보강된 이음부와 뒤채움을 적용한 조립식 프리캐스트 콘크리트 아치교량의 실물모형실험

정철현* · 주상훈** · 최동찬*** · 이종윤****

Chung, Chulhun*, Joo, Sanghoon**, Choi, Dongchan***, Lee, Jongyun****

Full-Scale Test on Precast Concrete Arch Bridge with Reinforced Joint and Backfill

ABSTRACT

In this paper, the load test of full-scale precast concrete arch bridges considering reinforced joint and backfill was conducted. It is an improved method that the reinforced joint enhanced the structural performance of conventional masonry arch system which was proposed by previous researchers. The models of full-scale test are 10 m (span) $\times$ 3 m (rise) and 10 m (span) $\times$ 2 m (rise), which are 2 meters in width. The critical load position was shown at a third-span from the results of the pre-analysis. Based on the this results, the positions of load, measuring items and points were determined in experiments. As a result, the maximum load capacity of the specimen 10 m $\times$ 2 m, a relatively small rise to span ratio (compared to the specimen 10 m $\times$ 3 m), was higher than the specimen 10 m $\times$ 3 m. It was evaluated that all the specimens have sufficient structural performance on the design load.

Key words : Precast concrete, Masonry arch bridges, Loop joint, Backfill

초 록

본 연구에서는 기존 연구자들이 제안한 석조형식의 아치시스템에서 보강된 이음부와 뒤채움이 고려된 아치교량의 실물모형에 대한 재하실험을 수행하였다. 실물모형교량의 실험체는 10 m (경간) $\times$ 3 m (높이)과 10 m (경간) $\times$ 2 m (높이)이며, 실험체 폭은 2 m로 동일하게 하였다. 예비해석결과로부터 구조적으로 가장 취약한 하중위치는 경간의 1/3로 나타났고 그 결과를 토대로 구조실험시 하중재하위치, 측정 항목 및 위치를 결정하였다. 실험결과, 최대 내력은 높이/경간 비가 상대적으로 작은 실험체 10 m $\times$ 2 m가 실험체 10 m $\times$ 3 m보다 크게 나타났다. 실험체 모두 설계하중에 대하여 충분한 구조적 성능을 확보하는 것으로 평가되었다.

검색어 : 조립식 프리캐스트 콘크리트, 석조식 아치교량, 루프이음, 뒤채움

1. 서론

아치형식의 구조물과 관련된 조립식 프리캐스트 콘크리트 공법은 유럽과 미국 등을 비롯하여 국내에서도 여러 형식으로 개발되어 사용되고 있지만 공사규모가 작은 경우에는 운반의 비효율성과 경제성 등으로 인하여 제한적으로 사용되고 있다. David (2004)는 프리캐스트

* 정회원 · 단국대학교 토목환경공학과 교수 (chchung5@dankook.ac.kr)

** 정회원 · 교신저자 · 단국대학교 토목환경공학과 박사과정 (Corresponding Author · Dankook University · smeared@daum.net)

*** 금호산업(주) 건설기술연구소 연구소장, 공학박사 (dcchoil1@kumhoenc.com)

**** 정회원 · 금호산업(주) 건설기술연구소 책임연구원, 공학박사 (jylee3@kumhoenc.com)

Received November 11, 2013/ revised January 8, 2014/ accepted February 9, 2014

부재로 조립되는 아치구조 형식인 TechSpan 시스템의 해석, 설계 및 시공기술에 대한 연구를 수행하였다. TechSpan은 3절점 한지 형식을 적용하여 세그먼트 프리캐스트 아치로 구성되는 시스템으로 한지는 아치의 크라운부와 양 끝단 지점부에서 형성되는 구조형식이다. 이 시스템의 경간장은 5~20 m이며, 아치의 높이는 경간장의 30~70% 범위에서 결정된다. 조립식 프리캐스트 아치 구조는 단면의 분절점 수에 따라 접합기술도 여러 형식으로 개발되었다. PAB (Precast Arch Bridge) 시스템은 분절점 없이 한 개의 세그먼트로 구조물을 시공하는 형식으로 벽체자립을 위한 가설재 및 기타장비가 필요하지 않는 장점을 가지고 있지만 현장까지의 운반 거리가 먼 경우에는 운반의 비효율성으로 인하여 경제성이 떨어지는 경향을 가지고 있다. 반면, 프랑스의 TechSpan과 Module Arch의 시스템은 1~2개의 분절점으로 세그먼트가 조립되는 공법으로 인양장비 및 운반차량의 능력에 따라 아치구조를 분리시킬 수 있으므로 상대적으로 운반상의 효율성을 가지고 있으나 벽체자립을 위한 기타장비가 필요하고 분절점에서의 접합기술이 필요하므로 이음부 관리가 추가적으로 요구되는 기술이다. 따라서 기존의 프리캐스트 콘크리트 아치구조에 대한 운반상의 제한적인 문제를 개선시키고 부재에 사용되는 철근의 사용을 감소시킬 수 있는 보다 경제적인 프리캐스트 콘크리트 아치 시스템이 요구되고 있다.

Gupta et al. (2005)은 철근이 없는 무근 콘크리트 블록을 이용하여

석조(masonry) 형식의 아치 시스템을 연구하였는데, 프리캐스트 콘크리트 블록을 제작하여 격자 형상의 FRP (Fiber Reinforced Polymer)를 일렬로 배치된 블록 상부에 설치함으로써 시공단계에서 구조물 거치 시 FRP가 아치의 자중을 지지할 수 있게 하였다. 그리고 지점부에 아치부재가 거치된 후에는 아치부재 자체가 자중을 부담하게 하여 석조 아치교와 같은 거동을 할 수 있게 시공법을 개발하였다. Taylor et al. (2006)은 선행연구(Gupta et al., 2005)에서 실험한 5 m (경간) × 2 m (높이) × 1 m (폭) 크기의 프리캐스트 콘크리트 아치에 대하여 1/2 크기로 축소시켜 모형실험을 수행하였고 이에 따른 비선형 해석을 통하여 프리캐스트 콘크리트 아치 시스템에 대한 구조적 거동을 평가하였다. 북아일랜드에 위치한 Tievenameena Bridge는 Gupta et al. (2008)이 개발한 석조형식의 프리캐스트 콘크리트 아치 시스템을 처음으로 적용한 교량이다(Fig. 1). 교량의 크기는 5 m (경간) × 2 m (높이)이며, 허용오차 1 mm 이내로 프리캐스트 콘크리트 블록을 제작하였다.

Chung et al. (2014)은 콘크리트 블록으로 구성된 아치부재의 상부에 채움재 없이 하중을 직접재하시켜 구조실험을 수행하였다. 실험체 크기는 5 m (경간) × 2 m (높이) × 1 m (폭)이고 200 mm 두께의 콘크리트 블록으로 구성된 아치부재에 Fig. 2와 같이 횡방향(교축 직각방향) 루프이음과 종방향(교축방향) 보강근을 적용한 보강된 이음부 방식을 제안하였다. 이 연구에서는 소량의 보강근으로도

Fig. 1. Tievenameena Bridge (Gupta et al. (2008))

Fig. 2. Concrete Block with Loop Joint and Reinforcement (Chung et al. (2014))

기존의 아치시스템보다 내력을 효과적으로 향상시켰으며, 콘크리트 블록 간의 벌어짐도 크게 감소시킨 것으로 나타났다.

본 연구에서는 기존 연구에서 제안한 보강된 이음부를 적용하여 콘크리트 블록으로 구성된 아치부재를 계획하고 아치부재의 상부에 뒤채움을 적용하여 실험형 모형교량실험을 수행하였다. 실험은 높이/경간 비가 다른 2개의 실험체에 대해 구조적 거동 및 성능을 평가하였다.

2. 실험체 설계 및 제작

뒤채움(backfill)을 고려한 아치구조의 실험형 실험은 모형교량이 제작되는 현장에서 수행되었다. 실험체는 현장여건과 경간의 적용성을 고려하여 경간 10 m에 폭 2 m (1 m 블록 2개 접합)로 계획하였으며, Fig. 3과 같이 높이/경간 비가 0.3인 10 m (경간) × 3 m (높이)와 높이/경간 비가 0.2인 10 m (경간) × 2 m (높이)로 설계하였다. 콘크리트 블록으로 구성된 아치부재의 운반 및 인양시 자중에 대한 블록 간의 연결성 확보를 위해 콘크리트 블록 상면에

인장재를 설치하였다(Fig. 3). 인장재는 유연성 확보를 위해 강연선을 사용하였으며, 긴장력을 도입시키지 않았다. 콘크리트 블록 상면에는 아치부재 본체와 동일한 배합의 콘크리트로 덮개 콘크리트를 타설하였다(Fig. 3). 콘크리트 블록 간 횡방향(교축직각방향)의 연결성을 적용하기 위하여 프리캐스트 콘크리트 바닥판 연구에 적용되었던 루프이음방법을 도입하였다(Chung et al., 2008). 이러한 이음공법은 요구되는 철근의 겹침이음길이를 줄일 수 있으며, 이음부의 폭도 작게 형성할 수 있으므로 매우 효과적인 연결방식이다. 폭 2 m의 실험체는 Fig. 4와 같이 폭 1 m의 콘크리트 블록을 이형단면으로 하지 않고 양 단부에 루프이음부의 단면치수를 그대로 사용하여 횡방향으로 두 개 설치하였으며, 루프이음부에는 종방향 보강근을 상하 각각 두 개씩 설치하고 콘크리트 블록과 동일한 강도로 콘크리트를 타설하였다. 실험대형 모형교량의 뒤채움 재료는 저장도 콘크리트를 적용하였고 아치부재 크라운부에서의 뒤채움 두께는 300 mm로 계획하였다.

2.1 콘크리트

콘크리트의 압축강도는 콘크리트 블록, 콘크리트 블록의 덮개부, 루프이음부의 경우, 45 MPa로 설계하였다. 뒤채움으로 사용되는 콘크리트는 일반적으로 사용되는 구조용 무근콘크리트의 설계기준 압축강도 18 MPa보다 저장도인 10 MPa의 압축강도로 설계하였다. 콘크리트의 배합은 1종 보통포틀랜드시멘트를 사용하여 모두 중량배합으로 하였다. 콘크리트 블록과 블록의 덮개부는 8시간 증기양생을 하였고 루프이음부와 뒤채움부의 콘크리트는 현장에서 타설하여 대기양생을 하였다. 타설된 콘크리트는 KS F 2405에

따라 공시체(대기양생) 압축강도시험을 수행하였다. Table 1은 콘크리트 블록, 콘크리트 블록 덮개부, 루프이음부의 콘크리트 배합표이며, Table 2는 뒤채움부 콘크리트의 배합표이다. Table 3에 실험체 공시체(대기양생)의 압축강도시험 측정결과를 나타내었다.

2.2 횡방향 이음(루프이음), 종방향 보강근 및 인장재

실험체에 대한 루프이음부의 설계는 Bridge 200의 장수명 합리화 바닥판 개발의 연구(KICT, 2006)를 참고로 하였다. 횡방향 루프철근은 직경 13 mm를 사용하였고 내면직경은 종방향으로 설치되는 보강근을 고려하여 6d, 이상인 87 mm (h = 100 mm)로 결정하였다. 또한, KICT (2006)에 의하면, DIN 1045에서 루프이음을 단순 겹침이음으로 취급하지 않고 후크부착 겹침이음 길이의 산정식과 동일하게 루프 내면직경의 1.5배 이상 또는 200 mm 이상으로 규정하고 있다고 기술하고 있다. 따라서 본 연구에서는 횡방향 루프철근의 겹침이음 길이를 200 mm로 결정하였다(Fig. 4).

조립식 아치부재의 설치 및 인양시 부재의 자중을 지지하기 위해 콘크리트 블록 덮개부에 설치되는 인장재와 아치부재 블록 간 횡방향 이음부에 설치되는 종방향 보강근은 시공특성상 강재의 유연성을 확보하기 위해 강연선을 사용하였다. 강연선은 KS D 7002 7연선 SWPC 7B 12.7 mm를 사용하였으며, 긴장력을 도입시키지 않았다.

2.3 실험체 제작

실험체는 Table 4와 같이 총 2개로 제작하였다. 폭 2 m의

Table 1. Mix Proportion of Concrete (Block, Cover of Block, Loop Joint)

Gmax (mm)	W/C (%)	S/a (%)	Unit weight (kg/m ³)			
			W	C	S	G
25	35	44.86	160	457	772	949

Table 2. Mix Proportion of Concrete (Backfill)

Gmax (mm)	W/C (%)	S/a (%)	Unit weight (kg/m ³)			
			W	C	S	G
25	70	49.9	154	220	945	968

Table 3. Test Results of Concrete Compressive Strength (MPa)

Concrete placing point	Design strength	at 28 days	Note
Block	45	47.7	
Cover of block		46.5	
Loop joint		45.3	
Backfill	10	13.4	10.2 MPa on load test

Table 4. Full-scale Specimens

Case	Span	Rise	Width	Reinforcement in loop joint	Specimen name
1	10 m	3 m	2 m (1 m × 2 ea)	4ea (upper: 2ea, lower: 2ea)	10×3
2		2 m			10×2

※ nominal cross section area of steel reinforcement: 98.71 mm²/ea

(a) Concrete Blocks

(b) Arch Member

Fig. 5. Assembly of Arch Member

(a) Lifting of Arch Member

(b) Reinforcement in Loop Joint

Fig. 6. Lifting and Positioning of Arch Member

(a) Loop Joint

(b) Concrete Placing for Backfill

(c) Arch After Backfill Operation

Fig. 7. Placing of Concrete for Loop Joint and Backfill

실험체는 1 m 폭을 갖는 아치부재 2개로 접합되었으며, 실험체 모두 동일한 종방향 보강근의 배근량이 적용되었다.

아치부재에 구성되는 콘크리트 블록을 제작하기 위해 강재 거푸집을 제작하였다. 강재 거푸집은 실험체 10×3, 10×2의 콘크리트 블록에 대하여 각각 별도로 제작되었고 실험체 모두 루프이음부의 루프철근의 설치를 고려하여 제작되었다. 강재 거푸집은 설계치수

에 대한 오차범위를 1 mm 이내로 하였고 강재 거푸집에 루프철근을 조립한 후 콘크리트를 타설하여 블록을 제작하였다(Fig. 5(a)). 제작된 콘크리트 블록들을 아치부재로 조립하기 위해 콘크리트 블록을 일렬로 배치시킨 후 그 위에 인장재를 설치하고 콘크리트를 타설하였다(Fig. 5(b)).

제작된 아치부재를 Fig. 6(a)와 같이 아치모양으로 형성시켜

모형교량의 제작 위치에 거치시켰다. 그리고 조립된 실험체의 루프 이음부에는 Fig. 6(b)와 같이 종방향 보강근을 상하 각각 두 개씩 설치하였다. 종방향 보강근이 설치된 후 Fig. 7(a)와 같이 루프이음 부에는 블록과 동일한 강도를 가지는 콘크리트를 타설하고 양생이 이루어진 후 Fig. 7(b)와 같이 뒤패움 콘크리트를 타설하였다.

3. 하중재하위치

DMRB (Design Manual for Roads and Bridges, UK)의 BA 16/97 4.4에서는 석조 아치교에 대한 축하중의 크기를 결정하는데 있어 경간의 1/3 위치에서 위험단면이 발생하므로 모델링시 이 위치에 절점을 설정하도록 제시하고 있다. Heyman (1982)은 하중의 위치가 석조 아치의 기하학적 형상, 고정하중 등에 따라 달라질

수 있지만 일반적으로 경간의 1/4에 하중이 위치하였을 경우에 최소붕괴하중이 발생된다고 명시하고 있다. 또한, 다른 조건 등이 적용되어도 대부분 1/4 부근에서 하중위치가 결정되므로 내력평가 시 하중위치를 경간의 1/4에 두고 근사해석을 수행할 수 있다고 기술하고 있다. Sowden (1990)은 기존 석조 아치교를 대상으로 하중재하실험을 수행한 사례를 소개하였는데, 하중재하위치는 사전에 구조해석평가 후 경간의 1/4 또는 1/3에 적용하였다.

본 연구에서는 구조적으로 가장 취약한 하중재하위치를 결정하기 위해 하중의 위치를 변수로 하여 ABAQUS (2009)에 의해 예비해석을 수행하였다. Fig. 8과 같이 실험대상인 10 m (경간) $\times$ 3 m (높이) $\times$ 2 m (폭)와 10 m (경간) $\times$ 2 m (높이) $\times$ 2 m (폭)에 대하여 뒤패움 모델을 적용시키고 각 경간의 1/2, 1/3, 1/4를 하중위치의 변수로 하여 폭 200 mm, 횡방향(교축직각방향)

Fig. 8. Analysis Model and Load Position (Pre-analysis)

Fig. 9. Load vs. Vertical Displacement Curves at Load Position (Pre-analysis)

Table 5. Maximum Load and Vertical Displacement at the Load Position (Pre-analysis)

load position	Specimen 10 $\times$ 3		Specimen 10 $\times$ 2	
	Max. load (kN)	Vertical displacement (mm)	Max. load (kN)	Vertical displacement (mm)
1/2	1,275.9	10.2	1,585.6	11.5
1/3	1,071.0	10.8	1,176.3	11.5
1/4	1,191.7	11.1	1,290.4	11.5

2 m로 등분포하중을 적용하였다. 모델링시 콘크리트 블록 간 접촉면에 평행한 방향으로 마찰계수 0.4를 적용시켰으며, 접촉면에 직각인 방향으로 벌어짐이 발생할 수 있도록 강성을 부여하지 않았다. 또한, 아치부재와 뒤패움과의 접촉조건도 동일하게 적용하였다. 해석에 적용된 콘크리트의 압축응력-변형을 관계는 Hognestad (1951)가 제안한 응력-변형률 관계를 적용하였다. Eq. (1)은 최대 압축강도 이전의 응력-변형률 관계식이며, Eq. (2)는 최대 압축강도 이후의 응력-변형률 관계식이다. 해석에서는 최대 압축강도에서의 변형률 ϵ_0 는 0.002를 적용하였으며, 극한변형률 ϵ_{cu} 는 콘크리트 압축강도가 45 MPa, 10 MPa의 경우, 각각 0.003, 0.0035를 적용하였다. 콘크리트의 최대 인장강도는 콘크리트 블록과 뒤패움 콘크리트의 경우, 최대 압축강도의 9%를 적용시켰으며, 인장재가 매입되는 콘크리트 블록 상면의 덮개부와 보강근이 매입되는 루프이음부의 콘크리트는 완전 탄소성모델로 가정하여 최대 압축강도의 4%를 적용하였다. 콘크리트 블록 상면(덮개부)에 설치된 인장재와 횡방향 루프이음부에 설치된 종방향 보강근은 재료규격에서 제시하는 항복강도 1,600 MPa를 적용하였고 루프이음 철근은 항복강도 400 MPa를 적용하여 완전 탄소성 모델로 가정하였다. 콘크리트는 8절점 SOLID 요소(C3D8R), 루프이음철근, 인장재 및 보강근은 TRUSS 요소(T3D2)로 모델링하였다. 콘크리트와 접촉모델은 Concrete Damaged Plasticity 모델과 general contact를 사용하여 해석을 수행하였다.

$$f = 2 \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \left(1 - \frac{\epsilon}{2\epsilon_0} \right) f_{cu} \quad (0 < \epsilon < \epsilon_0) \quad (1)$$

$$f = \left\{ 1 - 0.15 \left(\frac{\epsilon - \epsilon_0}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right) \right\} f_{cu} \quad (\epsilon_0 < \epsilon < \epsilon_{cu}) \quad (2)$$

Fig. 9는 해석결과에 대한 각 실험모델별 하중재하위치에서의 하중-수직변위 관계를 나타낸 것이다. 해석결과, 실험모델 10x3(경간 10 m, 높이 3 m)에서는 최대 하중이 경간의 1/3 하중위치에서 1,071.0 kN으로 가장 작게 나타났으며, 실험모델 10x2(경간 10 m, 높이 2 m)에서도 최대 하중이 경간의 1/3 하중위치에서 1,176.3 kN으로 가장 작게 나타나는 결과를 보였다(Table 5). 따라서 뒤패움을 적용하는 실험에서는 예비해석결과에 따라 하중재하 위치를 경간의 1/3로 결정하였으며, 구조실험시 측정 항목 및 위치 등을 결정하였다.

4. 실험대형 모형교량 실험

4.1 구조실험

구조실험은 5,000 kN 용량의 유압잭을 이용하여 하중제어(80 kN/min)로 수행하였다. 하중제하는 경간의 1/3 지점에 폭 200

Fig. 10. Positions of LVDT, Crack Gauge and Strain Gauge

(a) Specimen 10x3

(b) Specimen 10x2

Fig. 11. Setting of Load System

(a) Specimen 10x3

(b) Specimen 10x2

Fig. 12. Setting of LVDT and Gauges

mm인 재하빔을 이용하여 횡방향(교축직각방향) 전폭에 등분포하중으로 재하하였다. 하중재하시 아치부재의 수평 및 수직 변위를 측정하기 위해 LVDT를 설치하였고 콘크리트 블록 간의 벌어짐(opening)을 측정하기 위해 5 mm 용량의 전기식 균열게이지를 사용하였다. 균열게이지(CR)는 하중재하부근의 콘크리트 블록 8번과 9번, 9번과 10번 사이에 설치하였다. 종방향 보강근의 변형률을 측정하기 위해 하중재하부근인 콘크리트 블록 9번과 10번 사이의 상하 보강근에 변형률 게이지(SL, SU)를 설치하였다. 각 실험체에 대한 측정항목 및 측정위치는 Fig. 10과 같으며, 현장에 설치된 하중재하시스템과 게이지 설치 모습을 Figs. 11 and 12에 나타내었다.

4.2 실험결과

4.2.1 파괴양상

모든 실험체가 뒤통음 콘크리트의 균열과 콘크리트 블록 간의 한지거동을 나타내는 파괴거동을 보였다. 콘크리트 블록 간의 슬립

(slip) 현상은 나타나지 않았으나 지점기초의 변위는 발생되었다. 각 실험체별 뒤통음부 콘크리트의 균열발생 모습을 Figs. 13 and 14에 나타내었다. Fig. 13은 실험체 10x3에 대한 뒤통음부 콘크리트의 균열 모습으로 균열은 하중재하위치 부근 콘크리트 블록 간의 벌어짐이 발생하는 위치에서 균열이 발생되었다. 그리고 뒤통음 콘크리트의 상부 균열은 콘크리트 블록 14번 부근에서 발생되었다. Figs. 14(a) and (b)는 실험체 10x2에 대한 뒤통음부 콘크리트의 균열 모습으로 균열은 하중재하위치 부근 콘크리트 블록 간의 벌어짐이 발생하는 위치에서 균열이 발생되었다. 그러나 실험체 10x3과 다르게 뒤통음 콘크리트 상부에서는 균열이 발생하지 않았다. 이러한 현상은 실험체 10x2의 지점기초에서 발생된 변위가 실험체 거동에 영향을 준 것으로 판단된다. 실험체 10x2에서는 최대 하중에서 콘크리트 블록 1번 방향 지점기초부의 뒤통음 콘크리트가 들리는 현상이 발생되었다(Fig. 14(c)).

Fig. 13. Specimen 10x3, Cracking of Backfill Concrete

Fig. 14. Specimen 10x2, Cracking of Backfill Concrete

4.2.2 하중 변위 관계

실험에서 측정된 각 지점의 변위를 Fig. 15와 같이 변형 전 아치 형상과 비교하였다. 실험체 10x3의 경우, 하중재하위치 부근의 뒤채움 콘크리트에 균열이 발생하는 하중 402 kN, 뒤채움 콘크리트 상부에 균열이 발생하는 하중 801 kN, 그리고 최대 하중 1,130.7 kN에서 측정된 변위를 100배로 확대하여 나타내었다. 실험체 10x2의 경우, 하중재하위치 부근의 뒤채움 콘크리트에

(a) Specimen 10x3

(b) Specimen 10x2

Fig. 15. Deformed Arch

균열이 발생하는 하중 304 kN, 최대 하중 1,346.3 kN에서 측정된 변위를 각각 100배, 50배로 확대하여 나타내었다.

실험체 10x3와 10x2에 대한 각 위치별 하중-변위 관계를 각각 Figs. 16 and 17에 나타내어 비교하였다. 여기서, 양의 부호를 갖는 수직과 수평 변위는 각각 하향(Downward)과 아치 내측방향(Inward)으로 발생하는 변위이다. 그리고 음의 부호를 갖는 수직과 수평 변위는 각각 상향(Upward)과 아치 외측방향(Outward)으로 발생하는 변위이다.

실험체 10x3의 경우, 콘크리트 블록 3번, 7번, 9번의 수직변위는 모두 하향으로 나타났으며(Fig. 16(a)), 수평변위는 모두 아치 내측 방향으로 나타났다(Fig. 16(b)). 콘크리트 블록 7번과 9번의 수평변위는 약 1,000 kN의 하중까지 약 0.2 mm 이내로 발생되었으나 그 이후부터 최대 하중 1,130.7 kN까지는 약 3 mm 이상의 수평변위가 발생되었다. 콘크리트 블록 15번, 17번, 21번의 수직변위는 약 1,000 kN의 하중까지 모두 하향으로 나타났으나 그 이후부터 최대 하중까지는 상향으로 나타났다(Fig. 16(c)). 또한, 수평변위는 콘크리트 블록 21번을 제외하고 모두 아치 외측방향으로 나타났다(Fig. 16(d)). 콘크리트 블록 21번의 수평변위는 최대 하중에서 아치 외측방향으로 나타났으나 약 1,000 kN의 하중까지는 1 mm 이내의 내측방향의 수평변위가 발생되었다. 실험체 10x3의 최대 수직변위는 하중재하위치인 콘크리트 블록 9번에서 발생되었으며, 최대 수평변위는 콘크리트 블록 3번에서 발생되었다.

실험체 10x2의 경우, 콘크리트 블록 3번, 7번, 8-9번의 수직변위는 모두 하향으로 나타났다(Fig. 17(a)). 그리고 수평변위는 약 450 kN의 하중까지 아치 내측방향으로 0.3 mm 이내의 거동을

(a) Load vs. Vertical Displacement at Block 3, 7, 9

(b) Load vs. Horizontal Displacement at Block 3, 7, 9

(c) Load vs. Vertical Displacement at Block 15, 17, 21

(d) Load vs. Horizontal Displacement at Block 15, 17, 21

Fig. 16. Specimen 10×3, Load vs. Displacement Curves

(a) Load vs. Vertical Displacement at Block 3, 7, 8-9

(b) Load vs. Horizontal Displacement at Block 3, 7, 8-9

(c) Load vs. Vertical Displacement at Block 15-16, 17, 21

(d) Load vs. Horizontal Displacement at Block 15-16, 17, 21

Fig. 17. Specimen 10×2, Load vs. Displacement Curves

보이면서 그 이후부터 최대 하중 1,346.3 kN까지는 아치 외측방향으로 나타났다(Fig. 17(b)). 콘크리트 블록 15-16번, 17번, 21번의 수직변위는 모두 하향으로 나타났다(Fig. 17(c)). 그리고 수평변위는 아치의 외측과 내측 방향으로 약 1 mm 이내를 반복하면서 콘크리트 블록 15-16번과 21번이 최대 하중에서 아치 내측방향으로 발생되었다(Fig. 17(d)). 실험체 10×2의 최대 수직변위는 하중재하위치인 콘크리트 블록 8-9번에서 발생되었으며, 최대 수평변위는 콘크리트 블록 3번에서 발생되었다. 실험체 10×2에서 콘크리트 블록 3번, 7번, 8-9번의 수평변위가 실험체 10×3과 다르게 아치 외측방향으로 나타나는 것은 하중이 약 400 kN부터 지점기초의 변위가 크게 발생되어 아치부재에 영향을 주었기 때문이다. 또한, 실험체 10×2의 콘크리트 블록 15-16번, 17번, 21번의 수직변위가 상향으로 나타나지 않고 하향으로 나타난 것과 수평변위가 최대 하중에서 아치 외측방향으로 크게 나타나지 않은 결과를 보면, 실험체 10×2의 지점기초가 수평변위뿐만 아니라 수직변위도 부분적으로 발생되어 전도현상이 나타난 것으로 판단된다. 따라서 실험체 10×2의 각 위치에서 수직변위는 지점기초의 변위로 인해 더 크게 발생되었다.

실험체 10×3과 10×2에 대한 지점기초에서 측정된 하중-수평변위를 Fig. 18에 나타내었다. 실험체 10×3의 경우, 약 1,000 kN의 하중까지 1 mm 이내의 기초변위가 발생되었고 그 이후부터 최대 하중 1,130.7 kN까지는 약 2 mm 이상의 기초변위가 발생되었다(Fig. 18(a)). 실험체 10×2의 경우, 약 500~600 kN의 하중까지 1 mm 이내의 기초변위가 발생되었고 그 이후부터 최대 하중

1,346.3 kN까지는 약 3 mm 이상의 기초변위가 발생되었다(Fig. 18(b)). 이러한 기초변위로 인하여 뒤채움 콘크리트와 지점기초의 상대 수평변위(L15)는 실험체 모두 0.03 mm 이내로 작게 나타났다.

실험에서 측정된 하중재하위치에서의 최대 내력과 수직변위를 Table 6에 정리하였다.

4.2.3 하중-블록 간 벌어짐(opening between blocks) 관계

실험체 10×3과 실험체 10×2의 하중재하위치 부근(Block 8-9, Block 9-10)에서 측정된 콘크리트 블록 간 하중-균열의 벌어짐을 Fig. 19에 나타내었다. 실험체 10×3의 경우, 측정된 두 지점 모두 약 450 kN의 하중까지 블록 간의 벌어짐이 0.02 mm 이내로 큰 영향이 없었으며, 최대 하중 1,130.7 kN에서는 콘크리트 블록 8번과 9번, 9번과 10번 간 벌어짐이 각각 0.03 mm, 1.74 mm로 나타났다(Fig. 19(a)). 실험체 10×2의 경우, 측정된 두 지점 모두 약 300 kN의 하중까지 블록 간의 벌어짐이 0.02 mm 이내로 큰 영향이 없었으며, 최대 하중 1,346.3 kN에서는 콘크리트 블록 8번과 9번, 9번과 10번 간 벌어짐이 각각 1.51 mm, 1.75 mm로 나타났다(Fig. 19(b)).

4.2.4 하중 변형률 관계

실험체 10×3과 실험체 10×2의 하중재하위치 부근(Block 9-10)에서 측정된 루프이음부 내 종방향 보강근에 대한 하중-변형률 관계를 Fig. 20에 나타내었다. 실험체 10×3의 경우, 약 450 kN의 하중까지 변형률의 변화가 거의 발생되지 않았으며, 최대 하중

Fig. 18. Load vs. Horizontal Displacement at Supports

Table 6. Maximum Load and Vertical Displacement at the Load Position (Experiment)

Specimen	Max. load (kN)	Vertical displacement (mm) at the max. load
10×3	1,130.7	10.04 (Block 9)
10×2	1,346.3	21.31 (Block 8-9)

Fig. 19. Load vs. Opening Curves

Fig. 20. Load vs. Reinforcement Strain Curves

1,130.7 kN에서는 상(SU)·하(SL) 보강근의 변형률이 각각 $3,232 \times 10^{-6}$, $4,240 \times 10^{-6}$ 으로 나타났다(Fig. 20(a)). 실험체 10x2의 경우, 최대 하중 1,346.3 kN에서 상(SU)·하(SL) 보강근의 변형률이 각각 $3,191 \times 10^{-6}$, $3,473 \times 10^{-6}$ 으로 나타났다(Fig. 20(b)). 변형률 1%(ASTM A 416)를 기준에서 보강근으로 사용된 강연선은 모두 항복 수준 이내로 평가된다.

5. 결과분석

Fig. 21은 3절의 하중재하위치 결정을 위해 수행된 예비해석결과와 실험결과와의 하중·변위 관계를 나타낸 것으로 예비해석은 지점 기초의 이동을 모두 구속시킨 조건이다. Fig. 21(a)의 예비해석결과를 보면, 실험체 10x3이 약 800 kN의 하중까지 실험체 10x2보다 강성이 크게 나타났으나 최대 하중은 실험체 10x2가 크다는 것을 알 수 있다. 이러한 결과는 석조 아치의 기하학적 형상과 붕괴하중의 관계에 대해 연구를 수행한 Drosopoulos et al. (2008)에서도 나타

난 결과로서 석조 아치의 높이/경간 비가 작아질수록 최대 하중이 증가하는 경향과 동일한 현상이다. 본 실험결과를 보면(Fig. 21(b)), 실험체 10x2의 초·중반부 강성은 실험체 10x3보다 작게 나타났으나 최대 하중은 지점기초에서 발생된 변위가 아치부재에 크게 영향을 주었음에도 불구하고 실험체 10x2가 1,346.3 kN으로 나타나 실험체 10x3의 최대 하중 1,130.7 kN보다 약 19% 큰 수준의 결과를 보였다. 따라서 실험체 10x3과 실험체 10x2는 최대 내력이 설계차량축하중(Korea Road & Transportation Association (2010), 1등급 표준트럭하중(DB-24)의 후륜 축하중 192 kN)에 충격계수(1.3)을 포함한 249.6 kN보다 각각 4.53배, 5.39배 큰 수준으로 평가되므로 충분한 구조성능을 확보하는 것으로 판단된다. 또한, 실험에서 발생된 수직처짐과 콘크리트 블록 간 벌어짐은 설계차량 축하중 수준에서 수직처짐은 실험체 10x3, 10x2가 각각 약 0.3 mm, 0.48 mm, 콘크리트 블록 간의 벌어짐은 모두 0.02 mm 이내로 나타나 사용성에 큰 영향을 주지 않을 것으로 사료된다. Fig. 22는 각 실험체별 예비해석과 실험에 대한 하중·변위 관계를

Fig. 21. Load-vertical Displacement of Pre-Analysis and Experiment at the Load Position

Fig. 22. Comparison Between Pre-analysis and Experiment

비교한 것으로 실험체 10×3의 경우, 실험과 해석이 유사하게 나타나 지점기초에서 발생한 변위가 아치부재에 큰 영향을 주지 않은 것으로 판단된다.

6. 결론

콘크리트 블록으로 구성된 아치부재에 보강된 이음부를 설치하고 아치부재 상부에 뒤채움을 적용한 조립식 프리캐스트 콘크리트 아치구조의 실험형 모형교량실험을 수행하였다. 구조적으로 가장 취약한 하중재하위치를 결정하기 위해 예비해석을 수행하였으며, 그 결과를 토대로 구조실험시 하중재하위치, 측정항목 및 측정위치 등을 결정하였다. 높이/경간 비가 다른 2개의 실험형 모형교량실험체에 대하여 실험으로 통해 얻어진 주요 결론은 다음과 같다.

(1) 지점기초를 구축시킨 예비해석로부터, 구조적으로 가장 취약한 하중재하위치는 실험체 모두 아치 경간의 1/3로 나타났다.

아치 경간의 1/2에서는 최대 내력이 가장 큰 결과를 보였다. 아치 경간의 1/3 위치에 하중재하시 약 800 kN까지 실험체 10×3이 실험체 10×2보다 강성이 크게 나타났으나 최대 내력은 실험체 10×2가 큰 결과를 보였다.

(2) 실험결과, 지점기초의 영향이 크지 않은 실험체 10×3은 하중재하위치에서 약 10 mm 수직변위 발생시 최대 하중이 평가되었다. 그러나 실험체 10×2는 약 400 kN의 하중부터 지점기초의 변위가 크게 발생되어 실험체 10×3의 두 배 이상이 되는 약 21 mm 수직변위 발생시 최대 하중이 평가되는 결과를 보였다. 실험에서 평가된 최대 내력은 지점기초에서 발생한 변위가 아치부재에 큰 영향을 주었음에도 불구하고 실험체 10×2가 실험체 10×3의 최대 내력보다 약 19% 크게 나타나는 결과를 보였다. 이러한 결과는 석조 아치구조의 높이/경간 비가 작아질수록 최대 하중이 증가하는 기존의 연구와 동일한 결과로 보강된 이음부와 뒤채움을 적용시킨 본 연구의 실험체에서도 같은 결과를 나타내었다.

- (3) 실험체 10×3과 실험체 10×2는 실험에서 평가된 최대 내력이 충격계수를 포함한 설계차량축하중보다 각각 4.53배, 5.39배 큰 수준으로 나타나 충분한 구조성능을 확보하는 것으로 평가된다. 또한, 실험에서 나타난 아치부재의 변형은 설계차량축하중 수준에서 수직처짐은 실험체 10×3, 10×2가 각각 약 0.3 mm, 0.48 mm, 콘크리트 블록 간의 벌어짐은 모두 0.02 mm 이내로 나타나 사용성에 큰 영향을 주지 않을 것으로 사료된다.

References

- ABAQUS (2009). *Abaqus analysis user's manual version 6.9*, Dassault Systemes Simulia Corp.
- ASTM (2006). *Standard specification for steel strand, uncoated seven-wire for prestressed concrete (ASTM A416/A416M-06)*, West Conshohocken, PA: ASTM.
- Chung, C. H., Joo, S. H., Choi, D. C. and Lee, J. Y. (2014). "Structural performance of precast concrete arch with reinforced joint." *Journal of the Korea Society of Civil Engineers*, Vol. 34, No. 1, pp. 29-47 (in Korean).
- Chung, C. H., Sung, Y. E., Hyun, B. H. and Park, S. J. (2008). "Experimental study on connectability of half-depth precast deck panels with loop joint." *Journal of the Korea Society of Civil Engineers*, Vol. 28, No. 4A, pp. 581-590 (in Korean).
- David, H. (2004). "Application and design of segmental precast arches." *GeoTrans 2004*, ASCE, pp. 452-459.
- Design Manual for Roads and Bridges (1997). *The assessment of highway bridge and structures*, Vol. 3. section 4, part 4, BA 16/97 Amendment No.2, London(UK), Department of Transport.
- Drosopoulos, G. A., Stavroulakis, G. E. and Massalas, C. V. (2008). "Influence of the geometry and the abutments movement on the collapse of stone arch bridges." *Construction and Building Materials*, Vol. 22, pp. 200-210.
- Gupta, A., Taylor, S., Kirkpatrick, J., Long, A. and Hogg, I. (2005). "A flexible concrete arch system." *Concrete Research in Ireland Colloquium*.
- Gupta, A., Taylor, S. E., Kirkpatrick, J., Long, A. E. and Hogg, I. (2008). "Construction of tievenameena bridge using a flexi-arch system." *Bridge and Infrastructure Research in Ireland 2008*.
- Heyman, J. (1982). *The masonry arch*, Ellis Horwood Limited, Chichester, West Sussex, England.
- Hognestad, E. (1951). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.
- KICT (2006). *Development of long-life deck systems for bridges-precast concrete deck*, Bridge200 Final Report (in Korean).
- Korea Road & Transportation Association (2010). *Korea highway bridge design code* (in Korean).
- Sowden, A. M. (1990). *The maintenance of brick and stone masonry structures*, E. & F.N. Spon in London.
- Taylor, S. E., Robinson, D., Ritchie, N., Mellwaine, K. and Gupta, A. (2006). "Testing of half-scale model flexible concrete arches." *Bridge and Infrastructure Research in Ireland: Symposium 2006*.