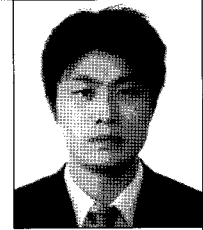


시공 중 교량붕괴와 구조해석(II)

Structural Analysis and Bridge Collapse under Construction (II)



류형근*

*과학기술정책연구원 부연구위원 공학박사

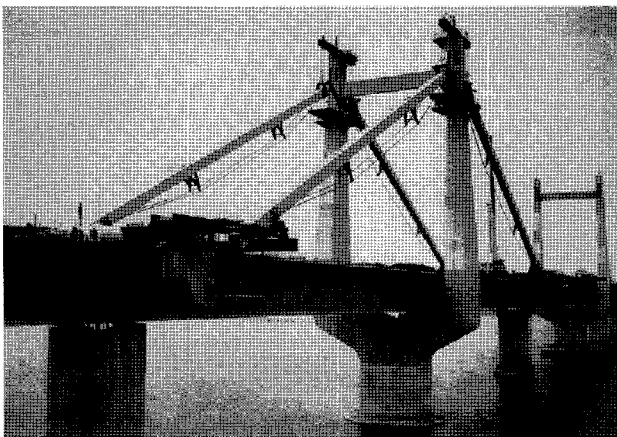
1. 서론

“시공 중 교량붕괴와 구조해석(I)”에서는 과거와 최근에 일어난 일련의 교량붕괴사고를 살펴보고, 이를 통해 시공 단계별 구조해석에 관한 시사점을 도출해보고자 하였다. 시공 중 붕괴 발생을 미리 예측하여 파악하고 사전 구조해석을 통해 이에 대한 대응방안을 마련한다면, 붕괴사고를 막을 수 있을 것이다. 1편에 이어 이번 기사에서는 신행주대교의 시공 중 붕괴 현상을 자세히 살펴보고, 이에 대한

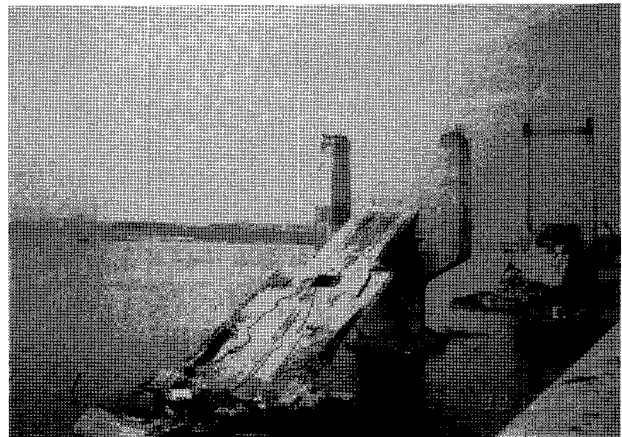
시공단계해석과 이후 다시 재건설된 신행주대교의 시공 중 계측자료와 시공단계해석결과의 비교 검토된 결과를 바탕으로 시공 중 교량붕괴와 시공단계해석에 대해 접근해보고자 하였다.

2. 신행주대교의 시공 중 붕괴

1992년 7월 31일 오후 7시경 준공을 불과 5개월 앞둔 신행주대교가 무너졌다. 당시 신행주대교는 우리나라의 관



(a) 콘크리트 사장재 설치('92. 7. 29)



(b) 교량 붕괴 후 전경

그림 1 신행주대교 전경

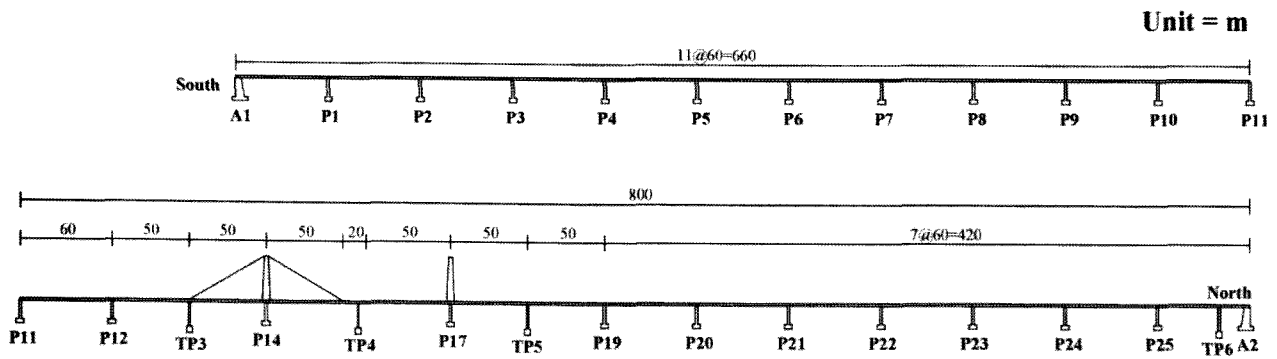


그림 2 붕괴 전 신행주대교 종단면도

표 1 주요부위의 단면력 검토³⁾

(단위 : ton, m)

주요 부위	위 치	단 면 력	공칭강도	작용력	안전률	
주형	P14	지점부	부모멘트	-25720	-5823	4.42
	TP4-5m	시공이음면	마찰전단	1297***	1143**	1.13*
	TP4	지점부	부모멘트	-28850	-13180	2.19
	TP4+10m	-	정모멘트	10690	-2500	4.28
	P17	지점부	부모멘트	-28850	-6282	4.59
가교각(TP4)	-	축력 (5% 수평력)	-5050	2710	1.86**	

*위 표에서 공칭강도와 작용력을 각각 강도감소계수($\phi=0.7\sim0.8$)와 하중증가계수($\alpha=1.2\sim1.8$)를 적용하지 않고 각각을 극한으로 보았다.

** 전체 전단력 중 북부가 받는 양을 92.5%로 보았다.

***TP4 남측 5m의 전단강도는 마찰전단을 기준으로 산정한 값이다.

문인 김포공항을 출입하려면 우선적으로 바라보이는 시각 입력요인의 하나였다.¹⁾ 우리나라를 찾는 외국인들에게 첫 인상을 심어주기 위해 그림 1과 같이 시대적으로 신선하고 시각적으로도 아름다운 콘크리트 사장재를 이용한 사장교라는 새로운 형식을 도입하려했지만 그 시도는 실패로 돌아갔다.

신행주대교는 교폭이 14.5m, 전체 길이 1,460m의 프리스트레스 콘크리트 박스거더 교량으로 중앙경간 320m 구간은 콘크리트 사장교로 설계되었다. 콘크리트 사장교 구간은 두 주탑 사이의 120m 지간과 양쪽의 100m 지간으로 이루어져 있으며, 상부구조 가설을 위한 가교각이 두 주탑 사이의 중앙과 각 주탑 양쪽에 가설되었다. 주탑의 기초는 우물통으로 지지하게 되어있으며, 나머지 교각들은 바렛트 파일로 시공되었다. 사고당시 하부구조와 ILM(Incremental Launch Method) 공법을 적용한 상부 박스거더는 건설이 완료된 상태였으며, 그림 2에서 보는 바와 같이 남측 주탑의 콘크리트 사장재가 가설되어 프리스트레스를 가하기 직전이었고 북측 주탑에는 사장재가 가설되지 않은 상태였다.

사고발생은 1992년 7월 31일 18시 59분에 갑작스럽게 붕괴되었으며 두 주탑 사이의 상판이 내려앉으면서 주탑 양쪽의 상부구조물 전체가 주탑을 향하여 일시에 연쇄적으로 밀리면서 교각과 함께 붕괴되었다.

처음 사고를 조사한 92년 12월의 토목학회의 보고서에 의하면 신행주대교 붕괴의 직접적인 원인은 시공 이음부의 전단슬립과 가교각 자체의 결함과 편심재하에 의한 것으로 밝혀져 있다. 구체적으로 표현하면 붕괴는 중앙 가교각(TP4)과 남측(김포 측)의 가로보 사이 중간점에 위치한 시공 이음부의 전단슬립(shear slip), 가교각 구체의 결함과 수평력에 의하여 가교각 위에 작용한 과다 연직하중의 편심재하가 연계하여 발생한 것으로 추정하였다. 문제가 되는 두 부분의 파괴 안전율이 거의 같고, 또한 두 부분 중 어느 한쪽이 먼저 파괴되더라도 현재의 교량붕괴 형상을 줄 수 있기 때문에 두 원인이 함께 보완적으로 연계 작용한 것으로 결론 내렸다.^{2),3)} 구조해석을 통해 분석한 주요부위의 단면력을 보고서에서는 다음의 표 1과 같이 정리하였다.

또한 그 후에 복구공사를 하면서 추가적으로 밝혀진 바에 따르면 중앙 가교각의 설계상 작용의력보다 큰 하중이 작용했고 이에 따라 가교각의 바렛트(Barrette) 말뚝 기초가 최대 49mm의 침하가 발생했다.⁴⁾ 반면 가교각 양측의 주탑은 우물통 기초로 암반 상에 지지되어 전혀 침하되지 않았다는 점을 고려한다면 가교각의 침하가 상부구조에 상당한 영향을 주었을 것이다. 상부구조는 연속교로서 지점 침하 허용이 5mm이하였다. 침하 원인을 규명하기 위해

표 2 해석모델에 적용된 주요변수의 입력값

단면상수	주요내용
상자형 거더	복부가 보강된 단면(1형), 사장재 구간에서 사용된 하부슬래브의 두께가 40cm인 단면(2형)과 표준단면(3형) 이렇게 3개의 변단면으로 구성
사장재	변단면으로 이루어져 있으나 중간값을 취한 평균단면으로 해석
주탑	6개의 변단면으로 구성되어 있는 것으로 가정하여 해석모델 수립
재료특성	주요내용
콘크리트	상부거더와 사장재에 다음과 같은 값 반영 $\sigma_{ck} = 400\text{kg/cm}^2$, $W_c = 2.5\text{t/m}^3$, $E_c = 337,500\text{kg/cm}^2$, $\nu = 0.2$
철근	철근의 물성치는 다음값을 적용 $\sigma_y = 4,000\text{kg/cm}^2$, $W_s = 7.85\text{t/m}^3$, $E_c = 337,500\text{kg/cm}^2$
PC강선	사용된 강선은 $\Phi 0.5''$ strand - SWPC 7B로서 강도특성은 KSD 7002 사양에 따라 다음과 같음. $\sigma_{pu} = 18,900\text{kg/cm}^2$, $\sigma_{py} = 16,000\text{t/m}^3$, $A_p = 98.71\text{mm}^2$, $E_p = 2.0 \times 10^6\text{kg/cm}^2$
하중	주요내용
고정하중	상부 상자형 거더와 설치된 콘크리트 사장재, 그리고 가로보(Cross beam)의 자중을 주요 고정하중으로 재하
활하중	설치준비 중이던 콘크리트 사장재와 부반력 억제를 위해 중앙경간의 중앙부에 채운 Ballast 콘크리트는 등분포 활하중으로, 나머지 가설하중들은 집중 활하중으로 처리
프리스트레스	상하부 슬래브에 배치된 강선($0.75\sigma_{pu}$ 로 긴장)과 복부에 배치된 연속강선($0.66\sigma_{pu}$, 목표치에 12%미달) 각각의 긴장시 응력은 $14,175\text{kg/cm}^2$ 와 $12,474\text{kg/cm}^2$. 상하부 슬래브의 경우 끝단긴장, 벽체 연속강선의 경우 양단긴장. 정착단에서 발생하는 미끄러짐은 6 mm, 마찰손실 계산시 사용되는 파상마찰계수 $k=0.0019$, 곡률계수 $\mu=0.18$. 붕괴 당시 인장력에 저항할 수 있는 단면은 $100\text{cm} \times 105\text{cm}$ 의 콘크리트 단면과 24-D19의 철근으로 가정하고, $0.75\sigma_{pu}$ 로 끝단긴장.
지지조건	설계상으로 주탑인 P14, P17 교각은 고정슈이고 나머지 모든 교각과 교대는 가동슈로 계획되어있었으나, 붕괴 시점에서는 P17 교각만 영구 고정슈로 교체되었고, P14 교각은 임시 가동슈, 나머지 교각과 교대는 모두 영구 가동슈가 설치된 상태를 감안하여 해석 지지조건 결정

교량 붕괴시 주요지점의 반력을 산출해보면 중앙 가교각 설계상의 작용외력은 1,988ton이었으나 실제로는 2,731ton 이 작용한 것으로 파악되었다.⁴⁾

3. 시공 중 붕괴 원인 규명을 위한 시공단계해석

대한토목학회 붕괴사고 조사보고서의 데이터를 바탕으로 그림 3과 같이 신행주대교 모델을 구성하였다. 해석을 위해 사용된 프로그램은 서울대학교 교량연구실에서 개발한 CASBAP(Cable Supported Bridge Analysis Program)이다. CASBAP은 3차원 탄성현수선 요소와 7자유도 박벽 보 요소를 갖고 있어서, 케이블과 상부구조의 기하비선형성을 잘 모사할 수 있는 프로그램이다. 아울러 지지점 생성 및 제거, 단계별 세그먼트 생성 및 제거 그리고 콘크리트의 장기거동 효과 등의 시공단계별 해석 틀을 갖고 있어서, 시공단계해석에 효과적인 프로그램이다. 단면력은 선행연구들에서 파괴가 시작된 원인으로 지목되었던 중앙부 시공이음면의 전단마찰과 중앙 가교각 TP4의 축력에 대해서 검토하였다.

해석을 위해 주의 깊게 고려된 사안들은 다음 표 2와 같다. 실제 교량의 여러 상황을 최대한 반영하기 위해서는 표 2와 같은 사항들에 대해 보다 구체적이고 실증적인 자

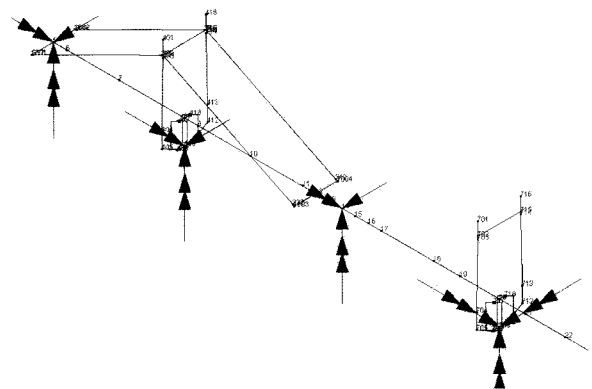


그림 3 CASBAP을 이용한 신행주대교의시공단계해석모델

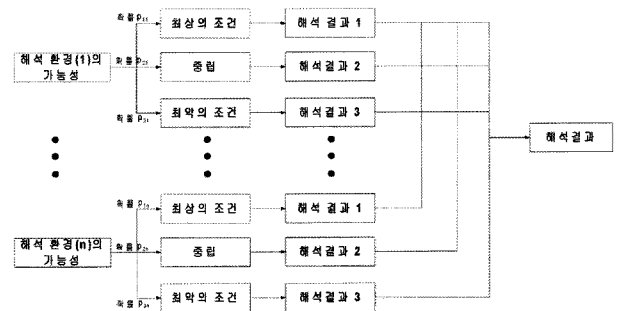


그림 4 시공단계해석의 시나리오/확률론적 접근법

료를 확보하는 것이 필요할 것이다. 그렇지 못할 경우에는 가능하면 최대한 실제 값으로 추정할 수 있는 최선의 값을

표 3 단면력의 비교 (단위 : ton)

위 치	단면력	공칭 강도	조사보고서		CASBAP 모델	
			작용력	안전율	작용력	안전율
TP4-5m 시공이음면	마찰전단	1297	1143	1.13	1540	0.842
가교각(TP4)	축력 (5% 수평력)	5050	2710	1.86	3993	1.265

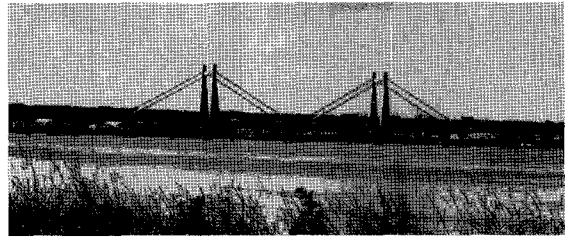


그림 5. 재 건설된 신형주대교

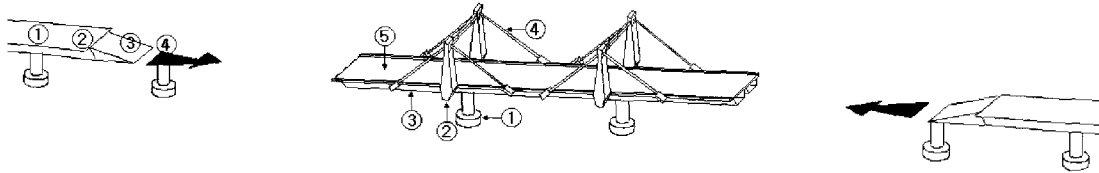


그림 6 신형주대교의 사장교 시공단계 및 ILM공법

입력하려고 노력해야 한다. 이러한 관점에서, 시공단계해석이 갖는 한계점이 존재한다. 이러한 부분을 극복하고 대비하기 위해서는 실제 상황을 정확히 반영하지 못하는 부분에 대한 확률론적 접근법과 시나리오적 접근법이 필요하다고 생각된다(그림 4). 예를 들면, 재료적 특성에 대한 경우, 정확한 콘크리트의 강도와 탄성계수에 대해 의문이 있다면, 합리적인 관점에서 일정 범위의 입력값을 적용해서 해석을 수행해볼 수 있으며, 지지조건에 대해서도 불리한 조건의 경계조건으로 가정하거나 탄성지지 조건에서 탄성계수를 변화시키면서 해석을 수행해볼 수도 있을 것이다. 여러 가지 가능성에 대해서는 확률론적 접근법으로 그 가능성의 정도를 점쳐볼 수 있다.

토목학회의 조사보고서⁵⁾에 의하면 시공이음면의 전단마찰에 대한 공칭강도는 1,297ton, 가교각의 연직력에 대한 공칭강도는 5,050ton으로 계산되었다. 보고서의 결과와 CASBAP에 의한 해석결과를 표 3에서 비교해 보았다. 두 경우에 있어서 단면력이 조사보고서와 큰 차이를 보이지는 않음을 확인할 수 있다. 다만, 약간의 차이가 발생하는 것은 표 2에서 나타낸 것과 같은 해석상의 여러 조건들을 설정하는 데에 있어서 차이가 발생했기 때문으로 생각된다.

4. 재시공된 신형주대교의 시공 중 계측과 구조해석

붕괴된 신형주대교는 복구공사를 통해, 착공 7년 6개월 만인 1995년 5월 19일 재 건설되었다. 재 건설된 신형주대교는 붕괴되기 전 구조 설계 시스템과 달라졌는데, 콘크리트 사장재는 케이블 사장재로, 사장교 구간의 거더는 P.C.Box 단면에서

강합성 단면으로 변경되었다. 전체교량의 총연장은 1460m이며 1등급 교량이다.

그림 6에 신형주대교의 시공순서를 그림으로 나타내었다. 주 경간은 강합성 사장교 형식으로 기 제작된 강거더를 해상으로 운송하여 조립하고 사장재와 연결한 후에 콘크리트를 타설하는 순서로 시공되었다. 그 외 경간은 압출공법(Incremental Launching Method, ILM)으로 시공된 P.C 박스거더 형식이다. 건설기간 동안 안전관리와 시공 정도 향상을 위한 시공 중 계측이 시행되었다. 신형주대교의 시공 중 계측 시스템은 응력계, 가속도계, 경사계, 처짐계, 온도계, 풍향풍속계 등의 센서와 메인 컴퓨터를 근간으로 구성되었다.

ILM공법의 매 세그먼트 압출시 과도한 응력이 발생되는지 여부를 알기 위하여 시공단계별 유한요소해석과, 압출코와 콘크리트 거더 위험단면의 응력 계측을 병행하여 비교하였다. 시공단계해석은 앞서 언급한 CASBAP을 이용하였다. 텐션의 긴장력 도입과 지점의 변화에 따른 응력의 변화를 살펴보기 위한 시공단계해석이 수행되었다. 시공단계로 측정된 응력은 해석결과와 유사하며 허용응력한계를 초과하지 않는 것을 확인하였다(그림 7).

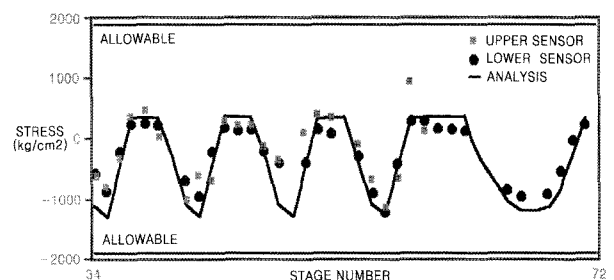


그림 7 압출코에서 측정된 응력과 해석치의 비교⁶⁾

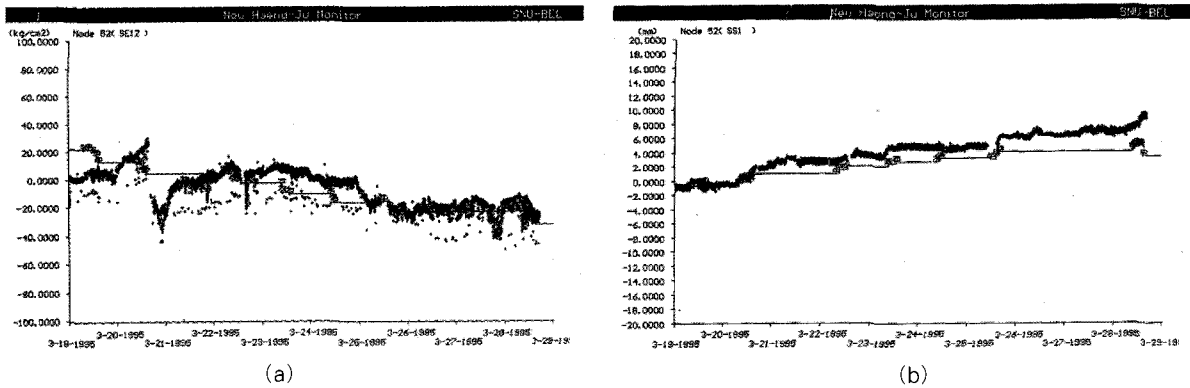


그림 8 사장교 구간 중앙경간 1/2지점에서의 콘크리트 응력(a)과 주형 처짐(b)의 시공단계별 이력 그래프(해석치는 실선 표시)⁷⁾

사장교 구간의 안전관리와 시공정도 관리를 위하여 케이블 긴장과 가교각 제거 등의 주요한 시공단계별로 해석된 결과와 응력과 처짐의 측정치를 비교하였다(그림 8).

여기서 비교된 결과 값은 해석모델의 지속적인 수정 보완을 통해 도출된 결과 값으로 유의할 만한 부분이라고 생각된다. 연구 결과에 따르면, 초기해석시 고려하지 못한 사항과 설계와 다른 시공 등에 따라서 계측치와 초기 해석치의 상이점이 발견되어, 모델을 수정하여 재해석한 것으로 보고 되고 있다. 따라서 엄밀한 시공단계해석을 수행하기 위해서는 실제 시공 중인 교량의 주요 부분에 대한 측정결과와의 feedback을 통해 해석모델을 수정 보완하는 작업이 필요할 수 있다.

계측결과 보고를 살펴보면, 행주대교 사장교 구간에서는 온도변화가 교량 거동에 가장 지배적인 변수로 보고 되고 있다.⁷⁾ 붕괴된 신행주대교에 대해서도 직접적인 붕괴 원인은 상부구조에 가해진 과도한 하중인 것으로 판단되고 있지만, 이러한 일련의 조사분석과정에서 온도에 의해 팽창한 콘크리트 사장재가 가하는 하중의 영향은 그다지 크게 고려되지 않았다. 사장재 거치 후 콘크리트를 타설하여 연결하면 사장재는 주탑과 상부구조에 구속되므로 대기온도 상승 및 햇빛에 의한 복사열에 의하여 부재가 팽창되어 상부구조에 추가하중이 발생하게 된다.⁷⁾ 따라서, 콘크리트 사장재의 열팽창에 의한 응력유발 효과를 보다 정밀하게 재검토해볼 필요성이 있다.

5. 결 론

신행주대교의 붕괴사고와 이를 규명하기 위한 시공단계 해석, 그리고 복구공사를 통해 재건설된 신행주대교의 시공 중 계측과 병행된 시공단계해석에 대해 살펴보았다. 일련의 문헌조사로부터 붕괴사고와 이에 대한 원인규명의

작업들을 살펴보면서 규명 작업을 통해 수행되었던 구조 해석이나 분석 작업들이 사고가 일어나기 전에 수행되었다면, 과연 붕괴사고가 발생했을까 하는 의문이 생겼다. 매사 철저히 대비하고, 모든 문제를 점검한다는 것만도 쉬운 일은 아니라는 생각이 든다. 다만 사고를 예방하고 훌륭한 구조물을 건설하기 위해서는 사전에 여러 가지 준비를 하는 것이 반드시 필요할 것이며, 그러한 노력의 핵심에는 시공단계해석이 자리잡고 있다고 생각되었다. 시공단계해석의 한계점을 분명히 파악하고, 본문에서 제시한 시나리오적/확률론적 접근법을 통해 다양한 관점에서 발생 가능한 여러 조건에 대해 대비한다면 늘 성공적인 건설이 이루어질 수 있을 것이라고 생각한다.

참 고 문 헌

1. 전문각, 다리가 보이는 풍경-신행주대교, 자연과 문명의 조화, 대한토목학회, 1996
2. 김생빈, 신행주대교 가설공사 붕괴원인 조사보고서 요약, 대한토목학회지, 1993
3. 대한토목학회, 행주대교 가설공사 사고원인 조사 및 대책기술 용역 최종보고서, 1992
4. 건설교통부 서울지방국토관리청, 신행주대교 건설지, 1996
5. 대한토목학회, 행주대교 가설공사 사고원인 조사 및 대책기술 용역 최종보고서, 1992
6. 윤자걸, 장정환, 임창균, 장승필, 행주대교의 시공중계측과 유지관리계측, 대한토목학회 학술발표논문, 1998
7. 윤자걸, 장정환, 임창균, 장승필, 행주대교의 시공중계측과 유지관리계측, 대한토목학회 학술발표논문, 1998
8. 대한토목학회, 행주대교 가설공사 사고원인 조사 및 대책기술 용역 최종보고서, 1992