Journal of the Korean Society of Civil Engineers
Vol. 35, No. 1: 19-29/ February, 2015
DOI: http://dx.doi.org/10.12652/Ksce.2015.35.1.0019

ISSN 1015-6348 (Print)
ISSN 2287-934X (Online)
www.kscejournal.or.kr

Structural Engineering **구조공학**

루프이음 반두께 프리캐스트 바닥판을 갖는 콘크리트 바닥판의 균열폭 제어

김동욱* · 심창수**
Kim, Dong Wook*, Shim, Chang Su**

Crack Width Control on Concrete Slab using Half-Depth Precast Panels with Loop Joints

ABSTRACT

As the half-depth precast concrete decks are increasingly applied to the construction sites, researches on connection details have been increased. For design of concrete bridge deck with half-depth precast panels, it is required to provide appropriate details of transverse loop joints between panels. In this paper, the structural performance of precast decks was evaluated to investigate continuity of the proposed loop joint details. From the results, the validity of the joints for the continuity of deck was observed in the aspect of flexural strength and crack control. The ultimate strength increased 1.52 times as the reinforcement spacing in the joint was reduced. In terms of crack control, direct crack width calculation for the loop joint showed appropriate results comparing with measured crack width.

Key words : Half-depth panel, Loop joint, Crack width, Connection details, Flexural strength

초 록

반두께 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 적용이 증가함에 따라, 프리캐스트 구조물 간의 연결에 대한 연구가 증가하고 있다. 또한, 프리캐스트 패널을 갖는 합성바닥판에서 패널간에는 횡방향 이음부의 연속적인 거동이 요구된다. 이 논문에서는 루프이음 방식을 적용하여 교축방향 패널과 패널사이의 이음부에 구조적 연속성과 성능을 평가하였다. 실험결과로부터 바닥판의 연속성 확보를 위한 루프철근 이음부의 휨강도 및 균열제어의 연속성을 확인하였다. 실험결과 루프이음 철근 간격을 좁게 한 경우의 휨강도가 1.52배 증진되는 효과를 보였다. 또한, 루프이음부에 횡방향 철근은 균열제어에 매우 효율적임을 확인하였다.

검색어 : 반두께바닥판, 루프이음, 균열폭, 연결상세, 휨강도

1. 서 론

교량의 콘크리트 바닥판은 차량하중을 직접 받는 구조부재로 내하력 및 내구성이 전체 교량의 내구수명에 영향을 미치는 중요한 요소이다. 또한, 교량의 시공중 거더는 대부분 공장 제작 후 운반, 가설하는 형태임에도 콘크리트 바닥판을 현장타설 하게 되면 거푸집 작업으로 인해 공기지연 및 안전사고의 원인이 되기도 한다. 따라서 거푸집을 필요로 하지 않는 프리캐스트 바닥판의 적용이 증가하고 있다.

루프이음을 갖는 바닥판에 대한 연구는 1970년부터 진행되었으며, Leonhardt (Leonhardt, 1973) 등은 13개의 루프이음을 가진 부재의 휨실험을 통해서 하중을 전달하는 겹침이음 길이의 증가는 휨강도를 증가시켰으며 추가적인 종방향 철근의 배치는 균열제어에 기여함을 밝혔다.

* 정회원 · 중앙대학교 토목공학과 (Chung-Ang University · clearup7@cau.ac.kr)
** 정회원 · 교신저자 · 중앙대학교 사회기반시스템 공학부 (**Corresponding Author** · Chung-Ang University · csshim@cau.ac.kr)

Received July 2, 2014/ **revised** September 15, 2014/ **accepted** December 23, 2014

Copyright ⓒ 2015 by the Korean Society of Civil Engineers
This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

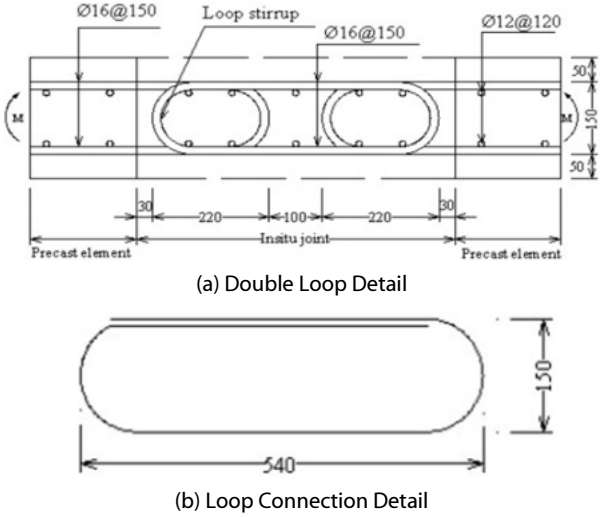
Resenthal (Rosenthal and Shimoni, 1984)은 Fig. 1과 같은 상세를 가진 이중루프이음을 갖는 바닥판에 대하여 연구하였으며, 이중루프이음을 갖는 프리캐스트 바닥판은 일반 RC부재와 유사한 거동을 보임을 확인하였다. 더불어, 모든 부재에서의 초기 균열은 프리캐스트 세그먼트와 현장타설 구간의 접합면에서 발생하였다. 이러한 초기 균열의 발생을 지연시키기 위해서 에폭시와 같은 재료를 사용할 것을 추천하였다.

Lewis (Lewis, 2009) 는 루프이음을 갖는 부재와 확대 머리 철근(headed Bar)을 이용한 이음을 가진 두가지 상세에 대하여 연구하였다. 각각의 3개의 부재에 대하여 휨 실험과 인장 실험이 진행되었으며, 모든 부재는 동일한 이음간격을 갖도록 설계하였다. 전 부재 모두 충분한 휨성능 및 연성도를 보였으며 루프이음을 가진 부재가 확대 머리 철근을 사용한 부재보다 더 높은 휨 및 인장 성능을 보였다. 또한, 루프이음을 사용한 부재가 사용 하중하에서 확대 머리 철근을 사용한 부재보다 작은 균열폭을 가졌다.

국내의 기존연구에서도 루프이음을 적용한 프리캐스트 바닥판의 겹이음 길이가 증가할수록 프리캐스트 바닥판의 휨강도가 증가하였다. 루프 이음부에 횡방향 보강철근은 균열제어에 매우 효율적이고, 전단철근의 배근으로 합성효과가 크게 증가하는 경향이 있음이 연구되었다. 정철헌의 연구에서는(Chung et al., 2008; Chung et al., 2009) 이와 같이 루프 이음부에 횡방향 보강철근의 균열제어 역할과 철근의 겹이음 길이는 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 부재의 연속성 확보 및 균열제어에 매우 중요하며, 전단철근이 있는 합성바닥판은 합성효과의 증가로 인해 전단철근이 없는 바닥판에 비해 상당히 큰 극한 내력을 보였다.

Ryu et al. (2007)은 루프이음을 가진 프리캐스트 부재의 휨성능 및 피로 성능 실험을 변수로는 루프 철근의 직경, 이음간격을 선정하여 수행하였다. 충분한 정착길이가 확보된 경우, 휨 강도는 일반 RC 부재와 유사하였으며, 좁은 이음 간격을 갖는 경우에는 강도 및 강성의 감소 현상을 보였다.

이 논문에서는 프리텐션 반두께 바닥판의 연속화를 위해 루프이음 방식을 적용하여 교축방향 패널과 패널사이의 이음부에 구조적 연속성과 가설하중에 대한 내하력을 확보한 반단면 프리캐스트 바닥판의 성능을 평가하였다. 실규모의 바닥판을 제작하여 바닥판 이음부에서 철근과 전체적인 거동에서의 연속성을 평가하였다.



(a) Double Loop Detail

(b) Loop Connection Detail

Fig. 1. Double Loop Connection Details (Rosenthal and Shimoni, 1978)

2. 실험적 연구

2.1 실험부재

Fig. 2는 반두께 바닥판의 개념도로써, 실험부재는 반두께를 갖는 바닥판과 전두께를 갖는 바닥판으로 거푸집 및 타설로 인한 안전성을 개선한 급속시공 기술이다. 프리캐스트 공법은 공장에서의 대량생산으로 제품에 대한 신뢰도가 높다. 반단면 프리캐스트 바닥판은 거푸집과 동바리공을 사용한 공법의 문제점들을 해소시키고 여러 장점을 가지고 있지만 교축방향 패널간 이음부사이의 연속성 확보가 중요하기 때문에 루프이음을 통한 연속성을 확보하였다.

실험부재는 전단면 현장타설 콘크리트를 타설한 기준부재와 루프이음의 간격 및 루프이음 철근의 직경을 변수로하여 총 4개를 제작하였다. 루프이음의 간격은 100 mm로 촘촘이 배근한 실험부재와 200 mm로 넓게 배근한 실험부재이며, 철근의 간격에 따른 균열 간격 및 균열폭에 미치는 영향을 평가하기 위하여 변수로 설정하였다. Table 1은 실험부재의 규격 및 변수를 보여주고 있다.

Fig. 3은 실험부재의 제작과정을 보여주고 있다. 실험부재는 총 4기로써, 부재 제작은 콘크리트 거푸집을 제작한 후에 루프이음을 갖는 프리캐스트 세그먼트 좌측과 우측을 제작하고, 증기양생을 실시한 후에 프리캐스트 세그먼트 좌측과 우측을 결합한 후에 현장타설 콘크리트를 타설한 후 증기양생을 실시하였다. 현장타설 콘크리트 면과 프리캐스트 콘크리트의 면에 부착성능을 증진시키

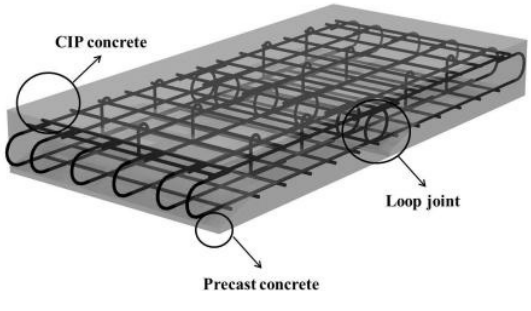


Fig. 2. New Half-Depth Precast Deck

기 위하여 스틸 브러싱을 통해 접합면 처리를 하였다. 표면처리 방법은 ACI 224.3 Joints in Concrete Construction (ACI, 2008)에서 제시한 이음부 표면의 레이턴스를 제거하기 위한 방법을 사용하였고 채움재 타설 전에 이음면 살수를 통해 습윤처리 하는 조건을 통해 적절한 균열폭 제어가 될 수 있도록 면처리를 하였다. 루프 철근은 겹이음 길이를 160 mm는 현행 설계기준에서 제시하는 상세규정에 따라 상세를 결정하였다. 현행 도로교 설계기준(MLIT, 2012) 및 콘크리트 구조기준에는 루프이음에 대한 설계규정이 존재하지 않는다. 다만 180도 갈고리 정착에 대한 규정이 있지만, 그 내용은 180도 갈고리 내면 반경은 최소한 철근의 지름의 3배 이상 이어야 하며, 구부린 반원 끝에서 최소한 철근 지름의 4배 이상 또는 60 mm 더 연장해야 한다는 것이다(MLIT, 2012, 5.9.4.4 기본 정착길이).

Table 1. Test Specimen

Parameters		Size of specimen
Longitudinal loop joint specimen (4EA)	Cast In Place(CIP) deck without loop joint FD1S-LJ1, ρ=0.0047	1.0m x 2.0m x 0.24m
	D13, 200 mm spacing Precast deck + CIP deck FD1S-LJ2, ρ=0.0040	
	D13, 100 mm spacing Precast deck + CIP deck FD1S-LJ3, ρ=0.0067	
	D16, 200 mm spacing Precast deck + CIP deck FD1S-LJ4, ρ=0.0063	

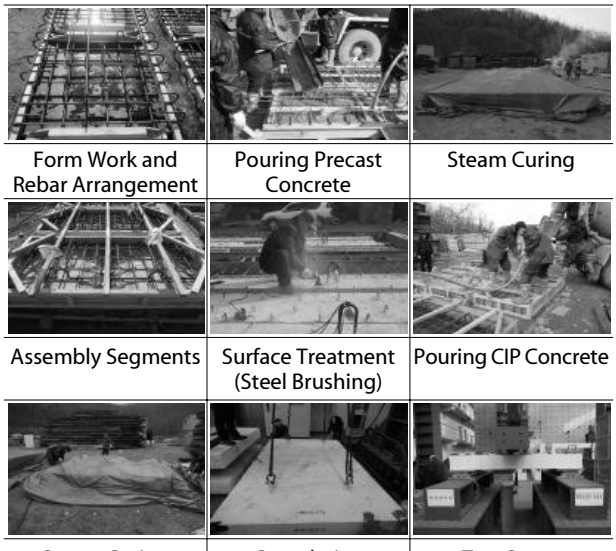


Fig. 3. Fabrication Procedure

2.2 재료성질

실험부재는 세그먼트에 루프이음을 갖도록 설계 및 제작 되었으며, 프리캐스트 부분의 설계기준 강도 35 MPa과 27 MPa의 압축강도를 갖는 현장타설 콘크리트를 사용하여 제작하였다. 부재에 사용된 철근은 직경 13 mm SD40 철근을 사용하였다.

현장타설 콘크리트의 설계기준 강도는 27 MPa이나, 압축강도 공시체의 냉해로 인해 압축강도가 현저히 낮게 나타났다. 공시체의 냉해로 인해 현장타설 콘크리트의 강도가 낮게 측정되어 콘크리트의 경도와 슈미트 반발 경도를 사용하는 슈미트 해머(Schmidt Hammer)를 사용하여 현장타설 콘크리트의 압축강도를 측정한 결과 30 MPa로 측정되었다. 현장타설 콘크리트와 프리캐스트 콘크리트 공시체를 제작하여 3일, 실험 당일의 압축강도를 측정하였으며 결과를 정리하면 Table 2와 같다.

철근의 인장시험 결과 철근의 항복응력은 평균 529 MPa로써 설계에 사용한 항복강도인 400 MPa보다 높게 측정되었다.

Table 2. Compressive Strength of Concrete

Curing period	Compressive strength of concrete		
	Precast deck concrete	CIP deck concrete	CIP deck concrete (schmidt hammer)
3 days	27.10 MPa	20.50 MPa	-
28 days	41.64 MPa	20.79 MPa	30.0 MPa

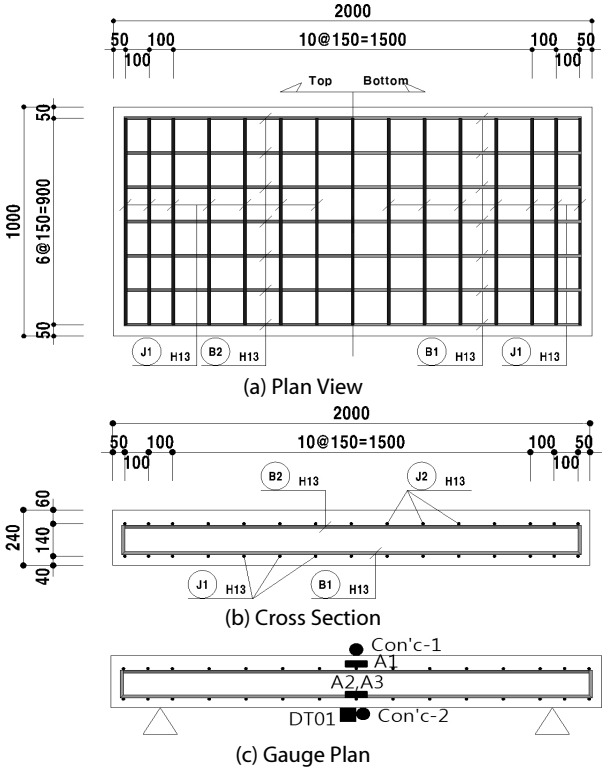
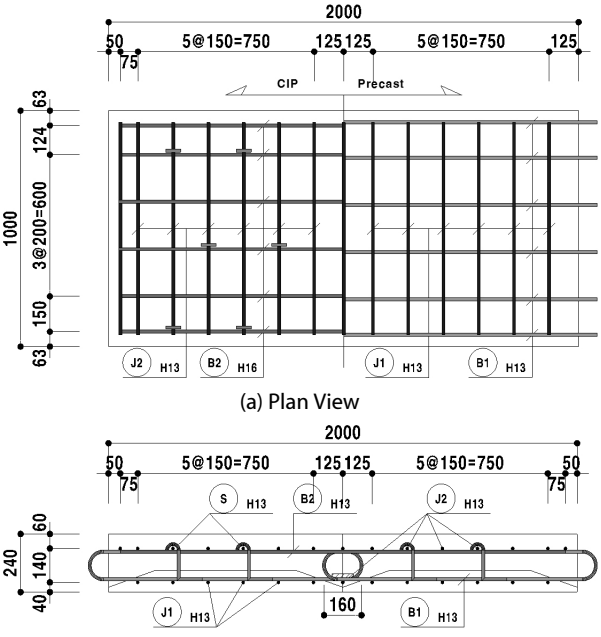
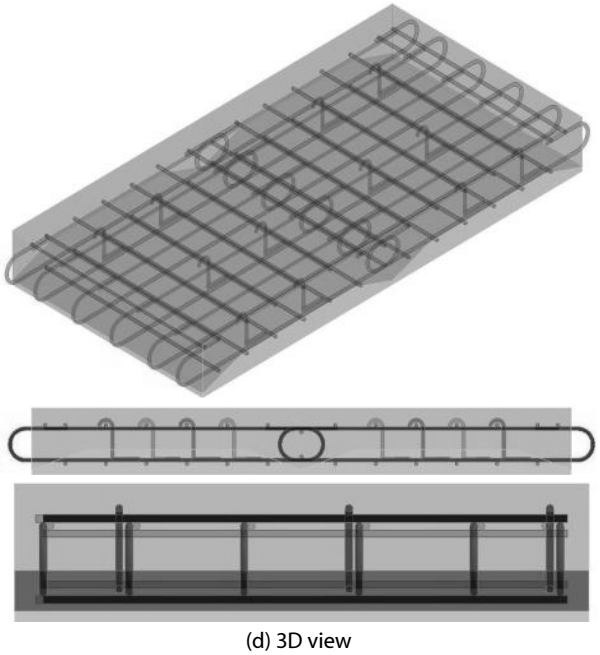


Fig. 4. FD1S-LJ1 Specimen

2.3 하중 및 측정내용

Figs. 4~7은 실험부재의 크기와 게이지 부착위치를 보여주고 있다. 실험부재의 기본 형상은 2 m x 1 m의 크기로, 높이 0.24 m를





(d) 3D view

Fig. 5. FD1S-LJ2 Specimen

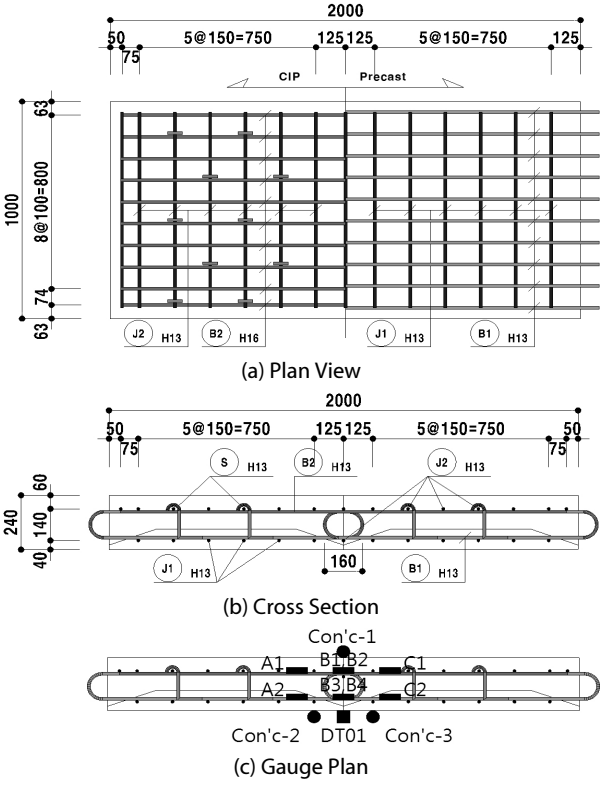


Fig. 6. FD1S-LJ3 Specimen

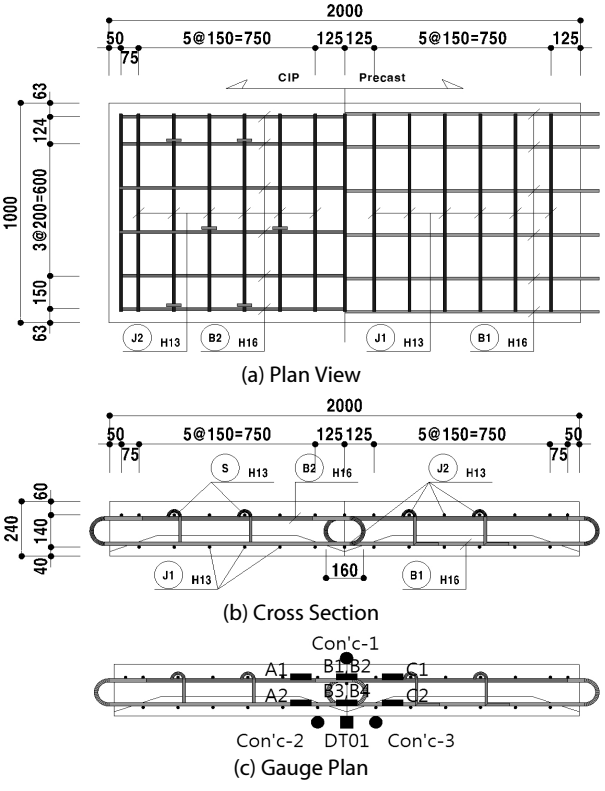


Fig. 7. FD1S-LJ4 Specimen

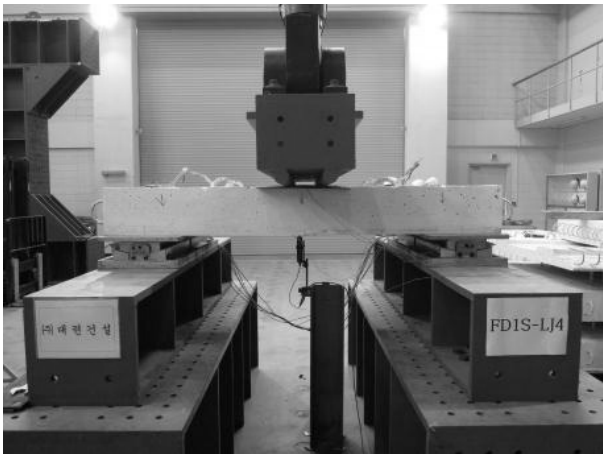


Fig. 8. FD1S-LJ Series Test Setup

갖는 형상이다. Figs. 5, 6 and 7(a)와 같이 가로 x 세로 1 m 크기의 프리캐스트 패널 2개를 루프이음으로 연결하여 현장타설 콘크리트를 타설하는 방식으로, 실험부재의 경간장은 1.6 m이며, 지점 경계조건은 롤러-힌지로 하였다. 균열발생 전까지는 하중제어를 실시한 후, 균열이 발생한 후에 균열폭 게이지를 설치한 후에 변위제어를 통해 실험을 수행하였다.

Figs. 4, 5, 6 and 7(c)는 게이지부착위치를 보여주고 있다. 루프이음에 따른 이음부에서 구조물의 거동을 파악하기 위하여 루프이음 철근의 압축측과 인장측 중앙에 게이지를 부착하였고, 지간 가운데 상면과 하면에 콘크리트 게이지를 부착하여 변형을 계측하였다.

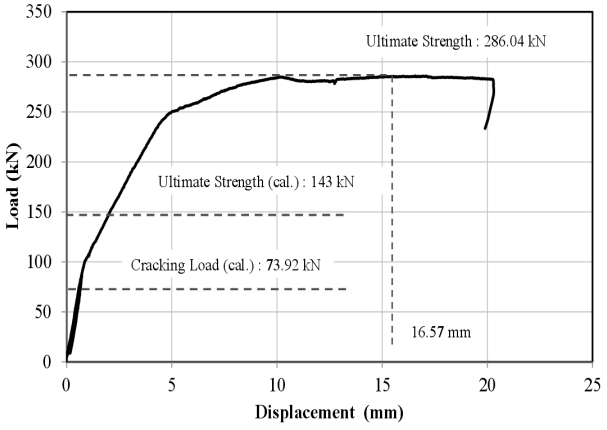
Fig. 8은 실험부재 셋업으로 실험부재는 균열이 발생하기 전까지 하중제어로 가력하다가 균열이 발생한 직후 균열폭 게이지를 부착하고 1 mm / min.의 속도로 가력 하였다.

3. 실험결과

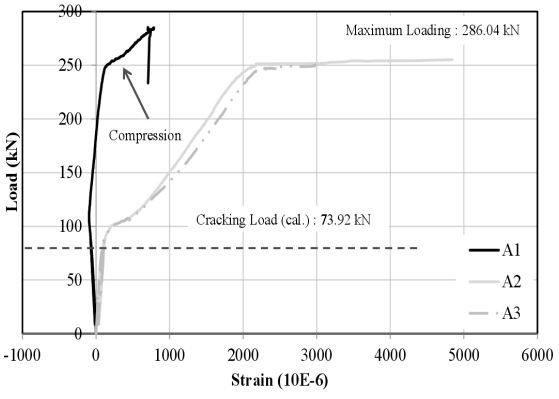
3.1 강도평가

Fig. 9(a)는 FD1S-LJ1부재의 거동 평가를 위한 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 계산에 의한 극한 하중은 143 kN, 실험에 의한 극한하중은 철근의 항복시점을 기준으로 극한하중을 측정한 결과 286 kN으로 설계에 의한 값보다 2.0배 높게 평가되었다. 실험부재 제작에 사용한 철근의 인장실험 결과를 반영한 결과는 계산 값이 188 kN으로 실험값이 계산 값보다 1.52배 크게 평가되었다.

Fig. 9(b)는 하중 증가에 따른 부재 최하단 중앙부의 철근 변형률을 나타내고 있다. 상면의 A1철근의 변형률이 압축영역에서 인장영역으로 바뀌는 것은 콘크리트 상면의 압괴로 인해서 압축측 철근이 외부하중을 부담하면서 인장을 받는 것으로 판단된다. 인장영역의



(a) Load-Displacement Curve



(b) Load-Strain Curves of Reinforcements

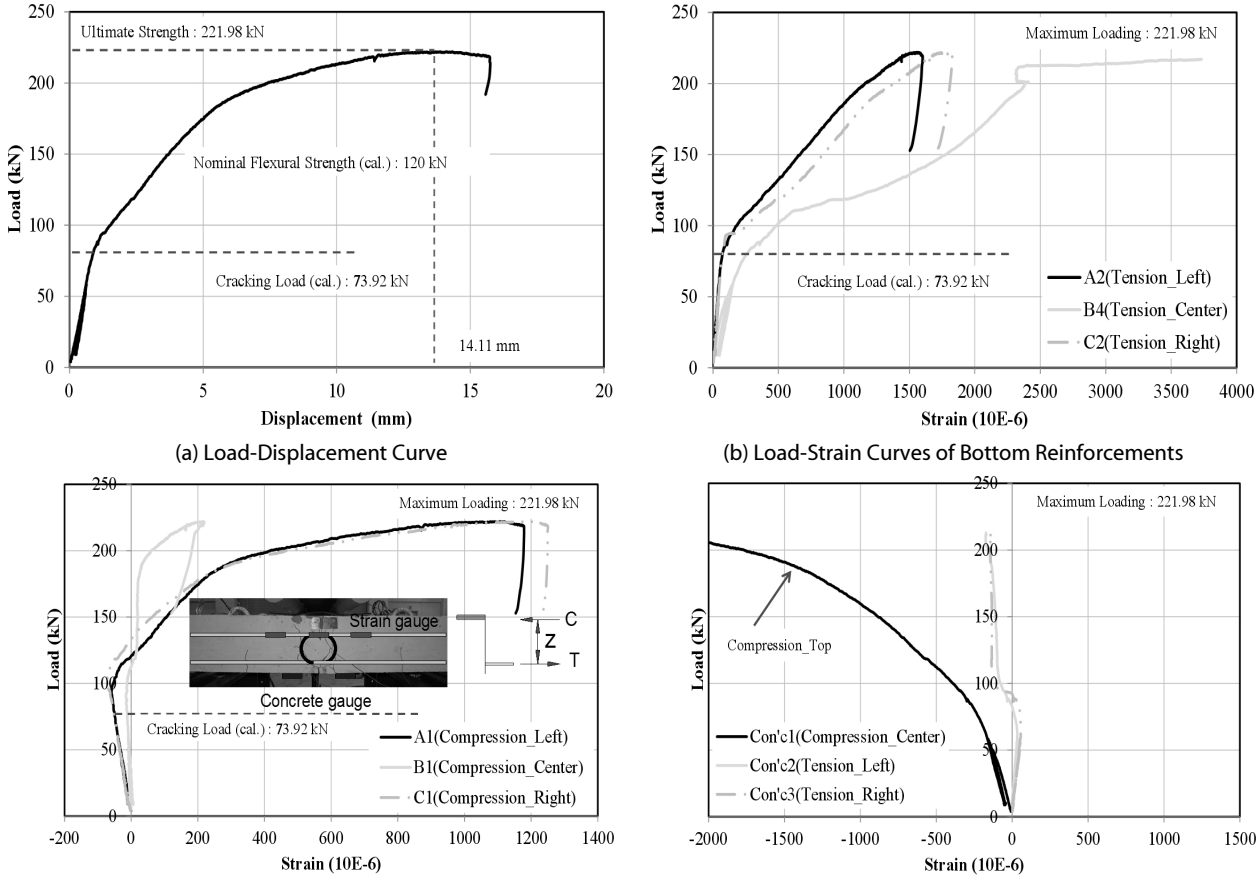
Fig. 9. FD1S-LJ1 Test Results

경우 선형 거동 구간을 지나 균열하중 이후 철근의 변형률이 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다. 이를 통해 균열폭과 철근의 변형률은 비례관계에 있으며, 균열의 발생으로 인한 철근의 응력증가는 비록 철근 응력이 항복 수준에 미치지 못하는 정도이지만 균열폭 제어를 위해서 주의해야 한다.

Fig. 10(a)는 FD1S-LJ2 실험부재의 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 실험부재는 종방향 이음을 갖는 반두께 바닥판과 현장타설 콘크리트로 완성된 바닥판 부재이다. D13루프이음 철근을 200 mm 간격으로 배근하여 이음부 위치에서의 거동 및 연속성을 확보하고, 이에 대한 구조적 성능을 평가하였다. 설계에 의한 공칭 강도는 120 kN, 실험에 의한 극한하중은 철근의 항복시점을 기준으로 극한하중을 측정한 결과 221 kN 으로 설계에 의한 값보다 1.84배 높게 평가되었다. 실험부재 제작에 사용한 철근의 인장실험 결과를 반영한 결과는 계산 값이 158 kN으로 실험값이 계산 값보다 1.40배 크게 평가되었다. 결과가 1.4배 크게 평가된 것은 인장시험에서 얻은 항복강도를 사용하여 계산하였고, 루프이음 연결부에서의 강도 계산은 이음철근 1개의 단면을 이용하여 계산하지만 실제

구조물의 연결부에서는 2개의 철근이 배근되어 있으므로 이에 따른 강도가 크게 평가된 것으로 판단된다.

Figs. 10(b) and (c)는 하중증가에 따른 철근 변형률을 보여주고 있다. 상면의 압축철근은 콘크리트 압괴에 의한 표면 손상 후에 인장 거동을 보이고 있다. 인장영역의 경우 선형 거동 구간을 지나 균열하중 이후 철근의 변형률이 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다.



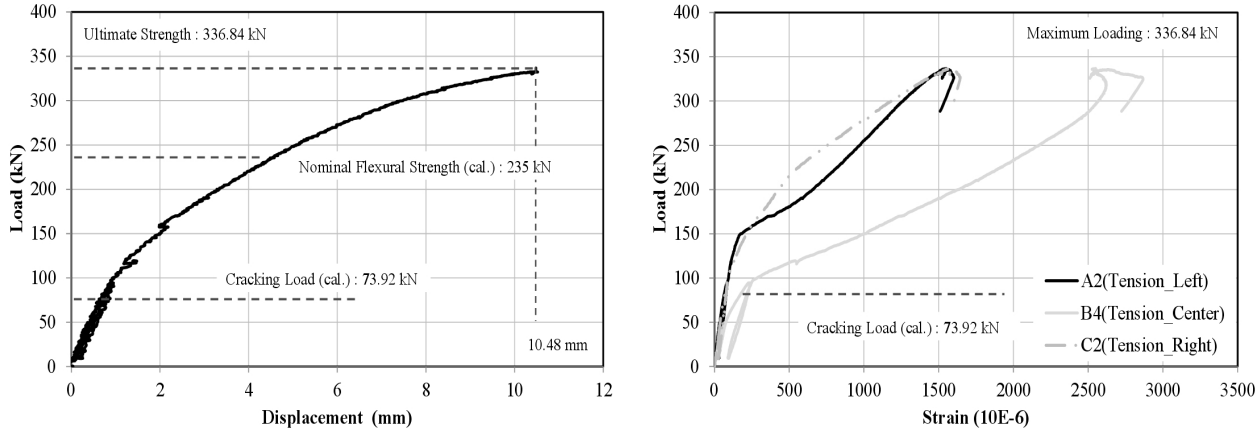
(a) Load-Displacement Curve

(b) Load-Strain Curves of Bottom Reinforcements

(c) Load-Strain Curves of Top Reinforcements

(d) Load-Strain Curves of Concrete

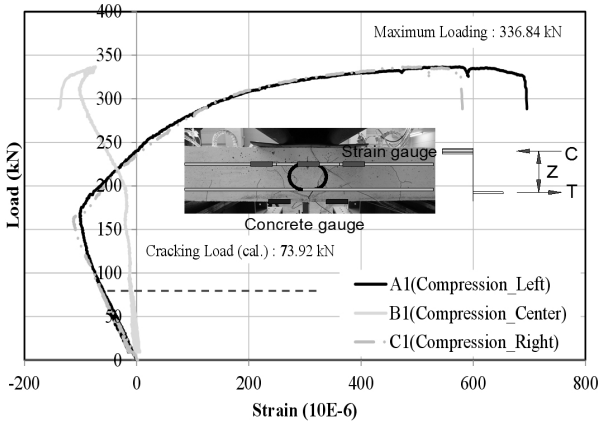
Fig. 10. FD1S-LJ2 Test Results



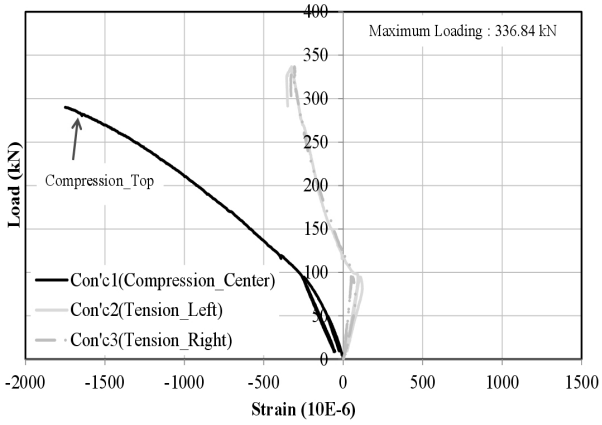
(a) Load-Displacement Curve

(b) Load-Strain Curves of Bottom Reinforcements

Fig. 11. FD1S-LJ3 Test Results

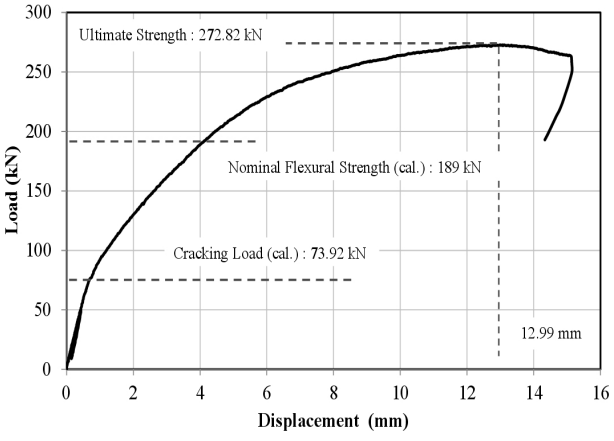


(c) Load-Strain Curves of Top Reinforcements

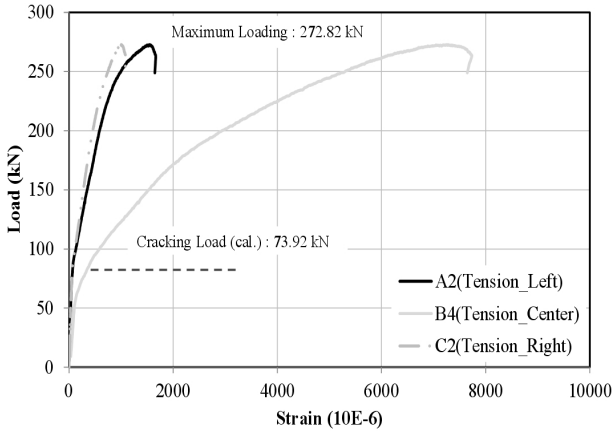


(d) Load-Strain Curves of Concrete

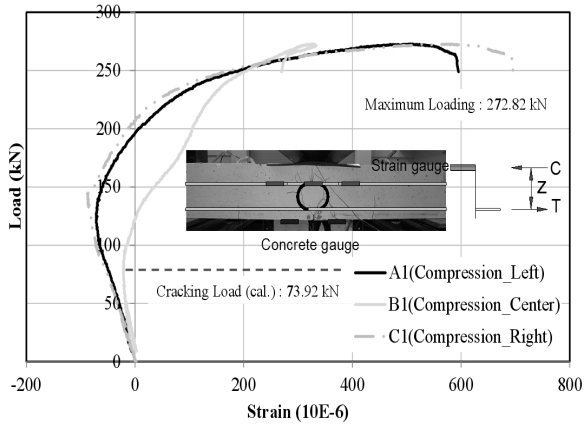
Fig. 11. FD1S-LJ3 Test Results (Continue)



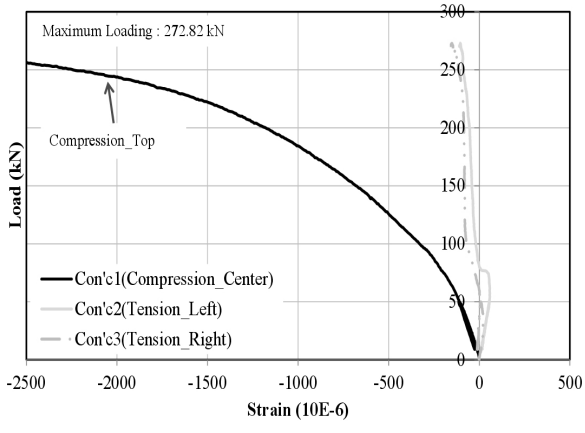
(a) Load-Displacement Curve



(b) Load-Strain Curves of Bottom Reinforcements



(c) Load-Strain Curves of Top Reinforcements



(d) Load-Strain Curves of Concrete

Fig. 12. FD1S-LJ4 Test Results

균열 발생 이후 중립축이 이동함에 따라 압축측 철근이 인장 거동을 보였다.

Fig. 10(d)는 하중 증가에 따른 부재 하단 이음부 위치에서의 최하단 좌,우측 콘크리트 변형률과 중앙부 압축측 중앙부 콘크리트의 변형률을 나타내고 있다. 인장측 좌우측 변형률이 인장영역에서 압축영역으로 바뀌는 것은 콘크리트 하면의 균열이 게이지 양쪽에

발생하여 나타난 것으로 판단된다.

Fig. 11(a)는 FD1S-LJ3 부재의 하중-변형률 그래프를 보여주고 있다. FD1S-LJ3 실험부재는 D13루프이음 철근의 간격을 100 mm로 줄여 FD1S-LJ2부재보다 많은 양의 루프이음 철근을 배근하였을 때의 거동을 평가하고, 이에 대한 거동을 평가하였다. 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 공칭 극한 하중은 235 kN, 실험에 의한 극한하중은 철근의 항복시점을 기준으로 극한하중을 측정한 결과 336 kN으로 설계에 의한 값보다 1.43배 높게 평가되었다.

FD1S-LJ2부재와 비교했을 때 루프이음 철근간격을 반으로 줄인 결과 극한하중의 증가는 1.5배 증가하였으며 동일 하중 수준에서의 변위는 25%수준으로 감소하는 것으로 나타났다.

Figs. 11(b) and (c)는 하중 증가에 따른 인장철근과 압축철근의 변형률을 보여주고 있다. 인장철근의 경우 좌,우측 철근의 변형률은 가운데 철근보다 작은 것으로 볼 때 휨 거동을 보이고 있으며, 150 kN에서 휨 균열이 좌우측으로 균일하게 분포되는 모습을 보이고 있다. 인장영역의 경우 선형 거동 구간을 지나 균열하중 이후 철근의 변형률이 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다. FD1S-LJ3를 포함한 실험부재는 균열이 발생한 이후 중립축이 위로 이동함에 따라 압축측 철근이 인장거동을 보였다.

Fig. 12(a)는 D16 루프이음 철근이 200간격으로 배근된FD1S-LJ4 실험부재의 하중-변위 그래프를 보여주고 있다. D16루프이음 철근의 간격을 200 mm로 줄여 FD1S-LJ2 부재와 간격은 같지만 직경을 늘렸을 때의 거동을 평가하고, 이에 대한 구조적 거동을 평가하였다. 설계에 의한 극한 하중은 189 kN, 실험에 의한 극한하중은 철근의 항복시점을 기준으로 측정한 결과 272 kN으로 계산에 의한 값보다 1.44배 높게 평가되었다.

Figs. 12(b) and (c)는 하중증가에 따른 압축철근과 인장철근의 변형률 관계 그래프로써 철근의 항복시점을 기준으로 한 극한강도는 설계에 의한 값보다 1.4배 큰 값을 보여주고 있다. FD1S-LJ2부재와 비교했을 때 루프이음 철근직경을 크게 한 결과 극한하중의 증가는 1.23배 증가하였으며 동일 하중 수준에서의 변위는 42% 수준으로 감소하는 것으로 나타났다.

Fig. 12(d)는 하중 증가에 따른 부재 하단 이음부 위치에서의 최하단 좌 우측콘크리트 변형률과 중앙부 압축측 중앙부 콘크리트의 변형률을 나타내고 있다. 인장측 좌우측 변형률이 인장영역에서 압축영역으로 바뀌는 것은 콘크리트 하면의 균열이 게이지 양쪽에 발생하면서 변형이 풀리는 것으로 판단된다.

3.2 균열폭 평가

도로교 설계기준 한계상태 설계법(MLIT, 2012) 에서는 균열폭 계산에 관한 수식을 규정하고 있다. 균열발생 후의 모든 하중 단계에서 설계 균열폭은 Eq. (1)로 산정할 수 있다. 실험에서 균열폭 측정 게이지를 이용하여 구한 0.2 mm 균열하중과 계산에 의한 균열폭 0.2 mm에서의 설계 균열하중을 비교 검토하여 균열강도를 평가하였다.

$$w_k = l_{r,\max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \tag{1}$$

여기서, $l_{r,\max}$는 최대 균열 간격이고, ϵ_{sm}은 적합한 하중조합에 의해 발생된 철근 평균 변형률로 인장강화효과를 고려한 값이며, ϵ_{cm}은 인접된 균열 사이 콘크리트의 평균 변형률이다.

변형률 차이 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$은 Eq. (2)로 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s} - 0.4\frac{f_{cte}}{E_s\rho_e}(1 + n\rho_e) \geq 0.6\frac{f_{so}}{E_s} \tag{2}$$

여기서, f_{so}는 균열면에서 계산한 철근 인장응력이고, n은 탄성계수비 E_s/E_c이며, ρ_e는 Eq. (3)으로 계산한 유효 철근비이다.

$$\rho_e = \frac{A_s + \zeta_1^2 A_p}{A_{cte}} \tag{3}$$

여기서, A_{cte}는 유효 인장 면적으로 인장 철근 주변 깊이 $2.5(h-d), (h-c)/3$, 또는 $h/2$중에서 작은 값으로 구분된 영역의 면적이다.

$\zeta_1^2 = \zeta d_b/d_p$로 정의된 프리스트레스 강재의 부착 특성을 고려하기 위한 계수이며 ζ는 Table 3에 주어진 값을 사용한다.

최종 균열의 최대 간격은 Eq. (4)로 산정할 수 있다.

$$l_{r,\max} = \frac{d_b}{3.6\rho_e} \leq \frac{f_s d_b}{3.6 f_{ct}} \tag{4}$$

Fig. 13은 FD1S-LJ1부재의 하중-균열폭 그래프를 보여주고 있다. 균열 발생 이후의 구조물의 그래프가 급격히 변화하는 것은

Table 3. Maximum Bar Diameters for Crack Control

Steel stress	Maximum bar size(mm)	
	Reinforced concrete	Prestressed concrete
160	32	25
200	25	16
240	16	12
280	12	8
320	10	6
360	8	5

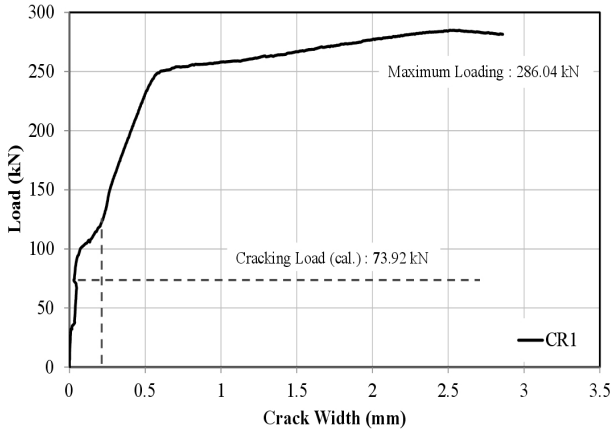


Fig. 13. Load-Crack Width Curve (FD1S-LJ1)

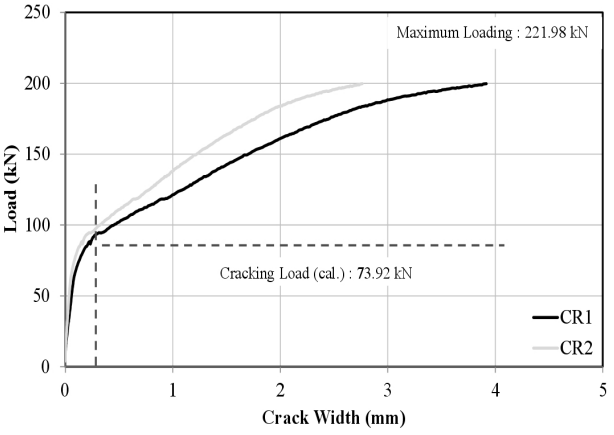


Fig. 15. Load-Crack Width Curve (FD1S-LJ2)

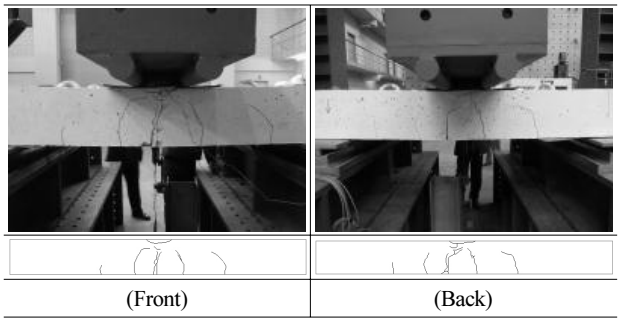


Fig. 14. FD1S-LJ1 Crack Pattern

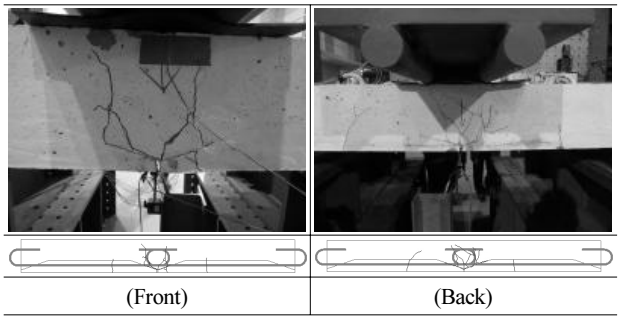


Fig. 16. FD1S-LJ2 Crack Pattern

균열 발생 이후 콘크리트가 저항력을 서서히 상실하여 철근이 부담하는 하중이 증가하는 것으로 판단된다. 균열하중은 프리캐스트 콘크리트 강도를 기준으로 인장강도를 초과하는 균열모멘트를 산정하여 하중을 산정하였다. 균열은 인장균열이 발생한 후에 빠르고 점진적으로 인장하면에서 중립축으로 전파되었다. 설계에 의한 균열발생 하중은 73.92 kN이며, 실험에 의한 균열폭 0.2 mm에서의 하중은 122 kN이었고 도로교 설계기준 한계상태 설계법(MLIT, 2012) 에서 제시하고 있는 직접균열폭 계산에 의한 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 0.2 mm 균열폭 하중은 76.25 kN 이었다.

Fig. 14는 FD1S-LJ1부재의 균열양상을 보여주고 있다. 실험부재의 최대 균열 간격은 261 mm였다. 실험부재는 중앙 지점부에 휨균열이 발생한 후에 균열이 양 지점부를 향하는 형태를 보였으며, 일반적으로 a/d (전단지간/유효깊이)비가 2.5~6사이에 있는 보는 수직 휨균열이 먼저 발생한 후에 사인장 균열이 발생하고 콘크리트 압괴에 의한 파괴형상을 보인다. FD1S-LJ1부재의 경우 균열이 고르게 분포하는 것으로 판단할 때, 기준 부재로써 적절한 철근상세를 갖고 있는 것으로 판단된다.

Fig. 15는 FD1S-LJ2부재의 하중-균열폭 그래프를 보여주고 있다. 현장타설 콘크리트의 설계기준강도를 기준으로 계산한 균열발생 하중은 73.92 kN이며, 균열폭 0.2 mm에서의 하중은 94 kN 이었고 도로교 설계기준 한계상태 설계기준에서 제시한 직접균열폭 계산에 의한 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 0.2 mm 균열폭 하중은 77.5 kN이었다.

Fig. 16은 FD1S-LJ2 부재의 균열양상을 보여주고 있다. 실험부재의 최대 균열 간격은 312 mm였다. 실험부재는 가운데 세그먼트 이음부에 균열이 발생한 후에 균열이 양 지점부를 향하는 형태를 보였으며, 균열이 고르게 분포하는 것으로 판단할 때, 하중 분배가 잘 이루어지고 있는 모습을 보였다.

Fig. 17은 FD1S-LJ3부재의 하중-균열폭 그래프로써, 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 균열하중은 73.92 kN이며, 실험에 의한 균열폭 0.2mm에서의 하중은 117 kN이었다. 도로교 설계기준 한계상태 설계법에서 제시한 직접균열폭 계산에 의한 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 0.2 mm 균열폭 하중은 87.5 kN이었다.

Fig. 18은 FD1S-LJ3 부재의 균열양상을 보여주고 있다. 실험부재의 최대 균열 간격은 390 mm였다. 실험부재는 중앙 지점부에 휨균열이 발생한 후에 균열이 양 지점부를 향하는 형태를 보였다.

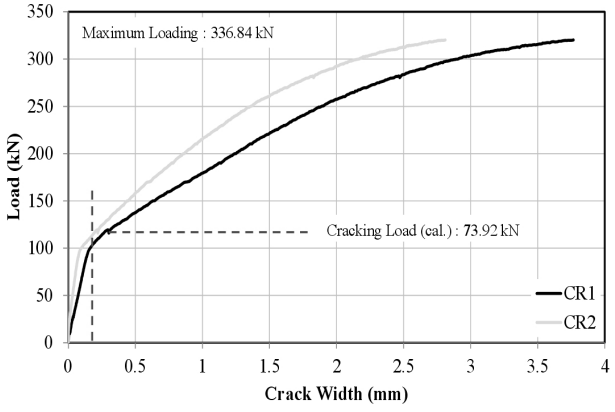


Fig. 17. Load-Crack Width Curve (FD1S-LJ3)

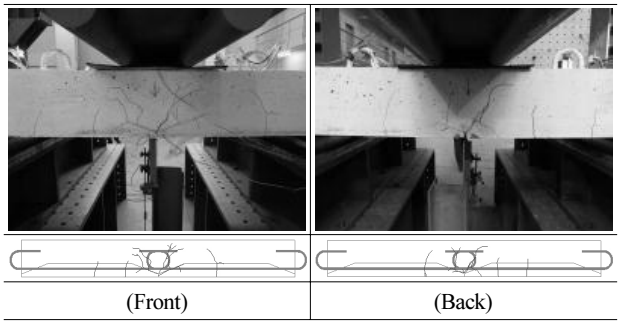


Fig. 18. FD1S-LJ3 Crack Pattern

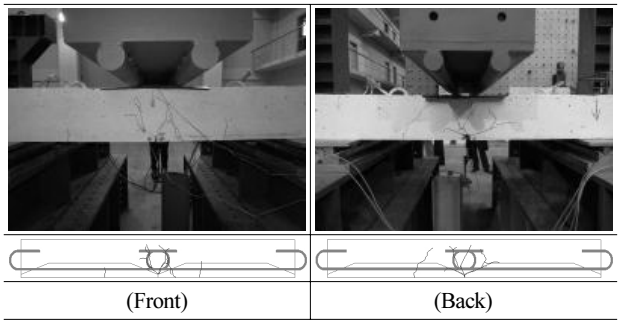


Fig. 19. FD1S-LJ4 Crack Pattern

Fig. 19는 FD1S-LJ4 부재의 균열양상을 보여주고 있다. 균열폭 0.2 mm에서의 균열하중은 96 kN이었고 도로교 설계기준 한계상태 설계법에서 제시한 직접균열폭 계산에 의한 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 0.2 mm 균열폭 하중은 80 kN이었다.

3.3 실험 결과 비교

Fig. 20은 실험부재의 하중-변위 그래프 비교이다. 기준부재인 FD1S-LJ1 부재와 FD1S-LJ3부재의 수직변위는 기준부재인 FD1S-LJ1부재의 인장철근이 항복하기 이전까지 유사한 거동을 보이다가 인장철근이 항복한 이후 변위가 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다.

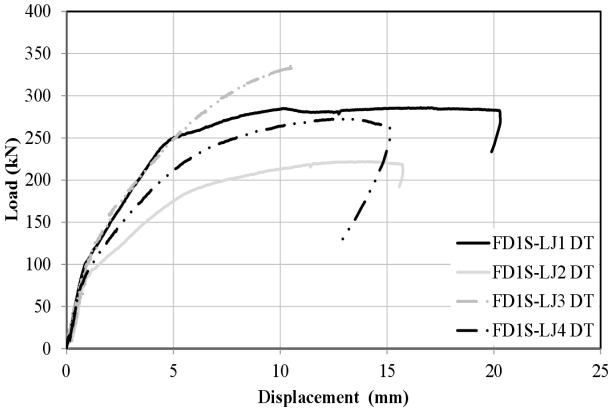


Fig. 20. Comparison of Load-Displacement Curves

Table 4. Comparison of test results

0.2 mm Cracking Load (kN)				
Specimen	Direct calculation	Exp. (0.2 mm Cracking Load)	Exp./Cal.	Cracking load (Exp.)
FD1S-LJ1 ρ=0.0047	76.2	122	1.6	80
FD1S-LJ2 ρ=0.0040	77.5	94	1.2	50
FD1S-LJ3 ρ=0.0067	87.5	117	1.3	90
FD1S-LJ4 ρ=0.0063	80.0	96	1.2	50
Ultimate Strength (kN)				
Specimen	Calculation (Nominal strength)	Exp.	Exp./Cal.	
FD1S-LJ1 ρ=0.0047	143	286	2.00	
FD1S-LJ2 ρ=0.0040	120	221	1.84	
FD1S-LJ3 ρ=0.0067	235	336	1.43	
FD1S-LJ4 ρ=0.0063	189	272	1.44	

루프이음 철근의 간격을 200 mm로 배근한 FD1S-LJ2부재와 루프이음 간격을 100 mm로 배근한 FD1S-LJ3부재의 극한 강도는 철근항복을 기준으로 간격을 촘촘히 배근한 FD1S-LJ3가 1.52배 크게 나타났으며, 루프이음 철근의 간격을 200 mm로 배근하고 철근의 직경을 변수로 한 FD1S-LJ2부재와 FD1S-LJ4부재의 극한 강도는 직경을 크게 한 FD1S-LJ4 실험부재가 1.23배 크게 나타났다.

루프이음 철근의 직경과 간격을 변수로 실험을 수행한 결과 간격을 촘촘히 배근한 경우 극한 강도의 증진 효과는 있었지만 루프이음부의 간격에 관계없이 설계에서의 휨강도 보다 충분한

휨 강도를 보였다. 따라서 루프이음부의 경우 사용성 측면과 루프이음부에서의 정착길이가 확보 된다면 사용 철근량을 감소시켜도 구조물의 공용성 측면에서는 문제가 없을 것으로 판단된다. 실험결과를 비교하여 요약하면 Table 4와 같다.

종방향 이음 실험부재는 루프이음 철근 직경, 루프이음의 철근간격 그리고 루프이음 유무를 변수로 실험을 수행하였다. 모든 부재가 실험값과 설계 값을 비교하였을 때 충분한 휨 강도를 보였다. 육안관찰 균열하중은 설계 값과 비슷한 수준에서 관측 되었다.

Fig. 20은 수직변위 비교 그래프이다. 기준 부재인 FD1S-LJ1 부재에 비해서 FD1S-LJ2, FD1S-LJ3 그리고 FD1S-LJ4 부재의 처짐이 1.34배, 1.17배 그리고 1.16배 차이를 보였다. 콘크리트 재료의 변동성을 고려할 때 상세에 따른 강성의 차이는 크지 않다고 판단된다.

4. 결 론

종방향 이음 실험부재는 루프이음 철근 직경, 루프이음의 철근간격 그리고 루프이음 유무를 변수로 실험을 수행하였다. 루프이음의 간격 및 직경에 따른 거동을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 모든 부재가 실험값과 설계 값을 비교하였을 때 충분한 휨 강도를 보였다. 육안관찰 균열하중은 설계 값과 비슷한 수준에서 관측 되었다. 루프이음 철근의 간격을 200 mm로 배근한 FD1S-LJ2부재와 루프이음 간격을 100 mm로 배근한 FD1S-LJ3부재의 극한 강도는 철근항복을 기준으로 간격을 100 mm로 배근한 FD1S-LJ3가 1.52배 크게 나타났으며, 루프이음 철근의 간격을 200 mm로 배근하고 철근의 직경을 변수로 한 FD1S-LJ2부재와 FD1S-LJ4부재의 극한강도는 직경을 크게 한 FD1S-LJ4 실험부재가 1.23배 크게 나타났다.

(2) 루프이음 철근의 직경과 간격을 변수로 실험을 수행한 결과 간격을 좁게 배근한 경우 1.52배의 극한 강도의 증진 효과는 있었지만 루프이음부의 간격에 관계없이 설계에서의 공칭 휨강도 보다 최소 1.43배 큰 휨 강도를 보였다.

(3) 균열 하중의 경우 현장타서 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 결과 실험값과 설계 값이 비슷하게 평가되었다. 균열에 대한 평가를 할 때 균열폭 제어에 대한 접합부의 품질관리 및 균열폭 산정의 기준이 되는 단면에 대한 검토는 필요하다. 이는 실험결과에서 나타났듯이 균열유발하중이 실험결과와 비교할 때 지나치게 낮게 평가되는 경우가 발생할 수 있기 때문이다. 균열폭 제어는 균열에 대한 위험단면인 이음부에서 발생하므로 이음부에서의 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산하는 것이 안전측으로 평가된다.

(4) 직접 균열폭 계산에 의한 0.2 mm 균열폭의 하중은 철근비가 증가할수록 크게 평가되었다. 하지만, 실험에서의 육안관찰 균열하중도 철근비가 가장 낮은 부재에서 먼저 발생하였다. 또한, 철근을 촘촘히 작은 직경으로 배근한 실험부재의 균열하중이 가장 크게 평가되었다. 이로부터 좁은 간격의 철근배근과 직경이 작은 철근이 균열폭 제어에 효과적임을 밝혔다.

감사의 글

이 연구는 (주)대련건설의 지원으로 수행되어 이에 감사드리고 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술연구사업의 연구비 지원(13건설기술A01)에 의해 일부 수행되었습니다.

References

American Concrete Institute (ACI). (2001 Reapproved). *ACI Committee 224.3 joints in concrete construction, control of cracking in concrete structures*, *ACI 224*, Detroit.

American Concrete Institute (ACI). (2008). *ACI Committee 318, building code requirements for structural concrete and commentary and notes, ACI 318-08*, Detroit.

Chung, C. H., Kim, Y. S., Hyun, B. H. and Kim, I. G. (2009). “Strength of PSC bridge decks using half-depth precast panel with loop joint.” *J. of KSCE*, Vol. 29, No. 5A, pp. 433-445 (in Korean).

Chung, C. H., Lim. S. J., Hyun, B. H. and Kim, Y. J. (2009). “Fatigue performance of half-depth precast deck panels with loop joint.” *proc. of Conf. on KSCE*, Vol. 1, pp. 2289-2292 (in Korean).

Chung, C. H., Sung, Y. E., Hyun, B. H. and Park, S. J. (2008). “Experimental study on connectability of half-depth deck panels with loop joint.” *J. of KSCE*., Vol. 28. No. 4A, pp. 581-590 (in Korean).

Leonhardt, F., Walther, R. and Dieterle, H. (1973). “Experiments for determining the load bearing capacity of tension loop joints.” *Deutscher ausschuss fuer stahbeton heft 226*, pp. 1-22.

Lewis, S. (2009). *Experimental investigation of precast bridge deck joints with U-bar and headed bar joint details*, Master's Thesis, University of Tennessee, Knoxville, America.

Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MLIT). (2012). *Koran Bridge Design Code (Limit State Design)*, chap. 5.6 serviceability design (in Korean).

Rosenthal, I. and Shimoni, J. (1984). “Bending behavior of a double-loop connection between precast concrete slabs.” *Concrete International*, 6.11, pp. 30-34.

Ryu, H. K., Kim, Y. J. and Chang, S. P. (2007). “Experimental study on static and fatigue strength of loop joints.” *Engineering structures*, 29.2, pp. 145-162.