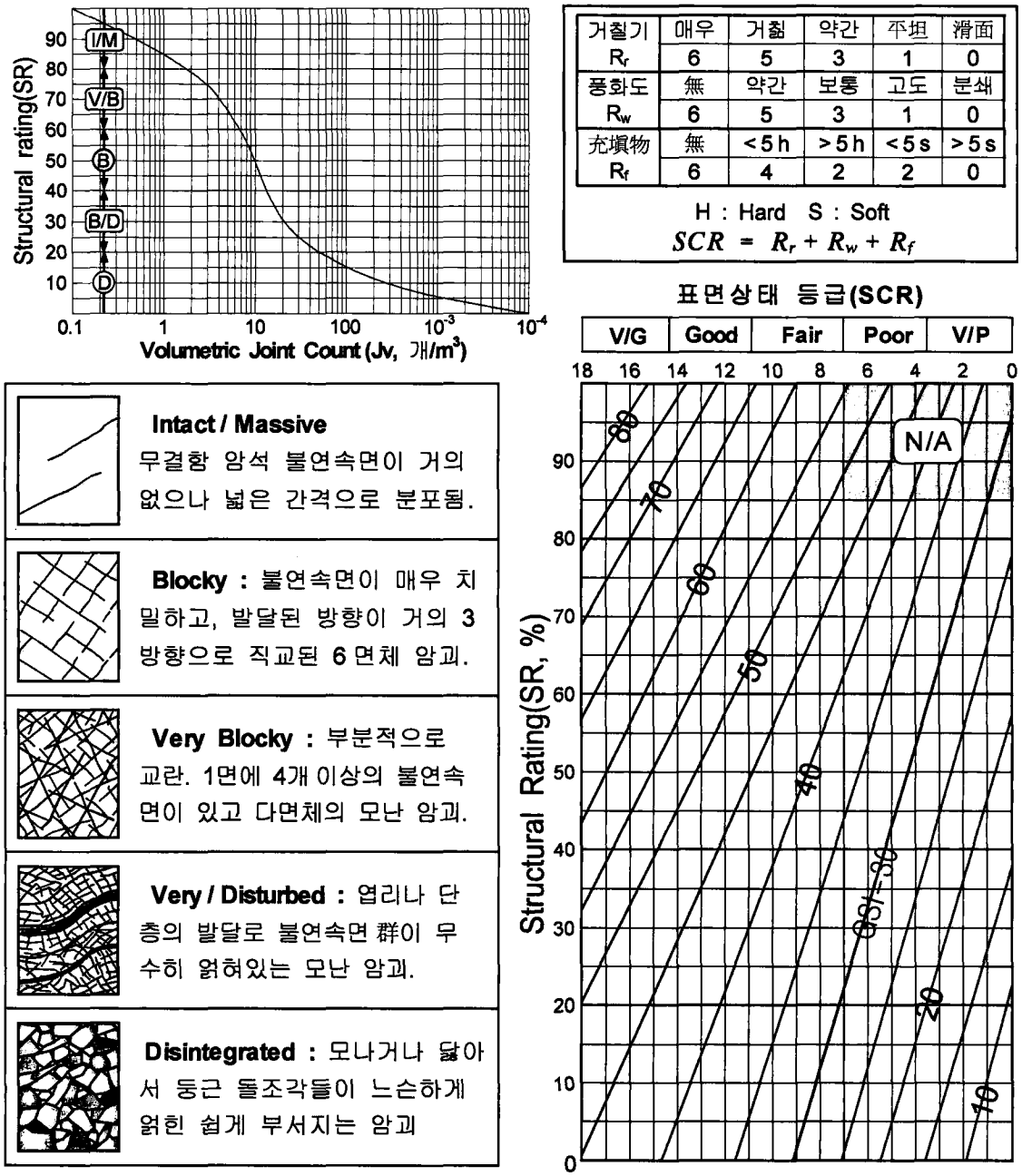


그림 3.6.26 GSI의 추정법(Sonmez & Ulusay, 1999)

께로 나타내는 표면상태(SCR, Surface Condition Rating) 및 절리빈도(Jv, joint/m^3) 등이다. 이 방법을 적용하는 데는 Test block 내부에 절리면이 얽힌 갯수, 즉 Jv 추정이 가장 어렵다. 노두의 Mapping에서 각 절리군의 방향 분포/간격/빈도 등의 자료를 분석하여 1 m^3당 절리수를 산출해야 하는데, 그 한 예가 pp. 127에 제시한 Jv = 15.84개/m^3이며, 다른 자료와 함께 정리하면 다음과 같다.

- 체적 절리수(Volumetric Joint count, Jv) = 15.84 개/m^3(pp.127 참조)
- SCR(Surface Condition Rating) = 6(표 3.6.15 참조)
- Surface Rating(SR) = 37(그림 3.6.27의 좌측)
- GSI = 31(그림 3.6.27의 우측)

표 3.6.15 Sonmez & Ulusay(1999)의 GSI를 불연속면 표면상태

거 칢 R_r	매우 거칢	거칢	약간 거칢	Smooth	활면(滑面)
	6	5	3	1	0
풍화도 R_w	無 결함	약간 풍화	보 통	고도 풍화	분쇄 상태
	6	5	3	1	0
充填物 R_f	없음(Clean)	< 5 *mm* hard	> 5 *mm* hard	< 5 *mm* soft	> 5 *mm* soft
	6	4	2	2	0
$SCR = R_r + R_w + R_f = 3+1+2 = 6$					

Structure	구간내 절리빈도(Jv)	Structure rating
Blocky/Disturbed	15.84 개/m^3	37

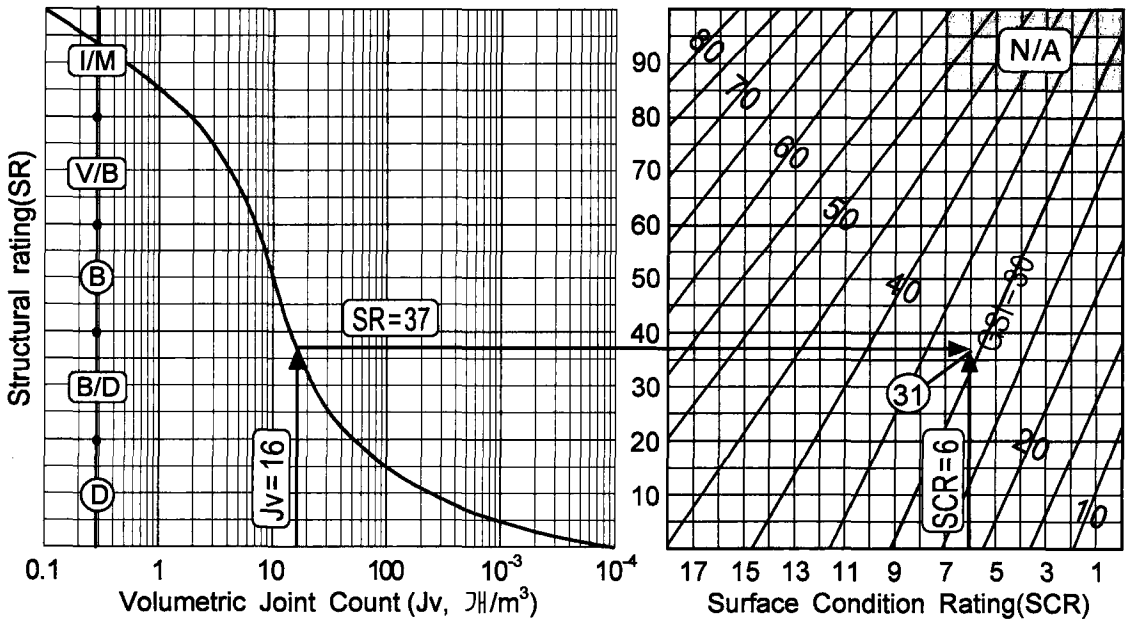


그림 3.6.27 Sonmez & Ulusay(1999) 방법의 SR &SCR로 GSI 추정

3.6.3.2 장안 휴게소

(1) 절리면 압축강도

#SL1, #SL2의 현장의 불연속면 압축강도(JCS)는 슈미트해머 타격시험 결과로 추정하였다(표 3.6.16). 표 3.6.17의 통계분석 결과에서 정규분포의 P-값이 모두 0.2 이상, #SL1, #SL2의 절리면 평균 압축강도는 각각 10.11 MPa 및 11.5 MPa이다.

(2) 절리면 거칠기

대운천교 현장과 마찬가지로, 절리면 거칠기(JRC)를 프로파일 게이지로 측정하였다. 이 조사 자료를 K-S 적합법으로 검정한 확률분포는 정규분포로서 P > 0.2이므로, 슈미트 해머 반발지수의 확률분포가 타당함을 알 수 있다. 또한 산정된 JRC의 기술 통계학적 자료도 표 3.6.17에 제시했다. #SL1, #SL2 현장에 분포된 절리면의 JRC는 각각 평균 7.78 및 8.34이며, 이처럼 평탄한 절리면은 RMR 평가에 불량한 암반에 해당된다.

표 3.6.16 불연속면(Joint)면의 S-H 반발수에 의한 JCS

Site	Test No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	평균
#SL1	S. Hammer(Rn)	5	10	5	5	5	10	10	20	5	8.33
	JCS, MPa	5	14	5	5	5	14	14	24	5	10.11
#SL2	S. Hammer(Rn)	5	12	13	5	12	15	12	5	—	9.88
	JCS, MPa	5	16	17	5	16	18	10	5	—	11.50

표 3.6.17 Schmidt Hammer R & JRC 확률분포 검정결과

		Schmidt Hammer's Rn		JRC	
Scanline No.		#SL1	#SL2	#SL1	#SL2
S-H 측정개수		10	10	9	8
반발수	평균	9.56	11.50	7.78	8.34
	SD	6.79	5.87	3.93	2.72
확률분포함수		정규	정규	정규	정규
K-S 검정값		0.1085	0.2324	0.1653	0.2989
P-값		> 0.2	> 0.2	> 0.2	> 0.2

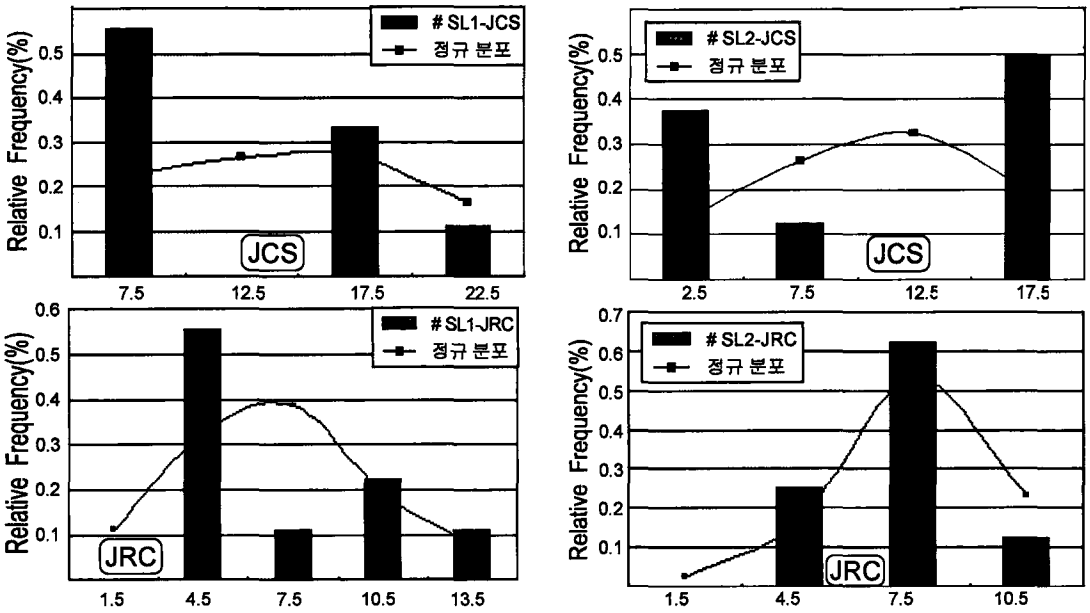


Fig. 3.6.28 S-H Rn의 JCS와 Profile gage의 JRC 확률분포 검정결과

(3) RMR 암반 분류

압축강도는 In situ UCST결과, RMR 평가결과는 표 3.6.18이다. 같은 방법으로 평가한 RMR은 # SL1은 33, # SL2은 26이며, 둘 다 등급 Ⅳ로서 불량 암반급이다.

표 3.6.18a RMR 평가 예(# SL1 지역)

분류기준			암반의 특성치 별 평점						
R1	PLST - Is(MPa)		> 10	4~10	2 ~ 4	1 ~ 2	1 <		
	UCS - σ_c(MPa)		> 250	100~250	50~100	25~50	5~25	1~5	<1
	R1 평점		15	12	7	4	2	1	0
R2	RQD(%)		90~100	75~90	50~75	25~50	< 25		
	R2 평점		20	17	13	8	3		
R3	절리면 간격(Js, cm)		> 200	60~200	20~60	6~20	< 6		
	R3 평점		20	15	10	8	5		
R4	절리면 상태	연장길이(m)	< 1	1~3	3~10	10~20	>20		
		평 점	6	4	2	1	0		
		이격 폭(mm)	밀착	< 0.1	0.1~1.0	1~5	> 5		
		평 점	6	5	4	1	0		
		거칠기	매우 거침	거 침	약간 거침	매끄러움	아주 매끄러움		
		평 점	6	5	3	1	0		
		충전물 두께(mm)	없음	견고 < 5	견고 > 5	연약 < 5	연약충전물 > 5		
		평 점	6	4	2	2	0		
		풍화도	신선함	약간 풍화	중간 풍화	심한 풍화	완전 풍화		
		평 점	6	5	3	1	0		
R5	지하수	누수량(m^3/분/10m)	0	< 10	10~25	25~125	> 125		
		절리 u(MPa)	0	< 0.1	0.1~0.2	0.2~0.5	> 0.5		
		건/습 상태	건조	습윤	젖음	소유출	대량 유출(흐름)		
	R5 평점		15	10	7	4	0		

표 3.6.18b # SL1, #S L3 및 # SL5의 RMR 평가 결과

평가항 / 지역 No.	R1	R2	R3	R4	R5	총점	등급	상태
# SL1	2	3	8	13	7	**33**	Ⅳ	불량
# SL3	2	3	8	6	7	**26**	Ⅳ	불량

(4) GSI

전술한 § 3.6.3.1(4)의 방법으로 Test block을 형성한 현장의 기본자료, 즉 SCR Jv, SR 등을 적용했다. 표 3.6.19의 결과로 그림 3.6.29에서 GSI는 22점이다.

• 그림 3.6.29를 적용하기 위한 기본자료 결과

- Rock Mass Rating(RMR) : 26(표 3.6.18a 참조)
- 체적 절리수(Volumetric Joint count) : 38.6 개/m^3
- SCR(Surface Condition Rating) : 4(표 3.6.19 참조)
- Surface Rating(SR) : 22(그림 3.6.29 좌축)
- GSI = 22(그림 3.6.29 우측)

표 3.6.19 '장안휴게소' 예정지의 지질학적 Parameters

거 칢 R_r	매우 거칢	거칢	약간 거칢	Smooth	활면(滑面)
	6	5	3	1	0
풍화도 R_w	無 결함	약간 풍화	보 통	고도 풍화	분쇄 상태
	6	5	3	1	0
充塡物 R_f	없음 Clean	< 5 *mm* hard	> 5 *mm* hard	< 5 *mm* soft	> 5 *mm* soft
	6	4	2	2	0
$SCR = R_r + R_w + R_f = 3+1+0 = 4$					

Structure	구간내 절리빈도(Jv)	Structure rating
Blocky/Disturbed	38.6 개/m^3	22

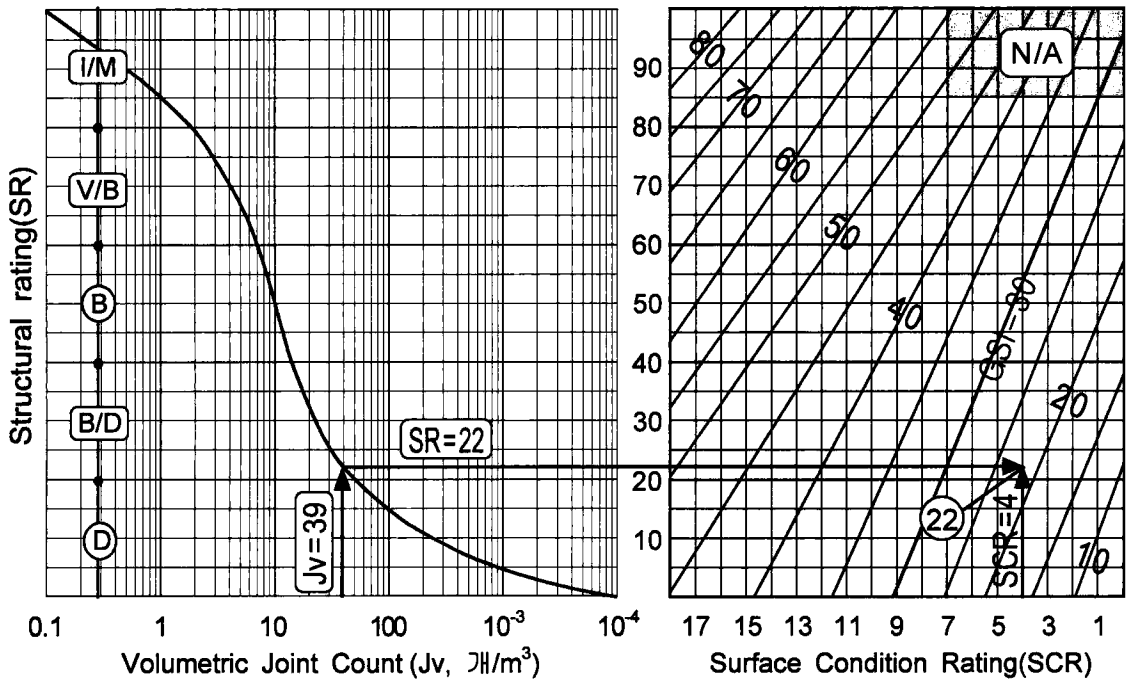


그림 3.6.29 Sonmez & Ulusay(1999) 방법의 SR &SCR로 GSI 추정

3.7 Data Logger 개발

3.7.1 시스템의 기본 구성

3.7.1.1 개요

데이터 영상 처리장치는 Fig. 3.7.1과 같이, 외부 입력단자에서 직접된 전기적 신호를 추출하여 데이터 입력 기기에서 1차 수집하고 입력기기에 저장된 데이터는 시리얼 통신(RS-232C)으로 데이터 영상처리 운용프로그램이 탑재된 컴퓨터로 전송된다. 컴퓨터에 전송되는 데이터는 전기적 신호에서 디지털 신호로 변화되어 입력되는 신호의 추이도 및 실제 입력치를 숫자화 하는 등 모니터를 통해 직접 확인가능하다. 외부 입력단자의 신호를 입력 기기에서 수집하여 컴퓨터로 전송하고, 모니터에서 확인 및 디지털 자료로 저장하는 과정은 모두 실시간으로 이루어진다. 또한 저장된 자료를 통해 시험내용 분석, 그래프 활용, 보고서 작성 등 다양한 가공의 형태로 활용할 수 있다.

주요 구성은 Analog 16 chanel, Digital 16 chanel이며, 발생된 신호를 가공해서 PC에 입력/저장하고 운영자의 요구를 받아들이는 등 프로그램 운영체제는 Fig. 3.7.2와 같다.



Fig. 3.7.1 범용 Data logger system 개요도

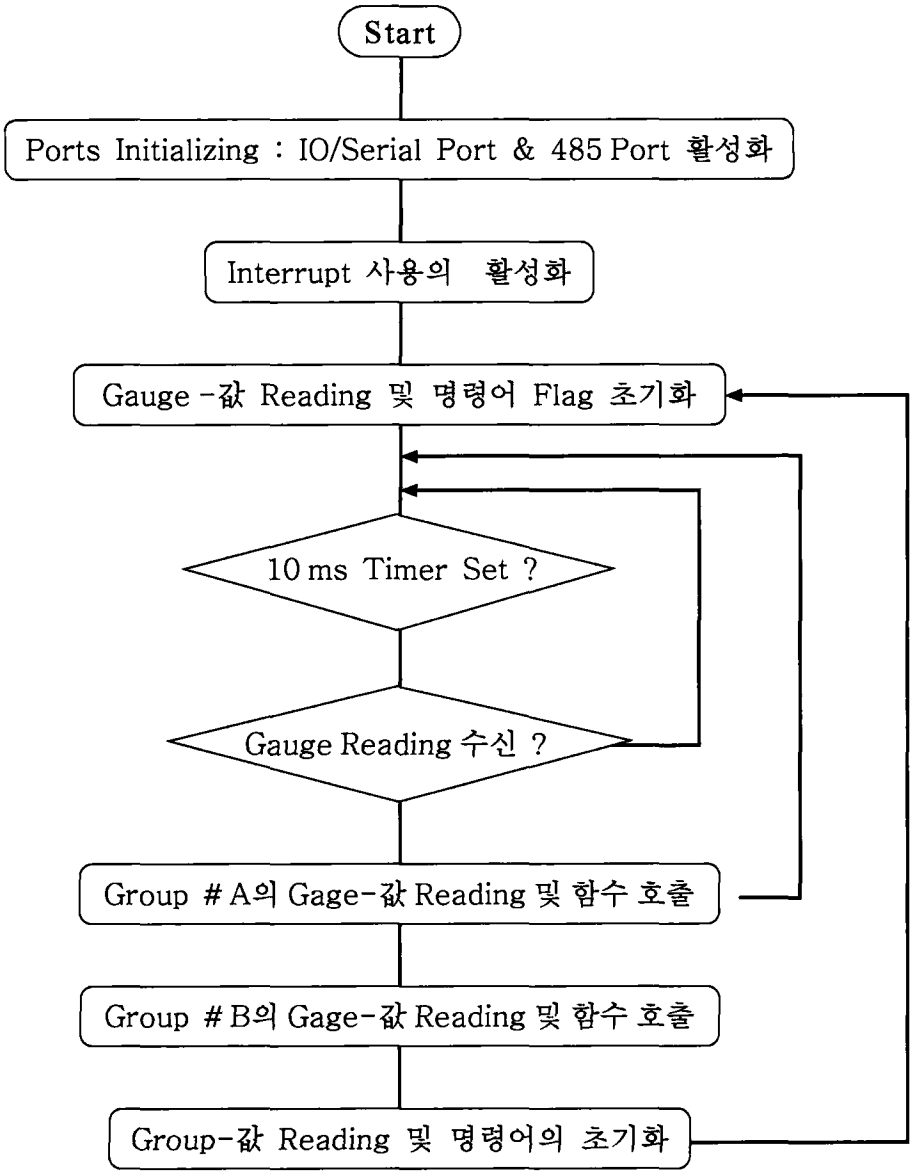


Fig. 3.7.2a Digital board의 flow chart

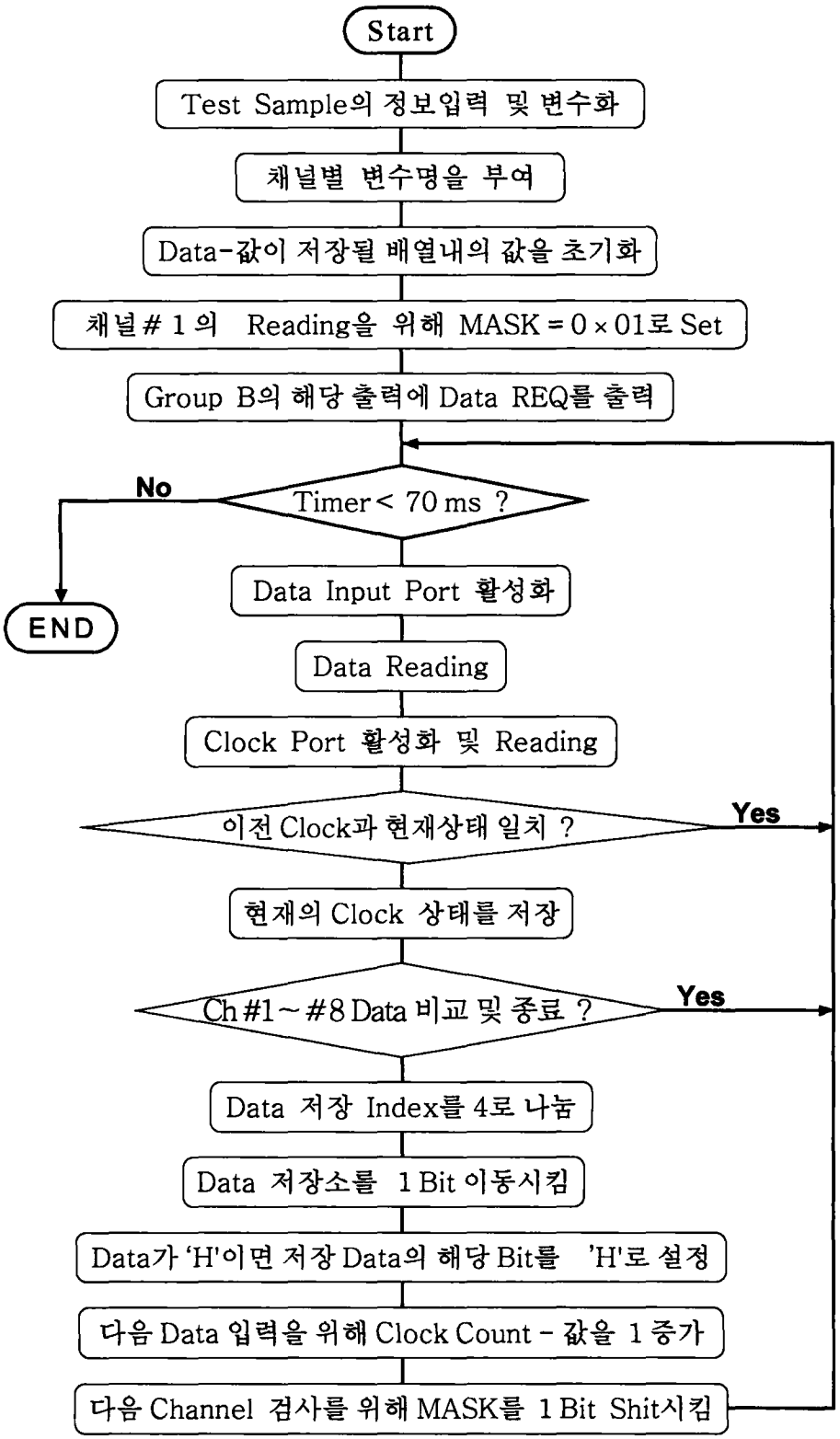


Fig. 3.7.2b Digital dial gage read & store

3.7.1.2 데이터 입력 장비(MODEL No. DL-2032 기준)

데이터 입력은 Fig. 3.7.3와 같이, 각 센서에서 발생하는 전기적 신호 및 디지털 신호를 수집해서 데이터를 전산화화여 운용 프로그램으로 전송하는 장비이다.

(1) 입력채널 : Analog 16 ch. & Digital 16 ch.

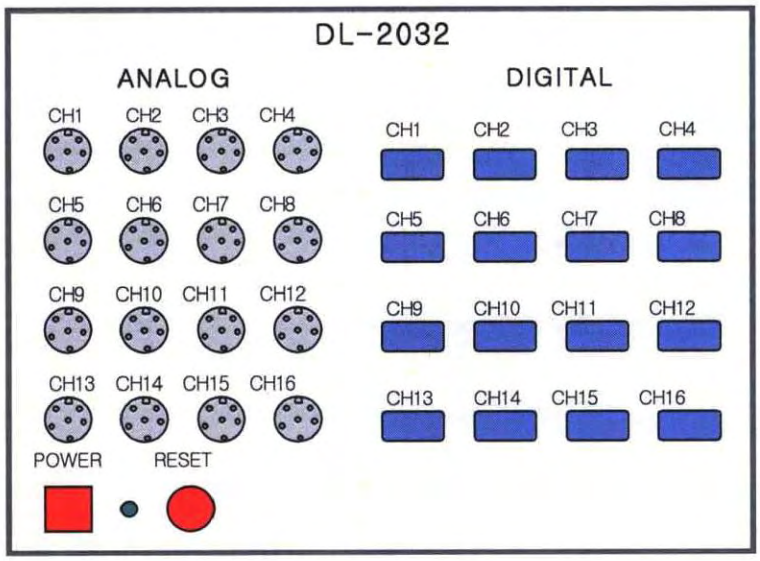


Fig. 3.7.3 데이터 입력 장비

3.7.1.3 운용 프로그램 (Ver 2.0 기준)

운용 프로그램은 입력 장비로부터 데이터를 전송 받아 데이터를 가공 및 저장하여 활용하게 한다. 이 순서는 Fig. 3.7.4와 같다.

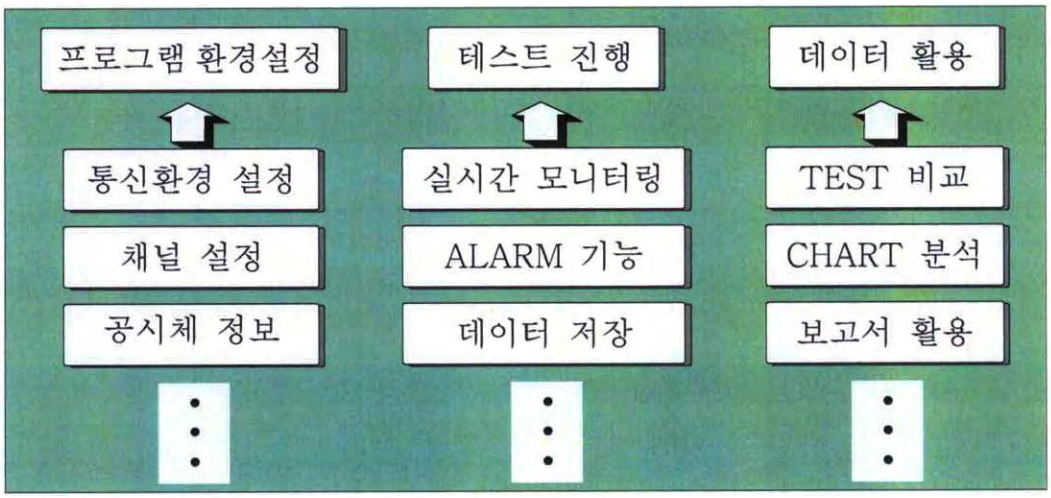


Fig. 3.7.4 운용 program 구성

3.7.2 운용 프로그램 알고리즘

3.7.2.1 Data 수집/추출 알고리즘

여기서 개발한 운용 프로그램의 알고리즘은 크게 5개 부분으로 구분된다

① 입력 장비와 통신하여 데이터를 수집하는 단계

② 가공되지 않은 원시 데이터를 추출하여 활용 가능한 데이터로 변환하는 단계

③ 테스트 진행시에 필요한 환경변수 및 시료정보 등을 설정 및 저장기능

④ 테스트 진행과정 모니터링 및 알람기능

⑤ 저장된 데이터의 활용기능

■ 데이터 수집 알고리즘

① 데이터 통신(통신방식 : SERIAL RS-232C)

- 데이터 수집(원시데이터 : 아날로그 신호 및 디지털 신호의 전산화데이터)

② 운용프로그램은 원시데이터(문자열)를 전송받아 임시 저장한다

■ 데이터 추출 알고리즘

① 아날로그 데이터(임시 저장된 원시데이터 중 7 bit씩 아날로그 데이터 추출)

※ 1 채널당 아날로그 데이터 : 7 bit(아날로그 데이터는 #1 ~ #16 모두 포함)

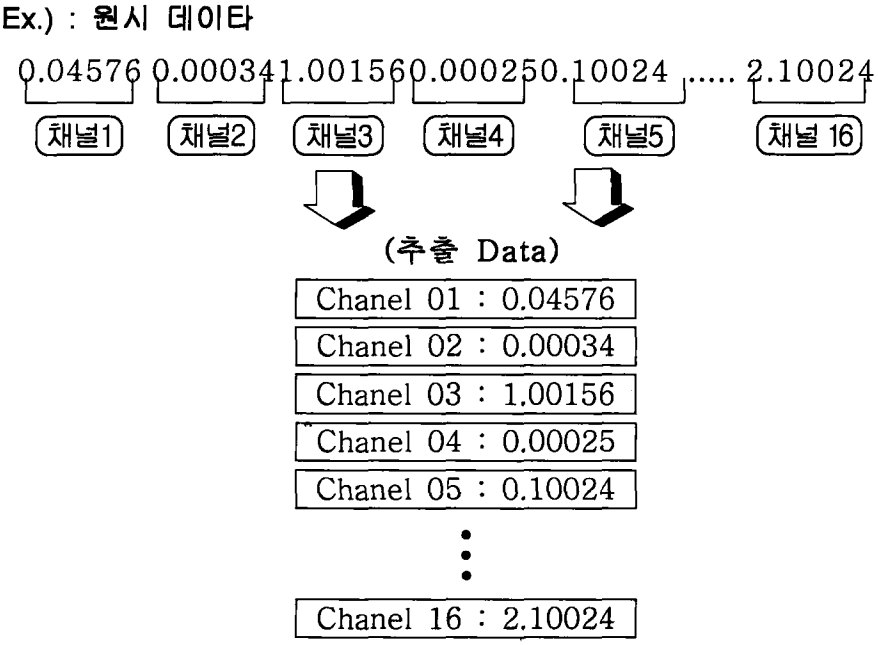


Fig. 3.7.5 Analog data 추출 알고리즘

② 디지털 데이터

- 임시 저장된 원시데이터 중 10 bit씩 디지털 데이터 추출

※ 1 채널당 디지털 데이터(디지털 데이터는 사용 채널의 자료만 포함)

채널번호표시 2 bit

디지털 값 7 bit

소수자리수 1 bit

Ex.) 원시 데이터

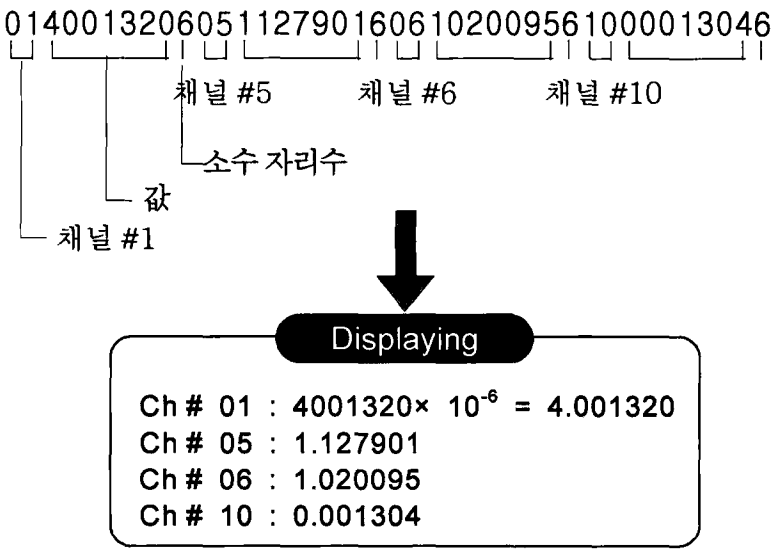


Fig. 3.7.6 Digital data 추출 알고리즘

3.7.2.2 운용프로그램 설정 알고리즘

① 시료 정보 설정 : 시험에 사용되는 시료의 정보를 입력 변수화한다

Ex.) : 시료 지름 - Do(mm), 무게 - Wt(g), 높이 - Lo(mm) 등

② 시료 정보를 설정하여 ASCII 파일로 저장한다

Ex.) : Do = 30 mm, Wt = 2.8 g, Lo = 120 mm

③ 센서정보 : 사용하는 센서 정보를 설정하여 Database에 저장한다.

Ex.) : 센서명, 전격출력, 전격용량, 소수점 자릿수

④ 타이틀 정보 설정(시험제목, 시험일자, 시료명, 스캔주기 ...)

⑤ 함수 정보 설정

- 사용자 정의 변수명

EX.) : 아날로그 및 디지털 채널명

Analog sensor : A1-Load, A2-Strain, A3-Pressure, ····

Digital dial gage : D1-DL , D3-SL, D3-VH, ····

시료정보 : 무게(Wt), 지름(Do), 축길이(Lo) ⇒ 면적(Ho), 부피 등 계산

변수명 : Dx, Ay. SigMa, Mu, 때, ····

- 함수계산식의 인수는 사용자 정의 변수명 사용
- 함수명, 함수계산식(예) 함수명 : Dx

함수계산식 : 0.5*(D1+D②

설명 : 0.5× (디지털1번 채널값 + 디지털2번 채널값)

⑥ 설정 내용 저장

- 각 설정내용은 ASCII 파일로 저장
- 파일명 : '시료명'. inf

EX.) : sandstone -11 - 23. inf

3.7.2.3 테스트 진행 알고리즘

① 데이터 모니터링

- 입력값을 스캔주기마다 CHART로 표현

EX.) :

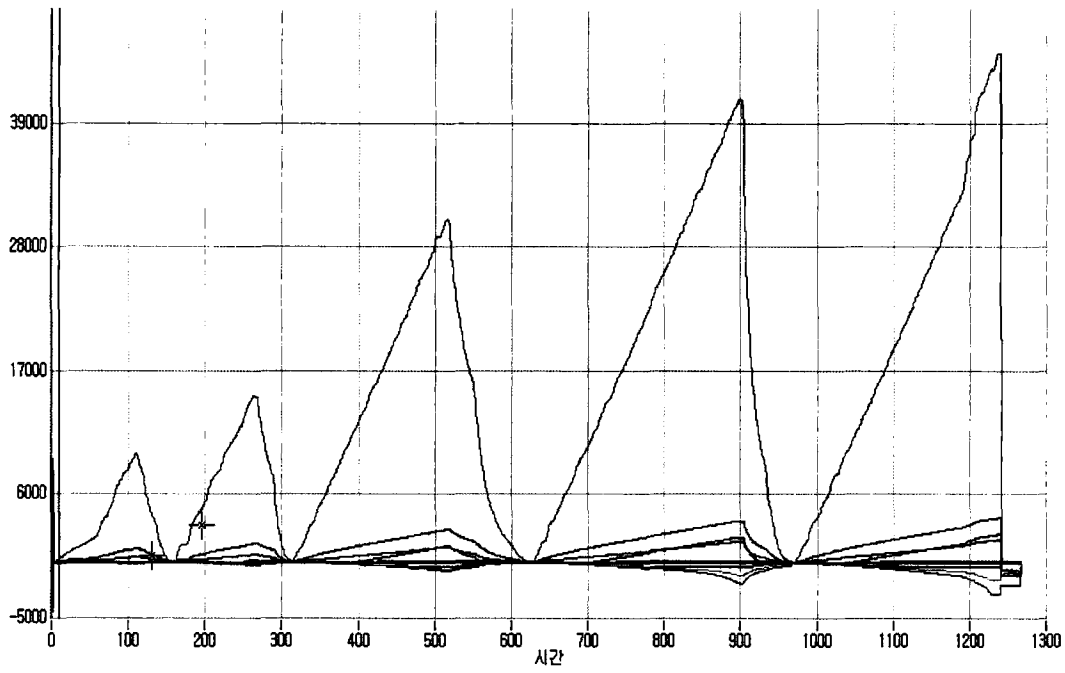


Fig. 3.7.7 암석의 1축 압축시험의 data displaying 예

- CHART의 Plot명은 사용자 정의된 변수명 사용

EX.) : CHART Name : 'sandstone - 11 - 23'

Plot 1:Time(스캔주기)

Plot 2:Load(아날로그 1번 채널값)

Plot 3:D1(디지털 1번 채널값)

Plot 4:D2(디지털 2번 채널값)

Plot 5:Dx(함수명 Dx의 계산값)

※함수 EX.) Dx = 0.5*(D1+D2)

- 입력값의 SHEET 기록

EX.) :

Time	Load	D1	D2	Dx
0	49.3	65	0	32.50
0.5	46.6	33	0.78	16.890
1.11	82.7	33	1.69	17.345
1.21	88.9	65	1.84	33.42
1.31	94.2	130	2	66.0
:	:	:	:	:

- 사용자 정의 CHART 동시 표현

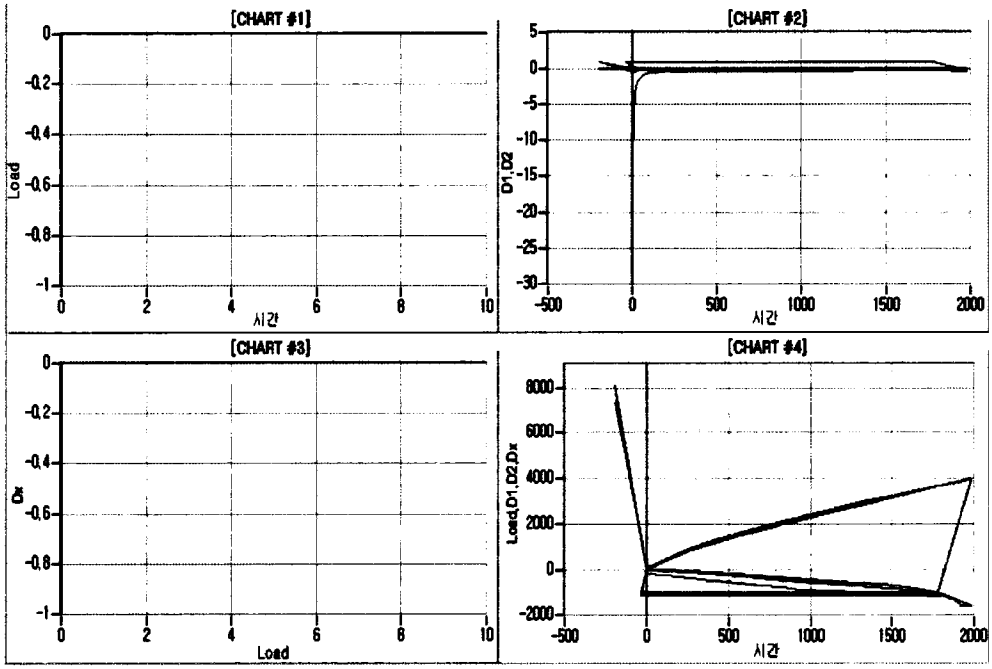


Fig. 3.7.8 입력된 자료의 그래프 표현

CHART 1 : X 축 Time, Y 축 Load

CHART 2 : X 축 Time, Y1 축 D1, Y2축 D2

CHART 3 : X 축 Load, Y 축 Dx

CHART 4 : X 축 Time, Y1축 Load, Y2 축 D1, Y3 축 D2 Y4 축 Dx

- ALARM 기능

■ 임의 변수 1개에 한하여, 단위시간마다(Interval) 변화값이 사용자가 설정한 값을 초과하면 경보음 발생(기계의 손상 방지, Data의 한계값 미리 보기)

Ex.) : ALARM 모니터 채널 : 아날로그 1번 채널

스캔주기 : 1초

변 위 량 : 30(단위 kgf)

Interval : 4

	Time	Load	D1
	0	49.3	65
	1	46.6	33
Alarm ! ☞	**2**	**82.7**	**33**
	3	88.9	65
	4	94.2	130
	5	108.0	109
Alarm ! ☞	**6**	**149.1**	**90**
	7	92.5	140
	:	:	:

단위시간 : 4 (Interval)

- 테스트 리모콘 기능

테스트 시작 : 스캔주기마다 데이터 모니터링 및 자동저장

테스트 정지 : 테스트 진행 중 정지명령은 데이터 스캔, 모니터링, 저장기능을 모두 일시 정지

테스트 멈춤 : 사용자 임의의 테스트 완료 기능, 멈춤 시점까지의 진행된 테스트 데이터 저장

- 테스트 데이터 저장 : 시험 진행과 동시에 데이터는 파일로 저장

파일명 : '시료명'.csv, EX. :'sandstone-11-23'.csv

3.7.2.4 데이터 활용 알고리즘

① 데이터 파일 열기(EX. 경로 : App.Path & "\DATA", sandstone-11-23'.csv

② 설정 파일 열기(EX.시료정보 파일 :'sandstone-11-23'.inf

차트정보 파일 : 'sandstone-11-23'.gst)

③ 시험 정보내용 화면 표현(EX. 테스트명, 테스트일자, 스캔데이터 개수, 스캔주기

④ 스캔데이터 CHART로 표현

⑤ 스캔데이터 SHEET에 숫자로 표현

- 설정 파일에 기억된 설정내용 적용(EX. CHART Plot, Plot Color, X, Y축 설정)

⑥ 데이터 분석 기능

- CHART Zoom IN/OUT 기능
- 구간 데이터 분석(EX. 사용자 정의 시간 내의 데이터 기울기 분석

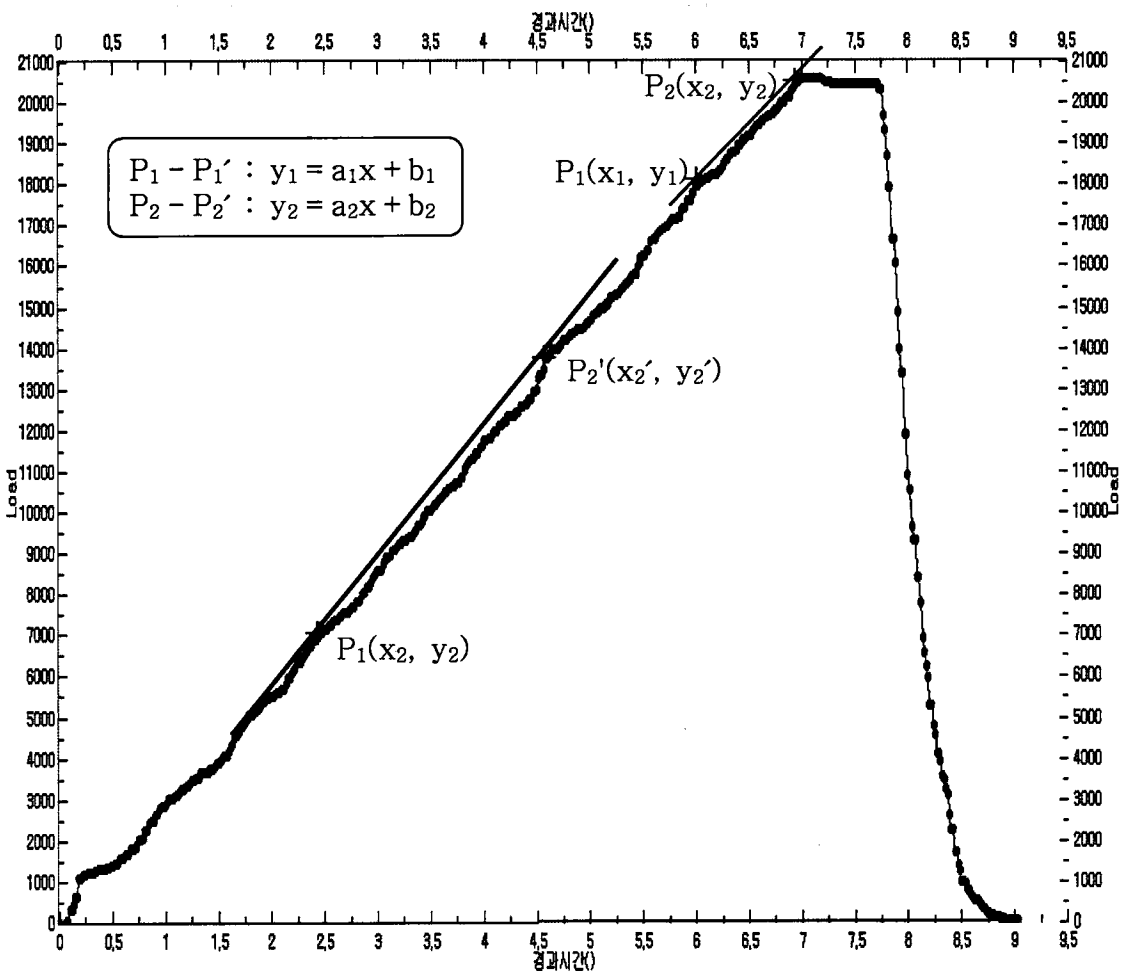
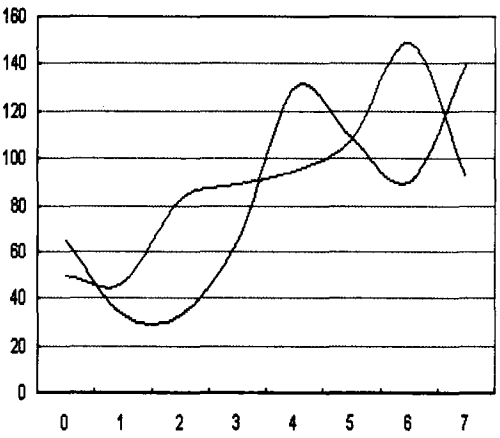


Fig. 3.7.9 시험 종료 후 자료 분석 P/G 운용

- 데이터 스캔주기 변경(**EX. : 원본 테스트 데이터 스캔주기 : 1초간격**)

예 : 스캔주기 3초간격 변경 후 데이터 다시 정리하기

Time(sec)	Load	D1
0	49.3	65
1	46.6	33
2	82.7	33
3	88.9	65
4	94.2	130
5	108.0	109
6	149.1	90
7	92.5	140
:	:	:







Time(sec)	Load	D1
0	49.3	65
3	88.9	65
6	149.1	90
:	:	:

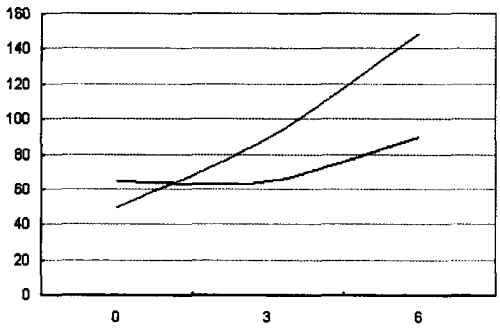


Fig. 3.7.10 저장된 자료를 임의시간 주기로 재정렬 가능

⑦ 출력 기능

- Export : MS-EXCEL
- Image Capture

37.2.5 운용 프로그램 개발도구

① Development Platform and Language

- Windows XP Professional
- Microsoft Visual Basic 6.0 Enterprise

② Database

- Microsoft ACCESS for Windows

- 적용
- SENSOR 정보 저장
- 기타 Tool : National Instrument Measurement Studio for Visual Basic 6.0
- CHART 그리기
- 채널 ON/OFF 스위치
- Solution

③ VBA(Visual Basic for Applications)

- 적용
- 함수계산식 사용

Ex.) : PI():원주율 3.14159265358979

Log(number,base) : 지정한 밑에 대한 로그 구하기

3.7.3 Data의 획득(Data Acquisition)

3.7.3.1 기본 구성

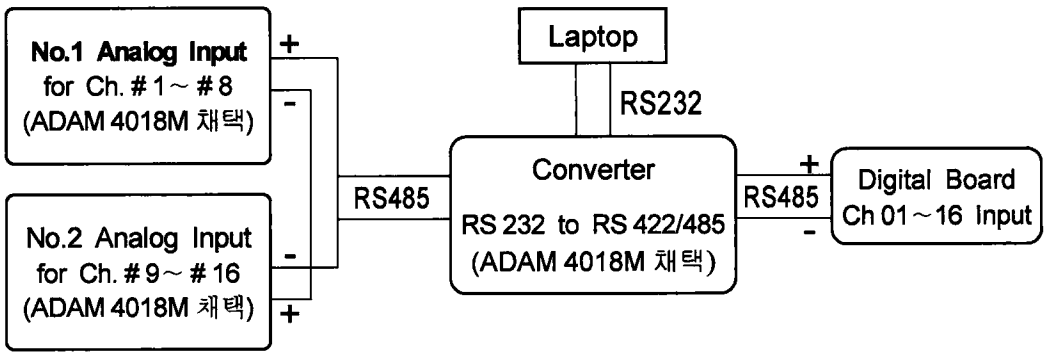


Fig. 3.7.11 Data logger 운영체계 개요도

3.7.3.2 Analog Data의 획득(Data Acquisition)

- 1 개로 8 채널의 아날로그 신호를 디지털 값으로 변환가능
- 16개의 아날로그 신호를 디지털 값으로 변환하려면 2개의 ADAM 4018M이 필요
- 채널 # 1 ~ # 8 은 ADAM 4018M 1개와 채널 # 9 ~ # 1 6 은 ADAM 4018M 1 개 총 2 개) 사용

- 명령어 : #AAN<CR><CR>

No. :	Command start charactor	
AA :	ADAM Module device number	'01'~'FF'
N :	Analog Channel in ADAM 4018M	'0'~'7'
<CR> :	Carriage Return (ASCII Code - 0x0D)	
<CR> :	Carriage Return (ASCII Code - 0x0D)	

- 데이터 취득값 : >VVVVVVV<CR>

> :	Response Start Character	
VVVVVVV :	Channel Value	e.g. +00.000
<CR> :	Carriage Return (ASCII Code - 0x0D)	

- 흐름

Host	→	ADAM4520	→	ADAM 4018M
명령어 전송		RS232명령어 RS485로 변환		해당 모듈의 해당채널 변환시작

ADAM 4018M	→	ADAM4520	→	Host
변환된 값을 RS485로 통신		RS485신호를 RS232신호로 변환		변환된 값이 전송

- 하나의 명령어로 1개의 ADAM 4018M 모듈에 대한 1개의 채널의 데이터를 취득할 수 있다. 즉, 2개 이상의 센서 값을 취득하려면 2개의 명령어를 사용해야 한다.
- 만약 16개 아날로그 채널의 값을 취득하려면 16개의 명령어를 모두 사용해야 한다.

#010<CR><CR> [resp.] #011<CR><CR> [resp.] #012<CR><CR> [resp.]
#013<CR><CR> [resp.] #014<CR><CR> [resp.] #015<CR><CR> [resp.]
#016<CR><CR> [resp.] #017<CR><CR> [resp.] #020<CR><CR> [resp.]
#021<CR><CR> [resp.] #022<CR><CR> [resp.] #023<CR><CR> [resp.]
#024<CR><CR> [resp.] #025<CR><CR> [resp.] #026<CR><CR> [resp.]
#027<CR><CR> [resp.]

3.7.3.3 ADAM-4018M의 사양

- 모든 채널에서 프로그램 가능한 입력범위를 특징으로 하는 16 Bit - 8채널 아날로그 입력 데이터 입력기이다.
- 신뢰성이 있고 사용하기 쉬우며, thermocouple, mV, V, mA 등으로 다양한 아날로그 입력 장치와 구성할 수 있는 로그 모듈이 3개가 있다.
- 산업용 측정과 모니터링 어플리케이션을 위한 아주 효과적인 솔루션이다.

① Analog Input

- Effective Resolution : 16 Bit(해상도의 범위 0 ~ 65,535)
- Channels : Six Differential Input, Two Single-Ended
- Input type : Thermocouple, mV, V, mA
- Input range : ± 15 ㎷, ± 50 ㎷, ± 100 ㎷, ± 500 ㎷, ± 1 V, ± 2.5 V, ± 20 ㎃
- T/C type and temperature range

T/C Type	J	K	T	E	R	S	B
온도, °C	0~760	0~1370	-100~400	0~100	500~1750	500~1750	500~1800

- Isolation voltage : DC 3,000 V
- Sample rate : 10 samples/sec(total)
- Input Impedance : 1.8 ㏁
- Band width : 15.72 Hz @ 60 Hz
- Accuracy : ± 0.1 % for voltage input
- Zero drift : ± 3㎶/℃
- Span drift : ± 25 ppm/℃
- CMR @ 50/60 Hz : 92 dB min

② Storage

- Capacity(128 KB Flash memory) : 38,000 sample(total)
- Storage mode : write to end of memory & cyclic
- Logging mode : Internal log or event log(high/low)
- Sampling interval : 2 sec ~ 18 hour

③ Built-in Watchdog Timer

④ Power

- Power requirements : Unregulated +10 ~ +30 Vdc
- Power consumption : 1.8 W

3.7.4 Digital Data의 획득(Digital Data Acquisition)

3.7.4.1 기본구성

- 사용중인 센서의 타이밍도(timing chart)에 맞추어 구동되도록 설계함.
- 아날로그 시스템은 해당 모듈의 해당 채널의 데이터 값 취득은 각각의 명령어가 필요하나, 디지털 시스템은 하나의 명령어로 16 개의 데이터를 모두 취득한다.
- 데이터의 변환 명령어는 하나이지만, 결과치는 차례로 16개 데이터가 모두 전송됨.

- 명령어 : @ix<CR>

@ :	Command Start Character	
ix :	Digital Module All Channel Data Request Command	
<CR> :	Carriage Return (ASCII Code - 0x0D)	

- 데이터 취득값 : @CCVVVVVVVP<CR>@CCVVVVVVVP<CR>…

@ :	Response Start Character	
CC :	Channel Number	'01' ~ '16'
VVVVVVV :	Channel Value	e.g. +00.000
P :	Decimal Point	e.g. 1→10^{-1} 2→10^{-2}
<CR> :	Carriage Return (ASCII Code - 0x0D)	

- 흐름

Host	→	ADAM4520	→	Digital Board
명령어 전송		RS232명령어를 RS485로 변환		디지털 보드의 전체 채널을 변환

Digital Board	→	ADAM4520	→	Host
디지털 센서의 변환된 값이 보드로 입력		RS485신호를 RS232신호로 변환		변환된 값이 전송



Data Logger 외형(크기 200×180×430, 무게 6.6 kgf)



Analog 내부회로



Digital Board





16 채널 Connector(터미널) ; 좌-analog, 우-digital

Fig. 3.7.12 개발한 data logger 외형(analog 16 ch.+ digital 16 ch.)

3.8 현장에 Test block 형성 및 반력 앵커

3.8.1 Test block 형성용 Rock saw의 성능검사

불량 암반(Weak rock masses) 현장에 Test block을 형성하기 위한 시험기들의 단위 요소의 무게를 최소한 가볍게 제작해야 한다. 인력으로 차에 싣고 내리는데 적당한 무게는 약 35 kgf 이하이다. 그런데, 이렇게 제작하려면 개발비가 당초 계획보다 훨씬 증가되고, 연구의 1차 연도에 이미 개발된 것이 발견되어 기성품을 구입하여 UCST나 DSST 용 Test block 형성 가능성을 집중적으로 조사했다.

기기의 주요 요소는 Fig. 3.8.1이며, 부품별로 분해할 수 없으나 자주식이므로 운반/이동에는 문제가 없고, □-형 Test block 최대 크기인 400×400×350 형성에 적합하다. 지질공학적 특성조사 결과로 선정한 부산-울산 고속국도 건설공사에서 20여회의 성능시험 수행한 과정은 그림 3.8.3a~d, 이를 요약하면 표 3.8.1이다.



⑥ 안전수칙 표지판 ⑨ choke ⑪ 절단 깊이 조절
⑭ 유압 계기 ⑮ Volt meter ⑯ 야간작업 전등

그림 3.7.13 불량 암반 현장에 정방형 Test block 형성용 톱

표 3.8.1 Rock saw system의 성능검사 결과

계획서에 제시된 목표치	성능검사 결과	척도
① $\sigma_c \leq$ 50 Mpa인 암석 지중 절단용	매우 적합	◎
② 최대 절단 깊이 35 cm (톱날 D450, 500, 750, 1000)	톱날 D914로서 깊이 35 cm 절단가능. 2차 연도에 Chain saw와 D14인치 톱을 구입하여 더 깊게, 잔 다듬기에 이용	◎
③ RPM 1800~3200 조절 가능할 것	톱날이 커서 저속 1400 rpm까지 가능	◎
④ 해체/조립 가능, Wt ≤ 35 kgf	자주식이므로 현장이동시의 무게에는 문제가 없으나 상/하차 시에 곤란	○
⑤ Guide Rail은 먼지·흙탕물에서 Rail - Roller 마찰저항 최소화, - 2 nd cutting을 위해 수평이동장치	Guide rail 고정이 핵심(경량-고강도 L-type 2 m 이상, 탈·부착식으로 개조) ■ 2차 연도에 Winch & Trolly로 보완	△
⑥ 부속장비(냉각수공급 별도)	D914 중형으로서 수조(1000 l 이상)와 양수기(2 Hp)가 필요함.	◎
⑦ Test block 400×400×400 가능성	양호한 상태로 형성되었음.	◎
⑧ Chain saw	깊이 42cm까지 절단가능하나 날이 외국산이고 고가임.	○

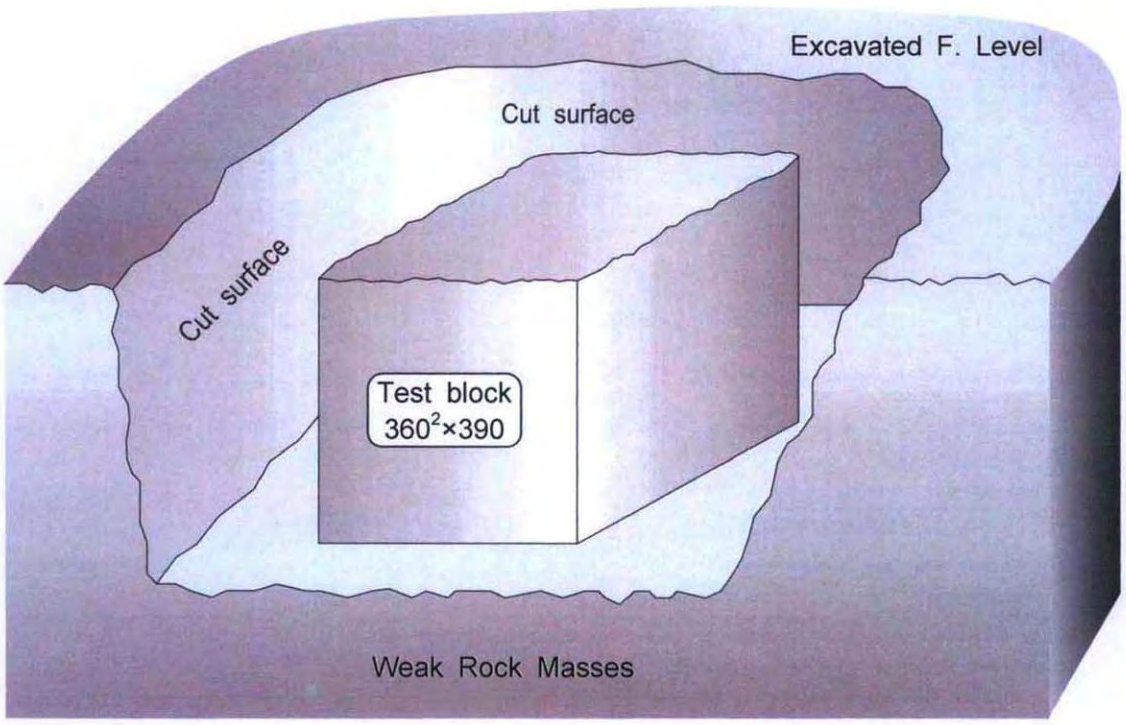


그림 3.8.2 불량 암반 현장에 형성할 Test block 모식도



- 부산~ 울산 고속국도 건설공사의 제 5공구 장안휴게소 예정지
- 유문암류, 열수변질로 백색 ~담홍색. 단충, 절리 발달.
- 현미경에서 유문암 반상조직. 자형~반자형 장석과 석영 관찰.
- 역학 특성 : $I_{s(50)}$ 2~3(σ_c 58 MPa), JCS 24, JRC ≤11, RMR ≤ 35

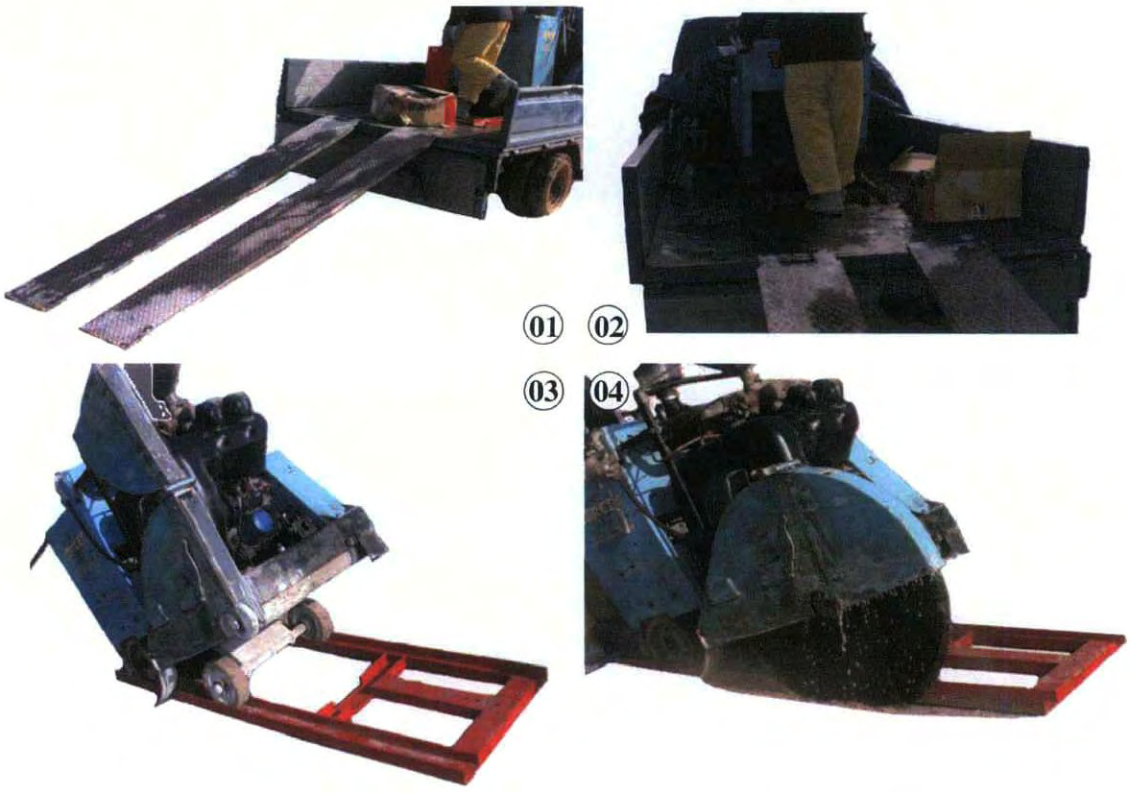
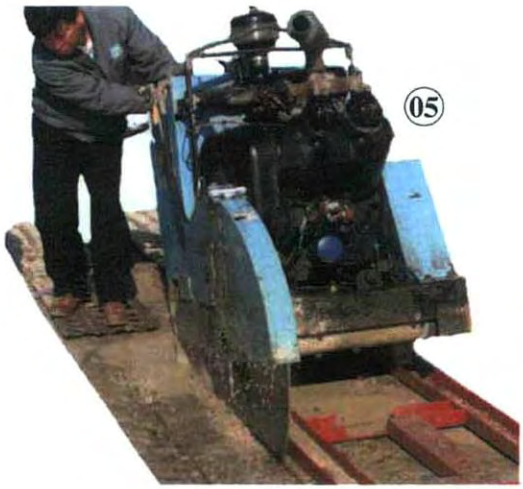


그림 3.8.3a 트럭으로 rock saw 운반 / 금 긋기 / 톱질 시작





Saw : Diam.(D914), 35 cm 이상 가능

톱의 Cutting 깊이를 조절하면서 더 깊게(최대 380) 톱질





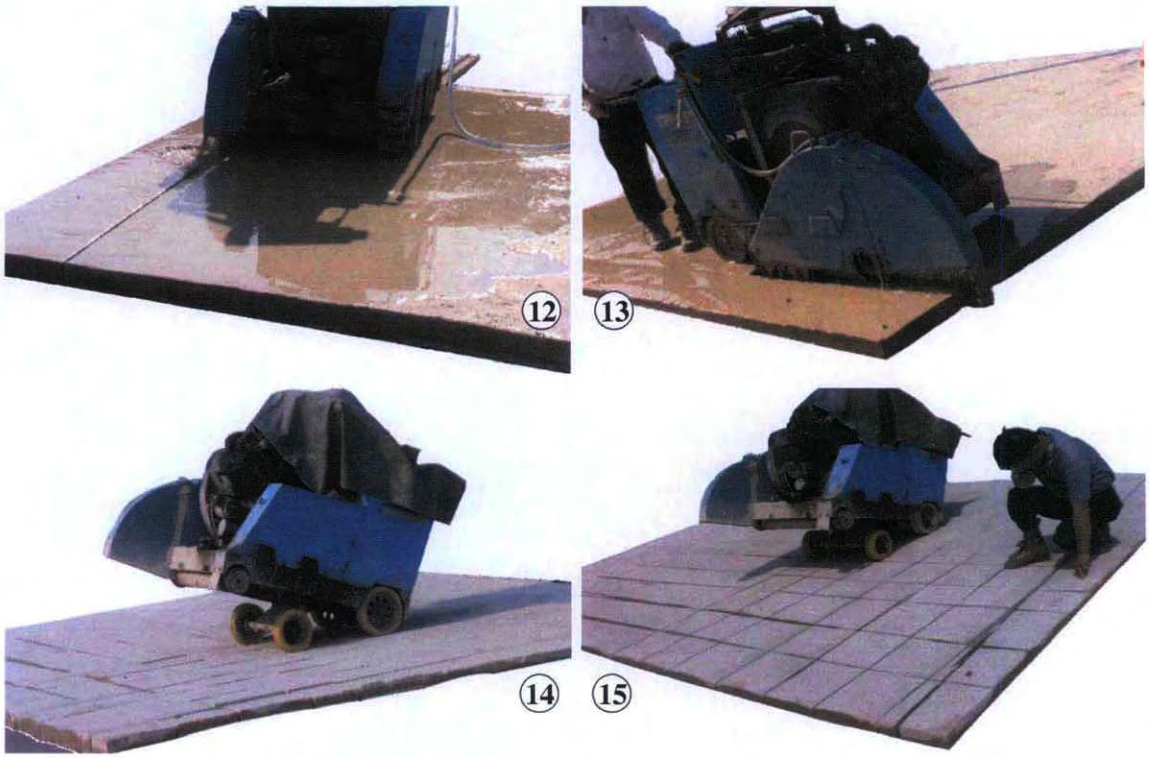


지표면을 수작업으로 면고르기를 한 상태에서 Guide rail만 설치하고 톱질한 결과, 진동으로 인하여 Test block 형성에 실패한 상태.

Fig. 3.8.3b Guide rail 만 설치하여 Test block 형성에 실패



지표면에 t100 정도의 Lean con'c 타설 후 Guide rail을 설치하여 재시도

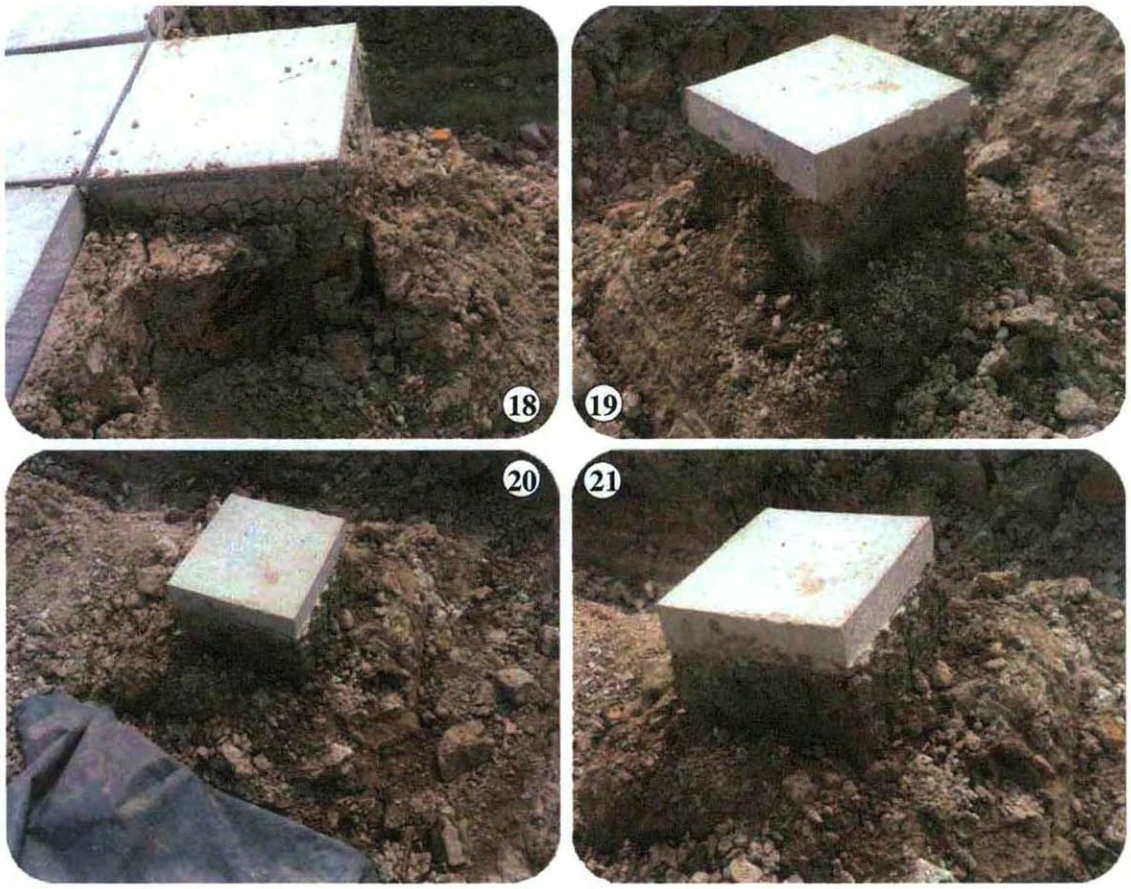


최대 깊이(380 *mm*)로 절단 후 그 옆줄로 이동하면서 계속 톱질

Fig. 3.8.3c Test block 형성 방향(격자)을 따라 톱질



Test block 중심으로 Load frame 공간 이상, 깊이 380mm 만큼 터파기



Shear boxes & Load frame 설치를 위해 Test block 주변을 정리

Fig. 3.8.3d In situ DSST 용 □-type Test block 형성 성공

3.8.2 Chain saw를 이용한 Test block 주면 정리

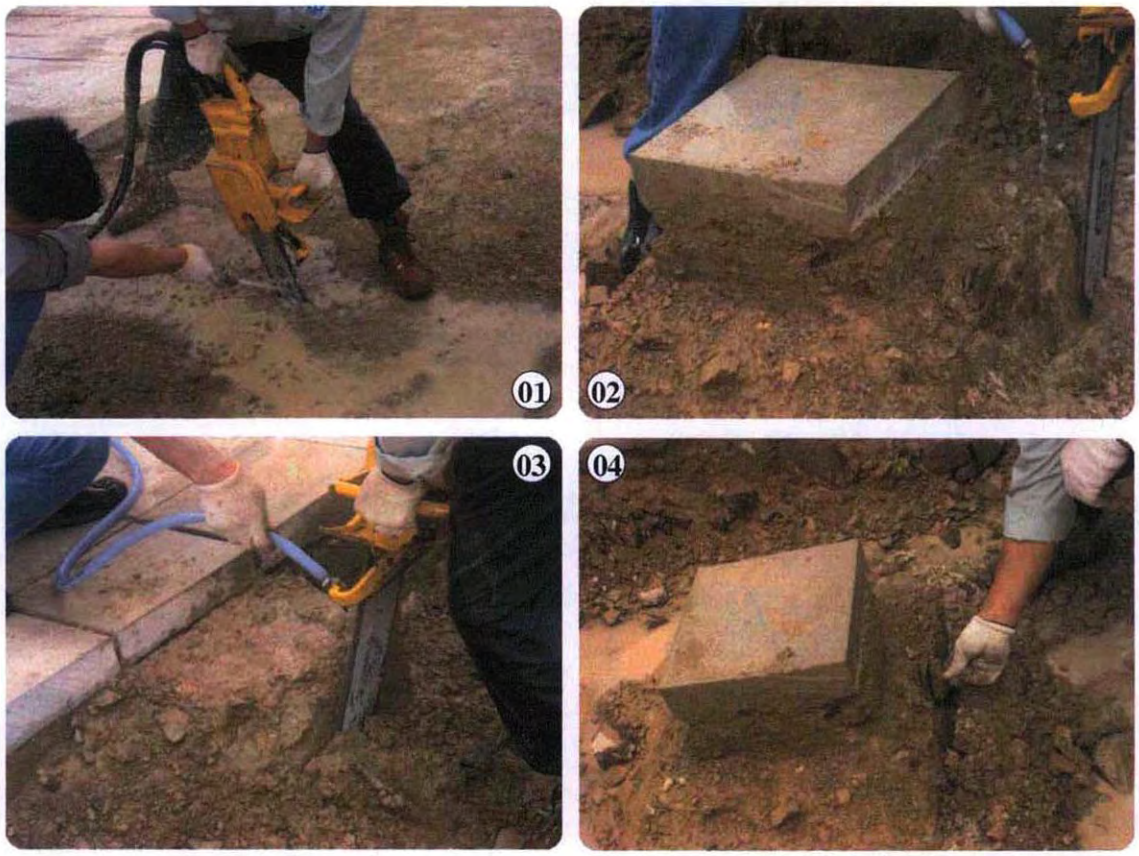
불량 암반 지표면에 Lean con'c pad를 타설하여, 그 위에서 Rock saw & Guide rail system으로 □-형 Test block을 형성하는 데는 성공했다. 그러나, 이 Test block으로 In situ UCST와 In situ DSST 수행을 위한 Load frame을 설치해야 한다. Load frame의 외부 크기는 B×L×H(700×1700×800), Rock bolt plate는 2-350×450×25이므로, 기기를 설치하기 위해서 Test block 주변을 폭×길이×깊이를 1500×2000×380 만큼 굴착해야 한다.

이 작업을 위한 장비로는 Ring cutter, 암석-Steel 겸용 Cutting & Grinding 겸용 소형 Saw, 지렛대(lever), 망치(hammer), 정(chisel), Chain saw 및 진공 청소기 등이 필요하다. 연구비 관계로, 이 중에서 가장 핵심 기기인 Chain saw를 임대해서 Test block 주면(perimeter) 마무리와 터파기 용으로서 구입할 만한 가치가 있는가를 검토했다.

이 결과, Fig. 3.8.4b와 같이 Test block의 주면을 편평하게 깨끗하게 형성할 수 있고, 깊이 45 cm까지 수직 절단이 가능함이 확인되어 2차 연도에 구입할 예정이다. 구체적인 성능시험 과정은 Fig. 3.8.4b와 같다.



Fig. 3.8.4a Chain saw의 주요 얼개



Chain saw로 test block 주면을 정리(작업자는 낚시복 준비)

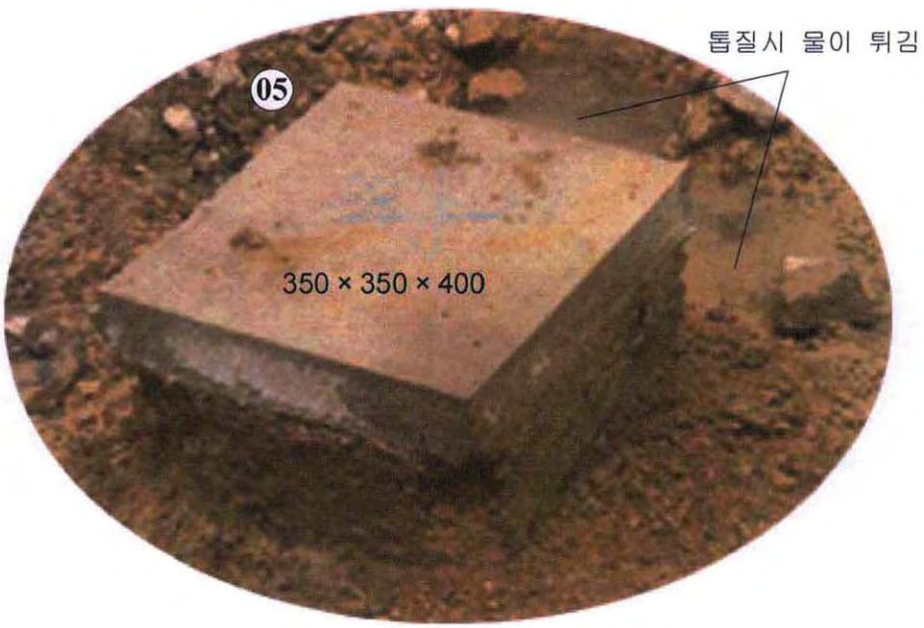
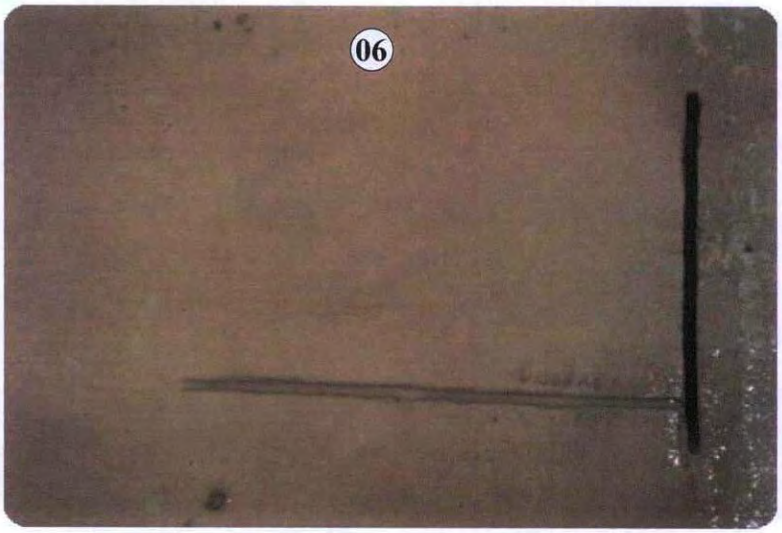
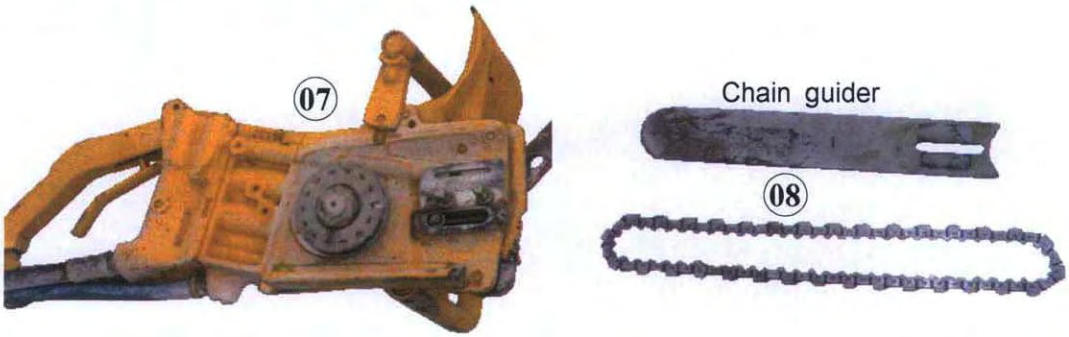


Fig. 3.8.4b Chain saw로 test block 주면을 편평하게 정리



암석 주변을 손상하지 않고 두께 **5 *mm*×450 *mm*** 절단가능



사용 후 분해하여 체인에 끼인 이물질 제거/기름을 발라 보관

Fig. 3.8.4c Chain Saw의 장·단점

- 주변을 손상하지 않고 암석을 5 ㎜ × 420 ㎜ 절단가능
- 날 값(chain)이 비싸다.
- 부속장비(발전기, Power unit, 냉각수 공급 장치)가 별도로 필요.
- 암석에 크기 150 × 500 × 450 정도의 Slot을 형성하여 'Goodman type jack 외면을 □-type으로 개발하면, ASTM D 4506-90(1995)의 Test Method for Determining the In Situ Modulus of Deformation of Rock Mass using Radial Jacking Test가 가능할 것이다.
  따라서, 불량 암반의 변형계수(E)는 물론, 현장 상태의 절리면 전단 시험도 가능할 것이다.

3.8.3 강도정수를 구하기 위한 Test block 형성

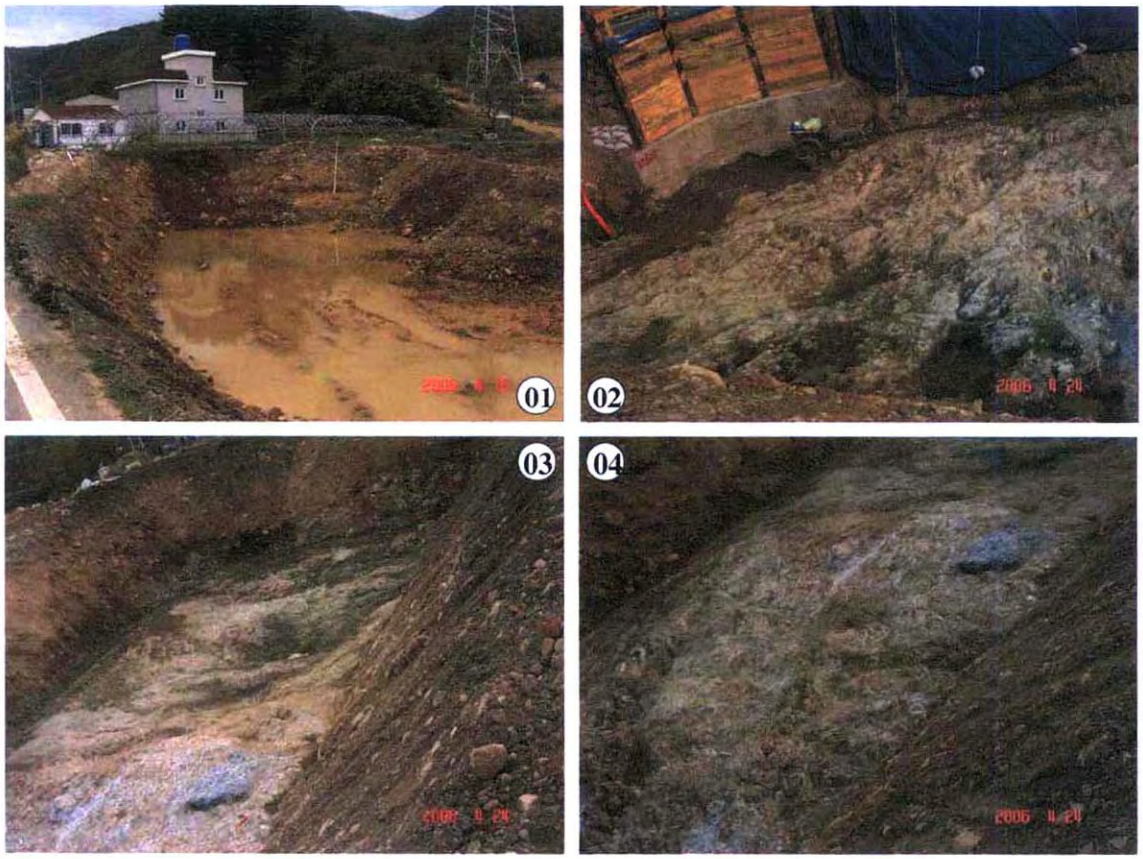
3.8.3.1 사례연구 현장

Test block을 형성 후보지 중 하나인 대운천교의 기초지반을 사례연구 현장으로 선정하였다. 이 현장에서 토압계와 침하계의 매설, PLST, 현장 1 축 압축강도 시험, 평판재하 시험을 실시한다. 매설한 토압계와 침하판 계측치와 기존의 설계도서와 비교하여 최적의 지반반력과 침하량을 살펴본다.

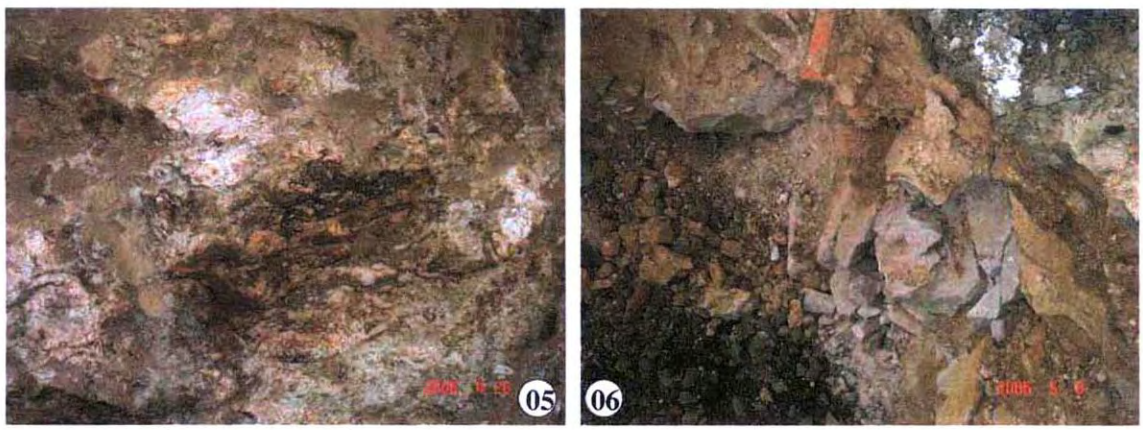
이 현장은 2007. 08. 28(화) 현재 교각의 상판(PC beam)이 거치된 상태이며, Pier No.5 기초지반의 터파기 주변에 Rock saw, Chain saw, 유압 unit 등을 이용한 Test block의 형성과정을 사진으로 제시한다. 그리고, 시작품의 활용목적으로 2007. 08. 27~30에 도로 확포장 공사중인 강원도 삼척 현장에서 Test block을 채취하고 평판 재하시험을 수행했다.



Fig. 3.8.5 개발한 기기들의 성능검사를 위한 사례연구 현장

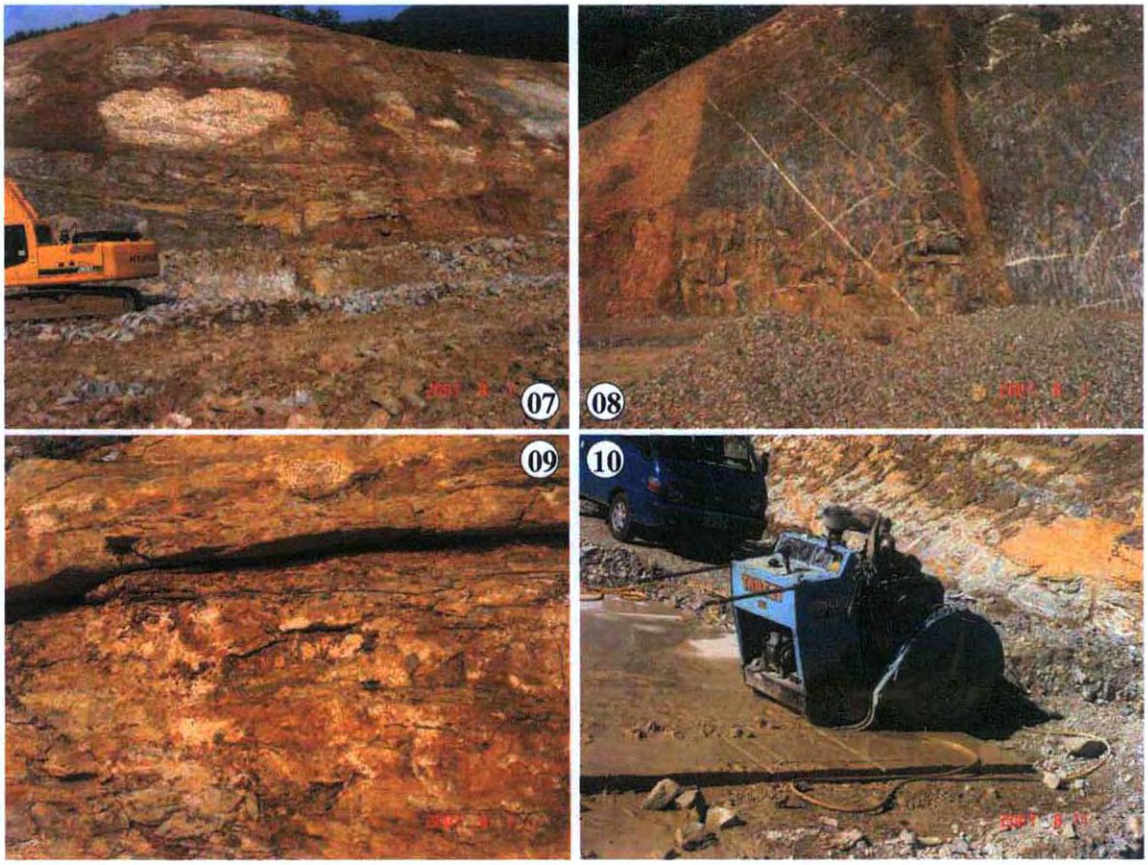


사례연구 현장의 Pier의 기초지반 터파기 상태
(#01의 주택 보상관계로 1차연도 계획이 2차연도로 연기됨)

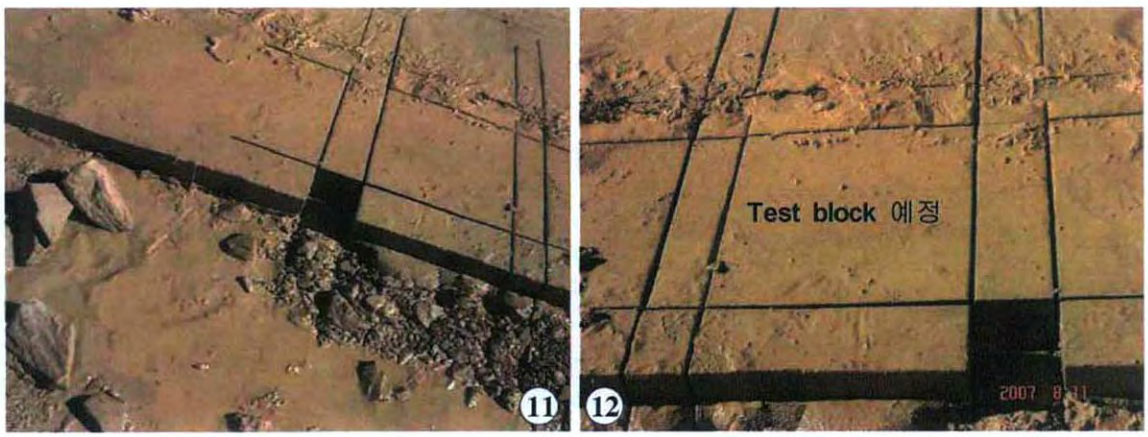


터파기 단면의 암석 상태 근접사진(유문암질 응회암) : $I_{s(50)}$ = 2~3 MPa

Fig. 3.8.6 사례연구 현장의 터파기된 단면의 암반 상태

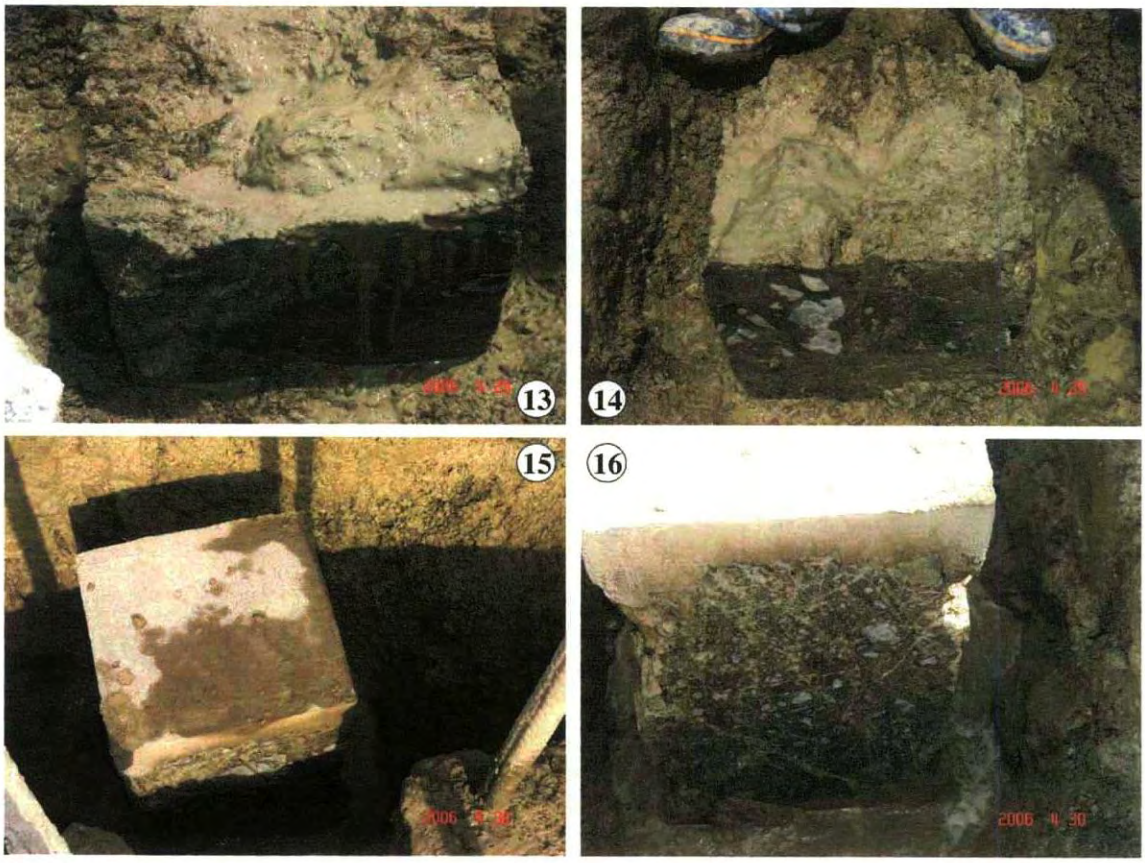


⑦~⑨ 공사현장 전경(석회암 지반으로 절취사면이 진행성 활동 중인 불량 암반
⑩ 두께 100 mm con'c pad 시공 후 Test block 형성을 위한 saw cutting



Test block 형성을 위한 saw cutting

Fig. 3.8.7 개발된 기기의 활용목적으로 삼척의 한 도로공사 현장에 적용
• 깊은 산골이나 원거리는 Test block 형성용 기기들의 운반비 고려



In situ UCST를 위한 Test block 형성 완성



Shear box나 Load frame 설치시까지 Test block 보호

Fig. 3.8.8 Test block의 형성 및 표면보호 molding
(이후 UCST or DSST를 수행함)

3.8.3.2 시연회 현장

2007. 06. 07(목)에 시연회 겸 세미나 준비를 위한 현장을 '장안 휴게소' 예정지로 선정하여 Test block 350×350×(380~500) 6개를 형성하였다. 이 시료로 직접전단 시험 2개소, 1축 압축시험 2개소 평판 재하 시험 2개소를 실시했다. Test block 형성과정에서, 가장 중요한 부분은 톱질한 면의 Cutting과 밑 부분의 다듬기이다. 특히 밑 부분은 Fig. 3.8.11과 같이 소형 hammer drill, 정, 끌, 망치 등을 이용해서 매우 조심스럽게 수작업으로 수행한다.

특히, Test block은 RMR 30이하이거나 RQD 40이하인 불량 암반에 형성하므로, 톱질한 면의 나머지를 걷어내기 전에 그림 3.8.8의 ⑰, ⑱와 같이 측면에 보호막을 씌워서 파손을 방지하는 것이 중요하다.



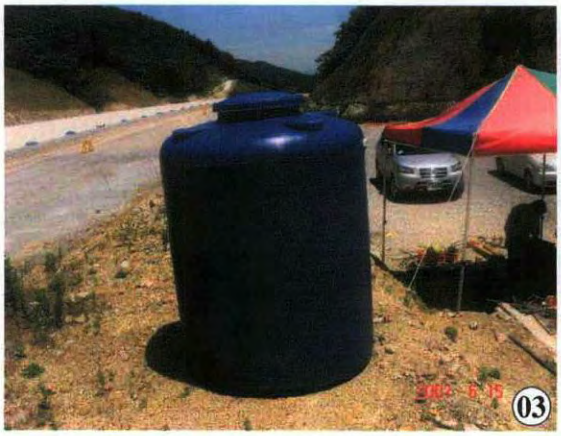
그림 3.8.9 시연회의 Test block 형성 현장 전경
2006. 07. 29에 con'c pad와 rock bolt 시공후 보존상태



차일/물통/소형 트럭 등 준비



시험장비 임시보관 창고



톱질 완료 상태(깊이 350mm)



톱질(표면은 Rack con'c(50mm)





Test block 형성 현장의 단면(절리가 무수히 발달된 불량 암반)

Fig. 3.8.10 Test block 형성 현장의 준비 및 주변현황 기록

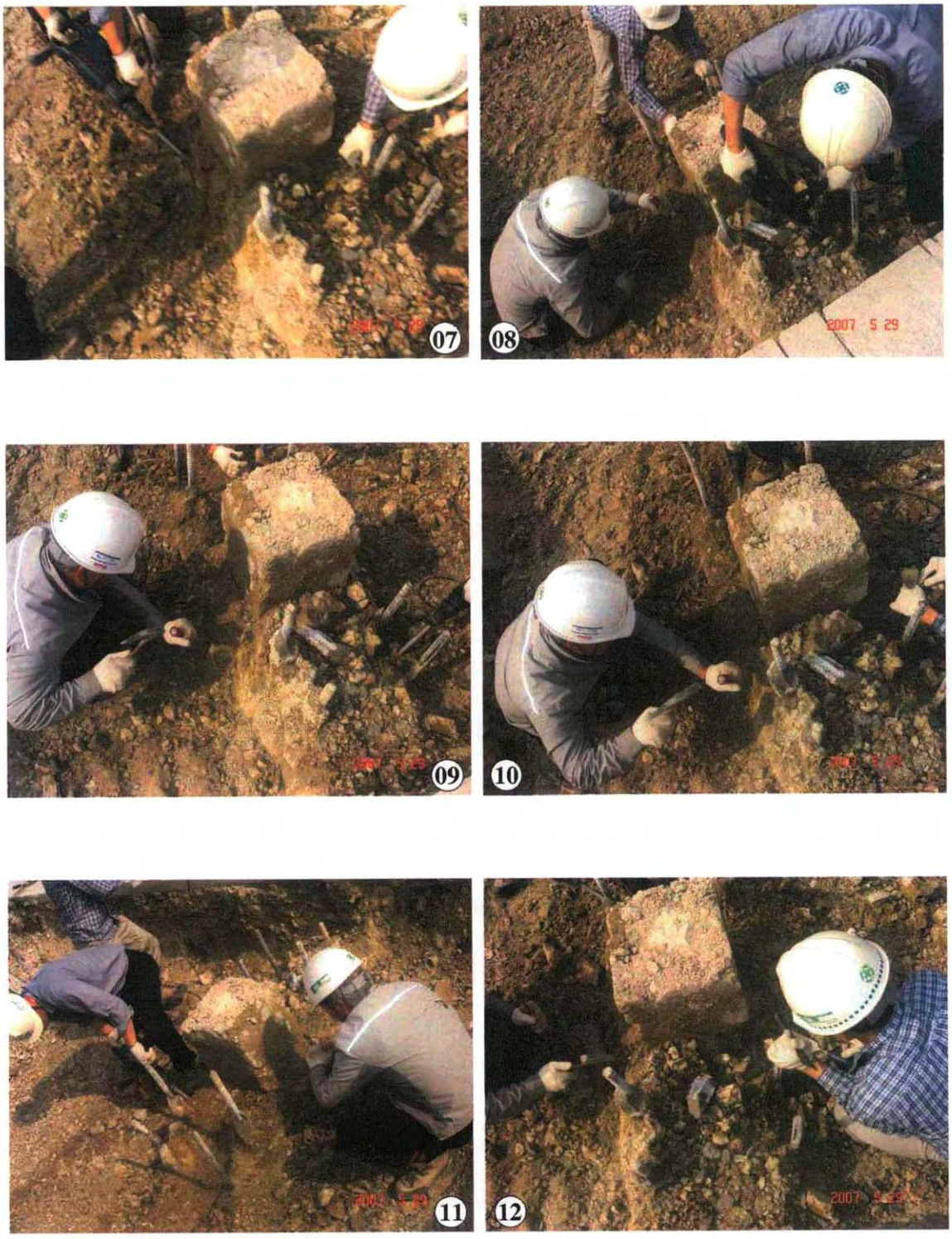


그림 3.8.11 수작업으로 Test block 밑 부분 다듬기

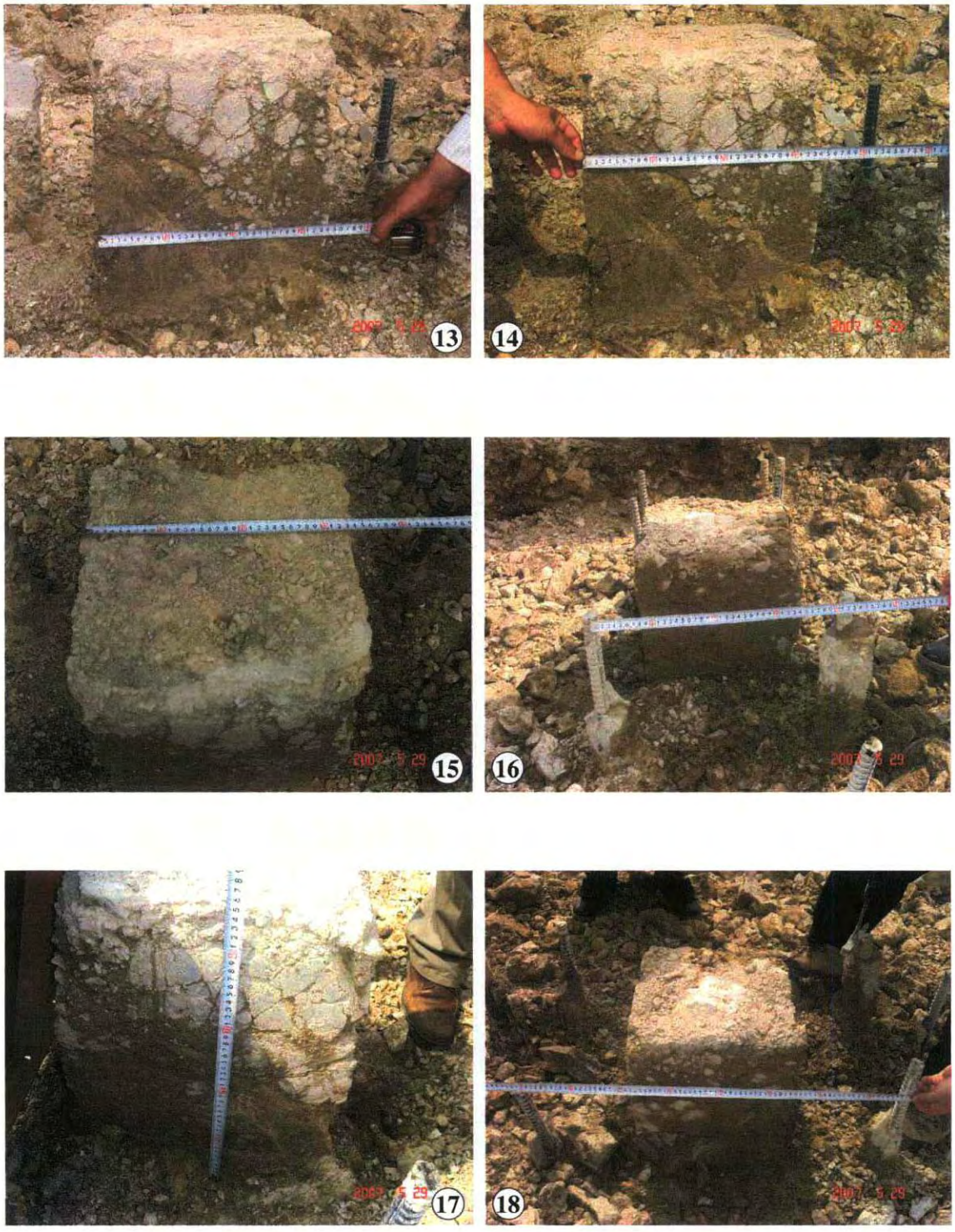


Fig. 3.8.12 Test block 치수 측정(떨어져 나간 곳은 평균치)

- UCST : 상단 표면만 capping
- DSST : 하부 전단 상자 molding 전까지 표면보호

3.8.4 원형 Test block 형성을 위한 Rock core drill

Core drill die, 앵커 고정용 Plate, 유압 모터 장착부, Coupling, Tube, Bit 분해/조립이 가능하며, 본체는 약 50 kgf으로 트럭에 상/하자가 비교적 쉬운 편이다. 작업공간이 협소하거나 콘크리트 두께에 구애받지 않고 천공작업이 작업가능하며, 유압모터로 구동된다. 따라서, 최대 D400×H600인 원형 Test block 형성은 가능하지만, 전단 시험용으로는 이동식인 상부 전단 상자와 전단하중의 축방향 일치성을 위한 장치를 보완해야 한다. 다만, 대형 Bit(D350)를 사용하면 D350×H500인 코어링은 가능하지만, Bit를 회수하는 중에 시료의 교란이 심해서 Test block형성용으로 사용하기가 곤란함이 발견되었다.

Bit를 2~3 split로 천공하고, 측면의 암반을 걷어낸 다음 Bit를 분할하는 방식으로 설계·제작하면 가능하겠으나, 연구기간과 연구비 관계상 정방형 test block 만 연구대상으로 진행해왔다.



Fig. 3.8.13a 원형 test block 형성용 rock core drill







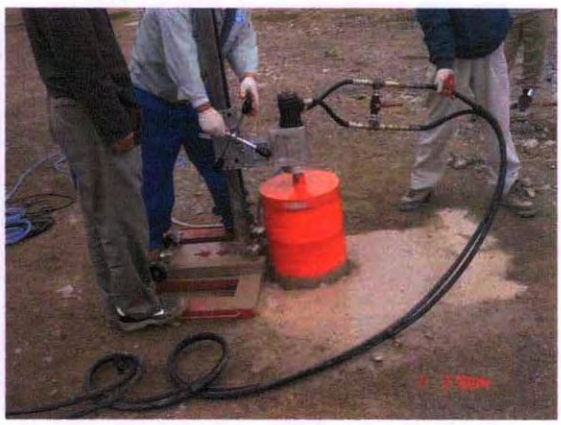


Fig. 3.8.13b D350, L600까지 천공가능



• 보완할 사항

- 진동 저감 및 수직성 유지 장치
- Core bit를 쉽게 회수하는 방법
- Bit +원통을 회수하지 않고 DSST의 하부상자로 사용하는 방법 강구
- Sinker drill/유압 unit/발전기 등과 병용

3.8.5 Test block과 전단 상자의 molding

전단 상자 4개를 밑에서부터 차례로 치과용 석고로 그림 3.8.14와 같이 하부 전단 상자를 molding하는데, 이 실제상황은 그림 3.8.15와 같다. 이 과정에서 준비할 주요기구와 소모품들은 다음과 같다.

- 하부 전단 상자 4 조
- 전단면 Band : 예상 전단면에는 Molding 재료가 채워지지 않게 막는 기구이다. 모의 시험장에서는 플라스틱이나 목재로 석고가 배이지 않게 설치했으나 수직하중을 받아 다소 변형되어 철제로 재제작하였다. 성능시험 결과, (-)Dilatancy가 최대 4mm이하이므로, 가상 전단면의 두께는 12 mm에서 10mm로 재제작함.
- Screw driver and/or L-wrench set
- 가타 : 직각자, 혼합용기, 주걱, 스푼, 저울, 혼합용수(무게 비 25~30 %)
  Steel tape, 대형 수준기(level), Band 고정/해체용 나사못

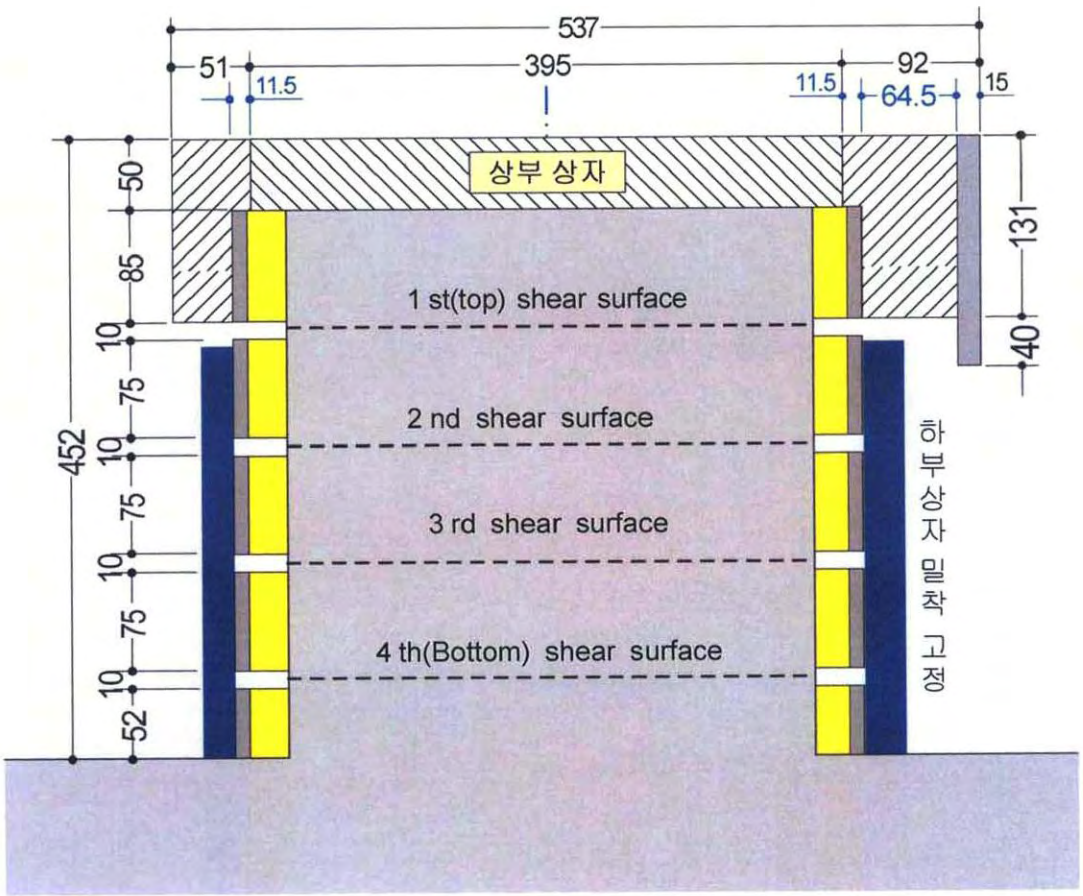


Fig. 3.8.14 In situ DSST의 전단 상자 단면도

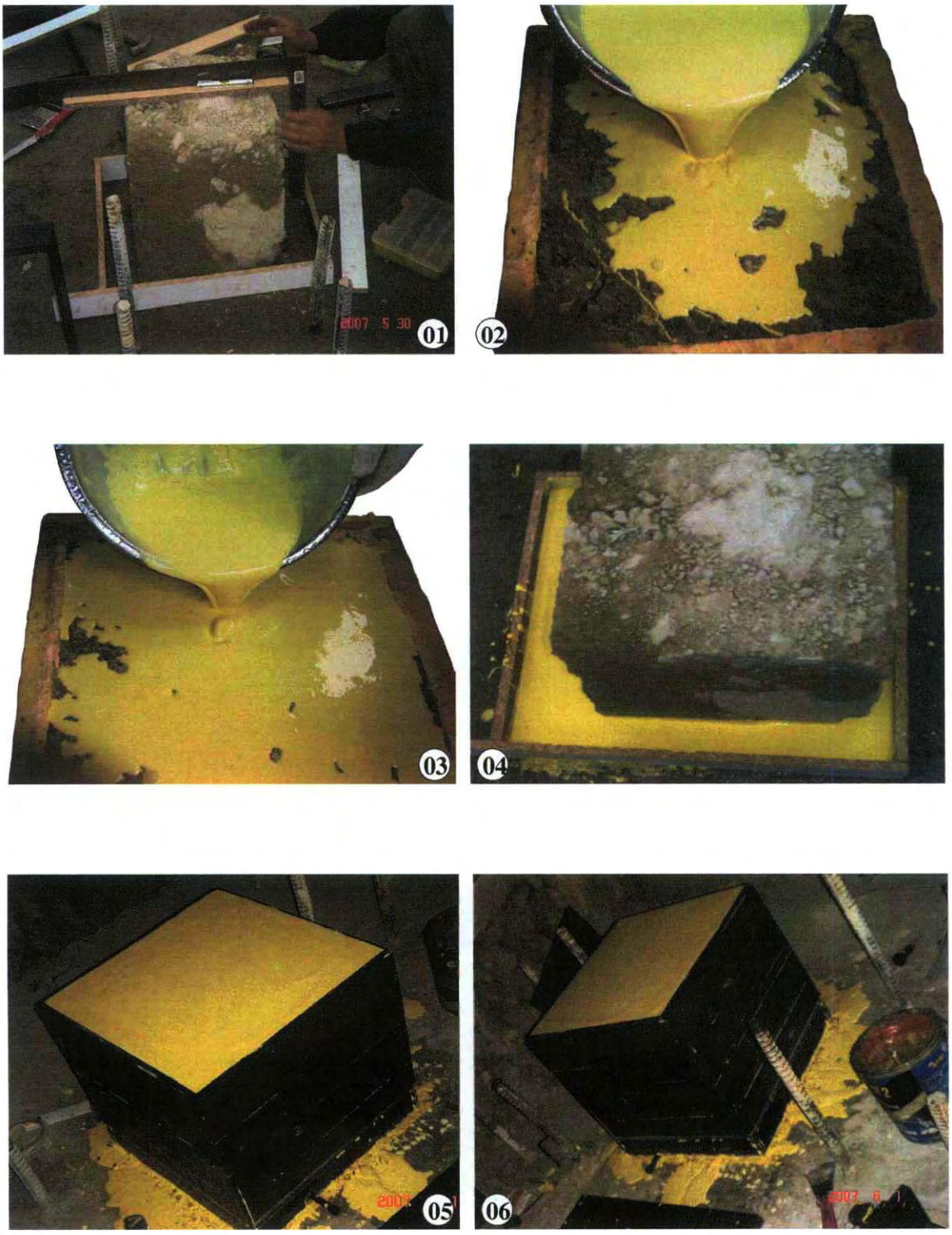


Fig. 3.8.15 In situ DSST를 위한 전단 상자 molding(4 sets)
(1) 내부치수 400×400×70, 외부 치수 420×420×70)
(2) 내부치수 390×390×75, 외부 치수 420×420×70)

3.8.6 연직 반력용 앵커 준비

3.8.6.1 Bolt와 불량 암반 사이의 접착제 선택과 성능검사

불량 암반에 놓이는 직접기초 시공현장을 사례연구 대상지역으로 설정하였다. 이 현장에서 지반 공학적 강도정수와 지질공학적 특성을 집중적으로 조사하여 기존설계 도서와 실험으로 구한 자료를 비교하여 최적 설계치를 제시한다. 1차연도에 현장에서 점재하 강도시험(PLST)을 수행했으며, 2차연도에 현장 1축 압축 시험, 평판재하 시험을 실시했다. 이에 필요한 연직반력용 Rock bolt는 다음과 같은 방법으로 시공했다.

- 현 장 : 부산-울산 고속국도 건설 제 5 공구의 대운천교 교각공사
- 일 시 : • 2006. 05. 05, Crawler drill로 Hole D76-L4m 총 16개 천공
  • QMC-Milk 주입 및 양생(2005. 12 월에 정착장 부착제의 성능검사를 위해 Cubic mold로 1축 압축 강도를 시험함)

불량 암반 현장에 형성한 Test block의 1축 압축강도 시험(UCST), 직접전단 강도 시험(DSST) 및 평판재하 시험(PBT) 등에 소요 연직하중은 80 tf이상이다. 이 하중을 위한 Rock bolt의 정착용Cement-milk를 초속결 시멘트(Quick Hardening Cement, QMC)를 선택했다. 이것은 10분 이내에 경화되므로 반죽후 인력으로 천공 Hole에 주입하는 작업이 시간이 걸리므로, 지연제 0.3 %를 혼합하여 1 일 및 7일 양생 강도를 시험했다.

시험결과는 Fig. 3.8.16 및 표 3.8.2인데, QHC-Mortar에 지연제를 섞어서 경화시간을 20 분 정도 지연시키면, 1일 양생 강도가 Portland cement의 28일 강도이상으로 발휘되므로, Rock bolt 정착장 Bulb 형성용 접착제는 QHC + 지연제 0.3 % 혼합하여 시도하기로 했다.

표 3.8.2 QHC-Mortar Cubic 공시체의 압축강도 시험

양생기간(일)	탄성계수	압축강도	파괴시 변형율
1	4.17	28.31	0.98
7	4.70	36.61	1.12
28	7.31	58.80	1.01

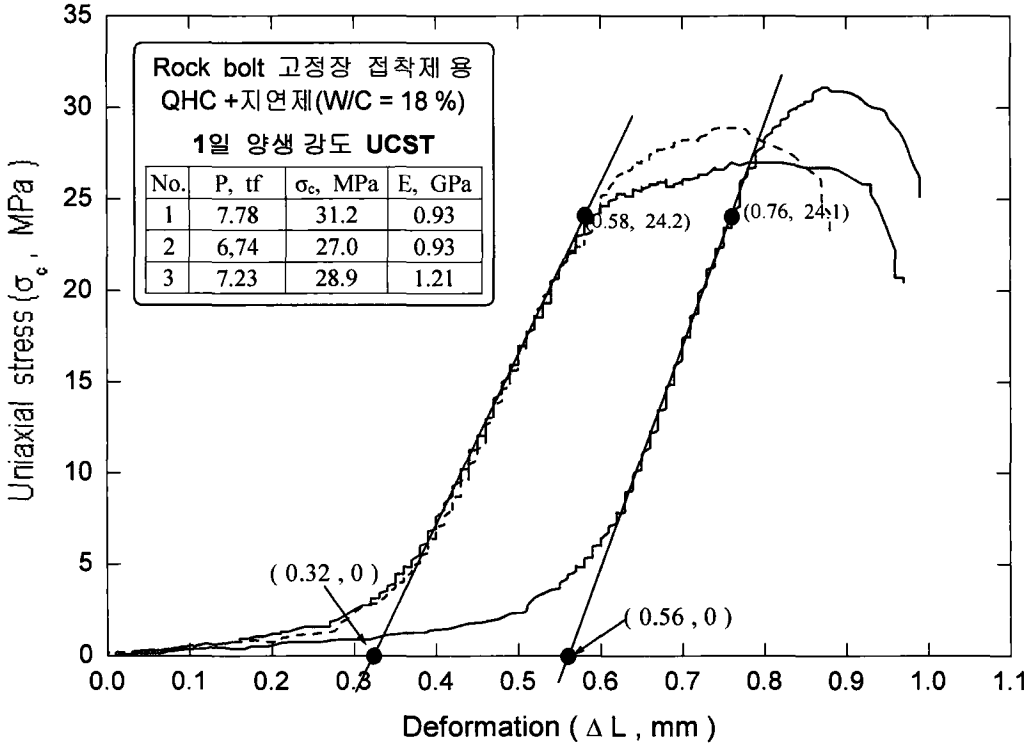


Fig. 3.8.16 QHC mortar + 지연제의 Lab. UCST 예

표 3.8.3a UCST of QHC cubic con'c specimen for 1 Day-cured

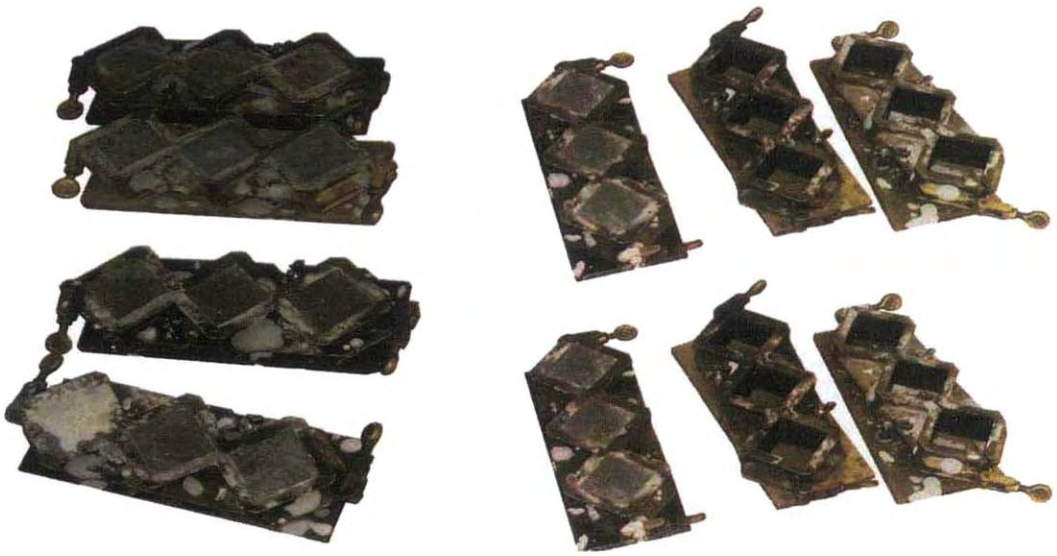
Sample No.	접선 탄성계수 자료						파괴 상태		
	L_o, mm	L_T, mm	σ_T,MPa	ΔL,mm	Δε, %	E, GPa	L_f, mm	ε_f, %	σ_c, MPa
1.1	0.58	0.80	20.60	0.22	0.44	4.68	0.90	0.64	25.3
1.2	0.57	0.79	25.59	0.22	0.44	5.82	0.96	0.78	31.3
1.3	0.49	0.73	26.00	0.24	0.48	5.42	0.94	0.90	32.2
2.1	0.25	0.47	14.28	0.22	0.44	3.24	0.81	1.12	37.6
2.2	0.33	0.57	23.15	0.24	0.48	4.82	0.73	0.80	37.7
2.3	0.43	0.67	22.74	0.24	0.48	4.74	0.84	0.82	27.3
3.1	0.56	0.72	19.88	0.16	0.32	6.21	0.89	0.66	31.4
3.2	0.33	0.58	23.45	0.25	0.50	4.69	0.81	0.96	27.4
3.3	0.33	0.54	20.80	0.21	0.42	4.95	0.76	0.86	29.5
4.1	0.32	0.58	19.07	0.26	0.52	3.67	0.80	0.96	25.2
4.2	0.28	0.51	20.19	0.23	0.46	4.39	0.67	0.78	26.5
4.3	0.24	0.49	22.94	0.25	0.50	4.59	0.70	0.92	26.6
5.1	0.32	0.54	15.09	0.22	0.44	3.43	0.72	0.80	24.9
5.2	0.30	0.56	18.05	0.26	0.52	3.47	0.79	0.98	23.8
5.3	0.49	0.69	18.15	0.20	0.40	4.54	0.91	0.84	25.1
13.1	0.00	0.36	17.74	0.36	0.72	2.46	0.54	1.08	26.1
13.2	0.28	0.68	19.17	0.40	0.80	2.40	0.99	1.42	28.2
13.3	0.02	0.45	13.36	0.43	0.86	1.55	1.17	2.30	23.5
					Ave.	4.17		0.98	28.31

표 3.8.3b UCST of QHC cubic con'c specimen cured during 7 days

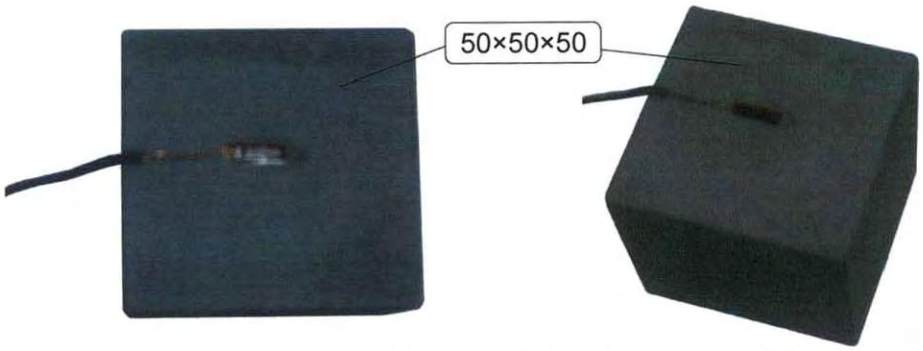
Sample No.	접선 탄성계수 자료						Failure		
	L_o, mm	L_T, mm	σ_T,MPa	ΔL,mm	$\Delta\varepsilon$, %	E,GPa	L_f, mm	ε_f, %	σ_c, MPa
6.1	0.55	0.79	25.80	0.24	0.48	5.37	0.92	0.74	35.4
6.2	0.27	0.42	28.75	0.15	0.30	9.58	0.52	0.50	36.5
6.3	0.04	0.28	25.70	0.24	0.48	5.35	0.56	1.04	34.1
7.1	0.28	0.54	21.82	0.26	0.52	4.20	0.77	0.98	35.7
7.2	0.33	0.57	23.76	0.24	0.48	4.95	0.85	1.04	37.0
7.3	0.23	0.55	26.10	0.32	0.64	4.08	0.82	1.18	35.0
8.1	0.27	0.47	18.76	0.20	0.40	4.69	0.55	0.56	37.0
8.2	0.22	0.47	20.09	0.25	0.50	4.02	0.71	0.98	35.2
8.3	0.20	0.52	24.78	0.32	0.64	3.87	0.79	1.18	35.8
9.1	0.21	0.44	23.76	0.23	0.46	5.16	0.64	0.86	36.6
9.2	0.21	0.43	23.25	0.22	0.44	5.28	0.66	0.90	37.0
9.3	0.11	0.47	28.14	0.36	0.72	3.91	0.80	1.38	40.7
10.1	0.21	0.42	22.53	0.21	0.42	5.37	0.68	0.94	35.7
10.2	0.20	0.40	20.80	0.20	0.40	5.20	0.67	0.94	37.4
10.3	0.10	0.48	29.26	0.38	0.76	3.85	0.80	1.40	40.7
11.1	0.03	0.60	28.96	0.57	1.14	2.54	0.83	1.60	34.3
11.2	0.10	0.67	29.37	0.57	1.14	2.58	0.77	1.34	31.4
11.3	0.06	0.65	29.57	0.59	1.18	2.51	0.87	1.62	34.6
12.1	0.05	0.59	28.65	0.54	1.08	2.65	0.78	1.46	34.4
12.2	0.21	0.71	28.14	0.50	1.00	2.81	0.93	1.44	34.8
12.3	0.00	0.54	29.57	0.54	1.08	2.74	0.71	1.42	34.8
14.2	0.10	0.44	24.78	0.34	0.68	3.64	0.88	1.56	38.5
14.3	0.00	0.17	21.92	0.17	0.34	6.45	0.47	0.94	37.6
15.1	0.12	0.32	21.21	0.20	0.40	5.30	0.75	1.26	40.1
15.3	0.15	0.29	22.53	0.14	0.28	8.05	0.81	1.32	42.4
17.1	0.03	0.18	23.86	0.15	0.30	7.95	0.32	0.58	39.1
					Ave.	4.70		1.12	36.61

Continued from 표 3.8.3b

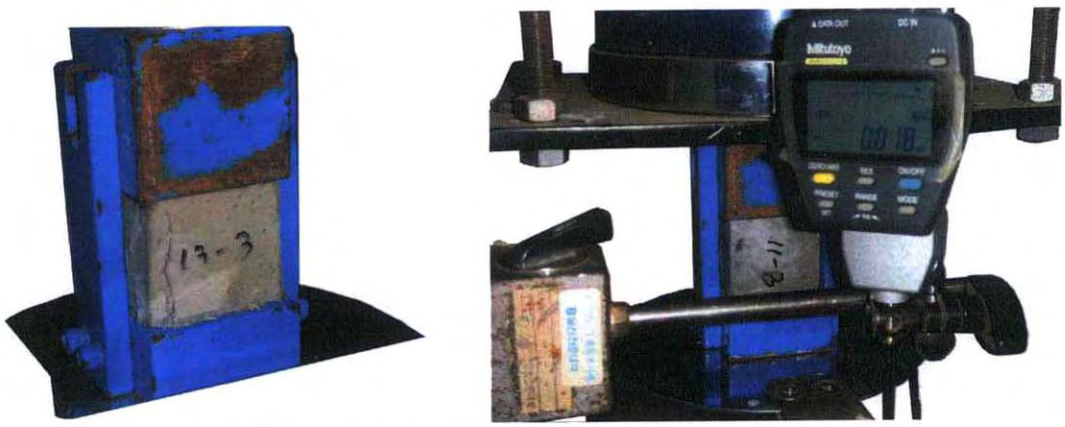
Sample No.	접선 탄성계수 자료						Failure		
	L_o, mm	L_T, mm	σ_T,MPa	ΔL,mm	Δε, %	E,GPa	L_f, mm	ε_f, %	σ_c, MPa
9.1	0.21	0.44	23.76	0.23	0.46	5.16	0.64	0.86	36.6
9.2	0.21	0.43	23.25	0.22	0.44	5.28	0.66	0.90	37.0
9.3	0.11	0.47	28.14	0.36	0.72	3.91	0.80	1.38	40.7
10.1	0.21	0.42	22.53	0.21	0.42	5.37	0.68	0.94	35.7
10.2	0.20	0.40	20.80	0.20	0.40	5.20	0.67	0.94	37.4
10.3	0.10	0.48	29.26	0.38	0.76	3.85	0.80	1.40	40.7
11.1	0.03	0.60	28.96	0.57	1.14	2.54	0.83	1.60	34.3
11.2	0.10	0.67	29.37	0.57	1.14	2.58	0.77	1.34	31.4
11.3	0.06	0.65	29.57	0.59	1.18	2.51	0.87	1.62	34.6
12.1	0.05	0.59	28.65	0.54	1.08	2.65	0.78	1.46	34.4
12.2	0.21	0.71	28.14	0.50	1.00	2.81	0.93	1.44	34.8
12.3	0.00	0.54	29.57	0.54	1.08	2.74	0.71	1.42	34.8
14.2	0.10	0.44	24.78	0.34	0.68	3.64	0.88	1.56	38.5
14.3	0.00	0.17	21.92	0.17	0.34	6.45	0.47	0.94	37.6
15.1	0.12	0.32	21.21	0.20	0.40	5.30	0.75	1.26	40.1
15.3	0.15	0.29	22.53	0.14	0.28	8.05	0.81	1.32	42.4
17.1	0.03	0.18	23.86	0.15	0.30	7.95	0.32	0.58	39.1
17.2	0.09	0.41	40.89	0.32	0.64	6.39	0.62	1.06	60.8
17.3	0.21	0.38	34.16	0.17	0.34	10.05	0.55	0.68	47.0
18.1	0.06	0.45	42.42	0.39	0.78	5.44	0.55	0.98	51.6
18.2	0.03	0.34	36.91	0.31	0.62	5.95	0.73	1.40	61.7
18.3	0.03	0.20	32.53	0.17	0.34	9.57	0.51	0.96	67.0
19.1	0.18	0.39	31.81	0.21	0.42	7.57	0.72	1.08	59.7
19.2	0.10	0.37	42.42	0.27	0.54	7.86	0.54	0.88	63.4
19.3	0.03	0.30	40.99	0.27	0.54	7.59	0.43	0.80	54.6
20.1	0.13	0.53	50.27	0.40	0.80	6.28	0.65	1.04	60.7
20.2	0.18	0.44	36.91	0.26	0.52	7.10	0.81	1.26	59.5
20.3	0.02	0.33	40.89	0.31	0.62	6.60	0.53	1.02	60.8
				Ave.		3.81	Ave.	1.26	36.15



Rock bolt 고정장 접착제 용 초속결 Mortar 공시체 제작
(QHC Mortar + 경화 지연제 0.3 % + W/C 18 %)



양생 1일후 Cubic mold에 Strain gage 부착



1 축 압축 강도 시험기에 셋팅

Fig. 3.8.17a Mortar 공시체(cubic)를 시험기에 셋팅

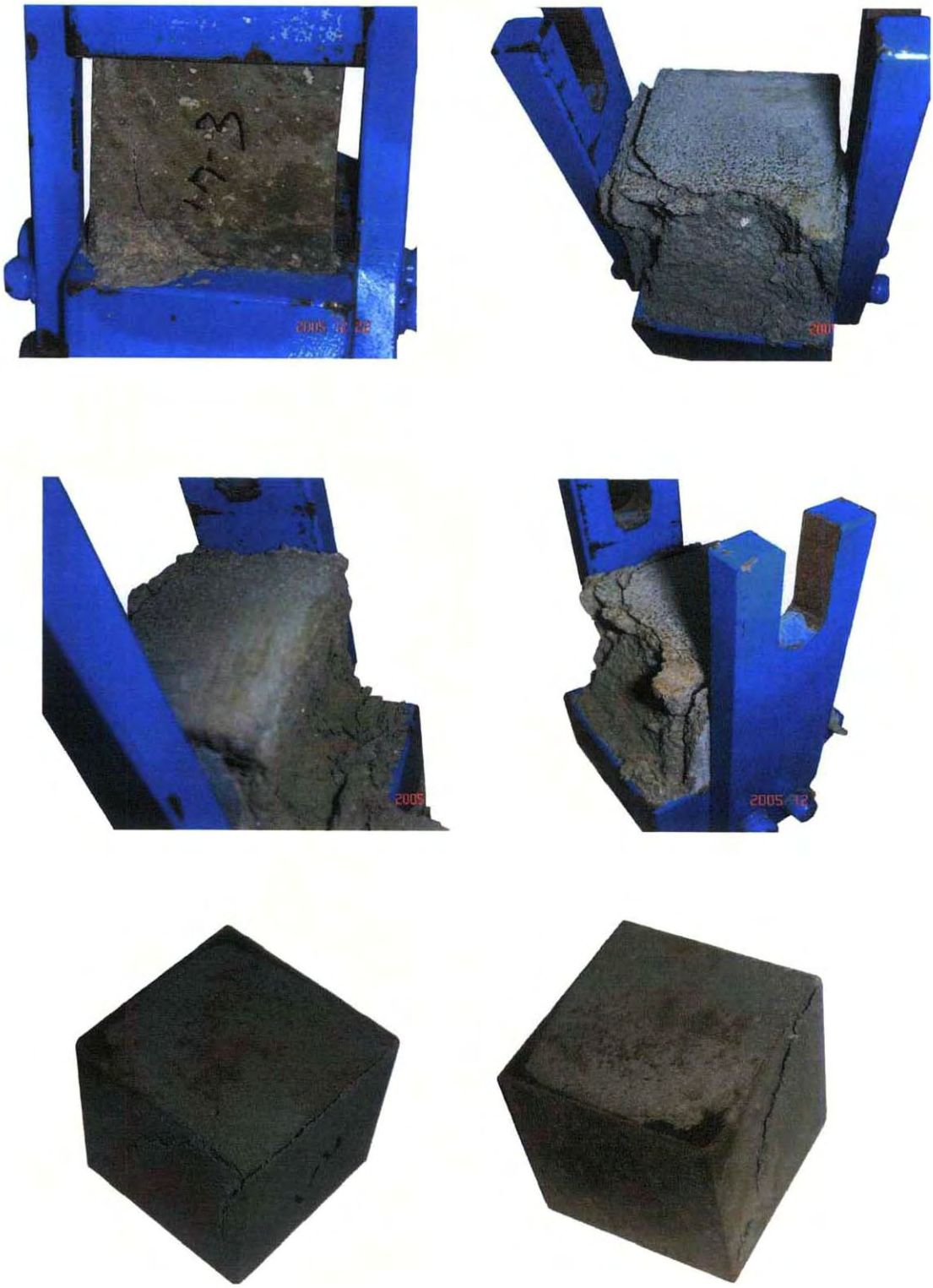


Fig. 3.8.17b Rock bolt 정착용 QHC Mortar 공시체 파괴양상
(W/C 18% - 1일 양생 σ_c = 27.5 MPa, E = 23.7 GPa)

3.8.6.2 Rock bolt의 인발 저항력 시험 결과

불량 암반 현장에서, 평판재하 시험(PBT), 1축 압축 강도 시험(UCST) 또는 직접 전단 시험(DSST) 등의 시험을 위해서는 형성된 공시체 파괴시용 외력이 필요하다. 여기서는 전술한 사례연구 현장(대운천교 교각의 직접기초 현장)에 UCST와 PBT를 위한 Rock bolt를 다음과 같이 시공하였다.

① 천공작업 : Crawler drill(임대), D76×L4000, 총 8개/Test block

천공 중에 지하수가 분출된 곳이 있어서 Rock bolt의 정착이 곤란할 것이 예상되었다. 그러나, 터파기 현장을 다른 곳에 준비하기 곤란하여 그대로 진행했다.

② Rock bolt : D25×L5000, 16개 준비

③ 밀크주입

전술한 QHC mortar에 혼화제 Poly-carbon acid 1 %로 섞어서 Rod 외부에 비닐을 씌우고 Hole 안으로 자유낙하 형식으로 주입하였다. 여기서, Bored hole 내부에 차있던 지하수가 Cement-milk의 비중 차이로 부상되는 현상을 확인하였다. 그래서, 양생기간이 예상보다 길어질 것 같아서 참여기업인 대림산업주식회사 관계자와 협의하여 공사일정을 3 일간 연기하였다(양생기간 3일 고려).

④ 다른 시험과의 병행관계

이 현장에서 다음과 같은 시험을 병행하였다.

- 공사현장 주변 환경의 지질공학적 조사
- 터파기된 불량 암반 현장에 Test Block 형성
- Rock Bolt용 Bored hole 천공
- Rock Bolt 정착
- Test block의 1축 압축 시험 준비
  - 반력판 준비(H-Beam, 300×300×15-L2000)
  - Level 조정용 Screw jack 2개
  - 지압판(500×500×51, Duralumin Almec 89)
  - Reference beam ass.
  - 계측장비(Hyd. jack, Load cell, Magnetic base, Digital dial gage 등)
  - Data Logger and Laptop
  - 발전기
  - 지게차 또는 간이 winch/trolly system

- 공구(Hammer drill, 망치, 정 등)
- 야외용 천막 및 책걸상

• 일축 압축강도시험

• 토압계 및 침하판(침하봉) 매설
- 토압계 초기치 검정
- Rack con'c가 타설된 상태이므로 매설 위치의 굴착
- 침하봉 고정용 천공(ϕ76 ×L500 이상, 2개소)
- 터미날 보호용 마개
- T.B.M 설치 또는 표식

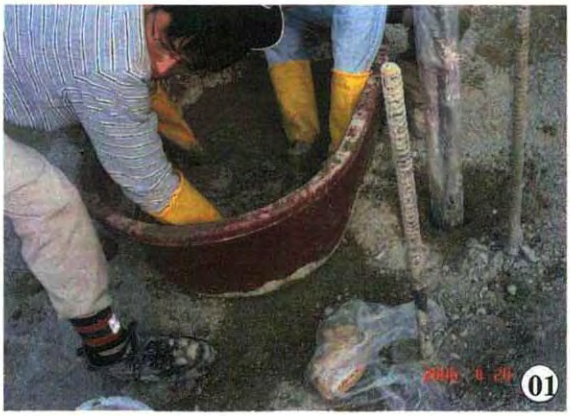
• 파괴된 시료 중에서 지질공학적 실내시험용 시료 채취 및 배송

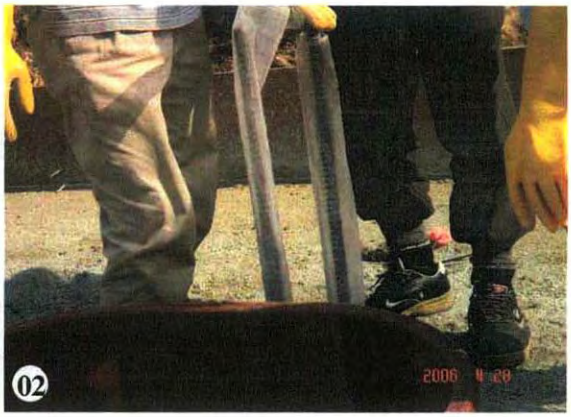
• 평판 재하 시험

Load frame 제외한 다음의 시험 기구는 UCST와 겸용이다.
- 파괴된 Test block을 밑면까지 제거하는 기구(Hammer drill, 조각칼, 끌, 정, 망치 Screw driver 및 손삽 등)
- 파괴된 시료의 보관함(대, 중, 소 각 2~3개)
- H-Beam(Main frame) 내리기
- Reference beam ass. 재설치
- 정하중 유지용 유압 유닛 설치 및 검정

• Rock bolt 인발 시험 장치 준비 시험
- Main load frame 해체 및 보관
- Rock bolt의 절단
- 인발 시험기구 셋팅(모래 깔기, 지압판, Center holed jack, Load cell, Dial gage & M. base, Rock bolt 끝에 부착되는 D. gage 좌대 등)

Test block → Main frame 준비 → USCT → 파괴시편의 보존 및 시료 채취 → 지질공학적 특성조사(실내시험, XRD, XRF, SEM, 현미경 사진 등) → 시험개소의 정리 → PBT → Load frame 해체 및 운반 → Rock bolt 인발 시험 등의 과정에서 찍은 사진을 정리하면 Fig. 3.8.18과 같다.





고정장 접착제로 경화지연제 0.3 % + QHC Mortar + W/C 17% 혼합



③ Rock Bolt를 소정의 길이로 절단



④ Load cell, Dial gage 장착



Fig. 3.8.18 연직반력용 Rock bolt 인발저항 시험

2005. 11. 30~12. 05에, 부산~ 울산 간 고속도로 건설공사 제 5 공구의 휴게소 예정지와 사례연구 현장(대운천교 교각 No. 5)에 Rock bolt 시공 후의 인발 저항 시험 결과는 Fig. 3.8.19, 다른 시험번호에 대해서도 같은 방법으로 시행한 결과를 정리하면 표 3.8.5이다. 대체로 3~4 cycle로 시험하였으며, 단계별 Rock bolt의 인발 저항력과 변형량을 정리하면 표 3.8.6과 같다.

이 결과에서, 현장에 형성된 Test block 단면 350×350 짜리의 소요 연직 반력 80 tf 이상을 확보하기 위해서는 다음과 같이 시공해야 한다.

표 3.8.4 현장 시험 연직반력용 Rock bolt 시공 량 품셈

사용기기 / 시험 종류	소요 하중(tf)	Sinker drill			Crawler drill		
		D mm	정착장 cm	갯수	D mm	정착장 mm	갯수
일축압축강도	40	52	220	15	76	400	4
직접전단	30	52	220	8	76	400	3
평판재하	100	52	220	28	76	400	10

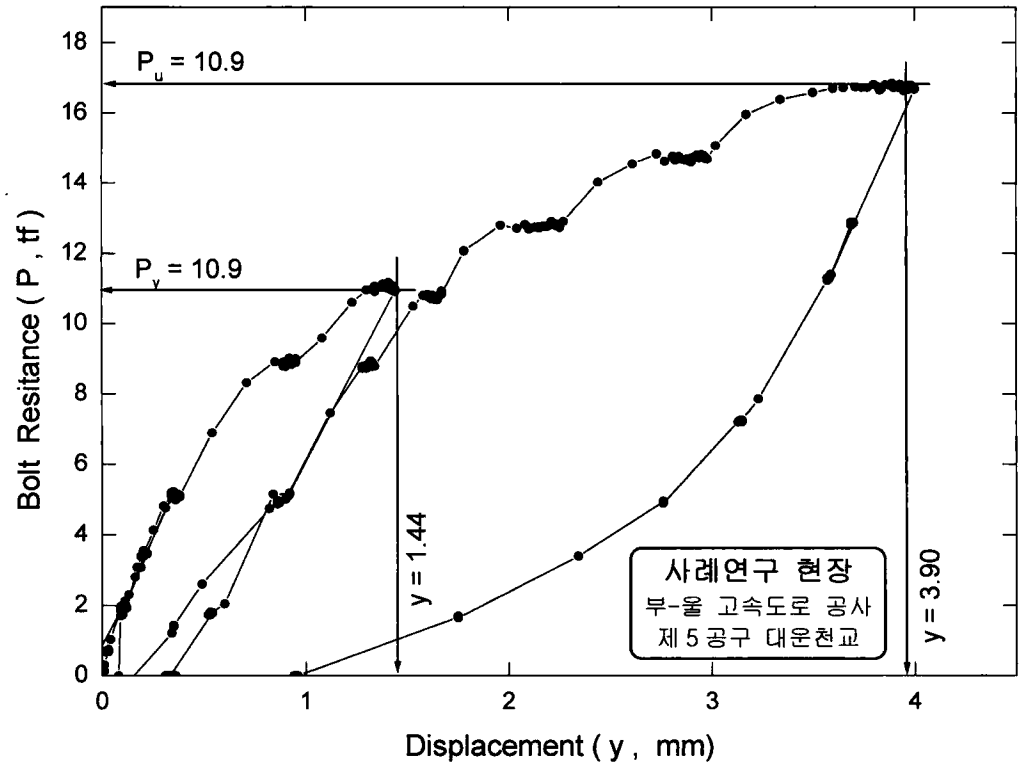


Fig. 3.8.19 Rock bolt 인발 저항력 시험결과(예)

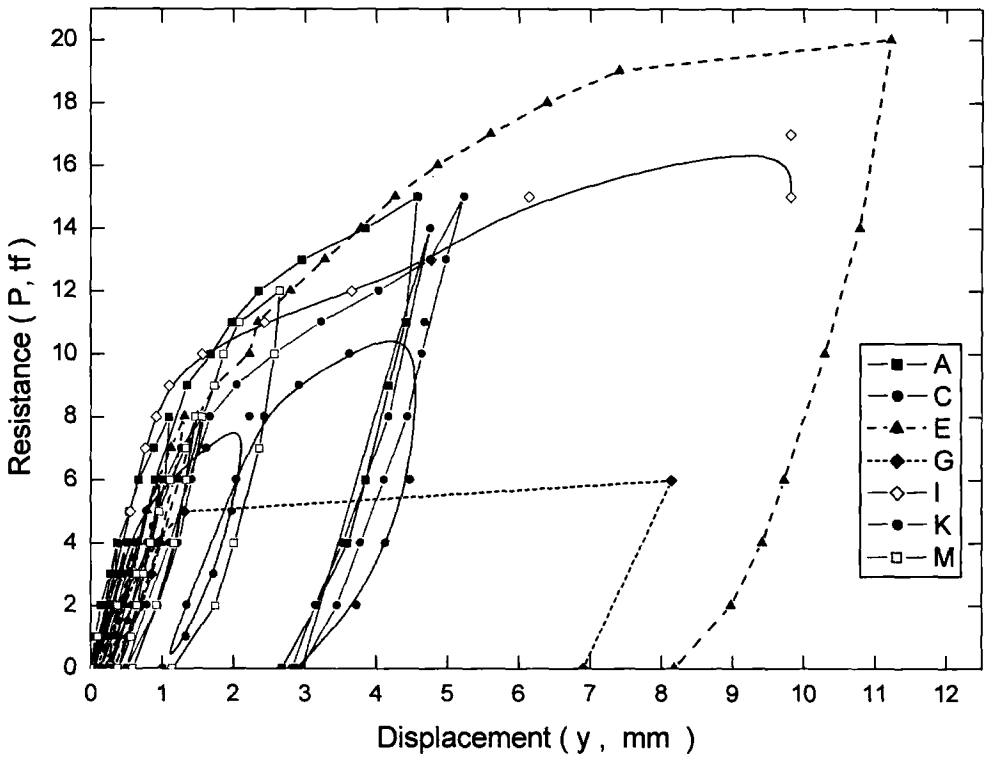


Fig. 3.8.20a R. Bolt의 인발저항력 시험결과(휴게소)

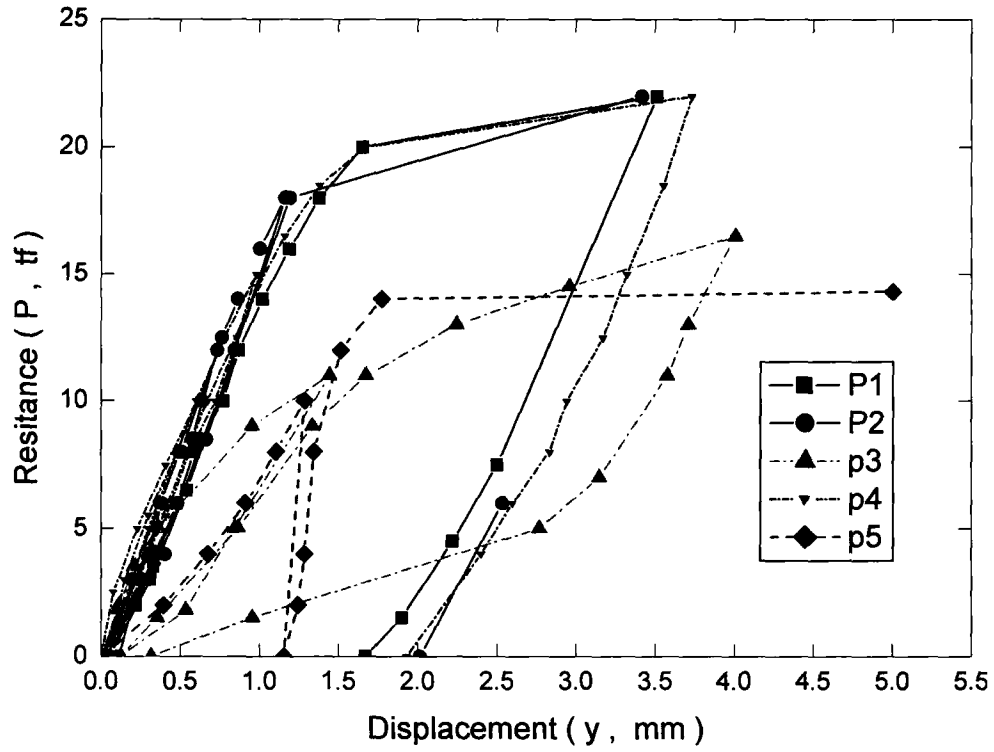


Fig. 3.8.20b R. Bolt의 인발저항력 시험결과(대운천교)

표 3.8.5a Rock bolt 인발저항 시험결과(휴게소 자리)

Bolt No.	정착장		항 복			극 한		
	D, mm	L, cm	ΔL, mm	P_y,tf	σ_b, MPa	ΔL, mm	P_y, tf	σ_b, MPa
1	52	200	1.14	8	0.25	4.58	15	0.47
2	52	200	1.11	6	0.25	4.80	11	0.34
3	52	200	1.33	5	0.21	4.80	21	0.66
4	52	200	1.30	5	0.21	8.11	6	0.19
5	52	300	1.49	10	0.31	9.81	17	0.35
6	52	300	1.58	8	0.25	5.22	12	0.25
7	52	300	2.08	11	0.35	2.65	12	0.25
		평균	1.43	7.57	0.26	5.71	13.43	0.36
Bored hole 내부에 비교적 건조된 상태								

표 3.8.5b Rock bolt 인발저항 시험결과(사례연구현장)

Bolt No.	정착장		항 복			극 한		
	D, mm	L, cm	ΔL, mm	P_y, tf	σ_b, MPa	ΔL, mm	P_y, tf	σ_b, MPa
1	76	350	1.65	20.0	0.23	3.30	22.0	0.27
2	76	350	1.19	18.0	0.22	3.15	22.5	0.27
3	76	350	1.44	10.9	0.13	3.90	16.8	0.21
4	76	350	1.40	18.8	0.23	3.70	21.9	0.27
5	76	350	1.76	14.0	0.17	6.40	15.8	0.19
		평균	1.49	16.34	0.20	4.09	평균	0.24
Bored hole 내부에 지하수가 고여 있는 경우								

표 3.8.6a 불량 암반과 Rock bolt의 인발저항 시험 예(휴게소)

#1		#2		#3		#4		#5		#6		#7	
P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1.0	0.07	1.0	0.13	1.0	0.28	1.0	0.16	5.0	0.55	1.0	0.15	1.0	0.10
2.0	0.14	2.0	0.24	2.0	0.40	2.0	0.36	7.0	0.76	2.0	0.30	2.0	0.37
3.0	0.27	3.0	0.39	3.0	0.54	3.0	0.64	8.0	0.92	3.0	0.46	3.0	0.64
4.0	0.37	4.0	0.49	4.0	0.66	4.0	0.94	9.0	1.10	4.0	0.61	4.0	0.84
3.0	0.34	3.0	0.42	3.0	0.57	3.0	0.85	10.0	1.56	0.0	0.14	3.0	0.74
2.0	0.26	2.0	0.33	2.0	0.48	2.0	0.71	11.0	2.43	1.5	0.38	2.0	0.66
1.0	0.16	1.0	0.21	1.0	0.37	1.0	0.52	12.0	3.66	3.5	0.60	1.0	0.57
0.0	0.06	0.0	0.05	0.0	0.22	0.0	0.07	13.0	4.77	5.0	0.77	0.0	0.38
2.0	0.20	2.0	0.30	2.0	0.42	3.0	0.67	15.0	6.14	6.0	0.97	2.0	0.65
4.0	0.37	4.0	0.53	4.0	0.67	4.0	0.87	17.0	9.81	4.5	0.86	4.0	0.84

표 3.8.6a에서 계속

#1		#2		#3		#4		#5		#6		#7	
P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm
5.0	0.54	5.0	0.77	5.0	0.79	5.0	1.31	15.0	9.81	3.0	0.72	5.0	0.96
6.0	0.67	6.0	1.11	6.0	0.95	6.0	8.14			1.5	0.51	6.0	1.11
7.0	0.88	7.0	1.61	7.0	1.12	0.0	6.90			0.0	0.23	7.0	1.33
8.0	1.10	8.0	2.22	8.0	1.32					2.0	0.57	8.0	1.47
6.0	1.04	5.0	1.97	6.0	1.16					4.0	0.79	4.0	1.19
3.0	0.74	3.0	1.71	4.0	0.96					6.0	1.04	2.0	0.93
0.0	0.27	1.0	1.33	2.0	0.68					7.0	1.26	0.0	0.59
3.0	0.59	0.0	1.00	0.0	0.32					8.0	1.58	2.0	0.92
6.0	0.90	2.0	1.34	2.0	0.72					6.0	1.41	4.0	1.17
9.0	1.35	6.0	2.03	4.0	0.99					4.0	1.22	6.0	1.34
10.0	1.68	8.0	2.43	6.0	1.24					2.0	0.94	8.0	1.56
11.0	1.98	9.0	2.91	8.0	1.50					0.0	0.49	9.0	1.73
12.0	2.36	10.0	3.62	9.0	1.74					2.0	0.78	10.0	1.86
13.0	2.96	11.0	4.67	10.0	2.22					4.0	1.10	11.0	2.08
14.0	3.85	6.0	4.47	11.0	2.34					6.0	1.37	12.0	2.65
15.0	4.58	4.0	4.12	12.0	2.80					8.0	1.67	10.0	2.57
11.0	4.41	2.0	3.72	13.0	3.28					9.0	2.04	7.0	2.36
9.0	4.18	0.0	2.88	14.0	3.78					10.0	2.57	4.0	2.01
6.0	3.85			15.0	4.26					11.0	3.22	2.0	1.74
4.0	3.60			16.0	4.86					12.0	4.03	0.0	1.14
2.0	3.16			17.0	5.60					13.0	4.75	4.5	1.95
0.0	2.68			18.0	6.39					15.0	5.22	9.0	2.54
				19.0	7.40					13.0	4.97	6.0	6.17
				20.0	11.22					10.0	4.63	3.0	5.89
				14.0	10.78					8.0	4.43	0.0	5.02
				10.0	10.29					6.0	4.10	5.0	10.13
				6.0	9.72					4.0	3.77	0.0	8.96
				4.0	9.41					2.0	3.44		
				2.0	8.97					0.0	2.95		
				0.0	8.17					14.0	4.75		
										8.0	4.17		
										4.0	3.52		
										2.0	3.14		
										0.0	2.81		

표 3.8.6b 불량 암반과 Rock bolt의 인발저항 시험 예(대운천교)

#1		#2		#3		#4		#5	
P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm	P, tf	y, mm
0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00
2.0	0.22	2.0	0.16	2.0	0.12	2.5	0.08	2.0	0.39
4.1	0.36	4.0	0.28	3.5	0.20	5.0	0.23	4.0	0.67
6.0	0.48	6.0	0.38	5.0	0.35	7.5	0.41	6.0	0.91
3.5	0.33	3.0	0.24	3.5	0.21	10.0	0.61	8.0	1.10
0.0	0.00	0.0	0.11	2.0	0.11	8.0	0.48	10.0	1.28
2.0	0.21	3.0	0.19	0.0	0.00	5.5	0.30	0.0	1.15
4.0	0.35	6.0	0.37	1.8	0.10	3.0	0.15	2.0	1.24
6.0	0.48	8.0	0.49	5.0	0.36	0.0	0.05	4.0	1.28
8.0	0.59	10.0	0.63	9.0	0.95	5.0	0.30	8.0	1.34
10.0	0.77	12.0	0.73	11.0	1.44	10.0	0.60	12.0	1.51
12.0	0.87	8.5	0.57	5.0	0.84	12.5	0.78	14.0	1.77
6.5	0.54	3.0	0.25	1.8	0.53	15.0	0.98	14.3	5.00
3.0	0.31	0.0	0.01	0.0	0.12	12.5	0.86		
0.0	0.00	4.0	0.28	1.5	0.35	10.0	0.72		
4.0	0.38	8.0	0.50	5.0	0.86	8.0	0.56		
8.5	0.64	12.5	0.76	9.0	1.33	5.5	0.41		
12.0	0.87	14.0	0.86	11.0	1.67	3.0	0.23		
14.0	1.02	16.0	1.00	13.0	2.24	0.0	0.00		
16.0	1.19	18.0	1.16	14.5	2.95	5.0	0.36		
18.0	1.38	8.5	0.66	16.5	4.00	10.0	0.67		
20.0	1.65	4.0	0.40	13.0	3.70	14.5	0.99		
22.0	3.51	0.0	0.05	11.0	3.57	16.5	1.16		
7.5	2.50	6.0	0.48	7.0	3.14	18.5	1.38		
4.5	2.22	12.0	0.84	5.0	2.76	20.0	1.67		
1.5	1.90	18.0	1.19	1.5	0.95	22.0	3.73		
0	1.67	22.0	3.41	0.0	0.31	18.5	3.55		
		6.0	2.53			15.0	3.32		
		0	2.01			12.5	3.17		
						10.0	2.94		
						8.0	2.83		
						6.0	2.60		
						4.0	2.40		
						0	1.93		

3.8.6.3 Rock bolt 시공용 기기의 성능검사

- 제조사 : 미국 STANLEY
- Model No. : SK47130

국산품은 Air 유출입구가 없고, 광산용 Rod를 사용한다. Rod의 재질은 SKD-급으로서 Rod - Sinker 구동축 사이의 커플러 가공이 불가능하여, 1, 1.5, 2, 2.5, 3(m) 등을 따로 준비하여 깊이 2.5 m까지 천공했다. 다만, 공기압축기는 엔진 구동식, 5마력이상, 토출압 1 MPa, 저장탱크 1.20 m^3이상을 병용하여 목표치에 도달하였다.

2 차 연도에, 전문 가공업체에 의뢰하여 coupler를 D52 Bit를 장착가능토록 개조하였다. 따라서, 앵커 체- 불량 암반의 부착면적을 약 2 배로 증가시키는 효과로서 정착장의 짧음에 대한 문제를 다소 해결한 셈이다.



Fig. 3.8.21 공기압 사용 엔진 구동식 Sinker Drill

■ 천공시에 생긴 분진을 뿜어내는 압축공기의 소요공기압 1.2 MPa 이상의 성능을 갖춘 Air compressor는 무거운 것이 단점이다. Rod 회수 후에 구멍에 있는 쇄석분말 소제용 기구를 별도 제작하여 사용하였다. 연구의 2 차 연도에 상용압력 1.5 MPa인 Air compressor를 별도 주문하여 천공성능을 개선하여 시간을 단축시켰다.



Generator



Air compressor

부속장비(발전기, Air compressor) 준비 및 점검



Bit & Rod(1.2 m) 장착후 천공시작





2 m 로드 교환 후 천공



3 m Rod로 교환

그림 3.8.22a Sinker에 Rod 장착 및 Bit를 교환하면서 천공



잔존 파쇄분말 소제용 호스 삽입



분출된 쇄석 분말



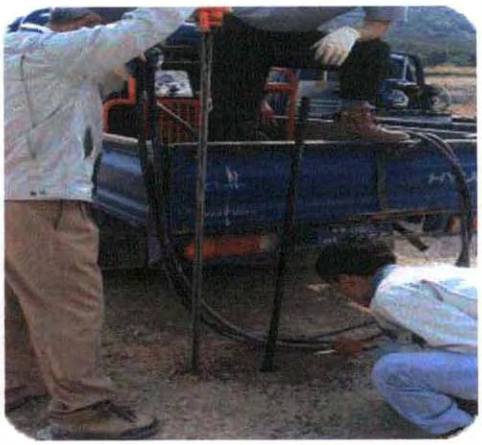
완성된 Bored hole



초속경 접착제 혼합



Quick hardening cement Mortar 주입



지하수 유출시 천공불가

그림 3.8.22b 초속경 mortar mixing 및 주입(10 분이내의 수작업)



Fig. 3.8.22c Bore hole D38×L300 천공/주입완료/표식
연구 목표 D38×L2500 min.

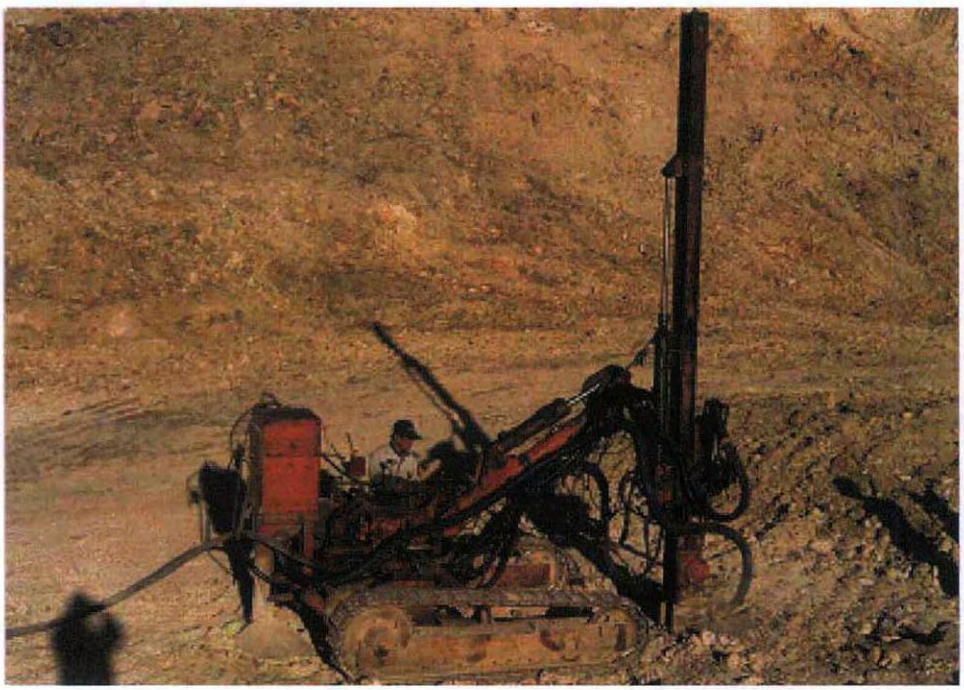
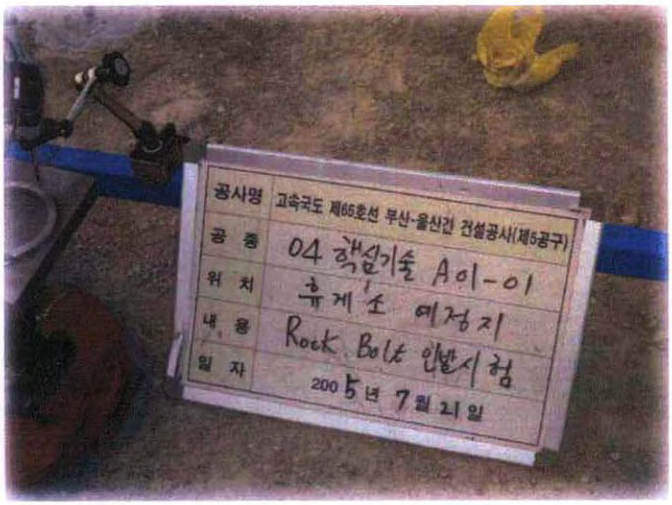


Fig. 3.8.23 Sinker/Crawler drill 일위대가 비교를 위한 임대

3.8.6.4 Rock bolt의 인발 저항력 시험



제 5 공구의 휴게소 예정지에 시공한 Rock bolt 인발저항력 시험 준비



현장/시험명/일시/Test bolt No. 표시



인장 잭 자리에 표준사 깔기

Fig. 3.8.24 인발저항력 시험 장치 준비





표준사 → 재하판 → Jack → Load cell → 반력판 → Nut 체결



Reference beam → Dial gage setting



Data logger & Laptop setting

Fig. 3.8.25 Rock bolt 인발 저항력 시험
주간에는 더워서 밤에 시행함

3.8.6.5 Rock Bolt의 인발 저항력 시험결과

천공 깊이 1, 2, 3(m)로 천공하여 Bolt diam. 25.4 mm 를 'QH- HMC' mortar를 주입하여 1일 양생후에 인발 저항력 시험을 했다. 여기서, 예상 최대 인발력에 이를 때까지 Loading - Unloading으로 시행하였으며, 시간 - 인발저항력(Time - Pullout resistance) 관계의 대표적 예가 Fig. 3.8.26 a이다.

Fig. 3.8.26a의 Multi-cycle loading에서, 최대하중은 10 tf이다. Fig. 3.8.26b는 같은 방법으로 정착장 1 m, 2 m 및 3 m에 따른 인발저항력을 비교한 것이고, Fig. 3.8.26c는 앵커 체와 불량 암반 천공 내벽 사이의 변형량(mm)에 따른 인발저항력 관계이다.

그리고, Fig. 3.8.26d에서, 앵커 체-암반 사이의 부착응력은 0.5 MPa이다. 따라서, 불량 암반 현장에서 PBT, UCST, DSST 등의 시험에 필요한 연직 반력 1.2 MN을 얻기 위해서는 D45mm×L3000을 기준하면, 10 개 이상 시공해야 한다.

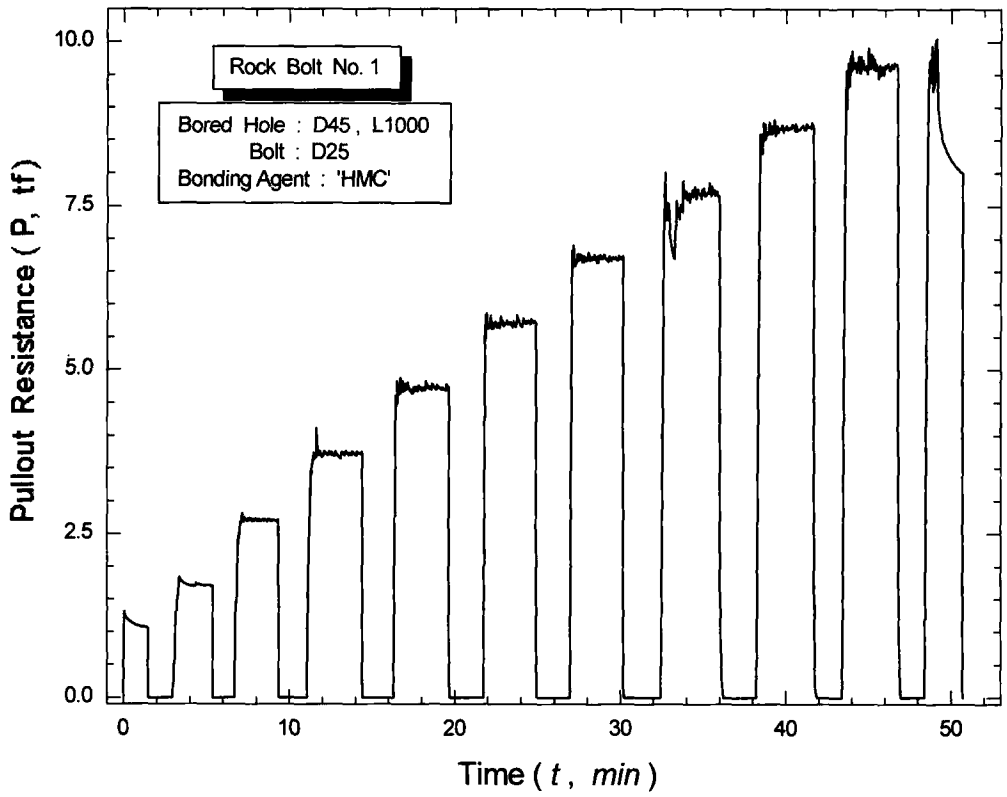


Fig. 3.8.26a Rock bolt의 시간 - 인발저항력 관계 예

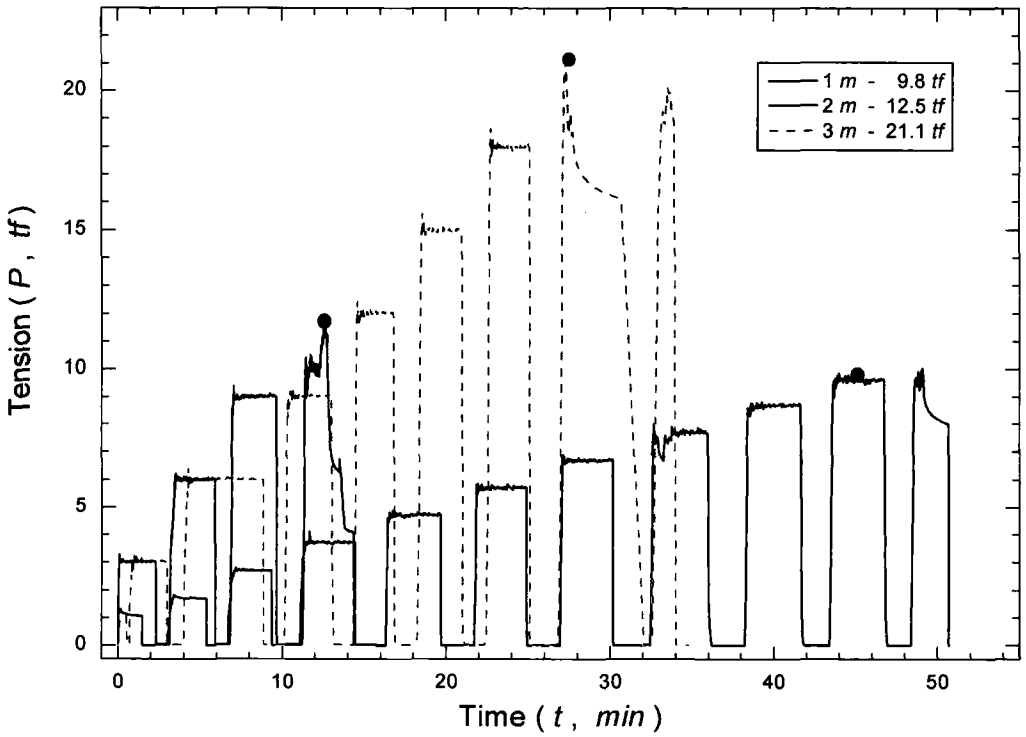


Fig. 3.8.26b 정착장별 시간 - 인발 저항력 관계 예

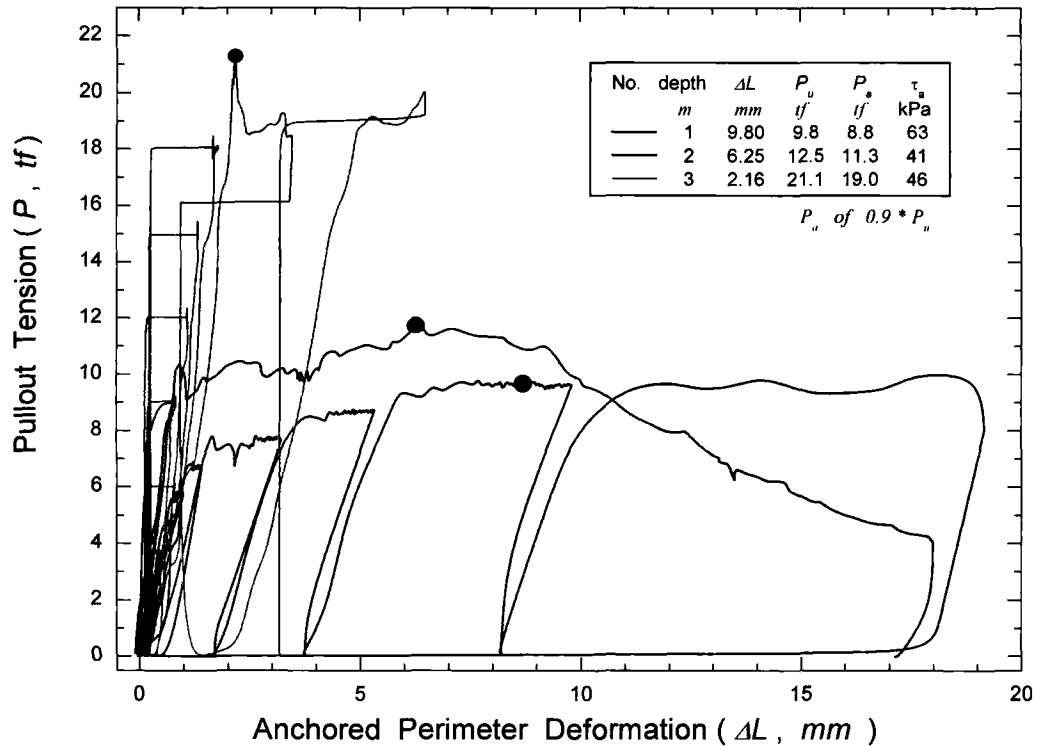


Fig. 3.8.26c 정착장별 암반-앵커 체의 변형량 관계 예

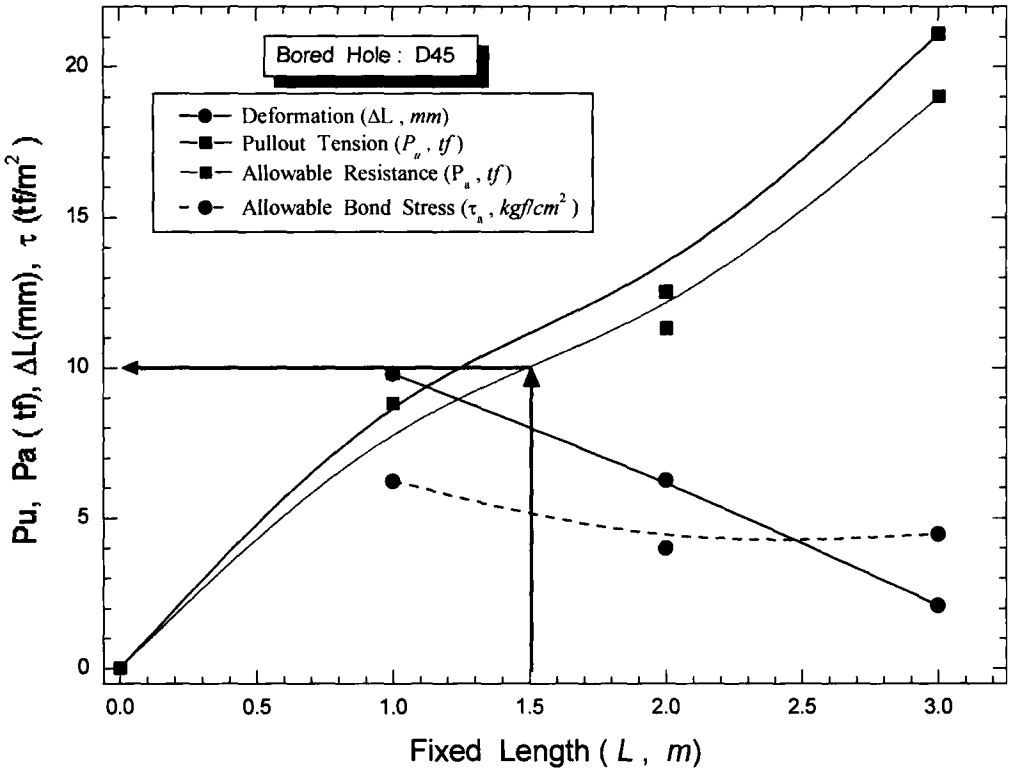


Fig. 3.8.26d Rock bolt의 정착장 별 인발저항력/변형량/부착응력 관계

Conclusion

at yield load of rock bolt using QHC mortar

Bond stress ; τ_a = 0.24 MPa approx.

Deformation ; ΔL = 1.4 mm

If bore hole of D52 and L2500,

PBT : (10 tf/ea)(12 ea) = 120 *tf*

DSST(N) & UCST : (10 tf/ea)(6 ea) = 60 *tf*

3.9 Hydraulic Jack System 시작품의 성능검사

3.9.1 시험대상 시료와 시험기의 설계조건

3.9.1.1 Test block 크기와 소요하중

(1) In situ test

불량 암반 현장의 직접전단 시험(DSST), 1축압축 시험(UCST) 및 평판재하 시험(PBT) 등을 위한 시험기를 개발한다. 현장에 형성되는 Test block의 단면이 클수록 신뢰성·가공성 측면에서는 유리하지만, 시험 소요하중은 그만큼 증가된다. 소요하중은 크게 수직 하중(N)과 전단하중(T)인데, 그 최대성능은 각각 500 kN 및 1.2 MN이다. N은 Rock bolt의 인발 저항력을 이용하고, 전단하중은 Load frame의 자체로 해결한다.

- 현장시험대상 시료의 형상(□-type and/or ○-type)

정방형(□)과 원형(○) 시료를 대상으로 계획했다. 그런데, 1 차 연도 연구에서 Core drill은 비교적 쉽게 천공할 수 있는데 비해서 Bit를 회수할 때에 Core의 밑부분이 절단되므로 현장의 Test block으로는 무용함을 확인하였다. 따라서, 2차연도 이후부터는 정방형 시료를 연구대상 시료로 하였다

○-type test block은 Core + Bit를 통째로 회수하는 방법이외에 달리 방법이 없다. 따라서, 이 시료의 파괴시험은 실내수행이 불가피하다. 즉, 현장에서 D350×H450 정도로 Coring → Bit + Core를 통재로 회수 → 시료 보호 조치 → 시험실로 운반 → Spilt barrel 탈형 → Capping or molding(DSST는 하부전단 상자 molding, UCST는 상/부 Capping) → 기기에 셋팅 등의 과정을 거치는 방법이다. 다만, Core bit를 2~3개로 분할한 Split barrel type의 개발이 문제이다. 연구기간과 연구비 관계상 이의 개발은 추후과제로 남긴다.

- 강도특성과 기기의 재하성능에 따른 정방형 시료 단면의 크기

1 축 압축 강도를 기준하여 $\sigma_c \leq 5$ MPa인 암반의 Test block 크기에 따른 시험종류별 소요하중을 대략치와 Load frame의 설계하중인 수직하중 0.5 MN, 전단하중/UCST/PBT의 1.2 MN과 비교하면 표 3.9.1과 같다. 여기서, 형성된 Test block의 강도정수의 상한치는 ;

- PBT : 설계 하중 1.5 MPa의 3 배(4.5 MPa)
- UCST : $\sigma_c \leq 5$ MPa(2004년 4월, 연구계획서 작성시는 40 MPa로 예상했

으나. 2~3 차 연도 현장시험결과 5 MPa 정도임을 확인함)

• DSST : c = 1.2 MPa, ϕ = 55°, σ_n = 0.1σ_c(0.01~0.3σ_c ; 李 正仁 1995)

표 3.9.1 형성할 Test block 크기별 소요하중 추정치

시료 단면적			1 축 or 전단 방향의 소요 하중(MN)					
B/D	A, cm²		USST		PBT		DSST	
cm	□	○	□	○	□	○	□	○
25	625	491	0.31	0.25	0.31	0.25	0.79	0.79
30	900	707	0.45	0.35	0.45	0.35	0.82	0.82
40	1600	1257	0.80	0.63	0.80	0.63	0.91	0.90
45	2025	1590	1.01	0.8	1.01	0.80	0.96	0.95
50	2500	1963	~~1.25~~	0.98	~~1.25~~	0.98	1.01	1.01
55	3025	2376	~~1.51~~	1.19	~~1.51~~	1.19	1.08	1.07
60	3600	2827	~~1.80~~	~~1.41~~	~~1.80~~	~~1.41~~	1.15	1.14
65	4225	3318	~~2.11~~	~~1.66~~	~~2.11~~	~~1.66~~	~~1.22~~	~~1.21~~
70	4900	3848	~~2.45~~	~~1.92~~	~~2.45~~	~~1.92~~	~~1.30~~	~~1.29~~
청색은 ASTM 추천치. ~~W~~ 부분은 1.2 MN 규모로는 불가함								

(2) Lab. Test

Lab. test 대상의 암석시료는 Intact rock인데, Coring machine 관계로 공시체 직경은 대체로 NX(D54 mm)로서 작다. 다만, 3 축 압축 시험(TCST, Triaxial Compression Strength Test은 구속압의 크기에 따라 다르므로, 축방향 하중 1.2 MN-급 Load frame으로 시험가능 여부를 검토하면 다음과 같다.

• TCST : σ_c = 160 MPa, $\sigma_3 = \frac{1}{4}\sigma_c$ = 40 MPa, m = 10, s = 0.5,

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \sqrt{m\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right) + s} = 40 + 160\sqrt{10\left(\frac{40}{160}\right) + 0.5} = 520\text{Mpa})$$

→ P = A $\Delta\sigma_1$ = (2.3× 10-³)(520 - 40) = 1.1(MN) < 1.2 MN(O.K)

if, σ_c = 200 MPa, σ_3 = ⅓σ_c = 70 MPa, m = 12, s = 0.7,

$$\sigma_1 = 70 + 200\sqrt{12\left(\frac{70}{200}\right) + 0.7} = 513(\text{Mpa})$$

→ P = A $\Delta\sigma_1$ = (2.3× 10-³)(513 - 70) = 1.02(MN) < 1.2 MN(O.K)

• DSST 및 TCST의 Normal Load

저압 Hydraulic pr. 상한계(P_{max})는 28 MPa이므로, 유압 잭의 Ram 지름(D)이 150 mm인 경우의 가용 최대 하중(P_{max})은,

P_{max} = (28)(0.0177) = 0.49(MN)을 얻는다.

■ In situ DSST의 Normal load 용 Hydraulic jack은 0.5 MN으로 설계하면, Test block 크기에 따른 가용 Normal stress는 ;

B^2 = (0.5 m)^{2}이면, σ_n = 0.5/025 = 2.00(MPa)

B^2 = (0.35 m)^{2}이면, σ_n = 0.5/0.1225 = 4.08(MPa)

따라서, 불량 암반의 Test block을 500×500로 형성하면, 최대 수직응력 2.0 MPa, 풍화가 덜된 암반현장에서 350 × 350로 형성하면 4.0 MPa로 제한된다.

3.9.1.2 연직 반력 앵커의 요구하중

(1) Rock bolt 최소 갯수

구입한 Sinker drill의 Bit diam. 52mm, 천공 깊이는 2.5 m이므로, Rock bolt 인발저항력 실험결과에서 부착응력 240 kPa를 적용하여 소요 Rock bolt 개수를 구하면 ;

$P_a = \tau_a(\pi D\, L)$ = (240 kPa){π(0.408)(2.5)} = 98(kN/ea) = 10 tf/ea.

따라서, 구입한 Sinker drill(D52×L2500)을 사용하면 소요 Rock bolt 개수는 다음과 같다.

■ DSST의 수직하중(N) 및 UCST : 0.5/0.098 = 5.1(개) → 6개 이상

■ PBT의 연직반력 1.2 MN/98 kN/ea. = 12.2(개) → 13 개 이상

(2) 인발 항복시의 앵커 체 변형량

그런데, Pullout resistance에 이르는 동안 Rock bolt의 변형량(뽑히는 길이)이 중요하다. 고정장 2.5 m인 경우에, pp. 201의 결론부분을 적용한 변형량(ΔL)은 1.4 mm이다. DSST에서 변형량 1.4 mm는 ⊕ Dilatancy 측정치에 지대한 영향을 미친다. 따라서, Test block 자체의 연직방향 변형량 Dial gauge 고정대(Reference beam)을 견고하게 고정시킴은 물론, 반드시 Rock bolt의 인발 변형량을 측정하여 이 값을 고려해야 한다.

3.9.2 Hydraulic jack system의 구비조건

3.1.2.1 일반적 조건

일반적으로, 재하속도나 변형속도에 따라 강도정수가 다르다. 재하속도가 빠를수록 강도정수는 더 높다고 알려졌을 뿐, 연구결과는 일천하다. 이를 염두에 두어, 여기서 개발하려는 기기의 성능을 요약하면 다음과 같다.

- 현장으로 이동하므로 가벼워야 한다. 장치를 분해/이동/재조립하므로, 요소 최대 무게는 인력으로 운용 가능한 35 kgf이하가 적당하다.
- Strain rate는 최소 0.1 mm/min이며, Loading - Unloading - Reloading 과정에서 동일속도로 제어되어야 한다. 유압 Jack의 저속제어의 상한압력이 28 MPa 이므로, 1.2 MN-Ram 단면적은 429 cm^2(D234)이다. 복동식/행정 100 mm이므로 합금강으로는 약 100 kgf이다. 인력 운반이 곤란하므로, duralumin으로 Jack 2~4 개 병렬 연결식으로 소형/경량화/내구성에 주안하여 개발한다.
- Loading rate는 20 ~250 kgf/sec이다. 마찬가지로, 재하 - 제하 - 재재하 과정에서 이 속도로 유지되어야 한다.
- Constant loading 유지는 1.2 MN에서 30분이상이다. 이 시스템으로 DSST, PBT, 정하중 말뚝 재하시험(CPLT)에 이용할 것이다. DSST는 ⊖ Dilatancy 발생시에 유압이 감소되고 ⊕ Dilatancy는 유압이 증가된다. 암반 절리면의 DSST는 일정 수직하중 유지 및 Dilatancy 측정이 핵심이다. PBT/CPLT도 지반이 정하중 유지가 중요하다.

3.9.2.2 시작품 회사의 결정과 계약조건

시작품 제작회사는 지명경쟁 입찰을 통하여 결정하느라 많은 시간이 소모되었다.

총괄책임연구자가 Layout 설계 → 회사 물색 → 입찰서류 작성 → 설명 → 결정 등에 약 2개월여가 소모되었다. 수차 설명하고 계약서 공증했는데도 계약자가 개발하려는 기기의 용도와 원리를 이해하지 못하여 2005년 5월 12일에야 시제품을 납품하였다. 납품기간이 지연되었으나, 일단 성능검사를 수행한 결과는 다음과 같다.

- 총괄연구책임자의 승인을 받은 설계도가 없다. 따라서, 성능검사에는 임하겠으나 부적격 부분은 제작자 임의로 제작했으므로, 계약서에 따라 수정·보완해야 하며 그 비용은 제작자 부담이다.
- Dilatancy 발생시 정하중 유지성능을 검정하기 위한 암반 절리면으로 가정한 요

철판이 누락됨(이 부품이 없이 납품전에 어떻게 성능검사를 했는가 ?).

- Hydraulic jack을 제외한 기기들이 계약서에 제시된 무게보다 무겁다.
- 성능 검사용 간이 Load frame은 DSST에서 하부상자 이동형이므로 무용하다.
- Unloading 과정에서 Strain rate 제어기능이 없다(계약서를 숙지할 것).
- Loading rate 제어성능이 없다(계약서를 숙지할 것).
- 정하중 유지는 Load frame의 연직방향 변형량에 관계없이 유지되어야 한다.
- 유압 Jack 4개를 병렬 결하여 2 MN을 구동하는데, 재하판 + Jack + Load cell + Dial gage 등의 축 맞춤을 Jack housing이 없다.
- 수냉식 Pump는 곤란하다(야외에서는 물이 없을 수도 있으므로)
- Manual이 없다(다음 성능 검사시는 제출할 것).

3.9.3 모의 시험장에서 시작품 성능검사

3.9.3.1 모의 시험장 개요

불량 암반에 형성할 Test block으로 가정하여 개발한 Hydraulic jack과 유압 펌프 시스템의 성능을 검사한다. 이를 위해 참여기업인 대림산업주식회사에서, 부산-울산간 고속국도 건설공사 제 5 공구의 시험실 뒤편에 그림 3.9.1과 같은 모의 시험장을 준비했다. 이 시설은 불량 암반지반으로 구성된 현장으로 가정한 콘크리트 블록 구조물이다. 육중하므로 무근으로 시공했다.

시작품이 완성될 때까지는 불량 암반의 현장시험이 불가하므로, Load frame, 펌프 시스템, 직접전단 시험, 1축 압축 시험 및 평판재하 시험 등에 사용되는 각종 지그의 완료될 때까지는 이 곳에서 성능검사를 수행한다. 그런데, 모의 시험장의 터파기, 철근 배근, 레미콘 타설 및 Rock bolt 시공 등의 과정에서 현장여건과 인부 동원 문제가 복잡하여 참여기업의 협력회사인 창일개발주식회사(대표이사, 이 경덕)과 주관연구기관 간에 협약을 체결하여 의뢰했다. 준비된 모의시험장 상태를 요약하면 다음과 같다.

- Concrete block : 5 m×12 m×1 m
- Rock bolt

D25×L2000, 총 28개 시공한다. 중심 간격은 시작품 제작업체의 간이 Load frame의 설계도를 참조한다. 이 중심 간격이 Load frame의 연직 반력판의 구멍 위치와 다르면 오히려 철거해야 하므로, 설계도 확인이 매우 중요하다. 이것은

콘크리트 블록 상부로 돌출시켜서 공시체 파괴시험에 필요한 연직반력으로 이용한다. Bolt-Coupler-Nuts의 활탈성능 검사도 겸한다.

- 모의 공시체 셋팅용 Holes : 300×300×150으로 Hole을 4군데 형성.
- 모의 공시체

  불량 암반에 형성할 □-type Test block으로 가정한 것이다.

  소재는 무근 콘크리트, 크기 250×250×500, 압축강도 20 MPa 정도, 총 12개 Hole에 삽입하고 틈새를 초속경 Mortar로 메운다. 이 공시체는 상부로 350 mm가 돌출된다.

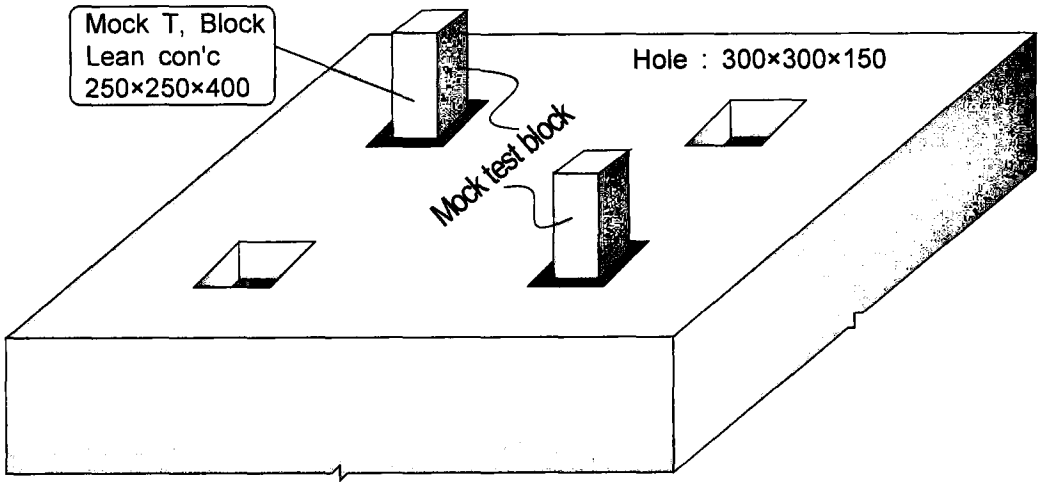


그림 3.9.1 Test block의 모의 시험장

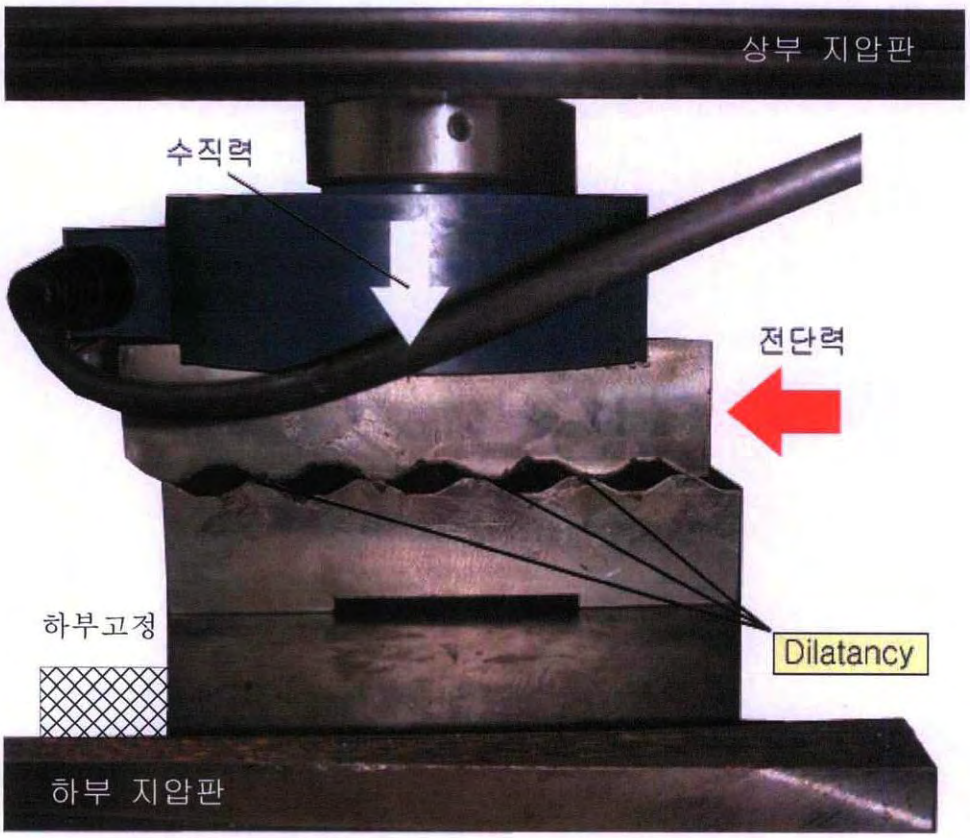
3.9.3.2 유압 펌프 시스템 시작품의 검정

Load frame의 시작품 제작은 2차 연도에 계획된 관계로 여기서는 간이로 제작하여 성능검사에 임했다. 이 이외의 주요 품목은 다음과 같다.

- 설계 및 성능검사 설명에 필요한 실물축적 1/2의 모형
- 전단상자 : 300×300×12 - 2조
- 암반의 불연속면으로 가정한 철제 요철판 : 그림 3.9.2
- 유압 잭 : 500 kNf, 행정 100 mm, 무게 30 kgf 이하, 4개
- 유압 펌프 : 1차 연도 연구의 핵심과제
  - 수직하중 ; 설정압력이 시간과 작용하중에 관계없이 30 분 이상 유지.
  - 전단하중 ; 설정한 변위량이 공시체의 저항력이나 시간에 관계없이 일정 유지성 설정 변위량 범위는 0.1 mm/nin~2 mm/min. 최대 작용하중은 2 MN

- 절리면으로 가정한 요철판 이동시에 전단상자 - 반력판 사이의 마찰감소용 베어링
- 전단후에 다시 후진시키는 장치(압축·인장 겸용의 Load cell과 치구)
- 편심방지용 Spherical platens,
- 변위량 측정용 다이얼 게이지의 고정 장치

1차 연도에 개발한 주요 시작품인 유압 잭과 구동 펌프 시스템에 한하여 성능을 검사한다. 이 과정에서, 핵심 부분은 그림 3.9.2와 같은 요철판에 수직하중을 작용시킨 상태에서 어느 한 쪽을 밀거나 끌 때의 거동을 살피는 것이다. 여기서는, 수행한 방법과 결과를 제시한다.



- 전단상자 이동방식 : Lab. test 하부상자, In situ test 상부상자
- 수평방향으로 이동시에 요철판의 상/하 움직임(Dilatancy)에 따라 수직하중(500 kMN)이 정하중으로 유지되는가 ?
- 변형량은 시간과 공시체 저항력에 관계없이 일정하게 유지되는가 ?

Fig. 3.9.2 DSST의 성능검사를 위한 요철판

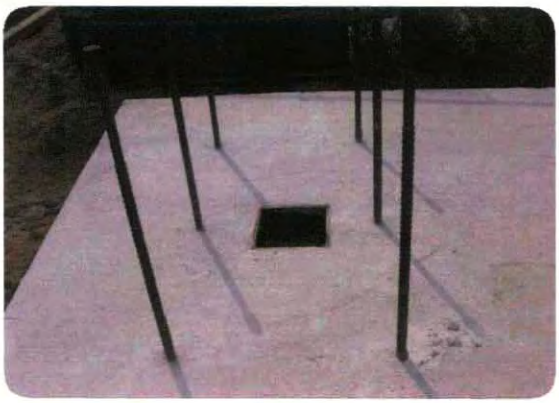


참여기업(대림건설 주식회사)에서 현물로 제공한 모의 시험장



간이 Load frame, 유압 잭 및 구동 펌프 시스템 기치용 winch & trolley

Fig. 3.9.3 개발되는 기기들의 성능검사용 모의시험장 준비



모의 공시체 고정용 Hole



모의 공시체 고정



모의 test block 고정 완료



보조 Rock bolt hole 천공



보조 Rock bolt 정착



양생후 간이 Load frame 고정

Fig. 3.9.4 모의 공시체 고정 및 보조 Rock bolt 시공





수평하중 반력판(450×320×t 25-6장) 및 하중 전달용 Rod(ϕ38×L1650-6개)





전단상자 마찰저항 감소용 Roller

시료없이 요철판으로만 성능검사





전단하중 유압잭 셋팅

전단상자 고정

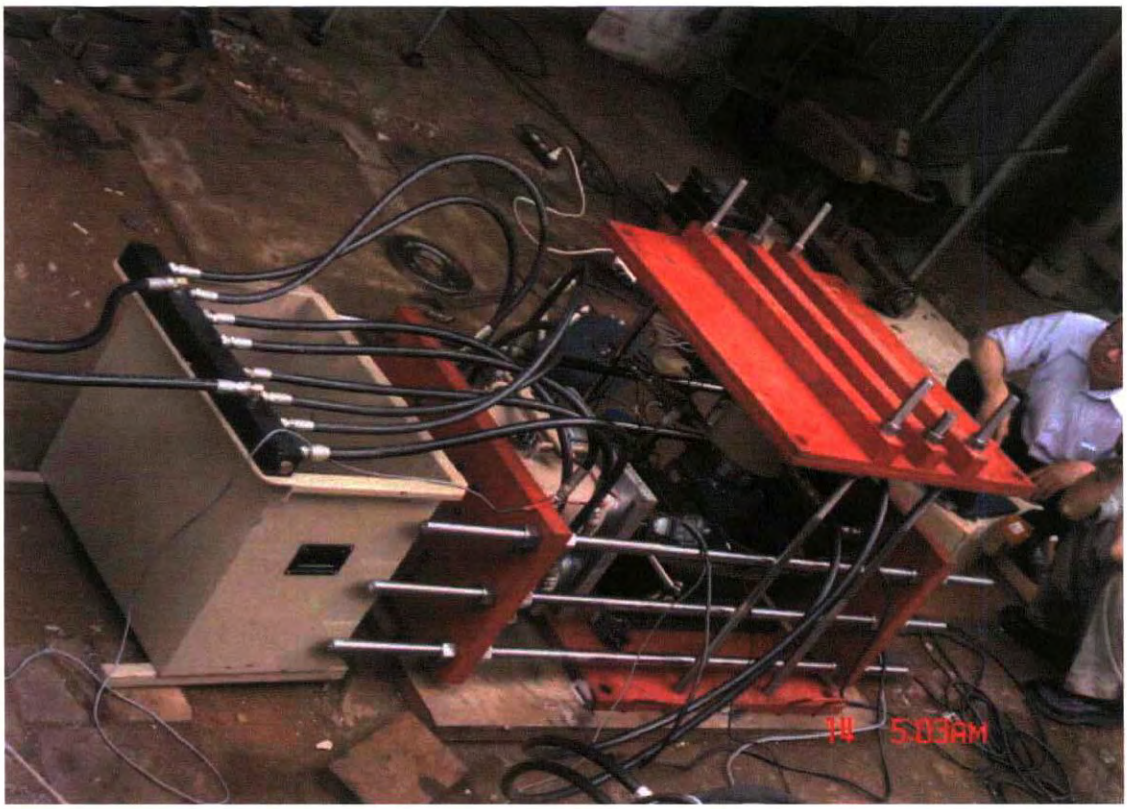
Fig. 3.9.5 Load Frame 반력판/마찰저항 감소용 Bearing 장치



Jack coupler의 분배기에 연결



구동 펌프(수평용/수직용 2대)



시험 준비 완료 : 전단하중 잭 4개, 수직하중 1개로서 너무 복잡합

특기사항 : 2차 성능검사(2005. 05.19~20)에서 지적된 미비점의 보완이 지연되어 시작품 제작사에 직접 방문하여 2005. 06. 13~14에 성능검사를 수행했으나, 이 시점에서도 미보완 상태였음.

Fig. 3.9.6 암석의 Lab. DSST의 모의시험 준비완료

3.9.3.3 개발한 기기의 성능검사(2005. 6. 12)

• 0.5 MN-Jack 1 개 만 사용한 경우

- 성능검사 결과인 Fig. 3.9.7의 시간 - 수평변형량 관계에서, Strain rate를 2 mm/min으로 설정한 예에서 ΔL/Δt의 전체적인 경향은 있다. 다만, 제어되는 시간 간격(interval)이 20~40 sec로서 계단형으로 나타난다.

- 3.35 tf 정도의 낮은 수직하중에서는 변형량에 관계없이 일정하게 유지되었다.

• 수평/수직 2개를 동시에 사용할 경우

- 전단 변형량에 따른 수직하중 장치는 불안정하다. 잔류강도후 에, 반대방향으로 재전단하는 Modeling test, 즉 Running time 12분 이후에 다시 원상태로 전단했다. 여기서, 전단 변형량 - 전단하중 곡선이 갑자기 하강했다.

- Fig. 3.9.8은 주기적으로 매우 불안정하다. 암반의 절리면으로 가정한 철제 凹凸板의 고정, 간이 Load frame의 불안정한 요인일 수 있으나 Δs - Δv 관계는 요철판의 Dilatancy 경향은 있다.

• Lab. UTM으로서의 성능

Hydraulic jack & Automatic control system은 1차년도, Load frame은 2차 연도에 계획되어 있다. 그래서, 성능검사를 위해 총괄연구책임자가 간이 Load frame을 제작하였다.

7월 10일에 기기를 납품받아서 실내 시험기로서 성능검사를 시행했다. 이때도 전술한 성능검사 결과에서 Loading → Unloading 과정만 보완된 상태이므로, 이 부분만 집중적으로 검토했다. 시험 공시체는 이 연구의 참여기업 대림산업주식회사에서 제공한 con'c 공시체(D150 × L300, fc″40 MPa)로 1축 압축시험을 통해 성능검사를 재실시한 과정이 Fig. 3.9.8이다.

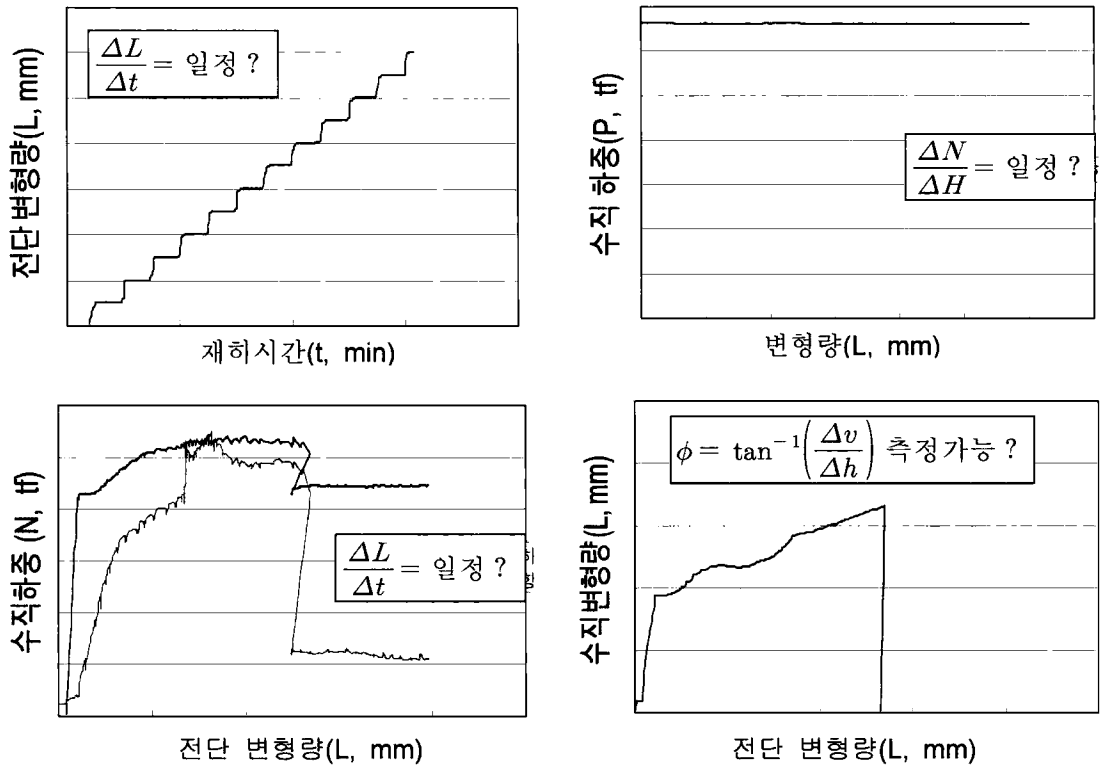


Fig. 3.9.7 자동제어 유압 펌프 시작품의 성능검사 결과

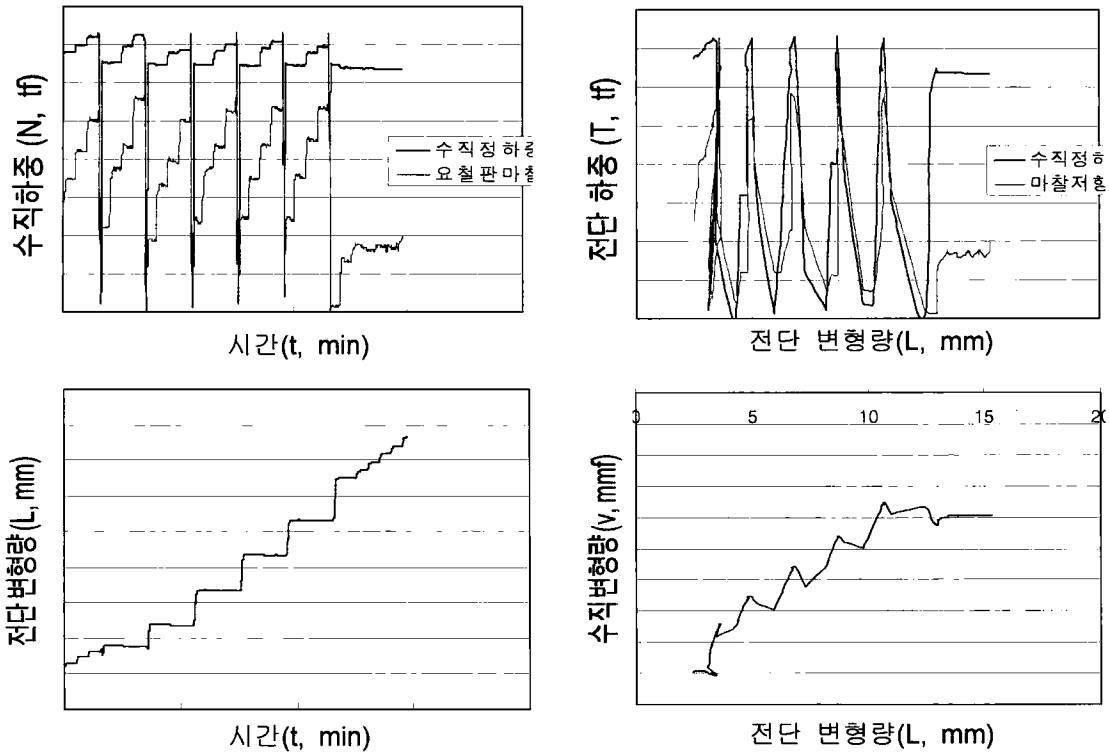
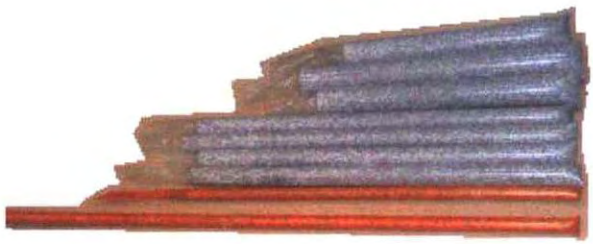


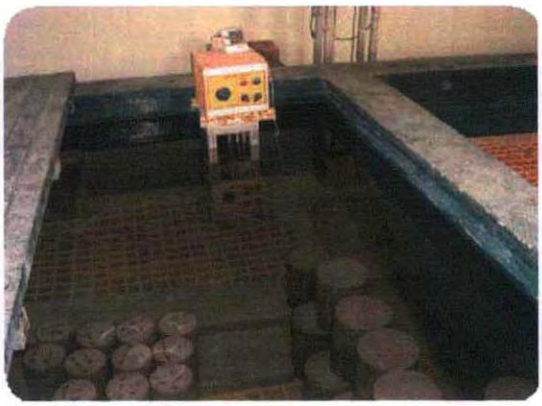
Fig. 3.9.8 수직·수평 2개를 동시에 가동할 경우 불안정함



초속경 Mortar 준비



Molding after mix (D35~D50)





'QH - mortar(f_c' 40 MPa)로 공시체를 제작하여 수조에서 양생



W, D_o, L_o 측정

Capping 재료 준비

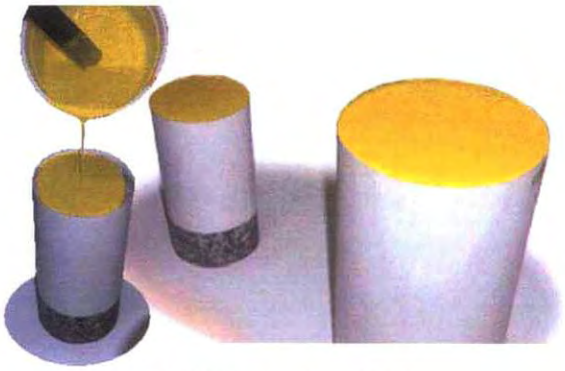






치과용 석고 : 물 = 1 : 3으로 혼합(중량비)

그림 3.9.9 시작품 성능 검사를 위한 1축 압축 시험 공시체 준비



상부면 capping 완료







숫돌/sand paper(초벌 #200, 정밀#400)로 연마, 축/측 방향 각각 2개(총4개)



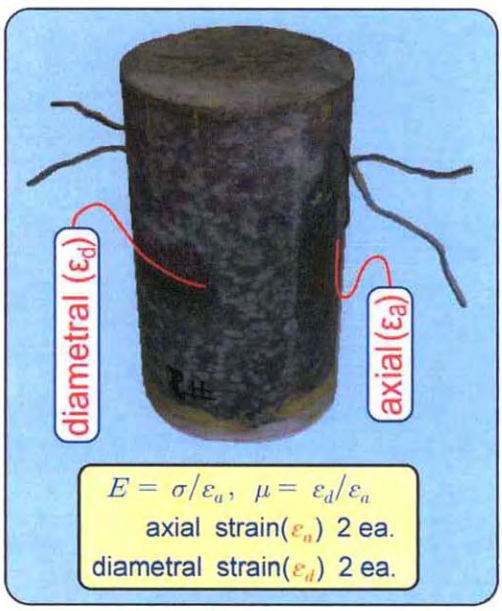
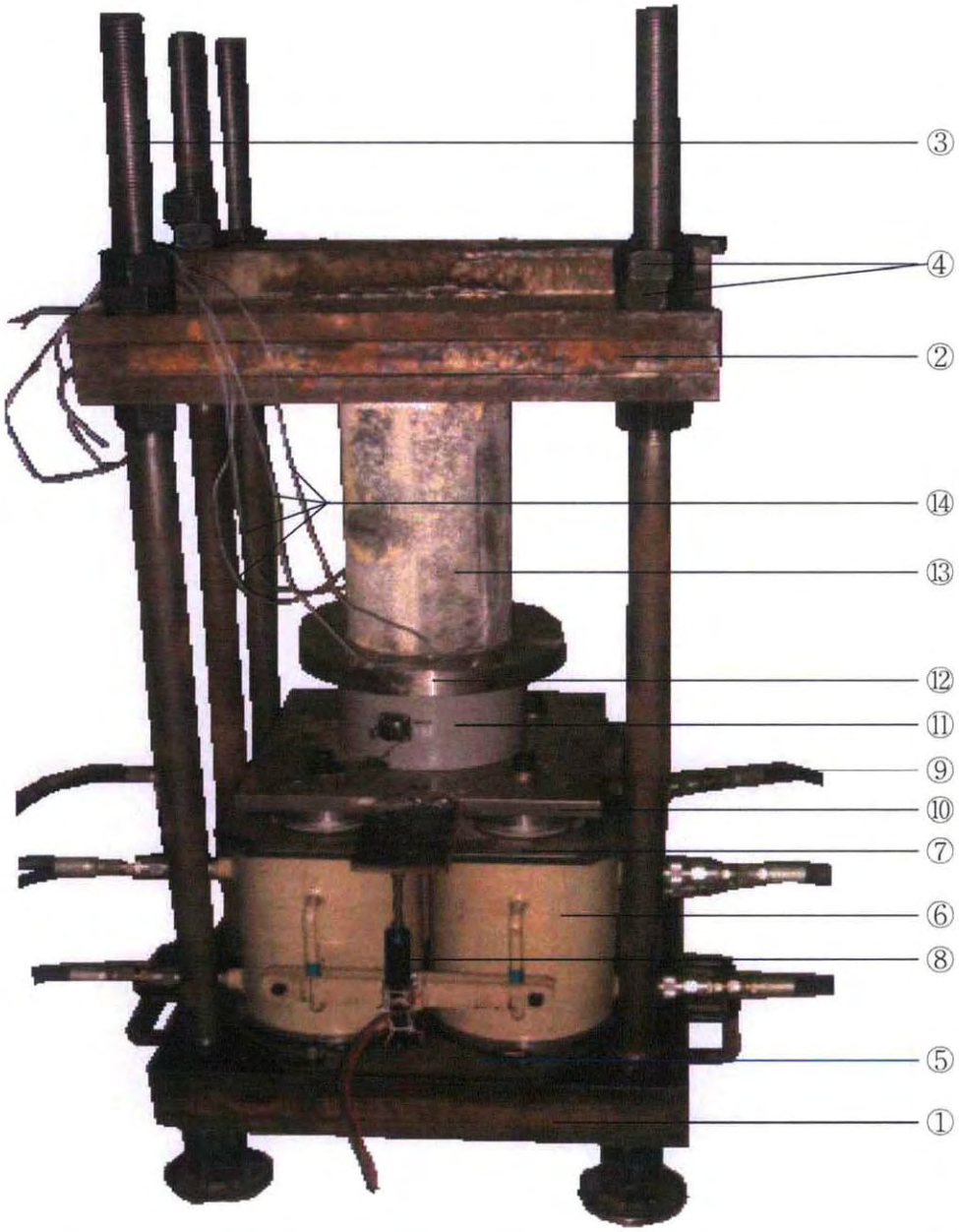


Fig. 3.9.10 1축 압축 시험 공시체에 strain gage 부착완료



① 하부 반력판	⑧ Linear gage for auto control
② 상부 반력판	⑨ Auto control pump coupler
③ Rod(6 - D38×L1500)	⑩ Load cell base
④ Nut(M38)	⑪ Load cell(1.2 MN)
⑤ Hyd. jack housing(bottom)	⑫ Distance jigs
⑥ Hyd. jack(4 - 500 kN)	⑬ Test specimen
⑦ Hyd. jack housing(top)	⑭ Strain gage

Fig. 3.9.11 Load frame 조립, 잭과 공시체 셋팅

3.9.4 1차년도 시작품의 성능검사 결과 분석(2005. 7. 29)

3.9.4.1 실험 방법

1 차 연도의 시작품인 유압 시스템의 Constant strain rate 성능을 검토한다. 여기서, 시료 1 개에 축방향 및 측방향 변형률은 각각 2 개씩, Global axial strain은 Digital dial gage 2 개로 측정하였다. 그림 3.9.11에서 부품 번호 ⑧은 납품된 시험기에 장착한 Linear gage인데, 이것은 순전히 변형량 제어를 위한 것이지 시험 중의 실제 변형량과는 다르고 기록되지도 않은 상태, 즉 미비하다. 그래서, 변형량 ΔLd는 Digital gage-값을 채택했다.

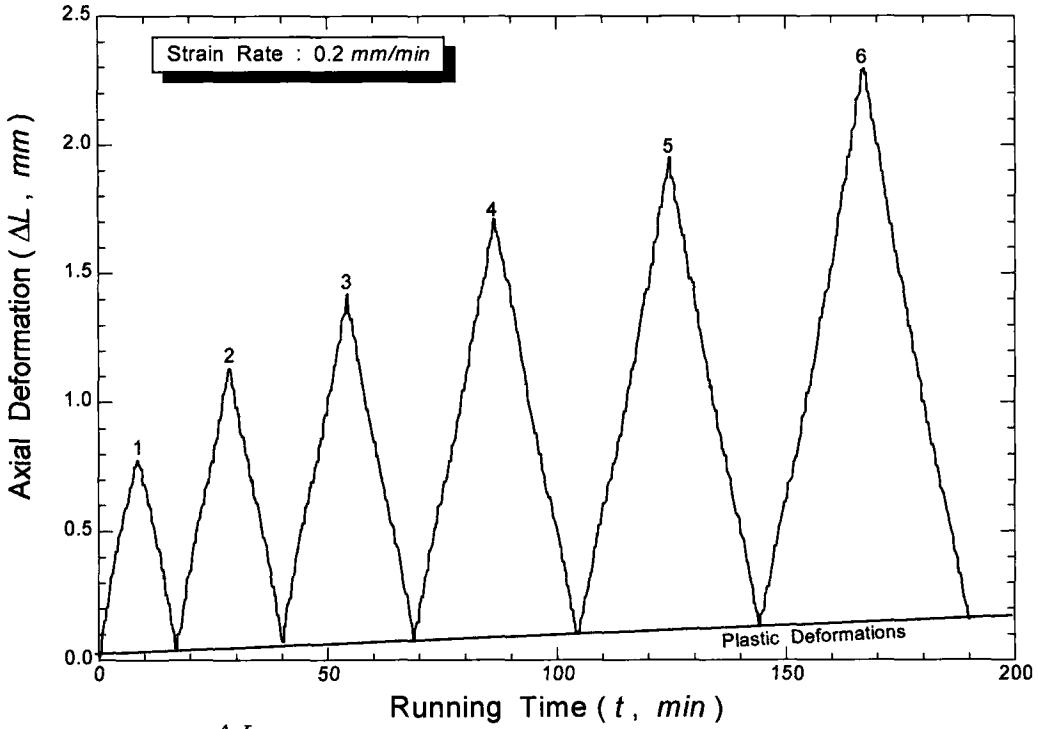
1개의 공시체에 Strain rate를 0.2 mm/min로 설정하여 축하중 0 → 50 → 0 → 100 → 0 → 150 → 0 → 200 → 0 → 250 → 0 → 300 → 0(kN) 등 6-cycle로 시험한 결과가 Fig. 3.9.12a이다. 같은 방법으로, Strain rate를 0.3 mm/min 및 0.6 mm/min로 설정한 결과를 정리하면, 표 3.9.2a 및 Fig. 3.9.2b이다. 여기서, 1 st cycle에 대한 Strain rate 산출 예는 다음과 같다.

$$\text{Loading step ; } \frac{\Delta L}{\Delta L_1} = \frac{\Delta L_{p1} - \Delta L_{i1}}{t_{p1} - t_{i1}} = \frac{0.78 - 0}{8.50 - 0} = 0.0918(mm/\text{분})$$

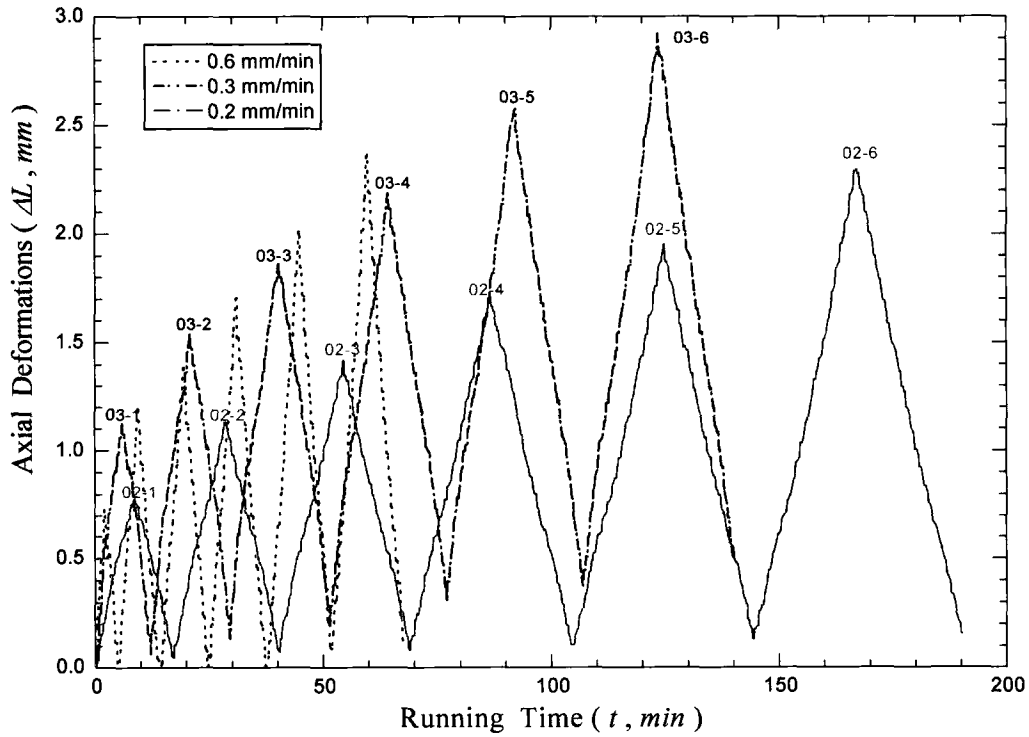
$$\text{Unloading step ; } \frac{\Delta L}{\Delta L_2} = \frac{\Delta L_{f1} - \Delta L_{p1}}{t_{f1} - t_{p1}} = \frac{0.78 - 0.04}{17.08 - 8.50} = 0.0862(mm/\text{분})$$

표 3.9.2a Strain rate 0.2 mm/min 일정 유지 성능시험 결과

Strain Rate		ΔLi	ti	ΔLp	tp	ΔL_f	t_f	Δt_1	Δt_2	ΔL_1	ΔL_2	$\frac{\Delta L_1}{\Delta t_1}$	$\frac{\Delta L_2}{\Delta t_2}$
Rate	Cycle	mm	min	mm	min	mm	min	min	min	mm	mm		
0.2 mm/분	02-1	0	0	0.78	8.50	0.04	17.08	8.50	8.58	0.78	0.74	0.0918	0.0862
	02-2	0.04	17.12	1.13	28.64	0.07	40.25	11.52	11.61	1.09	1.06	0.0946	0.0913
	02-3	0.07	40.25	1.42	54.52	0.08	68.84	14.27	14.32	1.35	1.34	0.0946	0.0936
	02-4	0.08	68.84	1.72	86.40	0.10	104.44	17.56	18.04	1.64	1.62	0.0934	0.0909
	02-5	0.10	104.44	1.95	128.85	0.13	144.25	24.41	15.40	1.85	1.82	0.0758	0.1182
	02-6	0.13	144.25	2.29	167.07	0.16	189.93	22.82	22.86	2.16	2.13	0.0947	0.0932
											Mean	0.0908	0.0906
											S,D	0.0074	0.0114



(a) $\frac{\Delta L}{\Delta t}$ = 0.2 mm/min의 loading - unloading cycle 별 t - ΔL 관계



(b) $\frac{\Delta L}{\Delta t}$ = 0.2, 0.3 & 0.6 mm/min의 t - ΔL 관계

Fig. 3.9.12 정변형율 반복재하 과정별 $\frac{\Delta L}{\Delta t}$의 일정 유지성 검정

Fig. 3.9.12 및 표 3.9.2b에서, Running time이 길면 Strain rate $\left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right)$는 거의 일정하게 유지됨을 알 수 있다. 그런데, 실측된 변형속도는 입력치의 50 % 정도 더 낮게 산출되었다. 즉,

• Deformation tare의 입력치 0.2 mm/min인 경우

Loading step ; 0.0908 mm/min, 비율 = $\frac{\text{실측치}}{\text{입력치}} = \frac{0.0908\ mm/\min}{0.2\ mm/\min} = 45\ \%$

Unloading step ; 0.0906 mm/min, 비율 = $\frac{\text{실측치}}{\text{입력치}} = \frac{0.0906\ mm/\min}{0.2\ mm/\min} = 45\ \%$

같은 방법으로, 다른 입력치에 대해서 실측치/입력치 비율을 구하면 ;

• 입력치 0.3 mm/min이면, 재하과정 54 %, 제하과정 51%

• 입력치 0.6 mm/min이면, 재하과정 48 %, 제하과정 43 %

표 3.9.2b Strain Rate 유지 성능검사 예

Strain Rate		ΔLi	ti	ΔLp	tp	ΔLf	tf	Δt1	Δt2	ΔL1	ΔL2	$\frac{\Delta L_1}{\Delta t_1}$	$\frac{\Delta L_2}{\Delta t_2}$
Rate	Cycle	mm	min	mm	min	mm	min	min	min	mm	mm		
0.2 mm/분	02-1	0.00	0.00	0.78	8.50	0.04	17.08	8.50	8.58	0.78	0.78	0.0918	0.0862
	02-2	0.04	17.12	1.13	28.64	0.07	40.25	11.52	11.61	1.09	1.09	0.0946	0.0913
	02-3	0.07	40.25	1.42	54.52	0.08	68.84	14.27	14.32	1.35	1.35	0.0946	0.0936
	02-4	0.08	68.84	1.72	86.40	0.10	104.44	17.56	18.04	1.64	1.64	0.0934	0.0909
	02-5	0.10	104.44	1.95	128.85	0.13	144.25	24.41	15.40	1.85	1.85	0.0758	0.1182
	02-6	0.13	144.25	2.29	167.07	0.16	189.93	22.82	22.86	2.16	2.16	0.0947	0.0932
											Mean	0.0908	0.0906
											S,D	0.0074	0.0114
0.3 mm/분	03-1	0.00	0.00	1.13	5.85	0.06	11.89	5.85	6.04	1.13	1.07	0.1932	0.1772
	03-2	0.06	11.89	1.54	20.73	0.13	29.38	8.84	8.65	1.48	1.41	0.1674	0.1630
	03-3	0.13	29.38	1.86	40.17	0.19	51.26	10.79	11.09	1.73	1.67	0.1603	0.1506
	03-4	0.19	51.26	2.18	64.00	0.31	76.99	12.74	12.99	1.99	1.87	0.1562	0.1440
	03-5	0.31	76.99	2.57	91.98	0.37	106.86	14.99	14.88	2.26	2.20	0.1508	0.1478
	03-6	0.37	106.36	2.93	123.50	0.51	139.71	17.14	16.21	2.56	2.12	0.1494	0.1308
											Mean	0.1629	0.1522
											S,D	0.0162	0.0161
0.6 mm/분	06-1	0.00	0.00	0.73	2.13	0.00	5.05	2.13	2.92	0.73	0.73	0.3427	0.2500
	06-2	0.00	5.05	1.20	9.33	0.00	14.39	4.28	5.06	1.20	1.20	0.2804	0.2372
	06-3	0.00	14.39	1.38	19.45	0.00	24.69	5.06	5.24	1.38	1.38	0.2727	0.2634
	06-4	0.00	24.69	1.70	31.20	0.00	37.42	6.51	6.22	1.70	1.70	0.2611	0.2733
	06-5	0.00	37.42	2.01	44.62	0.09	51.81	7.20	7.19	2.01	1,92	0.2792	0.2670
	06-6	0.09	51.81	2.36	59.62	0.15	67.60	7.81	7.98	2.27	2.21	0.2907	0.2769
											Mean	0.2878	0.2613
											S,D	0.0286	0.0151

여기서, Strain rate 유지성 검사결과는 다음과 같다,

- 순간 시간이 아닌 전체적인 구간으로는 대체로 직진성이 유지되었다.
- 재하과정보다는 제하과정이 더 낮았다.
- 실측치는 입력치보다 약 50 % 정도 더 느리게 나타났다.

위 결과는 간이 Load frame을 사용했기 때문에, 반력판 자체의 변형, 반력판 + Rod system 고정너트의 이완 및 공시체의 편심에서 기인된 것으로 보인다. 따라서, 2 차 연도에는 이러한 오차가 해소되는 Load frame을 제작해야 한다.

3.9.4.2 Strain rate 유지 시험 결과와 강도정수 변화

암석이나 콘크리트의 UCST로 구해지는 주요 강도정수는 σ_c, E 및 μ 등이다. Fig. 3.9.13a 는 압축응력에 따른 국부 변형율, 즉 축방향 변형율(ε_a), 측방향 변형율(ε_d) 및 체적 변형율(ε_V)의 변화이다. Fig. 3.9.13b에서, 변형속도가 다르면 ε_a, ε_d 및 ε_d 등이 다름을 나타내고 있다. 재하속도가 빠를수록 강도가 더 증가됨은 알려진 사실이지만, Fig. 3.9.13b 처럼 그 차이가 분명하게 보인 사례는 매우 드물다.

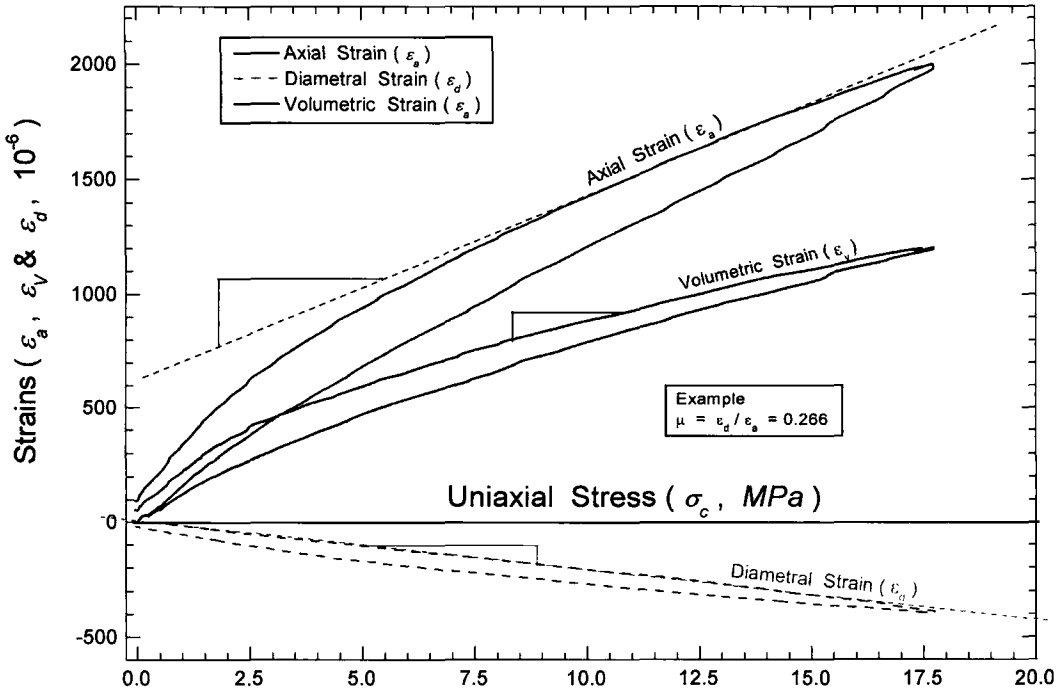
Fig. 3.9.14에서, Strain rate 0.2 mm/min 및 0.6 mm/min의 axial strain(ε_a) - stress(σ) 관계는 거의 선형변화로서 선형회귀 분석한 결과는 식(3.9.1)이다. 즉,

$$0.2\,mm/\min:\ \sigma(MPa) = -2.029 + 0.00896\,(\epsilon_a \times 10^{-6}) \quad (\rho = 0.9977,\ S.D = 0.3845) \qquad \text{eq.(3.9.1a)}$$

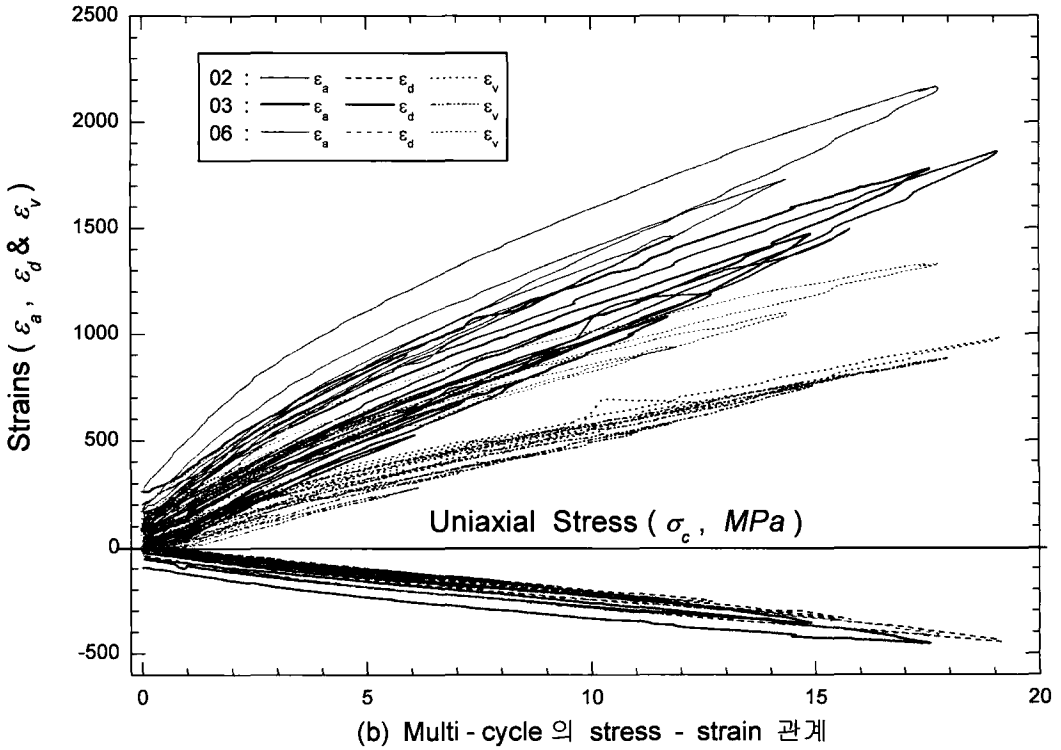
$$0.6\,mm/\min:\ \sigma(MPa) = -0.1034 + 0.011206\,(\epsilon_a \times 10^{-6}) \quad (\rho = 0.9995,\ S.D = 0.2057) \qquad \text{eq.(3.9.1b)}$$

$\varepsilon_a = 1700\times10^{-6}$ 인 경우에, 0.2 mm/min 및 0.6 mm/min의 축 방향 응력은 각각 13.5 Mpa 및 19.1 MPa이다. 변형속도가 3 배 빨라짐에 따라 응력이 약 40 % 증가됨을 뜻하며, 매우 의미있는 사례이다.

Fig. 3.9.15는 변형속도 0.2 mm/min 및 0.6 mm/min의 Loading - unloading 시험으로 구한 탄성변형과 소성변형의 거동이다. 여기서도 변형속도에 따라 탄성계수가 다름을 알 수 있다. Fig. 3.9.16은 Loading - Unloading cycle의 변환점에 대한 응력 - 탄성계수 및 소성변형계수를 도시한 것이다. Fig. 3.9.17은 Global axial strain에 대한 응력 변화이다. 마찬가지로, 상관계수가 0.99이상인 선형관계임 알 수 있다. 개발한 Hydraulic jack system을 간이 Load frame으로 구한 것이기는 하지만, Strain rate가 일정하면, 강도정수 변화는 선형적임을 알 수 있다.



(a) 1 cycle 의 loading - unloading 에서 응력 - 변형율 관계



(b) Multi - cycle 의 stress - strain 관계

Fig. 3.9.13 정 변형속도로 시험한 응력 - 변형 변화 관계 예

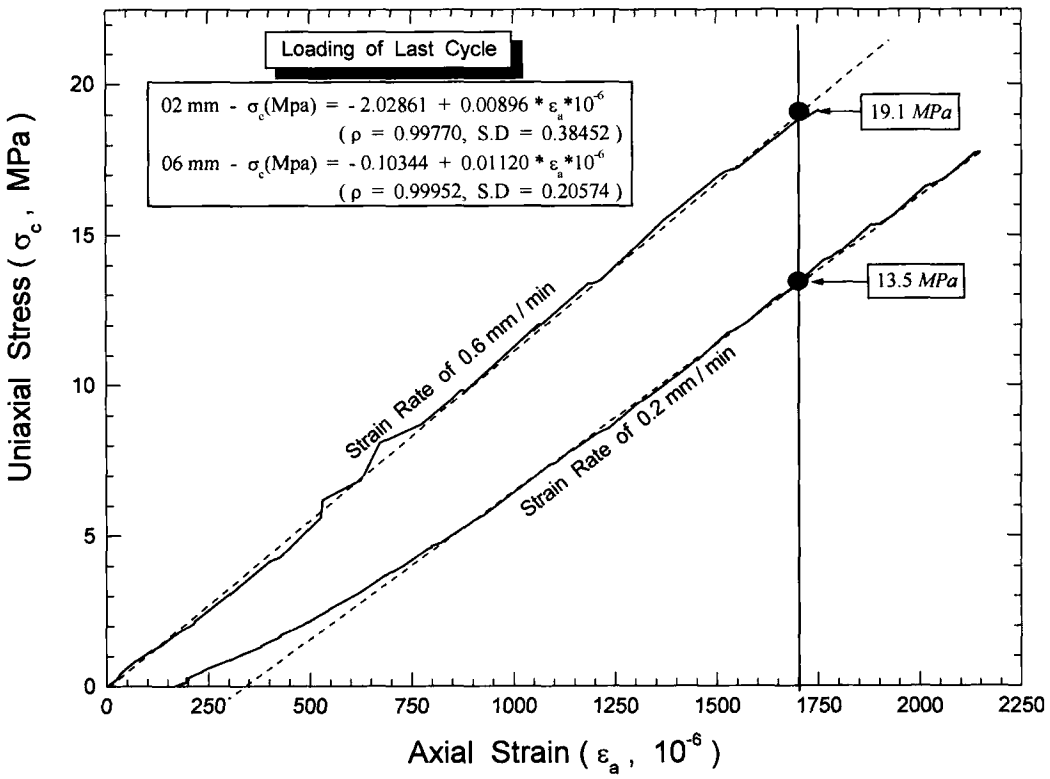


Fig. 3.9.14 Strain rate에 따른 강도차이 변화 예

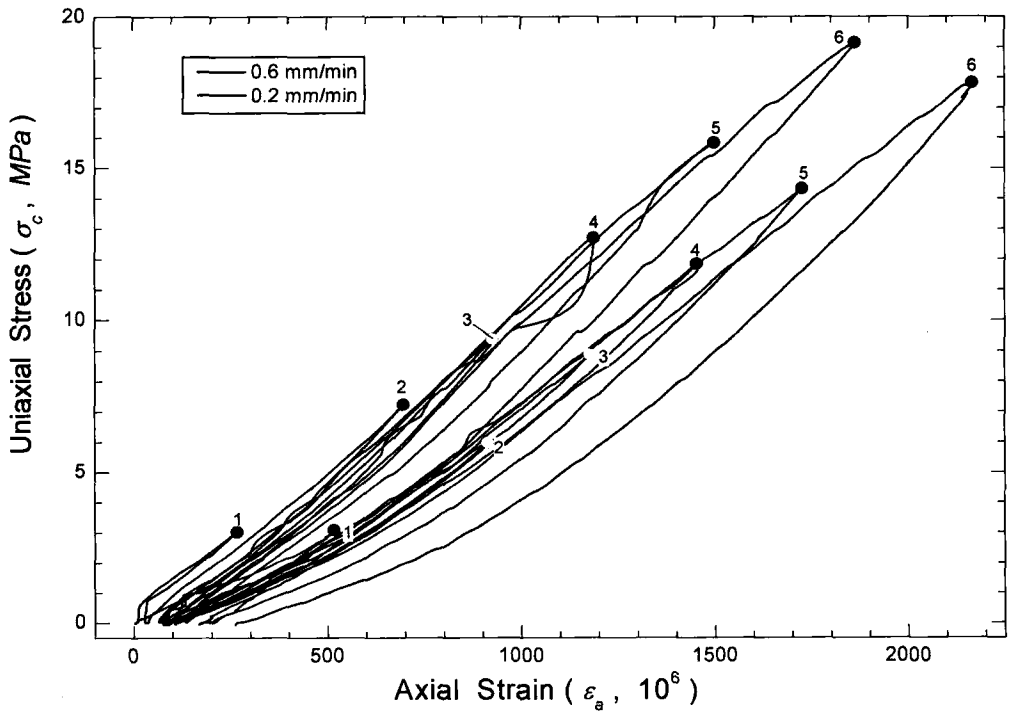


Fig. 3.9.15 변형속도에 따른 multi-cycle의 응력 - 변형 변화

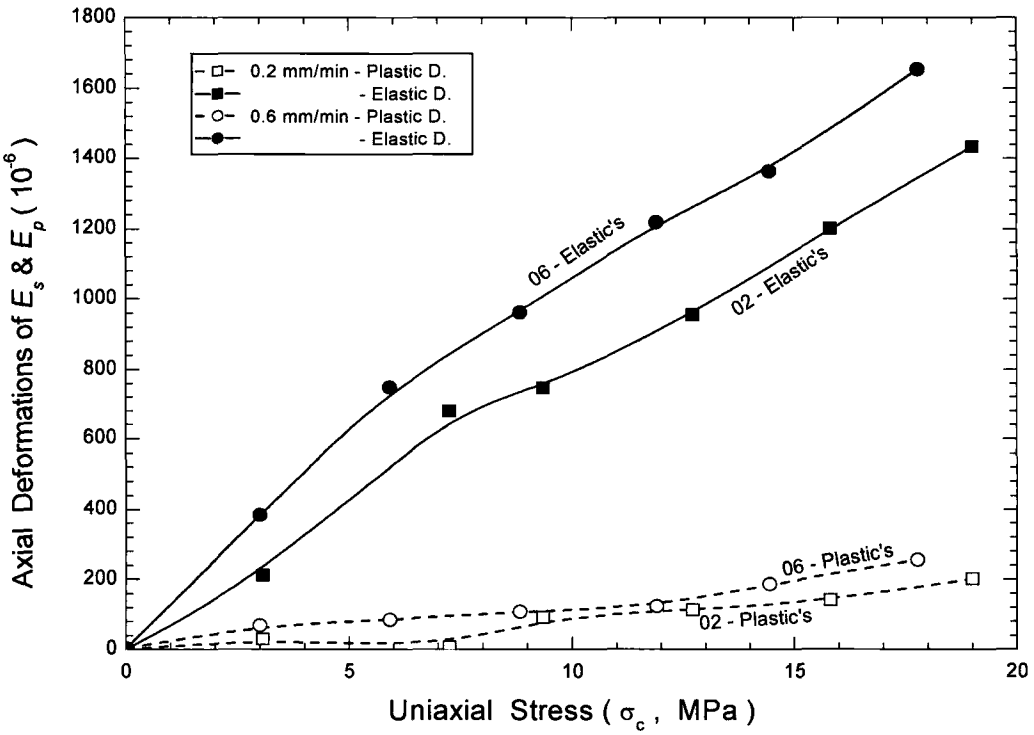


Fig. 3.9.16 변형속도에 따른 탄성 및 소성 변형량

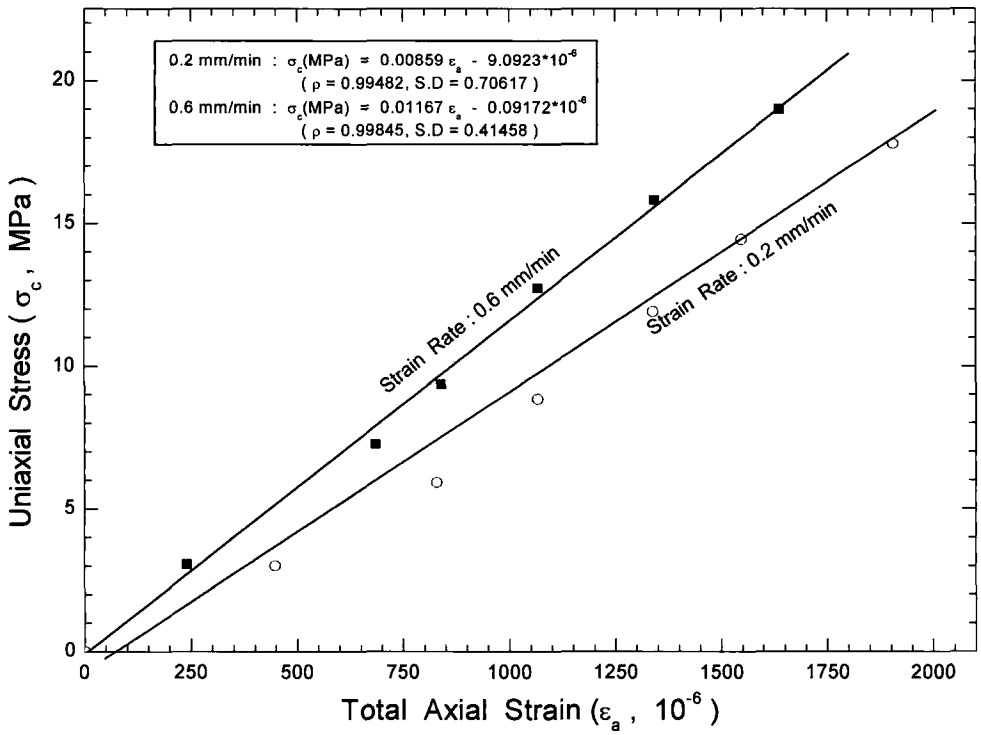


Fig. 3.9.17 변형속도에 따른 global strain - stress 변화 예

3.10 사례연구 현장의 주변조사

3.10.1 현장의 주변 조사

위탁연구기관의 1차 연도 연구는 부산 - 울산 간 고속국도 건설 공사 제5공구 공사구간의 광역적 지질조사와 지질공학적 특성시험이다. 이 결과에서, Test block이 형성될 후보지는 '장안 휴게소'와 '대운천교' 교각의 기초지반이다. 계측기 매설 과 지속적인 계측을 위한 최적지는 '대운천교'이므로 이 현장을 사례연구 현장으로 정했다. 불량 암반으로 구성된 Pier의 기초지반 지지력과 침하량에 대한 기존 설계도서와 현장시험으로 구한 강도정수를 비교한다. 그리고, 강도정수로 구한 지지력과 침하량을 실측치와 비교하여 최적치를 구하고자 토압계와 침하판을 설치한다.

Pier No.5의 기초지반에 토압계와 침하판을 설치/계측하여 기존의 방법으로 해석한 결과와 실측치를 비교한다. 이 과업은 1차연도에 계획했으나, 민가의 토지보상 문제 미해결로 터파기 공사가 지연되고 있으므로, 한국건설교통평가원에 토압계 매설시기를 변경 신청하였다(법원의 판결은 2006년 4월경). 2004년 11월 17일 현재, Fig. 3.10.1과 같이 Pier No. 5, No. 6 이외의 교각들은 Column이 완공된 상태이다

Test block을 형성할 휴게소 예정지와 토압계를 매설할 현장의 강도정수를 구하기 위해서 위탁연구기관인 부경대학교 환경탐사공학과의 책임연구원 엄정기 교수, 참여기업 대림산업주식회사의 연구원 이영균 시험실장과 함께 현장에서 PLST를 시행하였다. 장안 휴게소 예정지와 마찬가지로, 이 지역의 주변은 불량한 암반으로 구성되어 있다. 그림 3.10.2에서 PLST 기기에 끼워 넣을 때에는 별 문제가 없었는데 점하중을 가하자마자 파괴되어 시험 불가능한 경우가 많았다. 이런 관계로 이방성지수는 도출하지 못했으며, 약면의 수직방향 PLST 결과는 표 3.10.1, 장안 휴게소의 것은 표 3.10.2이다. 이 시험 결과를 요약하면 다음과 같다.

토압계/침하판 매설 - 대운천 교(경도 129° 15' 17.2"E, 위도35° 23' 45.5"N)

$Is_{(50)}$ = 1.94 Mpa, σ_c = 48 MPa

시연회 예정현장- 장안휴게소(경도 129° 15' 1.7"E, 위도 35° 22' 47"N)

$Is_{(50)}$ = 2.43 Mpa, σ_c = 58 MPa

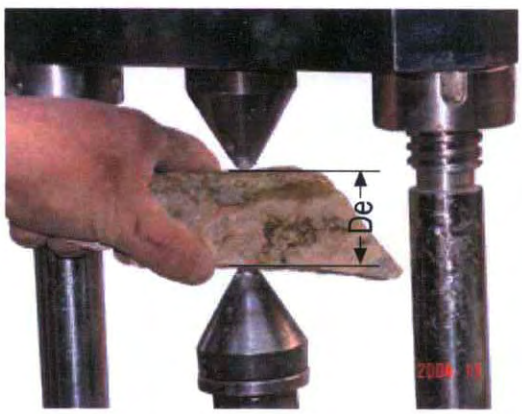


토압계를 매설할 대운천교 교각의 건설 중(Pier No.1~4)





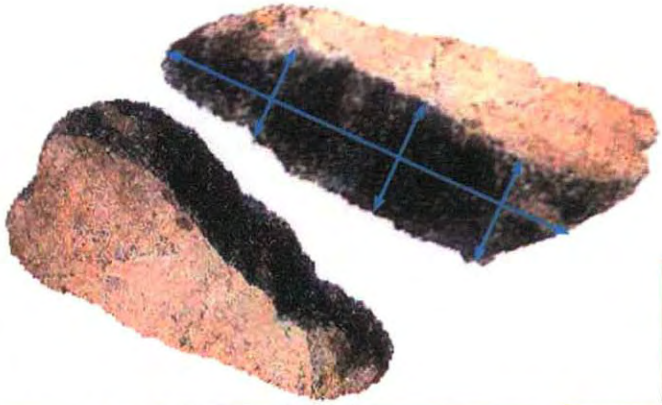
사례연구 현장 기초조사- PLST 수행 :엄정기(위탁연구책임자,
부경대 교수 / 총괄연구책임자 / 이영균, 참여기업 대림산업 시험실장)





Lump test는 재하점간의 거리(De)와 길이(L) 측정이 애매하다.

그림 3.10.1 사례연구 현장 주변에서 PLST 시험



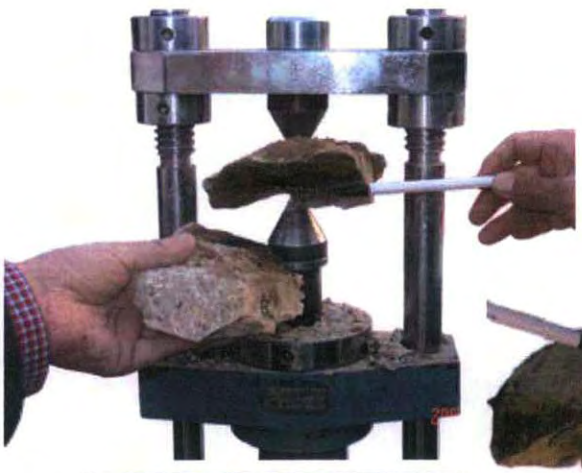


PLST는 현장에서 불규칙 시료의 σ_c 추정에 유리하며, 파단면의 W, L의 3 군데 이상을 평균



사례연구 현장은 유문암질응회암으로서 시험 예처럼 불량 암반임.





가압순간에 파단(P< 100 kgf)



그림 3.10.2 현장의 불규칙 시료 치수측정 문제와 기기의 개선점

표 3.10.1 부산 - 울산 고속국도 대운천교 Pier 현장의 PLST

No.	D mm	W mm	P kgf	D_e mm	F –	K –	Is kPa	$Is_{(50)}$ kPa	σ_c MPa
01	51.81	58.80	220	62.28	1.104	25.2	579	~~639~~	~~16~~
02	44.25	51.93	200	54.09	1.036	23.7	698	~~723~~	~~17~~
03	49.39	52.30	490	57.35	1.064	24.3	1520	1617	39
04	41.08	52.34	440	52.32	1.021	23.3	1640	1674	39
05	43.99	52.48	530	54.22	1.037	23.7	1840	1908	45
06	44.18	46.44	600	51.11	1.010	23.1	2344	2367	55
07	42.83	50.17	360	52.31	1.020	23.3	1343	1370	32
08	49.91	58.55	490	61.00	1.094	24.9	1344	1470	37
09	49.01	53.80	670	57.94	1.069	24.4	2036	2176	53
10	54.99	64.61	200	67.26	1.143	26.1	451	~~516~~	~~13~~
11	53.77	52.80	540	60.12	1.087	24.8	1524	~~1656~~	~~41~~
12	47.68	50.24	340	55.23	1.046	23.9	1138	~~1190~~	~~28~~
13	40.39	42.64	480	46.83	0.971	22.3	2234	2169	48
14	40.39	59.54	600	55.33	1.047	23.9	2000	2093	50
15	38.62	42.15	550	45.53	0.959	22.1	2708	2596	57
16	49.35	54.69	590	58.62	1.074	24.5	1752	1882	46
17	42.59	52.48	570	53.35	1.030	23.5	2044	2104	50
18	40.66	52.13	640	51.95	1.017	23.3	2420	2462	57
19	57.87	61.03	780	67.06	1.141	26.1	1770	2020	53
20	46.19	51.69	290	55.14	1.045	23.9	973	~~1017~~	~~24~~
21	45.50	48.40	580	52.95	1.026	23.5	2111	2166	51
22	48.44	60.52	680	61.10	1.094	25.0	1859	2034	51
23	47.24	52.21	730	56.04	1.053	24.0	2372	~~2497~~	~~60~~
24	46.45	66.65	600	62.78	1.108	25.3	1553	1721	43
25	51.49	61.04	570	63.26	1.112	25.4	1453	1616	41
26	47.92	48.67	590	54.49	1.039	23.7	2027	2107	50
27	58.75	63.09	600	68.70	1.154	26.4	1297	1497	39
28	46.52	57.90	710	58.56	1.074	24.5	2113	2268	56
29	33.84	35.48	430	39.10	0.895	20.9	2870	2570	54
30	55.45	60.01	430	65.09	1.126	25.7	1036	1166	30
31	56.81	60.83	210	66.33	1.136	25.9	487	~~553~~	~~14~~
32	46.07	57.88	730	57.33	1.063	24.3	2266	2410	59
33	51.34	53.44	730	59.10	1.078	24.6	2132	2299	57
34	53.94	58.48	810	63.37	1.113	25.4	2058	2290	58
							Σ	60,843	1,463

$$Is_{(50)} = \frac{60843 - 8238}{27} = 1935(\text{kPa}),\ \sigma_c = \frac{1463 - 172}{27} = 48(\text{MPa})$$

표 3.10.2 부산 - 울산 고속국도 제 5 공구 장안휴게소의 PLST

No.	D mm	W mm	P kgf	D_e mm	F –	K –	Is kPa	$Is_{(50)}$ kPa	σ_c MPa
01	48.89	53.94	570	57.95	1.069	24.4	1732	1851	45
02	45.85	50.40	320	54.24	1.037	23.7	1110	~~1151~~	~~27~~
03	48.24	56.10	580	58.70	1.075	24.5	1718	1846	45
04	38.48	44.35	530	46.61	0.969	22.3	2489	2412	54
05	48.14	57.19	620	59.21	1.079	24.6	1805	1947	48
06	46.70	47.24	690	53.00	1.027	23.5	2507	2573	60
07	32.07	57.48	650	48.45	0.986	22.6	2826	2786	63
08	38.20	53.09	590	50.82	1.007	23.1	2332	2349	54
09	33.77	55.03	520	48.64	0.988	22.7	2243	2215	50
10	39.06	48.65	610	49.19	0.993	22.8	2573	2554	58
11	43.81	41.96	570	48.38	0.985	22.6	2485	2448	55
12	45.33	57.87	720	57.79	1.067	24.4	2200	2348	57
13	45.87	52.85	810	55.56	1.049	23.9	2678	2808	67
14	46.59	63.79	1030	61.51	1.098	25.0	2778	~~3049~~	~~76~~
15	37.13	48.05	710	47.66	0.979	22.5	3189	~~3121~~	~~70~~
16	49.10	41.58	670	50.98	1.009	23.1	2630	2653	61
17	55.73	53.55	920	61.64	1.099	25.1	2471	2715	68
18	53.15	57.68	730	62.48	1.105	25.2	1908	2110	53
19	36.25	56.08	670	50.88	1.008	23.1	2641	2662	61
20	34.68	64.09	650	53.20	1.028	23.5	2344	2410	57
21	40.19	47.84	320	49.48	0.995	22.8	1334	~~1328~~	~~30~~
22	36.41	54.30	520	50.17	1.002	22.9	2108	2111	48
23	33.76	51.77	830	47.17	0.974	22.4	3806	3708	83
24	43.85	56.91	750	56.37	1.055	24.1	2409	2542	61
25	34.10	49.94	580	46.56	0.968	22.3	2730	2643	59
26	45.26	49.26	640	53.28	1.029	23.5	2301	2367	56
27	50.02	46.42	590	54.37	1.038	23.7	2036	2115	50
28	44.87	46.06	550	51.30	1.012	23.2	2133	2158	50
							Σ	66,98	1,566

$$Is_{(50)} = \frac{66980 - 8649}{24} = 2430(\text{MPa}),\ \sigma_c = \frac{1566 - 203}{24} = 58(\text{MPa})$$

3.10.2 시공예정인 구조물 설계도서

3.10.2.1 기존의 설계도서

'(가칭) 부산울산고속도로주식회사'의 고속국도 65호선 부산~울산간 고속도로 민간투자사업, 구조계산 및 수리계산서(Ⅱ)의 pp. 2235~2240에서 관련된 내용을 참고한다. 연구대상 구조물인 대운천교 교각 #5에 대해서 총괄연구책임자가 재구성한 단면도는 그림 3.10.3이다. 이 설계도서에 의하면, 지지층이 풍화암이므로, 도로교 시방서 pp. 625에서 인용하여 지반-기초 사이의 마찰계수(f) 0.6, 안전율 1.5(지진시 1.2)를 적용했다, 그리고, 기초지반의 허용지지력(q_a)은 별도의 계산없이 도로교시방서 pp. 623을 인용(풍화암 50 tf/m^2, 지진시는 이것의 50% 가산)했다. 전술한 설계도서에서, 교각이 지반에 작용하는 연직력과 수평력, 기초지반의 활동(Sliding) 저항력 및 지반반력(Soil reaction) 등은 표 3.10.3과 같다. 여기서, H_u, V_u, e 및 q 등은 각각 Pier에 작용하는 수평력, 연직력, 편심거리 및 지반반력이다. 그리고, 기초지반의 저항력 측의 Fs, Ha 및 q_a 등은 각각 수평 활동에 대한 안전율, 수평저항력 및 허용지지력이다. 지진하중 작용시에 교축방향에 대한 기초-지반 사이의 수평저항력과 최대 지반 반력 산출 예는 다음과 같다. 이 결과를 그림으로 설명하면 그림 3.10.2이다.

- 지반의 강도정수(추정지 적용) ; $\gamma = 2.0tf/m^3$, $c = 0$, $\phi = 40^o$
- 수평 저항력 : $H_a = \dfrac{(0.6)(4814.37)}{1.2} = 2407.2(tf/m^2) > H_u(=217.05)$; $O.K$
- 최대 지반반력 : $q_{\max} = \dfrac{4814.37}{(8)(16)}\left(1+\dfrac{6(0.854)}{8}\right) = 61.70(tf/m^2) < q_a(=75)$; $O.K$
- 침하량 : 언급이 없음

표 3.10.3 기존설계도의 대운천교 Pier #5 기초지반의 안정검토 요약

	교 축 방향별	작용력(Ultimate)					저항력(Tolerance)		
		H_u tf	V_u tf	e m	$q(tf/m^2)$ $q_{\max}$	$q(tf/m^2)$ $q_{\min}$	Fs —	Ha tf	q_a tf/m^2
평상시	평 행	16.86	5199.64	0.082	43.13	38.11	1.5	2079.9	50
	직 각	13.77	5031.34	0.181	41.97	36.65	1.5	2012.5	50
지진시	평 행	217.05	4814.37	0.854	61.69	13.54	1.2	2407.2	75
	직 각	262.81	4814.37	0.465	44.17	31.05	1.2	2407.6	75

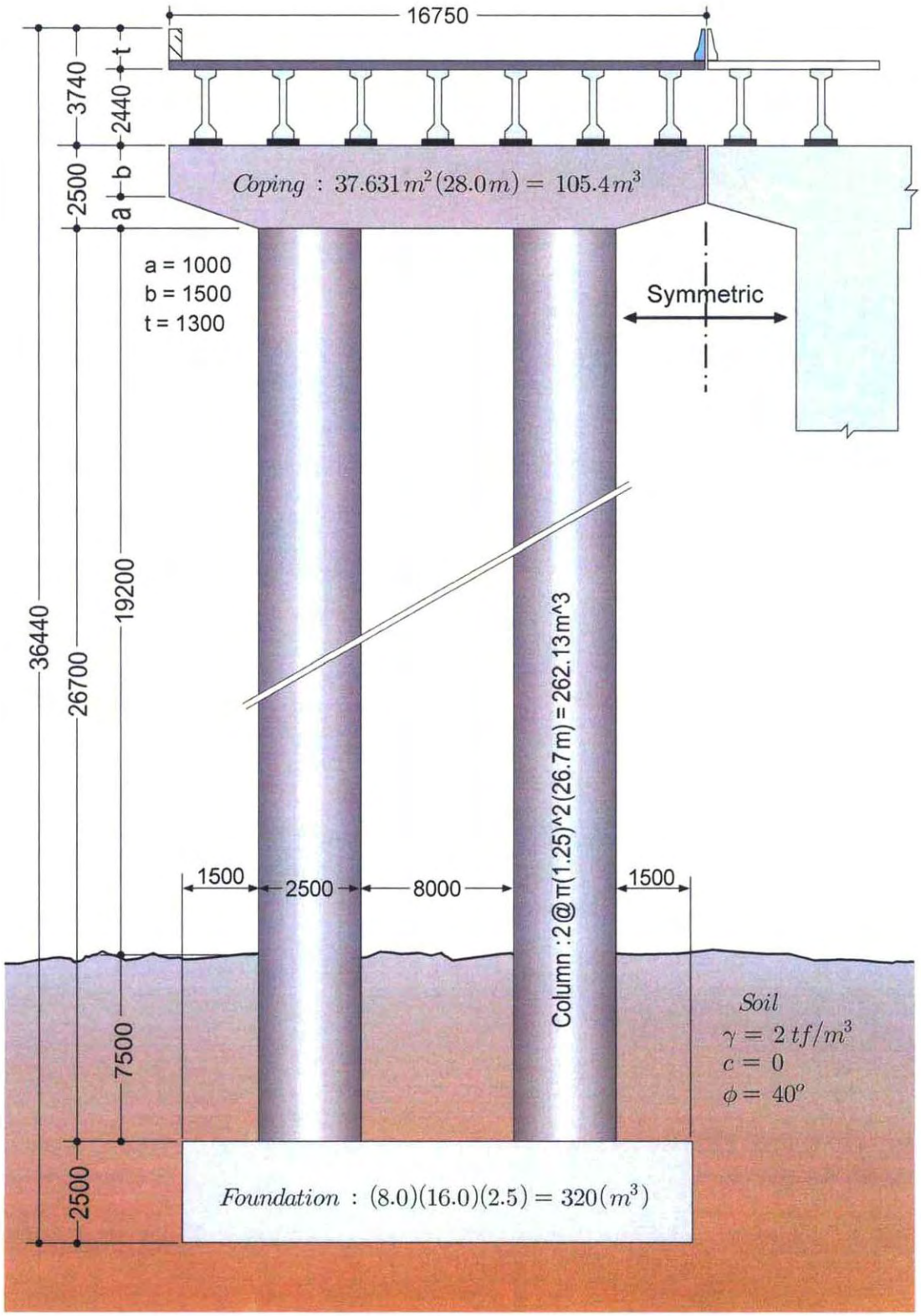


그림 3.10.3 대운천교 Pier # 5의 단면도(재구성 총괄연구책임자)

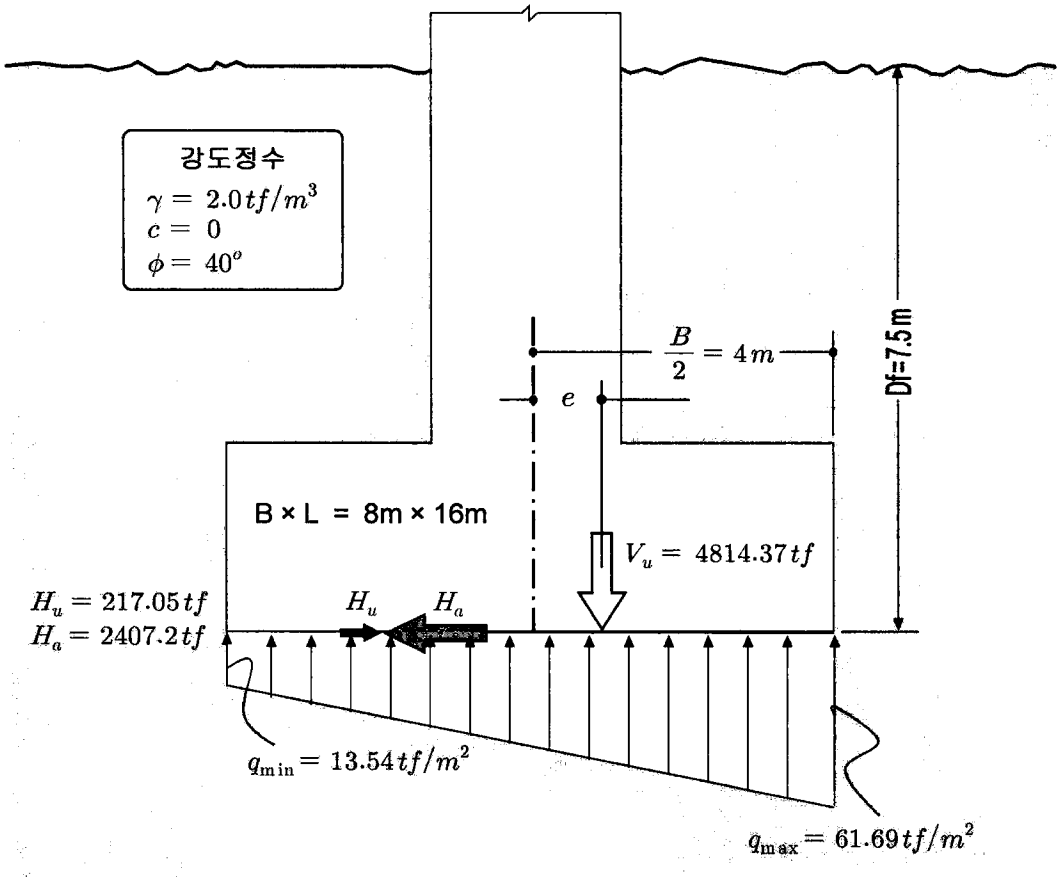


그림 3.10.4 대운천교 기초지반의 지진하중 작용시 안정성 검토 결과

3.10.2.2 충괄책임연구자의 지지력 및 침하량 해석

- Using the building codes : q_a = 0.3~1 MPa(pp. 39, § 2.4.1)
- Using the Hoek–Brown shears strength criterion
  - JCS = σ_{cm} = 41.2 MPa(using PLST)
  - GSI = 31(pp. 137), RMR = 41(pp. 135, § 3.6.3.1 대운천교)
  - m_i = 0.639(표 1.3 ; 불량 - (2), RMR = 41≈44)
  - 교란계수(disturbace factor) D = 0.3

Hoek-Brown Constant mb and s for broken rock masses ;

form eq.(1.9a), $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(\exp\left(-\frac{32}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right)\right) = 0.5195$

from eq.(1.9b), $m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) = (0.639)\exp\left(\frac{32 - 100}{28 - 14(0.3)}\right) = 0.0874$

from eq.(1.9c), $s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) = \exp\left(\frac{32-100}{9-3(0.3)}\right) = 0.00078$

from eq.(1.17b), $\sigma_{cm} = \sqrt{s}\,\sigma_{ci} = \sqrt{0.00078}\,(41.2) = 1.151(MPa)$

from eq.(1.18a), $q_u = \sqrt{s}\,\sigma_{ci}\left(1+\sqrt{\frac{m_b}{\sqrt{s}}+1}\right)$

$= (1.151)\left(1+\sqrt{\frac{0.0874}{\sqrt{0.00078}}+1}\right) = 3.490(MPa)$

from table 1.8, $C_{f1} = 1.12 (\because B = 8m,\ L = 16m \rightarrow L/B = 2)$

from eq.(1.18b), $q_a = \frac{C_{f1}\,q_u}{F_s} = \frac{(1.12)(3.490)}{3} = 1.303(MPa) \Leftarrow F_s\ of\ 3$

• Using Bell solution

Input Data ; $D_f = 2.5,\ \gamma = 25\ kN/m^3,\ \phi_1 = 30^o,\ c = 0.3\ MPa,\ i = 15^o,\ F_s = 3$

from eq.(1.20a), $N_\phi = \tan^2(45^o + \phi/2) = \tan^2(45^o + 30^o/2) = 3$

from eq.(1.20b), $N_c = 2\sqrt{N_\phi}(N_\phi + 1) = 2\sqrt{3.00}(3.00+1) = 13.856$

from eq.(1.20c), $N_\gamma = \frac{1}{2}\sqrt{N_\phi}(N_\phi^2 - 1) = \frac{1}{2}\sqrt{3.00}((3.00)^2 - 1) = 6.928$

from eq.(1.20d), $N_q = N_\phi^2 = (3.00)^2 = 9$

from table 1.8, $C_{f1} = 1.12,\ C_{f2} = 0.9 (\because L/B = 16/8 = 2)$

from eq.(1.20), $q_u = (1.12)(300)(13.856) + \frac{1}{2}(0.9)(8.0)(25)(6.928) + (25)(2.5)(9)$

$= 5841.186(kPa)$

$\therefore\ q_a = \frac{q_u}{F_s} = \frac{5841\ kPa}{3} = 1.95\ MPa$

■ 침하량

침하량 산출을 위한 기초지반의 입력변수를 E = 1.5 GPa, μ = 0.3로 가정한다. L/B = 2이므로, 표 1.10a에서 기초의 중심에서는 $C_d' = 1.52$이다. 최대 지반반력 q_{max} = 0.5 MPa이 작용하는 경우는,

$$S_e = \frac{(1.52)(0.5\ MPa)(16\ m)(1-0.30^2)}{1500\ MPa} = 0.0074m = 7.3mm$$

위의 검토결과에서, 총괄연구책임자의 소견으로는 대운천교의 Pier가 놓일 기초지반의 허용지지력은 1.3 MPa 이상이다. 따라서, 도로교 시방서의 풍화암을 기준한 허용지지력을 50 tf/m^{2}로 추정한 것은 과소평가로 보인다. 설계도서에 침하량은 언급되어 있지 않으나 검토 결과는 7.3 mm로서 무시할 만큼 낮다.

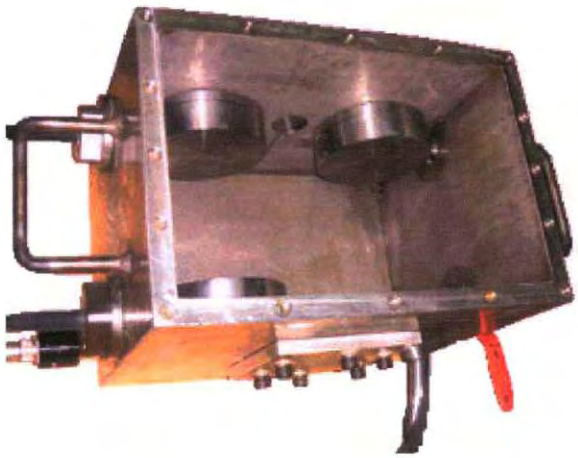
3.10.3 토압계의 검정

토압계나 침하판은 매설한 후에는 회수불가능하다. 그래서, 계측 센서를 매설전에 정격전압, 초기치 및 토압변화율의 직신성을 검정해야 한다. 그리고, 이 연구에서 개발한(§ 3.7) Data logger로 계측하므로, Logger와 호환성, 전선 보호 상자의 방수처리/유지관리에 유의해야 한다.

토압계는 그림 3.10.6의 방법으로 가압 / 감압 / 재가압 / 감압 등의 과정을 거치면서 검정하였으며, 그 근거자료는 표 3.10.4이다.



구입한 토압계(1.5 mmV, 1 MPa) - 10개 및 검정창치(밀폐형 수조)

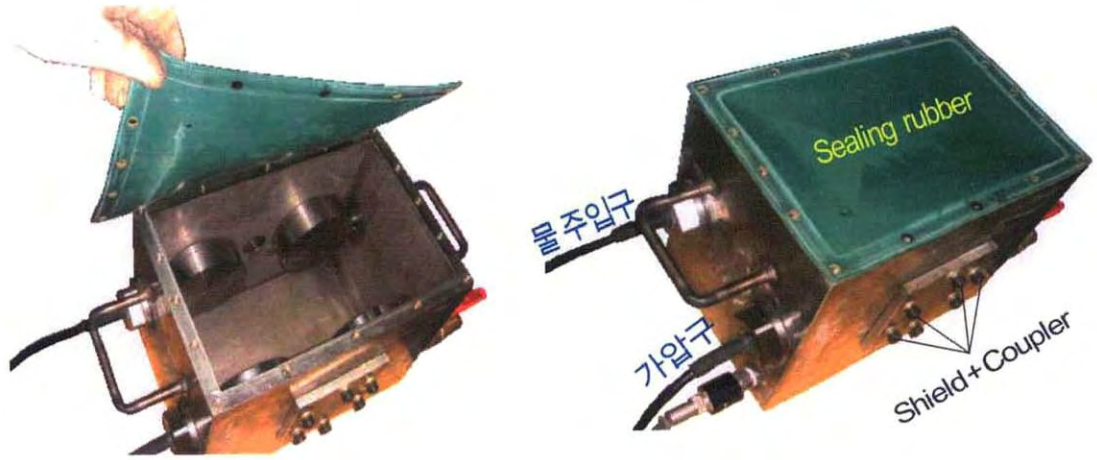


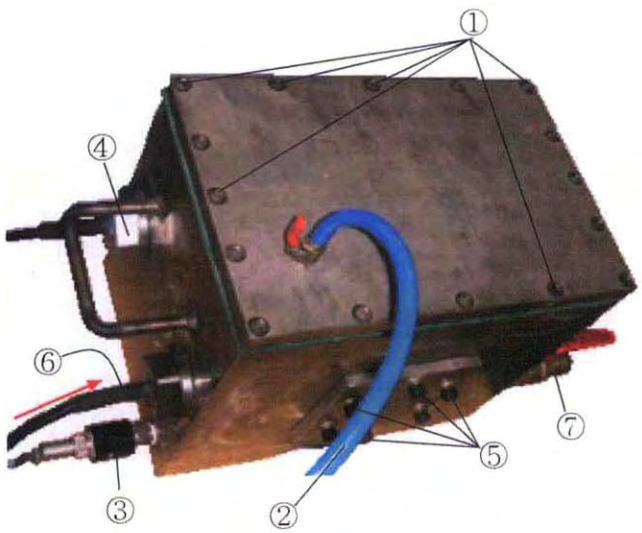
토압계 검정장치(별도제작)
- 완전 밀폐형 수조내에 토압계 장착
- 물을 채워서 뚜껑을 밀폐(Bolting)
- Air compressor로 가압 및 감압
- 정밀급 압력 센서와 비교 계측

Fig. 3.10.5 사례연구 현장에 매설할 토압계와 검정기구



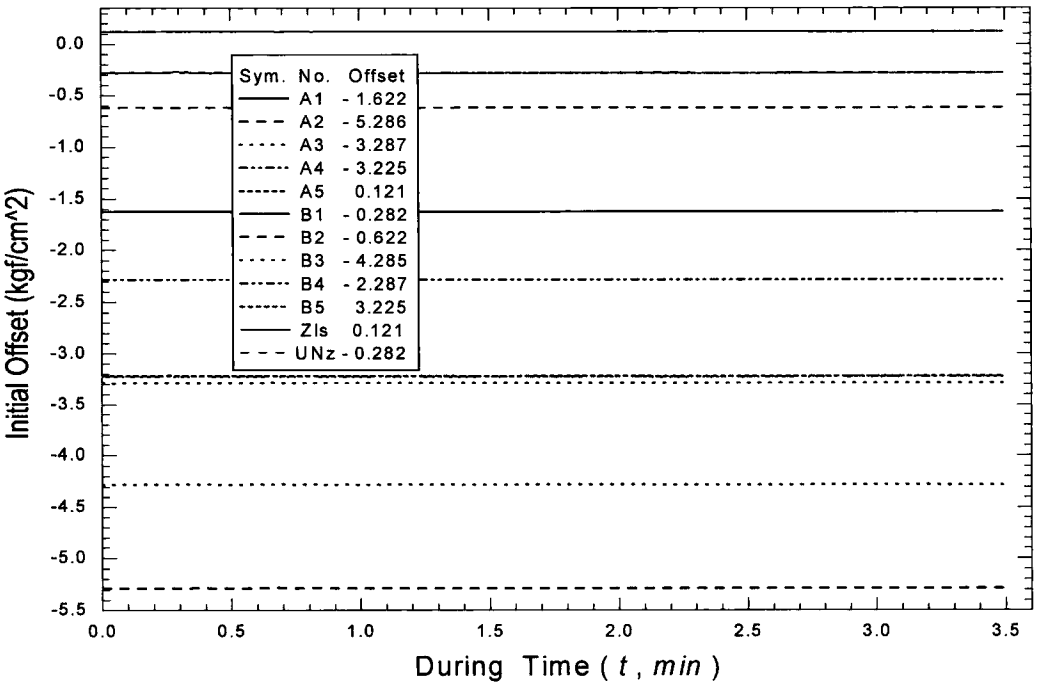
수조에 토압계(4개까지 가능)를 장착하고 물을 가득 채움.



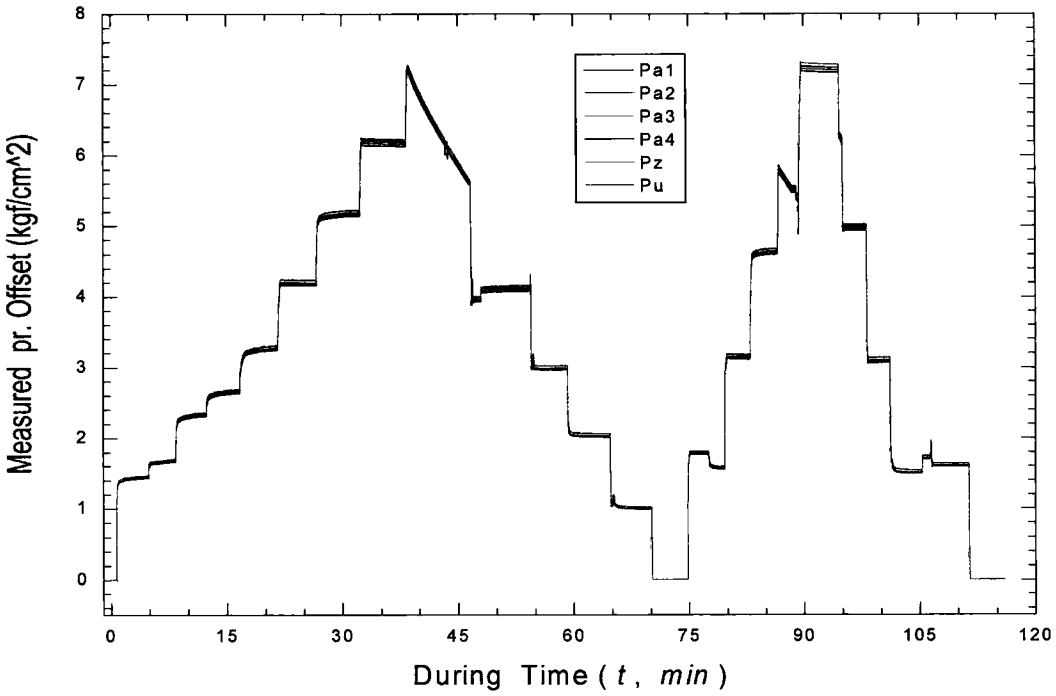


- 뚜껑을 ①의 Bolt-nut로 체결
- Vent valve ②로 만수위 확인
- 정밀급 압력 센서 ③, ④ 장착
- 토력계 ⑤ (4개) Connecting
- Air compressor로 가압/감압⑥
- Data logger+Laptop으로 계측
- 시험 종료후 밸브 ⑦로 배수
- Data 정리 및 기록보존

Fig. 3.10.6 토압계의 초기치와 scale factor 검정 준비 완료



(a) 시간에 따른 토압계 초기치 일정 유지성



(b) 초기치를 고려한 가압 및 감압 과정의 토압계 변화

Fig. 3.10.7 구입한 토압계의 초기치와 압력 변화 유지성 검정결과

표 3.10.4a Initial offset of pressure gauges(kgf/cm²)

No. / t(min)	A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	Zis	Unz
0.00	-1.621	-5.287	-3.287	-3.276	-3.228	-0.283	-0.621	-4.287	-2.287	-3.225	0.119	-0.283
0.01	-1.623	-5.287	-3.288	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.03	-1.623	-5.287	-3.289	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.05	-1.623	-5.287	-3.289	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.289	-3.225	0.121	-0.283
0.06	-1.623	-5.287	-3.288	-3.276	-3.229	-0.285	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.285
0.08	-1.621	-5.285	-3.287	-3.276	-3.229	-0.283	-0.621	-4.285	-2.287	-3.225	0.121	-0.283
0.10	-1.621	-5.287	-3.288	-3.276	-3.229	-0.283	-0.621	-4.285	-2.287	-3.225	0.121	-0.283
0.11	-1.621	-5.287	-3.288	-3.276	-3.229	-0.283	-0.621	-4.287	-2.288	-3.225	0.119	-0.283
0.13	-1.621	-5.287	-3.288	-3.276	-3.229	-0.283	-0.621	-4.287	-2.288	-3.225	0.119	-0.283
0.15	-1.621	-5.287	-3.287	-3.276	-3.229	-0.283	-0.621	-4.287	-2.287	-3.225	0.121	-0.283
0.17	-1.623	-5.285	-3.287	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.285	-2.287	-3.225	0.121	-0.283
0.18	-1.623	-5.285	-3.287	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.285	-2.287	-3.225	0.121	-0.283
0.20	-1.621	-5.285	-3.288	-3.275	-3.229	-0.283	-0.621	-4.285	-2.288	-3.224	0.121	-0.283
0.21	-1.623	-5.285	-3.288	-3.276	-3.231	-0.285	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.285
0.23	-1.623	-5.287	-3.289	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.289	-3.225	0.121	-0.283
0.25	-1.623	-5.285	-3.287	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.289	-3.225	0.121	-0.283
0.26	-1.623	-5.285	-3.287	-3.276	-3.229	-0.283	-0.623	-4.285	-2.287	-3.223	0.121	-0.283
0.28	-1.623	-5.285	-3.288	-3.276	-3.229	-0.273	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.273
0.30	-1.623	-5.285	-3.288	-3.275	-3.228	-0.273	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.273
0.31	-1.623	-5.287	-3.288	-3.276	-3.228	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.33	-1.623	-5.285	-3.287	-3.276	-3.228	-0.275	-0.623	-4.285	-2.287	-3.224	0.121	-0.275
0.35	-1.620	-5.284	-3.287	-3.275	-3.228	-0.283	-0.620	-4.284	-2.287	-3.225	0.122	-0.283
0.36	-1.620	-5.284	-3.287	-3.275	-3.228	-0.283	-0.620	-4.284	-2.287	-3.225	0.122	-0.283
0.38	-1.620	-5.284	-3.287	-3.275	-3.228	-0.283	-0.620	-4.284	-2.287	-3.225	0.122	-0.283
0.40	-1.620	-5.284	-3.287	-3.273	-3.229	-0.283	-0.620	-4.284	-2.287	-3.225	0.122	-0.283
0.42	-1.621	-5.287	-3.288	-3.275	-3.228	-0.285	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.43	-1.621	-5.287	-3.288	-3.275	-3.227	-0.285	-0.621	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.285
0.45	-1.623	-5.287	-3.288	-3.275	-3.227	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.46	-1.621	-5.285	-3.288	-3.275	-3.228	-0.283	-0.621	-4.285	-2.288	-3.224	0.122	-0.283
0.48	-1.621	-5.285	-3.288	-3.275	-3.228	-0.283	-0.621	-4.285	-2.288	-3.224	0.122	-0.283
0.50	-1.623	-5.287	-3.288	-3.275	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.51	-1.623	-5.287	-3.288	-3.275	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.53	-1.623	-5.287	-3.288	-3.275	-3.229	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.224	0.121	-0.283
0.55	-1.623	-5.285	-3.288	-3.275	-3.228	-0.283	-0.623	-4.287	-2.288	-3.224	0.121	-0.283
0.56	-1.623	-5.285	-3.288	-3.275	-3.228	-0.283	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.283

Continued from the table 3.10.4a

No. / t(min)	A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	Zis	Unz
0.58	-1.623	-5.285	-3.288	-3.275	-3.228	-0.283	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.60	-1.623	-5.287	-3.287	-3.275	-3.229	-0.285	-0.623	-4.287	-2.287	-3.225	0.121	-0.285
0.61	-1.621	-5.283	-3.285	-3.275	-3.227	-0.283	-0.621	-4.283	-2.285	-3.225	0.121	-0.283
0.63	-1.623	-5.284	-3.285	-3.275	-3.227	-0.283	-0.623	-4.284	-2.285	-3.224	0.121	-0.283
0.65	-1.623	-5.284	-3.285	-3.275	-3.227	-0.283	-0.623	-4.284	-2.285	-3.224	0.121	-0.283
0.66	-1.621	-5.283	-3.284	-3.273	-3.227	-0.283	-0.621	-4.283	-2.284	-3.224	0.121	-0.283
0.68	-1.621	-5.281	-3.284	-3.273	-3.228	-0.283	-0.621	-4.281	-2.284	-3.224	0.119	-0.283
0.70	-1.621	-5.283	-3.285	-3.273	-3.228	-0.283	-0.621	-4.281	-2.284	-3.224	0.119	-0.283
0.71	-1.621	-5.283	-3.285	-3.273	-3.228	-0.283	-0.621	-4.283	-2.285	-3.224	0.121	-0.283
0.73	-1.623	-5.287	-3.287	-3.275	-3.228	-0.283	-0.621	-4.283	-2.285	-3.224	0.121	-0.283
0.75	-1.623	-5.287	-3.287	-3.275	-3.227	-0.283	-0.623	-4.287	-2.287	-3.225	0.121	-0.283
0.76	-1.623	-5.287	-3.289	-3.275	-3.227	-0.283	-0.623	-4.287	-2.289	-3.224	0.121	-0.283
0.78	-1.623	-5.285	-3.288	-3.273	-3.227	-0.283	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.80	-1.623	-5.285	-3.288	-3.273	-3.227	-0.283	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
0.81	-1.623	-5.283	-3.285	-3.272	-3.228	-0.281	-0.623	-4.283	-2.284	-3.225	0.119	-0.283
0.83	-1.623	-5.283	-3.285	-3.275	-3.227	-0.281	-0.623	-4.283	-2.285	-3.225	0.121	-0.281
0.85	-1.623	-5.283	-3.285	-3.275	-3.227	-0.281	-0.623	-4.283	-2.285	-3.225	0.121	-0.281
0.86	-1.623	-5.287	-3.288	-3.272	-3.228	-0.285	-0.623	-4.287	-2.288	-3.224	0.123	-0.285
0.88	-1.623	-5.287	-3.288	-3.275	-3.227	-0.285	-0.623	-4.287	-2.288	-3.224	0.123	-0.285
0.90	-1.623	-5.287	-3.288	-3.275	-3.227	-0.267	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.267
0.91	-1.623	-5.287	-3.288	-3.273	-3.228	-0.269	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.125	-0.269
0.93	-1.623	-5.287	-3.288	-3.273	-3.228	-0.269	-0.623	-4.287	-2.288	-3.225	0.125	-0.269
0.95	-1.612	-5.287	-3.288	-3.273	-3.228	-0.285	-0.613	-4.285	-2.288	-3.224	0.122	-0.285
0.96	-1.612	-5.287	-3.288	-3.273	-3.228	-0.285	-0.612	-4.287	-2.288	-3.225	0.122	-0.285
1.24	-1.623	-5.285	-3.288	-3.273	-3.228	-0.285	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.285
1.49	-1.621	-5.285	-3.287	-3.273	-3.227	-0.283	-0.621	-4.287	-2.287	-3.227	0.121	-0.281
1.74	-1.621	-5.285	-3.288	-3.273	-3.227	-0.283	-0.621	-4.285	-2.288	-3.225	0.121	-0.283
2.49	-1.623	-5.287	-3.287	-3.273	-3.227	-0.285	-0.623	-4.287	-2.287	-3.227	0.121	-0.285
2.99	-1.623	-5.285	-3.288	-3.273	-3.227	-0.283	-0.623	-4.285	-2.288	-3.225	0.118	-0.283
3.49	-1.621	-5.287	-3.288	-3.275	-3.227	-0.283	-0.621	-4.287	-2.288	-3.225	0.121	-0.283

Mean	-1.622	-5.286	-3.287	-3.273	-3.226	-0.282	-0.622	-4.285	-2.287	-3.225	0.121	-0.282
S.D	0.002	0.002	0.001	0.002	0.002	0.004	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.004
Min	-1.623	-5.287	-3.289	-3.276	-3.231	-0.285	-0.623	-4.287	-2.289	-3.227	0.118	-0.285
Max	-1.612	-5.281	-3.284	-3269	-3.224	-0.267	-0.612	-4.281	-2.284	-3.223	0.125	-0.267
Range	0.011	0.006	0.005	0.007	0.007	0.018	0.011	0.006	0.005	0.004	0.007	0.018

표 3.10.4b 전원을 끈 후에 다시 셋팅한 초기치 검정결과

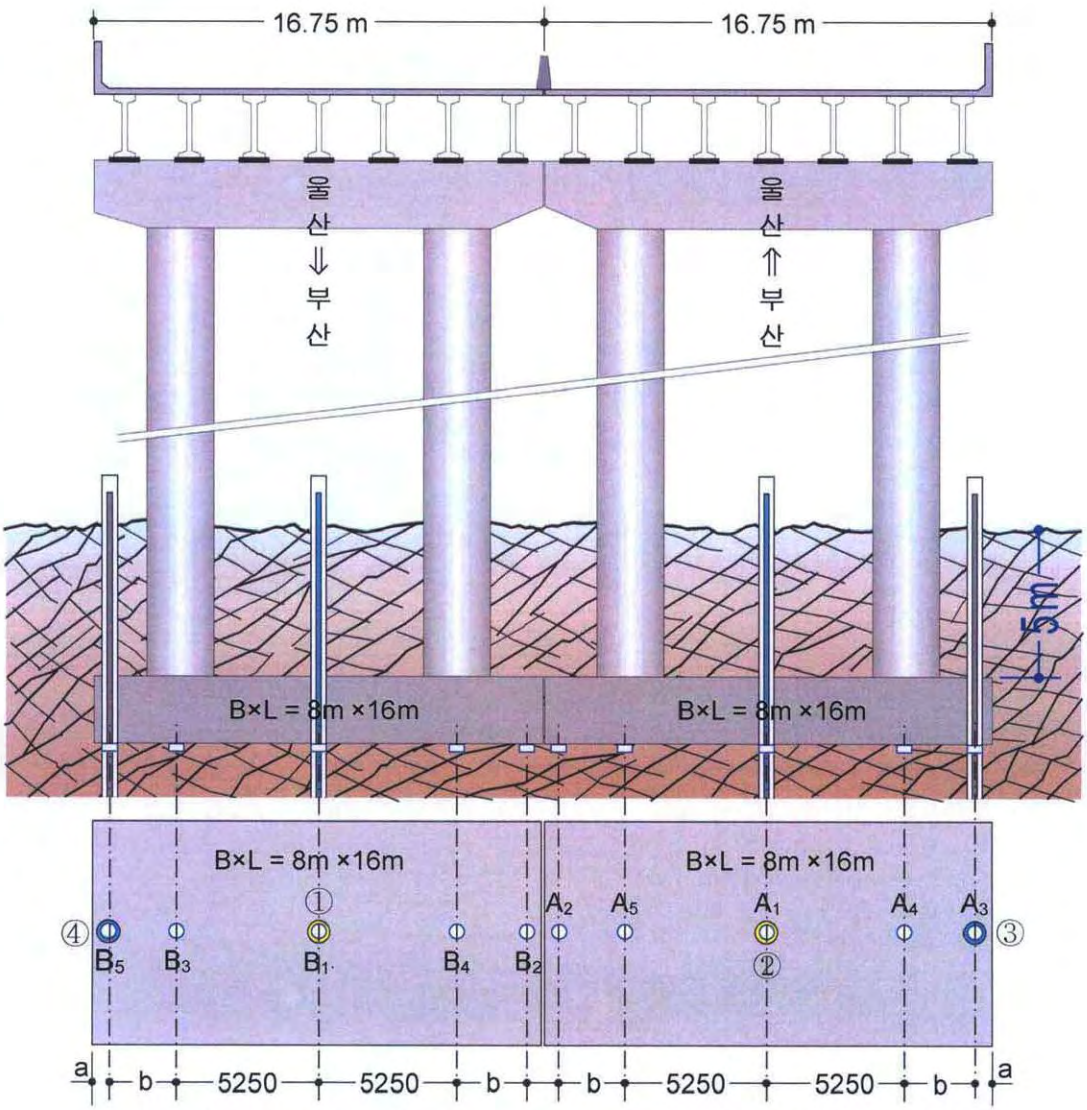
	A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	Zis	Unz
Mean	-1.658	-5.429	-3.317	0.626	-4.066	-6.216	-1.848	-3.485	-2.333	-3.206	0.150	-0.256
S.D	0.0010	0.0005	0.0006	0.0006	0.0009	0.0007	0.0010	0.0011	0.0009	0.0004	0.0006	0.0015
Min	-1.659	-5.430	-3.318	0.625	-4.067	-6.218	-1.851	-3.486	-2.334	-3.208	0.148	-0.259
Max	-1.656	-5.428	-3.316	0.627	-4.063	-6.215	-1.847	-3.483	-2.331	-3.205	0.152	-0.253
Range	0.003	0.002	0.002	0.002	0.004	0.003	0.004	0.003	0.003	0.003	0.004	0.006
Mean	-1.640	-5.195	-3.348	0.636	-3.913	-4.968	0.325	0.319	-3.307	-3.249	1.207	0.786
S.D	0.0005	0.0009	0.001	0.0008	0.0006	0.0024	0.0021	0.0033	0.0022	0.0009	0.0027	0.0033.
Min	-1.641	-5.196	-3.350	0.635	-3.914	-4.972	0.321	0.314	-3.311	-3.252	1.203	0.781
Max	-1.639	-5.193	-3.347	0.638	-3.912	-4.963	0.330	0.330	-3.302	-3.248	1.213	0.792
Range	0.002	0.003	0.003	0.003	0.002	0.009	0.009	0.016	0.009	0.004	0.010	0.011
Mean	-1.618	-5.297	-3.273	-3.227	–	–	–	–	–	–	0.127	-0.275
S.D	0.0015	0.0015	0.0014	0.0012	–	–	–	–	–	–	0.0011	0.0012
Min	-1.621	-5.3	-3.277	-3.231	–	–	–	–	–	–	0.125	-0.277
Max	-1.613	-5.288	-3.271	-3.224	–	–	–	–	–	–	0.129	-0.271
Range	0.008	0.012	0.006	0.007	–	–	–	–	–	–	0.004	0.006

3.10.4 토압계와 침하판 매설

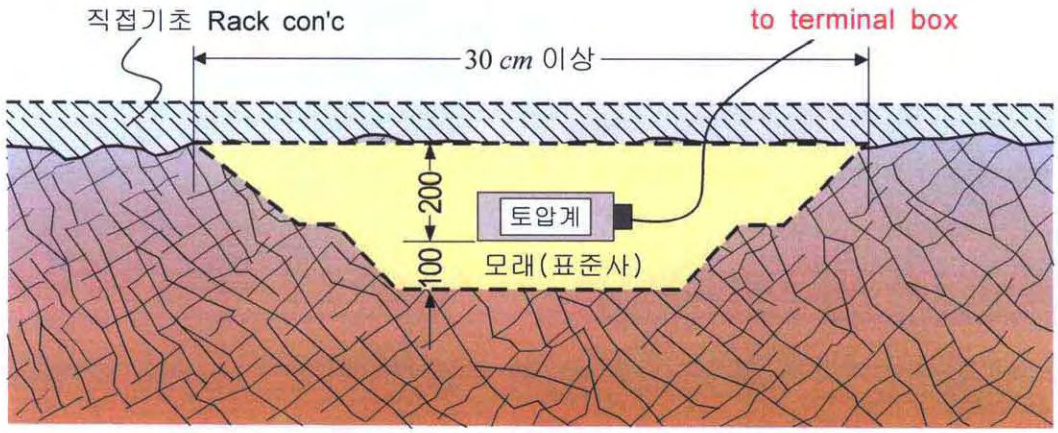
1차 연도에 계측예정이었으나 도로 부지내의 택지 보상 문제로 2차 연도로 연기되었다. 2006. 05. 01에 토압계 10개, 침하봉 2개 및 침하판 2개를 매설한 위치는 Fig. 3.10.8, 매설과정의 사진은 Fig. 3.10.9~3.10.11 이다.

침하판은 강봉을 기초저면 아래로 4.5m까지 천공(D100mm)후 고정하여 침하량을 Analog type으로 읽는 형식이다. 지표면에서 기초 근입 깊이 3.5m 위치에서 천공(D76-L4500)하여 고정하였으므로, 상단에서 고정부까지는 8.5 m이상인 셈이다.

참여기업(대림산업주식회사)의 공사일정상 Pier No. 5 Column 부분이 2006. 07. 28에 시공 완료되어 Terminal box를 설치하였다. 이 때에 침하판과 토압계를 계측하였으며, 2006. 05. 01 설치 후의 계측치와 실측치를 비교하여 최적치를 제시할 예정이다. 즉, Column 완공,'고뼝'공사 완공, 상판 고정완료, 포장 및 시험 주행, 개통 후 및 계속적으로 2008 년까지 4회/year 정도 계측예정이다.



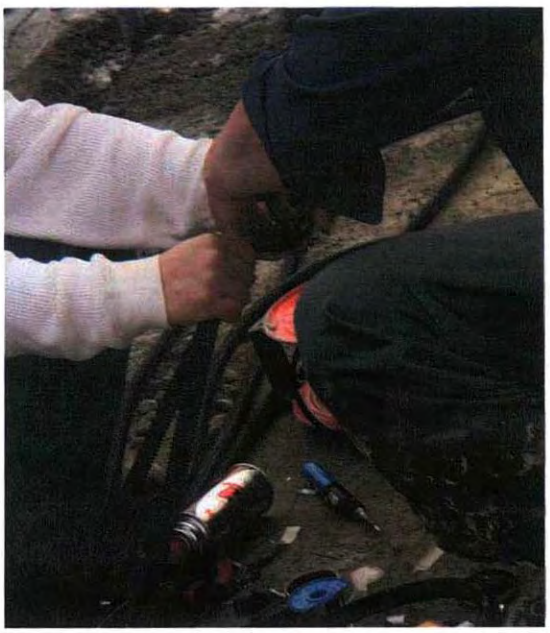
(a) 토압계 10개의 매설위치(a = 150, b = 1100, ◎는 침하계+토압계



(b) 모래를 통해 접지압 전달, cable 보호 및 터미널로 연결

그림 3.10.8 토압계와 침하계 매설 위치 및 매설 상세도





침하봉은 천공홀(D75-L5m)에 고정



Rack con'c에 도랑을 파서 매설

그림 3.10.9 토압계와 침하판 매설 준비





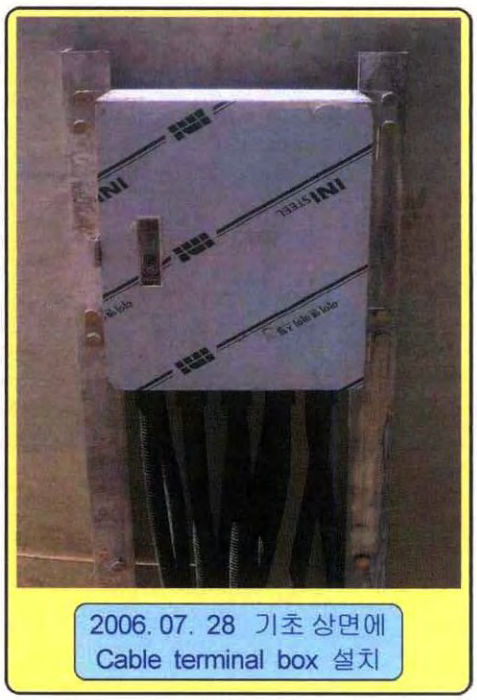




Cable 보호관 내부에 삽입 → 기둥 철근에 고정 → 끝 부분 방수 → 침하봉 Pipe 보호



Column(D2500×H26700) 철근시공 중



2006. 07. 28 기초 상면에
Cable terminal box 설치

Fig. 3.10.10 침하봉 보호 및 토압계 Terminal box 설치



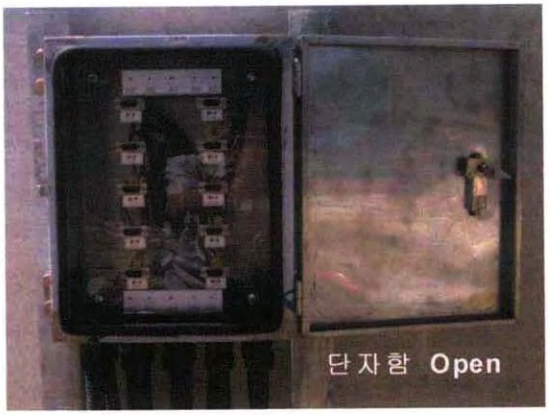








Fig. 3.10.11 토압계 계측 현장(2006. 07. 28. ~ 10. 15. 3회)

3.10.5 토압계 및 침하판 계측

(1) 침하량

- 기준점 설치

기준점은 콘크리트 블록(200×200×500)으로 2007. 05. 12(금)에 도로변에 타설했다. 그런데, 관리소홀로 철근운반 차량의 통행 중에 훼손되어, 기초 콘크리트 완공 후에 재설치키로 하였다. 2006. 05. 28(일)에 사례연구 현장은 기초 슬라브의 거푸집을 해체하고 기둥 철근이 시공 중이다. 침하판의 기준점(Bench mark)은 Pier No. 5의 기둥 4개 중에서 부산→울산 방향(상행선)의 최우측 기둥 중심에서 6.5m 떨어진 소로(小路) 옆에 지름 50 cm. 두께 45cm로 파고 콘크리트를 타설하여 설치하였다. 그리고, 침하판 ①, ②는 봉자체가 기준점이므로, 피복한 보호관과 침하봉 상단의 연직 변화량이 침하량이다.

- 계측

침하량은 버니어 캘리퍼스와 1초독 Level을 사용하여 측정하였다. 그런데, 수준측량과 버니어로 직접 읽은 값이 거의 일치하므로, 이후 버니어 캘리퍼스로만 측정하였다. 작용하는 점증하중과 경과시간에 따른 실측 침하량, 이론적 탄성 침하량 및 그 비율 등의 변화를 정리하면 표 3.10.5이다. 여기서, '좌단', '중앙' 및 '우단'은 교량 축을 중심으로 하행선(울산→부산)방향을 정면으로 본 토압계 위치이다. 그리고, 탄성침하량은 식(1.23)에 기초지반의 변형계수 1.5 GPa, 포아슨 비 0.3을 적용한 것이다.

계측결과를 요약하면 ;

- 재래식 침하판보다 Anchor로 고정한 침하봉의 계측이 편리하고 오차가 덜하다.
- 2008. 01. 16(현재 622일 경과) 고정하중의 97 %가 시공된 상태에서, 최소 및 최대 침하량이 각각 6.82 mm 및 7.44 mm로서 탄성지반으로 산출한 것보다 일반적으로 높다. 다만, 현재 시공 중이라 차량통행이 없는 순수 고정만 작용하는 상태에서는 구조물에 치명적인 손상을 끼칠 만큼은 아니나, 개통 후에는 차량하중, 충격하중 및 풍하중 등이 작용될 경우는 무시할 정도는 아닌 것으로 여겨진다. 따라서, 불량암반 지반이더라도 중요 구조물은 지속적이 계측이 필요하며, 이 연구의 연구기간이 종료되었지만 개통 후에도 지속적으로 계측할 예정이다. 다만, 침하판과 토압계 단자함의 보존관리가 문제이다.

표 3.10.5 실측치 침하량과 이론 침하량 비교

측정일자	경과 시간 days	실측 침하량						이론치	
		앵커고정 침하봉		재래식 침하판		평균 Av	Av/Last %	이론 Se	비율 Av/Se
		① 중앙	② 중앙	③ 좌단	④ 우단				
05. 01 매설	0	0	0	0	0	0	0	0	0
06. 05 .28	30	4.77	4.07	3.60	3.21	3.91	56	2.77	141
06. 09. 07	157	5.26	4.82	3.99	3.73	4.45	63	2.56	174
06. 10. 17	197	5.79	5.35	4.61	4.15	4.97	71	2.80	178
07. 05. 07	372	6.30	5.92	5.05	4.67	5.49	78	3.84	143
07. 08. 26	477	6.71	6.38	6.20	5.87	6.29	89	5.20	121
07. 11. 15	586	7.08	6.69	6.62	6.49	6.72	95	6.92	97
08. 01. 16	619	7.44	7.06	6.82	6.84	7.04	100	8.42	84

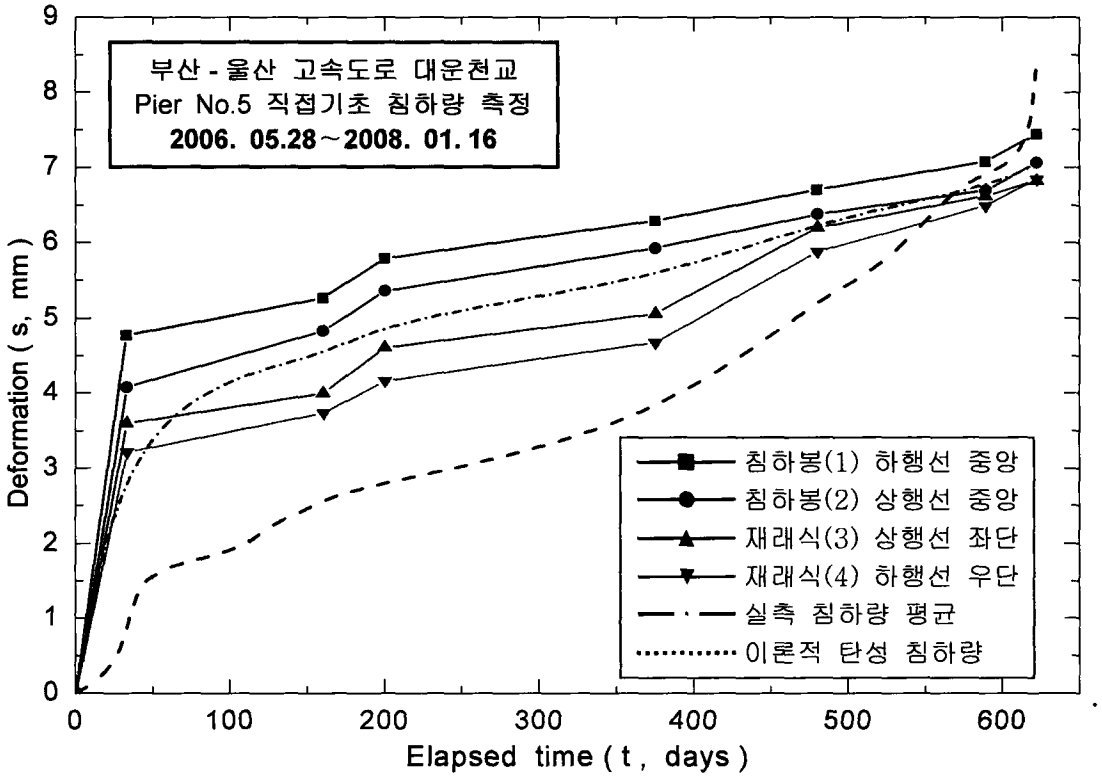


그림 3.10.12 교각 기초지반(GSI 33)의 침하량 실측치와 이론치 비교

(2) 토압계 계측

2006년 5월 1일, 대운천교 피어 5번 기초저면에 토압계 10개를 설치한 직후 확인된 초기치는 표 3.10.6이며, 이후 토압계 변화량은 이 평균치를 적용한다. 그런데, 이 구조물의 구조 계산서에는 그림 3.10.3의 Backfill 높이를 7.5 m로 산출한 값으로

제시되어 있다. 실제 되메우기 깊이는 2006년 6월 05일(1차)에 3.5 m, 2008년 1월 13일(2차)에 1.5m, 총 성토 두께는 5.0 m이다. 이 무게 차이는 591tf인데, 표 3.10.7의 점증하중은 이를 고려했다. 기초 위의 성토하중은 측면 마찰저항을 고려했다. 즉, 풍화암-콘크리트 마찰계수를 0.60, 성토하중이므로 정지토압계수 0.5를 적용한 마찰 저항력은 3.6 tf/m^2인데, 여기서는 실하중에 2 tf/m^2 감해서 해석하였다.

표 3.10.6 토압계 매설직후(2006. 05. 01)의 초기치

# / t, sec	A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5
0	-1.551	-5.784	-3.884	0.181	-4.204	-6.812	-18.860	0.304	-4.326	-2.901
5	-1.551	-5.785	-3.884	0.181	-4.207	-6.812	-18.858	0.304	-4.326	-2.900
10	-1.554	-5.786	-3.883	0.180	-4.211	-6.813	-18.860	0.304	-4.327	-2.899
15	-1.551	-5.785	-3.882	0.181	-4.207	-6.812	-18.860	0.306	-4.326	-2.901
20	-1.551	-5.785	-3.883	0.181	-4.209	-6.809	-18.860	0.304	-4.326	-2.899
25	-1.551	-5.785	-3.882	0.181	-4.211	-6.812	-18.858	0.304	-4.327	-2.899
30	-1.553	-5.785	-3.883	0.181	-4.211	-6.812	-18.858	0.304	-4.327	-2.901
35	-1.549	-5.785	-3.883	0.180	-4.211	-6.812	-18.860	0.304	-4.326	-2.901
40	-1.553	-5.785	-3.882	0.181	-4.208	-6.813	-18.858	0.304	-4.327	-2.901
45	-1.551	-5.782	-3.882	0.180	-4.207	-6.813	-18.858	0.304	-4.326	-2.900
50	-1.551	-5.784	-3.880	0.181	-4.207	-6.812	-18.860	0.304	-4.326	-2.901
55	-1.551	-5.785	-3.879	0.180	-4.207	-6.813	-18.860	0.306	-4.326	-2.901
60	-1.551	-5.785	-3.882	0.181	-4.208	-6.812	-18.860	0.304	-4.327	-2.903
65	-1.551	-5.784	-3.882	0.179	-4.207	-6.813	-18.858	0.304	-4.327	-2.903
70	-1.551	-5.785	-3.883	0.180	-4.209	-6.812	-18.860	0.302	-4.326	-2.900
75	-1.554	-5.785	-3.880	0.183	-4.207	-6.813	-18.860	0.304	-4.326	-2.901
80	-1.554	-5.784	-3.882	0.180	-4.208	-6.813	-18.858	0.304	-4.326	-2.901
85	-1.551	-5.785	-3.883	0.180	-4.205	-6.812	-18.860	0.304	-4.327	-2.901
90	-1.551	-5.785	-3.880	0.181	-4.207	-6.812	-18.858	0.303	-4.326	-2.900
95	-1.553	-5.781	-3.882	0.183	-4.208	-6.813	-18.860	0.304	-4.326	-2.901
100	-1.551	-5.784	-3.880	0.180	-4.208	-6.812	-18.858	0.304	-4.327	-2.901
105	-1.551	-5.785	-3.879	0.180	-4.207	-6.813	-18.860	0.306	-4.326	-2.901
110	-1.551	-5.784	-3.879	0.181	-4.207	-6.813	-18.858	0.304	-4.327	-2.901
115	-1.553	-5.782	-3.884	0.180	-4.205	-6.812	-18.860	0.304	-4.327	-2.901
120	-1.551	-5.785	-3.880	0.180	-4.208	-6.813	-18.858	0.304	-4.327	-2.901
125	-1.551	-5.785	-3.880	0.181	-4.209	-6.812	-18.858	0.303	-4.326	-2.900
130	-1.551	-5.785	-3.882	0.181	-4.207	-6.812	-18.858	0.306	-4.326	-2.901
135	-1.554	-5.785	-3.882	0.179	-4.209	-6.813	-18.858	0.302	-4.327	-2.901
140	-1.551	-5.784	-3.879	0.180	-4.207	-6.813	-18.858	0.303	-4.326	-2.900
145	-1.551	-5.784	-3.883	0.181	-4.207	-6.812	-18.858	0.304	-4.326	-2.901
150	-1.551	-5.782	-3.883	0.180	-4.207	-6.812	-18.858	0.304	-4.326	-2.903
155	-1.551	-5.785	-3.886	0.181	-4.207	-6.813	-18.861	0.303	-4.327	-2.901
Ave.	-1.552	-5.784	-3.882	0.181	-4.208	-6.812	-18.859	0.304	-4.326	-2.901

그리고, Coping, 중앙분리대, 방호벽, Deck slab의 횡단경사의 자중 차이를 제외하면 고정하중의 편심량은 10 cm미만이다. 따라서, 작용 접지압은 편심이 없는 등분포 하중으로 해석하였다.

2006년 9월 7일 현재, 매설한 토압계 10개 중에서 7개가 이상이 있음이 발견되었다. Cable은 반영구적으로 Sealing했는데, 중간에 단선이 있는 것으로 보인다. 너무 이상하여 여러 차례 확인했으나 표 3.10.8의 ×표된 것과 그림 3.10.12와 같이 여전히 이상했다. 2007년 9월 7일 이후부터 유효한 것 3개를 즉, 토압계 번호 A2, A3 및 B5에 한하여 계측했다. 이 결과를 정리하면 표 3.10.9a이며, 변화추이를 도시하면 그림 3.10.14a이다. 표 3.10.8~9에서 문자 R, C, L등은 부산→울산방향(상

표 3.10.7 공사일정별 시공된 고정하중만 고려한 기초지반 접지압

공종 \ 점증하중		공사 기간(일)		자중(W, tf)		접지압 tf/m^2
		공사 마감일	경과일	공종별	누계	
고정하중	기초 터파기	2006. 04. 25	0	0	0	0
	직접 기초	2006. 05. 25	28	800	800	6.25
	backfill(1)	2006. 06. 05	39	827	1627	12.71
	기둥 1 단	2006. 06. 14	48	94	1721	13.45
	기둥 2 단	2006. 06. 28	62	94	1815	14.18
	기둥 3 단	2006. 08. 08	103	94	1909	14.91
	기둥 4 단	2006. 08. 22	117	94	2003	15.65
	기둥 5 단	2006. 09. 05	131	94	2097	16.38
	기둥 6 단	2006. 09. 29	155	94	2191	17.12
	기둥 7 단	2006. 10. 20	176	94	2285	17.85
	Coping	2007. 05. 04	372	316	2601	20.32
	PSC beam	2007. 08. 20	480	582	3183	24.87
	Cross beam	2007. 10. 01	527	121	3304	25.81
	Deck slab	2007. 11. 23	575	344	3648	28.50
	중앙 분리대	2008. 01. 11	617	17	3665	28.63
	Backfill(2)	2008. 01. 15	621	384	4049	31.63
	방 호 벽	2008. 08(예정)	-	25	4074	31.83
	아스콘 포장	2008. 08(예정)	-	96	4170	32.58
이동하중	풍 하 중					
	충격 하중					
	차량 하중					
	지 진 력					

표 3.10.8 2006. 09. 07 현재 이상이 발견된 토압계(×표시)

No	측정일	측정 자료				접지압(측정치 - 초기치)			
		06/05/01	06/05/30	06/07/28	06/09/07	06/ 05/01	06/05/30	06/07/28	06/09/07
	경과일	0	30	99	157	0	30	99	157
A1	상-C	-1.552	-1.658	-4.978		0	0.106	~~3.426~~	
A2	상-L	-5.784	-5.338	-4.628	-4.409	0	0.446	1.156	1.375
A3	상-R	-3.882	-3.569	-3.024	-2.782	0	0.313	0.858	1.100
A4	상-RC	0.181	0.231	-4.749		0	0.050	~~4.930~~	
A5	상-LC	-4.208	-4.164	-5.808	-0.435	0	0.044	1.600	~~3.773~~
B1	하-C	-6.812	-6.317	-4.528	-12.404	0	0.495	2.284	~~5.592~~
B2	하-R	-18.859	-0.040	25.946		0	18.819	~~44.805~~	
B3	하-LC	0.304	0.133	25.809		0	0.171	~~25.505~~	
B4	하-RC	-4.326	0.261			0	~~4.587~~		
B5	하-L	-2.901	-2.758	-2.437	-2.271	0	0.143	0.464	0.630

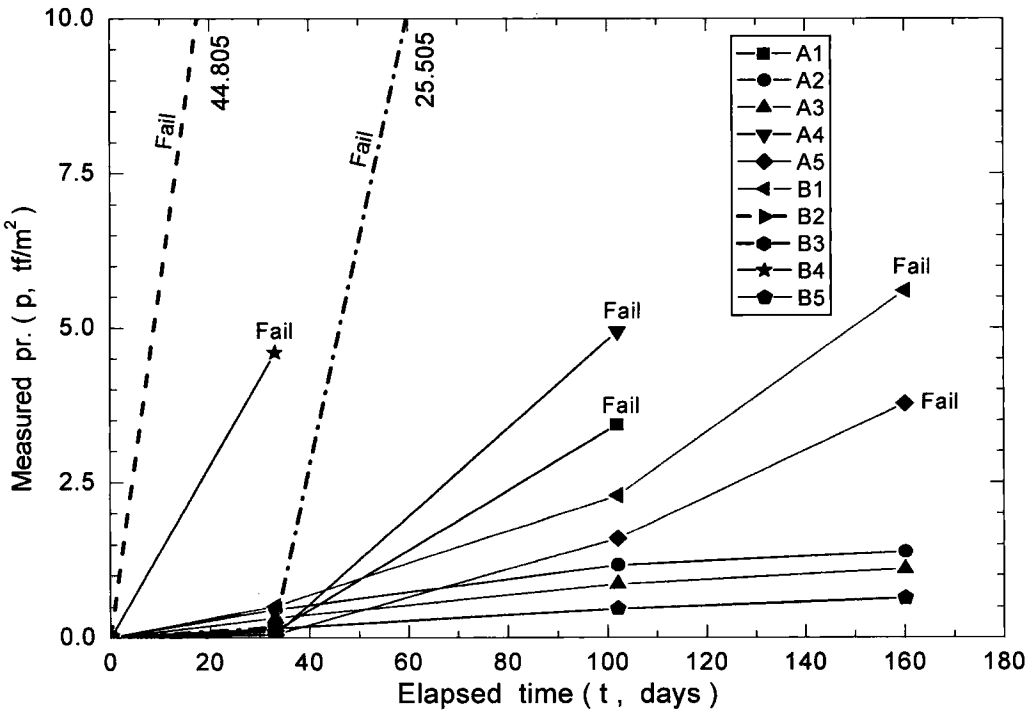


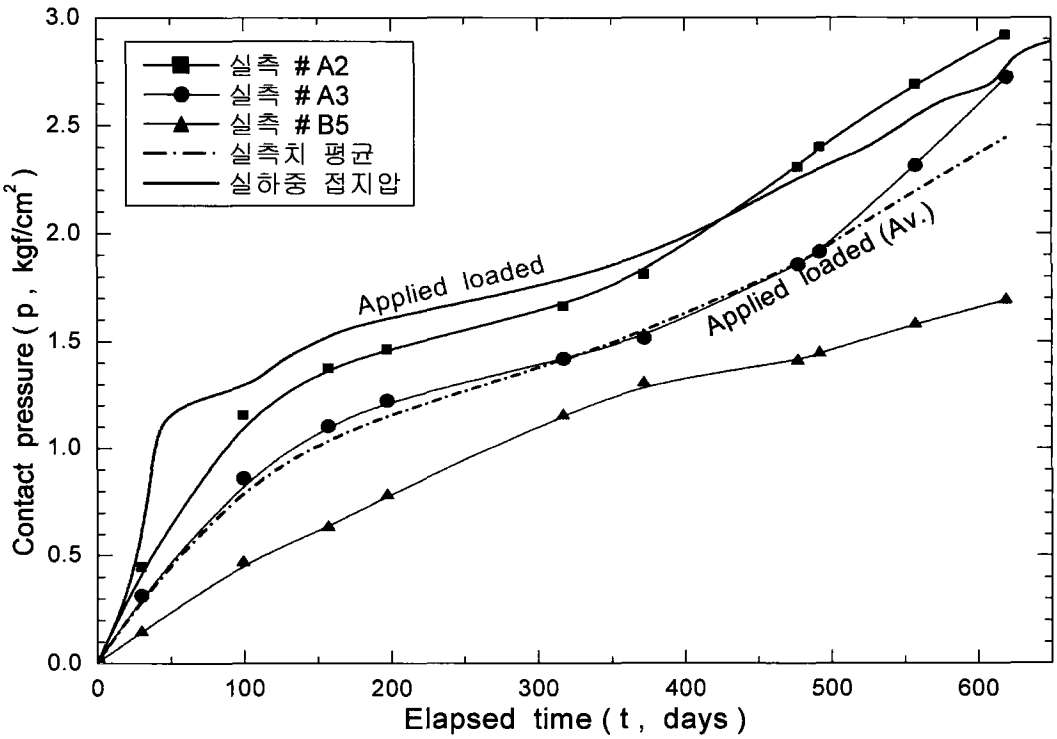
그림 3.10.13 이상이 있는 토압계 확인(2006. 09. 07 현재)

행선)을 정면으로 보고, 직접 기초의 좌단은 L, 우단은 R, 중앙은 C, 좌중앙측은 LC 및 우중앙측에 설치된 것은 RC로 표기한 것이다.

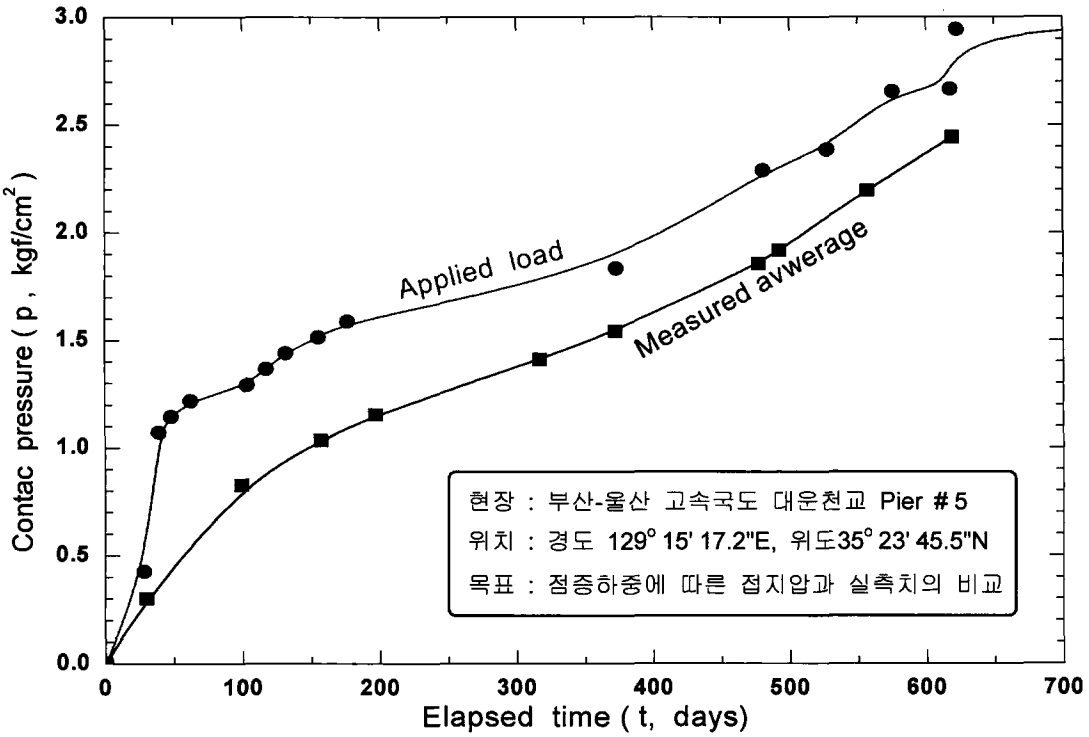
2008년 1월 16일(현재), 아스콘 포장과 방호벽을 제외한 나머지 공종은 거의 완

료된 상태이다. 즉, 연구대상의 Pier #5의 기초에 설계된 총 고정하중 4170 tf 중에서 4074 tf, 98%가 재하된 상태이다(표 3.10.7 참조). 이 접지압에 대한 실측결과를 요약하면 다음과 같다.

- 토압계는 Soil tranducer type보다는 Load cell type이 더 나을 듯하다. 왜냐 면, 전자는 그림 3.10.8b와 같이 구덩이를 파고 표준사 정도의 모래를 깔고 토압계를 매설하는데, 기초의 접지압이 모래를 통해서 토압계로 전달될지 불확실하기 때문이다. 그림 3.10.5와 같이 밀폐된 용기에 수압을 가하여 검정한 바로 는 10개 모두 이상이 없었음에도 10개 중에서 7개나 이상이 있기 때문이다. 다만, Load cell type은 기초저면과 지반 사이에 공간을 두어야 하는 문제점이 있으나 Disk type spring을 Load cell 상/하면에 접촉시키면 될 것이다.
- 2006년 5월 1일에 매설하여 2008년 1월 16일까지 619일간 10 여회의 계측한 결과, 점증하중으로 인한 기초저면의 접지압이 등분포인 경우에 토압계 3개의 실측치 평균은 설계된 지반반력보다 더 낮게 나타났다.
- 점증하중이 작용하는 초기에, 실측 접지압은 실하중보다 65% 정도로 낮고, 완공단계에 이르는 동안에는 실측치가 증가되는데 이 경우도 실하중의 80 % 정도 이다. 이는 토압계를 모래 속에 넣은 관계로 기초저면에 점증하중이 작용함에 따라 시간이 지나면서 기초가 점차적으로 안정되면서 자리를 잡으면서 지반반력이 모래를 통해 전달되는 것으로 보인다.
- 연구대상의 구조물인 교각은 높이 28 m, 경간 32 m인 장대교량이므로 토압계 매설이후 현재(2008. 01. 16)까지 619일간은 고정하중에 의한 접지압만으로는 과다/과소 설계의 여부를 판단할 수는 없으므로 개통후의 차량의 충돌하중, 풍하중, 지진력 등을 고려하여 총괄적으로 평가해야 한다. 따라서, 도로 개통 후에도 지속적인 계측이 필요하다.



(a) 점증하중에 의한 지반반력의 측정치와 실하중의 접지압 변화



(b) 지반반력의 작용하중(등분포)와 실측치 비교

그림 3.10.14 접지압의 실측치와 실하중 비교(대운천 교 Pier No.5)

표 3.10.9a 이상이 없는 토압계 3개의 실측자료

계측일자	경과일	Data logger로 읽은 계측치		
		A2	A3	B5
2006. 05.01	0	-5.785	-3.882	-2.901
2006. 05. 30	30	-5.338	-3.569	-2.758
2006. 07. 28	99	-4.628	-3.024	-2.437
2006. 09. 07	157	-4.409	-2.782	-2.271
2006. 10. 17	197	-4.321	-2.661	-2.122
2007. 02. 14	317	-4.123	-2.465	-1.752
2007. 05. 07	372	-3.976	-2.37	-1.597
2007. 08. 26	477	-3.478	-2.029	-1.493
2007. 09. 10	492	-3.386	-1.97	-1.459
2007. 11. 15	557	-3.094	-1.568	-1.324
2008. 01. 16	619	-2.865	-1.16	-1.213

표 3.10.9b 유효한 토압계 실측치와 실하중의 접지압 비교

계측일자	경과일	실측 접지압(kgf/cm^2)				실하중	Ave./p_o
		A2	A3	B5	Ave.	p_o	%
2006. 05. 01	0	0	0	0	0	0	-
2006. 05. 30	30	0.447	0.313	0.143	0.301	0.57	52.8
2006. 07. 28	99	1.157	0.858	0.464	0.826	1.28	64.6
2006. 09. 07	157	1.376	1.100	0.630	1.035	1.37	75.6
2006. 10. 17	197	1.464	1.221	0.779	1.155	1.61	71.7
2007. 02. 14	317	1.662	1.417	1.149	1.409	1.77	79.6
2007. 05. 07	372	1.809	1.512	1.304	1.542	1.83	84.2
2007. 08. 26	477	2.307	1.853	1.408	1.856	2.29	81.0
2007. 09. 10	492	2.399	1.912	1.442	1.918	2.40	79.9
2007. 11. 15	557	2.691	2.314	1.577	2.194	2.69	81.6
2008. 01. 16	619	2.920	2.722	1.688	2.443	3.06	79.9

3.11 Load Frame 설계

3.11.1 DSST 시험장치 개요 및 설계 제약조건

이 연구·개발(R & D)의 핵심과제 중에 하나이다.

불량 암반 현장에서, 평판재하 시험(Plate Bearing Test or Loading Test), 일축 압축시험(UCST) 및 직접전단 시험(DSST)과 Lab. UCST, DSST & TCST 등을 겸한 Load frame으로 설계·제작한다. Lab. test frame은 반 고정상태로 사용하므로 기기의 무게, 부피 및 구성요소의 내구성에 크게 제약받지 않는다.

그런데, 현장 실험용 시험기는 무게 감소와 내구성에 크게 제약을 받는데, 그 중에서도 가장 큰 문제는 In situ DSST 용이다. 왜냐면, ASTM D 4554-90(re.1995) 과는 달리 1-Test block에서 4회 이상의 시편에 독립된 수직하중을 가하기 때문이다. 그리고, 이 기기의 뼈대(Load frame)는 Lab./In situ test에 공통적으로 사용하고, 시험 종목별로 소요부품들만 별도로 갖추는 형식으로 개발하기 때문이다.

여기서는, 그림 3.11.1~3과 같은 In situ DSST 기기를 중점적으로 살핀다. 그림 3.11.1 & 2에서, 현장 직접전단 시험기의 주요소는 전단하중의 반력판 1 & 2, 하중

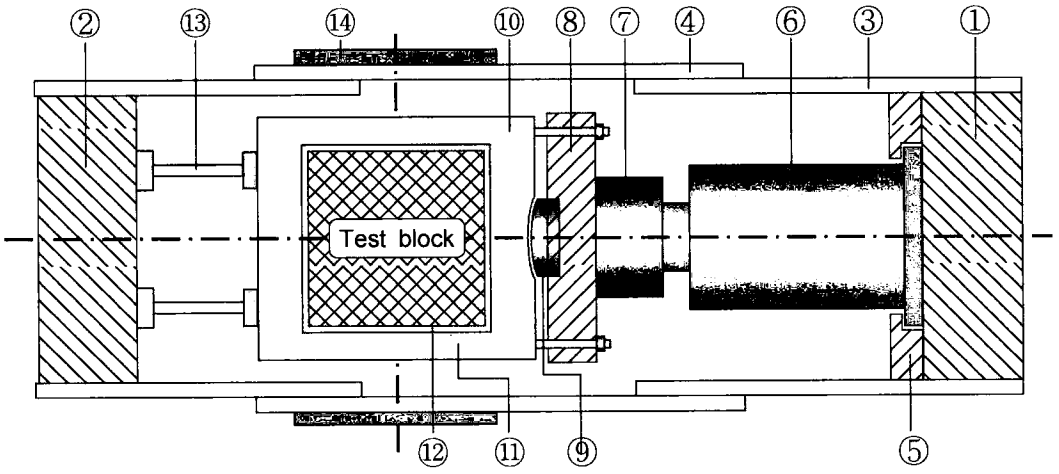
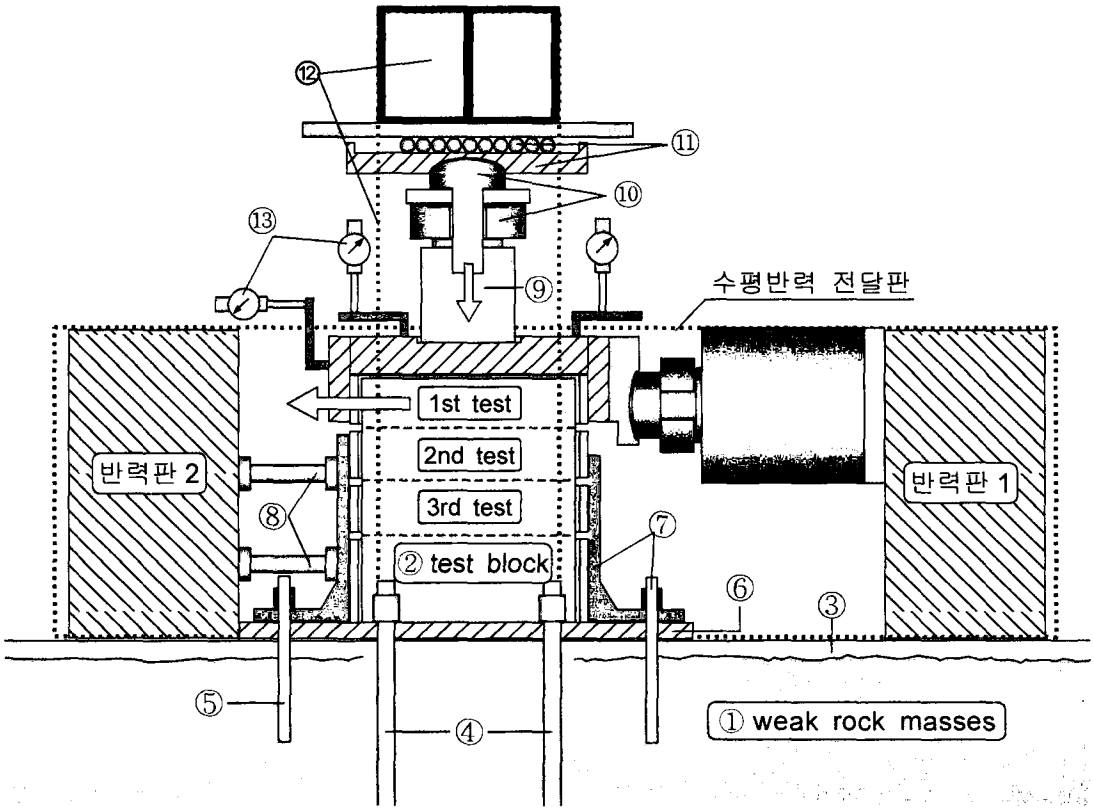


그림 3.11.1 현장 직접전단 시험기의 주요소 얼개(평면도)

전달판, Hydraulic jack + Load cell + Spherical platens의 고정장치, 상/하부 전단상자, 전단상자 고정장치, 수직하중 반력판 / 하중전달판 및 마찰저항 감소용 Roller 등이다. 이 Load frame의 설계조건을 요약하면 다음과 같다.

조건 1 : Test block 최대 크기는 각주형 400×400×400



① Weak rock masses impossible coring for lab. test (RQD ≤ 50, σ_c < 50 MPa, RMR ≤ 50, Q ≤ 4)
② Test block for in situ DSST
③ Con'c pad(t ≤ 50 mm, quick hardening mortar)
④ Rock bolt(Rod D25, Borehole D52 - L2000 min, 8@80 kN/ea)
⑤ Chemical anchor for protection of test block, L 400 min.)
⑥ Steel plate for rock bolt head fix
⑦ Vert. resist plate for lower shear box deformation proof
⑧ Screwed steel bar for lower shear box deformation proof
⑨ Center holed hydraulic jack(500 kN, stroke 65)
⑩ Load cell & spherical platens for axis fitting
⑪ Needle roller & box reducing slide resistance of up. shear box
⑫ Resistance plate for normal load connecting the rock bolt
⑬ Dial gage for shearing deformation and dilatancy

그림 3.11.2 In situ DSST의 수직하중 시스템의 측면방향 일개

조건 2 : 작용 최대 반력은 DSST 0.8 tf, PBT/UCST 1.2 MN

조건 3 : Hyd. jack은 인장 / 압축 겸용(Pull 1.2 MN, Push 0.7 MN, stroke 100 mm)

조건 4 : UCST, DSST, PBT 겸용으로서 호환성

조건 5 : 현장에 쉽게 이동가능(해체 / 조립 가능한 요소의 최대 무게 50 kgf이하)

Load frame 설계에서 가장 큰 문제는 반력판에 작용하는 재하점이 최상단 시료에서 하단으로의 이동이다. 즉, 작용하중점이 상/하 비대칭이므로 그림 3.11.4와 같이 Frame system 전체의 회전성(Coupling moment)이다.

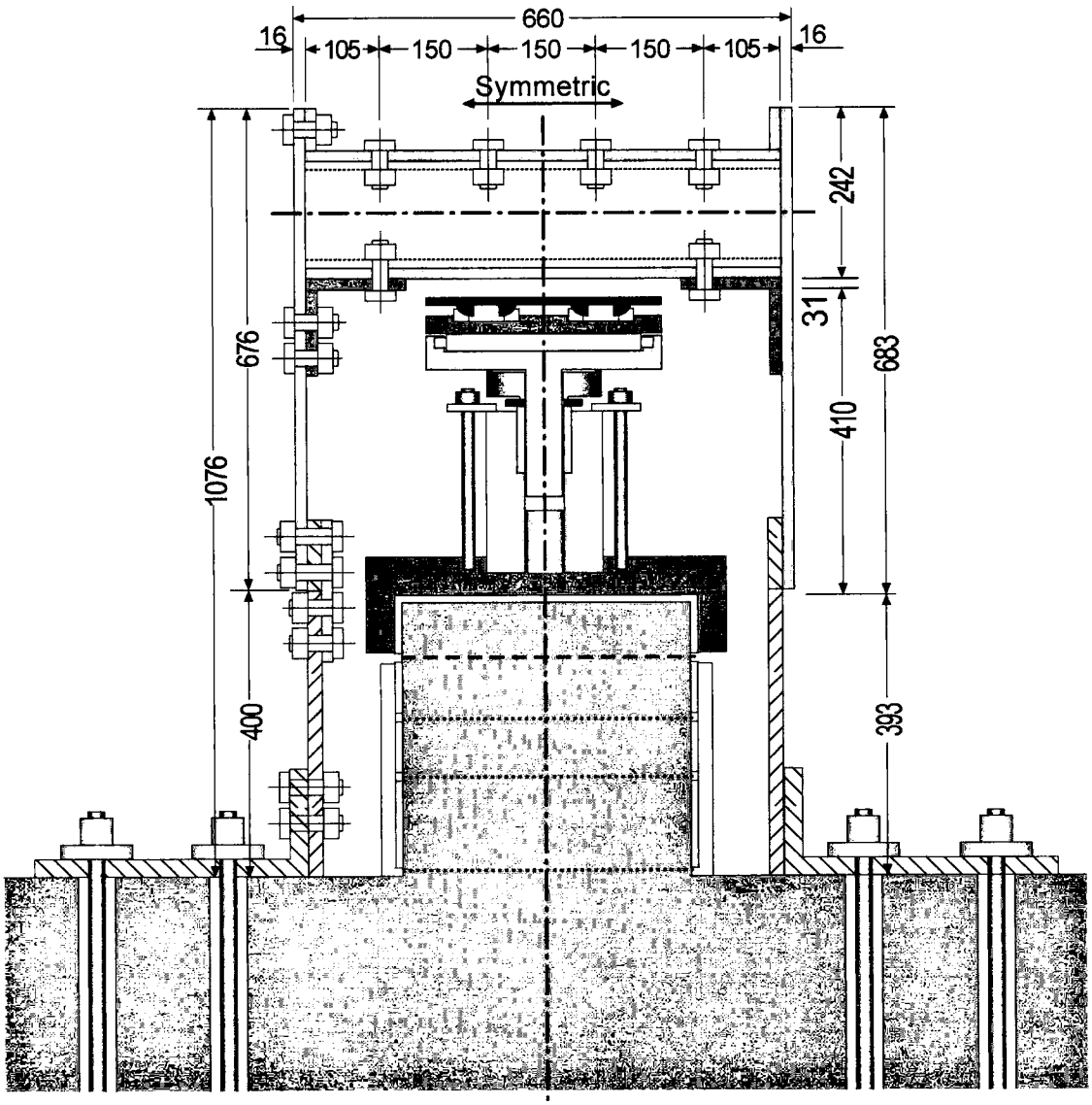
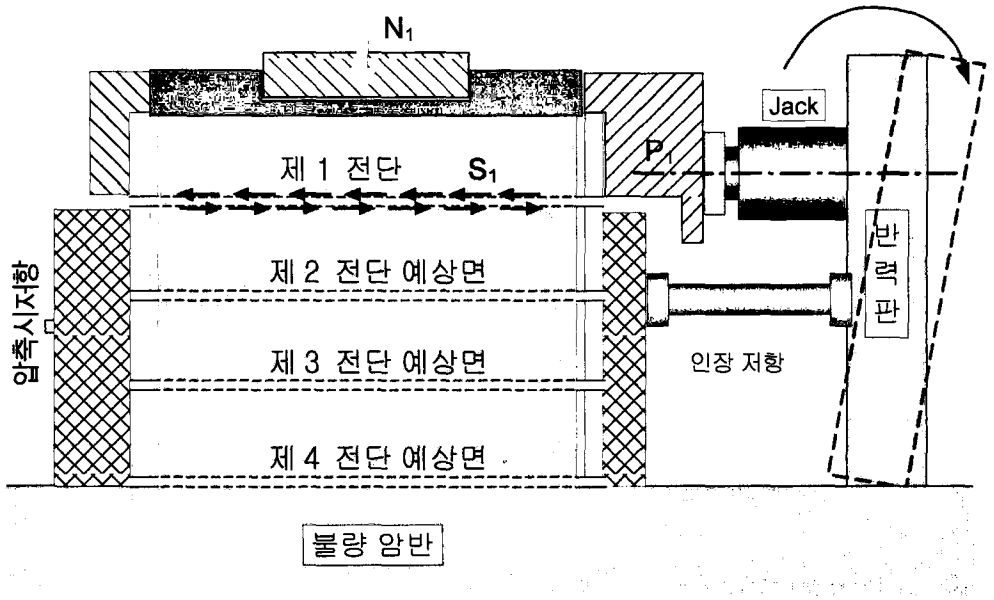
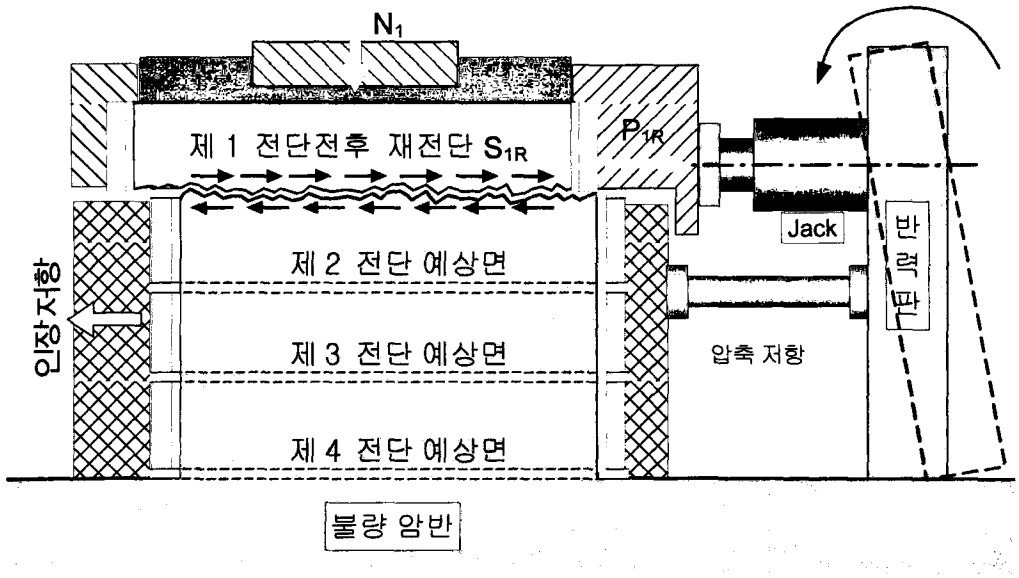


그림 3.11.3 Top 시료의 전단 장치(예상 N = 100 kN, T = 360 kN)



(a) 제 1 단 시료(Top block) 전단



(b) Top block 전단후 끌면서 파괴면의 재전단

그림 3.11.4 In situ DSST의 전단시와 재전단시의 프레임 회전성

■ **현장용 Load frame의 짝힘 저항용 anchoring**

실내용과는 달리 현장용은 그림 3.11.4와 같이 Test block의 상단에서 아래로 내려가면서 제 1~제 4 공시체로 시험하기 때문에, 반력판에는 편심하중이 작용한다. 그래서, 수직하중(N) 이외에 반력판 외부에 Rock bolt로 고정한다. Anchor bolt 위치와 연직 반력 크기는 다음과 같다.

그림 3.11.5에서, 점 O_2에 모멘트를 취하면,

$+ T_1(330) - T_2(165) + N(1030-355) - X_1(1030 + 450) = 0$

$20(330) - 20(165) + 10(530) + X_1(1530) = 0$

$\therefore X_1 = 5.62(tf)$

따라서, 수평 하중(전단하중) 반력판 A, B 외부 20cm이상 되는 곳에 Rock bolt로 고정하여 보조 연직반력을 6.0tf이상으로 보강해야 한다.

표 3.11.1 In situ DSST의 시험순서와 관련하중

소요하중 / 시험순서	Normal Load(N, tf)	Shear load(T, tf)		y_1(mm)	y_2(mm)
		자연상태	재 전단		
제 2 시료	20	40	25	205	135
제 3 시료	30	60	45	285	95
제 4 시료	40	80	60	370	0
제 1 시료	10	20	15	125	330

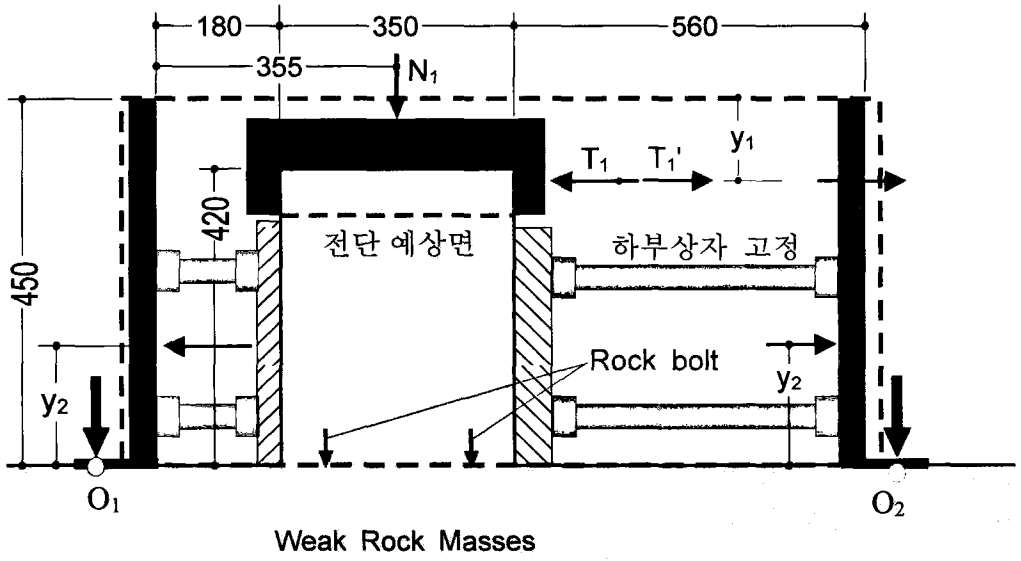


그림 3.11.5 편심으로 인한 회전방지를 위한 앵커 위치와 저항력

3.11.2 Load frame system의 구조해석

3.11.2.1 개요

연구의 2차 연도에 제작한 load frame system 문제점이 발견되어 그림 3.11.1~5와 같은 규모로 재설계/재제작한다. 이 시스템의 정밀구조 검토는 부경대 해양공학과 류 연선 교수에게 의뢰하여 그 결과를 발췌한 것이다.

(1) 검토 대상 및 설계 조건

불량 암반에 형성한 Test block 하나에 4 단계의 전단시험을 수행하기 위한 Load frame을 대상으로 한다. 그림 3.11.1~5에서, 시험단계별 작용하중과 잭(jack)의 위치는 표 3.11.2와 같다. 여기서, w_l는 전단하중에 대한 하중 전달판(load transfer plate)의 폭, h는 Test block 저면에서 전단하중 잭 중심까지의 높이이다.

표 3.11.2 Load and jack position according to test order

Test Order	Normal load(tf)	Shear load(tf)	Return load(tf)	w_l (mm)	h (mm)
1	20	60	40	450	345
2	40	120	80	450	262
3	30	90	60	350	179
4	10	40	27	350	96

(2) 재료의 역학적 성질

구조에 사용할 주재료는 SM 570(SWS 58)로서 역학적 성질은 다음과 같다.

강종 : 용접구조용 압연강재 (KS D 3515)

인장강도 : 5800~7300 kgf/cm^2

항복강도 : 두께 16mm 이하 - 4700 kgf/cm^2

두께 16~40mm : 4600 kgf/cm^2

탄성계수 : E = 2.1×10^6 kgf/cm^2

포아슨 비 : v = 0.3

(3) 검토 기준(도로교표준시방서를 기초로 허용응력에 대한 강도로 검토)

- SM 570의 허용인장강도 260 MPa
- 안전율 : 1.77

(4) 해석 방법

- 사용프로그램 : ANSYS 9.0
- 유한요소 라이브러리 : 252개
- 구성: 전처리과정, 해석과정, 후처리과정

1) 2-D frame analysis

2) 3-D plate analysis

3) 3-D solid analysis

3.11.2.2 Anchor bolt의 인발 지지력 검토

전체 구조물시스템을 2차원 뼈대구조물은 요소명 BEAM3, 요소특성 2절점 보(beam)요소로 자유도는 절점당 3개이다. 보 요소로 유한요소모델을 구성하여, 하중은 수직하중과 수평하중을 표 3.11.2의 조건으로 절점 집중하중으로 재하하였다. Fig. 3.11.6은 시험단계-2의 유한요소망 형상과 절점번호이다. 이 모델에서 지점반력을 Rock bolt 인발저항력으로 취하면 표 3.11.3인데, 산출된 앵커볼트의 인발저항력은 설계 인발력(6 tf)이하이므로 안정하다.

표 3.11.3 Tension force of anchor bolt

Test Order	Normal load(tf)	Shear load(tf)		Bolt resistance(tf)
		Push	Pull	
1	20	60	40	2.5
2	40	120	80	5.0
3	30	90	60	3.5
4	10	40	27	2.1

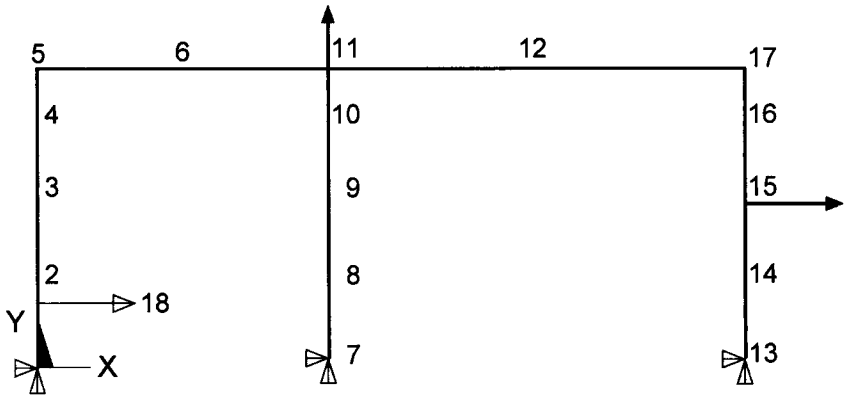


Fig. 3.11.6 FEM model for load frame system(test # 2)

3.11.2.3 전단하중 반력판과 하중전달 판

(1) 해석 방법

4절점 쉘(shell) 요소로 절점 당 자유도 6개인 'SHELL 63'을 사용하여 판구조물로 가정하여 전체 시스템을 모델링하였다. 그림 3.11.7에서, 판 두께 t_c는 전단하중 전달판(18mm), t_s는 덧대기 판(16mm), t_a는 인장턱(18mm) 및 t_r는 반력판(16mm) 등이다.

판이 겹치는 부분은 1 개의 판으로 가정하여 두께를 중첩하였다. 대칭 구조이므로 전체의 1/2을 모델링하여 경계조건을 대입하였고, 지점 경계조건은 앵커볼트 부착 주위의 절점을 구속하였다. 시험단계-1, 2와 시험단계-3, 4의 유한요소 모델은 Fig.3.11.8a, 그 해석결과의 변형형상은 Fig.3.11.8b이다. 재하조건은 표 3.11.2의 전단하중 잭 위치를 고려해서 잭 베이스 플레이트 면에 접하는 반력판에 분포하중으로 간주하였으며, 수직하중 반력판과 이에 연결된 하중 전달판은 고려하지 않았다.

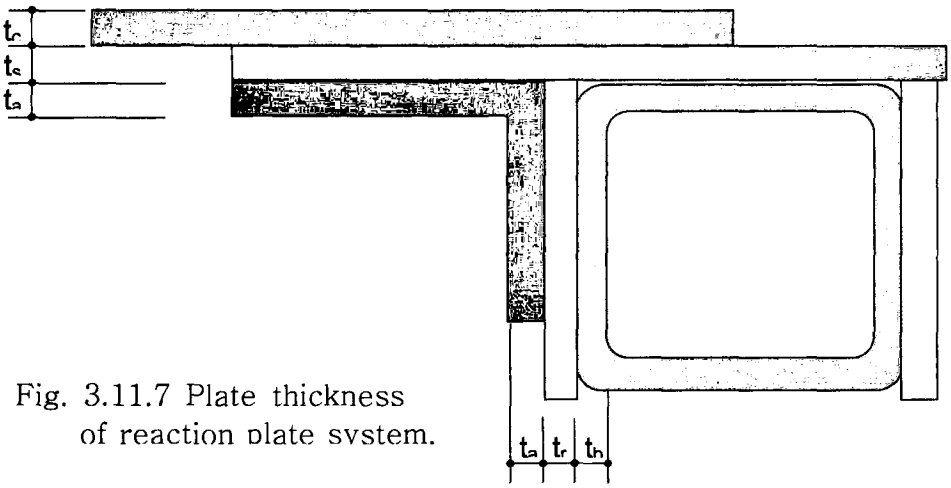


Fig. 3.11.7 Plate thickness of reaction plate system.

(2) 해석결과

Fig. 3.11.8은 하중재하 후에 전체시스템에서 유발되는 변형 형상으로 시험단계-2의 경우이다. 다른 시험단계에서도 이와 유사한 변형형상이 발생하였다. Fig. 3.11.9~3.11.10은 하중단계별 von Mises 응력분포도이다. 최대응력은 반력판에 내부의 박스 웨브(web)와 플랜지(flange) 접합부에서 발생되는데, 그 중에서도 웨브 단부에서 발생하였다. 이는 잭의 하중이 박스의 웨브 부분에 압축력으로 전달되기 때문이다. 박스의 실제 형상은 웨브와 플랜지가 Rounding 접합된 것이나, 수치 모델에서는 90°로 모델링하였다. 이로 인해 계산된 국부응력이 실제 구조물보다 다소 크게 산출된 것으로 보인다.

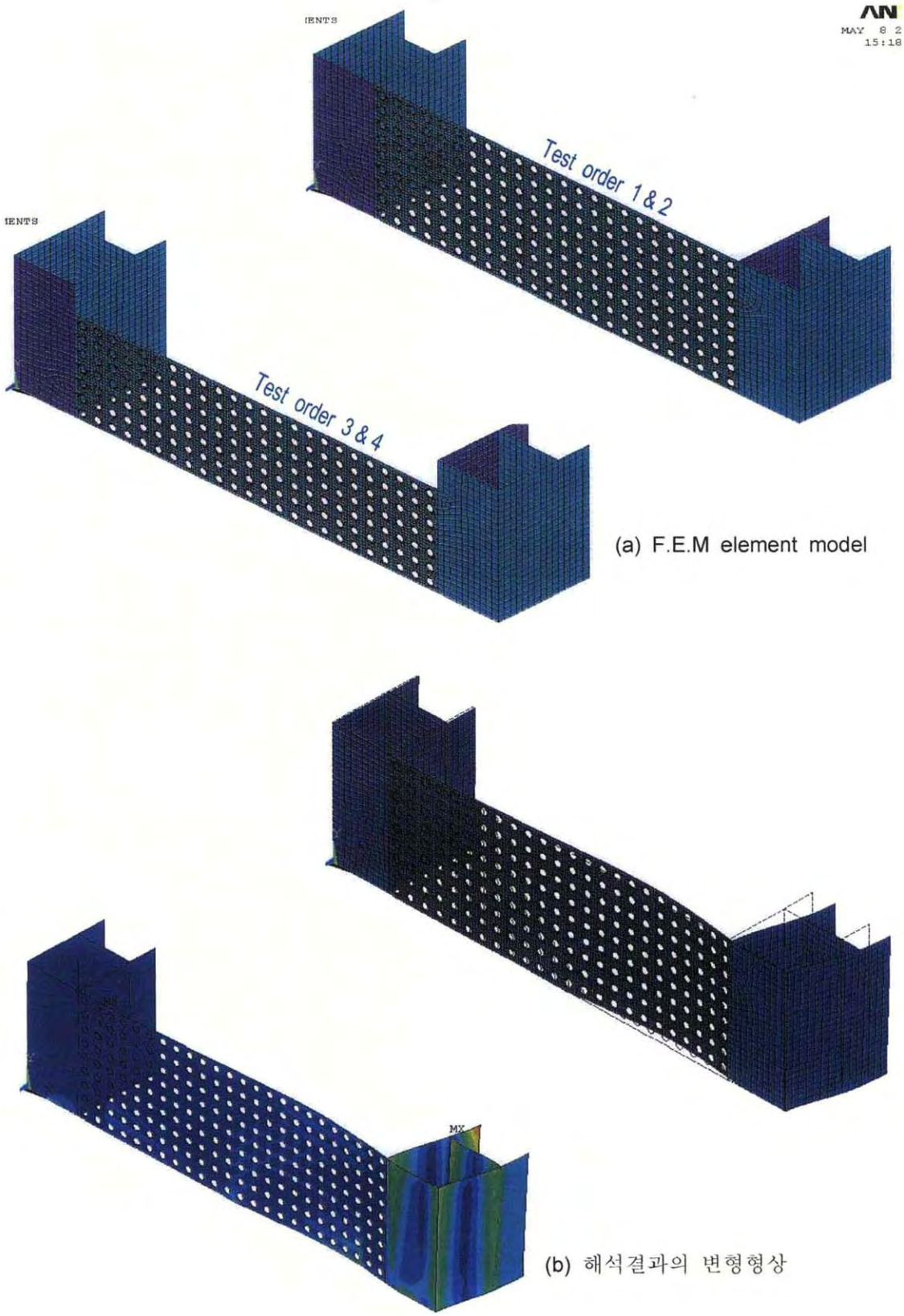


Fig. 3.11.8 F.EM 요소 모델링과 해석결과의 변형

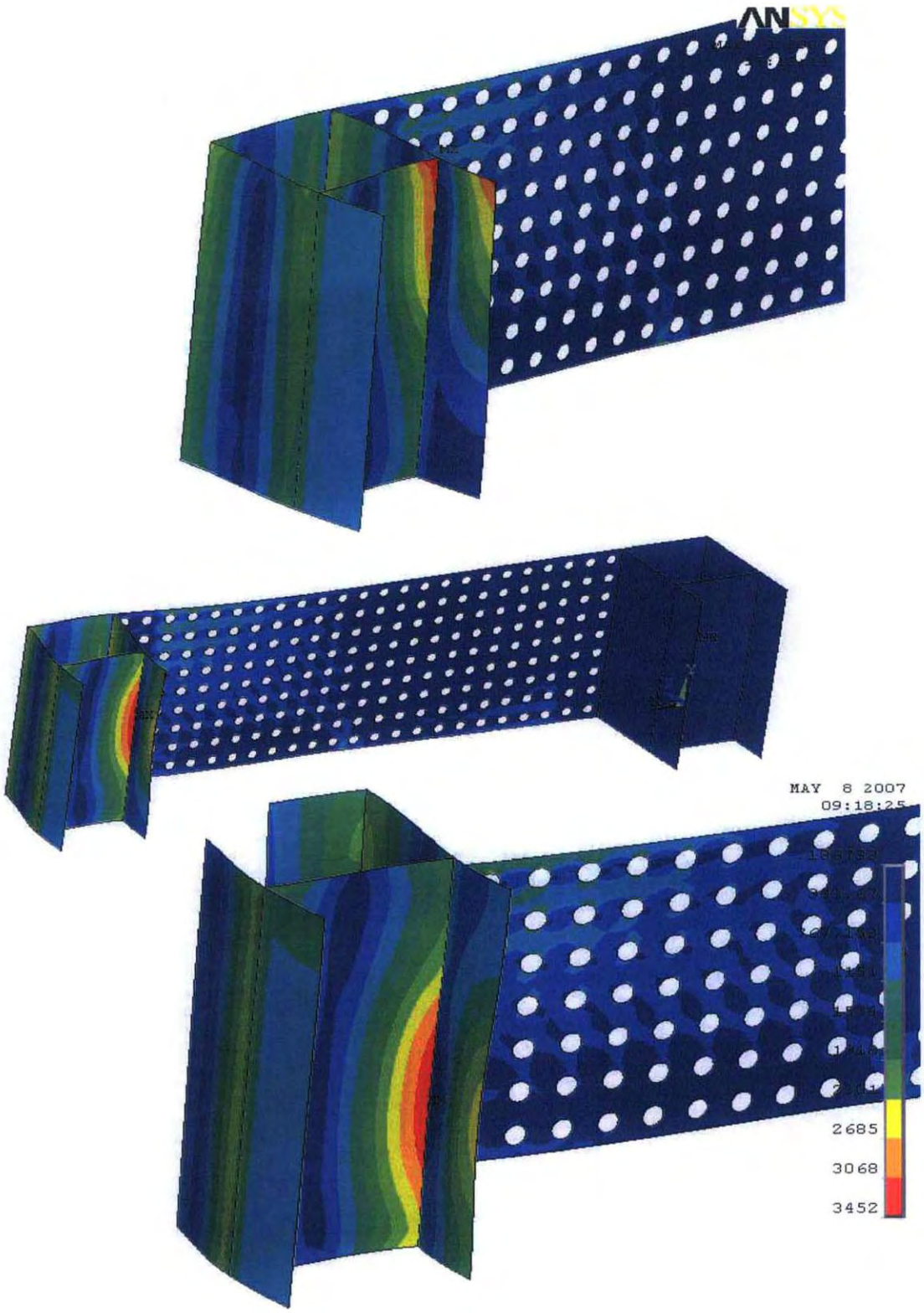


Fig. 3.11.9 Stress contour of base model(test order 1 to 3)

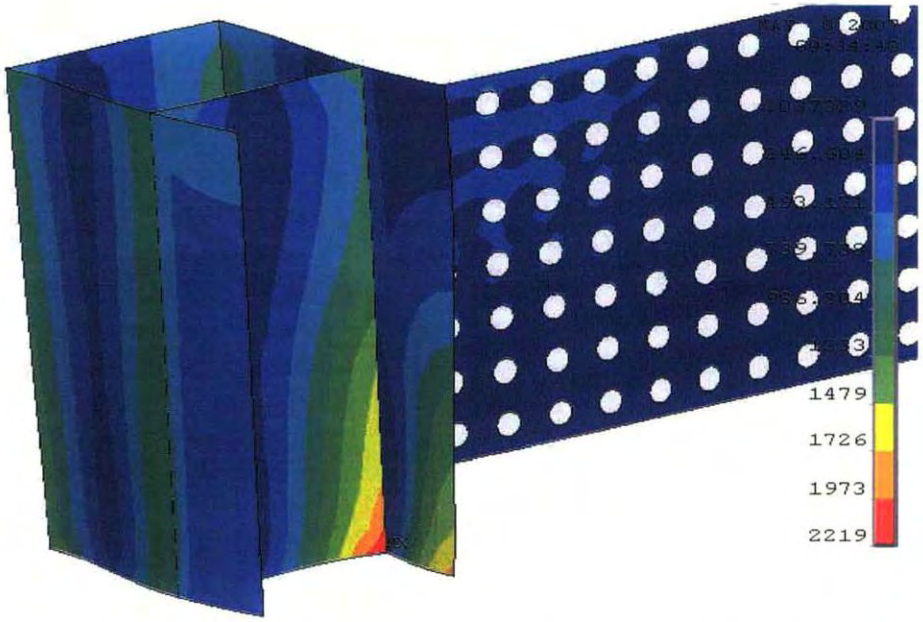


Fig. 3.11.10 Stress contour of base model(test order 4)

시험 단계별로 발생되는 최대응력은 표 3.11.4이다. 여기서, σ_{eqv}은 von Mises 응력, ϵ_{eqv}은 von Mises 변형률이다. 시험단계 2, 3의 발생 최대응력은 허용응력이상이다. 시험단계-3의 최대응력은 반력판에 연결한 앵커 볼트 부근에서 발생하였으나, 이러한 응력은 앵커볼트와 접합판이 지지하는 것으로 간주하고 반력판 부위의 응력을 계산하였다. 그리고, 최대하중이 재하되는 시험단계-2에서는, 반력판 두께(t_r)를 증가시켜 최대응력을 계산하면 표 3.11.5인데, 반력판의 두께가 20mm까지 증가시켜도 최대응력이 허용응력 2600 kgf/cm^{2}을 초과하므로, 전단하중 용 반력판 시스템의 국부 응력 감소를 위해 일부 보강해야 한다.

표 3.11.4 Maximum stress and strain of base model

Test order	1	2	3	4
σ_{eqv}(kgf/cm^2)	2805	4548.	3452*	2219
ϵ_{eqv}(10^{-2})	0.133	0.217	0.165*	0.157

표 3.11.5 Variation of maximum stress according to tr

tr(mm)	16	18	20
σ_{eqv}(kgf/cm^2)	4,548	4,257*	3,452*

(3) 보강 모델 (1)

박스의 변형을 감소시키기 위해 1) open된 박스의 면이나 2) 박스 중앙 내부에 보강재 용접으로 보강하는 방법을 고려하였다.

- RP-I model(박스 내부에 2단 보강판 설치)

Fig. 3.11.11a와 같이, 잭 밑판에 접하는 박스 내부에 판 2 개를 삽입한다. Fig. 3.11.11b는 유한요소모델, Fig. 3.11.12a는 응력분포도, Fig. 3.11.12b는 내부 보강판 응력분포도이다. 시험단계-2에서 판의 위치별 최대응력은 표 3.11.6과 같다. 여기서, h_1은 하부에 설치된 판의 높이, h_2는 상부에 설치된 판의 높이, t는 보강판 두께이다. 해석 결과, 최대응력은 허용응력이하이다. 최대하중이 재하되는 시험단계-2에서 안정하므로 다른 시험단계에서도 안정성이 유지될 것이다.

표 3.11.6 Maximum stress of RP-I model(test order-2)

h1(mm)	h2(mm)	t(mm)	σ_{equ}(kgf/cm^2)
18	26	10	2,374*
15	30	10	2,501*

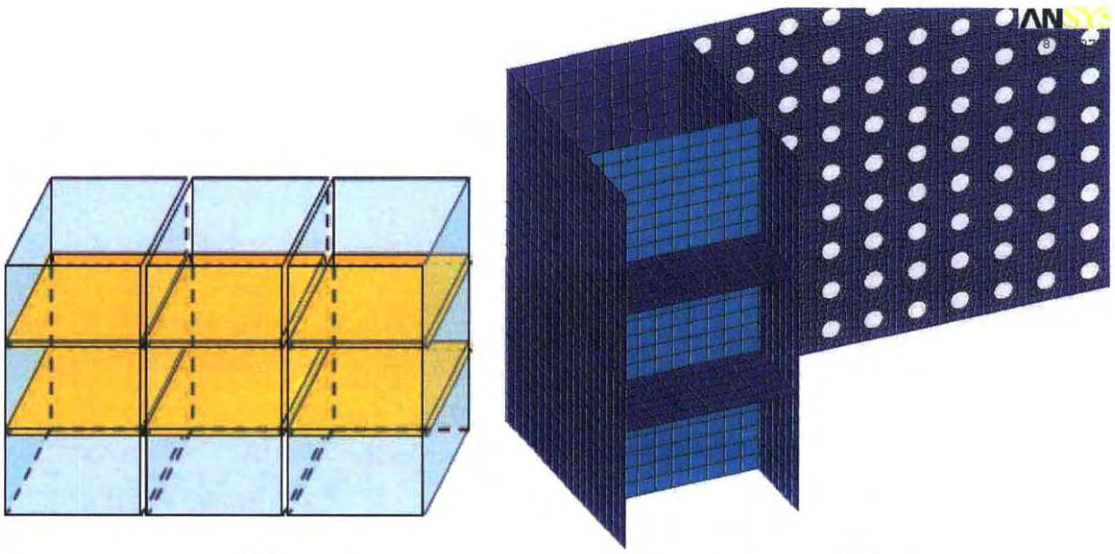
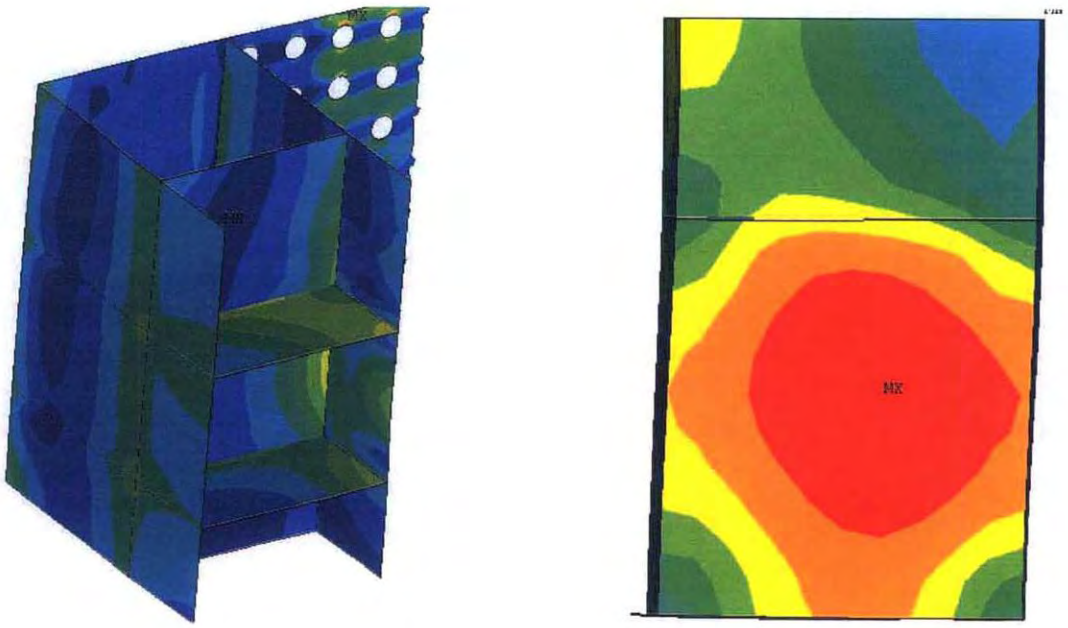


Fig. 3.11.11 Model RP-I and its finite element model



(a) (b)

Fig. 3.11.12 Stress contour of RP-I model (h1=150 & h2=300mm).

- RP-TB model ; 박스 개구부의 양단에 보강판 설치

Fig. 3.11.13과 같이 잭의 후면에 설치되는 반력판 박스의 개구부 양단에 보강판을 설치하는 형태이다. Fig. 3.11.14는 하중단계 1~2와 하중단계 3~4에 대한 유한요소모델이다. Fig. 3.11.15는 응력분포도로서 최대응력이 반력판의 중앙에서 발생한다. 보강판과 반력판이 두께에 따른 최대응력은 표 3.11.7이다. 여기서 t_t는 상하단에 부착하는 보강판의 두께, t_r은 덧댐판의 두께이다. 해석결과, t_t 12mm이상, t_r 20mm 이상이면 최대응력이 허용응력 보다 작아 안정하다.

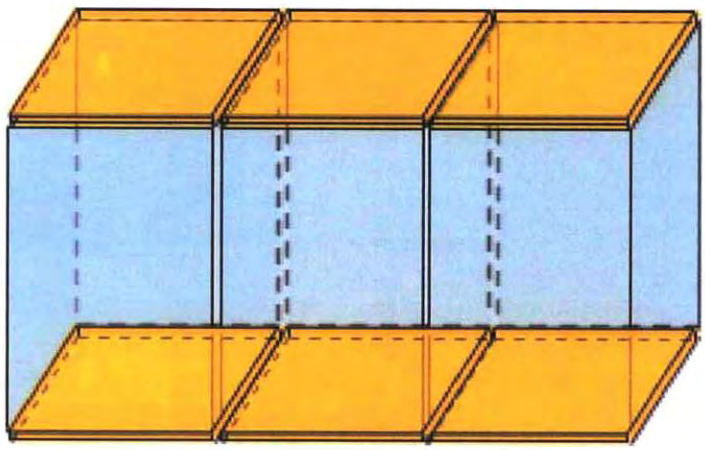


Fig. 3.11.13 Model RP-TB

표 3.11.7 Maximum stress of RP-TB model

Test order	2	2	2	2	2	2	3
t_t(mm)	10	10	12	12	12	16	12
t_r(mm)	16	20	16	18	20	16	16
σ_{eqv}(kgf/cm^2)	3,221	2,692	3,138	2,895	2,656	3,125	2,418

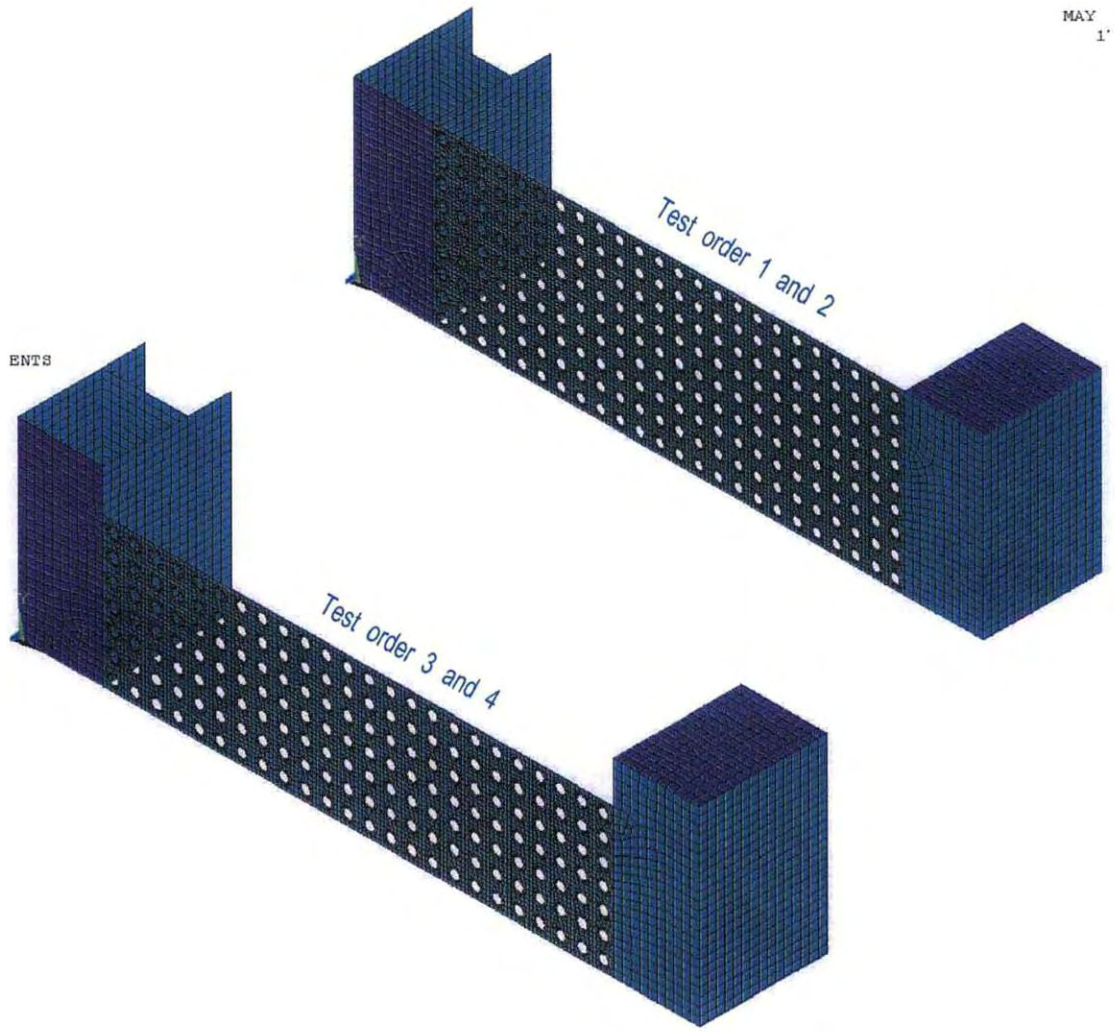
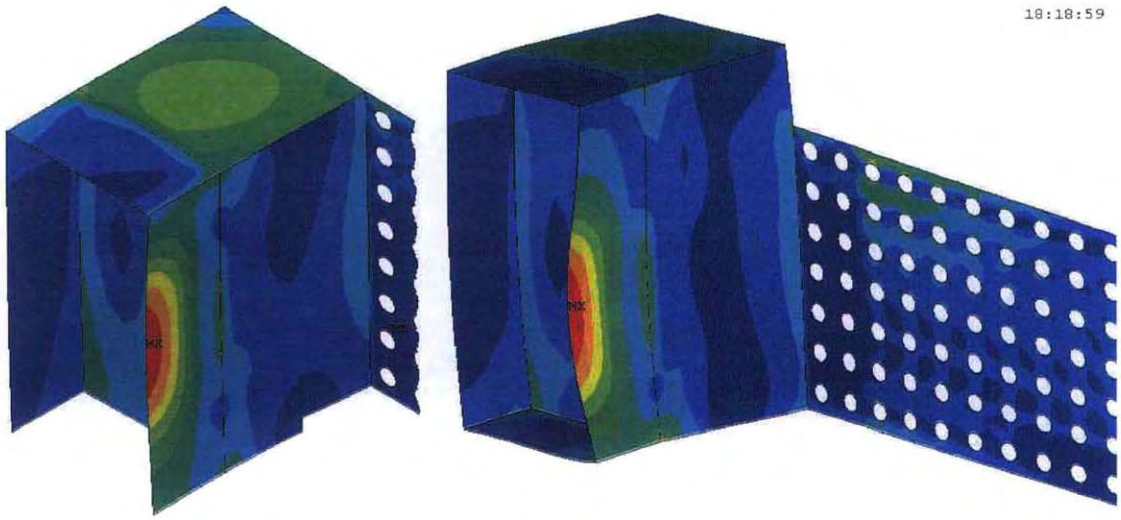


Fig. 3.11.14 Finite element model for RP-TB model.



(a) Test order 2(t_t = 12, t_r = 20)　　(b) Test order 3(t_t = 12, t_r = 16mm)

Fig. 3.11.15 Stress contour of model RP-TB

- RP-TB-P model(개구부 양단에 보강판 설치, 덧댐판 부착)

Fig.3.11.16과 같이 잭의 밑판에 접하는 박스 개구부 양단에 보강판을 설치하고 박스 내부에 덧댐판을 부착하는 형식이다. Fig. 3.11.17a는 유한요소모델, Fig. 3.11.17b는 응력분포도이다. 최대응력은 반력판 중앙에서 발생되며, 내부에 부착되는 덧댐판의 치수별 최대응력 변화는 표 3.11.8이다. 여기서 w_i는 중앙 덧댐판의 폭, h_i는 덧댐판 총 높이, h_{i1}과 h_{i2}는 덧댐판의 하부/상부 위치, t_i는 덧댐판 두께, t_t는 상/하부 보강판의 두께이다. 해석결과에서 덧댐 판의 높이 200mm에서, 덧댐판 두께와 상하부 보강판 두께가 10mm 이상이면 최대응력이 허용응력이하이므로 안정하다.

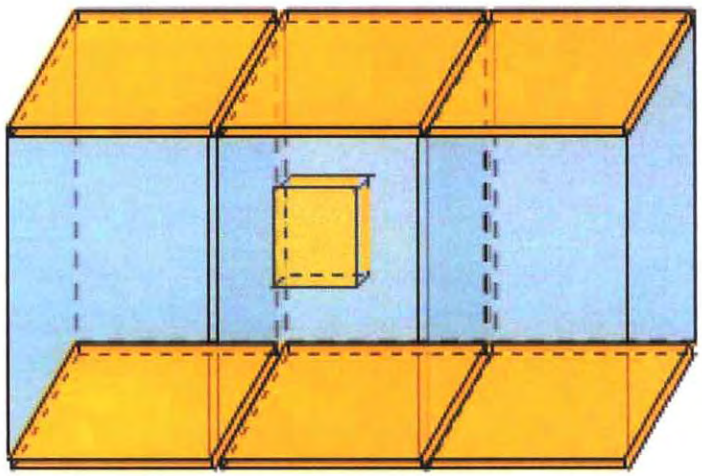


Fig. 3.11.16 Model RP-TB-P

표 3.11.8 Maximum stress of RP-TB-P model(test order-2)

w_i(mm)	h_i(mm)	h_i1(mm)	h_i2(mm)	t_i(mm)	t_p(mm)	σ_{eqv}(kgf/cm^2)
100	150	150	300	10	10	2903
100	200	150	350	5	10	2779
100	200	150	350	10	10	2593
100	200	150	350	10	12	2536

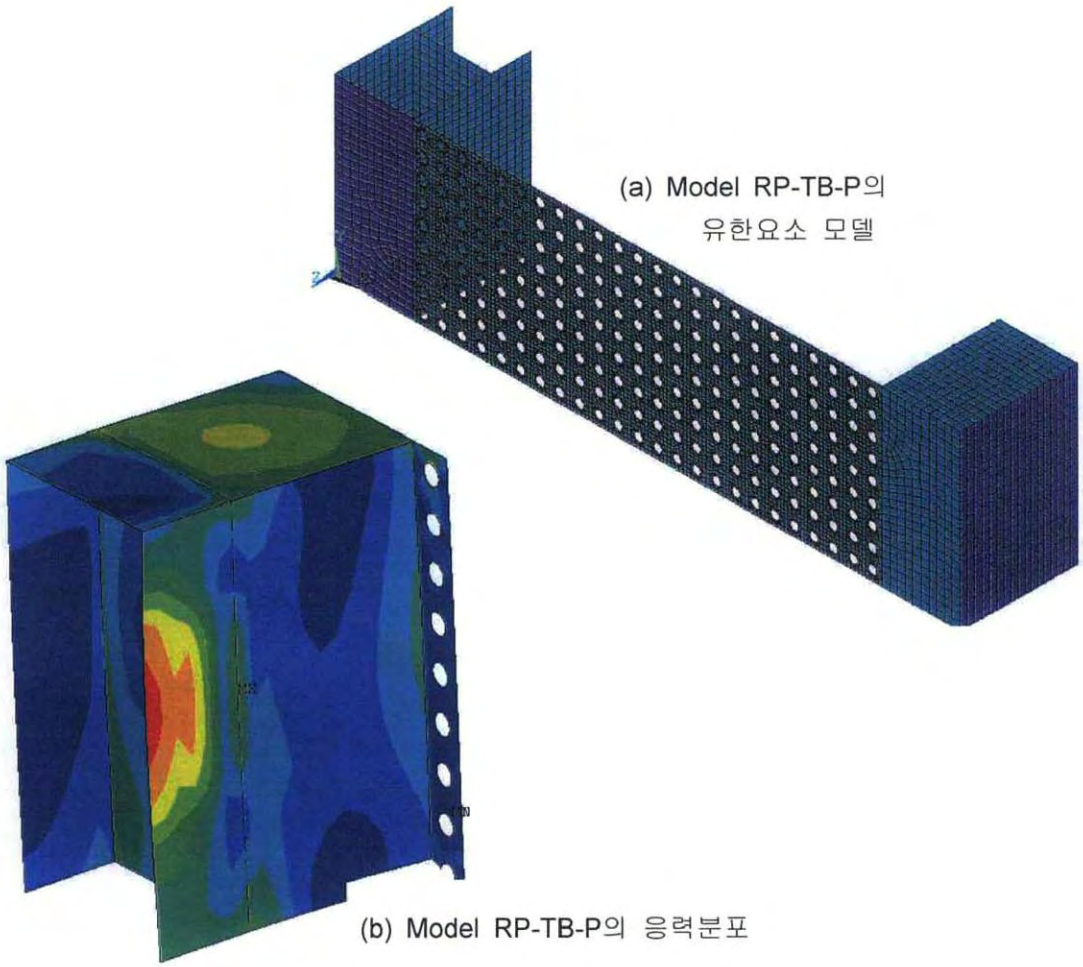


Fig. 3.11.17 Stress contour of RP-TB-P model(t_t = 12, t_i = 10mm)

(4) 보강 모델(2)

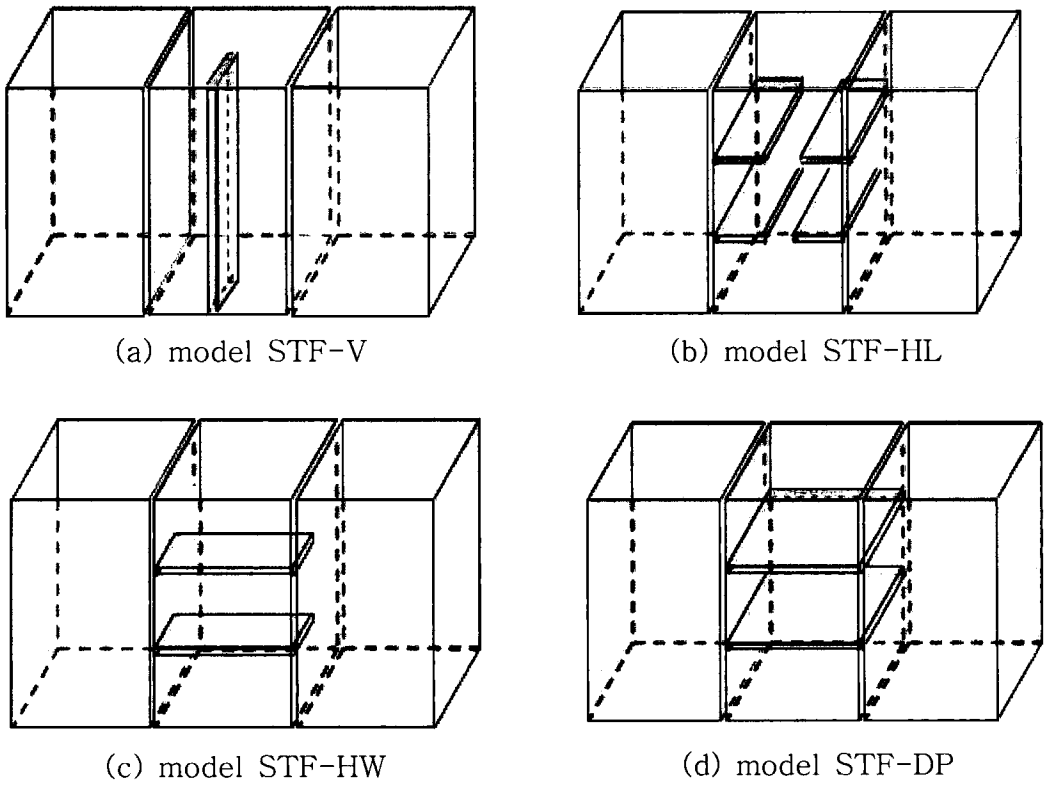
반력판 중앙 박스의 내부 보강모델은 다음 4가지를 고려한 모델별 유한요소모델과 응력분포도는 Fig. 3.11.19~3.11.22와 같다..

(1) STF-V : 중앙 박스 내부에 수직보강재 설치(Fig. 3.11.18a)

(2) STF-HL : 중앙 박스 내부에 길이방향 수평보강재 설치(Fig. 3.11.18b)

(3) STF-HW: 중앙 박스 내부에 폭방향 수평보강재 설치(Fig. 3.11.18c)

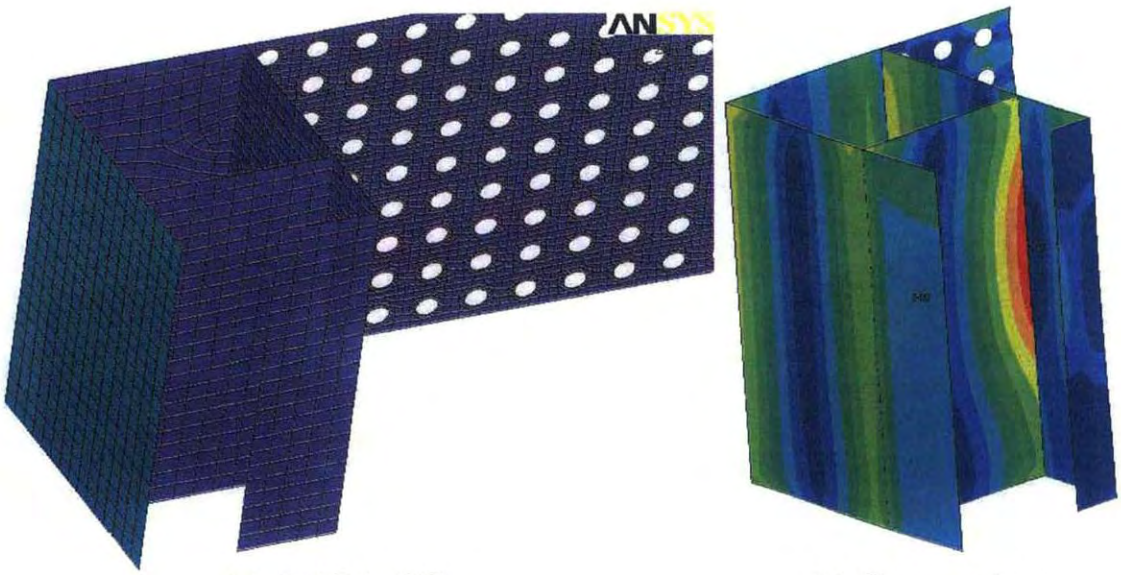
(4) STF-DP: 중앙 박스 내부에 두 개의 판 설치(Fig. 3.11.18d)



(a) model STF-V (b) model STF-HL

(c) model STF-HW (d) model STF-DP

Fig. 3.11.18 Reinforced model



(a) 유한요소 모델 (b) Stress contour

Fig. 3.11.19 Model STF-V의 유한요소 모델과 응력분포(w = 50, t = 10mm).



(a) 유한요소 모델

(b) Stress contour

Fig. 3.11.20 모델 STF-HL의 유한요소 모델과 응력분포(w= 50, t=10)

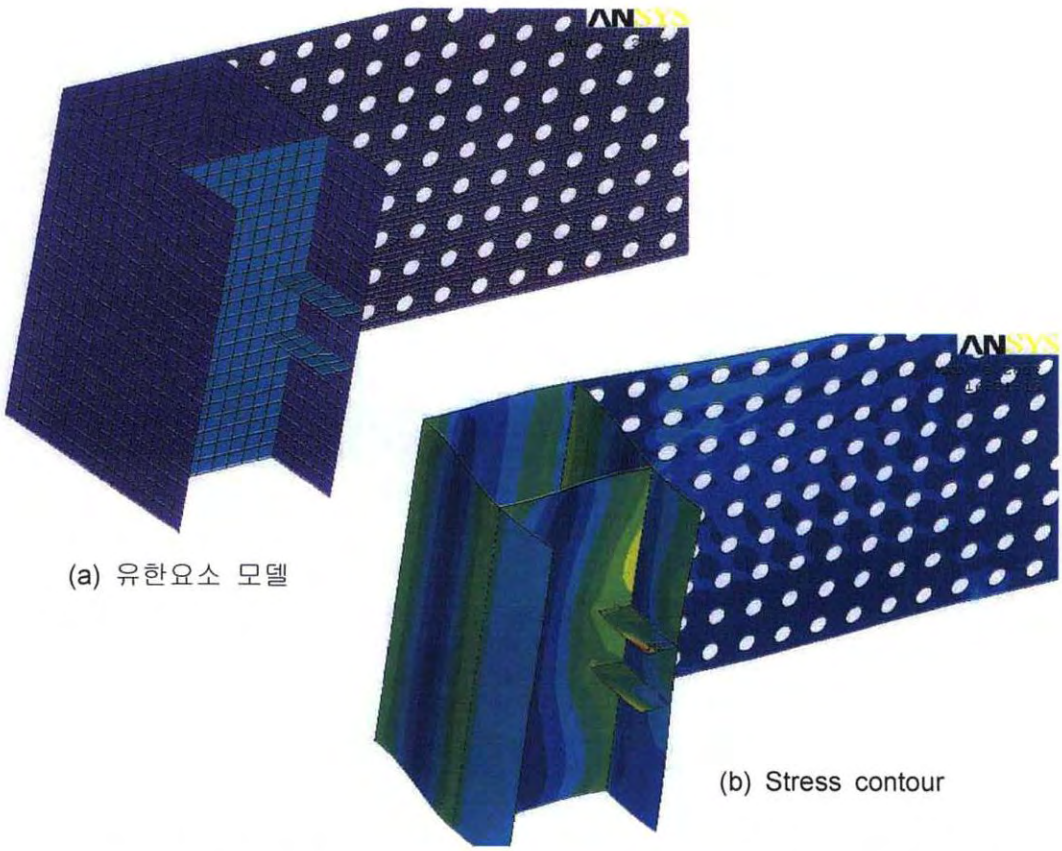


Fig. 3.11.21 모델 STF-HW의 유한요소 모델과 응력분포(w 40, t10)

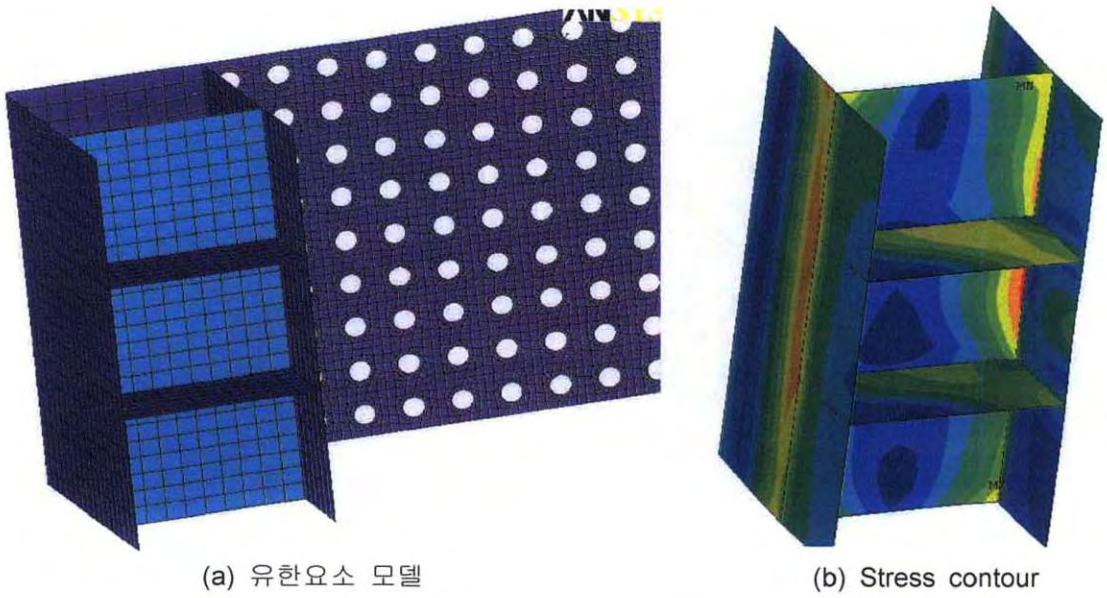


Fig. 3.11.22 모델 STF-D의 유한요소 모델과 응력분포(t=10mm)

중앙 박스 보강모델의 해석결과는 표 3.11.9이다. 여기서, h_1은 첫 번째 보강판의 높이, h_2는 두 번째 보강판 높이, w는 보강판의 폭, t는 보강판의 두께이다. 해석결과, 모든 경우에 유발 최대응력이 허용응력을 초과한다. 그 중에는 중앙 박스 내부에 2개의 보강판을 덧대는 모델 STF-DP이 최대응력이 가장 작게 발생하였다.

표 3.11.9 Maximum stress of STF model

Model	h_1(mm)	h_2(mm)	w(mm)	t (mm)	σ_{eqv}(kgf/cm^2)
STF-V	-	-	50	10	4,406
	-	-	50	20	4,333
STF-HL	18	26	30	10	6,747
	18	26	30	20	5,946
	15	30	50	20	5,331
STF-HW	18	26	20	10	4,336
	18	26	30	10	4,986
	15	30	40	20	4,298
STF-DP	18	26	-	10	3,497
	15	30	-	10	3,530

(5) 박스의 수평 배치 모델 (HOR-BOX model)

반력판의 박스를 Fig. 3.11.23처럼 수평으로 배치한 경우를 고려한다. 이 모델은 오픈(open)된 박스의 양면이 측면 반력판에 용접 따위로 구속되었다고 가정한다. 마찬가지로 유한요소모델 및 시험단계-2의 응력분포도는 그림 3.11.23이다. 반력판의 두께(t_r)와 최대응력과 관계는 표 3.11.10이다. 해석결과, 반력판 두께 20 mm이면 최대응력이 허용응력이하이다. 만약, 박스의 양면을 반력판에 구속하지 않으면 최대응력은 더 크게 발생할 것이다(용접할 것).

표 3.11.10 Maximum stress of HOR-BOX model(test order-2)

t_r(mm)	16	18	20
σ_{eqv}(kgf/cm^2)	3,062*	2,772*	2,533*

검토 결과는,

박스 두께 12mm, 전/후면 덧대기 판 두께 16 mm, 측면 덧대기 판 두께 16 mm, 하중 전달판 두께 18mm 등으로 구성된 전단하중 시스템은 일부분이 응력집중으로 국부 최대응력이 발생한다. 안정성을 위해 다음의 보강법 중 한 가지를 적용한다.

- 박스 개구부 양단에 두께 12 mm 보강판의 설치 및 덧대기 판의 두께는 20mm
- 박스 개구부 양단에 두께 12mm 보강판 설치와 중앙박스 내부에 덧댐 판(100 × 200 × 10)를 설치한다.
- 박스의 내부에 보강판(t=10 mm)을 2단 설치한다.

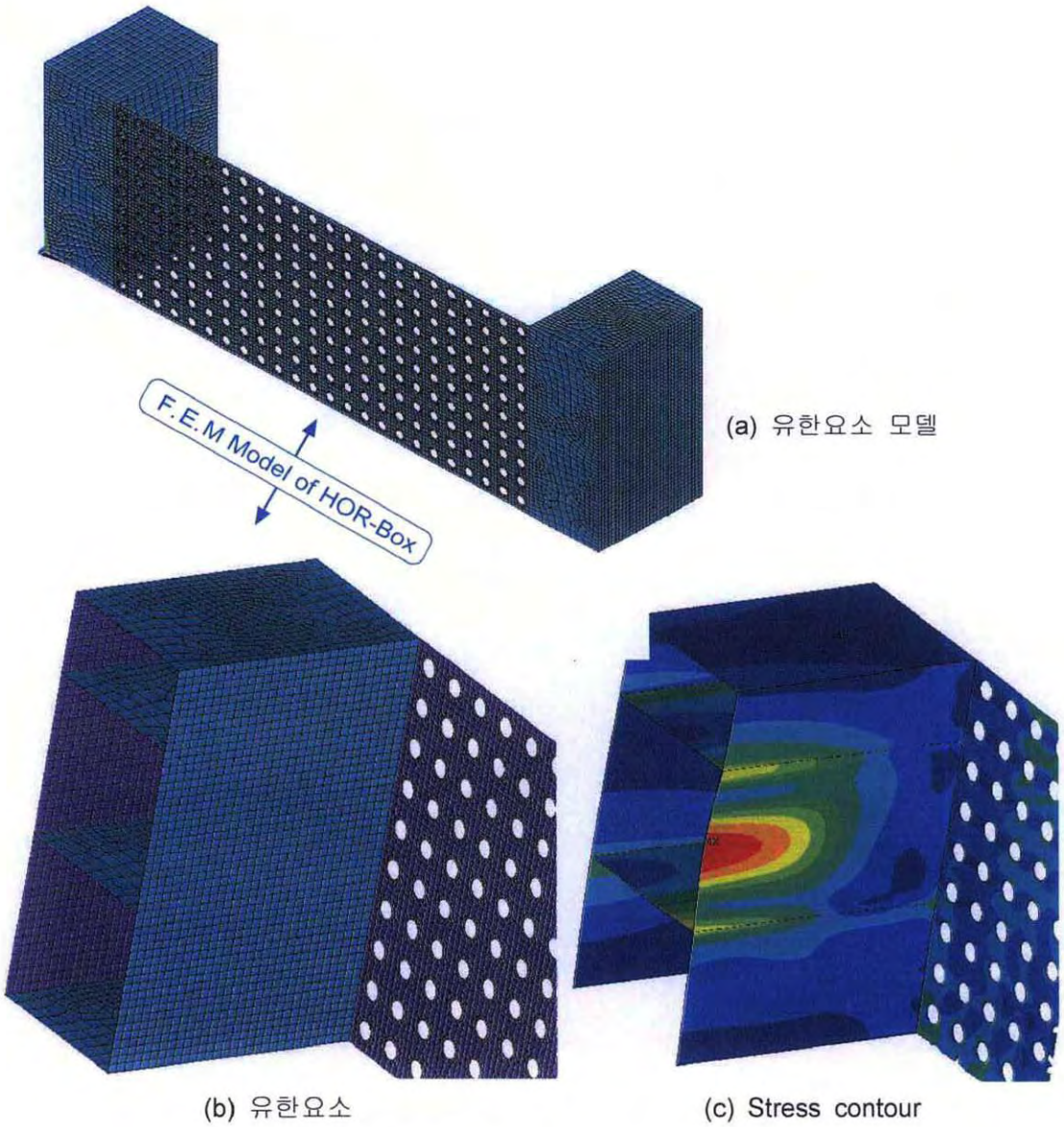


Fig. 3.11.23 모델 HOR-BOX의 유한요소 모델 및 응력분포

3.11.2.4 수직하중 반력판과 하중 전달판 검토

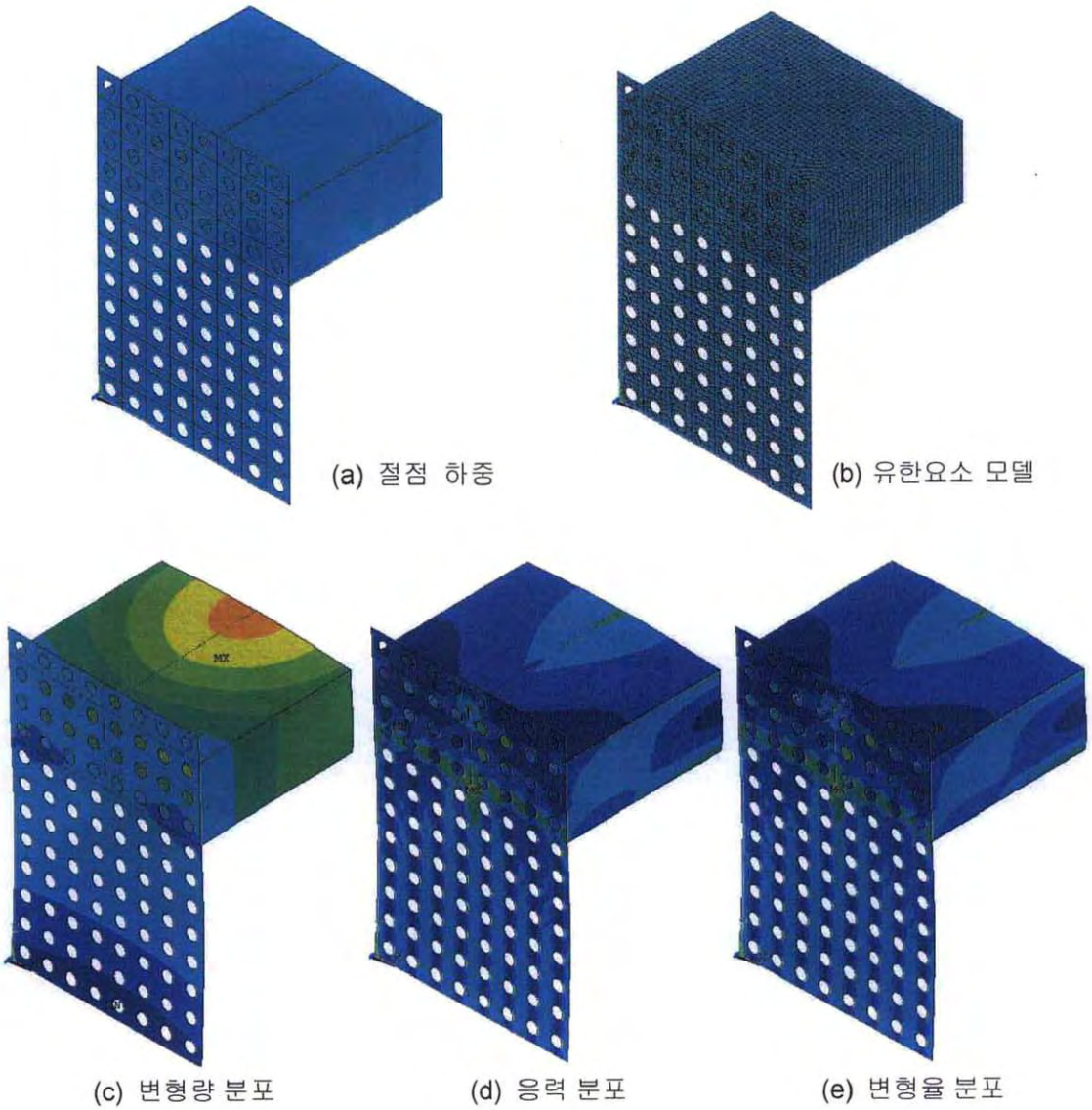
수직하중 반력판과 하중전달판의 형상은 Fig. 3.11.24a(박스 두께 9 mm, 덧대기판 두께 14mm, 하중 전달판의 두께 16mm)와 같다. 그림 3.11.23b의 유한요소모델은 다음과 같다. 이 조건의 해석결과는 그림 3.11.24c~e 및 표 3.11.11과 같다.

사용 유한 요소 : SHELL63(4 절점 쉘 요소로 절점당 6개의 자유도)

경계 조건 : 기하학적 대칭성(전체구조물의 1/2을 모델링)

구속 조건 : 전단하중 하중 전달판과 연결되는 부분

하중 조건 : 분포하중(40 tf)으로 가정하고 절점하중으로 변환하여 재하



(a) 절점 하중 (b) 유한요소 모델

(c) 변형량 분포 (d) 응력 분포 (e) 변형율 분포

그림 3.11.24 수직하중 반력판의 구조해석 모델 및 해석결과 모식도

표 3.11.11 Results of finite element analysis for reaction plate

덧댐 판 t_r(mm)	δ_{max}(mm)	σ_{eqv}(kgf/cm^2)	ϵ_{eqv}(10^{-2})	비고
14	0.045	1,774	0.085	O.K
16	0.040	1,565	0.075	O.K

3.11.2.5 인장 턱

잔류강도에 이른 후에 return시에 잭 base plate에 체결되는 부분의 형상과 부재의 두께는 그림 3.11.25와 같다.

- 유한요소 모델링

  사용 요소 : SOLID45, 8절점 3차원 구조요소, 자유도 3(x, y, z축에 대한 translation)/절점

  경계 조건 : 볼트 연결부를 구속조건으로 설정

  하중 조건 : 80 tf 잭 베이스 플레이트와 접하는 부분에 분포하중으로 재하

  유한요소 모델 : 3-D brick 유한요소 사용(유한요소망의 형상은 Fig. 3.11.26a)

- 해석결과의 요약(표 3.11.12)

  내하력 80 tf이면 20 mm로는 부족하므로, t_{p2}, t_{p3}는 40mm 이상이라야 한다.

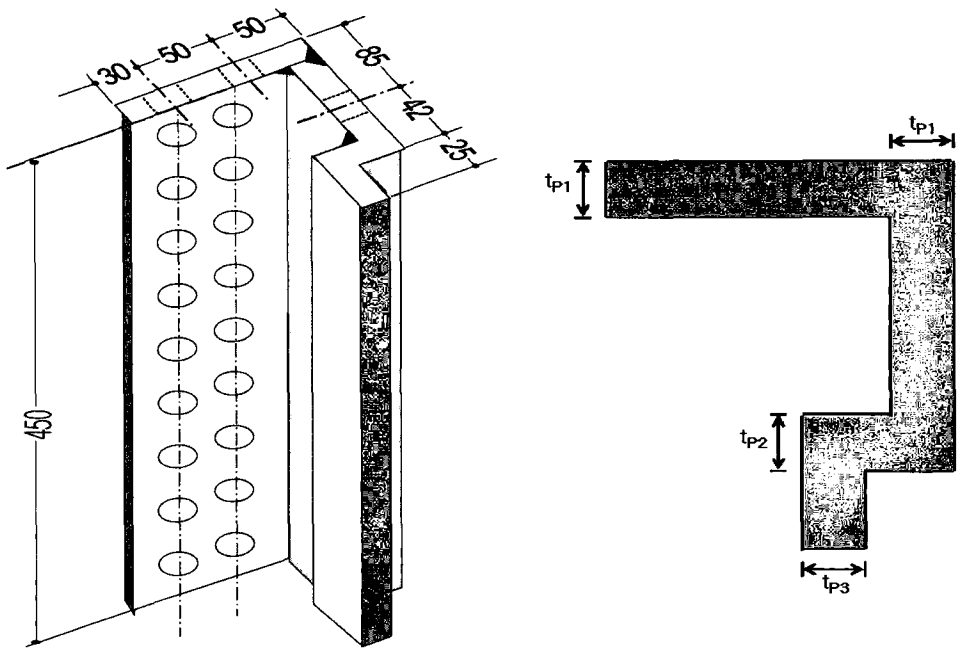


Fig. 3.11.25 Configuration & thickness of return plate

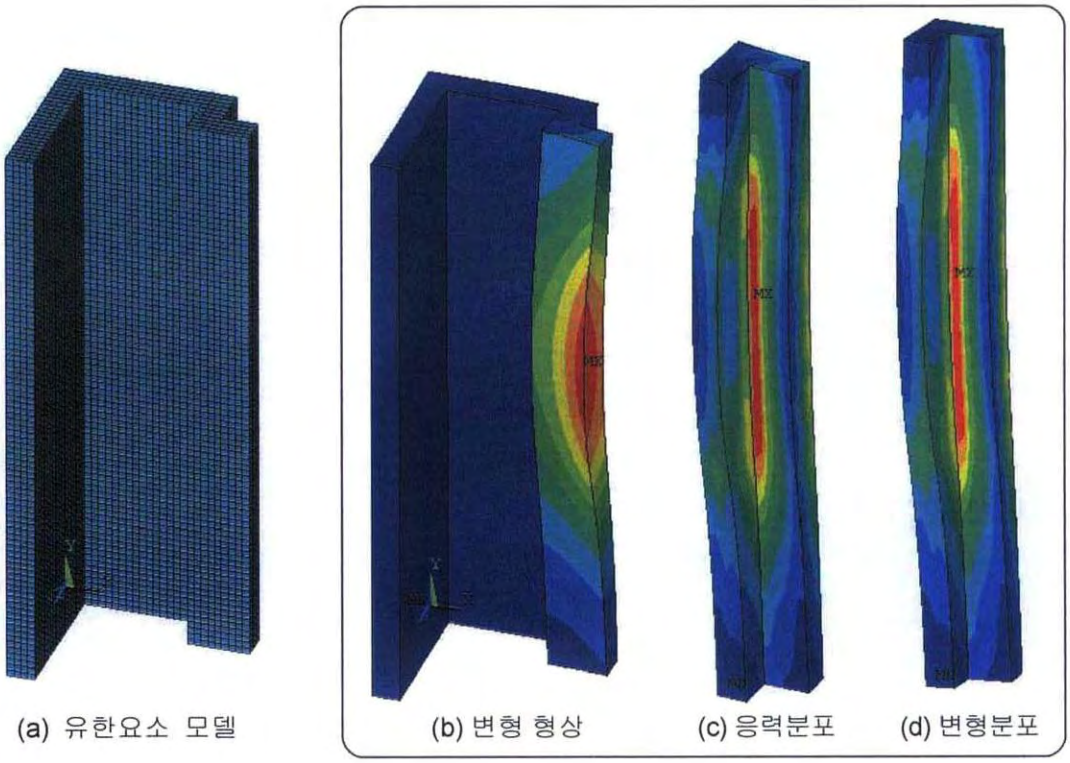


그림 3.11.26 t20-P80 tf인 인장 저항 턱의 해석모델과 결과

표 3.11.12 Numerical results of 3-D solid analysis

t_{p1}(mm)	t_{p2}(mm)	t_{p3}(mm)	δ_{max}(mm)	σ_{eqv}(kgf/cm^2)	ϵ_{eqv}($\times 10^{-2}$)
20	20	20	1.32	7,007	0.334
20	20	30	1.23	5,723	0.273
20	20	40	1.23	4,234	0.244
20	30	30	0.90	5,118	0.202
20	30	40	.0.89	3,851	0.183
20	40	40	0.31	2,345	0.112

3.11.2.6 Roller Box

(1) 형상 및 Modeling

- Roller box의 형상 : 폭(b) 310mm, 높이(h) 275mm 및 두께(t) 25mm
- 유한요소모델

  요소이름 : SHELL 63

  요소특성 : 4절점 쉘(shell) 요소로 절점 당 6개의 자유도를 가지고 있다.

  경계조건 : 롤러 박스 상부에 설치되는 롤러를 지점으로 모델링

하중조건 : 롤러 박스 하부에 설치되는 강봉에 전해지는 축하중을 플레이트의 분포하중으로 모델링

(2) 해석 결과

Roller box의 변형 형상/응력분포/변형률 분포는 Fig. 3.11.27b, c이다. 판 두께(t)별 최대 von Mises 응력과 변형률을 표 3.11.13과 같다. 이 결과에서 두께 25 mm이면 roller box는 안정하다.

표 3.11.13 Maximum stress of roller box

t(mm)	20	23	25
σ_{eqv}(kgf/cm^2)	1,384	1,047	886
ϵ_{eqv}(10^{-2})	0.066	0.050	0.042

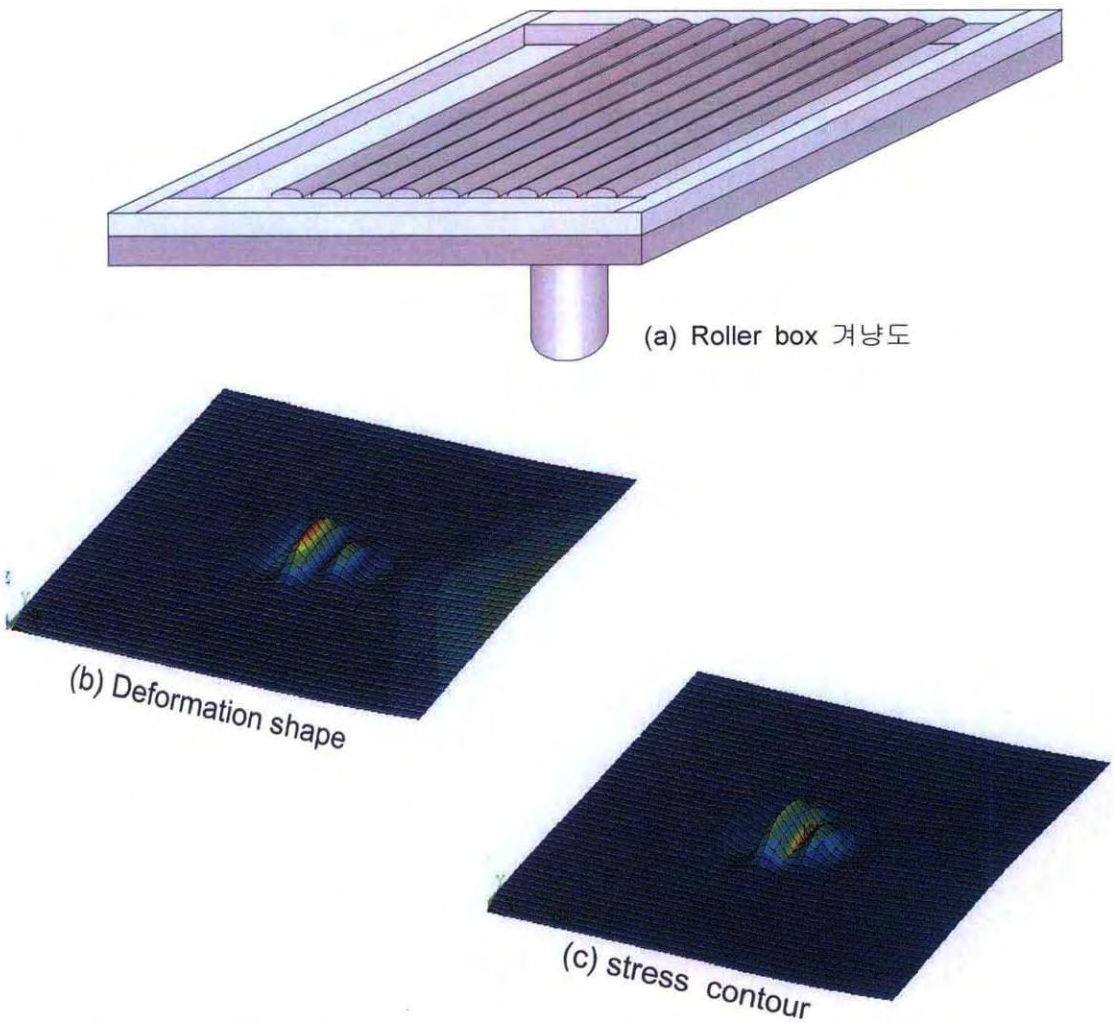


Fig. 3.11.27 전단 이동시 마찰 감소 용 Roller box의 구조해석 결과

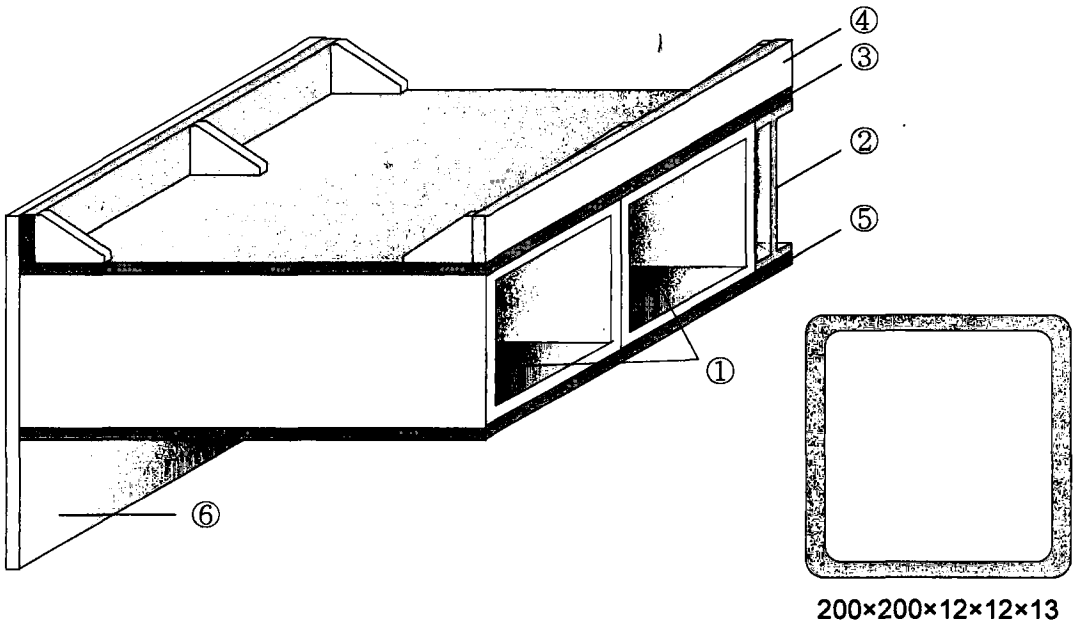
3.11.3 시행착오 후의 수정·보완한 기본 설계도

2차연도에 실내전단 시험(Lab. DSST)은 1차 시작품으로 충분히 진행했으나, 불량 암반 현장에 형성한 Test block의 직접전단 시험을 하고자 시험기를 운반하는데 애로가 많았다. 지게차 따위로 운반할 수도 있겠으나, 시험기를 경량화해서 가능한 한 소형 트럭에 인력으로 상/하차 가능하게 개발하는 것이 이 연구의 목적중의 하나이다. 그리고, 전단시험 후에 시료를 위치로 끌면서 잔류강도를 측정토록 고안되었는데, 제작자가 인장시의 Jack과 반력판을 연결하는 볼트 구멍을 Rib 용접시에 밀폐시켜버리는 착오가 있었다. 2차 연도에는 하중 전달판 판 두께를 16㎜로, 반력판은 모두 용접으로 일체로 제작하였다. 2차 연도 실적의 평가를 위한 설명회 이후부터 2007. 04.30 현재까지 개요 도면을 마무리 했다. 다만, 반력판을 제외하고는 하중 전달판, 상부 전단상자, 정항방지용 Linear pin roller bearing, 하부전단 상자 고정장치, 중심축 맞춤 Spherical platens, Center-holed jack, Load frame 회전방지용 앵커 등의 accessary나 jigs 등의 형식은 2차 연도와 큰 차이는 없다. 이런 관계로 연구의 3차 년도에 전술한 §3.11.2의 구조해석 결과를 참고하여 전면적으로 재설계 및 제작하였다.

모의 시험장에서, 콘크리트 블록으로 직접전단 시험을 Load farme의 성능을 검사했다. 이 결과로 다음과 같은 시행착오를 겪었다.

- 최상단 시료를 전단할 때에 하부 Test block을 고정시키는 것이 미흡했다. 그래서, 그림 3.11.52~56과 같은 전용 부품을 설계/제작하여 재시도하였다. 그런데, 콘크리트 바닥에 고정한 모의 Test block의 밑 부분이 전단되어 실패하여 재보완하였다.
- 수직하중 지압판과 상부 상자는 하중을 시료에 자연스럽게 전달시키코자 상부 전단 상자와 완전 자유로 설치했으나, 전단 상자와 지압판이 별개로 거동되어 의도한 전단시험을 수행할 수 없었다. 그래서, 상부 전단상자와 수직하중 지압판을 볼트 접합식으로 보완한 결과 전술한 현상을 생기지 않았다.
- 현장시험에서는 수직하중 Anchor bolt 지압판이 문제가 있어서 재보완한 것이 그림 3.11.57이다.

여기서는, 이러한 시행착오 끝에 최종적으로 수정 보완한 기본 설계도 중에서 중요 부품들의 Layout 도면만 정리하여 제시한다



■ 4각 Pipe 200×200×12×12×13 - L600, W = 67.9 kgf/m(40.74 kgf)
A = 86.53 cm^2, $I_x = I_y$ = 4980 cm^4, $Z_x = Z_y$ = 498 cm^3, $i_x = i_y$ = 7.59 cm
■ 4각 Pipe 200×150×9×9×10 - L636, W = 45.3 kgf/m(28.81 kgf)
A = 57.67 cm^2, I_x = 3170, I_y = 2010(cm^4), Z_x = 317, Z_y = 270(cm^3),
i_x = 7.41, i_y = 5.93cm

그림 3.11.28 Honey combed type 반력판 명칭과 주재료의 역학특성

표 3.11.14 전단 하중 1.2 MN 용 반력판 2조의 주요 부재 개요

번호	설계자의 명명	치수	부재의 기능	W, kgf	갯수
①	4 각 Pipe	200×200×12 - L600	반력판 주부재	40.74	4
②	H - type 보조부재	50×200×12-L120	높이조절 보조부재	3.16	6
③	연결용 상부판	450×600×14	□-Box 상부 고정	29.67	2
④	상부판 Rib 보강	65×20×450+Δ-형	전단하중 보강	9.18	4
⑤	연결용 하부판	450×600×14	□-Box 하부 고정	29.67	2
⑥	전단하중 전달판	450×423×18	전단하중 전달	26.90	4

기타 : 소요 재료(기성품) ; 고장력 볼트(F 10 T) M22×p2.5 - 190개
접시머리 6각 볼트 M16×p2.0 - 28개

■ 불량 암반 현장에 형성된 Test block(380×380×420)을 4단계로 전단하기 위해 개발되는 시험기의 Load frame 일부임

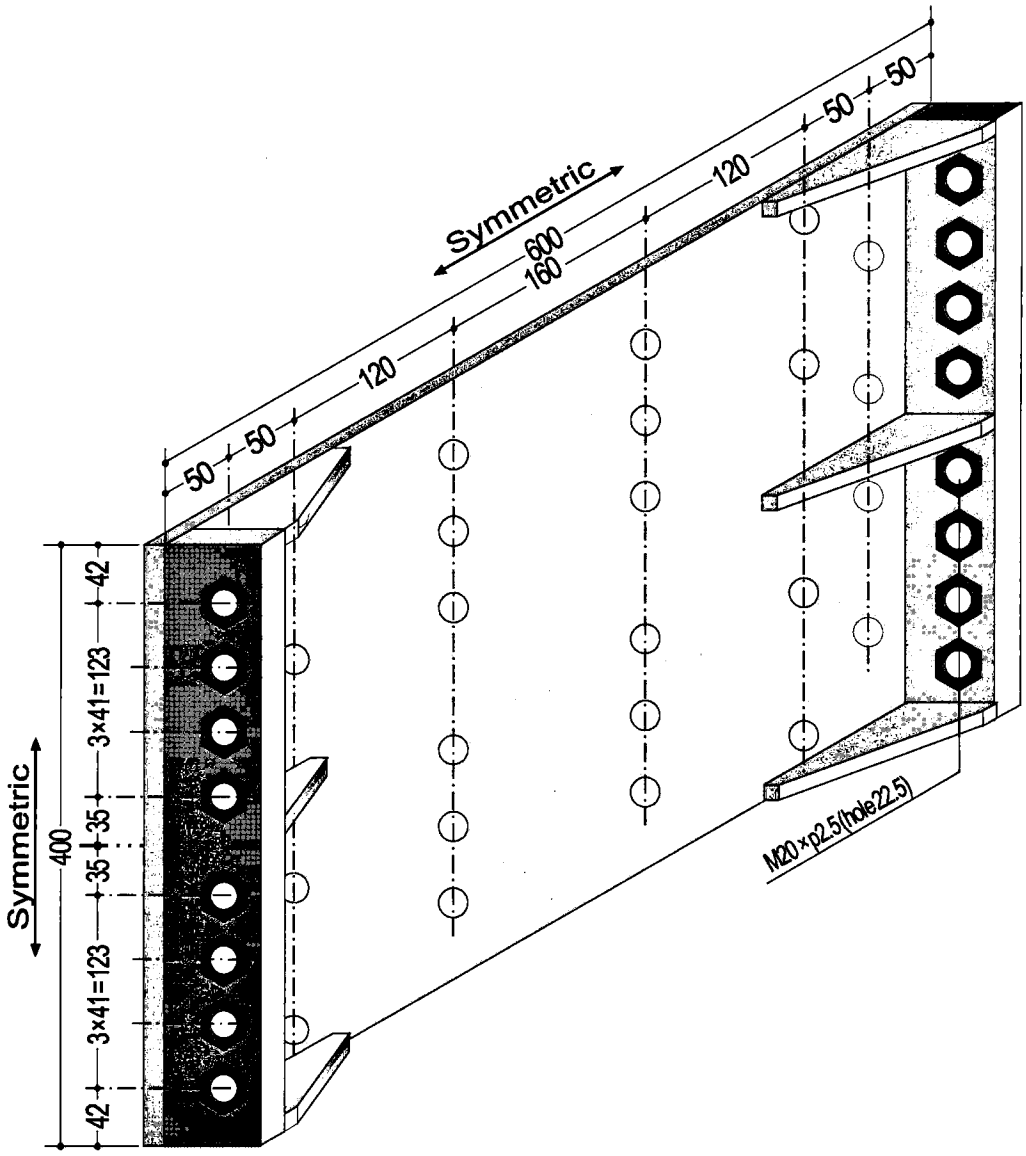
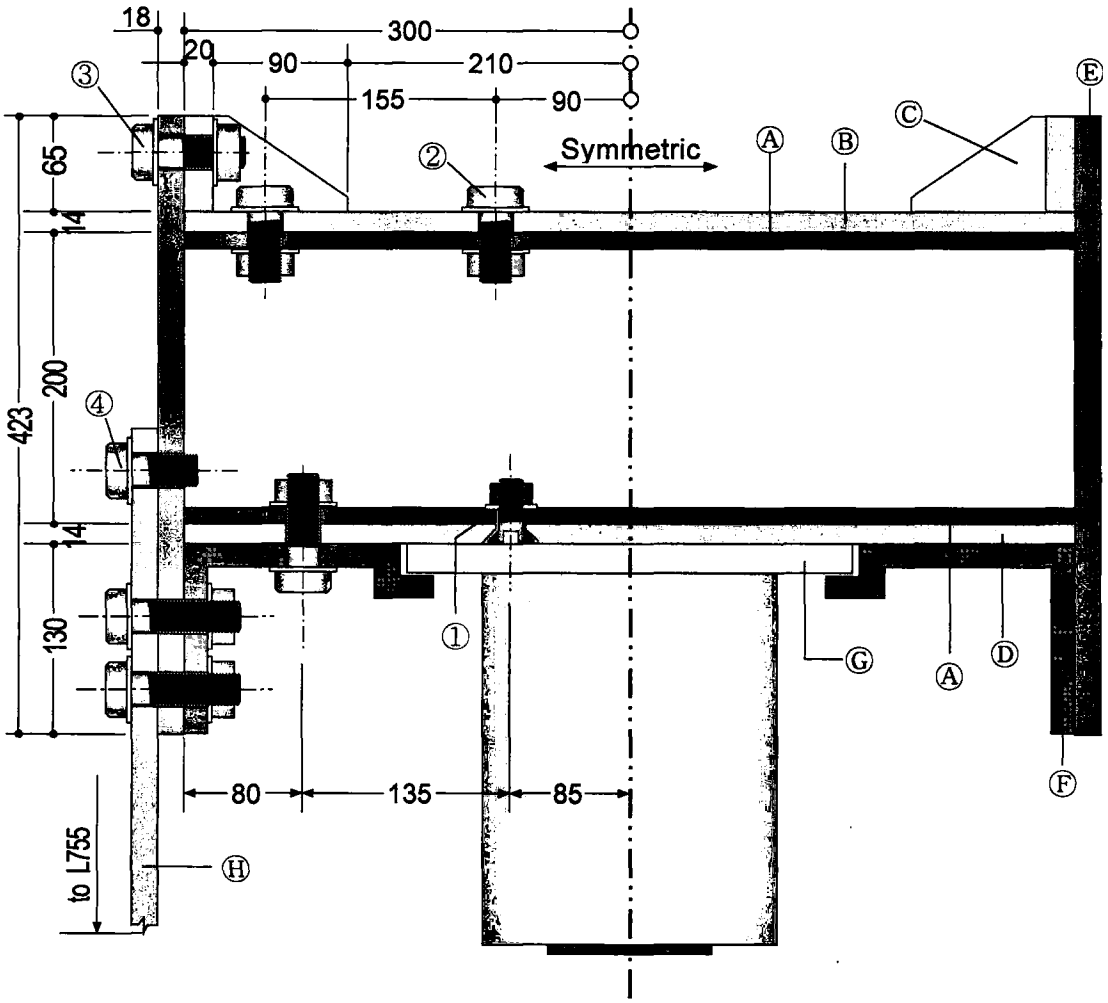


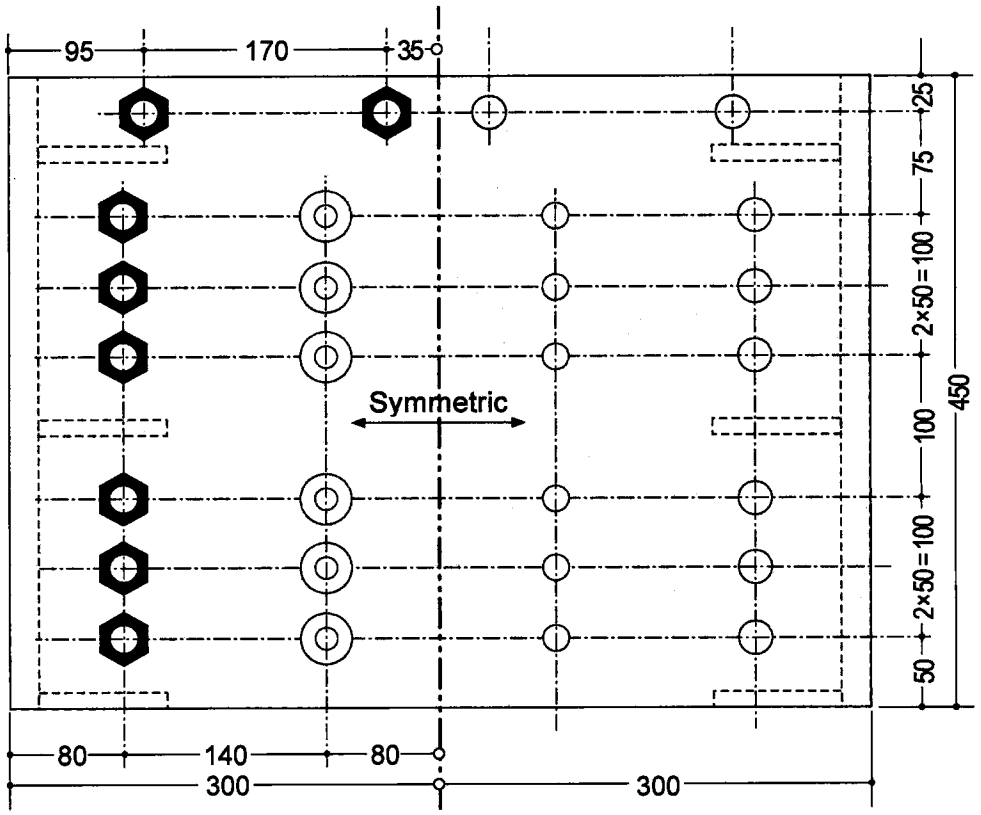
그림 3.11.29 4 각 Pipe 외측 고정판의 설명도



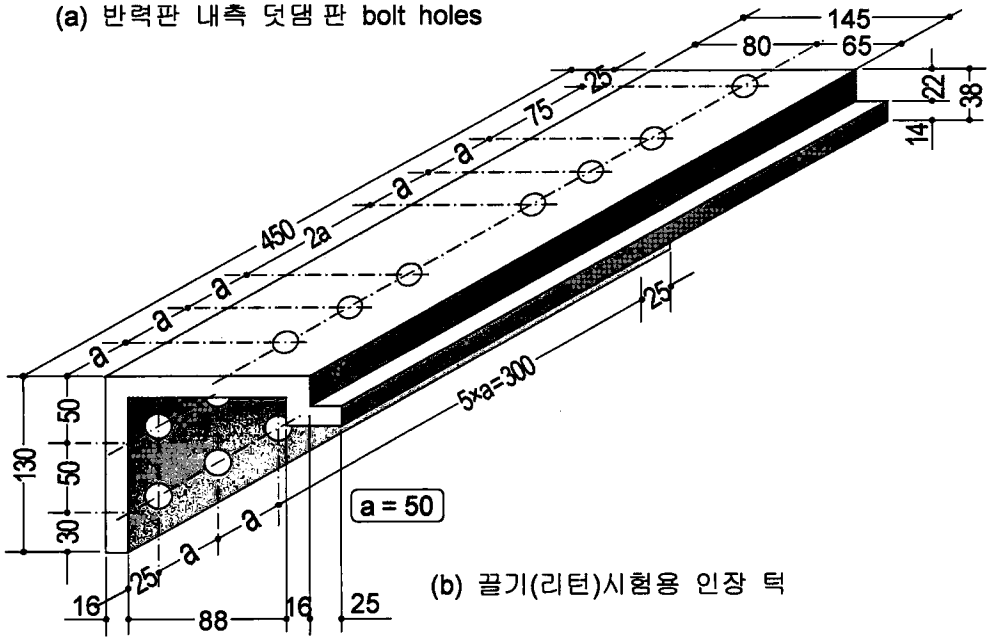
Ⓐ Honey-combed 내부 4각관	Ⓑ 외측 덧댐 판
Ⓒ 외측 덧댐판 보강 리브(용접)	Ⓓ 내측 덧댐 판
Ⓔ 하중 전달판 Ⅰ(모두 tap M22)	Ⓕ 인장턱
Ⓖ Hyd. jack base	Ⓗ 하중 전달판 Ⅱ(모두 holes M22)
① 접시머리 M16	② M22
③ M20	④ M22

그림 3.11.30 전단하중(수평하중) 반력판 + 하중 전달판 조립 시스템

	볼트종류(명칭)	공칭경	pitch	hole	L_{min}	N(ea,)
◎ ○	6각 접시머리 렌치볼트	M16	2.0	18.0	40	12
⬢ ○	고장력 볼트(F 10 T)	M22	2.5	23.5	44	34



(a) 반력판 내측 덧댐 판 bolt holes



(b) 끌기(리턴)시험용 인장 턱

그림 3.11.31 반력판 내측면 덧댐판 및 인장 턱의 bolt holes

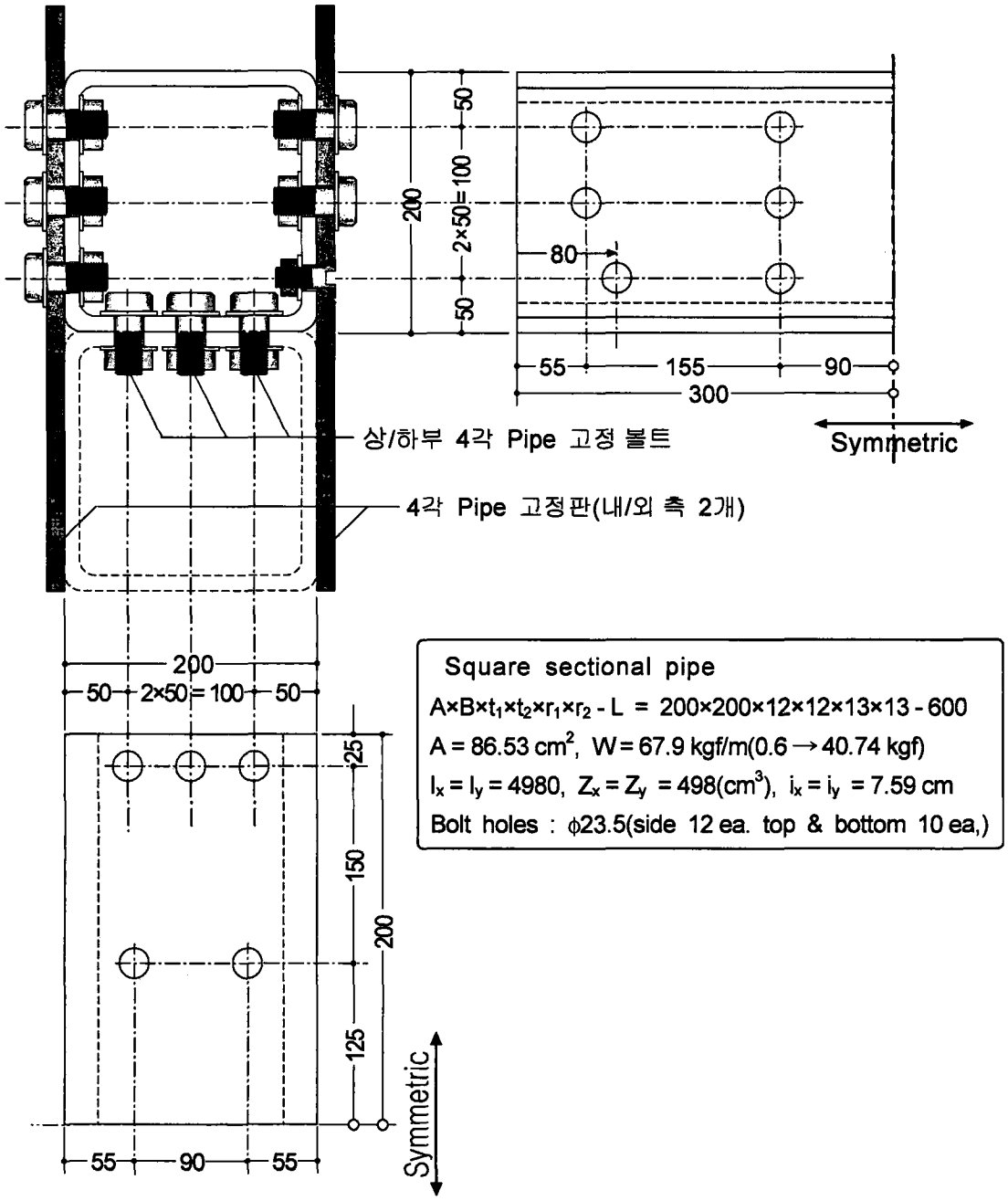


그림 3.11.32 정방형 강관의 bolt holes 위치와 크기

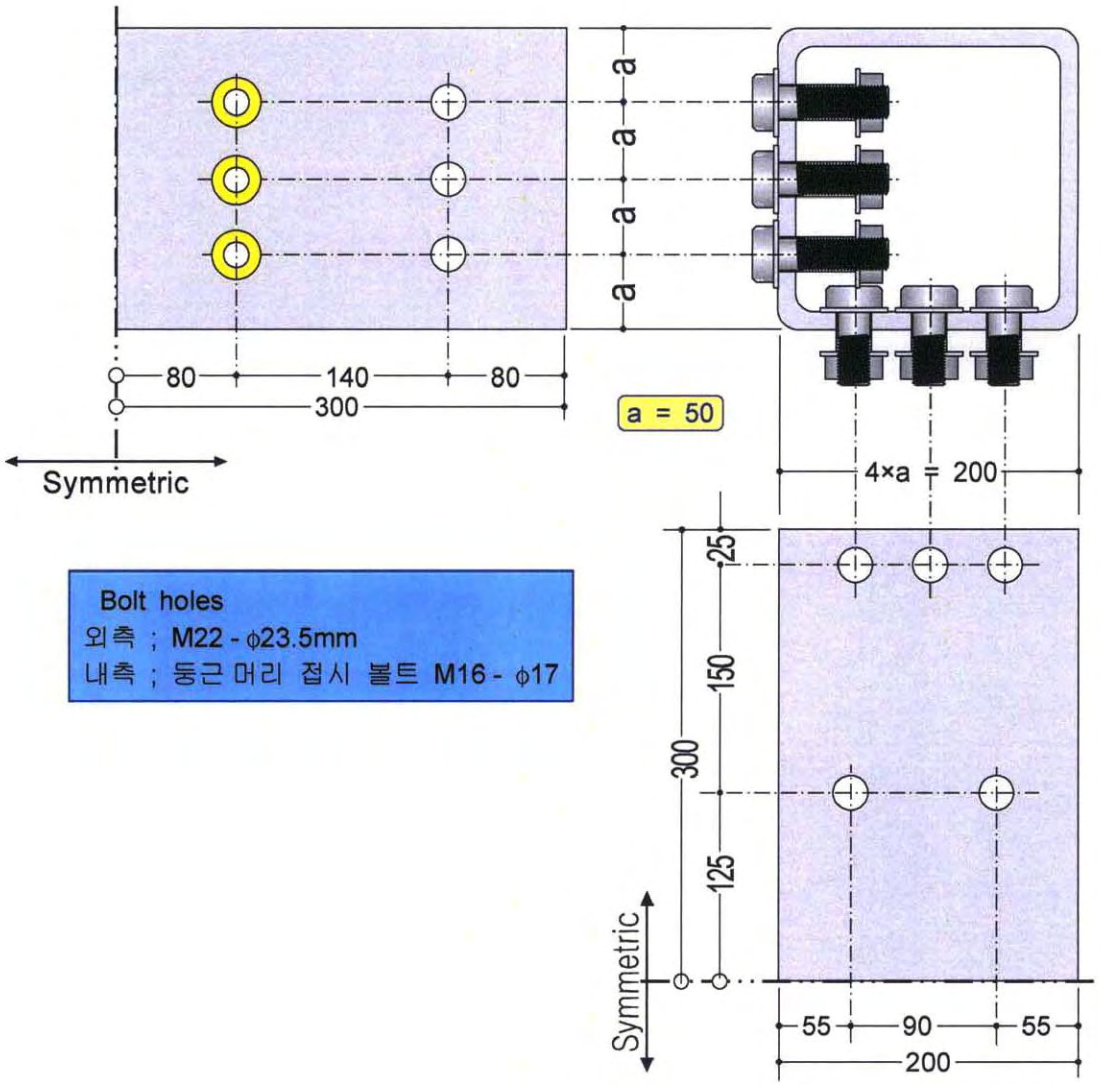


그림 3.11.33 4각 관 내측면 및 하부측 bolt holes 위치와 크기

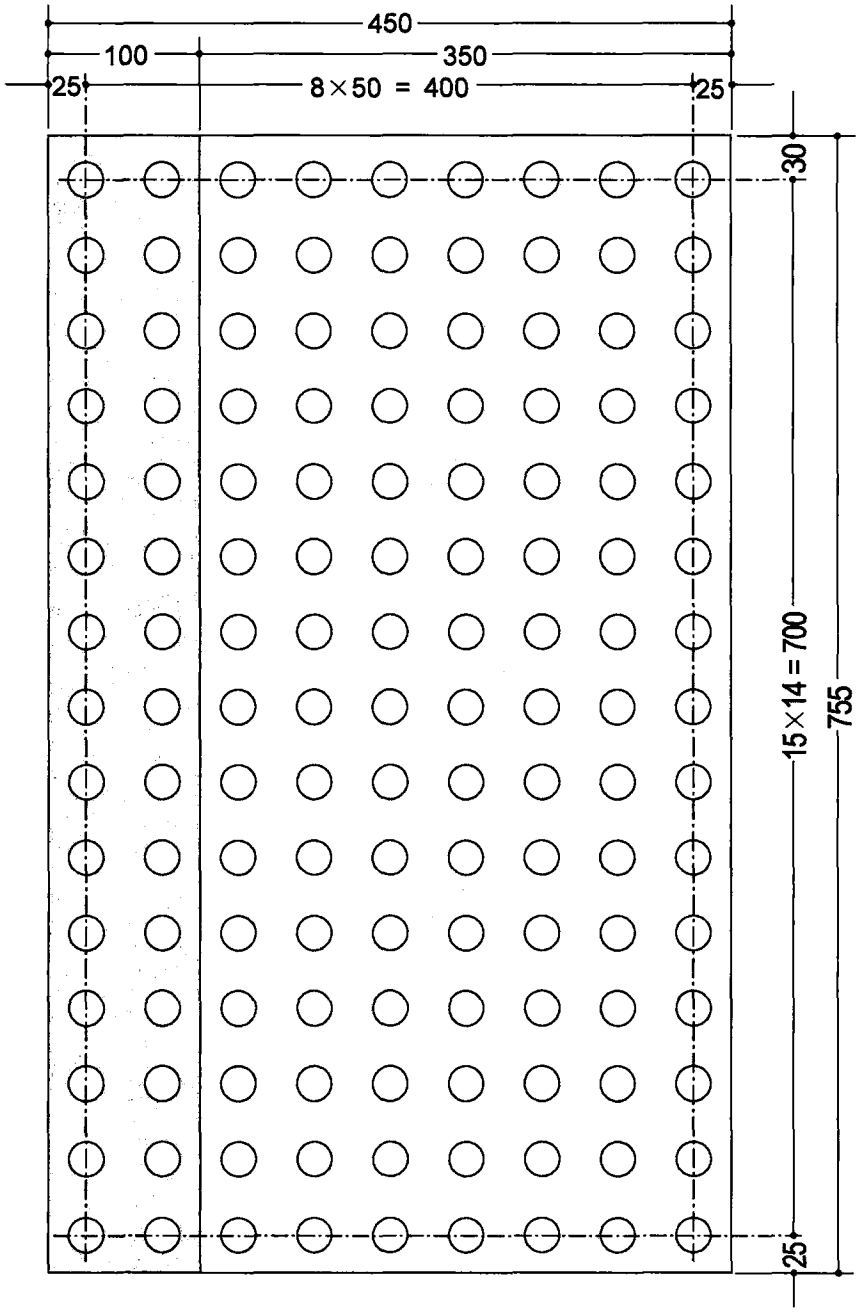
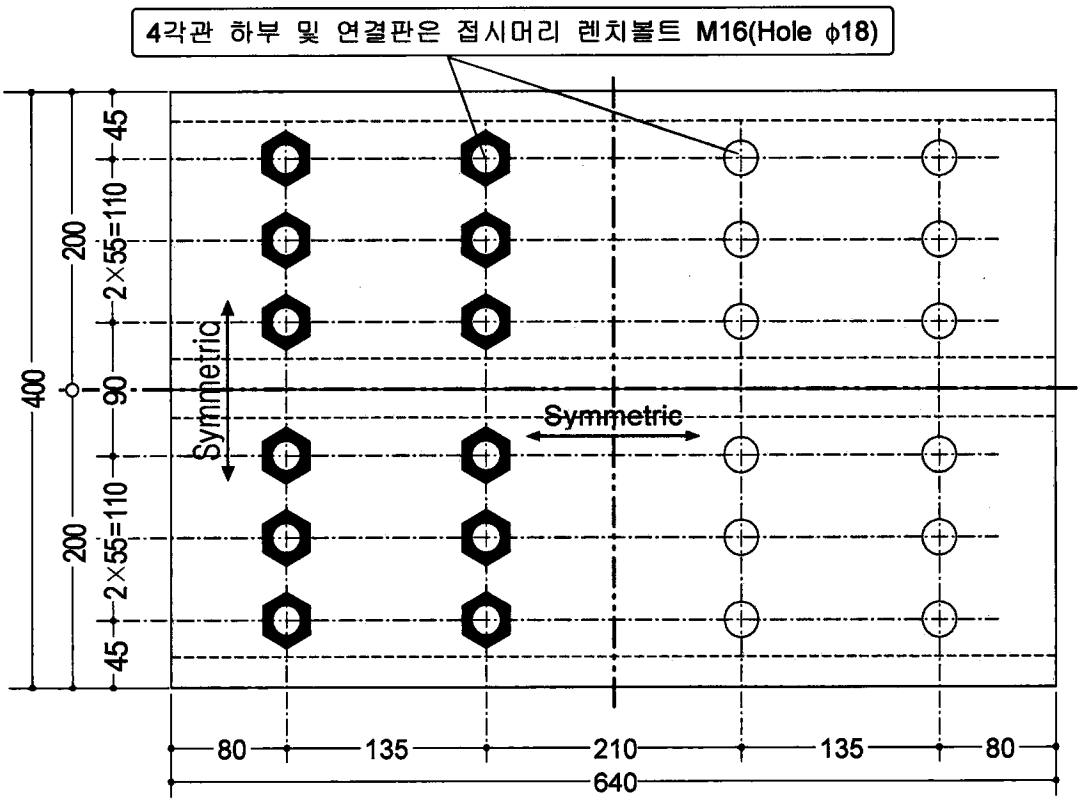


그림 3.34 전단하중(수평하중) hyd. jack 부분 전달판
(350×755×18 & 100×755×18 - 2 개)



유의 사항

- 4각 Pipe 200×150×9×9×10 - L604, W = 45.3 kgf/m(28.81 kgf)
  A = 57.67 cm^2, I_x = 3170, I_y = 2010(cm^4), Z_x = 317, Z_y = 270(cm^3),
  i_x = 7.41, i_y = 5.93cm
- 4각 Pipe는 B400×H150으로 2개의 덧댐판(400×640×12)으로 고정함.
- 외측 덧댐 판은 그림과 같이 모두 M22(Hole diam. 23.5mm)
- 외측 덧댐 판은 전단 보강용 Rib 3개를 용접함(전단하중 반력판과 동일하나,측면 덧댐 판은 16×65×400, 모두 M22 tapping 만 다름)
- 4 각 Pipe 및 하부용 연결판은 중앙 2줄은 접시머리 렌치볼트 M16 (Hole diam. 20mm)로 뚫을 것(위치는 동일함).

그림 3.11.35 수직하중 반력판의 4각관 및 덧댐 판의 bolt holes

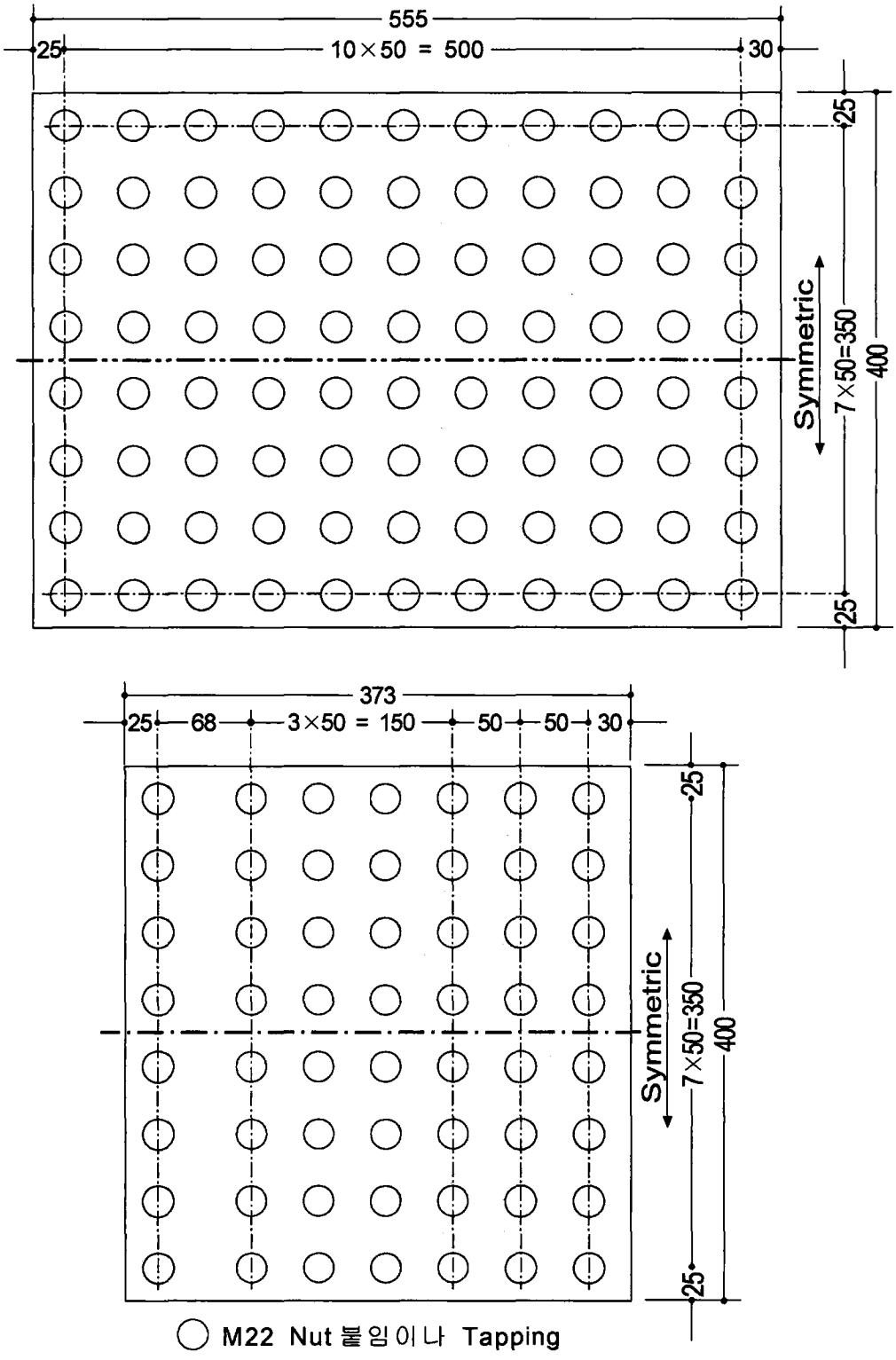


그림 3.10.36 수직하중 전달판의 Bolt hole(모두 M22) t16-2개

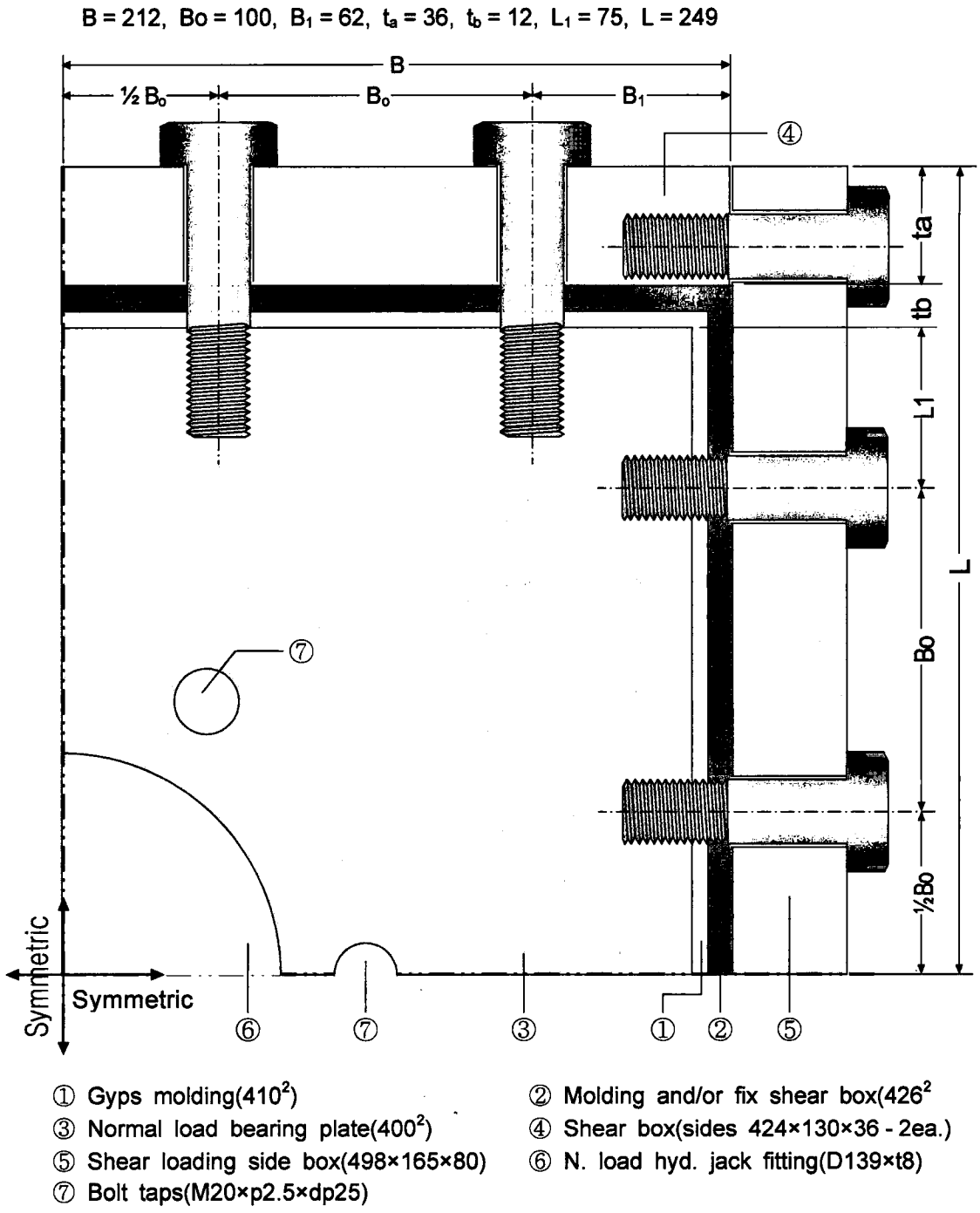


그림 3.11.37 수직하중 지압판/상·하부 상자/Gyps molding 상관성

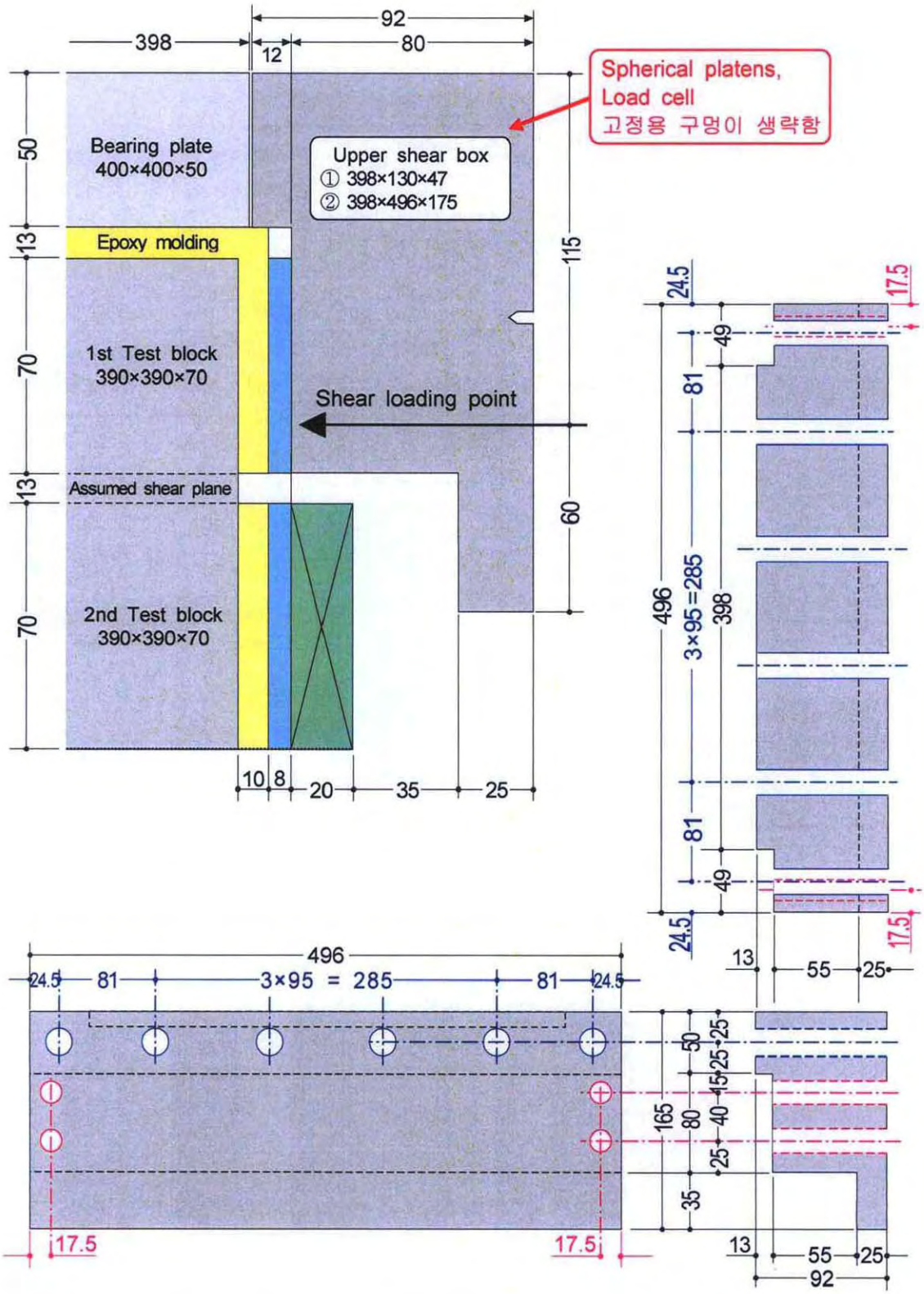


그림 3.11.38 상부 전단 상자의 load cell 측면판 조립도

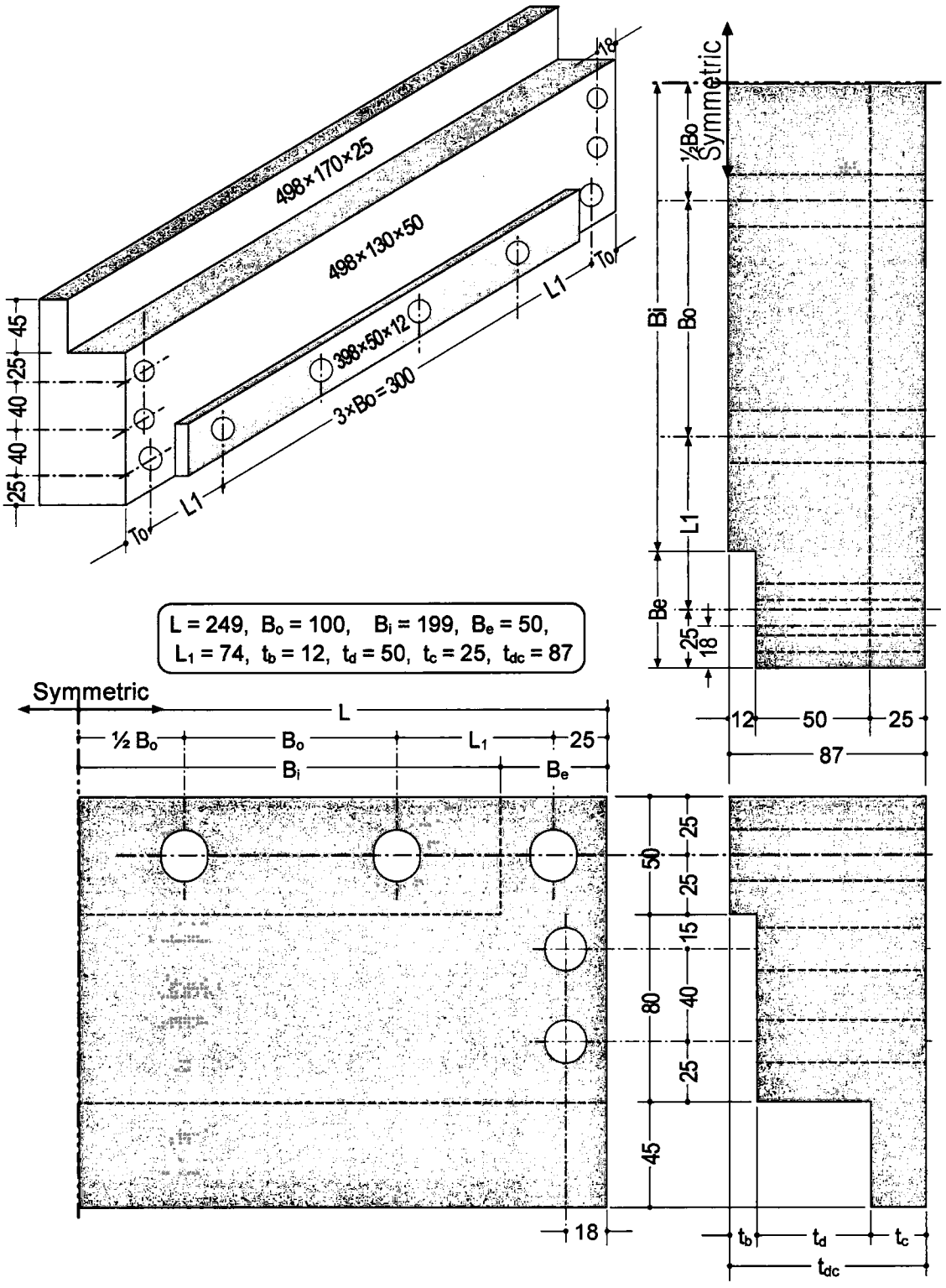


그림 3.11.39 상부 전단 상자의 하중측 판(반대측은 t_c 부분만 없음)

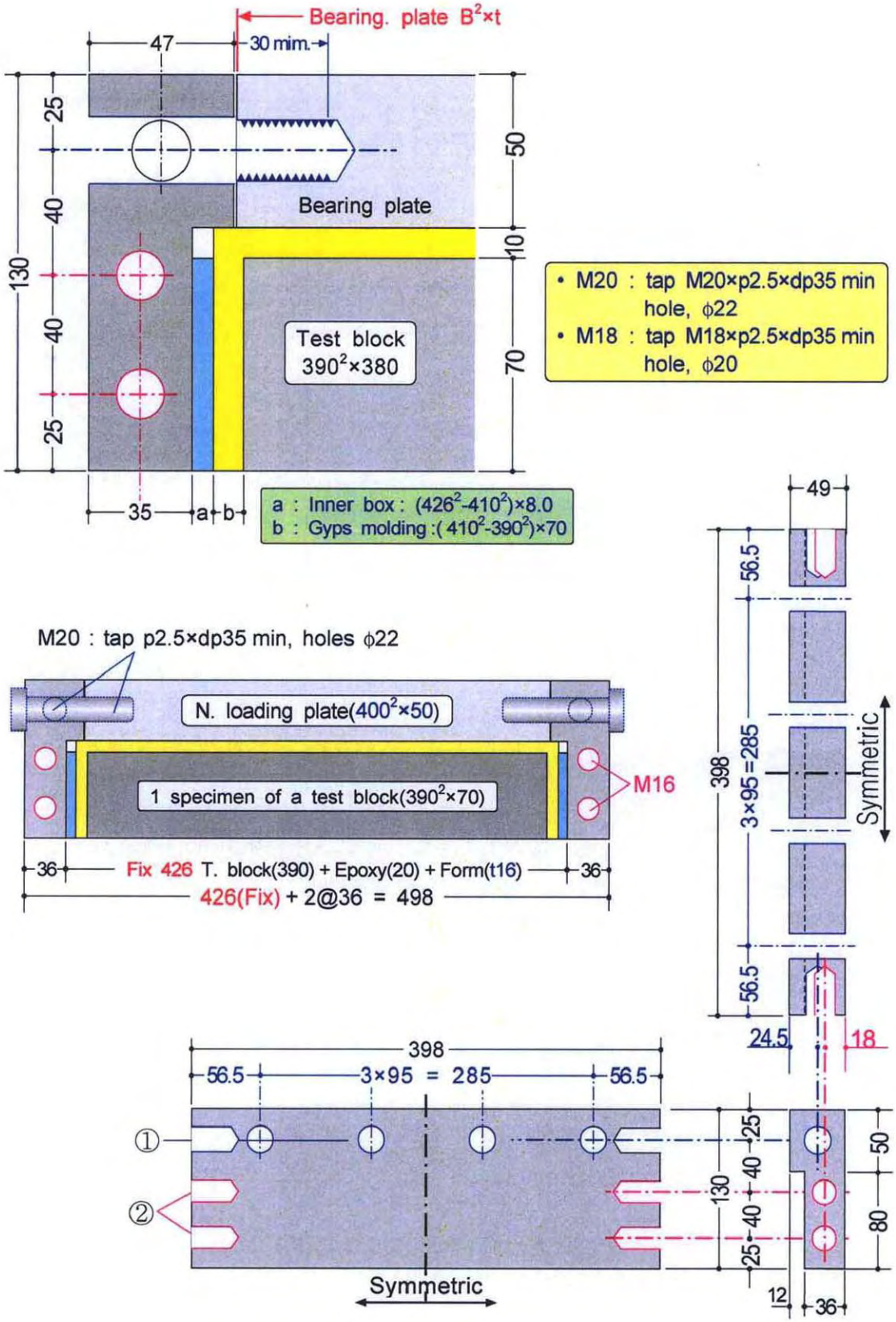


그림 3.11.40 상부 상자의 작용하중 측판 상세도 - 2개

Symbole	공칭경	pitch	depth	Length	N
○ ⟩	M20	2.5	35	83	8
○ ⟩	M16	2.5	30	78	8

B = 212, Bo = 100, B_1 = 62, t_a = 36, t_b = 12

- 소재는 Duralumin(ALUMEC '89)
- Tap은 모두 'Heli-coil'로 보강
- Bolt holes : M20 -22mm, M16 - 18mm

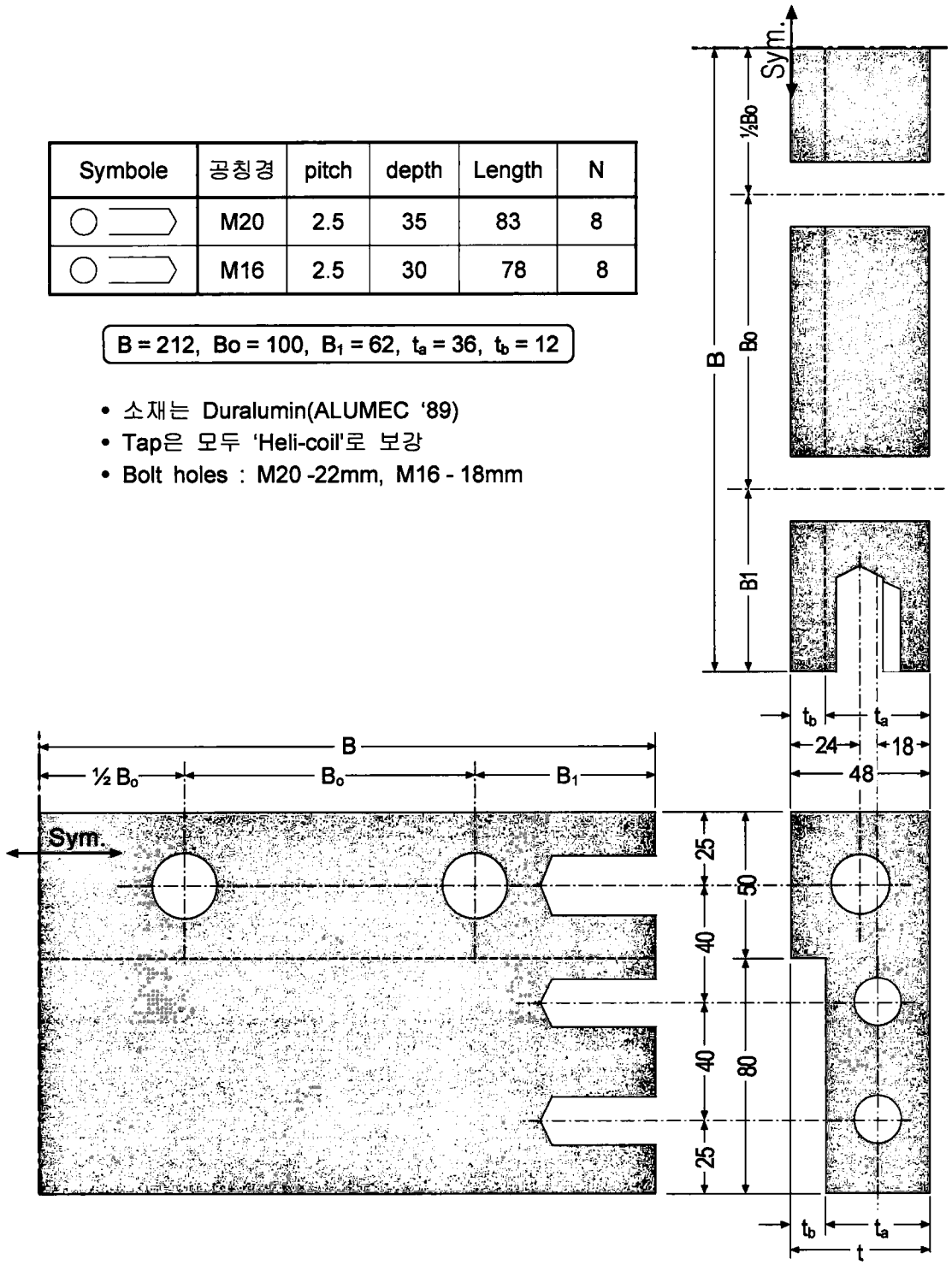


그림 3.11.41 하부 전단 상자 측면판(2개)-Alumec-89

Symbol	공칭경	pitch	depth	Length	Number
◯	M20	2.5	40	75	6
◯	M18	2.5	35	70	4

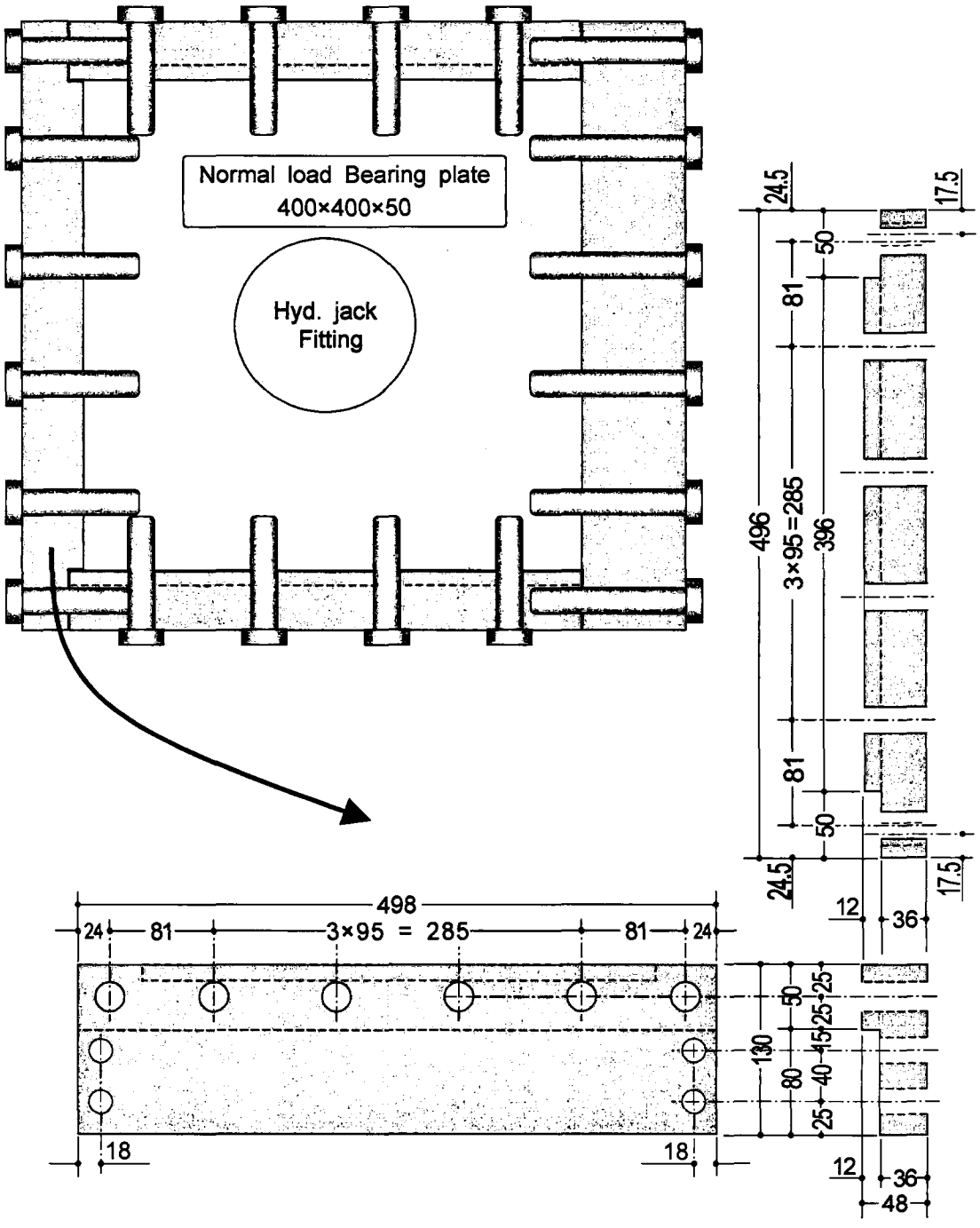
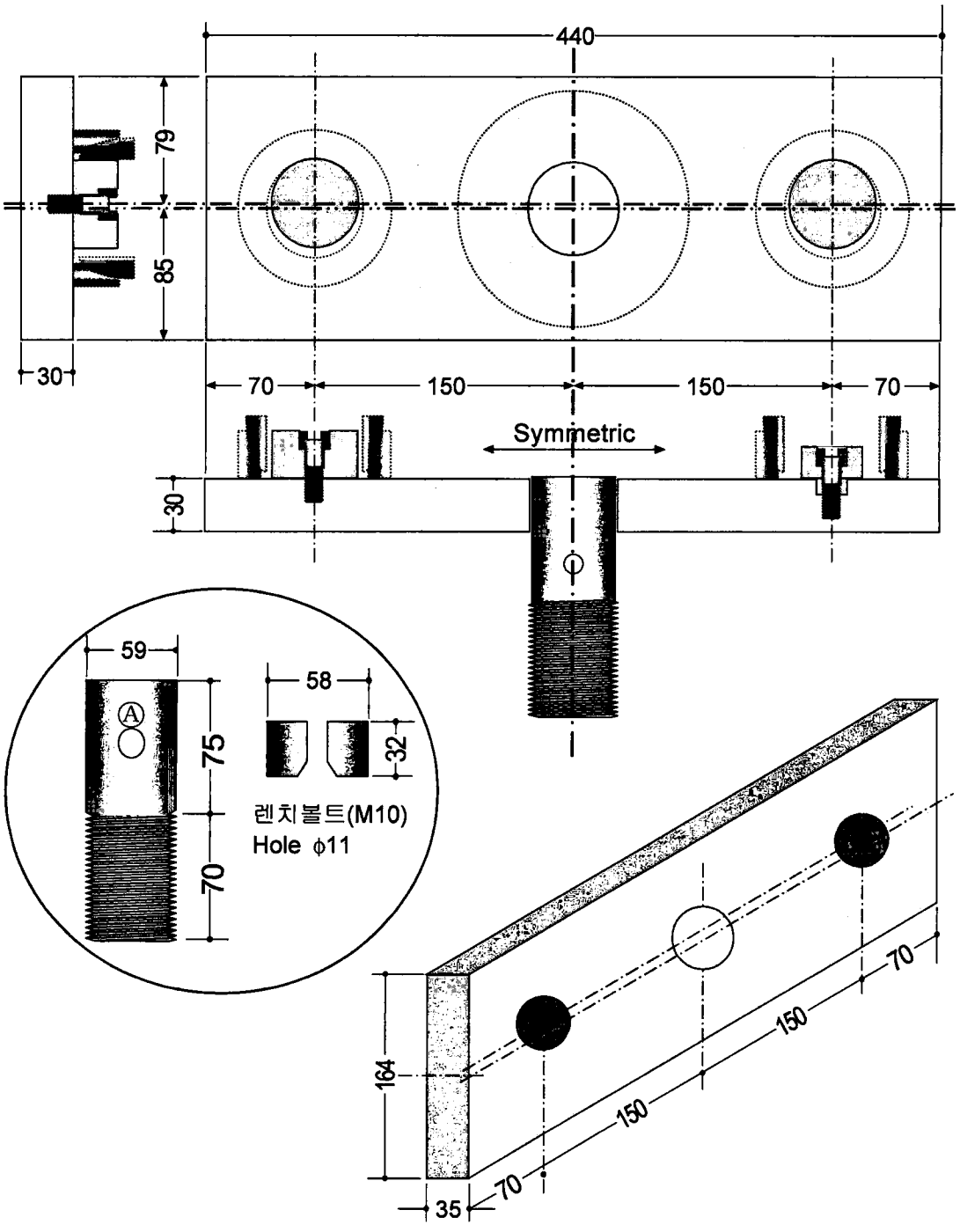


그림 3.11.42 상부 상자 load cell 부분 반대측 판



- 판 소재는 SKD-급
① Large size : Threads ; M59×p3.0×dp35 & dp70
Ⓐ Bolt를 풀고/잠그는 손잡이 Tap ; M12×p1.75×dp10 - 4개
② Small size(Duralumin 3024) ; 2 ea. Threads M10×p1.75×dp10

그림 3.11.43 전단하중 잭 + 하중계+ 축 맞춤구좌+전단 상자 연결부

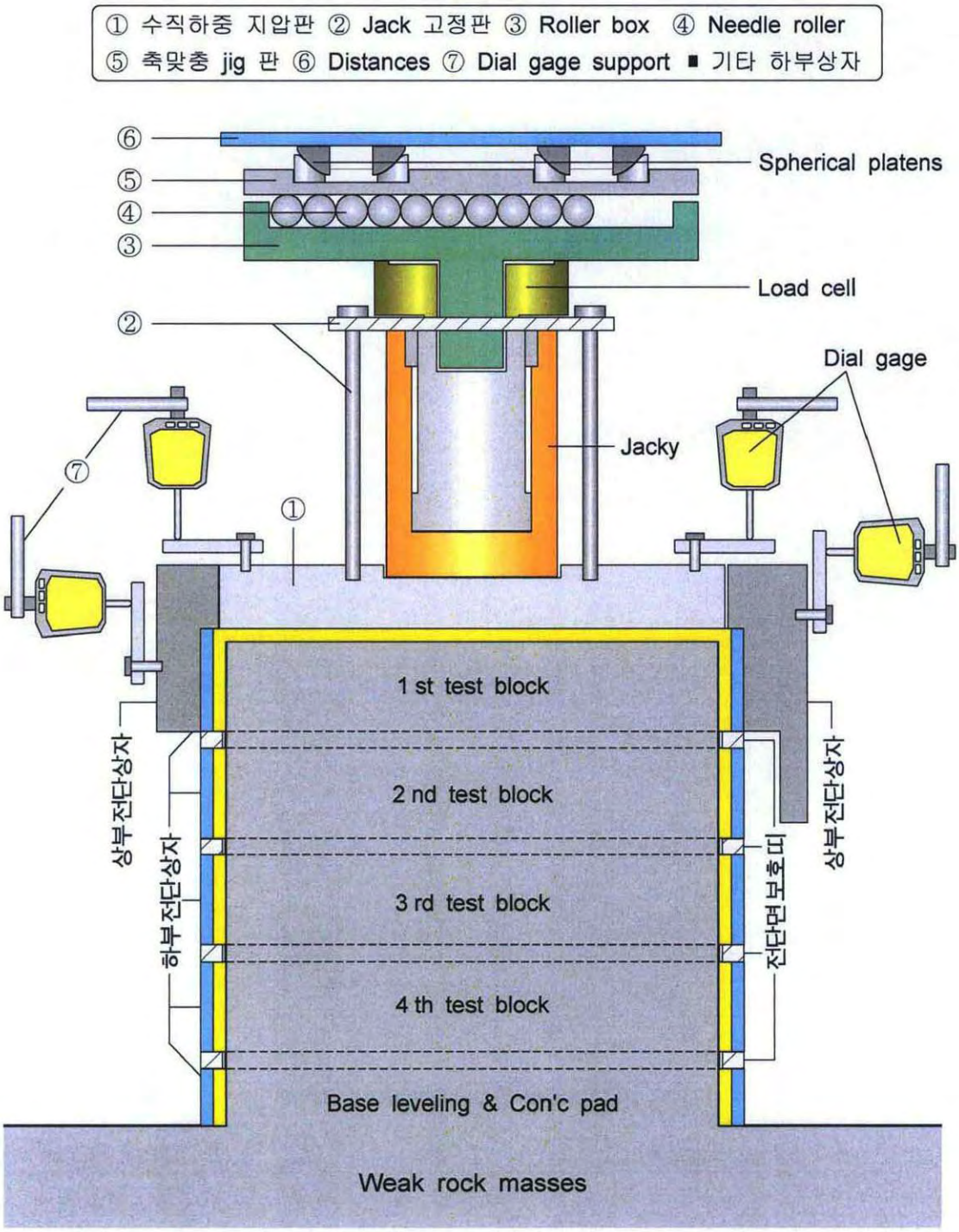
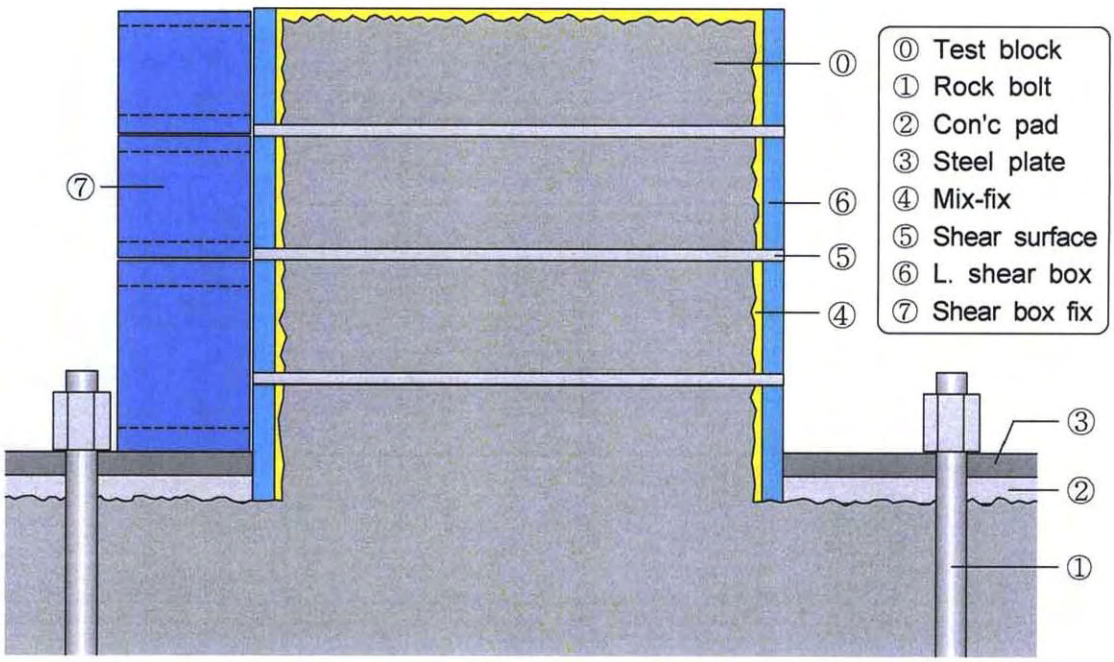
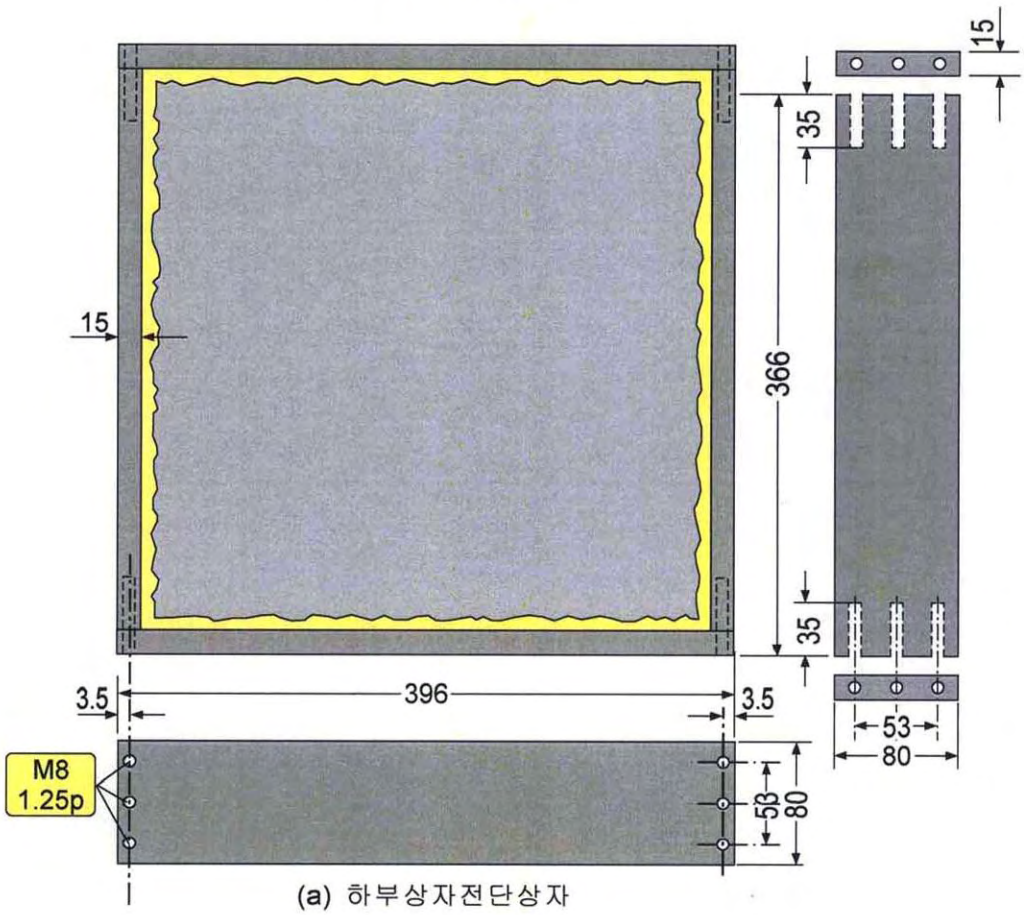


그림 3.11.44 Test block/상·하부 전단 상자/수직하중 지압판 조립도



(a) 하부상자 system



(a) 하부상자전단상자

그림 3.11.45 하부상자 시스템 및 하부상자(시료 350 × 350 × 420)

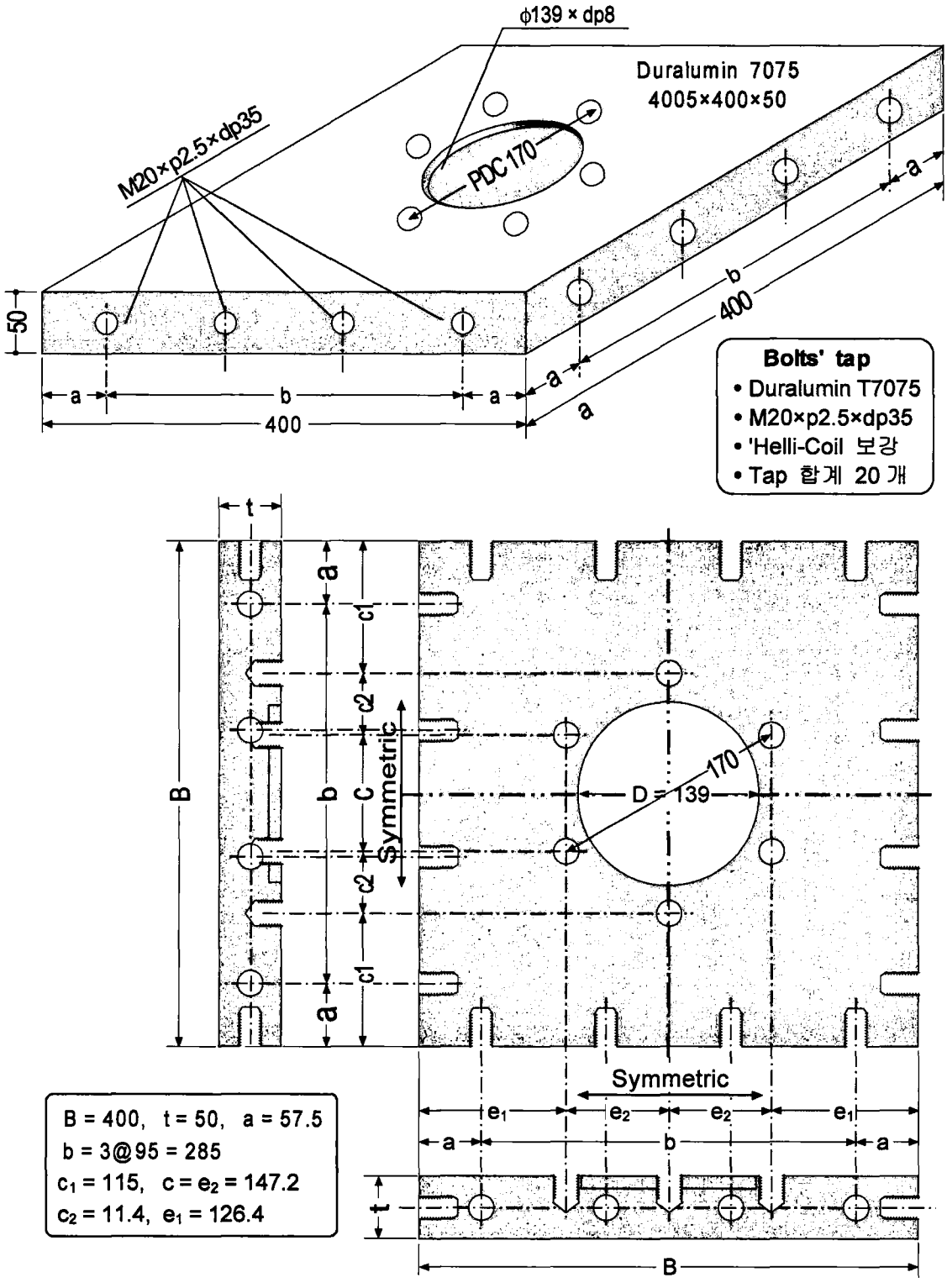


그림 3.11.46 수직하중 지압판(Bearing plate) ; Duralumin T7075

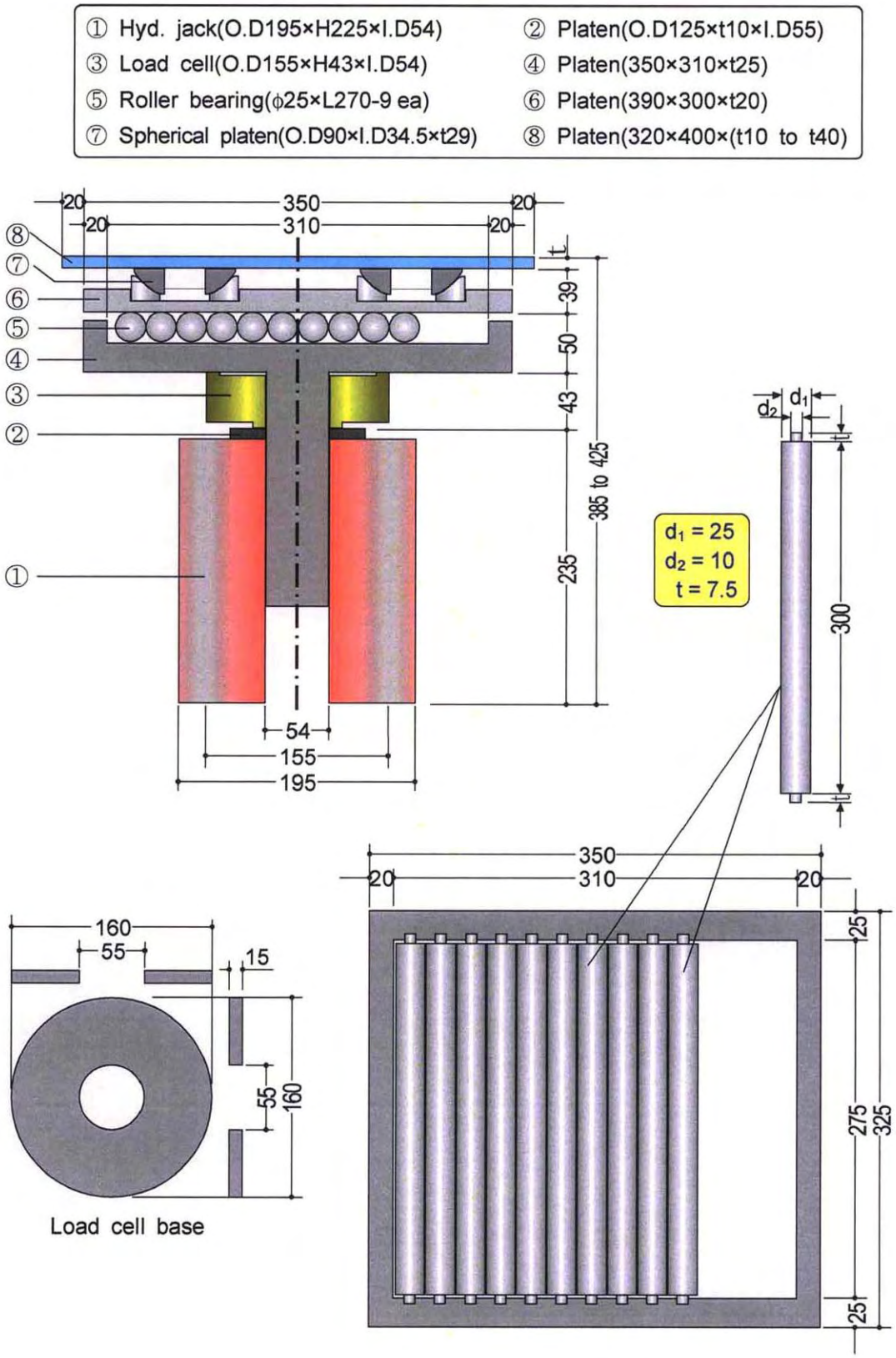
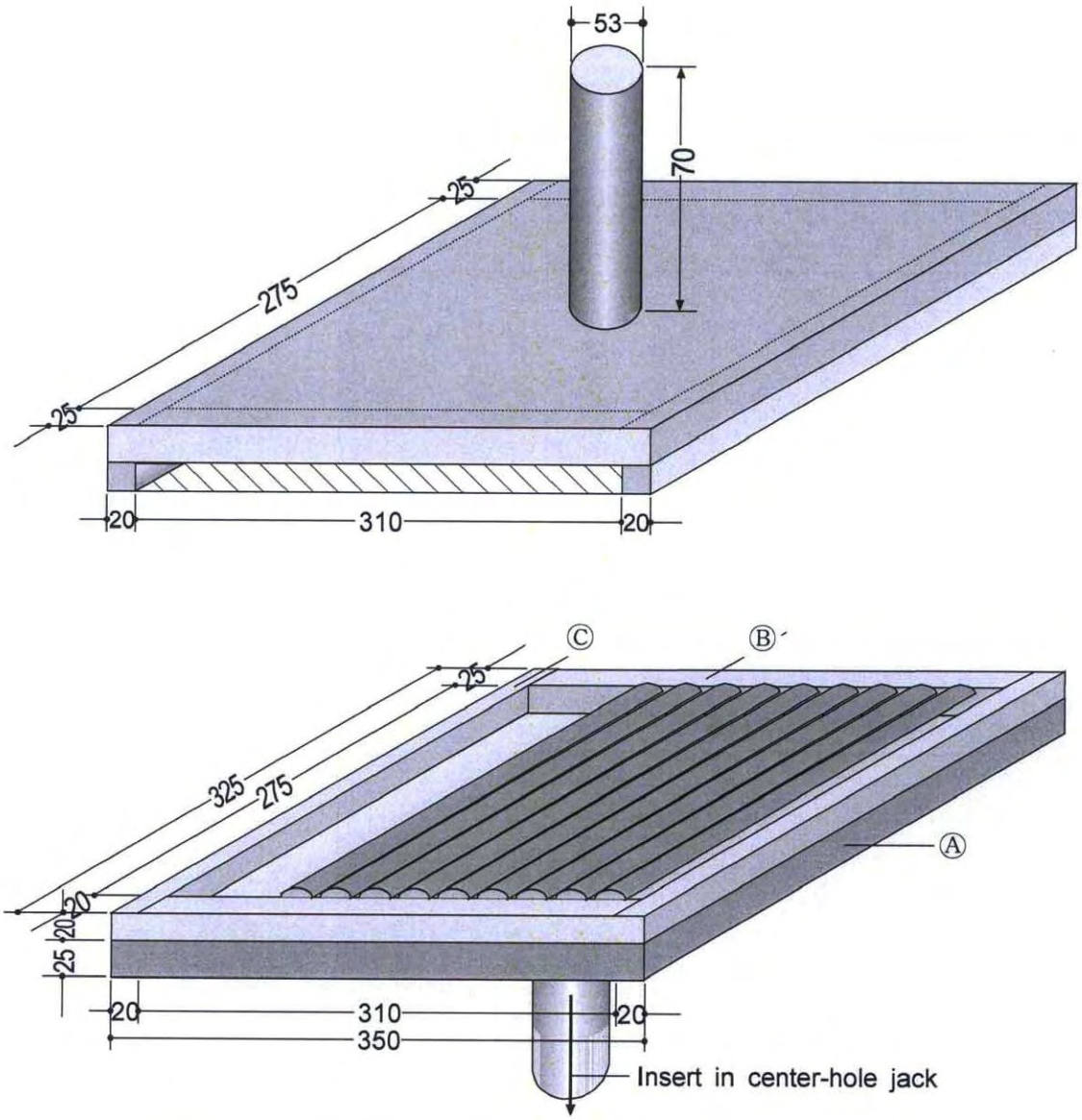


그림 3.11.47 상부 상자 이동시 마찰감소용 Roller box system



Weight	Roller box base : (325×350×25)(7.88)	= 22.41
	Box edges Ⓐ : 2(325×20×20)(2.88)	= 0.75
	Box edges Ⓑ : 2(310×25×20)(2.88)	= 0.90
	Side plate Ⓒ : (65×316×25)(7.88)	= 3.84
	L. cell jig : ¼π(125² - 55)²(10(7.88)	= 0.80
	Rod in jack : ¼π(53.5)²(200)(7.88)	= 3.54
	Roller bearing : 9(¼π(25)²×270)(7.88)	= 9.40
	Spherical platen box : (350×400×20)(2.88)	= 8.06(별도)
	Distance jigs : (350×400×10, 25 & 35)	= 4.03

그림 3.11.48 Roller box base 및 flat roller 상세도(SUJ-급)

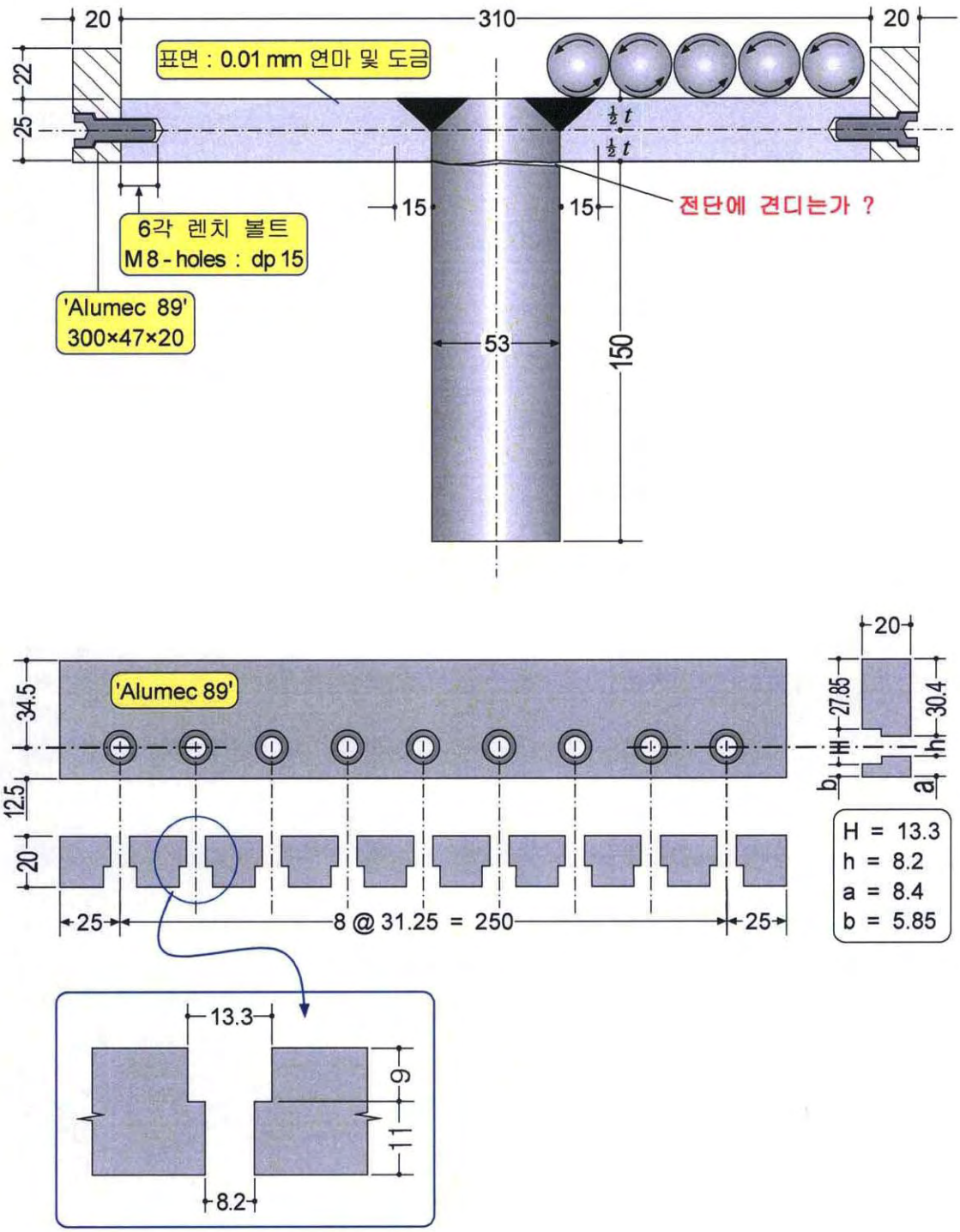
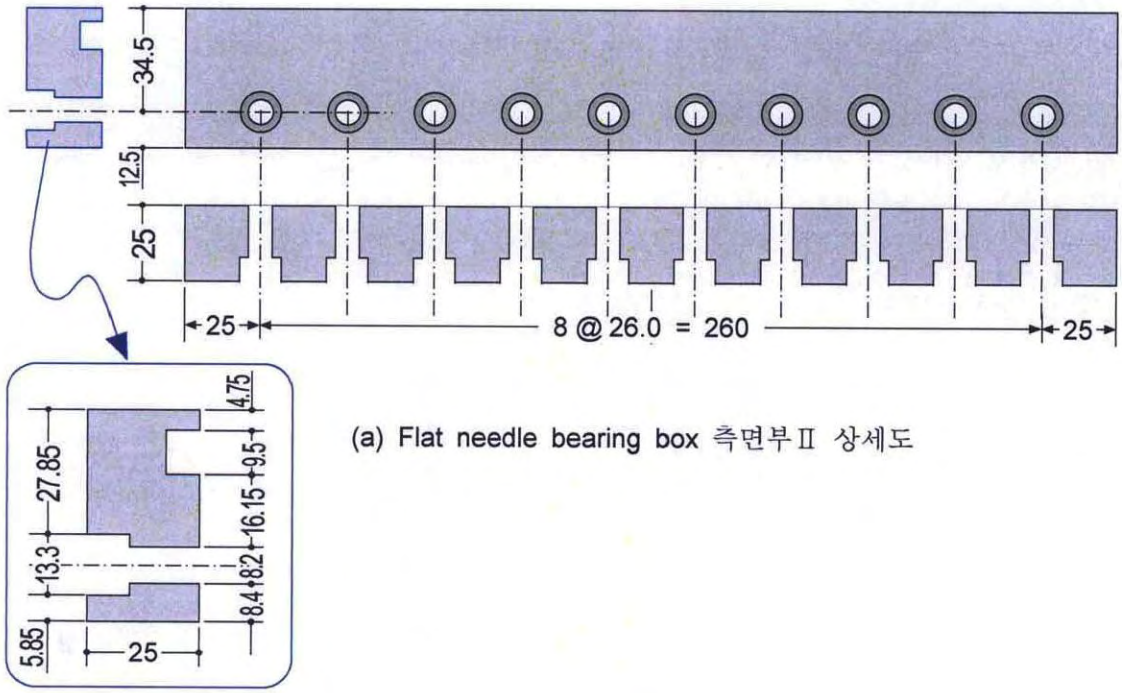
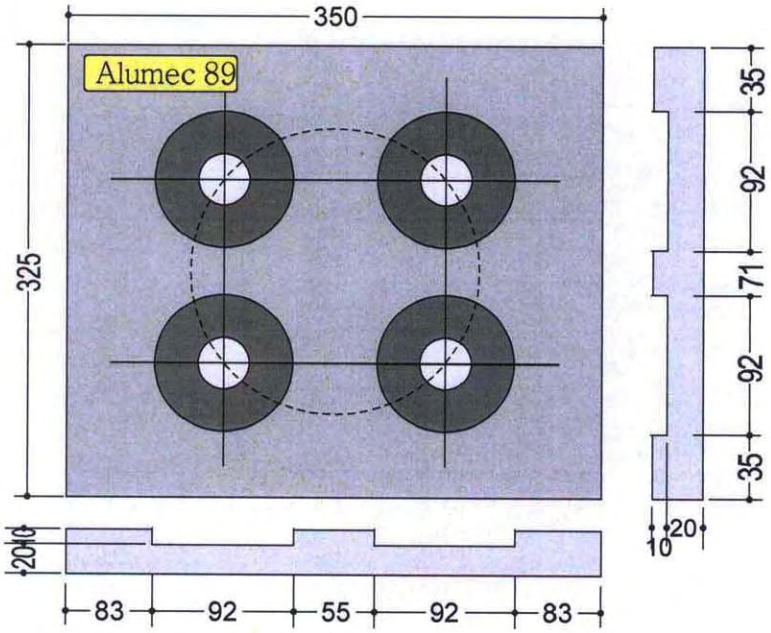


그림 3.11.49 Roller housing 측면부 I 상세도

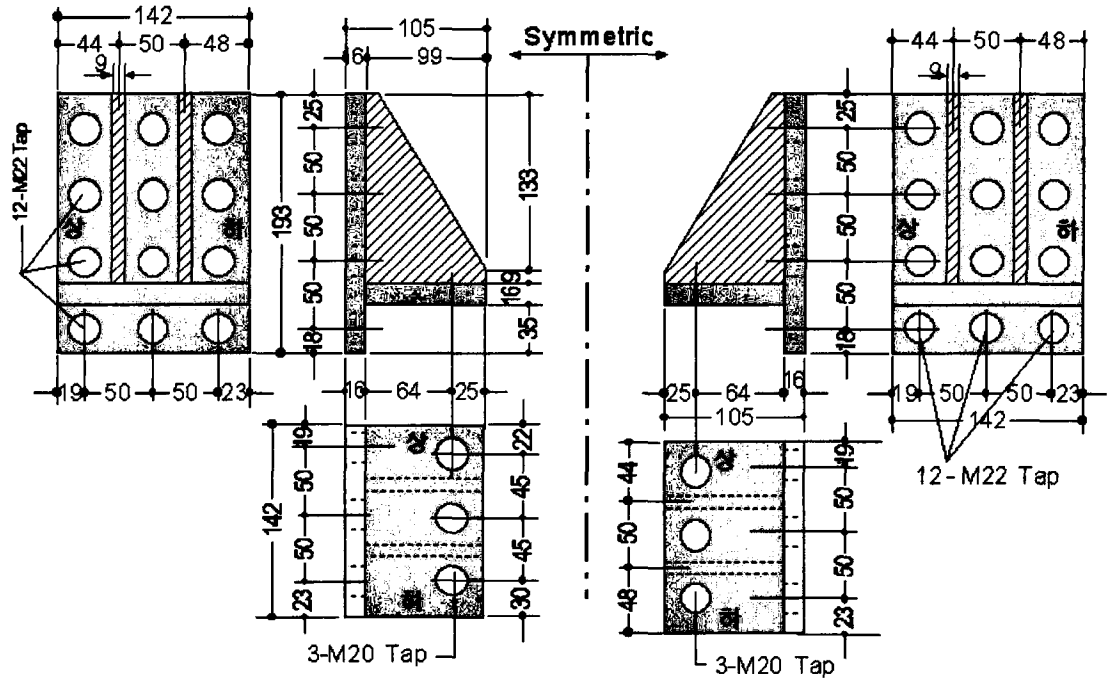


(a) Flat needle bearing box 측면부Ⅱ 상세도

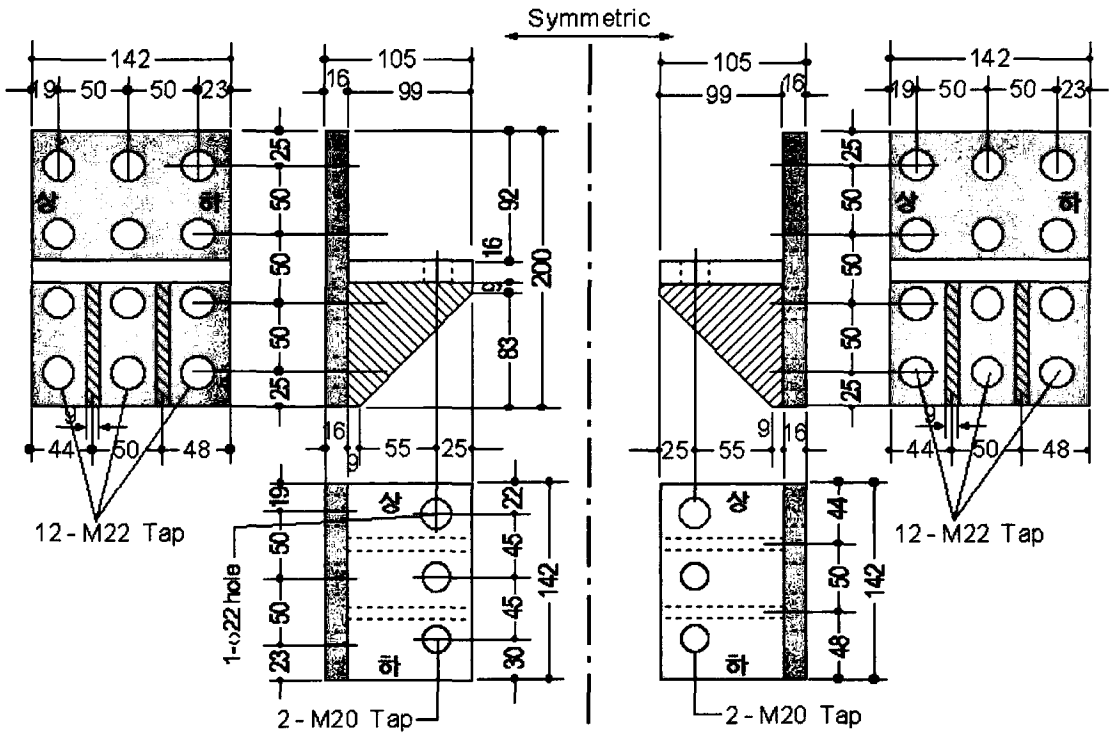


(b) 수직하중 축맞춤 구좌판(구좌 4개 별도)

그림 3.11.50 Roller box 측면부Ⅱ 및 축맞춤 구좌판 상세도

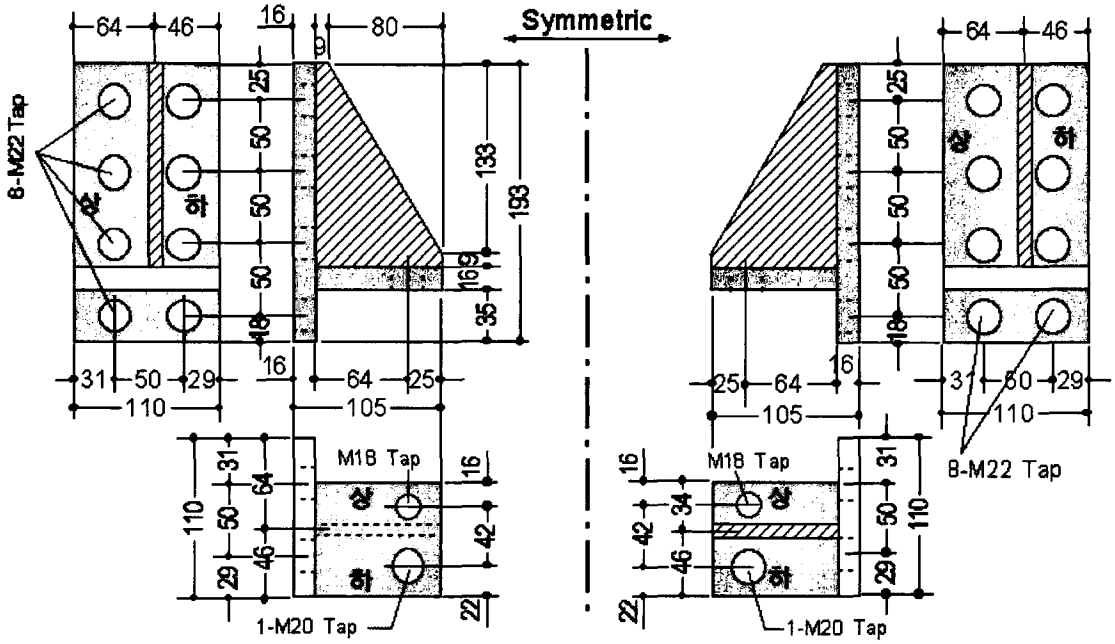


(a) Test block 하부(제 1, 2, 3 시료) 전단하중 저항측 고정 지그

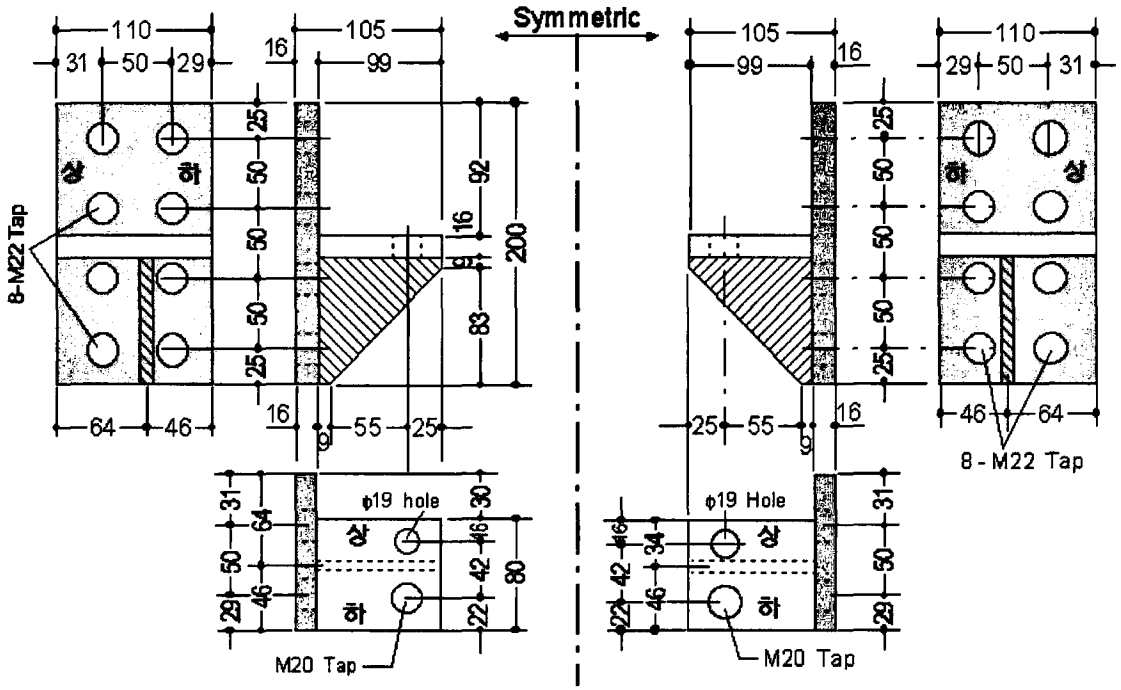


(b) Test block 하부(제 1, 2, 3 시료) 전단하중 작용측 고정 지그

그림 3.11.51 Top 시료 전단시 Test block 하부 보호/고정 지그(1쌍)

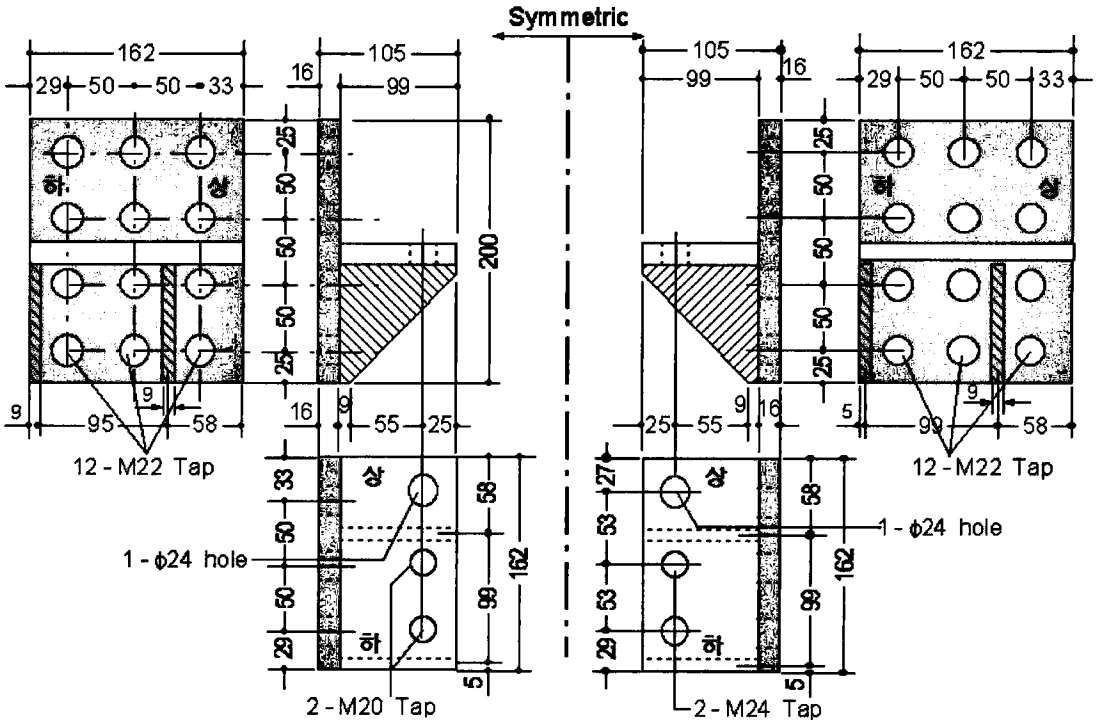


(a) Test block 하부의 3, 4 시료 저항측(후면) 고정 지그

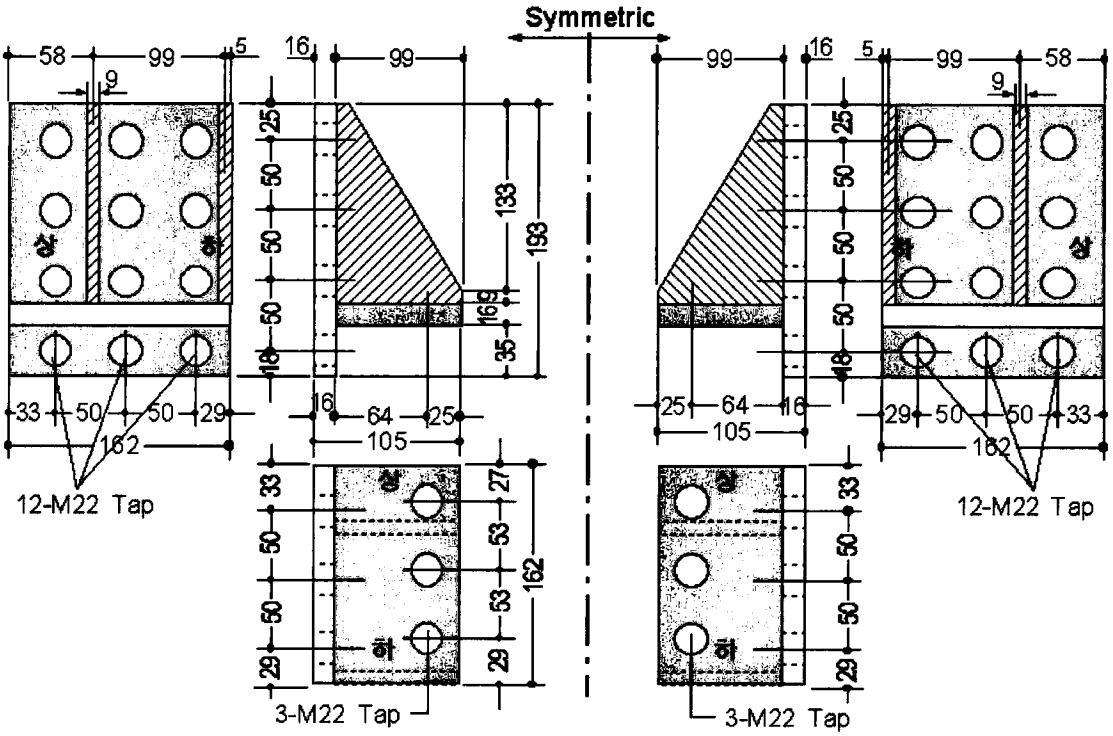


(b) Test block 하부(3, 4 시료) 전단하중 작용측 고정 지그

그림 3.11.52 2nd 시료 전단시 T. block 하부 제 3, 4단 보호/고정 지그

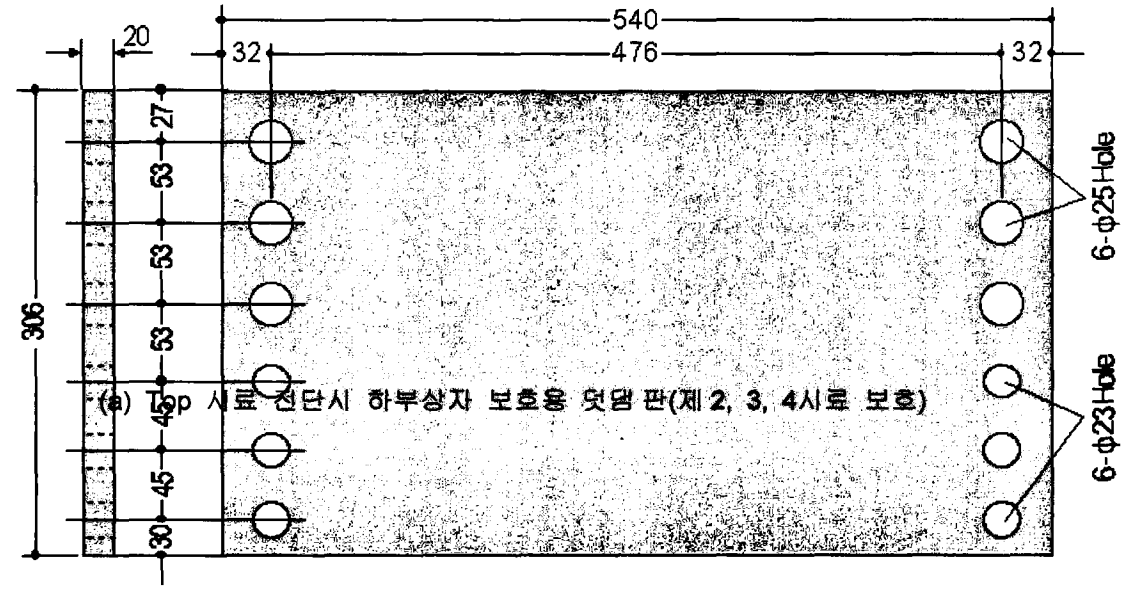


(a) Test block 하부 제 4 시료의 전단하중 작용측 고정 지그

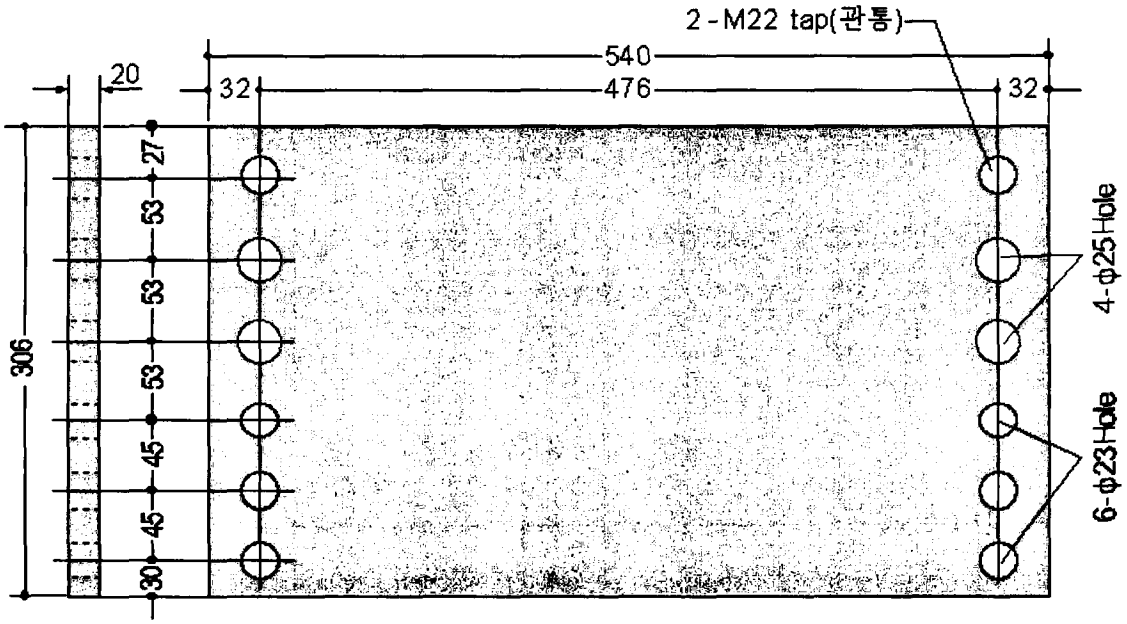


(b) Test block 하부 제 4 시료의 전단하중 저항측 고정 지그

그림 3.11.53 3rd 시료 전단시 T. block 최하부 보호/고정 지그(1쌍)

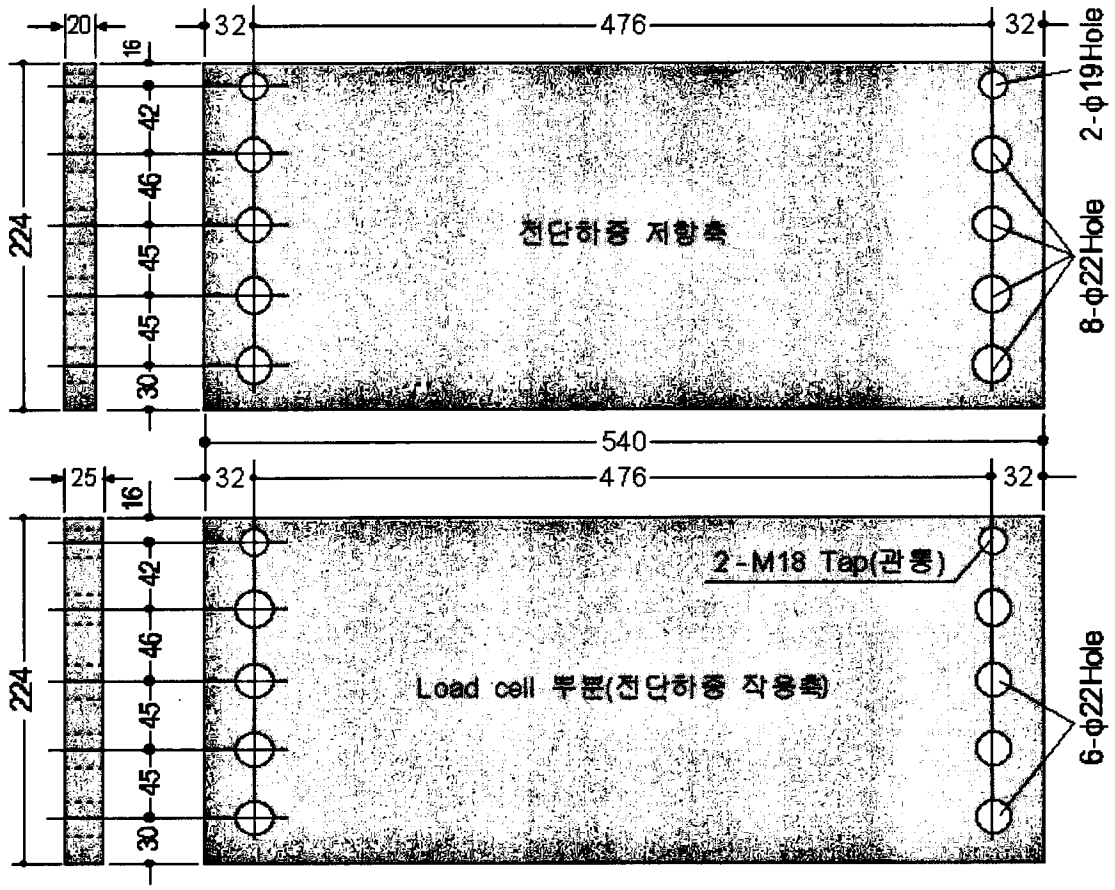


(a) Top 시료 전단시 저항측 하부상자 덧댐 판(제 2, 3, 4시료 보호)

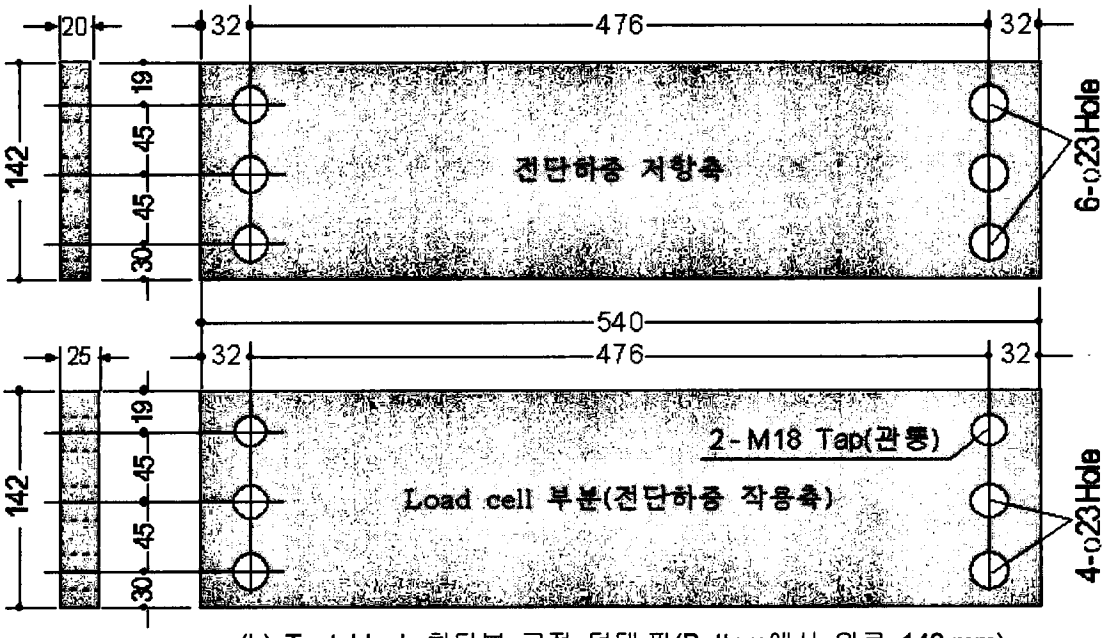


(b) Top 시료 전단시 저항측 하부상자 덧댐 판

그림 3.11.54 Top 시료 전단시 하부상자 지지용 덧댐 판

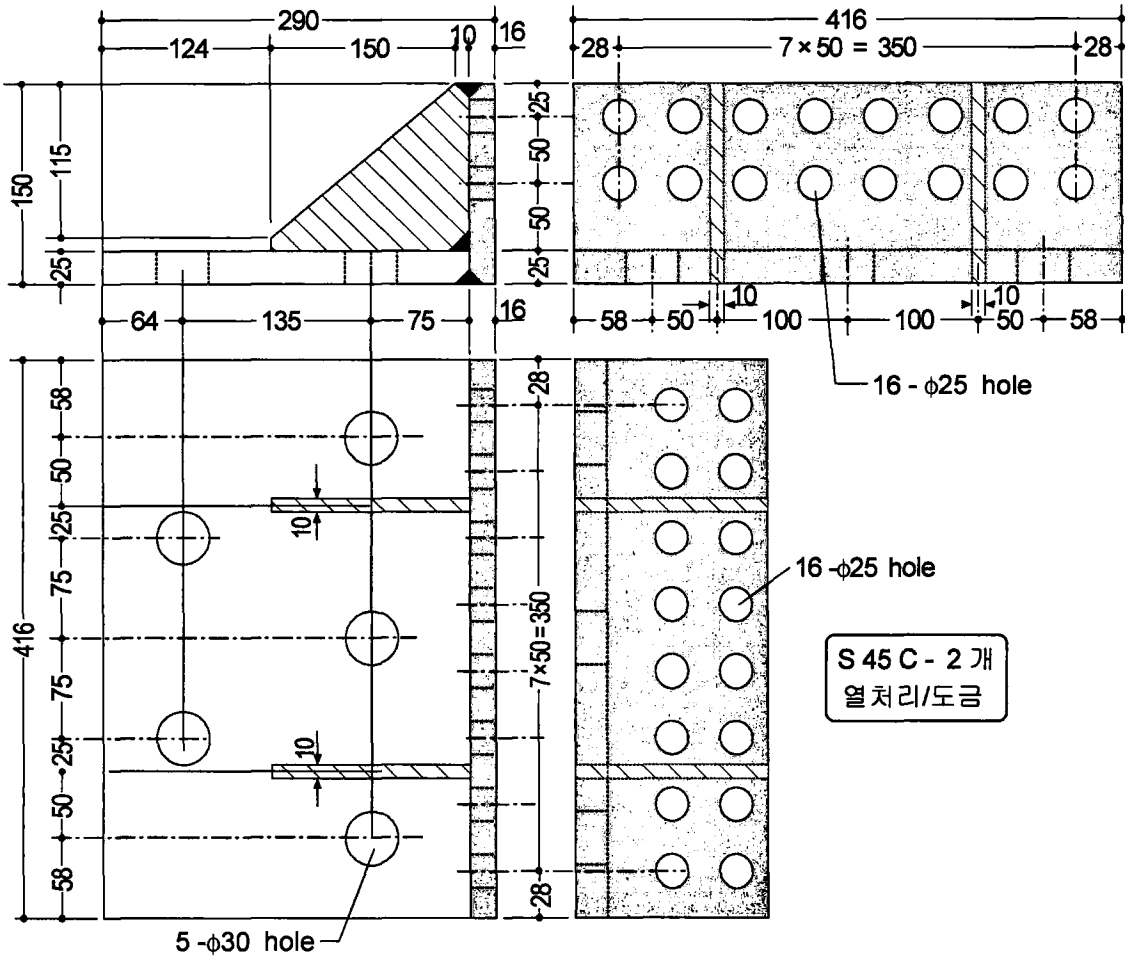


(a) 제 2단 전단시 Test block 하단부 고정 덧댐 판

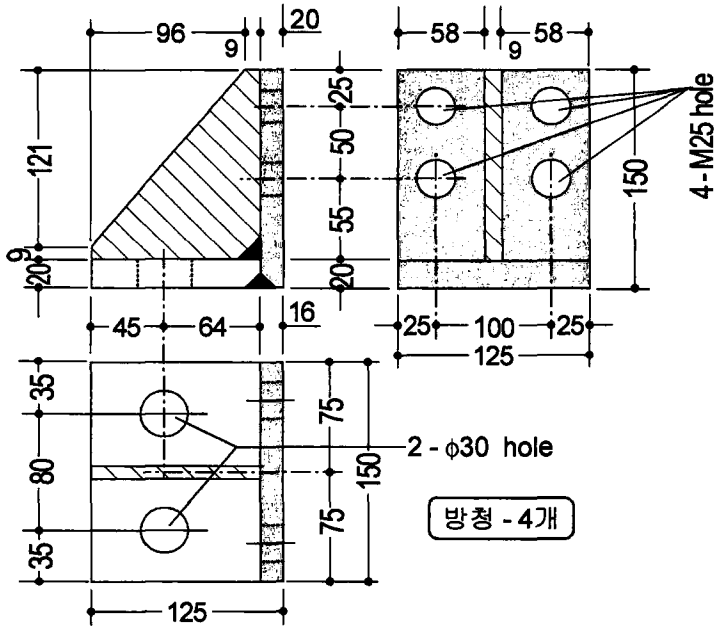


(b) Test block 하단부 고정 덧댐 판(Bottom에서 위로 142 mm)

그림 3.11.55 2~3단 전단시의 하부상자 덧댐 판



(a) 수직하중 Anchor bolt Head plate



(b) Load frame system
회전방지용 anchor plate

그림 3.11.56 수직하중 및 보조 Anchor plate(Set anchor 포함)

3.12. 하중제어 장치의 보완

3.12.1 Hydraulic Jack의 개선

3.12.1.1 Jack의 설계조건 및 구조 해석

(1) 재설계 사유와 설계조건

1 차 년도에 납품된 유압 잭은 용량 50 tf-행정 100 mm 짜리 4개이다. 전단 시험시에 전단된 면을 다시 전단하고자 압축/인장 겸용 복동식으로 주문했다. 목표하중 2 MN을 얻기 위해서 Jack hosiung에 잭 4개를 병렬 연결하여 사용한 바, 동조(Synchronization)가 되지 않은 문제가 발견되었다. 그리고, 인장 저항을 위해 잭 밑판에 볼트로 체결토록한 4-M14로서는 부족하다. 이러한 하자, 즉 Jack housing과 밑판의 Bolt-tap을 보완토록 요구했으나, 제작업체(동아시험기, 서울 성동구 성수동 소재)는 수정하지 않았다. 가장 큰 원인은 주문자의 사전 승인없이 제작사 임의로 제작/납품한 것이다. 주관연구기관에서 지명경쟁 입찰방식으로 계약해야 한다기에 이를 준수했으며, 계약서에 공증을 필했다. 제작/납품업체는 200 년 9월 30일까지 내용증명서만 보낼 뿐 하자보완을 해주지 않아 연구기간내에 연구를 수행하기 위해서 자체적으로 설계하여 주문제작하였다. 이 Hydraulic jack의 설계조건은 다음과 같다.

조건 (1) : 복동식(Pull 1.2 MN & Push 0.8 MN), Stroke 100 mm

조건 (2) : 최대 내압(40 MPa 이상)

조건 (3) : Tapping(Cylinder base ; 5-M27×p3×, Ram head ; 1-M76×p3×80)

조건 (4) : 무게 35 kgf 이하

(2) 구조해석

현재, Hydraulic jack의 소재로 가장 널리 쓰이는 소재는 SCM440과 Duralumin 7075로서 이 소재의 역학적 특성은 표 3.12.1과 같다. 설계조건(4)에서, 무게 35 kgf 이하이므로 소재를 여기서는 두랄루민을 사용하여 설계단면을 구한다.

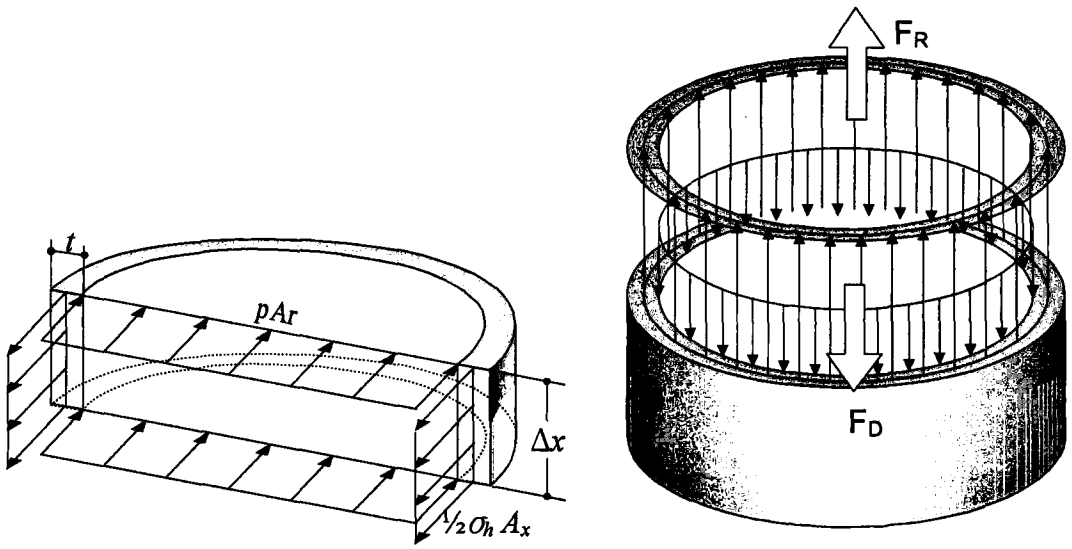
표 3.12.1 Hyd. Jack에 사용되는 소재의 강도 특성

재료명 / 강도 정수		SCM440		Duralumin	
		열처리 전	열처리 후	7075	2404 T4
공칭강도	인장(MPa)	825	987	420	276
	탄성계수(GPa)	205	205	75	75
허용응력 (MPa)	인 장	275	330	145	100
	휨/전단	206	247	84	55

압력용기의 벽체 두께(t)에 대한 반경(r)의 비가 10 이상(r/t ≥ 10)이면 박판 압력용기로 간주한다. 자중을 무시할 수 있는 기체나 액체를 채워 계기압력(p)을 작용시키면, 반경방향과 길이방향으로 인장응력이 작용한다. 그림 3.12.1에서 길이 방향의 미소요소 Δx에 작용하는 힘의 평형상태를 고려한다. 방사선 방향 응력(Hoop stress)을 σ_h, 길이 방향의 응력(Axial stress)을 σ_y라 하면 힘의 평형상태는 다음과 같다[류(2002)].

- 반경 방향 : $\sigma_h(2t_1 \times \Delta x) = p(2r \times \Delta x) \Rightarrow t_1 = \frac{pr}{\sigma_h}$ eq.(3.12.1)

- 길이 방향 : $\sigma_h(\pi(r+t_2)^2 - \pi r^2) = p(\pi r^2) \Rightarrow t_2 = \frac{pr}{2\sigma_h}$ eq.(3.12.2)



(a) Hoop 방향 (b) 양단(뚜껑) 방향

그림 3.12.1 밀폐된 박판용기 내의 유체압력과 저항응력 분포

시판되는 원주형 두랄루민의 최대외경이 250 mm, 사용 최대압력은 283 kgf/cm^2 이므로, 소요내경과 두께를 구한다.

• 소요직경

- Push : $D_1 = 2\sqrt{\frac{12000}{\pi(400)}} = 19.5(cm) = 195mm$

- Pull : $D_2 = \sqrt{D_1^2 - \frac{4P_2}{\pi p}} = \sqrt{19.5^2 - \frac{4(70000)}{\pi(400)}} = 12.5(cm) = 125mm$

• 두께

식(3.12.1) 및 식(3.12.2)에서,

$$t_1 = \frac{(400)(9.75)}{1450} = 2.68(cm) = 27.5\text{로 함.} = 18.4(\text{mm}) \rightarrow 27.5\text{mm로 함.}$$

$$t_2 = \frac{(400)9.75)}{2(1450)} = 1.34(cm) = 13.4mm = 9.2(\text{mm})$$

그런데, 복동식이므로 Ram 상/하 운동시의 누압(Leakage)과 비틀림 변형으로 인한 손상을 방지하기 위해서 Ram base와 Cover nut에 O-ring과 Back-up ring을 장착해야한다. 그리고, Cylinder 밑판에 인장용 Bolt hole tap과 유압 유출입용 Coupler가 있으므로 Base는 50 mm, Cover nut는 나사로 체결되므로 55 mm로 한다.

• 응력 및 변형량 검토

유압 잭의 축방향 변형은 문제가 없으나 Cover nut가 나사로 체결되므로 이 나사 부분의 전단저항에 견디면 된다. 그러나. 반경방향의 변형은 Ram의 상/하 운동으로 마모되므로 변형으로 인해 틈새가 생기면 누압의 우려가 있다. 누압 방지를 위해 O-ring을 장착한 경우는 O-ring의 탄성을 고려한 틈새의 한계치는 0.3 mm이하이다. 여기서는 이것을 Ram base와 Cover nut에 각각 2개씩 장착한다. 표 3.12.1에서 Duralumin T 7075의 역학적 특성은 $\sigma_t = 145$ MPa, $\tau_a = 105$ MPa, E = 75 GPa 등이므로 소재가 허용응력 또는 최대하중이 작용할 경우의 응력과 변형량을 검토한다.

• Cylinder

$$\varepsilon_1 = \frac{1450}{7.5\times10^5} = 1.93\times10^{-3} = 0.193\,\%$$

$$\Delta r = (1.93\times10^{-3})(125) = 0.24(mm) < 0.3mm(O.K)$$

$$\sigma_h = \frac{(400)(9.75)}{2.75} = 1418(kgf/cm^2) < \sigma_t(=1450)\ O.K$$

- Bolt tapping

$$\tau = \frac{3T}{2A} = \frac{3(70000)}{2\{5(16.96)\}} = 620(kgf/cm^2) < 840kgf/cm^2(O.K)$$

• Cylinder

$$\varepsilon_1 = \frac{1450}{7.5\times10^5} = 1.93\times10^{-3} = 0.193\,\%$$

$$\Delta r = (1.93\times10^{-3})(125) = 0.24(mm) < 0.3mm(O.K)$$

$$\sigma_h = \frac{(400)(9.75)}{2.75} = 1418(kgf/cm^2) < \sigma_t(=1450)\ O.K$$

- Bolt tapping 부분

$$\tau = \frac{3T}{2A} = \frac{3(70000)}{2\{5(16.96)\}} = 620(kgf/cm^2) < 840kgf/cm^2(O.K)$$

• Ram head의 Load cell 장착부의 Tapping 부분

$$\tau = \frac{3(70000)}{2\{\pi(7.6)(7.0)\}} = 628(kgf/cm^2) < 840kgf/cm^2(O.K)$$

3.12.1.1 Jack의 설계조건 및 구조 해석

설계된 단면은 그림 3.12.2와 같다. 여기서는, 설계된 Hydraulic jack의 내하력과 무게를 검토하면 다음과 같다. 무게는 부품별 치수와 비중 2.85 g/cm^{3}을 적용하면 표 3.12.2와 같다. 기름(Oil)과 Coupler를 포함하여 약 28kgf이므로 설계조건(4)의 35 kgf이하를 만족한다.

• 내하력

Push : $A_1 = 298.6cm^2$이므로, $p_1 = \frac{1.2\times10^4 kgf}{298.6cm^2} = 402\ kgf/cm^2 = 41.0MPa$

Pull : $A_2 = 175.9cm^2$; $T = (402)(175.9) = 70.7(tf) > 70tf\ (O.K)$

• 무게

표 3.12.2 Hyd. jack 무게(Duralumin T 7075, 120 tf × 행정 100mm)

주요 부재	부분	치수(mm)	부피(cm^2)	무게(g)
Cylinder	Bottom	$R_1$125 × t50	2454.37	6995
	Wall	$R_1$125, $R_2$97.5, L160	3075.62	8766
Cover nut	-	$R_3$105, $R_4$62.5, t55	1230.03	3506
Ram	Piston	$R_4$62.5 × L160	1963.50	5596
	Bottom	$R_4$62.5 × t45	552.22	1574
기타	Oil+ Coupler		-	2500
			소계	28937
Cylinder	Bolt hole	5-M27 × p3 × dp25	26.51	76
Ram	Bolt hole	$R_4$62.5, $R_5$38, t80	618.31	1762
			공제소계	1838
			합계	27099

- Stroke : 100 mm
- Push :
  $A_1 = 298.6\,cm^2$
  $p_1 = 41\,MPa$
- Pull :
  $A_2 = 175.9\,cm^2$
  $p_2 = 722\,kN$
- Weight : 2.86 kN

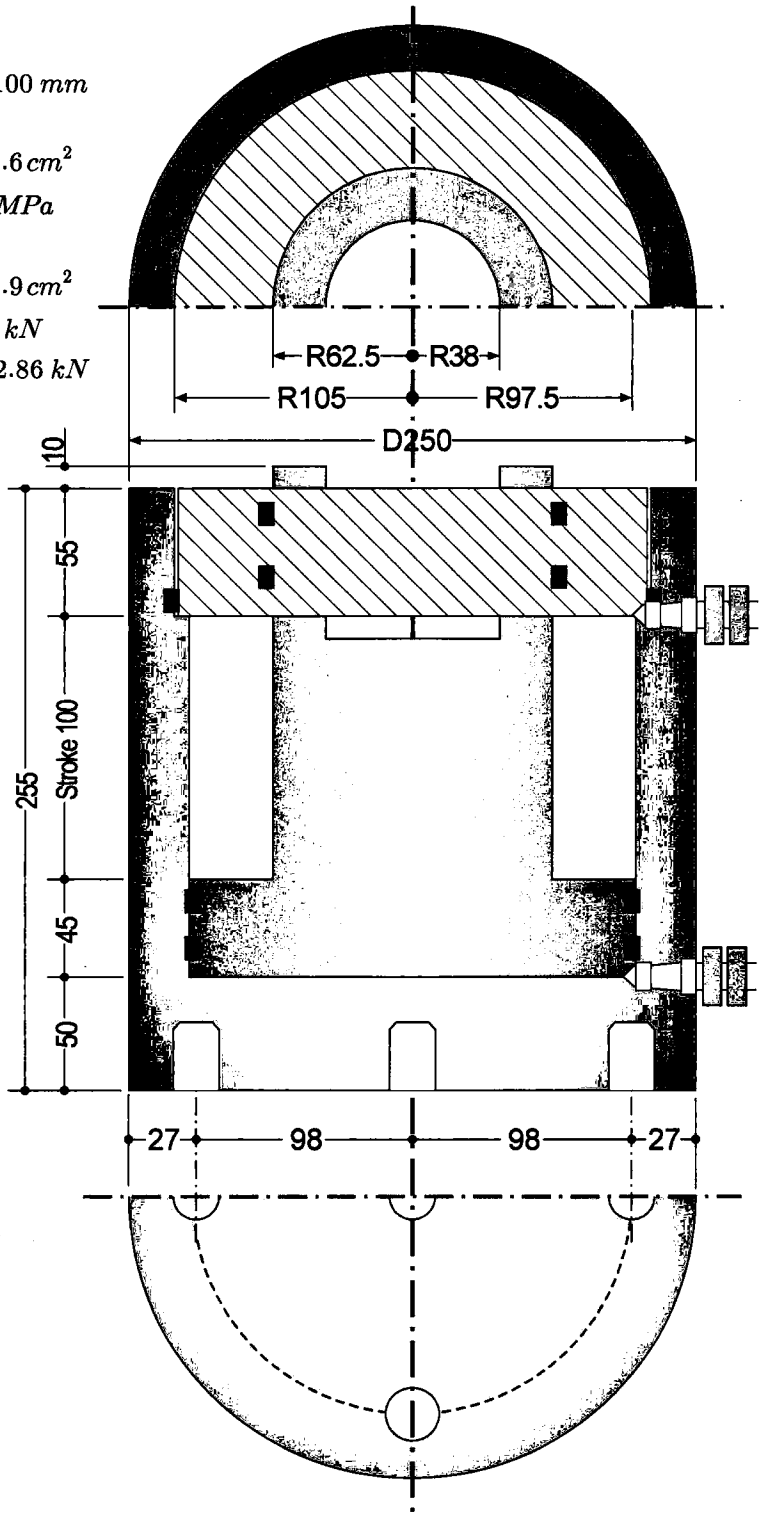


그림 3.12.2 경량화를 고려한 Hydraulic jack

3.12.2 정변형량 유지장치

3.12.2.1 등속 원운동을 왕복 이동량을 일정하게 유지시키는 Cam

회전체가 등속 원운동시에, 회전축의 직교축을 고정하여 일정속도 또는 변형량으로 왕복운동하는 장치를 설계한다. 여기서, 이 장치를 'Cyclo-cam'으로 명명한다. 그림 3.12.3은 x, y 직교좌표의 y-축을 첨두점을 기준점(Starting point)을 취하여 회전체가 시계방향으로 등속 원동하면 회전각 변화량에 따른 회전반경을 일정량 만큼 감소시키는 원리이다. 시작점을 x-축으로 취하면 위상이 90°이므로, x-좌표, y-좌표는 각각 cosΘ 및 sinΘ로 변환된다. 이처럼 곡율반경이 변하는 물체는 현재기술로는 레이저 절삭기에 평면 좌표(x, y)를 입력하면 그 궤적을 따라 자동으로 가공된다. 여기서는 이 좌표 산출방법을 제시한다.

1) Θ = 0° ~ 180° 사이를 n등분하여 radian으로 환산

2) sinΘ 및 cosΘ 산출

3) Cam follower의 Cam 내측 정점의 반경(R_{1o}), DC motor 구동축의 직경(D_o) 및 캠축의 Key hole(Δr)을 고려한 Hand pump의 연직 이동량(ΔL) 산출

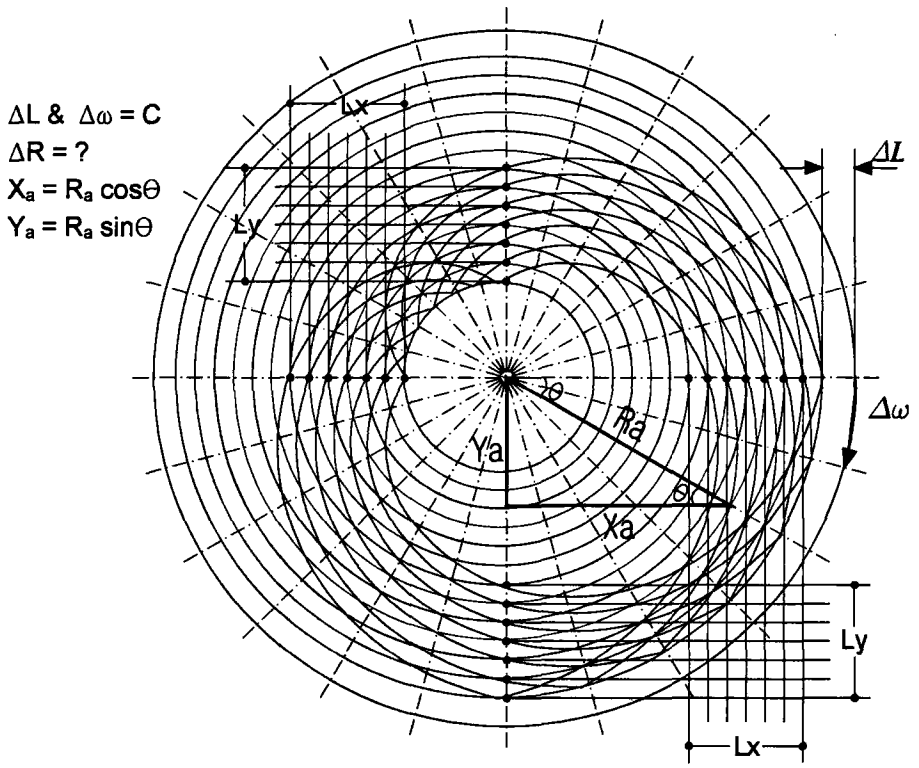


그림 3.12.3 정변형량 유지용 Cyclo-cam의 작동 원리

$$\Delta L = \frac{R_{1o} - (r_1 + \Delta r)}{\pi(rad)}$$

4) Cam의 회전각 변화량($\Delta\theta$)에 따른 직교축과 Cam 접점의 반경 산출

5) 과정 1)에서, 180°를 n 등분한 회전각에 따른 Cam 접점의 반경(R_{1i}) 산출

$$R_{1i} = R_{1o} - \Delta L\left(\frac{\pi}{n}\right)(i)$$

6) 반경 R_{1i}의 변화에 따른 Cam 접점의 $x-y$ 직교 좌표축으로 표현

$$x_i = R_{1i}\cos\theta_i,\ y_i = R_{1i}\sin\theta\ ;\ \Delta L = \sqrt{x^2 + y^2}$$

7) x-축 대칭으로 180°회전한 y-축 좌표 변환 ; $y_i' = -y_i$;

여기서, 일정 속도로 연직왕복운동 축의 이탈과 위치 확보를 위한 Cam follower의 내측면, 외측면 및 Cyclo-cam의 가장자리 등의 궤적을 따르는 반경을 각각 R_1, R_2 및 R_3라 하면 궤적의 좌표는 초기 반경을 R_1 대신 R_2, R_3로 대치하여 과정 4)~7)을 반복한다.

8) Cam follower의 외측지름(D_{cam})과 구름 틈새(Δt)를 고려하여 Cam 궤적의 반경(R_{2i}) 산출 ; 과정 4), 5), 6)을 반복

9) Cyclo-cam의 외측치수를 고려한 궤도의 반경(R_{3i}) 산출 ; 과정 4)~6)을 반복

- 계산 예

> **Cyclo-Cam의 가공 궤적(Laser 가공 치수, 소재 SKD, t30) 산출 예**
> **DC Motor ; Shaft D_o 50, Key home depth Δt 5.07,**
> **Cam follower ; D_{cam} 19.0, rolling margin Δt 0.5**
> **Cyclo-cam ; 최내측 반경 R_{1o} 200, 가장 자리 폭 10 mm**
> **Cyclo-cam의 회전각 5°마다 Hand pump 접점의 반경을 설계**

1) $\Delta\theta$ = 5° or 0.0873 rad,

$$\Delta L = \frac{R_o - (r_1 + \Delta r)}{\pi(rad)} = \frac{200 - (30 + 5.07)}{\pi} = 52.5(mm)$$

$$n = \frac{180^o}{5^o} = 36$$

2) Starting point의 반경

Cam follower 내측 접점의 반경 ; R_{1o} = 200

Cam follower 외측 접점의 반경 ; R_{2o} = 200 + Cam = 219.5

Cyclo-cam의 외곽 궤적의 반경 ; R_{3o} = 200 + Cam + 10 = 229.5

3) Cam의 회전각 $\Delta\theta$ = 5°(0.0873 rad)마다 변화되는 반경 산출

$$R_{1(i)} = R_o - \Delta L\left(\frac{\pi}{n}\right)(i) = 200 - 52.5\left(\frac{\pi}{n}\right)(i) = 200 - 4.5815(i)$$

if i = 1 ;

$R_{1(1)}$ = 200.0 - 4.5815(1) = 195.42(mm), $x_{1(1)}$ = 195.42 cos5° = 194.68, $y_{1(1)}$ = 17.03

$R_{2(1)}$ = 219.5 - 4.5815(1) = 214.92(mm), $x_{2(1)}$ = 214.92 cos5° = 214.10, $y_{2(1)}$ = 18.73

$R_{3(1)}$ = 229.5 - 4.5815(1) = 224.92(mm), $x_{3(1)}$ = 224.92 cos5° = 224.06, $y_{3(1)}$ = 19.60

if i = 2 ;

$R_{1(2)}$ = 200.0 - 4.5815(2) = 190.84(mm), $x_{1(2)}$ = 190.84 cos5° = 187.94, $y_{1(2)}$ = 33.14

$R_{2(2)}$ = 219.5 - 4.5815(2) = 210.34(mm), $x_{2(2)}$ = 210.34 cos5° = 207.14, $y_{2(2)}$ = 36.52

$R_{3(2)}$ = 229.5 - 4.5815(2) = 216.99(mm), $x_{3(2)}$ = 216.99 cos5° = 213.69, $y_{3(2)}$ = 38.26

마찬가지로, i = 36(36×$\Delta\theta$ = 36×5° = 180°이면,

$R_{1(36)}$ = 200.0 - 4.5815(36) = 35.07, $R_{2(36)}$ = 54.57, $R_{3(36)}$ = 64.57(all of mm)

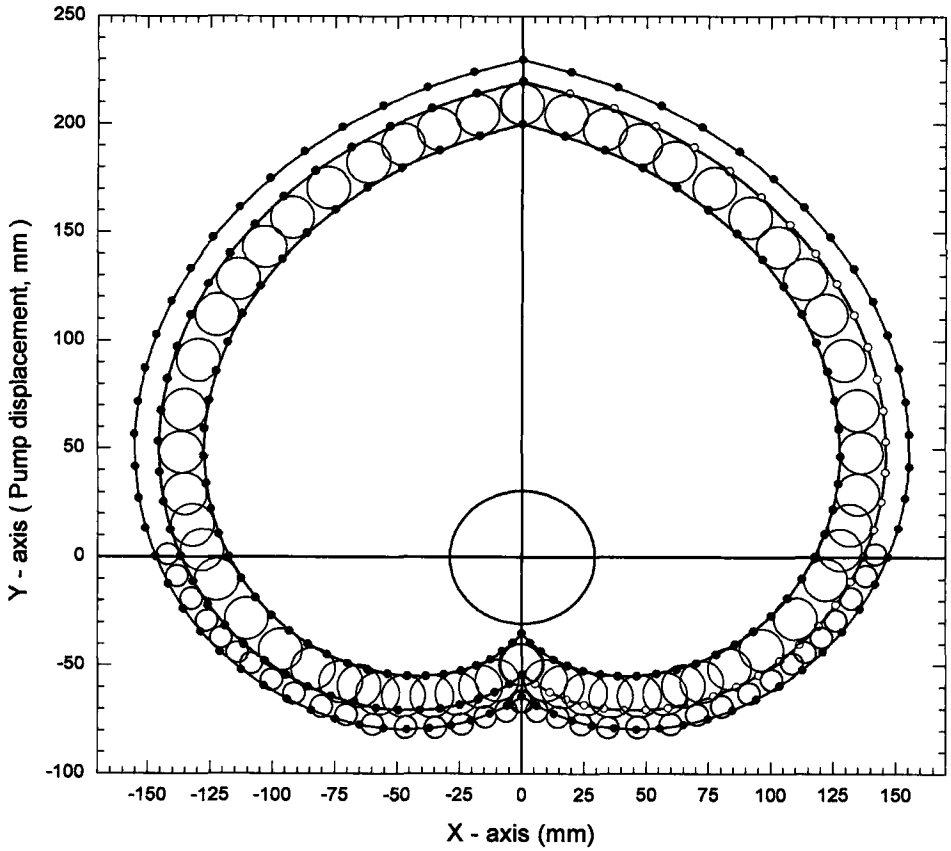


그림 3.12.4 Cyclo-cam 궤적 예 ; 표 3.12.3의 좌표

$x_{1(36)} = -35.07$, $y_{1(36)} = 0$, $x_{2(36)} = -54.57$, $y_{2(36)} = 0$, $x_{3(36)} = -64.57$, $y_{3(36)} = 0$

위와 같은 방법으로 산출한 결과가 표 3.12.3, Cam follower의 외측, 내측 및 Cam 자체의 가장자리의 좌표의 개형은 그림 3.12.4로서 심장형(cycloid)이다.

표 3.12.3 Cyclo-cam 가공을 위한 cam loci(x, y) 산출

회전각		cosθ	sinθ	R_1	R_2	R_3	X_1	Y_1	X_2	Y_2	X_3	Y_3
θ(°)	rad.			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	1.000	0	200.00	219.50	229.50	200.00	0	219.50	0	229.50	0
5	0.087	0.996	0.087	195.42	214.92	224.92	194.67	17.03	214.10	18.73	224.06	19.60
10	0.175	0.985	0.174	190.84	210.34	220.34	187.94	33.14	207.14	36.52	216.99	38.26
15	0.262	0.966	0.259	186.26	205.76	215.76	179.91	48.21	198.75	53.25	208.40	55.84
20	0.349	0.940	0.342	181.67	201.17	211.17	170.72	62.14	189.04	68.80	198.44	72.22
25	0.436	0.906	0.423	177.09	196.59	206.59	160.50	74.84	178.17	83.08	187.24	87.31
30	0.524	0.866	0.500	172.51	192.01	202.01	149.40	86.25	166.29	96.00	174.95	101.00
35	0.611	0.819	0.574	167.93	187.43	197.43	137.56	96.32	153.53	107.50	161.73	113.24
40	0.698	0.766	0.643	163.35	182.85	192.85	125.13	105.00	140.07	117.53	147.73	123.96
45	0.785	0.707	0.707	158.77	178.27	188.27	112.27	112.26	126.06	126.05	133.13	133.12
50	0.873	0.643	0.766	154.19	173.69	183.69	99.11	118.11	111.65	133.05	118.07	140.71
55	0.960	0.574	0.819	149.60	169.10	179.10	85.81	122.55	97.00	138.52	102.73	146.71
60	1.047	0.500	0.866	145.02	164.52	174.52	72.51	125.59	82.26	142.48	87.26	151.14
65	1.134	0.423	0.906	140.44	159.94	169.94	59.36	127.28	67.60	144.96	71.82	154.02
70	1.222	0.342	0.940	135.86	155.36	165.36	46.47	127.67	53.14	145.99	56.56	155.39
75	1.309	0.259	0.966	131.28	150.78	160.78	33.98	126.80	39.03	145.64	41.62	155.30
80	1.396	0.174	0.985	126.70	146.20	156.20	22.00	124.77	25.39	143.98	27.13	153.82
85	1.484	0.087	0.996	122.12	141.62	151.62	10.65	121.65	12.35	141.08	13.22	151.04
90	1.571	0	1.000	117.53	137.03	147.03	0	117.53	0	137.03	0	147.03
95	1.658	-0.087	0.996	112.95	132.45	142.45	-9.84	112.52	-11.54	131.95	-12.41	141.91
100	1.745	-0.174	0.985	108.37	127.87	137.87	-18.82	106.73	-22.20	125.93	-23.94	135.78
105	1.833	-0.259	0.966	103.79	123.29	133.29	-26.86	100.25	-31.91	119.09	-34.49	128.75
110	1.920	-0.342	0.940	99.21	118.71	128.71	-33.93	93.23	-40.60	111.55	-44.02	120.95
115	2.007	-0.423	0.906	94.63	114.13	124.13	-39.99	85.76	-48.23	103.44	-52.45	112.50
120	2.094	-0.500	0.866	90.05	109.55	119.55	-45.02	77.98	-54.77	94.87	-59.77	103.53
125	2.182	-0.574	0.819	85.46	104.96	114.96	-49.02	70.01	-60.20	85.98	-65.94	94.18
130	2.269	-0.643	0.766	80.88	100.38	110.38	-51.99	61.96	-64.52	76.90	-70.95	84.56
135	2.356	-0.707	0.707	76.30	95.80	105.80	-53.95	53.96	-67.74	67.74	-74.81	74.82
140	2.443	-0.766	0.643	71.72	91.22	101.22	-54.94	46.10	-69.88	58.64	-77.54	65.07
145	2.531	-0.819	0.574	67.14	86.64	96.64	-55.00	38.51	-70.97	49.70	-79.16	55.43
150	2.618	-0.866	0.500	62.56	82.06	92.06	-54.18	31.28	-71.06	41.03	-79.72	46.03
155	2.705	-0.906	0.423	57.98	77.48	87.48	-52.54	24.50	-70.22	32.75	-79.28	36.97
160	2.792	-0.940	0.342	53.39	72.89	82.89	-50.17	18.26	-68.50	24.93	-77.89	28.36
165	2.880	-0.966	0.259	48.81	68.31	78.31	-47.15	12.64	-65.98	17.68	-75.64	20.27
170	2.967	-0.985	0.174	44.23	63.73	73.73	-43.56	7.68	-62.76	11.07	-72.61	12.81
175	3.054	-0.996	0.087	39.65	59.15	69.15	-39.50	3.46	-58.93	5.16	-68.89	6.03
180	3.142	-1.000	0	35.07	54.57	64.57	-35.07	0	-54.57	0	-64.57	0

3.12.2.2 Cam 궤적의 수정

그림3.12.5에서 Cam의 첨두 부분은 Cam follower의 궤도(rail)가 급변하여 Rail의 폭이 좁아지면서 Cam follower가 끼워지지 않는 단점이 있다. 이 궤도의 수정은 불가피하며, 수정 부분은 상/하 변위량이 일정하지 않다. 이러한 단점을 보완하는 최적 곡율반경은 다음과 같이 시행착오법으로 구했다.

1) 적당한 타원을 그려서, Cam follower 궤도의 내측곡선(전술한 곡선 R_{1i})에 접하는 타원을 따라 곡선 R_{1i}를 곡선 RR_{1o}로 완화시킨다.

2) Cam follower가 곡선 RR_{1o}의 외측에 접하도록 한다.

3) Cam follower의 외측면을 따라 포락선(곡선 R_{2i})을 수정한 곡선 RR_{2o}로 한다.

4) Cam의 가장자리 여유폭(D, 여기서는 8~10mm)을 지름으로 하는 원 D를 그려서 곡선 RR_{2o}의 외측에 Cam follower의 궤도를 따라 접하도록 한다.

5) 원 D의 외측면의 공통 접선의 궤적을 R_{3i}의 수정 곡선 RR_{3o}로 한다.

6) 수정 부분의 상/하 이동량 차이가 규칙적으로 변할 때까지 반복한다.

이와 같은 방법으로 수정한 단면도가 그림 3.12.6이다.

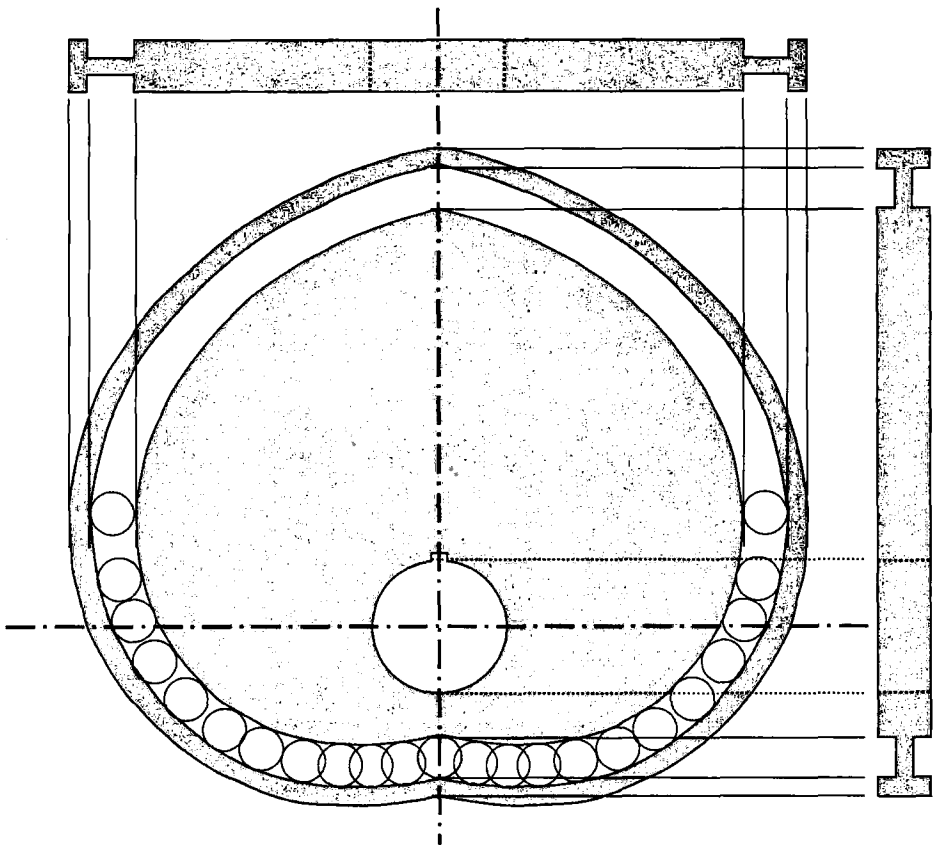
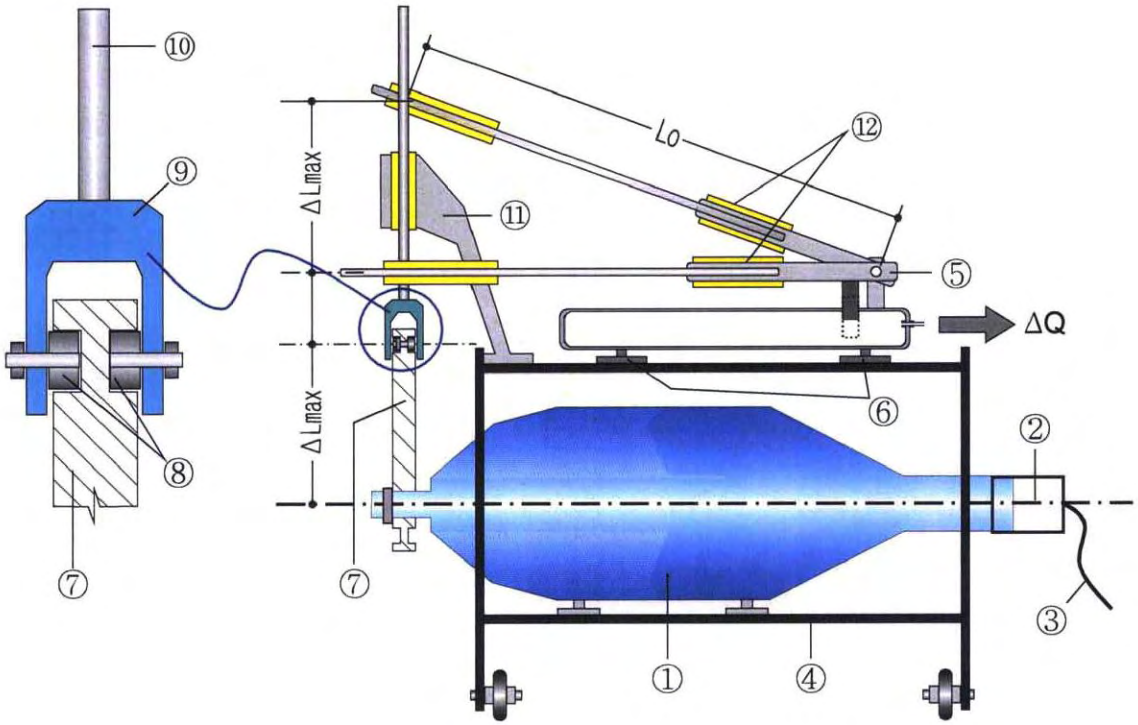


그림 3.12.5 첨두 부분을 완화시킨 Cyclo-cam 개형



Cyclo-cam 주요부

① DC Motor 2.0 HP(Max. torque 1500 kgf·cm)
② 감속 프로그램
③ 전기신호(to RPM control panel)
④ 고정 프레임
⑤ Hand pump(1.5 l, 28 ccm/rpm, duralumin, 2개)
⑥ Hand pump 고정쇠(고정 위치 이동 조정가능)
⑦ Cyclo-cam(장반경 259.5, 단반경 230, t30, SKD)
⑧ Cam follower(Do 19, Di 12, 내하력 650 kgf, SJU, 2개)
⑨ Cam follower fix york(상/하 이동축과 일체형)
⑩ 상/하 이동축(SCM 연마봉, ϕ35)
⑪ 상/하 이동축 고정 jig(Frame에 고정)
⑫ Linear bering(B50, L80, 5개)

ΔL_{max} ; Cyclo-cam 최대 행정
ΔQ : 유량/rpm(to hydraulic jack for axial load)
Lo : 유량/rpm(to hydraulic. jack)

그림 3.12.6 Cyclo-cam type 정변형량 유지 장치 주요부 겨냥도

3.12.2.3 Cyclo-cam type의 정변형량 유지 장치의 정변형량 산출 예

전술한 Cyclo-cam type은 DC motor 회전축의 직각방향에 수동식 펌프 손잡이를 매달아 상/하 운동하도록 고안한 장치이다. Hand pump는 손잡이를 내릴 때만 유압이 걸리므로, Cam의 회전각 180°마다 Lever가 하강/상승을 반복하므로 일정 유출량으로 유지되지 않는다. 그래서, Lever의 상/하 운동에 관계없이 압력이 걸리는 Hand pump를 2대 구입/개조해서 병렬로 연결했다. 다만, 이러한 성능이 있는 중/저압용(28 MPa 이하) Hand pump는 시판되고 있으나, 고압용은 별도 제작해야한다. 이와 같이, Lever 상/하 운동 위상 차이를 180°로 장치하면 전술한 Cam follower의 완화구간의 단점을 어느 정도 보상할 수 있다. 여기서는 연구비와 연구기간의 문제로 위상 차이를 보완하지 못했다.

직접전단이나 1축 압축 시험의 축방향 하중을 Hydraulic jack으로 발생시킬 경우를 고려한다. 공시체에 작용하는 저항력과 관계없이 Hydraulic jack ram의 Push displace를 일정하게 유지시키려면 실린더의 유입 유량을 일정하게 유지시켜야 한다. 이에 영향을 미치는 요소는 연결부 체결 상태(Coupler, Hose의 수축, 유압용 Oil 자체의 수축/팽창, Hyd. jack의 Back-up ring 누유), DC motor의 RPM, Hand pump의 Cycle 당 토출량, Hydraulic jack의 단면적 등이다. 여기서는, 연결 계통의 Leakage가 없는 경우에 공시체의 저항력과 시간에 관계없이 사용 Hyd. jack ram의 변위량이 0.1 mm/min이 되는 조건을 고려하면 다음과 같다.

$$\frac{A\Delta L}{t} = \frac{Q_{out}}{t}$$

$$v = \frac{\Delta L}{t} = \frac{Q_{in}}{A} = \frac{Q_{out}}{A} = \frac{(Q_{out}'/cycle)(rpm)}{A}$$

$$\text{or } v = \frac{(Q_{out}'/cycle)(rpm)}{A} \qquad \text{eq.(3.12.3)}$$

여기서, v 및 A는 유압 잭의 Ram 출구속도 및 단면적, Q_{out}'/cycle은 사용한 Hand pump 손잡이의 유출유량/cycle, rpm은 DC Motor와 회전속도 조절용 Control panel system의 분당 회전수 등이다.

정변형량 산출 예

공시체의 저항하중과 운영시간에 관계없이 유압 잭 Ram의 변위량을 0.1mm/min를 유지시킬 조건 ;

일정 토출량-정변형량 유지를 위해 사용한 Hand pump의 토출유량이 one cycle 당 10 cc, 분당 1/4 rpm인 경우의 jack ram 단면적에 따른 R.P.M은 .

- 사용한 Hand pump에서 1분간 유출되는 유량

$$Q_{out} = (10\,cm^3/cycle)(1/4\,cycle/\min) = 2.5\,cm^3/\min$$

- 식(3.12.3)에서, $v = \frac{2.5\,cm^3/\min}{A}$ 이므로,

  - $A = 70\,cm^2$; $v = \frac{2.5\,cm^3/\min}{70\,cm^2} = 0.36\,mm/\min$
  - $A = 140$; $v = 0.18$, $A = 210$; $v = 0.12$, $A = 280$; $v = 0.09(mm/\min)$

3.12.2.4 Rack gear type 개발

Cyclo-cam type은 전술한 cam 첨두부 완화구간의 일정 변위량 유지의 곤란, 상/하 동시에 유출되는 Hand pump의 용량의 저압, 위상차 180° 마다 왕복 운동의 변화 등이 문제이다. 그래서, Rack gear type을 개발했다. 속도 Control panel은 애초에 1방향 기능만 구비했으나, 1방향 회전과 좌/우 회전을 겸하도록 개조했다. Rack gear type은 매우 단순하다.

그림3.12.7에서, DC motor는 감속비 160 : 1로 설계된 프로그램이 장착되어 있다. 제어판(Control panel)은 DC motor 축을 1/4~12 rpm으로 조절된다. 다만, Cyclo-cam type은 1방향 회전, Rack gear type은 좌/우로 회전되므로 별도의 DC motor가 필요하다. 구동축에 장착된 Gear로 어느 한쪽은 교대로 구동시켜서 수동식 펌프의 손잡이를 연직 상/하 운동으로 전달된다. 다만, 좌/우 회전 변환시의 lag time이 3초이므로 약간의 계단식으로 나타나지만 유압 Oil의 점성의 관성으로 무시할 만큼 작다.

Hand pump 손잡이는 원운동, Lack gear는 직선운동이므로 이를 보정하기 위해서 Lever 축에 Liner bearing을 장착하여 Lever arm length를 변화시키는 방식을 채택했다. Lack gear type에서, Hand pump의 위상차를 90°로 장착하면 lag time에 따른 오차를 줄일 수 있고, 압력 70 MPa-토출량/cycle 7 cc 정도의 Hand pump는 쉽게 구할 있고, 가격이 비교적 싸므로 Analog type이지만 가장 단순하면서도 오차가 적은 장점이 있다 다만, DC motor의 무게가 80 kgf 정도이므로 현장으로 이동시에 윈치가 딸린 트럭이 필요하다.

정변형량 유지의 연구 목표치인 0.1 mm/min를 구하는 장치는 다음과 같다.

1) Hand pump의 토출량이 최소치 사용(ENERPACK 社의 제품은 7 cc/cycle)

2) Limit S/W 한계치(L_{max})를 최소로 하여, Cycle 당 Hand pump의 토출량을 감소

3) 공시체의 작용하중에 사용되는 Hyd. jack의 단면적이 넓은 것 채택

4) 구동 DC motor의 R.P.M을 감소

위에서 가장 큰 변수는 조건 4)인데, 여기서 개발된 시스템은 회전속도를 1/4 R.P.M까지 가능하다.

Rack gear type 정변형량 유지장치 주요부분

① 구동축(일정주기로 좌/우로 회전되는 DC Motor shaft에 연결. motor 감속비 160 : 1, 감속 P/G와 Control panel의 시간에 따른 RPM을 조절)

② Rack gear를 상/하로 이동

③ Rack gear(양쪽 2개)

④ Hand pump의 lever에 연결(Linear bearing 장착)

⑤ Limit S/W(상/하 L_{max} 조절가능)

⑥ Rack gear 수직 선형 이동을 Guide gear(상/하/좌우 4개)

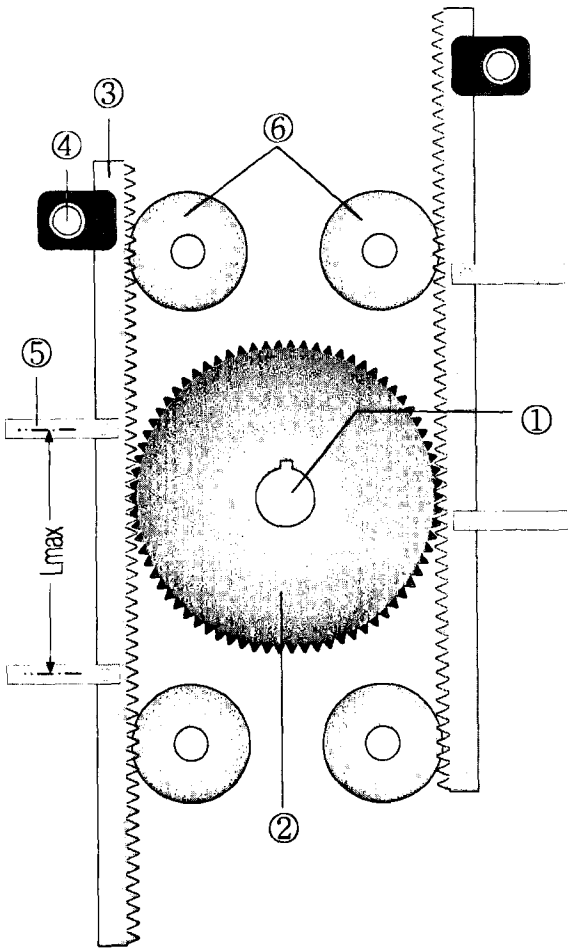
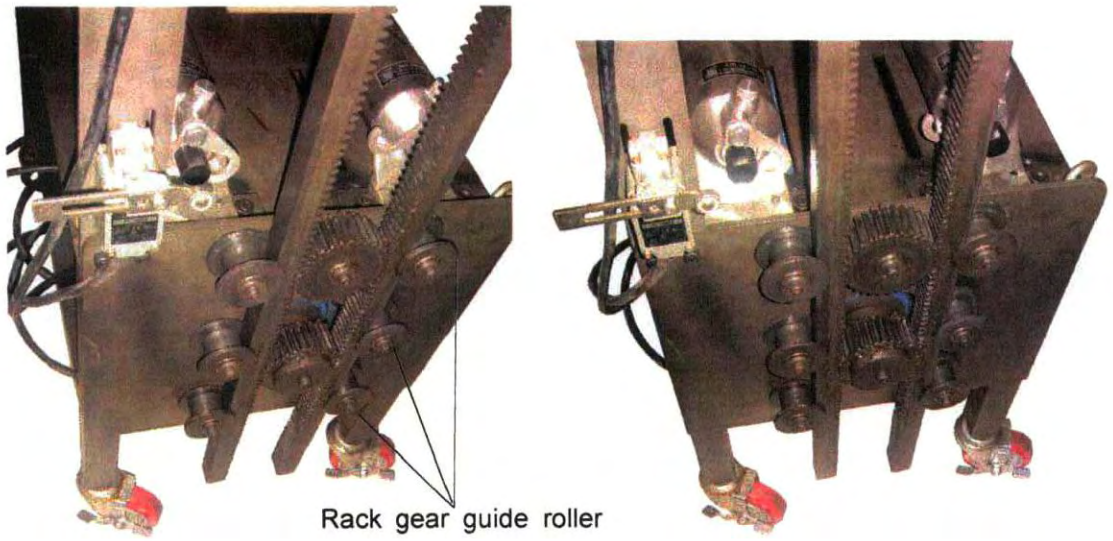


그림 3.12.7 Rack gear type의 정변형량 유지장치 얼개



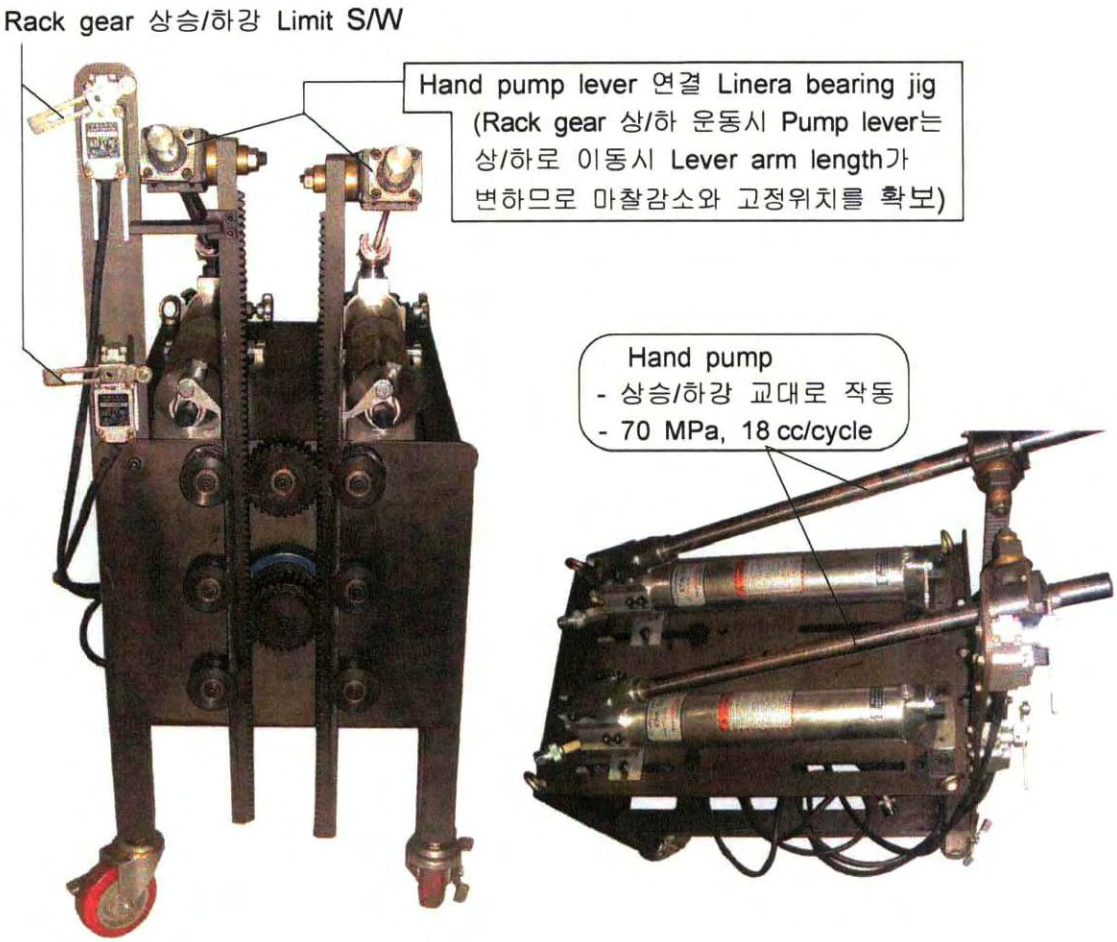


그림 3.12.8 Rack gear type 정변형량 유지 장치 시작품

Control panel for constant deformation rate device 주요 구성
- Cyclo cam type, Lack gear type 겸용 -

① Main power
② DC motor 감속기 P/G 연결 socket
③ Rack gear 상승 Limit S/W 전원
④ Rack gear 하강 Limit S/W 전원
⑤ 선택 S/W : 하향 ; Cyclo-cam type DC motor -1방향 회전
상향 ; Rack gear type DC motor(일정주기 Limit S/W touch 시마다 회전방향을 좌/우로 전환

RPM meter : 설정된 rpm indicator
Manu/Auto : 'Auto'-입력주기마다 설정한 rpm을 5씩 증가(이 rpm은 rpm 가속 변화율이지 Motor 회전속도의 rpm이 아님). Manu는 수동조작(Start 시점에서 빠르게, 끝난 후 원위치로 복구할 경우에 사용)
Timer on/off : 공시체의 저항력에 따라 rpm 증가 'On', 'Off'는 일정
Detail Adjustor : 가속시간 주기(Timer on)를 잘못 선정했을 경우 미세 감속/가속(0～180 rpm까지 가능, 우회전 감속, 좌회전 감소)

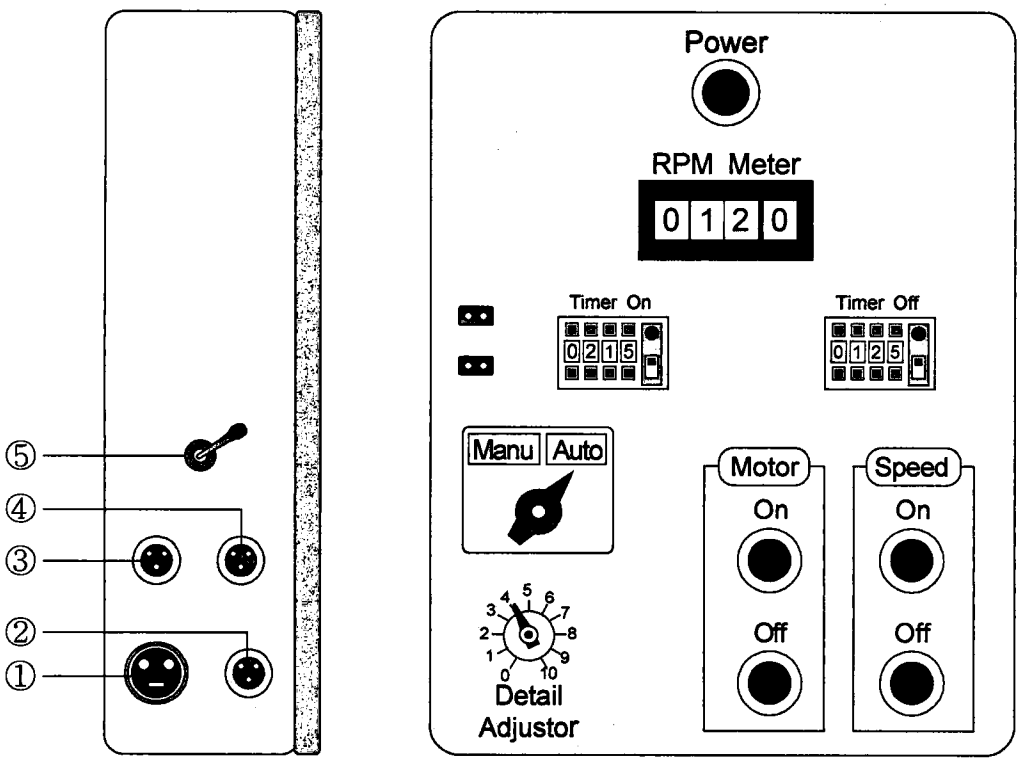


그림 3.12.9 DC Motor operation panel

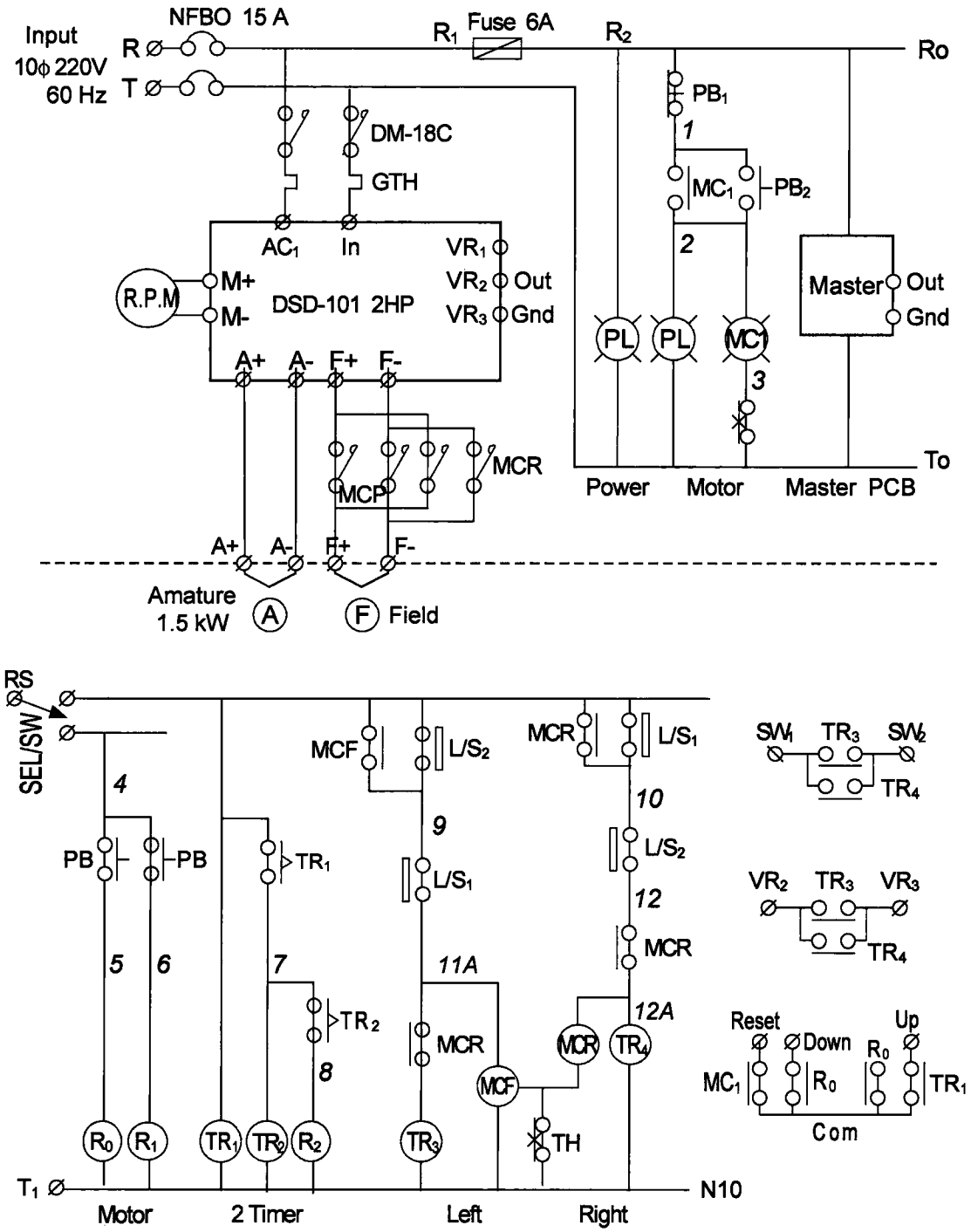


그림 3.12.10 DC Motor operation panel 회로도

3.12.2.4 성능검사 결과

Rack gear type의 시간에 따른 변형량 유지 상태를 현장 직접전단 시험에서 검정하였다. 사용 Hyd. jack의 압축측(Push) 면적은 143 cm^3이다. 목표는 0.1 mm/min인데, 전단 변형량 20~30 mm을 변화시키는데 200~300 분이 소요되므로 0.3~0.45 mm/min으로 설정하였다. 이 결과가 그림 3.12.11 및 표 3.12.4이다. 이 그림에, 운영시간-변형량 관계를 선형 회귀분석으로 구한 결과를 제시했는데 거의 직선관계임을 알 수 있다.

Cyclo-cam type은 첨두 부분에서 Cam follower가 걸려서 설계자의 의도대로 회전되지 않은 시행착오를 겪었다. 그래서, 첨두 부분을 더 완화시켜서 Cam을 보완하였는데, 이 부분에 대한 검정결과는 생략한다. 다만, Control panel도 Rack gear type과 Cyclo-cam type을 겸해서 제작했는데, 이를 별개로 제작해야 DC Motor의 R.P.M 조정이 원활하고 중간에 돌변하는 사례가 없을 것으로 여겨진다.

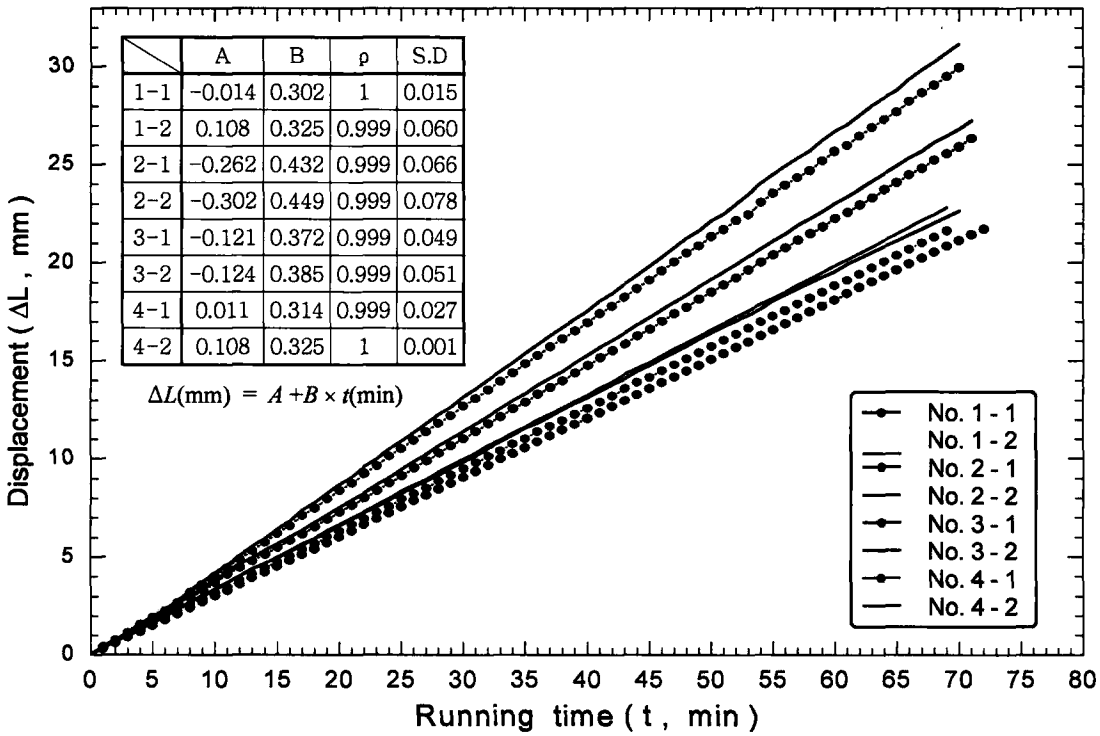


그림 3.12.11 정 변향량 유지 장치 검정결과(using Rack Gear type)

표 3.12.4 Rack gear type 정변형량 유지 장치의 검정

t, min	ΔH_{11}	ΔH_{12}	ΔH_{21}	ΔH_{22}	ΔH_{31}	ΔH_{32}	ΔH_{41}	ΔH_{42}
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.295	0.404	0.410	0.425	0.327	0.338	0.307	0.323
2	0.602	0.702	0.743	0.771	0.699	0.724	0.615	0.649
3	0.901	1.062	1.093	1.133	1.052	1.090	0.925	0.975
4	1.202	1.369	1.536	1.593	1.372	1.420	1.215	1.281
5	1.504	1.720	1.888	1.958	1.765	1.828	1.548	1.631
6	1.801	2.028	2.220	2.302	2.139	2.215	1.862	1.963
7	2.098	2.335	2.651	2.749	2.549	2.640	2.183	2.302
8	2.409	2.686	3.170	3.287	2.880	2.982	2.509	2.645
9	2.703	3.028	3.561	3.693	3.287	3.403	2.813	2.965
10	3.008	3.335	4.006	4.154	3.637	3.766	3.130	3.300
11	3.305	3.677	4.418	4.581	4.068	4.213	3.442	3.628
12	3.607	3.994	4.855	5.035	4.429	4.586	3.762	3.966
13	3.911	4.359	5.299	5.495	4.752	4.933	4.103	4.325
14	4.206	4.648	5.719	5.931	5.096	5.303	4.386	4.624
15	4.498	4.951	6.171	6.399	5.445	5.639	4.728	4.984
16	4.817	5.268	6.574	6.817	5.806	6.009	5.025	5.297
17	5.119	5.593	7.115	7.378	6.141	6.359	5.354	5.643
18	5.409	5.951	7.458	7.734	6.510	6.741	5.647	5.953
19	5.716	6.258	7.940	8.233	6.887	7.131	6.002	6.327
20	6.025	6.578	8.365	8.674	7.258	7.516	6.290	6.630
21	6.339	6.927	8.731	9.053	7.603	7.873	6.628	6.987
22	6.657	7.253	9.213	9.554	7.954	8.236	6.917	7.291
23	6.948	7.557	9.602	9.957	8.345	8.641	7.237	7.629
24	7.244	7.903	10.099	10.473	8.709	9.018	7.538	7.946
25	7.544	8.236	10.488	10.876	9.102	9.425	7.919	8.348
26	7.852	8.575	10.916	11.319	9.484	9.821	8.189	8.632
27	8.144	8.865	11.355	11.775	9.840	10.190	8.469	8.927
28	8.459	9.170	11.799	12.236	10.259	10.623	8.821	9.298
29	8.745	9.521	12.186	12.637	10.621	10.998	9.139	9.633
30	9.052	9.820	12.679	13.148	10.991	11.381	9.446	9.958
31	9.347	10.156	13.073	13.556	11.360	11.764	9.743	10.271
32	9.650	10.519	13.516	14.016	11.753	12.170	10.104	10.651
33	9.956	10.856	13.941	14.456	12.112	12.542	10.368	10.930
34	10.252	11.200	14.373	14.904	12.507	12.951	10.713	11.293
35	10.543	11.542	14.826	15.374	12.857	13.314	10.996	11.592
36	10.856	11.820	15.251	15.815	13.269	13.740	11.354	11.969
37	11.163	12.158	15.694	16.274	13.607	14.090	11.641	12.271
38	11.464	12.501	16.101	16.696	13.956	14.452	11.940	12.587
39	11.765	12.817	16.507	17.118	14.373	14.883	12.263	12.927

표 3.12.4에서 계속

t, min	ΔH_{11}	ΔH_{12}	ΔH_{21}	ΔH_{22}	ΔH_{31}	ΔH_{32}	ΔH_{41}	ΔH_{42}
40	12.064	13.132	16.932	17.559	14.761	15.285	12.574	13.255
41	12.364	13.465	17.412	18.056	15.143	15.681	12.907	13.606
42	12.680	13.781	17.785	18.443	15.498	16.048	13.210	13.925
43	12.972	14.073	18.242	18.917	15.842	16.405	13.565	14.300
44	13.270	14.456	18.667	19.358	16.234	16.810	13.874	14.625
45	13.572	14.753	19.110	19.817	16.594	17.183	14.142	14.908
46	13.874	15.114	19.572	20.296	16.987	17.590	14.480	15.264
47	14.169	15.421	20.035	20.776	17.369	17.986	14.795	15.596
48	14.479	15.758	20.513	21.272	17.713	18.342	15.103	15.920
49	14.774	16.112	20.865	21.637	18.131	18.775	15.413	16.248
50	15.077	16.439	21.363	22.153	18.493	19.150	15.728	16.580
51	15.372	16.734	21.698	22.501	18.863	19.533	16.038	16.907
52	15.675	17.037	22.175	22.995	19.233	19.916	16.356	17.241
53	15.978	17.340	22.460	23.522	19.638	20.335	16.658	17.560
54	16.275	17.637	23.080	24.029	19.997	20.707	16.968	17.887
55	16.564	18.046	23.533	24.499	20.392	21.116	17.259	18.194
56	16.884	18.366	23.948	24.929	20.730	21.466	17.546	18.496
57	17.185	18.667	24.336	25.332	21.142	21.892	17.877	18.845
58	17.488	18.970	24.701	25.710	21.479	22.242	18.182	19.167
59	17.788	19.270	25.204	26.233	21.829	22.603	18.495	19.497
60	18.087	19.569	25.684	26.730	22.245	23.035	18.824	19.844
61	18.438	19.920	25.998	27.056	22.563	23.364	19.116	20.151
62	18.753	20.235	26.478	27.553	22.933	23.747	19.432	20.484
63	19.046	20.528	26.921	28.013	23.302	24.129	19.748	20.817
64	19.344	20.826	27.328	28.434	23.707	24.549	20.071	21.158
65	19.646	21.128	27.697	28.817	24.066	24.921	20.375	21.479
66	19.948	21.430	28.232	29.373	24.462	25.330	20.681	21.801
67	20.243	21.725	28.681	29.838	24.799	25.679	21.027	22.166
68	20.553	22.035	29.064	30.235	25.211	26.106	21.310	22.465
69	20.847	22.329	29.503	30.690	25.549	26.456	21.644	22.816
70	21.151	22.633	29.949	31.153	25.898	26.817		
71	21.446				26.314	27.248		
72	21.731							

3.12.3 정압유지 장치

3.12.3.1 회로도 및 주요부품

1차 연도에 개발한 시작품은 사용압력 28.8 MPa, 최대하중 15 tf에서 갑작스런 하강 및 20~30초마다 계단식으로 나타나는 단점이 있어서 2차 년도에 새로 제작했다. 정압유지 장치의 설계도는 그림 3.12.12, 주요 부품의 사양은 표 3.12.5이다.

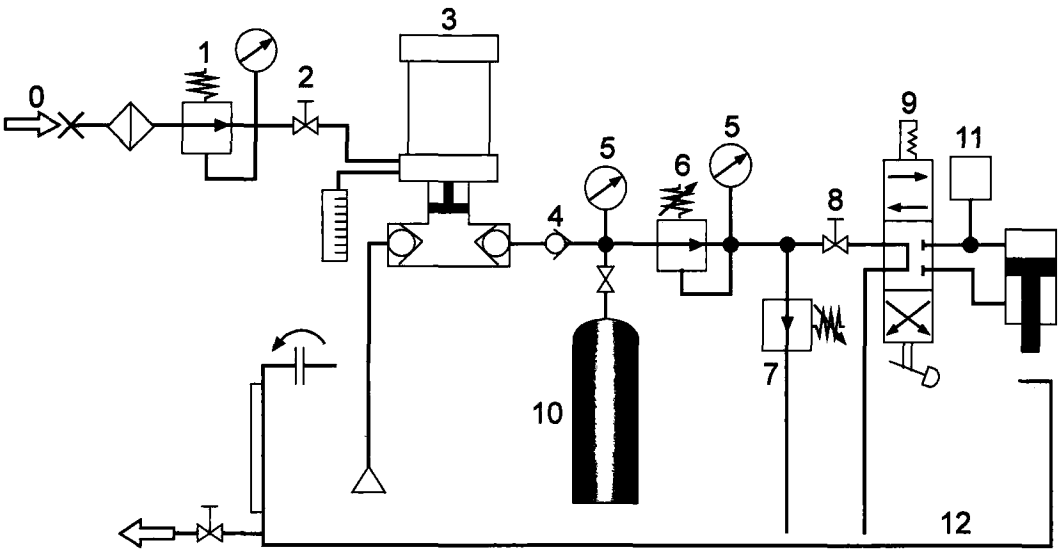


그림 3.12.12 정압유지 장치의 회로도

표 3.12.5 정압유지 장치의 부품사양

No.	부 품 명	제품의 성능	제작사
0	Air compressor	Max.0.7 MPa(0.1~0.6 MPa)	Optional
1	Air filter regulator	W3000-1D-B3	SAMIN
2	On/Off valve	V-82	ENERPAC
3	Liquid pump	5*l*-SS-115, 0~69 MPa(1.5 *l*/min)	HII
4	Check valve	RK2G	HAWE
5	Pressure gage	2@ϕ100×1000 barA(oil)	WIKA
6	Pressure regulator	54-2021D24	TESCOM
7	Back pr. regulator	54-2021D24	TESCOM
8	Needle valve	V-82	ENERPAC
9	Main valve	VM-4	ENERPAC
10	Accumulator	BN350-07A(2.5 *l*)	
11	Indicator	1.5 mV, 0~69 MPa	ZIS(한국)
12	Oil tank	Optional(5 *l*)	Optional

3.12.3.2 매뉴얼 및 검정결과

Air driven liquid pump(DLP-115TR)의 사용법은 다음과 같다. 그리고, 제작된 기기는 그림 3.12.13, 성능을 검정한 결과는 그림 3.12.14 및 표 3.12.6과 같다.

(1) 사용 전 준비

- Oil tank의 유량확인
- Air compressor(2.5 kW, Vol.50 ℓ) 연결 및 구동
- Pressure regulator valve 6을 반시계 방향(왼쪽)으로 완전히 회전.
- Back pressure regulator valve 7을 시계방향(오른쪽)으로 적당히 회전.

(2) 펌프의 연결

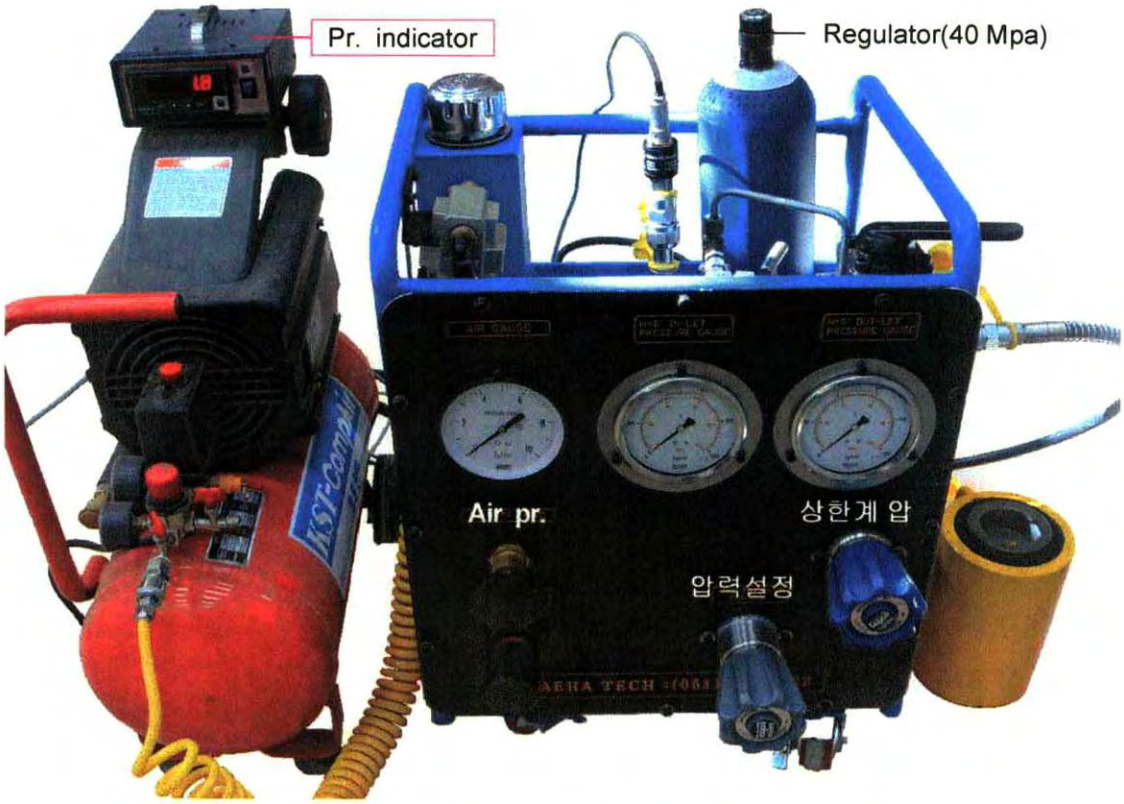
- 에어 호스라인을 pump unit의 inlet coupler에 연결.
- 유압 호스는 pump unit의 Outlet coupler에 연결하고, 곧게 펼 것.

(3) 펌프 구동

- 스톱밸브 2를 반시계 방향으로 천천히 열면 압축공기가 pump unit에 유입되면서 구동되며, 이때 스톱밸브로 공기량을 조절하여 펌프의 속도를 제어.
- 조절밸브 1을 서서히 시계방향으로 돌리면 공기압이 상승되면서 유압발생
- 소정의 압력(1차압력, 5번)에 도달하면 밸브 1의 작동을 멈춤.
  - 1차 조절압력 : 35 MPa 이하, 니들밸브 8을 완전히 개방
  - 2차 조절압력 : 35~69 MPa, 니들밸브 8을 완전히 잠금(여기서, Valve 8을 잠그지 않으면 압력누적완충장치 10이 파손될 수 있음).
- 밸브 6 조절(우회전 압력상승, 좌회전 압력하강)하여 소정의 정압으로 셋팅(공급 최대압력은 1차 압력과 동일한 압력까지만 가능).
- 압력 셋팅 후 감압밸브 7을 왼쪽으로 서서히 돌리면서 압력변화를 체크한다. 압력 변화가(하강) 감지되면 밸브 조정을 멈춤.
- 시험 종료후 압력의 제거는 밸브 6을 시계방향으로 돌리고, 방향전환 밸브 9번을 중립위치에 놓음.
- 시험이 종료후 장치내의 모든 압력을 제거.

(4) 취급상 주의사항

- 저유조 내부에 이물질이 들어가지 않도록 할 것.
- 수 분이내에 압력이 차지 않으면 업체에 문의할 것.
- 탱크내의 수주를 점검할 것.



(a) 정면도(Air compressor / pr. indicator / Hyd. jack 은 별도)



(b) 우측면



(c) 위에서 아래(평면)

그림 3.12.13 새로 재작한 정압유지 장치(무게 56 kgf)

그림 3.12.14 및 표 3.12.6에서, Regulator 한계치 40 MPa 이하에서는 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 유지시킬 압력을 140 MPa이하로 설정한 경우는 오차가 3 %인데 비해서, 28 MPa 이상으로 설정하면 오차가 더 크게 발생하지만 3 % 이하이다.
- 개발한 현장 직접전단 시험의 최대 수직하중은 500 kN이므로, 유압 잭의 용량을 400 MPa-면적 125 cm이상을 사용해야 정압유지가 안정하다.
- 평판 재하 시험(PBT) 용의 Plate 크기는 500 × 500로 갖추었으므로, 시험 최대 접지압 6 MPa에 안정시키려면, 그림 3.12.2의 대형 Hyd. jack(A 298.6 cm^2, 내압 41 MPa)을 사용해야 한다.
- 그림 3.12.15는 CBR mold에 흙을 다져 넣고, 관입봉의 침하와 시간에 따라 설정압(평균압력)의 변화를 보인 것이다. 그림 23.12.15a는 5 MPa 이하로 설정하여 관입봉의 침하량이나 시간에 따른 압력변화인데, 정압유지 오차는 -0.83~1.94 %이다. 그림 3.12.15b는 중~고압인 35~66 Mpa에서도 압력유지 오차는 -0.57~1.25 %로서 실내시험용으로는 정밀급으로 분류할 수 있다.

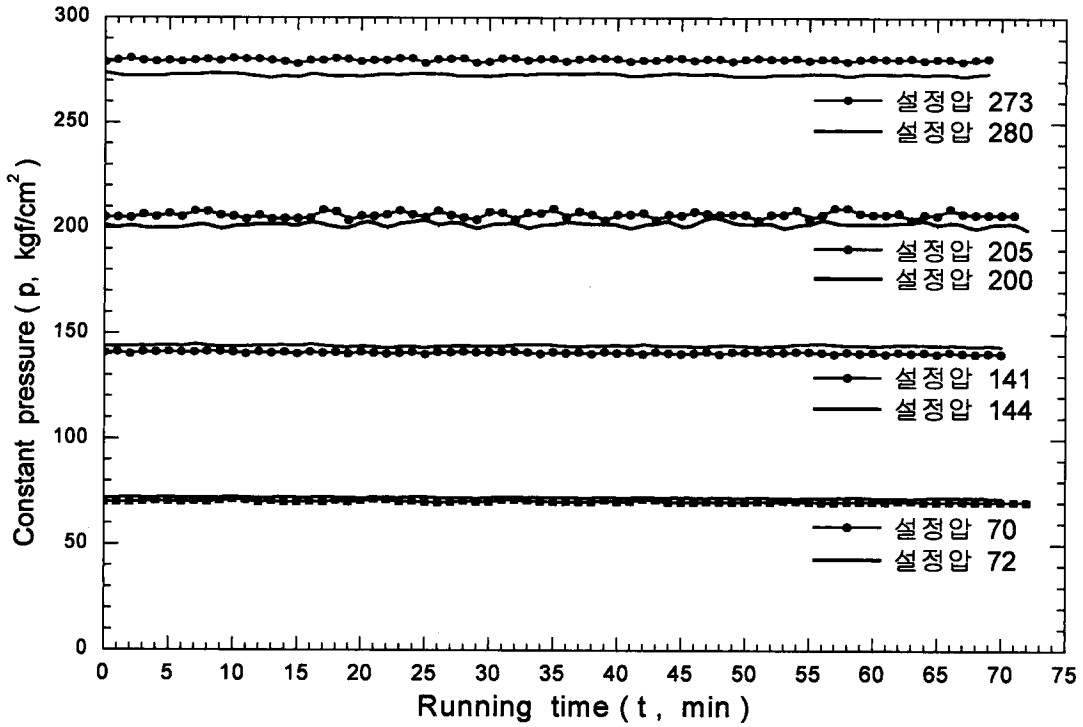


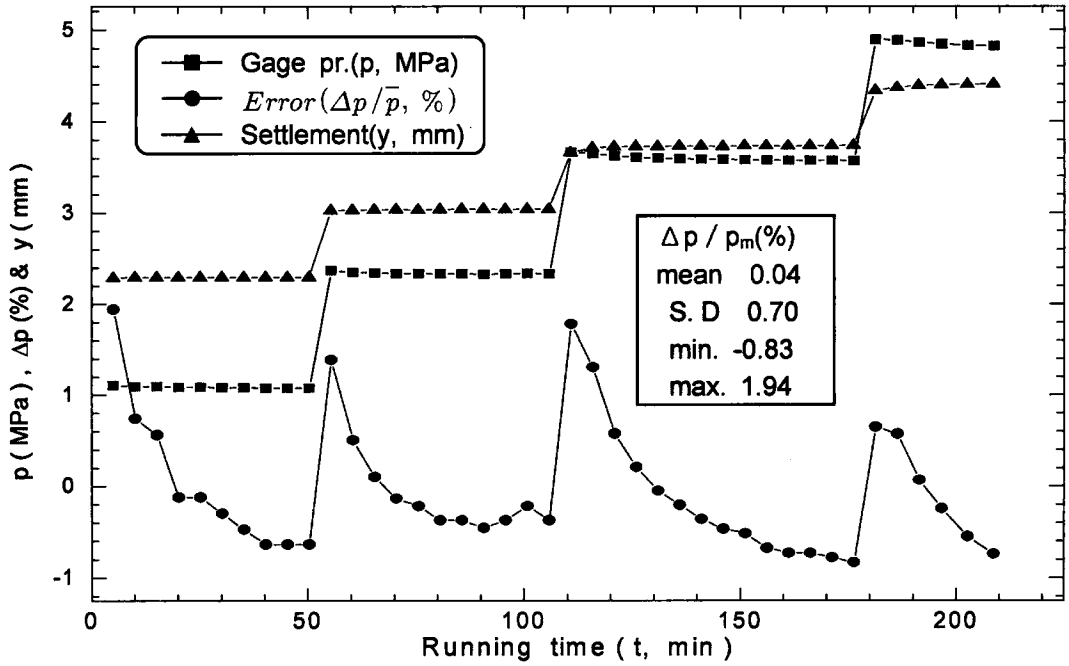
그림 3.12.14 정압 유지 장치의 검정결과(at In situ DSST)

표 3.12.6 정압유지 검정(압력 단위 kgf/cm^2)

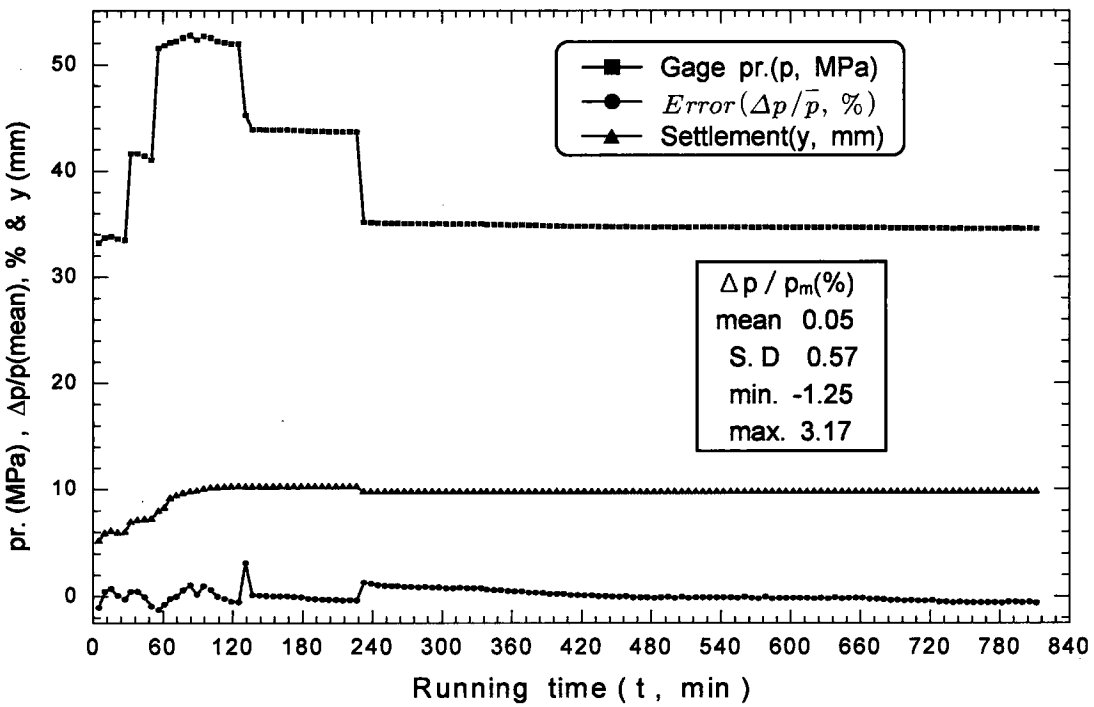
t,min	p_{11}	p_{12}	p_{21}	p_{22}	p_{31}	p_{32}	p_{41}	p_{42}
0	70.1	72.1	140.7	143.7	204.7	200.9	278.4	273.4
1	70.1	72.2	141.1	143.8	204.7	199.7	279.7	272.5
2	70.1	72.5	140.1	143.9	204.6	201.4	280.4	272.0
3	70.5	72.2	141.2	144.2	206.0	199.7	279.4	272.5
4	70.6	72.2	141.0	144.1	205.0	199.9	278.9	272.0
5	70.5	72.6	141.4	144.8	206.5	199.9	279.4	272.7
6	70.2	72.1	141.0	143.7	205.0	200.0	278.9	273.0
7	70.6	72.2	141.0	145.1	207.6	201.3	279.7	272.5
8	70.2	72.2	141.2	144.1	207.5	201.5	280.0	273.4
9	70.7	72.2	141.3	143.6	205.8	199.0	279.4	273.2
10	71.5	72.6	140.9	143.8	205.3	201.1	280.4	273.2
11	71.0	72.1	140.3	143.9	204.0	200.8	280.2	272.7
12	70.1	72.2	141.2	144.2	205.8	201.7	280.3	272.0
13	70.7	72.2	140.7	144.1	204.0	201.5	279.7	271.0
14	70.0	72.5	140.9	144.8	204.2	201.7	278.9	272.7
15	70.0	72.2	140.3	143.7	204.2	200.5	277.9	271.0
16	70.5	72.2	141.2	145.1	204.3	203.3	279.7	273.4
17	70.0	72.5	140.7	144.1	208.4	201.4	279.7	272.5
18	70.8	72.2	140.9	143.8	207.5	200.3	280.6	272.0
19	70.0	72.2	140.3	143.2	203.2	199.3	280.3	272.5
20	70.7	72.1	141.2	144.1	205.5	202.8	278.9	272.0
21	71.5	72.2	140.7	143.6	205.2	202.6	279.7	272.7
22	71.3	72.2	140.3	143.2	206.1	199.3	279.7	273.0
23	70.2	72.2	140.7	143.6	207.9	202.6	280.4	272.5
24	70.6	72.5	141.1	144.0	206.1	202.2	280.4	273.4
25	70.0	72.6	140.1	143.0	204.9	204.3	278.2	273.2
26	69.9	72.2	141.2	144.1	207.8	200.5	280.0	273.2
27	70.0	72.2	141.0	143.9	205.8	203.1	280.2	272.7
28	70.6	72.2	141.4	144.3	204.6	201.7	280.4	272.0
29	70.2	72.1	141.0	143.9	203.6	199.0	278.4	272.5
30	70.3	72.2	141.0	143.9	207.3	201.6	278.7	272.0
31	71.3	72.5	141.2	143.9	207.0	201.6	280.4	272.7
32	71.3	72.6	141.3	144.7	203.6	202.4	280.6	273.0
33	70.7	72.2	140.9	145.0	207.0	199.1	279.4	272.5
34	70.5	72.5	140.3	144.6	206.6	201.7	280.3	273.4
35	70.2	72.2	141.2	144.7	208.8	201.2	280.2	273.2
36	70.2	72.5	140.7	143.8	204.9	203.1	278.9	273.2
37	70.2	72.2	140.9	143.9	207.5	202.0	280.0	273.0
38	70.2	72.2	140.3	144.2	206.1	201.6	280.4	273.4
39	70.8	72.5	141.2	144.1	203.3	201.6	280.6	273.6

표 3.12.6에서 계속

t, min	p_{11}	p_{12}	p_{21}	p_{22}	p_{31}	p_{32}	p_{41}	p_{42}
41	70.5	72.2	140.9	143.7	206.0	199.0	278.9	272.0
42	71.5	72.5	140.3	145.1	206.9	201.6	279.7	272.7
43	71.0	72.2	141.2	144.1	203.4	201.6	279.7	272.7
44	70.1	72.2	140.7	143.8	206.1	203.8	280.4	273.4
45	70.1	72.5	140.3	144.4	205.6	199.8	280.6	273.6
46	70.1	72.2	140.7	143.6	207.5	201.6	279.4	272.5
47	70.5	72.2	141.1	143.7	206.5	204.8	280.3	273.2
48	70.2	72.5	140.1	144.4	206.0	204.8	280.2	273.2
49	70.2	72.2	141.2	144.5	206.0	202.1	278.9	272.0
50	70.2	72.2	141.0	144.2	206.1	201.6	280.0	272.5
51	70.5	72.5	141.4	143.6	203.3	201.6	280.4	272.0
52	70.2	72.2	141.0	144.1	206.0	202.4	280.2	272.7
53	70.6	72.2	141.0	143.9	206.0	199.1	280.0	273.0
54	70.6	72.1	141.2	145.2	208.3	201.7	280.6	272.5
55	70.2	72.2	141.3	145.0	204.1	201.2	279.4	273.4
56	70.1	72.2	140.9	145.3	206.0	204.3	280.3	273.2
57	70.1	72.2	140.3	144.9	209.3	202.0	280.2	273.2
58	70.5	72.5	141.2	144.3	209.3	201.6	278.9	272.0
59	70.5	72.6	140.7	144.6	206.5	201.6	280.0	273.0
60	70.5	72.2	140.9	144.2	206.0	201.7	280.4	273.4
61	70.2	72.2	140.3	144.4	206.0	201.6	280.2	273.2
62	70.6	72.2	141.2	144.7	206.9	202.6	280.0	273.0
63	70.6	72.1	140.7	144.7	203.4	202.2	280.6	273.6
64	70.2	72.2	140.9	144.6	206.1	204.3	279.4	272.5
65	70.1	72.5	140.3	144.3	205.6	200.5	280.3	273.2
66	70.5	72.6	141.2	144.7	208.8	203.1	280.2	273.2
67	70.5	72.2	140.7	144.5	206.5	201.7	278.9	272.0
68	70.2	72.5	140.3	143.6	206.0	199.0	280.0	273.0
69	70.2	72.2	140.7	144.7	206.0	201.6	280.4	273.4
70	70.5	72.2	140.3	143.7	206.1	201.6	--	--
71	70.5	--	--	--	206.0	202.4	--	--
72	70.2	--	--	--	--	199.1	--	--
min	69.9	72.1	140.1	143.0	203.2	199.0	277.9	271.0
max	71.5	72.6	141.4	145.3	209.3	204.8	280.6	273.6
mean	70.4	72.2	140.8	144.2	205.9	201.5	279.8	272.8
S,D	0.40	0.16	0.36	0.52	1.48	1.41	0.66	0.60
Error	1.6	0.5	1.0	2.3	6.1	5.8	2.7	2.6
Err(%)	**2.27**	**0.69**	**0.71**	**1.60**	**2.96**	**2.88**	**0.96**	**0.95**



(a) 설정압 p < 5 MPa일 경우의 시간과 침하량에 따른 정압유지 오차



(b) 설정압 30 ~ 55 MPa일 경우의 시간과 침하량에 따른 정압유지 오차

그림 3.12.15 정압 유지 장치의 시간과 침하량에 따른 압력 유지성

3.13 절리-암반의 강도정수의 실측치와 실측치 비교

3.13.1 Hoek-Brown의 전단 강도 규준

3.13.1.1 Hoek-Brown 강도규준의 Mohr-Coulomb으로 선형화

그림 3.13.1의 $\sigma - \tau$ 좌표계에서, Heok-Brown 비선형 파괴포락선상의 임의점에 대한 접선은 Mohr-Coulomb 전단강도 규준선이다. 비선형 방정식의 임의점에 대한 기울기는 편도함수(Partial derivative)로 구한 접점의 좌표(σ_a, τ)가 그림 3.13.1에 제시되어 있다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_1} + s\right)^a \qquad \text{eq.(3.13.1)}$$

$$\text{for } GSI > 25 \;;\; a = \frac{1}{2} \qquad \text{eq.(3.13.1a)}$$

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \qquad \text{eq.(3.13.1b)}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \qquad \text{eq.(3.13.1c)}$$

$$\text{for } GSI \le 25 \;;\; a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \qquad \text{eq.(3.13.2)}$$

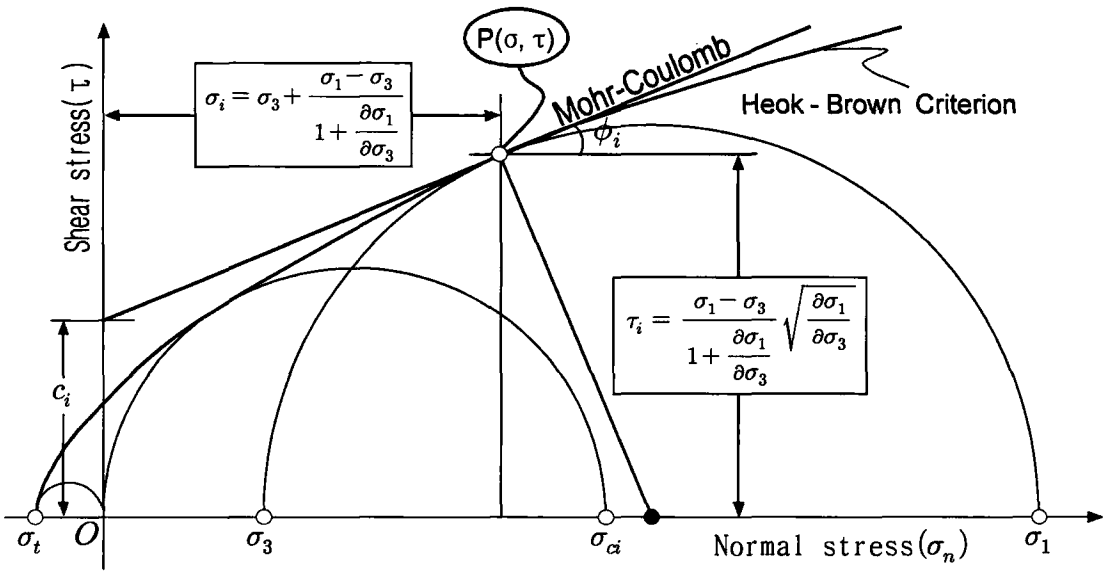


그림 3.13.1 Hoek-Brown 파괴포락선의 임의점에서 기울기와 절편

Heok(1999)는 $\sigma_n - \tau$ 좌표계에서 비선형 파괴포락선을 점(σ_n, τ)들로서 하나의 직선식을 선형 회귀분석으로 구하기 위해서 식(3.13.3)의 지수함수로 표현했다. 이 직선의 상수, 즉 기울기와 절편이 Mohr-Coulomb의 내부마찰각(ϕ_m), 점착력(c_m) 및 수직응력(σ_n)이다. 이 Mohr-Coulomb 파괴규준을 구하기 위한 매개변수는 무결함 암석의 1축 압축강도(σ_{ci}), 인장응력(σ_{tm})임에 유의해야 한다.

$$\tau = A\sigma_{ci}\left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}}\right)^B \qquad \text{eq.(3.13.3)}$$

$$\frac{\partial\tau}{\partial\sigma_n} = AB\sigma_{ci}\left(\frac{\sigma_n' - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}}\right)^{B-1} \qquad \text{eq.(3.13.4a)}$$

$$\sigma_{tm} = \frac{1}{2}\sigma_{ci}\left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s}\right) \qquad \text{eq.(3.13.4b)}$$

$$\phi_i = \tan^{-1}\left[AB\sigma_{ci}\left(\frac{\sigma_n - \tau}{\sigma_{ci}}\right)^{B-1}\right] \qquad \text{eq.(3.13.4c)}$$

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan\phi_i \qquad \text{eq.(3.13.4d)}$$

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + \frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}} \qquad \text{eq.(3.13.4e)}$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + \frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}}\sqrt{\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}} \qquad \text{eq.(3.13.4f)}$$

$$\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3} = 1 + \frac{m_b\sigma_{ci}}{2(\sigma_1 - \sigma_3)} \qquad \text{eq.(3.13.5)}$$

$$GSI \le 25 \;;\; \frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3} = a\, m_b^a \sigma_{ci}\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1} \qquad \text{eq.(3.13.6)}$$

여기서, A, B : 각각 H-B Criterion의 파괴포락선을 정의를 위한 상수

a, m_i, s : 각각 무결함 암석의 상수(m_b는 교란된 암석의 상수)

σ_{ci}, σ_{tm} : 각각 신선암의 1축 압축강도 및 인장강도

σ_1, σ_3 : 각각 최대 및 최소 주응력

σ_n, τ : 각각 임의면의 수직응력 및 전단응력

$\partial\sigma_1/\partial\sigma_1$: 주응력 $\sigma_3 - \sigma_1$ 관계도 상에서 임의의 접점의 기울기

c_i, ϕ_i : 비선형 파괴규준의 임의접선의 절편과 기울기, 순간 점착력 및 마찰각(instantaneous cohesion and friction angle)

식(3.13.5)는 GSI ≥ 25인 경우의 주응력 $\sigma_3 - \sigma_1$ 관계도의 임의점에 대한 직선의

기울기이며, GSI < 25 이면 식(3.13.3)의 편도함수인 식(3.13.6)을 적용한다. 이 식의 입력변수 σ_{ci}, σ_1, m_b, a 등은 앞서의 과정에서 정의된 것들이다.

식(3.13.3)를 양변에 상용대수를 취해서 선형 방정식으로 변환한다. 즉,

$$\log\left(\frac{\tau}{\sigma_{ci}}\right) = \log(A) + B\log\left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}}\right) \qquad \text{eq.(3.13.6)}$$

$$Y = \log\left(\frac{\tau}{\sigma_{ci}}\right),\ X = \log\left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}}\right) \text{ and } A' = \log(A) \qquad \text{eq.(3.13.7a)}$$

$$B = \frac{\sum XY - \sum X \sum Y/n}{\sum X^2 - \sum X^2/n} \qquad \text{eq.(3.13.7b)}$$

$$A' = \frac{\sum Y}{n} - B\frac{\sum X}{n} \qquad \text{eq.(3.13.7c)}$$

$$A = 10^{A'} \qquad \text{eq.(3.13.7d)}$$

그림 3.13.2의 주응력($\sigma_3 - \sigma_1$) 관계도에서 Hoek-Brown 이론의 파괴규준의 임의 점에서 접선의 기울기(k)와 절편(σ_{cm})을 매개변수로 하면, Mohr-Coulomb의 강도 정수인 Mohr-Coulomb의 내부마찰각(Inter frictional angle)과 점착력(Cohesion)으로 환산하는 공식들은 다음과 같다.

$$k = \frac{n\sum\sigma_3\sigma_1 - \sum\sigma_3\sum\sigma_1}{n\sum\sigma_3^2 - \left(\sum\sigma_3\right)^2} \qquad \text{eq.(3.13.8a)}$$

$$\sigma_{cm} = \overline{\sigma_1} - k\,\overline{\sigma_3} \qquad \text{eq.(3.13.8b)}$$

$$\sigma_{1m} = \sigma_{cm} + k\sigma_3 \qquad \text{eq.(3.13.8c)}$$

$$c_m = \frac{\sigma_{cm}(1 - \sin\phi_m)}{2\cos\phi_m} \qquad \text{eq.(3.13.9a)}$$

$$\phi_m = \sin^{-1}\left(\frac{k-1}{k+1}\right) \qquad \text{eq.(3.13.9b)}$$

식(3.13.8) 및 식(3.13.9)에서,

k, σ_{cm} : 각각 비선형 주응력($\sigma_3 - \sigma_1$) 관계도에서 접선의 기울기와 절편 (σ_{cm}; 암반 총체적인 1축 압축강도, global 'rock mass strength).

σ_{1m} : 비선형을 직선으로 표현한 최대 주응력

c_m, ϕ_m : 각각 Mohr-Coulomb 규준으로 적합시킨 점착력과 내부 마찰각

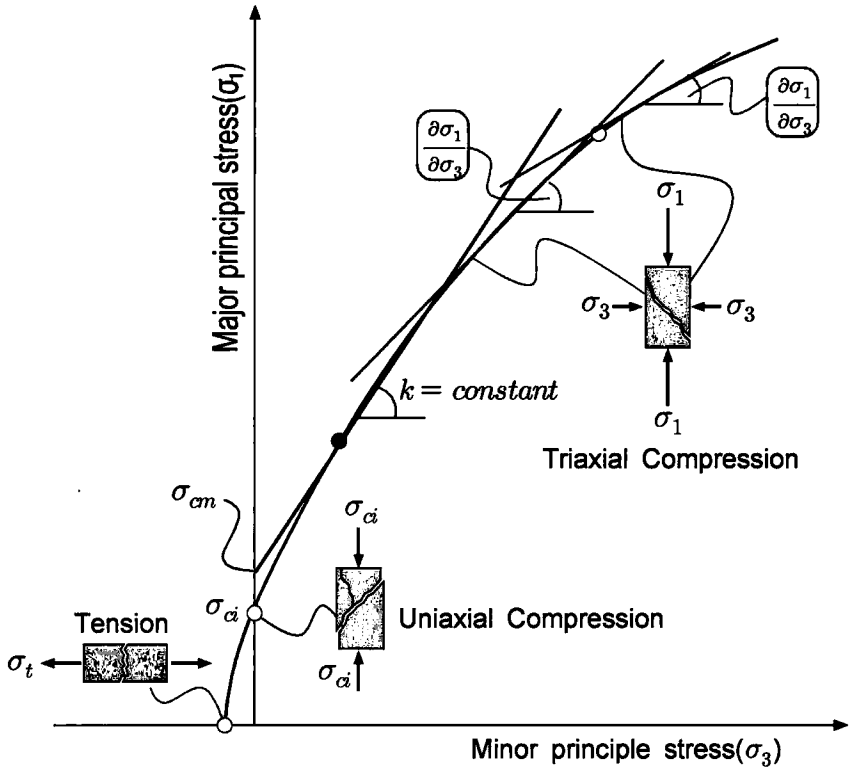


Fig. 3.13.2 Relationship between principal stresses

3.13.1.2 교란계수를 고려한 강도규준(Heok & Carranza-Torres, 2002)

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left\{\exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right)\right\} \qquad \text{eq.(3.13.10a)}$$

$$\frac{m_b}{m_i} = ecp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \text{ ; 신선암 } D=1,\ \text{완전교란 } 0 \qquad \text{eq.(3.13.10b)}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \qquad \text{eq.(3.13.10c)}$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} s^a \qquad \text{eq.(3.13.10d)}$$

$$\sigma_{tm} = -\frac{s\,\sigma_{ci}}{m_b} \qquad \text{eq.(3.13.10e)}$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)\frac{d\sigma_1/d\sigma_3 - 1}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \qquad \text{eq.(3.13.11)}$$

$$\tau = (\sigma_1-\sigma_3)\frac{\sqrt{d\sigma_1/d\sigma_3}}{1+d\sigma_1/d\sigma_3} \qquad \text{eq.(3.13.12)}$$

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + am_b\left(s + m_b\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1} \qquad \text{eq.(3.13.13)}$$

$\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3\max}$; $Mohr-Couolmb\ \ Criterion$

$$c_m = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s + (1-a)m_{bc}\right](s+m_{bc})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{\frac{1+\left\{6am_b(s+m_{bc})^{a-1}\right\}}{(1+a)(2+a)}}} \quad \text{eq.(3.13.14)}$$

$$\phi_m = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s+m_{bc})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_{bc})^{a-1}}\right] \quad \text{eq.(3.13.13)}$$

$$m_{bc} = m_b\left(\frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{ci}}\right) \quad \text{eq.(3.13.16a)}$$

$$\sigma_{3\max} = 0.47\sigma_{cm}\left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.94} \quad \text{for } \textit{deep tunnel} \quad \text{eq.(3.13.16b)}$$

$$\sigma_{3\max} = 0.72\sigma_{cm}\left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.91} \quad \text{for } \textit{slope} \quad \text{eq.(3.13.16c)}$$

$$E(GPa) = 0.1\sqrt{\sigma_{ci}}\left(1-\frac{D}{2}\right)10^{(GSI-10)/40} \quad \text{for } \sigma_{ci} \le 100\,MPa \quad \text{eq.(3.13.17a)}$$

$$E(GPa) = \sqrt{\sigma_{ci}}\left(1-\frac{D}{2}\right)10^{(GSI-10)/40} \quad \text{for } \sigma_{ci} > 100\,MPa \quad \text{eq.(3.13.17b)}$$

식(3.13.10)~식(3.13.16)에서,

D : 굴착으로 인한 암반 주변의 응력해방(Stress relaxation) 교란계수 (표 3.13.1 참조, MIng Lu et al. 2006)

$\sigma_{3\max}$: Mohr-Coulomb 파괴규준으로 적합시키는 최소 주응력의 상한계. 즉, $\sigma_3 - \sigma_1$ 좌표계에서, H-B Criterion과 M-C 규준적용의 상한계 σ_3

γ, H : 각각 터널이나 암반사면의 밀도 및 고려대상의 깊이

E : 암반의 변형계수(Deformation modulus)

표 3.13.1 굴착으로 인한 암반 주변의 교란정도 따른 교란계수(D)의 범위

'D'	암반 상태의 표현(descripition of rock mass)
0	- 양질의 무결함 암반(신선암). - TBM이나 발파작업으로 인하여 터널 굴착면 주변 암반에 교란이 거의 미치지 않도록 작업관리가 순조롭게 진행되는 양질의 암반 - 기계/인력 굴착m로 인하여 암반주변에 교란이 거의 미치지 않은 불량 암반
0.5	- 보통수준의 발파로 암반주변이 부분적으로 손상된 상태. - 굴착면 바닥에서 분출이나 팽창(heaving)을 억제하여 위한 Invert를 설치해야 기계굴착이 가능한 곳.
0.8	- 굴착으로 인하여 암반 주변이 2~3m 심각한 손상이 있는 경우.
1	- 분출이 심하고, 굴착면의 천단이나 벽면에 크랙이 지속적으로 확장되는 경우.

3.13.1.3 Mohr-Coulomb의 선형관계로 적합시키는 알고리즘

① 암반의 기본상수(σ_{ci}, m_i, GSI)입력

② 파라메터 m_b, a, s, σ_{tm}등 계산

- 교란계수 고려하지 않은 경우 식(3.13.1, 2 및 4)
- 교란계수를 고려한 경우 식(3.13.8)

③ 주응력 σ_3 및 σ_1 산출

- Starting point : $\sigma_3 < 0.25\sigma_{ci}$ 범위에서 약 10 개 정도로 가정
- σ_1 → 식(3.13.1)

④ $\sigma_3 - \sigma_1$ 좌표계의 기울기와 좌표점 산출

- 기울기 $\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3}$ → GSI > 25 ; 식(3.13.5), otherwise 식(3.13.6)
- 좌표점(σ_n, τ) → 식(3.13.4e) & 식(3.13.4f)

⑤ 선형회귀분석좌표로 변환하여 기울기(B)와 절편(A)를 구함

- 식(3.13.5a)~식(3.13.5e)

⑥ 주응력($\sigma_3 - \sigma_1$)관계도의 평균 기울기(k)와 최대 주응력 산출

- σ_{ci}, σ_{tm}, A, B, σ_n 등으로 Mohr-Coulomb criterion의 전단 응력(τ_m)
  GSI > 25이면 식(3.13.5), GSI ≤ 25는 식(3.13.6)을 적용
- σ_3 $vz.$ σ_1 관계도의 선형회귀분석(직선)
  기울기(k) → 식(3.13.8a)
  절편(σ_{cm}) → 식(3.13.8b)
- Mohr-Coulomb 규준에 대응되는 최대 주응력(σ_{1m}) : eq.(3.13.8c)
- σ_n $vz.$ τ 관계도에서 Mohr-Coulomb 강도정수

  점착력(c_m) : 식(3.13.9a) 내부마찰각(ϕ_m) : 식(3.13.9b)

3.13.2 Barton의 강도규준

3.13.2.1 강도 규준 정의

Batton(1973)은 신선암을 쪼개서 비평면 절리로 만든 인공 공시체의 시험결과로 식(3.13.10)을 제안했다. 이 파괴규준도 비선형이지만, Mohr-Coulomb 파괴규준의 내부 마찰각(ϕ_i)은 $\sigma_n - \tau$ 좌표계의 편도함수로서 식(3.13.24)와 같이 비교적 간단하다.

$$\tau = \sigma_n \left\{ JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \sigma_b \right\} \qquad \text{eq.(3.13.21)}$$

$$\phi_i = \tan^{-1}\left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n}\right) \qquad \text{eq.(3.13.22)}$$

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan\phi_i \qquad \text{eq.(3.13.23)}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n'} = K + \phi_b - \frac{\pi\, JRC}{180 \ln 10}\left(K^2 + \phi_b\right) ; \qquad \text{eq.(3.13.24)}$$

여기서, σ_n, τ : 각각 풍화암 절리면의 전단 강도 및 유효 수직 응력

ϕ_b : 기본 마찰각(Basic friction angle)

JRC : 암석 절리면의 組度係數(Coeff. of Joint Roughness, 0~20)

JCS : 절리면(Wall)의 1축 압축강도($JCS < 0.25\sigma_{ci}$)

ϕ_i : 순간마찰각(비선형 파괴규준 임의점의 접선 기울기)

c_i : 순간 점착력(접선의 τ-축 절편)

Barton의 강도규준은 비교적 간단하지만, 실무에 적용하는 데는 다음사항을 고려해야 한다. 즉,

- 전단중의 부피 팽창(dilatation)
- 손상계수(damage coefficient)
- 불연면의 거칢 성분(asperity component)
- 시료 크기 영향(scale effect)

3.13.2.2 실무 적용시 고려할 사항들과 강도규준의 수정제안

(1) 부피 팽창이 암반 사면의 안정에 미치는 영향

절리면이 수직응력으로 구속되어 수직방향 변형이 거의 없으면 Dilatation은 없으나, 전단 중에는 부피팽창이 일어난다.

- 절리면 방향의 변형율이 1 %에 도달 이전에 peak 강도가 생긴다.

- JRC, JCS가 낮은 암반은 강한 것에 비해서 전단중에 더 많이 닳기 때문에 부피 팽창성향은 적거나 거의 없으나, 강한 돌은 Dilatation이 중요변수이다.
- Peak dilatation(d_n)은 정점에서 생기며, 암반사면은 잔류 마찰각(ϕ_r)보다 크다.
- 편평한 불연속면에 점토로 충진되거나 peak-강도가 빨리 생기는 암반의 팽창각은 잔류마찰각 정도이며, $d_n = 0$으로 가정한다.
- 충전물이 없고 거칠은 전단변형의 영향을 받지 않은 암반은 $d_n > \phi_r$으로 total friction angle(ϕ)은 다음과 같다. 즉,

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) = \phi_r + d_n \qquad \text{eq.(3.13.25)}$$

- 요철의 닳음 영향으로 정점의 마찰각은 $\phi_r + d_n$보다 크다.

불연속면이 거칠고 단단한 암반이라도, 지반의 팽창성향 때문에 지하 굴착시에 낙반사고가 많다. 절리면에 수직응력의 증가로 불연속면이 확장되기 때문이다. Span 100 m 구간이 영구/직립으로 유지되기도 하지만, Span 1m에서 무너지기도 하는데, 파괴의 주원인은 Dilatation & Non-dilatation 차이 때문이다. 불행히도, 전단변형, 팽창성향, 수직응력의 범위, 암반의 강성계수 등의 상관관계 연구가 일천하며, FEM 따위의 수치해석법으로 해결하고 있다.

(2) Asperity component(JRC log(JCS / σ_n)과 Dilatation(d_n, °)의 상관성

JCS, *JRC*, τ, σ_n의 상관성 연구에 적합한 시험기구는 Lab. DSST이다.

- 단면적 10cm×10cm, 상·하부 상자 이격간격 8 mm(Teflon spacer)
- 수직/수평 변형량 측정용 Dial gage(감도 0.002 mm/눈금, 10 초 간격으로 기록)
- Peak point에 도달시간은 10~15분 정도

Peak dilatation angle(°) ; $d_n = \tan\left(\frac{\Delta v}{\Delta h}\right)$

Asperity component angle(°) $= \tan\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) - \phi_r = JRC\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) - \phi_n$

- 뾰족한 요철은 전단되면서 접촉면이 뭉개지므로, JRC보다 요철면의 닳음 영향이 더 중요하다. 암반역학에서는, 이러한 응력범위는 예외로 취급한다.
- 그림(3.13.3)에서, 선 ②는 136개의 Joint-시료의 평균이다. 여기서, 요철의 닳음 영향각은 21.1°인데 비해서 전체 평균은 20.0°이다. 여기서, 팽창각(d_n)과 JRC × log(JCS / σ_n)는 선형관계인데, 식(3.13.26)의 비례상수 C의 역수를 '절리면 손상계수(Joint damage coeff.)'라 한다.

$$C = \frac{d_n}{JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \qquad \text{eq.(3.13.26)}$$

M-값의 범위는 • 상한 1/2~5 • 하한 1/2 • 초기/매끈한 경우 1/3 • 일반적 1

- 전단 중에 Asperity 손상이 비교적 적은 경우의 일반식은 ;

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan(d_n + \phi_r) \qquad \text{eq.(3.13.27)}$$

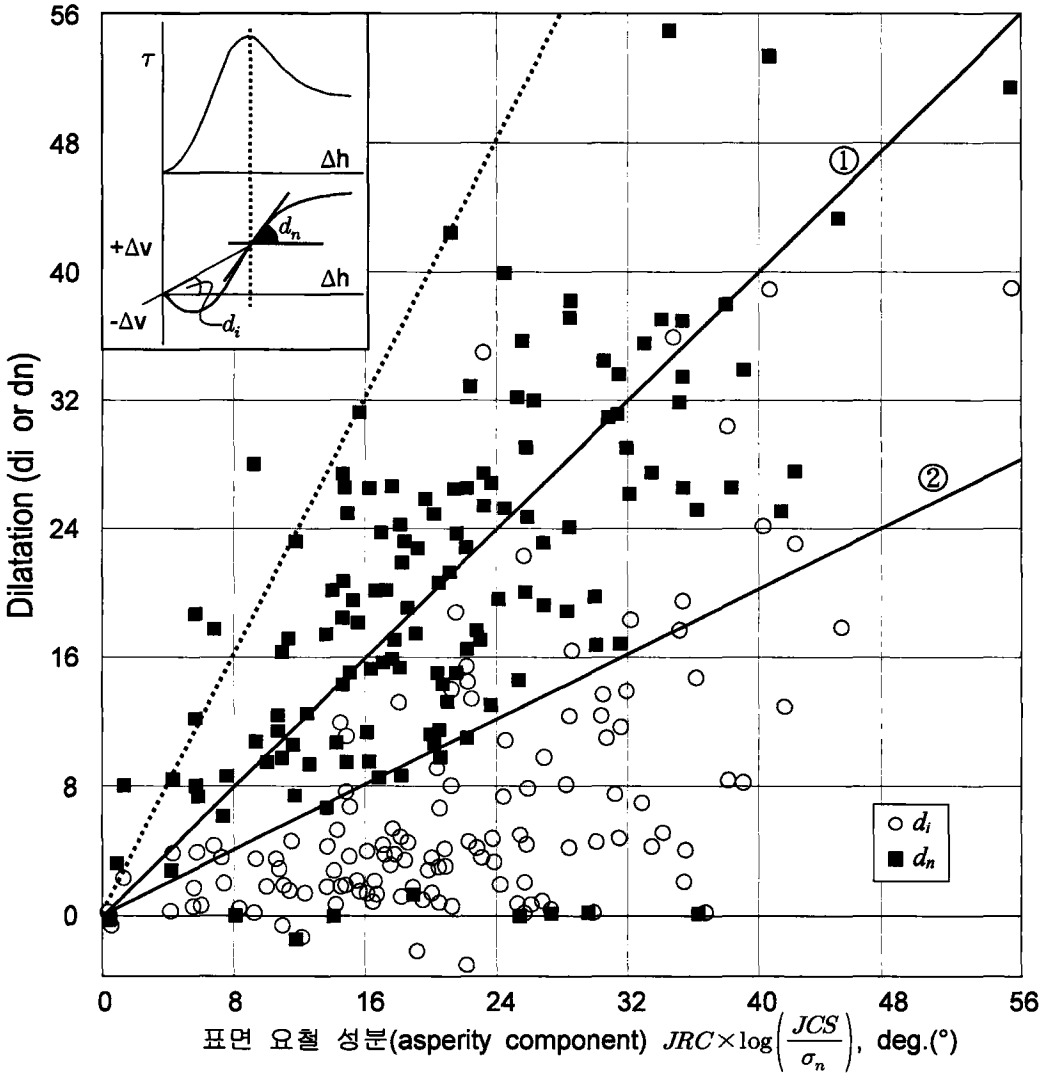


그림 3.13.3 $JRC \log(JCS/\sigma_n)$와 d_i or d_n의 상관성

(3) 응력비 JCS/σ_n의 영향

거친 인장 절리면에 아주 높은 σ_n을 가해서 DSST 수행한 결과

- 인공 절리면 ; JCS / σ_n = 4.1~125(평균 129)
- 자연 절리면 ; JCS / σ_n = 440(15.5~5550)
- 실험결과에서 $d_n = 13.2°$인데, JRC × log(JCS/σ_n) = 26.3°이었다. 그래서, 거친 절리암반의 peak 전단강도 규준을 다음과 같이 수정 제안했다.

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan\left(2d_n + 30^o\right) \qquad \text{eq.(3.13.28)}$$

여기서, 30°는 미풍화 암반의 기본마찰각이다

- 응력비(JCS / σ_n)와 요철의 닳음 정도를 고려한 강도규준의 적용

닳음이 적고, JRC가 높다. : 식(3.13.27) 및 식(3.13.26)의 C = 1

닳음이 심하고, JRC가 낮다 : 식(3.13.28) 및 식(3.13.26)의 C = 1/2

- 팽창각(d_n)과 요철면 닳음 정도를 고려한 새로운 강도규준제안

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan\left(M \times d_n + \phi_r\right) \qquad \text{eq.(3.13.29)}$$

여기서, M은 절리면 손상계수(Joint damage coeff.)로서 식(3.13.26)에서 C-값의 역수이며, 절리면이 매끈하거나 강한 암석(또는 두 조건 모두 만족)은 M ≥ 1이다(표 3.13.2 참조). 불연속면이 접촉된 점판암(cleavage jointed slate)은 M = 0.78 < 1인 예외적인 경우도 있다. 이처럼 매끈한 절리면의 팽창각(d_n)은 6.8°로 아주 낮다. 전단 중에 "0-damage"이면, M = 1로 취한다.

- 8개 암종의 실험예인 표 3.13.2를 음미하면 다음과 같다.
  - Soapstone의 인공 인장절리 시료(high-damage test)는 M = 2이다.
  - 석회질 혈암 4개-군은 0-dilatation이다(peak에 도달해도 팽창이 없었다).
  - basalt에서만 유효한 결과이다.
  - 절리면 손상계수(M)과 팽창각(d_n)의 추정식은 ;

$$M = 0.70 + \frac{JRC}{12\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \qquad \text{eq.(3.13.30)}$$

$$d_n(^o) = \frac{12\,JRC\left\{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right\}^2}{JRC + 8.4\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \qquad \text{eq.(3.13.31)}$$

표 3.13.2 팽창각(d_n)과 절리면 손상계수(M) 실측 예

Rock type	시료수	$d_n(^o)$	JRC	JCS/ σ_n	M
半화강암(Aplite)	36	25.5	9.3	339	0.92
화강암(Granite)	38	20.9	8.9	229	1.00
Hornfels	17	26.5	9.6	525	0.99
Calcareous shale	11	14.8	8.2	316	1.39
점판암(Slate)	7	6.8	2.9	68	0.78
편마암(Gneiss)	17	17.3	7.7	182	1.01
凍石(Soapstone)	5	16.2	16.6	36.3	1.53
인공-절리 시료	130	13.2	21.1	19.5	2.00

3.13.2.3 강도정수 측정법

(1) 기본개념

JRC 측정용 간단한 기구는 Comb type roughness gage이다.

풍화암 표면의 얇은 층이 벗겨지지 않을 정도의 아주 낮은 σ_n을 작용시키기 어렵기 때문에, ϕ_b은 미풍화 암석으로 시험한다. 그래서, 풍화암의 표면보다는 더 신선한 암반 내부의 절단면에 대한 DSST가 제안되었다. 풍화암의 1㎜미만의 아주 얇은 층에 낮은 수준 σ_n - DSST의 잔류강도로 구한다. 여기서, Tilt test, Pull test, DSST 등을 병행하여 시험한다. 절리면의 요철 깊이는 수 ㎜에 불과(planar joint 1~2㎜, rough joint 3~5㎜)하므로, 강도정수 JCS를 파악이 어렵다.

(2) JCS 측정법

Joint wall의 풍화 깊이에 따라, 강도와 투수성이 아주 민감하다.

거의 풍화된 암석의 표면은 투수성이 크다. 풍화 깊이에 따라 약면 발달 → 약간 결함 → 무결함(불투수 층) 등으로 분류되며, 강도특성은 다음과 같다.

- 풍화변질도(Deg. of Weathering Alteration, DWA = σ_c/JCS) 추정

  일반적 : DWA ≤ 4

  사암 ; DWA = 1.8~3.8

  신선암 : DWA = 16

  현재는 DWA = 1~5.2로 취함

(3) Tilt test

- 1~5kPa 정도 저수준 σ_n에서 DSST로 구한다.
- 상부 시료 두께 5~20㎝되게 톱질하여 1 쌍으로 만든다.

- 표면을 깨끗이 닦음 → 공기건조 → 무게와 접촉면적(σ_n)→ Tilting → 활동시 경사각 측정 → 8회 반복시험
- Tilt test는 Dry joints로만 시험한다.
- 시험 후, 깨끗이 닦고 건조시켜서 Schmidt hammer test 시행
- 시료의 평균 절단면이 경계면에 평행하게 ±1°이하로 장치가 중요하다.
- 미풍화 암석의 비교적 평탄한 불연속면에 대한 기본마찰각(ϕ_b) 측정용이다. 절리면의 거칠보다는 긁히거나 요철이 깎이고 닳음(Asperities ploughing)의 영향에 주안한 것으로서 Non-dilatancy 상태로 시험해야 한다. Tilt test에서, 활동각은 ϕ_b or ϕ_r보다는 크다.

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_o}{\sigma_{no}}\right) \qquad \text{eq.(3.13.32)}$$

$$\sigma_{no} = \gamma h\cos\alpha \ ; \ \tau = \gamma h\sin\alpha \qquad \text{eq.(3.13.33)}$$

여기서, α : 활동 순간의 경사각

γ, h : 각각 Top block의 밀도 및 두께($L \geq 4h$)

τ_o, σ_{no} : 각각 Sliding 순간의 전단강도 및 유효수직응력

- Top block의 일반적인 크기는 25mm × 100mm($L \geq 4h$)인데, 현장에서는 이 조건으로 맞물린 Joint는 거의 없으므로 σ_{no}를 식(3.13.34)로 수정한다. 즉, 활동면이 좁아서 Top test block이 넘어지지 않고 α가 측정되어야한다.
- Tilt test는 JRC ≤ 10에 유효하며, 이 이상은 Pull test가 더 유용하다.

$$\sigma_{no} = \gamma h\cos^2\alpha \qquad \text{eq.(3.13.34)}$$

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \qquad \text{eq.(3.13.35)}$$

(4) Pull test

- JRC ≥ 10인 거친 절리면은 Tilt test보다 Pull test가 낫다.
- 풍화암의 표면(skin)은 강도정수가 아주 민감하므로, 정교한 시험이 요구된다.
- JCS, JRC, ϕ_b등은 포화상태로 시험한다($JCS_{포화}$ = JCS_{dry} 80~95%)
- 시험 순서

Saw-cut 절리면 시료 준비 → Tilt test(3회 측정 평균치) → DSST → Pull test

(수직하중은 Top block의 자중)

- JRC 측정 범위

Lab. test block은 JRC = 12~14)

In field Test block은 JRC 12이상으로 Lab. test 용보다 더 풍화상태이므로 JCS가 낮고, 무게는 커서 JCS / σ_n은 100~1000 정도

- Tilt/Pull test는 병행하여 실시한다. 그러나, 절리면이 서로 교차되어 연직 또는 급경사로 구성된 계단형("step")은 활동시의 요철면 파괴가 진짜 점착력(real cohesion)으로 나타나므로 Tilt/Pull test로서는 JRC 측정이 불가능하다. 따라서, Tilt/Pull test는 절리면이 여러 방향으로 얽히지 않아 주방향이 추정가능한 경우에 적용한다.

3.13.3 불량 암반 현장의 실측자료와 추정치의 비교

3.13.3.1 전단강도에 관련된 자료의 선택과 강도정수 추정

(1) 지질공학적 자료의 선택

지질공학적 조사자료는 주로 전단강도를 추정하기 위한 것들로서 §3.6의 내용을 발췌하면 표3.13.3a와 같이 요약된다. 그리고, 불량 암반 현장에 Test block을 형성하여 §3.14.1~2의 직접전단 시험과 1축 압축시험 결과458표3.13.3b와 같다.

표 3.13.3 지질공학적 조사 및 현장 1축압축/직접 전단 시험결과

(a) 비파괴 시험의 지질공학적 조사 자료

조사결과 / 현장	PLST MPa	JCS MPa	JRC -	RMR -	Jv 개/m³	SCR -	SR -	GSI -
대운천 교	48	40	41	41	16	6	37	31
장안휴게소	58	11	24	26	39	4	38	22

(b) Test block을 형성하여 실측한 강도정수

강도정수 / 시험 현장			대운천교	장안 휴게소
1축 압축 시험(UCST)		σ_c, MPa	1.82	2.07
		E. GPa	1.10	0.74
직접 전단 시험 (DSST)	자연상태	c, MPa	-	0.55~0.72
		ϕ, deg.	-	45~48
	재전단	c, MPa	-	0.52~0.65
		ϕ, deg.	-	40~42

• **신선암의 1축 압축 강도의 추정**

표 3.13.3의 현장상태 1축 압축강도를 σ_{cm}로 취하여 신선암의 강도로 환산한다. 1축 압축상태이면 $\sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = \sigma_{ci}$이므로, 식(3.13.3)를 적용하면 식(3.13.36)으로 변환된다. 그리고, Rammamurthy(1993), Sheorey(1997)에 제안한 경험식[Lianyang Zhang(2005)의 pp. 204에서 인용]으로 신선암의 강도를 추정할 수 있다.

$$o_{ci} = \frac{\sigma_{cm}}{\sqrt{s}} \qquad \text{eq.(3.13.36)}$$

Sheorey(1997) : $\sigma_{ci} = \sigma_{cm} / \exp\left(\frac{RMR - 100}{20}\right)$ eq.(3.13.37a)

Rammamurthy(1993) : $\sigma_{ci} = \sigma_{cm} / \exp\left(\frac{RMR - 100}{18.75}\right)$ eq.(3.13.37b)

대운천교 현장은 σ_{cm}= 1.82, RMR = 41, m_i = 15로 추정하면 ;

GSI = 31 > 25이므로, 식(3.13.1a)에서 $a = \frac{1}{2}$

식(3.13.1b)에서, $m_b = (15)\exp\left(\frac{31 - 100}{28}\right) = 1.2760$

식(3.13.1c)에서, $s = \exp\left(\frac{31 - 100}{9}\right) = 0.000468$

신선암의 1축 압축 강도의 추정

Hoek-Brown ; $o_{ci} = \frac{1.82}{\sqrt{0.000468}} = 84(MPa)$

Sheorey(1997) : $\sigma_{ci} = 1.82 / \exp\left(\frac{41 - 100}{20}\right) = 35(MPa)$

Rammamurthy(1993) : $\sigma_{ci} = 1.82 / \exp\left(\frac{41 - 100}{18.75}\right) = 42(MPa)$

각주공식을 적용하면 σ_{ci}= 48MPa이다.

장안 휴게소 현장은 σ_{cm}= 2.07, RMR = 26, m_i = 15로 추정하면 ;

GSI = 22 ≤ 25이므로, $a = 0.65 - \frac{22}{200} = 0.54$

같은 방법으로, m_b = 1.0674, s = 0.000172, σ_{ci}= 40MPa이다.

(3) Hoek-Brown Criteria

장안 휴게소 현장과 대운천 현장을 구분하여 표 3.13.2의 지질공학적 조사 자료를 Hoek-Brown 강도규준에 적용하여 주응력, 수직응력 및 전단응력을 구한 결과는 표 3.13.3~5 및 그림 3.13.4~5이다. 그리고, Barton의 강도규준에서, 기본마

찰각(ϕ_b)를 35°, 절리면의 1축 압축강도(JCS) 범위를 10 ~25 MPa로 취한 결과는 그림 3.13.6이다. 그림 3.13.7은 Test block No.1의 현장 직접전단 시험결과이다.

표 3.13.4a 3축 압축 모델링 및 σ_n, τ 좌표계로 변환(장안 휴게소)

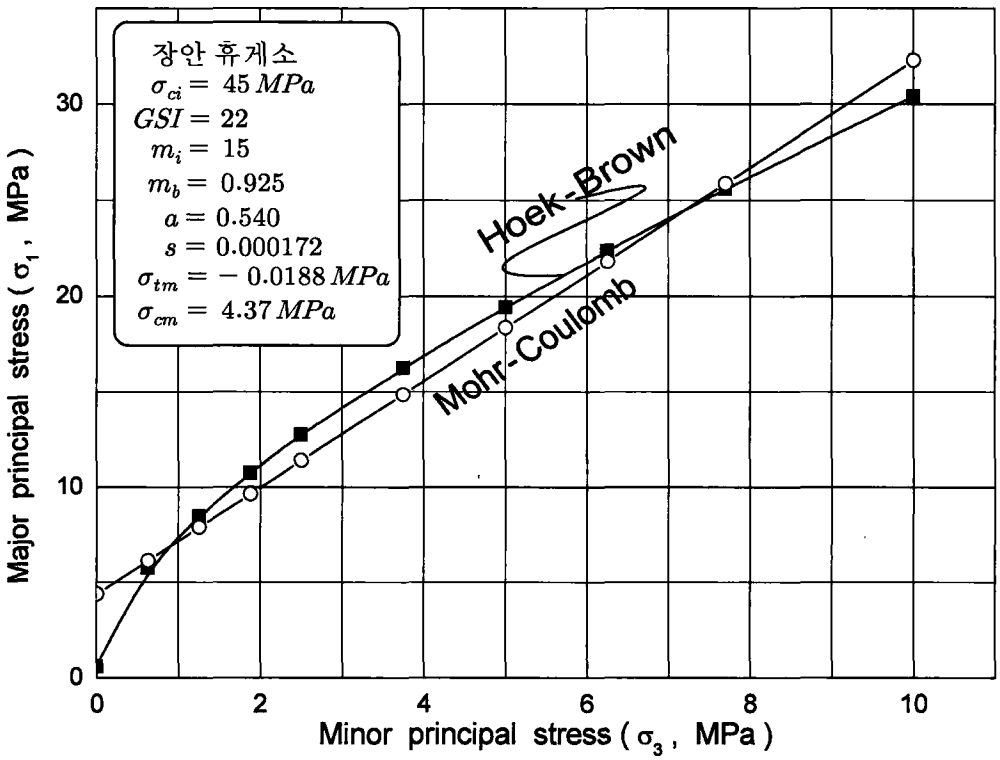
변수 / 순서	σ_3, MPa	σ_1, MPa	$\sigma_3\,\sigma_1$	σ_3^2	$\partial\sigma_1/\partial\sigma_3$	σ_n, MPa	τ_n, MPa
1	0	0.591	0	0	26300.4	0	0.004
2	0.625	5.760	3.600	0.391	5.771	1.383	1.822
3	1.250	8.489	10.611	1.563	4.258	2.627	2.841
4	1.875	10.730	20.120	3.516	3.606	3.798	3.651
5	2.500	12.720	31.799	6.250	3.224	4.919	4.344
6	3.750	16.260	60.973	14.063	2.779	7.060	5.518
7	5.000	19.441	97.204	25.000	2.519	9.104	6.513
8	6.250	22.393	139.954	39.063	2.343	11.079	7.391
9	7.700	25.615	197.238	59.290	2.197	13.303	8.306
10	10.000	30.414	304.138	100.000	2.037	16.722	9.594
Sum	38.95	152.413	865.637	249.136	—	—	—
mean	3.895	15.2413	86.5637	24.9136	—	—	—
Input Data : $\sigma_{ci} = 45\,MPa$, $GSI = 22 < 25$, $m_i = 15$, $a = 0.54$, $s = 0.0001722$ $m_b = 0.9253$, $\sigma_{tm} = -0.0884\,MPa$, $\sigma_{cm} = 4.367\,MPa$							

표 3.13.4b H-B의 비선형 파괴규준을 M-C Criteria로 변환

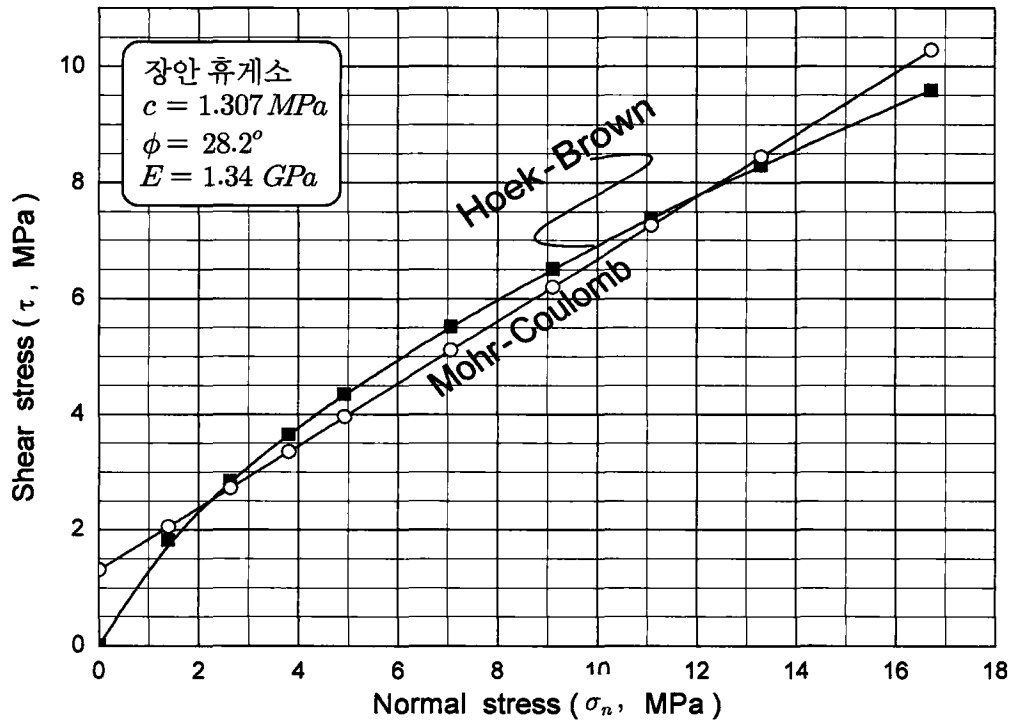
변수 / it. #	X	Y	XY	X^2	τ_m	σ_{1m}
1	-.729	-4.092	15.259	13.906	1.307	4.367
2	-1.510	-1.393	2.102	2.279	2.049	6.112
3	-1.232	-1.200	1.479	1.519	2.715	7.857
4	-1.073	-1.091	1.170	1.151	3.343	9.602
5	-0.961	-1.015	0.975	0.923	3.944	11.347
6	-0.804	-0.911	0.733	0.646	5.092	14.836
7	-0.694	-0.839	0.582	0.481	6.188	18.326
8	-0.608	-0.784	0.477	0.370	7.247	21.816
9	-0.529	-0.734	0.388	0.280	8.440	25.864
10	-0.430	-0.671	0.288	0.185	10.273	32.285
Sum	-11.569	-12.7310	23.453	21.739	-	-
mean	-1.069	-1.182	2.083	2.015	-	-

표 3.13.5 Hoek-Brown 파괴규준의 Mohr-Coulomb 규준으로 변환

장소 \ 반복# / 응력		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
장안휴게소	σ_3	0.000	0.625	1.250	1.875	2.500	3.750	5.000	6.250	7.700	10.000
	σ_1	0.591	5.760	8.488	10.730	12.720	16.260	19.441	22.393	25.615	30.414
	σ_{1m}	4.367	6.112	7.857	9.602	11.347	14.836	18.326	21.816	25.864	32.285
	σ_n	0.016	1.507	2.807	4.021	5.179	7.379	9.472	11.490	13.760	17.241
	τ	0.095	1.937	2.975	3.795	4.494	5.677	6.677	7.558	8.476	9.766
	c_m	1.307	1.307	1.307	1.307	1.307	1.307	1.307	1.307	1.307	1.307
	τ_m	1.307	2.049	2.715	3.343	3.944	5.092	6.188	7.247	8.440	10.273
	$\sigma_{ci} = 45$, GSI = 22, a = 0.54, $m_i = 15$, s = 0.0001722, $m_b = 0.9253$ $\sigma_{tm} = -0.0084$, $\sigma_{cm} = 4.367$, E = 1.34 GPa, c_m = 1.307, $\phi_m = 28.2^\circ$										
대운천교	σ_3	0.000	0.806	1.611	2.417	4.833	6.444	8.056	9.667	11.278	12.889
	σ_1	1.327	8.777	12.806	16.096	24.133	28.717	32.948	36.929	40.719	44.359
	σ_{1m}	6.592	9.105	11.617	14.129	21.666	26.691	31.716	36.740	41.765	46.790
	σ_n	0.043	2.017	3.766	5.406	9.958	12.800	15.540	18.200	20.796	23.339
	τ	0.235	2.862	4.414	5.653	8.523	10.058	11.414	12.642	13.771	14.821
	c_m	1.866	1.866	1.866	1.866	1.866	1.866	1.866	1.866	1.866	1.866
	τ_m	1.892	3.076	4.125	5.109	7.840	9.545	11.188	12.784	14.341	15.867
	$\sigma_{ci} = 58$, GSI = 32, a = 0.5, $m_i = 15$, s = 0.0005232, $m_b = 1.3224$ $\sigma_{tm} = -0.0229$, $\sigma_{cm} = 6.988$, E = 2.70 GPa, c_m = 2.013, $\phi_m = 30.1^\circ$										

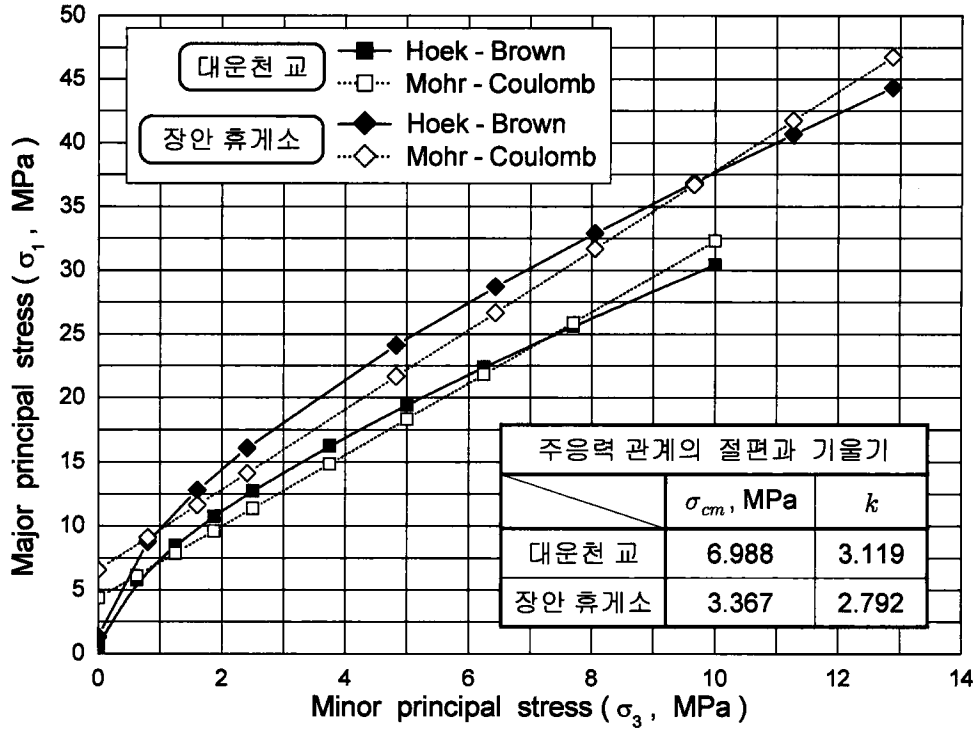


(a) Relationship between principal stresses



(b) Fitting to Mohr-Coulomb criteria

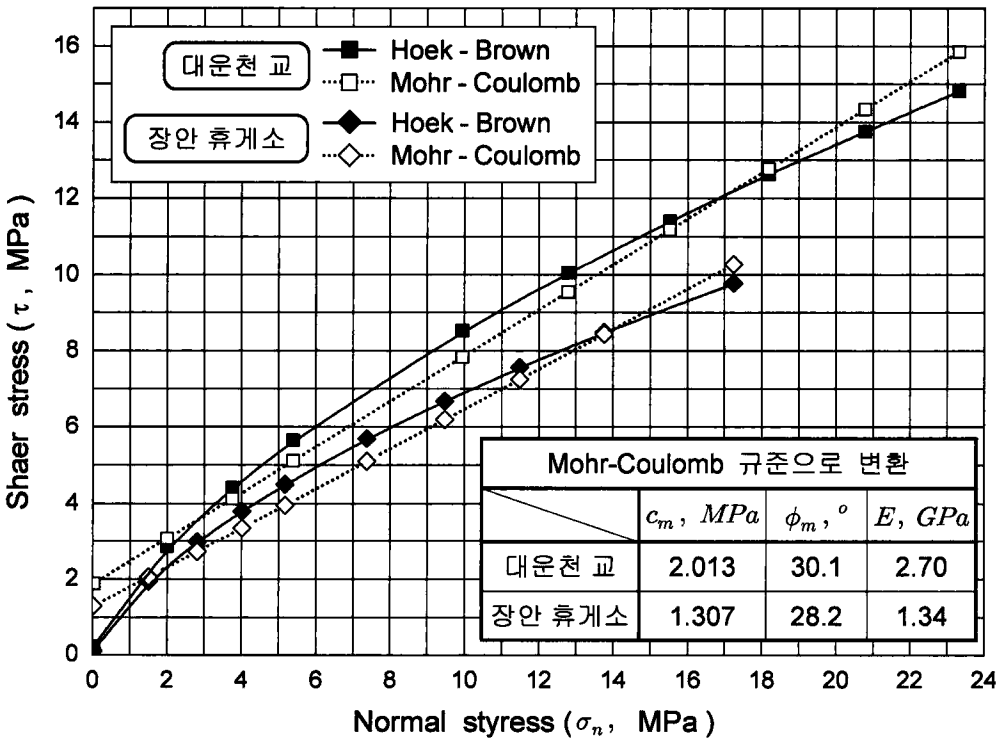
Fig. 3.13.4 Criterion of Hoek-Brown and Mohr-Coulomb



주응력 관계의 절편과 기울기

	σ_{cm}, MPa	k
대운천 교	6.988	3.119
장안 휴게소	3.367	2.792

(a) Relationship between principal stresses

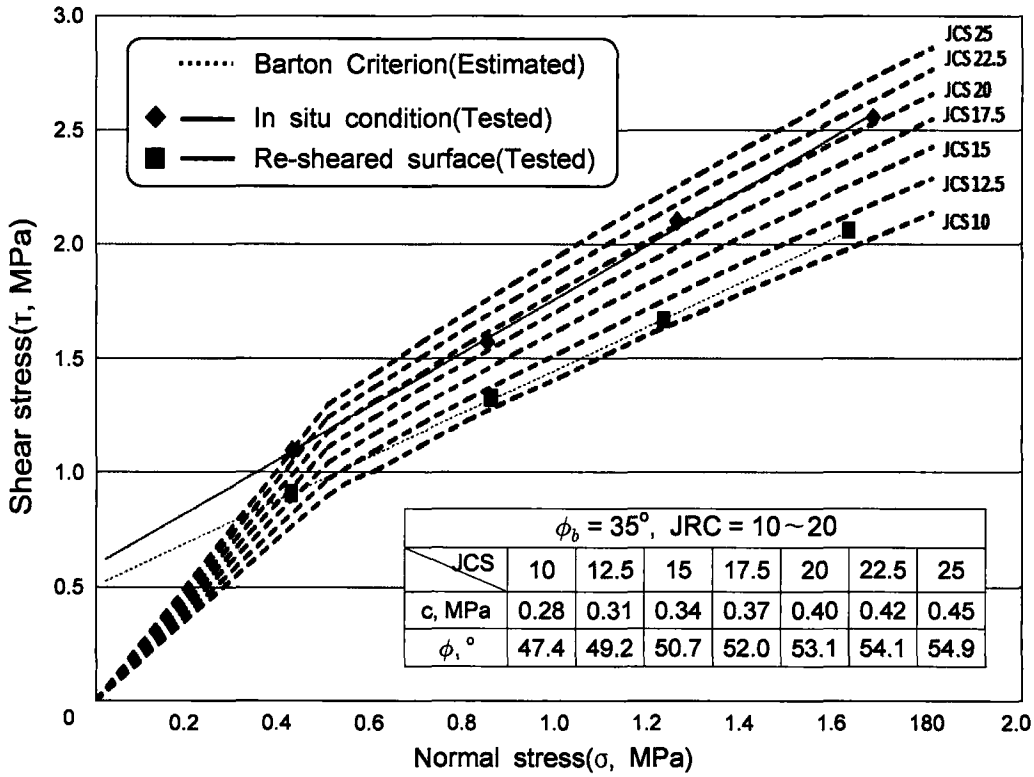


Mohr-Coulomb 규준으로 변환

	c_m, MPa	ϕ_m, ^{o}	E, GPa
대운천 교	2.013	30.1	2.70
장안 휴게소	1.307	28.2	1.34

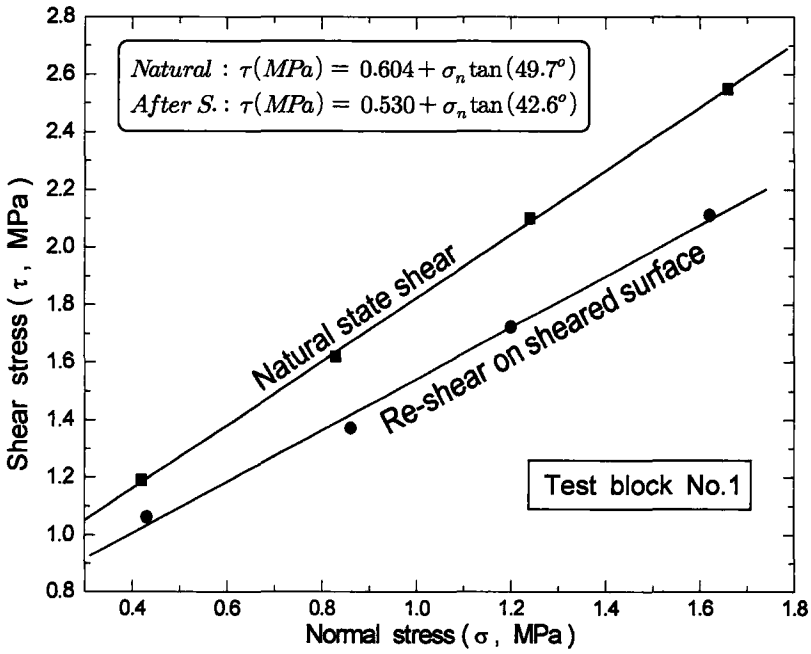
(b) Fitting Hoek-Brown criterion to Mohr-Coulomb criteria

Fig. 3.13.5 Comparision of Hoek-Brown with Mohr-Coulomb



ϕ_b = 35°, JRC = 10~20							
JCS	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25
c, MPa	0.28	0.31	0.34	0.37	0.40	0.42	0.45
ϕ, °	47.4	49.2	50.7	52.0	53.1	54.1	54.9

그림 3.13.6 Test block의 강도정수 측정치와 Barton 규준 비교



Natural		
	σ	τ
1	0.42	1.19
2	0.84	1.62
3	1.23	2.10
4	1.66	2.55

Sheared surface		
	σ	τ
1	0.43	1.06
2	0.86	1.37
3	1.20	1.72
4	1.62	2.11

그림 3.13.7 In-situ DSST of test block No.1

3.13.3.2 비파괴 시험자료로 추정한 강도정수와 실측치의 비교

- Hoek-Brown(H-B) 강도규준

대운천교 현장 : c = 2.013 Ma, ϕ = 30.1°(σ_{ci} = 58 MPa)

장안휴게소(시연회 현장) : c = 1307 Mpa, ϕ = 28.2°(σ_{ci} = 45 MPa)

- Barton의 강도규준

JCS = 10 MPa : c = 0.28 Mpa, ϕ = 47.4°

JCS = 15 MPa : c = 0.34 Mpa, ϕ = 50.7°

- H-B 규준의 점착력은 실측치의 3 배 이상, 내부마찰각은 1/2 정도 낮게 추정되었다.
- Barton 규준에서는, 점착력은 실측치의 1/2, 내부마찰각은 실측치와 거의 유사하거나 높게 추정되었다.
- 위의 결과에서, H-B 규준과 Barton 규준의 강도정수는 서로 상반된다. Barton 규준은 점착력이 낮고 내부마찰각이 높다. 반면에, H-B 규준은 점착력이 높고 내부마찰각은 낮게 평가되는 경향이다.

이는 자명한 결과이다.

Heok-Brown은 신선암의 3축 압축시험 결과로 도출한 경험식이다. 따라서, 파괴포락선의 입력변수 중에 인장강도(σ_{tm})가 포함된 무결함 암석이기 때문에 점착력이 있기 마련이다. 이 성분은 수직응력이 0(σ_n = 0)인 경우의 전단강도이다. M-C (Mohr-Columob)의 강도규준은 흙을 대상으로 유도된 것인데, 흙에서는 점착력이 입자 상호간의 전기화학적인 인력(attraction)에 관계되는데 비해서 암석은 연속체의 접착력이나 결합력(Cementation or bonding stress)이다. 따라서, 수직응력 수준이 거의 없는 상태($\sigma_n \approx 0$)에서는 H-B 규준을 M-C 규준으로 환산한 점착력은 공식 유도대상의 물질 자체가 다르기 때문에 Barton 규준에 비해 근본적으로 높다.

반면에, Barton 규준은 생돌을 일부러 쪼개서 맞물린 면끼리의 마찰저항에 주안하여 도출한 경험식이다. 이미 쪼개진 면에 무슨 점착력이 있겠는가. 따라서, Barton 규준은 점착력이 0이다. 단지 지반공학자들에게 친숙한 M-C 규준으로 환산한 강도정수일 뿐, 암석의 접착력/점착력/부착력(bonding/cohesion/adhesion)이 아니다. 그래서, 이를 순간점착력(Instantaneous cohesion) 또는 겉보기 점착력(Apparent cohesion)으로 달리 표현한다.

• **강도정수의 비교결과**

- 위의 비파괴로 구한 암반의 특성치, 즉 비파괴 자료로서 전술한 역해석 방법으로 추정한 강도정수와 현장에 Test block을 형성해서 실측한 것의 중앙값을 정리하면 표 3.13.6이다.
- 전단강도는 수직응력의 종속변수이므로, 평가대상 현장이나 구조물에 작용하는 수직응력의 크기가 중요하다. 여기서는, 현장에서 실측한 수직응력 범위가 0.4~1.66 MPa이다. 이 응력수준에서 전단강도 함수를 Mohr-Coulomb를 적용한 결과는 그림 3.13.7이다.
- 표 3.13.7 및 그림 3.13.9는 H-B 강도규준에 교란계수(D)를 고려한 파괴포락선이다. 그림 3.13.9에서, 현장에서 실측한 강도정수 범위는 H-B 강도규준으로 추정할 경우는 수직응력 수준 9 MPa이하에서 교란계수 0.3~0.5에 해당됨을 알 수 있다.

표 3.13.6 강도정수의 추정치와 실측치 비교

파괴 규준 제안자	c(MPa)	ϕ(deg.)
Hoek - Brown (estimated)	1.5	30
Barton (estimated)	0.3	48
This R & D (현장실측)	0.5	44

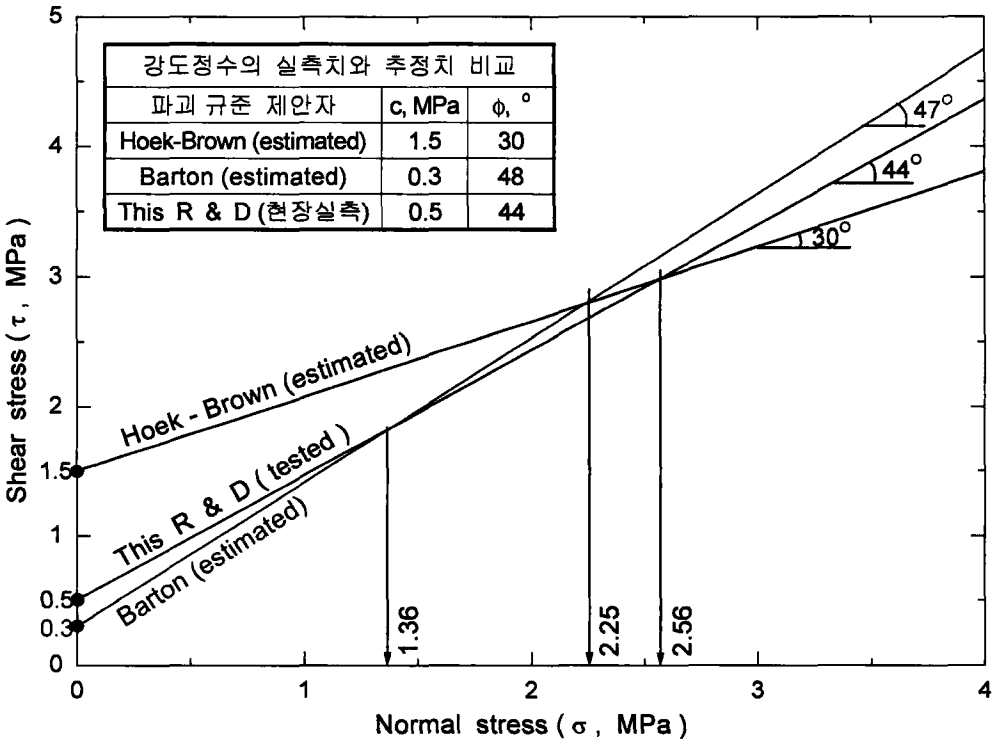


그림 3.13.8 강도장수(c, ϕ)의 추정치와 실측치의 비교

표 3.13.7 교란계수를 고려한 강도규준 비교 Hoek-Brown : Mohr-Coulomb

Hoek - Brown D = 0, m_b = 1.3224 s = 5.232 × 10^{-4}				Mohr - Coulomb c = 2.013 ϕ = 30.09°		Hoek - Brown D = 0.1, m_b = 1.1638 s = 4.032 × 10^{-4}			Mohr - Coulomb c = 1.922 ϕ = 29.04°	
σ_3	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m
0	1.327	0.043	0.235	6.988	2.038	1.165	0.038	0.206	6.532	1.942
0.403	6.117	1.076	1.843	8.201	2.637	5.745	1.063	1.759	7.696	2.512
0.806	8.777	2.017	2.862	9.414	3.182	8.271	1.993	2.730	8.860	3.029
1.208	10.926	2.909	3.692	10.627	3.699	10.314	2.871	3.518	10.023	3.517
1.611	12.806	3.766	4.414	11.840	4.196	12.104	3.715	4.201	11.187	3.986
2.417	16.096	5.406	5.653	14.266	5.147	15.242	5.328	5.372	13.514	4.882
3.222	18.999	6.974	6.717	16.692	6.055	18.016	6.868	6.375	15.841	5.738
4.833	24.133	9.958	8.523	21.544	7.785	22.933	9.799	8.076	20.496	7.367
6.444	28.717	12.800	10.058	26.396	9.432	27.333	12.589	9.518	25.150	8.917
8.056	32.948	15.540	11.414	31.248	11.020	31.403	15.278	10.791	29.805	10.411
9.667	36.929	18.200	12.642	36.100	12.562	35.237	17.889	11.943	34.460	11.862
11.278	40.719	20.796	13.771	40.952	14.066	38.893	20.437	13.002	39.114	13.278
12.889	44.359	23.339	14.821	45.805	15.540	42.408	22.935	13.986	43.769	14.666
14.500	47.876	25.837	15.807	50.657	16.988	45.806	25.388	14.910	48.423	16.029

Hoek - Brown D = 0.2, m_b = 1.0097 s = 3.050 × 10^{-4}				Mohr - Coulomb c = 1.815 ϕ = 27.89°		Hoek - Brown D = 0.3, m_b = 0.8615 s = 2.260 × 10^{-4}			Mohr - Coulomb c = 1.722 ϕ = 26.63°	
σ_3	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m
0.000	1.013	0.033	0.179	6.064	1.8g42	0.872	0.028	0.155	5.584	1.737
0.403	5.364	1.049	1.670	7.177	2.381	4.973	1.034	1.577	6.643	2.242
0.806	7.749	1.965	2.590	8.289	2.866	7.210	1.935	2.441	7.702	2.694
1.208	9.681	2.830	3.333	9.401	3.324	9.027	2.783	3.136	8.760	3.120
1.611	11.377	3.659	3.975	10.513	3.764	10.626	3.595	3.735	9.819	3.528
2.417	14.356	5.241	5.074	12.737	4.602	13.440	5.144	4.756	11.936	4.305
3.222	16.996	6.751	6.013	14.962	5.403	15.941	6.620	5.627	14.053	5.047
4.833	21.688	9.622	7.601	19.410	6.924	20.398	9.426	7.098	18.288	6.456
6.444	25.897	12.355	8.947	23.859	8.372	24.410	12.096	8.342	22.522	7.797
8.056	29.799	14.989	10.133	28.308	9.768	28.137	14.670	9.438	26.757	9.089
9.667	33.481	17.547	11.206	32.756	11.124	31.662	17.170	10.428	30.992	10.345
11.278	36.997	20.044	12.191	37.205	12.447	35.032	19.613	11.337	35.226	11.572
12.889	40.381	22.492	13.107	41.654	13.745	38.282	22.007	12.182	39.461	12.774
14.500	43.658	24.898	13.966	46.102	15.019	41.431	24.362	12.974	43.695	13.957

Continued from table 3.13.7(응력단위 : MPa)

Hoek - Brown D = 0.4 m_b = 0.7206 s = 1.636 × 10^{-4}				Mohr - Coulomb c = 1.614 φ = 25.26°		Hoek - Brown D = 0.5,m_b = 0.5886 s = 1.155 × 10^{-4}			Mohr - Coulomb c = 1.498 φ = 23.71°	
σ_3	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m
0.000	0.742	0.025	0.133	5.093	1.625	0.623	0.021	0.113	4.590	1.507
0.403	4.572	1.018	1.478	6.096	2.094	4.163	0.999	1.373	5.536	1.937
0.806	6.655	1.901	2.282	7.099	2.511	6.087	1.861	2.112	6.482	2.317
1.208	8.353	2.730	2.925	8.102	2.903	7.661	2.669	2.700	7.428	2.672
1.611	9.850	3.523	3.478	9.105	3.277	9.053	3.440	3.204	8.373	3.011
2.417	12.494	5.033	4.418	11.112	3.990	11.521	4.908	4.059	10.265	3.657
3.222	14.851	6.472	5.218	13.118	4.670	13.729	6.305	4.784	12.157	4.271
4.833	19.066	9.205	6.566	17.130	5.961	17.694	8.959	6.003	15.940	5.439
6.444	22.873	11.807	7.703	21.143	7.189	21.290	11.486	7.030	19.723	6.550
8.056	26.420	14.316	8.705	25.155	8.374	24.650	13.924	7.934	23.506	7.623
9.667	29.781	16.755	9.609	29.168	9.526	27.843	16.296	8.749	27.289	8.666
11.278	33.001	19.138	10.439	33.180	10.651	30.909	18.615	9.498	31.072	9.686
12.889	36.111	21.476	11.210	37.193	11.755	33.874	20.892	10.193	34.855	10.688
14.500	39.129	23.775	11.933	41.205	12.841	36.757	23.132	10.845	38.638	11.673

Hoek - Brown D = 0.7, m_b = 0.3577 s = 0.525 × 10^{-4}				Mohr - Coulomb c = 1.243 φ = 20.16°		Hoek - Brown D = 0.8, m_b = 0.2620 s = 0.335 × 10^{-4}			Mohr - Coulomb c = 1.103 φ = 18.10°	
σ_3	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m	σ_1	σ_n	τ	σ_{1m}	τ_m
0.000	0.420	0.016	0.080	3.562	1.249	0.336	0.014	0.066	3.043	1.108
0.403	3.324	0.952	1.141	4.389	1.593	2.899	0.921	1.013	3.808	1.404
0.806	4.915	1.762	1.736	5.215	1.890	4.320	1.698	1.530	4.574	1.658
1.208	6.232	2.516	2.204	6.042	2.167	5.506	2.419	1.933	5.340	1.894
1.611	7.407	3.234	2.603	6.868	2.431	6.570	3.106	2.275	6.106	2.118
2.417	9.510	4.599	3.274	8.522	2.932	8.486	4.410	2.850	7.637	2.545
3.222	11.409	5.899	3.840	10.175	3.410	10.227	5.653	3.335	9.169	2.951
4.833	14.855	8.370	4.789	13.481	4.317	13.409	8.020	4.144	12.231	3.724
6.444	18.014	10.728	5.586	16.788	5.183	16.345	10.284	4.824	15.294	4.464
8.056	20.989	13.008	6.287	20.095	6.021	19.124	12.477	5.421	18.357	5.181
9.667	23.834	15.231	6.919	23.401	6.837	21.790	14.619	5.959	21.420	5.881
11.278	26.579	17.410	7.498	26.708	7.637	24.372	16.721	6.453	24.483	6.567
12.889	29.246	19.552	8.037	30.014	8.424	26.887	18.791	6.913	27.546	7.244
14.500	31.848	21.664	8.542	33.321	9.200	29.347	20.834	7.343	30.609	7.912

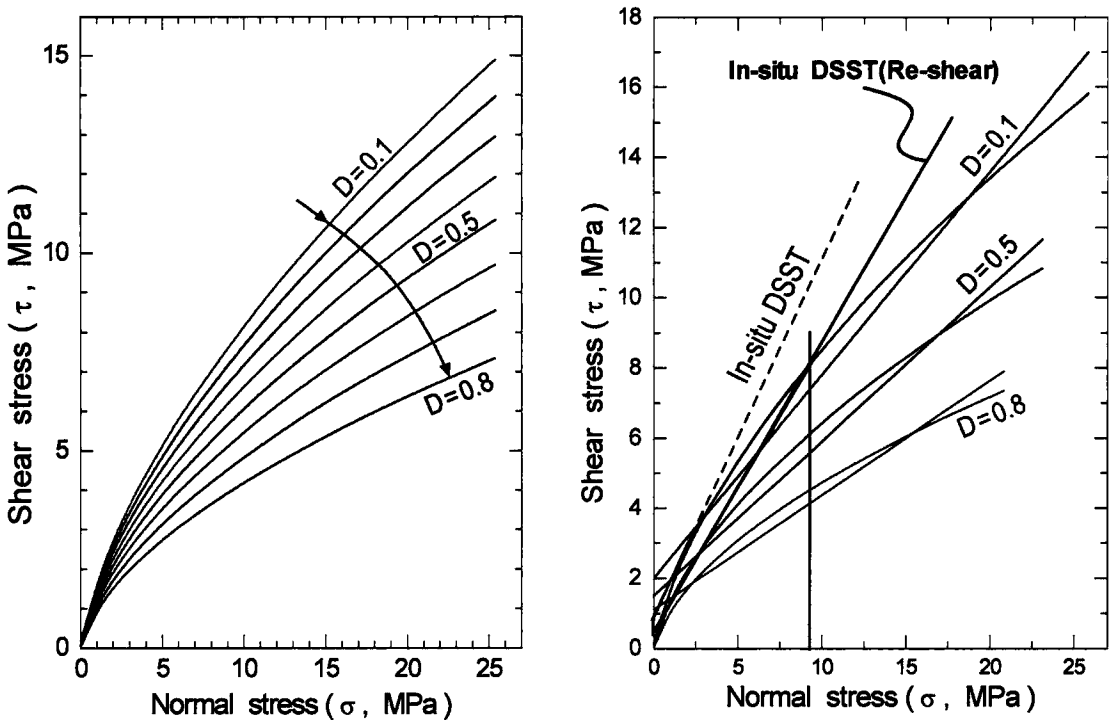


그림3.13.9 교란계수를 고려한 H-B & M-C 규준 비교

3.14 암석의 실내 시험용 소형기기 개발

3.14.1 점재하 시험(PLST) 장치의 개량

3.14.1.1 설계 및 제작

점재하 시험기는 암석의 1축 압축 강도를 추정하기 위해 주로 현장 시험용으로 개발되었다. 기기의 구조와 사용법이 간단하고, 발표된 자료가 많아서 널리 이용된다. 이 기기의 해심부분인 한 쌍의 Conical platens으로서 경도(HRC 58)인 소재로 Ball point의 구경을 10㎜로 연마하는 것이다. 그림 3.14.1은 ASTM D 5731-95이나 ISRM에서 추천된 치수(Point tip 각도 60°, 구의 직경 10㎜)에 맞게 제작하기 위해 작성한 것이다.

PLST 기기는 사용상의 개인차는 거의 없으나, 재하점간의 거리 측정이 가장 중요하다. 흔히들 암석 코어(NX-Core)로 시험하는데, 재하점간의 거리(D_e, Point-to-Point)는 시험 전에 코어 직경을 미리 재서 평균치(De)를 취한다. 그런데, 시료를 기기에 셋팅할 때에 Point 간격이 지름이 되게 조정함이 매우 어려우므로, 그림 3.14.2b와 같이 미리 잰 거리와 다르다. 즉, 셋팅된 상태의 Point-to-Point의 거리(D')는 실측한 지름보다 작은 곳에서 파단면이 형성되는 단점이 있다. 그래서, 이 연구에서는 이러한 단점을 보완한다.

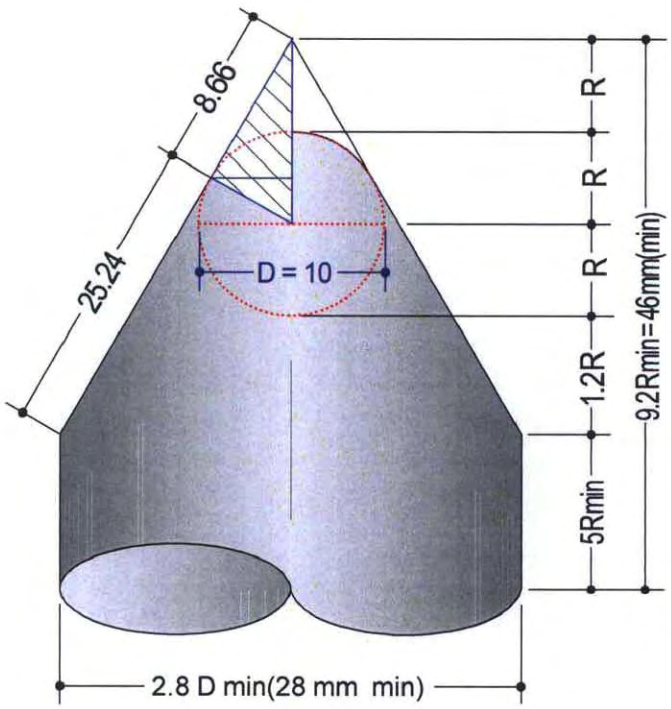


그림 3.14.1 PLST의 Conical platen(제작용)

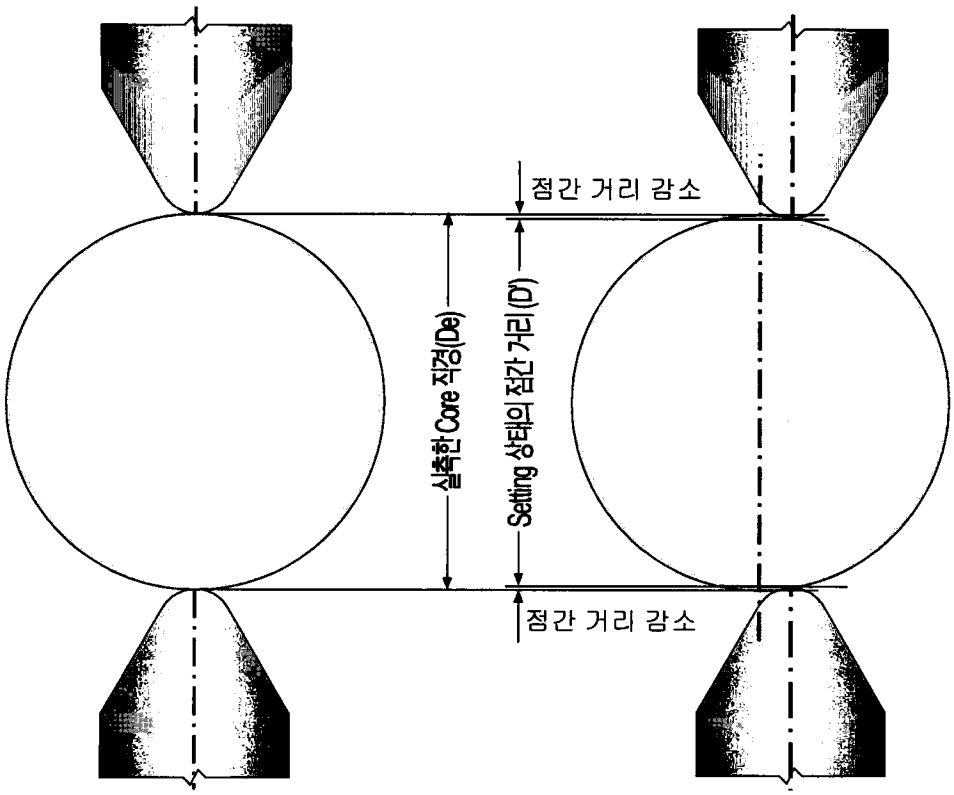


그림 3.14.2 실측직경과 셋팅 상태(실제)의 점간 거리의 차이

그리고, Point-to-point의 축 간 편심오차는 0.2㎜이하로 규정하고 있는데, 이를 해소할 수 있는 기기의 개선이 필요하다. 한편, 파단시의 하중을 일반적으로 Hyd.jack에 장착한 압력계로 측정하는 것도 문제이다. 이 연구에서는 이러한 오차를 줄이고 Point-to-Point 거리를 자동으로 측정하기 위한 Dial gage를 부착하고, Conical platen을 지압판과 함께 밀어 올리고, 지지봉에 Linear Bearing을 장착한다. 파단하중은 힘이 전달되는 최종점(Terminal point)에 Load cell을 장착하여 압력계 형식의 마찰 저항력으로 인한 오차를 해소하여 시료에 걸리는 순수 하중을 측정하는 형식으로 개량한다. 개량할 PLST의 개형은 Fig. 3.14.3과 같다.

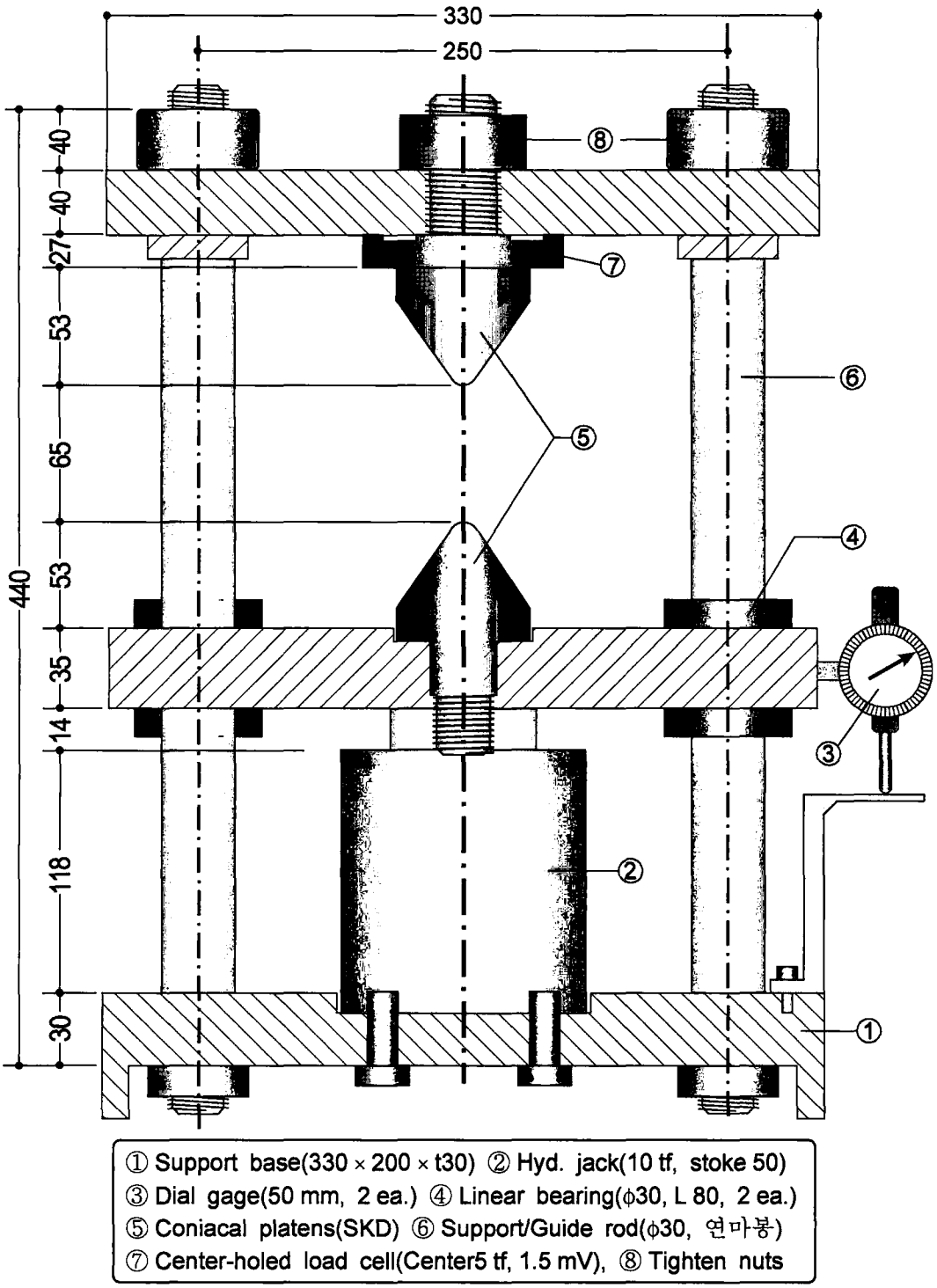


그림 3.14.3 개량형 PLST의 단면 및 주요부 치수

3.14.1.2 시작품의 성능검사

Fig. 3.14.4는 개량형 PLST와 이 연구에서 개발한 Data logger를 이용하여 얻은 Data로부터 Point-to-Point의 점간거리(De)와 접촉순간부터 파단시의 Point의 관입깊이(D')를 구하는 방법의 설명이다.

그림 3.14.4a에서, 시료#2의 초기 접촉 및 파단시각 각각 24초 및 31초이며, Load cell로 측정된 파단하중(P)은 각각 403 kgf이다. 마찬가지로, 시료#3는 초기 접촉 및 파단시각은 34초 및 46초, 파단하중은 1793 kgf이다. 그림 3.14.4b에서, 시료#3의 초기 접촉시각(t_i) 34초 및 파단시각(t_f) 46초에 대응되는 점간 거리는 각각 52.17 mm(D_i) 및 50.83 mm(D_f)이다. 여기서, 시료#3에 대한 시험 전 시료의 직경(De)와 파단시까지 Point의 관입 깊이(D')는 다음과 같이 산출한다.

$$D = \textit{Initial contact distace} = D_i (= 52.17\,mm)$$

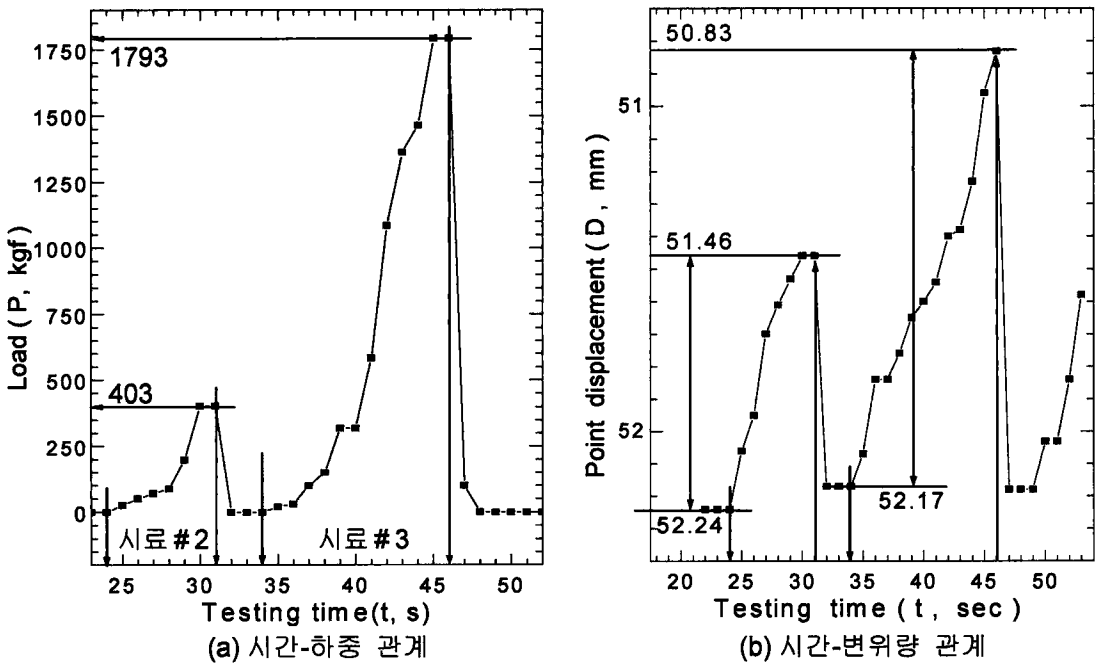
$$D' = D_i - D_f = 52.17 - 50.83 = 1.34(mm)$$

$$D_e = D - D' = 52.17 - 1.34 = 50.83(mm)$$

$$I_{s(50)} = \frac{P}{D_e^2}\left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} = \frac{1793}{(5.083)^2}\left(\frac{50.83}{50}\right)^{0.45} = 69.91\,(kgf/cm^2)$$

$$\sigma_c^* = \{13.662 + 0.186(50.83) - 9.823\times10^{-6}(50.83)^2\}(69.91) = 1614\,(kgf/cm^2)$$

여기서, σ_c*는 식(2.1c)을 적용한 것이다.



(a) 시간-하중 관계 (b) 시간-변위량 관계

그림 3.14.4 개발한 PLST의 초기 점간거리 및 파단시 관입 깊이 측정

표 3.14.1 개량한 PLST 기기와 data logger로 시험한 과정 기록지

시험시각 sec	P_1 kgf	계기압력(kgf/cm^2)*			D. Gage mm	비고
		P_{2i}	P_{2f}	P_2		
22	0	2.43	8.38	8.44	52.24	셋팅 후 jacking
23	0	2.43	8.38	8.44	52.24	셋팅 후 jacking
24	0	2.73	8.42	8.48	52.20	시료 #3의 접촉
25	25	3.04	8.56	8.62	52.06	
26	50	3.04	8.56	8.62	51.95	
27	70	3.79	8.92	8.98	51.70	
28	88	3.79	9.01	9.07	51.61	
29	198	7.59	9.01	9.07	51.53	
30	403	20.20	9.21	9.17	51.46	시료 #3의 파단
31	403	20.20	10.86	10.92	51.46	시료 #3의 파단
32	0	2.73	8.46	8.51	52.17	셋팅 후 jacking
33	0	2.58	8.46	8.51	52.17	셋팅 후 jacking
34	0	2.88	8.56	8.60	52.17	시료 #4의 접촉
35	20	2.88	8.79	8.83	52.07	
36	30	2.88	8.79	8.83	51.84	
37	100	2.88	8.88	8.91	51.84	
38	150	6.98	8.88	8.91	51.76	
39	319	15.34	9.01	9.00	51.65	
40	319	15.34	9.01	9.00	51.65	
41	584	23.24	9.16	9.06	51.54	
42	1284	36.61	9.28	9.22	51.40	
43	1284	36.61	9.28	9.22	51.38	
44	1465	56.66	9.44	9.41	51.23	
45	1793	61.82	9.68	9.70	50.83	시료 #4 파단
46	1793	61.82	9.68	9.70	50.83	시료 #4 파단
47	100	2.88	8.79	8.83	52.18	Data logger pause
48	1	2.88	8.47	8.48	52.18	셋팅 후 jacking
49	0	2.88	8.47	8.48	52.18	셋팅 후 jacking
50	0	3.19	8.62	8.63	52.03	셋팅 후 jacking
51	0	3.19	8.62	8.63	52.03	
52	0	2.88	8.81	8.82	51.84	
53	2	3.19	9.07	9.08	51.58	시료 #5의 접촉
* 사용한 Hydraulic jack 단면적 36.3 cm^2						

시작품으로 시험하는 과정은 Fig.3.14.5~7인데, 그 결과는 매우 만족할 만 하였다. Load cell에 직접 전달되는 하중은 Jacking pump에서 발생한 유압보다 5% 정도 더 낮게 나타났다. 정밀급 Linear bearing으로 축 맞춤을 하더라도 Jack의 Rod에서도 마찰저항이 있음을 감안하면 95% 정도이면 수준급으로 여겨진다.

이와 같은 방법으로 몇 개의 암석 시료로 시험한 결과를 정리한 것이 표 3.14.2 이다. 여기서, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다. 즉,

- 하중을 Load cell로 읽은 것이 압력계의 것보다 90% 정도 낮게 측정되었다.
- 시료의 파단순간에 Point의 관입 깊이를 고려한 점하중 강도지수[$Is_{(50)}$]는 고려하지 않은 종래의 방법에 비해서 95% 정도 더 낮고, 강한 암석일수록 이 차이는 더 크다.
- 개발된 Data Logger와 병행하여 사용하면 연속적으로 시험할 수 있으므로, 실험 소요 시간이 단축된다(단, 시료 준비시간 동안은 'Pause'기능을 이용함).
- Point-to-point 거리 측정이 곤란한 Blocky sample에 아주 편리하다.

표 3.14.2a 개량형 PLST에 의한 점하중강도 비교(Soft rock)

No.	P_1 kgf	P_2 kgf	P_1 / P_2	D_o cm	D_f cm	ΔD cm	Is_1 MPa	Is_2 MPa	I_1/I_2 –
4	3027	3323	0.91	5.18	4.97	0.21	11.7	12.5	0.94
4	1742	2154	0.81	5.18	5.12	0.06	6.7	6.9	0.98
10	1916	2196	0.87	5.45	5.34	0.11	6.8	7.1	0.97
22	1371	1472	0.96	5.22	5.17	0.05	5.2	5.3	0.99
32	615	1434	0.73	5.17	5.14	0.03	2.4	2.4	0.99
3	113	843	0.95	5.45	5.39	0.06	0.4	0.4	0.98
3	283	118	0.69	5.41	5.36	0.05	1.0	1.0	0.99
7	1182	412	0.90	5.43	5.36	0.07	4.2	4.3	0.98
7	832	937	0.78	5.42	5.36	0.06	3.0	3.0	0.98
7	1329	1306	0.95	5.42	5.36	0.06	4.8	4.9	0.98
		Mean	0.891		Mean	0.137	5.52	5.95	0.96
		S.D	0.077		S.D	0.139	3.72	4.14	0.04

P_1 : Load cell로 읽은 파단하중
P_2 : Hydraulic jack에 부착한 압력계로 읽은 값으로 환산한 다판하중
Is_1 : 파단시의 관입 깊이를 무시한 점하중강도 지수
Is_2 : 파단시의 관입 깊이를 측정하여 산출한 점하중강도 지수

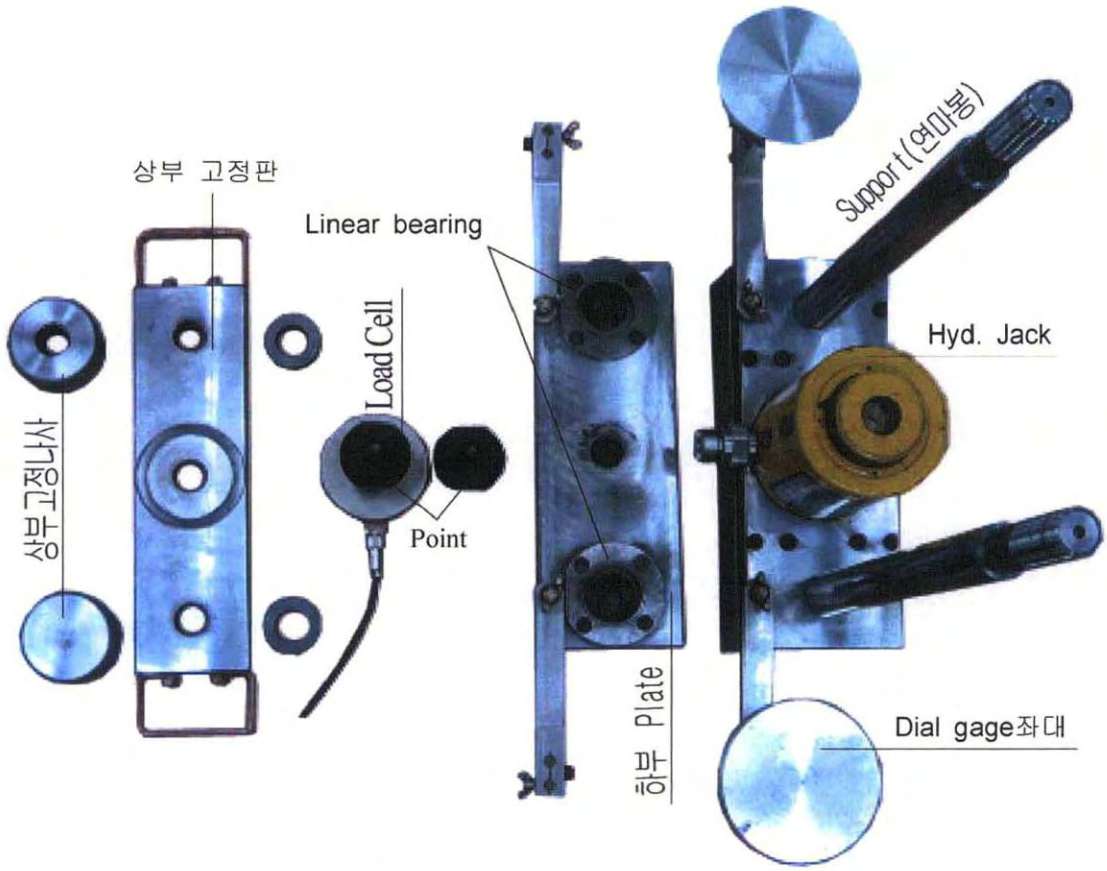
표 3.14.2b 개량형 PLST에 의한 점하중강도 비교(Hard rock)

No.	P_1* kgf	pr.2** kgf	P_1 / P_2	D_o cm	D_f cm	ΔD cm	Is_1 MPa	Is_2 MPa	I_1/I_2 –
2-1	2156	2339	0.92	5.11	4.56	0.55	8.5	10.1	0.84
2-2	2437	2532	0.96	5.11	5.00	0.11	9.6	9.9	0.97
2-3	3655	3806	0.96	5.12	4.84	0.28	14.4	15.7	0.92
24-1	1523	1590	0.96	5.46	5.41	0.05	5.4	5.5	0.99
24-2	1416	1496	0.95	5.45	5.42	0.03	5.1	5.1	0.99
24-3	1648	1912	0.86	5.46	5.33	0.13	5.9	6.1	0.96
25	1245	1373	0.91	5.46	5.09	0.37	4.4	4.9	0.90
27	699	748	0.93	5.45	5.36	0.09	2.5	2.6	0.97
12	670	724	0.93	5.44	5.37	0.07	2.4	2.4	0.98
6-1	1117	1226	0.91	5.42	5.25	0.17	4.0	4.2	0.95
6-2	693	777	0.89	5.42	5.39	0.03	2.5	2.5	0.99
4-1	3257	3777	0.86	5.19	4.82	0.37	12.5	14.1	0.89
4-2	3027	3323	0.91	5.18	4.97	0.21	11.7	12.5	0.94
4-3	1742	2154	0.81	5.18	5.12	0.06	6.7	6.9	0.98
10	1916	2196	0.87	5.45	5.34	0.11	6.8	7.1	0.97
22	1371	1472	0.96	5.22	5.17	0.05	5.2	5.3	0.99
32	615	1434	0.73	5.17	5.14	0.03	2.4	2.4	0.99
3	113	843	0.95	5.45	5.39	0.06	0.4	0.4	0.98
3	283	118	0.69	5.41	5.36	0.05	1.0	1.0	0.99
7	1182	412	0.90	5.43	5.36	0.07	4.2	4.3	0.98
7	832	937	0.78	5.42	5.36	0.06	3.0	3.0	0.98
7	1329	1306	0.95	5.42	5.36	0.06	4.8	4.9	0.98
		Mean	0.891		Mean	0.137	5.52	5.95	0.96
		S.D	0.077		S.D	0.139	3.72	4.14	0.04

p_1^* by load cell, p_2^{**} by pressure gage

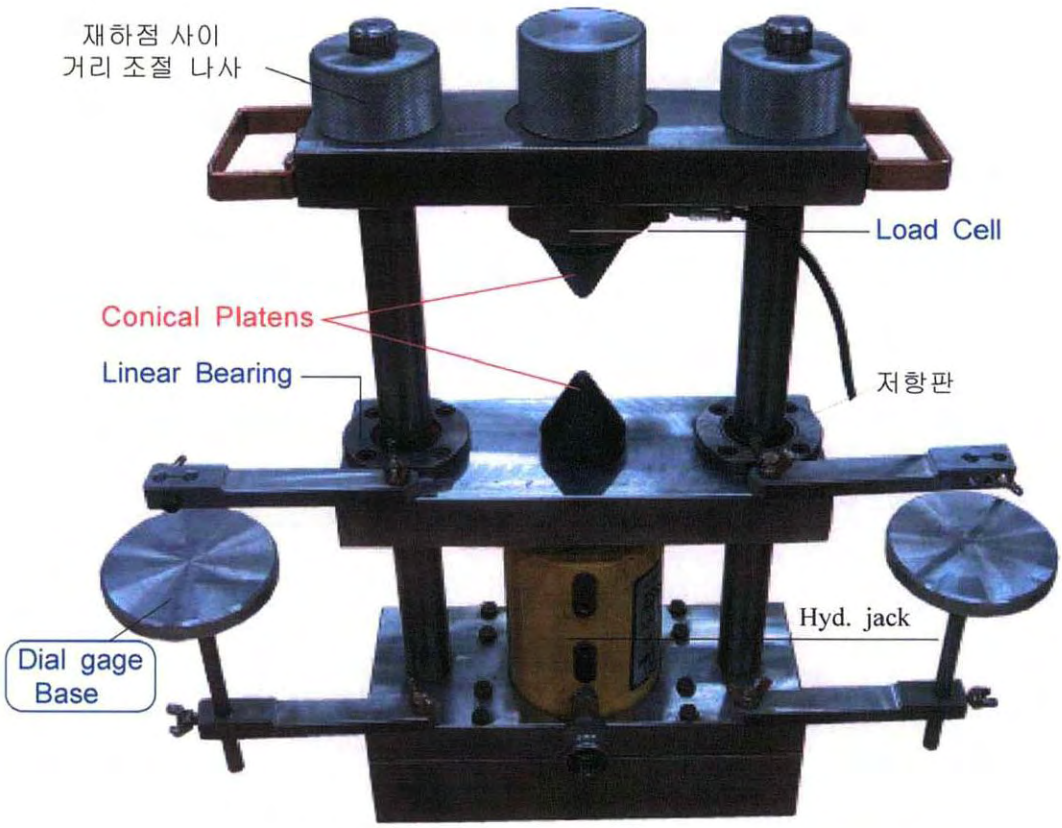


(a) 성능검사를 위한 시료준비(암석 Core NX)

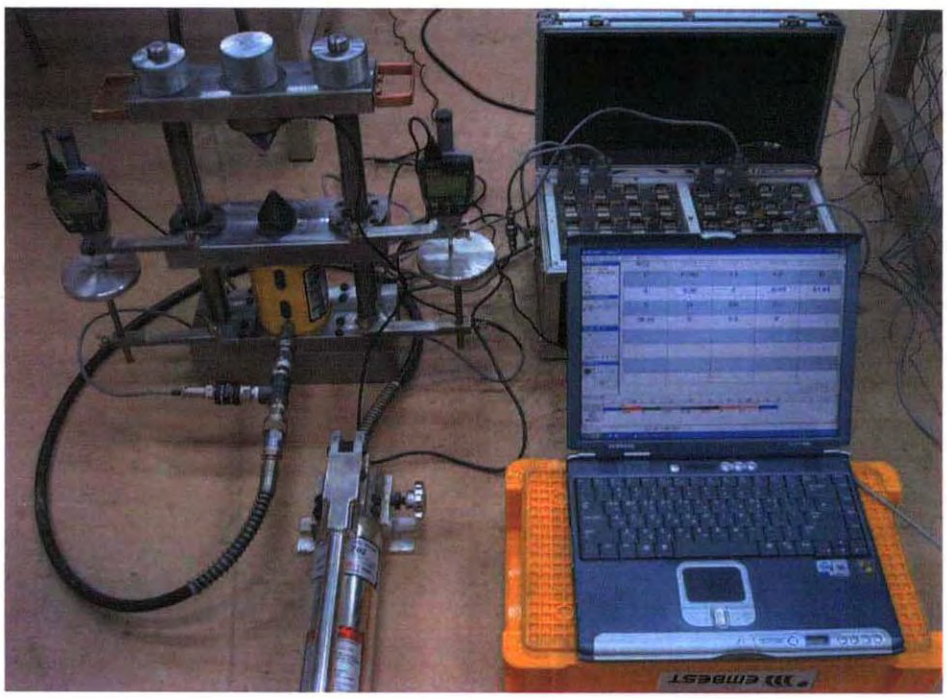


(b) 개발한 개량형 PLST 부품

Fig. 3.14.5 PLST 시료준비 및 개량형 PLST Assembly

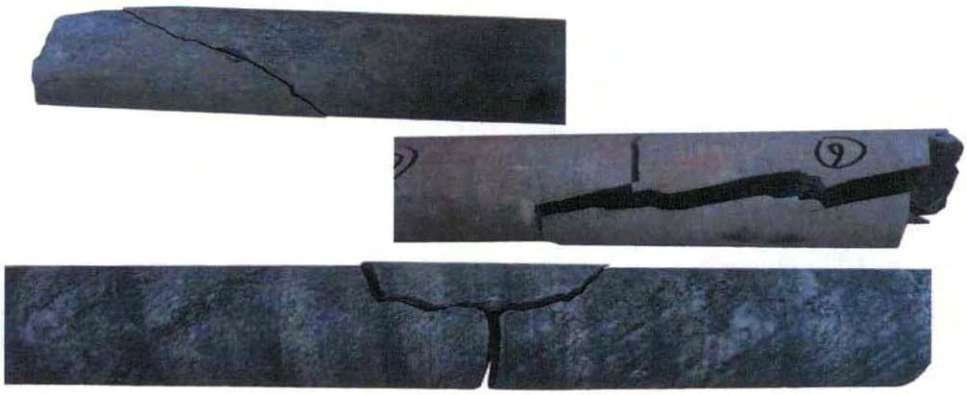


(a) 개량형 PLST 외형(파란 색깔은 기존제품에는 없음)



(b) Data logger와 함께 사용하여 De, D'를 측정함

Fig. 3.14.6 개량한 PLST Setting 완료



(a) 전형적인 Neglected samples



(b) Core 시료의 시험 종료

Fig. 3.14.7 무효의 시편들과 PLST 완료 상태

3.14.1.3 개량한 PLST apparatus의 적용성

2차 년도에 개량한 점재하 시험기(PLST)의 실용화 차원에서 화성암, 변성암 및 퇴적암 등 암종을 분류하여 점재하 시험을 수행하였다. 변성암의 대표적 암종인 편마암은 이방성(이방성)이 있으므로 엽리의 발달 상태에 따라 A, B 그룹으로 분류하였다. 화성암은 화강암과 염기성 맥암, 퇴적암은 흑색세일과 적색세일을 구분하여 총 6개 그룹의 시료를 준비했다.

그룹별 1축 압축시험 결과는 표 3.7.3이다.

여기서, 일축압축강도-탄성계수는 편마암 A는 113 MPa-38 GPa, 편마암 군은 82 MPa-32 GPa로서 편마암 A가 높은데, 이는 편마암 B의 엽리가 A보다 더 많이 발달됐기 때문이다. 화강암은 143 MPa-37 GPa, 염기성 맥암은 60 NPa-29 GPa로 나나탔다. 그리고, 스트레인 게이지를 부착하지 않고 1축 압축강도만 측정정한 결과는 세일은 층리면에 수직으로 1축압축시험(UCST)을 실시하였는데, 흑색 세일는 100lf은 173 MPa이다.

개량한 점재하 시험기는 Core 시료처럼 정형화된 시편이라도, 지름을 잴 필요가 없으며, 파괴시의 Point의 관입 깊이까지 측정되는 장점이 있다. 그리고, 기존방법은 파단시 하중을 Hand pump에 부착한 압력계로 읽어서 펌프의 단면적으로 환산하였는데, 개량한 PLST 기기는 Load cell로서 Point 상승에 생기는 마찰저항에 관계없이 순하중이 측정되도록 고안된 것이다. 즉, 상/하 Conical platen 중에서 상부의 최종 저항측에 Load cel을 장착했다. 재하시작시의 점간거리(D)와 파괴시의 점간거리(D')는 Digital dial gage로 측정했다. 그리고, 2 가지의 Sensor에 대한 측정오차를 비교하기 위해서 파단 하중은 압력 센서(P_1)와 로드 셀(P_2)로 측정했다.

편마암 A는 코어의 축방향(⊥)/측방향(//)으로 각각 21/42회, 편마암 B ; 13/20회 씩 실시한 결과는 표 3.14.4이다. 그리고, 화강암 ; 11/38회, 염기성 맥암 ; 0/12회, 적색 세일 ; 6/9회, 흑색 세일 ; 9/12 회 씩 실시하였다. 이 결과를 정리하면 표 3.14.5~7이다.

파괴시의 Point 관입깊이(D')를 고려한 점하중 지수[$Is_{2(50)}$]는 고려하지 않은 것의 비 $I_{s50}(D')/I_{s50}(D)$는 1.081(상관계수ρ 0.975)로서 약 10 % 차이를 보인다. 그리고, 퇴적암은 층리의 영향으로 재하방향에 따라 큰 차이를 보인다. 엽리의 빈도가 상대적으로 낮은 편마암 A와 높은 편마암 B도 엽리의 발달상태에 따라 점재하 강

도 지수가 뚜렷한 차이를 나타냈다.

파단시의 하중계측 sensor의 장착방법에서, 기기의 마찰을 해소시킨 Load cell과 Hand pump에 장착한 압력계로 측정한 강도비 $I_{s50}(Load\ cell)/I_{s50}(\mathrm{Pr.}\ gage)$는 1.091(상관계수$\rho$ 0.983)으로서 기존방법의 하중이 더 크게 나타났다. PLST는 개인차가 없는 비교적 간단한 기기이지만, Point-to-point의 축간 편심오차 0.2 mm이하. 불규칙 시료의 점간 거리와 파단시의 관입깊이 D'의 자동측정, 압력 펌프의 압력전달 과정에서 생기는 마찰저항을 시킨 개량형 PLST는 매우 유용함을 알 수 있다.

표 3.14.3 일축 압축강도 시험 결과

암종 및 시료 번호			일축압축강도 σ_c (MPa)	변형계수(E, GPa)		포아송 비 μ
				local	global	
편마암	A	A-1	133.345	29.4	18.2	0.25
		A-2	82.039	34.4	10.5	0.14
		A-4	130.880	45.6	13.7	0.46
		A-5	106.521	44	17.4	0.41
		평균	113.20	38.35	14.95	0.32
	B	B-1	67.7	45.7	16.8	0.48
		B-2	40.5	8.8	7.3	0.1
		B-3	60.3	30.5	9	0.45
		B-4	160.6	44.4	14.6	0.24
		평균	82.28	32.35	11.925	0.32
화강암		F-1	155.3	34.8	24.2	0.34
		F-2	126.7	42.2	18.7	0.46
		F-3	144.8	40.2	16.6	0.48
		F-4	144.1	29.1	17.9	0.28
		평균	142.72	36.575	19.35	0.39
염기성 맥암		H-1	35.3	40.7	7.5	0.30
		H-2	78	24.5	12.8	0.31
		H-3	74	20.6	5.8	0.43
		H-4	52.1	28.3	13	0.26
		평균	59.85	28.525	9.775	0.33
셰일	Black	ATB3-1	141.4	·	·	·
		ATB3-5	82.7	·	·	·
		ATB4-1	143	·	·	·
		ATB4-4	32.8	·	·	·
		평균	99.97	·	·	·
	Red	ATB9-2	200	·	·	·
		ATB9-4	147.5	·	·	·
		평균	173.75	·	·	·

표 3.14.4a 편마암 A-군의 PLST 결과(Is_1 기존방법. Is_2 신방법)

test No.	Group A(// ; Diametral loading)						Group B(⊥ ; Axial loading)					
	Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa		Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa	
	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2
1	13.77	13.29	53.57	51.48	4.95	5.08	13.96	12.71	52.51	51.89	5.18	4.80
2	13.33	11.95	53.18	51.59	4.85	4.55	16.81	15.38	55.25	52.86	5.76	5.65
3	22.75	21.45	54.80	51.82	7.90	8.12	18.98	17.61	55.80	53.90	6.41	6.27
4	22.46	21.32	54.11	54.01	7.95	7.57	17.39	16.00	55.69	49.57	5.89	6.49
5	17.54	18.36	54.92	47.35	6.07	7.99	13.96	12.71	55.13	53.90	4.80	4.52
6	12.13	11.50	54.75	54.46	4.21	4.03	20.15	19.33	55.13	49.85	6.93	7.77
7	16.57	15.72	55.05	54.22	5.71	5.55	17.44	16.25	54.84	54.06	6.05	5.76
8	26.57	24.93	55.18	52.30	9.12	9.30	18.07	16.21	54.36	50.48	6.35	6.39
9	22.17	21.33	54.60	48.76	7.74	8.87	15.41	14.12	54.44	53.15	5.40	5.14
10	22.03	20.63	55.57	53.95	7.48	7.34	17.05	16.19	54.89	50.58	5.90	6.36
11	20.72	19.58	54.81	53.91	7.19	6.97	14.20	12.44	54.43	51.04	4.98	4.82
12	22.27	21.30	55.07	53.20	7.67	7.74	12.37	10.60	32.40	30.32	9.69	9.21
13	23.67	17.54	55.09	51.75	8.15	6.65	24.54	23.45	54.54	51.11	13.84	12.67
14	23.19	22.32	54.60	51.17	8.09	8.61	19.42	15.14	34.46	31.06	13.30	15.93
15	21.21	20.51	48.39	45.70	8.93	9.43	17.05	16.19	54.89	50.58	14.59	14.77
16	22.95	22.19	54.65	51.20	8.00	8.56	15.65	14.93	30.75	26.54	8.57	8.65
17	26.28	21.81	54.87	52.18	9.10	8.17	16.43	5.40	53.85	50.66	7.13	7.17
18	30.39	23.29	54.93	51.36	10.51	8.94	29.86	28.31	43.95	42.13	14.27	13.51
19	24.74	15.96	52.13	48.99	9.28	6.59	14.20	12.44	54.43	51.04	13.08	13.36
20	16.96	15.89	52.12	51.11	6.36	6.14	24.64	22.84	54.71	51.81	15.55	19.23
21	22.61	21.87	52.26	50.59	8.45	8.59	27.25	25.59	40.51	40.08	14.70	15.95
22	18.26	18.15	45.59	42.76	8.43	9.25						
23	26.14	25.03	54.41	49.06	9.17	10.31						
24	25.27	23.25	54.68	52.84	8.80	8.54						
25	12.37	10.60	32.40	30.32	8.58	9.07						
26	24.54	23.45	54.54	51.11	15.11	14.42						
27	19.42	15.14	34.46	31.06	12.05	11.82						
28	16.43	5.40	53.85	50.66	10.23	11.35						
29	27.25	25.59	40.51	40.08	8.85	9.30						
30	27.34	25.42	46.98	45.38	8.44	8.16						
31	29.47	27.76	54.78	49.29	9.48	9.45						
$\bar{x}$	21.64	19.44	51.83	49.15	8.28	8.27	18.33	16.37	50.33	47.46	8.97	9.26
SD	11.10	10.24	0.86	1.55	2.10	2.12	4.64	5.25	8.38	8.36	3.97	4.52

표 3.14.4b 편마암 B-군의 PLST 결과(Is_1 기존방법. Is_2 신방법)

test No.	Group A(// Diametral loading)						Group B(⊥ Axial loading)					
	Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa		Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa	
	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2
1	30.87	28.92	54.1	50.7	10.93	11.31	19.90	16.56	53.67	52.96	7.14	6.06
2	23.67	22.41	54.0	53.1	8.40	8.17	15.22	13.76	54.04	53.54	5.40	4.95
3	20.24	13.30	53.9	53.4	7.21	4.80	21.98	20.25	54.03	53.31	7.80	7.33
4	15.17	13.08	53.7	53.2	5.43	4.75	13.77	12.24	54.12	53.47	4.87	4.41
5	17.69	17.01	54.2	51.0	6.25	6.60	19.71	18.45	53.95	53.28	7.01	6.69
6	9.71	10.05	53.9	53.5	3.46	3.62	21.89	20.74	53.82	53.00	7.81	7.58
7	25.03	23.62	54.0	50.0	8.90	9.46	15.27	14.51	54.42	53.83	5.36	5.18
8	35.56	34.04	54.1	51.8	12.59	12.91	22.52	20.86	54.46	53.63	7.89	7.49
9	25.41	24.43	54.5	50.7	8.89	9.57	22.95	21.13	54.73	53.33	7.98	7.65
10	15.95	15.43	54.2	53.5	5.62	5.56	20.24	19.29	53.99	53.30	7.19	6.99
11	24.30	19.27	51.8	51.3	9.20	7.41	19.04	17.71	54.30	53.67	6.70	6.35
12	18.60	17.01	51.9	51.2	7.03	6.55	24.30	23.39	54.72	53.72	8.45	8.37
13	16.52	15.59	52.1	51.3	6.20	6.00	23.38	22.27	54.53	52.17	8.18	8.34
14	26.23	24.39	54.6	51.6	9.16	9.30						
15	23.43	21.99	54.4	52.8	8.22	8.09						
16	15.65	13.95	54.1	53.5	5.55	5.02						
17	20.63	19.58	54.0	51.4	7.32	7.51						
18	22.66	20.92	54.8	52.7	7.86	7.72						
19	26.67	24.81	54.8	52.3	9.25	9.25						
20	29.09	27.30	48.9	45.7	12.04	12.56						
$\bar{x}$	22.15	20.36	53.60	51.73	7.98	7.81	20.01	18.55	54.21	53.32	7.06	6.72
SD	6.17	6.07	1.41	1.80	2.29	2.58	3.39	3.43	0.34	0.43	1.17	1.27

표 3.14.5 화강암 군의 PLST 결과(Is_1 기존방법. Is_2 신방법)

test No.	Group A(// Diametral loading)						Group B(⊥ Axial loading)					
	Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa		Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa	
	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2
1	14.35	12.95	51.15	50.55	5.54	5.09	16.86	16.30	31.94	31.36	13.51	13.43
2	15.22	14.09	51.32	50.26	5.85	5.59	21.21	19.15	32.20	30.57	16.78	16.43
3	18.99	18.12	51.66	50.87	7.22	7.06	20.00	18.76	41.71	35.15	10.60	12.96
4	22.85	18.84	51.68	46.85	8.68	8.33	17.69	16.30	36.87	32.49	11.35	12.72
5	22.42	21.06	51.77	50.00	8.50	8.43	18.36	16.91	32.96	31.47	14.01	13.87
6	17.78	17.00	51.51	50.65	6.79	6.66	22.03	20.45	32.94	31.13	16.83	17.05
7	20.68	19.71	51.38	50.49	7.93	7.76	18.94	17.89	33.94	31.99	13.81	14.30
8	18.50	16.92	51.54	47.68	7.06	7.29	25.41	23.48	35.20	32.91	17.52	17.96
9	18.12	16.89	51.78	50.18	6.87	6.72	29.42	24.63	39.19	40.25	11.65	10.80
10	17.64	15.64	51.83	50.20	6.67	6.22	20.73	18.63	41.52	28.24	19.25	18.83
11	20.53	19.21	51.73	50.71	7.79	7.52	23.43	21.59	31.43	30.24	14.24	13.49
12	19.81	18.63	51.89	50.26	7.48	7.39						
13	22.90	21.89	51.60	50.42	8.73	8.65						
14	28.51	27.50	51.73	49.89	10.82	11.04						
15	21.94	20.79	51.94	50.80	8.27	8.11						
16	21.21	19.53	51.40	50.55	8.13	7.68						
17	21.50	19.44	51.21	50.16	8.29	7.74						
18	22.61	20.97	51.32	50.48	8.69	8.27						
19	21.26	20.56	51.35	49.52	8.16	8.35						
20	19.57	18.10	51.40	50.39	7.50	7.15						
21	22.80	21.48	51.68	50.09	8.67	8.57						
22	19.57	17.90	51.66	50.67	7.44	7.02						
23	16.23	14.40	51.71	51.06	6.16	5.58						
24	20.00	18.57	51.67	50.92	7.60	7.22						
25	24.45	22.60	51.83	49.10	9.25	9.30						
26	25.37	23.82	51.63	49.43	9.66	9.70						
27	18.94	16.49	49.11	48.15	7.79	7.00						
28	20.82	19.17	51.61	50.87	7.93	7.47						
29	31.26	29.64	51.65	47.45	11.89	12.86						
30	18.80	17.39	51.67	50.81	7.14	6.78						
31	22.51	20.70	51.85	50.46	8.51	8.16						
32	21.02	16.60	51.81	50.18	7.96	6.60						
33	18.41	16.78	51.88	51.14	6.95	6.48						
34	21.21	19.32	51.95	49.71	8.00	7.80						
35	24.64	24.00	54.66	51.88	8.58	9.07						
36	17.39	14.06	51.82	51.26	6.58	5.41						
37	17.15	15.94	51.80	50.20	6.50	6.34						
38	23.43	21.21	52.08	50.80	8.80	8.28						
$\bar{x}$	20.80	19.16	51.66	50.13	7.90	7.65	19.38	17.44	33.77	32.68	14.51	14.71
SD	3.37	3.47	0.68	1.05	1.25	1.50	21.12	19.29	35.30	32.37	2.78	2.50

표 3.7.13.6 PLST ; 염기성 맥암(//Diametral loading). 응력단위는 MPa

Test #	P_1, kN	P_2, kN	D, mm	D′, mm	$Is_{1(50)}$	$Is_{2(50)}$	D - D′, mm
1	10.73	9.36	52.67	48.00	3.96	3.99	4.67
2	4.16	2.72	52.81	46.77	1.53	1.21	6.04
3	12.47	11.59	51.89	37.47	4.71	7.25	14.42
4	10.77	9.51	53.63	42.00	3.87	4.98	11.64
5	12.66	12.39	52.19	43.91	4.74	6.06	8.28
6	15.61	14.15	52.13	45.53	5.85	6.54	6.61
7	8.65	8.06	52.40	44.24	3.22	3.90	8.16
8	11.11	10.80	52.30	46.22	4.15	4.88	6.09
9	11.02	9.36	52.20	40.56	4.12	5.18	11.64
10	13.67	12.76	52.71	42.52	5.04	6.56	10.20
11	7.59	6.04	52.07	36.56	2.85	3.92	15.51
12	8.50	6.27	53.67	39.78	3.05	3.58	13.90
평 균	10.58	9.42	52.55	42.79	3.92	4.84	9.76
표준편차	3.04	3.26	0.58	3.66	1.15	1.67	3.66

표 3.14.7a 적색 셰일 군의 PLST 결과(Is_1 기존방법. Is_2 신방법)

test No.	Group A(// Diametral loading)						Group B(⊥ Axial loading)					
	Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa		Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa	
	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2
1	43.47	40.63	51.60	50.30	16.33	16.06	5.77	0.96	51.32	50.82	2.19	0.37
2	50.98	40.44	51.73	40.53	19.05	24.62	6.12	1.28	51.35	50.55	2.32	0.50
3	54.97	38.99	51.94	44.64	20.38	19.57	21.61	17.32	51.40	51.00	8.18	6.66
4	59.02	42.49	51.40	50.50	22.34	16.66	19.92	25.23	51.68	49.28	7.46	10.39
5	26.01	23.99	51.21	49.31	9.92	9.87	21.40	8.17	51.66	50.36	8.02	3.22
6	31.18	18.40	51.32	44.92	11.84	9.12	25.13	13.49	51.71	50.21	9.40	5.35
7	24.49	13.82	51.35	49.95	9.29	5.54						
8	23.77	13.13	51.40	51.00	9.00	5.05						
9	27.80	15.77	51.68	51.28	10.41	6.00						
$\bar{x}$	37.97	27.52	51.51	48.04	14.29	12.50	16.66	11.07	51.52	50.37	6.26	4.41
SD	14.17	12.86	0.24	3.76	5.27	7.00	8.48	9.51	0.18	0.61	3.17	3.87

표 3.14.7b 흑색 셰일 군의 PLST 결과(Is_1 기존방법. Is_2 신방법)

test No.	Group A(// Diametral loading)						Group B(⊥ Axial loading)					
	Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa		Load kN		재하점 거리 mm		강도지수 MPa	
	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2	P_1	P_2	D	D′	Is_1	Is_2
1	33.31	20.63	53.09	48.59	11.82	8.74	13.44	7.64	55.09	53.89	4.43	2.63
2	27.07	13.92	54.31	52.71	9.18	5.01	3.94	0.79	54.61	51.21	1.32	0.30
3	19.60	14.88	50.39	47.09	7.72	6.71	4.05	0.62	48.39	48.09	1.73	0.27
4	25.10	17.54	53.69	49.09	8.71	7.28	4.68	1.60	55.69	53.39	1.51	0.56
5	20.21	11.18	54.13	50.53	6.90	4.38	5.99	3.00	55.13	53.43	1.97	1.05
6	19.09	11.69	55.00	43.60	6.31	6.15	6.23	3.30	55.13	54.03	2.05	1.13
7	23.87	14.69	53.95	42.15	8.20	8.27	13.50	9.11	54.65	50.95	4.52	3.51
8	16.01	6.34	54.30	36.60	5.43	4.73	15.44	9.41	54.87	52.77	5.13	3.38
9	19.74	11.23	53.73	41.93	6.84	6.39	11.49	2.56	54.93	47.83	3.81	1.12
10	26.22	12.98	54.40	39.20	8.86	8.45						
11	13.24	10.26	54.55	51.35	4.45	3.89						
12	15.85	10.38	54.90	53.70	5.26	3.60						
$\bar{x}$	21.61	12.98	53.87	46.38	7.47	6.13	8.75	4.22	54.22	51.68	2.94	1.55
SD	5.69	3.73	1.22	5.57	2.05	1.81	4.65	3.52	2.22	2.29	1.51	1.28

표 3.14.8에서, 이방성지수(I_{sa})는 기존방법보다 개량한 PLST-값이 더 분명하다. 특히, 적색 셰일은 2.93/2.13(=1.38), 흑색 셰일은 4.00/2.56(=1.56)로서 확실한 차이를 보인다. 이는, Diametral loading은 파단시에 Point 관입 깊이가 더 크기 때문이며, 이를 자동측정되도록 개량한 PLST는 유용함을 알 수 있다.

$\sigma_c - I_s$ 관계는 편마암과 화강암에서, σ_c/Is_1과 σ_c/Is_2는 축방향 0.1~0.4, 측방향 0~0.6로 다소 낮다. 반면에, 염기성 맥암, 적색 셰일, 흑색 셰일은 축방향 1.7~3.5, 측방향 4.9~37.3이다. 그리고, 재하점 거리 D와 D′, 압력센서와 로드 셀 측정결과는 암석의 강도가 낮을수록 차이가 크게 나타났다. 기존의 방법인 하중을 압력계로 측정한 Is_1-값이 재하점 거리와 하중을 Load cell로 측정한 Is_2-값보다 높게 나타났다(Fig. 3.14.9). 편마암-군은 화강암처럼 강할수록 강도비 Is_2/Is_1-값이 0.95~1로서 상대적으로 높고, 셰일은 0.53~0.96로 낮고 편차도 크다. 이러한 결과는 이방성 암석이나 강도가 낮은 암석은 파단시의 점간 거리(D′) 측정의 중요성이 강조된다.

표 3.14.8 암종별 점재하 강도지수 비교(Is_1 기존방법. Is_2 신방법)

$Is_{(50)}$ \ 암종		편마암 A-군	편마암 B-군	화강암	염기성 맥암	셰일(shale) 적색	셰일(shale) 흑색
축방향 (⊥)	$Is_{1(50)}$	8.3	7.1	7.9	3.92	6.26	2.9
	$Is_{2(50)}$	8.3	6.7	7.6	4.84	4.41	1.6
	Is_2 / Is_1	1.00	0.95	0.97	1.23	0.70	0.53
측방향 (//)	$Is_{1(50)}$	12.5	8.0	14.5	·	13.41	7.5
	$Is_{2(50)}$	13.0	7.8	14.7	·	12.93	6.1
	Is_2 / Is_1	1.05	0.98	1.01	·	0.96	0.82
$\frac{Is\perp}{Is//}$	$Is_1\perp / Is_1//$	1.52	1.12	1.85	·	2.13	2.56
	$Is_2\perp / Is_2//$	1.59	1.16	1.92	·	2.94	4.00

표 3.14.9 강도비(1축 압축강도/점재하 강도지수)의 관계

		Is_2/Is_1 (⊥)	Is_2/Is_1 (//)	$\sigma_c/Is_1\perp$ (a)	$\sigma_c/Is_2\perp$ (b)	$\sigma_c/Is_1//$ (c)	$\sigma_c/Is_2//$ (d)	abs(a-b)	abs(c-d)
편마암	A	1.05	1.00	9.10	8.70	13.70	13.70	0.40	0.00
	B	0.98	0.95	10.32	10.54	11.66	12.24	0.22	0.58
화강암		1.01	0.97	9.80	9.70	18.10	18.70	0.10	0.60
셰 일	적색	0.96	0.70	12.20	13.9	27.80	39.40	1.70	11.6
	흑색	0.82	0.53	16.40	19.9	41.60	78.90	3.50	37.3
염기성맥암		—	1.23	—	—	15.30	10.40	—	4.90

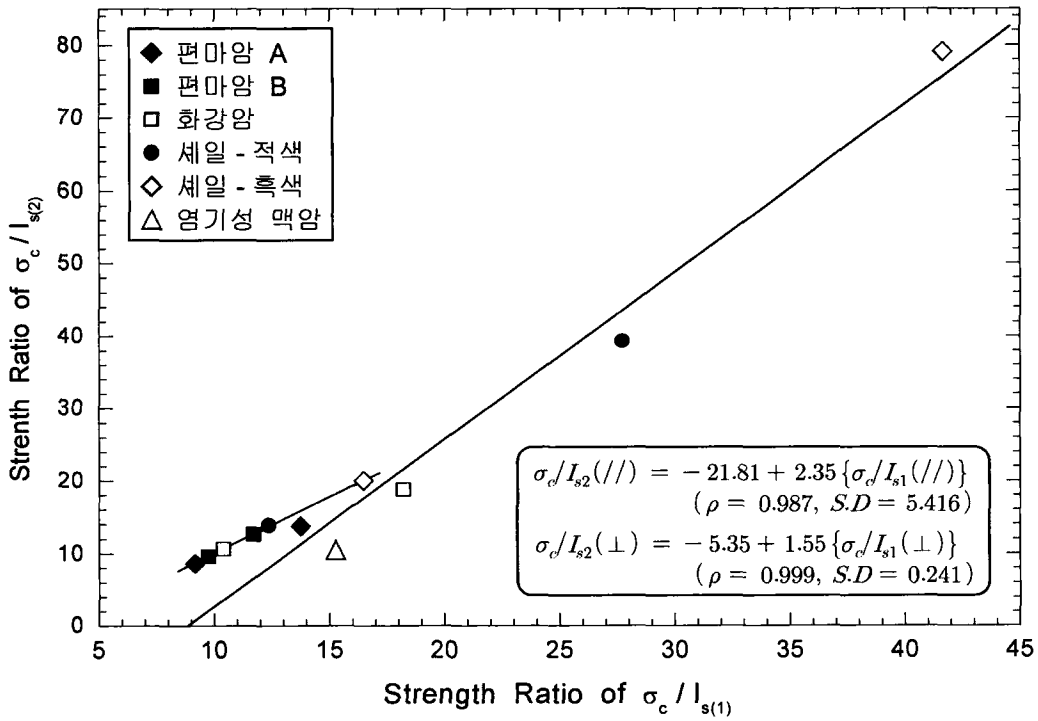


Fig. 3.14.8 암종별 강도비 관계 $\sigma_c/Is_{1(50)}$ vs. $\sigma_c/Is_{2(50)}$

3.14.2 암석 코어 시료의 직접 인장 시험기 개발

3.14.2.1 시작품의 설계 및 제작

암석 Core의 직접인장 강도 시험기의 표준형은 현재까지 제안된 것이 없다. 다만, 원주형 공시체 측면에 선하중을 작용시켜서 간접적으로 인장파괴시키는 압열인장 또는 Brazilian Test로 대체하고 있으므로, 이를 개발코자 한다. Tendon이나 강연선 또는 철근의 인장 시험기는 정착방법 즉, Chuck에 물리거나 Male & Female cone 형식, VSL, 프레시네 방법 등을 위주로 발달되었다. 여기서 이러한 쐐기 형과 공시체의 양단을 조강/고강도 시멘트로 아령같은 모양으로 인장 저항체를 만든 '아령 타입' 개발을 시도했다. 이 시작품의 개형은 Fig. 3.14.8이며, 고안 근거는 다음과 같다.

(1) '아령 형' 인 경우

시험 대상 암석의 1축 압축 강도(σ_c) : 150 MPa 이상

시험 대상 무결함 암석(Core)의 직경(D) : 50~55(mm)

암석의 인장강도 최대치($0.1\sigma_c$) : 15 MPa

개발기계의 최대 하중(T) : 3.5 tf이상

(2) 쐐기형인 경우

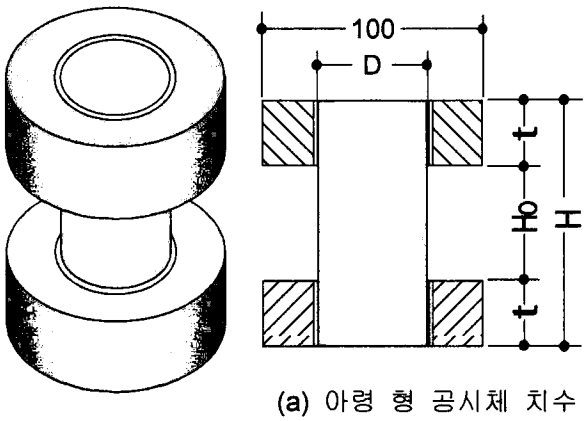
쐐기+암석 표면의 소요 마찰 저항응력(τ)은 쐐기의 유효 접촉면적을 쐐기 전체 면적의 30 %로 취한 쐐기 면적(A)에 따른 쐐기의 길이(L)은 다음과 같다.

$$\tau_b = \frac{3500}{0.3\pi(5.4)L} = \frac{687}{L}(kgf/cm^2)$$

유효 정착 길이(L)가 5 cm이면 소요 마찰응력이 14 MPa로서 너무 크고, 10 cm이면 7 MPa정도이다. 따라서, 정착 길이 10cm, 지름 55 mm, 3-분할식, 나사 산 M27-2.5P, 재질 SCM 440(열처리)로 제작한다. Tapered steel wedge의 나사 산(Thread) 개수(n) 및 접촉면적(A) ;

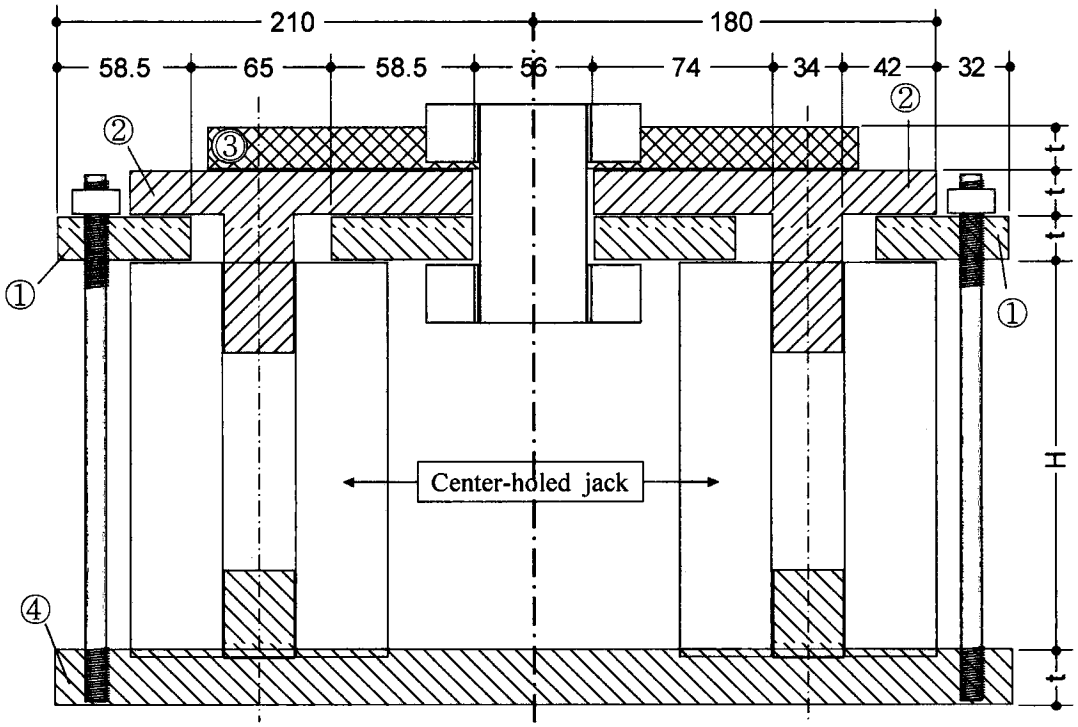
$$n = \frac{100\,mm}{2.7\,mm/ea.} = 37(개) \rightarrow 35\,개,\ A = \pi(5.4)(0.27)(35) = 160(cm^2)$$

활탈 최대응력은 $\tau = \frac{3500\,kgf}{160\,cm^2} = 22\,kgf/cm^2$



D : Diam. of specimen(NX or 50 mm)
H : Ht. of specimen(100 mm min.)
H_o : Ht. of free surface(50 mm min.)
t : Thickness of Bonded resisting body
5 cm min.

(a) 아령 형 공시체 치수



(b) 직접인장 시험기의 정면도(아령 형)

① 아령 하부 고정판(2 개 - 1조)
② 하중 전달판(Jack의 Ram에 부착(2 개 - 1조)
③ 아령 상부 고정판(2 개 - 1조)
④ 지지봉 고정판(기기의 Base plate)

Fig. 3.14.9 NX-core의 직접 인장시험기의 구조 개요도

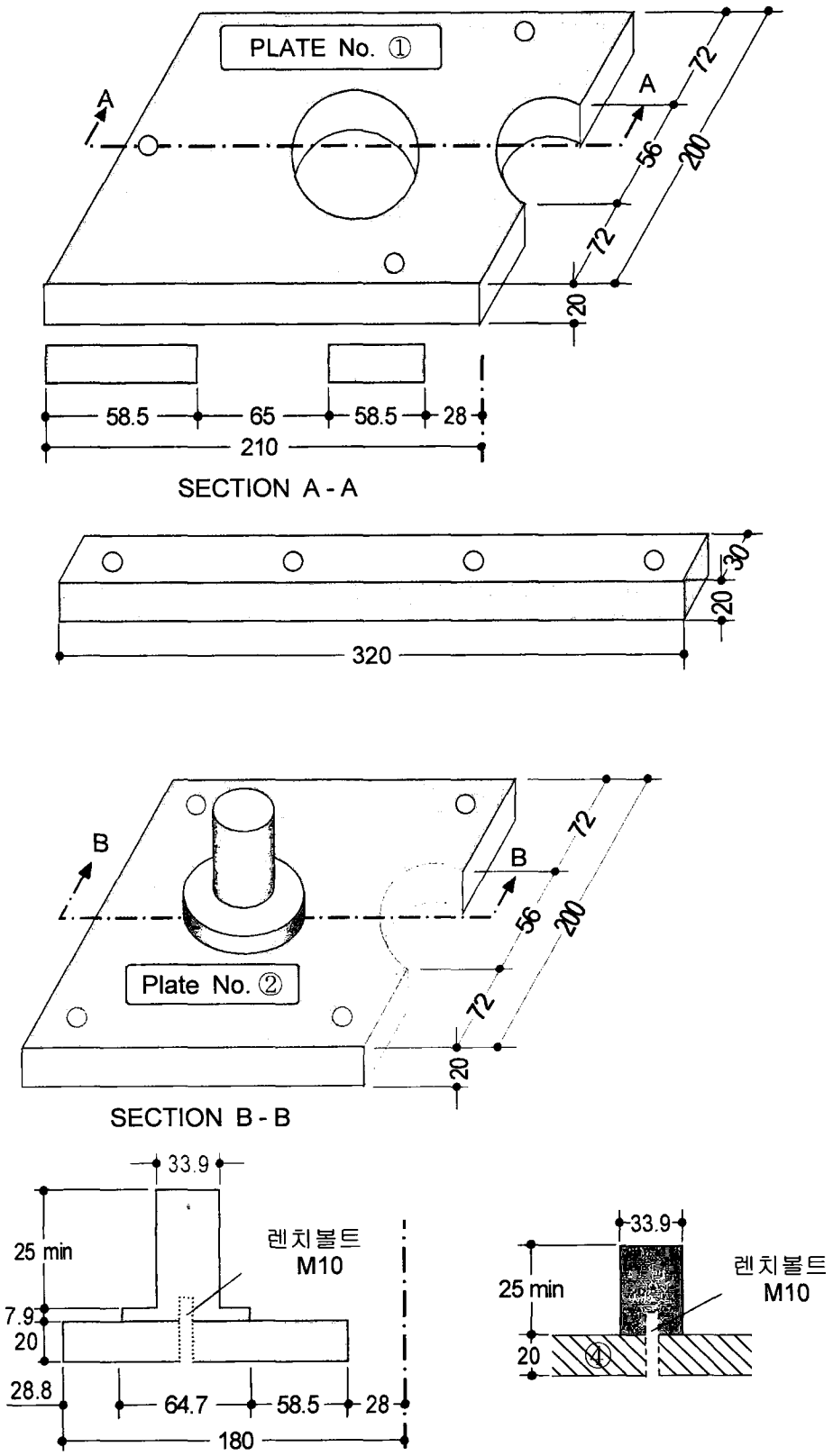


Fig. 3.14.10 암석 직접 인장시험기의 부재 상세도

3.14.2.2 인장 시험기 시작품의 성능검사

(1) 아령 형(Dumbbells type)

접착제용 Con'c와 암석 표면의 부착강도(τ_b) : 25(kgf/cm² Assumed)

정착할 아령 형 소요 길이(L)

$$L = \frac{3500}{\pi(5.4)(25)} = 8.25(cm)$$

그래서, Fig.3.14.8a의 아령부분을 5 cm 이상으로 정착했다. 이 방법으로 공시체를 제작하여 성능검사를 한 결과가 표 3.14.3이다. 45 kgf/cm²에서 활탈되는 경우가 있었다. 시료의 개수와 암석 표면의 거칠기에 따라 차이가 있겠으나, Rock-QHC Mortar의 부착강도(τ_b)는 ;

Core Diam.(D) = 51.50 mm, 부착 길이(L) = 7 cm, 작용하중 2790 kgf

$$\tau_b = \frac{2790}{\pi(5.15)(7)} = 25(kgf.cm^2) = 25(kgf/cm^2)$$

이 시험결과로 얻은 결론은 ;

- QHC Mortar(W/C-18%)와 암석 공시체 사이의 부착강도는 2.5 MPa이다
- 아령형 공시체의 접착제(QHC mortar)는 10 cm이상이 부착해야 한다.
- 불량 암반-QHC Mortar 사이의 부착강도는 2.5~5.0 kgf/cm²으로서 실내 제작·양생 제작 공시체보다 안전율을 5~10으로 취해야 한다.

(2) 쐐기 형(Wedge type)

- 3분할식 Tapered steel wedge와 암석 Core 표면 사이의 마찰저항은 2 MPa이다.
- 건식 직접 인장시험은 소요시간은 절약되지만, 쐐기를 고정/빼기에 시간이 많이 걸린다. 그래서, 3-분할식 Tapered steel wedge(Male cone)이 맞물리는 Female Cone을 2-분할식 나사로 체결하여 고정하고 푸는 방식으로 수정한다.
- Female cone의 나사산과 암석표면의 접촉부에 고무나 합성 수지를 삽입하여 마찰 저항 면적을 더 증대시킨다.
- 공시체의 인장 변형량과 하중 측정 장치
- Hydraulic Jack 2개를 병렬 사용으로 동조가 되지 않아서 편심이 생기는 문제
- Toe jack type으로 구조 전체를 변경할 계획이다.

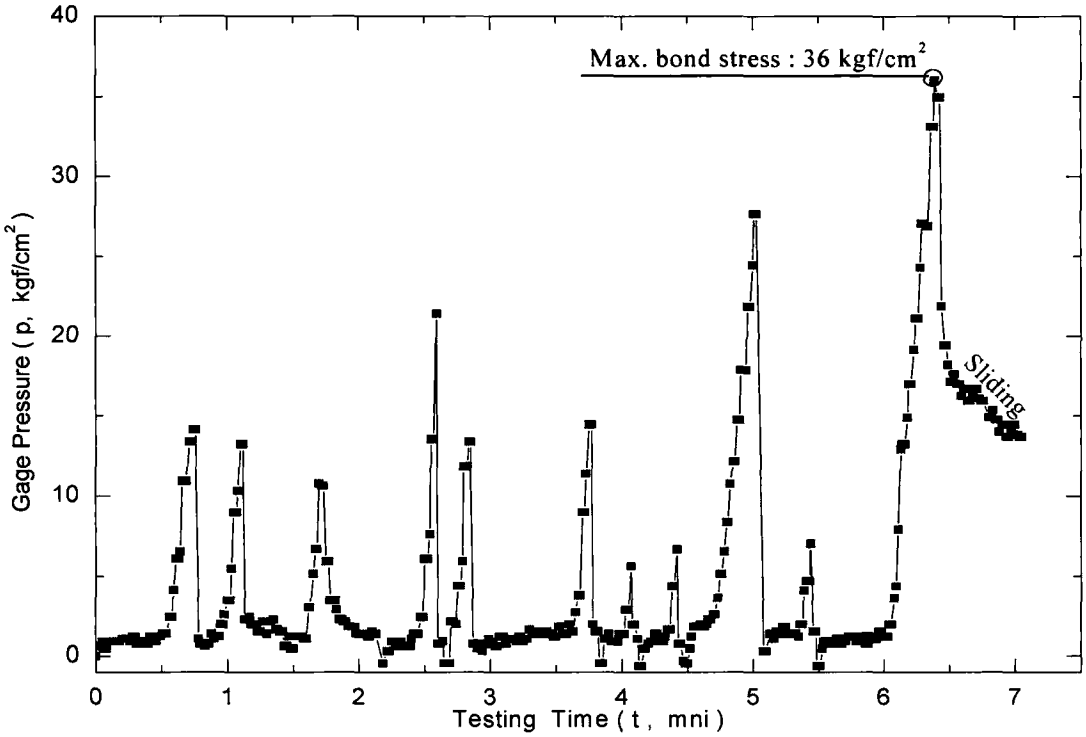


Fig. 3.14.11 직접인장 시험기 시제품으로 시험한 예

표 3.14.10 아령 타입 공시체로 직접 인장 시험 자료

Sample No.	게이지 압력(kgf/cm²)			직경 cm	단면적 cm²)	하중 kg	강도 kgf/cm²	비고
	초기	최종	파괴					
2	4.26	49.07	44.81	5.15	20.82	2,792	134.1	
24	4.71	17.63	12.92	5.47	23.49	805	34.3	
25	4.56	17.63	13.07	5.46	23.40	814	34.8	
27	5.02	14.28	9.26	5.47	23.49	577	24.6	
12	5.17	16.72	11.55	5.46	23.40	720	30.8	
6	4.56	14.28	9.72	5.45	23.32	606	26.0	
4	4.71	32.06	27.35	5.20	21.23	1,704	80.3	
10	4.87	24.92	20.05	5.40	22.89	1,249	54.6	
22	4.41	16.87	12.46	5.23	21.47	776	36.2	
32	4.71	17.93	13.22	5.17	20.98	824	39.3	
3	4.41	9.12	4.71	5.44	23.23	293	12.6	
26	4.71	10.18	5.47	5.46	23.40	341	14.6	
7	5.32	31.15	25.83	5.44	23.23	1,609	69.3	
a	5.02	10.49	5.47	5.46	23.40	341	14.6	
b	4.71	36.01	31.30	5.21	21.31	1,950	91.5	활탈



시료준비(Cores : NX, L150 이상)



양단고정용 Mold





초속경 Mortar를 반죽하여 공시체 양단에 저항부 고정



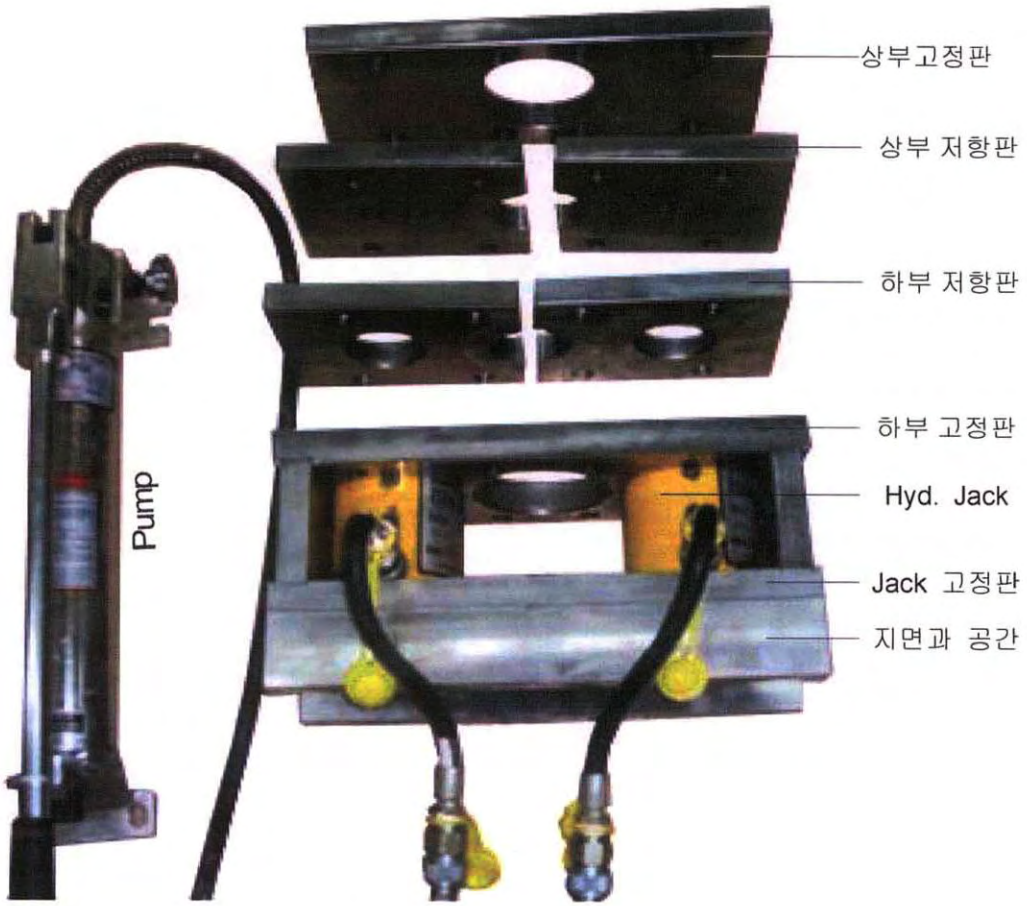
공시체 한쪽 끝 양생



다른 한 끝도 고정



Fig. 3.14.12 아령 형 공시체 준비



(a) 아령 형 직접 인장 시험기



((b) 아령 공시체 및 시료 셋팅

그림 3.14.13 아령형 직접 인장 시험기 및 세팅 과정(1)



Fig. 3.14.14 아령 형 공시체의 셋팅 과정(2)

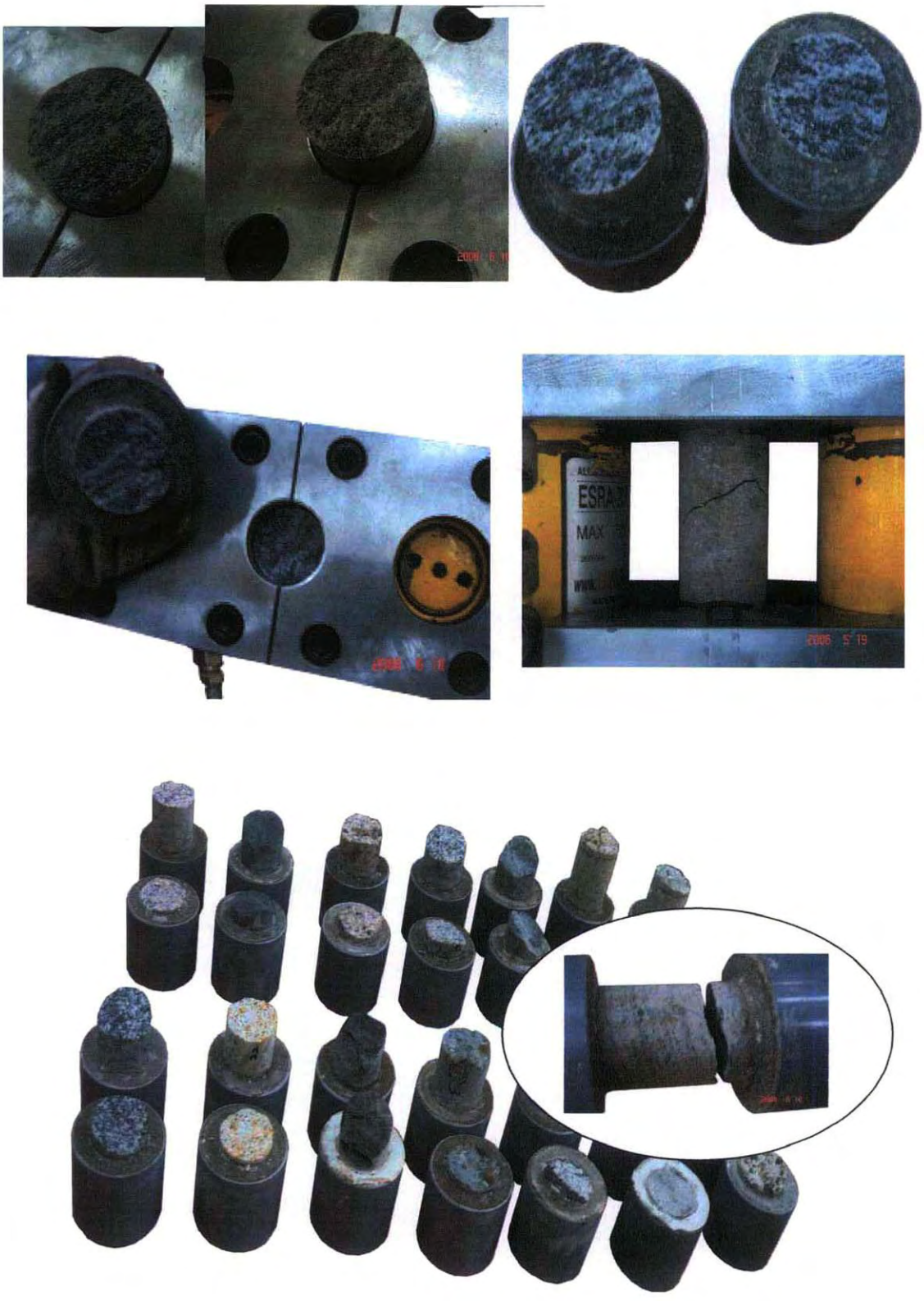


Fig. 3.14.15 아령 형 공시체의 전형적인 인장파괴 유형

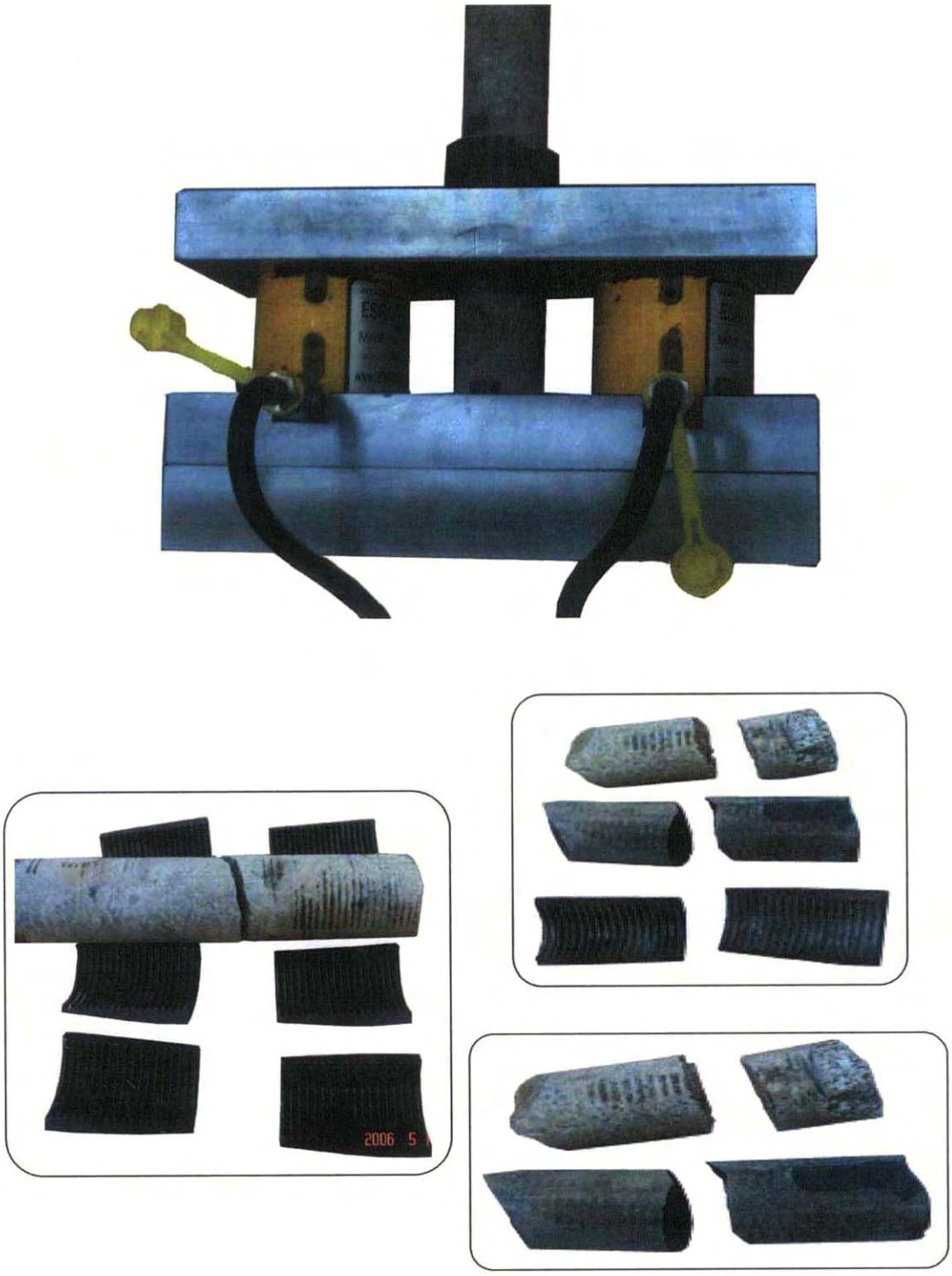


Fig. 3.14.16 쐐기 형 직접 인장 시험기의 성능검사

습식보다 시간적으로 유리하지만 쐐기요철
부분과 경사(Taper)도를 더 개선해야 한다.

3.14.2.3 Center-holed jack type으로 개선(연구의 3차 년도)

편심 문제를 해결하기 위해서 3차 연도에 Fig. 3.14.16과 같은 시스템으로 재설계하였다. 암석 Core 시료의 길이는 20 cm이상이 필요하며, D50~56까지 시험 가능하다. 쐐기 6개로 접촉면적을 확장시켰다. 새로 개발한 직접인장 시험기의 핵심부분은 그림 3.14.17의 중공 유압 잭(Center-holed jack)과 그림 3.14.18의 쐐기이다. 이것은 PC 강선이나 Tendon의 Diwidag, Fressinet, VSL 인장시험 방식에서 착안한 것이다. 중공 실린더 내측면을 Taper로 가공하고, 여기에 암석 코어를 삽입 후에, 한 쪽 면에 쐐기 6개로 고정한다. 즉, Tapered cylinder는 Female cone, 쐐기는 Male cone 형식이다.

Taper 부분의 길이와 경사각이 가장 중요한데, 여기서는 Taper를 0.22(12.5°), 길이 91 mm로 설계 / 제작했다. 경사가 비교적 급한 편인데, 2차 연도의 쐐기형 시작품에서 파괴후에 쐐기를 빼기가 어려워서 좀 더 급하게 보완했다. 그림 3.14.17에서, 시험기 본체는 길이 143 mm, 외경 197 mm이다. 중공 내부공간의 직선부 지름 66mm, 길이 43mm, Taper 길이 50mm이다.

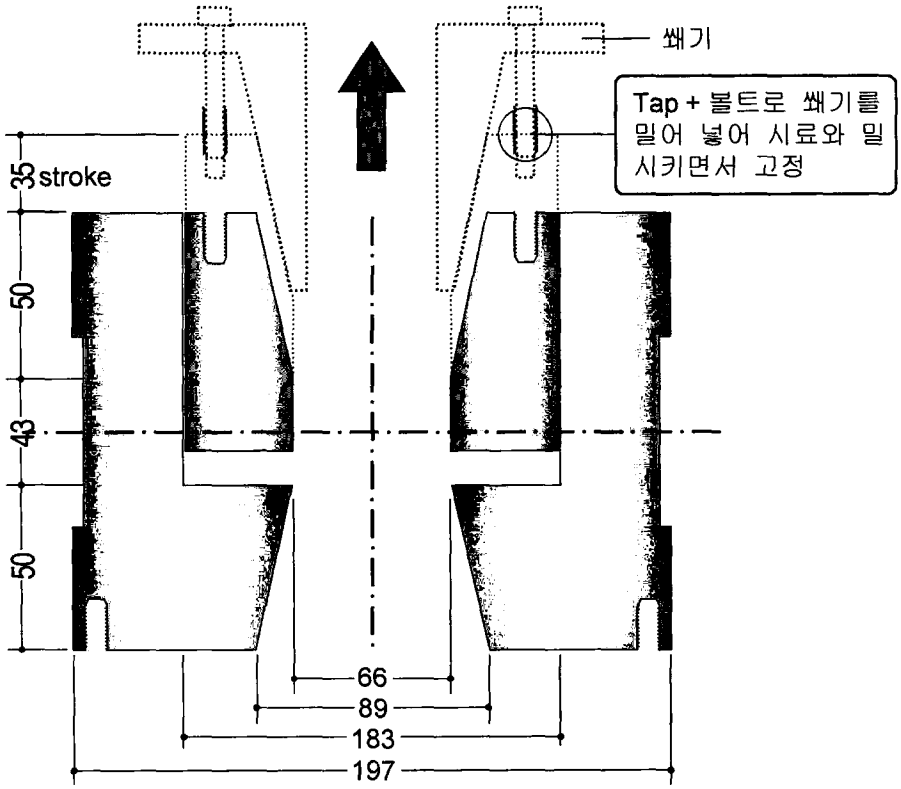


그림 3.14.17 Center-holed jack type 암석 인장 원리

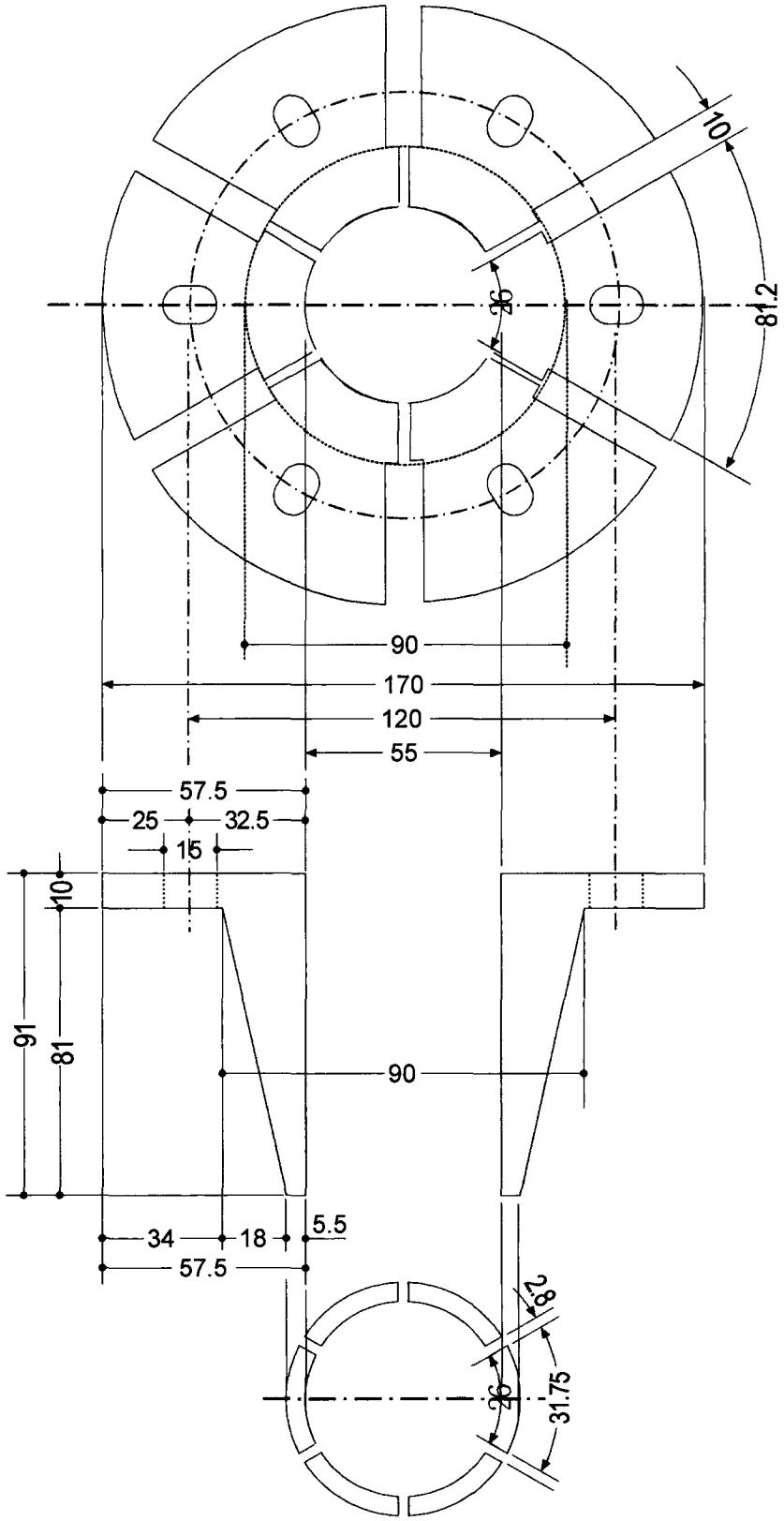


Fig. 3.14.18 Wedges of tension test device for rocks

3.14.2.4 Center-holed jack type 인장 시험기 시작품 성능검사

(1) 시험 방법(Manual)

직접인장 강도는 1축 압축강도의 5~10% 정도, 할렬 인장강도(Brazilian test) 보다는 약간 작게 나타난 것으로 알려져 있다. 여기서는 몇 개의 Core를 준비해서 Brazilian test와 1축 압축 강도시험(UCST)을 수행해서 결과를 비교해본다.

문제는 직접 인장용 시료 준비이다. UCST나 할렬 인장시의 시료길이는 직경의 2배 이상이면 만족하지만 직접인장 시험용 공시체는 이보다 더 길어야 하기 때문이다. 그림 3.14.18은 총괄책임연구자가 평소에 모아 두었던 NX-Core들이다. 길이는 대체로 30 cm 이상, RQD는 70~100 %인 것들이다. 직접 인장시험 후 시료는 할렬 인장시험이나 UCST의 공시체로 재활용되므로 직접 인장시험을 먼저 시행한다.

시료 삽입후 쐐기는 Jack 상/하단 표면의 볼트로 밀착/고정시키는데, 유의할 점은 처음에는 볼트를 헐겁게 잠그고 서서히 Jacking해야 한다. 이 과정에서 Tapered ram + 쐐기의 요동으로 중심축과 일치되고, 쐐기가 Ram taper 부분과 시료 표면에

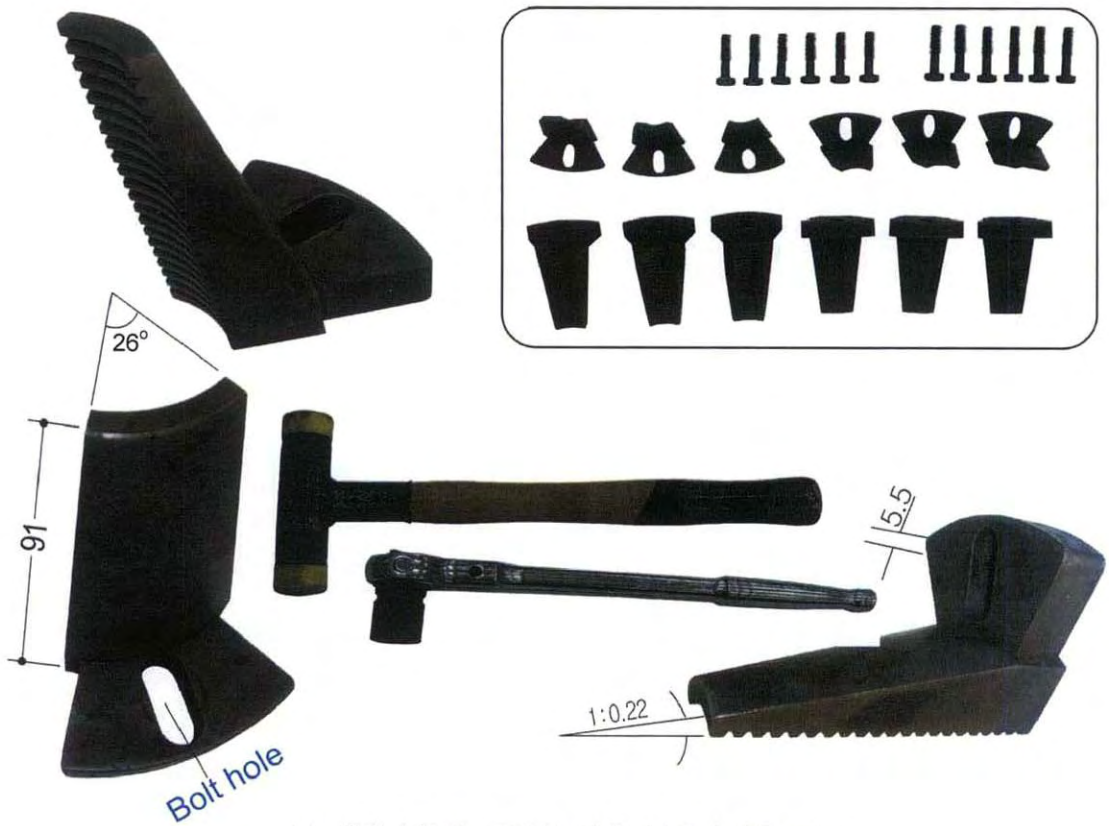


그림 3.14.19 직접인장 시험기의 성능검사용 시료

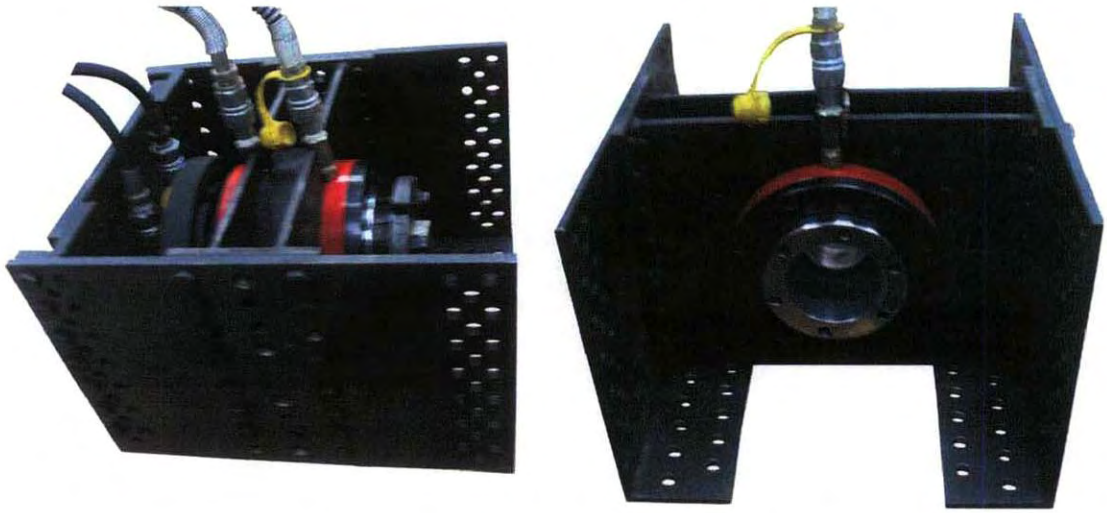
밀착되기 때문이다. Ram 쪽에는 시료가 밀려 나오고 반대 쪽은 시료가 삽입된다. Stoke 35㎜ 중에서 미리 빼는 행정은 25㎜ 정도가 적당하다. 이 이후 볼트를 대각선 방향으로 밀착/고정시킨다. 여기서, 볼트 체결의 세기보다는 쐐기를 골고루 밀어 넣는 것이 중요하므로, 1500㎏f·㎝ 정도의 Torque wrench를 사용한다.

그림 3.14.19a는 핵심 부품인 쐐기를 상/하/좌/우로 보인 것이다. 쐐기의 밀착으로 인한 강도 영향을 미치지 않는 인장시편의 자유장 길이는 직경의 4배 이상이어야 하는데, 이 시작품은 자유장 길이가 직경의 1.2~1.35로 짧은 것이 단점이다. 이는 직경의 4배 이상과 밀착부분을 고려한 시료의 길이는 최소 300㎜ 이상이라야 하는데, 이렇게 긴 시료 - RQD 90% 이상의 신선암 - 보다는 200 ㎜ 정도도 시험 가능하게 개발한 것이다.

시작품을 이용한 암석의 직접 인장 시험기의 사용방법은 그림 3.14.20~22와 같다. 여기서, 인장 저항력은 Jack에 장착한 압력 Cell로, 시료의 인장 변위량은 Digital dial gage 사용했는데, 압력과 변위계는 이 연구에서 개발한 Data logger를 이용하여 Lap top에 저장하여 결과를 정리했다.



(a) 쐐기 / 밀착·고정용 전용 볼트 / 전용 공구



(b) 개발한 인장시험기 시작품의 본체와 고정 Frame

그림 3.14.20 쐐기/전용 공구 및 center-holed jack type 시험기 본체

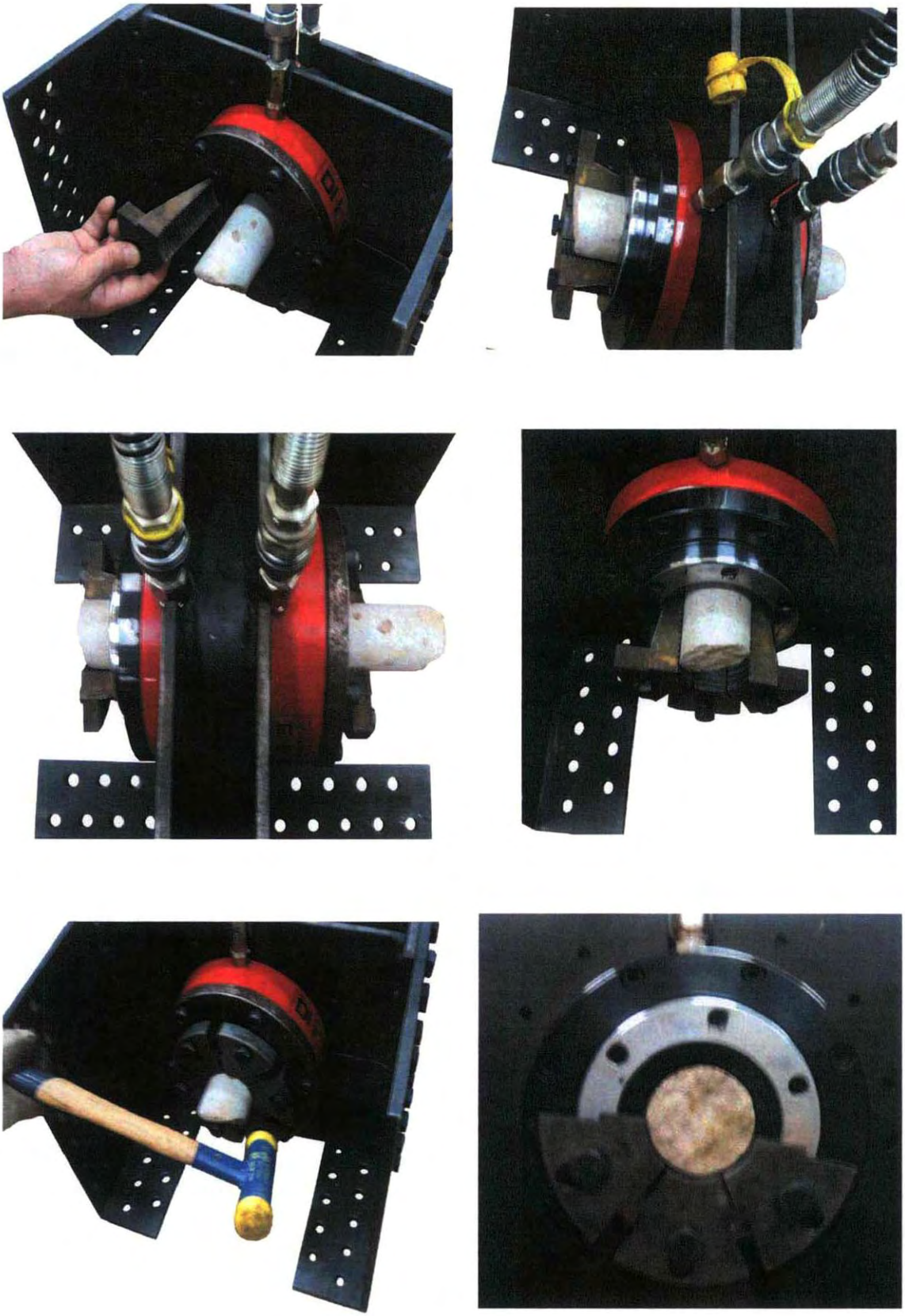
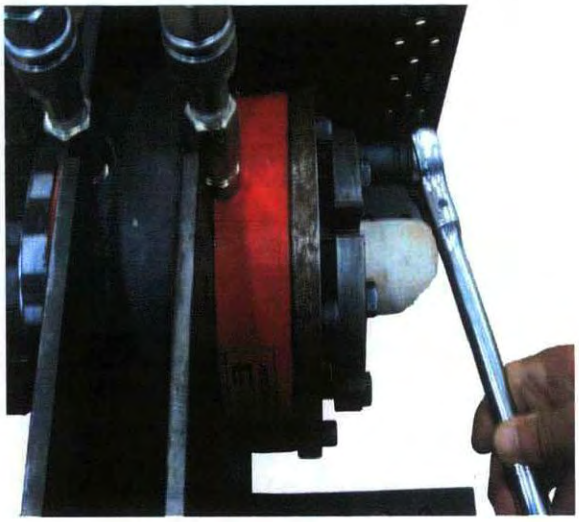


그림 3.14.21 Center-hole jack에 인장 시료를 고정

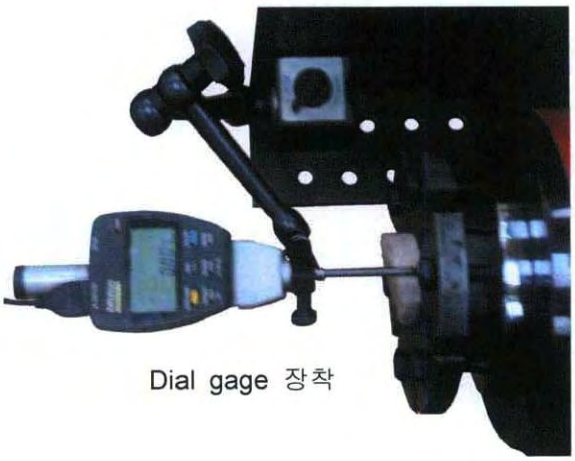




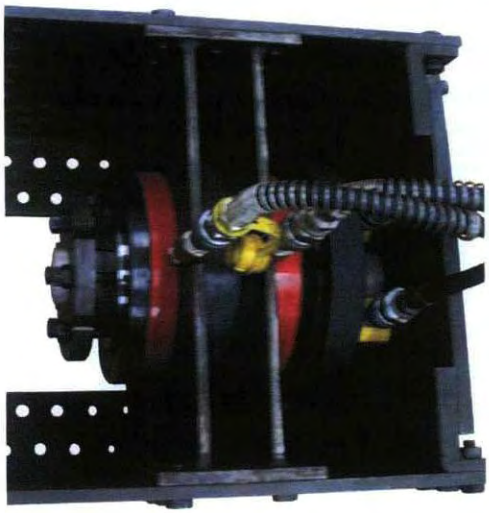
볼트 체결로 시료를 밀착/고정 시킴



시료 밀착/고정 완료



Dial gage 장착



쐐기 3개 짜리로 시도함



인장 파괴된
시편으로 UCST와 Brazilian Test

그림 3.14.22 시료 고정 완료상태 및 인장 파괴된 시편

(2) 시험 결과의 정리 및 고찰

시료를 고정하고 유압 잭을 서서히 작동시키면서 축방향 변형 계기와 압력계의 변화량은 이 연구에서 개발한 Data logger와 Laptop으로 구한 자료가 그림 3.14.23이다. 여기서, 인장 변형량은 0.2㎜이하로 아주 미소하므로, 가로-축을 시험 시간(t, min)으로 취해서 최대압력에 이른 순간이 파괴점이다. 이 Data logger는 임시 멈춤(Pause) 기능이 있으므로, 제 2 시료의 시험 준비 동안에 멈추고, 시험 시작 시에 다시 작동하면 그 다음 시료의 Data가 저장된다. 즉, 그림 3.14.23에서 첨두점(Peak point)마다 별개의 시료의 인장파괴점이다. 하중은 Center-holed jack type 직접인장 시험기(복동식)의 Push 측 단면적 114.4 cm^2를 곱해서 구한다.

예로써, Test No.1의 시료 직경(D)은 52.46㎜(길이 250㎜ 이상), 그림 3.14.23에서, 인장파괴 압력(p)은 14.83 kgf/cm^2이므로, 인장 파괴하중(T)는 1697.6 kgf이다. 직접 인장응력(σ_t)는 ;

$$\sigma_t = \frac{1697.6\,kgf}{21.61\,cm^2} = 78.5\,kgf/cm^2 \text{ or } 76.7\,MPa$$

다른 시료에 대해서도 마찬가지 방법으로, 인장응력을 산출한 결과가 그림 3.14.23 및 표 3.14.12이다.

직접인장 시험기는 표준형이 없기 때문에 여기서 개발한 식품의 성능검사는 동일한 시료로 Brazilian test와 1축 압축시험을 수행한 결과를 상호 비교한다. 표 3.14.12는 개발한 시작품을 이용한 직접 인장강도(σ_t), Brazilian test 인장강도(σ_{tB}) 및 1축 압축강도(σ_c) 등을 정리한 것이다. 그리고, 표 3.13.6은 강도비(Strength ratio), σ_c/σ_t, σ_c/σ_{tB}, σ_t/σ_{tB}이다. 시료수 13개로서 적은 량이기는 하지만, 이 자료는 아주 중요하며, 다음과 같은 결론을 도출할 수 있다.

- Brazilian test($\sigma_{t(B)}$)와 직접인장 강도(Uniaxial tension strength, $\sigma_{t(U)}$) 비 σ_{tB}/σ_{tU}는 평균 1.22, 변동계수는 0.24로서 직접인장강도가 20% 더 높게 나타났다. $\sigma_{t(B)}$는 간접적인 방법이므로, 개발한 시작품은 가치가 있음을 시사한다.
- 강도비 일축압축 강도/인장강도의 평균-변동계수(c.o.v)는 직접인장 시험은 21-0.1, Brazilian은 20-0.38로서 거의 일치하지만, 변동계수로 볼 때 여기서 개방한 직접이장 시험기의 편차가 더 적다. 따라서, 개발한 직접인장시험 시작품은 신뢰할 수 있음을 시사한다.
- 직접 인장 시험에서 파단시의 축방향 변형량은 0.2㎜이하로서 매우 작다.

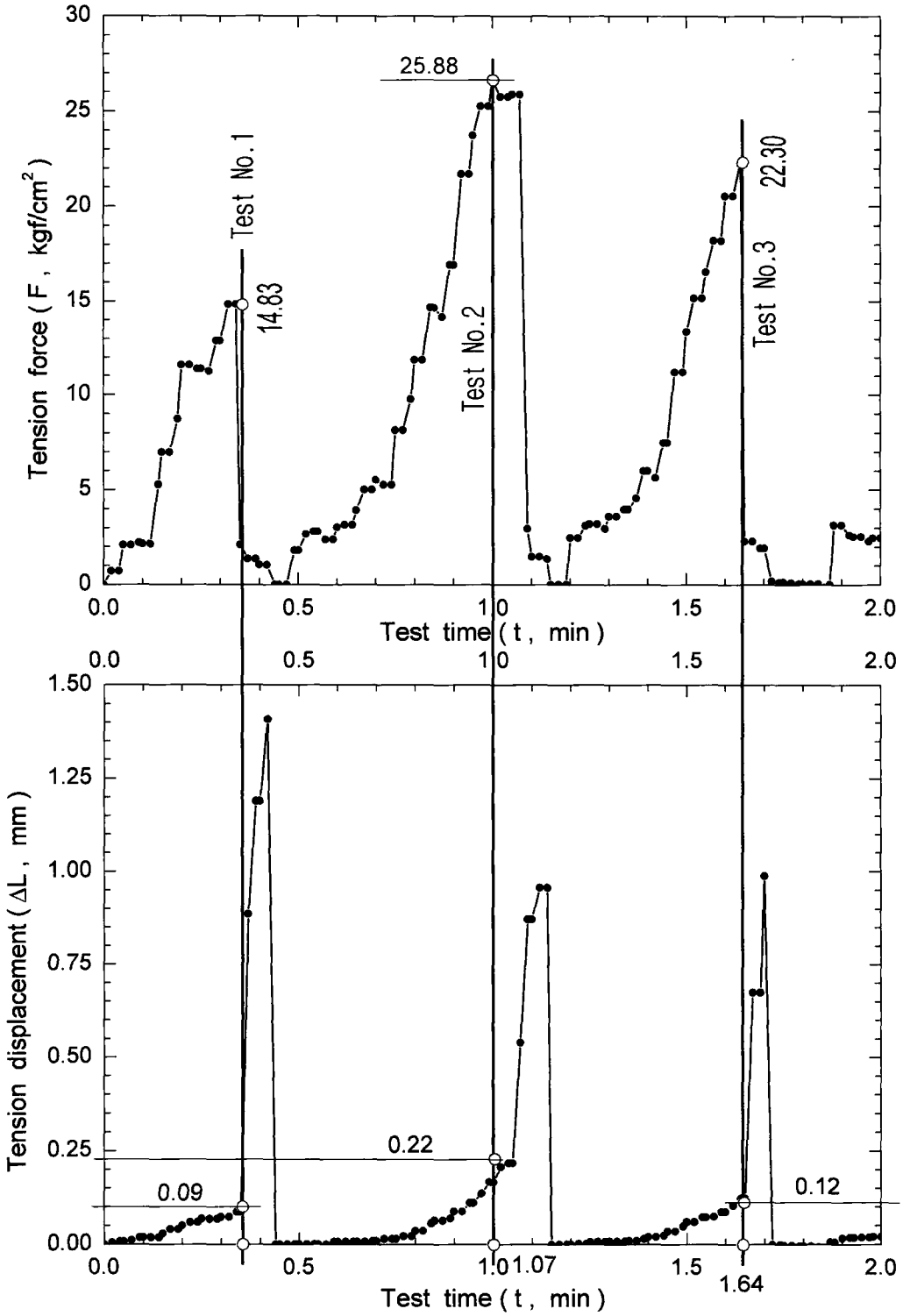


그림 3.14.23 직접 인장시 파괴순간의 자료를 쉽게 찾는 예

표 3.14.11 직접인장 시험자료의 data logger에 입력된 예

No.	t min	P bar	ΔL mm	No.	t min	P bar	ΔL mm	No.	t min	P bar	ΔL mm
1	0.00	0.00	0.00	41	0.67	5.01	0.01	81	1.34	3.99	0.01
2	0.02	0.70	0.01	42	0.69	5.01	0.01	82	1.35	3.99	0.01
3	0.04	0.70	0.01	43	0.70	5.51	0.01	83	1.37	4.56	0.01
4	0.05	2.09	0.01	44	0.72	5.26	0.02	84	1.39	6.00	0.02
5	0.07	2.09	0.01	45	0.74	5.26	0.02	85	1.40	6.00	0.02
6	0.09	2.22	0.02	46	0.75	8.17	0.02	86	1.42	5.63	0.02
7	0.10	2.14	0.02	47	0.77	8.17	0.02	87	1.44	7.52	0.02
8	0.12	2.14	0.02	48	0.79	9.78	0.02	88	1.45	7.52	0.04
9	0.14	5.26	0.02	49	0.80	11.87	0.04	89	1.47	11.21	0.04
10	0.15	6.98	0.03	50	0.82	11.87	0.04	90	1.49	11.21	0.05
11	0.17	6.98	0.04	51	0.84	14.66	0.06	91	1.50	13.39	0.06
12	0.19	8.75	0.04	52	0.85	14.66	0.06	92	1.52	15.16	0.06
13	0.20	11.58	0.05	53	0.87	14.17	0.06	93	1.54	15.16	0.07
14	0.22	11.58	0.06	54	0.89	16.92	0.07	94	1.55	16.55	0.07
15	0.24	11.38	0.06	55	0.90	16.92	0.09	95	1.57	18.20	0.07
16	0.25	11.38	0.07	56	0.92	21.69	0.09	96	1.59	18.20	0.09
17	0.27	11.25	0.07	57	0.94	21.69	0.11	97	1.60	20.54	0.09
18	0.29	12.90	0.07	58	0.95	23.74	0.11	98	1.62	20.54	0.10
19	0.30	12.90	0.07	59	0.97	25.26	0.14	99	1.64	22.30	0.12
20	0.32	14.83	0.07	60	0.99	25.26	0.17	100	1.65	2.30	0.12
21	0.34	14.83	0.09	61	1.00	26.61	0.17	101	1.67	2.30	0.68
22	0.35	2.10	0.09	62	1.02	25.75	0.21	102	1.69	1.93	0.68
23	0.37	1.36	0.89	63	1.04	25.75	0.22	103	1.70	1.93	0.99
24	0.39	1.36	1.19	64	1.05	25.88	0.22	104	1.72	0.17	0.00
25	0.40	1.03	1.19	65	1.07	25.88	0.54	105	1.74	0.13	0.00
26	0.42	1.03	1.41	66	1.09	2.96	0.87	106	1.75	0.13	0.00
27	0.44	0.00	0.00	67	1.10	1.48	0.87	107	1.77	0.08	0.00
28	0.45	0.00	0.00	68	1.12	1.48	0.96	108	1.79	0.04	0.00
29	0.47	0.00	0.00	69	1.14	1.36	0.96	109	1.80	0.04	0.00
30	0.49	1.81	0.00	70	1.15	0.00	0.00	110	1.82	0.04	0.00
31	0.50	1.81	0.00	71	1.17	0.00	0.00	111	1.84	0.04	-0.01
32	0.52	2.67	0.00	72	1.19	0.00	0.00	112	1.87	0.00	0.01
33	0.54	2.80	0.00	73	1.20	2.47	0.00	111	1.88	3.16	0.01
34	0.55	2.80	0.00	74	1.22	2.47	0.00	114	1.90	3.16	0.02
35	0.57	2.38	0.00	75	1.24	3.12	0.00	115	1.92	2.63	0.02
36	0.59	2.38	0.01	76	1.25	3.21	0.01	116	1.93	2.55	0.02
37	0.60	3.04	0.01	77	1.27	3.21	0.01	117	1.95	2.55	0.02
38	0.62	3.16	0.01	78	1.29	2.96	0.01	118	1.97	2.30	0.02
39	0.64	3.16	0.01	79	1.30	3.62	0.01	119	1.98	2.47	0.02
40	0.65	3.94	0.01	80	1.32	3.62	0.01	120	2.00	2.47	0.02

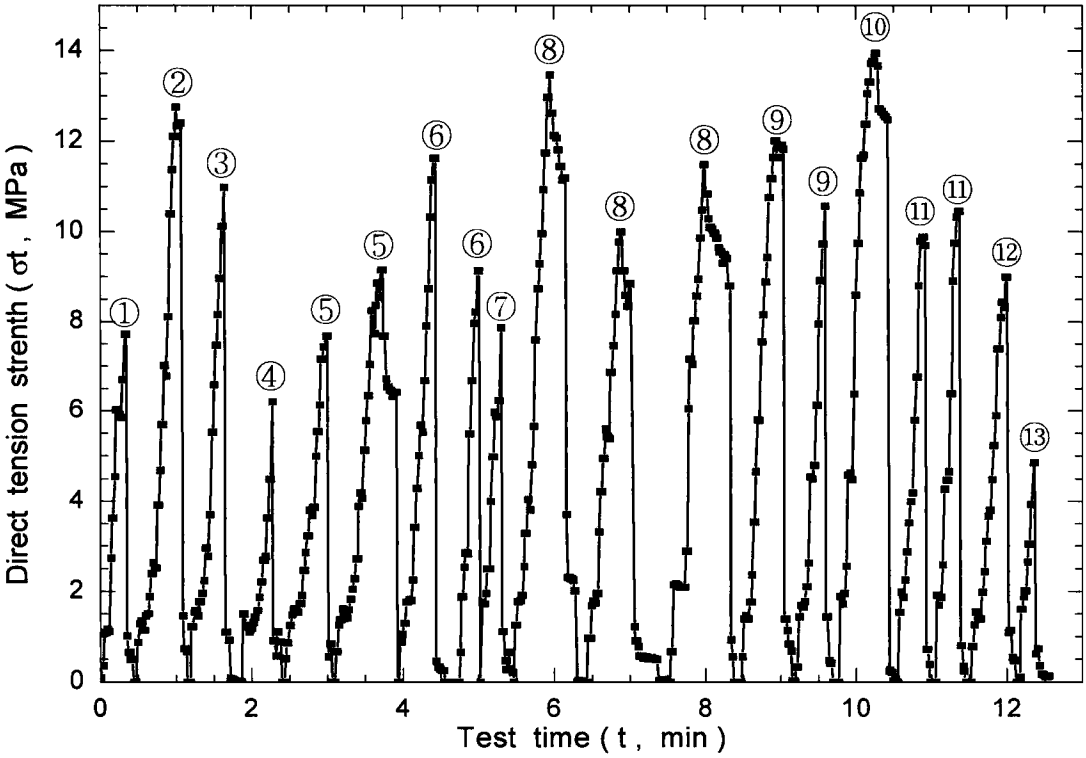


그림 3.14.24 시작품을 이용한 직접인장 강도

표 3.14.12a 직접인장, 할렬 인장, 1축 압축 강도 비교

Sample No	σ_c MPa	σ_t MPa	σ_B MPa	C/T	C/B	T/B
①	177.1	7.71	10.17	23.0	17.4	1.32
②	258.0	12.75	15.01	20.2	17.2	1.18
③	283.0	10.98	11.32	25.8	25.0	1.03
④	134.1	6.21	10.13	21.6	13.2	1.63
⑤	160.5	8.41	-	19.1	-	-
⑥	127.1	10.37	15.74	12.3	8.1	1.52
⑦	198.1	7.86	6.52	25.2	30.4	0.83
⑧	274.6	11.65	16.54	23.6	16.6	1.42
⑨	278.4	11.31	9.14	24.6	30.5	0.81
⑩	167.5	13.94	-	12.0	-	-
⑪	168.1	10.16	-	16.5	-	-
⑫	187.6	8.99	-	20.9	-	-
⑬	113.7	4.86	-	23.4	-	-
Max	283.0	13.94	16.54	25.77	30.46	1.63
Median	177.1	10.16	10.75	21.60	17.29	1.25
Min	113.7	4.86	6.52	12.01	8.08	0.81
Mean	194.4	9.63	11.82	20.62	19.79	1.22
S.D	57.5	2.50	3.34	4.38	7.55	0.29
c.o.v	0.30	0.26	0.28	0.21	0.38	0.24

표3.14.12b 일련의 직접인장, 할렬 인장 및 UCST 강도 시험결과의 강도 비교

Uniaxial Compression Test					Brazilian Test				Direct Tension Test					Strength Ratios		
No	D cm	H cm	γ (1)	σ_c MPa	P kgf	L cm	σ_B MPa	Ave MPa	p (2)	△L mm	P kgf	σ_t MPa	Ave. MPa	C/B	C/T	B/T
1	5.246	10.241	2.643	177.1	5,890	6.555	10.70	10.17	14.83	0.07	1,698	7.71	7.71	17.4	23.0	1.32
					4,085	5.045	9.64									
2	5.465	10.309	2.703	258.0	6,759	5.147	15.01	15.01	26.61	0.22	3,047	12.75	12.75	17.2	20.2	1.18
3	5.39	10.49	2.565	283.0	11,035	11.299	11.32	11.32	22.3	0.12	2,553	10.98	10.98	25.0	25.8	1.03
4	5.486	10.345	2.764	134.1	7,068	7.944	10.13	10.13	13.06	0.35	1,495	6.21	6.21	13.2	21.6	1.63
5	5.458	10.267	2.639	160.5					15.97	0.16	1,829	7.67	8.41		19.1	
									19.05	0.16	2,181	9.15				
6	5.468	10.275	2.734	127.1	11,837	8.592	15.74	15.74	24.28	0.13	2,780	11.62	10.37	8.1	12.3	1.52
									19.06	0.09	2,182	9.12				
7	5.461	10.352	2.607	198.1	4,036	7.086	6.52	6.52	16.39	0.04	1,877	7.86	7.86	30.4	25.2	0.83
8	5.471	10.462	2.710	274.6	14,754	10.114	16.66	16.54	27.17	0.3	3,225	13.47	11.65	16.6	23.6	1.42
									20.9	0.06	2,393	9.99				
					12,657	8.799	16.43		24.02	0.06	2,750	11.55				
9	5.455	10.333	2.740	278.4	8,111	10.164	9.14	9.14	24.97	0.11	2,859	12.01	11.31	30.5	24.6	0.81
									21.98	0.1	2,517	10.57				
10	5.454	10.366	2.710	167.5					28.99	0.23	3,319	13.95	13.95		12.0	
11	5.216	10.306	2.650	168.2					18.77	0.13	2149	9.87	10.16		16.6	
									19.87	0.15	2,275	10.45				
12	5.454	10.615	2.584	187.6					18.44	0.13	2,111	8.99	8.99		20.9	
13	5.513	10.444	2.787	113.7					10.1	0.04	1,156	4.86	4.86		23.4	
Max	**5.513**	**10.615**	**2.787**	**283.0**	**14754**	**11.299**	**16.66**	**16.54**	**28.99**	**0.35**	**3319**	**13.95**	**13.95**	**30.5**	**25.8**	**1.63**
Min	**5.216**	**10.241**	**2.565**	**113.7**	**4036**	**5.045**	**6.52**	**6.52**	**10.10**	**0.04**	**1156**	**4.86**	**4.86**	**8.1**	**12.0**	**0.81**
평균	**5.426**	**10.370**	**2.680**	**194.4**	**8623**	**8.074**	**12.13**	**11.82**	**20.36**	**0.14**	**2336**	**9.94**	**9.63**	**19.8**	**20.6**	**1.22**
중앙	**5.458**	**10.345**	**2.703**	**177.1**	**7590**	**8.268**	**11.01**	**10.75**	**19.87**	**0.13**	**2275**	**9.99**	**10.16**	**17.3**	**21.6**	**1.25**
S.D	**0.087**	**0.102**	**0.067**	**57.5**	**3539**	**2.019**	**3.37**	**3.33**	**4.87**	**0.08**	**566**	**2.34**	**2.50**	**7.5**	**4.4**	**0.29**

(1) γ : tf/m^3, (2) p : kgf/cm^2

3.14.3 Tilt / Pull test device 개발

3.14.3.1 Barton의 절리면 거칢 계수(JRC)

Tilt/Pullout test는 암반 불연속면 표면의 거칢(JRC, Joint roughness coef.)을 측정하기 위해서 Baton이 제안한 방법이다. 시험원리와 시험기 구조가 간단하여 표준 시험법은 없으며, 필요에 따라 나름대로 고안해서 사용되고 있다. 이 시험기의 개발은 이 연구의 당초 계획서에 없었는데, 선정평가 발표회시에 권장사항이므로 예산과 연구기간을 재조정하여 착수한 것이다.

Barton(1976)의 절리-암반의 전단강도 신규준론의 개요는 이 보고서의 pp.12에 제시했으며, 불연속면 전단강도 산출에 입력되는 주요변수를 정리하면 다음과 같다.

JCS : 절리-암반 표면의 1축 압축강도(Joint compression strength)

JRC : 절리-암반 요철면의 거칢계수(Joint roughness coefficient)

ϕ_b : 기본 마찰각(Basic friction angle)

σ_n' : 절리면에 작용하는 유효 수직응력(Eff. normal stress)

위의 변수들 중에서, 개인차가 심하고 정량적 표현이 가장 어려운 변수는 JRC로서 Barton이 제안한 축척(Scale)에 맞추어 추정한다. 이를 위해서 Barton은 Profile gage를 개발하기도 했는데, 절리면 전체의 요철이 아니라 길이 10 cm 정도의 선형 거칠기를 측정하므로, 측정결과를 현장 암반의 거칢계수로 채택에는 문제가 있는 것으로 알려져 있다. 그래서, 절리면 전체에 대한 거칢을 측정하고자 고전적인 마찰계수 정의에 따른 시험방법을 강구한 것이다. 이 방법도 직접적인 JRC 측정이 아니고, 위의 설계변수들끼리의 상관성을 고려하여 역산으로 구한다.

Tilt/Pull test를 달리 표현하면 물체의 자중이 수직하중인 직접 전단시험의 일종으로서 Barton & Choubey(1977)이 제안한 JRC 측정법을 요약하면 다음과 같다.

- Tilt & Pull test는 단순하지만 개인차가 없어서 가장 확실한 방법이다.
- JRC > 10은 Tilt test보다 Pull test가 더 낫다.
- 풍화암의 표면(skin)은 강도정수가 아주 민감하므로 정교한 시험이 요구된다.
- 강도정수 *JCS*, ϕ_b는 포화상태로 시험한다($JCS_{포화} = JCS_{dry}$ 80~95 %)

3.14.3.2 Tilt/Pull test에 의한 거칠 계수 추정법

(1) Tilt test

미풍화 암석의 매끈한 면의 기본마찰각(ϕ_b) 측정용 Residual tilt test는 본질적으로는 광물학적 특성실험이다. 미시적 검사는 면의 거칠보다는 면이 긁히거나 요철의 깎임과 닳음(Asperities ploughing)의 영향에 착안한 것으로서 비팽창 상태로 시험해야 한다. Tilt test에서, 활동각(a)은 기본 마찰각(ϕ_b)이나 잔류 마찰각(ϕ_r)보다는 크다.

- 암석 덩이 지표에서 절리면이 포함된 1 쌍의 시료를 여러 개 채취
- JCS & ϕ_b 추정
- Tilt test(상부 블록이 미끄러지는 순간의 각도 측정)
- Tilt & Pull test를 병행하여 실시한다.
- 3 회 이상 실시

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_o}{\sigma_{no}}\right) \qquad \text{eq.(3.14.1)}$$

$$\sigma_{no} = \gamma h \cos\alpha \text{ and } \tau_{no} = \gamma h \sin\alpha \qquad \text{eq.(3.14.2)}$$

$$\alpha = JRC\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_b \text{ or } JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \qquad \text{eq.(3.14.3)}$$

여기서, a : Tilt test에서, 상부 block의 활동 순간의 경사각

γ, h : 각각 Top block의 밀도 및 두께($L \geq 4h$)

τ_o, σ_{no} : 각각 Sliding 순간의 전단강도 및 유효수직응력

JRC : 암석의 절리면 거칠기 계수

(2) Push or Pull Test로 JRC - 추정

- Saw-cut 방법으로 Joint 가공
- 수직하중은 Top block의 자중
- 적합한 JRC의 측정범위(ϕ_r에 따라 12~14)

In situ test block은 JRC > 12(Lab. test 용보다 풍화도가 심하므로 JCS가 낮고, 무게는 커서 $\frac{JCS}{\sigma_n} = 10^2 \sim 10^3$ 정도로서 그림 3.14.25의 사선부분

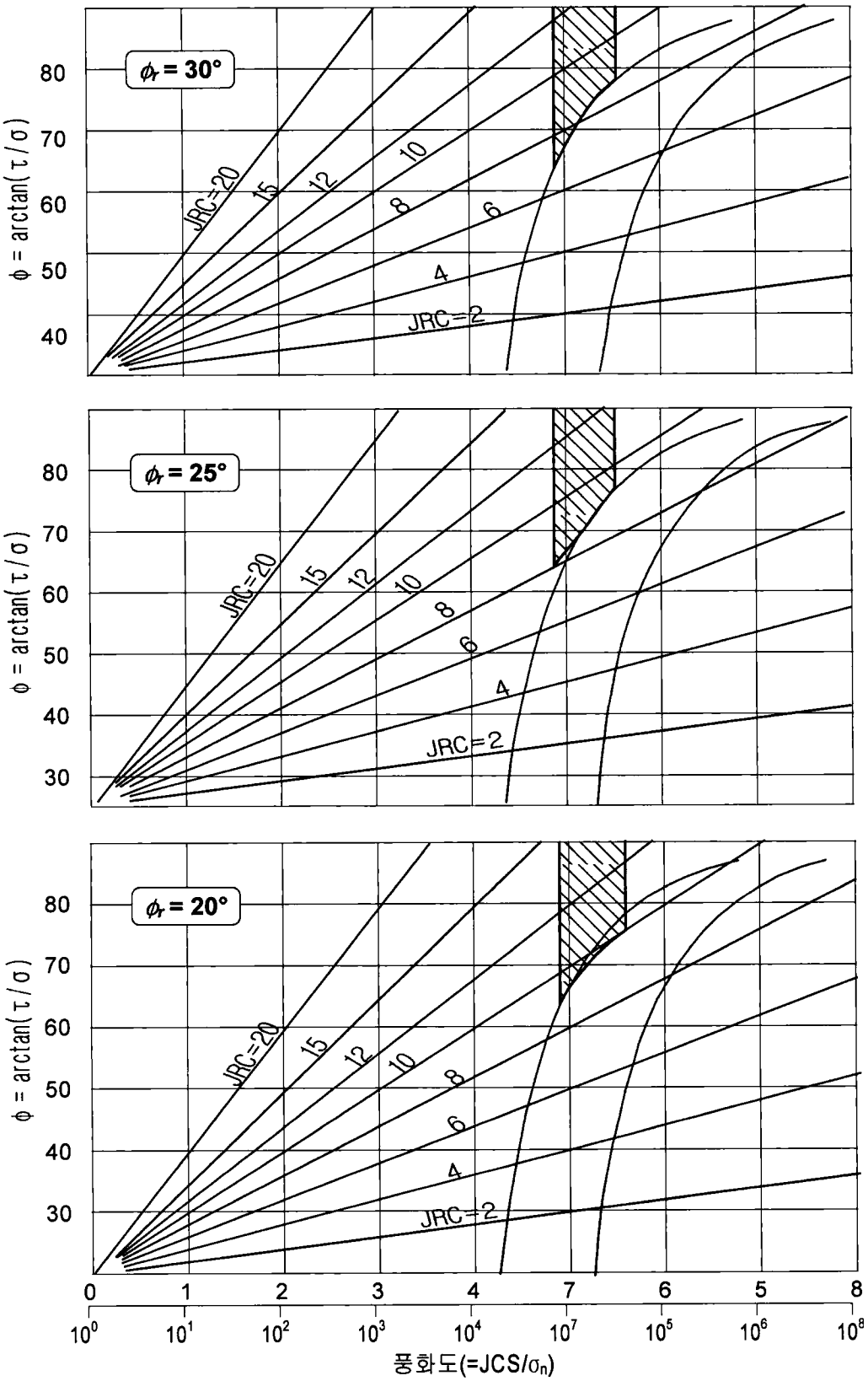


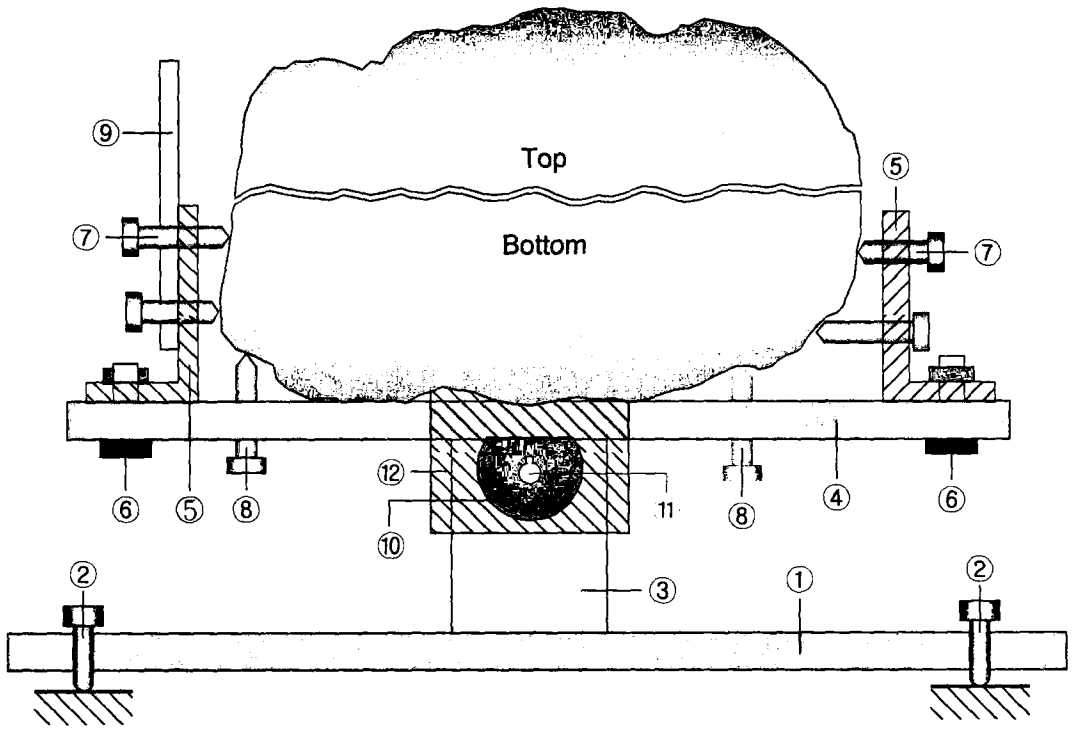
그림 3.14.25 Tilt/Pull test 시료의 JRC 범위

3.14.4 Tilt test device의 원리 및 기본 설계도

자연 상태에서, 불연속면이 서로 접촉된 한 쌍의 암석시료를 상하로 맞물리게 짝을 맞추어, 하부는 고정, 상부는 자유로 두어 기울이면서 상부시료가 미끌려서 내려가는 순간의 경사각을 재는 기구이다. 그림 3.14.26에서, 밑판 ①을 볼트 ②로 수평을 조정한다. 여기서, 실내에서는 책상이나 튼튼한 선반 위에, 현장에서는 땅을 대략 편평하게 고른 다음 Base plate ①을 설치한다.

한 쌍의 시료 무게를 잰다.

시료의 표면이 비교적 울퉁불퉁한 면을 밑으로(Bottom), 불연속면을 Base Plate Level과 가능한 한, 평행하게 셋팅한다. 측면판 ⑤를 시료에 가까이 이동시키면서 적당한 위치에서 볼트 ⑥으로 하부시료 고정/기울임 판에 고정한다. 측면 고정용 볼트 ⑦을 시료 측면에 접촉시켜서 약간씩 움직일 수 있는 정도로 체결한다. 하부 고



① Base plate	⑤ 시료고정 측면판	⑨ 상부시료 정지 턱
② Level 조정나사	⑥ 측면판 고정나사	⑩ 회전축
③ 기울이판 지주	⑦ 시료의 하부고정 볼트	⑪ 회전 구동용 Key
④ 하부시료 고정/기울임 판	⑧ 시료의 측면고정 볼트	⑫ Bearing set

그림 3.14.26 Tilt test 기기의 주요부 얼개(측면도)

정 볼트⑧로 불연속면이 평행하게 수평을 조정/고정한다. 여기서, 기울이는 축의 평행방향으로는 반드시 수평으로 조정할 필요는 없다. 다만, 기울이는 축의 직각 방향으로는 불연속면의 평균면이나 기준축을 수평으로 맞추어야 한다. 왜냐면, Tilting test 결과의 경사각(α)는 수평면과 기울이는 축의 경사각이기 때문이다. 이것은 기기의 측면에 장착된 각도기의 수평면(0°-눈금줄)과의 차이로 측정된다.

상부시료 정지 턱을 고정하고 회전축을 돌려서 시험기 상부부분 전체를 기울인다. 이 상태를 모사한 것이 그림 3.14.27인데, 기기의 하부부분은 그대로 있고 상부분만 회전되었음에 유의하라. 여기서, 기계적으로 가장 중요한 부분은 기울이는 축이다. 이 연구에서는, D25 mm 연마봉에 한 면을 지름의 1/3 만큼 평면화하여 하부시료 고정판에 Bolt로 체결해서 연마봉이 회전되면, 하부고정판 / 하부시료 / 상부시료 / 회전각 측정용 각도기 등 기기의 상부부분 전체가 함께 회전되도록 고안했다. 문제는 서서히 회전시키면서 상부시료가 활동되는 순간에 회전을 멈추는 동작인데, 이 연구에서 개발한 Data logger를 이용하면 이 순간이 쉽게 포착된다.

이러한 원리로 설계한 기본설계도는 그림 3.14.28~33이다.

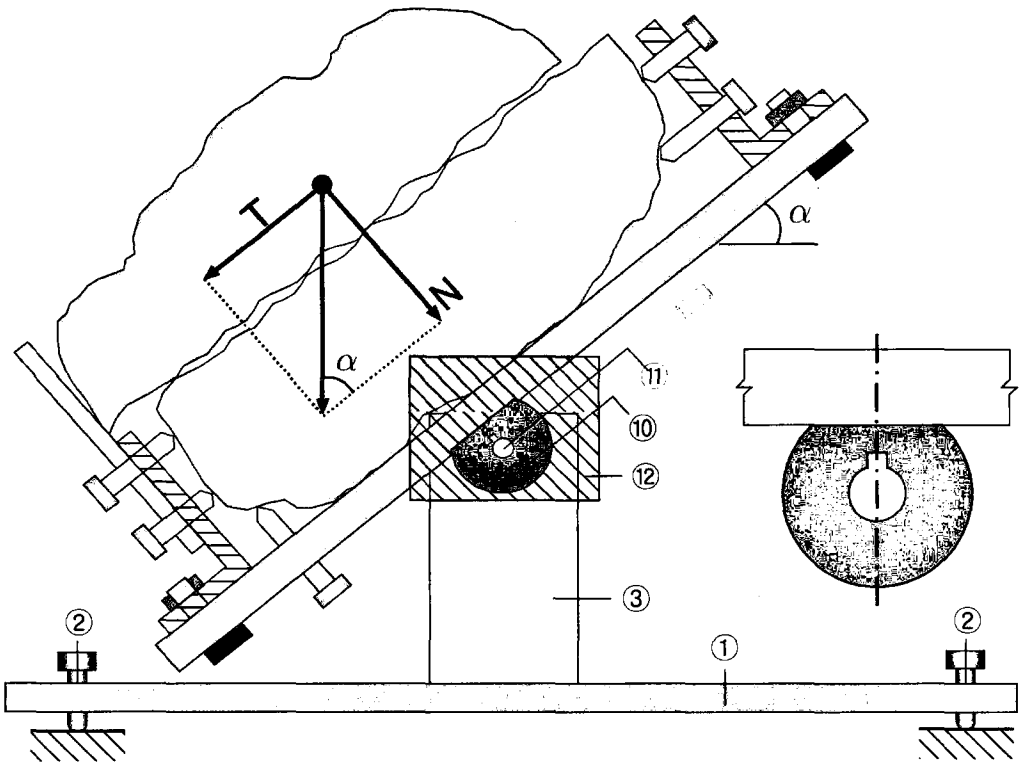
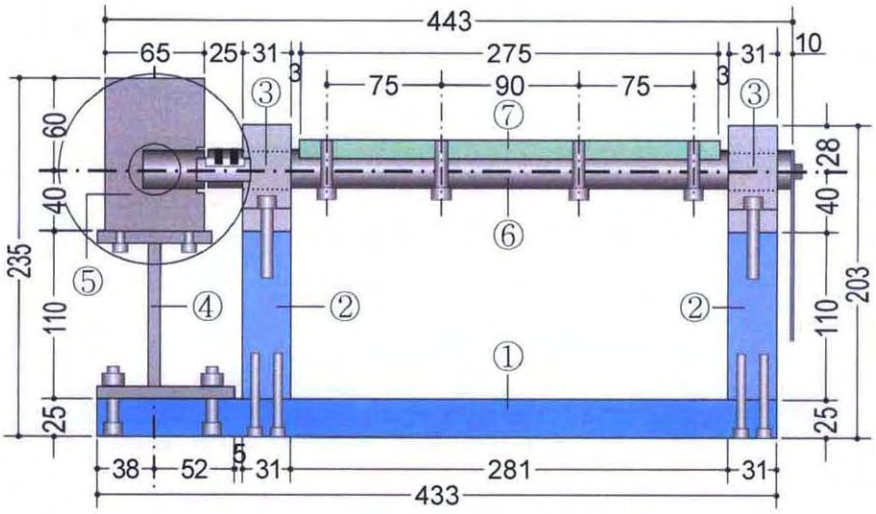
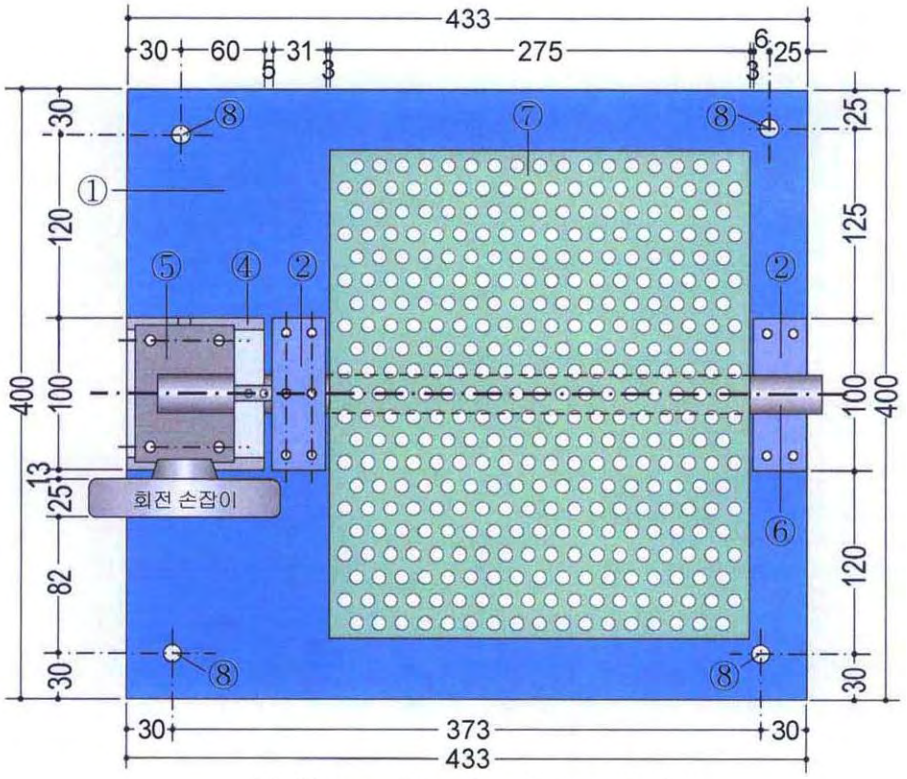


그림 3.14.27 Tilt test의 기울임으로 상부시료의 활동 순간



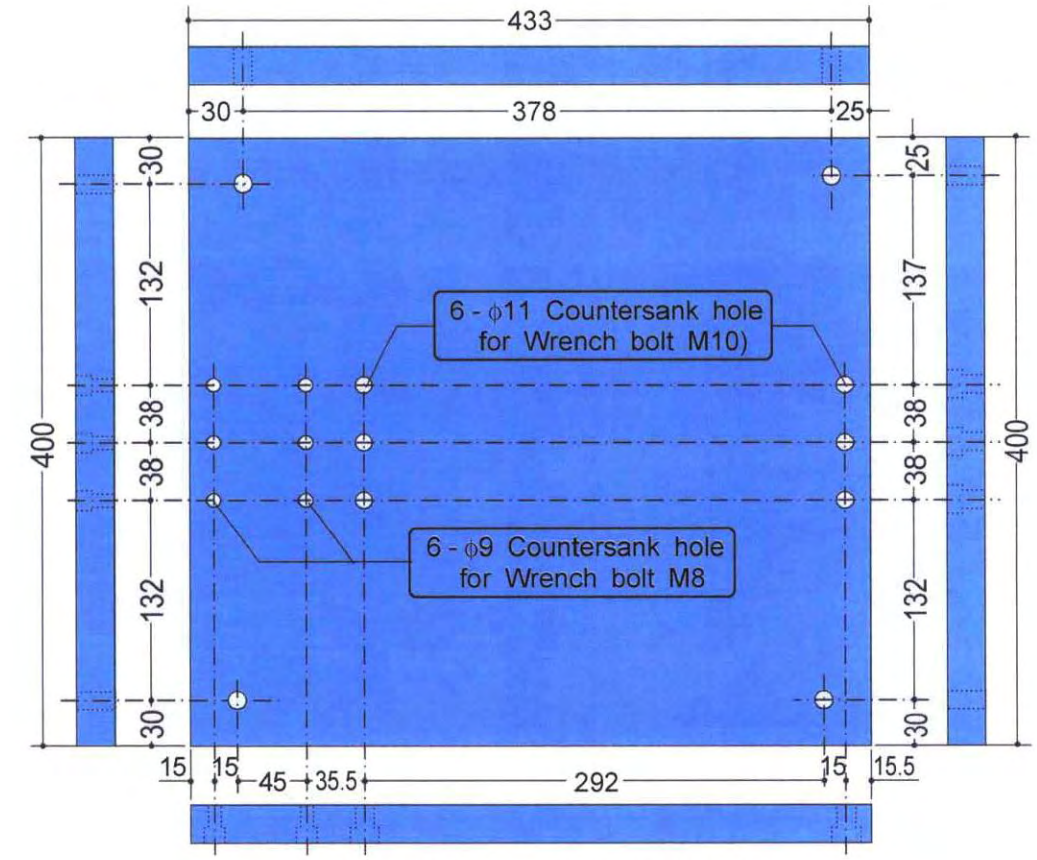
(a) Profile of a tilt test device



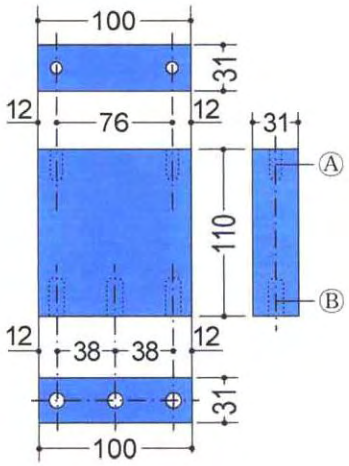
(b) Planar view of a tilt test device

① Base plate(MC nylon, 400×433×25)	⑤ 회전감속기(별도주문, 45 : 1)
② Support(PE, 2 - 100×110×31)	⑥ 회전축(연마봉 D25×L370)
③ Bearing set(별도 주문, 96×68×31)	⑦ 시료 고정판(S45C, 275×320×12)
④ 감속기 고정대(S45C H-90×110×8)	⑧ Level adjusting screw tap

그림 3.14.28 Tilt test device 주요얼개 및 부재별 명칭

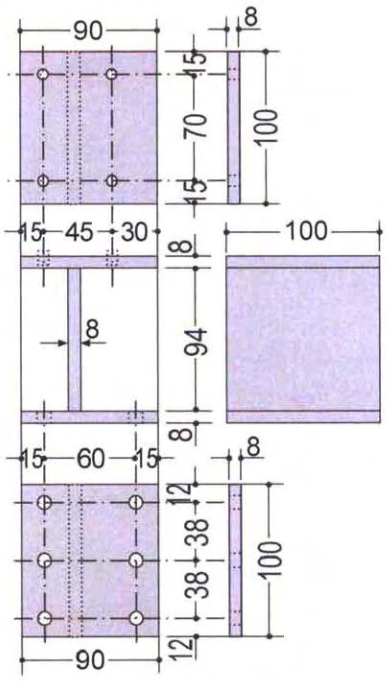


(a) Detail of base(MC nylon t25)



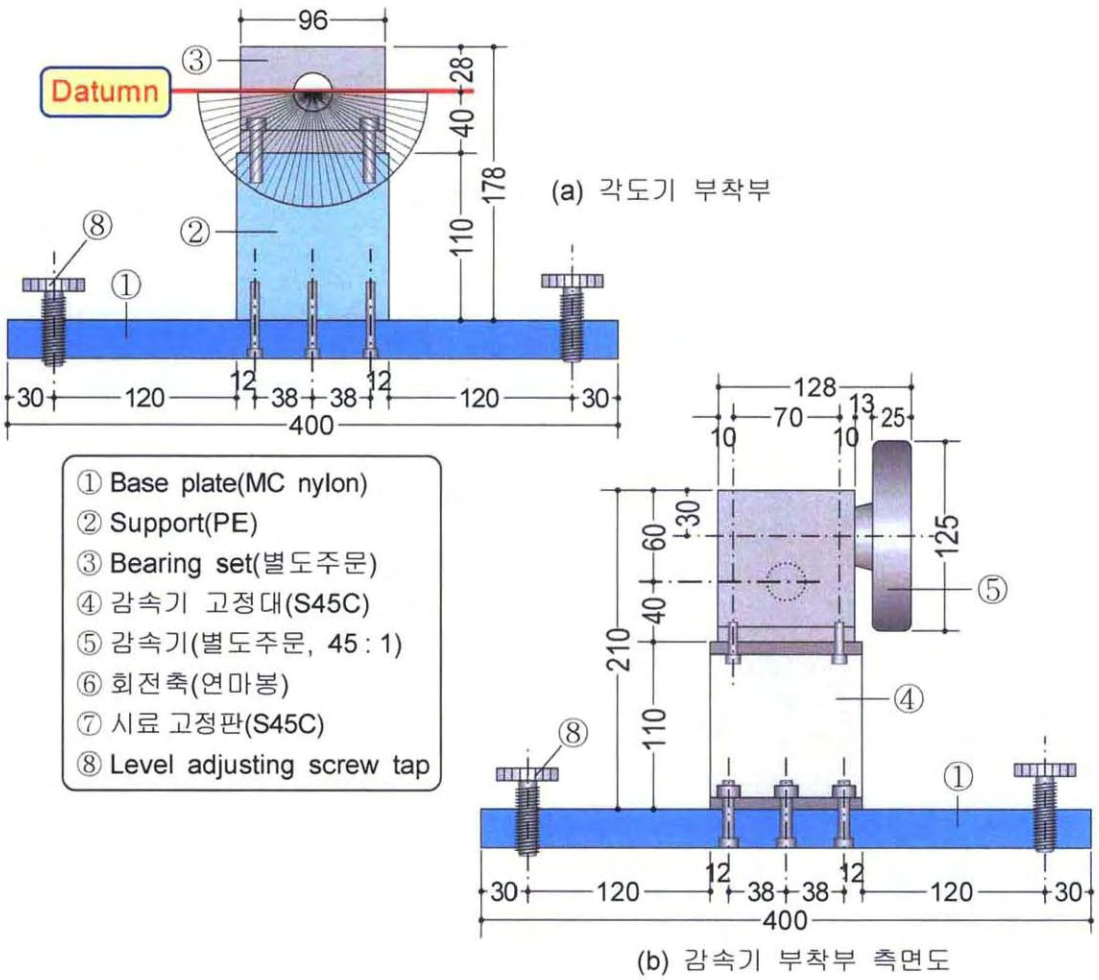
소재 : MC - Nylon
Ⓐ 2 - M8×p1.25×dp20(tap)
Ⓑ 3 - M10×p1.5×dp25(tap)

(b) Support(2조)



(c) 감속기 고정대

그림 3.14.29 회전축 베어링 세트와 감속기 지지대 상세도



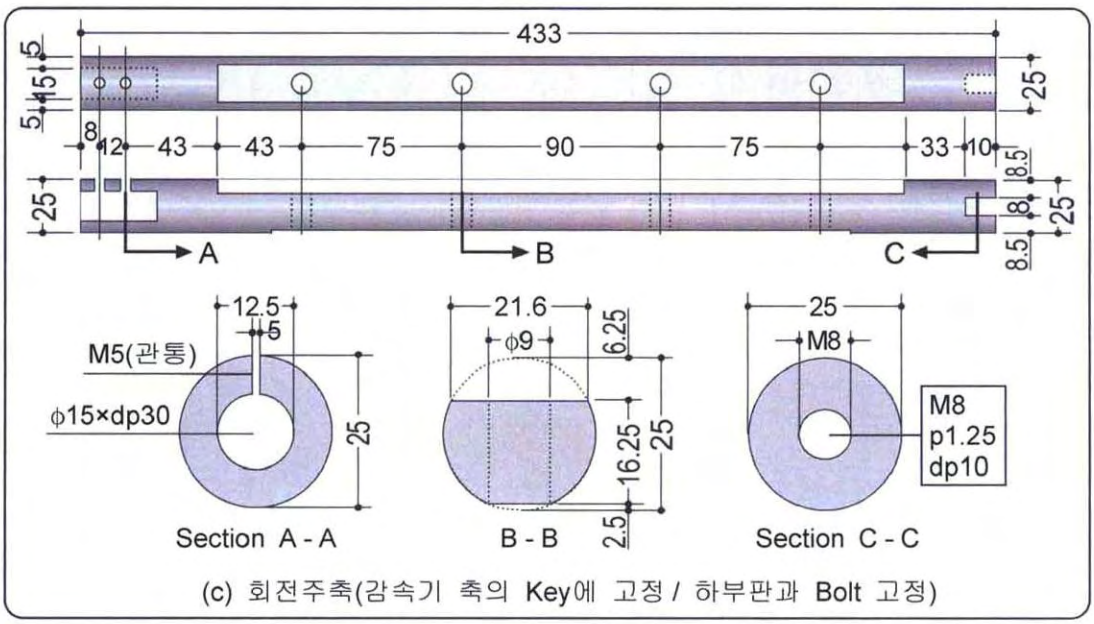


그림 3.14.30 각도기 부착/감속기 고정부/회전 주축 상세도

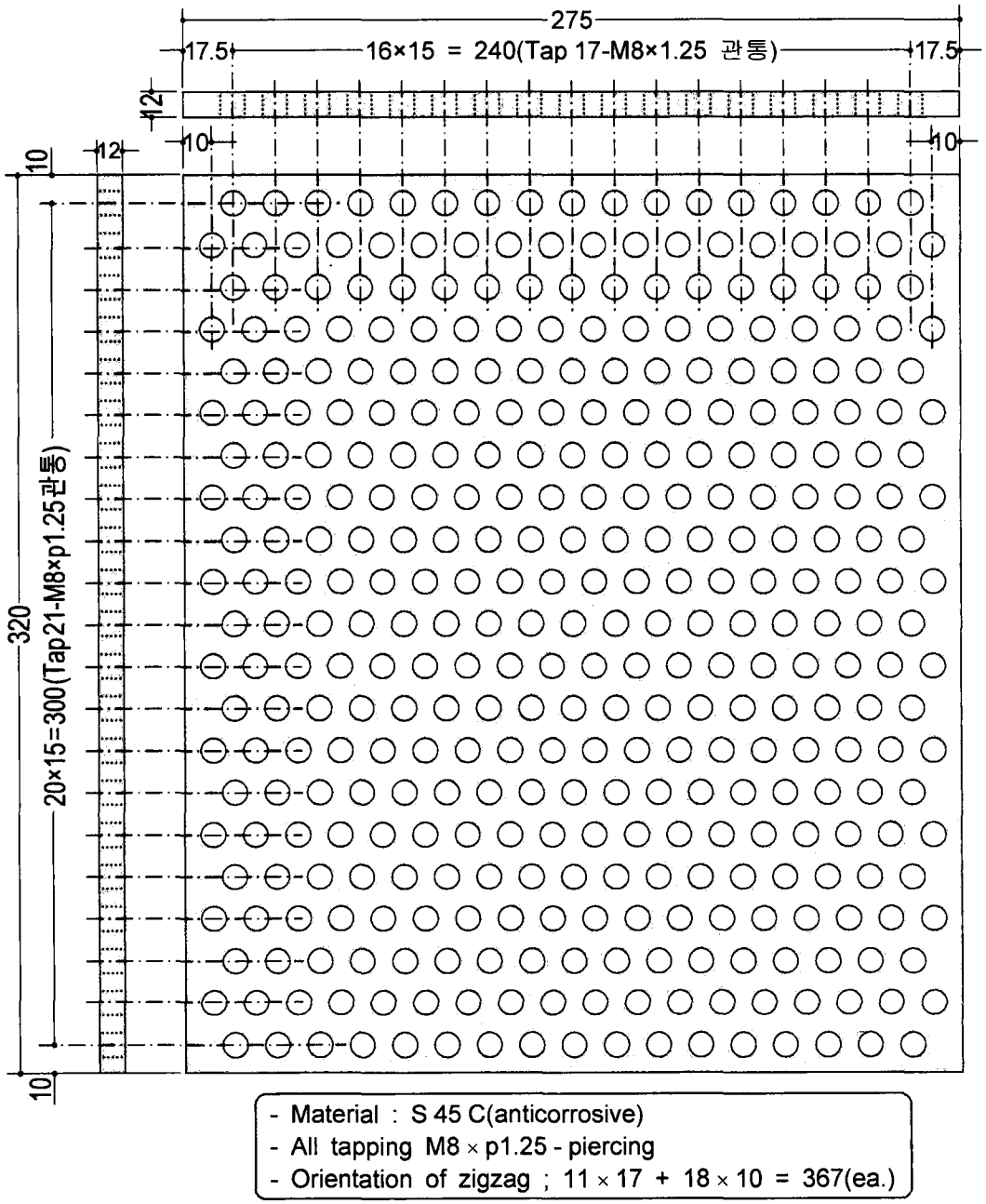


Fig. 3.14.31 Fixing & tilting plate of bottom rock block

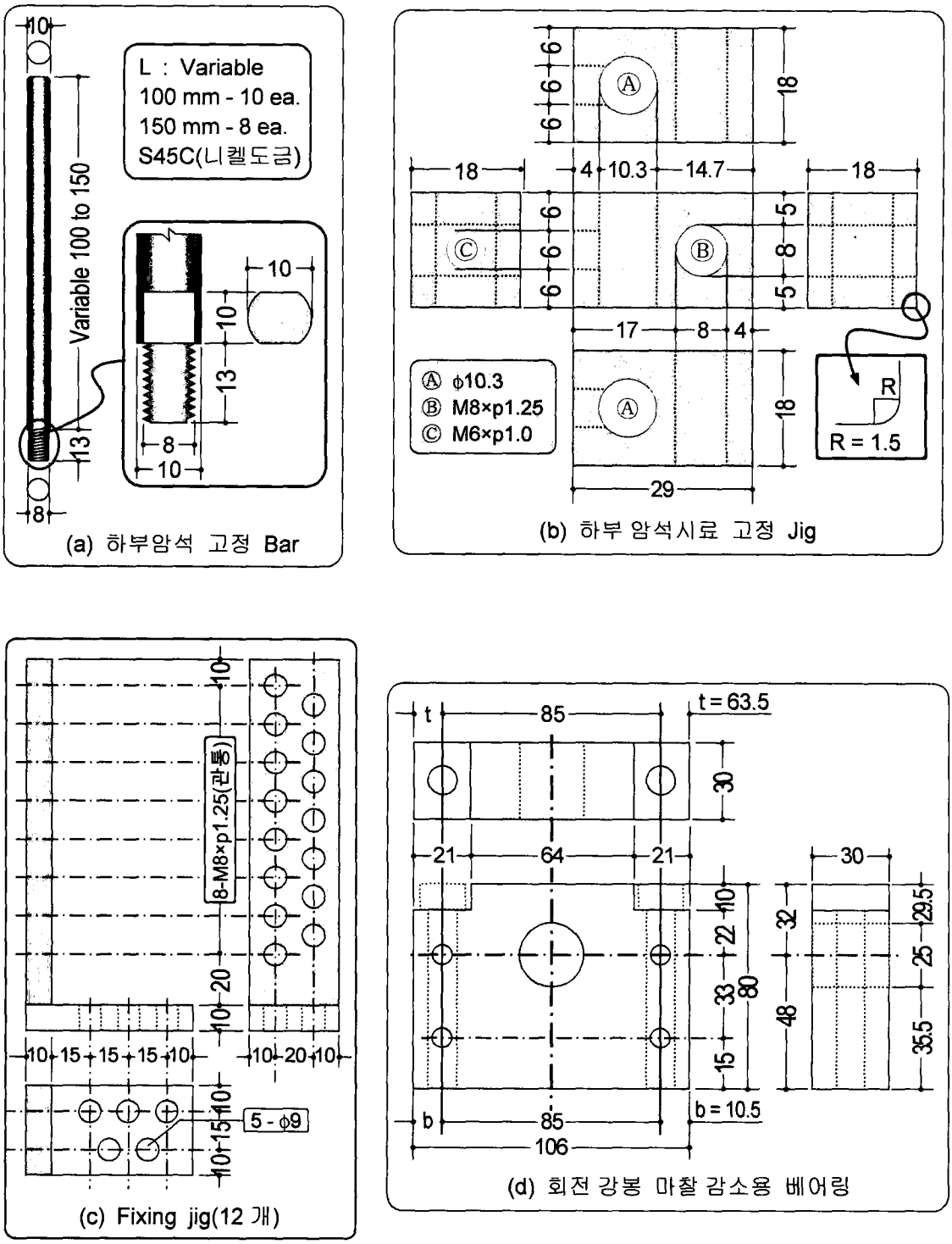


그림 3.14.32 하부 rock block 고정용 Jig 및 Bearing set 상세도

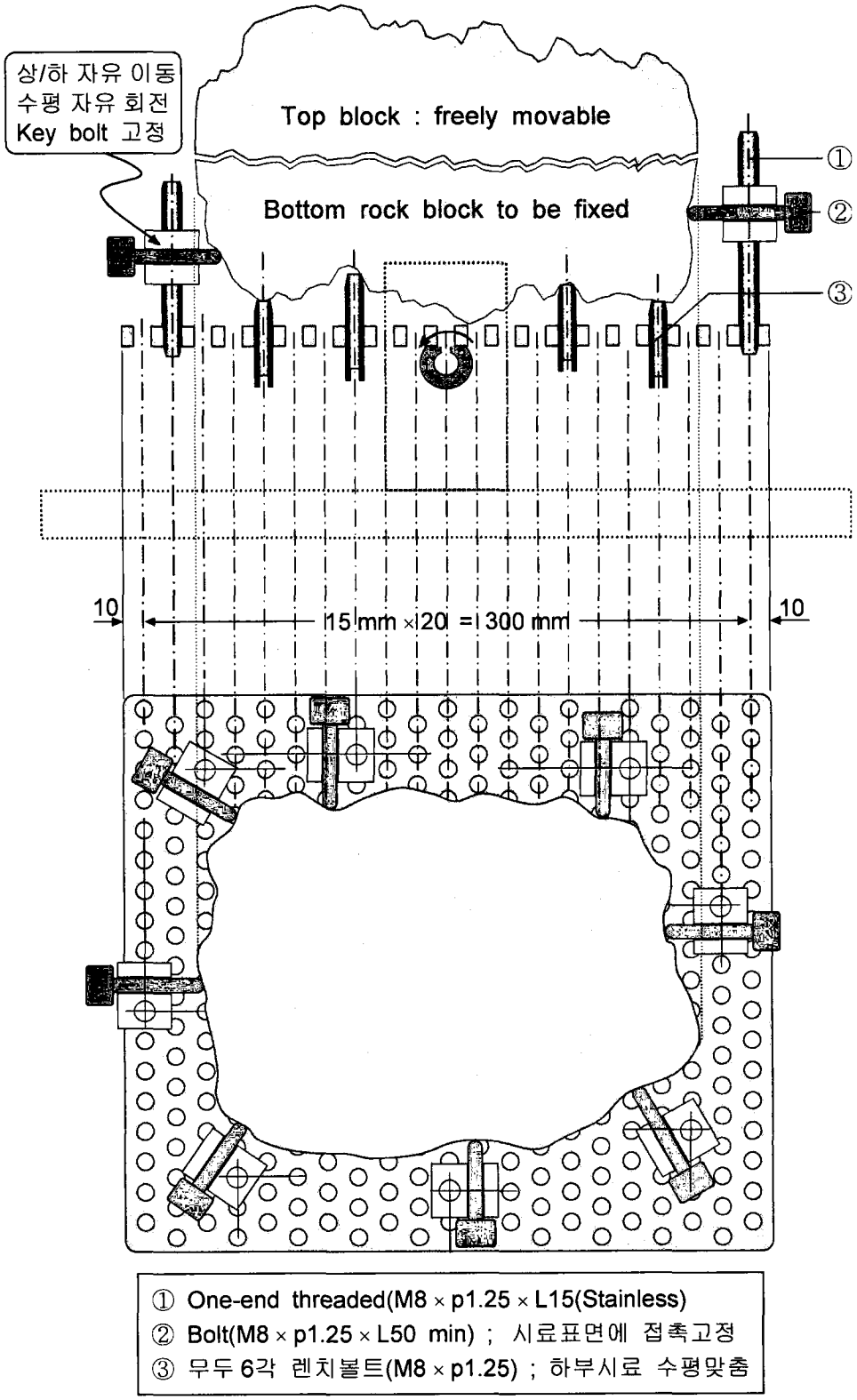


그림 3.14.33 하부시료 분리면의 수평 맞춤 및 고정법

3.14.5 Tilt/Pull Test 시작품의 검정과 결과의 음미

3.14.5.1 시험법 개요

Tilt/Pullout test는 시료수가 많아야 하므로, 실내시험보다는 주로 현장에서 수행한다. 여기서는 한 쌍의 절리면 시료에서 한 쪽의 크기를 100×100×50~100×100×50를 사용할 수 있도록 개발했다.

끌기 시험이나 기울이기 시험에서 Top block이 '움직이는 순간'의 포착은 이 연구에서 개발한 Data logger를 사용하여 수월하게 해결할 수 있었다. Tilt / Pull test에서 공시체의 거동을 살피려면 외력을 아주 천천히 작용시켜야 한다. Top block과 Bottom block 분리면(절리면)의 무 수직하중—마찰 저항력을 구하는 방법은, Tilting test는 회전시켜서 기울이고, Pull test는 절리면에 평행한 방향으로 아주 서서히 끌거나 민다. 이 연구에서는 회전 또는 끄는 동력원 장치를 감속비 45 : 1 인 감속기를 장착한 결과 아주 만족할 만한 결과를 얻었다.

Tilt / Pull test 공히 시료를 상자에 넣어 고정하는 방식으로 Tilt test 시작품은 감속기 회전축을 Bottom block의 시료상자 밑의 중심축에 고정하여 감속기 회전과 동시에 한 쌍으로 맞물린 Specimen box를 회전시켰다. Pull test는 하부상자를 고정하고, 상부 상자는 절리면에 최대한 가까운 하부에 Load cell을 고정하고 여기에 Wire + Spring을 매달아 감속기 Drum으로 감아서 끄는 형식으로 고안했다.

Tilt / Pull test는 상/하 Test block 사이의 절리면 Fitting시키는 과정이외는 인위적 오차는 거의 없으므로 '활동 순간'의 경사각과 끄는 힘의 측정이 핵심이다. 이 시험에서도 개발한 Data logger를 이용한 결과 '움직이는 순간'의 경사각과 끄는 힘을 아주 편리하고 정밀하게 측정할 수 있음이 재확인되었다.

연구의 2 차 연도에 수행한 Con'c block의 직접전단 시험에서 전단된 면끼리 한 짝을 맞추어 Tilt / Pull test 시작품의 성능을 검정하였다. 시료 7쌍에 대해서, Pull test의 시험과정에서 찍은 사진으로 제시했다. Tilt / Pull test는 한 시료에 여러 번 시행하면 요철면이 손상되므로 시험횟수 거듭할수록 마찰 저항력이 감소된다. 그래서, 일반적으로 3회의 평균을 취하는데, 여기서는 연구목적상 5~9회 수행했다. 그림 3.14.36~40은 Tilt/Pull test의 시험과정이다. 여기서 개발한 시험 장치는 시료의 회전 중심축에 대해서 우회전과 좌회전이 가능하도록 제작하였으므로, 1차는 우회전으로 수행한 후에, 다시 짝을 맞추어 반대방향으로 교대로 시험했다. 시험결과

를 정리하면 그림 3.14.34~35, 표 3.14.13~14과 같다. 여기서, 시료 A-군은 전단 파괴면끼리, B-군은 편평하게 양생한 면끼리 짝을 맞춘 것이다. 표 3.14.13의 Pull test와 표 3.14.14의 Tilt test 결과를 음미하면 다음과 같다.

(1) Pull test 결과에서

Block # BL-1을 예로 들면, 시료 크기(B × L × h) 2(200.5×200.9×65), 시료+고정상자 무게(N) 9.038 kgf, 활동순간 마찰 저항력 평균치(T) 11.00 kgf이다. 실내 직접전단 시험으로 파괴된 한 쌍의 요철면에 대한 기본 마찰각(ϕ_b)를 25°, 풍화도 log(JCS/σ_n) = 2.5로 가정하여 거칢계수 JRC를 구한다 ;

$$\tan^{-1}\left(\frac{T}{N}\right) = \alpha = JRC\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_b$$

$$\tan^{-1}\left(\frac{11.00}{9.04}\right) = 50.6^o = JRC(2.5) + 25^o \; ; \; JRC\times 2.5 + 25^o \quad \therefore \; JRC = 10.2$$

log(JCS/σ_n) = 2.0이면, JRC = 12.8

(2) Tilting test 결과에서

표 3.14.7에서, Top block 활동각 α는 48.4° 이므로,

$$\alpha = 48.4^o \; ; \; 48.4^o = JRC\times 2.5 + 25^o \quad \therefore \; JRC = 9.4$$

log(JCS/σ_n) = 2.0 이면, JRC = 11.7

(3) 결과의 음미

- 시료 A / B-군의 추정 JRC는 Tilt test에서 51.2° / 42.1°, Pull test는 53.4° / 45.0°로서 Pull test로 구한 것이 Tilt test보다 약간 더 높게 나타났다. 이는 Tilt test는 순간적으로 활동되는데 비해서, Pull test는 시료가 움직이더라도 끌릴 때에 요철면이 깎이므로 Asperity component 저항이 더 크기 때문이다.
- 이 예제에서는 test block이 비교적 크므로, 요철 파괴지수(닳음 정도) JCS/σ_n-값을 100~1000[log(JCS/σ_n) = 2~3]으로 취했는데, 대단히 애매한 값이다. 현장의 유효 수직응력 0.1 MPa이면, 풍화된 절리벽면의 1축 압축강도(ICS)가 10~100 MPa로서 무결함-급 암반이기 때문이다. 그리고, 시료 A-군의 전단 파괴면은 프로파일 게이지로 측정이 무의할 정도로서 JRC가 15이상이다.

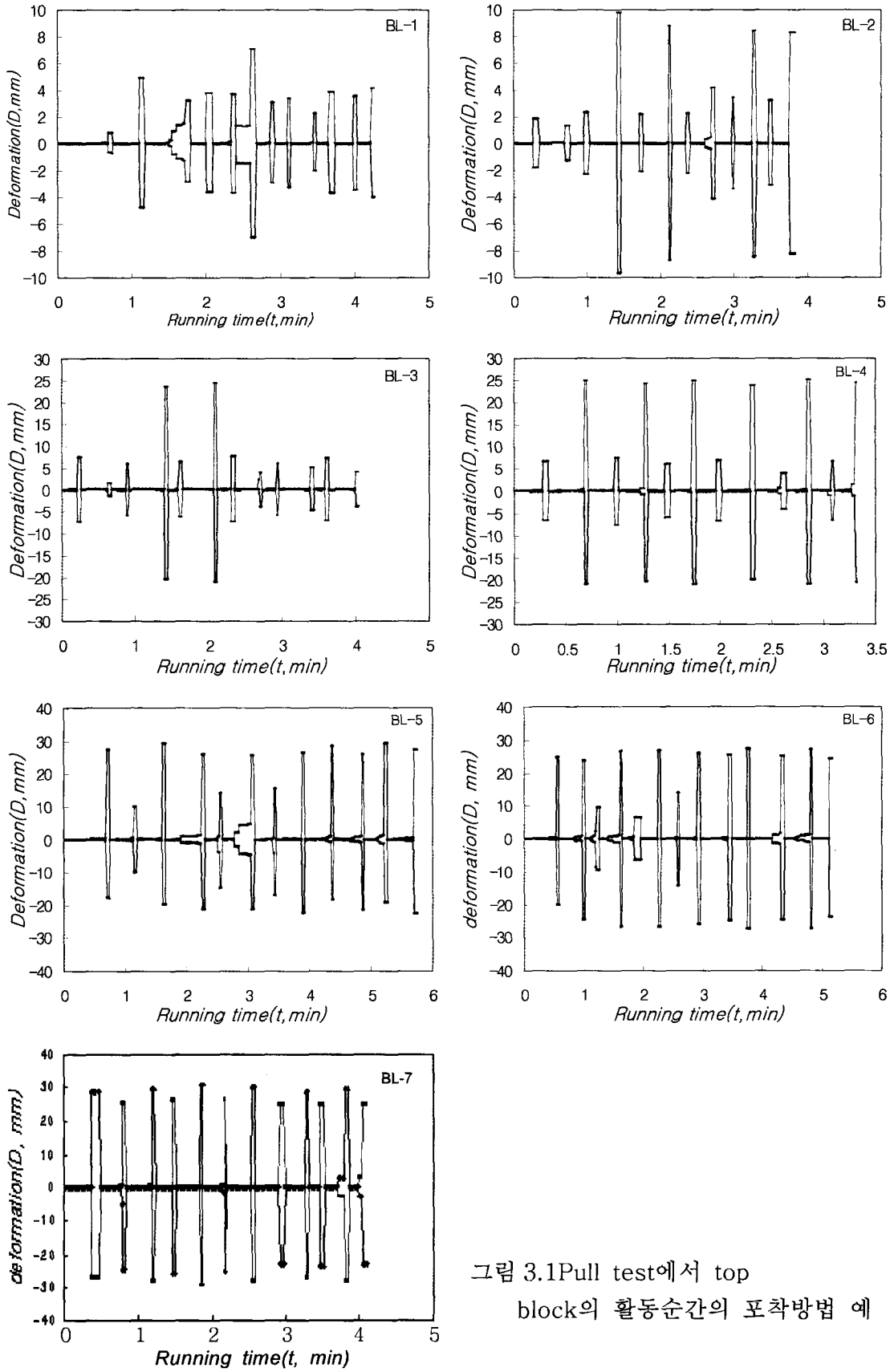


그림 3.1Pull test에서 top block의 활동순간의 포착방법 예

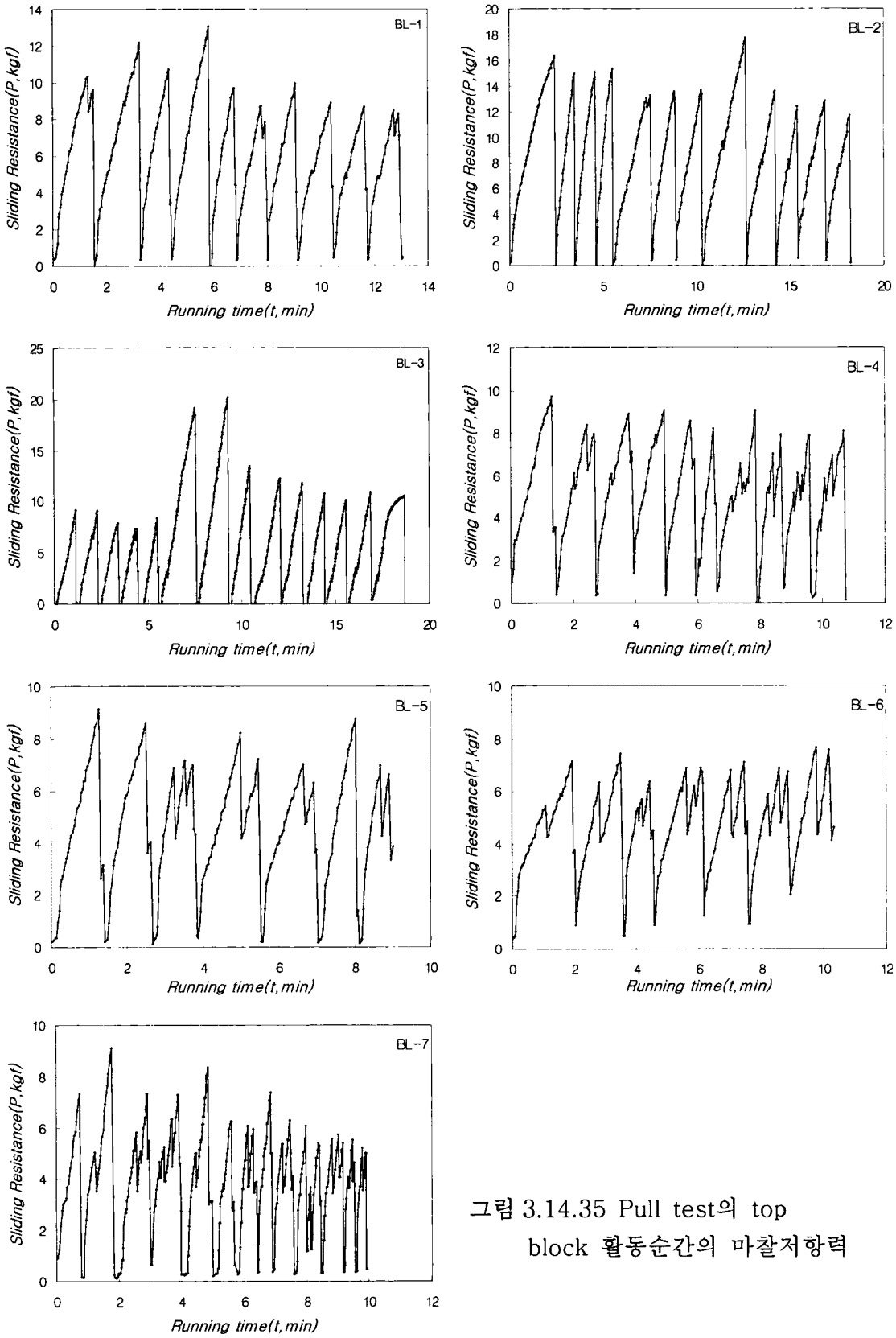


그림 3.14.35 Pull test의 top block 활동순간의 마찰저항력

Table 3.14.13 Results of pulling test on a con'c block

No.	A-1		A-2		A-3		B-1		B-2		B-3		B-4	
D, cm	20.16		20.02		20.05		20.01		19.88		20.22		19.89	
L, cm	20.12		19.90		20.09		19.98		20.33		19.90		20.02	
A, m^2	405.7		398.3		402.8		399.9		404.3		402.3		398.2	
W_1	5.310		5.233		5.700		5.437		4.888		5.581		5.425	
W_2	3.728		3.728		3.728		3.728		3.728		3.728		3.728	
N	9.038		8.961		9.428		9.165		8.616		9.309		9.153	
T	11.00		14.84		11.52		9.32		8.70		9.08		9.05	
T/N	1.217		1.656		1.222		1.017		1.010		0.975		0.989	
α	50.6		58.9		50.7		45.5		45.3		44.3		44.7	
ϕ_b	25		25		25		20		20		20		20	
*	2.5	2	3	2.5	2.5	2	2.5	2	2.5	2	2.5	2	2.5	2
JRC	10.2	12.8	11.3	13.5	10.3	12.9	10.2	12.7	10.1	12.6	9.7	12.1	9.9	12.3

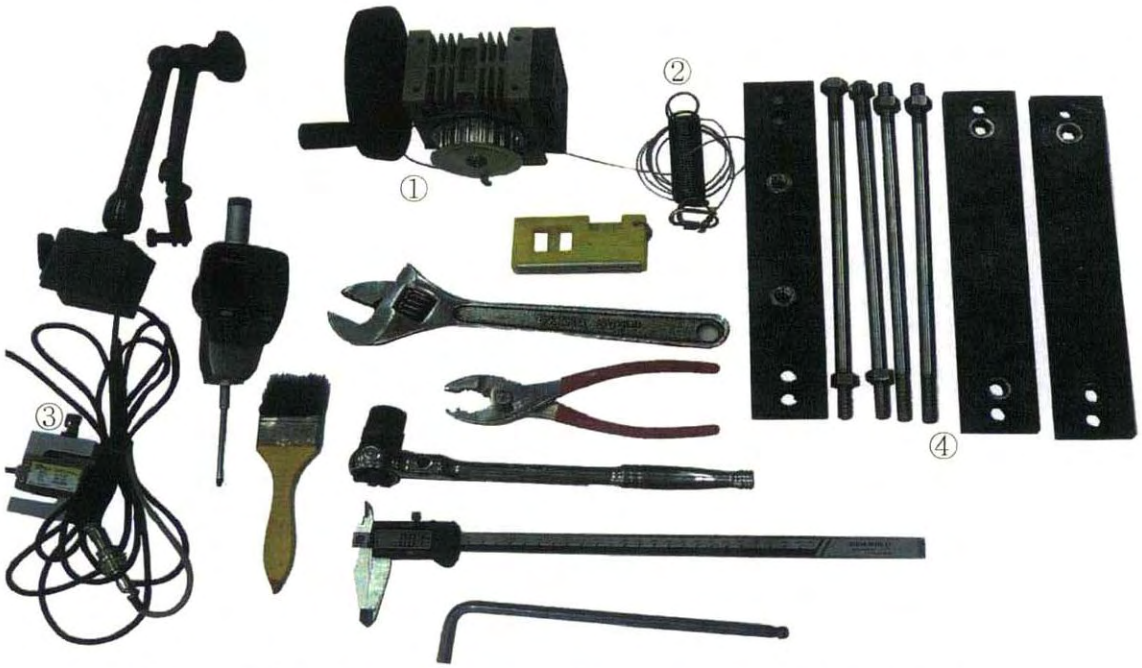
횟수	P kgf	△L mm	P kgf	△L mm	P kgf	△L mm	P kgf	△L mm	P kgf	△L mm	P kgf	△L mm	P kgf	△L mm
1	10.35	6.69	16.38	2.91	13.46	7.67	9.15	6.22	9.12	1.51	8.65	14.04	8.73	1.18
2	12.16	11.71	14.94	1.62	12.20	7.08	8.35	10.06	8.64	1.50	8.95	15.12	9.12	19.19
3	10.71	8.82	15.08	2.02	11.80	7.26	8.88	9.27	8.25	0.92	9.50	12.70	8.93	23.99
4	13.07	7.07	15.29	4.51	10.68	9.36	9.52	7.94	9.12	0.41	8.63	4.72	8.86	6.97
5	9.72	5.02	13.26	11.19	10.13	7.55	10.20	12.87	8.38	0.86	9.57	12.91	9.58	7.65
6	9.97	9.01	13.55	2.23	10.85	7.80	9.83	10.72			9.19	7.45		
7	9.97	9.01	13.70	2.07							9.10	6.67		
8			17.78	11.14										
9			13.61	8.30										

Max.	13.07		17.78		13.46		10.20		9.12		9.57		9.58	
Min.	9.72		13.26		10.13		8.35		8.25		8.63		8.73	
mean	11.00		14.84		11.52		9.32		8.70		9.08		9.05	
S.D	1.33		1.51		1.22		0.67		0.40		0.37		0.33	
c.ov.	0.121		0.102		0.106		0.072		0.046		0.041		0.040	

Table 3.14.14 Results of a tilting test on con'c block

No / 횟수	BL-1		BL-2		BL-3		BL-4		BL-5		BL-6		BL-7	
	α deg.	△L mm	α deg.	△L mm	α deg.	△L mm	α deg.	△L mm	α deg.	△L mm	α deg.	△L mm	α deg.	△L mm
1	48	1.10	56	0.04	51	0.10	43	0.02	43	0.48	40	0.39	40	0.09
2	45	1.54	57	0.03	48	0.16	43	0.21	42	1.16	44	0.27	39	0.41
3	50	0.77	58	0.03	47	0.03	46	0.22	44	0.01	43	1.64	44	0.18
4	51	0.89	59	0.41	50	0.11	43	0.59	43	0.97	41	1.11	40	0.18
5	48	0.43	55	0.03	47	0.08	40	0.24	42	0.85	39	0.88	44	0.08
6	—	—	—	—	—	—	43	0.29	39	0.46	—	—	45	2.54
7	—	—	—	—	—	—	40	0.25	—	—	—	—	—	—
Mean	48.40	—	57.00		48.40		43.00		42.16		41.40		42.00	
S.D	2.30	—	1.58		1.82		1.90		1.72		2.07		2.61	
c.o.v	0.045		0.028		0.037		0.044		0.041		0.050		0.062	
ϕ_b	25	25	25	25	25	25	20	20	20	20	20	20	20	20
*	2.5	2	3	2.5	2.5	2	2.5	2	2.5	2	2.5	2	2.5	2
JRC	9.4	11.7	10.7	12.8	10.5	13.1	9.2	11.5	8.8	11.1	8.6	10.7	8.8	11.0

3.14.5.2 Procedure of pull test



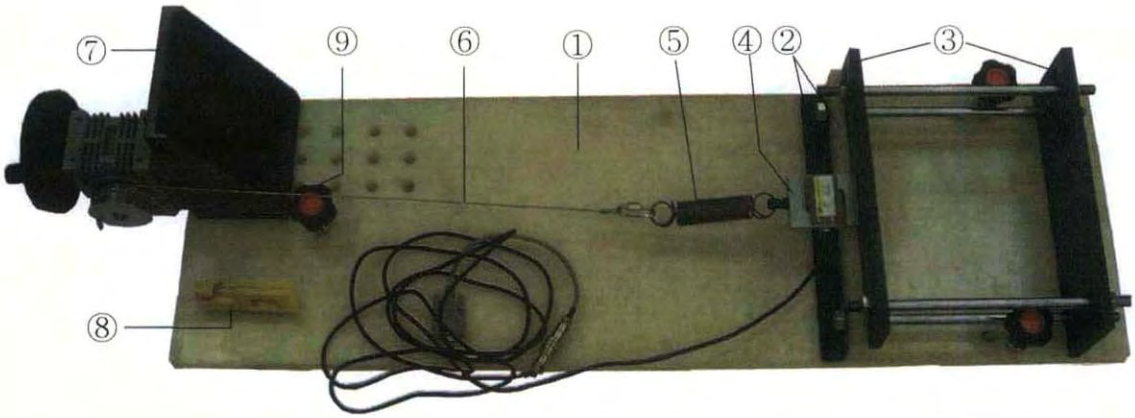
① 끌기 동력기(감속기) ② 용수철 ③Load cell ④ 시료상자 고정 Jigs
기타 : Data logger & Lap top, 조립/해체 공구, 수준기, plyer, L-렌치

(1) Pull 시험기 본체를 제외한 주요 부품



(2) 시료 준비(한 짝의 절리면이 맞물린 공시체 준비)
2차연도(2006.08.20~2007.08.19)연구에서, Con'c block(200×200×130)을 직접 전단 시험한 것을 이용하였음.

그림 3.14.36 Pull test 용 기구 및 공시체 준비



(3) Pull test 본체 셋팅

① Base(350×1000×25) ② 하부시료 고정대 ③ 상부시료 고정 jigs ④ Load cell ⑤ Spring ⑥ Wire ⑦ 끌기용 감속기(45 : 1) ⑧ 수준기 ⑨ Base 수평조정 나사



(4) 상부시료의 무게와 치수 측정



(5) 하부시료를 Base에 고정

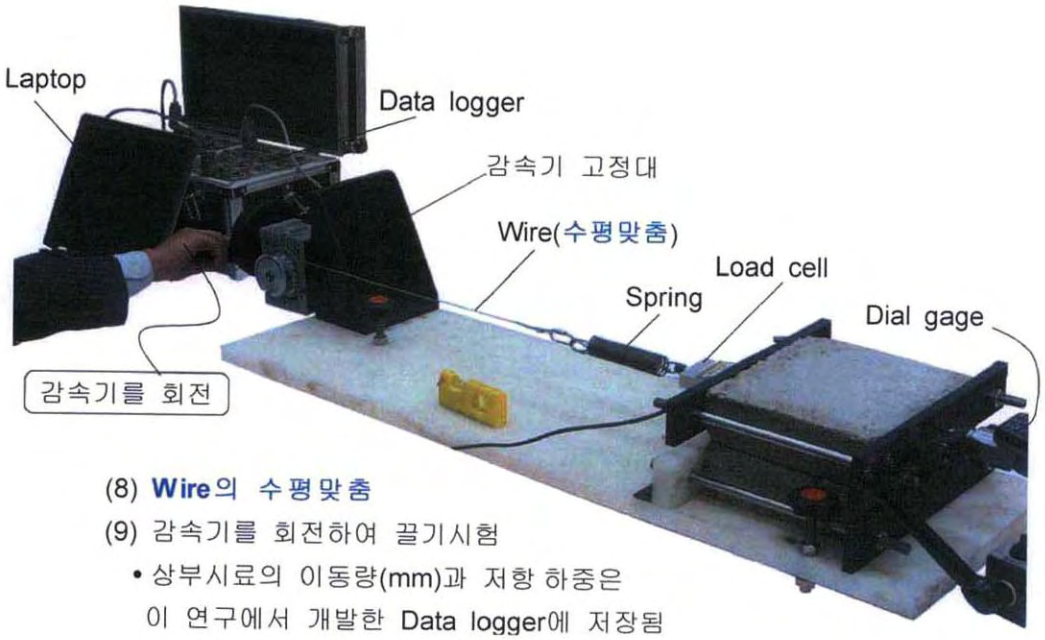


(6) 상/하부 시료의 요철면이 일치되게 상부시료를 셋팅



(7) 상부시료 중앙 하단부에 Load cell, Spring, Wire를 고정

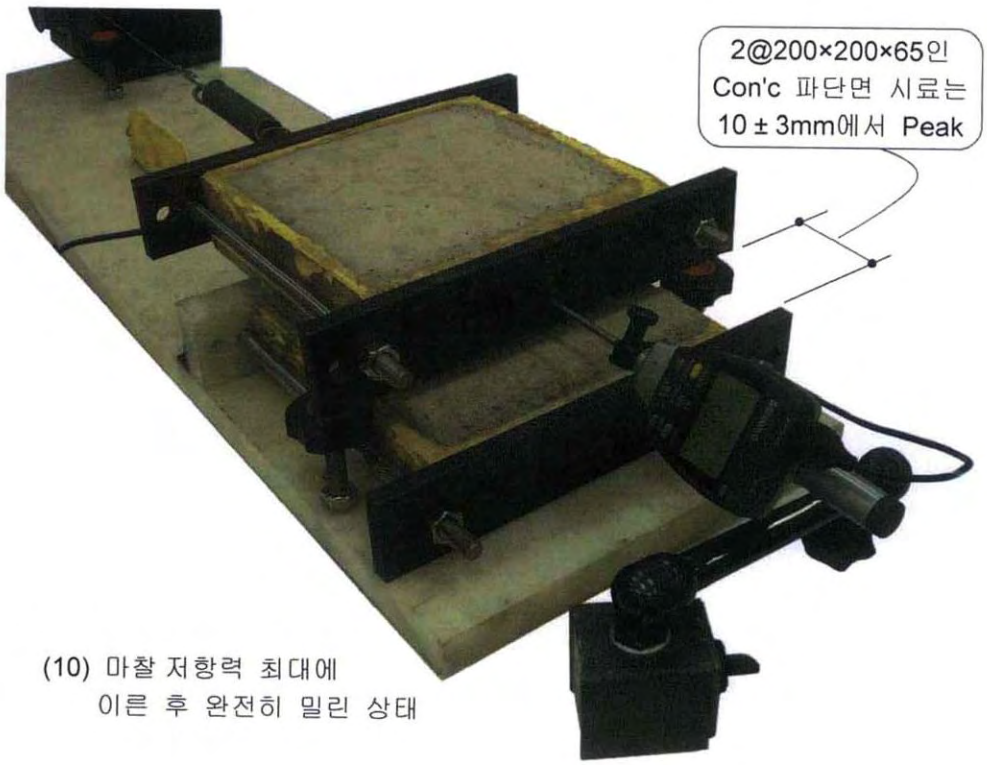
그림 3.14.37 Pull test 시료의 셋팅



(8) **Wire의 수평맞춤**

(9) 감속기를 회전하여 끌기시험

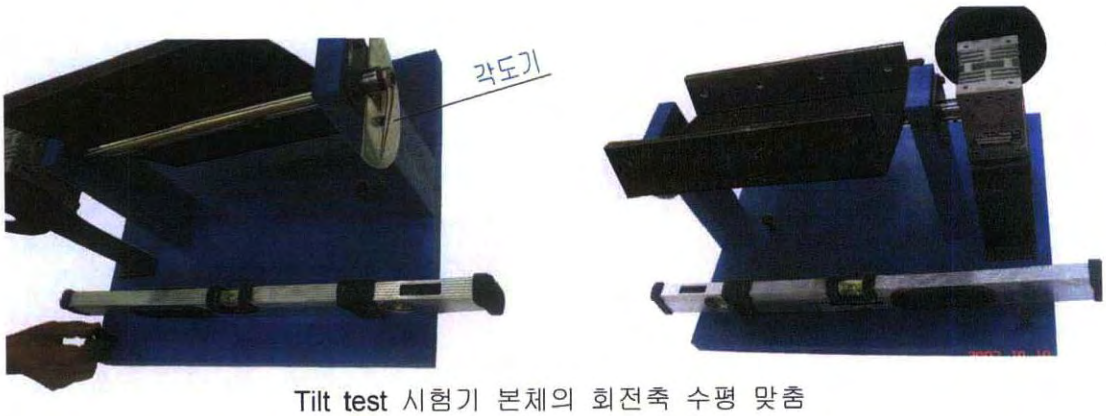
- 상부시료의 이동량(mm)과 저항 하중은 이 연구에서 개발한 Data logger에 저장됨



(10) 마찰 저항력 최대에 이른 후 완전히 밀린 상태

그림 3.14.38 끌기 시험(Pull test) 완료 $\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)$

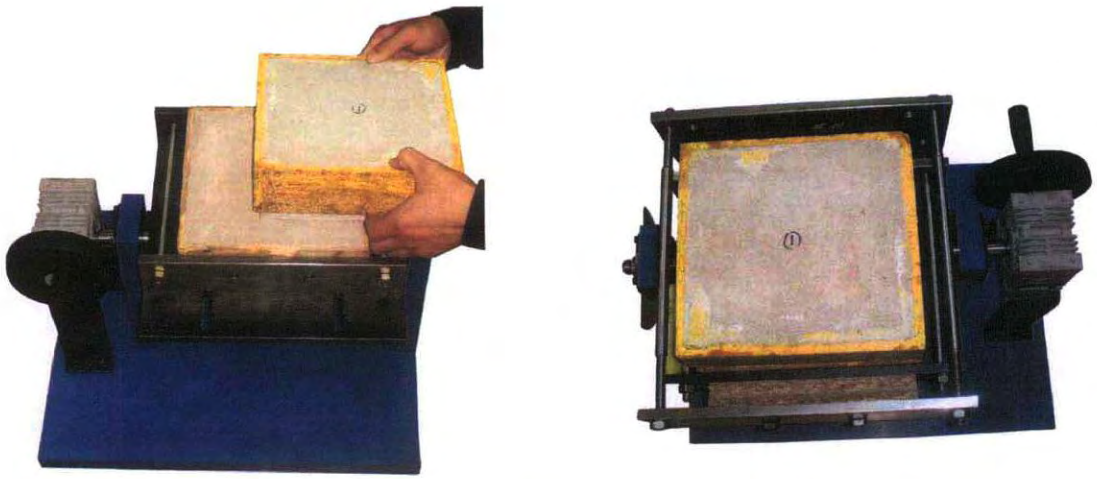
3.14.5.3 Procedure of tilt test



Tilt test 시험기 본체의 회전축 수평 맞춤



하부상자에 시료를 넣어 고정

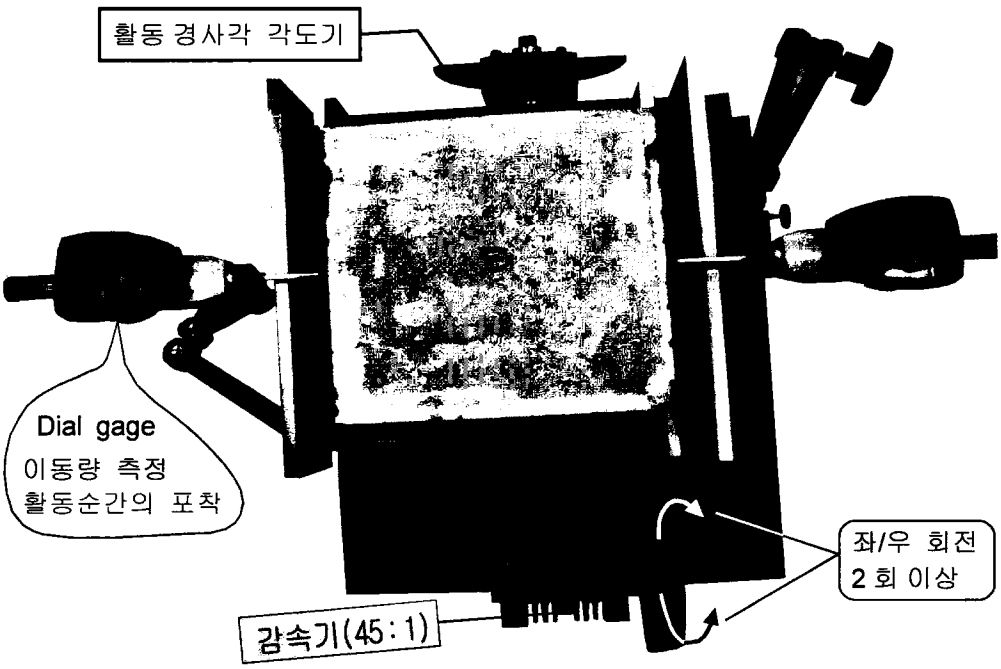


하부시료/ 상부시료 절리면이 일치되게 짝을 맞춤

그림 3.14.39 Tilt test 시험기 본체의 회전축 수평 맞춤



상부 상자의 활동 방지 턱 조립



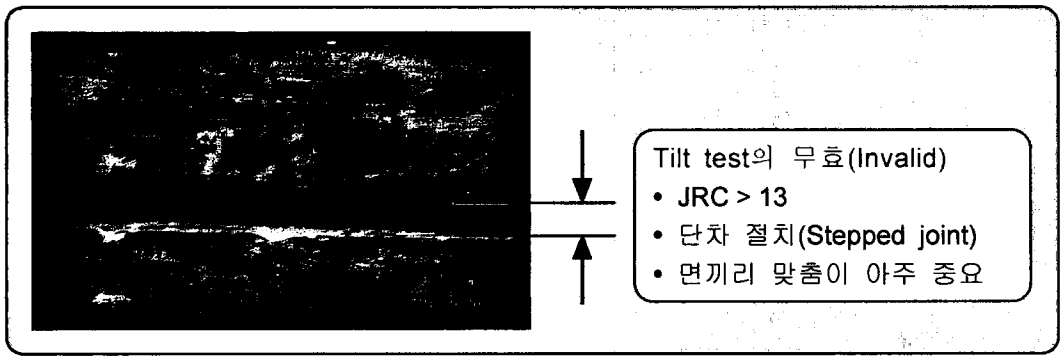


그림 3.14.40 Tilt test 셋팅 완료 및 시작품의 주요부

3.14.6 슬레이크 내구성 시험

이 시험은 이 연구의 선정평가 위원회에서 슬레이크 내구성 지수는 불량 암반(Weak rock masses)의 분류에 하나의 근거로 이용되므로 연구과제에 포함시키도록 조치되었다. 그래서, 2차 연도 이 기기를 구입는데, 그 주요 부분은 그림 3.14.41과 같다.

여기서는 시험법의 개요를 살펴보고 불량 암반 현장에 형성한 Test block에서 채취한 시료로 시험한 결과를 제시한다.

함수비 변화로 암석의 약화와 풍화작용에 따른 내구성 평가를 위한 시험이다. 이 시험법은 Lisbon의 International Society for Rock Mechanics의 야외/실내 실험결과에서 Dr. JA Franklin이 제안한 내용을 토대로 ASTM D4644-87에 표준시험법으로 제정되었다. 제방이나 지하공동과 같이 노출된 암석의 풍화특성 규명에 중요한 요소이다. 슬레이크 내구성 지수 I_d는 시료의 초기 건조 무게와 2차 건조무게비, 즉 식(3.14.1)로 정의되며, Franklin과 Gamble이 제시한 슬레이크 내구성 지수의 기준은 표 3.14.8, 시험법의 개요는 그림 3.14.42와 같다. 여기서, C는 Drum 무게, A, B는 시험 전/후의 drum + 건조시료의 무게이다.

$$I_d(\%) = \frac{B-C}{A-C} \qquad \text{eq.(3.14.1)}$$

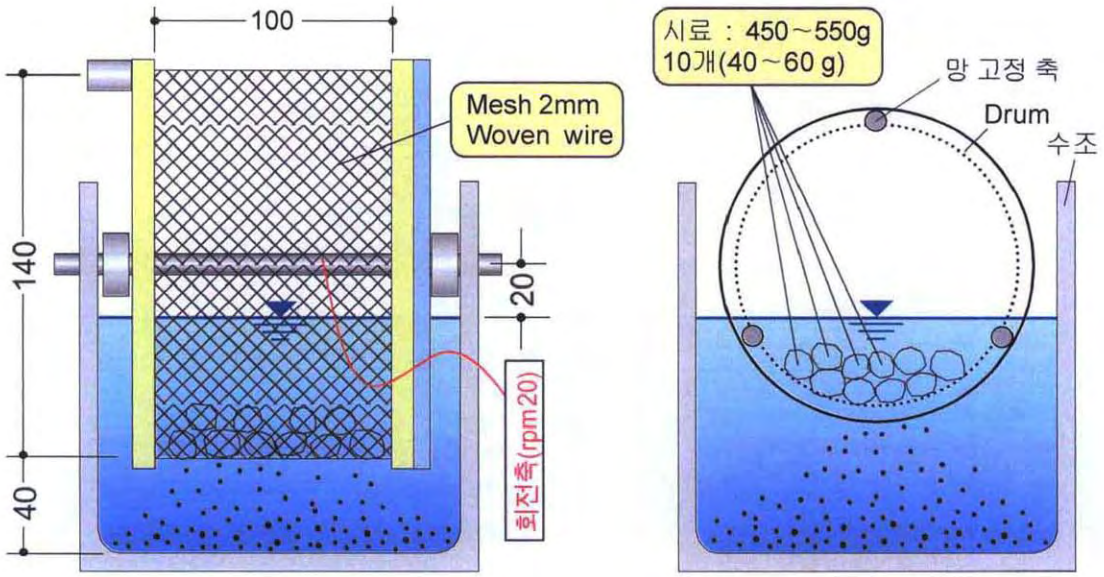
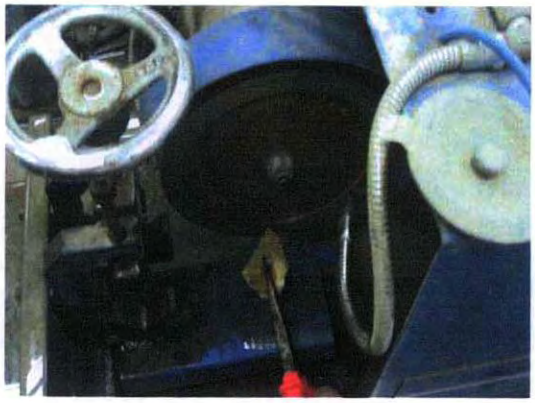


Fig. 3.14.41 슬레이크 내구성 시험기 얼개(ASTM D 4644 - 87 re. 1998)

표 3.14.15 슬레이크 내구성 분류기준(Franklin 및 Gamble 제안)

(a) By Franklin						
Index, Id_2(%)	0~25	25~50	50~75	75~90	90~95	95~100
Rating	very low	low	medium	high	very high	extr. high

(b) By Gamble						
Id_1(%)	< 60	60~85	85~95	95~98	98~99	> 99
Id_2(%)	< 30	30~60	60~85	85~95	95~98	> 98
Rating	very low	low	medium	m. high	high	very high





- 암석을 부수어 모난 것은 버리고 둥근 것 10개(40~60g/개), 총무게450~550 g 준비.





- 드럼 무게(C) 무게를 재서 시료 투입.
- Drum 째 노건조(105 ±5° C 유지하여 3~12시간 건조 ※ Shale은 16 h이상)
- 20분간 실온 방치
- 시험 전의 Drum+건조시료 무게 측정
- 기기에 셋팅
- 드럼 축 20 mm 아래까지 물을 채움
- 10분간 회전(r.p.m 20)
- Drum 째 노건조(105 ±5° C 유지하여
- 시험 후의 Drum+건조시료 무게 측정

그림 3.14.42 Slake durability 시험 예

유문암질 응회암으로 구성된 현장에 형성한 Test block에서 채취한 시료로 시험 결과는 표 3.14.9이다. 여기서, 모든 시료가 $Id_2 > 99\%$로서 표 3.14.8의 분류 기준으로는 '극히 높은 내구성(Franklin ; Extremely high durability, Gamble ; Very high durability)'-급으로 분류된다.

표 3.14.16 슬레이크 내구성시험 결과(유문암질 응회암)

시료 명	Tray 무게 C(g)	시험 전 C + 시료(g)	Tray + 시료(W_F, g)		내구성 지수(%)	
			1 주기	2 주기	Id_1	Id_2
SD-1	274.86	789.60	787.57	785.94	99.6	99.3
SD-2	199.30	723.52	720.15	718.44	99.4	99.0
SD-3	200.16	696.79	694.05	692.73	99.4	99.2
SD-4	365.41	897.54	894.05	892.75	99.3	99.1
SD-5	350.86	908.40	906.74	905.02	99.7	99.4
SD-6	517.24	1071.59	1067.97	1065.94	99.3	99.0
SD-7	360.27	912.76	908.91	906.78	99.3	98.9

3.15 불량 암반 현장상태의 강도정수 측정

3.15.1 직접 전단 강도시험(In situ DSST)

3.15.1.1 Con'c pad 타설 및 하부장자 molding

불량 암반 현장에 일축압축 시험이나 직접전단 시험을 위해서, §3.8.1의 그림3.8.1~4, 그림3.8.11~12의 방법으로 형성한 Test block을 대상으로 전단 시험을 한다. 여기서는, 개발한 Load frame, 정압유지 장치, 정변형량 유지 장치, 상/하부 전단상자 및 기타 부속 설비(발전기, 공기 압축기, 각종 전용 공구)를 이용하여 직접 전단시험을 수행하는 방법과 시험결과를 제시한다.

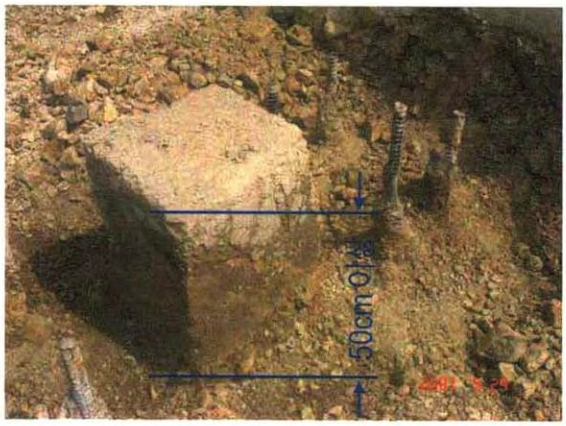
(1) 형성한 Test block

- Test block 크기 : Lo×Lo×H = 350×350×400(mm) 5개를 형성함.
- 2개는 현장에서 직접전단 시험, 2개는 1축 압축강도 시험을 수행
- 1개는 Lo×Lo×H = 350×350×500 상태로 채취하여 실내 시험용으로 보관중

(2) Load frame 설치용 Con'c pad 타설

현장에 형성한 Test block은 표면이 매우 거칠고, 모서리도 직각이 아니므로 이론적인 정방형의 시료의 크기(Lo×Lo×H) 350×350×400(mm)가 아니다. 톱질하기 전에 터파기한 불량암반 표면을 Rock saw의 수평유지용으로 제1차로 타설한 Con 'c pad는 이미 걷어낸 상태이다. 그림3.15.1a는 Chain saw로 더 깊게 형성하였는데, 여기서는 깊이를 650mm까지 형성 가능했다.

왜냐면, Test block 주변에 직접전단/1축 압축/평판재하 시험을 위한 수직 반력용으로 시공한 Rock bolt의 위치가 Load frame과 연결되는 Bolt head plate의 구멍 위치가 서로 맞지 않아서 Con'c pad의 두께를 평균 250mm 이상 두껍게 타설하여 주요 Bolt 6개(한 쪽에 3개 이상)는 L-type dowel bar로, 나머지 보조 앵커는 Set anchor를 설치하기 위함이다. 제2차 Con'c pad는 Load frame의 외형 순면적인 1650×720이상으로 타설해야 한다. 특히, 연직반력용 Rock bolt plate가 놓이는 자리는 폭을 최소 400mm이상이 필요하다. 여기서는 이 콘크리트 패드를 B1600×L2000×t250으로 타설했다. 따라서, 연직반력용 Rock bolt의 천공작업은 형성된 Test block 보호를 위해 Test block을 가설물로 1차로 보호한 후 천공작업을 하는 것이 시간적 소모가 적다.



(a) Test block 밑바닥까지 완성



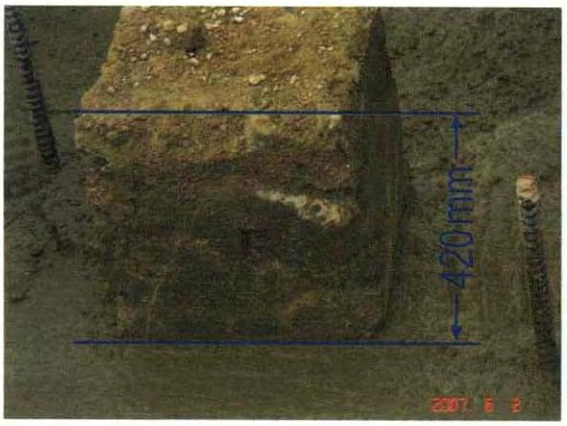
(b) Con'c pad 타설(L. frame 공간)



(c) 외측부터 안쪽으로 타설(1)



(d) 외측부터 안쪽으로 타설(2)



(e) Test block 높이 420 mm이상 확보



(f) Con'c pad 타설완료 / 양생

그림 3.15.1 Test block 주변에 con'c pad 타설(2000 × 1200 × t80)

(3) 시료와 하부상자를 초속경 접착제로 molding 준비

- 하부 상자고정, 상부 상자 이동식(Lab. test는 이와 반대임)
- One test block을 4~5개로 분할
- 최상단(Top specimen of one test block), 제 2 단, 제 3 단, 제 4 단(Bottom of one test block) 등 4 개면에 별도의 수직하중을 가하여 전단함,
- 초속경 접착제

무수축/경화시간/강도 등의 측면을 고려해서 치과용 석고를 사용했다. 이 재료는 혼합수/석고의 중량비는 30 % 내외이며 경화시간은 1시간 이내, 강도는 40 MPa 이상이다. 물/석고 중량비 20 %, 재령 4 시간이상이면 압축강도 70 MPa이상으로 알려져 있다. 타설 10 분 이내에 응결되기 시작하므로, 신속하고 숙달되어 한다. 이 과정의 소모품 및 사용기구들은 다음과 같다.

- 저울
- 물(Water) 및 치과용 석고 4 포 이상(5 kgf/포)
- 혼합기구(그릇, 주걱, 국자, 조각 칼 및 대형 직각자 등)

(4) 내부(하부) 전단 상자와 가상 전단면의 Molding

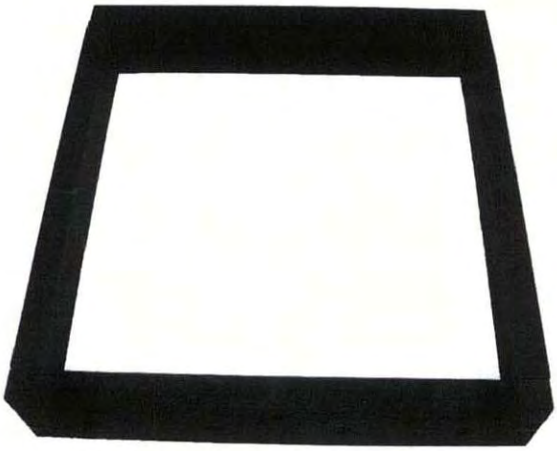
- 시료와 전단 상자를 밀착/고정하는 과정이다. 수평과 전단 상자의 수평 및 연직도가 중요하다.
- 가상 전단면 용 Band를 전단 상자의 외측면에 맞게 고정
- 시료와 전단 상자 빈 곳에 혼합된 Gibbs plaster를 부어 넣음.
- 30 분 이상 양생 및 제 2 전단 상자 Molding 용 Gibbs plaster 혼합
- 최상단 전단 상자(내부 또는 하부 전단 상자) molding. 이 Top block의 상단 표면은 가상 전단면 용 Band가 없으므로 전단 상자 상단에 전체를 molding.
- 최상단 Leveling 및 양생

(5) 상부 전단 상자 체결

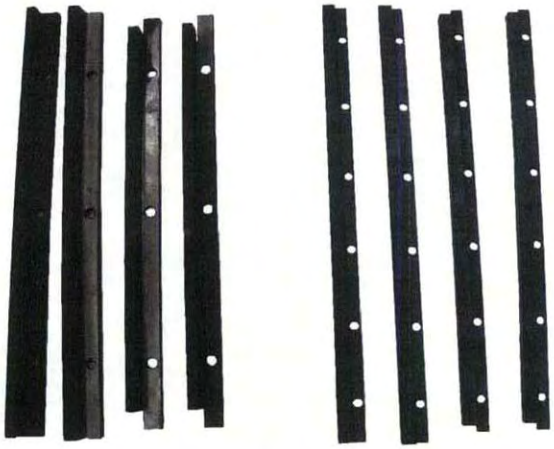
- Top block 상면에 수직하중 반력판 정치
- Load frame 길이방향의 측면판 2개 → 전단하중 저항부 측면판 → 가압부 측면판 순으로 수직하중 지압판에 볼트를 체결하여 상부 전단 상자를 일체로 체결

(6) Test block의 보호

- 하부 상자 고정판(폭이 가장 넓은 것 양 쪽 2개)과 하부 상자와 볼트 체결
- 긴 볼트로 양 측면에 3 줄 이상 체결(이것은 시험 전에 해체되는 임시 볼트임)



내부상자(하부상자) 4~-5조 준비



Molding 하지 않을 부분 띠(총 6개)



Bottom 시료 Molding완료(수평/수직도)



제 4 시료 상자 setting(수직도)



접착제(치과용 석고)붓기



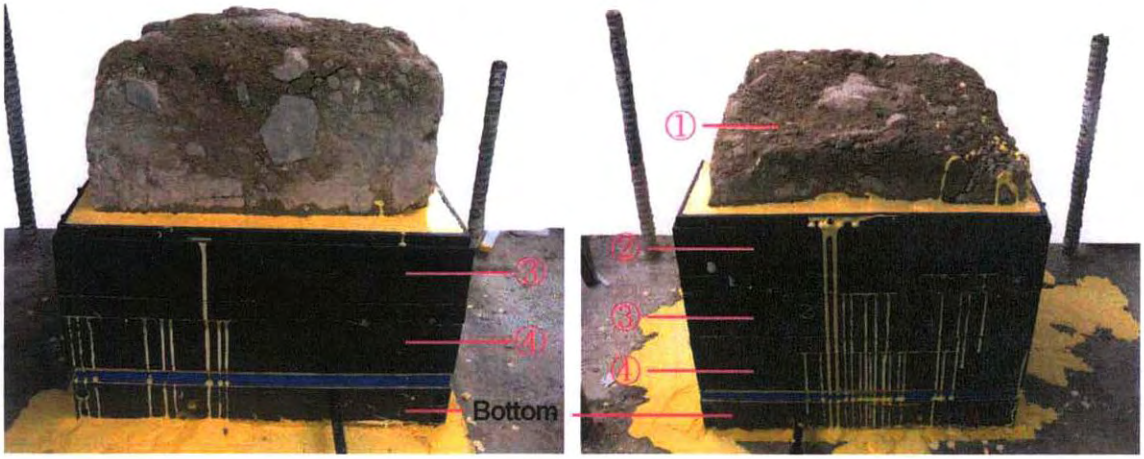
양생후 가상전단면 Band를 장착

그림 3.15.2a 최하부 시료부터 내부 상자에 molding(band에는 묻지 않게)





양생중에 제 2 , 3, 4단의 내부(하부 상자와 직접 전단면 띠 준비

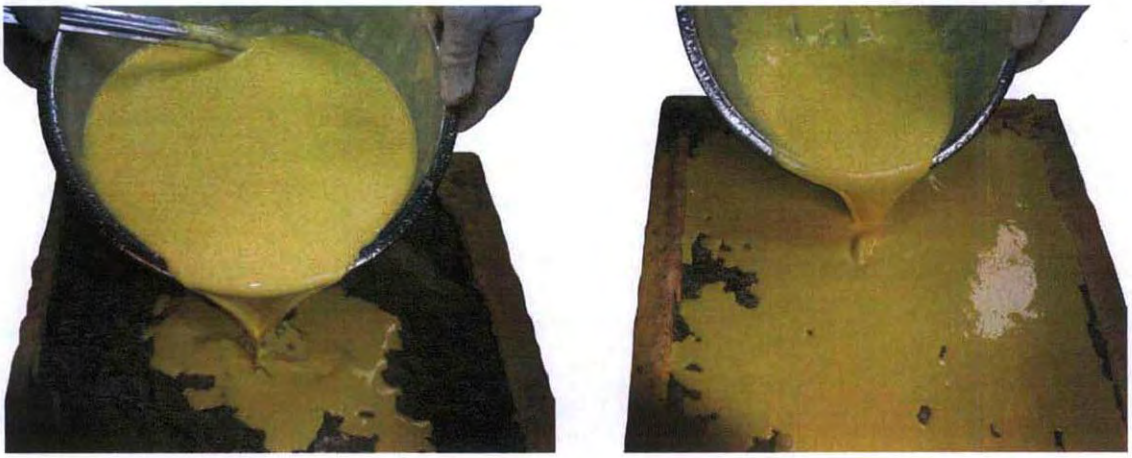


같은 방법으로 제 3, 제 2 시료 몰딩 및 양생

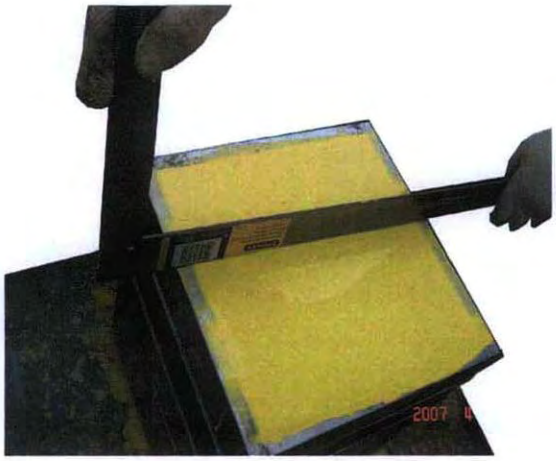
Top box 조립
- 수평도/연직도 체크/조정
- 전단면 띠 고정
- top box 조립
- Top box는 전단면 띠가 없음
- 물 / 석고 혼합 무게비 30 %



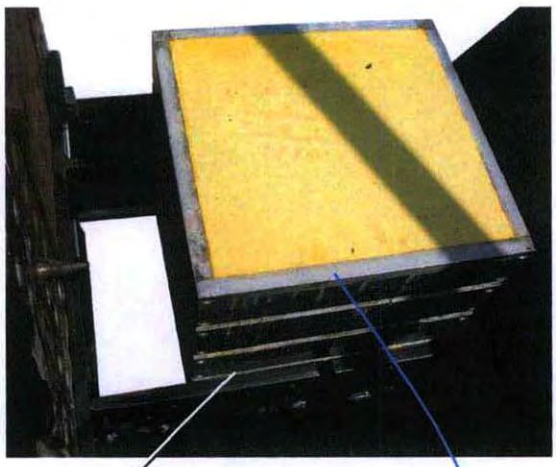
그림 3.15.2b 같은 방법으로 최상단 시료 까지 molding / 양생



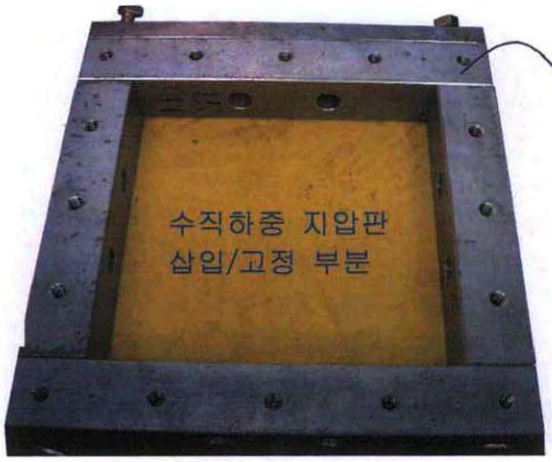
최상단 시료 표면까지 접착제(칫과용 석고) 부어넣기

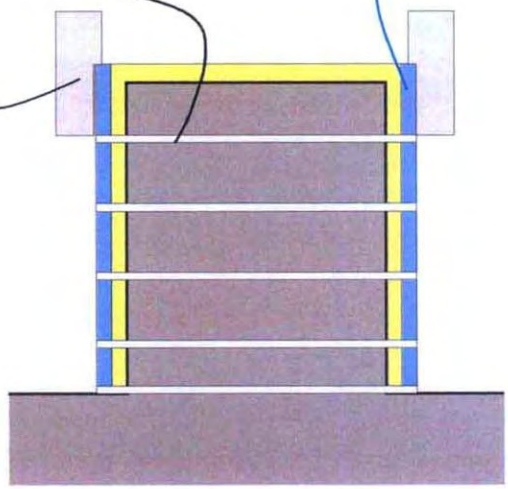


경화전에 표면 Leveling



30 분 이상 양생





경화후 상부 상자 조립

그림 3.15.3 최상단 시료 표면까지 molding & curing

3.15.1.2 Load frame / Reference beam / Hyd. pump 설치

(1) Load frame 설치 준비

- Molding된 전단 상자의 중심축에 일치되게 Con/c Pad에 먹줄로 축을 그린다.
- Load frame의 수평하중 반력판 및 하중 전달판, 수직하중의 하중 전달판이 놓일 위치에 금을 긋는다.

(2) Load frame 수평하중 반력판과 하중 전달 판을 시료 축에 평행하게 설치

- 각목 100 × 100 × 100을 20개 이상 준비하여 Test block 주변에 펼친다.
- Load frame 부품들을 모두 펼친다(각목 위에).
- 수평하중(전단하중) 반력판의 4 각 Pipe 3개 중에서 하부 판을 그어진 금에 일치되게 정치하여, 나머지 3개를 포개어 올려놓는다.
- 2개의 반력판 측면판과 하중 전달 판의 Bolt hole을 '꼬쟁이'로 맞춘다. 이 과정은 Bolt holes만 맞출 뿐이다.
- 4 각 Pipe 고정 bolt(내부) 체결한다(일단, 체결되면 무거워서 축을 다시 맞추기 어려우므로 유의한다).
- 내부 덧댐 판의 접시머리 렌치 볼트부터(Tapping된 M16) 체결하여 4각관과 연결하되, 2/3 정도만 체결한다.
- 외부 덧댐판 체결
- 측면판의 Tapping 부분 → 외부 덧댐판 → 전단 저항판 체결(여기서도 볼트를 2/3 정도만 체결).

(3) 수평하중 전달판과 Rock bolt head plate 체결

- 수평하중 전달판, 수직하중 전달판, Rock bolt head plate, 하부 전단상자 고정 Jigs 등이 일체로 체결되는 가장 어려운 부분이다.
- 수평하중 전달판과 Rock bolt는 이미 고정된 상태이므로 이를 기준해서 수직하중 반력판 → 하부상자 고정 지그의 수평판과 수직판 → Rock bolt head plate 순으로 볼트 체결

(4) 수직하중 반력판

- 볼트 + 반력판 마찰 저항용 판 → 내부 덧댐판 → 4각 Pipe → 외부 덧댐판 → 측면의 하중 전달판 순으로 볼트 체결
- 4 각 Pipe 3개를 체결하는 내부 볼트부터 체결

※ 이후 하부 상자 고정판의 전단방향 저항 볼트(M42 4개이상) 고정. 여기서 너무 밀실하게 고정하면 Test block 밑 부분이 파괴되므로 유의.

(5) 수평하중 Hydraulic jack

- 유압 잭과 시료 전단면 중심 맞춤 Base plate의 위치 조정 및 정치
- Jack base plate → Load cell + plate → 축 맞춤 Spherical plate set 순으로 조립

(6) 수직하중 Hydraulic jack

- Load cell + jig → Roller box set → 축 맞춤 반구형 jig set → 거리 조정판 순으로 조립
- Hydraulic jack은 수직하중 지압판에 Bolt 체결

(7) Reference beam

- 장착할 소요 Dial gage는 Test block의 연직방향(Dilatancy)용 4개, 전단방향용 4개, Load frame 수평방향 및 연직방향 이동용 전/후/좌/우 각각 1개씩 4개 등 총 12개이다.
- Reference beam의 밑판을 con'c pad에 set anchor(M10, L100 이상)로 고정

(8) 하중제어 장치 setting

- 발전기와 air compressor 가동
- 정압유지 장치 점검 및 정압(수직하중) setting
- 수평하중의 정변형량 유지 장치의 R.P.M setting

(9) 각종 계측기의 전선 연결 및 data logger와 Laptop 점검

- 하중(압력)계 ; 수평하중 load cell, 수직하중 압력계 및 load cell
- 변위계 ; 시료의 연직 및 수평방향 각각 4개씩 8개, load frame의 수평 및 연직 방향 각각 2개씩 4개 총 12개
- Data logger에 변수명 부여(제 2 전단시험부터는 생략)
- 계측의 ⊕, ⊖ 방향성 확인 및 재조정(제 2 전단시험부터는 생략)
- 초기치 확인

(10) 장치의 총괄적 점검

- 예비 시운전
- Laptop에서 data displaying 확인
- 재조정



각목 위에 모든 부품을 펼친다



4각관 내부 Bolting



내측 덧댐판의 접시머리 1차 조립



외측 덧댐판의 Bolt hole 맞춤

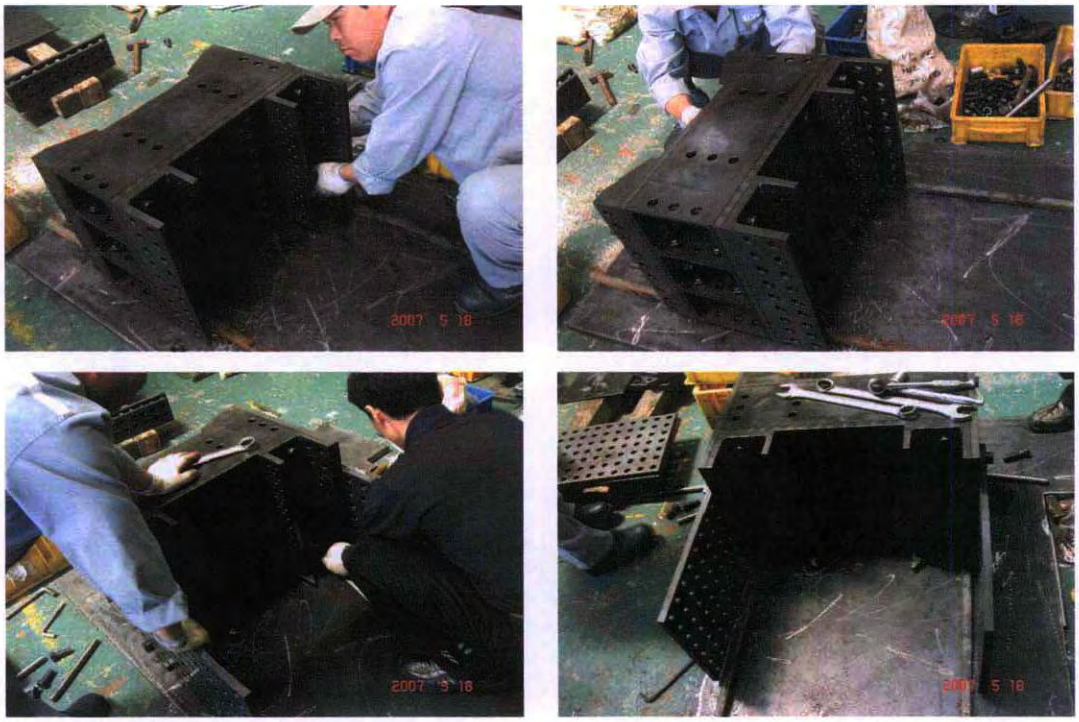


내측 전단 보강판 조립(1)



내측 전단 보강판 조립(1)과 대칭

그림 3.15.4 전단하중 반력판 조립(작용측 및 저항측 1쌍임)

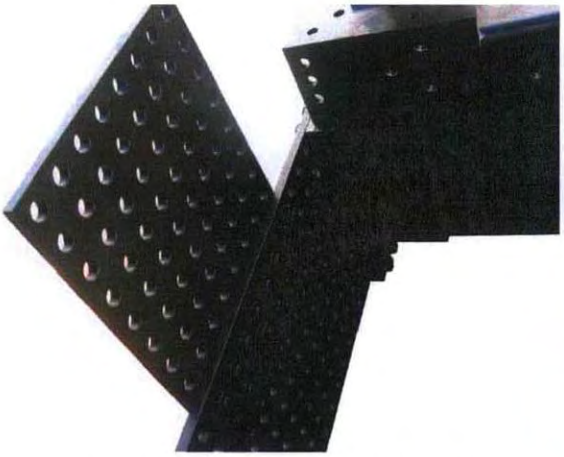


하중 반력판 볼트 밀실 체결후 하중전달판 가조립(축방향 이동가능성이 있음)



반력판과 하중 전달판의 연결 및 1, 2차 Bolting

그림 3.15.5 전단하중 작용측 / 저항측 반력판과 하중 전달판 연결



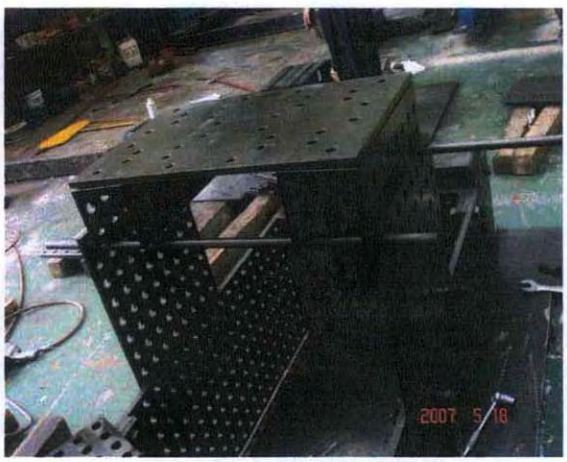
수직하중 전달 외측판 1차 조립



수직하중 전달판 1차 조립(외측)



수직하중 전달 보조판 1차 조립



하부(내측) 덧댐 판 1차 조립

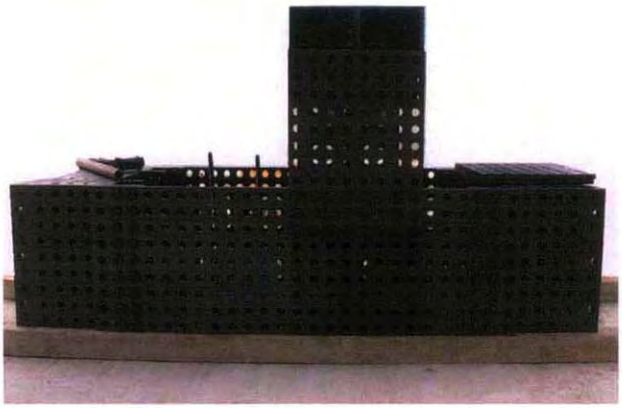


하중전단파과 하부 덧댐 판 1차 조립



반력판(4각관 2개) 내부 Bolting

그림 3.15.6 수직하중 전달판 및 반력판 가조립



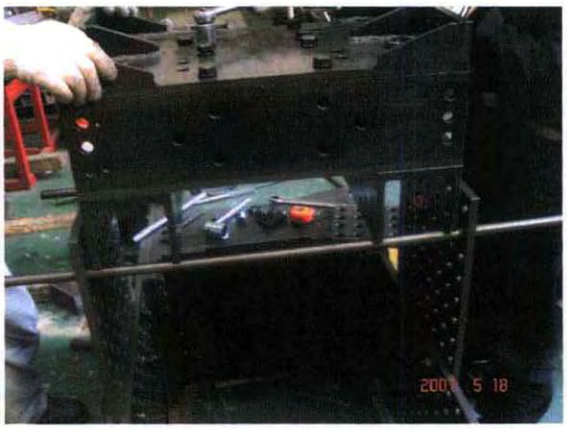
내측 보강판 미조립 상태의 측면



보강판 미조립상태의 정면



외측 판을 벌려서 내측 보강판 삽입



내측 보강판 삽입 및 상부 덧댐 판 조립



가 체결 볼트 긴결

Load frame 조립 완료(정면)

- 소요인원 : 책임기사 1인, 보조 2인
- 조립 / 해체 용 볼트 개수
  - 접시머리 렌치볼트 M16-64 개
  - 고장력 볼트 M18-68 개
    M20-92개
    M22-360 개
- 전용공구
  - Impactor 2조
  - Socket driver 3조
  - 구멍맞춤 송곳(1.5m 2개, 50cm 4개)
  - Torque wrench - 2200 kgf·cm)
- 고무 망치 - 2개

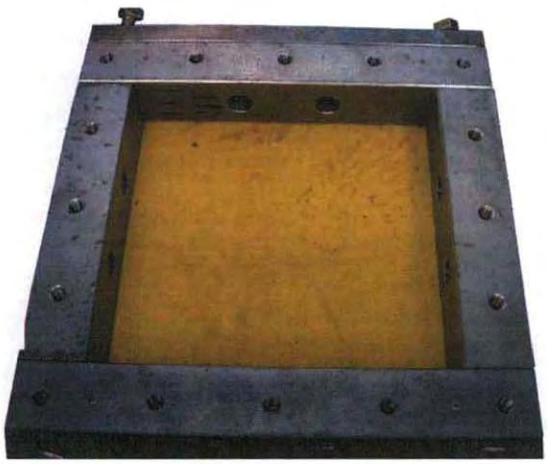
그림 3.15.7 Loaf frame 조립 완료



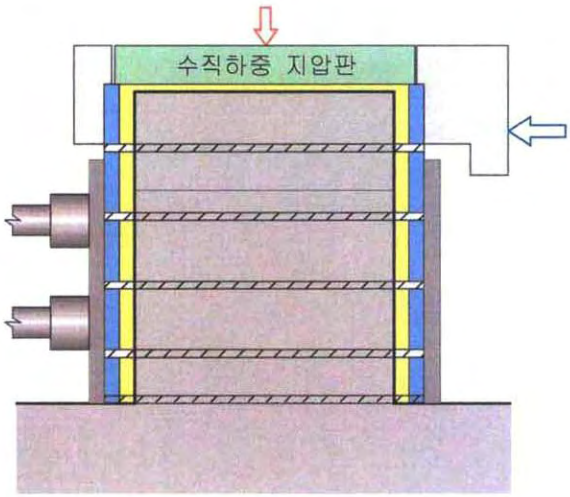
(a) 연직반력 Rock bolt용 천공



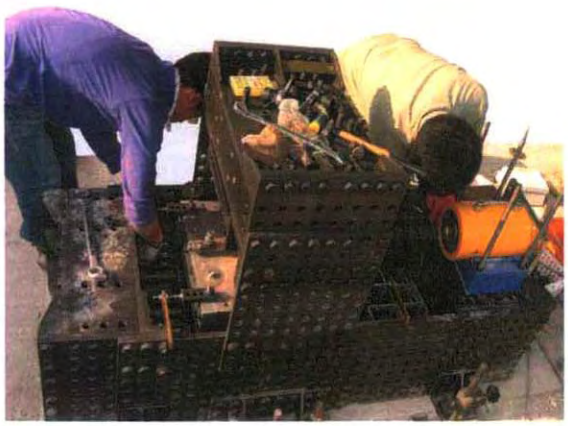
(b) 연직 하중 시스템에 Rock bolt체결



(d) 상부 상자 조립(이동식)



수직하중 지압판이 미조립된 그림(d)

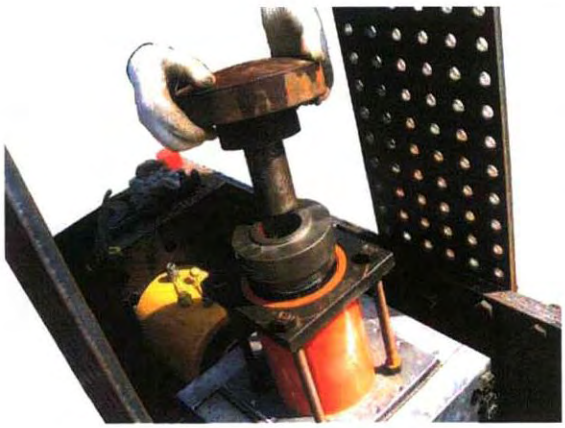


(d) 하주상자 고정



(e) 연직하중 jack 설치

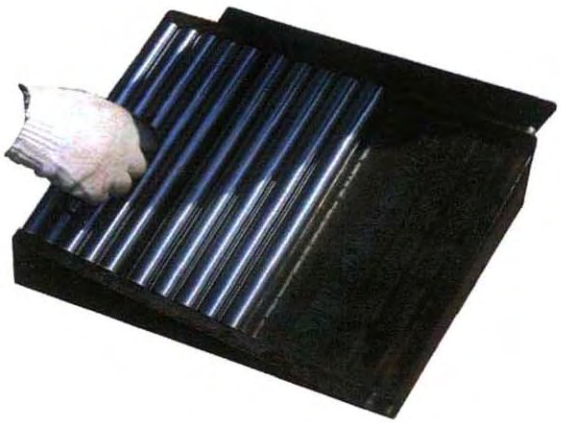
그림 3.15.8 Rock bolt 체결/하부상자 고정/수직하중 장치



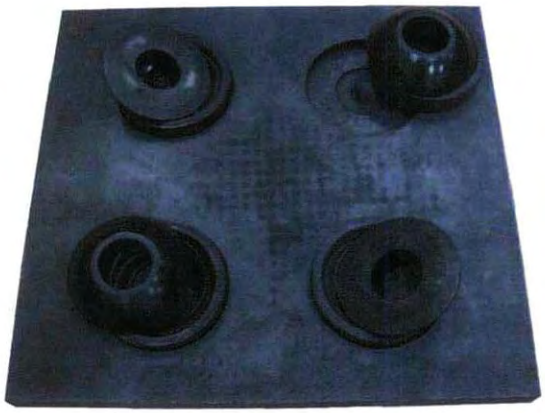
Load cell + 축맞춤 Jig 장착



L. cell(전단하중), 압력계 수직 정압유지



Roller box 설치



수직하중 축맞춤 구좌



Reference beam 설치

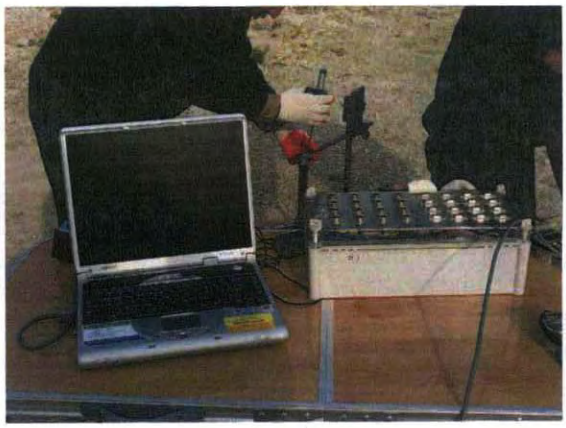


Dial gauge support 셋팅

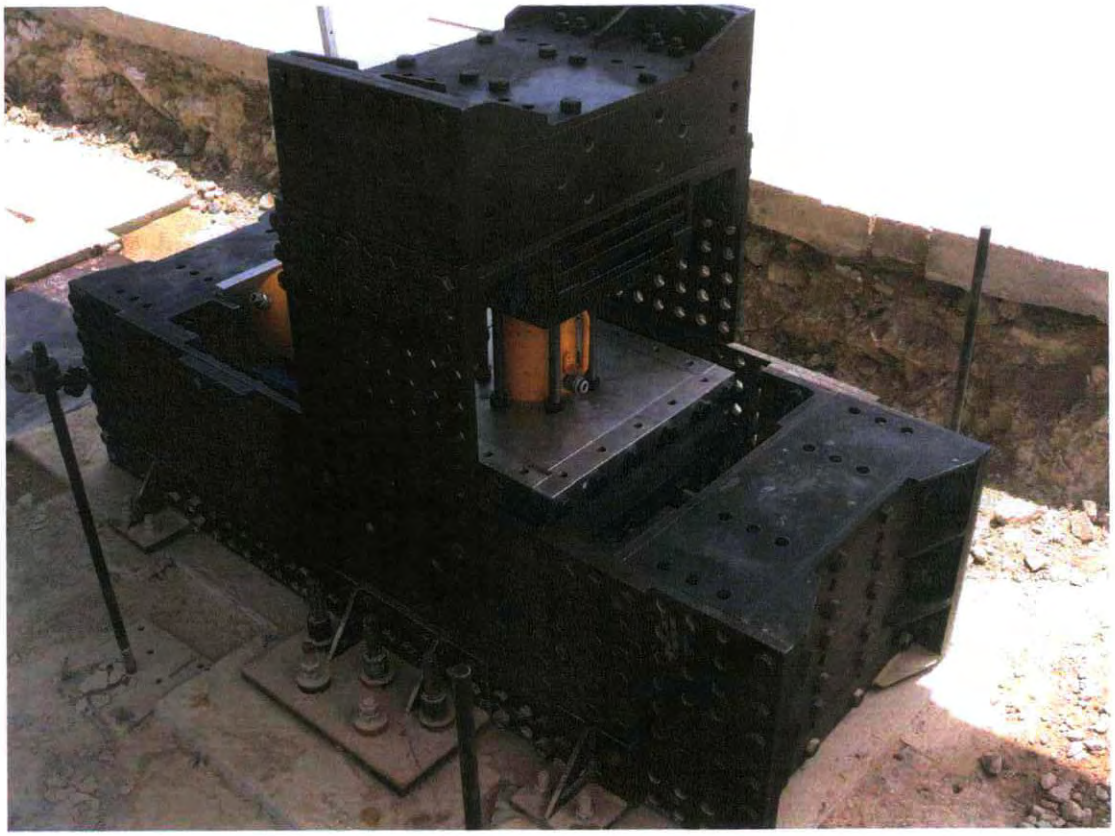
그림 3.15.9 수직하중 시스템 조립완료 및 reference beam 설치



Dial gauge setting
시료 : 수평방향 4개, Dilatancy 4개
Frame : 전 / 후/좌 / 우 각각 1개



Data logger & Laptop setup
계측기 방향(⊕⊖ / 계측치 변수명 부여
초기치 'o-setting' / 예비재하로 점검



Load frame 설치완료 및 정압유지 장치 및 정변형량 유지 장치

Fig. 3.15.10 Setup all of in-situ DSST on a weak rock masses

3.15.1.3 전단시험 시행 및 시험종료후 처리

(1) Top specimen 시험시작

- 예상 전단면 보호용 Band 해체 및 제거
- 수평 변형량 vz. 전단 저항력 관계에서 잔류강도에 이를 때까지 시험 계속
- 총 25 mm(0.08 Lo) 정도에서 종료 및 각종 계기의 Off

(2) 전단된 면에 대한 재전단

- 수직하중 및 전단하중 장치 Off
- 각종계측기(load cell / pressure gauge / dial gauge) 해체
- 파괴된 상부 상자를 소형 Hydraulic jack으로 원위치
- Dial gauge resetting
- Data logger 'Pause' 해제
- 전단시험과 동일한 수직응력으로 전단시험 및 종료
- 끌기 시험(Pull test) 또는 상부 상자 해체
- 파괴된 Top specimen 분리
- Profile gage 따위로 전단면의 JRC 측정 및 자료 사진 찍기
- 지질공학적 특성 조사용으로 파괴된 시료 보관

(3) 제 2, 3 단의 전단 시험 준비

- 하부상자 고정 Jig 해체 및 제 2 시료 하부상자 고정용 Jig로 대체
- 하부에 남은 부분을 내부(하부) 전단 상자 상단 아래로 10 mm 정도로 표면 정리 (끌, 망치, Screw driver 등으로 매우 조심스럽게 긁어낸다)
- 시료의 Top surface molding 및 양생
- 상부 상자 조립

(4) 수직하중 반력판 내리기

- 수직하중 반력판을 해체
- 소정의 위치로 내려서 수직 하중 연결판에 조립
- Rock bolt 풀림 확인 및 재긴결
- §3.15.1.2의 과정(8)~과정(10) 반복
- §3.15.1.3의 과정(1)~과정(3) 반복

(5) 최하부 시료의 전단

- 하부상자 고정판과 Jigs 해체(고정하지 않고 전단 상자 자체만 민다).
- Con'c pad을 파서, 예상 전단면과 전단하중 유압 잭의 중심축에 맞춘다.
- 과정(13)~(19)를 반복

(6) 시험 종료 후의 처치

다음 순서로 해체한다

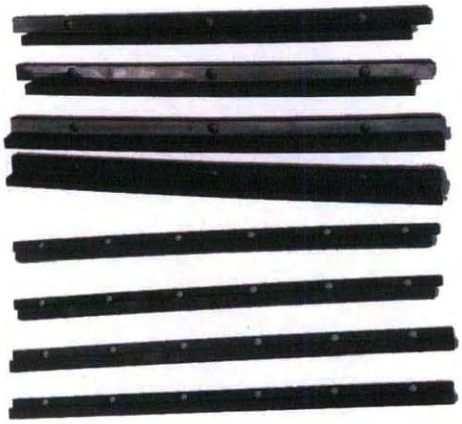
- 정압유지 장치, 정변형량 유지 장치, data logger +laptop
- 각종 계측기(digital dial gage, load cell, pr. gage, magnetic base 등)
- Reference beam
- 수직하중 Jack system 및 수평하중 Jack system
- 수직하중 반력판 및 수평하중 반력판(각재 100 × 100 × 1000, 15 개 이상 준비)
- 기타(책걸상, 차일, 전등)

(7) 시험 장치 및 소모품 보관

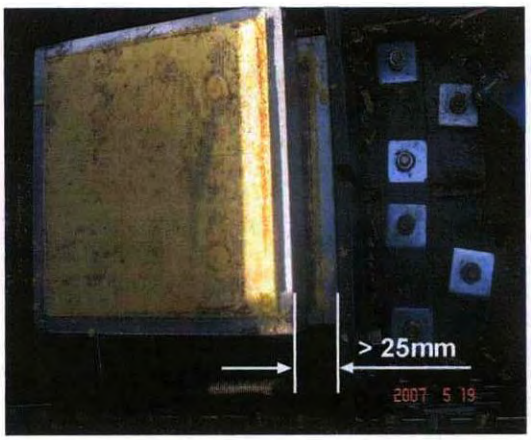
- 운반차량에 각목을 깔고 장치들 상차/운반/전용 창고에 보관
- 정밀부품이나 수시점검이 필요한 것은 별도보관(Data logger/Laptop/Printer 각종 Sensors, Magnetic base, Spherical platens, DC 전원 Inverter, Impactor Molding 기구, 휘발유/석고/건전지 따위의 소모품 및 각종 공구상자 등)

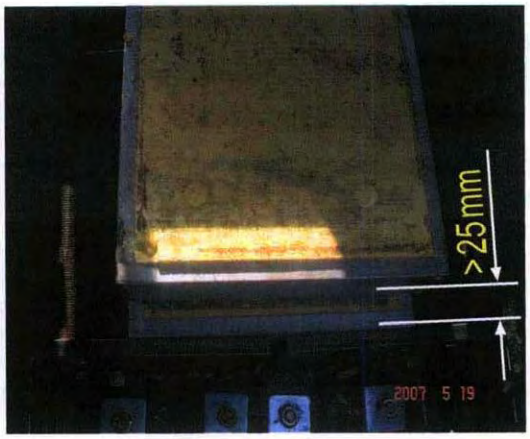


Roller box / 축맞춤 구좌 수평 확인



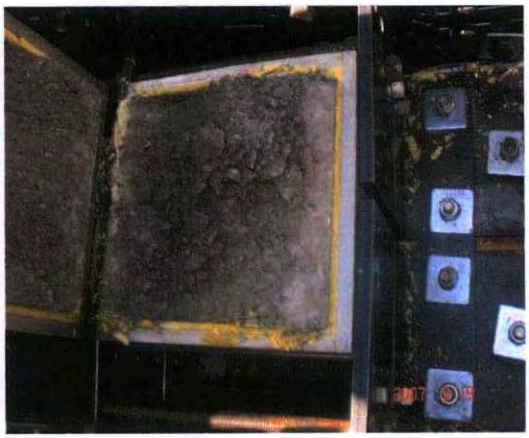
예상 전단면 Band 해체





최상단 시료(자연 상태의 최상단 시료 전단시험 완료





시료를 원위치로 셋팅하여 전단 파괴면의 재 전단 시험 완료

그림 3.15.11 최상단 시료의 자연 상태 및 전단파괴면의 재 전단 종료





제 3단 시료 표면 molding을 위한 다듬기



표면 molding / 양생



2 nd 시료의 1차/2차 전단시험 완료



지질공학적 시험을 위해 시료 보관



하부상자 고정 지그 resetting

그림 3.15.12 제 2단 시료의 Capping 및 하부상자 고정 지그 재설치



3 rd 시료의 파괴면(1)



3 rd 시료의 파괴면(2)



Test block No.2-1



Test block No.2-2

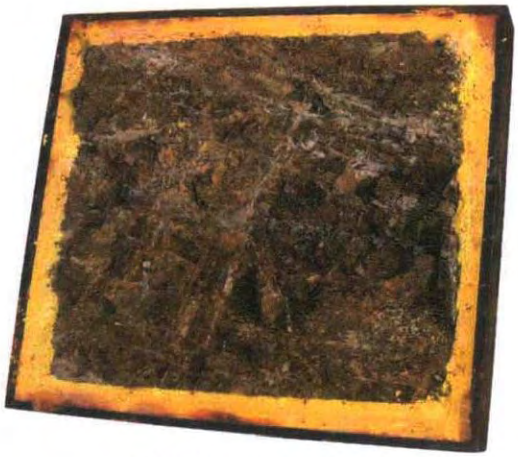


전단파괴면 형상(1)



전단파괴면 형상(2)

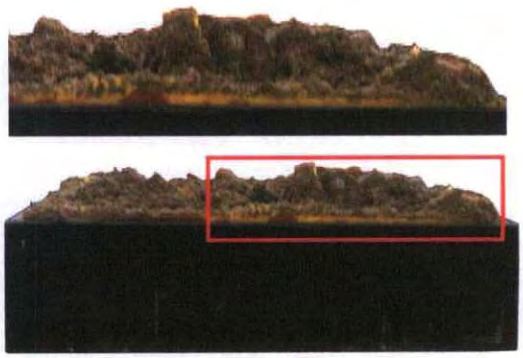
Fig. 3.15.13 시료의 전단시험전의 molding 및 전단 파괴면 유형



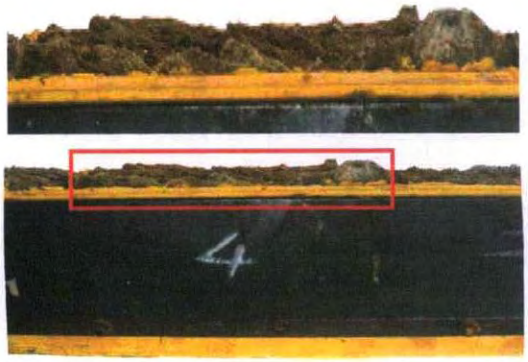
제 4 시료 전단파괴면(1)



제 4 시료 전단파괴면(2)



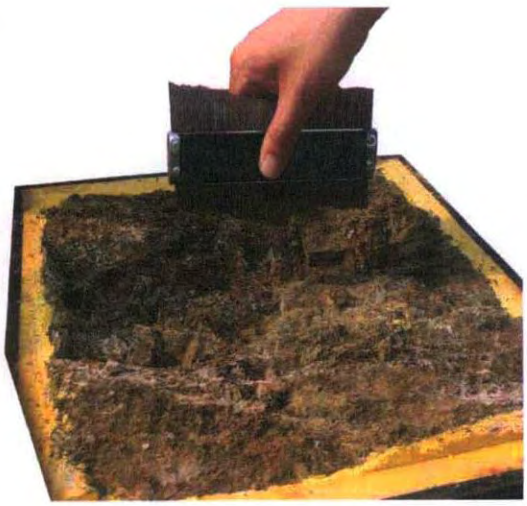
제 4 시료 전단 파괴면 부분확대(1)



전단 파괴면 부분 확대(2)



Profile gage로 JRC 측정(1)



Profile gage로 JRC 측정(2)

Fig. 3.15.14 전단 파괴면의 profile gauge로 JRC 측정(JRC 18~20)

3.15.1.4 시험 결과의 음미

In situ DSST의 근거자료는 Test block 1에 대해서만 제시하며, Test block No. 2는 강도정수 c & ϕ를 구한 그래프만 제시한다.

(1) 전단시험 단계별 시료의 두께

- 가상 전단면 Test block 하나에서 4 분할하여 전단시험 수행
- 시작품은 최상단(Top specimen of one test block) 85㎜, 제2단에서 제3단까지는 75㎜ 씩, 최하부는 120㎜
- 이 두께는 두꺼울수록 가상 전단면에 미치는 영향이 적지만, Test block 형성 깊이가 문제이다. 시료 두께가 다소 얇더라도, 시료 파괴후의 상부 상자의 접착재 두께로 조정할 수 있다. 이 연구에서 사용한 접착재의 1축 압축 강도는 시료(Weak rock masses)보다 약 10배이기 때문이다. 다만, 접착재가 너무 두꺼우면 시료의 불연속면 사이로 침투되는 량이 많은 단점이 있다. 실험결과는 가상 전단면을 중심으로 파괴되기는 하지만 상하면을 따라 약 10㎜이상 차이가 나는 경우도 있었다. 그래서, 전단상자 1단의 두께를 80㎜로 상향조정하여 재제작하였다.

(2) 예상 전단면의 두께(상/하부 상자의 이격거리)

- 상/하부 상자를 접착재로 시료와 밀착/고정할 때에 예상 전단면에는 molding 재료가 묻지 않아야 된다.
- Molding 시에 탈/부착용 띠(band)를 시료 변 길이(Lo)의 약 3.5%(0.035 Lo)인 12 ㎜로 제작하였다.
- 시험결과, Dilatation 변화량은 자연시료에서 ⊖3.1㎜~⊕3.7㎜ 전단파괴된 면에 다시 전단한 경우는 ⊖3.7㎜~⊕1.1㎜에 비해서 충분하므로, 10㎜로 수정/재제작했으며, 이 두께는 0.025 L_o 정도를 제안한다.

(3) 최대 전단방향 변형량

- 전단변형 길이를 45㎜(0.13 L_o)로 제작.
- 시험결과, 0.1 Lo이면 충분함이 확인되었음.

(4) 자연 상태와 전단시험과 전단파괴면의 재 전단

- 먼저 자연 상태에서 전단
- 전단된 상부 상자를 다시 원위치로 가져와서 전단 파괴된 면끼리 짝을 맞추어 동일 수직하중으로 재 전단.

- 2차 연도의 끝기 시험은 Load frame의 회전성 문제점과 전단된 상태에서 재전단할 경우는 전단 파괴면을 절리면으로 가정한 시험이므로, 원상태와 재전단시의 절리면 방향이 서로 반대로서 비교가 곤란하여 전단된 것을 인위적으로 다시 원위치로 옮겨서 시험했음.

(5) 수직응력의 크기

- 시료단면적 400×400을 기준한 설계 최대 수직응력(σ_n)은 3 MPa
- 정압유지 장치를 사용
- Load frame 회전성 감소를 위해 제 1단 0.42 MPa, 제 2단 1.25 MPa, 제 3 단 1.67, 제 4 단 0.83 MPa 등으로 작용시킴.

(6) 요철면의 팽창 영향(Asperity due to dilatation)

전단 시험 결과를 총괄적으로 정리한 것이 표 3.15.1인데, 여기서 강도정수 측면에서 중요부분만 고찰하면 다음과 같다.

- 시료의 연직방향 변화량(Dilatancy)은 자연 상태보다 전단된 면의 전단시험에서 더 크게 나타났다.
- 팽창각(Asperity)는 σ_n이 낮을수록 크게 나타남
- 전단 변형량의 변화량 0.19~0.37 mm(평균 0.26 mm) 간격에 대한 Dilatation 변화량으로 취한 요철면의 변화 각도(asperity)는 다음과 같이 요약된다.

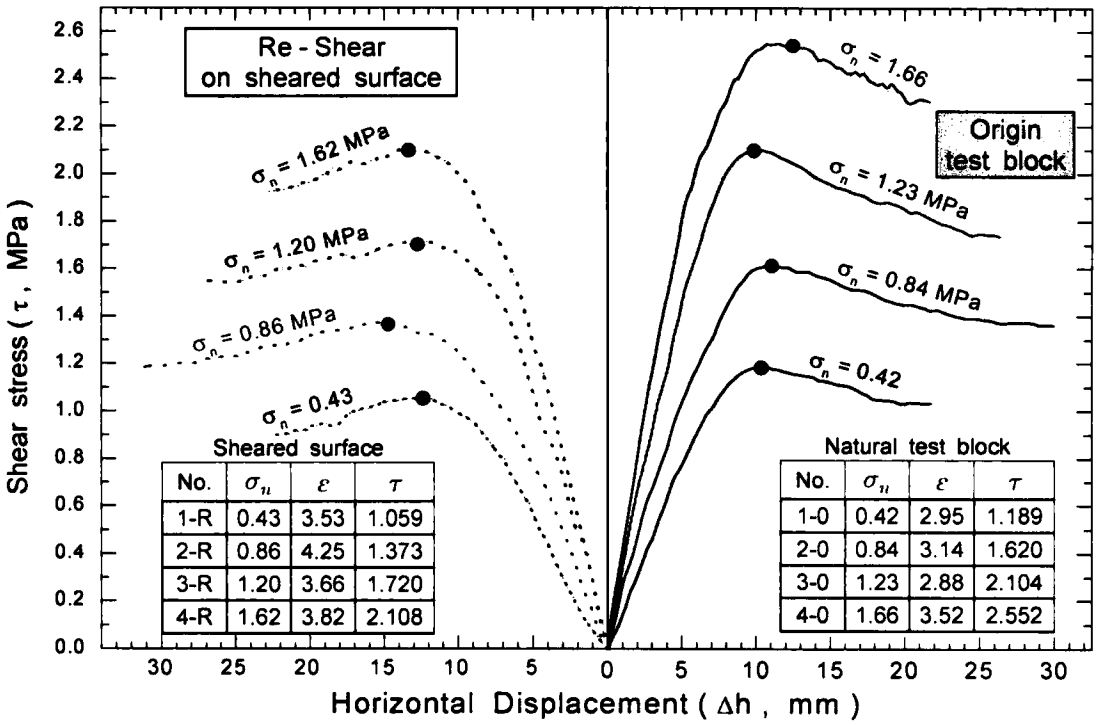
원래시료는 수직응력이 0.4 MPa 및 1.7 MPa에서 각각 19±2° 및 9±1°, 전단된 면에 재전단 시료는 각각 16±2° 및 9±2°로서 수직응력이 낮을수록 Dilatation 영향이 더 크게 나타났다. 그리고, 원상태 시료는 재전단한 시료보다 팽창각이 더 높게 나타나는 경향이 있는데, 이는 원상태 시료는 예상 전단면으로 파괴되지 않고 예상 전단면보다 아래나 위로 파괴되어 요철면의 굴곡도가 크지만, 이 면을 짝을 맞추어 재전단한 경우는 파괴면 사이가 서로 맞물려 전단되면 닳기 쉽고 파괴시의 파편으로 틈새가 매워져 있기 때문으로 여겨진다.

(7) 강도정수

- 내부 마찰각과 겉보기 점착력은 Test No.1의 자연상태는 45±3° 및 0.6±0.15 MPa, 재전단 시료는 40±1° 및 0.5±0.10 MPa로 나타났다.
- Peak point에 이르는 전단 변형율은 원상태 시료는 3~4 %(10~14 mm), 재전단 시료는 3.5~4.5 %(12~16 mm)로서 재전단 시료가 항상 더 높게 나타났다.

표 3.15.1 불량암반 현장에 형성한 test block DSST 결과(2개소)

Test Method / Sample No.		Origin test block shear				Re-shear on sheared surface			
Test block No.1	Test No.	1-0	2-0	3-0	4-0	1-R	2-R	3-R	4-R
	Δv_{min}, mm	-0.975	-1.549	-2.157	-1.606	-2.137	-2.804	-3.665	-0.975
	Δv_{max}, mm	2.960	1.705	-0.292	-1.883	0.849	0.108	-1.090	-2.271
	Asperity, deg.	20.6	11.9	8.0	9.8	13.3	7.4	7.2	7.0
	σ_n, MPa	0.42	0.84	1.23	1.66	0.43	0.86	1.20	1.62
	τ, MPa	1.19	1.62	2.10	2.55	1.06	1.37	1.72	2.11
	ε_f, %	2.95	3.14	2.88	3.52	3.53	4.25	3.66	3.82
	c & ϕ	$c = 0.718\ Mpa,\ \phi = 48^o$				$c = 0.651\ Mpa,\ \phi = 42^o$			
Test block No.2	Δv_{min}, mm	-1.170	-1.718	-2.505	-3.136	-1.460	-2.172	-2.899	-3.447
	Δv_{max}, mm	2.470	1.193	0.5945	0	2.234	1.086	-0.075	0
	Asperity, deg.	16.6	13.4	11.9	9.2	18.2	15.0	13.9	11.6
	σ_n, MPa	0.43	0.88	1.23	1.66	0.48	0.88	1.22	1.61
	τ, MPa	1.00	1.44	1.79	2.25	0.81	1.10	1.39	1.77
	ε_f, %	3.16	2.94	2.88	4.32	3.86	3.61	4.16	6.83
	c & ϕ	$c = 0.554\ Mpa,\ \phi = 45^o$				$c = 0.517\ Mpa,\ \phi = 40^o$			



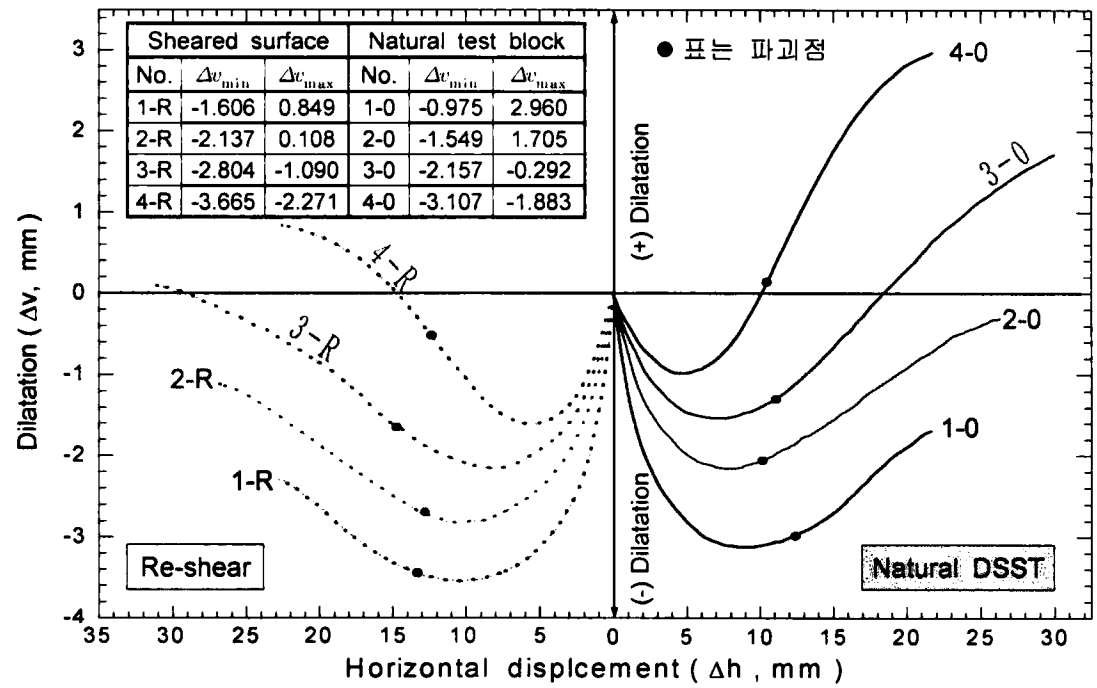
Sheared surface

No.	σ_n	ε	τ
1-R	0.43	3.53	1.059
2-R	0.86	4.25	1.373
3-R	1.20	3.66	1.720
4-R	1.62	3.82	2.108

Natural test block

No.	σ_n	ε	τ
1-0	0.42	2.95	1.189
2-0	0.84	3.14	1.620
3-0	1.23	2.88	2.104
4-0	1.66	3.52	2.552

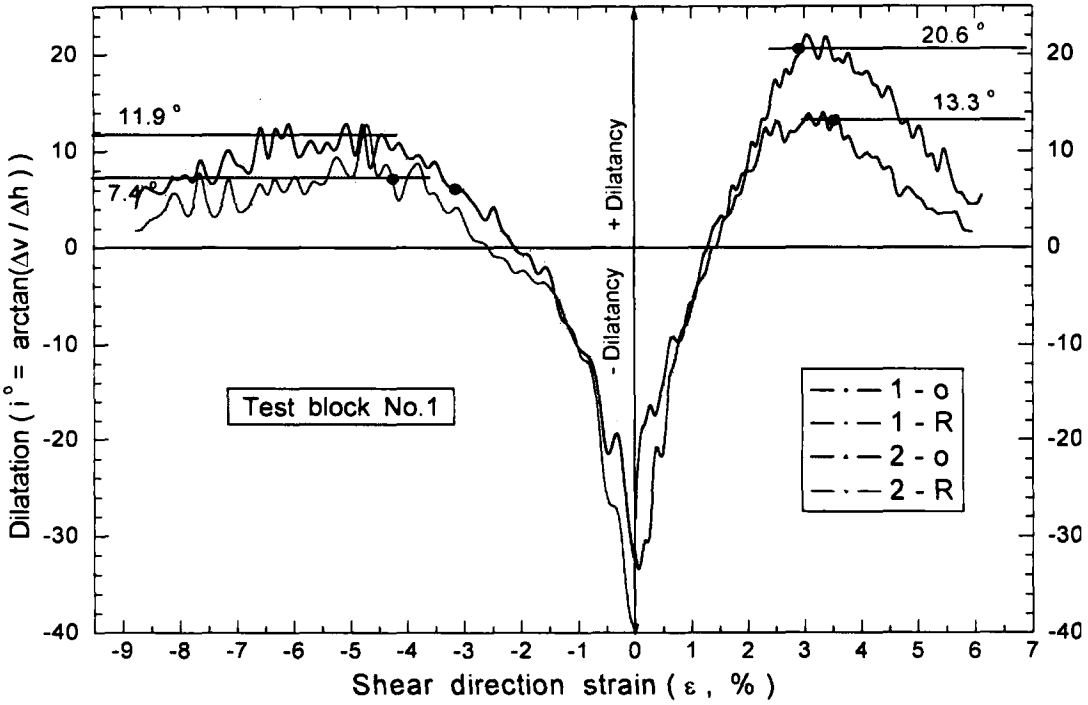
(a) 전단방향 변형량 - 전단응력 관계



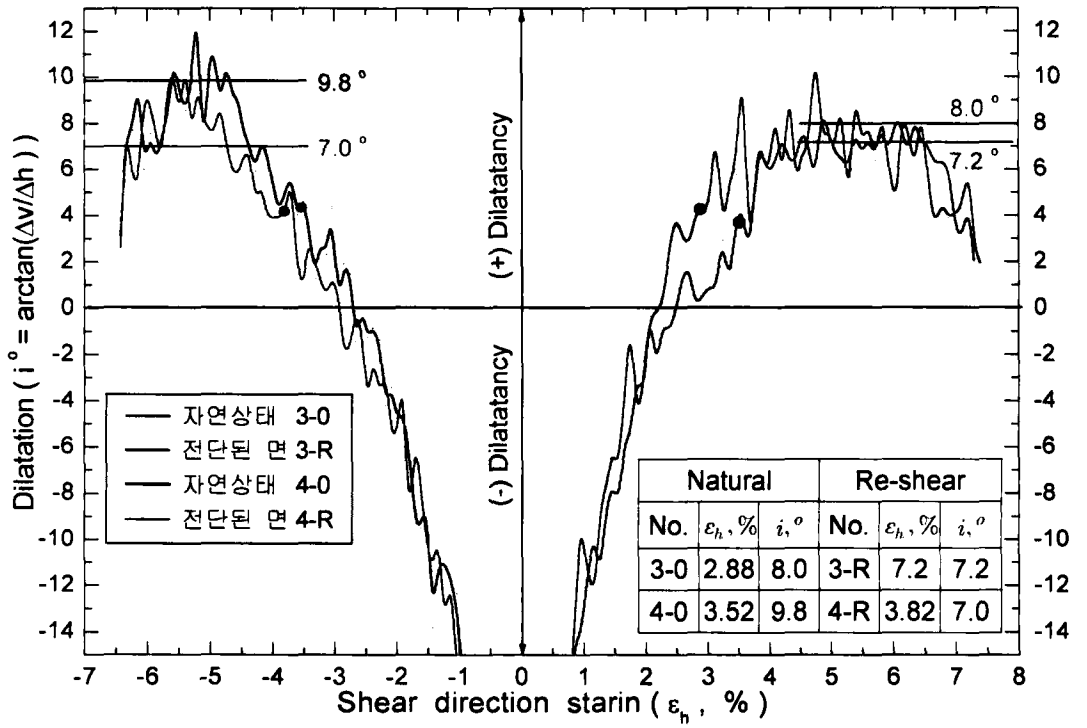
Sheared surface			Natural test block		
No.	Δv_{min}	Δv_{max}	No.	Δv_{min}	Δv_{max}
1-R	-1.606	0.849	1-0	-0.975	2.960
2-R	-2.137	0.108	2-0	-1.549	1.705
3-R	-2.804	-1.090	3-0	-2.157	-0.292
4-R	-3.665	-2.271	4-0	-3.107	-1.883

(b) 전단방향 변형량 - 수직 변형량(Dilatation) 관계

그림 3.15.15 In situ DSST의 수평방향 변형에 대한 전단응력과 수직변위량

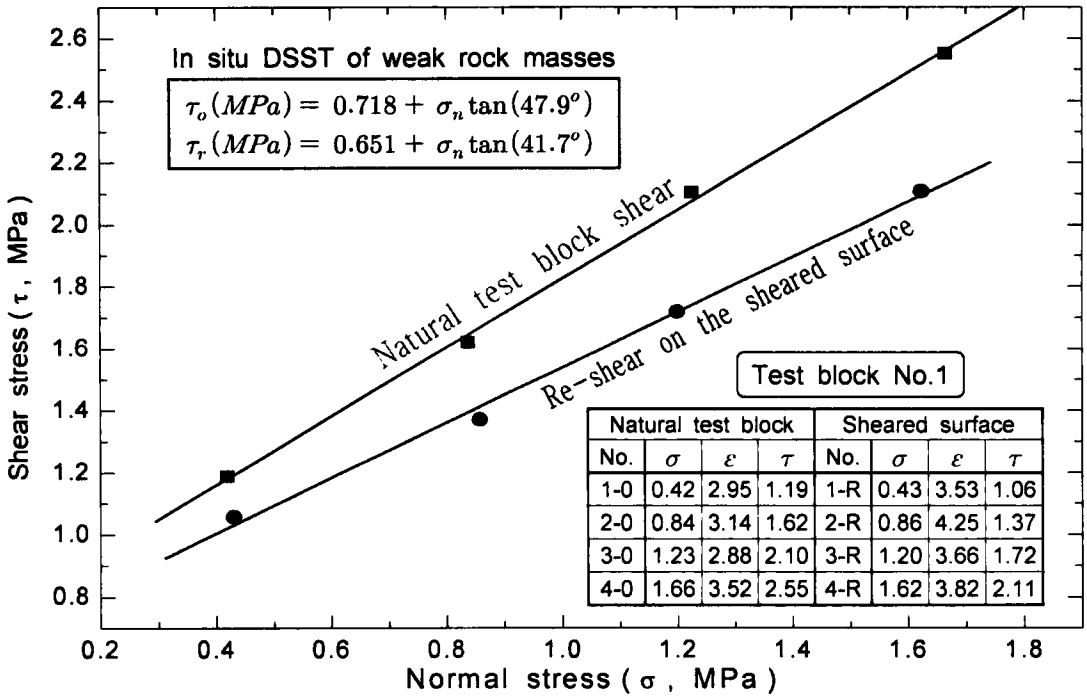


(a) 자연상태와 전단된 면의 팽창각 비교



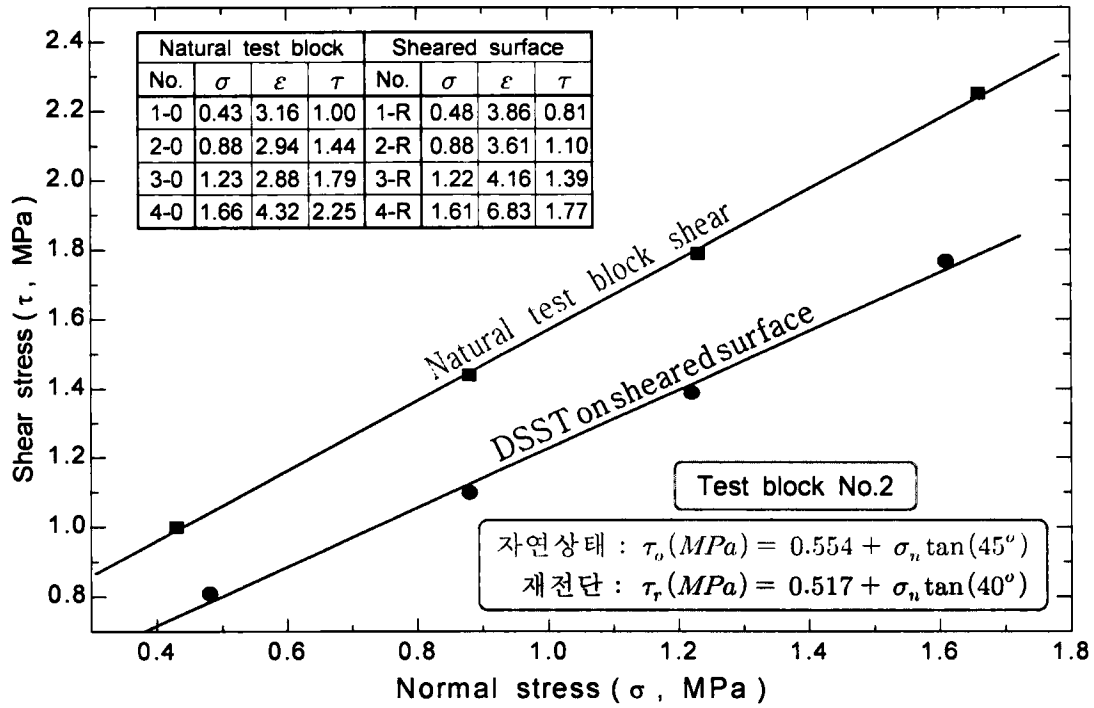
(b) 자연상태 전단과 전단된 면의 전단의 Asperity 비교

그림 3.15.16 전단방향 변형에 따른 Asperity 비교(자연상태/재전단)



Natural test block				Sheared surface			
No.	σ	ε	τ	No.	σ	ε	τ
1-0	0.42	2.95	1.19	1-R	0.43	3.53	1.06
2-0	0.84	3.14	1.62	2-R	0.86	4.25	1.37
3-0	1.23	2.88	2.10	3-R	1.20	3.66	1.72
4-0	1.66	3.52	2.55	4-R	1.62	3.82	2.11

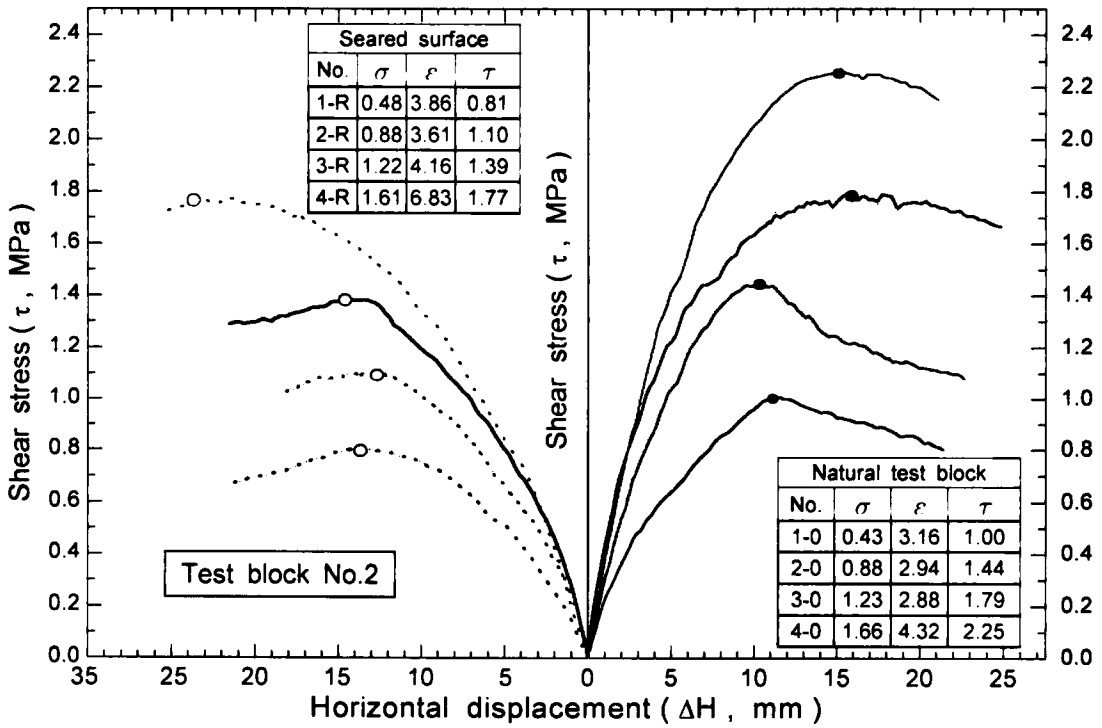
(a) 불량암반 현장상태 전단강도 시험 예1 : Test Block No. 1



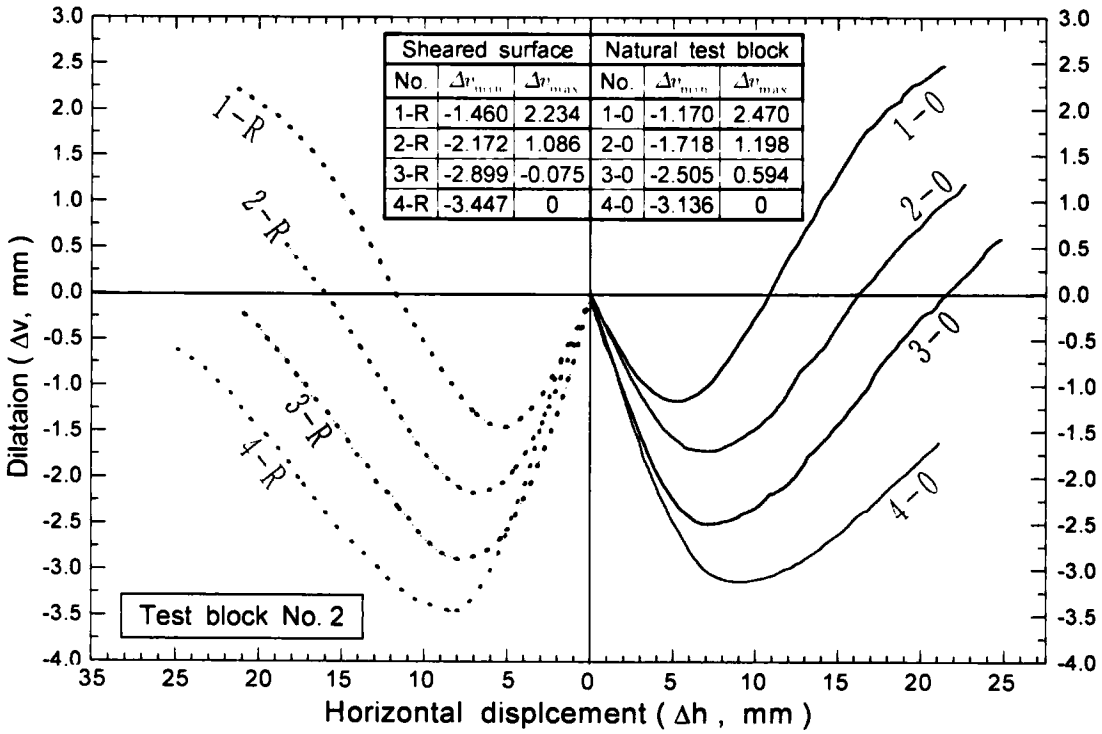
Natural test block				Sheared surface			
No.	σ	ε	τ	No.	σ	ε	τ
1-0	0.43	3.16	1.00	1-R	0.48	3.86	0.81
2-0	0.88	2.94	1.44	2-R	0.88	3.61	1.10
3-0	1.23	2.88	1.79	3-R	1.22	4.16	1.39
4-0	1.66	4.32	2.25	4-R	1.61	6.83	1.77

(b) Ex. In situ DSST of weak rock masses : T. block No.2

Fig. 3.15.17 Shear strength parameters of a weak rock mass

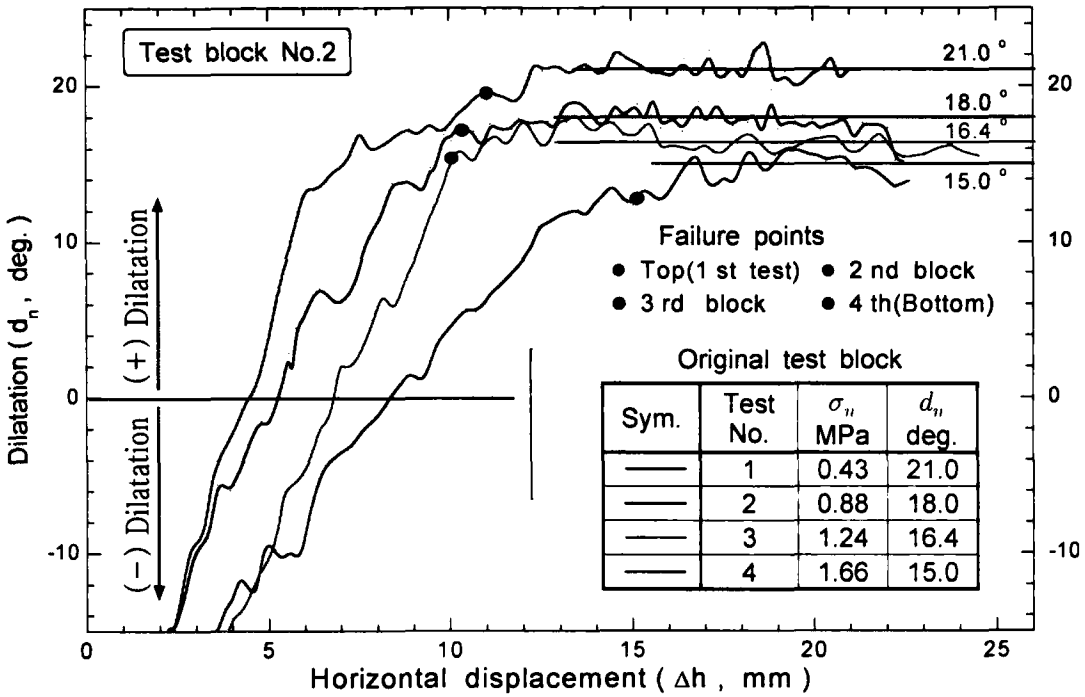


(a) 전단방향 변형량 - 전단응력 관계

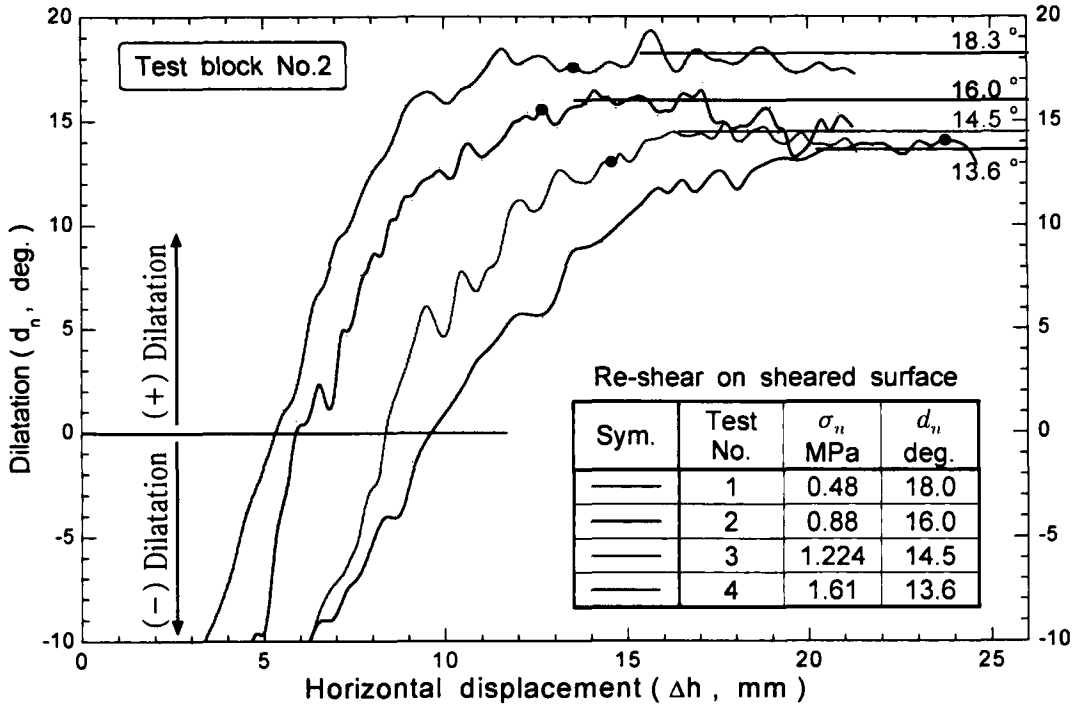


(b) 전단방향 변형량에 대한 Dilatancy 변화

Fig. 3.15.18 전단방향 변형량에 대한 전단응력과 Dilatation 변화



(a) Original test block 전단시험의 dilatation



(b) Re-shear on the sheared surface of original test block

그림 3.15.19 전단방향 변형에 따른 dilatation 비교(T. block No.2)

표 3.15.2 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-1)

t / min	자연 상태 Top block(No. 1-0a)						전단된 면의 재전단 (No. 1-Ra)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
0	0	70.1	0.000	0	-28.2	0.00	0	72.1	0.000	0.000	-31.2	0.00
1	546	70.1	0.295	-0.158	-18.2	0.05	315	72.2	0.404	-0.245	-34.9	0.03
2	967	70.1	0.602	-0.259	-19.0	0.08	653	72.5	0.702	-0.453	-28.8	0.05
3	1514	70.5	0.901	-0.362	-15.1	0.13	968	72.2	1.062	-0.651	-32.6	0.08
4	2120	70.5	1.202	-0.443	-18.6	0.18	1314	72.2	1.369	-0.847	-19.5	0.11
5	2902	70.5	1.504	-0.545	-15.1	0.24	1662	72.5	1.720	-0.971	-21.3	0.14
6	3297	70.2	1.801	-0.625	-14.1	0.28	2129	72.1	2.028	-1.091	-22.6	0.18
7	3919	70.5	2.098	-0.7	-9.2	0.33	2574	72.2	2.335	-1.219	-12.5	0.22
8	4525	70.2	2.409	-0.75	-9.1	0.38	3051	72.2	2.686	-1.297	-12.8	0.26
9	5181	70.7	2.703	-0.797	-10.0	0.43	3563	72.2	3.028	-1.375	-9.6	0.30
10	5468	71.5	3.008	-0.851	-9.0	0.46	4073	72.5	3.335	-1.427	-8.2	0.34
11	6225	71.0	3.305	-0.898	-5.3	0.52	4596	72.1	3.677	-1.476	-7.9	0.39
12	6780	70.1	3.607	-0.926	-6.0	0.57	5277	72.2	3.994	-1.520	-5.3	0.44
13	7299	70.6	3.911	-0.958	-3.9	0.61	5731	72.2	4.359	-1.554	-3.8	0.48
14	8042	70.0	4.206	-0.978	-0.6	0.68	6072	72.5	4.648	-1.573	-3.2	0.51
15	8614	70.0	4.498	-0.981	-0.4	0.73	6570	72.2	4.951	-1.590	-2.5	0.55
16	8910	70.5	4.817	-0.983	2.3	0.75	7217	72.2	5.268	-1.604	0.7	0.61
17	9388	70.0	5.119	-0.971	2.6	0.79	7512	72.5	5.593	-1.600	-0.6	0.64
18	9848	70.8	5.409	-0.958	3.7	0.83	7989	72.2	5.951	-1.604	2.8	0.68
19	10300	70.0	5.716	-0.938	2.2	0.87	8346	72.2	6.258	-1.589	3.2	0.71
20	10793	70.7	6.025	-0.926	7.6	0.91	8684	72.1	6.578	-1.571	3.6	0.74
21	11184	71.5	6.339	-0.884	5.0	0.95	9390	72.2	6.927	-1.549	5.8	0.80
22	11664	71.3	6.657	-0.856	8.2	0.99	9531	72.2	7.253	-1.516	5.1	0.81
23	11840	70.2	6.948	-0.814	7.1	1.01	9900	72.2	7.557	-1.489	8.4	0.84
24	12170	70.5	7.244	-0.777	12.2	1.03	10182	72.5	7.903	-1.438	7.7	0.87
25	12524	70.0	7.544	-0.712	9.2	1.07	10541	72.5	8.236	-1.393	8.4	0.90
26	12796	69.9	7.852	-0.662	14.2	1.09	10791	72.2	8.575	-1.343	10.5	0.92
27	13081	70.0	8.144	-0.588	12.6	1.12	11106	72.2	8.865	-1.289	13.3	0.95
28	13252	70.5	8.459	-0.518	15.4	1.13	11235	72.2	9.170	-1.217	10.8	0.96
29	13442	70.2	8.745	-0.439	18.4	1.15	11400	72.1	9.521	-1.150	13.4	0.98
30	13622	70.3	9.052	-0.337	15.5	1.16	11432	72.2	9.820	-1.079	13.1	0.98
31	13679	71.3	9.347	-0.255	19.5	1.17	11681	72.5	10.156	-1.001	10.0	1.00
32	13809	71.3	9.650	-0.148	17.1	1.18	11757	72.5	10.519	-0.937	12.5	1.01
33	13763	70.7	9.956	-0.054	19.8	1.18	11914	72.2	10.856	-0.862	11.7	1.02
34	13848	70.5	10.252	0.053	19.7	1.19	11958	72.5	11.200	-0.791	12.7	1.03
35	13825	70.2	10.543	0.157	22.2	1.19	12048	72.2	11.542	-0.714	13.0	1.04
36	13765	70.2	10.856	0.285	22.0	1.18	12200	72.5	11.820	-0.650	14.4	1.05

표 3.15.2에서 계속(kfgc ; kgf/cm^2)

t min	자연 상태 Top block(No.1-Ob)						전단된 면의 재전단 (No.1-Rb)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
37	13662	70.2	11.163	0.409	20.4	1.18	12214	72.2	12.158	-0.563	12.3	1.05
38	13672	70.2	11.464	0.521	18.7	1.18	12200	72.2	12.501	-0.488	12.8	1.05
39	13552	70.8	11.765	0.623	22.5	1.17	12163	72.5	12.817	-0.416	14.9	1.05
40	13510	70.2	12.064	0.747	21.3	1.17	12163	72.2	13.132	-0.332	11.2	1.05
41	13418	70.5	12.364	0.864	18.7	1.16	12129	72.2	13.465	-0.266	13.4	1.05
42	13375	71.5	12.680	0.971	20.1	1.16	12088	72.5	13.781	-0.191	14.2	1.05
43	13316	71.0	12.972	1.078	18.4	1.15	12044	72.2	14.073	-0.117	10.4	1.04
44	13266	70.1	13.270	1.177	21.2	1.15	11988	72.2	14.456	-0.047	12.2	1.04
45	13221	70.1	13.572	1.294	17.8	1.15	11964	72.5	14.753	0.017	10.5	1.04
46	13215	70.1	13.874	1.391	18.2	1.15	11925	72.2	15.114	0.084	9.1	1.04
47	12979	70.5	14.169	1.488	17.7	1.13	11762	72.2	15.421	0.133	9.4	1.02
48	13000	70.2	14.479	1.587	18.8	1.13	11716	72.5	15.758	0.189	10.1	1.02
49	12922	70.2	14.774	1.687	16.5	1.12	11561	72.2	16.112	0.252	9.0	1.01
50	12878	70.2	15.077	1.777	17.1	1.12	11578	72.2	16.439	0.304	9.8	1.01
51	12767	70.5	15.372	1.868	14.8	1.11	11460	72.5	16.734	0.355	7.9	1.00
52	12735	70.2	15.675	1.948	17.1	1.11	11425	72.2	17.037	0.397	8.3	1.00
53	12692	70.5	15.978	2.041	16.1	1.11	11300	72.2	17.340	0.441	8.6	0.99
54	12643	70.5	16.275	2.127	13.6	1.10	11154	72.1	17.637	0.486	5.0	0.98
55	12541	70.2	16.564	2.197	12.3	1.10	10741	72.2	18.046	0.522	5.3	0.94
56	12418	70.1	16.884	2.267	13.8	1.09	10636	72.2	18.366	0.552	6.5	0.93
57	12255	70.1	17.185	2.341	10.3	1.07	10666	72.2	18.667	0.586	6.0	0.94
58	12205	70.5	17.488	2.396	13.0	1.07	10769	72.5	18.970	0.618	5.1	0.95
59	11983	70.5	17.788	2.465	12.3	1.05	10756	72.5	19.270	0.645	5.2	0.95
60	11928	70.5	18.087	2.53	8.4	1.05	10647	72.2	19.569	0.672	3.8	0.94
61	11920	70.2	18.438	2.582	10.8	1.05	10663	72.2	19.920	0.695	4.2	0.94
62	11869	70.5	18.753	2.642	6.2	1.04	10414	72.2	20.235	0.718	3.3	0.92
63	11869	70.5	19.046	2.674	11.4	1.05	10407	72.1	20.528	0.735	3.7	0.92
64	11812	70.2	19.344	2.734	8.8	1.04	10352	72.2	20.826	0.754	3.6	0.92
65	11675	70.1	19.646	2.781	7.0	1.03	10391	72.5	21.128	0.773	3.6	0.92
66	11640	70.5	19.948	2.818	5.4	1.03	10198	72.5	21.430	0.792	3.9	0.90
67	11769	70.5	20.243	2.846	5.9	1.04	10213	72.2	21.725	0.812	1.8	0.91
68	11685	70.2	20.553	2.878	4.5	1.03	10120	72.5	22.035	0.822	1.8	0.90
69	11686	70.2	20.847	2.901	4.5	1.03	10126	72.2	22.329	0.831	1.7	0.90
70	11634	70.5	21.151	2.925	4.5	1.03	10058	72.2	22.633	0.840	--	0.90
71	11624	70.5	21.446	2.948	5.4	1.03						
72	11640	70.2	21.731	2.975		1.03						

표 3.15.3 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-2)

t / min	자연 상태 Top block(No. 2 - 0a)						전단된 면의 재전단 (No. 2-Ra)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
0	0	140.7	0.000	0.000	-32.60	0.00	0	143.7	0.000	0.000	-39.4	0.00
1	1057	141.1	0.410	-0.262	-28.90	0.09	437	143.8	0.425	-0.349	-38.5	0.04
2	2150	140.1	0.743	-0.446	-21.40	0.18	1220	143.9	0.771	-0.624	-29.9	0.10
3	3628	141.2	1.093	-0.583	-18.00	0.30	2046	144.2	1.133	-0.832	-26.3	0.17
4	4241	141.0	1.536	-0.727	-22.70	0.35	2655	144.1	1.593	-1.059	-27.3	0.22
5	5238	141.4	1.888	-0.874	-19.70	0.44	3552	144.8	1.958	-1.247	-23.6	0.30
6	6302	141.0	2.220	-0.993	-13.30	0.53	4363	143.7	2.302	-1.397	-16.1	0.37
7	7461	141.0	2.651	-1.095	-11.10	0.63	5155	145.1	2.749	-1.526	-11.0	0.43
8	8225	141.2	3.170	-1.197	-10.70	0.69	6073	144.1	3.287	-1.647	-12.1	0.51
9	9234	141.3	3.561	-1.271	-9.70	0.78	6874	143.5	3.693	-1.739	-8.3	0.58
10	9984	140.9	4.006	-1.347	-7.50	0.84	7598	143.8	4.154	-1.806	-8.3	0.64
11	11253	140.3	4.418	-1.401	-7.70	0.95	8245	143.9	4.581	-1.868	-5.3	0.70
12	11990	141.2	4.855	-1.460	-3.00	1.01	8621	144.2	5.035	-1.926	-4.5	0.73
13	12767	140.7	5.299	-1.483	-1.40	1.08	9355	144.1	5.495	-1.976	-3.3	0.79
14	13517	140.9	5.719	-1.493	-3.50	1.14	9920	144.8	5.931	-2.024	-3.9	0.84
15	14117	140.3	6.171	-1.521	-0.30	1.20	10651	143.7	6.399	-2.080	-3.0	0.90
16	14840	141.2	6.574	-1.523	-0.80	1.26	11017	145.1	6.817	-2.111	-1.9	0.94
17	15345	140.7	7.115	-1.531	-0.20	1.30	11581	144.1	7.378	-2.138	-3.1	0.99
18	16095	140.9	7.458	-1.532	1.30	1.37	11865	143.8	7.734	-2.151	-1.3	1.01
19	16804	140.3	7.940	-1.521	1.80	1.43	12472	143.2	8.233	-2.152	-0.9	1.06
20	17336	141.2	8.365	-1.508	5.50	1.48	12615	144.1	8.674	-2.140	-1.1	1.08
21	17827	140.7	8.731	-1.473	2.10	1.52	13181	143.6	9.053	-2.130	0.6	1.13
22	18168	140.3	9.213	-1.455	4.00	1.55	13535	143.1	9.554	-2.118	0.7	1.16
23	18584	140.7	9.602	-1.428	4.80	1.59	13836	143.5	9.957	-2.102	0.8	1.19
24	18685	141.1	10.099	-1.386	6.20	1.60	14163	144.0	10.473	-2.055	3.0	1.22
25	18732	140.1	10.488	-1.344	5.70	1.61	14308	143.0	10.876	-2.034	4.8	1.23
26	18823	141.2	10.916	-1.301	6.40	1.62	14501	144.1	11.319	-1.997	3.4	1.25
27	18721	141.0	11.355	-1.252	7.10	1.61	14636	143.9	11.775	-1.970	4.0	1.26
28	18619	141.4	11.799	-1.197	9.80	1.60	14705	144.2	12.236	-1.933	6.4	1.27
29	18660	141.0	12.186	-1.130	7.50	1.61	14560	143.9	12.637	-1.888	4.8	1.26
30	18363	141.0	12.679	-1.065	10.10	1.59	14839	143.9	13.148	-1.845	9.5	1.28
31	18312	141.2	13.073	-0.995	9.20	1.58	14849	143.9	13.556	-1.787	8.3	1.29
32	18386	141.3	13.516	-0.923	9.20	1.59	15032	144.7	14.016	-1.720	7.4	1.30
33	18138	140.9	13.941	-0.854	11.60	1.57	15061	145.0	14.456	-1.663	3.4	1.31
34	18026	140.3	14.373	-0.765	9.40	1.57	14984	144.6	14.904	-1.626	8.4	1.30
35	17929	141.2	14.826	-0.690	12.20	1.56	15040	144.7	15.374	-1.557	9.3	1.31
36	17780	140.7	15.251	-0.598	11.70	1.55	14947	143.8	15.815	-1.485	5.8	1.30

표 3.15.3에서 계속(kfgc ; kgf/cm^2)

t min	자연 상태 Top block(No. 2-Ob)						전단된 면의 재전단 (No. 2-Rb)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
37	17561	140.9	15.694	-0.506	5.80	1.53	14909	143.9	16.274	-1.438	13.7	1.30
38	17424	140.3	16.101	-0.465	16.00	1.52	14817	144.2	16.696	-1.335	12.4	1.30
39	17297	141.2	16.507	-0.348	6.90	1.51	14723	144.1	17.118	-1.242	7.2	1.29
40	17284	140.7	16.932	-0.297	14.20	1.51	14550	144.8	17.559	-1.186	7.2	1.28
41	17226	140.9	17.412	-0.175	11.70	1.51	14527	143.7	18.056	-1.123	9.2	1.28
42	17079	140.3	17.785	-0.098	9.30	1.50	14498	145.1	18.443	-1.060	9.8	1.27
43	16909	141.2	18.242	-0.023	11.80	1.49	14471	144.1	18.917	-0.978	6.6	1.27
44	16690	140.7	18.667	0.066	8.80	1.47	14367	143.8	19.358	-0.927	6.5	1.27
45	16602	140.3	19.110	0.135	11.90	1.46	14243	144.4	19.817	-0.875	7.4	1.26
46	16442	140.7	19.572	0.232	10.00	1.45	14150	143.6	20.296	-0.813	4.4	1.25
47	16395	141.1	20.035	0.314	8.60	1.45	13902	143.7	20.776	-0.776	8.4	1.23
48	16405	140.1	20.513	0.386	14.60	1.45	13861	144.4	21.272	-0.703	6.3	1.23
49	16265	141.2	20.865	0.478	9.90	1.44	13723	144.5	21.637	-0.663	5.3	1.22
50	16183	141.0	21.363	0.565	14.20	1.44	13739	144.2	22.153	-0.615	8.3	1.22
51	16019	141.4	21.698	0.650	6.60	1.42	13633	143.6	22.501	-0.564	4.3	1.21
52	16059	141.0	22.175	0.705	15.50	1.43	13602	144.1	22.995	-0.527	7.8	1.21
53	15987	141.0	22.460	0.784	6.40	1.42	13492	143.9	23.522	-0.455	4.5	1.20
54	15769	141.2	23.080	0.854	8.80	1.41	13361	145.2	24.029	-0.415	3.9	1.19
55	15687	141.3	23.533	0.924	8.20	1.40	13154	145.0	24.499	-0.383	3.3	1.18
56	15599	140.9	23.948	0.984	10.80	1.39	13061	145.3	24.929	-0.358	8.7	1.17
57	15516	140.3	24.336	1.058	9.30	1.39	13088	144.9	25.332	-0.296	4.5	1.17
58	15530	141.2	24.701	1.118	6.50	1.39	13020	144.3	25.710	-0.266	3.0	1.17
59	15436	140.7	25.204	1.175	6.50	1.39	12968	144.6	26.233	-0.239	3.5	1.17
60	15398	140.9	25.684	1.230	10.60	1.38	12871	144.2	26.730	-0.209	9.7	1.16
61	15308	140.3	25.998	1.289	5.70	1.38	12885	144.4	27.056	-0.153	4.3	1.16
62	15210	141.2	26.478	1.337	8.20	1.37	12664	144.7	27.553	-0.116	2.6	1.14
63	15214	140.7	26.921	1.401	6.70	1.37	12658	144.7	28.013	-0.095	5.8	1.15
64	15219	140.9	27.328	1.449	7.60	1.37	12609	144.6	28.434	-0.052	5.8	1.14
65	15162	140.3	27.697	1.498	5.50	1.37	12643	144.3	28.817	-0.013	3.9	1.15
66	15191	141.2	28.232	1.550	5.70	1.38	12472	144.7	29.373	0.025	3.2	1.13
67	15102	140.7	28.681	1.595	6.30	1.37	12485	144.5	29.838	0.051	3.0	1.14
68	14999	140.3	29.064	1.637	6.50	1.36	12402	143.6	30.235	0.072	1.9	1.13
69	15014	140.7	29.503	1.687	4.10	1.37	12425	144.7	30.690	0.087	1.9	1.13
70	14962	140.3	29.949	1.719		1.36	12347	143.7	31.153	0.102		1.13

표 3.15.4 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-3)

t / min	자연 상태 Top block(No.3-0a)						전단된 면의 재전단 (No. 3-Ra)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
0	0	204.7	0.000	0.000	-45.8	0.00	0	200.9	0.000	0.000	-51.7	0.00
1	1269	204.7	0.327	-0.336	-30.0	0.11	1258	199.7	0.338	-0.429	-38.7	0.10
2	2927	204.6	0.699	-0.551	-34.3	0.24	2321	201.4	0.724	-0.738	-36.4	0.19
3	4295	206.0	1.052	-0.792	-34.7	0.36	3562	199.7	1.090	-1.007	-34.2	0.30
4	5791	205.0	1.372	-1.013	-24.1	0.48	4769	199.9	1.420	-1.232	-22.8	0.40
5	7183	206.4	1.765	-1.189	-23.1	0.60	5734	199.9	1.828	-1.480	-22.4	0.48
6	8485	205.0	2.139	-1.349	-16.2	0.71	6024	200.0	2.215	-1.655	-17.3	0.50
7	9645	207.6	2.549	-1.468	-17.2	0.81	7463	201.3	2.640	-1.811	-22.9	0.63
8	10547	207.5	2.880	-1.570	-15.4	0.89	8546	201.5	2.982	-1.945	-14.4	0.72
9	12211	205.8	3.287	-1.682	-8.8	1.03	9550	198.9	3.403	-2.064	-14.5	0.80
10	13040	205.3	3.637	-1.736	-11.2	1.10	10234	201.1	3.766	-2.145	-12.1	0.86
11	14009	204.0	4.068	-1.821	-12.8	1.18	10841	200.8	4.213	-2.247	-9.5	0.91
12	15705	205.8	4.429	-1.903	-8.5	1.32	11395	201.7	4.586	-2.325	-11.7	0.96
13	16383	204.0	4.752	-1.951	-7.8	1.38	12740	201.5	4.933	-2.380	-8.8	1.08
14	17754	204.2	5.096	-1.998	-6.0	1.50	13321	201.7	5.303	-2.437	-7.6	1.13
15	18488	204.2	5.445	-2.035	-7.1	1.56	14414	200.5	5.639	-2.482	-8.5	1.22
16	19260	204.3	5.806	-2.080	-3.4	1.63	15186	203.3	6.009	-2.537	-5.8	1.29
17	19885	208.4	6.141	-2.100	-0.3	1.69	15882	201.4	6.359	-2.573	-5.5	1.35
18	20906	207.5	6.510	-2.102	-5.3	1.77	16664	200.3	6.741	-2.609	-2.8	1.41
19	21682	203.2	6.887	-2.137	-2.6	1.84	17137	199.3	7.131	-2.656	-3.9	1.46
20	22329	205.5	7.258	-2.154	-0.3	1.90	17532	202.8	7.516	-2.688	0.2	1.49
21	22976	205.2	7.603	-2.156	-0.2	1.96	17928	202.6	7.873	-2.719	-2.8	1.53
22	23545	206.1	7.954	-2.157	0.3	2.01	18362	199.3	8.236	-2.752	-0.6	1.57
23	23869	207.9	8.345	-2.155	2.7	2.04	18469	202.6	8.641	-2.785	-1.0	1.58
24	24213	206.1	8.709	-2.138	4.1	2.07	18912	202.2	9.018	-2.792	-0.1	1.62
25	24373	204.9	9.102	-2.110	3.0	2.08	19087	204.3	9.425	-2.793	1.6	1.63
26	24502	207.8	9.484	-2.090	2.7	2.10	19341	200.5	9.821	-2.798	1.7	1.66
27	24502	205.8	9.840	-2.073	4.2	2.10	19483	203.1	10.190	-2.813	0.0	1.67
28	24534	204.6	10.259	-2.042	4.1	2.10	19586	201.7	10.623	-2.813	0.6	1.68
29	24393	203.6	10.621	-2.016	4.6	2.09	19591	199.0	10.998	-2.809	0.9	1.68
30	24347	207.3	10.991	-1.986	8.2	2.09	19721	201.6	11.381	-2.803	0.8	1.70
31	24172	207.0	11.360	-1.933	2.9	2.08	19860	201.6	11.764	-2.772	3.2	1.71
32	23978	203.6	11.753	-1.913	5.9	2.07	19874	202.4	12.170	-2.749	0.8	1.71
33	23862	207.0	12.112	-1.876	5.8	2.06	19879	199.1	12.542	-2.728	3.7	1.72
34	23692	206.6	12.507	-1.836	11.6	2.05	19966	201.7	12.951	-2.701	4.4	1.73
35	23549	208.8	12.857	-1.764	1.4	2.04	19676	201.2	13.314	-2.673	2.1	1.70
36	23347	204.9	13.269	-1.754	6.6	2.02	19763	203.1	13.740	-2.628	5.9	1.71

표 3.15.4에서 계속(kfgc ; kgf/cm^2)

t min	자연 상태 Top block(No. 3-0b)						전단된 면의 재전단 (No. 3-Rb)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
37	23144	207.5	13.607	-1.715	7.0	2.01	19657	202.0	14.090	-2.548	6.9	1.71
38	22925	206.1	13.956	-1.672	5.5	1.99	19570	201.6	14.452	-2.504	5.8	1.70
39	22748	203.3	14.373	-1.632	9.1	1.98	19483	201.6	14.883	-2.460	6.2	1.69
40	22614	206.0	14.761	-1.570	4.8	1.97	19387	201.7	15.285	-2.408	7.5	1.69
41	22434	206.0	15.143	-1.538	10.4	1.95	19174	199.0	15.681	-2.367	6.4	1.67
42	22288	206.9	15.498	-1.473	5.0	1.94	19135	201.6	16.048	-2.328	6.2	1.67
43	22235	203.4	15.842	-1.443	6.8	1.94	18802	201.6	16.405	-2.274	7.6	1.64
44	22107	206.1	16.234	-1.396	6.7	1.93	18844	203.8	16.810	-2.226	7.3	1.65
45	21950	205.6	16.594	-1.354	11.8	1.92	18769	199.8	17.183	-2.189	5.2	1.64
46	21858	207.5	16.987	-1.272	7.2	1.91	18887	201.6	17.590	-2.129	8.6	1.66
47	21776	206.4	17.369	-1.224	7.8	1.91	18896	204.8	17.986	-2.081	7.7	1.66
48	21542	206.0	17.713	-1.177	6.7	1.89	18957	204.8	18.342	-2.031	6.6	1.67
49	21396	206.0	18.131	-1.128	6.5	1.88	18624	202.1	18.775	-1.968	9.5	1.64
50	21355	206.1	18.493	-1.087	6.0	1.88	18496	201.6	19.150	-1.944	3.6	1.63
51	21423	203.3	18.863	-1.048	7.7	1.89	18487	201.6	19.533	-1.877	9.9	1.63
52	21247	206.0	19.233	-0.998	6.6	1.87	18475	202.4	19.916	-1.826	6.9	1.63
53	21151	206.0	19.638	-0.951	7.5	1.87	18199	199.1	20.335	-1.773	8.1	1.61
54	20998	208.3	19.997	-0.904	6.4	1.85	18241	201.7	20.707	-1.727	6.4	1.61
55	20712	204.1	20.392	-0.860	8.6	1.83	18183	201.2	21.116	-1.678	8.0	1.61
56	20854	205.9	20.730	-0.809	6.2	1.85	17987	204.3	21.466	-1.629	6.6	1.60
57	20660	209.3	21.142	-0.764	4.1	1.83	17998	202.0	21.892	-1.579	8.1	1.60
58	20523	209.3	21.479	-0.740	8.3	1.82	18010	201.6	22.242	-1.528	8.0	1.60
59	20392	206.5	21.829	-0.689	7.8	1.81	17707	201.6	22.603	-1.479	6.5	1.58
60	20198	206.0	22.245	-0.632	5.8	1.80	17603	201.7	23.035	-1.431	8.3	1.57
61	20081	206.0	22.563	-0.600	8.9	1.79	17583	201.6	23.364	-1.383	7.1	1.57
62	20031	206.9	22.933	-0.542	5.6	1.78	17525	202.6	23.747	-1.335	7.2	1.57
63	19854	203.4	23.302	-0.506	3.4	1.77	17478	202.2	24.129	-1.289	6.3	1.56
64	19759	206.1	23.707	-0.482	4.6	1.76	17279	204.3	24.549	-1.248	6.3	1.55
65	19605	205.6	24.066	-0.453	3.9	1.75	17204	200.5	24.921	-1.203	6.3	1.54
66	19416	208.8	24.462	-0.426	4.1	1.74	17155	203.1	25.330	-1.180	3.8	1.54
67	19512	206.4	24.799	-0.402	4.3	1.75	17152	201.7	25.679	-1.159	2.8	1.54
68	19512	206.0	25.211	-0.371	6.3	1.75	17163	199.0	26.106	-1.131	4.6	1.54
69	19376	206.0	25.549	-0.334	2.5	1.74	17175	201.6	26.456	-1.118	2.1	1.55
70	19410	206.1	25.898	-0.319	1.9	1.75	17175	201.6	26.817	-0.928	4.2	1.55
	19309	206.0	26.314	-0.305	—	1.74	17070	202.4	27.248	-0.896	—	1.54

표 3.15.5 불량 암반 현장의 직접전단 시험 자료(Test block No.1-4)

t / min	자연 상태 Top block(No. 4-0a)						전단된 면의 재전단 (No. 4-Ra)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
0	0	278.4	0.000	0.000	-58.2	0.00	0	273.4	0.000	0.000	-61.6	0.07
1	2119	279.7	0.307	-0.495	-49.3	0.18	897	272.5	0.323	-0.597	-54.7	0.15
2	3313	280.4	0.615	-0.854	-46.7	0.28	1839	272.0	0.649	-1.057	-45.9	0.26
3	4753	279.4	0.925	-1.182	-41.8	0.40	3147	272.5	0.975	-1.393	-44.1	0.37
4	6037	278.9	1.215	-1.442	-35.9	0.50	4396	272.0	1.281	-1.690	-40.1	0.45
5	7566	279.4	1.548	-1.683	-32.3	0.63	5360	272.7	1.631	-1.985	-32.0	0.55
6	9007	278.9	1.862	-1.882	-23.7	0.75	6590	272.9	1.963	-2.192	-26.9	0.62
7	10720	279.7	2.183	-2.023	-22.2	0.90	7395	272.5	2.302	-2.364	-22.9	0.73
8	12000	279.9	2.509	-2.156	-21.0	1.01	8741	273.4	2.645	-2.509	-17.0	0.81
9	13313	279.4	2.813	-2.273	-19.0	1.12	9697	273.2	2.965	-2.607	-17.3	0.90
10	14352	280.4	3.130	-2.382	-16.1	1.21	10722	273.2	3.300	-2.711	-16.6	0.99
11	15815	280.2	3.442	-2.472	-12.3	1.33	11804	272.7	3.628	-2.809	-15.6	1.08
12	16866	280.2	3.762	-2.542	—	1.42	12798	272.0	3.966	-2.903	-11.3	1.16
13	17919	279.7	4.103	-.2.621	—	1.51	13728	271.0	4.325	-2.975	-13.9	1.23
14	18952	278.9	4.386	-2.687	-10.1	1.60	14629	272.7	4.624	-3.049	-9.6	1.26
15	20222	277.9	4.728	-2.748	-13.8	1.71	14884	271.0	4.984	-3.110	-11.4	1.37
16	21551	279.7	5.025	-2.821	-8.3	1.82	16240	273.4	5.297	-3.173	-10.2	1.42
17	22618	279.7	5.354	-2.869	-9.5	1.91	16830	272.5	5.643	-3.235	-7.7	1.52
18	22825	280.6	5.647	-2.918	-9.3	1.93	17957	272.0	5.953	-3.277	-5.5	1.57
19	24012	280.2	6.002	-2.976	-6.0	2.03	18557	272.5	6.327	-3.313	-9.7	1.62
20	24519	278.9	6.290	-3.006	-4.6	2.08	19034	272.0	6.630	-3.365	-2.4	1.67
21	24797	279.7	6.628	-3.033	-4.8	2.10	19665	272.7	6.987	-3.380	-5.8	1.72
22	25350	279.7	6.917	-3.057	-3.4	2.15	20209	272.9	7.291	-3.411	-5.3	1.75
23	25994	280.4	7.237	-3.076	-4.2	2.21	20571	272.5	7.629	-3.442	-2.7	1.78
24	26639	280.4	7.538	-3.098	-1.4	2.27	20905	273.4	7.946	-3.457	-3.8	1.81
25	26947	278.2	7.919	-3.107	-0.8	2.30	21201	273.2	8.348	-3.484	-1.9	1.86
26	27471	279.9	8.189	-3.111	-1.2	2.34	21814	273.2	8.632	-3.493	-4.3	1.92
27	28160	280.2	8.469	-3.117	0.0	2.40	22440	272.7	8.927	-3.516	-1.0	1.95
28	28090	280.4	8.821	-3.117	-1.4	2.40	22832	272.0	9.298	-3.522	-0.1	1.98
29	28625	278.4	9.139	-3.125	1.5	2.45	23092	272.5	9.633	-3.522	-1.7	1.99
30	29097	278.7	9.446	-3.117	1.9	2.49	23247	272.0	9.958	-3.532	-2.0	2.02
31	29234	280.4	9.743	-3.107	0.2	2.50	23522	272.7	10.271	-3.543	0.6	2.04
32	29461	280.6	10.104	-3.106	4.3	2.53	23775	272.9	10.651	-3.539	1.4	2.06
33	29434	279.4	10.368	-3.086	2.3	2.53	23910	272.5	10.930	-3.532	0.6	2.07
34	29745	280.2	10.713	-3.072	2.8	2.55	24025	273.4	11.293	-3.529	1.2	2.07
35	29562	280.2	10.996	-3.058	1.3	2.54	24072	273.2	11.592	-3.523	2.1	2.09
36	29640	278.9	11.354	-3.050	3.8	2.55	24214	273.2	11.969	-3.509	3.0	2.10

표 3.15.5에서 계속(kfgc ; kgf/cm^2)

t min	자연 상태 Top block(No. 4-Ob)						전단된 면의 재전단 (No. 4-Rb)					
	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa	P kgf	Np kgfc	Δh mm	Δv mm	i °	τ MPa
37	29615	279.9	11.641	-3.031	4.6	2.55	24290	272.9	12.271	-3.493	0.7	2.10
38	29406	280.4	11.940	-3.007	4.1	2.53	24337	273.4	12.587	-3.489	1.8	2.10
39	29667	280.6	12.263	-2.984	5.7	2.56	24300	273.6	12.927	-3.478	5.8	2.10
40	29386	280.2	12.574	-2.953	5.1	2.54	24300	273.2	13.255	-3.445	4.1	2.10
41	29250	278.9	12.907	-2.923	4.2	2.53	24290	272.0	13.606	-3.419	4.0	2.10
42	29299	279.7	13.210	-2.901	5.2	2.54	24233	272.7	13.925	-3.397	3.9	2.09
43	29143	279.7	13.565	-2.869	6.8	2.52	24129	272.7	14.300	-3.372	4.0	2.09
44	29006	280.4	13.874	-2.832	7.2	2.51	24090	273.4	14.625	-3.349	5.4	2.05
45	28509	280.6	14.142	-2.798	5.9	2.47	23627	273.6	14.908	-3.322	4.5	2.08
46	28626	279.4	14.480	-2.763	7.1	2.49	23844	272.5	15.264	-3.294	6.9	2.05
47	28509	280.2	14.795	-2.724	7.6	2.48	23579	273.2	15.596	-3.254	6.5	2.06
48	28373	280.2	15.103	-2.683	9.1	2.47	23560	273.2	15.920	-3.217	5.7	2.04
49	28080	278.9	15.413	-2.633	9.2	2.45	23351	272.0	16.248	-3.184	6.0	2.04
50	28100	279.9	15.728	-2.582	10.8	2.45	23350	272.5	16.580	-3.149	7.2	2.05
51	27788	280.4	16.038	-2.523	8.6	2.42	23390	272.0	16.907	-3.108	9.0	2.05
52	27690	280.2	16.356	-2.475	11.4	2.42	23444	272.7	17.241	-3.055	7.5	2.04
53	27885	279.9	16.658	-2.414	10.4	2.44	23227	272.9	17.560	-3.013	7.8	2.02
54	27544	280.6	16.968	-2.357	6.3	2.41	23032	272.5	17.887	-2.968	8.2	2.01
55	27768	279.4	17.259	-2.325	13.7	2.43	22911	273.4	18.194	-2.924	9.8	2.02
56	27300	280.2	17.546	-2.255	9.8	2.39	23006	273.2	18.496	-2.871	7.2	2.00
57	27222	280.2	17.877	-2.198	8.6	2.39	22711	273.2	18.845	-2.827	11.0	2.00
58	27008	278.9	18.182	-2.152	9.3	2.37	22656	272.0	19.167	-2.765	8.1	1.98
59	27203	279.9	18.495	-2.101	10.8	2.39	22468	272.9	19.497	-2.718	10.3	1.97
60	26715	280.4	18.824	-2.038	8.4	2.35	22318	273.4	19.844	-2.655	9.8	1.96
61	27222	280.2	19.116	-1.995	7.4	2.40	22225	273.2	20.151	-2.602	6.3	1.96
62	26618	279.9	19.432	-1.954	6.3	2.35	22209	272.9	20.484	-2.565	7.5	1.95
63	26647	280.6	19.748	-1.919	7.6	2.35	22011	273.6	20.817	-2.521	8.8	1.95
64	26082	279.4	20.071	-1.876	6.0	2.30	21965	272.5	21.158	-2.468	9.4	1.94
65	25984	280.2	20.375	-1.844	10.0	2.30	21856	273.2	21.479	-2.415	5.3	1.93
66	26082	280.2	20.681	-1.790	7.7	2.31	21769	273.2	21.801	-2.385	5.5	1.93
67	26179	278.9	21.027	-1.743	7.4	2.32	21715	272.0	22.166	-2.350	8.4	1.93
68	26082	279.9	21.310	-1.706	3.1	2.31	21658	272.9	22.465	-2.306	2.6	1.93
69	25984	280.4	21.644	-1.688	--	2.31	21613	273.4	22.816	-2.290		1.96

3.15.1.5 Con'c block의 실내 직접저단 시험 사례

실내 전단 시험용 공시체는 이 연구의 참여기업인 대림산업주식회사에서 현물로 제공했다. 이 콘크리트 블록은 200×200×65-4쌍(Sample No.1 ; Separated con'c block)과 200×200×130-4개(Sample No. 2 ; Solid con'c block)를 제작하였다. 다만, 시간관계로 공시체의 1축 압축 강도를 측정하지 못했다.

모두 하부상자 이동식으로 전단하였으며, 시료#1은 Pushing으로 전단하여 peak strength를, 다시 원 위치로 끌고 오면서 잔류 강도정수를 구하였다. 그런데, 시료#2의 잔류 강도는 원위치로 끌고 와서 1회, 다시 밀어서 1회씩 2회로 시행했다. 여기서는 납품된 Load frame과 각종 악세사리 및 Jigs들의 성능을 검사하는 과정과 두 짝을 맞물린 Con'c 공시체 사이를 편평한 절리면으로 간주하였다.

그리고, Hydraulic jack의 자동제어는 불완전해서 Data logger의 그래프를 아주 유심히 살피면서 수직하중 및 전단하중을 수동으로 조작했다. 하부상자 이동-상부상자 고정에서, 이동상자의 마찰 저항 감소용 Linear roller bearing의 기능은 큰 이상이 발견되지 않았다. 이것은 Peak 강도에 이르는 변형량이 분리된 공시체는 3.5%(7㎜) 미만, Solid specimen은 1.5%(3㎜) 정도로 작아서 잔류강도에 이르는 변형량도 낮기 때문인 것으로 보인다. 다만, 상부 상자는 전단/끌기(Push or pull)에서 상·하부 방향으로 자유, 전단방향으로는 고정시키는 것이 문제점으로 나타났다. 특히, Dilatancy 변화량은 수직 응력 0.4 Mpa~3.9 MPa에 관계없이 (-)경향만 나타났다. 이는 전단방향 변형(horizontal strain)이 5% 미만으로 요철의 파장에 훨씬 미치기 못하기 때문으로 생각되며, 기계적인 전단 방향 변형량은 45㎜ 이상 설계하면 타당할 것으로 보인다. 이 시험결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) Strength parameters of a solid con'c and separated blocks

① Separated blocks : 200×200×65 + 200×200×6 5

Peak ; τ_f(MPa) = 0.1841 + 0.703 σ_n(c = 0.18 Mpa, ϕ = 35.1°)

Residual(pulling) ; τ_r(MPa) = 0.167 + 0.658 σ_n(c_r = 0.17 Mpa, ϕ_r = 33.3°)

② Solid blocks : 200×200×130(upper shear box 65㎜ + lower S. box 65㎜)

Peak ; τ_f(MPa) = 1.281 + 1.023 σ_n(c = 1.281 Mpa, ϕ = 45.7°)

Residual(pull) ; τ_r(MPa) = 0.656 + 0.906 σ_n(c_r = 0.66 Mpa, ϕ_r = 42.2°)

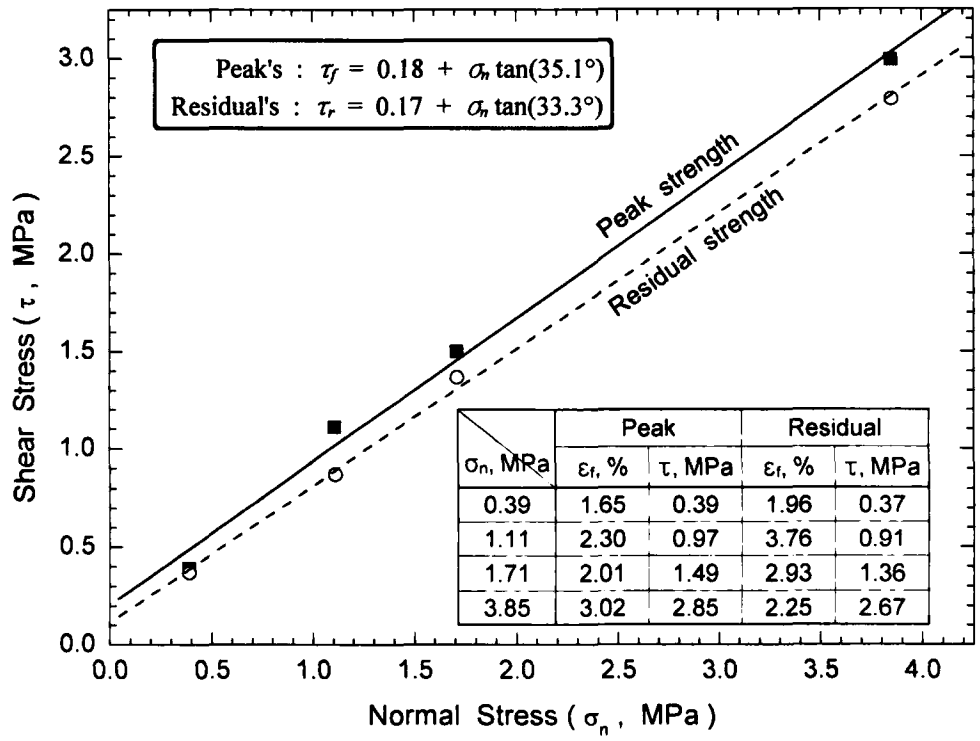
Residual(push) ; τ_r(MPa) = 0.136 + 0.889 σn(c_r = 0.14 MPa, ϕ_r = 41.6°)

표 3.15.6a Separated con'c block의 직접전단시험 결과

σ_n, MPa	Peak			Residual	
	ε_v, %	ε_h, %	τ, MPa	ε_f, %	τ, MPa
0.39	0.79	1.65	0.39	1.96	0.37
1.11	0.93	2.30	0.97	3.76	0.91
1.71	1.05	2.01	1.49	2.93	1.36
3.85	1.17	3.02	2.85	2.25	2.67
강도정수	c = 0.18 MPa, ϕ = 35.1°			c_r = 0.17 MPa, ϕ_r = 33.3°	

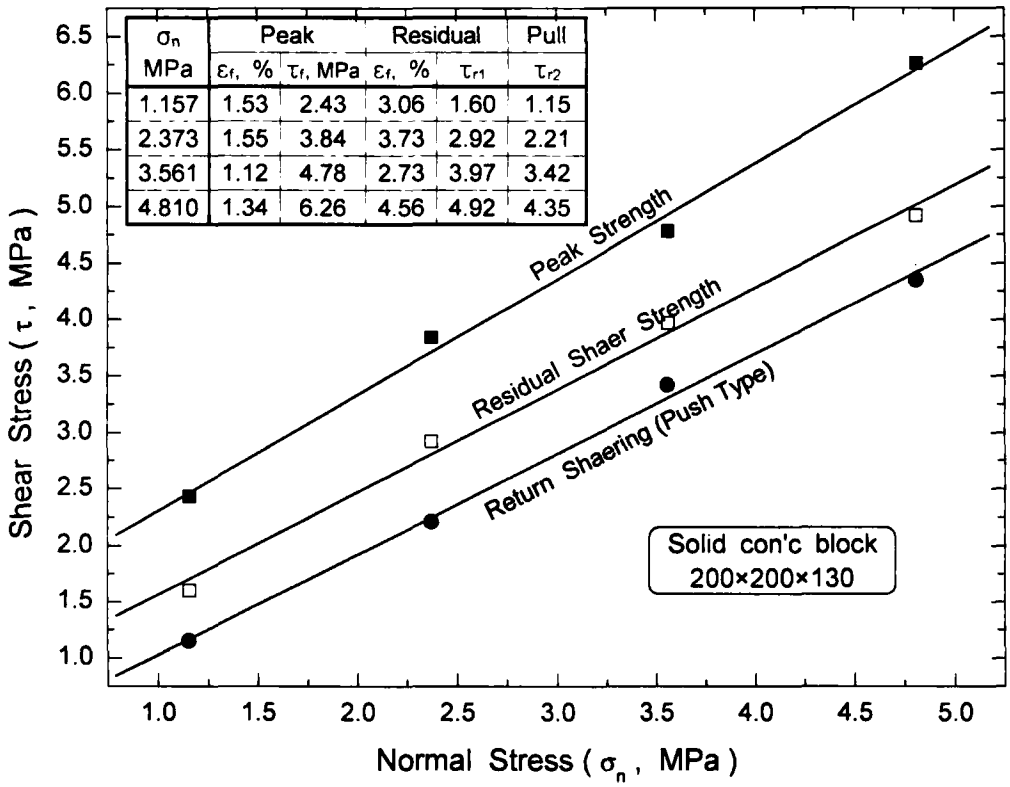
표 3.15.6b DSST Result on the Con'c block 200×200×130

σ_n, MPa	Peak Strength		Residual		
			Pull		2n Push
	ε_f, %	τ_f, MPa	ε_f, %	τ_{r1}	τ_{r2}
1.157	1.53	2.43	3.06	1.60	1.15
2.373	1.55	3.84	3.73	2.92	2.21
3.561	1.12	4.78	2.73	3.97	3.42
4.810	1.34	6.26	4.56	4.92	4.35
Strength Parameter	c = 1.28 MPa ϕ = 45.7°		c_r = 0.66 MPa ϕ_r = 42.2°		c_r = 0.14 MPa ϕ_r = 41.6°



σ_n, MPa	Peak		Residual	
	ε_f, %	τ, MPa	ε_f, %	τ, MPa
0.39	1.65	0.39	1.96	0.37
1.11	2.30	0.97	3.76	0.91
1.71	2.01	1.49	2.93	1.36
3.85	3.02	2.85	2.25	2.67

그림 3.15.20a 분리된 한 쌍의 Con'c block의 DSST 결과



σ_n MPa	Peak		Residual		Pull
	ε_f, %	τ_f, MPa	ε_f, %	τ_{r1}	τ_{r2}
1.157	1.53	2.43	3.06	1.60	1.15
2.373	1.55	3.84	3.73	2.92	2.21
3.561	1.12	4.78	2.73	3.97	3.42
4.810	1.34	6.26	4.56	4.92	4.35

그림 3.15.20b Solid con'c block의 DSST 결과

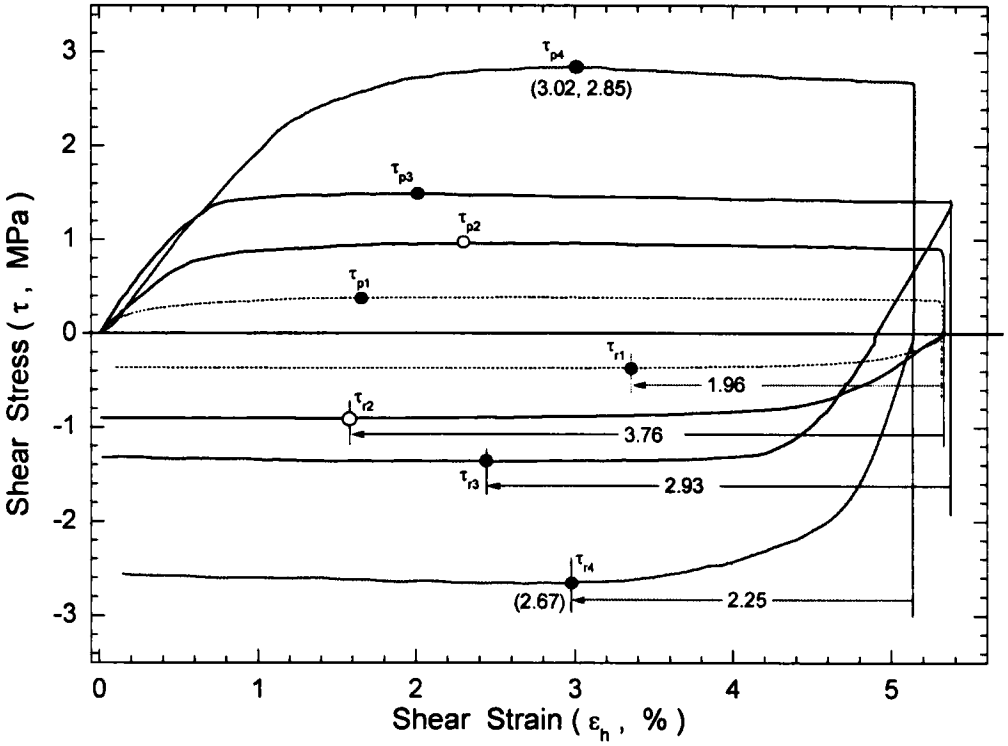


그림 3.15.21a 한 짝의 Con'c block 면 사이의 전단변형 - 응력 관계

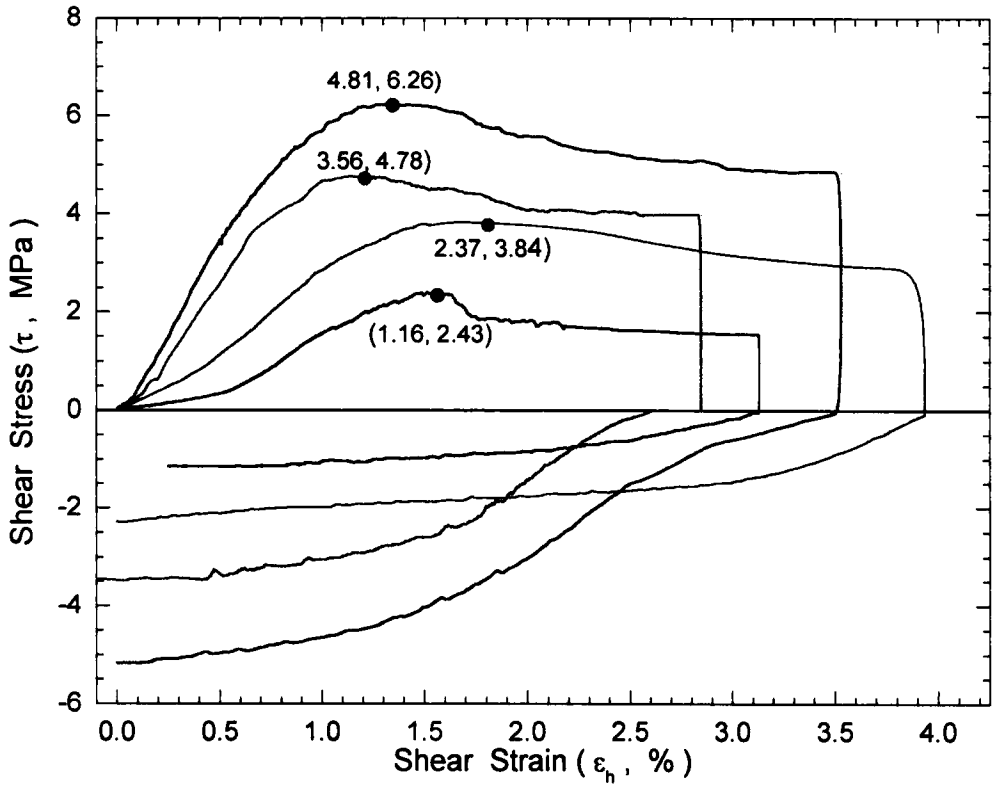


그림 3.15.21b Solid con'c block의 전단변형 - 응력 관계

(2) 시험 방법

Con'c block을 전단 상자에 넣어 고정시키는 방법은 치과용 석고가 Consistency 나 응고시간, 시험 후 제거에 가장 좋다. 다만, 전단 상자-공시체 사이의 틈이 넓으면 석고량과 응결시간이 문제이다. 따라서, 전단 상자는 공시체 크기에 따라 여러 벌을 준비해야 한다. 여기서는 실내시험용으로 200×200×65 3 벌을 준비했다.

■ Strength parameters of a solid con'c and separated blocks

(Results in 2nd year's R&D)

① Separated blocks : 200×200×65 + 200×200×65

Peak ; τ_f(MPa) = 0.1841 + 0.703 σ_n(c = 0.18 Mpa, ϕ = 35.1°)

Residual(pulling) ; τ_r(MPa) = 0.167 + 0.658 σ_n(c_r = 0.17 Mpa, ϕ_r = 33.3°)

② Solid blocks : 200×200×130(upper shear box 65 mm + lower S. box 65mm)

Peak ; τ_f(MPa) = 1.281 + 1.023 σ_n(c = 1.281 Mpa, ϕ = 45.7°)

Residual(pulling) ; τ_r(MPa) = 0.656 + 0.906 σ_n(c_r = 0.66 Mpa, ϕ_r = 42.2°)

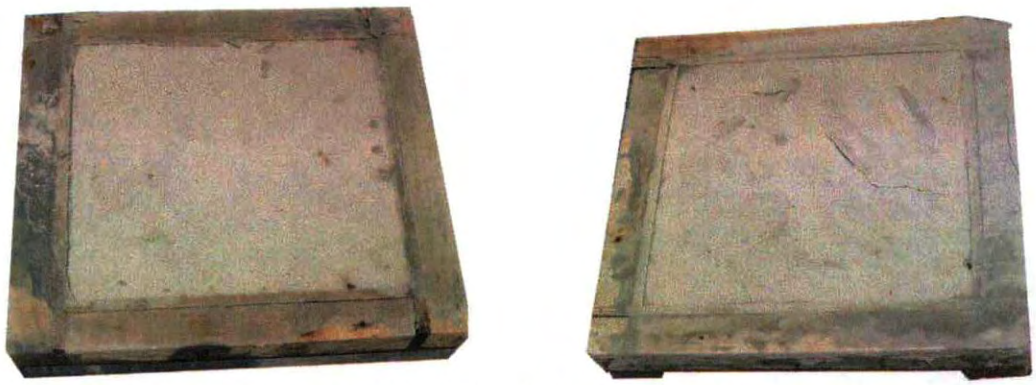
Residual(pushing) ; τ_r(MPa) = 0.136 + 0.889 σ_n(c_r = 0.14 Mpa, ϕ_r = 41.6°)

표3.15.7a Separated con'c block의 직접전단시험 결과

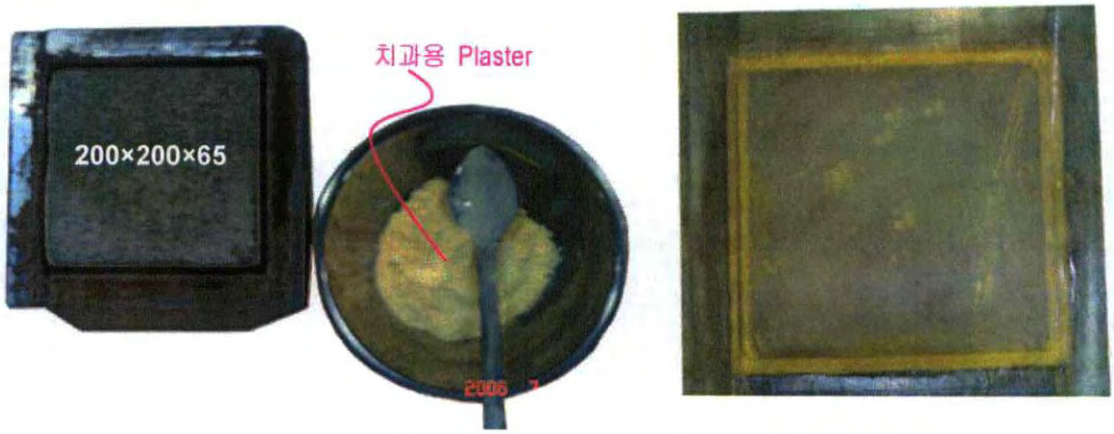
σ_n, MPa	Peak			Residual	
	ε_v, %	ε_h, %	τ, MPa	ε_f, %	τ, MPa
0.39	0.79	1.65	0.39	1.96	0.37
1.11	0.93	2.30	0.97	3.76	0.91
1.71	1.05	2.01	1.49	2.93	1.36
3.85	1.17	3.02	2.85	2.25	2.67
강도정수	c = 0.18 MPa, ϕ = 35.1°			c_r = 0.17 MPa, ϕ_r = 33.3°	

표 3.15.7b DSST Result on the Con'c block 200×200×130

σ_n, MPa	Peak Strength		Residual		
			Pull		2nd Push
	ε_f, %	τ_f, MPa	ε_f, %	τ_{r1}	τ_{r2}
1.157	1.53	2.43	3.06	1.60	1.15
2.373	1.55	3.84	3.73	2.92	2.21
3.561	1.12	4.78	2.73	3.97	3.42
4.810	1.34	6.26	4.56	4.92	4.35
Strength Parameter	c = 1.28 MPa ϕ = 45.7°		c_r = 0.66 MPa ϕ_r = 42.2°		c_r = 0.14 MPa ϕ_r = 41.6°



모의 공시체 준비(Con'c 200 × 200 × 65 / 200 × 200 × 130) ; 대림산업 제공



치과용 석고로 공시체를 전단 상자에 Molding

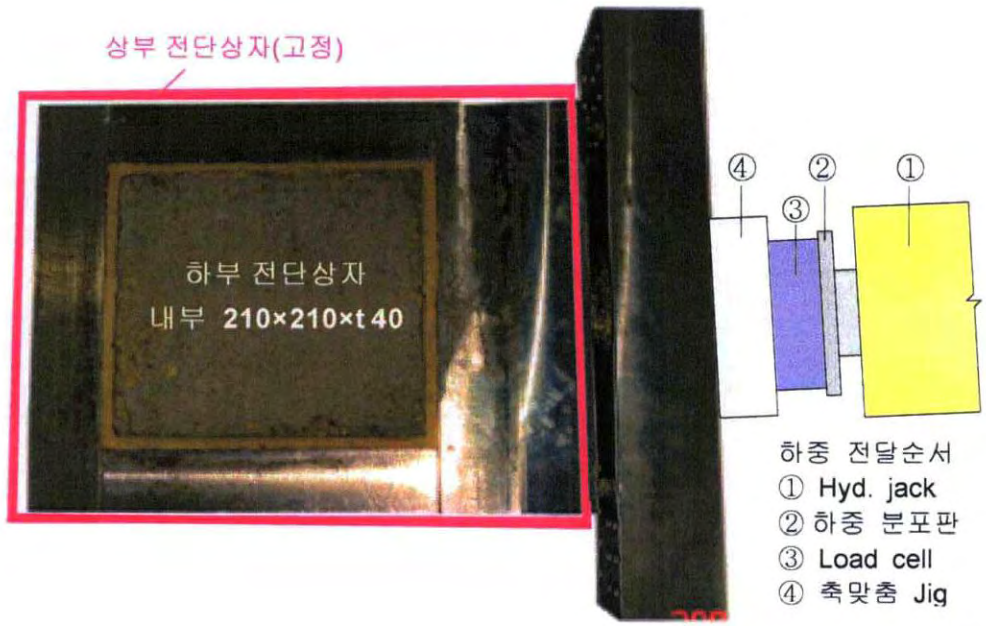
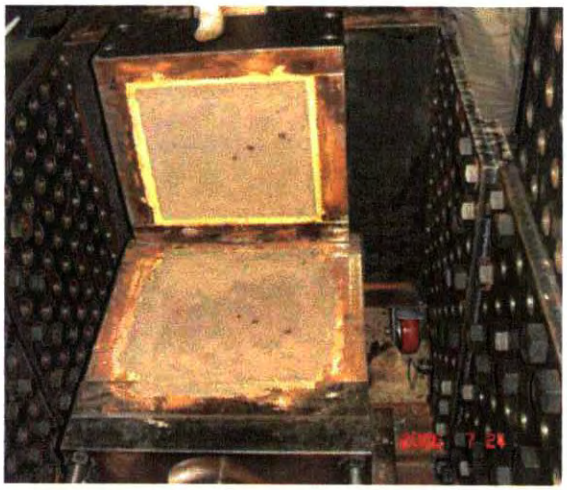
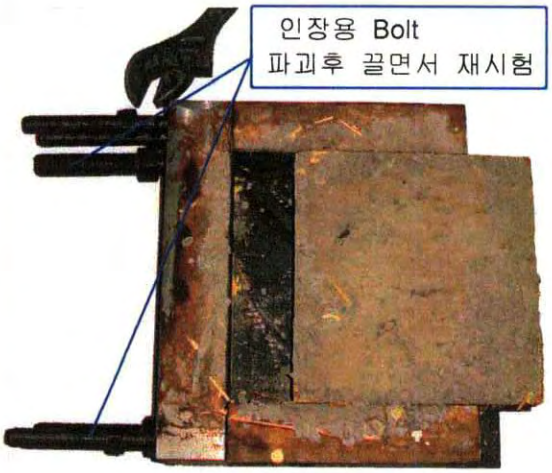


Fig. 3.15.22 Con'c block 을 상자에 Molding(2 차년도)



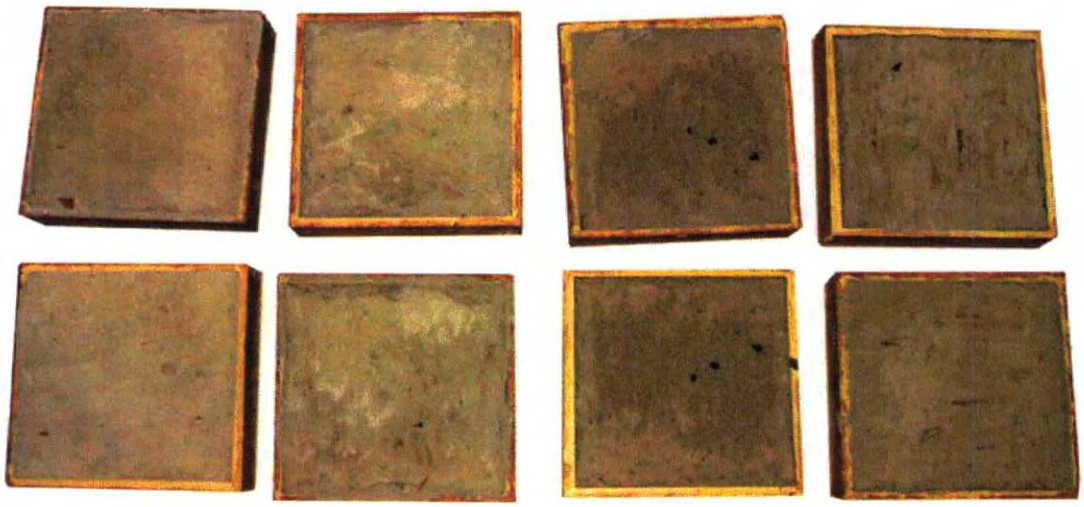
전단 파괴면(상/하부)



전단 상자 해체(상/하부)

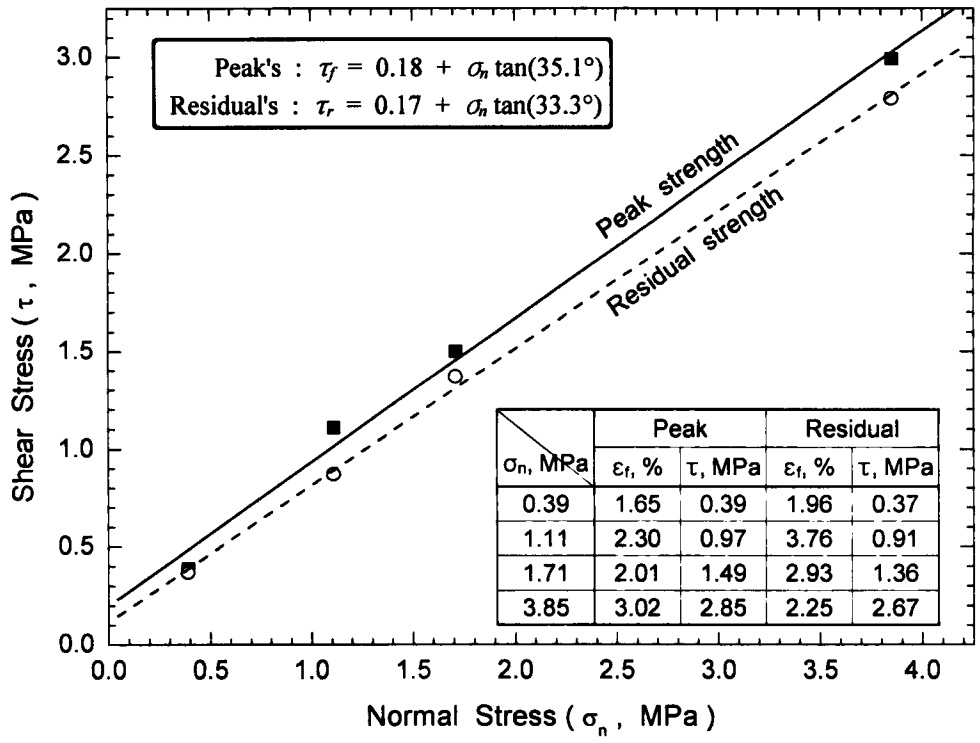






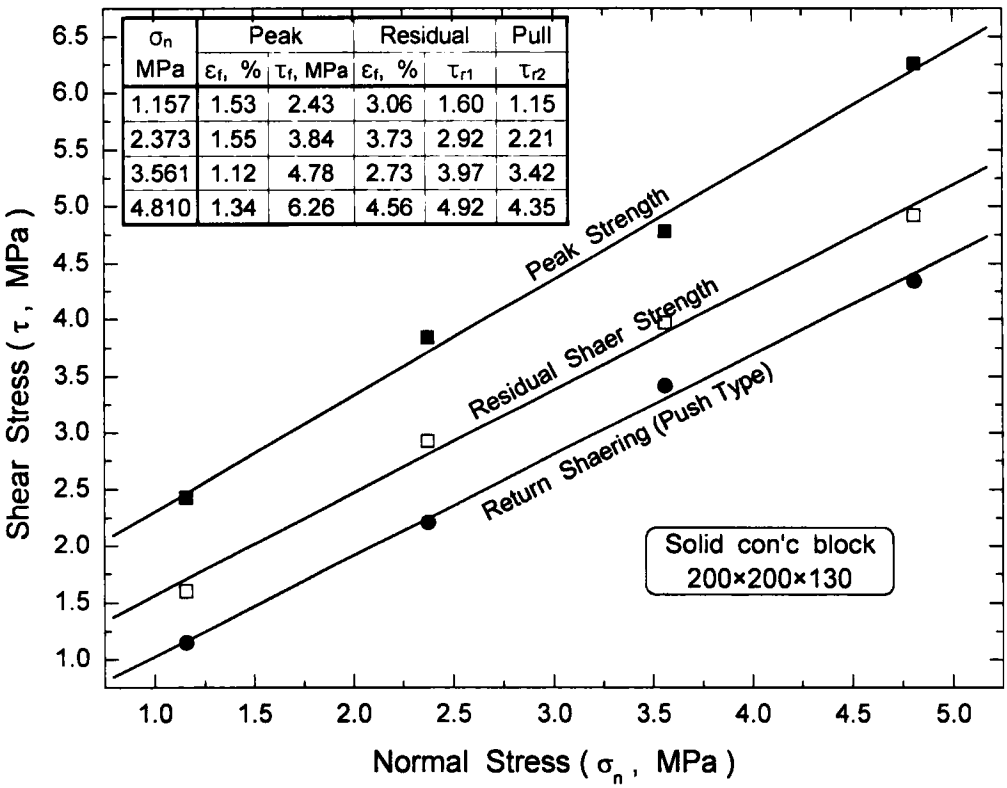
전단 파괴면의 짝 맞춤(3차연도에 Tilt / Pullot test 수행)

Fig. 3.15.23 Con'c 시료의 직접 전단 파괴면 예(전단, 2 차연도)



σn, MPa	Peak		Residual	
	εf, %	τ, MPa	εf, %	τ, MPa
0.39	1.65	0.39	1.96	0.37
1.11	2.30	0.97	3.76	0.91
1.71	2.01	1.49	2.93	1.36
3.85	3.02	2.85	2.25	2.67

Fig. 3.15.24a 분리된 한 쌍의 Con'c block의 DSST 결과



σn MPa	Peak		Residual		Pull
	εf, %	τf, MPa	εf, %	τr1	τr2
1.157	1.53	2.43	3.06	1.60	1.15
2.373	1.55	3.84	3.73	2.92	2.21
3.561	1.12	4.78	2.73	3.97	3.42
4.810	1.34	6.26	4.56	4.92	4.35

Fig. 3.15.24b Solid con'c block의 DSST 결과

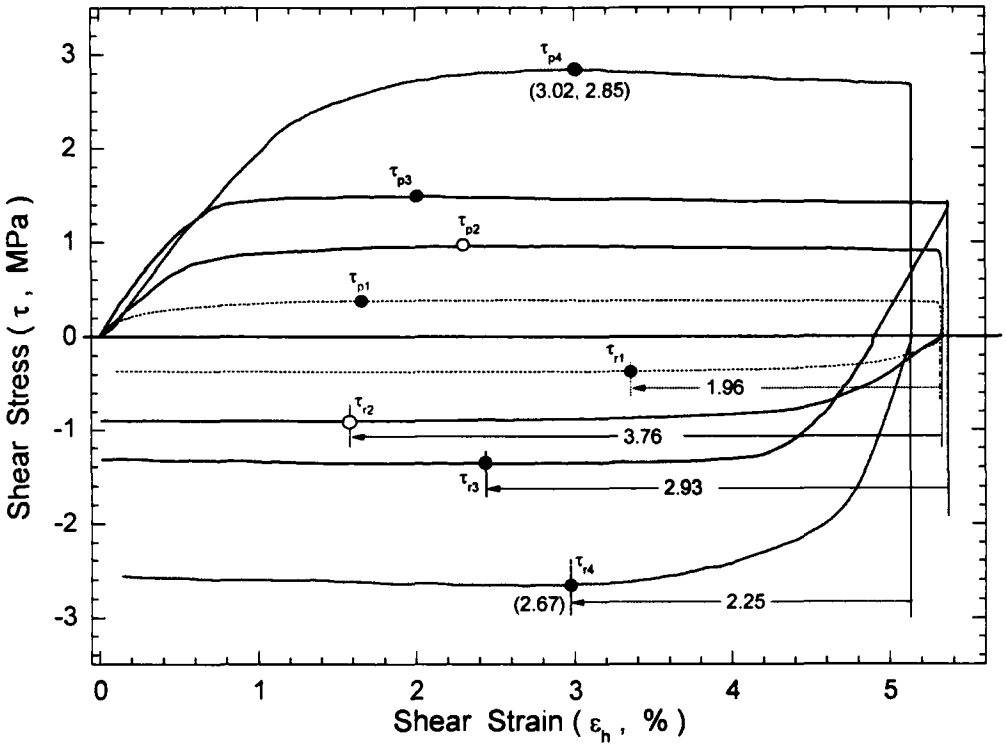


Fig. 3.15.25a 한 짝의 Con'c block 면 끼리 전단변형-응력 관계

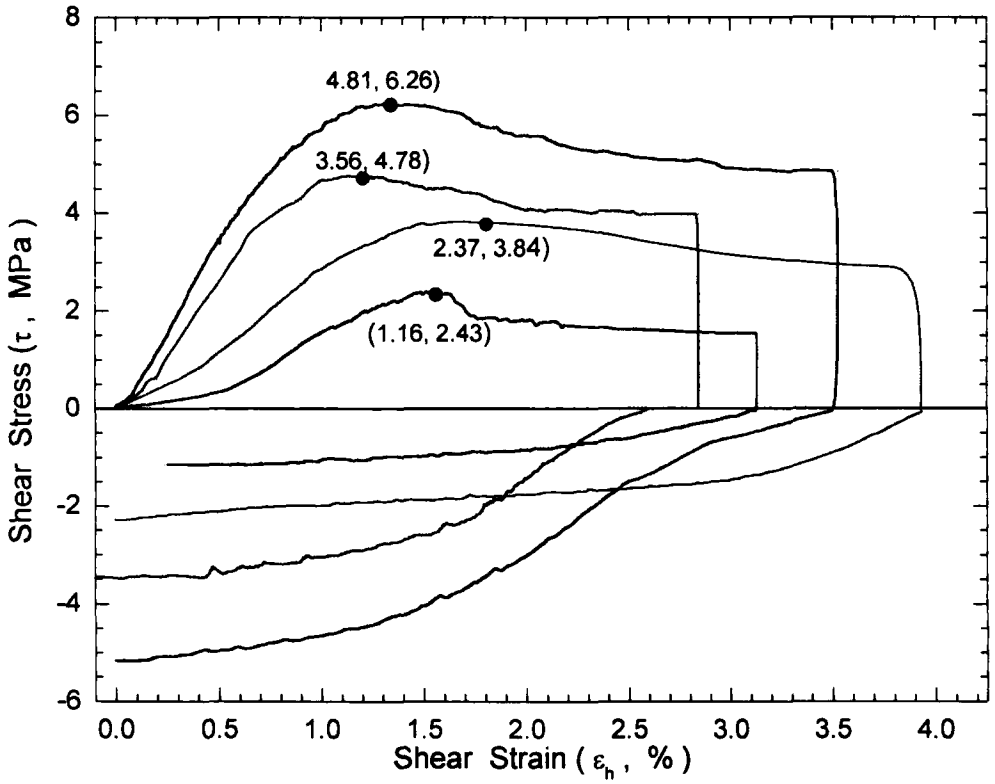


Fig. 3.15.25b Solid con'c block의 전단변형-응력 관계

3.15.2 일축 압축 강도 시험(UCST)

불량 암반 현장에 형성한 Test block은 절리나 크랙으로 이미 손상이 간 상태이다. 2차 연도에 이러한 Test block에는 UCST가 무용한 결론을 얻었으나, 성과물 발표시의 심사소견에서 아무리 불량한 암반이더라도 일축 압축강도는 제시된 값 1.82 MPa보다는 더 높을 것으로 여겨지니 재시험하도록 권장했던 사항이다. 3차 연도에 2개소에 수행했는데도 마찬가지 결과임을 확인하였다. 즉, RMR < 40인 불량 암반 현장에 형성한 Test block은 일축압축강도 시험이 무용하며, 대체로 평판재하 시험의 항복지지력 정도로 나타났다.

여기서는 시험에서 얻은 사진과 시험결과를 제시한다.



Fig. 3.15.26 불량 암반 Test block에 대한 UCST 시험과정(3차연도)

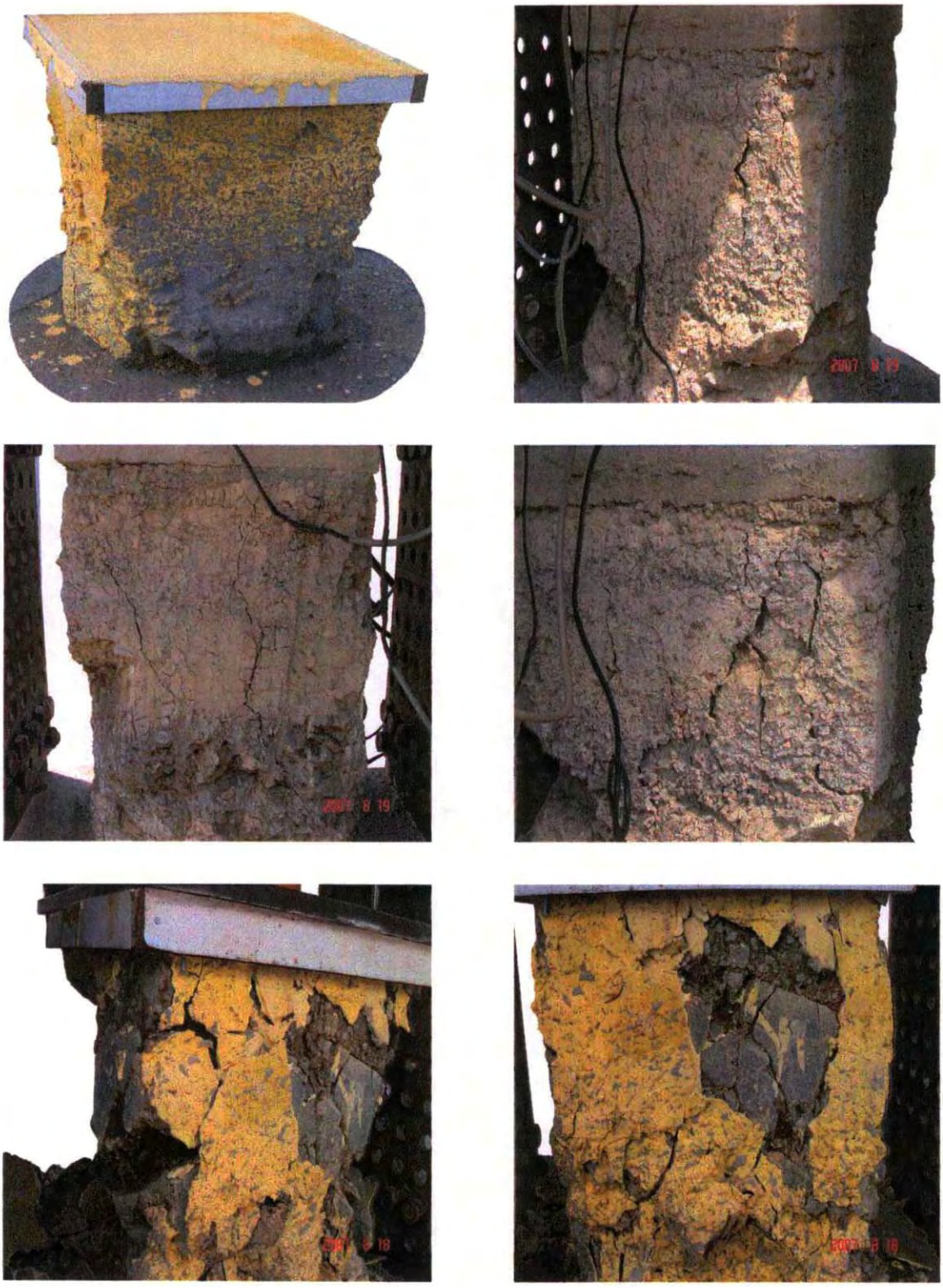


Fig. 3.15.27 불량 암반 Test block에 대한 UCST 과정의 파괴거동 예
Ductile - Brittle 파괴양상이며, 공학단면적을 작게 취했음

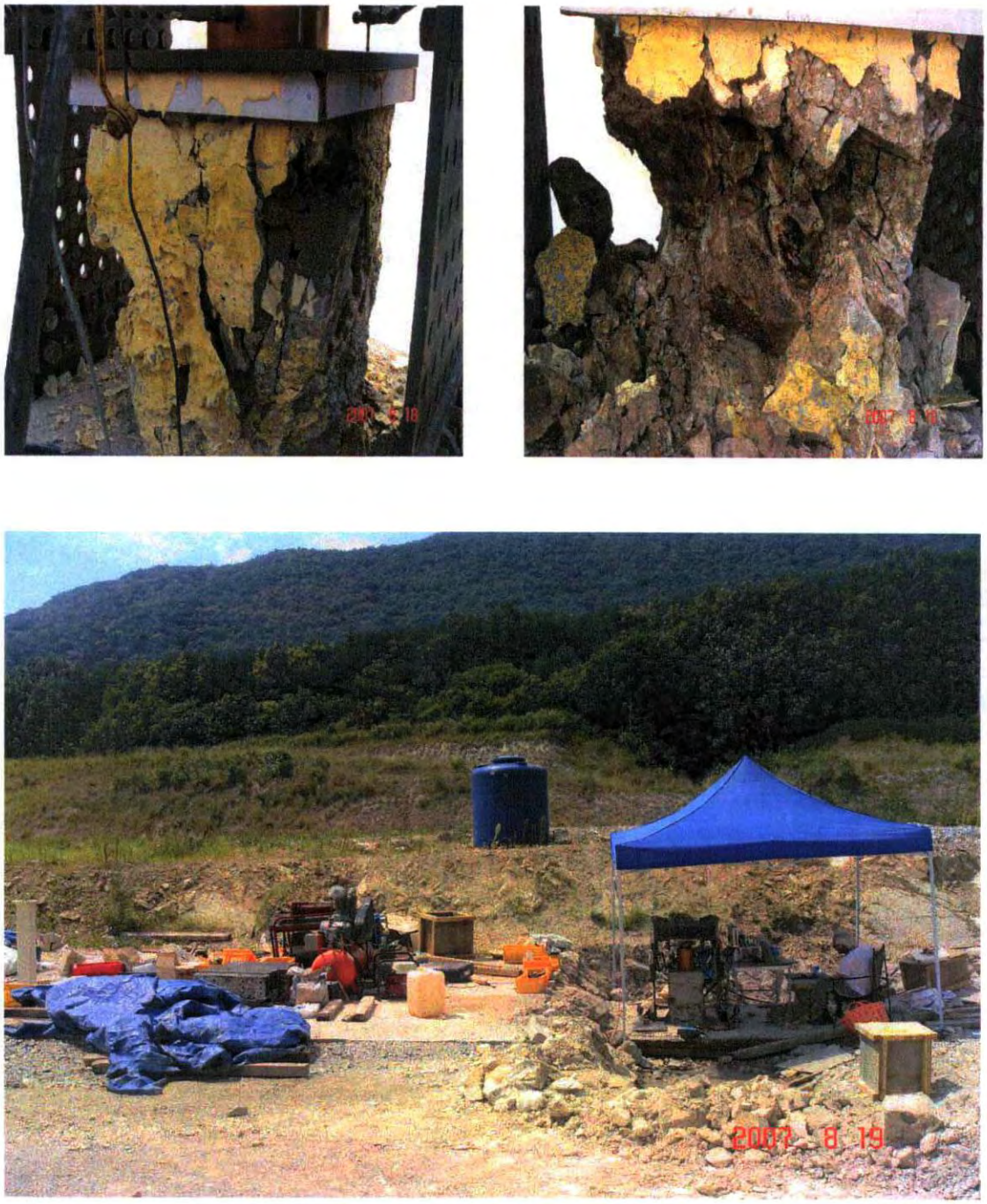


Fig. 3.15.28 불량 암반 현장에 형성한 Test block의 UCST
($\sigma_c \simeq 2.0$ MPa, E = 740 MPa)

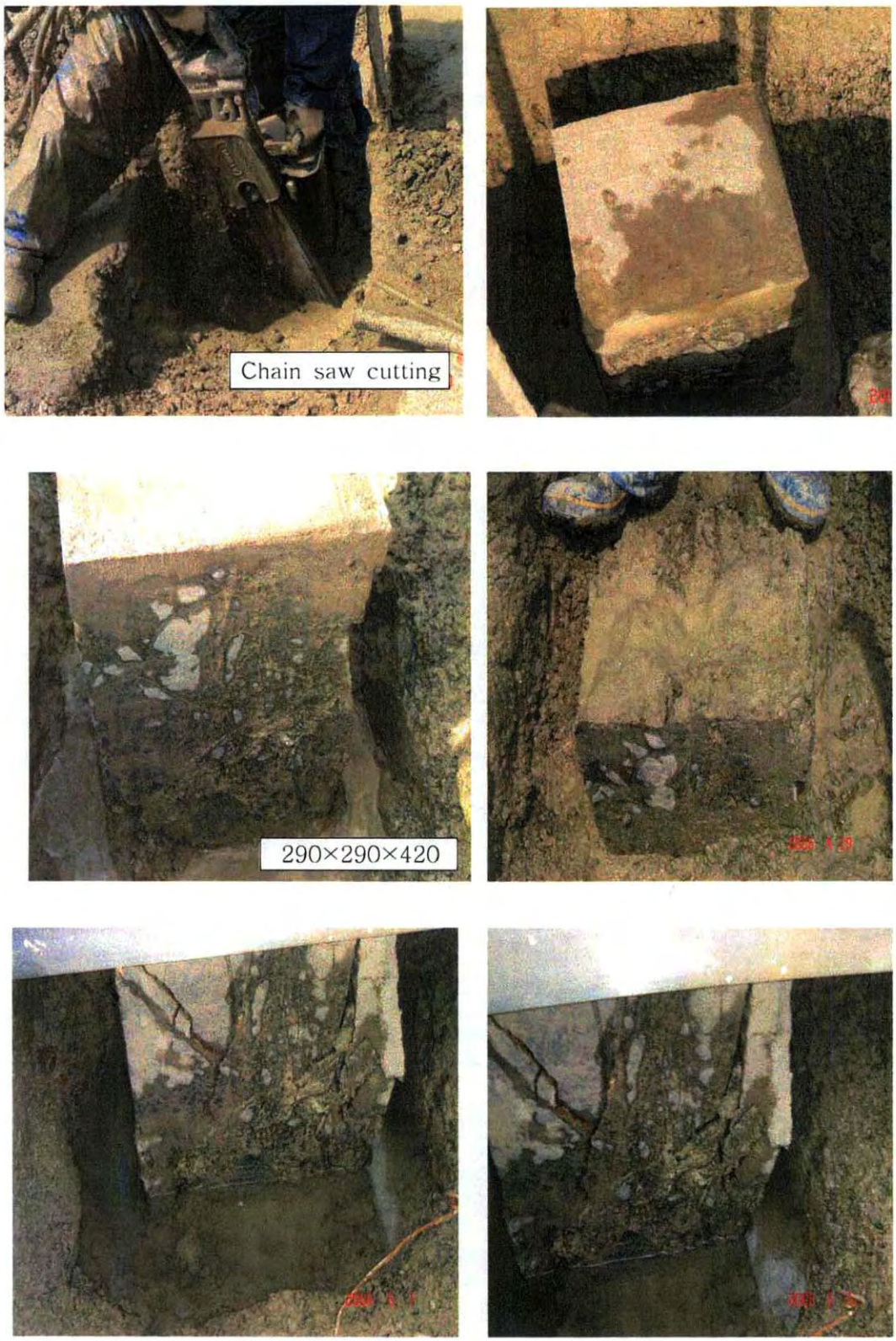
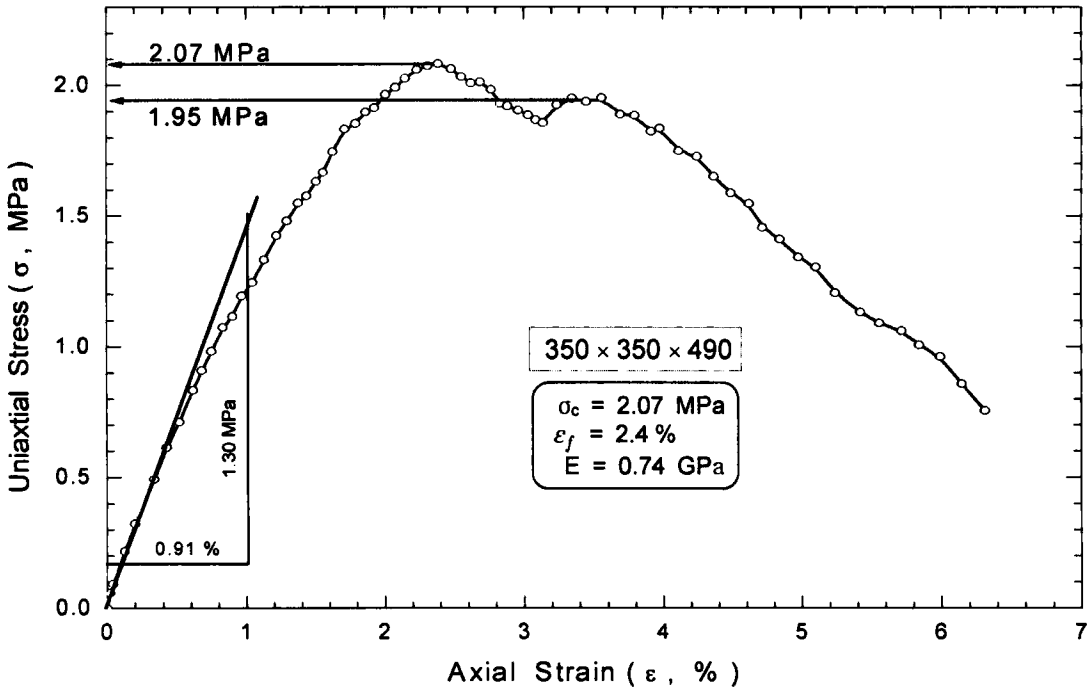
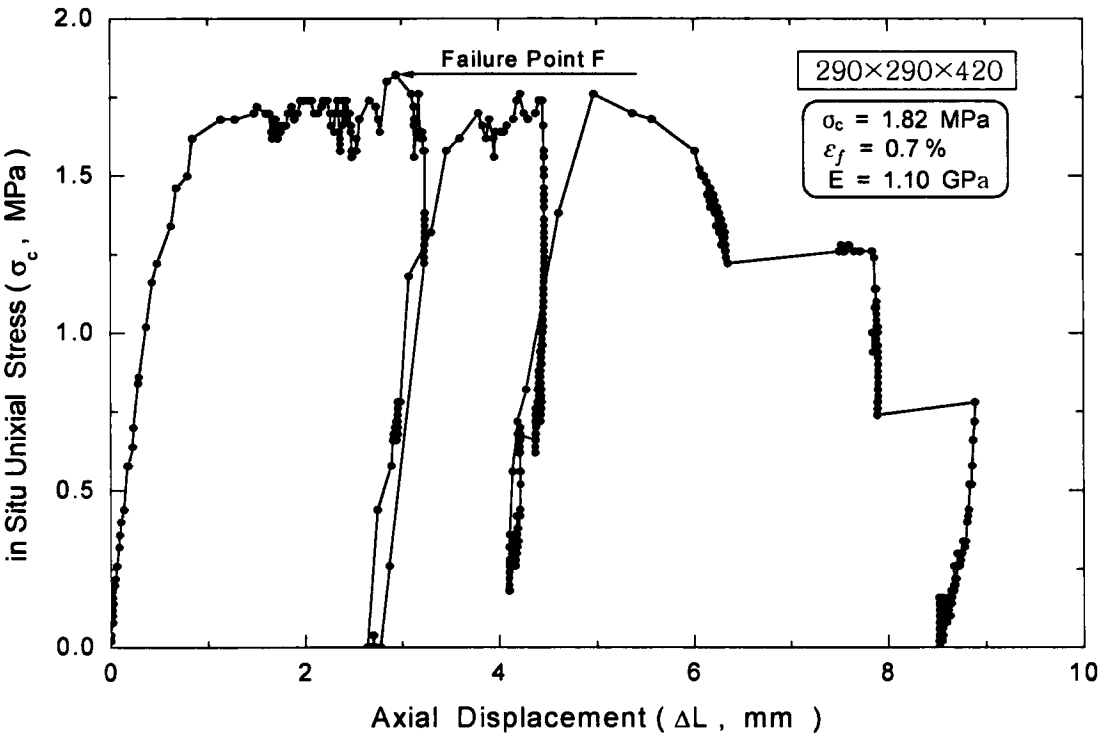


Fig. 3.15.29 불량 암반 Test block에 UCST 파괴거동 예(2차연도)



(a) 장안 휴게소 예정지의 현장 1축 압축 시험 결과(2007. 06.)



(b) 대운천 교 Pier No.5 기초지반의 UCST(2006. 05.)

Fig. 3.15.30 In situ UCST의 변형-응력관계(불량 암반)

표 3.15.8 Test data of In situ UCST of weak rocks test block

t min	P kgf	Axial deform.(L, mm)				R. Bolt(mm)		L mm	ε %	Ac cm²	σ MPa
		L_1	L_2	L_3	L_4	V_1	V_2				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	520	0.126	0.115	0.105	0.075	0.000	0.000	0.105	0.021	901.0	0.059
1.0	822	0.218	0.229	0.210	0.161	0.000	0.000	0.205	0.042	901.8	0.093
1.6	1942	0.577	0.627	0.693	0.565	0.000	0.000	0.615	0.126	905.6	0.219
2.1	2876	0.879	0.973	1.108	0.935	0.000	0.000	0.974	0.199	908.9	0.323
2.6	4436	1.462	1.630	1.897	1.619	0.000	0.000	1.652	0.337	915.1	0.494
3.5	5549	1.817	2.077	2.433	2.055	0.000	0.000	2.095	0.428	919.3	0.616
4.0	6444	2.169	2.508	2.957	2.501	0.000	0.000	2.534	0.517	923.4	0.712
4.5	7590	2.572	3.010	3.544	3.010	0.000	0.000	3.034	0.619	928.2	0.834
5.0	8308	2.819	3.299	3.895	3.321	0.002	0.002	3.332	0.680	931.0	0.910
5.5	9012	3.114	3.639	4.302	3.685	0.002	0.002	3.683	0.752	934.4	0.984
6.0	9880	3.433	4.010	4.773	4.093	0.002	0.002	4.075	0.832	938.2	1.074
6.5	10296	3.717	4.332	5.186	4.453	0.002	0.002	4.420	0.902	941.6	1.115
7.0	11068	3.974	4.648	5.613	4.741	0.004	0.003	4.740	0.967	944.8	1.195
7.6	11592	4.293	5.002	6.068	5.149	0.004	0.003	5.125	1.046	948.6	1.246
8.1	12461	4.617	5.405	6.619	5.537	0.004	0.002	5.542	1.131	952.8	1.334
8.6	13373	4.958	5.834	7.176	5.985	0.005	0.003	5.984	1.221	957.3	1.425
9.1	13963	5.239	6.165	7.685	6.329	0.007	0.009	6.346	1.295	961.0	1.482
9.6	14669	5.550	6.536	8.193	6.753	0.010	0.013	6.747	1.377	965.1	1.550
10.1	14973	5.796	6.789	8.569	7.069	0.016	0.020	7.038	1.436	968.1	1.578
10.6	15553	6.075	7.086	9.007	7.449	0.022	0.026	7.380	1.506	971.7	1.633
11.1	15924	6.285	7.339	9.437	7.597	0.029	0.031	7.635	1.558	974.4	1.667
11.6	16752	6.571	7.646	9.854	7.981	0.035	0.033	7.979	1.628	978.0	1.747
12.1	17664	6.928	8.066	10.445	8.322	0.040	0.036	8.402	1.715	982.6	1.834
12.7	17940	7.256	8.438	10.952	8.675	0.042	0.036	8.791	1.794	986.8	1.854
13.2	18436	7.553	8.771	11.364	9.055	0.043	0.036	9.146	1.867	990.6	1.898
13.7	18656	7.821	9.042	11.714	9.397	0.043	0.036	9.454	1.929	994.0	1.914
14.2	19236	8.169	9.395	12.173	9.843	0.043	0.036	9.855	2.011	998.4	1.965
14.7	19568	8.453	9.706	12.581	10.249	0.043	0.036	10.208	2.083	1002.3	1.991
15.2	19972	8.729	10.040	13.029	10.538	0.047	0.034	10.544	2.152	1006.1	2.025
15.7	20400	9.097	10.390	13.497	11.027	0.051	0.033	10.961	2.237	1010.8	2.059
16.3	20635	9.433	10.709	13.921	11.451	0.052	0.033	11.336	2.313	1015.1	2.074
16.8	20803	9.777	11.018	14.342	11.881	0.052	0.033	11.712	2.390	1019.4	2.082
17.3	20719	10.182	11.399	14.906	12.358	0.058	0.024	12.170	2.484	1024.7	2.062
17.9	20500	10.489	11.678	15.309	12.749	0.061	0.022	12.515	2.554	1028.7	2.033
18.4	20332	10.802	11.939	15.697	13.146	0.061	0.021	12.855	2.623	1032.8	2.008
18.9	20444	11.111	12.188	16.078	13.545	0.065	0.017	13.189	2.692	1036.7	2.011
19.4	20252	11.479	12.447	16.498	14.031	0.068	0.013	13.573	2.770	1041.3	1.984
19.9	19780	11.757	12.652	16.827	14.431	0.073	0.009	13.876	2.832	1045.0	1.931
20.4	19752	12.022	12.850	17.113	14.777	0.076	0.007	14.149	2.888	1048.3	1.922

Continued from the table 3.15.8

t min	P kgf	Axial deform.(L, mm)				R. Bolt(mm)		ΔL mm	ε %	Ac cm²	σ MPa
		L_1	L_2	L_3	L_4	V_1	V_2				
20.9	19672	12.382	13.114	17.480	15.238	0.078	0.006	14.512	2.962	1052.8	1.906
21.4	19560	12.722	13.395	17.861	15.667	0.081	0.004	14.869	3.034	1057.2	1.887
21.9	19424	12.972	13.619	18.145	15.986	0.084	0.003	15.137	3.089	1060.5	1.868
22.4	19368	13.196	13.834	18.413	16.290	0.088	0.001	15.389	3.141	1063.7	1.857
23.0	20196	13.653	14.218	18.949	16.845	0.088	0.001	15.872	3.239	1069.8	1.926
23.5	20580	14.166	14.666	19.549	17.439	0.088	0.001	16.410	3.349	1076.7	1.950
24.0	20580	14.606	15.094	20.120	17.983	0.100	0.002	16.900	3.449	1083.0	1.938
24.5	20856	15.103	15.606	20.741	18.563	0.102	0.003	17.451	3.561	1090.3	1.951
25.0	20360	15.597	16.186	21.491	19.340	0.102	0.003	18.101	3.694	1098.9	1.890
25.5	20444	16.025	16.587	22.053	19.962	0.102	0.003	18.604	3.797	1105.7	1.886
26.0	19920	16.577	17.067	22.650	20.656	0.105	0.005	19.183	3.915	1113.6	1.825
26.5	20140	16.903	17.327	22.963	21.001	0.105	0.010	19.491	3.978	1117.9	1.838
27.0	19340	17.549	17.910	23.685	21.711	0.105	0.011	20.156	4.113	1127.2	1.750
27.6	19256	18.166	18.469	24.358	22.433	0.105	0.011	20.798	4.245	1136.3	1.728
28.1	18540	18.735	18.987	24.970	23.122	0.105	0.012	21.395	4.366	1145.0	1.652
28.6	17960	19.321	19.511	25.599	23.822	0.105	0.014	22.004	4.491	1153.9	1.588
29.1	17656	19.934	20.042	26.242	24.549	0.105	0.016	22.631	4.619	1163.3	1.548
29.6	16716	20.395	20.454	26.733	25.083	0.105	0.016	23.106	4.715	1170.4	1.457
30.1	16332	20.984	20.998	27.384	25.769	0.105	0.016	23.723	4.841	1179.9	1.412
30.6	15668	21.622	21.568	28.058	26.497	0.105	0.017	24.375	4.975	1190.1	1.343
31.1	15364	22.253	22.117	28.707	27.187	0.105	0.020	25.003	5.103	1200.1	1.306
31.6	14316	22.933	22.679	29.406	27.949	0.105	0.020	25.679	5.241	1211.0	1.206
32.1	13600	23.857	23.437	30.282	28.958	0.114	0.031	26.561	5.421	1225.5	1.132
32.7	13212	24.522	24.011	30.913	29.730	0.114	0.031	27.221	5.555	1236.6	1.090
33.2	12992	25.361	24.677	31.658	30.614	0.114	0.031	28.005	5.715	1250.1	1.060
33.7	12440	26.137	25.183	32.166	31.336	0.117	0.035	28.630	5.843	1261.0	1.006
34.2	12024	26.991	25.812	32.771	32.231	0.119	0.037	29.373	5.995	1274.3	0.962
34.7	10840	27.909	26.415	33.335	33.173	0.122	0.047	30.124	6.148	1288.0	0.858
35.2	9652	28.915	27.078	34.033	34.035	0.114	0.055	30.931	6.312	1303.0	0.756

R. Bolt(mm) : Upward displacement of head plate of rock bolt
Ac(cm²) : Corrected or engineering sectional area(=Ao/(1-ε))
ε(%) : ΔL/Lo(490, mm), Ac(%)
σ_c(MPa) : Uniaxial stress(= 0.102×P/Ac)

3.15.3 평판재하 시험(PBT)

설계도서(도로공사, 서영 기술단)를 참고하면, 사례연구 현장에 교각의 지반반력(Soil reaction) 0.56 MPa이며, 강도정수를 c = 0, ϕ = 40°로 추정하여 산출한 지지력이 충분히 안정된 것으로 보았다. 또한 한국도로공사의 설계기준을 적용하여 지진시는 50%를 증가하여 요구되는 장기 허용지지력은 0.75 MPa로 제시되어 있다.

여기서는 Fig. 3.15.43의 방법으로 불량 암반에 현장 5개소에 대해 평판재하 시험을 실시하였다. 그 결과 장기허용 지내력은 다음과 같이 평가되었다. 여기서, 장기 허용 지내력은 침하량 20 mm를 기준하였다. 시험결과는 허용 지지력만 기준한 허용 지지력은 물론 침하량까지를 고려한 장기 허용 지내력이 모두 설계도서의 접지압 또는 지반반력(Contact pressure or soil reaction)이상이었다. 따라서, 표 3.26에서 지반을 모두 과소평가한 것으로 보인다.

일반적으로 암반 지반은 불량한 암반이더라도 지지력 시험을 시행하지 않고 있는 실정이다. 시간과 경제적 여건 때문이라고들 하는데, 오히려 시간과 경비가 더 드는 결과를 초래한다고 여긴다. 왜냐면, 이러한 시험을 하기 위한 시험기간은 최대 7일, 경비는 한 개소 당 1000 만원 정도이다. 이 연구의 동기는 현장 실무자들에게 서 얻은 것이다. 즉, 시공자가 설계도서와 시방서대로 터파기한 현장이 육안판정이나 경험으로 보아서 지내력이 충분하다고 여기지만 정량적으로 평가할 수 없기 때문에, 감독기관으로부터 검측받는 기간이 연장되는 애로를 호소하고 있다. 따라서, 불확실성 때문에 충분한 깊이로 굴착하는 방법 이외는 도리가 없는 실정이다.

Fig. 3.15.34에서, 동일한 터파기 현장 시험개소의 수평거리는 30m 이내인데도 극심한 차이를 보인다. Pier No.5-2 Pier No. 5-1보다 지하수가 조금 덜 나왔을 뿐인데도 침하량 20 mm를 기준하면 No.5-1 및 5-2의 장기허용 지내력은 1.6 MPa 및 3.6 MPa로서 2배 이상의 차이가 있고, 침하량 2.5 mm를 기준한 지반반력(Soil reaction) 계수도 가각 80 kPa/mm 및 640 MPa/mm로서 8배 정도의 차이를 보인다.

여기서, 이 지반에 시공중인 직접기초의 장기 허용지내력은 75 tf/m²로 설계된 것 이상이었다. 그리고, 현장 일축압축 강도는 1.8 MPa로서 항복 허용 지지력과 거의 유사한 값임을 확인하였다. 즉, 불량 암반의 강도정수를 정량적으로 평가하지 못한 불확실성 때문에 과다설계된 것으로 보인다.

같은 방법으로 다른 불량 암반 현장(울산광역시 온산읍 이진리, 울산 신항만 건설중)의 4개소에서 실험한 결과, 불량 암반은 표층이라 하더라도 장기허용 지내력은 대체로 0.9~1.2 MPa 정도이다. 이 시험 결과들을 Fig. 3.15.31~33에 제시했다. 이 연구의 3차 연도에 장안 휴게소에서 In-situ DSST와 UCST를 실시한 후 Test block을 걷어내고 그 자리에 평판재하 시험을 두 군데 실시한 것 중 하나의 결과가 그림 3.14.32이다. 이 시험 현장은 구조물의 기초지반은 아니나, 침하량 10 mm를 기준한 장기 허용 지지력은 2.6 MPa로서 대운천교 교각 기초지반보다는 훨씬 크게 나타났다. Load farme의 재하성능 관계로 최대하중을 71 tf까지 재하했는데, 최대 침하량은 18 mm이하이다. 이 현장에서도, 시험장소가 불과 3 m 떨어진 곳인데, 두 지점의 지지력은 1.75 MPa/3.5 MPa로서 약 2 배의 차이가 있고, 시험 최대 침하량은 5 mm/18 mm로서 약 31배의 차이를 보인다.

이 연구는 국가에서 지원한 과제 중의 하나이다.

시험 소요기간 1주일, 시험비용 기천만원 절약하려고 불확실성을 안고 공사를 진행하고 있는 현실을 타개해 나가야 한다. 즉, 최적화 설계, 최적화 시공 및 감리를 위한 가장 빠르고 확실한 방법은 현장 시험으로 확인하는 것이다. 대체로 암반이 불량하더라도, 지지력 시험은 거의 생략하는 경우가 많다. 그런데, 평판재하 시험 결과에서 기본설계시의 불량 암반의 지내력을 매우 낮게 평가되고 있음을 확인하였다.

표 3.15.9 불량 암반 현장의 평판 재하 시험(PBT) 예

시험결과 \ 시험현장		대운천교		장안휴게소		울산/온산/이진리	
PBT	Test No.	Pier-5a	Pier-5b	No.1	No.2	E-1	E-2
	재 하 판(cm)	50×50	50×50	50×50	33×33	D40	D40
시 험 최대값	하 중(Q, tf)	55.0	80.0	73.1	30.5	15.0	20.0
	접지압(q, tf/m^2)	220.0	320.0	292	280.1	119.4	159.2
	침하량, mm	17.4	9.74	18.07	4.29	4.75	3.92
지지력 평가	항 복(q_y, tf/m^2)	180.0	320.0	220	179	119.4	159.2
	극 한(q_y, tf/m^2)	250(추정)	450(추정)	-	-	확인 안됨	확인 안됨
	허 용(q_a, tf/m^2)	90.0	160.0	110	90	59.7	79.6
지내력 평가	상부 구조물 종류	교각	교각	휴게소	휴게소	crane rail	crane rail
	설계하중(q_d, tf/m^2)	75	75	-	-	40	40
	q_d-대응침하량(mm)	6.72	5.38	-	-	2.13	1.26
	장기(20 mm)	192	480	331	350	320	360

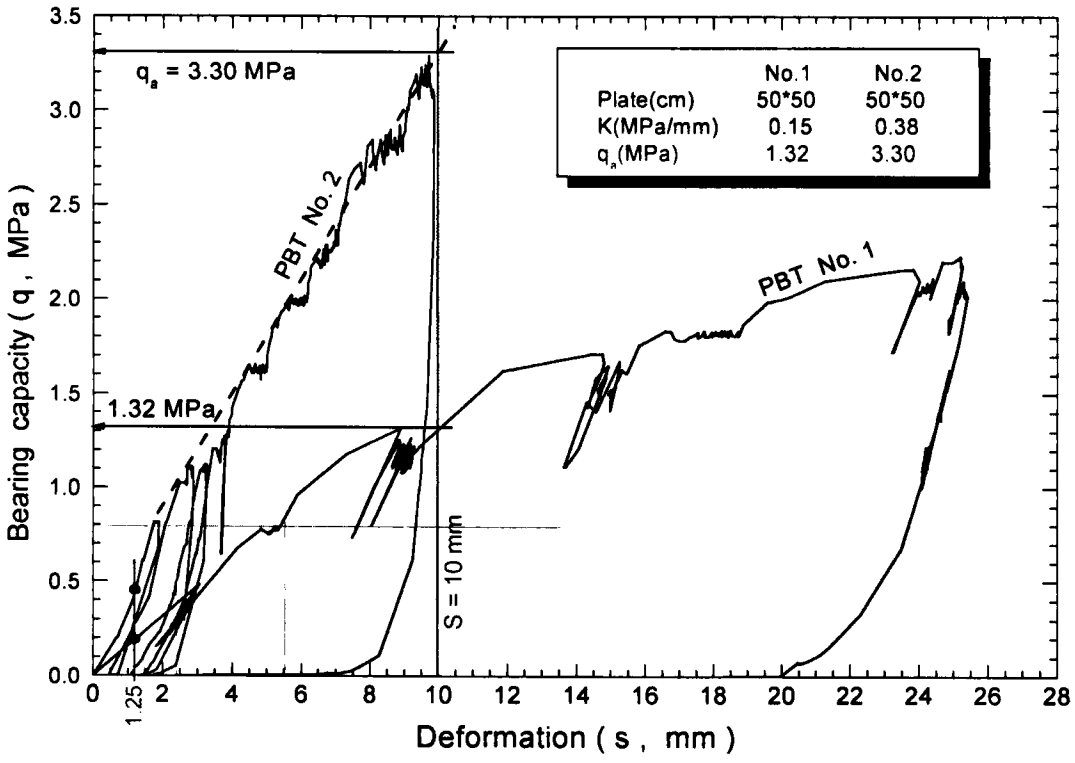
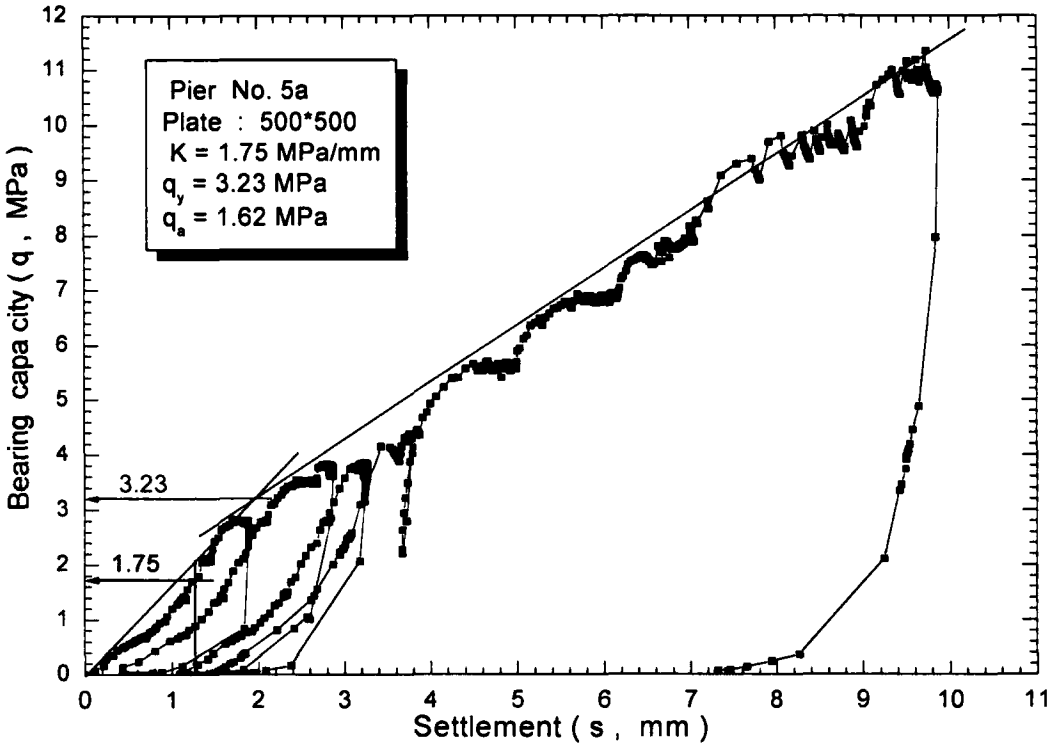
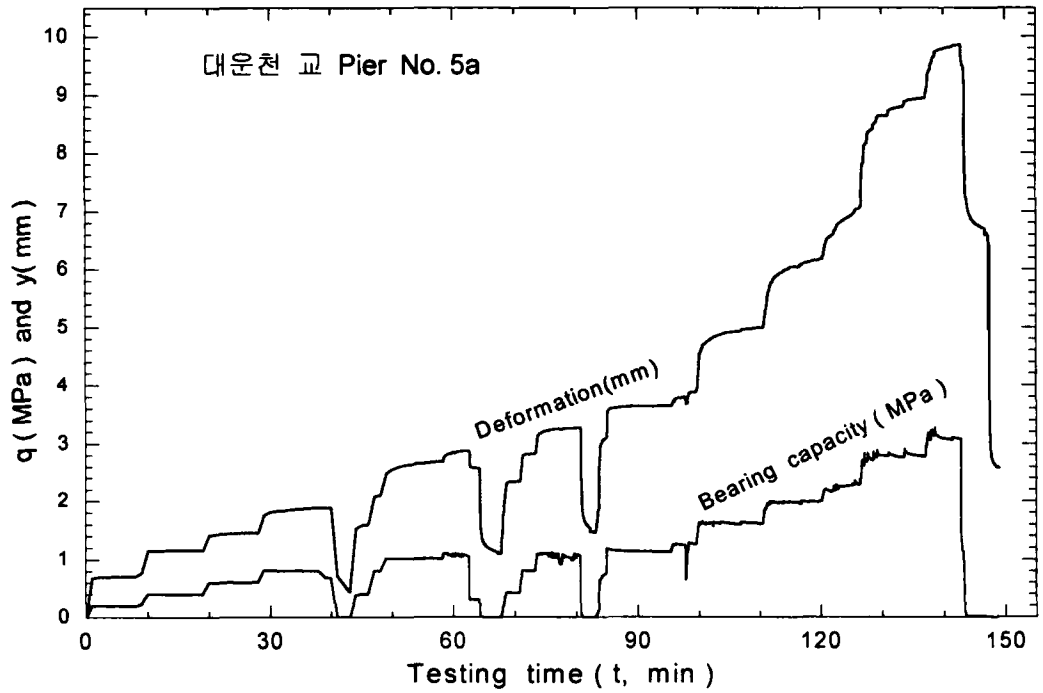


그림 3.15.31 대운천 교 교각의 기초지반 PBT에서 침하량-지지력 관계

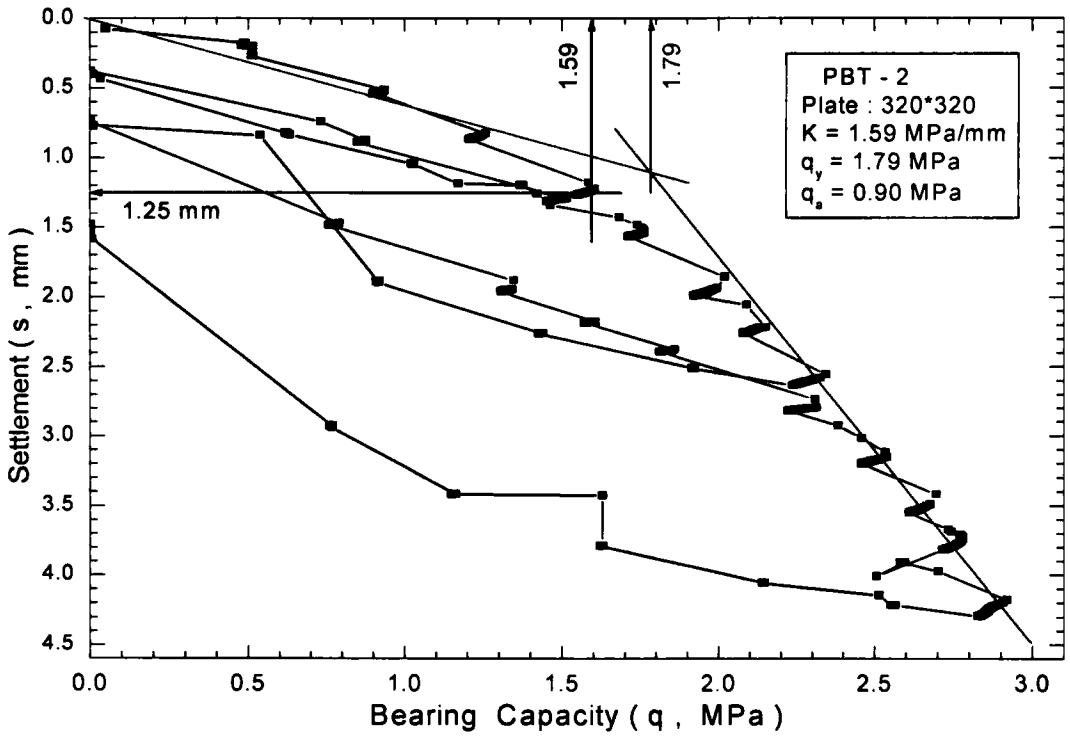


(a) 침하량(s) - 지지력(q) 관계 PBT No. 5a

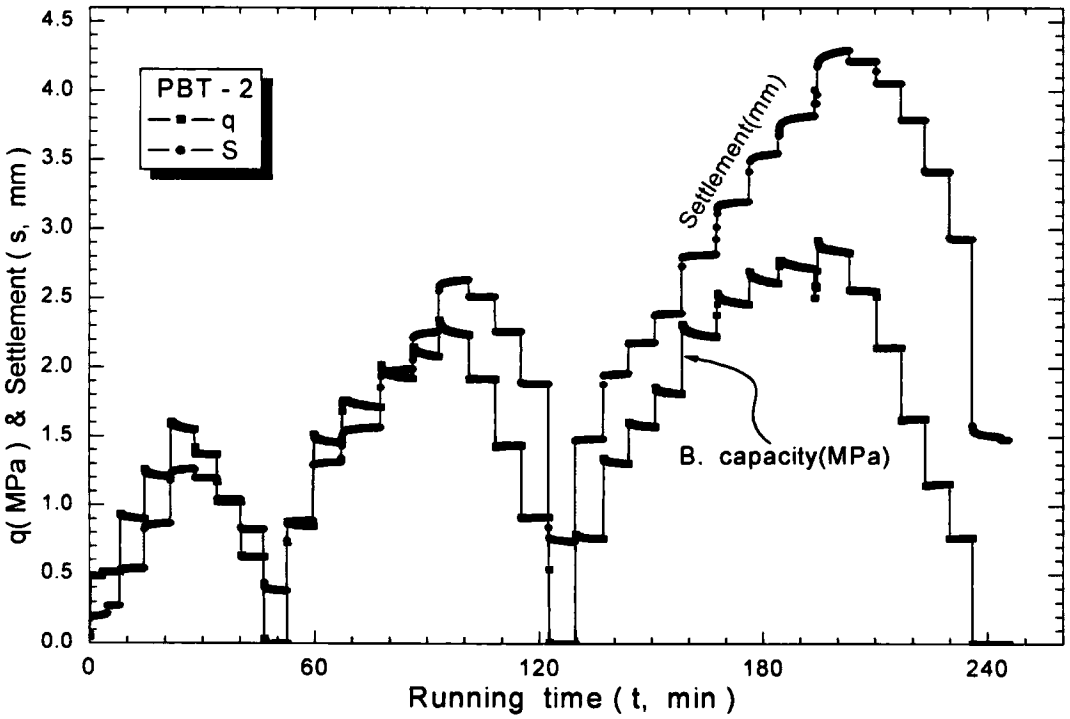


(b) 시험 시간(t) - 지지력 관계 PBT No. 5a

그림 3.15.32 대운천 교 교각의 기초지반의 평판 재하 시험 결과



(a) 지지력(q) - 침하량(s) 변화(장안 휴게소 PBT No.2)



(b) 시험시간에 따른 지지력과 침하량 변화

그림 3.15.33 평판재하 시험결과 예(장안 휴게소 PBT No. 2)

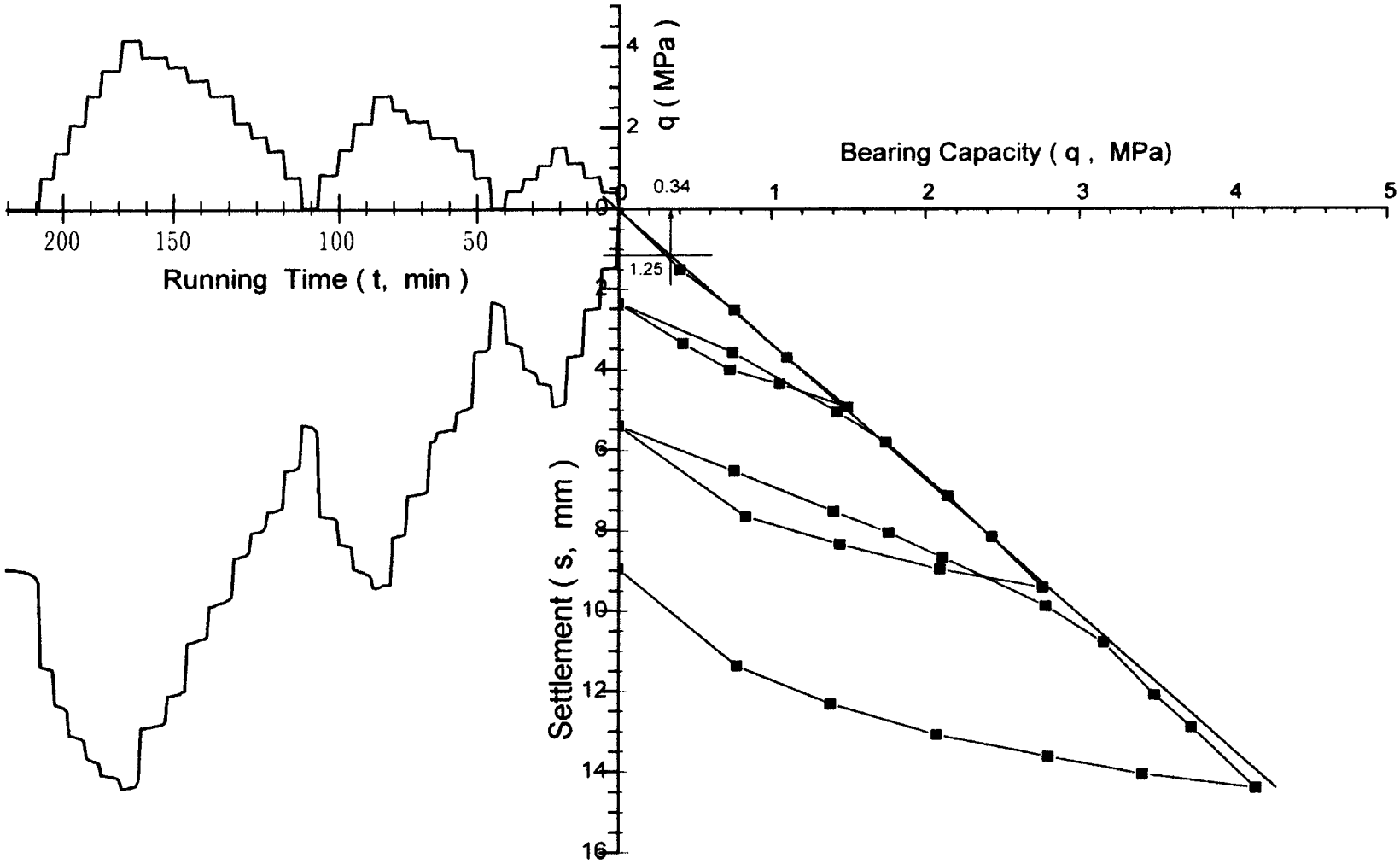


Fig. 3.15.34 General view of time – load – settlement of Pier No.5a

표 3.15.10a Data on the PBT sited at Pier No. 5a

Reaction		Settlements(s, mm)				
P,tf	q,tf/m²	D1	D2	D3	D4	Ave.
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	40.0	2.79	2.34	5.57	5.03	3.93
20	80.0	6.99	6.17	9.80	9.07	8.01
0	0.0	2.19	1.22	2.55	2.27	2.06
10	40.0	5.03	4.35	7.96	7.24	6.15
20	80.0	7.84	6.95	10.70	9.87	8.84
30	120.0	15.68	15.04	18.58	17.73	16.75
20	80.0	14.25	13.53	17.16	16.35	15.32
10	40.0	13.00	12.21	15.91	15.17	14.08
0	0.0	9.74	8.77	11.53	11.17	10.30
10	40.0	6.17	6.03	8.30	8.17	7.17
30	120.0	13.03	12.63	14.66	14.15	13.62
50	200.0	26.66	30.90	32.29	31.86	30.43
30	120.0	26.66	28.70	30.09	29.71	28.79
0	0.0	23.6	18.60	19.58	19.51	20.32

표 3.15.10b Data on the PBT sited at Pier No. 5b

Cycle	Reaction		Settlements(s, mm)				
	P,tf	q,tf/m²	D1	D2	D3	D4	Ave.
1 st	0	0	0	0	0	0	0
	5.0	20	0.59	0.81	0.70	0.78	0.72
	10.0	40	0.94	1.26	1.19	1.28	1.16
	15.0	60	1.17	1.56	1.50	1.60	1.45
	20.0	80	1.52	1.98	1.98	2.07	1.88
2 nd	0.0	0	0.39	0.41	0.53	0.53	0.46
	10.0	40	1.30	1.65	1.66	1.75	1.59
	20.0	80	1.71	2.17	2.23	2.32	2.11
	25.0	100	2.10	2.64	2.79	2.87	2.60
	7.5	30	2.12	2.53	2.81	2.89	2.58
3 rd	0.0	0	0.88	0.99	1.31	1.24	1.11
	10.0	40	1.93	2.30	2.52	2.58	2.34
	20.0	80	2.31	2.78	3.02	3.11	2.80
	27.5	110	2.61	3.18	3.48	3.54	3.20
	15.0	60	2.61	3.12	3.47	3.54	3.19
4 th	0.0	0	1.24	1.27	1.66	1.68	1.46
	15.0	60	2.41	2.79	3.09	3.20	2.87
	28.8	115	2.95	3.52	3.90	3.99	3.59
	31.3	125	3.10	3.68	4.10	4.19	3.77
	35.0	140	3.28	3.91	4.38	4.46	4.01
	40.0	160	3.92	4.67	5.33	5.41	4.83
	50.0	200	4.99	5.91	6.94	7.00	6.21
	56.3	225	5.64	6.66	7.93	7.99	7.05
	67.5	270	6.31	7.46	8.94	9.00	7.93
	80.0	320	7.73	9.04	11.01	11.14	9.73
	35.0	140	7.74	8.81	10.93	11.13	9.65
	15.0	60	7.44	8.29	10.53	10.73	9.25
	0.0	0	4.86	5.61	7.91	7.38	6.44

표3.15.11a PBT Data(이진리 No.1)

Reaction		Settlements(s, mm)		
P tf	q tf/m²	D1	D2	Ave.
0	0	0	0	0
1.5	11.9	0.88	0.82	0.85
3.0	23.9	1.64	1.50	1.57
4.5	35.8	2.25	2.02	2.13
6.0	47.8	2.78	2.46	2.62
7.5	59.7	3.31	2.89	3.10
9.0	71.6	3.76	3.26	3.51
10.5	83.6	4.32	3.73	4.02
12.0	95.5	4.57	3.92	4.24
13.5	107.5	4.96	4.24	4.60
15.0	119.4	4.56	4.94	4.75
9.5	75.6	5.32	4.55	4.93
5.5	43.8	5.13	4.38	4.75
2.0	15.9	4.69	4.01	4.35
0.0	0.0	3.85	3.31	3.58

표3.15.11b PBT Data(이진리 No.2)

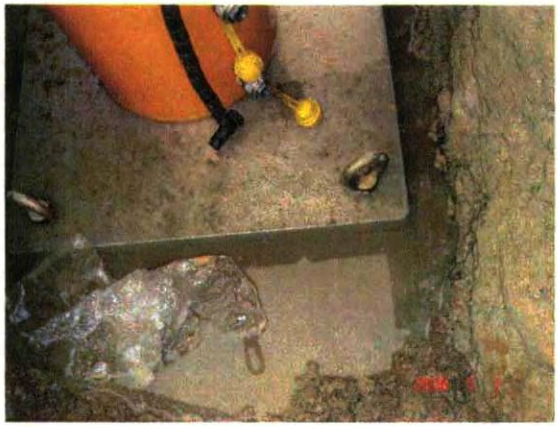
Reaction		Settlements(s, mm)		
P tf	q tf/m²	D1	D2	Ave.
0	0	0	0	0
2.0	15.9	0.79	0.46	0.62
4.0	31.8	1.47	0.87	1.17
6.0	47.8	1.97	1.16	1.56
8.0	63.7	2.38	1.38	1.88
4.0	31.8	2.31	1.37	1.84
0.0	0.0	1.58	0.98	1.28
4.0	31.8	2.29	1.30	1.79
8.0	63.7	2.70	1.49	2.09
10.0	79.6	3.08	1.66	2.37
12.0	95.5	3.44	1.82	2.63
14.0	111.5	3.73	1.96	2.84
16.0	127.4	5.14	2.13	3.13
11.5	91.6	4.13	2.13	3.13
7.0	55.7	4.00	2.09	3.04
0.0	0.0	2.99	1.55	2.27
4.0	31.8	3.75	1.92	2.83
8.0	63.7	4.05	2.06	3.05
12.0	95.5	4.3	2.16	3.23
16.0	127.4	4.44	2.30	3.48
18.0	143.3	5.11	2.37	3.74
20.0	159.2	5.46	2.38	3.92
15.0	119.4	5.41	2.38	3.89
0.0	0.0	4.09	1.76	2.92

표 3.15.11c PBT Data(이진리 No.3)

Reaction		Settlements(s, mm)		
P tf	q tf/m²	D1	D2	Ave.
0	0	0	0	0
1.5	11.9	0.74	0.80	0.77
3.0	23.9	1.33	1.47	1.40
4.5	35.8	2.07	2.27	2.17
6.0	47.8	2.80	3.01	2.90
7.5	59.7	3.66	3.88	3.77
9.0	71.6	4.50	4.79	4.64
10.5	83.6	5.56	5.73	5.64
12.0	95.5	6.50	6.68	6.59
13.5	107.5	7.45	7.72	7.58
15.0	119.4	8.34	8.63	8.48
7.0	55.7	8.21	8.55	8.38
4.0	31.8	8.09	8.35	8.22
0.0	0.0	7.09	7.02	7.05

표 3.15.11d PBT Data(이진리 No.4)

Reaction		Settlements(s, mm)		
P tf	q tf/m²	D1	D2	Ave.
0	0	0	0	0
2.0	15.9	1.64	1.71	1.67
4.0	31.8	2.83	3.03	2.93
6.0	47.8	3.56	3.94	3.75
8.0	63.7	4.20	4.71	4.45
4.0	31.8	4.08	4.58	4.33
0.0	0.0	3.04	3.45	3.24
4.0	31.8	3.93	4.41	4.17
8.0	63.7	4.52	4.99	4.75
10.0	79.6	4.99	5.43	5.21
12.0	95.5	5.58	6.00	5.79
14.0	111.5	6.07	6.46	6.26
16.0	127.4	6.60	7.01	6.80
11.0	87.6	6.52	6.86	6.69
5.0	39.8	6.13	6.48	6.30
2.0	15.9	5.68	6.00	5.84
0.0	0.0	4.50	4.89	4.69





재하장치는 §3.8.3의 UCST와 거의 동일함(PBT 중에 지하수가 Squeezing



지하수 Squeezing



Pier No. 5-2에서 PBT

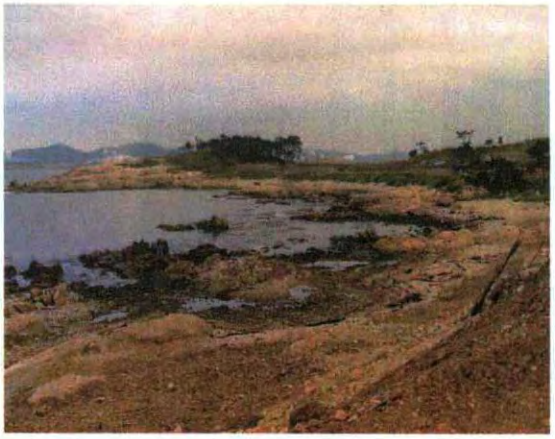
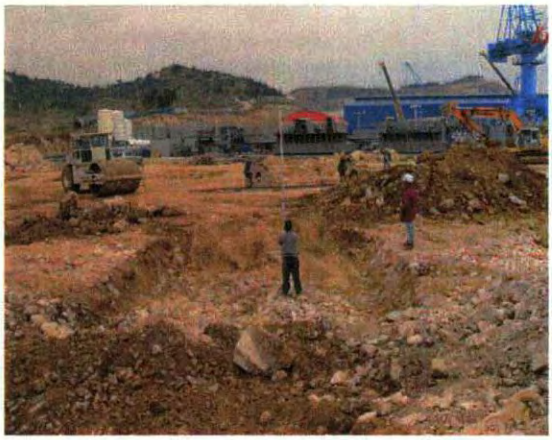


Rack con'c를 절단함

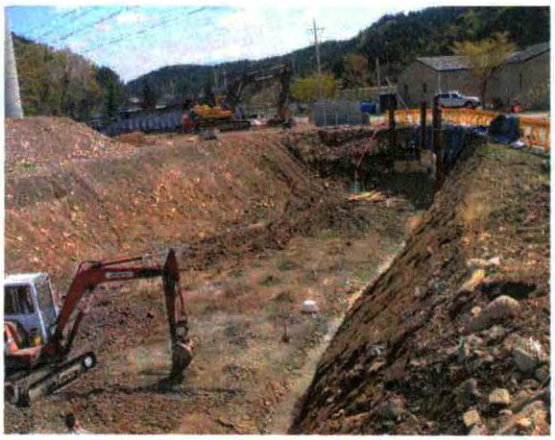


Test site에 지하수가 고임.

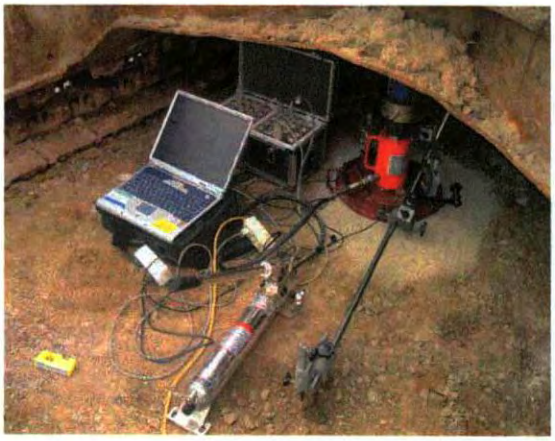
Fig. 3.15.35a 사례연구 현장의 불량 암반에서 평판재하 시험

다른 불량암반 현장(울산, 온산읍 이진리)의 기초지반 터파기




Pier No. 5의 직접 기초 2 - 8m×16m 기초지반 터파기 완료




개발한 Data logger로 평판(D400) 재하 시험 중

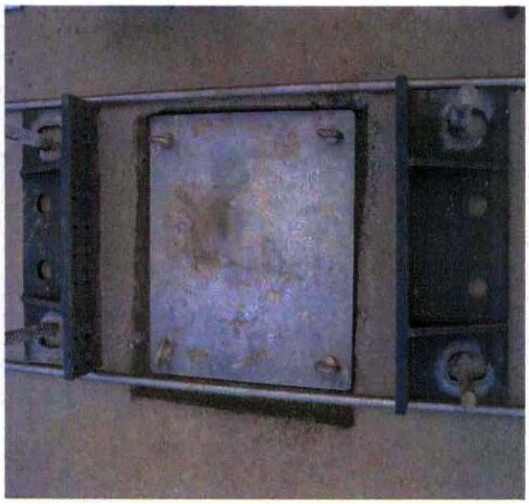
Fig. 3.15.35b 다른 불량 암반에서 평판재하 시험 사례



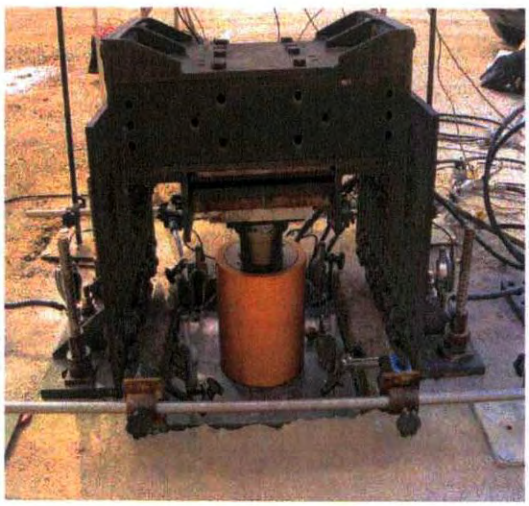
PBT 위치에 모래 깔기



연직 반력판 고정 지그 세팅



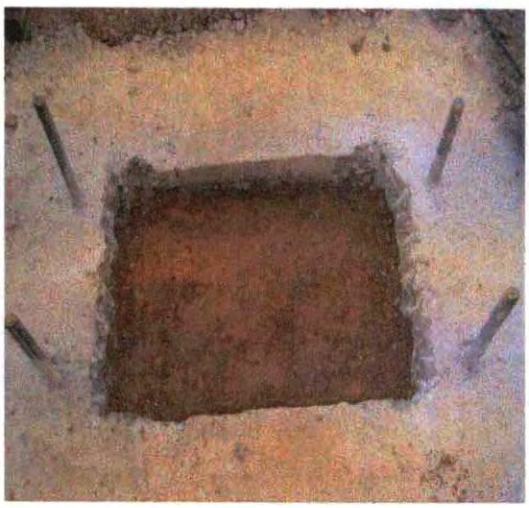
Bearing plate 세팅(500 × 500 × 51)



Jack, dial gage, 반력판 세팅 완료



정압유지 장치로 시험 중



지압판이 침하된 양상(시험 종료후)

Fig. 3.15.36 PBT 연구결과의 실용화 시도(강원도 삼척 현장)

제 4 장 연구목표 달성도 및 관련분야 기여도

4.1 연구 성과

4.1.1 지질공학과 지반공학의 상호 보완적 관계

암반공학은 지질공학과 지반공학 분야에서 서로 중첩되는 부분이 많다. 거시적 안목에서는 지질공학, 근접 또는 비교적 국부적 현장은 지반공학이 더 세밀하게 다룬다. 특히, 지반공학에서는 암석의 역학적 특성 즉, 강도정수에 치중한 반면에 지질공학에서는 생성연대와 대규모의 지질변화에 주안한다. 이 연구의 궁극적인 목적은 불량 암반의 강도정수를 보다 신뢰성있고, 정량적으로 구해서 설계/시공/감리/관리 등에 최적치를 제공하자는 데 있다.

이 연구의 주관연구기관에서 불량 암반에서 Test block을 형성하여 실제로 강도정수를 구했고, 위탁연구기관에서 그 현장의 시료로 지질공학적 측면에서 특히 강도정수에 관련된 특성을 조사하여 비교한 것은 하나의 성과로 여긴다. 즉, 이 연구에서 조사된 아래의 강도정수들은 두 강도규준에 중복되는 변수들이다.

(1) 비파괴 시험자료로 추정한 강도정수와 실측치의 비교

- Hoek-Brown(H-B) 강도규준

대운천교 현장 : c = 2.013 Ma, ϕ = 30.1°(σ_{ci} = 58 MPa)

장안휴게소(시연회 현장) : c = 1307 Mpa, ϕ = 28.2°(σ_{ci} = 45 MPa)

- Barton의 강도규준

JCS = 10 MPa : c = 0.28 Mpa, ϕ = 47.4°

JCS = 15 MPa : c = 0.34 Mpa, ϕ = 50.7°

- Hoek-Brown 규준의 점착력은 실측치의 3 배 이상, 내부마찰각은 1/2 정도 낮게 추정되었다.
- Barton 규준에서는, 점착력은 실측치의 1/2, 내부마찰각은 실측치와 거의 유사하거나 높게 추정되었다.
- 위의 결과에서, H-B 규준과 Barton 규준의 강도정수는 서로 상반된다. Barton 규준은 점착력이 낮고 내부마찰각이 높다. 반면에, H-B 규준은 점착력이 높고 내부 마찰각은 낮게 평가되는 경향이다.

이는 자명한 결과이다.

Heok-Brown은 신선암의 3축 압축시험 결과로 도출한 경험식이다. 따라서, 파괴포락선의 입력변수 중에 인장강도(σ_{tm})가 포함된 무결함 암석이기 때문에 점착력이 있기 마련이다. 이 성분은 무수직응력($\sigma_n = 0$)의 전단강도이다. Mohr-Coulomb (M-C)의 강도규준은 흙을 대상으로 유도된 것인데, 흙에서는 점착력이 입자 상호간의 전기화학적인 인력(attraction)에 관계되는데 비해서 암석은 연속체의 접착력이나 결합력(Cementation or bonding stress)이다. 따라서, 수직응력 수준이 거의 없는 상태($\sigma_n \approx 0$)에서는 H-B 규준을 M-C 규준으로 환산한 점착력은 공식 유도대상의 물질 자체가 다르기 때문에 Barton 규준에 비해 근본적으로 높다.
반면에, Barton 규준은 생돌을 일부러 쪼개서 맞물린 면끼리의 마찰저항에 주안하여 도출한 경험식이다. 이미 쪼개진 면에 무슨 점착력이 있겠는가. 따라서, Barton 규준은 점착력이 0이다. 단지 지반공학자들에게 친숙한 M-C 규준으로 환산한 강도정수일 뿐, 암석의 접착력/점착력/부착력(bonding/cohesion/adhesion)이 아니다. 그래서, 이를 순간점착력(Instantaneous cohesion) 또는 겉보기 점착력(Apparent cohesion)으로 달리 표현한다.

(2) 강도정수의 비교결과

- 지질공학적 특성치로 구한 암반의 강도 특성치, 즉 비파괴 자료로서 전술한 역해석 방법으로 추정한 강도정수와 현장에 Test block을 형성해서 실측한 것의 중앙값을 정리하면

Hoek - Brown (estimated)	c 1.5 MPa, ϕ 30°
Barton (estimated)	c 0.3 MPa, ϕ 48°
This R & D (현장실측)	c 0.5 MPa, ϕ 48°

- 전단강도는 수직응력의 종속변수이므로, 평가대상 현장이나 구조물에 작용하는 수직응력의 크기가 중요하다. 여기서는, 현장에서 실측한 수직응력 범위가 0.4~1.66 MPa이다.
- 현장에서 실측한 강도정수 범위는 H-B 강도규준으로 추정할 경우는 수직응력 수준 4~6 MPa이하에서 교란계수 0.3~0.5에 해당된다.

4.1.2 개발된 기기들

여기서 개발된 다음의 기기들은 성능검사 결과 만족할 만한 성과를 거두었다.

(1) Data logger

Analog 16 ch., Digital 16 ch. 총 32 chanel의 실측 자료를 동시에 입출력가능하다. 특허출원(출원번호 10-2006-0050770, 접수번호 1-1-2006-0398501-40)완료하여 우선 심사중이다. 상품화가 가능한 제품으로 개발되었다.

(2) 개량형 PLST

재하점간의 거리가 자동 측정되므로, 파단시에 Point가 관입된 깊이를 보정할 수 있다. Load cell type으로 파단하중을 측정한다. 2007. 04.에 지적재산권의 출원완료.

(3) 직접 인장 시험기

습식과 건식으로 시제품을 개발했다. 특히, Female cone type의 건식은 공시체 제작시간을 절략할 수 있는 신개발품이다. 편심방지를 위해서 연구의 3차연도(2006. 08. 20.~08. 19)에 Hydraulic jack 1개를 사용하는 방식으로 개선하여 성능검사결과 만족할 만하다. 이것은 2007. 10. 23에 특허등록을 완료.

(4) Tilt/Pull test

1 개의 시편 크기 300 × 300 × 15를 한 쌍으로 맞물려서 기울이기/끌기 시험이 가능하다. 실내는 물론 현장시험으로 가능하다.

(5) 불량 암반 현장에 Test block 형성법

일축 압축시험이나 직접전단 시험을 위한 Test block 400×400×500 정도를 형성에 Know-How가 축적되었다. Open-cut 현장에서 시험할 수 있는 여건을 국내 최초로 마련한 셈이다. 이 방법은 2007. 08.에 특허 출원 완료.

(6) 불량 암반의 강도특성을 종합적으로 구할 수 있는 기틀의 마련

Data logger를 기본으로 하여 PLST, 직접인장 시험기, Tilt test, Pull test, 현장 시험을 가능케 하는 DSST의 Load frame 등은 불량 암반의 강도특성을 종합적으로 파악할 수 있는 도구이며, 이것들을 이 연구에서 개발했다.

4.2 연구 목표의 달성도

Hydraulic jack의 자동제어 시스템을 제외하고는 거의 달성하였으며, 미진한 부분은 계속 보완하거나 개발중이다. 요약하면 표 4.1과 같다.

표 4.1 연구목표의 달성도(2007. 06. 16 현재)

목 표	내 용	달성도 (%)
불량 암반 현장의 지질공학적 특성조사 및 강도정수와 상관성 분석	- 불량 암반 현장 답사 및 시료채취 - 지질공학적 실내시험 - 강도정수 추정(RMR, JRC, JCS, c & ϕ)	100
1차 연도에 구입 개발한 기기들의 보완	- Hyd. Jack(Duralumin, 1.2/0.8 MN) - Sinker Drill Bit ϕ 52로 보완 - Rock saw의 벨트 교체 및 정기점검 - 정압유지 장치 ± 5% - 정변형량 유지 장치 0.1 mm/min 유지	100
Load frame의 개발	- 반력판은 Honey comb 방식으로 설계/제작 완료후 성능검사 결과 운반에 무거워서 재제작 -. 하부상자 고정판 재설계/재제작 - Lab. DSST system 보완함	100
Shear box/PBT 용 Jigs	- Alumec 89로 Plate 제작완료 - 실내 및 현장 시험용 상/하부 전단 상자 제작완료 및 성능검사 중	100
개량형 PLST 개발	- Point-to-Point 거리 자동측정 가능 - Conical Platen에 Load cell 직접 장착 - Linear bearing으로 Point 접촉 편심오 차 0.1 mm 이내로 제작함. 2007. 04에 특허출원	100
NX-core의 직접 인장 시험기 개발	- 쐐기 형과 아령 형으로 제작완료 - 무결함 NX Core 20cm이상이 필요함 - Center-holed or Toe jack으로 개발(특허 출원)	100
Data Logger의 개발	- 특허 출원완료(2006.06.07); 출원번호 10-2006-0050770(접수-1-2006-0398501-40) - Analog 16 ch + Digital 16ch 동시 측정가 - UCST, DSST, TCST 모두 사용가능한 범용임	95
불량 암반 현장의 사례연구	- 2006. 05. 01에 사례연구현장(부-울 고속국도 건설 제 5공구 대운천교 공사)에 토압계 10개, 침하봉 2개, 침하판 2개 매설 완료 및 계속 계측중 - 계속적인 계측(3~4회)/년 - In Situ UCST 결과 σ_c = 1.6 MPa - 지내력(q_a) 1.6 MPa(과다 설계임을 확인)	90
불량 암반 현장의 Rock bolt 시공 및 인발시험	- 사례연구 현장에서 6개 실험(총 25개 실험) - 지하수가 있는 불량 암반의 부착강도는 0.2 MPa임	100

4.3 관련분야 기여도

(1) 현장상태의 측진 및 최적설계화

불량 암반은 실내의 역학 시험용 시료 채취가 불가능하다. 따라서, 현장상태로 시험해야 한다. 이 연구가 종료되는 시점에서는 불량 암반에서 Test block의 형성, UCST, PBT, DSST 등의 시험이 가능하다. 종래의 시험기 미개발로 인한 강도정수의 정량적 표현이 불가능하던 것이 해소되므로 최적화 설계에 기여할 것이다,

(2) 현장시험의 확산

연구가 성공적으로 마무리되면, 불량 암반의 강도정수 측정이 보다 쉽게 접근할 수 있으므로, 현장시험이 확산 발전될 것이다.

(3) 개발된 기기의 이용으로 보다 정확한 Data의 획득

개발된 Data logger, 개량형 PLST, 직접인장 시험기, 현장/실내 겸용의 경량화 UTM 등은 지반공학을 전문가가 시험원리, 사용자의 편의, 시험의 정확도에 치중하여 개발한 것이므로 종래의 기계공학적 성능위주보다 더 정확한 Data를 얻을 수 있다.

(4) 인접학문과의 연계연구 촉진

여 연구처럼 주관기관은 파괴시험을 전제로 한 강도정수를 측정용 시험기 개발, 위탁연구기관은 그 시료의 비파괴 사험한 결과를 서로 비교하여 상관성을 도출 하여 상호보완적 연구가 활발해질 것이다.

제 5 장 연구 성과 및 활용계획

5.1 연구성과 기술적 측면

(1) Data logger의 특허출원 완료(2006. 06. 07 접수되어 우선 심의중)

- 압력/하중/길이 측정을 위한 시험기에는 모두 사용가능한 범용임
- 사용자 위주로 개발하였으므로 Test Data의 입/출력, 편집 등이 편리함. 즉, 실측중인 Sensor 값과 시험 대상 물체의 정보(무게, 높이, 길이, 부피, 단면적 등)를 변수화가 가능하므로 User가 간단한 Programming이 가능함.
- 저렴한 가격(1대 당 800만원 정도)이므로 경쟁력이 있고 수입대체화 가능

(2) 개량한 점재하 시험기(PLST device) 사용결과

- Point-to-point 거리가 자동 측정되므로, Blocky samples에 아주 편리하다.
- 파단시의 하중계측기에서, 기기의 마찰을 해소시킨 Load cell과 Hand pump에 장착한 압력계로 측정한 강도비 $I_{s(L.cell)}/I_{s(\mathrm{Pr}.gage)}$는 1.091(상관계수$\rho$ 0.983)으로서 기존방법의 하중이 더 크게 나타났다.
- Point-to-point의 축간 편심오차 0.2 mm이하. 불규칙 시료의 점간 거리와 파단시의 관입깊이 D'의 자동측정, 압력 펌프의 압력전달 과정에서 생기는 마찰저항을 시킨 개량형 PLST는 매우 유용하다.
- 이방성지수(I_{sa})는 기존방법보다 개량한 PLST-값이 더 분명하다. 특히, 퇴적암에서 적색 셰일은 2.93/2.13(=1.38), 흑색 셰일에서는 4.00/2.56(=1.56)로서 확실한 차이를 보인다. 이는, Diametral loading은 파단시에 Point 관입 깊이가 더 크기 때문이며, 이를 자동 측정되게 개량한 PLST는 정확히 측정됨.

(3) 직접인장 시험기

직접인장 시험기는 표준형이 없기 때문에 여기서 개발한 식품의 성능검사는 동일한 시료로 Brazilian test와 1축 압축시험을 수행한 결과를 상호 비교하였음.

- 직접인장 시험에서 파단시의 축방향 인장 변형량은 0.2 mm 이내로 아주 적다.
- 강도비 σ_{tB}/σ_t는 평균 1.22, 변동계수는 0.24로서 직접인장강도가 20 % 더 높게 나타남. 여기서, $\sigma_{t(B)}$ 및 σ_t 각각 Brazilian test 및 개발한 직접인장 시험기로 시험한 인장강도이다.
- 강도비 σ_c/σ_t비의 평균 - 변동계수(c.o.v)는 21 - 0.1, σ_c/σ_{tB}는 20 - 0.38임.변동계수로 볼 때, 여기서 개발한 직접인장 시험기의 편차가 더 적다. 따라서, 개발한 직접인장 시험기는 매우 유용함을 알 수 있다.

(3) 기울이기/끌기 시험

2차 연도연구의 실내 직접전단 시험 예에서, 콘크리트 블럭 200 × 200 × 130의 중앙면을 전단하여 2개로 분할된 시료 A-군 3조와 200 × 200 × 60짜리 2개를 포개서 전단한 시료를 한 쌍으로 맞물린 시료 B-군 4개로 기울이기/끌기 시험을 시험한 결과는 다음과 같다.

- 시료 A/B-군의 최대 마찰각은 Tilt test에서 51.2° / 42.1°, Pull test에는 53.4° / 45.0°로서 Pull test로 구한 것이 Tilt test보다 약간 더 높게 나타남.이는 Tilt test는 순간적으로 활동되는데 비해서, Pull test는 시료가 움직이더라도 끌릴 때에 요철면이 깎이므로 Asperity component 저항이 더 크기 때문임.

(4) 현장 1축 압축시험(UCST)

무결함 암석의 코어 채취가 불가능한 현장에 형성한 Test block 350 × 350 × 490 및 350 × 350 × 500 2개에 대하여 시험을 수행하였다.

- 파괴유형은 취성 - 연성 파괴(brittle - ductile)의 중간 정도이며, 1축 압축강도 2.07 MPa, 대응 변형율 2.4 % 및 변형계수(E) 0.74 GPa로 나타남.
- 육안 관찰로 Test block 표면에 나타난 Fissure/Crack의 틈새 두께 0.1~0.5mm이었다. 이 정도의 결함이 있는 Test block은 UCST는 거의 무의미하지만, σ_c는 PBT의 항복 지지력(q_y), E 는 지반반력계수(K, MPa/mm) 정도이다.

(5) 평판 재하 시험(PBT)

- 정압유지 장치는 40 MPa이하에서는 정압 유지 오차가 ± 3%인데 비해서 40 MPa 이상에서는 ± 5%이었다. 이는 장착된 Accumulator(40 MPa)의 한계인 것으로 사료된다.
- 재하판 330 × 330 및 490 × 490 2개로 시험하였다. 침하량 vz. 지지력 관계도에서 구한 항복지지력(q_y)은 각각 1.75 MPa 및 1.79 MPa, 지반반력계수(K)는 3.23 MPa/mm 및 1.79 MPa/mm로 나타났다.

(6) 형성한 test blocks, 가상 전단면 두께 및 최대 전단 변형량

- Test block(350 × 350 × 500) 5 개를 형성하여 DSST 2 개소, UCST 2개소 수행.
- One test block을 4개의 가상 전단면으로 구성하여 1회 전단 상자 폭을 70 mm로 취했는데 시험결과 다소 낮은 듯하여 75mm로 재 제작하였다.
- 상/하부 전단상자의 이격거리, 즉 전단 예상면의 폭(두께)를 0.034 Lo(12mm)로 제작했는데, (-) 최대 변화량 - 3.7mm에 비해서 너무 큰 것으로 사료되며, 이 거 리는 0.025 Lo 정도로 제안한다.

- 전단변형 길이를 45 mm(0.13 Lo)로 제작했는데 0.1 Lo(35 mm)이면 충분함이 확인되었다. Lo는 정방형 시료의 변 길이로서 여기서는 350 mm이다.

(7) 정압유지 장치의 검정결과, 유지시간 70~120 분에서 설정압 유지오차는 2~5 %임을 확인하였다. 예를 들면, 설정압 271 Mpa에서 109 분간에 최저 268.5~273.9 MPa로 유지되었다.

(8) 정변형량 유지 장치의 검정

- DC motor의 회전운동을 왕복운동으로 전환하여 핸드 펌프 2대에 연결한 정변형량 유지 장치로 전단하중을 작용시킨 결과 시간에 따른 변형량은 거의 직선 관계 임을 확인되었다(상관계수 0.965).
- Hyd. jack의 단면적 143 cm^2, Motor 회전속도 설정치 1/2~1 rpm에서 Ram의 이동량이 0.2~0.36 mm/min으로 유지되었다.

(9) 자연 상태와 전단면에 대한 재전단

- 자연 상태에서 전단한 후에, 전단된 상부 상자를 다시 원위치로 가져와서 전단파괴된 면끼리 짝을 맞추어 동일한 수직하중으로 재전단하였다.
- 2 차 연도의 끌기시험은 Load frame의 회전성 문제점과 전단된 면의 재전단(Re-shear on the sheared surface)은 전단 파괴면을 절리면으로 가정한 시험이므로, 원상태와 재전단시의 절리면 방향이 서로 반대로서 비교가 곤란하여 전단된 것을 다시 인위적으로 원위치에 옮겨서 재단하였다.

(10) Dilatation 영향

- 수직응력(σ_n) 0.42, 0.83, 1.25 및 1.67 MPa으로 시험결과에서, Dilatancy 변화량은 전단된 면에 재전단하면 원상태 시료보다 크며, σ_n이 낮을수록 낮았다.
- 전단 변형량의 변화량 0.2~0.36 mm에 대한 Dilatation 변화량으로 취한 요철면의 변화 각도(asperity)는 Test block No.2의 원상태 시료는 수직응력-팽창각 관계는 0.43 MPa-21.0°, 0.88 MPa-18.0°, 1.23 MPa-16.4°, 1.66 MPa-15.0°, 재전시료는 0.48 MPa-18.3°, 0.88 MPa-16.0°, 1.22 MPa-14.5°, 1.61 MPa-13.6°이었다. 이는 원상태 시료는 예상 전단면으로 파괴되지 않고 예상전단면의 위/아래로 파괴되어 요철면의 굴곡도는 크지만, 이 면에 짝을 맞추어 재전단하면 파괴면 사이에 끼인 파편들이 구르거나 닳기 때문으로 여겨진다.

(11) 강도정수

- 내부마찰각과 겉보기 점착력은 Test No.1의 자연상태는 49.7° - 0.72 MPa, 재전단 시료는 42.0° - 0.65 MPa, Test No.2의 원상태 및 재전단 강도정수는 각각

45°- 0.55 MPa 및 40° - 0.52 MPa로 나타났다.

- Peak point에 이르는 전단 변형율은 원상태 시료는 3~4 %(10~14 mm), 재전단시료는 3.5~6.0 %(12~21.0 mm)로서 재전단 시료가 항상 더 높다.

5.2 활용계획

(1) 개발한 Data Logger

- 참여기업인 (주)동아지질에서 완제품이 출시될 경우 구입의사를 밝힘
- 시험 결과를 자동 정리되는 프로그램을 장착하여 자동화로 발전시킬 필요가 있음.

(2) 개발한 개량형 점재하 강도시험기

- Point-to-Point 거리가 자동 측정되므로, 불규칙 시료(Blocky lump)에 적합.
- Conical Platen에 Load cell을 장착하여 파괴하중을 측정함으로써 기존의 압력계에서 읽은 방식보다 정확함(실험결과 압력계로 읽은 것이 Load cell로 측정한 값보다 95% 이상 더 높음을 확인함)

(3) 사례연구 현장의 지속적인 계측

- 불량 암반 현장에서, 평판재하 시험, 일축압축 강도 시험을 수행.
- 연구대상 구조물의 기초 밑에 토압계와 침하계를 매설하여 지속적으로 계측
- 현장상태로 시험하여 강도정수를 정량적으로 제시하므로 불확실성이 해소됨.
- 실험한 값과 기존의 설계치와 비교하여 최적와 설계/시공/감리의 자료 제공

(4) 암석 Core 용 직접인장 시험기

- 세계적으로 처음 시도된 시제품임
- 쐐기형과 아령형으로 개발한 시제품의 성능검사 결과, 고정부의 활탈이 잦았음. 쐐기형의 마찰저항응력은 2 MPa 아령형의 부착응력은 2.5 Mpa이었음.
- Toe jack이나 Center-holed jacking type으로 하중과 인장 변형량을 측정가능하게 개발할 여지가 있음.

(5) 암석 Core와 Con'c 공시체에 대해서 개발한 기기들로 다음의 시험에 이용한다.

① Rock core(NX) : 점재하, 직접인장, 1 축 압축, 직접전단 및 3 축 압축 시험 등

② Con'c 공시체 : D35, D50, D75, D100 등을 준비하여 위 1)과 같은 시험

③ 기존의 Lab. UTM을 대체한 실용화 가능

④ 시작품을 이용한 지속적인 시험과 연구논문 발표

- 재하속도에 따른 강도정수의 영향(Strain rate effect)
- 동질시료(인공시료)의 크기별 강도차이(Scale effect)

- 원상태 시료와 재전단 시료의 강도정수 비교 분석
- 무 수직응력 상태의 전단강도

(6) 국내의 다른 불량 암반 현장에 진행 중이거나 Turkey base 형태로 수행되는 설계회사와 협의하여 현장시험 대행하고 활용처를 추천받는다.

① 형성한 Test block의 채취

② 현장에 형성한 Test block 또는 실내시험으로 일관성 시험수행과 비교

- 점재하 시험(PLST)
- 직접전단 시험(DSST)
- 평판재하 시험(PBT)
- 1축 압축강도 시험(UCST)

③ Lab. test

- 직접 인장 시험(Uniaxial tension strength test)
- 기본 마찰각 시험(Tilt/Pull test)
- Slake durability
- 점재하 시험(PLST)
- 직접전단 시험(DSST)
- Tilt/Pull test
- 1축 압축강도 시험(UCST)
- 3축 압축강도 시험(TCST)

(7) 사례연구 현장의 토압계와 침하계의 지속적인 계측결과에서 기존의 설계치와 비교하여 설계/시공/감리의 최적화 자료를 추출, 관련학회에 발표한다.

(8) 정하중 유지 1.5~60 MPa 급 Hyd. pump는 말뚝의 연직 정재하 시험과 평판재하시험에 활용가능

(9) 개발한 Data logger의 상품화

(10) 개발한 개량형 점재하 시험기와 직접인장 시험기의 상품화

(11) 개발한 CNL type의 DSST 기기를 CNS type 전환가능성 모색한다.

(12) 실제 이용사례

- 동해안 산업도로 확포장 공사 현장
- 답사(2007. 08. 03), 시험준비(2007. 08. 09~11) 및 현장시험(2007. 08. 22~24)

(13) 신기술 등록 신청 계획

제 6 장 연구과정에서 수집한 해외과학 수집정보

아래의 참고 문헌에서, 암반의 강도규준을 정리할 기회가 있었고, 여기에 요약한다.

6.1 Lab. DSST 장치는 CNL보다 CNS가 낫다

- Johnston, I.W., & Lam, T.S.K.(1989), Shear behaviour of regular triangular concrete/rock joints analysis. Engr., ASCE, 115(5) : 711-727.
- Indraratna, B.(1990), Development and application of a synthetic material to simulate soft sedimentary rocks, Geotecknique, 40(2) : 189-200.
- Indraratna, B., Haque, A. & Aziz, N.(1999), Shear behaviour of idealised in filled joints under CNS, Geotechnique, 49(3) : 331-355.

(1) 시험장치

- 시료 크기 : 상부이동(L×H× t = 250×150×75),
  하부 고정(L×H× t = 250×100×75)
- 재하 장치
  스프링 상수 : $k_n = \Delta N/\Delta\delta_v$ = 8.5 kN/mm(867 kgf/mm)
  수직 하중 : hyd. jacking(최대 180 kN, 18 tf) - CNL type
  전단 하중 : hyd. jacking(최대 120 kN, 12 tf)
  Shear rate : 0.35~1.70 mm/min.
- 변 위 계 : 수직변형(압밀량 및 Dilatation - 0.5~5mm),
  전단 변위($\Delta L_{max} \leq 0.08\, L_o$)

(2) 공시체

■ 인공 Joint 재료

- Soft rock joints ; Gypsum plaster($CaSO_4 \cdot H_2O$, hemihydrate, 98 %)
- W/C = 60 %로 물과 혼합 후 초기 양생 25 분간
- D50은 건조로(온도 50 °C)에서 2주간 양생
- σ_c = 11~13 MPa, E = 1.9~2.3 GPa

석탄, 깨지기 쉬운 석회석, 점토 쇄일, 이암 등의 복제에 적합 ; Indraratna(1990)

■ 인공 절리 공시체

- 규칙적인 톱니로 준비 ; Indraratna(1998)
- Gypsum plaster로 하부 성형 후 상부 성형
- asperities 만들기 ; Type Ⅰ(각 9.5°) Type Ⅱ(각 18.5°) Type Ⅲ(26.5°)

① 인장 절리 공시체
- Brzilian test로 인장 파괴면을 상품화된 Plastibond로 부착 후 24시간 양생
- 전단상자 치수에 맞게 절단 → 상자에 넣어 Plaster로 밀착 고정
  → 건조로(50 °C)에서 양생 → 실온 방치

② 자연 절리 공시체
- 호주 캥거루 계곡의 rockslide 주변에서 층상의 이암과 사암을 채취
- 사암류 ; dark-grey claystones, mid-grey siltstone/fine sadstone laminates
- 중간~조립질 석영이 68~70%
- 실험실 운반 및 Cutting ;
  상부 상자용(250×75×150)과 하부상자용 250×75×100
- σ_c = 20~33 MPa(고도 풍화 사암)
- 톱질한 인공 절리의 기본 마찰각(ϕ_b) 32°

(3) 절리-암석의 CNL Lab. Test 사례
- 절리면의 수직강성(k_n)에 따라 전단강도가 다르다.
- 충진물이 없는 경우에도 파괴강도는 CNL보다 CNS가 더 크다.

① Shear rate의 영향
- σ_n 0.62~2.78 MPa, shear displacement rate 0.05~500 mm/min
- 경암 ; 전단변형속도가 빠를수록 전단저항력이 감소
- 연암 ; 전단변형 속도에 따라 전단강도가 증가되나 어느 한계에서 불변

② 절리의 전단강도 영향
- CNS(k_n = 8.5 kN/mm) and CNL(k_n = 0)
- CNS는 전단 중에 Normal stress가 증가되므로 CNL보다 전단강도가 증가된다.

③ 파괴시 수평방향 변형량의 영향
- peak point의 수평 변형량은 항상 CNS가 CNL보다 더 높다.

④ CNS의 수직응력 영향
- σ_{no}이 낮을수록, asperity가 많이 깎이므로 전단 중에 σ_n이 크게 변한다.
- 자연의 절리-암반이 편평한 절리면이 아닌 경우는 CNL test는 불합리하다.

⑤ Dilatation의 영향 : CNL은 CNS보다 더 크고 과평가된다.

⑥ 파괴규준선의 영향

- Saw-tooth(인공절리) 시료는 CNS는 선형변화이지만, CNL은 bilinear 변화
- CNS는 인장절리보다 asperity가 큰 것이 파괴점의 편차가 더 크다.
- CNL은 강도정수가 과대평가되므로, 충상퇴적층이나 절리암반의 굴착공사는 CNS - 강도정수가 더 신뢰성이 있다.

(4) Unfilled/clean joint의 CNS 전단거동

① 시험조건

- σ_{no} = 0.05~2.63 MPa
- Shear stiffness(k_n) = 8.5 kN/mm(820 kgf/mm)
- shear rate 0.5 mm/min ; 0.35~1.67 mm/min

② 시험결과

- peak point : σ_{no}가 낮을수록 Δh은 증가, 전단중의 σ_n 변화율도 크다.
- Dilatation : σ_{no}가 낮을수록 크다.
- 동일한 σ_{no}에서, i = 18.5°은 i = 9.5°에 비해서 dilatation이 크다.

(spring 성능 원인이다. $\sigma_n \geq 0.7$ MPa 선형변형, $\sigma_n < 0.7$ MPa 비선형변형.

Cartin Edelbro(2003), Rock Mass Strength - a Review, Technical Report, Dept. of Civil, Div. of Rock Mechanic, Luleå Univ. of Technology

6.2 무결함 암석 강도규준의 일반적 경향

- 무결함 암석의 강도규준은 Lab. test 결과의 경험식이다.
- RMR 따위를 고려해서 암반(rock mass)에도 적용하려는 노력이 계속중
- Hoek - Brown 규준이 널리 이용되며, 불량 암반에 적용시키는 연구가 진행중

(1) Fairhurst(1964) : 무결함 암석의 Brazilian test 결과를 Griffith 이론에 적용

단순화 식 ; $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = a + b(\sigma_1 + \sigma_3)$

- σ_c/ σ_t 값이 고정된 값이 아니다.
- Sheory(1997)은 3 축 시험결과를 대입했더니, σ_c는 거의가 허수이더라.

(2) Hobbs(1964, 1970)의 무결함 암석/파쇄암의 강도규준

- 석탄의 3축시험 결과로 무결함 암석으로 전환
- 1970년 불량 암반 공식(21) 제안(신뢰성은 매우 의문)

(3) Bodonyi(1970) 선형 규준식

- 사암과 석회석의 축압축 시험결과로 $\sigma_1 = \sigma_c + a\sigma_3$

(4) Franklin(1971) 곡선형 파괴규준 : $\sigma_1 - \sigma_3 = A(\sigma_1 + \sigma_3)^B$

- Griffith 공식과 유사 ; $\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{\sigma_c(\sigma_1 + \sigma_3)}$
- Curved criterion : $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3 + \sigma_c^{1-B}(\sigma_1 + \sigma_3)^B$

(5) Hoek - Brown 파괴규준

(6) Ramamurthy(1985, 2001) ; $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = a + b\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^a$

(7) Bieniawski(1974) & Yudhbir(1983)

- jointed plaster and sandstone specimens

(8) Johnston(1985) : $\frac{\sigma_3'}{\sigma_c} = \left(\frac{M}{B}\frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1\right)^B$ & $\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = -\frac{M}{B}$

정규압밀토(B = 1) ; $M = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$(Mohr-Coloumb 기울기와 동일)

(9) Sheorey(1989) ; Balmer 규준을 석탄으로 3축 압축 시험 결과

(10) Yoshida et al.(1990) ; $\sigma_1 = \sigma_3 + A\sigma_c\sqrt{\frac{\sigma_3}{\sigma_c} - S}$

- 흙 암석이 softening 거동을 σ_t, σ_3, σ_c, A, B, S 등으로 표현
- A, B, S는 3축 압축 시험이나 직접 전단시험으로 구함
- $\sigma_3 = 0$; $A = S^{1/B}$
- Mohr-Coulomb Criterion은 B = 1, $\sin\phi = \frac{A}{2 + A}$, $c = -\frac{AS\sigma_c}{\sqrt{4 + 2A}}$
- Hoek-Brown Criterion은 B = 2, $m = A^2$, $s = A^2 S$

표 6.1 무결함 암석의 강도규준

파괴 공식	개발에 대한 평가	최초 제안자/저자
$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = a + b(\sigma_1 + \sigma_3)$	Griffith 이론을 실험적으로 일반화	Fairhurst(1986)
$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 + F\sigma_3^f$	무결함암석의 실험식	Hobbs(1964)
$\sigma_1 = \sigma_c + a\,\sigma_3^b$	이 책에는 상세내용 언급 않음	Murrel(1965)
$\frac{\tau_m - \tau_o}{\sigma_c} = D\left\|\frac{\sigma_m}{\sigma_c}\right\|^C$	무결함 암석 실험결과의 곡선 적합화. Hoek이 제안했는데 상세내용 언급없음.	Hoek(1968)
$\sigma_1 = \sigma_c + a\,\sigma_3$	약한 암석 3축시험 결과	Bodonyi(1971)
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c^{1-B}(\sigma_1 + \sigma_3)^B$	500개 시료의 경험식	Franklin(1971)
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\,\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_3}$	Griffith 이론 + 3축시험 경험식. 무결함/불량암 적용가능	Hoek & Brown(1980)
$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = a + b\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^a$	700 시료의 경험식	Bieniawski(1974) Yudhbir et al.(1983)
$\sigma_1 = \sigma_3 + a\,\sigma_c\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3}\right)^b$	80개 시료의 경험식	Ramamurthy et al.(1985)
$\sigma_{1n}{}' = \left(\frac{M}{B}\sigma_{3n}{}' + 1\right)^B$	흙과 암석 시료의 경험식	Johnson(1985)
$\sigma_1 = \sigma_c\left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t}\right)^b$	무결함 암석/고도 풍화암	Balmer(1952) Sheorey et al.(1989)
$\sigma_1 = \sigma_3 + A\,\sigma_c\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3} - S\right)^{\frac{1}{B}}$	A, B, S는 강도 정수	Yonshida(1990)

$\tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$, $\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$, a, b, F, f, C, D, B, M 등은 상수

6.3 암반의 파괴규준 경험식

- 암반 분류법의 이해, 파괴 규준의 이해, 대형 시료의 시험결과, 실무 경험
- 가장 널리 이용되는 파괴규준 : 표(5.1)
- Hoek-Brown(1980, 1983, 1988, 1995, 1997, 2001, 2002) 가장 널리 이용
- 분류법 : RMi, Palmström(1995), MRMR, Laubscher(1977), Q System, Barton(2002)

표 6.2 가장 널리 인용되는 파괴규준

파괴규준	Comments	제안자
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a$	2002 version	Hoek & Brown(1980)
$\sigma_1 = A\sigma_{ci} + B\sigma_{ci}\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}}\right)^\alpha$	A, B 상수, α = 0.65	Yudhbir(1983)
$\sigma_1 = \sigma_{cm}\left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_{tm}}\right)^{bm}$	RMR_{76}을 사용	Sheorey et al.(1989)
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_3' B_j\left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_3'}\right)^{aj}$	2001 version	Ramamurthy(1995)

■ Yudhbir Criterion(1983) ; Bieniawski

• 신선암에서 고도 풍화암(취성파괴에서 연성파괴까지) 포함되는 파괴규준

- rock mass quality indices로 표현
- Lab. test ; 쇄석, 신선암, 연암 등으로 3축 압축, DSST, UCST, Brazilian test

• Hoek-Brown 규준과 취성파괴는 아주 일치, 연성파괴까지 확장해도 거의 일치.

• 일반식 ; $\frac{\sigma_1'}{\sigma_c} = A + B\left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_c}\right)^\alpha$

여기서, A : σ1 vs. σ3 좌표평면에서 위치를 제어하는 무차원 상수

A = 1 ; 신선암, A = 0 ; 완전 분쇄된 암반

B : 암종에 따른 상수(연암은 낮고, 경암은 높은 값) ; 표(5.2)

α : 암종과 암질에 무관한 상수(α = 0.65로 제안함)

6.4 암반의 분류법

- characterization : 색깔/형상/무게 따위르 강조할 경우
- classification : 불연속면의 특성(절리 군의 수/간격/거칠기/틈새의 이물질/지하수 등)
- 분류는 간접적인 표현이며, 변형계수 따위를 직접적으로 구하는 것이 아님.
- 분류는 암석의 기본적 표현의 필수요소
- Riedüller(1999) ; 분류명 하나로서는 이방성이나 시간의존성은 표현불가
  - Singh et al.(1999) ; 정량적 표현
- 지질공학자/설계자/시공자/기술자들 간의 공통어
- 기술자의 관찰/경험/판단 등을 정량적인 표현의 필요성
- 수치로 표현해야 명확함
- 지식의 구조화
  - Classification system

표 6.3 분류에 이용된 공통적 인자

분류법 / 분류인자	RQD	RSR	RMR	Q	MRMR	RMS	MBR	SMR	*RAC	GSI	RMi
Block size							√				√
절리방향							√				√
절리군 수				√		√				√	√
절리 길이											√
절리 간격	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√
절리면강도		√	√	√	√	√					
암종		√									
응력 상태				√	√		√				
지하수 상태		√	√	√	√	√	√			√	
신선암 강도			√	√	√	√	√	√	√	√	√
발파 손상							√			√	

* RAC : Ramamurthy & Arora 분류

표 6.4 Palmströng(1995)이 재구성한 암반 분류법 종류

분류법 명	제안자	나라	적 용	형식	비고
암석 재하론	Terzaghi(1964)	USA	강재 지보 터널	D. Form B. Form Fun. Type	현대 터널공사에 부적합
자립시간	Laufer(1958)	호주	터널굴착	D. Form G. Type	보수적
NATM	Rackwitz (1964/65/75)	호주	터널 /과도응력 지반	D. Form B. Form 터널 개념	버럭이 튀어나오는 터널에 적합
RQD	Deere et al. (1966)	USA	Core logging 터널 굴착	N. Form G. Type	방향성에 민감
암석의 역학적 분류 추천	Pachtin and Coates(1968)		암석역학에 input	N. Form G. Type	
흙/암석의 통일분류	Deere et al. (1969), 흙(1948)	USA	입자크기 중심	D. Form G. Type	
RSR 개념	Wickham et al. (1972)	USA	강재보강 터널	N. Form Fun. Type	강섬유 보강 쇼크리트는 부적합
RMR-system (CSIR)	Bieniawski (1976)	South Africa	터널/광산/기초 등	N. Form Fun. Type	근본적인 경우의 기록은 미발표
Q-system	Barton et al. (1974)	Norway	터널/대형 동굴	N. Form Fun. Type	
광산용 RMR	Lauscher(1975)		광산		
유형적 분류	Matula & Holzer(1975)		공통적 표현수단	D. Form G. Type	
암석의 통일분류 (URCS)	Williamson (1978)	USA	공통적 표현수단	D. Form G. Type	
지반공학적 기본표현법(BGD)	ISRM(1981)	-		N. Form Fun. Type	
RMS	Stille et al.(1982)	Sweden		N. Form Fun. Type	수정 RMR
수정 RMR(MBR)	Cummings et al. (1982)		광산용	N. Form Fun. Type	
간편 RMR	Brook & Dharamrane(1982)		광산/터널	N. Form Fun. Type	수정 RMR 수정 MRMR
사면체 분류	Romana(1985)	Spain	사면	N. Form Fun. Type	
Ramamurthy/Arora	Ramamurdthy & Aror(1993)	India	신선암 /절리-암반	N. Form Fun. Type	수정 Deere & Miller에 접근
GSI	Hoek et al. (1995)	-	광산/터널	N. Form Fun. Type	
Rock Mass Number - N	Goel et al.(1995)	India		N. Form Fun. Type	응력해방 Q-system
Rock Mass index RMi	Palmström(1995) 응용	Norway	암석공학의 표현수단/특성	N. Form Fun. Type	

Descritive(D) Form : 설명적 표현에 근거, Numerical(N) Form : 특성을 수치적 등급

Behaviour(B) Form : 터널내의 암반 거동에 근거 General(G) Form : 일반적 특성에 근거

Functional(Fun.) Form : 구조적 기능에 근거

• 최신분류법 : Palmströng(1996)의 RMi

- RMi는 재료와 연관되고 암반 본질적 성질로 표현
- 고려되지 않은 것들 : 현장의 암반/지하수 영향/Block의 형상/구조물 부재의 하중(응력)의 방향 등

• RMi에 포함시킨 인자들의 자료획득방법

- 절리로 표현되는 암괴 크기 → 암괴 부피를 측정해서
- 암괴 강도 → σ_c 측정해서
- 암괴 표면의 전단강도 → ϕ를 측정해서
- 절리의 크기와 구획 → 길이와 연속성을 측정해서

제 7 장 참고 문헌

'(가칭) 부산울산고속도로주식회사', 고속국도 65호선 부산~울산간 고속도롤 민간투자사업, 구조계산 및 수리계산서(Ⅱ), 제 5공구 : 좌동~운화, 2005, 3pp. 2235~2240.

건설교통부(2003), 구조물 기초 설계 기준, 암반의 지지력, pp.222~225.

국립지질조사소, 1964, 한국지질도 양산도폭. pp 24.

국립지질조사소, 1968, 한국지질도 방어진도폭, pp. 14.

김 교원, 오 대열(1998), 토목 기술자를 위한 암반 공학(Ⅳ), 공학적 분류, 한국지반공학회지, Vol. 14, No. 4, pp. 222~237.

김 영수 외(2001), 층리면을 고려한 셰일의 공학적 특성, 한국지반공학회 논문집,17권 1호, 513

김 옥준, 정 봉일, 엄 상호, 장 기홍, 박 봉순, 강 필종, 1980, 한반도의 지진지체구조 분석에 관한 연구. 과학기술처, pp. 101-112.

김 용필 외(2002), 지반공학 시험법 및 응용, 제 4판, 세진사. pp.758~836.

김 종환, 강 필종, 임 정웅, 1976, Landsat-I 영상에 의한 영남지역 지질구조와 광상과의 관계연구. 지질학회지, Vol. 15, No. 5, p. 376-391.

류 연선(2001), 재료역학(얇은 벽의 내압용기), 구미서관, pp.101-104.

문 종규(2001), "암석의 일축 압축 강도와 점 하중 강도의 상관 관계 연구, 울산 지역의 사암과 셰일을 중심으로, 울산 대학교 석사학위 논문

박 성재 외 4인(1998), 원위치 직접 전단 시험에 의한 현수교 기초지반의 전단 강도정수(c, ϕ) 평가," 한국 토목학회 학술 발표회, pp. 93~96.

신 희순 외(2000), 토목기술자를 위한 지질조사 및 암반분류, 구미서관, pp.201~205

신 희순(1998), 토목 기술자를 위한 암반 공학(Ⅴ), 암반의 공학적 특성, 한국 지반공학회지 Vol.14, No. 5, pp. 248~258.

신 희순, 신 중호(1998), 토목 기술자를 위한 암반 공학(Ⅴ-1), 암반의 거동 특성, 한국지반공학회지, Vol. 14, No. 6, pp. 169~189.

윤 성효, 상기남, 1994, 경상분지 남부의 백악기 화산복합체의 콜드론구조 및 지질년대. 한국지구과학회지, Vol. 34, No. 2, pp. 205-215.

윤 우현, 천 병식(2003), 불연속면의 비선형 전단강도를 이용한 암반사면 쐐기 파

괴확률해석, 한국지반공학회 논문집, Vol. 19, No. 6, pp. 151~160.

이사로, 지광훈, 박노욱, 신진수, 2001, 산사태와 지형공간정보의 연관성 분석을 통한 장흥지역 산사태 취약성 분석. 자원환경지질, Vol. 34, No. 2, pp. 205-215.

이송 외(1995), 점하중 강도를 이용한 한국 화강암의 일축 압축 강도 추정법, 대한토목학회 논문집, 15권 4호(토질 및 기초공학), pp.1015~1027.

이수곤 외(1991), 경부고속도로(수원남이간), 영동고속도로(신갈원주간) 확장공사 실시설계를 위한 토목지질조사 보고서, 한국 동력자원 연구소

이영휘 외(2000), 압축강도와 풍화에 관련된 퇴적암의 공학적 특성, 한국지반공학회 논문집, 16권 1호, pp.517.

이인모(2001), 암반 역학의 원리, 암석의 전단강도론, 도서출판 새론, pp.164~187.

이정인(1995), 암반 사면공학, 도서출판 엔지니어즈, 암석의 전단강도, pp.111~116.

이 희근, 양 형식(2002), 암석역학-이론과 해석, 서울대학교 출판부, 2002, pp. 137-148

자원개발연구소, 1978, 한국지질도 동래·월내도폭, pp.27.

장보안, 조인기(1998), 토목 기술자를 위한 암반 공학(Ⅲ), 암반조사 및 시험-암석의 실내시험, 한국지반공학회, Vol. 14, No. 3, pp. 135~145.

정교철(1999), 토목 기술자를 위한 암반 공학(Ⅵ), 사면에서의 암반 공학 응용 Ⅰ, 한국 지반공학회, Vol. 15, No. 1, pp. 14~29.

정형식 외(1997), 암석풍화에 따른 강도변화 및 강도추정에 관한 연구, 한국지반공학회 논문집, 13권6호, pp.71~93.

ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS, 2002, Vol. 04-08(Ⅰ), (Ⅱ) ; Soil and Rock(Ⅰ), (Ⅱ), Vol. 04-09(Ⅰ), (Ⅱ) ; Soil and Rock(Ⅰ), (Ⅱ)

5731-95 : Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock.

D 2936-95(2001) : Test Method for Direct Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens.

D 2938-95 : Test Method for Unconfined Compression Strength of Intact Rock Core Specimens.

D 3017-01 : Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression.

D 4506-90(1995) : Test Method for Determining the In Situ Modulus of Deformation of Rock Mass using Radial Jacking Test.

D 4554-90(1995) : Test Method for In Situ Determining Direct Shear Strength of Rock Discontinuities.

D 4555-90(1995) : Test Method for Determining Deformability and Strength of Weak Rock by an In Situ Uniaxial Compression Test

D 5607-95 : Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Test of Rock Specimens under Constant Normal Force.

D 5878-00 : Standard Guide for Using Rock-Mass Classification for Engineering Purpose.

Barton(1973), Review of a New Shear-Strength Criterion for Rock Joints, Engr. Geology, pp. 287-332.

Barton, Lien, and Lunde(1974), Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support, Rock Mechanic 6, pp. 189-236.

Barton(1976), The Shear Strength of Rock and Rock Joints, Int. J. Rock Mech. Sci. and Geomech. Abstr. Vol. 13, , Pergamon Press, pp. 255-279.

Barton(2000), General Report Concerning Some 20 th Century Lessons and 21 st Century Challenges in Applied Rock Mechanics, Safety and Control of the Environment, Paris Congress of ISRM.

Barton and Choubey(1977), The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, Rock Mechanics 10, pp 1-54.

Bāsārhelyi, B.(1998), Technical Note ; Influence of Normal Load on Joint Dilation Rate, Rock Mechanic and Rock Engineering, 31(2), Spinger-Verlag, Austria, pp. 117-123.

Bell(1992), Engineering in Rock Masses, Butterworth-Heinemann Ltd., pp. 1-24.

Broch, E. & J. A. Franklin(1972), The point load test in practice, Eng. Geolology 9, pp.669-693.

Bieniawski, Z. T.(1979), Geomemechanics classification in rock engineering

applications Proc. 4 th. Congr., Int. Soc. Rock Mechanics, Montreux 2, pp.41-48.

Bieniawski, Z.T.(1976), Rock mass classification of rock masses and its application in tunnelling. In advances in rock mechanics 2 (A), pp. 27-32.

Cartin Edelbro(2003), Rock Mass Strength - a Review, Technical Report, Dept. of Civil, Div. of Rock Mechanic, Luleå Univ. of Technology

Garrels, R.M., and MacKenzie, F.T.(1971), Evolution of Sedimentary Rocks. W.W. Norton, New York. pp. 397.

Gregroy, A.F. and Moore, H.D.(1975), Role of remote sensing in mineral exploration with special reference to ERTS. Canadian Mining and Metallurgy Bulletin.

Hawkins, A. B.(1998), Aspects of rock strength, Bull engr. Geology Env. 57, pp.17-30.

Hencher, S. R.(1993), Conference summary, Proc. 26 th Annual Conference. Engineering. Group of Geology Society, Leeds, pp. 499-504.

Hoek, E.(1983), Strength of jointed rock masses, Geotechnique 33, No. 3, pp. 187-223.

Hoek, E.(1990), Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from Hoek-Brown Failure Criterion, Int. J. Rock Mech. Sci.& Geomech. Abstr. Vol. 27, No.3, Pergamon Press., pp. 227-229,

Hoek, E., Brown, E.T.(1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. Int. J. Mech. Sci. 34 8), pp. 1165-1186.

Hoek, E., Marions, P., and Benissi, B.(1998), Applicability of the geological strength index(GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation, Bull Eng. Geol. Env. 57, Spinger-Verlag(Australia), pp.151-160.

Hoek, E., Carranza-Torres, Carlos and Corkum, Brent,(2002), Hoek-Brown Failure Criterion-2002 edition, Proc. North American Rock Mechnaic Sosiety meeting in Troto in July 2002.

Hoek, E.(2004), A brief history of the development of the Hoek-Brown

failure criteria, rocscience Inc., Hoeks Corner, Int. J. Discussion paper # 7, pp1-9. 2005

ISRM(1985), Suggested Method for determining point load strength(revised version), Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22 : pp.51-60.

Indraratna, B., Haque, A. and Aziz(1999), Shear behaviour of infileed joint under constant normal stiffness, Geotechnque 49, No. 3, pp.331-355.

John, Hriba, Murray, Dougherty, Jonathan, Ventura and Paul, Yavorsky (1986), Large scale direct tests on surface mine spoil, Geotechnical Stability in Surface Mining ; Int. Symposium on Geotechnical Stability in Surface and Mining/Calgary/Nov., A. A. Belkema/Rottledam/Boston, pp.295-303.

Johnston, I.W., & Lam, T.S.K.(1989), Shear behaviour of regular triangular concrete /rock joints analysis. Engr., ASCE, 115(5) : 711-727.

JSCE(1991), Proposed Testing Methods for Soft Rock, Japan Society of Civil Engineering, pp.89-90.

Jiang, Y., Xiao, J., Tanabashi, Y. & Mizokam, T.(2004), Development of an automated servrvo-controlled direct shear apparatus applying a constant normal stiffness condition, International Jn., of Rock Mechanics & Mining Science 41. pp. 275-286.

Indraratna, B.(1990), Development and application of a synthetic material to simulate soft sedimentary rocks, Geotecknique, 40(2) : 189-200.

Indraratna, B., Haque, A. & Aziz, N.(1999), Shear behaviour of idealised in filled joints under CNS, Geotechnique, 49(3) : 331-355.

Kaderabek, T. J. and Reynolds, R. T.(1981), Miami limestone foundation design and construction, ASCE, 107(GT 7), pp.859-872.

Karnieli, A., Meisels, A., Fisher, L. and Arkin, Y.(1996), Automatic extraction and evaluation of geological linear features from digital remote sensing data using a Hough transform. Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, Vol. 62, pp. 525-531.

LeBas, M.J., LeMaitre, R.W., Streckeisen, A., and Zanettin, B.(1986), A chemical classification of volcanic rocks based on the total alkali-silica

diagram. JP, v. 27, pp. 745 750.

Lee, K.W. and Chi, K.H.(1995), Spatial integration of multiple data sets regarding geological lineaments using fuzzy set operation. Jour. Korean Soc. Remote Sensing, Vol. 11, No. 3, pp. 49-60.

Lianyang Zhang(2005), Engineering Properties of Rocks, Elsevier Geo-Engr. Book Series, Series Editor John A. Hudson, Vol.4, pp.202-211.

Mabee, S.B., Hardcastle, K.C. and Wise, D.U.(1994), A method of collecting and analyzing lineaments for regrional scale fractured bedrock aquifer studies. Groundwater, Vol. 32, pp. 884-894.

Mah, A., Taylor, G.R., Lennox, P. and Ballia, L.(1995), Lineament analysis of Landsat Thematic Mapper images, Northern Territory, Australia. Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, Vol. 61, pp. 761-773.

Mahtab, M.A. and Yegulalp, T.M.(1984), A similarity test for grouping orientation data in rock mechanics. Proc. of the 25th U.S. Symp. on Rock Mech., pp. 495-502.

Meyer, C. and Hemley, J. J.(1967), Wall rock alteration, in Barns, H.L. ed., Geochemistry of Hydrothermal Ore Deposits. Holt, Rinehart and Winston, Inc., New York, San Francisco, London, pp. 166-235.

Nalbant, S.S. and Alptekin, O.(1995), The use of Landsat TM imagery for analyzing lithology and structure of Korucu-Dugla area in western Turkey. International Journal of Remote Sensing, Vol. 16, No. 13, pp. 2357-2374.

Priest, S.D. and Hudson, J.(1981). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18, pp. 183-197.

Qari, M.Y.H.T.(1991), Application of Landsat TM data to geological studies, Al-Khabt area, southern Arabian shield. Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, Vol. 57, No. 4, pp. 421-429.

Ramamurthy, T.(2001), Shear strength response of some geological materials in triaxial compression", Int. Jr. Rock Mechanics and Mining Sciences, 38, Elsevier Science Ltd., Pergamon, pp.683-697.

Ryoji, Kobayashi and Kiyohiko, Okumur(1971), Study on shear strength of rock, 日本鑛業會誌, 87.999, pp.19-24.

Sabins, F.F.(1978), Remote Sensing-Principles and Interpretation. W.H. Freeman and Company, USA.

Sen, Z. and A. Kazi(1984), Discontinuity spacing and RQD estimates from finite length scanlines, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 21, pp. 203-212.

Short, N.M. and Lowman, P.D. Jr.(1973), Mineral resources, geological structure and landform surveys. Proc. of third earth resources symposium, Vol. 2, pp. 147-168.

Shanley, R. J. and Mahtab, M.A.(1976), Delineation and analysis of clusters in orientation data. Mathematical Geology, 8, pp. 9-23.

Sharma, V. M. and Saxena, K. R.(2002), In-Situ Characterization of Rocks, A. A. Balkema, Publishers, pp.

Singh(1981), Soil Engineering in Theory and Practice, Geotechnical Testing and Instrumentation, APT Books Inc., pp. 291-306.

Sonmez, H., Ulusay, R.(1999), Modification to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. Int. J. Mech. Sci. 36 pp. 743-760.

Ucar, Roberto(1986), Determination of Shear Failure Envelope in Rock Masses, Jn. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 1, pp. 303-315.

US Department of Navy(1989), Foundation and Earth Structures, Design Manual 7.2, pp.7.2-142.

Wyllie, Duncan C.(1999), "Foundations on Rock," 2nd ed., E & FN SPON.

Yasuoka, T., Kitagawa, R., Takeno, S. & Yokoyama, S.(1995), Mineralogical characteristics of smectite from the land slide area in the Neogene Kobe Group, Southwest Japan. Jour. Sci. Hiroshima Univ., Ser. C, 10 (3), pp.487-505.

주 의 사 항

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업의 최종 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의 원하시면 아래의 문의처로 연락하여 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031)381-6311
울산과학대학 TEL 052)230-0630, c.p 017-584-7456
부경대학교 TEL 05)620-6244, c.p 011-9136-4551

R & D / 04-핵심기술

불량 암반의 현장상태 강도정수 측정을 위한 시험기 개발
연구보고서

■ 발행일 / 2007. 08. 19.
■ 발행처 / 울산과학대학
울산광역시 동구 화정동 160-1번지
TEL : 052-230-0500(대)
■ 인쇄처 / 울산과학대 구내 출판부