



공 학 석 사 학 위 논 문

장기 계측을 통한 일체식 교대 교량의 구조 거동 안정성과 수치 해석 모델의 적용성 검증

2023년 2월

부경대학교대학원

토목공학과

이 찬 호

## 공 학 석 사 학 위 논 문

# 장기 계측을 통한 일체식 교대 교량의 구조 거동 안정성과 수치 해석 모델의 적용성 검증

지도교수 이 환 우

이 논문을 공학 석사 학위 논문으로 제출함.

2023년 2월

부경대학교대학원

토목공학과

이 찬 호

## 이찬호의 공학석사 학위논문을 인준함.

2023년 2월 17일



< 목 차 >

표 목차
그림 목차
ABSTRACT ·······vi
I. 서론 ······1
1. 연구의 배경 및 필요성
2. 연구의 내용 및 목적 ~~~~~2
Ⅱ. 대상 교량
1. 교량 제원 및 수치 해석 모델4
2. 교량 계측
3. 계측 위치별 온도 분석
Ⅲ. 수치 해석15
1. 개요
2. 해석 결과
Ⅳ. 현장 조건을 반영한 모델링 보정 및 해석
1. 개요21
2. 변수 선정 및 민감도 해석
3. 변수 조합에 따른 수치 해석

V.	결론	•••••	•••••	•••••	•••••	••••••	•••••	••••••	•••••	······ 40

참고	문헌		4	1
----	----	--	---	---



## < 표 목차 >

<표	1-1>	연구의 구성도
<丑	2-1>	교량의 제원
<표	2-2>	수치 해석 모델 구성 요소
<표	2-3>	계측기의 사양
<표	3-1>	3개 교량의 <i>t</i> 검정 등분산 가정
<표	4-1>	3개 교량의 현장 추적 조사 결과
<표	4-2>	수치 해석 모델에 적용될 변수
<표	4-3>	변수의 영향을 분석하기 위해 적용된 입력 계수 값
<표	4-4>	SASS 상대오차 비교28
<표	4-5>	SWSS 상대오차 비교29
<표	4-6>	SSB 상대오차 비교
<표	4-7>	B교 환산온도(바닥판 타설일 : 2014. 09) ~~~~ 33
<표	4-8>	건조수축 추가 여부에 따른 상대오차 비교
<표	4-9>	변수 조합 종류
<표	4-10>	> 변수 조합에 따른 상대오차 비교

## < 그림 목차 >

[그림 1-1] 조인트 교량
[그림 1-2] 구조 모델 예시
[그림 2-1] 지반-구조 경계조건 모델6
[그림 2-2] 일체식 교대 교량 형식
[그림 2-3] 계측기 설치 위치9
[그림 2-4] 시점 교대 실측 변위와 계측 위치별 온도를 적용한 해석
변위의 비교
[그림 2-5] 종점 교대 실측 변위와 계측 위치별 온도를 적용한 해석
변위의 비교
[그림 3-1] 시점부 교대의 실측 결과와 해석 결과의 비교
[그림 3-2] 종점부 교대의 실측 결과와 해석 결과의 비교
[그림 4-1] 시점부 교대 실측 변위와 지반-교대 벽체 스프링 강성에 따른
해석 변위의 비교
[그림 4-2] 종점부 교대 실측 변위와 지반-교대 벽체 스프링 강성에 따른
해석 변위의 비교27
[그림 4-3] 종점부 교대 실측 변위와 지반-날개벽 스프링 강성에 따른
해석 변위의 비교
[그림 4-4] 시점부 교대 실측 변위와 교량 받침 전단 강성에 따른 해석
변위의 비교
[그림 4-5] 종점부 교대 실측 변위와 교량 받침 전단 강성에 따른 해석
변위의 비교
[그림 4-6] B 교 건조수축 대상 구간과 변형률

[그림	4-7]	시점부	교대의	실측	변위와	건조수축	추가에	따른	해석	변위
의 비	교								•••••	··· 34
[그림	4-8]	종점부	교대의	실측	변위와	건조수축	추가에	따른	해석	변위
의 비	교 …								•••••	····· 34
[그림	4-9]	B교변	년수 조힙	에 따	·른 변위	비교				····· 37
[그림	4-10	] C 교	변수 조	합에 [	다른 변역	위 비교			•••••	38



#### 장기 계측을 통한 일체식 교대 교량의 구조 거동 안정성과 수치 해석 모델의 적용성 검증

#### 이 찬 호

부경대학교 대학원 토목공학과

#### 요약

일체식 교대 교량(integral abutment bridges) 공법은 미국, 캐나다 등에서는 1930년대 이후 적용되고 있다. 국내의 경우 해외 사례에 비해 공용기간이 짧아 설계, 시공 및 유지관리 경험 등이 부족한 실정이다. 장기 거동에 관한 추적 데이터 역시 부족하여 설계 시 예측한 구조 거동에 대한 안정성 확인이 필요한 상황이다. 본 연구에서는 국 내에서 공용 중인 일체식 교대 교량을 대상으로 장기 계측을 하고 선행 연구에서 제 안된 수치 해석 모델을 적용하여 해석한다. 구조 거동의 안정성과 수치 해석 모델 적 용성은 장기 추적 데이터와 수치 해석 모델의 결과를 비교하여 정성적 • 정량적인 유 사성을 분석하여 검증한다. 정성적인 분석은 계절적 온도 변화에 따른 변위 값의 크기 와 변화 형상의 유사성으로 판단한다. 정량적인 분석은 실측과 수치 해석 변위 집단을 t 검정을 사용하여 비교한다. 대상 교량들은 설계 시 예측된 값과 실측 값이 큰 오차 가 없는 범위 내에서 안정적인 구조 거동을 보였다. 따라서 일체식 교대 교량의 거동 안정성과 제안된 수치 해석 모델의 적합성을 확인하였다. 현장 추적 조사 결과 일부 교량에서 교대 밀림 현상으로 인한 신축 유간 축소 및 교대 벽체와 거더부 협착이 발 견되었다. 수치 해석 모델링의 정확도를 높이기 위해서는 설계 시 반영하는 지반-교 대 벽체 스프링 강성 및 교량 받침 전단 강성을 설계 값에 비하여 증가시킬 필요가 있었다.

핵심용어 : 일체식 교대 교량, 추적데이터, t 검정, 수치 해석 모델, 교대 밀림 현상

## Verification of Structural Behavior Stability and the Application of Numerical Analysis Models of Integral Abutment Bridges through Long-term Measurement

Chan-Ho, Lee

Department of Civil Engineering, The Graduate School, Pukyoung National University

Abstract

Integral abutment bridges have been applied since the 1930s in the United States and Canada. In Korea, there is a lack of experience in design, construction, and maintenance. Tracking data on long-term behavior is also insufficient, so it is necessary to assess the stability of the structural behavior predicted at the designing of the bridge. In this study, long-term measurements were made on integral abutment bridges that were existing in Korea and interpreted by applying the numerical analysis model proposed in previous studies. The stability of structural behavior and the applicability of numerical analysis models were verified by analyzing qualitative and quantitative similarities by comparing long-term tracking data with the results of numerical analysis models. The similarity between the size and shape of the displacement value according to seasonal temperature changes was qualitatively assessed. Quantitative analysis compares the measured and numerical analysis displacement groups using a t-test. The target bridges showed stable structural behavior within a range in which there was no large error between the predicted value and the measured value at the designing of the bridge. Therefore, the behavior stability of the integral abutment bridges and the suitability of the proposed numerical analysis model were confirmed. As a result of the on-field investigation, the reduction of the expansion clearance and the constriction of the alternating wall and girder due to the alternating pushing phenomenon are found in some bridges. This study suggest that an increase in the Soil-abutment spring rigidity and bridge bearing shear rigidity reflected in the design compared to the design value can improve the accuracy of the numerical analysis modeling.

\* Key word: Integral Abutment Bridges, Tracking data, t-test, Numerical analysis model, Abutment pushed phenomenon

## I. 서론

#### 1. 연구의 배경 및 필요성

신축 이음 장치가 설치된 [그림 1-1]과 같은 조인트 교량의 경우 차량의 지 속적인 하중에 의한 파손과 시간에 따른 노후 및 누수가 진행되고 있다. 신축 이음 장치가 설치된 연결부의 파손된 틈으로 오염물질들이 유입되면 교량 받침 및 교대 벽체의 내구성이 저하되고 소음 발생 등의 문제가 나타난다. 이와 같 은 교량의 문제점들을 해결할 수 있는 대안으로 상부구조와 교대를 일체화하는 일체식 교대 교량(integral abutment bridges) 공법이 개발되었고 미국, 캐나다 등에서는 1930년대 이후 적용되고 있다(KECRI, 2018). 국내의 경우 1999년 A 교를 최초로 적용하기 시작하였으나 해외 사례에 비해 공용기간이 짧아 설계, 시공 및 유지관리 경험 등이 부족한 실정이다. 장기 거동에 관한 추적 데이터 역시 부족하여 설계 시 예측한 구조 거동에 대한 안정성 확인이 필요한 상황이 다(Kang et al., 2015). 따라서 장기 계측을 통한 일체식 교대 교량의 안정적인 구조적 거동을 추적한 데이터의 확보와 수치 해석에 의한 검증이 필요하다.



[그림 1-1] 조인트 교량 (KECRI, 2018)

## 2. 연구의 내용 및 목적

본 연구에서는 국내에서 공용 중인 일체식 교대 교량을 대상으로 장기 계측을 하고 선행 연구에서 제안된 수치 해석 모델(Noh et al., 2021)을 적용하여 해석한다. [그림 1-2]는 Noh(2021)의 연구에서 제안된 구조 모 델의 예시를 나타내었다. 모델 1은 전 부재가 beam 요소로 구성되었고 바닥판이 거더에 합성된 모델이다(Noh et al., 2021). 모델 2는 바닥판과 교대 벽체의 경우 plate 요소, 거더와 가로보, 말뚝의 경우 모델링의 편의 성을 고려하여 beam 요소를 적용한 모델이다(Noh et al., 2021). 모델 3은 solid 요소를 기반으로 한 구조 모델이고 말뚝은 beam 요소를 적용한 모 델이다(Noh et al., 2021).

일체식 교대 교량의 구조 거동 안정성과 수치 해석 모델 적용성의 검증 은 장기 추적 데이터와 수치 해석 모델의 결과를 비교하여 정성적·정량 적인 유사도를 분석한다. 그리고 공용 교량의 추적 조사 결과에 의해 발 견된 현장의 특이 거동 현상을 반영한 해석을 수행하여 수치 해석 모델링 의 정확도를 향상시킬 보정 방안을 제시하고자 한다. <표 1-1>은 본 연 구의 구성도를 나타내었다.



[그림 1-2] 구조 모델 예시 (Noh et al., 2021)

<표 1-1> 연구의 구성도



## Ⅱ. 대상 교량

## 1. 교량 제원 및 수치 해석 모델

현재 고속도로에 주로 사용되는 일체식 교대 교량은 3가지 형식으로 분 류된다. 신설 구간에 주로 적용되는 완전일체식 교대 교량(FIAB : Full Integral Abutment Bridges)과 반일체식 교대 교량(SIAB : Semi Integral Abutment Bridges), 그리고 공용 중인 교량의 형식을 변경한 흉벽일체식 교대 교량(PIAB : Parapet Integral Abutment Bridges)으로 분류된다 (Noh et al., 2021). 본 연구의 장기 계측 대상 교량은 현재 국내의 고속도 로 구간에서 공용 중인 교량을 형식 별로 1개씩 선정하였다. <표 2-1>은 선정된 교량 형식, 연장, 폭 등의 제원이다.

구 분	교량 형식	연장 (m)	폭 (m)	거더 형식	사각 (°)
A iii	FIAB	90.793	12.160		30.0
В교	SIAB	140.025	12.625	PSC Girder	0
C II	PIAB	30.279	12.140		15.0

#### <표 2-1> 교량의 제원

수치 해석 모델은 Noh(2021)의 연구에서 제안한 실용적인 모델을 적용 하였으며 <표 2-2>는 수치 해석 모델의 구성 요소이다. A 교와 B 교는 Noh(2021)의 연구에서 제안한 모델 2를 사용하였으며, C 교는 모델 3을 사용하였다. [그림2-1]은 각 교량의 형식에 따라 적용된 지반 경계 조건의 스프링 모델이다. [그림 2-1] (a)는 지반-교대 벽체 비선형 스프링 모델이 고 [그림 2-1] (b)는 지반-말뚝 비선형 스프링 모델이다(Frosch et al., 2011 ; Lan, C et al., 2012). A 교와 B 교는 교대 배면의 뒷채움재가 무 다짐 상태이며, C 교는 95% 다짐 상태이다(KECRI, 2016).

<표 2-2> 수치 해석 모델 구성 요소									
그브	1	2	구조 모델	1		경계 조건 모델			
, 2	바닥판	거더	벽체	말뚝	날개벽	지반-벽체	지반-말뚝	교량 받침	
A II	Plate	Beam	Plate	Beam	Plate	NLS	NLS	LS	
В л	Plate	Beam	Plate	-	-	NLS	5/	LS	
Сш	Solid	Solid	Solid	Beam	Solid	NLS	NLS	LS	

## <표 2-2> 수치 해석 모델 구성 요소

NLS : Nonlinear Spring(비선형 스프링), LS : Linear Spring(선형 스프링)



(b) 지반-말뚝 비선형 스프링 모델 [그림 2-1] 지반-구조 경계조건 모델(KECRI, 2016)

[그림 2-2]는 장기 계측 대상 교량의 형식에 따른 수치 해석 모델이며 <표 2-1>의 제원을 바탕으로 모델링 하였다. [그림 2-2] (a)는 상부구조 가 단부 벽체 및 기초부에 완전 일체화된 교량이다(KECRI, 2019). [그림 2-2] (b)는 상부구조를 단부 벽체로 일체화시키고 온도 신축에 의한 상부 구조의 수평 이동이 가능하도록 단부 벽체 하부와 교대 벽체 상면에 교량 받침을 설치한 반일체식 교대 교량이다(KECRI, 2019). [그림 2-2] (c)는 흉벽일체식 교대 교량이며 기존 조인트 교량의 신축 이음 장치를 제거한 후 상부구조와 교대 흉벽을 현장 타설 철근 콘크리트로 일체화하여 일체 식 교대 교량 형식으로 변경하는 공법이다(KECRI, 2019).



(a) A 교(FIAB)



(c) C 교(PIAB) [그림 2-2] 일체식 교대 교량 형식

### 2. 교량 계측

각 교량의 계측 위치는 [그림 2-3]에서 보여주고 있으며 설치된 계측 기인 변위계와 온도계의 사양은 <표 2-3>과 같다. A, C 교의 변위계는 시·종점 교대 날개벽 측면에 설치하였고 B 교는 방호벽 측에서 2번째 거더 시·종점 교대 교좌부에 설치하였다. 변위는 교축 방향(DT1, DT3) 및 교축 직각 방향(DT2, DT4)을 계측하였고 교축 방향 변위를 적용하였 다. 이는 일체식 교대 교량의 온도 변화에 따른 구조적 거동이 신축 이음 없이 상부구조의 신축을 수용하는 방식에 따른 주된 구조 거동이기 때문 이다. 온도는 노면 온도(T1), 상부 대기 온도(T2), 하부 대기 온도(T3) 및 부재 온도(T4) 등을 측정하였다. 부재 온도는 거더부 온도를 의미한다.







(b) B 교 평면도



(c) C 교 평면도



## <표 2-3> 계측기의 사양

저 모	사양				
30	변위계	온도계			
모델명	CDP-50	Thermometer T-TYPE			
측정 범위	50 mm	1 -			
형식	전기저항식	열전대			
정밀도	$0.005 \text{ mm}(10000 \times 10^{-6})$	±0.5°C			
동작 온도 범위	-20 ~ 60°C	-20 ~ 120℃			
제작사	TML×	ŀ(일본)			

## 3. 계측 위치별 온도 분석

구조 거동 분석에 적용할 적절한 온도를 선정하기 위해 계측 위치별 온 도에 대해 분석하였다. 분석 방법은 계측 위치별 온도를 수치 해석에 반 영하여 교축 방향 해석 변위 값과 실측 변위의 크기를 비교한 다음, 거동 분석에 적용할 온도를 선정하는 것이다. [그림 2-4]는 각 교량의 시점 교 대부 실측 변위와 계측 온도를 적용한 해석 변위의 비교이며, [그림 2-5] 는 종점 교대부의 경우이다. 각 교량의 시·종점부 변위 비교를 정성적으 로 분석하여 실측 변위에 가장 근접한 해석 변위가 나타나는 계측 온도를 본 연구에서 채택하고자 한다.



(a) A 교



변위의 비교



(b) B 교



(c) C 교

[그림 2-5] 종점 교대 실측 변위와 계측 위치별 온도를 적용한 해석 변위의 비교

분석 결과 [그림 2-4]와 [그림 2-5]에서 볼 수 있듯이 거더부(T4)에서 계측된 온도를 적용한 수치 해석 변위가 실측 변위에 가장 잘 일치하는 것을 알 수 있었다. 따라서 본 연구에서 수행할 수치 해석에는 계측 위치 별 온도 중 거더부의 온도를 적용하기로 하였다.

## Ⅲ. 수치 해석

## 1. 개요

장기 추적 데이터에 따른 실측 변위 값과 수치 해석 결과의 유사성을 먼 저 정성적으로 분석한다. 정성적인 분석은 계절적 온도 변화에 따른 변위 값의 크기와 변화 형상의 유사성으로 판단한다. 계측 결과와 해석 결과의 집단을 t 검정을 통해 비교한다. t 검정은 유의수준 0.05를 기준으로 한 개 또는 두 개의 모집단에서 모평균을 비교하여 유의 여부를 판별하는 방 법이다(Heo et al., 2017). 식(1)은 t 통계량을 나타내었다. 일반적으로 t 값이 클수록 두 집단의 평균 차이가 크다고 할 수 있다. 또한 P값이 유의 수준 0.05 미만이면 두 데이터의 비교가 유의미할 정도로 차이가 있음을 나타낸다. 그리고 구조 거동 안정성에 대한 정량적 분석은 설계 지침 (KECRI, 2018)에서 제안하는 일체식 교대 교량의 신축 제한량과 비교하 ot il 여 판단하였다.

실측 변위 대비 해석 변위 비율 :

$$t = \frac{\overline{X_1} - \overline{X_2}}{\sqrt{s^2(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2})}}$$
(1)

여기서 :  $\overline{X_1}$  = 모집단 데이터 평균 ₮-= 비교집단 데이터 평균 s= 공동분산 n= 데이터 개수

## 2. 해석 결과

계절 변화에 따른 실측값과 수치 해석 변위에 대한 정성적인 분석 결 과, [그림 3-1]과 [그림 3-2]에서 보는 바와 같이 전체적으로 유사함을 확 인할 수 있었다. 또한 계절 변화에 따른 온도 변화 역시 변위 변화 형상 과 근사적이었다. 다만, C 교 시점부 교대(이하 A1)의 경우는 계측 초기 에 일부 계측 오류가 있었던 것으로 판단된다. 계측 결과는 2021년 이후 정상 가동하는 것으로 보이지만, 온도 하강 시기인 2018년 ~ 2020년 동절 기 변위는 신뢰도가 부족하여 C 교 A1의 계측 데이터는 본 연구의 분석 에서 제외하기로 하였다.



(a) A 교



[그림 3-1] 시점부 교대의 실측 결과와 해석 결과의 비교



(b) B 교



(c) C 교 [그림 3-2] 종점부 교대의 실측 결과와 해석 결과의 비교

각 교량의 실측 변위 발생량은, [그림 3-1]과 [그림 3-2]에서 보는 바 와 같이 최대 18.25 mm이다. 이는 설계 지침(KECRI, 2018)의 신축량 제 한값인 200 mm에 비하여 9.1% 수준이다. 따라서 일체식 교대 교량이 제 한 범위 내에서 충분히 안정적으로 거동하는 것을 확인하였다. 그리고 수 치 해석과 실측 값의 변위 차이는 [그림 3-1]에서 보는 바와 같이 최대 4 mm이다. 이는 신축량 제한 값의 2% 수준이다. <표 3-1>에서 각 교량별 수치 해석 결과를 t 검정을 통해 유의 수준 을 판단하였다. 각 교량의 t 검정 P 값이 유의 수준 0.05를 초과하였으므 로 두 집단의 비교는 무의미함을 나타낸다. 즉, 이는 기존데이터인 계측 값과 비교데이터인 해석 값의 차이가 무의미할 수준으로 근접하다는 것을 의미하다.

구분		변위	평균	공동분산	t-통계량	Р	
	Δ1	실측	-2.06	24.06	0.50	0.50	
۸	AI	해석	-3.23	24.90	0.59	0.50	
А	4.2	실측	-3.58	27.66	0.12	0.89	
	AZ	해석	-3.89	37.00	0.15		
	A1	실측	-4.62	60.46	0.11	0.91	
D		해석	-4.28	00.40	-0.11		
D	A2	실측	-4.21	67.95	0.02	0.98	
		해석	-4.28	07.85	0.02		
	A 1	실측	-0.48	C FE	0.02	0.02	
С	AI	해석	-1.27	6.0	0.92	0.36	
	12	실측	-1.61	2.90	0.72	0.47	
	A2	해석	-1.21	2.80	-0.75		

<표 3-1> 3개 교량의 t 검정 등분산 가정

대상 교량들은 설계 시 예측된 값과 실측값이 큰 오차가 없는 범위 내 에서 안정적인 구조 거동을 보였다. 또한 실측값과 해석값의 비교 역시 근사적이었다. 따라서 일체식 교대 교량의 거동 안정성과 제안된 수치 해 석 모델의 적합성을 확인하였다.

## Ⅳ. 현장 조건을 반영한 모델링 보정 및 해석

## 1. 개요

앞 절의 수치 해석은 교량의 설계 제원만을 반영한 모델의 결과이다. <표 4-1>은 현장의 추적 조사를 수행한 3개 교량의 결과이다. <표 4-1> 에서 보는 바와 같이 A 교의 경우 설계 예측 거동과 다른 특이한 현장 조 건은 발견되지 않았다. 그러나 B 교와 C 교는 측방 유동에 의해 교대 밀 림 현상이 발견되었다. B 교의 경우 신축 유간이 축소된 현상이 발견되었 고 C 교의 경우 거더와 교대 벽체의 협착이 발견되었다. 따라서 기본 설 계 제원만을 반영한 수치 해석 모델의 정확도를 향상시키기 위해서는 현 장 추적 조사 결과가 반영될 수 있는 모델링의 입력 계수 수정 해석이 필 요하였다.

구 분	측방 유동	구조 접합부
A JU		41
B ш	0	- 교대 밀림 현상 - 신축 유간 감소
C 교	0	- 교대 밀림 현상 - 거더-교대 벽체 협착

#### <표 4-1> 3개 교량의 현장 추적 조사 결과

## 2. 변수 선정 및 민감도 해석

대상 교량에서 발견된 현장 조사 결과를 반영하여 교량 거동에 영향을 줄 수 있을 것으로 판단된 수치 해석 모델 변수 4가지를 선정하였다. 각 변수 는 지반과 교대의 상호 작용을 반영한 지반-교대 벽체 스프링 강성(SASS : Soil-Abutment Spring Stiffness), 지반과 날개벽의 마찰을 고려한 스프링 강성(SWSS : Soil-Wing Wall Spring Stiffness), 교량 받침 전단 강성(SSB : Shear Stiffness of Bridge Bearing), 건조수축(shrinkage)이다.

SASS는 교대 밀림 등에 의한 뒤채움의 토압 증가 현상을 고려하기 위 해 비선형 압축 전담 스프링( $k_{n,e}$ )을 사용하였다. SWSS는 날개벽이 교량 의 전단 거동에 미치는 영향을 반영하기 위해 비선형 양방향 스프링( $k_{n,b}$ ) 을 사용하였다. SSB는 온도 변화와 교대부의 토압에 의한 교량 종방향 변위 거동을 고려하기 위해(Chang, 2011) 교량 받침 전단 강성에 선형 탄 성 스프링( $k_{l,e}$ )을 사용하였다. 준공 후 10년이 경과한 교량은 건조수축이 완료된 것으로 가정하였다(Frosch et al., 2011 ; KECRI, 2016).

A LH DI M

<표 4-2>에는 4가지 변수 중 대상 교량에 적용할 변수를 정리하였다.
B 교는 교대 밀림 현상이 발생하였으며 준공 후 10년 이내의 교량이다.
따라서 B 교에 적용될 변수는 SASS, SSB, 건조수축이다. C 교는 날개벽
이 있고 교대 밀림 현상이 발생하였으며 준공 후 10년이 경과한 교량이
다. 그러나 흉벽 일체식 교대 교량인 C 교는 바닥판과 흉벽부 연결판을
통하여 힘을 전달하는 구조이므로 교량 받침 강성의 변화가 미치는 영향
이 미소하여 SSB는 무시하였다. 따라서 C교에 적용될 변수는 SASS와
SWSS이다.

구 분	교량 형식	SASS	SWSS	SSB	건조수축			
Вл	SIAB	0	-	0	0			
Сл	PIAB	0	0	1-17	/ -			
A H PI II								

			1	1017	NA	1	
<표 4-2> ≠	수치	해석	모델에	적용될	변수		11.

<표 4-3>은 각 변수의 영향도를 분석하기 위하여 적용한 입력 계수 값이다. 1.0k는 각 변수의 기본 설계 값을 의미한다. 설계 제원을 반영한 수치 모델에는 SASS, SWSS 및 SSB가 각 교량의 형식에 따라 설계 값으로 적용되어 있지만 건조수축은 포함되어 있지 않다. SASS 100.0k<sub>n.e</sub>는 교대와 거더의 협착 현상 등에 따른 영향을 반영하기 위함이며(Park et al., 2021) 10.0k<sub>n.e</sub>는 중간 값을 고려한 것이다. SWSS는 참고문헌(KSCE, 2010)에서 권장하는 범위를 고려해 SASS의 1/3.5 값으로 적용하였으므로 1.0k<sub>n.b</sub> = 1.0k<sub>n.e</sub>/3.5이다. SSB 1.0k<sub>l.e</sub>는 전단 변형을 무시한 수준이며, SSB 10.0k<sub>h</sub>는 전단 변형을 최대로 고려하였을 때의 스프링 강성이다(Chang, 2011). SSB 5.0k<sub>l.e</sub>는 1.0k<sub>l.e</sub>과 10.0k<sub>l.e</sub>의 중간 값을 고려한 것이다.

7 8	비스벼 이러 게스	스프링		
1 1	한다일 입력 세다	N/L	형 식	
SASS	$1.0k_{n,c}, 10.0k_{n,c}, \ 100.0k_{n,c}$	NLS	Comp, only	
SWSS	$1.0k_{n,b}, \ 10.0k_{n,b}, \ 100.0k_{n,b}$	NLS	Bi, directional	
SSB	$1.0k_{l,e},\;5.0k_{l,e},\;10.0k_{l,e},$	LS	Elastic Link	
건조수축	바닥판, 거더	_	_	

<표 4-3> 변수의 영향을 분석하기 위해 적용된 입력 계수 값

수치 해석 모델의 정확도를 향상시킬 수 있는 입력 계수를 선정하기 위 해 기본 설계 제원을 반영한 수치 해석 모델에 <표 4-3>의 변수를 각각 반영하여 민감도 해석을 수행하였다. 민감도 해석 방법은 B교의 경우 SASS에 대해 분석할 때, 다른 변수들(SSB, 건조수축)은 설계 값인 상태 에서 1.0k<sub>n,c</sub>, 10.0k<sub>n,c</sub>에 대해 해석을 수행하였다. 다른 변수와 C 교의 경우도 같은 절차를 통해 분석하였다. 그리고 각 입력 계수의 해석 결과와 실측값의 비교를 정성적 • 정량적인 분석을 통해 실측값과 가장 유 사한 입력 계수 값을 선정하였다. 민감도 해석에 대한 정량적 분석을 위 해 계측 결과와 입력계수별 해석 결과의 상대오차를 비교하였다. 상대오 차는 식 (2)를 사용하여 산정하였다. 상대오차가 비교 대상에 비해 작을수 록 실제 구조 거동과 유사한 경향을 나타낸다고 볼 수 있다. 따라서 적절 한 변수 조합의 선정은 평균 상대오차가 최소일 때를 적용하기로 하였다.

평균 상대오차 : Re

 $\overline{Re} = \left[\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} \mid \frac{\Delta_{FEM} - \Delta_{FIELD}}{\Delta_{FIELD}} \mid \times 100\right]$ 

식 (2)

여기서 :

 $\Delta_{FEM}$ : 수치 해석 모델에 의한 변위값(mm)

 $\Delta_{FIELD}$ : 현장 계측에 의한 변위값(mm)

## 가. 지반-교대 벽체 스프링 강성 분석

(1) 정성적 분석





(b) C 교

[그림 4-2] 종점부 교대의 실측 변위와 지반-교대 벽체 스프링 강성에 따른 해석 변위의 비교

교 량	조 르	$\overline{Re}$	(%)	$\min(\overline{D_0})(0/)$
	0 11	A1	A2	$\min(ne)(70)$
	SASS $1.0k_{n,c}$	65.9	17.3	
Вш	SASS $10.0k_{n,c}$	60.8	14.5	11.5
	SASS $100.0k_{n,c}$	28.6	11.5	
	SASS $1.0k_{n,c}$	-	148.1	
Сш	SASS $10.0k_{n,c}$		134.2	101.4
	SASS $100.0k_{n,c}$	UNA	101.4	

<표 4-4> SASS 상대오차 비교

지반-교대 벽체 스프링 강성의 각 입력계수에 대한 정성적·정량적 분 석을 수행하였다. [그림 4-1]과 [그림 4-2]는 B 교와 C 교의 시·종점 교 대부 실측 변위와 입력계수별 해석 변위의 비교를 나타내었다. <표 4-4> 는 B교와 C 교의 실측 변위와 해석 변위의 SASS 상대오차를 비교한 결 과이다. 이때, 앞 절에서의 분석 결과를 반영하여 C 교의 A1 계측 결과는 제외하였다.

정성적·정량적 분석 결과 B 교 A1의 경우 SASS 100.0 $k_{n,c}$ 가 실측값 에 가장 근사적이었지만, A2의 경우 SASS 100.0 $k_{n,c}$ 의 해석 변위가 실측 값보다 과소하게 나타나기 때문에 이를 고려하여 SASS 10.0 $k_{n,c}$ 를 채택 하였다. C 교 A2의 경우 실측값에 가장 근접한 입력계수는 SASS 100.0 $k_{n,c}$ 이었다.

## 나. 지반-날개벽 스프링 강성 분석

(1) 정성적 분석



(2) 정량적 분석

(2)	00		
<표	4-5>	SWSS 상대오차 비교	

교랴	조 르	$\overline{Re}$	(%)	$\min(\overline{P_{\alpha}})(0_{\alpha})$	
- <u>-</u> 8	0 11	A1	A2	$\min(ne)(70)$	
	SWSS $1.0k_{n,b}$	_	46.7		
Сш	SWSS $10.0k_{n,b}$	-	48.6	46.7	
	SWSS $100.0k_{n,b}$	_	70.7		

ot il

지반-날개벽 스프링 강성의 각 입력계수에 대한 정성적·정량적 분석을 수행하였다. [그림 4-3]은 C 교의 종점 교대부 실측 변위와 입력계수별 해 석 변위의 비교를 나타내었다. <표 4-5>는 B교와 C 교의 실측 변위와 해 석 변위의 SWSS 상대오차를 비교한 결과이다.

정성적 분석 결과 C 교의 경우 SWSS 1.0k, 가 실측값에 가장 근사적 이었다. 정량적 분석 결과 실측값에 가장 근사적인 입력계수는 SWSS 1.0 k<sub>n,b</sub>이다.

#### 다. 교량 받침 전단 강성 분석



(1) 정성적 분석

B 교 [그림 4-4] 시점부 교대의 실측 변위와 교량 받침 전단 강성에 따른 해석 변위의 비교



교량 받침 전단 강성의 각 입력계수에 대한 정성적·정량적 분석을 수행 하였다. [그림 4-4]와 [그림 4-5]는 B 교의 시·종점 교대부 실측 변위와 입력계수별 해석 변위의 비교를 나타내었다. <표 4-6>은 B교의 실측 변 위와 해석 변위의 SSB 상대오차를 비교한 결과이다. 정성적·정량적 분석 결과 B 교의 경우 SSB 10.0 $k_{l,e}$ 가 실측값에 가장 근사적이었다. 따라서 B 교의 교량 받침 전단 강성은 변수 조합 시 SSB 10.0 $k_{l,e}$ 를 고려한다.

#### 라. 건조수축 추가에 대한 분석

B 교의 기본 설계 제원만을 고려한 수치 해석 모델에 건조수축 추가에 따른 영향을 고려하기 위한 분석을 수행하였다. 건조수축은 바닥판만 고 려할 경우와 바닥판과 거더를 모두 고려하였을 경우를 비교하였다. B 교 의 바닥판 타설일을 기준으로 건조수축 대상 시점의 콘크리트 재령은 1,825일이 된다. [그림 4-6]으로부터 계측 경과 시간에 따른 건조수축 변 형률을 측정하였고, 식 (3)을 이용해 온도 하중으로 환산하였다(Frosch et al., 2011). <표 4-7>은 B 교의 수치 해석 모델에 반영된 장기 계측에 따 른 건조수축 환산온도를 나타내었다.



[그림 4-6] B 교 건조수축 대상 구간과 변형률

<표 4-7> B 교 환산온도(바닥판 타설일 : 2014. 09)

그ㅂ	나찌	건조수축				
下亡	털까	시간(day)	환산온도(℃)	온도차(℃)		
1	2019. 09. 20	1825	-27.8	0		
2	2020. 01. 16	1945	-28.4	-0.6		
3	2020. 03. 15	2005	-29	-1.2		
4	2020. 06. 15	2095	-29	-1.2		
5	2020. 08. 19	2155	-29.6	-1.8		
6	2020. 09 15	2185	-29.6	-1.8		
7	2020. 12. 10	2275	-30.1	-2.3		
8	2021. 01. 09	2305	-30.1	-2.3		
9	2021. 03. 15	2365	-30.1	-2.3		
10	2021. 06. 15	2455	-30.4	-2.6		
11	2021. 08. 07	2505	-30.7	-2.9		
12	2021. 09. 15	2550	-31	-3.2		
13	2022. 01. 14	2640	-31.2	-3.4		
14	2022. 03. 15	2700	-31.2	-3.4		





고랴	조 류	$\overline{Re}$	(%)	$\min(\overline{R_0})(0/2)$	
лт9.	0 11	A1	A2	$\min(ne)(70)$	
D J	Shirinkage_Deck	16.9	10.8	10.9	
Вт	Shirinkage_Deck+Girder	22.6	16.3	10.8	

<표 4-8> 건조수축 추가 여부에 따른 상대오차 비교

건조수축 추가에 대한 정성적 • 정량적 분석을 수행하였다. [그 림 4-7]과 [그림 4-8]은 B 교의 시 • 종점 교대부 실측 변위와 입 력계수별 해석 변위의 비교를 나타내었다. <표 4-8>은 건조수축 추 가 여부에 따른 B교의 실측 변위와 해석 변위의 상대오차를 비교한 결 과이다. Shirinkage\_Deck은 건조수축을 바닥판에만 적용한 경우이며 Shirinkage\_Deck+Girder는 건조수축의 영향을 알아보기 위해 바닥판과 거 더에 모두 적용시킨 경우를 의미한다. B 교의 경우 2020년, 2021년 하절기 의 변위 발생량은 0에 가까우므로 건조수축 추가에 따른 해석 변위 분석 은 동절기의 영향만을 고려한다. 정성적 • 정량적 분석 결과 건조수축의 영향은 바닥판만 고려하였을 경우가 실측값과 가장 근사적이었다.

#### 마. 민감도 해석 결과

B 교에 적용할 변수의 민감도 해석 결과, SASS는 10.0k<sub>n,c</sub>, SSB는 10.0k<sub>l,e</sub>
일 경우가 선정되었으며 건조수축의 영향은 바닥판만 적용할 경우를 고려하
였다. C교의 경우 SASS는 100.0k<sub>n,c</sub>, SWSS가 1.0k<sub>n,b</sub>를 적용하기로 하였다.

## 3. 변수 조합에 따른 수치 해석

입력 계수의 조합 효과를 확인하기 위하여 <표 4-9>와 같이 해석 경우 를 정리하였다. B 교의 경우 SASS는 민감도 해석 결과가 실측값과 가장 유사한 10.0k<sub>n,c</sub>만을 고려한다. SSB는 10.0k<sub>l,e</sub>의 해석 결과가 실측값과 가 장 유사하였지만 변수 조합 시 전단 변형 영향이 없을 때를 고려하기 위 해 1.0k<sub>n,b</sub>, 10.0k<sub>l,e</sub>을 선정하였다. 건조수축의 경우 바닥판만 고려하였을 때 실측값에 가장 유사하였지만 모든 변수를 조합하였을 때 온도 하중이 거 더에 미치는 영향을 확인하기 위해 바닥판만 고려할 경우와 바닥판과 거 더를 모두 고려하였을 경우를 비교하였다.

7		SASS				SWSS			SSB		건조 수축	
과 case 량	$1.0k_{n,c}$	$10.0k_{n,c}$	$100.0k_{n,c}$	$1.0k_{n,b}$	$10.0k_{n,b}$	$100.0k_{n,b}$	$1.0k_{l,e}$	$10.0k_{l,e}$	바닥판	거더		
	1	-	0	18		0	The second secon	0	_	$\bigcirc$	_	
D	2	_	0	0/				-	0	$\bigcirc$	_	
В 3	3	_	0	_	_	_	_	0	_	$\bigcirc$	0	
	4	_	0	_	_	-	_	_	0	$\bigcirc$	0	
	1	_	0	_	_	0	_	_	_	_	_	
С	2	_	_	0	_	_	0	_	_	_	_	
	3	_	_	0	0	_	_	_	_	_	_	

<표 4-9> 변수 조합 종류

C 교의 SASS 민감도 해석 결과가 실측값과 가장 유사한 입력 계수는 100.0 $k_{n,c}$  이다. 그러나 C 교는 교대 밀림 현상으로 인해 교대 벽체와 거더 가 협착된 상태이므로 수동 토압의 영향을 많이 받을 것으로 예상된다. 이 를 고려하기 위해 SASS는  $10.0k_{n,c}$ ,  $100.0k_{n,c}$ 을 선정하였다. SWSS의 경우  $1.0k_{n,b}$ 이 선정되었지만 모든 변수를 조합하였을 때 날개벽이 받을 수 있는 영향을 확인하기 위해  $1.0k_{n,b}$ ,  $10.0k_{n,b}$ ,  $100.0k_{n,b}$ 를 모두 고려하여 조합하였다.

변수 조합에 따른 해석 변위와 실측값의 비교를 <그림 4-9>와 <그림 4-10>에 나타내었다. B 교는 Case 2, C 교는 Case 3일 경우가 직관적으 로 보았을 때 계측 결과와 가장 유사하였다.





변수 조합에 따른 해석의 정량적 분석을 위해 해석 결과와 계측 결과의 상대오차 비교를 <표 4-10>에 나타내었다. 변수 조합에 따른 상대오차의 정량적인 분석 결과 <표 4-10>에서 보는 바와 같이 B 교는 Case 2인 경우 5.4%, C 교는 Case 3일 경우 53.3%로 최소 평균 상대오차가 확인되었다. 다만, C 교에서 상대오차가 B 교에 비해 크게 나타나는 이유는 교량에서 발생하는 교축 변위가 다른 교량에 비해 상대적으로 미소하였기 때문이다.

교 량	조 류	$\overline{Re}$	(%)	$\min(\overline{P_0})(0/2)$	
	0 11	A1	A2	$\lim_{n \to \infty} (ne) (70)$	
	Case 1	52.6	11.2		
Вш	Case 2	43.8	5.4		
	Case 3	40.1	13.5	0.4	
	Case 4	32.0	11.4		
	Case 1		133.3		
C JU	Case 2	-	86.6	53.3	
	Case 3		53.3	4	

<표 4-10> 변수 조합에 따른 상대오차 비교

B, C 교의 수치 해석 모델 보정에 따른 정량적·정성적 분석을 통해 구조 거동 안정성을 검증하였으며 민감도 해석을 통해 수치 해석 모델의 보정에 적 합한 변수 조합을 확인하였다. 이에 따라 수치 해석 모델링에 현장 조사에서 발견된 특이 거동을 반영하기 위한 입력 계수를 정리하였다.

B 교의 경우 교대 밀림 현상으로 인하여 신축 유간의 축소 현상이 발견되었 다. 이를 반영하기 위해서는 지반-교대 벽체 스프링 강성 및 교량 받침 전단 강 성의 입력 계수 비를 10배로 조정하는 것이 적절하였다. 또한, B 교는 준공 후 10년 이내의 교량이며 건조수축의 영향은 바닥판만 고려하는 것이 적절하였다.

C 교의 경우 교대 밀림 현상으로 인해 거더와 교대 벽체가 협착된 현상 이 발견되었다. 이를 반영하기 위해서 지반-교대 벽체 스프링 강성 입력 계 수 비는 100배로 조정하는 것이 적절하였다. 그리고 C 교의 Case3은 SWSS 1.0일 경우이므로 날개벽은 교대 밀림 현상에 의해 영향을 거의 받지 않는다 고 판단하였다.

## V. 결 론

본 연구에서는 장기 계측과 수치 해석을 통해 일체식 교대 교량의 구조 거동 안정성과 선행 연구에서 제안된 수치 해석 모델의 적용성을 검증하 였다. 또한, 장기간 공용에 따른 현장의 특이 거동 현상을 보다 정확히 해 석할 수 있도록 민감도 해석을 통해 적절한 변수 조합을 평가하였다.

 연구 대상 교량의 실측 변위 발생량은 최대 18.25 mm로 설계 지침의 신축량 제한 값인 200 mm에 비해 9.1 % 수준이었다. 실측 값이 제한 범 위 내에서 분포하고 있어 일체식 교대 교량인 각 대상 교량들의 구조 거 동 안정성은 충분하다고 판단한다.

2) 실측 값과 해석 값의 차이를 t 검정을 통해 판단하였을 때 각 교량의 유의 확률 P는 유의 수준 0.05를 초과하였으므로 무의미한 결과를 나타냈 다. 이는 실측 값과 해석 값이 매우 근접함을 의미한다. 그리고 실측 값과 해석 변위의 변위 차이는 최대 4 mm로 신축량 제한 값에 비해 2 % 수 준이었다. 따라서 제안된 수치 해석 모델은 일체식 교대 교량의 장기 거 동 분석에 적합한 것으로 판단한다.

3) 현장 추적 조사 결과 일부 교량에서 교대 밀림 현상으로 인한 신축 유 간 축소 및 교대 벽체와 거더부 협착이 발견되었다. 이를 반영하기 위해 민감도 해석을 통한 변수의 입력 계수 선정과 수치 해석 모델의 정확도를 높일 수 있는 변수의 조합 과정을 예시하였다. 수치 해석 모델링의 정확 도를 높이기 위해서는 설계 시 반영하는 지반-교대 벽체 스프링 강성 및 교량 받침 전단 강성을 설계값에 비하여 증가시킬 필요가 있었다.

## 참 고 문 헌

- 강형택, 박영호, 이병주, 남문석, 박창호. (2015) 무조인트 교량의 장기 거동 측정 및 구조해석모델 개발. 한국구조물진단유지관리공학회지 제 19권 제1호, pp. 22~30.
- 2. 국토해양부. (2015) 도로교설계기준.
- 3. 교량설계핵심기술연구단. (2010) 도로교설계기준 해설.
- 4. 김승원, 이환우. (2022) 수치해석 모델에 따른 무조인트 교량의 교대
   깊이별 거동 비교. 한국전산구조공학회 논문집 제35권 제3호, pp.167-174.
- 김우석, 조두용. (2012) 온도하중하의 일체식 교대교량의 3D 유한요소해
   석, 2012년 학술발표회 논문집, 한국콘크리트학회.
- 김우석. (2011) 프리스트레스트 콘크리트거더 일체식 교량의 교대거동해
   석과 예측, 한국콘크리트학회 논문집, 한국콘크리트학회
- 7. 남문석, 박영호. (2007) 일체식 교대의 장기토압 거동, 한국지반공학회논
   문집, Vol.23, No.4 pp. 47~58..
- 노치욱, 김승원, 이환우, 남문석. (2021) 민감도 해석을 통한 무조인트교
   량의 수치해석 모델 제안.
- 9. 도로교통연구원. (2001) 계측에 의한 무조인트 교량의 장기거동 해석 연구.
- 도로교통연구원. (2009) 강박스 거더를 이용한 반일체식 교대교량의 구 조거동에 대한 설계기법 개발.
- 11. 도로교통연구원. (2016a) 무조인트교량 성능항상 및 기존교량 무조인트화 연구.
- 12. 도로교통연구원. (2016b) 연장 200m급 무조인트 교량 시스템 개발.
- 13. 도로교통연구원. (2018a) 일체식 교대 교량 설계지침(무조인트 교량).
- 14. 도로교통연구원. (2018b) 흉벽일체화 교대의 소교량 확대 적용 방안 연구.
- 15. 도로교통연구원. (2019) 흉벽 일체식 교대 교량 설계 및 시공지침

- 16. 도로교통연구원. (2019) 무조인트 교량의 장기추적조사 및 설계, 시공및 관리기준 개선 연구(I).
- 17. 도로연구소. (1999) 무조인트 교량 실용화 연구.
- 17. 도로연구소. (2001) 계측에 의한 무조인트교량의 장기거동 해석 연구.
- 18. 장재운. (2011) 온도변화에 의한 반일체식교대 교량의 거동 분석 및 매개변수해석.
- 19. 허미영, 임창원. (2017). 크기가 1인 표본들로 구성된 집단에 기반한 모평균의 차이를 검정하기 위한 최소 조합 t-검정방법. 응용통계연구, 30(2), 301-309.
- Anastasios, S., Kevin, M., Olympia, T. (2008) Simplified P-y Relationships for Modeling Embankment Abutment Systems of Typical California Bridges, The 14th World Conference on Earthquake Engineering".
- 21. Cheng, Lan.(2012) On The Performance of Super-Long Integral Abutmnet Bridges.
- Dicleli, M., and Albhaisi, S.M. (2004) Performance of abutment.backfill system under thermal variations in integral bridges built on clay, Engineering Structures, Vol. 26, pp. 949~962.
- 23. Dicleli, M. (2005) Integral Abutment-Backfill Behavior on Sand Soil
  Pushover Analysis Approach, Journal of Bridge Engineering, Vol.10, No.3, pp. 354~364.
- 24. Robert J. Frosch. (2006) Jointless and Smoother Bridges: Behavior and Design of Piles, Purdue University.
- Robert J. Frosch, Matthew D.Lovell. (2011) Long-Term Behavior of Integral Abutment Bridges.