

프리텐션 반두께 바닥판을 갖는 바닥판의 구조성능 평가

김동욱* · 심창수**

Kim, Dong Wook*, Shim, Chang Su**

Structural Performance of Pre-tensioned Half-depth Precast Panels

ABSTRACT

Half-depth panels were developed with the merits of CIP (Cast In Place) decks and precast decks for constructability and fast construction. In this paper, details of half-depth panels with pre-tensioning were suggested. For evaluation of structural performance, five half-depth panel specimens were fabricated and static tests were conducted. The cross-sections of these specimens were composed of pre-tensioned half-depth panels and pre-tensioned two-span half-depth panels. Test parameters were the amount of the prestressing force and the longitudinal reinforcements. Static tests on simply-supported slabs showed that ultimate strength was 1.55 times greater than calculated nominal strength. The flexural strength was only 10 % increased and the influence on crack width control was negligible when the member of tendons was increased twice. For two-span continuous specimens, the ultimate strength increased 1.2 times and 1.38 times respectively as the reinforcement was additionally provided. The verified half-depth panels by this research can be effectively utilized for the fast replacement or construction of bridges.

Key words : Half-depth panels, CIP decks, Pre-tension, Constructability, Flexural strength

초 록

반단면 프리캐스트 바닥판 공법은 완전 프리캐스트 바닥판 공법과 현장타설 공법의 장점을 절충, 보완한 효과적인 공법으로 공기단축, 시공성 향상을 목적으로 개발된 바닥판이다. 이 논문에서는 프리텐션에 의한 반두께 바닥판의 상세를 제안하였으며, 이에 대한 검증을 위해 실험적 연구와 분석을 수행하였다. 프리텐션이 도입된 반두께 바닥판 실험체와 2경간을 갖는 반두께 바닥판 실험부재 총 5기를 제작하였다. 실험변수로는 프리스트레스 도입크기, 이음부에서의 보강철근유무로써 이에 대한 강도와 변형률, 균열폭을 분석하였다. 단경간 바닥판 실험에서 실험결과는 계산강도에 비해 1.55배 이상 높은 값을 보였고 텐던의 수를 2배 증가 시켜도 휨강도 증가는 10% 수준이고 균열폭 제어에 미치는 영향은 무시할 수준이었다. 2경간 연속 실험부재의 경우는 부재의 정모멘트 및 부모멘트부에서의 강도는 부재의 인장철근과 텐던의 변형률로 항복시점을 파악할 때, 보강철근이 있는 경우 텐던과 인장철근은 보강하지 않은 부재보다 각각 1.2배 1.38배 높은 수준에서 항복하였다. 이번 연구에 의해 검증된 프리텐션 반두께 바닥판은 급속 교체 혹은 급속 시공 현장에 효과적으로 사용될 것으로 기대된다.

검색어 : 반두께바닥판, 현장타설바닥판, 프리텐션, 시공성, 휨강도

1. 서론

일반적으로 건설현장에서 바닥판을 시공하는 현장타설 공법의 문제점들과 한계로 인해 공기단축, 시공성 향상의 목적으로 프리캐스트 바닥판이 많이 사용되고 있다. 프리캐스트 공법에서 바닥판에 대한 프리캐스트 공법은 바닥판 전체를 미리 공장이나 현장에서 제작하여

* 정회원 · 중앙대학교 토목공학과 (Chung-Ang University · clearup7@cau.ac.kr)

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

Received July 22, 2014/ revised September 12, 2014/ accepted October 15, 2014

보와 벽 등에 걸쳐놓고 주변 구조를 일체로 접합하는 완전 프리캐스트 바닥판 공법과 바닥판 단면의 일부를 공장이나 현장에서 미리 제작하고 그 나머지 단면 부분을 현장콘크리트로 타설하는 반단면 프리캐스트 바닥판 공법이 있다. 이러한 반단면 프리캐스트 바닥판 공법은 완전 프리캐스트 바닥판 공법과 현장타설 공법의 장점을 절충, 보완한 효과적인 공법으로 공기단축, 시공성 향상을 목적으로 개발된 바닥판이다. 이러한 공법중 현장타설 공법은 거푸집 제작에 따른 많은 전문 인력과 자재 및 공기가 많이 소요되므로 최근에는 거푸집공사를 지양하는 프리캐스트 공법을 채택하여 부재의 표준화, 공정의 간소화, 노동생산성을 추구하고 있다. 콘크리트 교량의 상판, 교각 등을 건설할 때 발생할 수 있는 여러 가지 문제 중 하나가 거푸집의 설치 및 해체로 인한 공기의 증가로 인한 비효율, 비경제적 및 안전사고의 발생 등이 있다. 반두께 바닥판은 Half-Deck 공장제작 후 현장조립 거치로 현장 거푸집 설치 공정이 제거되어 시공이 간편해 공기를 대폭 단축할 수 있다. 따라서 거푸집 설치 및 해체가 필요하지 않은 새로운 형태의 시공 방법의 요구가 급격히 증가되고 있다.

국내에서 수행된 기존 연구에서도 루프이음을 적용한 프리캐스트 바닥판의 접이음 길이가 증가할수록 프리캐스트 바닥판의 휨강도가 증가하였다. 루프 이음부에 횡방향 보강철근은 균열제어에 매우 효율적이고, 전단철근의 배근으로 합성효과가 크게 증가하는 경향이 있음이 연구되었다. 정철현 등의 연구에서는(Chung et al., 2008; Chung et al., 2009) 이와 같이 루프 이음부에 횡방향 보강철근의 균열제어 역할과 철근의 접이음 길이는 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 부재의 연속성 확보 및 균열제어에 매우 중요하며, 전단철근이 있는 합성바닥판은 합성효과 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

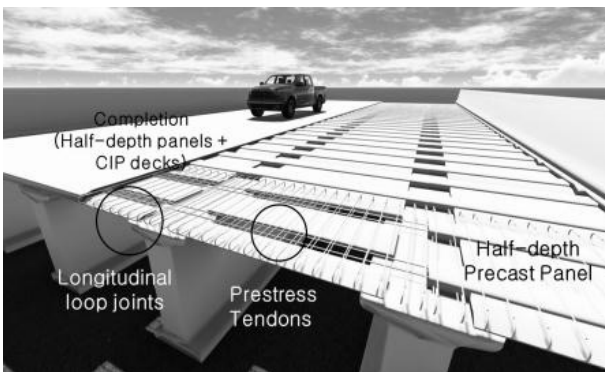


Fig. 1. Concept of Half-Depth Deck

및 강성의 감소 현상을 보였다.

이 논문에서는 루프이음 방식을 적용하여 교축방향 패널과 패널 사이의 이음부에 구조적 연속성과 반단면 패널 제작시 프리텐션 방식으로 프리스트레스를 도입하여 타설 콘크리트 사하중 등의 가설하중에 대한 내하력을 확보한 반단면 프리캐스트 바닥판의 성능을 평가하였다. 프리텐션도입을 통해 제작된 반두께 바닥판은 사용하중에 의해 혹은 다른 요인에 의해 휨균열이 발생하여도 차량하중이 사라지면 균열이 닫히기 때문에 내구성 측면에서 일반적인 철근 콘크리트 바닥판에 비해 우수한 성능을 보일 것으로 판단된다. 또한, 텐던이 부착상태로 있기 때문에 포스트텐션 부재에서의 내부텐던 부식에 대한 우려가 없고 균열폭 제어에도 철근처럼 기여할 수 있게 된다.

건설현장에서 사용될 실제 크기의 바닥판을 제작하여 바닥판 내부의 프리스트레스 도입의 영향 및 바닥판 이음부에서 철근과 전체적인 거동에서의 연속성을 평가하였다.

Fig. 1은 연구를 통해 향후 건설현장에 적용 될 반두께 바닥판의 개요도를 보여주고 있다. 이 바닥판은 장지간의 바닥판 시공과 프리캐스트 바닥판에 리브를 설치하여 전체적인 강성을 크게 하고 프리텐션 도입을 통해 내구성을 증진시키는데 목적이 있다. 프리캐스트 바닥판의 리브를 도입함으로써 전체적인 강성을 증진시키며, 프리텐션 긴장력 도입을 통한 균열제어 및 내구성 증진효과도 기대할 수 있다.

2. 프리텐션 반두께 바닥판의 실험적 연구

2.1 실험부재

Fig. 2는 연속보 이음부에서의 하중전달 개념도를 보여주고 있다. 연속보의 경우 부모멘트부에서의 균열제어를 위한 인장영역에서의 철근배근이 매우 중요하다. 이음부 연속 실험부재는 반두께 프리캐스트 바닥판의 연속화를 위해 중앙지점부에 보강철근을 설치하여 보강철근의 유무에 따른 거동을 평가하였다.

Fig. 3은 실험부재의 개요도를 보여주고 있다. 실험에 사용한 반두께 바닥판은 프리캐스트 세그먼트를 갖는 바닥판으로 거푸집 및 콘크리트 타설로 인한 안전성을 개선하고 프리텐션 도입을 통해 내구성 및 강도를 개선한 급속시공 기술의 접목이 가능한

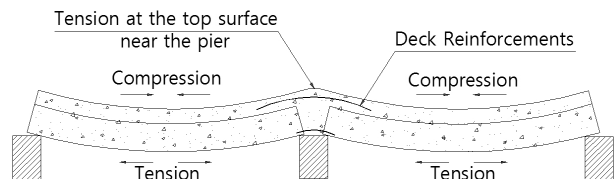


Fig. 2. Concept of Load Delivery

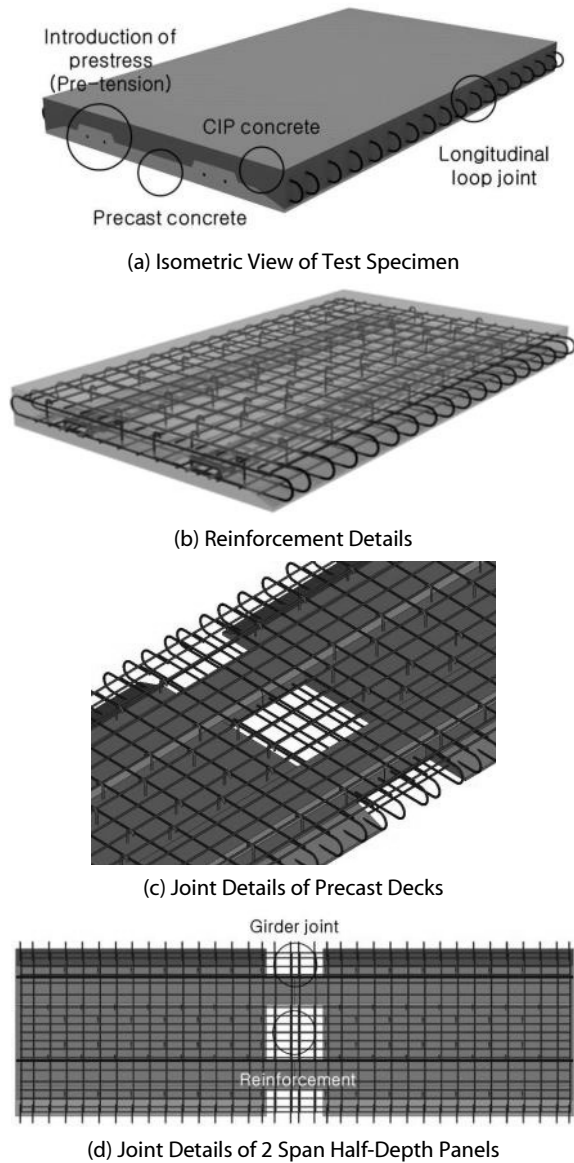


Fig. 3. Test Specimen Details

상세를 갖고 있다. 콘크리트 세그먼트는 부재의 강도 증진을 위하여 프리스트레스를 도입하여 전단면이 유효하게 내력을 발휘할 수 있는 구조로 설계 되었으며 사용하중에 의해 균열이 발생하여도 프리텐션의 효과로 인해 바로 회복하는 거동을 가질 것으로 예상되어 내구성도 상당히 증진될 것으로 기대된다. 특히, 프리텐션 시스템이 갖는 특징으로 높은 연성을 보이고 연결 상세를 다양하게 구현할 수 있는 장점이 있다. 또한, 프리텐션 부재는 포스트 텐션 방식과 달리 공장에서의 대량생산으로 제품에 대한 신뢰도가 높고, 콘크리트와 강선의 마찰을 통한 응력전달 방식을 사용하므로 별도의 정착장치가 필요 없다는 장점이 있다.

Table 1. Test Specimen

Parameters		Size	et. al.
Half-depth deck (1EA) HD1S-1	Precast half-depth deck (1EA)	2.0m x 3.363m x 0.14m	Tendon 4EA
Joint connection (4EA) HD1S-PT1 HD1S-PT2 HD2S-TJ1 HD2S-TJ2	Number of transverse tendon (2EA)	2.0m x 3.363m x 0.24m	Tendon 2EA Tendon 4EA
	Details of transverse joint (2EA)	2.0m x 6.706m x 0.24m	Tendon 4EA (2-span continuous)

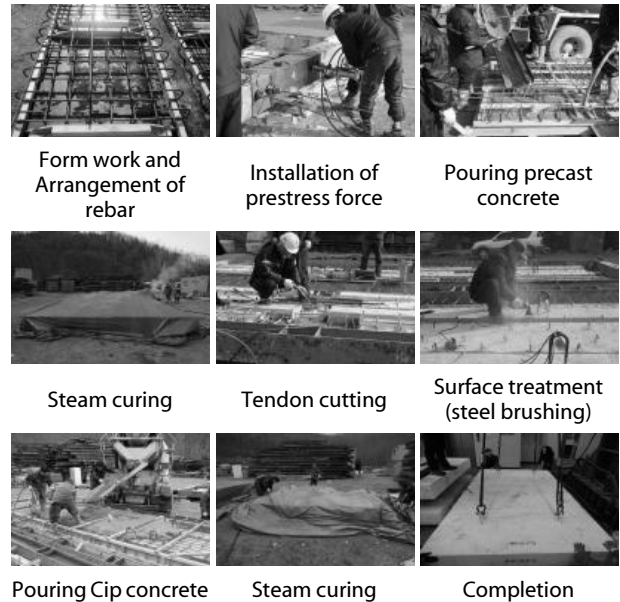


Fig. 4. Fabrication Procedure

Table 1은 실험부재의 규격과 변수를 보여주고 있다. 실험부재는 프리캐스트 반단면 바닥판을 갖는 기준부재와 횡방향 텐던 개수를 변수로 하여 반단면 바닥판의 구조성능과 텐던의 개수에 따른 실험부재의 거동을 평가하기 위해 설계 및 제작 되었다. 또한, 반두께 프리캐스트 바닥판이 연결될 때 긴장재의 불연속을 보완하기 위해 보강철근을 추가 배근한 2경간 연속 프리캐스트 바닥판 실험부재도 제작하였다. 이와 더불어 부재의 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트의 접합면은 스틸 브러싱 처리를 하여 접합면에서의 면처리에 따른 완전 부착을 도모하고 후크를 추가로 배근하여 신구콘크리트가 완전한 일체 단면으로 거동하도록 하였다.

Fig. 4는 실험부재의 제작과정을 보여주고 있다. 부재 제작은 콘크리트 거푸집을 제작한 후에 프리스트레스를 도입하고 콘크리트를 타설하는 프리텐션 방식을 사용하여, 증기양생을 실시하였다. 증기양생을 통해 콘크리트 공시체의 강도가 설계기준 강도의 80%

이상 발현 되었을 때, 부재 양 끝단의 정착단에서 강선을 절단하여 프리스트레스를 도입하였으며, 스틸 브러싱을 통해 접합면 처리를 한 후에 현장타설 콘크리트를 타설하고 증기양생을 하는 순서로 제작되었다. 현장타설 콘크리트 면과 프리캐스트 콘크리트의 면에 부착성능을 증진시키고 초기균열을 억제하기 위하여 스틸 브러싱을 통해 접합면 처리를 하였다. 표면처리 방법은 ACI 224.3 Joints in Concrete Construction (ACI, 2001)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.

2.2 재료성질

프리캐스트 부분의 설계기준 강도 35 MPa과 27 MPa의 압축강도를 갖는 현장타설 콘크리트를 사용하여 제작하였다. 부재에 사용된 철근은 직경 13mm 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 측정할 결과 30 MPa로 측정되었다. 현장타설 콘크리트와 프리캐스트 콘크리트 공시체를 제작하여 3일, 실험 당일의 압축강도를 측정하였으며 결과를 정리하면 Table 2와 같다.

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

철근과 강선의 인장시험 결과 철근의 항복응력은 평균 529 MPa로써 설계에 사용한 항복강도인 400 MPa보다 높게 측정되었으며, 강선의 항복강도는 평균 1,834 MPa로 측정되었다.

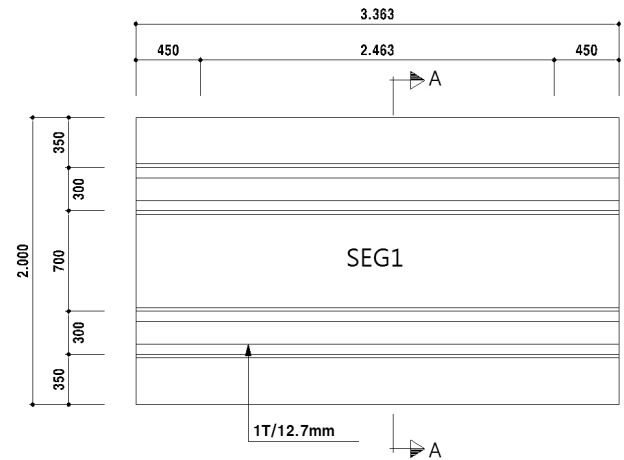
Table 3. Tensile Strength of Rebar and Tendon

Test Results		
Tendon	$f_{pu} = 1,975 \text{ MPa}$	$f_{py} = 1,834 \text{ MPa}$
Re-Bar	$f_y = 529 \text{ MPa}$	

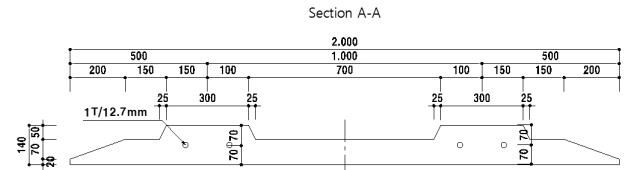
2.3 하중 및 측정내용

실험부재는 반두께를 갖는 바닥판과 전두께를 갖는 프리스트레

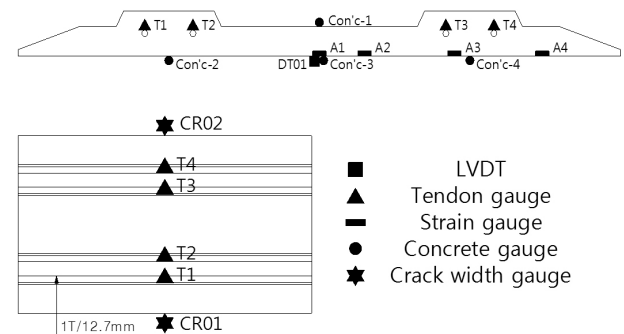
스 도입 양을 다르게 한 실험부재의 성능평가를 위한 실험부재 3기를 제작하여 구조성능을 평가하였다. 실험부재의 지점 경계조건은 롤러-힌지로 하였으며, 균열발생 전까지는 하중제어를 실시한



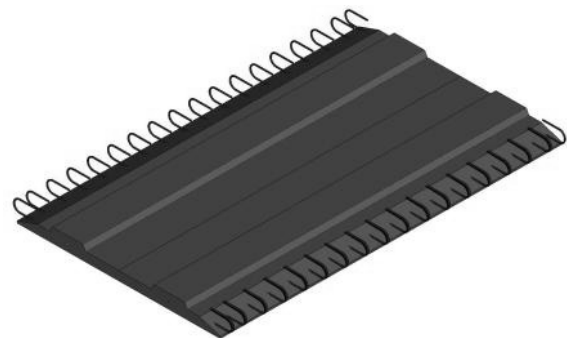
(a) Plan View



(b) Section A-A



(c) Gauge Plan



(d) 3D View

Fig. 5 HD1S-1 Specimen

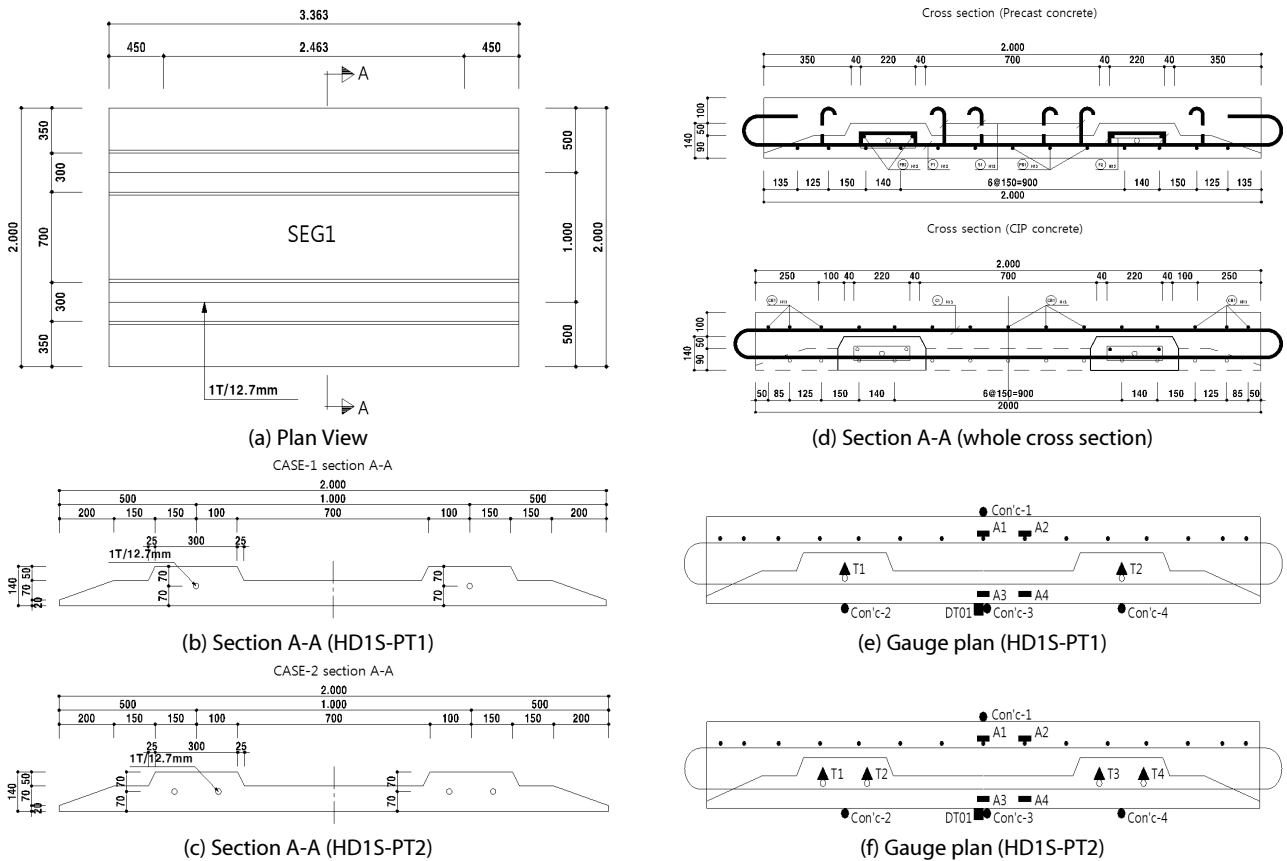


Fig. 6. HD15-PT1,2 Specimen

후, 균열이 발생한 후에 균열폭 게이지를 설치하고 변위제어를 통해 실험을 수행하였다.

Fig. 5는 반두께 프리캐스트 패널을 갖는 HD15-1 실험부재를 보여주고 있다. 반두께를 갖는 실험부재는 현장타설 콘크리트 없이 반두께 바닥판으로만 외부 하중에 저항하여 프리스트레스 강선의 긴장력 도입에 따른 설계의 적정성을 평가하는 것으로 D13철근과 12.7mm 7연선 강선 4가닥을 배치하였다.

계측은 강선의 항복시점을 계측하기 위하여 강선 4가닥에 변형률 게이지를 부착하였고, 균열이 발생한 후 균열폭을 측정하기 위하여 실험부재의 앞면과 뒷면에 균열발생 후 하중을 제거한 후에 균열폭 게이지를 설치하였다. 또한, 인장철근의 거동을 파악하기 위하여 부재 중심 인장철근에 변형률 게이지를 부착하여 변형률을 계측하였다.

Fig. 6은 프리스트레스 긴장력이 도입된 실험부재의 평면도와 게이지 부착도를 보여주고 있다. 프리스트레스 보에서는 프리스트레스 강선을 긴장하여 외부에서 작용하는 하중의 대부분을 부담하게 하고 하중의 일부에 의해서 생기는 인장응력을 철근이 부담하게 한다. 이는 프리스트레스 텐던의 도입양 및 개수가 부재의 거동

및 강도측면에서도 큰 영향을 미칠 수 있기 때문에 텐던의 도입 크기 및 양에 따른 거동을 평가하기 위하여 강선배치 개수를 변수로 각각 2EA, 4EA를 배치하여 실험을 수행하였다. 강선 배치개수가 구조물의 거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 강선에 게이지를

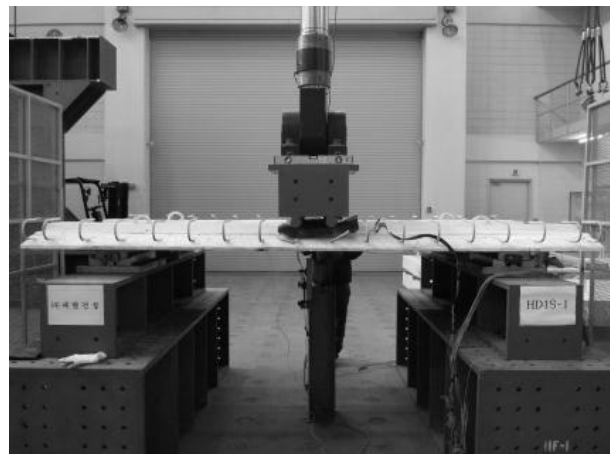


Fig. 7. HD15-1 Test Setup

프리텐션 반두께 바닥판을 갖는 바닥판의 구조성능 평가

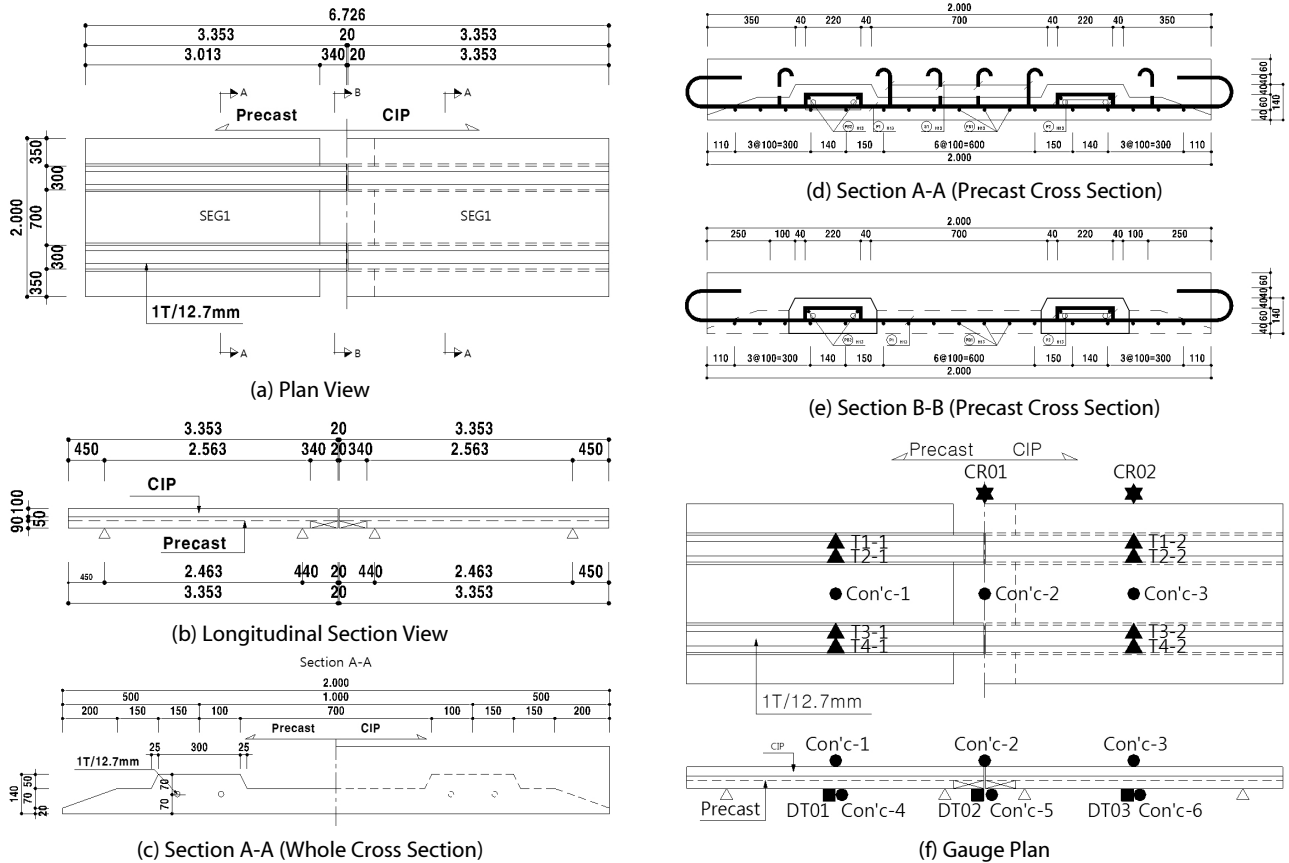


Fig. 8. HD2S-TJ1,2 Specimen

부착하였고, 부재중앙 하단 인장철근에 변형률 게이지 2개와 콘크리트 표면 상면과 하면에 콘크리트 게이지를 부착하여 변형률을 계속하였다.

Fig. 7은 실험부재 셋업을 보여주고 있다. 실험부재는 경간장 2.4m의 단순지지로 경계조건을 설정하였으며, 균열이 발생하기 전까지 하중제어로 가력하다가 균열이 발생한 직후 균열폭 게이지를 부착하고 1mm/min.의 속도로 가력 하였다.

Fig. 8은 이음부를 갖는 2경간 연속 반두께 바닥판 실험부재이다. 구조물의 전체적인 강성증진 효과를 위한 돌출형 리브를 갖고 있는 프리텐션이 도입된 반두께 바닥판 2개를 연결하는 상세로써, 프리캐스트 반두께 바닥판 간의 연결부에 현장타설 콘크리트를 타설하여 연결하는 방식이다. HD2S-TJ1 횡방향 이음 정하중 실험부재는 현장타설 콘크리트 부분의 연속부에 보강철근이 없는 상세로 텐던 및 기타 상세는 HD2S-TJ2부재와 동일하다. 보강철근의 유무에 따른 이음부에서의 거동을 평가하는데 목적이 있다. 보강철근은 D13철근 4EA (530.66 mm²)을 배근했다.

실험부재는 2점 재하 방식으로 초기균열이 발생하여 균열게이지를 부착한 후에 0.6mm/min.의 속도로 하중을 재하 하였다. 실험부

재는 연속보 형태로써 부재의 거동은 지간에서 발생하는 정모멘트와 중앙지점부에서 부모멘트가 발생하게 된다. 연속보를 갖는 상세에서의 가장 큰 문제점은 부모멘트 작용시 부재 중앙 지점부 상면 인장측에서 발생하는 균열제어이다. 균열 및 부재의 거동을 평가하



Fig. 9. HD2S-TJ1,2 Test Setup

기 위해 정모멘트부 지간 중앙과 중앙지점부에 수직변위계를 설치하였고, 정모멘트부 인장측과 부모멘트부 인장측에 콘크리트 게이지를 설치하였다.

3. 실험결과 분석

3.1 반두께 바닥판

Fig. 10은 반두께 바닥판의 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 실험 결과 육안 관찰 균열이 발생한 시점 이후로 휨 강성의 변화를 알 수 있다. 공칭 휨 강도 이상의 최대하중에서 부재가 휨 파괴를 보였으며, 실험부재의 연성거동을 보였다.

Fig. 11은 하중 증가에 따른 부재 최하단 중앙부의 철근 변형률로써 선형 거동 구간을 지나 균열하중 이후 철근의 변형률이 증가하는 것을 볼 수 있다. 균열폭 제어를 위해서는 균열 발생할 때에 그 위치에 있는 인장 철근의 응력수준이 항복 이하여야 한다. Fig. 11의 그래프에서 보면 4개의 인장 철근의 변형률이 균열 발생

시점에 변형률이 뚜렷이 증가하는 것을 볼 수 있는데 그 값들이 항복 변형률에 미치지 못하는 수준이기 때문에 안정적인 거동을 보이는 것으로 판단된다.

Fig. 12에서 텐던의 거동은 균열 발생 시점을 기준으로 텐던의 변형률이 인장측으로 바뀌면서 증가하는 것을 볼 수 있다. 하중재하 후 텐던의 변형률이 압축에서 인장으로 바뀌는 것은 프리캐스트에 매입된 텐던의 위치가 단면 도심의 상단에 위치하게 됨으로써 초기에 압축거동을 보이다가 균열이 발생한 후에 도심의 위치가 바뀌면서 하중에 저항하기 때문에 텐던이 압축을 받다가 균열 발생 이후 인장을 받으며 저항하는 것을 볼 수 있다. 균열이 발생하기 전에는 콘크리트가 대부분의 하중에 저항한다. 하지만 콘크리트에 균열이 발생한 직후에는 철근 및 텐던이 외부하중을 부담하는 비중이 급격히 증가하게 된다. 프리스트레스 텐던에 초기 도입된 변형률은 $6,075 \mu\epsilon$ 이고, 하중에 의해 증가된 변형률은 $719 \mu\epsilon$ 이었다. 프리텐션에 의해 텐던에 도입된 초기 응력과 하중 재하에 따라 추가되는 응력의 합이 텐던의 응력-변형률 곡선으로부터 극한하중

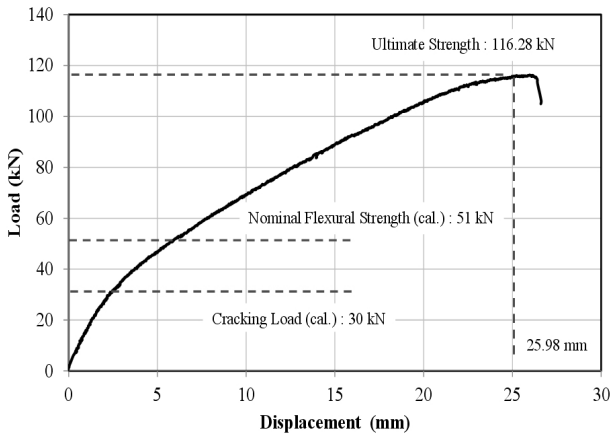


Fig. 10. Load-Displacement Curve for HD1S-1 Specimen

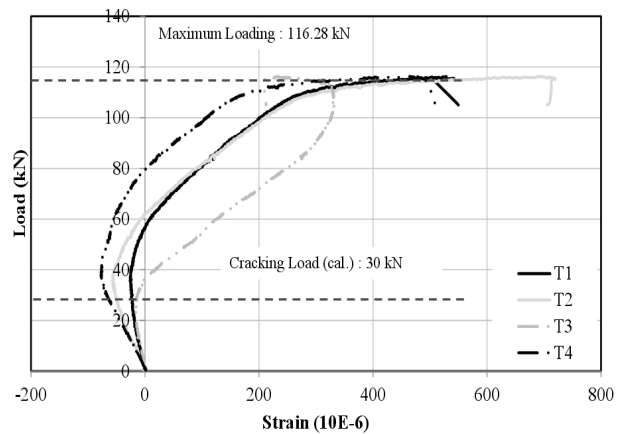


Fig. 12. Load-Strain Curves of Tendon for HD1S-1

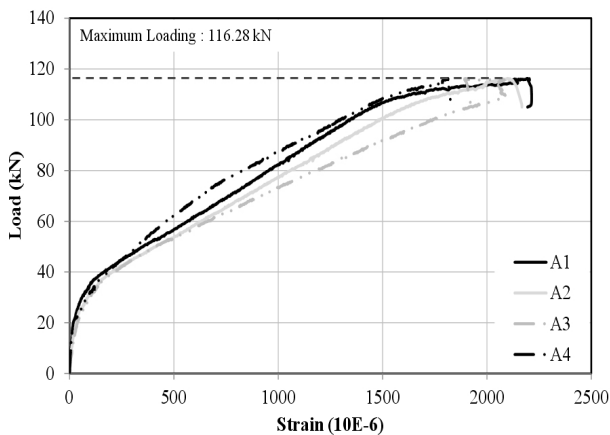


Fig. 11. Load-Strain Curves of Reinforcements for HD1S-1

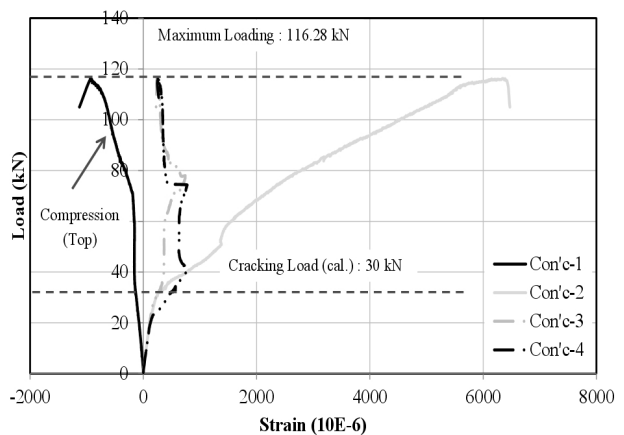


Fig. 13. Load-Strain Curves of Concrete for HD1S-1

에서 텐던의 항복 응력 수준을 넘어가는 것을 확인할 수 있다. 극한하중에서 텐던의 파단이 관측되지 않았기 때문에 도입된 긴장재 응력수준은 적절한 것으로 판단된다.

Fig. 12에서 균열 발생 시점을 기준으로 볼 때, 균열이 발생하기 전 매입된 철근은 압축을 받다가 균열이 발생한 후에 텐던은 인장을 받게 됨으로써 철근과 같은 역할을 수행함으로써 균열제어에 효과적이다.

Fig. 13은 하중 증가에 따른 콘크리트의 변형률 그래프로써, 콘크리트의 거동은 균열 발생 시점을 기준으로 부재 중앙부와 우측에 부착한 콘크리트 변형률은 급격히 감소하며 좌측에 부착한 콘크리트 변형률이 증가하는 것은 한 곳에서 균열이 발생해서 균열이 성장하였지만 다른 한 쪽은 상대적으로 부재의 균열폭에 대한 영향이 미미하여 둔화된 것으로 판단된다. 균열이 발생한 후에 콘크리트 변형률이 감소하는 것은 콘크리트가 부담하는 응력이 작아지고 철근과 텐던에 의한 외부하중에 대한 저항이 증가하는 것으로 판단된다.

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 0.2mm 균열하중과 계산에 의한 균열폭 0.2mm에서의 설계 균열하중을 비교 검토하여 균열강도를 평가하였다.

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

여기서, $l_{r,max}$ 는 최대 균열 간격이고, ϵ_{sm} 은 적합한 하중조합에 의해 발생한 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.

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

여기서, f_{so} 는 균열면에서 계산한 철근 인장응력이고, n 은 탄성계수비 E_s/E_c 이며, ρ_e 는 Eq. (3)으로 계산한 유효 철근비이다.

$$\rho_e = \frac{A_s + \zeta_1^2 A_p}{A_{dc}} \quad (3)$$

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

$\zeta_1^2 = \zeta_d/d_p$ 로 정의된 프리스트레스 강재의 부착 특성을 고려하

기 위한 계수이다.

최종 균열의 최대 간격은 Eq. (4)로 산정할 수 있다.

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

Fig. 14는 하중-균열폭 그래프를 보여주고 있다. 균열폭 제어에는 균열폭과 철근의 응력은 비례하는 상관관계를 이용하여 철근의 응력을 제어하는 방법, 직경이 작은 철근을 여러 개 배근하는 철근의 배근을 통한 방법, 철근의 균등 간격 배근을 통한 연성파괴유도, 구조적 균열 이외의 균열을 제어하는 방법 등이 있다. 반두께 바닥판의 균열폭을 측정하기 위하여 균열이 발생한 시점에서 하중을 제거한 후에 균열폭 게이지를 부착한 후에 하중을 가력하였으며, 하중을 제거한 시점에 도입된 프리텐션에 의해서 균열이 닫히는 현상을 관찰할 수 있었다.

Fig. 15는 실험부재의 균열양상을 보여주고 있다. 실험부재의 최대 균열 간격은 215mm 이었다. 실험부재는 중앙 지점부에 휨균열이 발생한 후에 균열이 양 지점부를 향하는 형태를 보였으며, 균열이 고르게 분포하는 것으로 판단할 때, 적절한 철근상세를 갖고 있는 것으로 판단된다.

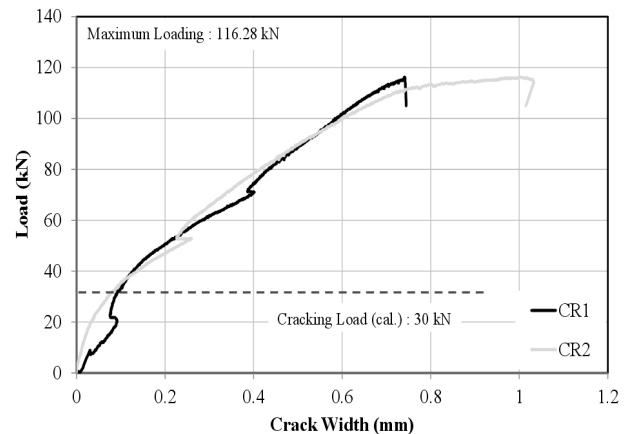


Fig. 14. Load-Crack Width Curves for HD1S-1

Plan view (Top) Plan view (Bottom)



Fig. 15. Crack Patterns (HD1S-1)

프리텐션을 통해 제작된 반두께 바닥판은 사용하중에 의해 혹은 다른 요인에 의해 휨균열이 발생하여도 차량하중이 사라지면 균열이 닫히기 때문에 내구성 측면에서 일반적인 철근 콘크리트 바닥판에 비해 우수한 성능을 보일 것으로 판단된다. 또한, 텐던이 부착상태로 있기 때문에 포스트텐션 부재에서의 내부텐던 부식에 대한 우려가 없고 균열폭 제어에도 철근처럼 기여할 수 있게 된다.

3.2 전두께 바닥판

Fig. 16은 HDIS-PT1부재의 거동 평가를 위한 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 균열이 발생한 시점 이후로 변위가 비선형적으로 증가하는 것을 볼 수 있다. 공칭 휨 강도 이상의 최대하중에서 부재가 휨 파괴를 보였으며, 실험부재의 연성 거동을 보여주고 있다. 실험에 의한 극한 하중은 철근의 항복시점을 기준으로 극한하중을 측정된 결과 457 kN으로 계산에 의한 값보다 약 1.75배 높게 평가되었다. 실험부재 제작에 사용한 철근과 텐던의 인장 실험 결과를 반영한 결과는 계산 값이 349 kN으로 실험값이 계산

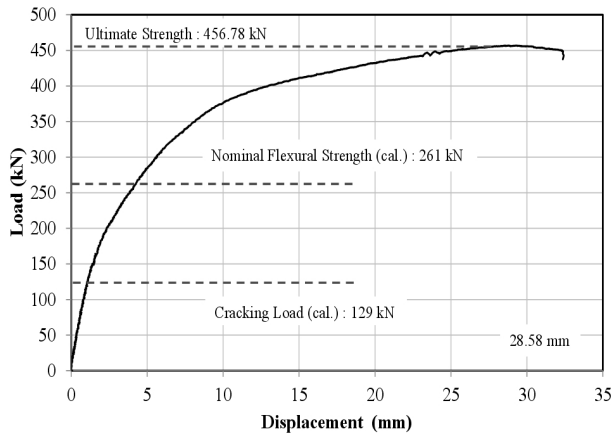


Fig. 16. Load-Displacement Curve for HDIS-PT1 Specimen

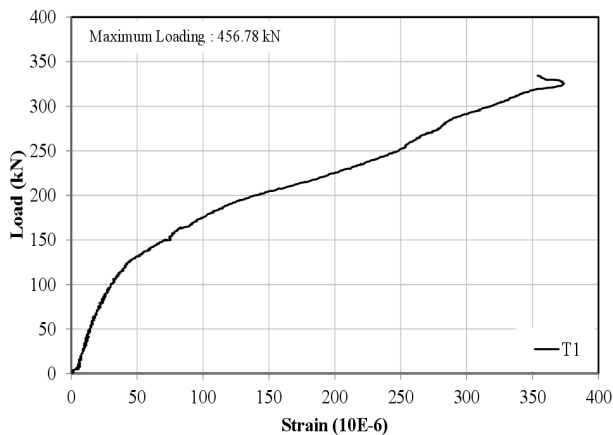


Fig. 17. Load-Strain Curves of Tendon for HDIS-PT1

값보다 1.31배 크게 평가되었다.

Fig. 17은 하중과 텐던 변형률의 상관관계를 보여주고 있다. 균열 발생 시점을 기준으로 텐던의 변형률이 인장축으로 바뀌면서 비선형적으로 증가하는 것을 볼 수 있다. 균열이 증가할 경우 철근과 텐던을 제외한 콘크리트의 분담력이 상실되면서 파괴를 불러일으키므로 주의해야 한다.

Fig. 18은 하중-균열폭 그래프를 보여주고 있다. 설계에 의한 균열하중은 129 kN이었고, 실험에 의한 균열하중은 육안관찰 결과 140 kN이었다. 실험에 의한 균열폭 0.2mm에서의 균열하중은 223kN이었고, 도로교 설계기준 한계상태 설계법에서 제시하고 있는 직접균열폭 계산에 의한 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 0.2mm 하중은 129 kN이었다.

Fig. 19는 실험부재의 균열양상을 보여주고 있다. 실험부재의 최대 균열 간격은 210 mm였다. 실험부재는 중앙 지점부에 휨균열이 발생한 후에 균열이 양 지점부를 향하는 형태를 보였으며, 일반적으로 a/d (전단지간/유효깊이)비가 2.5~6사이 에 있는 보는 수직 휨균열이 먼저 발생한 후에 사인장 균열이 발생하고 콘크리트 압괴에 의한 파괴형상을 보인다. HDIS-PT1부재의 경우 균열이 고르게 분포하는 것으로 판단할 때, 하중을 잘 분배하는 철근상세를 갖고 있는 것으로 판단된다.

횡방향 텐던이 4가닥이 배치된 HDIS-PT2 실험부재의 현장타설 콘크리트 강도를 기준으로 계산한 설계에 의한 균열하중은 169 kN이며, 실험에 의한 균열발생 하중은 197 kN으로 계산에 의한 값보다 1.16배 높게 평가되었다. 설계에 의한 극한 하중은 325 kN, 실험에 의한 극한하중은 철근의 항복시점을 기준으로 극한하중을 측정된 결과 504 kN으로 계산에 의한 값보다 1.55배 높게 평가되었다. 실험부재 제작에 사용한 철근과 텐던의 인장 실험 결과를 반영한 결과는 공칭강도 값이 435 kN으로 실험값이 공칭 값보다 1.16배 크게 평가되었다.

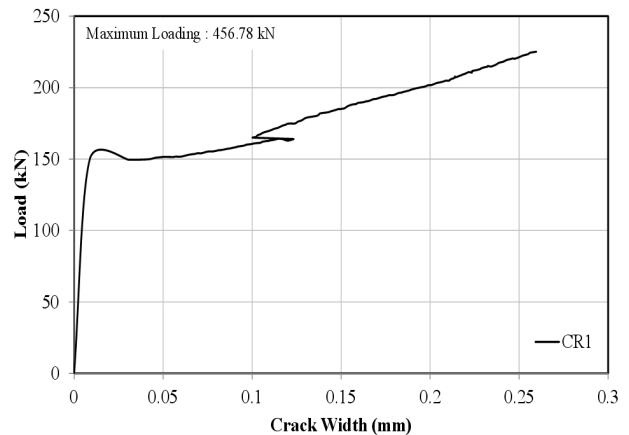


Fig. 18. Load-Crack Width Curves for HDIS-PT1

Fig. 20 그래프에서 균열이 발생한 시점 이후로 변위가 비선형적으로 증가하는 것을 볼 수 있다. 공칭 휨 강도 이상의 최대하중에서 부재가 휨 파괴를 보였으며, 실험부재의 연성 거동을 보여주고 있다.

Fig. 21은 하중과 텐던 변형률의 상관관계를 보여주고 있다. 모든 텐던이 균열 발생 시점을 기준으로 텐던의 변형률이 인장측으로 바뀌면서 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다. 내측 T3텐던의 경우 부재가 최대 내력을 발휘 했을 때 텐던이 최대 인장력을 받았으며, 내측 T2텐던의 경우에도 최대하중 근처에서 항복 하였다.

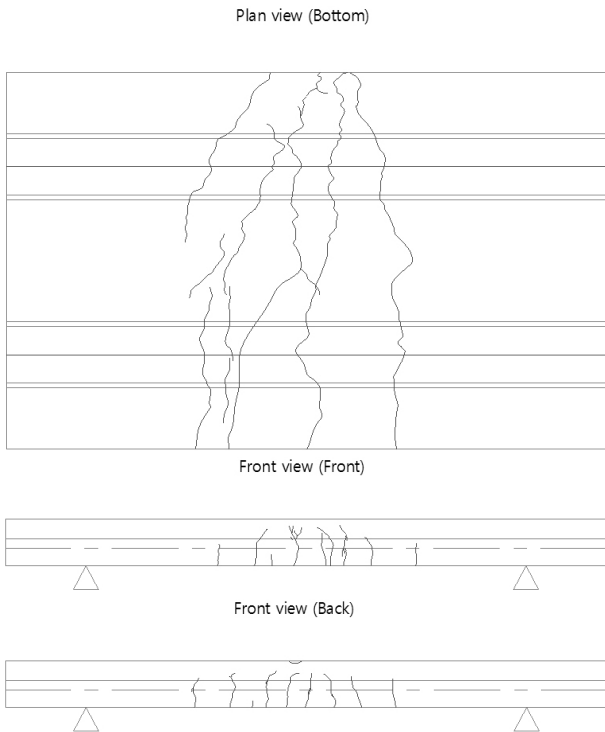


Fig. 19. Crack Patterns(HD1S-PT1)

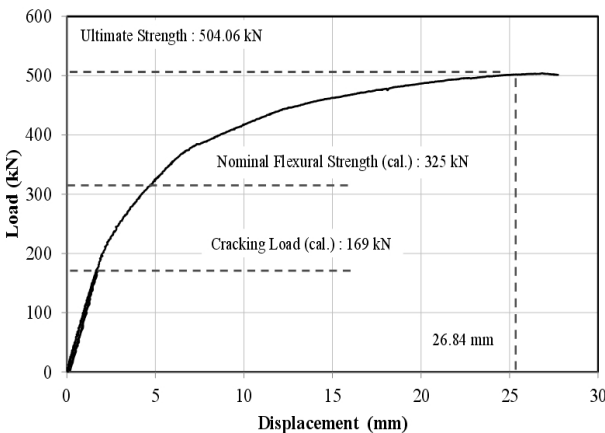


Fig. 20. Load-Displacement Curve for HD1S-PT2 Specimen

Fig. 22는 하중-균열폭 그래프를 보여주고 있다. 하중이 증가함에 따라 균열폭이 증가하는 것을 볼 수 있다. 실험에 의한 균열하중은 169 kN으로 설계에 의한 균열 값과 같게 나왔다.

Fig. 23은 실험부재의 균열양상을 보여주고 있다. 실험부재의 최대 균열 간격은 168 mm였다. 실험부재는 중앙 지점부에 휨균열이 발생한 후에 균열이 양 지점부를 향하는 형태를 보였으며, HD1S-PT2부재의 경우 균열이 고르게 분포하는 것으로 판단할 때, 하중을 잘 흡수하고 이를 적절히 분배하는 철근상세를 갖고 있는 것으로 판단된다.

Fig. 24는 프리텐션 반두께 바닥판 실험부재의 실험결과 비교 그래프이다. 프리스트레스 강선이 2가닥 들어간 경우와 4가닥 들어간 경우의 거동에 미치는 영향은 미미했으며, 강선 2가닥으로도 충분한 내력을 나타내는 것으로 판단된다. 다만, 파괴 하중수준에서의 처짐은 강선이 2가닥 들어간 경우와 4가닥 들어간 경우 13 mm의 차이를 보였다. 극한 하중의 경우 강선이 2가닥 들어간 부재의 경우의 실험에 의한 극한 하중은 457 kN이었고, 강선이 4가닥이 들어간

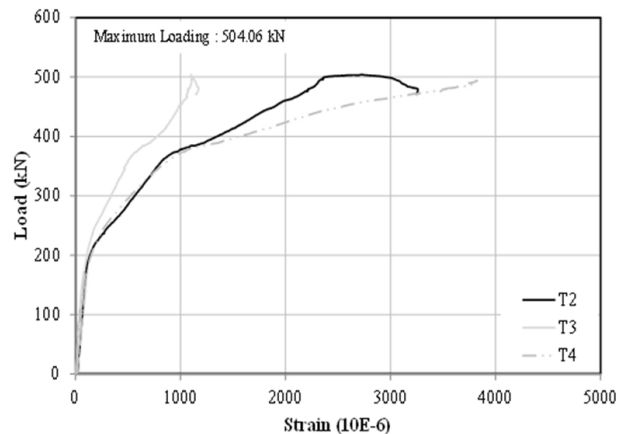


Fig. 21. Load-Strain Curves of Tendon for HD1S-PT2

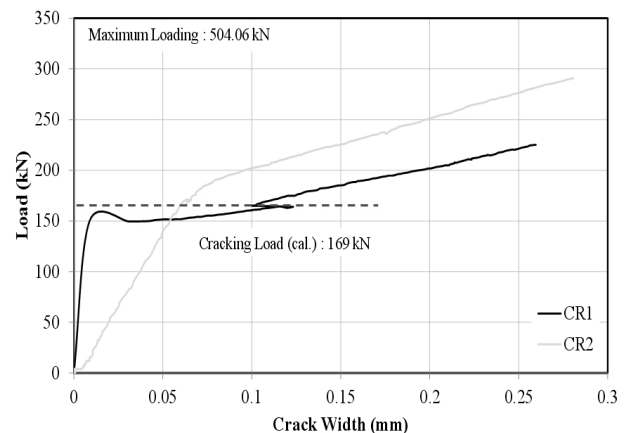


Fig. 22. Load-Crack Width Curves for HD1S-PT2

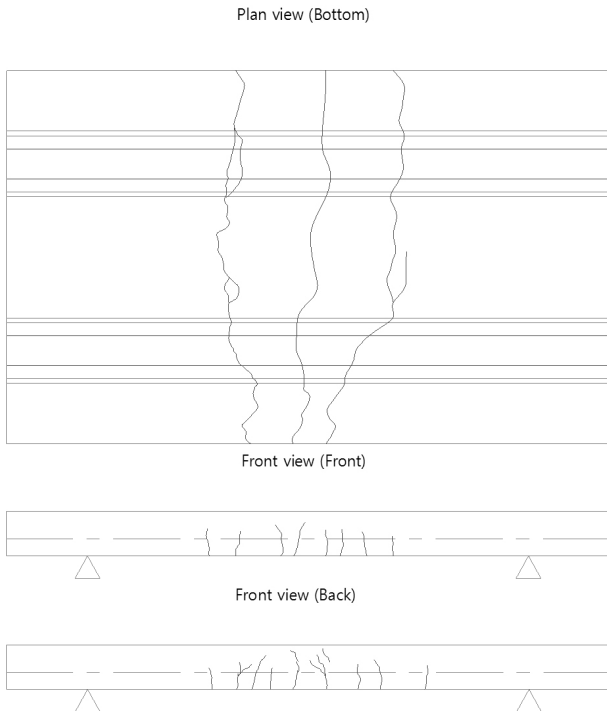


Fig. 23. Crack Patterns(HD1S-PT2)

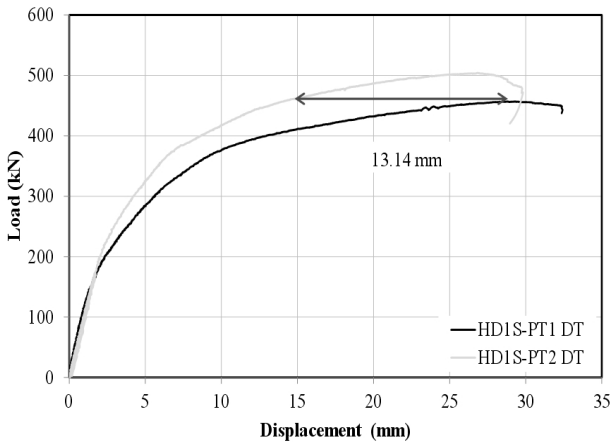


Fig. 24. Comparison of Load-Displacement Curves

실험부재의 경우 504 kN으로 강도증진 효과가 약 1.1배 차이났다. Eqs. (1)-(4)를 이용하여 구한 직접균열폭 0.2mm에서의 균열하중과 실험결과를 비교하여 정리하면 Table 4와 같다.

3.3 연속 바닥판

Fig. 25는 HD2S-TJ1부재의 거동 평가를 위한 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 4개의 지점을 갖는 연속보의 거동은 중앙 지점부의 간격에 따라서 모멘트 재분배율이 달라지게 된다. 철근의 항복시점을 기준으로 한 극한강도는 계산에 의한 값보다 정모멘트부는

Table 4. Comparison of Test Results

0.2mm Cracking Load(kN)			
Specimen	Cracking load of direct calculation	Experiment (0.2mm Cracking Load)	Exp./Cal.
HD1S-PT1	129	223	1.72
HD1S-PT2	169	197	1.16
Ultimate Strength(kN)			
Specimen	Calculation (Nominal strength)	Experiment	Exp./Cal.
HD1S-PT1	261	457	1.75
HD1S-PT2	325	504	1.55

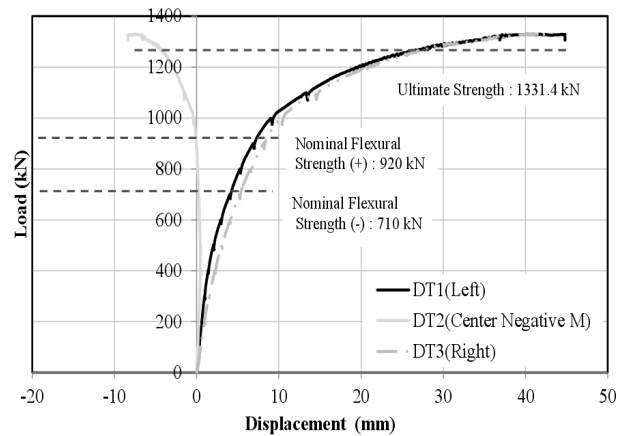


Fig. 25. Load-Displacement Curve for HD2S-TJ1 Specimen

1.44배, 부모멘트부는 1.87배 큰 값을 보여주고 있다. 중앙부 부모멘트부에 설치한 변위계가 처음에 인장거동을 보이면서 증가하다가 부재가 안정화 되고 나서는 부모멘트가 작용하여 하중 반대방향의 변위가 발생하는 것을 볼 수 있다. 실험부재 제작에 사용한 철근과 텐던의 인장실험 결과를 반영한 결과는 계산 값이 정모멘트부는 1,218 kN, 부모멘트부는 940 kN으로 실험값이 계산 값보다 각각 1.09배 1.41배 크게 평가되었다.

Figs. 26 and 27은 하중과 텐던 변형률의 상관관계를 보여주고 있다. 프리스트레스 텐던의 인장응력은 1,860 MPa이고, 도입된 프리스트레스 도입응력은 약 1,282 MPa로 계측되었다. 텐던의 초기 긴장력에서 탄성손실을 제외한 값을 이용하여 텐던의 항복하중을 산출할 수 있으며, 텐던 변형률이 구조물의 거동이 탄성상태, 강도한계상태를 지나 극한상태로 도달할 때 텐던의 파괴응력은 항복응력과 극한응력 사이에 있게 된다. 균열이 증가할 경우 철근과 텐던을 제외한 다른 요소들의 분담력이 상실되면서 급격한 파괴를 불러 일으키므로 주의해야 한다. 균열이 발생하기 전에는 콘크리트가 대부분의 하중에 저항한다. 하지만 콘크리트에 균열이 발생한 직후에는 철근 및 텐던이외부하중을 부담하는 비중이 급격히 증가

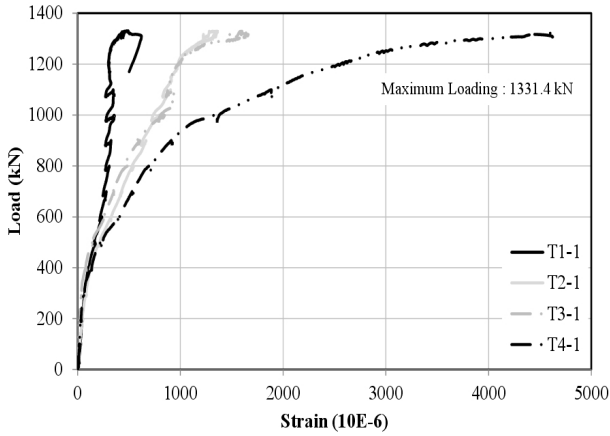


Fig. 26. Load-Strain Curves of Left Tendon for HD2S-TJ1

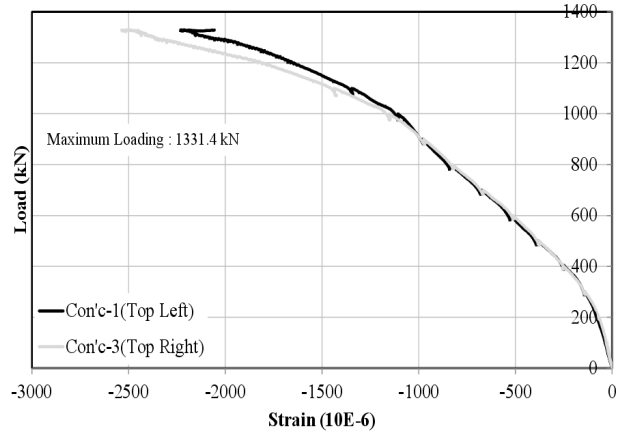


Fig. 28. Load-Strain Curves of Top Concrete for HD2S-TJ1

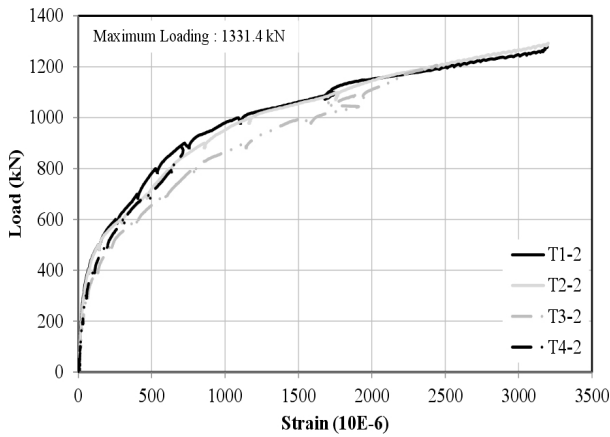


Fig. 27. Load-Strain Curves of Right Tendon for HD2S-TJ1

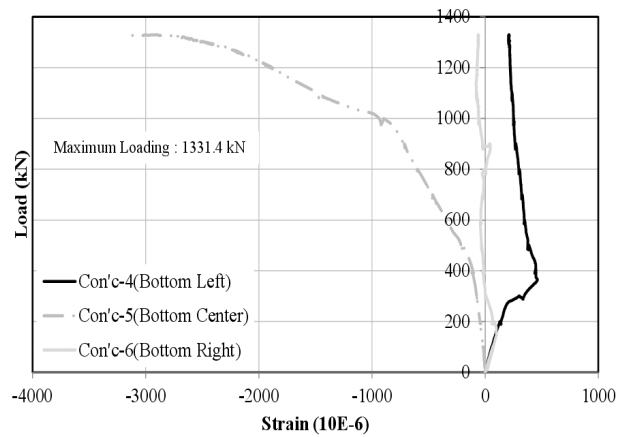


Fig. 29. Load-Strain Curves of Bottom Concrete for HD2S-TJ1

하게 된다. T1-1 텐던의 경우 항복시점에 도달하기 전에 변형률이 변하는 것은 텐던에 부착된 변형률 게이지가 텐던의 신축에 의해 탈락된 것으로 판단된다. 부재 내측과 외측에서 부담하는 변형률은 대체로 비슷한 양상을 보여줬다.

Figs. 28 and 29는 하중증가에 따른 부재 인장측과 압축측의 콘크리트 변형률을 보여주고 있다. 인장을 받아야 하는 부재 하면 좌,우측에 부착된 콘크리트 게이지의 경우 인장을 받다가 균열 등의 원인으로 인해 균열시점 이후 압축을 받는 것으로 판단된다. 균열 발생 시점을 기준으로 부재 중앙부와 우측에 부착한 콘크리트 변형률은 급격히 감소하며 균열이 발생한 후에 콘크리트 변형률이 감소하는 것은 콘크리트가 부담하는 응력이 작아지고 철근과 텐던에 의한 외부하중에 대한 저항이 증가하는 것으로 판단된다.

Fig. 30은 하중-균열폭 그래프를 보여주고 있다. 실험부재 부모멘트부의 경우 하중이 재하된 후에 균열발생 위치에 균열폭 게이지를 부착하였으나, 균열폭 게이지 부착 위치 옆 부분에 더 큰 폭의 균열이 발생하여 부모멘트부의 측정된 균열폭은 0.2mm 이하의

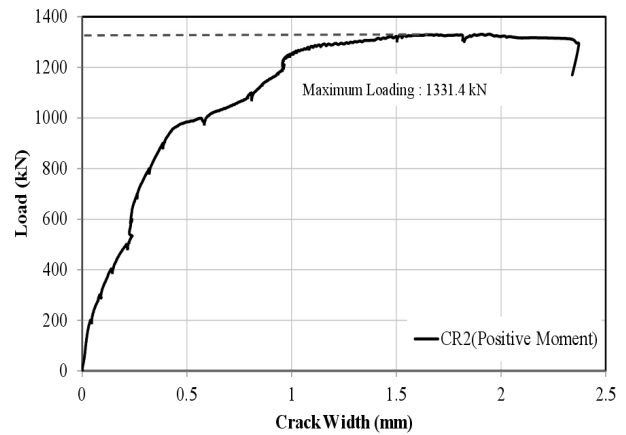


Fig. 30. Load-Crack Width Curve for HD2S-TJ1

수준을 나타냈다.

Fig. 31은 실험부재의 파괴모드를 보여주고 있다. 실험부재의 최대 균열 간격은 정모멘트부의 경우 240 mm 부모멘트부의 경우

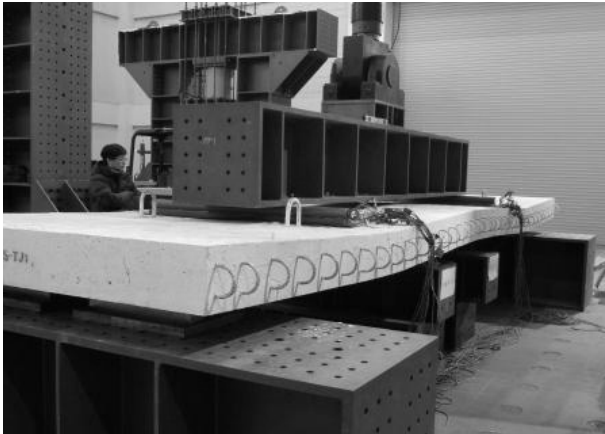


Fig. 31. Failure Mode of HD2S-TJ1

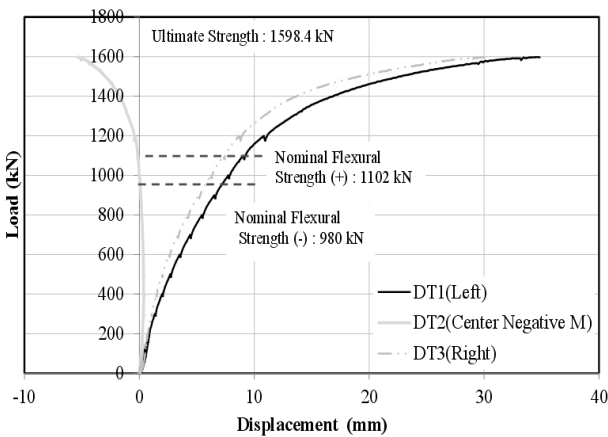


Fig. 32. Load-Displacement Curve for HD2S-TJ2 Specimen

213 mm 였다. 실험부재의 바닥면이 지점과 완전히 맞닿지 않고 제작상 오류로 인하여 들뜨는 현상을 나타내었기 때문에 부재가 안정화 될 때까지 정모멘트부 상면과 부모멘트부 하면에 일부 미세균열이 발생하였지만 낮은 하중수준에서 발생한 균열로써 무시할 만하다. 전체적인 균열 모습은 정모멘트부 인장영역에서의 휨균열 발생 후 휨 전단균열이 지점부를 향해서 발생하였으며, 부모멘트부 인장영역에서의 인장균열이 발생하는 모습을 보였다. 부재의 균열폭이 일정하고 한 곳에 집중되지 않고 넓게 분포된 모습으로 판단할 때 적절한 철근상세에 의한 하중이 분배되고 있는 것으로 판단된다.

Fig. 32는 HD2S-TJ2부재의 거동 평가를 위한 하중변위 곡선을 보여주고 있다. 4개의 지점을 갖는 연속보의 거동은 중앙 지점부의 간격에 따라서 모멘트 재분배율이 달라지게 된다. 철근의 항복시점을 기준으로 한 극한강도는 계산에 의한 값보다 정모멘트부는 1.45배, 부모멘트부는 1.63배 큰 값을 보여주고 있다. 중앙부 부모멘트부에 설치한 변위계가 처음에 인장거동을 보이면서 증가하다가

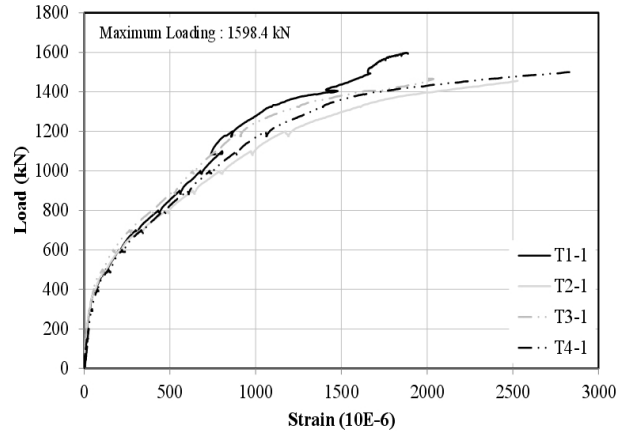


Fig. 33. Load-Strain Curves of Left Tendon for HD2S-TJ2

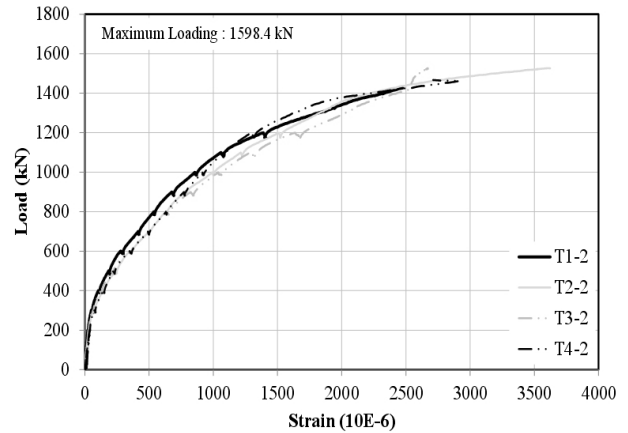


Fig. 34. Load-Strain Curves of Right Tendon for HD2S-TJ2

부재가 안정화 되고 나서는 부모멘트가 작용하여 하중 반대방향의 변위가 발생하는 것을 볼 수 있다.

Figs. 33 and 34는 하중과 텐던 변형률의 상관관계를 보여주고 있다. 프리스트레스 텐던의 인장응력은 1,860 MPa이고, 도입된 프리스트레스 도입응력은 약 1,304 MPa로 예측되었다. 텐던의 초기 긴장력에서 탄성손실을 제외한 값을 이용하여 텐던의 항복하중을 산출할 수 있으며, 텐던변형률이 구조물의 거동이 탄성상태, 강도한계상태를 지나 극한상태로 도달할 때 텐던의 파괴응력은 항복응력과 극한응력 사이에 있게 된다. 균열이 증가할 경우 철근과 텐던을 제외한 다른 요소들의 부담률이 상실되면서 급격한 파괴를 불러 일으키므로 주의해야 한다. 균열이 발생하기 전에는 콘크리트가 대부분의 하중에 저항한다. 하지만 콘크리트에 균열이 발생한 직후에는 철근 및 텐던이 외부하중을 부담하는 비중이 급격히 증가하게 된다. 부재 내측과 외측에서 부담하는 변형률은 대체로 비슷한 양상을 보여줬다.

Fig. 35는 실험부재의 균열양상을 보여주고 있다. 실험부재의

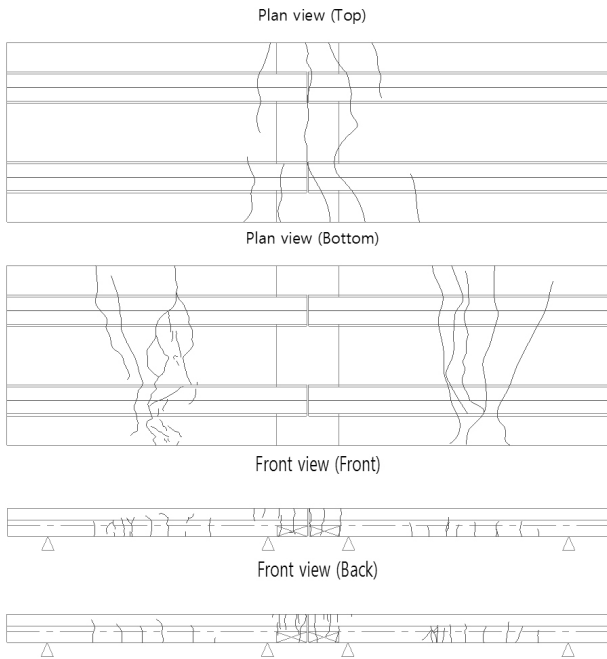


Fig. 35. Crack Patterns of HD2S-TJ2

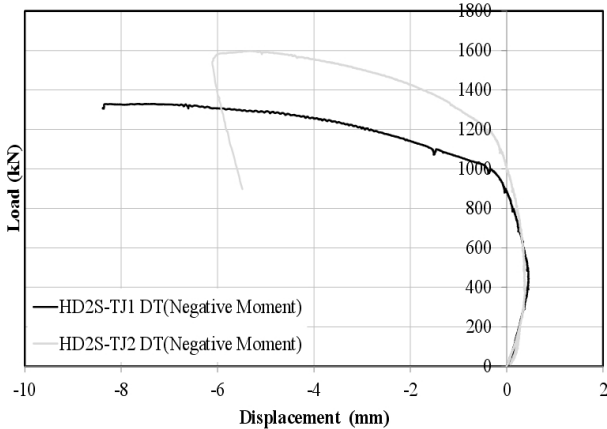


Fig. 36. Comparison of Vertical Displacement at Negative Moment Region

최대 균열 간격은 정모멘트부의 경우 211 mm 부모멘트부의 경우 216 mm였다. 전체적인 균열 모습은 정모멘트부 인장영역에서의 휨균열 발생 후 휨 전단균열이 지점부를 향해서 발생하였으며, 부모멘트부 인장영역에서의 인장균열이 발생하는 모습을 보였다. 부재의 균열폭이 일정하고 한 곳에 집중되지 않고 넓게 분포된 모습으로 판단할 때 적절한 철근상세에 의한 하중이 분배되고 있는 것으로 판단된다. 또한, 보강철근의 유무에 따른 강도측면과 연성도 측면에서도 강도한계상태 이후에 극한한계상태에 도달할 때까지의 충분한 연성능력을 보여줬다.

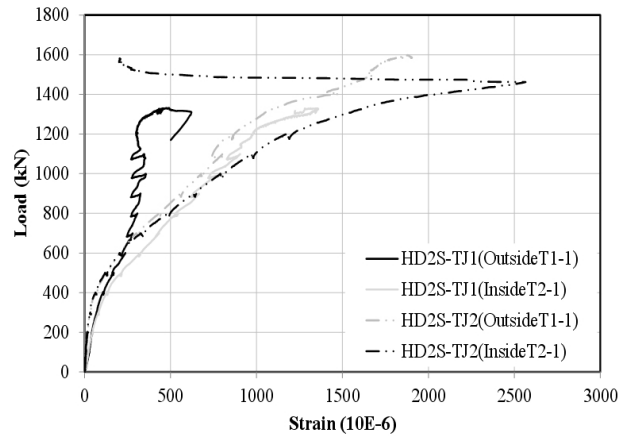


Fig. 37. Comparison of Strain for Tendons

Table 5. Comparison of Test Results

0.2mm Cracking Load(kN)					
Specimen	Cracking load of direct calculation		Experiment (0.2mm Cracking Load)	Exp./Cal.	
	Positive M	Negative M		Positive M	Negative M
HD2S-TJ1	432	353	490	1.13	-
HD2S-TJ2	441	374	780	1.68	-
Ultimate Strength(kN)					
Specimen	Calculation (Nominal strength)		Experiment	Exp./Cal.	
	Positive M	Negative M		Positive M	Negative M
HD2S-TJ1	920	710	1,331	1.44	1.87
HD2S-TJ2	1,102	980	1,598	1.45	1.63

횡방향 이음 보강철근 유무에 따른 실험부재는 현장타설 콘크리트 부분의 이음부에 철근보강을 통한 구조체의 성능 및 거동을 평가하는데 목적이 있다.

Fig. 36에서는 부모멘트부의 수직변위를 보여주고 있다. 보강철근이 있는 경우 같은 하중수준에서 정모멘트부와 부모멘트부의 수직변위가 더 작게 발생했다. Fig. 37은 텐던의 변형률 비교 그래프로서 부재의 인장철근과 텐던의 변형률의 비교 결과 보강철근이 있는 경우 철근과 텐던의 항복시점은 더 높은 수준에서 발생하였다. 이는 균열이 발생한 후에 보강철근이 외부하중에 저항하는 것으로 판단된다.

Eqs. (1)-(4)를 이용하여 구한 직접균열폭 0.2mm에서의 균열하중과 실험결과를 비교하여 정리하면 Table 5와 같다.

4. 결론

프리텐션을 도입한 반두께 바닥판 실험부재를 기준부재로 현장 타설 바닥판 까지 타설한 전두께 바닥판 부재와 텐던의 도입 크기, 연속화 이음부재의 보강철근 유무를 변수로 실험을 수행하였다. 실험을 수행한 결과 프리텐션에 의한 구조물의 거동은 균열제어에 매우 효과적이었으며 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 프리텐션을 통해 제작된 반두께 바닥판은 사용하중에 의해 혹은 다른 요인에 의해 휨균열이 발생하여도 차량하중이 사라지면 균열이 닫히기 때문에 내구성 측면에서 일반적인 철근 콘크리트 바닥판에 비해 우수한 성능을 보일 것으로 판단된다.
- (2) 건설 현장에서 사용되는 실제 크기의 바닥판을 제작하여 프리스트레스 도입의 영향을 평가하였다. 횡방향 텐던 개수별 정하중 실험부재는 텐던의 개수를 변수로 구조물의 거동에 미치는 영향을 평가하였다. 텐던의 개수가 4개인 실험부재는 텐던의 개수가 2개인 실험부재보다 1.1배 더 큰 휨강도를 보였으며, 같은 수준의 하중이 작용했을 때 약 13mm정도 수직변위가 작게 나왔으며, 부재 최하단의 인장 철근 변형률도 유사한 수준을 유지했다. 텐던이 더 많이 들어간 경우 강도 증진의 효과가 있었지만, 이 실험에서 대상으로 한 바닥판 기간 조건에서는 구조물의 거동에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단되며, 텐던 2가닥으로도 충분한 내력을 발휘하는 것으로 판단된다.
- (3) 횡방향 이음에 대한 실험에서는 보강철근이 보강된 경우 균열 발생 이후에도 연성거동 확보에 효과적이며, 균열 양상이 좀 더 넓게 분포하는 것으로 볼 때 연성거동 확보에 유리한 것으로 판단된다.
- (4) 부재의 정모멘트 및 부모멘트부 에서의 강도는 부재의 인장철근과 텐던의 변형률로 항복시점을 파악할 때 보강철근이 있는 경우 텐던과 인장철근은 보강하지 않은 부재보다 정모멘트부는 1.2배 부모멘트부는 1.38배 높은 수준에서 항복하는 것을 보였다. 부모멘트 영역의 회전능력 확보에도 유리하게 나타났다.

감사의글

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 2009 Annual Conference & Civil Expo*, 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.