경기 성남 정자교 보도부 붕괴사고

사고조사 결과보고서

2023. 7.

국토안전관리원
사고조사위원회

본 사고조사보고서는 민·형사상 관련 사법절차 및 행정처분 절차 또는 행정쟁송절차 등 법률적 판단이 요구되는 경우에 적용할 수 없으며, 건설분야의 안전 증진과 시설사고 예방을 위한 목적 이외의 용도로 사용할 수 없습니다.

국토안전관리원 경기 성남 정자교 보도부 붕괴사고 사고조사위원회

본 보고서의 무단복제를 절대 금합니다.

제 출 문

본 보고서를 “경기 성남 정자교 보도부 붕괴사고의 사고조사 결과 보고서”로 제출합니다.

2023. 7.

국토안전관리원 사고조사위원회 위원장 이 용 강

■ KALIS 시설물사고조사위원회 위원명단

구 분	성 명	소 속	직 위
위원장	이 용 강	국토안전관리원	본 부 장
간 사	황 인 상	국토안전관리원	실 장
위 원	이 ○ ○(외 부)	한국○○연구원	대 표 이 사
	주 ○ ○(외 부)	○○대학교	교 수
	유 ○ ○	국토안전관리원	
	이 ○ ○	국토안전관리원	
	신 ○ ○	국토안전관리원	
	이 ○ ○	국토안전관리원	
	정 ○ ○	국토안전관리원	
	김 ○ ○	국토안전관리원	
	문 ○ ○	국토안전관리원	

목 차

제 1장 개 요

1.1 목적 ····· 1
1.2 교량 현황 ····· 1
1.3 사고 현황 ····· 3
1.3.1 사고 현황 ····· 3
1.3.2 사고 경위 ····· 4
1.3.3 붕괴 현황 ····· 6
1.4 기존 점검결과 검토 ····· 7
1.4.1 개요 ····· 7
1.4.2 기존 정밀안전점검결과 요약 ····· 7

제 2장 현장조사

2.1 개 요 ····· 11
2.2 현장조사 결과 ····· 12
2.2.1 교량의 종횡단면 ····· 12
2.2.2 철근 ····· 16
2.2.3 콘크리트 ····· 21
2.2.4 콘크리트 재료시험 ····· 33

제 3장 구조해석

3.1 개 요 ····· 68
3.2 붕괴구간 구조해석 ····· 68
3.2.1 하중 산정 ····· 68
3.2.2 구조해석 개요 ····· 71
3.2.3 해석결과 및 분석 ····· 74
3.3 슬래브 검토 ····· 77
3.3.1 극한강도검토 ····· 77
3.3.2 응력검토 ····· 80

제 4장 붕괴원인 분석 및 재발방지대책

4.1 붕괴원인 분석 ····· 82
4.1.1 개요 ····· 82
4.1.2 붕괴원인 ····· 82
4.1.3 붕괴 시나리오 ····· 84
4.2 재발방지대책 ····· 86
4.2.1 구조적 측면 ····· 86
4.2.2 유지관리 및 제도적 측면 ····· 86

※ 참고문헌 ····· 87

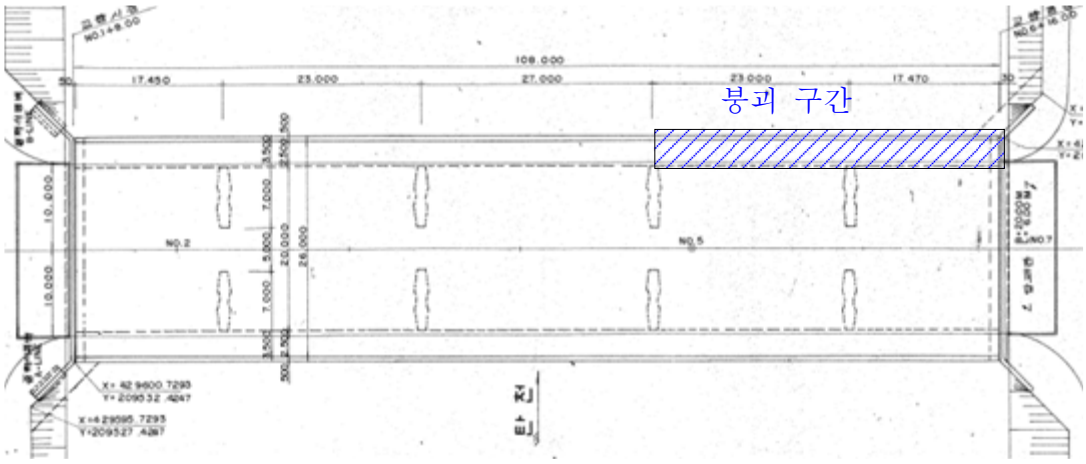
제 1 장 개 요

1.1 목적

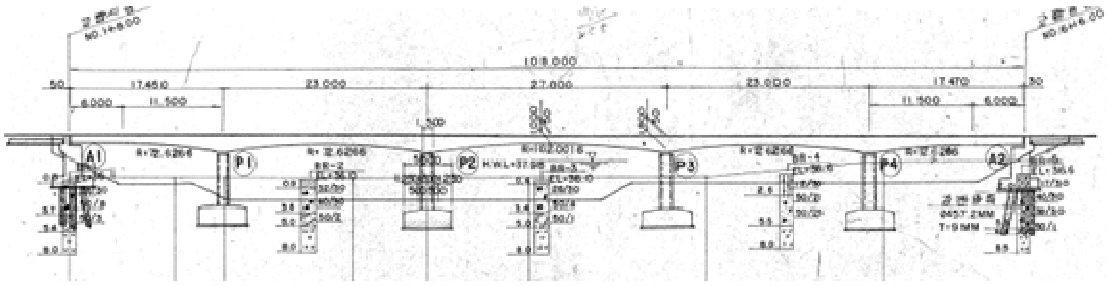
본 보고서는 2023년 4월 5일 09시 45분경 발생한 성남시 분당구 정자동에 위치한 정자교의 보도부분 붕괴사고에 대해 국토안전관리원(KALIS) 자체 사고조사위원회 운영을 통해 명확한 사고원인 규명과 재발방지 대책을 마련함으로써 유사사고 방지를 위한 목적으로 작성되었다.

1.2 교량 현황

본 교량은 경기도 성남시 분당구 정자동에 위치하고 있으며, 탄천을 횡단하는 PSC 슬래브 교량이다. 교량의 연장은 17.5+23.0+27.0+23.0+17.5=108.0m, 폭은 26.0m(차도 20.0m, 보도 6.0m)로 구성되어 있는 5경간 연속교 형식이다. <그림 1. 1>은 정자교의 설계 종평면도이다.



(a) 평면도

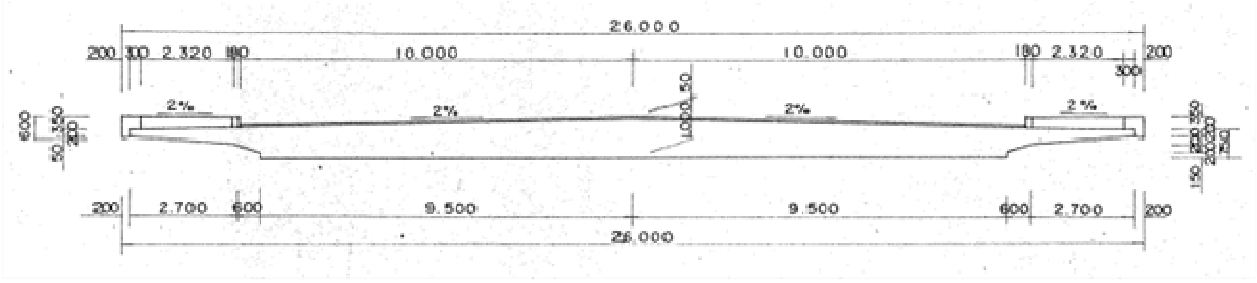


(b) 종단면도

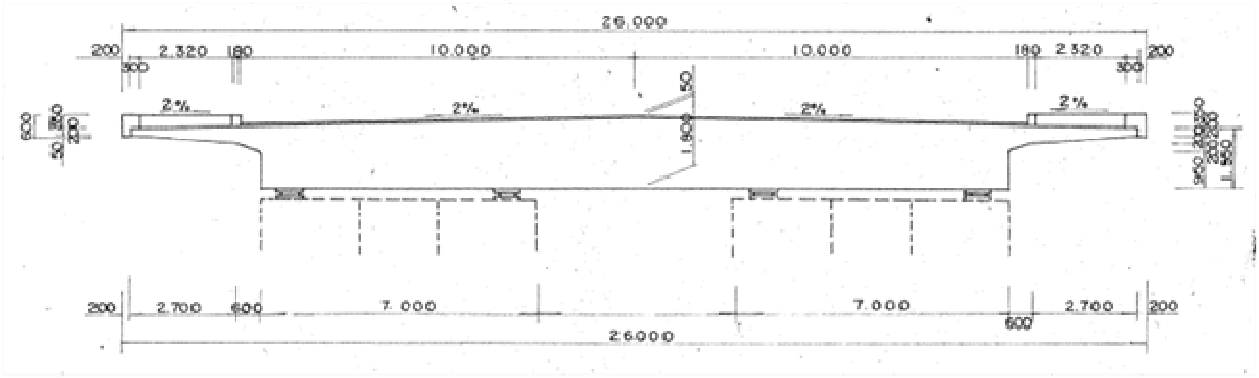
<그림 1. 1> 정자교 종평면도

상부구조는 PSC슬래브 형식으로 슬래브 두께는 지점부 1.8m, 경간 중앙부 1.0m이며, 보도로 활용되는 캔틸레버의 길이가 헌치부를 포함하여 3.3m이다.

<그림 1. 2>는 지점부 및 중앙부 횡단면도이며 <표 1. 1>은 정자교 교량현황을 나타낸 것이다.



(a) 경간 중앙부 및 지점부(교대)



(b) 지점부(교각)

<그림 1. 2> 지점부 및 중앙부 횡단면도

<표 1. 1> 시설물 현황

구 분		내 용	구 분	내 용
설계하중		1등급(DL-24, DB-24)	노선	시도
제원	연장	17.5+23.0+27.0+23.0+17.5 = 108m		
	폭원	6m(보도) + 20m(차도) = 26m		
구조형식	상부	PSC슬래브	기초형식	교대 : 말뚝기초 교각 : 직접기초
	하부	교대 : 역T형 교각 : 벽식		
교량받침		포트받침	신축이음	모노셀 조인트
교차노선(교차하천)		탄천	교차하천 최고수심	약 1.2m

1.3 사고 현황

1.3.1 사고 현황

- (일시/장소) 2023. 4. 5.(수) 09:45경/ 경기도 성남시 분당구 정자동
- (물적피해) 교량 측면 보도부 슬래브 약 40.0m(P3~A2)붕괴, 난간 및 상수도관 파손
- (인명피해) 사망 1명(여), 부상 1명(중상, 남)



<사진 1. 1> 교량 보도부 붕괴 현황

1.3.2 사고 경위

- 정자역에서 느티마을 사거리 방향 좌측 보도부가 약 40m 붕괴되었다.
- <사진 1. 2>와 같이 언론에 보도된 CCTV 자료에 따르면 수 초 만에 보도부와 맞닿은 포장부의 균열이 증가하면서 신호등의 전기가 차단됨과 동시에 급격히 붕괴되었다.



(a) 포장 균열



(b) 포장 균열 증가



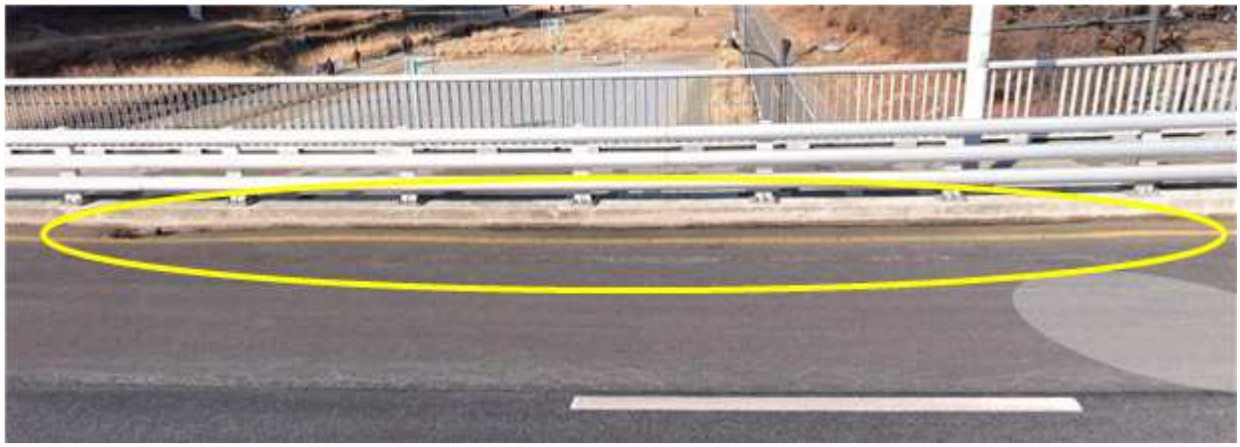
(c) 붕괴직전 포장 균열

<사진 1. 2> 붕괴 직전 CCTV자료

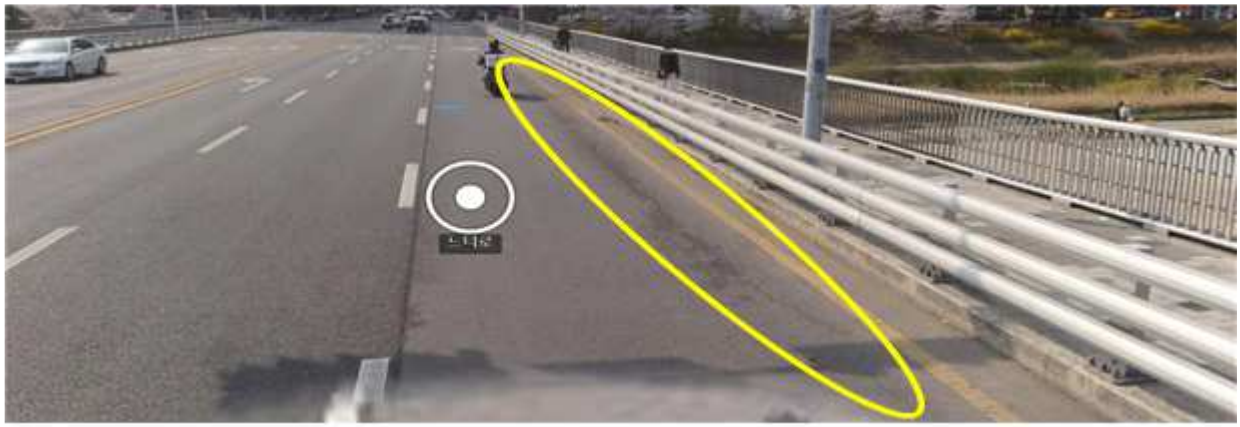
- <사진 1. 3>과 같이 네이버 지도(https://map.naver.com)의 로드뷰를 통해 과거 포장균열 상태를 확인한 결과, 2021년 10월에도 포장 균열이 있었다.
- 2023년 3월에는 균열이 2023년 2월과 2021년 10월에 비해 진전되어 있는 것을 확인할 수 있다. 특히 2023년 2월과 3월 사이에 균열의 크기가 진전된 것으로 보인다.



(a) 2021년 10월 로드뷰(네이버지도)



(b) 2023년 2월 로드뷰(네이버지도)



(c) 2023년 3월 로드뷰(네이버지도)

<사진 1. 3> 로드뷰를 통한 포장 균열

1.3.3 붕괴 현황

- 정자교의 캔틸레버부 약 40m구간이 붕괴되었다.
- <사진 1. 4>는 붕괴단면의 콘크리트와 철근의 상태를 나타낸 것이다.
- 콘크리트는 층분리, 수평균열이 발생하였고 철근은 부식이 발생한 상태이다.



<사진 1. 4> 철근 배근 및 부식 상태

- <사진 1. 5>는 캔틸레버부 콘크리트 붕괴단면을 나타낸 것이다.
- 붕괴된 단면의 콘크리트 상태는 작은 충격으로도 쉽게 골재가 분리되거나 층상으로 재료가 분리되어 철근 부착의 기능을 전혀 기대하기 어렵다.

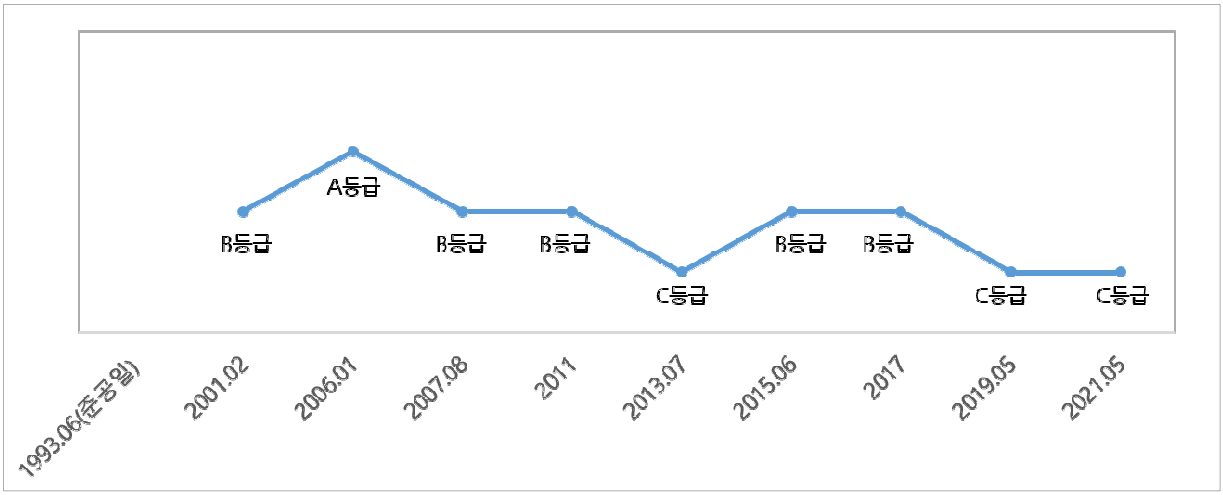


<사진 1. 5> 캔틸레버부 붕괴 단면

1.4 기존 점검결과 검토

1.4.1 개요

- 2001년부터 2021년까지 11회의 정밀안전점검이 시행되었다. 2012년 정기안전점검시 교대와 교각의 중대한 결함(균열) 발생으로 2016년 보수가 완료되었다. 이후 중대한 결함으로 관리되는 사항은 없었으며, 최근 정밀안전점검(2021)에서는 보통상태인 “C”등급이다.
- <그림 1. 3>은 정밀안전점검 안전등급 추이를 나타낸 것이다.



<그림 1. 3> 안전등급 추이

- 본 장에서는 2009년 이후의 정밀안전점검 결과를 교면포장, 캔틸레버부의 외관조사 및 재료의 비파괴시험 자료를 중심으로 정리하였다.

1.4.2 기존 정밀안전점검결과 요약

- 기존 정밀안전점검 결과, 2013년 점검시 캔틸레버의 처짐이 조사되어 좌측과 우측 캔틸레버 끝단의 수준 측량을 수행하였다. 처짐량은 미소한 것으로 평가되었으며 2017년과 2019년에도 캔틸레버 끝단의 수준측량을 통해 처짐의 진행 여부를 점검하였다.
- 2013년 정밀안전점검시 아스콘 손상이 심한 수서방향 S4경간(붕괴구간)의 코어채취조사가 이루어졌으며, 바닥판 상면 약 30mm가 열화되어 층으로 부스러지는 상태였다.
- <표 1. 2>는 2009년 이후 정밀안전점검 결과를 요약한 것이다.

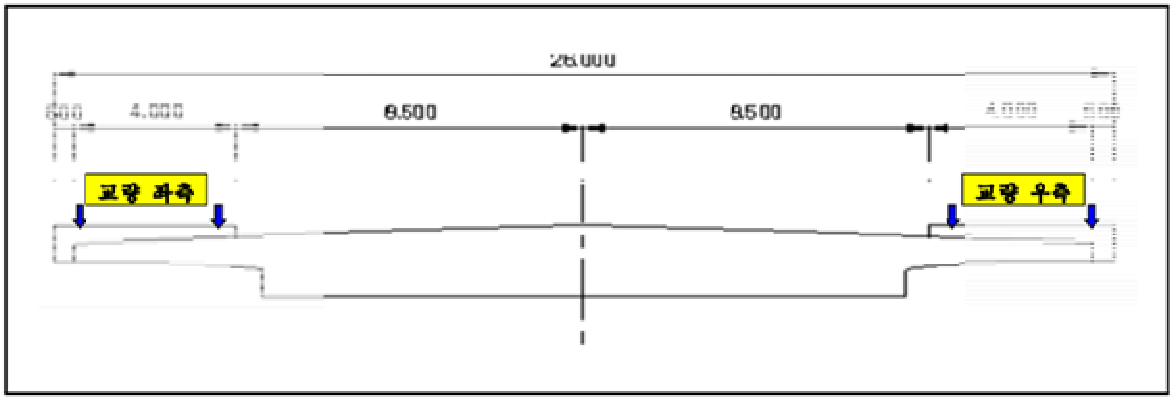
<표 1. 2> 기존 점검 결과 요약

점검년도	점검결과	등급
2009년	· 교면포장 전구간 균열, 망상균열 · 슬래브 하면 백태 및 보수재 탈락	B
2011년	· 아스콘 패임 등 포장 불량률 6.7% · 슬래브하면 보수부 재손상 발생	B
2013년	· 교면포장 : 망상 균열 심화 · 코어 채취(S4) 결과 - 포장 균열부 바닥판(30mm) 열화 · 연석 및 보차도 난간 수준측량 - 캔틸레버 끝단 처짐	C
2015년	· 교면포장 양방향 3차로 재포장 · 난간 및 연석 전구간 동결 융해로 인한 균열, 파손	B
2017년	· 교면포장 망상균열 증가 · 슬래브하면 백태 및 우수 유입 증가 · 연석 및 보차도 난간 수준측량 - 처짐의 진행성 미소	B
2019년	· 교면포장 균열 및 망상균열 증가 · 난간 기초 손상 증가(동결융해) · 연석 및 보차도 난간 수준측량 - 처짐(15mm) 진행성 미소, 주의관찰	C
2021년	· 교면포장 균열 및 망상균열 증가로 전면 재포장을 고려 · 슬래브하면 백태 및 보수재 들뜸 증가	C



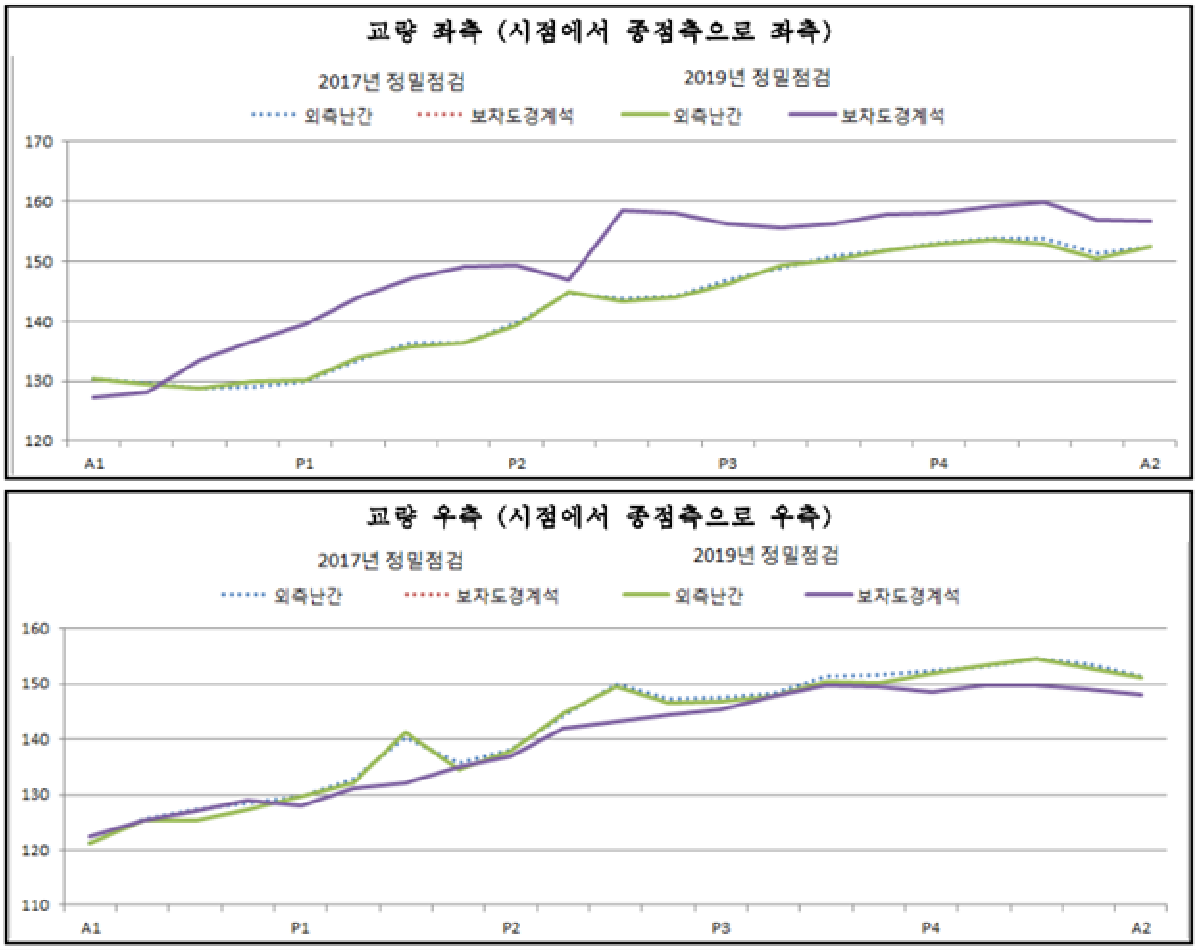
<사진 1. 6> 바닥판 상면 열화 현황(2013년 정밀안전점검)

- 2017년 및 2019년 캔틸레버 측량 위치는 <그림 1. 4>에 나타낸 바와 같다.

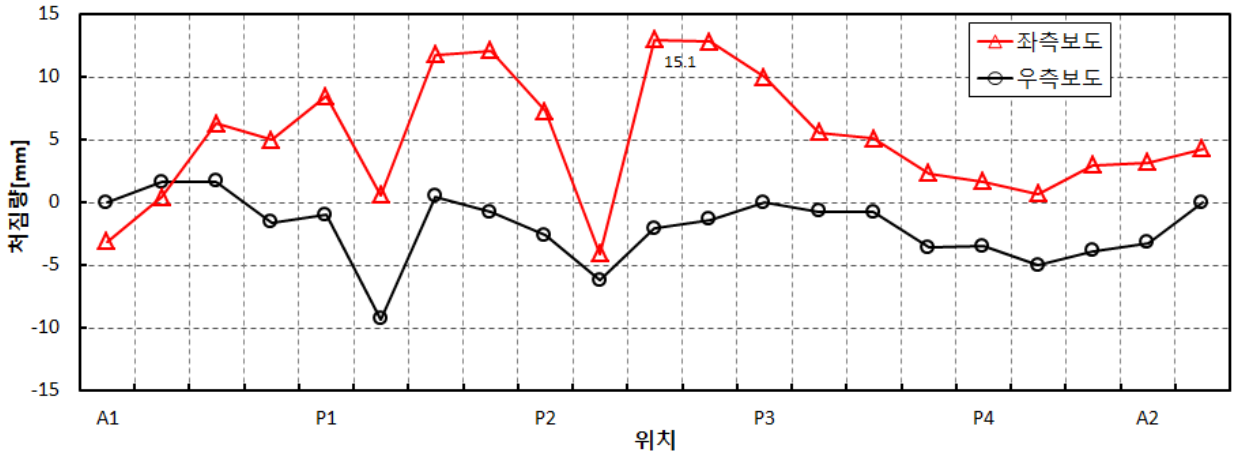


<그림 1. 4> 캔틸레버 측량 위치

- 2017년과 2019년에 측량한 결과를 비교하여 <그림 1. 5>에 나타내었으며, 측량 오차를 고려하면 2년간 처짐의 진행성이 미미한 것으로 보고(2019년 정밀안전점검 보고서)되었다. 그러나 <그림 1. 6>과 같이 2019년 측량자료를 바탕으로 보차도 경계와 외측난간의 레벨 차이로부터 캔틸레버의 처짐량을 산정해보면 최대 처짐이 약 15.1mm 발생하였다.



<그림 1. 5> 캔틸레버 수준 측량 결과 비교



<그림 1. 6> 캔틸레버부의 처짐량(2019년 점검 결과)

- 기존 점검시 시행한 재료시험 결과를 요약하면 <표 1. 3>과 같다. 비파괴 압축강도 시험은 추정식에 따라 다르게 평가되므로 재령계수(0.63)이 고려된 반발경도를 비교하였다. 시험위치에 따라 다소 차이는 있지만 고강도 콘크리트에서 측정되는 통상적인 반발경도 범위에 있는 것으로 판단된다.
- 2009년 정밀안전점검 시에는 일반콘크리트의 압축강도 추정식을 적용하여 평가하였으며, 2011년 이후에는 고강도콘크리트의 추정강도식을 적용하여 압축강도를 평가하였다.

<표 1. 3> 기존 재료시험 결과 요약

점검년도	상부 반발경도		탄산화시험 결과	
	반발경도	추정강도(MPa)	탄산화 깊이	등급
2009년	· R_0 : 51.75~55.35	28.6~31.0	· 3.45mm	a
2011년	· R_0 : 58.0~60.0	55.1~53.7	· 3.2mm~3.4mm	a
2013년	· R_0 : 47.5~51.2	44.5~48.8	· 3.2mm~3.5mm	a
2015년	· R_0 : 62.0~67.4	42.0~46.5	· 3.2mm~4.8mm	a
2017년	· R_0 : 51.9~53.8	42.2~43.7	· 4.6mm~4.9mm	a
2019년	· R_0 : 53.4~55.2	43.1~44.9	· 5.5mm~8.0mm	a
2021년	· R_0 : -	51.0~51.8	· 1.0mm~5.1mm	a

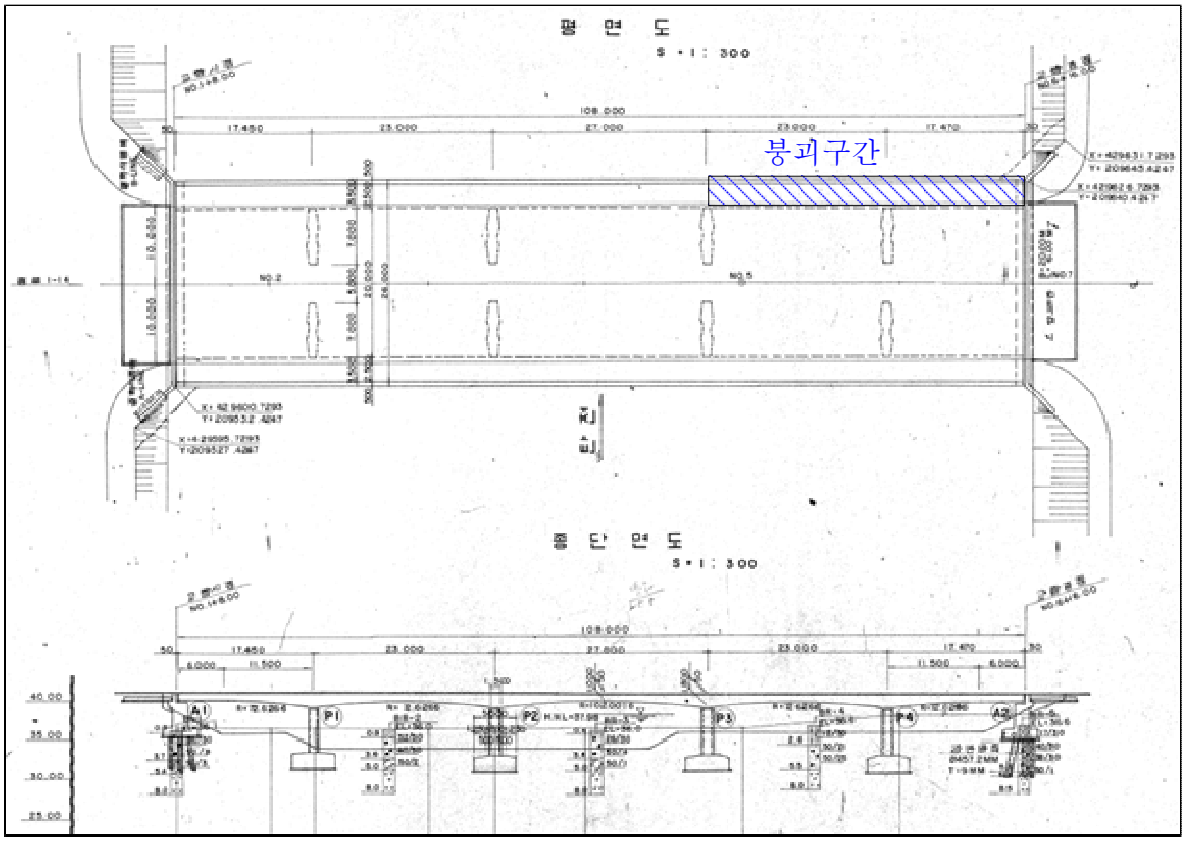
제 2 장 현장조사

2.1 개요

본 교량의 상부구조 형식은 슬래브교 형식으로 보도가 양측으로 3.0m로 구성되어 있으며, 역T형 교대의 기초는 강관말뚝(ϕ457.2-9t) 4.0m, 교각은 직접기초이다.

현장조사는 2회에 걸쳐 수행하였으며 붕괴구간의 철근과 콘크리트, 차량방호책, 포장, 피복깊이 등에 대한 정밀점검과 시설물의 실제 치수를 확인하고 코어채취를 통해 재료의 특성을 분석하였다.

성남분당지구 신도시개발사업 실시설계도[3-1공구] 시설물 이관도면(한국토지개발공사)에 따르면 정자교는 “탄천11교”의 교량명으로 설계되었으며, 종평면도는 <그림 2. 1>와 같다.



<그림 2. 1> 정자교 종평면도

본 장에서는 정자교의 붕괴구간에 대한 현장조사를 통해 철근의 배근상태, 콘크리트 열화상태 등을 검토하고 붕괴원인을 분석하고자 하였다.

2.2 현장조사 결과

2.2.1 교량의 종횡단면

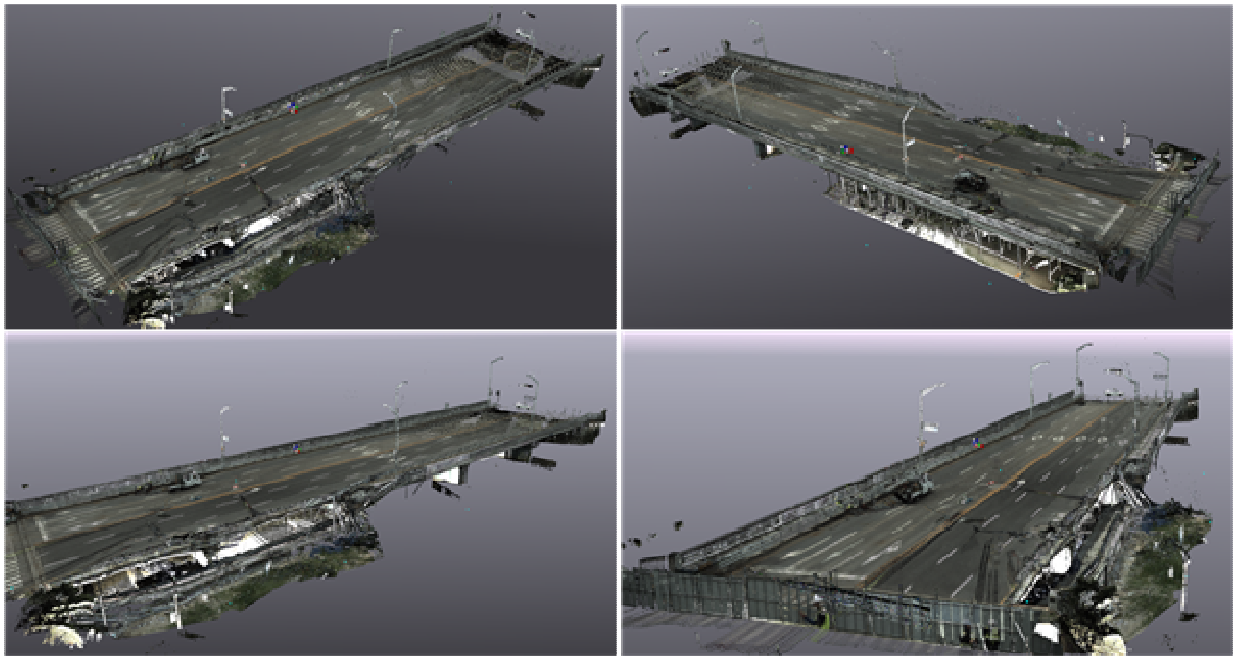
가. 개요

- 3D스캐너를 사용하여 정자교의 횡단면과 종단면의 좌표를 측정하여 실제 구조물이 실시설계도와 일치하는지를 검토하였다.
- <사진 2. 1>은 정자교 3D스캔 장비사양 및 작업전경을 나타낸 것이다.

모델명	Leica Scan Station P50
범위	0.4~120/270/570/1,000m 최대 1km
시스템 정확도	1.2mm + 10 ppm (120m/270m) 3mm + 10 ppm (570m/1km)
스캔 속도	초당 1,000,000 포인트 취득
레이저 유닛	레이저 Class1 (IEC 60825-1 (2014-05)) 파장 1550nm(비가시) / 658nm(가시)



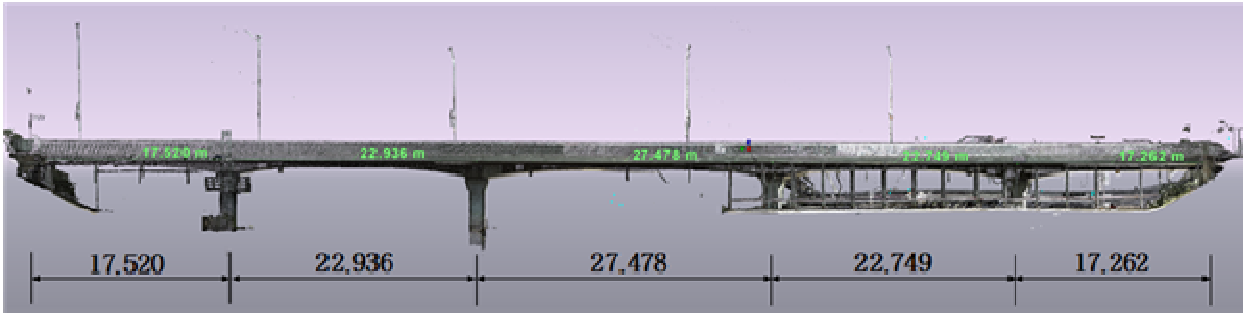
<사진 2. 1> 정자교 3D 스캔 장비사양 및 작업전경



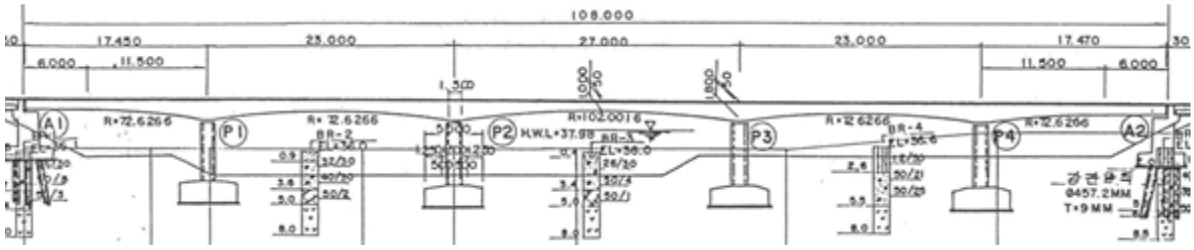
<그림 2. 2> 정자교 3D 스캔 결과

나. 측정결과

- 종단면도 측정결과, 3차원 좌표로 구성된 스캔 모델에서의 거리 측정점의 위치에 따라 미소한 차이가 있으나, 전체적으로 실시설계도면과 일치하는 결과를 나타내고 있다. <그림 2. 3>과 같이 전체 연장은 107.945m이고 각 경간장도 설계도면과 일치한다.



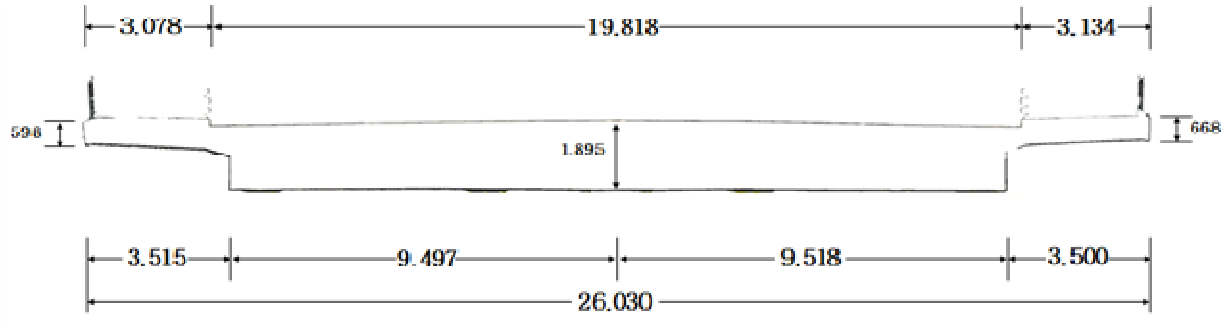
(a) 3D스캔 (17.520 + 22.936 + 27.478 + 22.749 + 17.262 = 107.945m)



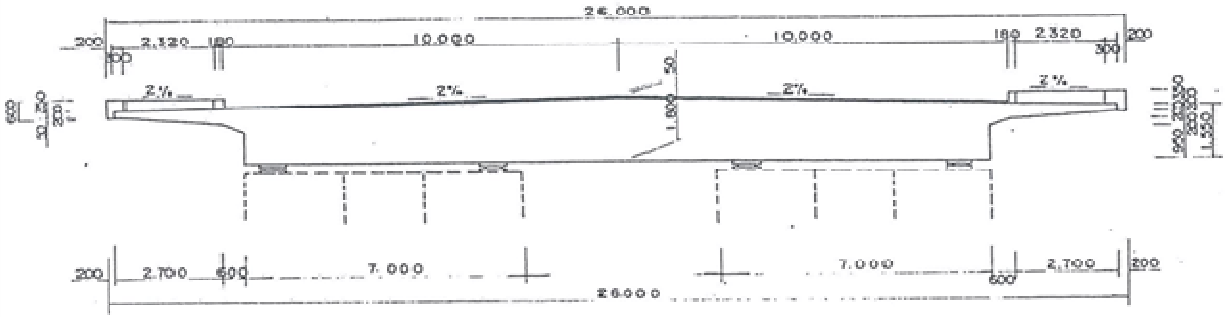
(b) 실시설계도면(17.450 + 23.000 + 27.000 + 23.000 + 17.470 = 108.000m)

<그림 2. 3> 정자교 종단면도 – 3D 스캔 및 실시설계도면

- <그림 2. 4>와 같이 지점부에 대한 횡단면도 측정 결과, 전체 폭은 26.030m로 설계도면과 일치하고 있으며, 캔틸레버의 길이는 좌측 3.5m, 우측 3.515m이며 이는 도면상의 제원 3.5m와 일치하는 결과이다. 슬래브의 두께는 포장을 포함하여 1,895mm로 포장의 두께가 설계보다 큰 것으로 확인되었다.



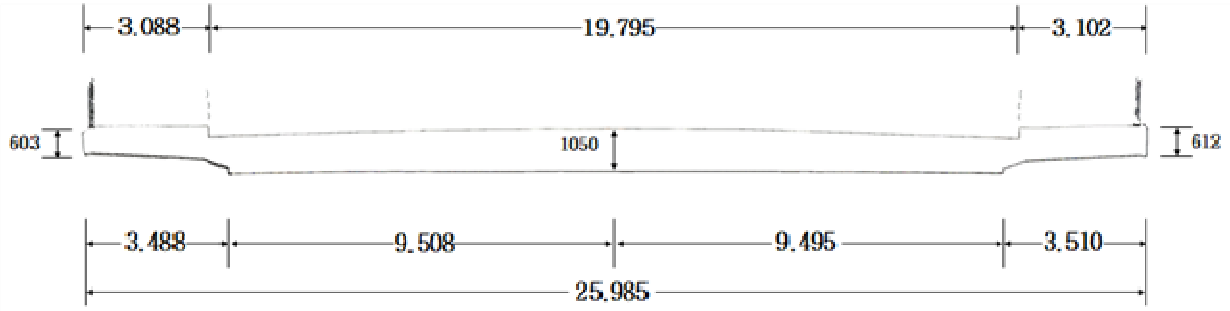
(a) 정자교 횡단면 제원 – 지점부 (3D 스캔 결과)



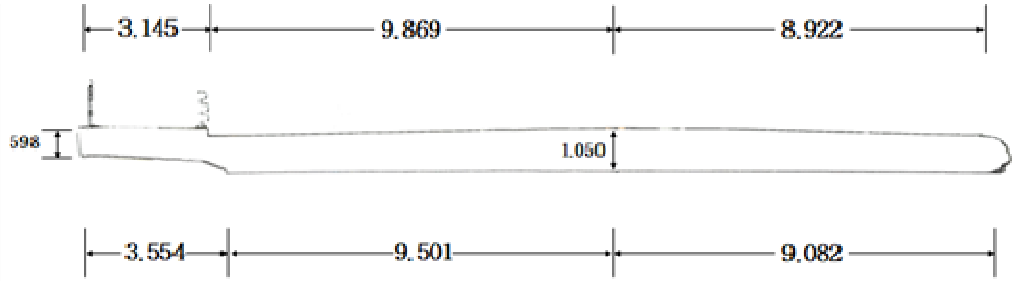
(b) 정자교 횡단면 제원 – 지점부 (실시설계도면)

<그림 2. 4> 정자교 횡단면 제원 – 3D 스캔 및 실시설계도면

- <그림 2. 5(b)>는 경간중앙부 붕괴구간의 횡단면도를 스캔한 것이며, 슬래브 두께와 캔틸레버 길이 등 모두 설계도면과 일치하는 것으로 조사되었다.



(a) 정자교 횡단면 제원 – 경간중앙부 (3D 스캔 결과)



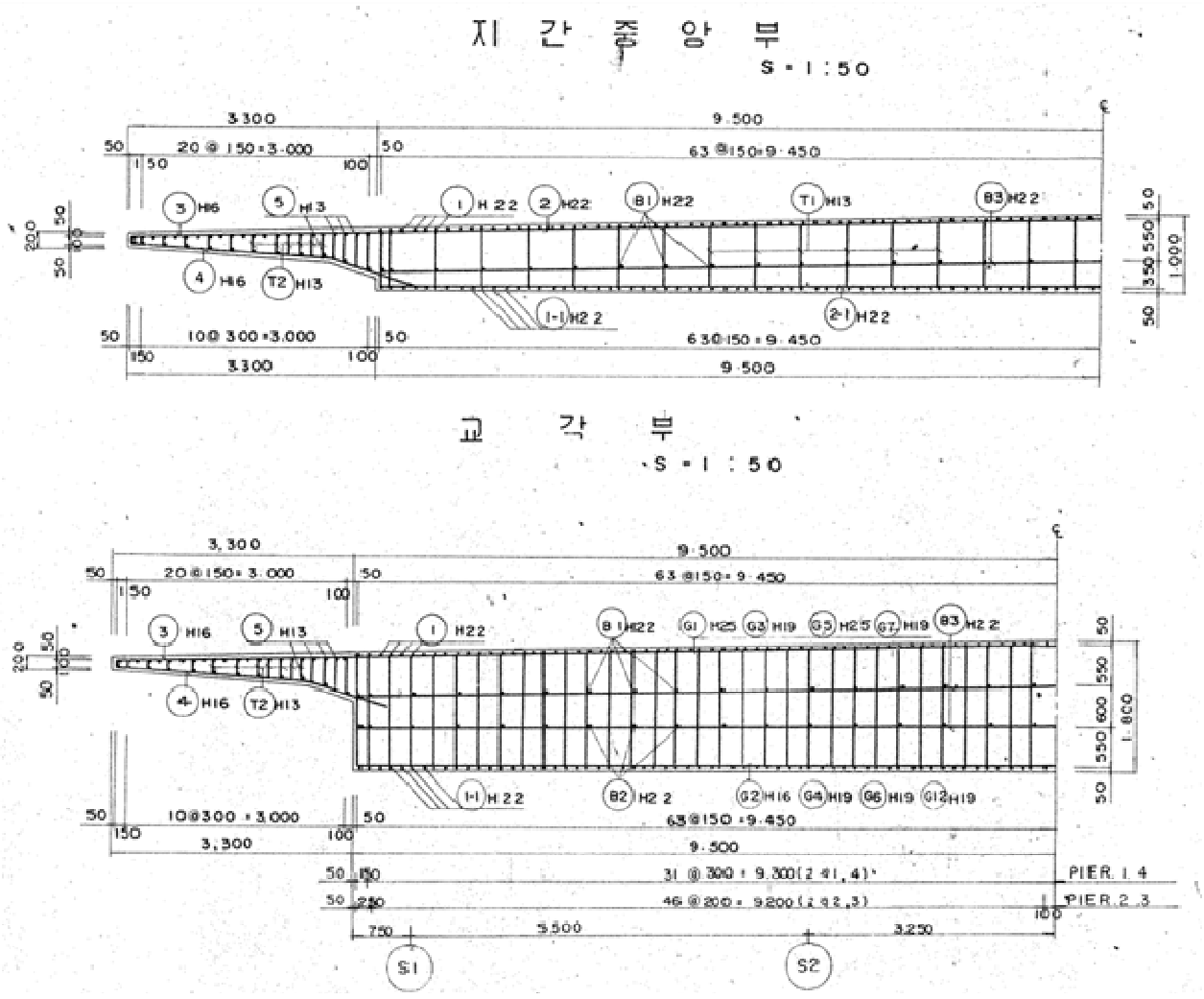
(b) 정자교 횡단면 제원 – 붕괴구간 경간중앙부 (3D 스캔 결과)

<그림 2. 5> 정자교 붕괴구간 횡단면 제원 – 경간중앙부 (3D 스캔 결과)

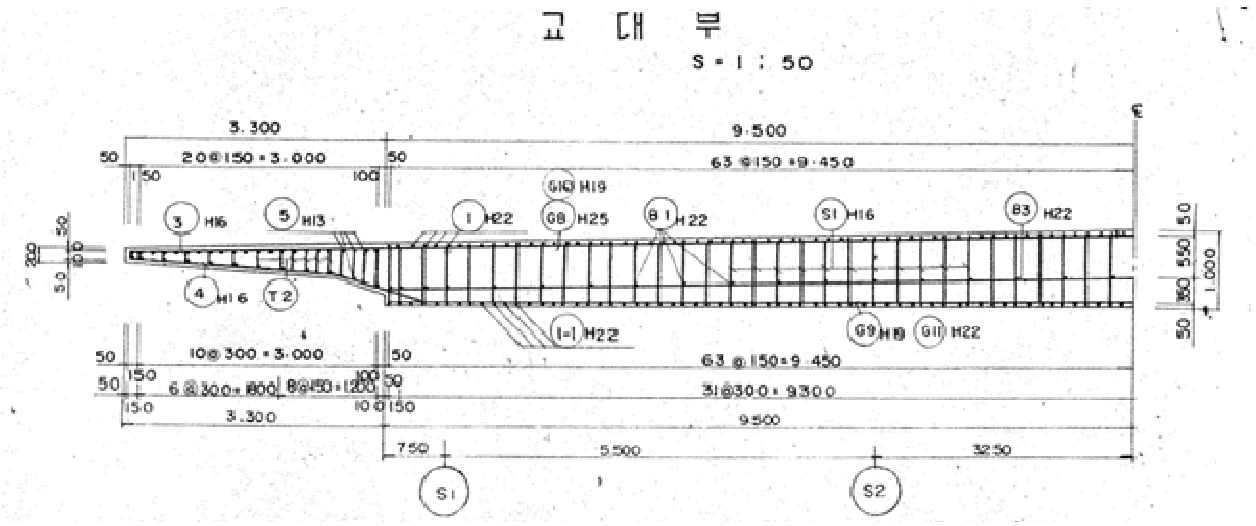
2.2.2 철근

가. 개요

- 정자교의 실시설계도, 수량산출서, 설계예산서를 참고하면, 상부의 철근은 HD(High-tension Deformed-bar, 400MPa)로 하부구조의 철근은 일반 이형철근(300MPa)으로 설계되어 있다. 캔틸레버부의 교축직각방향 상부철근은 H16이 150mm간격, 하부철근은 H16@300mm이며, 교축방향으로는 상부철근 H13@150mm, 하부철근 H13@300mm이다.

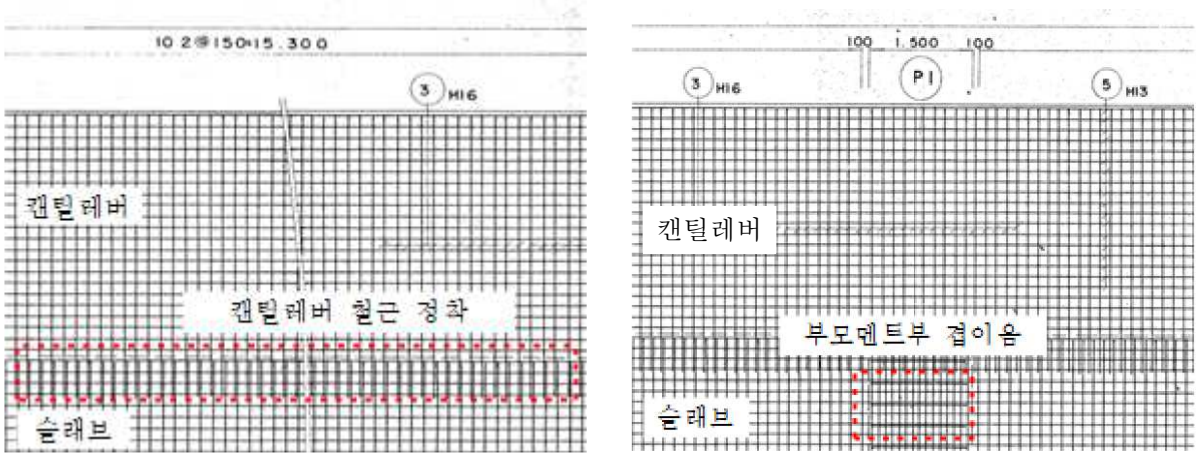


<그림 2. 6-1> 실시설계도(계속)



<그림 2. 6-2> 실시설계도(계속)

- 실시설계도면에 따르면 캔틸레버부의 상부철근은 슬래브 차도측으로 490mm 정착길이를 확보하도록 되어 있다. 또한 슬래브 상부 교축방향 철근의 이음은 길이 1,500mm로 지점 위치에 집중되어 있으며, 콘크리트 피복은 50mm를 확보하도록 설계되어 있다.



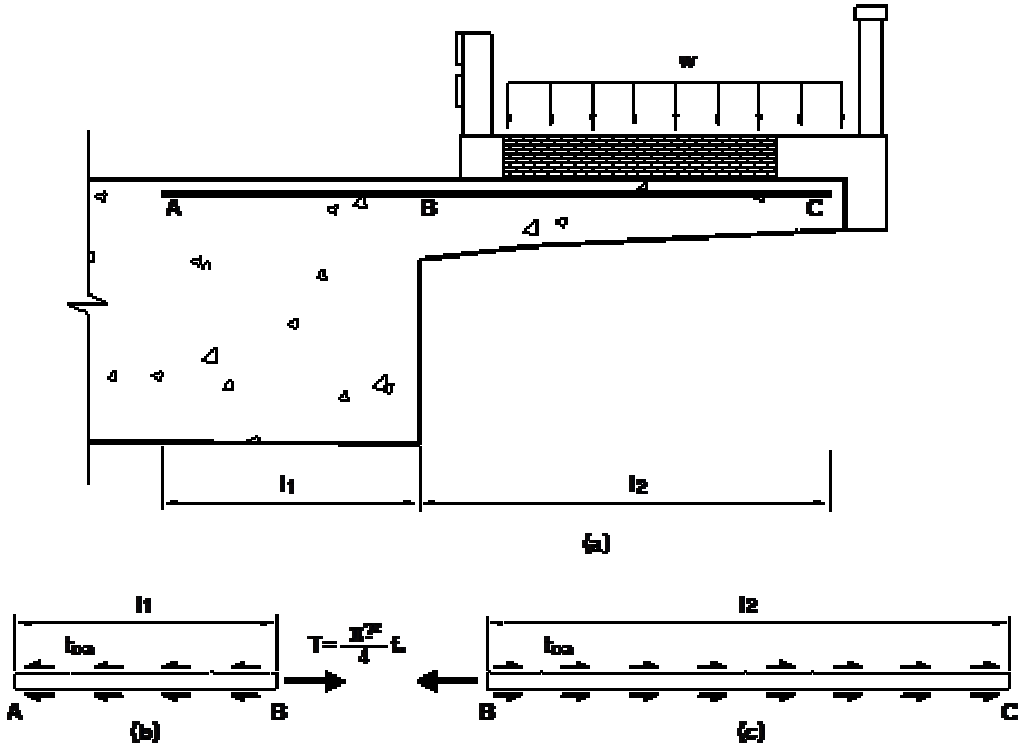
(a) 캔틸레버부 철근 정착 (b) 부모멘트부 철근 겹이음

<그림 2. 7> 실시설계 철근 구조 도면

나. 철근 정착 길이

- 철근의 조사 가능 구간은 붕괴된 캔틸레버 단부 및 슬래브 차도 부분이며 철근의 종류(SD300, SD400)는 구분이 되지 않으나, 배근 상태와 철근 직경, 부식 상태는 조사가 가능하였다. 조사결과, 실시설계도면과는 다르게 캔틸레버부의 상면은 2단으로 배근되어 있었으며, 1단은 직경 22mm철근이 500mm~530mm간격, 2단은 직경 16mm 철근이 105mm~170mm의 간격으로 단위m당 8개가 설치되어 평균적으로 125mm 간격으로 배근되어 있다.

- 철근의 부식은 철근 끝단에 집중되어 있으며, 부식으로 인한 단면의 손상도 끝단에 발생되어 있는 상태이다. 철근의 정착길이는 설계도면(490mm)과 동일하게 약 500mm로 배근되어 있고 피복 두께도 50mm 이상 확보되어 있는 것으로 조사되었다.
- 정자교 설계 당시 적용되었을 것으로 추정되는 도로교표준시방서(건설부, 1987)의 제4장 구조세목에 따르면, 바닥판의 최소 덮개는 30mm이며, 철근의 끝단을 콘크리트에 충분히 정착시키도록 규정하고 있다. 즉, 도로교표준시방서(건설부, 1987)의 4.2.4 철근의 정착에 규정된 내용을 보면, 철근콘크리트에서 철근의 정착은 철근을 콘크리트 속에 묻어 부착에 의한 정착 또는 갈고리 및 정착판 등을 이용한 기계적 정착을 하도록 규정되어 있다. 현장조사 결과, 정자교의 캔틸레버부는 슬래브 본체에 철근 절곡이나 기계적 정착을 이용하지 않고 정착길이만으로 부착력을 확보하도록 시공되어 있었다.
- 도로교표준시방서(건설부,1987)에서는 철근에 생기는 응력이 그 허용응력에 도달할 때까지 철근이 콘크리트에서 빠져 나오지 못하도록 함을 기본으로 하여 다음과 같이 산정된 것으로 판단된다.
- <그림 2. 8>은 콘크리트 속에 묻혀있는 철근의 정착 개념을 나타낸 것이다.



<그림 2. 8> 철근 정착 개념

$$A_s \cdot \sigma_{sa} = \tau_{oa} \cdot \phi \cdot \pi \cdot l_a,\ A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} \qquad \text{(식 2. 1)}$$

여기서, A_s는 철근의 단면적

ϕ는 철근의 직경

l_a는 정착길이

τ_{oa}는 콘크리트의 허용부착응력(도로교표준시방서 3.2.1의 (3)항)

σ_{sa}는 철근의 허용인장응력(도로교표준시방서 표 3.2.1)

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \geq 30cm \qquad \text{(식 2. 2)}$$

여기서, $\tau_{oa} = 0.8\sqrt{f_{ck}}$(이형 인장철근에 대한 콘크리트의 허용 부착응력)

$\sigma_{sa} = 1{,}800kg/cm^2$(SD40철근의 허용응력)

- 설계시 적용된 도로교표준시방서(1987)와 도로교설계기준(2010 이후)에 따라 정자교의 정착길이를 산정한 결과는 다음 <표 2. 1>과 같다.

<표 2. 1> 정자교의 정착길이

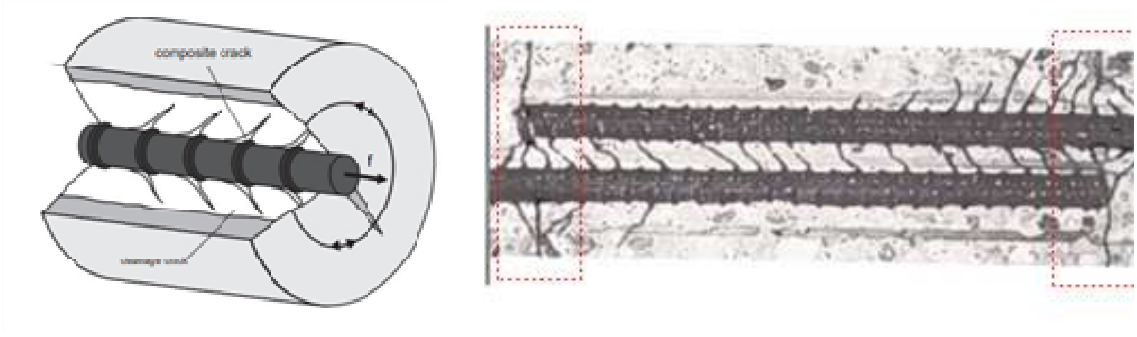
설계 기준	기본 정착길이 산출식	수정계수	정착길이 산정결과
1987년 설계기준	$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot d_b \geq 30cm$	-	44.72
1992년 설계기준	$l_a = \max\left[\frac{0.06 \cdot A_b \cdot \sigma_y}{\sqrt{\sigma_{ck}}}, 0.006 \cdot d_b \cdot fy\right]$	상부철근 1.4	53.42
2010년 설계기준 이후	$l_a = \frac{0.6 \cdot d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_{ck}}}$	$0.8 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma$ $\alpha = 1.3, \beta = \gamma = 1.0$	62.75

- 현장조사 결과, 캔틸레버부의 정착길이는 45cm~50cm로 조사되었으며 이는 도로교표준시방서(건설부, 1987)을 적용한 기본 정착길이 44.72cm이상이다. 이는 1992년 개정된 도로교표준시방서 및 최근 도로교설계기준에 따른 정착길이 이하이다.
- 정자교의 구조계산서에 따르면 캔틸레버부의 철근량은 강도설계법에 의해 산정되었다. 강도설계법에 의한 철근콘크리트 단면의 안전성은 철근에 발생하는 응력이 항복응력에 도달할 때까지 철근이 콘크리트에 정착되어 있다는 기본적인 조건이 만족되어 있어야 한다. 그러나 도로교표준시방서(건설부,1987)에 따른 정착길이 산정 개념은 철근의 허용응력까지만 고려하는 것으로 되어 있어 철근의 항복강도까지 고려하는 극한강도설계의 개념과는 차이가 있다.
- 철근의 이음에 있어서는 도로교표준시방서(건설부, 1987)에서도 원칙적으로 한 단면에 집중시켜서는 안되며, 응력이 큰 위치에서는 이음을 두지 않도록 규정하고 있다. 또한 정착에 대하여 계산상 인장응력을 받을 필요가 없어지는 점부터 부재의 유효높이 만큼 연장시켜 압축부의 콘크리트에 정착하도록 하고 있다.

- 정자교의 캔틸레버는 슬래브 끝단을 지지점으로 가정하여 극한 강도를 검토한 것으로 파악된다. 따라서 캔틸레버의 모멘트는 슬래브 끝단(보차도 경계부)에서 최대가 되며, 슬래브 내측(차도측)으로는 모멘트가 전달되지 않는 것으로 가정한다. 이러한 이유로 정자교의 캔틸레버 상부 인장철근은 슬래브 끝단에 소요 정착길이만 확보하도록 함으로써 당시의 설계기준을 만족하도록 한 것으로 추정된다.
- 그러나 캔틸레버의 부모멘트가 슬래브 내측으로 일정 부분 전달될 것이므로 슬래브의 상부 횡방향 철근과 이음을 통해 인장력이 전달될 수 있도록 적절한 이음위치와 길이, 방법 등을 충분히 고려했더라면 좀 더 연성적인 파괴가 유도되었을 것으로 판단된다.

다. 철근 부식

- 기존 연구에 따르면 강알카리성 환경인 콘크리트 내부의 철근에는 부동태피막이라고 하는 20~60$\dot{A}$ 두께의 수산화물($\gamma - Fe_2O_3 \cdot nH_2O$)이 철근 표면에 형성되어 부식으로부터 보호된다. 이러한 피막은 철근 제조시 고온에서 형성된 Fe_3O_4(산화물)이 강알카리성인 콘크리트 내부에서 형성되는 것으로 알려져 있다.(한국도로공사, 1997)
- 부동태피막이 파괴되면 철근의 부식이 발생하게 되며, 부동태피막의 파괴 원인은 콘크리트의 중성화 및 콘크리트 내부로 침투하는 수분과 함께 할로겐, 황산염이온, 황이온, 염소이온 등이 있다. 이 중에서 염소이온이 가장 유해한 것으로 알려져 있다.(채영석 등, 2013)
- 현장조사 결과 철근의 부식은 전반적으로 철근의 끝단 위치에 발생되어 있다. 캔틸레버 구조에서는 상면이 인장력을 받기 때문에 슬래브 상면에 균열이 발생하였을 것이다. 또한 철근의 정착 메커니즘을 살펴보면 <그림 2. 9>에 나타낸 바와 같이 이형철근의 정착에 따른 복합적인 거동에 의해 콘크리트에 균열이 발생(Laura Lemnitzera et. al.,2009)한다. 철근의 표면 및 위치, 간격, 피복 덮개, 가로 철근과 콘크리트의 강도 등에 따라 철근의 정착 강도는 다르게 나타날 것이다. 철근에 발생하는 인장력은 부착에 의해 콘크리트로 전달되어 콘크리트에 균열이 발생할 수 있고 이는 교면수와 제설제 등이 침투할 수 있는 조건이 된다.
- 정자교의 캔틸레버부 인장철근은 한 단면에 집중되어 있다. <사진 2. 2>를 참조하면 철근의 끝단에서 콘크리트의 균열이 집중되었을 것이며 이는 철근의 끝단이 심하게 부식되어 있는 원인으로 볼 수 있다.



<그림 2. 9> 철근정착 메커니즘에 따른 콘크리트 인장응력



<사진 2. 2> 붕괴 단면의 철근 끝단 부식 현황

2.2.3 콘크리트

가. 바닥판 콘크리트

- <사진 2. 3>에서 캔틸레버에 위치하고 있는 보·차도 경계 차량방호책 인접 차로 바닥판 상면은 박리가 발생되어 있으며, 수평균열에 의한 박리로 층분리가 철근 아래까지 발생되어 있다. 이는 붕괴된 구간에서 채취된 코어에서도 동일한 층분리 현상이 확인된다. 따라서 피복콘크리트에 층분리와 파쇄에 가까운 상태의 박리가 발생되어 있어 콘크리트 표면에서 50mm 깊이에 묻혀 있는 캔틸레버의 주철근은 정착길이만으로 부착력을 확보하도록 한 설계개념의 정착력 확보가 불가능한 상태였을 것으로 판단된다.



<사진 2. 3> 콘크리트의 층분리 상태

- <사진 2. 4>에서 P1~P2구간의 캔틸레버 하면(下面) 중 P2주변에서는 바닥판 상면(上面)으로부터 유입되었을 것으로 추정되는 누수로 인해 캔틸레버와 슬래브 접속부위에서 백태 및 오염이 발생되어 있다. 캔틸레버 하면의 백태는 심하게 발생되지 않은 상태이나 P2~P3 사이의 바닥판 상면에서 채취한 코어의 상태는 철근 상단의 콘크리트가 층분리되어 있는 것을 확인할 수 있다.
- 붕괴된 캔틸레버 단면에서는 바닥판을 2회로 분할하여 타설하였다고 추정할 수 있는 수평 시공이음의 경계가 뚜렷하게 구분된다. 붕괴되지 않은 구간에서 캔틸레버 하면의 외관조사 결과 1차 타설과 2차 타설의 시공 이음부에서 누수의 흔적이 확인되었다. 그러나 붕괴된 단면의 제원을 기준으로 하면 캔틸레버의 붕괴된 단면은 2차 타설한 두께가 대부분을 차지하고 있어 분할 타설에 따른 시공이음부의 결함이 캔틸레버 붕괴에 직접적인 영향을 미치지 않은 것으로 판단된다.

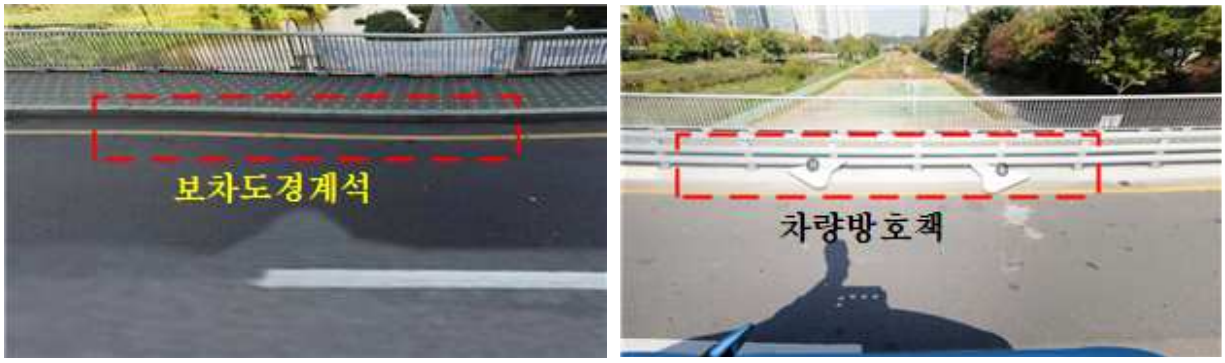


(a) P1~P2 바닥판 하면 (b) 붕괴구간 절단면 상태

<사진 2. 4> 백태 손상 및 분할 타설

나. 차량방호책 기초

- 당초 시공시 정자교는 차량방호책이 설계 및 시공되지 않았고 200×180×1,000 규격의 보차도 경계석으로 보도와 차도가 구분되었던 것으로 설계도면에서 확인할 수 있다. 본 사고조사 시 참고한 시설물통합정보관리시스템(Facility Management System, FMS)에는 2006년 이후의 보수보강 이력이 등록되지 않아 현재 설치된 차량방호책의 정확한 설치시기는 알 수 없으나, 아래 <사진 2. 5>와 같이 네이버 및 카카오 지도의 로드뷰를 참고하면 2016.9~2017.10 사이에 설치된 것으로 추정된다.



(a) 네이버지도 로드뷰(2016.09) (b) 카카오지도 로드뷰(2017.10)

<사진 2. 5> 보차도 경계석 및 차량방호책

- <사진 2. 6>에서 보·차도 경계에 설치되어 있는 차량방호책의 기초 콘크리트를 바닥판과의 부착력을 확보하기 위하여 앵커(근입깊이 50~70mm)를 설치하였다. 그러나 붕괴된 구간 중에는 바닥판과 차량방호책의 기초 콘크리트가 전혀 부착되지 않은 구간이 있으며, 부착력을 확보하기 위해 설치한 앵커철근은 부식이 발생되어 있는 상태로 조사되었다.
- 차량방호책 기초 콘크리트와 아스팔트 접촉면 혹은 보도블록 하부의 모래를 통해 유입된 우수는 차량방호책 기초 콘크리트와 바닥판의 접속부로 유입되어 앵커의 부식을 유발하였고, 바닥판 콘크리트에 지속적인 수분 침투로 동결융해 조건을 제공한 것으로 판단된다.



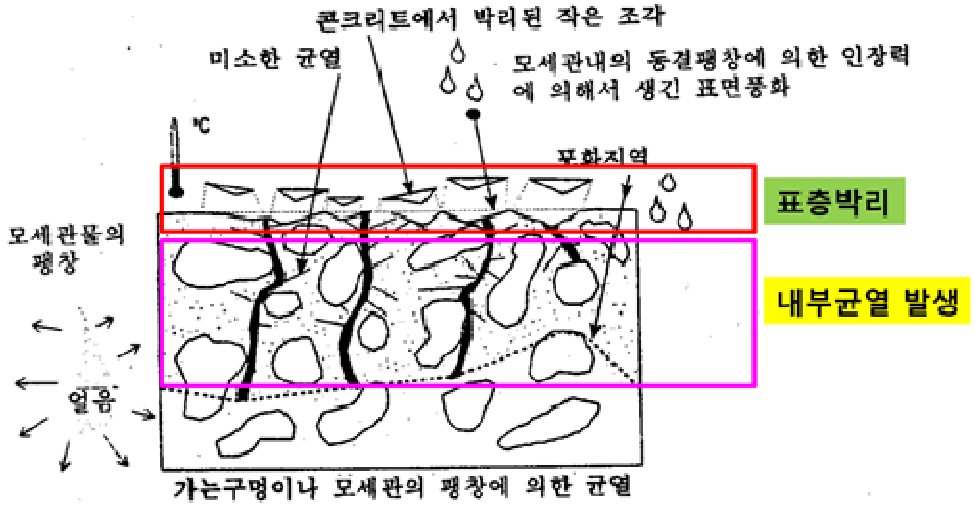
(a) 차량방호책과 아스콘 경계 (b) 차량방호책 앵커 상태

<사진 2. 6> 차량방호책 상태

다. 바닥판 콘크리트 열화 원인 분석

1) 동결융해

- 콘크리트의 열화 원인 중 단면손실을 유발하는 동해는 콘크리트 내부 공극에 있는 수분이 동결하여 체적이 약 9% 정도 증가함으로써 발생하는 체적팽창과 이에 기인한 압력의 발생 및 이동에 의한 것으로 알려져 있다. 그러나 콘크리트 공극의 수분이 동결 상태로 지속되는 경우는 동해가 쉽게 일어나지 않으나, 온도 변화에 의하여 콘크리트 공극의 수분이 동결과 융해가 반복되면 동해가 발생된다.
- 동해에 의한 손상은 대부분 콘크리트 표면의 미세한 모르터층이 본체로부터 분리되는 박리현상에서 시작된다. 그러나 수분의 침투 깊이가 깊어 질수록 모르타르층의 공극수가 동결하면서 공극 주변에 팽창력을 가하게 되고, 이에 따라 공극 주위에 응력이 발생된다. 이때 발생한 응력이 접착강도(골재와 시멘트 경화체) 및 시멘트 경화체의 인장강도를 넘어서면 균열이 발생되고, 모르타르층이 본체로부터 떨어져 박리 혹은 콘크리트 내부 균열이 발생하게 된다.



<그림 2. 10> 콘크리트의 동해 (Emmons, P. H., 1994, p23)

- 이와 같은 동결융해에 의한 손상을 방지하기 위하여 <표 2. 2>와 같이 도로교설계기준 한계상태설계법(국토교통부, 2016)에서는 제빙화학제에 노출된 콘크리트의 포화상태를 기준으로 노출등급을 지정하고 이에 따른 콘크리트 최소강도를 제정하였다. 도로교설계기준 한계상태설계법을 기준으로 하면 한파가 지속되고 제설제를 지속적으로 사용하는 중부지방은 EF4의 조건으로 최소 강도가 30MPa이상이어야 하는 조건에 해당된다.

<표 2. 2> 환경조건에 따른 노출등급과 콘크리트 최소강도

5. 동결/융해 침식

EF1	제빙화학제가 없는 부분포화상태	• 비와 동결에 노출된 수직 콘크리트 표면
EF2	제빙화학제가 있는 부분포화상태	• 동결과 공기 중 제빙화학제에 노출된 도로 구조물의 수직 콘크리트 표면
EF3	제빙화학제가 없는 완전포화상태	• 비와 동결에 노출된 수평 콘크리트 표면
EF4	제빙화학제나 해수에 접한 완전포화상태	• 제빙화학제에 노출된 도로와 교량 바닥판 • 제빙화학제를 함유한 비말대와 동결에 직접 노출된 콘크리트 표면 • 동결에 노출된 해양 구조물의 물보라 지역

(a) 제빙화학제에 노출된 시설물의 동결융해 노출등급

노출환경 (표 5.10.2)	콘크리트의 손상							
	위험없음	동결/융해 침투				화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3	EF4	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	18	24		30		30		35

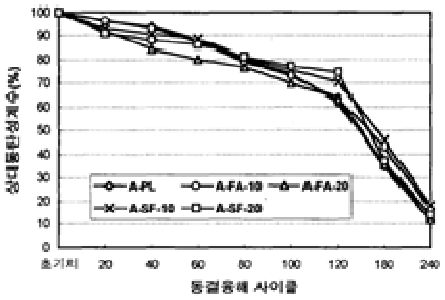
(b) 동결융해 침식의 노출 등급에 따른 최소 콘크리트강도

* 도로교설계기준 한계상태설계법(2016, 국토교통부)

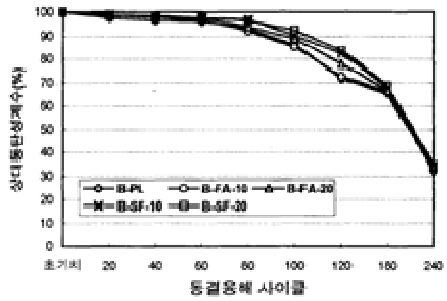
- 동결융해는 콘크리트에 수분이 침투한 상태에서 0℃이하가 되면 동결되기 시작하고 0℃ 이상이면 융해현상이 반복되면서 콘크리트가 손상을 입는 것이다. 그러나 제빙화학제를 사용하는 경우 바닥판으로 침투된 수분의 염화물 농도가 높아져 동결온도가 낮아지는 현상이 발생하여 0℃ 이하의 온도가 지속된다 할지라도 낮아진 동결온도 이상으로 온도가 상승하면 동결융해 현상이 발생될 수 있는 조건이 형성된다.
- 즉, 순수한 수분이 콘크리트 공극에 포화되어 있는 경우 온도가 0℃이하이면 동결, 0℃ 이상이면 융해되는 것이 반복되나 0℃이하로 지속되면 융해현상이 발생되지 않고 지속적으로 동결되어 있어 동해는 발생되지 않는다. 그러나 염화물이 포함된 제빙화학제의 사용으로 수분에 염화물이 포함되어 있으면 0℃보다 더 낮은 온도에서 동결되기 시작하고 동결온도에서 다시 융해가 시작하는 현상이 발생한다. 즉, 염화물이 함유된 수분이 콘크리트 공극에 포화되어 있으면 순수한 수분으로 포화되어 있는 경우보다 동절기 기간내에 더 많은 횟수의 동결융해현상이 발생할 수 있다.
- 이러한 동결융해 현상에 따른 콘크리트의 물성 변화를 실험적으로 확인한 <그림 2. 11> “고강도콘크리트의 동결융해저항 특성에 관한 실험적 연구(송태경, 1998)”와 <그림 2. 12>“제설제 의한 영향평가 수립연구(한국도로공사, 2018)”의 문헌을 참고하면 30MPa이상의 고강도 콘크리트라고 할지라도 동결융해 현상이 100회 이상 반복되면 상대동탄성계수가 급격히 저하되는 것을 확인할 수 있다.

[표 4-2] 콘크리트 강도

Type	목표강도 (kg/cm²)	w/c (%)	3일 압축강도 (kg/cm²)	7일 압축강도 (kg/cm²)	28일 압축강도 (kg/cm²)	인장강도 (kg/cm²)
A-PL	300	48	197.14	211.36	274.38	26.74
A-FA-10			171.25	184.62	320.01	27.06
A-FA-20			111.92	164.03	288.60	19.90
A-SF-10			132.21	175.49	331.36	23.34
A-SF-20			126.90	67.433	318.36	23.87
B-PL	500	32	335.71	383.03	463.14	39.63
B-FA-10			340.80	408.29	487.91	41.63
B-FA-20			325.16	374.97	530.94	44.15
B-SF-10			393.22	452.64	525.65	44.70
B-SF-20			315.98	376.88	521.40	43.12

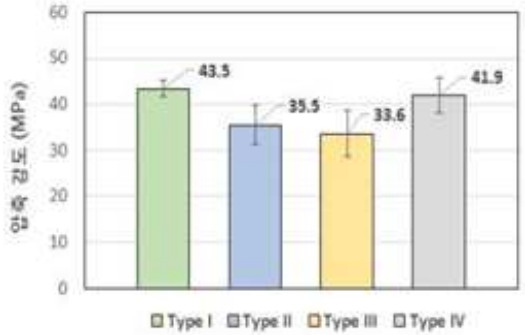


[그림 4-11] 동결융해 사이클에 따른 시험체의 상대동탄성계수 변화(A TYPE)



[그림 4-12] 동결융해 사이클에 따른 시험체의 상대동탄성계수 변화(B TYPE)

<그림 2. 11> 동결융해 싸이클에 따른 상대동탄성계수의 변화(송태경, 1998)



(a) 콘크리트 강도 조건

A : 염화나트륨 B : 염화칼슘

C : 염화나트륨+염화칼슘

D : 염화나트륨+염화칼슘+유기산

E : 염화나트륨+염화마그네슘+유기산

F : 비염화물계

With-out : 제설제 미포함

(b) 제설제의 종류

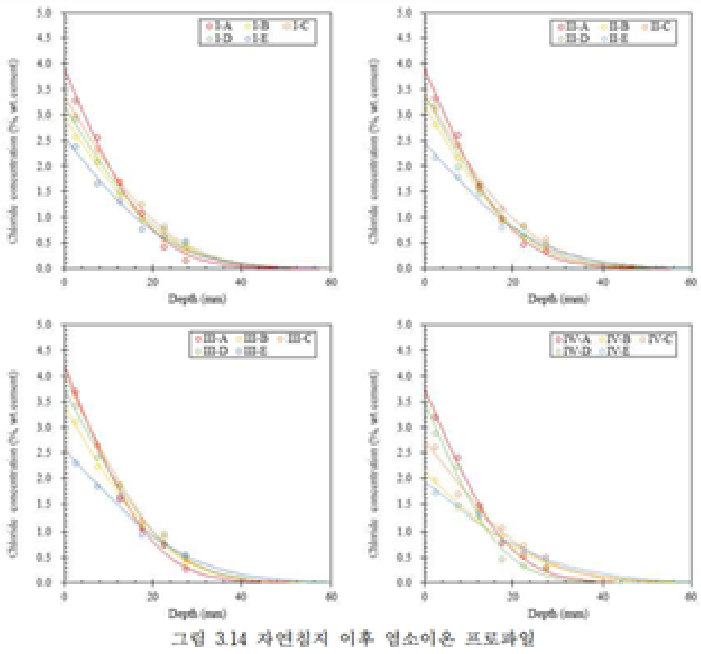
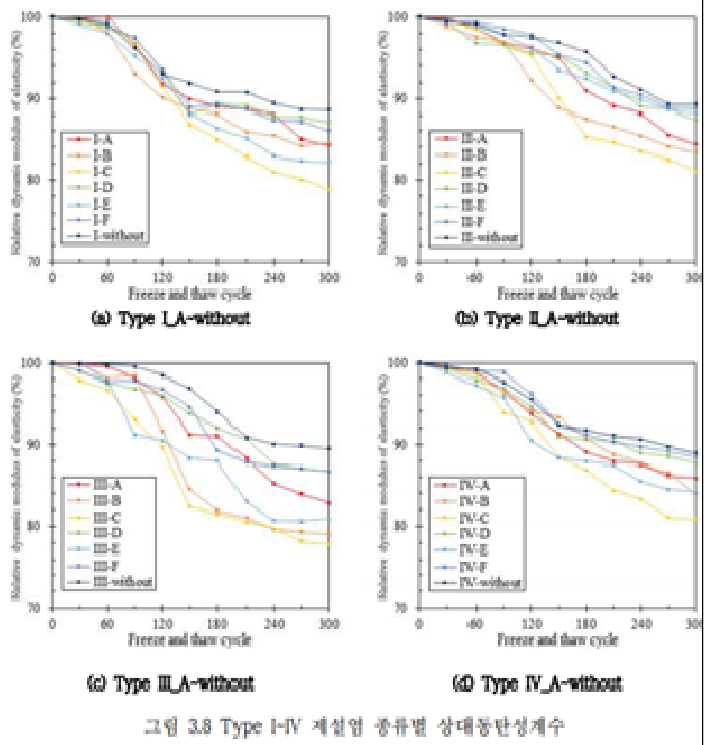


그림 3.14 자연침지 이후 염소이온 프로파일

(c) 300일간 자연침지 후 염화물 침투 현황



(a) Type I_A-without (b) Type II_A-without

(c) Type III_A-without (d) Type IV_A-without

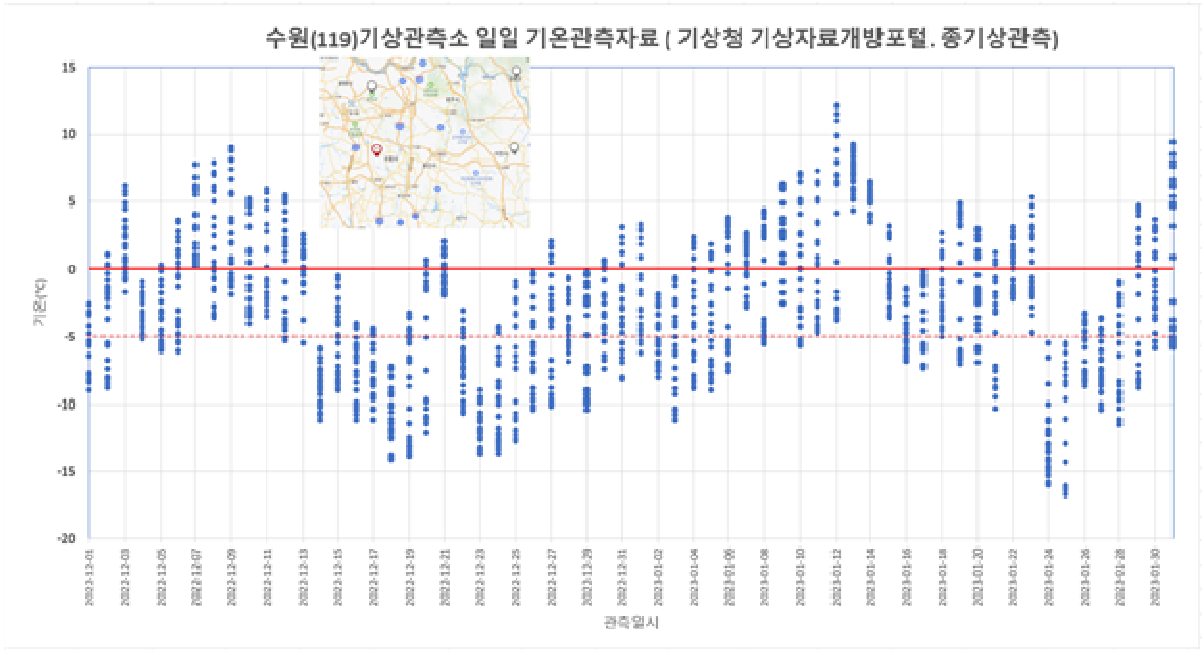
그림 3.8 Type I-IV 제설염 종류별 상대동탄성계수

(d) 제설제별 동결융해에 따른 상대동탄성계수

<그림 2. 12> 동결융해 싸이클에 따른 상대동탄성계수의 변화(한국도로공사, 2018)

- 정자교의 동결융해 발생 가능성을 파악하기 위하여 <그림 2. 13>과 같이 기상청의 기상자료개방포털의 관측자료를 조사하였다. 성남에는 기상관측소가 없기 때문에 정자교가 위치하고 있는 위치에서 가장 근접한 기상관측소인 수원의 기상관측자료 중 2022년 12월 1일부터 2023년 1월 31일까지 62일간의 기상관측자료를 분석하였다.
- 성남보다 더 남쪽에 위치하고 있는 수원의 일일 최대-최소 기온의 변화를 확인하여 보면 0℃이상의 기온으로만 관측된 일수는 3일뿐이고 59일은 최대-최저기온이 영상-영하 혹은 영하-영하의 기온 변화가 발생하여 동결융해 발생 가능성이 있다는 것을 확인할 수 있다.

최고기온	최저 기온	발생횟수	비고
	0℃ 이상	3일	
0℃ 이상	-5℃ 이상	12일	동결융해 발생 조건
0℃ 이상	-5℃ 이하	24일	동결융해 발생 조건
0℃ 이하	-5℃ 이하	23일	동결융해 발생 조건
	합계	62일	



(2022년 12월 1일 ~ 2023년 1월 31일, 62일간)

<그림 2. 13> 기상청 기상자료개방포털의 수원 관측소 기온 관측결과

- 중부지방에 있는 성남시의 정자교는 <사진 2. 7>과 같이 2021년 10월 네이버 로드뷰에 의하면 차량방호책 주변에 체수가 발생되어 아스팔트 균열, 아스팔트와 방호벽과의 접속부뿐만 아니라 보도부는 모래를 포설한 이후 보도블록을 시공하여 바닥판 콘크리트로 수분이 유입할 수 있어 동해가 발생할 여지가 충분한 조건이었다.



<사진 2. 7> 붕괴 구간의 2021년 10월 네이버 로드뷰의 체수 및 균열 발생 현황

- 또한 정자교는 도심에 위치하고 있어 눈이 오는 경우 차량 운행의 안전을 위하여 제빙화학제를 살포하는 작업을 할 수 밖에 없다. 제빙화학제에 의해 눈과 얼음이 해빙되고 즉시 배수가 이루어 졌다면 동해의 피해를 방지할 수 있다. 금번 사고조사 중 시행한 염화물함유량 시험에 따르면 바닥판 콘크리트의 염화물 농도가 높게 나타났으며, 이는 내륙에 위치한 교량임을 고려할 때 동절기에 제설제 살포에 의한 것으로 판단된다.
- 따라서 정자교는 어떠한 연유이던지 바닥판 상면의 수분이 바닥판 본체로 유입되는 조건이고, 실제로 기상관측자료에 의하면 2022년 12월 1일부터 2023년 1월 31일까지의 62일 중 59회의 동결융해현상이 발생될 수 있는 조건이 형성된 것을 확인할 수 있다. 이를 기초로 한다면 30여년 공용 기간동안 동결융해의 반복횟수가 가중되어 종국적으로는 상부철근의 피복콘크리트 박리 및 층분리를 유발시켜 캔틸레버부의 붕괴를 유발하였던 것으로 추정된다.

2) 제설제에 의한 열화

- 성남시 분당구에서의 최근 염화칼슘 사용량을 공공데이터포털(https://www.data.go.kr)을 통해 조사한 결과, <표 2. 3>을 참고하면 2017년 2,000톤, 2021년에는 3,906톤을 사용한 것으로 나타났다. 분당구에서는 제설제로 염화칼슘을 가장 많이 사용하고 있는 것으로 확인되었다.

<표 2. 3> 성남시 분당구 염화칼슘 사용량

년도	2017	2018	2019	2020	2021	2022
염화칼슘 사용량(톤)	2000	자료없음	자료없음	자료없음	3906	1437 (2월까지)

- 기존 연구에 따르면 일반적으로 바닥콘크리트 열화를 일으키는 원인으로 제설제에 의한 영향과 동결융해작용이 복합작용하여 탄성계수의 저하, 스케일링의 가속화 등이 지적되고 있다. 제설제에 의한 열화요인으로 염화칼슘과 시멘트 경화체의 화학적 반응에 의한 팽창성 물질의 생성과 이로 인한 콘크리트의 팽창, 파괴현상이 제시되고 있다.
- 시멘트 경화체가 고농도의 염화칼슘이나 염화마그네슘 용액에 노출되면 시멘트 수화과정에서 생성된 수산화칼슘이 염화칼슘이나 염화마그네슘과 반응하여 칼슘옥시클로라이드(Calcium Oxychloride) 또는 마그네슘옥시클로라이드(Magnesium Oxychloride) 라는 팽창성 광물을 생성하는 것으로 알려져 있다. 염화칼슘과 수산화칼슘의 반응에 의해 생성되는 광물의 화학반응식을 나타내면 다음과 같다.

$$3Ca(OH)_2 + CaCl_2 + 12H_2O \rightarrow 3CaO \cdot CaCl_2 \cdot 15H_2O \quad \textbf{(식 2. 3)}$$

- 화학적으로 합성한 칼슘옥시클로라이드(Calcium Oxychloride)의 밀도는 $2.50mg/cm^3$으로 알려져 있으며, 이를 $Ca(OH)_2$의 밀도와 비교하면 체적변화률은 약 220%가 되며, 경화체에 염화칼슘이 침투하여 상기와 같은 화학반응을 일으키게 되면 약 2배 이상의 부피팽창이 발생되게 되므로 경화체의 팽창, 파괴를 일으키는 원인이 될 수 있다고 제시하고 있다.
- 그러나, 칼슘옥시클로라이드(Calcium Oxychloride, $3CaO \cdot CaCl_2 \cdot 15H_2O$)는 화학적으로 불완전한 광물로 온도가 높거나 습도가 낮은 조건에서는 (식 2. 4)와 같이 $Ca(OH)_2$와 CaClOH 또는 $CaO \cdot CaCl_2 \cdot 2H_2O$로 변화되므로 일반적인 시멘트 수화물의 분석에 사용되는 전처리 과정을 통해서 검출이 어려우며, 또한 $Ca(OH)_2$와 CaClOH는 고온이 되면 탈수반응을 일으키므로 전처리 과정에서 온도 및 습도의 조절에 주의할 필요가 있는 것으로 알려졌다.

$$3CaO \cdot CaCl_2 \cdot 15H_2O \rightarrow 2CaClOH + 2Ca(OH)_2 + 12H_2O \quad \textbf{(식 2. 4)}$$

$$CaClOH \rightarrow CaO + CaCl_2 + 2H_2O \quad \textbf{(식 2. 5)}$$

$$2Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O \quad \textbf{(식 2. 6)}$$

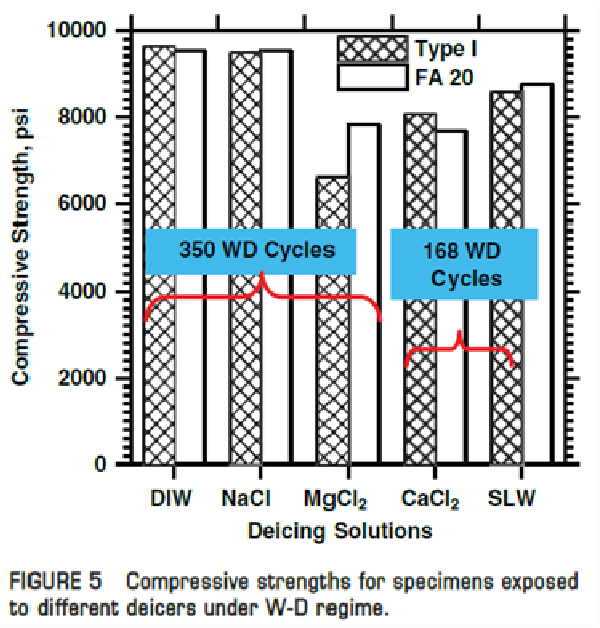
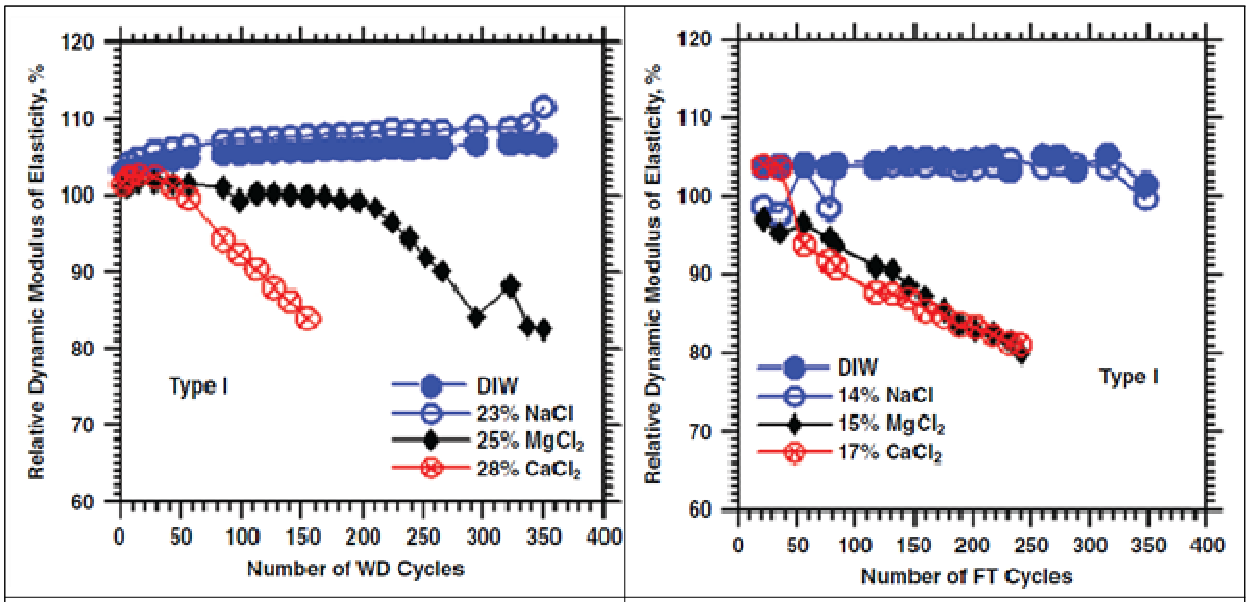


FIGURE 5 Compressive strengths for specimens exposed to different deicers under W-D regime.

<그림 2. 14> 제설제 노출시 건습반복에 따른 압축강도(TRRJ, 2012)

- <그림 2. 14>는 콘크리트의 제설제 영향을 분석하기 위한 연구 결과를 나타낸 것이다. 일반 포틀랜드시멘트 시편(Type I)과 플라이애쉬를 첨가한 시편(FA 20)에 대하여 염화나트륨, 염화칼슘 및 마그네슘이 함유된 용액에 건조와 습윤을 반복한 후 콘크리트 강도를 측정한 결과, 염화칼슘과 염화마그네슘 용액에 침전된 시편에서의 콘크리트 강도가 상당히 저하되는 결과를 보여주고 있다.



(a) 건습(WD)의 반복실험 (b)동결융해(FT)의 반복실험

<그림 2. 15> 건습과 동결 융해 반복시 동탄성계수 변화(TRRJ, 2012)

- 또한 <그림 2. 15>에서는 일반 포틀랜드 시멘트로 제작된 시편에 대해 건습과 동결융해의 반복실험을 실시한 결과로서 염화칼슘과 염화마그네슘 용액에 침전된 시편에서의 동탄성계수가 상당히 저하되는 결과를 보여주고 있다. 이는 염화칼슘과 염화마그네슘 용액에서는 동결 융해 뿐만 아니라 단순히 건조와 습윤의 반복으로도 동탄성계수가 낮아지는 현상을 나타낸 것이다.
- 시멘트 경화체에서 칼슘의 침투에 의한 콘크리트의 화학적 열화를 고찰한 실험논문(Hiroaki, et. al.,)에서는 $CaCl_2$로 인한 화학적 열화 메커니즘을 고려하기 위해 $CaCl_2$ 용액에 시멘트 페이스트를 침전시켜 건습을 반복한 후 XRD(X-ray Diffraction) 및 EPMA(Electron Probe X-ray Micro Analyzer) 사용하여 분석하였다. 그 결과, 시멘트 경화체에 침투한 $CaCl_2$는 내부에 여러 층상균열을 형성하고 층상균열이 발생된 부위에서 다량의 칼슘옥시클로라이드($3CaO{\cdot}CaCl_2{\cdot}15H_2O$)가 조사되어 층상균열의 발생원인을 칼슘옥시클로라이드($3CaO{\cdot}CaCl_2{\cdot}15H_2O$)의 생성에 기인함을 제시하고 있다.
- 상기에서 언급한 이외의 다수의 논문을 참고하면 제설제의 용도로 사용된 염화칼슘이 일정 농도 이상으로 침투하게 되면 경화체의 수산화칼슘과 화학반응을 일으켜 칼슘옥시클로라이드(Calcium Oxychloride, $3CaO{\cdot}CaCl_2{\cdot}15H_2O$) 광물이 생성되고 기존 경화체를 팽창시켜 수평균열 형상의 파괴를 유발하는 것으로 보인다. 또한 기존 경화체에 염화칼슘이 건조와 습윤을 반복하면서 침투하면 경화체의 수산화칼슘과 반응하여 강도저하를 유발하는 것으로 분석되며, 동결융해와 복합작용하게 되면 그 영향이 증폭되는 것으로 분석된다.
- 염화칼슘으로 인한 시멘트 경화체의 열화 손상에 대한 여러 연구 결과와 정자교 파괴면에 나타난 다층의 수평균열 및 시멘트 경화체의 푸석푸석한 상태 등 현장 조사 결과를 참고하면, 염화칼슘 살포와 동결융해가 복합적으로 작용하여 콘크리트의 성능저하가 발생하였을 것으로 판단된다.



(a) 정자교 붕괴 단면 층상 균열



(b) 콘크리트 층상균열(Hiroaki 등)

<사진 2. 8> 층상 균열 및 콘크리트 열화

- 이러한 콘크리트 열화 현상은 제설제로써 일반적으로 사용되는 염화칼슘과 염화마그네슘의 적정 사용에 대한 관리 규정의 필요성을 시사한다.

2.2.4 콘크리트 재료시험

가. 개요

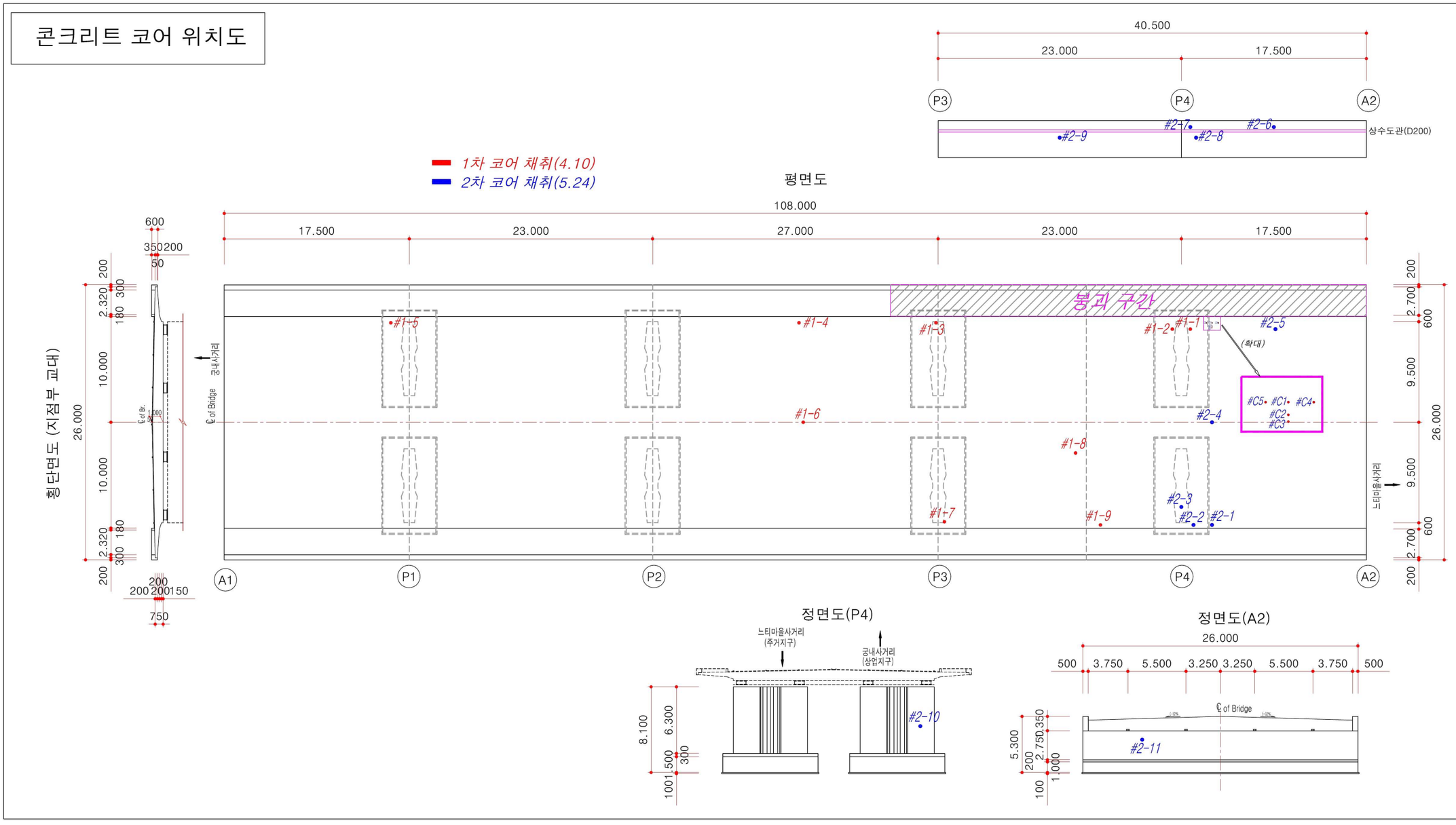
- 정자교 붕괴 사고 원인 규명을 위하여 슬래브의 상면 및 붕괴된 캔틸레버 하면의 시료를 채취하여 다음과 같이 콘크리트 비파괴 및 재료시험을 실시하였다.

<표 2. 4> 콘크리트 비파괴 및 재료시험 항목

구 분	조 사 항 목	조 사 내 용
콘크리트	압축강도	KS F 2422(채취한 코어 강도) 압축강도 시험 수행
	반발경도	슈미트 해머 장비로 콘크리트 강도를 조사
	탄성파속도	초음파 이용하여 시편에서 도달시간에 대한 시편길이 탄성파속도 산출
	겉보기밀도	KS F 2405(압축강도시험) 준용하여 코어 질량, 높이, 지름으로 산출
	철근탐사	설계도면과 현장과의 배근 및 피복 일치 여부
	염화물함유량	KS F 2713(염화물시험) 염화물 이온 분석
	XRF	형광 X선 분석법으로 원소의 정성, 정량 분석 조사
	XRD	X선 회절분석으로 원소의 종류나 양을 동정하는 분석
	SEM	주사전자현미경으로 시료 검출 후 3차원 영상으로 대상물 확대(배율 고려)
	EDS	주사전자현미경으로 시료 검출 후 원소의 분포 정성, 정량 등의 분석

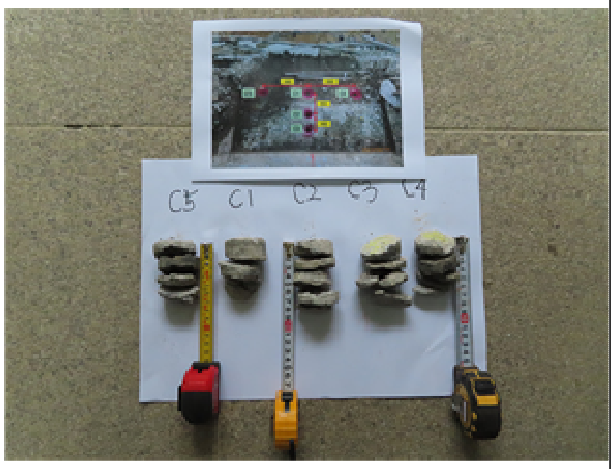
<표 2. 5> 비파괴 재료시험 시험 수량

구 분		시험 수량		비고
콘크리트 압축강도 시험		상부	13EA	
		붕괴부	4EA	
		하부	2EA	교각 1, 교대 1
반발경도 시험		상부: 9EA, 하부: 7EA		
탄성파속도		상부: 7EA		
겉보기밀도		상부: 7EA		
철근탐사시험		상부: 2EA, 하부: 6EA		
염화물함유량 시험		상부: 23EA		
콘크리트 성분분석	XRF	상부: 6EA		
	XRD	상부: 7EA		
	SEM	상부: 7EA		
	EDS	상부: 7EA		



<그림 2. 16> 콘크리트 실내시험 코어 채취 위치도

1) 콘크리트 재료시험용 코어 채취 전경

<table>
<tr><td></td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">코어 채취 전경(1차, 2차)</td></tr>
<tr><td></td><td></td></tr>
<tr><td>상부슬래브 코어(D100)</td><td>상부슬래브 아스콘 파취부 코어(D50)</td></tr>
<tr><td colspan="2">2023.4.10. 채취(1차)</td></tr>
<tr><td></td><td></td></tr>
<tr><td>상부슬래브 코어 전경</td><td>붕괴부, 하부(교각, 교대) 코어 전경</td></tr>
<tr><td colspan="2">2023.5.24. 채취(2차)</td></tr>
</table>

<사진 2. 9> 콘크리트 실내시험 코어 채취 전경

2) 콘크리트 코어 외관 조사 (1, 2차)

<표 2. 6> 콘크리트 코어 외관 조사(1, 2차)

구분	코어 길이 (mm)	피복두께 (포장~철근 최외측, mm)	포장 두께 (mm)	피복두께 (콘크리트~철근 최외측, mm)	방수층 유·무	철근 직경 (mm)
#1-1	400	255	100	155	확인불가	17.23
#1-2	450	246	90	156	확인불가	16.60
#1-3	470	170	85	85	O	22.48
#1-4	360	135	83	52	O	22.19
#1-5	320	204	80	124	O	16.70
#1-6	286	104	68	36	확인불가	24.49
#1-7	357	190	75	115	O	19.13
#1-8	170	철근 X	70	철근 X	O	철근 X
#1-9	435	240	130	110	O	15.63
#2-1	260	250	125	130	확인불가	16.16
#2-2	430	190	120	65	확인불가	22.85
#2-3	420	230	105	130	확인불가	21.87
#2-4	430	170	95	80	O	21.66
#2-5	430	165	85	80	O	22.86
#2-6	445	-	-	295	-	15.23
#2-7	290	-	-	36	-	15.45
#2-8	360	-	-	265	-	16.96
#2-9	340	-	-	225	-	15.64
#2-10	340	-	-	80	-	25.21
#2-11	435	-	-	-	-	철근 X

나. 콘크리트 압축강도, 탄성파속도, 겉보기 밀도 시험 결과

<표 2. 7> 콘크리트 압축강도, 탄성파속도, 겉보기 밀도 시험 결과

시료번호		설계기준강도 (MPa)	압축강도 (MPa)	탄성파 속도 (m/sec)	겉보기 밀도 (kg/m^3)
1차	#1-1	40	34.1	4,013	2,313
	#1-2		28.6	-	-
	#1-3		31.2	3,996	2,307
	#1-4		55.4	4,452	2,354
	#1-5		30.9	3,984	2,236
	#1-6		40.7	4,103	2,330
	#1-7		38.7	4,074	2,362
	#1-8		-	-	-
	#1-9		38.5	4,085	2,328
2차	#2-1	40	31.9	-	-
	#2-2		25.5	-	-
	#2-3		27.4	-	-
	#2-4		31.4	-	-
	#2-5		23.9	-	-
	#2-6		31.8	-	-
	#2-7		29.4	-	-
	#2-8		30.5	-	-
	#2-9		41.0	-	-
	#2-10	24	26.6	-	-
	#2-11		26.3	-	-

※ (-) 탄성파속도, 겉보기밀도 시험 미실시

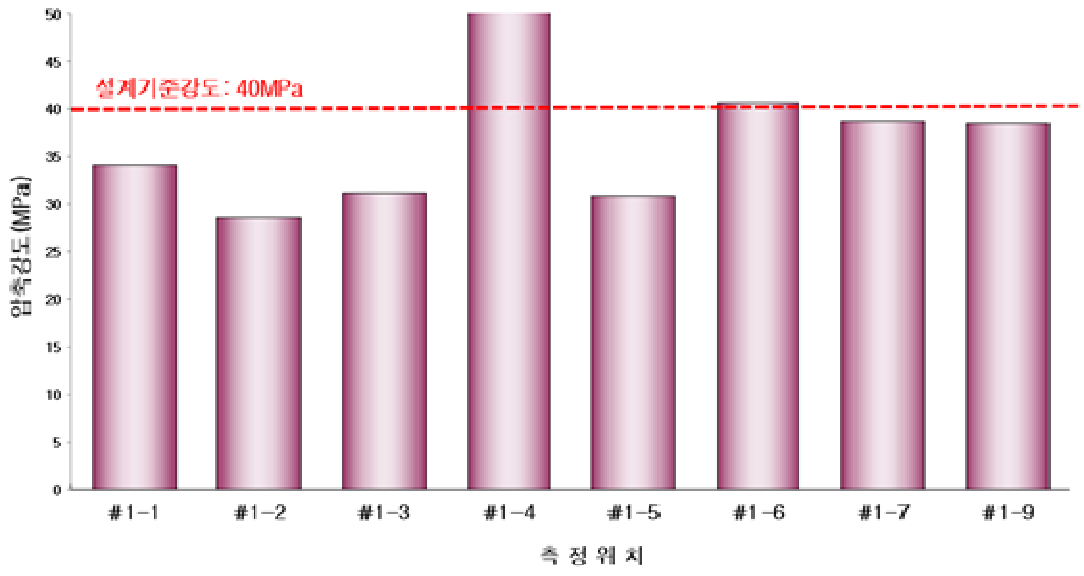
<표 2. 8> 상부구조 반발경도 시험 결과

위 치		보정 반발 경도 (R_o)	반발경도법(MPa)				설 계 강 도 (MPa)
			과학기술부	권영웅 외	경부고속철도	시설안전공단	
상부구조	S4(좌) 붕괴구간	57.0	47.5	58.3	48.3	53.1	40.0
	S4-Can't(좌) 붕괴구간	57.9	48.3	59.6	49.3	53.8	
	S4-Can't(좌) 붕괴구간	55.1	45.6	55.5	46.2	51.4	
	S5(좌) 붕괴구간	61.7	52.0	65.1	53.4	57.0	
	S5(좌) 붕괴구간	58.7	49.1	60.8	50.1	54.5	
	S5-Can't(좌) 붕괴구간	57.0	47.4	58.2	48.2	53.0	
	S5-Can't(좌) 붕괴구간	54.1	44.7	54.1	45.1	50.6	
	S5(우)	55.5	46.1	56.2	46.7	51.9	
	S5(우)	59.7	50.1	62.2	51.2	55.3	
	평 균		**47.87**	**58.89**	**48.72**	**53.40**	

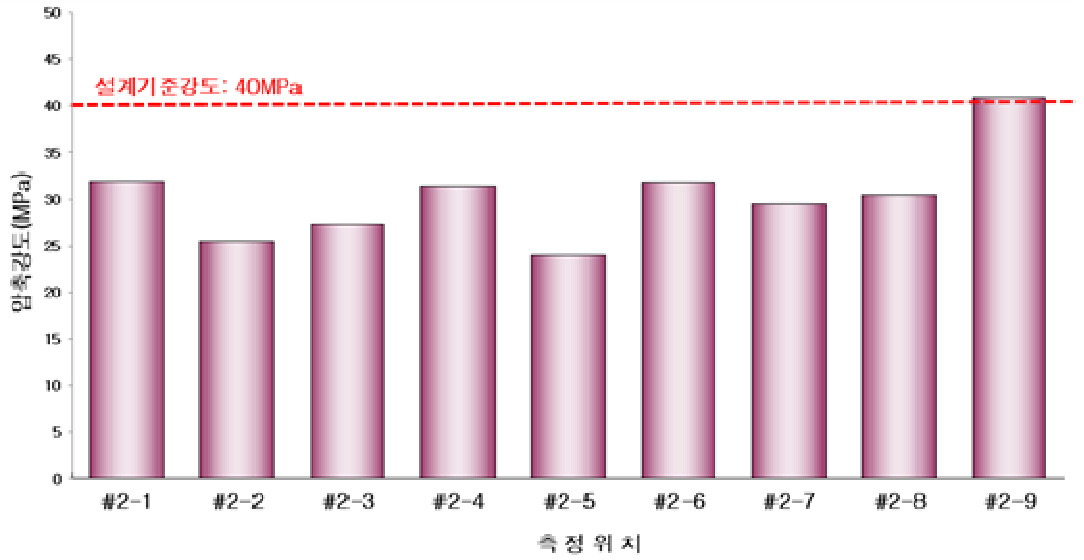
<표 2. 9> 하부구조 반발경도 시험 결과

위 치		보정 반발 경도 (R_o)	반발경도법(MPa)		설 계 강 도 (MPa)
			일본재료학회	일본건축학회	
하부구조	A1 전면 벽체 좌측	53.0	31.8	30.7	24.0
	P1 전면 우측기둥	53.0	31.8	30.7	
	P2 배면 좌측기둥	53.0	31.8	30.7	
	P3 배면 우측기둥	51.0	30.2	29.8	
	P4 배면 우측기둥	46.0	26.1	27.5	
	A2 전면 벽체 좌측	50.0	29.4	29.3	
	A2 전면 벽체 좌측	50.0	29.4	29.3	
	평 균		**30.07**	**29.71**	

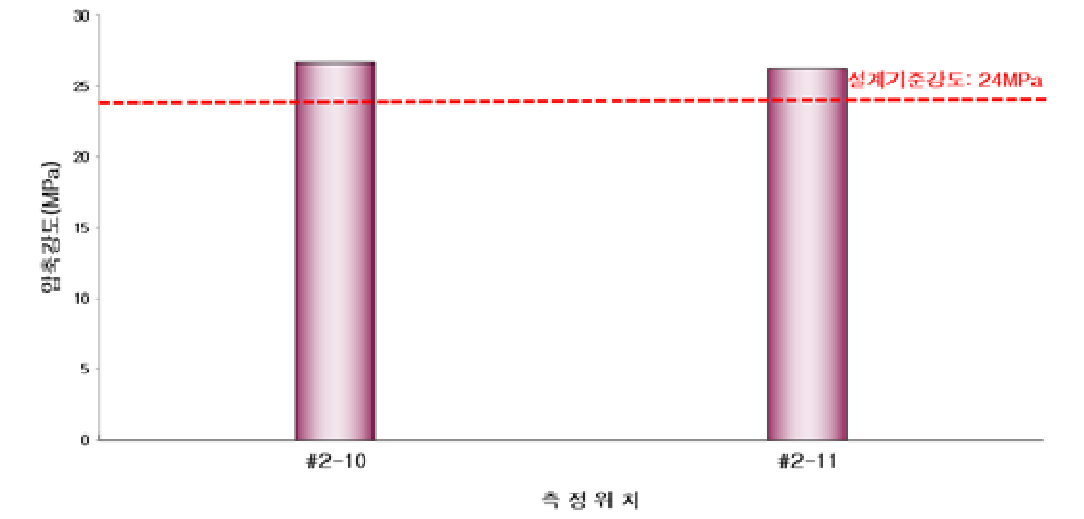
<표 2. 10> 상, 하부구조 압축강도 시험 결과



상부 압축강도시험(1차 코어)



상부 압축강도시험(2차 코어)



하부 압축강도시험(2차 코어)




#1-1




#1-2




#1-3




#1-4




#1-5



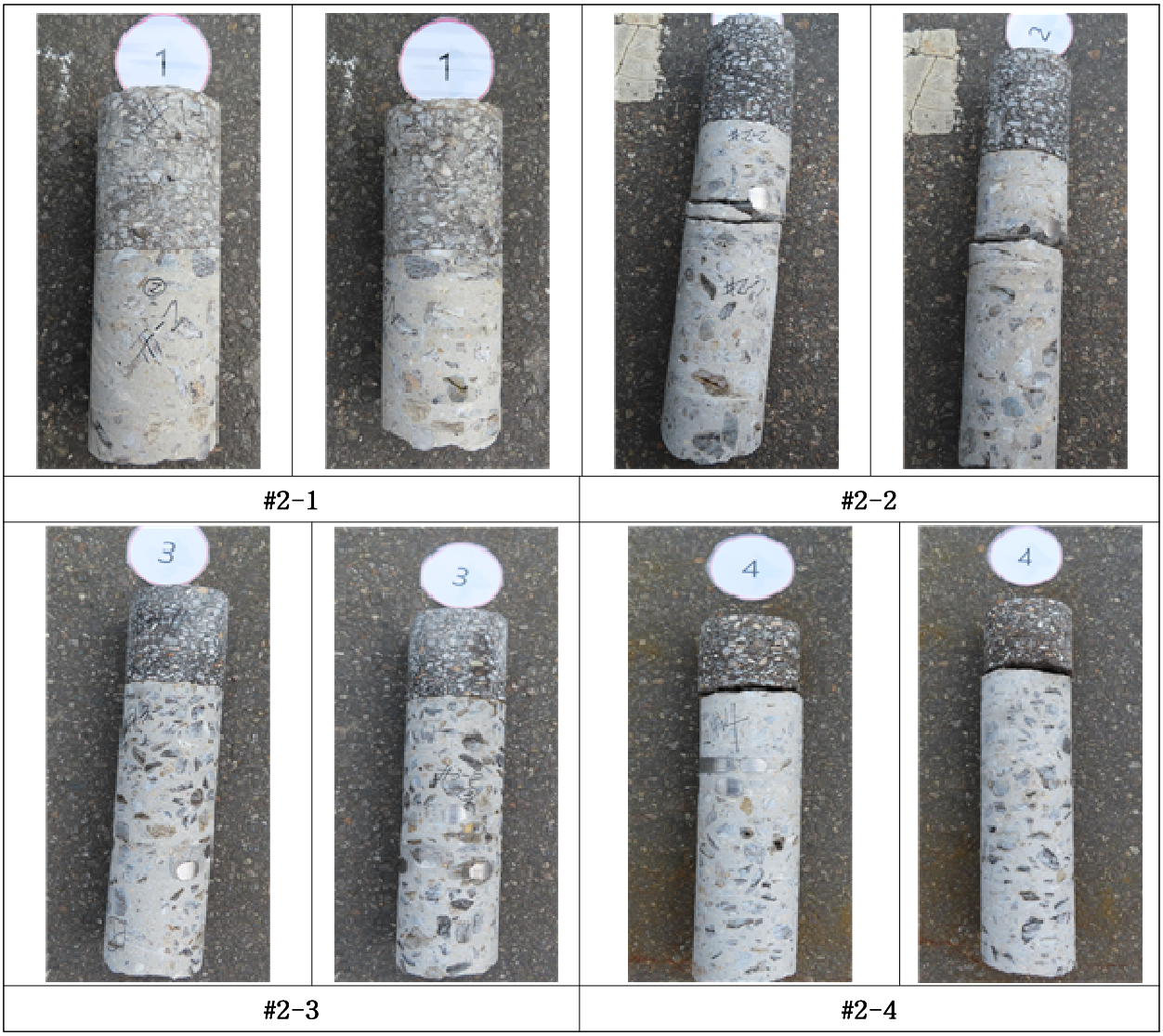

#1-6

<사진 2. 10-1> 상부슬래브 코어 전경(1차, 계속)



#1-7	#1-9

<사진 2. 10-2> 상부슬래브 코어 전경(1차, 계속)



#2-1	#2-2
#2-3	#2-4

<사진 2. 11> 상부슬래브 코어 전경(2차)

			
#2-5		#2-6	#2-7
			
#2-8	#2-9	#2-10	#2-11

<사진 2. 12> 상부슬래브 붕괴구간, 하부(교각, 교대) 코어 전경

			
#1-1(Type 3)	#1-2(Type 3)	#1-3(Type 3)	#1-4(Type 1)
			
#1-5(Type 3)	#1-6(Type 1)	#1-7(Type 3)	#1-9(Type 3)

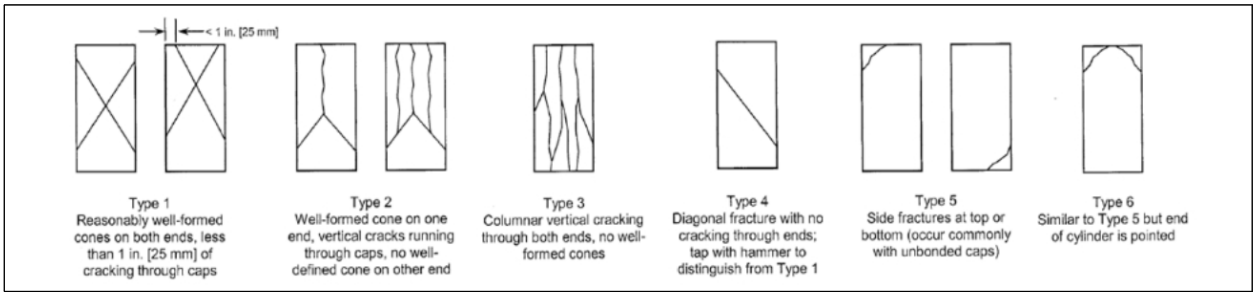
※ 파란색: 파괴형상 타입

<사진 2. 13> 1차 코어 압축강도 시험 파괴시 영상캡쳐

			
#2-1(Type 3)	#2-2(Type 3)	#2-3(Type 3)	#2-4(Type 3)
			
#2-5(Type 3)	#2-6(Type 1)	#2-7(Type 3)	#2-8(Type 3)
			-
#2-9(Type 1)	#2-10(Type 3)	#2-11(Type 1)	-

※ 파란색: 파괴형상 타입

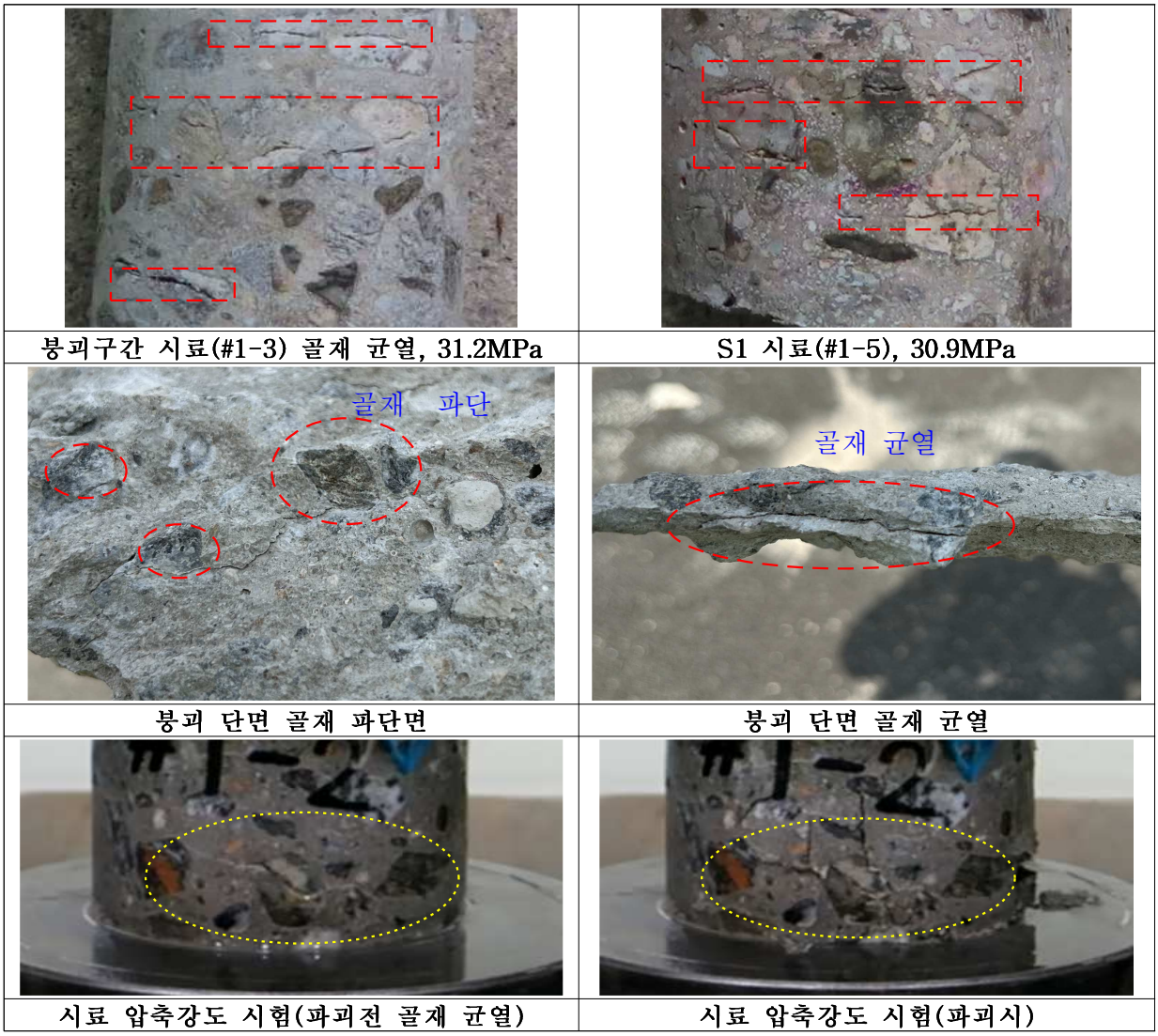
<사진 2. 14> 2차 코어 압축강도 시험 파괴시 영상캡쳐



<그림 2. 17> 코어 압축강도 시험 파괴형상 예시도

- <표 2. 7>에 나타낸 바와 같이 압축강도시험 결과, 전반적으로 설계기준강도(40Mpa)에 하회하는 결과(최저강도 23.9MPa 대비 59.8%)가 나왔다. 정자교는 준공 후 30년이 경과된 노후교량으로 시공자료(콘크리트 배합표, 성적서 등)가 존재하지 않아 압축강도가 설계기준강도 보다 낮은 원인을 정확히 파악하기는 어렵다.

- 다만 <사진 2. 15>와 같이 슬래브 시료의 표면에 보이는 굵은 골재의 균열이 존재하며 압축강도 시험 영상을 살펴보면 일부 시료에서는 골재의 균열면을 따라 파괴되는 형상을 확인할 수 있었다. 또한 압축강도 40MPa이상의 고강도콘크리트는 건설기준(KCS 14 20 33, 국토교통부, 2022)에서도 굵은 골재가 강도에 미치는 영향이 크기 때문에 선정에 세심한 주의를 기울이도록 하고 있어 굵은 골재의 균열이 압축강도에 어느 정도 영향이 있었을 것으로 판단된다.
- <사진 2. 13>과 <사진 2. 14>와 같이 압축강도 시험시 촬영한 파괴형상(1차, 2차)은 일부 코어에서 콘크리트 이상적인 파괴형상(모래시계+콘모양 형태) Type 1로 파괴되었고 나머지 코어는 대부분 Type 3(수직균열+콘모양 형성되지 않음)으로 파괴되었다.



붕괴구간 시료(#1-3) 골재 균열, 31.2MPa	S1 시료(#1-5), 30.9MPa
붕괴 단면 골재 파단면	붕괴 단면 골재 균열
시료 압축강도 시험(파괴전 골재 균열)	시료 압축강도 시험(파괴시)

<사진 2. 15> 코어 및 붕괴부 굵은 골재

- 탄성파속도 및 겉보기밀도 시험 결과에서 일반적인 고강도 콘크리트와 비슷한 경향을 보이긴 하나 준공 당시 콘크리트 배합표 등이 존재하지 않아 현재 콘크리트 품질이 설계와 동일한 상태인지 여부를 확인하기는 어렵다.

다. 철근탐사 및 붕괴 구간 철근 외관조사

<표 2. 11> 상부구조 철근탐사시험 결과 [단위 : mm]

위치			철근배근 방향	피복두께		배근간격			비고
				실측	설계	실측	설계	철근직경	
상부구조	S5 Can't(좌) 붕괴구간		주철근	58	42	312	300	H16	217
			배력철근	57	58	301	300	H13	218
			배력철근	63	58	300	300	H13	219
	S5 Can't(좌) 붕괴구간		주철근	59	42	269	300	H16	220
			배력철근	64	58	300	300	H13	221
하부구조	A1-전면-좌측		수직	84	42	314	300	D16	205
			수평	101	58	192	200	D13	206
	P1-전면-우측		주철근	96	87	99	100	D25	203
			띠철근	92	74	296	300	D13	204
	P2-배면-좌측		주철근	83	87	111	100	D25	201
			띠철근	67	74	295	300	D13	202
	P3-배면-우측		주철근	37	87	110	100	D25	199
			띠철근	32	74	301	300	D13	200
	P4	배면-우측	주철근	100	87	113	100	D25	196
			띠철근	103	74	296	300	D13	197
		전면-좌측	주철근	99	87	102	100	D25	207
			띠철근	101	74	296	300	D13	208
		전면-우측	주철근	141	87	98	100	D25	209
			주철근	111	87	114	100	D25	213
		배면-우측	주철근	43	87	115	100	D25	211
			주철근	51	87	104	100	D25	215
		전면-우측	띠철근	143	74	305	300	D13	210
			띠철근	99	74	295	300	D13	214
		배면-우측	띠철근	31	74	296	300	D13	212
			띠철근	42	74	302	300	D13	216
	A2-전면-좌측		수직	61	42	297	300	D16	194
			수평	89	58	224	200	D13	195



<사진 2. 16> 붕괴된 캔틸레버 철근 전경 및 간격

- 철근탐사시험 결과 피복두께는 전반적으로 준공도면과 동일한 경향을 보였다. 또한 철근탐사에서 철근 직경은 확인이 되지 않으나 붕괴된 캔틸레버의 노출된 철근을 기준으로 캔틸레버 상면 주철근은 준공도면(H16@150), 현장(H16@125)로 배근되어 있어 준공도면과 상이하다. 단면검토에서 요구(req As(mm^2))철근량보다 사용철근량(Use As(mm^2))은 상회되게 배근되었다. 붕괴된 캔틸레버에서 준공도면에 없는 22mm(H-bar, D-bar 판단 어려움) 철근들이 C.T.C 500mm 간격으로 배근되어 있다.



붕괴구간 철근 채취 전·후 전경 (상면 1, 2단 철근)

<사진 2. 17> 붕괴 구간 철근 전경

			
앞면	후면	앞면	후면
#1-1		#1-2	
			
앞면	후면	앞면	후면
#1-3		#2-1	
			
앞면	후면	앞면	후면
#2-2		#2-3	

<사진 2. 18-1> 붕괴 구간 철근 조사 전경(계속)

			
앞면	후면	앞면	후면
#2-4		#2-5	
			
앞면	후면	앞면	후면
#2-6		#2-7	
		-	-
앞면	후면	-	-
#2-8		-	

<사진 2. 18-2> 붕괴 구간 철근 조사 전경(계속)

<표 2. 12> 붕괴 구간 철근 손상(부식, 점부식) 조사

구분		1			2			3			4			총계(단위:mm^2)		
		손상 물량 (A)	조사 면적 (B)	A/B (%)	손상 물량 (A)	조사 면적 (B)	A/B (%)	손상 물량 (A)	조사 면적 (B)	A/B (%)	손상 물량 (A)	조사 면적 (B)	A/B (%)	손상 물량 (A)	조사 면적 (B)	A/B (%)
#1-1	부식	147.2	7065.0	2.1	539.7	7065.0	7.6	2775.6	7065.0	39.3	625.0	7065.0	8.8	4087.5	28260.0	14.5
	점부식	5495.0	7065.0	77.8	5495.0	7065.0	77.8	-	7065.0	-	-	7065.0	-	10990.0	28260.0	38.9
#1-2	부식	1181.3	6319.3	18.7	6319.3	6319.3	100.0	3149.8	6319.3	49.8	6319.3	6319.3	100.0	16969.6	25277.0	**67.1**
	점부식	-	6319.3	-	-	6319.3	-	3179.3	6319.3	50.3	-	6319.3	-	3179.3	25277.0	12.6
#1-3	부식	196.3	6868.8	2.9	200.0	6868.8	2.9	785.0	6868.8	11.4	3532.5	6868.8	51.4	4713.8	27475.0	17.2
	점부식	5691.3	6868.8	82.9	5800.0	6868.8	84.4	6083.8	6868.8	88.6	3336.3	6868.8	48.6	20911.3	27475.0	76.1
#2-1	부식	223.7	6338.9	3.5	223.7	6338.9	3.5	348.3	6338.9	5.5	372.9	6338.9	5.9	1168.6	25355.5	4.6
	점부식	5816.9	6338.9	91.8	5518.6	6338.9	87.1	5966.0	6338.9	94.1	-	6338.9	-	17301.4	25355.5	68.2
#2-2	부식	99.4	6562.6	1.5	298.3	6562.6	4.5	-	6562.6	-	450.0	6562.6	6.9	847.7	26250.4	3.2
	점부식	6090.3	6562.6	92.8	522.0	6562.6	8.0	6562.6	6562.6	100.0	-	6562.6	-	13174.9	26250.4	50.2
#2-3	부식	112.5	6368.7	1.8	1529.4	6368.7	24.0	1646.2	6368.7	25.8	671.2	6368.7	10.5	3959.3	25474.8	15.5
	점부식	4623.7	6368.7	72.6	372.9	6368.7	5.9	-	6368.7	-	2833.9	6368.7	44.5	7830.4	25474.8	30.7
#2-4	부식	150.0	5816.9	2.6	1472.0	5816.9	25.3	-	5816.9	-	498.3	5816.9	8.6	2120.3	23267.4	9.1
	점부식	-	5816.9	-	-	5816.9	-	5816.9	5816.9	100.0	5318.6	5816.9	91.4	11135.4	23267.4	47.9
#2-5	부식	5369.4	6502.9	82.6	4176.2	6502.9	64.2	894.9	6502.9	13.8	3739.0	6502.9	57.5	14179.5	26011.8	**54.5**
	점부식	1133.5	6502.9	17.4	1133.5	6502.9	17.4	-	6502.9	-	1939.0	6502.9	29.8	4206.0	26011.8	16.2
#2-6	부식	462.4	5966.0	7.8	298.3	5966.0	5.0	149.2	5966.0	2.5	410.2	5966.0	6.9	1320.0	23864.0	5.5
	점부식	775.0	5966.0	13.0	775.0	5966.0	13.0	5816.9	5966.0	97.5	5555.8	5966.0	93.1	12922.7	23864.0	54.2
#2-7	부식	2461.0	6264.3	39.3	2237.3	6264.3	35.7	2833.9	6264.3	45.2	3430.5	6264.3	54.8	10962.5	25057.2	**43.8**
	점부식	2610.1	6264.3	41.7	2610.1	6264.3	41.7	3430.5	6264.3	54.8	2833.9	6264.3	45.2	11484.6	25057.2	45.8
#2-8	부식	-	3877.9	-	-	3877.9	-	225.0	3877.9	5.8	25.0	3877.9	0.6	250.0	15511.6	1.6
	점부식	2461.0	3877.9	63.5	2461.0	3877.9	63.5	3652.9	3877.9	94.2	3852.9	3877.9	99.4	12427.8	15511.6	80.1

- 붕괴 구간 철근 시료 절단 후 외관조사 결과, <사진 2. 17>과 같이 상부슬래브에 정착된 부분에서 철근 부식이 많이 진행되었다. 또한 철근의 리브 및 전체 단면에서 부동태피막이 파괴되어 부식이 진행(전체 면적 대비 부식은 최대 67.1%)되고 일부 철근은 단면 손실이 발생하였다.

라. 콘크리트 염화물함유량 시험

<표 2. 13> 염화물함유량 시험 (1차 코어)

시료번호		염화물함유량			
		깊이 (mm)	환산염화물함량 (kg/m^3)	염화물상태평가기준 (kg/m^3)	상태평가 등급
1차	#1-1	0~15mm	3.908	a : 염화물≤0.3 b : 0.3<염화물<1.2 c : 1.2≤염화물<2.5 d : 2.5≤염화물 e : -	
		15~30mm	4.802		
		30~45mm	4.591		
		45~60mm	**3.759**		**d**
	#1-2	0~15mm	4.860		
		15~30mm	4.700		
		30~45mm	3.997		
		45~60mm	**3.803**		**d**
	#1-3	0~15mm	1.671		
		15~30mm	3.761		
		30~45mm	3.042		
		45~60mm	**2.467**		**c**
	#1-4	0~15mm	3.705		
		15~30mm	3.497		
		30~45mm	3.320		
		45~60mm	**3.258**		**d**
	#1-5	0~15mm	3.978		
		15~30mm	4.157		
		30~45mm	3.884		
		45~60mm	**3.793**		**d**
	#1-6	0~15mm	3.806		
		15~30mm	3.897		
		30~45mm	2.392		
		45~60mm	**2.364**		**c**
	#1-7	0~15mm	1.861		
		15~30mm	2.292		
		30~45mm	2.073		
		45~60mm	**1.640**		**c**
	#1-8	0~15mm	3.976		
		15~30mm	4.072		
		30~45mm	1.970		
		45~60mm	**1.742**		**c**
	#1-9	0~15mm	1.695		
		15~30mm	1.608		
		30~45mm	1.207		
		45~60mm	**0.344**		**b**

<표 2. 14-1> 염화물함유량 시험 (2차 코어, 계속)

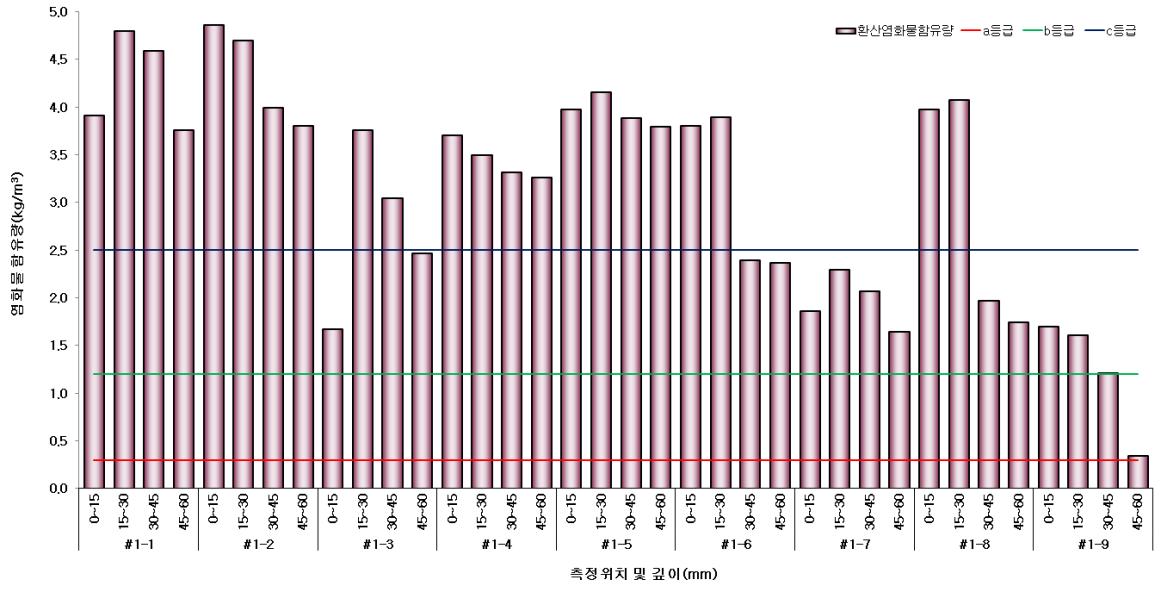
시료번호		염화물함유량			
		깊이 (mm)	환산염화물함량 (kg/m^3)	염화물상태평가기준 (kg/m^3)	상태평가 등급
2차 (슬래브)	#2-1	0~15mm	2.661		
		15~30mm	1.830		
		30~45mm	1.389		
		45~60mm	**0.854**		**b**
	#2-2	0~15mm	1.045		
		15~30mm	0.926		
		30~45mm	0.809		
		45~60mm	**0.755**		**b**
	#2-3	0~15mm	2.075		
		15~30mm	1.973		
		30~45mm	0.758		
		45~60mm	**0.674**		**b**
	#2-4	0~15mm	2.318		
		15~30mm	1.678		
		30~45mm	1.125	a : 염화물≤0.3	
		45~60mm	**0.849**	b : 0.3<염화물<1.2	
	#2-5	0~15mm	0.781	c : 1.2≤염화물<2.5	
		15~30mm	0.622	d : 2.5≤염화물	
		30~45mm	0.577	e : -	
		45~60mm	**0.602**		**b**
2차 (캔틸레버)	#2-6	0~20mm	1.263		
		20~40mm	1.898		
		40~60mm	**1.526**		**c**
		60~80mm	1.09		
		80~100mm	0.665		
		100~120mm	0.571		
		120~140mm	0.515		
		140~160mm	0.497		
		160~200mm	0.411		
		200~240mm	0.398		
		240~280mm	0.394		
		280~320mm	0.354		
		320~360mm	0.199		
		360~400mm	0.196		
		380~420mm	0.189		

<표 2. 14-2> 염화물함유량 시험 (2차 코어, 계속)

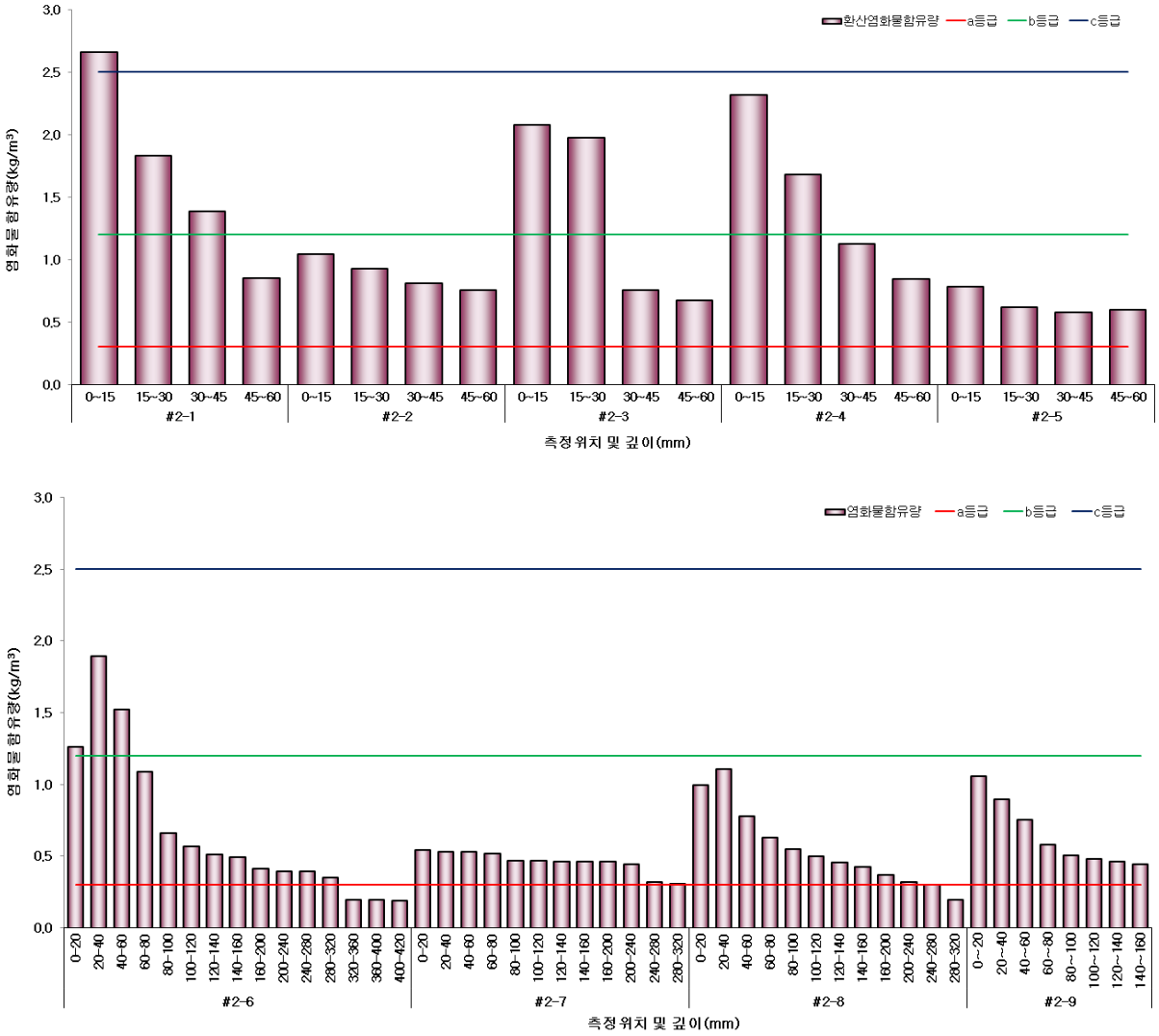
시료번호		염화물함유량			
		깊이 (mm)	환산염화물함량 (kg/m^3)	염화물상태평가기준 (kg/m^3)	상태평가 등급
2차 (캔틸레버)	#2-7	0~20mm	0.545		
		20~40mm	0.534		
		40~60mm	**0.532**		**b**
		60~80mm	0.521		
		80~100mm	0.471		
		100~120mm	0.468		
		120~140mm	0.466		
		140~160mm	0.462		
		160~200mm	0.461		
		200~240mm	0.446		
		240~280mm	0.321		
		280~320mm	0.310		
	#2-8	0~20mm	0.995		
		20~40mm	1.11		
		40~60mm	**0.781**	a : 염화물≤0.3	**b**
		60~80mm	0.634	b : 0.3<염화물<1.2	
		80~100mm	0.55	c : 1.2≤염화물<2.5	
		100~120mm	0.503	d : 2.5≤염화물	
		120~140mm	0.459	e : -	
		140~160mm	0.424		
		160~200mm	0.368		
		200~240mm	0.318		
		240~280mm	0.302		
		280~320mm	0.2		
	#2-9	0~20mm	1.057		
		20~40mm	0.9		
		40~60mm	**0.758**		**b**
		60~80mm	0.582		
		80~100mm	0.508		
		100~120mm	0.483		
		120~140mm	0.466		
		140~160mm	0.442		

<표 2. 15>염화물함유량 시험 (교면포장 파취부)

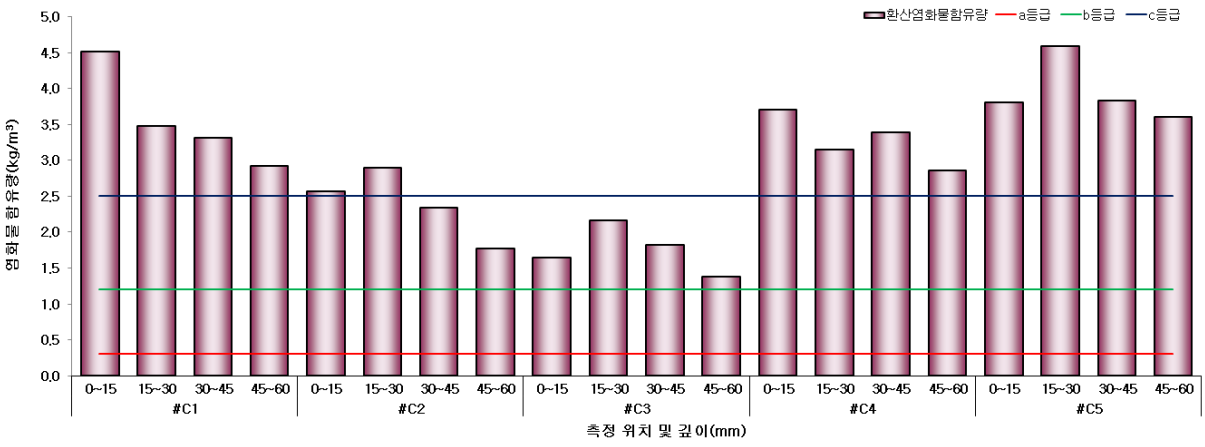
시료번호	염화물함유량			
	깊이(mm)	환산염화물함량 (kg/m^3)	염화물상태평가기준 (kg/m^3)	상태평가 등급
#C1	0~15mm	4.516		
	15~30mm	3.485		
	30~45mm	3.322		
	45~60mm	**2.927**		**d**
#C2	0~15mm	2.568		
	15~30mm	2.901		
	30~45mm	2.340		
	45~60mm	**1.778**		**c**
#C3	0~15mm	1.644	a : 염화물≤0.3	
	15~30mm	2.168	b : 0.3<염화물<1.2	
	30~45mm	1.824	c : 1.2≤염화물<2.5	
	45~60mm	**1.383**	d : 2.5≤염화물	**c**
#C4	0~15mm	3.706	e : -	
	15~30mm	3.159		
	30~45mm	3.392		
	45~60mm	**2.866**		**d**
#C5	0~15mm	3.809		
	15~30mm	4.592		
	30~45mm	3.833		
	45~60mm	**3.606**		**d**



<그림 2. 18> 염화물함유량 시험 (1차 코어 결과)



<그림 2. 19> 염화물함유량 시험 (2차 코어 결과)



<그림 2. 20> 염화물함유량 시험(교면포장 파취부 코어 결과)

- 채취된 코어(1차)의 염화물 함유량 시험결과는 상부슬래브 코어에서 철근깊이에서는 모두 “c～d”등급으로 철근의 부식 가능성이 높다. 붕괴된 현장에서 인발된 철근 <사진 2. 2>과 같이 부동태피막이 모두 파괴(파괴원인은 2.2.2절 서술)되어 철근의 부식이 이루어졌다. 또한 부식된 일부 철근들은 철근의 단면손실을 가져올 만큼 부식이 심한 상태이다.
- 추가적인 코어(2차)의 염화물 함유량 시험결과, 상부슬래브 철근깊이에서는 전반적으로 b등급이며, 붕괴된 캔틸레버구간 코어(#2-6, 7, 8, 9)는 전반적으로 a～b등급, 철근깊이에서 b～c등급으로 평가되었다. 상부슬래브 코어(2차, #2-5 제외)는 S5경간(느티마을 사거리 방향)에서 채취하였으며 교면포장 상태가 붕괴부에 비해 다소 양호(염화물함유량 b등급)하였고 철근 부식 발생 가능성은 낮은 상태로 평가되었다.

마. 콘크리트 성분 분석

1) XRF(형광 X선 분석법, X-ray fluorescence Analysis)

<표 2. 16-1> XRF 시험결과(계속)

구분	시험종목	단위	시험방법	시험결과	
#1-1	XRF	%	X선 형광 분석법	Na_2O(수산화나트륨)	1.293
		%		MgO(산화마그네슘)	1.524
		%		**Al_2O_3(알루미나)**	**7.254**
		%		**SiO_2(산화규소)**	**48.675**
		%		P_2O_5(오산화인)	0.075
		%		SO_3(삼산화황)	0.696
		%		**Cl^-(염화물)**	**0.236**
				K_2O(산화칼륨)	1.976
		%		**CaO(산화칼슘)**	**19.063**
		%		TiO_2(이산화 타이타늄)	0.276
		%		Cr_2O_3(크로뮴)	0.018
		%		MnO(이산화망가니즈)	0.046
		%		**Fe_2O_3(산화철)**	**2.759**
				NiO	0.009
		%		CuO(산화구리)	0.012
		%		ZnO(산화아연)	0.011
		%		Rb_2O(산화루비듐)	0.007
		%		SrO(산화스트론튬)	0.040
		%		ZrO_2(산화지르코늄)	0.042
		%		BaO(산화바륨)	0.048
		%		Ignition loss	15.940
#1-3		%		Na_2O(수산화나트륨)	1.258
		%		MgO(산화마그네슘)	1.503
		%		**Al_2O_3(알루미나)**	**7.582**
		%		**SiO_2(산화규소)**	**48.582**
		%		P_2O_5(오산화인)	0.084
		%		SO_3(삼산화황)	0.768
		%		**Cl^-(염화물)**	**0.339**
		%		K_2O(산화칼륨)	1.890
		%		**CaO(산화칼슘)**	**19.073**
		%		TiO_2(이산화 타이타늄)	0.310
		%		MnO(이산화망가니즈)	0.039
		%		**Fe_2O_3(산화철)**	**3.069**
		%		NiO	0.010
		%		CuO(산화구리)	0.014
		%		ZnO(산화아연)	0.041
		%		Rb_2O(산화루비듐)	0.009
		%		SrO(산화스트론튬)	0.041
		%		ZrO_2(산화지르코늄)	0.045
		%		PbO(산화납)	0.012
		%		Ignition loss	15.330

<표 2. 16-2> XRF 시험결과(계속)

구분	시험종목	단위	시험방법	시험결과	
#1-5	XRF	%	X선 형광 분석법	Na_2O(수산화나트륨)	1.409
		%		MgO(산화마그네슘)	1.562
		%		**Al_2O_3(알루미나)**	**7.367**
		%		**SiO_2(산화규소)**	**50.487**
		%		P_2O_5(오산화인)	0.074
		%		SO_3(삼산화황)	0.561
		%		K_2O(산화칼륨)	2.067
		%		**CaO(산화칼슘)**	**18.280**
		%		TiO_2(이산화 타이타늄)	0.290
		%		Cr_2O_3(크로뮴)	0.015
		%		MnO(이산화망가니즈)	0.068
		%		**Fe_2O_3(산화철)**	**2.842**
				NiO	0.008
		%		CuO(산화구리)	0.009
		%		ZnO(산화아연)	0.009
		%		Rb_2O(산화루비듐)	0.008
		%		SrO(산화스트론튬)	0.036
		%		ZrO_2(산화지르코늄)	0.046
		%		Ignition loss	14.860
#1-6		%		Na_2O(수산화나트륨)	1.667
		%		MgO(산화마그네슘)	1.505
		%		**Al_2O_3(알루미나)**	**7.288**
		%		**SiO_2(산화규소)**	**50.903**
		%		P_2O_5(오산화인)	0.099
		%		SO_3(삼산화황)	0.626
		%		**Cl^-(염화물)**	**0.075**
		%		K_2O(산화칼륨)	2.014
		%		**CaO(산화칼슘)**	**18.290**
		%		TiO_2(이산화 타이타늄)	0.276
		%		MnO(이산화망가니즈)	0.049
		%		**Fe_2O_3(산화철)**	**2.749**
		%		NiO	0.012
		%		CuO(산화구리)	0.016
		%		ZnO(산화아연)	0.010
		%		Rb_2O(산화루비듐)	0.006
		%		SrO(산화스트론튬)	0.033
		%		ZrO_2(산화지르코늄)	0.037
		%		BaO(산화바륨)	0.083
		%		Ignition loss	14.260

<표 2. 16-3> XRF 시험결과(계속)

구분	시험종목	단위	시험방법	시험결과	
#1-7	XRF	%	X선 형광 분석법	Na_2O(수산화나트륨)	1.526
		%		MgO(산화마그네슘)	1.540
		%		**Al_2O_3(알루미나)**	**8.301**
		%		**SiO_2(산화규소)**	**49.164**
		%		P_2O_5(오산화인)	0.112
		%		SO_3(삼산화황)	0.648
		%		**Cl^-(염화물)**	**0.196**
		%		K_2O(산화칼륨)	1.880
		%		**CaO(산화칼슘)**	**18.274**
		%		TiO_2(이산화 타이타늄)	0.317
		%		MnO(이산화망가니즈)	0.057
		%		**Fe_2O_3(산화철)**	**3.387**
				NiO	0.009
		%		CuO(산화구리)	0.012
		%		ZnO(산화아연)	0.009
		%		Rb_2O(산화루비듐)	0.009
		%		SrO(산화스트론튬)	0.038
		%		ZrO_2(산화지르코늄)	0.047
		%		BaO(산화바륨)	0.073
		%		Ignition loss	14.400
#C1		%		Na_2O(수산화나트륨)	1.659
		%		MgO(산화마그네슘)	1.527
		%		**Al_2O_3(알루미나)**	**8.083**
		%		**SiO_2(산화규소)**	**51.512**
		%		P_2O_5(오산화인)	0.105
		%		SO_3(삼산화황)	0.675
		%		**Cl^-(염화물)**	**0.068**
		%		K_2O(산화칼륨)	2.124
		%		**CaO(산화칼슘)**	**16.977**
		%		TiO_2(이산화 타이타늄)	0.295
		%		Cr_2O_3(크로뮴)	0.016
		%		MnO(이산화망가니즈)	0.047
		%		**Fe_2O_3(산화철)**	**3.075**
		%		NiO	0.012
		%		CuO(산화구리)	0.011
		%		ZnO(산화아연)	0.013
		%		Rb_2O(산화루비듐)	0.009
		%		SrO(산화스트론튬)	0.033
		%		ZrO_2(산화지르코늄)	0.041
		%		BaO(산화바륨)	0.048
		%		Ignition loss	13.670

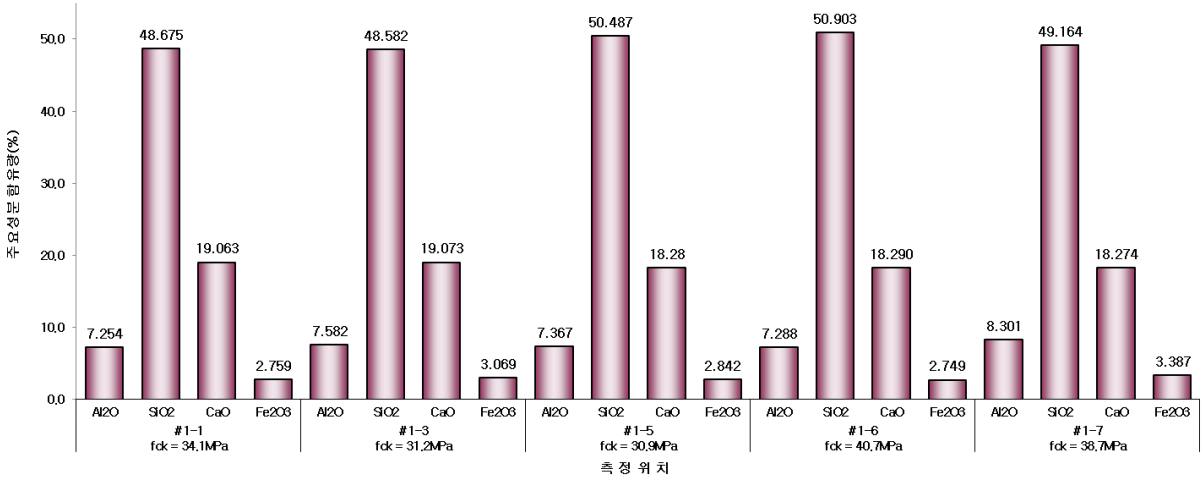
- 기존 연구자료[제설제 사용으로 인한 콘크리트 침해조사, 1993, 건설부]에 따르면, 포틀랜드 시멘트를 구성하고 있는 주요 수경성광물은 규산3석회(Tri-Calcium Sillicate, $3CaO \cdot SiO_2$), 규산2석회(Di-Calcium Sillicate, $3CaO \cdot SiO_2$), 알루민산3석회(Tri-Calcium Aluminate, $3CaO \cdot Al3O_2$), 철알루민산4석회(Tetra-Calcium Aluminate Ferrite, $3CaO \cdot Al_3O_2 \cdot Fe_3O_2$)이다. 이 중에서 조기 강도발현은 규산3석회와 알루민산3석회이며, 장기 강도발현은 규산3석회와 규산2석회이다.

<표 2. 17> 화합물 조성의 상대적 비교

項目 \ 化合物組成	C₃S	C₂S	C₃A	C₄AF
强度發現 早期	大	小	大	小
强度發現 長期	大	大	小	小
水和熱	中	小	大	小
化學抵抗性	中	약간 大	小	大
乾燥收縮	中	小	大	小

[제설제 사용으로 인한 콘크리트 침해조사, 1993]

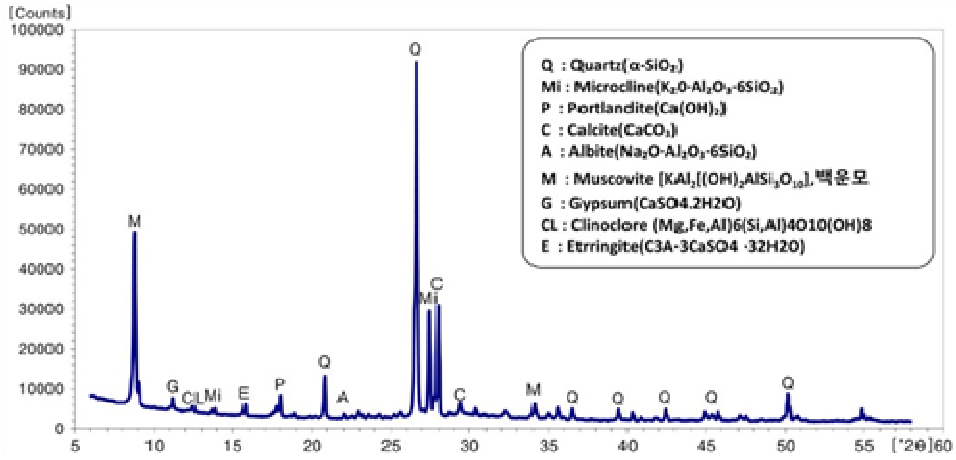
- 정자교에서 채취한 모든 시료에서 강도발현에 영향을 미치는 규산3석회 및 규산2석회 성분인 SiO_2와 CaO의 성분이 약 67%~70%정도를 차지하고 있다. 각 시료별로 강도는 다르게 측정되었으나, 강도발현에 영향을 주는 광물의 구성은 거의 동일하여 강도를 제외하고 전반적으로 콘크리트 품질은 동일한 것으로 판단된다.



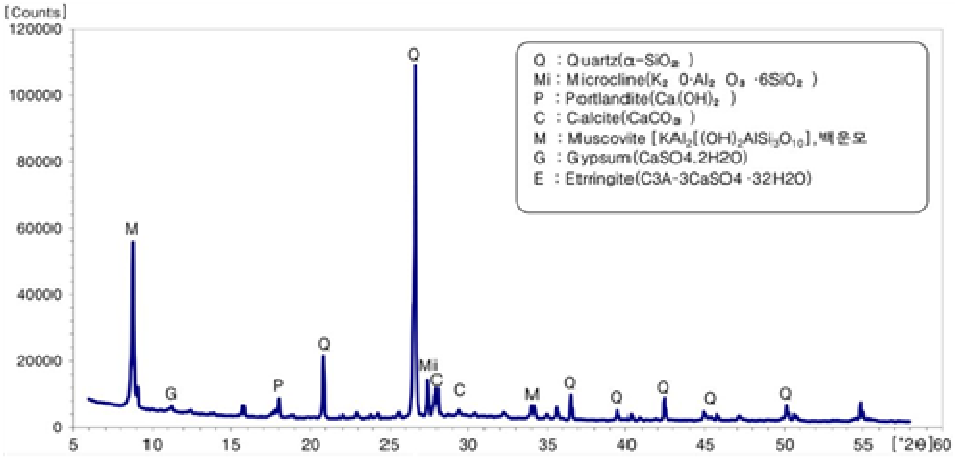
※ fck(압축강도)는 현장시험 압축강도임

<그림 2. 21> 정자교 시료의 XRF 시험결과

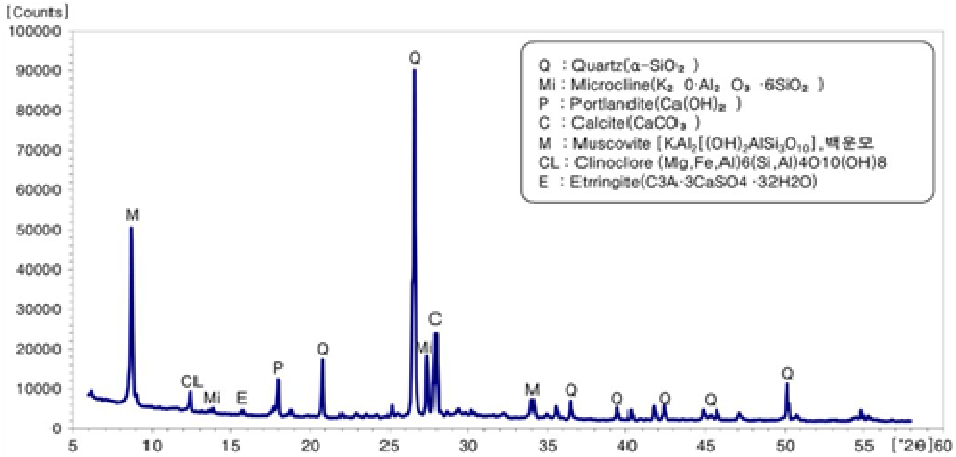
2) XRD(X-ray 회절분석, X-ray Diffraction Analysis)



#1-1

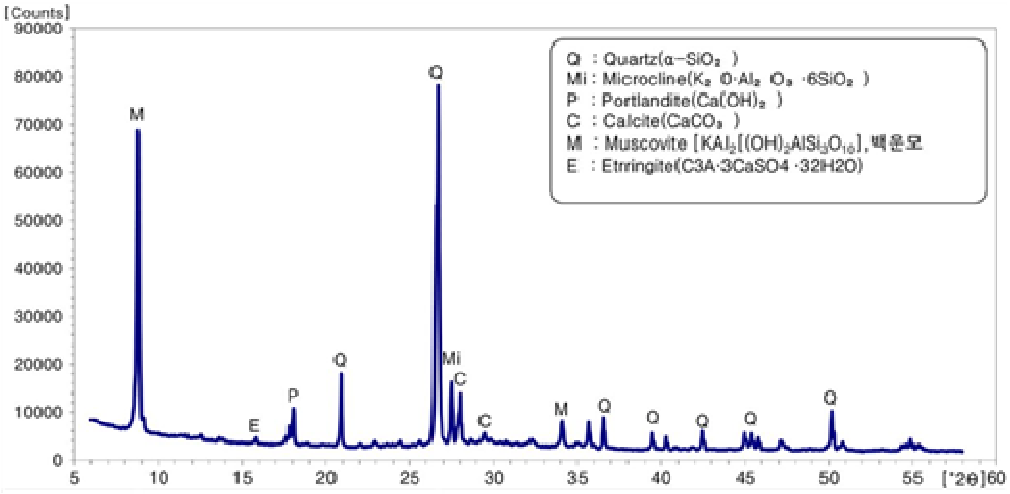


#1-3

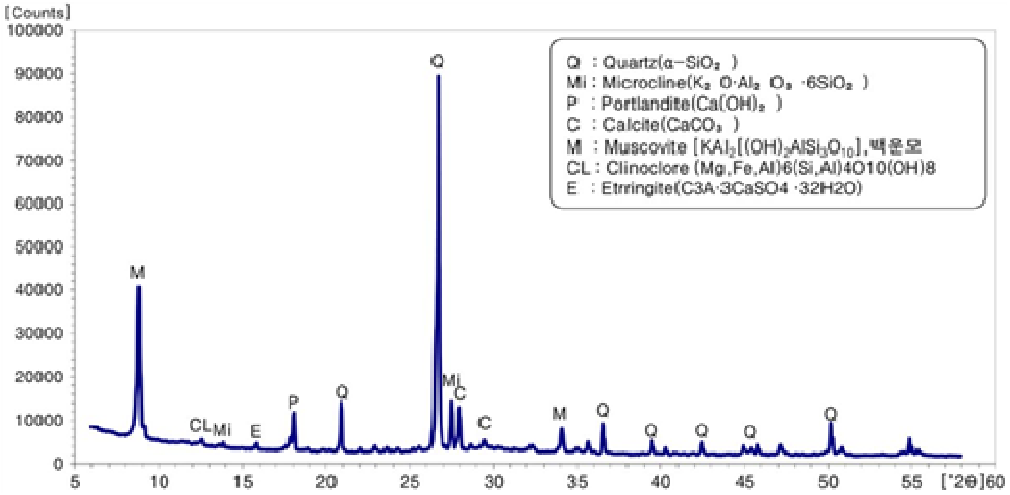


#1-4

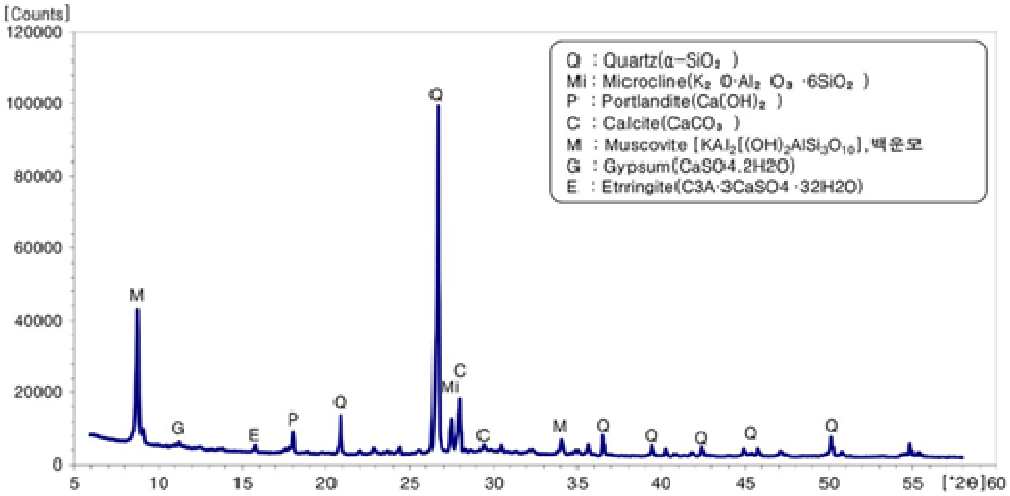
<그림 2. 22-1> XRD 시험결과(계속)



#1-5

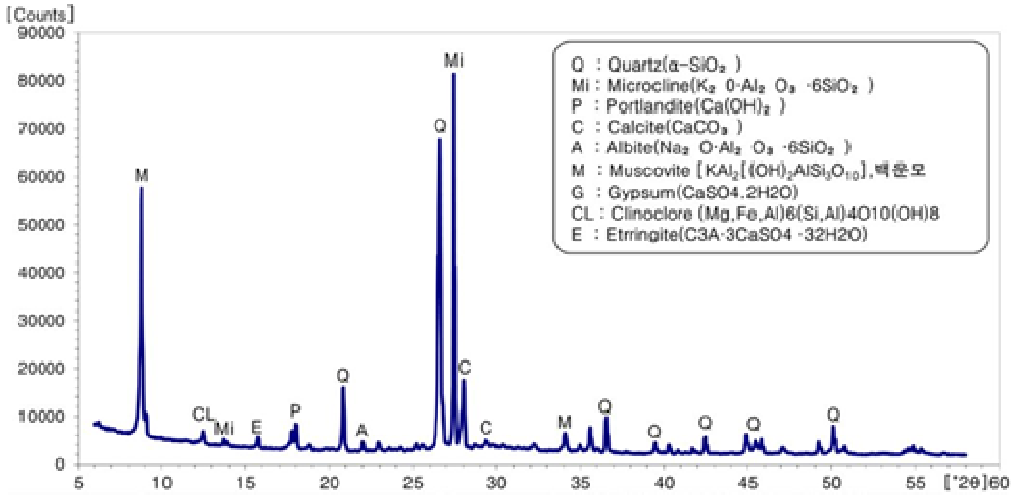


#1-6



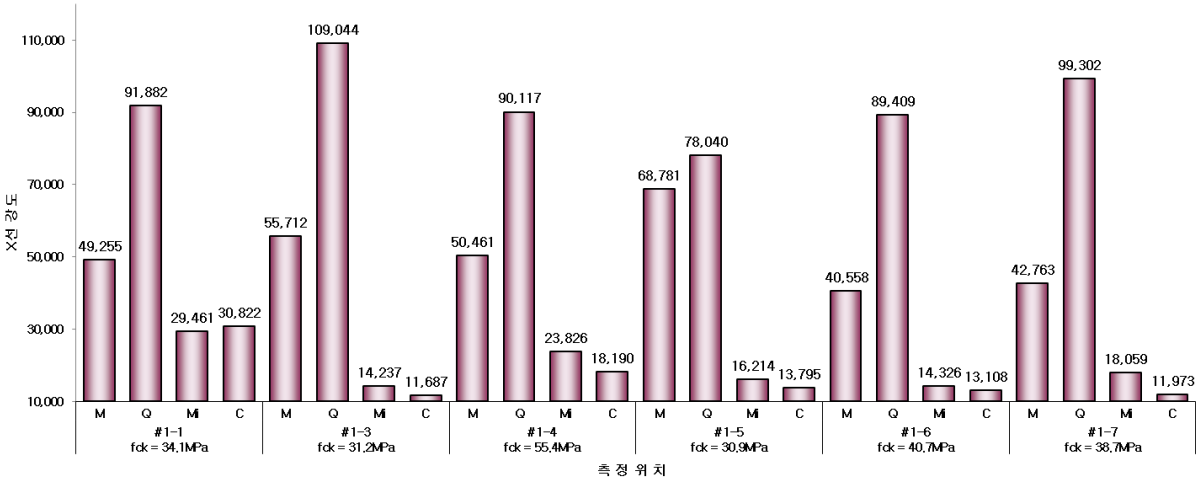
#1-7

<그림 2. 22-2> XRD 시험결과(계속)



#C1

<그림 2. 22-3> XRD 시험결과(계속)

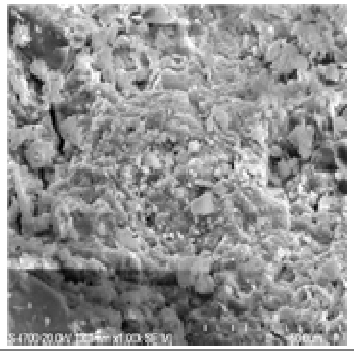
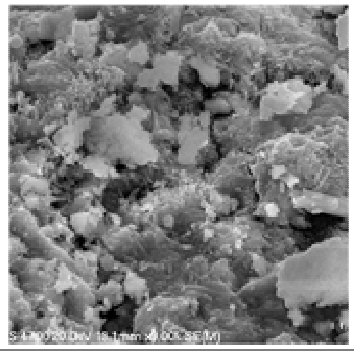
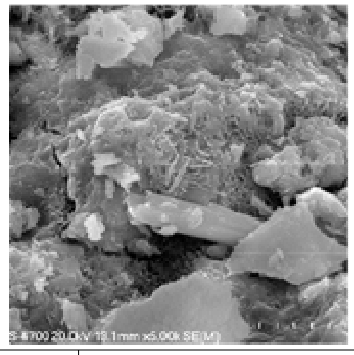
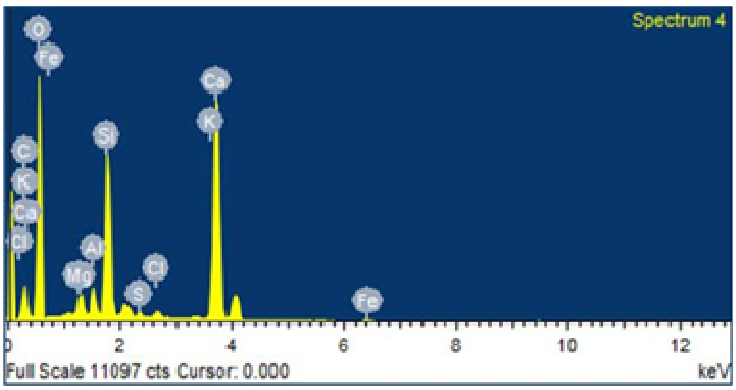


※ fck(압축강도)는 현장시험 압축강도임

<그림 2. 23> XRD 시험결과(종합)

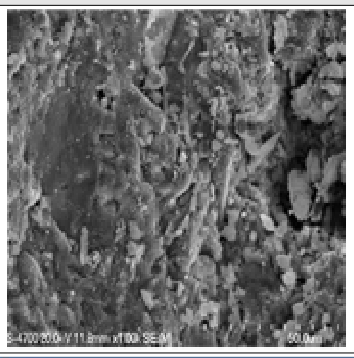
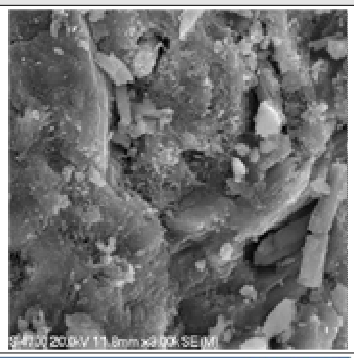
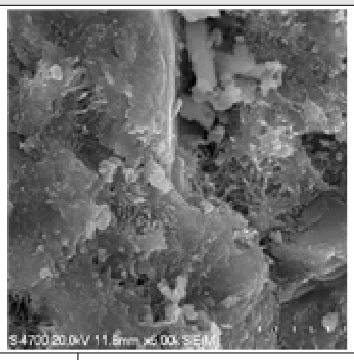
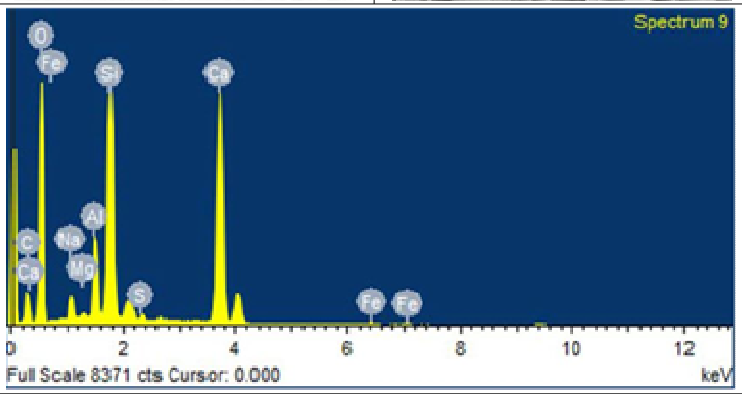
3) SEM 및 EDS

<표 2. 18-1> SEM, EDS 시험결과(계속)

구분	× 1,000	× 3,000	× 5,000
SEM			
EDS			

성분	질량백분율(%)
C	**8.57**
O	**61.75**
Mg	1.27
Al	1.31
Si	**8.06**
S	0.28
Cl	0.42
K	0.20
Ca	**17.76**
Fe	0.39

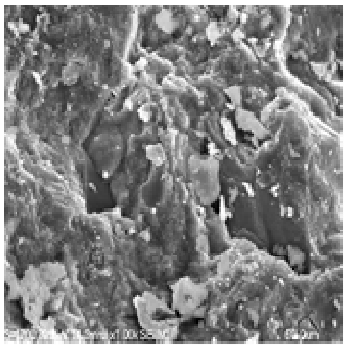
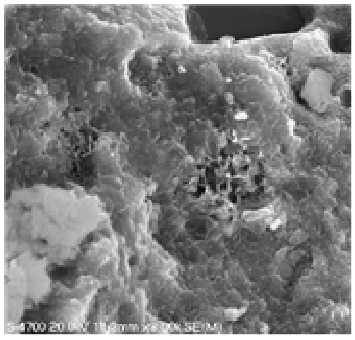
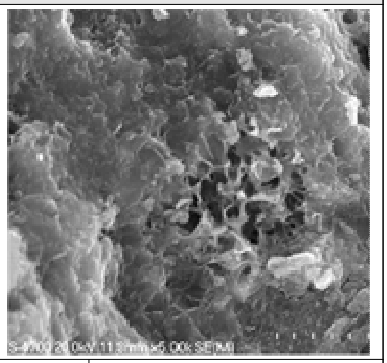
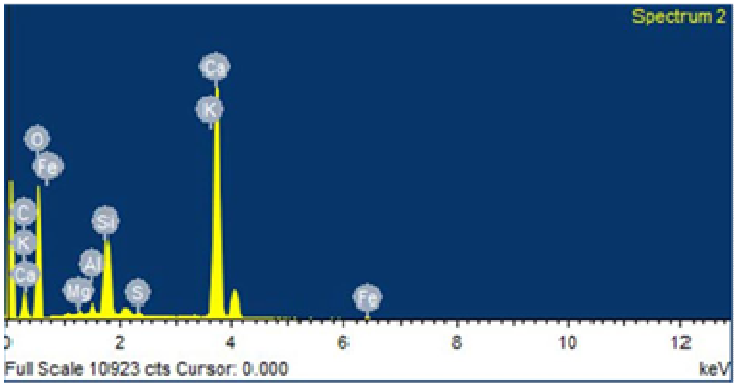
#1-1

구분	× 1,000	× 3,000	× 5,000
SEM			
EDS			

성분	질량백분율(%)
C	**10.43**
O	**56.27**
Na	1.77
Mg	0.29
Al	3.56
Si	**10.10**
S	0.32
Ca	**16.85**
Fe	0.43

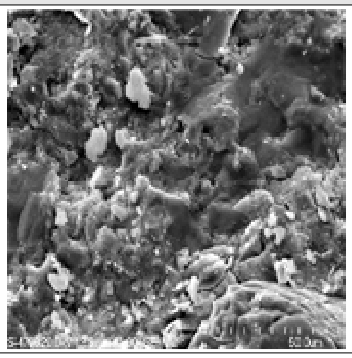
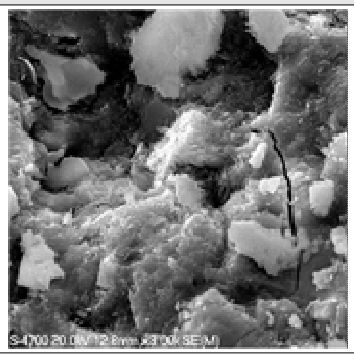
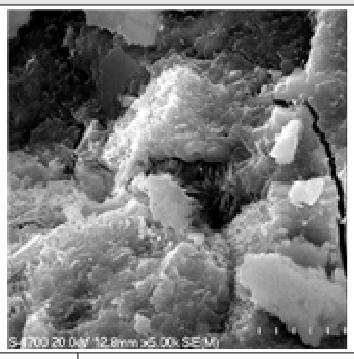
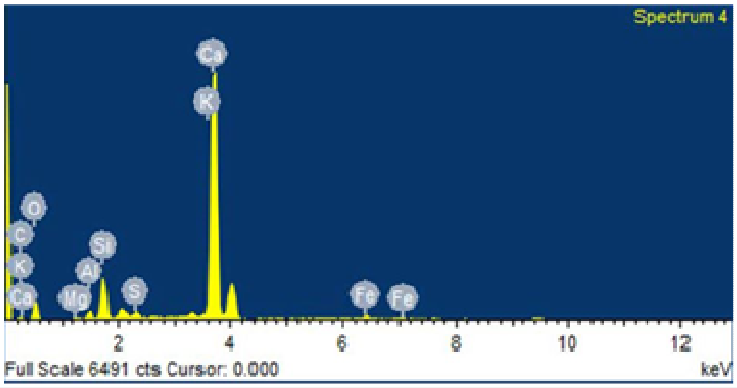
#1-3

<표 2. 18-2> SEM, EDS 시험결과(계속)

구분	× 1,000	× 3,000	× 5,000
SEM			
EDS			

성분	질량백분율(%)
C	8.99
O	58.20
Mg	0.27
Al	0.64
Si	5.24
S	0.24
K	0.19
Ca	25.89
Fe	0.33

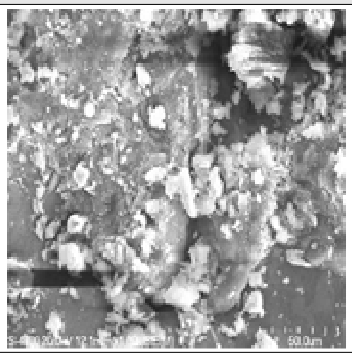
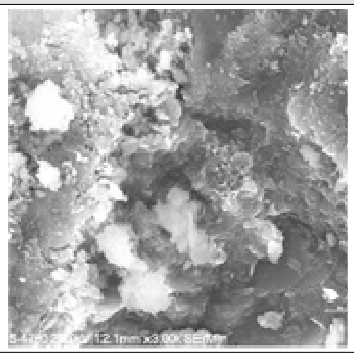
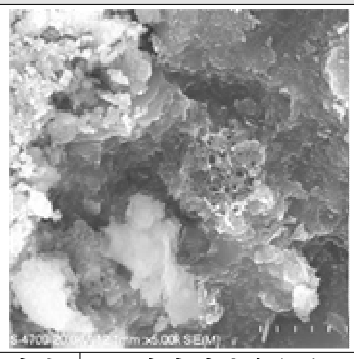
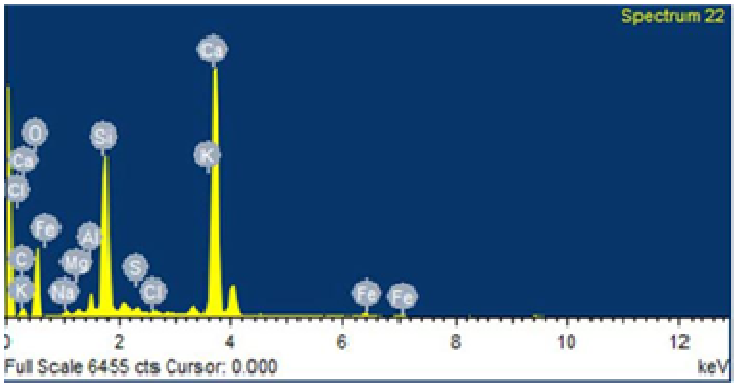
#1-4

구분	× 1,000	× 3,000	× 5,000
SEM			
EDS			

성분	질량백분율(%)
C	2.56
O	31.97
Mg	0.38
Al	1.16
Si	5.44
S	1.06
K	0.84
Ca	54.17
Fe	2.44

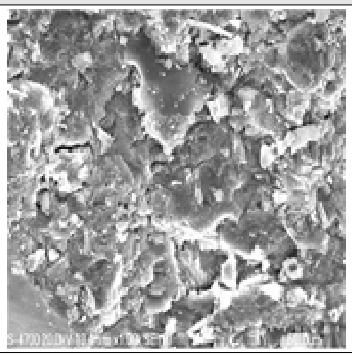
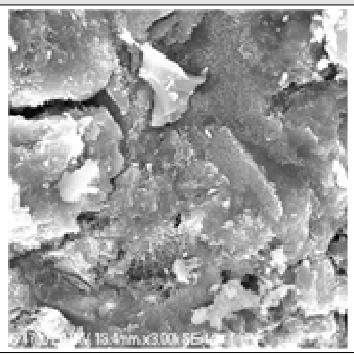
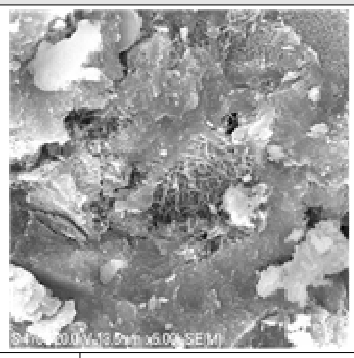
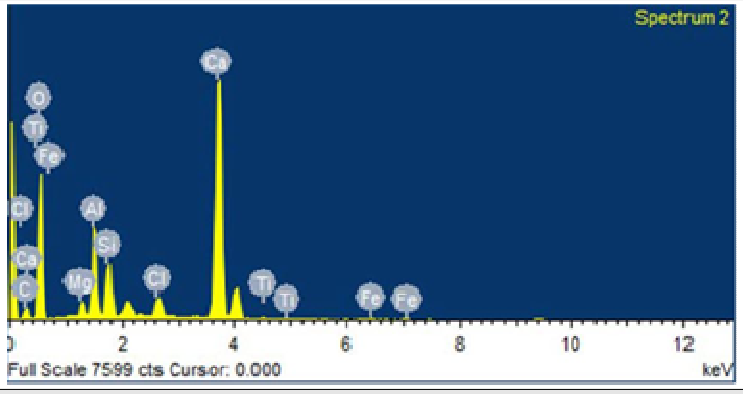
#1-5

<표 2. 18-3> SEM, EDS 시험결과(계속)

구분	× 1,000	× 3,000	× 5,000
SEM			
EDS			

성분	질량백분율(%)
C	**2.82**
O	**45.70**
Na	0.49
Mg	0.40
Al	1.51
Si	**12.70**
S	0.56
Cl	0.30
K	1.09
Ca	**33.40**
Fe	1.03

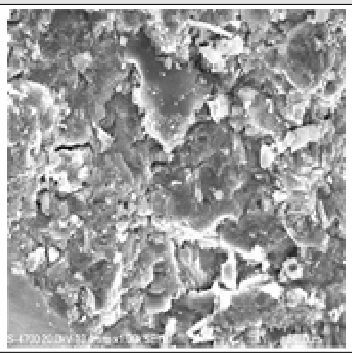
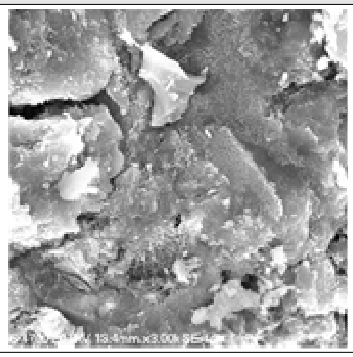
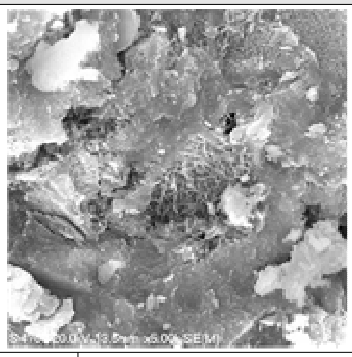
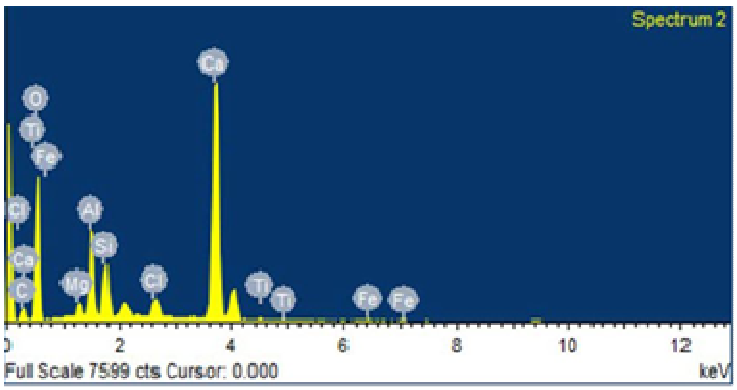
#1-6

구분	× 1,000	× 3,000	× 5,000
SEM			
EDS			

성분	질량백분율(%)
C	**5.00**
O	**57.23**
Mg	1.07
Al	5.84
Si	**3.52**
Cl	1.54
Ca	**25.05**
Ti	0.20
Fe	0.54

#1-7

<표 2. 18-4> SEM, EDS 시험결과(계속)

<table>
<tr><td>구분</td><td>× 1,000</td><td>× 3,000</td><td colspan="3">× 5,000</td></tr>
<tr><td>SEM</td><td></td><td></td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td rowspan="11">EDS</td><td colspan="2" rowspan="11">
</td><td colspan="2">성분 / 질량백분율(%)</td></tr>
<tr><td>C</td><td>5.13</td></tr>
<tr><td>O</td><td>56.16</td></tr>
<tr><td>Na</td><td>0.39</td></tr>
<tr><td>Mg</td><td>2.55</td></tr>
<tr><td>Al</td><td>4.51</td></tr>
<tr><td>Si</td><td>6.61</td></tr>
<tr><td>S</td><td>0.96</td></tr>
<tr><td>K</td><td>0.45</td></tr>
<tr><td>Cl</td><td>20.80</td></tr>
<tr><td>Fe</td><td>2.42</td></tr>
<tr><td colspan="5">#C1</td></tr>
</table>

- X-ray를 활용한 XRF(형광 X선 분석법, X-ray fluorescence Analysis), XRD(X-ray 회절분석, X-ray Diffraction Analysis) 시험을 통해 결정성 물질과 원자의 함유량을 분석한 결과, 콘크리트 압축강도와는 상관없이 비슷한 성분 함유량을 알 수 있었다. XRF 시험 결과 대부분 AI_2O_3(알루미나), SiO_2(산화규소), CaO(산화칼슘), Fe_2O_3(산화철)로 구성되어 있었으며 염소이온이 소량으로 함유되어 있었으나 이는 제설제 성분으로 보기보다는 원재료적인 성분으로 판단된다. 또한 XRD 시험 결과, 전반적인 코어에서 동일하게 Q(저온형 석영), M(장석), Mi(백운모), C(방해석) 광물 함유량이 높았다.
- 시료를 전자선으로 주사하여 시료표면에서 발생하는 신호 검출 영상을 통한 대상물 확대 상을 얻는 SEM(주사전자현미경, Scanning Electron Microscope)을 통해 조직을 확인한 결과, 수화물의 결정성이 전반적으로 동일한 결과를 보였다. 또한 SEM에 부착되어 파장 에너지를 통해 원소를 검출하는 EDS(에너지분광검출기, Energy Dispersive Spectroscopy) 시험을 통해 C, O, Ca가 높은 함유량으로 구성된 것으로 시험결과 알 수 있었다.

바. 재료시험 결과

1) 압축강도, 탄성파속도, 겉보기밀도

- 압축강도시험 결과, 전반적으로 설계기준강도(40Mpa)보다 낮은 강도(최저 23.9MPa)가 나왔다. 콘크리트를 구성하는 성분은 각 시료별 강도와 관계없이 유사한 것으로 분석되었다. 다만, 슬래브에서 채취한 코어의 표면에는 굵은 골재의 균열이 존재하며 압축강도 시험 영상을 참고하면 일부 시료에서는 골재의 균열면을 따라 파괴되는 형상을 확인할 수 있다. 또한 압축강도 40MPa이상의 고강도콘크리트는 건설기준(KCS 14 20 33, 국토교통부, 2022)에서도 굵은 골재가 강도에 미치는 영향이 크기 때문에 선정에 세심한 주의를 기울이도록 하고 있어 굵은 골재의 균열이 어느 정도 영향이 있었을 것으로 판단된다.
- 탄성파속도 및 겉보기밀도 시험 결과에서 일반적인 고강도 콘크리트와 비슷한 경향을 보이긴 하나 준공 당시 콘크리트 배합표 등이 존재하지 않아 현재 콘크리트 품질이 설계와 동일한 상태인지 여부를 확인하기 어렵다.

2) 철근탐사

- 철근탐사시험 결과, 피복두께는 전반적으로 준공도면과 동일한 경향을 보였으며, 준공도면과 현장도면의 배근간격에서 일부분 차이가 있다. 또한 붕괴된 캔틸레버에서 준공도면에 배근되어 있지 않은 22mm 철근(H-bar, D-bar 확인 어려움)들이 C.T.C 500mm 간격으로 배근되어 있다.

3) 염화물 함유량

- 상부슬래브에서 채취된 코어(1차)의 염화물 함유량 시험결과는 철근깊이에서 모두 “c~d”등급으로 철근의 부식 가능성이 높은 상태이다.
- S5경간 상부에서 추가로 채취한 코어(2차)의 염화물 함유량 시험결과 철근의 부식 발생 가능성이 낮은 상태인 b등급으로 평가되었고, 붕괴부 캔틸레버에서는 b~c등급(철근위치)으로 평가되어 일부 구간 철근의 부식 가능성이 있는 것으로 판단된다.

4) XRF, XRD, SEM, EDS

- X-ray를 활용한 XRF, XRD 시험을 통해 결정성 물질과 원자의 함유량은 모든 시료에서 유사하게 나타났다. 또한 주사전자현미경(SEM)을 통해 조직을 확인한 결과, 수화물의 결정성이 전반적으로 동일한 결과를 보였으며 주사전자현미경(SEM)에 부착되어 사용하는 EDS 시험을 통해 주로 C, O, Ca가 높은 함유량으로 구성되어 있었다.
- 채취한 시료의 성분분석 시험 결과, 전반적으로 같은 성분으로 구성되어 있었으며 압축강도 저하, 염화물함유량과 연관성은 다소 적은 것으로 판단된다.

제 3 장 구조해석

3.1 개요

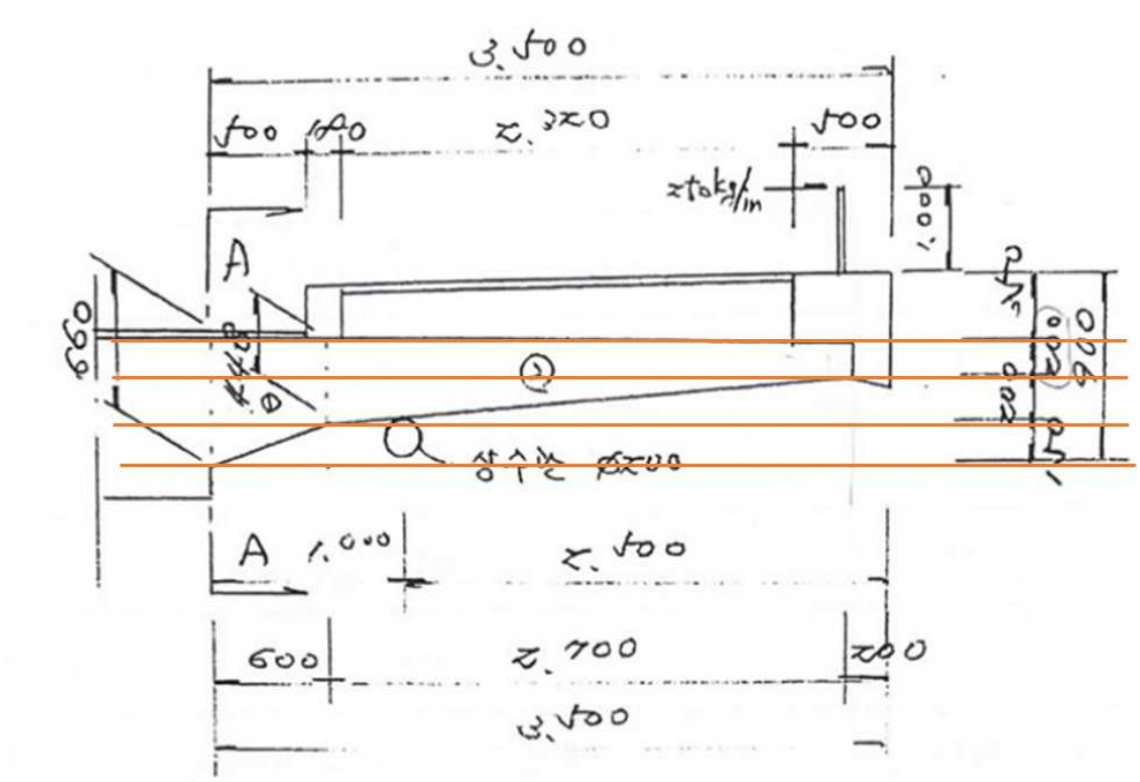
본 교량의 구조해석 목적은 현장조사에서 전문가들의 의견수렴을 거쳐 분석된 손상원인인 내구적 손상특성(동결융해, 염해)으로 인해 구조물의 역학성능 저하에 따른 교량 붕괴부의 사용안전도를 해석적으로 검토함이다.

상세 해석 범용 소프트웨어인 ABAQUS를 사용하여 교량 붕괴부의 콘크리트와 철근을 모델링하였고, 선형탄성해석에 의한 지점부 최대주응력과 연단부 수직 처짐에 대하여 검토하였다. 콘크리트의 설계기준 압축강도인 40MPa과 현장채취시료의 평균 압축강도인 32.7MPa을 적용한 응력 계산값을 콘크리트의 인장강도(파괴계수)와 비교하여 콘크리트의 열화 손상으로 인한 철근과 콘크리트의 부착력 상실이 가져온 캔틸레버부의 붕괴 특성을 분석하였다.

3.2 붕괴구간 구조해석

3.2.1 하중 산정

- 정자교는 도로부와 보도부로 구성되었으며, 이 중 도로부와 보도부 연결부가 인장파괴로 분리되어 급격한 붕괴가 발생하였다. 붕괴부 구조도면은 <그림 3. 1>과 같다. 붕괴지점에서 캔틸레버 연단부까지는 3,330 mm이고, 적용하중 상세는 <표 3.1>과 같다. 총 11개 설계 작용하중 중에 활하중인 보도하중과 고정하중인 콘크리트, 보도부하중이 86%의 하중기여를 하고 있다. 이로 인한 캔틸레버 지점부에 공용기간 중 지속적인 열화손상과 휨 모멘트가 집중된 상황이다.



<그림 3. 1> 정자교 붕괴부 구조계산서 도면

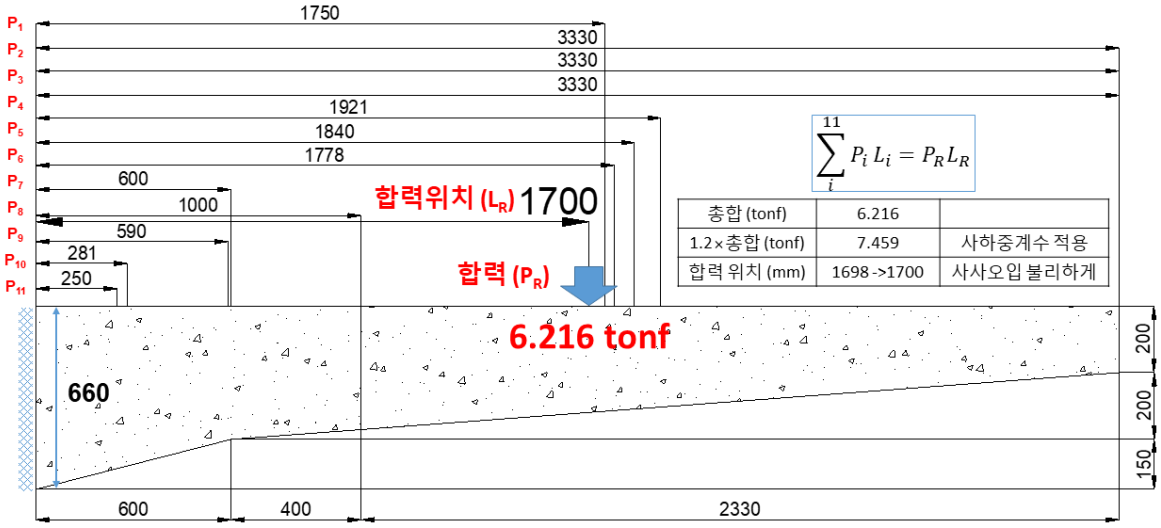
<표 3. 1> 하중상세

연번	하중 구분	하중종류		하중 (tonf)	하중* (kN)	지점으로부터 거리 (mm)
P1	활하중	보도하중		0.875	8.75	1,750
P2	고정 하중	프리캐스트1		0.438	4.38	3,330**
P3		프리캐스트2		0.113	1.13	3,330**
P4		난간		0.05	0.5	3,330**
P5		포장		0.058	0.58	250
P6		보차도경계석		0.113	1.13	290
P7		보도	보도블록	0.327	3.27	1,840
P8			모래채움	1.114	11.14	1,921
P9		콘크리트1		0.831	8.31	281
P10		콘크리트2		2.187	21.87	1,778
P11		상수관		0.11	1.1	1,000

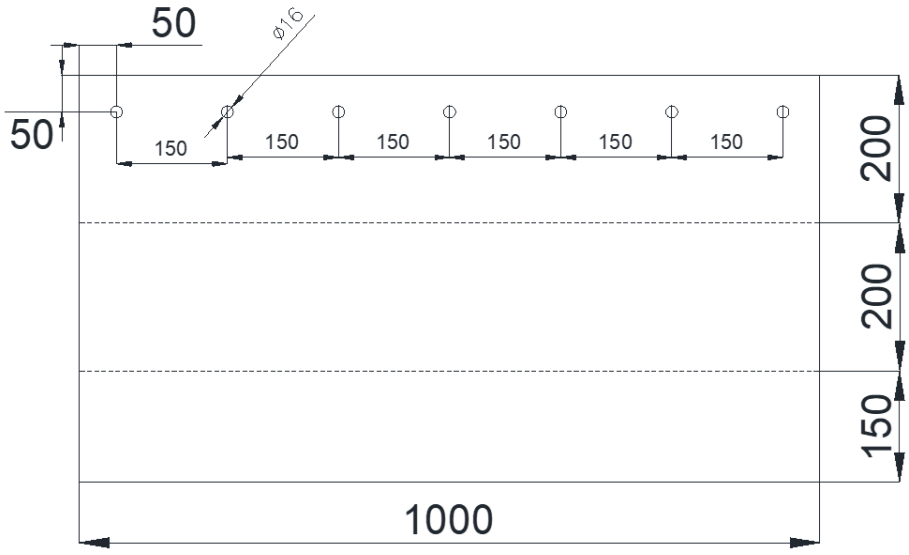
* SI 단위 하중변환은 불리하게 작용하도록 tonf × 10 적용

** 기존 도면 3,500 -> 난간블록 하중을 캔틸레버 연단부 끝에 위치시킴

- <그림 3. 2(a)>는 구조해석을 위한 작용하중 횡단면도와 수평부 단위폭 단면 상세이다. 총 11개 설계하중을 각 하중 작용점에 위치시킨 후 힘 평형 원리를 적용하여 합력과 합력이 작용하는 위치를 작도하였다. 그 결과, 합력은 62.16 kN 이 지점부로부터 1,700 mm에 작용하는 단일 하중으로 치환할 수 있다.
- 캔틸레버 수평단면도는 <그림 3. 2(b)>와 같다. 지점으로부터 총 두 구간에 대해 변단면으로 이루어져 있으며, 휨 거동 해석을 위해 휨 저항 인장부 철근은 설계도면을 바탕으로 단위폭 1,000 mm에 대해 중심간 거리 (CTC) 150 mm, 순피복 42 mm로 배치하였다.



(a) 하중과 작용위치 상세



(b) 캔틸레버 단위폭 (1,000 mm) 수평 단면도

<그림 3. 2> 하중작용과 휨저항 단면도

- 붕괴부 상세해석을 위한 콘크리트 압축 강도는 붕괴구간 인근에서 채취한 코어의 압축강도시험 결과를 적용하고, 콘크리트 탄성계수는 설계식에 의한 값을 적용하였다. 캔틸레버 상부 인장철근의 강도는 아래 <표 3. 2>에 나타낸 바와 같이 설계 항복강도인 400MPa을 사용하였다.

<표 3. 2> 콘크리트와 철근 재료강도

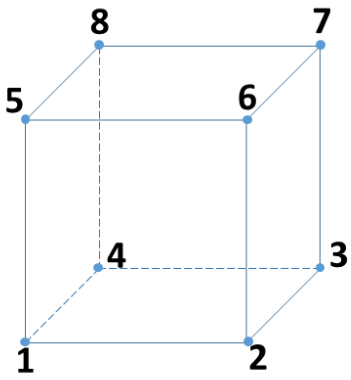
구분	설계강도 (MPa)	붕괴구간(S5) 좌측 코어강도(MPa)	캔틸레버 코어강도 (MPa)	붕괴구간(S5) 대칭위치 코어강도 (MPa)
콘크리트	40	34.1/28.6/31.2	31.8/29.4/30.5/41.0	31.9/25.5/27.4/31.4
		32.7* ± 2.4	33.2* ± 4.6	28.0* ± 3.2
철근	400	-		

* 평균강도

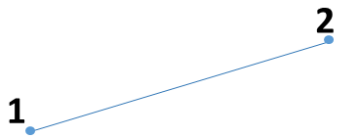
** $E_c = 8{,}500\sqrt[3]{f_{cu}}$, $f_{cu} = f_{ck} + 4,\ \ where\ \ f_{ck} \le 40\,MPa$ (KDS 14 20 10)

3.2.2 구조해석 개요

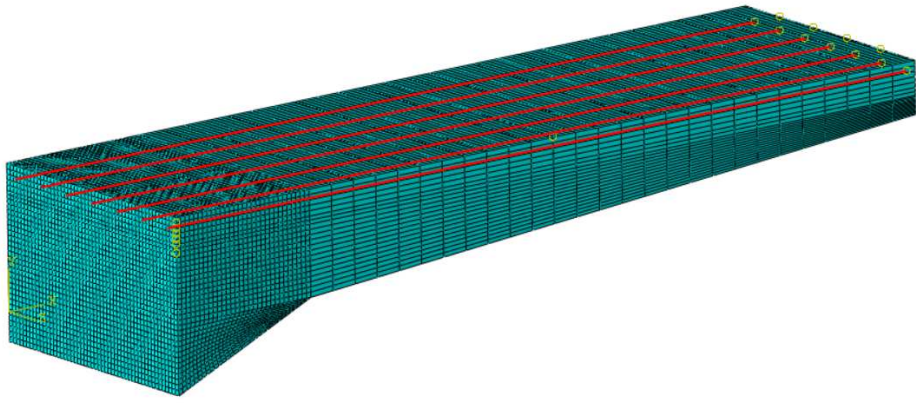
- 붕괴부의 발생응력과 연단부 수직 처짐 해석을 위해 ABAQUS 소프트웨어를 사용하였다. 해석이론은 선형탄성 해석을 적용하였고 콘크리트는 설계기준강도와 현장에서 채취한 시료의 압축강도 시험 결과를 각각 적용하여 콘크리트의 압축강도에 따른 안전도를 비교하였다.
- 콘크리트 재료모델링은 8절점 솔리드 요소 (C3D8)를 사용하였고 철근의 경우, 콘크리트 솔리드 요소에 일체화되어 삽입 (embedded)된 트러스 요소(T3D2)를 적용하였다. 해석 적분점에서의 정확한 계산값 도출을 위해 reduced integration 옵션을 비활성화하여 해석을 수행하였다.



(a) 콘크리트 (솔리드)



(b) 철근 (트러스)



(c) 캔틸레버 모델링

<그림 3. 3> 캔틸레버부 콘크리트 및 철근 유한요소 모델링 상세

가. 기하 및 재료 모델링

- 지점부로부터 연단부까지 이어지는 변단면 캔틸레버 구간을 3D 요소로 모델링하고, 요소 품질 확보를 위해 변단면 헌치부 경계를 횡방향으로 분할하였다. 합력하중 경계를 분할하여 총 하중 62,160 N이 하중점 6개 절점에 각 10,360 N씩 집중하중으로 작용하도록 하중 조건을 부여하였다. 경계조건은 붕괴 절단부의 변위와 회전 6 자유도를 모두 구속하여 적용하였다.
- <그림 3. 3(b)>는 콘크리트 솔리드 요소에 매립된 철근 트러스 요소이다. 설계도서에 제시된 휨 인장철근 제원 및 배근위치를 적용하였다. 또한, 설계도서와 현장조사에서 확인된 전단철근과 압축철근 등은 해석 모델링에서 제외하였다.
- <표 3. 3>는 구조해석에 사용된 콘크리트와 철근 재료 물성값이다. 선형탄성해석으로 철근의 강도는 항복강도이며, 콘크리트 탄성계수는 KDS 설계기준식을 사용하였다. 콘크리트 강도는 붕괴 구간의 코어 강도 시험에서 얻은 평균값인 32.7 MPa을 적용하였다.

<표 3. 3> 콘크리트와 철근 재료강도

구분	강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kg/m^3)	포아송비
콘크리트	40	30,008	2,500	0.18
	32.7*	27,839		
철근	400	200,000	7,500	0.3

* 1차와 2차 각 코어강도 평균값을 사용함

나. 유한요소 개수 결정

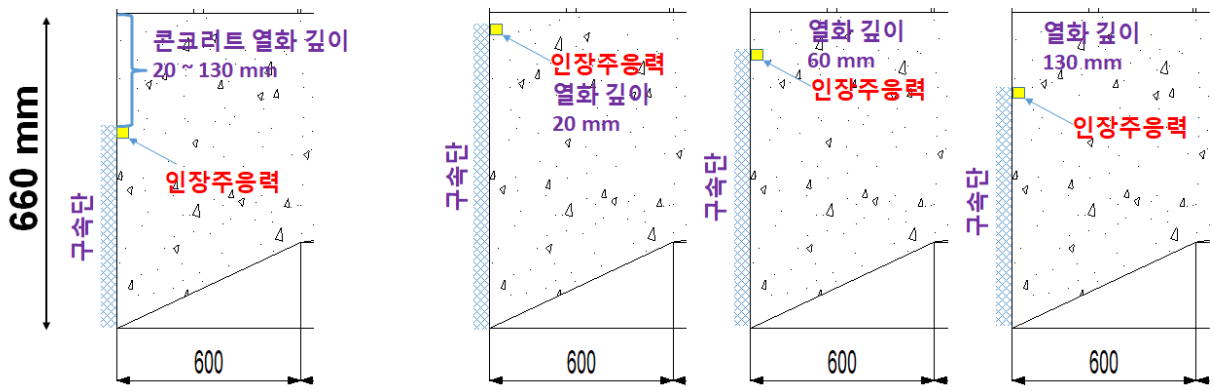
- 유한요소 개수는 총 74,560 개로 결정했으며, 이는 응력 발생 민감도가 수렴하는 범위에서 결정하였다. 요소 크기는 응력집중부(20mm)와 응력집중부가 아닌 요소의 크기(100mm) 차등을 두어, 즉, 응력집중부의 요소를 작게 하여 해석 결과의 신뢰성과 해석의 경제성을 확보하였다.

다. 설계 안전성 검토를 위한 해석 항목

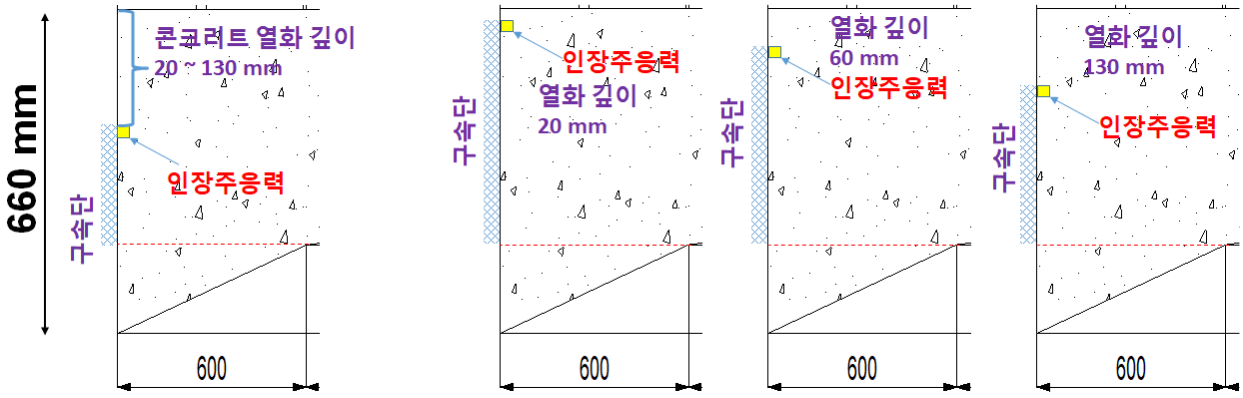
- 지점부 상단 최대주응력과 인장강도(파괴계수, $0.63\sqrt{f_{ck}}$) 비교 (KDS 24 12 10, 2016)
- 캔틸레버 연단부 수직 처짐과 사용성처짐 ($l/375$ = 8.8 mm) 비교 (KDS 14 20 30 사용성)

라. 해석변수

- 콘크리트 강도(f_{ck}) : 40 MPa (설계기준강도) / 32.7 MPa (현장 코어 강도)
- 열화 시나리오(Case1): 현장 조사결과로부터 확인된 열화 깊이 (130 mm)까지 각 0, 20, 40, 60, 80, 100, 130 mm 깊이까지 경계조건을 단계적으로 해제하여 열화부 콘크리트 지점부를 불연속부로 고려함
- 열화 시나리오(Case2): Case1 시나리오와 동일하나 헌치부를 제외한 단면으로 검토함.



(a) 열화위치 변화에 따른 주응력 해석변수(Case1)



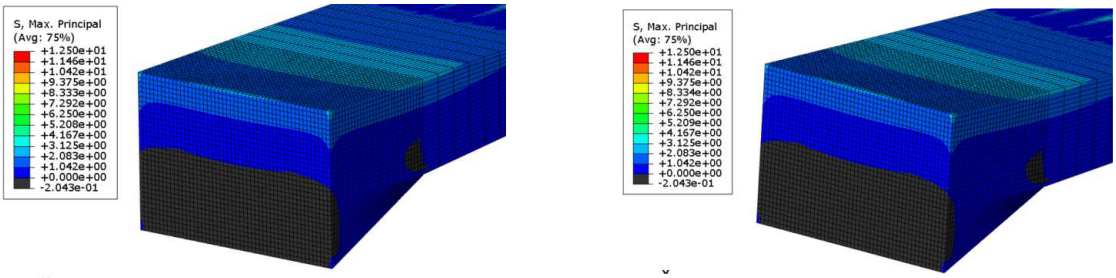
(b) 헌치부 경계조건 제외 및 열화위치 변화에 따른 주응력 해석변수(Case2)

<그림 3. 4> 정착 손실 시나리오 상세

3.2.3 해석결과 및 분석

가. 콘크리트 응력 및 변위 해석결과

- <그림 3. 5>는 설계기준 압축강도 40MPa과 코어강도 평균 32.7MPa에 대한 지점부 상단 평균응력과 연단부 처짐 해석 결과이다. 해석 응력의 경우, 콘크리트 강도 변화에 따른 작용력과 단면의 변화가 없기 때문에 콘크리트에 발생하는 발생응력의 변화는 없다.



(a) fc 40MPa 지점부상단 주응력 (1.99)　(b) fc 32.7MPa 지점부상단 주응력(1.99)

<그림 3. 5> 콘크리트의 압축강도에 따른 발생응력

- 연단부 처짐의 경우, 기존 점검결과(2019년 정밀안전점검) 캔틸레버와 차량방호책의 상대 처짐이 약 15mm로 조사되었으나, 해석에 의한 연단부 최대 처짐량은 1.28mm이다. 기존 정밀점검시 수준측량에 의한 처짐은 건설당시 시공 오차에 의한 상대 높이차, 크리프에 의한 장기 처짐 등이 반영된 것이며, 이번 해석에 의한 처짐은 고정하중과 보도 활하중에 의한 탄성 처짐만이 고려되어 있기 때문에 실제 콘크리트 재료 열화로 인한 처짐의 증가량을 정량적으로 파악할 수는 없었다.

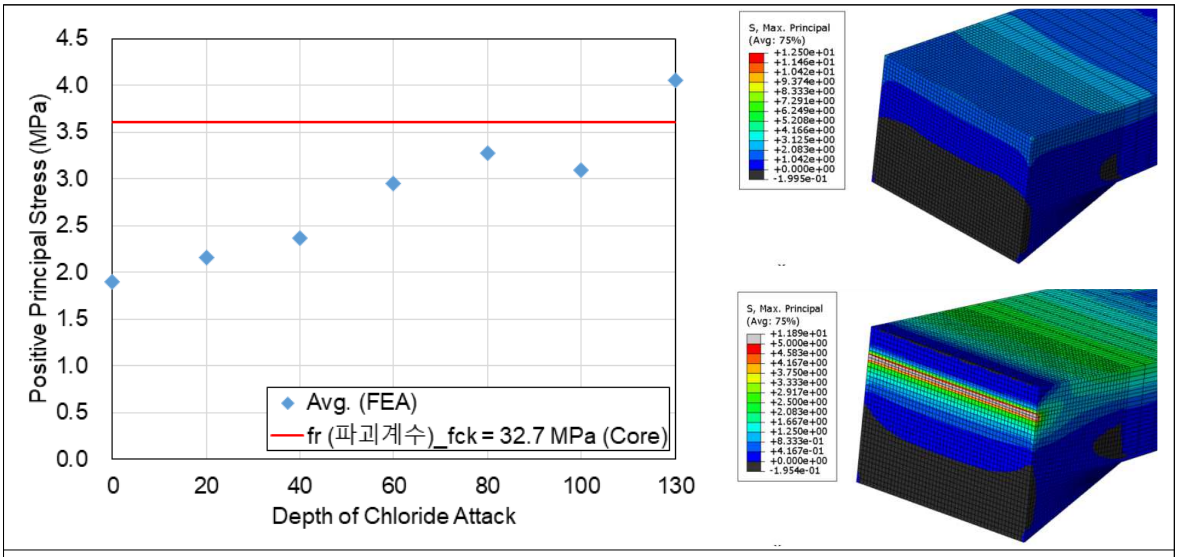
나. 열화 변수 해석에 따른 분석

- 열화 깊이의 변화를 고려한 해석 결과, 손상 깊이가 깊어질수록 인장부 주응력이 증가하는 경향을 나타내었고, 특히, 현장조사 결과, 열화 및 동결융해에 의한 콘크리트의 열화 깊이를 고려했을 때는 주응력이 상당히 크게 증가하였다. 콘크리트의 열화 깊이는 <사진 3. 1>에 나타낸 바와 같이 현장에서 채취한 시료의 층분리 손상이 발생한 최대 깊이까지 반영하였다.

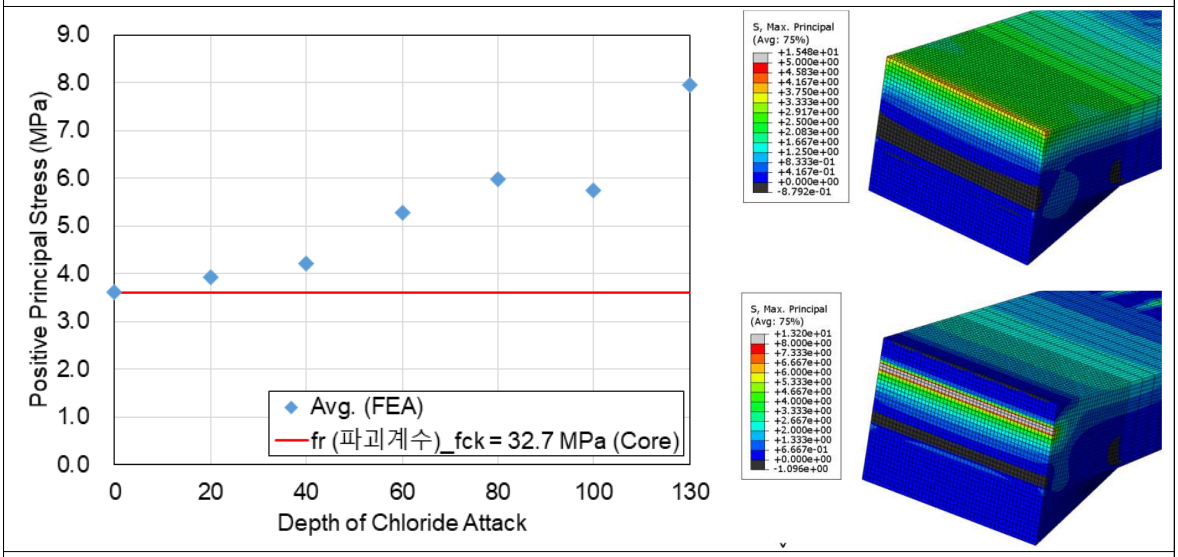


<사진 3. 1> 붕괴 구간에서 채취한 시료의 열화 깊이

- 콘크리트의 열화 깊이를 최대 130mm로 가정했을 때, 발생 주응력은 콘크리트의 인장강도를 상회하는 것으로 확인되었으며, 이는 열화가 붕괴부의 급격한 성능저하 원인으로 작용할 수 있었음을 설명할 수 있다.
- 현장조사에서 확인된 캔틸레버 구간의 2차 타설부 시공이음을 고려하여 헌치부 불연속성을 가정하여 해석한 결과, 열화가 없는 것으로 가정한 모델도 발생 주응력이 콘크리트 인장강도(파괴계수)를 상회하는 결과가 확인되었다.



(a) 열화 깊이 변화



(b) 헌치부 경계조건 제외 및 열화 깊이 변화

<그림 3. 6> 열화 손상시나리오에 따른 최대 주응력 해석 결과

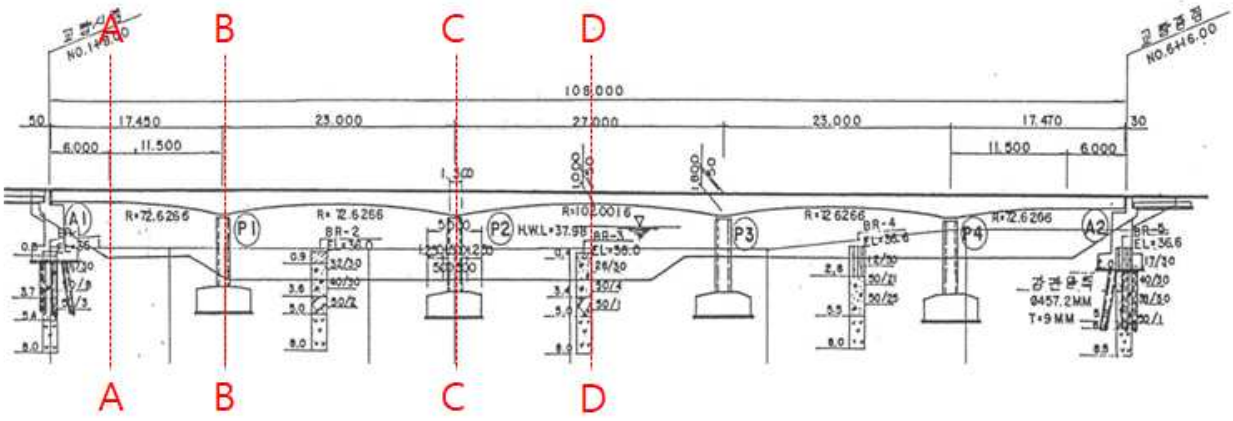
다. 해석결과 분석

- 콘크리트 강도저하(평균 약18%)와 함께 장기간 염해 및 동결융해에 의해 재료의 역학적 성능의 저하를 초래하였고, 이로 인해 철근 정착력 손실로 인한 붕괴부 발생응력이 허용응력을 초과할 수 있음을 해석적으로 확인하였다.
- 따라서, 주요 붕괴 원인으로 추정할 수 있는 것은, 붕괴된 지점부에 장기간에 걸친 염해 및 동결융해 등이 복합적으로 작용하여 콘크리트와 철근의 부착 능력 상실로 특정 시점 즉 붕괴부의 내구성이 임계점에 도달하였을 때 붕괴가 발생한 것으로 사료된다.

3.3 슬래브 검토

3.3.1 극한강도검토

- 재료시험 결과 콘크리트의 압축강도가 슬래브의 설계기준 강도(40MPa)보다 낮은 수준으로 나타났다. 설계시 구조계산서[분당신도시택지개발사업 3-1공구, 탄천11교]를 참조하여 콘크리트의 압축강도 저하에 따른 슬래브 단면의 극한 강도를 검토하였다.
- 정자교는 설계당시 1등급 교량으로 설계차량하중 DL-24, DB-24(43.2tonf)가 적용되었고, 공용중 추가된 고정하중은 보도측에 차량 방호책과 신호등, 가로등이 있다.
- 따라서 설계 당시의 극한모멘트(M_u)를 적용하고 콘크리트의 강도는 압축강도 시험결과를 적용한 극한강도(ϕM_n)를 이용하여 슬래브의 안전성을 검토하였다. 극한강도의 검토 위치는 최대 모멘트가 발생하는 지점부 및 지점 중앙부로 <그림 3. 7>에 나타낸 바와 같다.



<그림 3. 7> 검토구간

- 17개소의 콘크리트 공시체 압축강도 시험 결과 중 편차가 심한 2개의 압축강도를 제외하고 나머지 15개의 압축강도 평균값과 최저값을 단면 검토에 적용하였다. 공시체의 특이값을 제외한 평균압축강도는 32.77MPa이고 최저 압축강도는 25.5MPa이다. 극한강도 검토는 설계 당시의 단위를 사용하였다.

<표 3. 4> 콘크리트 공시체 압축강도시험 결과

시료 번호	시료 번호	위치	압축강도 (MPa)	설계기준 강도(MPa)
1차	#1-1	S5(좌)(P4부근) 붕괴구간	34.1	40.0
	#1-2	S4(좌)(P4부근) 붕괴구간	28.6	
	#1-3	S3(좌)(P3부근) 붕괴끝단	31.2	
	#1-4	S3(좌)배수구	~~55.4~~	
	#1-5	S1(좌) #1대칭(종방향)	30.9	
	#1-6	S3 경간중앙	40.7	
	#1-7	S3(우) #3대칭(횡방향) 건전부	38.7	
	#1-9	S4(우) 체수부	38.5	
2차	#2-1	S5(우) #C1대칭(횡방향) 붕괴구간	31.9	
	#2-2	S5(우) #1-1대칭(횡방향)	**25.5**	
	#2-3	S4(우) #1-2대칭(횡방향)	27.4	
	#2-4	S5(중앙) #C1대칭(횡방향)	31.4	
	#2-5	S5(좌) 경간 중앙	~~23.9~~	
	#2-6	S5 Can't(좌) 경간중앙 붕괴구간	31.8	
	#2-7	S5 Can't(좌) #1-1대칭(횡방향) 붕괴구간	29.4	
	#2-8	S5 Can't(좌) #1-1대칭(횡방향) 붕괴구간	30.5	
	#2-9	S4 Can't(좌) 경간 중앙 붕괴구간	41.0	
압축강도 평균			32.77	
압축강도 최소값			25.50	
검토를 위한 압축강도는 표준편차를 벗어나는 수치 제외 후 평균값 사용				

- 고정하중, 활하중, 지점침하에 의한 극한 모멘트는 <표 3. 5>에 나타낸 바와 같다. 이는 정자교의 구조계산서를 참조한 것이다.

<표 3. 5> 단면력 [단위: ton, m]

위치	M_{d1}	M_{d2}	M_l	$M_{\Delta s}$	M_u
A-A	892.1	118.3	501.6	205.2	2382.12
B-B	-2518.8	-298.3	-853.5	-547.1	-5628.05
C-C	-3512.1	-412.9	-1032.7	-579.8	-7322.60
D-D	1238.9	157.1	589.4	164.8	2950.36

단면력 $M_u = 1.2M_d + 1.8M_l + 1.3M_{\Delta s}$ (식 3. 1)

여기서, M_d : 사하중에 의한 모멘트

M_l : 활하중에 의한 모멘트

$M_{\Delta s}$: 지점침하에 의한 모멘트

- 코어의 압축강도 결과를 적용한 슬래브 단면의 극한강도는 <표 3. 6>~<표 3. 7>에 나타낸 바와 같다. 공시체의 평균 압축강도를 적용했을 때, 최소 안전율은 1.82이며, 최저 압축강도를 적용했을 경우 1.78로 설계시 안전율 1.85보다 5%미만의 안전율이 저하된 상태로 볼 수 있다.
- 또한 바닥판 콘크리트 상면의 열화 상태를 고려하면, 정모멘트 구간에서는 콘크리트 단면의 유효깊이(d)가 작아짐으로써 극한저항모멘트가 작아지게 된다. 바닥판의 코어를 채취하여 확인한 결과, 붕괴구간에서는 약 70mm~130mm의 바닥판 콘크리트가 열화되어 있었다. 보수적으로 약 130mm의 유효깊이를 감소시키고 최소 압축강도를 적용하여 극한 강도를 검토한 결과는 <표 3. 8>와 같다.

<표 3. 6> 극한강도 검토 결과(공시체 압축강도 평균값 적용)

구 분	설계				압축강도 평균값 적용시			
	콘크리트 강도 (MPa)	저항모멘트 $\varnothing M_n$ (tonf·m)	휨모멘트 M_u (tonf·m)	안전율 F_s	콘크리트 강도 (MPa)	저항모멘트 $\varnothing M_n$ (tonf·m)	휨모멘트 M_u (tonf·m)	안전율 F_s
A-A	40.0	4583.88	2382.12	1.92	32.77	4422.76	2382.12	1.86
B-B		-13527.98	-5628.05	2.40		-13329.02	-5628.05	2.37
C-C		-13518.60	-7322.60	1.85		-13319.94	-7322.60	1.82
D-D		6130.86	2950.36	2.08		5979.19	2950.36	2.03

<표 3. 7> 극한강도 검토 결과(공시체 압축강도 최소값 적용)

구 분	설계				압축강도 최소값 적용시			
	콘크리트 강도 (MPa)	저항 모멘트 $\varnothing M_n$ (tonf·m)	휨모멘트 M_u (tonf·m)	안전율 F_s	콘크리트 강도 (MPa)	저항 모멘트 $\varnothing M_n$ (tonf·m)	휨모멘트 M_u (tonf·m)	안전율 F_s
A-A	40.0	4583.88	2382.12	1.92	25.5	4168.61	2382.12	1.75
B-B		-13527.98	-5628.05	2.40		-13015.20	-5628.05	2.31
C-C		-13518.60	-7322.60	1.85		-13006.59	-7322.60	1.78
D-D		6130.86	2950.36	2.08		5739.97	2950.36	1.95

<표 3. 8> 극한강도 검토 결과(바닥판 상면 콘크리트 열화 및 최소 압축강도 고려)

구 분	설계				압축강도 최소값, 유효깊이 감소			
	콘크리트 강도 (MPa)	저항 모멘트 $\varnothing M_n$ (tonf·m)	휨모멘트 M_u (tonf·m)	안전율 F_s	콘크리트 강도 (MPa)	저항 모멘트 $\varnothing M_n$ (tonf·m)	휨모멘트 M_u (tonf·m)	안전율 F_s
A-A	40.0	4583.88	2382.12	1.92	25.5	2912.53	2382.12	1.22
D-D		6130.86	2950.36	2.08		4473.71	2950.36	1.52

- 콘크리트의 압축강도가 저하된 상태에서도 최소 안전율은 1.78을 유지하고, 정모멘트구간에서는 바닥판 콘크리트의 피복열화 깊이를 130mm 고려해도 1.22의 안전율을 확보하고 있는 것으로 검토되었다. 그러나 이는 기존 구조계산서를 인용하여 콘크리트 열화에 따른 단면의 유효깊이 감소만을 고려하여 간략히 검토한 결과이다. 향후 정밀안전진단을 통해 추가된 고정하중과 바닥판의 열화상태, 부모멘트부의 겹이음 등을 고려한 보다 정밀한 안전성 검토가 필요하다.

3.3.2 응력검토

- 설계 구조계산서에 따르면, 슬래브 유효폭에 대하여 상·하연에 발생하는 응력이 산출되어 있다. 구조해석은 슬래브 자중, 2차 고정하중, 충격계수를 고려한 활하중(DL24, 6차선 재하), 온도하중, 지점침하의 영향을 고려하여 수행되었으며, 설계사(삼우기술단)에서 자체 개발한 프로그램이 사용되었다. 응력검토를 위한 하중조합은 <표 3. 9>와 같다.

<표 3. 9>

하중조합		하중설명	허용응력 할증
LC14	DL1+DL2+Pe	고정하중+유효프리스트레스	1.0
LC15~16	DL1+DL2+Pe+LL+S	고정하중+유효프리스트레스+활하중+지점침하	1.0
LC17~20	DL1+DL2+Pe+LL+S+T	고정하중+유효프리스트레스+활하중+지점침하+온도	1.15

- 콘크리트 압축강도(평균 32.77MPa)가 설계기준강도(40MPa)보다 작은 경우, 설계 당시 적용된 도로교표준시방서(1987, 건설부)와 콘크리트표준시방서(1988, 건설부)에 따라 허용응력을 다시 산정하였다. 현재의 압축강도를 고려한 허용응력을 설계시 구조해석을 통해 계산한 슬래브 상·하면의 발생응력과 비교하였다.

- 콘크리트의 허용응력은 설계 당시 설계기준과 코어채취를 통한 압축강도를 적용하여 다음과 같이 산정하되, 설계기준강도(σ_{ck})는 시료 채취를 통한 평균압축강도를 사용하였다.

  ① 프리스트레스트 콘크리트의 허용응력(도로교표준시방서, 1987)

  - 손실 발생 후 허용 휨 압축응력: $0.4\sigma_{ck}$, 온도하중 적용시 15%할증
  - 손실 발생 후 허용 휨 인장응력: $0.4\sqrt{\sigma_{ck}}$, 온도하중 적용시 15%할증

  ② 사용하중에서 프리스트레스트 콘크리트의 허용응력(콘크리트표준시방서, 1988)

  - 손실 발생 후 허용 휨 압축응력: $0.4\sigma_{ck}$, 온도하중 적용시 15%할증
  - 손실 발생 후 허용 휨 인장응력: $1.5\sqrt{\sigma_{ck}}$, 온도하중 적용시 15%할증

- 응력검토결과는 <표 3. 10>과 같으며, 검토단면은 <그림 3. 7>의 극한강도 검토 단면과 동일한 위치이다. 응력 검토결과 콘크리트 압축강도를 327.7kgf/cm^2(32.77MPa)로 적용한 경우에도 모든 위치에서 허용응력을 초과하지 않는다. 그러나 본 응력 검토는 콘크리트의 압축강도 저하만을 고려한 것이므로 철근의 부식, 콘크리트의 노후화 등을 고려한 정밀안전진단과 구조해석을 통해 상세한 안전성을 검토할 필요가 있다.

<표 3. 10> 응력 검토 결과

위치	하중	단면력(tonf, m)			발생응력(tonf/m^2)		허용응력[1)](tonf/m^2)	
		축력	전단력	모멘트	f_t(상면)	f_b(하면)	f_{ca}(압축)	f_{ta}(인장)
A-A	LC17	-8032.4	9.4	800.6	-870.5	-80.4	-1507.4	72.4
B-B	LC20	-8333.0	353.9	-1671.7	-9.5	-472.5	-1507.4	72.4
C-C	LC17	-7950.2	864.7	1244.3	-409.6	-75.6	-1507.4	72.4
D-D	LC17	-7619.5	189.5	596.2	-774.3	-80.4	-1507.4	72.4

1)허용응력 : $0.4\times f_{ck}\times 1.15\times 10 = 1{,}507$tonf/m^2(압축), $0.4\times\sqrt{f_{ck}}\times 1.15\times 10$=72.4tonf/m^2(인장)

제 4 장 붕괴원인 분석 및 재발방지대책

4.1 붕괴 원인 분석

4.1.1 개요

- 본 교량의 사고조사위원회에 제공된 설계 및 시공에 관련된 자료는 구조계산서, 실시설계도면, 수량산출서, 단가산출서, 설계예산서, 도급내역서이며, 점검 및 유지관리 관련 자료는 시설물통합정보관리시스템(www.fms.or.kr)에 등록된 정밀안전점검 및 정기점검 보고서와 보수보강 이력이다.
- 제공된 기존 자료와 제설제의 영향으로 인한 콘크리트의 열화에 대한 여러 연구 보고서 및 논문과 이번 사고조사에서의 현장조사, 재료시험 결과 참조하여 붕괴원인을 분석하였다.

4.1.2 붕괴원인

- 슬래브 본체와 연결된 캔틸레버의 인장철근이 뽑히거나 피복 콘크리트가 철근에 의해 들리면서 취성적인 파괴가 발생한 것은 이미 많은 전문가들과 언론에 의한 알려진 사실이다.
- 슬래브 본체에 캔틸레버 형태로 길게 뻗어 있는 보도부의 인장력을 지탱하는 것은 슬래브 상면에 정착된 캔틸레버의 상부 철근이며, 철근의 정착은 바닥판 콘크리트와 철근의 부착력 등을 통해 발현된다. 교면 포장 직하부의 콘크리트와 캔틸레버부 인장철근 사이의 부착력 상실은 정자교의 캔틸레버 붕괴의 직접적인 원인으로 볼 수 있다.
- 이번 사고조사에서는 캔틸레버 인장철근과 콘크리트의 부착력이 상실된 원인을 구조적 측면과 유지관리 측면에서 분석하여 재발방지대책을 수립하고자 하였다.

가. 구조적 측면

- 정자교 캔틸레버의 구조계산은 도로교표준시방서(1987, 건설부)와 콘크리트표준시방서(1988, 건설부)를 적용하였다. 설계시 강도설계법에 의한 철근량 및 극한강도는 적정하게 검토된 것으로 판단되며, 실제 붕괴 현장의 철근량(23.63cm^2)은 설계 철근량(13.24cm^2)보다 약 1.8배 많이 배근되어 있었다.
- 캔틸레버 인장철근의 정착길이는 도로교표준시방서(1987, 건설부)에 제시된 대로 산정되고 시공되었다. 다만, 당시 시방서의 정착길이 산정식은 허용응력 개념으로 철근이 허용응력에 다다를 때까지 콘크리트에서 뽑히지 않는 길이로 계산된다. 따라서 당시 설

계기준에는 만족하지만 캔틸레버 정착철근은 항복강도에 도달하기 전에 부착강도의 한계에 이르도록 설계된 것으로 판단된다.

- 이형철근과 콘크리트의 부착력은 철근과 콘크리트의 마찰력, 이형철근 돌기와 콘크리트 사이의 인발 저항력에 의해 발휘된다. 이때 철근의 응력이 콘크리트로 전달되어 철근이 정착되어 있는 콘크리트에 인장응력이 발생한다. 특히, 정착철근 끝단에서 콘크리트의 균열이 발생할 가능성이 높고 균열을 통한 열화인자(수분, 염화물, 칼슘 등)의 침투가 용이한 조건이 형성되었다. 이러한 환경이 지속되면서 콘크리트의 손상이 발생하고 철근과 콘크리트의 부착력이 저하되어 붕괴에 이르게 된 것으로 판단된다.
- 슬래브와 접합되는 위치를 고정으로 가정하고 캔틸레버의 구조설계가 이루어졌다. 이러한 설계는 설계기준적용과 구조계산의 문제가 없다하더라도 캔틸레버 고정단의 최대 모멘트가 슬래브 내측으로 전달될 수 있음을 고려하여 정착길이를 증가시키고 한 단면에 모든 철근을 정착하지 않았다면 좀 더 연성적인 파괴가 유도되었을 것으로 판단된다.

나. 유지관리측면

1) 기존 정밀안전점검 및 유지관리

- 2013년 정밀안전점검시 S4경간(붕괴구간)의 코어채취조사 결과, 바닥판 상면 약 30mm가 열화되어 층으로 부스러지는 상태가 확인되었다. 또한 2013년 이후 캔틸레버의 연단 처짐에 대한 조사가 이루어졌으며, 2019년 점검시에는 캔틸레버 끝단의 처짐이 최대 15mm정도 발생한 것으로 조사되었다. 일반적으로 처짐 기준은 활하중에 대한 사용성 검토에 활용되며, 정자교의 경우에도 2013년, 2017년, 2019년 정밀안전점검시 보도부측의 처짐을 측량하여 캔틸레버의 추가 처짐 진행 여부를 검토하였고 그 진행성은 미소한 것으로 판단하였다. 설계도서 검토를 통해 캔틸레버 부재의 구조적 특성과 인장철근이 슬래브 상면 보차도 경계의 콘크리트에 정착되어 있는 것을 고려하여 교면포장과 바닥판 콘크리트의 손상 및 처짐에 대한 신중한 검토가 미흡했다.
- 교면포장의 균열위치와 설계도서의 철근배근 위치 및 바닥판 상면 콘크리트의 열화상태, 캔틸레버 처짐 등의 종합적 검토와 유사사고(2010년 청룡교, 2018년 야탑10교의 보도 붕괴 등)에 대한 조사 결과의 공유를 통한 적극적인 사고 방지 노력이 부족했다.
- 2021년 10월 네이버 로드뷰에 의하면 차량방호책 주변에 체수가 발생되어 아스팔트 균열, 아스팔트와 방호책 기초와의 접속부 뿐만 아니라 보도부의 보도블록을 통해 바닥판 콘크리트로 유입될 수 있어 동해가 발생할 여지가 충분한 조건이었으나 적정한 시기에 유지 보수가 미 시행되어 콘크리트 열화가 지속된 것으로 판단된다.

2) 동결융해

- 캔틸레버에 위치하고 있는 보·차도 경계 차량방호책 인접 차로 바닥판 상면은 박리와 층분리가 철근 아래까지 발생되어 있고 피복 50mm 깊이에 묻혀 있는 캔틸레버의 주철근은 정착길이만으로 부착력을 확보하도록 한 설계개념의 부착력 확보가 불가능한

상태였을 것이다

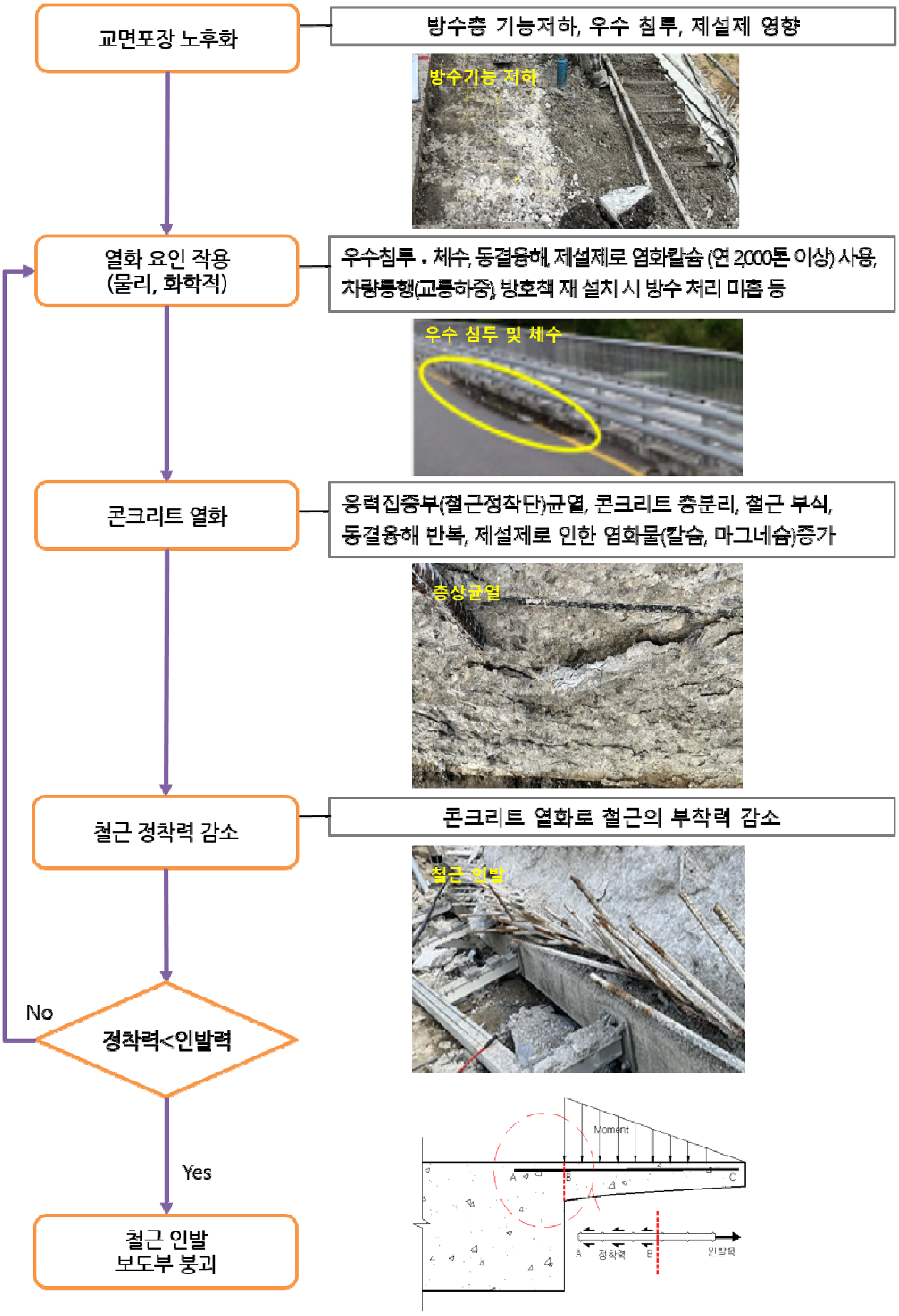
- 제설제가 많이 살포되는 지역에서는 콘크리트내부로 염화물이 함유된 수분의 침투되어 동결융해 손상이 가속화된다. 정자교가 위치한 지역과 가장 가까운 기상정보를 통해 2022년 12월 1일부터 2023년 1월 31일까지의 62일 중 59회의 동결융해현상이 발생될 수 있는 조건이 형성된 것을 확인할 수 있다.
- 30여년 공용 기간 동안 동결융해의 반복횟수가 가중되어 종국적으로 상부철근의 피복 콘크리트 박리 및 층분리를 유발한 것으로 판단된다.

3) 제설제 사용

- 염화물 함유량 시험 결과 콘크리트 내부로 염화물이 침투되어 있는 것이 확인되었고 성남시 분당구의 염화물 사용현황을 확인한 결과 제설제를 살포하였다는 것이 확인되었다.
- 정자교 현장조사에서 조사된 파괴면은 다층의 수평균열을 형성하고 있다. 이러한 손상 열화는 제설제로 사용된 염화칼슘이 기존 콘크리트 경화체의 수산화칼슘과 화학반응을 일으켜 팽창성의 Calcium Oxychloride 광물이 생성되면서 다층의 수평균열 파괴를 유발하는 것으로 추정된다. 또한 염화칼슘 또는 염화마그네슘의 침투는 수평균열 파괴로 진행되기 이전에는 콘크리트 경화체의 수산화칼슘과 반응하여 강도저하를 유발하게 하며, 동결융해와 복합적으로 작용하게 되면서 그 영향이 증폭되는 것으로 판단된다.

4.1.3 붕괴 시나리오

- 앞서 서술한 붕괴 원인을 살펴보면 정자교 캔틸레버의 붕괴는 여러 가지 복합적인 원인으로 인하여 발생한 것이다. 붕괴 요인들이 가중치와 시간적 순서를 확정할 수는 없으나 상호 연관을 지어서 최종적으로 붕괴에 이르는 시나리오를 구성하면 <그림 4. 1>과 같다.


교면포장 노후화
방수층 기능저하, 우수 침투, 제설제 영향
방수기능 저하
열화 요인 작용
(물리, 화학적)
우수침투 . 체수, 동결융해, 제설제로 염화칼슘 (연 2000톤 이상) 사용,
차량통행(교통하중), 방호책 재 설치 시 방수 처리 미흡 등
우수 침투 및 체수
콘크리트 열화
응력집중부(철근정착단)균열, 콘크리트 층분리, 철근 부식,
동결융해 반복, 제설제로 인한 염화물(칼슘, 마그네슘)증가
층상균열
철근 정착력 감소
콘크리트 열화로 철근의 부착력 감소
철근 인발
No
정착력<인발력
Yes
철근 인발
보도부 붕괴
Moment
A
B
C
정착력
인발력

<그림 4. 1> 붕괴 시나리오

4.2 재발방지대책

4.2.1 구조적 측면

- 철근콘크리트 구조는 철근과 콘크리트가 일체화되어 콘크리트 강도는 변함이 없고 철근은 부식하지 않는다는 가정하에 인장은 철근, 압축은 콘크리트가 저항하는 것으로 설계된다. 정자교 보도는 캔틸레버와 슬래브 본체가 철근 정착에 의해 일체화되는 구조이므로 철근이 항복할 때까지 콘크리트에서 뽑히지 않도록 설계·시공되어야 한다. 따라서, 정자교와 같이 캔틸레버 바닥판이 슬래브나 거더에 정착되는 구조에서는 콘크리트 강도와 바닥판 상부에 설치된 인장철근이 본체 배력철근과 연속 여부, 정착길이, 정착방법 및 위치 등을 정확히 확인하여 안전성 판단에 반영할 필요가 있다. 특히, 1992년 개정된 도로교표준시방서(건설부) 이전의 설계기준이 적용된 교량에서는 정착길이 산정이 현 설계기준에 부족하므로 구조 안전성 확인이 필요하다.

4.2.2 유지관리 및 제도적 측면

- 콘크리트 경화체에 일정농도 이상의 염화칼슘이 침투하여 수산화칼슘과 화학반응을 하게 되면 구조물의 기능을 상실하는 열화가 동반될 수 있으므로 제설제 용도로 사용되는 염화칼슘과 염화마그네슘의 사용에 대해서는 구조물의 특성과 재료의 내구성 한계를 감안한 적정 사용량에 대한 관리주체별 관리규정을 제정할 필요가 있다.
- 열화에 취약한 보차도 경계부는 캔틸레버부 최대 인장력이 발생하고 철근이 정착되는 위치이다. 이 위치의 바닥판 상면 피복 콘크리트는 철근의 부식방지 및 부착력을 제공하기 때문에 안전점검 등을 수행함에 있어서 포장균열, 체수, 누수 등 콘크리트 내구성에 악영향을 주는 요인을 주요 점검항목으로 분류할 필요가 있다.
- 제설제가 많이 살포되는 지역의 노후교량은 염화물이 함유된 수분의 침투로 동결융해 및 칼슘과의 화학반응에 따른 손상이 발생하므로 아스팔트의 손상이 발생되어 있으면, 교면 포장 하부의 방수층과 콘크리트 바닥판의 손상여부를 반드시 조사할 필요가 있다. 재포장 시에는 기존 포장을 제거하고 바닥판의 열화 상태를 점검하여 필요 시 단면 보수 및 방수층 시공 후 재포장을 시행해야 한다.
- 「시설물의 안전 및 유지관리에 관한 특별법」에서 2종 시설물은 육안조사를 바탕으로 하는 정밀안전점검을 의무화하고 있다. 정자교와 같이 교면포장 하면의 바닥판 손상은 육안조사가 불가하므로 정밀안전점검으로는 한계가 있다. 따라서 준공 후 30년 이상 경과된 시설물은 정밀안전진단의 의무 실시를 검토할 필요가 있다.
- 또한 유사사고 사례의 적극적 공유를 통한 추가 사고 방지 노력이 필요하다.

참 고 문 헌

[1] 건설부 국립건설시험소, “제설제 사용으로 인한 콘크리트 침해조사”, 1993

[2] 건설부, “도로교표준시방서”, 1987

[3] 건설부, “도로교표준시방서”, 1992

[4] 건설부, “콘크리트표준시방서”, 1988

[5] 고경택 외 3명, “동결융해 작용을 받는 콘크리트 구조물의 내구성능 저하 예측방법에 관한 연구”, 한국구조물진단학회, 제5권 제1호, 2001

[6] 국토해양부, “도로교설계기준(한계상태설계법)”, 2012

[7] 국토교통부, “프리스트레스트 콘크리트구조 설계기준”, 2022

[8] 송태경, “고강도콘크리트의 동결융해 저항 특성에 관한 실험적 연구”, 전남대학교, 1998

[9] 윤인석, “ 제설제에 노출된 서울시내 도로 시설물의 열화 환경 분석”, 한국구조물진단유지관리공학회, 2022

[10] 임채용 외 3명, “ 저온환경에서 제설제가 시멘트 경화체의 내구성에 미치는 영향에 관한 연구”

[11] 채영석, 최일윤, 민인기, “철근콘크리트 구조물의 철근부식에 관한 실험 연구”, 한국안전학회지, Vol.28, no.6, pp.29-37, 2013

[12] 한국도로공사, “제설제 의한 영향 평가방법 수립 연구”, 2018

[13] 한국도로공사, “철근의 부식정도와 부착강도에 대한 연구”, 1997

[14] 한국레미콘공업협회, “동해에 의한 콘크리트 박리현상”, 기술분과위원회, 2015

[15] 한국토지개발공사, 분당신도시택지개발사업 3-1공구 구조계산서(탄천11교), pp.237-246, 1991

[16] Emmons, P. H., Concrete Repair and Maintenance Illustrated, R.S. Means Company, 1994, p23

[17] Hiroaki Mori, Ryuichiro Kuga, Shoichi Ogawa and Yoshimori Kubo, “Chemical Deterioration of Hardened Cement Pastes Immersed in Calcium Chloride Solution”

[18] J. Jain, J. Olek, and A. Janusz, “Effects of Deicing Salt Solutions on Physical Properties of Pavement Concretes”, Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, December 2012.

[19] Laura Lemnitzera, Steffen Schrödera, Alexander Lindorfa, Manfred Curbacha, “Bond behaviour between reinforcing steel and concrete under multiaxial loading conditions in concrete containments.”, SMiRT 20-Division II, Paper 1734, 2009

[20] Laura Ritter, “The influence of transverse tension on the bond between concrete and reinforcing steel”, dissertation for obtaining the academic degree Doctoral engineer, 2013