

울릉도 일주도로2 건설공사

터 널 해 석 보 고 서

2015. 12.

경 상 북 도

목 차

제1장 총 론

1.1 터널설계 개요 ····· 1
1.1.1 설계 기본방향 ····· 1
1.1.2 터널구간 현황분석 ····· 1
1.2 터널해석 개요 ····· 2
1.2.1 기본방향 및 해석수행방향 ····· 2
1.2.2 주요해석현황 ····· 3
1.3 설계기준 검토 ····· 4
1.3.2 설계기준 및 설계방법 ····· 4
1.4 주요 수치해석 프로그램 ····· 5
1.5 터널구간 지반조사결과 분석 및 설계적용 ····· 6
1.5.1 암종을 고려한 공학적 특성분석 ····· 6
1.5.2 구암 및 남서터널 ····· 6
1.5.3 서면1, 2터널 ····· 7
1.5.4 북면터널 ····· 8
1.5.5 설계지반정수 산정 ····· 9

제2장 합리적 터널설계를 위한 예비해석

2.1 해석조건 선정을 위한 검토 ····· 11
2.1.1 해석영역 산정 ····· 11
2.1.2 구성모델 적용성 검토 ····· 12
2.1.3 하중분담율 산정을 위한 검토 ····· 13
2.1.4 측압계수에 따른 거동분석 ····· 13
2.2 지반조건을 고려한 터널거동 검토 ····· 14
2.2.1 편토압 영향범위 검토 ····· 14
2.2.2 해안지역 특성에 따른 영향검토 ····· 14
2.2.3 단층파쇄대 특성에 따른 영향 검토 ····· 15
2.2.4 기존터널 근접시공에 따른 영향검토 ····· 16
2.2.5 인공지반 토피고 결정을 위한 검토 ····· 17
2.2.6 복합지층 지반의 지보패턴 선정기준 검토 ·· 17
2.3 굴착 및 보강설계를 위한 검토 ····· 18
2.3.1 강관보강 그라우팅 보강효과 검토 ····· 18
2.3.2 관통부 안정성 검토 ····· 18
2.3.3 확폭터널 시공방법에 따른 영향검토 ····· 19
2.4 구조물 설계를 위한 검토 ····· 20
2.4.1 이완하중 적용성 검토 ····· 20
2.4.2 잔류수압 적용성 검토 ····· 20

제3장 지보패턴 안정성 검토

3.1 해석개요 및 현황 ····· 21
3.1.1 터널구간 현황 및 안정해석 위치 ····· 21
3.1.2 안정해석 결과 ····· 21
3.2 지보패턴 설계 및 적정성 검토 ····· 22
3.2.1 지보패턴 설계 ····· 22
3.2.2 지보반응곡선에 의한 지보패턴 적정성 검토 ··· 24
3.3 2차원 연속체 안정성 검토 ····· 25
3.3.1 서면1터널, 구암 · 남서터널 ····· 25
3.3.2 서면2터널 ····· 50
3.3.3 북면터널 ····· 73
3.4 2차원 불연속체 안정성 검토 ····· 103
3.4.1 구암 및 남서터널 ····· 103
3.4.2 서면2터널 ····· 1108
3.4.3 북면터널 ····· 1113
3.5 Key-Block 안정성 검토 ····· 118

3.5.1 서면1터널 ····· 118
3.5.2 북면터널 ····· 119

제4장 주요구간 안정성 검토

4.1 해석개요 및 현황 ····· 121
4.1.1 주요구간 검토위치 ····· 121
4.1.2 주요구간 검토결과 ····· 121
4.2 주요구간 안정성 검토 ····· 122
4.2.1 저토피 통과구간 ····· 122
4.2.2 기존터널 인접통과구간 ····· 132
4.2.3 갱구부 안정성 검토 ····· 138
4.2.4 터널관통부 안정성 검토 ····· 147
4.2.5 해식동굴 영향구간 안정성 검토 ····· 150
4.2.6 암종경계부 통과구간 ····· 153
4.2.7 암종경계부 통과구간 ····· 156

제5장 터널구조물 설계

5.1 구조물 설계 개요 ····· 161
5.1.1 설계기본방향 ····· 161
5.1.2 적용 설계기준 ····· 161
5.1.3 정착길이 및 이음길이 ····· 162
5.1.4 철근피복두께 검토 ····· 162
5.1.5 지반 스프링 ····· 163
5.1.6 설계 적용하중 및 하중조합 ····· 163
5.2 서면1터널 및 구암 · 남서터널 본선 콘크리트라이닝 설계 ····· 164
5.2.1 무근 콘크리트라이닝 ····· 164
5.2.2 철근 콘크리트라이닝 ····· 168
5.3 서면2터널 본선 콘크리트라이닝 설계 ····· 209
5.3.1 무근 콘크리트라이닝 ····· 209
5.3.2 철근 콘크리트라이닝 ····· 213
5.4 북면터널 본선 콘크리트라이닝 설계 ····· 254
5.4.1 무근 콘크리트라이닝 ····· 254
5.4.2 철근 콘크리트라이닝 ····· 258
5.5 제트팬 설치구간 구조물 설계 ····· 299
5.5.1 철근 콘크리트라이닝 ····· 299
5.6 방향전환소 접속부 구조물 설계 ····· 313
5.6.1 P-3, PT-1 접속부 ····· 313
5.7 구조물 균열방지대책 검토 ····· 328
5.7.1 거푸집 탈형시기 검토 ····· 328
5.7.2 철근처짐 검토 ····· 328
5.7.3 수화열 검토 ····· 329
5.8 내구성 및 내화설계 ····· 330
5.8.1 정량적 내구성 평가 ····· 330
5.8.2 내화 설계 ····· 331
5.8.3 염소이온 침투해석 ····· 332
5.9 기타 구조물 안정성 검토 ····· 333
5.9.1 갱문 구조물 지내력 검토 ····· 333

제6장 발파설계

6.1 설계 중점사항 및 사업구간 현황 ····· 335
6.1.1 설계 중점사항 ····· 335
6.1.2 계획 노선 및 보안물건 현황 ····· 335
6.2 기 수행 실험 자료 검토 ····· 336
6.2.1 조사 및 분석 ITEM ····· 336
6.2.2 시추공 진동탐사 ····· 336
6.2.3 천부 터널 실규모 시험발파 ····· 345
6.2.4 수중소음 계측 내용 ····· 346

목 차

6.3 발파환경 관리기준 설정 ····· 348
6.3.1 거주민 생활 진동, 소음 규제 기준 검토 ··· 348
6.3.2 구조물 관리기준 검토 ····· 349
6.3.3 다이버 수중 소음 관리기준 검토 ····· 350
6.3.4 인접 지역 어류에 대한 수중 소음 관리기준 검토 ····· 351
6.3.5 가축 관리기준 검토 ····· 352
6.3.6 인접 암반사면 관리기준 검토 ····· 354
6.3.7 인접 터널 관리기준 검토 ····· 355
6.3.8 발파 환경 관리기준 총괄 ····· 356
6.4 터널 발파 설계 ····· 357
6.4.1 암반 특성 분석을 통한 팔파 상수 검토 ···· 357
6.4.2 화약류 및 화공품 선정 ····· 358
6.4.3 터널 발파 패턴 설계 ····· 359
6.4.4 터널 발파패턴 설계 결과 ····· 362
6.4.5 터널 발파 설계 결과 검증 ····· 366
6.5 발파환경 영향권 검토 ····· 370
6.5.1 발파진동 추정식 검토 ····· 370
6.5.2 경험식에 의한 진동 영향권 검토 ····· 372
6.5.3 수치해석에 의한 발파진동 영향권 검토 ·· 374
6.5.4 수치해석에 의한 발파소음 영향권 검토 ·· 375
6.5.5 참고 문헌에 의한 수중소음 영향권 검토 ·· 376
6.5.6 환경 보전 대책 ····· 376

제7장 갱구비탈면 설계

7.1 해석개요 및 현황 ····· 377
7.1.1 터널별 갱구비탈면 현황 ····· 377
7.1.2 적용 지반정수 ····· 377
7.2 비탈면 설계기준 검토 ····· 378
7.2.1 설계기준 검토 ····· 378
7.2.2 허용 안전율 적용기준 ····· 378
7.3 암반비탈면 안전성 검토 ····· 379
7.3.1 검토 개요 ····· 379
7.3.2 평사투영해석에 의한 안정성 검토결과 · 379
7.3.3 한계평형해석에 의한 안정성 검토결과 · 380
7.4 낙석에 대한 안정성 검토 ····· 381
7.4.1 낙석위험도 평가 ····· 381
7.4.2 수치해석에 의한 낙석 안정성 검토 ····· 382
7.4.3 낙석안전시설 검토 ····· 382
7.4.4 갱구 비탈면 낙석 재해방지 대책 ····· 382

제8장 수리해석 및 배수설계

8.1 지하수 수리환경 영향 분석 ····· 383
8.1.1 터널 굴착 전 정류상태 모사 ····· 383
8.1.2 터널 굴착에 따른 지하수 영향 평가 ····· 383
8.1.3 인접시설 지하수 영향 검토 ····· 384
8.2 2차원 수치해석을 이용한 터널 유입량 산정 385
8.2.1 암반등급별 지하수 유입량 검토 ····· 385
8.2.2 공사중 지하수유입량 산정 ····· 386
8.3 터널 배수계획 및 배수구 규격 검토 ····· 387
8.3.1 설계용수량 산정 ····· 387
8.3.2 터널 배수시스템 ····· 387
8.3.3 배수용량 검토 ····· 388

제9장 내진설계

9.1 내진설계 기본방향 ····· 389
9.1.1 내진설계 개요 ····· 389
9.1.2 설계지진 가속도 ····· 389
9.1.3 입력 지진파 산정 ····· 389

9.2 동적해석에 의한 내진해석 ····· 390
9.2.1 갱구부 내진해석 ····· 390

제10장 기타설계

10.1 계측계획 ····· 399
10.1.1 계측 시스템 및 계측항목 ····· 399
10.1.2 계측 관리기준 선정 ····· 399
10.1.3 전구간 계측 계획 ····· 399
10.2 전기분야 ····· 400
9.5.1 수변절 설비 ····· 400
9.5.2 UPS 용량계산 ····· 400
9.5.3 조도 계산서 ····· 400
10.3 터널 환기설비 ····· 401
10.3.1 설계기준 ····· 401
10.3.2 환기기 산출 ····· 401
10.4 터널 방재설비 ····· 402
10.4.1 터널 방재등급 기준 분석 ····· 402
10.4.2 방재등급 분석 ····· 402
10.4.3 방재등급 선정 ····· 402

제 1 장 총 론

제1장 총 론

1.1 터널설계 개요

1.1.1 설계 기본방향

합리적 터널설계를 위한 예비해석

- 수치해석 기준 및 해석 모델 종합검토
- 지형 및 지반특성을 고려한 검토수행

최적 구조물 설계를 위한 검토

- 암반등급별 구조해석을 통한 최적 철근량 검토
- 동적하중/지진하중에 대한 안정성 평가

안전하고 친환경적인 터널설계

지보 적정성 및 주요구간 안정성 검토

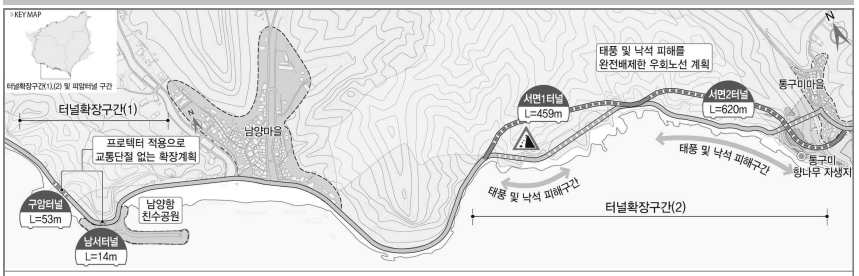
- 연속체 및 불연속체 검토를 통한 지보안정성 검토
- 지형, 지질 취약구간에 대한 상세 안정성 검토

친환경적 설계를 위한 검토

- 터널 굴착에 따른 발파 진동 및 소음영향 검토
- 터널굴착에 따른 지하수 영향평가 및 오염원 영향분석

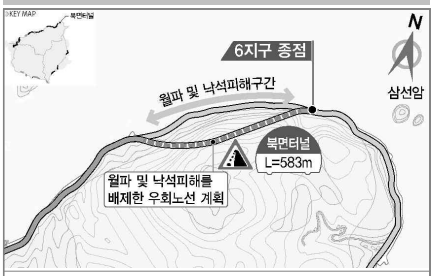
1.1.2 터널구간 현황분석

서면1터널, 서면2터널, 구암터널, 남서터널



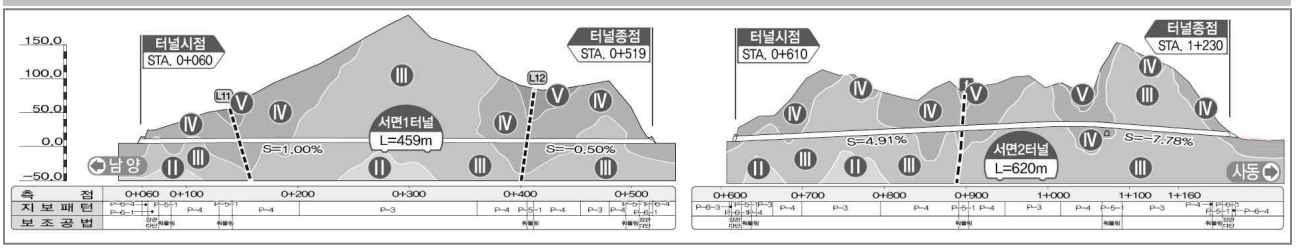
- 기존 1차로 터널 우회 2차로 터널계획으로 여름철 태풍피해 및 도로인접 비탈면 낙석피해 배제

북면터널

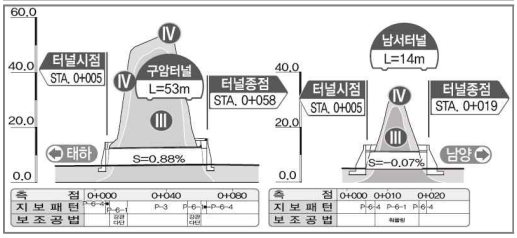


- 기존도로 우회 2차로 터널계획으로 월파 및 낙석피해 배제

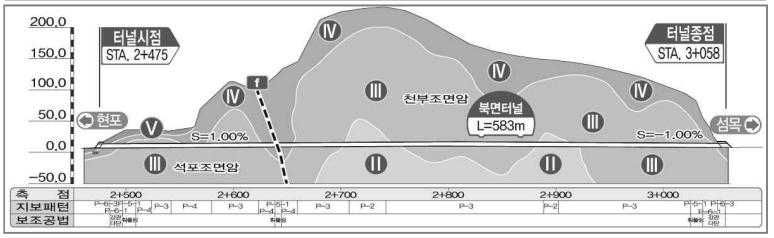
서면1터널, 서면2터널



구암터널, 남서터널



북면터널



구 분	서면1터널	서면2터널	남서터널	구암터널	북면터널
터 널 연 장	459m	620m	14m	53m	583m
터 널 형 식	대면터널	대면터널	대면터널	대면터널	대면터널
환 기 방 식	자연환기	기계환기	자연환기	자연환기	자연환기
종 단 경 사	1.00% / −0.50%	4.91% / −7.78%	0.81%	−0.31%	1.00% / −1.00%
갱문형식(시점/종점)	면벽형/면벽형	면벽형/면벽형	면벽형/면벽형	면벽형/면벽형	면벽형/면벽형

1.2 터널해석 개요

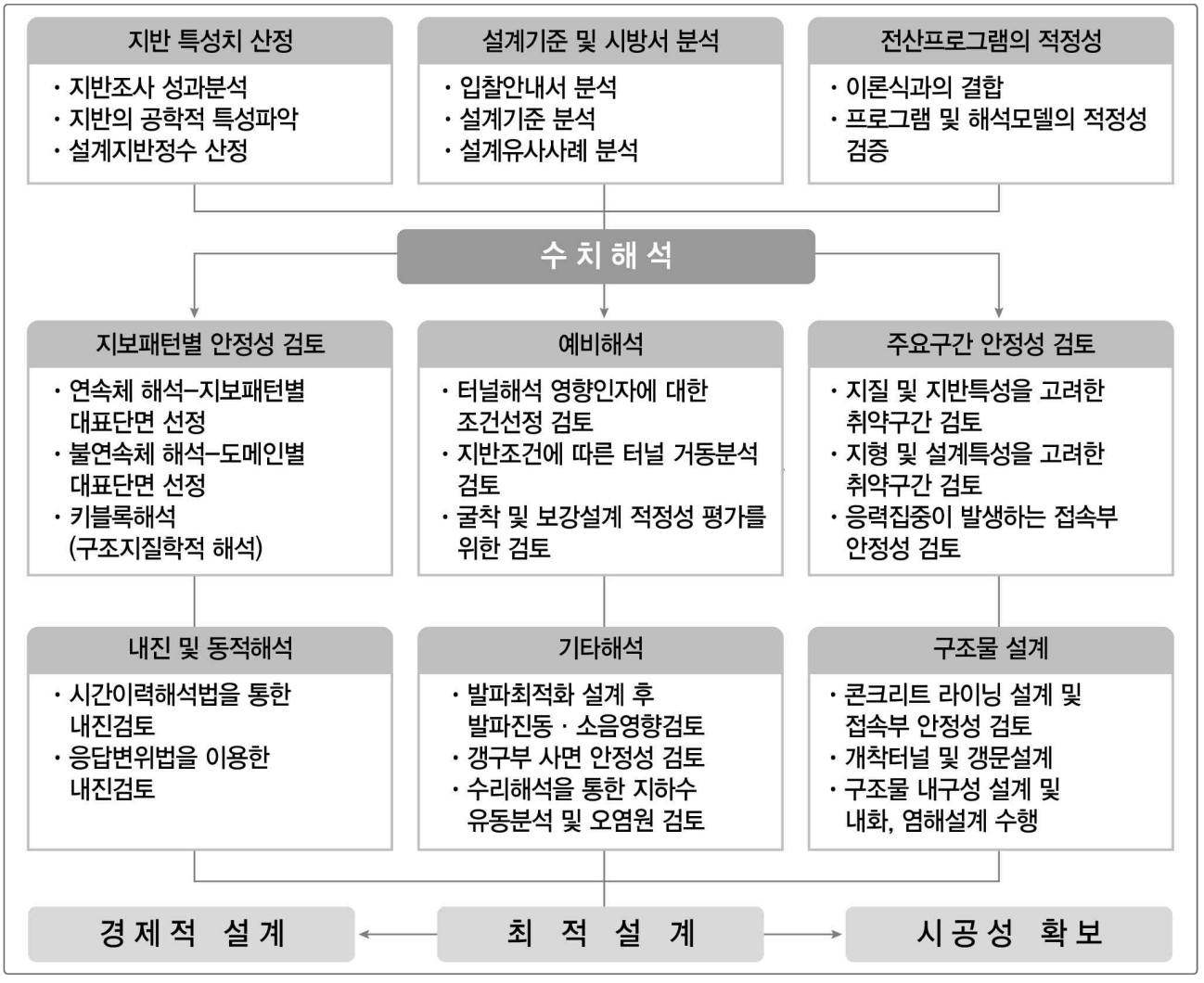
1.2.1 기본방향 및 해석수행방향

기본방향	• 구간별 지보패턴, 주요구간 통과공법의 적정성 검증 및 환경보존대책 수립 등을 위한 해석을 수행하여 사업구간내 적정공법 선정 및 합리적 설계유도를 위한 해석을 수행

◉ 중점 검토사항

기존자료 분석 및 지반조사	합리적인 터널설계를 위한 예비검토
• 설계기준, 시방서 및 각종 지침 분석 • 수리·수문 및 환경조사를 통한 영향 분석 • 단계별 조사를 통한 지반정보 보완 • 지반조사 결과 분석 및 설계정수 산정	• 터널해석의 적정성, 신뢰성 확보 및 최적의 터널설계를 위한 기초자료 마련 • 지형 및 지질조건, 굴착공법 등의 다양한 조건에 대한 Case Study를 통하여 합리적인 공법 선정
설계의 적정성 및 안정성 확보 검토	**민원억제 및 친환경적 설계 검토**
• 지형 및 지질특성, 시공단계 등을 고려한 지보적정성 검토 및 주요구간의 다양한 해석적 검토 • 최적의 구조물 설계 및 내진, 내구성, 내화, 염해 검토	• 발파소음·진동평가를 통한 민원최소화 대책 수립 • 선형에 따른 환기, 방재 안정성 평가 • 수리·수문해석을 통한 지하수 유동 및 오염원 영향 분석 및 배수용량 검토

◉ 터널해석 수행방향



1.2.2 주요해석현황

구 분		해석위치	해석수행내용	적용프로그램
서면2 터널	갱구부 안정성 검토	터널별 시·종점	• 시공단계별 안정성 검토 • 적용 지보패턴 적정성 검토	MIDAS GTS
	지보패턴검토	전구간	• 적용 지보패턴 적정성 검토 • 연속체 및 불연속체 안정성 검토	MIDAS GTS
	콘크리트 라이닝 검토	전구간	• 무근 콘크리트 라이닝 안정성 검토 • 철근 콘크리트 라이닝 안정성 검토	MIDAS CIVIL
	관통부 안정성	STA.1+106	• 터널 관통부 구간의 안정성 검토 • 적용 지보패턴 적정성 검토	MIDAS GTS
	발파진동·소음 영향권 권토	전구간	• 인접가옥, 사면 근접, 기존터널 근접구간 검토 • 대기소음, 수중소음 영향권 검토	Visual FEA EN-Pro
	지하수 영향검토	전구간	• 지하수위 강하 영향검토 • 암반등급별 지하수 유입량 산정	MODFLOW SEEP/W
서면1 터널 구암남서 터널	갱구부 안정성 검토	터널별 시·종점	• 시공단계별 안정성 검토 • 적용 지보패턴 적정성 검토	MIDAS GTS
	지보패턴검토	전구간	• 적용 지보패턴 적정성 검토 • 연속체 및 불연속체 안정성 검토	MIDAS GTS
	콘크리트 라이닝 검토	전구간	• 무근 콘크리트 라이닝 안정성 검토 • 철근 콘크리트 라이닝 안정성 검토	MIDAS CIVIL
	해식동굴인접	구암남서터널 종점부	• 굴착시 해식동굴의 영향 검토 • 지보패턴 적정성 및 보강방안 검토	MIDAS GTS
	지하수 영향검토	전구간	• 지하수위 강하 영향검토 • 암반등급별 지하수 유입량 산정	MODFLOW SEEP/W
북면 터널	갱구부 안정성 검토	터널별 시·종점	• 시공단계별 안정성 검토 • 적용 지보패턴 적정성 검토	MIDAS GTS
	지보패턴검토	전구간	• 적용 지보패턴 적정성 검토 • 연속체 및 불연속체 안정성 검토	MIDAS GTS
	콘크리트 라이닝 검토	전구간	• 무근 콘크리트 라이닝 안정성 검토 • 철근 콘크리트 라이닝 안정성 검토	MIDAS CIVIL
	암종경계부	STA.2+640	• 암종 경계부 굴착시 안정성 검토 • 적용 지보패턴 적정성 검토	MIDAS GTS
	발파진동·소음 영향권 권토	전구간	• 사면 근접구간 검토 • 대기소음, 수중소음 영향권 검토	Visual FEA EN-Pro
	지하수 영향검토	전구간	• 지하수위 강하 영향검토 • 암반등급별 지하수 유입량 산정	MODFLOW SEEP/W

1.3 설계기준 검토

1.3.2 설계기준 및 설계방법

기본방향	• 입찰안내서에 제시된 설계지침을 준수하여 최신 시방서 및 설계기준을 적용 • 도로설계에 적합한 규정을 우선적으로 반영하여 설계의 일관성 및 시공에 적합한 설계 유도

◉ 적용설계기준

구 분	설계기준	
터널 설계	• 입찰안내서	• 도로교 설계기준(국토교통부, 2012)
	• 터널 표준시방서(국토교통부, 2009)	• 도로설계편람(국토교통부, 2011)
	• 터널설계기준(국토교통부, 2007)	• 도로설계요령(한국도로공사, 2009)
	• 콘크리트구조기준(한국콘크리트학회, 2012)	• 도로공사 설계실무 자료집(한국도로공사, 2010)
	• 콘크리트 표준시방서(국토교통부, 2009)	• 국도건설공사 설계실무요령(국토교통부, 2013)

◉ 재료특성

콘크리트 (f_{ck}, MPa)		적용대상 구조물	사용 강재	항복강도 (f_y, MPa)	적용대상 구조물
35 (3성분계)		• 개착구조물	SD300	350	• 록볼트
30	3성분계	• 철근콘크리트 라이닝			
	1종	• 무근, 철근콘크리트 라이닝			
24		• 무근, 철근콘크리트 라이닝		300	• 개착구조물 및 콘크리트 라이닝
21		• 숏크리트(일반 및 강섬유 보강)			
18		• 속채움 콘크리트 및 버림 콘크리트			

◉ 단위중량

재료명		단위중량(kN/m³)	재료명	단위중량(kN/m³)
콘크리트	철 근	25.0	기초콘크리트	18.0
	무 근	23.5	숏 크 리 트	23.0

◉ 콘크리트 탄성계수

구 분	탄 성 계 수
콘 크 리 트 (콘크리트구조기준, 2012)	• $E_c = 0.077 m_c^{1.5} (f_{cu})^{1/3}$ 여기서 $f_{cu} = f_{ck} + 4$(MPa) 보통중량골재 ($m_c = 2,300 kg/m^3$)일때, $E_c = 8,500 (f_{cu})^{1/3}$(MPa) • f_{ck} = 30MPa ➜ E_c = 27,500MPa, f_{ck} = 35MPa ➜ E_c = 28,800MPa
숏 크 리 트	• 연성숏크리트 : 0.5 × 10^4 (MPa) • 강성숏크리트 : 1.5 × 10^4 (MPa)
철 근	• E_s = 2.0 × 10^5 (MPa)

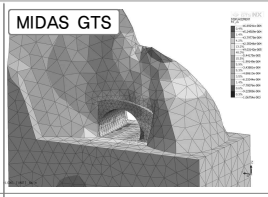
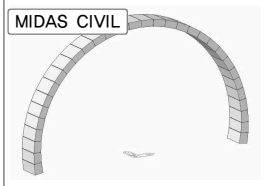
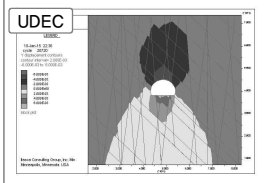
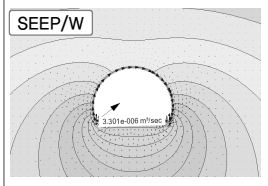
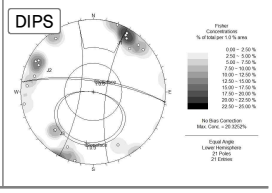
◉ 허용응력

구 분	휨압축응력($f_{ca} = 0.4f_{ck}$)	인장응력($f_{ta} = 0.13\sqrt{f_{ck}}$)	전단응력($\tau_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}}$)
콘 크 리 트	12.0 / 14.0	0.71 / 0.77	0.44 / 0.47
숏 크 리 트	8.40	0.60	0.37

◉ 설계방법

구 분		적용설계방법
철근콘크리트구조물		• 강도설계법 – 안정성 검토 및 단면설계
터널	숏 크 리 트	• 허용응력 설계법
	라 이 닝 콘 크 리 트	• 허용응력 설계법 – 무근 콘크리트 라이닝 • 강도설계법 – 철근 콘크리트 라이닝
부 호 규 약		• 내공변위(–) : 내부방향, 천단변위(–) : 내부방향

1.4 주요 수치해석 프로그램

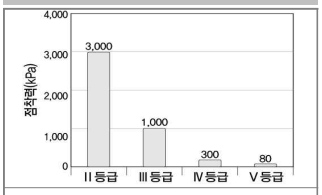
구 분	개요 및 특징	설계적용	
MIDAS GTS	• 유한요소법을 이용한 2차원 불연속체 해석 프로그램 • 시공단계, 비선형재료모델, 침투해석, 동적해석 • 개발자 : MIDAS IT(한국)	• 2,3차원 예비해석 • 2,3차원 주요구간 해석	
MIDAS CIVIL	• 유한요소법을 이용한 2,3차원 연속체 해석 프로그램 • 선형, 비선형, 동적, 시공단계 해석 • 개발자 : MIDAS IT(한국)	• 콘크리트 라이닝설계 • 라이닝 내구성 설계	
UDEC	• 개별요소법을 이용한 2차원 불연속체 해석 프로그램 • 절리와 불연속물질의 정적, 동적 해석 • 개발자 : ITASCA Consulting(미국)	• 균질절리 영역별 2차원 지보패턴 안정성 해석	
SEEP/W	• 유한요소법을 이용한 2차원 침투해석 프로그램 • 포화 및 불포화 흐름해석, 정상류, 비정상류 해석 • 개발자 : GEO–SLOPE(미국)	• 터널 내 유입량 산정을 위한 침투해석	
DIPS	• 암반비탈면의 평면, 전도, 및 쐐기파괴 검토 • 불연속면과 공간적 분포위치 및 역학적 특성분석 • 개발자 : ROCSCIENCE(캐나다)	• 비탈면의 평면, 전도 및 쐐기파괴 가능성 분석	

1.5 터널구간 지반조사결과 분석 및 설계적용

1.5.1 암종을 고려한 공학적 특성분석

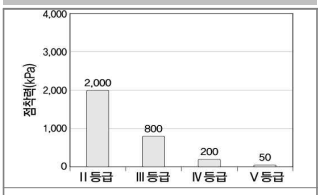
◉ 강도특성

북면터널(조면암)



• III등급 점착력 1,000kPa

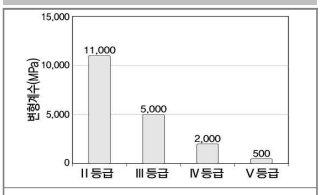
서면터널(현무암질암)



• III등급 점착력 800kPa

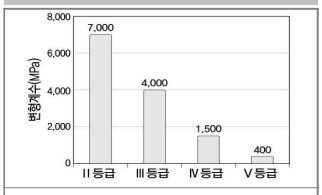
◉ 변형특성

북면터널(조면암)



• III등급 변형계수 5,000MPa

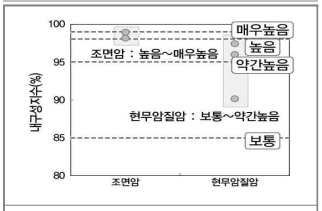
서면터널(현무암질암)



• III등급 변형계수 4,000MPa

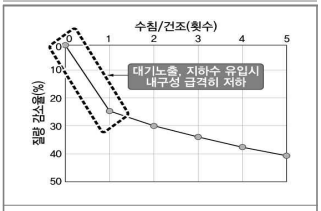
◉ 내구성 검토

조면암, 현무암질암



• 등방성, 강한 내구성

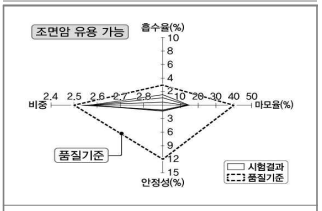
응회암



• 약한 내구성, 물에 취약

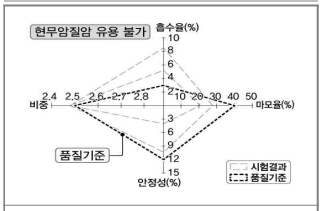
◉ 발생암 유용성 검토

북면터널(조면암)



• 품질기준 만족, 골재 유용 가능

서면터널(현무암질암)



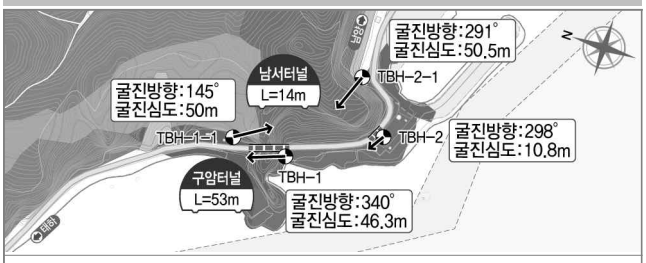
• 흡수율 부적합, 골재 유용 불가

검토결과

- 조면암과 현무암질암의 강도 차이는 생성기원과 관련되며, 조면암은 대기 중 냉각으로 강도 및 암질 양호
- 발생암 유용성 검토결과, 조면암은 품질기준을 만족하여 유용 가능하나 현무암질암은 골재 유용 불가

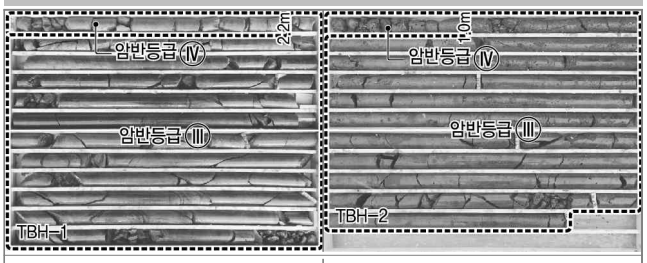
1.5.2 구암 및 남서터널

구암 및 남서터널 현황



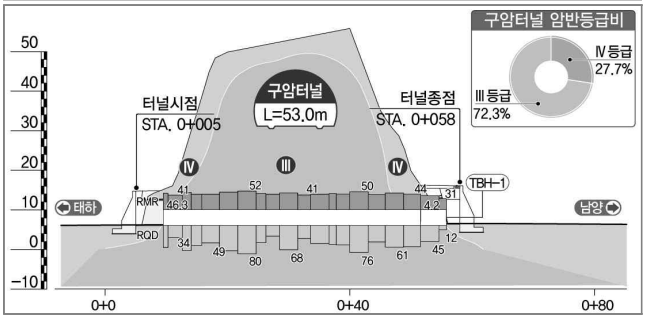
• 구암터널(L=53m), 남서터널(L=14m) 확장부 암질상태 확인

상세지표지질조사 결과

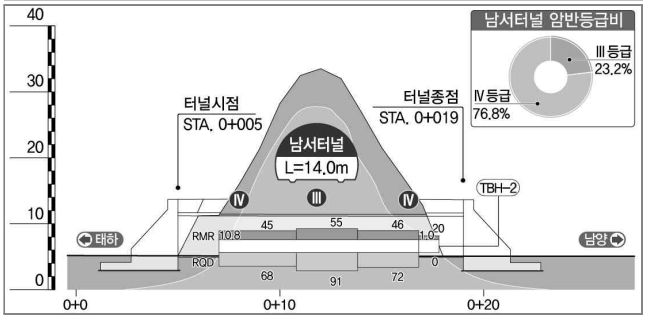


• 중앙부 III등급, 암질상태 양호 • 시종점부 IV, 중앙부 III등급 분포

구암터널 암반등급 분석



남서터널 암반등급 분석

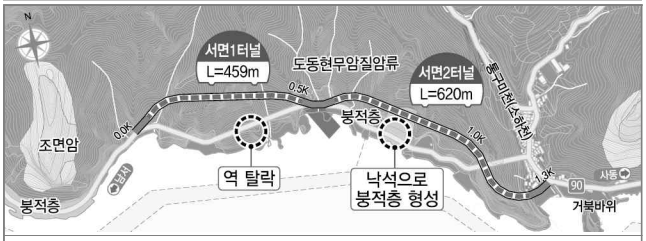


검토결과

- 조면암이 분포하는 북면터널은 관입, 분출암의 특징으로 수직절리가 우세하며 강도 및 암질 양호
- 서면 1, 2터널, 구암, 남서터널은 현무암질암으로 풍화로 인한 암벽부를 제외하고 비교적 암질 양호

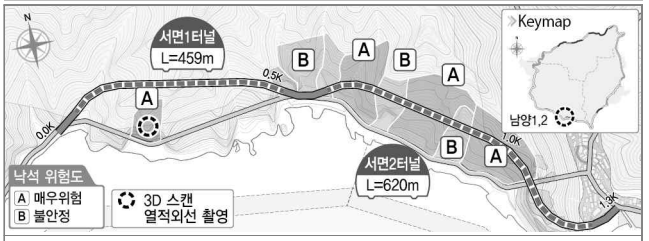
1.5.3 서면1, 2터널

상세지표지질조사 분석



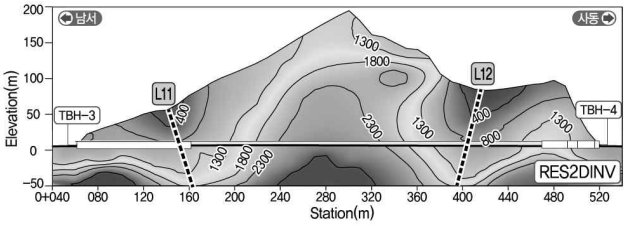
• 집괴암 역 탈락, 낙석발생 및 붕적층 형성, 도로시설물 파손

낙석위험도 분석

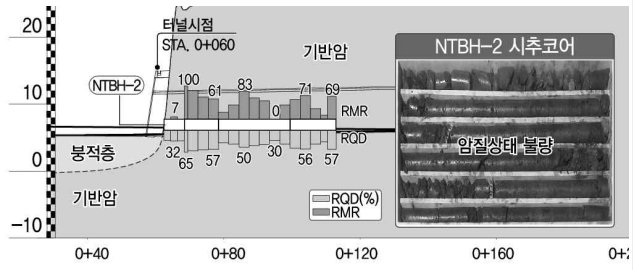


• 남양터널 입출구부, 통구미터널 입구부 경사도 최대, 매우위험

서면 1터널

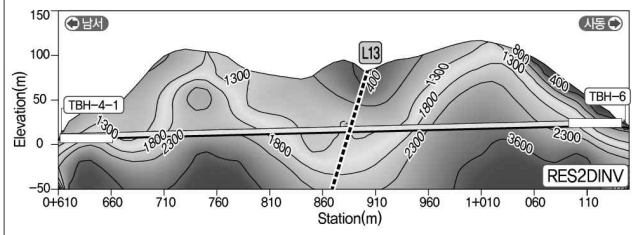


• 입구부 계곡지형(L11) 폭 0.8~1.0m 분절, 저비저항대 형성

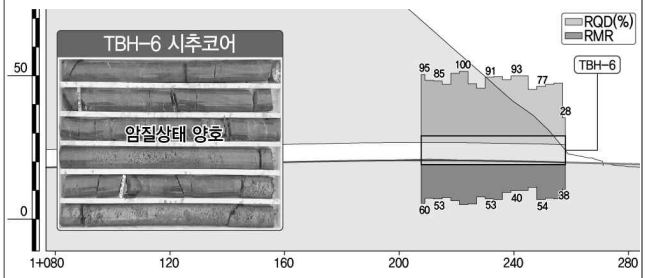


• 연장성이 긴 계곡부 형성과 지형기복으로 시점부 암질 불량

서면 2터널

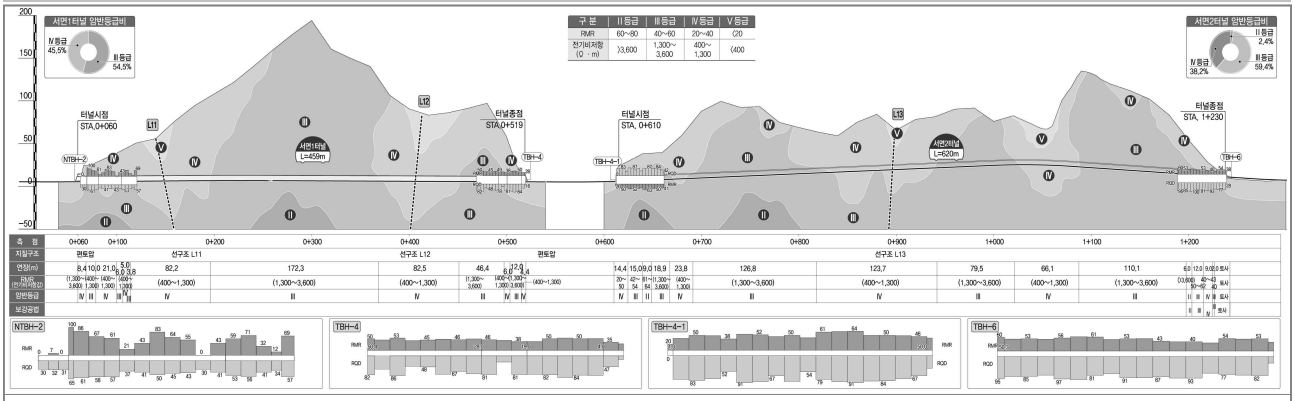


• STA. 0+900 지점 지형기복에 의한 저비저항대 형성



• 계곡부 발달로 인해 주로 Ⅲ~Ⅳ등급의 암반 형성

암반등급 분석

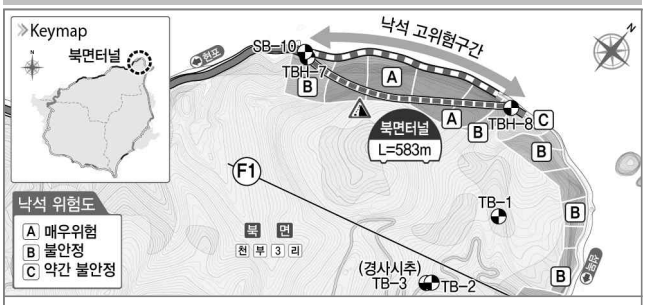


• 서면1터널 입구부 계곡지형(L11) 폭 0.8m~1.0m 분절, 암질상태 불량
• 서면2터널 능선지형으로 시추조사결과 Ⅱ~Ⅲ등급의 양호한 암반 형성

검토결과 • 서면 1, 2터널은 낙석위험구간 완전배제 및 여름철 태풍으로 인한 피해 방지로 터널 안정성 확보

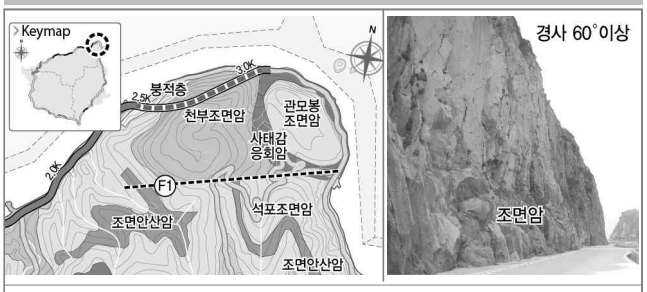
1.5.4 북면터널

최적노선 선정을 위한 지반분석



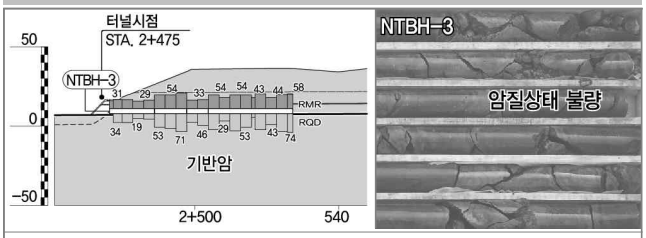
• 매우위험 ➜ 대규모 낙석 발생으로 피암터널 설치 곤란

상세지표지질조사 분석



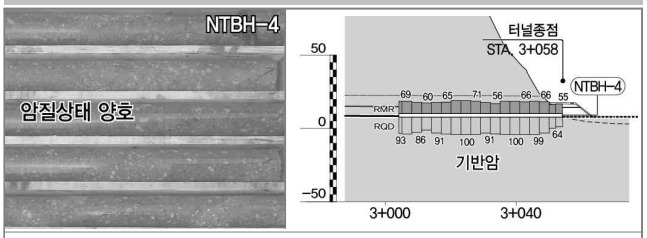
• 경사도 60°이상의 해안절벽 형성, 신선~약간풍화 상태

시점부 특성분석



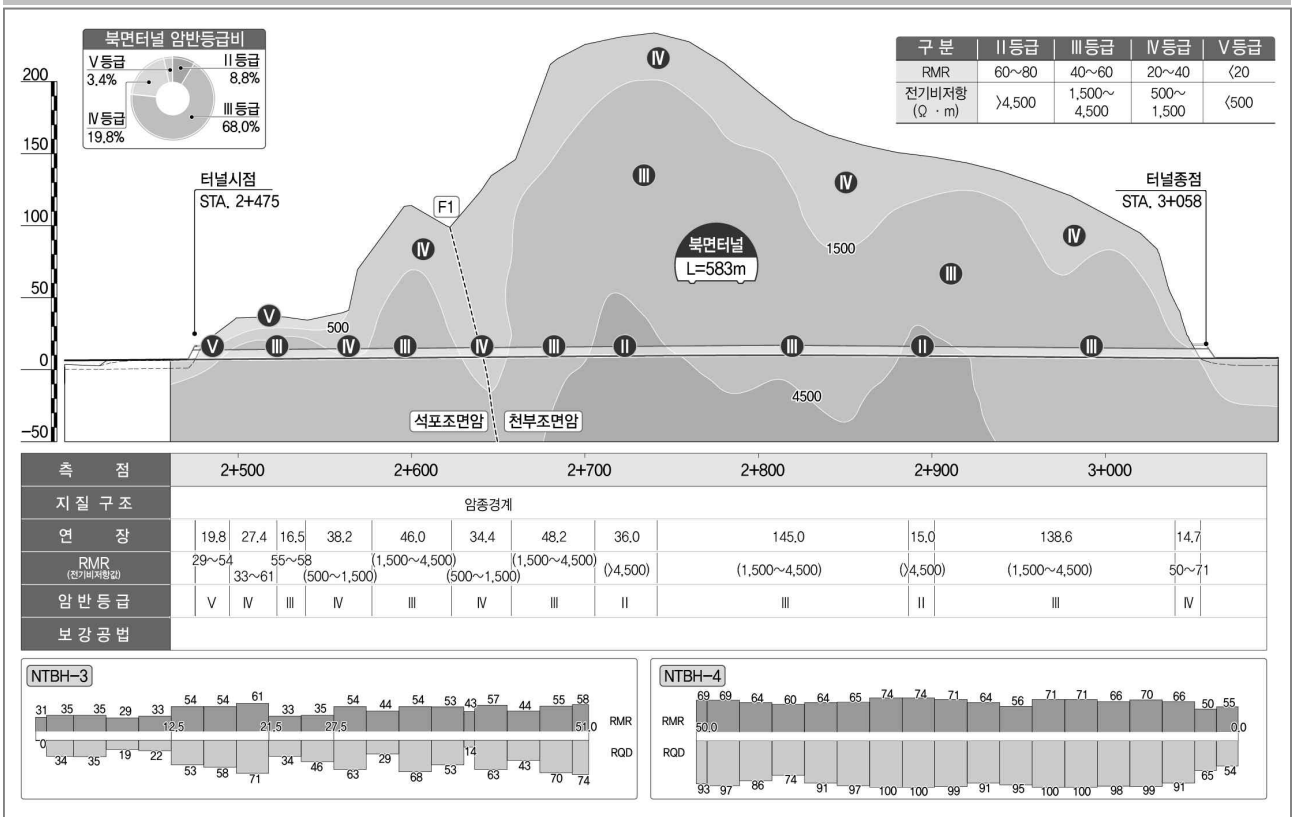
• 수직·수평절리 발달 및 파쇄대 형성, 암질불량(RMR 19~53)

종점부 특성분석



• 조면암 주상절리의 해안절벽 형성, 암질양호(RMR 55~65)

암반등급 분석



측 점	2+500	2+600	2+700	2+800	2+900	3+000	
지 질 구 조	암종경계						
연 장	19.8	27.4	16.5	38.2	46.0	34.4	48.2	36.0	145.0	15.0	138.6	14.7
RMR (전기비저항값)	29~54	33~61	55~58 (500~1,500)		(1,500~4,500)	(500~1,500)	(1,500~4,500)	〉4,500	(1,500~4,500)	〉4,500	(1,500~4,500)	50~71
암 반 등 급	Ⅴ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
보 강 공 법												

• 서면1터널 입구부 계곡지형(L11) 폭 0.8m~1.0m 분절, 암질상태 불량
• 서면2터널 능선지형으로 시추조사결과 Ⅱ~Ⅲ등급의 양호한 암반 형성

검토결과 • 북면 천부 지역의 낙석위험과 응회암을 배제한 조면암(암질 양호) 통과 계획으로 터널 안정성 확보

1.5.5 설계지반정수 산정

◉ 연속체 설계지반정수

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
단층파쇄대		–	35	30.0	–	–	–
열수변질대		21.0	35	31.0	400	0.30	–
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}
응회암	Ⅳ 등 급	22.0	100	32.0	700	0.29	–
	Ⅴ 등 급	21.0	35	30.0	300	0.30	–

◉ 불연속체 설계지반정수

구 분		JRC	JCS(MPa)	점착력(kPa)	마찰각(°)	K_n(MPa/mm)	K_s(MPa/mm)
현무암질암류	J1	6.54	24.4	50.0	38.7	2.92	1.00
	J2	6.66	30.6	20.0	42.9		
	J3	6.71	33.2	10.0	45.7		
조면암	J1	8.59	43.1	35.0	43.1	2.42	0.96
	J2	8.56	40.8	20.0	48.9		
	J3	8.56	40.8	20.0	48.0		

◉ 동적 설계지반정수

구 분		탄성파속도(m/s)		G_d (MPa)	E_d (MPa)	K_d (MPa)	ν_d
		V_p	V_s				
토사층	N ≤ 10	390	170	50	140	200	0.38
	10<N≤30	730	260	130	370	840	0.43
	30<N≤50	790	290	170	480	1,020	0.42
	N < 50	750	380	290	810	1,420	0.40
풍화토		770	280	200	460	1,010	0.42
풍화암		990	460	420	1,150	1,400	0.36
기반암	Ⅰ 등 급	4,100	2,140	9,750	25,670	23,370	0.32
	Ⅱ 등 급	3,310	1,700	7,510	19,850	18,470	0.32
	Ⅲ 등 급	2,920	1,480	5,480	14,570	14,310	0.33
	Ⅳ 등 급	2,400	1,190	3,310	8,860	9,050	0.34
	Ⅴ 등 급	1,770	840	1,480	4,020	4,680	0.36

제 2 장 합리적 터널설계를 위한 예비해석

제2장 합리적 터널설계를 위한 예비해석

2.1 해석조건 선정을 위한 검토

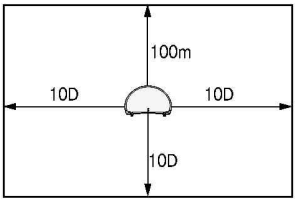
2.1.1 해석영역 산정

◉ 안정성 해석을 위한 해석영역 산정

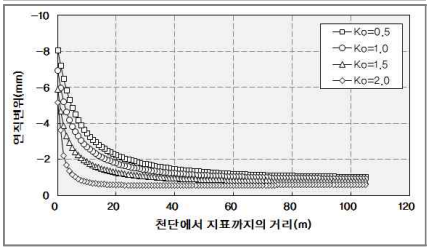
해석개요 및 해석조건

- 좌·우측 및 하부영향거리, 측압계수에 따른 터널 거동 및 지표면 변위 영향범위를 검토하여 굴착영향이 없는 해석영역 산정
- 지보패턴 : P-3
- 적용 측압계수(k_0) : 0.5, 1.0, 1.5, 2.0
- 해석 프로그램 : MIDAS GTS
- 적용모델 : Mohr-Coulomb 탄소성 모델

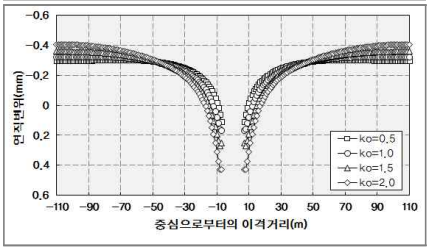
개요도



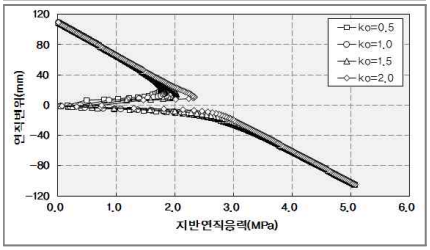
이격거리별 천장부 연직변위 결과



이격거리별 지표면 연직변위 결과



심도별 연직응력 결과



검토결과

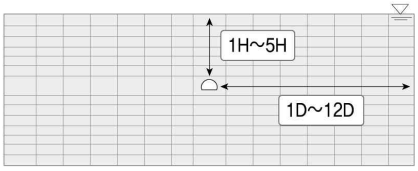
- 좌우측 경계거리 5D이상, 하부 경계거리 4D이상 및 상부경계는 지표면까지 선정

◉ 침투류 해석을 위한 해석영역

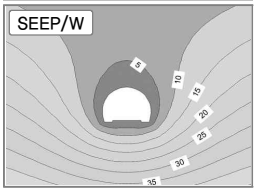
해석개요 및 해석조건

- 2차원 요소망을 이용 측벽경계와 지하수위를 변화시켜가며 정상류 해석수행시 터널내 침투수량 비교 분석
- 상부지하수위를 1H에서 5H까지 5단계로 모델링, 측벽경계영역은 1D에서 12D까지 변화시켜가며 8단계로 해석을 수행하여 합리적인 해석영역 산정

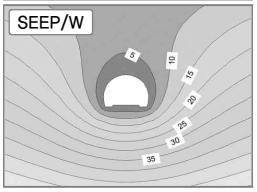
개요도



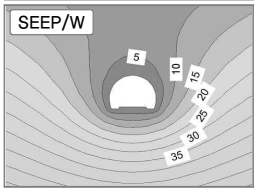
측벽 5D(지하수 5H)



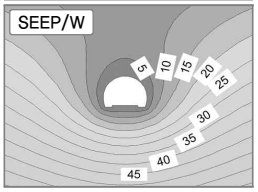
측벽 6D(지하수 5H)



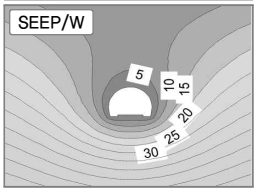
측벽 8D(지하수 5H)



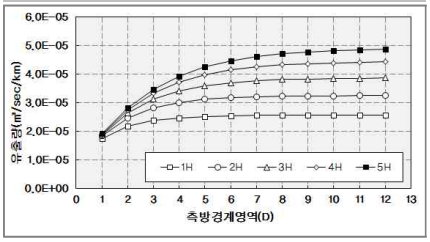
측벽 10D(지하수 5H)



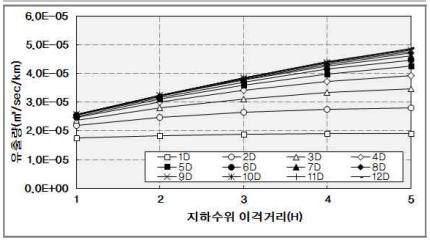
측벽 12D(지하수 5H)



이격거리별 천장부 연직변위 결과



이격거리별 지표면 연직변위 결과



해석결과

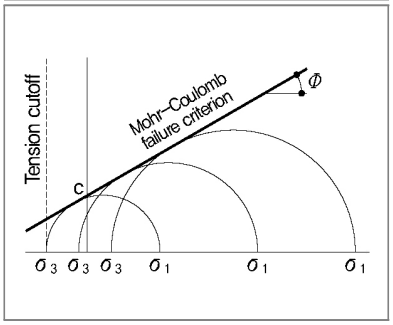
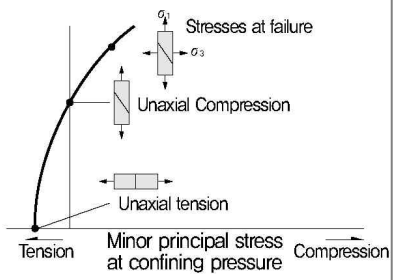
- 측벽경계영역이 길어질수록 유출량이 증가하나 8D 이후로는 수렴하는 경향을 보임
- 지하수가 높아질수록 유출량이 증가하는 경향을 보임

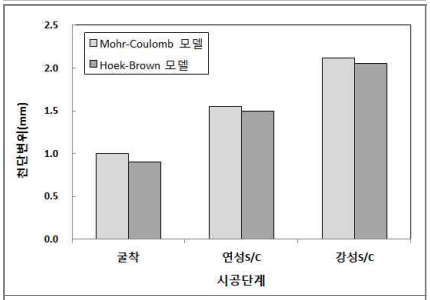
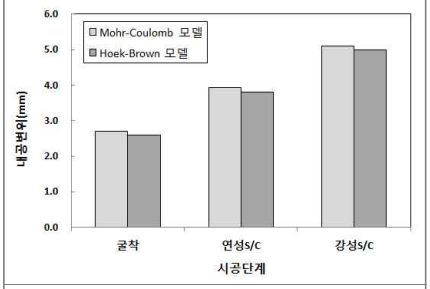
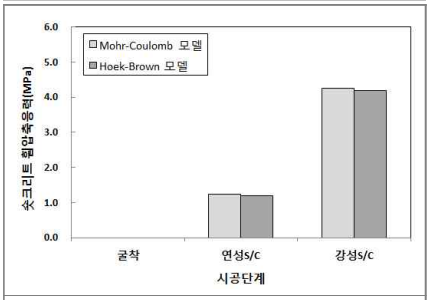
검토결과

- 측벽경계영역 8.0D이상이면 측벽에 대한 유출량이 일정하므로 침투해석시 측벽경계영역 8.0D로 적용

2.1.2 구성모델 적용성 검토

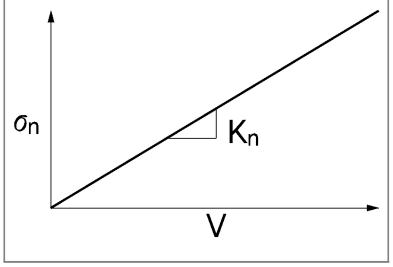
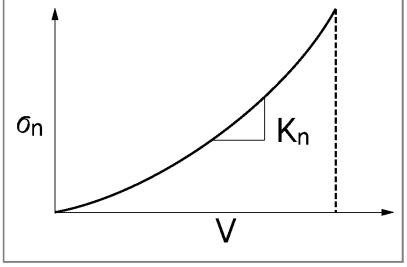
◉ 연속체 구성모델 적용성 검토

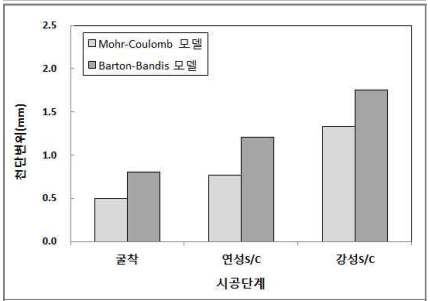
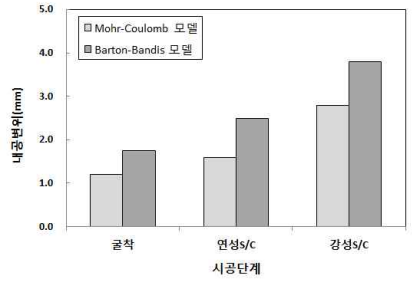
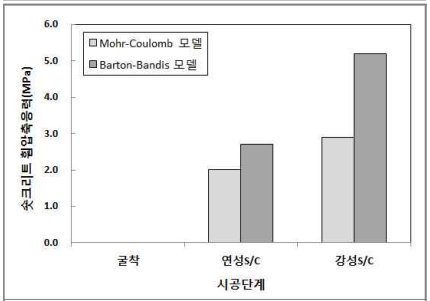
해석개요 및 해석조건	Mohr-Coulomb 모델	Hoek-Brown 모델
• Mohr-Coulomb 구성모델은 파괴포락선이 선형으로 항복이후 소성거동 • Hoek-Brown 구성모델은 파괴포락선이 비선형으로 암반의 비선형적 거동모사 가능 • 구성모델간 거동분석을 통한 적용성 검토 • 해석프로그램 : MIDAS GTS		

천단변위 발생경향 검토결과	내공변위 발생경향 검토결과	숏크리트 응력 발생경향 검토결과
		
• 모델간 천단변위의 차이가 미미함	• 모델간 내공변위의 차이가 미미함	• 모델간 휨압축 응력차가 미미함

검토결과 • 안전측 설계를 위하여 변위 및 지보재 응력이 크게 발생하는 Mohr-Coulomb 모델 적용

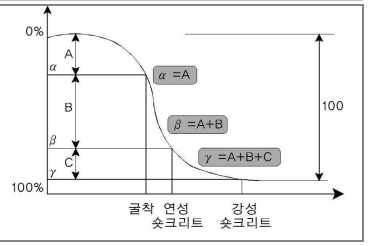
◉ 불연속체 구성모델 적용성 검토

해석개요 및 해석조건	Mohr-Coulomb 모델	Barton-Bandis 모델
• Mohr-Coulomb 구성모델은 전단에 의한 부피변화를 고려할 수 없음 • Barton-Bandis 구성모델은 절리 특성과 암반의 비선형적 거동 모사가 가능함 • 해석프로 그램 : UDEC		

천단변위 발생경향 검토결과	내공변위 발생경향 검토결과	숏크리트 응력 발생경향 검토결과
		
• B-B 모델에서 최대 천단변위 발생	• B-B 모델에서 최대 내공변위 발생	• B-B 모델에서 최대 휨압축응력 발생

검토결과 • 안전측 설계 및 절리의 기하학적 분포형태와 절리면 특성 고려가 가능한 Barton-Bandis 모델 적용

2.1.3 하중분담율 산정을 위한 검토

해석개요 및 조건	개요도
• 굴착시 3차원 거동을 2차원 평면변형조건으로 모사하기 위한 하중분담율 결정 • 사업구간 지보패턴별 지반조건 및 시공조건(시공단계, 보조공법)등을 고려한 3차원 유한요소해석 수행 • 해석프로그램:MIDAS GTS ➜ 단계별 천단변위 분석을 통한 하중분담율 산정 • 경험식과 수치해석 결과의 상호 보완 ➜ 정대열(1993), 장석부(1998) 경험식 적용	

구 분	경험식에 의한 하중분담율 산정방법		
	굴착단계(α)	연성 숏크리트 단계(β)	강성 숏크리트 단계(γ)
경 험 식	$\alpha = 3.340\mathrm{L} + 3.778\mathrm{lE}$	$\beta = 100 - (\alpha + \gamma)$	$\gamma = -3.126\mathrm{L} + 3.391\mathrm{D}$

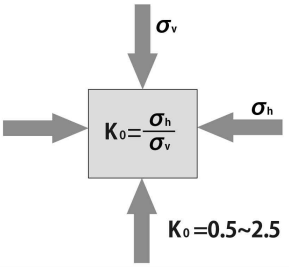
구분		하중분담율 산정결과							
		P–1	P–2	P–3	P–4	P–5–1	P–5–2	P–6–1	P–6–2
수치해석	상반	70/12/18	70/12/18	60/13/27	50/18/32	40/20/40	40/20/40	46/10/44	55/10/35
	하반				52/33/15	30/10/60	30/10/60	75/10/15	70/10/20
경 험 식	상반	65/15/20	65/15/20	55/20/25	50/25/25	45/30/25	45/30/25	50/25/25	40/35/25
	하반				55/25/20	45/30/25	45/30/25	50/25/25	40/35/25
설계적용	상반	70/10/20	70/10/20	60/10/30	50/20/30	40/30/30	40/30/30	50/20/30	50/20/30
	하반				50/30/20	40/20/40	40/20/40	60/20/20	60/20/20

검토결과 • 시공조건 및 지반조건을 고려한 3차원 해석결과와 경험식에 따른 분석결과 지보패턴별 하중분담율 산정

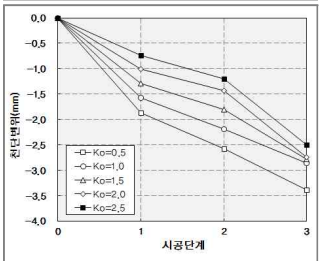
2.1.4 측압계수에 따른 거동분석

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr–Coulomb 탄소성 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우경계 5.0D, 터널 하부경계 5.0D
암 반 등 급	• Ⅳ등급
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5

해석 개념도

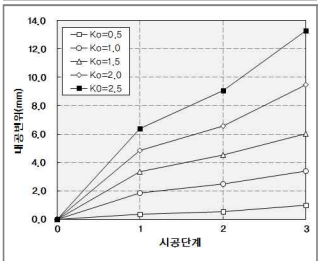


천단변위



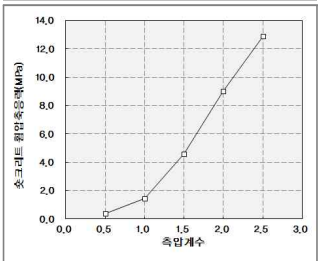
• k_0증가시 천단변위 감소

내공변위



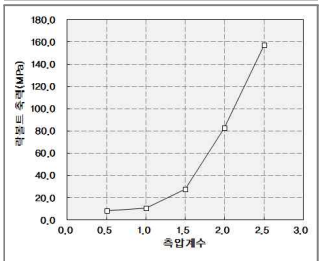
• k_0증가시 내공변위 증가

숏크리트 휨압축응력



• k_0 증가시 숏크리트 응력 증가

록볼트축력



• k_0 증가시 록볼트 축력 증가

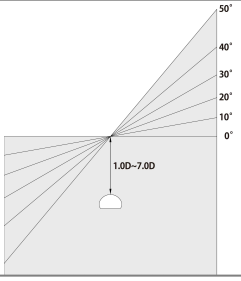
검토결과 • 지반조사결과 평균 k_0=2.42정도로 현지 지반조건을 고려하여 k_0=0.5,1.0, 2.5를 적용하여 수치해석 수행

2.2 지반조건을 고려한 터널거동 검토

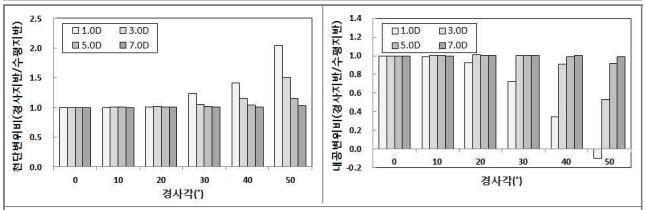
2.2.1 편토압 영향범위 검토

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr–Coulomb 탄소성 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우경계 5.0D, 터널 하부경계 5.0D
암 반 등 급	• Ⅳ등급
측 압 계 수	• k_0 = 1.0
편경사토피고	• 1.0D, 3.0D, 5.0D, 7.0D
편경사경사각	• 0 ~ 50 °

해석 개념도

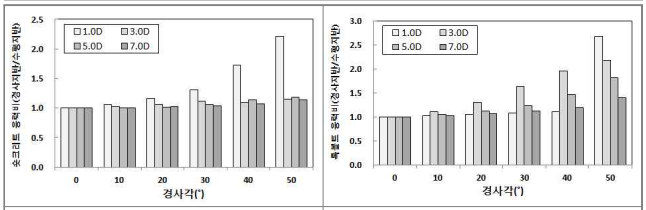


천단변위비 | **내공변위비**



• 이격거리가 증가하고 편경사 각도가 급할수록 변위에 큰 영향을 미침

숏크리트 응력비 | **록볼트 축력비**



• 이격거리가 감소하고 편경사 각도가 급할수록 지보재 응력은 증가하는 것으로 나타남

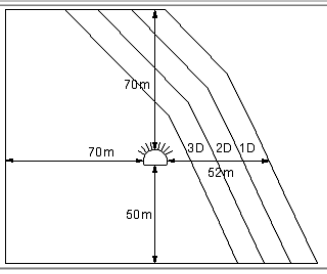
검토결과 • 해석결과 토피고 1.0D 이하, 편경사 20 ° 이상인 구간을 편토압 영향구간으로 선정

2.2.2 해안지역 특성에 따른 영향검토

◉ 해안풍화작용에 의한 지반강도감소 영향 검토

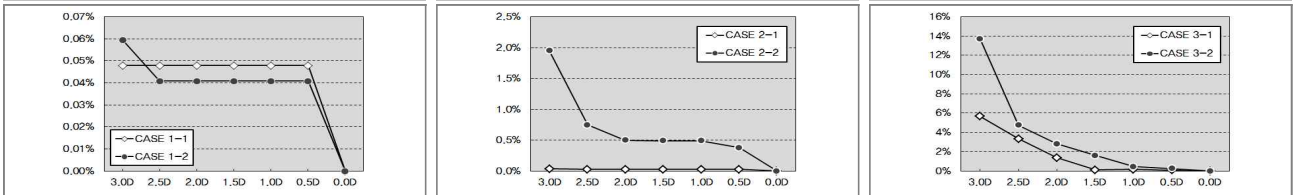
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr–Coulomb 탄소성 모델
암 반 등 급	• Ⅰ등급 ~ Ⅲ등급
측 압 계 수	• k_0 = 1.0
지 보 패 턴	• P–1 ~ P–3
해 석 방 법	• 풍화에 의한 강도 감소 범위를 해안으로부터 0~3D로 변화하며 암반등급별로 강도감소를 대표적으로 탄성계수(E)와 점착력(c)을 변경하며 터널 영향 검토 수행

해석 개요도



구 분	CASE 1–1	CASE 1–2	CASE 2–1	CASE 2–2	CASE 3–1	CASE 3–2
암 반 등 급	Ⅰ등급	Ⅰ등급	Ⅱ등급	Ⅱ등급	Ⅲ등급	Ⅲ등급
E, C값 감소	1/2배	1/3배	1/2배	1/3배	1/2배	1/3배

암반 Ⅰ등급 천단침하 증가율 | **암반 Ⅱ등급 천단침하 증가율** | **암반 Ⅲ등급 천단침하 증가율**



• 3.0D에서 5%이내의 변위가 발생 | • 3.0D에서 5%이내의 변위가 발생 | • 3.0D에서 10% 이상의 변위가 발생

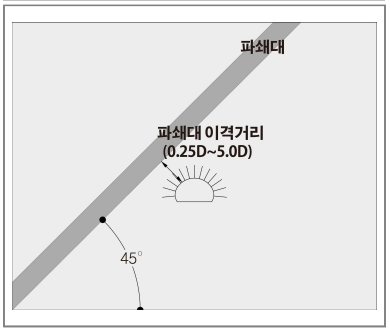
검토결과 • 해안으로부터 3.0D 이하, 암반3등급 이하의 구간에서는 지보패턴 하향조정하여 설계 적용하는 것이 적절함

2.2.3 단층파쇄대 특성에 따른 영향 검토

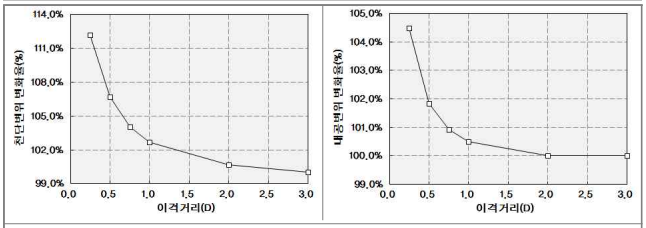
◉ 단층파쇄대 이격거리에 따른 영향검토

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 탄소성 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우경계 5.0D, 터널 하부경계 4.0D
이 격 거 리	• 0.25D, 0.5D, 0.75D, 1.0D, 2.0D, 3.0D, 5.0D
파 쇄 대 경 사	• 45 °
파 쇄 대 폭	• 0.5D
해 석 방 법	• 단층파쇄대 이격거리에 따른 터널 거동특성 분석

해석 개요도

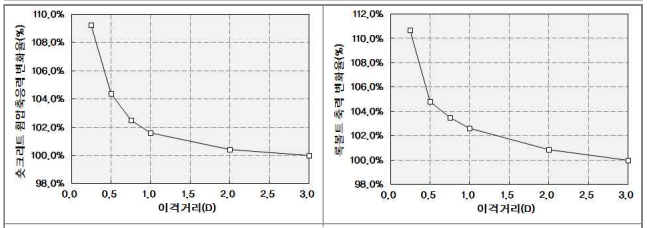


시공단계별 천단변위 | **시공단계별 내공변위**



• 이격거리가 증가할수록 변위는 감소하는 경향을 보임
• 1.0D 이상 이격시 변위 감소의 폭이 작아짐

숏크리트 휨압축응력 | **록볼트 축력**



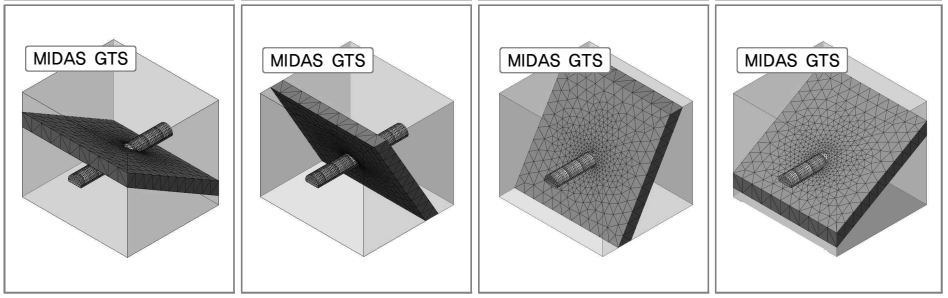
• 이격거리가 증가할수록 지보재 응력이 감소
• 1.0D 이상 이격시 지보재 응력 감소폭이 작아짐

검토결과 • 터널 안정성 확보를 위해 단층파쇄대 1.0D이내 존재시 지보패턴 하향 또는 보강공법 적용 계획수립

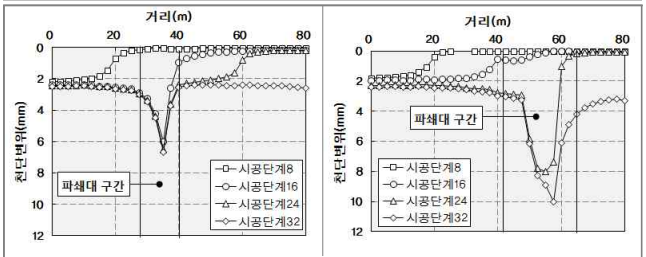
◉ 단층파쇄대 경사에 따른 터널거동 검토

암반등급	• V등급
파 쇄 대	• V등급
측압계수	• k_0 = 1.0
프로그램	• MIDAS GTS
해석모델	• Mohr-Coulomb

파쇄대 경사 30° | **파쇄대 경사 60°** | **파쇄대 경사 120°** | **파쇄대 경사 150°**

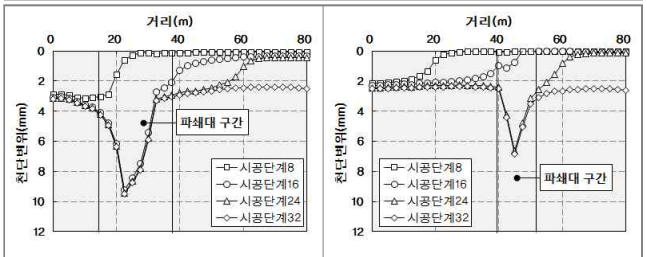


영향선(경사 30°) | **영향선(경사 150°)**



• 굴진방향 기준으로 파쇄대 경사가 30°, 150°의 경우 터널의 영향면적 증가로 변위가 증가

영향선(경사 60°) | **영향선(경사 120°)**



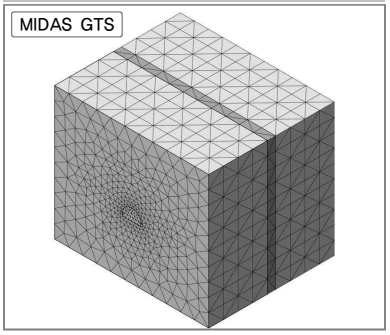
• 단층파쇄대와 터널과의 교차시 교차각도에 따라 변위의 영향범위가 변화함

검토결과 • 단층파쇄대 경사에 따른 보강영역은 단층파쇄대의 경사를 고려하여 보강영역을 산정함

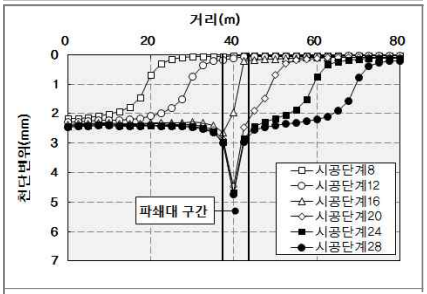
◉ 단층파쇄대 폭에 따른 터널거동

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 탄소성 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우측 경계 5.0D, 터널 하부경계 4.0D
지 보 패 턴	• P-3
암 반 등 급	• Ⅲ등급
파 쇄 대	• Ⅴ등급
측 압 계 수	• k_0 = 1.0

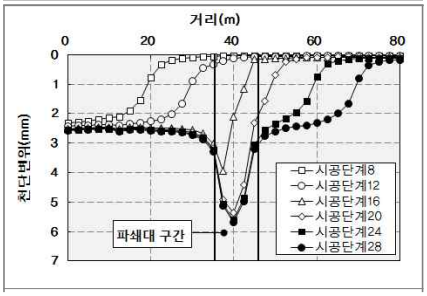
해석 모델링



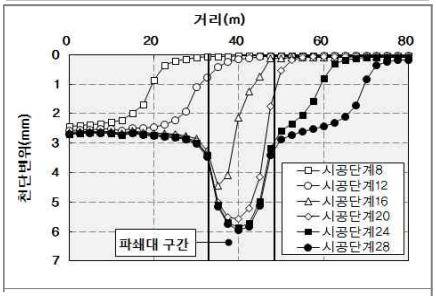
영향선(파쇄대폭 0.5D)



영향선(파쇄대폭 0.75D)



영향선(파쇄대폭 1.0D)



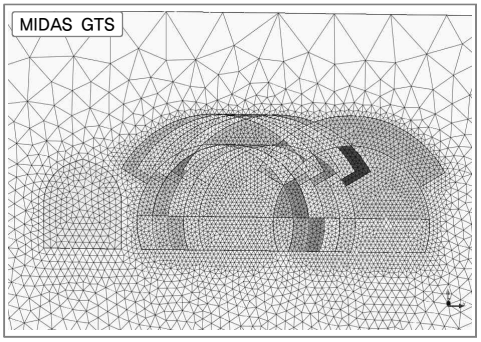
• 파쇄대 폭이 증가할수록 영향범위가 점차 증가하였으며 터널의 변위와 지보재 응력 또한 증가하는 경향을 나타냄
• 터널 막장이 파쇄대에 근접할수록 연직변위의 변화폭이 커졌으며 파쇄대 규모에 따른 터널 영향범위가 약0.3D~1.0D정도로 판단됨

검토결과 • 파쇄대 영향범위가 0.3D~1.0D정도로 파쇄대 전방 및 후방 1.0D구간에 대해 추가보강 필요

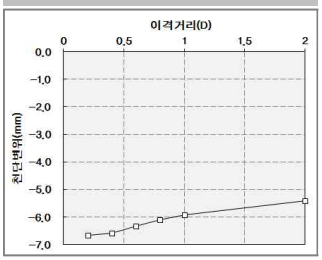
2.2.4 기존터널 근접시공에 따른 영향검토

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 탄소성 모델
지 보 패 턴	• P-4
암 반 등 급	• Ⅳ등급
측 압 계 수	• k_0 = 1.0
파 쇄 대	• Ⅳ등급
해 석 방 법	• 기존터널과 신규터널의 이격거리를 0.2D, 0.4D, 0.6D, 0.8D, 1.0D, 2.0D로 변화시켜 안정성 해석 수행

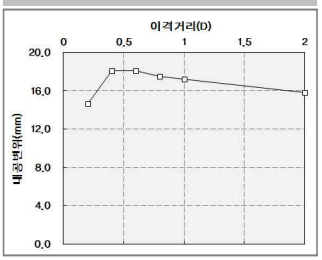
해석 모델링



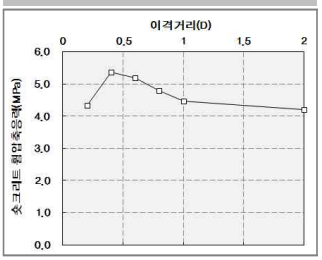
천단변위



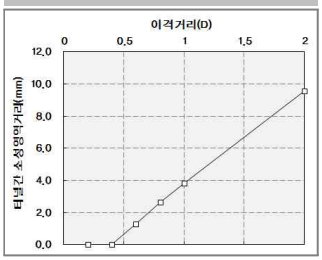
내공변위



숏크리트응력 증가율



소성영역 발생범위

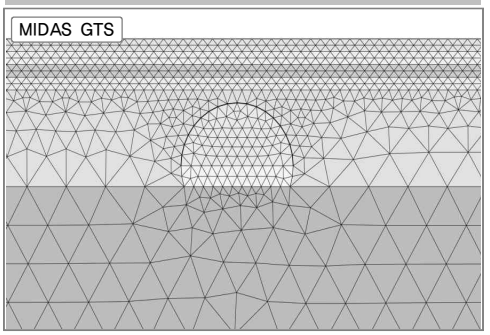


검토결과
• 신규터널의 내공변위와 숏크리트 응력은 이격거리 0.5D까지 상승한 후 0.5D 이후에는 감소하며, 소성영역 또한 이격거리 0.5D까지 영향을 미침
• 기존터널과 신규터널간의 이격거리가 0.5D 이내 일 경우 추가보강이 필요

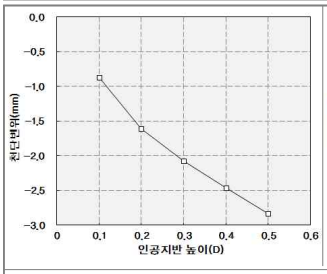
2.2.5 인공지반 토피고 결정을 위한 검토

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 탄소성 모델
암 반 등 급	• Ⅳ등급
측 압 계 수	• k_0 = 1.0
해 석 영 역	• 터널 좌 · 우 경계 5.0D, 터널 하부경계 5.0D
해 석 방 법	• 터널 상부토피를 0.1D~0.5D까지 변화시키면서 해석실시

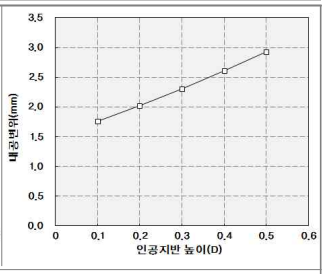
해석 모델링



천단변위 발생경향

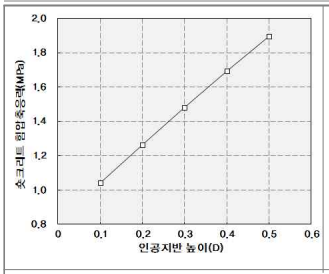


내공변위 발생경향

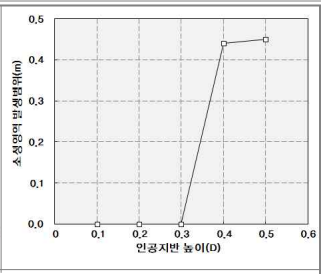


• 토피고가 높아질수록 변위는 증가하는 경향을 보임

숏크리트 응력 증가율



소성영역 발생범위



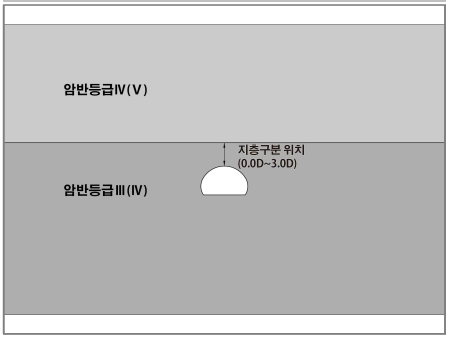
• 인공지반 토피고가 높아질수록 지보재 응력은 증가하나 허용치 이내로 안정성을 확보함

검토결과 • 토피고가 0.3D 이상일 경우 소성영역이 발생하기 시작하므로 인공지반 토피는 0.3D로 선정함

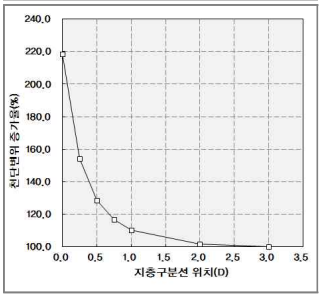
2.2.6 복합지층 지반의 지보패턴 선정기준 검토

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 탄소성 모델
암 반 등 급	• CASE A : Ⅴ/Ⅳ등급, CASE B : Ⅳ/Ⅲ등급
해 석 영 역	• 터널 좌 · 우 경계 5.0D, 터널 하부경계 5.0D
지 층 구 분	• 0.D, 0.25D, 0.5D, 0.75D, 1.0D, 2.0D, 3.0D
해 석 방 법	• 터널 상부에 두 지반의 물성치 및 지층구분 위치를 변화시켜가면서 변위 및 지보재 응력 발생 경향을 분석

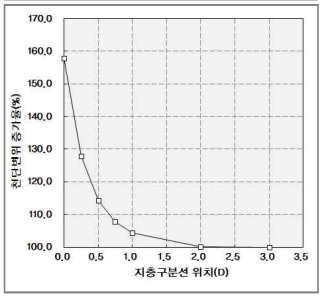
해석 개념도



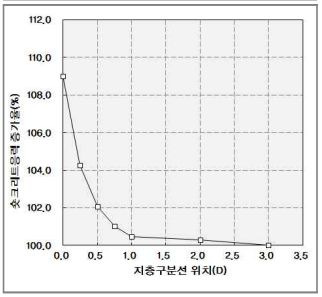
CASE A 천단변위



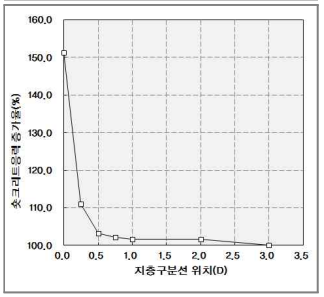
CASE B 천단변위



CASE A 숏크리트 응력



CASE B 숏크리트 응력



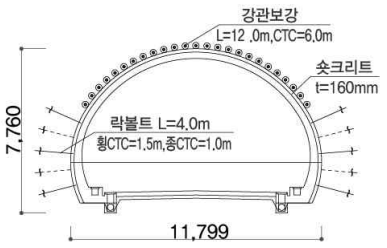
검토결과 • 터널상부 1.0D이하에서 변위 및 응력의 변화폭이 큰 것으로 나타나 상부 1.0D를 지보패턴 적용경계로 적용

2.3 굴착 및 보강설계를 위한 검토

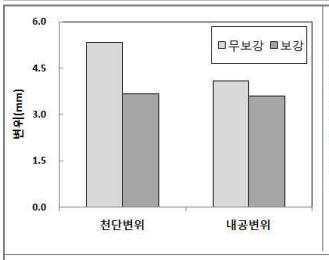
2.3.1 강관보강 그라우팅 보강효과 검토

프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 탄소성 모델
지 보 패 턴	• P-6
해 석 영 역	• 터널 좌 · 우 경계 5.0D, 터널 하부경계 5.0D
측 압 계 수	• k_0 = 1.5
해 석 방 법	• 취약지반에 강관보강 그라우팅 공법 적용 유무에 따른 지반보강효과 검토

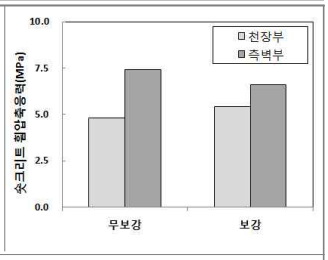
해석 개요도



보강/무보강시 변위

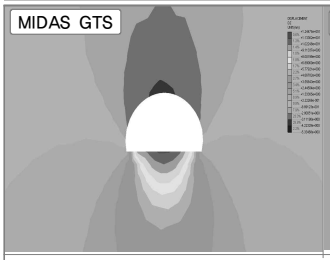


숏크리트 휨압축응력

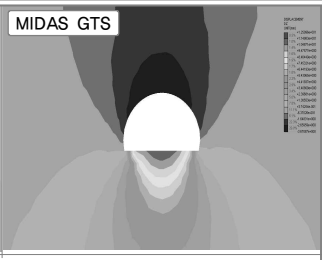


• 강관보강 그라우팅 적용시 무보강시에 비해 연직변위 31%, 내공변위 21% 및 숏크리트 휨압축응력 18% 감소

무보강시 연직변위도



보강시 연직변위도



• 강관보강 그라우팅에 의한 보강효과는 터널 천장부에서 크게 나타남

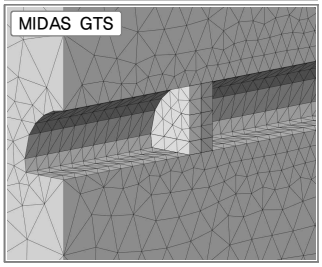
검토결과 • 갱구부 및 단층파쇄대 구간의 터널 안정성 확보를 위해 필요시 강관보강 그라우팅을 적용

2.3.2 관통부 안정성 검토

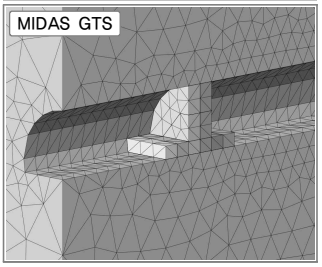
◉ 관통부 굴착공법 검토

암반등급	• Ⅲ등급
지보패턴	• P-3
측압계수	• k_0 = 1.0
프로그램	• MIDAS GTS
해석모델	• Mohr-Coulomb

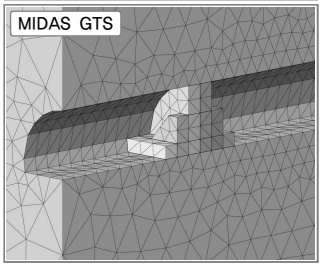
전단면굴착 개요도



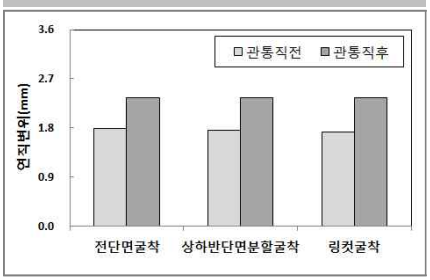
상하반 분할굴착 개요도



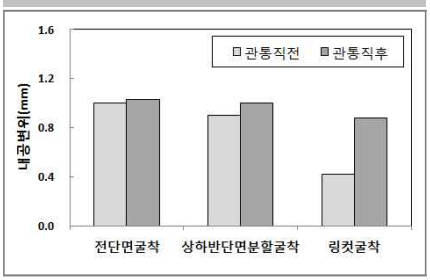
링컷 굴착 개요도



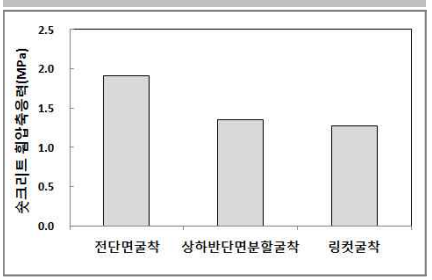
연직변위 검토결과



내공변위 검토결과



숏크리트 휨압축응력 검토결과

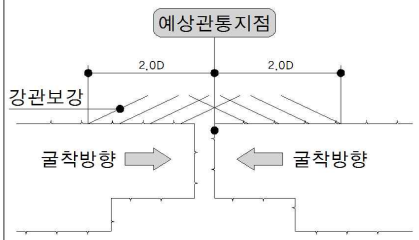


검토결과 • 링컷 굴착시 내공변위가 가장 작게 발생하지만 안정성 및 시공성을 고려하여 상·하반 분할공법 병행 적용

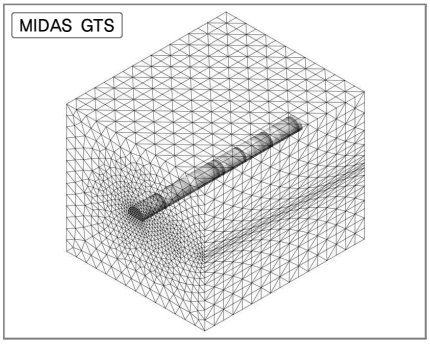
◉ 관통부 보강영역 검토

암반등급	• Ⅲ등급
지보패턴	• P-3
측압계수	• k_0 = 1.0
프로그램	• MIDAS GTS
해석모델	• Mohr-Coulomb 탄소성모델

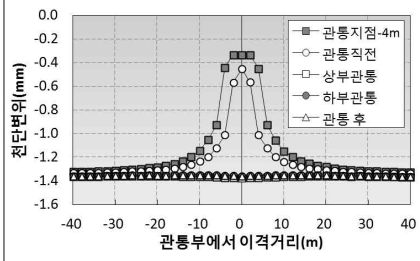
해석개요도



해석모델링

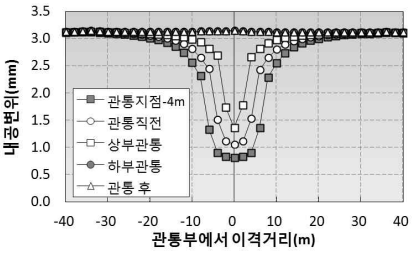


천단변위 발생경향



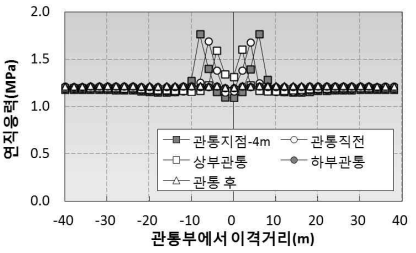
• 관통직전 천단변위 영향범위 1.0D

내공변위 발생경향



• 관통직전 내공변위 영향범위 1.0D

터널 천단부 연직응력 발생경향



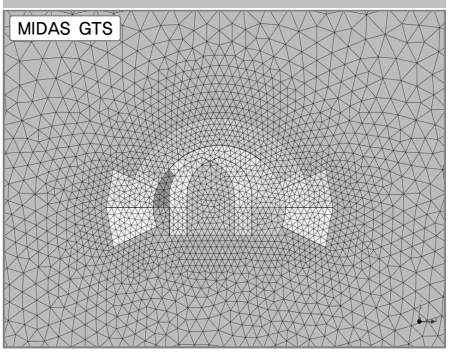
• 관통직전 연직응력 영향범위 1.0D

검토결과 • 관통부 중심으로 앞뒤 1.0D 영역이 응력교란 범위로 판단되어 관통부 2D 구간에 대하여 보강공법 적용

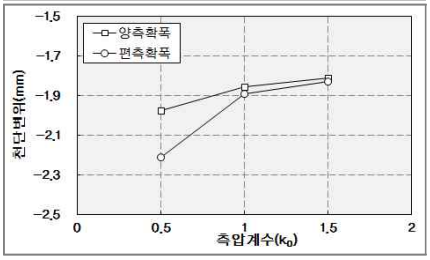
2.3.3 확폭터널 시공방법에 따른 영향검토

프로그램	• MIDAS GTS
해석모델	• Mohr-Coulomb 탄소성 모델
암반등급	• Ⅳ등급
측압계수	• k_0 = 0.5, 1.0, 1.5
해석영역	• 터널 좌 · 우 경계 5.0D, 터널 하부경계 5.0D
해석방법	• 양측 확폭 및 편측 확폭 시 변위 및 지보재 부재력을 산정

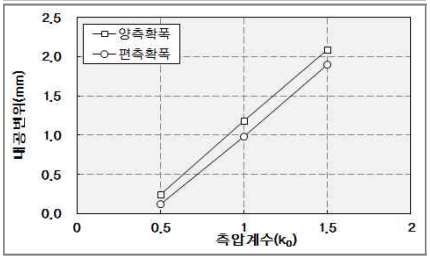
해석 모델링도



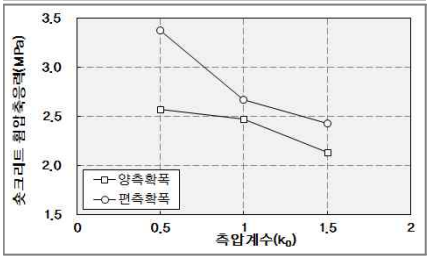
천단변위 발생경향



내공변위 발생경향



숏크리트 휨압축응력 발생경향



검토결과 • 측압계수에 따른 지보재 응력은 허용값 이내로 안정성 확보 ➜ 사업현황을 고려한 적정 확대공법 설계적용

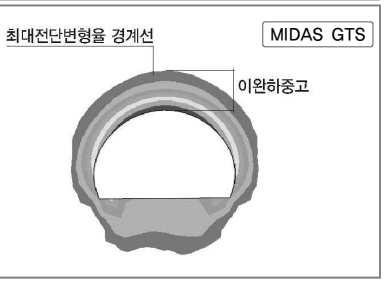
2.4 구조물 설계를 위한 검토

2.4.1 이완하중 적용성 검토

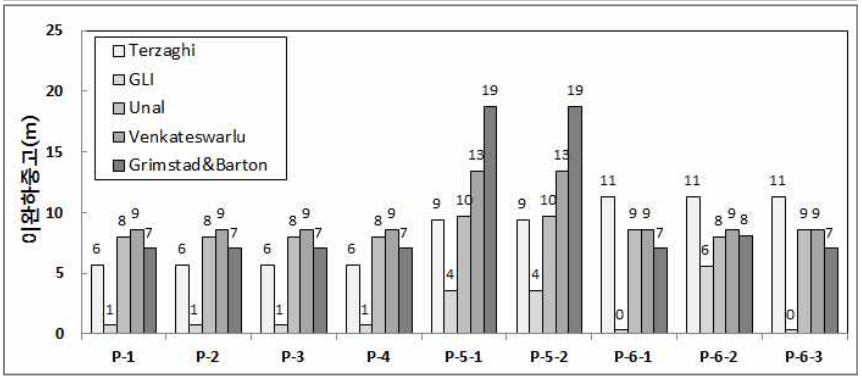
해석개요 및 해석조건

- 이완하중 이론식 및 경험식 적용성 검토
  - 이론식 : Terzaghi(1946)
  - 경험식 : Unal(1983), Barton et. al(1974)
- 수치해석결과를 반영한 GLI 모델 적용성 검토
- $P_v = \frac{\gamma(B+H)-C}{\tau t \Phi} + e^{-\frac{E}{1000(\gamma \times B)}}$
- 지보패턴별 콘크리트라이닝 설계시 적용

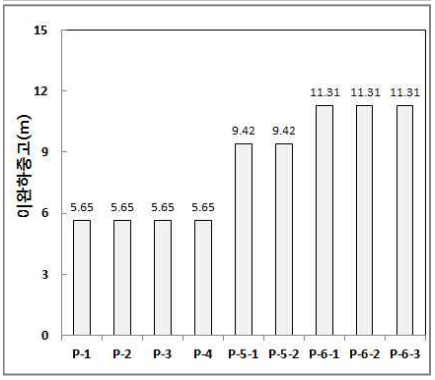
최대전단변형율



이완하중 산정결과



적용이완하중



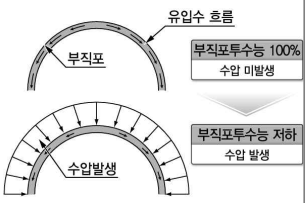
검토결과 • Terzaghi 암반분류 가장 합리적인 값을 보이므로 Terzaghi 수정암반분류표에서 산출된 이완하중고 적용

2.4.2 잔류수압 적용성 검토

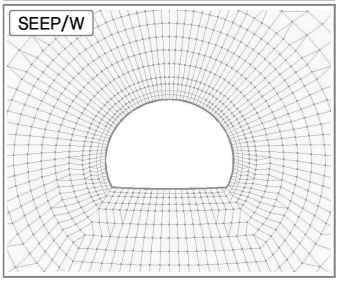
해석개요 및 해석조건

- 부직포 투수능 저하율은 보통 10% 내외이나, 안전측 설계를 위해 50%까지 감소한다고 가정하여 수리해석 수행
- 지반조건 : 토사, 풍화암, 연암, 경암
- 경계조건 : 고정수두경계 및 측면 무한경계
- 적용 프로그램 : SEEP/W

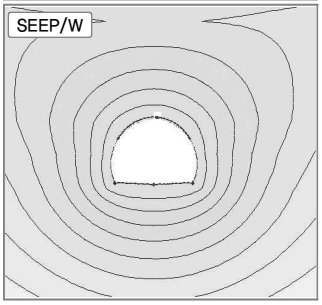
개요도



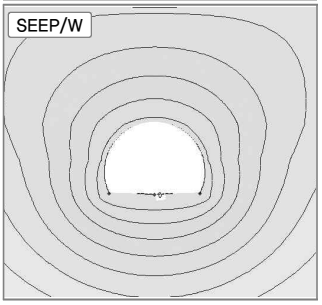
해석모델링



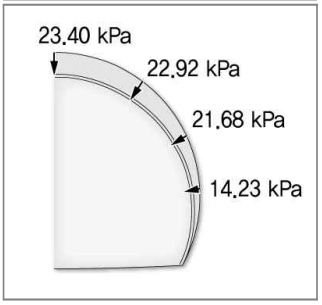
부직포 투수능 100%



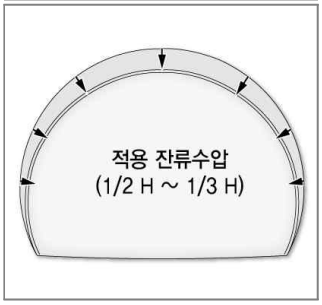
부직포 투수능 50%



위치별 간극수압



경험식



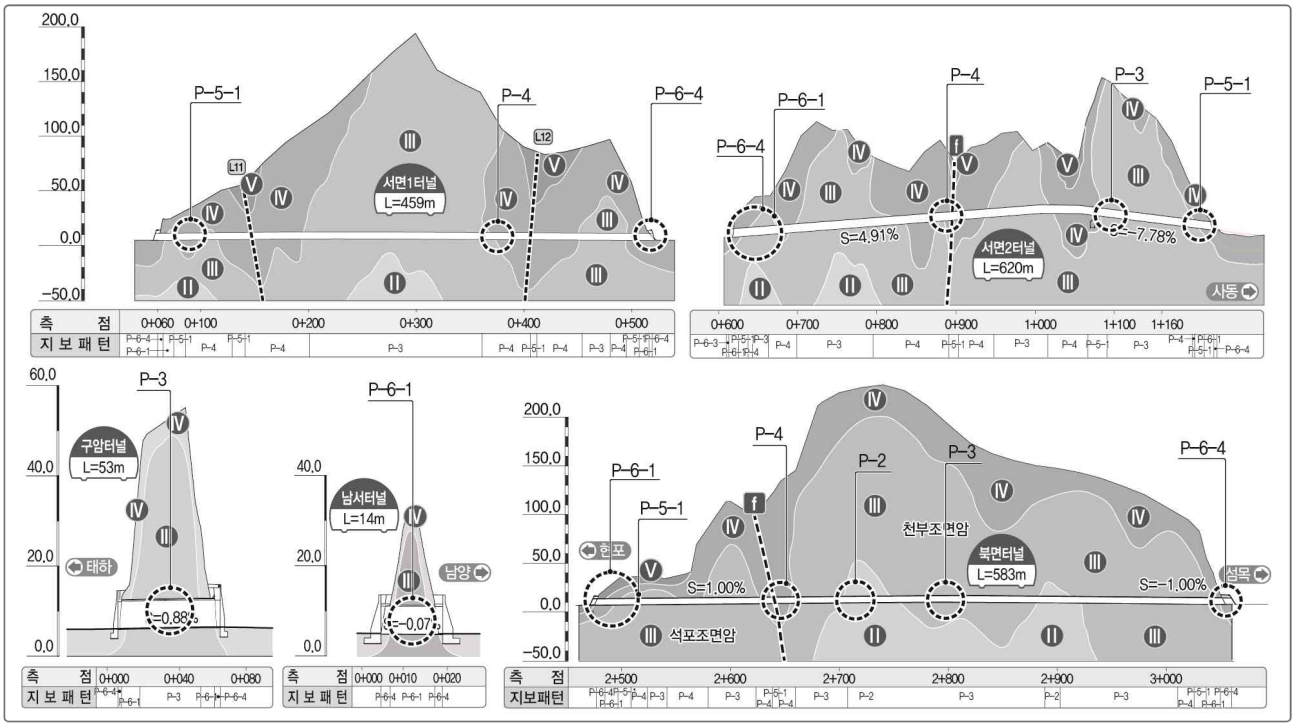
검토결과 • 최대 잔류수압 발생구간의 부직포 투수능 50% 저하시 잔류수압은 천장부 23.4kPa, 측벽부 14.2kPa 발생
➜ 안전측 설계를 위해 경험식에 의한 잔류수압과 비교하여 콘크리트라이닝 설계

제 3 장 지보패턴 안정성 검토

제3장 지보패턴 안정성 검토

3.1 해석개요 및 현황

3.1.1 터널구간 현황 및 안정해석 위치



3.1.2 안정해석 결과

구 분		해석위치 (STA.)	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력 (MPa)	록볼트 축력 (kN)
서면1 구암 남서 터널	P-3	구암 0+033	-3.43	3.28	4.17	8.58
	P-4	서면1 0+363	-5.91	4.46	7.72	79.99
	P-5-1	서면1 0+108	-7.15	9.62	7.31	76.27
	P-6-1	남서 0+012	-1.24	-0.40	1.92	4.64
	P-6-4	서면1 0+519	-1.17	11.18	0.85	-
서면2 터널	P-3	1+100	-4.87	6.48	7.41	80.29
	P-4	0+887	-5.58	5.05	6.72	77.15
	P-5-1	1+213	-2.98	5.83	6.35	85.82
	P-6-1	0+625	-5.60	9.40	6.87	56.33
	P-6-4	0+613	-2.99	1.81	1.77	-
북면 터널	P-2	2+902	-5.10	11.20	6.00	36.44
	P-3	2+800	-6.17	7.65	4.04	47.20
	P-4	2+645	-5.89	4.42	6.88	79.77
	P-5-1	2+500	-2.28	0.69	4.28	11.61
	P-6-1	2+493	-2.95	0.85	2.57	13.70
	P-6-4	3+050	-2.36	1.53	0.87	-

3.2 지보패턴 설계 및 적정성 검토

기본방향	• 터널구간 시추조사 및 각종 물리탐사 결과를 토대로 지반조건에 대한 신뢰성 있는 지반분류 수행 • RMR, 입찰안내서, 기본계획, 수치해석 결과 등을 종합적으로 분석하여 최적의 표준지보패턴을 선정하였으며, 지보압 및 지보반응곡선을 이용하여 적정성 검증

3.2.1 지보패턴 설계

◉ 지보패턴 설계흐름

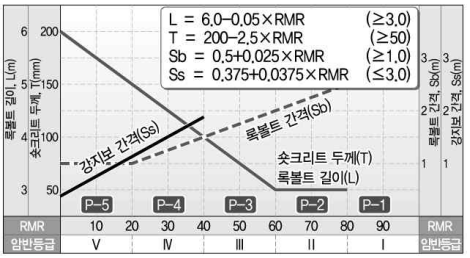
설계조건 검토	지반조건 분석	설계지보패턴 결정
• 입찰안내서 분석 • 관련기준서에 의한 지보패턴 설계	• 광역지질구조 분석 • 터널구간 시추조사 • 미시추구간 암반등급 결정	• 지보량 결정 • 무지보 자립시간 산정 • 지반조건과의 연관성 분석

최적지보패턴 결정	최적지보재 선정	지보적정성 검증
• 터널굴착과 공사중 계측관리 및 막장관찰을 통해 합리적 패턴 조정	• 사용목적, 지반조건, 작업효과, 시공성을 고려하여 기능을 발휘할 수 있는 지보재 선정	• 이론식에 의한 검증 • 확률론적 접근 및 검증 • 지보패턴 및 주요구간 안정성 검토

◉ 암반분류에 의한 지보패턴 설계

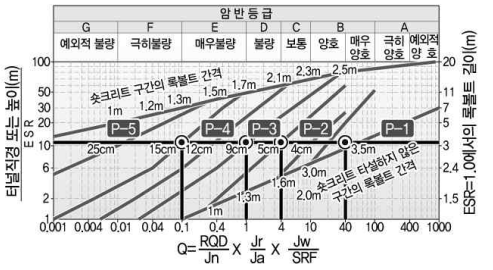
RMR에 의한 지보량 산정

- RMR System의 기본 지보패턴 제시안(암반터널에서의 굴착과 지보를 위한 암반분류지침, Bieniawski, 1979) 조정적용
- 록볼트 길이 : L(m) = 6 − 0.05 × RMR ≥ 3 (RMR < 80)
- 록볼트 간격 : S(m) = 0.5 + 0.025 × RMR ≥ 1 (RMR < 80)
- 숏크리트 두께 : T(mm) = 200 − 2.5 × RMR ≥ 50 (RMR < 80)
- 강지보공 간격 : Sr(mm) = 0.375 + 0.0375 × RMR (RMR < 40)



Q−system에 의한 지보량 산정

- 지보패턴 분류법
  (Q값에 의한 터널 보강설계 도표, Grimstad and Barton, 1993)
- 터널 유효크기를 결정하여 Q값에 의한 터널 지보량 판정
  − 유효크기 = 굴착스팬, 직경 또는 높이(m) / ESR
  − 굴착지보비(ESR) (ESR = 1.0 적용)
- 록볼트 길이 : L = (2 + 0.15B) / ESR(m) (B : 터널폭)



무지보 거리 및 자립시간에 의한 굴진장 검토

- 지보패턴별 무지보거리와 자립시간은 RMR System에서 제시된 도표 참조
- 설계단계에서는 안전성, 시공능력 및 품질관리 능력 등을 고려하여 매 막장 굴착직후 지보설치를 기준으로 제시
- Q값에 의한 무지보 최대거리
  − $Span_{max} = 2 \times ESR \times Q^{0.4}$



◉ 표준지보패턴 적용계획

▌자연환기 구간(서면1터널, 구암터널, 남서터널)

구 분		P-1	P-2	P-3	P-4	P-5-1
R M R		81 이상	61~80	41~61	21~40	20이하
Q value		40 이상	10~40	1~10	0.1~1	0.1이하
굴착공법(발파)		전단면	전단면	전단면	상하분할	상하분할
굴진장(상반/하반, m)		3.5	3.5	2.0	1.5/3.0	1.2/1.2
숏크리트(mm)		50(일반)	50	80	120	160
록볼트	종/횡(m)	RANDOM	3.5/2.0	2.0/1.5	1.5/1.5	1.2/1.5
강지보	규격/간격	–	–	–	LG50/1.5	LG70/1.2
라이닝두께(mm)		300	300	300	300	300(철근)

구 분		P-5-2	P-6-1	P-6-2	P-6-3	P-6-4
R M R		20 이하	갱구부	갱구부	갱구부	인공지반
Q value		단층대	풍화암 이상	풍화암 이상	풍화암 이하	인공지반
굴착공법(발파)		상하분할	상하분할	상하분할	링컷	전단면
굴진장(상반/하반, m)		1.2/1.2	1.0/1.0	1.0/1.0	0.8/0.8	1.0
숏크리트(mm)		160	160	160	160	160
록볼트	종/횡(m)	1.2/1.5	1.0/1.5	1.0/1.5	0.8/0.8	1.0
강지보	규격/간격	LG70/1.2	LG70/1.0	LG70/1.0	H125/0.8	H125/0.8
라이닝두께(mm)		300	300	300	300	300

▌자연환기 중앙분리대 구간(서면2터널, 북면터널)

구 분		P-1	P-2	P-3	P-4	P-5-1	P-5-2
R M R		81 이상	61~80	41~61	21~40	20이하	20이하
Q value		40 이상	10~40	1~10	0.1~1	0.1이하	단층대
굴착공법(발파)		전단면	전단면	전단면	상하분할	상하분할	상하분할
굴진장(상반/하반, m)		3.5	3.5	2.0	1.5/3.0	1.2/1.2	1.2/1.2
숏크리트(mm)		50(일반)	50	80	120	160	160
록볼트	종/횡(m)	RANDOM	3.5/2.0	2.0/1.5	1.5/1.5	1.2/1.5	1.2/1.5
강지보	규격/간격	–	–	–	LG50/1.5	LG70/1.2	LG70/1.2
라이닝두께(mm)		300	300	300	300	300(철근)	300(철근)

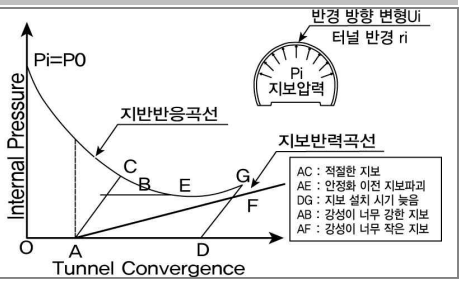
구 분		P-6-1	P-6-2	P-6-3	P-6-4	PT-1	PT-2
R M R		갱구부	갱구부	갱구부	인공지반	41이상	40이하
Q value		0.1이상	0.1이하	풍화암	인공지반	4 이상	4이하
굴착공법(발파)		상하분할	상하분할	링컷굴착	전단면	전단면	상하분할
굴진장(상반/하반, m)		1.0/1.0	1.0/1.0	0.8/0.8	1.0	2.0	1.0
숏크리트(mm)		160	160	160	160	80	120
록볼트	종/횡(m)	1.0/1.5	1.0/1.5	0.8/0.8	–	2.0/1.5	1.0/1.5
강지보	규격/간격	LG70/1.0	LG70/1.0	H125/0.8	H125/1.0	–	LG50/1.0
라이닝두께(mm)		300(철근)	300(철근)	300(철근)	300(철근)	300(철근)	300(철근)

3.2.2 지보반응곡선에 의한 지보패턴 적정성 검토

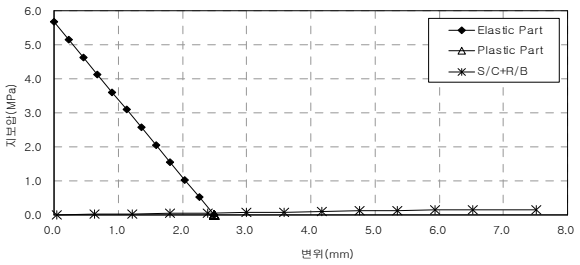
- 지보반응곡선을 분석하여 암반의 지보능력 활용정도와 지보재의 지보능력 검토
- Mohr-Coulomb 모델을 이용한 이론식에 의한 수치해석적 방법을 이용하여 지보압에 따른 암반곡선 결정
- 천장부 지보압에 따른 지반변위를 분석하여 지보패턴의 적정성 검토

지보반응곡선(CCM)을 이용한 검토

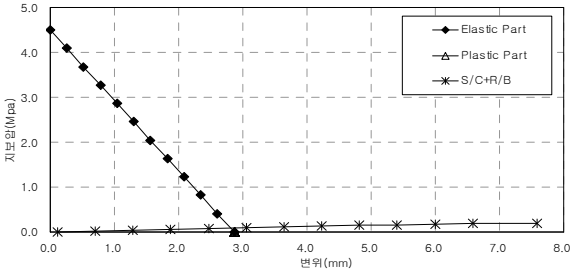
- 지보반응곡선(CCM)이란 터널 굴착이 진행됨에 따라 터널 주변에서 발생하는 변위를 제어하기 위해 필요한 압력의 변화를 나타낸 그래프
- 복잡한 지반조건을 간략화하고 암반과 지보의 하중-변형특성의 상호작용을 고려하여 암반과 지보를 평가하는 방법



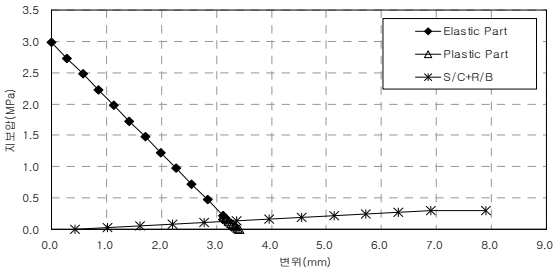
P-1 지보패턴 검토결과



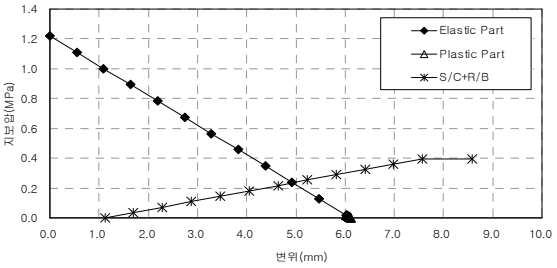
P-2 지보패턴 검토결과



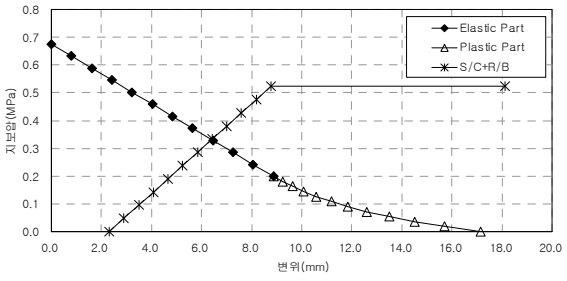
P-3 지보패턴 검토결과



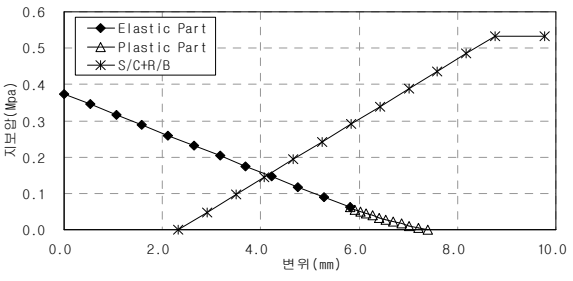
P-4 지보패턴 검토결과



P-5 지보패턴 검토결과



P-6 지보패턴 검토결과



구 분	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6
안 전 율	2.68	2.40	2.31	1.69	1.58	3.53
기준안전율	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
판 정	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
결 과 검 토	• 지보반응 곡선에 의한 적정성 검토결과 지보패턴별 안전율은 1.50이상으로 적정한 것으로 검토됨					

3.3 2차원 연속체 안정성 검토

3.3.1 서면1터널, 구암·남서터널

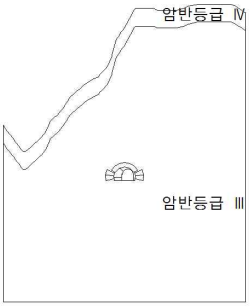
◉ 지보패턴 P-3

기본방향	• 지보패턴 P-3 적용구간 중 구암터널 STA.0+033 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

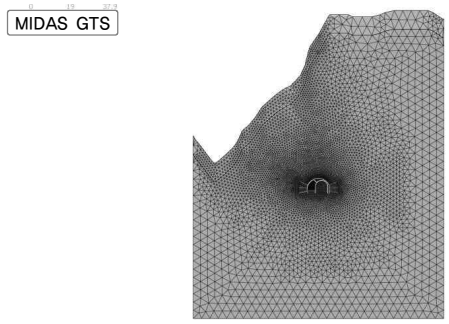
▌해석조건

해 석 위 치	• 구암터널 STA. 0+033.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

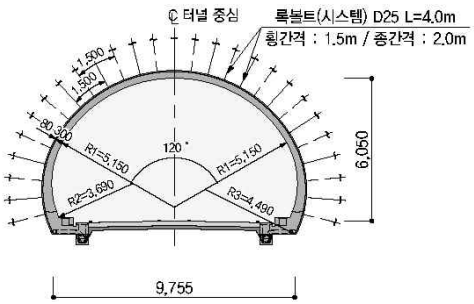
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		2.0
숏크리트 두께(mm)		80
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/12.5
	종/횡방향(m)	2./1.50
보조공법		-

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

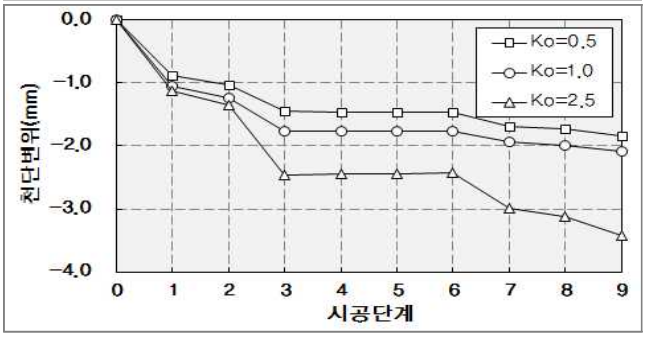
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

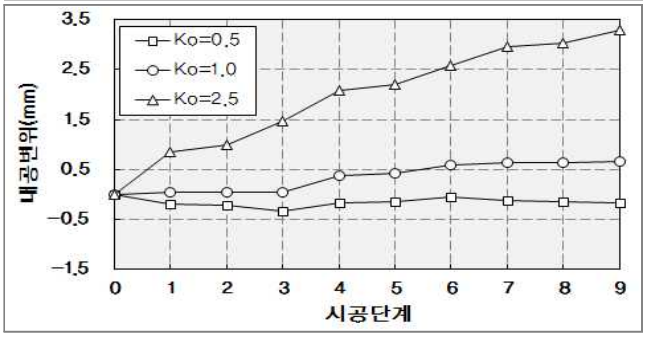
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	좌측상반 굴착	60
S T E P 2	좌측상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 3	좌측상반 Hard Shotcrete	30
S T E P 4	좌측하반 굴착	60
S T E P 5	좌측하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 6	좌측하반 Hard Shotcrete	30
S T E P 7	우측 굴착	60
S T E P 8	우측 Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 9	우측 Hard Shotcrete	30

▌해석결과

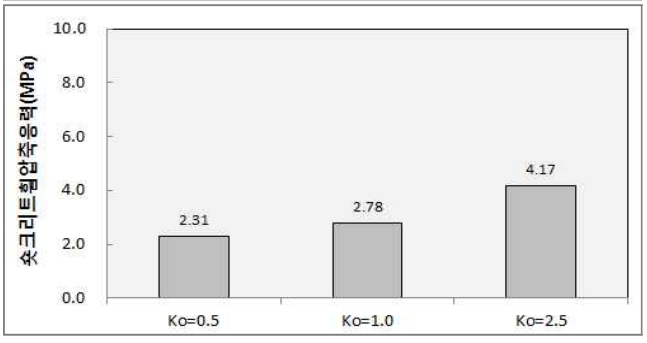
시공단계별 천단변위



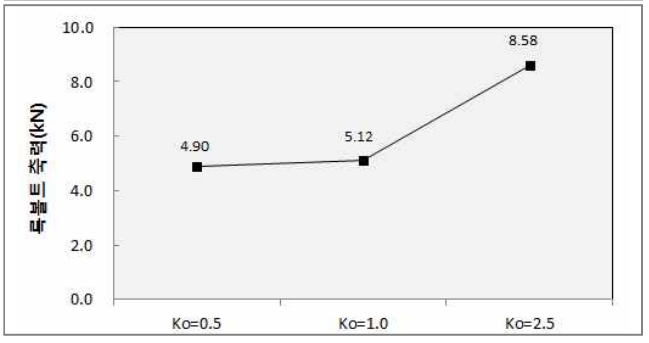
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

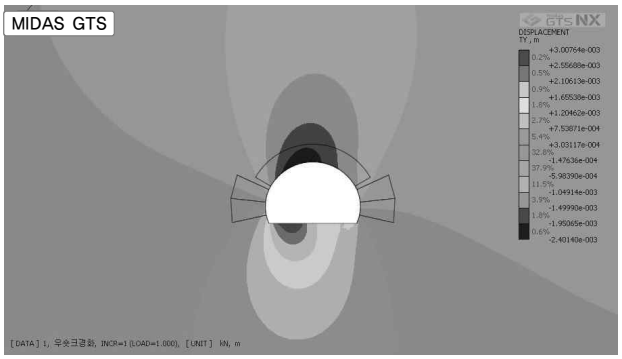


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–3.43	3.28	4.17	8.40	8.58	88.7	O.K

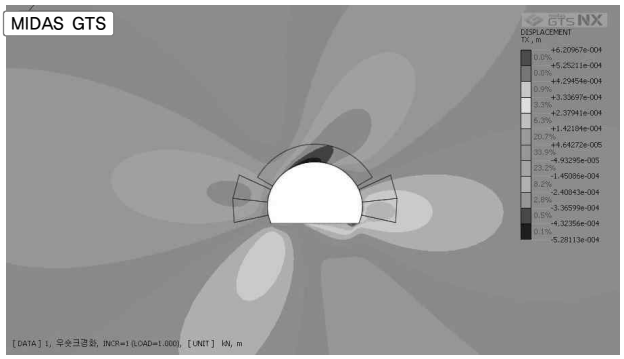
▌해석결과도

- K_0=0.5

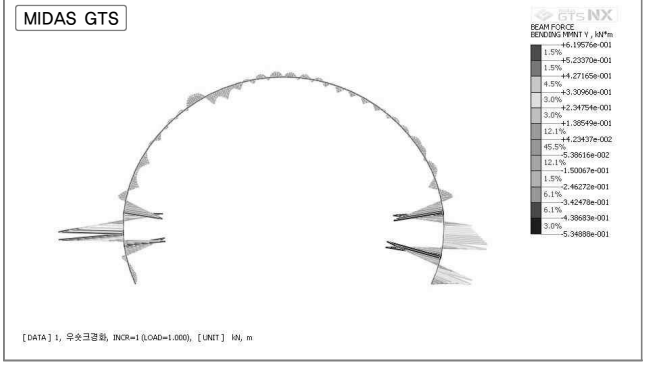
연직방향 변위도



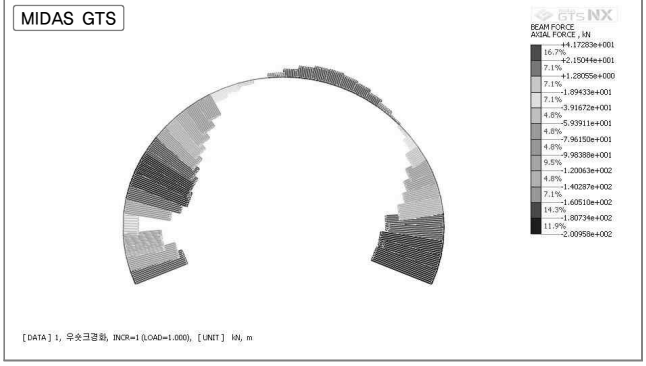
수평방향 변위도



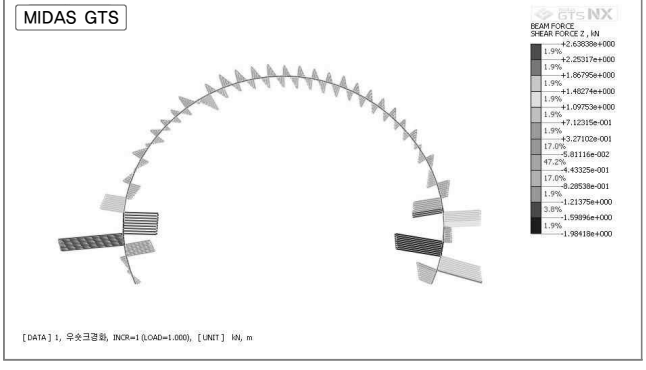
숏크리트 모멘트도



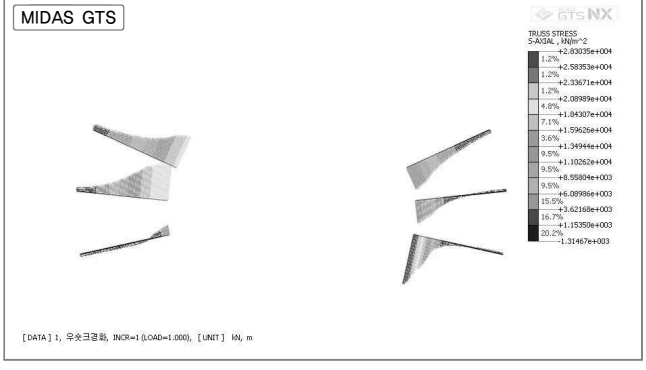
숏크리트 축력도



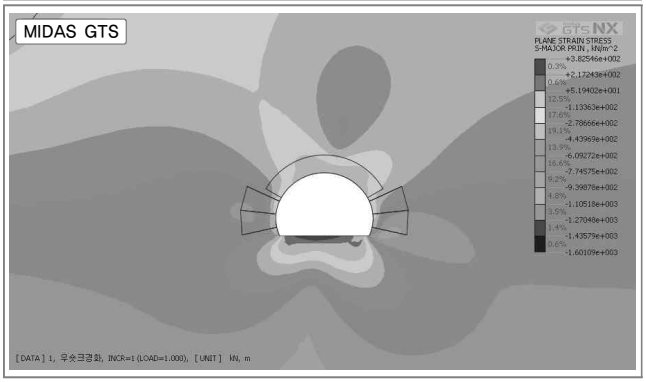
숏크리트 전단력도



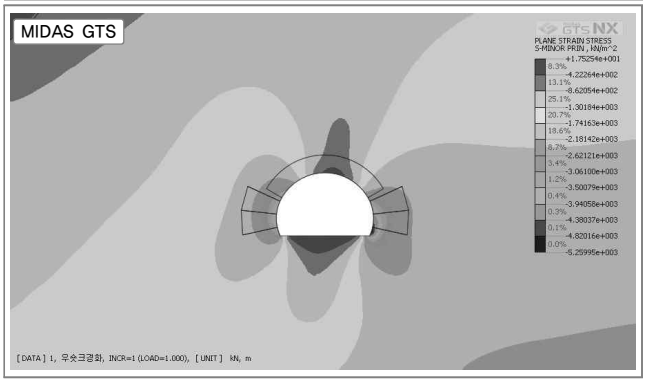
록볼트 축력도



최대주응력도

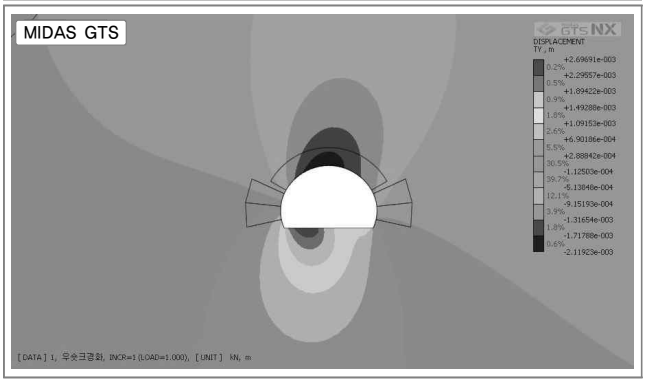


최소주응력도

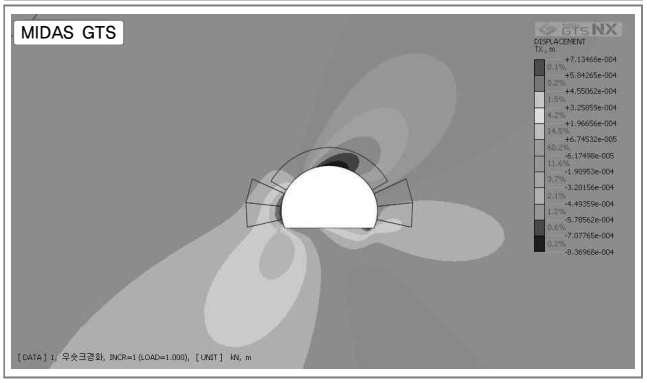


- K_0=1.0

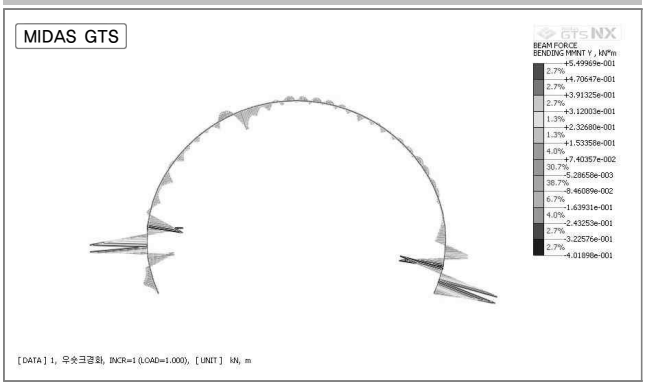
연직방향 변위도



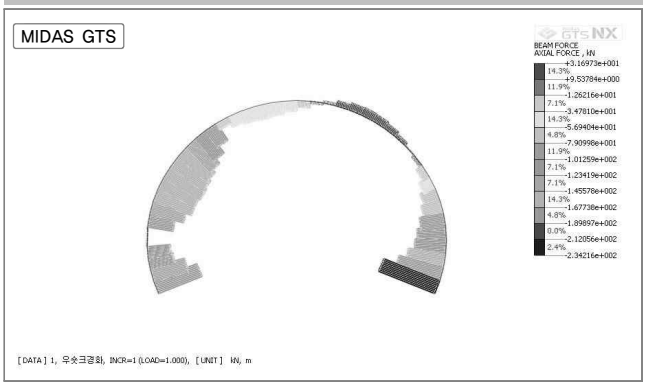
수평방향 변위도



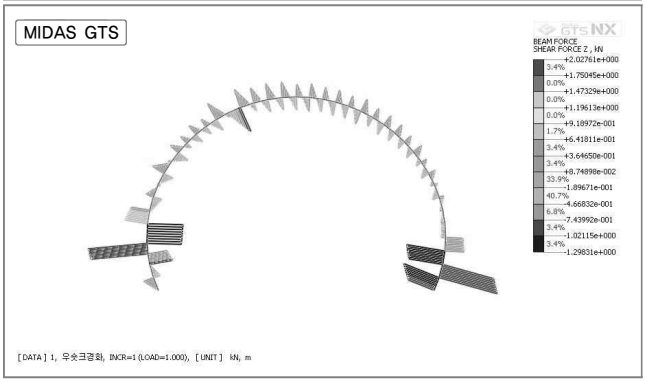
숏크리트 모멘트도



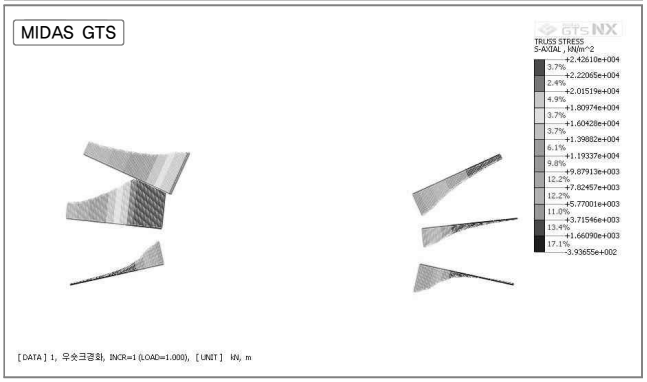
숏크리트 축력도



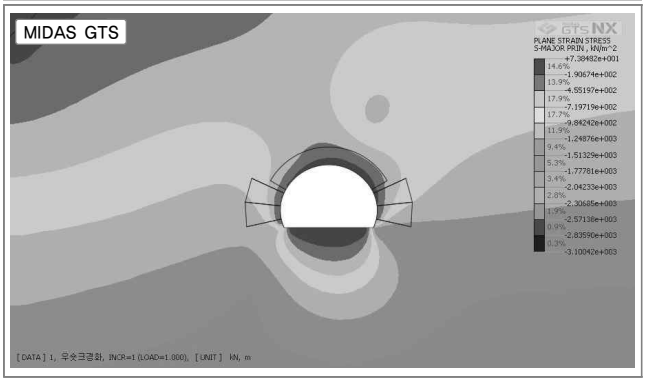
숏크리트 전단력도



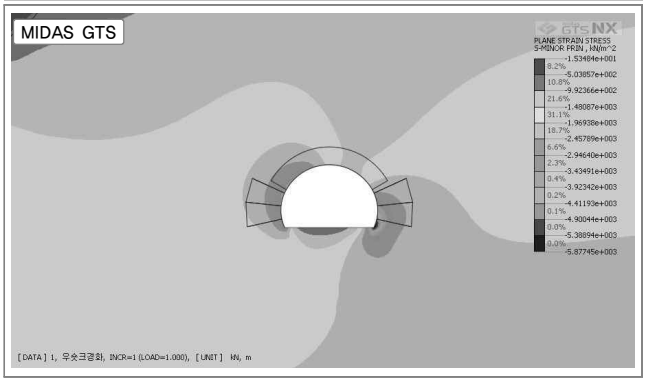
록볼트 축력도



최대주응력도

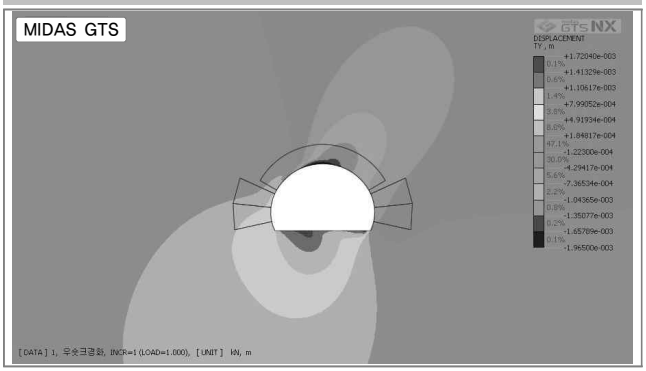


최소주응력도

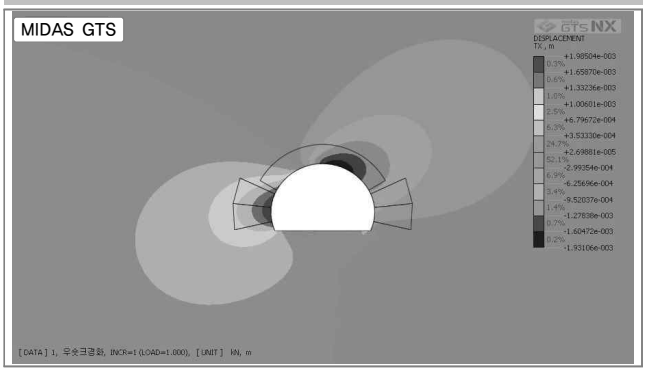


- K_0=2.5

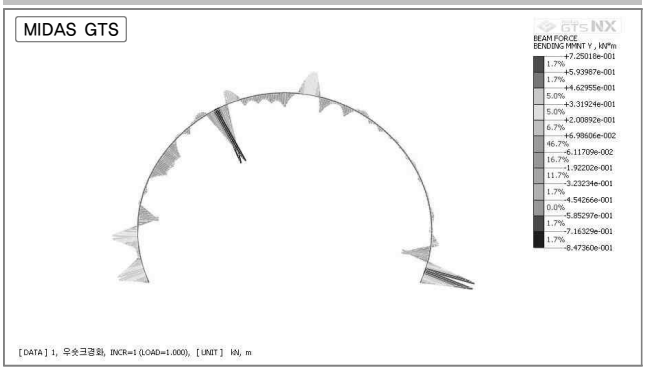
연직방향 변위도



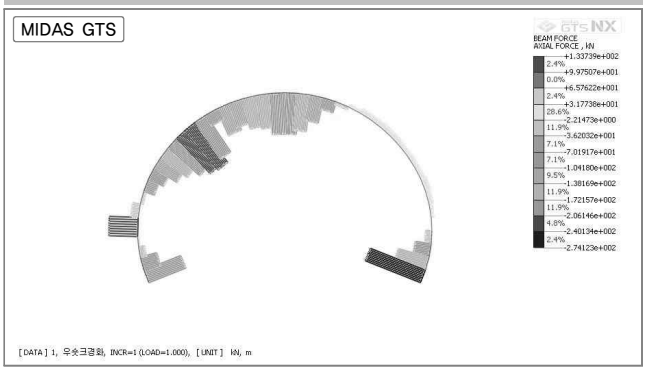
수평방향 변위도



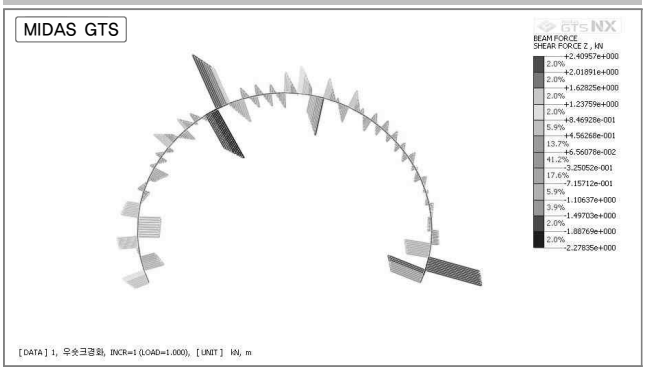
숏크리트 모멘트도



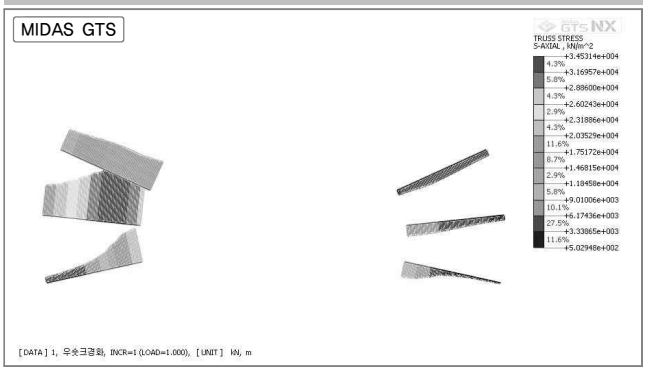
숏크리트 축력도



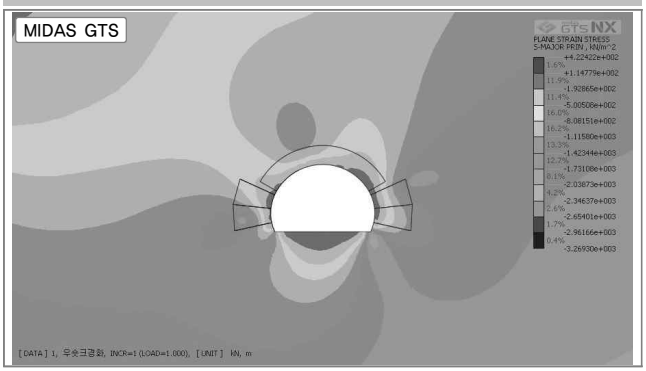
숏크리트 전단력도



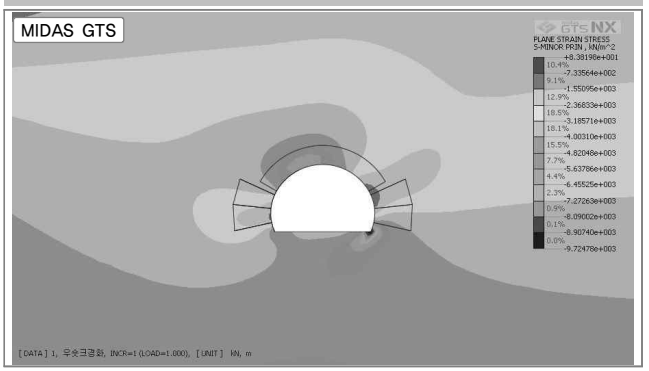
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P–3구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

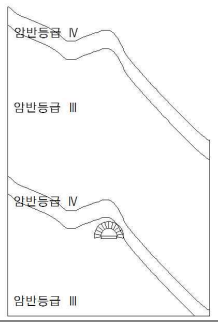
◉ 지보패턴 P-4

기본방향	• 지보패턴 P-4 적용구간 중 서면1터널 STA.0+363 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

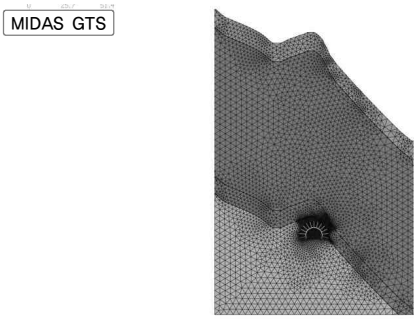
▌해석조건

해 석 위 치	• 서면1터널 STA. 0+363.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

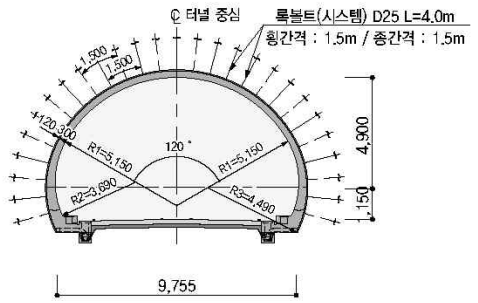
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/12.5
	종/횡방향(m)	1.5/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

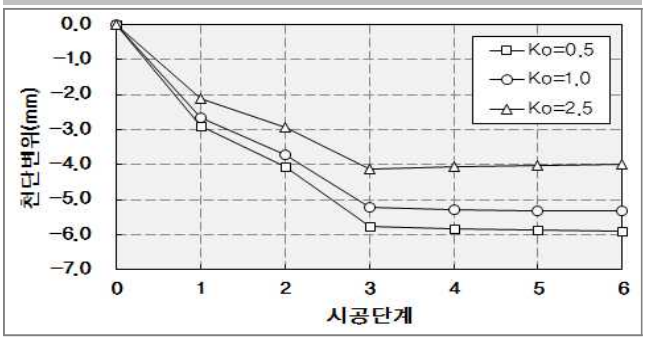
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

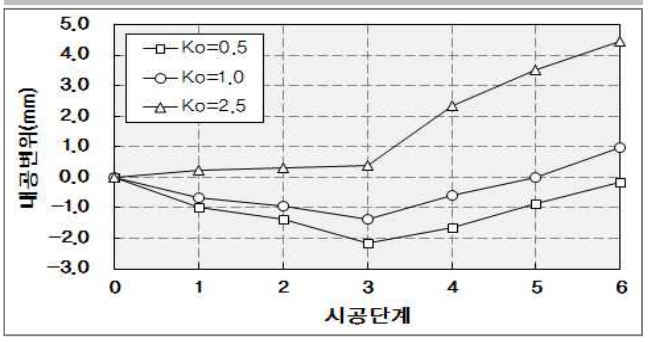
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반굴착	50
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 4	하반굴착	50
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

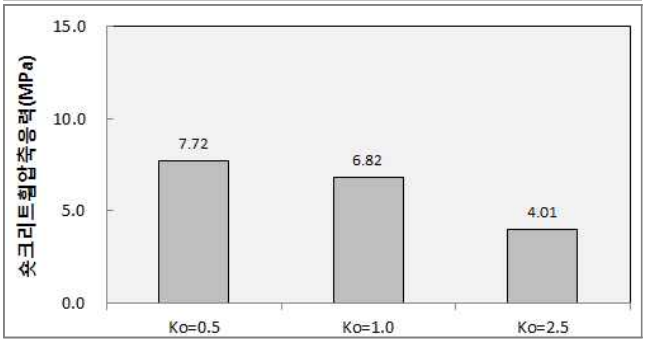
시공단계별 천단변위



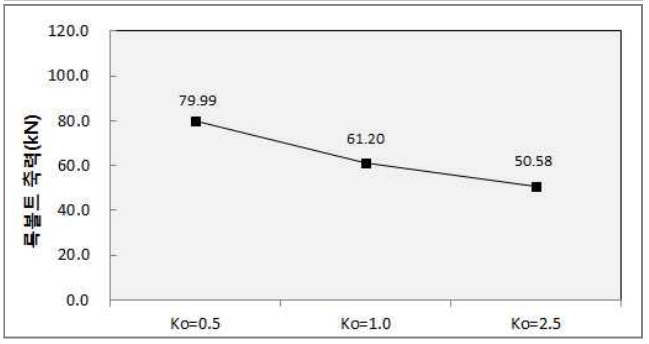
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

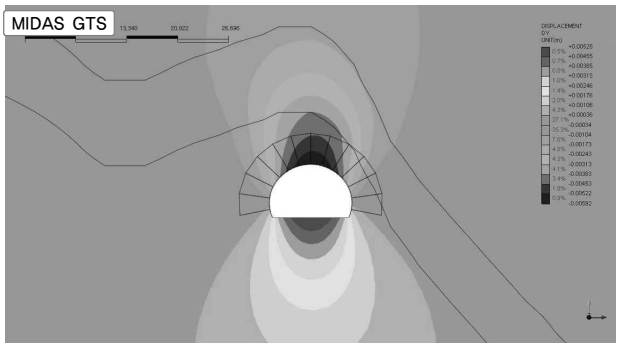


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–5.91	4.46	7.72	8.40	79.99	88.7	O.K

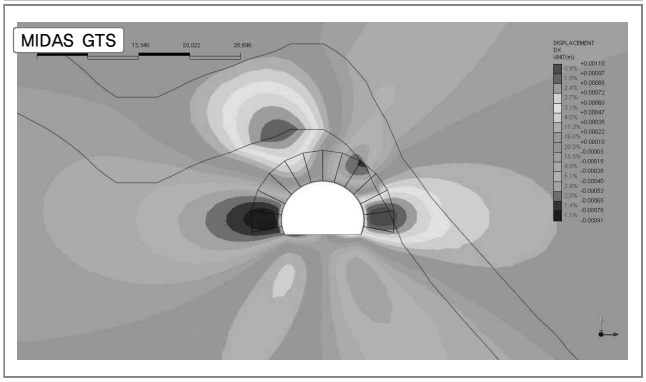
▌해석결과도

- K_0=0.5

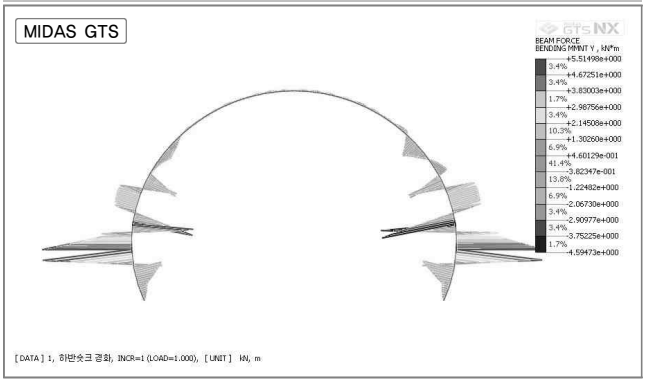
연직방향 변위도



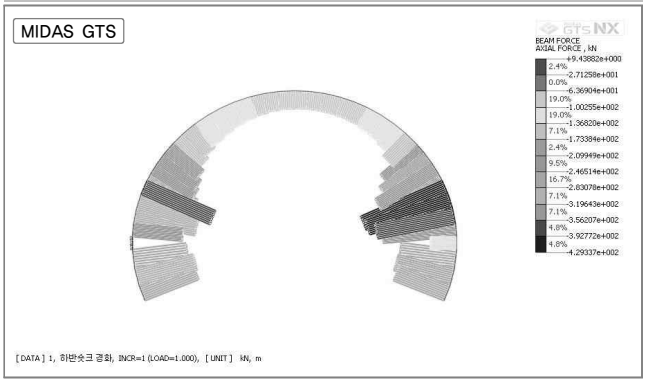
수평방향 변위도



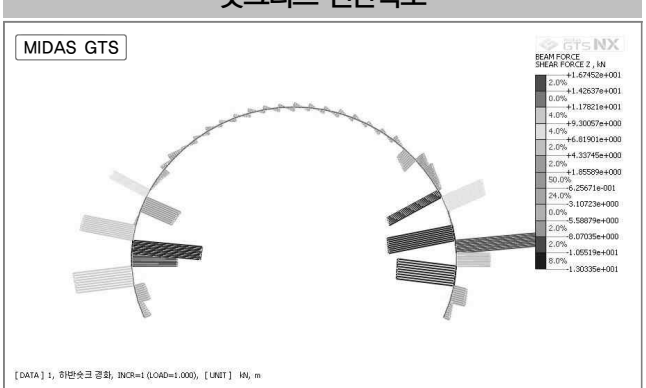
숏크리트 모멘트도



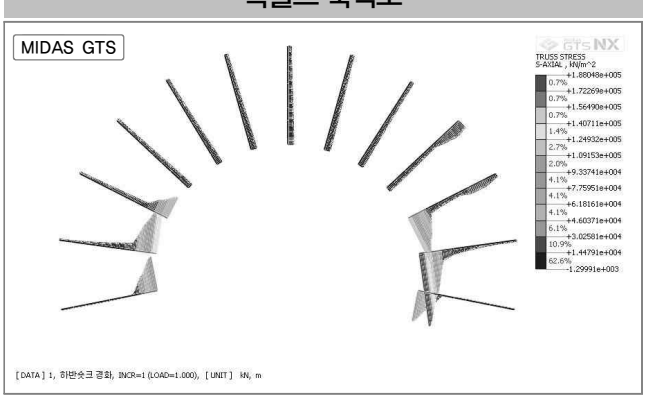
숏크리트 축력도



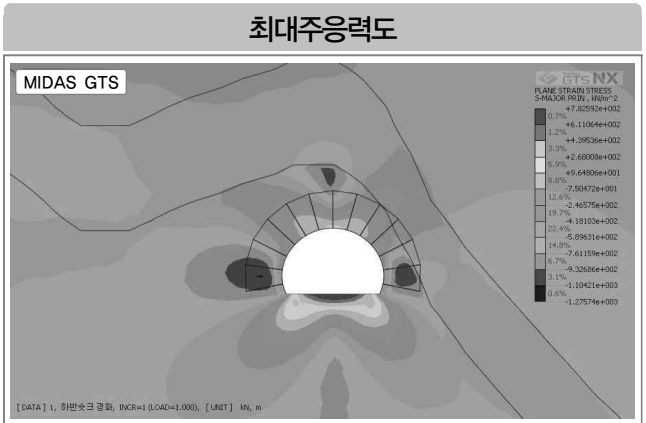
숏크리트 전단력도



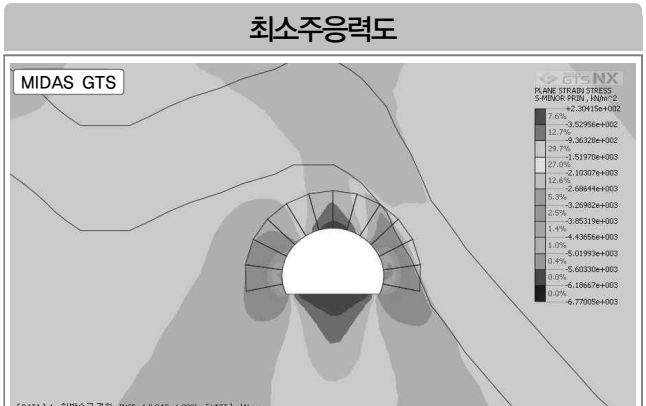
록볼트 축력도



최대주응력도

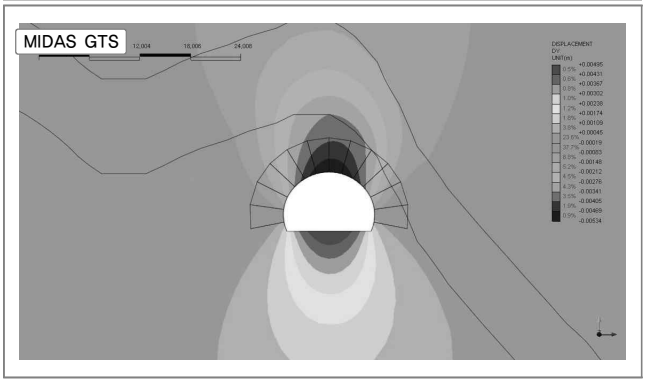


최소주응력도

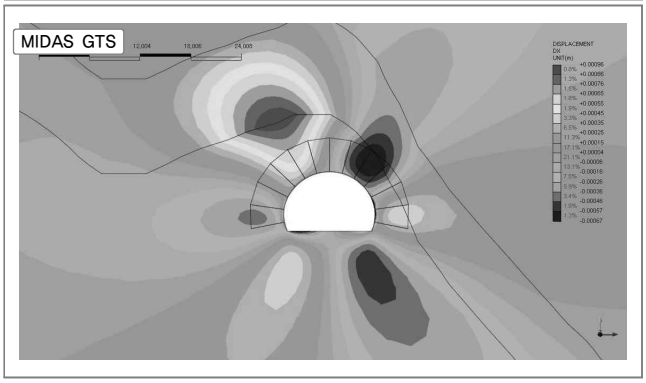


- K_0=1.0

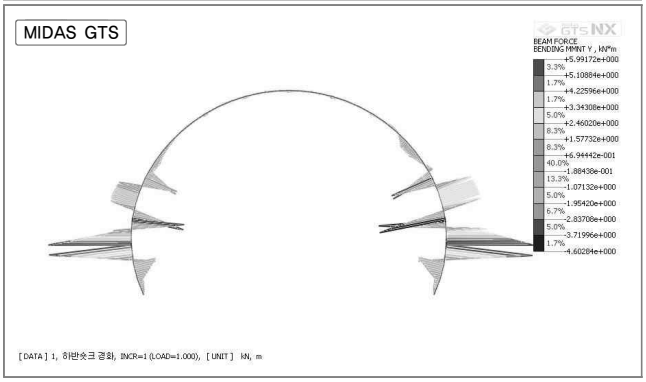
연직방향 변위도



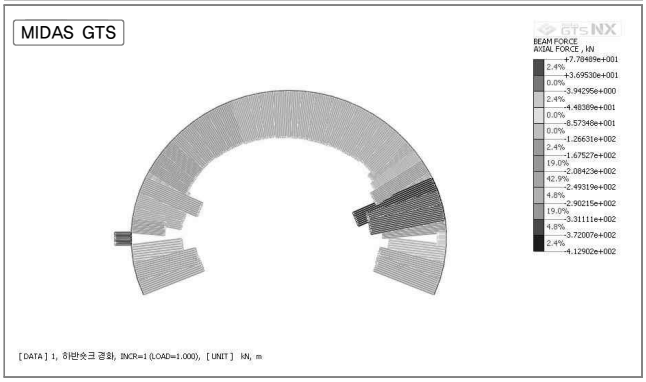
수평방향 변위도



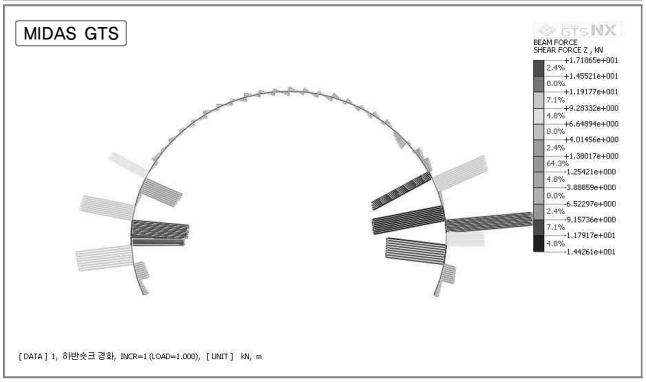
숏크리트 모멘트도



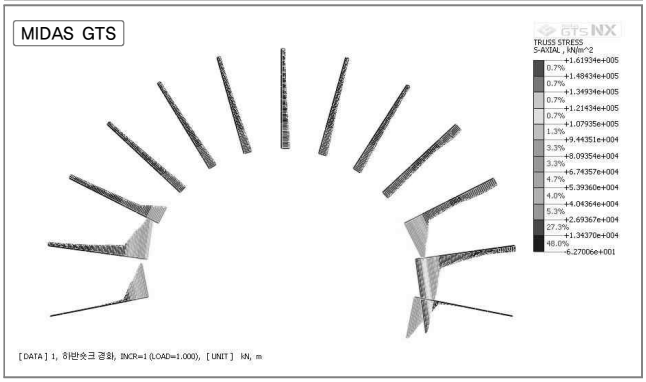
숏크리트 축력도



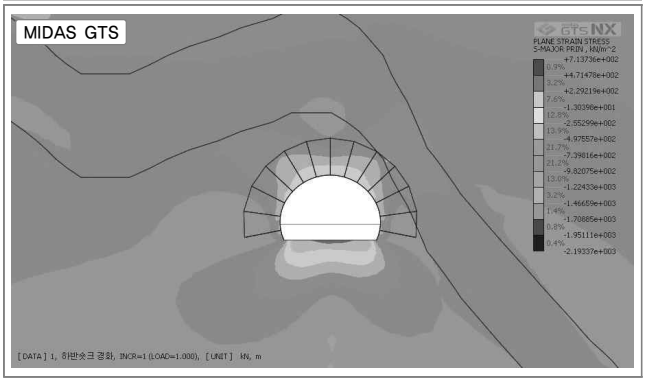
숏크리트 전단력도



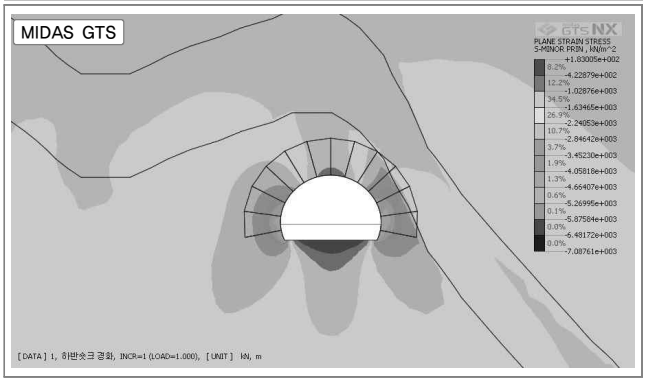
록볼트 축력도



최대주응력도

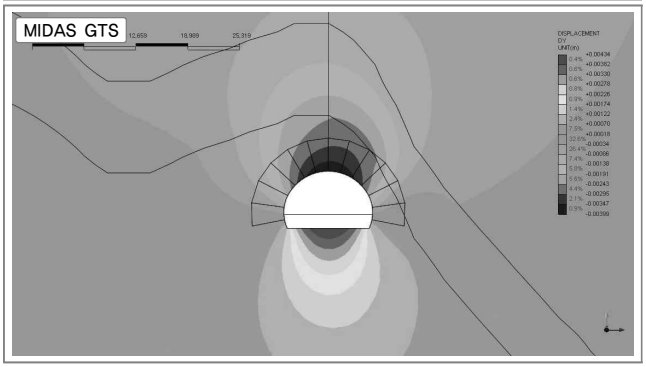


최소주응력도

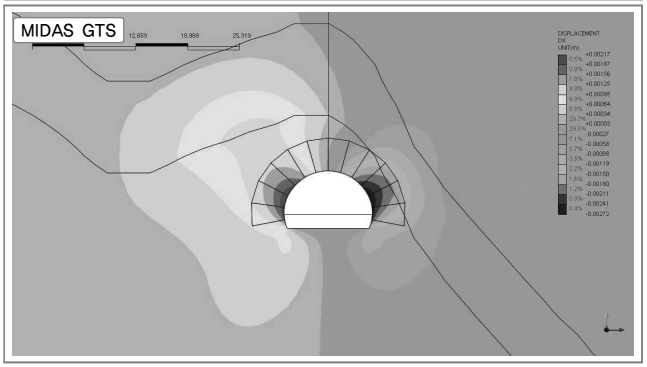


- K_0=2.5

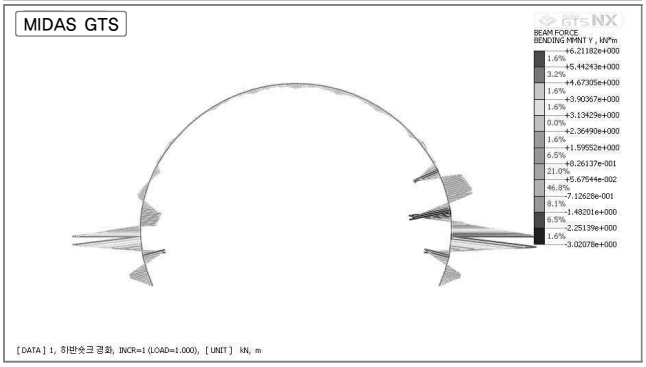
연직방향 변위도



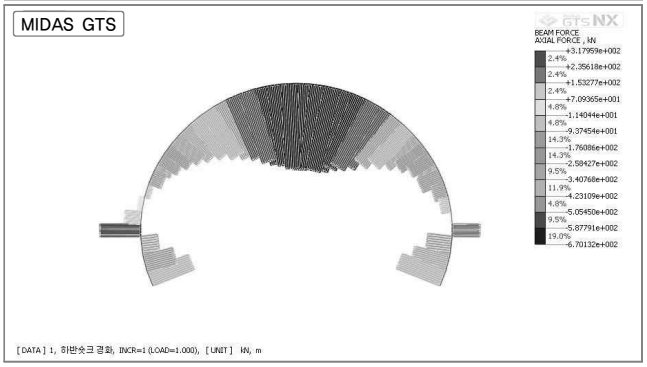
수평방향 변위도



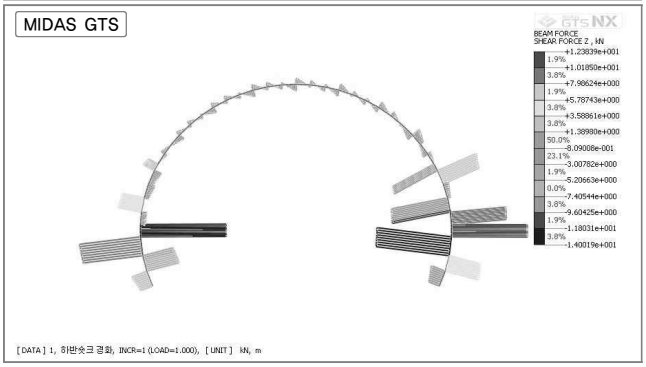
숏크리트 모멘트도



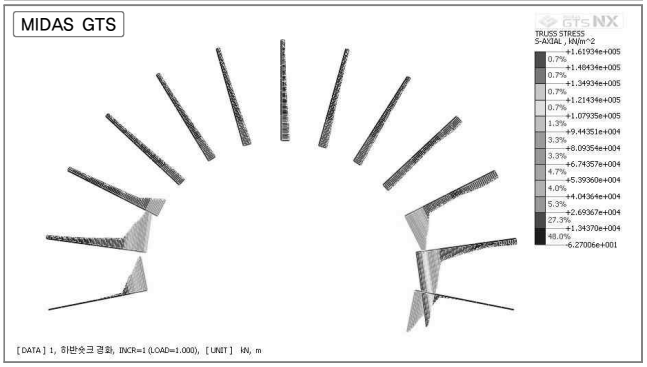
숏크리트 축력도



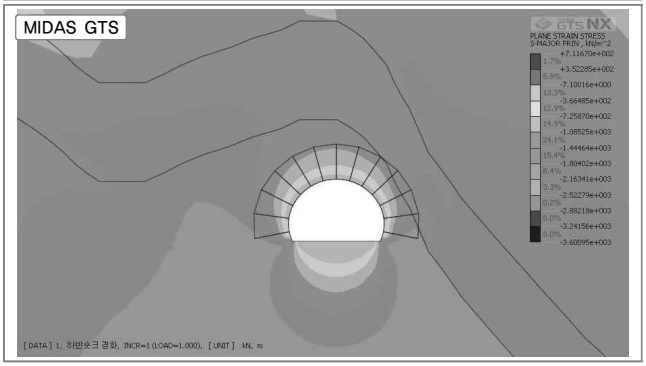
숏크리트 전단력도



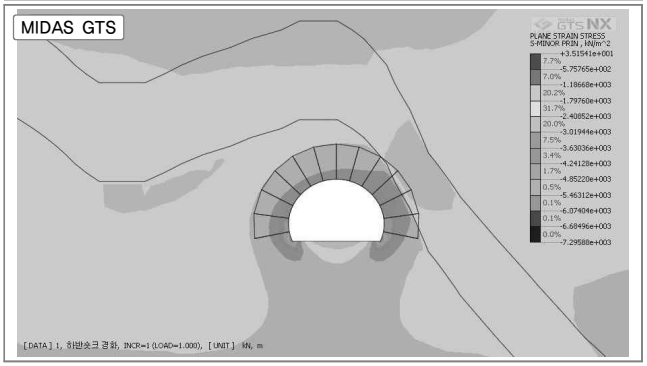
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-4구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

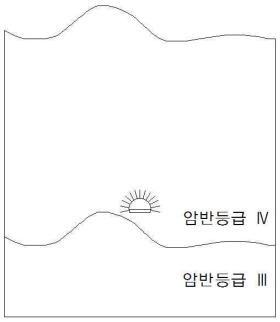
◉ 지보패턴 P-5-1

기본방향	• 지보패턴 P-5-1 적용구간 중 서면1터널 STA.0+108 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

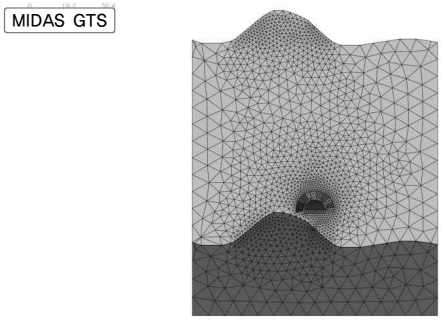
▌해석조건

해 석 위 치	• 서면1터널 STA. 0+108.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

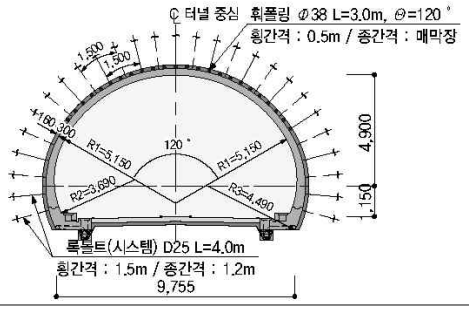
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/12.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		휘폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

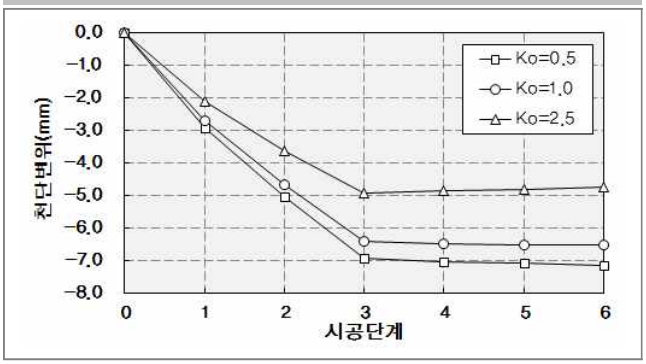
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

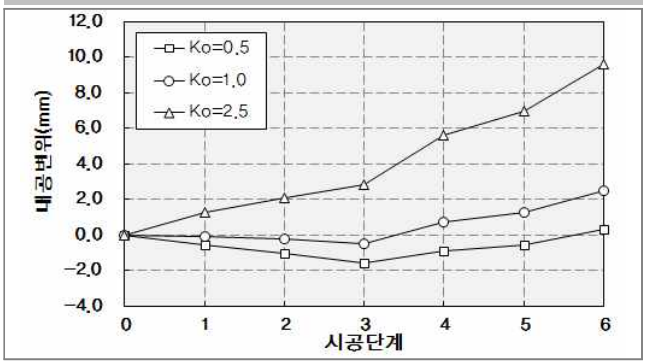
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반굴착	40
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 3	Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 4	하반굴착	40
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	40

▌해석결과

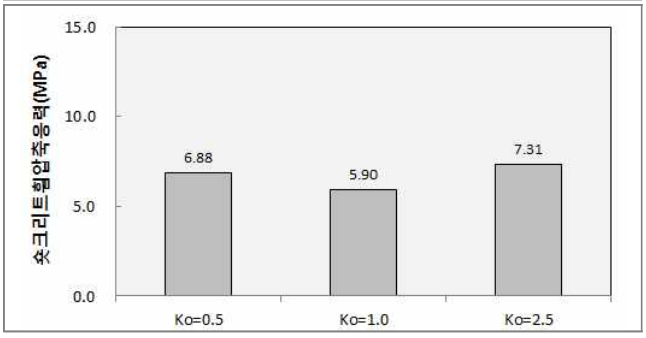
시공단계별 천단변위



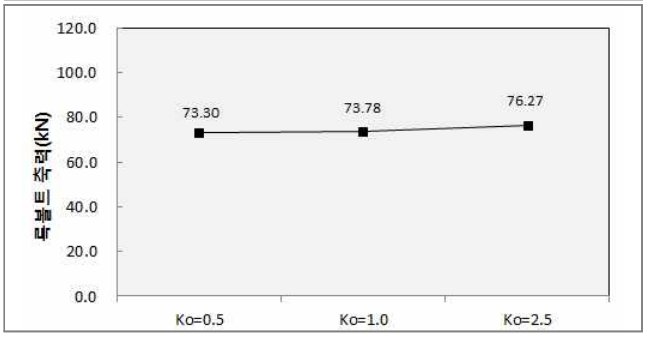
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

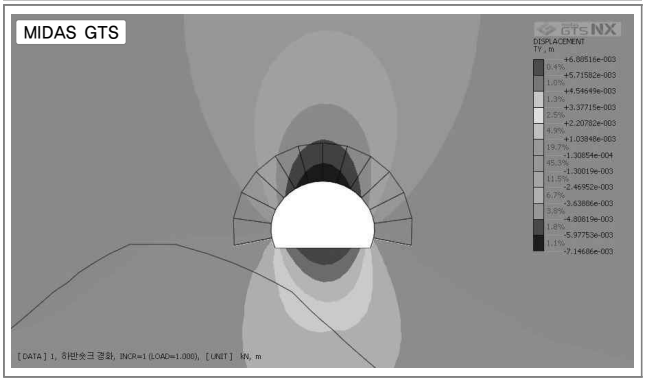


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–7.15	9.62	7.31	8.40	76.27	88.7	O.K

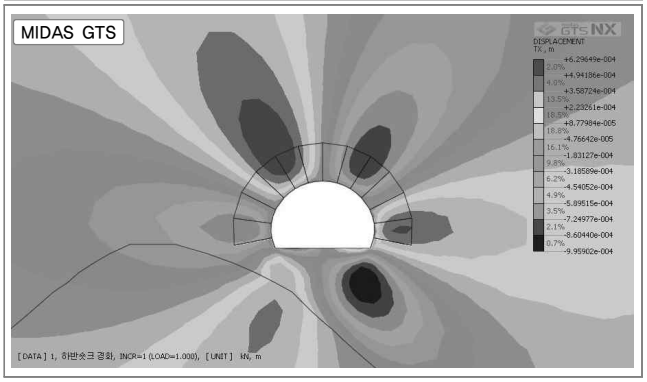
▌해석결과도

- K_0=0.5

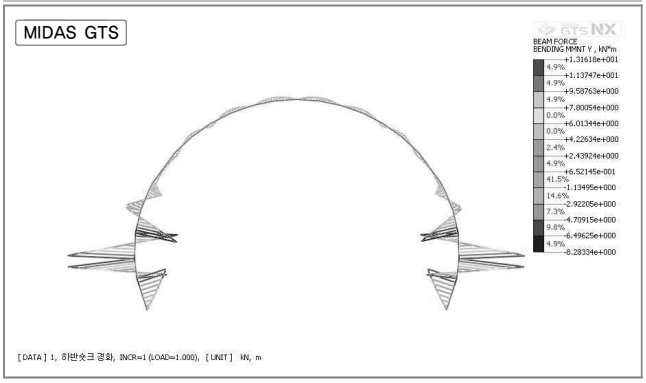
연직방향 변위도



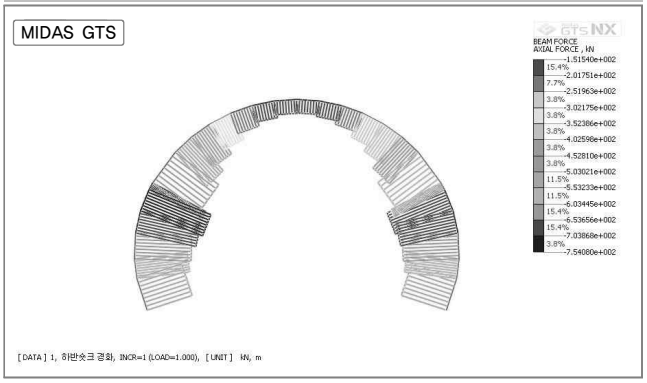
수평방향 변위도



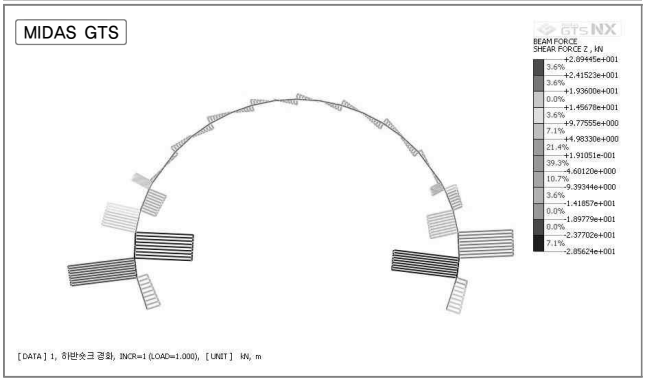
숏크리트 모멘트도



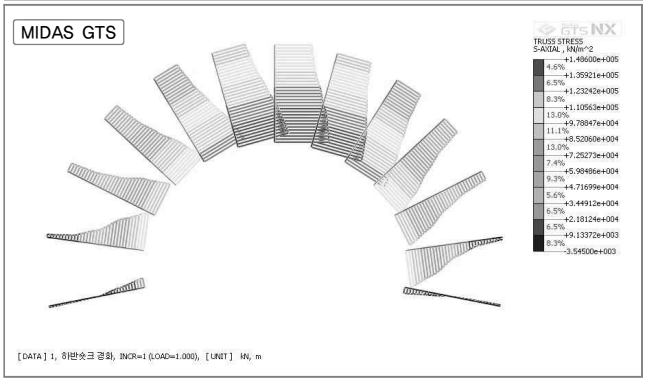
숏크리트 축력도



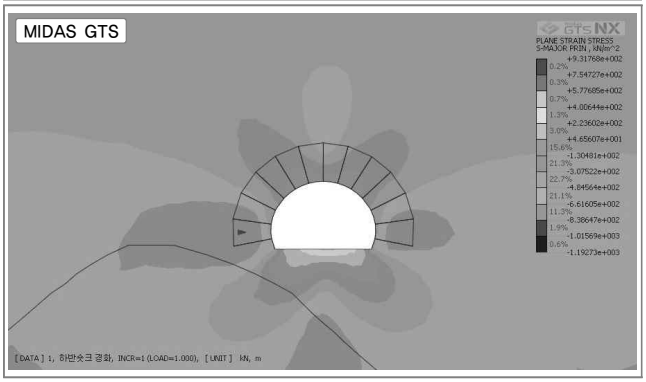
숏크리트 전단력도



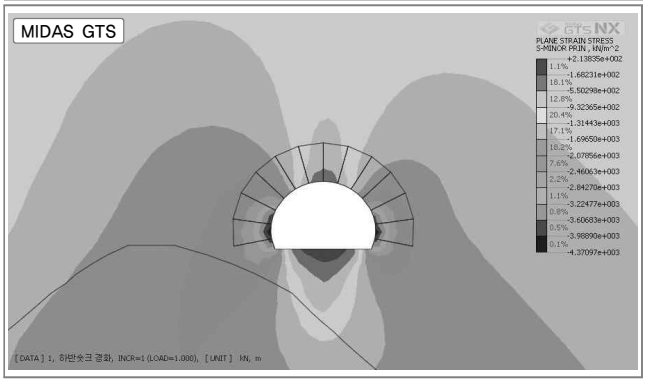
록볼트 축력도



최대주응력도

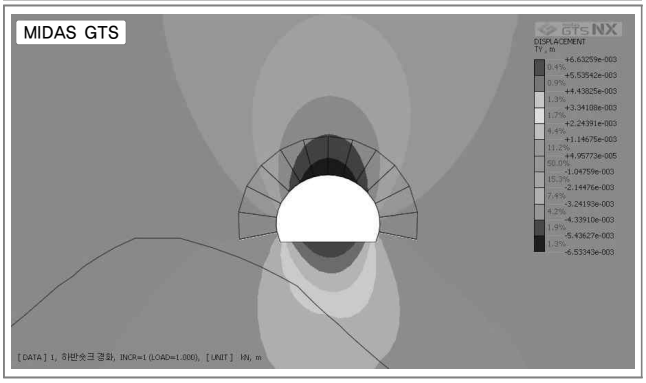


최소주응력도

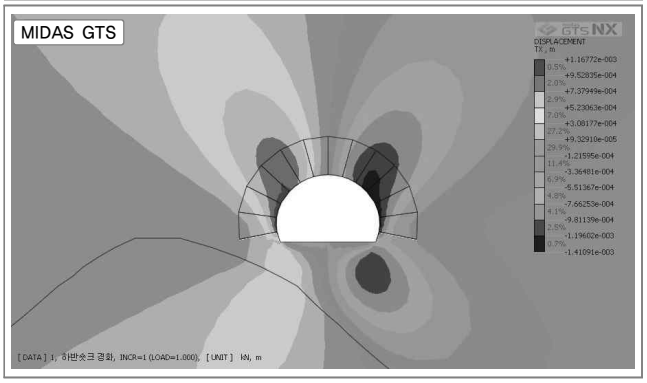


- K_0=1.0

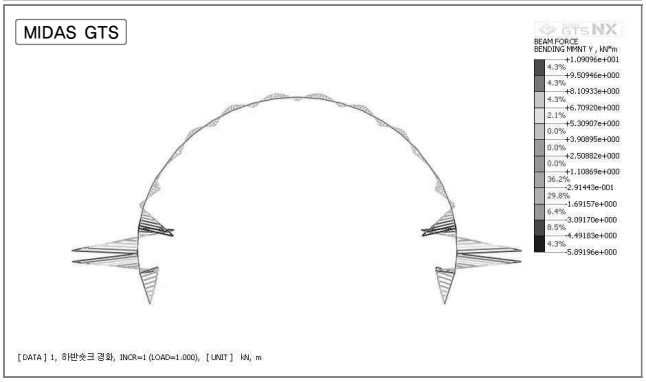
연직방향 변위도



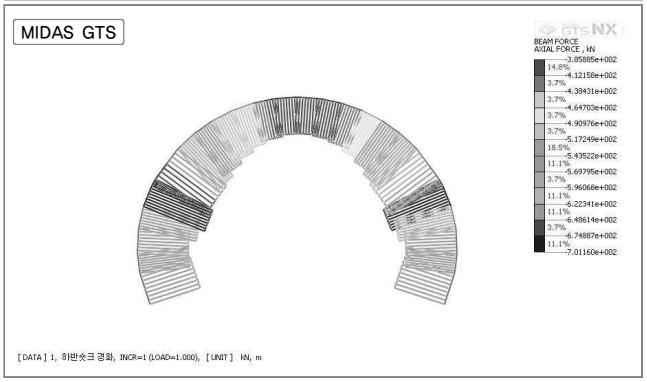
수평방향 변위도



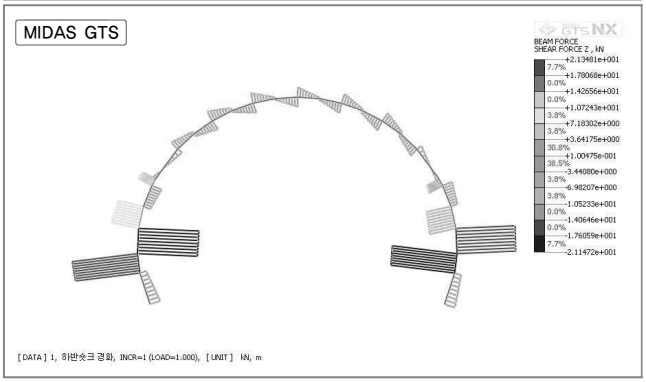
숏크리트 모멘트도



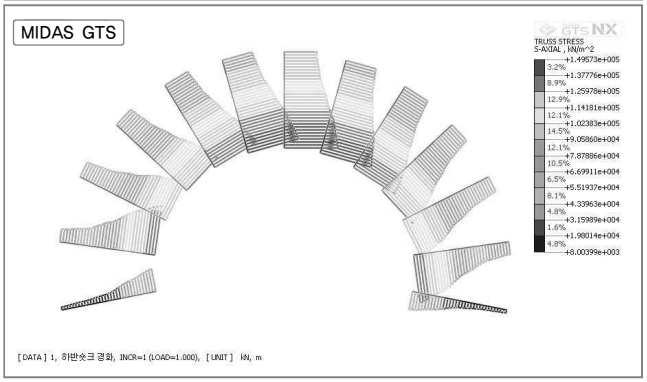
숏크리트 축력도



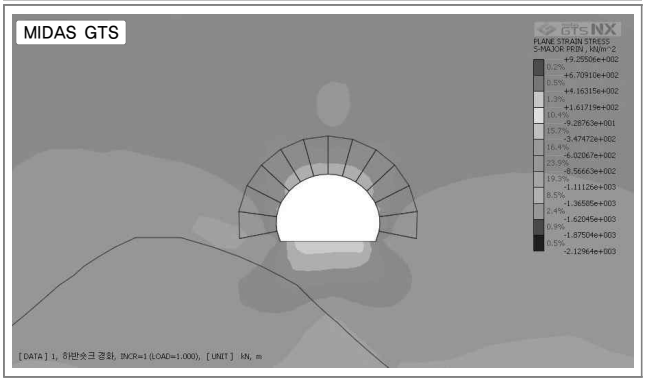
숏크리트 전단력도



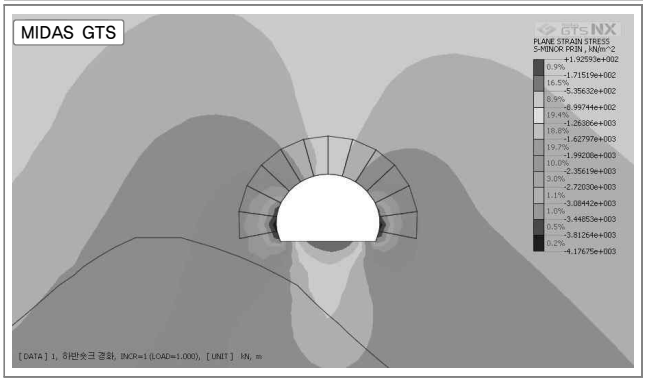
록볼트 축력도



최대주응력도

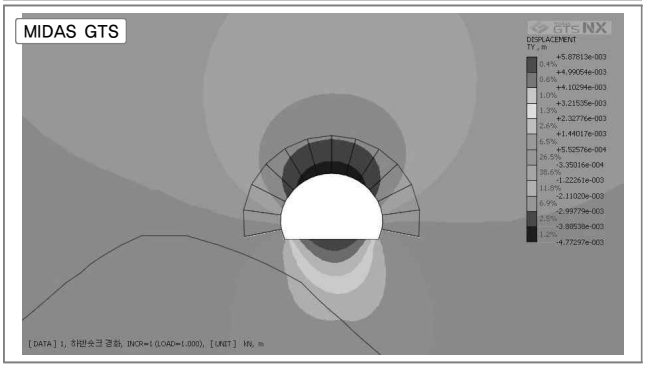


최소주응력도

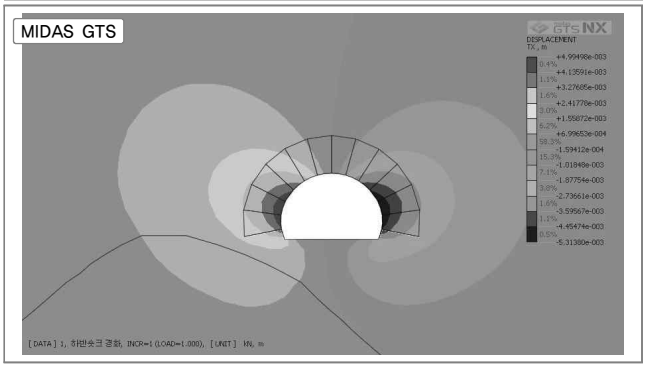


- K_0=2.5

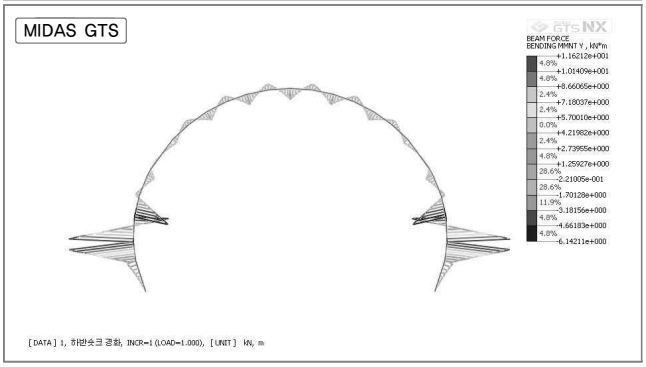
연직방향 변위도



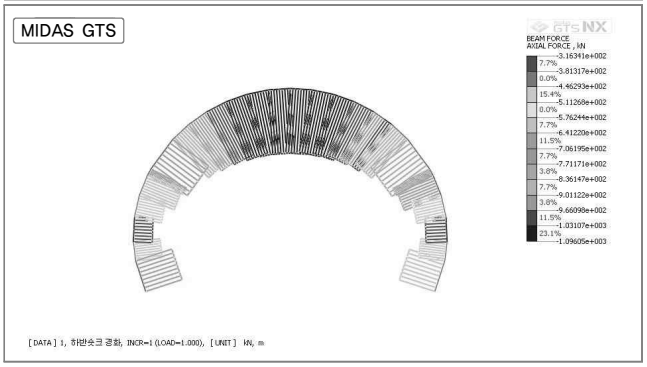
수평방향 변위도



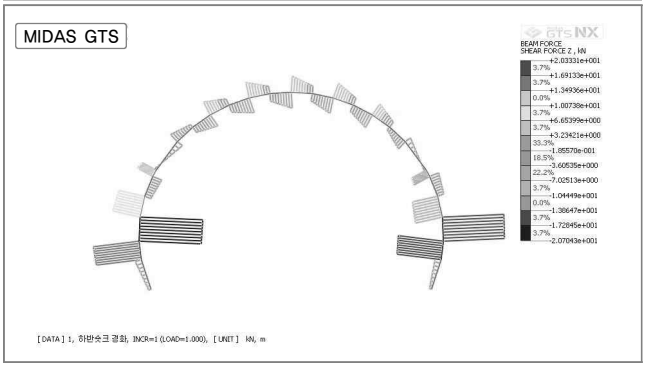
숏크리트 모멘트도



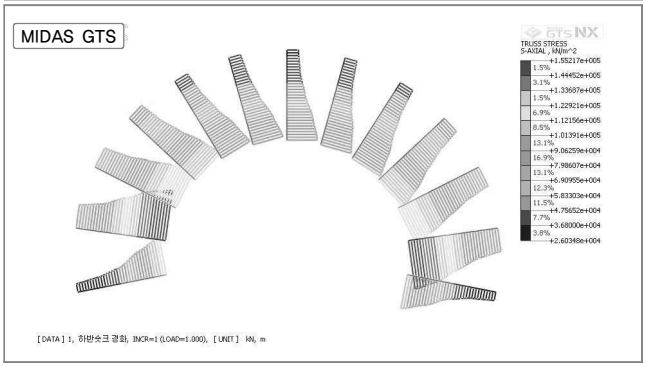
숏크리트 축력도



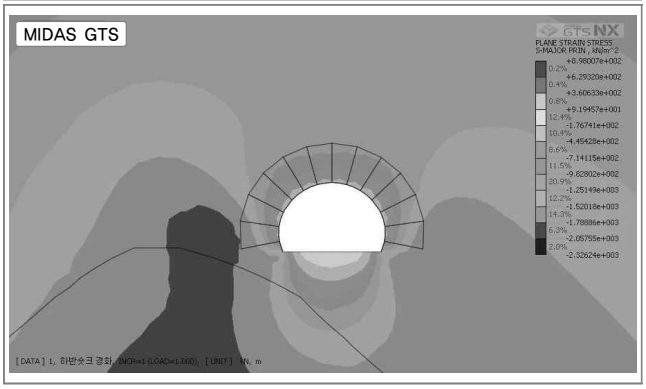
숏크리트 전단력도



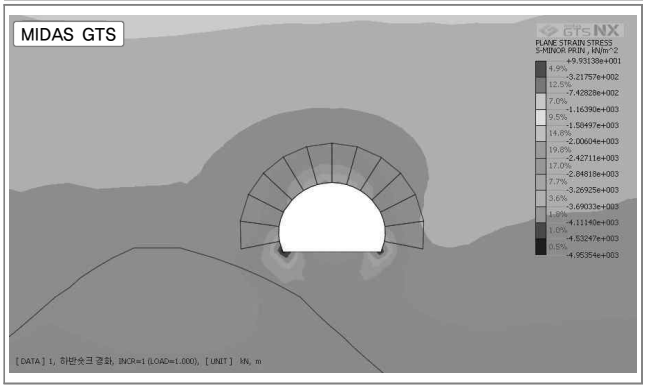
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-5-1구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

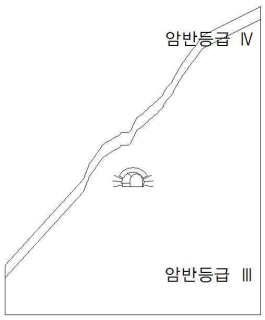
◉ 지보패턴 P-6-1

기본방향	• 지보패턴 P-6-1 적용구간 중 남서터널 STA.0+012 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

▌해석조건

해 석 위 치	• 남서터널 STA. 0+012.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

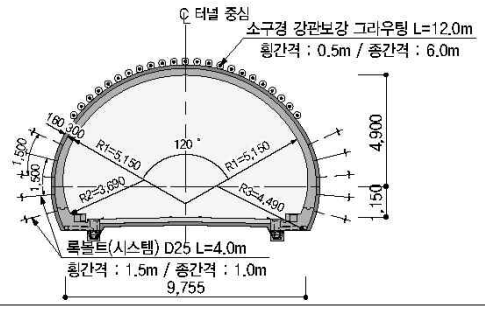
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

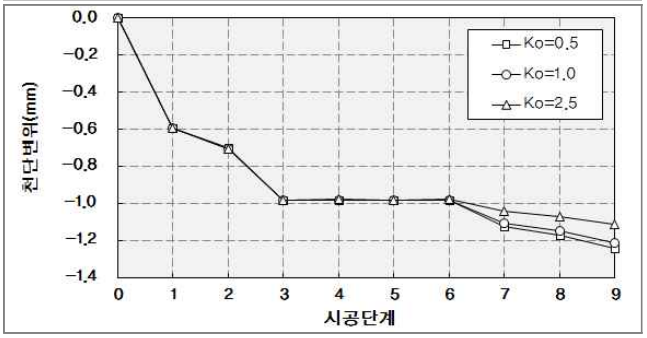
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

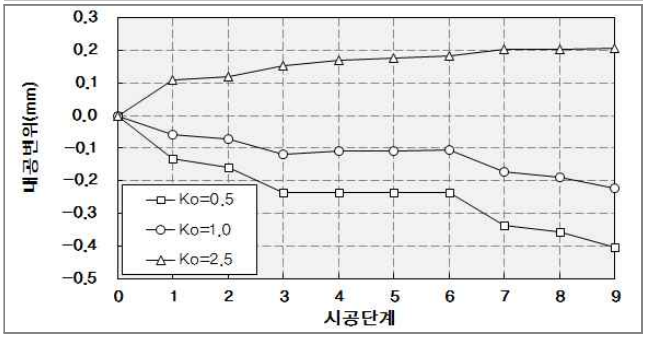
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	좌측상반 굴착	50
S T E P 2	좌측상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	좌측상반 Hard Shotcrete	30
S T E P 4	좌측하반 굴착	60
S T E P 5	좌측하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	좌측하반 Hard Shotcrete	20
S T E P 7	우측 굴착	50
S T E P 8	우측 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 9	우측 Hard Shotcrete	30

▌해석결과

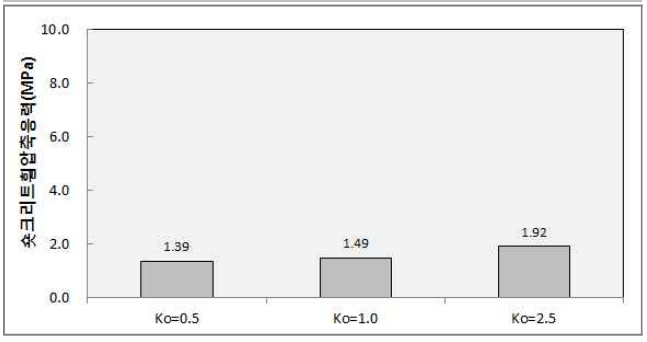
시공단계별 천단변위



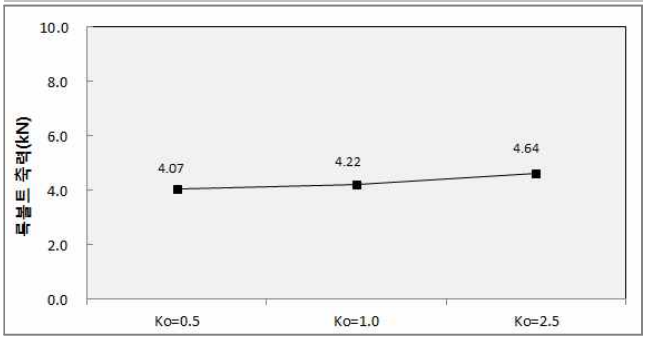
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력



구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–1.24	–0.40	1.92	8.40	4.64	88.7	O.K

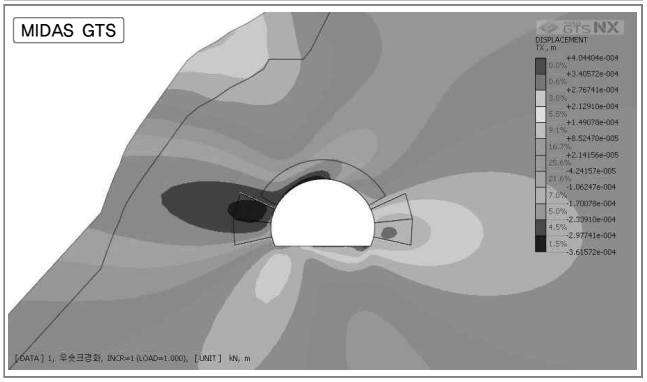
▌해석결과도

- K_0=0.5

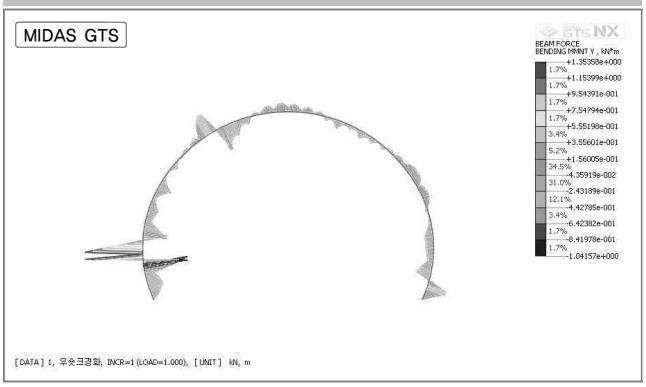
연직방향 변위도



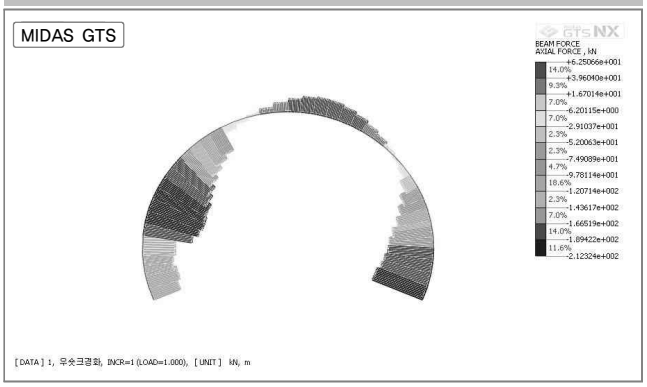
수평방향 변위도



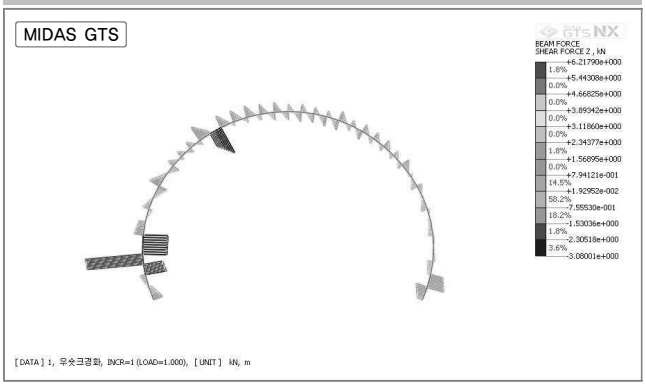
숏크리트 모멘트도



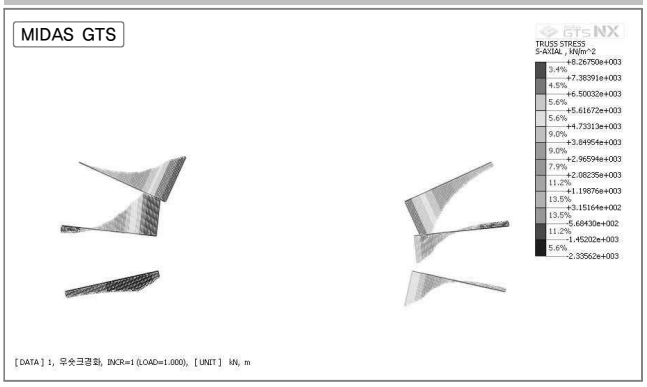
숏크리트 축력도



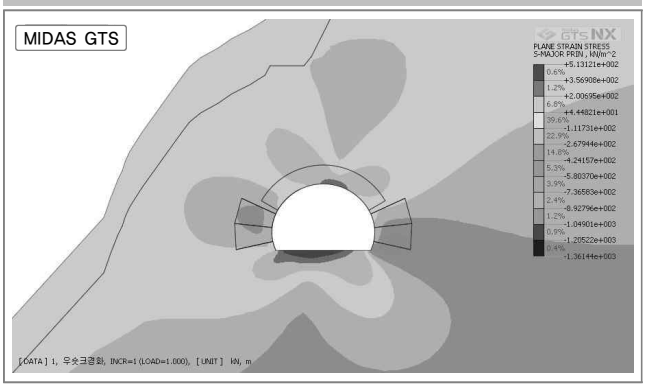
숏크리트 전단력도



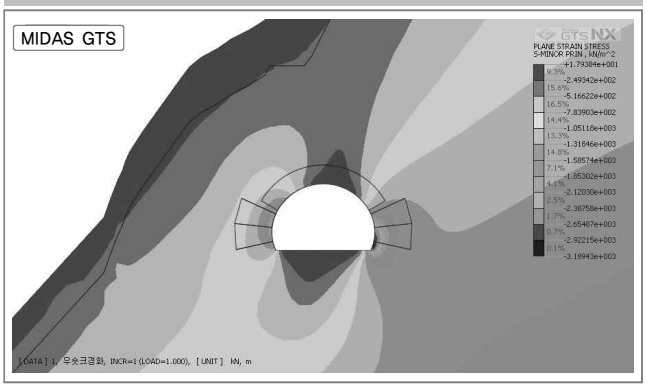
록볼트 축력도



최대주응력도

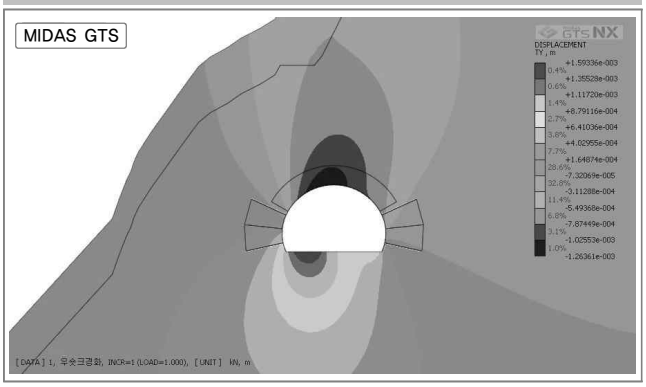


최소주응력도

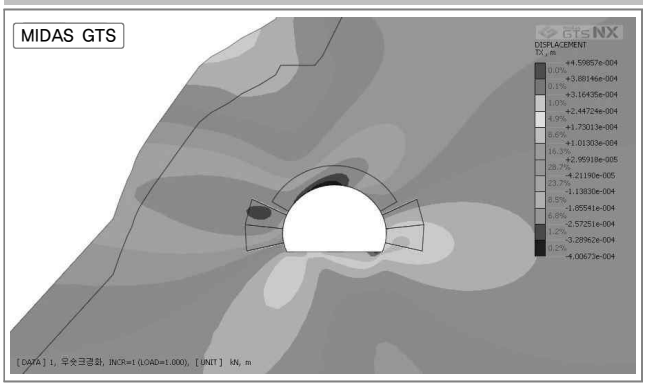


- K_0=1.0

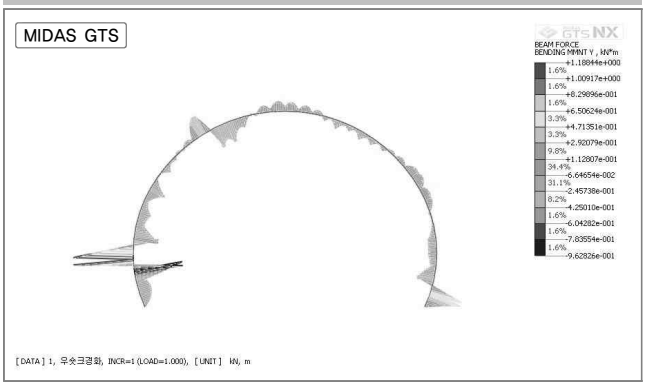
연직방향 변위도



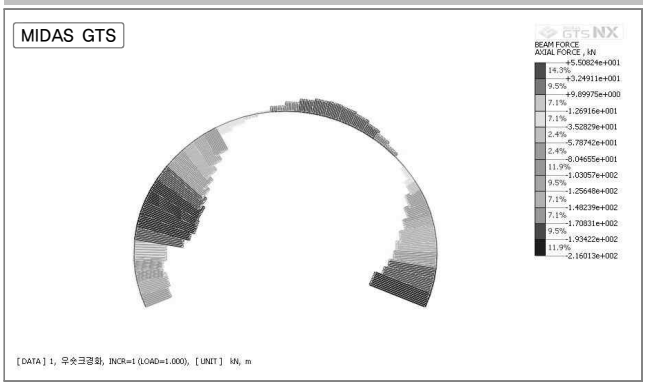
수평방향 변위도



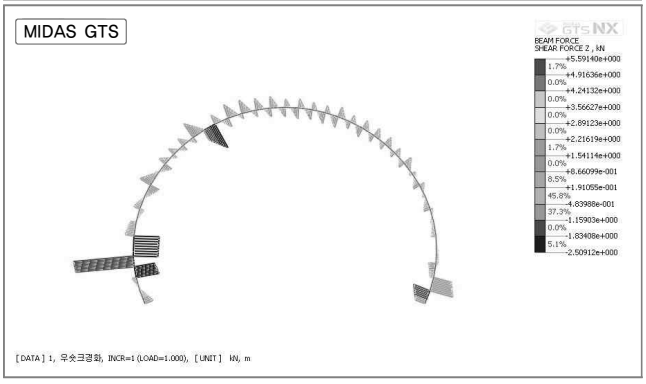
숏크리트 모멘트도



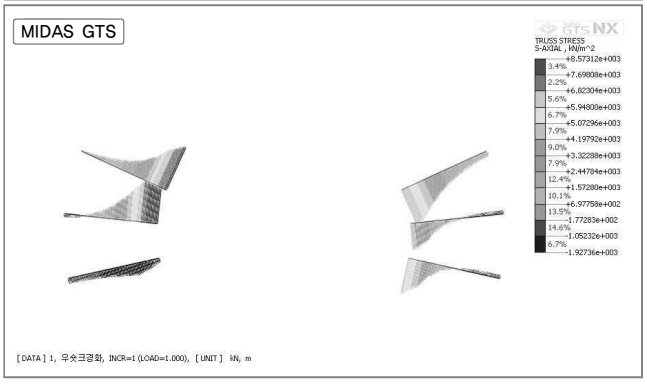
숏크리트 축력도



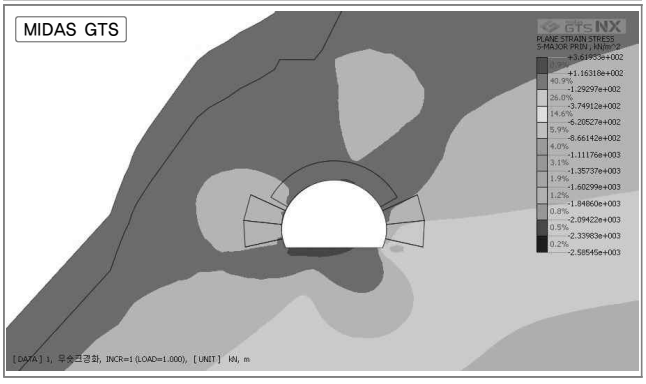
숏크리트 전단력도



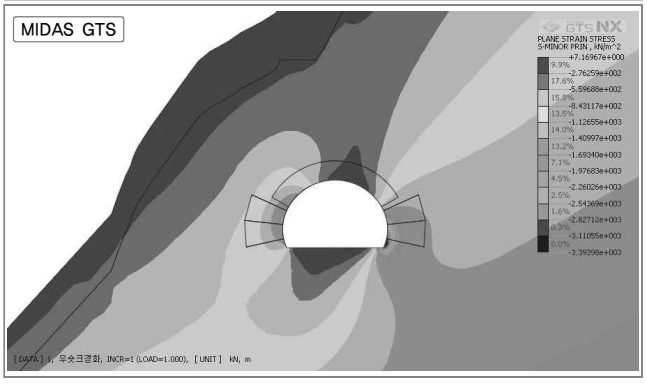
록볼트 축력도



최대주응력도

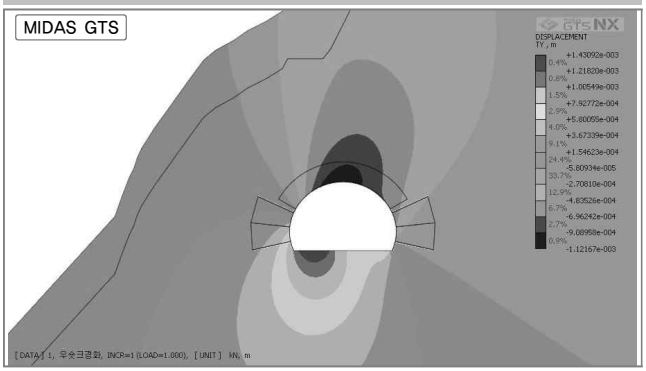


최소주응력도

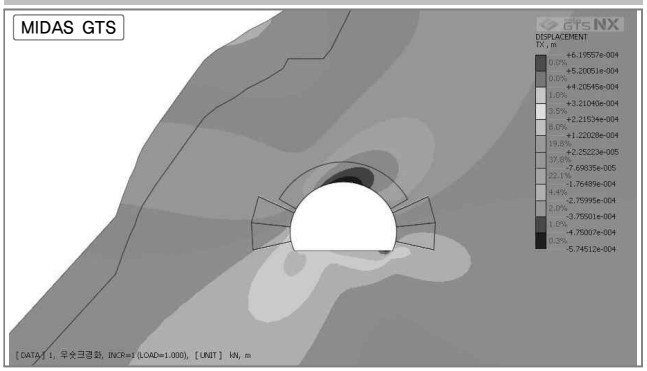


- K_0=2.5

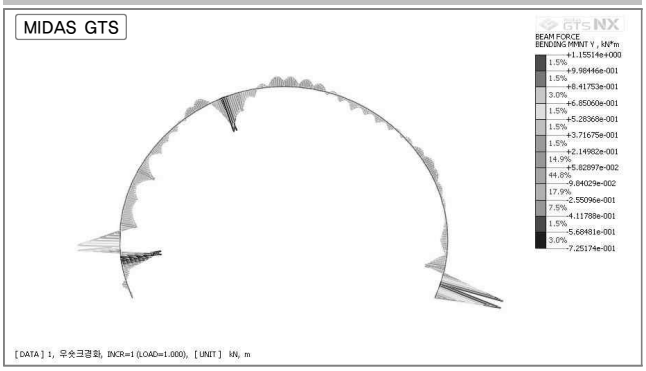
연직방향 변위도



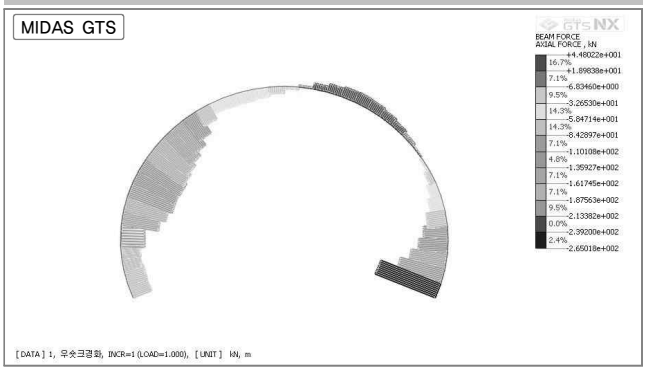
수평방향 변위도



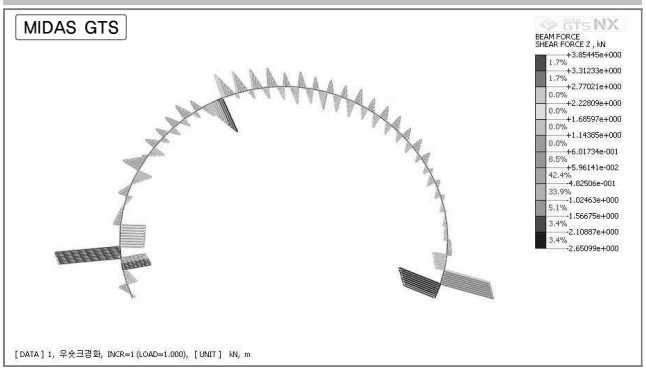
숏크리트 모멘트도



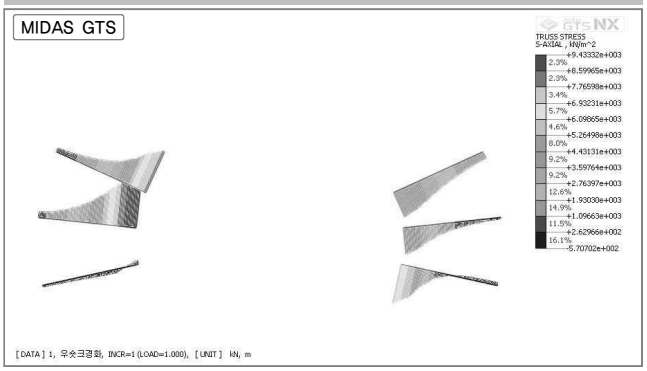
숏크리트 축력도



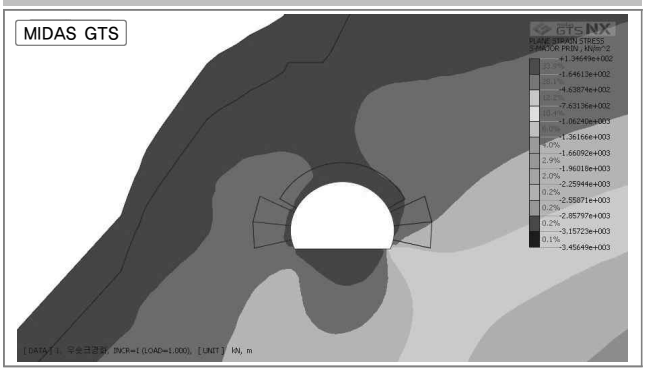
숏크리트 전단력도



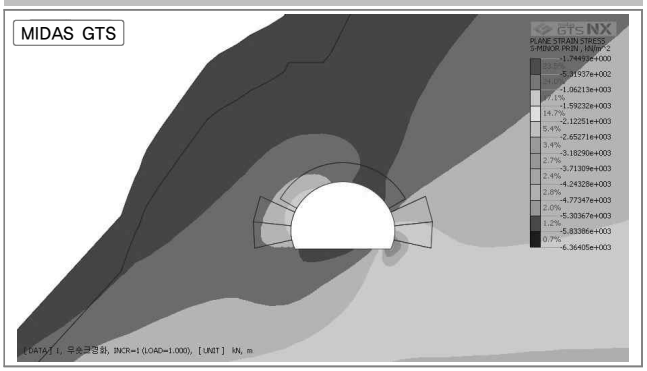
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-6-1구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

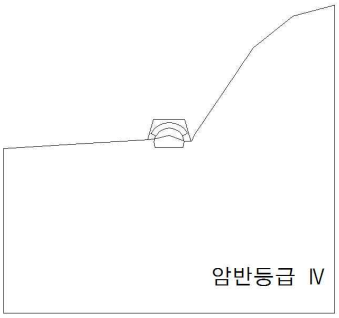
◉ 지보패턴 P-6-4

기본방향	• 지보패턴 P-6-4 적용구간 중 서면1터널 STA.0+519 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

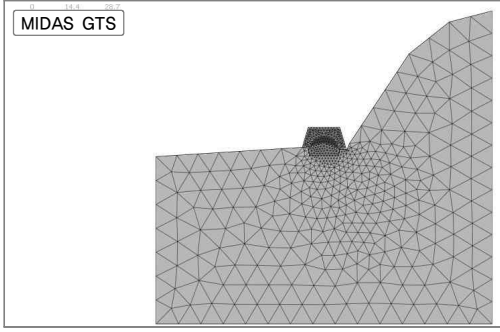
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+519.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

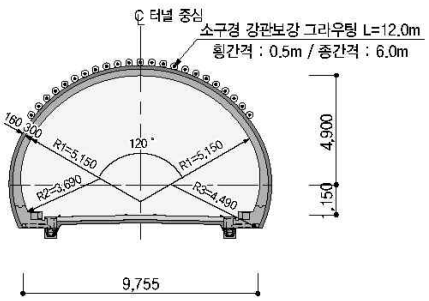
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	–
	종/횡방향(m)	–
보조공법		강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

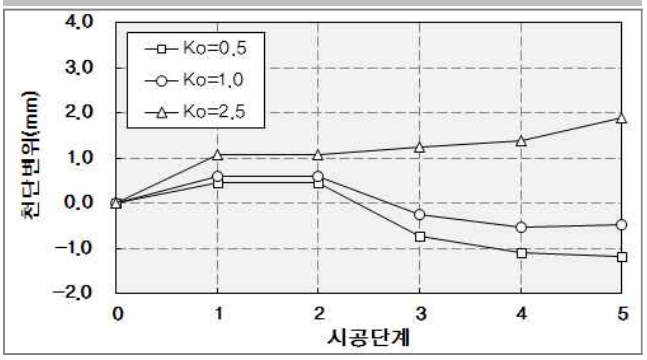
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

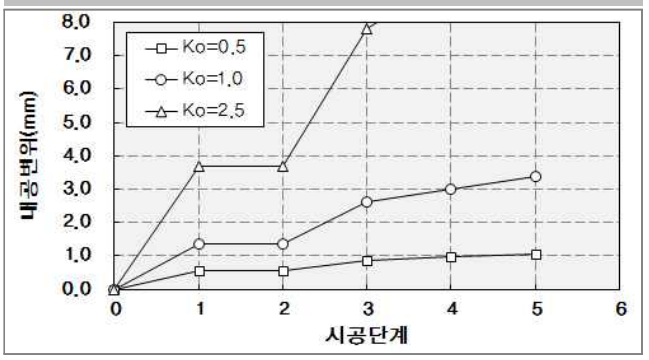
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	인공지반 설치	–
S T E P 1	초기응력	–
S T E P 2	강관보강	–
S T E P 3	굴착 단계	50
S T E P 4	Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 5	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

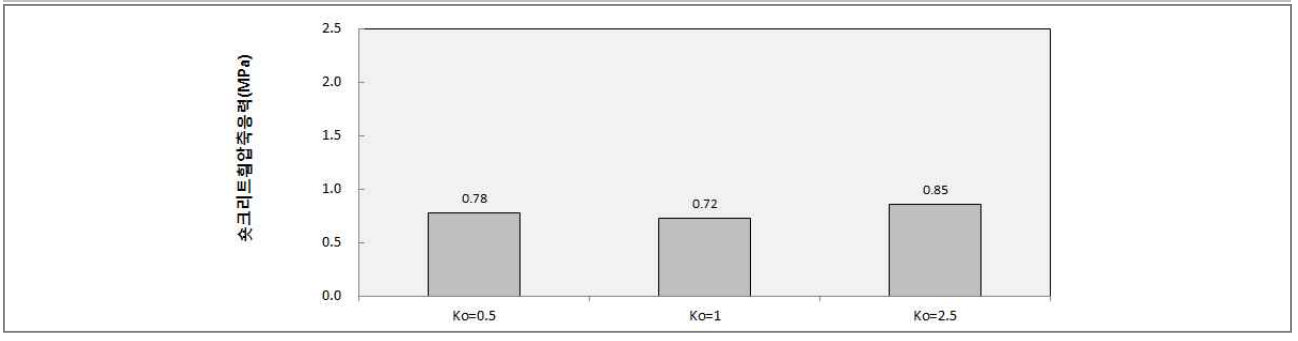
시공단계별 천단변위



시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력

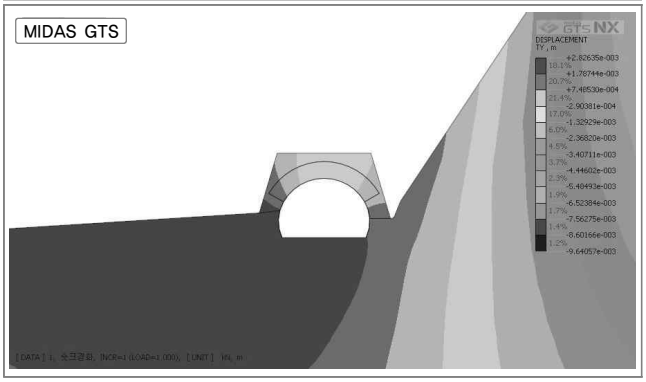


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–1.17	11.18	0.85	8.40	–	88.7	O.K

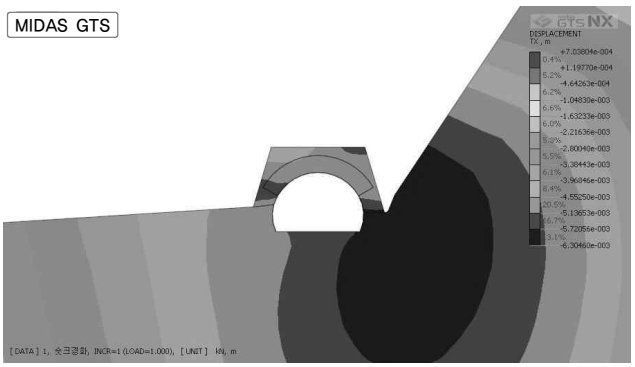
▌해석결과도

- K_0=0.5

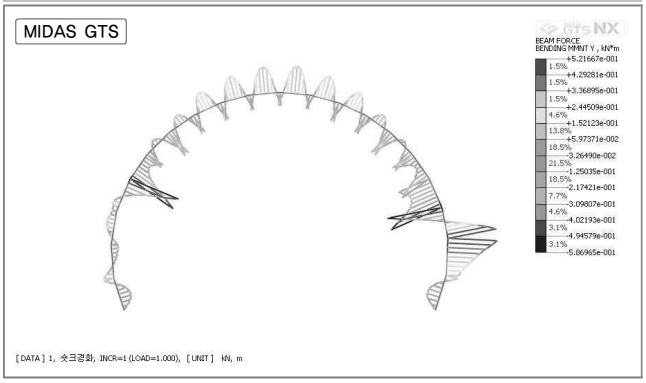
연직방향 변위도



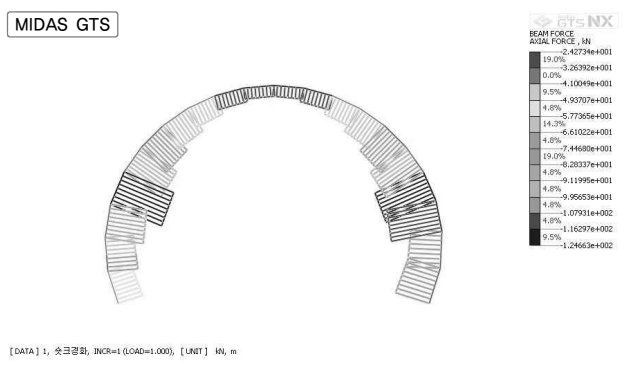
수평방향 변위도



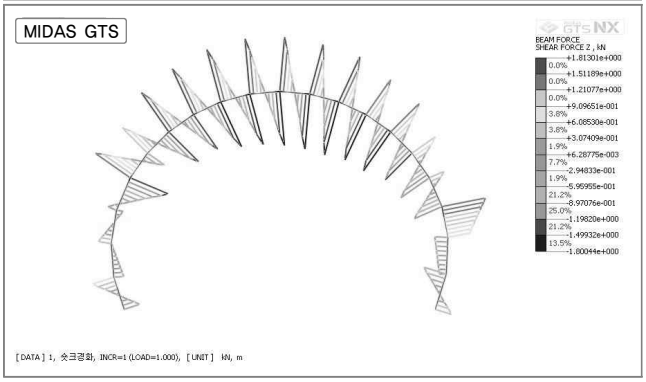
숏크리트 모멘트도



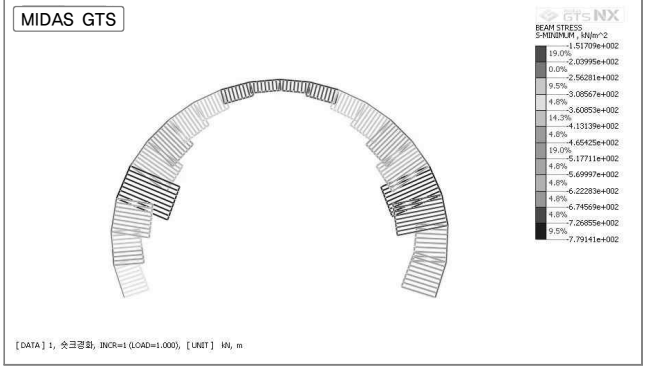
숏크리트 축력도



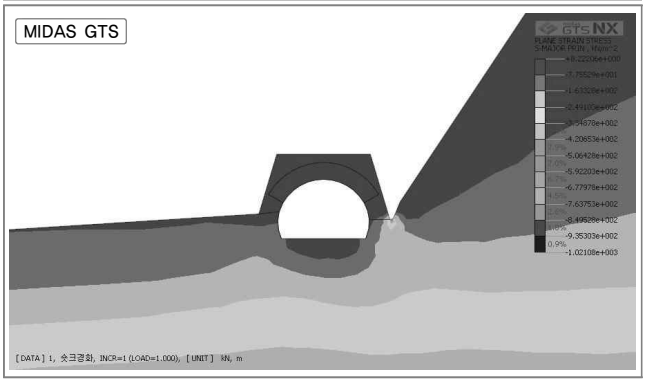
숏크리트 전단력도



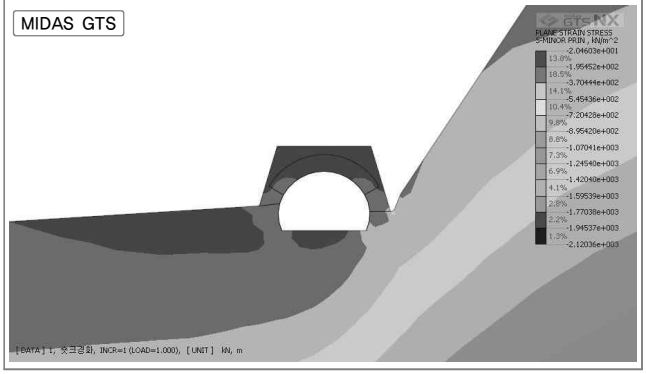
숏크리트 응력도



최대주응력도

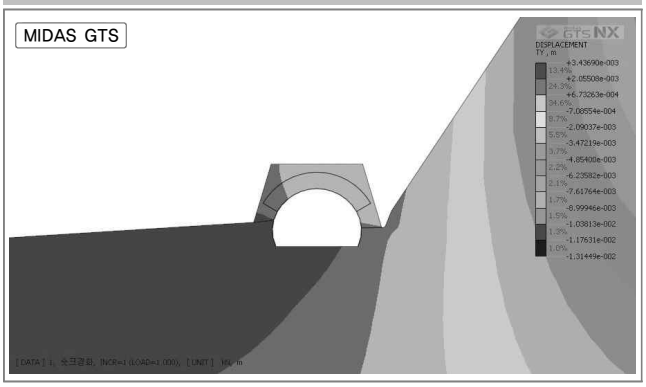


최소주응력도

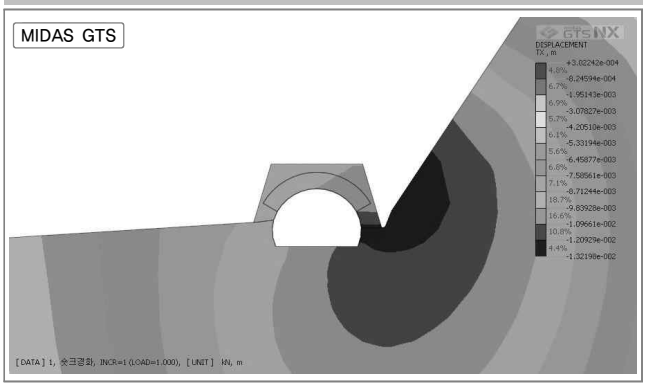


- K_0=1.0

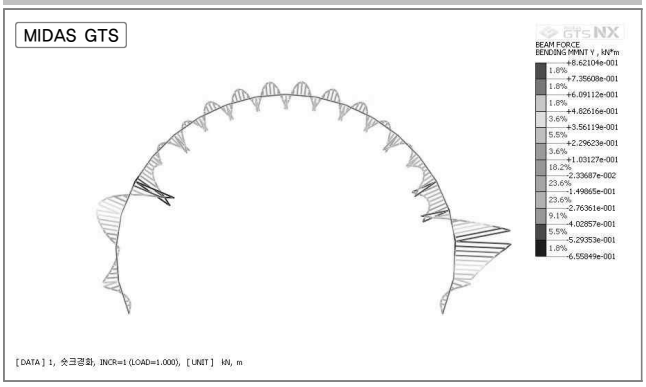
연직방향 변위도



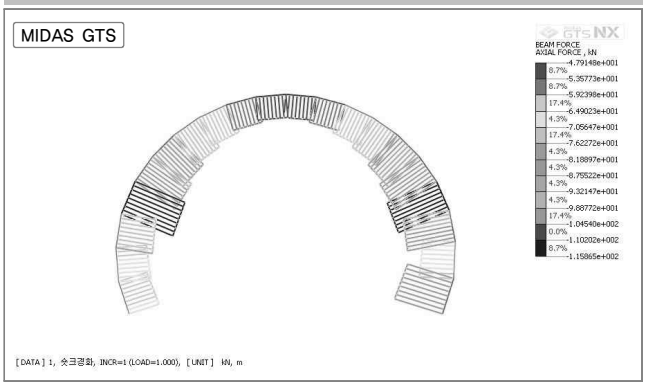
수평방향 변위도



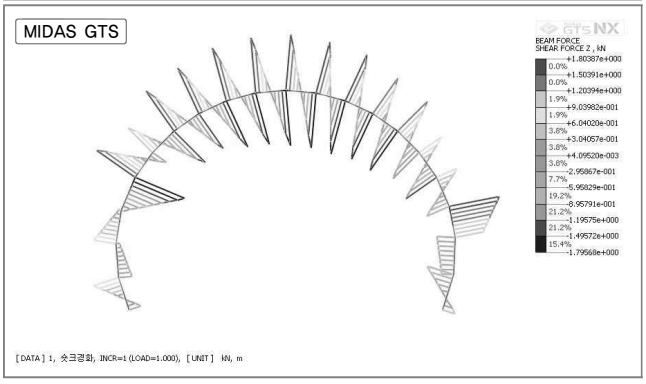
숏크리트 모멘트도



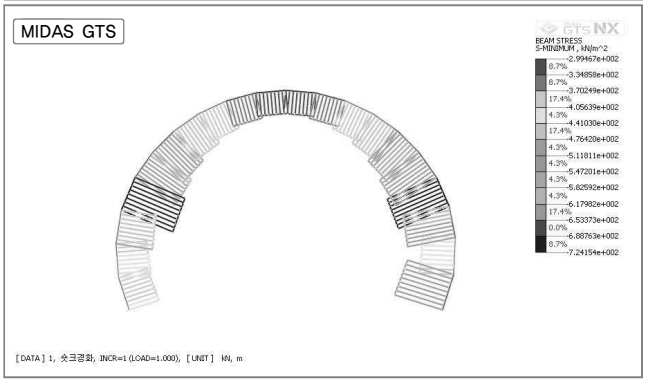
숏크리트 축력도



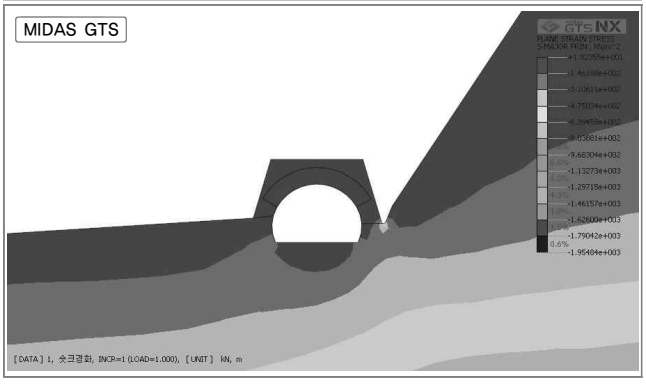
숏크리트 전단력도



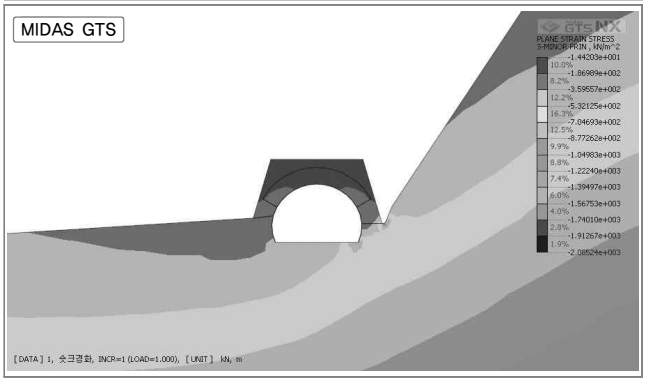
숏크리트 응력도



최대주응력도

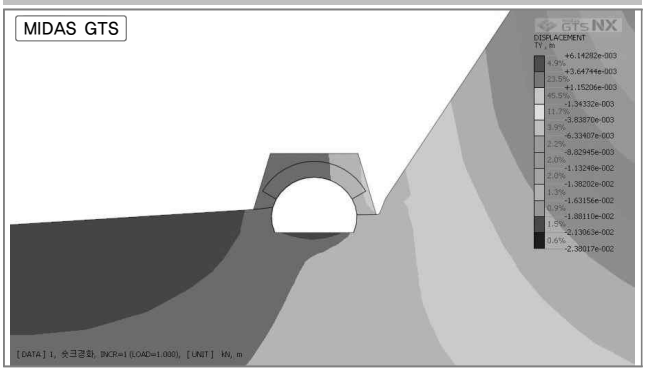


최소주응력도

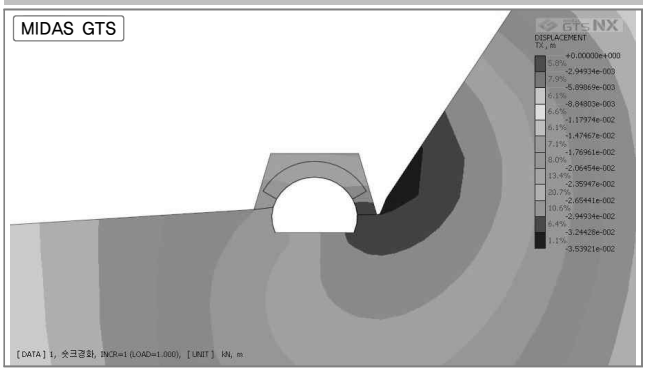


- K_0=2.5

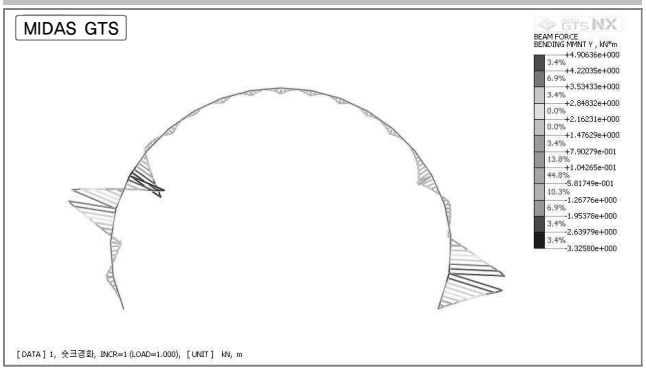
연직방향 변위도



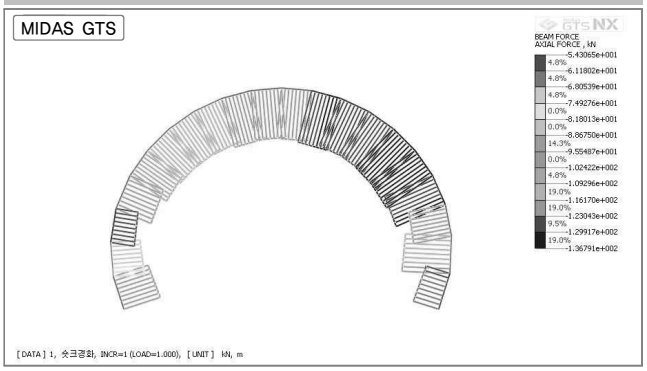
수평방향 변위도



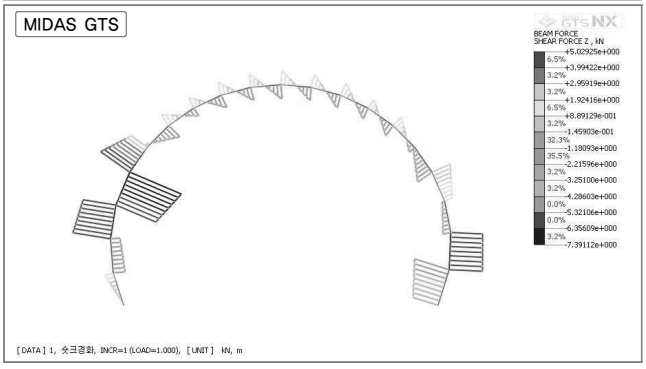
숏크리트 모멘트도



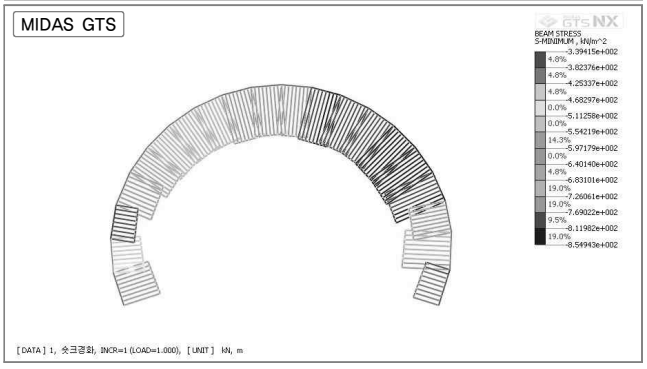
숏크리트 축력도



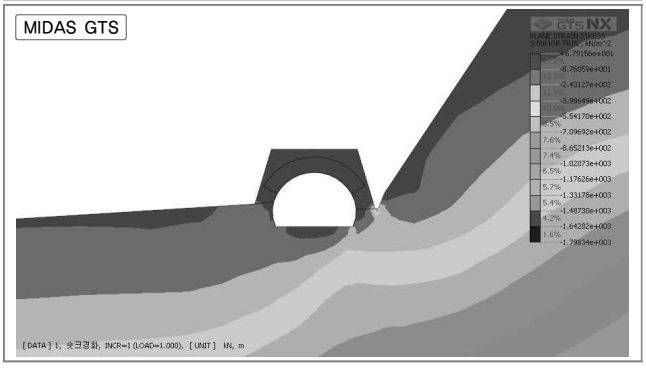
숏크리트 전단력도



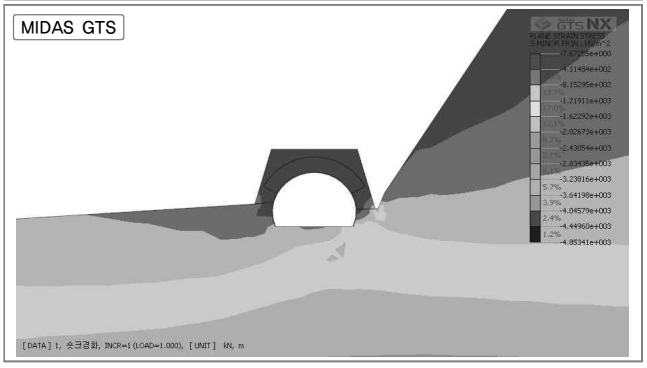
숏크리트 응력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-6-4구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

3.3.2 서면2터널

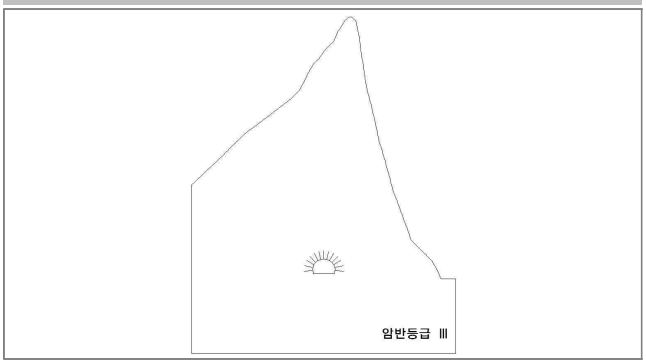
◉ 지보패턴 P-3

기본방향	• 지보패턴 P-3 적용구간 중 STA.1+100 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

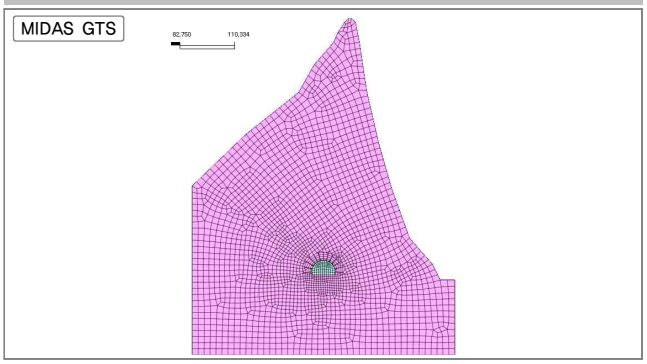
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 1+100
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

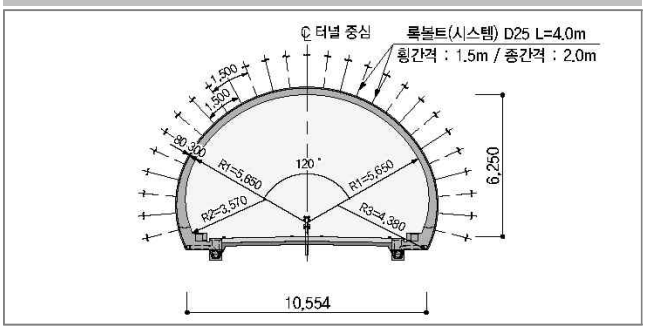
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		2.0
숏크리트 두께(mm)		80
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	2.0/1.5
보조공법		-

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

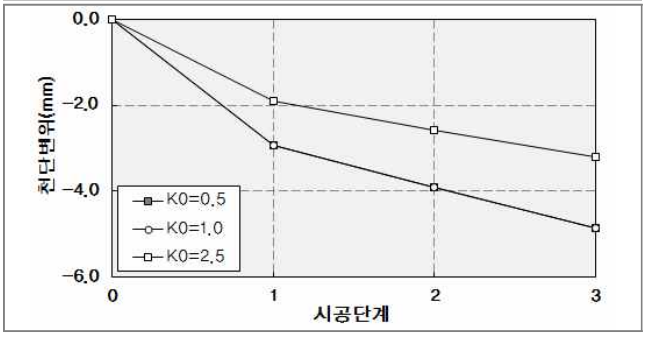
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

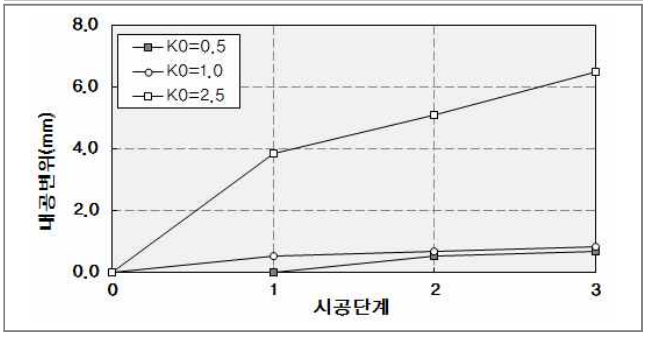
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	굴착 단계	60
S T E P 2	Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 3	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

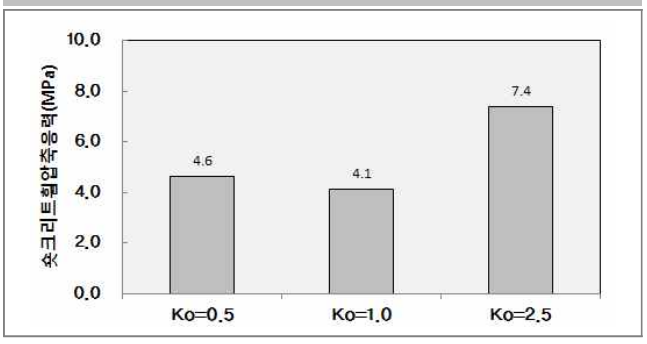
시공단계별 천단변위



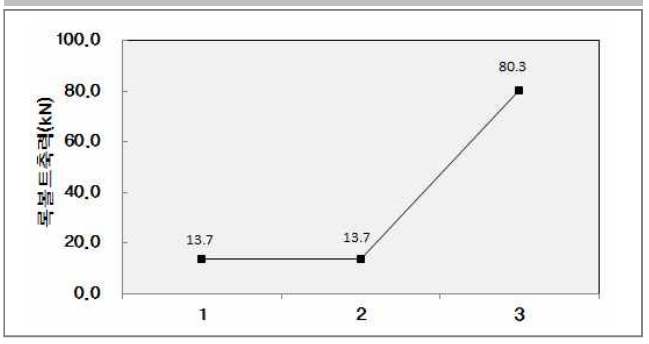
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

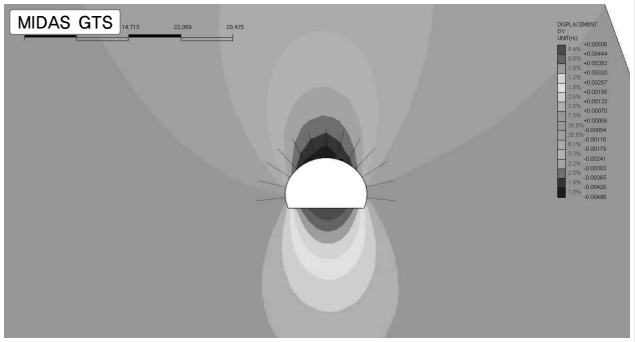


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–4.87	6.48	7.41	8.40	80.29	88.7	O.K

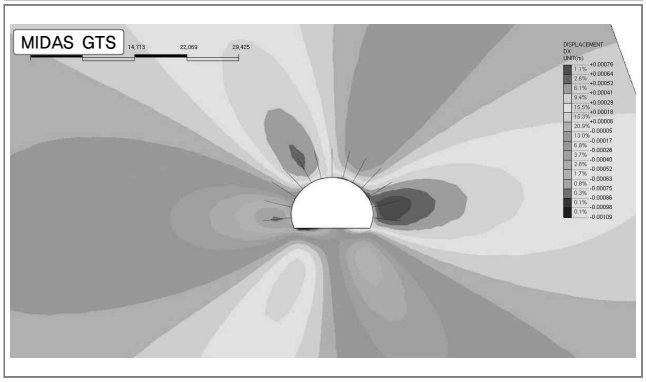
▌해석결과도

- K_0=0.5

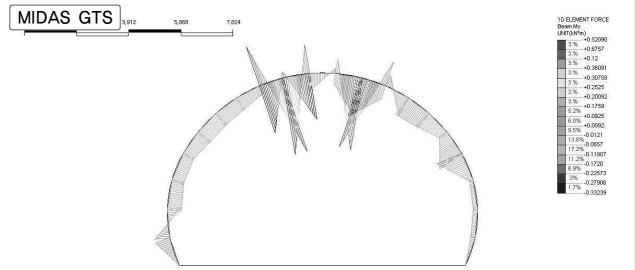
연직방향 변위도



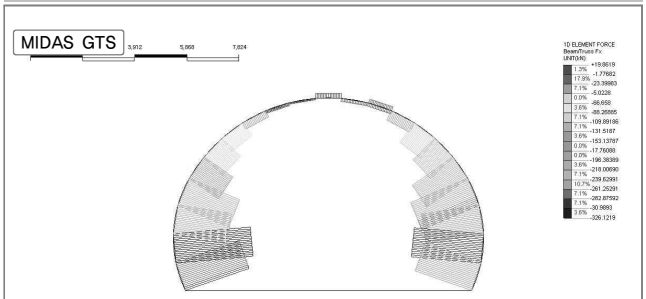
수평방향 변위도



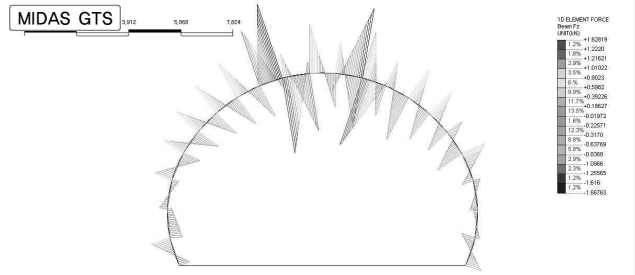
숏크리트 모멘트도



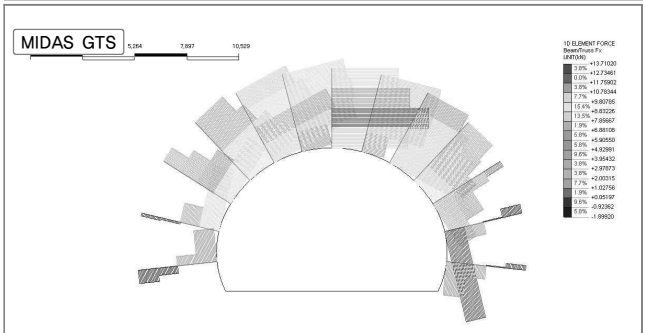
숏크리트 축력도



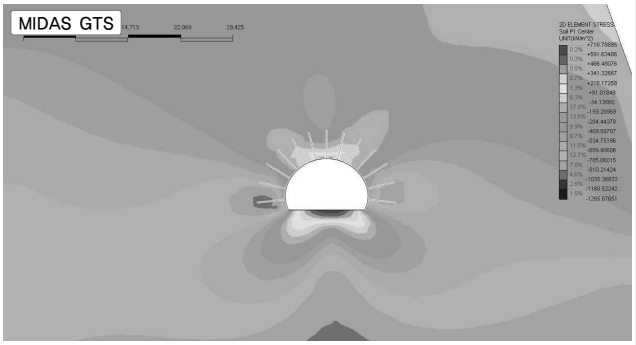
숏크리트 전단력도



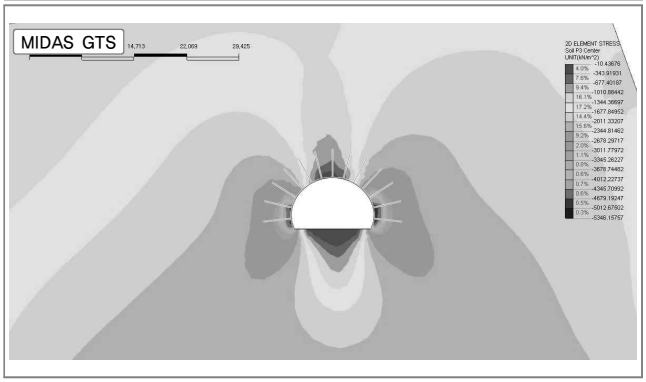
록볼트 축력도



최대주응력도

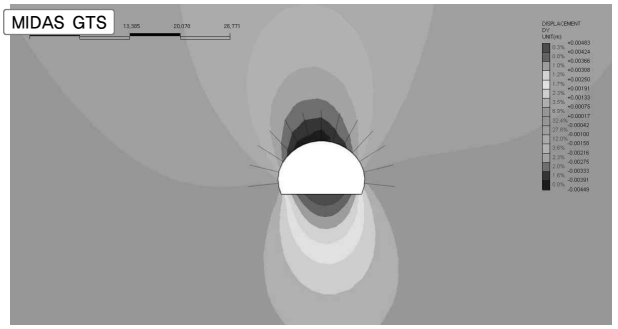


최소주응력도

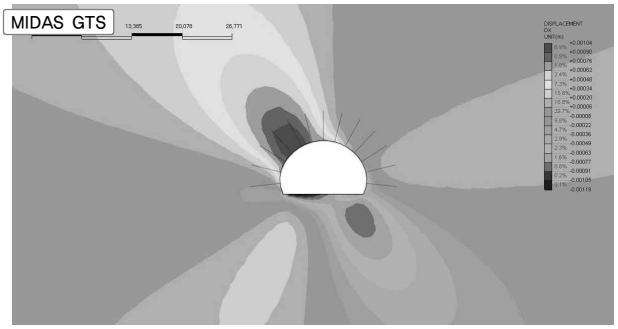


- K_0=1.0

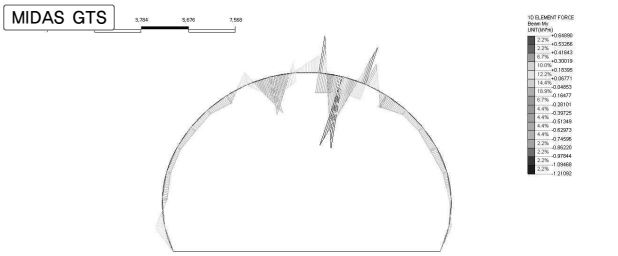
연직방향 변위도



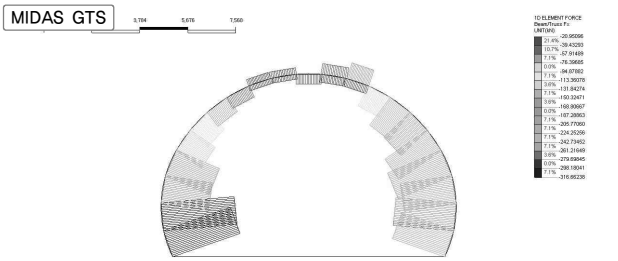
수평방향 변위도



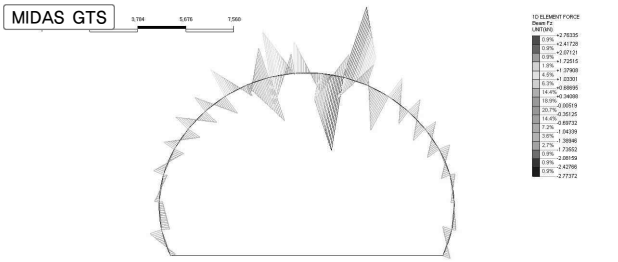
숏크리트 모멘트도



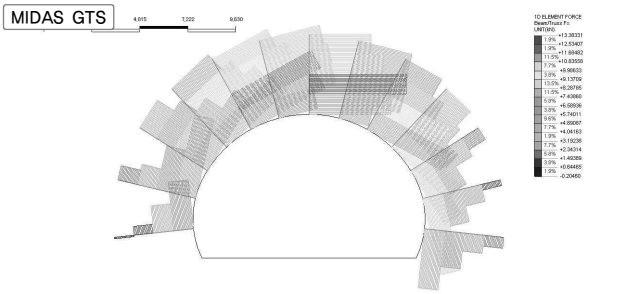
숏크리트 축력도



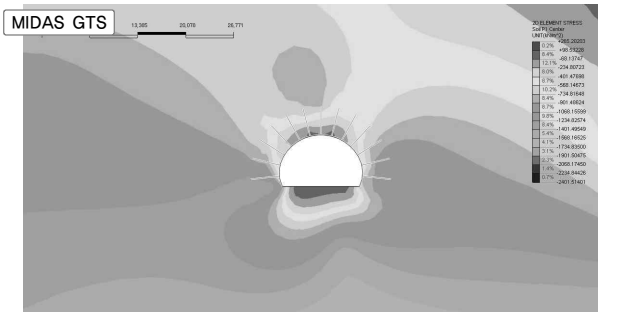
숏크리트 전단력도



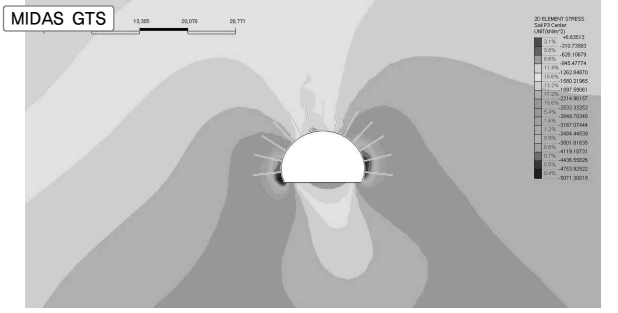
록볼트 축력도



최대주응력도

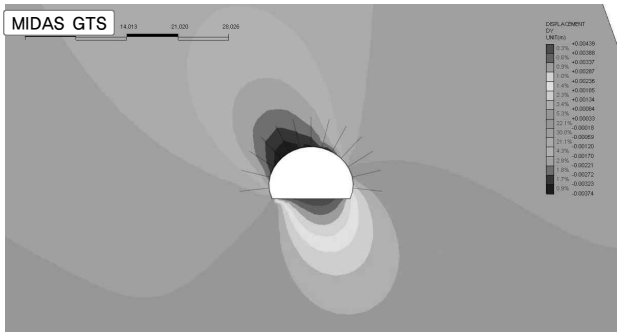


최소주응력도

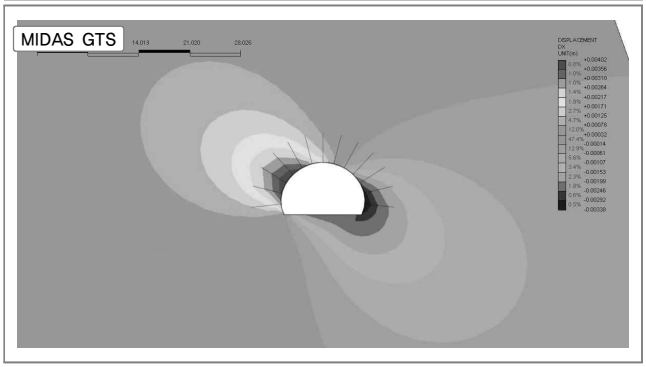


- K_0=2.5

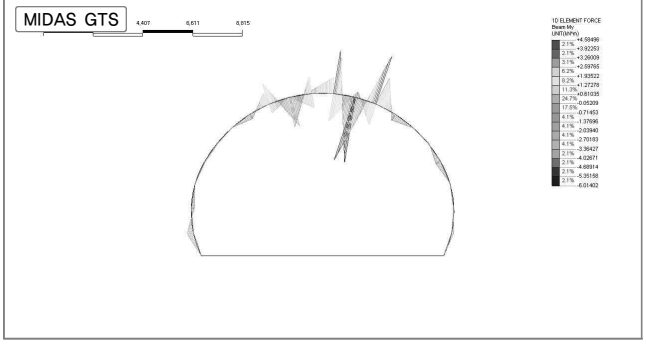
연직방향 변위도



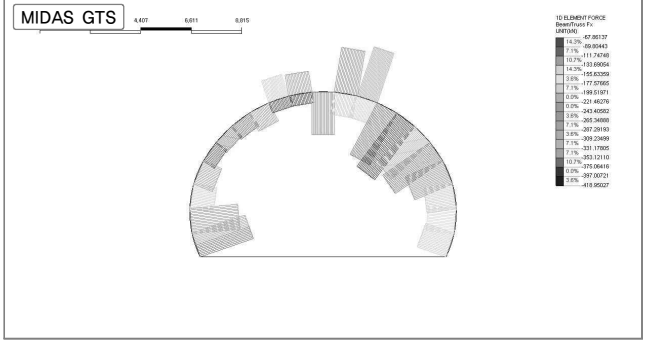
수평방향 변위도



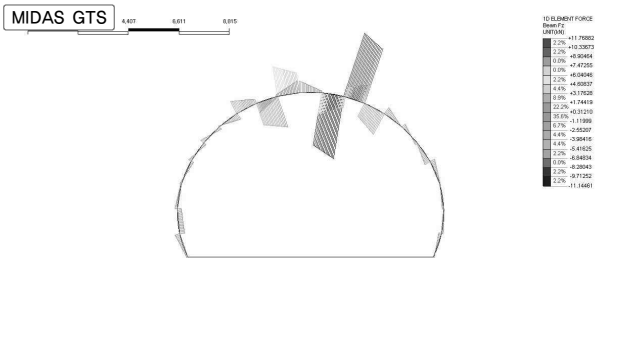
숏크리트 모멘트도



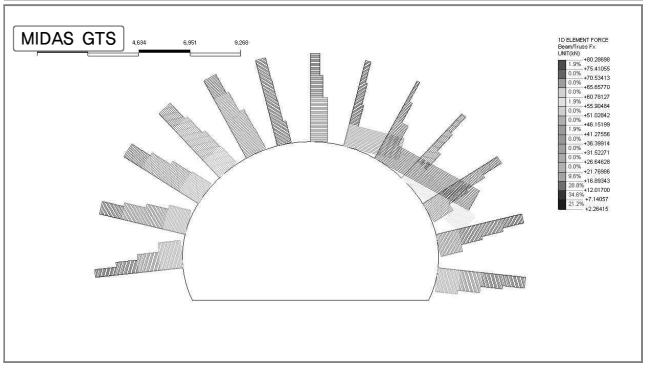
숏크리트 축력도



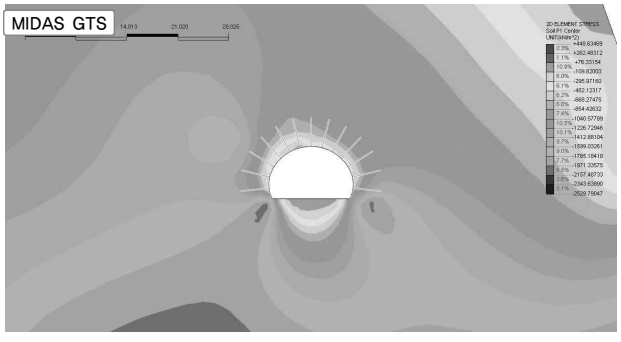
숏크리트 전단력도



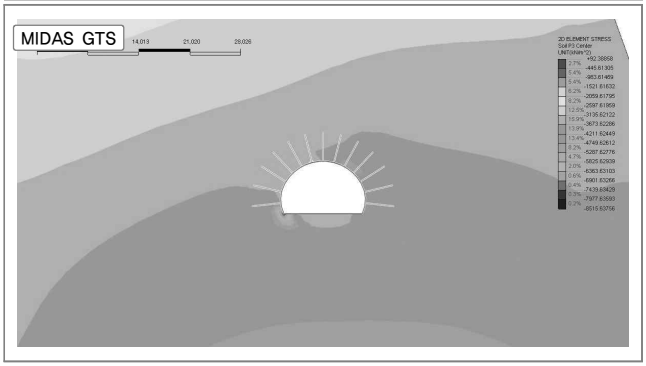
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P–3구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

◉ 지보패턴 P-4

기본방향	• 지보패턴 P-4 적용구간 중 STA.0+887 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

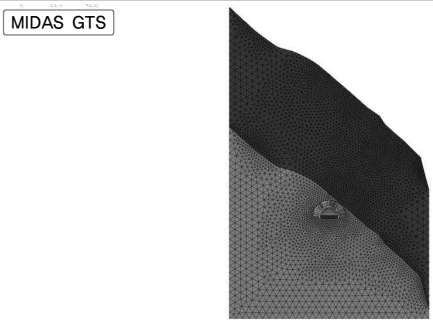
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+887
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

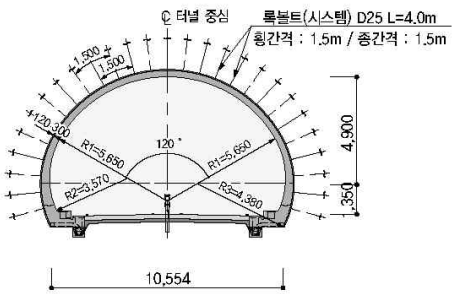
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.5/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

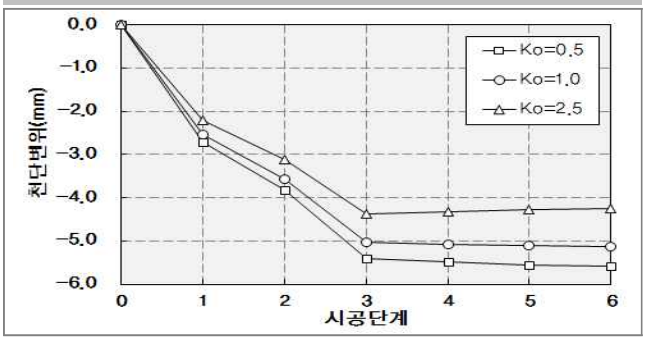
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

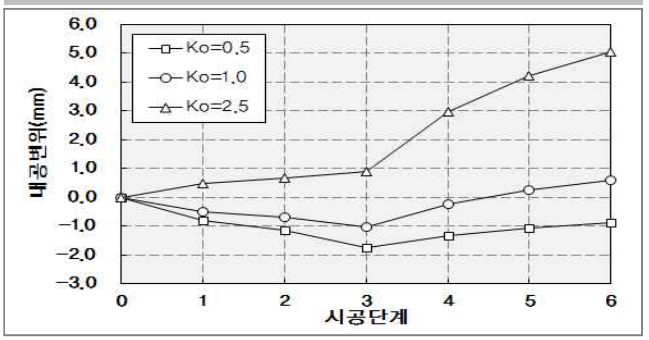
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반굴착	50
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	상반 Hard Shotcrete	30
S T E P 4	하반굴착	50
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

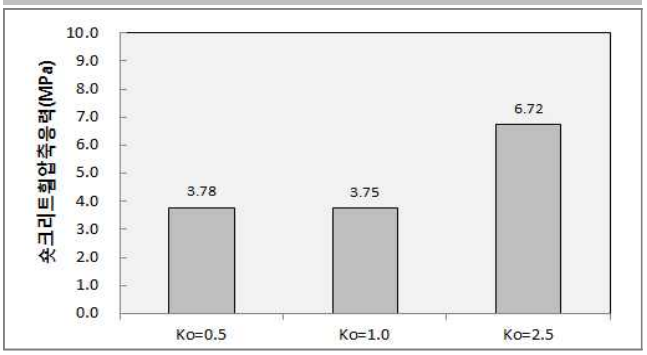
시공단계별 천단변위



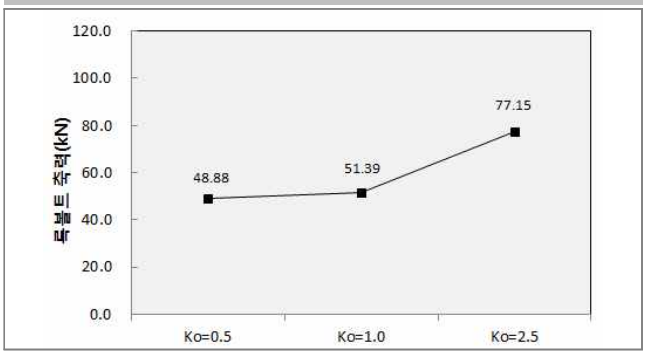
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

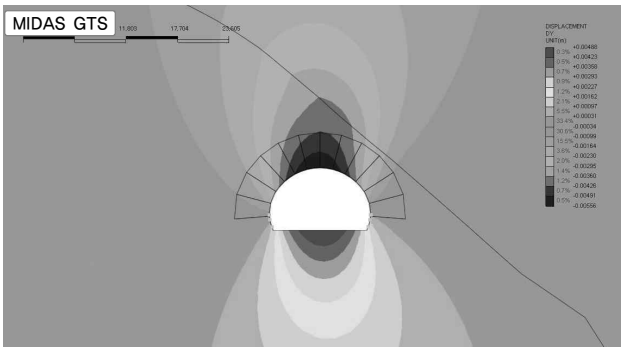


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–5.58	5.05	6.72	8.40	77.15	88.7	O.K

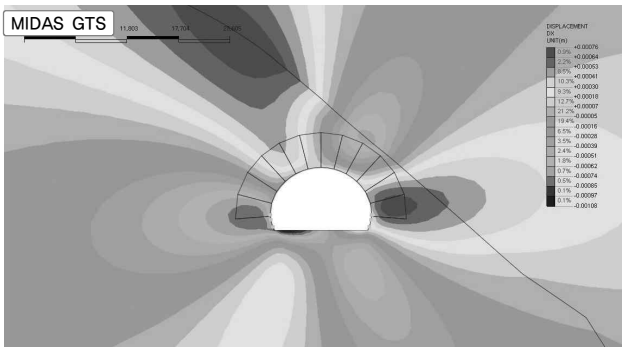
▌해석결과도

- K_0=0.5

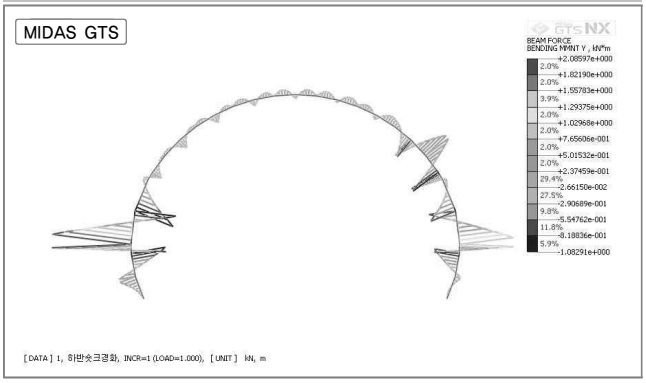
연직방향 변위도



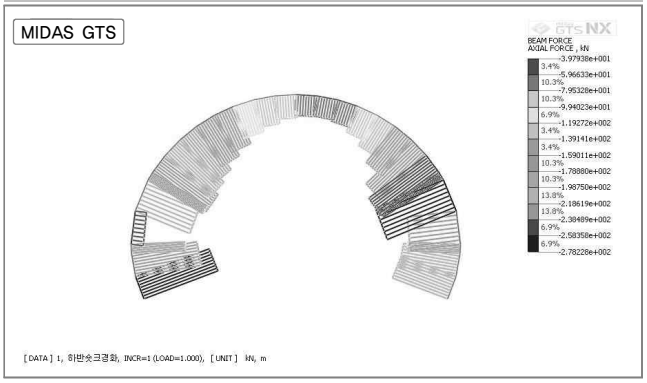
수평방향 변위도



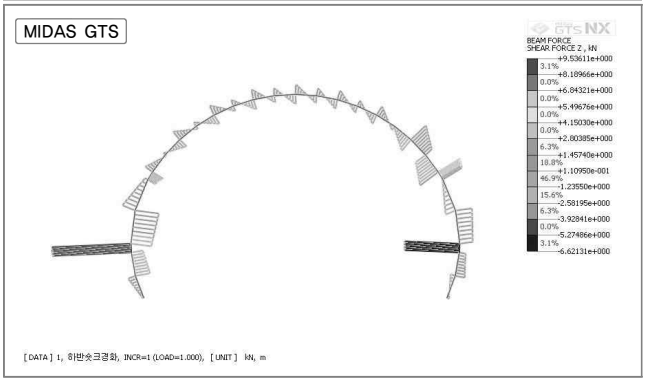
숏크리트 모멘트도



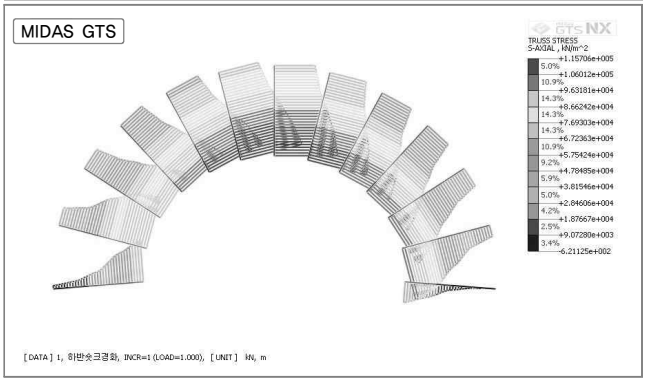
숏크리트 축력도



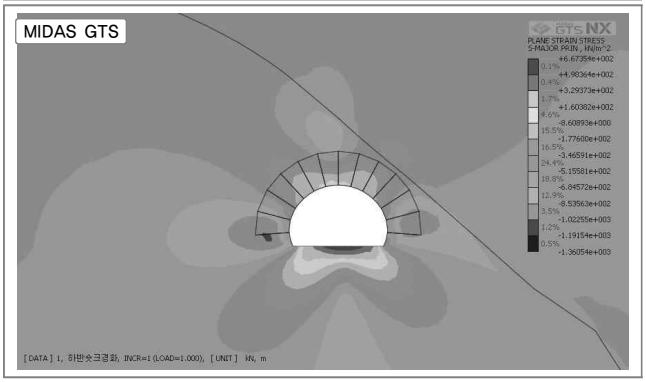
숏크리트 전단력도



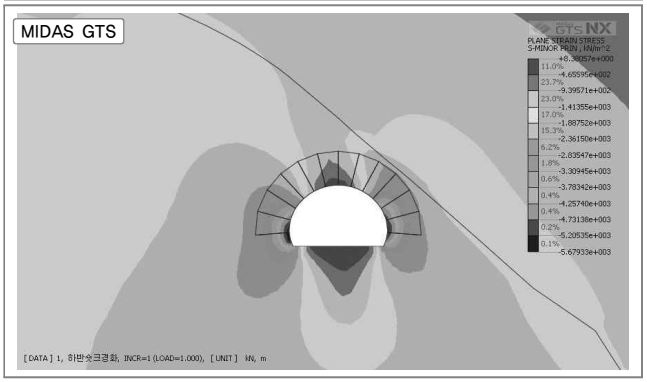
록볼트 축력도



최대주응력도

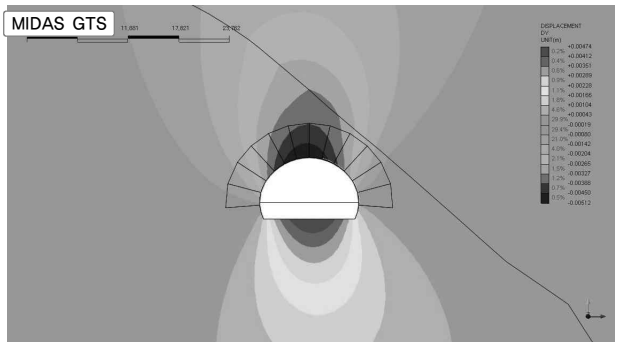


최소주응력도

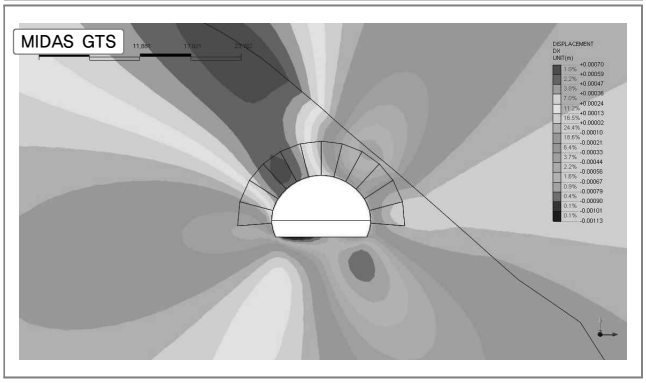


- K_0=1.0

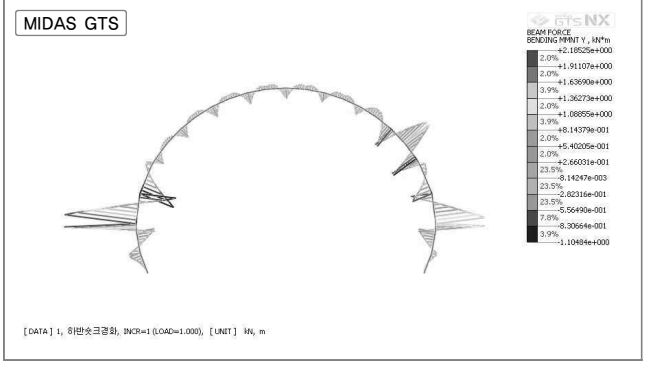
연직방향 변위도



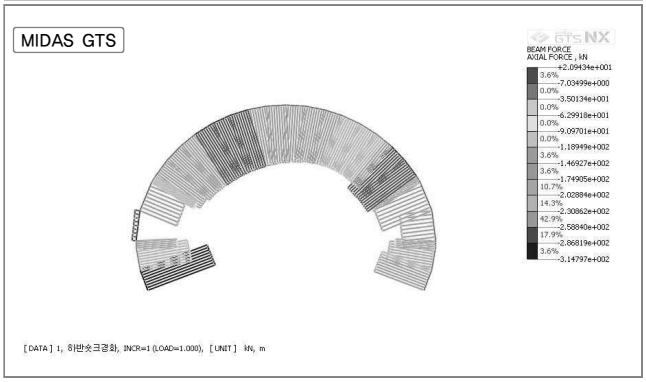
수평방향 변위도



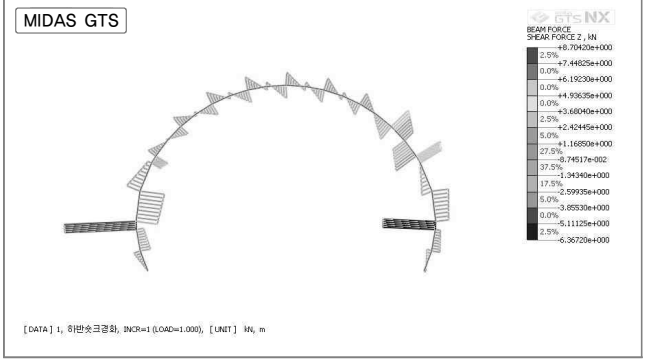
숏크리트 모멘트도



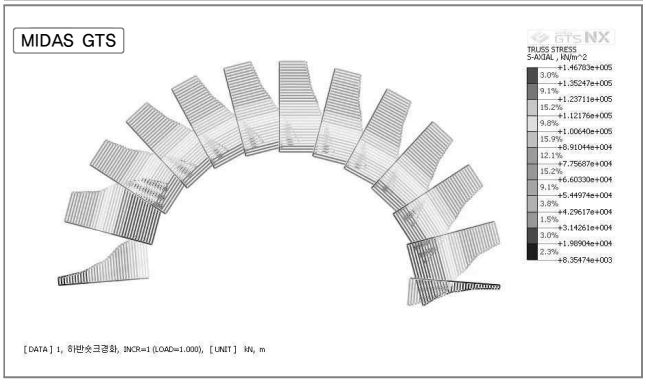
숏크리트 축력도



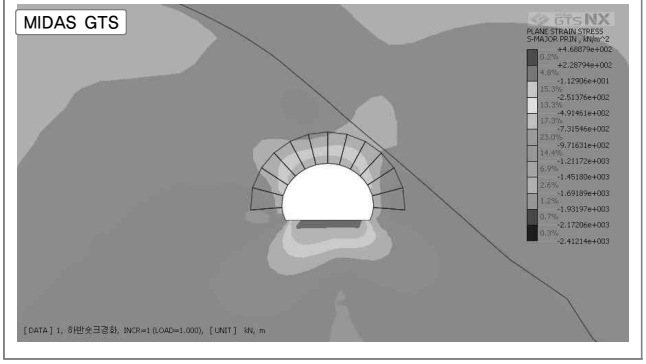
숏크리트 전단력도



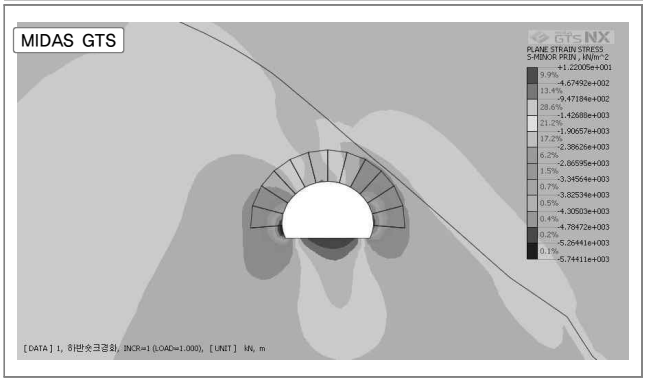
록볼트 축력도



최대주응력도

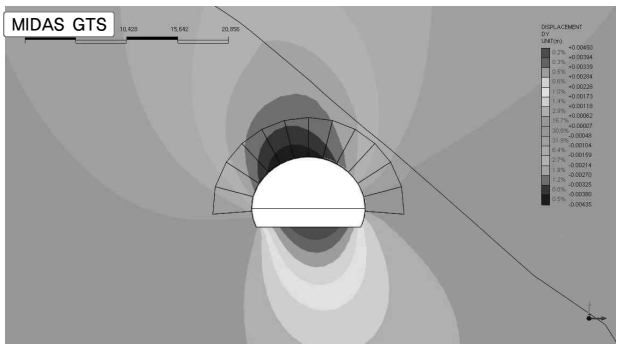


최소주응력도

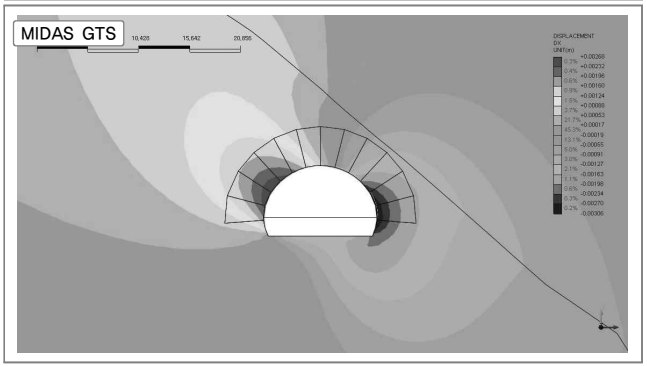


- K_0=2.5

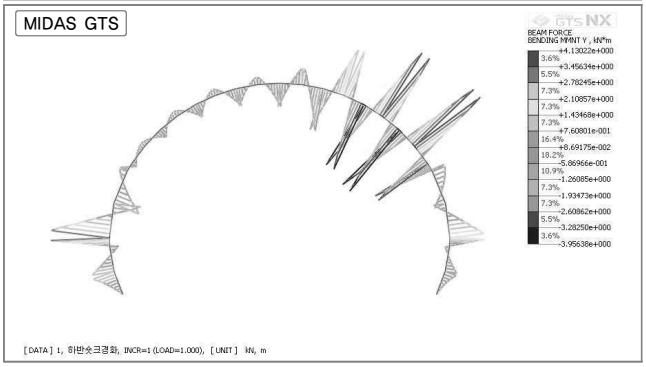
연직방향 변위도



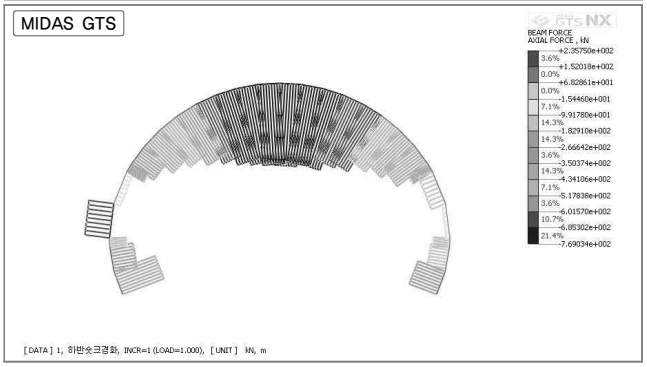
수평방향 변위도



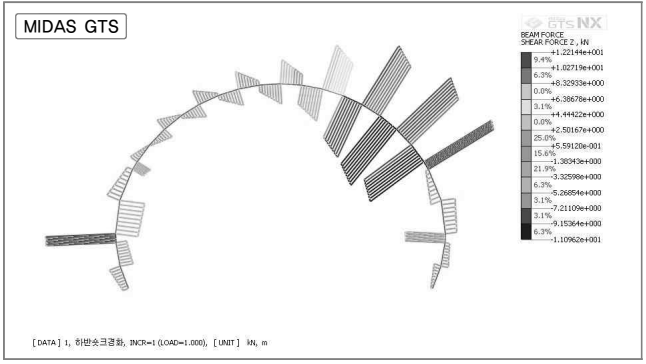
숏크리트 모멘트도



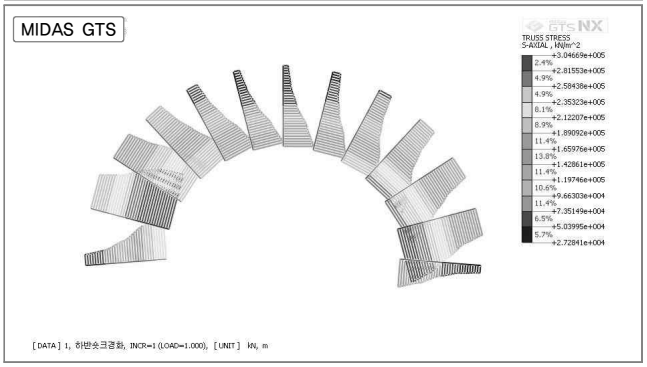
숏크리트 축력도



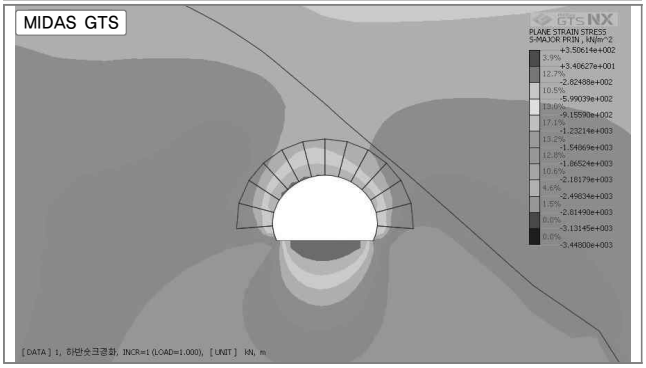
숏크리트 전단력도



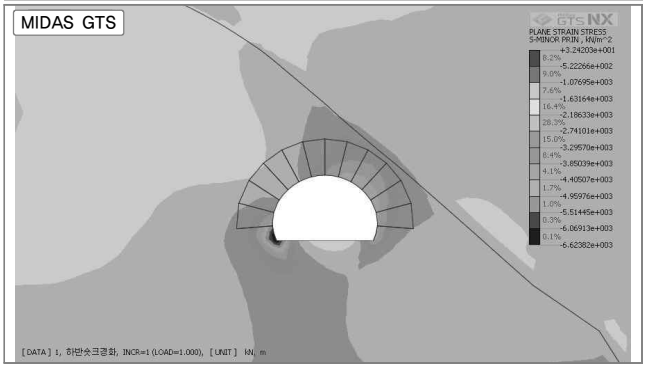
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-4구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

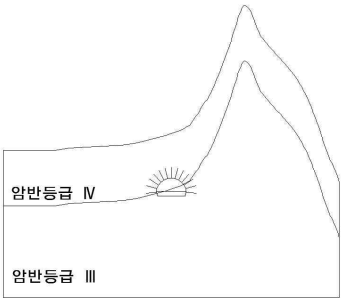
◉ 지보패턴 P-5-1

기본방향	• 지보패턴 P-5-1 적용구간 중 STA.1+213 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

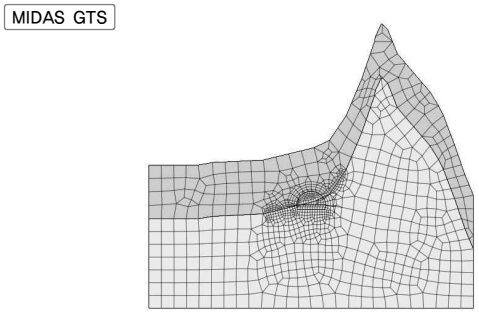
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 1+213
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

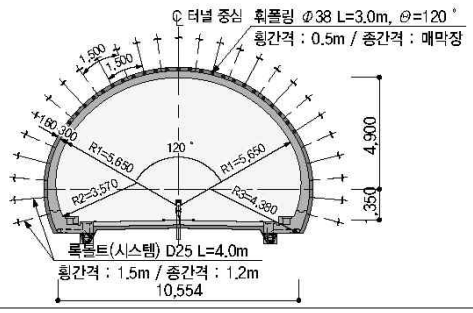
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		휘폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

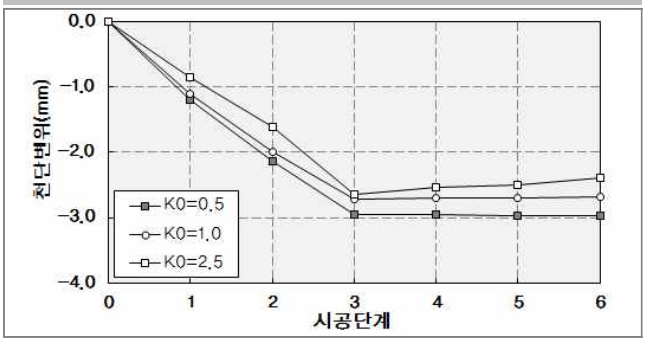
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

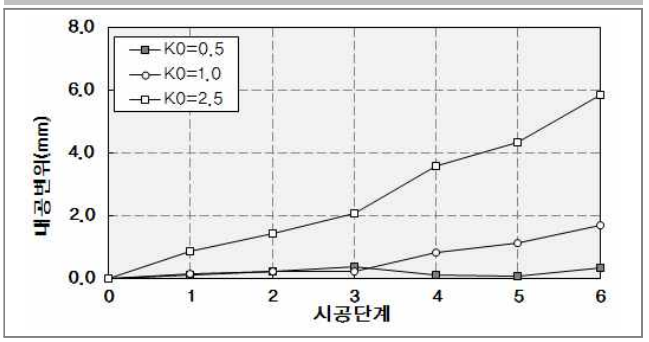
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반굴착	40
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 3	Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 4	하반굴착	40
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	40

▌해석결과

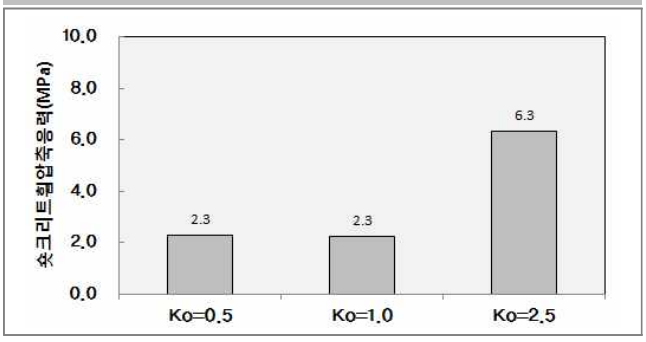
시공단계별 천단변위



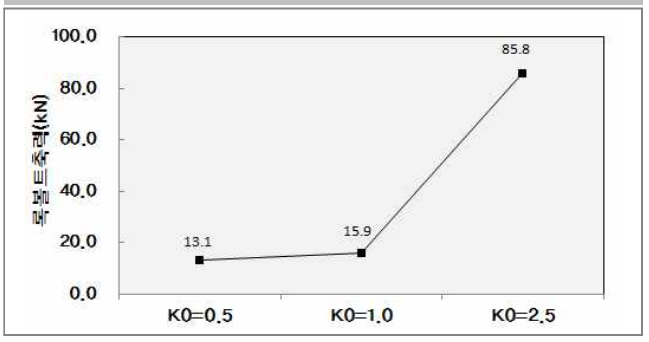
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

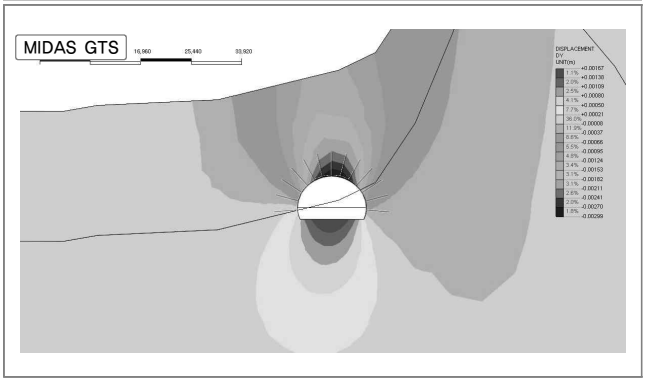


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–2.98	5.83	6.35	8.40	85.82	88.7	O.K

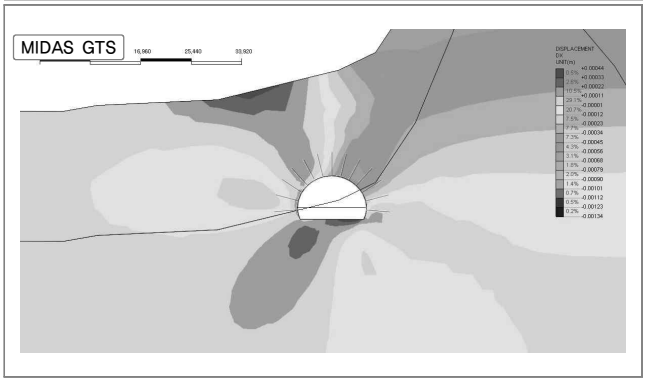
▌해석결과도

- K_0=0.5

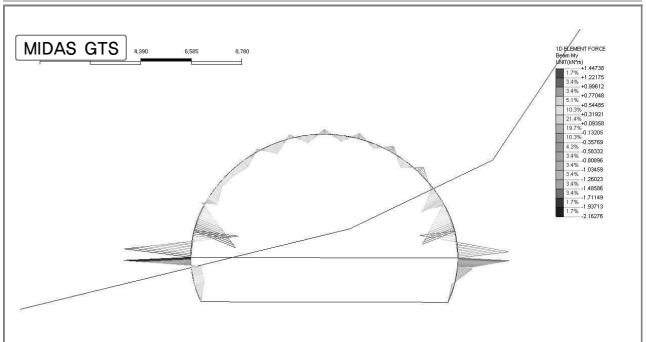
연직방향 변위도



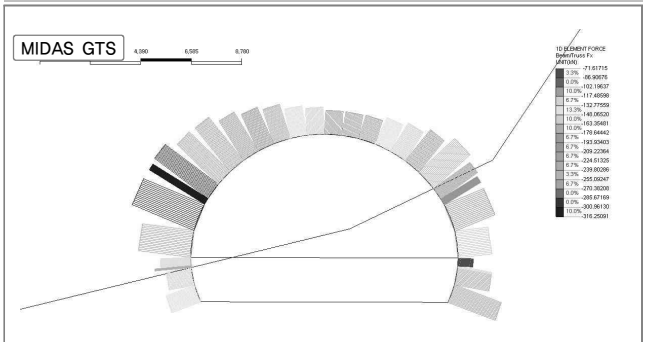
수평방향 변위도



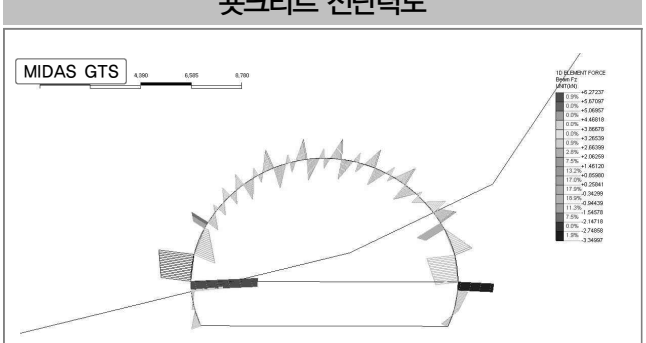
숏크리트 모멘트도



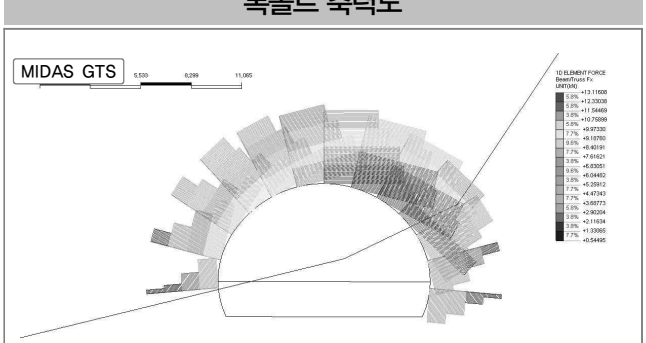
숏크리트 축력도



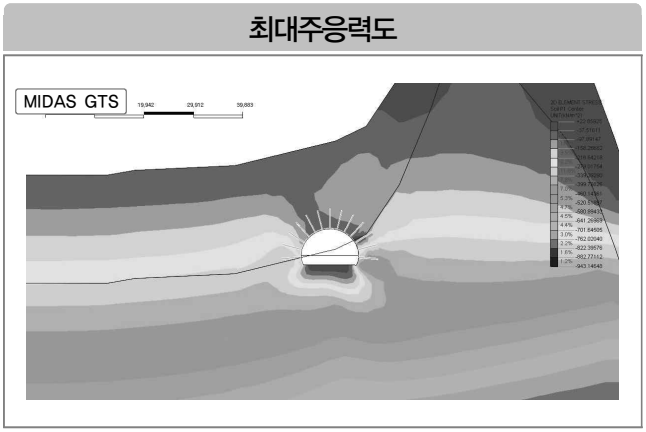
숏크리트 전단력도



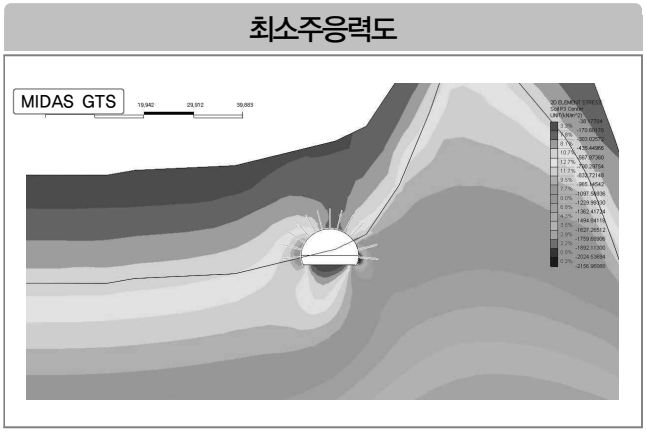
록볼트 축력도



최대주응력도

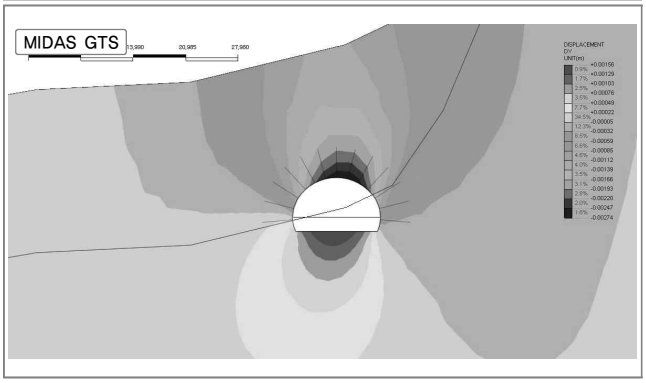


최소주응력도

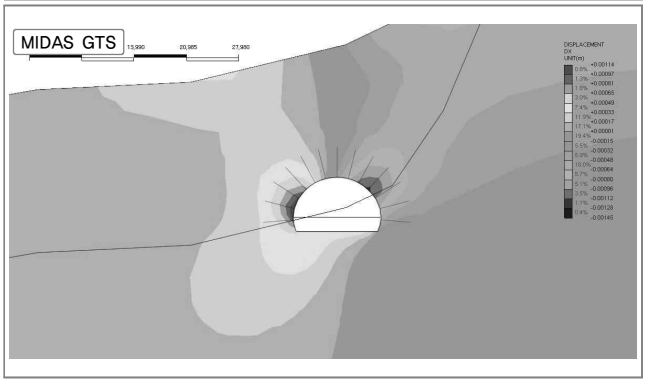


- K_0=1.0

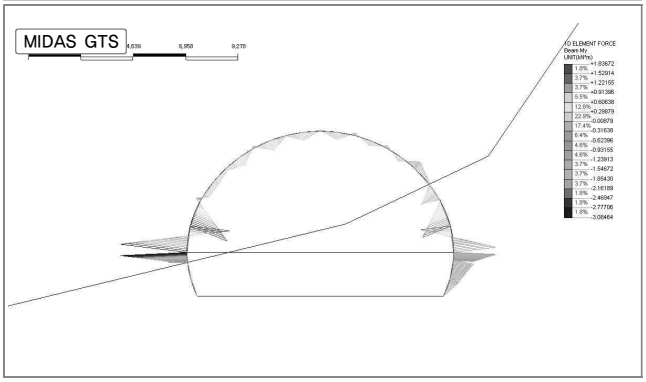
연직방향 변위도



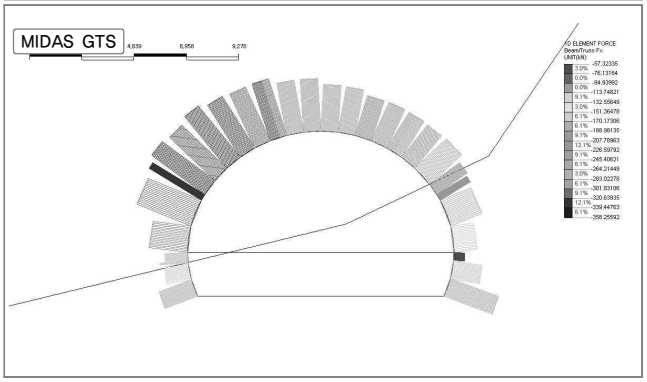
수평방향 변위도



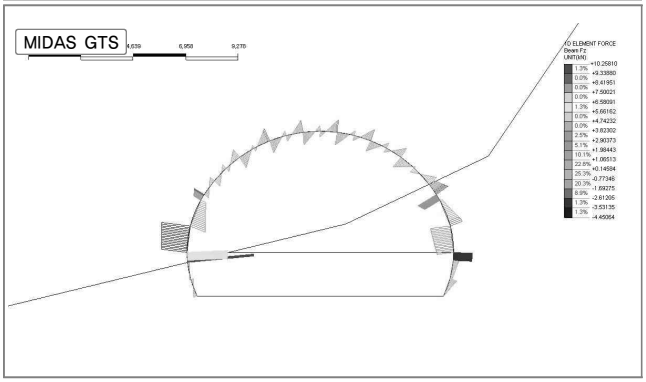
숏크리트 모멘트도



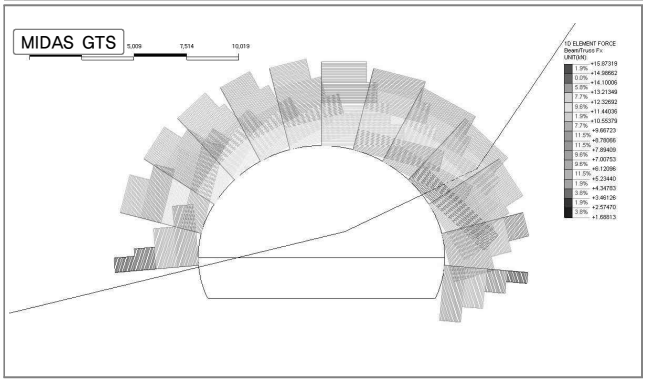
숏크리트 축력도



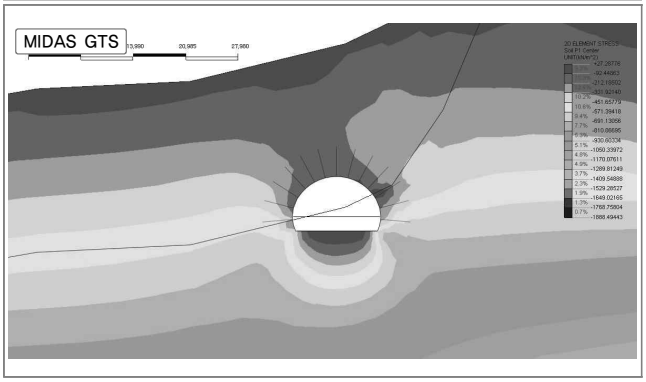
숏크리트 전단력도



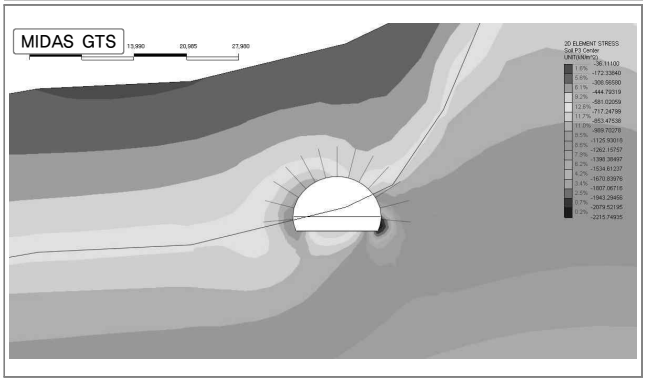
록볼트 축력도



최대주응력도

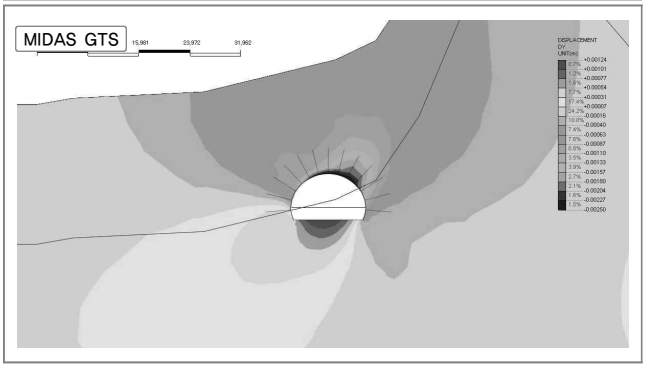


최소주응력도

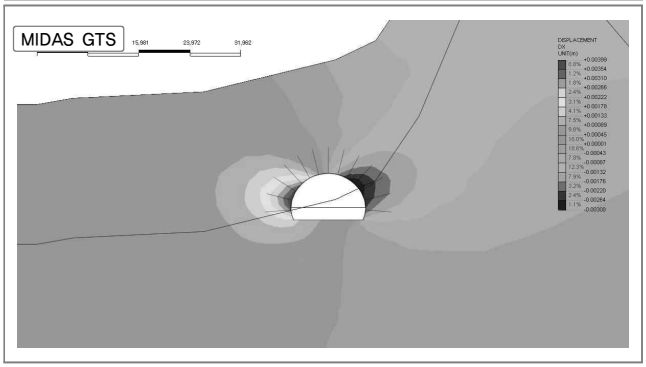


- K_0=2.5

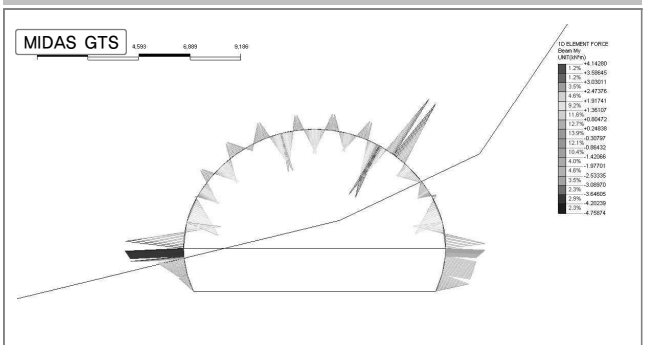
연직방향 변위도



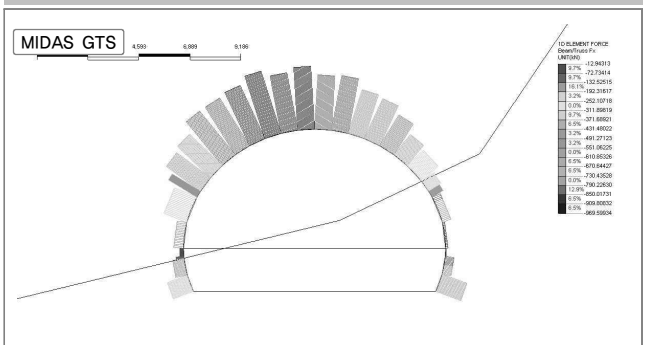
수평방향 변위도



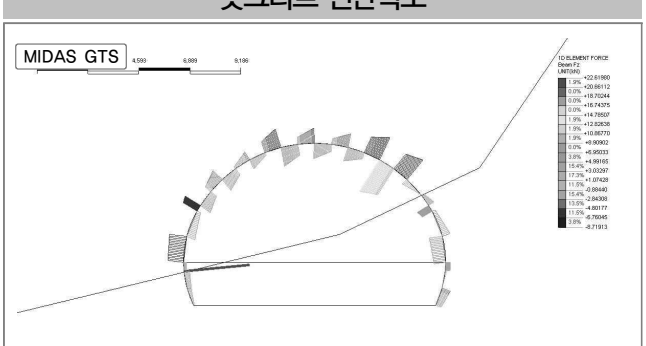
숏크리트 모멘트도



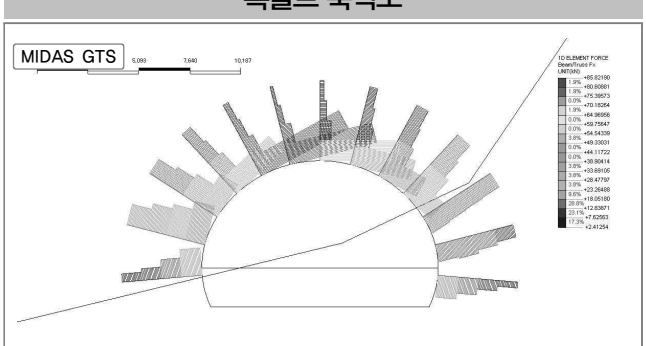
숏크리트 축력도



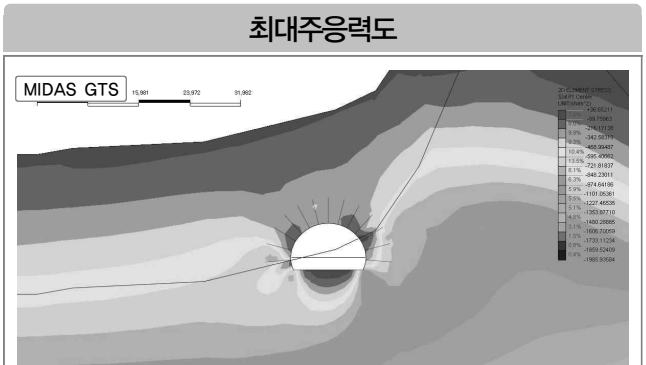
숏크리트 전단력도



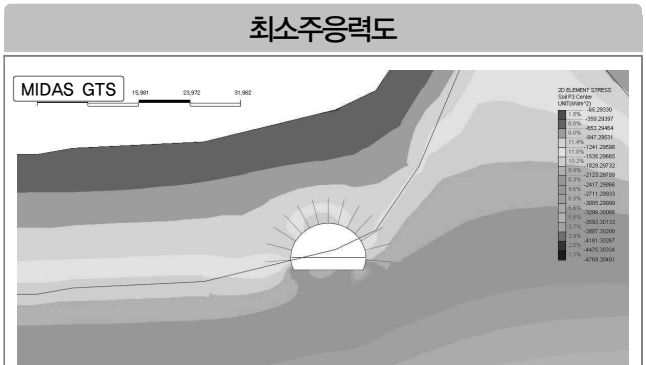
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-5-1구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

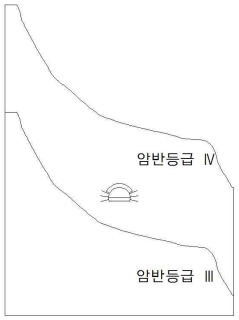
◉ 지보패턴 P-6-1

기본방향	• 지보패턴 P-6-1 적용구간 중 STA.0+625 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+625.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

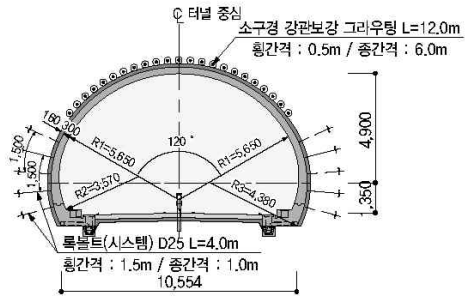
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0 × 10^3	10
강성 숏크리트	1.5 × 10^4	21

▌록볼트 특성치

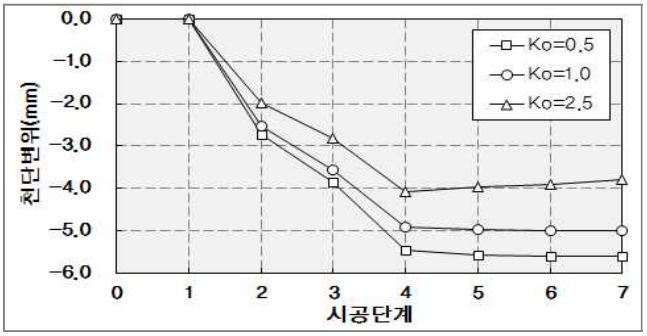
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1 × 10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

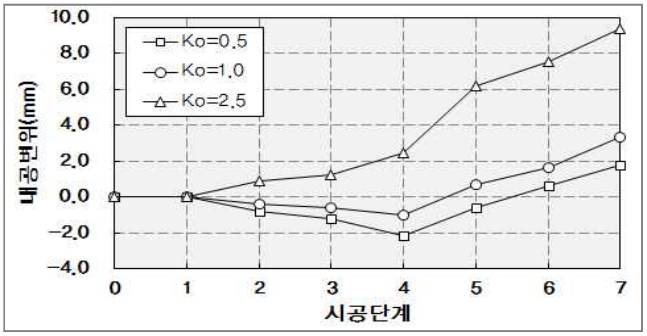
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	강관보강	–
S T E P 2	상반굴착	50
S T E P 3	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 4	Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 5	하반굴착	60
S T E P 6	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 7	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

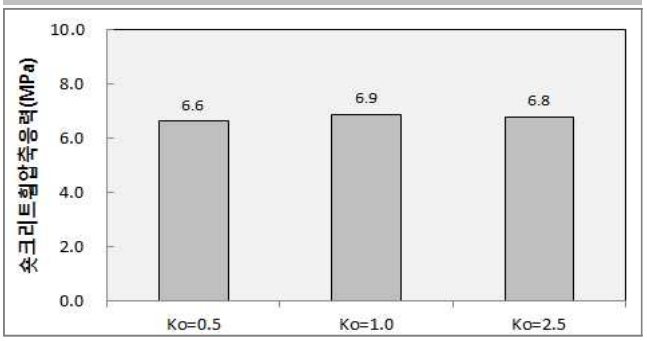
시공단계별 천단변위



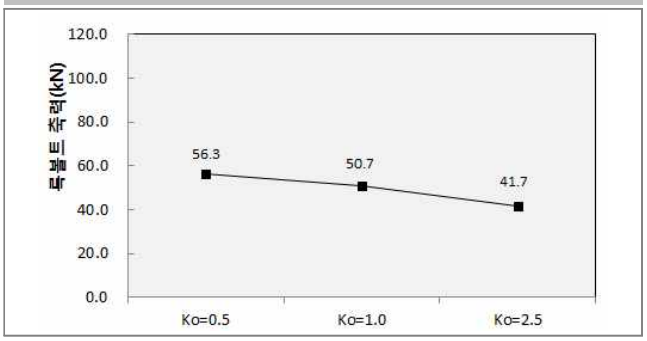
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

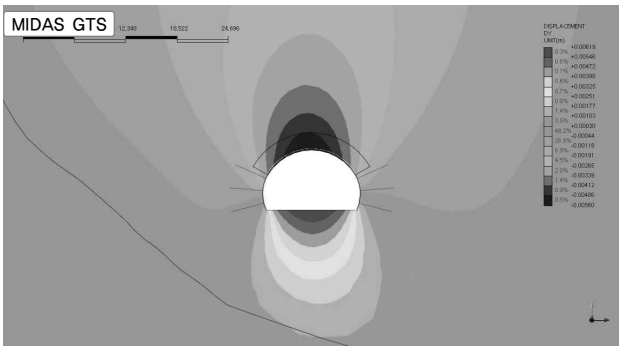


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–5.60	9.40	6.87	8.40	56.33	88.7	O.K

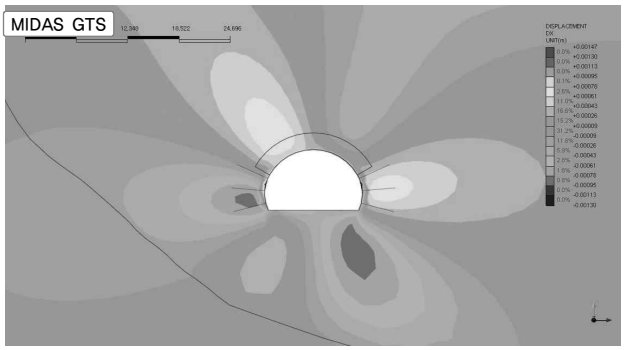
▌해석결과도

- K_0=0.5

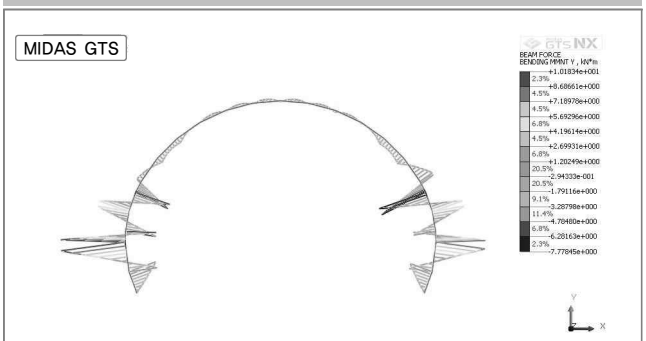
연직방향 변위도



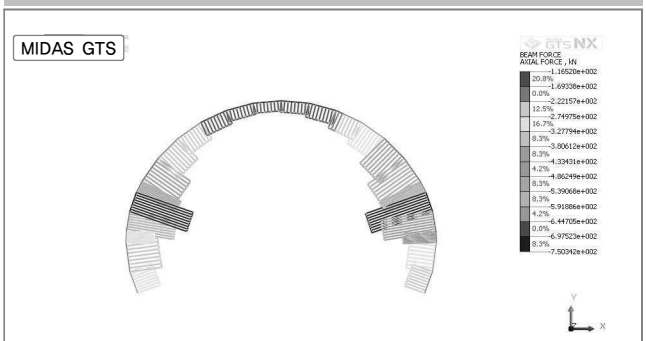
수평방향 변위도



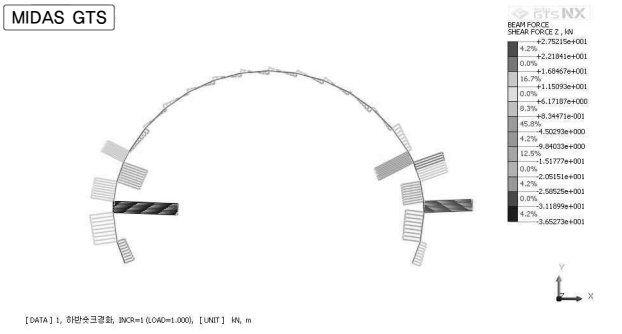
숏크리트 모멘트도



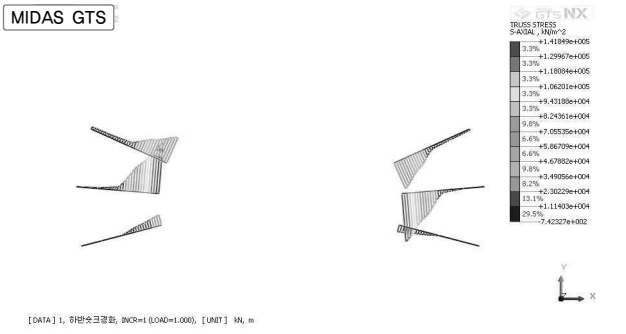
숏크리트 축력도



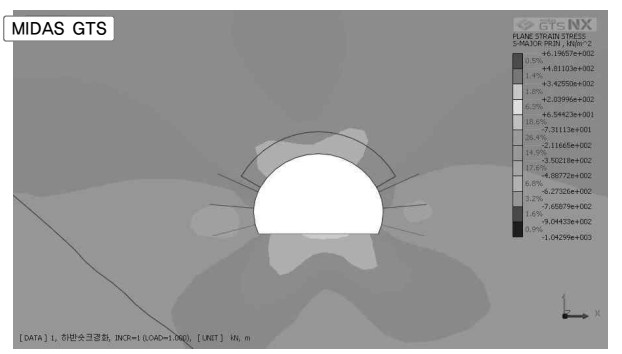
숏크리트 전단력도



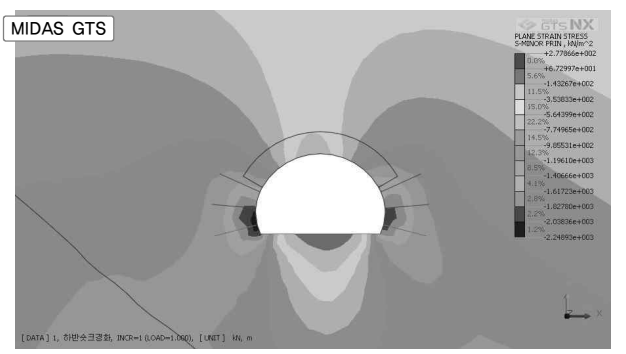
록볼트 축력도



최대주응력도

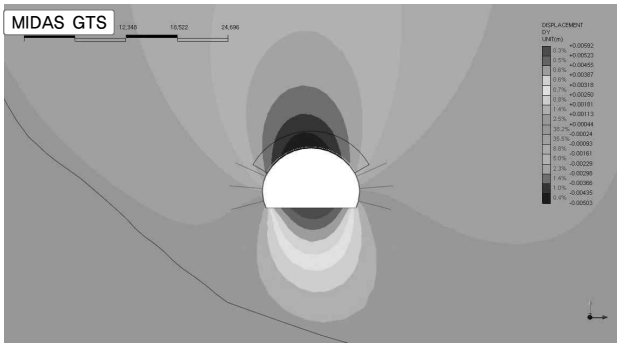


최소주응력도

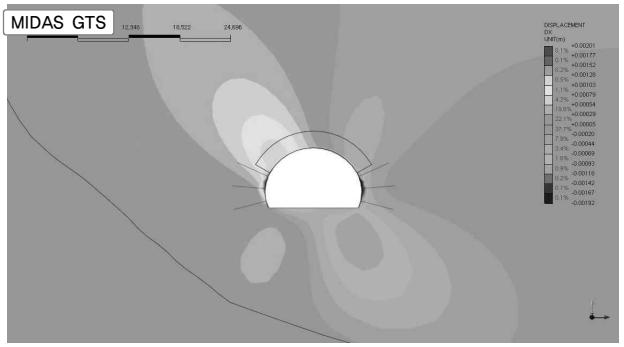


- K_0=1.0

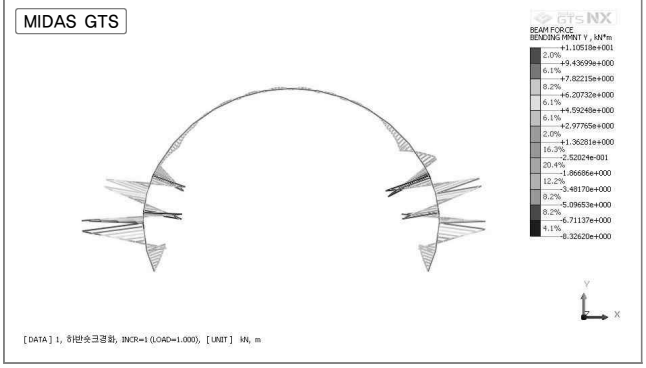
연직방향 변위도



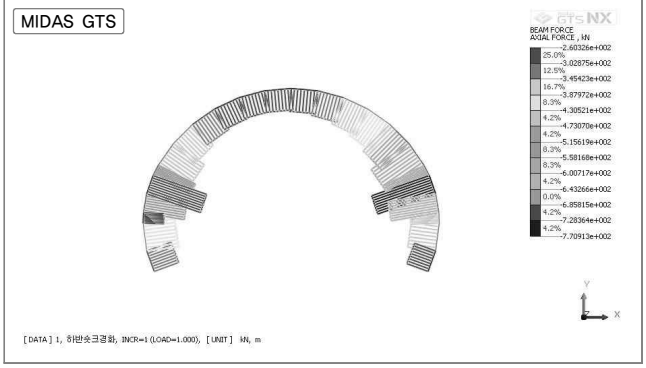
수평방향 변위도



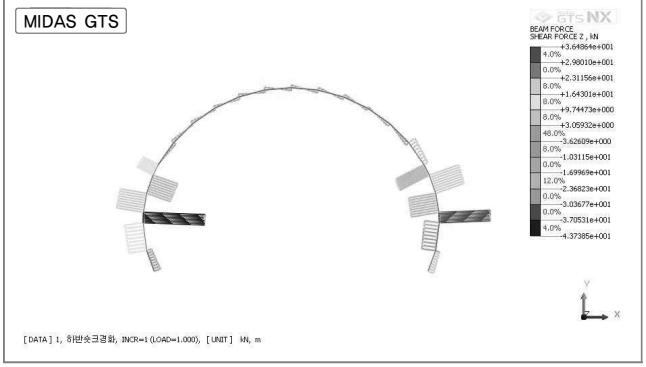
숏크리트 모멘트도



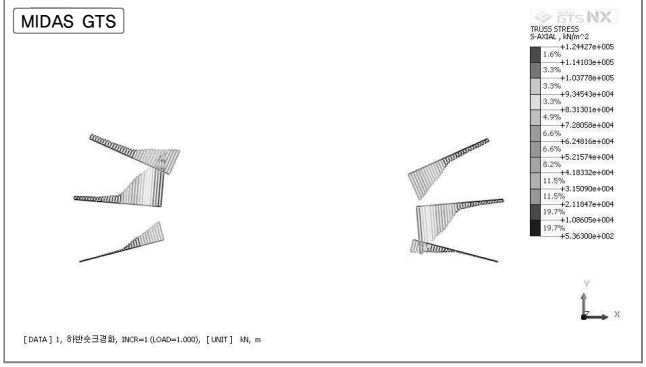
숏크리트 축력도



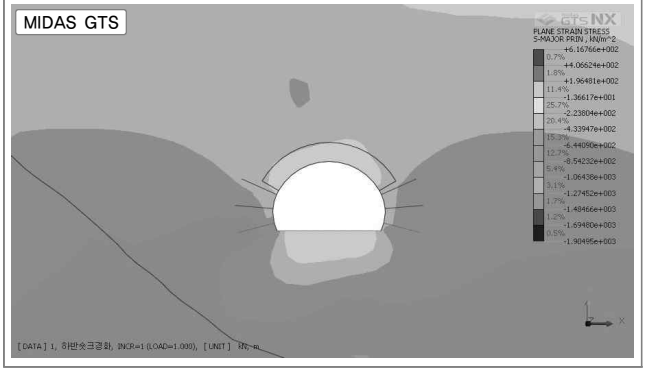
숏크리트 전단력도



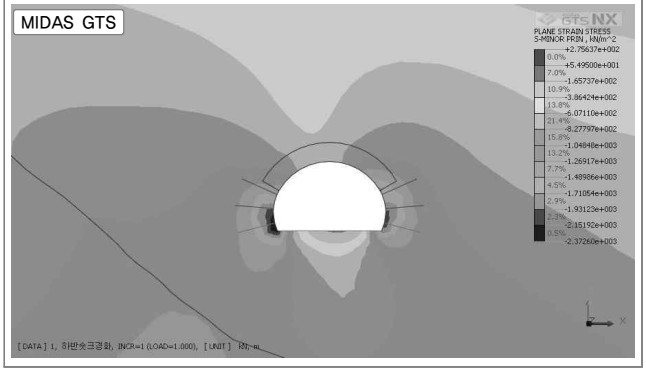
록볼트 축력도



최대주응력도

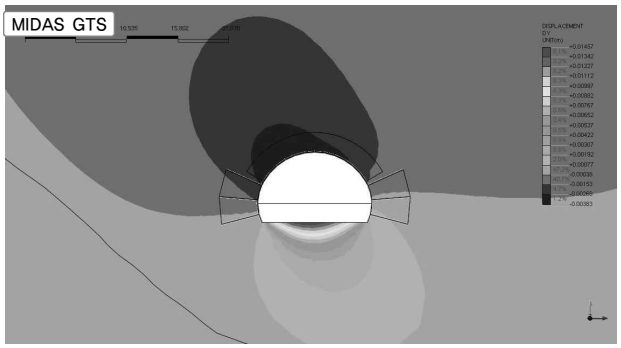


최소주응력도

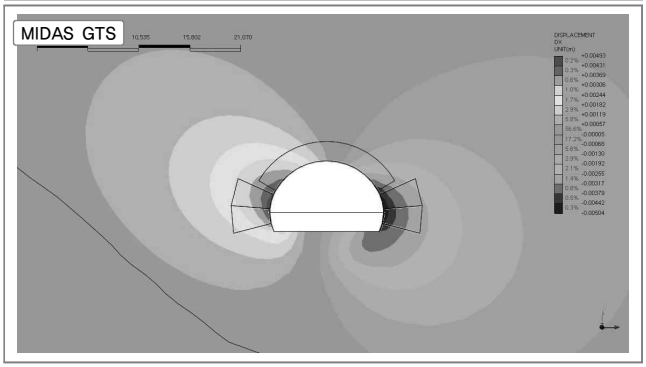


• K_0=2.5

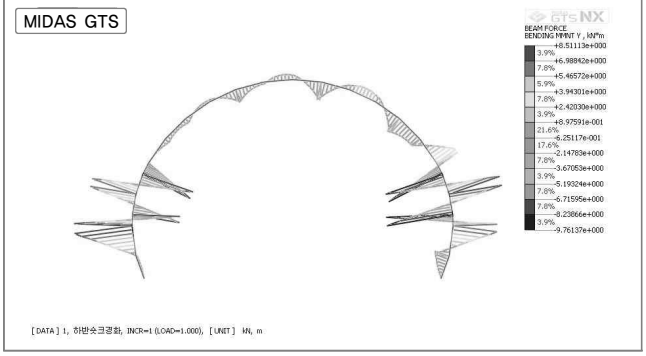
연직방향 변위도



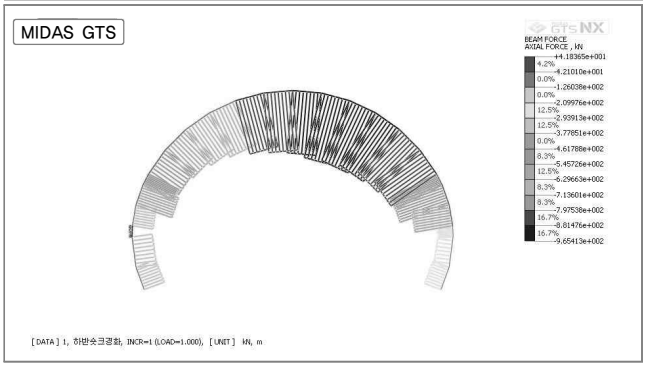
수평방향 변위도



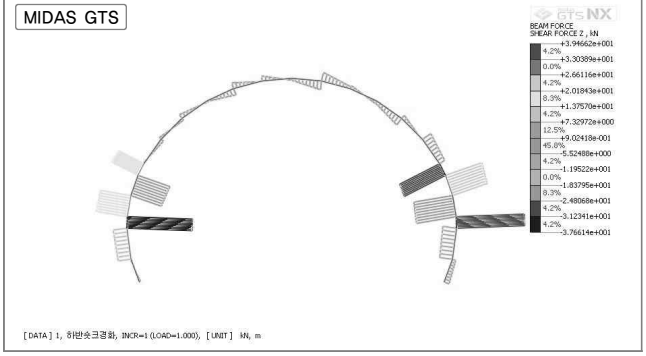
숏크리트 모멘트도



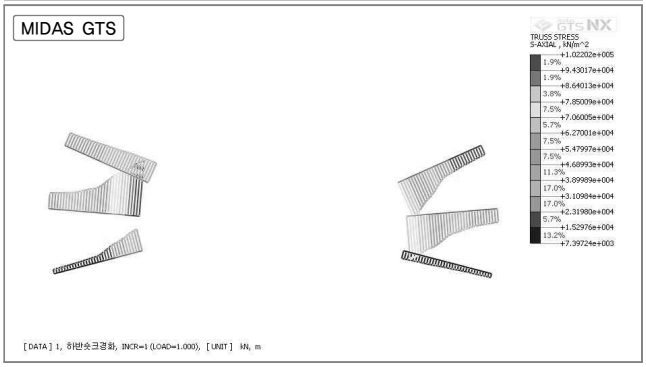
숏크리트 축력도



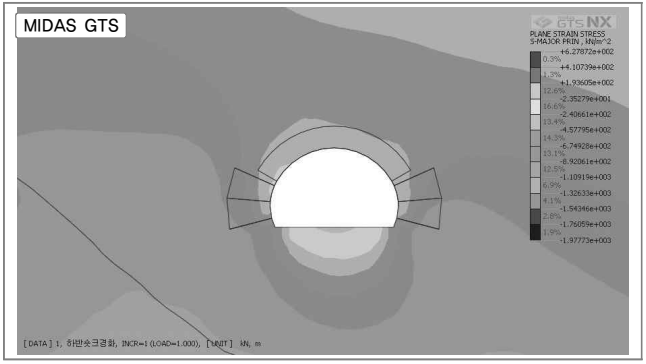
숏크리트 전단력도



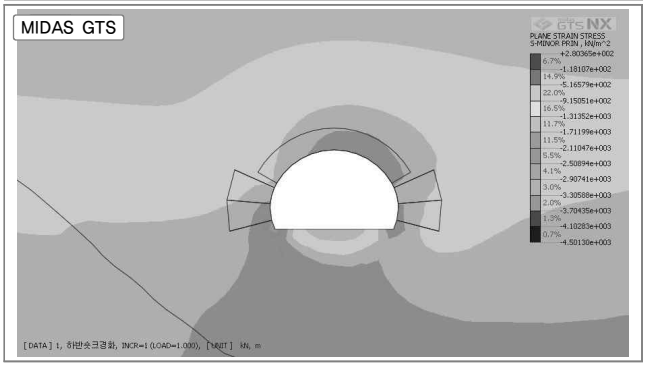
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

• 지보패턴 P-6-1구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

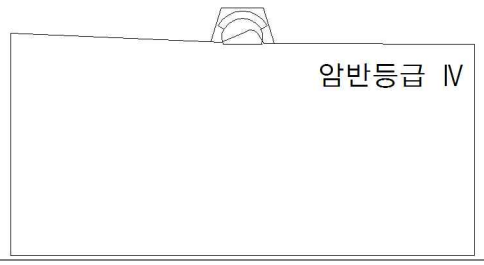
◉ 지보패턴 P-6-4

기본방향	• 지보패턴 P-6-4 적용구간 중 STA.0+613 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

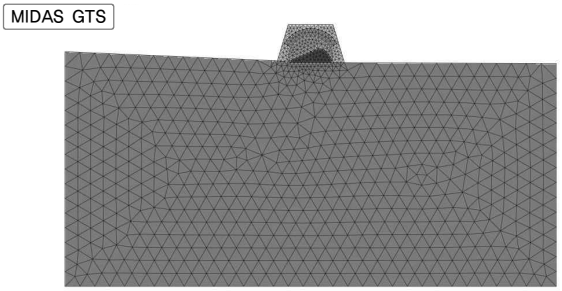
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+613.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

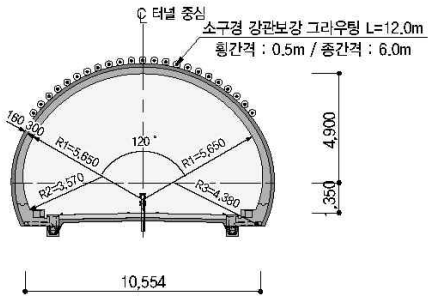
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	–
	종/횡방향(m)	–
보조공법		강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

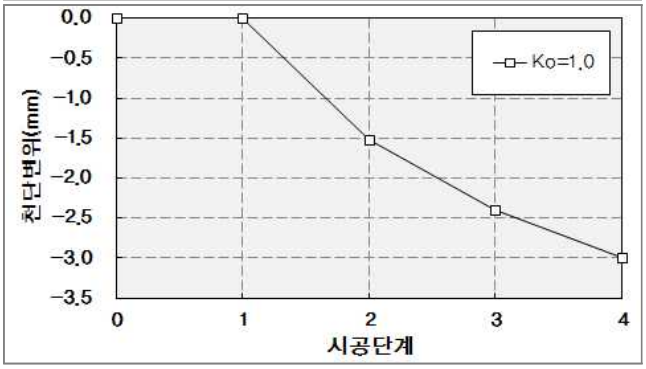
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

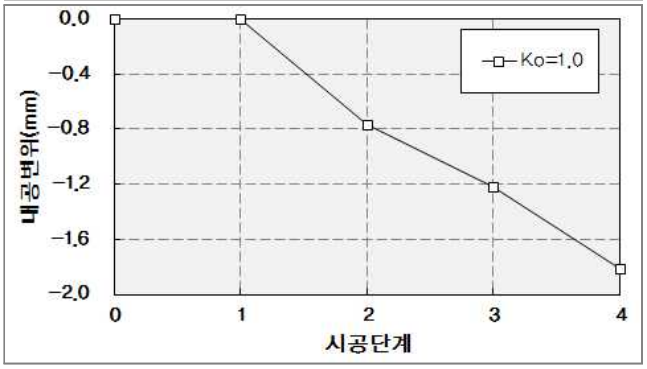
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	강관보강	–
S T E P 2	굴착 단계	50
S T E P 3	Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 4	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

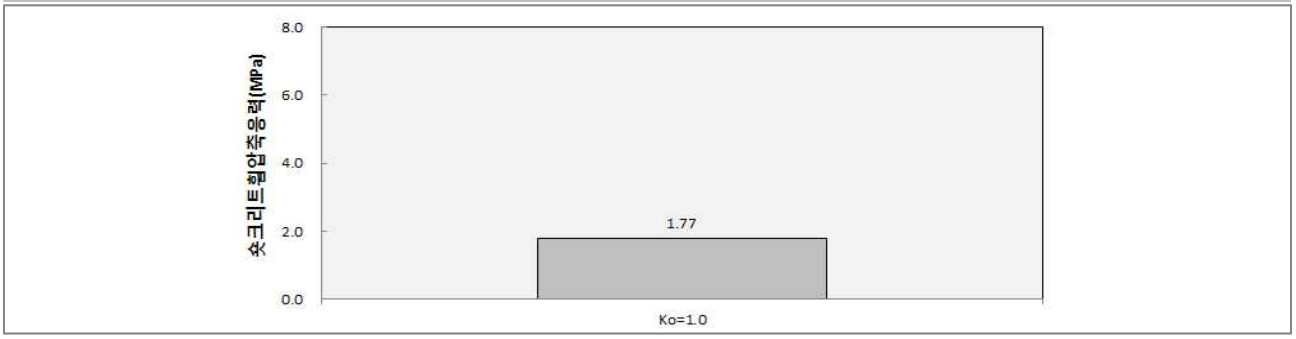
시공단계별 천단변위



시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력

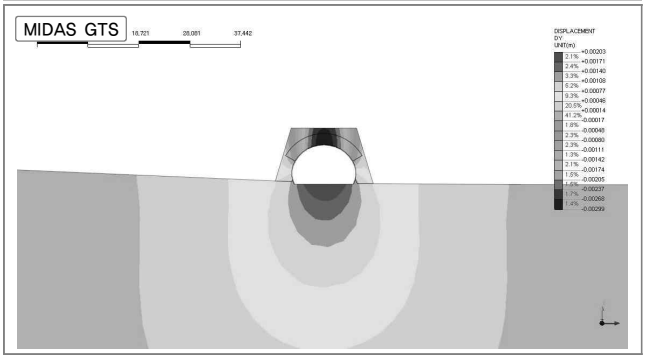


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–2.99	1.81	1.77	8.40	–	88.7	O.K

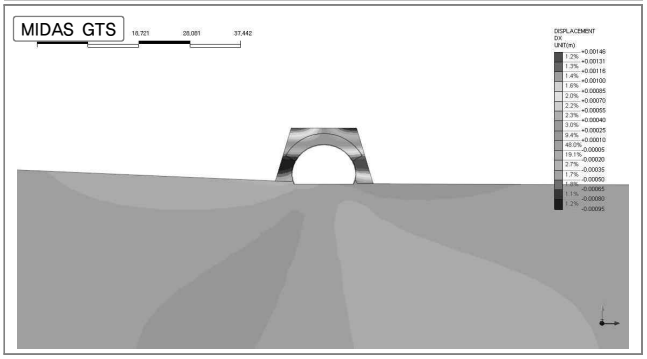
▌해석결과도

- K_0=1.0

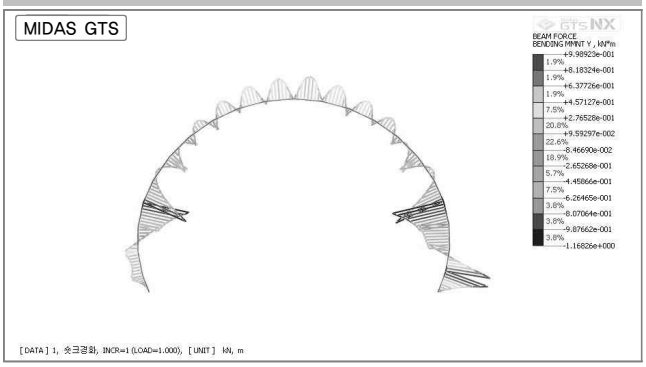
연직방향 변위도



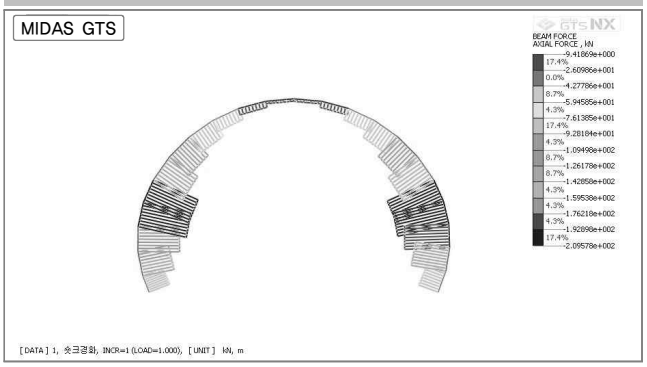
수평방향 변위도



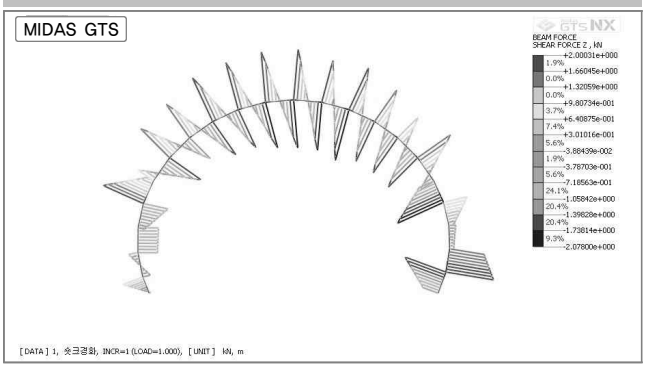
숏크리트 모멘트도



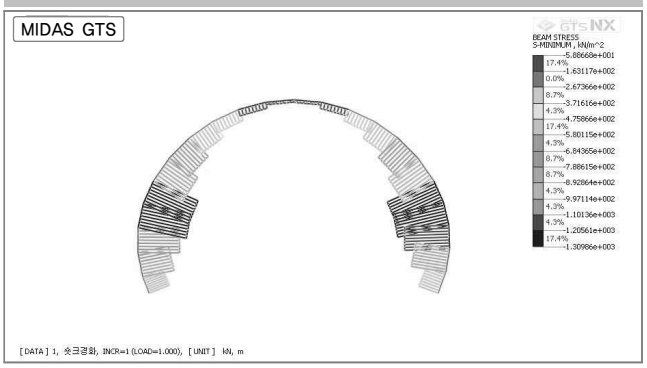
숏크리트 축력도



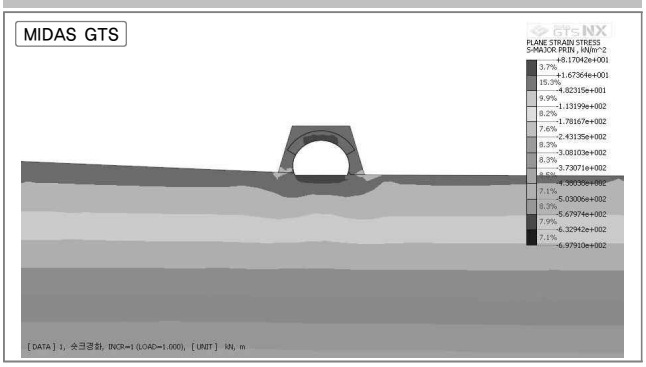
숏크리트 전단력도



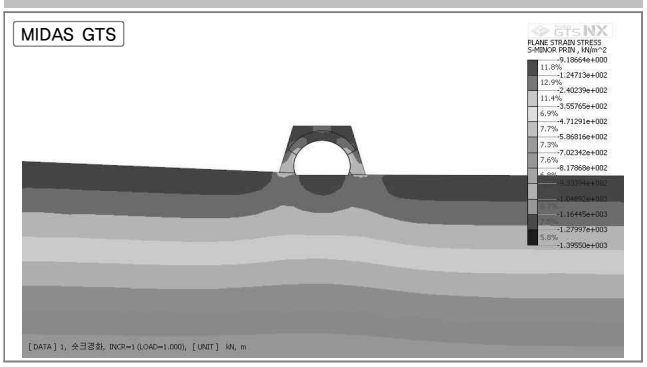
숏크리트 응력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과	• 지보패턴 P–6–4구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

3.3.3 북면터널

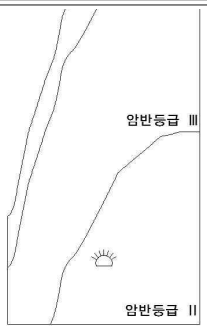
◉ 지보패턴 P-2

기본방향	• 지보패턴 P-2 적용구간 중 STA.2+902 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

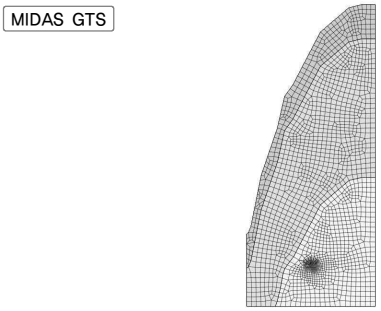
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 2+902
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

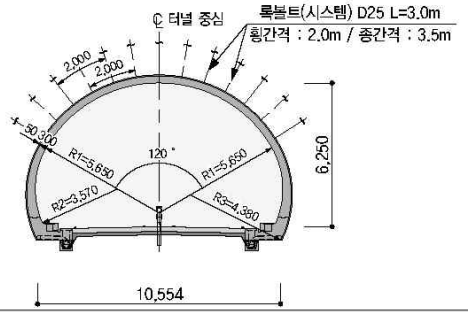
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		3.5
숏크리트 두께(mm)		50
록볼트	길이(m)/갯수	3.0/6.5
	종/횡방향(m)	3.5/2.0
보조공법		-

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	I 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	II 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	III 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	IV 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	V 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

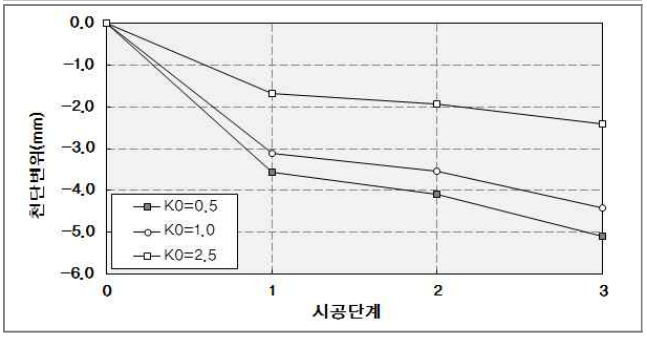
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

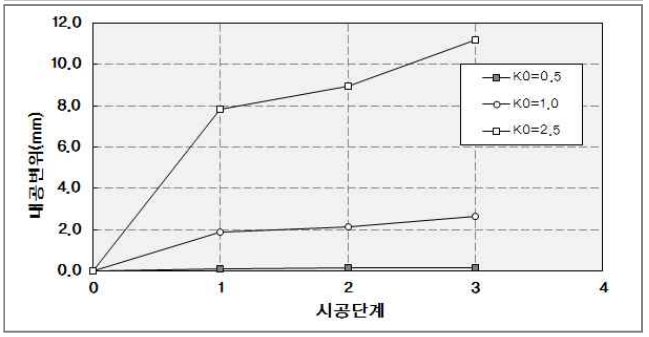
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	굴착 단계	70
S T E P 2	Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 3	Hard Shotcrete	20

▌해석결과

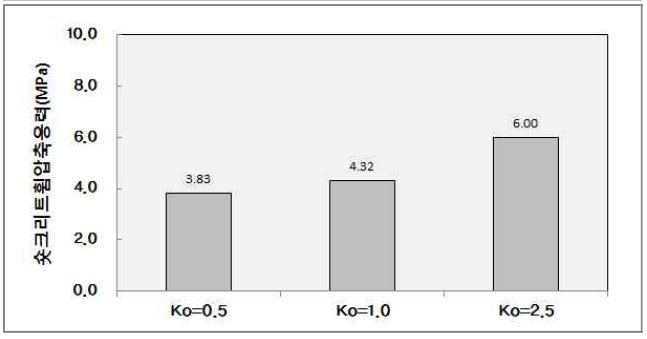
시공단계별 천단변위



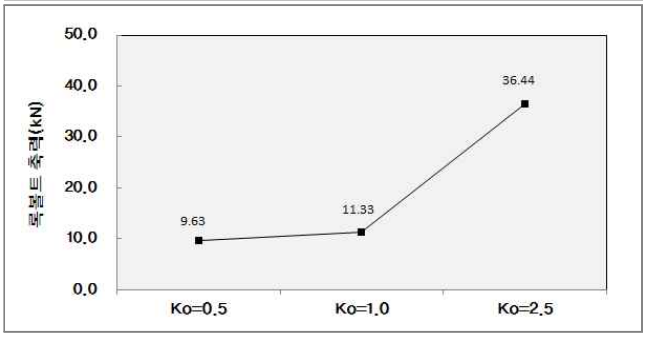
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

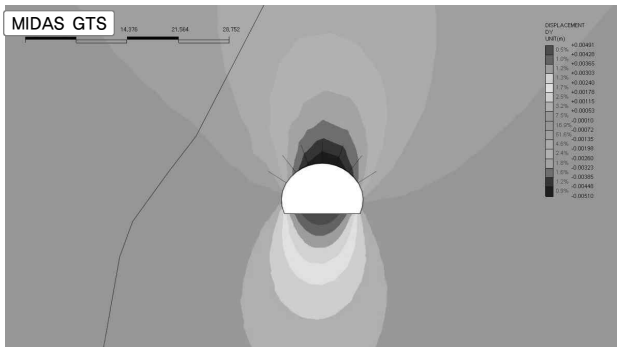


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–5.10	11.20	6.00	8.40	36.44	88.7	O.K

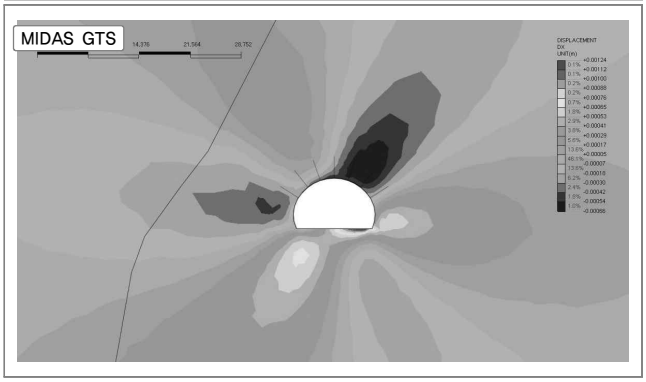
▌해석결과도

- K_0=0.5

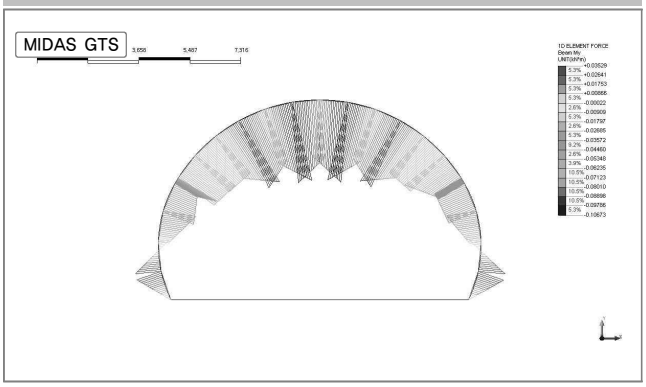
연직방향 변위도



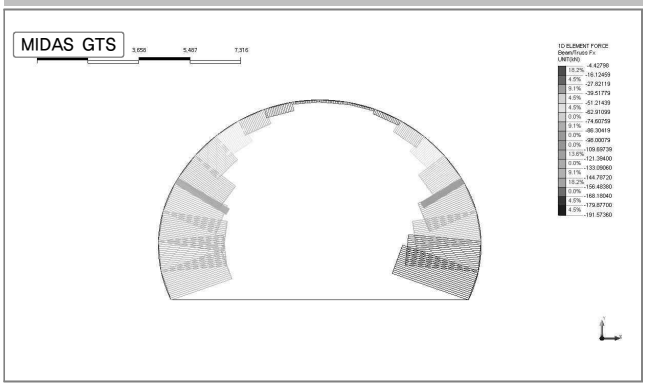
수평방향 변위도



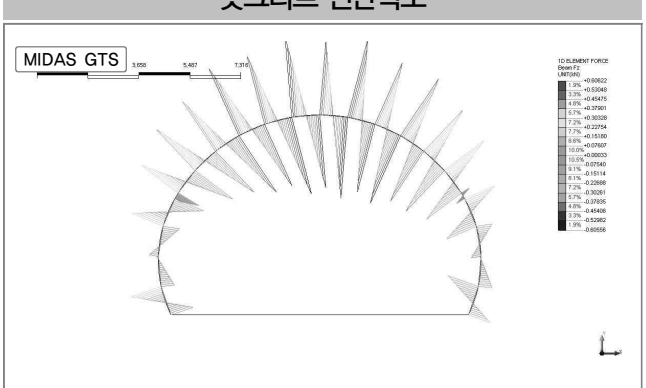
숏크리트 모멘트도



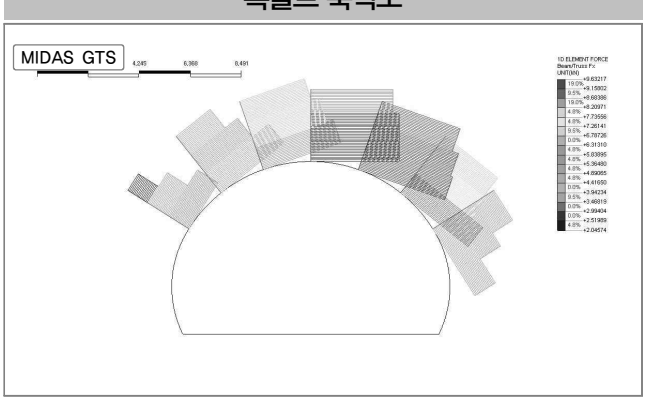
숏크리트 축력도



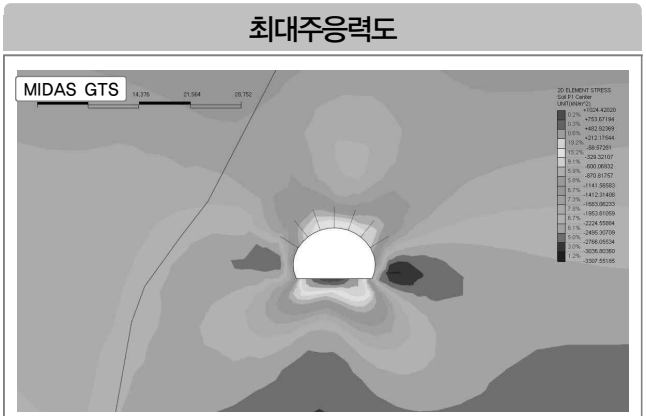
숏크리트 전단력도



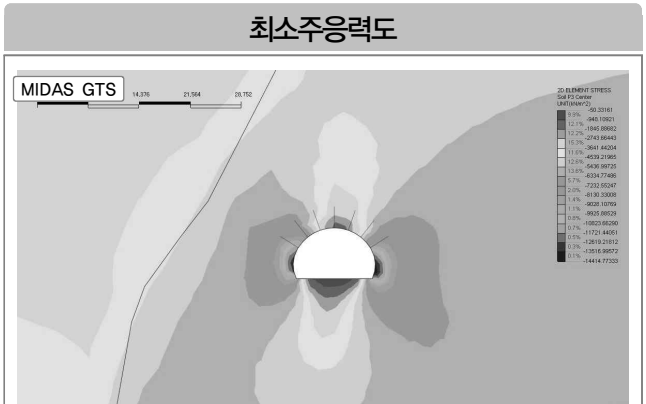
록볼트 축력도



최대주응력도

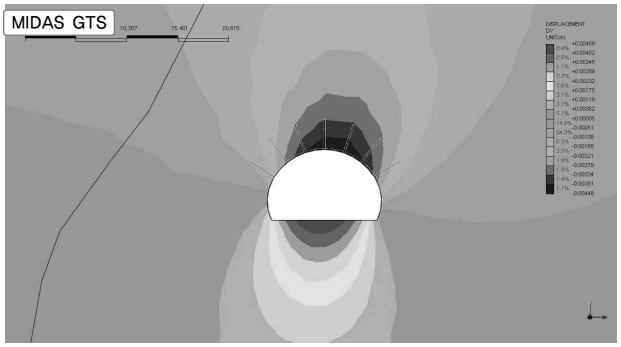


최소주응력도

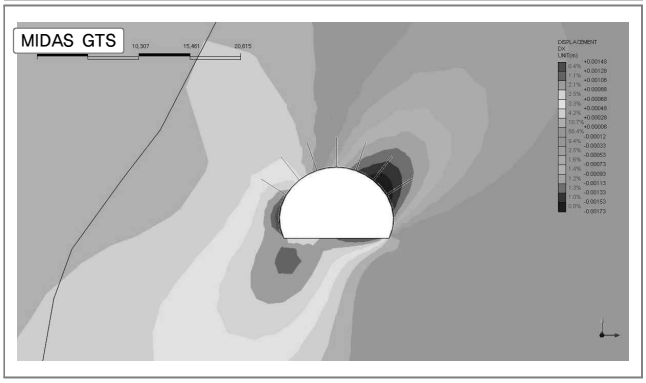


- K_0=1.0

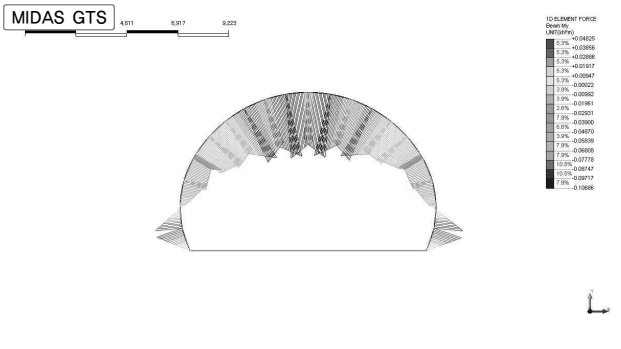
연직방향 변위도



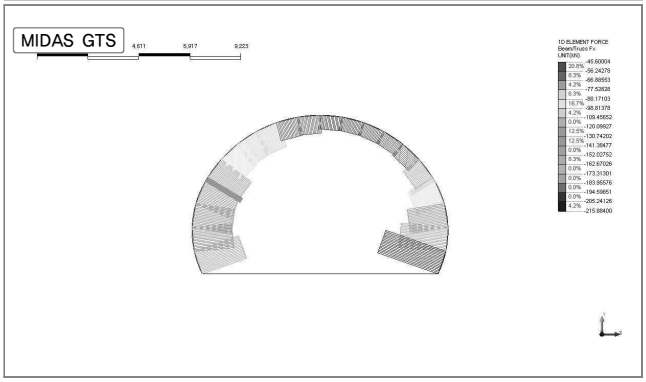
수평방향 변위도



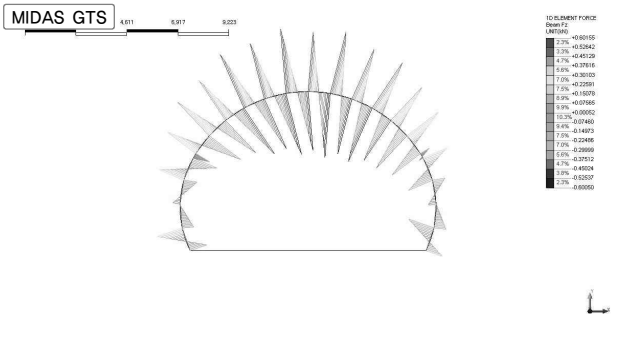
숏크리트 모멘트도



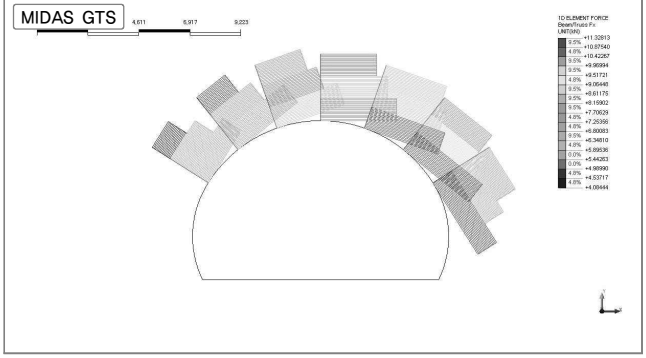
숏크리트 축력도



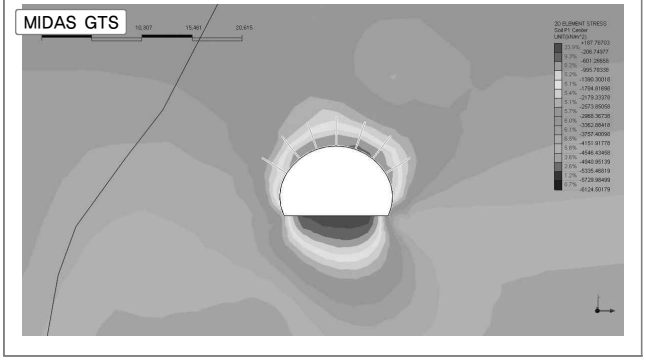
숏크리트 전단력도



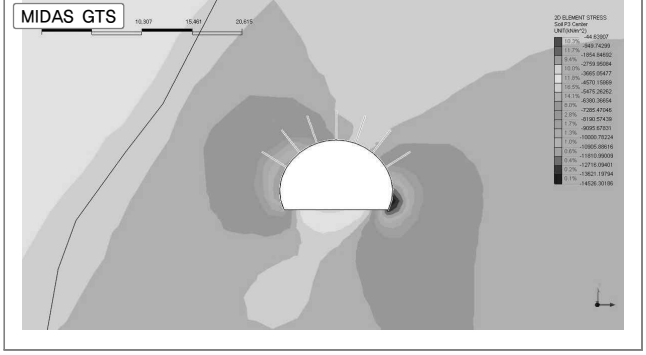
록볼트 축력도



최대주응력도

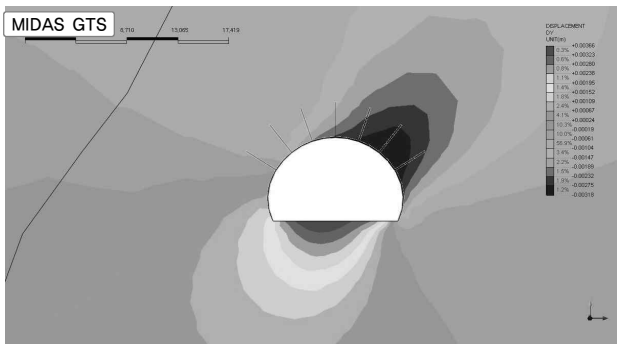


최소주응력도

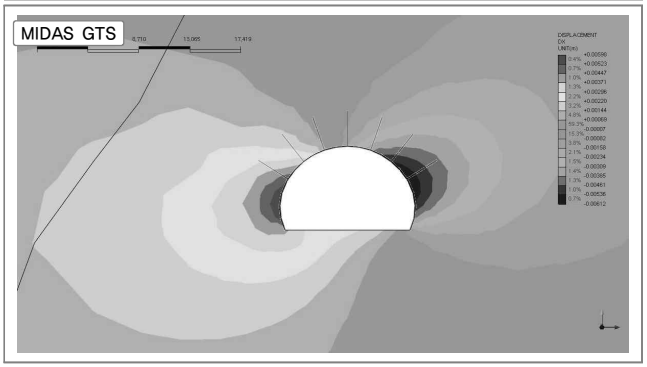


- K_0=2.5

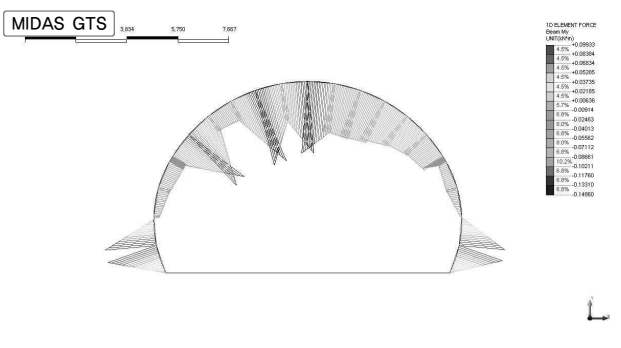
연직방향 변위도



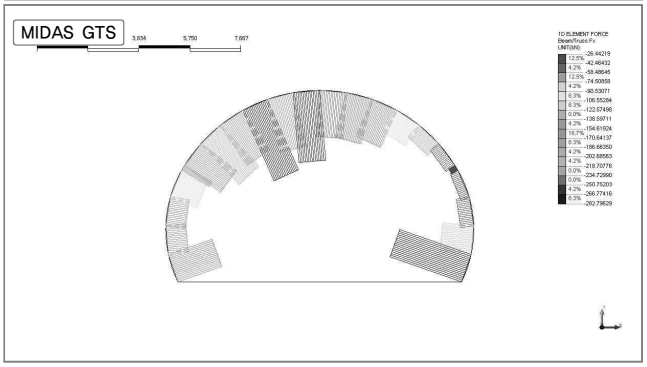
수평방향 변위도



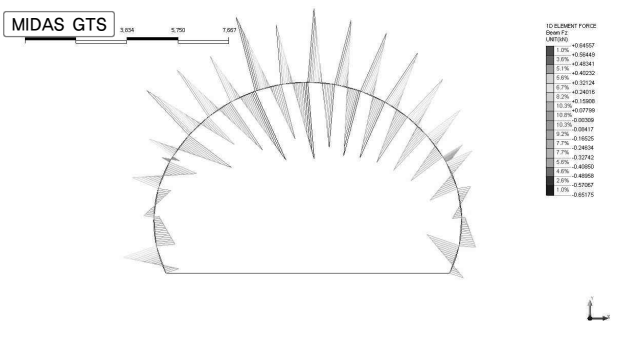
숏크리트 모멘트도



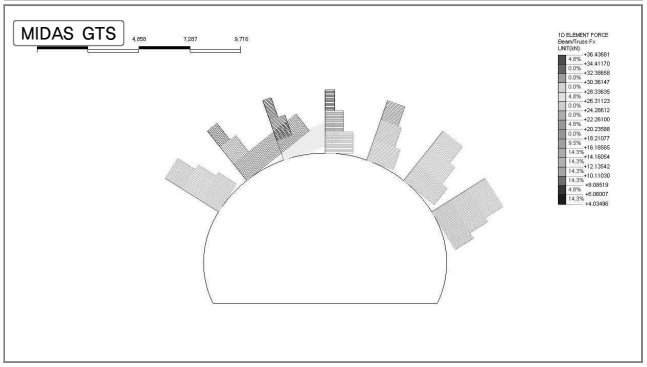
숏크리트 축력도



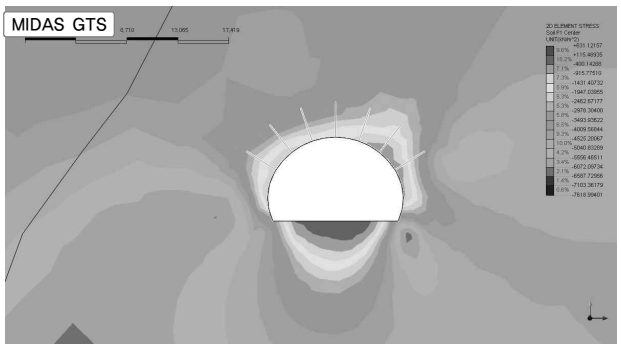
숏크리트 전단력도



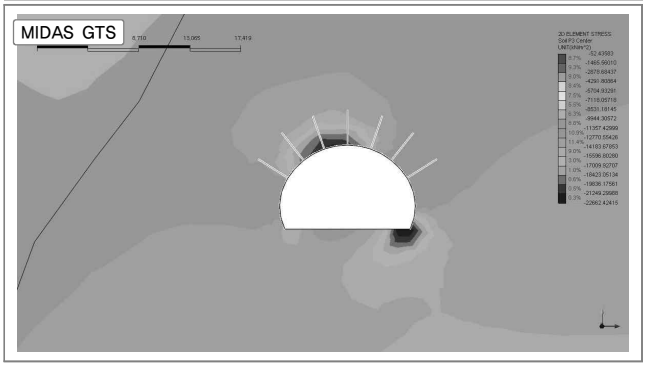
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-2구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

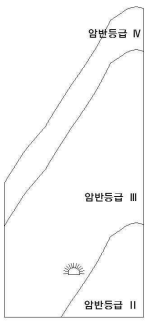
◉ 지보패턴 P-3

기본방향	• 지보패턴 P-3 적용구간 중 STA.2+800 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

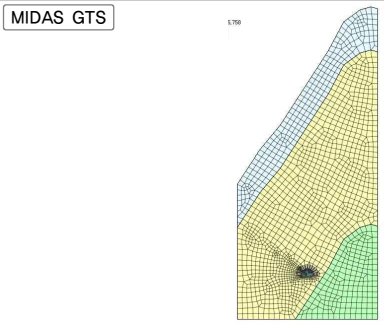
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 2+800
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

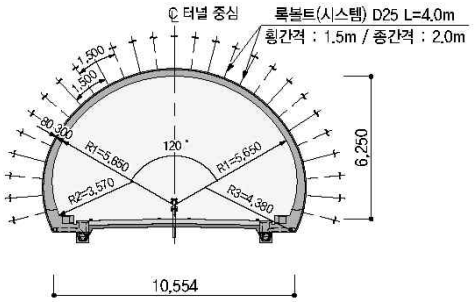
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		2.0
숏크리트 두께(mm)		80
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	2.0/1.5
보조공법		-

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

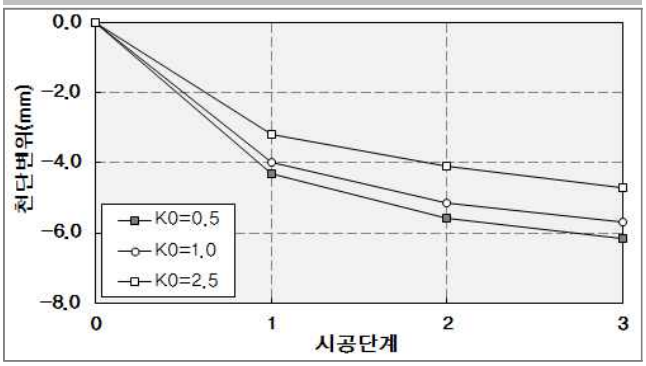
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

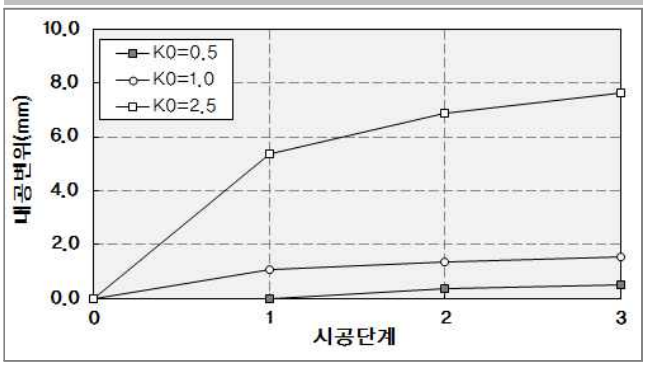
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	굴착 단계	60
S T E P 2	Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 3	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

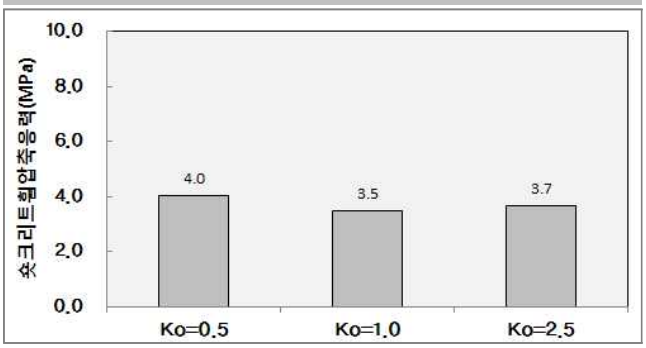
시공단계별 천단변위



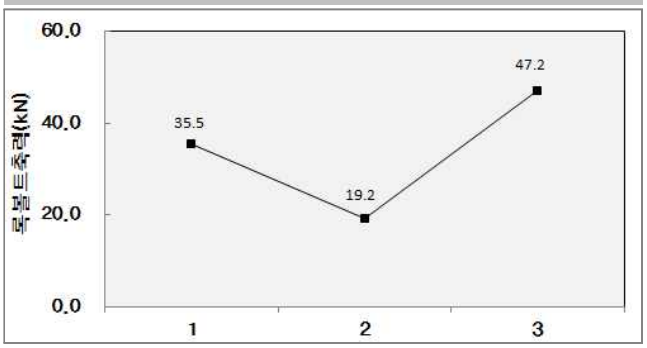
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

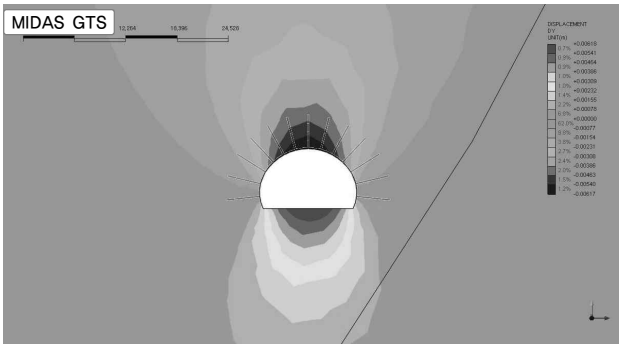


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–6.17	7.65	4.04	8.40	47.20	88.7	O.K

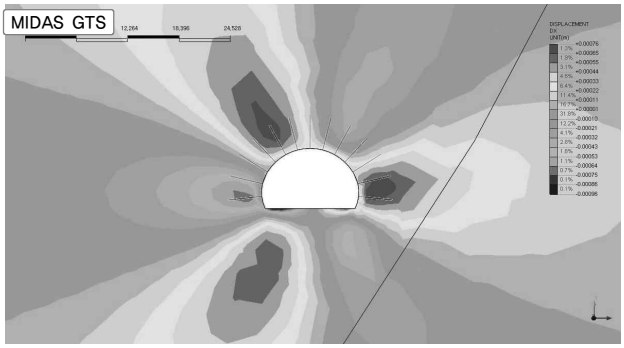
▌해석결과도

- K_0=0.5

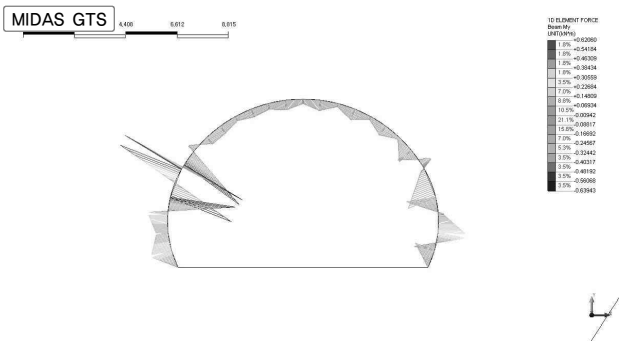
연직방향 변위도



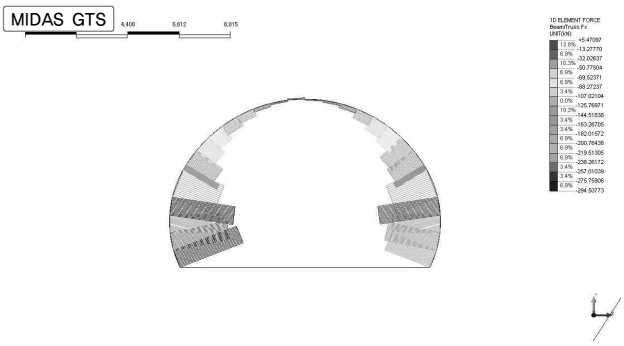
수평방향 변위도



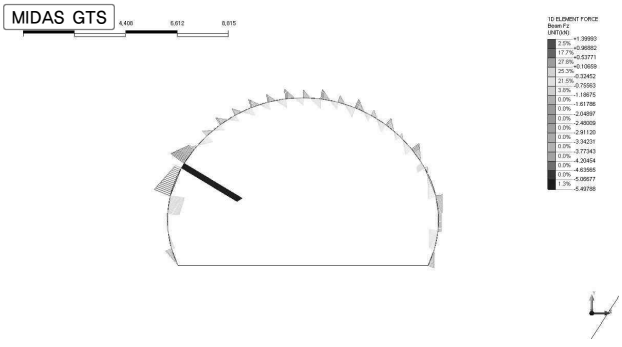
숏크리트 모멘트도



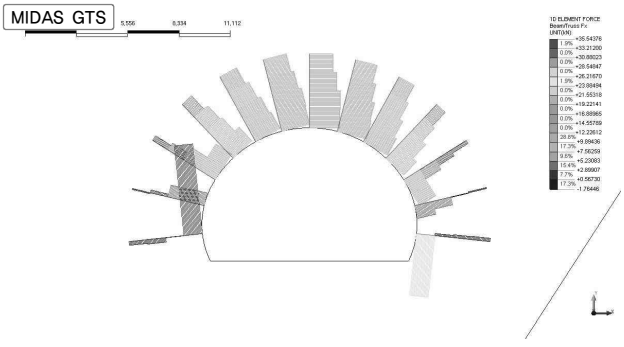
숏크리트 축력도



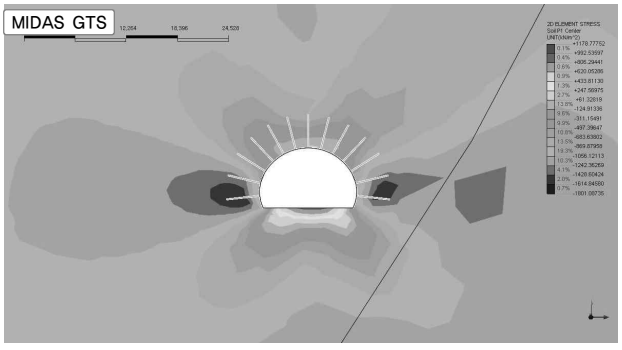
숏크리트 전단력도



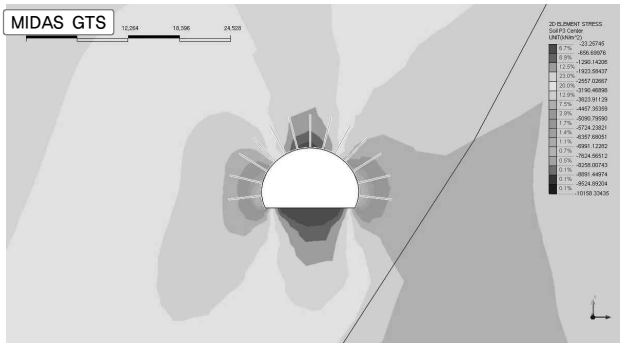
록볼트 축력도



최대주응력도

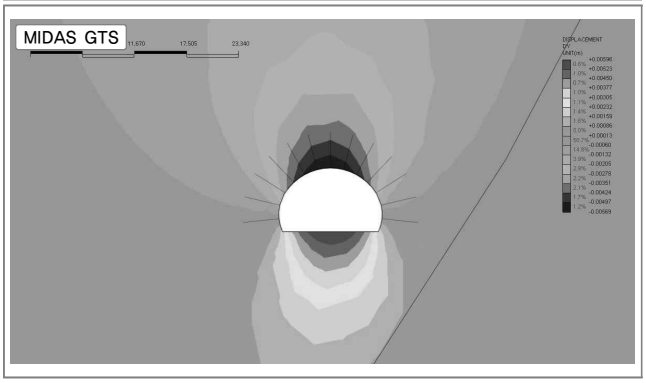


최소주응력도

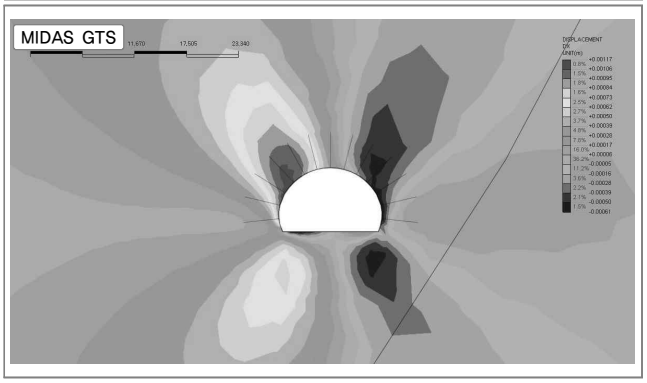


- K_0=1.0

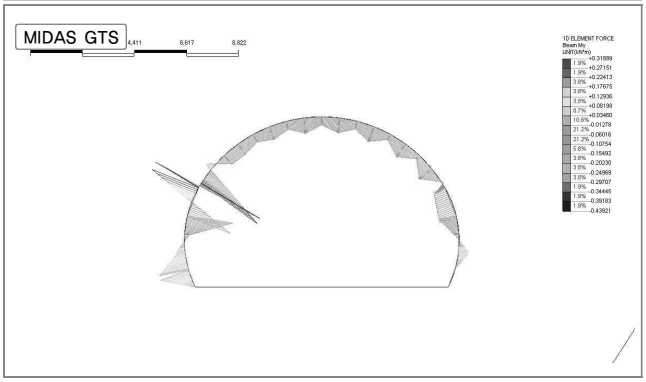
연직방향 변위도



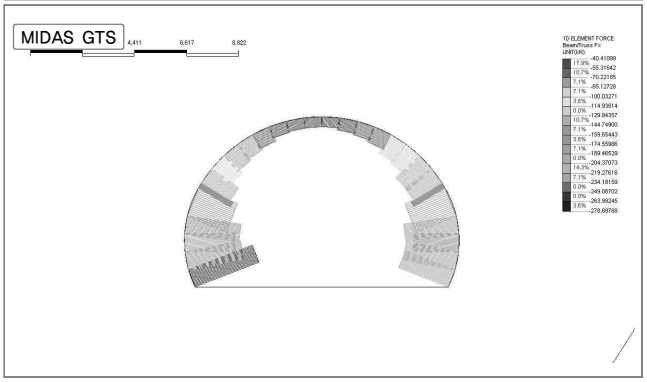
수평방향 변위도



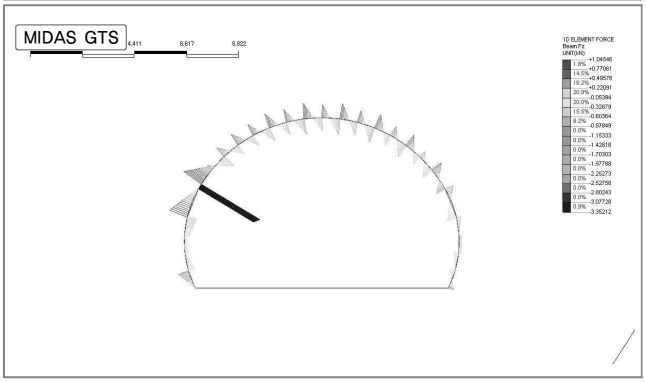
숏크리트 모멘트도



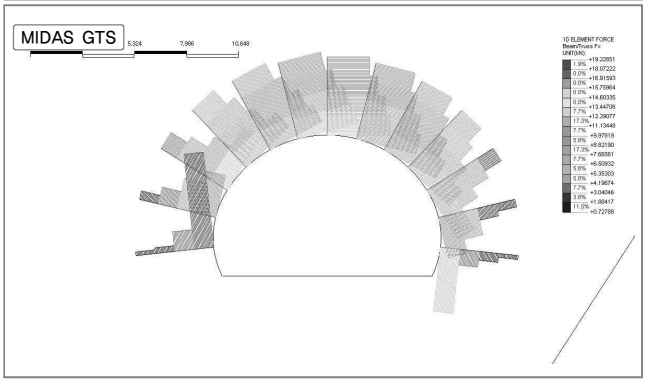
숏크리트 축력도



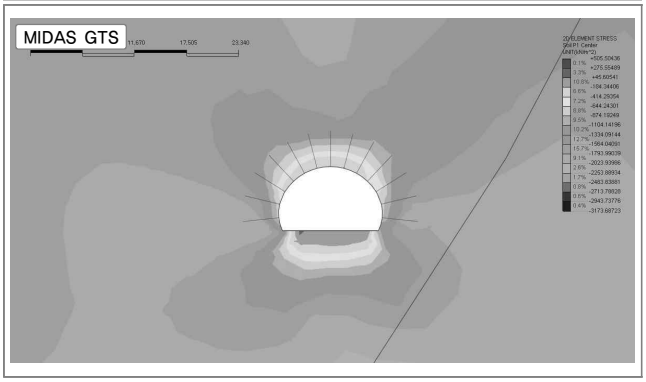
숏크리트 전단력도



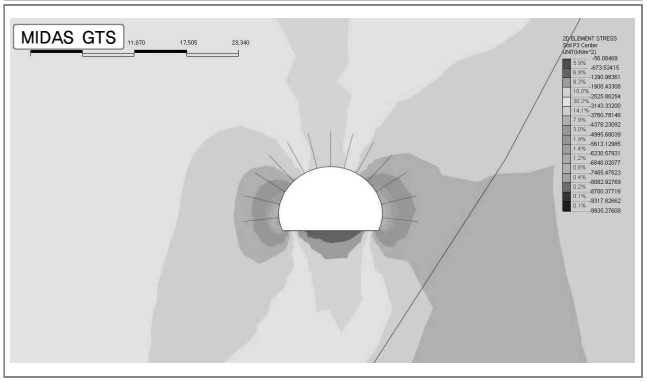
록볼트 축력도



최대주응력도

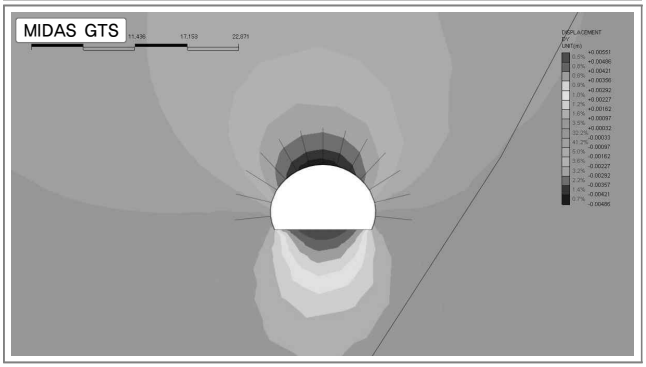


최소주응력도

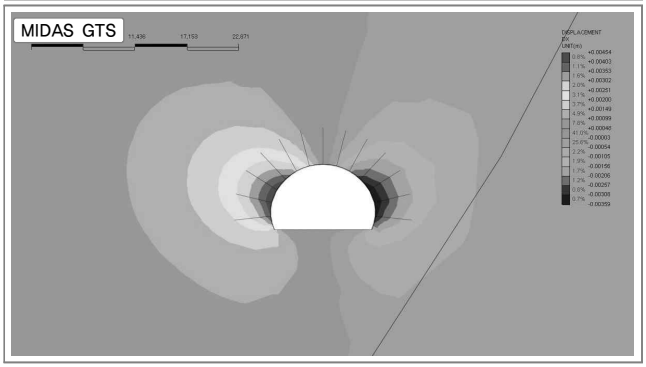


- K_0=2.5

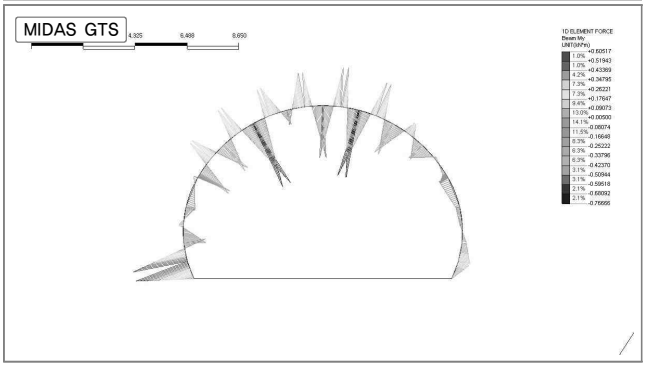
연직방향 변위도



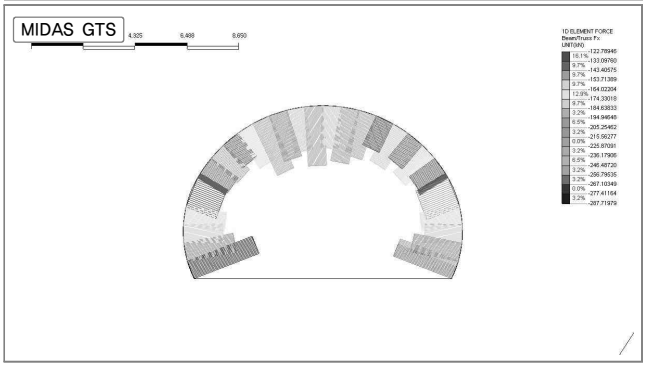
수평방향 변위도



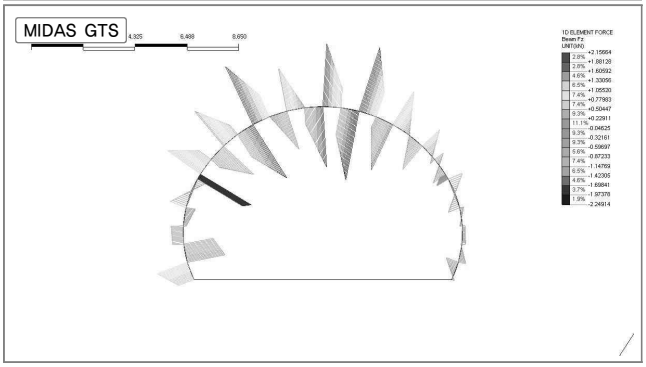
숏크리트 모멘트도



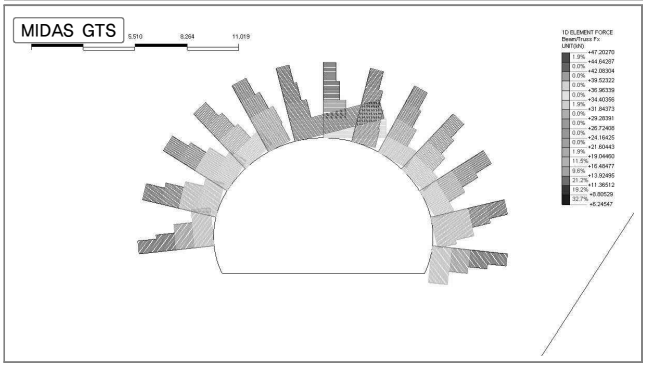
숏크리트 축력도



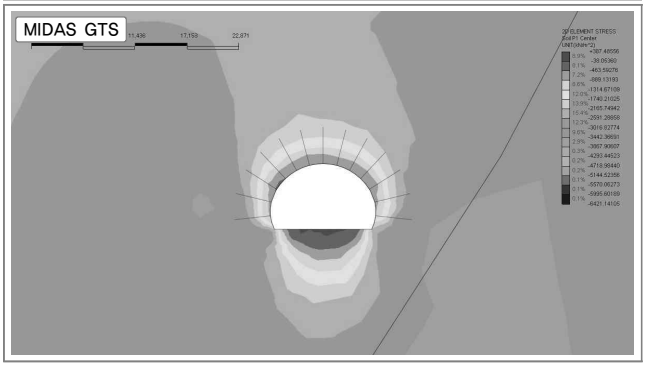
숏크리트 전단력도



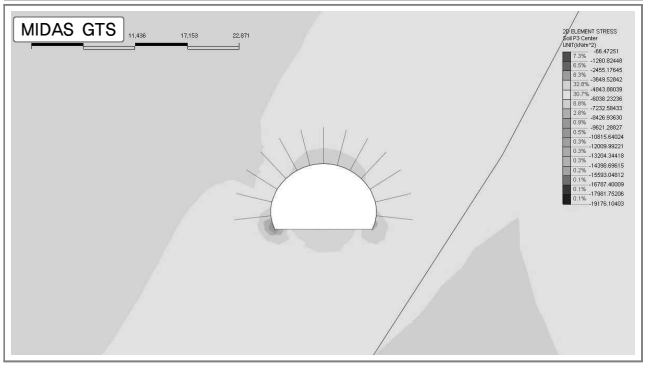
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P–3구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

◉ 지보패턴 P-4

기본방향	• 지보패턴 P-4 적용구간 중 STA.2+645구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 2+645
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

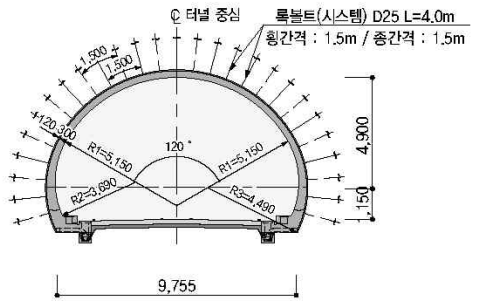
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.5
보조공법		1.5

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

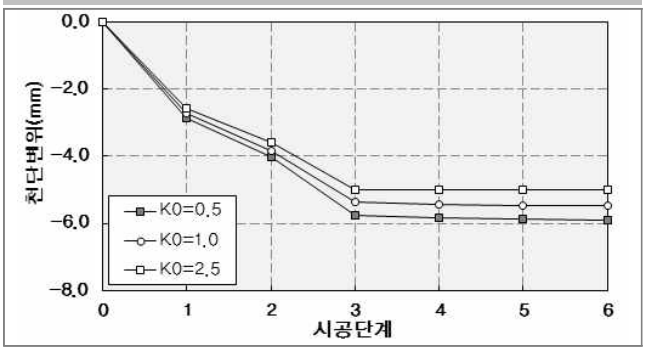
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

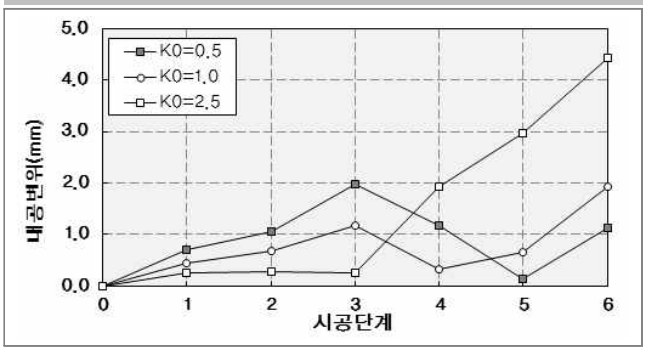
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반굴착	50
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 4	하반굴착	50
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

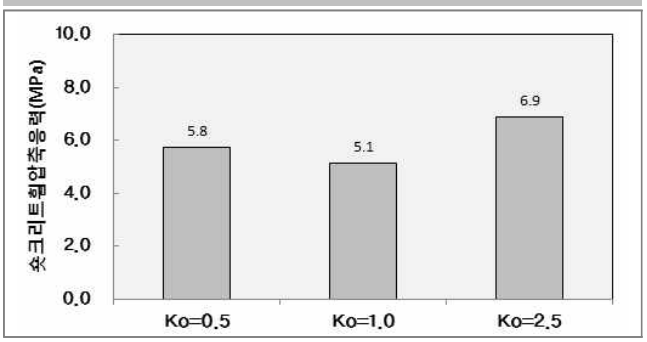
시공단계별 천단변위



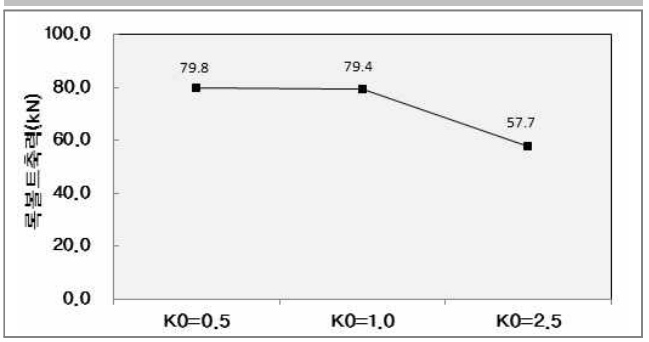
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

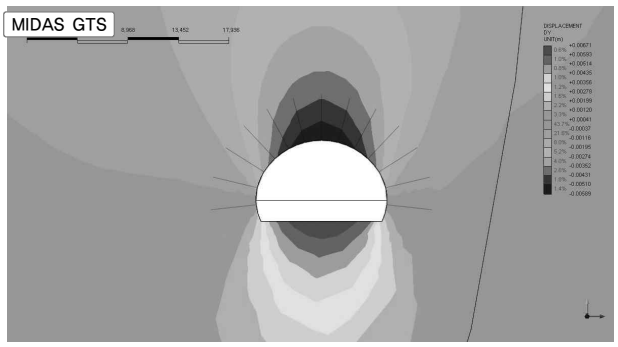


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–5.89	4.42	6.88	8.40	79.77	88.7	O.K

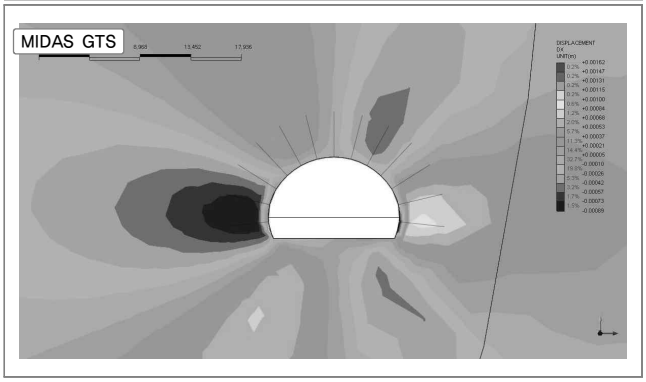
▌해석결과도

- K_0=0.5

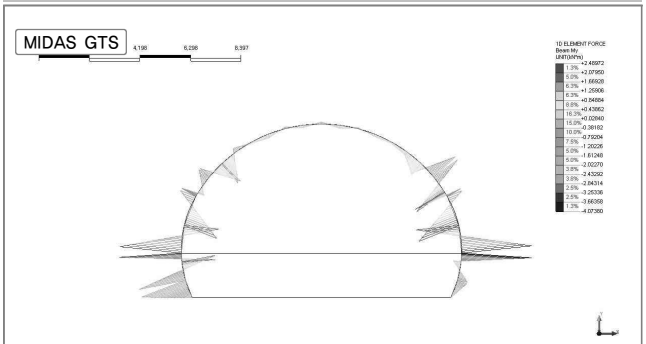
연직방향 변위도



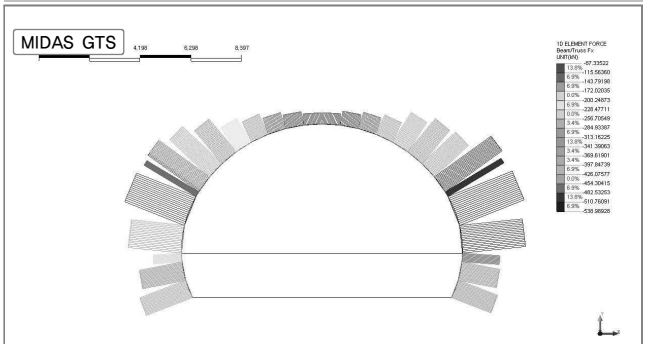
수평방향 변위도



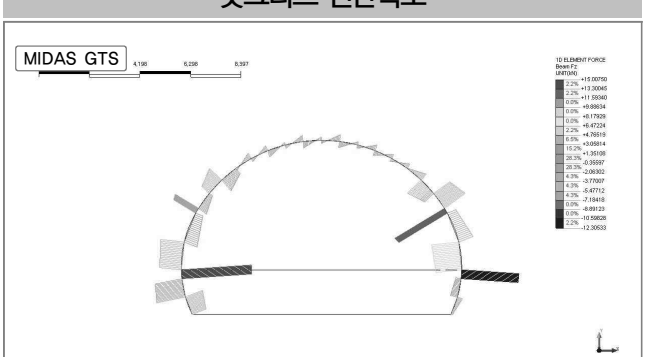
숏크리트 모멘트도



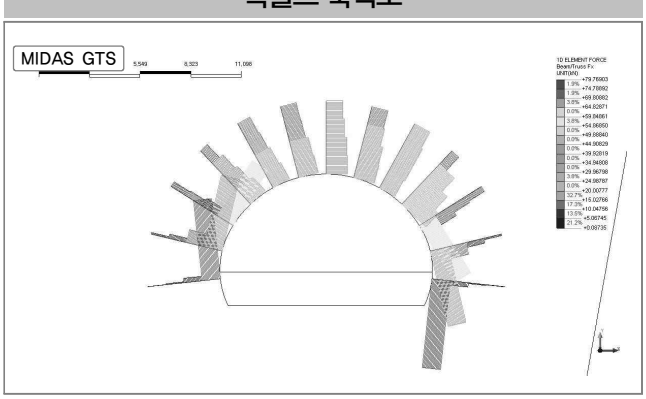
숏크리트 축력도



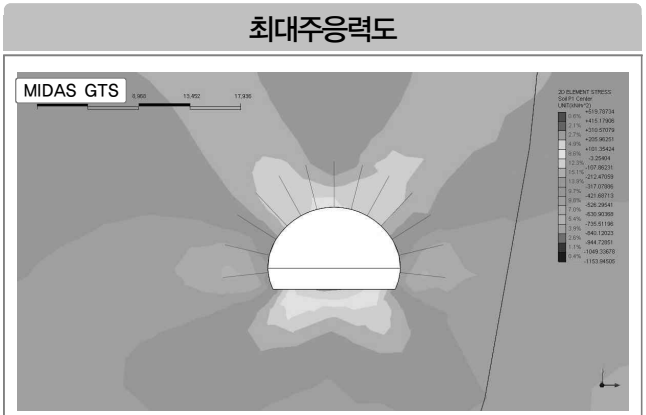
숏크리트 전단력도



록볼트 축력도



최대주응력도

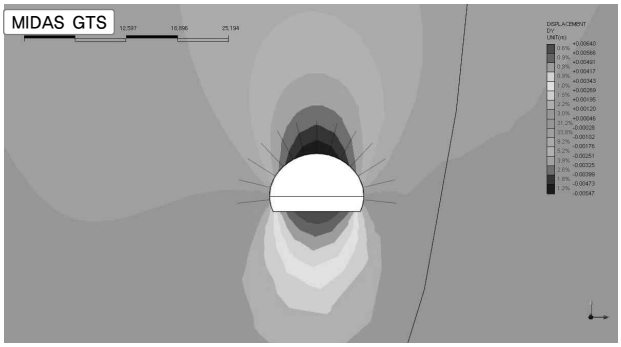


최소주응력도

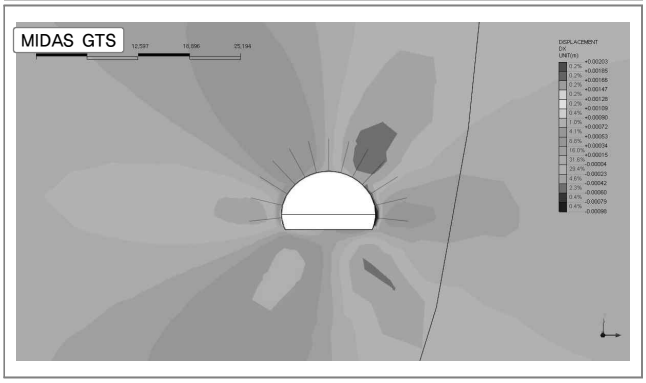


- K_0=1.0

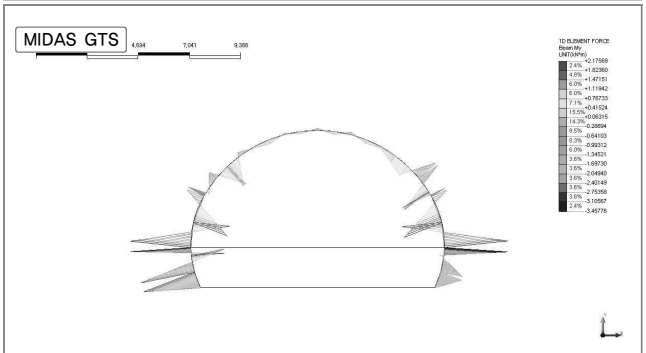
연직방향 변위도



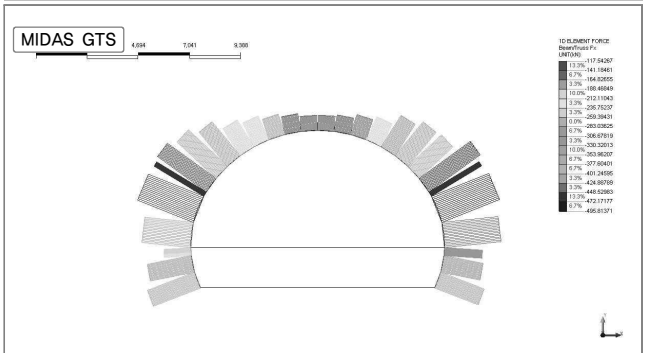
수평방향 변위도



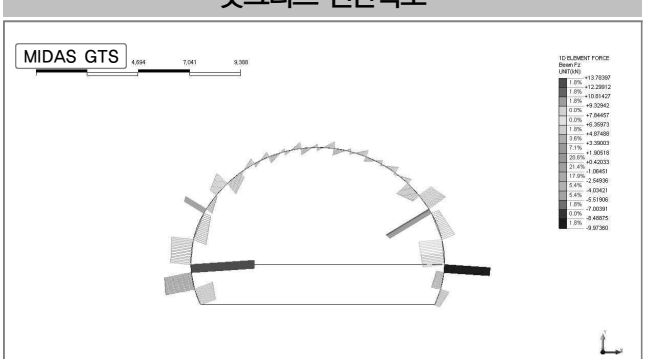
숏크리트 모멘트도



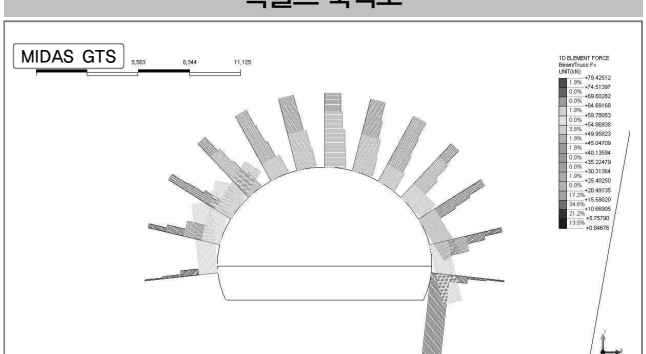
숏크리트 축력도



숏크리트 전단력도



록볼트 축력도



최대주응력도

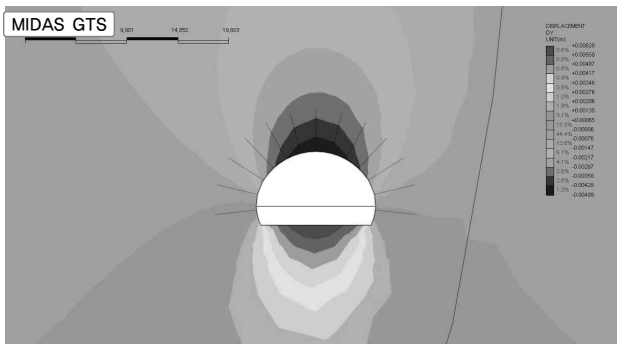


최소주응력도

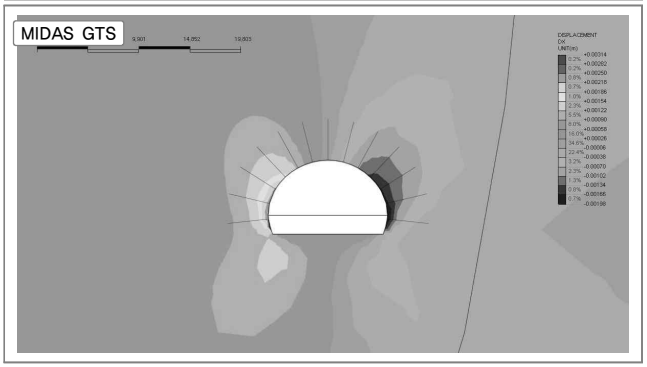


- K_0=2.5

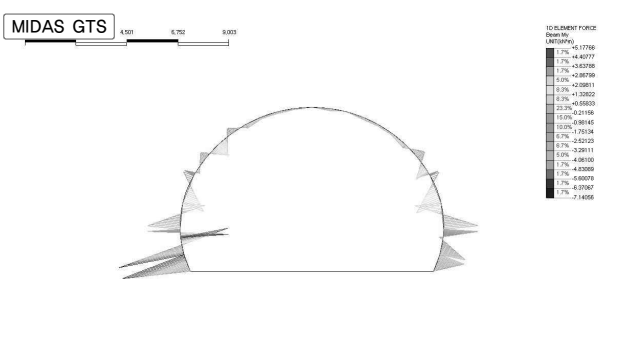
연직방향 변위도



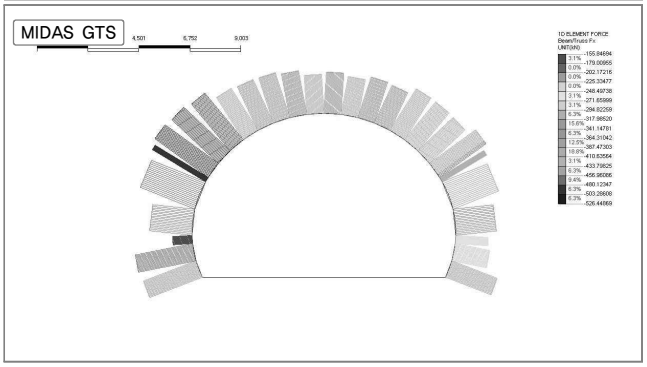
수평방향 변위도



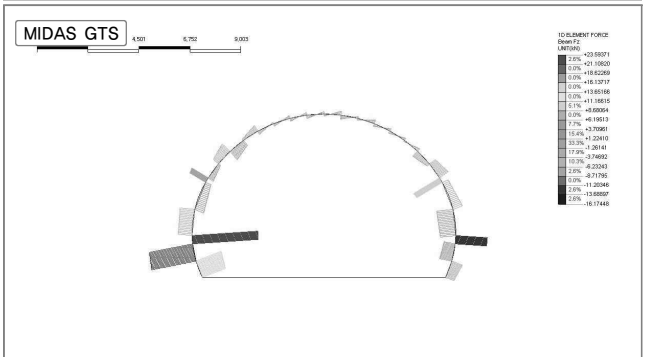
숏크리트 모멘트도



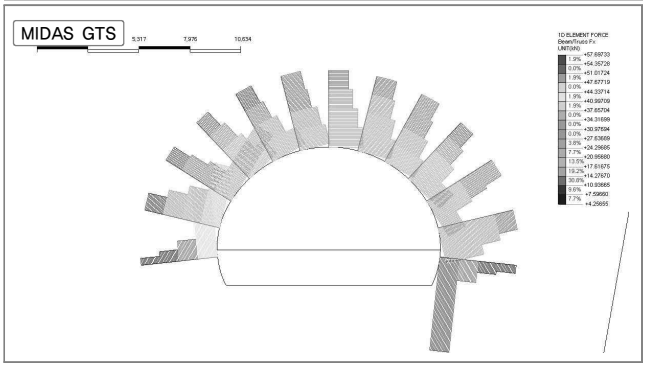
숏크리트 축력도



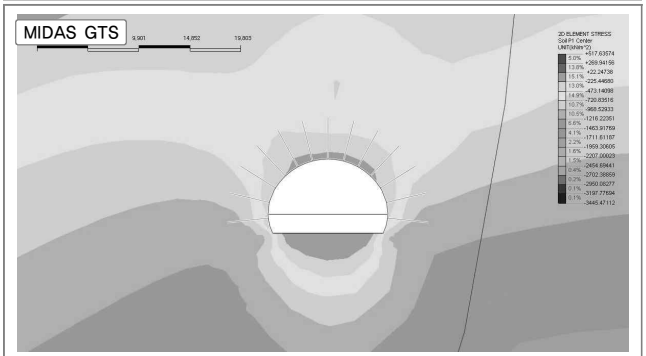
숏크리트 전단력도



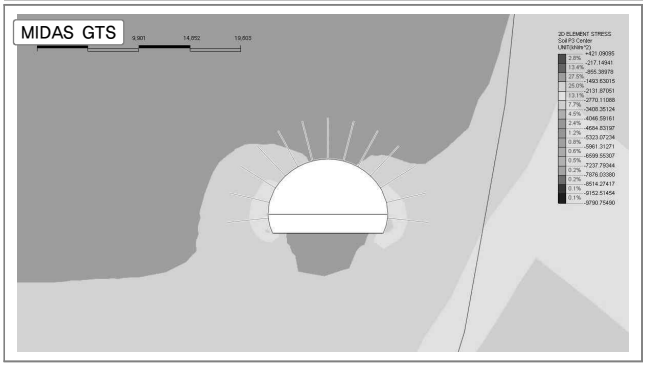
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과	• 지보패턴 P–4구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

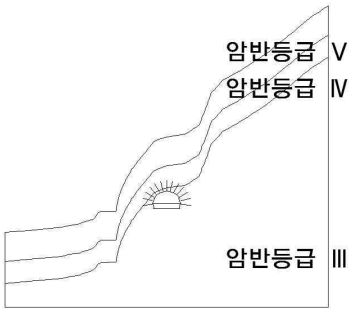
◉ 지보패턴 P-5-1

기본방향	• 지보패턴 P-5-1 적용구간 중 STA.2+500 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

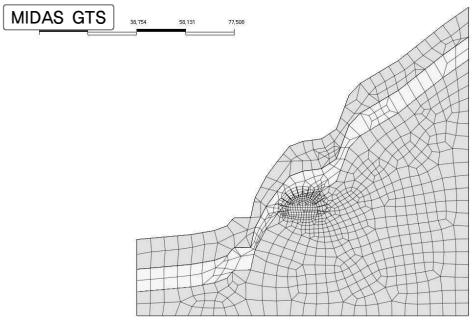
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 2+500
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

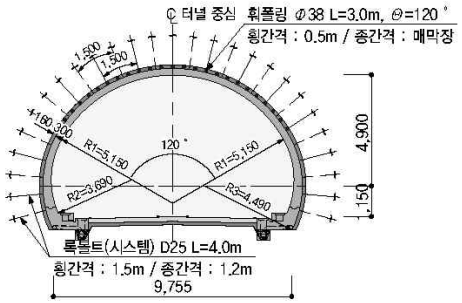
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		휘폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

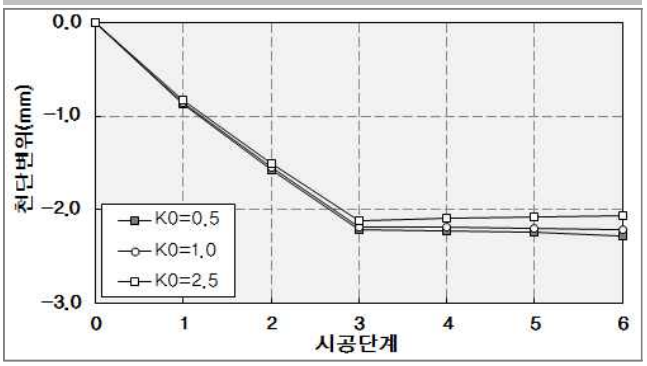
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

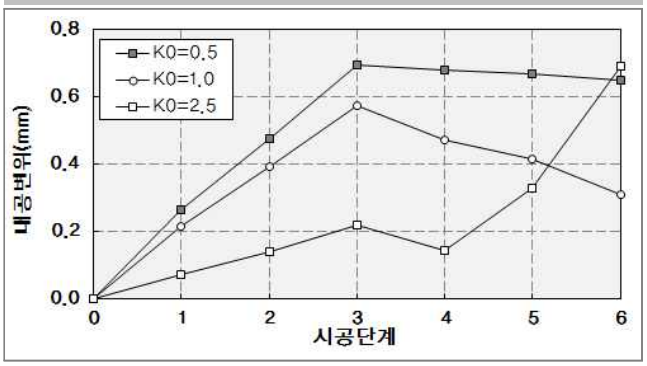
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반굴착	40
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 3	Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 4	하반굴착	40
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	40

▌해석결과

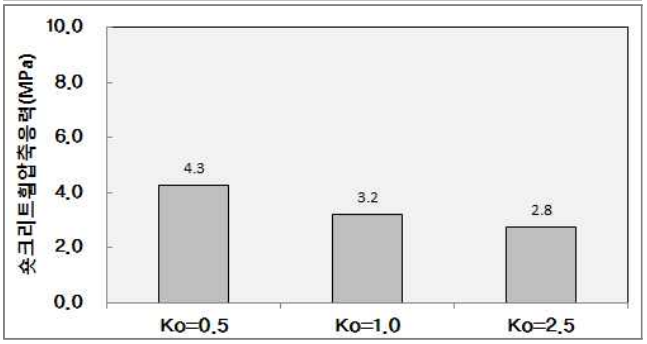
시공단계별 천단변위



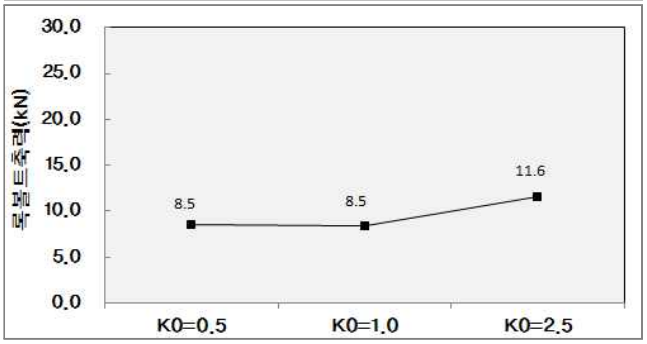
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

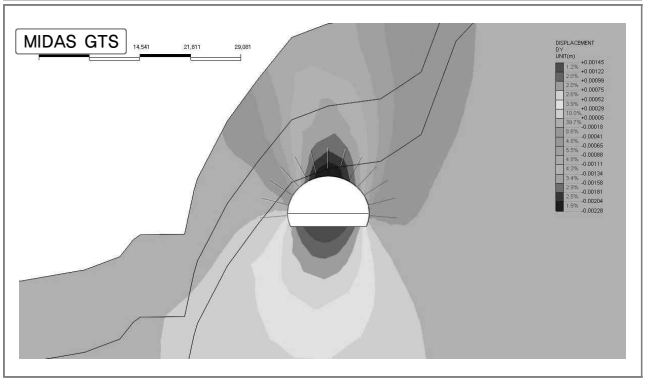


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–2.28	0.69	4.28	8.40	11.61	88.7	O.K

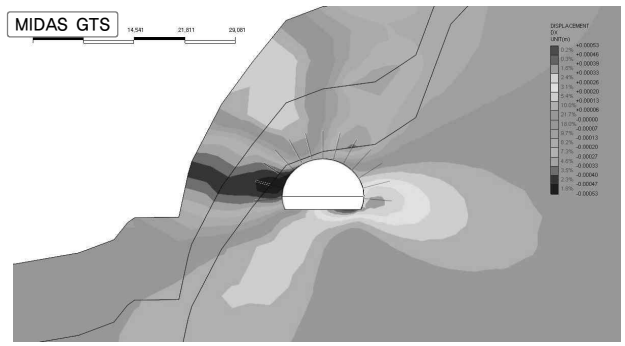
▌해석결과도

- K_0=0.5

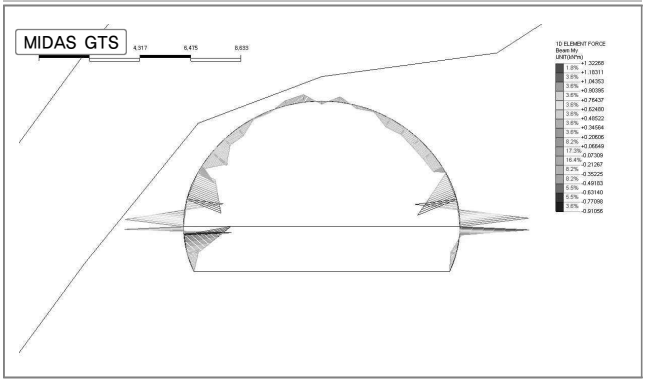
연직방향 변위도



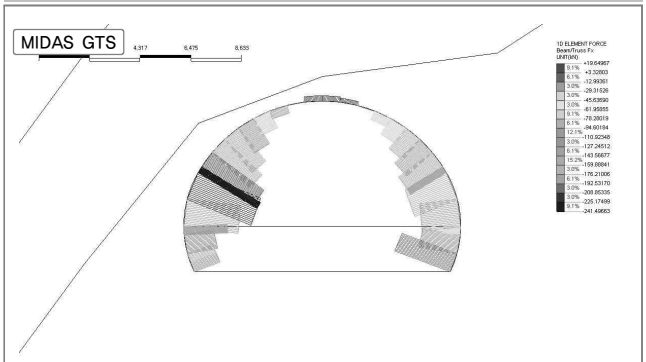
수평방향 변위도



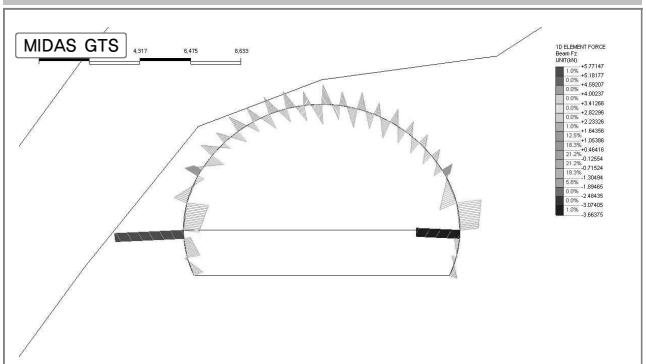
숏크리트 모멘트도



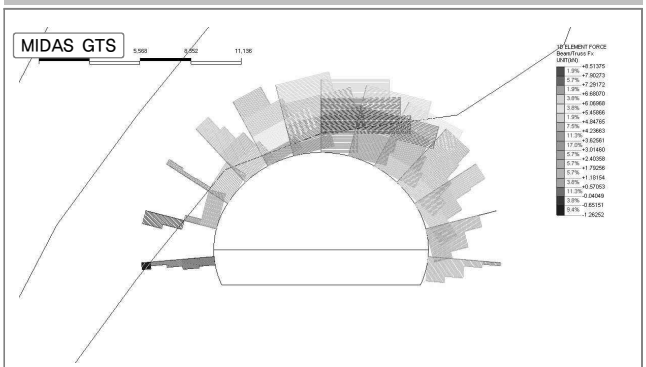
숏크리트 축력도



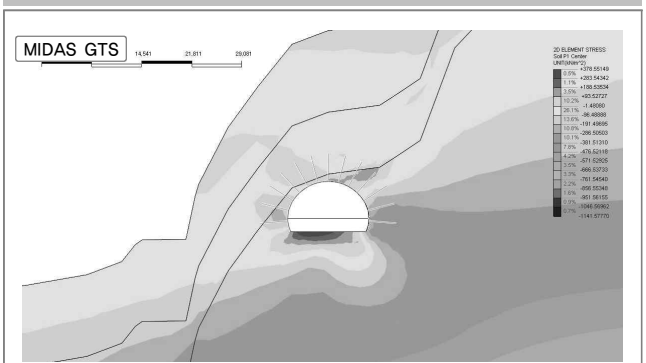
숏크리트 전단력도



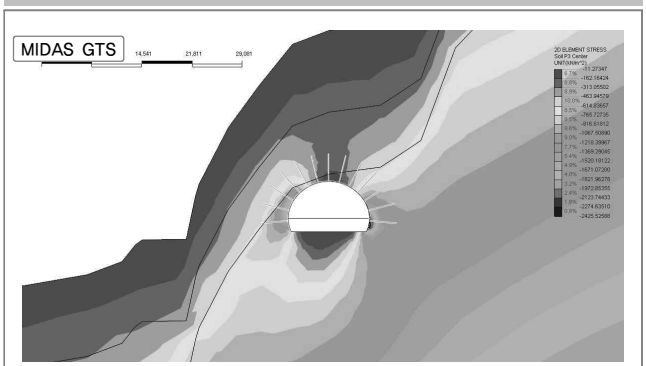
록볼트 축력도



최대주응력도

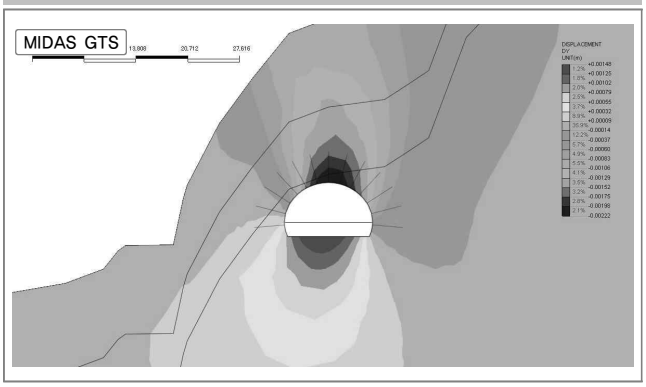


최소주응력도

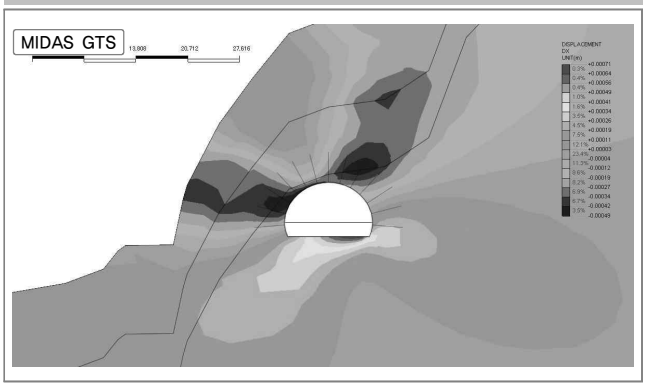


- K_0=1.0

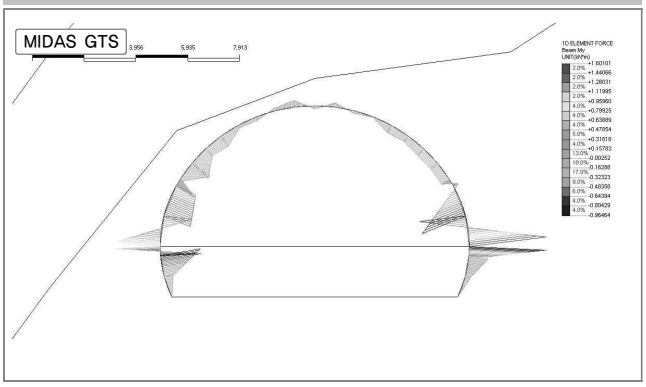
연직방향 변위도



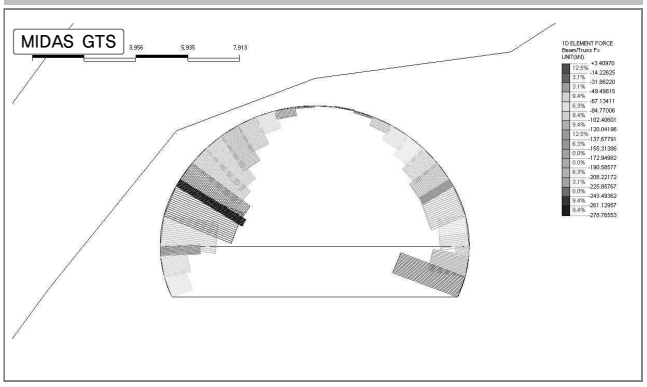
수평방향 변위도



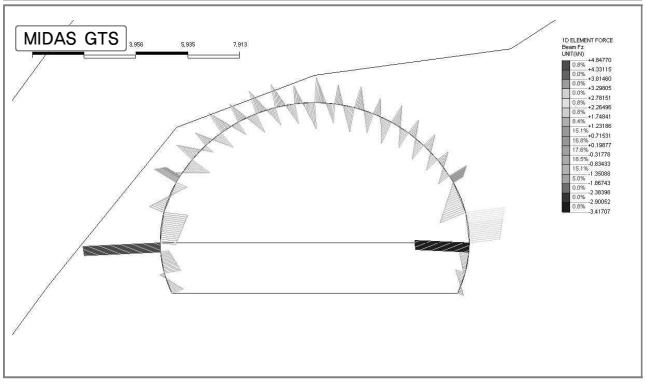
숏크리트 모멘트도



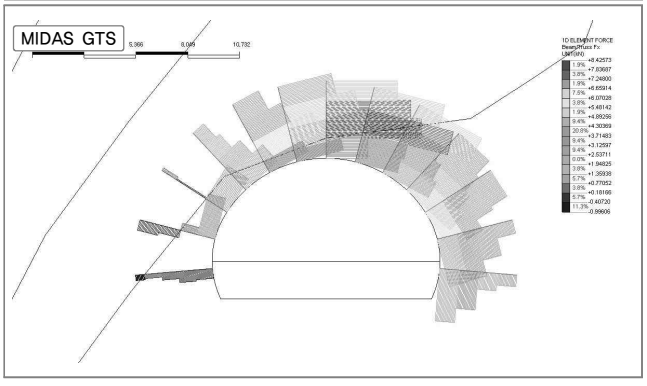
숏크리트 축력도



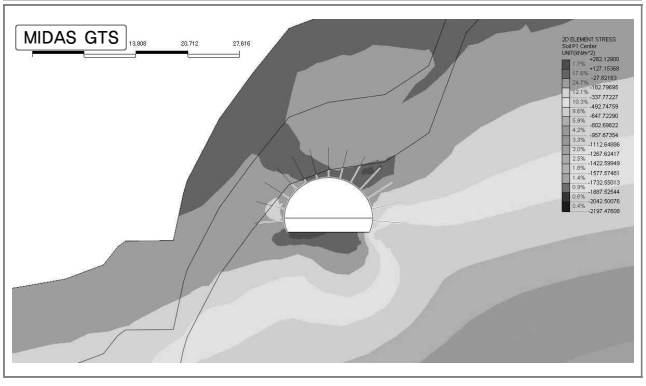
숏크리트 전단력도



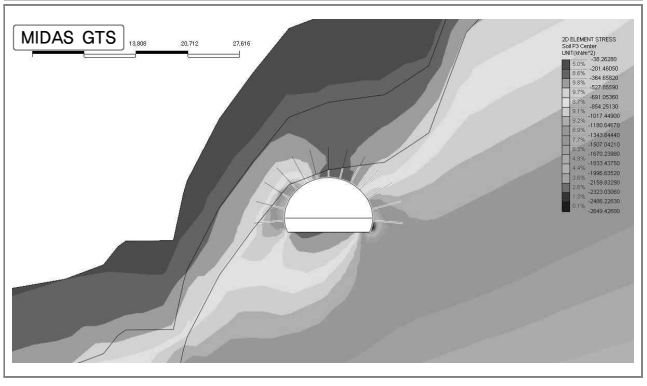
록볼트 축력도



최대주응력도

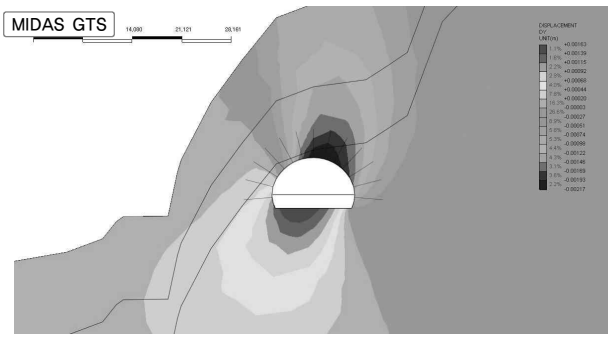


최소주응력도

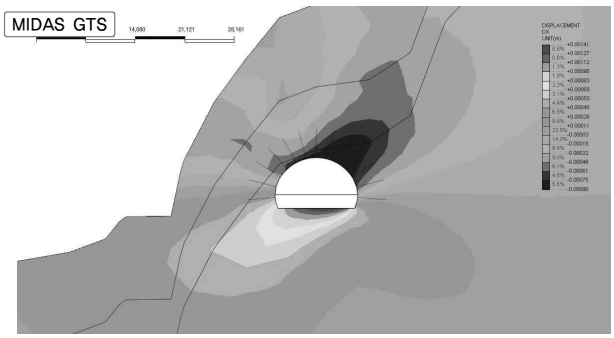


- K_0=2.5

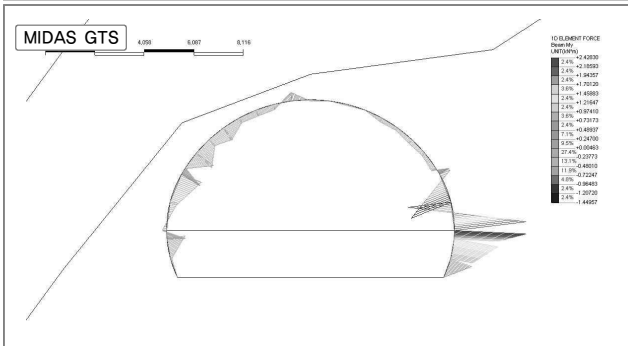
연직방향 변위도



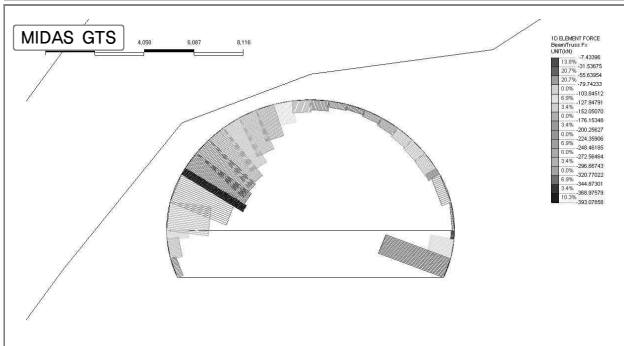
수평방향 변위도



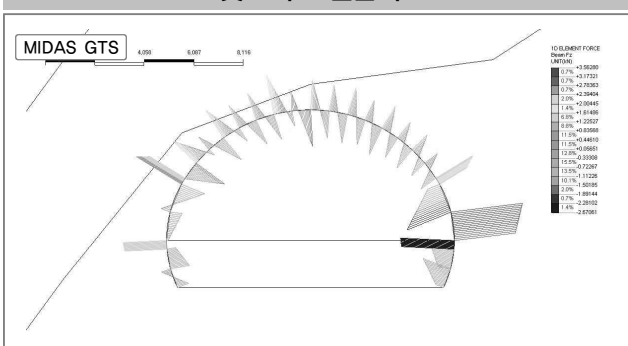
숏크리트 모멘트도



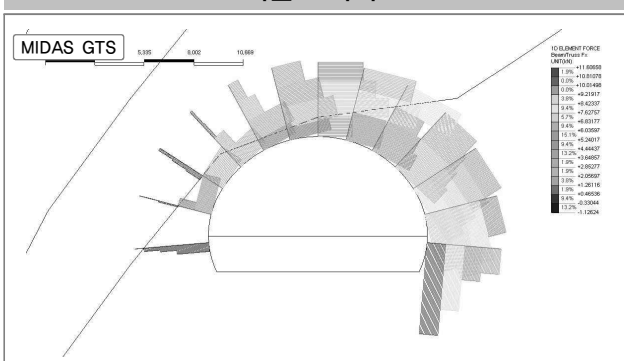
숏크리트 축력도



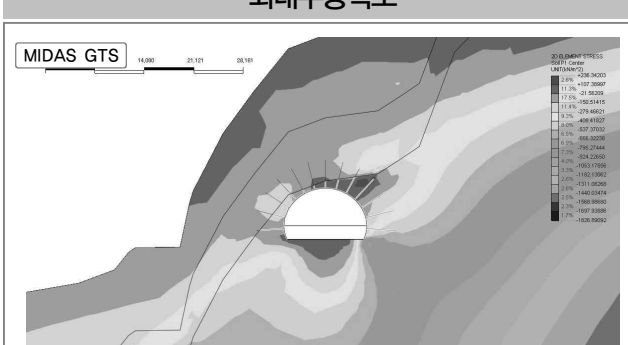
숏크리트 전단력도



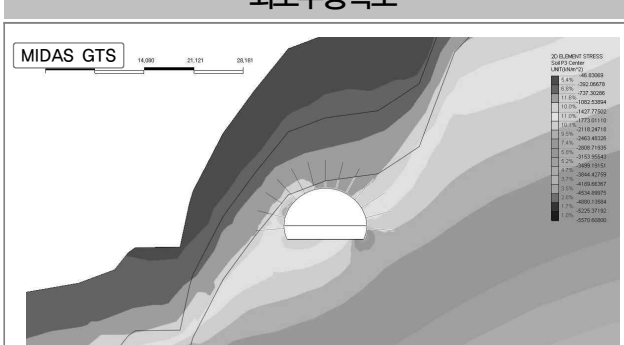
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P–5–1구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

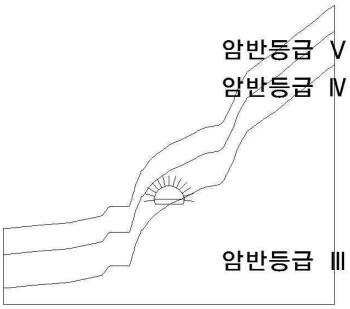
◉ 지보패턴 P-6-1

기본방향	• 지보패턴 P-6-1 적용구간 중 STA.2+493 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

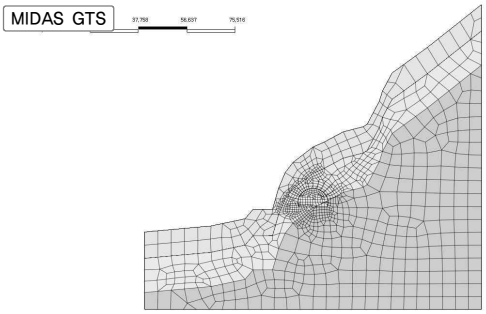
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 2+493
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

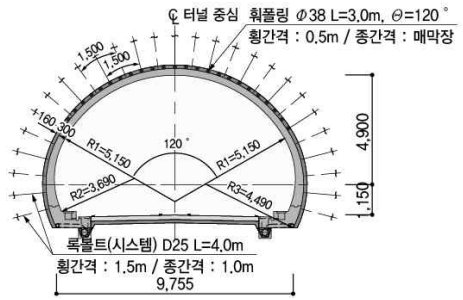
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

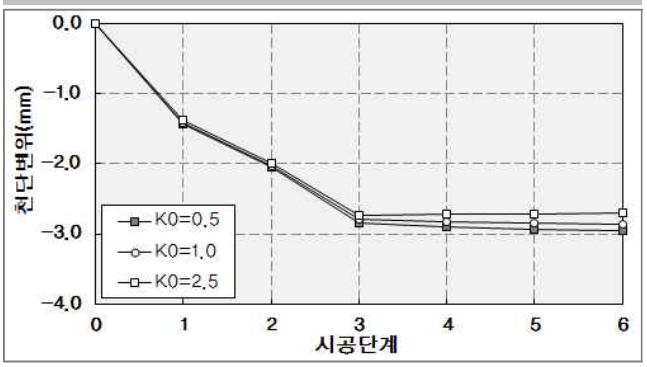
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

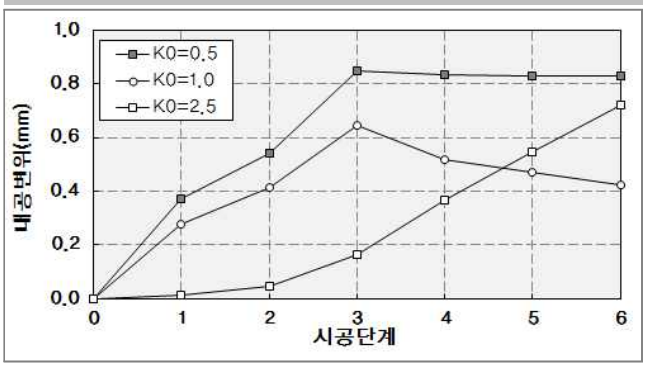
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반굴착	50
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	Soft Shotcrete + Rock Bolt	30
S T E P 4	하반굴착	60
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

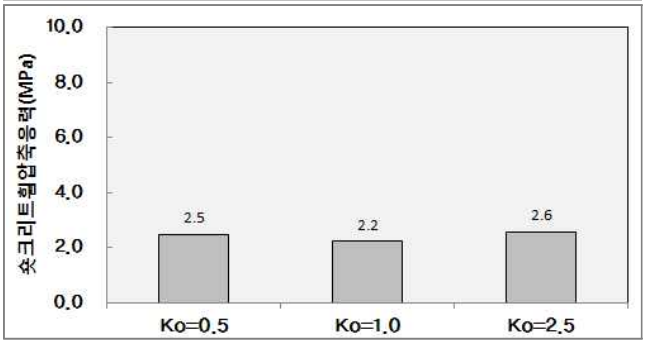
시공단계별 천단변위



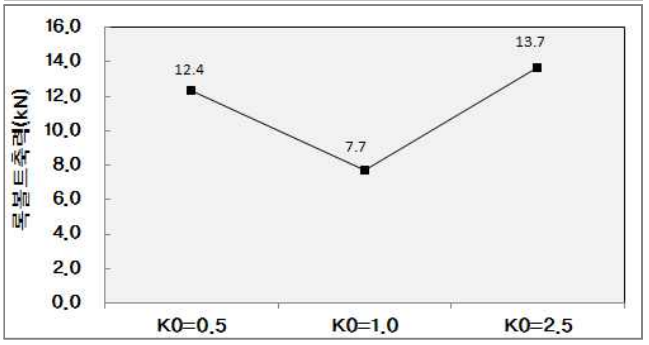
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

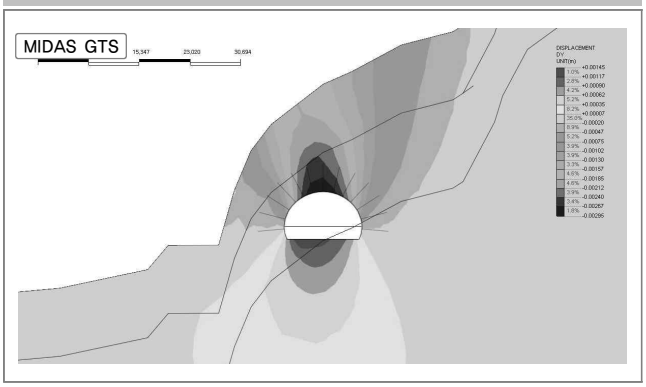


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–2.95	0.85	2.57	8.40	13.70	88.7	O.K

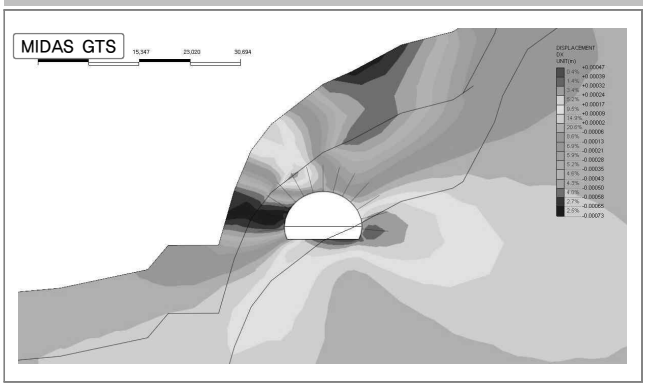
▌해석결과도

- K_0=0.5

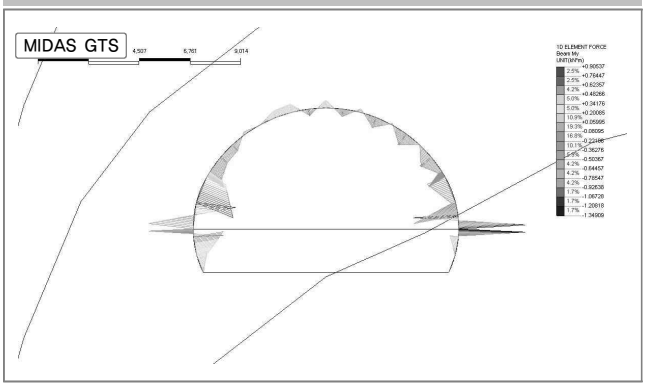
연직방향 변위도



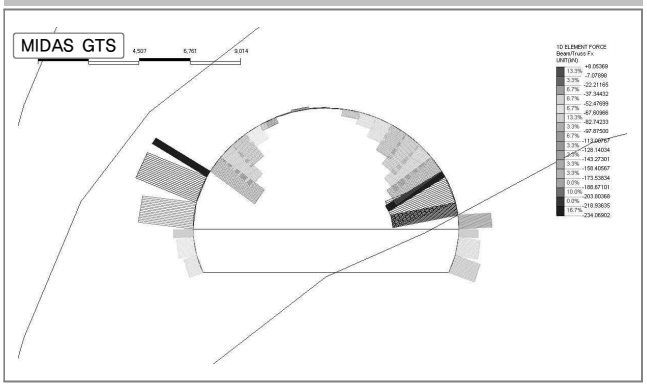
수평방향 변위도



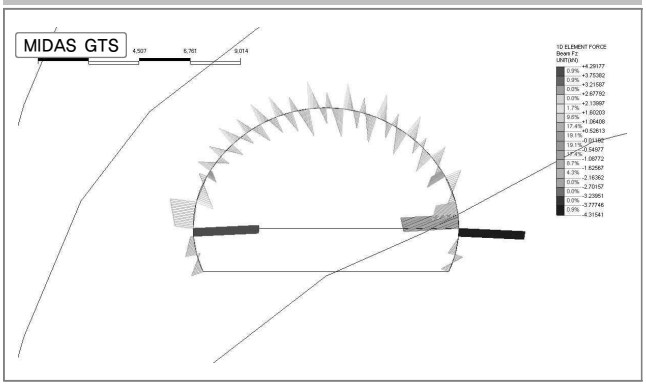
숏크리트 모멘트도



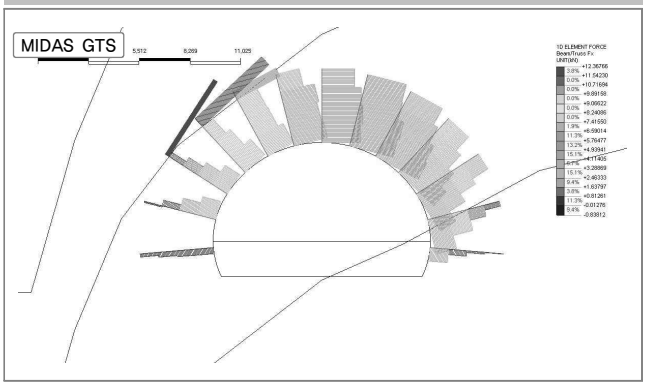
숏크리트 축력도



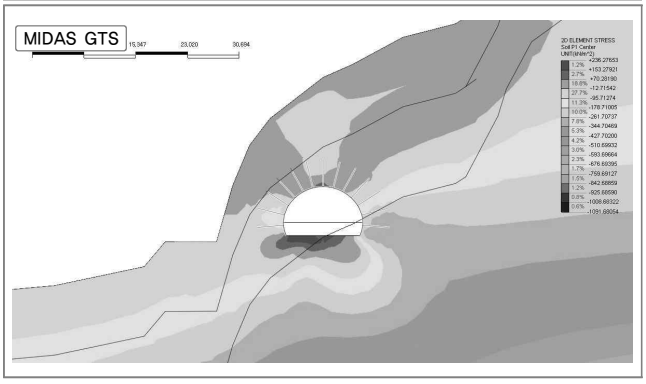
숏크리트 전단력도



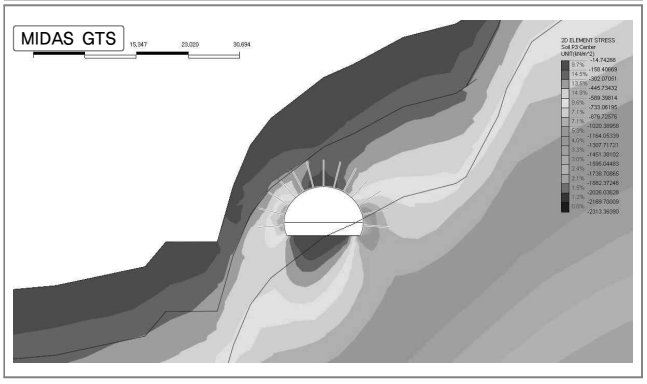
록볼트 축력도



최대주응력도

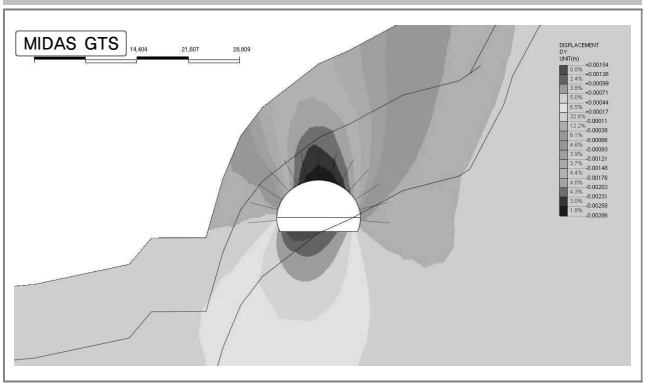


최소주응력도

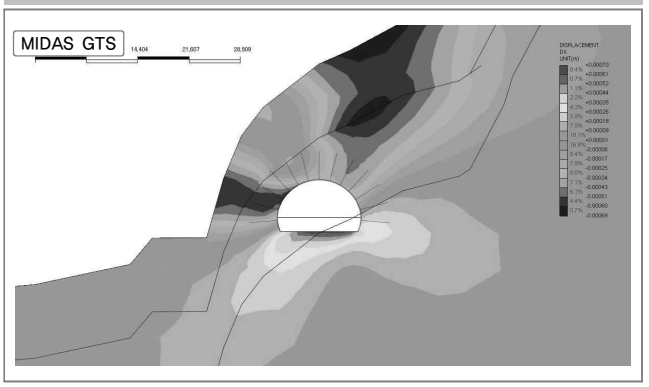


- K_0=1.0

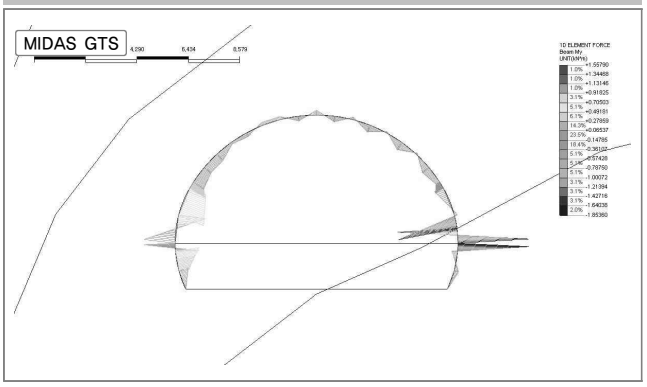
연직방향 변위도



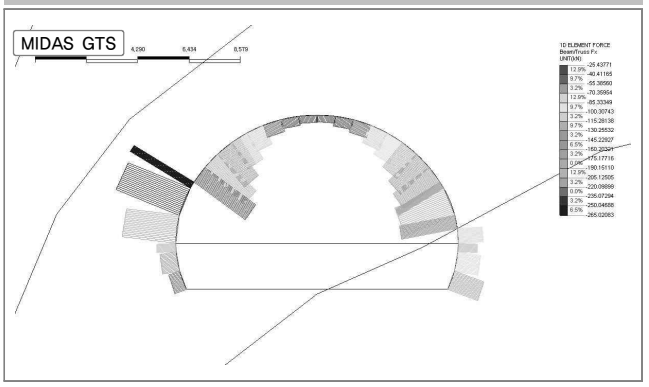
수평방향 변위도



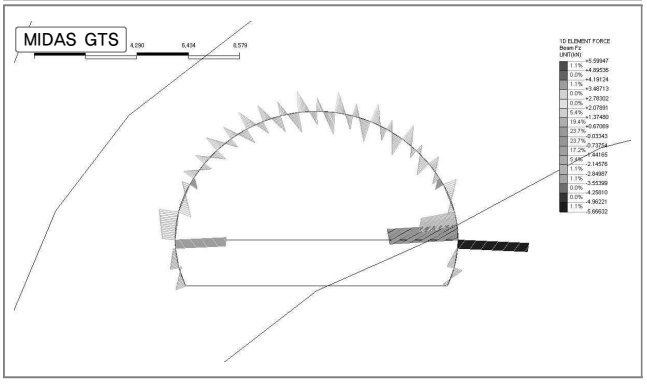
숏크리트 모멘트도



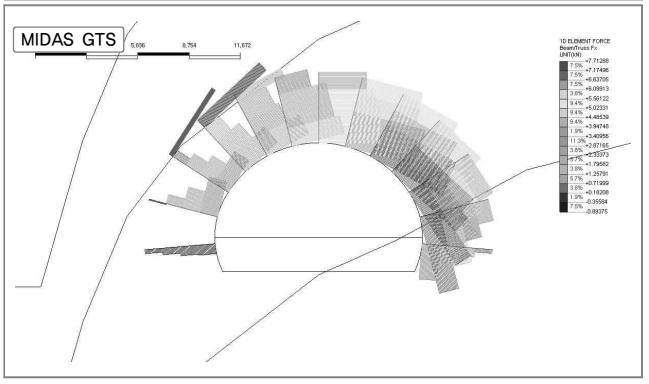
숏크리트 축력도



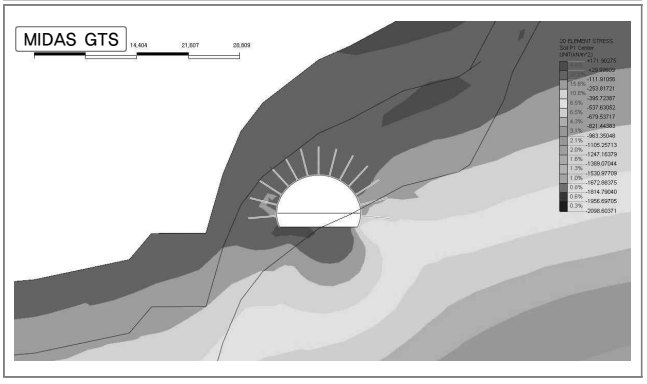
숏크리트 전단력도



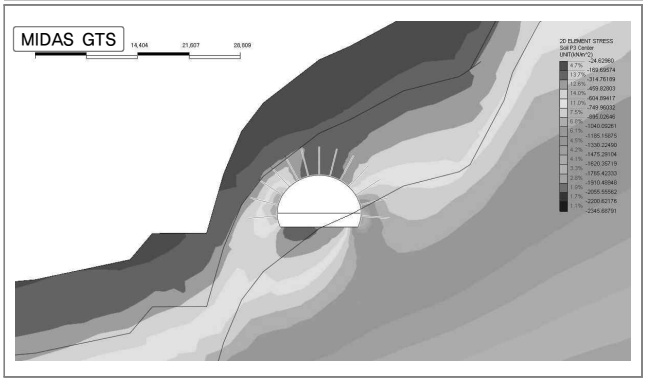
록볼트 축력도



최대주응력도

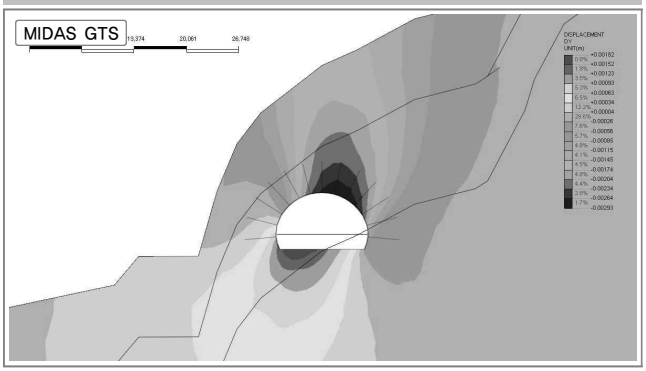


최소주응력도

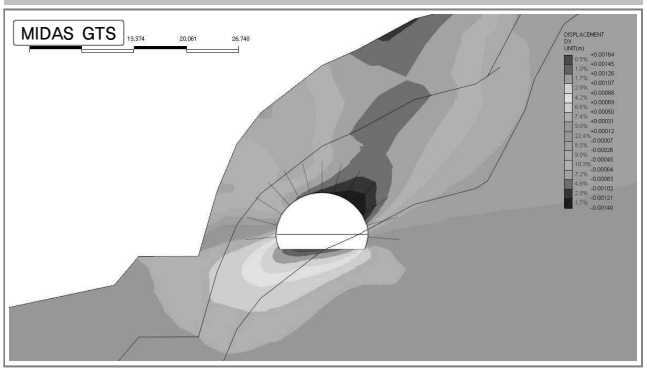


• K_0=2.5

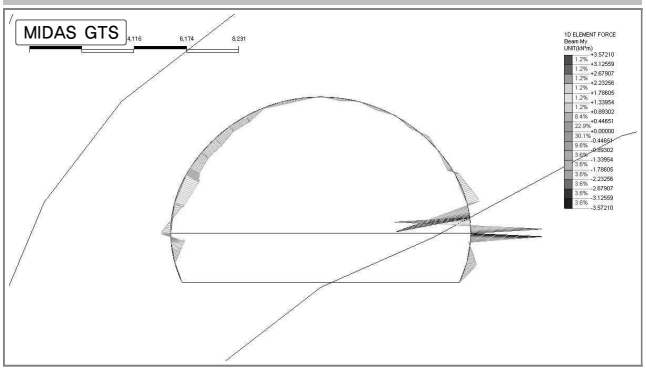
연직방향 변위도



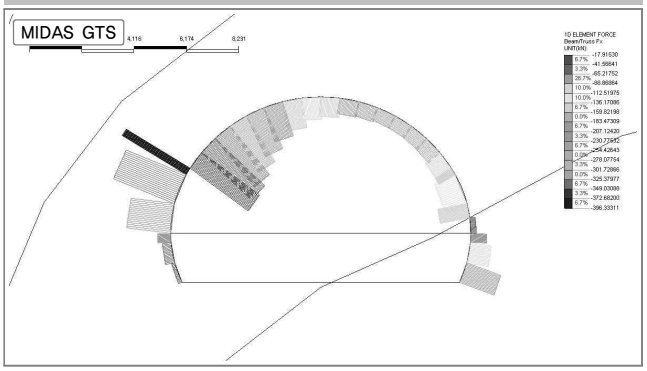
수평방향 변위도



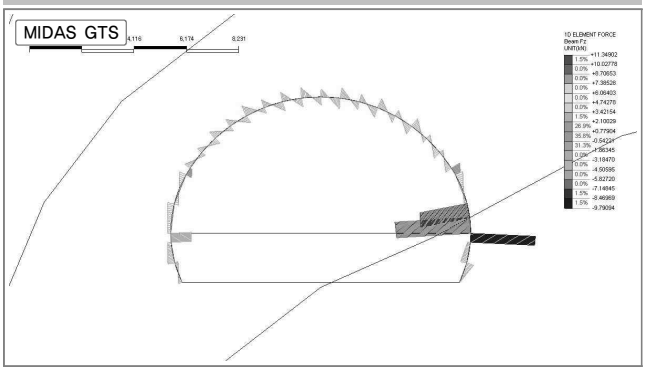
숏크리트 모멘트도



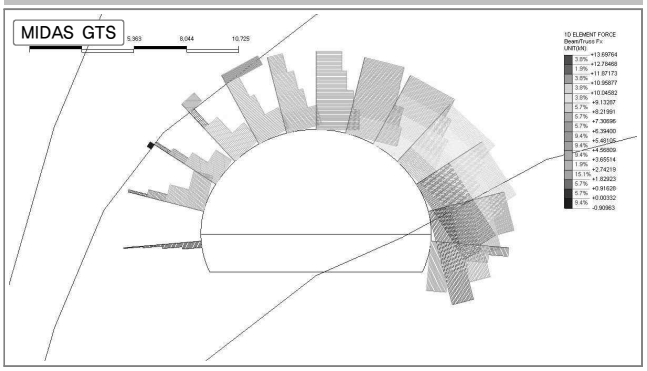
숏크리트 축력도



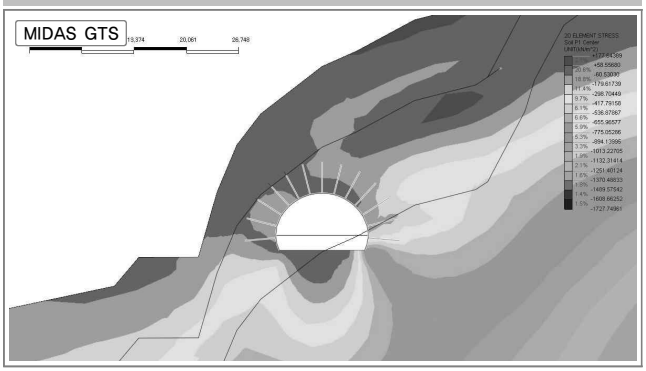
숏크리트 전단력도



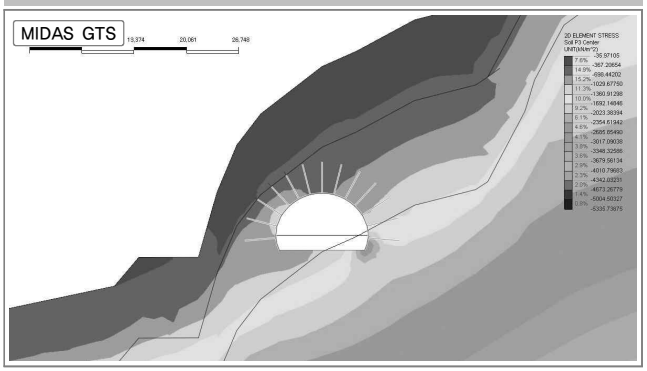
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과	• 지보패턴 P-6-1구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

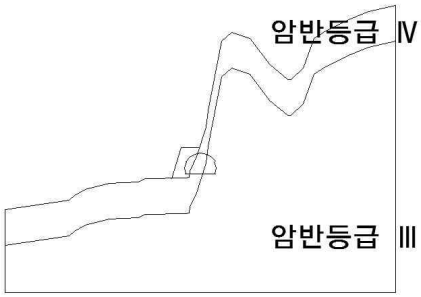
◉ 지보패턴 P-6-4

기본방향	• 지보패턴 P-6-4 적용구간 중 STA. 3+050 구간을 대표단면으로 선정하여 굴착으로 인한 발생변위 및 지보재 응력을 분석하여 안정성 검토 수행

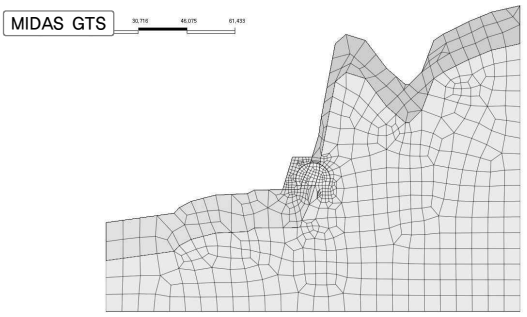
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 3+050.00
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
해 석 영 역	• 터널 좌·우 5D, 하부 4D
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

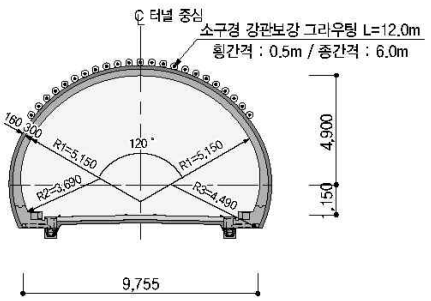
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	–
	종/횡방향(m)	–
보조공법		강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

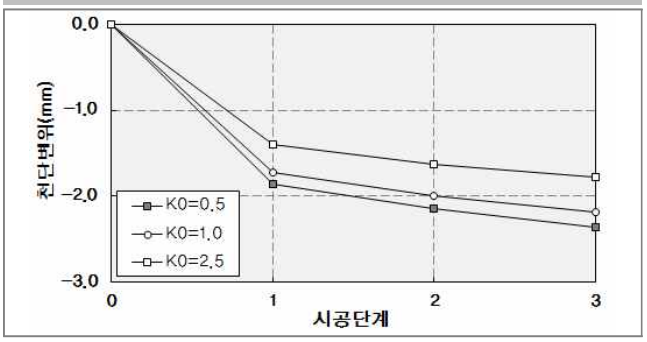
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

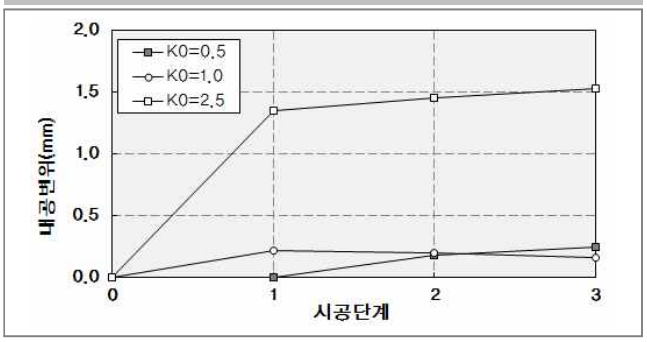
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	굴착 단계	50
S T E P 2	Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

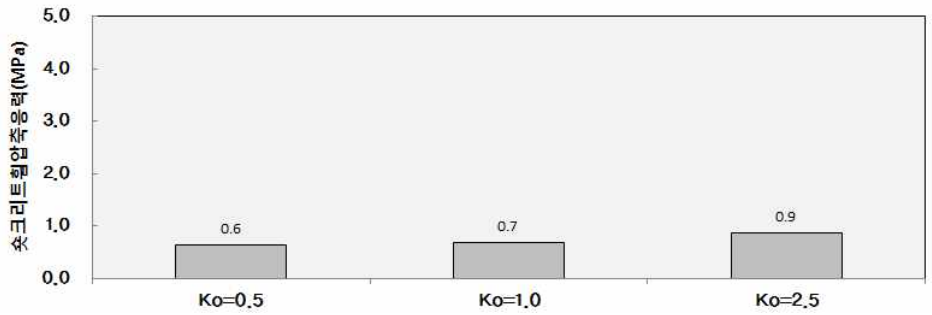
시공단계별 천단변위



시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력

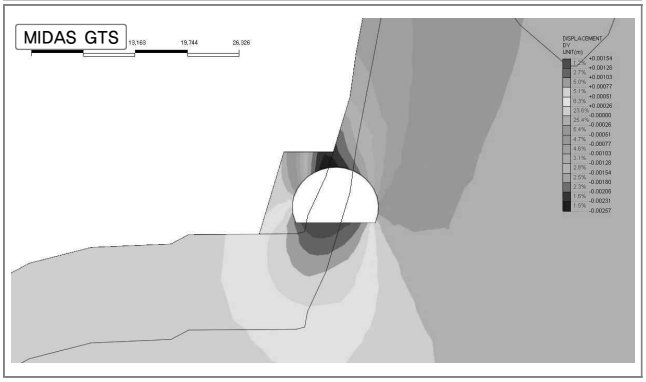


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		판단
			해석결과	허용기준	
최 대 값	–2.36	1.53	0.87	8.40	O.K

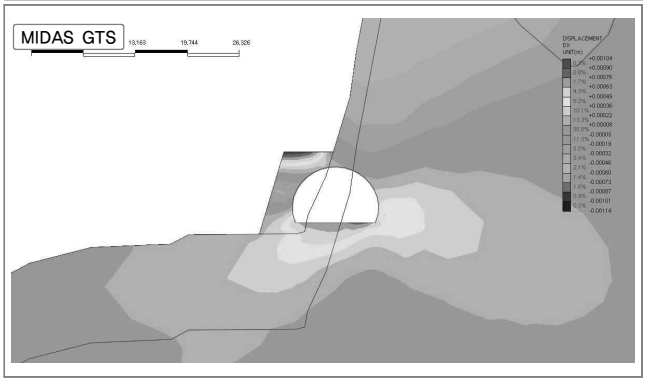
▌해석결과도

- K_0=0.5

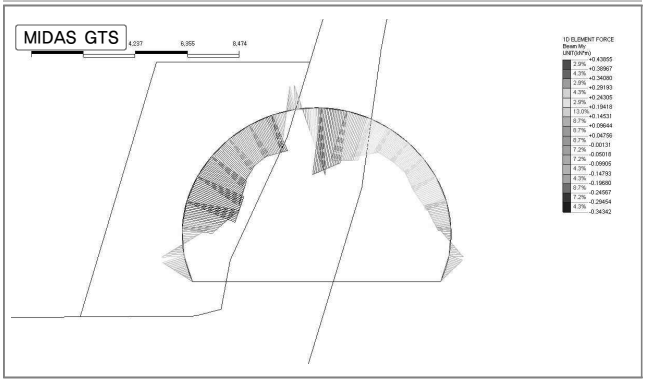
연직방향 변위도



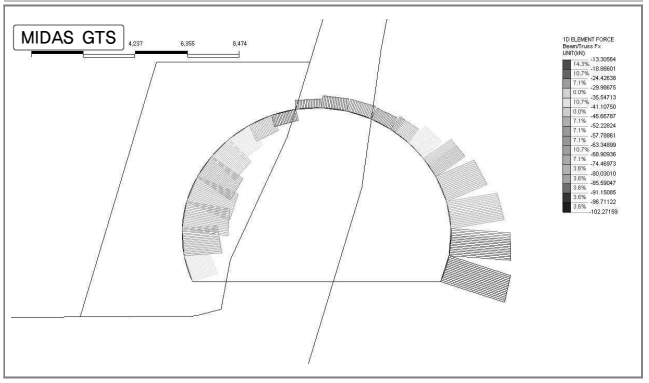
수평방향 변위도



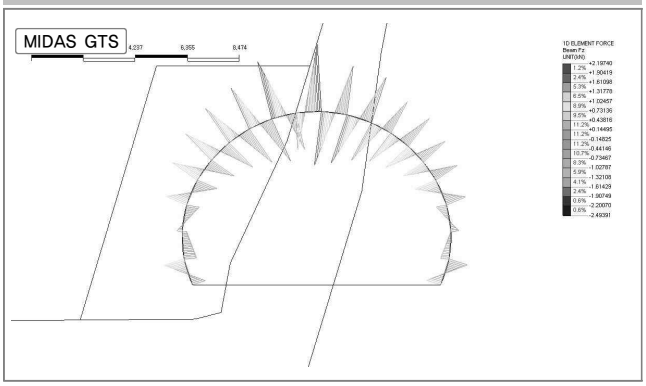
숏크리트 모멘트도



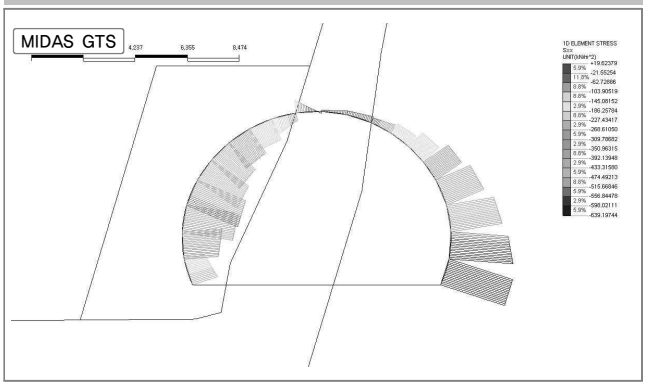
숏크리트 축력도



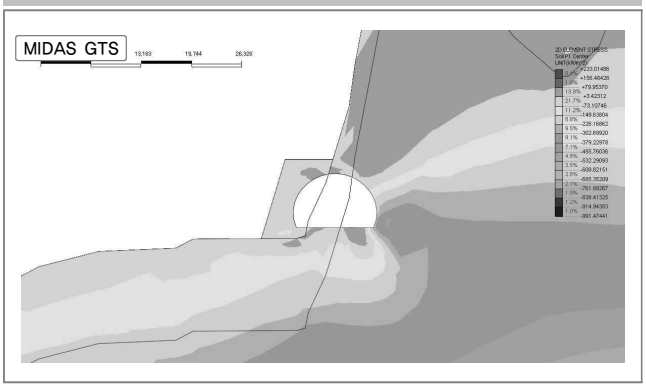
숏크리트 전단력도



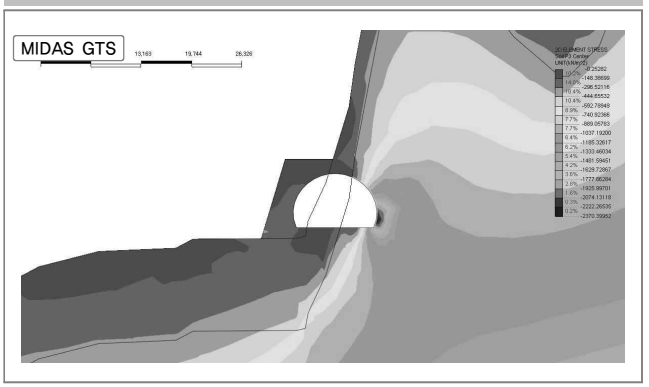
숏크리트 응력도



최대주응력도

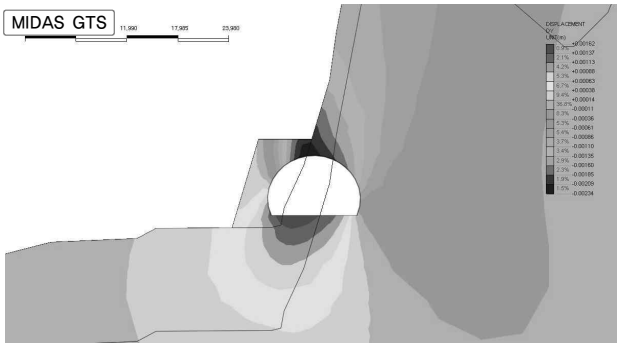


최소주응력도

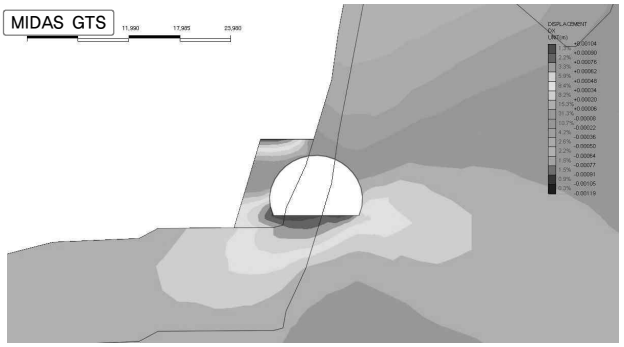


- K_0=1.0

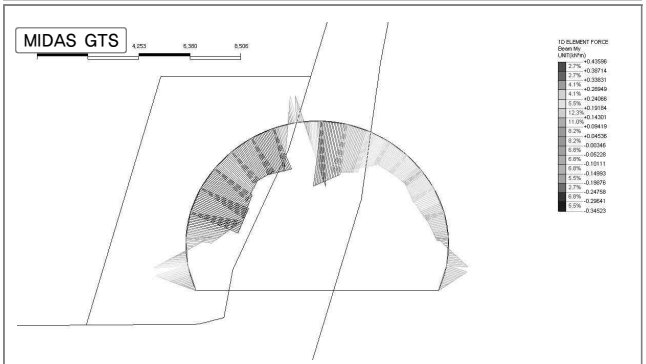
연직방향 변위도



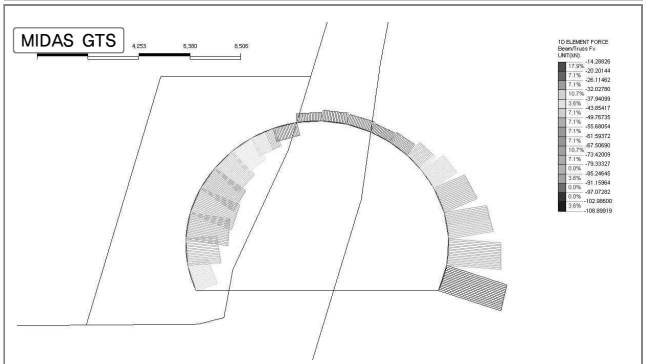
수평방향 변위도



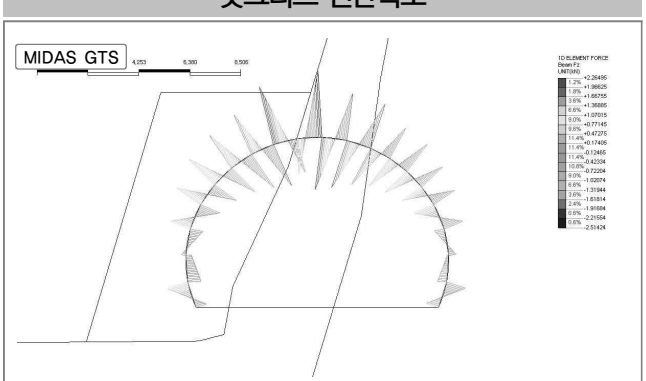
숏크리트 모멘트도



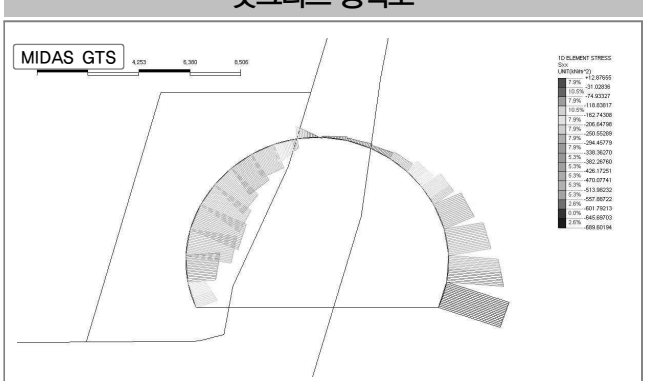
숏크리트 축력도



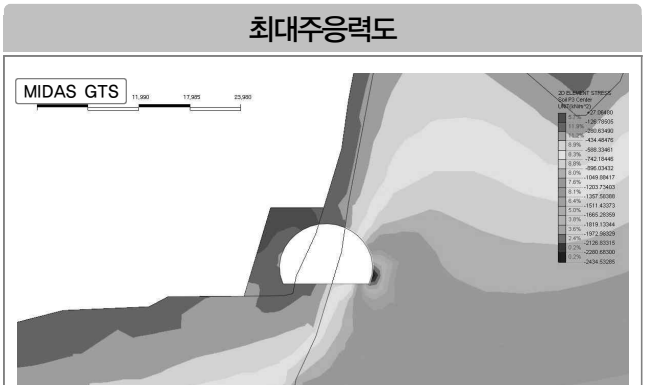
숏크리트 전단력도



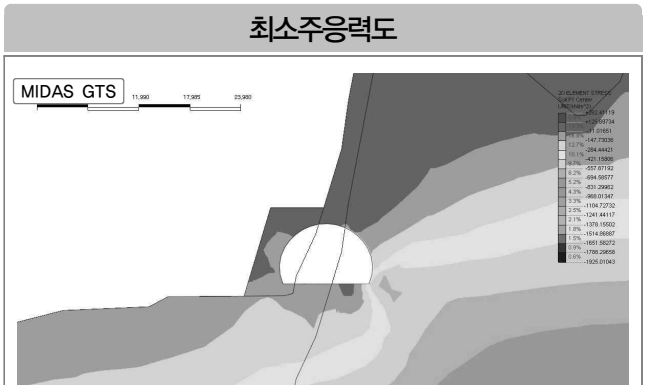
숏크리트 응력도



최대주응력도

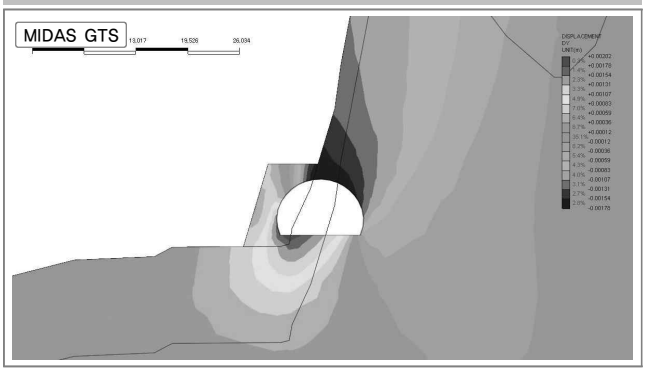


최소주응력도

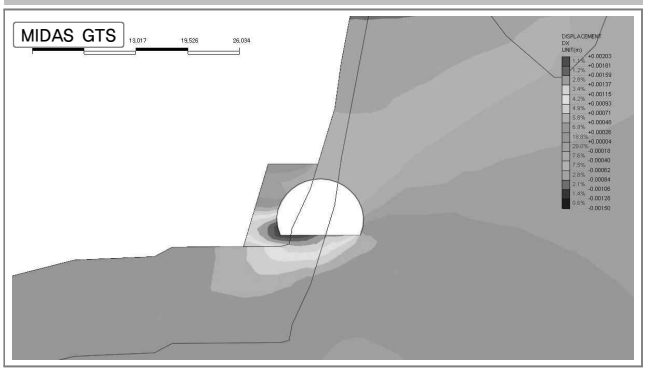


- K_0=2.5

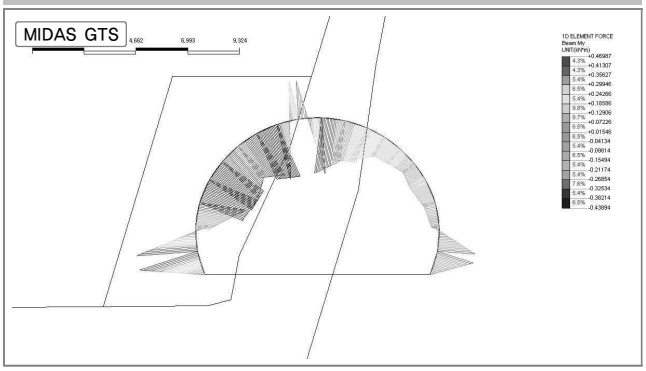
연직방향 변위도



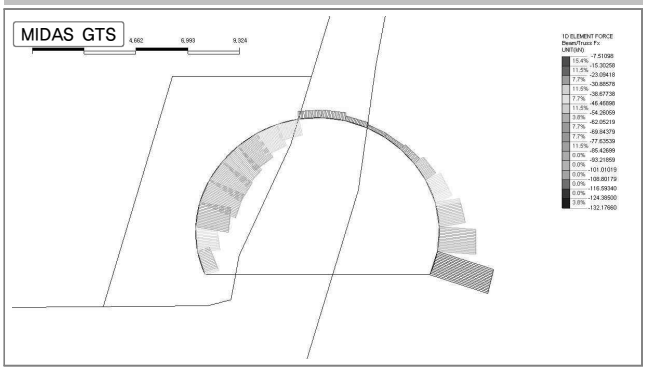
수평방향 변위도



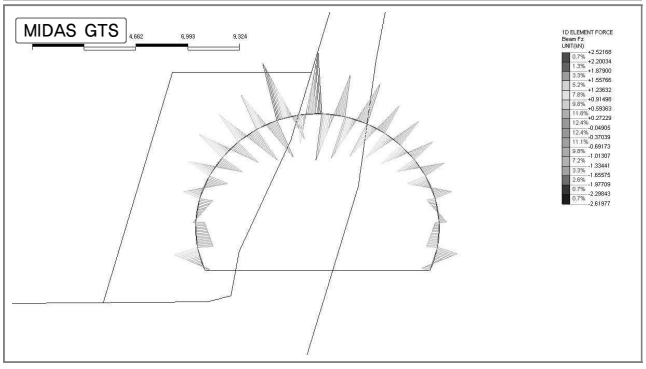
숏크리트 모멘트도



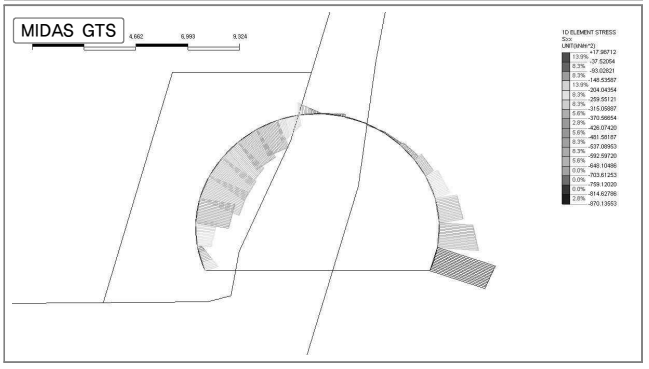
숏크리트 축력도



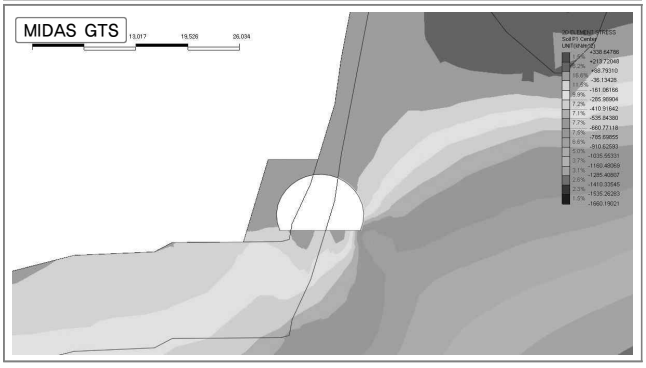
숏크리트 전단력도



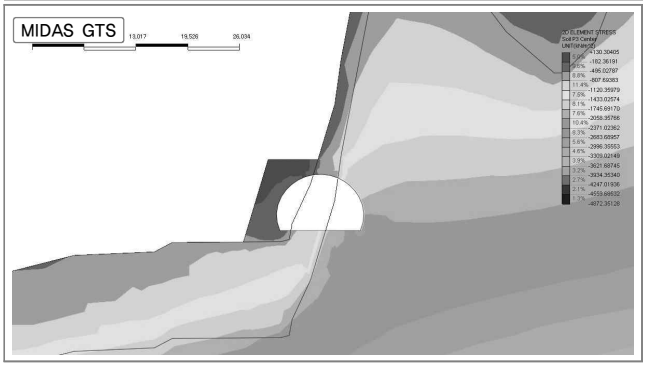
숏크리트 응력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-6-4구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

3.4 2차원 불연속체 안정성 검토

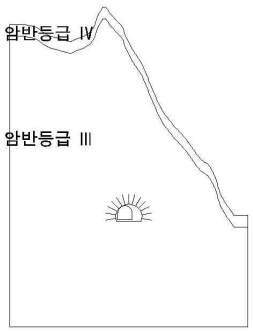
3.4.1 구암 및 남서터널

기본방향	• 현무암질암류 통과구간 중 구암터널 P-3을 대표단면으로 선정하고, 불연속체 해석을 통해 절리발달에 따른 터널 거동 및 지보재의 안정성을 검토

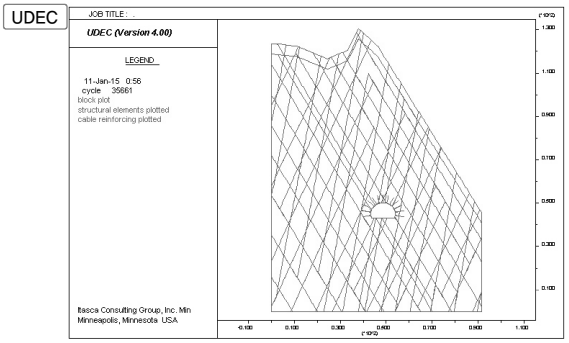
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+030.00
프 로 그 램	• UDEC
블 록 해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
절 리 해 석 영 역	• Barton-Bandis 모델
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

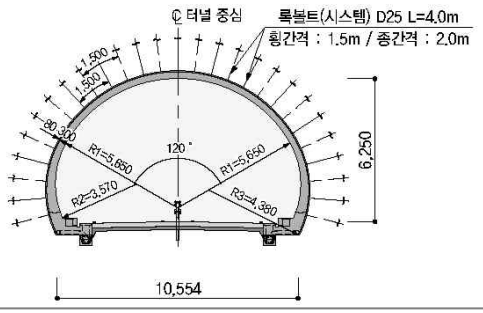
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		2.0
숏크리트 두께(mm)		80
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	2.0/1.5
보조공법		-

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

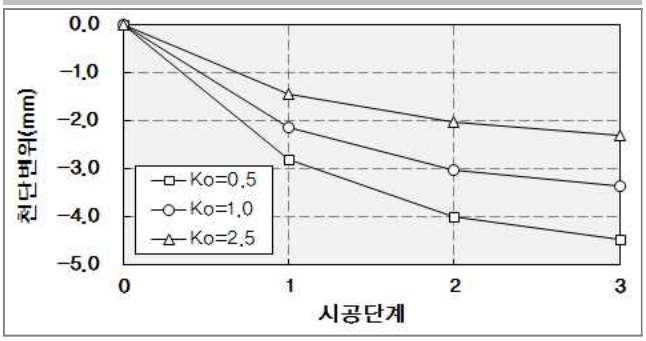
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

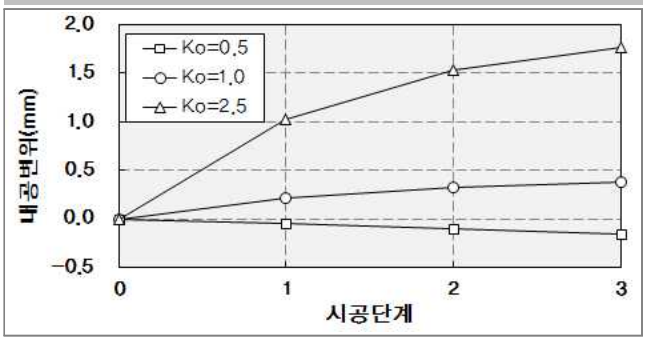
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	굴착 단계	60
S T E P 2	Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 3	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

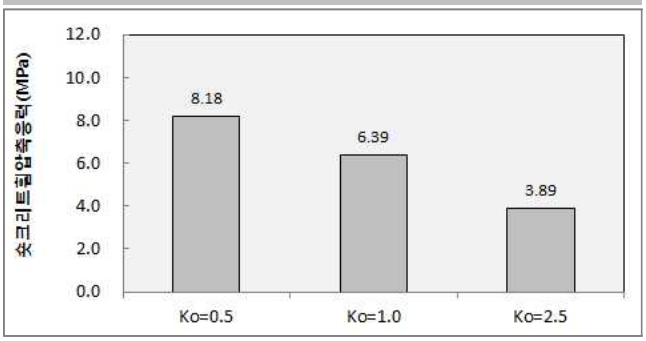
시공단계별 천단변위



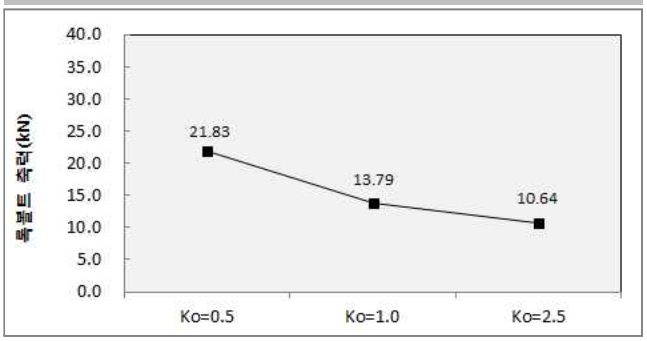
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

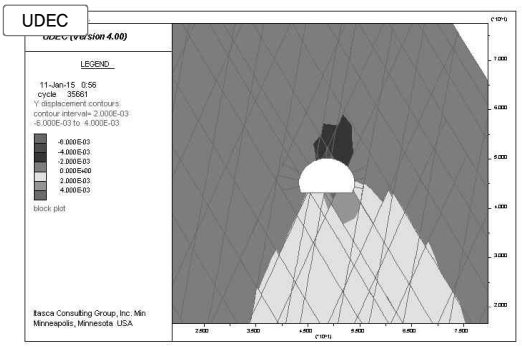


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	-4.46	1.76	8.18	8.40	21.83	88.7	O.K

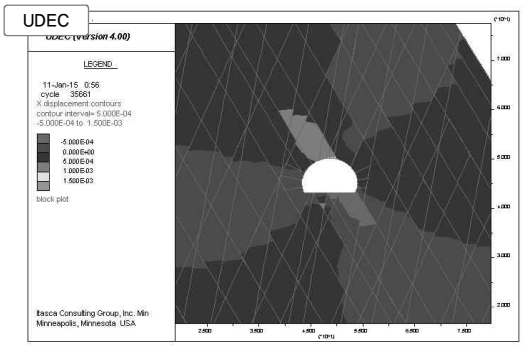
▌해석결과도

- K_0=0.5

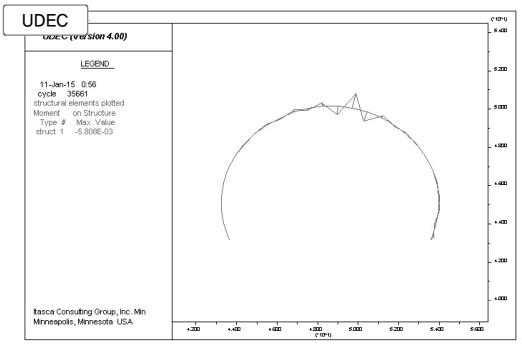
연직방향 변위도



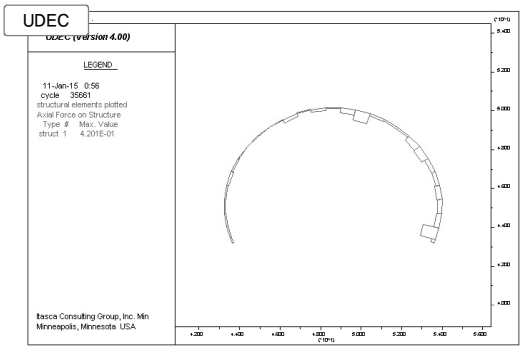
수평방향 변위도



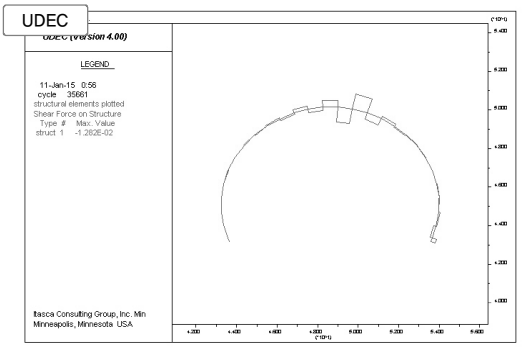
숏크리트 모멘트도



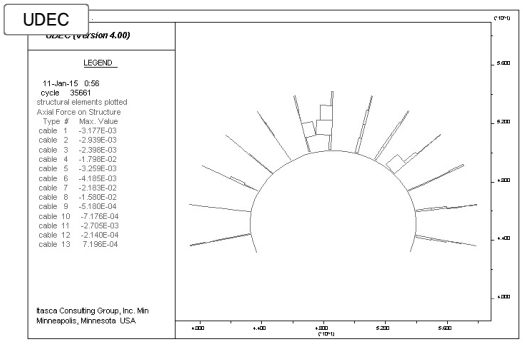
숏크리트 축력도



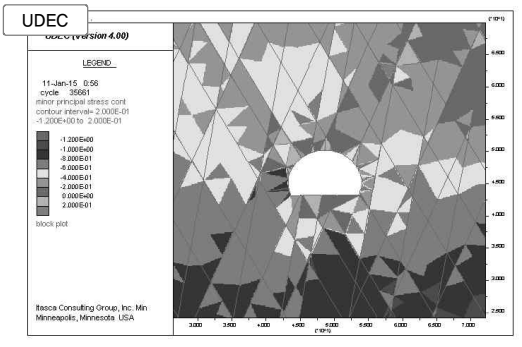
숏크리트 전단력도



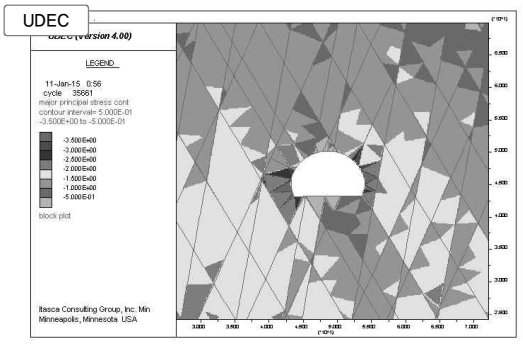
록볼트 축력도



최대주응력도

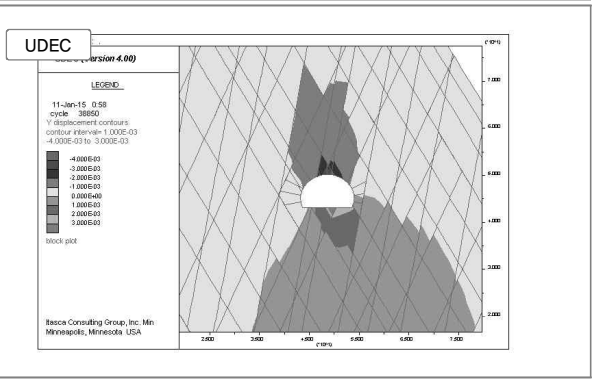


최소주응력도

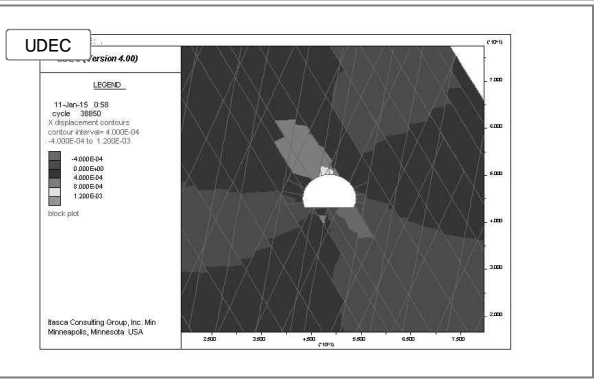


- K_0=1.0

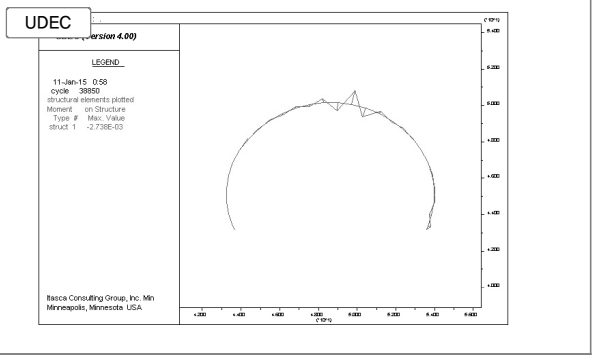
연직방향 변위도



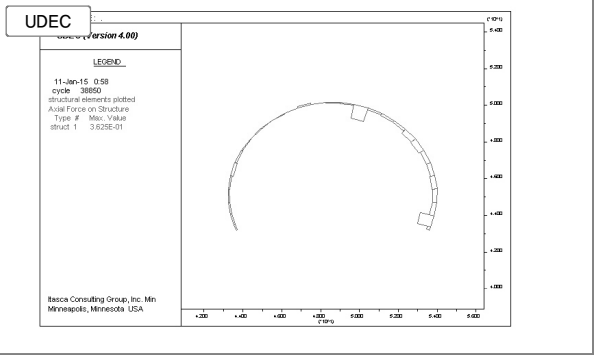
수평방향 변위도



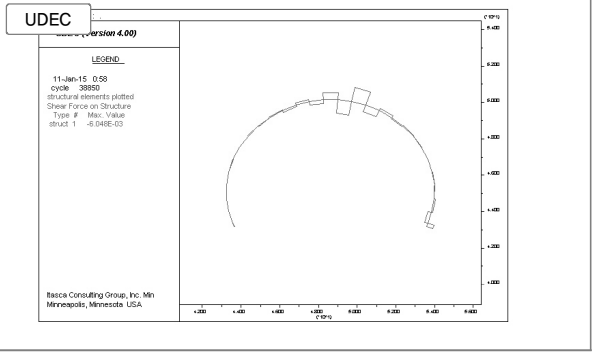
숏크리트 모멘트도



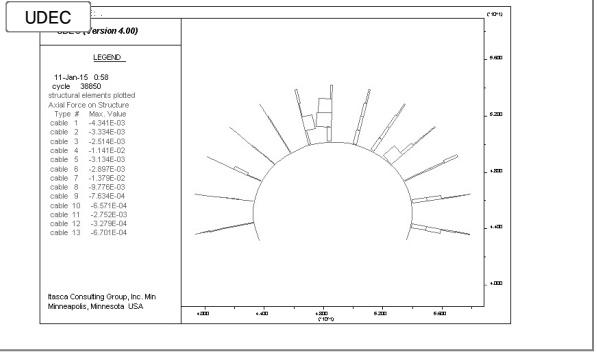
숏크리트 축력도



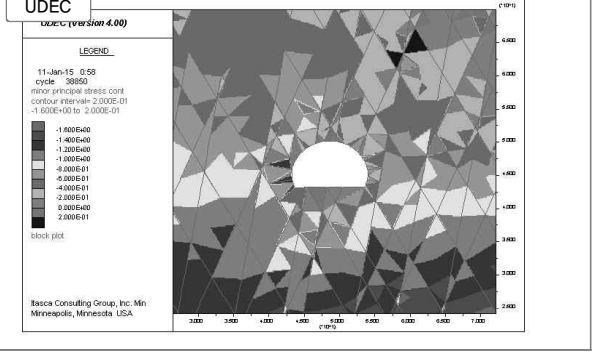
숏크리트 전단력도



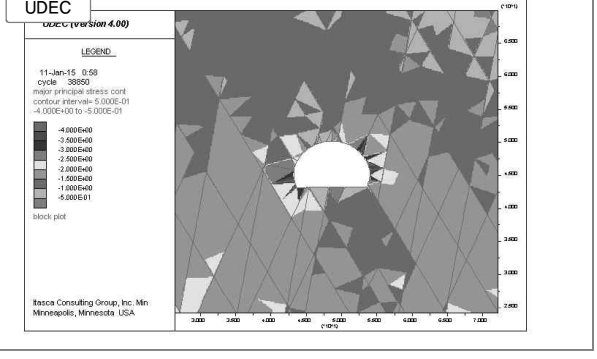
록볼트 축력도



최대주응력도

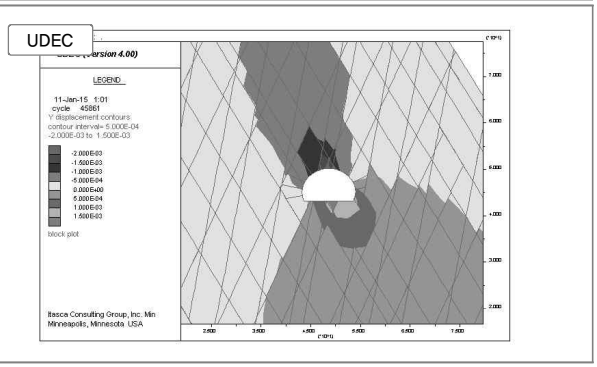


최소주응력도

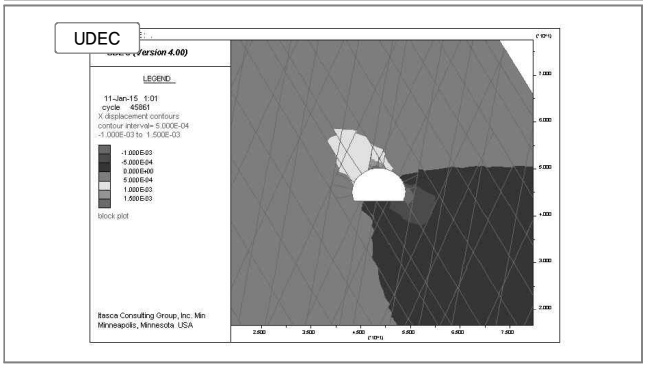


- K_0=2.5

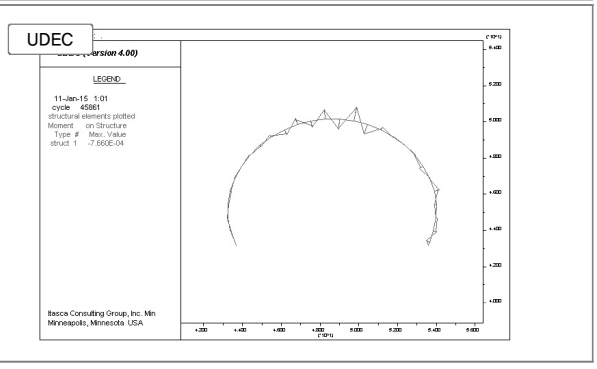
연직방향 변위도



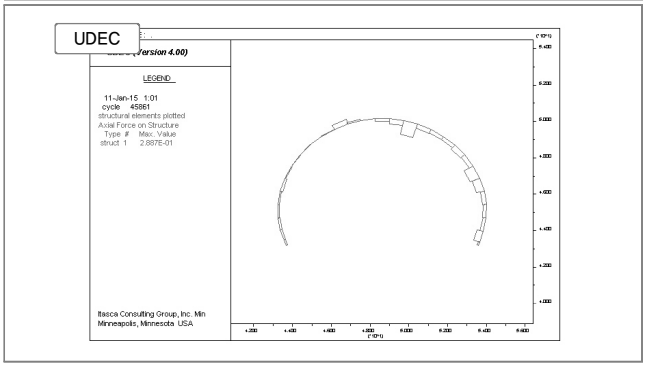
수평방향 변위도



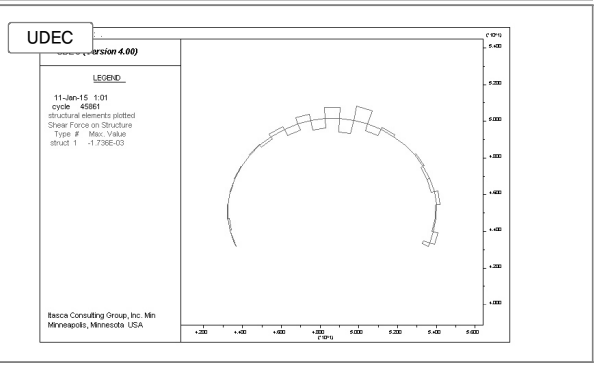
숏크리트 모멘트도



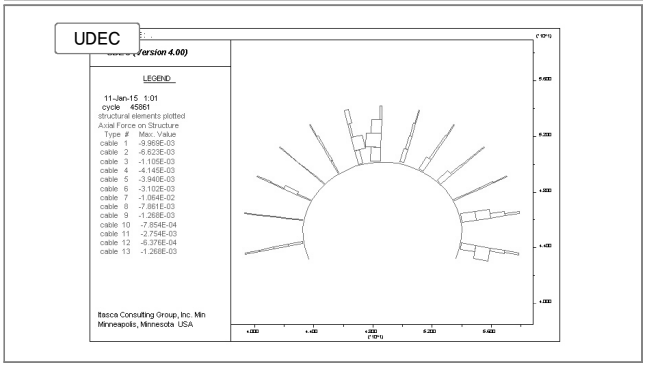
숏크리트 축력도



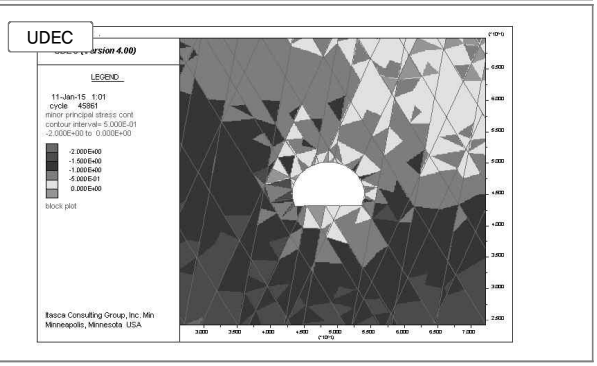
숏크리트 전단력도



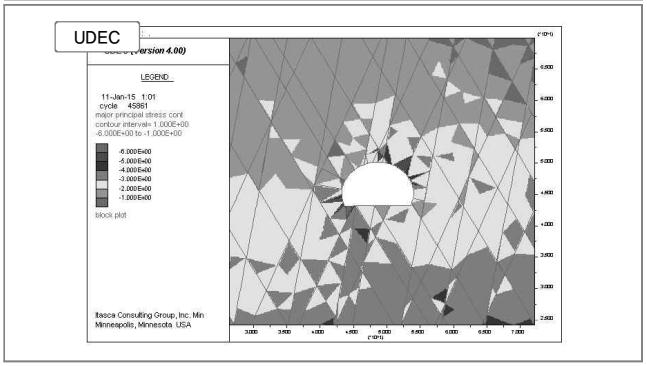
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P–3구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

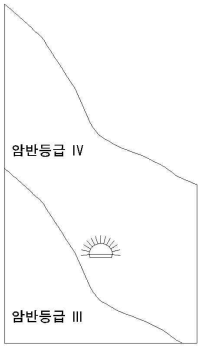
3.4.2 서면2터널

기본방향	• 현무암질암류 통과구간 중 서면2터널 P-4를 대표단면으로 선정하고, 불연속체 해석을 통해 절리발달에 따른 터널거동 및 지보재의 안정성을 검토

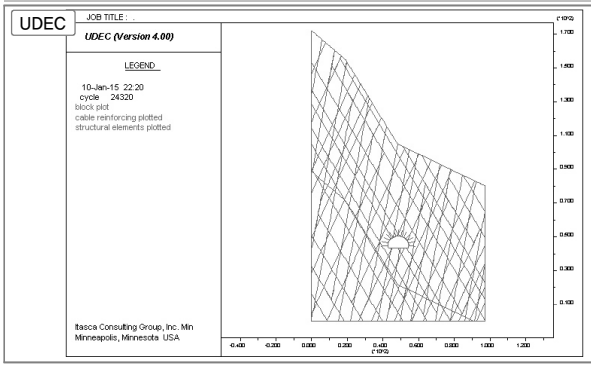
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+750.00
프 로 그 램	• UDEC
블 록 해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
절 리 해 석 영 역	• Barton-Bandis 모델
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

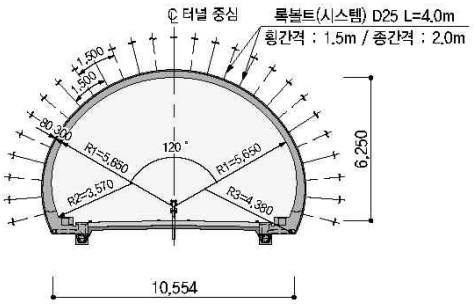
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상하분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.5/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

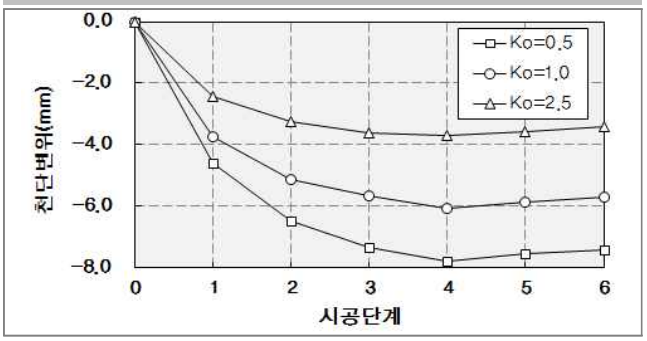
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

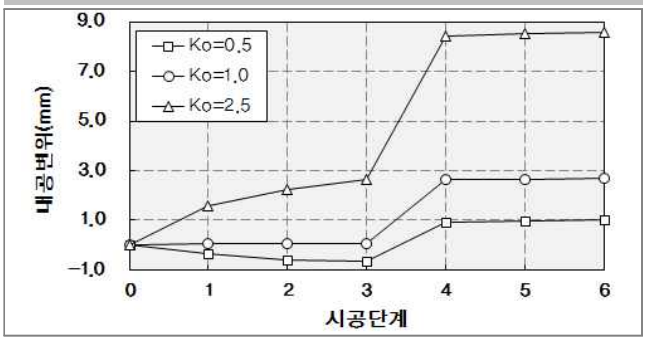
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	굴착 단계	60
S T E P 2	Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 3	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

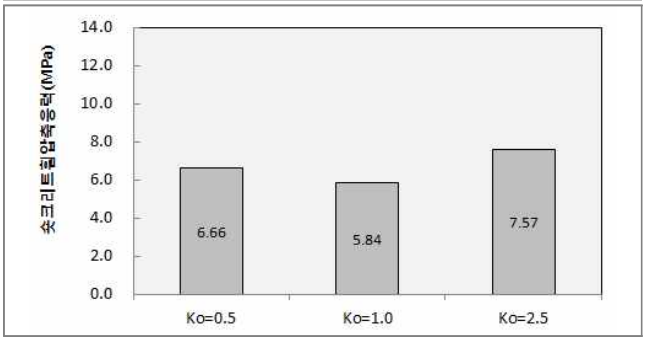
시공단계별 천단변위



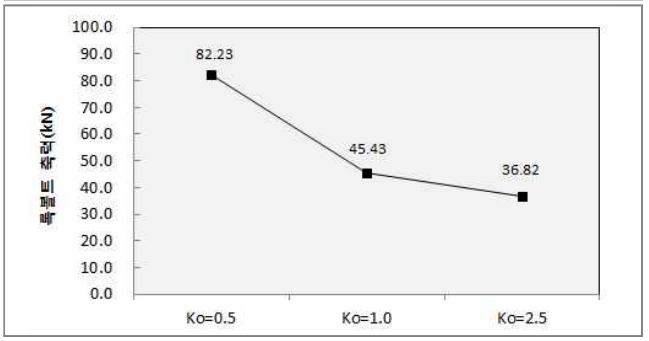
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

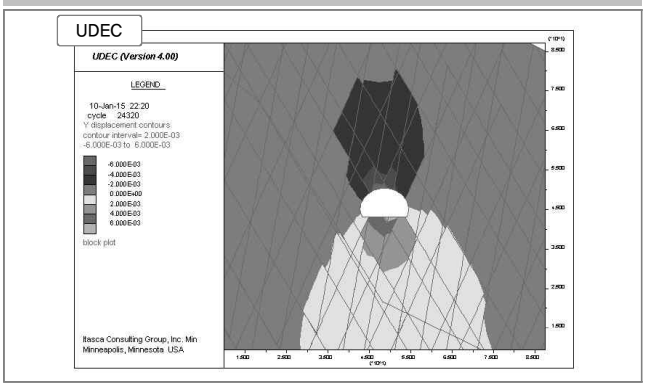


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–7.79	8.57	7.57	8.40	82.23	88.7	O.K

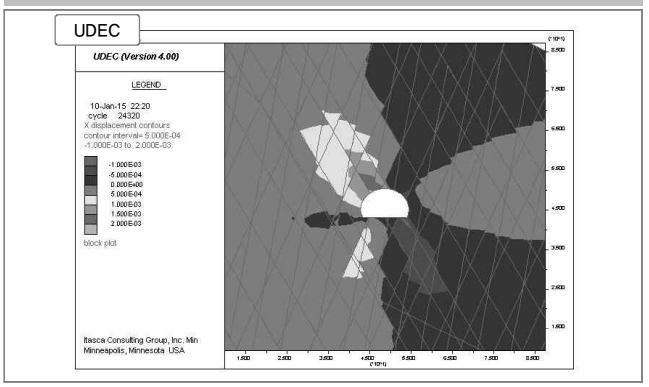
▌해석결과도

- K_0=0.5

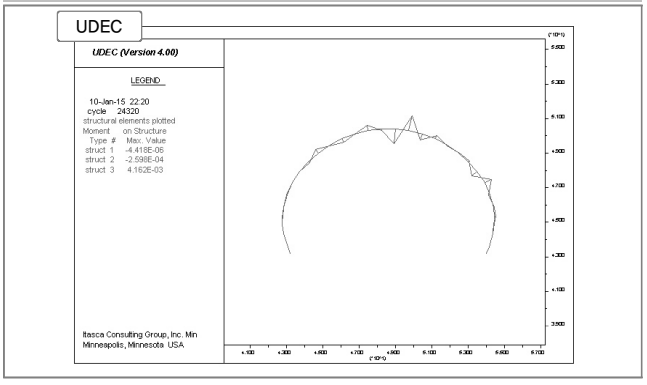
연직방향 변위도



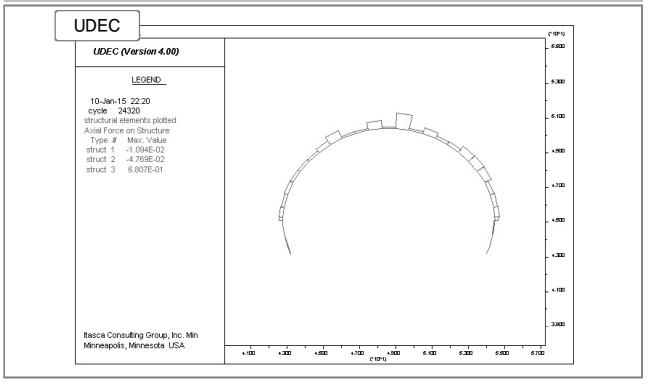
수평방향 변위도



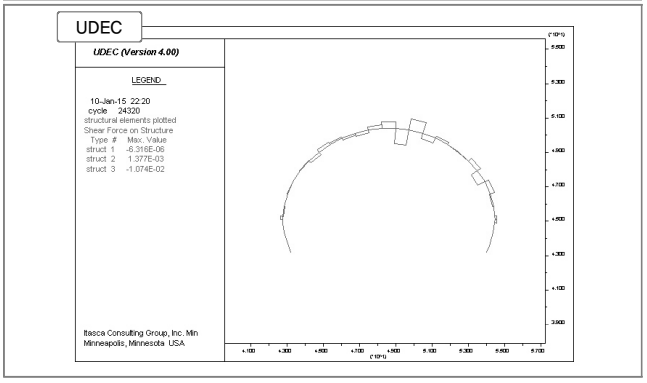
숏크리트 모멘트도



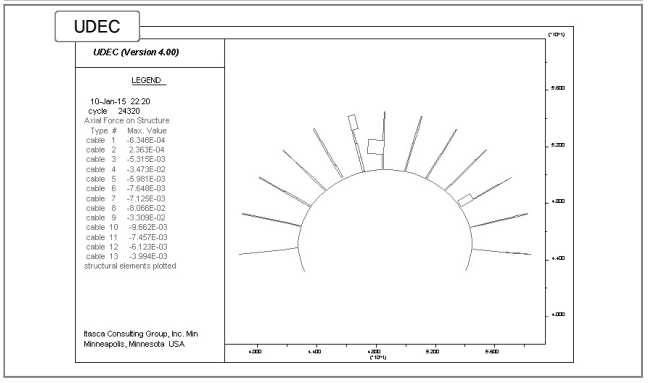
숏크리트 축력도



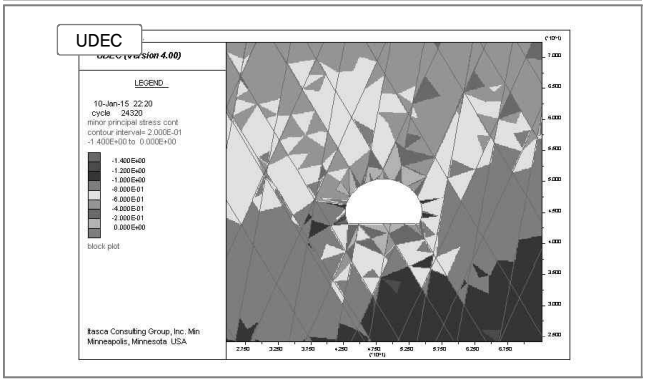
숏크리트 전단력도



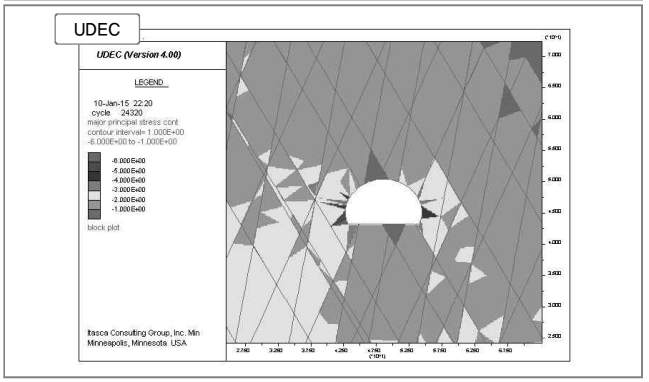
록볼트 축력도



최대주응력도

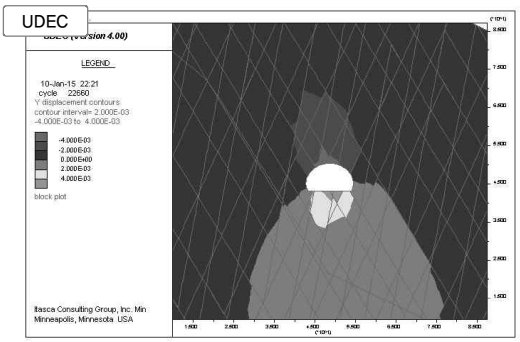


최소주응력도

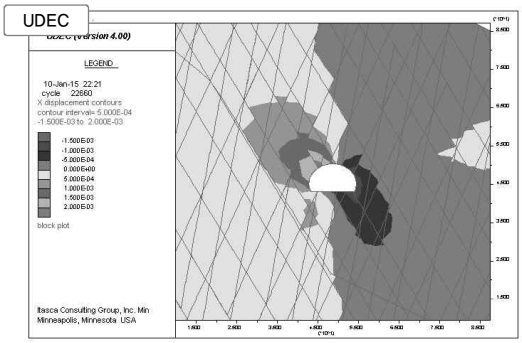


- K_0=1.0

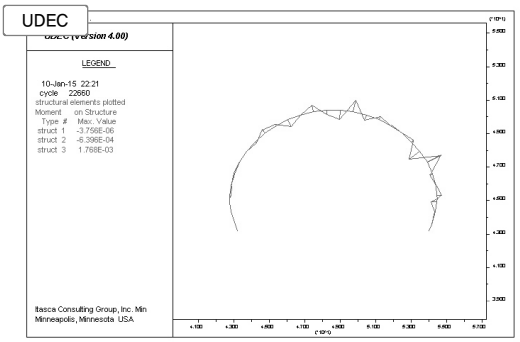
연직방향 변위도



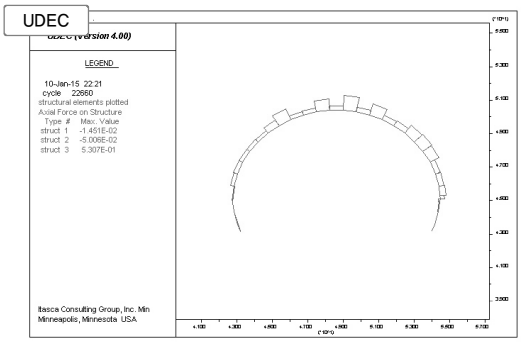
수평방향 변위도



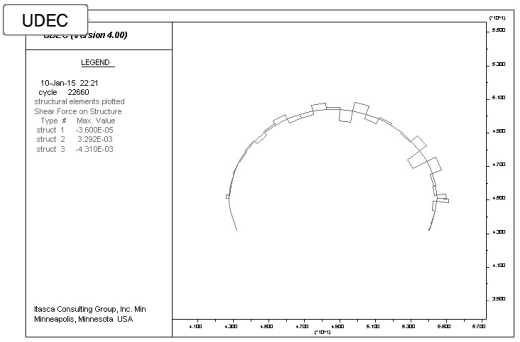
숏크리트 모멘트도



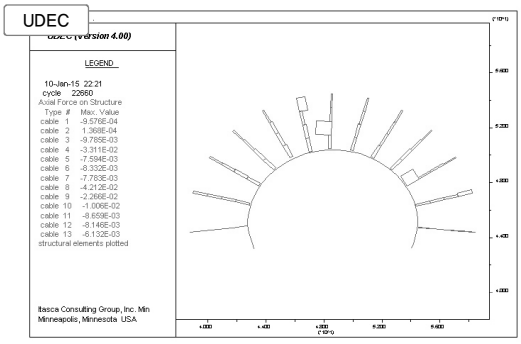
숏크리트 축력도



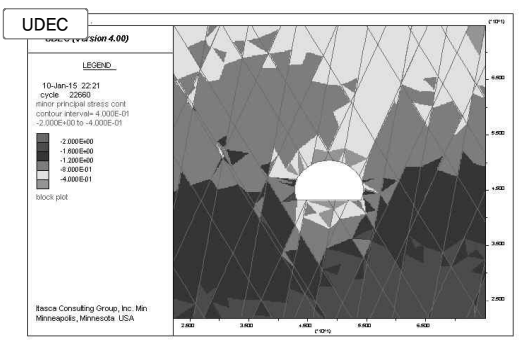
숏크리트 전단력도



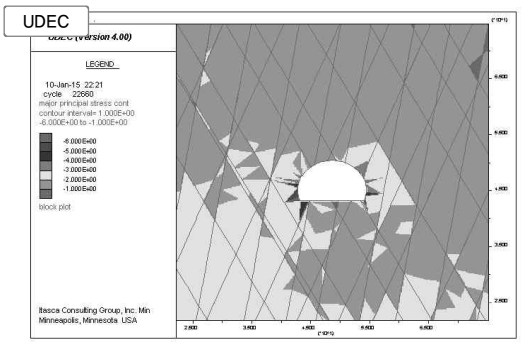
록볼트 축력도



최대주응력도

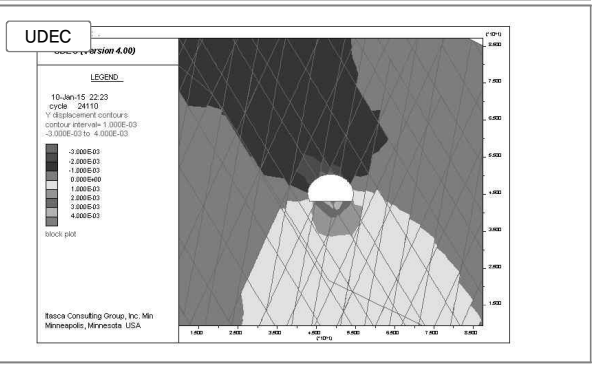


최소주응력도

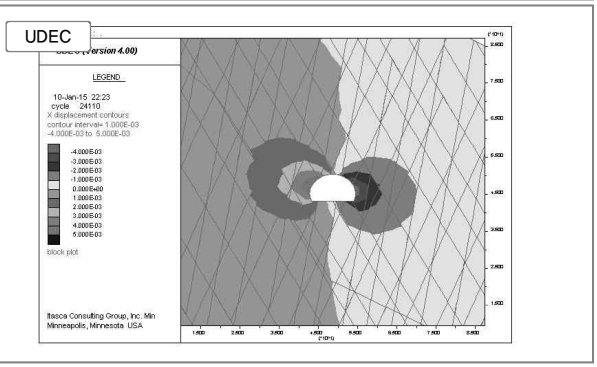


- K_0=2.5

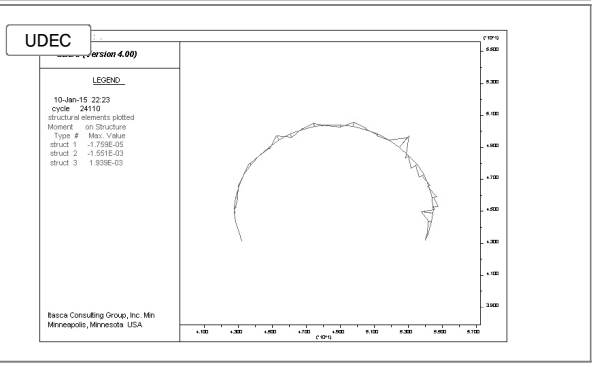
연직방향 변위도



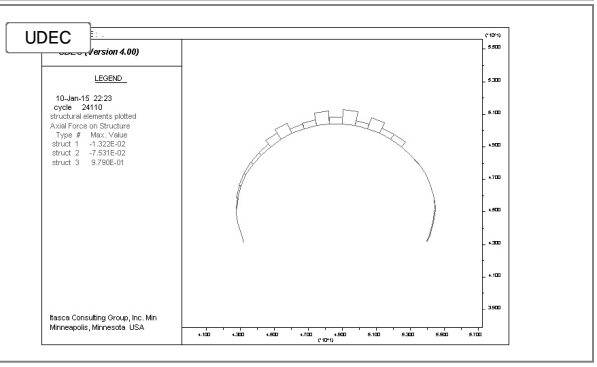
수평방향 변위도



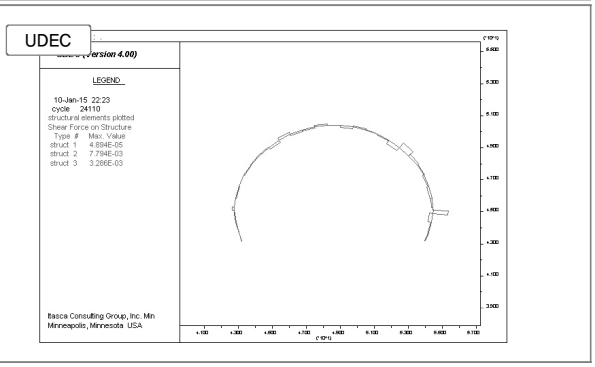
숏크리트 모멘트도



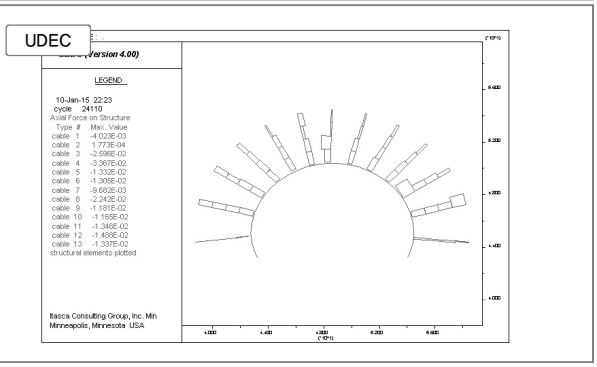
숏크리트 축력도



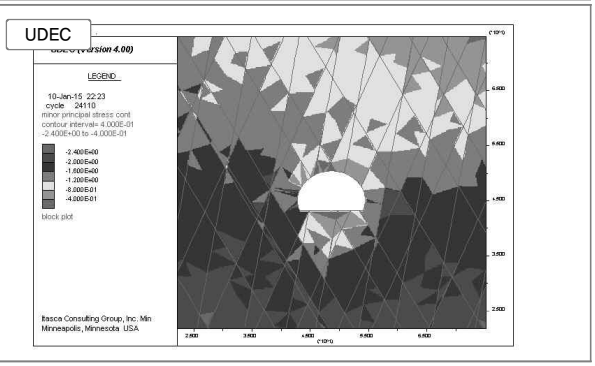
숏크리트 전단력도



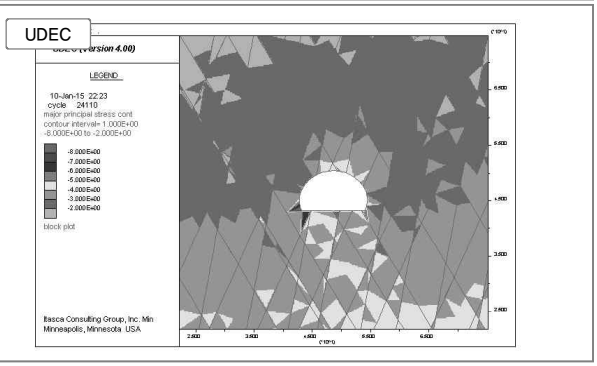
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P-4구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

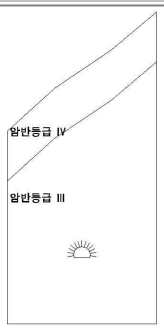
3.4.3 북면터널

기본방향	• 조면암 통과구간 중 북면터널 P-3을 대표단면으로 선정하고, 불연속체 해석을 통해 절리발달에 따른 터널 거동 및 지보재의 안정성을 검토

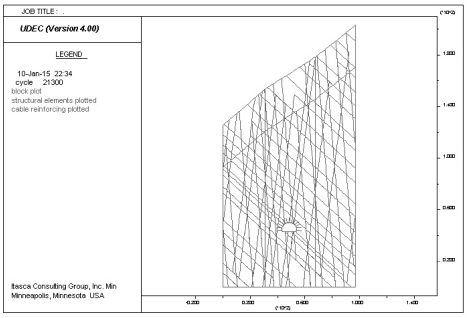
▌해석조건

해 석 위 치	• STA. 2+930.00
프 로 그 램	• UDEC
블 록 해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
절 리 해 석 영 역	• Barton-Bandis 모델
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

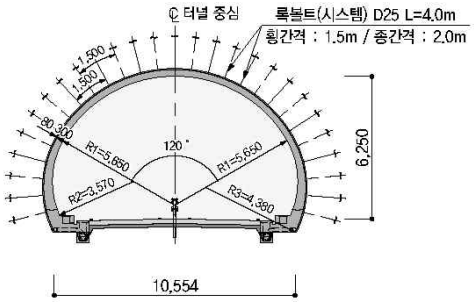
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		전단면
굴진장(m)		2.0
숏크리트 두께(mm)		80
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	2.0/1.5
보조공법		-

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

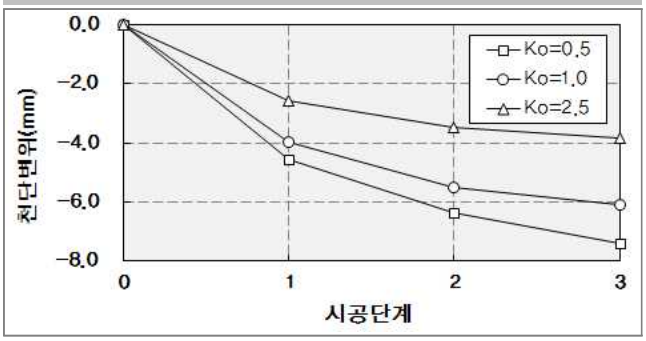
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계 및 하중분담율

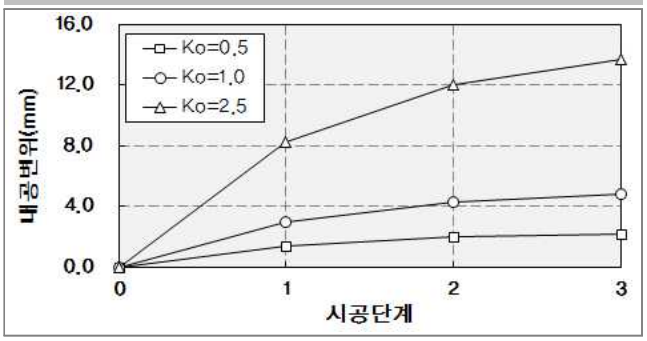
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	굴착 단계	60
S T E P 2	Soft Shotcrete + Rock Bolt	10
S T E P 3	Hard Shotcrete	30

▌해석결과

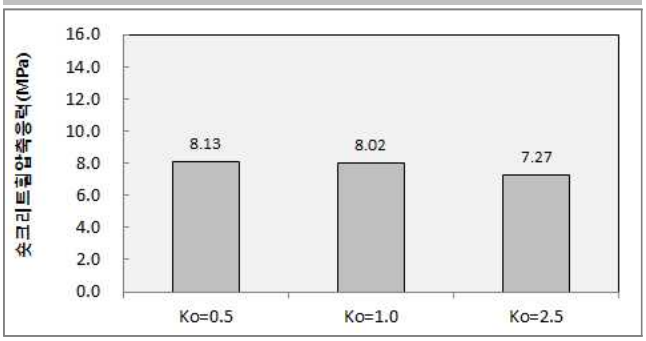
시공단계별 천단변위



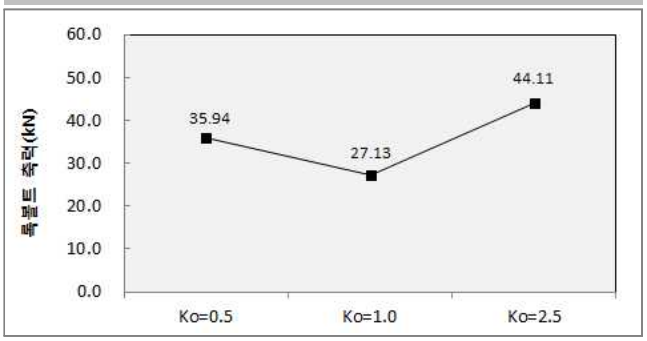
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

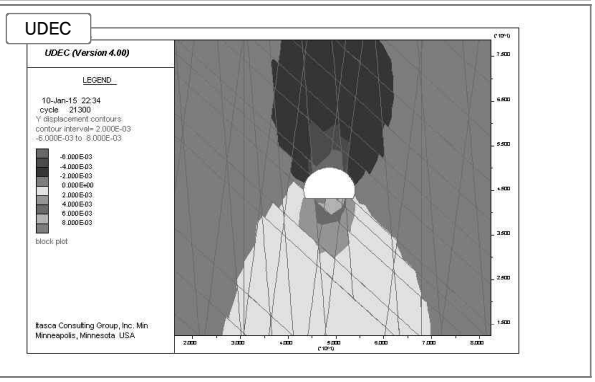


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–7.42	13.73	8.13	8.40	44.11	88.7	O.K

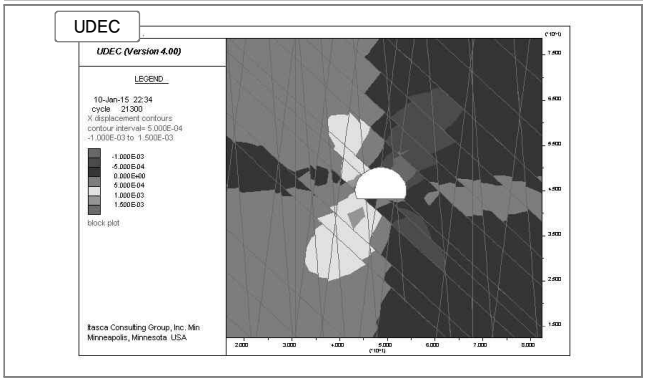
▌해석결과도

- K_0=0.5

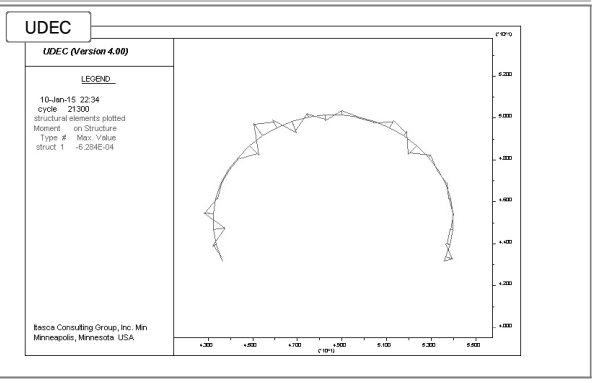
연직방향 변위도



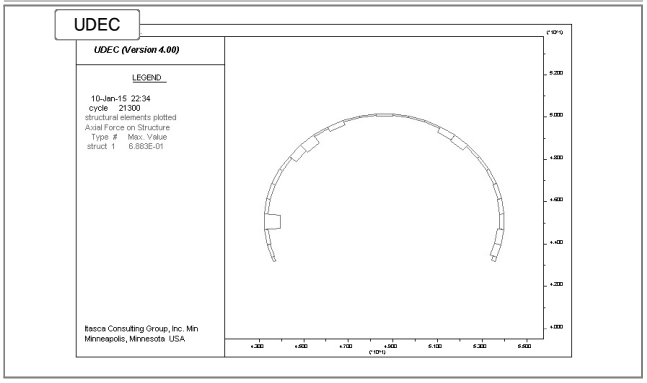
수평방향 변위도



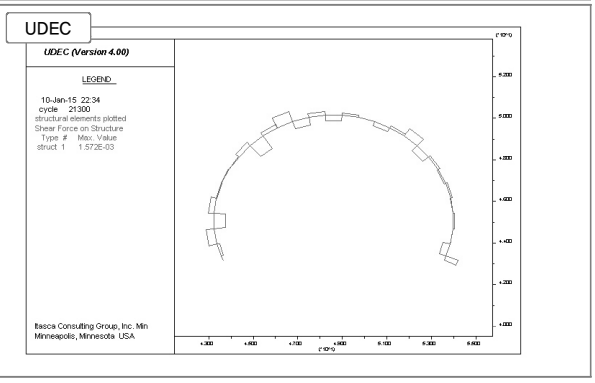
숏크리트 모멘트도



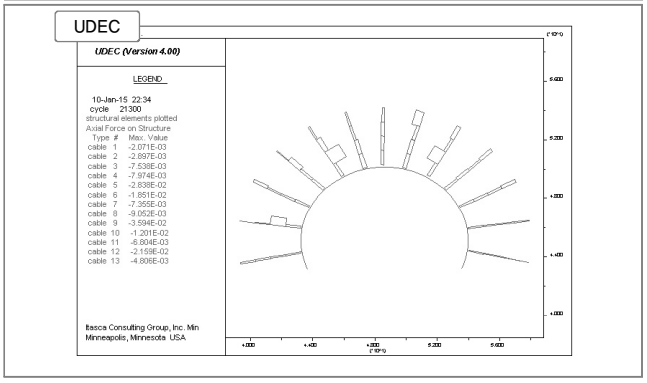
숏크리트 축력도



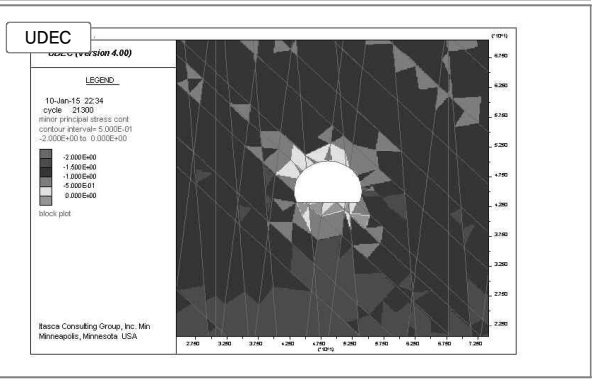
숏크리트 전단력도



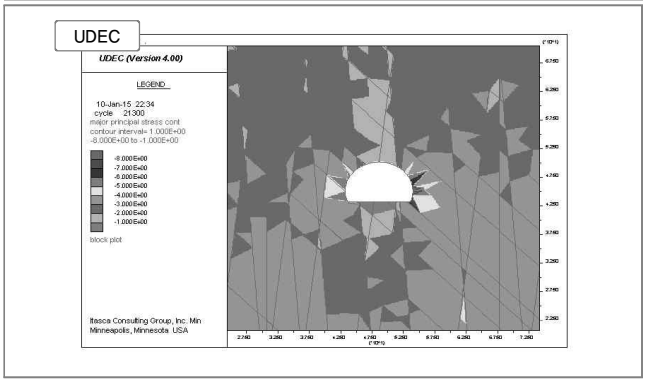
록볼트 축력도



최대주응력도

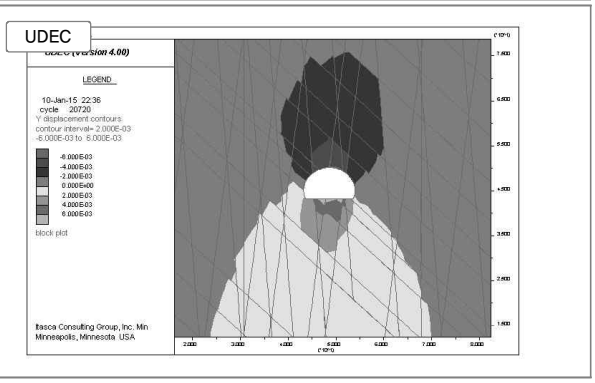


최소주응력도

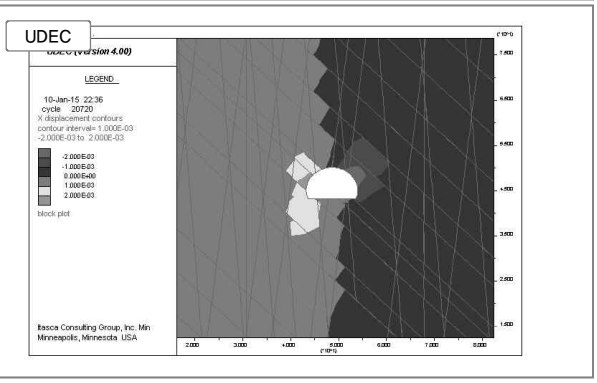


- K_0=1.0

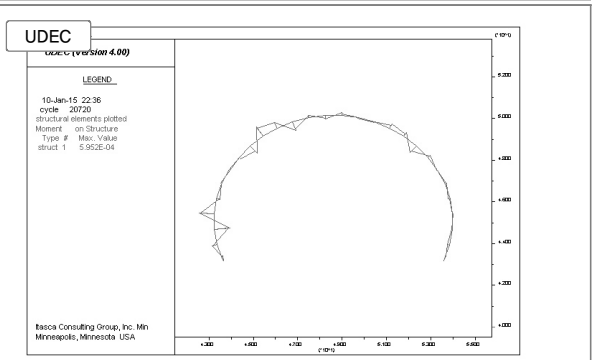
연직방향 변위도



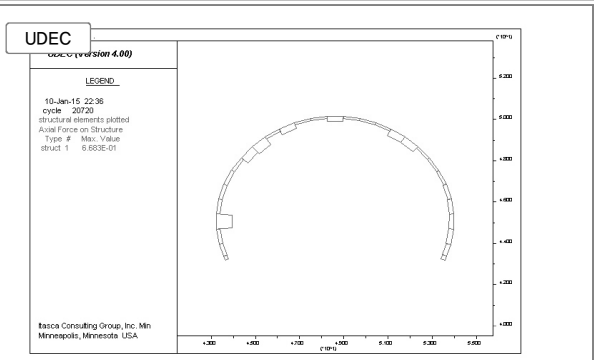
수평방향 변위도



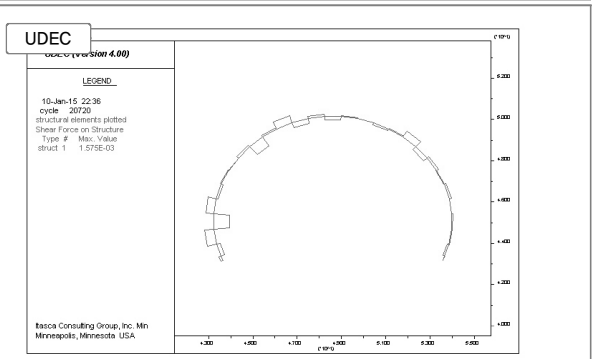
숏크리트 모멘트도



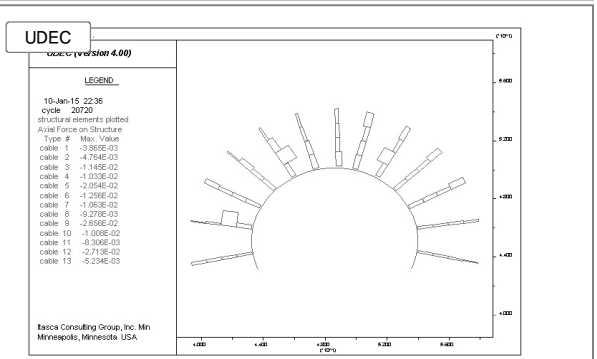
숏크리트 축력도



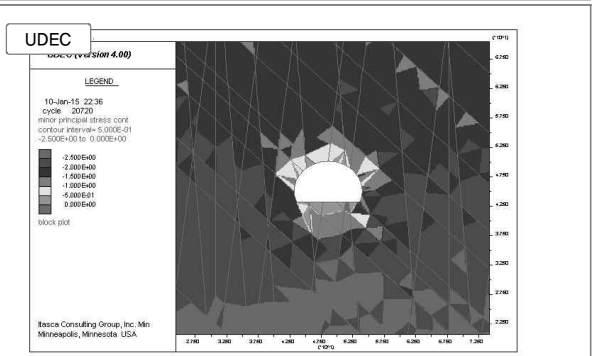
숏크리트 전단력도



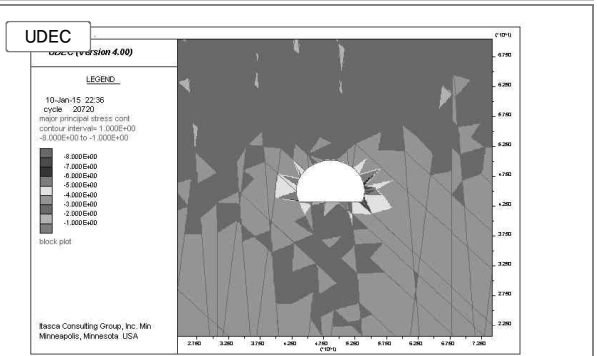
록볼트 축력도



최대주응력도

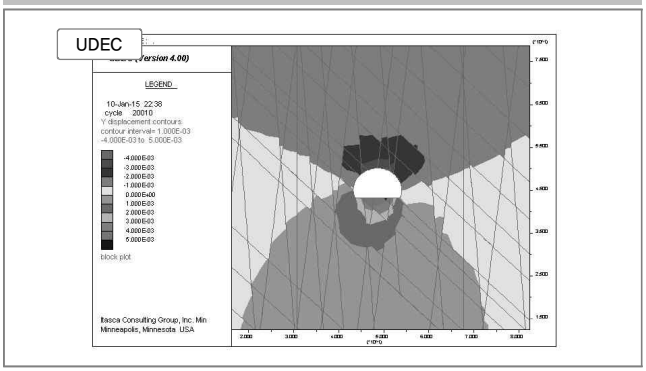


최소주응력도

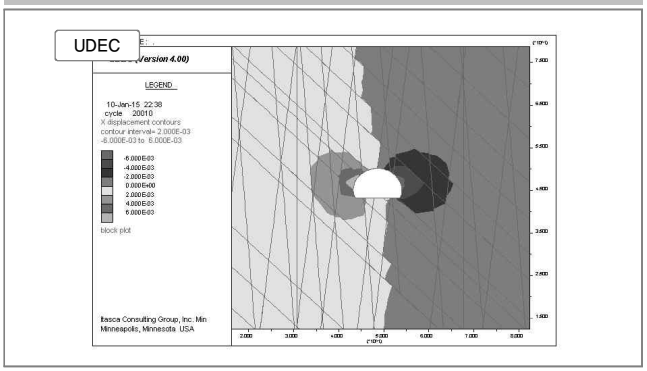


- K_0=2.5

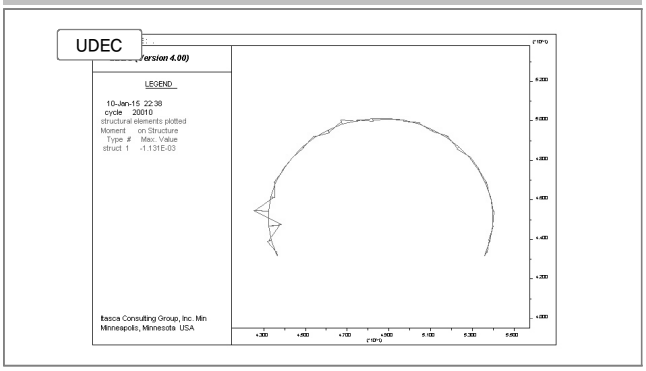
연직방향 변위도



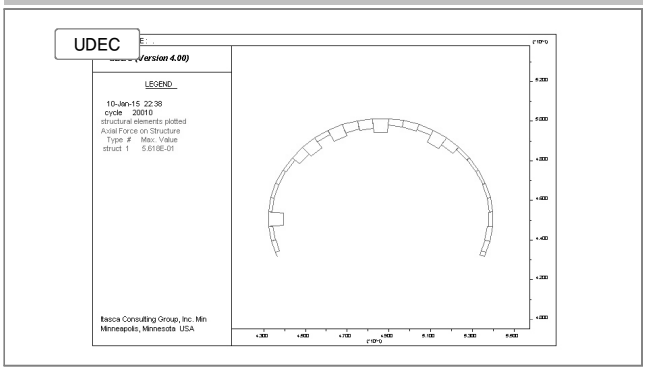
수평방향 변위도



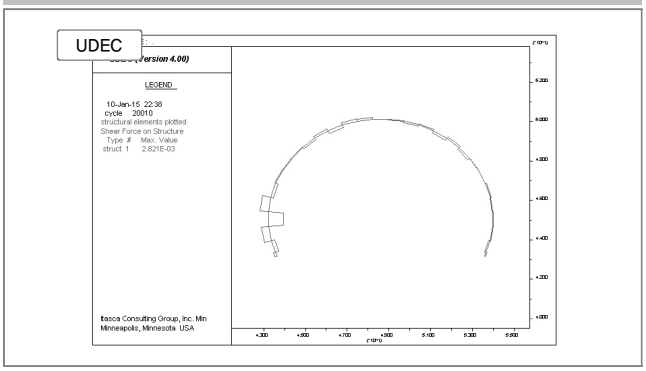
숏크리트 모멘트도



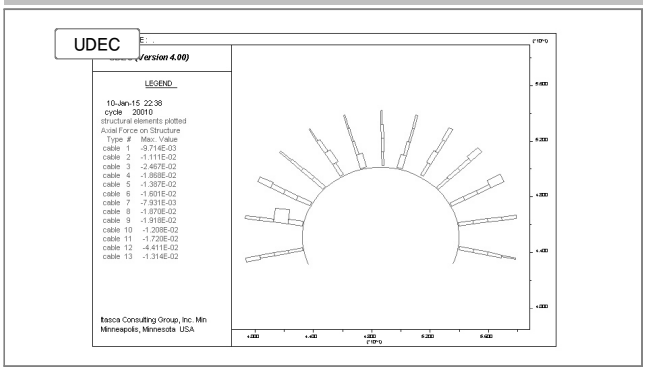
숏크리트 축력도



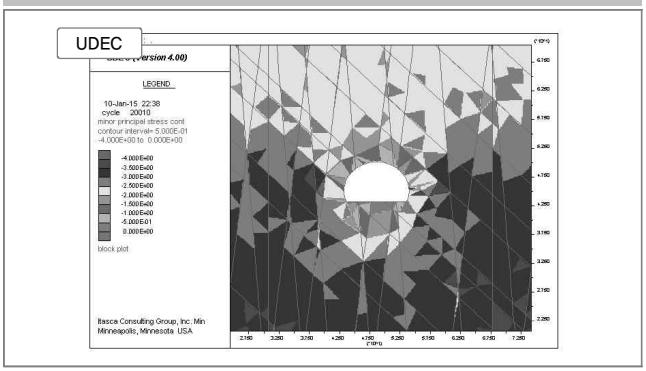
숏크리트 전단력도



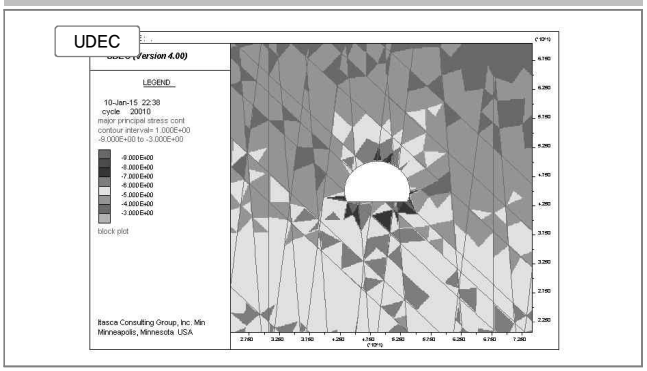
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지보패턴 P–3구간의 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용치 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

3.5 Key-Block 안정성 검토

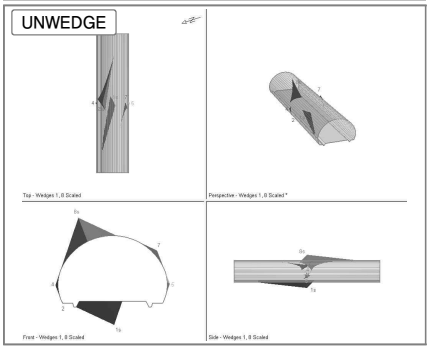
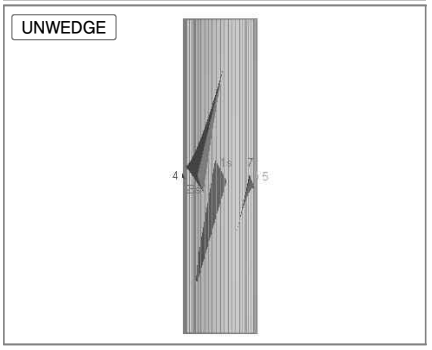
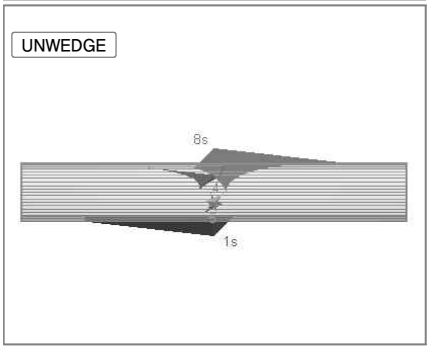
3.5.1 서면1터널

기본방향	• 불연속면을 가진 암반은 굴착에 의해 기하학적 형상의 블록이 발생되어 불연속면을 따라 Fall Wedge 및 Sliding Wedge가 발생할 수 있으므로 쐐기형 낙박에 대한 안정성 검토 필요

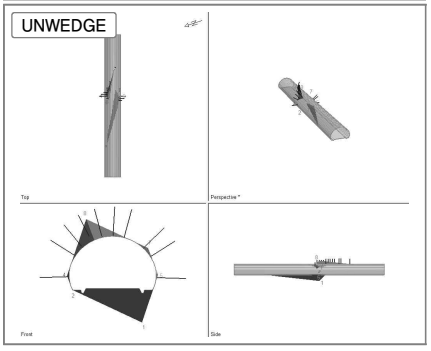
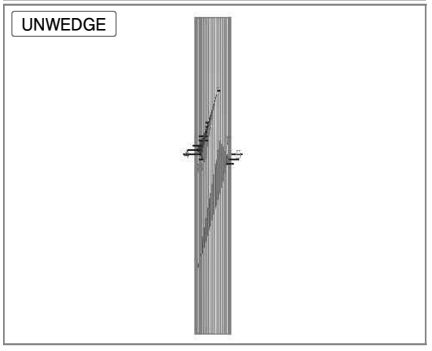
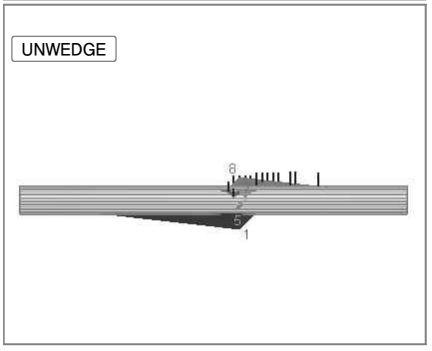
▌불연속면 특성

구 분	불연속면	방향성 (Dip / Dip Dir)	JRC	JCS (MPa)	C (KPa)	∅ (°)
0 + 2 4 0 ~ 0 + 3 2 1	J1	61/208	6.54	24.4	50.0	38.7
	J2	68/034	6.66	30.6	20.0	42.9
	J3	81/349	6.71	33.2	10.0	45.7

▌무보강시 해석결과

전체현황	천장부	측벽부
		

▌지보패턴 적용시 해석결과

전체현황	천장부	측벽부
		

▌검토결과

구 분	블록무게 (MN)	보강전 안전율	보강후 안전율	구 분	블록무게 (MN)	보강전 안전율	보강후 안전율
Left Wedge	0.0325	14.315	32.71	Roof Wedge	0.789	0.611	1.826
Right Wedge	0.0313	4.455	17.95	Floor Wedge	3.405	–	–

검토결과	• 한계평형법을 이용한 Key block 안정성 해석결과 무보강시 안전율이 0.611이며, 지보패턴 적용시 안전율은 1.826으로 굴칙사 절리에 의한 쐐기파괴는 안정한 것으로 확인됨 • 시공중 막장 및 막장 주변 관찰을 지속적으로 실시하여 쐐기가 형성되었을 경우에는 쐐기의 탈락 및 붕괴에 대해서 안정성을 확인

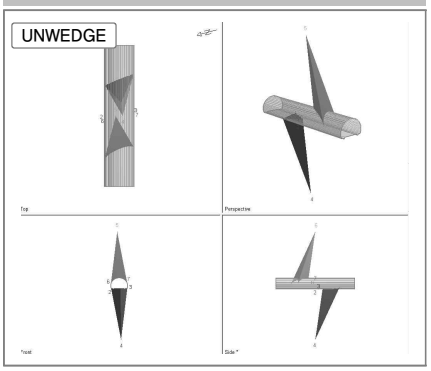
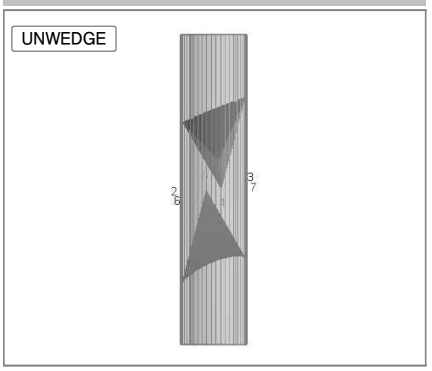
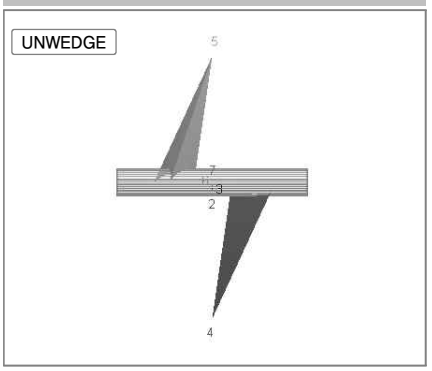
3.5.2 북면터널

기본방향	• 불연속면을 가진 암반은 굴착에 의해 기하학적 형상의 블록이 발생되어 불연속면을 따라 Fall Wedge 및 Sliding Wedge가 발생할 수 있으므로 쐐기형 낙박에 대한 안정성 검토 필요

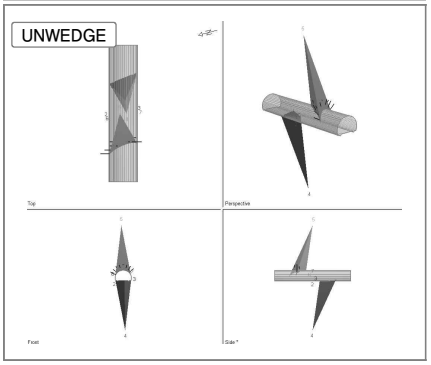
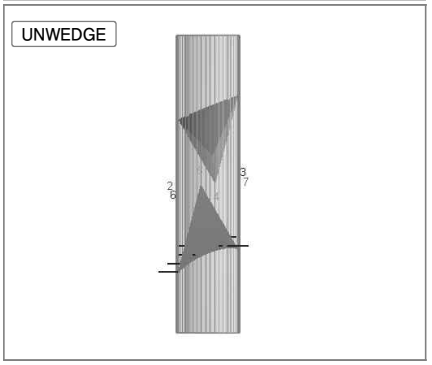
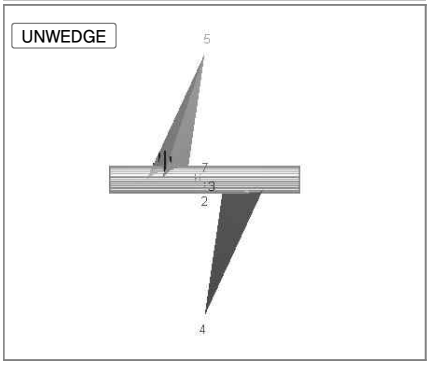
▌불연속면 특성

구 분	불연속면	방향성 (Dip / Dip Dir)	JRC	JCS (MPa)	C (KPa)	∅ (°)
3 + 1 1 0 ~ 3 + 1 5 0	J1	69/263	8.59	43.1	35.0	43.1
	J2	86/218	8.56	40.8	20.0	48.9
	J3	85/332	8.56	40.8	20.0	48.0

▌무보강시 해석결과

전체현황	천장부	측벽부
		

▌지보패턴 적용시 해석결과

전체현황	천장부	측벽부
		

▌검토결과

구 분	블록무게 (MN)	보강전 안전율	보강후 안전율	구 분	블록무게 (MN)	보강전 안전율	보강후 안전율
Left Wedge	0.00	238.958	3193.131	Roof Wedge	1.62	1.321	1.826
Right Wedge	0.00	80.668	2349.413	Floor Wedge	151.43	–	–

검토결과	• 한계평형법을 이용한 Key block 안정성 해석결과 무보강시 안전율이 1.321이며, 지보패턴 적용시 안전율은 1.826으로 굴칙사 절리에 의한 쐐기파괴는 안정한 것으로 확인됨 • 시공중 막장 및 막장 주변 관찰을 지속적으로 실시하여 쐐기가 형성되었을 경우에는 쐐기의 탈락 및 붕괴에 대해서 안정성을 확인

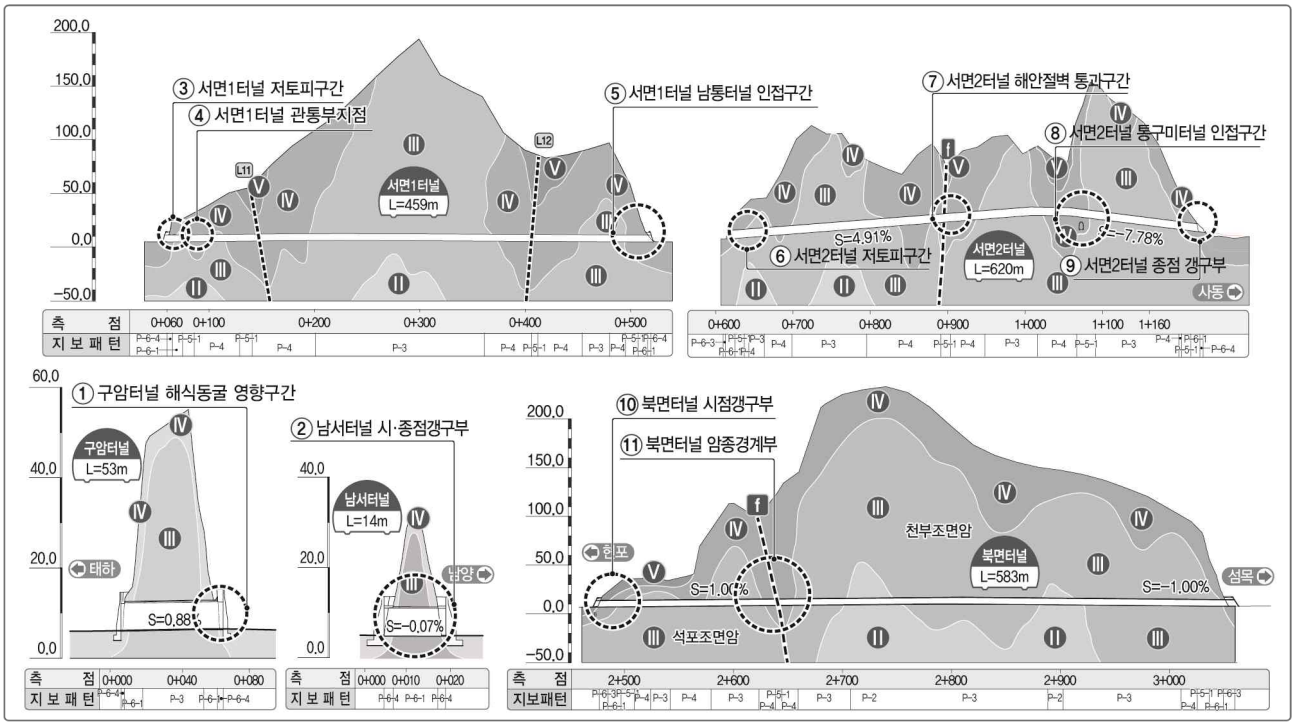
제 4 장 주요구간 안정성 검토

제4장 주요구간 안정성 검토

4.1 해석개요 및 현황

기본방향	• 사업구간의 지반조사결과를 기반으로 지반조건 취약구간 및 구조적 취약구간을 선정하여 상세한 해석을 통해 터널의 안정성 검토

4.1.1 주요구간 검토위치



4.1.2 주요구간 검토결과

구 분	해석위치 (STA.)	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력 (MPa)	록볼트 축력 (kN)
① 구암터널 해식동굴 영향구간	0+010 ~ 0+060	4.20	2.03	7.44	67.12
② 남서터널 시·종점갱구부	0+000 ~ 0+025	2.23	0.59	3.83	17.09
③ 서면1터널 저토피구간	0+077	3.50	9.97	7.46	21.26
④ 서면1터널 관통부지점	0+064 ~ 0+114	3.43	3.09	7.45	29.39
⑤ 서면1터널 남통터널 인접구간	0+480 ~ 0+520	7.72	1.51	4.95	82.62
⑥ 서면2터널 저토피구간	0+620	2.32	2.54	2.72	11.37
⑦ 서면2터널 해안절벽 통과구간	0+900	6.77	3.66	6.94	54.53
⑧ 서면2터널 통구미터널 인접구간	1+050 ~ 1+100	5.67	2.43	5.21	36.98
⑨ 서면2터널 종점갱구부	1+180 ~ 1+260	1.85	1.02	3.13	–
⑩ 북면터널 시점갱구부	2+465 ~ 2+505	2.67	0.37	4.22	28.94
⑪ 북면터널 암종경계부	2+615 ~ 2+665	9.24	5.92	7.13	52.70

4.2 주요구간 안정성 검토

4.2.1 저토피 통과구간

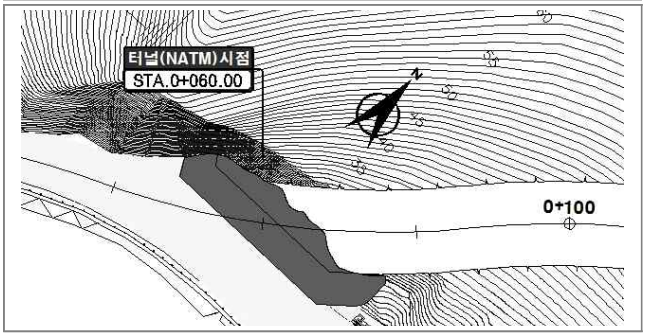
◉ 서면1터널 저토피구간

기본방향	• 서면1터널 STA.0+077지점에 저토피구간 이 존재하여 터널 굴착이 가능하도록 설계되어 이를 모사한 후 굴착에 따른 터널의 변위 및 지보재 응력을 검토하여 안정성 평가

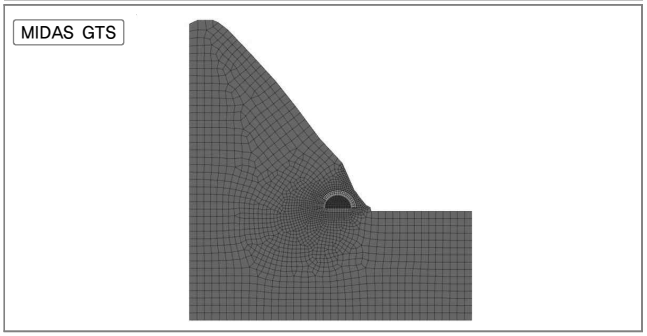
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+077
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-6-1
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

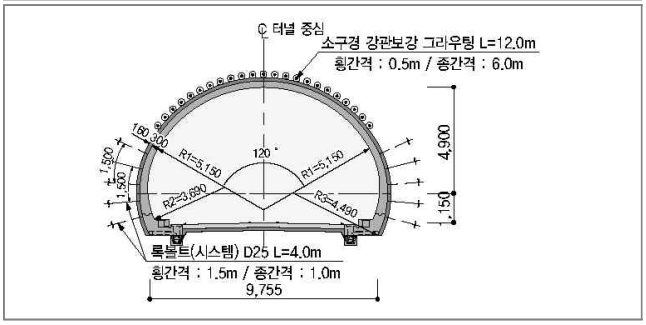
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

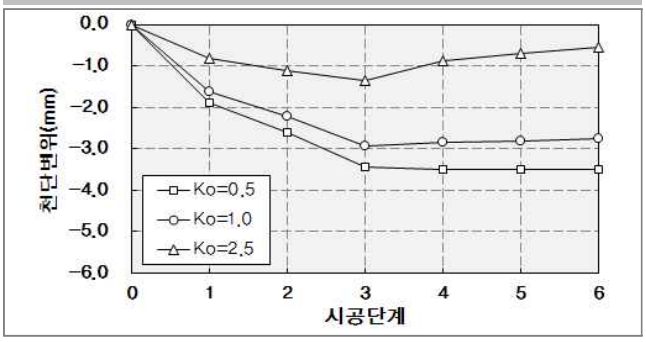
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

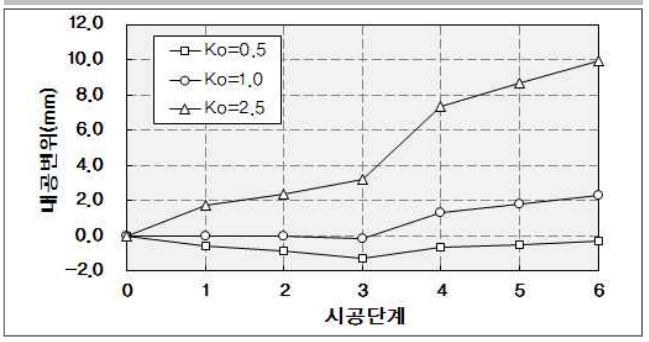
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반 굴착	50
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	상반 Hard Shotcrete	30
S T E P 4	하반 굴착	60
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

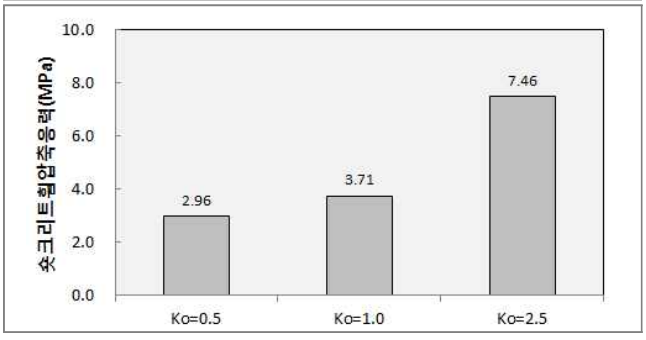
시공단계별 천단변위



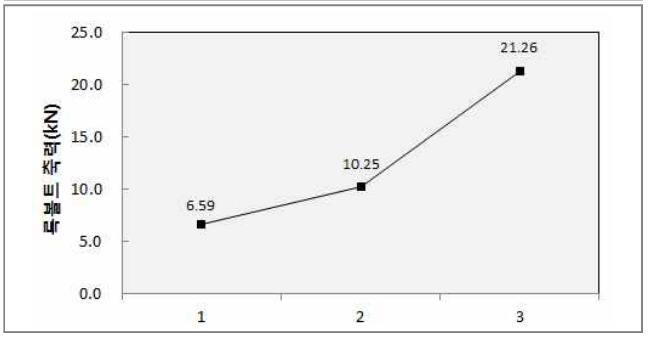
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

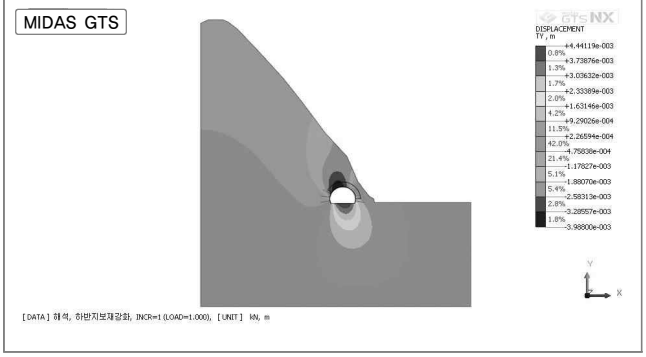


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	3.50	9.97	7.46	8.40	21.26	88.7	O.K

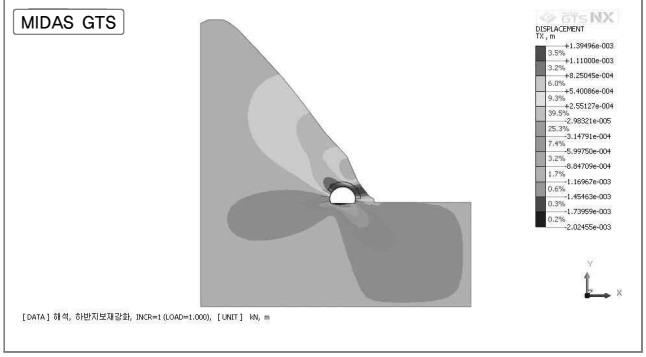
▌해석결과도

- K_0=0.5

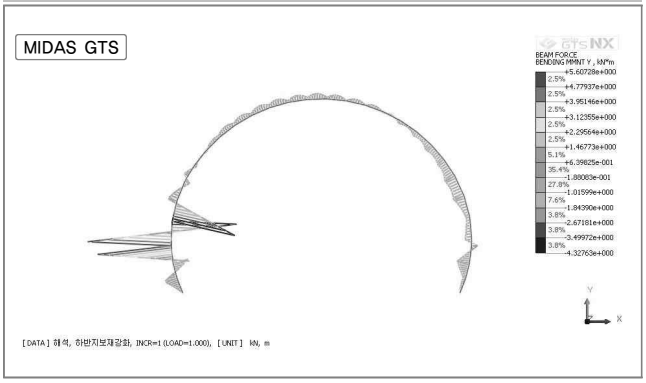
연직방향 변위도



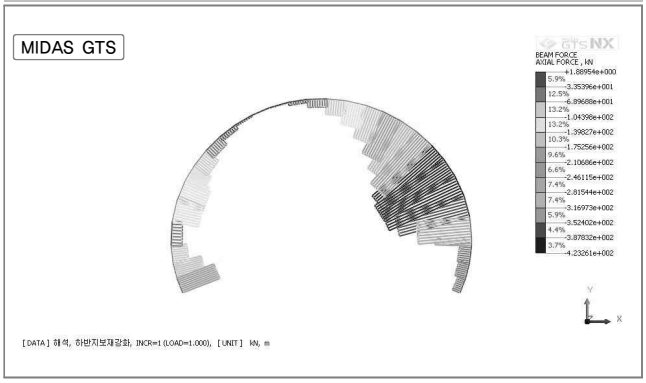
수평방향 변위도



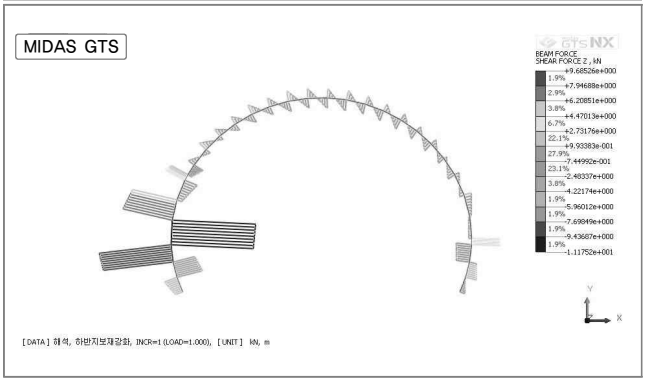
숏크리트 모멘트도



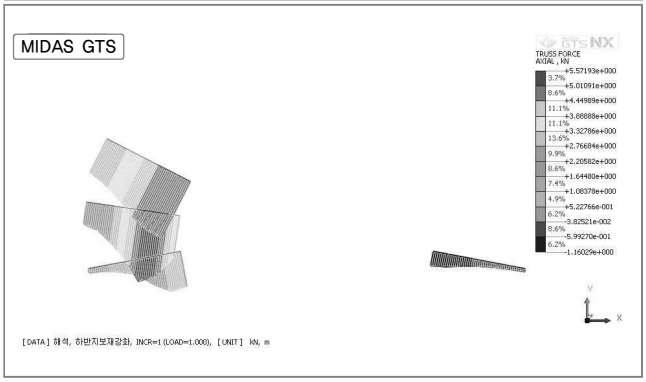
숏크리트 축력도



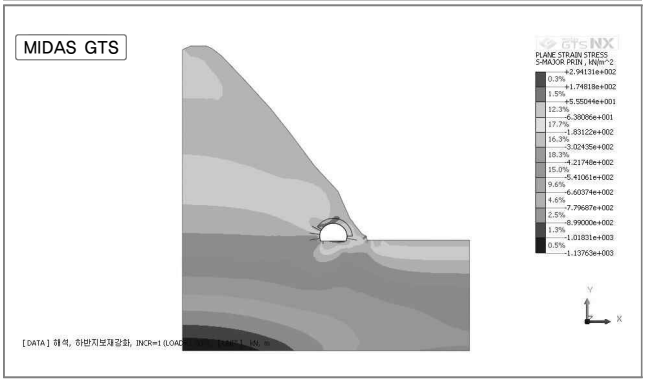
숏크리트 전단력도



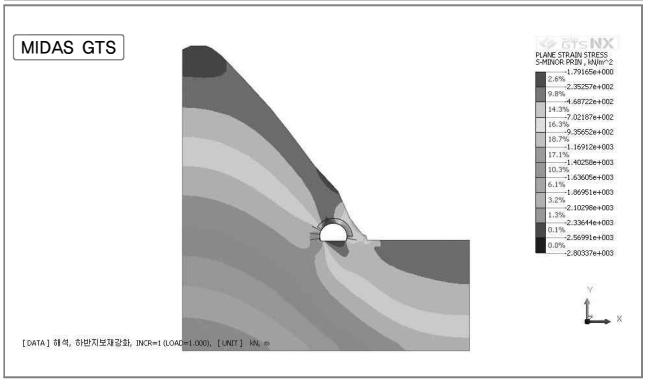
록볼트 축력도



최대주응력도

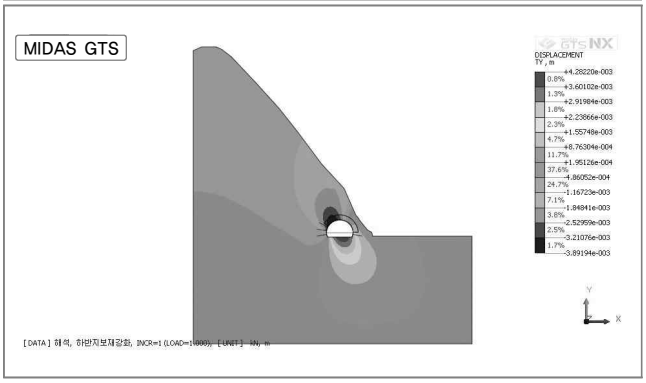


최소주응력도

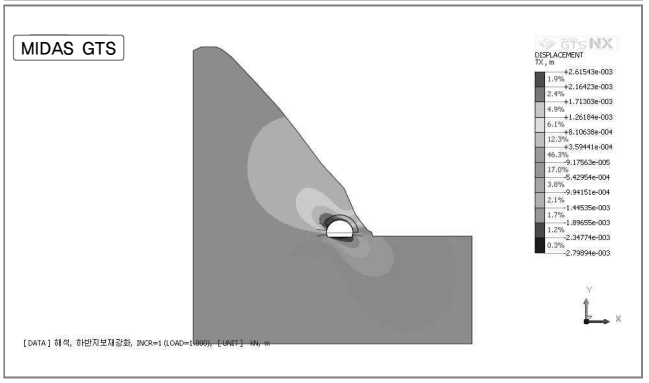


- K_0=1.0

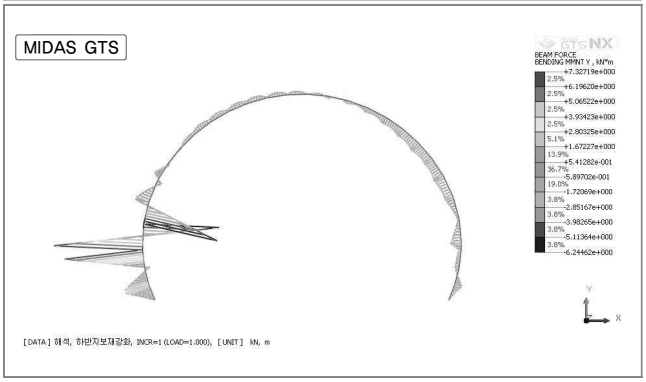
연직방향 변위도



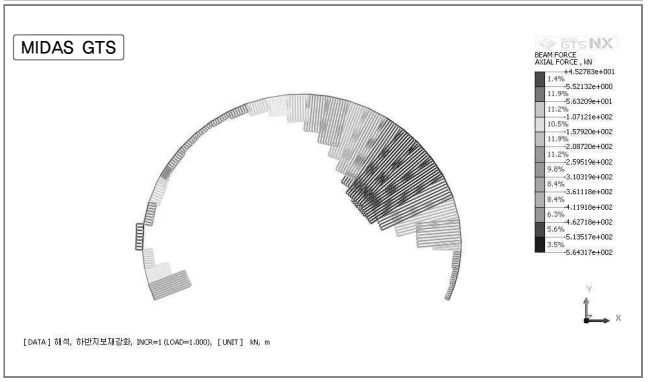
수평방향 변위도



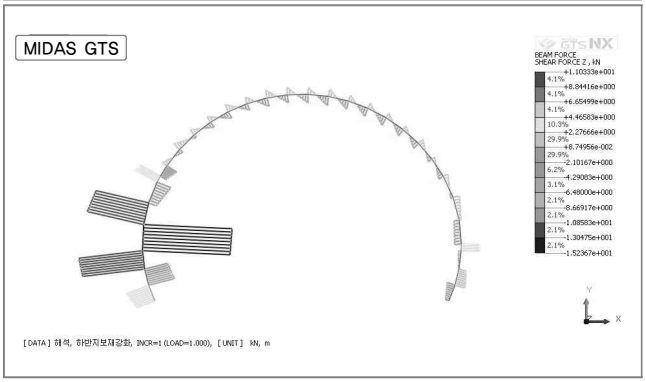
숏크리트 모멘트도



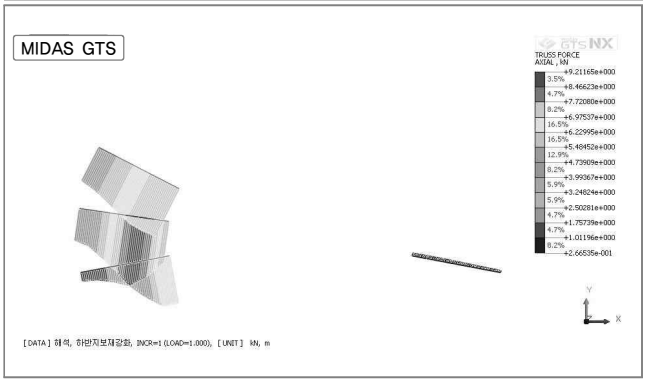
숏크리트 축력도



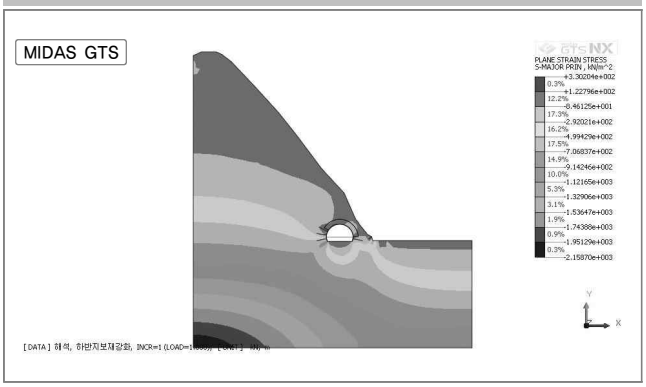
숏크리트 전단력도



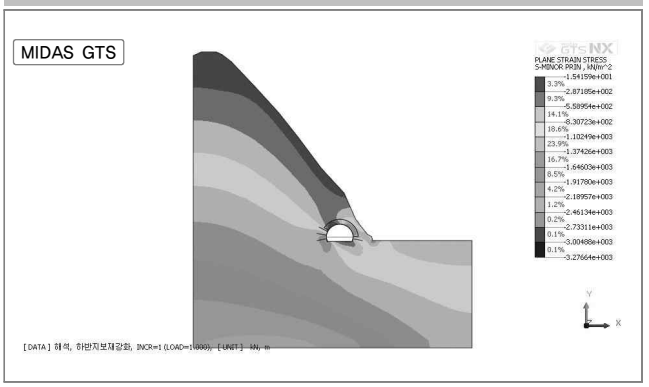
록볼트 축력도



최대주응력도

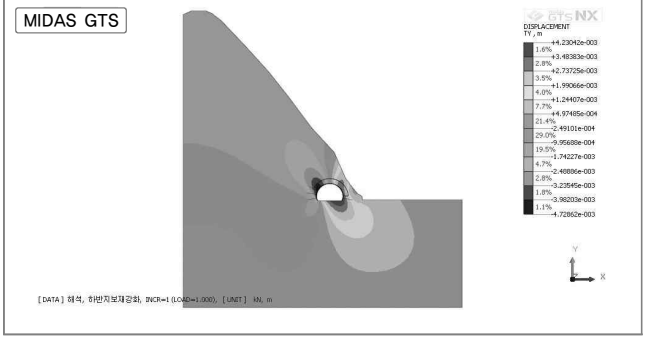


최소주응력도

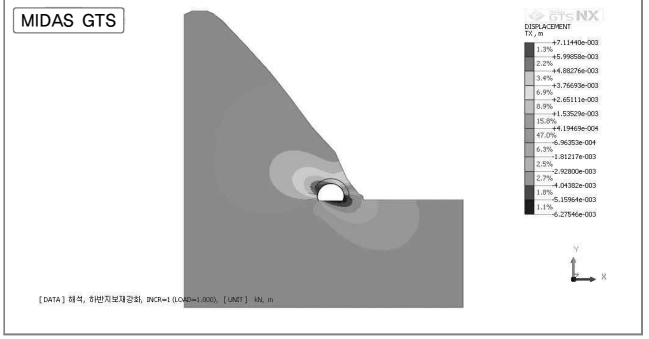


- K_0=2.5

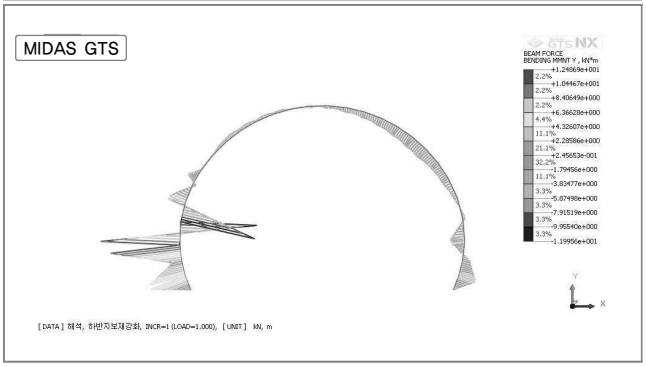
연직방향 변위도



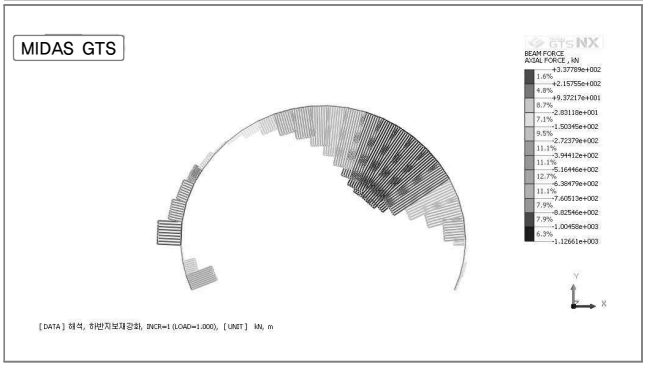
수평방향 변위도



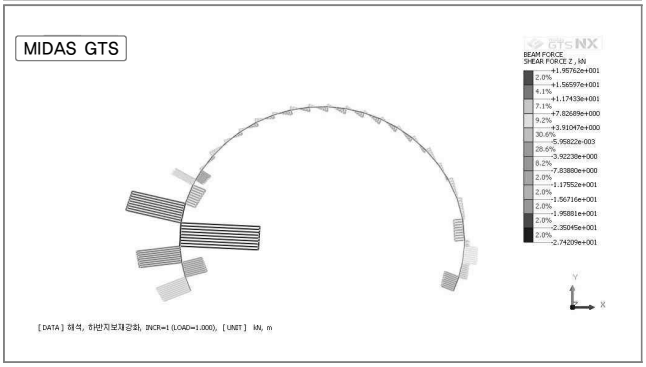
숏크리트 모멘트도



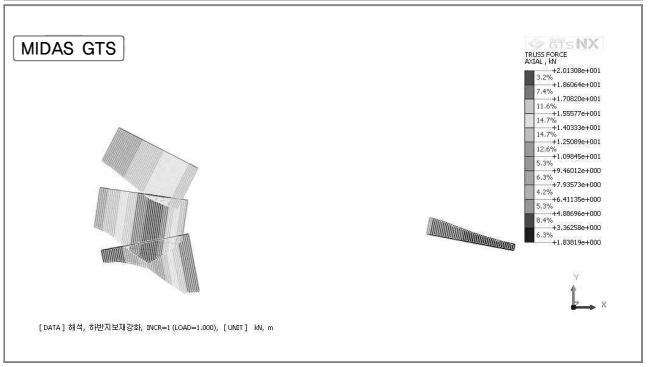
숏크리트 축력도



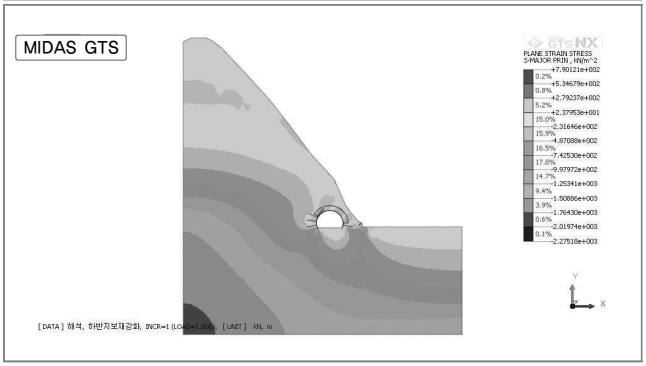
숏크리트 전단력도



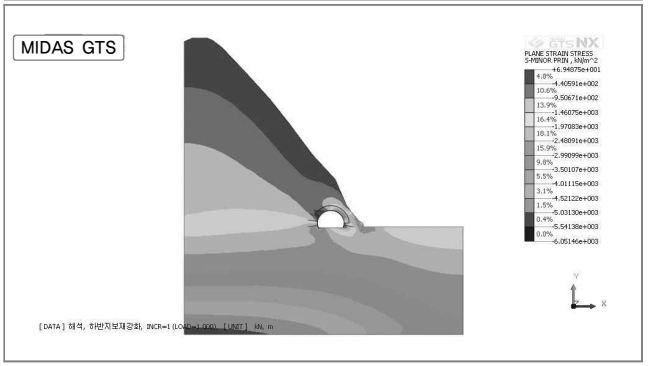
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 서면1터널 저토피구간 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

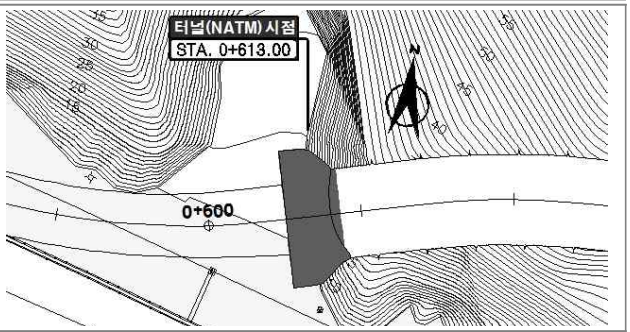
◉ 서면2터널 저토피구간

기본방향	• 서면2터널 STA.0+620지점에 저토피구간 이 존재하여 터널 굴착이 가능하도록 설계되어 이를 모사한 후 굴착에 따른 터널의 변위 및 지보재 응력을 검토하여 안정성 평가

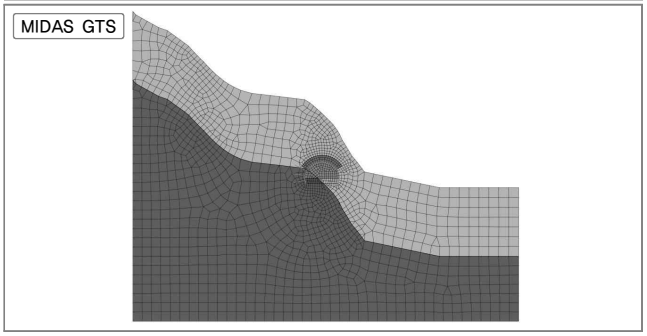
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+620
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-6-1
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

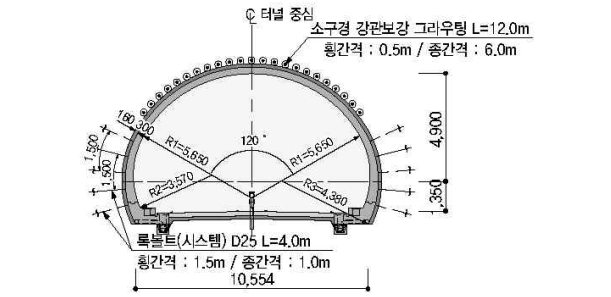
해석현황



해석모델링



지보패턴도



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

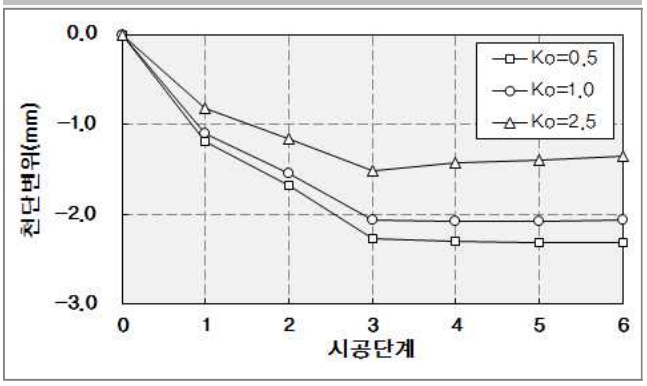
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

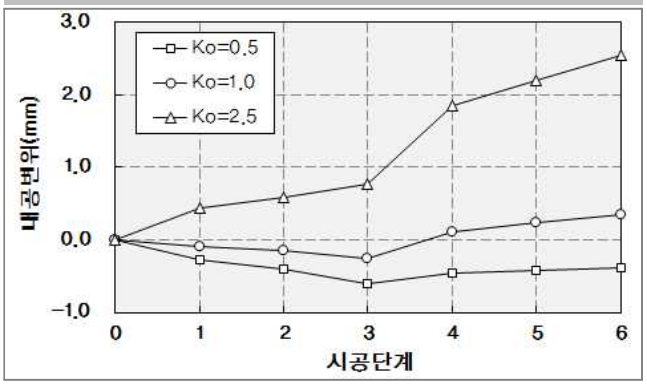
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반 굴착	50
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	상반 Hard Shotcrete	30
S T E P 4	하반 굴착	60
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

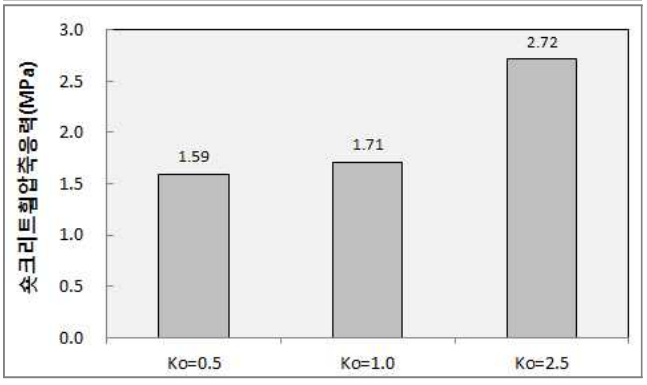
시공단계별 천단변위



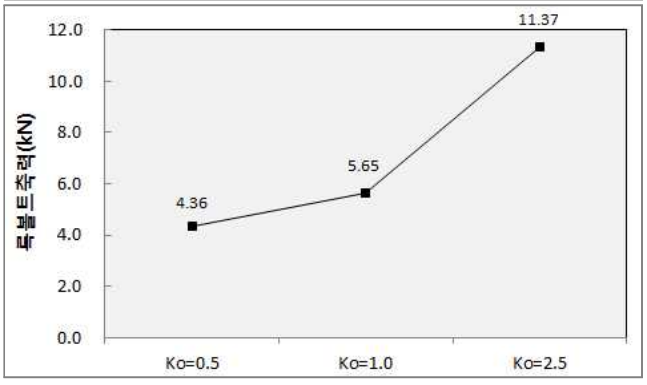
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

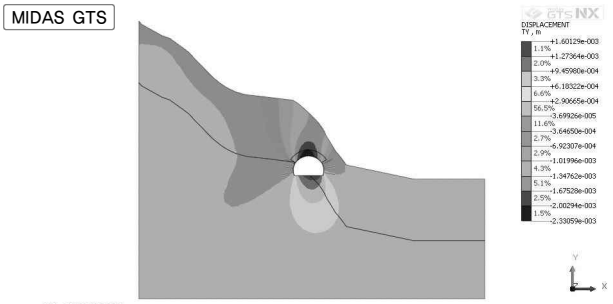


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	2.32	2.54	2.72	8.40	11.37	88.7	O.K

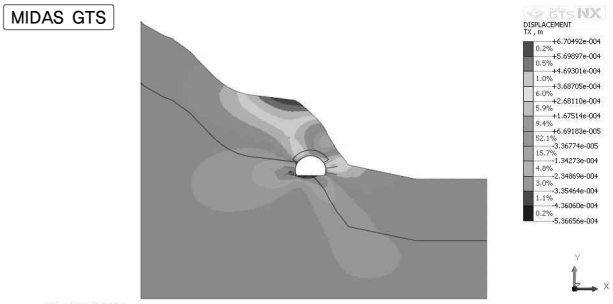
▌해석결과도

- K_0=0.5

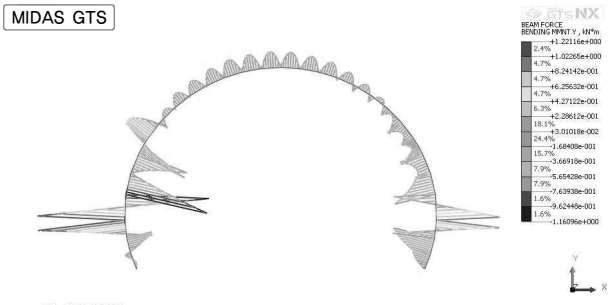
연직방향 변위도



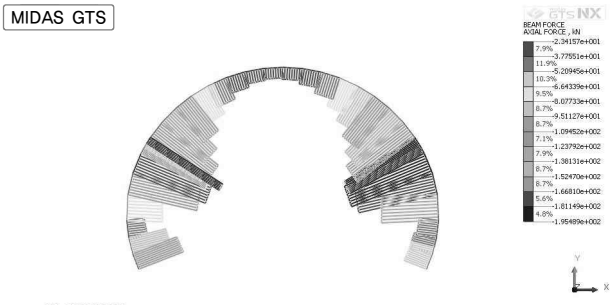
수평방향 변위도



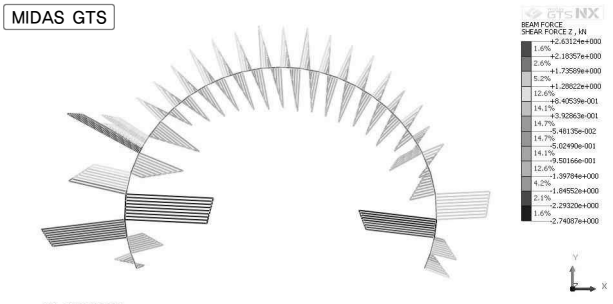
숏크리트 모멘트도



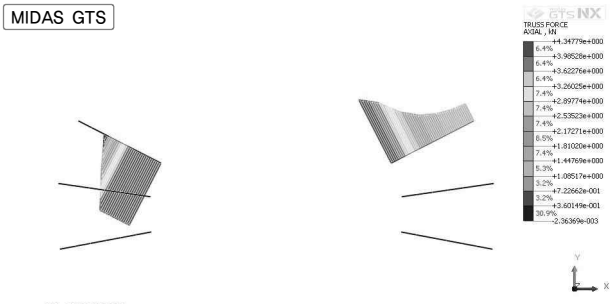
숏크리트 축력도



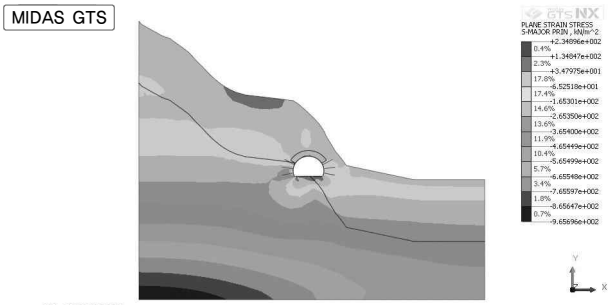
숏크리트 전단력도



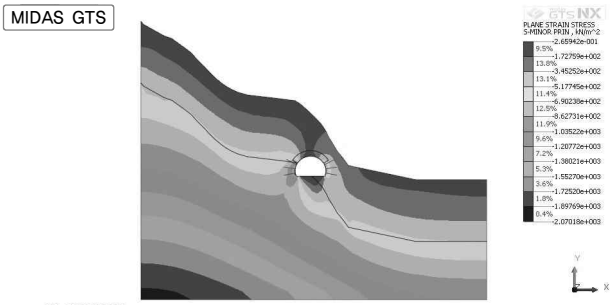
록볼트 축력도



최대주응력도

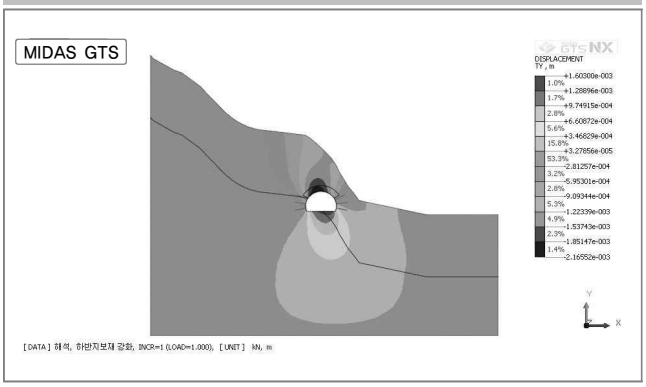


최소주응력도

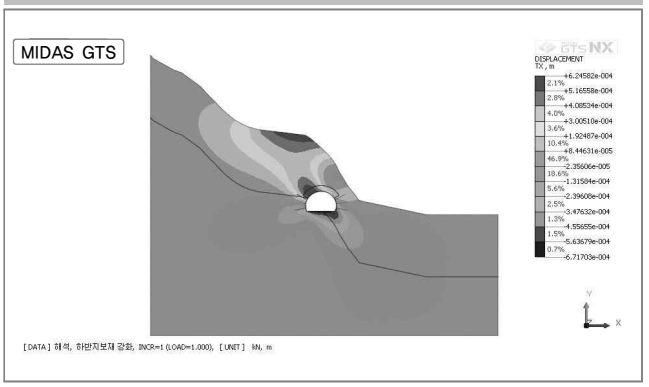


- K_0=1.0

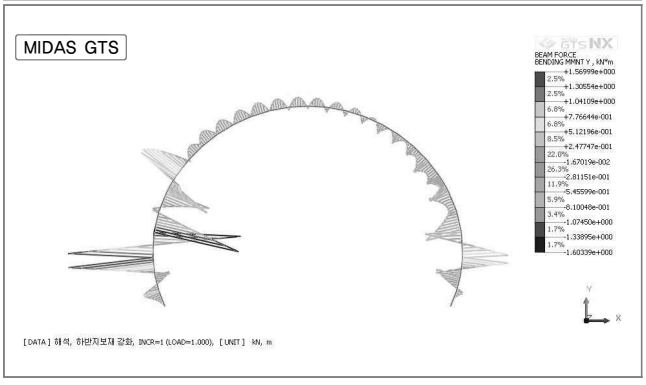
연직방향 변위도



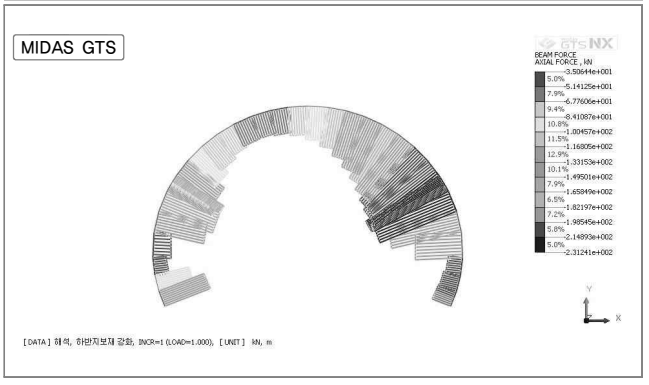
수평방향 변위도



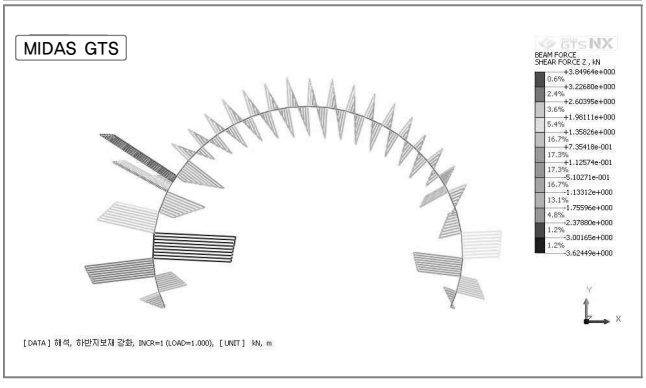
숏크리트 모멘트도



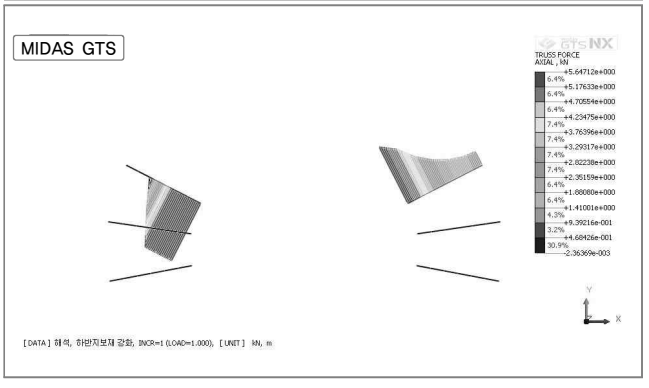
숏크리트 축력도



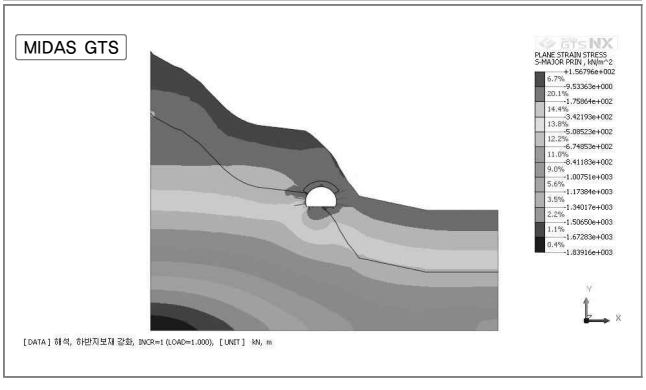
숏크리트 전단력도



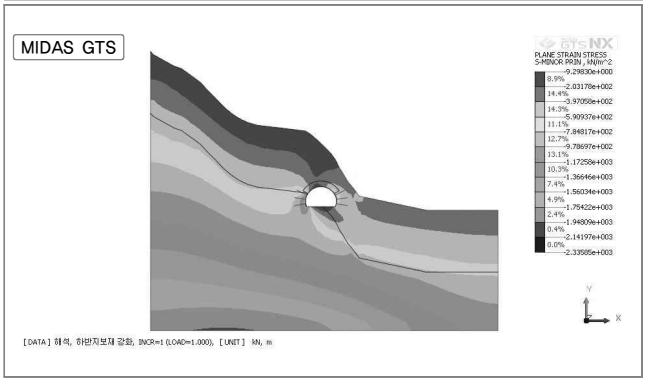
록볼트 축력도



최대주응력도

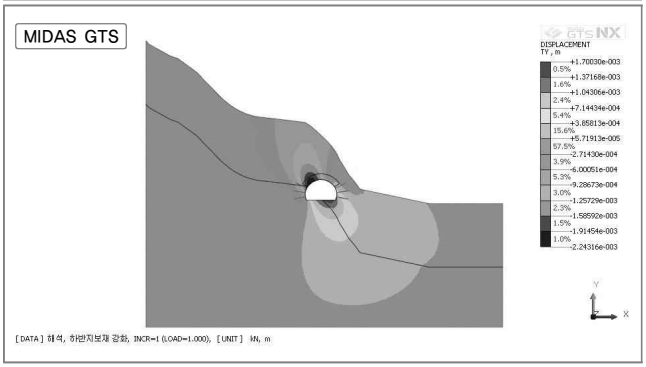


최소주응력도

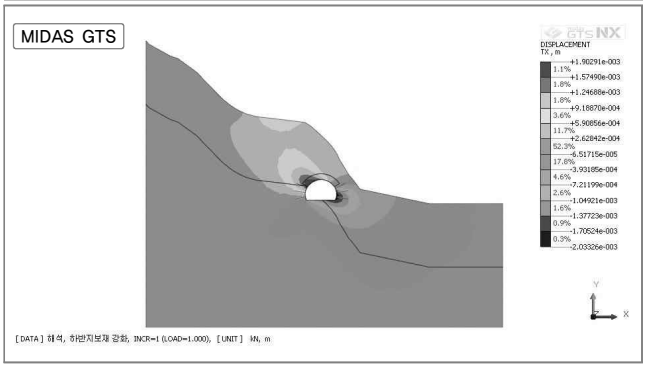


• K_0=2.5

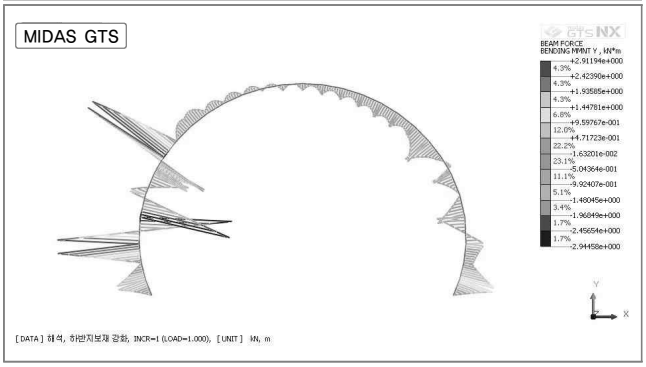
연직방향 변위도



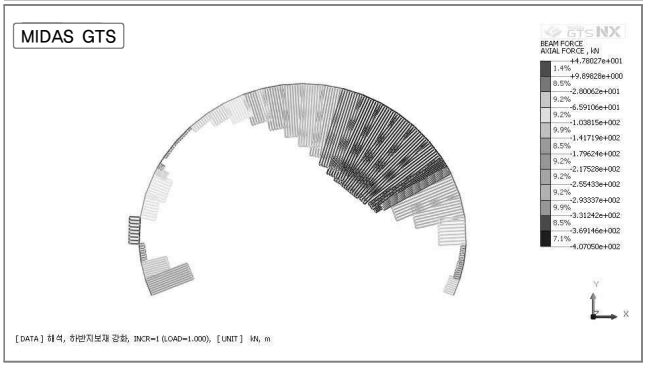
수평방향 변위도



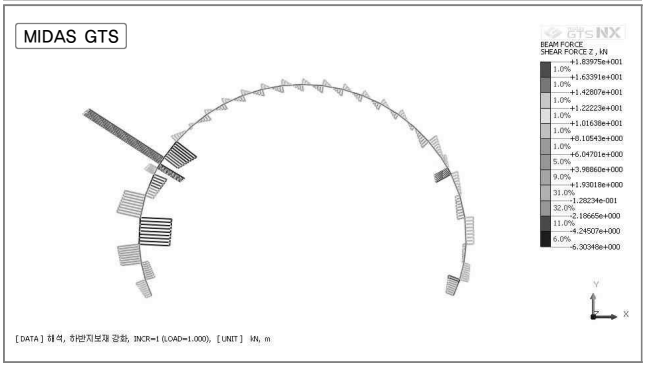
숏크리트 모멘트도



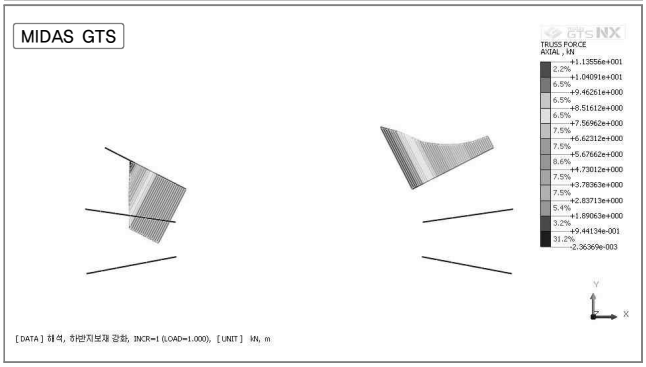
숏크리트 축력도



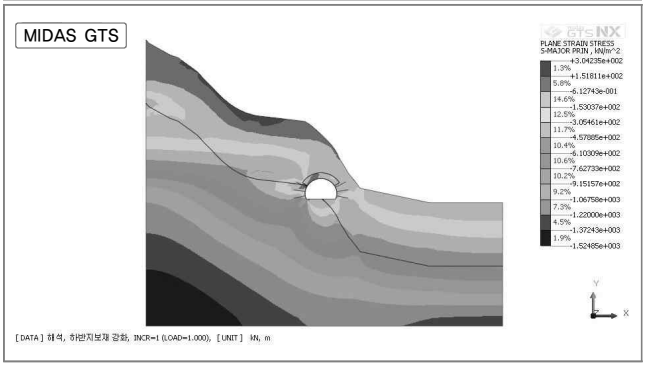
숏크리트 전단력도



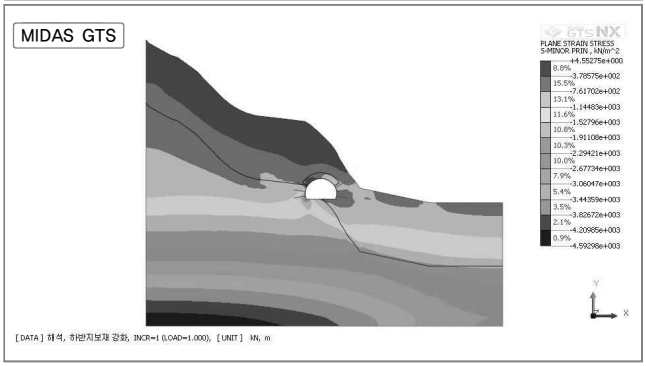
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

• 서면2터널 저토피구간 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

4.2.2 기존터널 인접통과구간

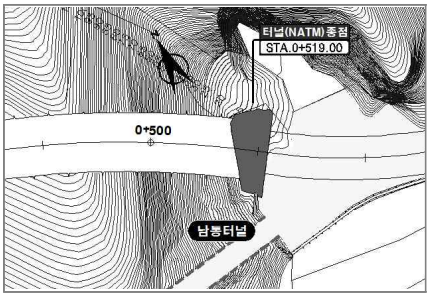
◉ 남통터널 인접 서면1터널 종점구간

기본방향	• 서면1터널 종점 갱구부는 굴착방향 좌측으로 기존 남통터널이 8.8m 이격되어 모델링에 반영 • 대상구간의 지형과 지반조건, 보강공법 적용에 따른 시공순서를 반영하여 지보패턴 적정성을 검토

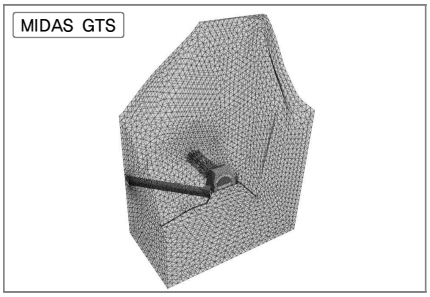
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• 남서터널 STA. 0+480 ~ 0+520(L=40m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-6-3, P-6-1, P-5-1, P-4
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

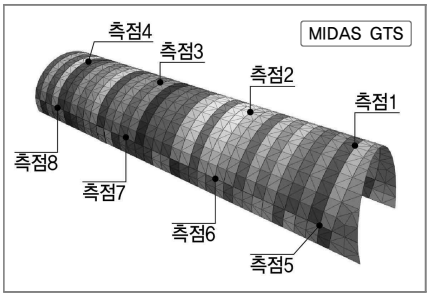
평면도



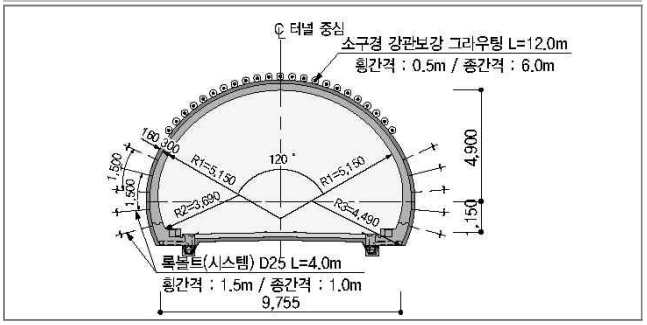
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-6-1)



지보내용(P-6-1)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

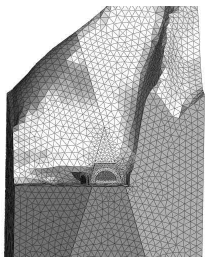
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

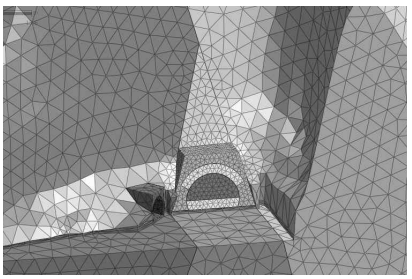
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

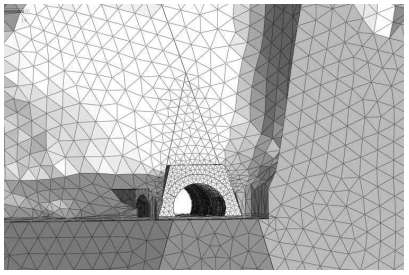
원지반



인공지반 설치

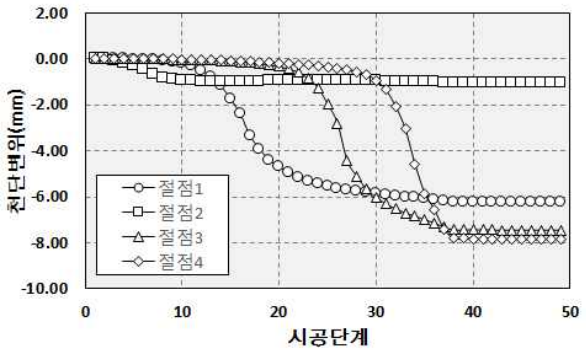


터널 굴착

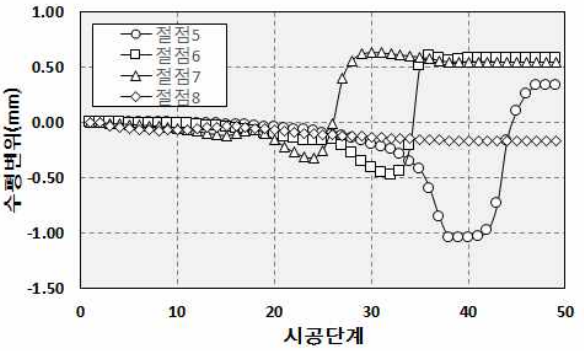


▌해석결과

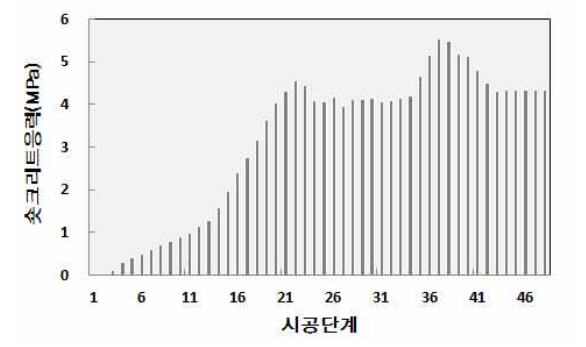
시공단계별 천단변위



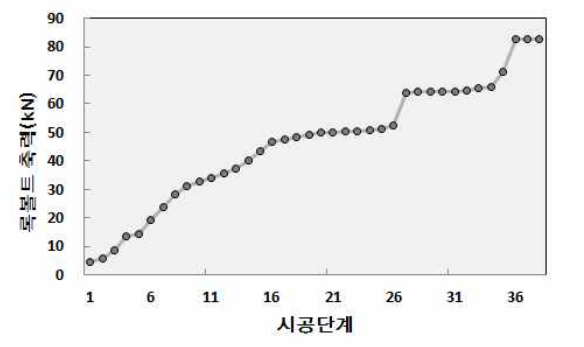
시공단계별 수평변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



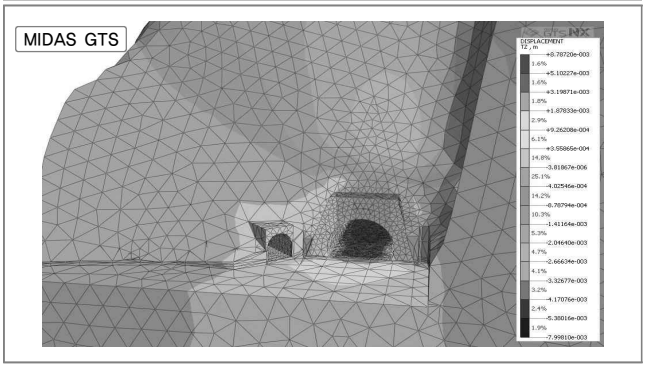
시공단계별 록볼트 축력



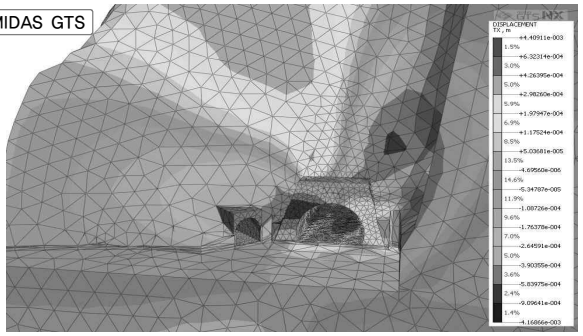
구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	7.72	1.51	5.55	8.40	82.62	88.7	O.K

▌해석결과도

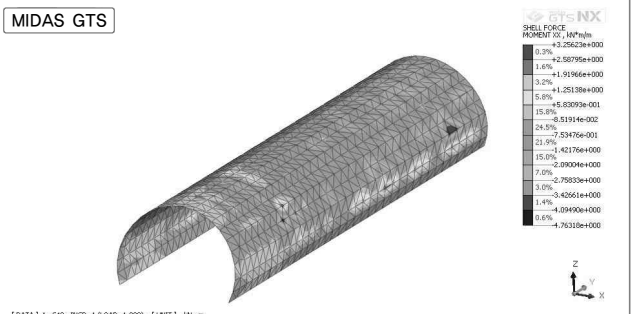
연직방향 변위도



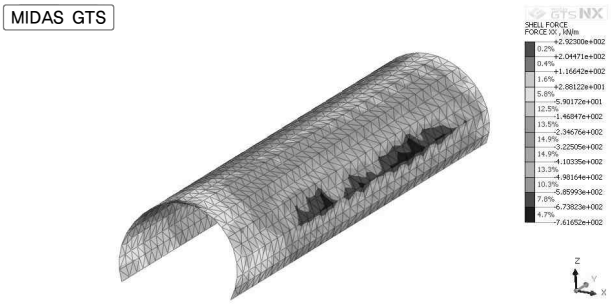
수평방향 변위도



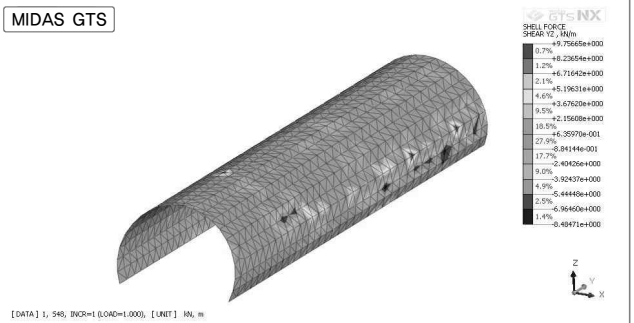
숏크리트 모멘트도



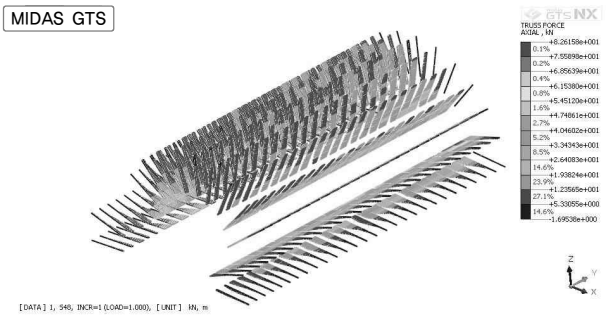
숏크리트 축력도



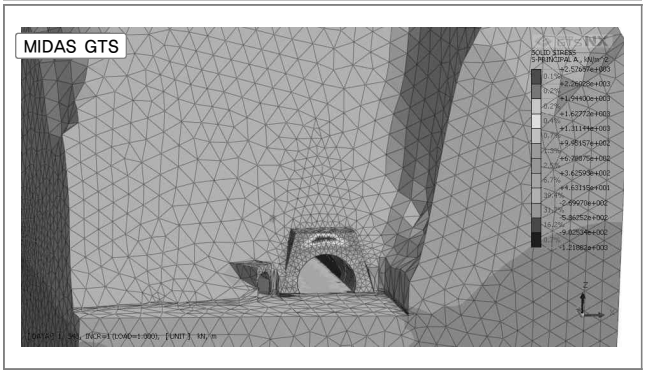
숏크리트 전단력도



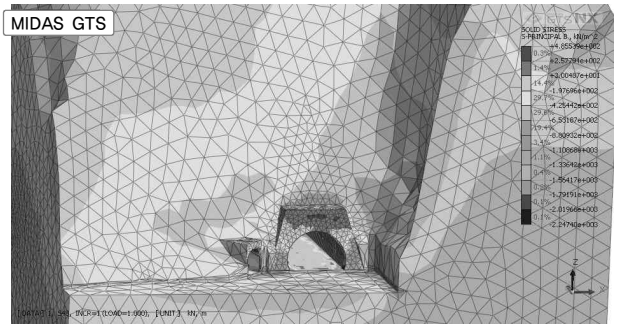
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지반 및 기존터널의 발생변위는 미소하며, 신규터널 지보재 및 기존터널 구조물의 발생응력은 모두 허용값 이내로 신규터널 굴착에 따른 영향은 미소한 것으로 나타나며 추가보강계획을 수립하여 안정성 추가 확보

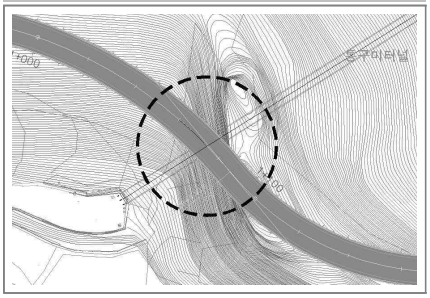
◉ 통구미터널 인접 서면2터널 통과구간

기본방향	• 서면2터널이 기존 통구미터널의 상부를 교차 통과하여 모델링에 반영 • 대상구간의 지형과 지반조건, 보강공법 적용에 따른 시공순서를 반영하여 지보패턴 적정성을 검토

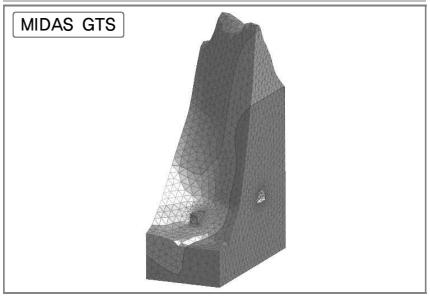
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 1+040 ~ 1+120
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-5-1
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

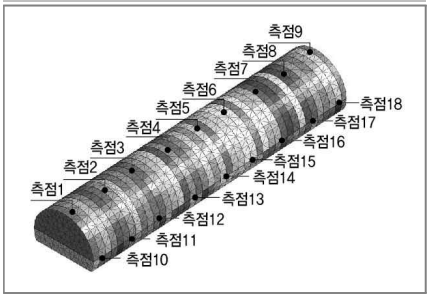
평면도



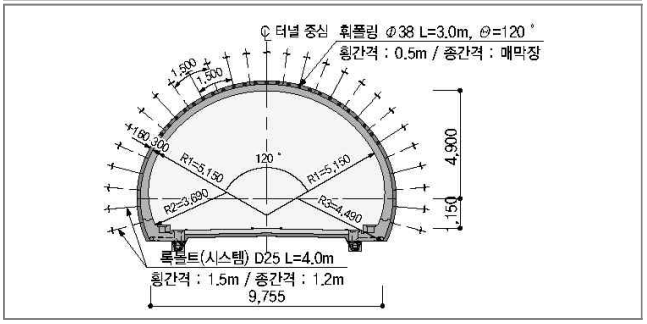
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-5-1)



지보내용(P-5-1)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		휘폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

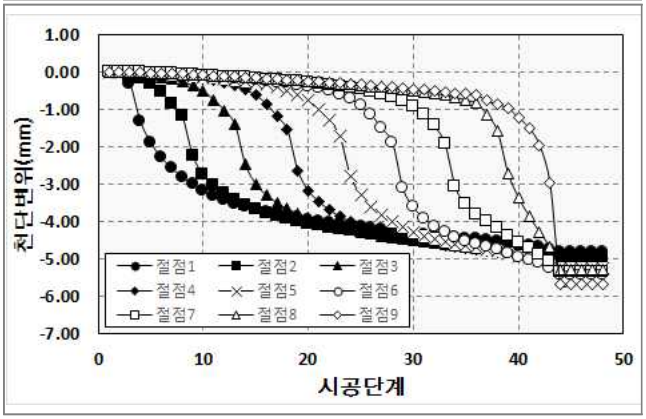
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

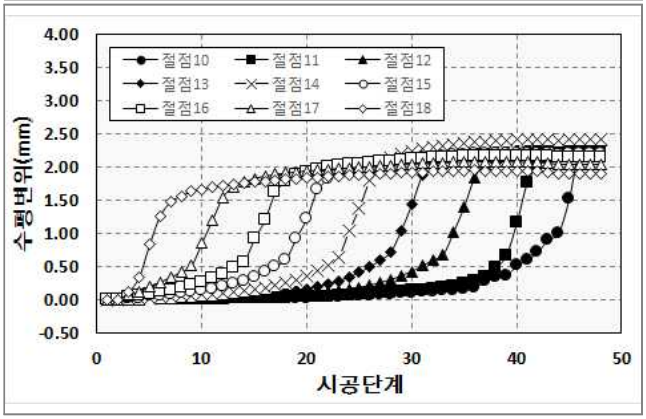
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석결과

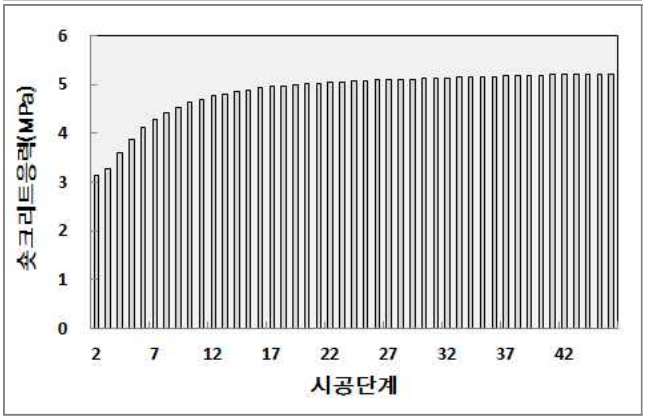
시공단계별 천단변위



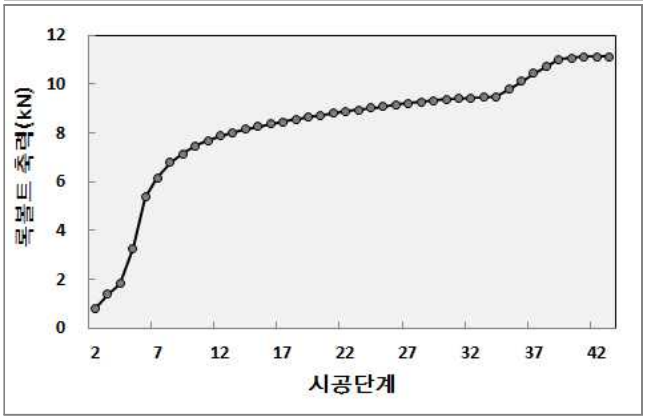
시공단계별 수평변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

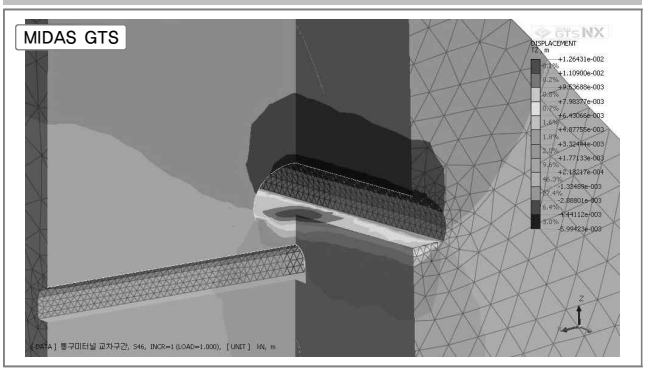


구 분	천단변위 (mm)	수평변위 (mm)	숏크리트 휨압축응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
서면2터널	-5.67	2.43	5.21	8.4	11.11	88.7	O.K

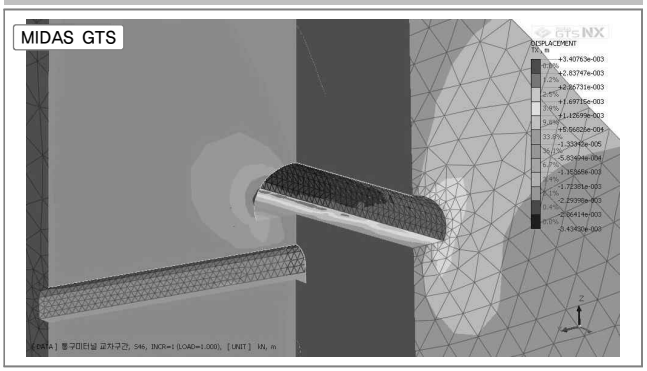
구 분	천단변위 (mm)	수평변위 (mm)	라이닝 증가 압축응력(MPa)		라이닝 증가 인장응력(MPa)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
통구미터널	1.71	0.65	2.78	5.0	0.88	1.0	O.K

해석결과도

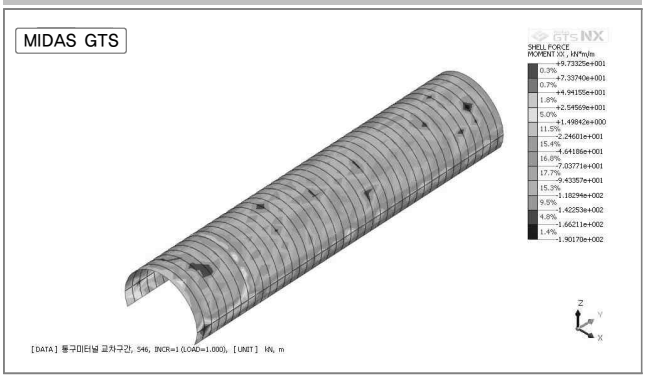
연직방향 변위도



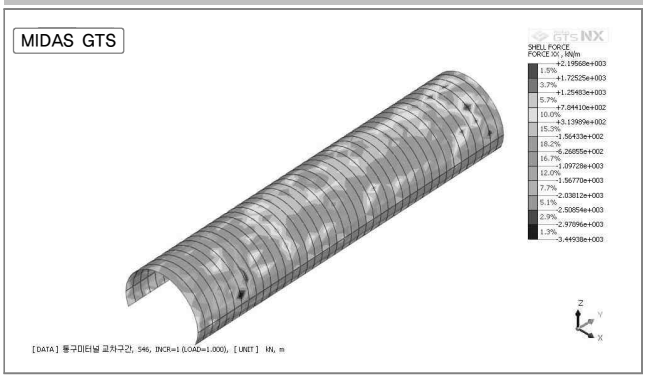
수평방향 변위도



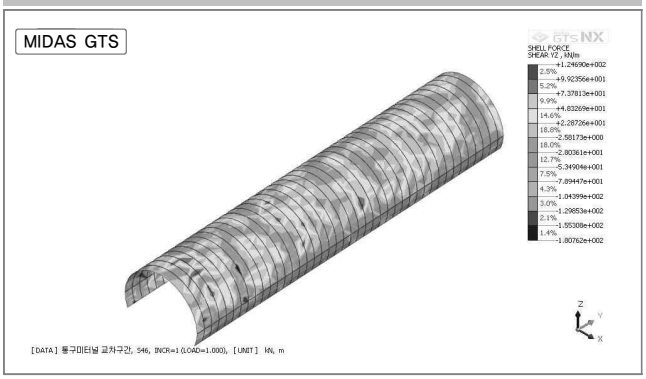
숏크리트 모멘트도



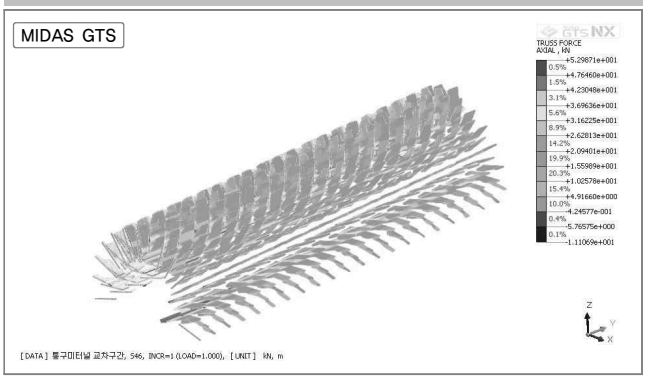
숏크리트 축력도



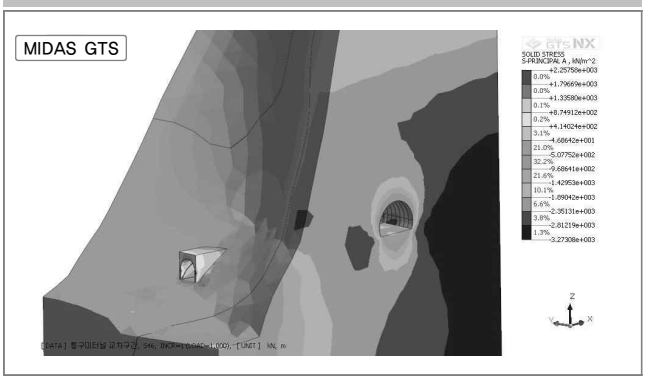
숏크리트 전단력도



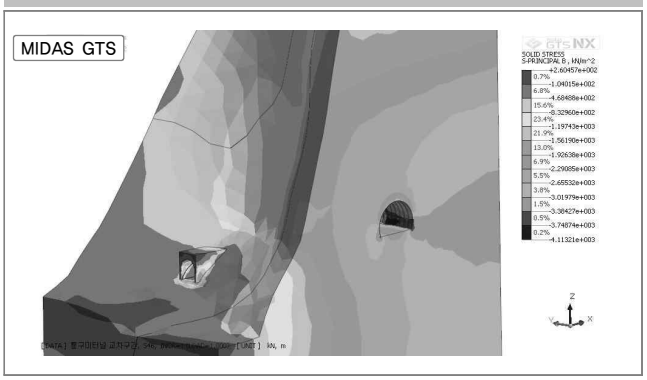
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 지반 및 기존터널의 발생변위는 미소하며, 신규터널 지보재 및 기존터널 구조물의 발생응력은 모두 허용값 이내로 신규터널 굴착에 따른 영향은 미소한 것으로 나타나며 추가보강계획을 수립하여 안정성 추가 확보

4.2.3 갱구부 안정성 검토

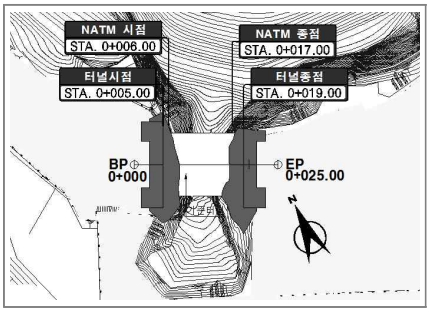
◉ 남서터널 시·종점 갱구부

기본방향	• 남서터널은 기존터널 확폭구간으로 터널연장이 짧아 터널 전체를 모델링하여 시공순서를 적용 • 대상구간의 지형과 지반조건, 보강공법 적용에 따른 시공순서를 반영하여 지보패턴 적정성을 검토

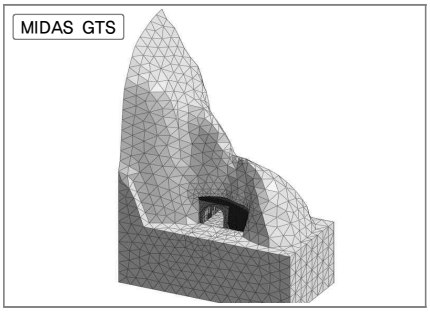
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• 남서터널 STA. 0+000 ~ 0+025(L=25m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-4
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

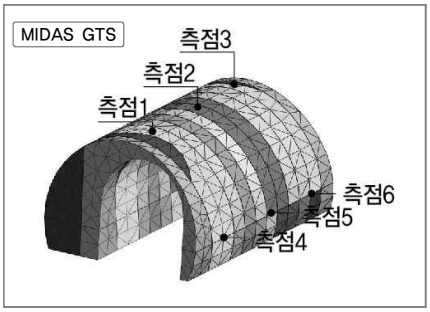
평면도



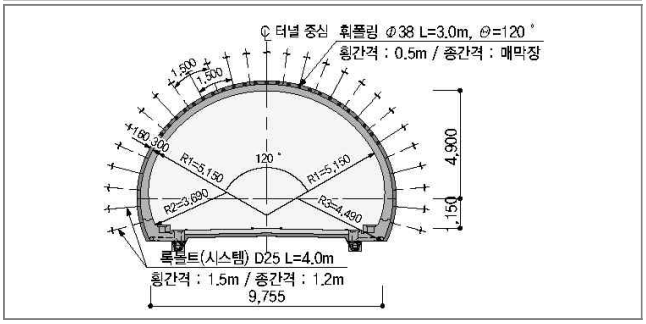
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-4)



지보내용(P-4)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/12.5
	종/횡방향(m)	1.5/1.5
보조공법		필요시 휘폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

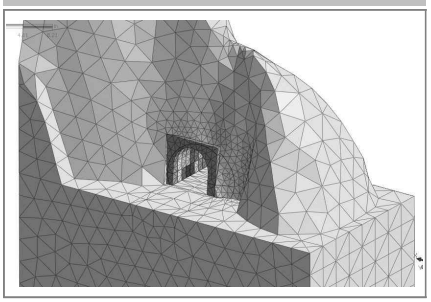
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

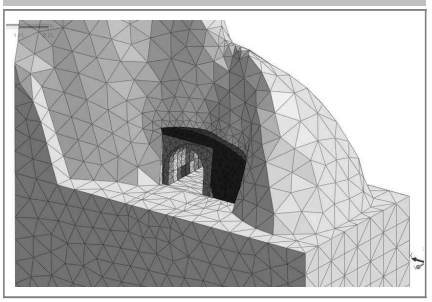
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

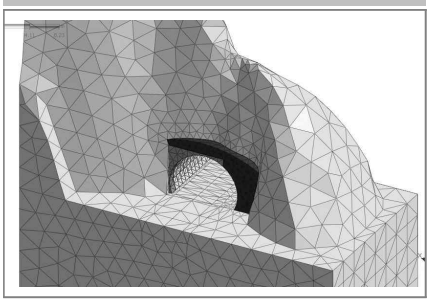
원지반



인공지반 설치

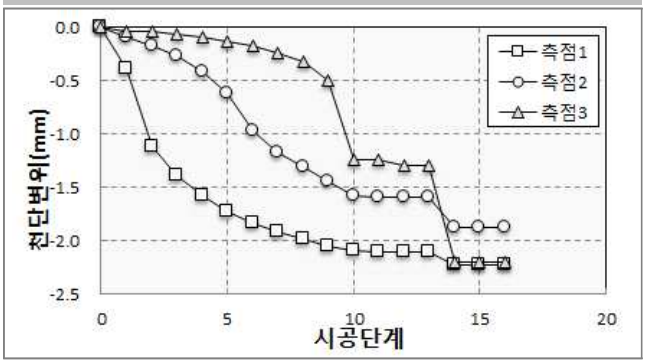


터널 굴착

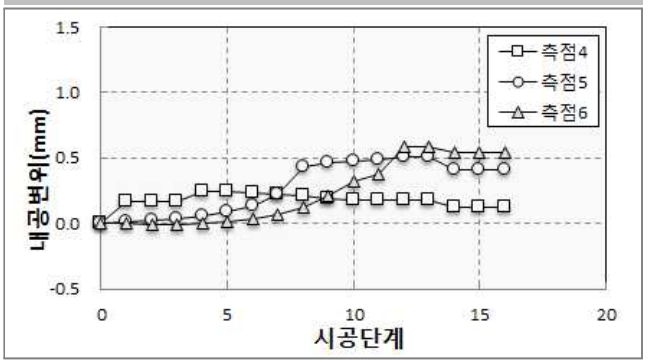


▌해석결과

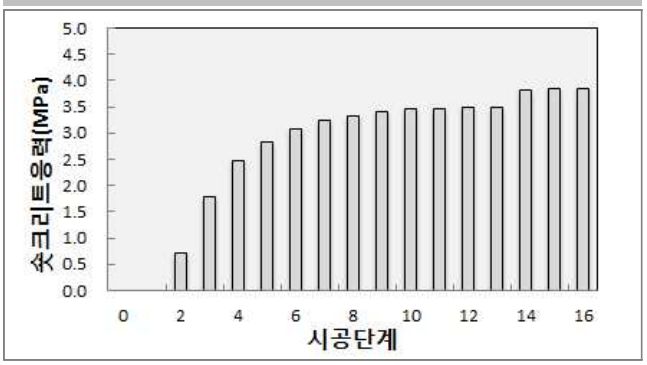
시공단계별 천단변위



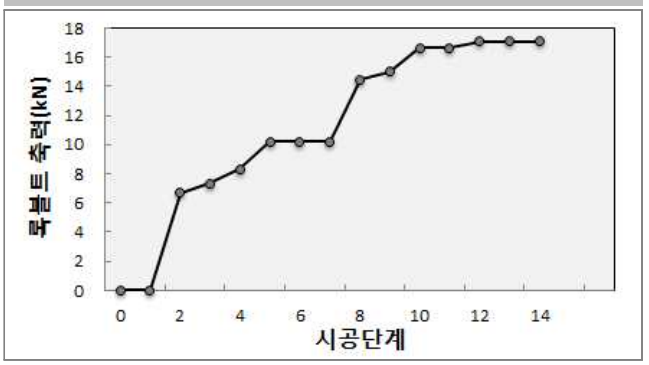
시공단계별 수평변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



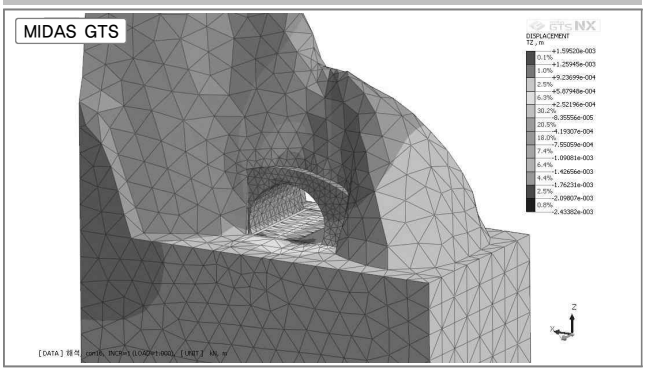
시공단계별 록볼트 축력



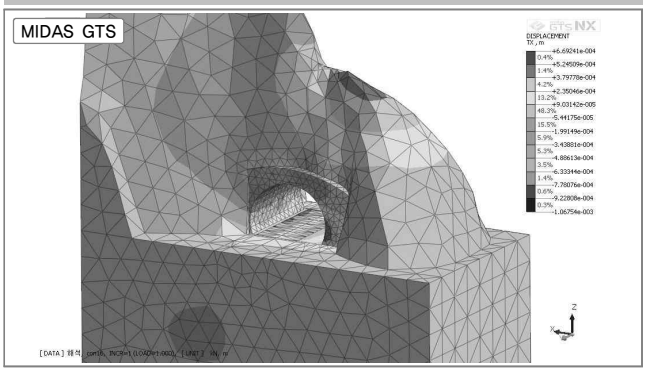
구 분	천단변위 (mm)	수평변위 (mm)	숏크리트 휨압축응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
서면2터널	-2.23	0.59	3.83	8.4	17.09	88.7	O.K

▌해석결과도

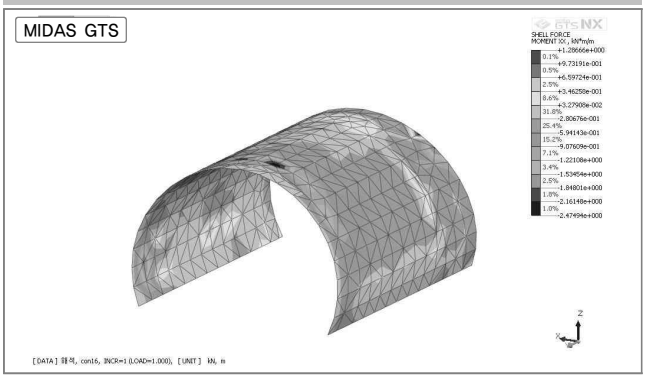
연직방향 변위도



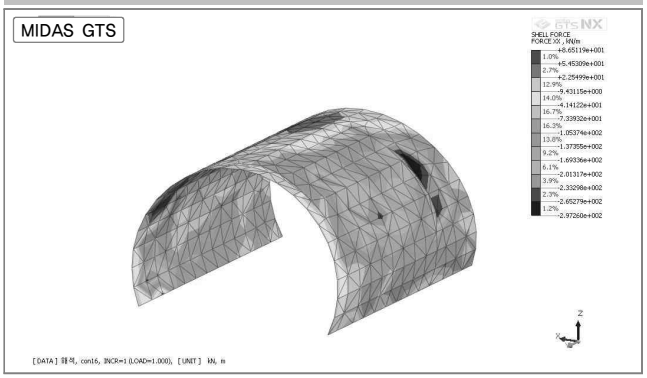
수평방향 변위도



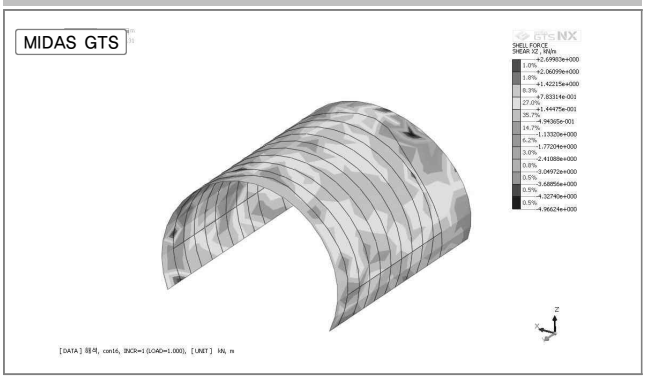
숏크리트 모멘트도



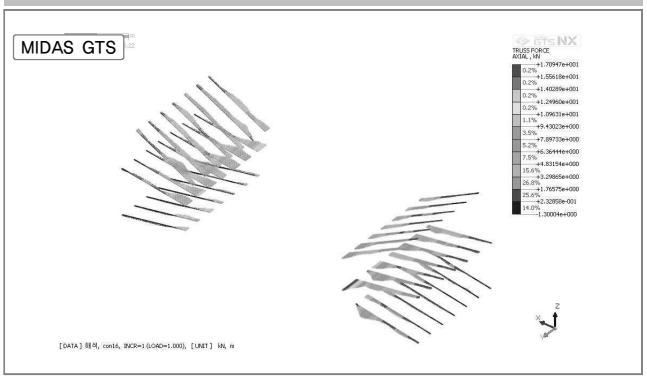
숏크리트 축력도



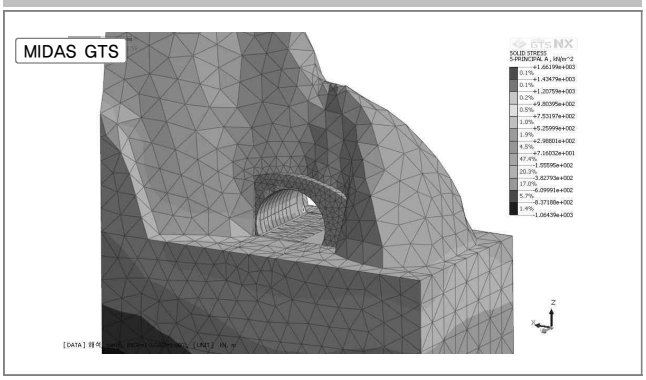
숏크리트 전단력도



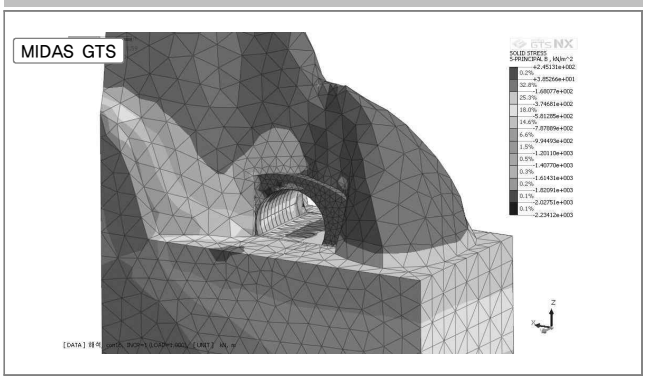
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 남서터널 갱구부 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

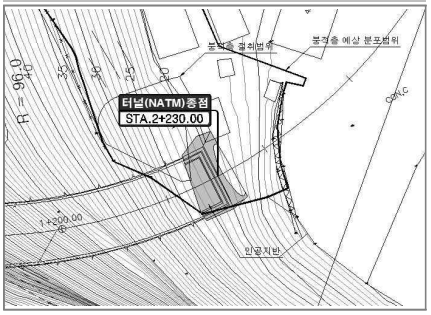
◉ 서면2터널 종점 갱구부

기본방향	• 서면2터널 종점 갱구부는 인공지반을 형성하여 터널 굴착이 가능하도록 설계되어 이를 모사한 후 굴착에 따른 터널의 변위 및 지보재 응력을 검토하여 안정성 평가

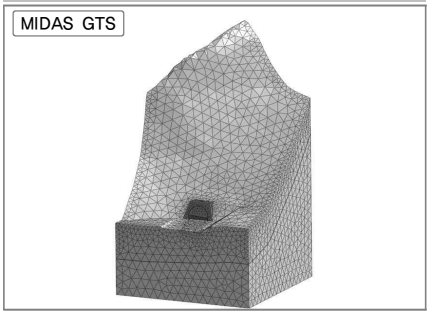
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 1+180 ~ 1+260(L=80m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-6-1
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

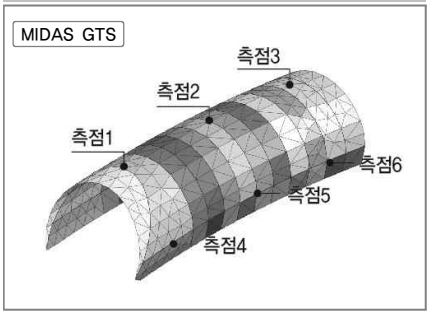
평면도



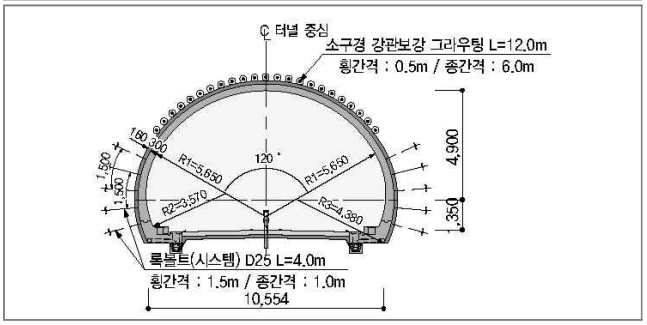
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-6-1)



지보내용(P-6-1)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

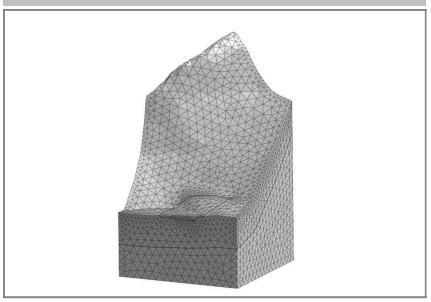
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

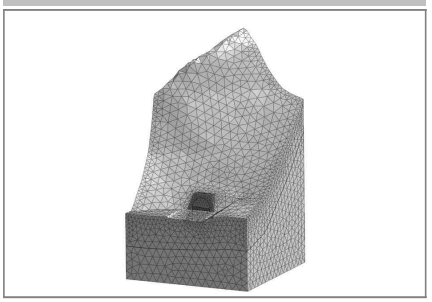
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

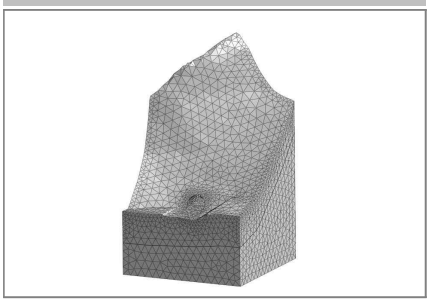
원지반



인공지반 설치

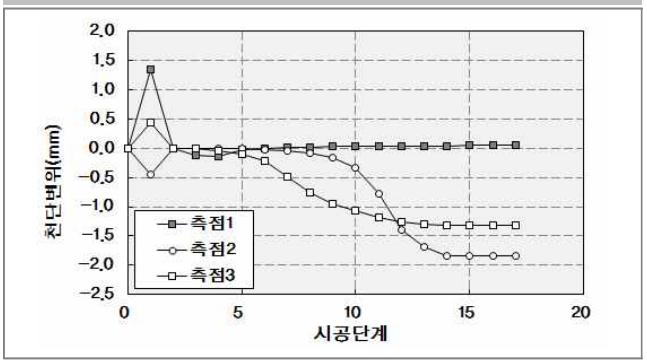


터널 굴착

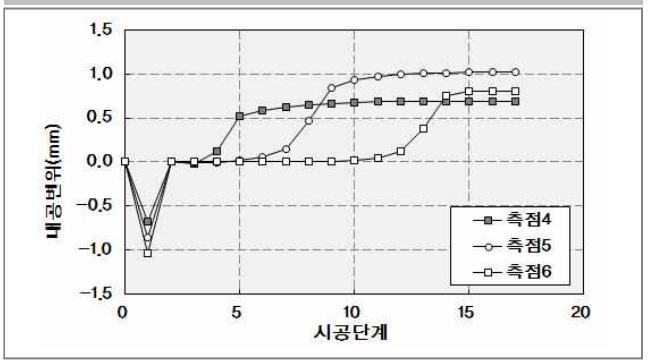


▌해석결과

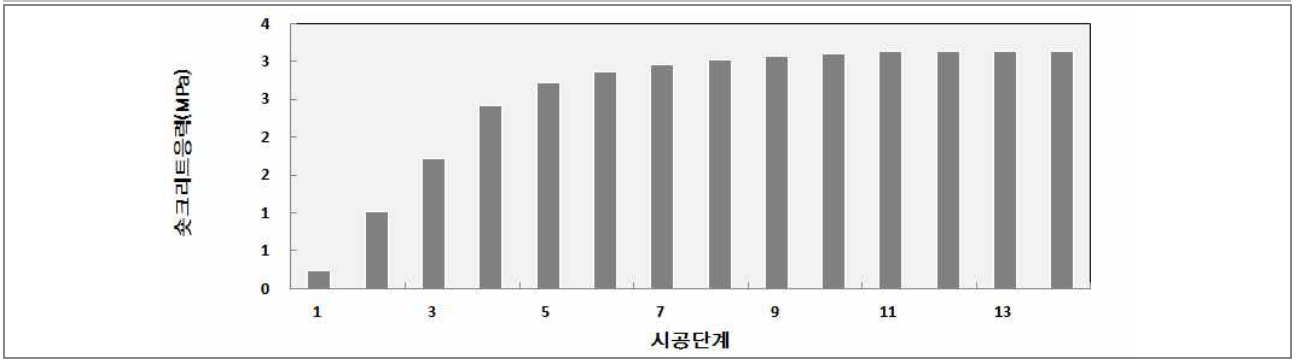
시공단계별 천단변위



시공단계별 내공변위



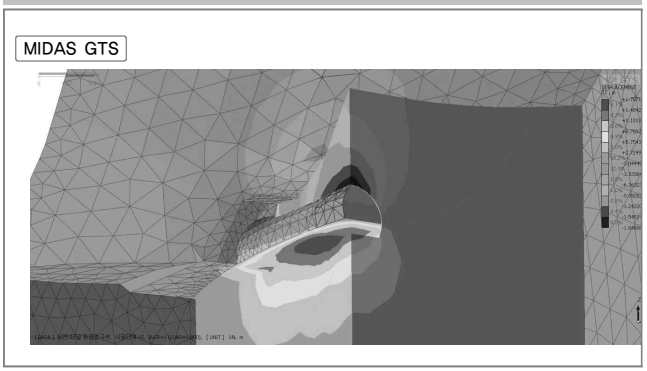
시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



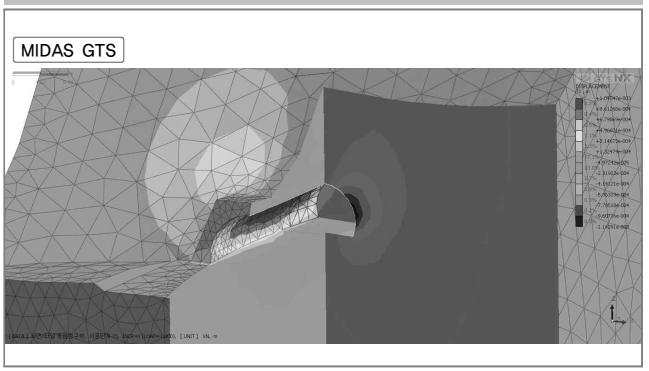
구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 휨압축응력(MPa)		판단
			해석결과	허용기준	
서면2터널	−1.85	1.02	3.13	8.4	O.K

해석결과도

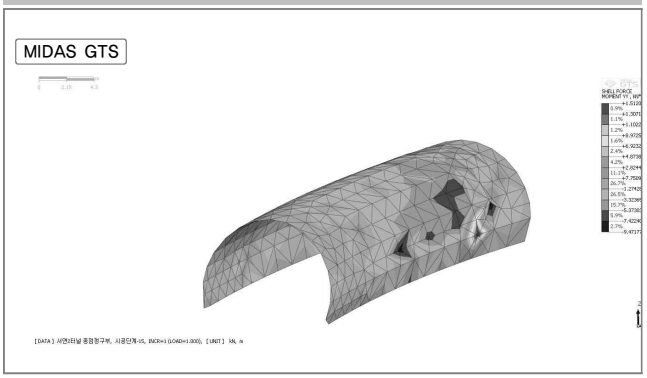
연직방향 변위도



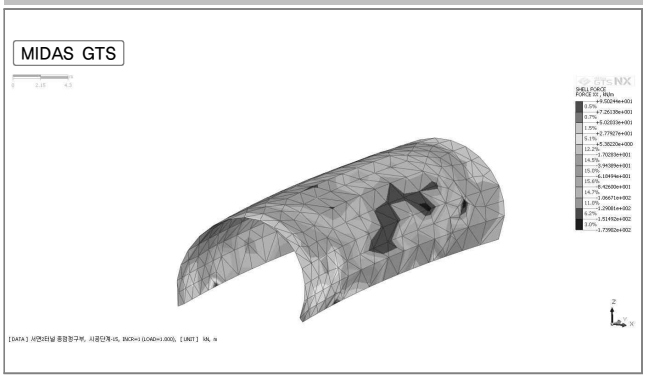
수평방향 변위도



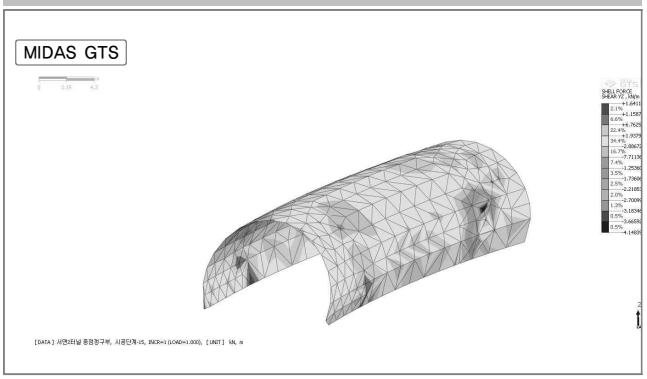
숏크리트 모멘트도



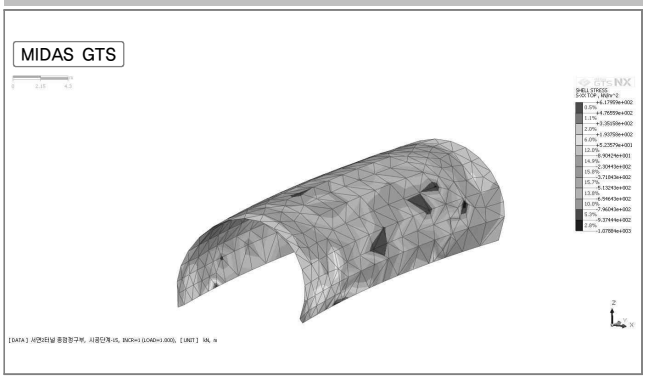
숏크리트 축력도



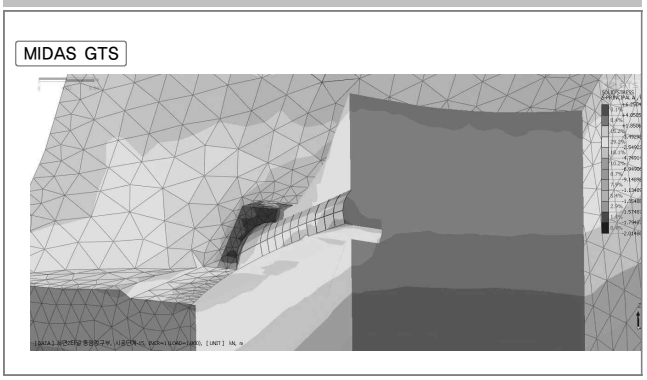
숏크리트 전단력도



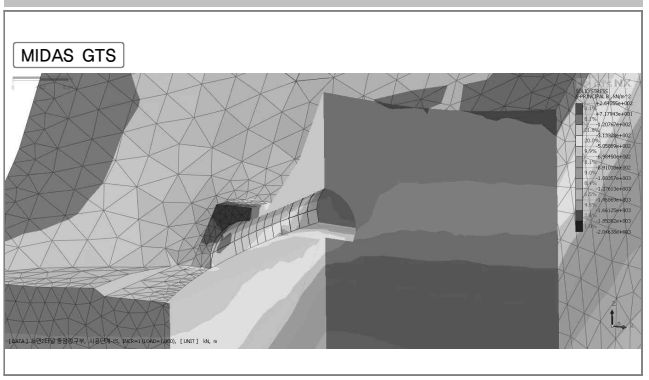
숏크리트 응력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 서면2터널 갱구부 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

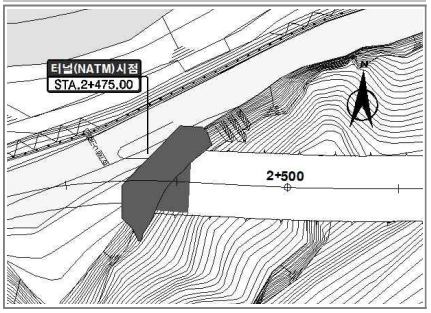
◉ 북면터널 시점 갱구부

기본방향	• 북면터널 시점 갱구부는 인공지반을 형성하여 터널 굴착이 가능하도록 설계되어 이를 모사한 후 굴착에 따른 터널의 변위 및 지보재 응력을 검토하여 안정성 평가

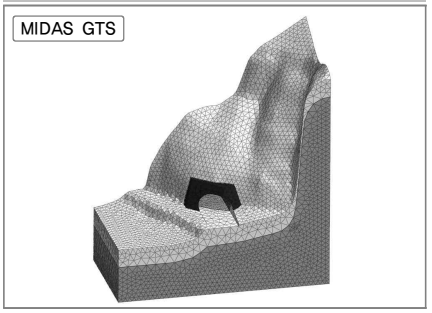
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• 북면터널 STA. 2+465 ~ 2+505(L=40m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅳ, Ⅴ등급
지 보 패 턴	• P-5-1
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

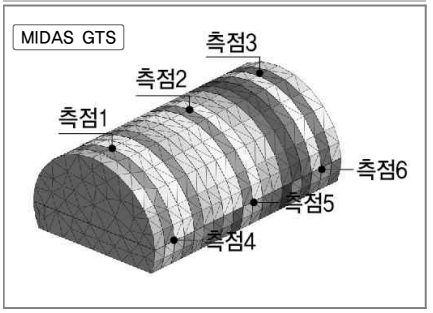
평면도



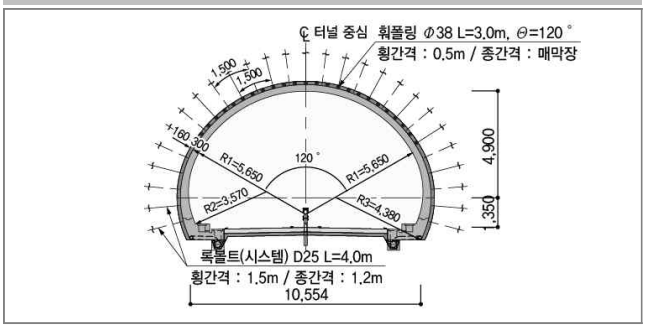
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-5-1)



지보내용(P-5-1)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
조면암	Ⅰ 등 급	27.0	11,000	45.0	15,000	0.22	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	26.0	3,000	42.0	11,000	0.23	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	25.0	1,000	40.0	5,000	0.25	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	300	35.0	2,000	0.27	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	80	31.0	500	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

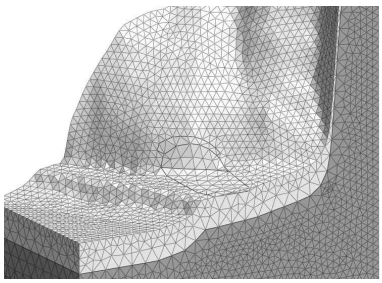
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

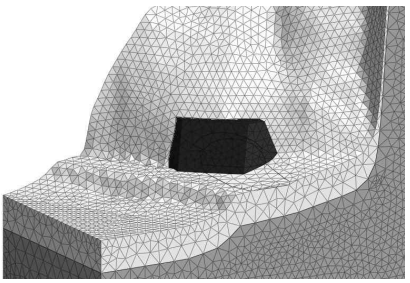
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

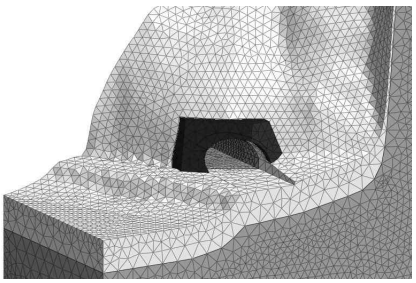
원지반



인공지반 설치

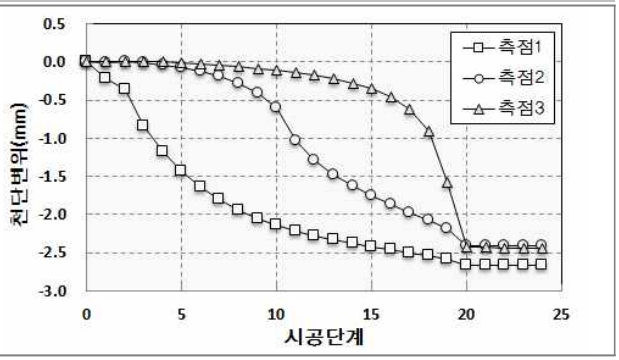


터널 굴착

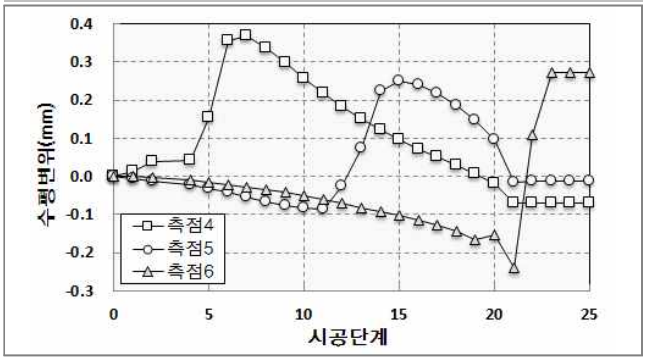


▌해석결과

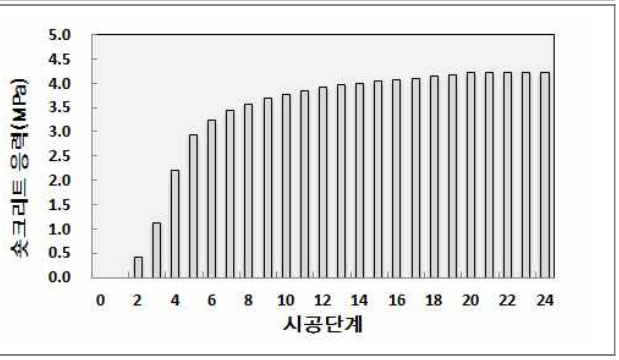
시공단계별 천단변위



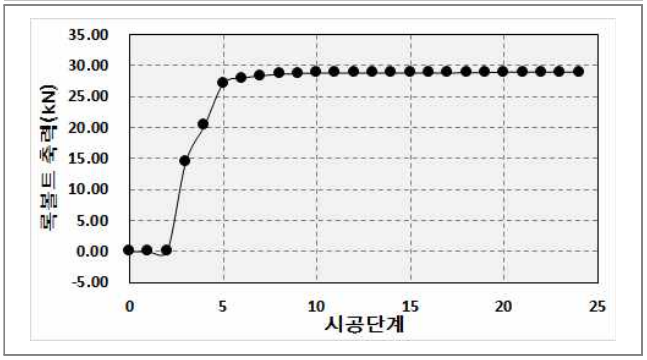
시공단계별 수평변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



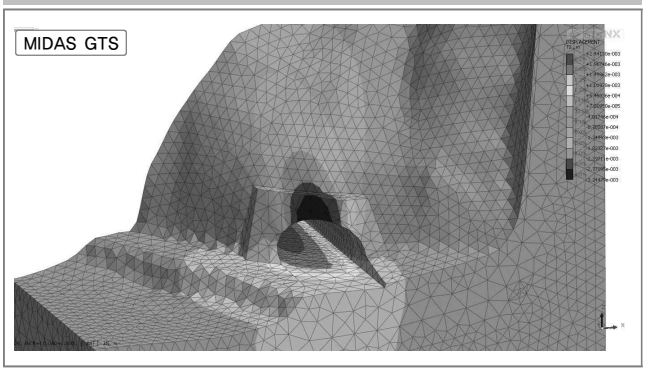
시공단계별 록볼트 축력



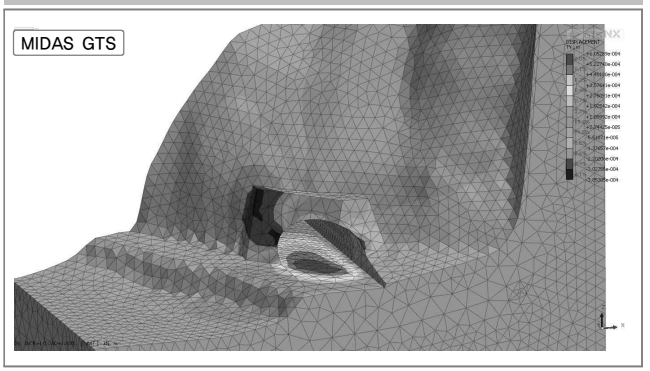
구 분	천단변위 (mm)	수평변위 (mm)	숏크리트 휨압축응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
서면2터널	-2.67	0.37	4.22	8.4	28.94	88.7	O.K

▌해석결과도

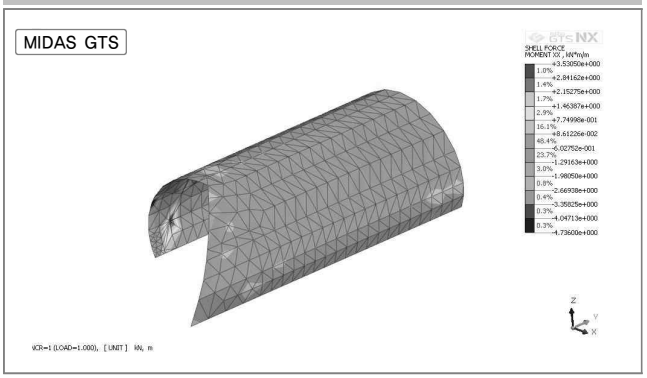
연직방향 변위도



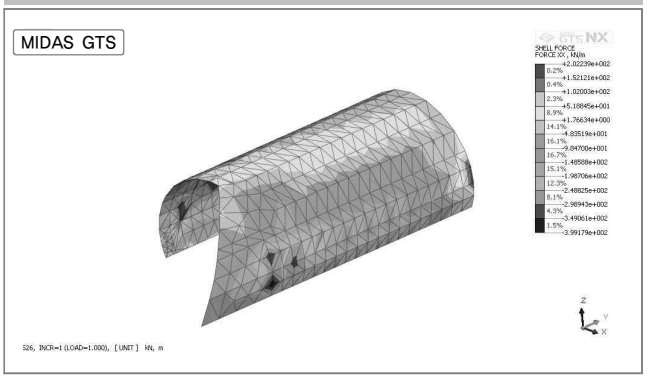
수평방향 변위도



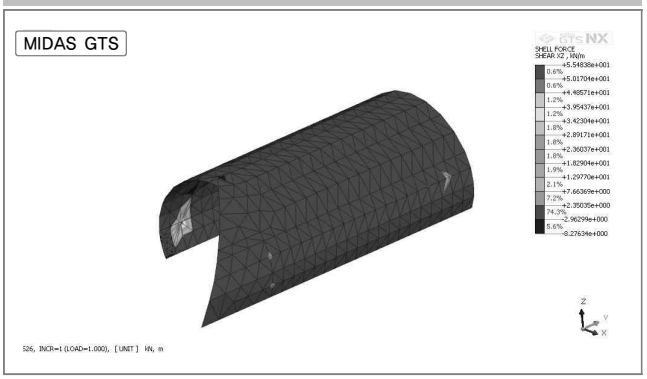
숏크리트 모멘트도



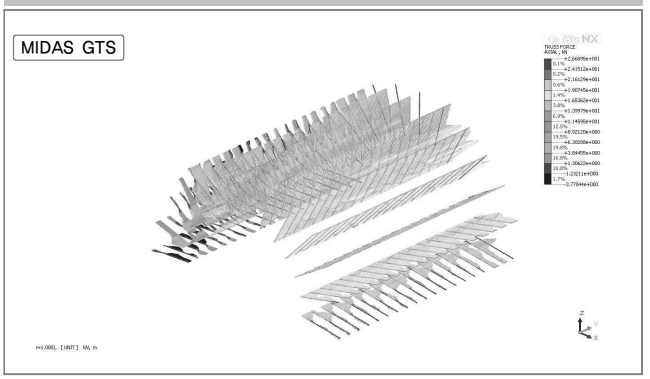
숏크리트 축력도



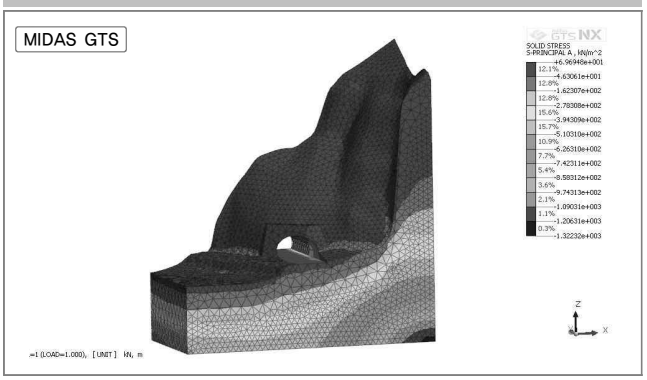
숏크리트 전단력도



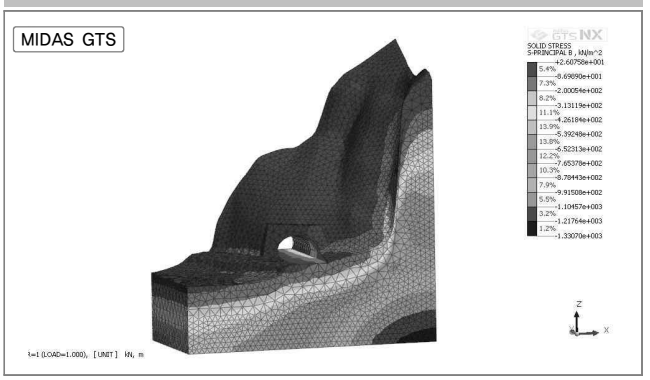
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 북면터널 시점갱구부 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨 압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

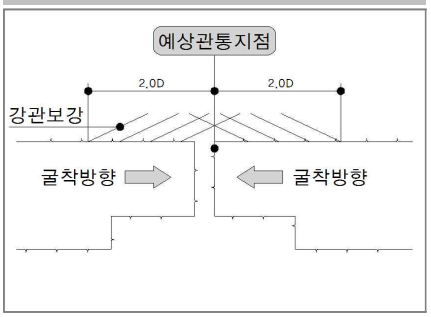
4.2.4 터널관통부 안정성 검토

기본방향	• STA.1+106은 서면1터널 예상관통구간으로서 터널 관통부 굴착시 막장면이 가까워질수록 종방향 아칭효과가 감소하므로 3차원 해석을 수행하여 관통부 굴착시 터널의 안정성 검토

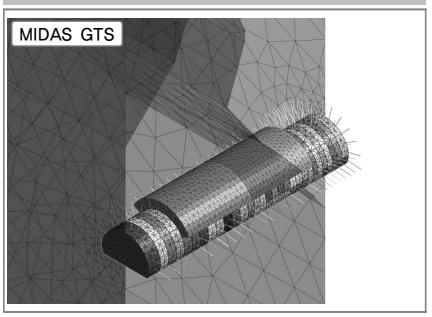
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+064 ~ 0+114(L=50m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ등급
지 보 패 턴	• P-4
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

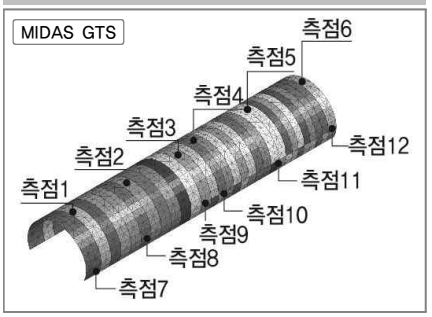
굴착개요도



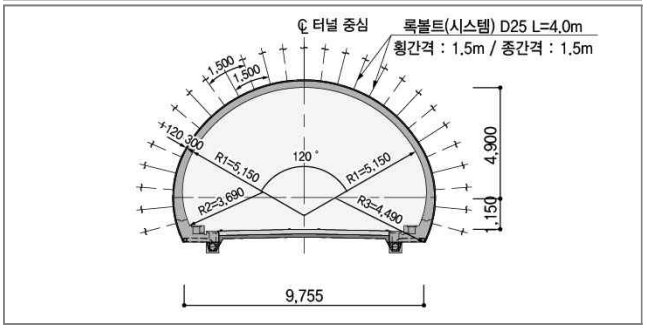
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-4)



지보내용(P-4)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/12.5
	종/횡방향(m)	1.5/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

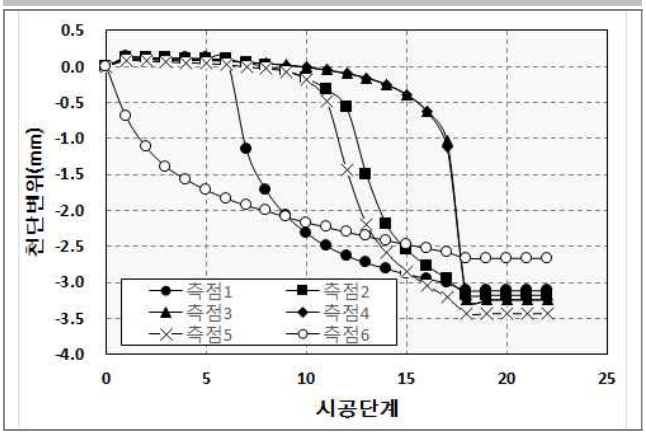
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

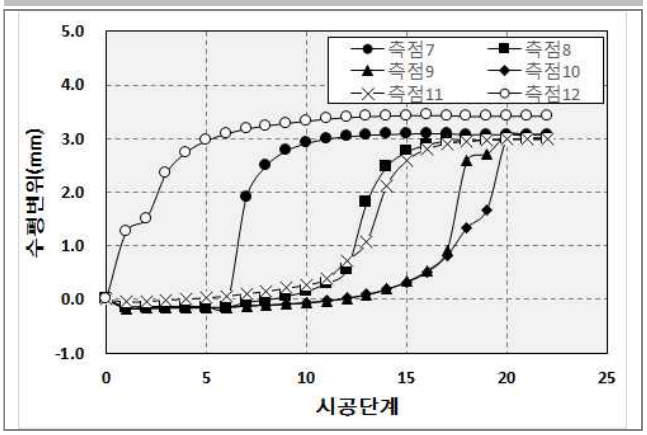
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석결과

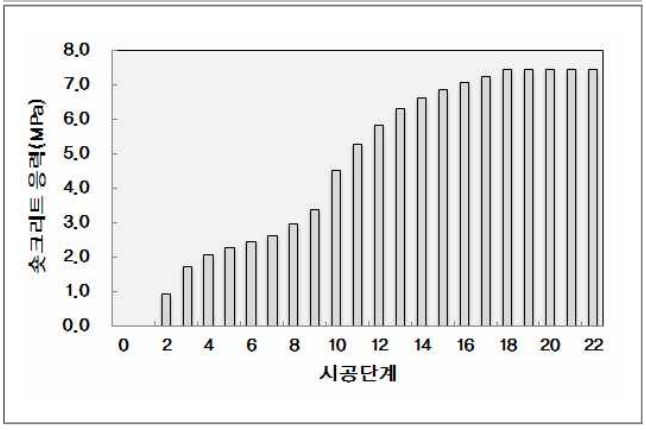
시공단계별 천단변위



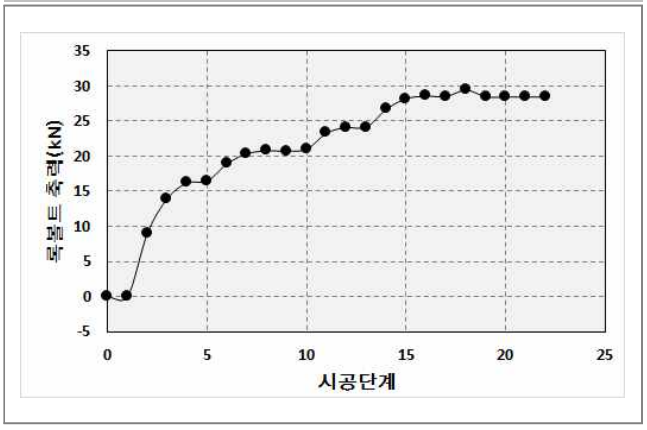
시공단계별 수평변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



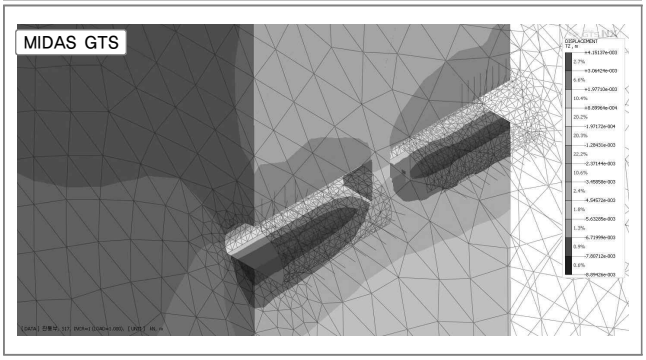
시공단계별 록볼트 축력



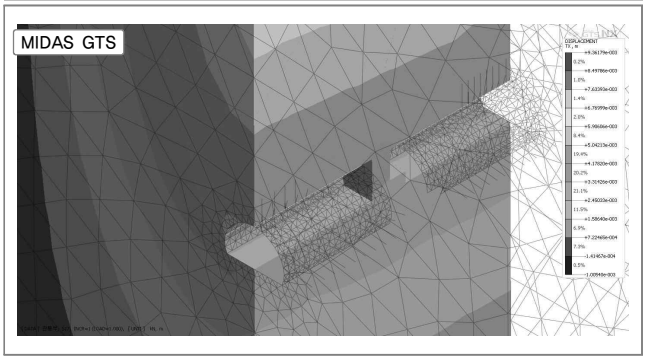
구 분	천단변위 (mm)	수평변위 (mm)	숏크리트 휨압축응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
관 통 부	-3.43	3.09	7.45	8.4	29.39	88.7	O.K

해석결과도

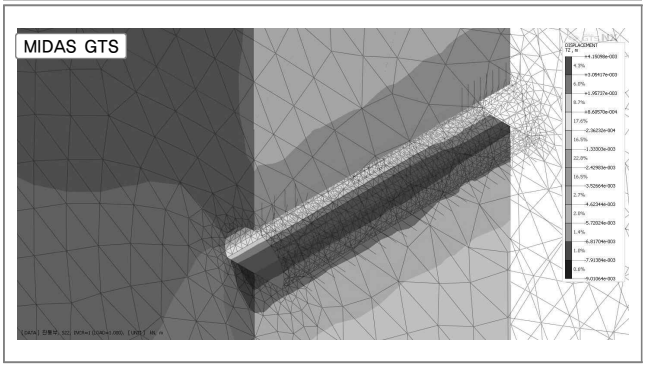
관통직전 연직방향 변위도



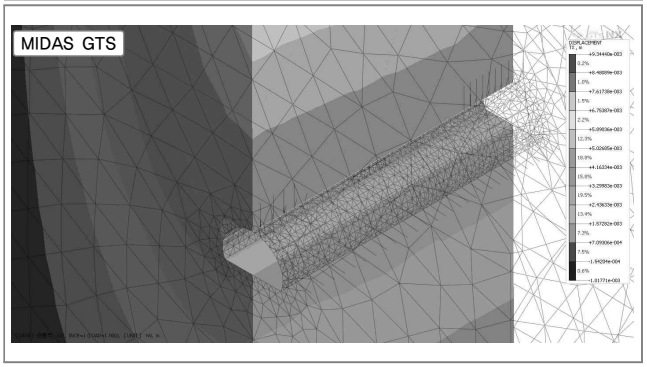
관통직전 수평방향 변위도



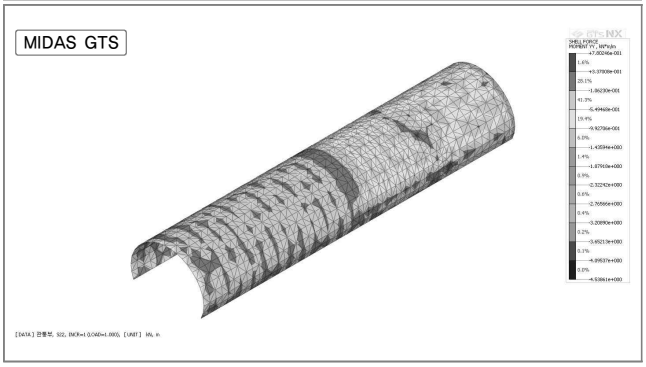
관통후 연직방향 변위도



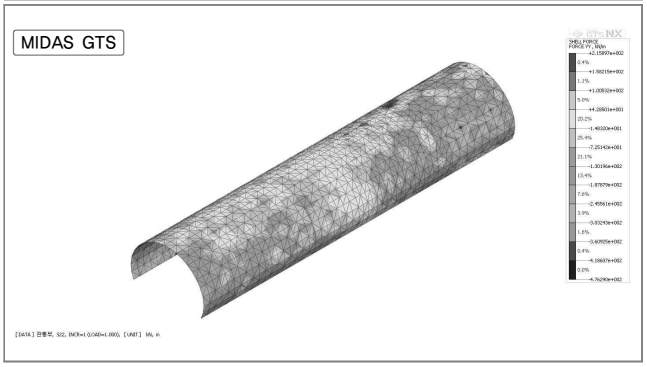
관통후 수평방향 변위도



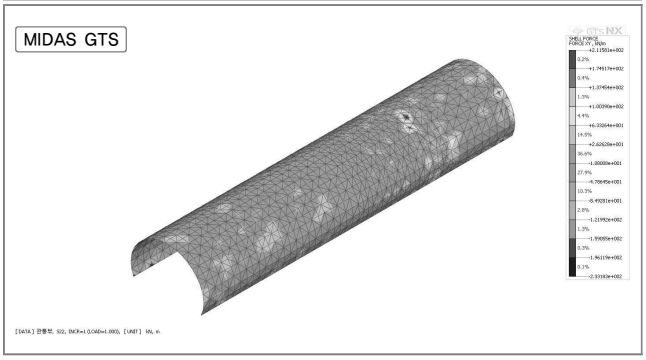
숏크리트 모멘트도



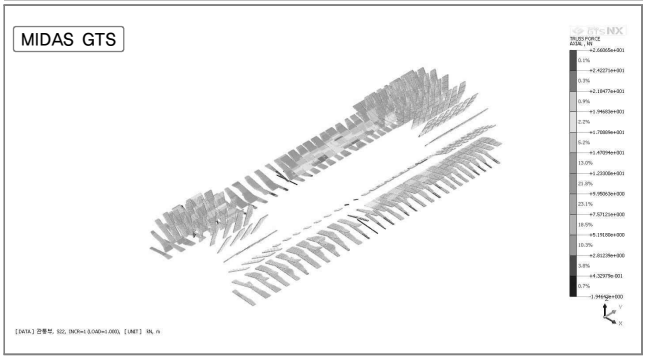
숏크리트 축력도



숏크리트 전단력도



록볼트 축력도



검토결과	• 관통부 해석결과 연직변위는 미소하게 나타나고, 지보재 응력은 허용치 이내로 안정함 • 관통부 구간은 지반응력이 집중되는 구간으로 시공시 굴진면 관찰 및 현장계측을 통한 Feed Back을 수행하여 터널 안정성을 지속적으로 확인할 필요가 있음

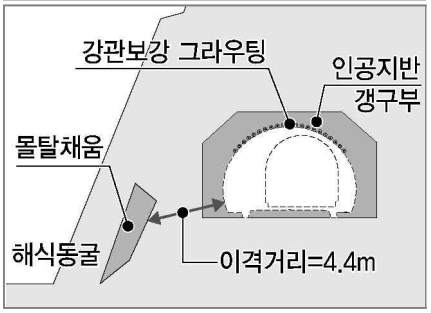
4.2.5 해식동굴 영향구간 안정성 검토

기본방향	• 구암터널 종점갱구부는 굴착방향 우측으로 4.4m이격된 해식동굴이 위치하여 모델링에 반영 • 대상구간의 지형과 지반조건, 보강공법 적용에 따른 시공순서를 반영하여 지보패턴 적정성을 검토

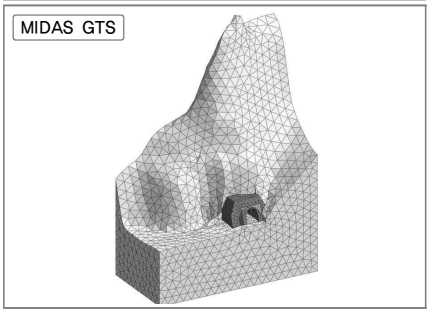
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+010 ~ 0+060(L=50m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-4
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

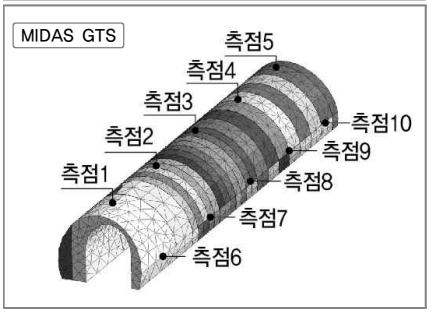
단면도



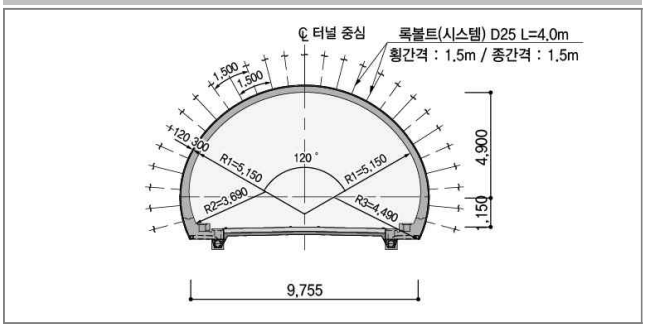
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-4)



지보내용(P-4)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/12.5
	종/횡방향(m)	1.5/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

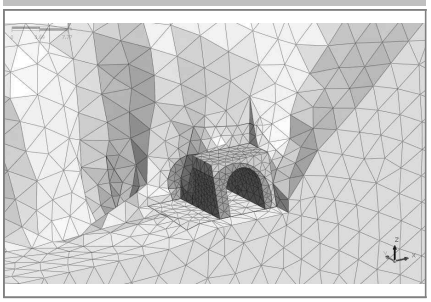
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

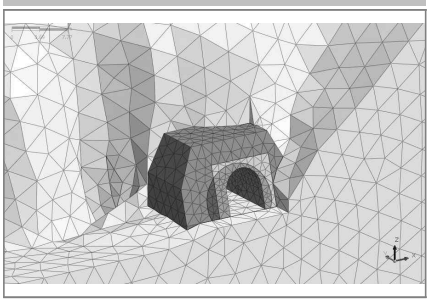
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

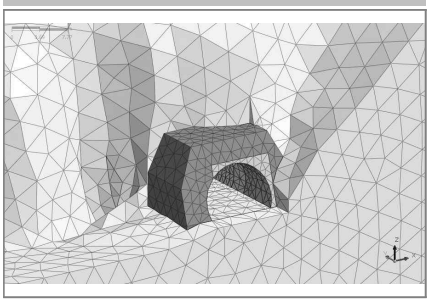
원지반



인공지반 설치

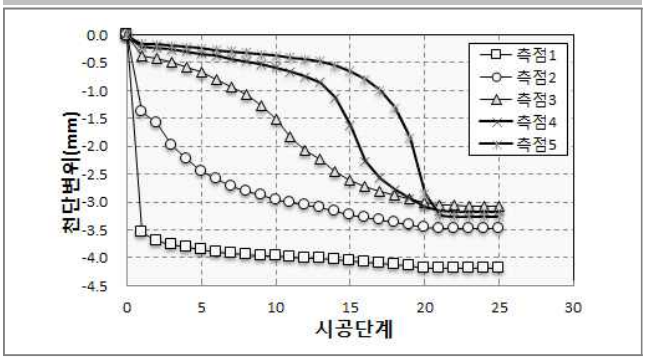


터널 굴착

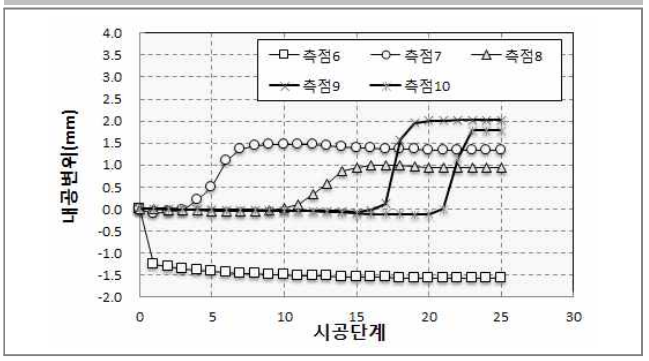


▌해석결과

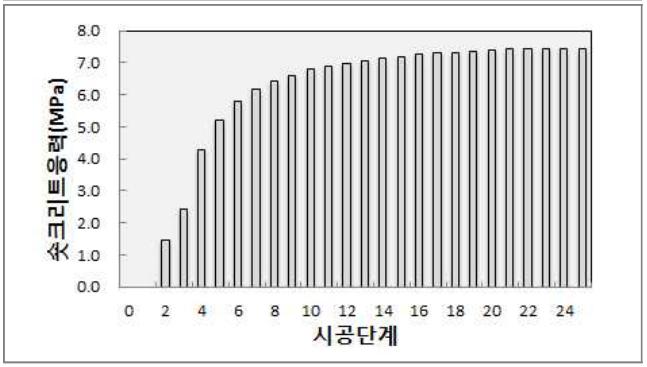
시공단계별 천단변위



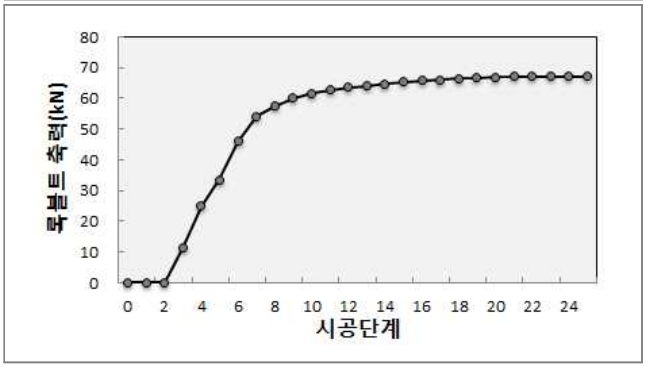
시공단계별 수평변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



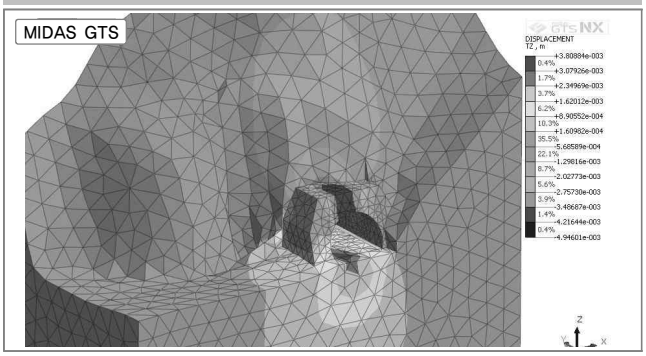
시공단계별 록볼트 축력



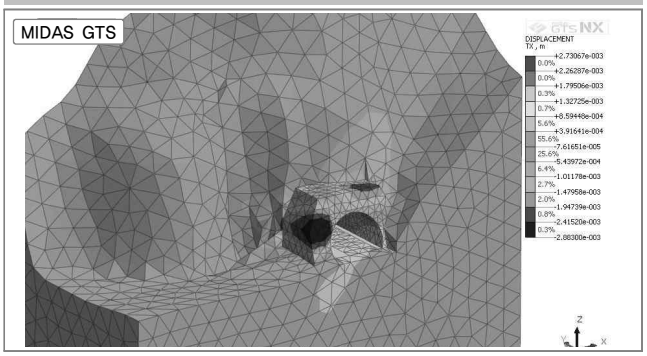
구 분	천단변위 (mm)	수평변위 (mm)	숏크리트 휨압축응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
구 암 터 널	−4.20	2.03	7.44	8.4	67.12	88.7	O.K

해석결과도

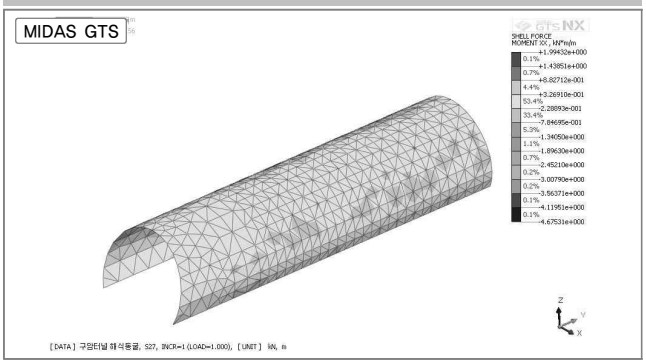
연직방향 변위도



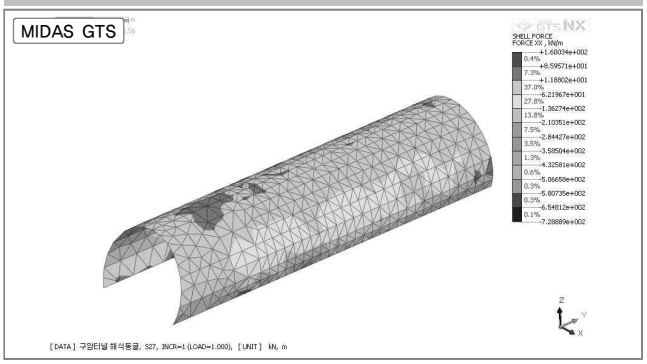
수평방향 변위도



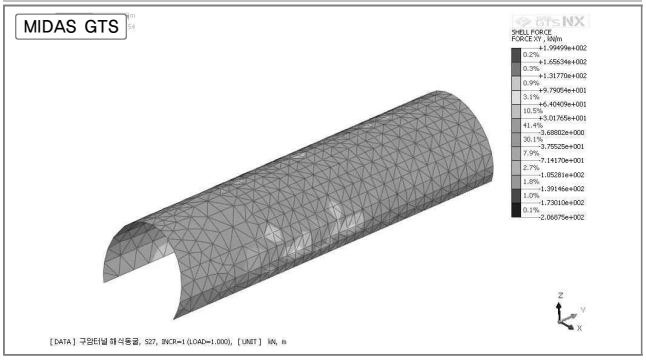
숏크리트 모멘트도



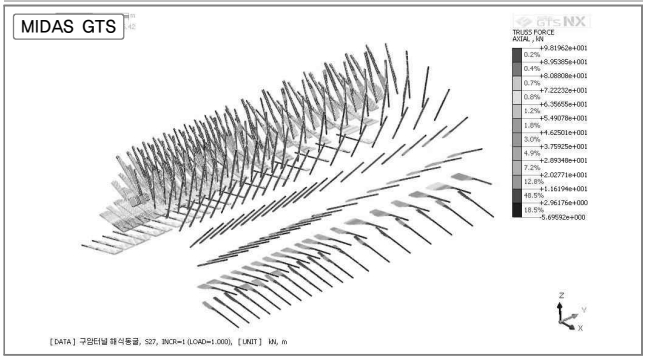
숏크리트 축력도



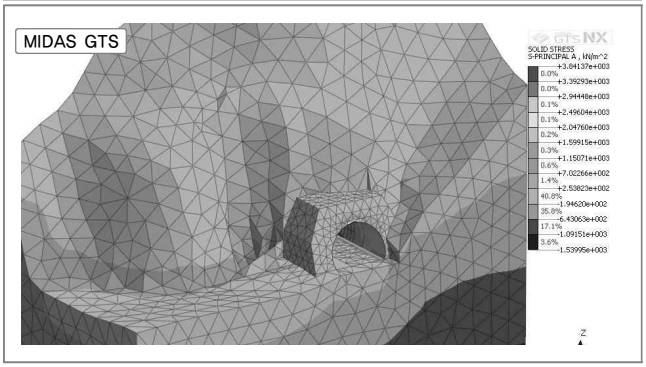
숏크리트 전단력도



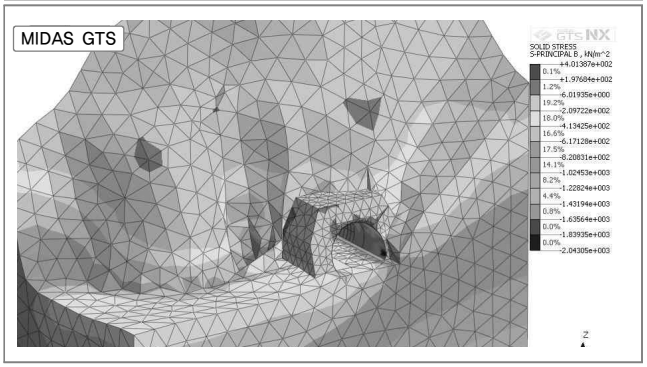
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 구암터널 종점갱구부 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨
- 파랑 및 염해에 의한 침식발생 지점의 특성을 고려하여 해식동굴의 몰탈채움으로 추가침식방지 및 안정확보

4.2.6 암종경계부 통과구간

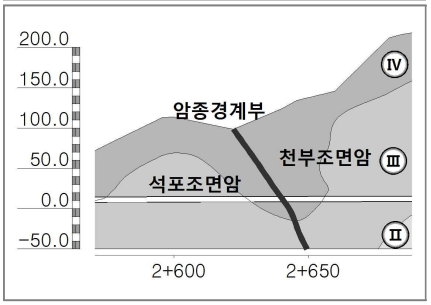
기본방향

- 북면터널 STA.2+640지점에 암종경계부 구간이 존재하여 터널 굴착이 가능하도록 설계되어 이를 모사한 후 굴착에 따른 터널의 변위 및 지보재 응력을 검토하여 안정성 평가

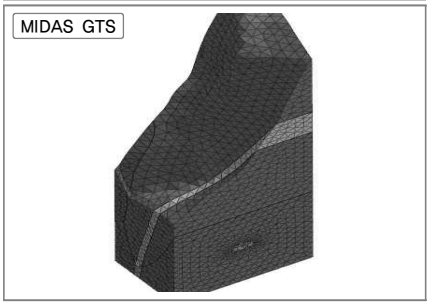
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 2+615 ~ 2+665(L=50m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-5-1
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

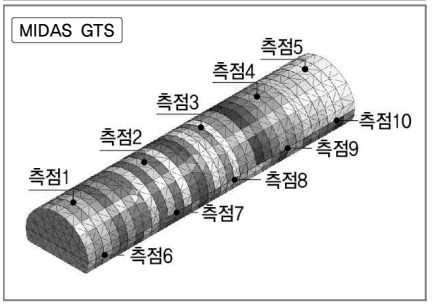
단면도



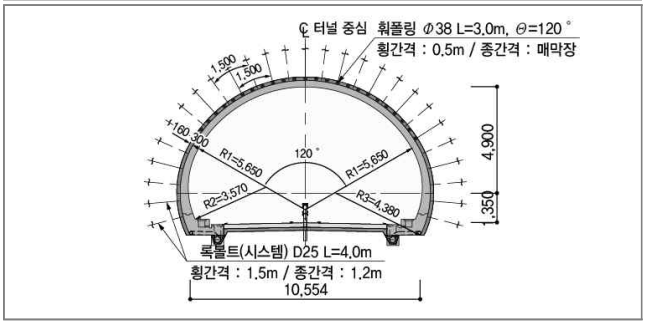
해석 모델링



터널 변위 측점위치



지보패턴도(P-5-1)



지보내용(P-5-1)

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

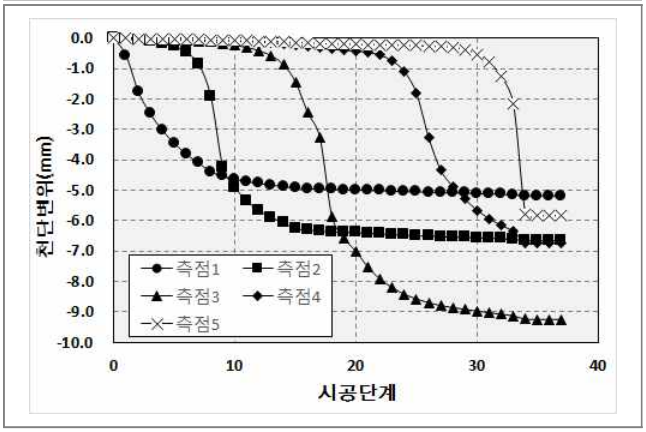
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

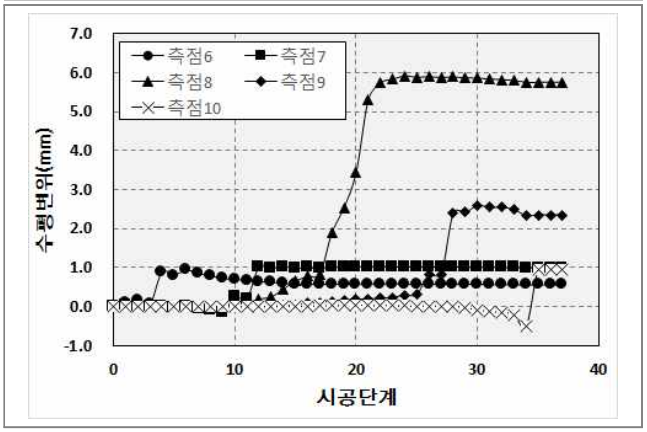
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석결과

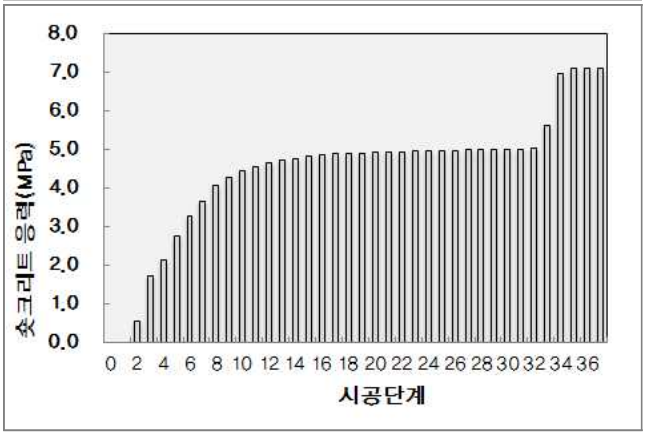
시공단계별 천단변위



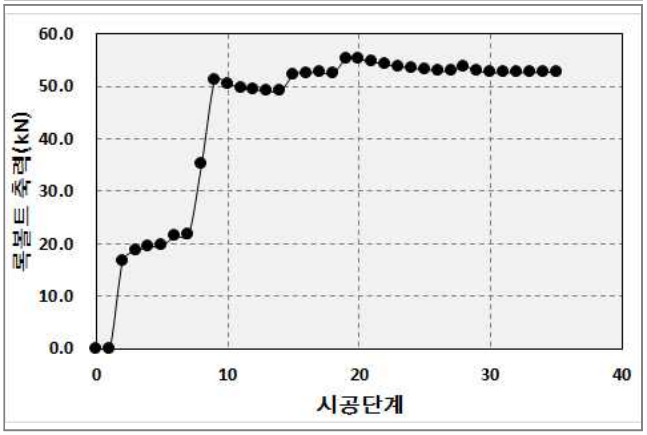
시공단계별 수평변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



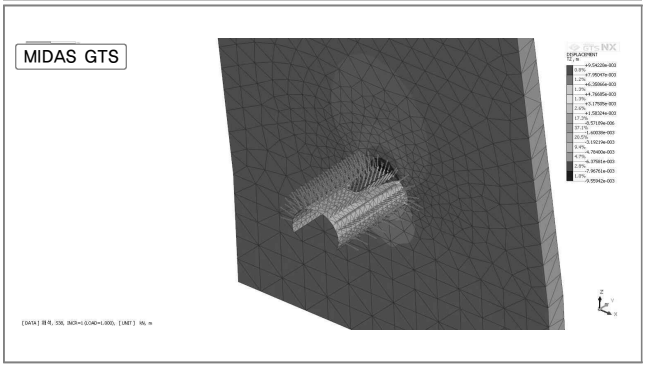
시공단계별 록볼트 축력



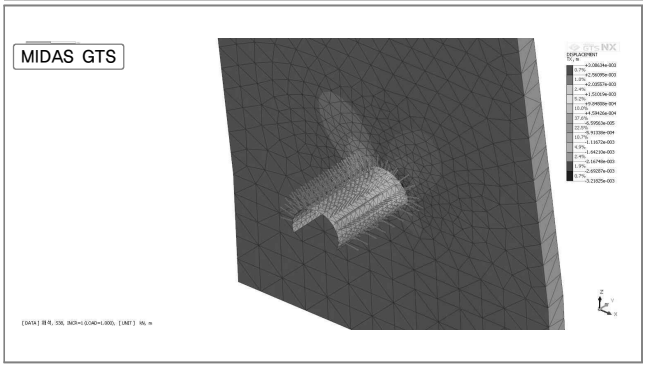
구 분	천단변위 (mm)	수평변위 (mm)	숏크리트 휨압축응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
북 면 터 널	–9.24	5.92	7.13	8.4	52.70	88.7	O.K

해석결과도

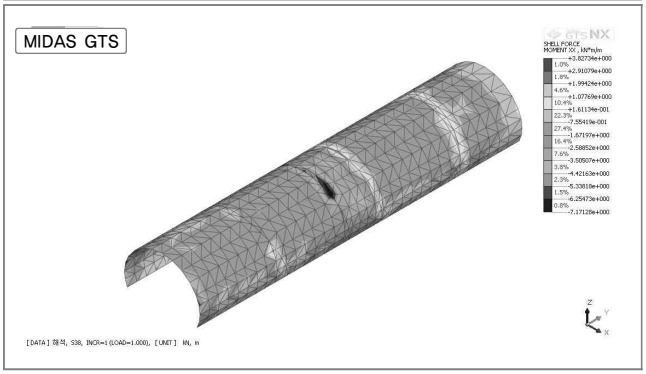
연직방향 변위도



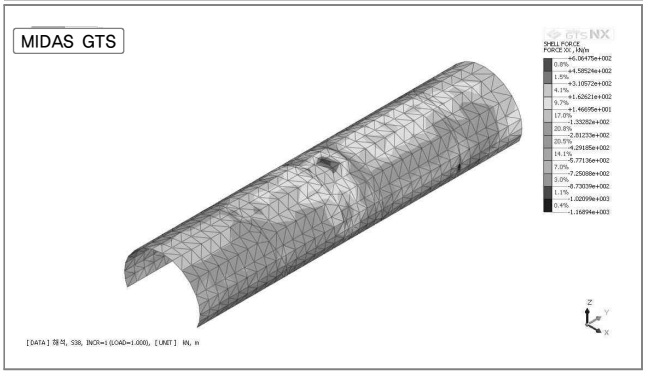
수평방향 변위도



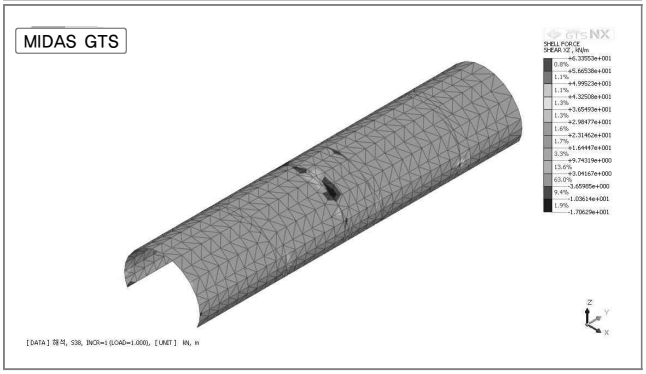
숏크리트 모멘트도



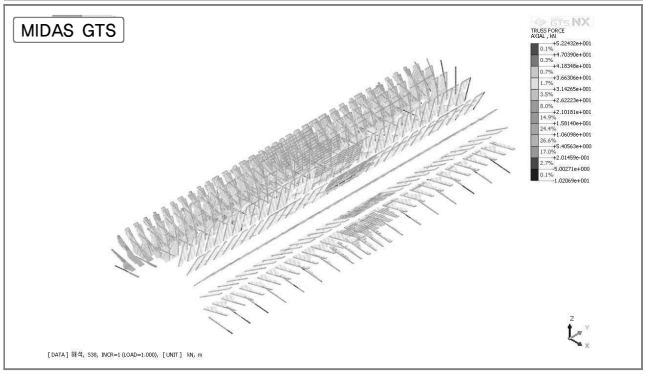
숏크리트 축력도



숏크리트 전단력도



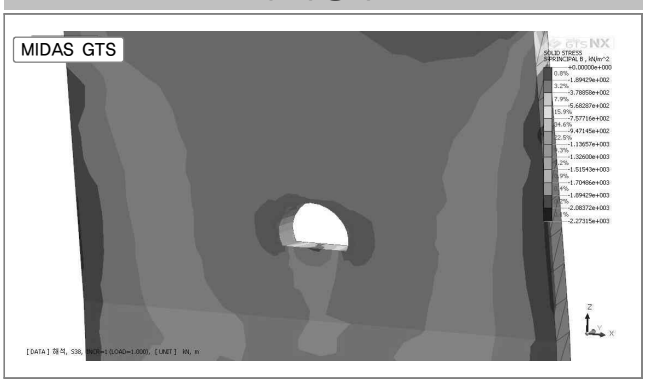
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 북면터널 암종경계부통과구간 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

4.2.7 해안절벽 통과구간

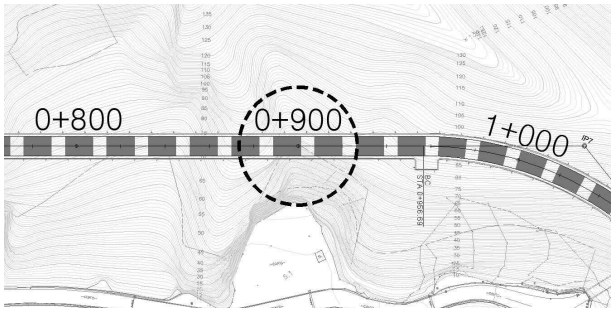
◉ 서면2터널 해안절벽 통과구간

기본방향	• 서면2터널 STA.0+900지점에 해안절벽 통과구간이 존재하여 터널 굴착이 가능하도록 설계되어 이를 모사한 후 굴착에 따른 터널의 변위 및 지보재 응력을 검토하여 안정성 평가

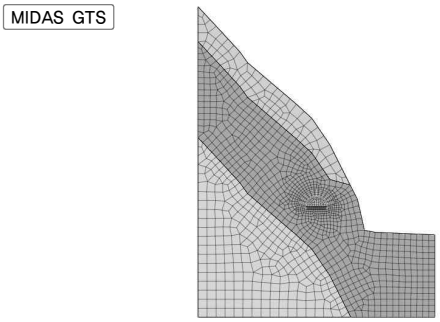
▌검토현황 및 해석조건

해 석 위 치	• STA. 0+900
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ, Ⅴ 등급
지 보 패 턴	• P-5-1
측 압 계 수	• k_0 = 0.5, 1.0, 2.5
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

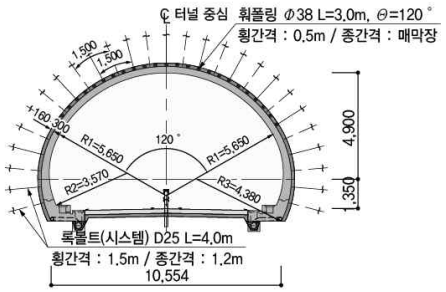
해석현황



해석모델링



지보패턴도(P-5-1)



지보내용

굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌지반 특성치

구 분		단위중량 (kN/m³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비	투수계수 (m/sec)
풍 화 토		19.0	15	30.0	40.0	0.31	5.0×10^{-4}
풍 화 암		20.0	30	33.0	250	0.30	1.0×10^{-4}
현무암질암류	Ⅰ 등 급	26.0	6,000	45.0	10,000	0.23	7.9×10^{-6}
	Ⅱ 등 급	25.0	2,000	41.0	7,000	0.24	8.0×10^{-6}
	Ⅲ 등 급	24.0	800	37.0	4,000	0.26	1.4×10^{-5}
	Ⅳ 등 급	23.0	200	33.0	1,500	0.28	2.8×10^{-5}
	Ⅴ 등 급	21.0	50	30.0	400	0.30	5.0×10^{-5}

▌숏크리트 특성치

구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_{ck}(MPa)
연성 숏크리트	5.0×10^3	10
강성 숏크리트	1.5×10^4	21

▌록볼트 특성치

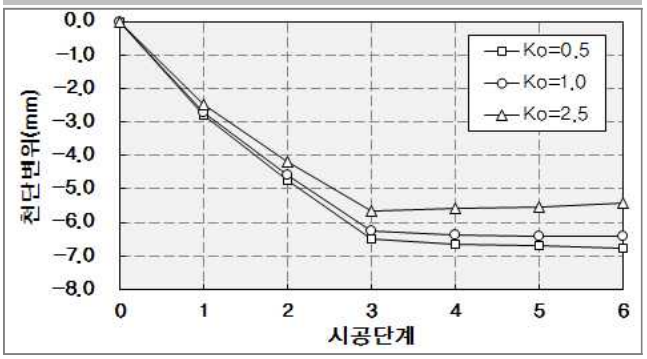
구 분	탄성계수 E(MPa)	강도 f_y(MPa)
록 볼 트	2.1×10^5	350

▌해석단계

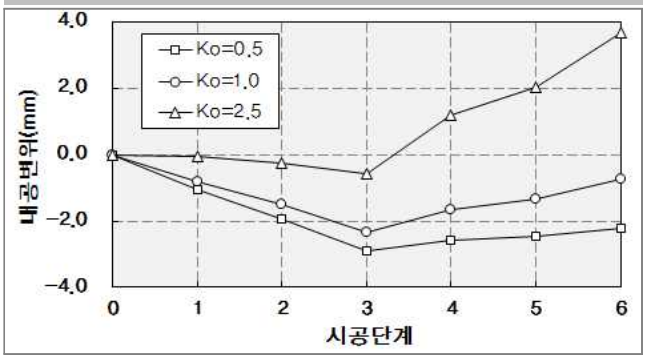
구 분	탄성계수 E(MPa)	하중분담율 (%)
S T E P 0	초기 응력	–
S T E P 1	상반 굴착	50
S T E P 2	상반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 3	상반 Hard Shotcrete	30
S T E P 4	하반 굴착	60
S T E P 5	하반 Soft Shotcrete + Rock Bolt	20
S T E P 6	하반 Hard Shotcrete	20

▌해석결과

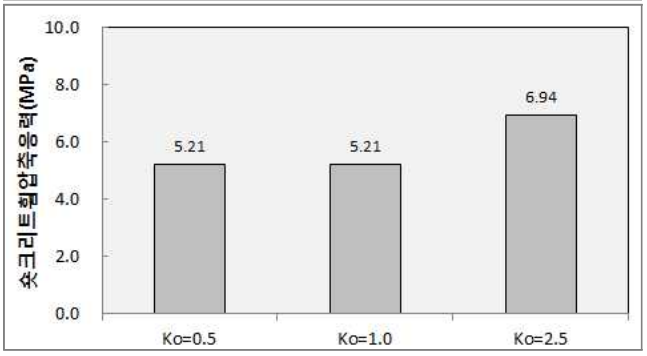
시공단계별 천단변위



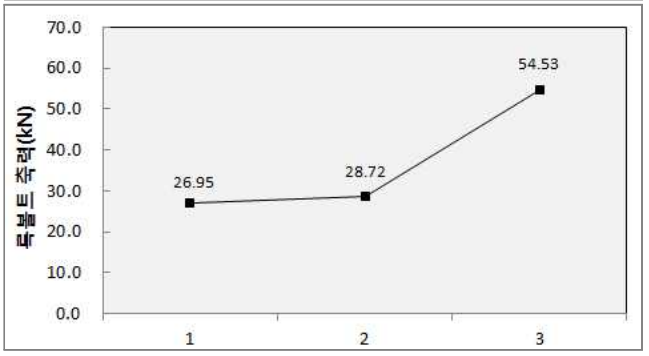
시공단계별 내공변위



시공단계별 숏크리트 휨 압축응력



시공단계별 록볼트 축력

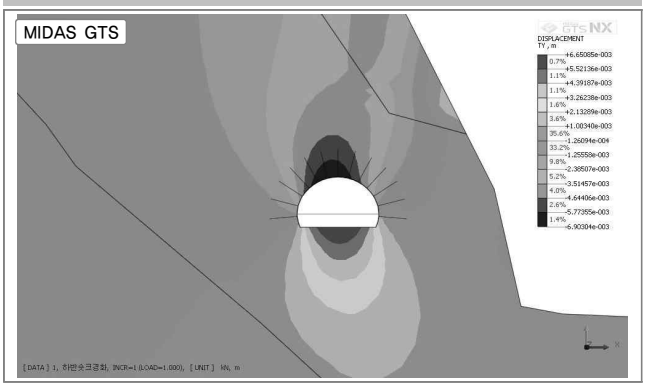


구 분	천단변위 (mm)	내공변위 (mm)	숏크리트 응력(MPa)		록볼트 축력(kN)		판단
			해석결과	허용기준	해석결과	허용기준	
최 대 값	–6.77	3.66	6.94	8.40	54.53	88.7	O.K

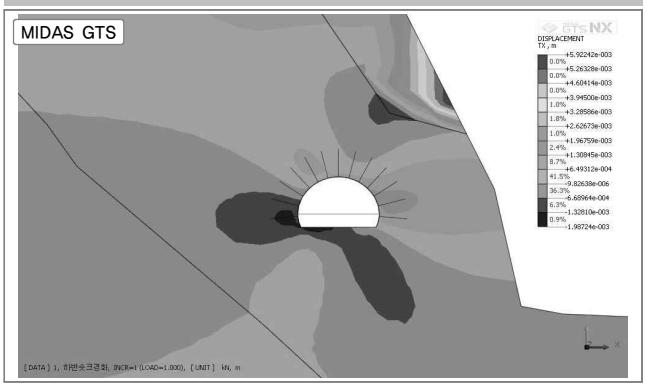
▌해석결과도

- K_0=0.5

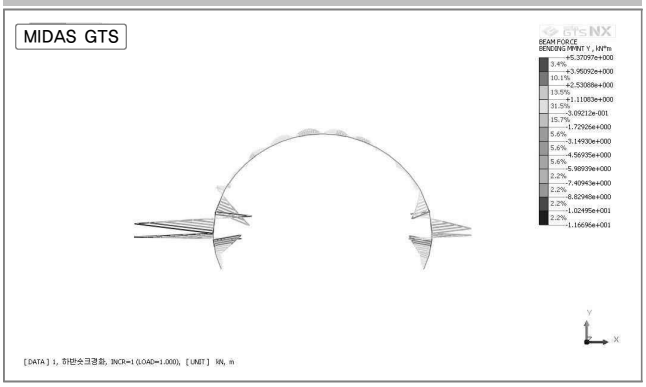
연직방향 변위도



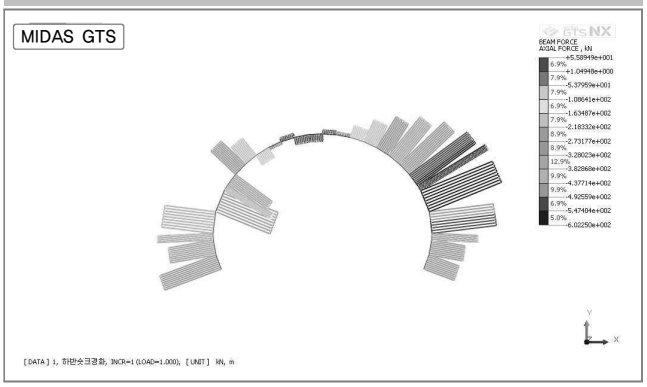
수평방향 변위도



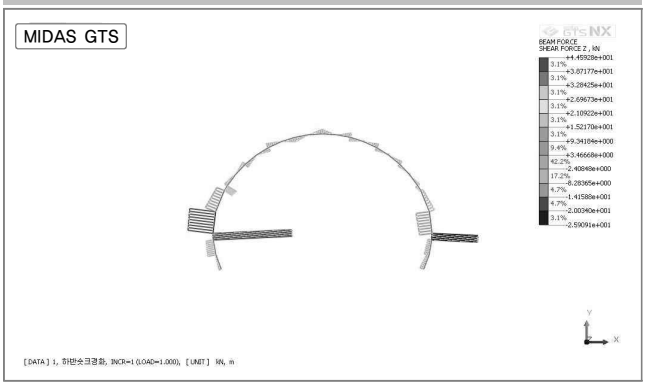
숏크리트 모멘트도



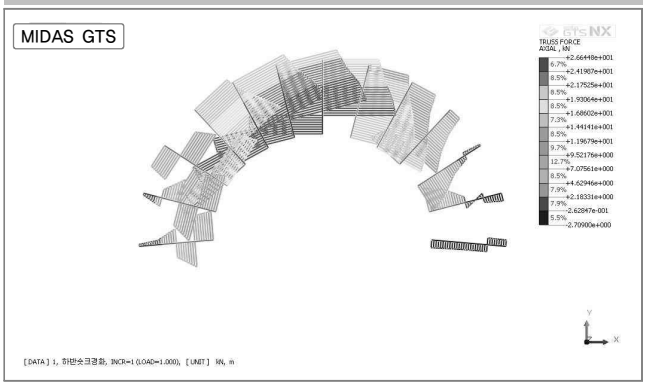
숏크리트 축력도



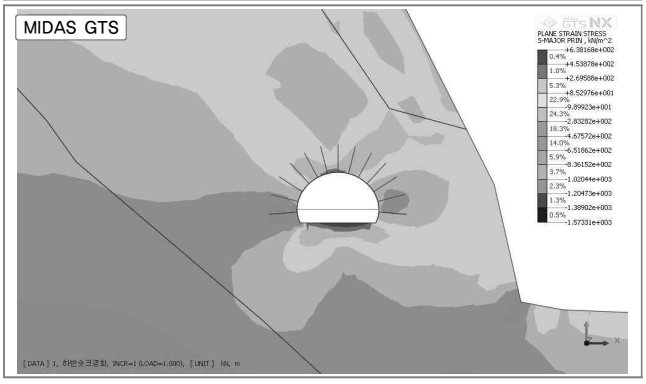
숏크리트 전단력도



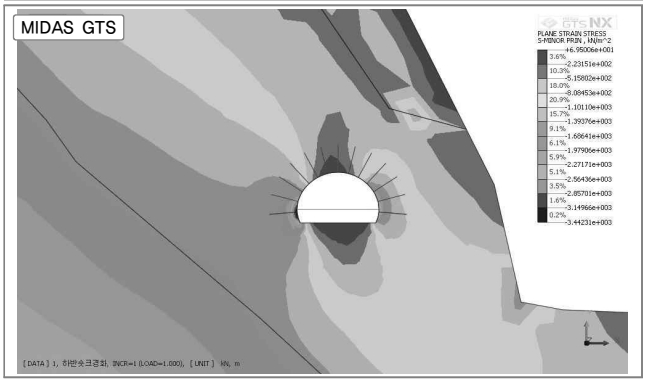
록볼트 축력도



최대주응력도

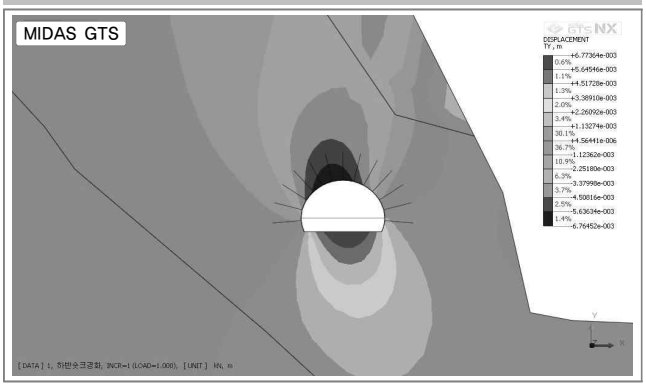


최소주응력도

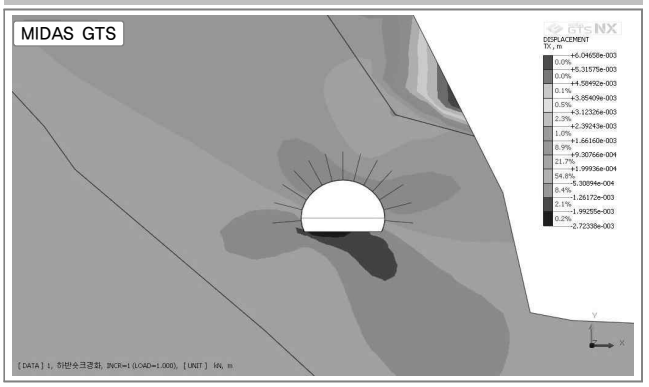


- K_0=1.0

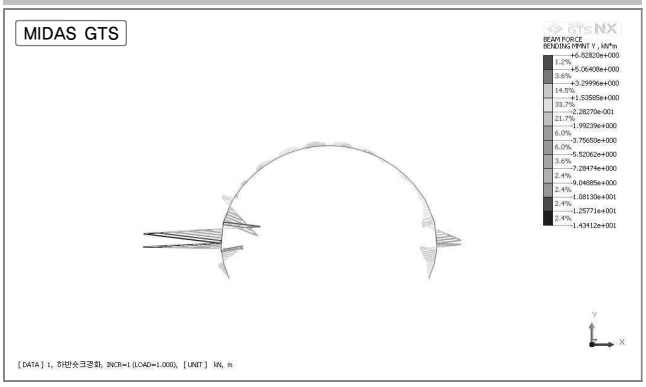
연직방향 변위도



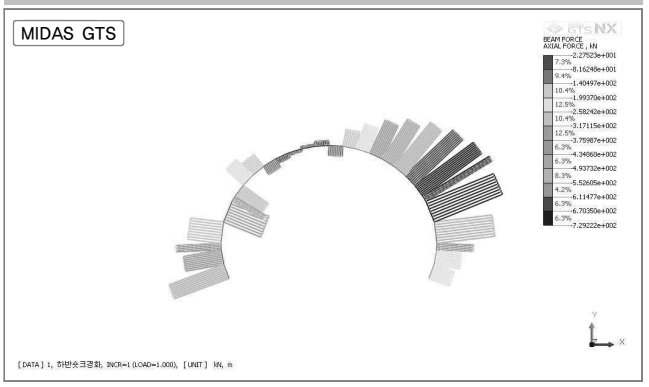
수평방향 변위도



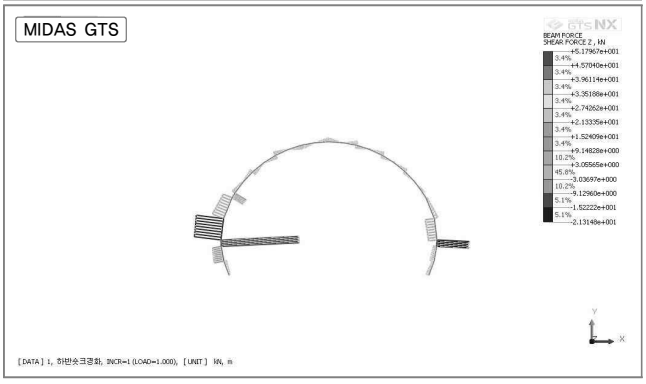
숏크리트 모멘트도



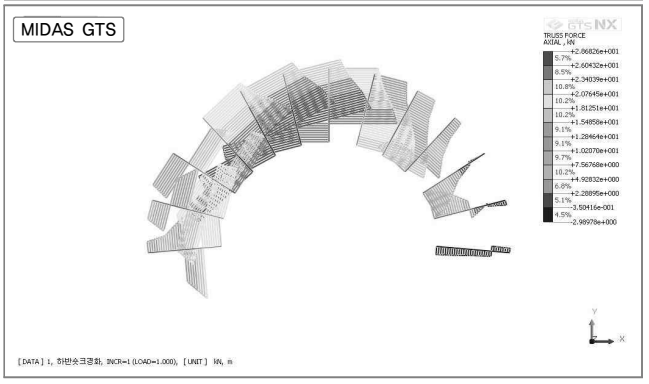
숏크리트 축력도



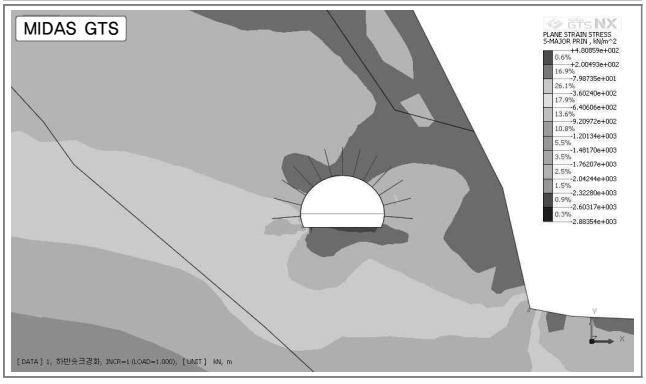
숏크리트 전단력도



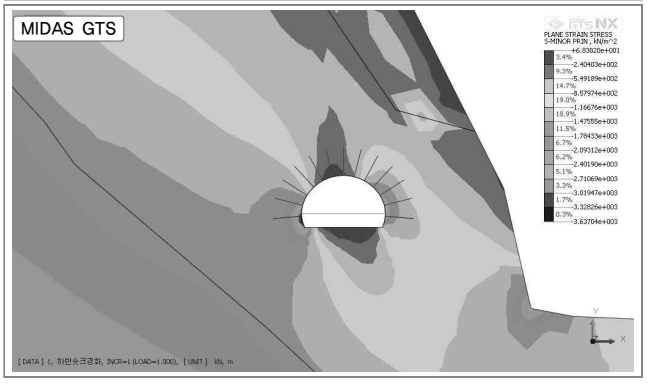
록볼트 축력도



최대주응력도

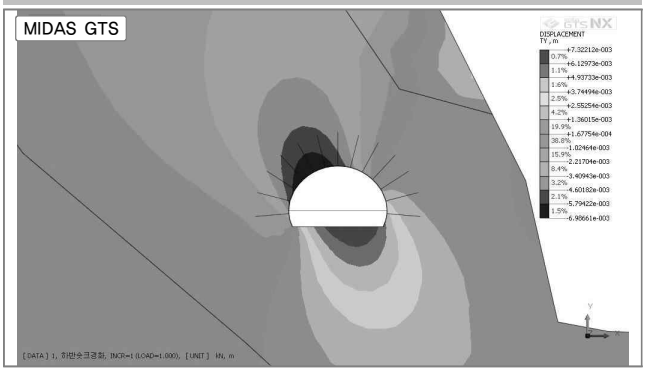


최소주응력도

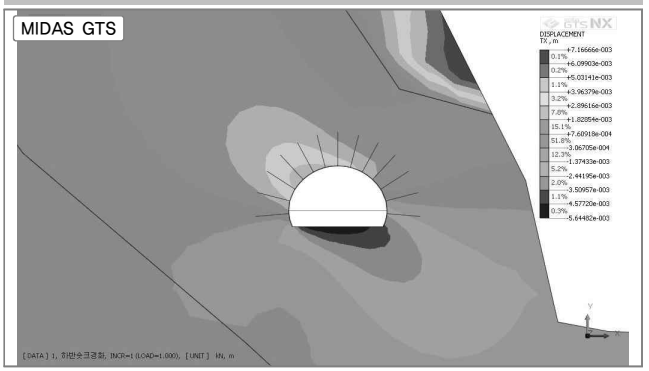


- K_0=2.5

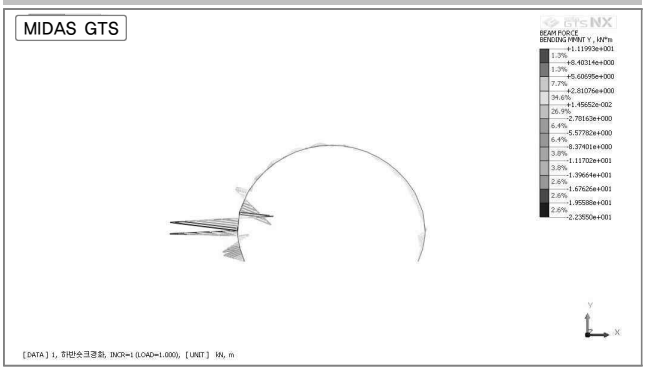
연직방향 변위도



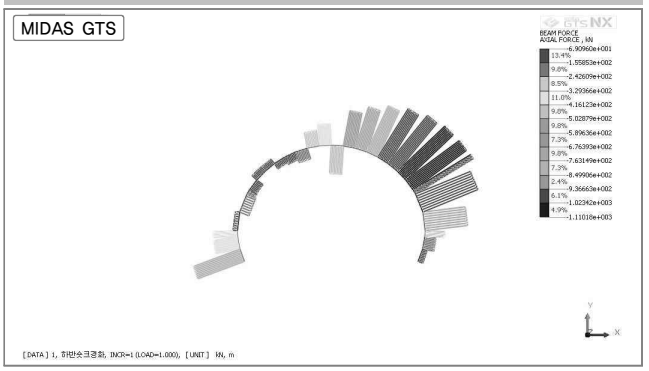
수평방향 변위도



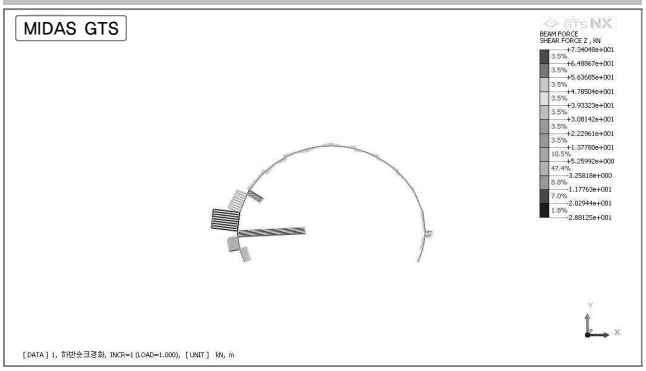
숏크리트 모멘트도



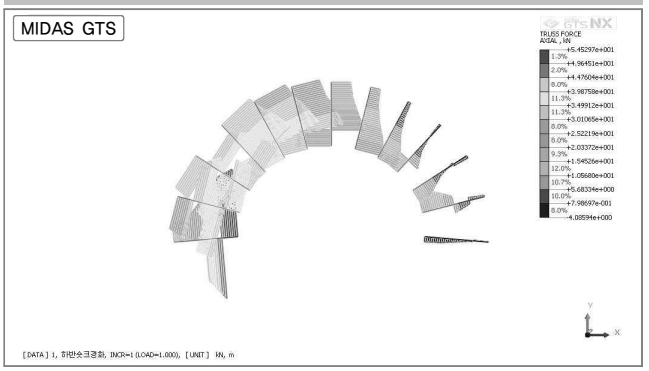
숏크리트 축력도



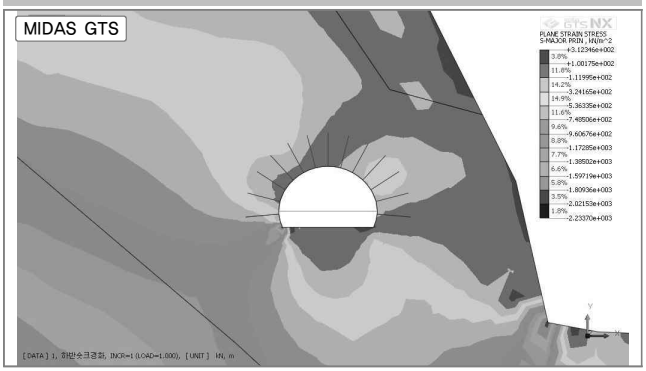
숏크리트 전단력도



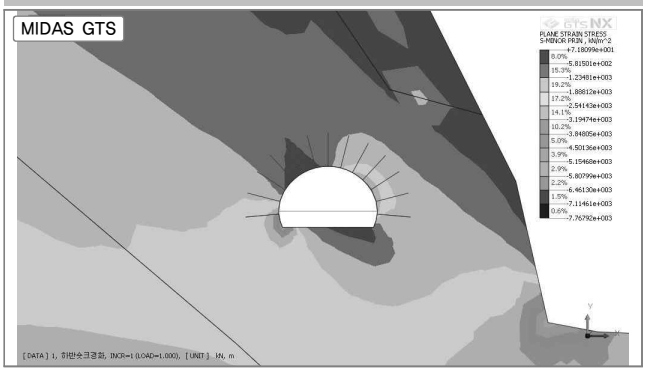
록볼트 축력도



최대주응력도



최소주응력도



검토결과

- 서면2터널 저토피구간 안정성검토 결과 발생변위는 미소하며, 숏크리트 휨압축응력 및 록볼트 축력은 허용값 이내이므로 지보패턴은 적정하며 터널의 안정성에도 문제가 없을 것으로 판단됨

제 5 장 터널구조물 설계

제5장 터널구조물 설계

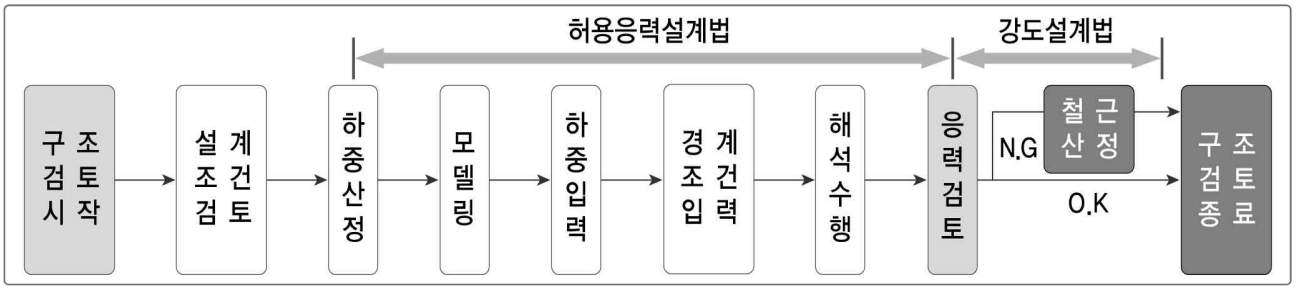
5.1 구조물 설계 개요

기본방향	• 콘크리트 라이닝에 대한 구조적 해석을 수행하여 필요시 보강 계획 수립 및 철근량 산정 • 지보패턴별 지반조건을 고려하여 2차원 및 3차원 구조해석 수행

5.1.1 설계기본방향

구 분	내 용
단 면 선 정	• 본선 라이닝 및 부속시설물 라이닝의 형상에 따른 적정 두께 산정
라 이 닝 해 석	• 설계하중의 적정성 분석 및 다양한 하중조합 검토 후 최적설계 수행
균열방지대책	• 사용하중에 대한 균열검토, 거푸집 탈형시기 검토, 철근처짐 검토를 통한 균열방지 및 콘크리트 라이닝의 안정성 도모
내구성 및 내화 설계	• 내구성 검토 및 내화, 염해설계를 통한 콘크리트 라이닝의 장기적인 안정성 확보

◉ 설계흐름



5.1.2 적용 설계기준

설 계 방 법	• 무근 콘크리트 라이닝 : 허용응력설계법 • 철근 콘크리트 라이닝 : 강도설계법			
재 료 및 강 도 특 성	구 분	단위중량	설계기준강도	탄성계수
	철근콘크리트	25.0kN/m³	24MPa	25,800MPa
			30MPa	27,500MPa
			35MPa	28,800MPa
	철근	–	300MPa	200,000MPa
			400MPa	
사 용 프 로 그 램	• MIDAS CIVIL : 구조물의 단면력 및 변위 산정 • RC-Mania : 단면력에 따른 적정 철근량 산정			
참 고 문 헌	• 입찰안내서 • 도로교 설계기준 • 터널설계기준		• 콘크리트구조기준 • 구조물기초 설계기준 • 콘크리트 표준시방서	

허용응력

- 무근콘크리트(30MPa)
  - 허용휨압축응력(f_{ca}) : $0.4f_{ck}$ = 12.0MPa / 14.0MPa
  - 허용휨인장응력(f_{ta}) : $0.13\sqrt{f_{ck}}$ = 0.71MPa / 0.77MPa
  - 허용전단응력(V_a) : $0.08\sqrt{f_{ck}}$ = 0.44MPa / 0.47MPa
- 철근 허용인장강도(f_a) : $0.5f_y$ = 150MPa

5.1.3 정착길이 및 이음길이

◉ 겹이음 계산방법

이형철근의 겹이음 길이

• 식에 의한 방법 : $l_{d_b} = \frac{0.90 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\frac{(c+K_{tr})}{d_b}}$ 단, $\frac{(c+K_{tr})}{d_b} \leq 2.5$

• A급 이음 : $1.0 \times l_d$, B급 이음 : $1.3 \times l_d$ 여기서, l_d는 이형철근의 정착길이

• fck=35MPa, fy=300MPa, C.T.C=125mm, 피복두께 80mm 기준

철근	정착길이(mm)		이음길이(mm)		공칭단면적 (mm^2)	단위질량 (kg/m)	공칭지름 (mm)	공칭둘레 (mm)
	인장부		인장부(B급이음)					
	일반	상부	일반	상부				
D13	300	300	300	320	126.7	0.995	12.7	40
D16	300	310	310	400	198.6	1.560	15.9	50
D19	300	370	370	480	286.5	2.250	19.1	60
D22	410	530	530	690	387.1	3.404	22.2	70
D25	480	620	420	800	506.7	3.980	25.4	80

5.1.4 철근피복두께 검토

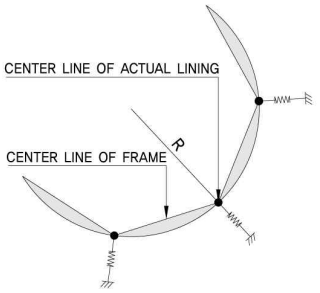
구 분	적용철근		외측
수중에 타설하는 콘크리트	–		100mm
영구히 흙에 묻어있는 콘크리트	–		80mm
흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트	• D29 이상의 철근		60mm
	• D25 이하의 철근		50mm
	• D16 이하의 철근, 지름 16mm 이하		40mm
옥외의 공기가 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트	• 슬래브, 벽체, 장선	• D35 초과하는 철근	40mm
		• D35 이하인 철근	20mm
	• 보, 기둥	• f_{ck}가 40MPa 이상인 경우 10mm 저감가능	40mm
	• 쉘, 절판부재	–	20mm
설 계 적 용	• 본선부 : 내외측 80mm	• 개착부 : 내외측 100mm	

5.1.5 지반 스프링

- 지반스프링은 터널 주변에 Truss 요소로 설치
- 터널 및 지반분야에서 검증된 이론식(미공병단, AFTES 등) 적용
- $k_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R} \times L$

여기서, Ks : 단위접선 길이당 스프링 계수, L : 부재 중앙과 중앙 사이의 길이

Es : 주변지반의 탄성계수(kN/m^2), R : Lining의 등가반경(m) ($R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$)



5.1.6 설계 적용하중 및 하중조합

구 분	내 용
자 중	• 무근 콘크리트 : 23.5kN/m^3, 철근 콘크리트 : 25.0kN/m^3
암반이완하중	• 암반등급별 이론식, 경험식 및 수치해석을 비교 · 검토하여 이완하중 적용
잔 류 수 압	• 암반층 : 1/3 · γ_w · h, 토사층 : 1/2 · γ_w · h
내·외면 온도차 하중	• 터널 내 · 외측의 온도차(±5℃)에 의해 발생하는 응력변화 고려
건조수축 및 온도하중	• 콘크리트 건조수축 변형율 2.0×10^{-5}(입찰안내서 제시, 철근량 0.5% 이상) • 계절별 온도변화(단면두께 70cm 이상 : ±20℃(입찰안내서 제시) 고려

◉ 하중조합

구분	하중조합	고정하중	잔류수압	이완하중		설하중	계절별 온도하중		내외면 온도하중		건조수축	낙석
				연직	수평		+20℃	−20℃	+5℃	−5℃	−20℃	
본선	LCB−1	1.4	1.4									
	LCB−2	1.2	1.2	1.4	1.6						1.2	
	LCB−3	1.2										
	LCB−4	1.2	1.2	1.2	1.0							
	LCB−5	1.2	1.2	1.4	0.8							
	LCB−6	1.2	1.2	1.4	0.8						1.2	
	LCB−7	0.9	0.9	0.9	1.6							
	LCB−8	0.9	0.9	0.9	0.8							
개착	LCB−1	1.2				0.5						
	LCB−2	1.2	1.2	1.4	1.6	0.5	1.2		1.2			1.2
	LCB−3	1.2	1.2	1.4	1.6	0.5		1.2		1.2	1.2	1.2
	LCB−4	1.2	1.2	1.4	0.8	0.5	1.2		1.2			
	LCB−5	1.2	1.2	1.4	0.8	0.5		1.2		1.2	1.2	
	LCB−6	0.9	0.9	0.9	1.6	0.5						
	LCB−7	0.9	0.9	0.9	0.8	0.5						

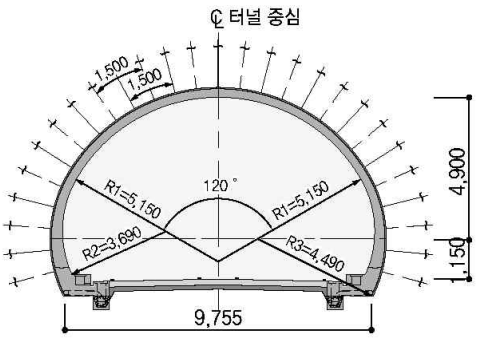
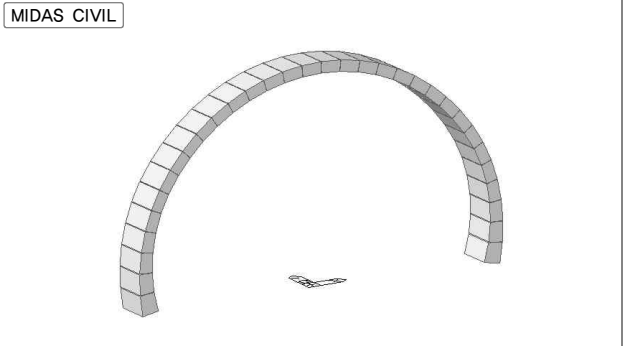
5.2 서면1터널 및 구암·남서터널 본선 콘크리트라이닝 설계

5.2.1 무근 콘크리트라이닝

◉ P-1 ~ P-4

기본방향	• 무근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-1~P-4에 대한 허용응력 검토

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 Ⅳ	23.0	200	33.0	0.28	1,500

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 263,310 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 1,500,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.451m

ν (포아송비) = 0.28

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 5,901,897 kN/m^3

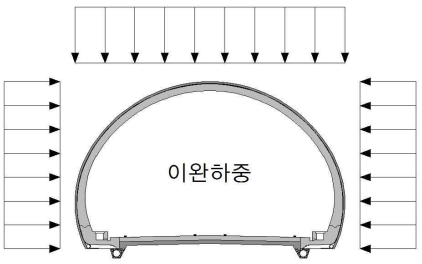
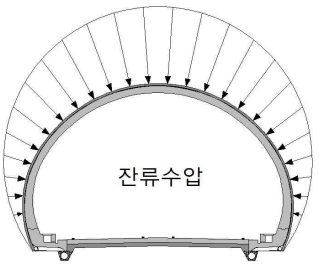
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 1,500,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.527

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 122.82 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 23.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 5.34 m B (터널폭) = 10.80 m H_t (터널높이) = 7.00 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 47.76 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.28	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 22.88 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.00 m	
건조수축 하중	−20℃	

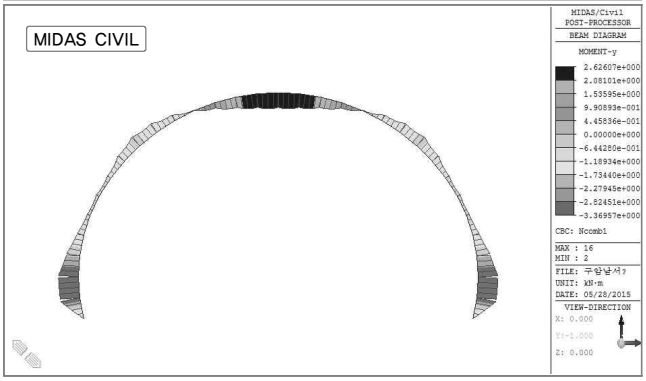
▌검토결과

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	41.50	5,448.37	72.07	5.45	12.0	0.08	0.71	0.24	0.44	O.K
어 깨 부	45.64	6,076.03	70.15	6.08	12.0	0.01	0.71	0.23	0.44	O.K
측 벽 부	50.13	5,777.37	97.34	5.78	12.0	–	0.71	0.27	0.44	O.K

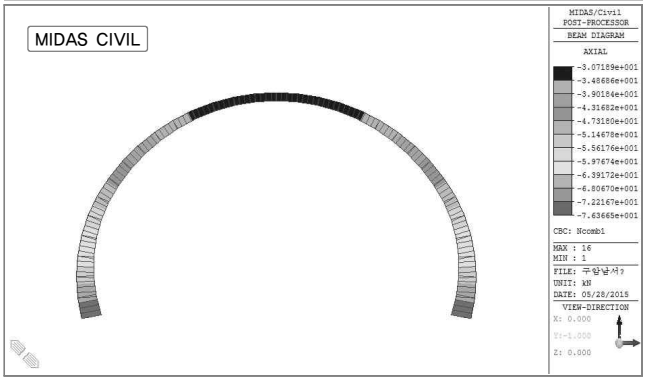
▌해석 결과물

(1) LCB-1

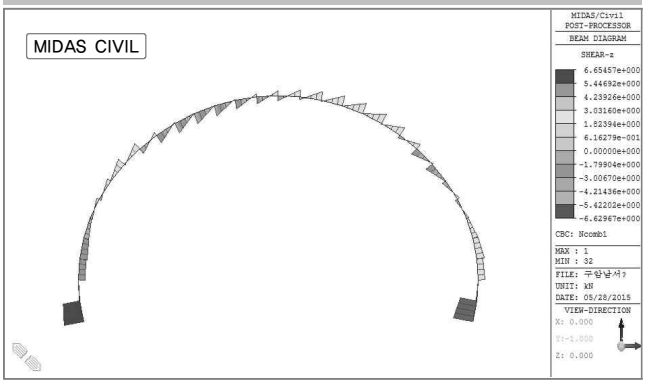
모멘트도



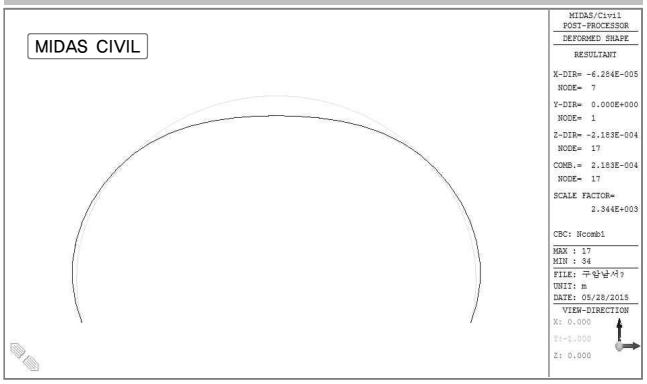
축력도



전단력도

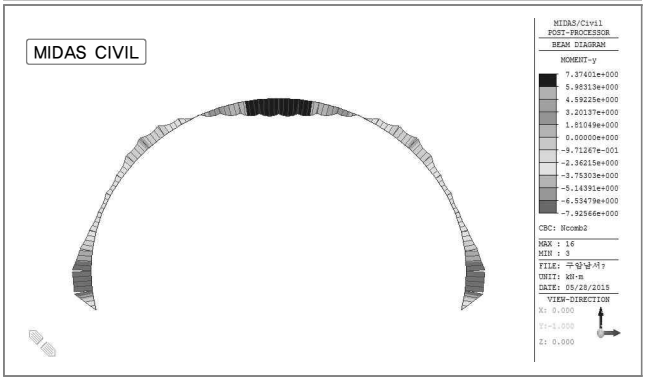


변위도

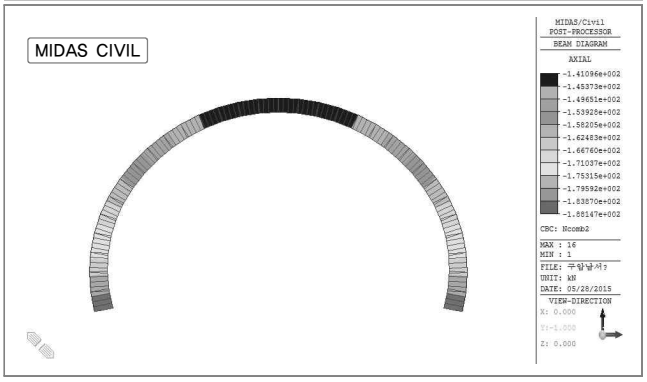


(2) LCB-2

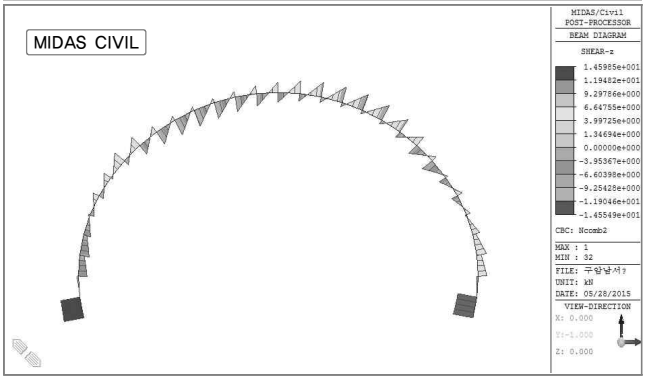
모멘트도



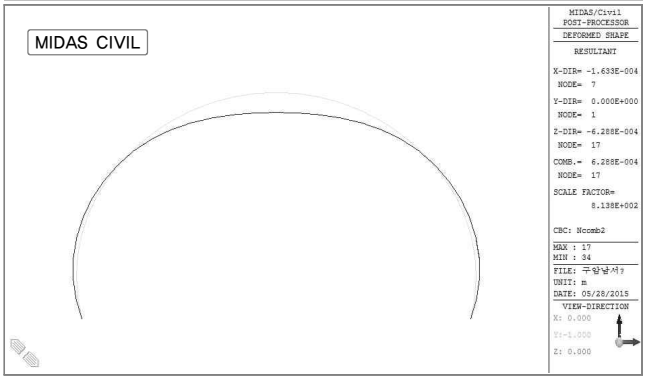
축력도



전단력도

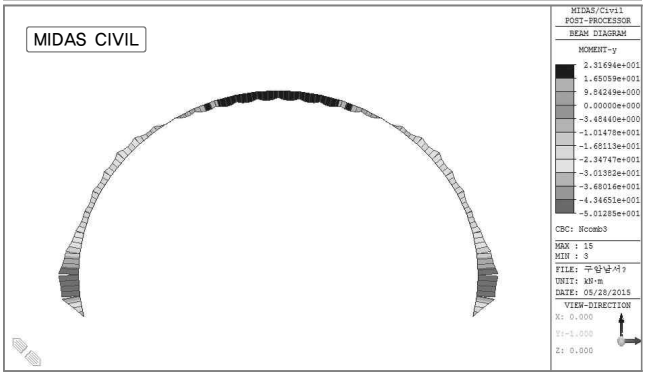


변위도

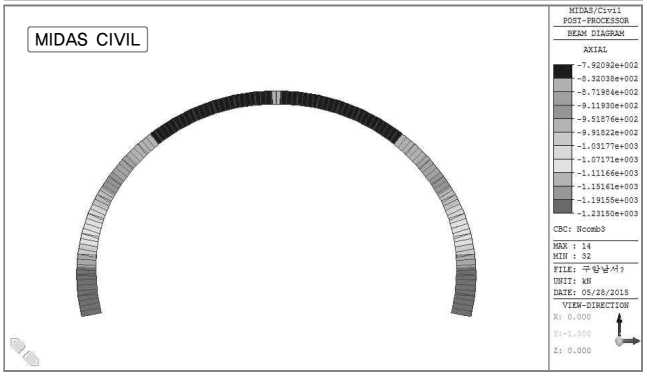


(3) LCB-3

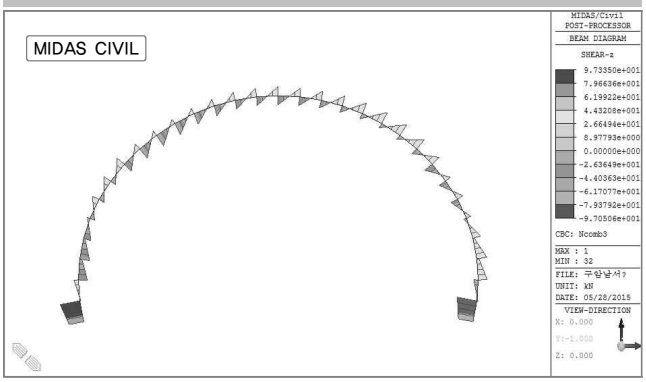
모멘트도



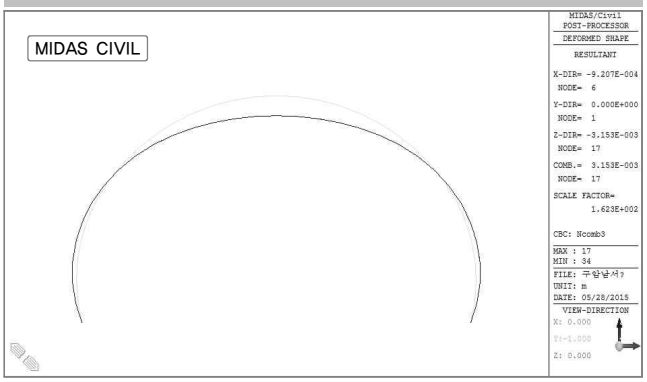
축력도



전단력도

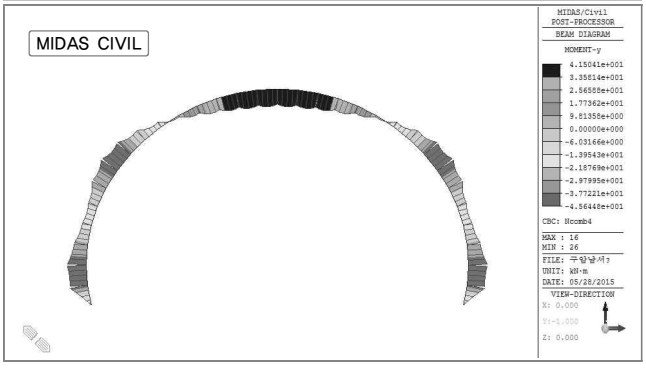


변위도

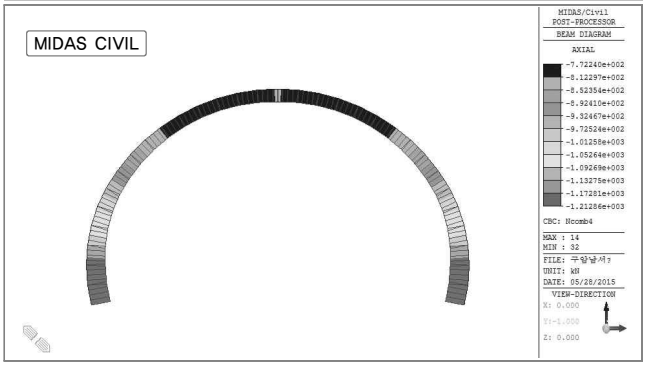


(4) LCB-4

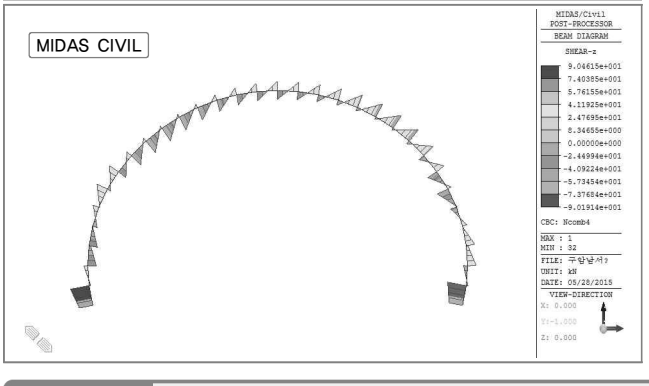
모멘트도



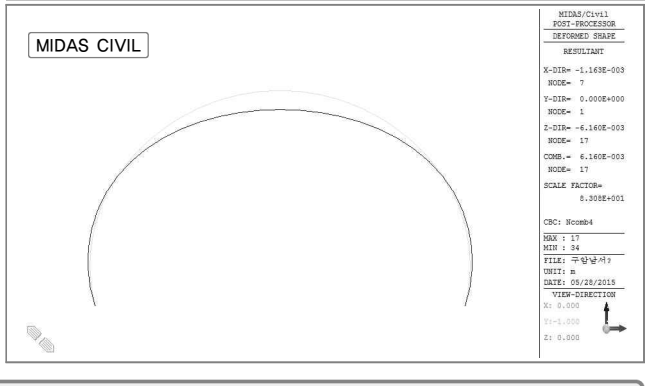
축력도



전단력도



변위도



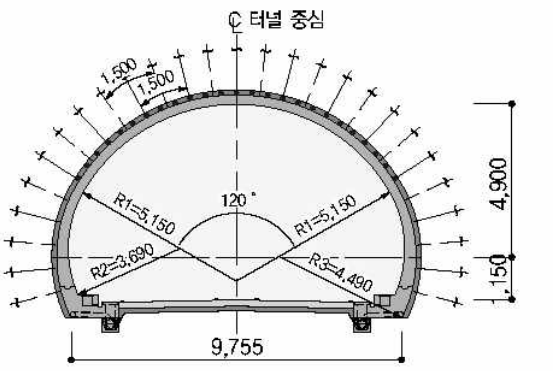
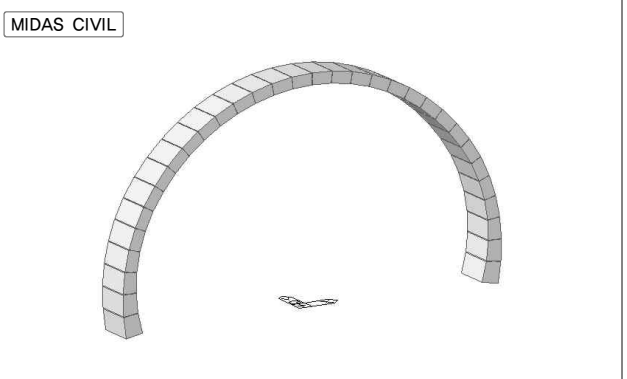
검토결과 • 콘크리트 허용응력 검토결과 모두 허용응력 이내로 무근 콘크리트 라이닝으로 설계

5.2.2 철근 콘크리트 라이닝

◉ P-5-1

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-5-1에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 V	21.0	50	30.0	0.30	400

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 69,136 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 400,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.451 m

ν (포아송비) = 0.30

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 1,573,839 kN/m^3

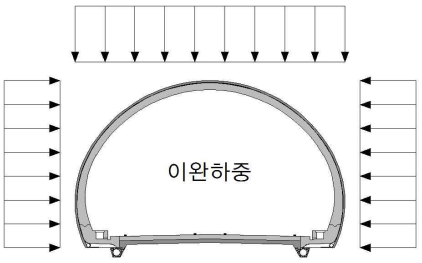
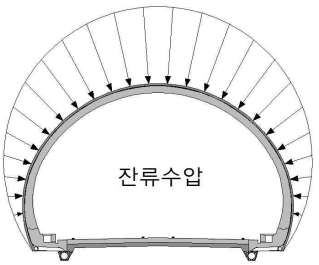
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 400,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.527

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 186.90 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 21kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 9.42 m B (터널폭) = 10.80m H_t (터널높이) = 7.00m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 80.10kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.30	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 22.88kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.00m	
건조수축 하중	–20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	72.90	1,221.49	111.74	8.93	12.0	0.79	0.71	0.37	0.44	N.G
어 깨 부	90.00	1,415.14	112.56	10.72	12.0	1.28	0.71	0.38	0.44	N.G
측 벽 부	144.49	1,785.95	219.48	11.80	12.0	1.80	0.71	0.61	0.44	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	140.87	1,438.45	160.29	233.53	2,384.64	271.54	O.K
어 깨 부	124.42	1,922.93	147.96	217.13	3,355.69	288.05	O.K
측 벽 부	211.82	2,467.00	290.00	320.42	3,731.85	373.12	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D22	125	D13	150	D13	300	4
어 깨 부	D22	125	D13	150	D13	300	4
측 벽 부	D22	125	D13	150	D13	300	4

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	70.00	125	439.93	O.K
어 깨 부	87.58	125	311.48	O.K
측 벽 부	140.34	125	211.33	O.K

(4) 배력철근 검토

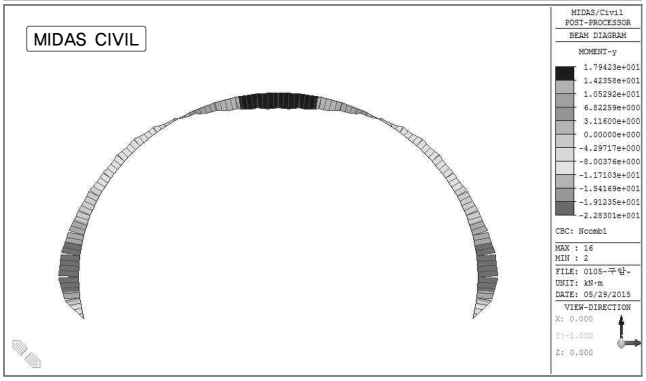
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-5-1는 주철근 D22@125로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

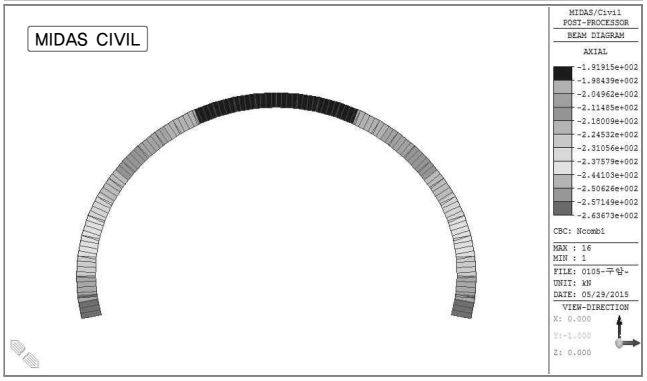
▌해석 결과물

(1) LCB-1

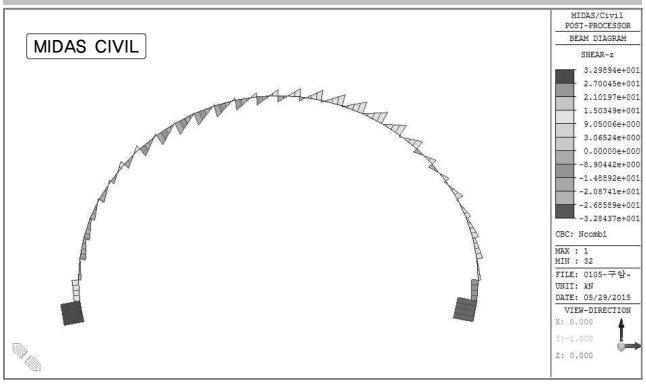
모멘트도



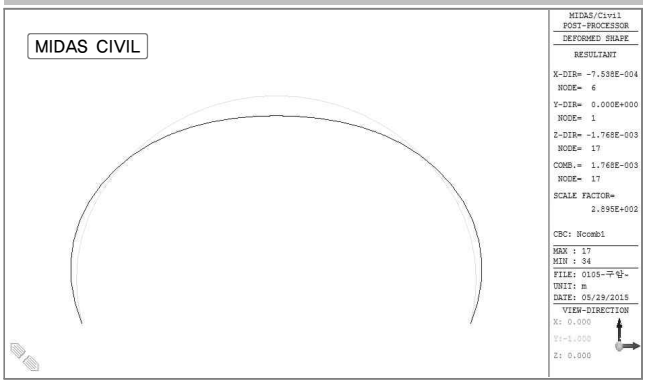
축력도



전단력도

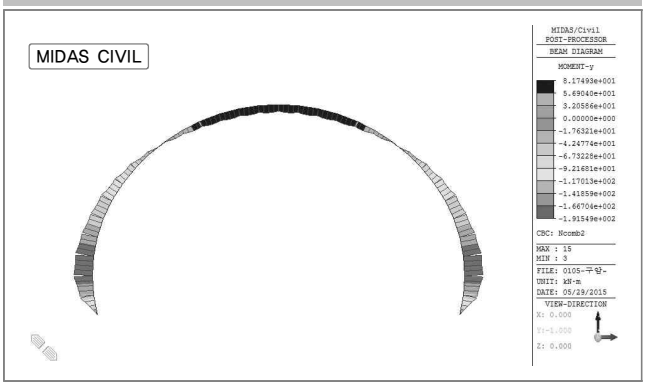


변위도

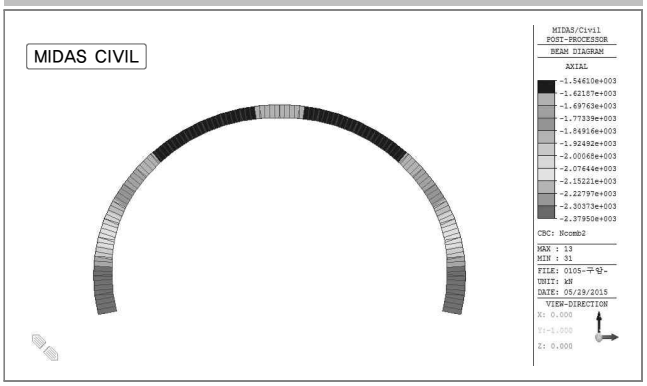


(2) LCB-2

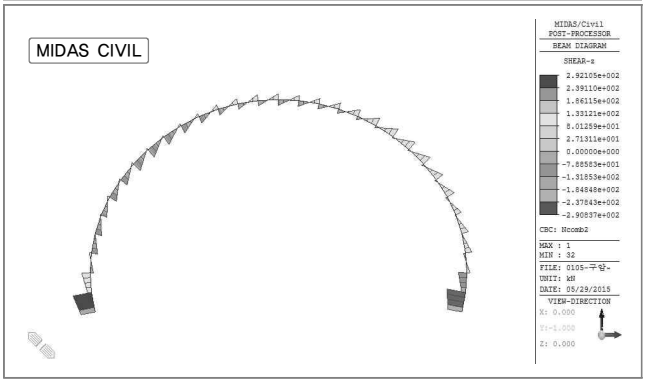
모멘트도



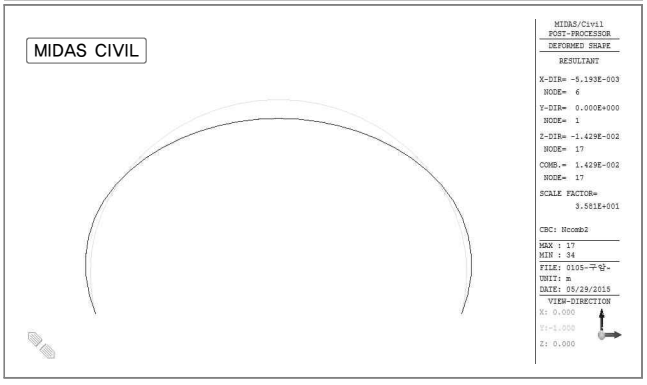
축력도



전단력도

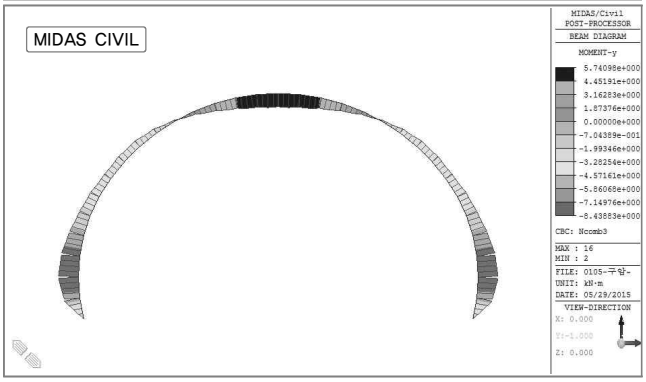


변위도

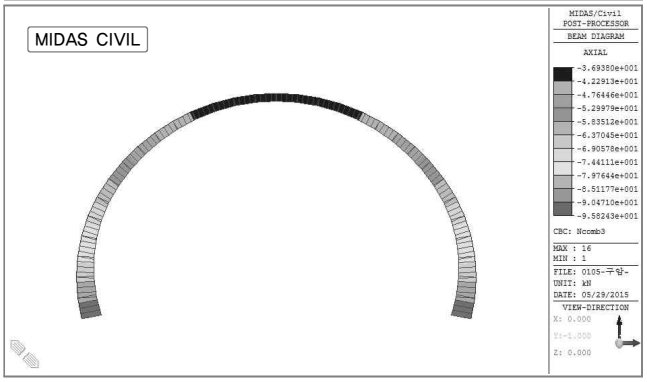


(3) LCB-3

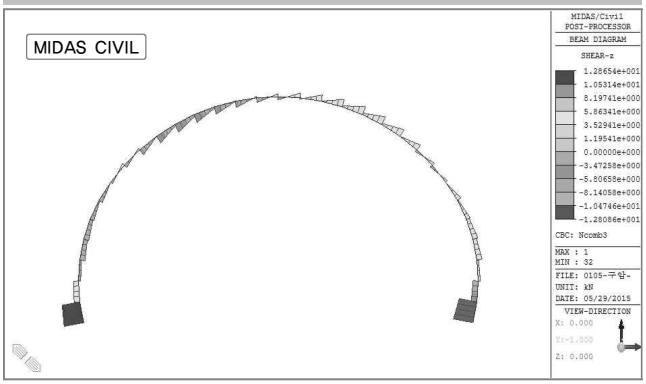
모멘트도



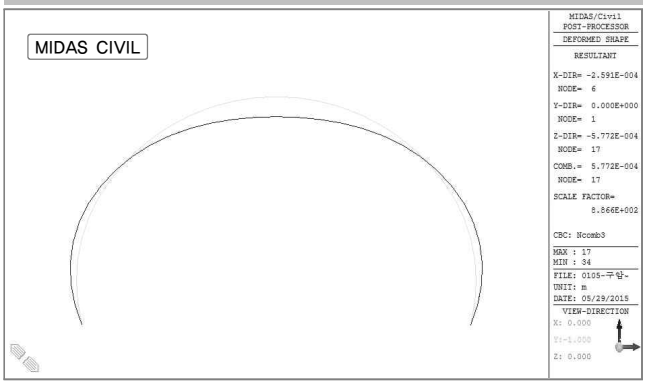
축력도



전단력도

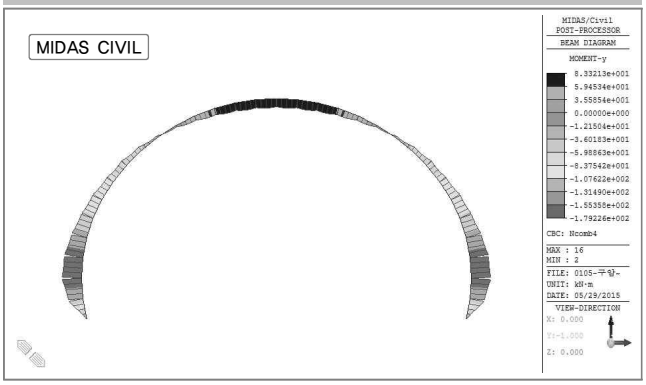


변위도

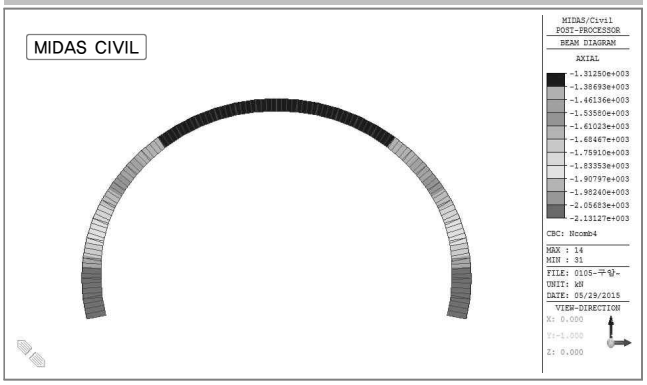


(4) LCB-4

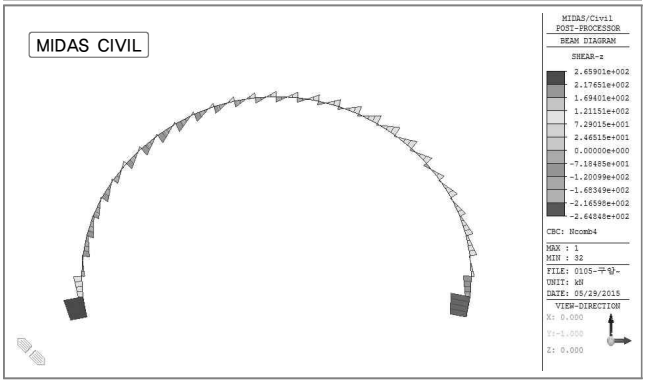
모멘트도



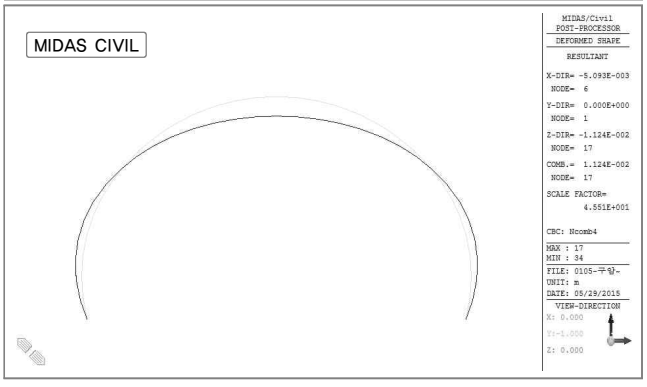
축력도



전단력도

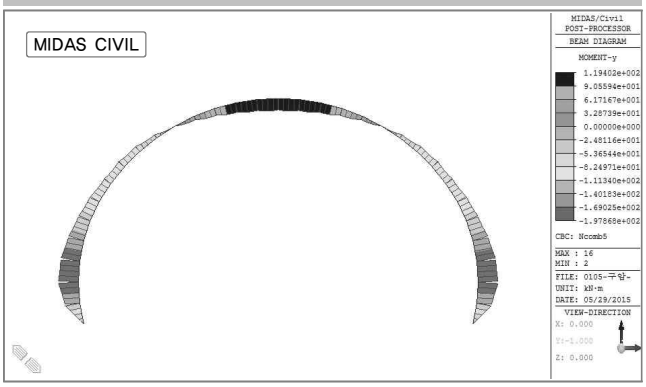


변위도

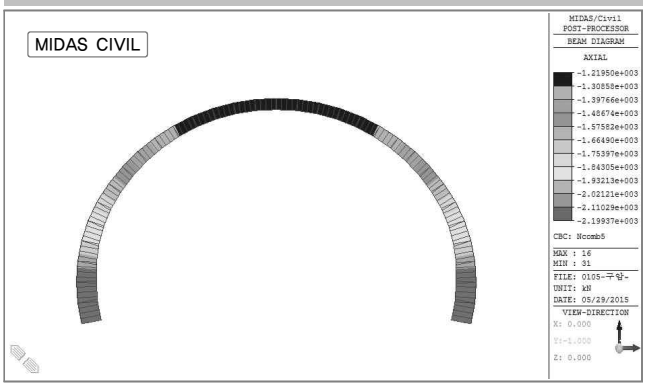


(5) LCB-5

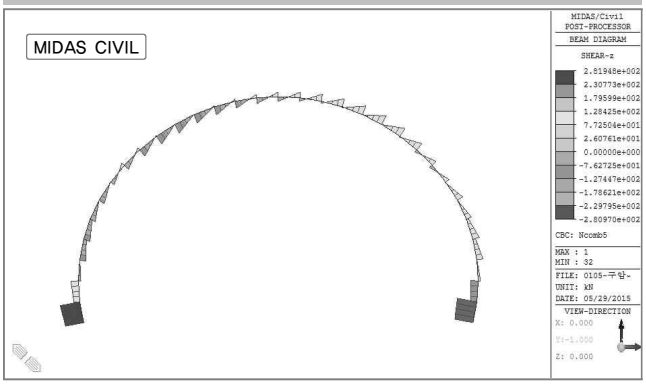
모멘트도



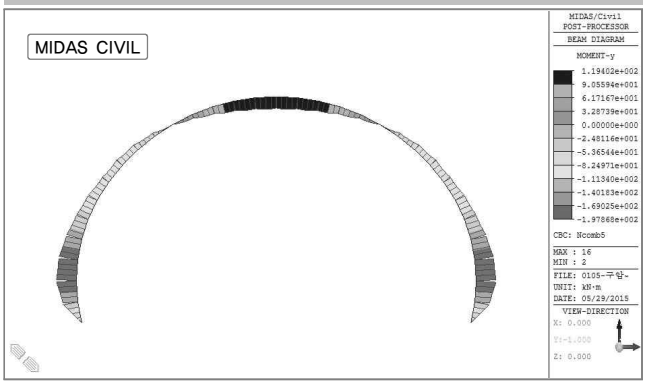
축력도



전단력도

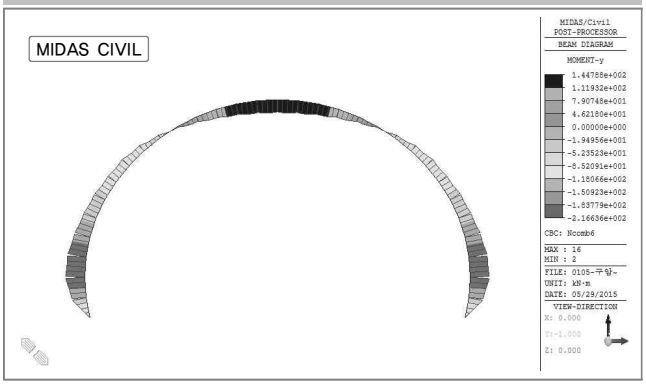


변위도

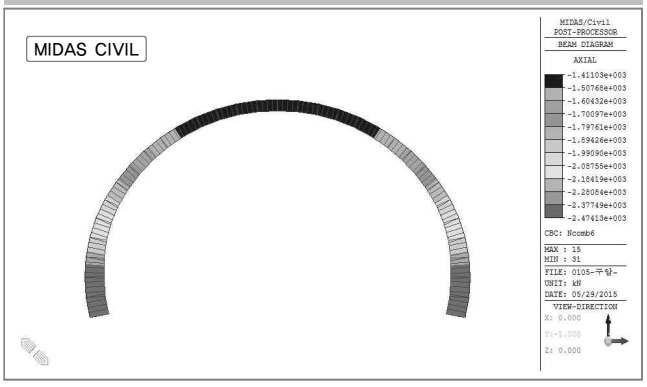


(6) LCB-6

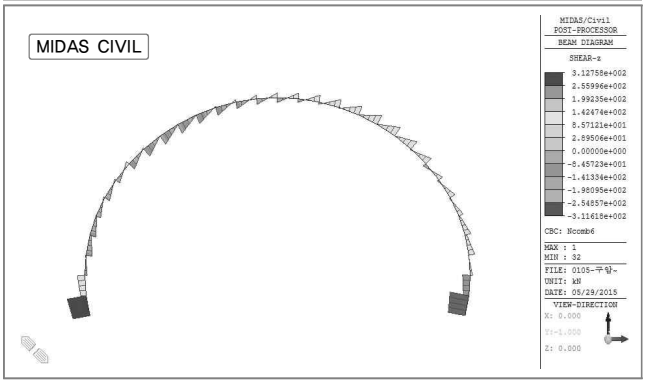
모멘트도



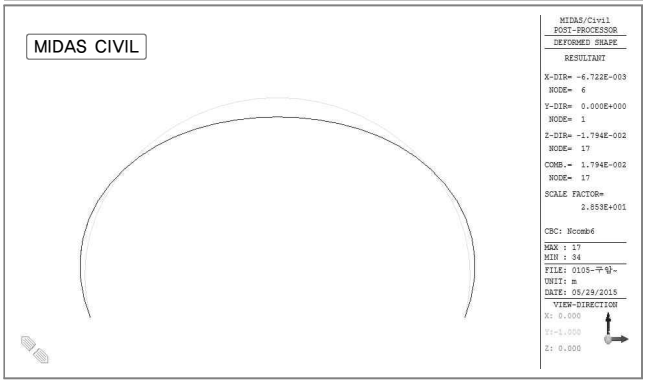
축력도



전단력도

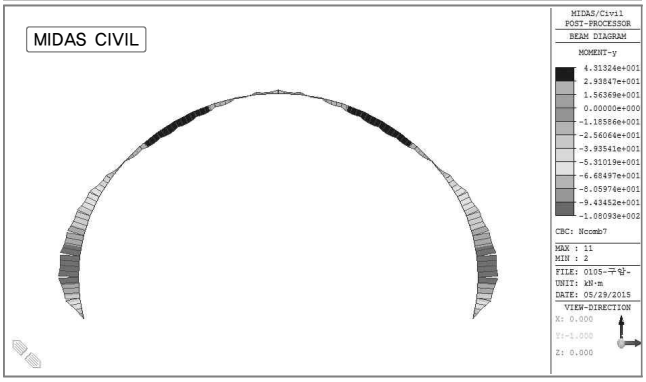


변위도

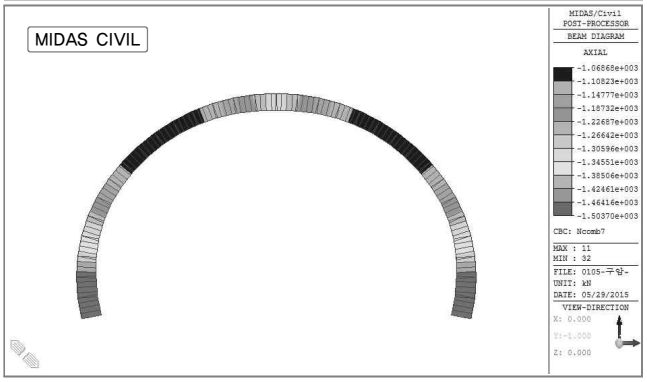


(7) LCB-7

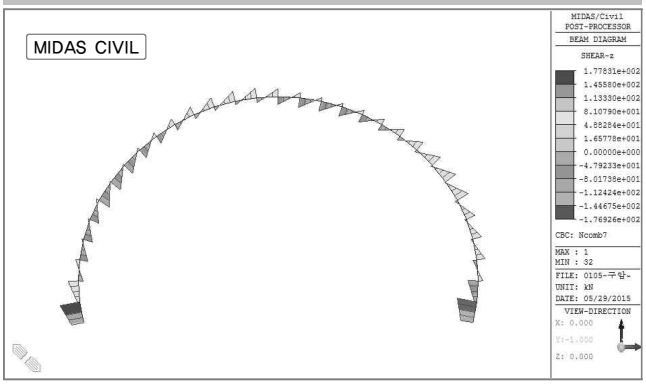
모멘트도



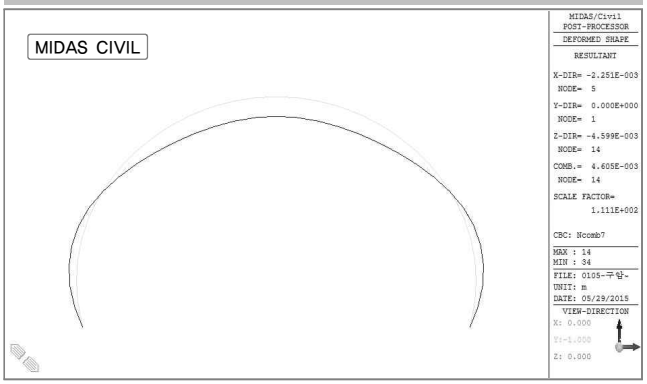
축력도



전단력도

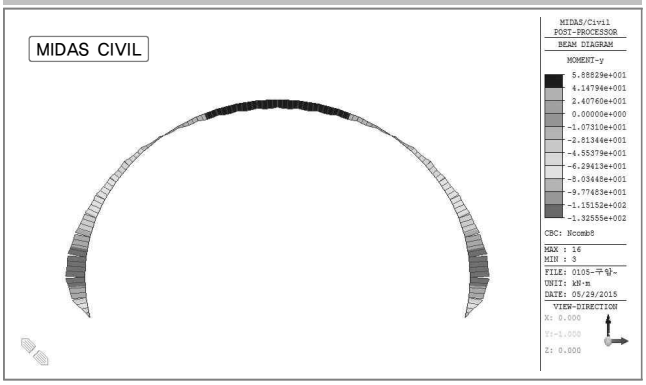


변위도

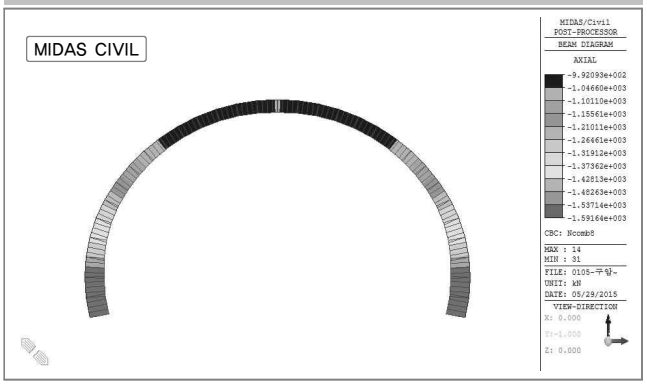


(8) LCB-8

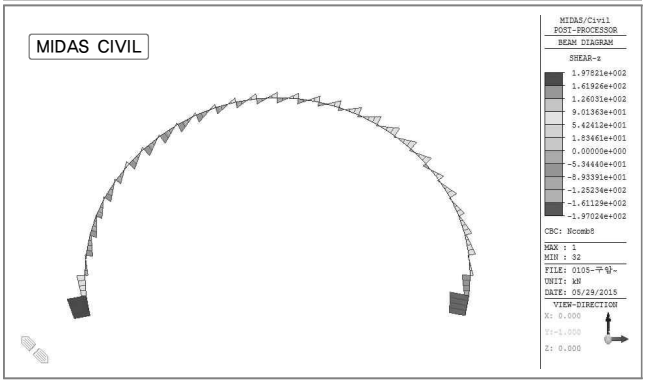
모멘트도



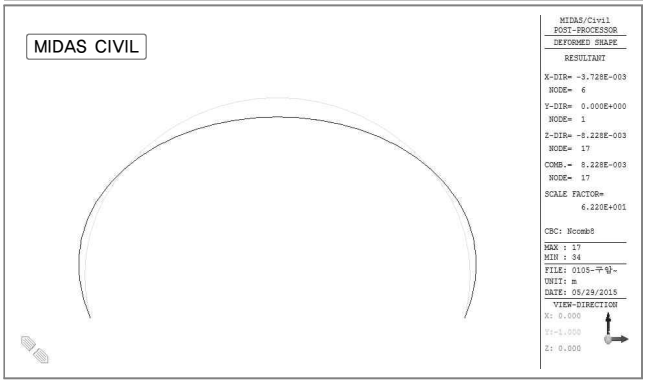
축력도



전단력도

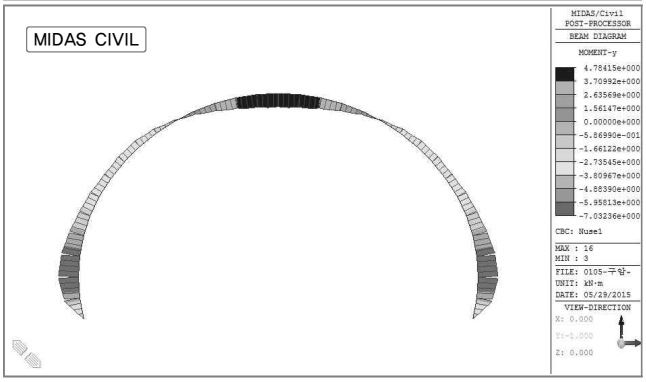


변위도

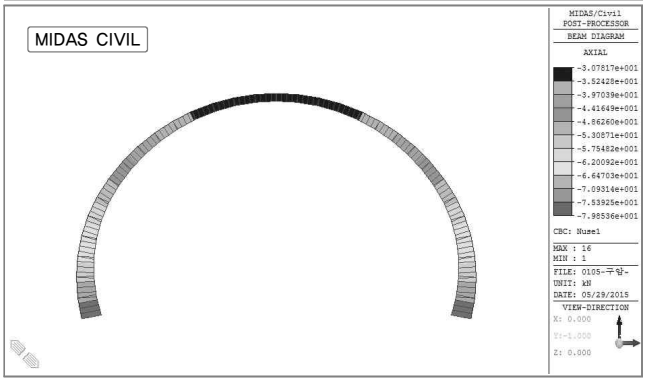


(9) USE-1

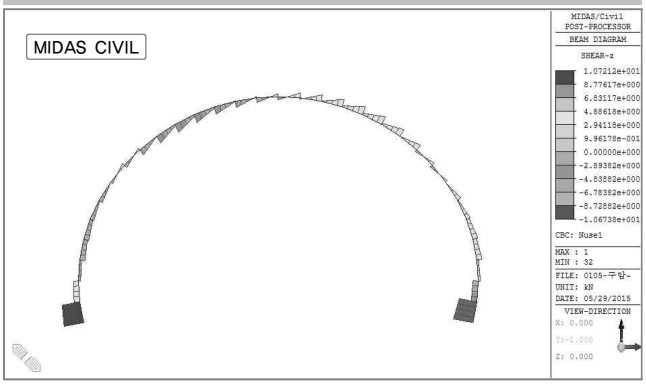
모멘트도



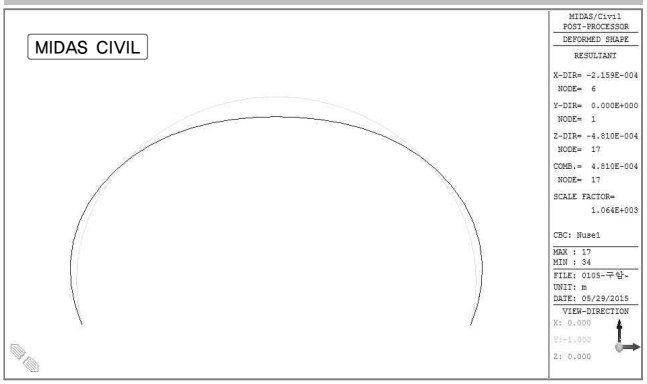
축력도



전단력도

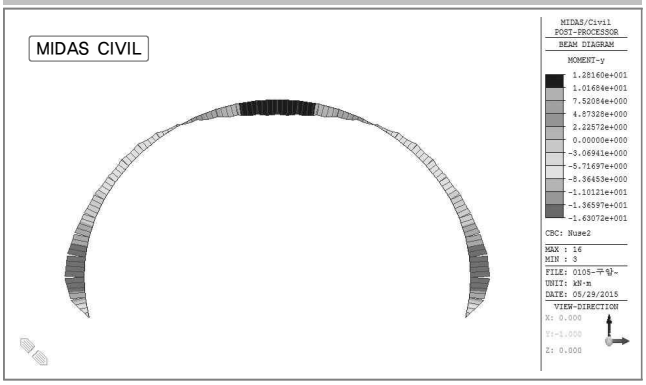


변위도

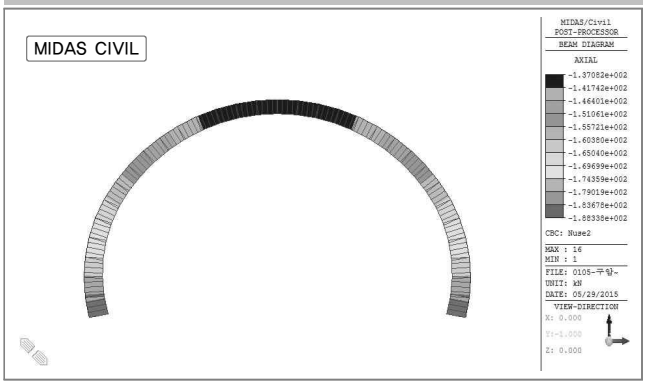


(10) USE-2

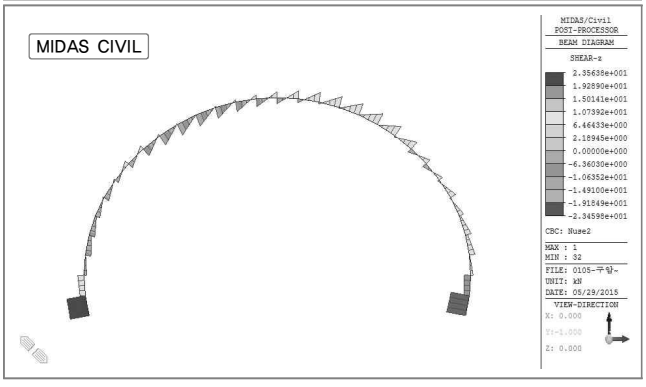
모멘트도



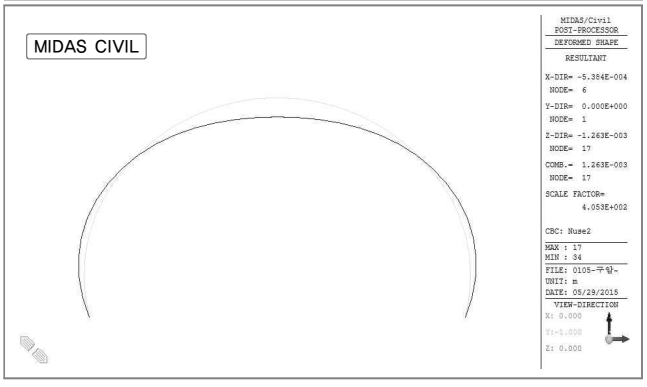
축력도



전단력도

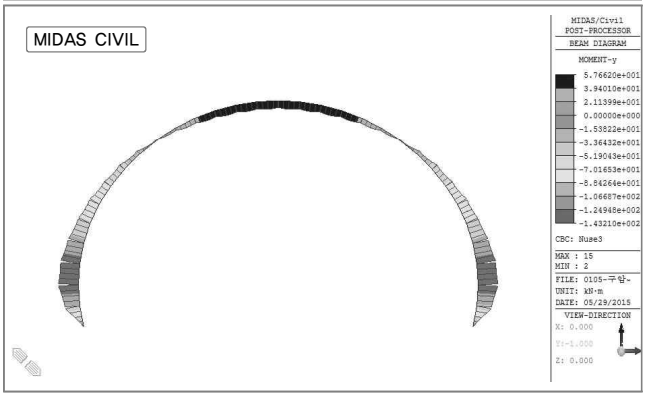


변위도

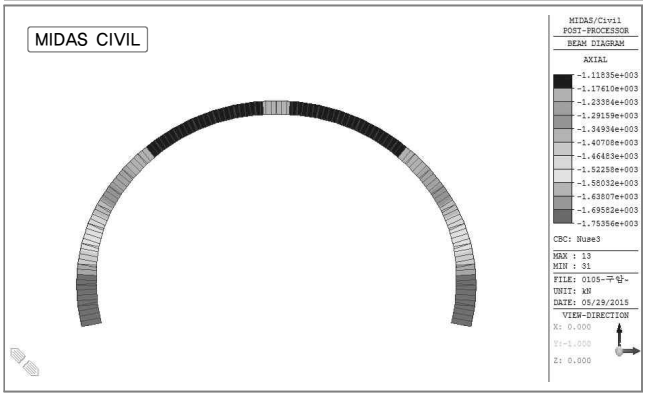


(11) USE-3

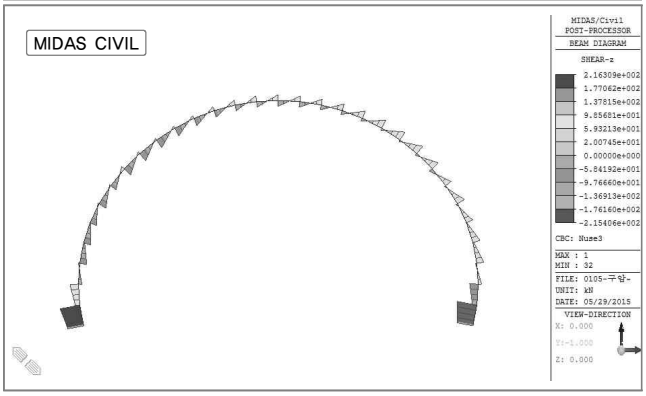
모멘트도



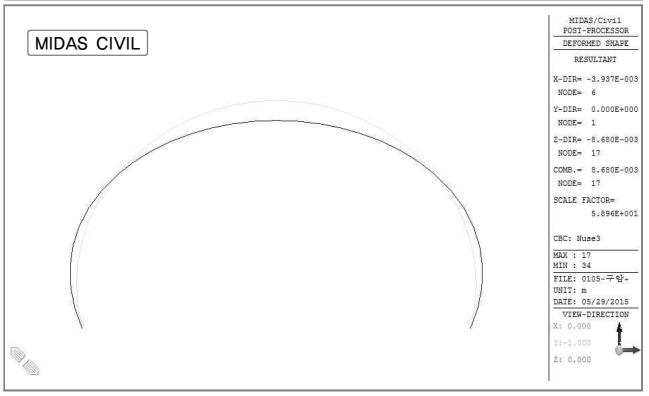
축력도



전단력도

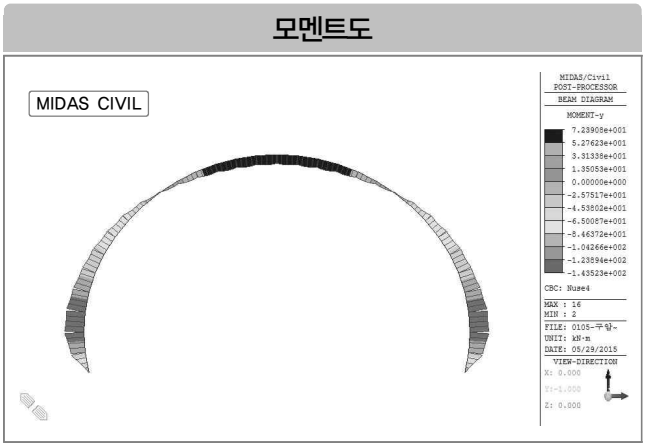


변위도

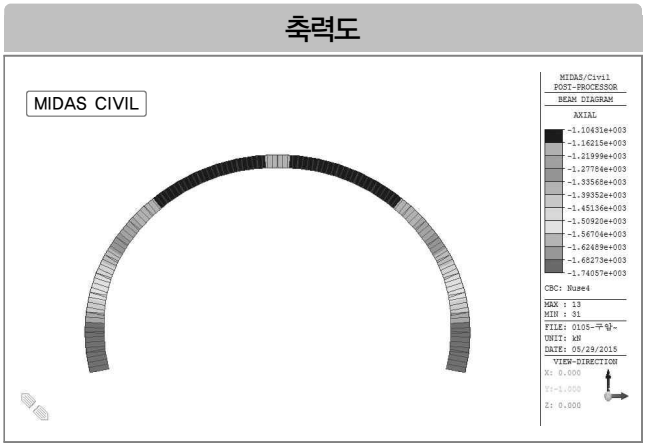


(12) USE-4

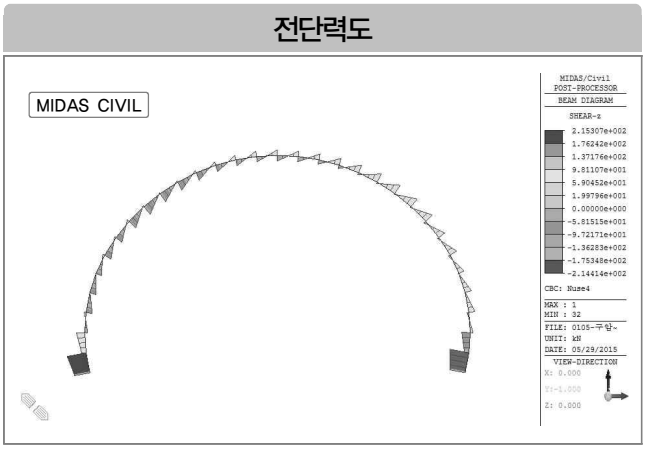
모멘트도



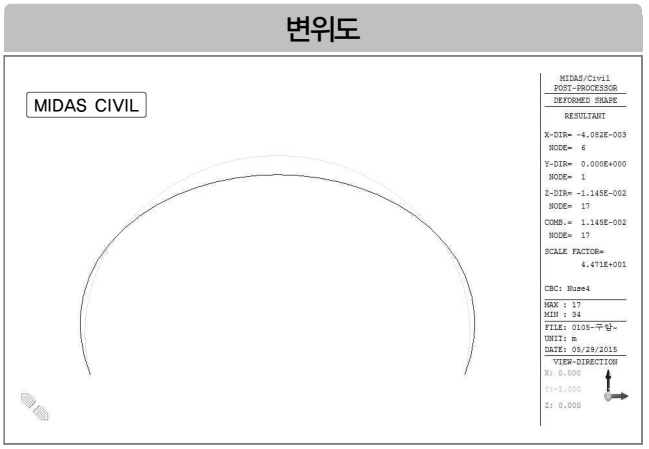
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 140.870 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1438.450 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 97.932 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 116.48 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,970,308.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 565,580.9 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,606,849.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 360,734,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 138.379 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.930 mm < e = 97.932 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 162.444 mm로 가정하면.. a = k1·c = 135.803 mm
fsc = 263.88 MPa, fst = 171.96 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 3,668,674.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 359,279,500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 97.932 mm ≒ e = 97.932 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00086
εt = 0.00086 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2384.638 KN ≥ Pu = 1438.450 KN ∴O.K
ØMn = 233.532 KN·m ≥ Mu = 140.870 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 160.290 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 192.100 KN
Øv·Vc = 192.100 KN ≥ Vu = 160.290 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 124.420 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1922.930 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 64.703 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 116.48 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,970,308.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 565,580.9 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,606,849.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 360,734,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 138.379 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.930 mm < e = 64.703 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 204.300 mm로 가정하면.. a = k1·c = 170.795 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 13.80 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,162,599.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 334,037,700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 64.703 mm ≒ e = 64.703 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00007
εt = 0.00007 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3355.689 KN ≥ Pu = 1922.930 KN ∴O.K
ØMn = 217.125 KN·m ≥ Mu = 124.420 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 147.960 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 208.606 KN
Øv·Vc = 208.606 KN ≥ Vu = 147.960 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 211.820 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2467.000 KN
단면의 두께 H = 357.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 266.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 85.861 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 177.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 148.25 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 9,103,500.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 178.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,780,393.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 825,623.3 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 292.11 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,676,976.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 548,110,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 149.066 mm
e < eb ------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 33.137 mm < e = 85.861 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 239.205 mm로 가정하면.. a = k1·c = 199.975 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 67.21 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,741,310.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 492,956,500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 85.861 mm ≒ e = 85.861 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00034
εt = 0.00034 ≤ εy = 0.0015 ------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3731.851 KN ≥ Pu = 2467.000 KN ∴O.K
ØMn = 320.422 KN·m ≥ Mu = 211.820 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 270.000 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 272.011 KN
Øv·Vc = 272.011 KN ≥ Vu = 270.000 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 70.000 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 70.000 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.363 (j = 0.879)
x = k·d = 75.950 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.035 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 123.060 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 123.060 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 439.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 439.93 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 87.580 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 87.580 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.363 (j = 0.879)
x = k·d = 75.950 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.556 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 153.965 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 153.965 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 311.48 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 311.48 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 140.340 KN·m
단면의 두께 H = 357.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 266.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

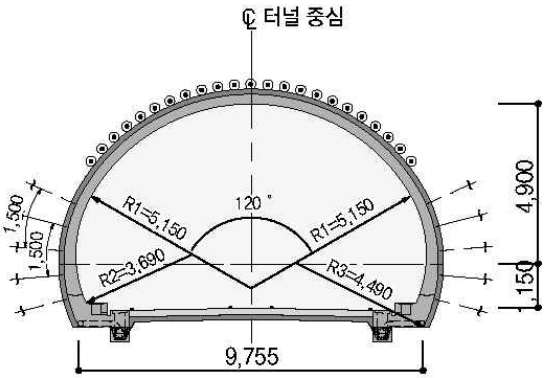
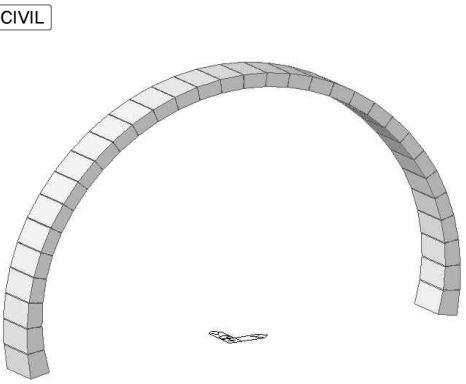
▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 140.340 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01164
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.330 (j = 0.890)
x = k·d = 87.878 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.493 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 191.451 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 191.451 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 211.33 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 211.33 mm ..... ∴ O.K

◉ P-6-1

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-6-1에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 Ⅳ	23.0	200	33.0	0.28	15,000

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R} = 263{,}310\ kN/m^3$

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 1,500,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.451 m

ν (포아송비) = 0.28

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 5,901.897 kN/m^3

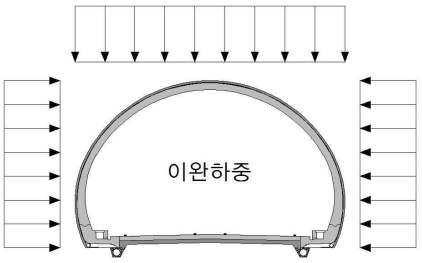
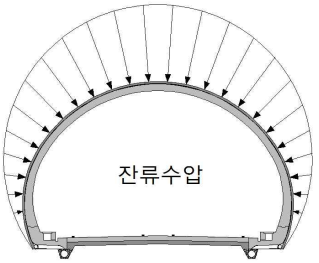
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 1,500,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.527

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 245.64 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 23.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 10.68 m B (터널폭) = 10.80 m H_t (터널높이) = 7.00 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 95.53 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.28	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 22.88 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.00 m	
건조수축 하중	–20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	62.26	1,516.19	128.48	9.54	14.0	–	0.77	0.43	0.47	O.K
어 깨 부	66.41	1,667.21	121.99	9.98	14.0	–	0.77	0.41	0.47	O.K
측 벽 부	101.01	2,372.79	192.50	11.40	14.0	–	0.77	0.54	0.47	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	125.84	1,923.68	188.67	205.22	3,137.13	276.74	O.K
어 깨 부	106.12	2,340.81	169.03	174.93	3,858.60	291.05	O.K
측 벽 부	141.95	3,358.40	262.62	210.39	4,977.55	390.86	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33
어 깨 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33
측 벽 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	65.81	150	233.24	O.K
어 깨 부	65.63	150	234.43	O.K
측 벽 부	98.44	150	171.93	O.K

(4) 배력철근 검토

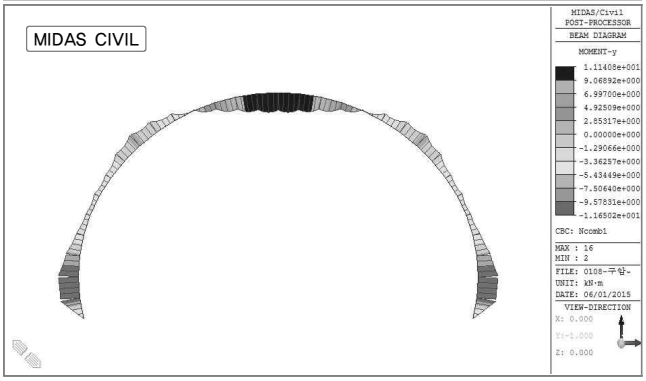
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-6-1는 주철근 D19@150로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

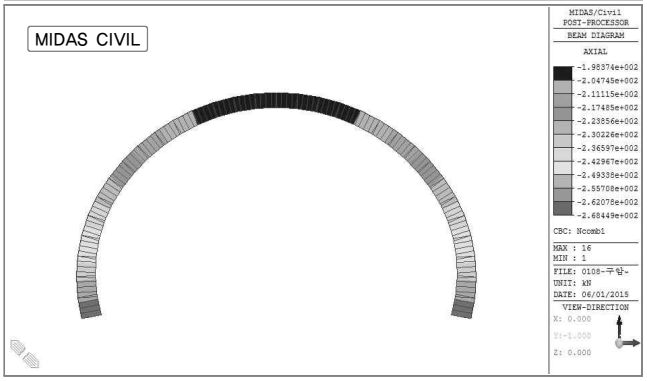
▌해석 결과물

(1) LCB-1

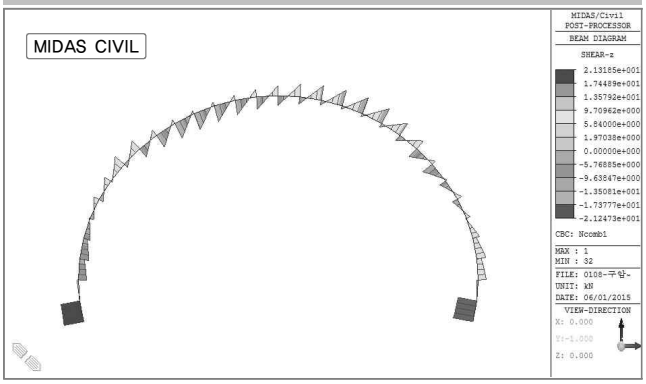
모멘트도



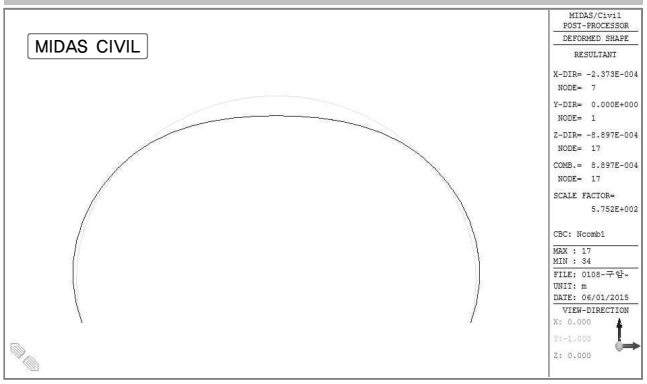
축력도



전단력도

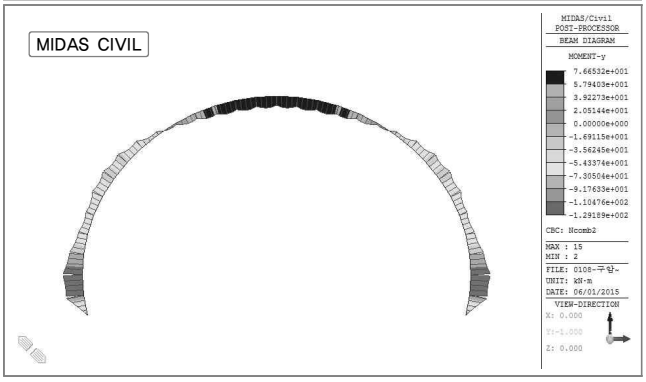


변위도

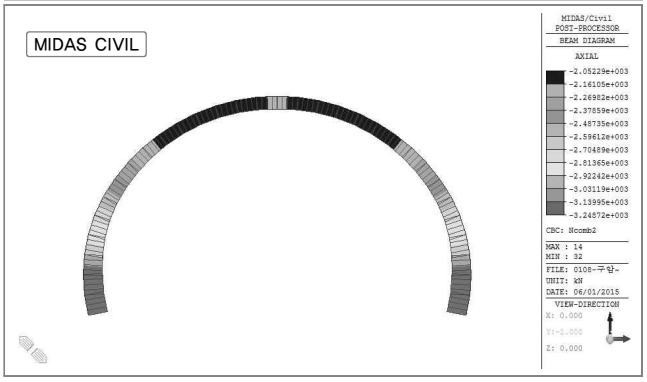


(2) LCB-2

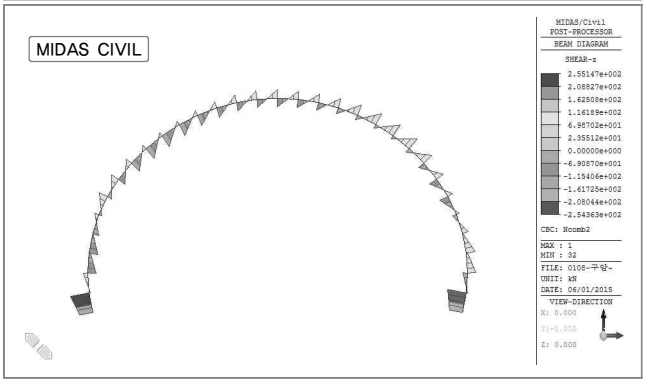
모멘트도



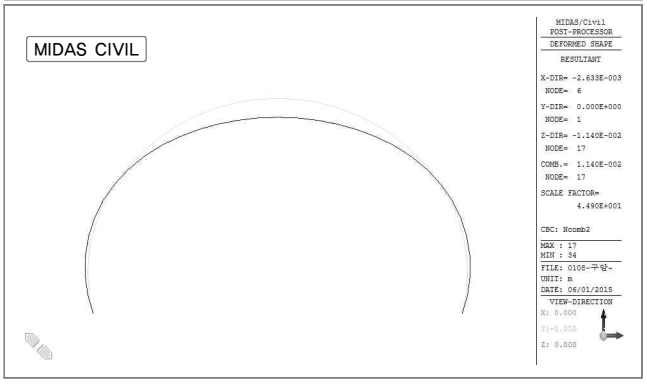
축력도



전단력도

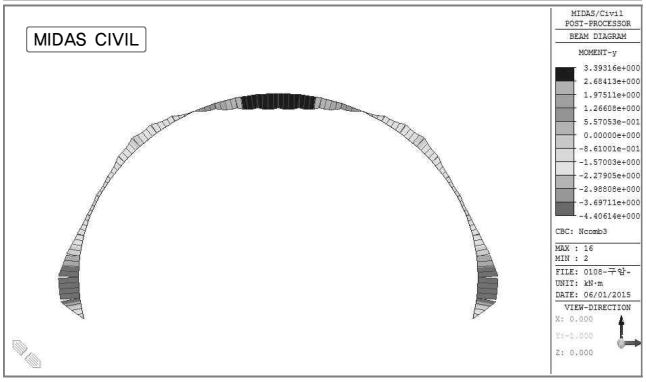


변위도

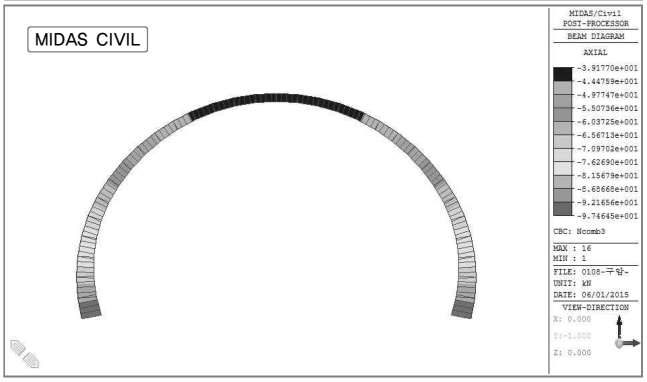


(3) LCB-3

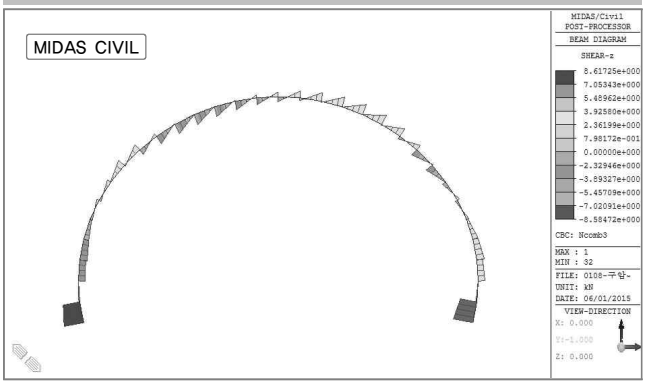
모멘트도



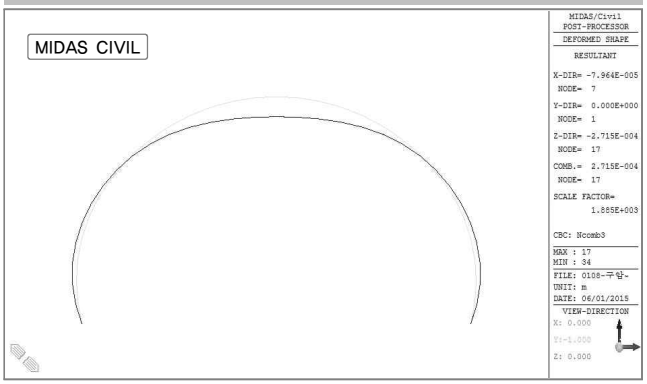
축력도



전단력도

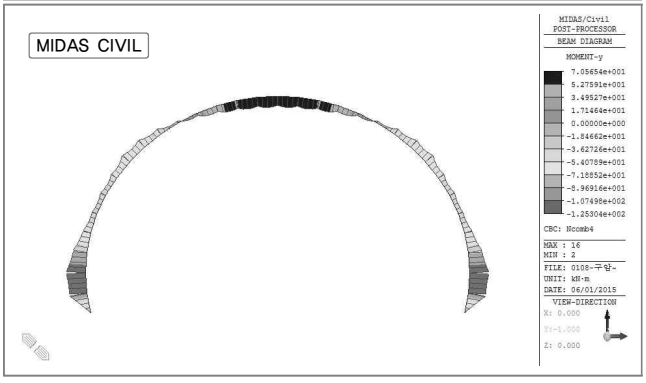


변위도

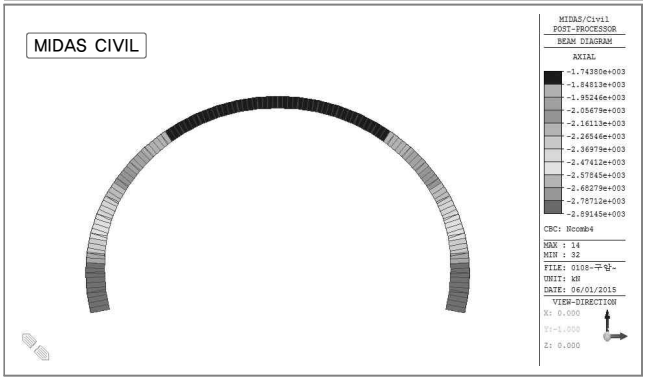


(4) LCB-4

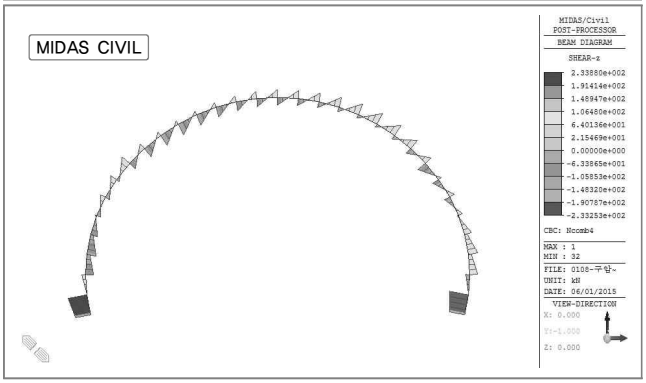
모멘트도



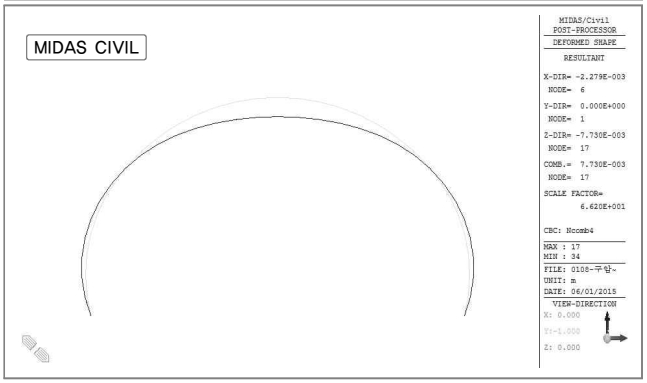
축력도



전단력도

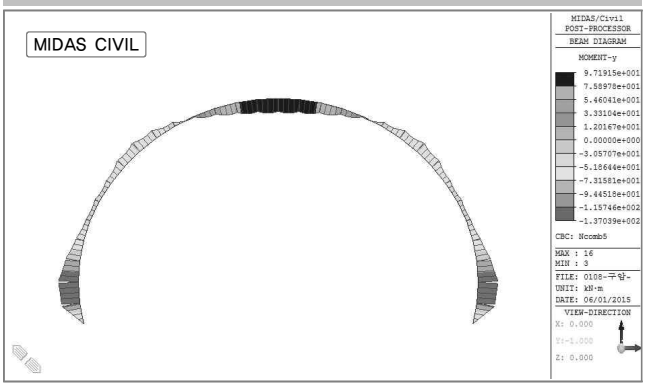


변위도

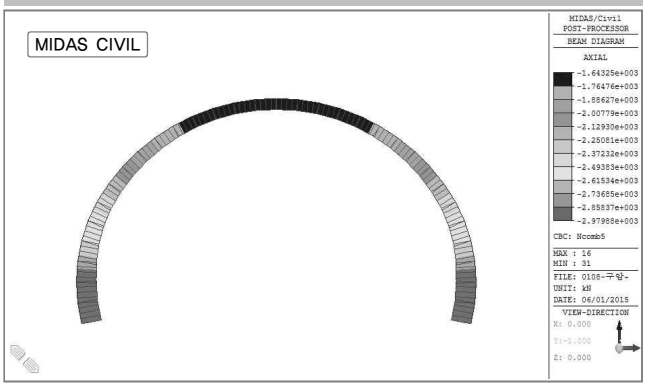


(5) LCB-5

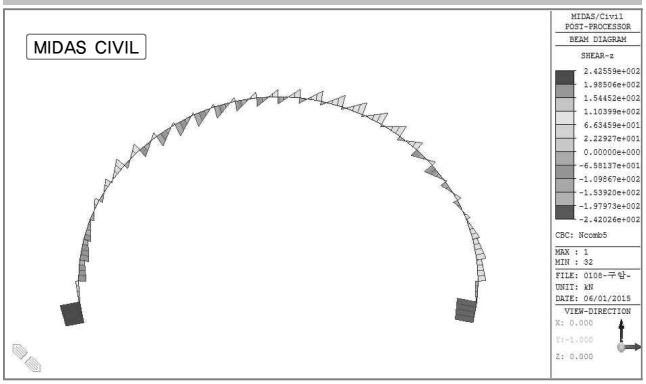
모멘트도



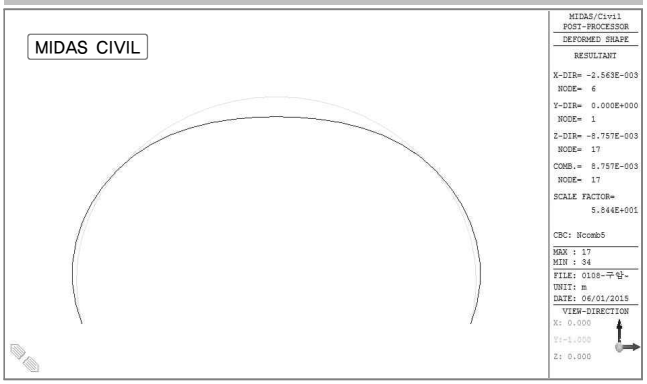
축력도



전단력도

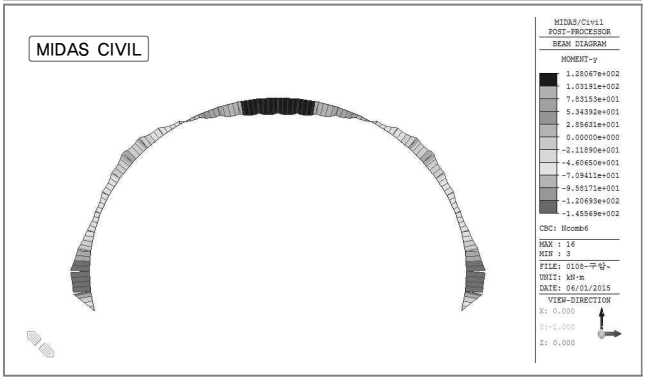


변위도

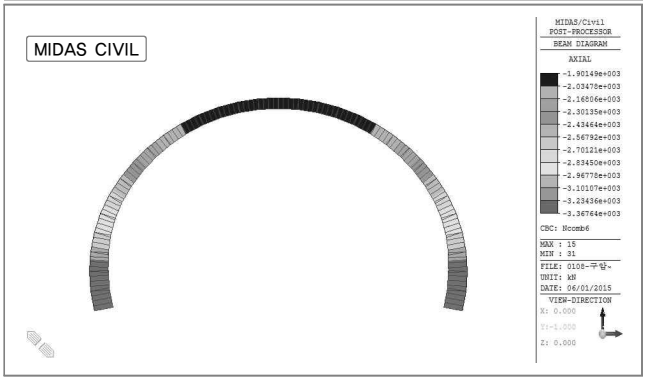


(6) LCB-6

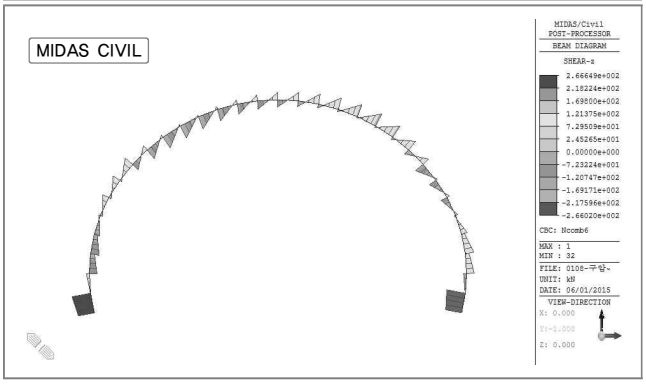
모멘트도



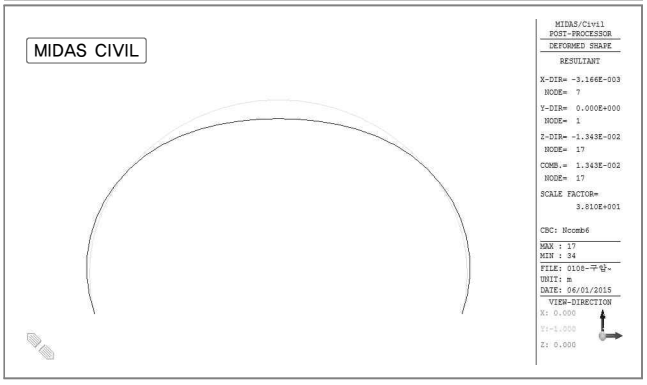
축력도



전단력도

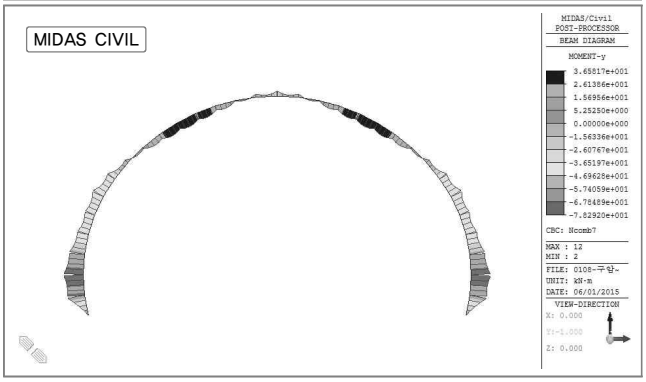


변위도

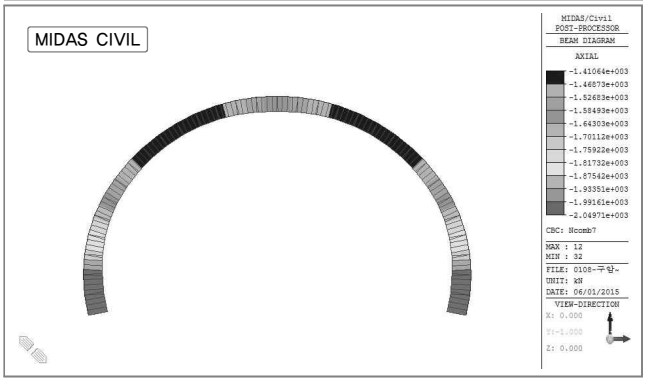


(7) LCB-7

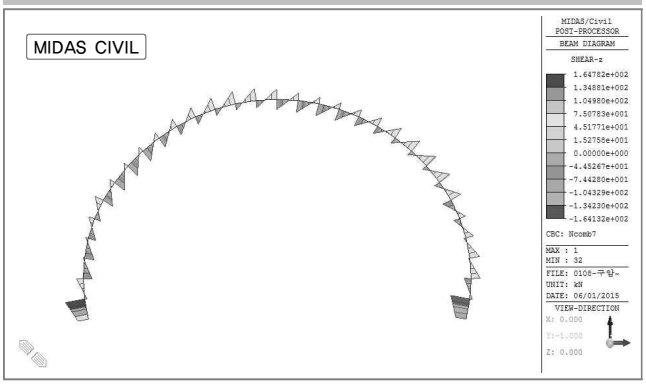
모멘트도



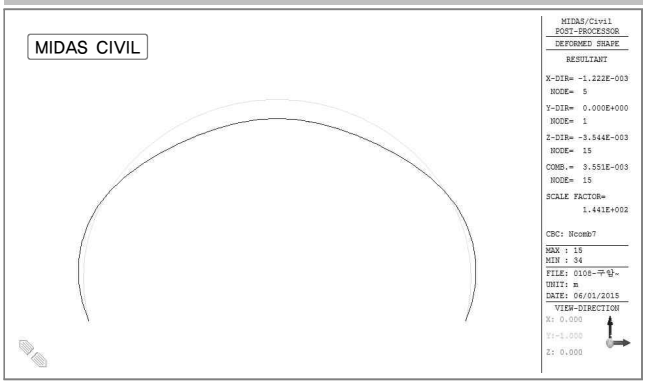
축력도



전단력도

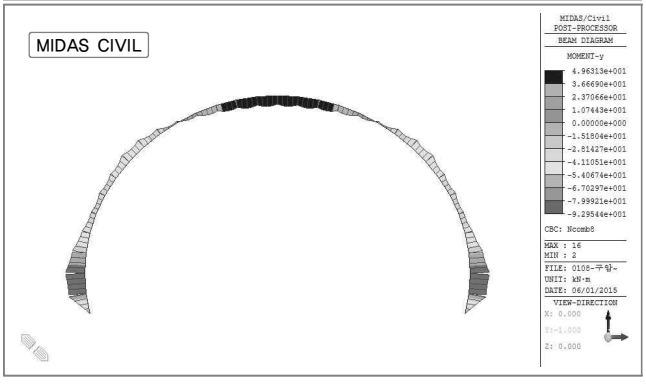


변위도

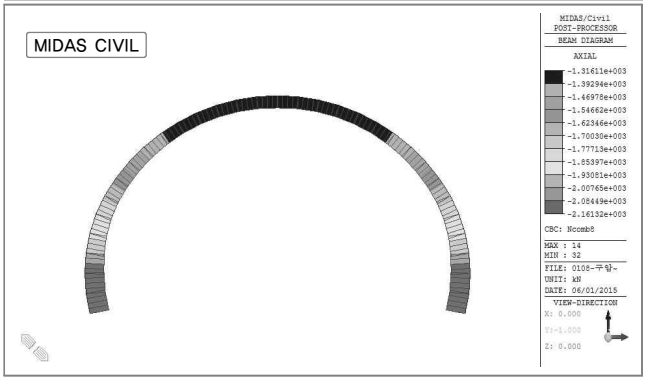


(8) LCB-8

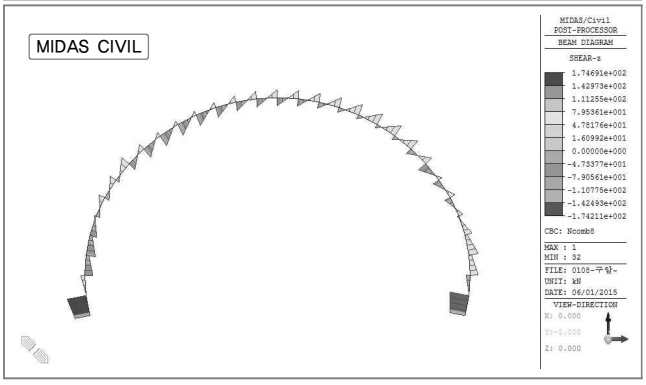
모멘트도



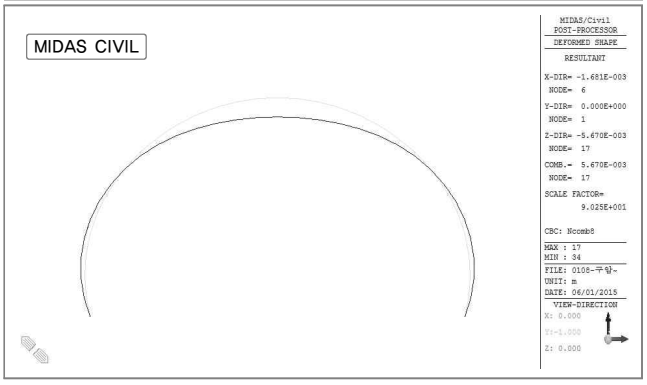
축력도



전단력도

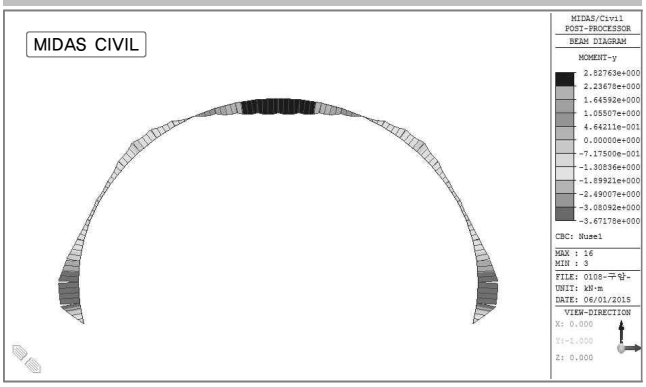


변위도

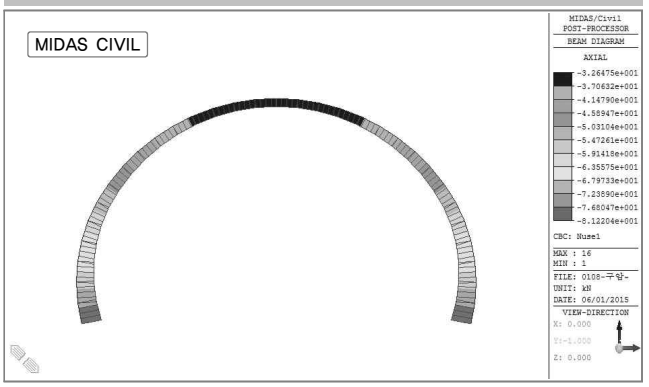


(9) USE-1

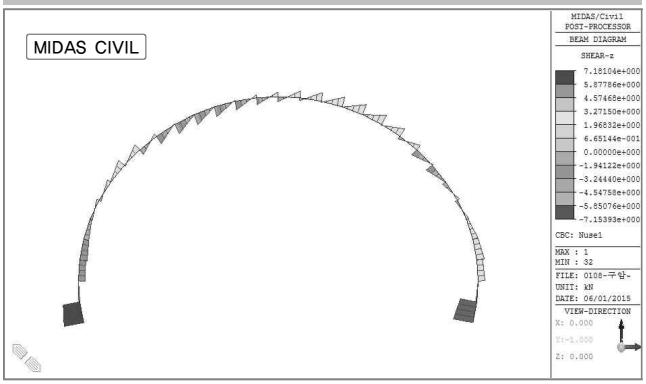
모멘트도



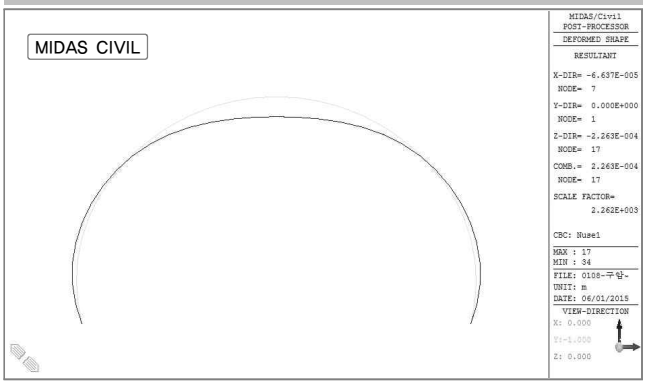
축력도



전단력도

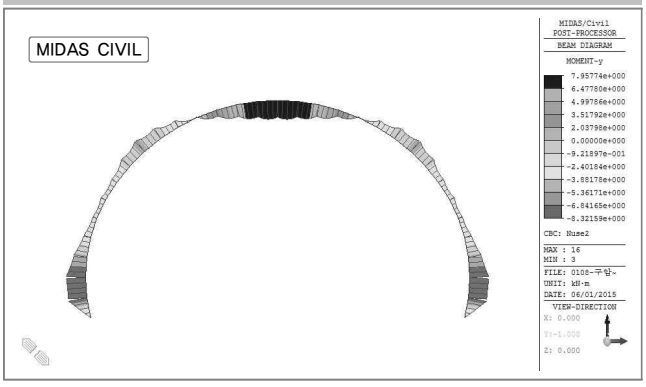


변위도

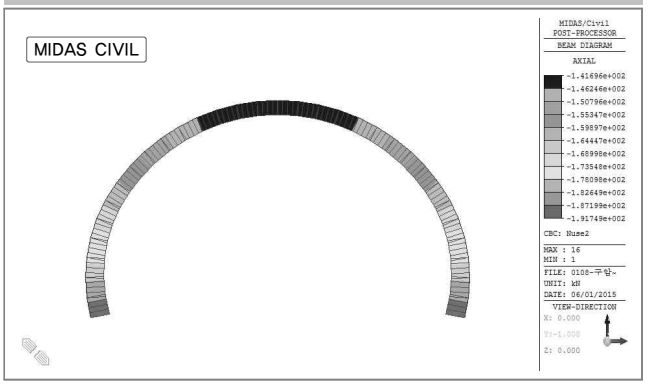


(10) USE-2

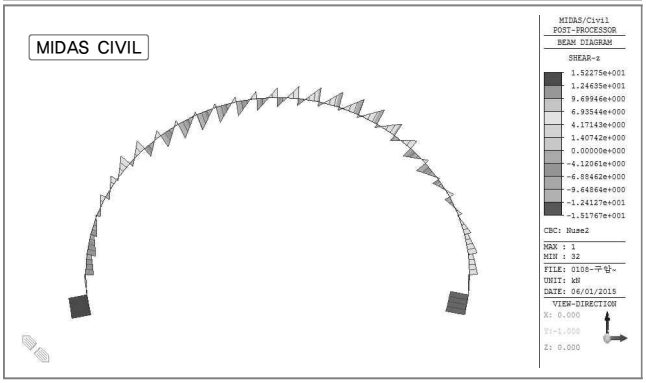
모멘트도



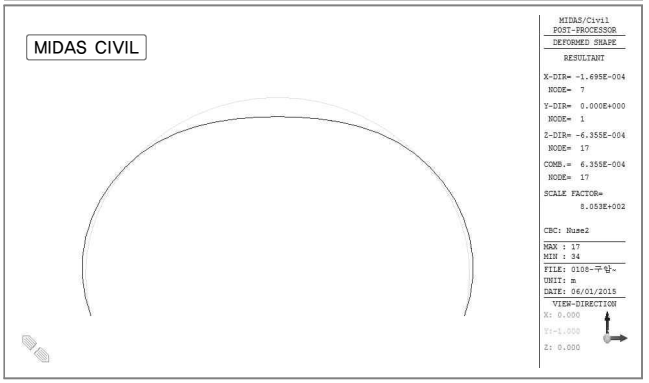
축력도



전단력도

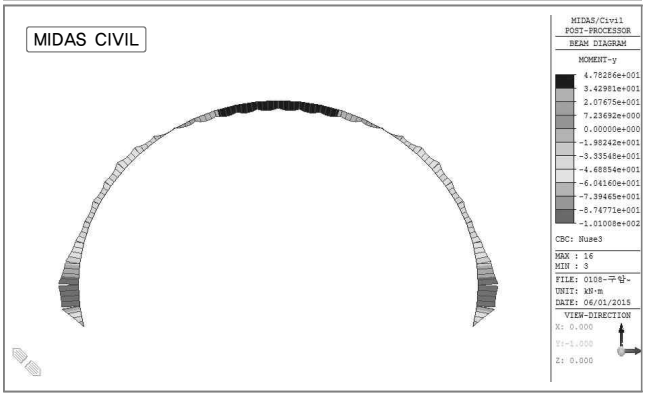


변위도

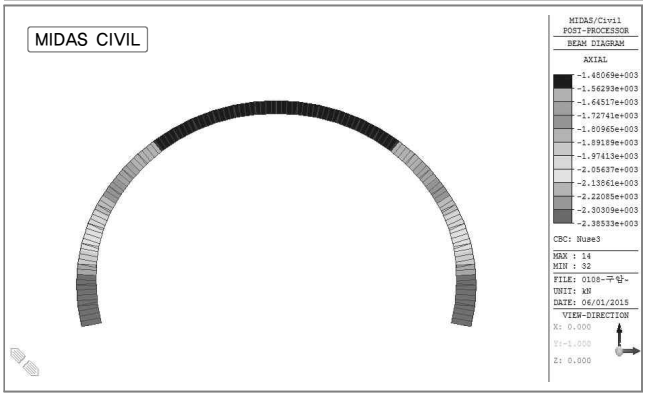


(11) USE-3

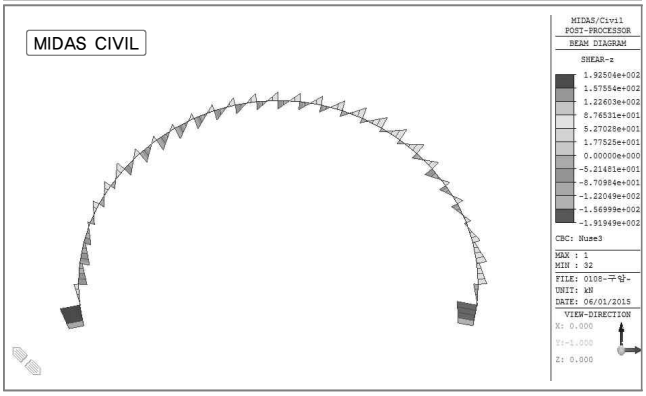
모멘트도



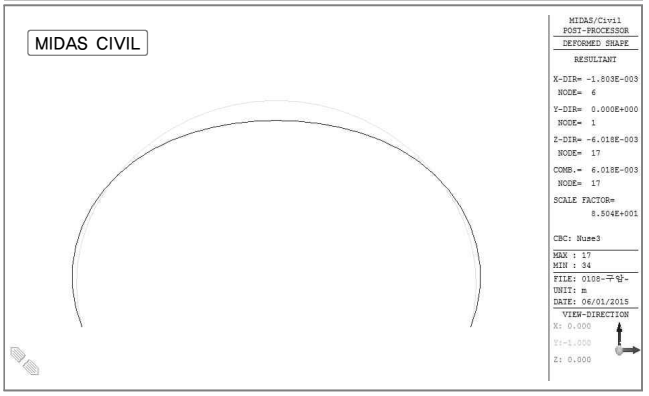
축력도



전단력도

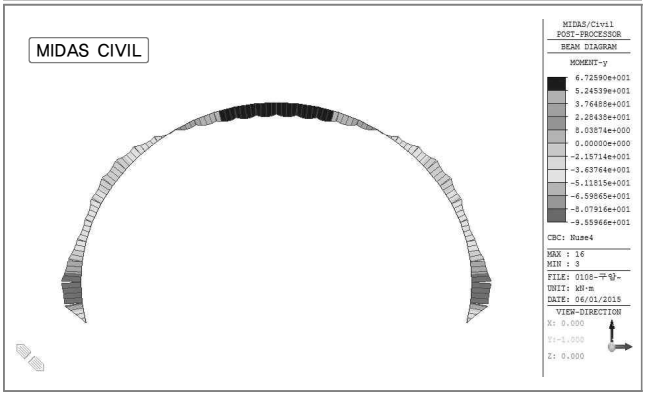


변위도

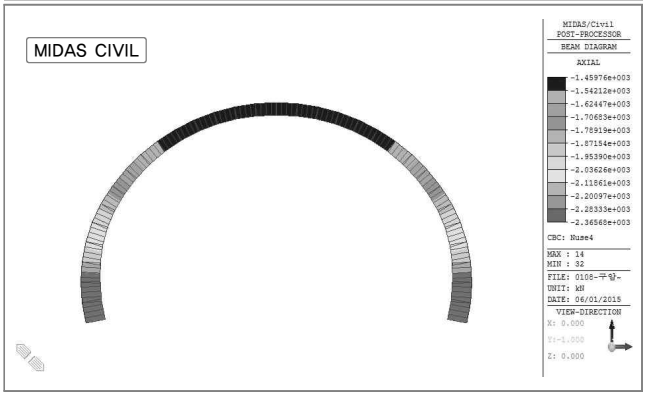


(12) USE-4

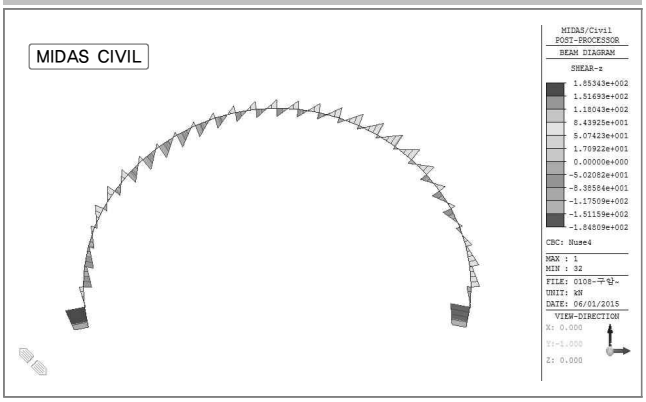
모멘트도



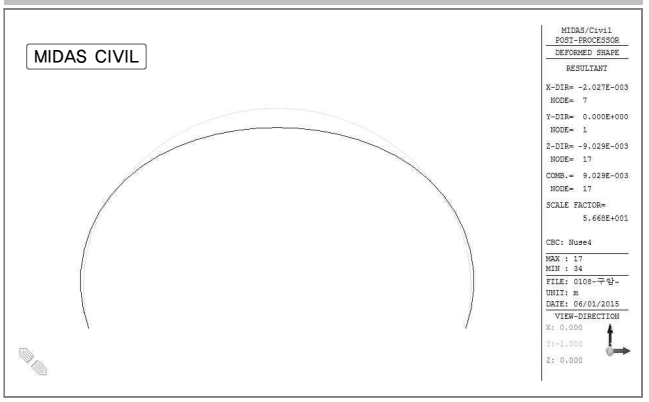
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 125.840 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 1923.680 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm　　피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 65.416 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.836　　a = k1·c = 117.32 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,991,626.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 366,413.8 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573,000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,785,040.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 330,091,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 118.523 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.985 mm < e = 65.416 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 203.620 mm로 가정하면.. a = k1·c = 170.227 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 20.27 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 4,826,349.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 315,721,300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 65.416 mm ≒ e = 65.416 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0001
εt = 0.0001 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3137.127 KN ≥ Pu = 1923.680 KN ∴O.K
ØMn = 205.219 KN·m ≥ Mu = 125.840 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 188.670 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 210.129 KN
Øv·Vc = 210.129 KN ≥ Vu = 188.670 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 106.120 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2340.810 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm　　피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 45.335 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.836　　a = k1·c = 117.32 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,991,626.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 366,413.8 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573,000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,785,040.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 330,091,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 118.523 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.985 mm < e = 45.335 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 248.023 mm로 가정하면.. a = k1·c = 207.347 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -90.77 MPa
εst = -0.0005 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,936,311.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 269,121,900.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 45.335 mm ≒ e = 45.335 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00045
εt = -0.00045 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3858.602 KN ≥ Pu = 2340.810 KN ∴O.K
ØMn = 174.929 KN·m ≥ Mu = 106.120 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 169.030 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 224.442 KN
Øv·Vc = 224.442 KN ≥ Vu = 169.030 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 141.950 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 3358.400 KN
단면의 두께 H = 357.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 267.500 mm　　피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 42.267 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 178.333 mm
k1 = 0.836　　a = k1·c = 149.09 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 9,103,500.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 178.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,801,711.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 522,153.0 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 298.88 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573,000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,750,864.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 492,681,700.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 131.352 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.058 mm < e = 42.267 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 327.111 mm로 가정하면.. a = k1·c = 273.465 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -109.34 MPa
εst = -0.0005 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 7,657,775.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 323,671,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 42.267 mm ≒ e = 42.267 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00055
εt = -0.00055 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4977.553 KN ≥ Pu = 3358.400 KN ∴O.K
ØMn = 210.386 KN·m ≥ Mu = 141.950 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 262.620 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 306.209 KN
Øv·Vc = 306.209 KN ≥ Vu = 262.620 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 65.810 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 65.810 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00907
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.299 (j = 0.900)
x = k·d = 62.837 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.050 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 181.771 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 181.771 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 233.24 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 233.24 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 65.630 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 65.630 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00907
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.299 (j = 0.900)
x = k·d = 62.837 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.020 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 181.274 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 181.274 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 234.43 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 234.43 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 98.440 KN·m
단면의 두께 H = 357.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 267.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

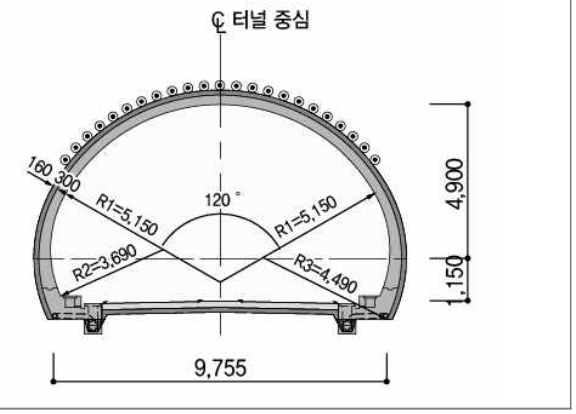
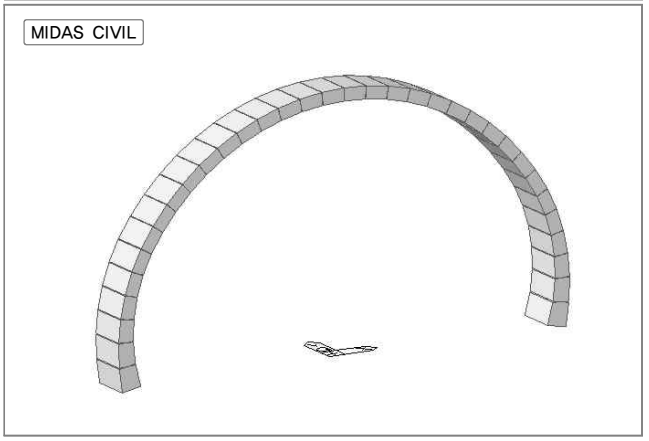
▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 98.440 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00714
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.270 (j = 0.910)
x = k·d = 72.255 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.194 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 211.734 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 211.734 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 171.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 171.93 mm ..... ∴ O.K

◉ P-6-4(인공지반)

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-6-4에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
인공지반	23.5	–	–	0.18	24,850

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 4,504,421 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 24,850,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.18

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 97,774,768 kN/m^3

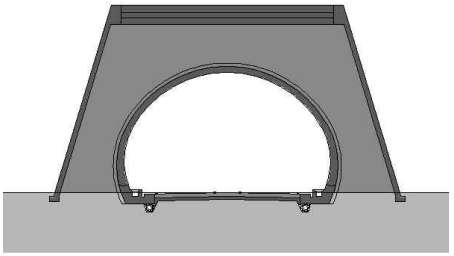
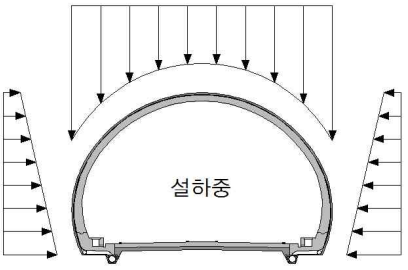
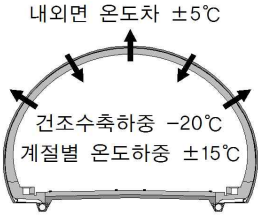
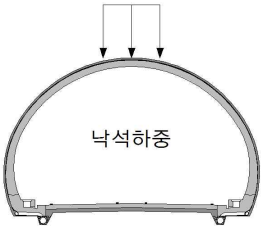
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 24,850,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
전토피 하중	• 연직 하중 (P_v) : $\gamma_a \times H_p$ = 47.0kN/m^2 여기서, γ_a(인공지반 단위중량) = 23.5kN/m^3 H_a (인공지반 높이) = 2.0m • 수평 하중 (P_h) : $K_0 \times P_v$ = 23.5 kN/m^2 여기서, K_0 =1−sin∅	
설하중	• 연직 설하중 (S_v) : 5.5kN/m^2 • 수평 설하중 (S_h) : 2.75kN/m^2	
온도하중	• 내외면 온도하중 : ±5℃ • 계절별 온도하중 : ±15℃ • 건조수축 하중 : −20℃	
낙석하중	• 낙석하중 : 52.7 kN/m^2	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	42.71	467.13	55.32	4.40	14.0	1.29	0.77	0.18	0.47	N.G
어 깨 부	62.13	687.52	58.08	6.43	14.0	1.85	0.77	0.19	0.47	N.G
측 벽 부	66.87	761.72	105.86	5.28	14.0	1.01	0.77	0.30	0.47	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	33.42	637.50	61.66	216.38	4,127.59	245.90	O.K
어 깨 부	93.47	831.97	83.33	241.78	2,152.08	253.11	O.K
측 벽 부	103.29	938.33	148.21	362.56	3,293.67	322.88	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33
어 깨 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33
측 벽 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	42.71	150	467.56	O.K
어 깨 부	62.13	150	258.90	O.K
측 벽 부	66.87	150	353.92	O.K

(4) 배력철근 검토

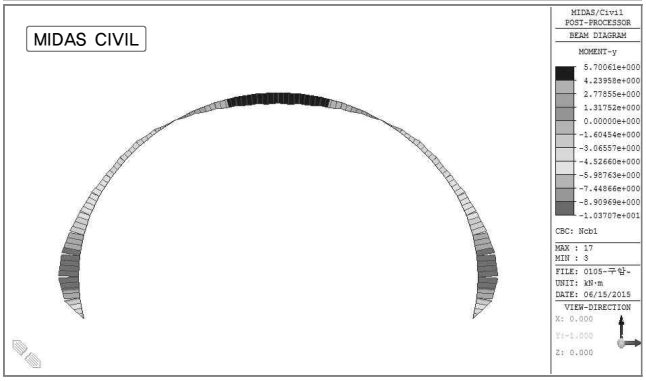
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-6-4(인공지반)은 주철근 D19@150로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

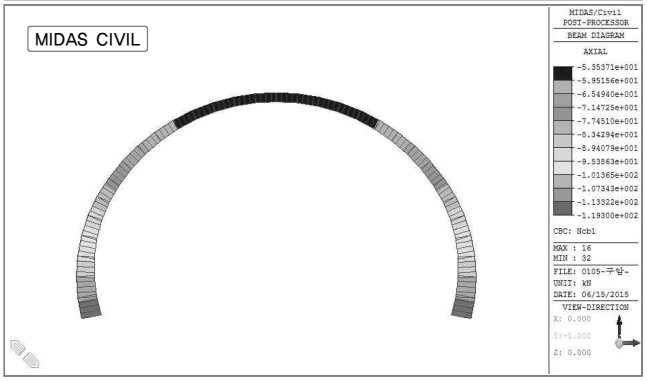
▌해석 결과물

(1) LCB-1

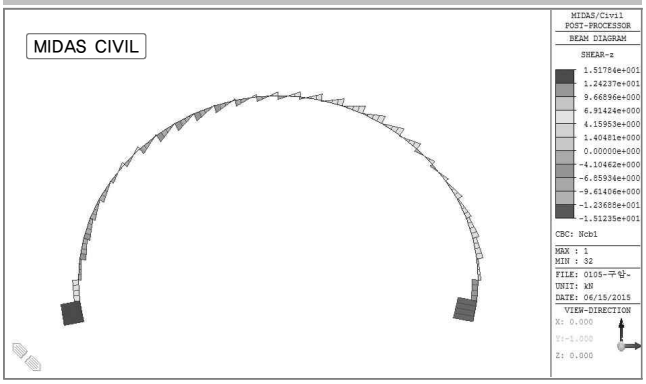
모멘트도



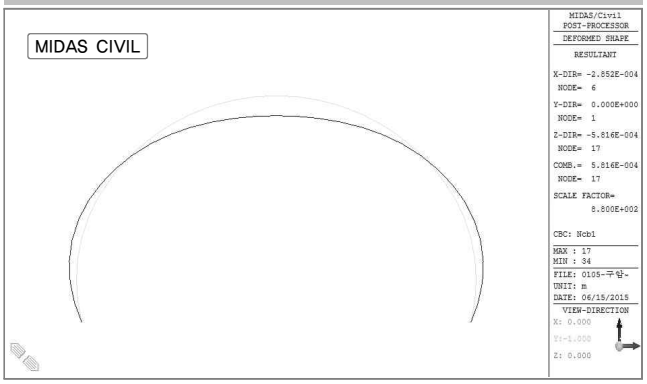
축력도



전단력도

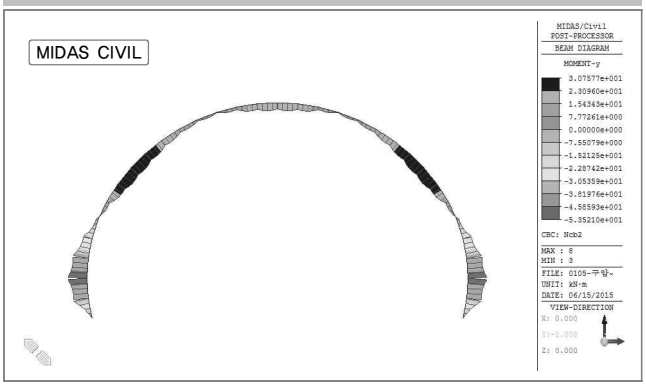


변위도

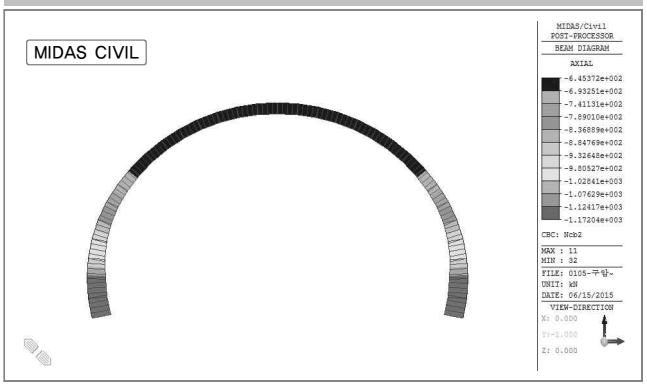


(2) LCB-2

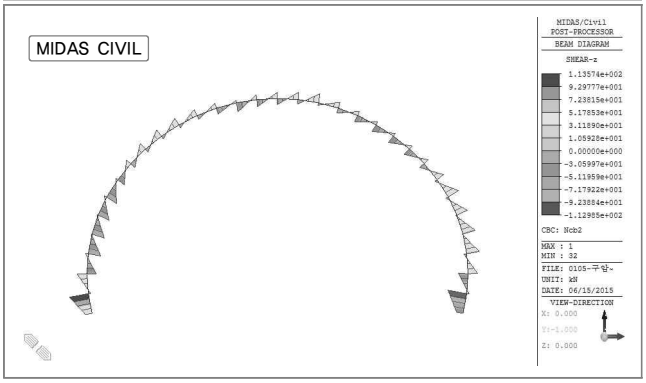
모멘트도



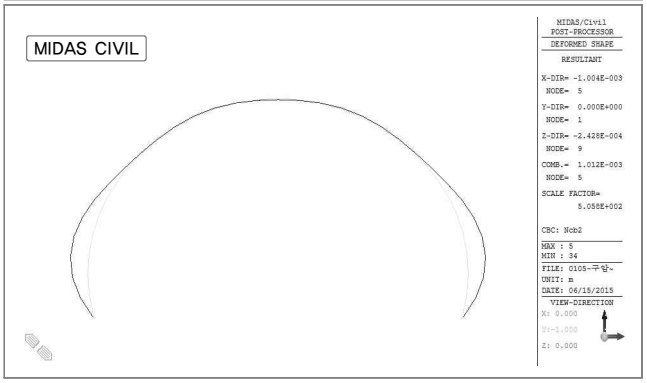
축력도



전단력도

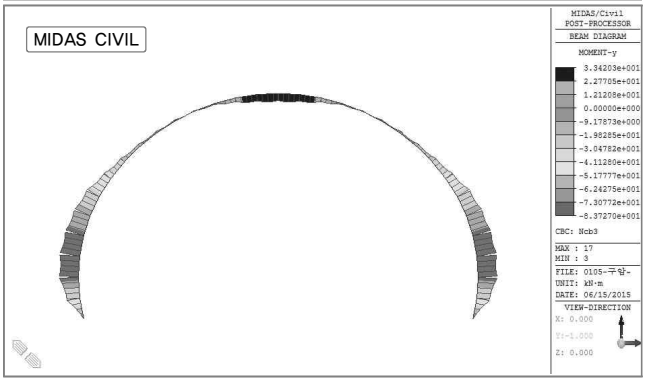


변위도

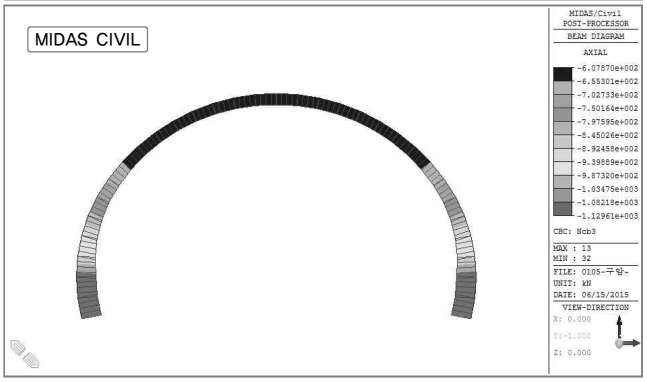


(3) LCB-3

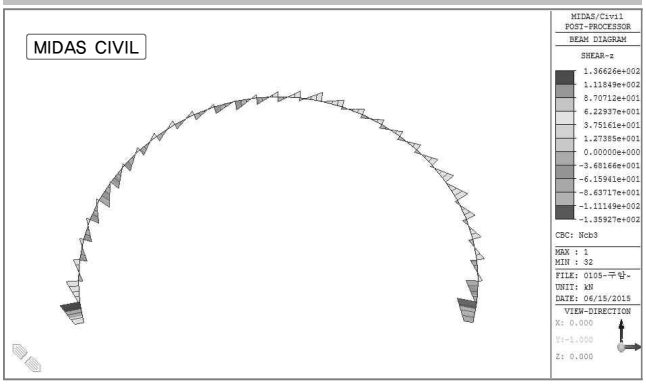
모멘트도



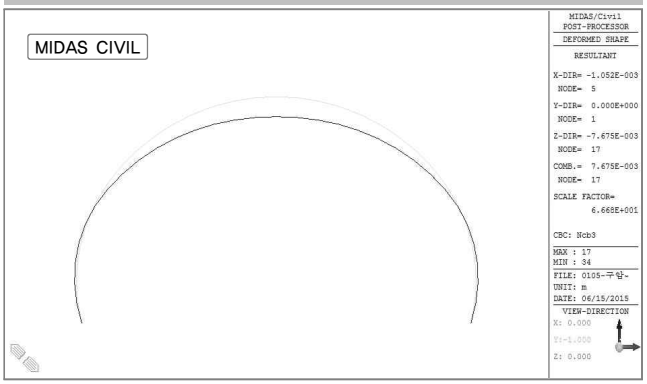
축력도



전단력도



변위도

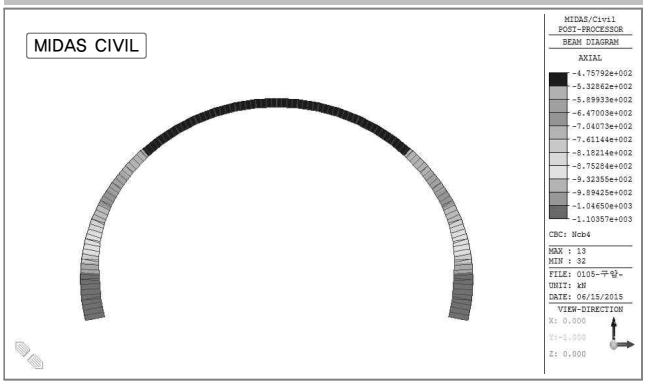


(4) LCB-4

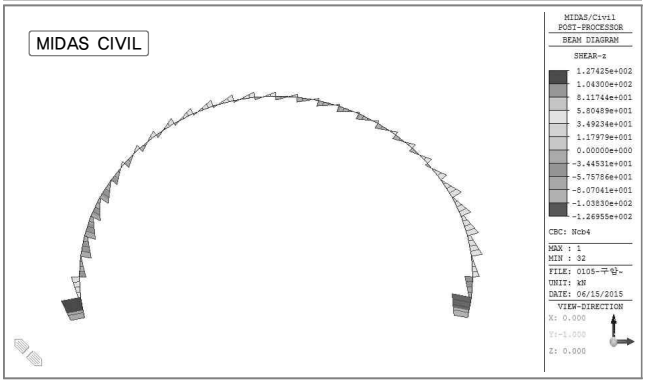
모멘트도



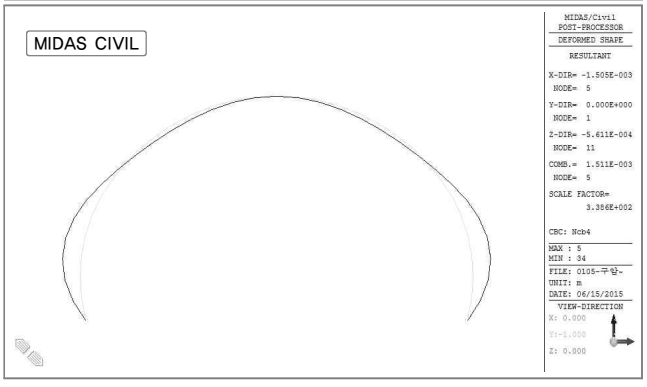
축력도



전단력도

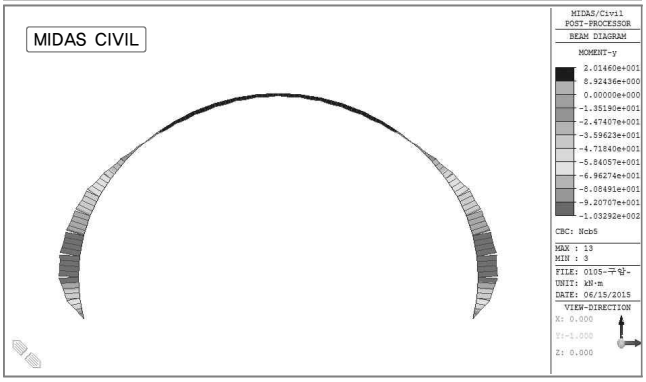


변위도

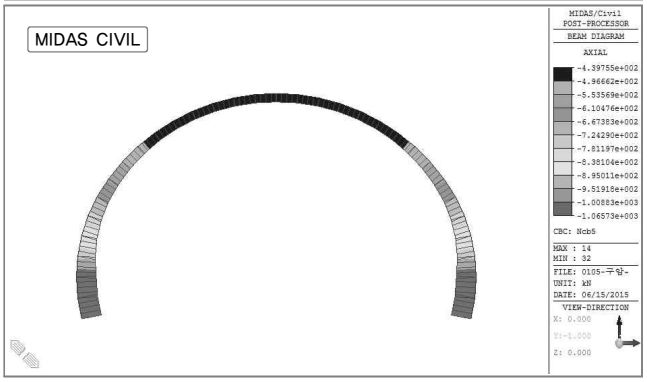


(5) LCB-5

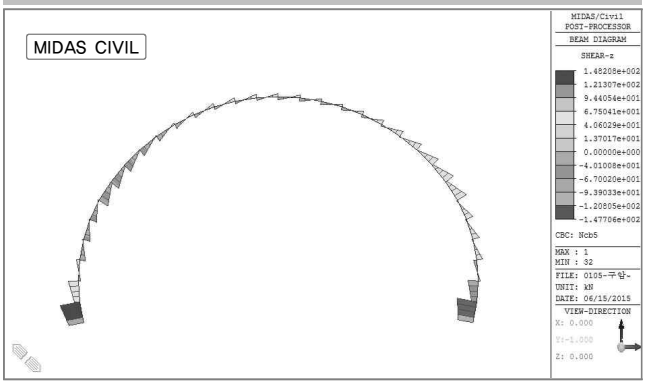
모멘트도



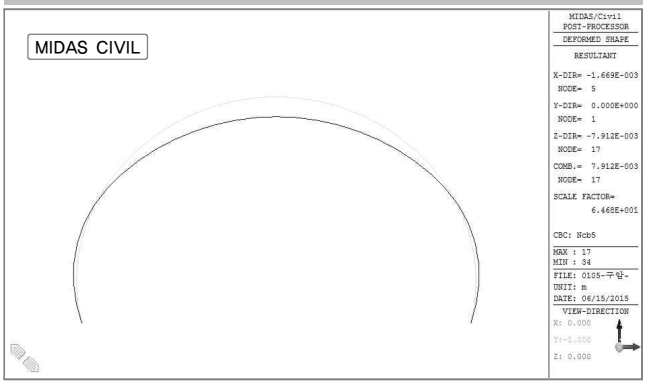
축력도



전단력도

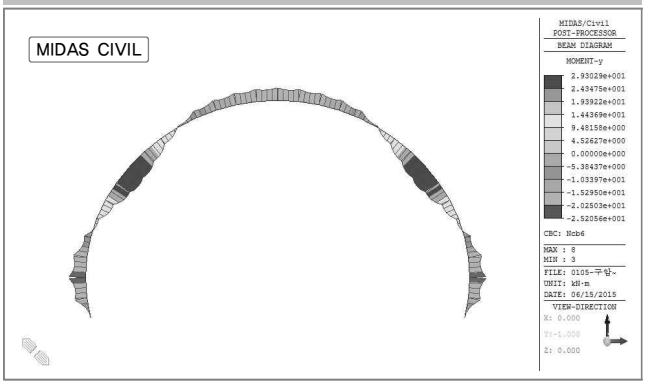


변위도

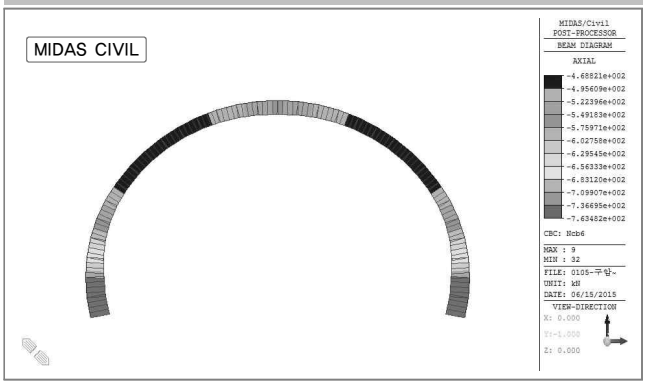


(6) LCB-6

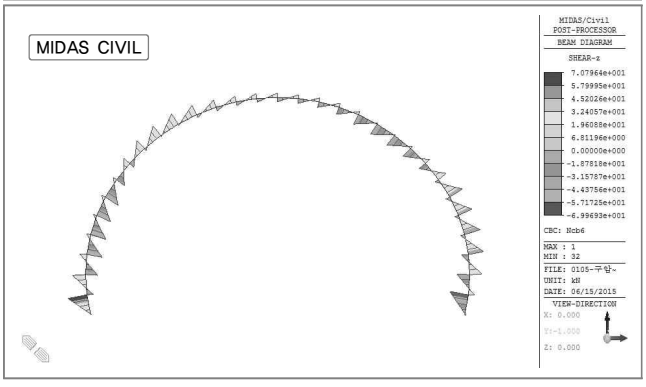
모멘트도



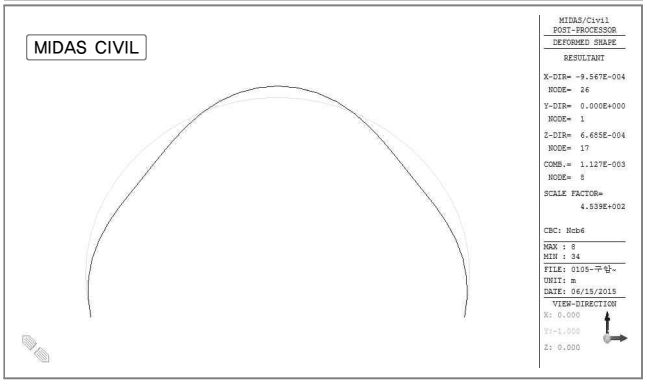
축력도



전단력도

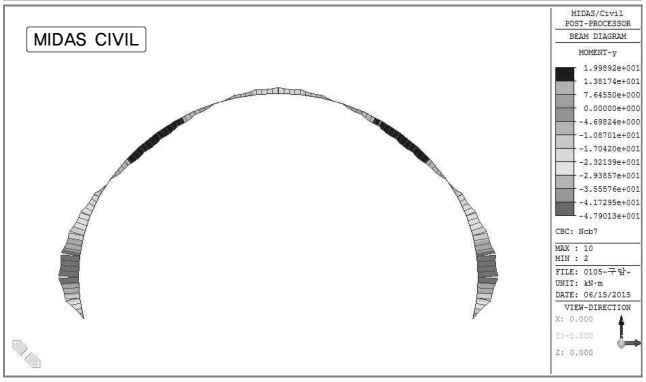


변위도

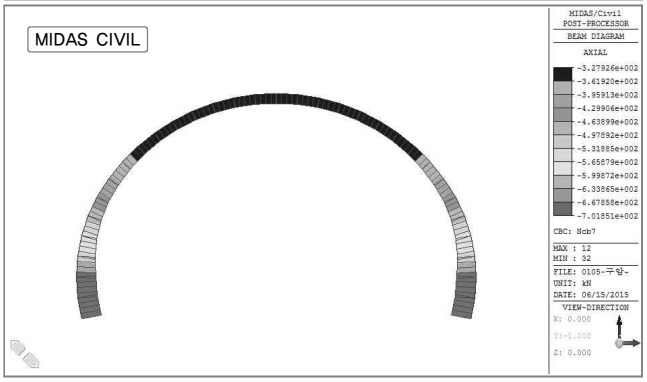


(7) LCB-7

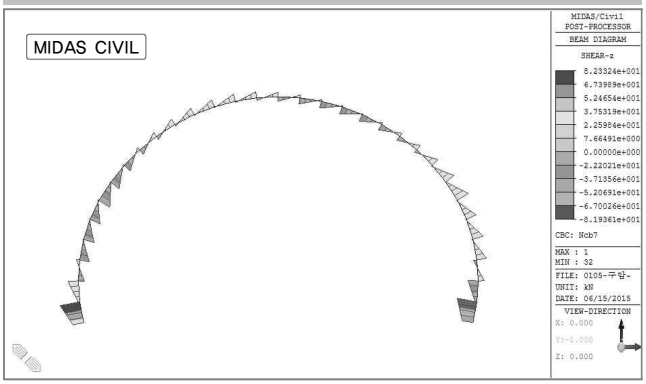
모멘트도



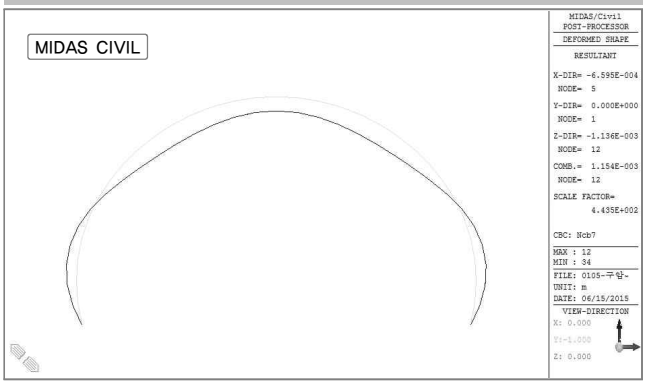
축력도



전단력도

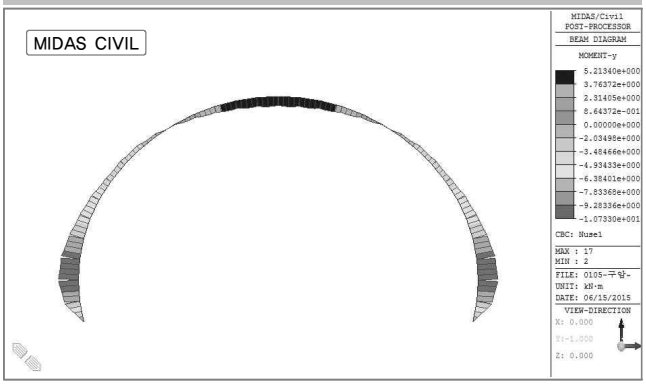


변위도

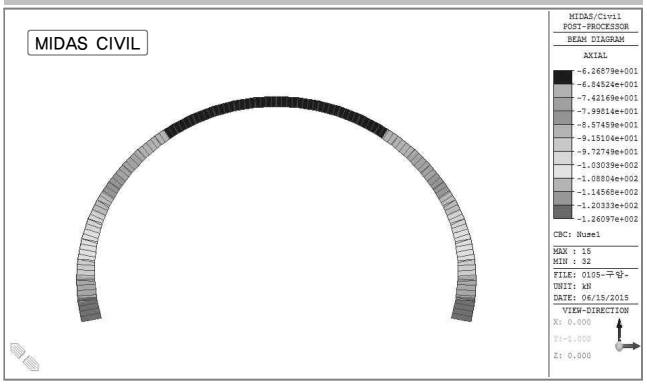


(8) USE-1

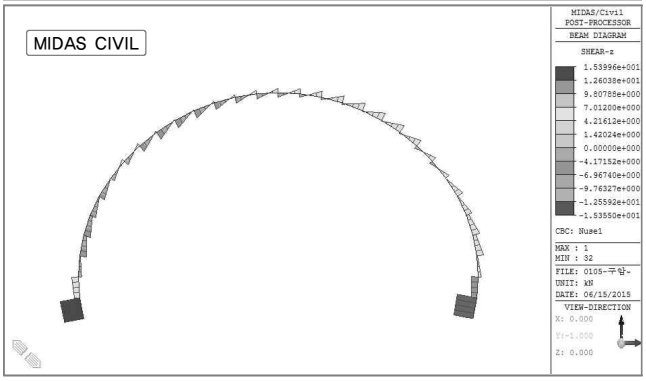
모멘트도



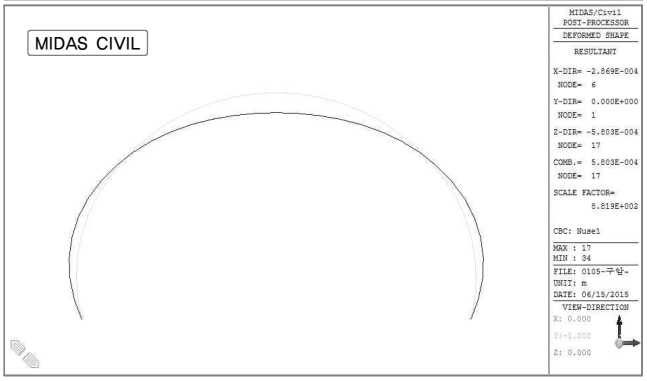
축력도



전단력도

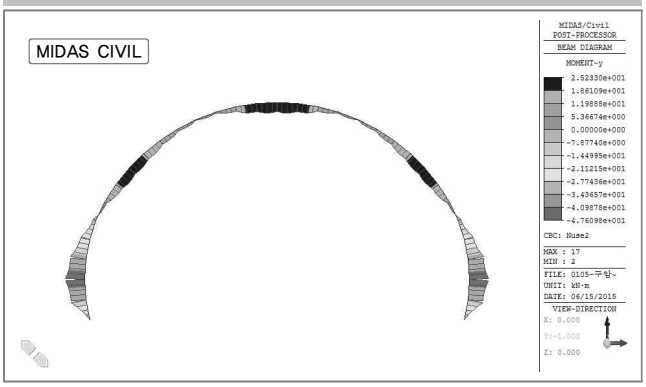


변위도

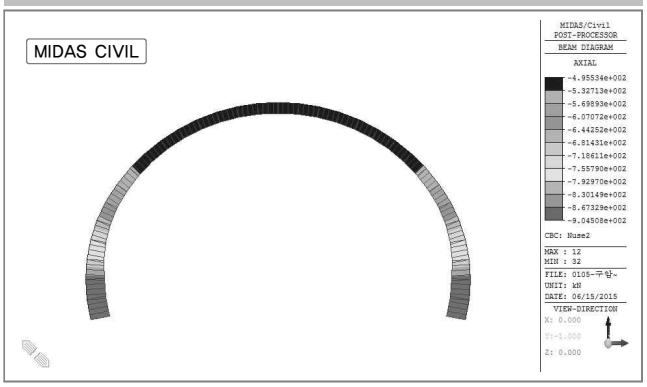


(9) USE-2

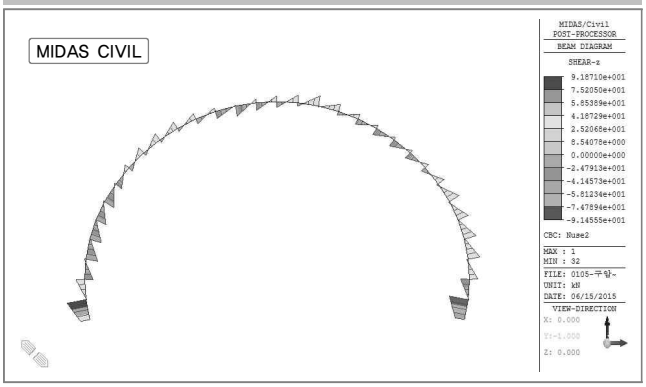
모멘트도



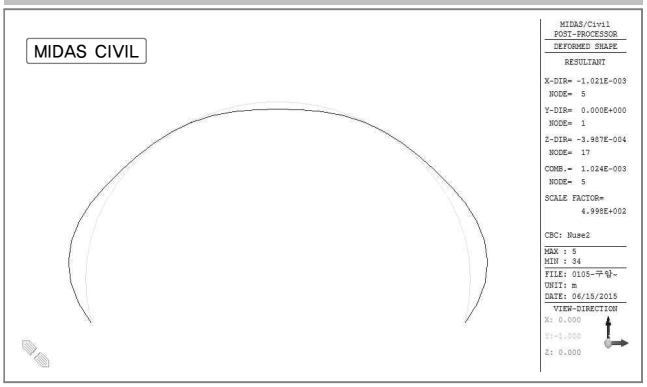
축력도



전단력도

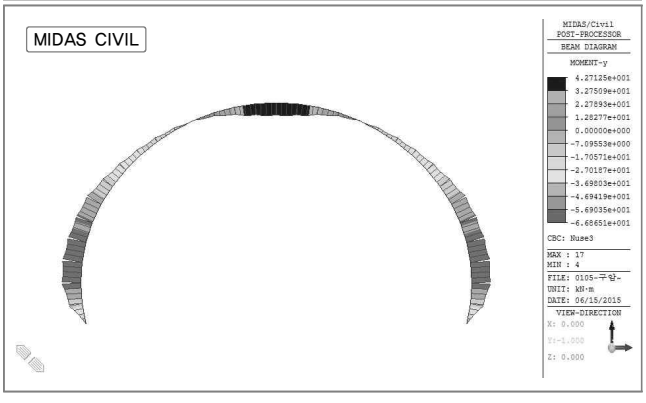


변위도

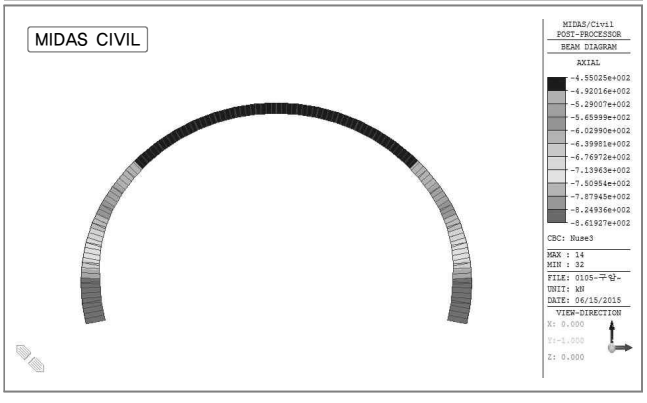


(10) USE-3

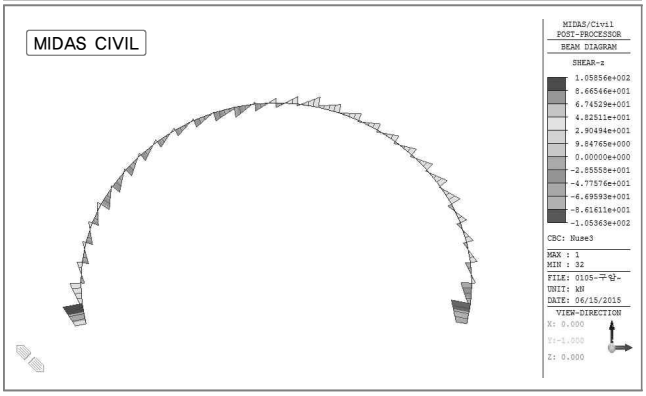
모멘트도



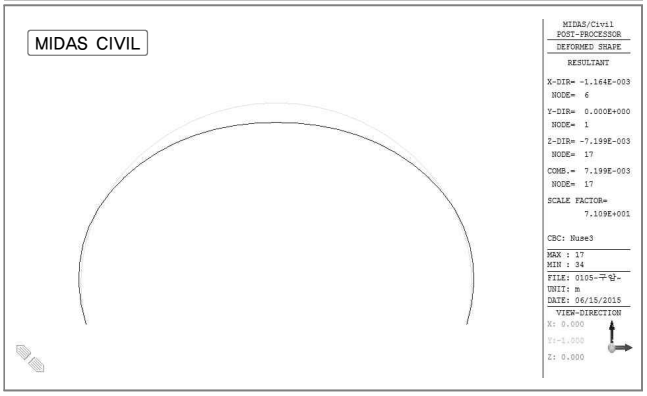
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 33.420 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 637.500 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm　　피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 52.424 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.801　　a = k1·c = 112.41 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8925000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3344109.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 358296.3 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3129405.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 370009000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 118.24 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.37 mm < e = 52.42 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 241.100 mm로 가정하면.. a = k1·c = 193.121 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -76.15 MPa
εst = -0.0004 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6350143.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 332895900.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 52.423 mm ≒ e = 52.424 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00038
εt = -0.00038 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4127.593 KN ≥ Pu = 637.500 KN ∴O.K
ØMn = 216.382 KN·m ≥ Mu = 33.420 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 61.660 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 179.295 KN
Øv·Vc = 179.295 KN ≥ Vu = 61.660 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 93.470 KN·m 극 한 축 력 Pu = 831.970 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 112.348 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.801 a = k1·c = 112.41 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8925000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3344109.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 358296.3 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3129405.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 370009000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 118.24 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.37 mm < e = 112.35 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 144.787 mm로 가정하면.. a = k1·c = 115.974 mm
fsc = 229.11 MPa, fst = 272.32 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 3310890.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 371970600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 112.348 mm ≒ e = 112.348 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00136
εt = 0.00136 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2152.079 KN ≥ Pu = 831.970 KN ∴O.K
ØMn = 241.781 KN·m ≥ Mu = 93.470 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 83.330 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 186.503 KN
Øv·Vc = 186.503 KN ≥ Vu = 83.330 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 103.290 KN·m 극 한 축 력 Pu = 938.330 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 110.079 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 180.333 mm
k1 = 0.801 a = k1·c = 144.45 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10710000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4297299.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 516177.5 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 4240476.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 561718300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 132.47 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.67 mm < e = 110.08 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 206.029 mm로 가정하면.. a = k1·c = 165.029 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 187.75 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5067184.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 557784300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 110.078 mm ≒ e = 110.079 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00094
εt = 0.00094 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3293.669 KN ≥ Pu = 938.330 KN ∴O.K
ØMn = 362.560 KN·m ≥ Mu = 103.290 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 148.210 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 237.280 KN
Øv·Vc = 237.280 KN ≥ Vu = 148.210 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 42.710 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 42.710 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00907
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.299 j = 0.900
x = k·d = 62.837 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.171 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 117.968 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 117.968 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 467.56 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 467.56 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 62.130 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 62.130 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00907
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.299 j = 0.900
x = k·d = 62.837 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.432 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 171.607 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 171.607 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 258.90 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 258.90 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 66.870 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 66.870 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00706
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.269 j = 0.910
x = k·d = 72.723 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.468 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 142.169 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 142.169 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 353.92 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 353.92 mm ..... ∴ O.K

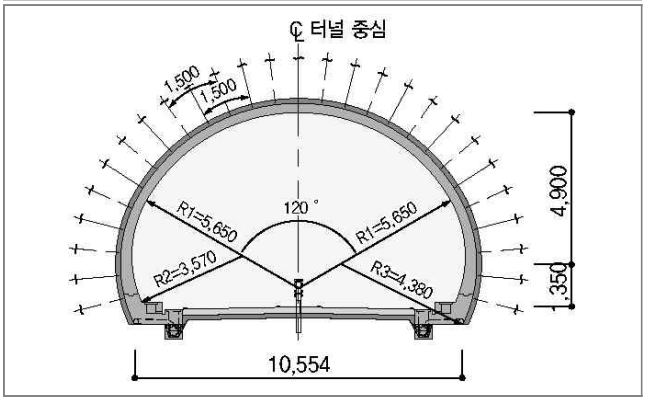
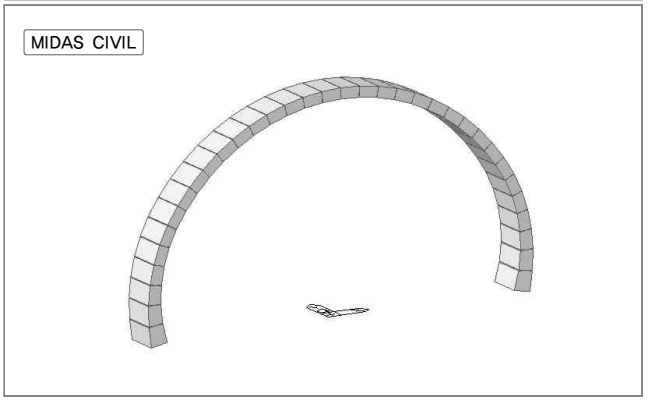
5.3 서면2터널 본선 콘크리트라이닝 설계

5.3.1 무근 콘크리트라이닝

◉ P-1 ~ P-4

기본방향	• 무근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-1~P-4에 대한 허용응력 검토

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 Ⅳ	23.0	200	33.0	0.28	1,500

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 250,655 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 1,500,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.28

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 5,656,397 kN/m³

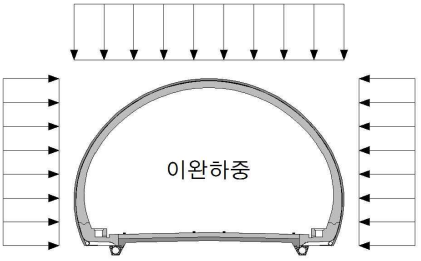
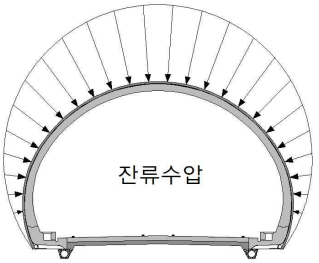
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 1,500,000 kN/m²

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 130.02 kN/m² 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 23.0 kN/m³ H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 5.65 m B (터널폭) = 11.64 m H_t (터널높이) = 7.21 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 50.56 kN/m² 여기서, ν (포아송비) = 0.28	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 23.56kN/m² 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81kN/m³ H_t (터널높이) = 7.21m	
건조수축 하중	-20℃	

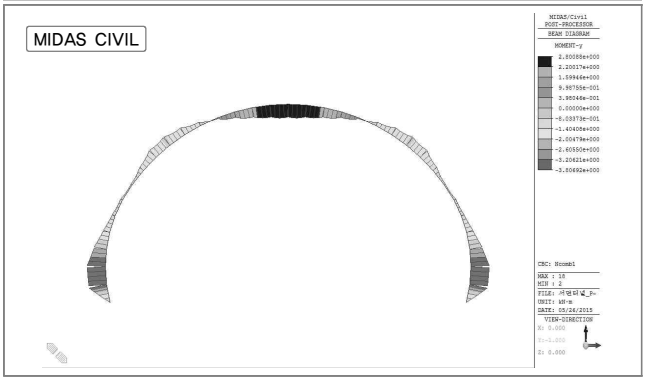
▌검토결과

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	39.84	939.00	71.51	5.79	9.6	–	0.64	0.24	0.39	O.K
어 깨 부	42.28	1,017.11	71.80	6.21	9.6	–	0.64	0.24	0.39	O.K
측 벽 부	58.21	1,378.22	111.62	6.52	9.6	–	0.64	0.31	0.39	O.K

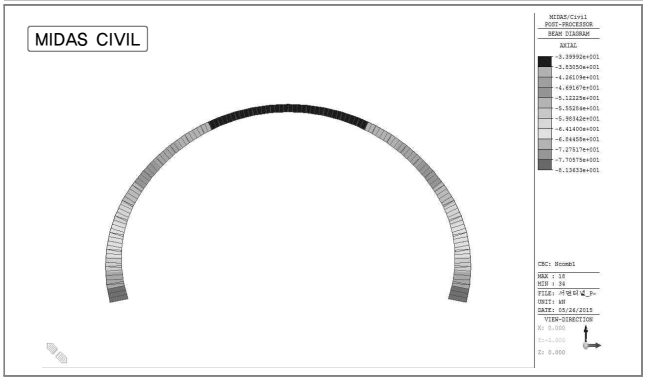
▌해석 결과물

(1) LCB-1

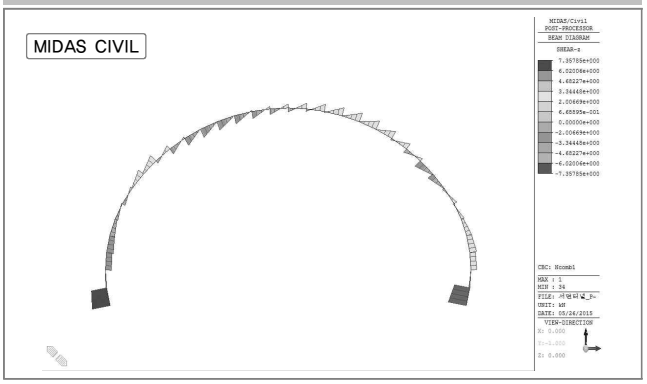
모멘트도



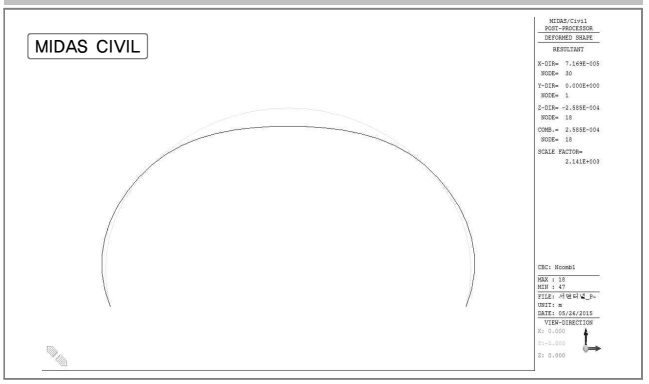
축력도



전단력도

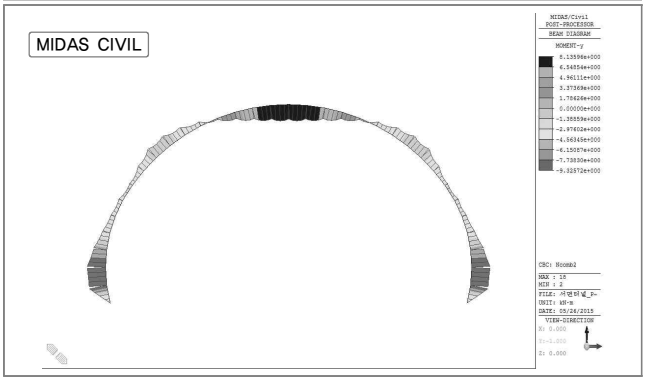


변위도

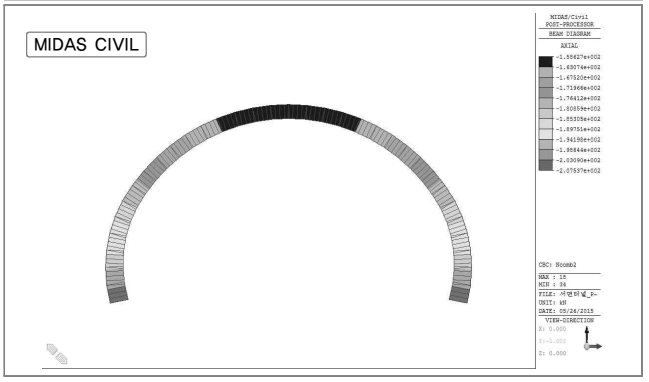


(2) LCB-2

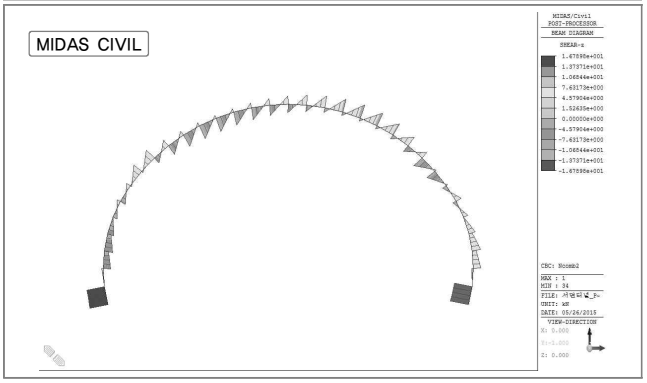
모멘트도



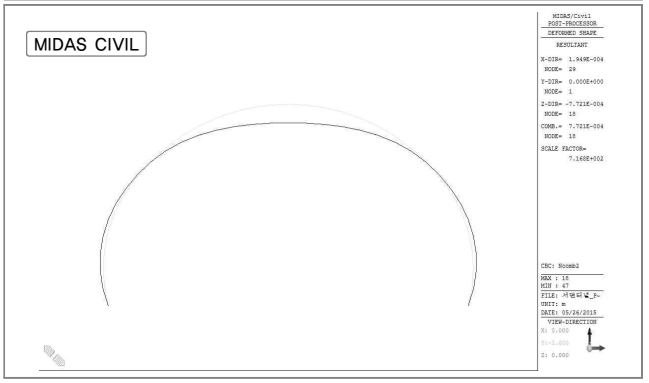
축력도



전단력도

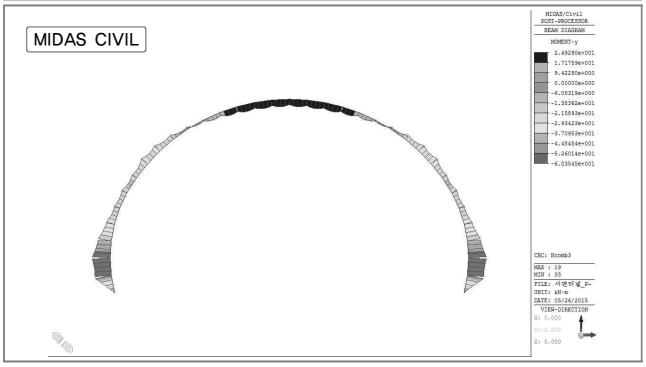


변위도

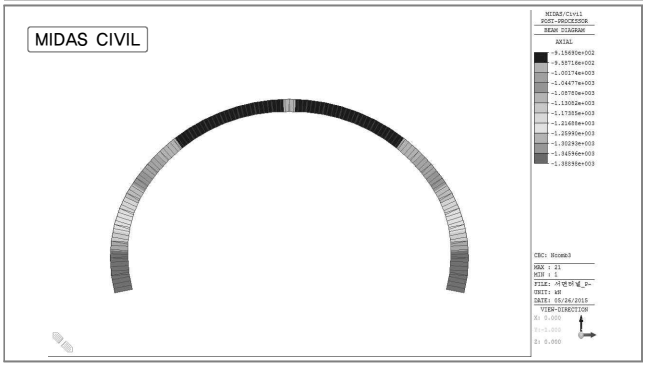


(3) LCB-3

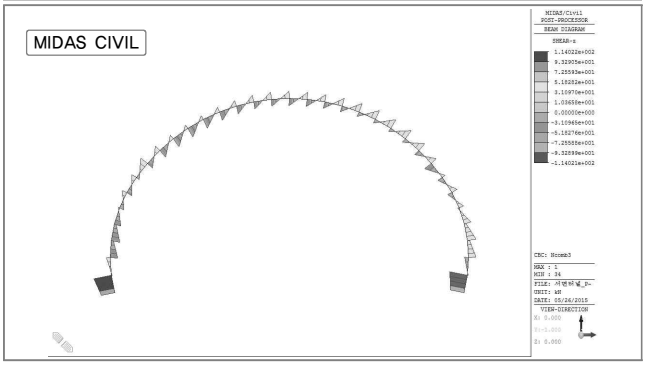
모멘트도



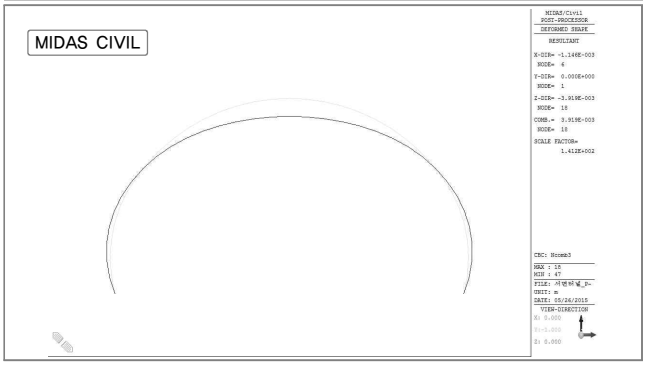
축력도



전단력도

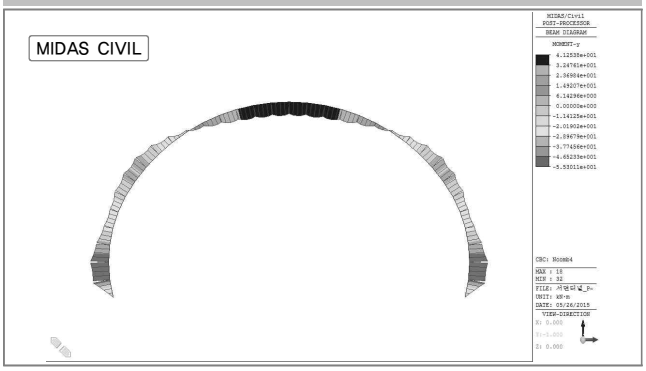


변위도

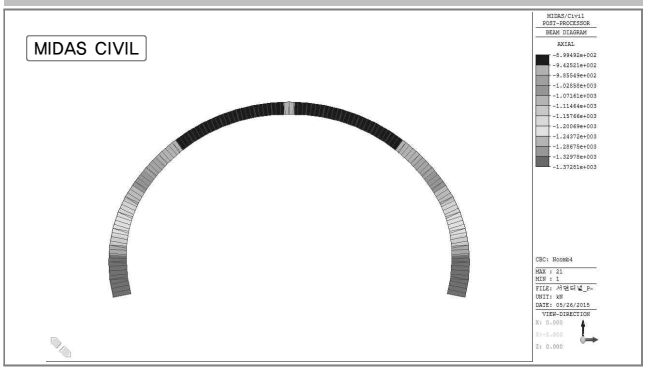


(4) LCB-4

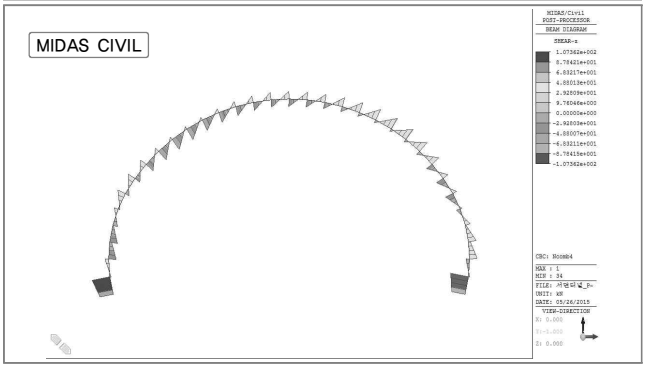
모멘트도



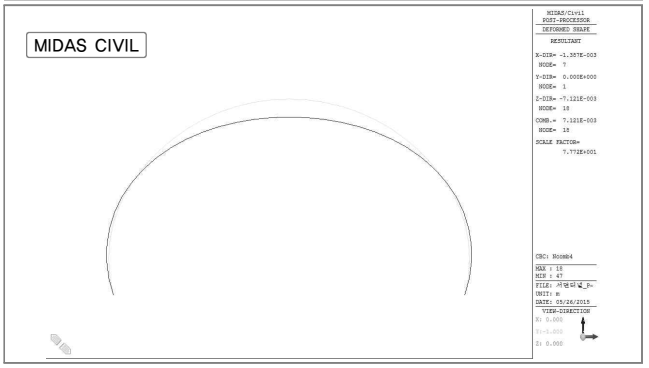
축력도



전단력도



변위도



검토결과	• 콘크리트 허용응력 검토결과 모두 허용응력 이내로 무근 콘크리트 라이닝으로 설계

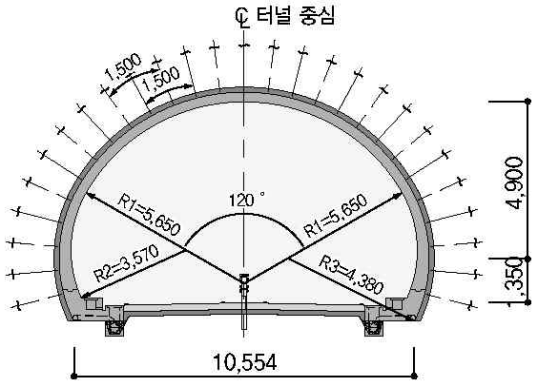
5.3.2 철근 콘크리트 라이닝

◉ P-5-1

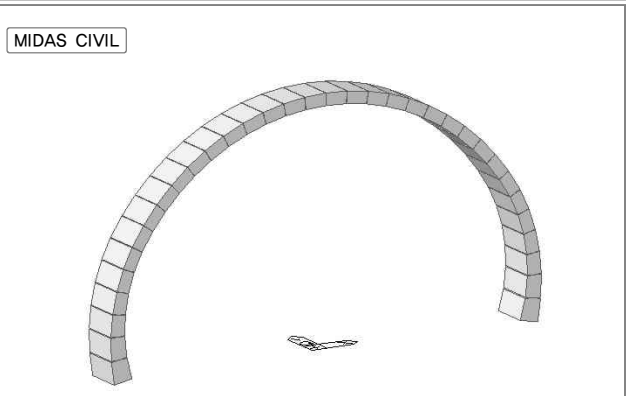
기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-5-1에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면



해석모델링



▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 V	21.0	50	30.0	0.30	400

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R} = 65{,}813\ kN/m^3$

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 400,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.30

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 1,508,373 kN/m^3

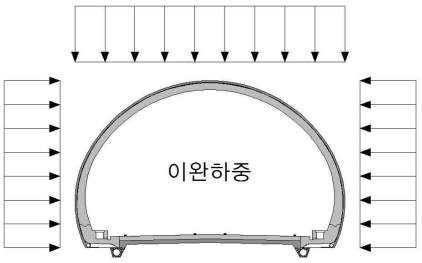
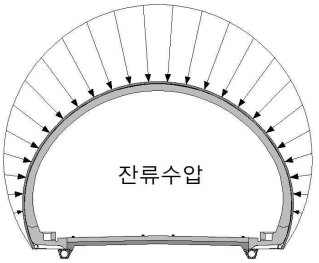
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 400,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 197.86 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 21.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 9.422 m B (터널폭) = 11.64 m H_t (터널높이) = 7.21 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 84.80 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.30	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 23.56kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.21m	
건조수축 하중	–20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	77.08	1,384.72	112.81	9.75	12.0	0.52	0.71	0.38	0.44	O.K
어 깨 부	102.88	1,637.39	117.12	12.31	12.0	1.40	0.71	0.39	0.44	N.G
측 벽 부	176.12	2,039.45	260.73	13.82	12.0	2.49	0.71	0.72	0.44	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	158.12	2,370.19	154.88	219.29	3,287.10	289.98	O.K
어 깨 부	231.81	2,659.57	161.93	231.86	2,660.13	299.84	O.K
측 벽 부	242.53	2,808.10	281.77	325.61	3,769.98	371.91	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D22	125	D13	150	D13	300	3.33
어 깨 부	D22	125	D13	150	D13	300	3.33
측 벽 부	D22	125	D13	150	D13	300	3.33

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	70.90	125	586.43	O.K
어 깨 부	95.27	125	380.42	O.K
측 벽 부	160.82	125	250.95	O.K

(4) 배력철근 검토

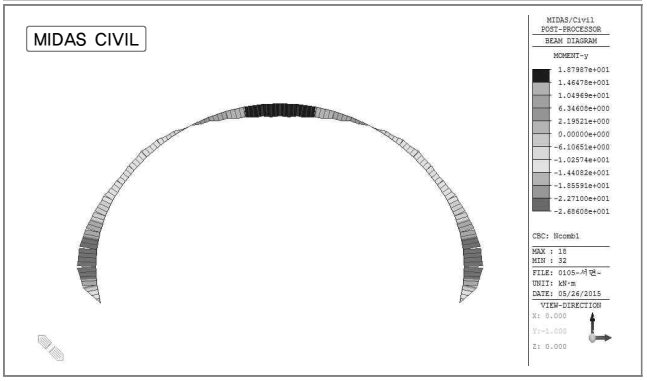
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-5-1은 주철근 D25@125로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

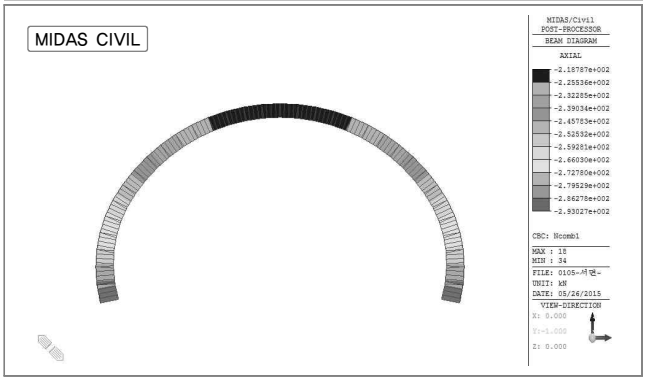
▌해석 결과물

(1) LCB-1

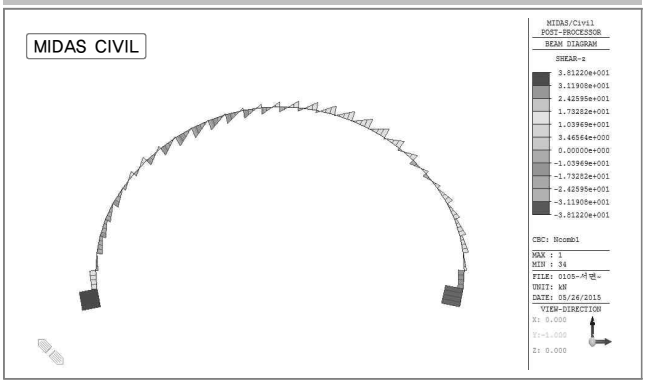
모멘트도



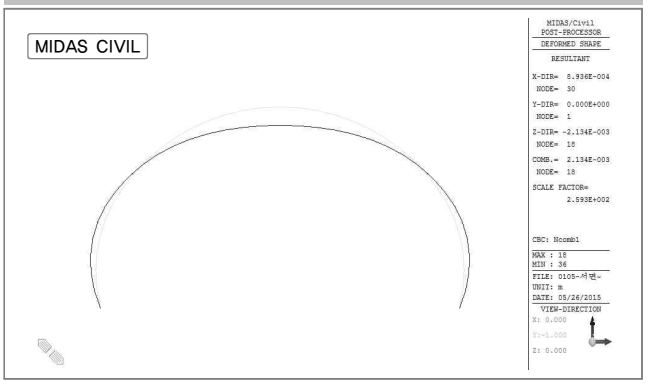
축력도



전단력도

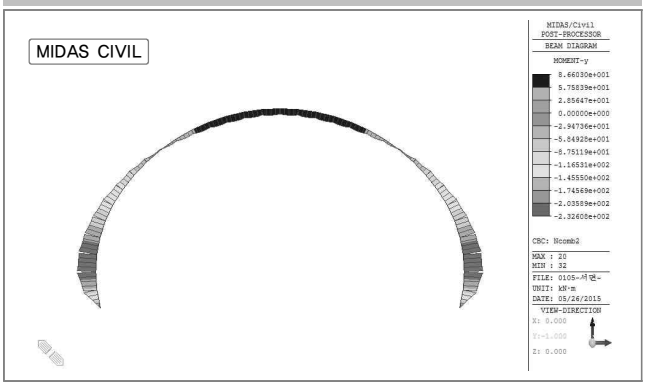


변위도

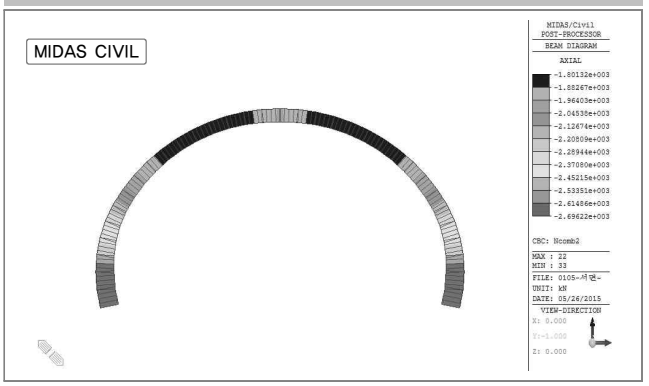


(2) LCB-2

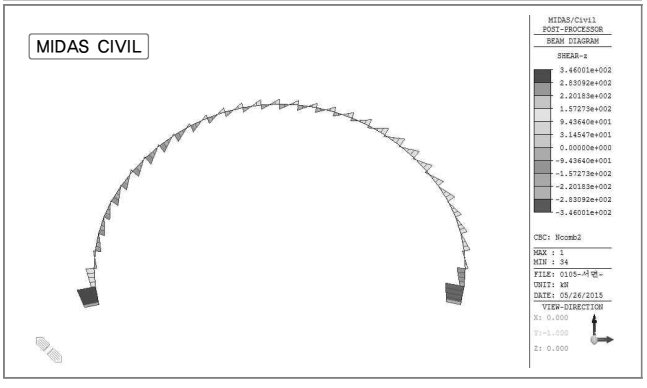
모멘트도



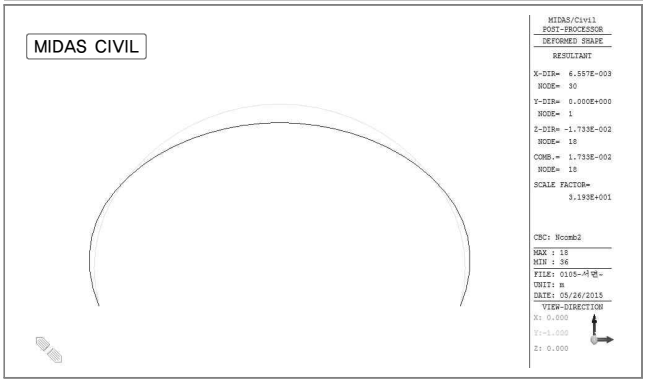
축력도



전단력도



변위도

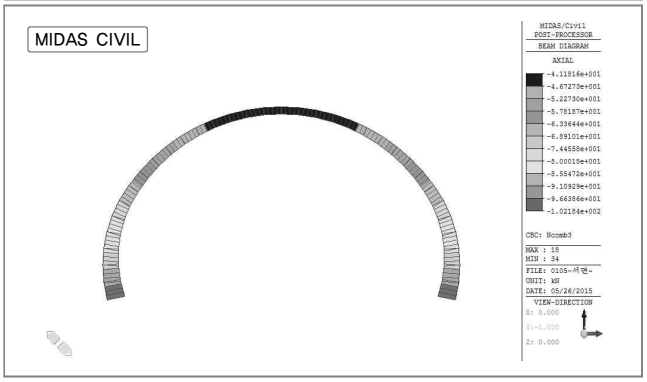


(3) LCB-3

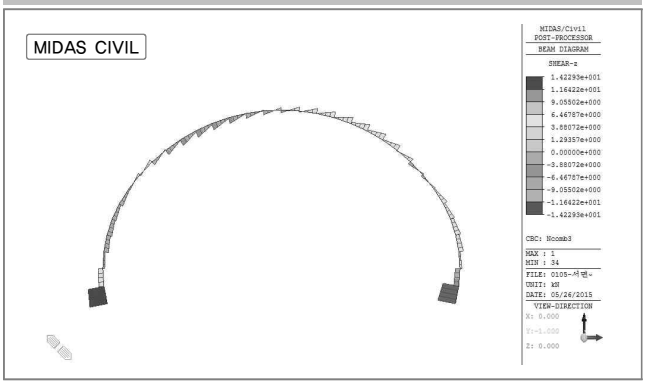
모멘트도



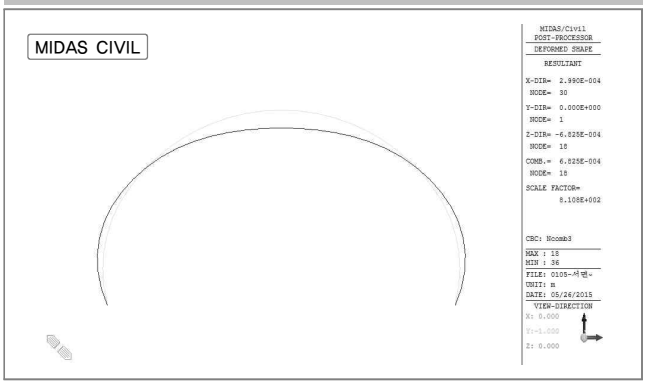
축력도



전단력도

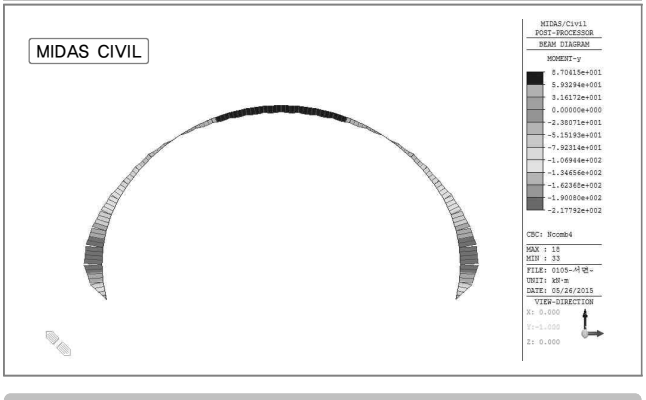


변위도

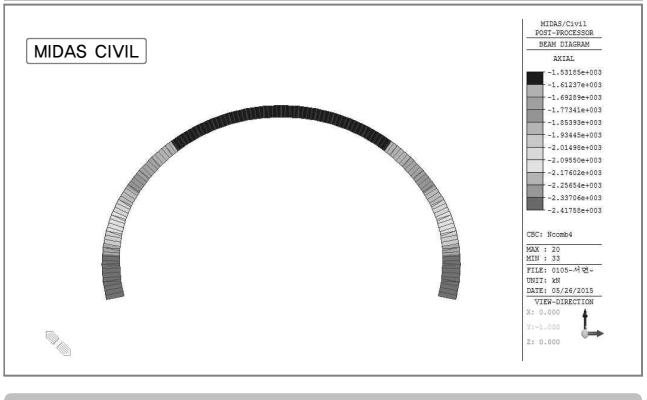


(4) LCB-4

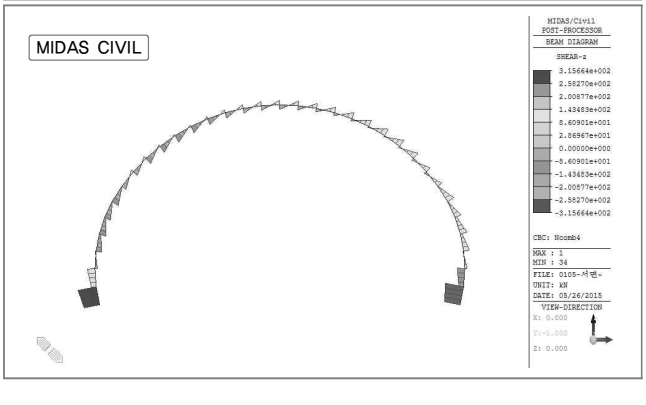
모멘트도



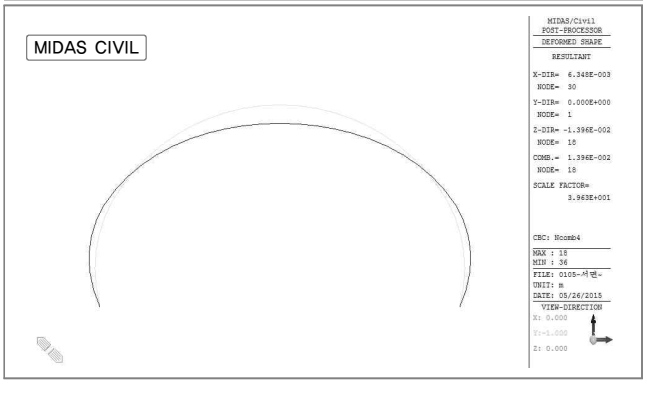
축력도



전단력도

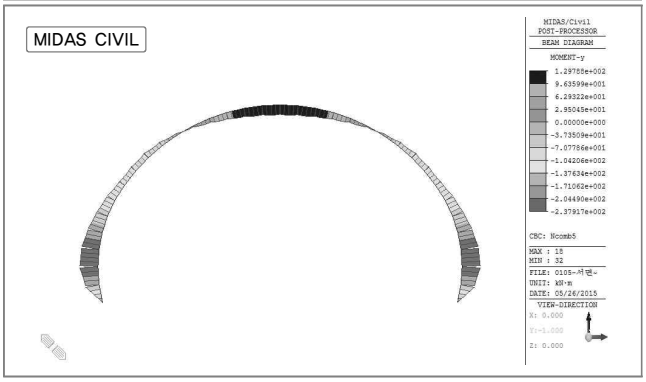


변위도

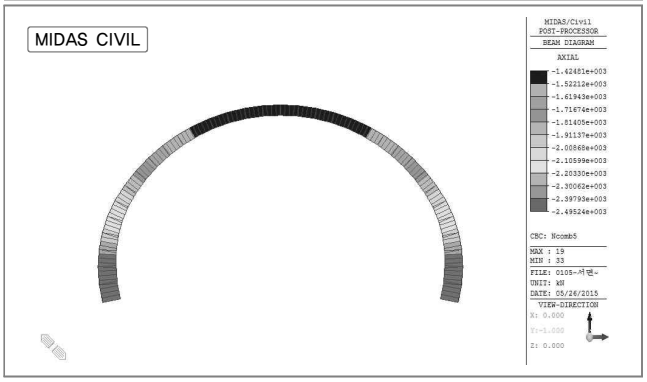


(5) LCB-5

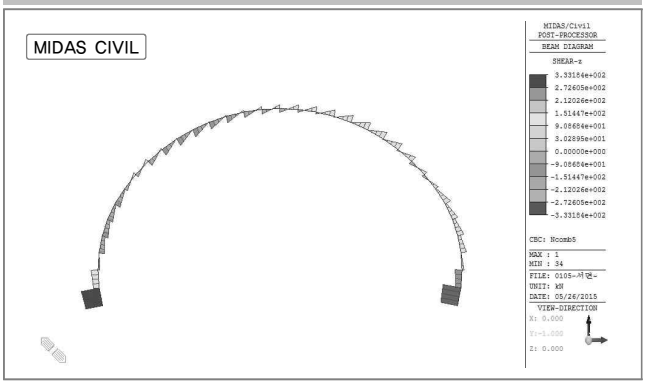
모멘트도



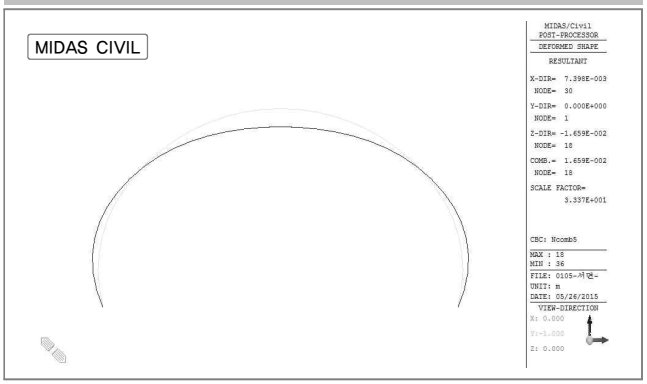
축력도



전단력도



변위도

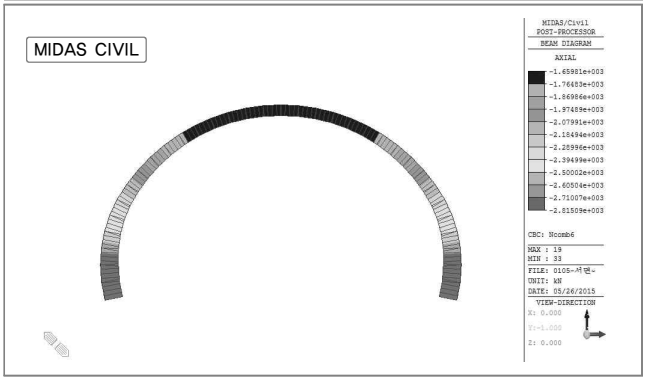


(6) LCB-6

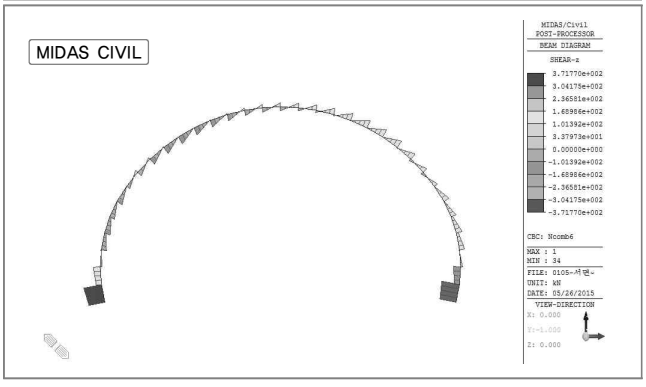
모멘트도



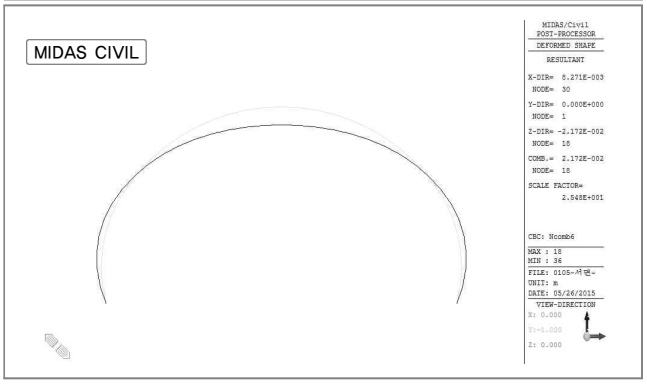
축력도



전단력도

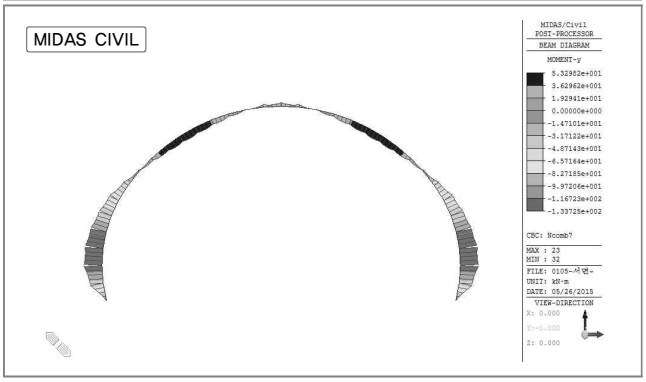


변위도

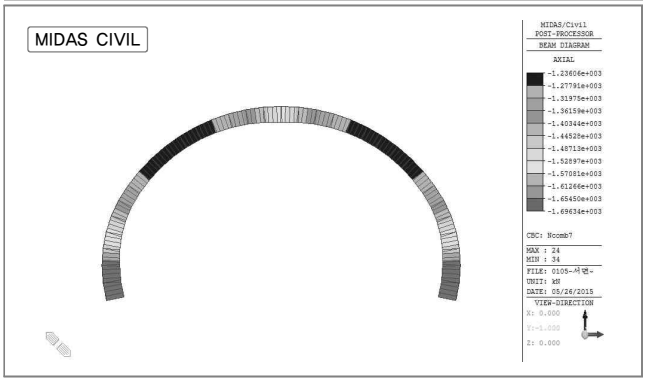


(7) LCB-7

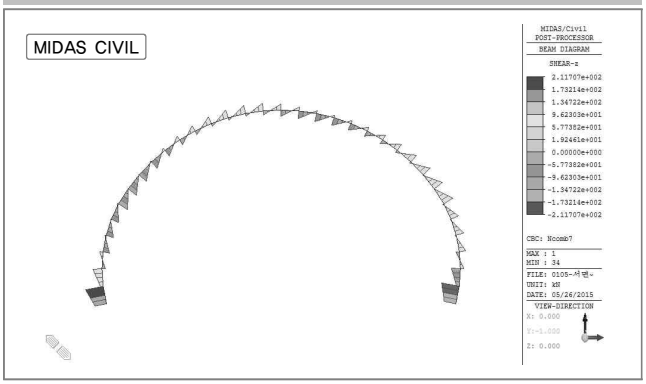
모멘트도



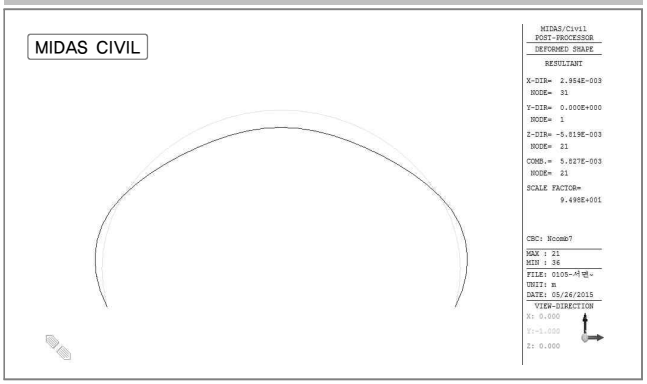
축력도



전단력도

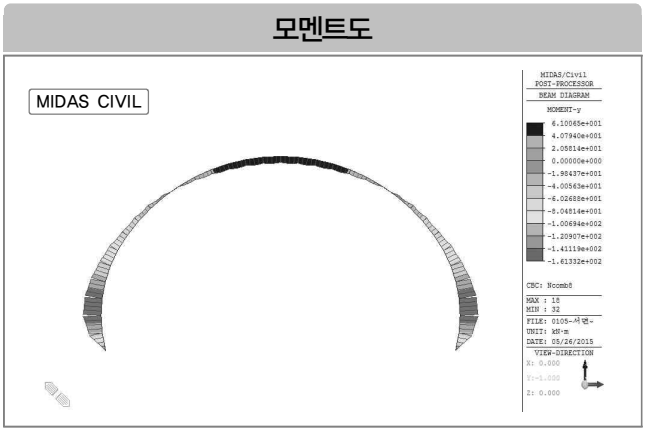


변위도

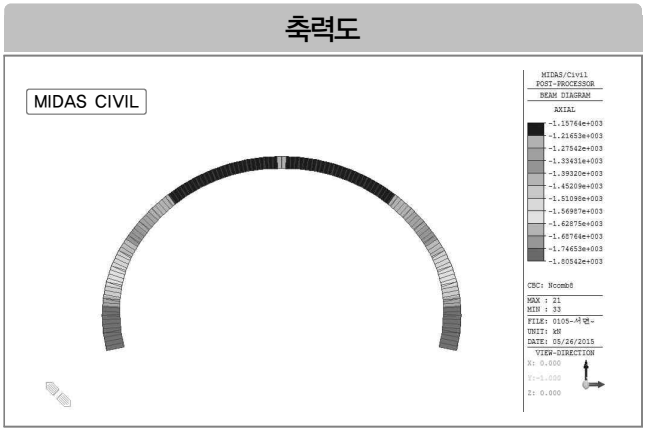


(8) LCB-8

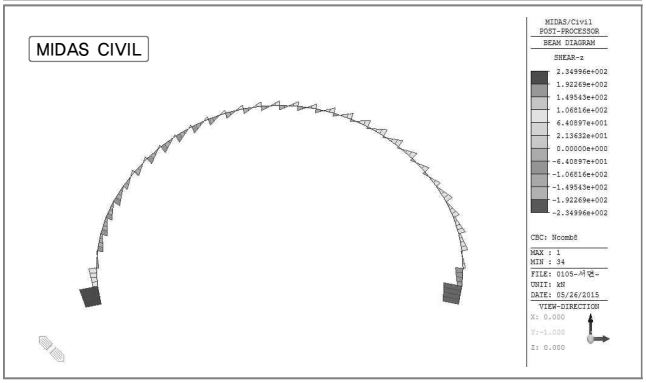
모멘트도



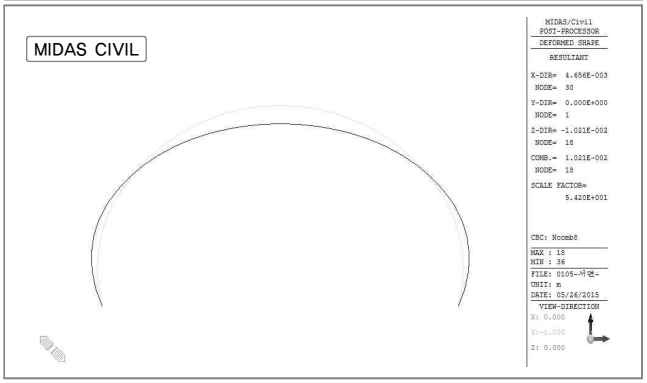
축력도



전단력도



변위도

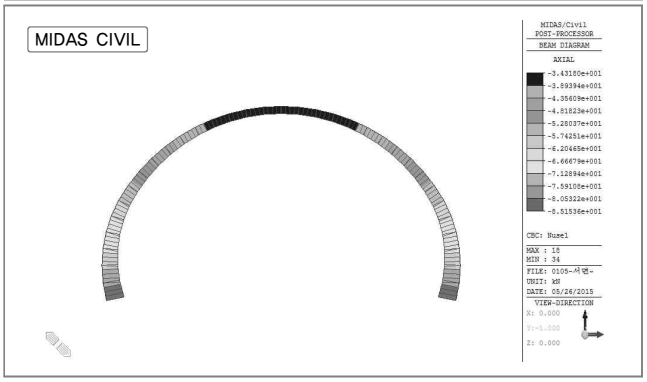


(9) USE-1

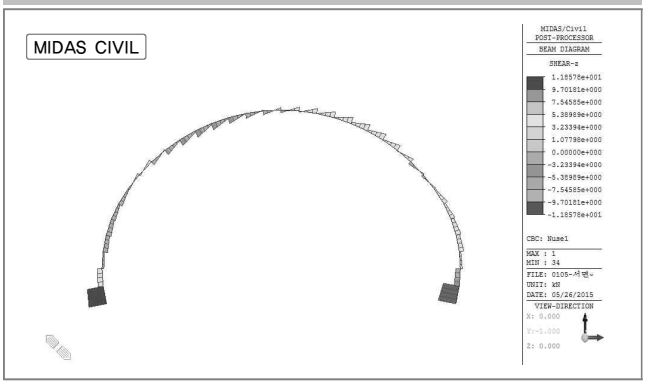
모멘트도



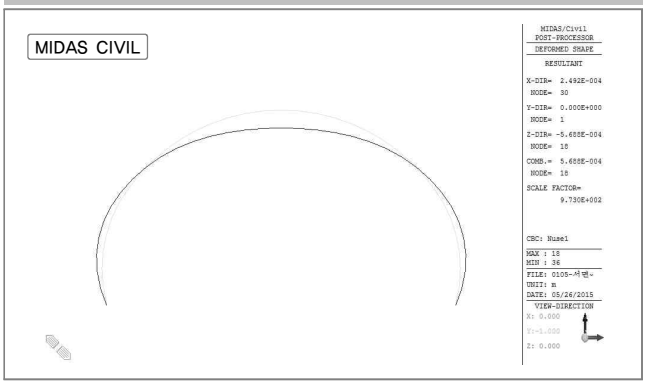
축력도



전단력도



변위도

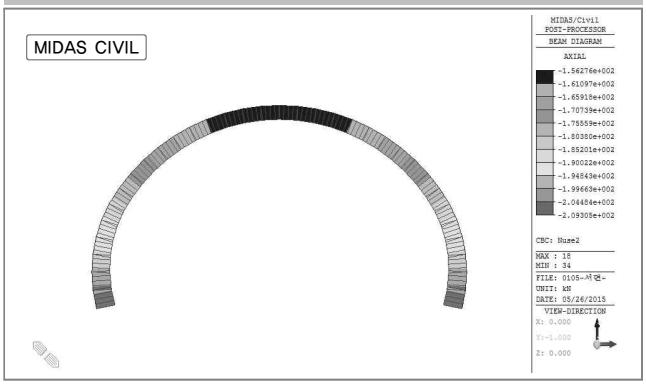


(10) USE-2

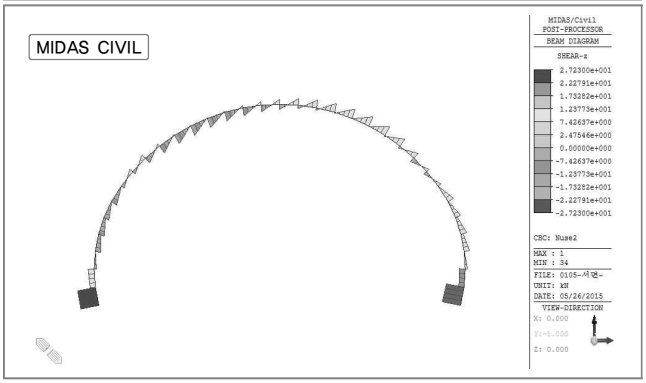
모멘트도



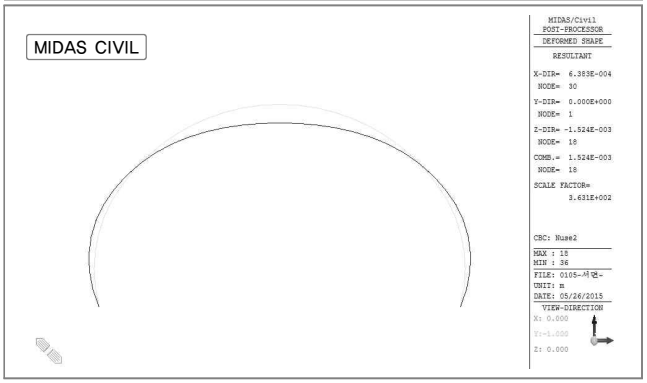
축력도



전단력도

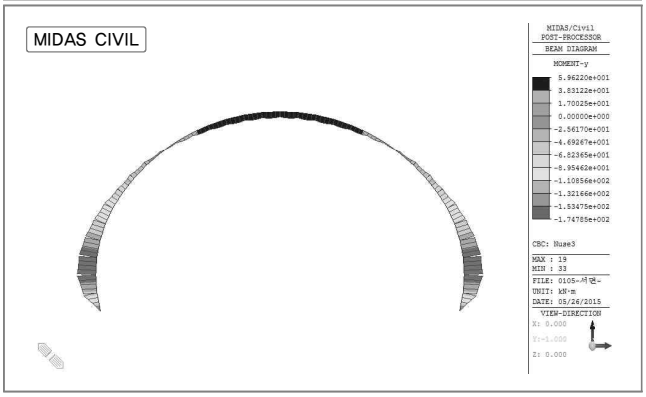


변위도

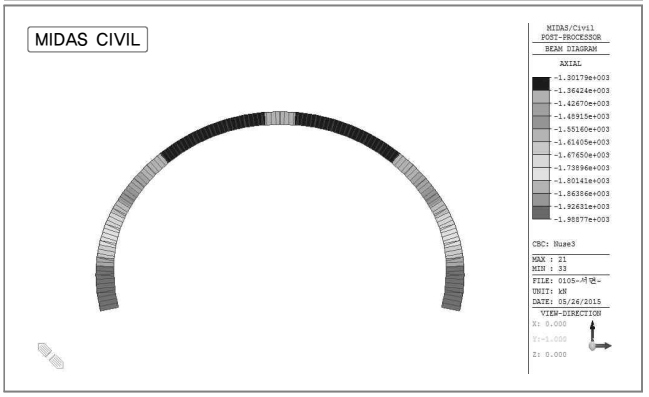


(11) USE-3

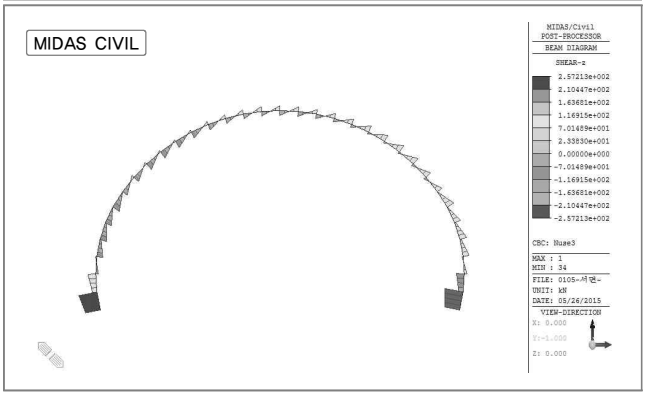
모멘트도



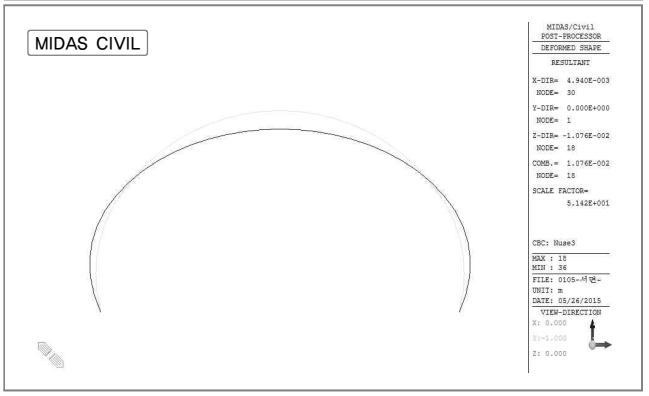
축력도



전단력도

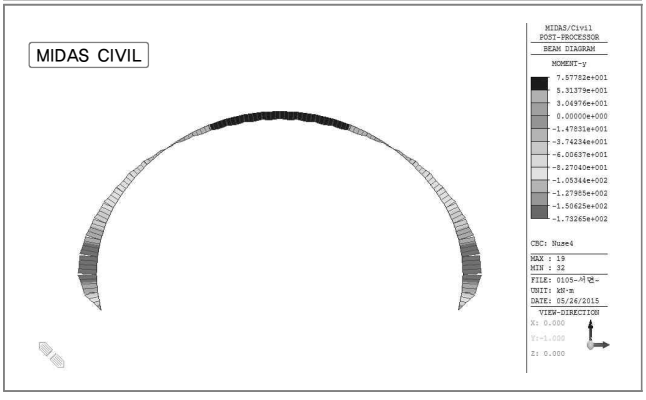


변위도

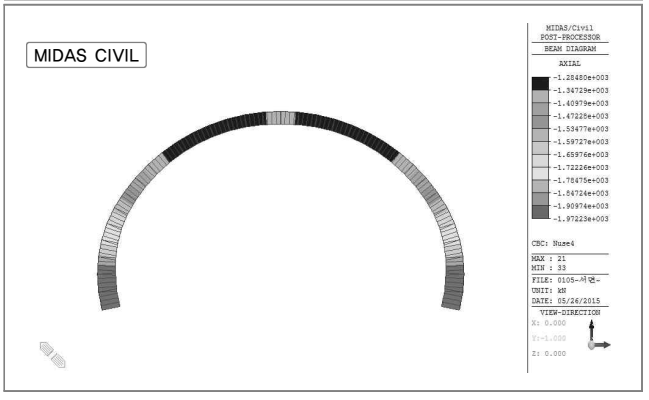


(12) USE-4

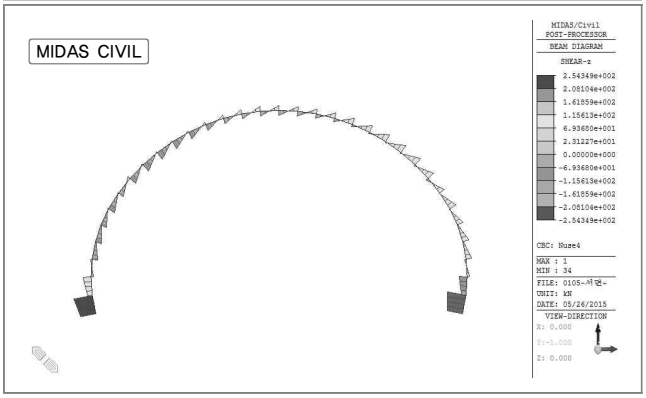
모멘트도



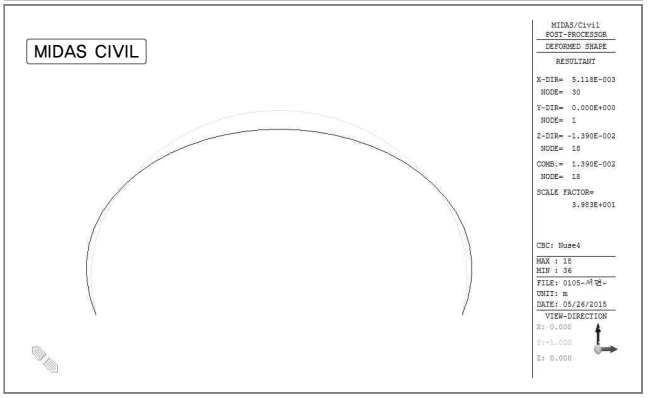
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 158.120 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2370.190 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 66.712 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 116.48 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,970,308.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 565,580.9 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,606,849.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 360,734,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 138.379 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.930 mm < e = 66.712 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 200.872 mm로 가정하면.. a = k1·c = 167.929 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 24.28 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,057,073.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 337,366,800.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 66.712 mm ≒ e = 66.712 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00012
εt = 0.00012 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3287.097 KN ≥ Pu = 2370.190 KN ∴O.K
ØMn = 219.288 KN·m ≥ Mu = 158.120 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 154.880 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 223.844 KN
Øv·Vc = 223.844 KN ≥ Vu = 154.880 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 231.810 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2659.570 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 87.161 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 116.48 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,970,308.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 565,580.9 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,606,849.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 360,734,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 138.379 mm
e < eb ------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.930 mm < e = 87.161 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 172.735 mm로 가정하면.. a = k1·c = 144.407 mm
fsc = 283.91 MPa, fst = 125.97 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 4,092,514.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 356,705,900.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 87.161 mm ≒ e = 87.161 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00063
εt = 0.00063 ≤ εy = 0.0015 ------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2660.134 KN ≥ Pu = 2659.570 KN ∴O.K
ØMn = 231.859 KN·m ≥ Mu = 231.810 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 161.930 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 233.703 KN
Øv·Vc = 233.703 KN ≥ Vu = 161.930 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 242.530 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2808.100 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 269.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 86.368 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 179.333 mm
k1 = 0.836　　a = k1·c = 149.92 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 9,180,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,823,029.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 836,257.0 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 295.54 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,730,246.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 558,677,200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 149.770 mm
e < eb ------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 33.467 mm < e = 86.368 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 241.941 mm로 가정하면.. a = k1·c = 202.263 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 67.10 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,799,973.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 500,931,700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 86.368 mm ≒ e = 86.368 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00034
εt = 0.00034 ≤ εy = 0.0015 ------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3769.982 KN ≥ Pu = 2808.100 KN ∴O.K
ØMn = 325.606 KN·m ≥ Mu = 242.530 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 281.770 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 286.785 KN
Øv·Vc = 286.785 KN ≥ Vu = 281.770 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 70.900 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 70.900 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.363 (j = 0.879)
x = k·d = 75.950 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.164 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 124.642 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 124.642 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 431.81 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 431.81 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 95.270 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 95.270 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.363 (j = 0.879)
x = k·d = 75.950 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.658 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 167.484 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 167.484 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 270.19 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 270.19 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 160.820 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 269.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

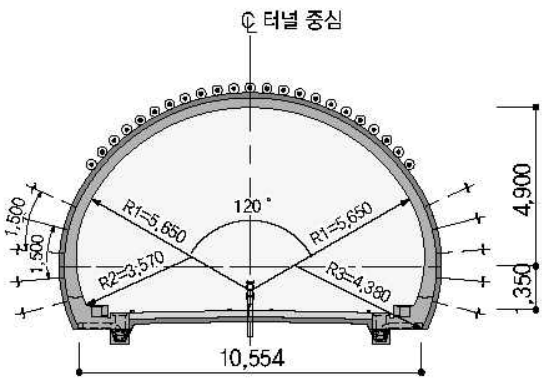
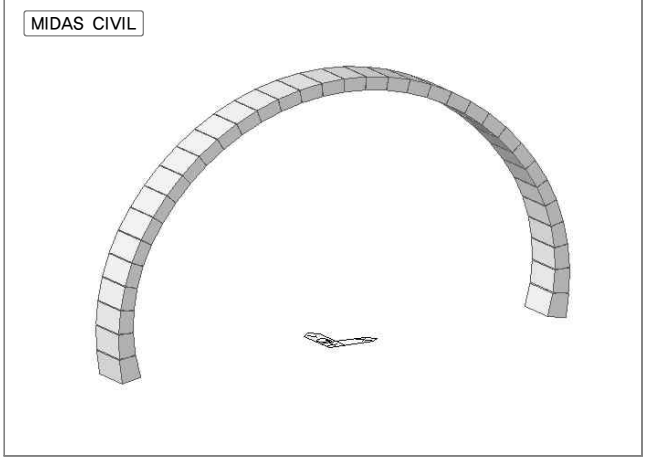
▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 160.820 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01151
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.329 (j = 0.890)
x = k·d = 88.470 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.179 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 216.822 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 216.822 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 163.20 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 163.20 mm ..... ∴ O.K

◉ P-6-1

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-6-1에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 Ⅳ	23.0	200	33.0	0.28	1,500

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R} = 250{,}655\ kN/m^3$

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 1,500,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.28

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 5,656,397 kN/m^3

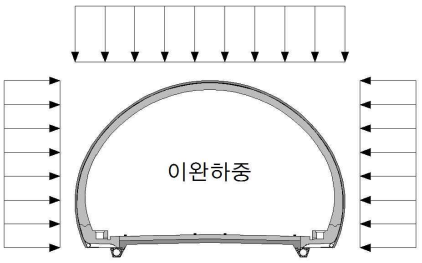
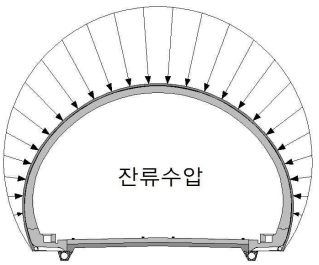
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 1,500,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 260.05 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 23.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 11.31 m B (터널폭) = 11.64 m H_t (터널높이) = 7.21 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 101.13 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.28	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 23.56 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.21 m	
건조수축 하중	–20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	53.93	1,512.52	111.39	8.64	12.0	–	0.71	0.37	0.44	O.K
어 깨 부	58.67	1,671.41	112.47	9.48	12.0	–	0.71	0.38	0.44	O.K
측 벽 부	99.75	2,285.33	189.24	10.97	12.0	–	0.71	0.53	0.44	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	96.79	2,242.91	153.20	173.48	4,020.11	287.69	O.K
어 깨 부	103.40	3,057.08	166.06	148.34	4,385.72	315.63	O.K
측 벽 부	144.33	3,242.47	263.01	224.32	5,039.43	389.94	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D19	125	D13	150	D13	300	4
어 깨 부	D19	125	D13	150	D13	300	4
측 벽 부	D19	125	D13	150	D13	300	4

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	53.93	125	428.99	O.K
어 깨 부	58.67	125	378.17	O.K
측 벽 부	99.75	125	242.12	O.K

(4) 배력철근 검토

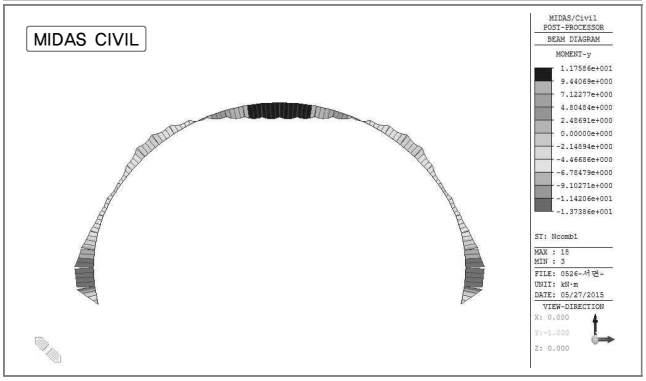
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-6-1은 주철근 D19@125로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

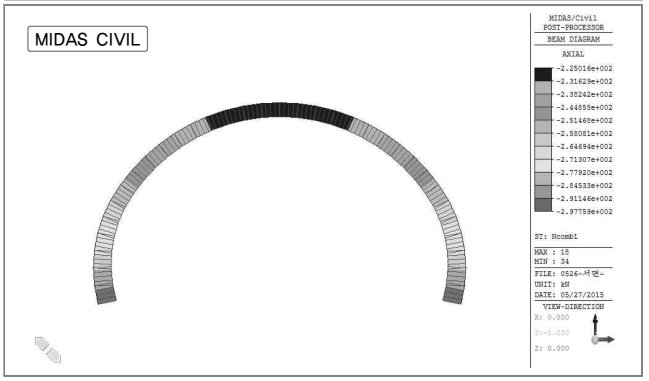
▌해석 결과물

(1) LCB-1

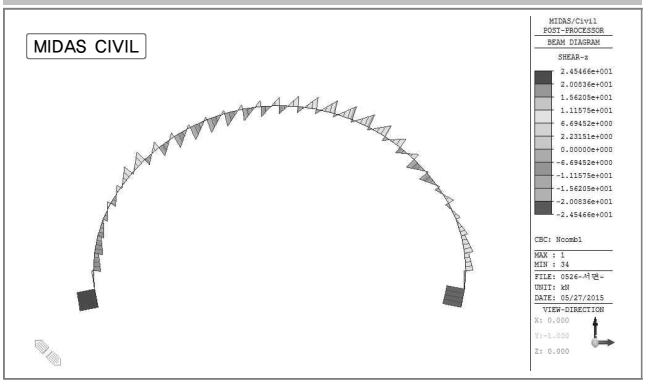
모멘트도



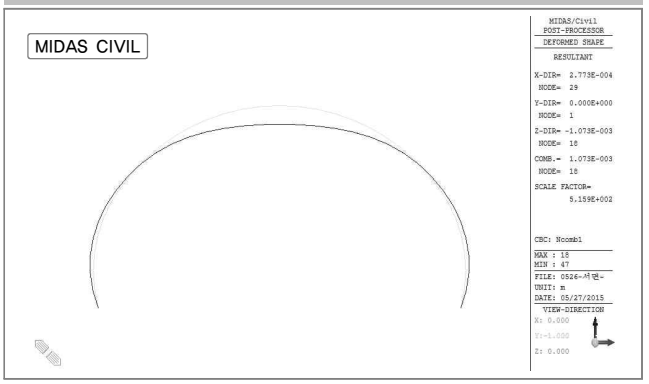
축력도



전단력도

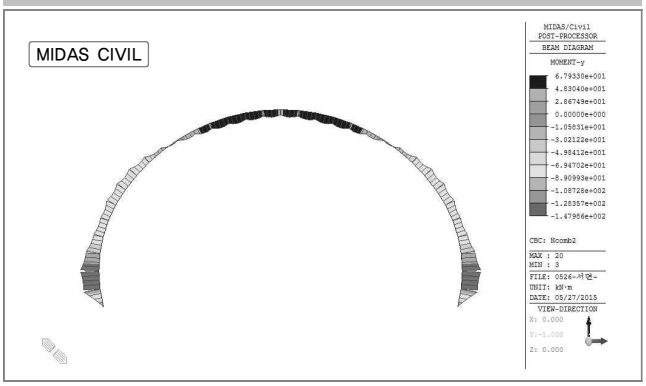


변위도

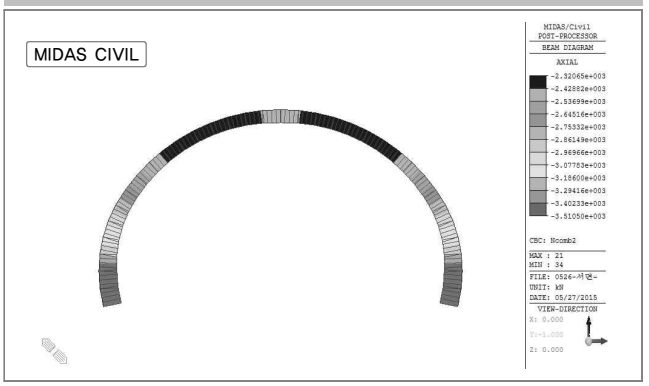


(2) LCB-2

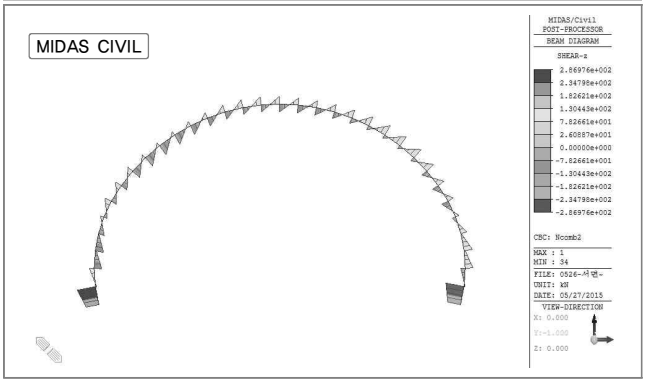
모멘트도



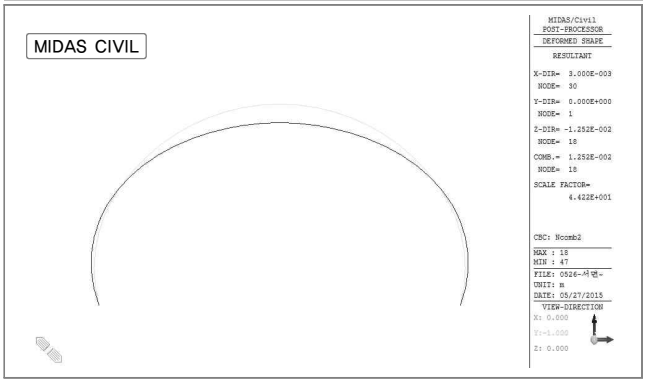
축력도



전단력도

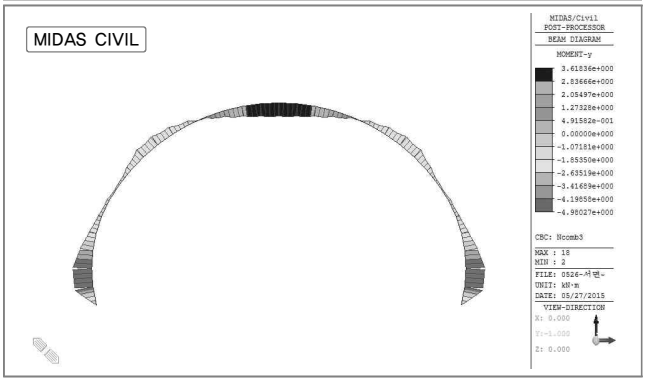


변위도

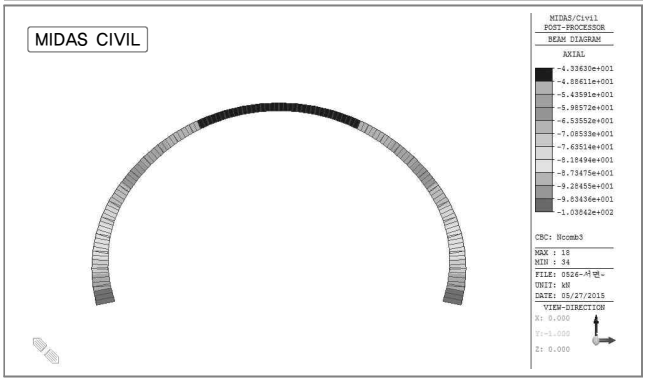


(3) LCB-3

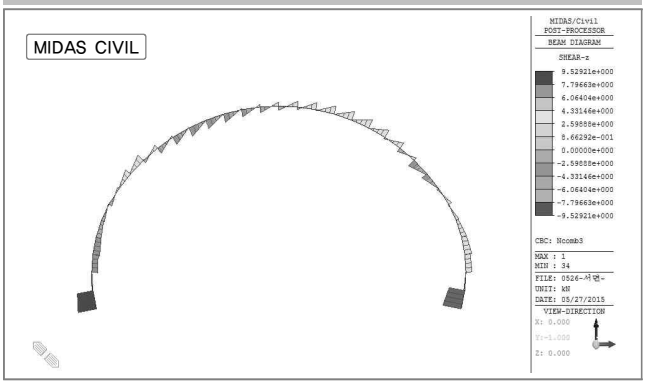
모멘트도



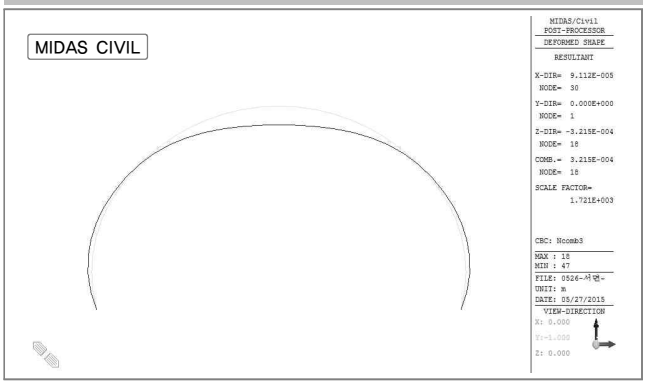
축력도



전단력도

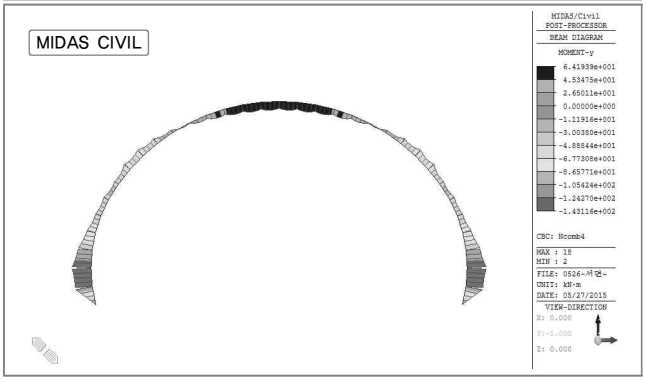


변위도

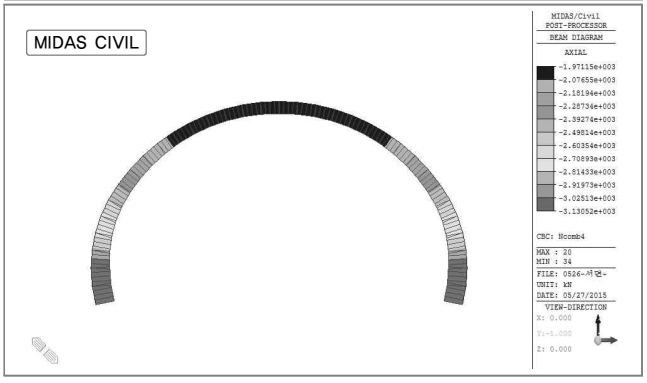


(4) LCB-4

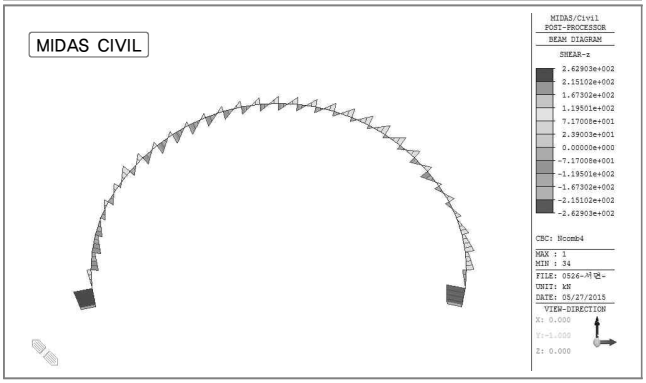
모멘트도



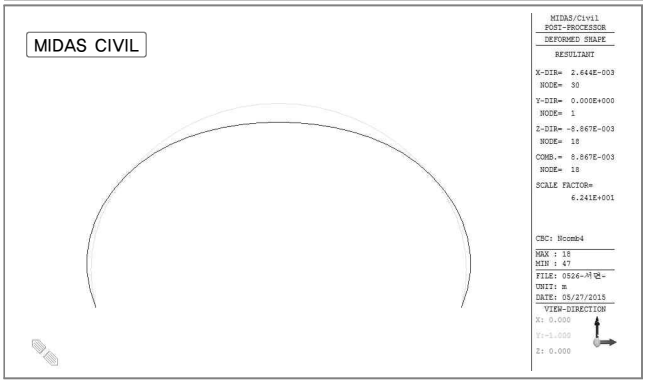
축력도



전단력도



변위도

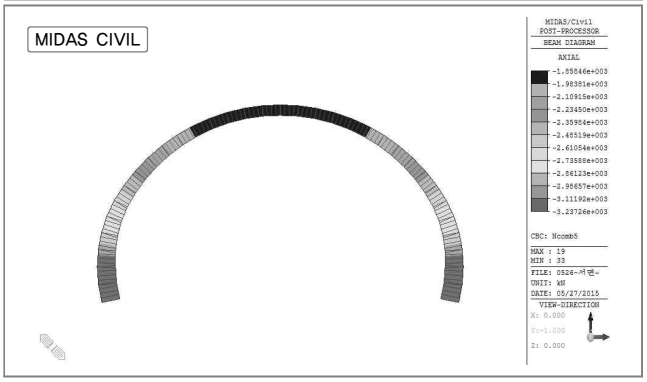


(5) LCB-5

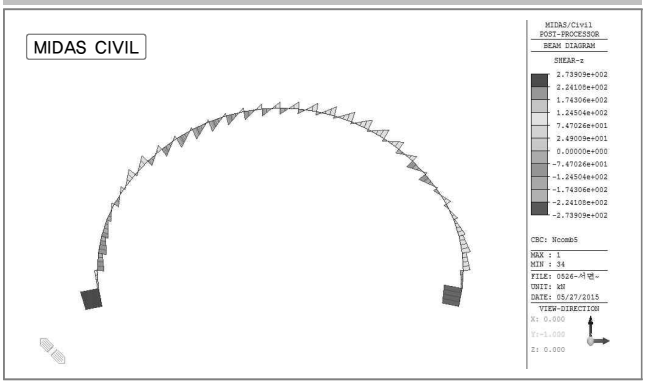
모멘트도



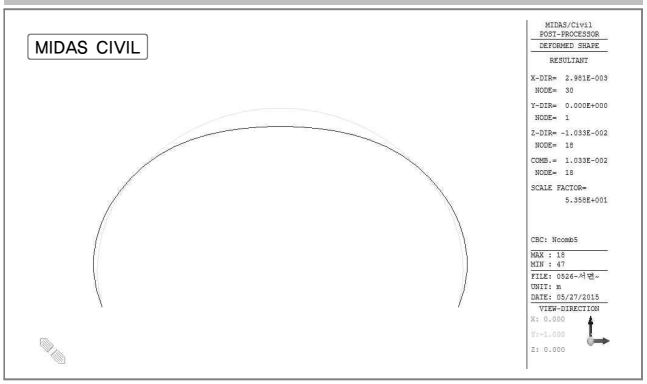
축력도



전단력도



변위도

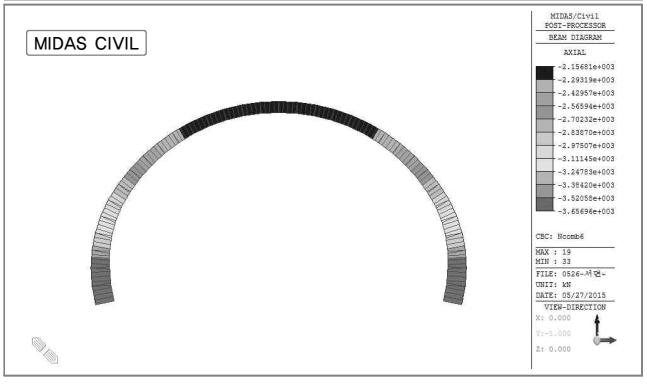


(6) LCB-6

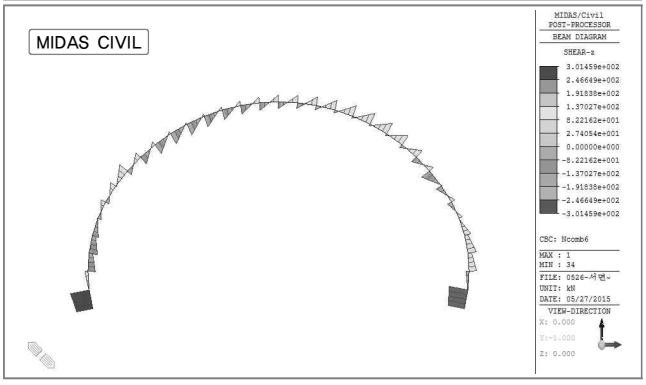
모멘트도



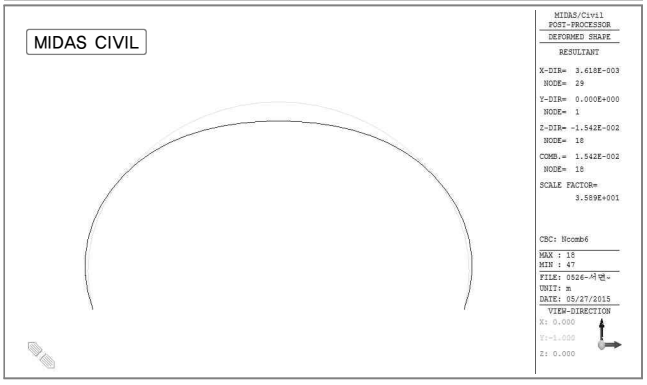
축력도



전단력도

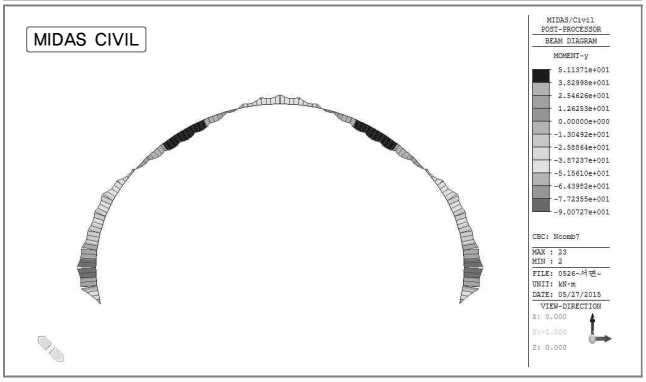


변위도

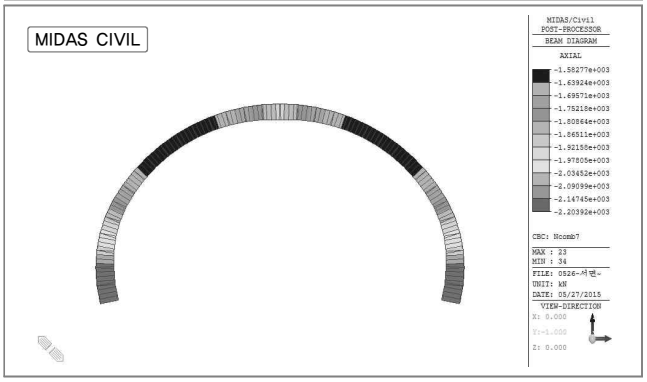


(7) LCB-7

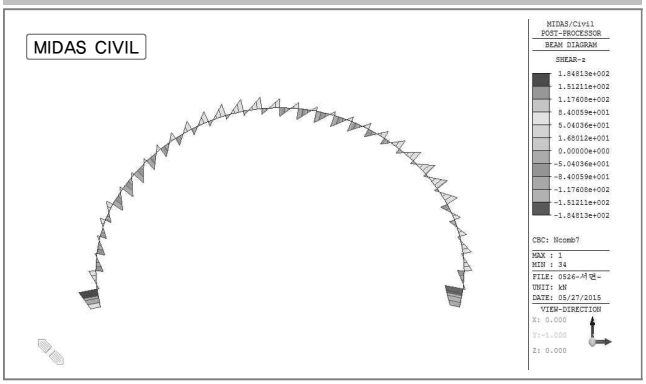
모멘트도



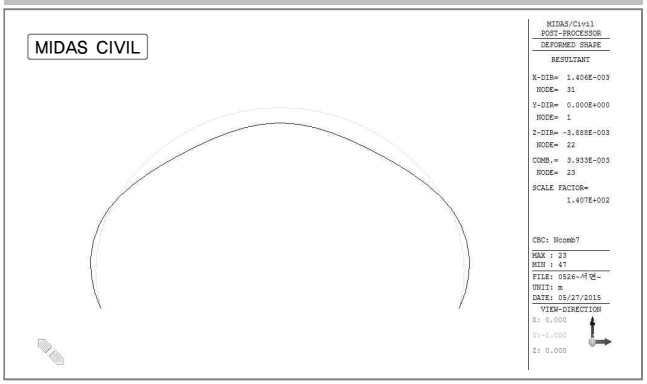
축력도



전단력도



변위도

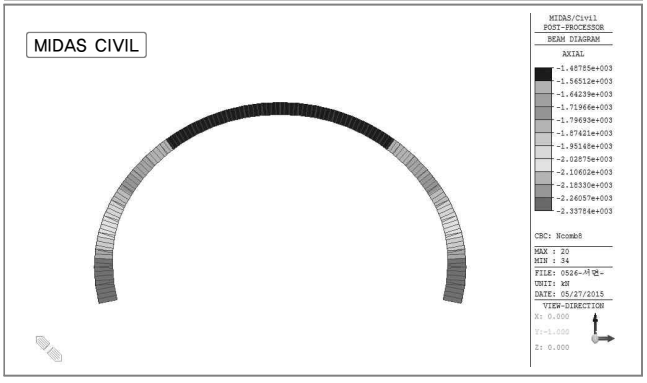


(8) LCB-8

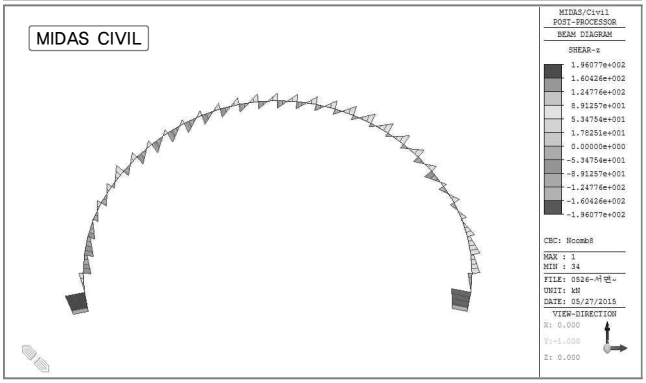
모멘트도



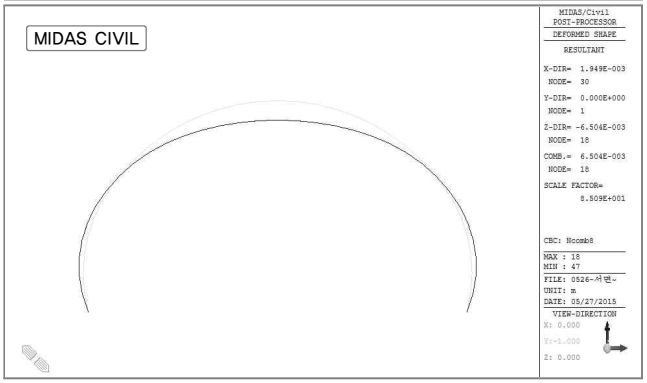
축력도



전단력도



변위도

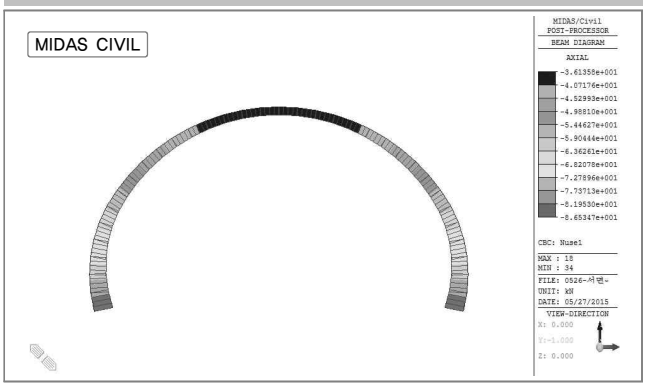


(9) USE-1

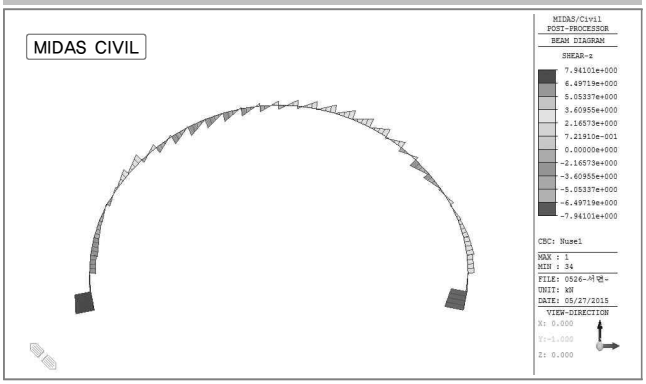
모멘트도



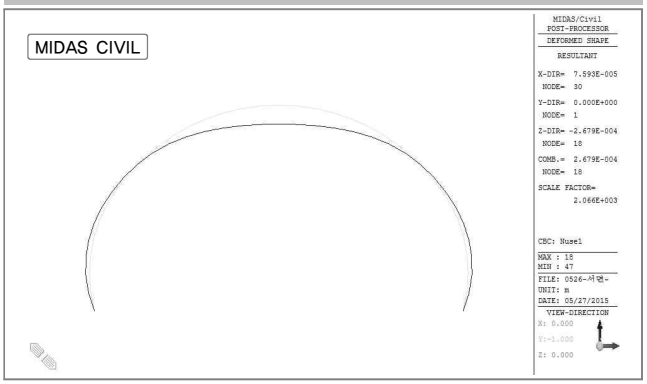
축력도



전단력도

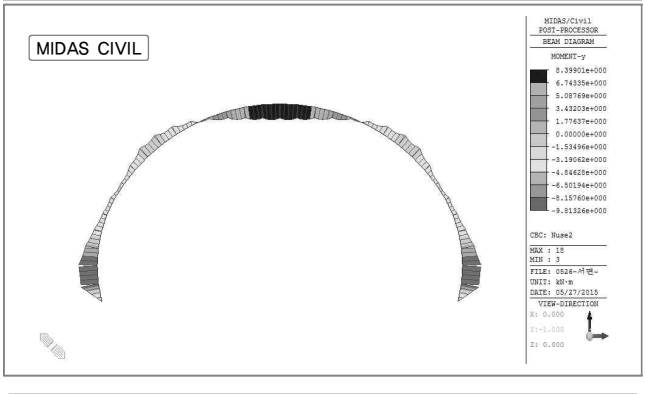


변위도

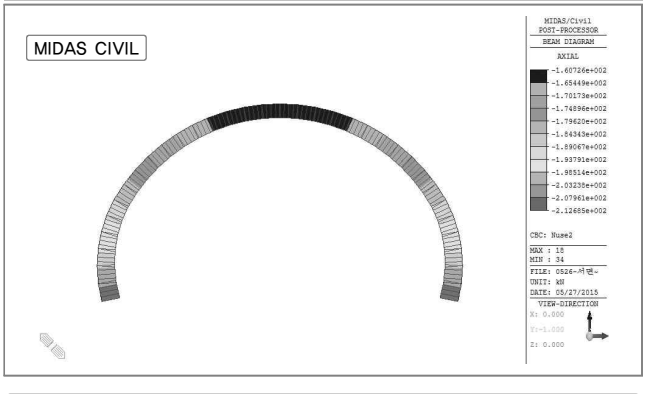


(10) USE-2

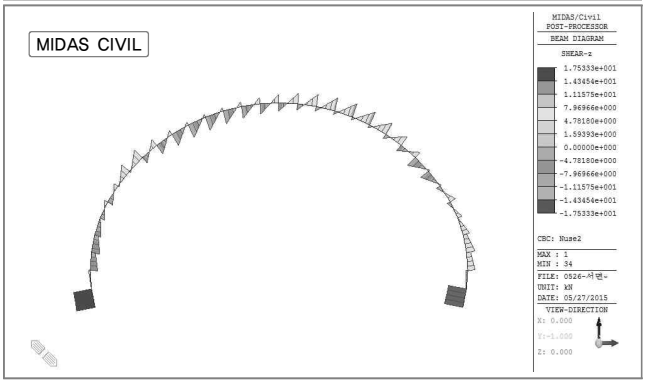
모멘트도



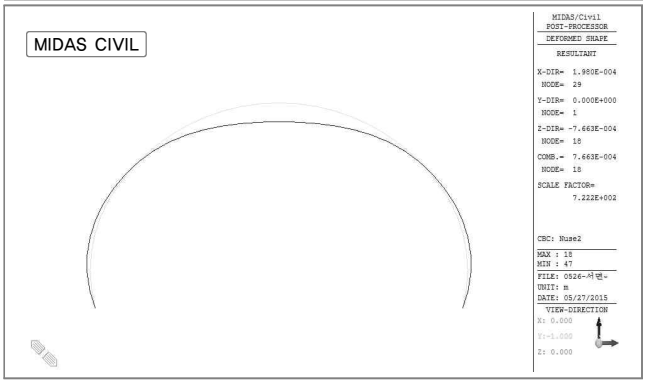
축력도



전단력도

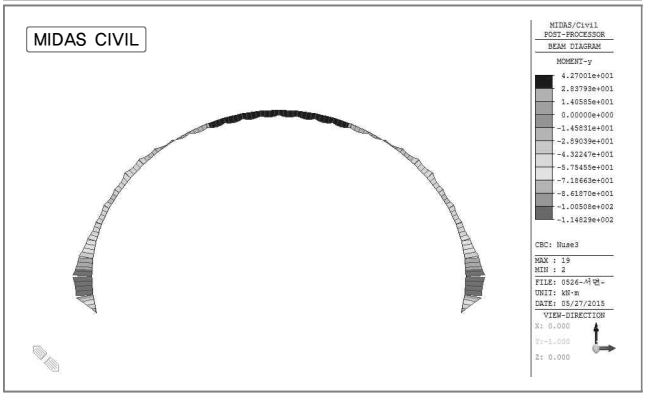


변위도

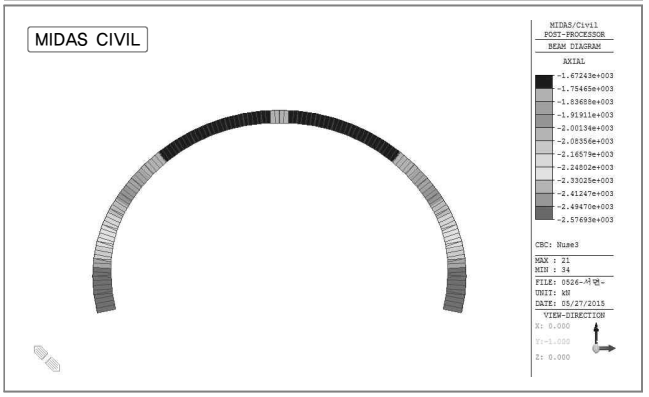


(11) USE-3

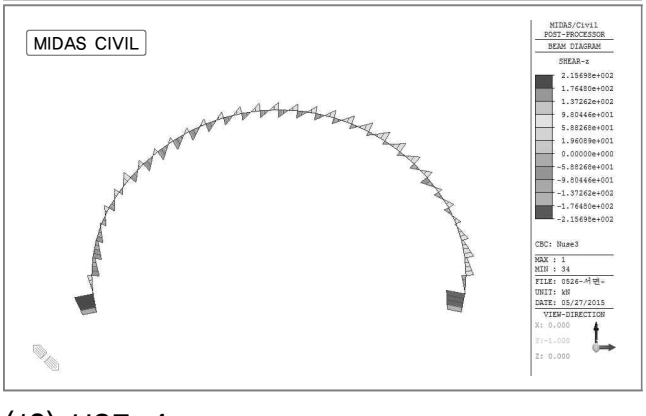
모멘트도



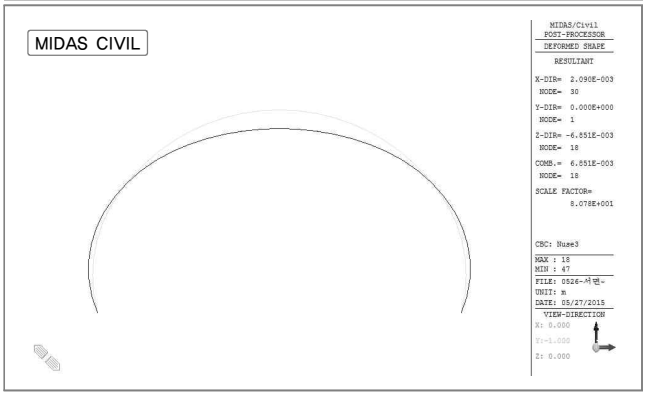
축력도



전단력도

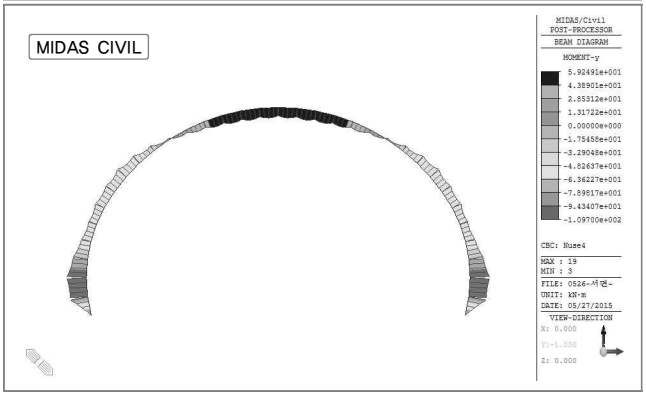


변위도

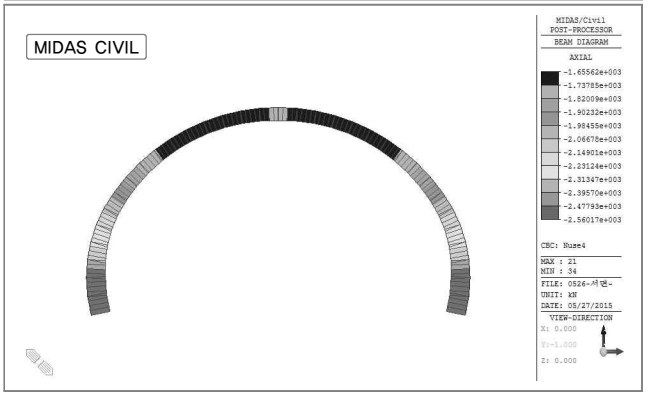


(12) USE-4

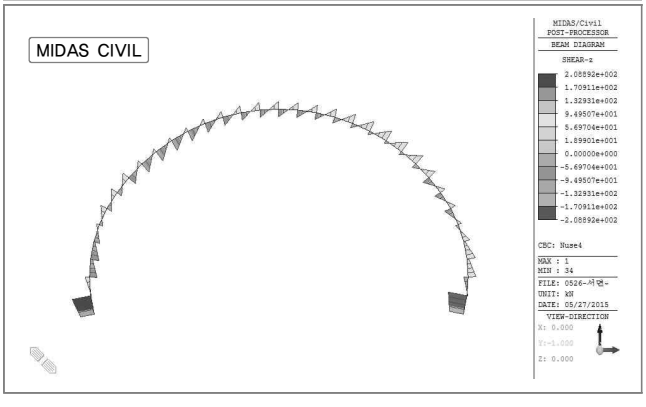
모멘트도



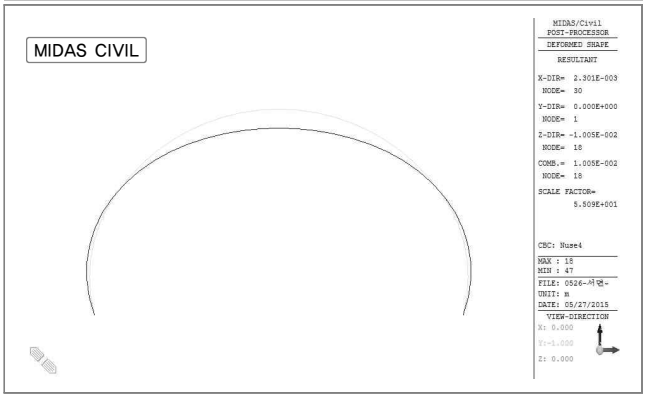
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 96.790 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2242.910 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm　　피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 43.154 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.836　　a = k1·c = 117.32 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,991,626.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 439,696.6 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,743,723.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 341,458,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 124.451 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.643 mm < e = 43.154 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 252.599 mm로 가정하면.. a = k1·c = 211.173 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -100.00 MPa
εst = -0.0005 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6,184,808.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 266,896,800.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 43.154 mm ≒ e = 43.154 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.0005
εt = -0.0005 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4020.125 KN ≥ Pu = 2242.910 KN ∴O.K
ØMn = 173.483 KN·m ≥ Mu = 96.790 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 153.200 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 221.083 KN
Øv·Vc = 221.083 KN ≥ Vu = 153.200 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 103.400 KN·m 극 한 축 력 Pu = 3057.080 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 33.823 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 117.32 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,991,626.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 439,696.6 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,743,723.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 341,458,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 124.451 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.643 mm < e = 33.823 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 274.664 mm로 가정하면.. a = k1·c = 229.619 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -140.17 MPa
εst = -0.0007 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6,747,260.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 228,213,500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 33.823 mm ≒ e = 33.823 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.0007
εt = -0.0007 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4385.719 KN ≥ Pu = 3057.080 KN ∴O.K
ØMn = 148.339 KN·m ≥ Mu = 103.400 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 166.060 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 249.021 KN
Øv·Vc = 249.021 KN ≥ Vu = 166.060 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 144.330 KN·m 극 한 축 력 Pu = 3242.470 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 44.512 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 180.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 150.76 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 9,180,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,844,347.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 629,154.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,785,901.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 521,364,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 137.712 mm
e < eb ------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.095 mm < e = 44.512 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 325.939 mm로 가정하면.. a = k1·c = 272.485 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -102.05 MPa
εst = -0.0005 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 7,752,973.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 345,103,300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 44.512 mm ≒ e = 44.512 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00051
εt = -0.00051 ≤ εy = 0.0015 ------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 5039.433 KN ≥ Pu = 3242.470 KN ∴O.K
ØMn = 224.317 KN·m ≥ Mu = 144.330 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 263.010 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 304.346 KN
Øv·Vc = 304.346 KN ≥ Vu = 263.010 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 53.930 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 53.930 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 125.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01089
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 67.693 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.478 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 125.201 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 125.201 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 428.99 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 428.99 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 58.670 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 58.670 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 125.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01089
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 67.693 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.223 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 136.205 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 136.205 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 378.17 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 378.17 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 99.750 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

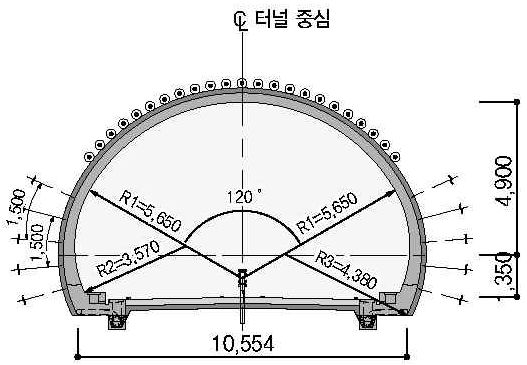
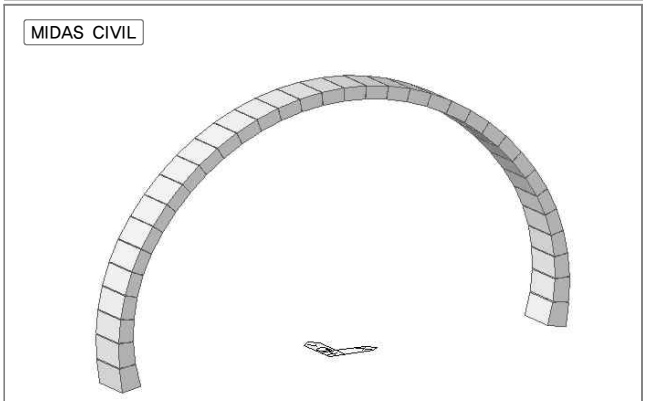
▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 99.750 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 125.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00847
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.290 (j = 0.903)
x = k·d = 78.493 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.402 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 178.119 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 178.119 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 242.12 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 242.12 mm ..... ∴ O.K

◉ P-6-4(인공지반)

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-6-4에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
인공지반	23.5	–	–	0.18	24,850

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 4,504,421 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 24,850,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.18

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 97,774,768 kN/m^3

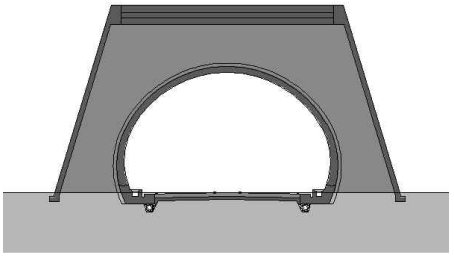
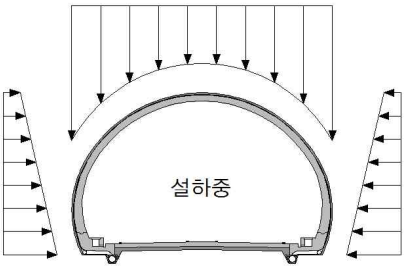
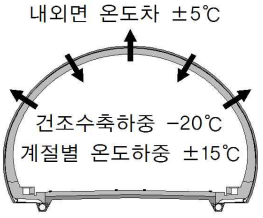
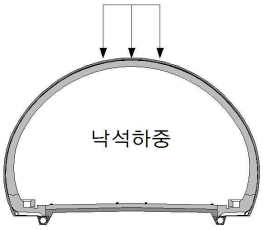
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 24,850,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
전토피 하중	• 연직 하중 (P_v) : $\gamma_a \times H_p$ = 47.0 kN/m^2 여기서, γ_a(인공지반 단위중량) = 23.5 kN/m^3 H_a (인공지반 높이) = 2.0 m • 수평 하중 (P_h) : $K_0 \times P_v$ = 23.5 kN/m^2 여기서, K_0 =1−sin∅	
설하중	• 연직 설하중 (S_v) : 5.5kN/m^2 • 수평 설하중 (S_h) : 2.75kN/m^2	
온도하중	• 내외면 온도하중 : ±5℃ • 계절별 온도하중 : ±15℃ • 건조수축 하중 : −20℃	
낙석하중	• 낙석하중 : 35.41kN/m^2	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	30.92	439.21	40.30	3.53	14.0	0.60	0.77	0.13	0.47	O.K
어 깨 부	55.54	612.78	51.89	5.75	14.0	1.66	0.77	0.17	0.47	N.G
측 벽 부	55.54	614.18	65.48	4.28	14.0	0.87	0.77	0.18	0.47	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	26.24	588.04	46.42	193.90	4,345.30	245.81	O.K
어 깨 부	73.98	755.81	80.79	235.03	2,401.20	252.07	O.K
측 벽 부	73.98	757.97	103.67	345.50	3,539.87	317.47	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D16	150	D13	150	D13	300	3.33
어 깨 부	D16	150	D13	150	D13	300	3.33
측 벽 부	D16	150	D13	150	D13	300	3.33

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	30.92	150	454.07	O.K
어 깨 부	55.54	150	164.13	O.K
측 벽 부	55.54	150	271.61	O.K

(4) 배력철근 검토

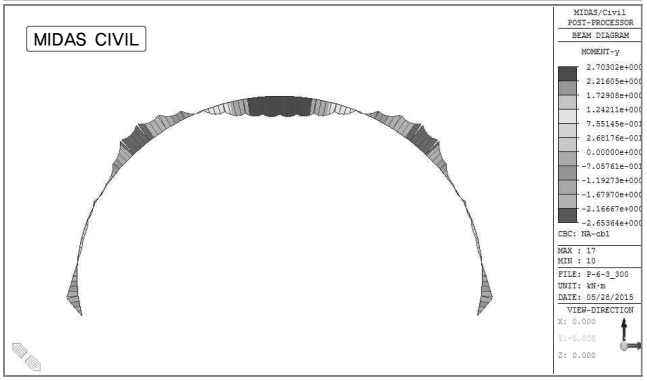
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-6-4(인공지반)은 주철근 D16@150로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

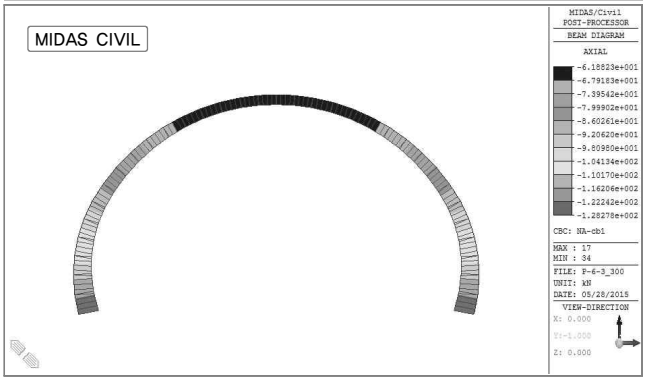
▌해석 결과물

(1) LCB-1

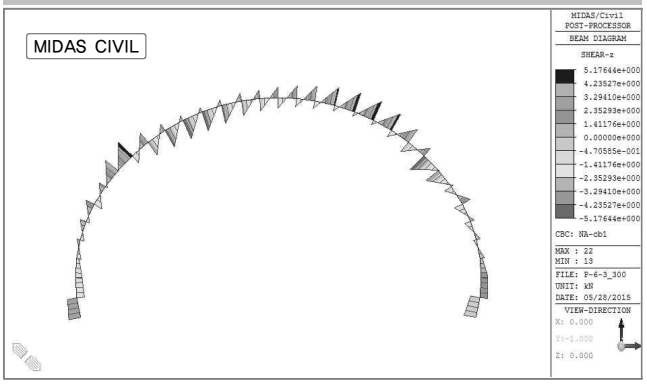
모멘트도



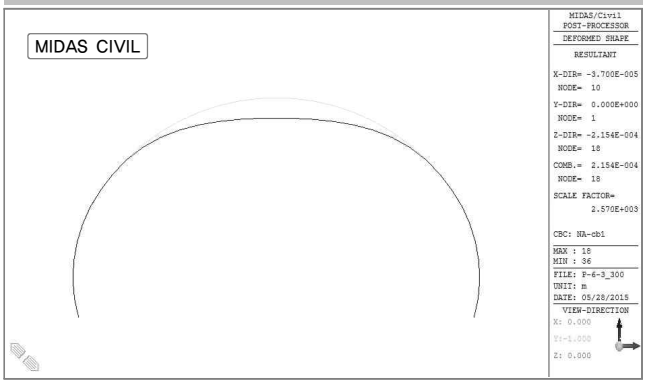
축력도



전단력도

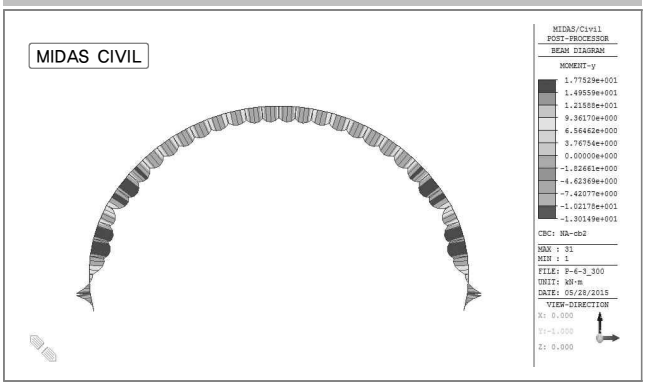


변위도

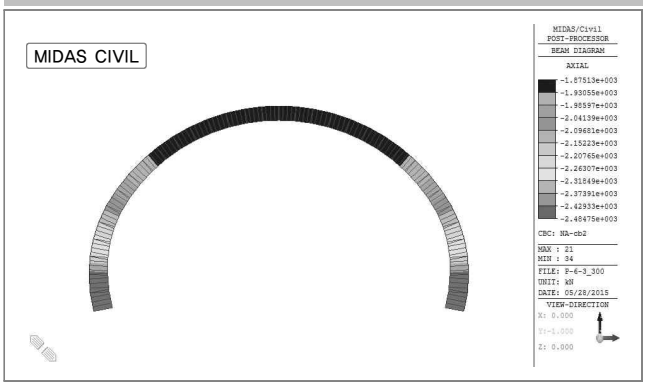


(2) LCB-2

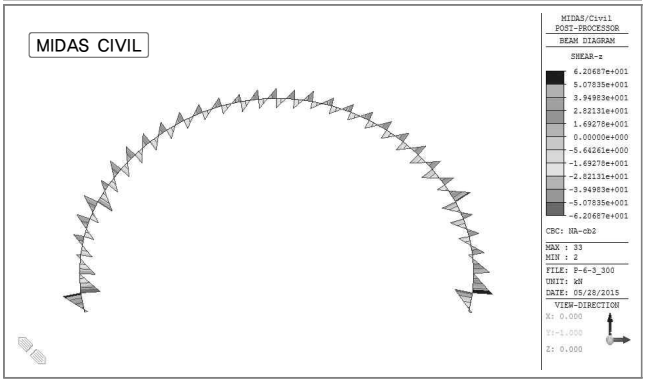
모멘트도



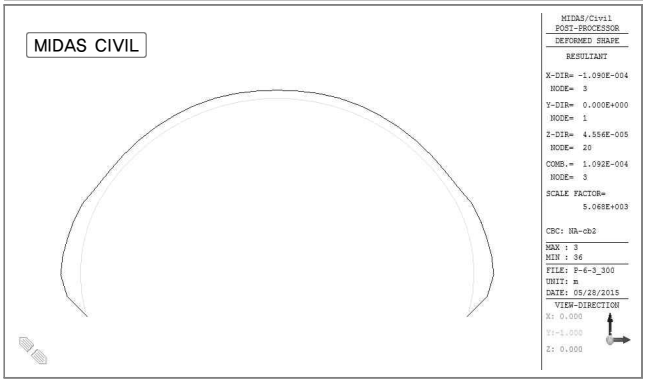
축력도



전단력도

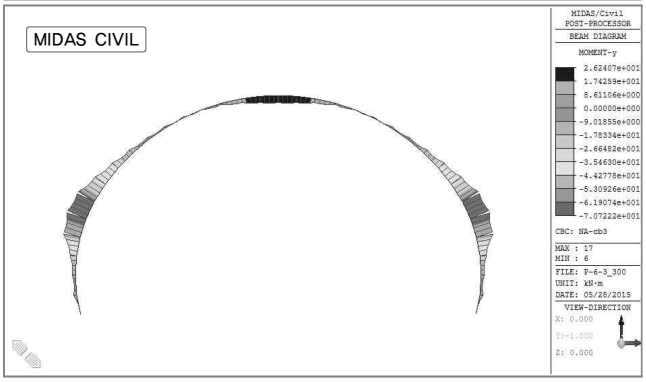


변위도

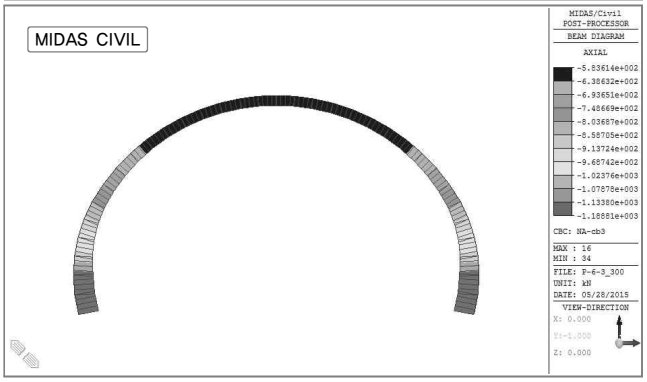


(3) LCB-3

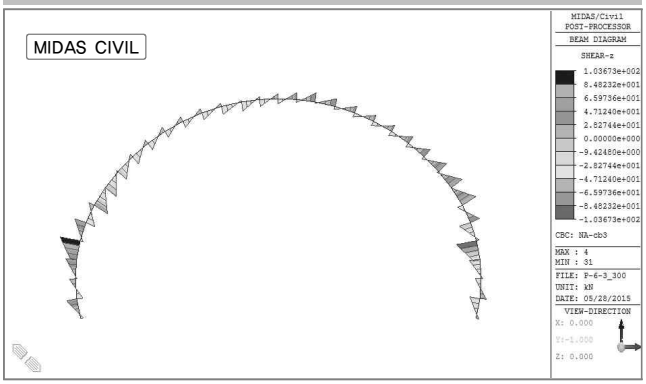
모멘트도



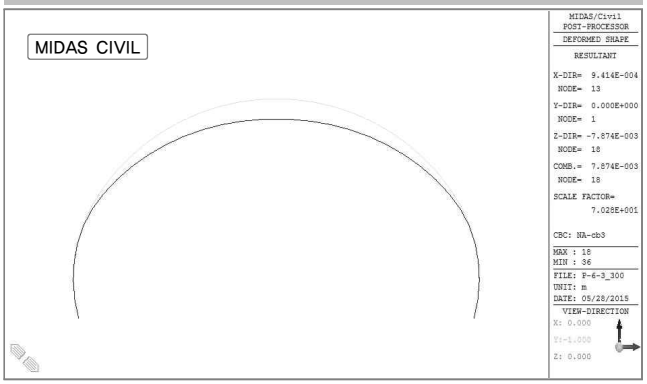
축력도



전단력도

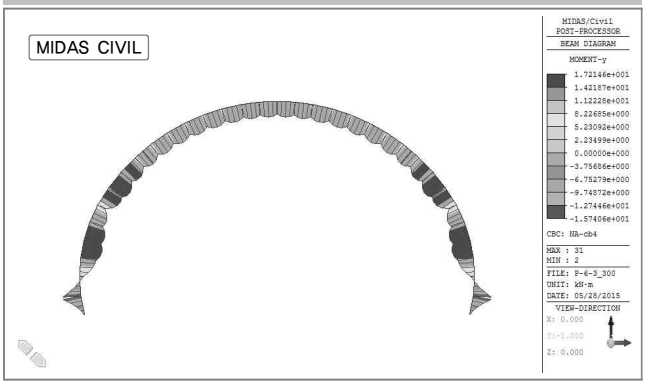


변위도

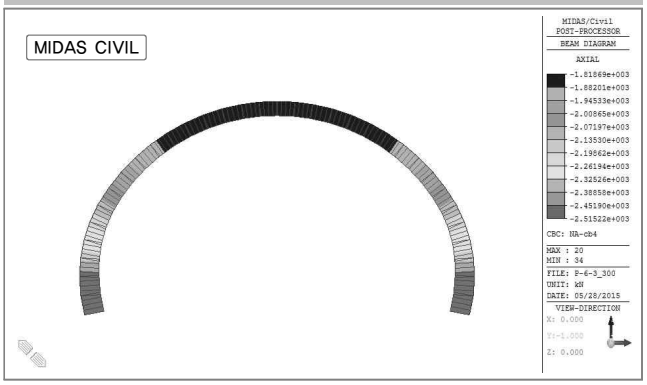


(4) LCB-4

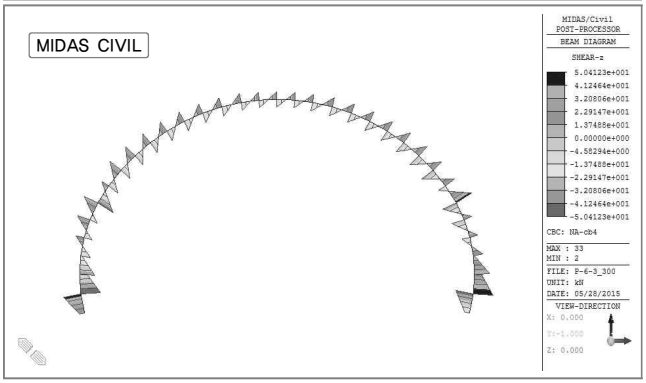
모멘트도



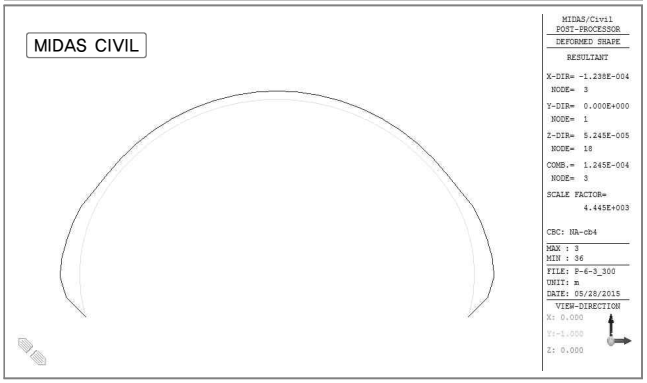
축력도



전단력도

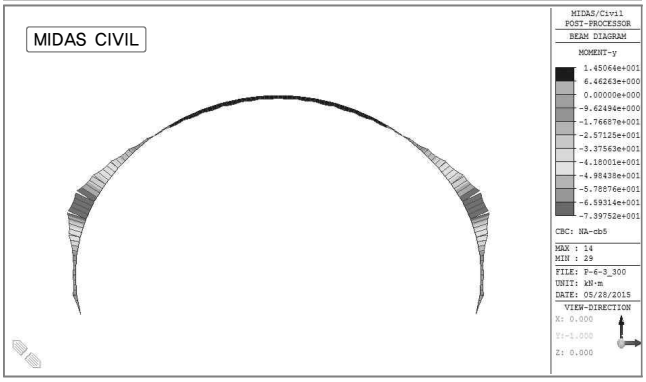


변위도

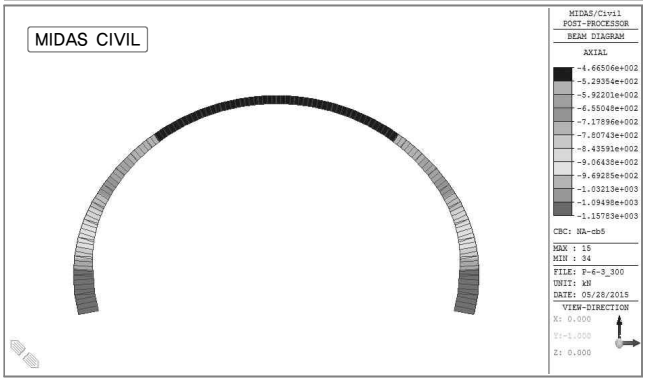


(5) LCB-5

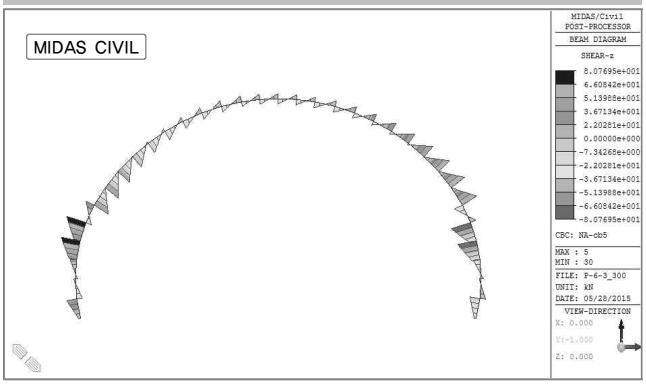
모멘트도



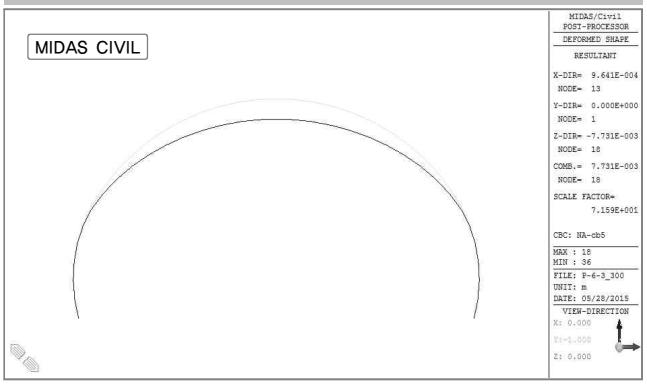
축력도



전단력도

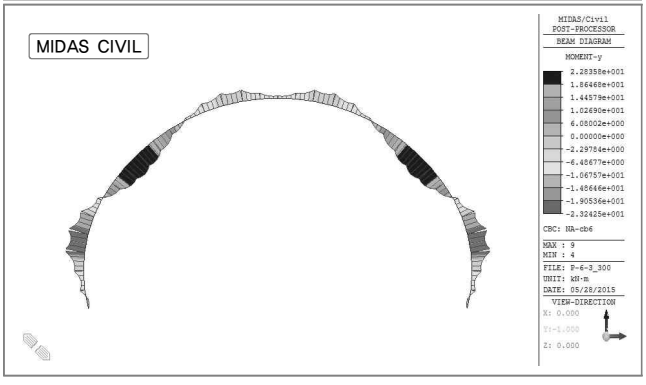


변위도

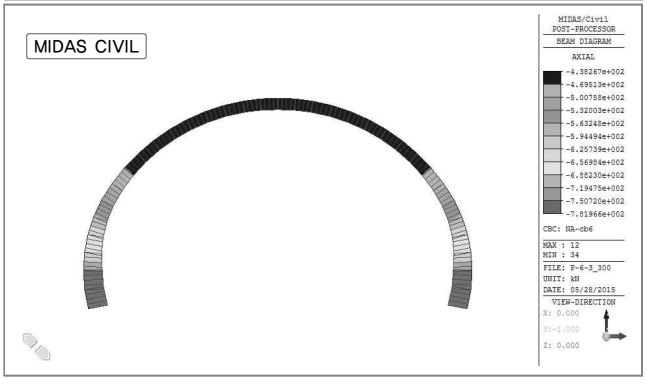


(6) LCB-6

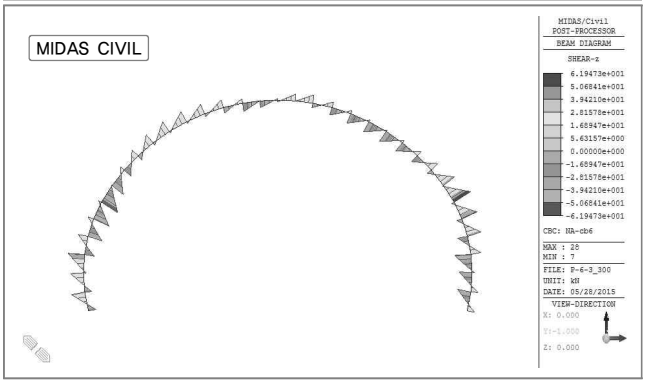
모멘트도



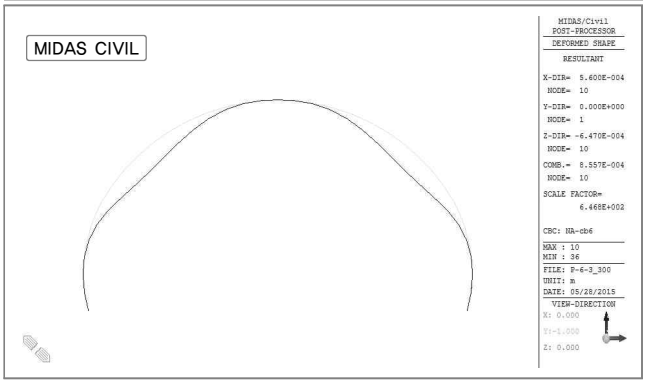
축력도



전단력도

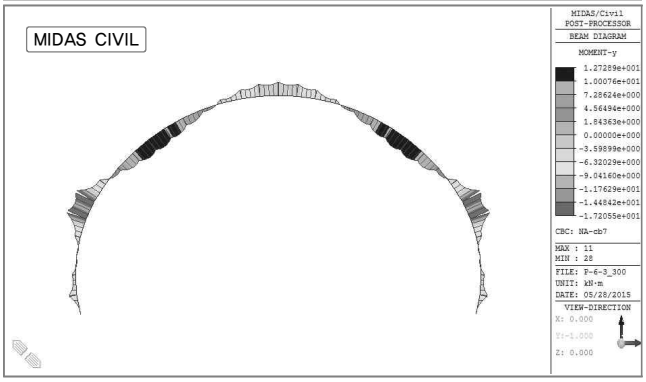


변위도

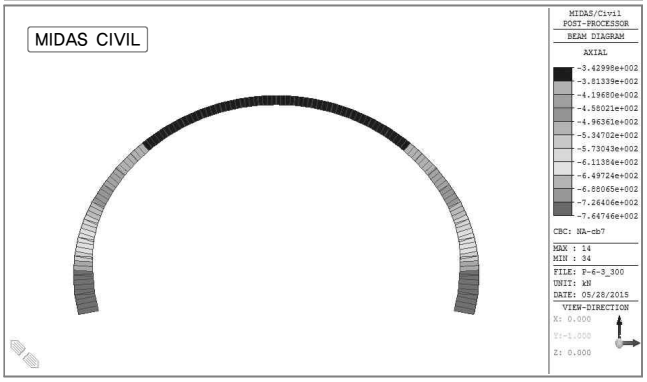


(7) LCB-7

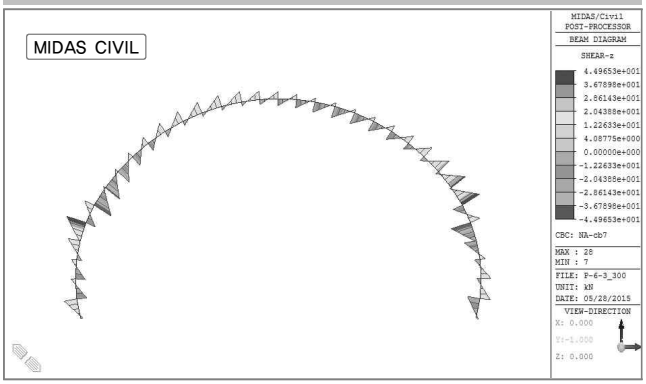
모멘트도



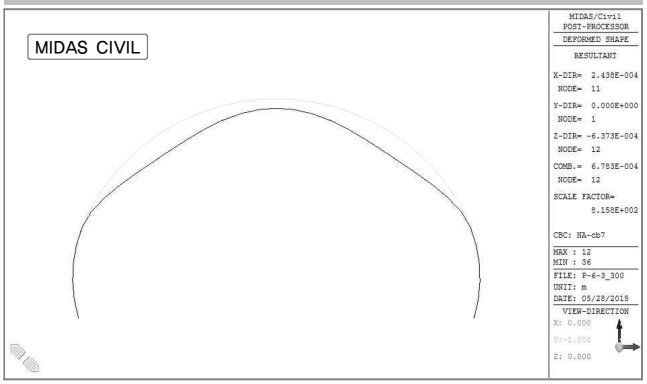
축력도



전단력도

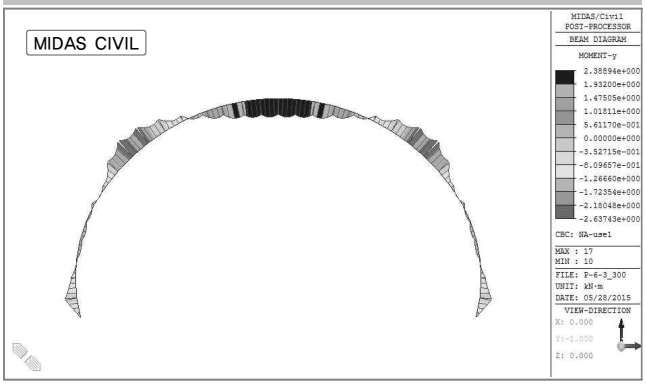


변위도

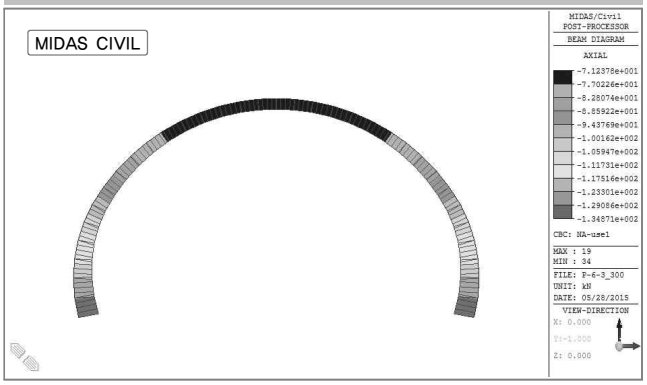


(8) USE-1

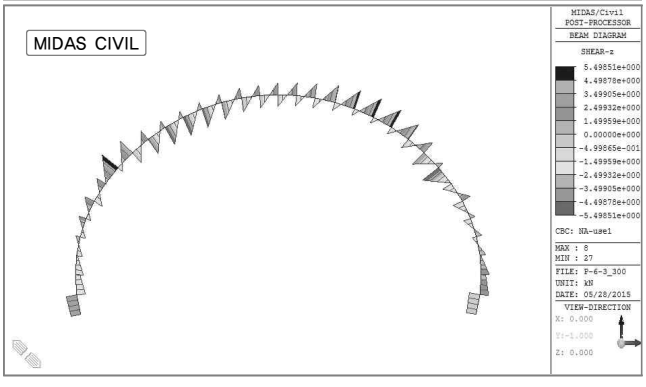
모멘트도



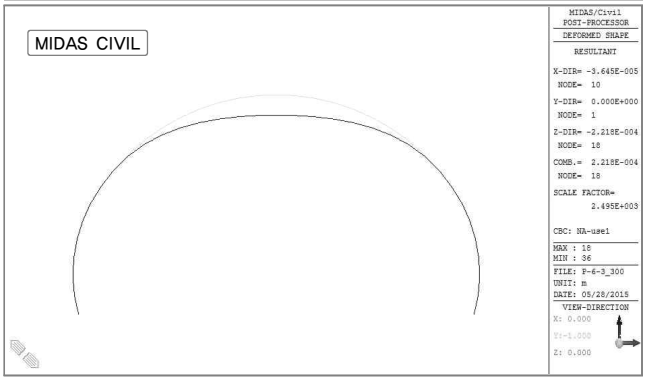
축력도



전단력도

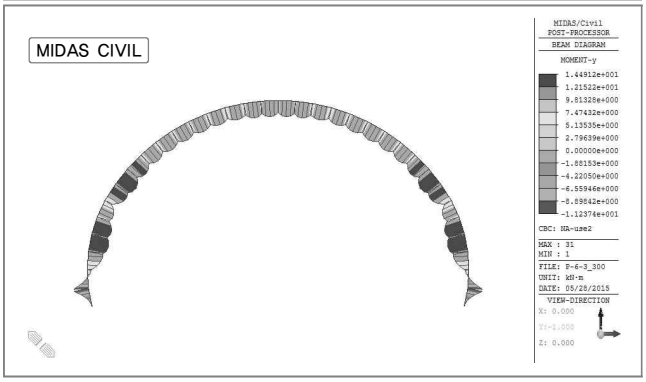


변위도

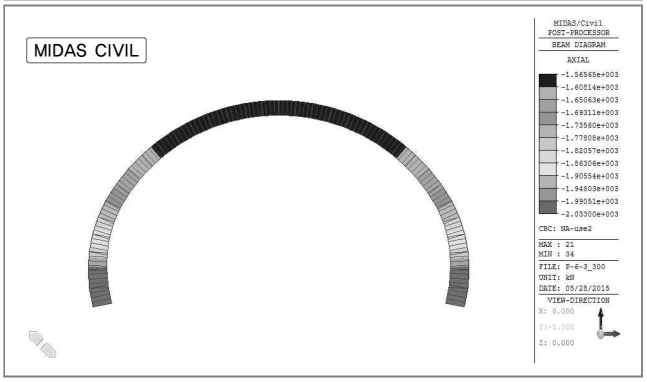


(9) USE-2

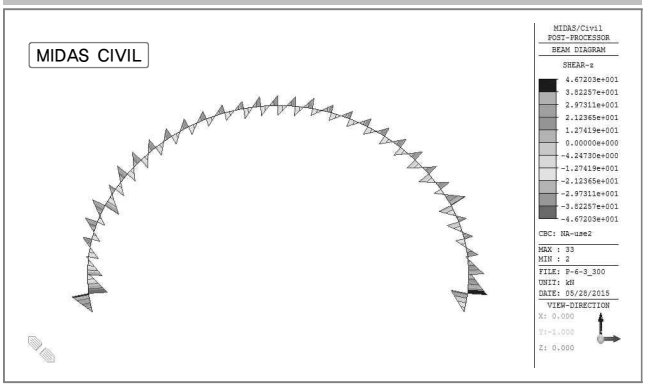
모멘트도



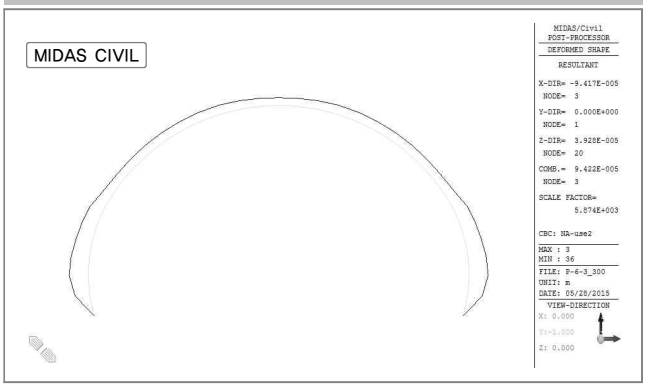
축력도



전단력도

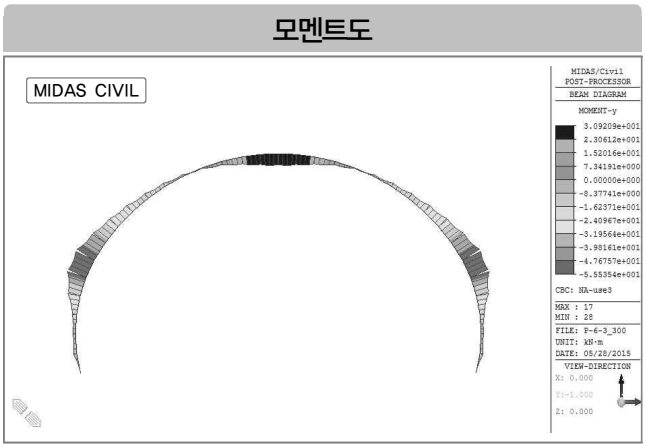


변위도

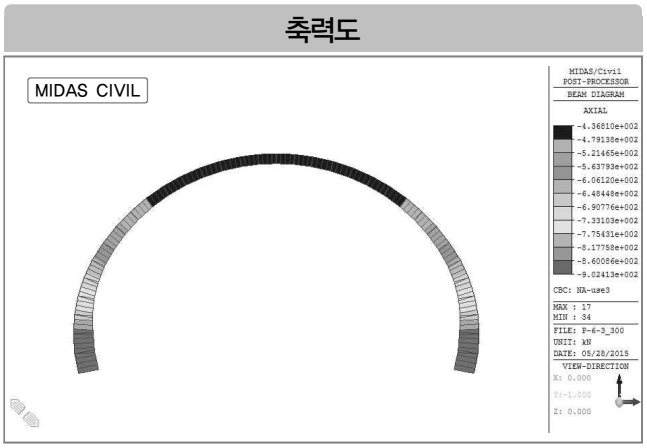


(10) USE-3

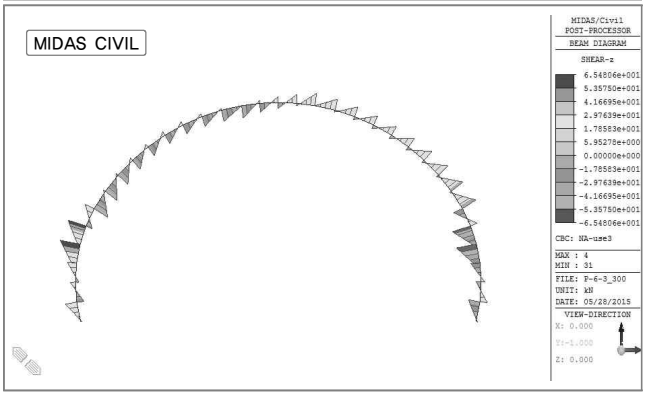
모멘트도



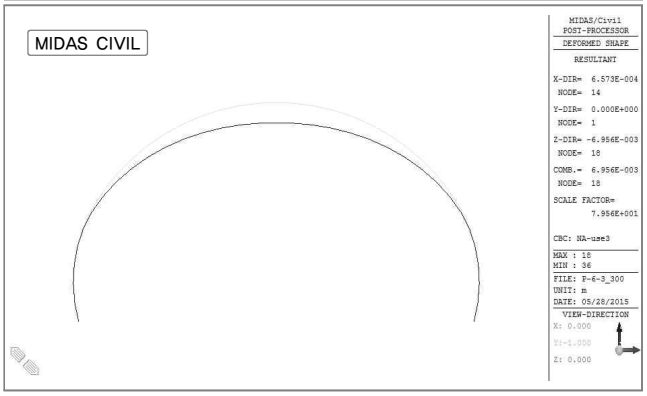
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 26.240 KN·m 극 한 축 력 Pu = 588.040 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 44.623 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 141.333 mm
k1 = 0.801 a = k1·c = 113.21 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8925000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3367938.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 260384.6 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 226.42 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3231123.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 355322200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 109.97 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.85 mm < e = 44.62 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 260.922 mm로 가정하면.. a = k1·c = 208.999 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -112.50 MPa
εst = -0.0006 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6685079.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 298301700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 44.622 mm ≒ e = 44.623 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00056
εt = -0.00056 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4345.301 KN ≥ Pu = 588.040 KN ∴O.K
ØMn = 193.896 KN·m ≥ Mu = 26.240 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 46.420 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 178.726 KN
Øv·Vc = 178.726 KN ≥ Vu = 46.420 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 73.980 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 755.810 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 97.882 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 141.333 mm
k1 = 0.801　　a = k1·c = 113.21 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8925000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3367938.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 260384.6 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 226.42 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3231123.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 355322200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 109.97 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.85 mm < e = 97.88 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 154.665 mm로 가정하면.. a = k1·c = 123.886 mm
fsc = 258.62 MPa, fst = 222.42 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 3694150.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 361589500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 97.882 mm ≒ e = 97.882 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00111
εt = 0.00111 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2401.197 KN ≥ Pu = 755.810 KN ∴O.K
ØMn = 235.033 KN·m ≥ Mu = 73.980 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 80.790 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 184.989 KN
Øv·Vc = 184.989 KN ≥ Vu = 80.790 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 73.980 KN·m 극 한 축 력 Pu = 757.970 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 272.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 97.603 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 181.333 mm
k1 = 0.801 a = k1·c = 145.25 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10710000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4321128.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 357811.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 4281739.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 533446500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 124.59 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 35.08 mm < e = 97.60 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 221.180 mm로 가정하면.. a = k1·c = 177.165 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 137.86 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5445949.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 531541600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 97.603 mm ≒ e = 97.603 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00069
εt = 0.00069 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3539.866 KN ≥ Pu = 757.970 KN ∴O.K
ØMn = 345.502 KN·m ≥ Mu = 73.980 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 103.670 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 231.397 KN
Øv·Vc = 231.397 KN ≥ Vu = 103.670 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 30.920 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 30.920 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 150.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1324.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00625
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.255 j = 0.915
x = k·d = 54.100 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.893 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 120.400 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 120.400 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 454.07 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 454.07 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 55.540 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 55.540 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 150.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1324.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00625
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.255 j = 0.915
x = k·d = 54.100 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.585 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 216.267 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 216.267 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 164.13 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 164.13 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 55.540 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 272.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 55.540 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 150.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1324.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00487
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.229 j = 0.924
x = k·d = 62.340 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.093 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 166.980 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 166.980 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 271.61 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 271.61 mm ..... ∴ O.K

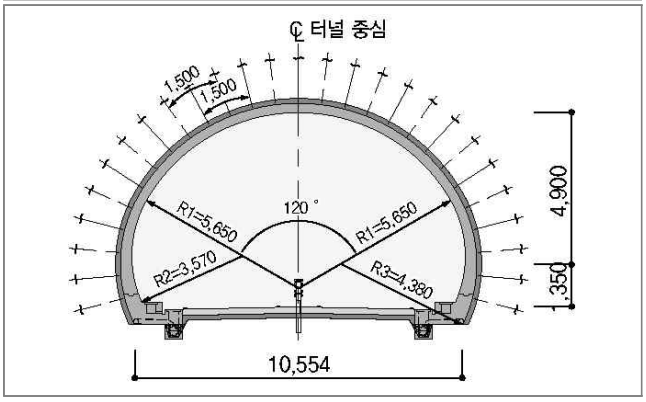
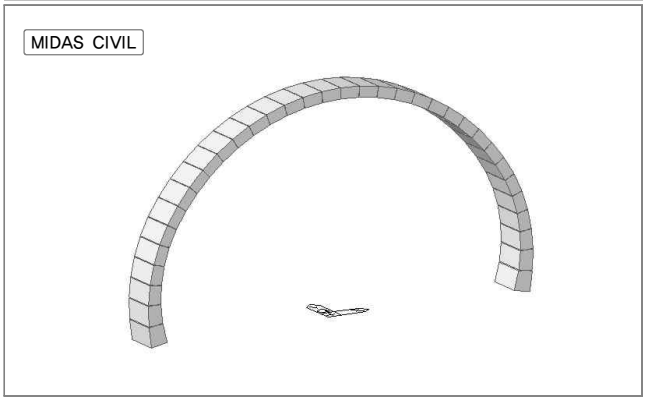
5.4 북면터널 본선 콘크리트라이닝 설계

5.4.1 무근 콘크리트라이닝

◉ P-1 ~ P-4

기본방향	• 무근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-1~P-4에 대한 허용응력 검토

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 Ⅳ	23.0	300	35.0	0.27	2,000

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 336,838 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 2,000,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.27

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 7,655,848 kN/m^3

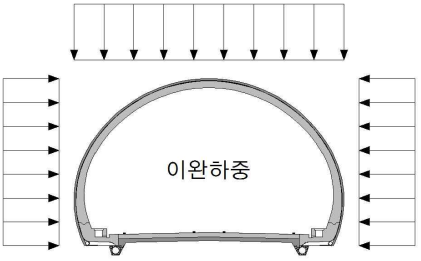
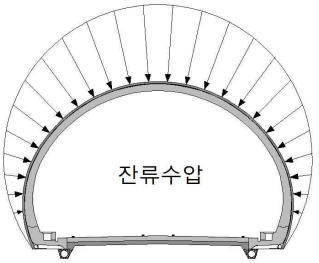
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 2,000,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.584

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 123.41 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 23.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 5.37 m B (터널폭) = 10.73 m H_t (터널높이) = 7.16 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 45.65 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.27	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 23.40 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.21 m	
건조수축 하중	−20℃	

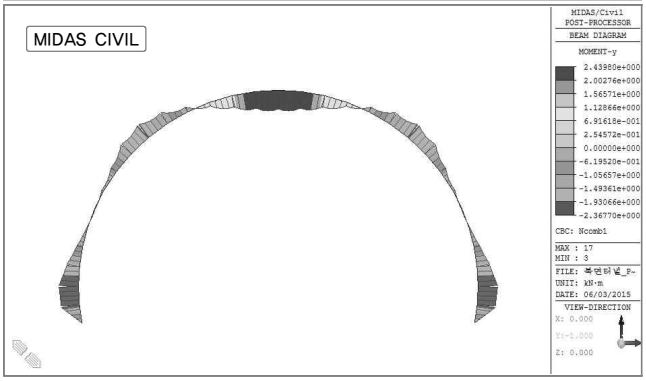
▌검토결과

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	41.83	5,410.77	74.43	5.41	9.0	0.17	0.64	0.25	0.39	O.K
어 깨 부	43.64	5,859.43	74.18	5.86	9.0	–	0.64	0.25	0.39	O.K
측 벽 부	34.18	5,645.31	76.00	5.65	9.0	–	0.64	0.23	0.39	O.K

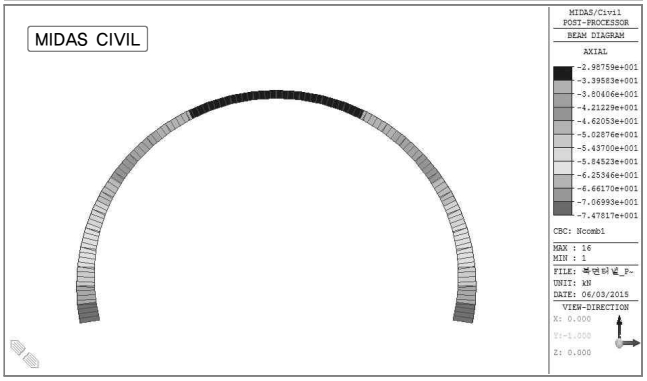
▌해석 결과물

(1) LCB-1

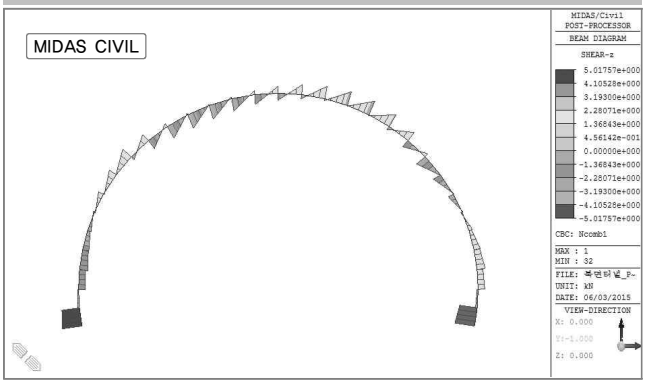
모멘트도



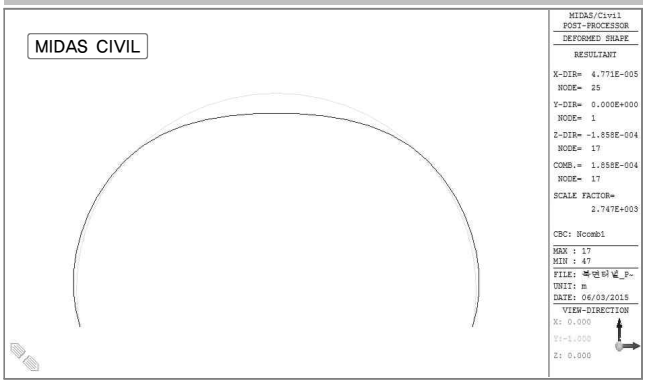
축력도



전단력도

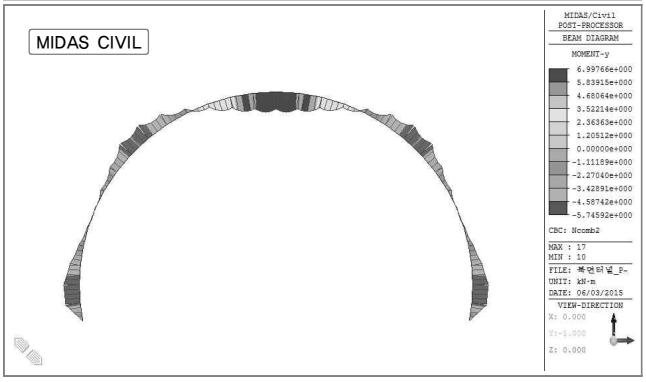


변위도

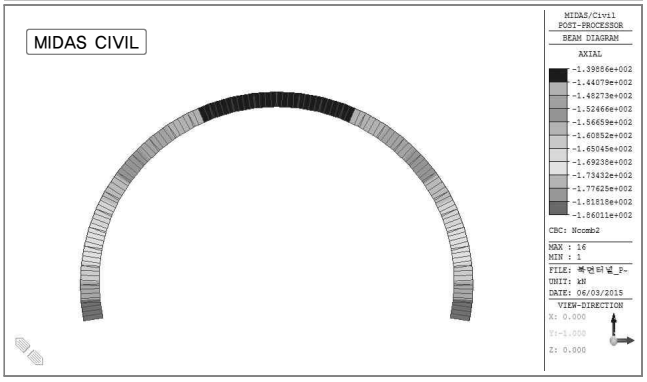


(2) LCB-2

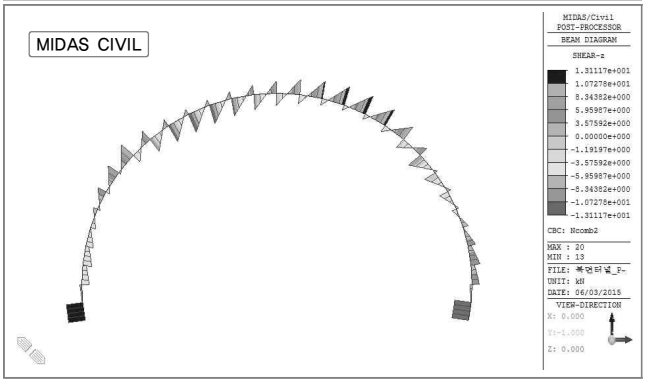
모멘트도



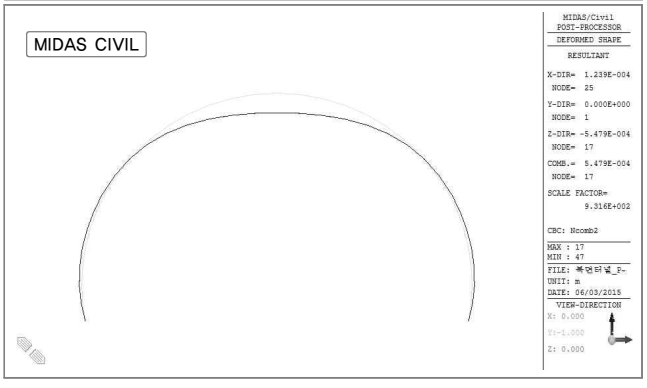
축력도



전단력도

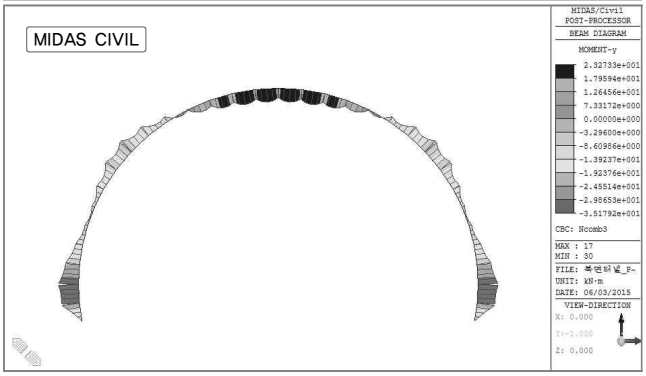


변위도

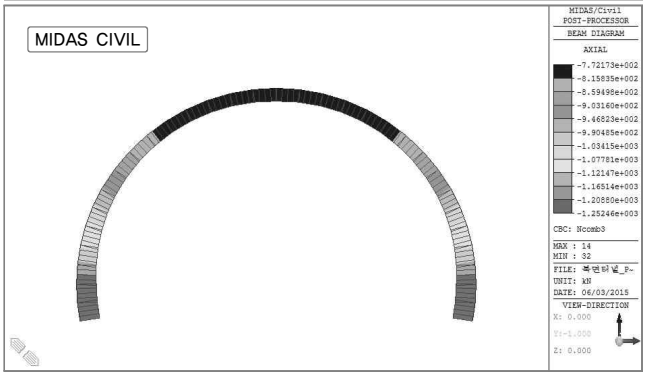


(3) LCB-3

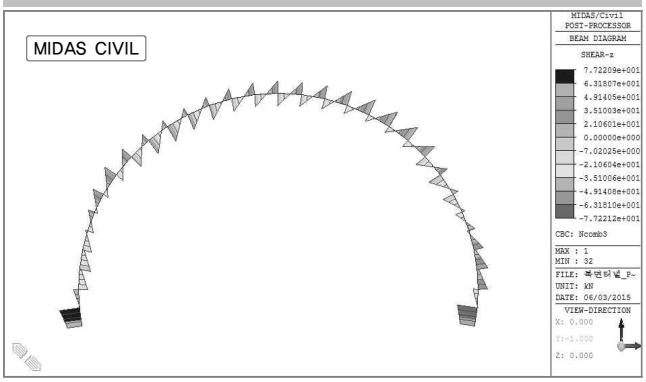
모멘트도



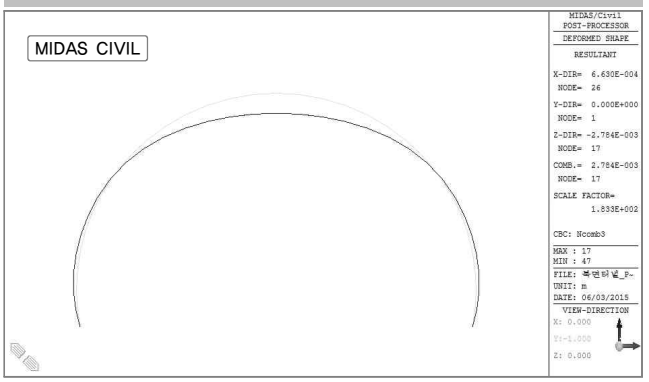
축력도



전단력도

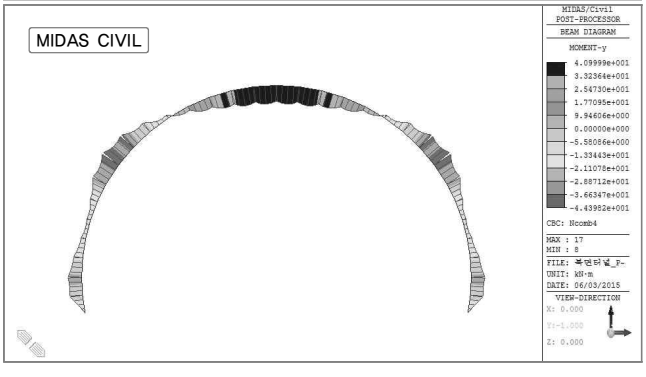


변위도

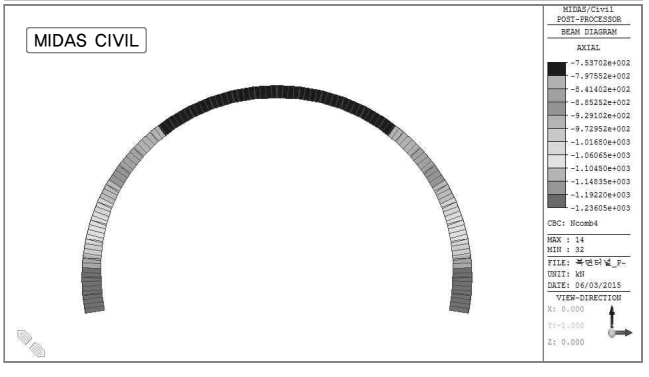


(4) LCB-4

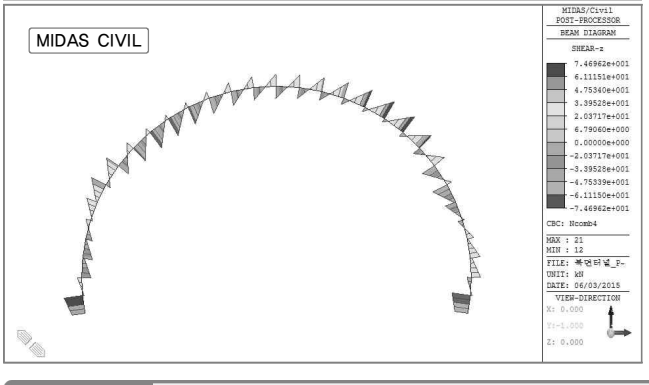
모멘트도



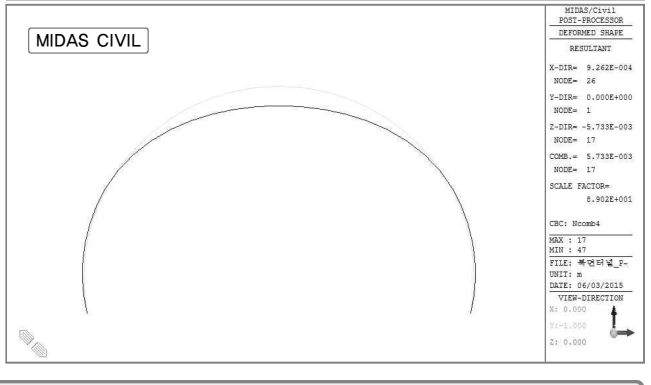
축력도



전단력도



변위도



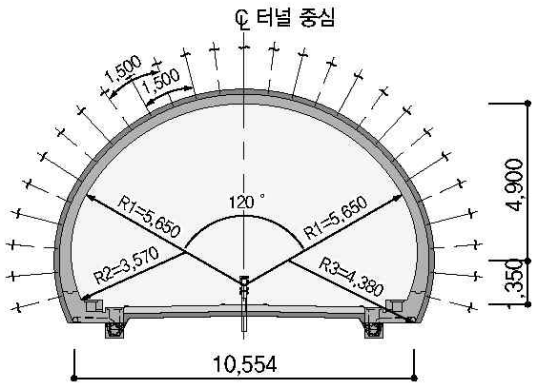
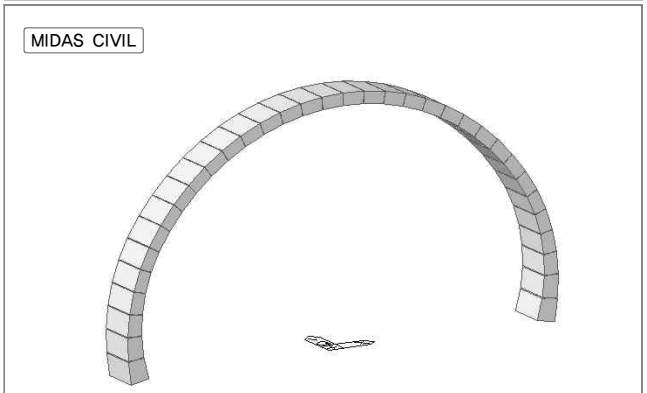
검토결과 • 콘크리트 허용응력 검토결과 모두 허용응력 이내로 무근 콘크리트 라이닝으로 설계

5.4.2 철근 콘크리트 라이닝

◉ P-5-1

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-5에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 V	21.0	80	31.0	0.30	500

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 82,266 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 500,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.30

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 1,885,466 kN/m^3

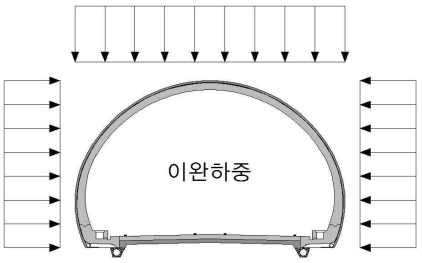
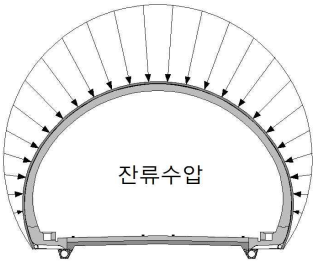
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 500,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 197.86 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 21.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 9.42 m B (터널폭) = 11.64 m H_t (터널높이) =7.21 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 84.80 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.30	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 35.34 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.21 m	
건조수축 하중	–20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	65.55	1,200.96	112.80	8.37	12.0	0.37	0.71	0.38	0.44	O.K
어 깨 부	65.28	1,292.12	116.61	8.66	12.0	0.45	0.71	0.39	0.44	O.K
측 벽 부	100.46	1,830.77	174.49	11.03	12.0	–	0.71	0.53	0.44	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	137.91	2,373.52	149.88	209.31	3,602.38	303.40	O.K
어 깨 부	213.63	2,662.69	157.62	229.93	2,865.86	313.25	O.K
측 벽 부	229.86	2,813.72	284.60	315.13	3,857.52	385.75	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D22	125	D13	150	D13	300	4
어 깨 부	D22	125	D13	150	D13	300	4
측 벽 부	D22	125	D13	150	D13	300	4

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	65.03	125	488.84	O.K
어 깨 부	85.69	125	322.76	O.K
측 벽 부	153.80	125	179.78	O.K

(4) 배력철근 검토

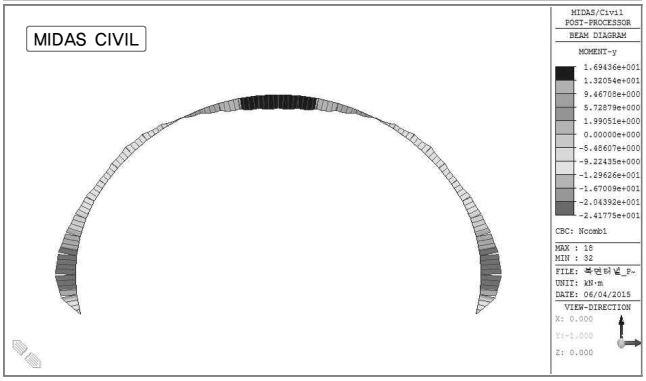
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P–5–1는 주철근 D22@125로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

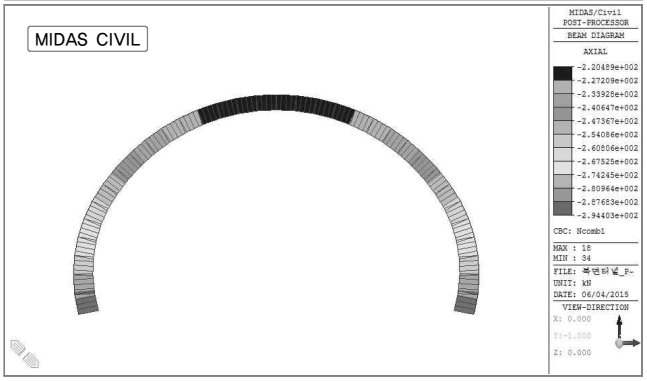
▌해석 결과물

(1) LCB-1

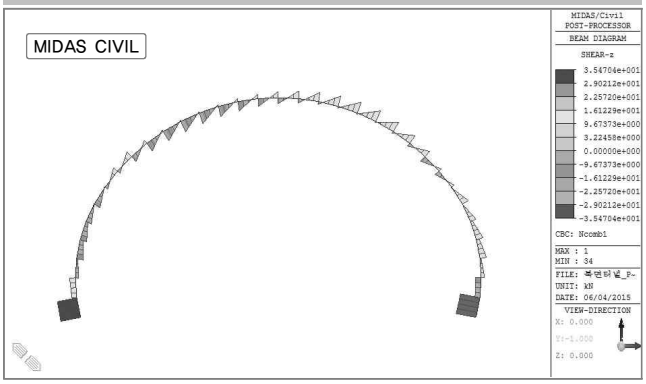
모멘트도



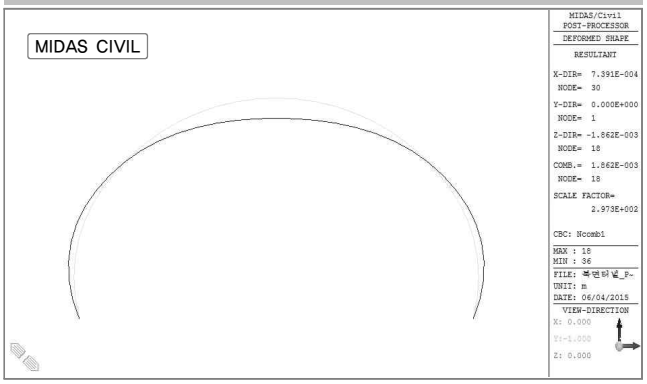
축력도



전단력도

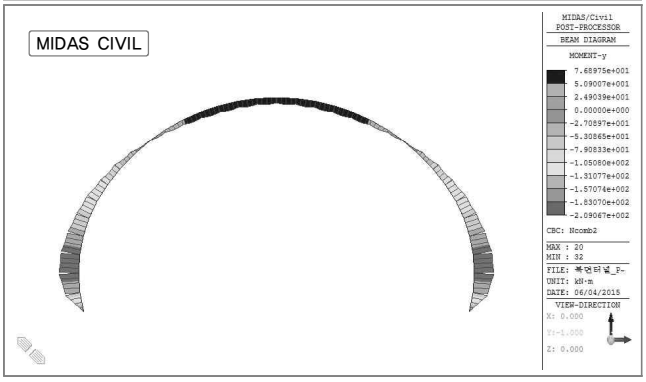


변위도

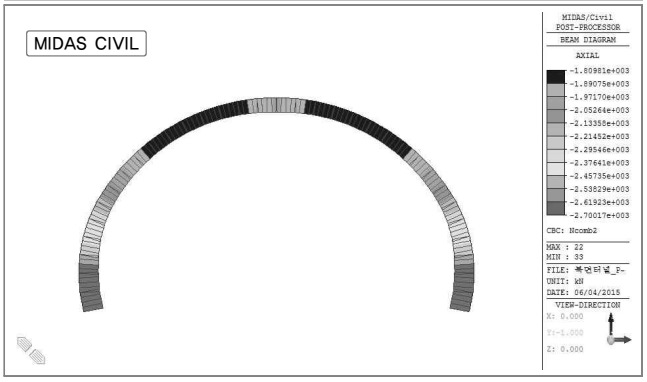


(2) LCB-2

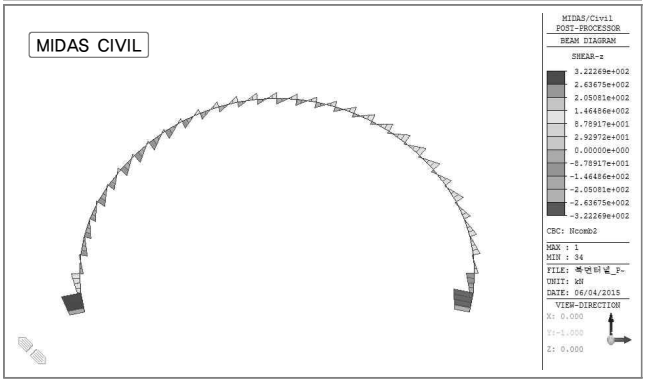
모멘트도



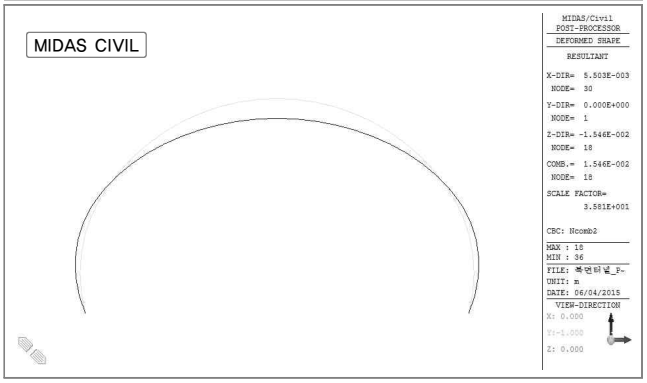
축력도



전단력도

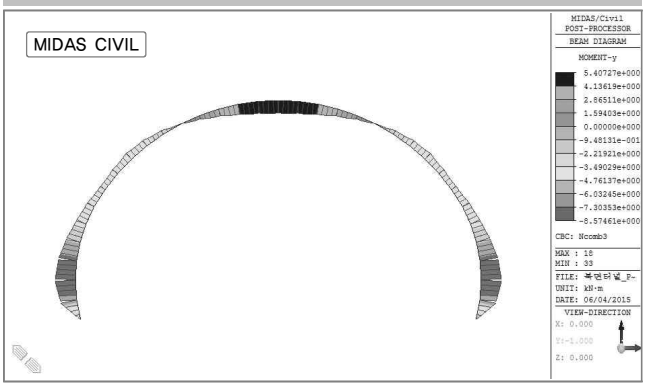


변위도

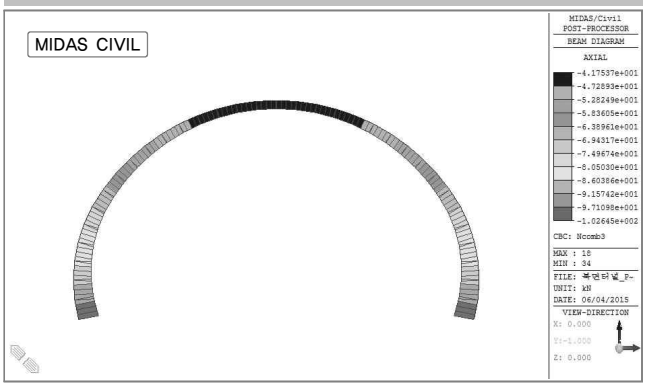


(3) LCB-3

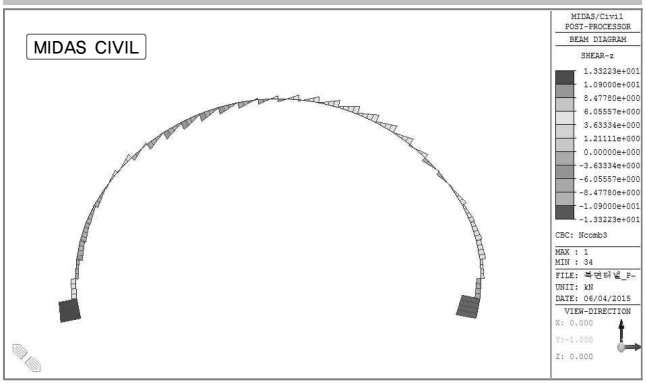
모멘트도



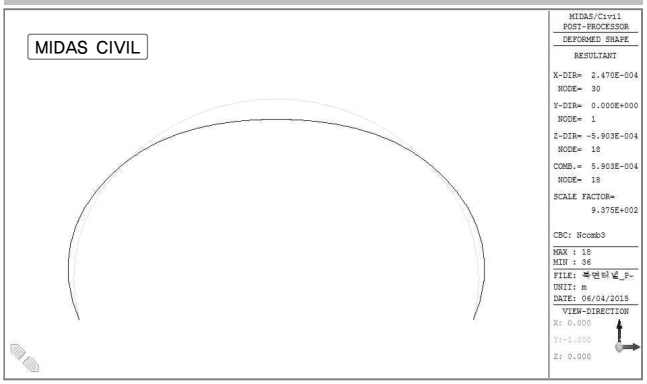
축력도



전단력도

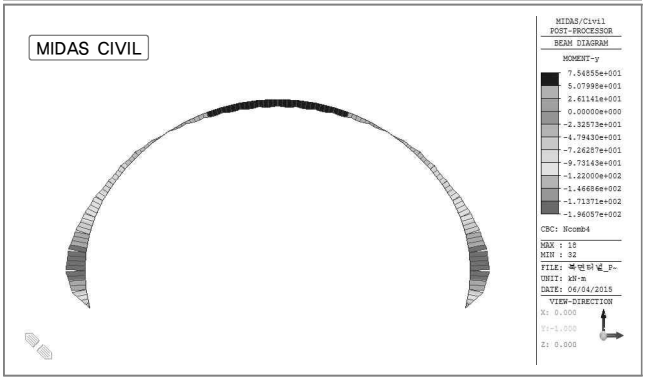


변위도

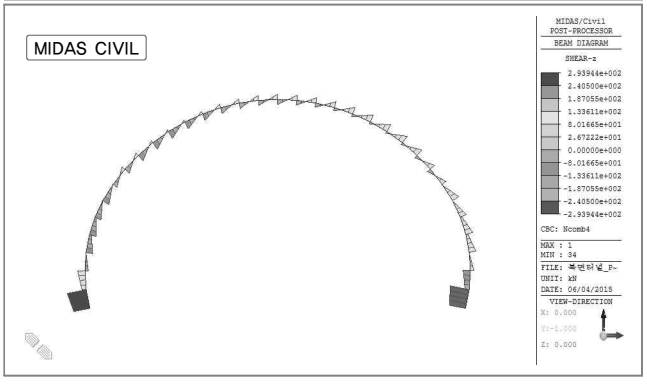


(4) LCB-4

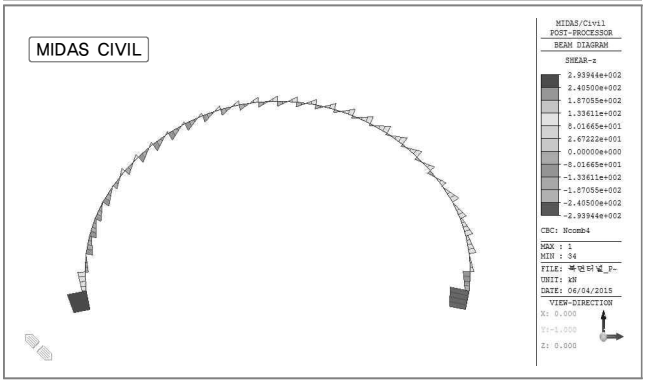
모멘트도



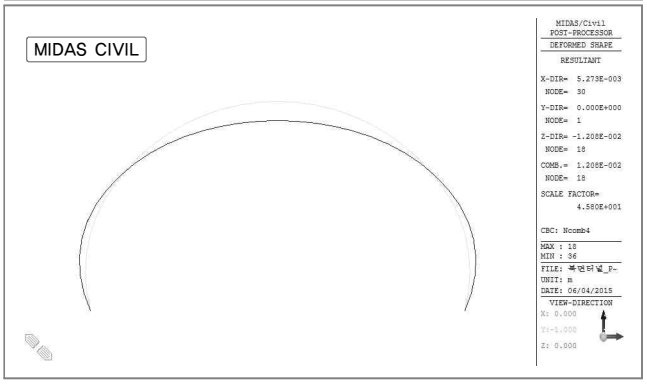
축력도



전단력도

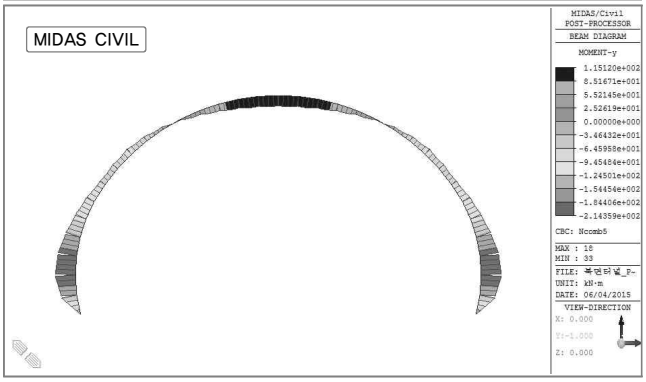


변위도

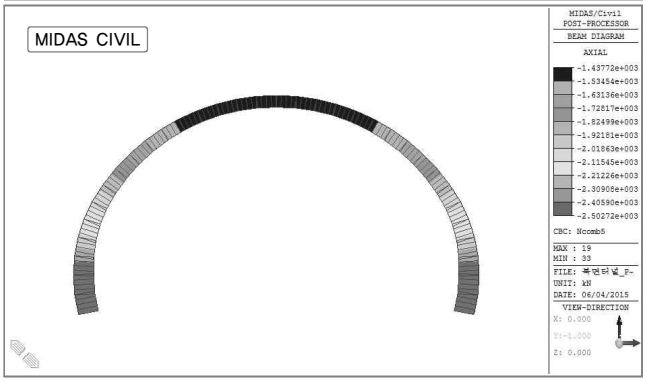


(5) LCB-5

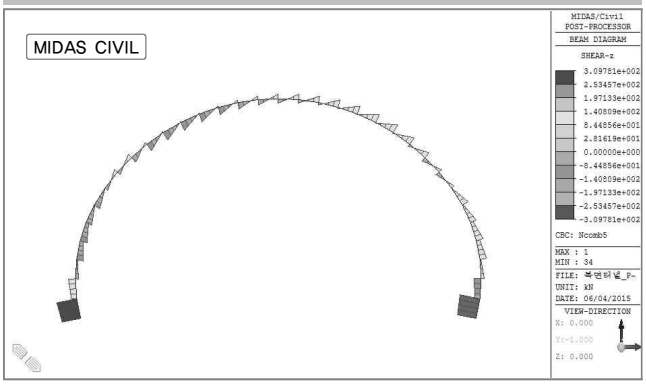
모멘트도



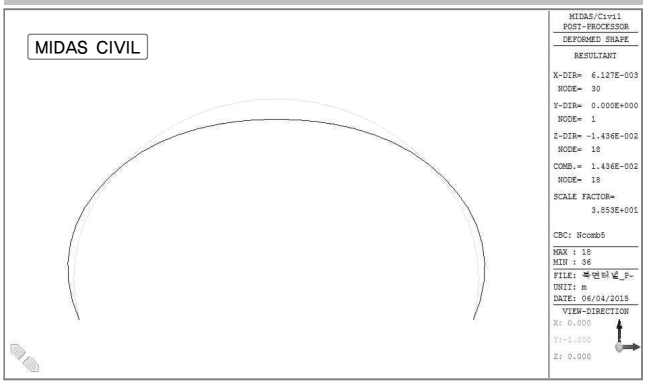
축력도



전단력도



변위도

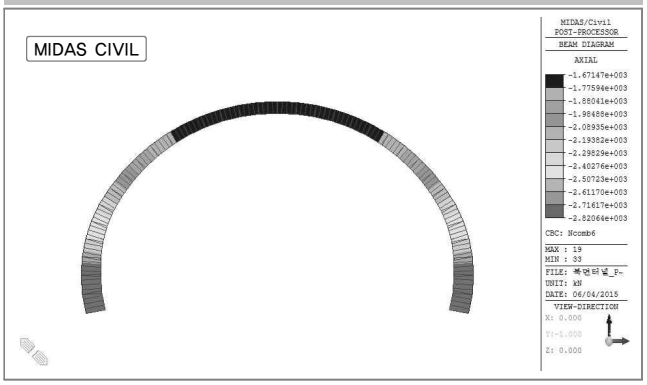


(6) LCB-6

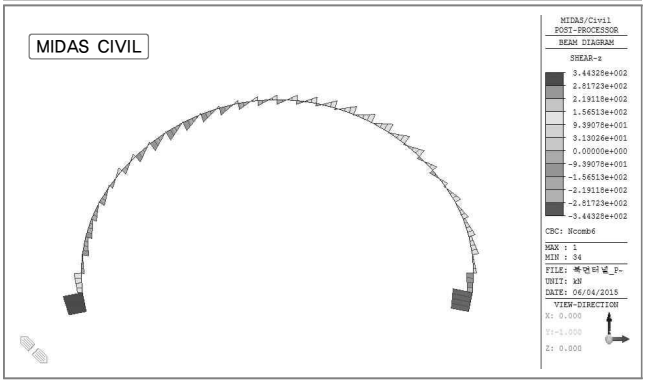
모멘트도



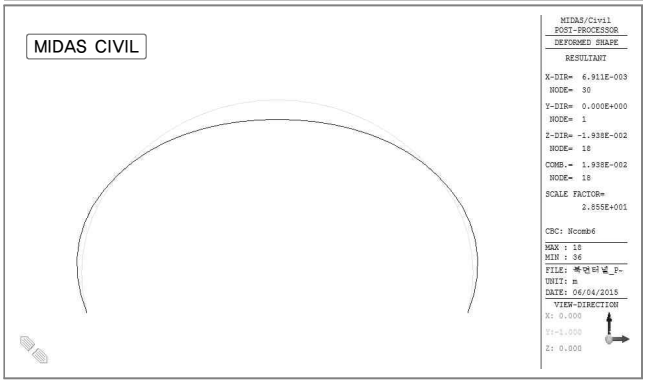
축력도



전단력도

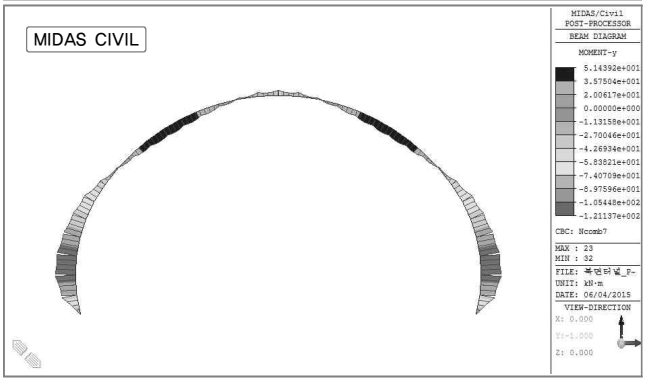


변위도

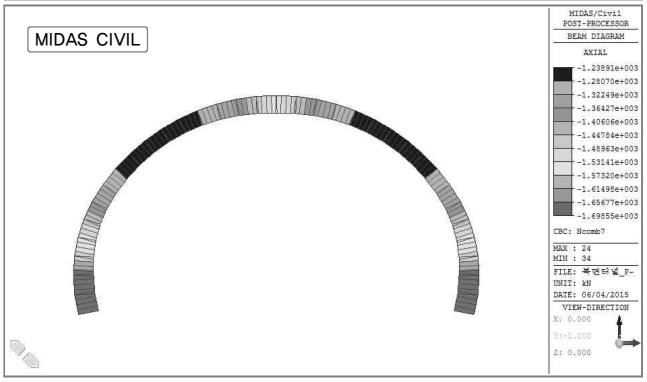


(7) LCB-7

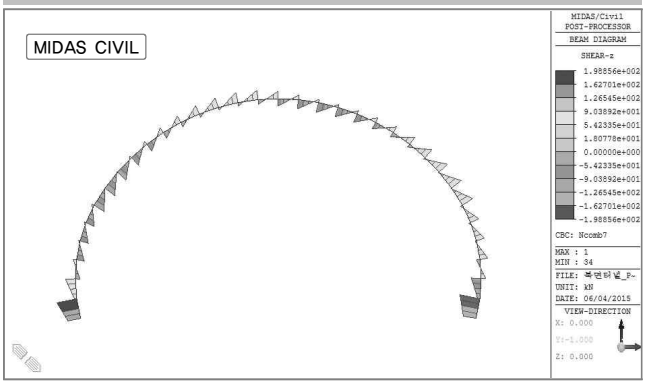
모멘트도



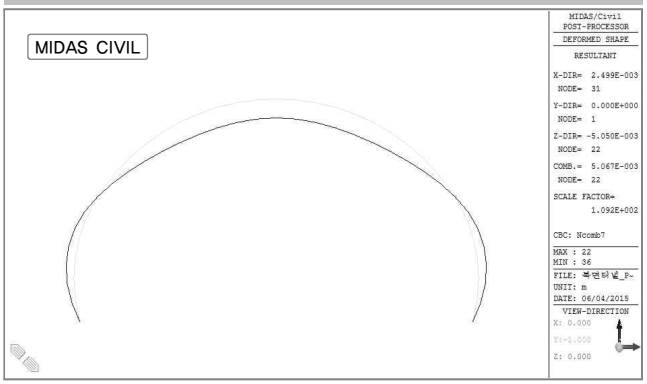
축력도



전단력도

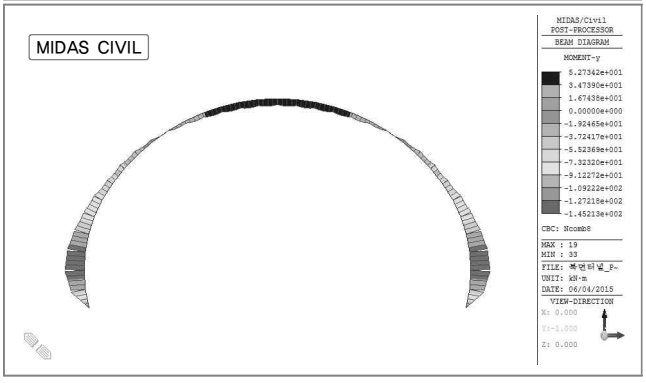


변위도

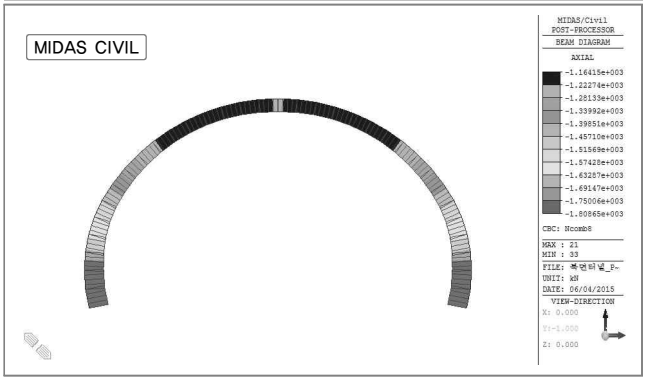


(8) LCB-8

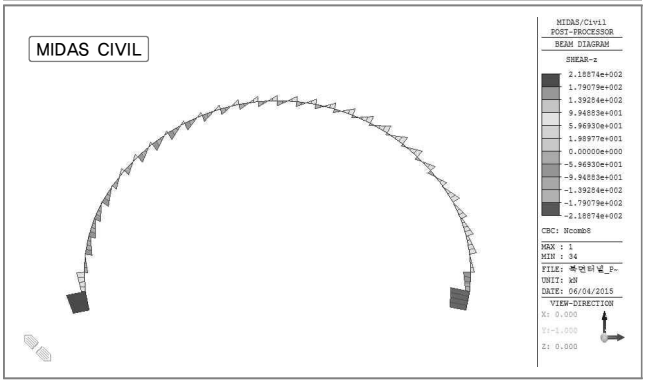
모멘트도



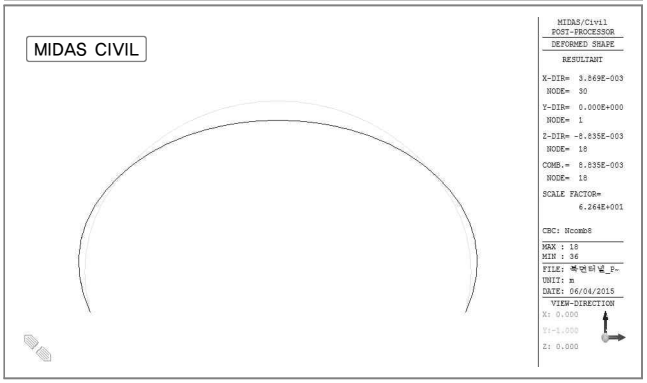
축력도



전단력도

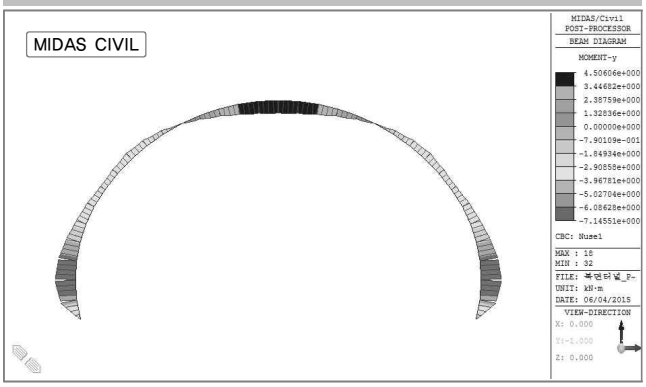


변위도

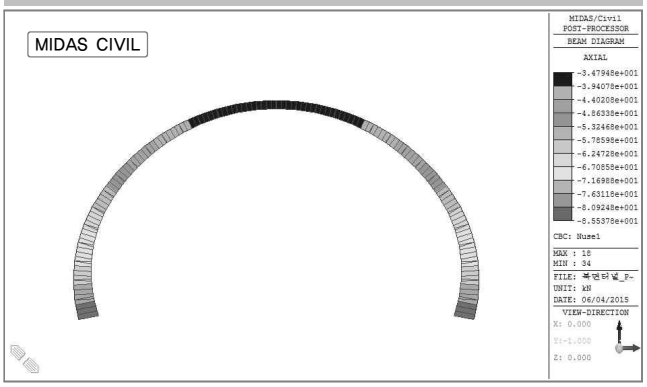


(9) USE-1

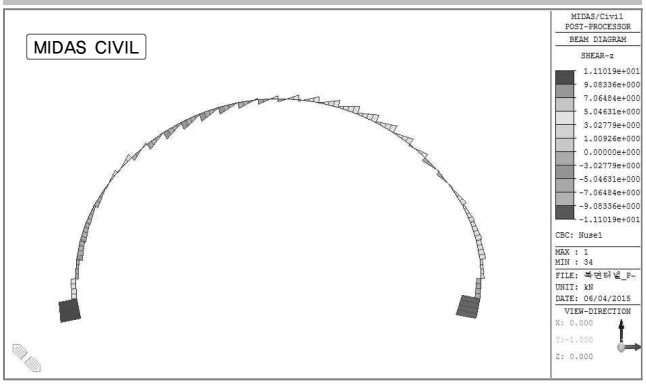
모멘트도



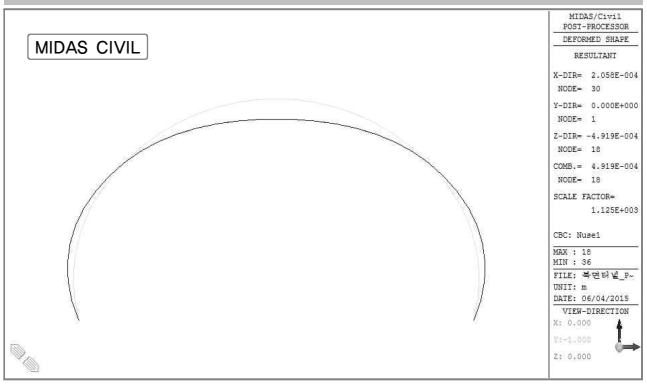
축력도



전단력도

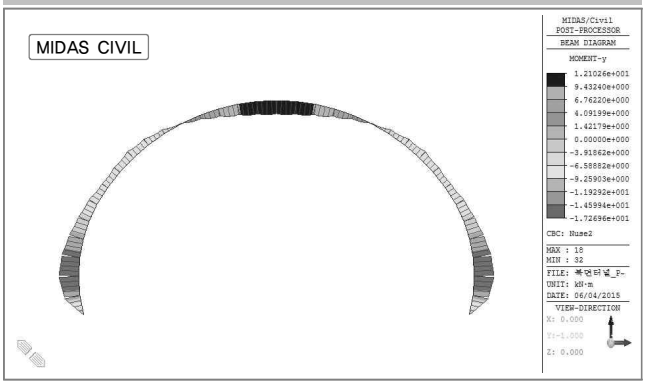


변위도

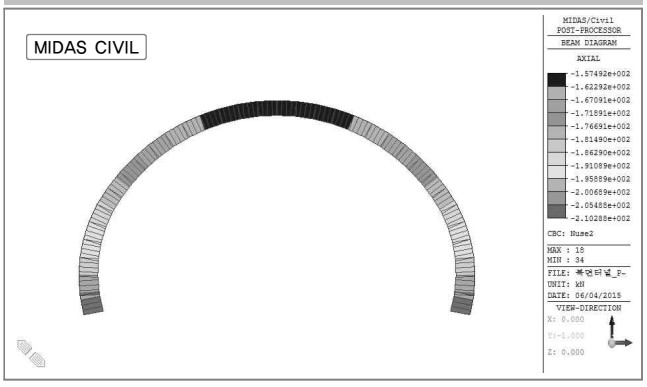


(10) USE-2

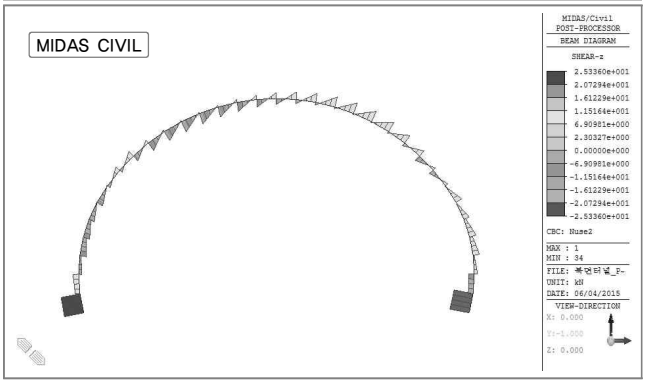
모멘트도



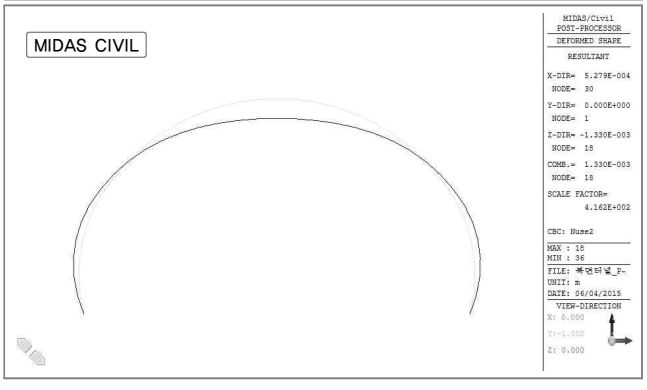
축력도



전단력도

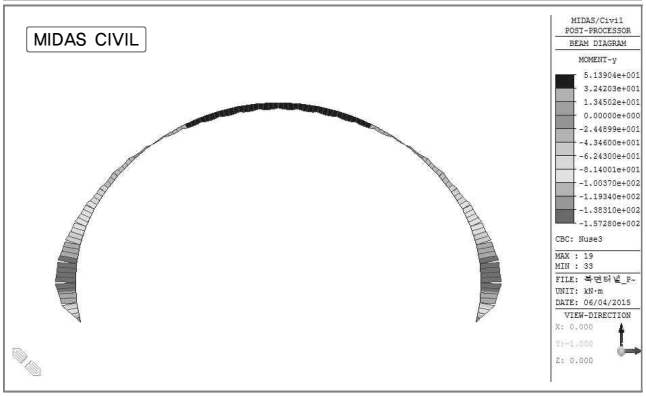


변위도

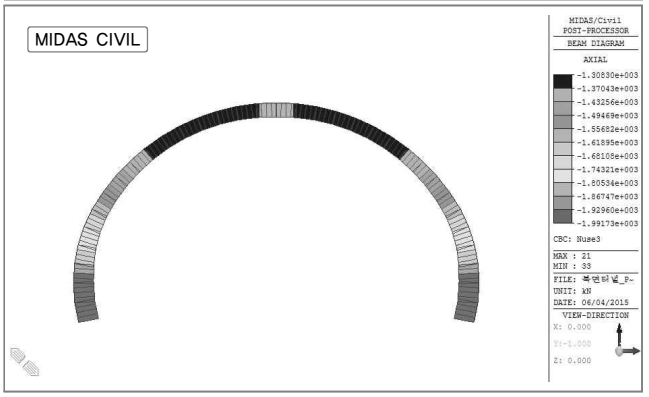


(11) USE-3

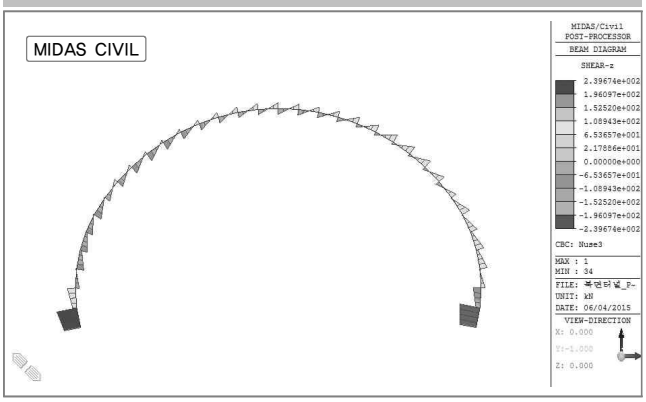
모멘트도



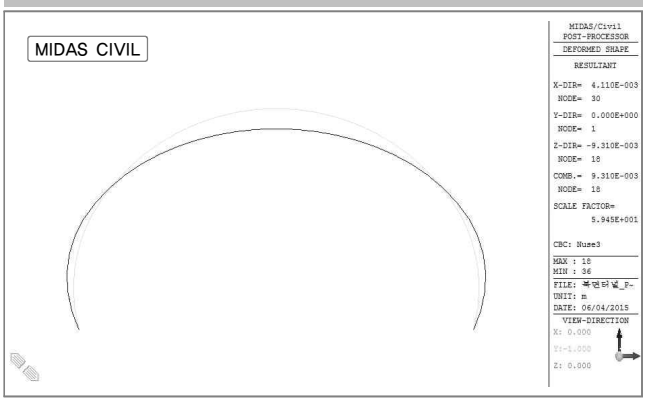
축력도



전단력도

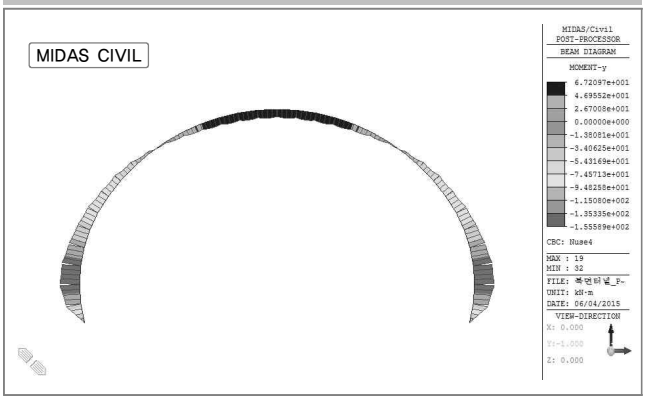


변위도

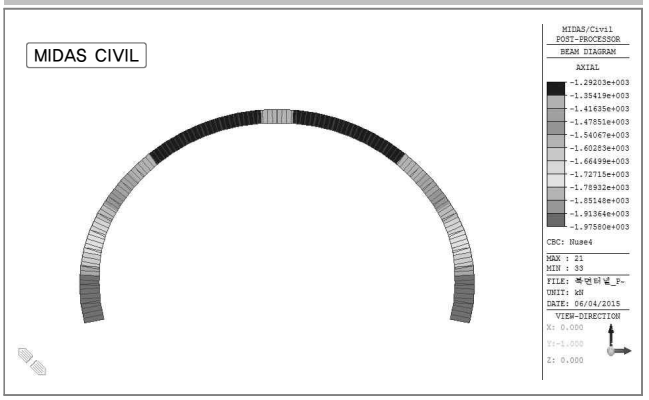


(12) USE-4

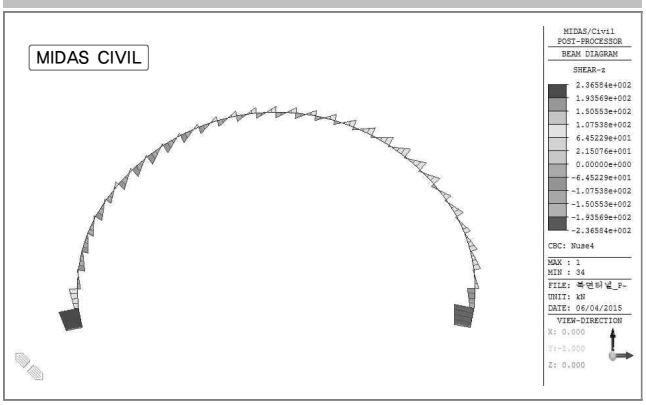
모멘트도



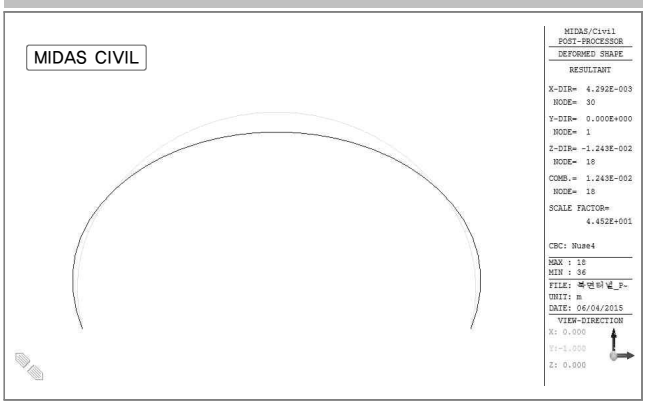
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 137.910 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2373.520 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 58.104 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.836　　a = k1·c = 116.48 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,970,308.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 565,580.9 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,606,849.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 360,734,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 138.379 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.930 mm < e = 58.104 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 219.597 mm로 가정하면.. a = k1·c = 183.583 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -28.95 MPa
εst = -0.0001 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,542,138.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 322,018,300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 58.104 mm ≒ e = 58.104 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00014
εt = -0.00014 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3602.389 KN ≥ Pu = 2373.520 KN ∴O.K
ØMn = 209.312 KN·m ≥ Mu = 137.910 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 149.880 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 223.958 KN
Øv·Vc = 223.958 KN ≥ Vu = 149.880 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 213.630 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2662.690 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 80.231 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 116.48 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,970,308.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 565,580.9 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,606,849.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 360,734,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 138.379 mm
e < eb ------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.930 mm < e = 80.231 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 180.817 mm로 가정하면.. a = k1·c = 151.163 mm
fsc = 298.04 MPa, fst = 93.52 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 4,409,022.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 353,740,500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 80.231 mm ≒ e = 80.231 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00047
εt = 0.00047 ≤ εy = 0.0015 ------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2865.864 KN ≥ Pu = 2662.690 KN ∴O.K
ØMn = 229.931 KN·m ≥ Mu = 213.630 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 157.620 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 233.809 KN
Øv·Vc = 233.809 KN ≥ Vu = 157.620 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 229.860 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2813.720 KN
단면의 두께 H = 357.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 266.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 81.693 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 177.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 148.25 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 9,103,500.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 178.50 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,780,393.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 825,623.3 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 292.11 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,676,976.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 548,110,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 149.066 mm
e < eb ------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 33.137 mm < e = 81.693 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 245.709 mm로 가정하면.. a = k1·c = 205.413 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 49.55 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,934,653.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 484,816,400.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 81.692 mm ≒ e = 81.693 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00025
εt = 0.00025 ≤ εy = 0.0015 ------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3857.524 KN ≥ Pu = 2813.720 KN ∴O.K
ØMn = 315.131 KN·m ≥ Mu = 229.860 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 284.600 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 284.644 KN
Øv·Vc = 284.644 KN ≥ Vu = 284.600 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 65.030 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 65.030 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.363 (j = 0.879)
x = k·d = 75.950 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.323 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 114.322 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 114.322 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 488.84 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 488.84 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 85.690 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 85.690 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.363 (j = 0.879)
x = k·d = 75.950 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.285 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 150.642 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 150.642 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 322.76 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 322.76 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 153.800 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 269.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

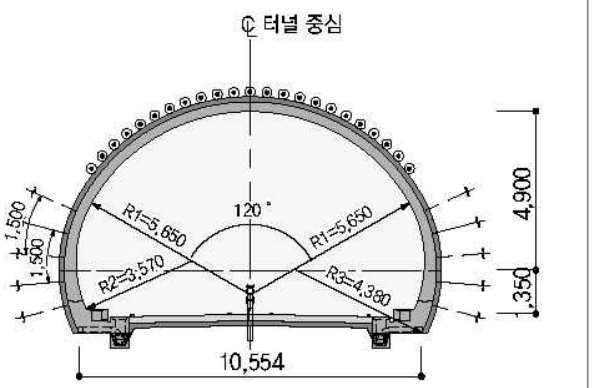
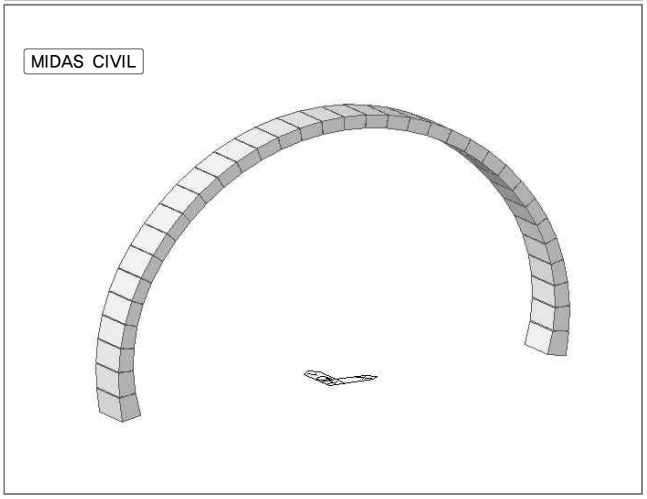
▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 153.800 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.01151
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.329 (j = 0.890)
x = k·d = 88.470 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 14.517 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 207.357 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 207.357 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 179.78 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 179.78 mm ..... ∴ O.K

◉ P-6-1

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-6-1에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 Ⅳ	23.0	300	35.0	0.27	2,000

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R} = 336{,}838\ kN/m^3$

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 2,000,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675 m

ν (포아송비) = 0.27

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 7,541,863 kN/m^3

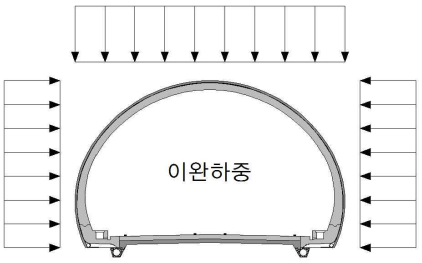
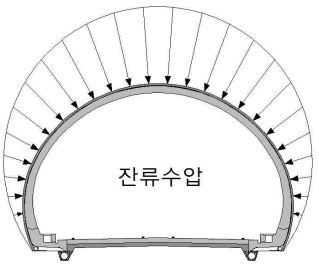
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 2,000,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 260.45 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 23.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 11.306 m B (터널폭) = 11.64m H_t (터널높이) = 7.21m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 96.18 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.27	
잔류수압	• 잔류수압(P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 23.56 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.21 m	
건조수축 하중	–20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	47.07	1,560.38	111.60	8.34	12.0	–	0.71	0.37	0.44	O.K
어 깨 부	58.15	1,789.66	115.28	9.84	12.0	–	0.71	0.38	0.44	O.K
측 벽 부	84.64	2,339.37	175.55	10.42	12.0	–	0.71	0.49	0.44	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	95.92	2,314.02	159.41	166.01	4,004.84	290.13	O.K
어 깨 부	80.06	3,139.84	167.74	126.58	4,523.27	318.47	O.K
측 벽 부	122.91	3,331.94	307.60	192.80	5,226.46	393.23	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33
어 깨 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33
측 벽 부	D19	150	D13	150	D13	300	3.33

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	47.07	150	405.72	O.K
어 깨 부	58.15	150	290.31	O.K
측 벽 부	84.64	150	237.62	O.K

(4) 배력철근 검토

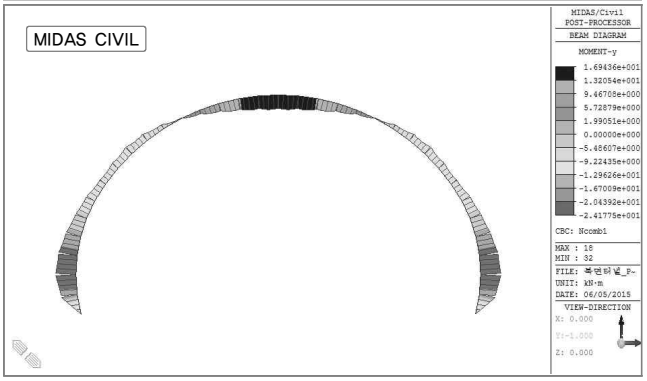
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-6-1은 주철근 D19@150로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

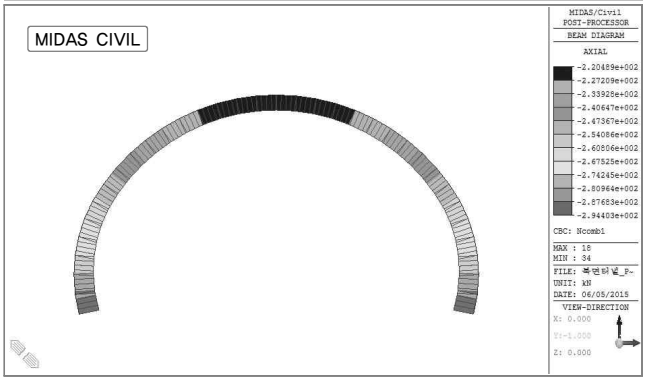
▌해석 결과물

(1) LCB-1

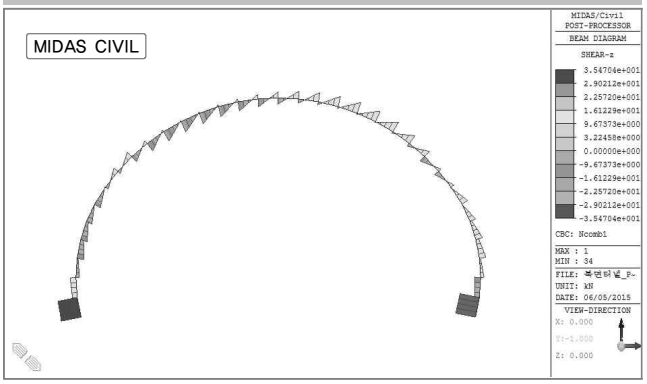
모멘트도



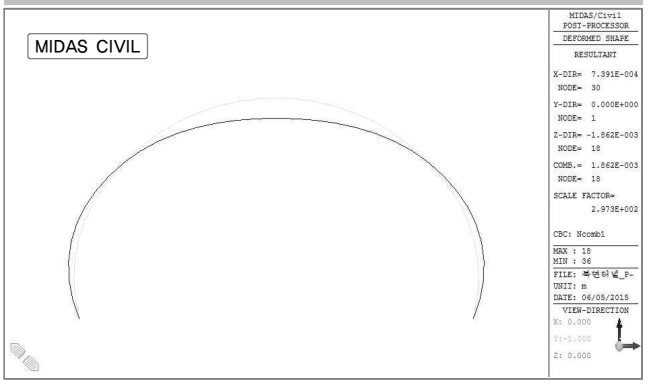
축력도



전단력도

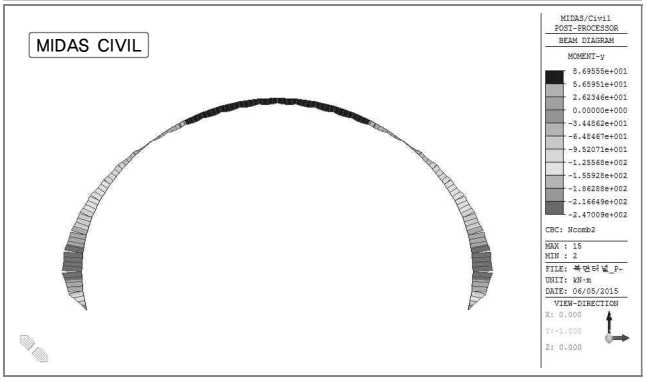


변위도

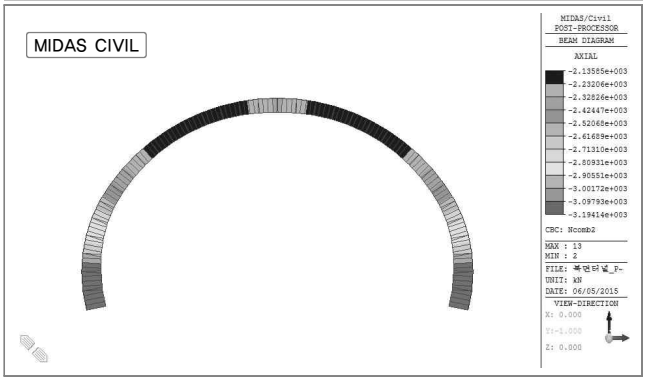


(2) LCB-2

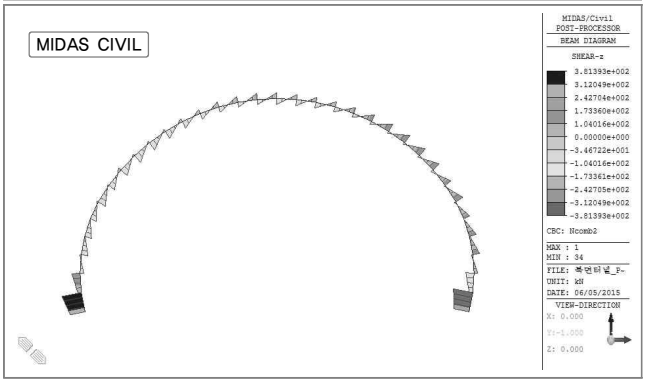
모멘트도



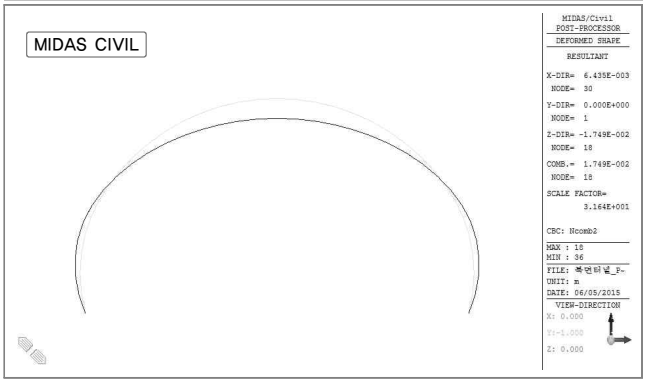
축력도



전단력도

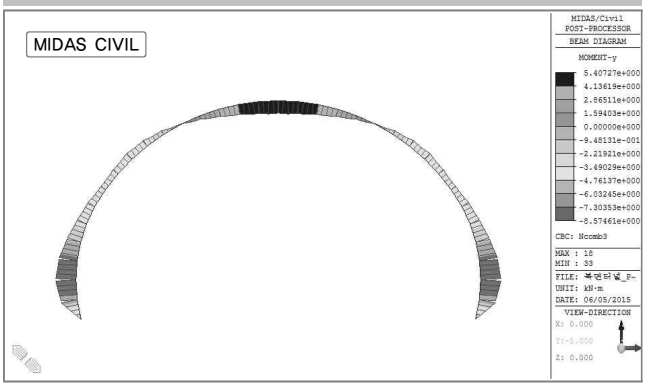


변위도

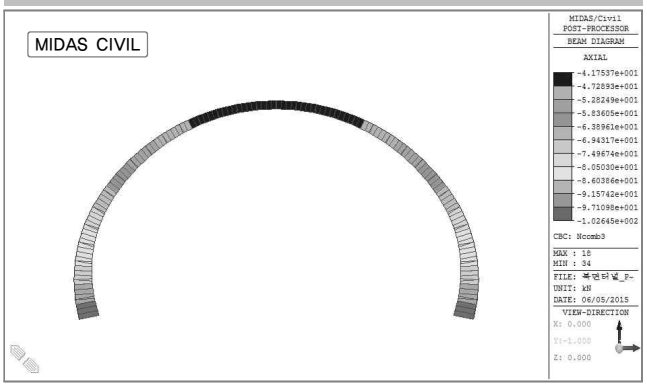


(3) LCB-3

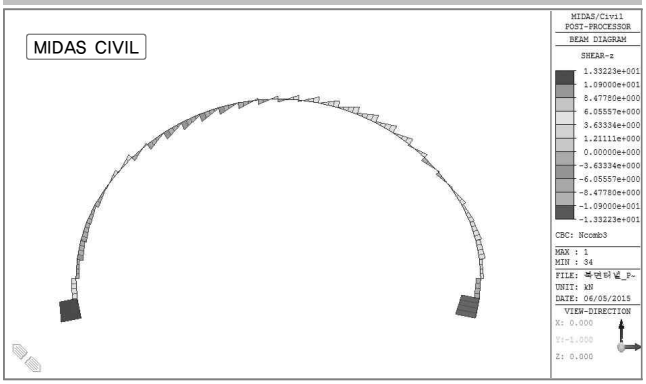
모멘트도



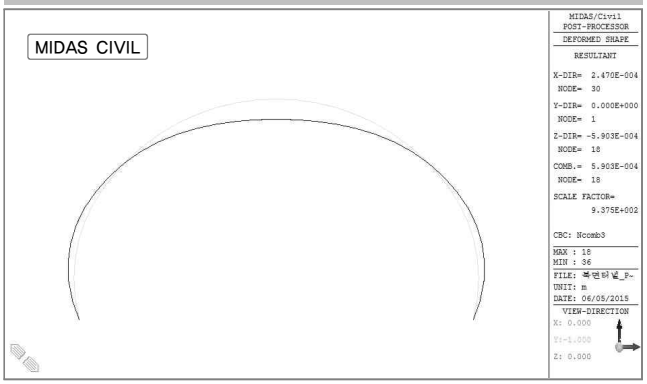
축력도



전단력도

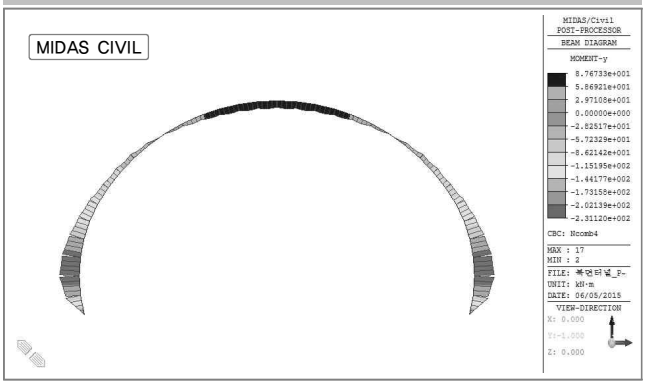


변위도

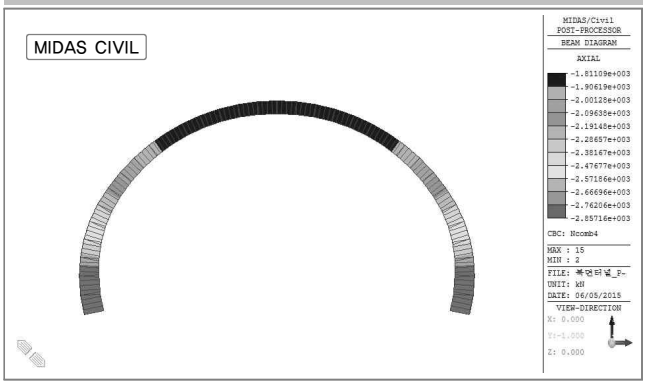


(4) LCB-4

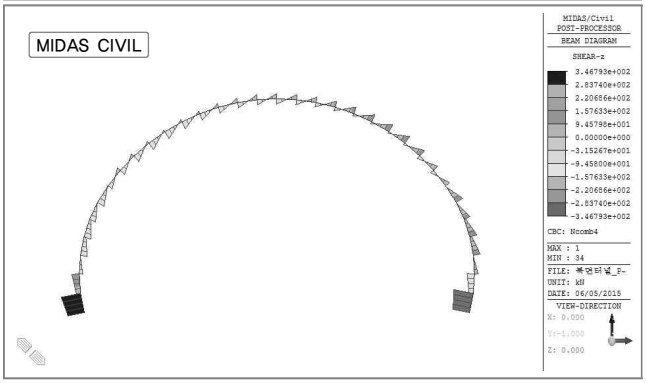
모멘트도



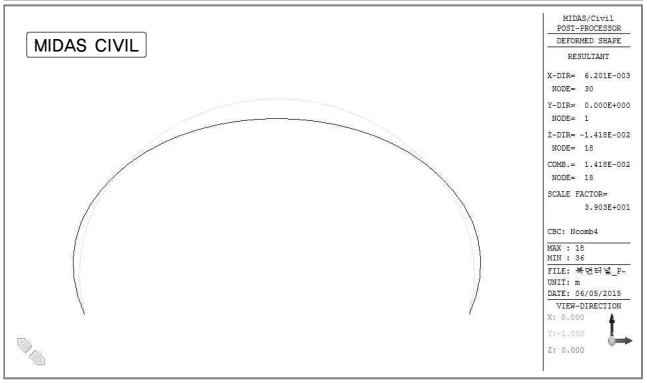
축력도



전단력도



변위도

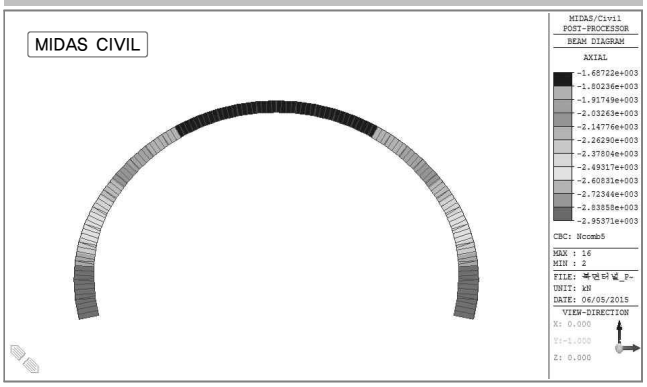


(5) LCB-5

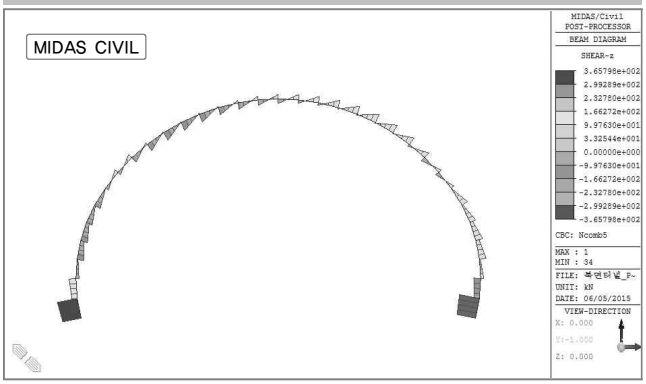
모멘트도



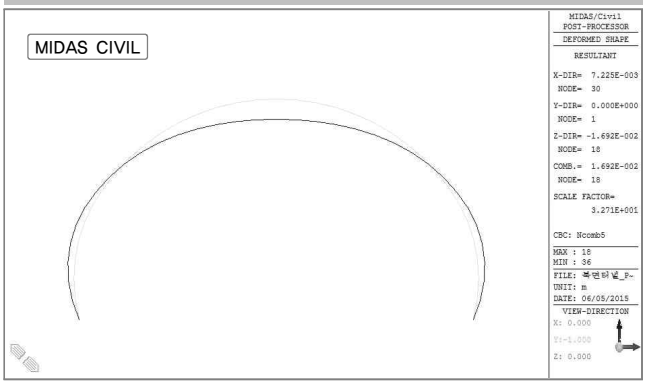
축력도



전단력도

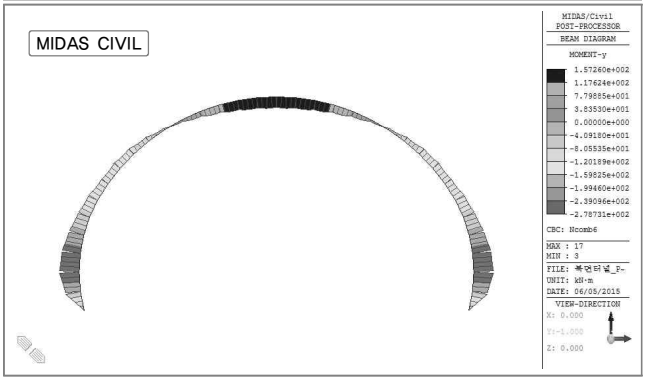


변위도

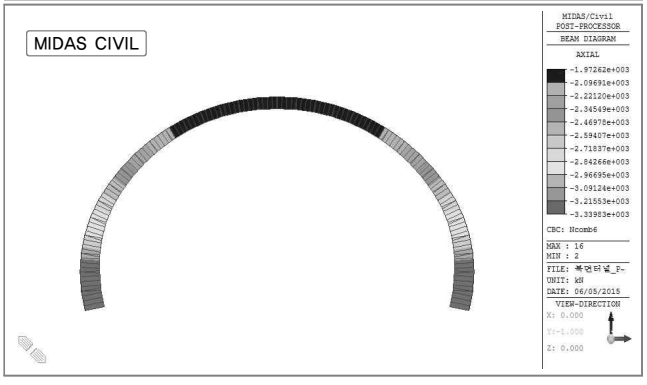


(6) LCB-6

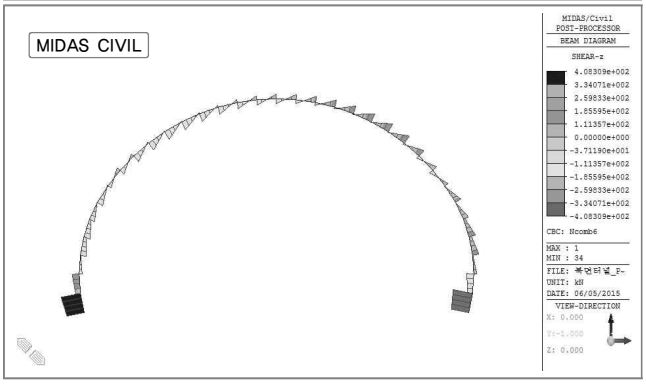
모멘트도



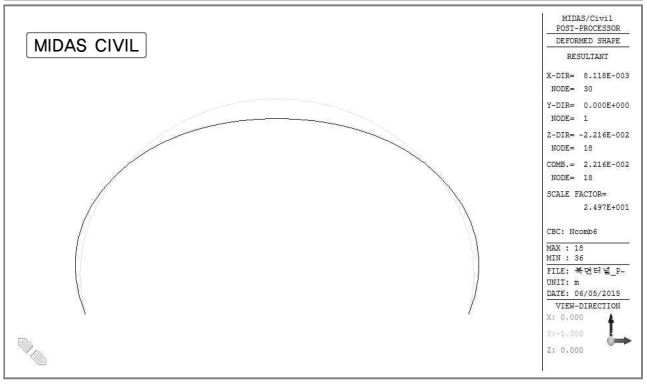
축력도



전단력도

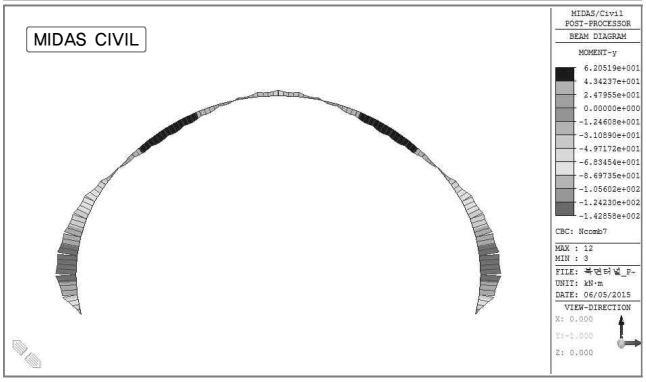


변위도

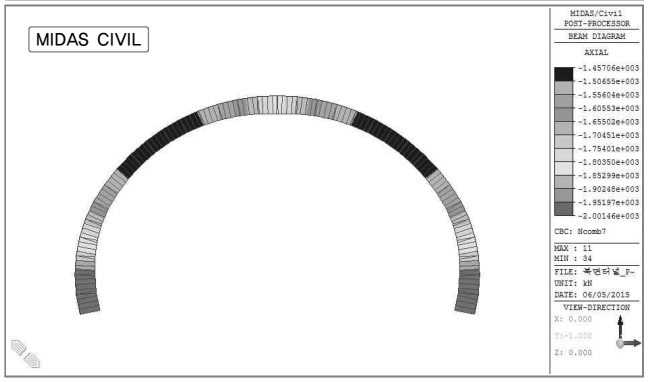


(7) LCB-7

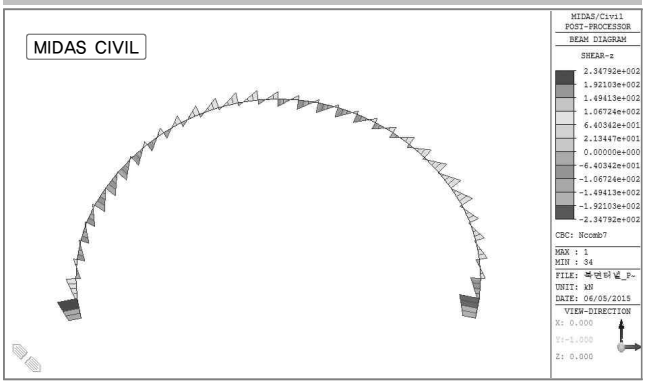
모멘트도



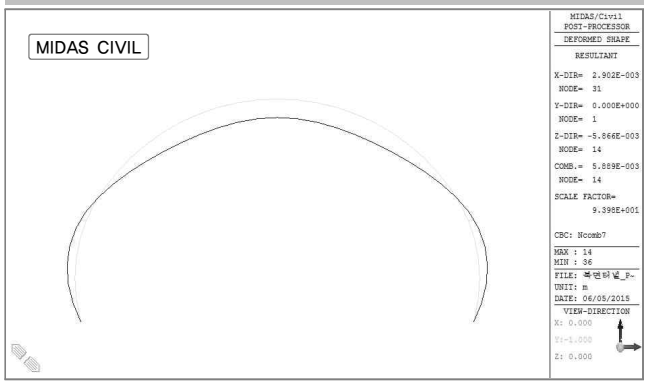
축력도



전단력도

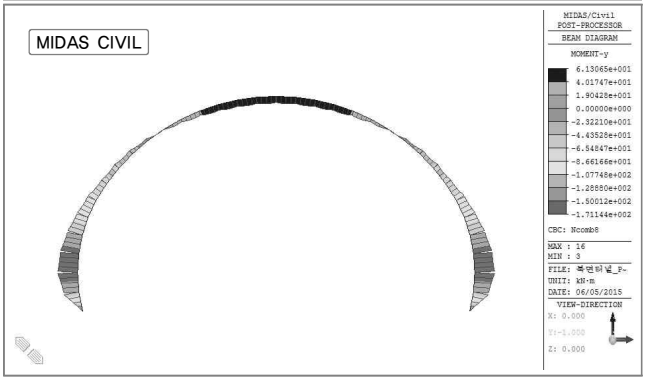


변위도

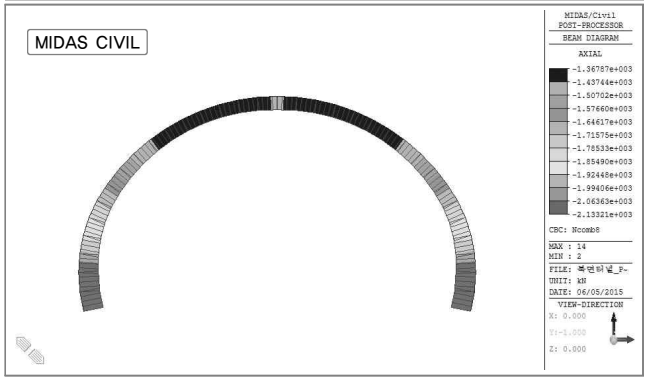


(8) LCB-8

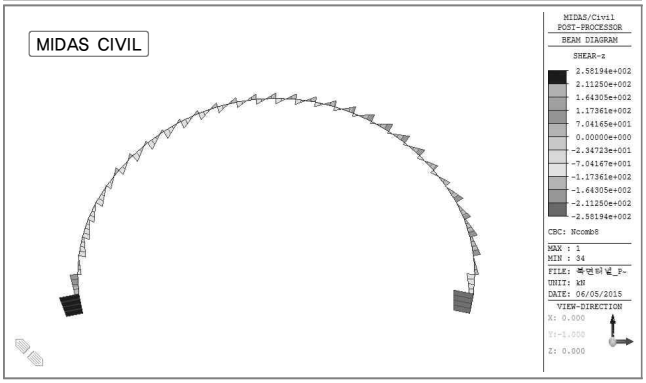
모멘트도



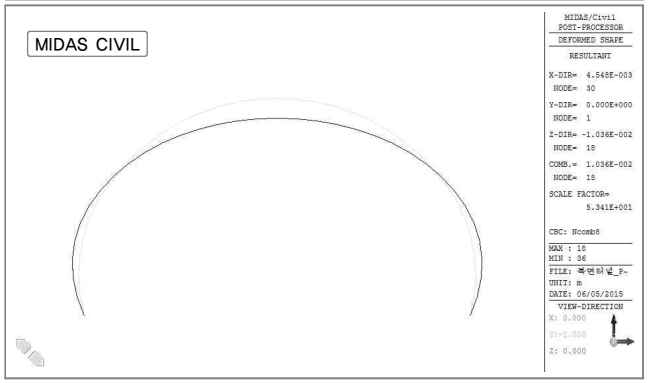
축력도



전단력도

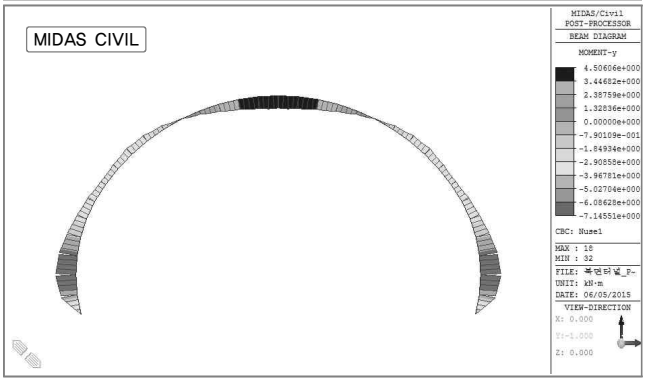


변위도

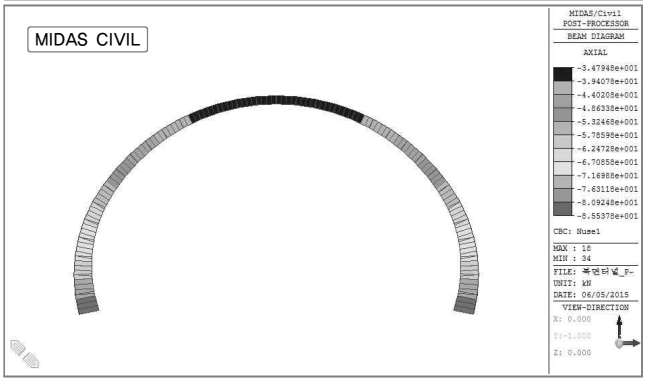


(9) USE-1

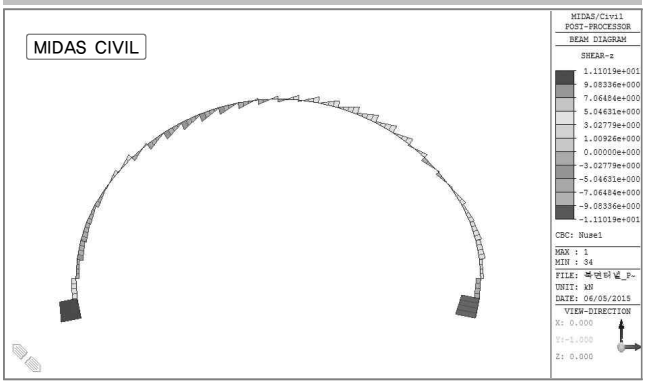
모멘트도



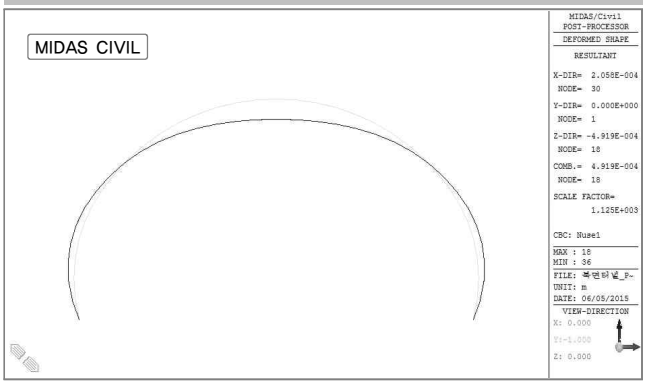
축력도



전단력도

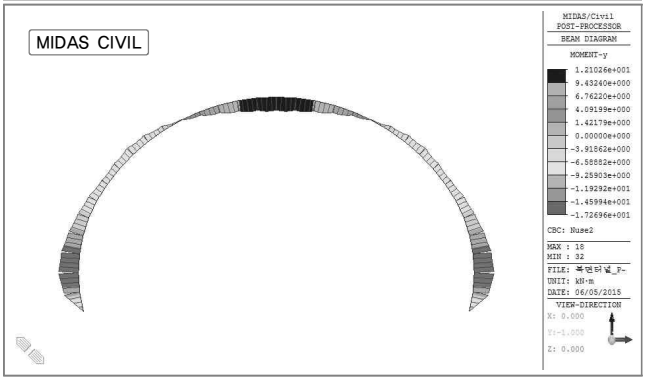


변위도

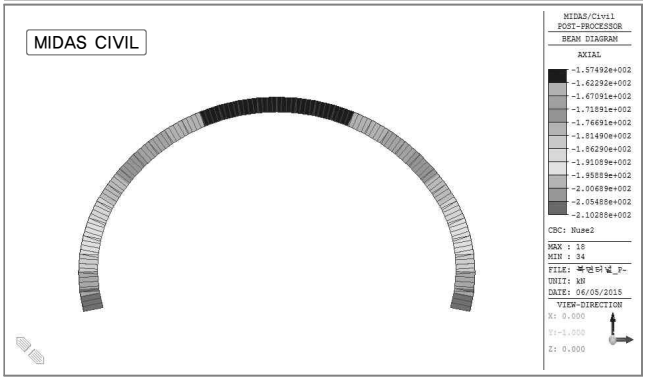


(10) USE-2

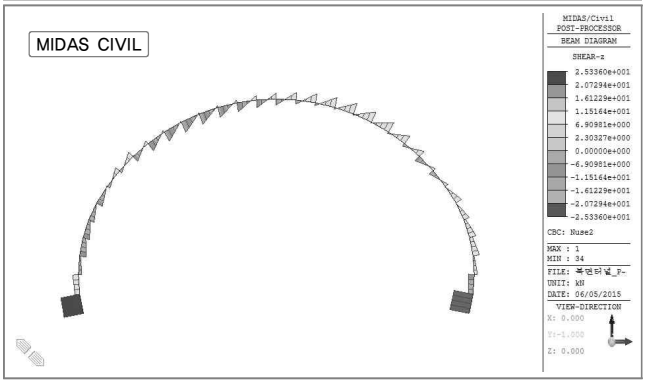
모멘트도



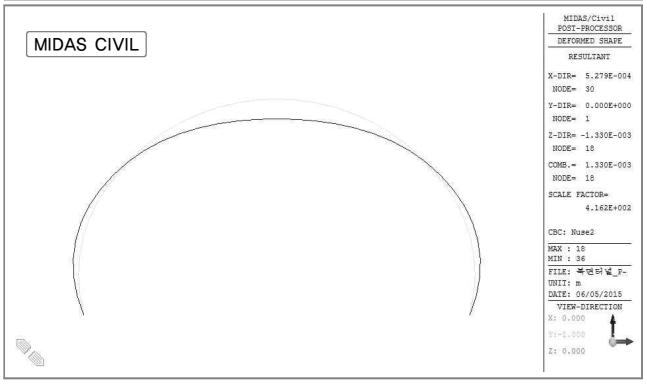
축력도



전단력도

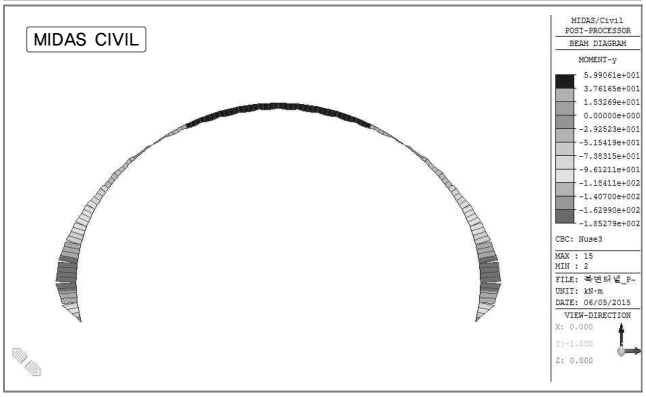


변위도

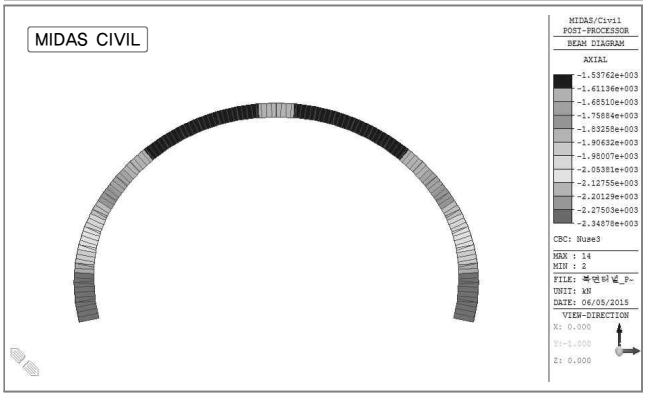


(11) USE-3

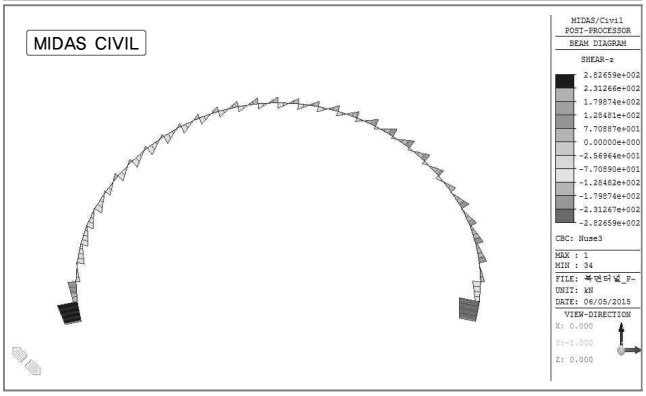
모멘트도



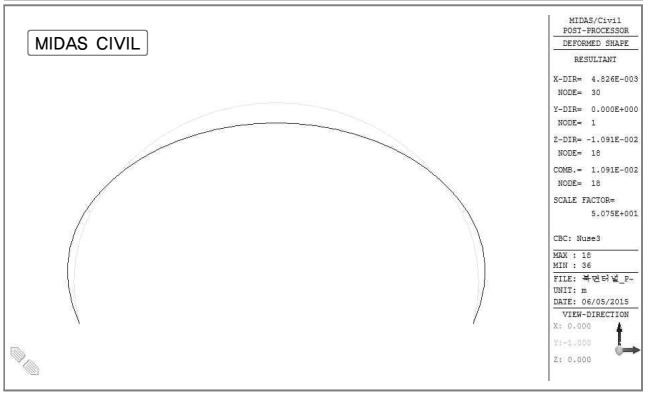
축력도



전단력도

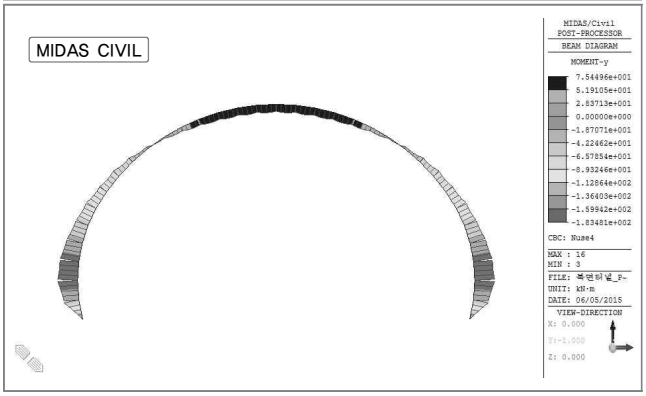


변위도

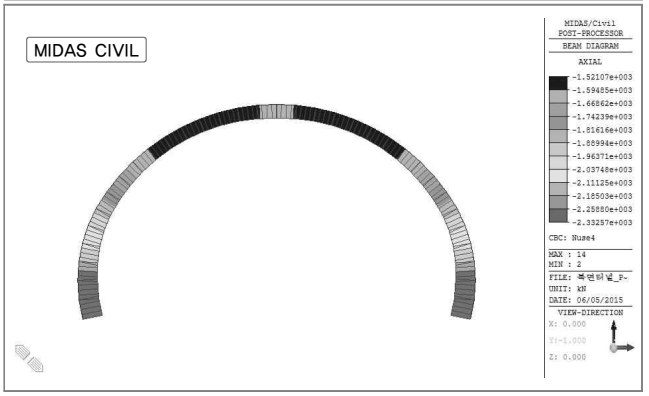


(12) USE-4

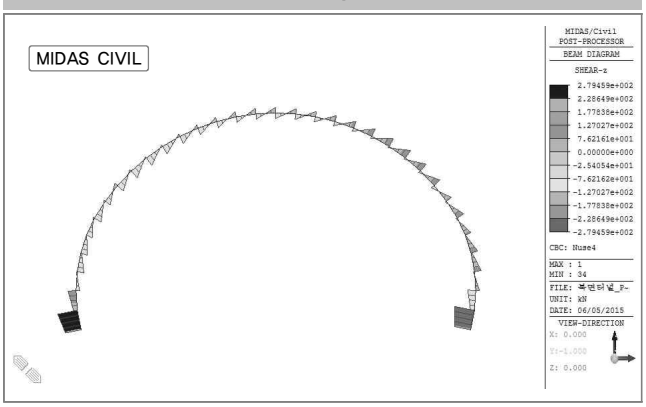
모멘트도



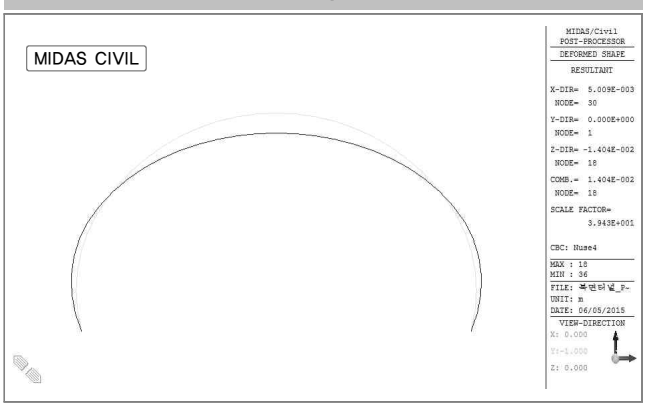
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 95.920 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2314.020 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm　　피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 41.452 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.836　　a = k1·c = 117.32 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,991,626.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 366,413.8 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573,000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,785,040.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 330,091,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 118.523 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.985 mm < e = 41.452 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 256.985 mm로 가정하면.. a = k1·c = 214.840 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -108.53 MPa
εst = -0.0005 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6,161,300.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 255,396,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 41.452 mm ≒ e = 41.452 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00054
εt = -0.00054 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4004.844 KN ≥ Pu = 2314.020 KN ∴O.K
ØMn = 166.008 KN·m ≥ Mu = 95.920 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 159.410 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 223.523 KN
Øv·Vc = 223.523 KN ≥ Vu = 159.410 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 80.060 KN·m 극 한 축 력 Pu = 3139.840 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 25.498 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 140.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 117.32 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,650,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,991,626.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 366,413.8 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 217.34 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573,000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,785,040.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 330,091,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 118.523 mm
e < eb ------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.985 mm ≥e = 25.498 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag - As) + fy·As = 8698590.0 N
Mn = Pn · e_min = 243428300.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 4523.267 KN ≥ Pu = 3139.840 KN ∴O.K
ØMn = 126.583 KN·m ≥ Mu = 80.060 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 167.740 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 251.861 KN
Øv·Vc = 251.861 KN ≥ Vu = 167.740 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 122.910 KN·m 극 한 축 력 Pu = 3331.940 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm
작 용 편 심 e = 36.888 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 90mm) : D 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 180.333 mm
k1 = 0.836 a = k1·c = 150.76 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 9,180,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,844,347.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 524,295.0 N
(εsc > εy —> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 573,000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,795,642.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 501,503,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 132.126 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.379 mm < e = 36.888 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 343.452 mm로 가정하면.. a = k1·c = 287.126 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -127.44 MPa
εst = -0.0006 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 8,040,715.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 296,609,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 36.888 mm ≒ e = 36.888 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00064
εt = -0.00064 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 5226.464 KN ≥ Pu = 3331.940 KN ∴O.K
ØMn = 192.796 KN·m ≥ Mu = 122.910 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 307.600 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 307.633 KN
Øv·Vc = 307.633 KN ≥ Vu = 307.600 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 47.070 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 47.070 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00907
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.299 (j = 0.900)
x = k·d = 62.837 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.904 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 130.010 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 130.010 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 405.72 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 405.72 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 58.150 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 210.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 58.150 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00907
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.299 (j = 0.900)
x = k·d = 62.837 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.764 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 160.614 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 160.614 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 290.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 290.31 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 30.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 84.640 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.500 mm 피 복 두 께 Dc = 89.500 mm

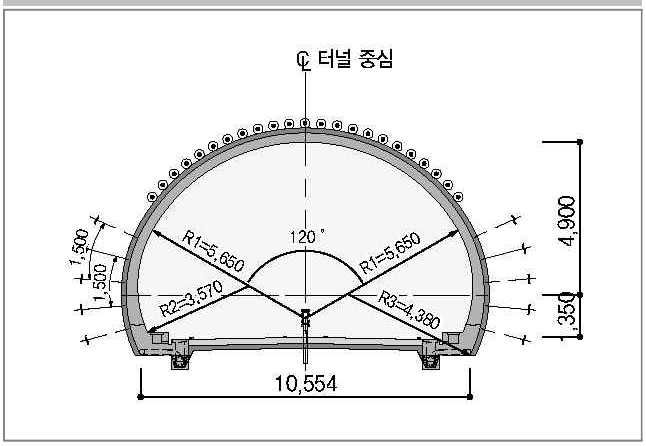
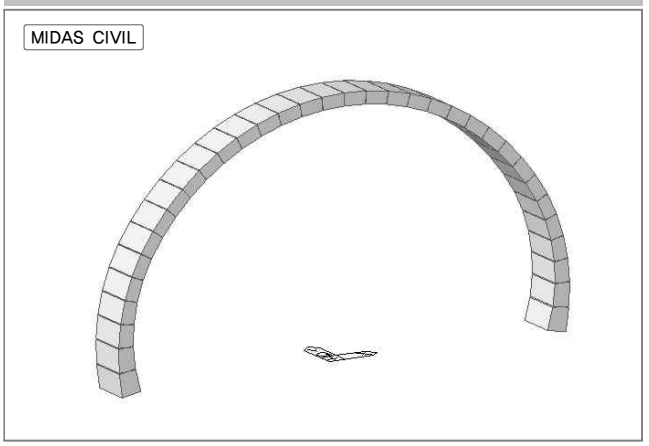
▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 84.640 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D19 @ 150.00 mm (Dc = 89.50 mm)
= 1910.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00706
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.269 (j = 0.910)
x = k·d = 72.723 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.452 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 179.949 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 179.949 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 237.62 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 237.62 mm ..... ∴ O.K

◉ P-6-4(인공지반)

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-6-4에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
인공지반	23.5	–	–	0.18	24,850

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 4,504,421 kN/m^3

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 24,850,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.18

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 97,774,768 kN/m^3

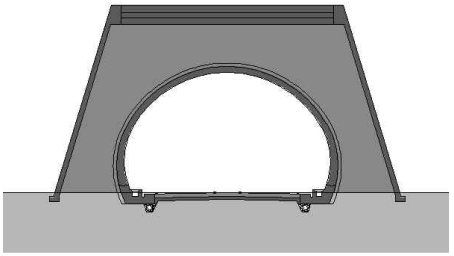
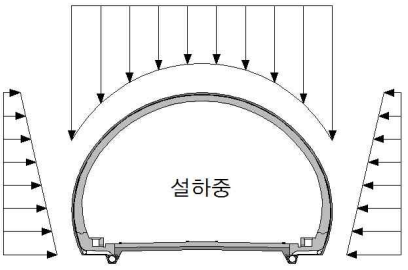
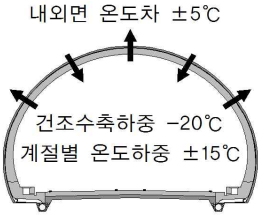
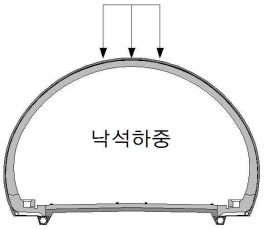
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 24,850,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
전토피 하중	• 연직 하중 (P_v) : $\gamma_a \times H_p = 47.0 kN/m^2$ 여기서, γ_a(인공지반 단위중량) = $23.5 kN/m^3$ H_a (인공지반 높이) = 2.0m • 수평 하중 (P_h) : $K_0 \times P_v = 23.5\ kN/m^2$ 여기서, $K_0 = 1 - \sin\varnothing$	
설하중	• 연직 설하중 (S_v) : $5.5 kN/m^2$ • 수평 설하중 (S_h) : $2.75 kN/m^2$	
온도하중	• 내외면 온도하중 : ±5℃ • 계절별 온도하중 : ±15℃ • 건조수축 하중 : −20℃	
낙석하중	• 낙석하중 : $14.2\ kN/m^2$	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	11.57	1,569.92	22.44	6.00	14.0	–	0.77	0.07	0.47	O.K
어 깨 부	54.24	581.00	61.81	5.55	14.0	1.68	0.77	0.21	0.47	N.G
측 벽 부	59.01	635.76	79.12	4.50	14.0	0.97	0.77	0.22	0.47	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	14.51	474.69	31.61	151.00	4,939.82	241.58	O.K
어 깨 부	73.98	755.81	90.84	235.03	2,401.20	252.07	O.K
측 벽 부	73.98	757.97	80.77	345.50	3,539.87	317.47	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D16	150	D13	150	D13	300	3.33
어 깨 부	D16	150	D13	150	D13	300	3.33
측 벽 부	D16	150	D13	150	D13	300	3.33

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	11.57	150	1,398.37	O.K
어 깨 부	54.24	150	172.86	O.K
측 벽 부	59.01	150	243.88	O.K

(4) 배력철근 검토

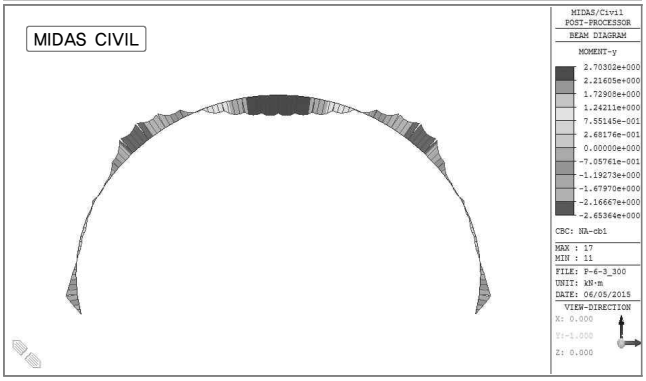
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-6-4(인공지반)은 주철근 D16@150로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

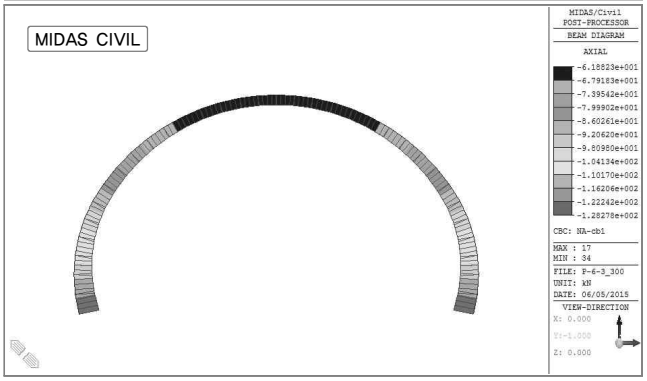
▌해석 결과물

(1) LCB-1

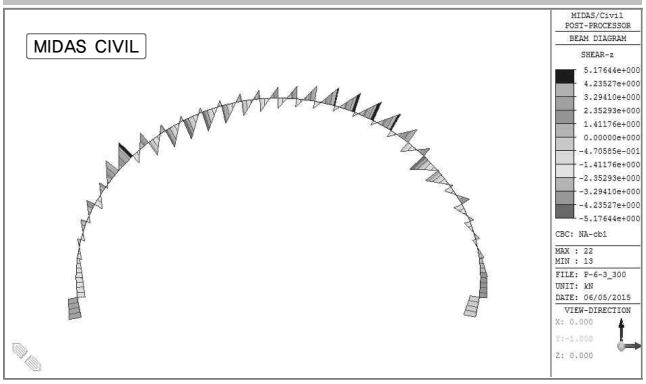
모멘트도



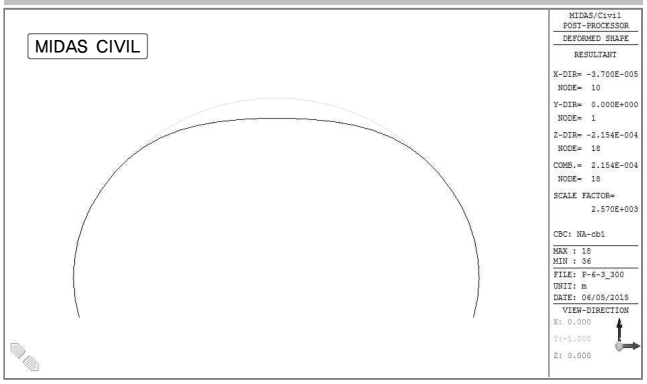
축력도



전단력도

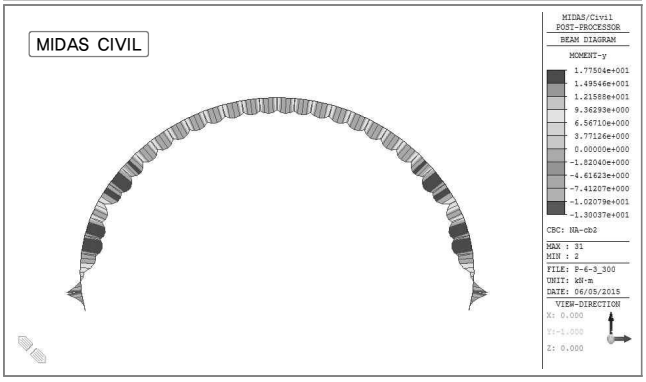


변위도

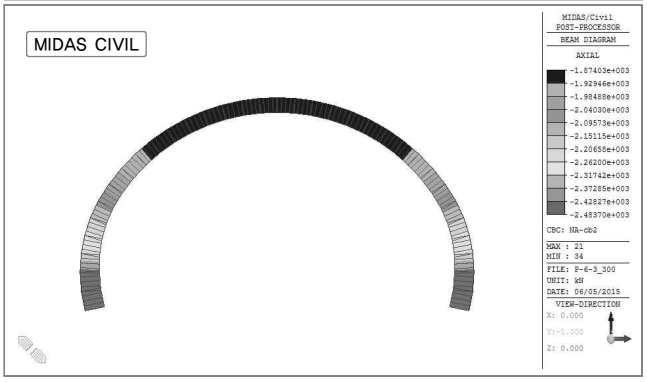


(2) LCB-2

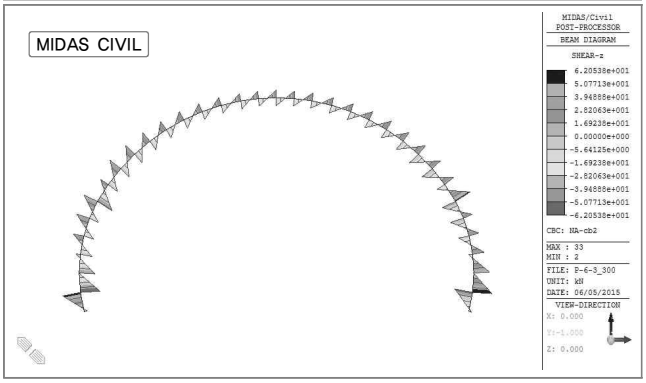
모멘트도



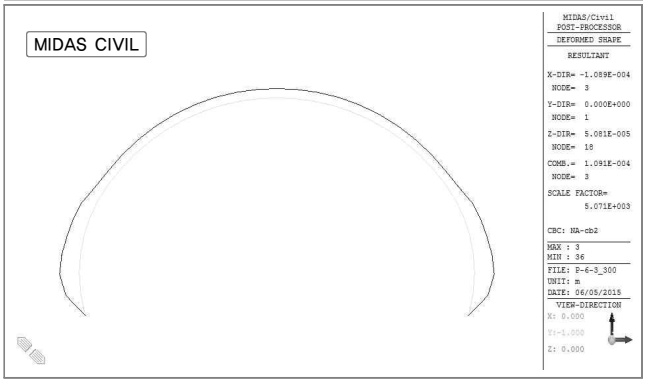
축력도



전단력도

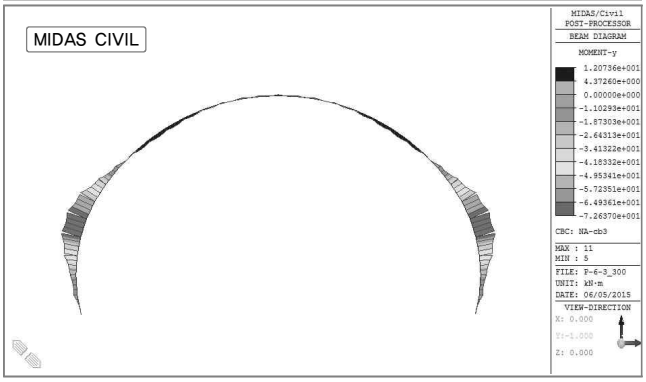


변위도

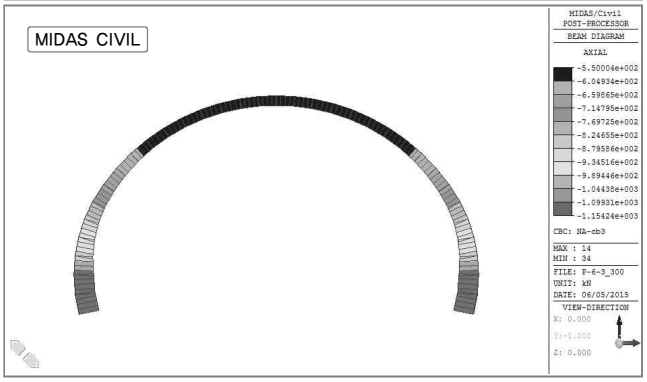


(3) LCB-3

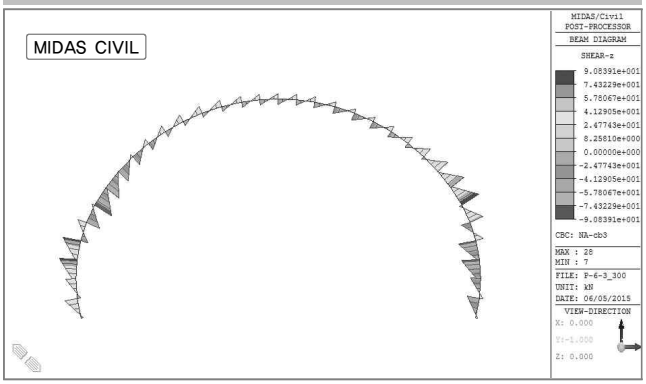
모멘트도



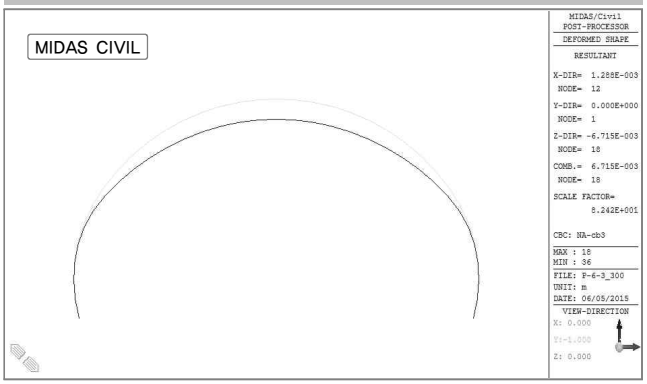
축력도



전단력도

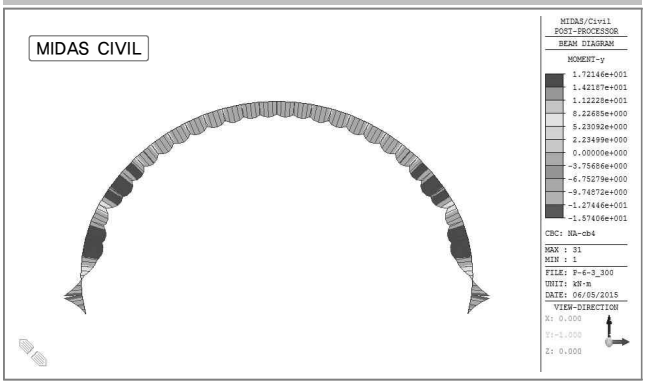


변위도

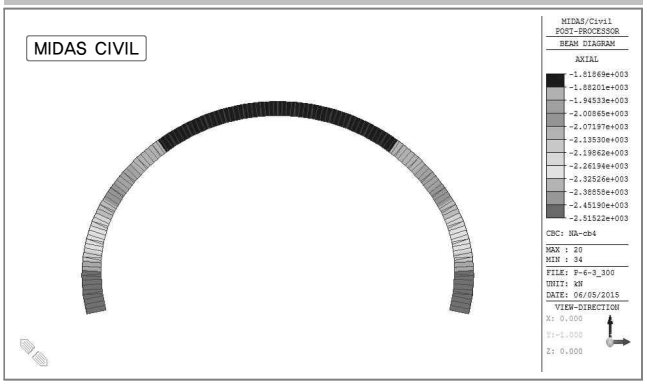


(4) LCB-4

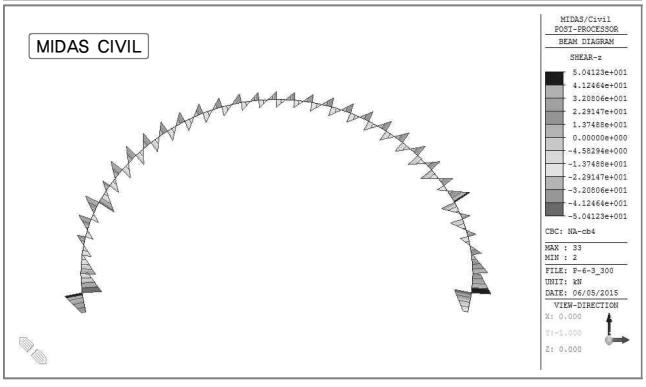
모멘트도



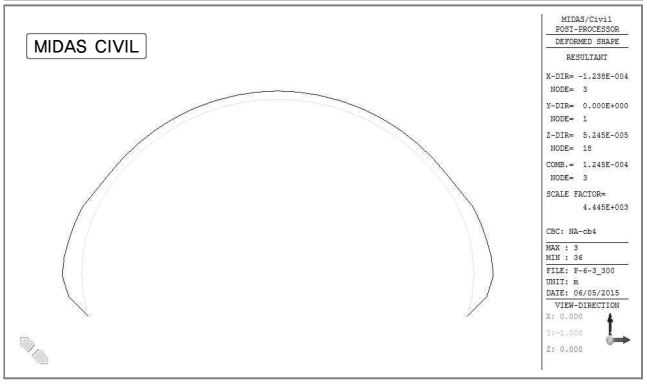
축력도



전단력도

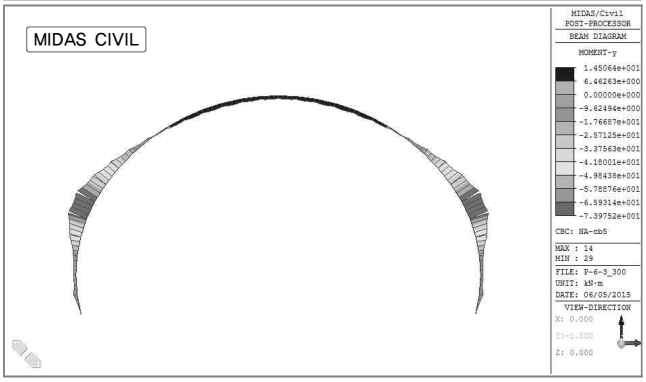


변위도

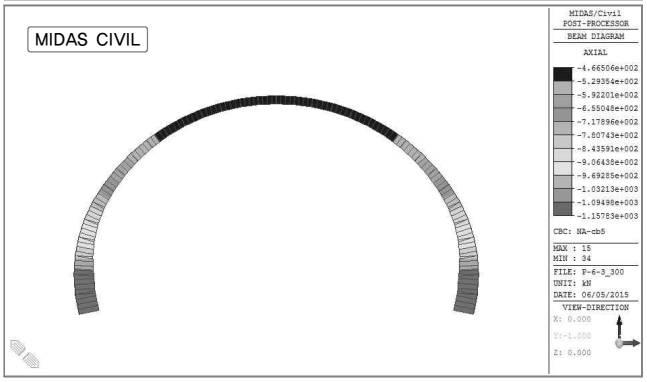


(5) LCB-5

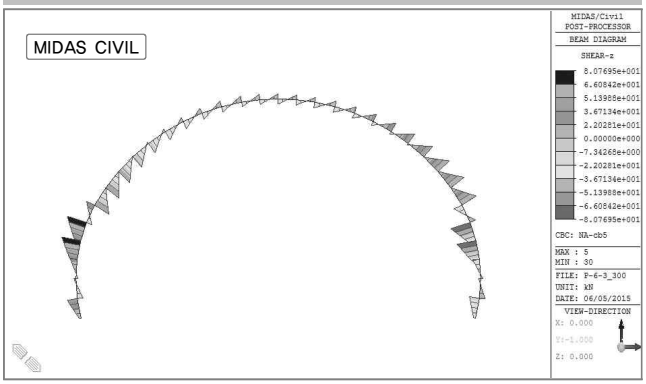
모멘트도



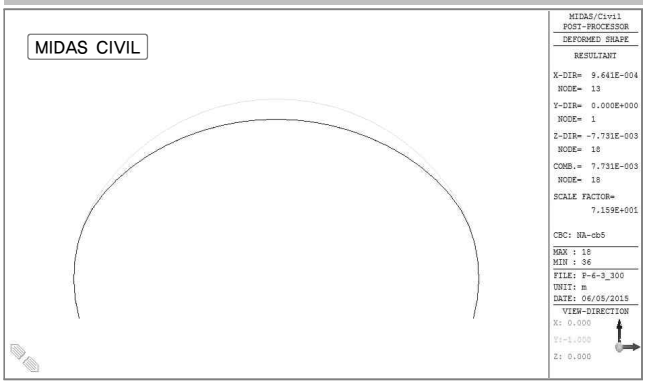
축력도



전단력도

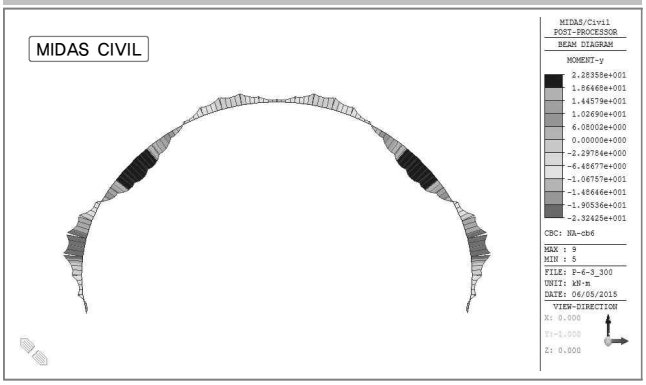


변위도

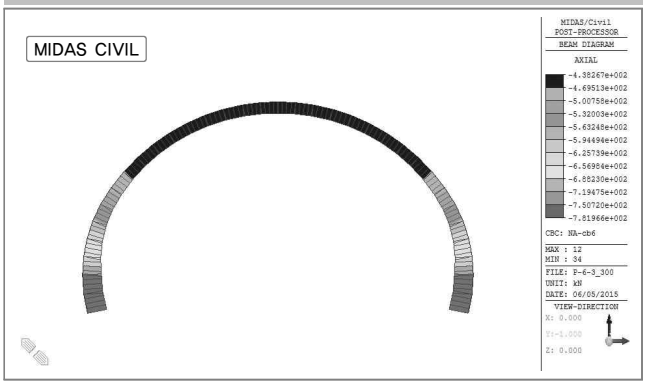


(6) LCB-6

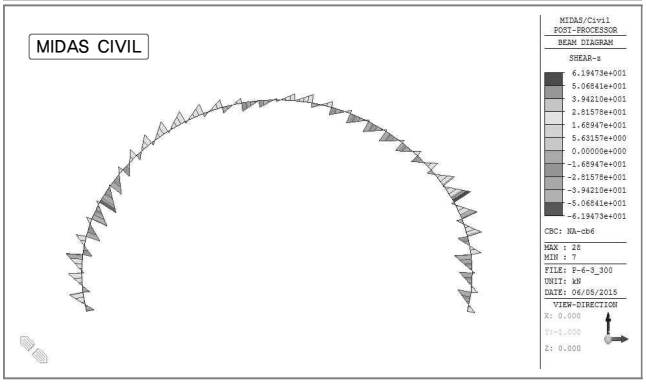
모멘트도



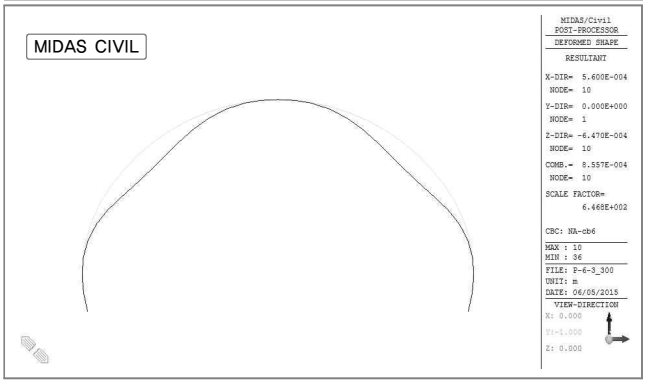
축력도



전단력도

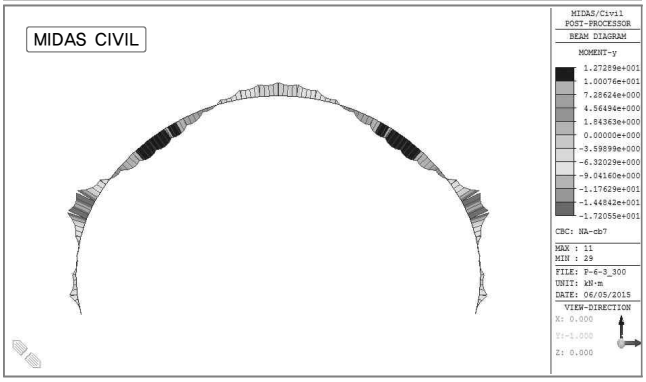


변위도

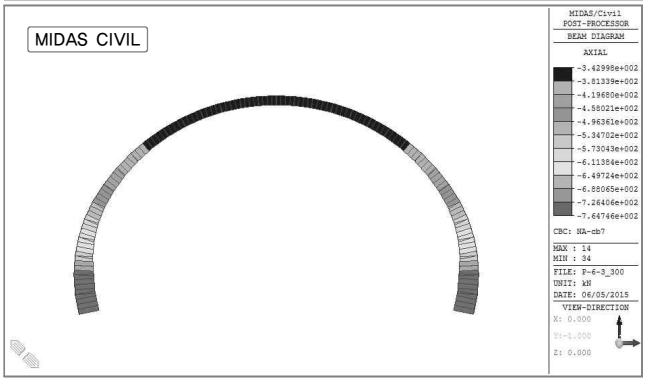


(7) LCB-7

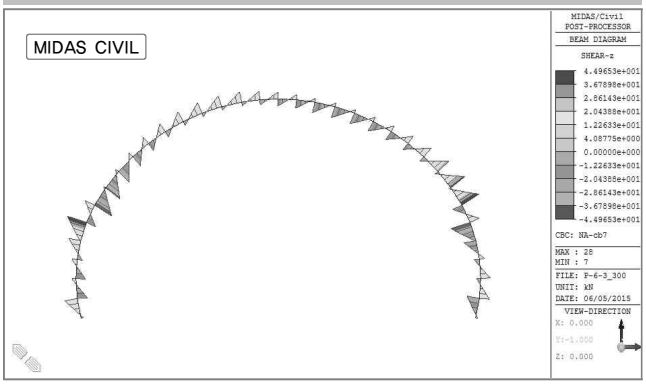
모멘트도



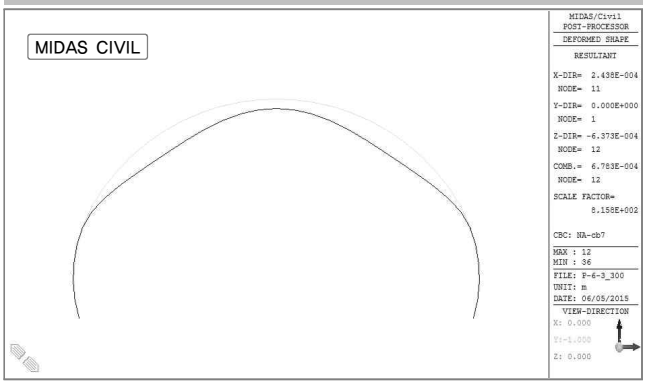
축력도



전단력도

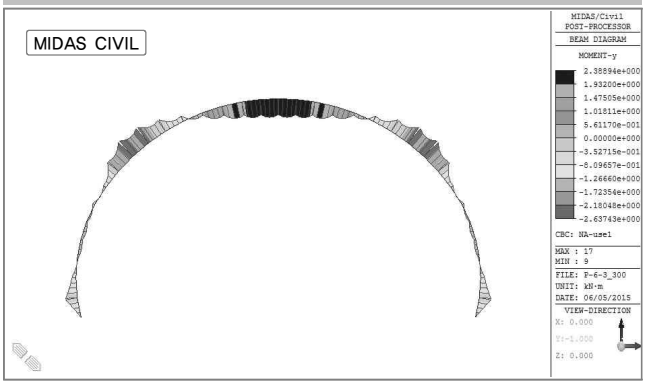


변위도

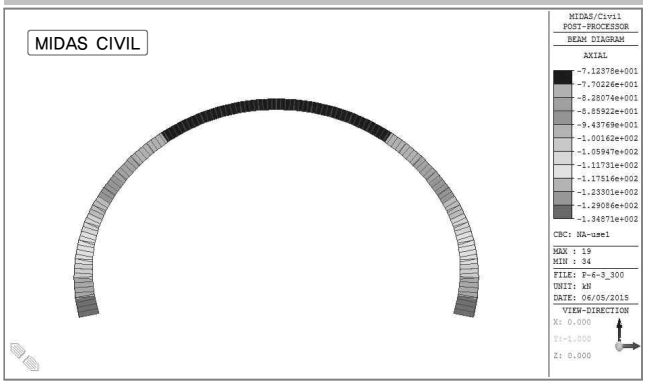


(8) USE-1

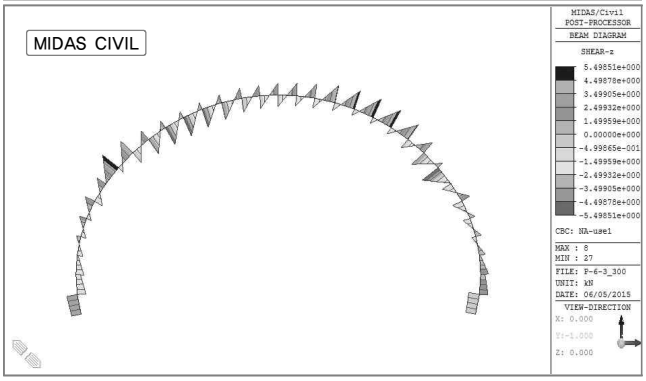
모멘트도



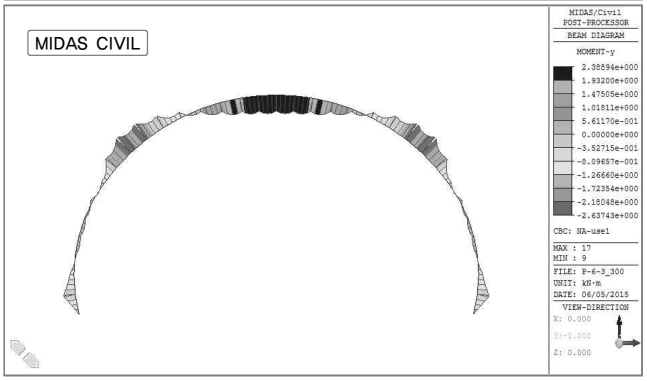
축력도



전단력도

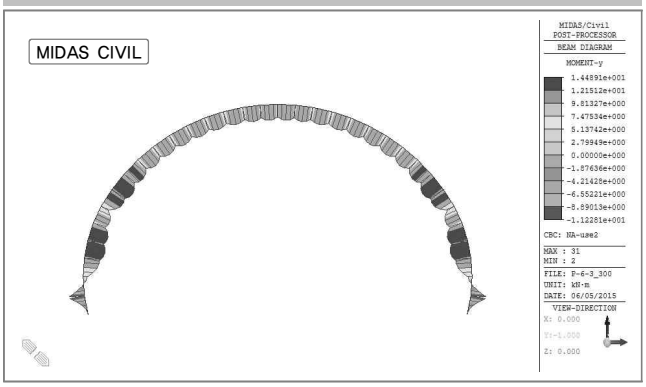


변위도

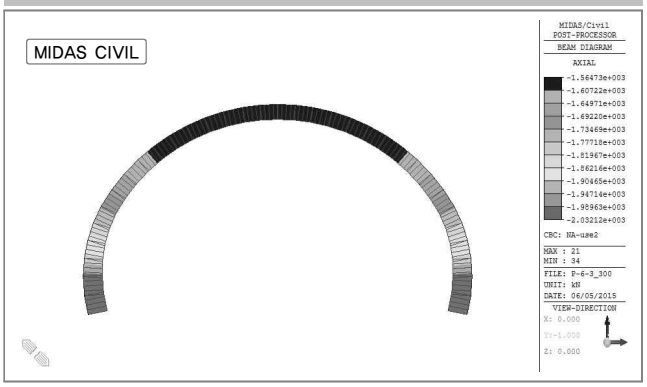


(9) USE-2

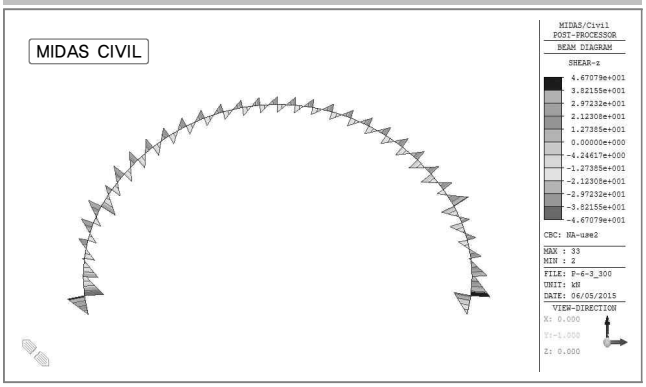
모멘트도



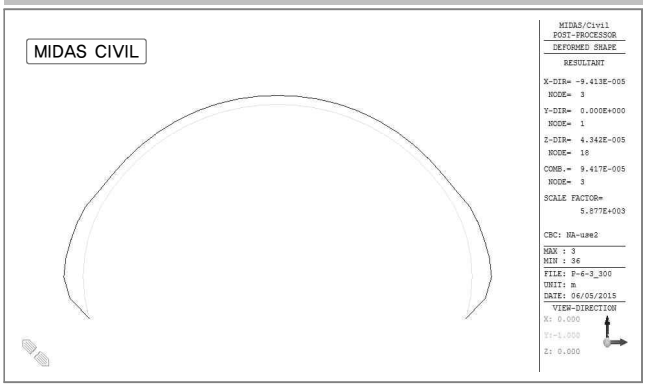
축력도



전단력도

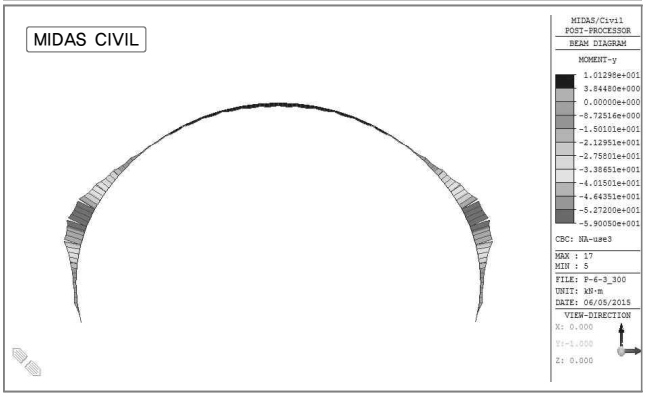


변위도

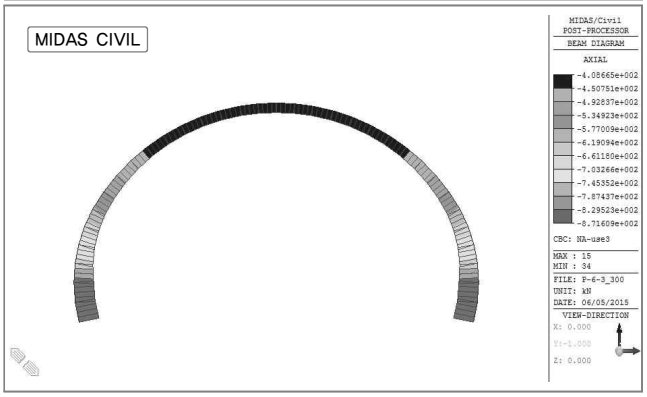


(10) USE-3

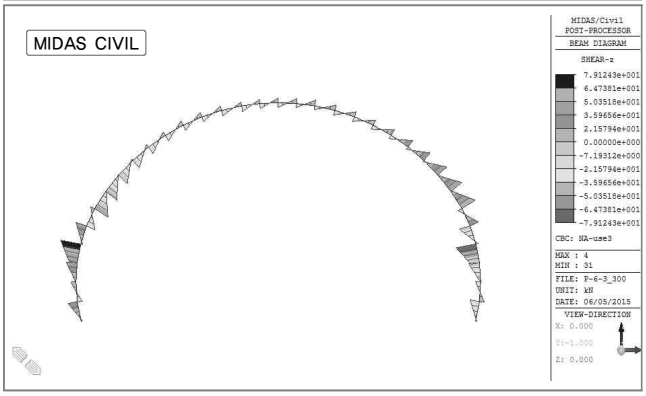
모멘트도



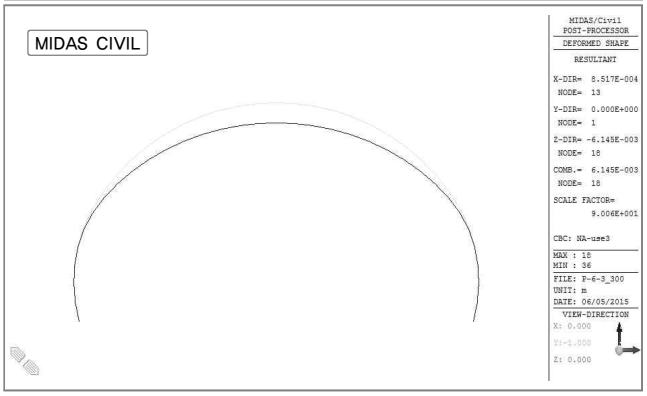
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 14.510 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 474.690 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 30.567 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 141.333 mm
k1 = 0.801　　a = k1·c = 113.21 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8925000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3367938.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 260384.6 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 226.42 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3231123.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 355322200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 109.97 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.85 mm < e = 30.57 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 296.088 mm로 가정하면.. a = k1·c = 237.166 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -170.40 MPa
εst = -0.0009 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 7599721.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 232307000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 30.568 mm ≒ e = 30.567 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00085
εt = -0.00085 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4939.818 KN ≥ Pu = 474.690 KN ∴O.K
ØMn = 151.000 KN·m ≥ Mu = 14.510 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 31.610 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 174.495 KN
Øv·Vc = 174.495 KN ≥ Vu = 31.610 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 73.980 KN·m 극 한 축 력 Pu = 755.810 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 220.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 97.882 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 16 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1324.000㎟
1단 (dc = 80mm) : D 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 146.667 mm
k1 = 0.801 a = k1·c = 117.48 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8925000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3495030.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 321701.9 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 272.73 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3419532.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 369279600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 107.99 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.97 mm < e = 97.88 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 158.157 mm로 가정하면.. a = k1·c = 126.684 mm
fsc = 296.50 MPa, fst = 234.61 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 3811406.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 373067600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 97.882 mm ≒ e = 97.882 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00117
εt = 0.00117 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2477.414 KN ≥ Pu = 755.810 KN ∴O.K
ØMn = 242.494 KN·m ≥ Mu = 73.980 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 90.840 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 191.969 KN
Øv·Vc = 191.969 KN ≥ Vu = 90.840 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 73.980 KN·m 극 한 축 력 Pu = 757.970 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 272.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 97.603 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1324.000㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 181.333 mm
k1 = 0.801 a = k1·c = 145.25 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 10710000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4321128.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 357811.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 4281739.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 533446500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 124.59 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 35.08 mm < e = 97.60 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 221.180 mm로 가정하면.. a = k1·c = 177.165 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 137.86 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5445949.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 531541600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 97.603 mm ≒ e = 97.603 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00069
εt = 0.00069 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3539.866 KN ≥ Pu = 757.970 KN ∴O.K
ØMn = 345.502 KN·m ≥ Mu = 73.980 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 90.840 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 231.397 KN
Øv·Vc = 231.397 KN ≥ Vu = 90.840 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 11.570 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 11.570 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 150.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1324.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00625
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.255 j = 0.915
x = k·d = 54.100 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.205 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 45.052 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 45.052 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 1398.37 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 1398.37 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 54.240 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 54.240 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 150.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1324.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00625
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.255 j = 0.915
x = k·d = 54.100 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.338 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 211.205 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 211.205 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 172.86 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 172.86 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 35.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 59.010 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 272.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

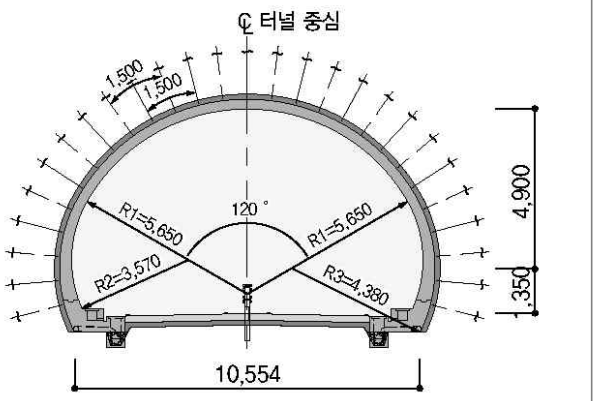
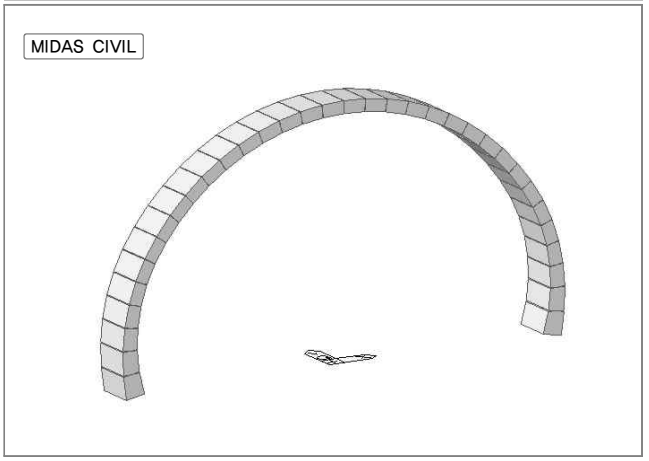
Mo = 59.010 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 150.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1324.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00487
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.229 j = 0.924
x = k·d = 62.340 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.536 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 177.412 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 177.412 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 243.88 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 243.88 mm ..... ∴ O.K

5.5 제트팬 설치구간 구조물 설계

5.5.1 철근 콘크리트 라이닝

기본방향	• 철근 콘크리트라이닝으로 계획된 지보패턴 P-4 제트팬 설치구간에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌단면제원

부재번호	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)
3 ~ 33	1.00	0.36	0.36	0.00225
1~2, 34~35	1.00	0.30	0.30	0.00389

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 Ⅳ	23.0	200	33.0	0.28	1,500

▌경계조건

(1) 지반스프링 계수

• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R} = 250{,}655\ kN/m^3$

여기서, E_s (주변지반의 탄성계수) = 1,500,000 kN/m^2

R (Lining의 등가반경) = 4.675m

ν (포아송비) = 0.28

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 5,656,397 kN/m^3

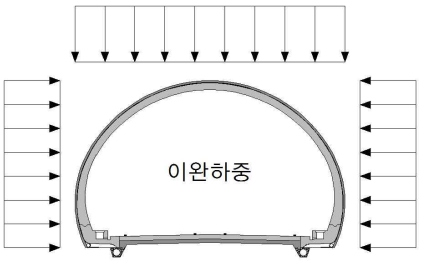
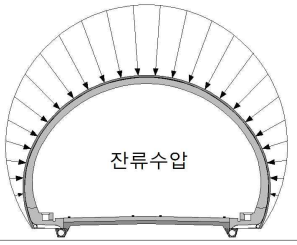
여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$

E_0 (지반의 변형계수) = 1,500,000 kN/m^2

a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시)

B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 이완하중 (P_v) : $\gamma_t \times H_p$ = 197.86 kN/m^2 여기서, γ_t(암반 단위중량) = 21.0 kN/m^3 H_p(암반이완하중고) = 0.3 ×(B + H_t) = 9.42 m B (터널폭) = 11.64 m H_t (터널높이) =7.21 m • 수평 이완하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 84.80 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.30	
잔류수압	• 잔류수압($\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t P_w$) : = 35.34 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (터널높이) = 7.21 m	
제트팬 하중	• L1 과 L2 지지대의 인장하중 Wj = $\frac{1410}{4\cos 15^\circ \times \cos 19^\circ}$ = 386kg • R1 과 R2 지지대의 인장하중 Wj = $\frac{1410}{4\cos 15^\circ \times \cos 19^\circ}$ = 386kg	
건조수축 하중	−20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
천 장 부	66.53	997.28	91.49	7.76	12.0	1.11	0.71	0.30	0.44	N.G
어 깨 부	53.24	1,077.85	72.78	7.14	12.0	–	0.71	0.24	0.44	O.K
측 벽 부	64.82	1,481.68	122.02	7.12	12.0	–	0.71	0.34	0.44	O.K

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
천 장 부	100.98	1,266.30	131.85	174.25	2,185.15	249.55	O.K
어 깨 부	81.14	1,472.96	99.99	155.57	2,824.11	255.93	O.K
측 벽 부	88.55	2,049.38	162.79	173.71	4,020.19	337.68	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
천 장 부	D16	125	D13	150	D13	300	4
어 깨 부	D16	125	D13	150	D13	300	4
측 벽 부	D16	125	D13	150	D13	300	4

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
천 장 부	66.53	125	159.96	O.K
어 깨 부	53.24	125	249.81	O.K
측 벽 부	64.82	125	279.08	O.K

(4) 배력철근 검토

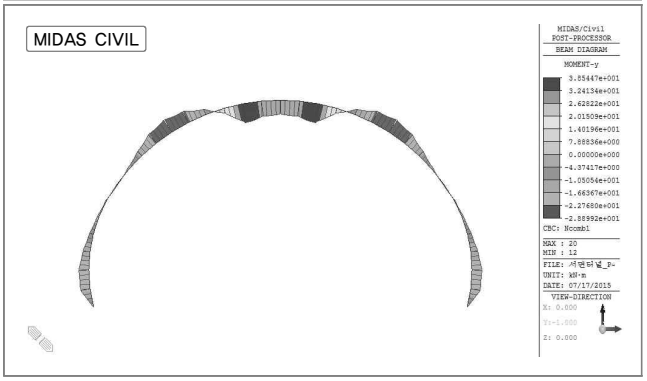
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 지보패턴 P-4의 제트팬 구간은 주철근 D16@125로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

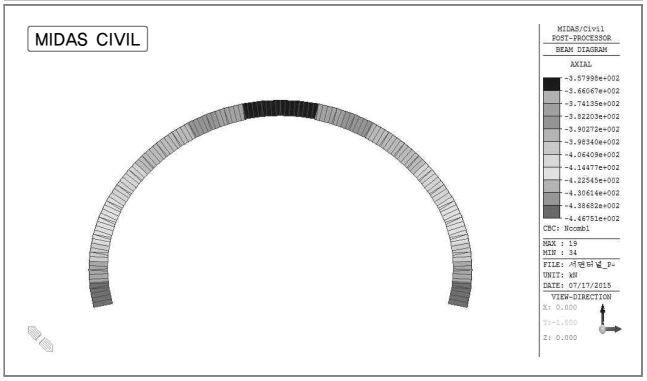
▌해석 결과물

(1) LCB-1

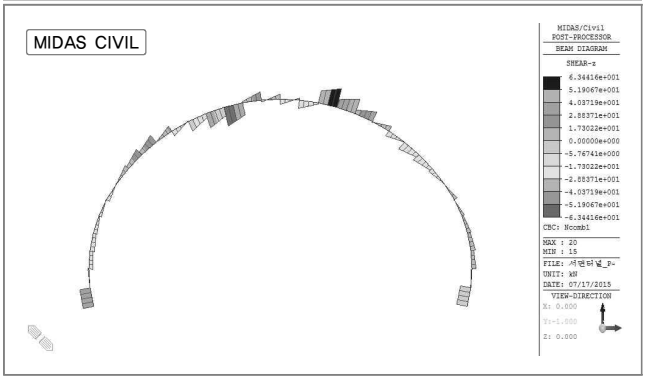
모멘트도



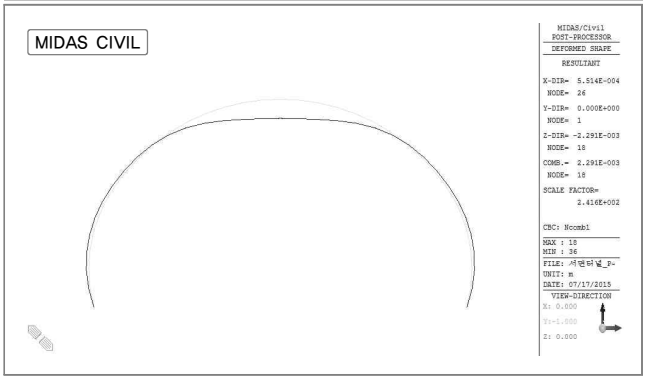
축력도



전단력도

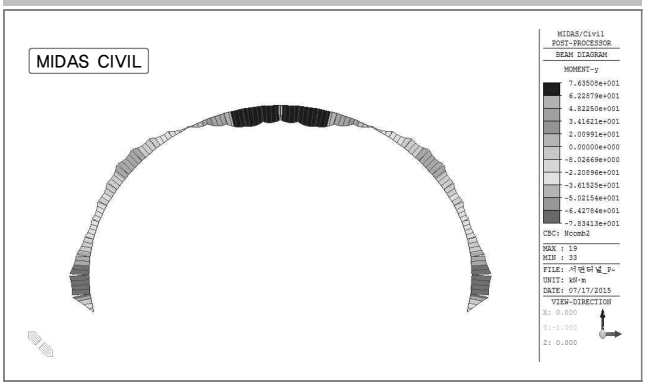


변위도

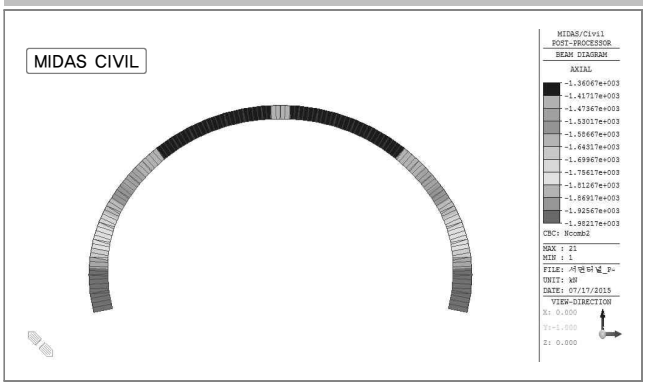


(2) LCB-2

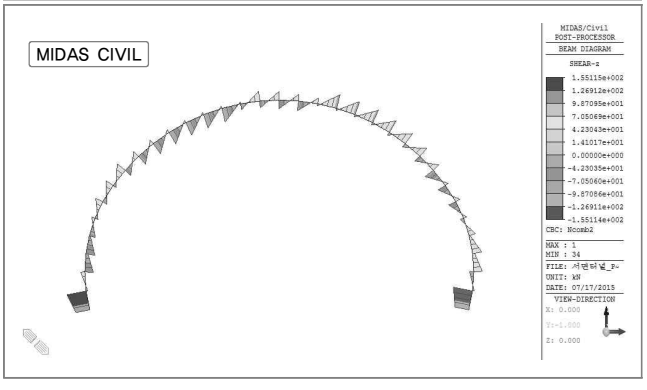
모멘트도



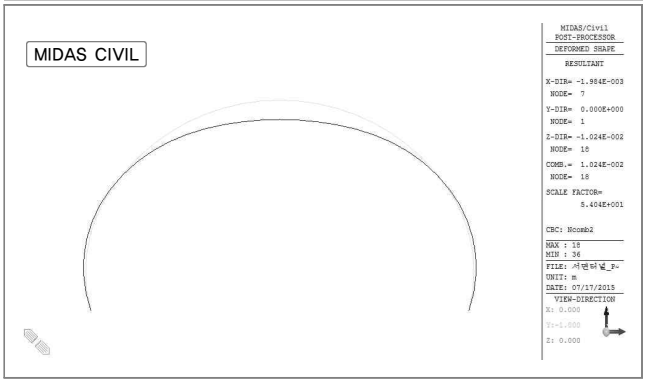
축력도



전단력도

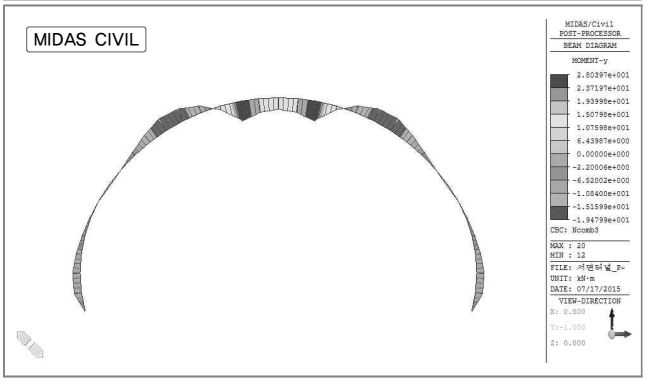


변위도

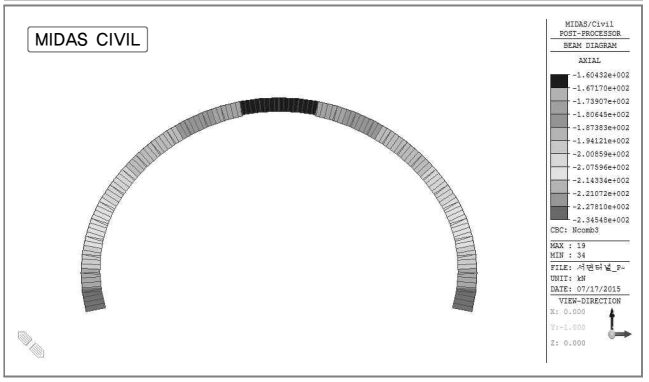


(3) LCB-3

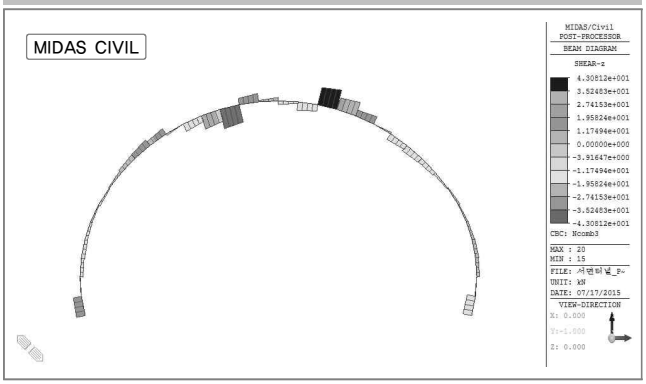
모멘트도



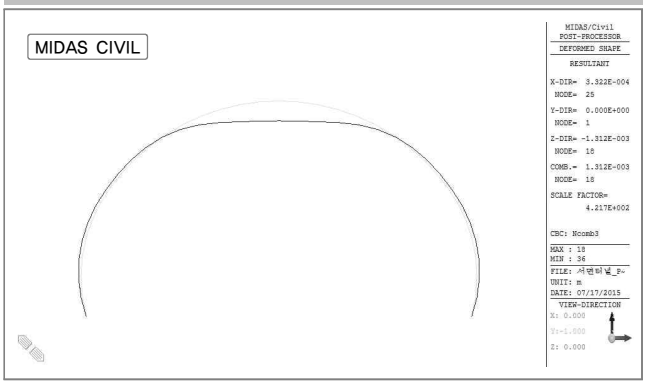
축력도



전단력도

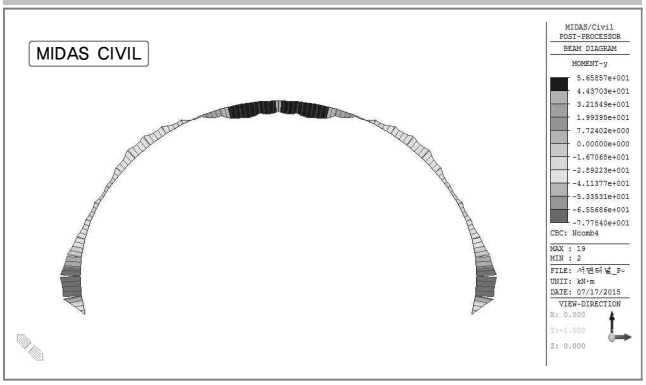


변위도

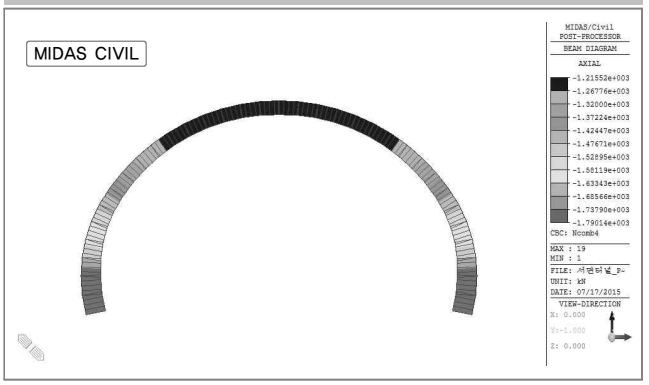


(4) LCB-4

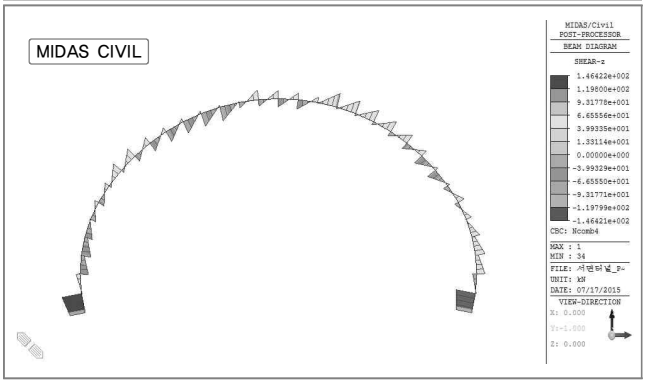
모멘트도



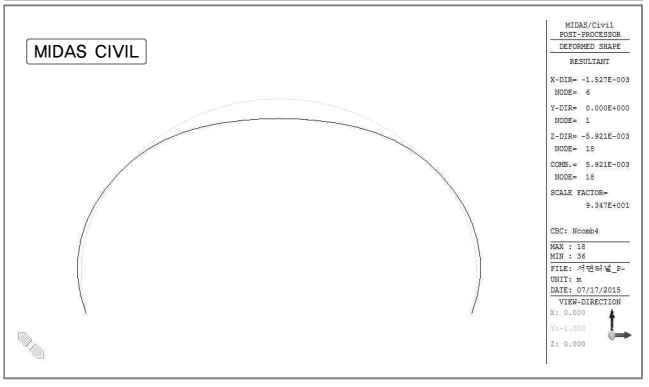
축력도



전단력도

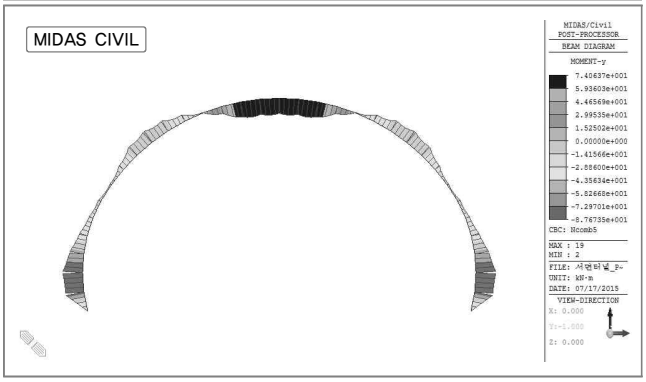


변위도

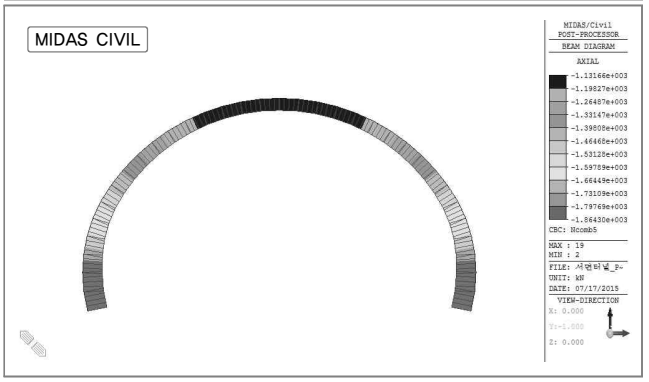


(5) LCB-5

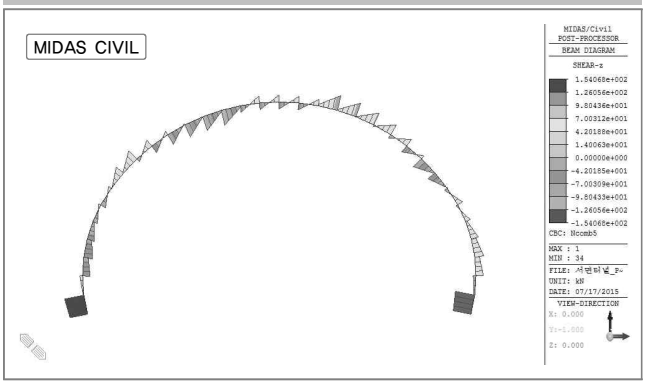
모멘트도



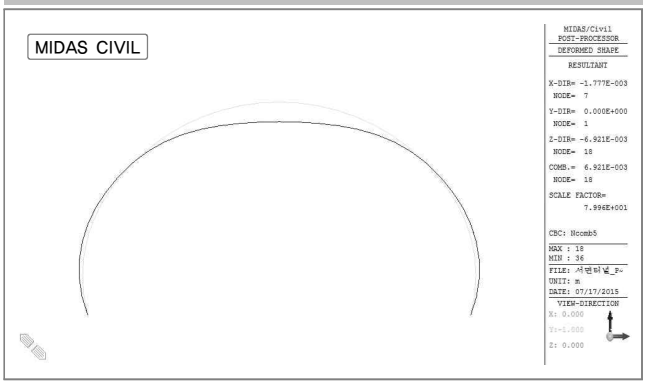
축력도



전단력도

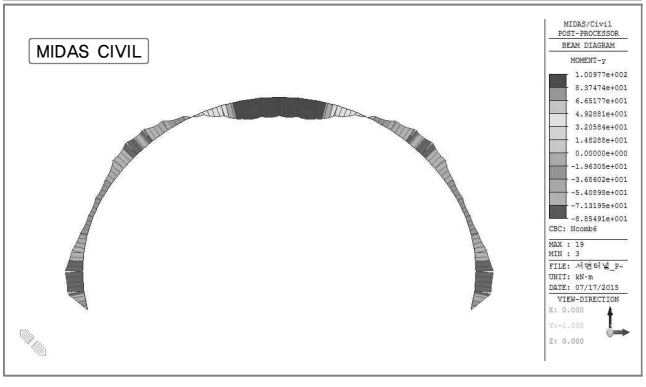


변위도

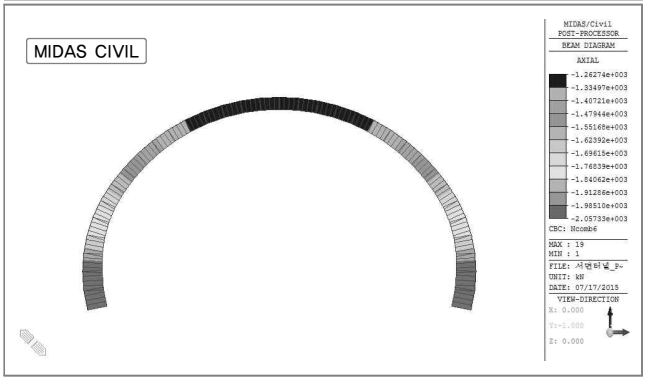


(6) LCB-6

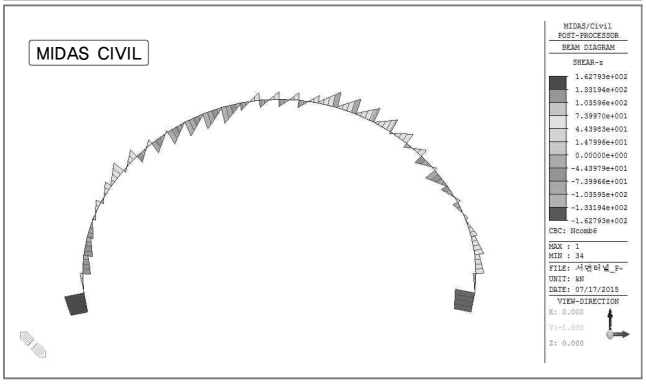
모멘트도



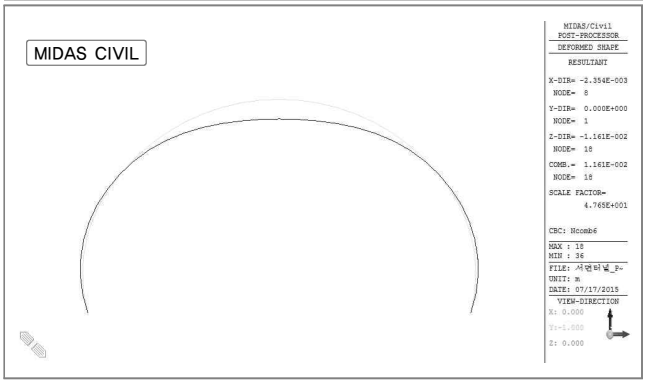
축력도



전단력도

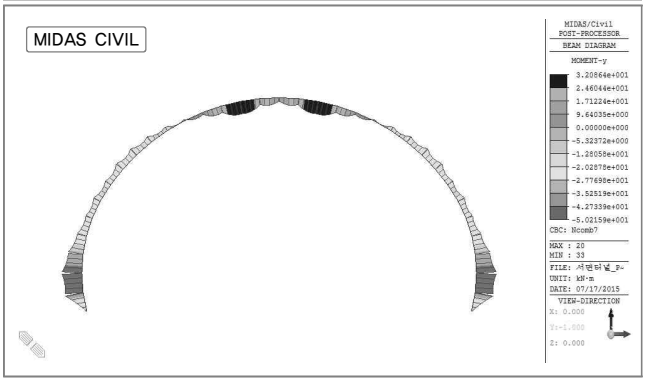


변위도

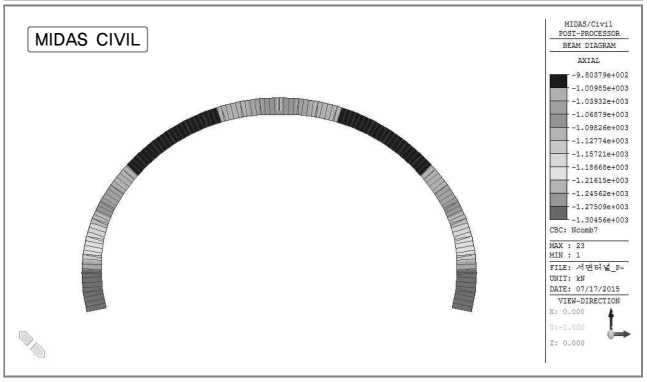


(7) LCB-7

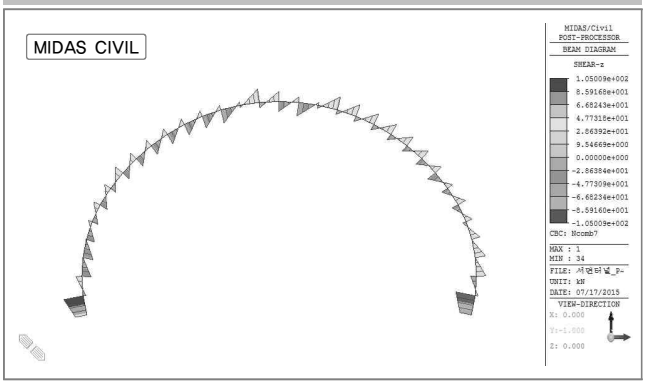
모멘트도



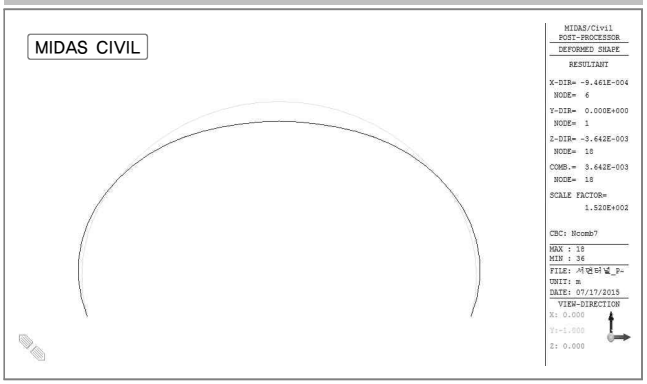
축력도



전단력도



변위도

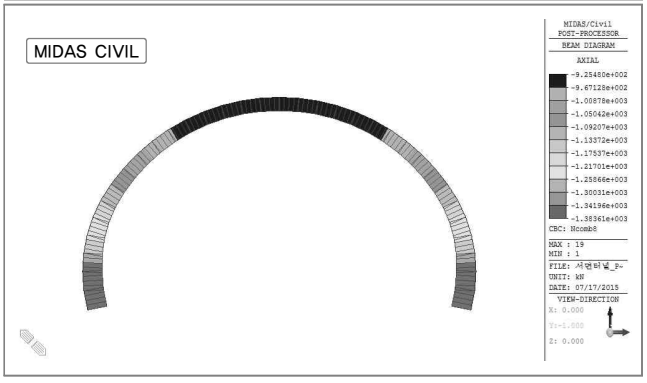


(8) LCB-8

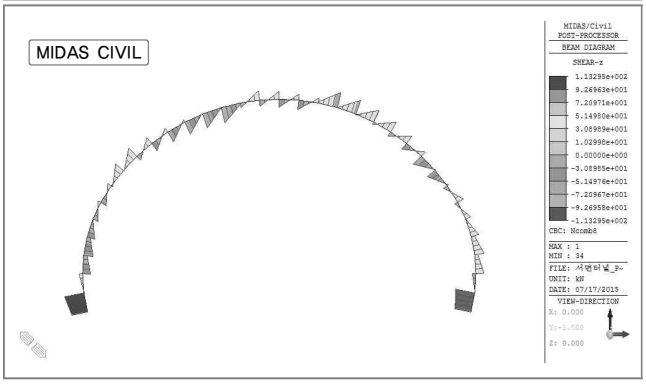
모멘트도



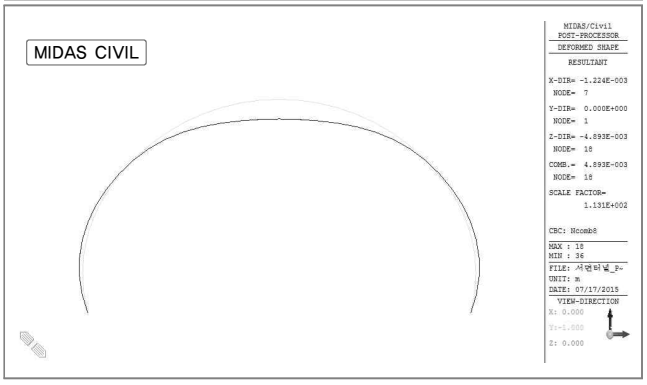
축력도



전단력도

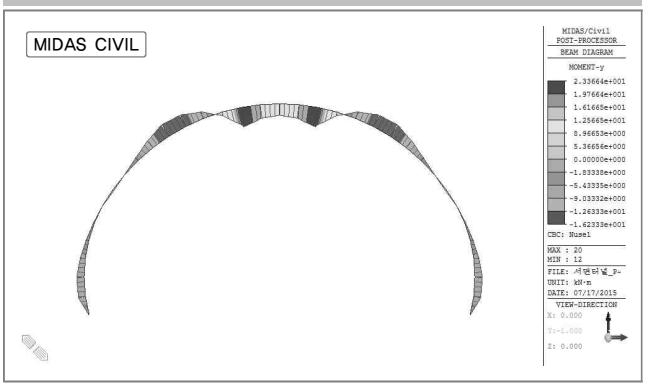


변위도

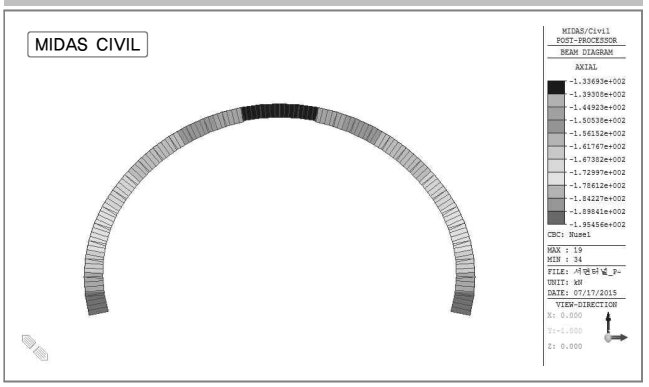


(9) USE-1

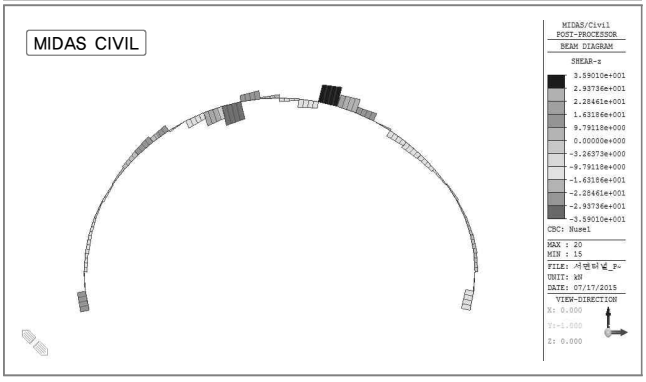
모멘트도



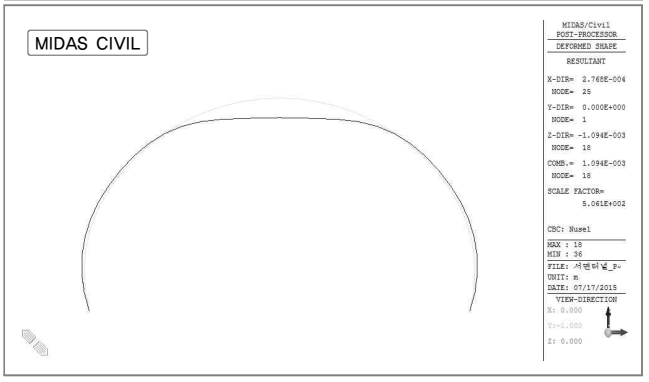
축력도



전단력도

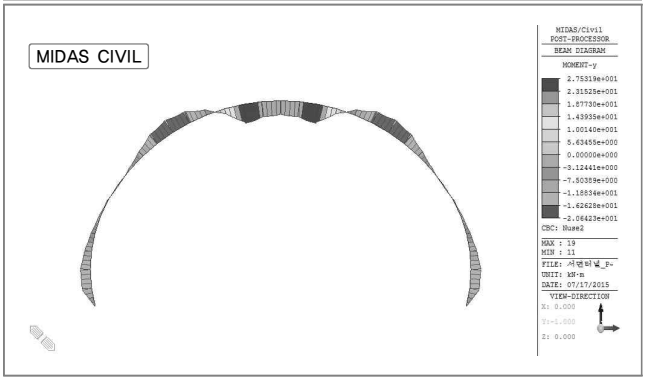


변위도

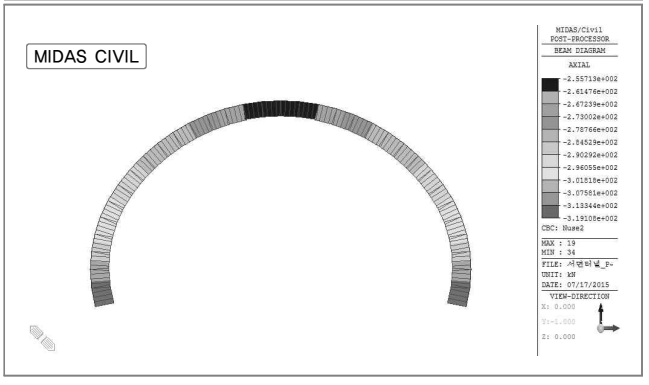


(10) USE-2

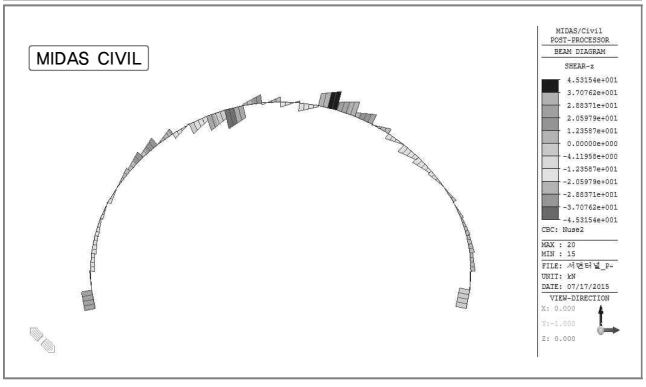
모멘트도



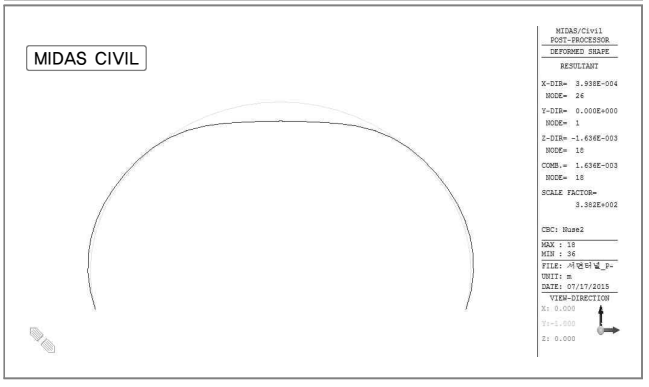
축력도



전단력도



변위도

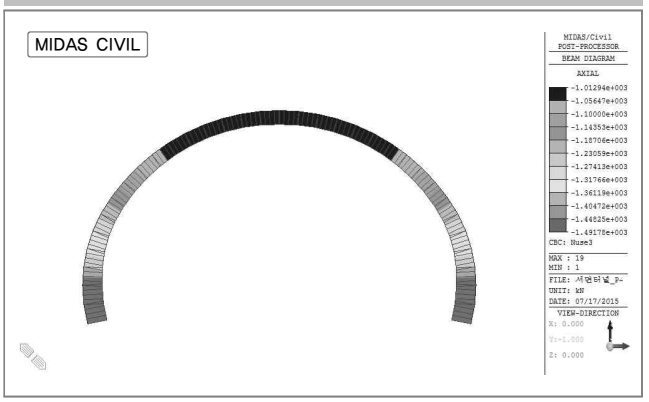


(11) USE-3

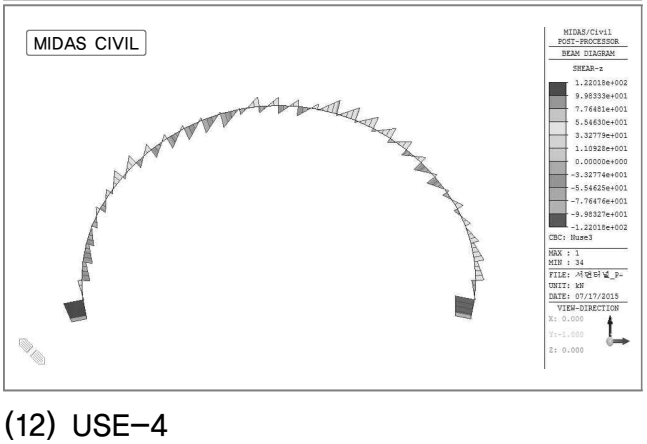
모멘트도



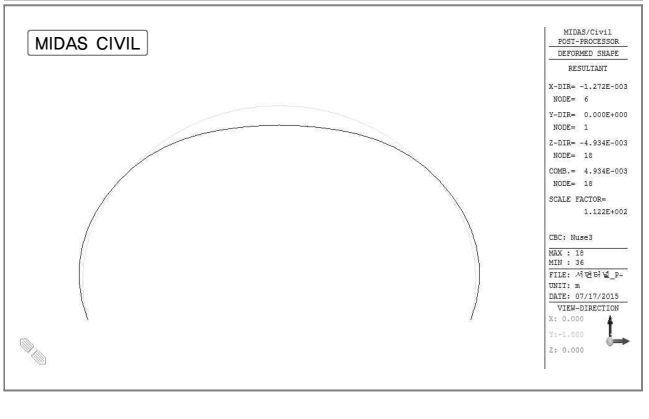
축력도



전단력도

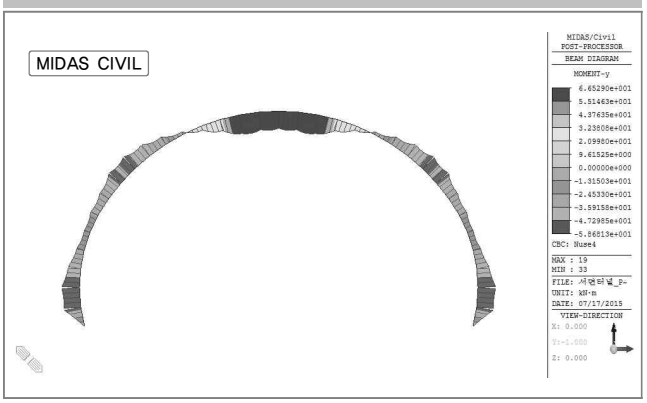


변위도

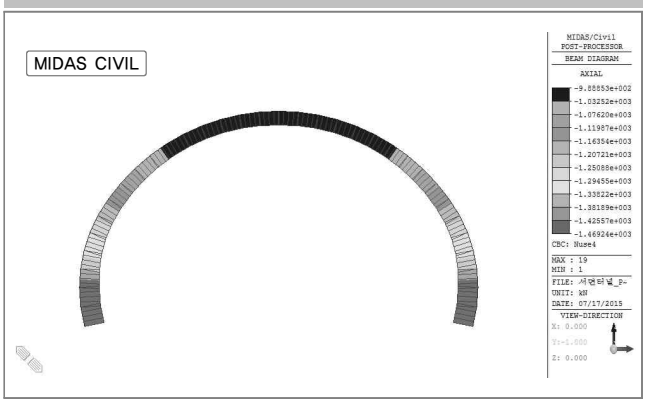


(12) USE-4

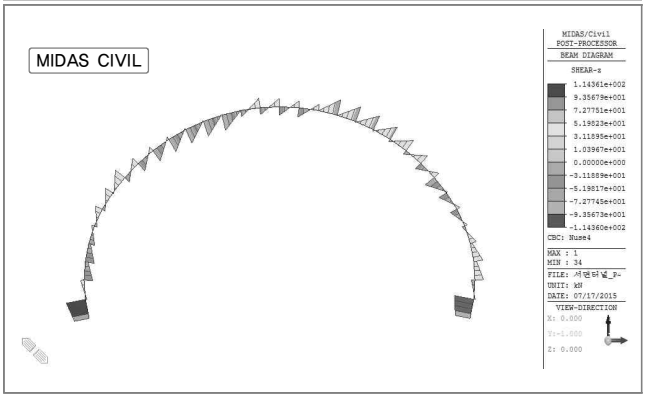
모멘트도



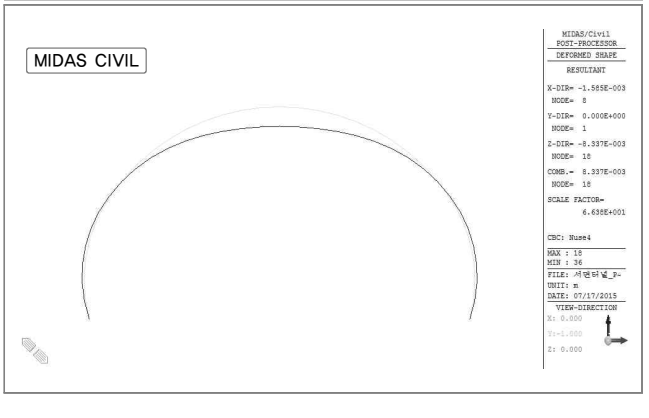
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 천정부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 100.980 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 1266.300 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 79.744 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 141.333 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 120.13 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,450,720.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 327,316.8 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 226.42 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 476,640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,301,397.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 270,246,800.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 117.427 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.881 mm < e = 79.744 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 178.553 mm로 가정하면.. a = k1·c = 151.770 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 112.39 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 3,361,774.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 268,081,500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 79.744 mm ≒ e = 79.744 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00056
εt = 0.00056 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2185.153 KN ≥ Pu = 1266.300 KN ∴O.K
ØMn = 174.253 KN·m ≥ Mu = 100.980 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 131.850 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 168.965 KN
Øv·Vc = 168.965 KN ≥ Vu = 131.850 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 81.140 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1472.960 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 55.086 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 141.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 120.13 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,450,720.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 327,316.8 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 226.42 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 476,640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,301,397.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 270,246,800.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 117.427 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.881 mm < e = 55.086 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 223.894 mm로 가정하면.. a = k1·c = 190.310 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -31.87 MPa
εst = -0.0002 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 4,344,780.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 239,338,100.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 55.086 mm ≒ e = 55.086 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00016
εt = -0.00016 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2824.106 KN ≥ Pu = 1472.960 KN ∴O.K
ØMn = 155.570 KN·m ≥ Mu = 81.140 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 99.990 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 175.353 KN
Øv·Vc = 175.353 KN ≥ Vu = 99.990 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 88.550 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2049.380 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 272.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 88.000 mm
작 용 편 심 e = 43.208 mm

인장측 철근 Ast = 1588.800㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 1588.800㎟
1단 (dc = 88mm) : D 16 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 181.333 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 154.13 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,344,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,144,320.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 444,228.5 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 476,640.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,111,909.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 408,375,200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 131.230 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.322 mm < e = 43.208 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 324.098 mm로 가정하면.. a = k1·c = 275.483 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = -96.45 MPa
εst = -0.0005 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6,184,907.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 267,239,700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 43.208 mm ≒ e = 43.208 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00048
εt = -0.00048 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4020.189 KN ≥ Pu = 2049.380 KN ∴O.K
ØMn = 173.706 KN·m ≥ Mu = 88.550 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 162.790 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 234.295 KN
Øv·Vc = 234.295 KN ≥ Vu = 162.790 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 천정부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 66.530 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 66.530 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 125.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1588.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00749
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.291 (j = 0.903)
x = k·d = 61.793 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.250 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 218.777 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 218.777 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 159.96 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 159.96 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 53.240 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 212.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 53.240 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 125.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1588.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00749
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.291 (j = 0.903)
x = k·d = 61.793 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.003 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 175.074 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 175.074 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 249.81 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 249.81 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 64.820 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 272.000 mm 피 복 두 께 Dc = 88.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

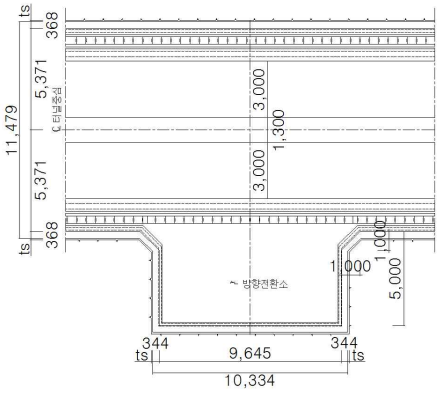
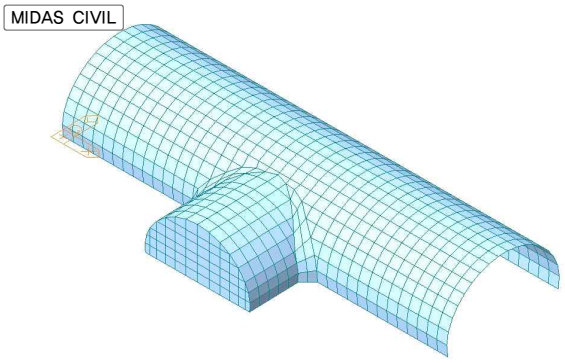
Mo = 64.820 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D16 @ 125.00 mm (Dc = 88.00 mm)
= 1588.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00584
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.263 (j = 0.912)
x = k·d = 71.409 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.315 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 164.378 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 164.378 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 279.08 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 279.08 mm ..... ∴ O.K

5.6 방향전환소 접속부 구조물 설계

5.6.1 P-3, PT-1 접속부

기본방향	• 방향전환소 접속부 P-3, P-1에 대한 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계법을 통한 적정 철근량을 산정

▌해석조건 및 모델링

해석단면	해석모델링
	

▌적용 물성치

구분	단위중량 (kN/m³)	점착력 (kN/m²)	내부마찰각 (°)	포아송비 (ν)	변형계수 (MPa)
암반등급 III	24.0	800	37	0.26	4,000

▌경계조건

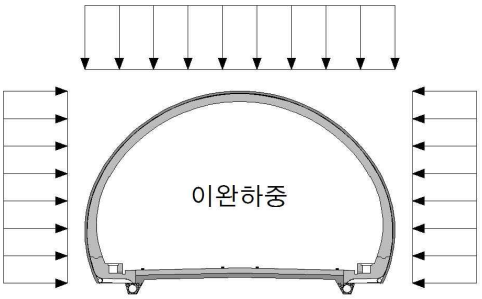
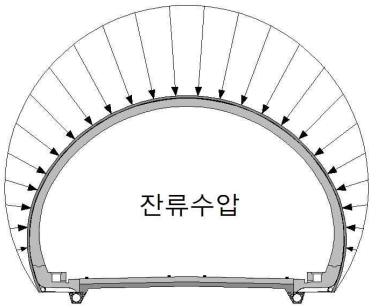
(1) 지반스프링 계수

본선	방향전환소
• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 679,022 kN/m³ 여기서, E_s(주변지반의 탄성계수) = 4,000,000 kN/m² R (Lining의 등가반경) = 4.675m ν (포아송비) = 0.26	• $K_s = \frac{E_s}{(1+\nu)R}$ = 768,567 kN/m³ 여기서, E_s(주변지반의 탄성계수) = 4,000,000 kN/m² R (Lining의 등가반경) = 4.131m ν (포아송비) = 0.26

(2) 바닥부 수직 지반반력계수

본선	방향전환소
• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 15,083,727 kN/m³ 여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$ E_0 (지반의 변형계수) = 4,000,000 kN/m² a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시) B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.616	• $K_V = K_{Vo}(\frac{B_V}{0.3})^{-3/4}$ = 16,251,985 kN/m³ 여기서, $K_{Vo} = 1/0.3 \times a \times E_O$ E_0 (지반의 변형계수) = 4,000,000 kN/m² a (보링공에서 측정한 변형계수) = 4 (평상시) B_v (기초 Abut부의 환산재하폭) = 1.463

▌적용하중

하중	하중계산 및 하중재하도	
자중	• 콘크리트 라이닝 자중 : 프로그램 내 자동계산	
이완하중	• 연직 하중 (P_v) : $\gamma_a \times H_p$ = 12.0 kN/m^2 여기서, γ_a = 24.0 kN/m^3 H_p (발파이완하중고) = 0.5 m • 수평 하중 (P_h) : $\frac{\nu}{(1-\nu)} \times P_v$ = 4.22 kN/m^2 여기서, ν (포아송비) = 0.26	
잔류수압	• 본선 (P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 23.56 kN/m^2 • 방향전환소 (P_w) : $\frac{1}{3} \times \gamma_w \times H_t$ = 19.72 kN/m^2 여기서, γ_w(물 단위중량) = 9.81 kN/m^3 H_t (본선터널높이) = 7.21 m(본선), 6.03 m(방향전환소)	
건조수축 하중	-20℃	

▌검토결과

(1) 허용응력 검토

구분	발생단면력			휨압축응력		휨인장응력		전단응력		검토
	모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	발생 (MPa)	허용 (MPa)	
본 선	47.17	404.11	122.75	4.49	14.0	1.80	0.77	0.41	0.47	N.G
방향전환소	143.90	762.76	160.25	12.14	14.0	7.05	0.77	0.53	0.47	N.G
헌치부	106.49	461.83	136.68	8.64	14.0	5.56	0.77	0.46	0.47	N.G
마감벽	135.37	372.03	77.10	7.30	14.0	5.23	0.77	0.21	0.47	N.G

→ 콘크리트 허용응력 검토결과 허용값을 초과하여 강도설계 검토 수행

(2) 부재설계

구분	발생단면력			설계단면력			검토 결과
	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	ø Mn(kN·m)	ø Pn(kN)	ø Vn(kN)	
본 선	57.77	484.47	131.11	199.352	1,671.867	222.19	O.K
방향전환소	172.85	832.82	168.25	308.25	1,485.23	294.20	O.K
헌 치 부	129.69	611.97	153.36	192.35	907.61	226.08	O.K
마 감 벽	163.17	440.66	96.38	199.17	537.90	232.48	O.K

구분	주철근		배력철근		전단철근		
	직경	종간격(mm)	직경	횡간격(mm)	직경	횡간격(mm)	다리수
본 선	D22	125	D13	150	D13	300	4
방향전환소	D22	125	D13	150	D13	300	4
헌 치 부	D22	125	D13	150	D13	300	4
마 감 벽	D22	125	D13	150	D13	300	4

(3) 균열제어를 위한 철근간격

구분	사용 모멘트(kN·m)	철근 배근간격(mm)	철근 소요중심간격(mm)	검토 결과
본 선	47.17	125	742.69	O.K
방향전환소	143.90	125	203.17	O.K
헌 치 부	106.49	125	217.59	O.K
마 감 벽	135.37	125	128.50	O.K

(4) 배력철근 검토

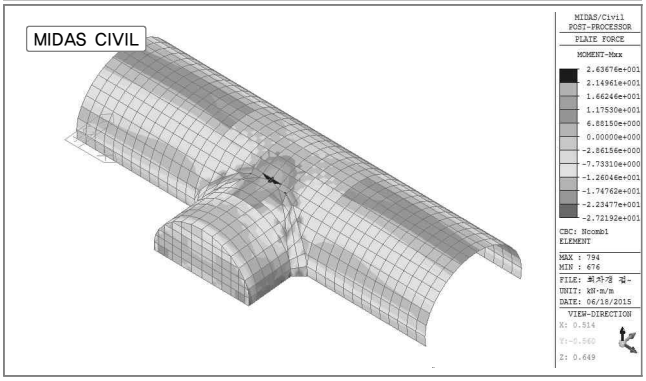
구분	소요철근량				사용철근량		검토 결과
	단면폭 (cm)	단면두께 (cm)	소요철근비	소요량 (cm^2)	철근량 산정	사용량 (cm^2)	
천 장 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
어 깨 부	100	30	0.002	6.0	2×1.267×1000/150	16.9	O.K
측 벽 부	100	36	0.002	7.2	2×1.267×1000/150	16.9	O.K

검토결과 • 방향전환소 접속부는 주철근 D22@125로 충분한 안정성 및 균열에 대한 사용성 확보

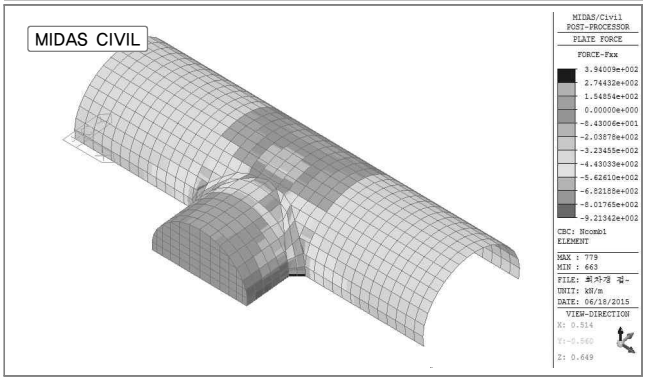
▌해석 결과물

(1) LCB-1

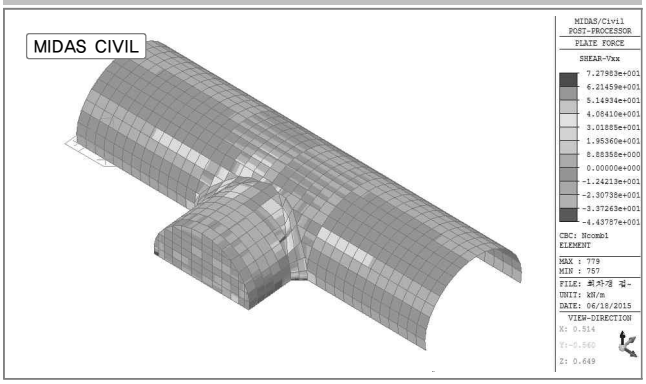
모멘트도



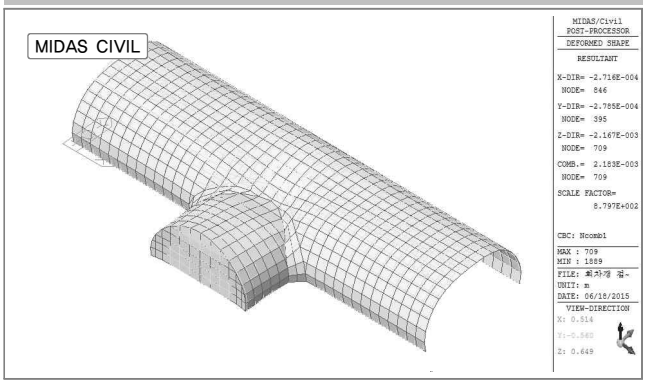
축력도



전단력도

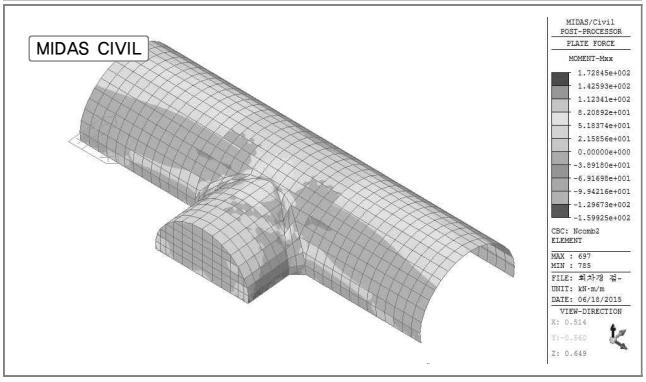


변위도

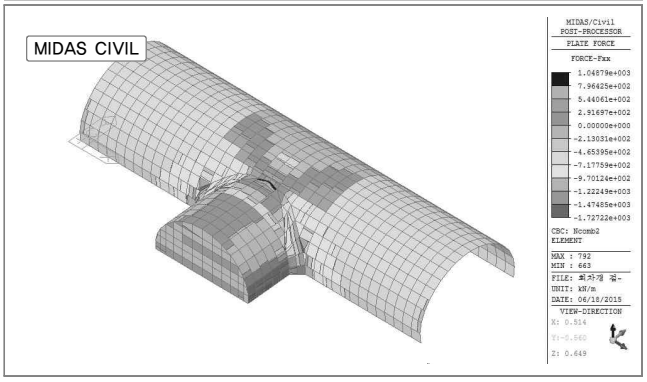


(2) LCB-2

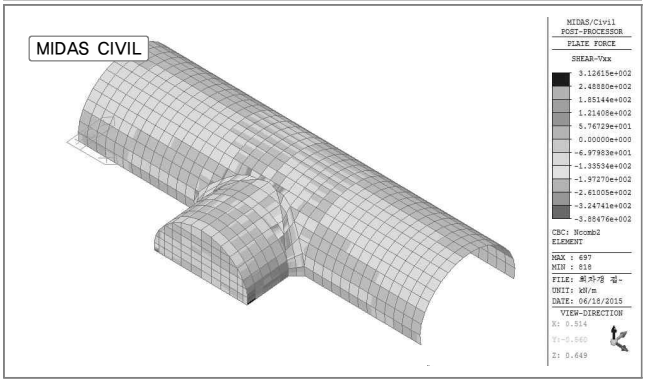
모멘트도



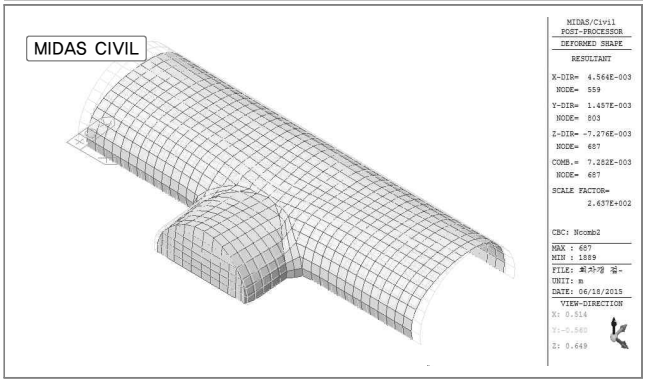
축력도



전단력도

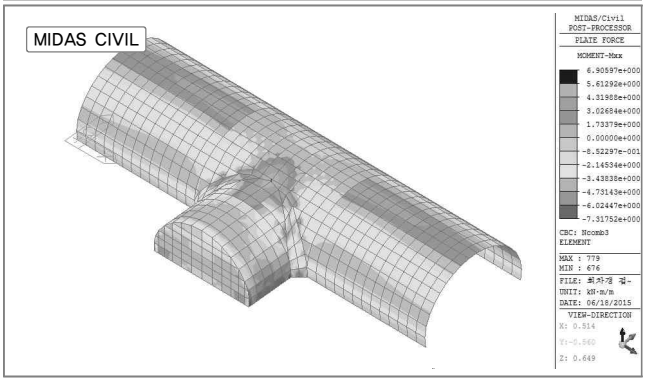


변위도

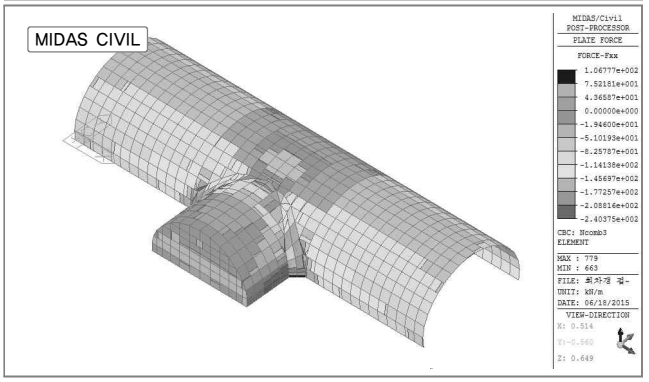


(3) LCB-3

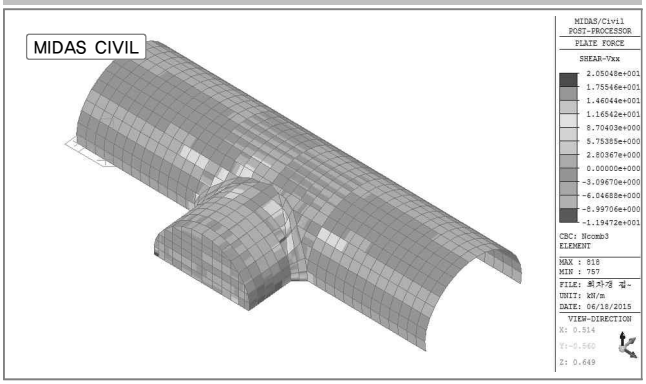
모멘트도



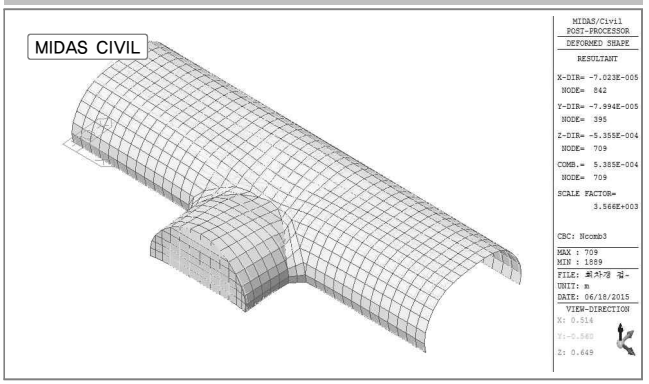
축력도



전단력도

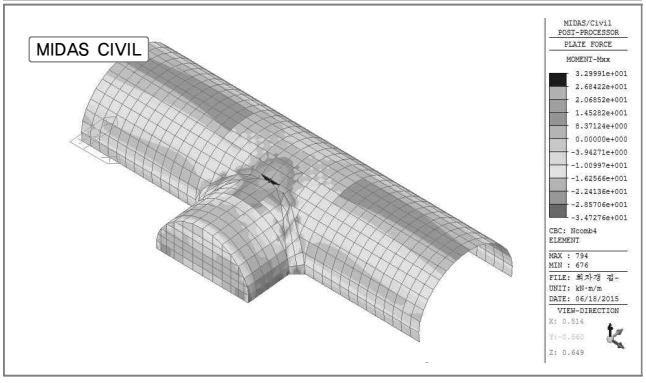


변위도

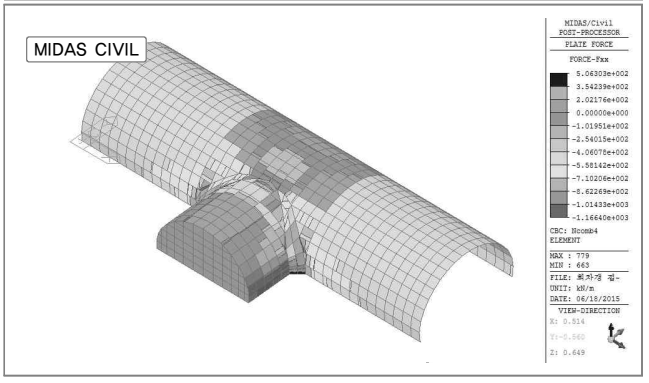


(4) LCB-4

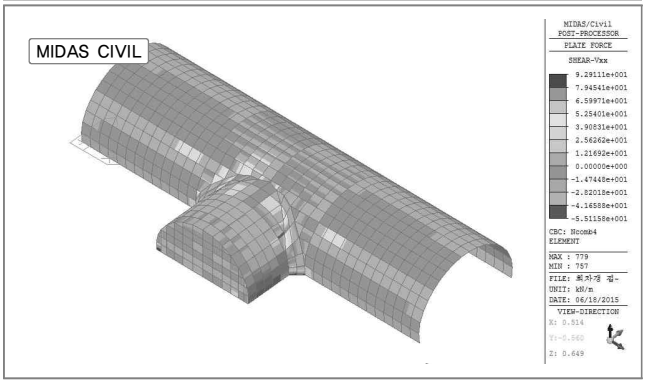
모멘트도



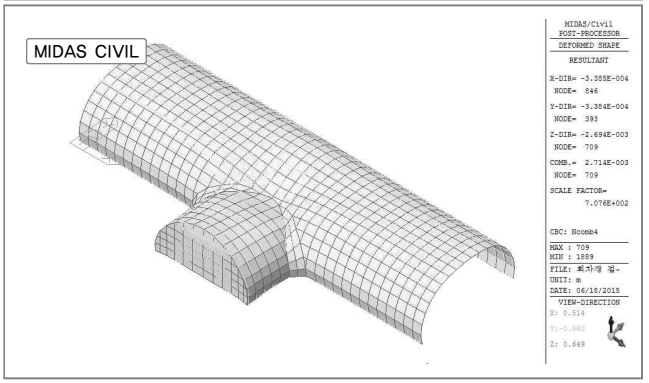
축력도



전단력도

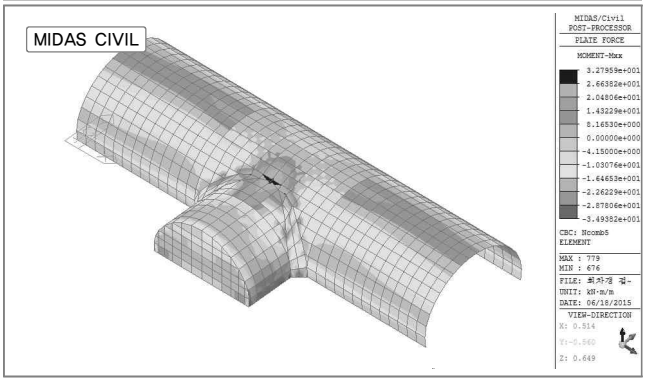


변위도

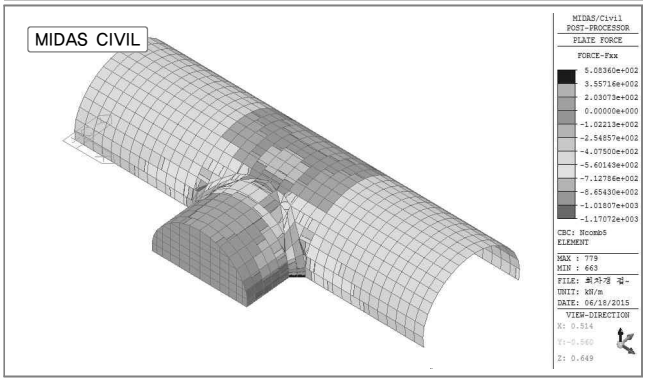


(5) LCB-5

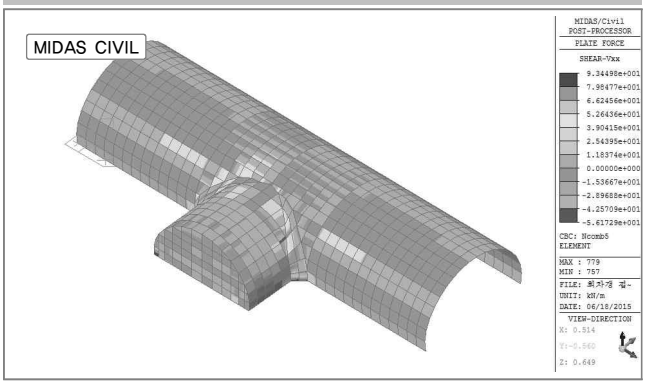
모멘트도



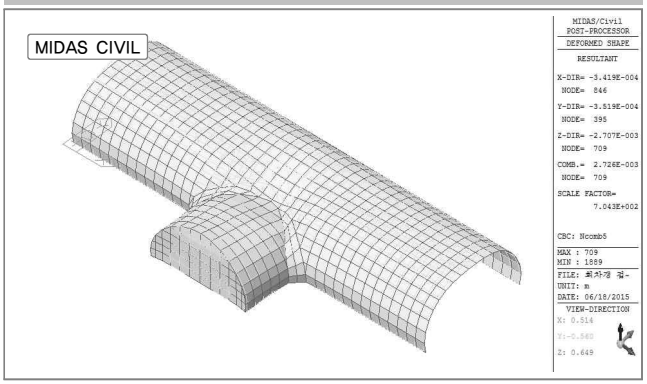
축력도



전단력도

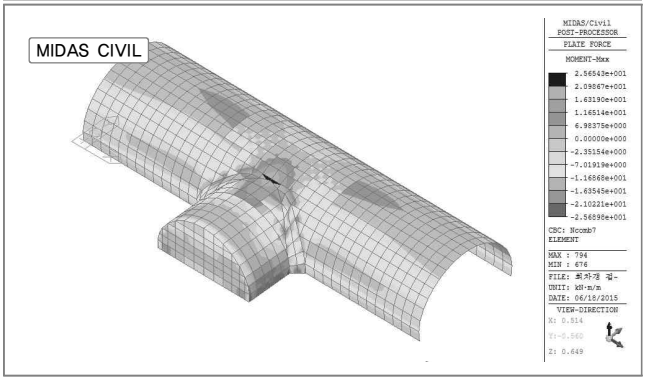


변위도

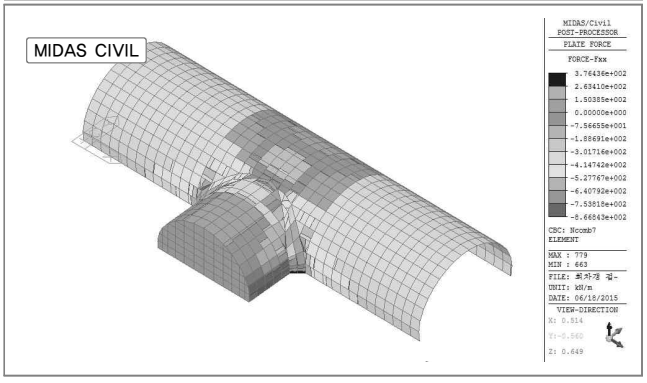


(6) LCB-6

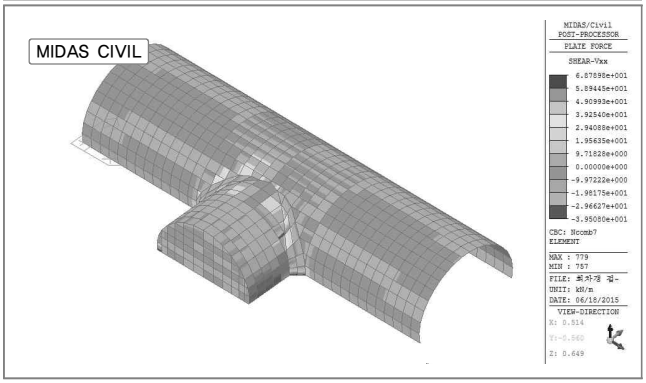
모멘트도



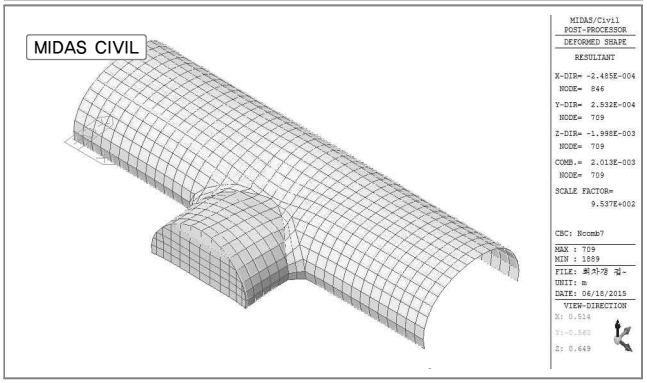
축력도



전단력도

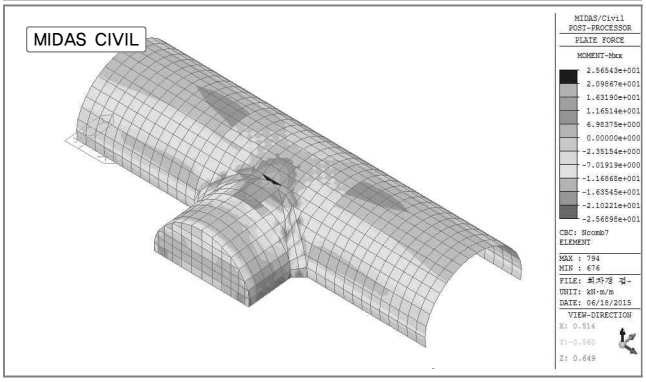


변위도

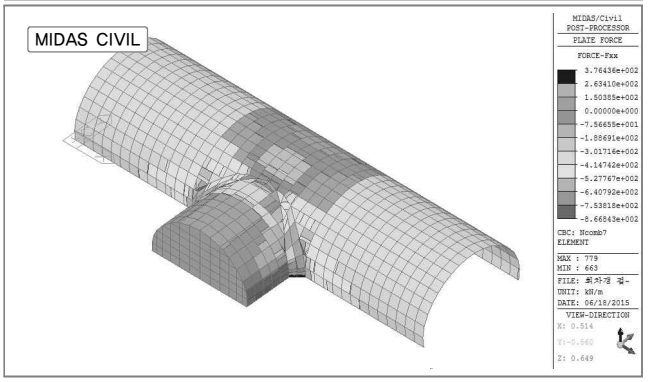


(7) LCB-7

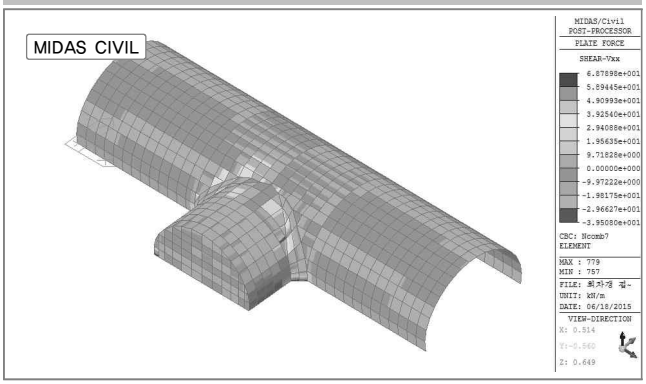
모멘트도



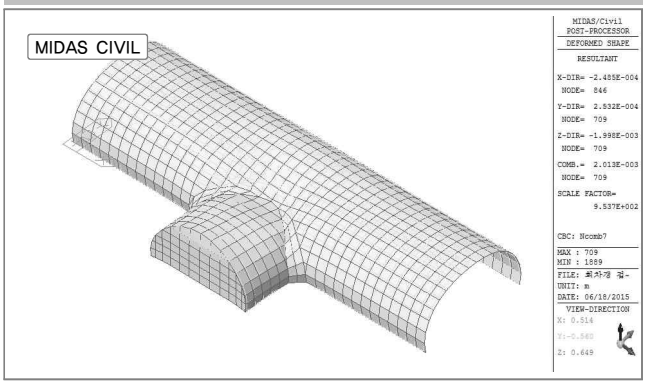
축력도



전단력도

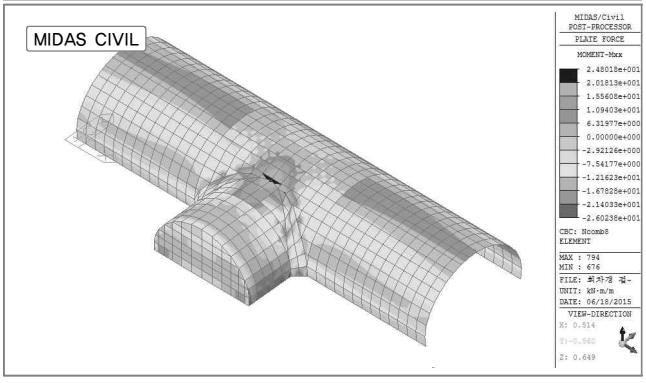


변위도

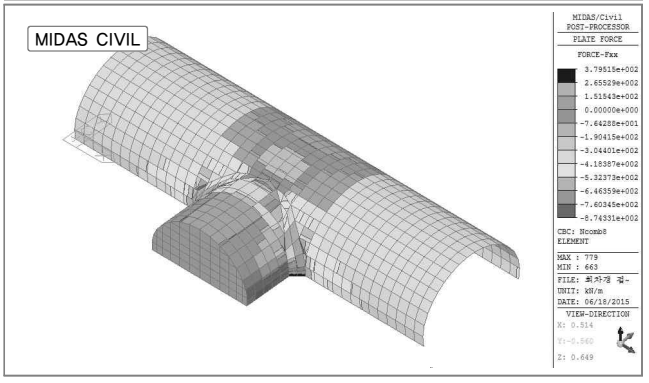


(8) LCB-8

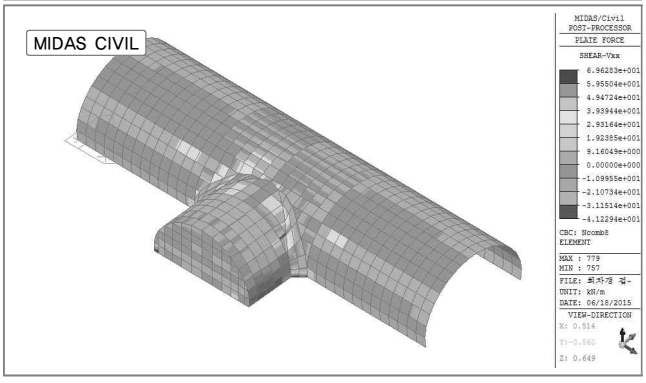
모멘트도



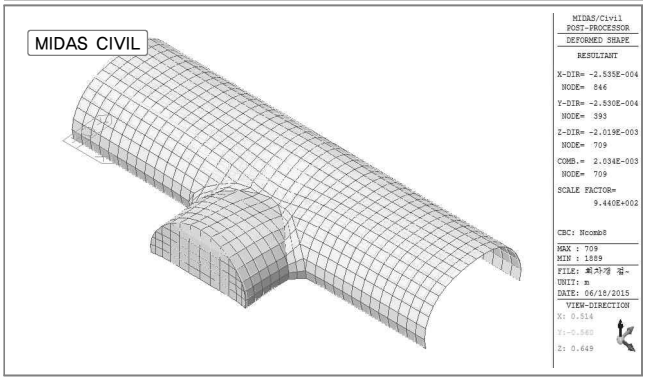
축력도



전단력도

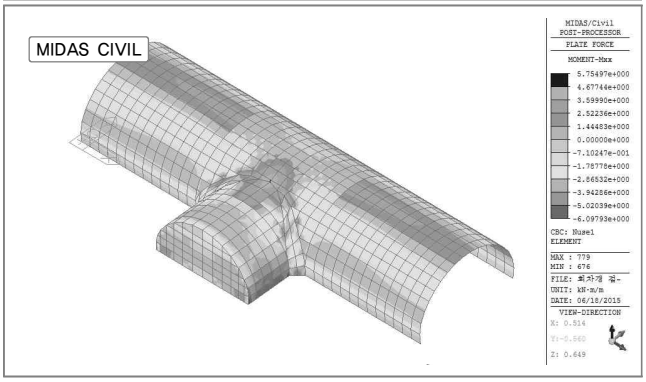


변위도

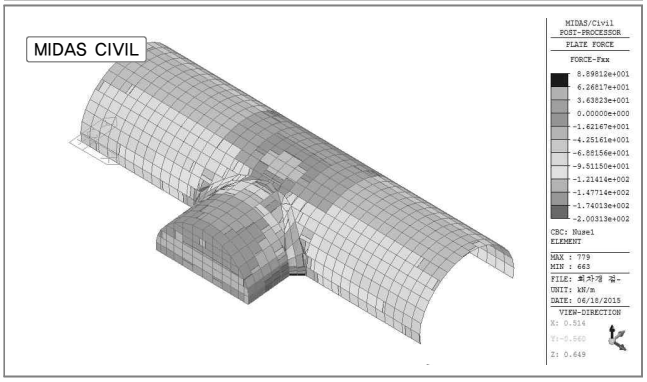


(9) USE-1

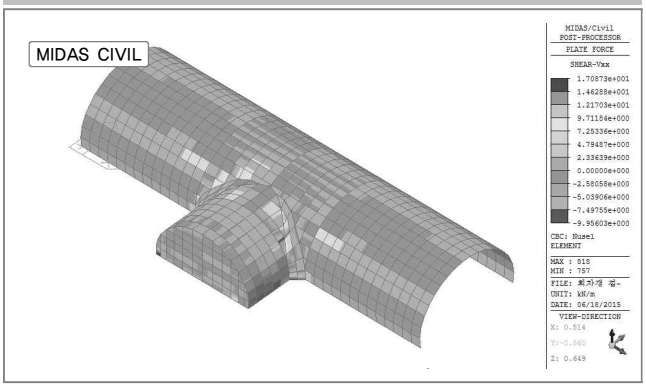
모멘트도



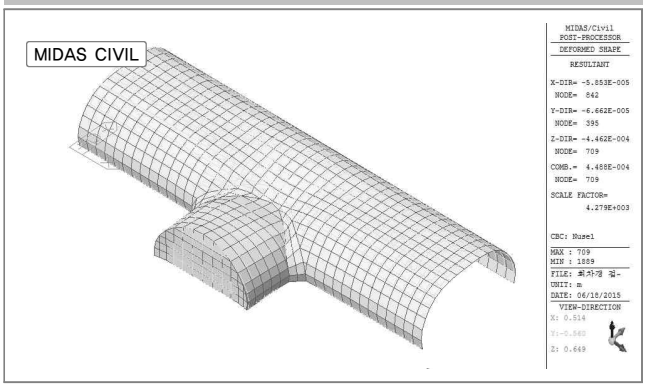
축력도



전단력도

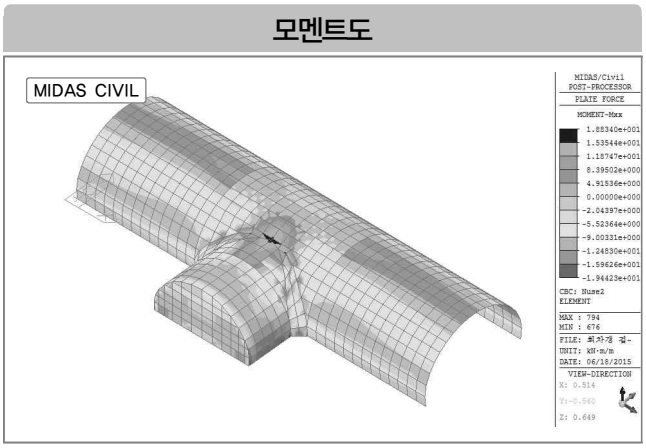


변위도

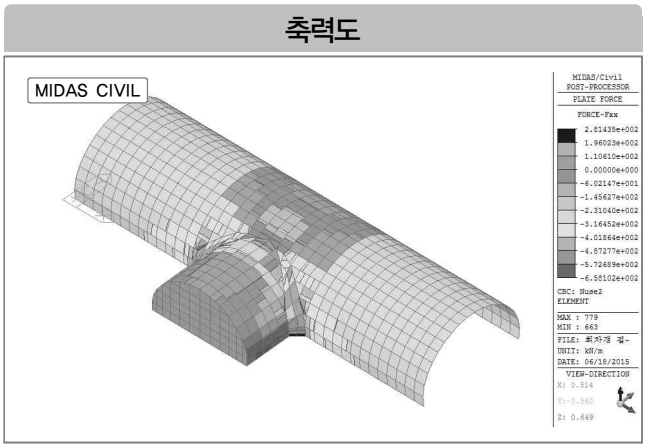


(10) USE-2

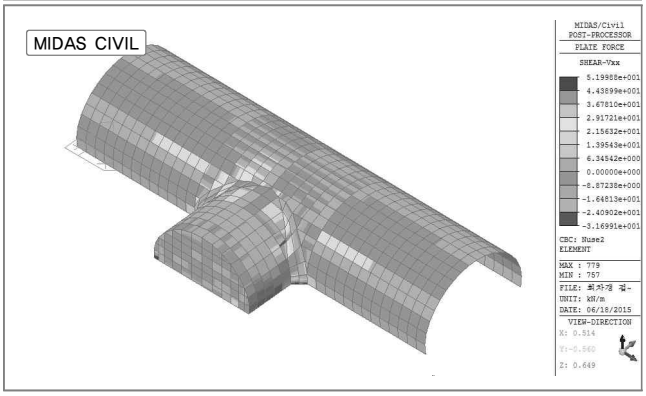
모멘트도



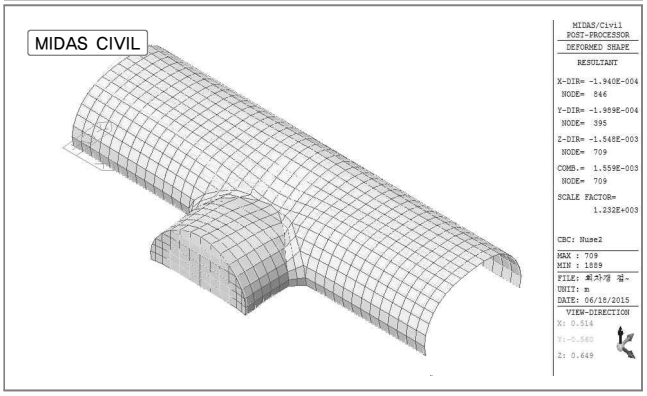
축력도



전단력도

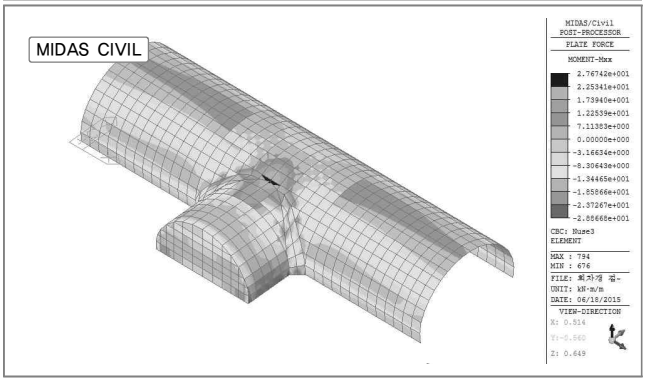


변위도

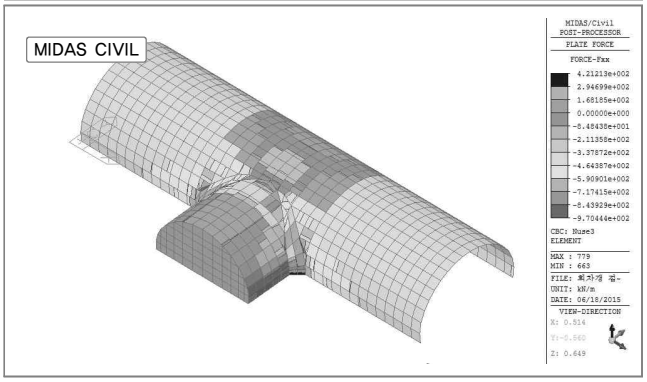


(11) USE-3

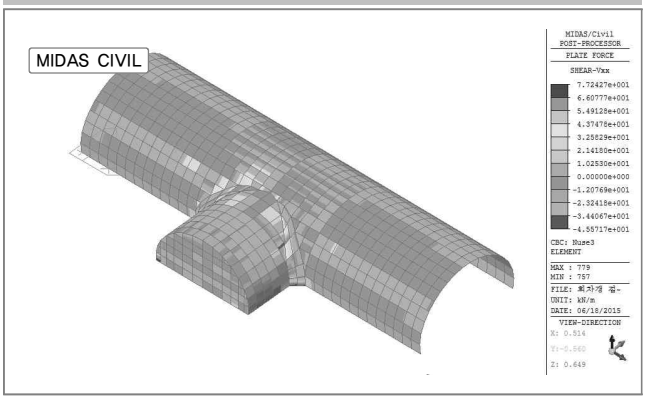
모멘트도



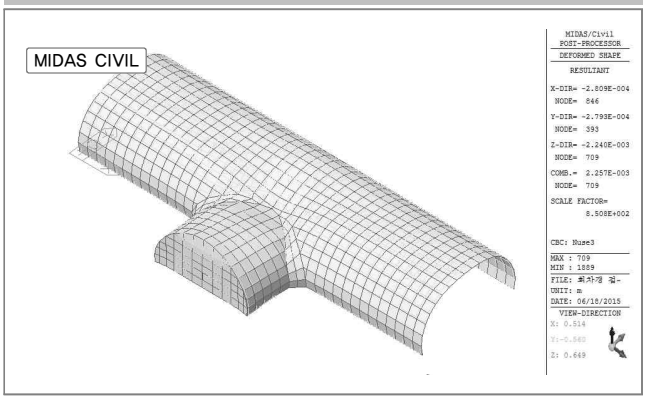
축력도



전단력도

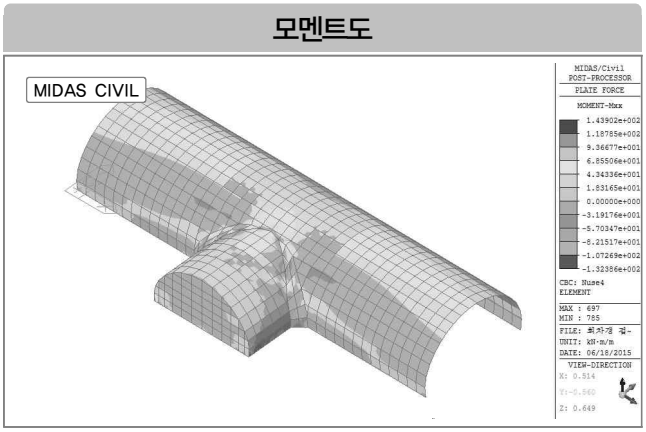


변위도

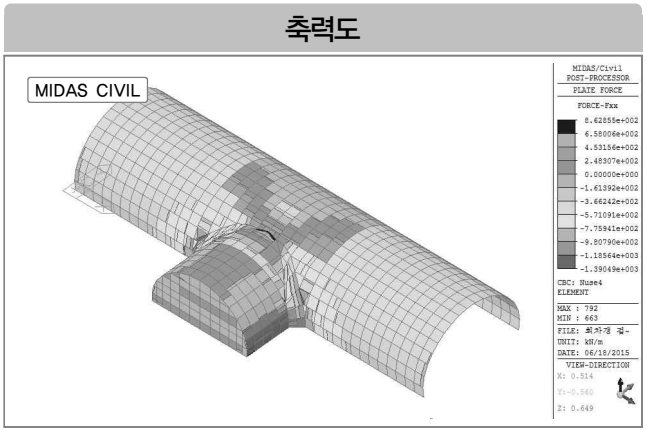


(12) USE-4

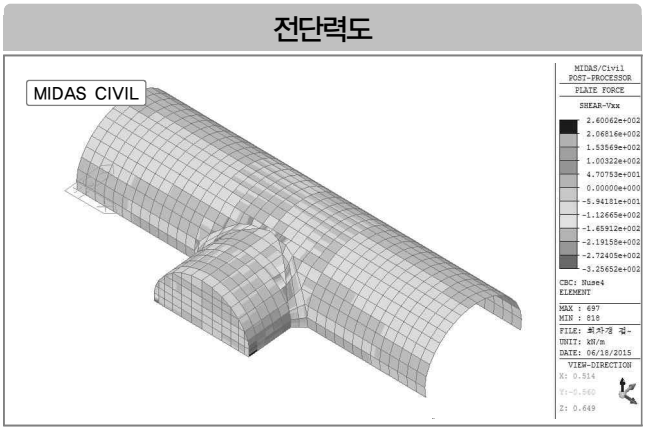
모멘트도



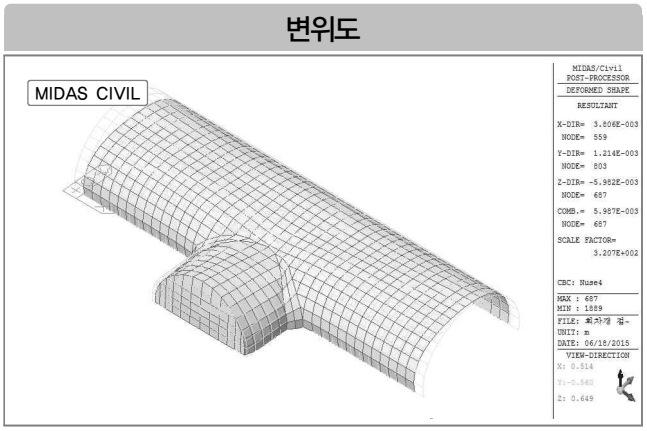
축력도



전단력도



변위도



▌철근량 검토

◈ 본선

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 57.768 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 484.472 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 119.239 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 118.43 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,416,040.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 581,374.6 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,068,375.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 308,450,700.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 149.127 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.226 mm < e = 119.239 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 150.817 mm로 가정하면.. a = k1·c = 128.194 mm
fsc = 237.97 MPa, fst = 231.47 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 2,572,104.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 306,695,400.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 119.239 mm ≒ e = 119.239 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00116
εt = 0.00116 ≤ εy = 0.0015 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 1671.867 KN ≥ Pu = 484.472 KN ∴O.K
ØMn = 199.352 KN·m ≥ Mu = 57.768 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 131.110 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 142.749 KN
Øv·Vc = 142.749 KN ≥ Vu = 131.110 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 방향전환소

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 172.845 KN·m 극 한 축 력 Pu = 832.821 KN
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 269.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 207.542 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 179.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 152.43 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,344,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 180.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,109,640.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 852,050.7 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 295.54 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,032,651.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 481,245,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 158.688 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0015 < εy = 0.0015
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 138.483 mm로 가정하면.. a = k1·c = 117.711 mm
εsc = 0.0010 fs = 205.73 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy
= 2,046,182.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)
= 424,668,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 207.542 mm ≒ e = 207.542 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00283
εy = 0.0015 < εt = 0.00283 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.72585
ØPn = 1485.227 KN ≥ Pu = 832.821 KN ∴O.K
ØMn = 308.247 KN·m ≥ Mu = 172.845 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 168.250 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 191.948 KN
Øv·Vc = 191.948 KN ≥ Vu = 168.250 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 헌치부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 300.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 129.692 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 611.970 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 91.000 mm
작 용 편 심 e = 211.925 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 91mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 139.333 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 118.43 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,416,040.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 581,374.6 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 208.13 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,068,375.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 308,450,700.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 149.127 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0010 < εy = 0.0015
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 111.036 mm로 가정하면.. a = k1·c = 94.381 mm
εsc = 0.0005　　fs = 108.27 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy
= 1,268,437.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)
= 268,814,100.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 211.926 mm ≒ e = 211.925 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00265
εy = 0.0015 < εt = 0.00265 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.71553
ØPn = 907.607 KN ≥ Pu = 611.970 KN　　∴O.K
ØMn = 192.345 KN·m ≥ Mu = 129.692 KN·m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 146.500 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 146.634 KN
Øv·Vc = 146.634 KN ≥ Vu = 146.500 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 마감벽

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 163.166 KN·m 극 한 축 력 Pu = 440.664 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 220.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 370.273 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 146.667 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 124.67 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,543,200.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 781,407.2 N
(εsc < εy —> fs = Es· εsc = 272.73 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,395,567.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 342,685,100.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 143.050 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0014 < εy = 0.0015
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 86.549 mm로 가정하면.. a = k1·c = 73.567 mm
εsc = 0.0002 fs = 45.40 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy
= 649,153.7 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)
= 240,364,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 370.273 mm ≒ e = 370.273 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00463
εy = 0.0015 < εt = 0.00463 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.82861
ØPn = 537.897 KN ≥ Pu = 440.664 KN ∴O.K
ØMn = 199.169 KN·m ≥ Mu = 163.166 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 96.380 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 148.857 KN
Øv·Vc = 148.857 KN ≥ Vu = 96.380 KN.. ∴전단철근 필요없음.

▌균열검토

◈ 본선

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 47.173 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 47.173 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.383 (j = 0.872)
x = k·d = 79.961 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.471 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 83.538 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 83.538 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 742.69 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 742.69 mm ..... ∴ O.K

◈ 방향전환소

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 143.902 KN·m
단면의 두께 H = 360.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 269.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 143.902 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01151
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.347 (j = 0.884)
x = k·d = 93.304 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.966 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 195.327 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 195.327 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 203.17 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 203.17 mm ..... ∴ O.K

◈ 헌치부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 106.490 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 106.490 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.383 (j = 0.872)
x = k·d = 79.961 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 14.607 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 188.581 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 188.581 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 217.59 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 217.59 mm ..... ∴ O.K

◈ 마감벽

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 135.371 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 209.000 mm 피 복 두 께 Dc = 91.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

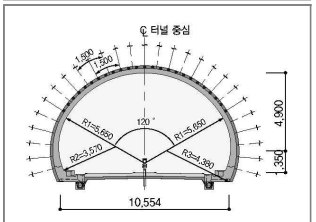
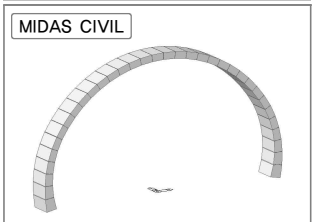
Mo = 135.371 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = D22 @ 125.00 mm (Dc = 91.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01482
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.383 (j = 0.872)
x = k·d = 79.961 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 18.569 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 239.726 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 239.726 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 128.50 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 80.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 128.50 mm ..... ∴ O.K

5.7 구조물 균열방지대책 검토

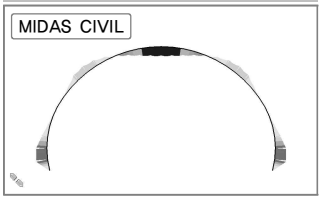
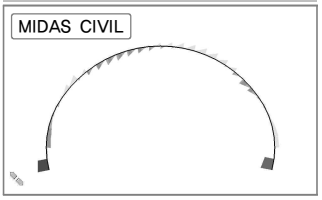
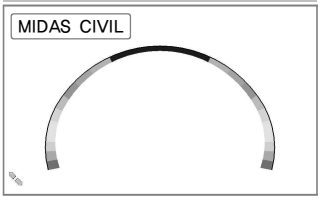
5.7.1 거푸집 탈형시기 검토

기본방향	• 콘크리트 라이닝 강도가 3MPa 이상 발현될 때 자중에 대한 강도가 발현되므로 3MPa를 적용한 시공 전·후의 안정성 확보 및 초기균열의 최소화를 위한 거푸집 탈형시기 검토

▌해석개요 및 모델링

해석단면	해석모델링	강도 발현시간 예측
		• 콘크리트 표준시방서 $f_c(t) = \frac{t}{a + b \cdot t} f_{cu}$: t = 0.64일(15hr) • 콘크리트 구조 설계기준 $\beta_{cc(t)} = \exp(\beta_{sc}(1-\sqrt{\frac{28}{t}}))$: t = 0.3225일(8hr)

▌해석결과

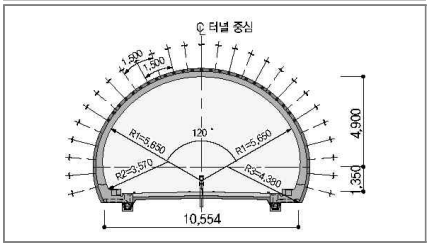
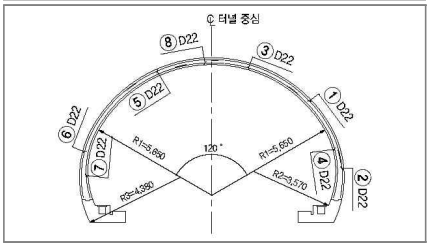
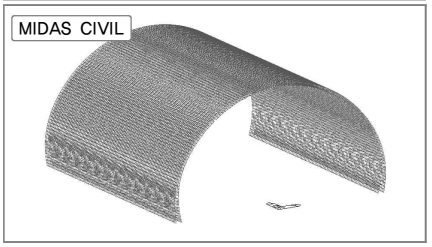
모멘트도(kN·m)	전단력(kN)	축력(kN)	해석결과
			• f_{ca} = 1.20 〉 0.281MPa • f_{ta} = 0.23 〉 0.052MPa • v_a = 0.14 〉 0.012MPa • 허용응력 이내로 안정함

검토결과	• 콘크리트 라이닝의 강도가 3MPa 이상이면 거푸집을 탈형해도 안정한 것으로 나타남

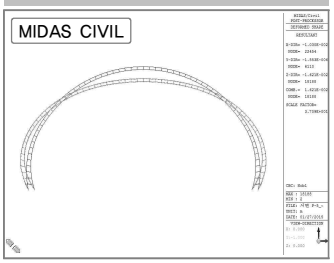
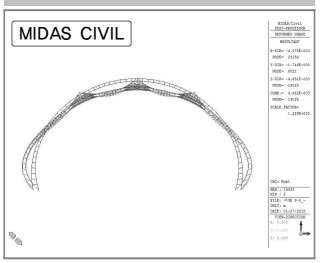
5.7.2 철근처짐 검토

기본방향	• 콘크리트 라이닝 타설시 철근 자중에 의한 처짐으로 설계된 피복두께를 확보하지 못하는 문제가 발생하므로 철근의 처짐량을 파악하고 필요시 처짐방지 대책을 수립하여 설계피복두를 확보

▌해석개요 및 모델링

해석단면	주철근도	해석모델링도
		

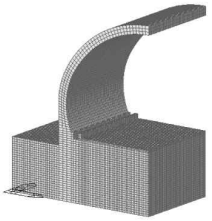
▌검토결과

앵커 미설치시	앵커 설치시	해석결과
		• 강재거푸집 1 Span(12m)에 대한 해석결과 최대천단변위 16.205mm, 최대측벽변위 10.297mm가 발생하여 피복두께 및 라이닝 안정성 확보가 어려울 것으로 판단됨 • 철근 처짐 앵커볼트 설치시 천단변위 7.575mm, 측벽변위 5.754mm로 철근처짐방지 및 라이닝 안정성을 확보함

5.7.3 수화열 검토

기본방향	• 수화열에 의한 온도균열지수를 산정하여 균열발생 가능성 평가 • 내구성, 경제서, 시공성 등을 고려한 합리적 수화열 제어대책 수립

◉ 해석방법 및 모델링

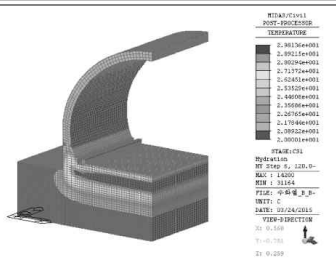
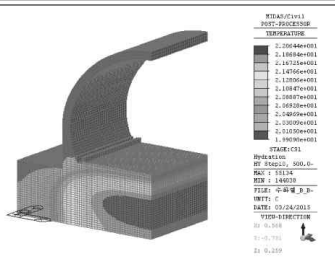
해석방법	해석모델링
• 시간에 따른 시멘트 수화로 인해 발생하는 온도변형 및 수축변형에 대한 안정성 검토수행 • 종방향 및 횡방향 대칭조건에 의한 1/2 모델링 수행 • 터널 라이닝은 타설길이를 고려하여 10m로 모델링 • 적용하중 : 콘크리트 자중, 대기 및 암반온도 20℃ • 해석적용 프로그램 : MIDAS CIVIL	

◉ 콘크리트 조건

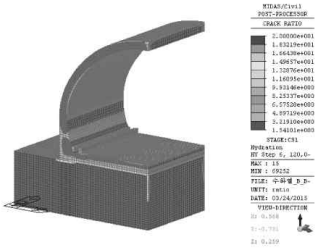
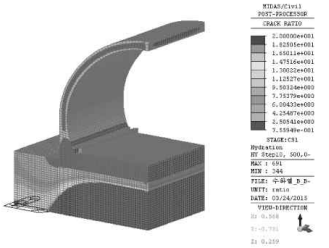
콘크리트 열특성	콘크리트 역학적 특성
$Q(t) = Q_{\infty}(1 - e^{-rt})$ 여기서, Q_{∞} : 최종단열온도상승량(℃) r : 온도상승속도 t : 재령(일) Q(t) : 재령 t일에서의 단열온도상승량(℃)	$f_{cu}(t) = \frac{t}{a + bt} d(i) f_{ck}$ (압축강도) $f_{sp}(t) = c\sqrt{f_{cu}(t)}$ (인장강도) 여기서, i : 설계기준강도의 설계재령(28일 및 91일) d : 재령 i일에 대한 재령 91일의 강도증가율 a, b : 시멘트종류에 따른 계수

◉ 해석결과

▌온도변화

120hr	500hr
	
• 최대온도 : 23.66℃	• 최대온도 : 20.19℃

▌온도균열

120hr	500hr
	
• 최소균열지수 : 2.63	• 최소균열지수 : 1.84

검토결과	• 해석결과 최대 온도상승은 측벽부에서 27.74℃(10hr 경과), 최소 균열지수는 1.84가 발생 • 균열지수 1.20이상 확보로 수화열에 의한 안정성을 확보하는 것으로 검토됨

5.8 내구성 및 내화설계

5.8.1 정량적 내구성 평가

기본방향	• 터널개착 및 본선 구조물에 대한 내구지수–환경지수 산정법을 이용한 정량적인 내구성 평가를 수행 • 목표내구수명(100년) 동안 소요의 내구성능 확보 검토 및 내구성 증진대책 제안

◉ 평가모델

설계목표	목표내구수명 설정	내구성 설계원칙	설계적용
• 목표내구수명 확보 • 안정성 유지 • 사용성 확보	• 내구 1등급 반영 – 목표내구수명(100년)	• 환경적 내구성 저하요인 분석 • 내구성능 특성치와 예측치 비교 (염해, 탄산화, 동해, 화학적 침식) • 환경계수, 내구성 감소계수 도입 (열화 조건에 대한 안전율 확보)	• 재료선정(요구성능 확보) –시멘트 재료 –압축강도 –W/C 등 배합 • 적정 피복두께

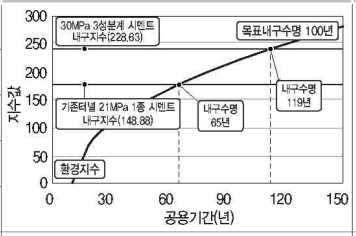
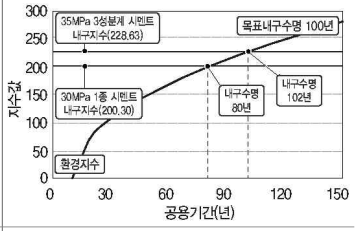
◉ 평가검토항목

환경측면	재료측면	설계측면	시공측면
• 중성화 • 염해 • 동해 • 황산염 침해	• 시멘트 • 골재 • 혼화재 • W/C 등	• 철근 피복두께 • 배근상세 • 시공이음 • 사용성 등	• 콘크리트 타설 • 철근 가공조립 • 기능공 숙련도 • 거푸집, 동바리 등

◉ 평가조건

구 분	내 용
혼 합 시 멘 트	• 평균온도 12.4℃, 평균습도 77.1%, 기상청 30년 평년 자료 근거
검 토 위 치	• 울릉도 일주도로 본선터널 및 개착터널 구조물
기 준 검 토 사 항	• 콘크리트 표준시방서(2008), 콘크리트 구조기준(2012), 입찰안내서 등 내구성 요구지침

◉ 평가결과

구 분		내구성 평가($D_T/E_T \geq 1.0$)		내구수명 검토(목표내구수명 100년)	
		본선터널	개착터널	본선터널	개착터널
내구지수	기 본	30.00	30.00		
	재 료	60.15	67.55		
	설 계	72.58	76.08		
	시 공	46.00	55.00		
	합 계	208.73	228.63		
안 전 율		1.10(O.K)	1.01(O.K)	119년 〉 100년(O.K)	102년 〉 100년(O.K)

◉ 내구성 증진방안

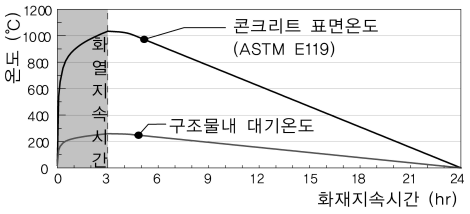
재료분야	설계분야	시공분야
• 3성분계 시멘트 • 최소 물–시멘트비 40% 이하 • 단위수량 160kg/m^3 이하 • 콘크리트 생산 : KS표시 허가공장	• 철근순피복 증가 • 가외 철근비 0.25적용 • 피복두께, 시공이음 관리 철저 • 설계자가 경험년수 12년 자격 소지	• 1등급 : 품질시험기술사 • 콘크리트 타설시 철저한 품질관리 • 습윤양생 • 정밀배근 • 거푸집, 동바리 시공 철저

검토결과	• 내구지수가 환경지수를 상회하고, 예측 내구수명이 목표내구수명(100년) 이상으로 내구성 확보 ➜ 예측 내구수명 : 본선터널 119년, 개착터널 102년 확보

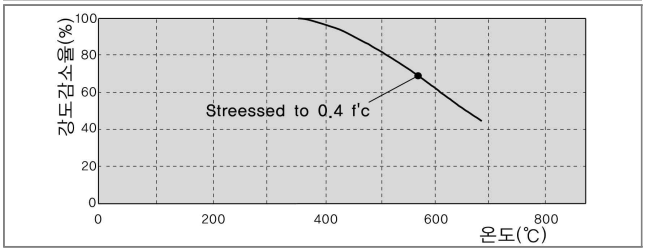
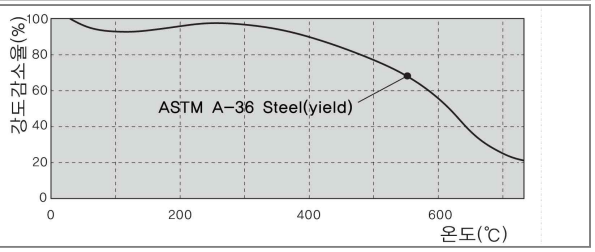
5.8.2 내화 설계

기본방향 • 터널 구조물의 내화해석을 통한 내화성능 검토로 화재시 구조 안정성 확보

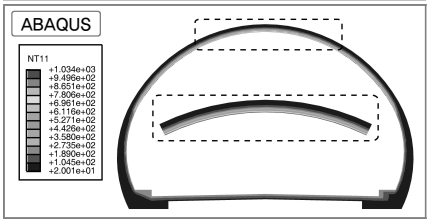
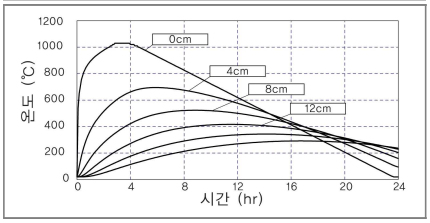
◉ 온도가열곡선

온도가열곡선 조건	온도가열곡선
• ASTM E119 온도가열곡선 적용 • 화재전 대기온도 : 20℃ • 화열지속시간 : 3시간 • 화재시 최대가열온도 : 1,034℃ • 최대온도 도달이후 24시간 자연냉각	

◉ 온도가열곡선

온도에 따른 콘크리트 강도	온도에 따른 철근 강도
	

◉ 열전달해석 결과

최대온도분포도(P-5-2)	깊이별 온도분포 곡선
	

콘크리트의 강도감소

구분	압축 콘크리트부	인장 철근부
천장부	251.1℃	524.0℃
어깨부	642.1℃	279.8℃

◉ 콘크리트 및 철근의 강도감소 및 철근비 검토

구 분	콘크리트 강도감소비	철근 강도감소비	철근비	평가
천 장 부	1.00	0.74	0.121	O.K
어 깨 부	0.53	0.97	0.278	O.K

◉ 내화성능 검토

• 화재부 설계모멘트 산정 : 화재 발생후의 설계모멘트는 ACI 216R-89 CODE에 의해 산정

$$M_{n\theta} = A_S \cdot f_{y\theta}\left(d - \frac{a_\theta}{2}\right) \qquad a_\theta = \frac{A_S \cdot f_{y\theta}}{0.85 \cdot b \cdot f_{ck\theta}}$$

$M_{n\theta}$: 화재발생후 설계모멘트
a_θ : 화재발생후 콘크리트 응력사각형 높이
d : 유효깊이

구 분	설계모멘트(kN·m)		사용하중 (kN·m)	평가
	화재전	화재후		
천 장 부	270.39	143.30	75.78	O.K
어 깨 부	243.75	131.95	104.16	O.K

검토결과 • 화재발생 후 강도감소가 발생하나 외력에 대해 큰 강도를 확보하여 내화성능을 만족함

5.8.3 염소이온 침투해석

기본방향	• 염소침투로 인한 콘크리트의 내구성 저하 및 철근부식현상 방지 • 염소이온 침투해석을 통한 설계 피복두께의 적정성 및 목표 내구수명 확보

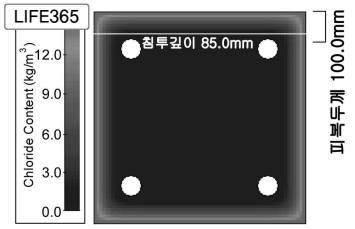
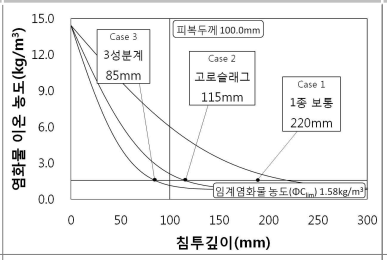
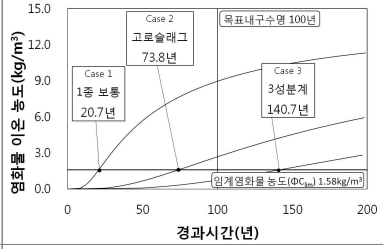
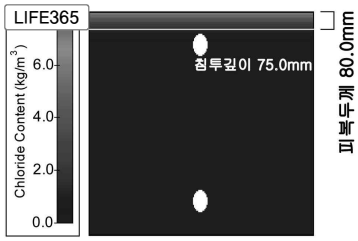
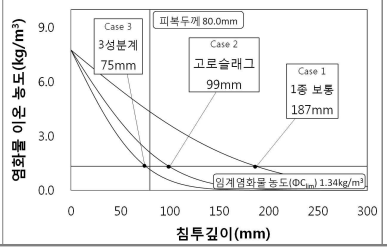
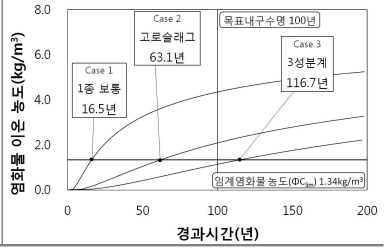
◉ 해석개요

구 분	내용(콘크리트표준시방서 근거)
염소이온 침투모델	• Fick의 제 2확산 법칙 : $C_d - C_i = (C_s - C_i) \times \left\{1 - \mathrm{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{(D_d \cdot t)}}\right)\right\}$ C_d : 염화물이온 농도의 설계 값(kg/㎥) C_i : 초기 염화물이온 농도(kg/㎥) C_s : 표면 염화물이온 농도(kg/㎥) D_d : 염화물이온의 유효확산계수(㎡/y, ㎡/s)
염해 내구성 평가	• $\gamma_P C_d \leq \phi_k C_{lim}$ γ_P : 염해에 대한 환경계수(일반적 1.11) ϕ_k : 염해에 대한 내구성 감소계수(일반적 0.86) C_d : 염화물이온 농도 예측값(kg/㎥) C_{lim} : 철근 부식 개시 임계 염화물이온 농도(kg/㎥) $C_{lim} = 0.004 C_{bind}$ (여기서 C_{bind} : 단위 결합재량(kg/㎥))

◉ 해석조건

구 분	압축강도	표면염화물 이온농도	피복두께	임계염화물 이온농도
개착터널	35MPa	13.0kg/m^3 (간만대, 몰보라 지역)	100mm	1.58kg/m^3 (단위시멘트량 ×0.4%)
본선터널	30MPa	7.0kg/m^3 (해상대기중)	80mm	1.34kg/m^3 (단위시멘트량 ×0.4%)

◉ 해석결과

구 분	염소이온 침투분포	염소이온 침투깊이	염소이온 침투년수
개착터널			
본선터널			

◉ 염해 내구성 평가 및 적용시멘트 선정

구 분	시멘트 재료	침투깊이 검토	내구수명 검토	염해내구성 평가	평가
개착터널	3성분계	85.0mm 〈 100.0mm(O.K)	140.7년 〉 100년(O.K)	0.75 〈 1.58(O.K)	O.K
본선터널		75.0mm 〈 80mm(O.K)	116.7년 〉 100년(O.K)	1.14 〈 1.34(O.K)	O.K

◉ 염해 내구성 증진방안

구 분	소요강도	시멘트 재료	표면처리	피복두께
내구 증진방안	30MPa ~ 35MPa	3성분계 시멘트	염화물 제거	적정 소요 피복두께 확보(80mm ~ 100mm)

검토결과	• 염해방식 대책(3성분계 시멘트, 소요 피복두께 확보) 적용을 통해 목표내구수명 100년 만족

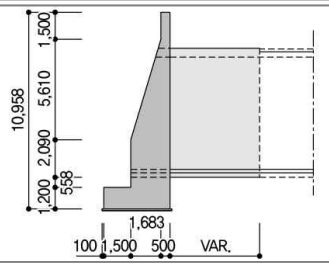
5.9 기타 구조물 안정성 검토

5.9.1 갱문 구조물의 지내력 검토

기본방향	• 염소침투로 인한 콘크리트의 내구성 저하 및 철근부식현상 방지 • 염소이온 침투해석을 통한 설계 피복두께의 적정성 및 목표 내구수명 확보

◉ 해석현황 및 검토 위치선정

면벽식 갱문 측면도



안정성 검토 위치 선정

- 갱문뒷면에 암반층이 존재하는 서면2터널 종점부 갱문을 검토위치로 선정
- 면벽식 갱문을 뒷채움재가 존재하는 옹벽구조물로 적용하여 안정성 검토수행

◉ 적용 하중조건

구 분	연직력Ry(kN)	수평력Rh(kN)	저항모멘트Mr(kN · m)	전도모멘트M0(kN · m)
콘크리트 자중	455.76	–	1,171.02	–
토 압	87.03	215.40	–	307.26
합 계	542.76	215.40	1,171.02	307.26

◉ 갱문구조물 지내력 검토결과

전도에 대한 안정성 검토

- Fs = Mr/Mo = 1171.02 / 307.26 = 3.81 > 2.00 ∴O.K

활동에 대한 안정성 검토

- Fs = (tan δ ·Rv+2/3·C·B)/Rh = (0.40×542.79+200×2/3×3.68)/215.40 = 3.29 > 1.50 ∴O.K

전도에 대한 안정성 검토

- Terzaghi 지지력 산정식

  qult = α cNc + β γ 2BNγ + γ 1Df Nq

  qult = 10,944.62kPa, qa = qult/3 = 3,648.20kPa

  qm = $\frac{R_v}{B}(1+\frac{6e}{B})$ = 207.38kPa < 3,648.20kPa ∴O.K

- 합력의 작용위치 : X = $\frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum R_v} = \frac{1171.02-307.26}{542.79}$ = 1.591m

- 합력의 편심량산정 : e = $\frac{B}{2} - X = \frac{3.68}{2} - 1.591 = 0.249m \leq 0.613m = \frac{B}{6}$ ∴O.K

검토결과	• 갱문구조물의 안정성 검토결과 전도, 활동 및 지지력에 대한 안정성 확보

제 6 장 발파설계

제6장 발파설계

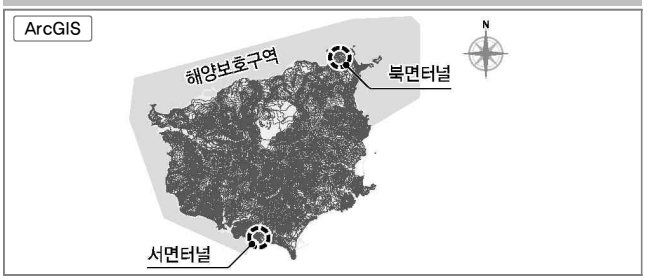
6.1 노선 및 보안물건 현황

6.1.1 설계 중점사항

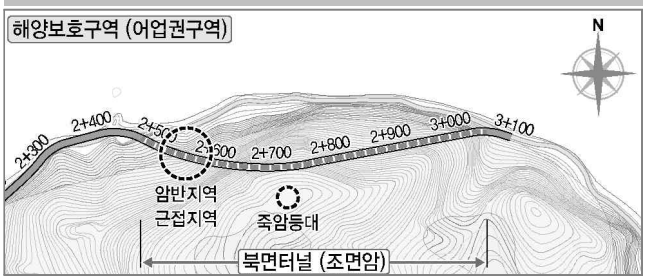
구 분	설계적용사항
보안물건 특성 분석	• 인접 보안물건 특성별 발파현황 관리기준 설정(지반진동, 대기소음, 수중소음으로 구분)
암반을 고려한 발파패턴 설계	• 다공질의 현무암(각력암)질 암반과 강도 특성이 높은 조면암질 암반으로 구분하여 발파공법 설계 ➜ 각력암(서면 터널) : 천공간격 축소 및 가스발생량이 많은 폭약 사용 ➜ 조면암(북면 터널) : 동적위력이 우수한 폭약 사용 • 울릉도내 기존 실험 계측 DATA 및 실규모 발파시 실측 DATA를 활용한 발파공법 설계
미굴 / 여굴 제어	• 약장약 발파 및 암반 손상권 방지를 위하여 설계굴착전열공에 소구경 폭약 사용
수중소음 영향권 검토	• 현장 조사 자료 및 지반진동과 수중소음의 상관식을 통한 수중소음 영향권 검토

6.1.2 계획 노선 및 보안물건 현황

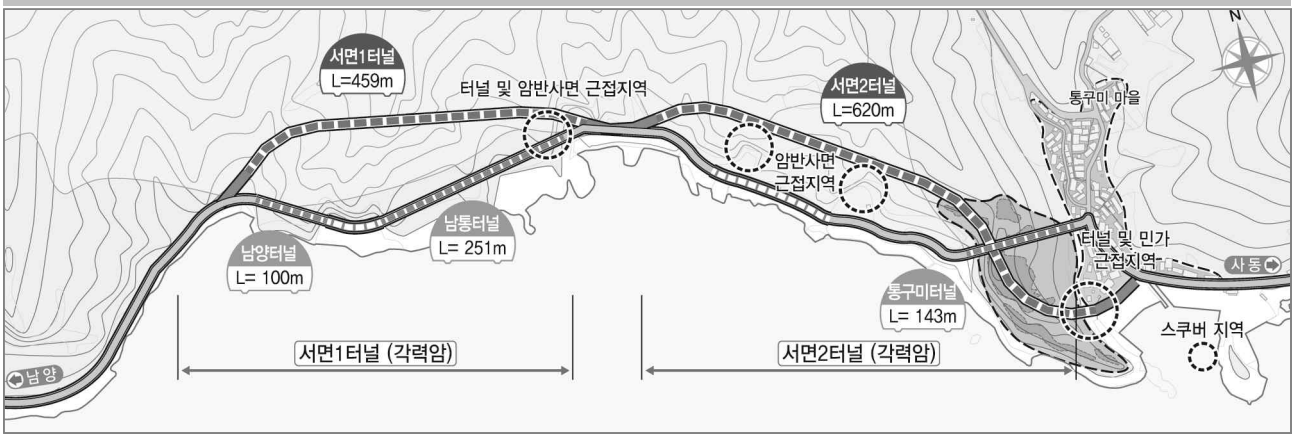
사업구간 현황



북면터널 현황



서면터널 현황



통구미 마을



통구미 터널



암반 사면(급경사지)



6.2 기 수행 실험 자료 검토

6.2.1 조사 및 분석 ITEM

구 분	조사 항목 및 설계 적용 사항
시추공 진동탐사	• 기 실시한 시추공 진동탐사 결과를 토대로 현장내 적합한 진동 추정식 산출
실규모 시험발파	• 천부터널 발파 자료를 활용한 소음 영향권 검토의 기초 자료 활용
수중 소음 측정	• 울릉도 인근 지역 배경 소음 측정 후 수중 소음 관리기준 검토를 위한 기초 자료 활용

6.2.2 시추공 진동탐사

◉ 시추공 진동탐사 수행 내용

▌시추공 진동탐사 수행 목적

- 계획노선 주변 지반에서 시추공 시험발파를 통하여 발파 진동추정식 산출
- 발파진동 주파수대역 및 우세성분 분석
- 일반적인 발파진동추정식과 시험발파 진동추정식과의 비교분석 및 적합성 검증
- 보안물건별 발파진동 영향권 검토 및 발파설계 자료 활용.

▌시추공 진동탐사 수행 과정



▌시추공 시험발파 도출인자(Factor) 및 발파설계 적용요소

도출 인자	발파 설계 적용 요소
• 발파진동추정식 산출 • 발파진동 최대치(PPV) 우세성분 추정 • 발파진동 최대치(PPV) 주주파수대 추정	• 지발당장약량 산출 및 발파패턴 결정 • 발파진동영향 범위 설정 • 구조물 고유진동수와의 공진현상 예측

◉ 투입 계측기 현황

▌PMT 계열 계측기

최대 측정범위	• 100㎜/sec까지 자동 범위 설정
Trigger Level	• 0.30~80㎜/sec 범위 내에서 0.02㎜/sec단계로 설정 가능
가 속 도	• 진동속도에 대한 진동 가속도 계산 가능
변 위	• 0.0001″ ~ 1.50″ 범위내 진동 변위 계산 가능
주파수 분석	• 3 ~ 250Hz
표본 추출율	• 1,024 sample/min
기 록 방 식	• 수동 및 자동으로 1~30초에서 선택

장비 외양



▌DS 계열 계측기

최대 측정범위	• 254㎜/sec까지 자동 범위 설정
Trigger Level	• 0.13~253.9㎜/sec 범위 내에서 0.01㎜/sec단계로 설정 가능
가 속 도	• 0.01~30gal 범위내 진동 가속도 계산 가능
변 위	• 0.0001″ ~ 1.50″ 범위내 진동 변위 계산 가능
주파수 분석	• 0.5 ~ 8000Hz 기록 시간에 독립적 임펄스 필터링
표본 추출율	• 1,024 sample/min
기 록 방 식	• 수동 및 자동으로 1~24초에서 선택

장비 외양



▌VMS 계열 계측기

최대 측정범위	• 288.6㎜/sec까지 자동 범위 설정
Trigger Level	• 0.51~50.8㎜/sec 범위 내에서 0.01㎜/sec단계로 설정 가능
가 속 도	• 진동속도에 대한 진동 가속도 계산 가능
변 위	–
주파수 분석	• 2~250Hz
표본 추출율	• 1,024 sample/min
기 록 방 식	• 수동 및 자동으로 1~10초에서 선택

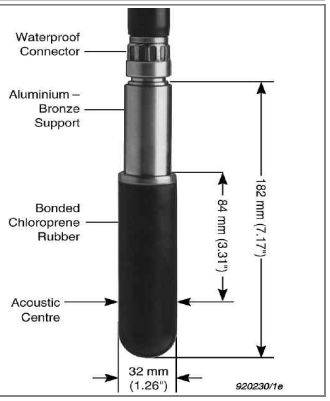
장비 외양



▌Hydro-phone 8104 (B&K)

고 감 도	• –173 dB re 1V/μ Pa
주파수 분석	• 0.1Hz ~ 80 kHz
기 타 특 성	• 내장전압보정을 위한 프리앰프(preamplifier) 구성
	• Sea-state zero(세계해상상태코드-고요한상태)하에서도 등가소음레벨이 용이
	• 내구성 구조 / 개별 보정
	• 넓은 범위의 정확한 주파수 응답
	• 넓은 주파수 범위의 전 방향성
	• Working pressures up to 9.8 × 106 Pa (100 atm. [1000 m])

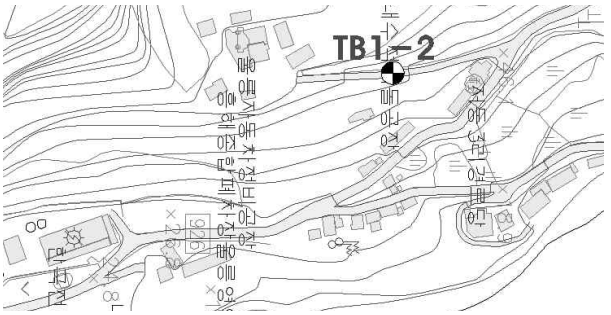
장비 외양



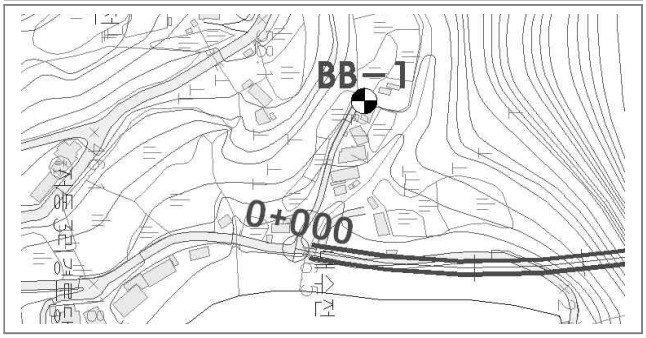
◉ 시추공 시험발파 수행

▌시험발파대상 시추공 위치

TB 1-2



BB-1



◉ 시추공별 주요 현황

▌TB 1-2

시 추 공 번 호	• TB 1-2
발 파 횟 수	• 4회
발 파 심 도	• 10.0 ~ 20.0m
장 약 량	• 0.1875 ~ 0.7500kg
사 용 폭 약	• MegaMITE ∅32㎜×400㎜×375g
계 측 지 점	• 9대

장약 제원



▌BB 1-1

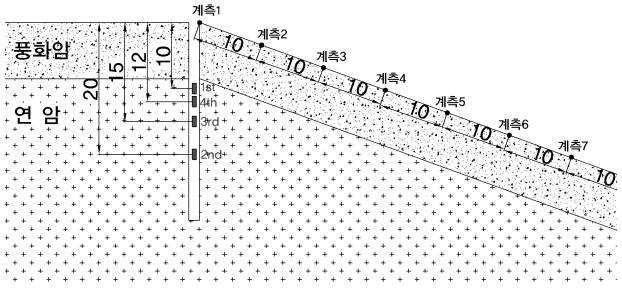
시 추 공 번 호	• BB 1-1
발 파 횟 수	• 2회
발 파 심 도	• 8.0 ~ 10.0m
장 약 량	• 0.1875 ~ 0.7500kg
사 용 폭 약	• MegaMITE ∅32㎜×400㎜×375g
계 측 지 점	• 9대

장약 제원

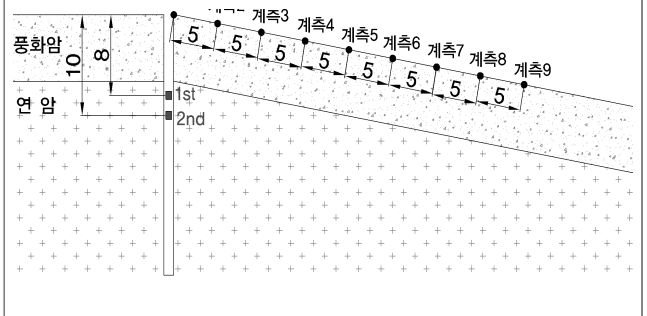


◉ 시추공별 장약 및 계측기 설치 모식도

TB 1-2



BB 1-1



◉ 시추공 진동탐사 진행 과정

과정 1. 장약 제원 현황



과정 2. 시추심도 확인



과정 3, 장약 및 전색 작업



과정 4. 전색 완료 및 결선 확인



과정 5. 저항 측정



과정 6. 방호 작업



과정 7. 발파진동 계측기 설치



과정 8. 발파 실시

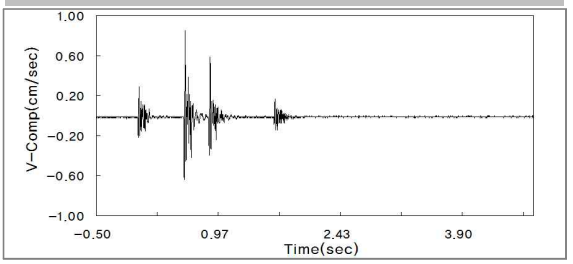


◉ TB 1-2 계측 결과

▌계측-1 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.144	0.287	0.221	0.287
2 n d s h o t	0.276	0.850	0.740	0.850
3 r d s h o t	0.155	0.585	0.375	0.585
4 t h s h o t	0.099	0.166	0.088	0.166

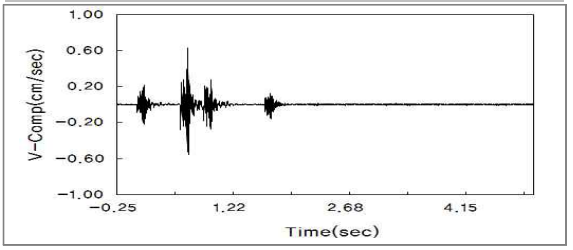
발파 진동 파형



▌계측-2 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.344	0.217	0.632	0.632
2 n d s h o t	1.386	0.632	2.274	2.274
3 r d s h o t	0.681	0.276	1.430	1.430
4 t h s h o t	0.342	0.159	0.576	0.576

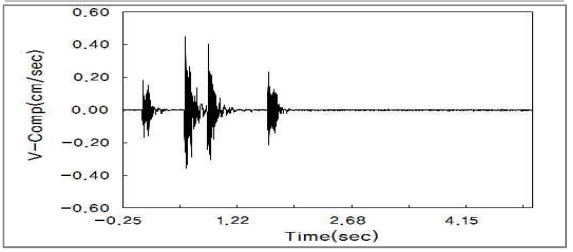
발파 진동 파형



▌계측-3 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.115	0.183	0.122	0.183
2 n d s h o t	0.310	0.451	0.298	0.451
3 r d s h o t	0.188	0.405	0.264	0.405
4 t h s h o t	0.103	0.234	0.149	0.234

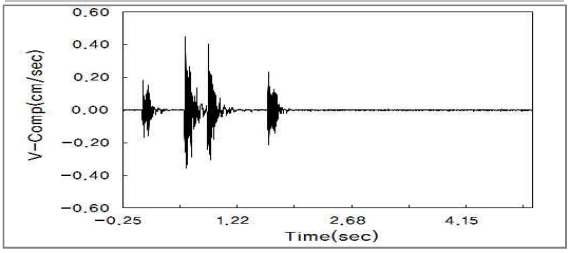
발파 진동 파형



▌계측-4 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.227	0.134	0.105	0.227
2 n d s h o t	0.691	0.427	0.264	0.691
3 r d s h o t	0.581	0.349	0.246	0.581
4 t h s h o t	0.164	0.195	0.105	0.195

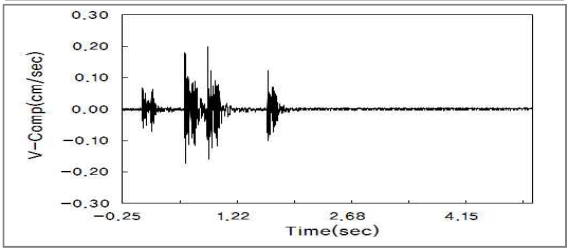
발파 진동 파형



▌계측-5 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.042	0.071	0.046	0.071
2 n d s h o t	0.159	0.181	0.139	0.181
3 r d s h o t	0.159	0.200	0.107	0.200
4 t h s h o t	0.042	0.124	0.090	0.124

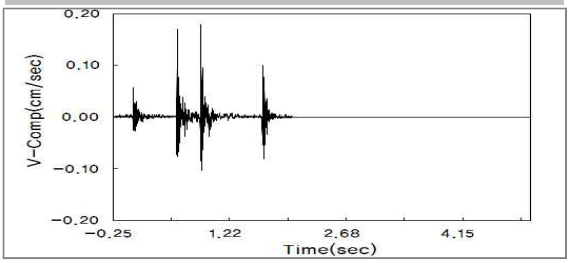
발파 진동 파형



▌계측-6 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.052	0.057	0.049	0.057
2 n d s h o t	0.165	0.170	0.143	0.170
3 r d s h o t	0.165	0.179	0.173	0.179
4 t h s h o t	0.094	0.100	0.108	0.108

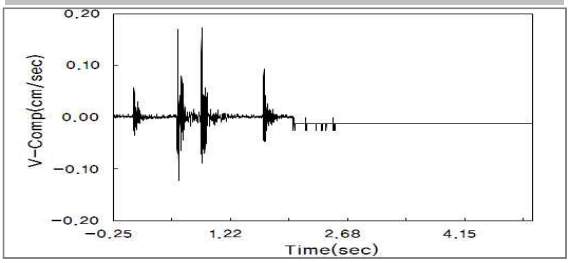
발파 진동 파형



▌계측-7 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.052	0.057	0.062	0.062
2 n d s h o t	0.173	0.170	0.203	0.203
3 r d s h o t	0.154	0.173	0.178	0.178
4 t h s h o t	0.083	0.094	0.105	0.105

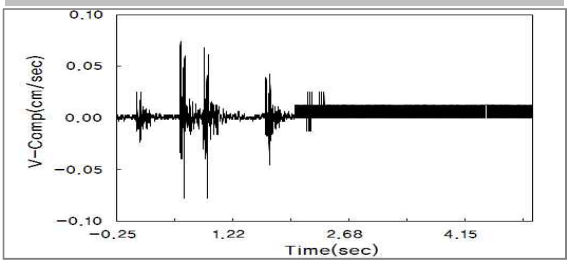
발파 진동 파형



▌계측-8 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.022	0.025	0.021	0.025
2 n d s h o t	0.057	0.078	0.062	0.078
3 r d s h o t	0.062	0.078	0.068	0.078
4 t h s h o t	0.030	0.046	0.033	0.046

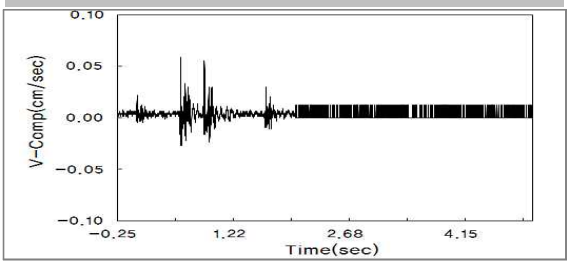
발파 진동 파형



▌계측-9 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.013	0.022	0.014	0.022
2 n d s h o t	0.040	0.059	0.044	0.059
3 r d s h o t	0.033	0.056	0.046	0.056
4 t h s h o t	0.022	0.030	0.025	0.030

발파 진동 파형



▌계측 총괄

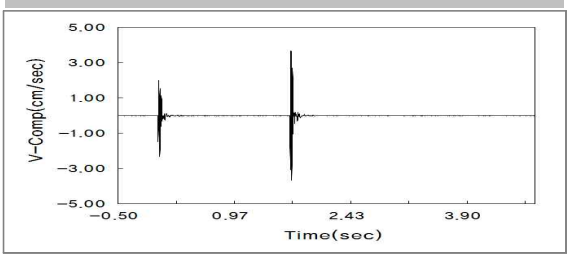
구 분	발파진동 속도 (cm/sec)								
	계측-1	계측-2	계측-3	계측-4	계측-5	계측-6	계측-7	계측-8	계측-9
1 s t s h o t	0.287	0.632	0.183	0.227	0.071	0.057	0.062	0.025	0.022
2 n d s h o t	0.850	2.274	0.451	0.691	0.181	0.170	0.203	0.078	0.059
3 r d s h o t	0.585	1.430	0.405	0.581	0.200	0.179	0.178	0.078	0.056
4 t h s h o t	0.166	0.576	0.234	0.195	0.124	0.108	0.105	0.046	0.030

◉ BB 1-1 계측 결과

▌계측-1 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	5.135	2.330	2.750	5.135
2 n d s h o t	5.698	3.689	5.555	5.698

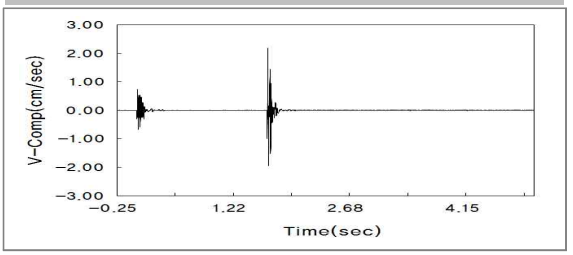
발파 진동 파형



▌계측-2 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	1.362	0.734	1.437	1.437
2 n d s h o t	2.474	2.189	1.708	2.474

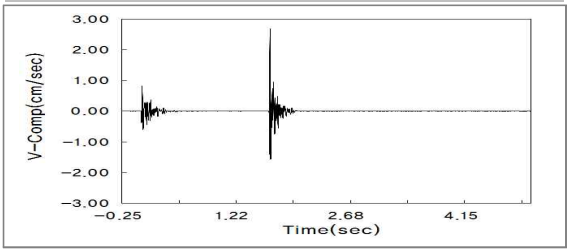
발파 진동 파형



▌계측-3 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.795	0.832	1.481	1.481
2 n d s h o t	1.859	2.686	2.350	2.686

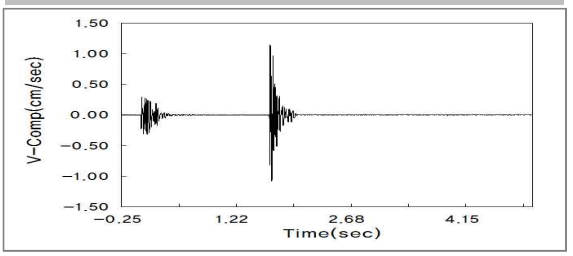
발파 진동 파형



▌계측-4 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	1.013	0.322	0.756	1.013
2 n d s h o t	1.635	1.144	1.305	1.635

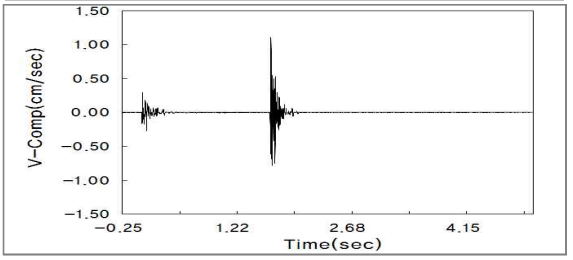
발파 진동 파형



▌계측-5 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.215	0.295	0.322	0.322
2 n d s h o t	0.478	1.105	0.586	1.105

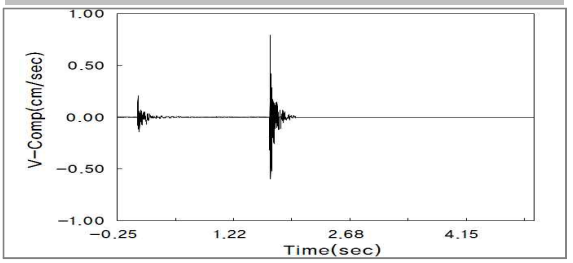
발파 진동 파형



▌계측-6 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.144	0.211	0.184	0.211
2 n d s h o t	0.443	0.795	0.560	0.795

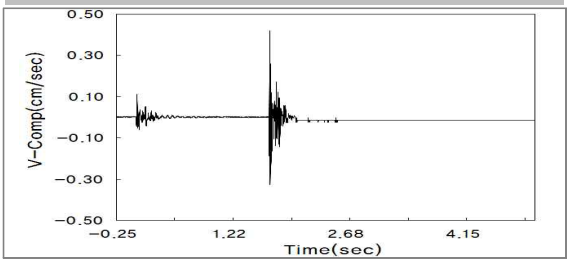
발파 진동 파형



▌계측-7 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.086	0.113	0.091	0.113
2 n d s h o t	0.333	0.419	0.297	0.419

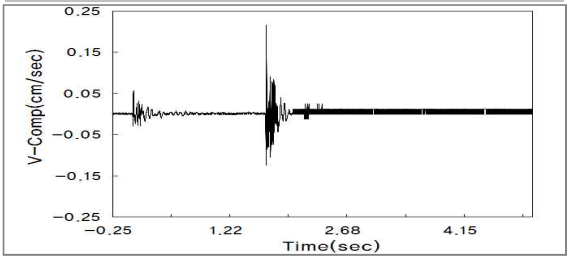
발파 진동 파형



▌계측-8 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.044	0.044	0.068	0.068
2 n d s h o t	0.060	0.114	0.125	0.125

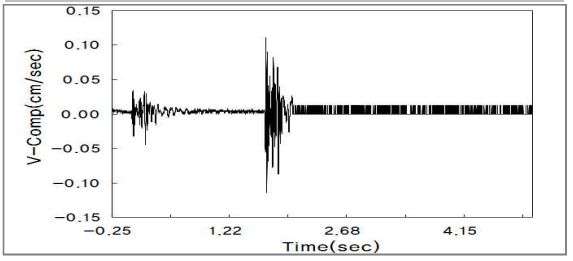
발파 진동 파형



▌계측-9 계측 결과

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)			
	T-성분	V-성분	L-성분	P.P.V
1 s t s h o t	0.044	0.044	0.068	0.068
2 n d s h o t	0.060	0.114	0.125	0.125

발파 진동 파형



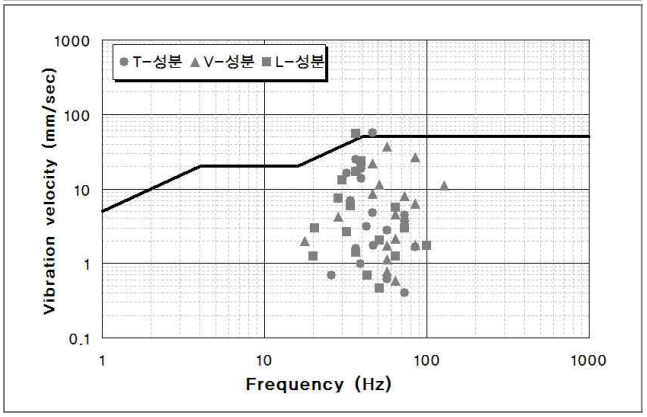
▌계측 총괄

구 분	발파진동 속도 (cm/sec)								
	계측-1	계측-2	계측-3	계측-4	계측-5	계측-6	계측-7	계측-8	계측-9
1 s t s h o t	0.287	0.632	0.183	0.227	0.071	0.057	0.062	0.025	0.022
2 n d s h o t	0.850	2.274	0.451	0.691	0.181	0.170	0.203	0.078	0.059

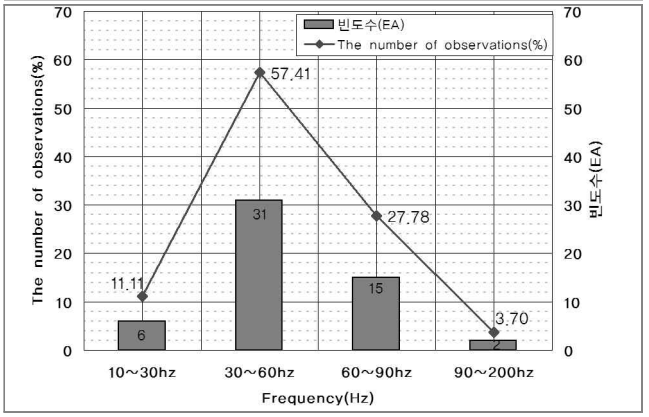
◉ 발파진동 분석 결과

▌주파수 분석 결과

주 파 수



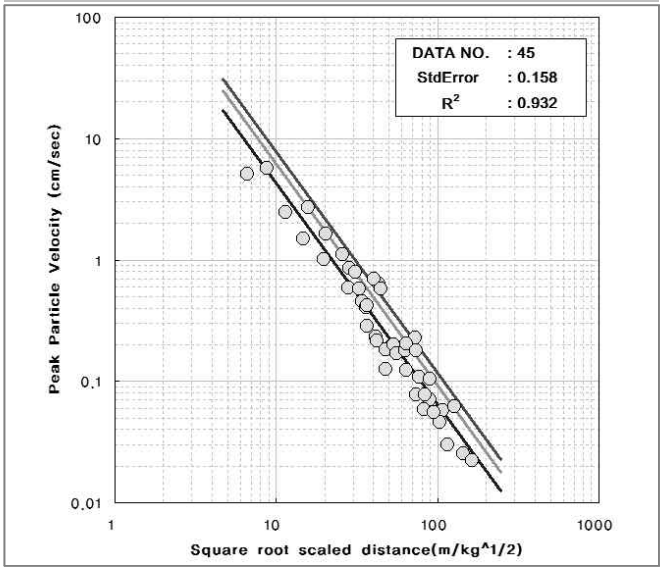
주파수 대역별 빈도수



▌발파진동 추정식 분석 결과

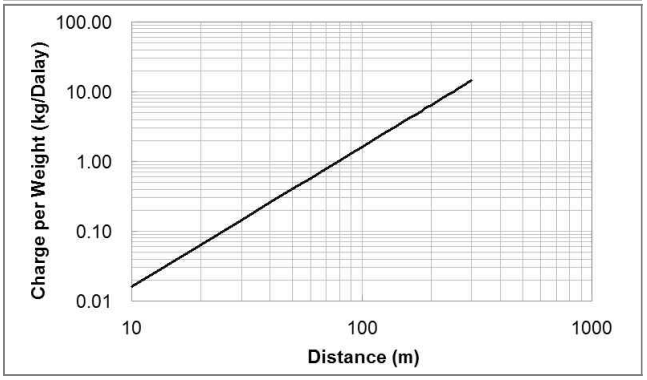
구 분	적용 사항
50% 진동 추정식	$V_{95\%} = 282.61 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$
84% 진동 추정식	$V_{95\%} = 406.24 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$
95% 진동 추정식	$V_{95\%} = 513.38 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$
입력 DATA수	45개
S E 값	0.158
상관계수(R)	0.965
결정계수(R^2)	0.932

진동 추정식 분석 결과

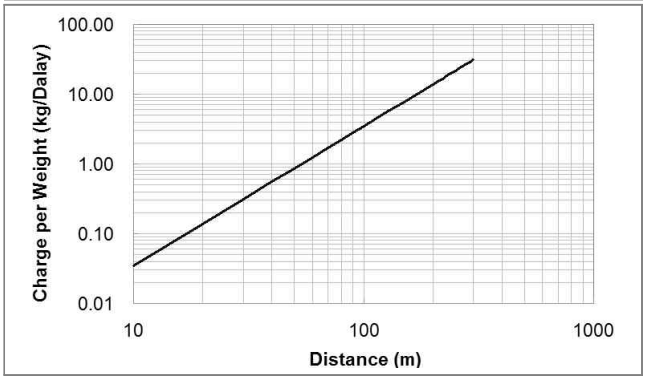


▌허용 지발당 장약량 Nomogram

진동 관리기준 (0.1cm/sec)



진동 관리기준 (0.2cm/sec)



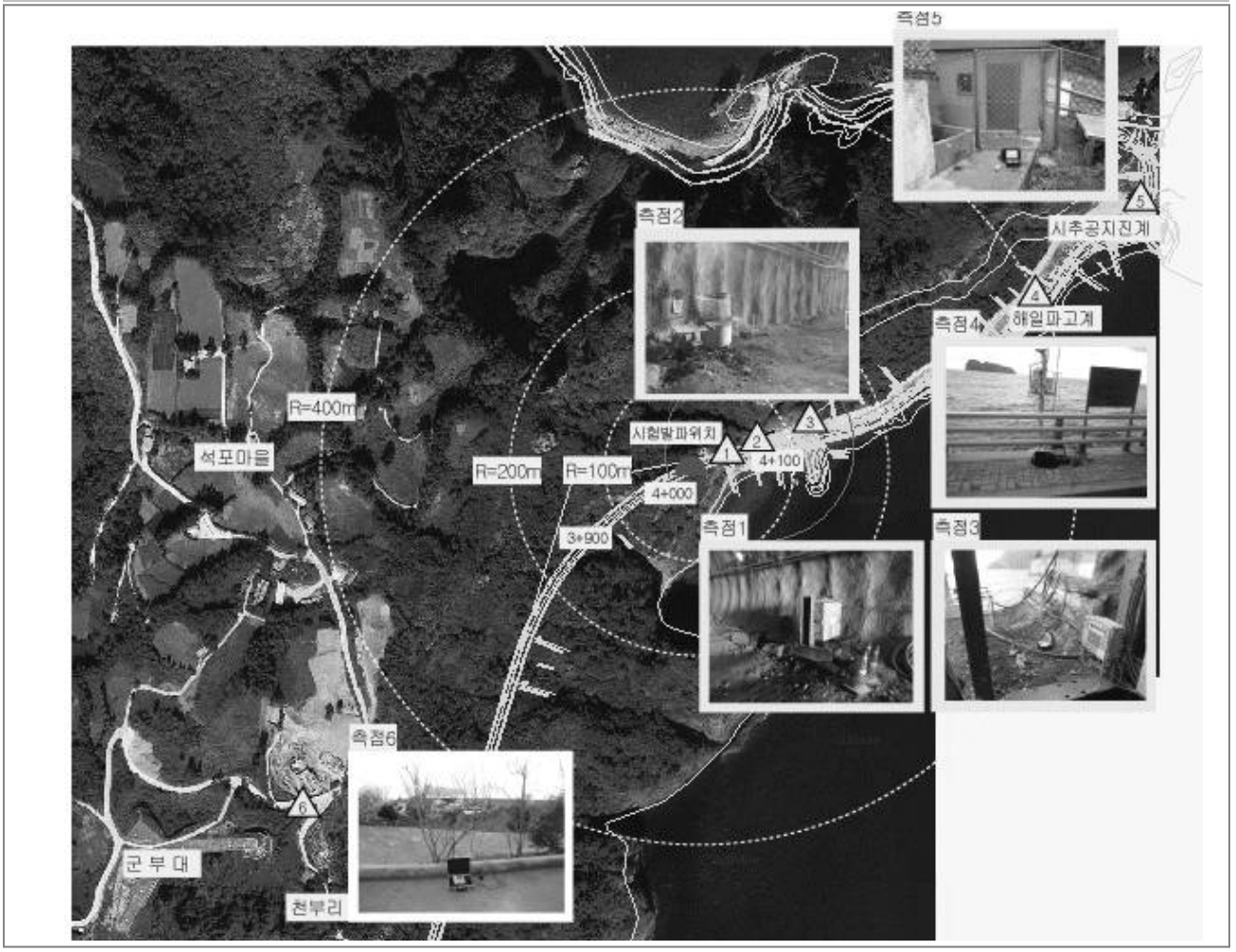
검토결과

- 울릉도에서의 발파작업시 주요 주파수 대역은 30~60Hz로 예상됨.
- 현장 적용 진동 추정식은 $V_{95\%} = 513.38 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$ 로 적용함.

6.2.3 천부 터널 실규모 시험발파

◉ 실험 및 계측 모식도

발파 지역 및 계측 지역 현황



◉ 현장 실험 결과

측점명	계측 지점	사거리	진동 계측값 (cm/sec)	소음 계측값 (dB(A))
측 점 1	현장내 자유장	30m	3.44	94.6
측 점 2	현장내 자유장	50m	1.14	81.8
측 점 3	현장내 자유장	160m	0.107	74.8
측 점 4	해일파고계	400m	N/T	–
측 점 5	시추공 지진계	550m	N/T	–
측 점 6	천부리 주택, 군부대	580m	35.5dB(V)	36.0

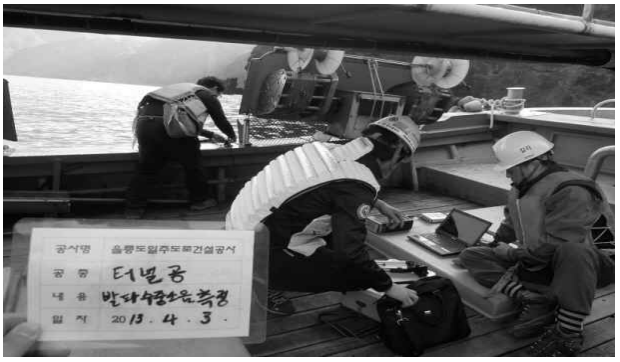
검토결과

- 발파진동의 경우, 터널 갱구부 방향으로 설치하였으므로 터널발파시 진동 전달을 정확히 예측하기 어려우므로 설계 적용에 부적합함.
- 발파소음의 경우, 갱구부 근접부에 설치한 계측기의 계측값을 토대로 터널 발파소음을 예측하도록 함.

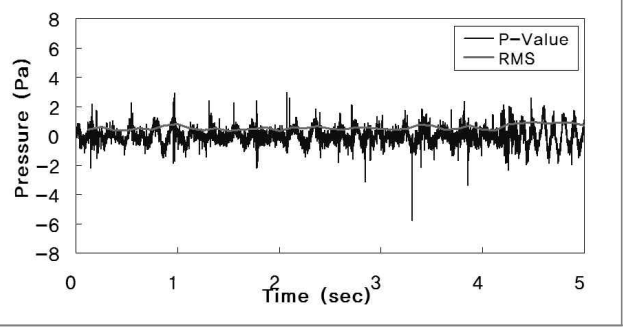
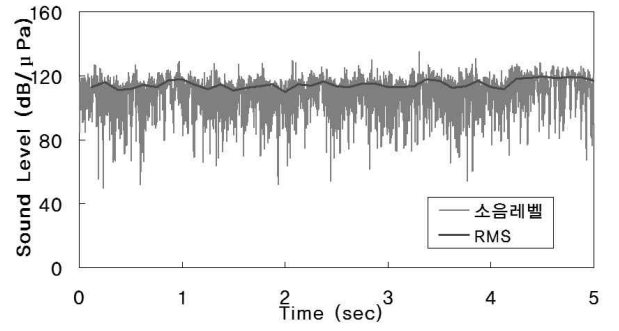
6.2.4 수중소음 계측 내용

◉ 배경 수중소음 계측

▌수중소음 계측

수중소음 센서 설치	수중소음 측정
	
수중소음 센서 설치 (수심 3.0m 설치)	배경소음 및 대상소음 실측

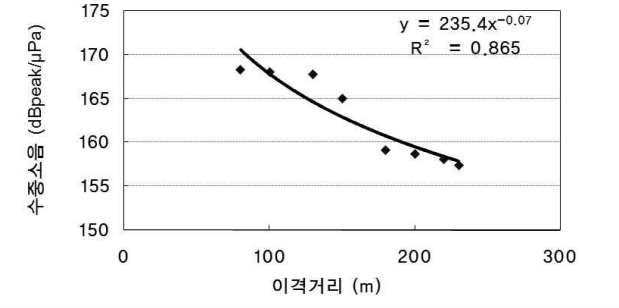
▌수중소음 계측 결과

수중소음 계측 파형 (Pa)	수중소음 계측 파형 (dB/μ Pa)
	

구 분	Peak값		RMS값	
	수중 압력	수중 소음	수중 압력	수중 소음
측정 및 분석값	5.7887 Pa	135.252 dB/μ Pa	1.0674 Pa	120.567 dB/μ Pa

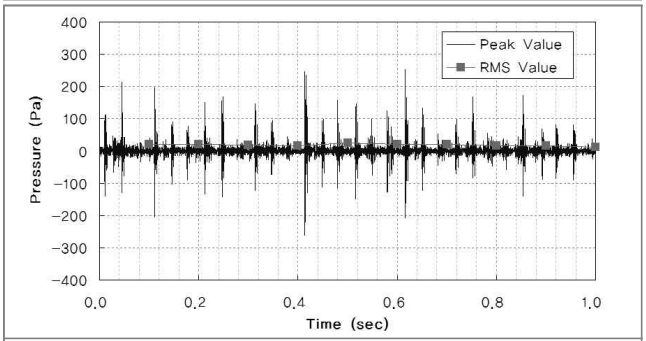
◉ 소형 선박 운항시 수중소음 계측

▌실측 전경 및 분석 결과

소형 선박 운항	이격거리에 따른 수중소음 영향권
	
	dB = 235.4×D$^{-0.07}$ 임 (여기서, D:이격거리(m))

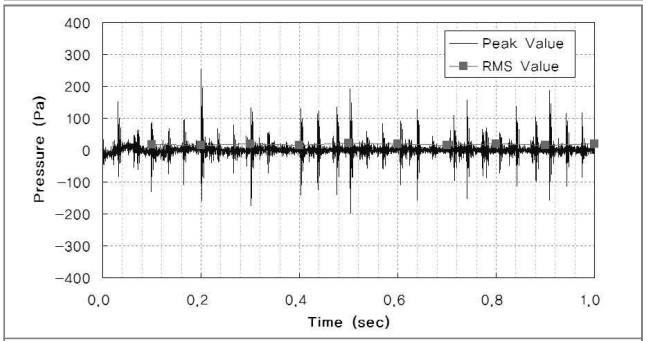
▌이격거리별 소형 선박 운항 소음

발생원으로부터 80m 이격



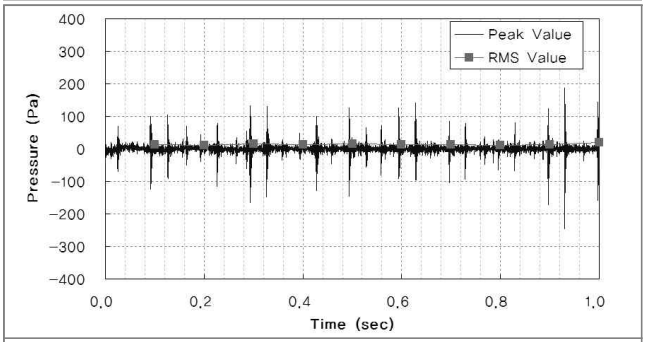
P_{peak} : 168.32dB/μ Pa

발생원으로부터 100m 이격



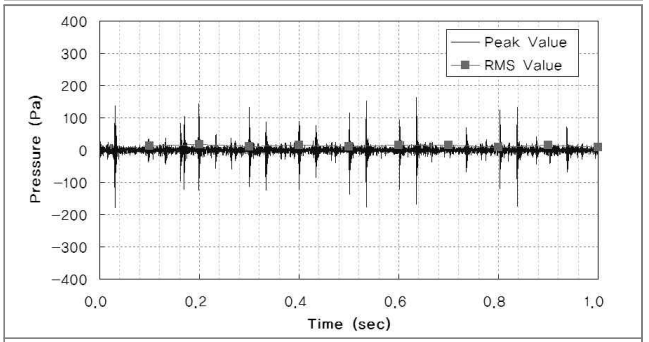
P_{peak} : 168.01dB/μ Pa

발생원으로부터 130m 이격



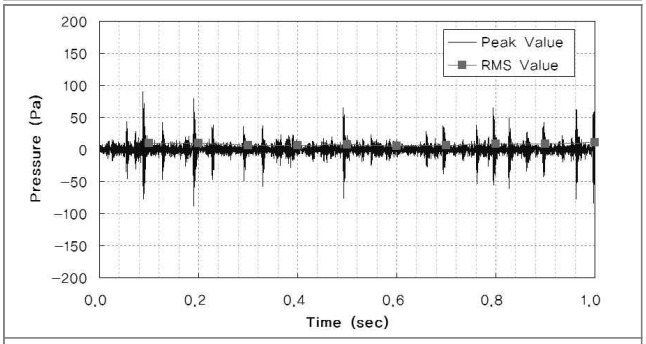
P_{peak} : 167.82dB/μ Pa

발생원으로부터 150m 이격



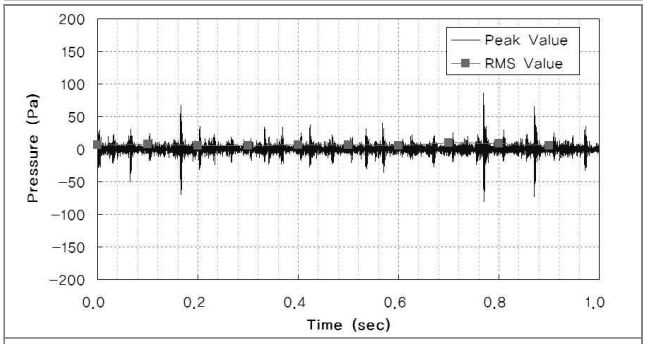
Pp_{peak} : 165.02dB/μ Pa

발생원으로부터 180m 이격



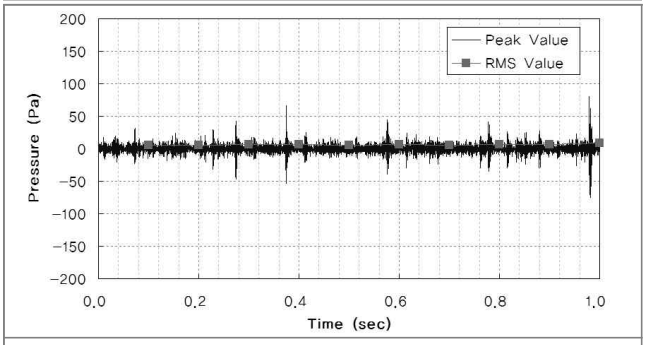
P_{peak} : 159.13dB/μ Pa

발생원으로부터 200m 이격



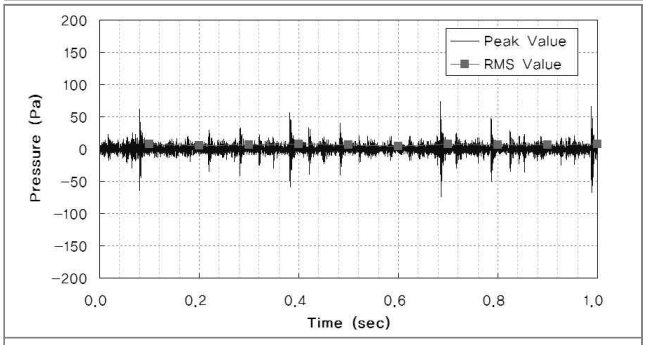
P_{peak} : 158.71dB/μ Pa

발생원으로부터 220m 이격



P_{peak} : 158.08dB/μ Pa

발생원으로부터 230m 이격



P_{peak} : 157.37dB/μ Pa

6.3. 발파환경 관리기준 설정

6.3.1 거주민 생활 진동, 소음 규제 기준 검토

기본방향	• 민가 거주민에 대한 진동 및 소음 규제 기준은 생활소음 · 진동의 규제기준(제20조제3항 관련)에서 제시한 기준을 토대로 검토하며. 주간 작업 중 발파 작업에 한하여 +10dB을 보정하여 적용함

◉ 생활 진동레벨

대 상 지 역	주 간 (06:00~22:00)	심 야 (22:00~06:00)
주거지역, 녹지지역, 관리지역 중 취락지구 및 관광·휴양개발진흥지구, 자연환경보전지역, 그 밖의 지역안에 소재한 학교·병원·공공도서관	65	60
그 밖의 지역	70	65

◉ 생활 소음레벨

대 상 지 역	시간별 / 소음원		아침, 저녁 (05:00–07:00, 18:00–22:00)	주 간 (07:00–18:00)	야 간 (22:00–05:00)
주거지역, 녹지지역, 관리지역 중 취락지구 및 관광 · 휴양개발진흥지구, 자연환경보전지역, 그 밖의 지역안에 소재한 학교 · 병원 · 공공도서관	확성기	옥외설치	60이하	65이하	60이하
		옥내에서 옥외로 소음이 나오는 경우	50이하	55이하	45이하
	공 장		50이하	55이하	45이하
	사업장	동일건물	45이하	50이하	40이하
		기 타	50이하	55이하	45이하
	공 사 장		60이하	65이하	50이하
그 밖의 지역	확성기	옥외설치	65이하	70이하	60이하
		옥내에서 옥외로 소음이 나오는 경우	60이하	65이하	55이하
	공 장		60이하	65이하	55이하
	사업장	동일건물	50이하	55이하	45이하
		기 타	60이하	65이하	55이하
	공 사 장		65이하	70이하	50이하

◉ 거주민 관리 기준 총괄

구 분	생활소음 규제기준(dB(A))			생활진동 규제기준(dB(V))	
	아침, 저녁	낮	밤	주간	야간
주거지역, 녹지지역, 준도시 지역중 취락지구 및 운동·휴양지구, 자연환경보전지역, 기타 지역안에 소재한 학교·병원·공공도서관	60이하	75이하	50이하	75	60
기 타 지 역	65이하	50이하	50이하	50	65

검토결과	• 주거지역에 준하여 발파소음 및 진동을 관리하며, 이에 따라 주간(낮) 시간대의 발파소음 및 진동 관리기준은 75dB(A) 및 75dB(V)로 설정함.

6.3.2 구조물 관리기준 검토

◉ 국내 주요 기관 제시 기준

구 분	진동 속도에 따른 규제 기준		
	건 물 종 류	허용 진동치	
		30Hz 미만	30Hz 이상
서울시 지하철 건설 본부	문화재	0.2	
	결함 또는 균열이 있는 건물	0.5	
	균열이 있고 결함없는 건물	1.0	
	회벽이 없는 공업용 콘크리트 구조물	1.0~4.0	
주 택 공 사	문화재, 정밀기기 설치건물	0.2	
	주택, 아파트	0.5	
	상가, 사무실, 공공건물	1.0	
	RC, 철골조 공장	4.0	
	인체가 진동을 느끼지만 불편이나 고통을 호소하지 않는 범위	1.0	
토지개발 공사 (암발파 기법에 관한 연구)	문화재	0.2	0.5
	결함 또는 균열이 있는 건물	0.4	0.5
	균열이 있고 결함이 없는 빌딩	0.8	1.0
	회벽이 없는 공업용 콘크리트 구조물	0.8~2.0	1.0~4.0
국토해양부 제 시	유적, 문화재, 컴퓨터시설물	0.2	
	재래주택 (조적식, 목재)	0.3	
	주택, 아파트	0.5	
	상업용 건축물	1.0	
	철근콘크리트 건물 및 공장	1.0~4.0	

◉ 국내 환경분쟁조정위원회에서 제안된 건축물에 대한 발파진동 허용기준

건전도 등급1)	대상 건축물	진동속도,㎝/s			
		주파수대역			
		〈 10 Hz	10–40 Hz	40–100 Hz	〉100 Hz
Ⅰ	철근콘크리트조 건물	1.5	1.5~4.5	4.5~5.0	5.0
Ⅱ	콘크리트, 벽돌조 건물	1.0	1.0~2.5	2.5~3.0	3.0
Ⅲ	조적조 시멘트 블록조 건물	0.5	0.5~1.5	1.5~2.0	2.0
Ⅳ	Ⅲ의 건물을 개축한 건물. 역사적 보호건물	0.25	0.25~0.75	0.75~1.0	1.0

주1. 건전도는 건축물의 종류와 상태의 양호함을 의미하며 전문가의 평가를 요함
주2. 건축물의 기초 또는 폭원 방향 지반의 진동속도

6.3.3 다이버 수중 소음 관리기준 검토

◉ 주요 기관별 제시 기준

▌NATO 제시 기준

주파수 대역 (kHz)	수중 소음 관리기준 (dB/μ Pa)
0.125 ~ 4	160
4 ~ 25	167
25 ~ 31.5	172
31.5 ~ 250	177

▌The Diving Medical Advisory Committee (DMAC) 제시 기준

구 분	수중 소음 관리기준 (dB/μ Pa)	
	Hooded	Non-hooded
허용한계	201	191

▌Parvin et al guidelines

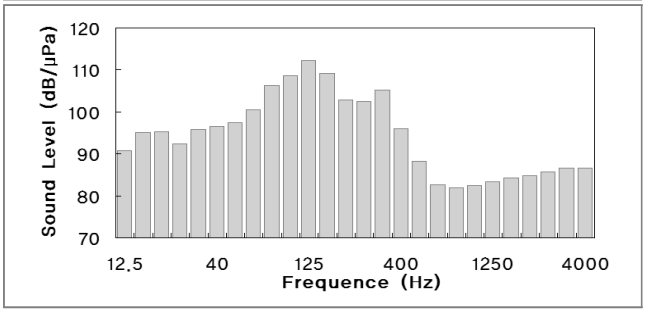
구 분	수중 소음 관리기준 (dB/μ Pa)	비 고
일반상업활동	191	–
일반인의 취미활동	155	–
군사활동	180	잠수복과 Hood 착용

▌Proceedings of Undersea Defence Technology

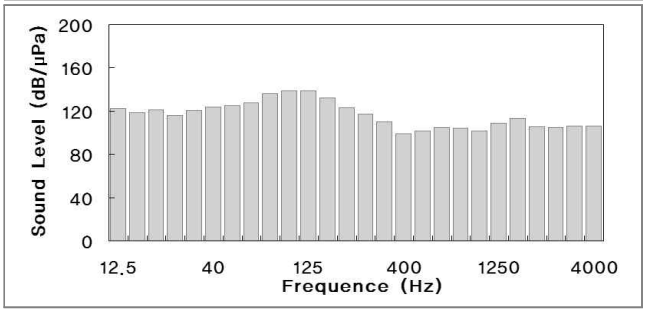
주파수 대역	수중 소음 관리기준 (dB/μ Pa)	
	취미생활	군사활동
100 ~ 500 Hz	145	160
501 ~ 1500 Hz	155	180
1501 ~ 2500 H		190

◉ 다이버 활동시 수중소음 관리기준 설정

천부 터널 발파시 주파수 대역 (1)



천부 터널 발파시 주파수 대역 (2)



검토결과

- 천부 터널 발파시 주파수 분석 결과 주주파수 대역은 125Hz 내외임.
- 인접 다이버 활동은 레져 활동 위주이며, 주파수 대역이 500Hz이하이므로 145dB/μ Pa을 설정하도록 함.

6.3.4 인접 지역 어류에 대한 수중 소음 관리기준 검토

◉ 국외 제시 기준

▌미국 FHWA(Federal Highway Administration)외 제시

분석 기준	관리기준
Peak-Peak	206dB/μ Pa (전체크기의 어류)
Cumulative SEL	• 187dB/μ Pa : 물고기 체중이 2g이상인 어체 • 183dB/μ Pa : 물고기 체중이 2g미만인 어체

▌미국 Oregon주 LNG 터미널 및 pipeline 프로젝트 (2009. 5. 30.)

Species	Injury Threshold	Harassment
Pinnipeds	190 dB rms	180 dB rms
Cetaceans	180 dB rms	160 dB rms
Fish (2grams or greater)	206 dB peak, 187 dB SEL (Cumulative)	150 dB rms
Fish (Less than 2grams)	206 dB peak, 183 dB SEL (Cumulative)	150 dB rms

▌Turnpenny and Nedwell (1994)이 제시한 기준

Effect	Pressure Level (dB/1μ Pa (O-P))
Transient Stunnong	192
Internal Injuries	220
Egg / larval damage	220
Fish Mortality	230 ~ 240

▌Hearing in Marine Fish and Its Application in Fisheries, pp. 47

구 분 (내 용)		수중소음 범 위
Auditory threshold level for ostariophysan	골표류의 청각역치	60~80 dB
Auditory threshold level for non-ostariophysan	비골표류의 청각역치	90~110 dB
Attraction level	유인, 유치레벨	110~130 dB
Aversive level	회피레벨	140~160 dB

발파 진동 파형

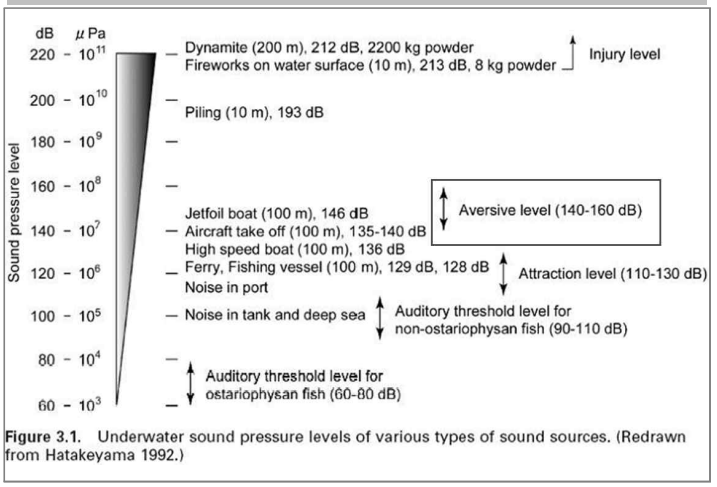


Figure 3.1. Underwater sound pressure levels of various types of sound sources. (Redrawn from Hatakeyama 1992.)

◉ 국내 제시 기준

▌"소음 · 진동으로 인한 양식어류 피해 평가 및 배상액 산정기준에 관한 연구" 의 최종 보고서

양식어류 피해현황	평가 방법	피해인정 기준	비 고
폐사, 성장지연, 산란율저하, 부 화 율 저 하	L_{Amax}	• 수중소음 : 140dB/μ Pa • 배경소음과의 차 : 20dB/μ Pa	

▌기존 판례

구 분	피해인정 기준
어류 피해 분야	• 어류별 소음내성도 20~50dB 중 20dB을 반영
어류 소음 분야	• 양식장의 평상시 수중소음보다 20dB이상 높아 졌을 경우 스트레스를 받음 • 어류 행동에 영향을 주는 위협레벨 : 140~160dB • 내장이나 부레의 파열 등 일 일어나는 손상레벨 : 220dB

▌한국해양연구소 연구 사례

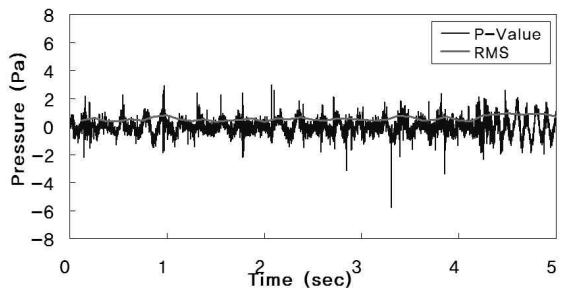
환경요인	변화정도	생산량 감소율(%)		비 고
		정착성 생물	유영성 생물	
수 온	1℃~2℃ >2℃	30 50	20 30	
유 속	5~10cm/sec >10cm/sec	30 40	20 30	
탁 도	2~5ppm >5ppm	10 30	10 30	
준 설 · 매 립		100	100	
소 음 강 도	40~60dB >60dB	– 50	30 50	

◉ 울릉도 지역 배경 수중소음 실측

수중 소음 실측 사진



수중 소음 실측 결과



• 배경 수중 소음 실측값 : 135.252dB/μ Pa

검토결과

• 울릉도 인접 지역의 주요 보호 수중 생태는 정착성 생물임.
• 정착성 생물의 수중 소음 관리기준은 배경소음+40dB/μ Pa임 . → 관리기준 : 175dB/μ Pa

6.3.5 가축 관리기준 검토

◉ 제시기관 및 연구결과에 의한 관리기준

제시기관 및 연구결과	규제 기준		
	소음 레벨	진동 레벨	진동 속도
국토교통부 제시	70 dB(A)	70 dB(V)	–
기존 연구결과 (중앙환경분쟁조정위원회)	70 dB(A)	70 dB(V)	–
진동으로 인한 피해 인과관계 검토기준과 피해액 산정방법에 관한 연구 (중앙환경분쟁조정위원회)	70 dB(A)	70 dB(V)	0.09 cm/sec (≒0.1cm/sec)
2006년 환경피해 구제기준 (중앙환경분쟁조정위원회)	60 dB(A)	–	–
2008년 환경분쟁 피해배상액 산정기준 조정 (중앙환경분쟁조정위원회)	60 dB(A)	57 dB(V)	0.02cm/sec

◉ 축종별 예상 피해 발생율 현황

구 분		진동속도 (cm/sec)			대기소음 (dB(A))			비 고
		0.02~0.05	0.05~0.1	0.1~0.5	60~70	70~80	80~90	
개	유·사산	5~10%	10~20%	10~20%	0~5%	5~10%	10~20%	인과요인이 번식계절에 가해질 경우임.
	자견 폐사	5~10%	5~10%	30~40%	0~5%	5~10%	10~20%	
	번식효율 저하	5~10%	5~10%	10~20%	0~5%	5~10%	10~20%	
	성장지연	5~10%	5~10%	10~20%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	산자수 감소	0~5%	5~10%	10~20%	0~5%	5~10%	10~20%	
젖소	유생산성 저하	10~20%	30~40%	30~40%	10~20%	30 ~ 40%	40% 이상	–
	성장지연	5~10%	10~20%	10~20%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	유·사산	5~10%	10~20%	30~40%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	번식효율 저하	5~10%	10~20%	30~40%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	폐사율 증가	5~10%	5~10%	30~40%	5~10%		10~20%	
한우	유·사산	5~10%	10~20%	30~40%	0~5%	5~10%	10~20%	–
	번식효율 저하	0~5%	5~10%	10~20%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	성장지연	5~10%	10~20%	30~40%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	폐사율 증가	0~5%	0~5%	10~20%	0~5%	5~10%	10~20%	
돼지	유·사산	10~20%	30~40%	30~40%	5~10%	10~20%	30% 이상	–
	자돈압사, 폐사	5~10%	10~20%	30~40%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	산자수 감소	5~10%	10~20%	30~40%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	번식효율 저하	5~10%	10~20%	10~20%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	성장지연	5~10%	10~20%	30~40%	5~10%	10~20%	30% 이상	
	모돈폐사	제시내용 없음			–	5~10%	10~20%	

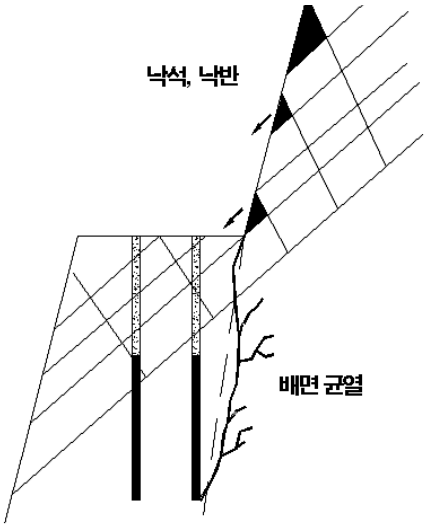
검토결과

- 가축의 경우 생물을 기준으로 하여 소음레벨과 진동레벨을 기준을 관리기준을 제시함.
- 2008년 환경 분쟁 피해배상액 산정기준 조정을 토대로 60dB(A), 57dB(V)로 관리기준을 제시함.

6.3.5 인접 암반사면 관리기준 검토

◉ 국외 연구 결과

▌진동속도별 암반 거동 현황

발파에 의한 손상권 및 낙석/낙반의 거동	적용 사항
	• 암반사면 형성과정에서 진행되는 부적절한 발파작업은 발파공으로부터 근거리 영역은 후방에 균열을 발생시킴. • 기 굴착된 원거리 영역은 공사 중 낙석·낙반을 유발시킴. • 굴착과정에서 충격을 입은 사면은 해빙기 동결된 지반이 융해하거나 집중 강우시 붕괴될 수 있음.

No	발파의 영향	사면에 미치는 외력	비 고
1	배면 암반에 대해 지진과 같은 힘을 작용	63.7cm/sec 이상(진도 7)	일본 기상청 진도계
2	발생된 Gas는 암반 Block간 결합력 저하	880ℓ /kg	다이너마이트 기준
3	기 발생된 균열성 암반의 거동 유발.	10 cm/sec	FHWA (1994. 3)
4	신선한 암반에 새로운 균열을 발생.	70~100 cm/sec	Holmberg
5	암반이 파괴됨.	254 cm/sec	Langefors & Kihlstrm

▌인도네시아 파시르 광산 실험 결과

구 분	폐석 더미	채광장 사면
진 동 허 용 기 준	6cm/sec	12cm/sec

◉ 국내 설계 사례

구 분	진동속도 관리기준	비 고
장선지구 농촌용수개발사업 국도 17호선 이설공사 현장	5.0cm/sec	기존 암반사면 인접 지역의 발파 작업시 암반사면에 대한 발파진동 관리기준
화 북 댐 건 설 현 장	5.0cm/sec	
보 현 산 댐 건 설 현 장	5.0cm/sec	

검토결과

- 국내의 설계 사례 및 외국 연구 사례를 검토한 결과 사면의 안정성에 영향을 줄 수 있는 진동 속도는 5.0~12.0cm/sec로 검토됨.
- 과업 구간에서는 기존 연구 자료 중 안전율이 가장 높은 국내 설계 사례(5.0cm/sec)를 적용함.

6.3.6 인접 터널 관리기준 검토

◉ 국외 관리기준 검토

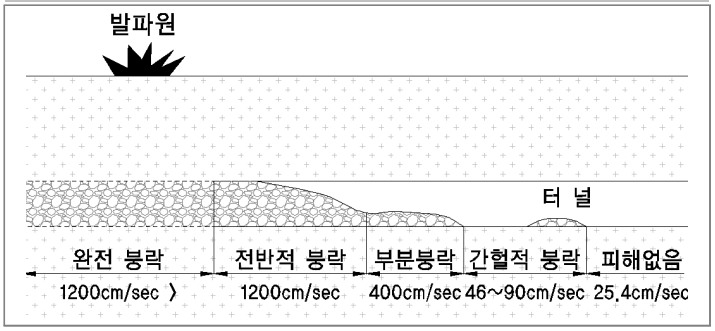
▌낙석에 대한 진동기준 (A.J.Hendron)

피해 범위	진동 속도	비 고
구조물에서의 피해 한계	5.0 cm/sec	–
회벽에 균열이 생김	13.0 cm/sec	–
라이닝을 하지 않은 터널에서 낙석 발생	30.0 cm/sec	터널 낙석 발생 하한치
암반의 파괴가 시작됨	63.0 cm/sec	–
암반의 파괴	250.0 cm/sec	–

▌터널구조물 발파진동 피해한계 실험 (미공병단)

피해 범위	진동 속도
완전 붕락	1200cm/sec 초과
전반적 붕락	1200cm/sec
부분 붕락	400cm/sec
간헐적 붕락	46~90cm/sec
피해 없음	25.4cm/sec

실험 모식도



▌Dupon사 제안 기준

피해 범위	진동 속도	비 고
미광무국이 추천한 안전 한계	5.0 cm/sec	–
밀폐지역 발파의 규제치	7.6 cm/sec	–
회벽이 갈라기지 시작	13.7 cm/sec	–
회벽에 커다란 피해	7.6 cm/sec	–
터널암반의 낙석 유발	30.5 cm/sec	터널 낙석 발생 하한치

◉ 국내 관리기준 검토

▌도시철도공사 (기존터널 근접 시공 관리메뉴얼)

기존터널 건전도	진동 관리 기준
AA	2.0 cm/sec
A_1	3.0 cm/sec
A_2	3.0 cm/sec
B	4.0 cm/sec
C	4.0 cm/sec
S	4.0 cm/sec

▌국내 시공 사례

시공 사례 현장	발파 공법 적용
	
• 고속도로 제50호선 신갈~호법간 확장공사 (2공구) 중 양지터널 현장 • 시공개요 : 신규터널과 기존 운행 터널 사이의 연결통로 확보	• 진동 관리기준 : 5.0cm/sec 적용 후 시공

검토결과	• 인접 터널의 안정성에 영향을 줄 수 있는 진동 속도는 4.0~30.0cm/sec로 검토됨. • 과업 구간에서는 기존 연구 자료 중 기존터널 건전도 B등급에 중 안전율이 가장 높은 국내 제시 기준 (4.0cm/sec)를 적용함.

6.3.7 발파 환경 관리기준 총괄

구 분	환경 관리기준				설정 근거
	진동레벨 (dB(V)	소음레벨 (dB(A))	진동속도 (cm/sec)	수중소음 (dB/μ Pa)	
지진 및 해일 감시 설비	–	–	0.2	–	• 정밀기기에 준하는 관리기준 적용
주거지 및 거주민	75	75	0.2	–	• 주거지역에 준하는 진동레벨 및 소음레벨 적용. • 최근 환경 협의 추세 적용.
축 사	57	60	0.1	–	• 환경 분쟁 사례 적용. • 시공시 dB(V)로 관리하므로 57dB(V)를 환산한 0.02cm/sec의 관리기준 적용 불필요.
다 이 버	–	–	–	150	• Proceedings of Undersea Defence Technology 제시 기준 중 중간값 적용
어 업 권 지 역	–	–	–	175	• 배경수중소음(135dB/μ Pa) + 40dB/μ Pa 적용
인접 암반사면	–	–	5.0	–	• 국내 시공사례 및 국외 검토 자료 중 안전율을 고려한 관리기준 적용
인 접 터 널	–	–	4.0	–	• 도시철도공사 제시 기준 적용

6.4 터널 발파설계

6.4.1 암반 특성 분석을 통한 발파 상수 검토

◉ 도출과정

1단계. 터널별 불연속면 분석	2단계. P_f(ANFO) 산출	3단계. 발파 상수 도출
절리간격, JRC, JCS등 분석	수정된 Ashby 이론 활용	적용 화약류에 따른 보정상수를 이용한 발파상수 (C값) 도출

◉ 기본 이론

▌$P_{f(ANFO)}$ 산출

$P_{f(ANFO)}$ 산출 과정	$P_{f(ANFO)}$
① 터널별 절리 분포 빈도 산출 ② 절리 전단강도(내부마찰각)산정 ③ 터널별 Powder Factor(Pf(Anfo))산출 ④ 폭약 종류별 상대 위력계수를 이용하여 다이나마이트, 고성능에멀젼 및 에멀젼의 위력계수 산출	$P_{f(ANFO)} = \frac{1.4 \times \tan(\Phi b + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right))}{\sqrt[3]{fracture/m}}$

▌절리 산출 빈도 산정식

절리 산출 빈도	산출 공식
• 절리빈도는 선밀도로서, 단위 길이에 존재하는 모든 절리수를 의미함. (단위 : 절리수/m) • 절리 빈도는 터널 진행 방향과 각 절리군 대표 방향이 이루는 각도에 따라 달라지기 때문에 이 두 방향의 사이각을 이용하여 터널방향의 절리 빈도를 산출함. • 이에 따라 평균 절리 간격(JPS)는 절리산출 빈도의 역수로 산출함.	$\lambda_s = \sum_{i=1}^{D} \lambda_i \cos\delta_i$ $\cos\delta_i = \lvert \cos(\alpha_{ni} - \alpha_{ni})\cos\beta_{ni}\cos\beta_{si} + \sin\beta_{ni}\sin\beta_{si} \rvert$ λ_s : 터널방향의 절리빈도, λ_i : 각 절리군의 절리빈도 α_{ni}, : 절리군의 극점방향의 경사방향, 경사각 β_{ni} :절리군의 극점방향의 경사각 α_{si} : 터널방향의 경사방향, 경사각 β_{si} : 터널방향의 경사방향, 경사각

◉ 터널별 불연속면 현황 및 $P_{f(ANFO)}$ 산출

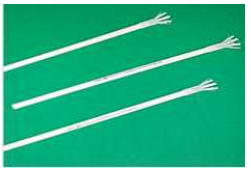
구 분		북면터널 (조면암)			서면터널 (각력암질암)		
		J1	J2	J3	J1	J2	J3
불연속면 특 성	대표방향	69/263	86/218	85/332	61/208	68/034	81/349
	절리빈도	1.00	–	–	0.44	1.22	0.59
	∅ b	30	30	30	31	31	31
	J R C	8.6	8.6	8.6	6.6	6.7	6.7
	J C S	80.5	80.5	80.5	53.9	53.9	53.9
P f (A N F O)		0.770	0.770	0.770	0.568	0.571	0.571
적용 Pf(ANFO)		0.770			0.571		

◉ 화약류별 보정 상수 및 현장 적용 발파상수 도출

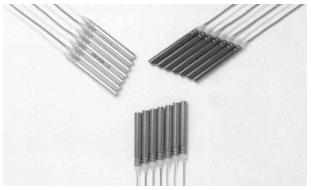
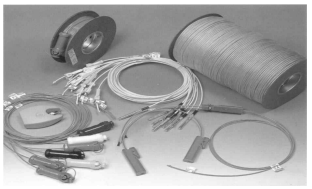
구 분	북면터널		서면터널		비 고
	고성능에멀젼	일반 에멀젼	고성능에멀젼	일반 에멀젼	
보정 상수	1.136	1.133	1.136	1.133	• C = Pf(ANFO)/보정상수 • P-1기준이며, 지보등급별 차등 적용
설계 적용	0.503	0.504	0.678	0.680	

6.4.2 화약류 및 화공품 선정

◉ 화약류 선정

구 분	주 화 약(심발공,확대공,바닥공)			외곽공 화약 (설계굴착공)
적 용	다이나마이트 폭약	에멀젼 폭약		정밀폭약 + 주화약 (Φ25, 32mm)
		고성능 에멀젼	일반에멀젼	
제품 사진				
제품 특성	• 파쇄도 향상 • 굴진율 향상 • 비장약량 감소 • 사압현상 미발생	• 다이나마이트 계열 폭약과 대등한 위력 • 경암이상 암반에서 우수한 발파 효과	• 진동제어 유리 • 취급성 우수 • 내수성 우수 • 이완영역 축소	• 조절발파전용 폭약 • 약경 17mm • 순폭도가 높음 • 후방균열 범위 축소
적용 기준	• 국내 생산 제품으로 작업시 수급이 원활한 제품 선정. • 발파암 특성 및 지반 조건을 만족할 수 있는 폭속 및 폭력 특성을 지니고 있는 제품.			
적용 패턴	적용 안 함	조면암 (P–1,2)	조면암 (P–3~6) 각력암	전발파 패턴
적 용 시 주요 사항	• NOx 등 유해가스 발생	• 경암구간의 장공발파시 굴진효율 향상 • 파쇄입도 향상 • 극경암에서 공사비 절감 • 바닥여굴 감소	• 보통암이하 암반 • 후가스 양호 • 진동, 소음저감 우수 • 안전성(열,충격,감도) 우수	• 공경효과로 모암손상 방지 • 과잉폭력에 의한 여굴 방지 • 도폭선 대비 장전작업 용이

◉ 화약류 선정

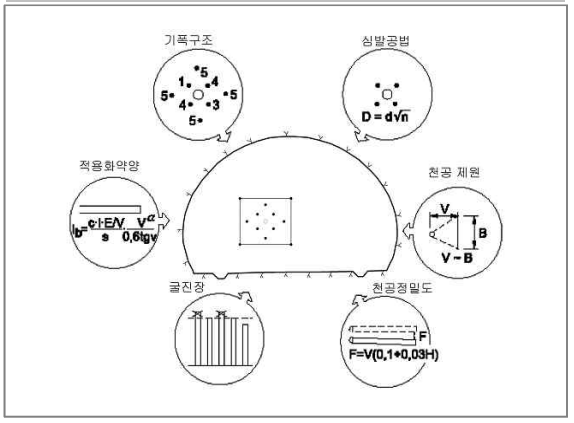
구 분	전기식 뇌관	비전기식 뇌관	전자식 뇌관
제품외양			
사용 및 시공성	• 장약공 장전시간은 큰 차이 없음 • 결선 소요시간은 비전기식 뇌관방식이 다소 단축		• 수입, 통관 문제 수반 • 국내 도입실적 전무 • 별도의 전용 장비 소요
	• 취급용이, 결선시간 단축 • 단선 발생시 확인 및 재결선에 장시간 소요 가능	• Bunch 사용으로 결선시간 대폭 단축	• 뇌관 개개별로 무한 단차를 사용자가 입력가능
효 율 성	• 다단식발파기 적용시 단차 확장 가능	• 지연초시 편차 극소화 • 진동 및 소음저감 효과 극대화	• 특수발파 적용
적 용	◉	△	×
적용사유	• 다단식 발파기를 활용한 지발당 1공 기폭 구현 가능. • 사업구간 암반이 다공질의 각력암으로서 투수율이 높으므로 막장면내 지하수 출수량이 낮을 것으로 예상되므로 지중전류에 의한 영향이 낮을 것으로 예상됨.		

6.4.3 터널 발파 패턴 설계

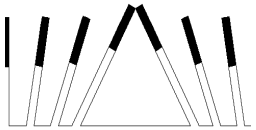
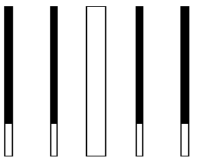
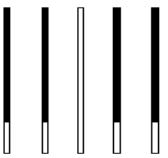
◉ 발파 설계 중점 사항

구 분	• 주요 적용 사항
심발공법	• P–1,2 : 팽행 심발 공법 • P–3,4,5,6 : 경사 심발 공법
천공제원	• Andersen & Fraenkl의 제안식 적용
적 용 화약량	• 암반 특성에 근거한 C값 산출 ⇨ 암반 특성을 반영한 화약량 산정
천공 정밀도	• 설계 굴착선 확보에 적합한 천공 배치 • 천공 정밀도를 확보할 수 있는 Jumbo Drill 투입
기폭구조	• 안전성 확보를 위하여 비전기식 뇌관 활용

설계 중점 사항



◉ 심발공법 선정

구 분	경사 심발법		평행 심발법	
개 요 도				
	Baby V–Cut	V–Cut	Cylinder Cut	
공법 개요	• V–cut와 동일하나. 진동감소, 굴진율 증진, 심빼기 신뢰성 증진을 위해 소규모 cut추가	• 중심선 기준 대칭 • 천공각도:60~70° • 천공장은 터널 폭의 영향을 받음	• Burn–cut에서 진보된 공법 • 고속 · 장공발파 적합함 • 숙련공 필요	• 자유면에 수직천공 • 소단면 터널에서 소형·경량 착암기로 장공발파를 위해 개발된 공법
무 장 약 공	없 음	없 음	102㎜ 적용	장약공과 동일
적용 범위	• 굴진장 2m내외에서 천공시간 단축 ⇨ P–3 이하의 지보 패턴에서 적용		• P–1,2에 적용	
적용 사유	• P–1~2의 경우, 장공 발파에 적합한 발파공법 적용 • 컴퓨터화 점보드릴을 활용한 우수한 천공 정밀도로 평행심발공법 적용 가능 • 굴진장이 큰 경사심발공법의 경우, 보조심발 (Baby–Cut)을 적용하여 심발 효율 우수 및 2자유면 확보			

◉ 천공 패턴 설계

▌심발공 설계

구 분	설계 적용식
V–Cut	• 공간격 : 수평 확대공의 공간격과 동일 적용 • 저항선 : 공간격과 동일하게 적용 • 천공각도 : Baby Cut ⇨ 60° , Main Cut ⇨ 60° , 70° , 80° , 90°
Cylinder –Cut	• 저항선 산정 공식 1st Square : V1= 1.5 × Φ, 2st Square : V2= $\sqrt{2}$ × V1 3st Square : V3= $\sqrt{2}$ × V2, 4st Square : V4= $\sqrt{2}$ × V3 ※ Φ : 무장약공 환산 직경 = D × $\sqrt{n}$

▌확대공 및 바닥공 설계

설계 적용식	비 고
• 심빼기 발파 수행에 의한 2자유면 상태로 전환 • 낮은 Bench Cut 발파 개념 설계 • 최소저항선 : Andersen & Fraenkel 제안식 적용 $B = \frac{RL^{0.3} \times d^{0.8}}{50}$ 여기서, B : 최소저항선(m), R : 항력계수 L : 천공장, d : 천공경(mm) • 천공간격 : 파쇄암의 이동방향에 따라 차등 적용 수평방향 발파공 : 최소저항선(B)×1.0 하향방향 발파공 : 최소저항선(B)×1.1~1.2 상향방향 발파공 : 최소저항선(B)×1.0 바닥공 : 최소저항선(B)×0.9	• 항력계수(R) : 암석에 따라서 1.40~1.80의 값을 가짐. – 확대공 : 암반에 따라 1.55 및 1.75적용 – 바닥공 : 1.40 적용

▌설계굴착선공설계

설계 적용식	비 고
• 저항선 : 발파 패턴별 0.65m~0.80m 차등 적용 ⇨ Stig O. Olofsson • 공간격 : 저항선 × 0.8	※ 공간격 및 저항선은 암반 상태에 따라 차등 적용

◉ 장약량 설계

▌심발공 설계

구 분	장약량 산정공식	비 고
V – Cut	• 선형 장약 밀도(kg/m) $L_c = \frac{C \times f \times (B \times S)}{0.9^2 \times S_{ANFO}}$	C (발파계수) : B.I와의 상관식 적용 산출
Cylinder – Cut	• 선형장약밀도 $l = \frac{240 \times d \times \Phi \times C}{S_{ANFO}}$ 여기서, Φ : 환산직경, C : 암석계수, d : 천공경, SANFO : 화약의 위력계수 • 공당 장약량 = 장약장×선형장약밀도 • 장약장 = 천공장 – 전색장, • 전색장 = 저항선	선형 장약 밀도 및 공당 장약량은 확대공과 동일

▌확대공 및 바닥공 설계

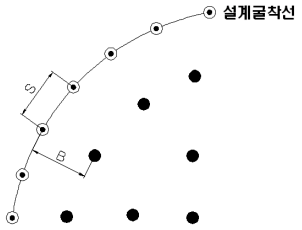
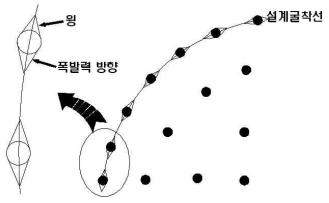
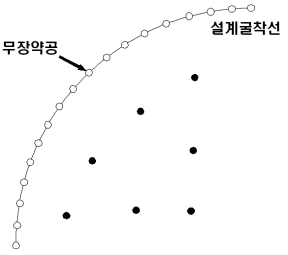
설계 적용식	비 고
• 선형 장약 밀도(kg/m) : $L_c = \frac{C \times f \times (B \times S)}{0.9^2 \times S_{ANFO}}$ • 장약장 : 천공장 – 전색장, • 전색장 : 저항선 • 장약량 : (장약장 ÷ 적용폭약 본당 길이) × 폭약 본당 중량	• 적용화약류 – P–1, 2 : 고성능 에멀젼 – P–3,4,5,6 : 일반 에멀젼

▌설계 굴착선공 설계

설계 적용식	비 고
• 전색장 : 0.3m 내외 • 기폭약포(기저장약) : 확대공 적용폭약 0.3~1.0pcs/공 • 주상장약 : 정밀폭약	• 정밀 폭약의 경우, Plastic 포장이므로 0.5개 단위의 절단이 어려우나, 미굴 및 여굴의 저감 방안을 위하여 0.5개 단위로 절단하여 적용함

◉ 미굴 및 여굴 제어 방안

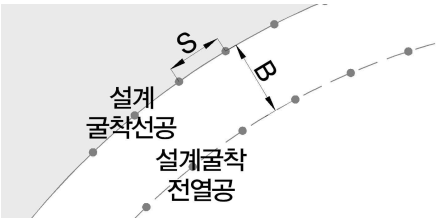
▌설계 굴착선공 적정 발파공법

구 분	Smooth blasting	Wing Hole Blast	Line drilling
개 요 도			
개 요	• 주변공을 최후에 기폭시킴 • 주변공을 평행히 배치 • 공경보다 훨씬 적은 직경 폭약 사용 (D.I ≥2.0)	• SB공법의 일종 • 여굴감소, 이완영역축소 • 폭발력 방향성 부여 • 특수 rod 및 bit사용	• 굴착예정선에 다수의 무장약공을 근접 천공하여 발파시 진동차단과 굴착선을 따라 평활한 파단면 획득
선 정	◉	×	△
선 정 사 유	• Smooth Blasting공법 선정 사유 – Line Drilling공법에 비해 천공수 감소 – Smooth blasting공법은 최종굴착면 방향 수직응력이 확대공 기폭에 의해 해방된 후 기폭됨 ⇨ 따라서 터널에서는 노천사면발파와는 달리 PS공법보다 효과 확실 – 공경효과를 이용하는 전용폭약(정밀폭약 ∅17㎜) 사용 • Line Drilling공법 선정 사유 – 선균열 발생으로 인한 발파진동 경로 차단 및 정밀 시공 구간에 대하여 선택적으로 활용		

▌설계 굴착 전열공 발파 공법

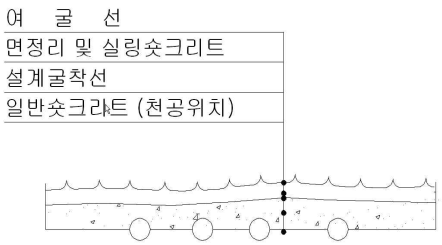
구 분	적용 사항
적 용 폭 약	• 주폭약의 25㎜ 구경의 폭약 사용
천 공 배 치	• 설계굴착선공과 평행한 동심원의 형태로 천공 배치
적 용 목 적	• 다공질 및 연약 암반에서의 암반 손상권 최소화 구현

적용 모식도



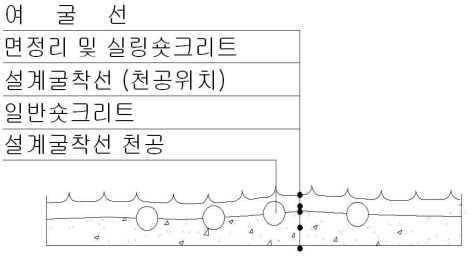
▌적정 착점 위치 검토

기존 천공시 착점 위치



- 기존설계 공법의 경우, 설계굴착선에서 일반적으로 10cm 내외를 아래로 이격시켜 천공
- 이와 같이 설계굴착선으로부터 아래로 이격시켜 천공 및 발파를 실시할 경우, 미굴착 부분이 발생됨에 따라 2차 작업(브레이커 또는 재발파)이 필연적으로 수반됨

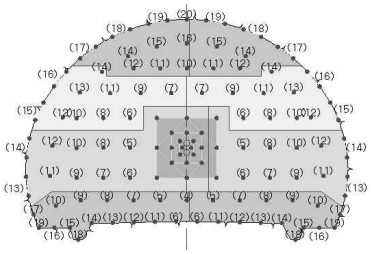
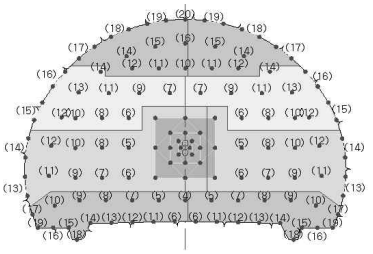
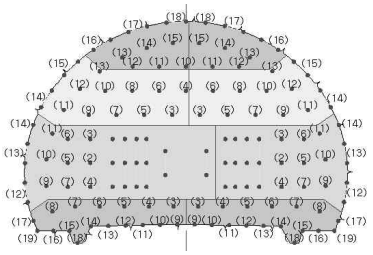
개선된 천공시 착점 위치

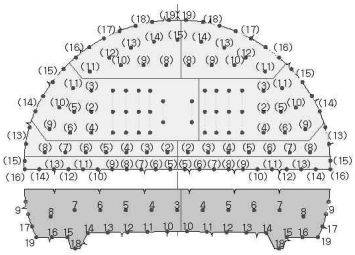
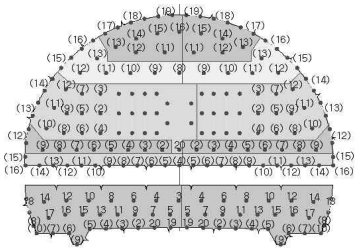
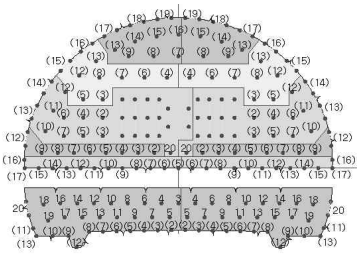


- 천공 위치를 설계 굴착선 상에 위치시킴
- 이와 같이 천공을 실시하면 미굴이 원천적으로 발생하지 않아 설계 지보두께를 준수할 수 있으며, 미굴발생에 따라 소요되는 후속작업이 불필요하여 시공속도를 증진할 수 있음

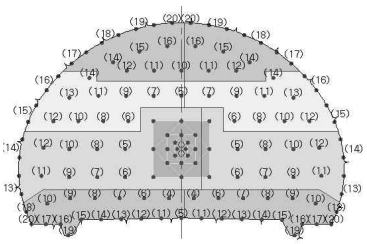
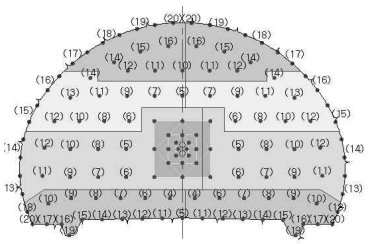
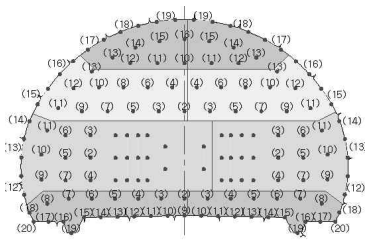
6.4.4 터널 발파패턴 설계 결과

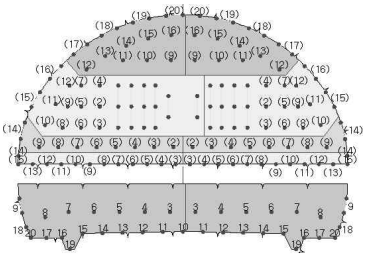
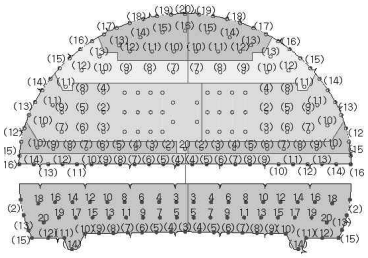
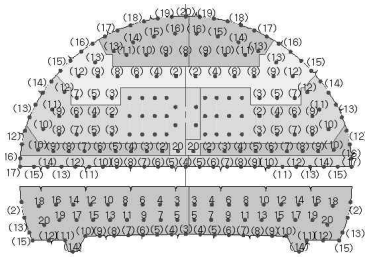
◉ 서면 1터널 발파 설계 결과

구 분	P – 1	P – 2	P – 3
천공모식도			
굴착방법	전단면	전단면	전단면
굴 진 장	3.50 m	3.50 m	2.00 m
천 공 장	3.80 m	3.80 m	2.20 m
천 공 수	128 공	128 공	141 공
에멀젼폭약	257.050 kg	257.050 kg	140.650 kg
정밀폭약	23.563 kg	23.563 kg	12.688 kg
MS 뇌관	16 개	16 개	28 개
LP 뇌관	110 개	110 개	113 개

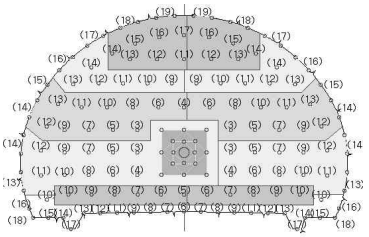
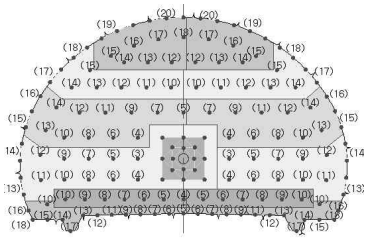
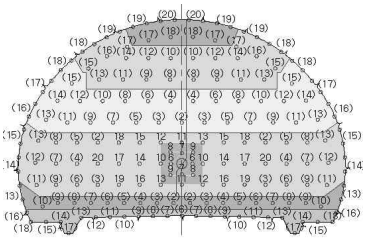
구 분	P – 4		P – 5		P – 6	
천공모식도						
굴착방법	상반	하반	상반	하반	상반	하반
굴 진 장	1.50 m	3.00 m	1.20 m	1.20 m	1.00 m	1.00 m
천 공 장	1.60 m	3.30 m	1.30 m	1.30 m	1.10 m	1.10 m
천 공 수	123 공	35 공	146 공	55 공	149 공	61 공
에멀젼폭약	71.550 kg	68.050 kg	52.980 kg	23.920 kg	43.870 kg	20.280 kg
정밀폭약	6.500 kg	2.750 kg	6.000 kg	0.750 kg	4.000 kg	0.500 kg
MS 뇌관	28 개	35 개	29 개	37 개	30 개	37 개
LP 뇌관	95 개	0 개	117 개	18 개	119 개	24 개

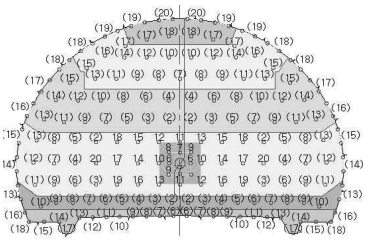
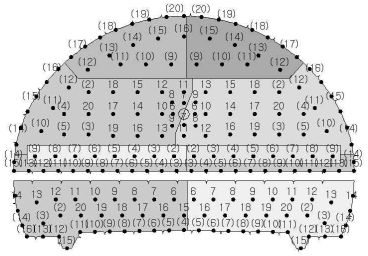
◉ 서면 2터널 발파 설계 결과

구 분	P – 1	P – 2	P – 3
천공모식도			
굴착방법	전단면	전단면	전단면
굴 진 장	3.50 m	3.50 m	2.00 m
천 공 장	3.80 m	3.80 m	2.20 m
천 공 수	133 공	133 공	147 공
에멀젼폭약	266.850 kg	266.850 kg	146.325 kg
정밀폭약	24.375 kg	24.375 kg	13.125 kg
M S 뇌 관	16 개	16 개	28 개
L P 뇌 관	115 개	115 개	119 개

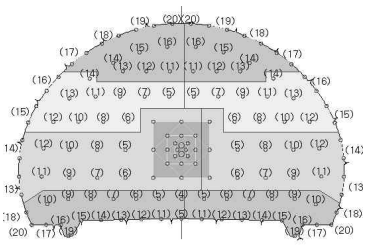
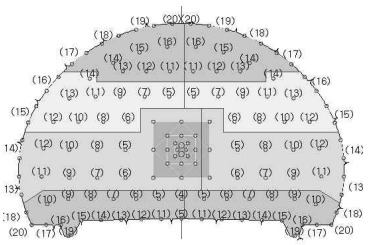
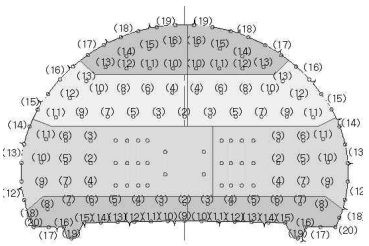
구 분	P – 4		P – 5		P – 6	
천공모식도						
굴착방법	상반	하반	상반	하반	상반	하반
굴 진 장	1.50 m	3.00 m	1.20 m	1.20 m	1.00 m	1.00 m
천 공 장	1.60 m	3.30 m	1.30 m	1.30 m	1.10 m	1.10 m
천 공 수	135 공	37 공	153 공	65 공	165 공	65 공
에멀젼폭약	80.625 kg	72.550 kg	55.640 kg	28.400 kg	48.860 kg	21.640 kg
정밀폭약	6.750 kg	2.750 kg	6.188 kg	0.750 kg	4.125 kg	0.500 kg
M S 뇌 관	28 개	37 개	29 개	36 개	30 개	36 개
L P 뇌 관	107 개	0 개	124 개	29 개	135 개	29 개

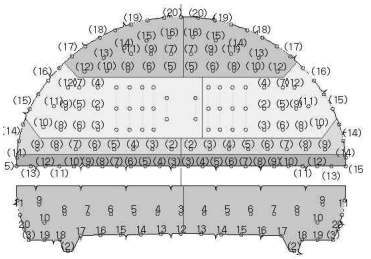
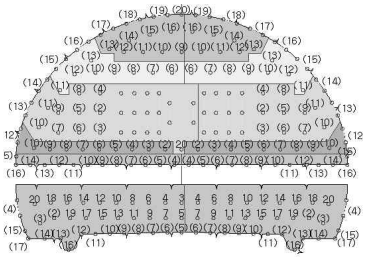
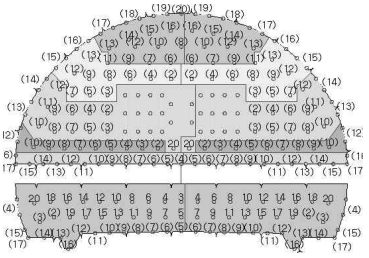
◉ 서면 1,2터널 특수 발파 설계 결과

구 분	P-3CB3(굴진장2.0m)	P-3CB4(굴진장1.5m)	P-3CB5(굴진장1.2m)
천 공 모 식 도			
굴착방법	전단면	전단면	전단면
굴 진 장	2.00 m	1.50 m	1.20 m
천 공 장	2.20 m	1.60 m	1.30 m
천 공 수	148.00 공	156.00 공	187.00 공
에멀젼폭약	130925 kg	83.200 kg	62.800 kg
정밀폭약	13.125 kg	8.250 kg	7.500 kg
M S 뇌 관	30 개	30 개	30 개
L P 뇌 관	117 개	125 개	155 개

구 분	P-3CB6(굴진장1.0m)	P-4CB6(굴진장1.0m)	
천 공 모 식 도			
굴착방법	전단면	상반	하반
굴 진 장	1.00 m	1.00 m	1.00 m
천 공 장	1.00 m	1.10 m	1.10 m
천 공 수	190.00 공	155 공	65.00 공
에멀젼폭약	51.200 kg	42.140 kg	21.640 kg
정밀폭약	5.000 kg	4.125 kg	0.500 kg
M S 뇌 관	30 개	30개	32 개
L P 뇌 관	158 개	124 개	33 개

◉ 북면 터널 발파 설계 결과

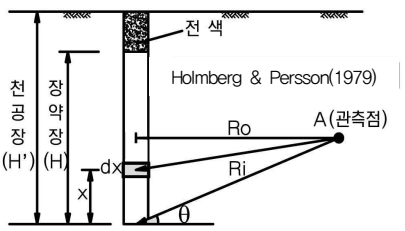
구 분	P – 1	P – 2	P – 3
천 공 모 식 도			
굴착방법	전단면	전단면	전단면
굴 진 장	3.50 m	3.50 m	2.00 m
천 공 장	3.80 m	3.80 m	2.20 m
천 공 수	136.00 공	136.00 공	149.00 공
에멀젼폭약	274.725 kg	274.725 kg	148.150 kg
정밀폭약	24.375 kg	24.375 kg	13.125 kg
M S 뇌 관	16 개	168 개	28 개
L P 뇌 관	118 개	118 개	121 개

구 분	P – 4		P – 5		P – 6	
천 공 모 식 도						
굴착방법	상반	하반	상반	하반	상반	하반
굴 진 장	1.50 m	3.00 m	1.20 m	1.20 m	1.00 m	1.00 m
천 공 장	1.60 m	3.30 m	1.30 m	1.30 m	1.10 m	1.10 m
천 공 수	143.00 공	40.00 공	157.00 공	67.00 공	171.00 공	65.00 공
에멀젼폭약	86.625 kg	77.200 kg	57.140 kg	29.200 kg	50.780 kg	21.640 kg
정밀폭약	6.750 kg	2.750 kg	6.188 kg	0.750 kg	4.125 kg	0.500 kg
M S 뇌 관	28 개	38 개	29 개	34 개	30 개	36 개
L P 뇌 관	115 개	2 개	128 개	33 개	141 개	29 개

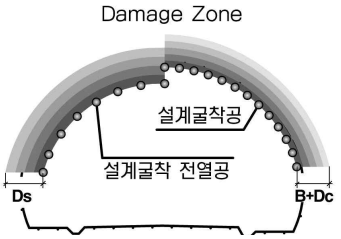
6.4.4 터널 발파 설계 결과 검증

◉ 암반 손상권 검토

▌기초 이론

Holmberg & Persson (1979)	모 식 도
• 근거리 진동예측식과 변형률손상모델에 의한 암반손상영역 예측 • 근거리 진동예측식 : $V = k \cdot l^{\alpha}\left[\int_0^H \frac{dx}{\{R_o^2 + (R_o \tan\Theta - x)^2\}^{\beta/2\alpha}}\right]^{\alpha}$ (k, α , β : 발파상수, H : 천공장, l : 선형장약량) • 임계진동속도 산정 : $V_d = 0.1 \times UCS \times \frac{V_p}{E}$ (UCS : 일축강도, Vp : 탄성파속도, E : 탄성계수) • Ds 〈 Dc + B인 경우 안정 (Ds:설계굴착전열공 손상범위, Dc:설계굴착공 손상범위, B:저항선)	

▌암반 손상권 검토 내용

암반 손상권 검토 사항	모 식 도
• 터널 발파로 인한 암반 손상권은 설계굴착공에 의한 암반손상권과 설계굴착 전열공(확대공)에 의한 암반손상권으로 구분됨 • Ds 〈 Dc + B인 경우 안정 Ds : 최외곽 전열공 손상 범위, Dc : 최외곽공 손상범위, B : 최외곽공 최소저항선 • 분석 결과, (Dc+B)/Ds 〉 1인 경우, 암반손상권을 최소화하여 터널의 안전성을 극대화할 수 있음	

▌암반 손상권 검토 결과

구 분		P-1,2	P-3	P-4	P-5	P-6
북 면 터 널	D c (m)	0.850	0.700	0.850	0.750	0.600
	D s (m)	0.500	0.500	0.400	0.350	0.300
	B (m)	0.650	0.650	0.600	0.500	0.500
	(Dc+B)/Ds	1.353	1.643	1.176	1.133	1.333
서 면 터 널	D c (m)	0.650	0.600	0.550	0.650	0.650
	D s (m)	0.200	0.250	0.250	0.250	0.250
	B (m)	0.650	0.650	0.600	0.500	0.500
	(Dc+B)/Ds	1.308	1.500	1.545	1.154	1.154
검 토 결 과		• (Dc+B)/Ds 〉 1로서, 암반 손상권 최소화 구현				

◉ 발파암 파쇄입경 분석

▌기초 이론

적용 공식	입력 변수
• $R = Exp\ [-0.693(x/k_{50})^n\ ]$ • $k_{50} = A(V_o/Q)^{0.8} \times Q^{0.167} \times (E/115)^{-0.63}$ • $n=(2.2-0.014\ B/d)((1+S/B)/2)^{0.5})\times (1-d_r/B)(ABS(l_b-l_c)/1+0.1)^{0.1}1/H$	R : 입도분포(%) d : 천공경 Q : 장약량 k_{50} : 평균파쇄입도(cm) W : 천공정확성 표준편차(=dr) E : 폭약위력 n : 표준상수 L : 장약길이 lb : 기폭약 장약길이 H : 천공장 A : S/B ratio(S : 공간격) B : 저항선 lc : 주폭약 장약길이 Vo : 체적

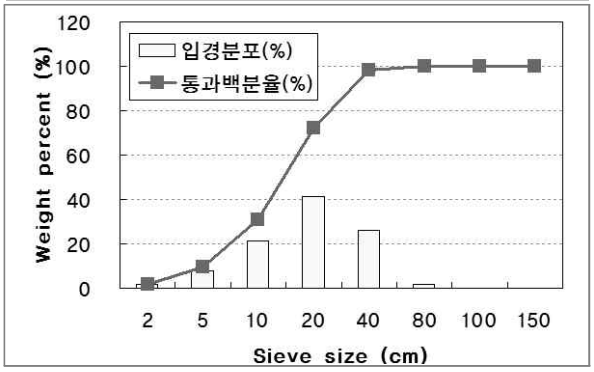
▌파쇄입도에 영향을 미치는 요소

구 분	내 용
암반 특성	• 동일한 화강암에서도 JOINT가 없는 균질의 암반에서는 대괴가 나타나며, JOINT가 많은 암반에서는 JOINT 간격에 따라 잘게 부스러지게 된다.
발파 공법	• V-CUT, CYLINDER CUT등 사용 발파법에 의하여 파쇄도가 다소 달라진다. 장약량을 증가시킴으로써 보다 나은 파쇄효과를 얻을 수 있다.
단위 천공률	• 천공수가 많을수록 입도는 작고, 천공경이 크면 저항선의 증가로 입도가 증가. • 큰 직경에 집중장약을 할 때 파쇄되는 범위는 증가하나 암석의 입도크기는 증가

▌서면 1,2터널 P-1,2 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.699	1.699
5	9.571	7.872
10	30.970	21.399
20	72.064	41.094
40	98.250	26.186
80	99.999	1.748
100	100.000	0.001
150	100.000	0.000

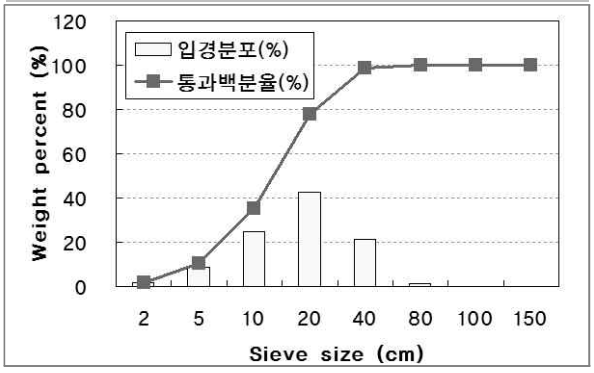
파쇄입경 분포 현황



▌서면 1,2터널 P-3 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.623	1.623
5	10.464	8.841
10	35.192	24.728
20	77.632	42.440
40	98.829	21.197
80	100.000	1.170
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

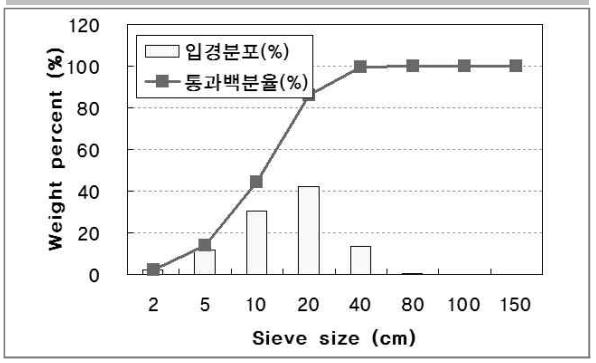
파쇄입경 분포 현황



▌서면 1,2터널 P-4 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	2.121	2.121
5	13.732	11.611
10	44.267	30.534
20	86.229	41.963
40	99.557	13.328
80	100.000	0.443
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

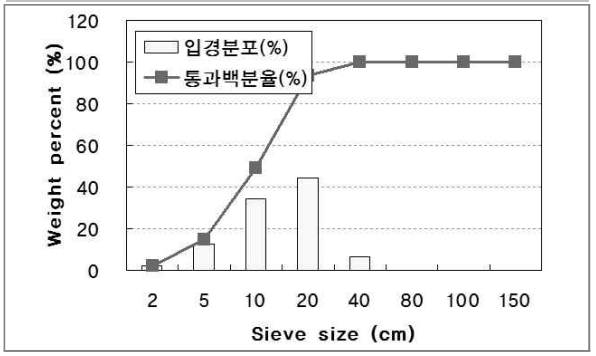
파쇄입경 분포 현황



▌서면 1,2터널 P-5 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	2.221	2.221
5	14.680	12.460
10	48.956	34.276
20	93.520	44.564
40	99.999	6.479
80	100.000	0.001
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

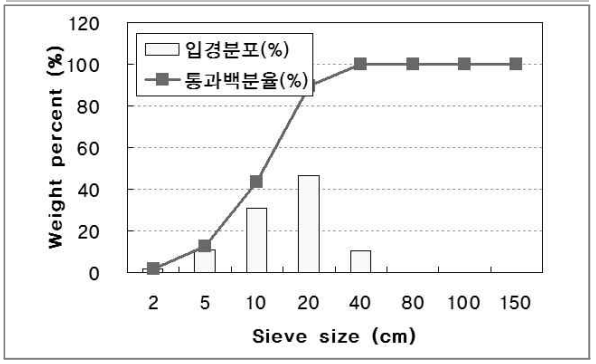
파쇄입경 분포 현황



▌서면 1,2터널 P-6 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.869	1.869
5	12.561	10.692
10	43.353	30.791
20	89.700	46.348
40	99.993	10.292
80	100.000	0.007
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

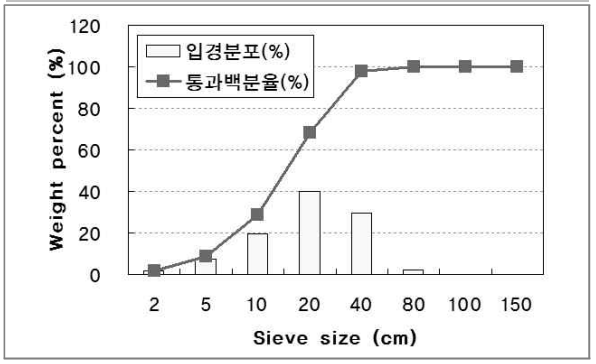
파쇄입경 분포 현황



▌북면터널 P-1,2 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.637	1.637
5	8.870	7.233
10	28.479	19.609
20	68.447	39.967
40	97.844	29.397
80	99.999	2.155
100	100.000	0.001
150	100.000	0.000

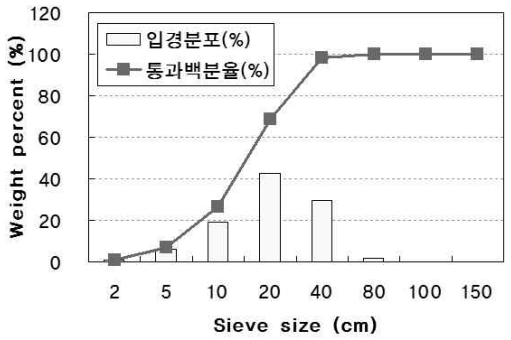
파쇄입경 분포 현황



▌북면터널 P-3 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.049	1.049
5	7.046	5.997
10	26.330	19.284
20	68.795	42.464
40	98.225	29.430
80	100.000	1.775
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

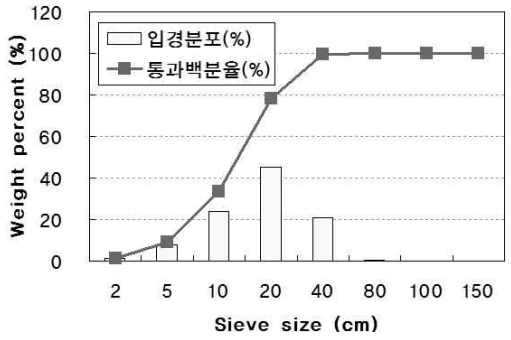
파쇄입경 분포 현황



▌북면터널 P-4 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.364	1.364
5	9.204	7.840
10	33.319	24.115
20	78.379	45.060
40	99.450	21.071
80	100.000	0.550
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

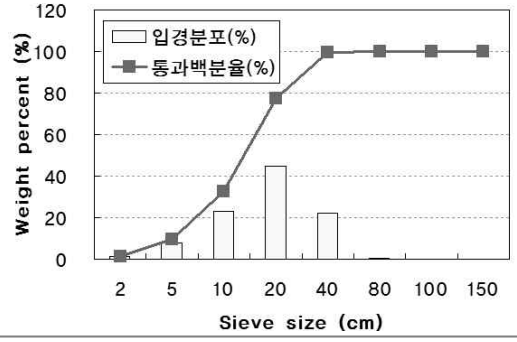
파쇄입경 분포 현황



▌북면터널 P-5 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.413	1.413
5	9.407	7.994
10	32.638	23.231
20	77.437	44.799
40	99.762	22.325
80	100.000	0.238
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

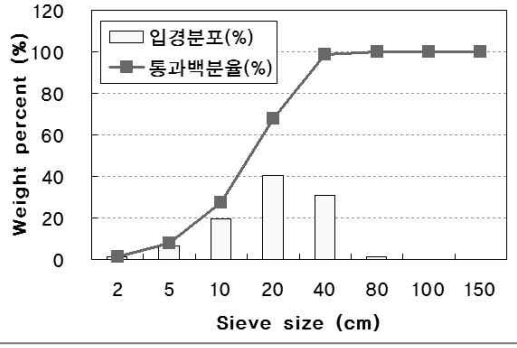
파쇄입경 분포 현황



▌북면터널 P-6 파쇄입경 분석 결과

파쇄입경 (cm)	Passing Percent (%)	Fraction Percent (%)
2	1.137	1.137
5	7.674	6.537
10	27.184	19.510
20	67.663	40.479
40	98.592	30.929
80	100.000	1.408
100	100.000	0.000
150	100.000	0.000

파쇄입경 분포 현황

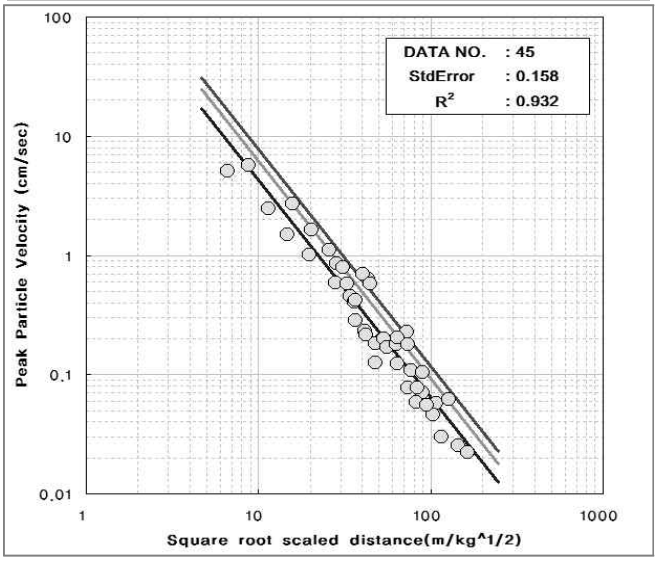


6.5 발파 환경 영향권 검토

6.5.1 발파진동 추정식 검토

◉ 진동 추정식의 보정

▌현장 실험값

현장 실험값	분석 및 검토 내용
	• 시추공 진동탐사는 울릉도 일주도로 1에서 실시한 실험값이므로 강도 및 기타 특성의 보정이 필요함. • 울릉도 일주도로 1 실험 시추공의 암석 강도는 43MPa의 강도 특성을 지님. • 이를 위하여 서울지하철 발파진동식을 활용하여 암석 강도에 따른 보정을 실시함.

▌서울 지하철 발파진동식에 의한 보정

구 분				적 용
발파진동식	진 동 식			$V=K(D/(W^{1/2}))^n$
	진동 상수식			K = Ei×(Ri×Sc + Qi)
n 값	화 강 암			−1.7
	편 마 암			−1.5
폭약보정치 (Ei)	다이너마이트			1.0
	에멀젼 폭약			0.82
	초안(초유) 폭약			0.65
암종에 따른 보정치 상수 (Ri)	화 강 암			0.0371
	편 마 암			0.0206
발파형식에 따른 보정치 (Qi)	화강암	개착식	바닥발파	80
			계단발파	50
		터널식	심발발파	60
			확대발파	30
	편마암	개착식	바닥발파	60
			계단발파	30
		터널식	심발발파	40
			확대발파	10

각력암(현무암) 지역 발파진동식의 보정

1단계, 암종 보정치 상수

• K = Ei×(Ri×Sc + Qi)

→ $Ri = \frac{K-(Ei\times Qi)}{Ei\times Sc}$

여기서, K : 513.38

폭약보정치 (Ei) : 0.820

→ 에멀젼 폭약 사용

발파형식에 따른 보정치 (Qi) : 60

→ 터널의 심발발파와 유사하게 적용

압축강도 (Sc) : 430

→ 울릉도 일주도로 1에서의 조면암 강도

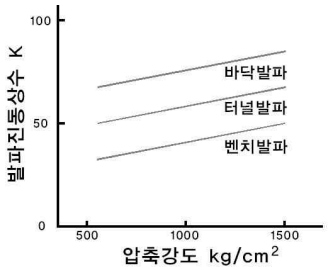
• $Ri = \frac{513.38-(0.82\times 60)}{0.82\times 430}$

→ 산출된 Ri : 1.316

2단계. 수정 K값 산출 (각력암 지역의 K값)

K = 0.82×(1.316×64.16 + 60) = 741.6353

▌자유면 수에 따른 K값 보정

구 분	암발파 설계 기법에 관한 연구 (한국토지개발공사, 1993.3)	자유면수가 발파진동의 크기에 미치는 영향 (강원대학교, 석사학위논문, 이효, 2000.2)
자유면 수에 따른 진동상수(K) 변화 검토	• 터널 심발발파(TC, 1자유면), 터널 바닥발파(BT, 1자유면), 터널 계단발파(BH, 2자유면)사이의 진동상수 경향은 다음과 같다. KTC = 0.021 Sc + 40 KBT = 0.021 Sc + 60 KBH = 0.021 Sc + 30 여기서, Sc는 암석의 일축압축강도 • 동일 암석강도에서 KTC(1자유면)에 비해 KBH(2자유면)은 75%에 해당하는 진동상수를 나타내어 약 25%의 감쇠됨 	• 회귀분석 및 K값 변화양상을 시험하여 자유면수에 따른 진동의 증감정도를 측정한 결과는 다음과 같다. – 회귀분석에 의한 범위 : 11.2%~42.1% – K–value에 의한 범위 : 15.3%~40.7% • 시험에 의해 획득된 추정식 $K = -93.6N+818$ ($r^2 = 0.975$) 여기서, K : 진동상수 N : 자유면 수 • 자유면수 변화에 따른 K값 변화 경향 N 0 1 2 0 1 – – 1 11.5%(↓) 1 – 2 22.9%(↓) 12.8%(↓) 1 3 34.4%(↓) 25.8%(↓) 14.9%(↓) • 0자유면 대비 1~2자유면의 경우 진동상수는 11.5~22.9% 감쇠 경향을 보임.

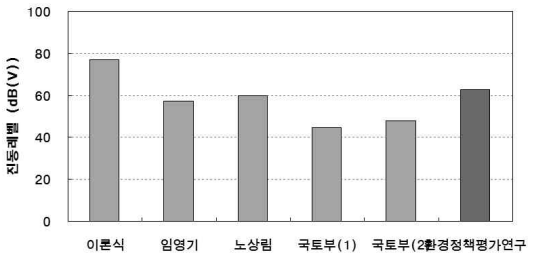
▌현장암반별 진동 추정식 검토 결과

구 분	각력암질암류		조면암	
	심발공	선대구경수평심발, 확대공	심발공	선대구경수평심발, 확대공
k값 보정결과	462.04	410.70	667.48	593.31
n 값	–1.820			

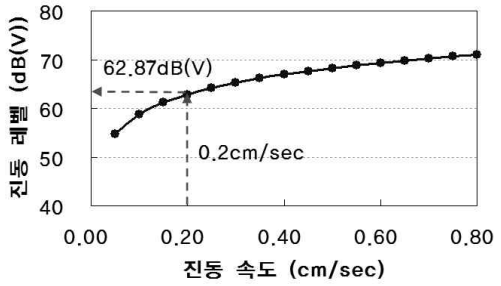
◉ 진동레벨과 진동속도의 상관식 검토

구 분	진동레벨 산출식
이 론 식	$VL = 20\log V_{peak} + 91 (f \geq 8Hz)$
임 영 기	$VL = 21.6\log V + 72.33$
노 상 림	$VL = 19\log V + 73$
국 토 교 통 부 – 1	$VL = 15\log V + 55$
국 토 교 통 부 – 2	$VL = 16\log V + 59$
한국환경정책연구평가원	$VL = 13.54\log V_v + 72.33$

비교 Graph



진동속도와 진동레벨의 상관성



검토 결과

- 연구식 중 한국환경정책연구평가원 제시 상관식이 가장 보수적인 진동 수준을 예측하는 것으로 평가됨(기존 이론식 제외)
- 이 경우 진동속도 관리기준 0.20cm/s를 준수시 75dB(V)를 준수하는 것으로 검토됨

6.5.2 경험식에 의한 진동 영향권 검토

◉ 발파패턴별 진동 영향권 검토

▌서면터널

구 분	최대 지발당 장약량 (kg)		진동 규제 기준별 안전 이격거리 (m)					
			심 발 공			확 대 공 (상반 기준)		
	심발공	확대공	0.2cm/sec	4.0cm/sec	5.0cm/sec	0.2cm/sec	4.0cm/sec	5.0cm/sec
P – 1	3.375	2.625	130	25	23	108	21	19
P – 2	3.375	2.650	130	25	23	108	21	19
P – 3	1.875	1.125	97	19	17	71	14	12
P – 4	1.125	0.750	75	15	13	58	12	10
P – 5	0.560	0.400	53	11	9	42	9	8
P – 6	0.480	0.400	49	10	9	42	9	8
P–3CB3(굴진장2.0m)	1.125	1.125	71	14	12	71	14	12
P–3CB4(굴진장1.5m)	0.750	0.750	58	12	10	58	12	10
P–3CB5(굴진장1.2m)	0.300	0.400	37	7	7	42	9	8
P–3CB6(굴진장1.0m)	0.250	0.320	34	7	6	38	8	7
P–4CB6(굴진장1.0m)	0.250	0.320	34	7	6	38	8	7
P–5CB6(굴진장1.0m)	0.250	0.320	34	7	6	38	8	7
적용 진동추정식	–	–	$V = 462.04 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$			$V = 410.70 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$		

▌북면터널

구 분	최대 지발당 장약량 (kg)		진동 규제 기준별 안전 이격거리 (m)					
			심 발 공			확 대 공		
	심발공	확대공	0.2cm/sec	4.0cm/sec	5.0cm/sec	0.2cm/sec	4.0cm/sec	5.0cm/sec
P – 1	3.375	2.625	159	31	28	132	26	23
P – 2	3.375	2.650	159	31	28	132	26	23
P – 3	1.875	1.125	119	23	21	86	17	15
P – 4	1.125	0.750	92	18	16	71	14	12
P – 5	0.560	0.400	65	13	12	52	10	9
P – 6	0.480	0.400	60	12	11	52	10	9
적용 진동추정식	–	–	$V = 667.48 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$			$V = 593.31 \times \left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-1.820}$		

구 분	분석시 적용 사항
이격거리 산출	• 터널의 중심부~보안물건의 최단 부지 경계지역
적용진동추정식	• 심발공과 확대공을 구분하여 적용하지만, 특수 발파공법은 심발공과 확대공의 진동추정식을 동일 적용

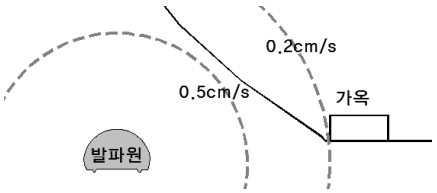
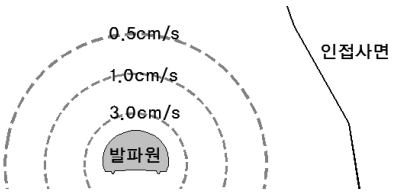
◉ 진동 추정식에 의한 진동 초과 구간 및 대안 공법 제시

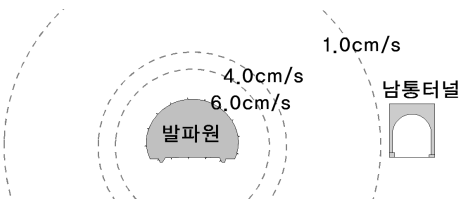
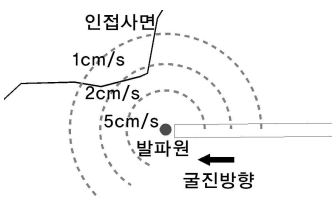
▌서면 2터널

지보등급		특수 굴착공법		보안물건
구 간	지보등급	구 간	굴착공법	
1+016 ~ 1+067	P-4	1+016 ~ 1+063	P-4	통구미 터널
		1+063 ~ 1+067	P-4CB6(굴진장1.0m)	
1+067 ~ 1+091	P-5-1	1+067 ~ 1+087	기계식 굴착공법	
		1+087 ~ 1+091	P-5CB6(굴진장1.0m)	
1+091 ~ 1+199	P-3	1+091 ~ 1+100	P-3CB6(굴진장1.0m)	
		1+100 ~ 1+116	P-3	-
		1+116 ~ 1+144	P-3CB3(굴진장2.0m)	통구미 마을
		1+144 ~ 1+168	P-3CB4(굴진장1.5m)	
		1+168 ~ 1+186	P-3CB5(굴진장1.2m)	
		1+186 ~ 1+198	P-3CB6(굴진장1.0m)	
		1+198 ~ 1+199	기계식 굴착공법	
1+199 ~ 1+202	P-4	1+199 ~ 1+230	기계식 굴착공법	
1+202 ~ 1+214	P-5-1			
1+214 ~ 1+226	P-6-1			
1+226 ~ 1+230	P-6-4			

검토결과
- 발파지역과 근접하여 통구미터널과 통구미 마을이 근접하여 있음.
- 보안물건과 근접 구간에서는 기계식 굴착공법 및 특수 발파공법을 적용하여 관리기준을 준수함.

▌주요 구간 진동 영향권 검토

구 분	통구미 마을 인접 가옥 (STA.1+198)	서면 터널 중점부 사면 근접 구간 (STA.1+087)
진동 영향권 검토		
진동 예측값	0.198cm/s(≒62.8dB(V))	0.214 cm/s

구 분	남통 터널 근접 구간 (STA.0+500)	북면터널 사면 근접부 (STA.2+578)
진동 영향권 검토		
진동 예측값	0.906cm/s	2.740cm/s

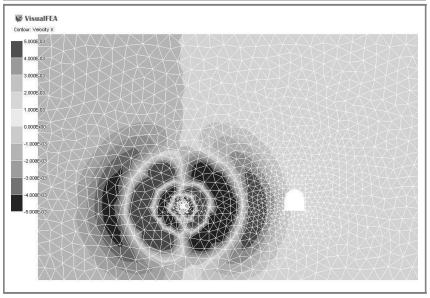
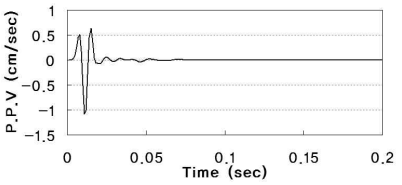
6.5.3 수치해석에 의한 발파진동 영향권 검토

◉ 적용 동적 물성치

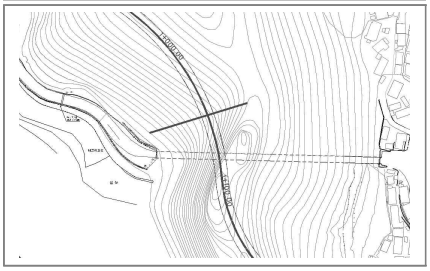
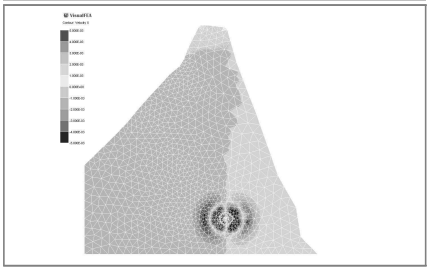
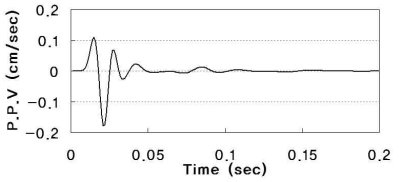
구 분	조면암					각력암				
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
단위중량(γ , KN/㎥)	27.0	26.0	25.0	23.0	21.0	26.0	25.0	24.0	23.0	21.0
포 아 슨 비 (υ)	0.22	0.23	0.25	0.27	0.30	0.23	0.24	0.26	0.28	0.30
전단파속도(Vs, m/s)	2,140	1,700	1,480	1,190	840	2,140	1,700	1,480	1,190	840
동전단계수,Gd(MPa)	9,750	7,510	5,480	3,310	1,480	9,750	7,510	5,480	3,310	1,480
동탄성계수,Ed(MPa)	25,670	19,850	14,570	8,860	4,020	25,670	19,850	14,570	8,860	4,020
동체적계수,Kd(MPa)	23,370	18,470	14,310	9,050	4,680	23,370	18,470	14,310	9,050	4,680
일축압축강도(MPa)	236	176	141	46	5.5	75	54	49	32	19

◉ 발파진동 수치해석 검토

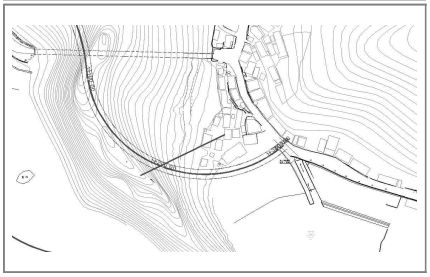
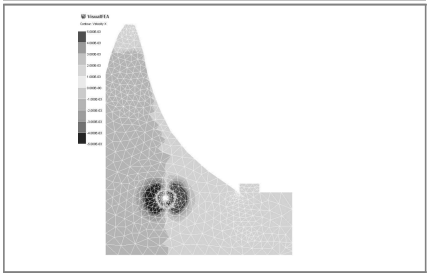
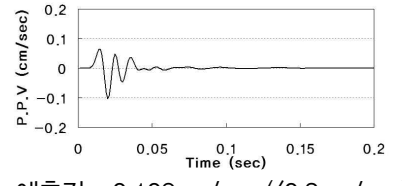
▌남통터널 근접 지역

해석 지역 현황	진동 전달 경향	진동 예측값
		 • 예측값 : 1.085cm/sec (〈4.0cm/sec)

▌서면 2터널 암반사면 근접 지역

해석 지역 현황	진동 전달 경향	진동 예측값
		 • 예측값 : 0.178cm/sec (〈5.0cm/sec)

▌서면 2터널 통구미 마을 근접 지역

해석 지역 현황	진동 전달 경향	진동 예측값
		 • 예측값 : 0.103cm/sec (〈0.2cm/sec)

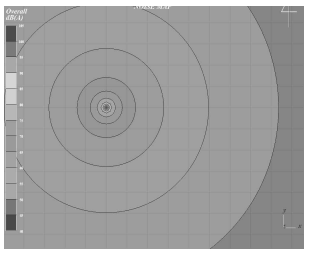
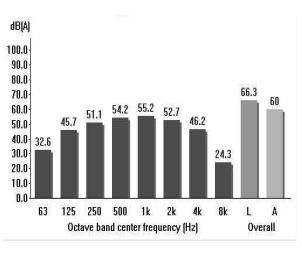
검토결과	• 발파진동 수치해석 결과, 보안물건별 관리기준 준수

6.5.4 수치해석에 의한 발파소음 영향권 검토

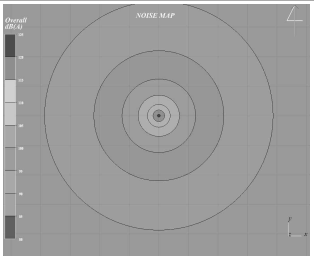
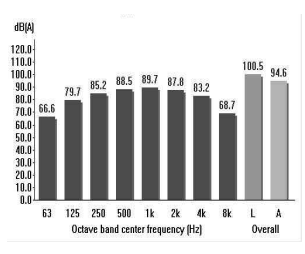
◉ 역해석을 통한 소음원 획득

▌기준 소음원값 설정

구 분	소 음 값	이격거리	출 처
터 널 갱 구 부 소 음	94.6 dB(A)	30m	천부터널 실측 소음도
일방향 굴진 발파소음	60.0 dB(A)	169m	발파소음 저감을 위한 터널의 일방향 굴진사례

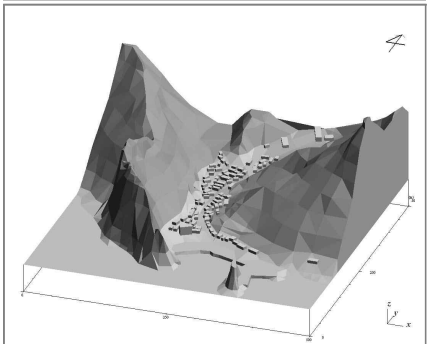
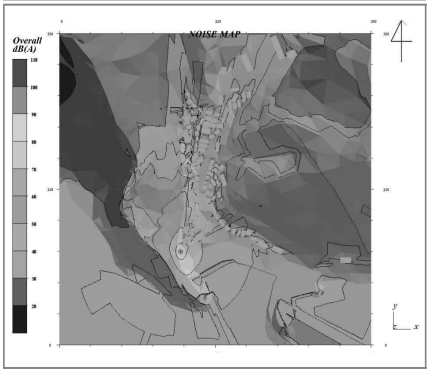
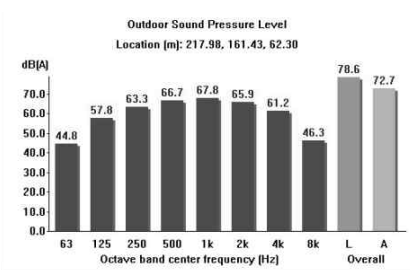
일방향 굴진 소음원 모델링	계측점에서의 예측값
	

• 발생원으로부터 169m 이격된 지점에서의 예측 소음도
: 60.0dB(A)

터널 갱구부 소음원 모델링	소성영역 발생범위
	

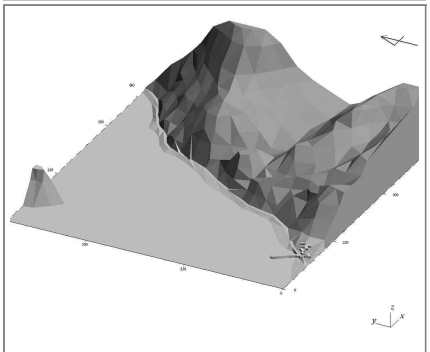
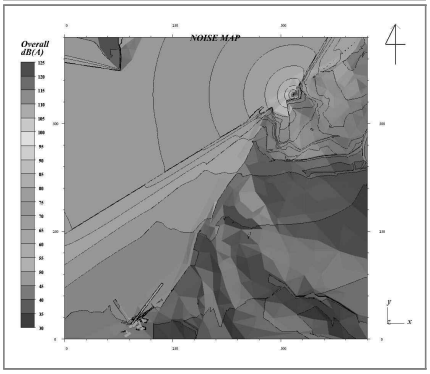
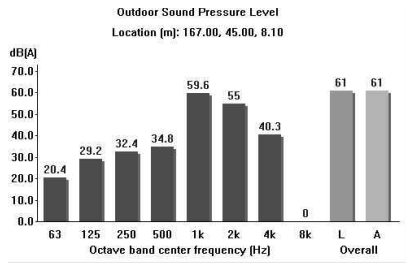
• 발생원으로부터 30m 이격된 지점에서의 예측 소음도
: 94.5dB(A)

▌서면 터널 갱구부 소음 해석

현장 모델링	소음해석 결과	소음 예측값
		

• 최근접 가옥 : 72.2dB(A) (기준 준수)
• 인접 축사 : 43.5dB(A) (기준 준수)

▌북면 터널 갱구부 소음 해석

현장 모델링	소음해석 결과	소음 예측값
		

• 최근접 가옥 : 60.9dB(A) (기준 준수)

검토결과	• 발파소음 수치해석 결과, 보안물건별 관리기준 준수

6.5.5 참고 문헌에 의한 수중소음 영향권 검토

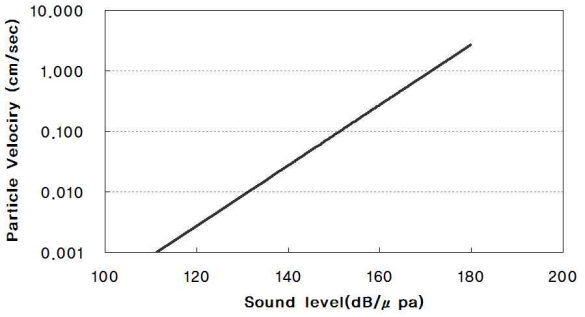
◉ 참고 문헌

구 분	적용 사항
출 처	박진영, 지반진동 및 수중소음에 의한 수중음향변화에 관한 연구 –발파를 중심으로–, 2009.08, 공학석사논문
적 용 공 식	dB(re1μ Pa) = 20log(V) + 20log(K) + 10log(1–e–td/t0) + 154.7 여기서, V : 지반진동속도 (㎜/sec), K : 투과상수 (Transmission Factor) td : 최대진폭지속시간 (sec), t0 : 시정수 (Time Constane, 0.25sec)

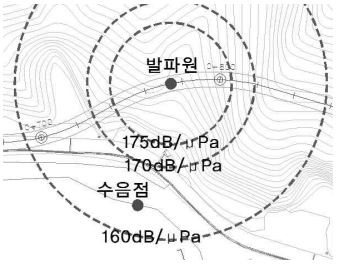
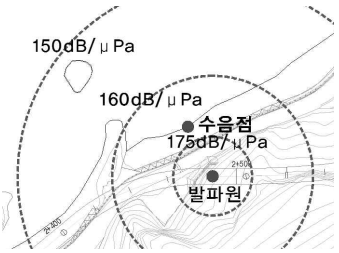
◉ 진동속도와 수중소음의 상관성 검토

수중소음레벨	진동속도
120dB/μPa	0.003 cm/sec
130dB/μPa	0.008 cm/sec
140dB/μPa	0.027 cm/sec
150dB/μPa	0.086 cm/sec
160dB/μPa	0.273 cm/sec
170dB/μPa	0.865 cm/sec
175dB/μPa	1.530 cm/sec
180dB/μPa	2.730 cm/sec

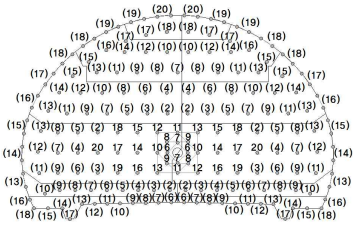
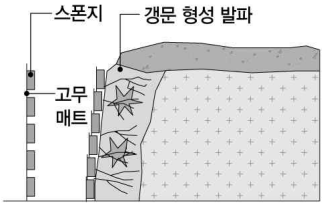
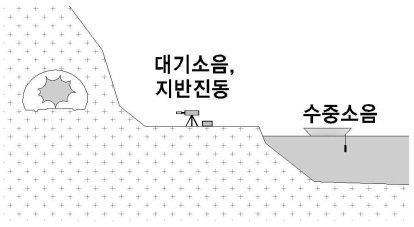
비교 Graph



◉ 수중소음 영향권 검토

구 분	서면 2터널 구간	북면터널 구간
수중소음 영향권 검토		
예 측 값	• 해양보호구역(수음점) : 163.3dB/μ Pa	• 해양보호구역(수음점) : 169.2dB/μ Pa

6.5.6 환경 보전 대책

환경 오염 저감 방안		공사중 모니터링 실시
발파진동 저감 경향	발파소음 및 비산석 저감	
		
• 1공/지발 발파패턴 설계 • 선대구경수평심발	• 갱문 형성시 비산석 및 소음 저감 ➜ 현장 제작	• 지반진동, 대기소음, 수중소음 분야의 계측

제 7 장 갱구비탈면 설계

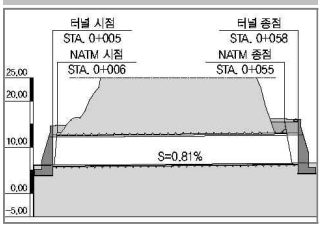
제7장 갱구비탈면 설계

7.1 해석개요 및 현황

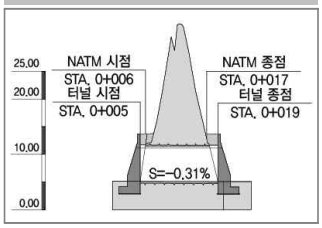
기본방향	• 지형적 특성을 고려한 갱구비탈면 깎기 최소화 및 보강방안 수립 • 갱구비탈면 낙석 안정검토 및 보호대책 수립

7.1.1 터널별 갱구비탈면 현황

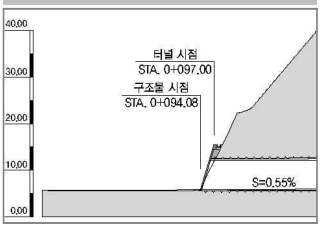
구암터널



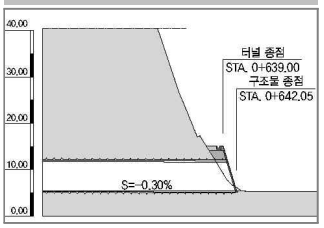
남서터널



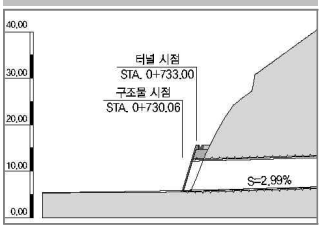
서면1터널 시점부



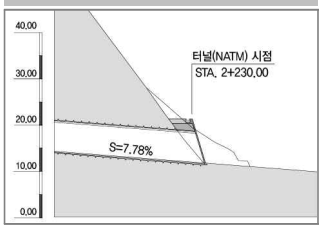
서면1터널 종점부



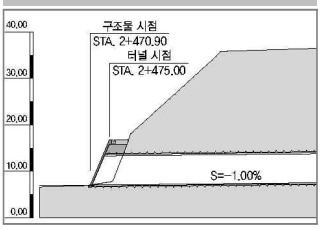
서면2터널 시점부



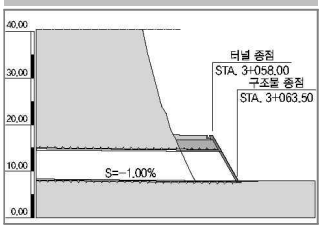
서면2터널 종점부



북면터널 시점부



북면터널 종점부



7.1.2 적용 지반정수

◉ 암반 설계지반 정수

구 분		단위중량(kN/m³)	점착력(kPa)	내부마찰각(°)	변형계수(MPa)	포아송비(ν)
각력암	연 암	23.0	200	33.0	1,500	0.25
	경 암	24.0	800	37.0	4,000	0.26
조면암	연 암	23.0	300	35.0	2,000	0.27
	경 암	35.0	1,000	40.0	5,000	0.25

◉ 불연속체 설계지반 정수

구 분		JRC	JCS(MPa)	점착력(kPa)	마찰각(°)	K_n(MPa/mm)	K_s(MPa/mm)
각력암	J 1	6.54	24.4	50.0	37.7	2.92	1.00
	J 2	6.66	30.6	20.0	42.9		
	J 3	6.71	33.2	10.0	45.7		
조면암	J 1	8.59	43.1	35.0	43.1	2.42	0.96
	J 2	8.56	40.8	20.0	48.9		
	J 3	8.56	40.8	20.0	48.0		

7.2 비탈면 설계기준 검토

기본방향	• 국토해양부, 한국도로공사 외 국내 여러 기관의 비탈면 설계기준을 종합적으로 고려하여 선정 • 검토구간의 토질조건, 비탈면 높이 등 구간별 안정성 해석결과에 의해 경사 조정

7.2.1 설계기준 검토

- 건설공사 비탈면 설계기준(국토교통부, 2011)
- 국도건설공사 설계실무요령(국토교통부, 2013)
- 도로설계요령(한국도로공사, 2009)
- 건설공사 비탈면 표준시방서(국토교통부, 2011)
- 도로공사 표준시방서(한국도로공사, 2009)
- 고속도로공사 전문시방서(한국도로공사, 2012)

◉ 비탈면 경사 및 소단설치기준

구 분			적용경사	소단설치 기준
쌓기	5 m 이 하		1 : 1.5	H=5m 마다 1m 폭
	5 m 이 상		1 : 1.8	
	10m 이상		별도 검토	
깎기	토사	5m이하	1 : 0.8 ~ 1.2	H=5m 마다 1m 폭
		5m이상	1 : 1.0 ~ 1.5	
	리 핑 암		1 : 1.0	
	발 파 암		1 : 0.3 ~ 1.0 (절리방향 고려)	H=20m 마다 3m 폭

구 분	지하수조건	적용경사
붕적토 깎 기	• 강우 시에도 지하수위가 깎기 바닥면보다 높아질 경우	1 : 1.2
	• 강우 시만 지하수위가 깎기 바닥면보다 높아질 경우	1 : 1.5
	• 상시 지하수위가 깎기 바닥면보다 높은 경우	1 : 1.8 ~ 2.0
임 시 비탈면	• 토사는 1 : 0.5(H=0~3m) ~ 1.0(H=3m 이상) • 리핑암은 1 : 0.3, 발파암은 1 : 0.2	

◉ 비탈면 설계하중 적용기준

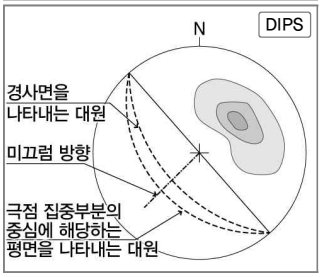
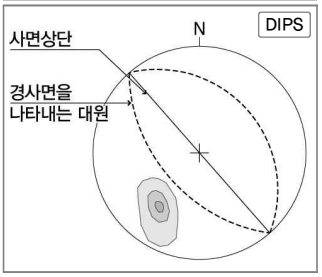
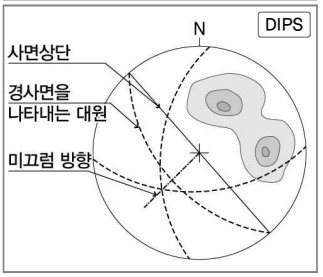
구 분	적용값	비 고
구 조 물 하 중	실제 접지압	• 구조물로 인해 발생하는 고정하중
교 통 하 중	13kPa + 2kPa	• 차량통행에 따른 활하중(DB-24) 고려 차량하중(13kPa), 포장하중(2kPa) 고려
지 진 하 중	$K_h = a_{max}/2$	• 지진응답해석결과 적용(제5장 내진설계 참조) ➜ 최대지반가속도의 50%

7.2.2 허용 안전율 적용기준

구 분		최소안전율	지하수위 적용
쌓 기	건 기 시	Fs ≥ 1.5	• 원 지하수위 적용
	우 기 시	Fs ≥ 1.3	• 측정한 지하수위 도는 침투해석을 통한 지하수위를 이용하여 해석
	지 진 시	Fs ≥ 1.1	• 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용
깎 기	건 기 시	Fs ≥ 1.5	• 지하수가 없는 것으로 해석
	우 기 시	Fs ≥ 1.3~1.2	• 암반 비탈면은 인장균열의 1/2심도까지 지하수를 위치, 토사는 침투해석 적용
	지 진 시	Fs ≥ 1.1	• 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용

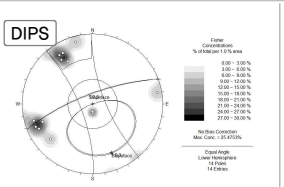
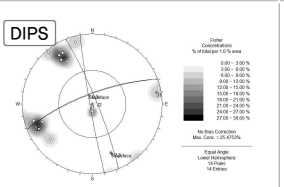
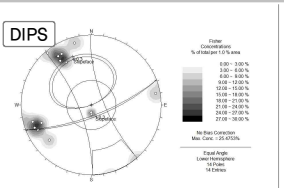
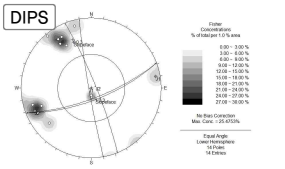
7.3 암반비탈면 안전성 검토

7.3.1 검토 개요

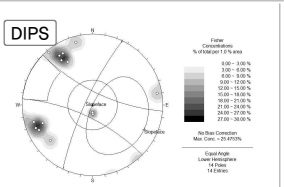
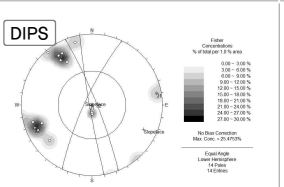
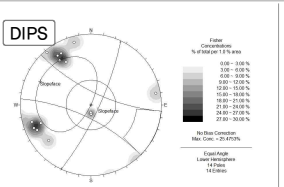
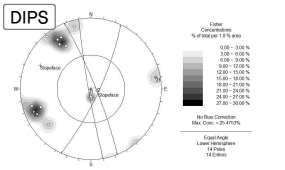
평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	결과이용
			• 불연속면과 비탈면방향성을 근거로 파괴 가능성 평가 • 평면 및 쐐기파괴 가능구간은 한계평형해석 • 전도파괴 가능구간은 낙석 시뮬레이션 수행

7.3.2 평사투영해석에 의한 안정성 검토결과

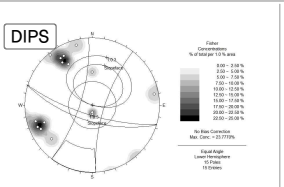
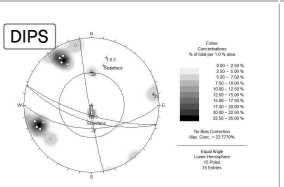
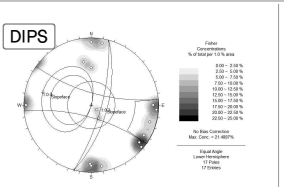
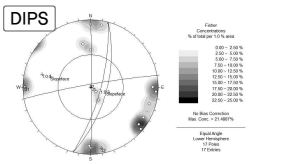
◉ 구암터널

구 분	구암터널 시점부				구암터널 종점부			
평사투영 해석결과								
안정성판정	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기
	×	○ (75/145) (85/165)	○ (86/260) (82/068)	1 : 0.3	○(70/150)	×	×	1 : 0.3

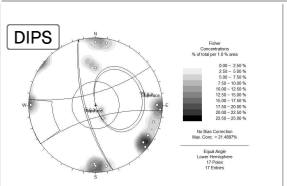
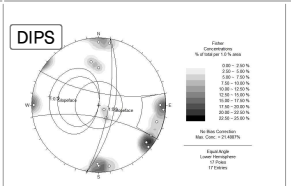
◉ 남서터널

구 분	남서터널 시점부				남서터널 종점부			
평사투영 해석결과								
안정성판정	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기
	×	×	○ (86/260) (82/068)	1 : 0.3	×	×	×	1 : 0.3

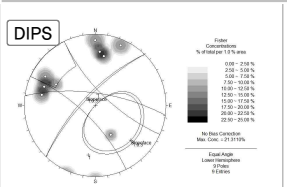
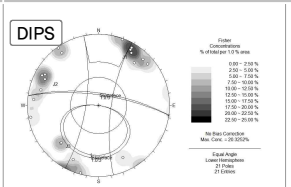
◉ 서면 1터널

구 분	서면1터널 시점부				서면1터널 종점부			
평사투영 해석결과								
안정성판정	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기
	○(52/180)	×	○ (86/260) (52/180)	1 : 0.3	×	○ (85/270) (84/300)	×	1 : 0.3

◉ 서면 2터널

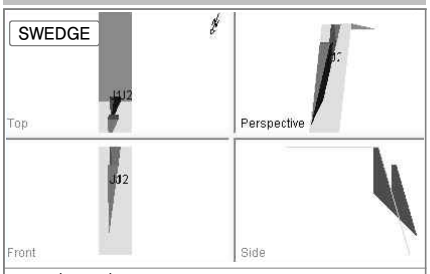
구 분	서면2터널 시점부				서면2터널 종점부			
평사투영 해석결과								
안정성판정	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기
	×	○(88/090)	×	1 : 0.3	×	○ (85/270) (84/300)	×	1 : 0.3

◉ 북면터널

구 분	북면터널 시점부				북면터널 종점부			
평사투영 해석결과								
안정성판정	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기	평면파괴	전도파괴	쐐기파괴	검토기울기
	○(50/332)	○ (64/118) (78/120)	×	1 : 0.5	×	○(89/200)	×	1 : 0.5

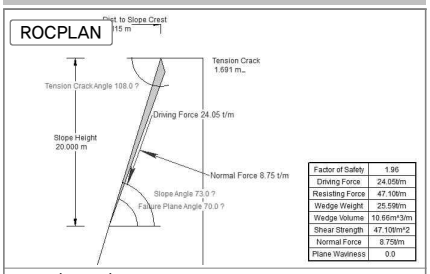
7.3.3 한계평형해석에 의한 안정성 검토결과

쐐기파괴(구암터널 시점)



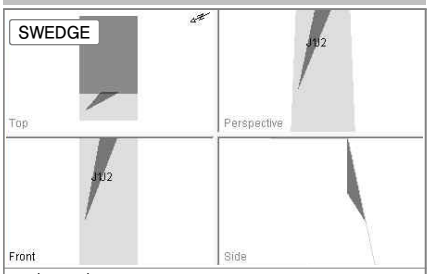
• Fs(건기) = 7.440 > 1.5 ∴O.K
• Fs(우기) = 6.275 > 1.2 ∴O.K

평면파괴(구암터널 종점)



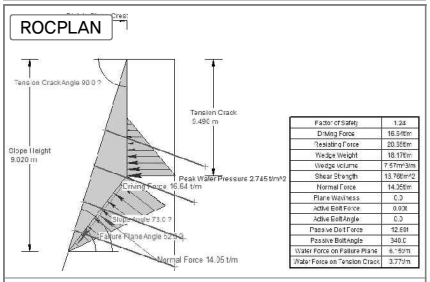
• Fs(건기) = 1.959 > 1.5 ∴O.K
• Fs(우기) = 1.613 > 1.2 ∴O.K

쐐기파괴(남서터널 시점)



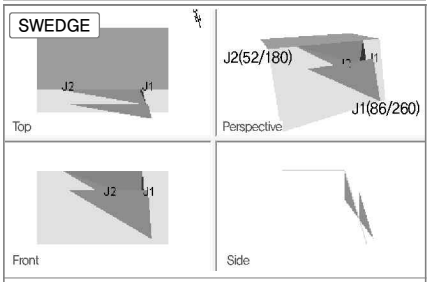
Fs(건기) = 9.877 > 1.5 ∴O.K
• Fs(우기) = 8.131 > 1.2 ∴O.K

평면파괴(서면1터널 시점 보강후)



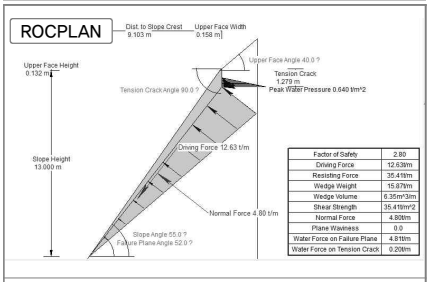
• Fs(건기) = 1.877 > 1.5 ∴O.K
• Fs(우기) = 1.241 > 1.2 ∴O.K

쐐기파괴(서면1터널 시점)



• Fs(건기) = 2.986 > 1.5 ∴O.K
• Fs(우기) = 2.613 > 1.2 ∴O.K

평면파괴(북면터널 시점)



• Fs(건기) = 3.147 > 1.5 ∴O.K
• Fs(우기) = 2.804 > 1.2 ∴O.K

검토결과

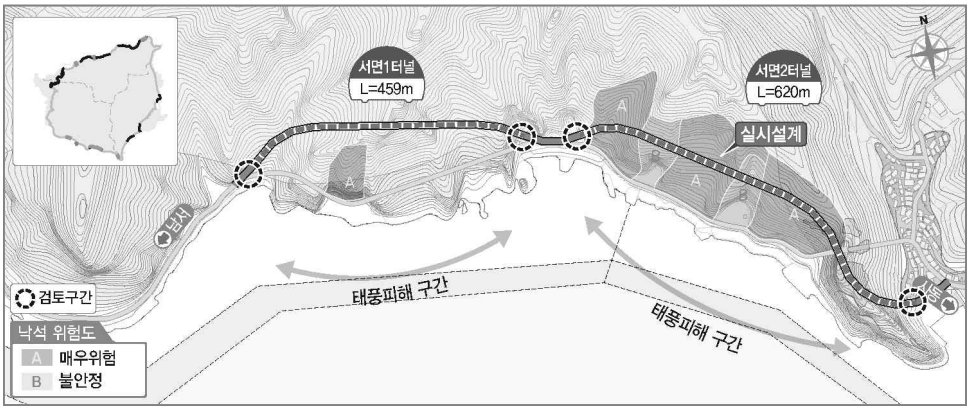
• 평사투영해석 결과 일부구간을 제외한 대부분의 비탈면에서 전도파괴 발생 가능성이 존재
• 서면1터널 시점부 평면파괴가 우려됨에 따라 록볼트(C.T.C 1.0×1.0m, L=5.0m) 보강으로 안정성 확보

7.4 낙석에 대한 안정성 검토

7.4.1 낙석위험도 평가

◉ 서면 1,2 터널 구간

▌낙석위험도 평가



낙석위험도 평가결과

- 태풍 및 낙석피해 구간 터널2차로 우회노선 계획

∴터널 갱구부 낙석 시뮬레이션 검토를 통한 재해방지시설 설치 필요

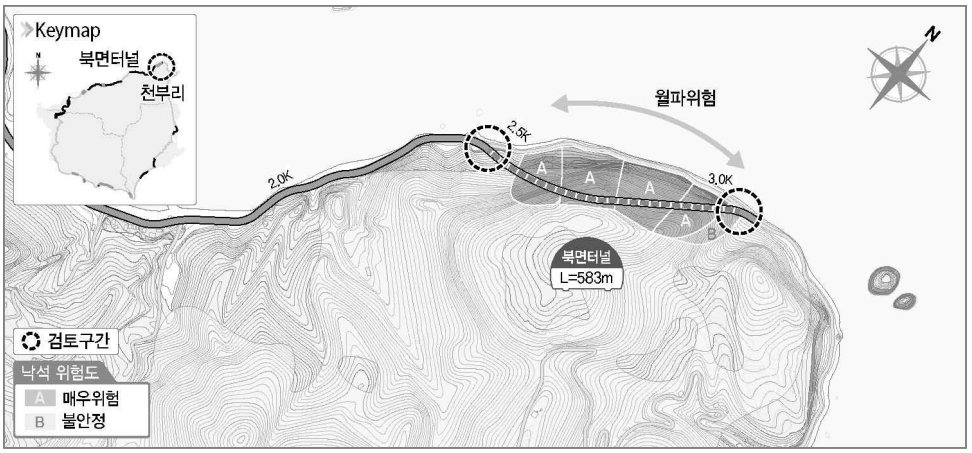
▌시뮬레이션을 통한 낙석방지대책 선정

구 분		재해등급	낙석규모(kN)	도로 충돌에너지(kJ)	재해방지 시설	비 고
서면1터널	시점부	–	집괴암 4.0	7.7 < 50 ∴O.K	낙석방지울타리	터널사이 토공구간 통합 자동화 재난감지 시스템 연계 계획
	종점부	–	집괴암 4.0	278.0 < 750 ∴O.K	링네트, 울타리	
서면2터널	시점부	–	집괴암 4.0	14.1 < 50 ∴O.K	낙석방지울타리	
	종점부	–	집괴암 4.0	13.0 < 50 ∴O.K	낙석방지울타리	

검토결과 • 태풍 및 낙석피해 구간 터널2차로 우회노선 계획 및 터널갱구부 시뮬레이션을 통한 낙석방지대책 선정

◉ 북면터널 구간

▌낙석위험도 평가



낙석위험도 평가결과

- 월파 및 낙석피해 구간 터널2차로 우회노선 계획
- 지형 및 지질조건을 고려, 낙석위험이 적고 환경훼손 최소화 가능한 구간 터널 갱구 계획

∴ 터널 갱구부 낙석방지대책 수립 필요

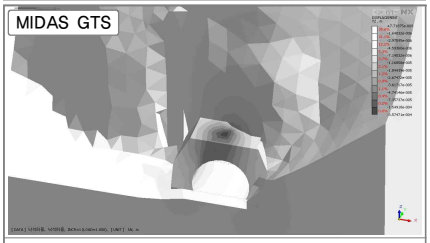
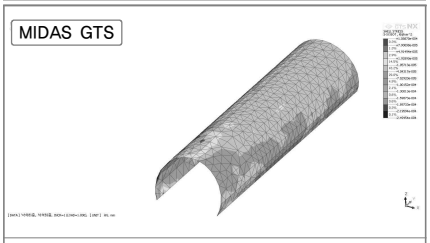
▌시뮬레이션을 통한 낙석방지대책 산정

구 분		재해등급	낙석규모(kN)	도로 충돌에너지(kJ)	재해방지 시설	비 고
북면터널	시 점 부	–	조면암 30.0	831.0 < 1,500 ∴O.K	링네트, 울타리	통합 자동화 재난감지 시스템 연계 계획
	종 점 부	B	조면암 68.0	1,246.0 < 1,500 ∴O.K	링네트, 울타리	

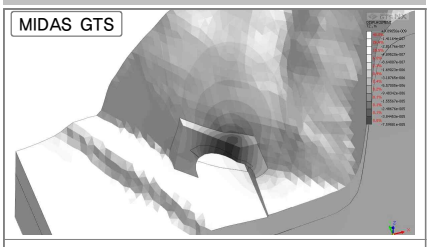
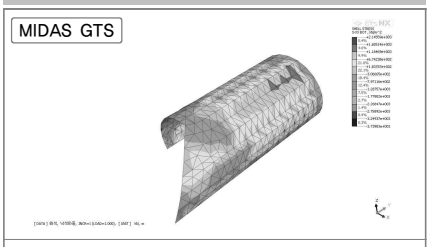
검토결과 • 겨울철 월파 및 낙석피해 구간 터널2차로 우회노선 계획으로 겨울철 월파피해 및 낙석피해 완전 배제

7.4.2 수치해석에 의한 낙석 안정성 검토

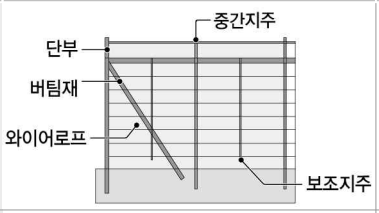
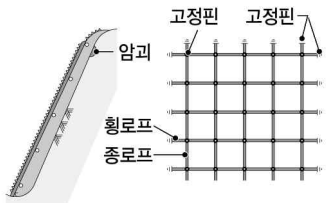
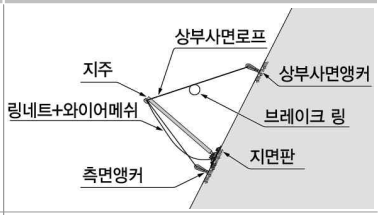
▌구암터널 종점갱구부

낙석충격 영향검토 결과	라이닝 응력도	검토결과
		• 낙석에 의한 터널 갱구부 라이닝 영향검토결과 충격영향에 의한 라이닝의 최대 발생 응력은 0.25MPa로 허용값(9.6MPa) 이내로 안정성을 확보하는 것으로 검토됨
• 낙석충격에너지 : 314kN/m	• 발생 응력 : 0.25MPa	

▌북면터널 시점갱구부

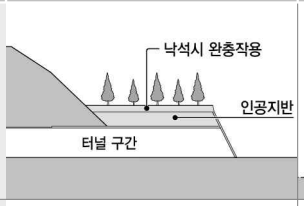
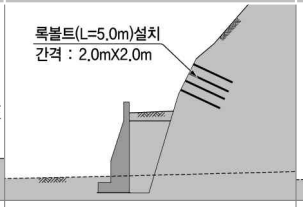
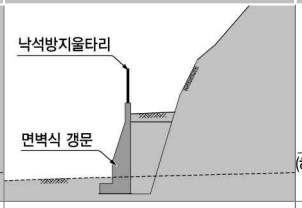
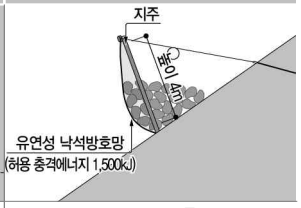
낙석충격 영향검토 결과	라이닝 응력도	검토결과
		• 낙석에 의한 터널 갱구부 라이닝 영향검토결과 충격영향에 의한 라이닝의 최대 발생 응력은 3.74MPa로 허용값(9.6MPa) 이내로 안정성을 확보하는 것으로 검토됨
• 낙석충격에너지 : 61kN/m	• 발생 응력 : 3.74MPa	

7.4.3 낙석안전시설 검토

구 분	낙석방지울타리	낙석방지망	유연성 낙석방호망
개 요 도			
적 용 계 획	• 낙석반발높이(H=2~3m)와 흡수에너지(50kJ) 만족시 적용	• 깎기 비탈면 낙석방지울타리와 병행하여 설치	• 낙석방지울타리로 낙석대응 불가시 비탈면 중간에 설치

검토결과 • 낙석방지울타리로 낙석대응 불가시 비탈면 중간에 유연성 낙석방호망 설치로 낙석 피해대책 수립

7.4.4 갱구 비탈면 낙석 재해방지 대책

구 분	갱구부 인공지반 조성	갱구부 록볼트	낙석방지울타리	유연성 낙석방호망
개 요 도				
공 법 특 징	• 갱구부 인공지반 조성 • 완충작용으로 낙석 예방	• 불연속면 이완에 따른 암반블록 거동 방지	• 도로면 낙석유입 방지 • 낙석처리 효율 향상	• 와이어로프 완충기구로 낙석운동에너지 흡수

검토결과 • 갱구부 인공지반 및 식재 조성, 암반 록볼트 보강 및 낙석규모별 낙석안전시설 설치 ➜ 낙석 안정성 확보

제 8 장 수리해석 및 배수설계

제8장 수리해석 및 배수설계

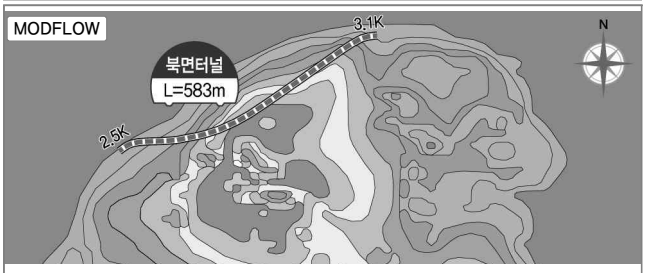
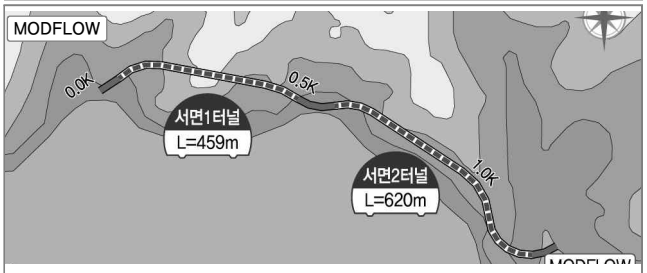
8.1 지하수 수리환경 영향 분석

기본방향	• 터널구간의 지형적 요인, 하천(소지류), 대수층 시험 자료를 바탕으로 경계조건 설정 후 정류상태 해석 • 터널굴착에 따른 지하수 영향평가와 인접 지하수 시설에 대한 영향검토 수행

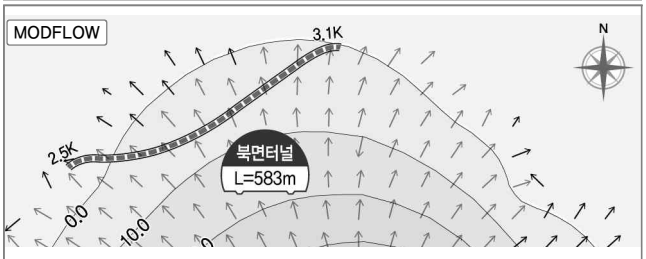
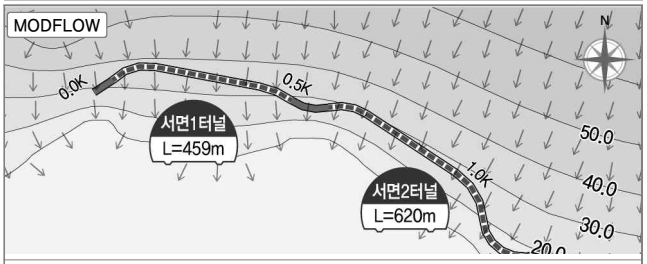
8.1.1 터널 굴착 전 정류상태 모사

• 터널굴착에 따른 영향평가를 위해 지형·수계 및 시험자료에 의한 수리지질 조건을 설정하고 이를 바탕으로 정류상태 해석

◉ 수리전도도 및 경계조건 설정

북면터널	서면 1, 2터널
	
• 동해 및 지표하천을 고정수두, 흐름경계조건으로 설정	• 지층상태 및 분포암종에 따라 수리전도도 설정

◉ 지하수위 분포 및 지하수 유동방향

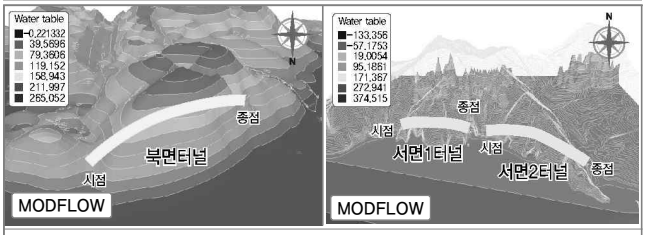
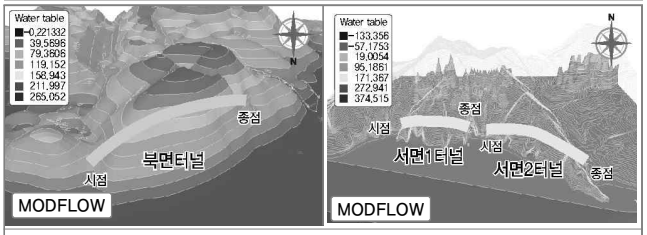
북면터널	서면1, 2터널
	
• 지표수 유입영향을 고려, 정류해석으로 지하수위 보정	• 지표로부터 침투되어 동해로 흐르는 양상의 지하수 유동 발생

검토결과	• 정류시 지하수위는 대부분 암반 내 분포하며, 지표로부터 유입되어 동해로 흐르는 양상으로 해석

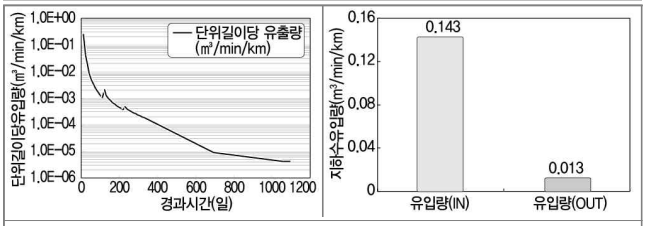
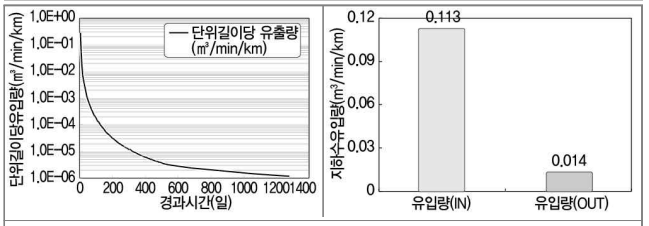
8.1.2 터널 굴착에 따른 지하수 영향 평가

• 터널굴착으로 지하수 유출에 따른 지하수위 거동 특성 및 주변 지하수계에 미치는 영향 규명

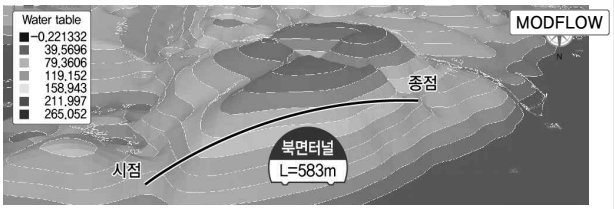
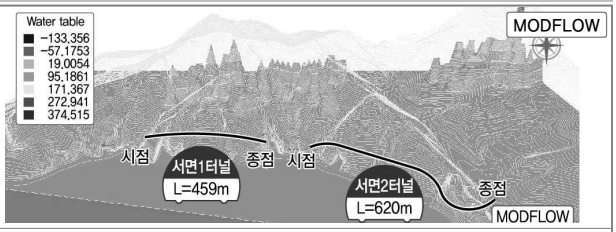
◉ 굴착 전·후 지하수위 변화

굴착 50% 경과	굴착완료 후
	
• 초기 지하수위 낮게 형성, 지하수위 변화 없음	• 터널 굴착고에 지하수위 형성, 지하수위 변화 없음

◉ 지하수 유입량 평가

북면터널	서면1,2터널
	
• 굴착중 최대 0.143(m³/min/km) 이하의 지하수 유입량 발생	• 굴착중 최대 0.113(m³/min/km) 이하의 지하수 유입량 발생

◉ 지하수위 강하 영향 검토(굴착 완료 후)

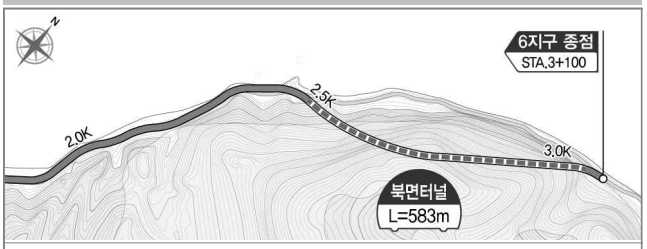
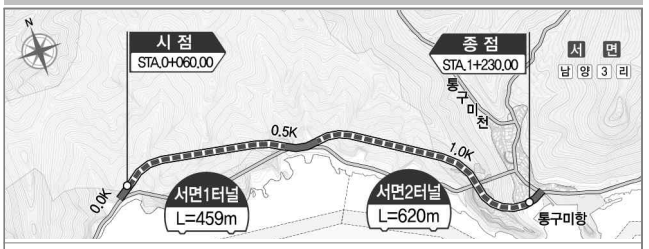
북면터널	서면1,2터널
	
• 굴착노선을 따라 지하수위 저하 영향권 소규모 발생	• 낮게 형성된 지하수위로 인해 수위강하 영향 없음

검토결과 • 낮은 지하수위로 인해 굴착에 따른 지하수 유입량은 0.113~0.143m³/min/km로 극히 적고, 수위강하 역시 미미하게 발생

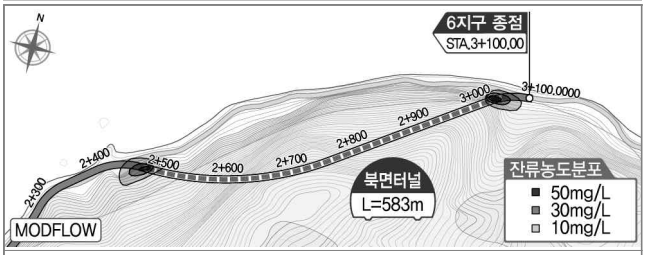
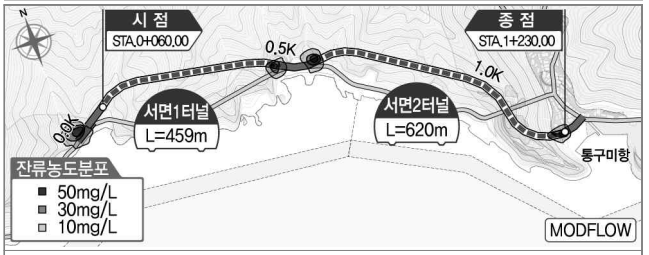
8.1.3 인접시설 지하수 영향 검토

• 터널굴착에 의한 인근 지하수 시설의 영향성 및 오염확산 여부를 검토하여 지하수 환경 변화에 따른 대처방안 수립

◉ 인근 지하수관정 및 지표수 영향검토

북면터널	서면1,2터널
	
• 터널굴착에 따른 인근하천 및 지표수 영향 없음	• 지하수 관정은 없으며, 서면2터널 출구주변 통구미천 분포

◉ 오염확산 분석결과

북면터널	서면1,2터널
	
• 오탁수 2,000mg/L 발생시 낮은 지하수위로 인해 소멸	• 오탁수 2,000mg/L 발생시 낮은 지하수위로 인해 소멸

검토결과 • 터널굴착에 따른 관정 및 하천에 대한 영향은 없으며, 발생 오염물 역시 소멸되어 환경오염 우려 없음

8.2 2차원 수치해석을 이용한 터널 유입량 산정

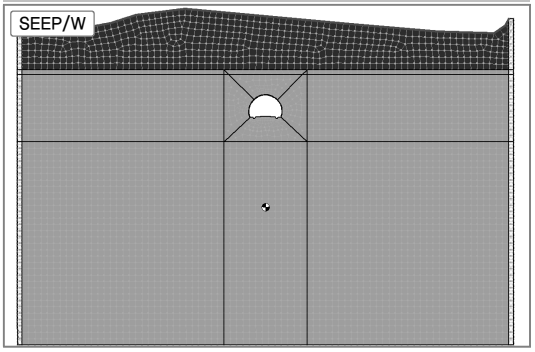
기본방향	• 터널 전구간에 대한 침투유량 산정을 위하여 울릉도의 수리특성으 고려 지속적인 지하수 유입이 가능하다는 가정하에 지반등급별 침투류 해석을 실시하여 공사중 및 운영중 배수설계

8.2.1 암반등급별 지하수 유입량 검토

◉ 해석조건 및 방법

프 로 그 램	• SEEP/W
해 석 모 델	• Darcy법칙에 근거한 유한요소법
해 석 영 역	• 터널 좌우측 8.0D, 터널 하부 6.0D
해 석 방 법	• 울릉도의 수리특성을 반영하여 지하수의 유입이 지속된다는 안전측 가정하에 정상류 해석수행 • 지하수위는 지표면 만수위로 가정

모 델 링 도

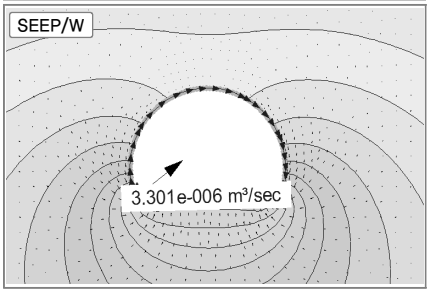


구 분	암반등급 Ⅰ	암반등급 Ⅱ	암반등급 Ⅲ	암반등급 Ⅳ	암반등급 Ⅴ
투수계수(cm/sec)	7.9×10^{-6}	8.0×10^{-6}	1.4×10^{-5}	2.8×10^{-5}	5.0×10^{-5}

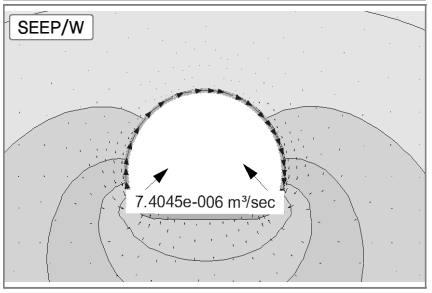
◉ 해석결과

구 분	P – 2	P – 3	P – 4	P–5–1	P – 6–1
유입량(m^3/min/km)	0.198	0.444	0.164	0.166	0.950

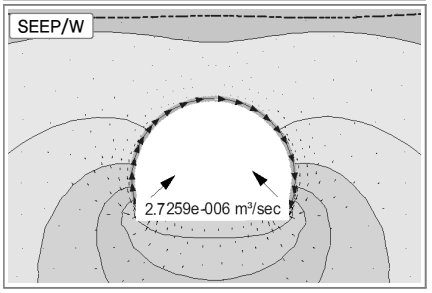
P–2



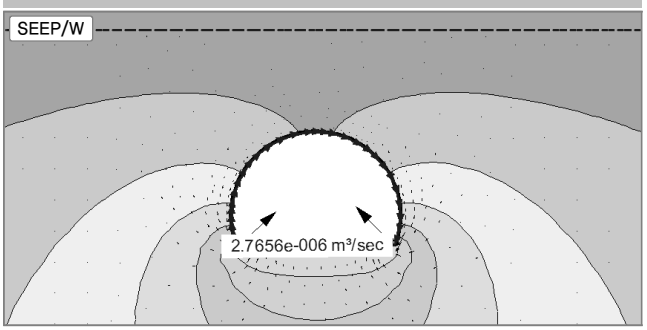
P–3



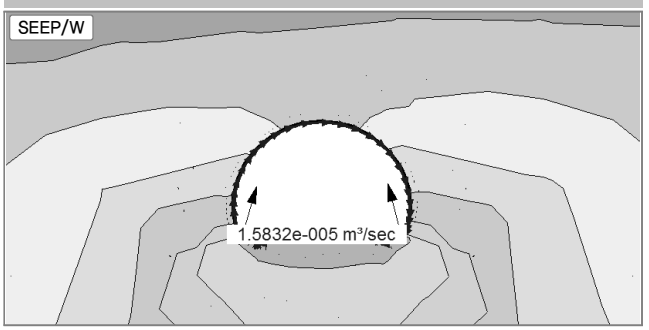
P–4



P–5–1



P–6–1



검토결과	• 해석결과 구간별 최대 유입량은 0.950 m^3 /min/km으로 배수설계용량 3.0m^3/min/km을 만족함

8.2.2 공사중 지하수유입량 산정

◉ 2차원 해석을 이용한 침투해석 결과

구 분		P-2	P-3	P-4	P-5-1	P-6-1	소계
서면1터널	연 장(m)	-	186	189	60	16	451
	총 유 입 량 (m^3/day)	-	65.1	147.9	31.2	6	250.2
서면2터널	연 장(m)	-	304.4	138.0	54.0	24.0	520.4
	총 유 입 량 (m^3/day)	-	60.1	48.3	9.2	8.5	126.2
북면터널	연 장(m)	49.0	364.1	97.5	30.0	24.0	564.6
	총 유 입 량 (m^3/day)	14.0	232.9	23.1	7.2	32.8	309.9

◉ 유동해석을 이용한 지하수 유입량 산정

서면 터널		북면터널	
연장(m)	총유입수량(m^3/day)	연장(m)	총유입수량(m^3/day)
971.4	158.1	564.4	116.1

◉ 도로공사 설계지침에 의한 지하수 유입수량 산정

서면 터널		북면터널	
연장(m)	총유입수량(m^3/day)	연장(m)	총유입수량(m^3/day)
971.4	419.5	564.4	244.1

◉ 설계적용값 산정

구 분		침투해석 (SEEP/W)	유동분석 (MODFLOW)	도로공사 설계지침	설계 적용값
총 유 입 량 (m^3/day)	서 면 터 널	376.3	158.1	419.5	376.3
	북 면 터 널	309.9	116.1	244.1	309.9

◉ 검토결과

검토결과	• 공사중 오탁수 처리시설의 지하수 유입수량 총용량은 686.2m^3/day 이상으로 계획

8.3 터널 배수계획 및 배수구 규격 검토

기본방향	• 기존터널의 실측사례 및 설계자료를 2차원 침투해석결과와 비교 분석하여 설계기준 용수량 산정 • 적용 설계기준 용수는 터널측벽 유입수와 터널하부 침투수로 분류 • 설계기준 용수량과 Manning공식으로 계산된 통수능을 비교 검토하여 배수 시스템 성능 최적화를 위한 관로규격의 적정성 평가

8.3.1 설계용수량 산정

◉ 기존터널 실측자료

구 분	국내철도터널			지하철 3호선	지하철 4호선
	금정터널	보흥터널	진례터널		
용 수 량 (m^3/min/km)	0.36	0.07	1.09	2.24~3.79	0.87~1.80

◉ 기존설계시 적용사례

구 분	국내철도터널			지하철 3호선	지하철 4호선
	금정터널	보흥터널	진례터널		
용 수 량 (m^3/min/km)	3.00	2.60	1.50	2.00	3.00

◉ 수치해석 결과 용수량

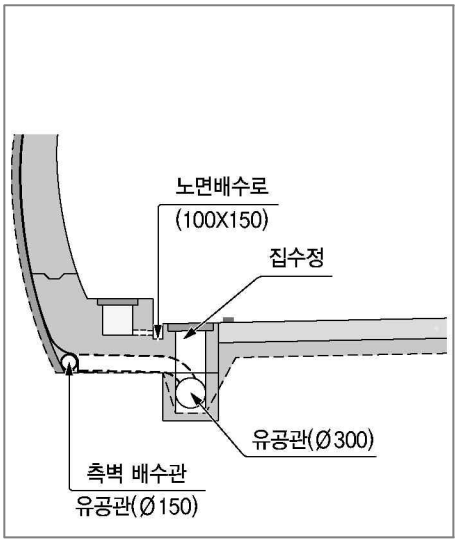
구 분	서면터널	북면터널
2차원 해석결과	0.26m^3/min/km	0.22m^3 /min/km
3차원 해석결과	0.113m^3/min/km	0.143m^3/min/km

◉ 검토결과

• 침투류해석 결과에 의해 최대 유입수량은 0.26m^3/min/km으로 기존 설계적용 유입수량보다 적음
• 본 설계에서는 유량의 불확실성 등을 감안하여 기존설계 적용치 중 최대값인 3.0m^3/min/km을 기준 용수량으로 산정

8.3.2 터널 배수시스템

구 분	서면 1터널		서면 2터널		북면터널	
총배수연장(m)	130	399	470	56	130	339
종단구배(%)	0.55	−0.30	2.99	−2.51	1.00	−1.00
측벽유입수	유공관 Ø150		유공관 Ø150		유공관 Ø150	
바닥용출수	유공관 Ø300		유공관 Ø300		유공관 Ø300	



8.3.3 배수용량 검토

기본방향	• 기존 용수는 터널 측벽 유입수와 터널하부 침투수로 분류하여 터널 배수설계를 수행 • 배수용량 검토시 대상수량은 유입에 관계된 터널 주변장을 고려하여 적용

◉ 배수 처리용량 산정

구 분		용수량(m³/min/km)	적용연장(m)	설치관수(ea)	처리요구량(m³/min/km)
서면1터널	측벽유입수	3.0 X 67.2% = 2.016	451.0	2	0.455
	바닥용출수	3.0 X 67.2% = 2.016	451.0	2	0.722
서면2터널	측벽유입수	3.0 X 67.2% = 2.016	520.4	2	0.525
	바닥용출수	3.0 X 67.2% = 2.016	520.4	2	0.756
북 면 터 널	측벽유입수	3.0 X 67.2% = 2.016	564.6	2	0.255
	바닥용출수	3.0 X 67.2% = 2.016	564.6	2	0.808

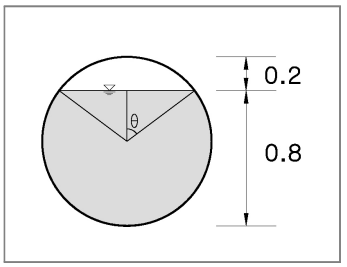
◉ 통수능 검토

배수관 용량 계산(Manning 공식)

- 유량 $Q = A \times V$ (m³/sec)
- 유수단면적 A(m²)
  $A=\pi\ d^2/4 \cdot (1-2\theta\ /360)+r^2 \cdot \sin\theta\ \cdot \cos\theta$
- 경심 R : $R=A/P=A/[\pi\ d \cdot (1-2 \cdot \theta\ /360)]$

- 유속 $V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$ (m/sec)

  여기서, n : 조도계수, I : 동수경사
  d : 관경(=2r), R : 경심



구 분		관경 D (mm)	유효 단면적 (m²)	경심 R (m)	조도 계수 (n)	종단 구배 (I)	유속 V (m/sec)	통수능 Q_c (m³/min)	처리요구량 Q_{req} (m³/min)	검 토 결 과
서 면 1터널	측벽 배수관	150	0.015	0.045	0.013	0.007	0.797	0.718	0.189	O.K
		150	0.015	0.045	0.013	0.005	0.688	0.619	0.266	O.K
	맹 암 거	300	0.061	0.092	0.013	0.007	1.283	4.696	0.342	O.K
		300	0.061	0.092	0.013	0.005	1.108	4.055	0.380	O.K
서 면 2터널	측벽 배수관	150	0.015	0.045	0.013	0.029	1.657	1.492	0.485	O.K
		150	0.015	0.045	0.013	0.025	1.539	1.385	0.040	O.K
	맹 암 거	300	0.061	0.092	0.013	0.029	2.670	9.772	0.487	O.K
		300	0.061	0.092	0.013	0.025	2.479	9.073	0.269	O.K
북 면 터 널	측벽 배수관	150	0.015	0.045	0.013	0.010	0.973	0.876	0.015	O.K
		150	0.015	0.045	0.013	0.010	0.973	0.876	0.240	O.K
	맹 암 거	300	0.061	0.092	0.013	0.010	1.568	5.739	0.441	O.K
		300	0.061	0.092	0.013	0.010	1.568	5.739	0.367	O.K

검토결과	• 터널의 측벽 및 종방향 배수관에 대한 통수량을 검토한 결과, 유입 용수량에 대하여 충분한 통수능력을 확보한 것으로 나타남

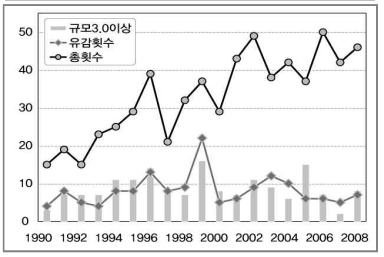
제 9 장 내진설계

제9장 내진설계

9.1 내진설계 기본방향

기본방향	• 갱구부나 개착터널과 같은 저토피 구간에서의 콘크리트 구조물에 대해 지진에 대한 영향 검토 • 터널 시공 후 지진에 대한 지반변형이 터널구조물(콘크리트 라이닝)에 미치는 영향을 검토

9.1.1 내진설계 개요

한반도 지진발생 현황	제목
• 지진 발생 가능성은 낮지만 지진 발생시 대형사고로 이어질 가능성이 있으므로 붕괴방지 수준으로 설계함 • 국내 지진은 지질특성상 파쇄정도가 낮은 신선한 암반이 넓게 분포하여 지진의 영향이 전국적으로 전달(2007년초 평창지진) • 한반도 단층지각운동 관측결과 한반도 내부 지각이 계속 움직이는 것을 확인, 미확인 활성단층대에서 지진발생 가능성 제시	

◉ 내진설계 기준

구 분	내 용	적용사항
내 진 등 급	• 내진특등급(파괴시 큰 재난 초래될 수 있는 시설물) • 내진1등급(사회, 국가적으로 중요한 시설물) • 내진2등급(일반 시설물)	내진 I 등급
설 계 성 능 수 준	• 기능수행수준(구조적 손상이 발생하지 않고 지진 후에도 기능은 정상유지) • 붕괴방지수준(구조물의 긴급보수로 단기간에 기능을 발휘할 수 있는 수준)	붕괴방지수준
내 진 성 능 목 표	• 기능수행 수준 재현주기–50년(II등급), 100년(I등급), 200년(특등급) • 붕괴방지 수준 재현주기–50년(II등급), 1,000년(I등급), 2,400년(특등급)	1,000년 주기

9.1.2 설계지진 가속도

◉ 지진구역 계수

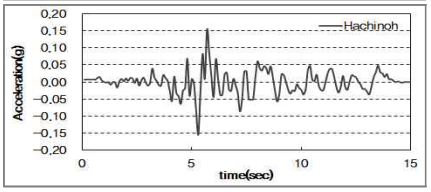
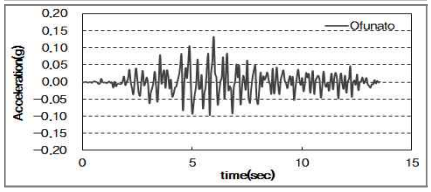
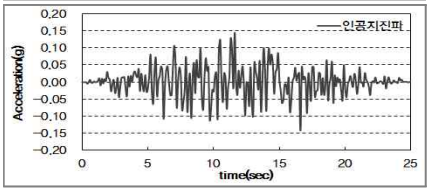
구분		행 정 구 역	지진구역계수
I	시	특별시(서울), 광역시(인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주)	0.11g
	도	경기도, 강원도남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07g

◉ 재현주기에 따른 보정계수 및 설계지진 가속도 결정

재 현 주 기 (년)	50	100	200	500	1,000	2,400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

구 분	지진구역	재현주기	구역가속도	위험도 계수	설계지반운동수준
설 계 적 용	I	1,000년	0.11g	1.4	0.154g

9.1.3 입력 지진파 산정

Hachimohe(장주기파)	Ofunato(단주기파)	인공지진파
		

9.2 동적해석에 의한 내진해석

9.2.1 갱구부 내진해석

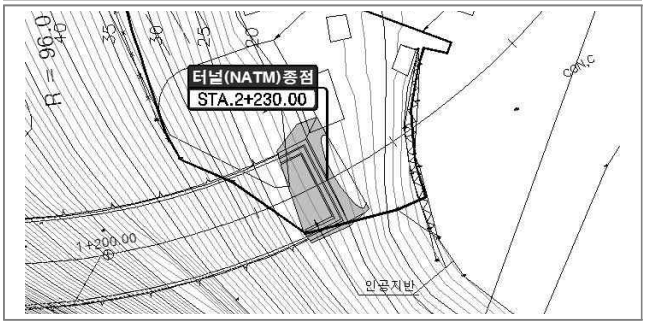
◉ 서면2터널 인공지반 종점갱구부 내진해석

기본방향	• 터널 갱구부는 지진시 피해사례 분석결과 취약구간이므로 내진해석을 수행하여 안정성 검토 • 터널 갱구부 구간 3차원 동적해석을 수행하여 터널의 변위 및 콘크리트 라이닝 안정성 검토

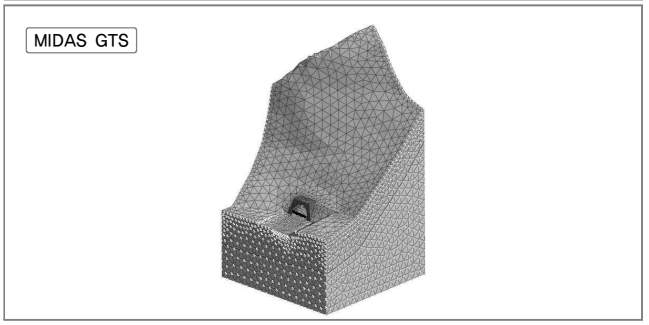
▌해석위치 및 조건

해 석 위 치	• STA. 1+180 ~ 1+260(L=80m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr–Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P–6–1
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (–), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (–), ← → : (+)]

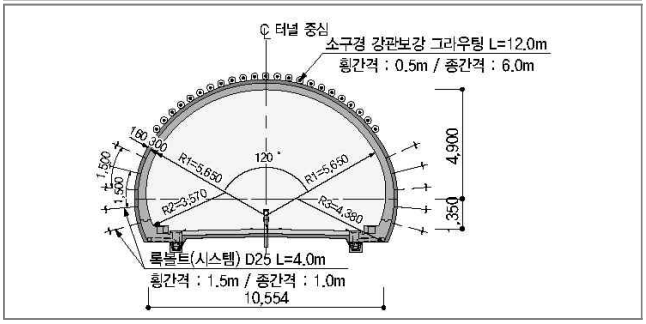
해석위치



해석모델링



지보패턴도(P–6–1)



지보내용(P–4)

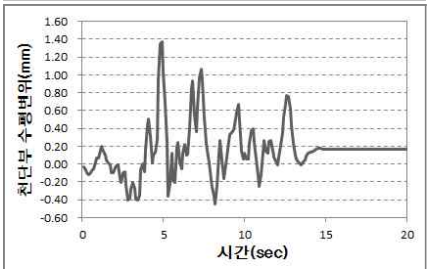
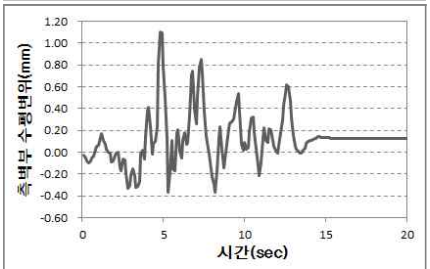
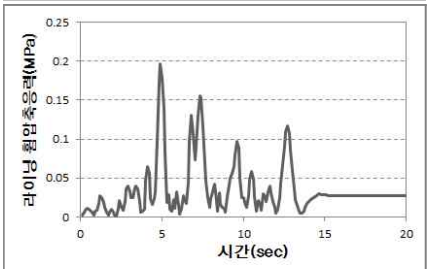
굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.0/1.0
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/5
	종/횡방향(m)	1.0/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌동적 설계지반정수

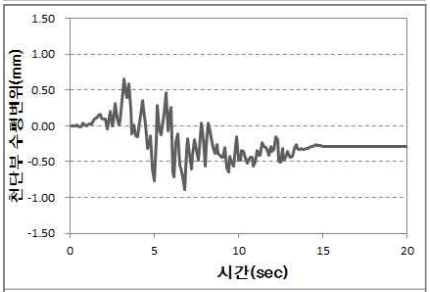
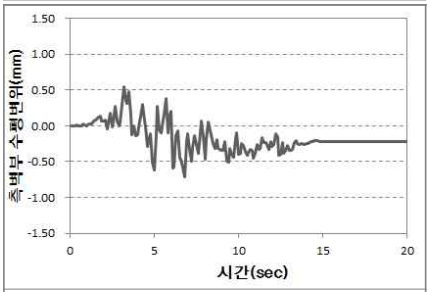
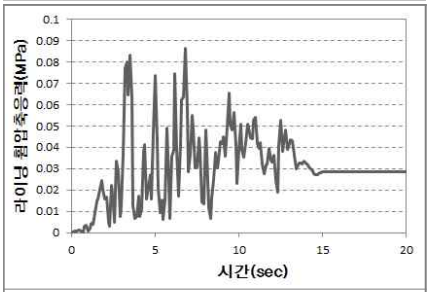
구 분		탄성파속도(m/s)		G_d (MPa)	E_d (MPa)	K_d (MPa)	ν_d
		V_p	V_s				
풍 화 토		770	280	200	460	1,010	0.42
풍 화 암		990	460	420	1,150	1,400	0.36
기반암	Ⅰ 등 급	4,100	2,140	9,750	25,670	23,370	0.32
	Ⅱ 등 급	3,310	1,700	7,510	19,850	18,470	0.32
	Ⅲ 등 급	2,920	1,480	5,480	14,570	14,310	0.33
	Ⅳ 등 급	2,400	1,190	3,310	8,860	9,050	0.34
	Ⅴ 등 급	1,770	840	1,480	4,020	4,680	0.36

▌해석결과 및 분석

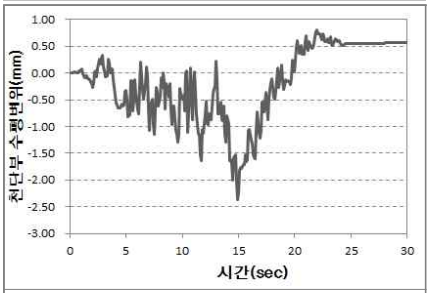
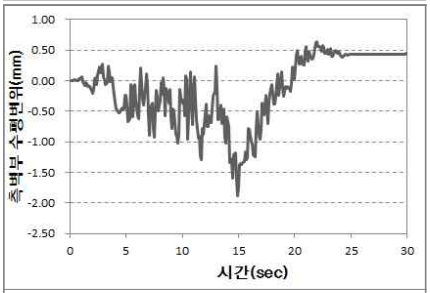
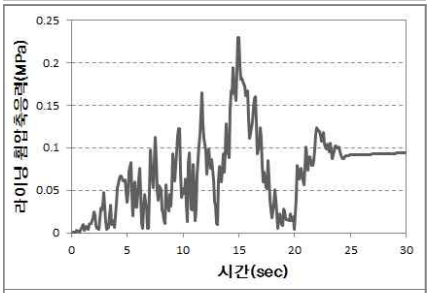
– 장주기파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 1.37mm	• 최대 측벽수평변위 : 1.11mm	• 최대 라이닝응력 : 0.20MPa

– 단주기파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 0.90mm	• 최대 측벽수평변위 : 0.72mm	• 최대 라이닝응력 : 0.09MPa

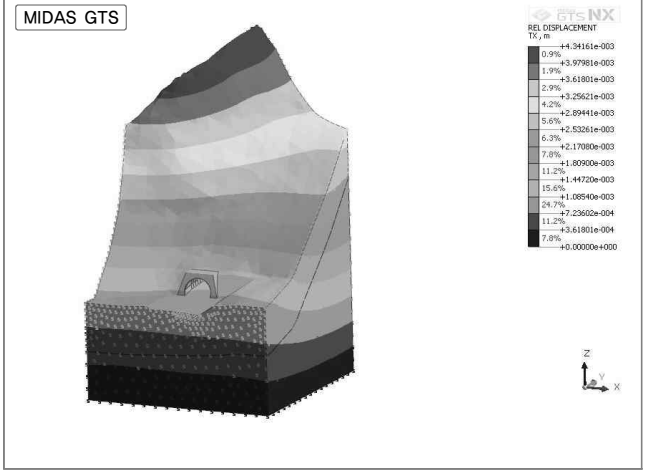
– 인공지진파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 0.97mm	• 최대 측벽수평변위 : 0.81mm	• 최대 라이닝응력 : 1.28MPa

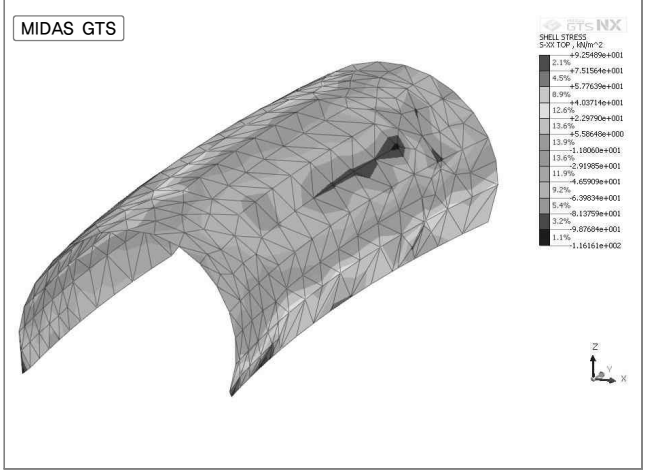
구분	천단부 수평변위 (mm)	시간 (sec)	측벽부 수평변위 (mm)	시간 (sec)	라이닝 응력 (MPa)	시간 (sec)
장 주 기 파	1.37	4.9	1.11	4.8	0.20	4.9
단 주 기 파	0.90	6.8	0.72	6.8	0.09	6.8
인공지진파	2.37	14.9	1.88	14.9	0.23	14.9
최 대 값	2.37	14.9	1.88	14.9	0.23	14.9

해석결과물

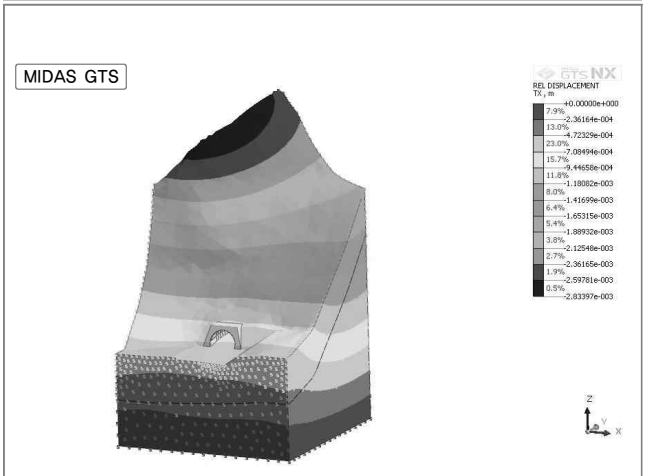
장주기파 수평변위



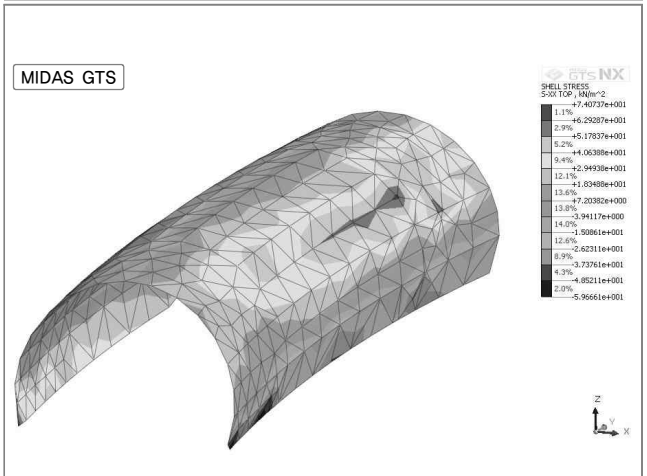
장주기파 라이닝 응력



단주기파 수평변위



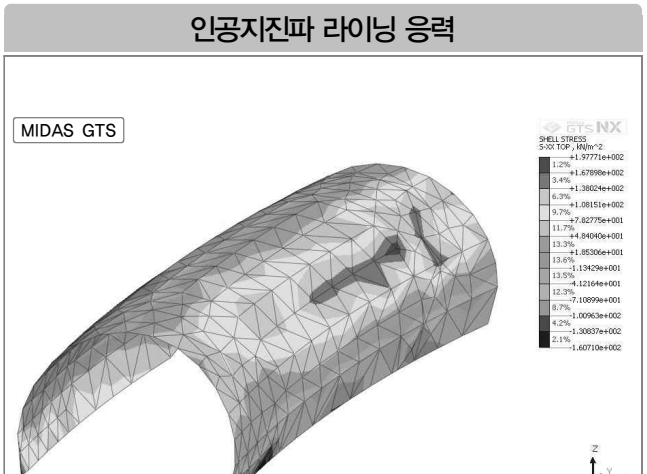
단주기파 라이닝 응력



인공지진파 수평변위



인공지진파 라이닝 응력



검토결과

- 최대 수평변위는 14.9초에 터널의 천장부에서 2.37mm 발생하고, 최대 라이닝 휨압축응력은 0.23MPa로 허용응력(9.6MPa)을 만족하여 터널은 안정할 것으로 판단됨

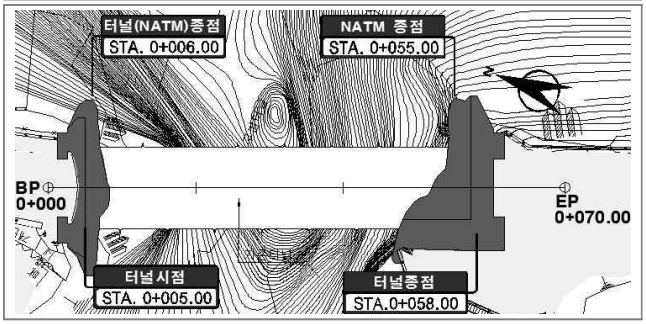
◉ 구암터널 인공지반 종점갱구부 내진해석

기본방향	• 터널 갱구부는 지진시 피해사례 분석결과 취약구간이므로 내진해석을 수행하여 안정성 검토 • 터널 갱구부 구간 3차원 동적해석을 수행하여 터널의 변위 및 콘크리트 라이닝 안정성 검토

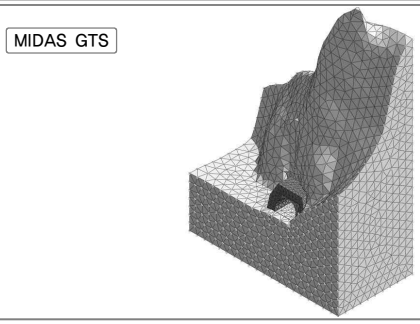
▌해석위치 및 조건

해 석 위 치	• STA. 0+010 ~ 0+060(L=50m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅲ, Ⅳ등급
지 보 패 턴	• P-4
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

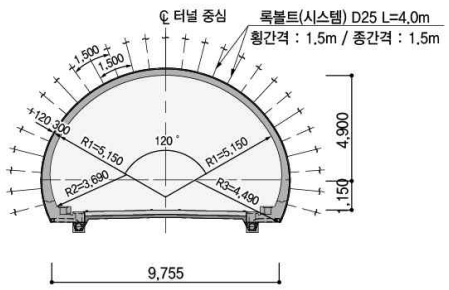
해석위치



해석모델링



지보패턴도(P-4)



지보내용(P-4)

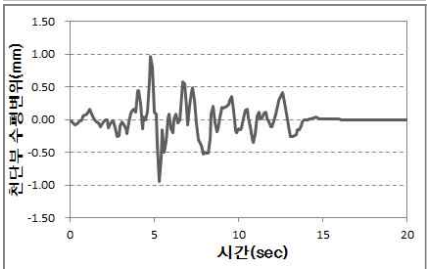
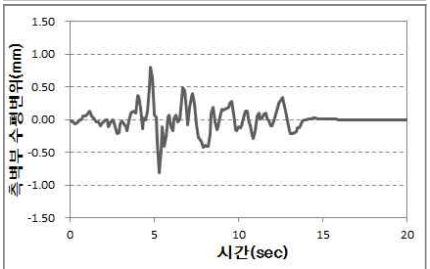
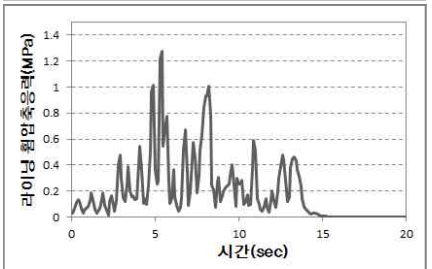
굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.5/3.0
숏크리트 두께(mm)		120
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/12.5
	종/횡방향(m)	1.5/1.5
보조공법		필요시 훠폴링

▌동적 설계지반정수

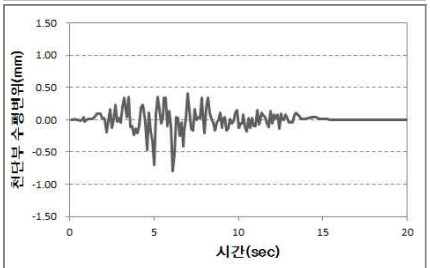
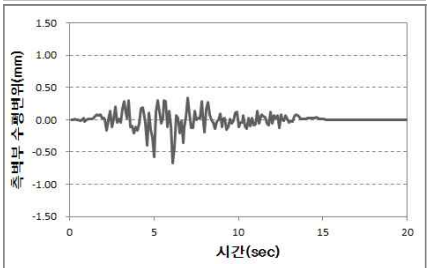
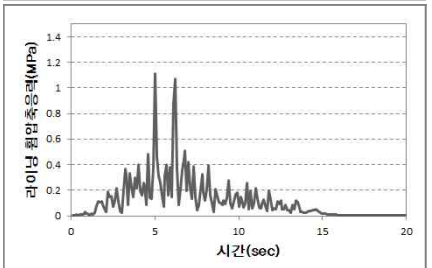
구 분		탄성파속도(m/s)		G_d (MPa)	E_d (MPa)	K_d (MPa)	ν_d
		V_p	V_s				
풍 화 토		770	280	200	460	1,010	0.42
풍 화 암		990	460	420	1,150	1,400	0.36
기반암	Ⅰ 등 급	4,100	2,140	9,750	25,670	23,370	0.32
	Ⅱ 등 급	3,310	1,700	7,510	19,850	18,470	0.32
	Ⅲ 등 급	2,920	1,480	5,480	14,570	14,310	0.33
	Ⅳ 등 급	2,400	1,190	3,310	8,860	9,050	0.34
	Ⅴ 등 급	1,770	840	1,480	4,020	4,680	0.36

▌해석결과 및 분석

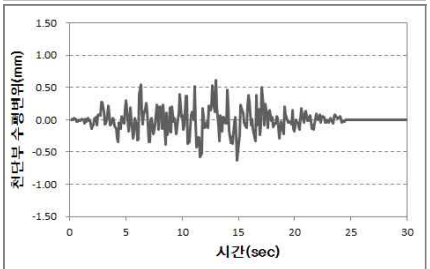
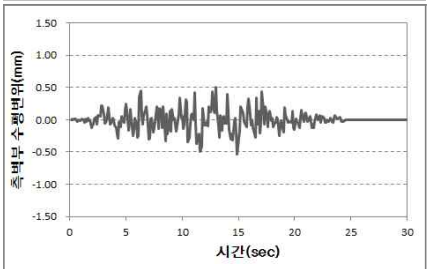
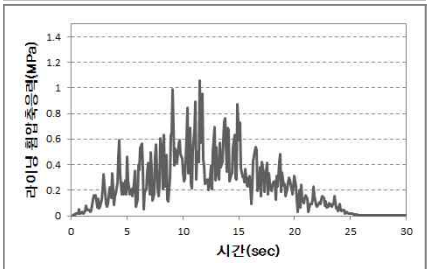
– 장주기파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 0.97mm	• 최대 측벽수평변위 : 0.81mm	• 최대 라이닝응력 : 1.28MPa

– 단주기파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 0.79mm	• 최대 측벽수평변위 : 0.68mm	• 최대 라이닝응력 : 1.11MPa

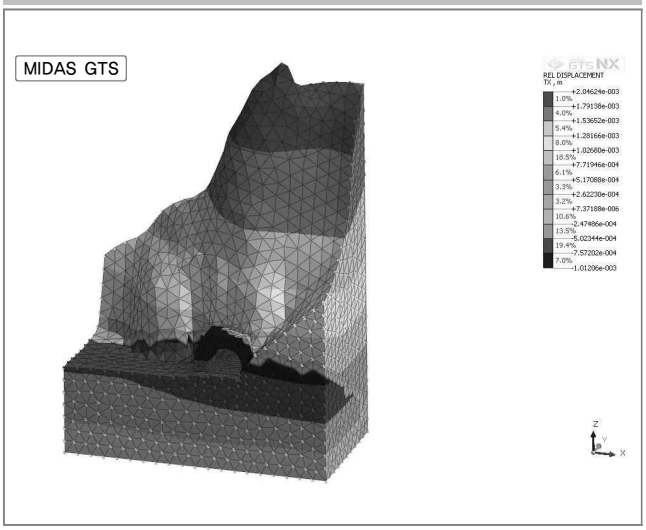
– 인공지진파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 0.64mm	• 최대 측벽수평변위 : 0.53mm	• 최대 라이닝응력 : 1.06MPa

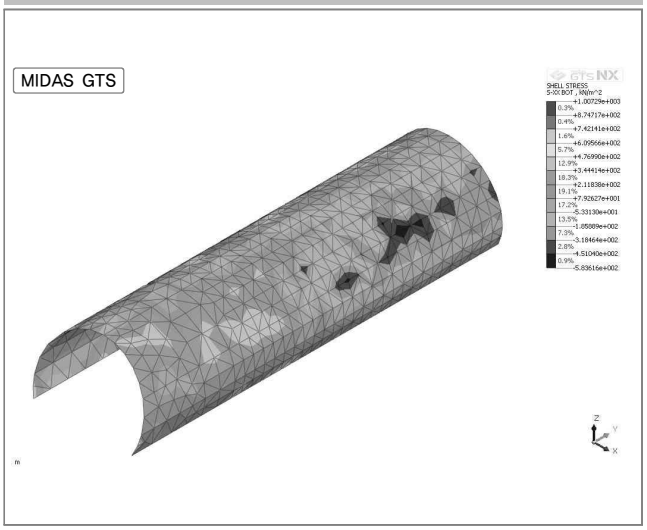
구분	천단부 수평변위 (mm)	시간 (sec)	측벽부 수평변위 (mm)	시간 (sec)	라이닝 응력 (MPa)	시간 (sec)
장 주 기 파	0.97	4.8	0.81	5.3	1.28	5.4
단 주 기 파	0.79	6.1	0.68	6.1	1.11	5.0
인공지진파	0.64	14.9	0.53	14.9	1.06	11.5
최 대 값	0.97	4.8	0.81	5.3	1.28	5.4

해석결과물

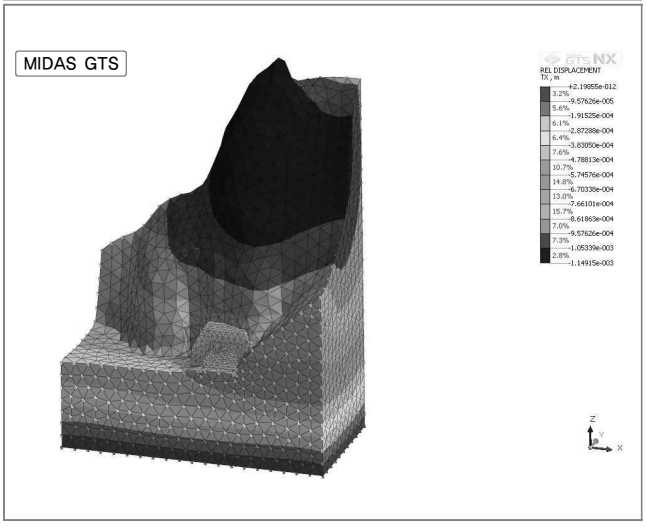
장주기파 수평변위



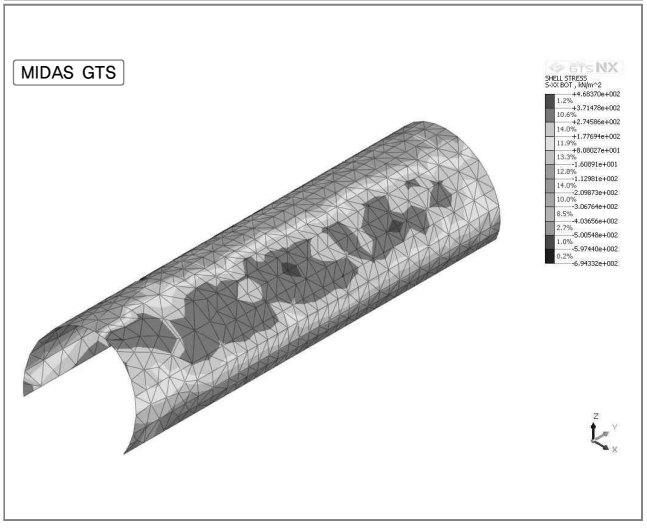
장주기파 라이닝 응력



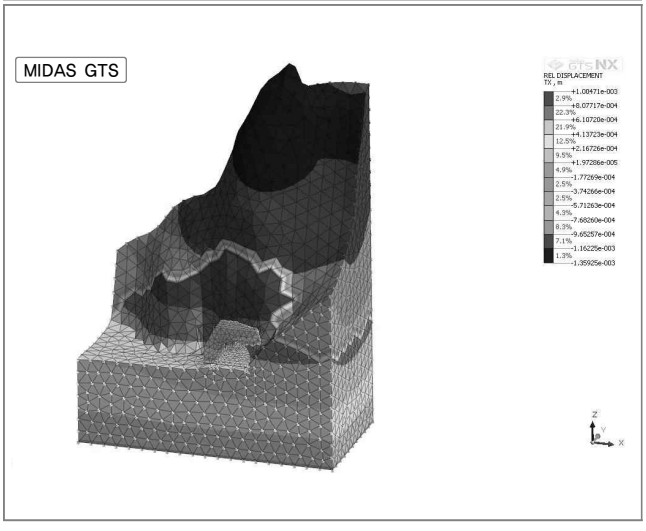
단주기파 수평변위



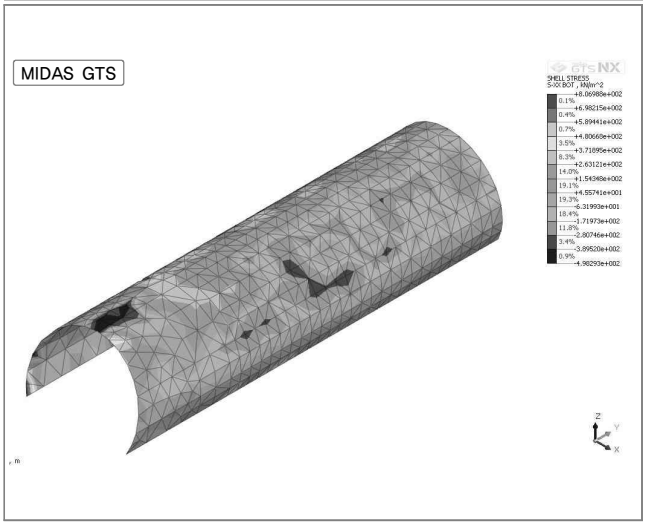
단주기파 라이닝 응력



인공지진파 수평변위



인공지진파 라이닝 응력



검토결과

- 최대 수평변위는 4.8초에 터널의 천장부에서 0.97mm 발생하고, 최대 라이닝 휨압축응력은 1.28MPa로 허용응력(9.6MPa)을 만족하여 터널은 안정할 것으로 판단됨

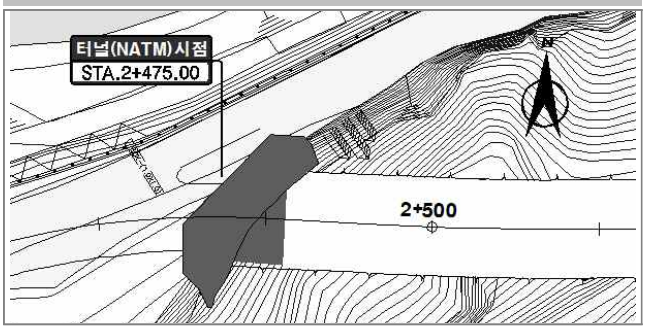
◉ 북면터널 인공지반 시점갱구부 내진해석

기본방향	• 터널 갱구부는 지진시 피해사례 분석결과 취약구간이므로 내진해석을 수행하여 안정성 검토 • 터널 갱구부 구간 3차원 동적해석을 수행하여 터널의 변위 및 콘크리트 라이닝 안정성 검토

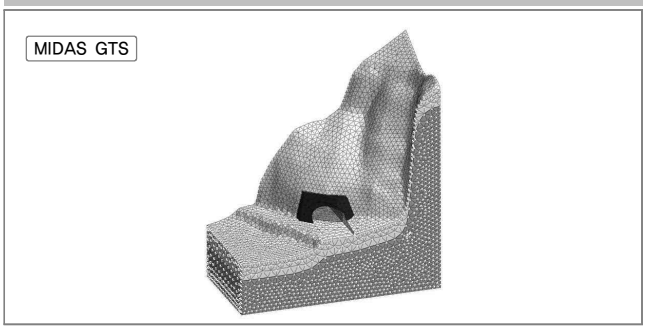
▌해석위치 및 조건

해 석 위 치	• 북면터널 STA. 2+465 ~ 2+505(L=40m)
프 로 그 램	• MIDAS GTS
해 석 모 델	• Mohr-Coulomb 모델
암 반 등 급	• Ⅳ, Ⅴ등급
지 보 패 턴	• P-5-1
부 호 규 약	• 천단변위[↓ : (-), ↑ : (+)], 내공변위[→ ← : (-), ← → : (+)]

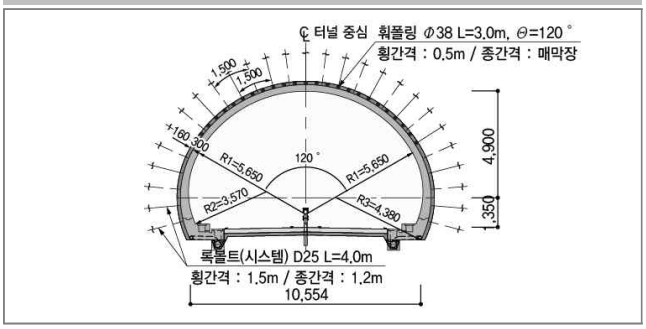
해석위치



해석모델링



지보패턴도(P-5-1)



지보내용(P-4)

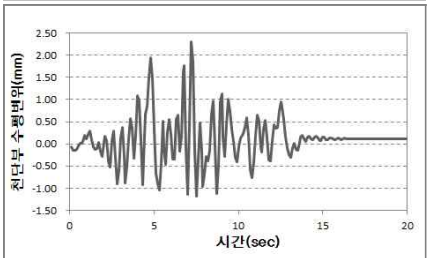
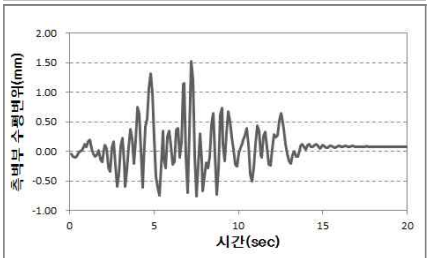
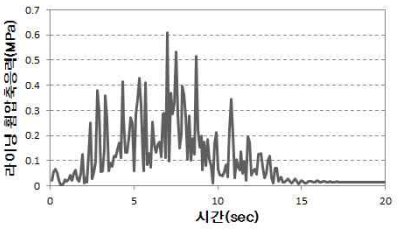
굴착공법		상 · 하반 분할
굴진장(m)		1.2/1.2
숏크리트 두께(mm)		160
록볼트	길이(m)/갯수	4.0/13.5
	종/횡방향(m)	1.2/1.5
보조공법		훠폴링/필요시 강관보강

▌동적 설계지반정수

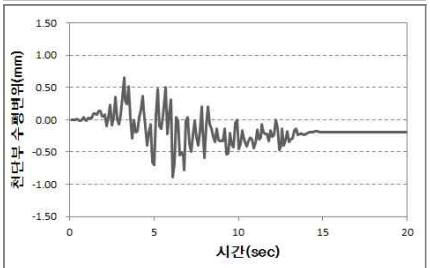
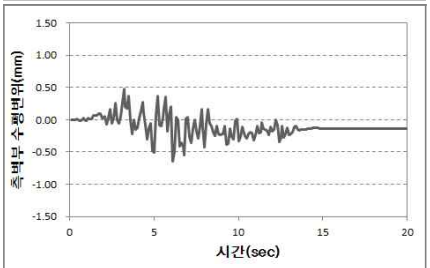
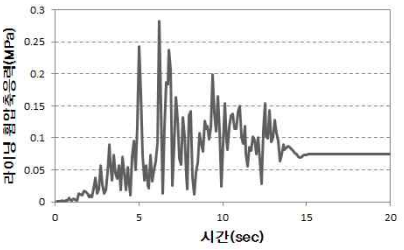
구 분		탄성파속도(m/s)		G_d (MPa)	E_d (MPa)	K_d (MPa)	ν_d
		V_p	V_s				
풍 화 토		770	280	200	460	1,010	0.42
풍 화 암		990	460	420	1,150	1,400	0.36
기반암	Ⅰ 등 급	4,100	2,140	9,750	25,670	23,370	0.32
	Ⅱ 등 급	3,310	1,700	7,510	19,850	18,470	0.32
	Ⅲ 등 급	2,920	1,480	5,480	14,570	14,310	0.33
	Ⅳ 등 급	2,400	1,190	3,310	8,860	9,050	0.34
	Ⅴ 등 급	1,770	840	1,480	4,020	4,680	0.36

▌해석결과 및 분석

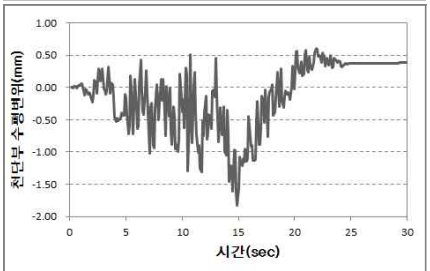
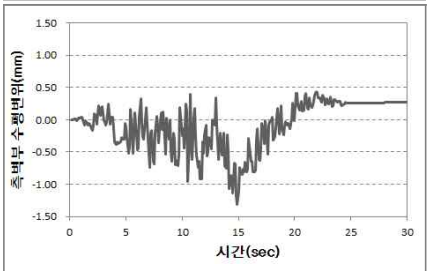
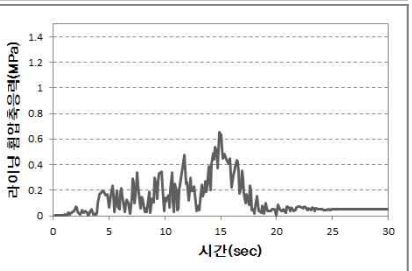
– 장주기파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 2.30mm	• 최대 측벽수평변위 : 4.53mm	• 최대 라이닝응력 : 0.61MPa

– 단주기파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 0.89mm	• 최대 측벽수평변위 : 0.65mm	• 최대 라이닝응력 : 0.28MPa

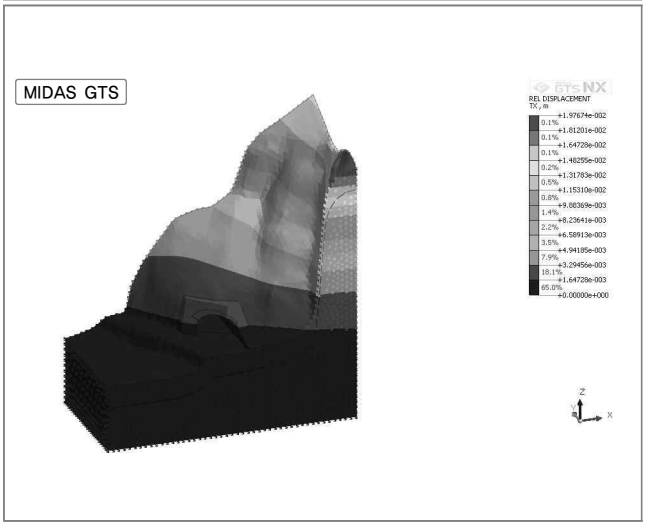
– 인공지진파

천단 수평변위	측벽 수평변위	라이닝 응력
		
• 최대 천단수평변위 : 0.64mm	• 최대 측벽수평변위 : 0.53mm	• 최대 라이닝응력 : 1.06MPa

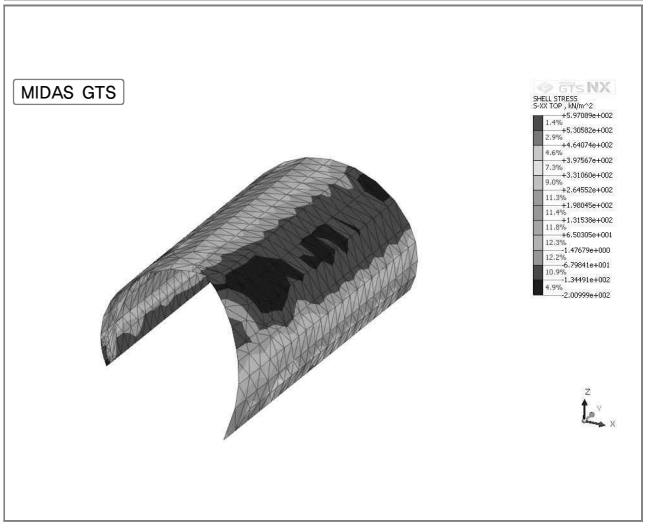
구분	천단부 수평변위 (mm)	시간 (sec)	측벽부 수평변위 (mm)	시간 (sec)	라이닝 응력 (MPa)	시간 (sec)
장 주 기 파	2.30	7.2	1.53	7.2	0.61	7.0
단 주 기 파	0.89	6.1	0.65	6.1	0.28	6.0
인공지진파	1.84	14.9	1.32	14.9	0.65	14.9
최 대 값	2.30	7.2	1.53	7.2	0.65	14.9

▌해석결과물

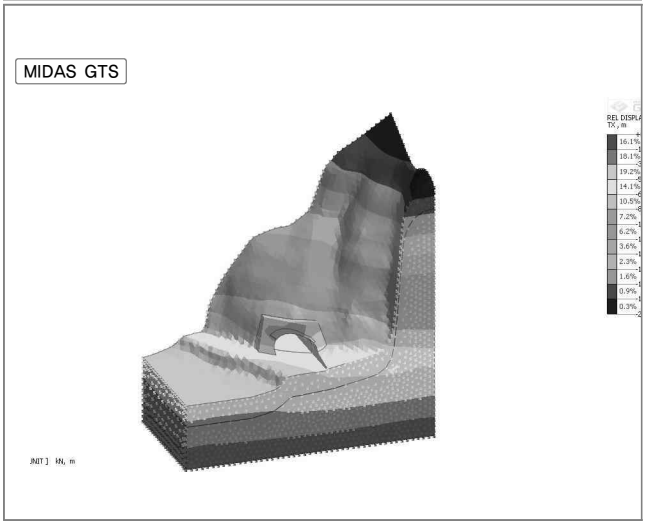
장주기파 수평변위



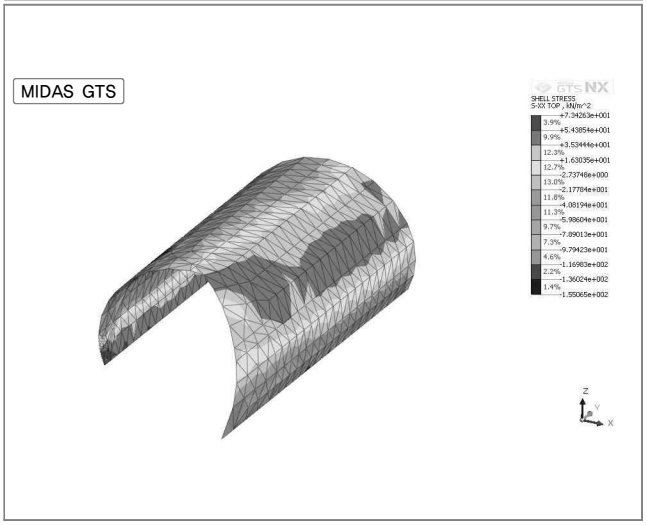
장주기파 라이닝 응력



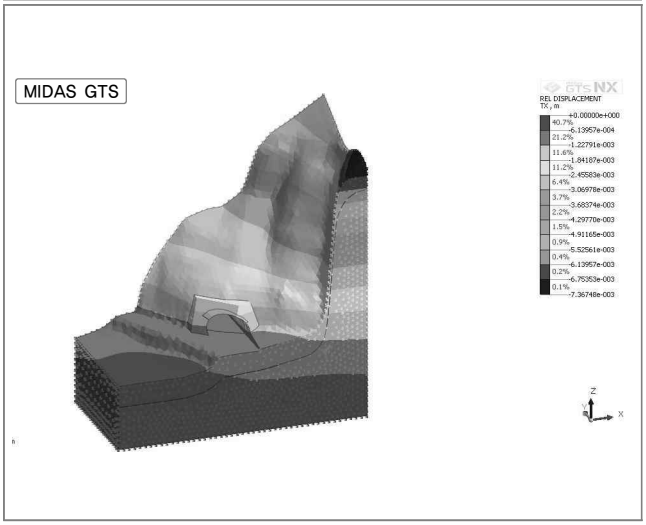
단주기파 수평변위



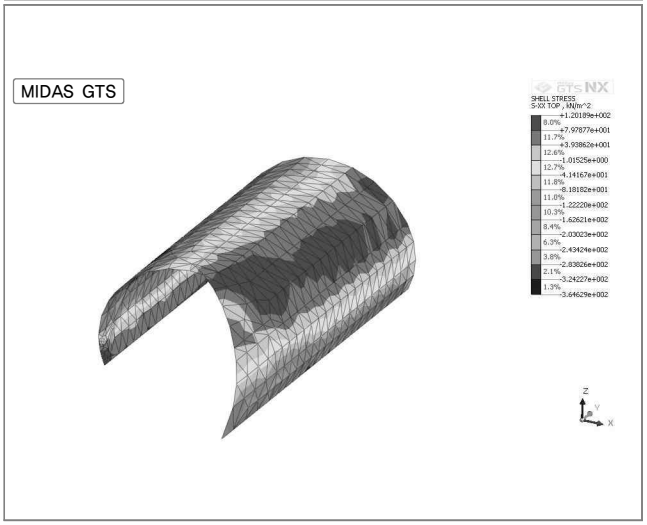
단주기파 라이닝 응력



인공지진파 수평변위



인공지진파 라이닝 응력



검토결과	• 최대 수평변위는 7.2초에 터널의 천장부에서 2.30mm 발생하고, 최대 라이닝 휨압축응력은 0.65MPa로 허용응력(9.6MPa)을 만족하여 터널은 안정할 것으로 판단됨

제 10 장 기타설계

제10장 기타설계

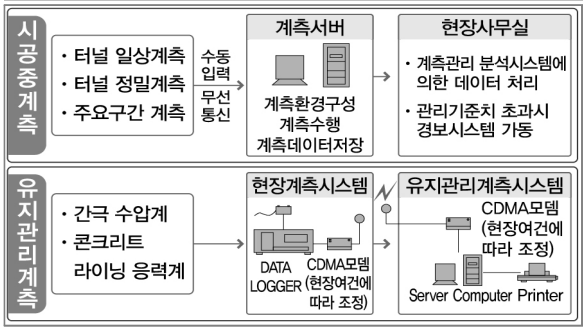
10.1 계측계획

10.1.1 계측 시스템 및 계측항목

계측항목 및 수행계획

구 분	계측 구간	계측 항목
❶ A(일상) 계 측	• 갱구부 : 10m 간격 • 일반부 : 20~40m 간격	갱내관찰조사, 내공변위 측정, 록볼트 인발시험
❷ B(정밀) 계 측	• 주요 대표지보 단면 • 접속부, 취약구간 등	지중변위, 록볼트 축력, 숏크리트 응력
❸ 유지관리 계 측	• 접속부, 지질이상대 등 • 시공중 문제발생 구간	라이닝 응력 간극수압

계측시스템



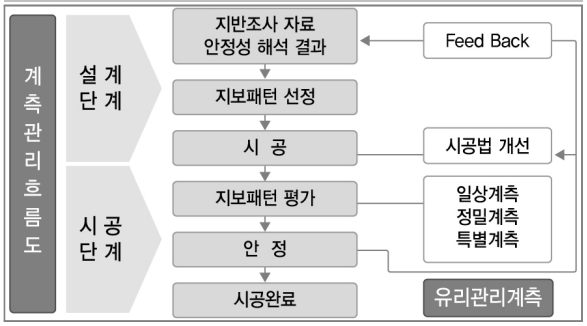
10.1.2 계측 관리기준 선정

시공단계별 계측관리 기준 선정

• 초기단계는 수치해석에 의한 허용치로 관리(변위량 80%기준)
• 시공단계는 계측결과 경향 분석 후 실측치로 관리

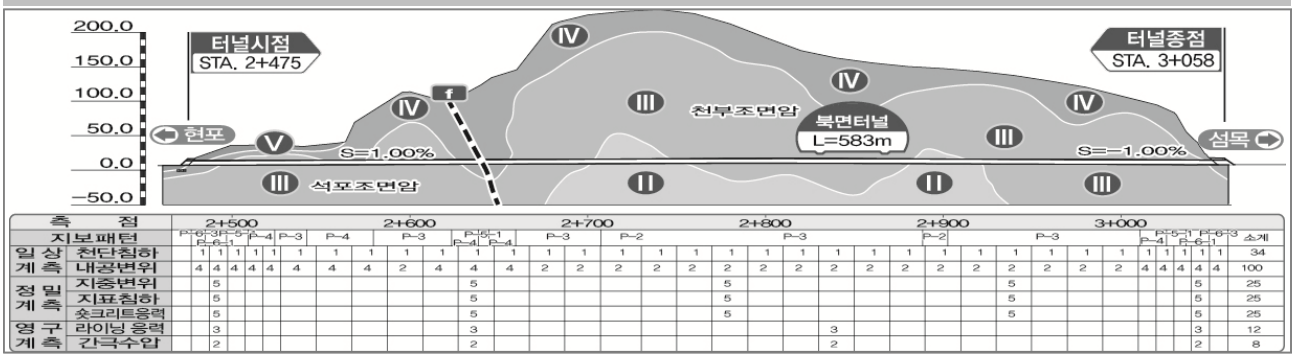
구 분	변위속도	변위량	조치사항
Level Ⅰ	5mm/day 이상	변위×0.8	자문, 대책수립
Level Ⅱ	10mm/day 이상	변위×0.8~변위×1.2	대책공법 적용
Level Ⅲ	변위속도 급증	변위×1.20이상	공사중지, 공법수정

계측관리 흐름도



10.1.3 전구간 계측 계획

북면터널 계측계획



구 분		서면1터널	서면2터널	구암터널	남서터널	북면터널	합계ㅍ
일 상 계 측	천 단 침 하	29	36	6	1	34	106
	내 공 변 위	100	118	20	4	100	342
정 밀 계 측	지 중 변 위	25	15	10	5	25	80
	지 표 침 하	25	15	10	5	25	80
	숏크리트 응력	25	15	10	5	25	80
영 구 계 측	라 이 닝 응 력	12	9	–	–	12	33
	간 극 수 압	8	6	–	–	8	22

10.2 전기분야

10.2.1 수변전 설비

◉ 수전용량

구 분	설비용량(kVA)	수전용량(kVA)	UPS(kVA)	비고
북 면 터 널	48,000	100	30	저압수전
서 면 터 널	129,998	200	40	저압수전
구 암 터 널	2,884	5		저압수전

10.2.2 UPS 용량선정

◉ UPS 용량

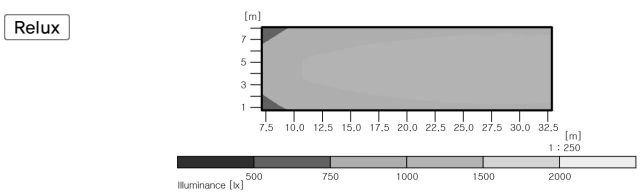
사용용도	설치용량(kVA)	백업시간	입력전압	출력전압
북 면 터 널	30	60분	3ø4W 380/220V	3ø4W 380/220V
서 면 터 널	40	60분	3ø4W 380/220V	3ø4W 380/220V

10.2.3 조도 계산서

◉ 각 구간별 적용기준 및 계산 결과

구 분		경계부			이행부					기본부
		1구간	2구간	3구간	1구간	2구간	3구간	4구간	5구간	
기 준	거 리	30	15	15	19	19	19	19	19	–
	휘 도	75	75	53	31	16	10	7	6	4.5
	조 도	980	980	690	400	210	140	96	80	59
북 면 터 널	거 리	30	15	15	15	15	15	15	15	240
	맑은날	1,040	1,040	769	633	361	225	135	135	90
	흐린날	565	565	429	361	225	157	112	112	
서 면 1 터 널	거 리	30	15	15	15	15	15	30	30	120
	맑은날	1,040	1,040	769	633	361	225	135	135	90
	흐린날	565	565	429	361	225	157	112	112	
서면 2 터 널	거 리	30	15	15	15	15	15	30	30	285
	맑은날	1,040	1,040	796	633	361	225	135	135	90
	흐린날	565	565	429	361	225	157	112	112	

◉ 기본부 조도계산 및 시뮬레이션 검증

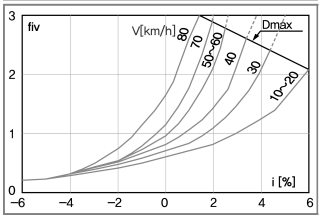
구 분	결과값	시뮬레이션
평 균	75.6lx	
최 대	97.7lx	
최 소	61.3lx	
종합균제도	0.81	
T I	12.9%	

10.3 터널 환기설비

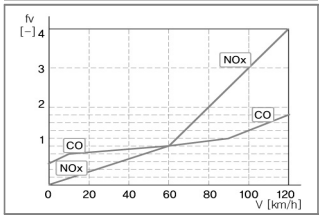
10.3.1 설계기준

구 분	설계적용 기준
설 계 기 준	•도로설계 편람 제 6편 터널 2011 – 국토교통부
차 중 량 비 율	•공차 : 만차 = 20% : 80%
매연투과율 (Klim)	•차량주행속도 10km/h : 0.009m^{-1} •차량주행속도 20~40km/h : 0.007m^{-1} •차량주행속도 50~80km/h : 0.005m^{-1}
CO가스 허용농도	전속도 : 70 ppm
NOx가스 허용농도	전속도 : 20 ppm
유 지 보 수 시 허 용 농 도	•WRA(PIARC) 권고치 준용 •매연 : 0.003 m^{-1} •CO : 20 ppm •NOx : 20 ppm
터 널 폐 쇄 시 허 용 농 도	•WRA(PIARC) 권고치 준용 •매연 : 0.012 m^{-1} •CO : 200 ppm •NOx : 20 ppm
비 고	•교통지체시의 환기용량을 고려 하였으며, 또한 터널 폐쇄시 조건 이상의 환기량을 확보하여 유지보수시에 대한 작업자 환경을 고려하였음 •매연, 일산화탄소, 질소산화물의 환기량 산정은 차량 주행속도를 고려하여 산정함

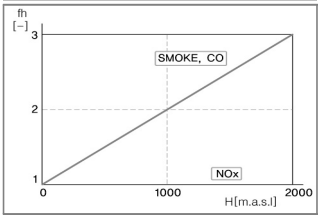
경사 속도 보정계수 (fiv)



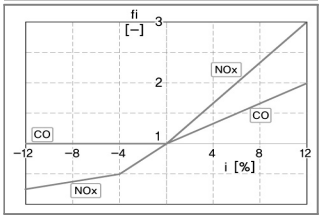
속도 보정계수 (fv)



표고 보정계수 (fh)



경사 보정계수 (fi)



10.3.2 환기기 산출

구 분		북면터널	서면1터널	서면2터널
터 널 연 장		583 m	459 m	620 m
종 단 구 배		±1.0	±1.0 ~ ±0.5	±7.779 ~ ±4.908
평 균 표 고		8.98 m	5.45 m	18.3 m
터 널 단 면 적		55.64 ㎡	49.87 ㎡	54.38 ㎡
둘 레 길 이		29.83 m	28.06 m	29.57 m
대 표 직 경		7.46 m	7.109 m	7.356 m
차 로 수		양방향 2차로	양방향 2차로	양방향 2차로
대 형 차 혼 입 율		9.69%	9.72%	9.72%
환기기용량	환 기 용	0대	0대	2대
	제 연 용	검토대상 제외	검토대상 제외	검토대상 제외
	필 요 댓 수	0대	0대	2대
환 기 방 식		자연환기	자연환기	∅800 고속방식형 제트팬 x 2대
비 고		•환기용량 산정결과 북면터널, 서면1터널은 자연환기로 서면2터널은 기계환기로 산정됨		

10.4 터널 방재설비

10.4.1 터널 방재등급 기준 분석

구 분	터널연장(L) 기준등급	위험도지수(X) 기준등급
방재 1 등급	3,000m 이상 (L ≧ 3,000m)	X 〉 29
방재 2 등급	1,000m 이상, 3,000m 미만 (1,000 ≦ L 〈 3,000m)	19 〈 X ≦ 29
방재 3 등급	500m 이상, 1,000m 미만 (500 ≦ L 〈 1,000m)	14 〈 X ≦ 19
방재 4 등급	연장 500m 미만 (L 〈 500)	X ≦ 14

10.4.2 방재등급 분석

◉ 연장기준 등급 분석

구 분		북면터널	구암터널	남서터널	서면1터널	서면2터널
터 널 연 장		583 m	53 m	14 m	459 m	620 m
방재 등급	1등급 – 3,000m 이상					
	2등급 – 1,000m 이상, 3,000m 미만					
	3등급 – 500m 이상, 1,000m 미만	◎				◎
	4등급 – 연장 500m 미만		◎	◎	◎	

◉ 위험도지수 기준 등급 분석

세부평가항목			위험지수	
			북면터널	서면2터널
사고확률	주행거리계(교통량×연장)(Veh·km/tube·day)		1.5	1.5
터널특성	표고차 및 경사도	입출구표고차(m)	0.5	0.5
		진입부경사도(%)	0.5	0.5
	터널높이(m)		2.0	2.0
	터널곡선반경(m)		1.0	1.0
대형차량	위험물 수송관련	대형차혼입률(%)	0.5	0.5
		대형차주행거리계(대·km/tube·day)	0.5	0.5
		감시시스템	1.0	1.0
		유도시스템	1.0	1.0
정체정도	서비스수준		3.0	3.0
	터널내 합류/분류		0.0	0.0
	교차로/신호등/TG등		2.0	2.0
통행방식	대면통행		4.0	4.0
위험도지수 합계			17.5	17.5
위험도지수에 따른 방재등급			3등급	3등급

10.4.3 방재등급 선정

구 분	북면터널	구암터널	남서터널	서면1터널	서면2터널
터널연장기준	3등급	4등급	4등급	4등급	3등급
위험도지수기준	3등급	검토제외	검토제외	검토제외	3등급