



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士 學位論文

뎡단부를 갖는 프리캐스트 콘크리트  
더블티 슬래브의 휨성능 평가

Flexural Capacity of Precast Concrete  
Double-Tee Slabs with Dapped-Ends

2022년 2월

蔚山大學校 大學院  
建築學科  
李濟光



뎡단부를 갖는 프리캐스트 콘크리트  
더블티 슬래브의 휨성능 평가

지도교수 김 대 경

이 論文을 工學碩士學位 論文으로 提出함

2022 年 02 月

蔚 山 大 學 校 大 學 院  
建 築 學 科  
李 濟 光



李濟光의 工學碩士學位 論文을 認准함

審査委員 김 기 한 (인)

審査委員 김 대 경 (인)

審査委員 김 철 구 (인)

蔚山大學教 大學原

2022年 2月



## 국문초록

최근 들어, 국내 건설현장에서 프리캐스트(Precast Concrete, 이하 PC) 공법이 많이 사용되고 있다. PC 공법이란, 주요 부재 단면을 공장에서 생산하고, 완성된 부재 단면을 현장에서 조립한 이후 현장에서 콘크리트를 타설하여 일체화시키는 복합화 공법이다. 외국 건설현장에서는 오래전부터 PC 공법이 대중적으로 사용되고 있지만, 국내 현장에서의 PC 공법은 최근 들어서 많이 사용되고 있는 추세이다. 특히, 기존 더블티 PC 슬래브의 단점으로 지목되는 고층고화와 보-슬래브 간 불연속성을 개선하는 많은 연구를 토대로 PC 슬래브의 사용이 증대되고 있다. 본 연구에서는 기존 더블티 PC 슬래브보다 단부형상을 최적화한 더블티 슬래브 시스템인 DRS(Dapped end Reinforced Slab)와 DHS(Double Headed Slab)를 개발하였고, PC 슬래브의 시공단계와 사용하중단계에서의 휨 실험을 수행하여 PC 슬래브의 안정성에 대하여 평가하였다. 실험변수로는 단면형상, 휨 철근비, 전단경간비( $a/d$ ), 전단철근 보강 유, 무이다.

시공단계에서 PC 슬래브 양단부 지지조건은 단순지지형태이다. 단순보 지지조건으로 가력해 본 결과, 댐단부 구간에서 전단철근이 보강되지 않은 DHS 실험체가 전단철근이 보강된 DRS 실험체보다 최대강도( $P_{test}$ )가 크게 나타났다. 하지만 초기강성에서 DRS 실험체가 DHS 실험체에 비해 약 2배 크게 나타났으며, 최종파괴까지 더 연성적인 거동을 보였다.

사용하중단계를 모사하기 위해 양단 고정조건으로 PC 슬래브를 가력한 결과, 전단철근이 보강된 DRS 실험체는 최종파괴 시 연성적인 휨 파괴 거동을 보였고, 전형적인 휨 파괴 양상을 보였다. 하지만 전단철근이 보강되지 않은 DHS 실험체는 플랜지(flange)와 웨브(web) 사이에서 수평전단균열 발생 후 리브(rib)가 찢어지며 취성적인 파괴 거동을 보였다. 실험체 예상 파괴 메커니즘은 단부, 중앙부 순의 항복 및 파괴가 진행되는 것이었으나, 실제 실험체의 파괴메커니즘은 중앙부, 단부 순으로 항복 및 파괴를 보였다.

실험결과를 바탕으로 댐단부를 갖는 더블티 시스템인 PC 슬래브 설계 시 고려사항을 제시하고자 한다.

Keyword : Double Tee PC Slabs, Dapped end, Flexural Test, PCI  
Design Handbook (2017), Strut-Tie Model

학 번 : 20205138

## <목 차>

국문초록 .....	i
목 차 .....	iii
표 목 차 .....	vi
그림목차 .....	vii
기호목차 .....	ix
I. 서 론 .....	1
1.1 연구배경 .....	1
1.2 연구목적 .....	3
II. 문헌고찰 .....	5
2.1 선행연구 .....	5
2.2 프리스트레스트 콘크리트 현행설계기준 .....	13
2.2.1 KCI 2017 및 ACI 318-19 .....	13
2.2.2 PCI Design Handbook (2017) .....	15
2.3 댐단부 전단설계 .....	19
2.3.1 스트럿-타이 모델 .....	19
2.3.2 댐단부 설계 .....	21
III. 시공단계 PC 리브 슬래브의 휨강도 .....	22
3.1 실험계획 .....	22
3.1.1 실험변수 .....	22
3.1.2 재료강도 .....	26
3.1.3 실험체 설계 .....	28
3.1.4 실험체 제작 .....	29

3.1.5 실험체 세팅 .....	31
3.1.6 실험체 강도 예측 .....	33
3.2 실험결과 .....	35
3.2.1 DRS-F .....	35
3.2.2 DHS-F1 .....	37
3.2.3 DHS-F2 .....	39
3.2.4 철근변형률(강연선) .....	41
3.3 예상강도와 비교 .....	42
3.4 소결 .....	43
IV. 사용하중상태 PC 리브 슬래브의 휨강도 .....	44
4.1 실험계획 .....	44
4.1.1 실험변수 .....	44
4.1.2 재료강도 .....	48
4.1.3 실험체 설계 .....	50
4.1.4 실험체 제작 .....	51
4.1.5 실험체 세팅 .....	53
4.1.6 실험체 강도 예측 .....	55
4.2 실험결과 .....	58
4.2.1 DRS10 .....	58
4.2.2 DRS13 .....	60
4.2.3 DHS .....	62
4.2.4 철근변형률 .....	64
4.3 예상강도와 비교 .....	66
4.4 소결 .....	67

V. 댁단부를 가진 PC 슬래브 설계 제안 .....	68
5.1 댁단부 전단 설계 차이에 따른 실험체 비교 .....	68
5.2 실험체 설계 제안 .....	70
5.2.1 Shear design in dapped end .....	70
5.2.2 Strut-tie model in dapped end .....	71
5.2.3 실험체 지점 고정도 .....	72
VI. 결 론 .....	73
참고문헌 .....	74
Abstract .....	76

## <표 목차>

Table 3.1 Mixture proportions of concrete .....	27
Table 3.2 Test strength of concrete .....	27
Table 3.3 Material properties of re-bars and strand .....	27
Table 3.4 Comparison of predicted and test strength for specimens .....	34
Table 4.1 Mixture proportions of concrete .....	49
Table 4.2 Test strength of concrete .....	49
Table 4.3 Material properties of re-bars and strand .....	49
Table 4.4 Comparison of predicted and test strength for specimens .....	57



## <그림 목차>

Fig. 1.1 Shape of composite beam & T-slab .....	2
Fig. 1.2 Comparison of double tee slab and modified double tee slab .....	2
Fig. 1.3 Modified double tee slabs with dapped ends .....	4
Fig. 2.1 Sections of single tee specimens ( Yu et al. (1999) ) .....	6
Fig. 2.2 Sections of double tee specimens ( Yu. (2008) ) .....	7
Fig. 2.3 Configuration and dimension of specimens ( Oh et al. (2010) ) .....	9
Fig. 2.4 Specimens of composite prestressed double tee slabs ( Lee et al. (2013) ) .....	12
Fig. 2.5 PCI for dapped end of specimens .....	15
Fig. 2.6 Strut-Tie model for dapped end of specimens .....	20
Fig. 2.7 PCI for dapped end of specimens .....	21
Fig. 3.1 Details of PC slab specimens with dapped ends .....	23
Fig. 3.2 Procedure for manufacture of simply supported condition Precast slabs .....	30
Fig. 3.3 Specimens setting .....	32
Fig. 3.4 Load-Displacement relationship of DRS-F specimen .....	36
Fig. 3.5 Final failure of DRS-F specimen .....	36
Fig. 3.6 Load-Displacement relationship of DHS-F1 specimen .....	38
Fig. 3.7 Final failure of DHS-F1 specimen .....	38
Fig. 3.8 Load-Displacement relation of DHS-F2 specimen .....	40
Fig. 3.9 Final failure of DHS-F2 specimen .....	40
Fig. 3.10 Measured strains in prestressing strands .....	41
Fig. 4.1 Comparison of construction satge and completion stage .....	44
Fig. 4.2 Details of PC slab specimens with dapped ends .....	45
Fig. 4.3 Procedure for manufacture of fixed end supported condition Precast slabs .....	52

Fig. 4.4 Specimens setting .....	54
Fig. 4.5 Moment diagrams of specimens with fixed ends .....	56
Fig. 4.6 Load–Displacement relationship of DRS10 specimen .....	59
Fig. 4.7 Final failure of DRS10 specimen .....	59
Fig. 4.8 Load–Displacement relationship of DRS13 specimen .....	61
Fig. 4.9 Final failure of DRS13 specimen .....	61
Fig. 4.10 Load–Displacement relationship of DHS specimen .....	63
Fig. 4.11 Final failure of DHS specimen .....	63
Fig. 4.12 Measured strains in prestressing strands .....	64
Fig. 4.13 Measured strains in re-bars .....	65
Fig. 5.1 Final failure according to the difference in shear design in the dapped end .....	69
Fig. 5.2 Shear design of DRS specimen in dapped end .....	70
Fig. 5.3 Strut–tie model of dapped end of specimens .....	71
Fig. 5.4 LVDT setting of specimens .....	72
Fig. 5.5 Partial fixity of specimens .....	72

## <기호 목차>

$a$  = 전단경간거리, mm

$A_{ps}$  = 긴장재의 단면적, mm<sup>2</sup>

$A_s$  = 인장철근의 단면적, mm<sup>2</sup>

$A_{sv}$  = 전단철근의 단면적, mm<sup>2</sup>

$b_w$  = 더블티슬래브 복부의 폭, mm

$d$  = 인장철근의 도심에서 압축콘크리트 연단까지의 거리, mm

$d_p$  = 압축콘크리트 연단에서 프리스트레스트 긴장재 도심까지 거리, mm

$f_{ck}$  = 콘크리트의 설계압축강도, MPa

$f_{ps}$  = 긴장재의 인장응력, MPa

$f_{pu}$  = 긴장재의 설계기준인장강도, MPa

$f_y$  = 철근설계인장강도, MPa

$\gamma_p$  = 긴장재 종류에 따른 계수

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80 \gamma_p = 0.55$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85 \gamma_p = 0.4$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90 \gamma_p = 0.28$$

$\beta_1$  = 등가 직사각형 압축응력 블록의 깊이

# I. 서론

## 1.1 연구배경

최근 들어 국내 반도체공장, 대형물류센터 및 지하주차장 등의 건설현장에서는 노무비 상승문제, 구조체의 고품질 확보, 공기 단축을 위해서 프리캐스트(Precast Concrete, 이하 PC) 구조 적용이 활발히 이루어지고 있다. 그 중 부재 단면 일부는 공장에서 PC로 생산하여 Fig. 1.1과 같이 구조물의 주요부재인 기둥, 보, 슬래브를 현장에서 조립한 이후 현장에서 콘크리트로 일체화시키는 복합화 공법이 주로 사용되고 있다.

PC 슬래브 공법으로는 하프 슬래브(Half slab), 리브 하프 슬래브(Ribbed Half slab), 할로우 코어 슬래브(Hollow Core slab), 더블티 슬래브(Double Tee slab)가 있다. 그 중에서 더블티 슬래브는 부재중량 대비 뛰어난 단면효율을 가지며, 장스팬 고하중의 중, 저층 건축물에 적용가능한 공법으로 일방향(One-way) 보에 일반적으로 9m~15m 스패의 슬래브가 많이 적용되고 있다. 하지만 다른 슬래브에 비해 춤이 높기 때문에 층고가 높아지는 단점이 있다.

미국에서는 해당 단점을 보완하기 위해서 더블티 슬래브 단부의 형상변경 및 전단보강을 통하여 구조체 내력을 확보하는 동시에 슬래브 전체 춤을 비보강 더블티 슬래브 춤의 절반까지 줄였다. (PCI 2017) 변형된 단부를 사용한 더블티 슬래브에서는 보와 슬래브의 일체화를 위해 Fig. 1.2(a)와 같이 역티형 보(inverted-T beam)를 주로 사용한다. 역티형 보를 사용할 경우 거푸집 없이 상부 콘크리트 타설이 가능한 장점이 있지만, 직사각형 보를 사용하였을 때 보다 현장타설 콘크리트의 유효면적이 작아지기 때문에 보와 슬래브 사이의 연속성이 떨어지는 단점이 있다. 슬래브의 연속성을 개선하고 층고 감소를 위해 Fig. 1.2(b)와 같이 단부를 개량시킨 새로운 더블티 슬래브와 직사각형 보 접합에 관한 연구가 최근 많이 이루어지고 있다.

본 연구에서는 층고감소 및 보와 슬래브의 연속성을 증가시킬 수 있는 단부형상을 최적화한 새로운 더블티 슬래브 시스템 개발하였다. 본 연구의 PC 슬래브 실험체는 실제 건물에 적용될 수 있도록 PC 슬래브 실물 크기로 제작하였으며, 시공단계 및 사용하중상태에서 구조물의 안전성을 평가하기 위해 단순지지 형태와 양단고정 형태로 실험체를 제작하여 휨 실험을 진행하였다.

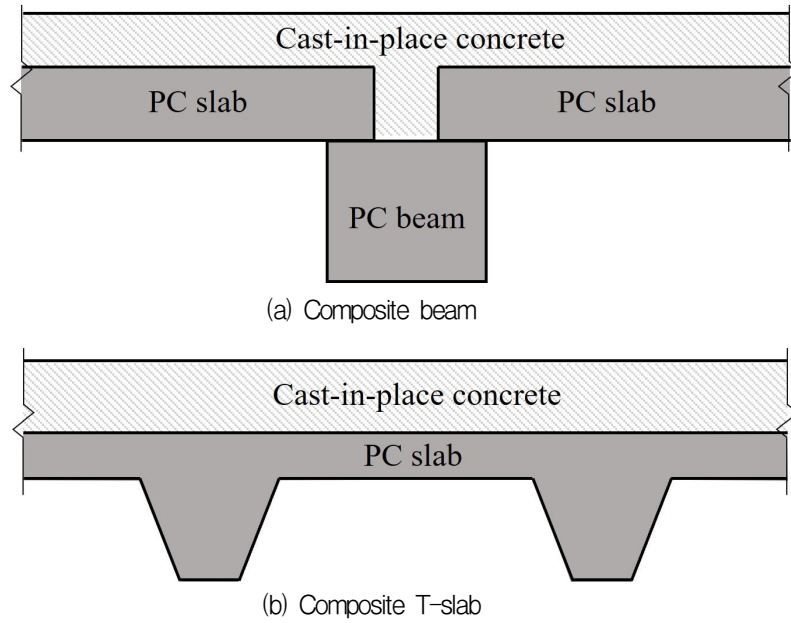


Fig. 1.1. Shape of Composite beam & T-slab

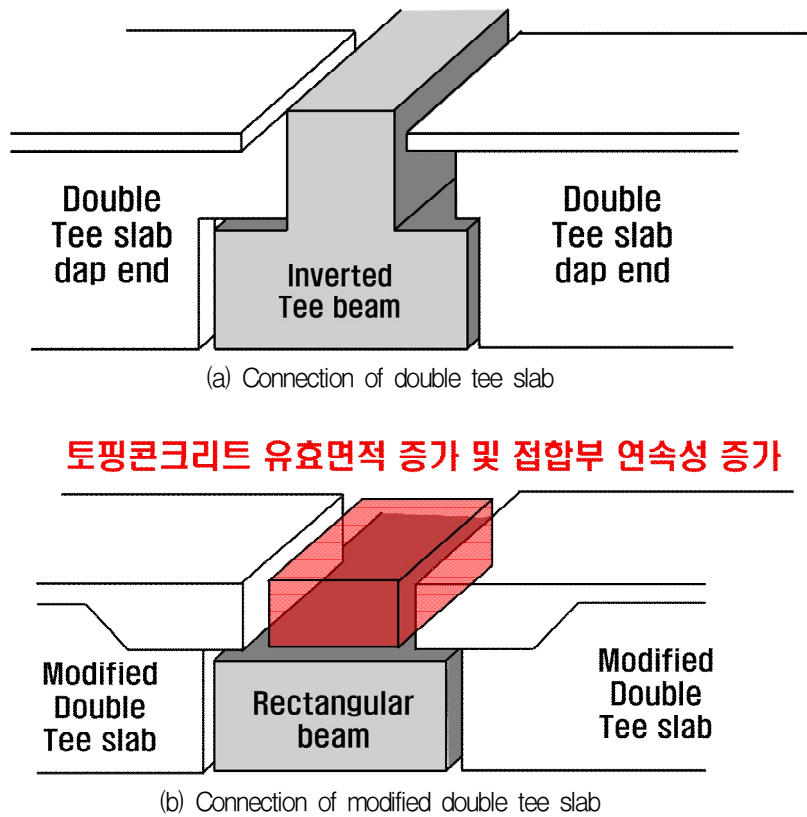
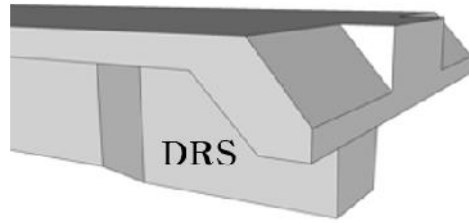


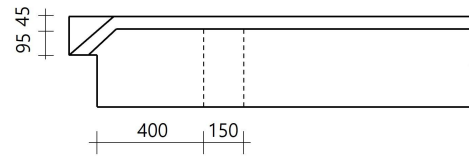
Fig. 1.2. Comparison of double tee slab and modified double tee slab

## 1.2 연구목적

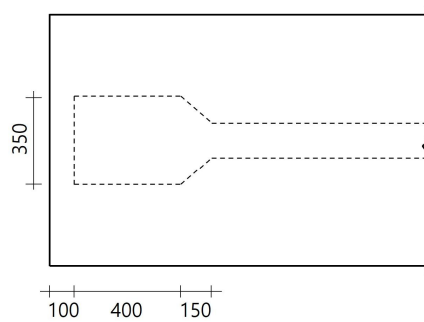
본 연구에서는 Fig. 1.3와 같이 기존 PC 슬래브의 단부형상을 최적화한 더블티 슬래브 시스템인 DRS(Dapped end Reinforced Slab)와 DHS(Double Headed Slab)을 개발하였다. 새로 개발된 더블티 슬래브는 기존 더블티 슬래브보다 단부 크기를 줄여 PC 부재에 사용되는 콘크리트량을 최소화하였기 때문에 현장 적용성을 검증하기 위하여 실물 크기로 실험체를 제작하여, 시공단계에서 발생 가능한 구조적 문제점과 현장타설콘크리트가 타설 된 후 사용하중단계에서 발생 가능한 구조적 문제점을 파악하고자 한다. PC 슬래브 휨 실험을 통해 시공단계와 사용하중단계에 대한 구조 안전성을 평가하였다.



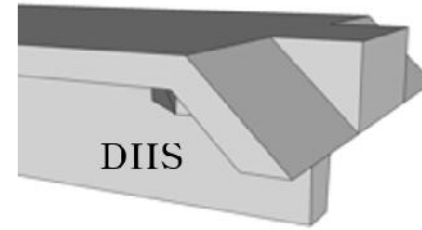
(a) 3D Modeling of DRS



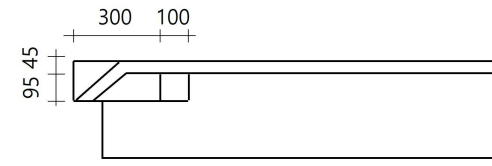
(c) Side view of DRS



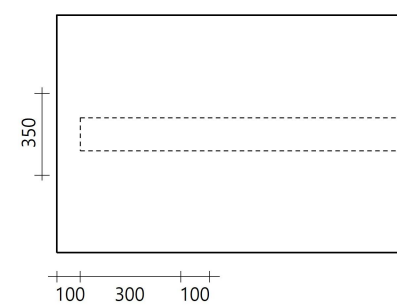
(e) Top view of DRS



(b) 3D Modeling of DHS



(d) Side view of DHS



(f) Top view of DHS

**Fig. 1.3.** Modified double tee slabs with dapped ends

## II. 문헌 고찰

### 2.1 선행연구

#### 2.1.1 Yu et al (1999)

Yu et al은 Fig. 2.1와 같은 단면을 가진 프리캐스트 콘크리트 슬래브에 대하여 PCI Design Handbook (2017)에서 제시한 강도설계 기준을 만족하며, 국내 여건에 따른 생산과 시공의 경제성을 고려한 “최소 깊이 더블티 단면”을 최적이론에 의하여 제시한 단면에 대한 휨 실험을 실행하였다. 해당 연구 실험결과 휨 공칭 강도의 평균 17%를 상회하였고, 강도설계기준에 합당한 휨거동을 보여주었다. 하지만 PCI 기준에 따라 철근 배근시, 좁은 면적에서 과도한 철근 배근을 초래하므로, 축소된 깊이의 더블티 슬래브에 맞는 배근 방법에 대한 추가적인 연구의 필요성을 나타냈다.



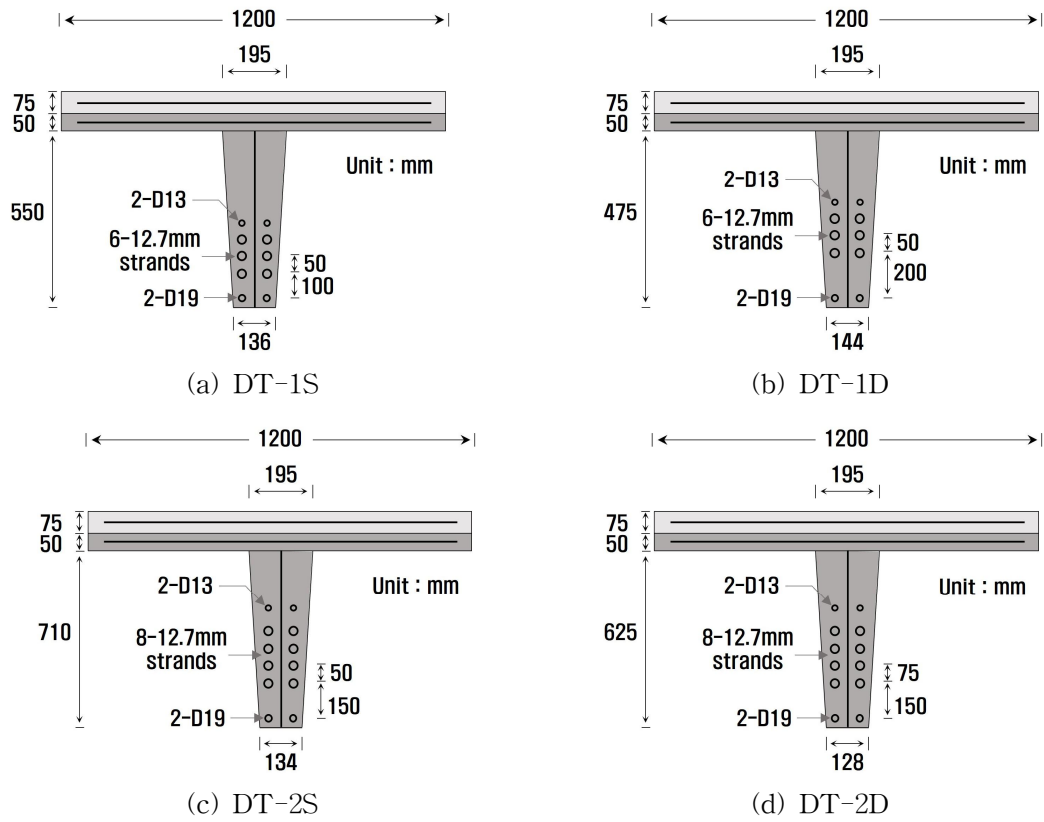
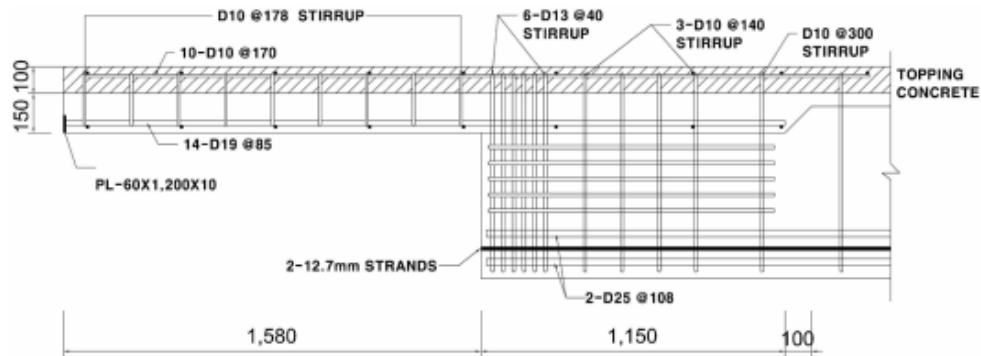


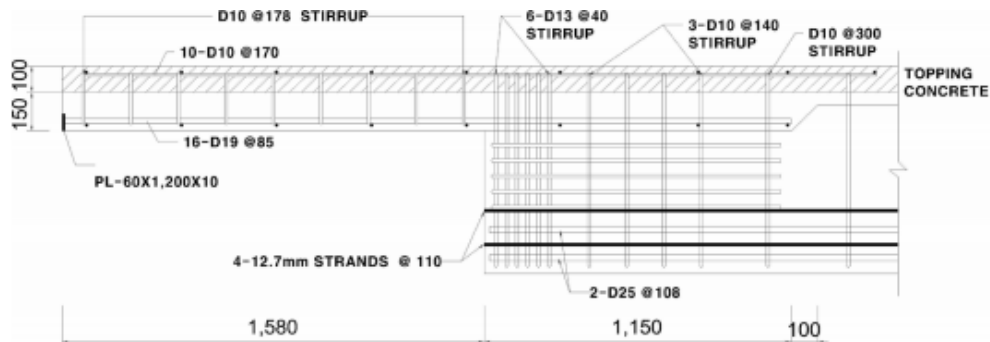
Fig. 2.1. Sections of Single Tee Specimens (Yu et al. (1999))

## 2.1.2 Sung-Yong Yu (2008)

Yu는 Fig. 2.2와 같이 층고절감 측면에서 효율성을 강화시킨 니브 길이 1,500 mm인 개량 더블티 슬래브를 제안, 설계하고 중국 휨강도까지 실험에 의하여 평가하였다. 휨 실험에 의하여 제안하는 더블티 슬래브의 안전성과 사용성을 검토하였다. Yu가 제안한 개량 더블티 슬래브는 설계하중 이상의 휨 내력과 많은 균열과 함께 파괴되는 충분한 연성도를 가지고 파괴되었다. 따라서, 이 실험에서 실험체는 설계기준 조건을 만족시키는 강도와 연성거동을 보여주었다. 니브 길이가 1,500 mm, 두께 250 mm의 니브 부분은 사용하중 하에서 어떠한 균열도 발생하지 않았고, 긴장력을 적용한 부분의 극한하중 하에서도 미소한 균열만 발생하였다. 강선 개수에 따라 상이한 거동을 보였는데, 강선을 많이 포함할수록 부재의 강성이 증가하여 동일한 하중 하에서 작은 변형을 산출하게 되고 종국변형도 작게 산출되는 것을 보여주었다.



(a) Reinforcement of specimen MDF-1

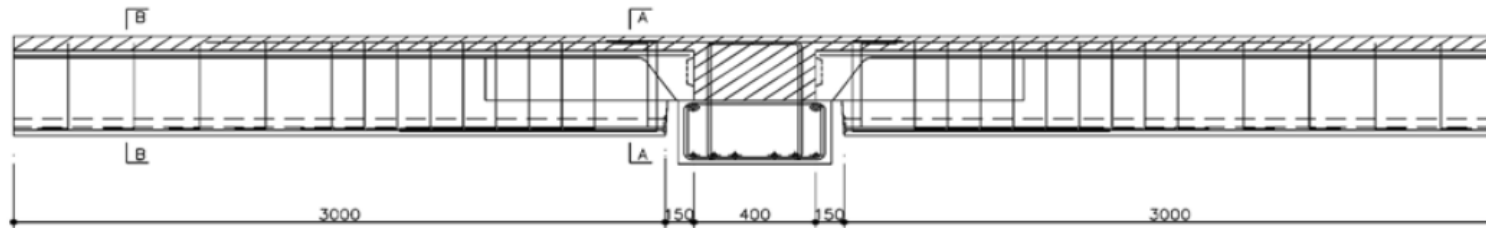


(b) Reinforcement of specimen MDF-2

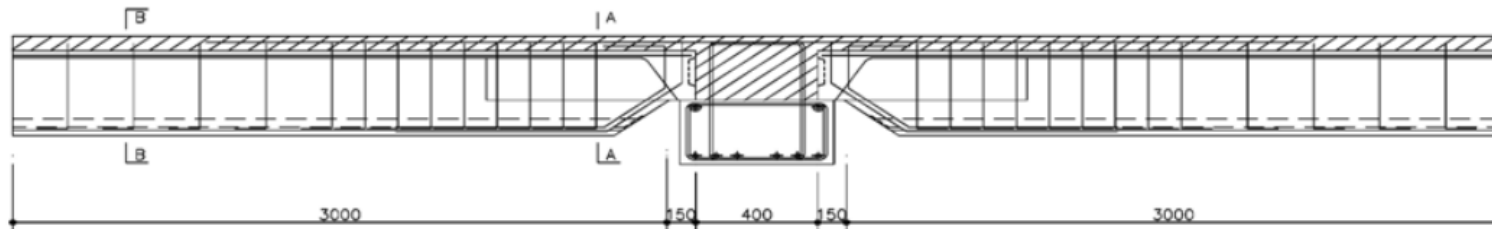
Fig. 2.2. Sections of Double Tee Specimens (Yu. (2008) )

### 2.1.3 Oh et al (2010)

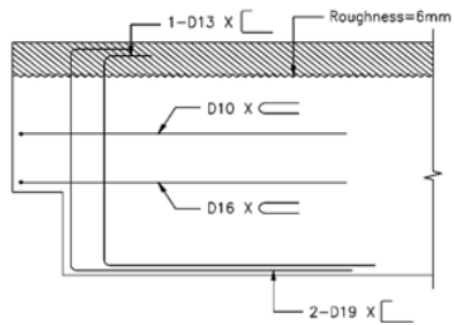
Oh et al은 Fig.2.3와 같이 더블티 댐단부 형상(경사진 형상, 일반적 형상)과 PC, 덧침 콘크리트간의 접합면 상태와 같은 구조상세를 변수로 설정하여 연속단 접합부의 성능을 살펴보았다. 실험결과, 댐단부 형상차이에 따른 내력과 변형능력면에서 큰 차이가 없는 것으로 판명되었으며, 경간길이의 1% 이상의 처짐발생까지 연성적인 휨거동을 보였다.



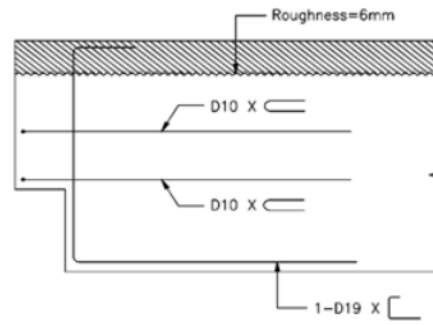
(a) Front view of the MRS-A1 and A2 specimens



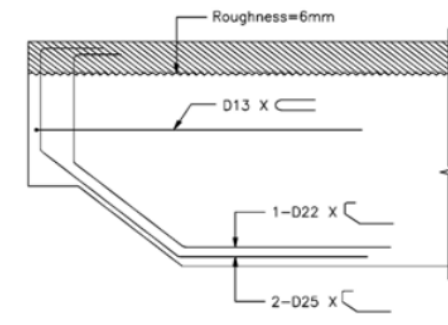
(b) Front view of the MRS-A1 and A2 specimens



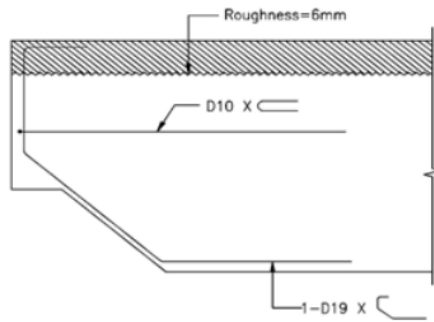
(c) Dapped end of MRS-A1



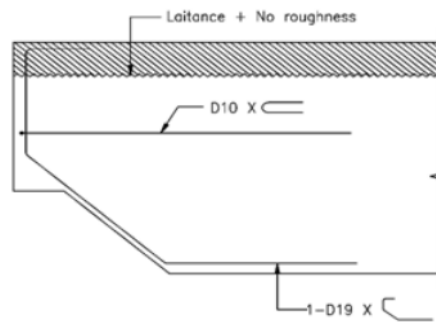
(d) Dapped end of MRS-A2



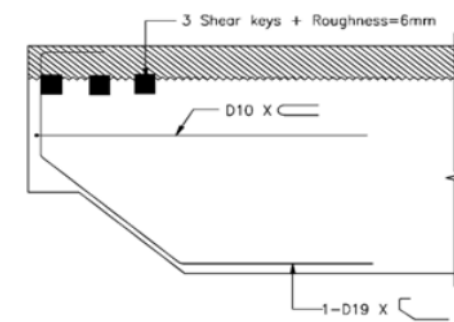
(e) Dapped end of MRS-B1



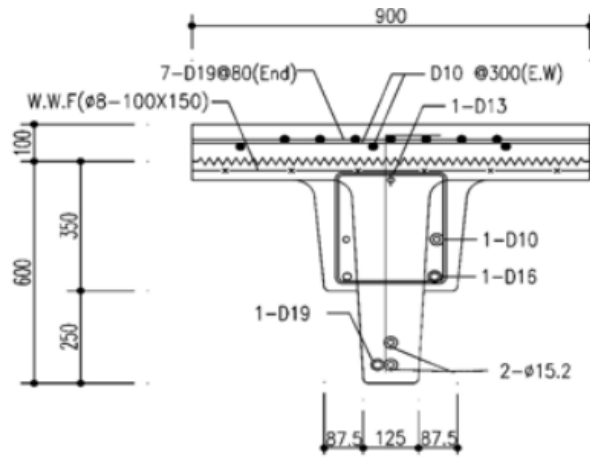
(f) Dapped end of MRS-B2



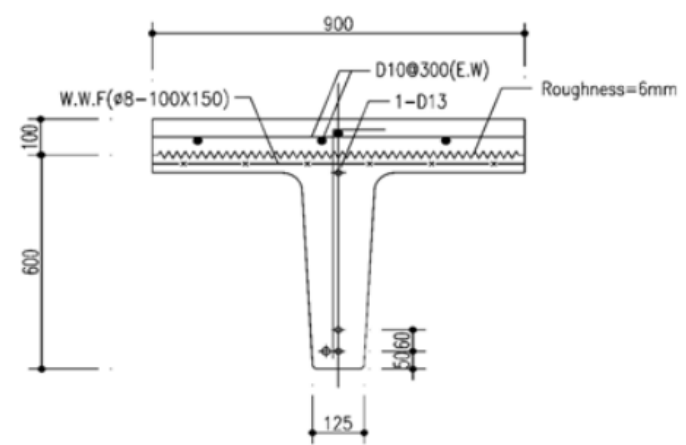
(g) Dapped end of MRS-BL



(h) Dapped end of MRS-BS



(i) Section A-A



(j) Section B-B

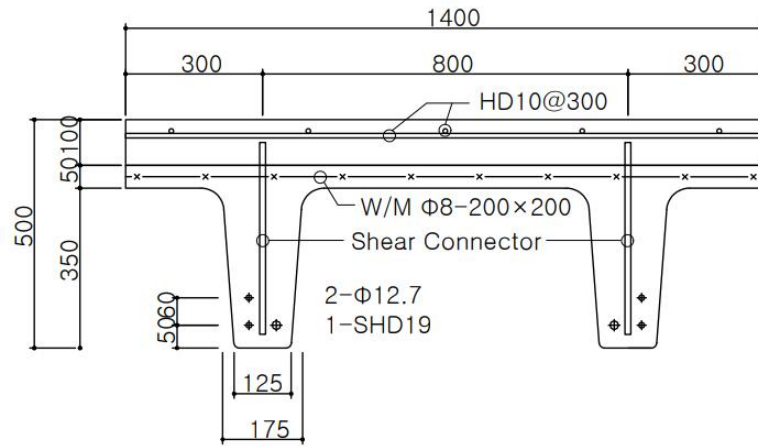
Fig. 2.3. Configuration and dimension of specimens (Oh et al. (2010))

#### 2.1.4 Lee et al (2013)

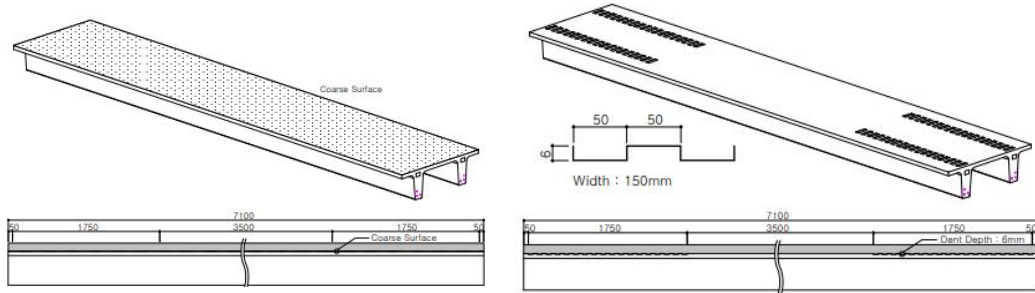
Lee et al은 Fig. 2.4와 같이 덧침콘크리트가 타설된 프리스트레스트 더블티 슬래브의 휨 내력을 이론적 분석과 실험을 통해 평가하였다. 설계기준에서 제시한 프리스트레스트 부재의 긴장재 인장응력에 대한 약산 식 적용의 타당성을 조사하였다.

전단경간비가 커 실험체는 휨 거동을 하였다. 휨 영향이 전체 거동을 결정할 경우 덧침콘크리트와 프리스트레스트 더블티 슬래브 사이에 전단연결재 없이 PC 슬래브 표면의 거친 처리만으로 합성 단면 전체의 휨 강도를 발휘하였다.

합성단면에서 휨 강도 계산시 압축철근의 영향이 모호할 경우 근사식보다는 평형방정식 및 적합조건을 통하여 평가하는 것이 바람직하고, 휨 강도를 정밀한 평가를 위해서는 긴장재의 응력-변형률 관계 수식 모델이 필요하다. 특히 국내에서는 1,860 MPa 인장강도인 긴장재가 주로 사용되므로 해당 모델의 응력-변형률 관계가 주어져야 한다.

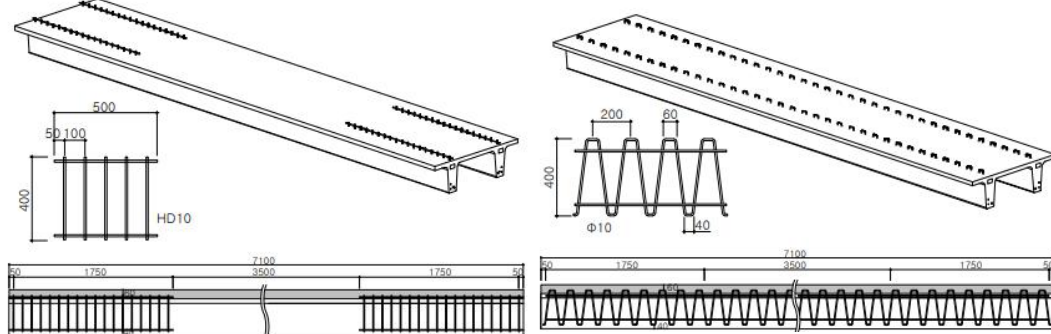


(a) Section of pre-stressed DT slab



(b) Simple type

(c) Dent type



(d) Fence type

(e) Lattice type

Fig. 2.4. Specimens of Composite prestressed double tee slabs ( Lee et al. (2013) )

## 2.2 프리스트레스트 콘크리트 현행설계기준

### 2.2.1 KCI 2017 및 ACI 318-19

프리스트레스트 콘크리트(Prestressed concrete) 휨 강도에 대한 현행 콘크리트 구조기준(KCI 2017)과 ACI 318-19를 살펴보면, 부착 긴장재를 가진 부재에 대한  $f_{ps}$ 와 긴장재의  $f_{ps}$ 에 의한 휨강도를 구분된다.

#### 2.2.1.1 PS강재가 부착된 부재

긴장재의 응력은  $f_y$  대신  $f_{ps}$ 를 사용하여 계산하여야 한다. 부착긴장재를 가진 부재에 대한  $f_{ps}$ 는 다음 식 (2.1)에 의해 구할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right\} \right] \quad (2.1)$$

여기서,  $f_{pu}$ 는 긴장재의 설계기준인장강도 (MPa),  $\gamma_p$ 는 긴장재의 종류에 따른 계수,  $\beta_1$ 는 등가 직사각형 압축응력 블록의 깊이를 나타내는 계수,  $\rho_p$ 는 긴장재 비,  $w$ 는 인장철근의 강재지수( $\rho f_y/f_{ck}$ ),  $w'$ 는 압축철근의 강재지수( $\rho' f_y/f_{ck}$ )를 나타낸다.

#### 2.2.1.2 휨강도의 계산

프리스트레스트 콘크리트(Prestressed concrete) 부재의 단면 휨강도는 다음과 같이 산정한다. 긴장재의 응력은 식 (2.1)을 사용하였다. 본 연구 실험체의 단면은 T형 형태의 단면이지만 등가 사각형의 분포의 깊이  $a$ 가 압록 플랜지의 두께  $t_f$ 보다 작기 때문에 직사각형 단면으로 다음 식 (2.2)에 의해 휨강도를 계산하였다.

$$M_n = \left\{ A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right\} \quad (2.2)$$



여기서,  $A_{ps}$ 는 긴장재의 단면적( $\text{mm}^2$ ),  $f_{ps}$ 는 긴장재의 인장응력(MPa),  $d_p$ 는 압축연단에서 긴장재 도심까지 거리(mm),  $a$ 는 등가직사각형 응력블록의 깊이(mm),  $A_s$ 는 슬래브의 인장 철근량( $\text{mm}^2$ ),  $f_y$ 는 철근의 항복강도(MPa)이다.

## 2.2.2 PCI Design Handbook (2017)

프리스트레스트 더블티 슬래브의 턱이 진 돌출부위 니브(Nib) 설계를 위해 거꾸로 뒤집혀진 형태인 코벨 설계방법을 제안하였다. 이 설계 방법은 PCI Design Handbook (2017)에 예제로 제시되어있다. PCI Design Handbook에 의해 주어진 설계 방정식은 전단경간비( $a/d$ )가 1.0보다 작은 경우에 사용할 수 있다. 여기서,  $a$ 는 작용하는 하중으로부터  $A_{sh}$ 의 중심까지 측정된 전단경간을 의미한다. PCI Design Handbook의 댁단부 접합부에서 발생 가능한 균열형태와 요구되는 철근은 Fig. 2.5와 같다. ( (1) 댁단부 휨과 축방향 인장 균열 (2) 직접 전단 균열 (3) 모서리 사인장 균열 (4) 댁단부 사인장 균열 (5) 철근의 정착 )

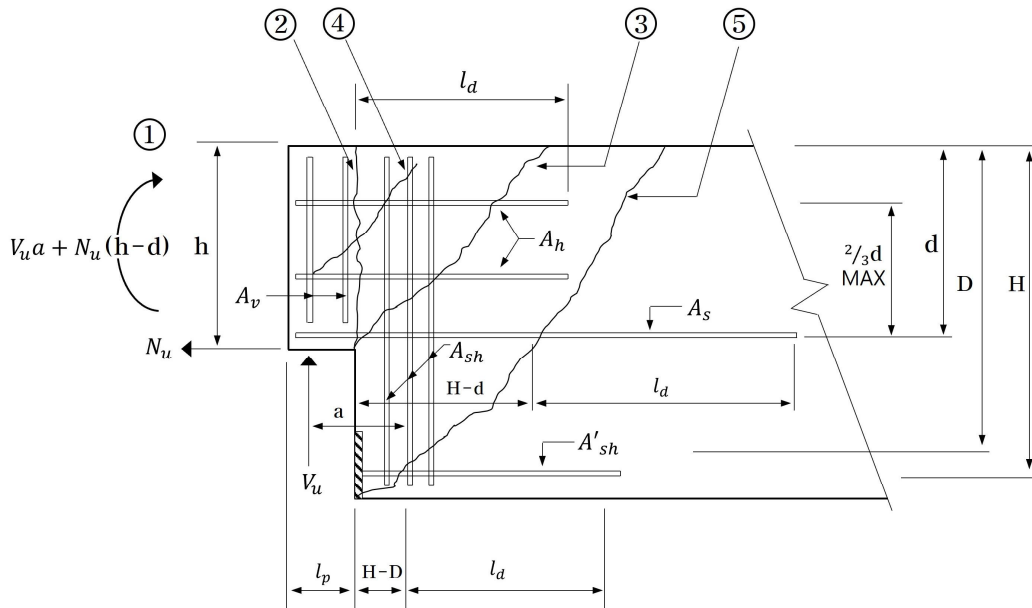


Fig. 2.5. PCI for Dapped End of Specimens

Fig. 2.5와 같은 댁단부 형상을 가진 균열형태에 대한 전단설계 방법은 다음과 같다.

(1) 댁단부 휨과 축방향 인장 균열(Flexure and Axial Tension In the Extended End)

수평정착 철근은 식 (2.3)과 (2.4)를 이용하여 코벨(Corbel)설계과 유사한 방법으로 구한다.

$$A_s = A_f + A_n \quad (2.3)$$

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N_u \left( \frac{h}{d} \right) \right] \quad (2.4)$$

여기서,  $\phi$ 는 0.85,  $h$ 는  $f_y$ 는 휨철근의 항복강도(MPa),  $N_u$ 는  $0.2V_u$

### (2) 직접 전단 균열(Direct Shear)

Fig. 2.5에서 수직 균열은  $A_{vf}$ 와  $A_h$ 의 조합으로 저항하며, 아래 식으로 (2.5),(2.6)와 (2.7)으로 계산한다.

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + A_n \quad (2.5)$$

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} \quad (2.6)$$

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) \quad (2.7)$$

여기서,  $\mu_e = \frac{7.0\lambda b h \mu}{V_u} \leq \text{PCI Design Handbook Table 4.3.1}$ ,  $\phi=0.85$ ,  $f_y=A_s$ ,  $A_n$ ,  $A_h$  철근의 항복강도(MPa)이다.

### (3) 모서리 사인장 균열(Diagonal Tension at Re-entrant Corner)

Fig. 2.5에서 균열 ③의 절곡부 사인장 균열에 저항하는 소요 철근량은 식 (2.8)으로 계산한다.

$$A_{sh} = \frac{1}{\phi f_y} V_u \quad (2.8)$$

여기서,  $\phi$ 는 0.85,  $V_u$ 는 계수전단력,  $A_{sh}$ 는 잠재적인 사인장 균열을 가로지르거나 또는 연직하게 배치하는 철근(mm<sup>2</sup>),  $f_y$ 는  $A_{sh}$  철근의 항복강도(MPa)이다.

(4) 댄단부 사인장 균열(Diagonal Tension in the Extended End)

Fig. 2.5에서 댄단부에서 균열 ④에 대한 추가 보강이 필요하다. 필요 식은 다음과 같다.

$$\phi V_n = \phi(A_v f_y + A_h f_y + 2\lambda b d \sqrt{f'_c}) \quad (2.9)$$

해당 영역에서 적어도 절반은 수직으로 철근을 보강하여야 한다.

$$\min A_v = \frac{1}{2f_y} \left( \frac{V_u}{\phi} + 2\lambda b d \sqrt{f'_c} \right) \quad (2.10)$$

(5) 철근의 정착 (Anchorage of Reinforcement)

1. 수평철근  $A_s$ 는 균열 ⑤(Fig. 2.5참고)를 지나서 최소  $l_d$  만큼 연장되어, 보의 단부에서 수평철근이나 플레이트 또는 용접으로 정착되어야 한다.

2. 수평철근  $A_h$ 는 균열 ②(Fig. 2.5참고)를 지나서 최소  $l_d$  만큼 연장되어, 보의 단부에서 갈고리정착 또는 다른 적절한 방법에 의해서 단부에 정착되어야 한다.

3. 걸이철근  $A_{sh}$ 가 충분히 정착하도록 구부려서 보의 바닥과 평행하게 배치하거나, 또는 분리된 수평철근  $A'_{sh} \leq A_{sh}$  가 꼭 배치되어야 한다. 보의 바닥에서  $A'_{sh}$  또는  $A_{sh}$  철근은 균열 ⑤(Fig. 2.5참고)를 지나서 최소만큼 연장되어야 한다.  $A'_{sh}$  철근은 그림과 같이 플레이트나  $\gamma$  형강 또는 수평철근에 용접하여 댄단부 쪽에 정착하여야 한다.

4. 수직 철근  $A_v$ 는 ACI 318-19에서 요구하는 갈고리 정착에 의해 고정되어야 한다.

5. 철근 대신 용접철망을 사용하여 배근할 수 있다. 단 ACI 318-19에 따라 정착되어야 한다.

(6) 다른 고려사항 (Other Considerations)

1. 구조적인 이유 이외에 보가 필요이상으로 깊지 않는 한, 댁단부의 깊이는 보 깊이 절반 이상이 되어야한다.
2. 걸이철근(Hanger Reinforcement),  $A_{sh}$ 는 가능한 오목한 구석에 최대한 가깝게 배치하여야 한다. 이 소요 철근량은 다른 전단 소요 철근량에 추가로 배치될 필요는 없다.
3. 계수 하중 및 횡단면 특성을 사용하여 댁단부 바로 앞의 전체 깊이 단면의 휨 응력이  $6\sqrt{f'_c}$  을 초과할 경우 필요한 휨 강도를 만족하기 위해 보에 수직 방향 철근을 배근해야 한다.
4. Ref. 16(PCI Design Handbook) 연구에서 사인장 균열(Fig. 2.5에서 ⑤균열패턴)의 형성으로 인해 댁단부 구근의 사인장균열전단보다 더 큰 전단강도는 발생할 수 없는 것으로 나타났다. 따라서 보 전체 깊이  $H$ 에 해당하는 보의 길이에 대하여 콘크리트 공칭 전단강도  $V_c$ 는 전체 웹 깊이 끝에서  $H/2$ 로 계산한  $V_{ci}$ 와  $V_{cw}$  중 작은 값으로 하도록 제안하였다.

## 2.3 댄단부 전단설계

수평 부재의 전단거동은 단순히 보에 전단력만 작용하는 것이 아니라, 항상 휨 모멘트와 전단력이 동시에 작용하고 있으므로, 복잡한 양상을 보인다. 철근콘크리트 구조물 같은 경우, 콘크리트와 철근의 재료 특성과 부착 특성, 인장철근의 양, 전단철근 양 및 간격 등 매우 많은 변수에 따라 상이한 거동을 나타낸다. 따라서 철근콘크리트 수평부재의 전단거동을 하나의 간단한 이론으로 정립하는 것은 매우 어려운 일이다.

철근콘크리트 수평부재의 전단거동은 크게 두 가지로 구분할 수 있다. 하중을 받기 전에 단면이 하중을 받은 후에도 평면을 유지한다라는 가정이 성립하는 구간과 이 가정이 성립되지 않는 구간의 전단거동으로 나눌 수 있다. 전자의 경우, 보의 평면 이론을 주장한 Bernoulli의 첫 글자를 따서 B-영역(B-region)이라고 한다. 후자의 경우, 응력교란구간(disturbed region) 또는 응력불연속구역(discontinuity region)으로 영어 단어의 첫 글자를 따서 D-영역(D-region)이라고 부르며, 이 구간은 구조설계자의 경험적 설계방법이나 스트럿-타이 모델(strut-tie model)을 적용할 수 있다. 본 연구에서는 PC 슬래브 댄단부를 응력교란구간으로 판단하여 스트럿-타이 모델을 사용하여 PC 슬래브 댄단부를 전단설계하였다.

### 2.3.1 스트럿-타이 모델

스트럿-타이 모델은 응력교란이 심한 구간에서 설계와 해석에 일반적으로 사용된다. 본 연구에서 PC 슬래브 댄단부의 스트럿-타이 모델은 Fig. 2.6과 같이 구성하였다. Fig. 2.6에서 점선은 압축력, 실선은 인장력을 의미하고 선 위의 값들은 해당 요소에 작용되는 하중의 크기를 의미한다.

스트럿-타이 모델에 따르면, 반력  $R$ 에 의한 절곡부 모서리에서의 사인장 파괴방지를 위해서는 BC부재에 지점 반력과 동일한 크기( $R$ )의 인장력 저항요소가 반드시 필요함을 알 수 있다. 스트럿-타이 모델을 이용한 댄단부 설계절차는 다음과 같다.



### 2.3.2 댄단부 설계

본 연구에서는 스트럿-타이 모델을 참고하여 PCI design handbook(PCI 2017)에서 제시하고 있는 댄단부 설계 기준을 참고하여 BC부재의 인장력에 저항할 수 있는 인장철근을 배치하고자하였다.

PCI design handbook에서는 Fig. 2.5와 같이 댄단부 접합부에서 발생 가능한 5가지 균열 형태와 요구되는 철근에 대하여 나타내었다. (1)돌출부의 휨과 인장력, (2)직접전단, (3)모서리 사인장균열, (4)돌출부의 사인장균열, (5)일반적인 사인장균열

본 연구에서는 실험체 제작의 시공성과 경제성을 고려하여 (1)돌출부의 휨과 인장력과 (3)모서리 사인장 균열에 대한 부분만을 고려하여 실험체 설계를 하였다. 아래 식 (2.11)과 (2.12)를 사용하여 Fig. 2.7와 같이 수직철근과 수평철근을 배근하였다.

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} [V_u (\frac{a}{d})] \quad (2.11)$$

$$A_{sh} = \frac{1}{\phi f_y} V_u \quad (2.12)$$

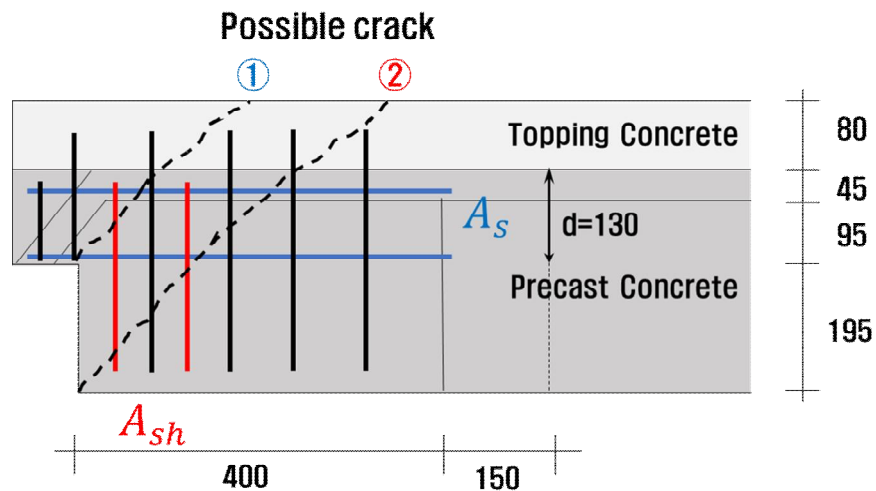


Fig. 2.7. PCI for Dapped End of Specimens



### III. 시공단계 PC 리브 슬래브의 휨강도

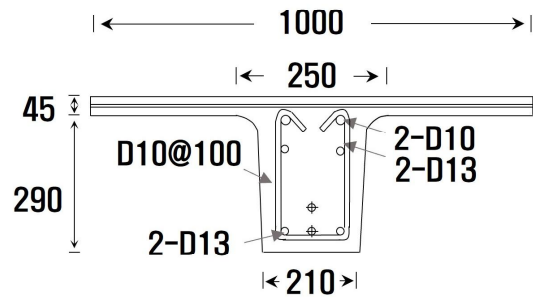
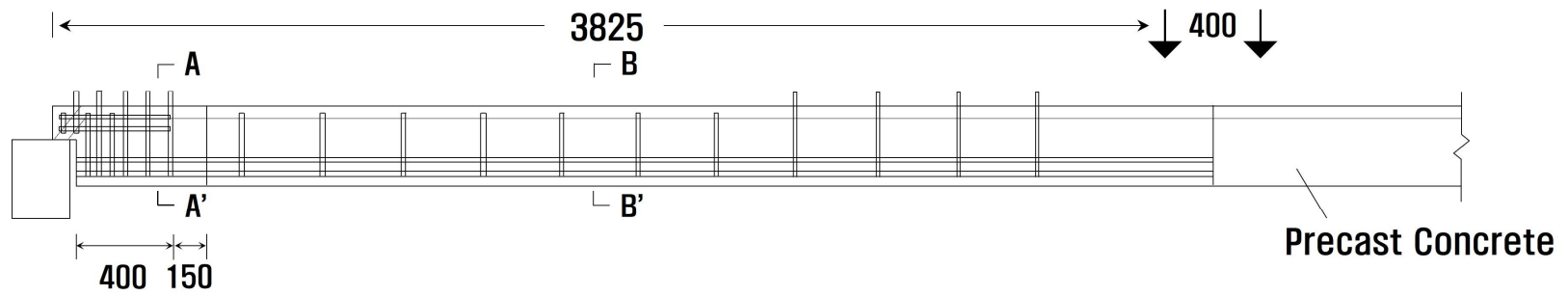
#### 3.1 실험계획

##### 3.1.1 실험 변수

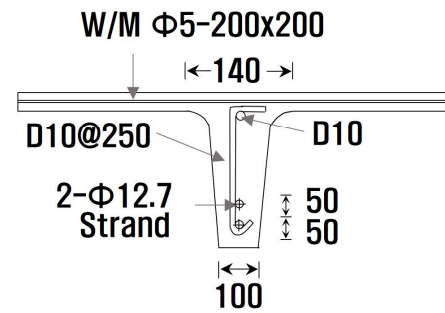
시공단계에서 PC 슬래브의 구조성능을 살펴보기 위하여 총 3개의 실험체에 대하여 단순지지 슬래브의 단조가력 실험을 수행하였다. 주요 실험변수로는 슬래브 댁단부 형상(DRS와 DHS), 댁단부 전단보강 여부, 휨철근비를 고려하였다.

첫 번째로 댁단부 형상과 댁단부 구간에서 전단보강 여부는 Fig. 3.1와 같이 총 3가지 실험체로 구성하였다. 슬래브 댁단부 형상은 DRS, DHS를 고려하였다. 실험체 상세는 Fig. 3.1와 같이 총 3가지로 구성하였다. DRS 실험체는 댁단부 전단 저항 확보를 위해 Fig. 3.1(a)와 같이 댁단부 크기를 확대하고 시공단계에서도 단부 전단에 저항하기 위하여 U형 스테럽 2가닥을 PC 슬래브 내에 정착시켰다. 슬래브 전단철근으로 사용한 J형 전단보강근도 PC 슬래브 내에 정착시켰다. 반면 DHS 실험체는 댁단부에서 하중전달 경로상 불필요한 PC 영역을 삭제하여 PC 슬래브 크기를 최적화하였다. Fig. 3.1(b), (c)와 같이 시공단계에서 단부 전단철근이 배근 전이므로 보강하지 않았다.

두 번째 변수로 휨 철근비(2- $\phi$ 12.7 혹은 3- $\phi$ 12.7 강연선)를 고려하였다. 휨 철근으로 사용된 강연선은 1,860 MPa급으로 12.7 mm 7연선 강선(SWPC7BL)을 사용하였다. 전단경간비에 따라 실험체에 2단 혹은 3단으로 강연선을 배치하였다.



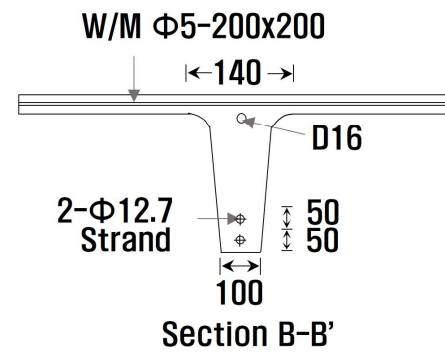
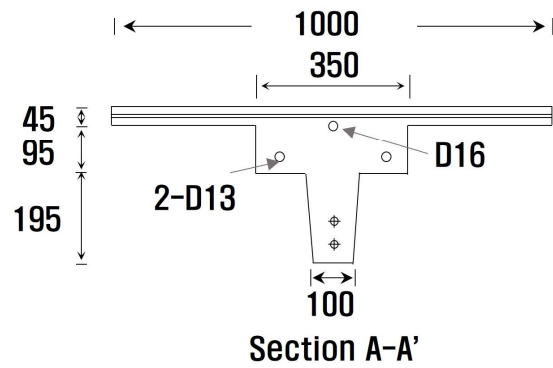
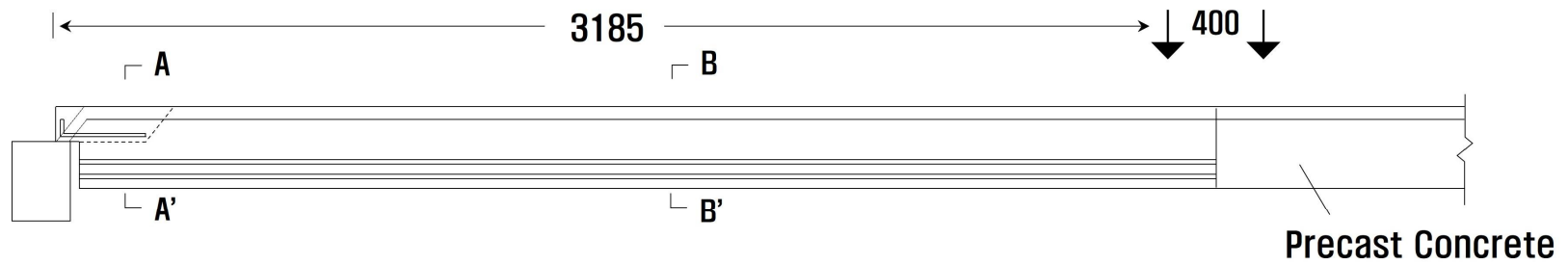
Section A-A'



Section B-B'

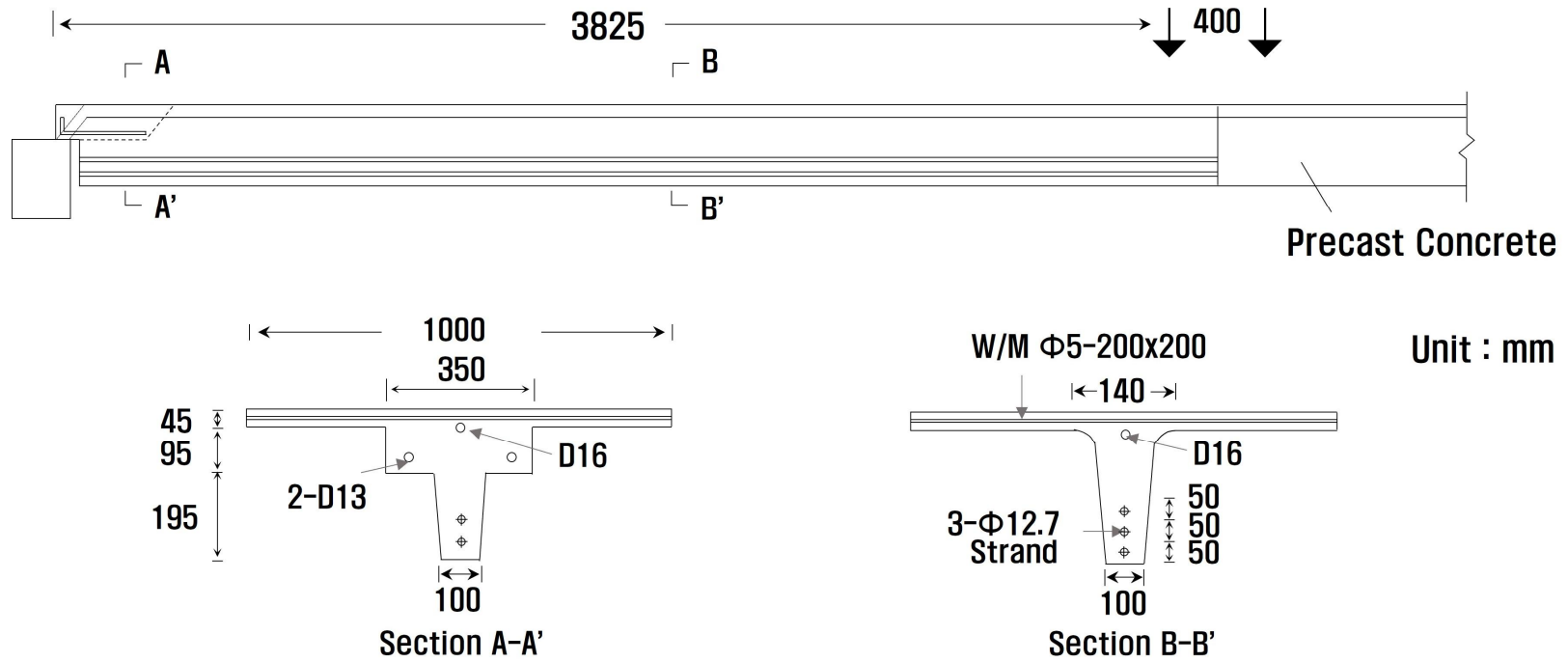
Unit : mm

(a) DRS-F



Unit : mm

(b) DHS-F1



(c) DHS-F2

Fig. 3.1. Details of PC slab specimens with dapped ends

### 3.1.2 재료강도

프리캐스트 콘크리트의 배합은 Table 3.1과 같다. 공칭강도는 40 MPa 콘크리트를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준에 따라 100 mm × 200 mm로 제작하였다. 콘크리트 공시체 별 강도는 Table 3.2와 같다. 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축강도를 평가하여 평균강도를 산정하였다. 공시체 실험은 실험일에 맞춰 3개씩 수행하여 평균값을 사용하였다. 실험체 강도 예측시 사용된 콘크리트 강도는 실험 당일 공시체 강도값을 사용하였다.

실험체에 사용된 철근과 강연선의 재료강도는 Table 3.3와 같다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시편을 제작하여 KS B 0802에 따라 시험을 수행하였다. 전단보강철근으로 사용된 D10철근의 항복강도는 528 MPa를 나타냈고, D13과 D16철근의 항복강도는 460 MPa와 528 MPa를 나타냈다. 강연선은 명확한 항복점이 없기 때문에 0.2% 오프셋방법을 사용하여 항복응력과 변형률을 정의하였다.

**Table 3.1** Mixture proportions of concrete

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight (kg/m <sup>3</sup> )				
		W	C	S	G	SP
40	34.6	166	480	720	993	3.84

**Table 3.2** Test strength of concrete

Specimen	Nominal strength	Test strength (kN)			
		1	2	3	Average
DRS	40	44.0	42.0	41.0	42.0
DHS-F1	40	38.4	38.7	37.5	38.2
DHS-F2					

**Table 3.3** Material properties of re-bars and strand

Type		Size	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$	$E_s$ (GPa)
Re-bars	SD 400	D10	528	0.0029	182
	SD 400	D13	460	0.0024	192
	SD 400	D16	528	0.0028	189
Strand	1860 MPa	$\phi$ 12.7	1773	0.0083	214
Wire mesh		$\phi$ 5	559	–	–
Lattice bar		$\phi$ 4	550	–	–

### 3.1.3 실험체 설계

시공하중 단계에서 단순지지 상태인 PC 슬래브로 설계하였다. 현장 타설 콘크리트가 타설되기 전의 PC 슬래브로는 Fig. 3.1와 같이 웨브 하단부에  $\phi 12.7$ 강연선 2가닥 혹은 3가닥을, 상부 플랜지에는 D16 철근과 와이어 매쉬를, 댁단부 하부는 휨철근 2-D13을 배근하였다. 전단저항을 위해 DHS 실험체에 사용되는 래티스(Lattice) 철근과 스테럽은 시공단계에서는 상부 현장타설 콘크리트에 정착되지 않기 때문에 PC 슬래브 실험체 제작 시 제외하였다. 댁단부가 보강된 DRS 실험체는 추가 보강된 U형/J형 스테럽과 상부 현장타설 콘크리트에 정착되는 모든 전단 철근도 함께 배근하여 실험체를 제작하였다.

단면형상은 Fig. 3.1와 같이 중앙부 T형 단면에서 댁단부로 갈수록 형상이 달라진다. PC 슬래브 중앙 리브 단면의 경우 T형으로 플랜지 폭은 1,000 mm이고 깊이는 45 mm이며, 웨브 깊이는 290 mm이고 폭은 상부 140 mm, 하부 100 mm로 아래로 좁아지는 형상이다. DRS 실험체 댁단부 단면의 경우 T형으로 플랜지 폭과 깊이는 중앙과 동일하고 웨브 깊이는 290 mm이고 스테럽 철근 배근 공간 확보를 위해 폭은 상부 250 mm, 하부 100 mm로 아래로 좁아지는 형상이다. DHS 실험체의 경우 폭 350 mm인 플랜지의 깊이가 95 mm로 증가하였다. 현장 타설 콘크리트 깊이는 80 mm로 본 실험의 시공단계 실험체에서는 제외하였다.

### 3.1.4 실험체 제작

PC 슬래브 실험체 제작 시 철재 거푸집을 사용하였고, 철근과 강연선을 거푸집에 조립한 뒤, 사용된 강연선은 극한강도의 65%까지 인장력을 가하였고, 40 MPa 콘크리트를 타설 후 콘크리트 압축강도가 설계압축강도의 75% 이상이 되었을 때 강연선을 절단하였다. 타설된 콘크리트는 증기양생을 하였다. 압축강도 시험 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설 및 양생하였다.





(1) Arrangement of strand



(2) Pre-tension



(3) Arrangement of re-bar



(4) Cast in Precast concrete



(5) Produce specimens



(6) Concrete curing

Fig. 3.2. Procedure for manufacture of simply supported condition Precast slabs

### 3.1.5 실험체 세팅

PC 슬래브 실험체는 Fig. 3.3와 같이 실제 현장에서의 상황과 유사하도록 양쪽 철물 위에 실험체를 올려놓고 단순지지 중앙부 2점 가력을 수행하였다. 가력은 최대 변위 250 mm의 액추에이터(Actuator)를 사용하여 변위 제어를 하였다. 측정방법으로는 로드셀을 이용하여 2점 가력 힘을 측정하였고 하중은 변위 제어법을 사용하여 항복 이후 연성을 확인하였다. 보 중앙부의 처짐과 곡률을 측정하기 위해 LVDT를 가력점 아래에 설치하였다. 강연선과 철근에 변형률 게이지를 부착하여 휨항복 여부를 판단하였다. 균열 양상을 살펴보기 위해 실험을 진행하면서 균열 발생시 수성 매직을 이용하여 표시하였고, 세밀한 분석을 위해 동영상 촬영과 사진 촬영을 하여 자료를 기록하였다.

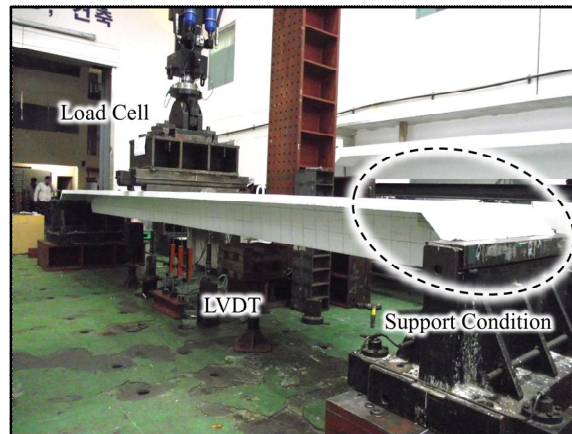
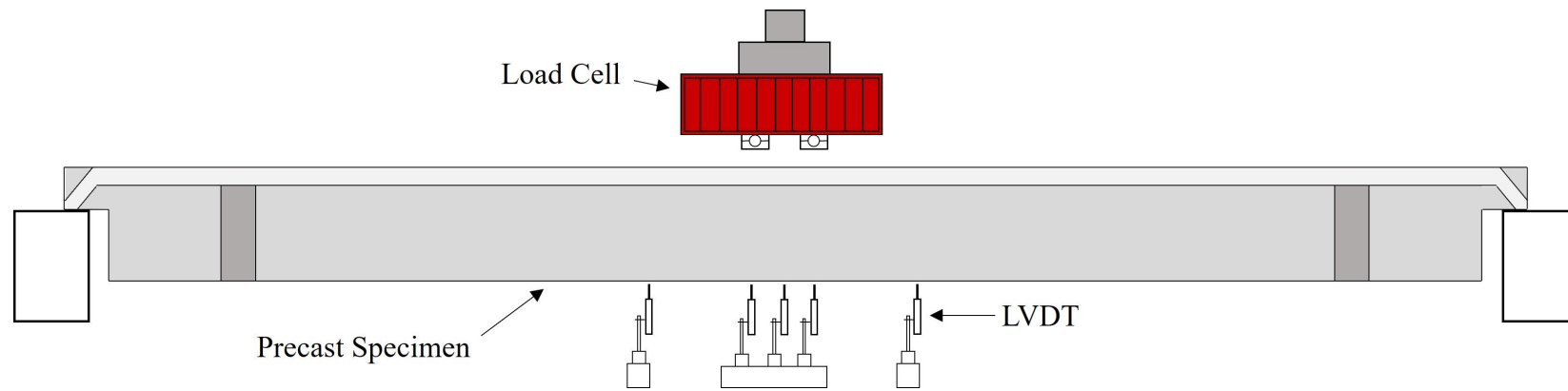


Fig. 3.3. Specimens setting

### 3.1.6 실험체 강도 예측

재료시험 결과를 반영하여 실험체의 예상강도를 Table 3.3에 나타냈다. PC 슬래브의 휨성능은 다음 식(3.1)을 사용하였다.

$$M_n = \left\{ A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right\} \quad (3.1)$$

여기서,  $A_{ps}$ 는 긴장재의 단면적( $\text{mm}^2$ ),  $f_{ps}$ 는 긴장재의 인장응력(MPa),  $d_p$ 는 압축연단에서 긴장재 도심까지 거리(mm),  $a$ 는 등가직사각형 응력블록의 깊이(mm),  $A_s$ 는 슬래브의 인장 철근량( $\text{mm}^2$ ),  $f_y$ 는 철근의 항복강도(MPa)이다.

DRS 실험체의 댄단부 전단설계는 Fig. 2.7과 같이 PCI 기준(PCI 2017)을 사용하여 철근을 배근하였다. 식(3.2)은 돌출부의 휨 설계식으로 코벨설계와 유사한 방법이다. 식(3.3)은 절곡부 모서리 사인장 균열에 저항하는 소요 철근량을 나타낸다. 직접 전단과 돌출부의 사인장 균열 저항을 위한 철근은 PCI 기준을 참고하였다.

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} V_u \left( \frac{a}{d} \right) \quad (3.2)$$

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y} \quad (3.3)$$

여기서,  $V_u$ 는 요구 전단강도(N)이고,  $a$ 는 전단경간(mm)이고,  $A_s$ 는 댄단부의 휨철근 면적( $\text{mm}^2$ )이고,  $A_{sh}$ 는 모서리 사인장균열에 저항하는 전단철근 면적( $\text{mm}^2$ )이고,  $\phi$ 는 강도감소계수이다.

**Table 3.4** Comparison of predicted and test strength for specimens

Specimens		$f_{ck}$ (MPa)	Predicted flexural strength			Test strength (kN)			$\frac{P_{test}}{P_{pred}}$
			$f_{ps}$ (MPa)	$M_n$ (kN·m)	$V_m$ (MPa)	$P_{test}$	$V_{test}$	<i>Failure mode</i>	
Flexural test	DRS-F	42.0	1665	84.2	22.0	47.5	23.7	Flexural yielding	1.08
	DHS-F1	38.2	1653	83.5	26.2	57.8	28.9	Flexural yielding	1.10
	DHS-F2	38.2	1517	102.8	26.9	59.4	29.7	Flexural yielding	1.11

1)  $V_m$  : Applied load at flexural yielding  $M_n$  at center of slabs

## 3.2 실험결과

PC 슬래브의 휨 성능을 분석하기 위하여 실험체의 하중-변위 관계와 최종 파괴양상을 3.2.1~3.2.3에 나타냈다. 최대하중( $P_{max}$ )는 노란색 원형으로 표시하였고, 현행기준으로 예측한 휨강도는 검정색 파선으로 표시하였다(Table 3.3의  $V_m$ ).

### 3.2.1 DRS-F

시공단계에서 댁단부가 보강된 DRS-F 실험체의 하중-변위 관계는 Fig. 3.4와 같다. 최대강도( $P_{test}$ )는 47.5 kN으로 측정되었고, 휨 항복 예상 강도  $P_{pred}$ 는 44 kN보다 약 8% 크게 나타났다(Table 3.3 참조). 휨 항복강도  $M_n$ 은 실제 재료강도(콘크리트, 강연선, 철근)를 사용하여 계산하였다. 전단경간 거리( $a=3825$  mm)가 같은 DHS-F2 실험체와 하중-변위 곡선을 비교했을 때, DRS-F 실험체가 DHS-F2 실험체보다 초기강성이 약 44% 크게 나타났다. 하지만 최대강도는 DHS-F2 실험체가 DRS-F 실험체보다 25% 크게 나타났다. 초기강성 같은 경우, DRS-F 실험체는 시공단계에서도 댁단부가 전단철근으로 보강되었기 때문에 초기강성에서 DHS-F2 실험체보다 높게 나타난 것으로 예상된다. 또한 두 실험체는 전단경간비와 스패 길이는 동일하지만, DHS-F2 실험체가 DRS-F 실험체보다 휨철근비가 높기 때문에 최대강도에서 차이가 보인 것이라고 예상된다.

댁단부가 전단철근으로 보강된 DRS-F 실험체의 파괴 메커니즘과 최종파괴 양상을 Fig. 3.7에 나타냈다. 10~20 kN에서 리브 중앙부에서 초기 휨 균열이 발생하였고, 20~40 kN에서 휨 균열이 중립축까지 진전한 후 댁단부 미세 균열이 발생되면서 최종적으로 휨균열 파괴(Flexural cracking failure)가 발생하였다. 댁단부가 전단철근으로 보강되지 않은 DHS-F1,F2 실험체 보다 균열폭이 작게 나타났다. 이와같은 이유는 댁단부 구간에서 전단철근으로 보강되었기 때문에 DHS-F1,F2 실험체에 비해 연성적으로 거동한 것으로 예상된다.

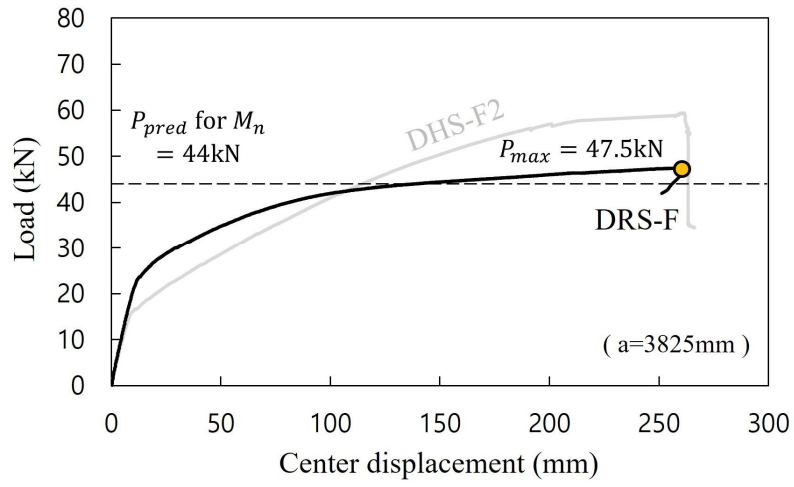


Fig. 3.4. Load-Displacement relationship of DRS-F specimen

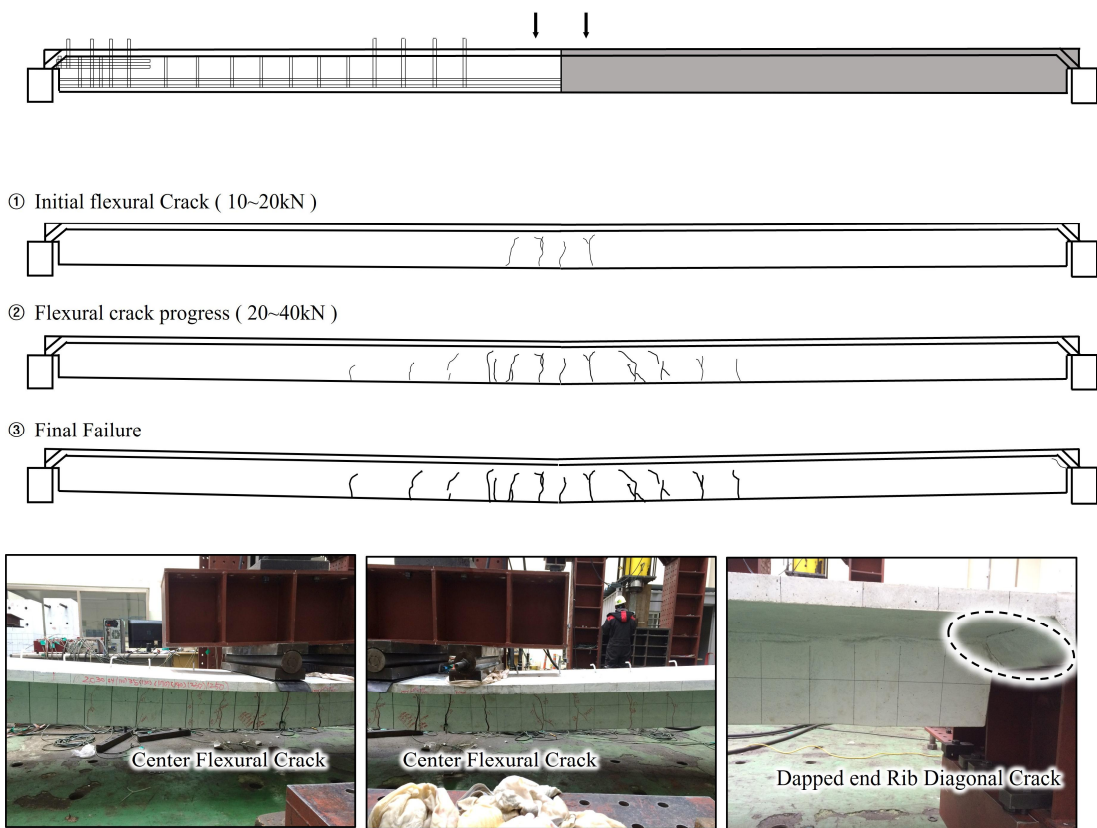


Fig. 3.5. Final failure of DRS-F specimen

### 3.2.2 DHS-F1

DHS-F1 실험체는 DRS-F 실험체와 마찬가지로 댄단부 파괴없이 슬래브 중앙부에서 휨균열과 함께 연성적인 휨파괴거동을 보였고, 최대강도( $P_{test}$ )는 57.8 kN로 나타났고, 휨항복 예상강도  $P_{pred}$ (52.4 kN)보다 약 10%크게 나타났다(Table 3.3참조). 여기서, 휨 항복강도  $M_n$ 은 식(3.1)과 실제 재료강도(콘크리트, 강연선, 철근)를 사용하여 계산하였다. 휨철근비가 동일한 DRS-F 실험체와 비교했을 때, DHS-F1 실험체의 초기강성은 약 2배 정도 낮은 강도를 보였다. 최대강도에서는 DHS-F1 실험체가 약 22% 크게 나타났다. 초기강성과 최대강도에서의 차이는 댄단부 구간에서 전단철근 보강 유,무와 전단경간 길이에 따른 차이로 보인다.

댄단부가 전단철근으로 보강되지 않은 DHS-F1 실험체의 파괴 메커니즘과 최종파괴양상을 Fig. 3.7에 나타냈다. 10~20 kN에서 리브 중앙부에서 초기 휨 균열이 발생하였고, 20~40 kN에서 초기 발생했던 휨 균열 폭이 지속적으로 증가하였고, 최종적으로 휨균열 파괴(Flexural cracking failure)가 발생하였다. DHS-F2 실험체 보다 휨균열의 간격이 넓고 균열 폭은 작게 나타났다.



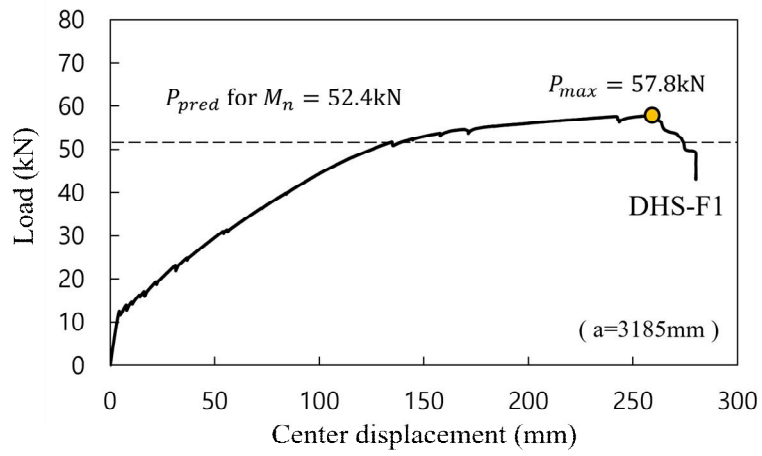


Fig. 3.6. Load-Displacement relationship of DHS-F1 specimen

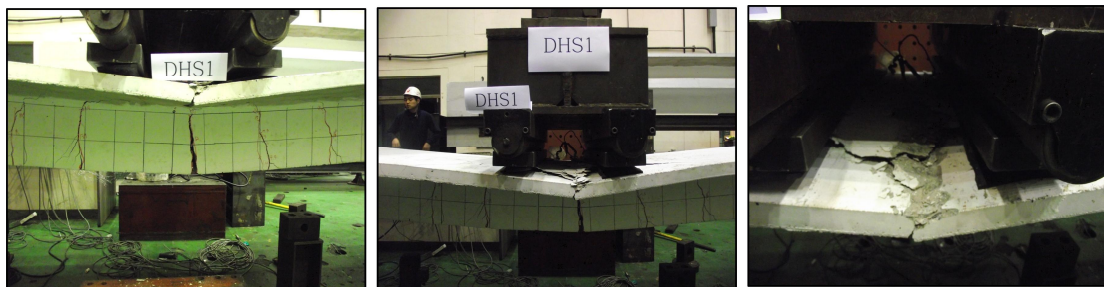
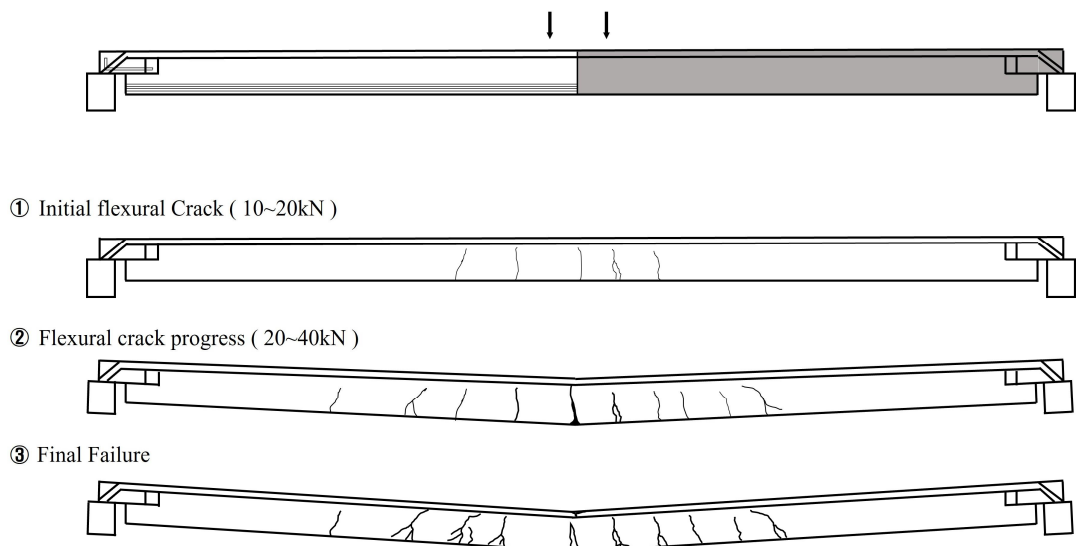


Fig. 3.7. Final failure of DHS-F1 specimen

### 3.2.3 DHS-F2

DHS-F2 실험체는 DRS-F 실험체와 마찬가지로 댁단부 파괴없이 슬래브 중앙부에서 휨균열과 함께 연성적인 휨파괴거동을 보였고, 최대강도( $P_{test}$ )는 59.4 kN으로 휨항복 예상강도  $P_{pred}$ (53.8 kN)보다 약 10%크게 나타났다(Table 3.3참조). 여기서, 휨 항복강도  $M_n$ 은 식(3.1)과 실제 재료강도(콘크리트, 강연선, 철근)를 사용하여 계산하였다. 댁단부 형상이 같은 실험체인 DHS-F1과 비교했을 때, 초기강성과 최대강도가 비슷한 양상을 보였다. 전단경간길이가 같은 DRS-F 실험체와 비교했을 때, DHS-F2 실험체의 초기강성은 약 44% 낮은 강도를 보였다. 최대강도에서는 DHS-F2 실험체가 25% 크게 나타났다. 초기강성과 최대강도에서의 차이는 댁단부 구간에서 전단철근 보강 유, 무와 휨철근비에 따른 차이로 보인다.

댁단부가 전단철근으로 보강되지 않은 DHS-F2 실험체의 파괴 메커니즘을 Fig. 3.9에 나타냈다. 10~20 kN에서 리브 중앙부에서 초기 휨 균열이 발생하였고, 20~40 kN에서 초기 발생했던 휨 균열 폭이 지속적으로 증가하였고, 중앙 리브를 중심으로 다수의 미세균열이 발생하였다. 최종적으로 휨균열 파괴(Flexural cracking failure)가 발생하였다. DHS-F1 실험체 보다 휨균열의 간격이 촘촘하고 균열 폭은 크게 나타났다.

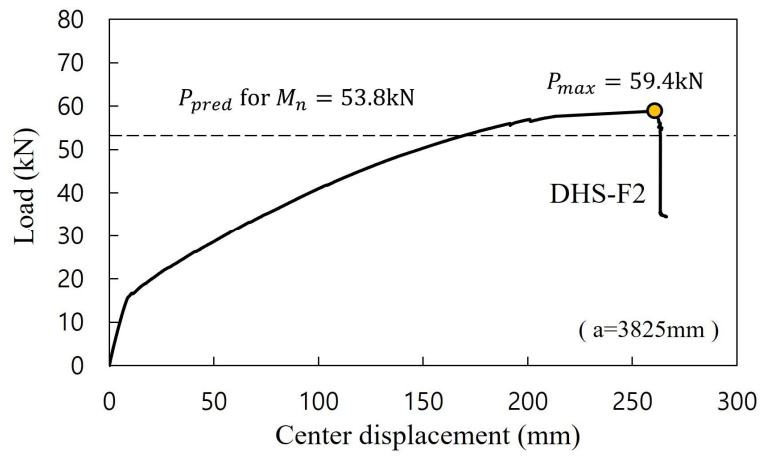


Fig. 3.8. Load-Displacement relationship of DHS-F2 specimen

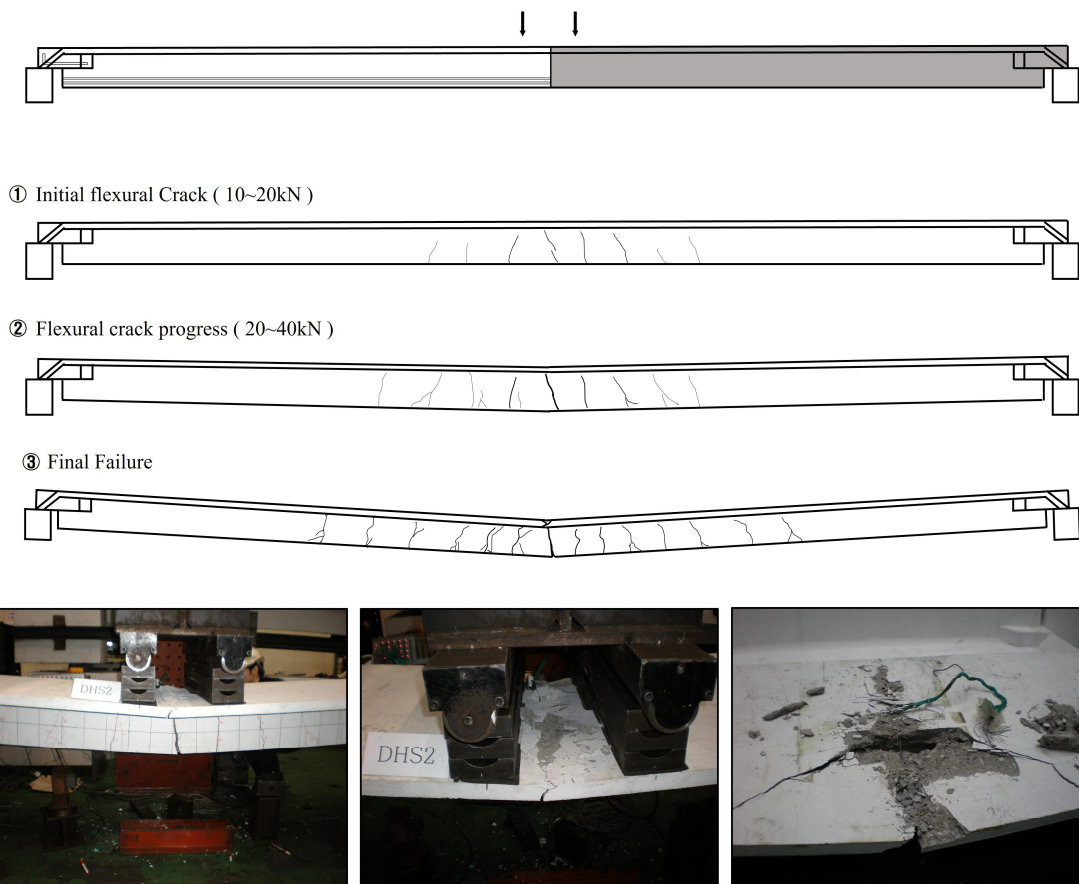


Fig. 3.9. Final failure of DHS-F2 specimen

### 3.2.4 철근변형률(강연선)

PC 슬래브의 휨항복 여부를 확인하기 위해 Fig. 3.10(a)와 같이 2 mm 폭의 철근 변형률 게이지를 최외각 강연선(7연선) 7가닥 중 2가닥에 부착하였다. 실험체 별 강연선 변형률 측정결과는 Fig. 3.10에 나타났다. 수직 점선은 강연선의 항복 변형률을 나타낸다. 여기서, 항복 변형률  $\epsilon_{ys}$ 은 프리스트레스에 의한 강연선 변형률과 단실손실에 의한 변형률 손실을 고려하여  $\epsilon_{ys} = \epsilon_y - 0.65\epsilon_y + 0.1\epsilon_y = 0.45\epsilon_y (= 0.0037 \text{ mm/mm})$ 로 산정하였다.

DRS 실험체의 강연선은 항복변형률의 80%까지 도달한 이후 다시 감소하였다. 이는 휨 균열이 게이지가 위치한 곳을 관통하면서 게이지에 손상을 입힌 것으로 보인다.

DHS-F1의 강연선은 항복변형률에 도달한 이후에도 변형률이 계속 증가하였으나, DHS-F2의 강연선은 항복변형률에 도달한 이후 변형률이 다시 감소하는 양상을 보였다. DHS 실험체 역시 휨균열이 게이지를 손상시킨 것으로 보인다.

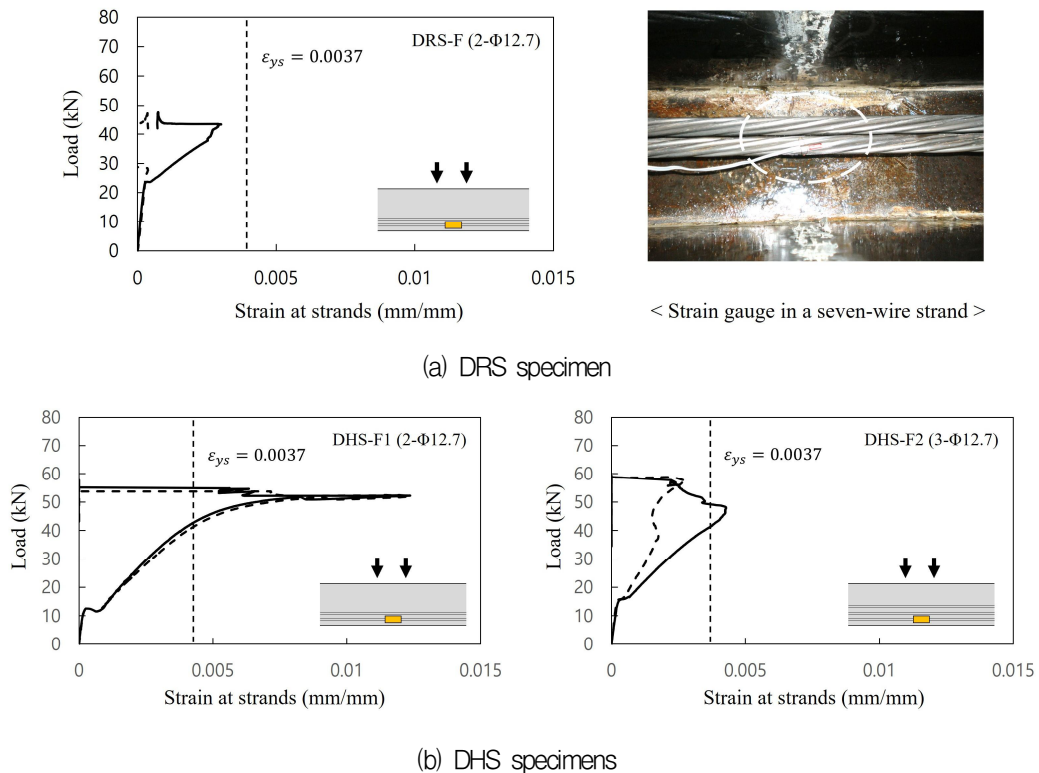


Fig. 3.10. Measured strains in prestressing strands

### 3.3 예상강도와 비교

PC 슬래브의 휨성능을 평가하기 위하여 현행 설계기준으로 예측한 강도와 실험결과를 비교하였다(Table 3.3 참조). T형 슬래브의 휨 저항능력  $M_n$ 은 식(3.1)으로 계산하였다. 긴장재의 인장응력  $f_{ps}$ 는 현행설계기준(KCI2017)에 있는 다음 식(3.4)을 사용하였다.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \right] \quad (3.4)$$

여기서,  $f_{pu}$ 는 긴장재의 설계기준인장강도 (MPa),  $\gamma_p$ 는 긴장재의 종류에 따른 계수,  $\beta_1$ 는 등가 직사각형 압축응력 블록의 깊이를 나타내는 계수,  $\rho_p$ 는 긴장재 비,  $\omega$ 는 인장철근의 강재지수( $\rho f_y/f_{ck}$ ),  $\omega'$ 는 압축철근의 강재지수( $\rho' f_y/f_{ck}$ )를 나타낸다.

DRS와 DHS 실험체의 휨강도비는  $M_{test}/M_n (=P_{test}/P_m)$ 는 1.08~1.11로 현행설계기준이 안전측으로 예측하였다(Table 3.3 참조).

### 3.4 소결

3장에서는 새로운 더블티 슬래브 시스템(DRS, DHS)의 휨 실험을 통해 시공 중 구조 안전성을 평가하였다. 구조 실험을 통한 결론은 다음과 같다.

1) 댄단부 구간에서 전단철근이 보강된 실험체와 전단철근이 보강되지 않은 실험체는 비슷한 파괴양상을 보였다. 하지만 전단철근이 보강된 DRS 실험체가 전단철근이 보강되지 않은 DHS 실험체 보다 초기강성이 2배 더 크게 나타났다.

2) 전단철근이 보강된 댄단부의 전단성능은 콘크리트와 전단철근의 전단저항성능의 합으로 평가 가능하다. 하지만, 전단철근의 전단저항성능은 철근의 항복응력  $f_y$ 보다 실제 응력  $f_s$ 를 사용하는 것이 합리적이다. 실무에서는 전단철근의 실제 응력  $f_s$ 를 산정하는 것이 어렵기 때문에 댄단부 설계는 스트럿-타이 모델 및 PCI 규준을 참고하여 설계하는 것이 합리적이다.

3) 프리스트레스된 PC 슬래브의 휨 성능은 현행 설계기준인 KCI2017의 휨강도식을 사용하여 안전측으로 평가가 가능하다.

4) 변형된 댄단부를 갖는 PC 슬래브의 시공단계에서의 안전성을 확보하기 위해서는 댄단부의 전단 성능을 반드시 검토하여야한다. 이를 위해서는 댄단부 절곡부 모서리에 인장력에 저항할 수 있도록 전단철근을 배치하여야한다. 전단철근량은 스트럿-타이 모델을 통해 계산할 수 있다. 또한, 시공상의 제약이나 전단철근 상부 콘크리트 미정착으로 인해 전단철근의 배치가 어려울 경우, 댄단부와 웨브가 만나는 영역을 충분히 확보하여야 한다.

## IV. 사용하중상태 PC리브슬래브의 휨강도

### 4.1 실험계획

#### 4.1.1 실험변수

PC 슬래브는 Fig. 4.1(a)와 같이 시공단계에서는 단순지지 상태이지만, 조립 후 현장타설 콘크리트로 일체화 시키면 양단부가 고정된 부정정 구조물이다. 해당 실험에서는 Fig. 4.1(b)와 같이 양단부가 고정된 PC 슬래브를 제작하여 실험을 수행하였다. 주요 실험변수로는 댁단부 형상(DRS와 DHS), 댁단부 전단보강량, 휨 항복시 요구전단력을 고려하였다. DRS는 댁단부 전단저항을 위해 웨브 폭을 확대하였고 U형 스테럽을 보강하였다. DHS는 댁단부에서 하중전달 경로상 불필요한 부분을 제거하여 댁단부를 최소화하였다.

댁단부 형상에 따라 댁단부에서 전단보강량 차이를 보였다. DRS10 실험체는 D10 스테럽 ( $A_{sv} = 856 \text{ mm}^2$ )을, DRS13 실험체는 D13 스테럽 ( $A_{sv} = 1520 \text{ mm}^2$ )을, DHS 실험체는 D10 스테럽과 4강선을 레티스형태( $A_{sv} = 491 \text{ mm}^2$ )로 보강하였다. DRS13 실험체는 휨 항복시 댁단부에 작용하는 전단력의 크기를 증가시키기 위하여 가력점과 지점사이의 거리를 2625 mm로 감소시켰다.

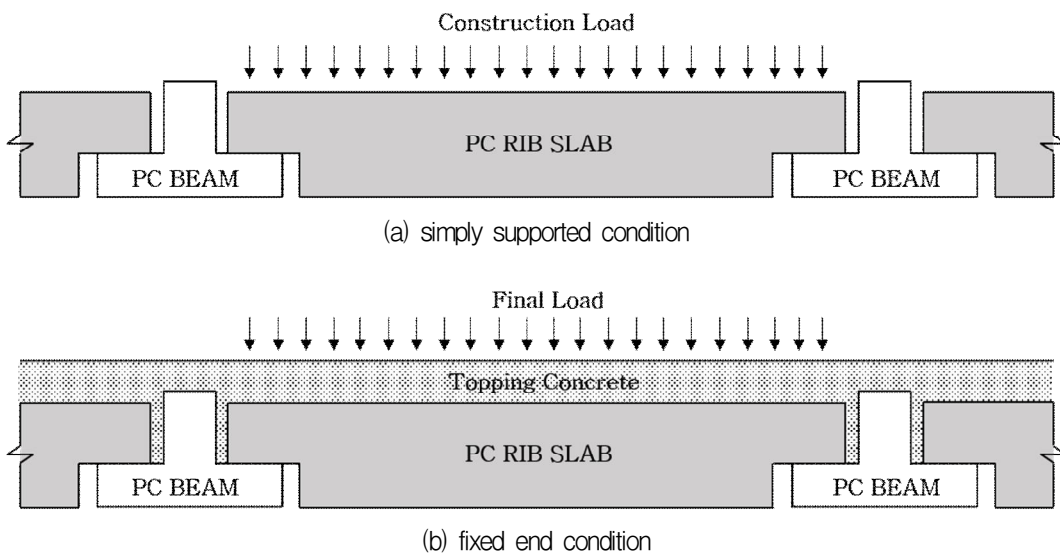
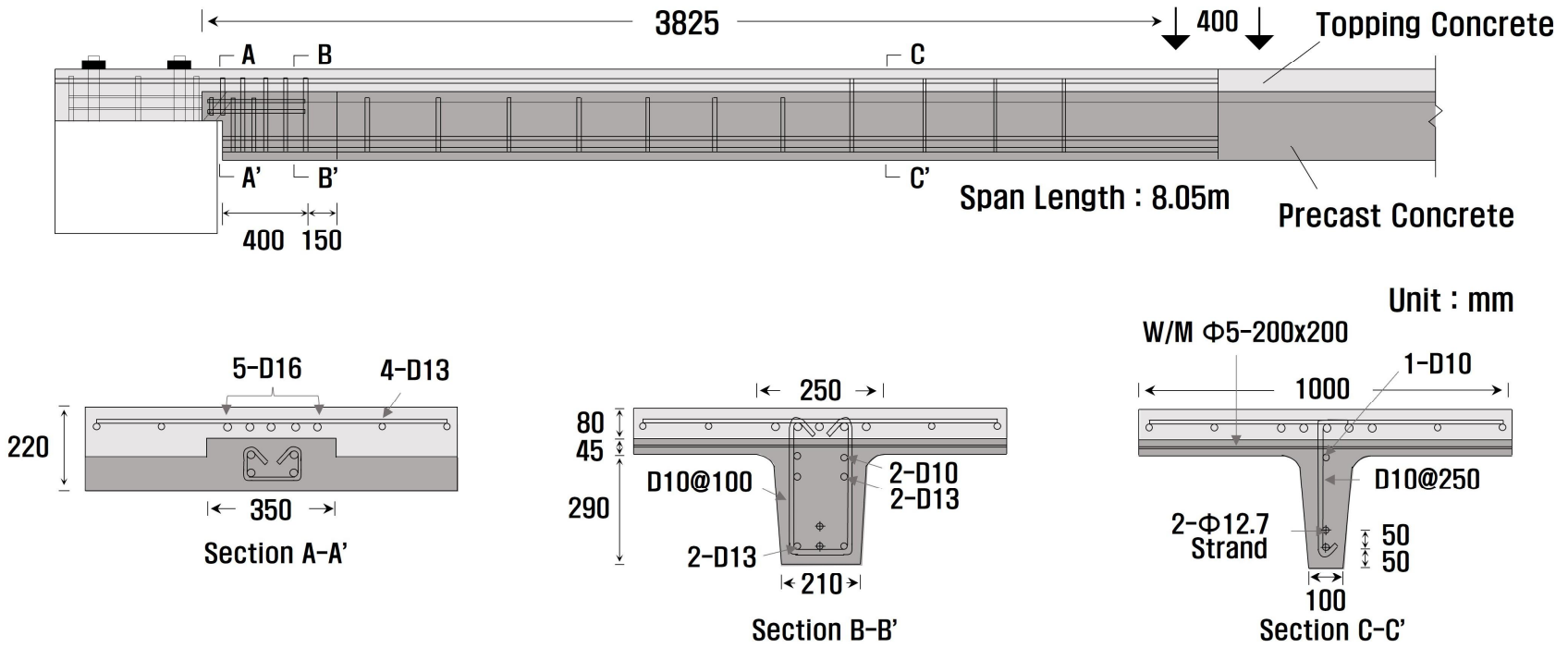
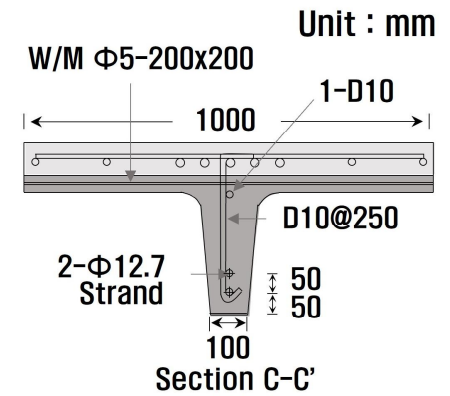
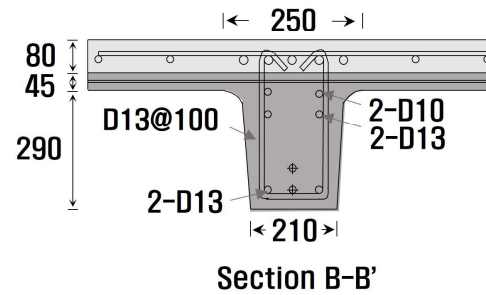
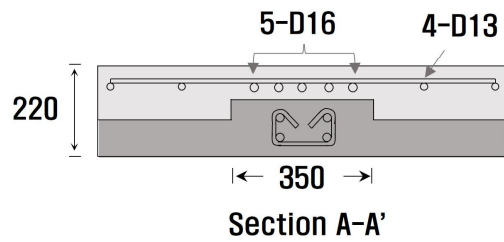
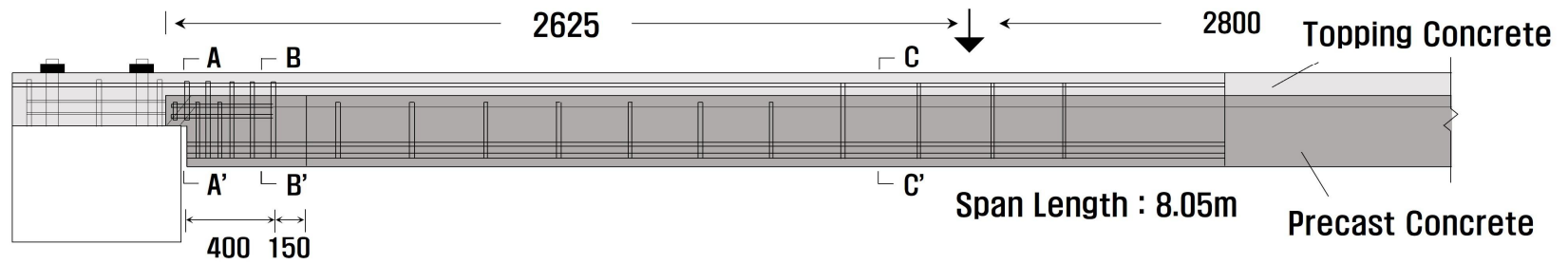


Fig. 4.1. Comparison of simply supported condition and fixed end condition

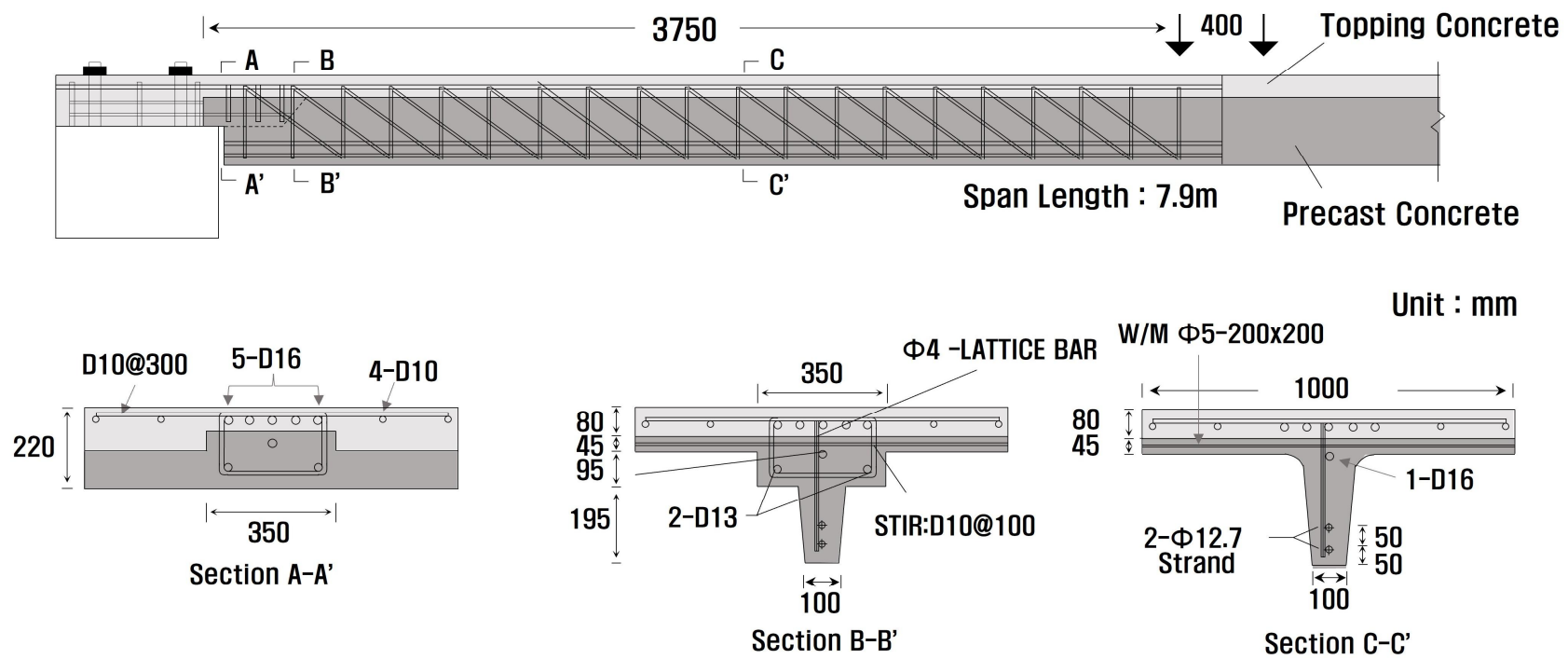


(a) DRS10





(b) DRS13



(c) DHS

Fig. 4.2. Details of PC slab specimens with dapped ends

## 4.1.2 재료강도

프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트의 배합은 Table 4.1과 같다. 프리캐스트 콘크리트의 공칭강도는 40 MPa, 현장타설 콘크리트의 공칭강도는 24 MPa이다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준에 따라 100 mm × 200 mm로 제작하였다. 콘크리트 공시체 별 강도는 Table 4.2와 같다. 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축강도를 평가하여 평균강도를 산정하였다. 공시체 실험은 실험일에 맞춰 3개씩 수행하여 평균값을 사용하였다. 실험체 강도 예측 시 사용된 콘크리트 강도는 실험 당일 공시체 강도값을 사용하였다.

실험체에 사용된 철근과 강연선의 재료강도는 Table 4.3와 같다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위하여 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시편을 제작하여 KS B 0802에 따라 시험을 수행하였다. 전단보강근으로 사용된 D10철근과 D13철근의 항복강도는 각각 528 MPa와 460 MPa를 나타내고, D16철근의 항복강도는 528 MPa를 나타냈다. 강연선은 0.2% 오프셋 방법을 사용하여 항복응력과 변형률을 정의하였다.

**Table 4.1** Mixture proportions of concrete

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight(kg/m <sup>3</sup> )				
		W	C	S	G	SP
24	48.0	165	344	860	968	1.72
40	34.6	166	480	720	993	3.84

**Table 4.2** Test strength of concrete

Specimen	Nominal strength	Test strength(kN)			
		1	2	3	Average
DRS10	24	26.0	25.0	26.0	25.7
	40	53.0	53.0	53.0	53.0
DRS13	24	26.0	25.0	26.0	25.7
	40	53.0	51.0	51.0	52.0
DHS	24	30	29	28.6	29.2
	40	47.7	43.3	43.9	45.0

**Table 4.3** Material Properties of re-bars and strand

Type		Size	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$	$E_s$ (GPa)
Re-bars	SD 400	D10	528	0.0029	182
	SD 400	D13	460	0.0024	192
	SD 400	D16	528	0.0028	189
Strand	1860 MPa	$\phi$ 12.7	1773	0.0083	214
Wire Mesh		$\phi$ 5	559	-	-
Lattice bar		$\phi$ 4	550	-	-

### 4.1.3 실험체 설계

단면형상은 Fig. 4.2와 같이 중앙부 T형 단면 (C-C')에서 댁단부(A-A')로 갈수록 단면형상이 달라진다. PC 슬래브의 중앙 Rib 단면의 경우 T형으로 (C-C'), 플랜지 폭은 1000 mm이고 깊이는 45 mm이며, 웨브 깊이는 290 mm이고, 폭은 상부 140 mm, 하부 100 mm로 아래로 갈수록 좁아지는 형상이다. 댁단부(B-B')는 DRS의 경우 웨브 폭이 상부 250 mm, 하부 210 mm로 감소하고, DHS의 경우 폭 350 mm인 플랜지 깊이가 95 mm로 증가한다. 현장타설 콘크리트 깊이는 80 mm이다.

PC 슬래브는 휨에 저항하기 위해 웨브 하단부에  $\phi 12.7$  강연선 2가닥을 50 mm 간격으로 배치하였다. 상부 플랜지에는 D16 철근과 와이어 매쉬를 배근하였다. 상부 현장타설 콘크리트부에는 단부 부모멘트 저항을 위해 5-D16철근과 4-D13 철근이 배근되었다.

전단보강철근은 DRS와 DHS실험체가 서로 차이를 보였다. DRS 실험체는 댁단부 전단보강을 위해 D10 또는 D13 스티럽을 6개 사용하였다. 스티럽 2개는 시공단계에서 댁단부 전단저항을 위해 PC 슬래브 플랜지에 정착되었고, 스티럽 4개는 사용단계에서 댁단부 전단저항을 위해 상부 슬래브철근에 정착되었다. 중앙부 전단저항을 위해서는 D10 J형 스티럽을 사용하여 PC 슬래브 플랜지 철근 혹은 상부 슬래브 철근에 정착시켰다. DHS 실험체는 댁단부 전단보강을 위해 D10 스티럽 3개와  $\phi 4$  래티스 철근을 사용하였다. 래티스 철근은 중앙부까지 이어지도록 제작하였고, 2개를 서로 교차시켜 배치하였다.

#### 4.1.4 실험체 제작

실험체 제작은 995 mm × 995 mm × 675 mm 크기의 PC 보 위에 PC 슬래브를 올린 후 현장타설 콘크리트로 타설하였다. PC 보는 실험동 바닥과 연결할 수 있도록 4개의 원형관을 매입하여 제작하였다. PC 슬래브는 철재 거푸집을 사용하여 철근과 강연선을 배근하여 제작하였고, 프리텐션방법으로 강연선에 프리스트레싱 하중을 가하였다. 강연선은 극한강도 65%까지 인장력을 가한 후, PC 콘크리트(40 MPa) 타설 후 설계압축강도 75%이상 되었을 때 강연선을 절단하였다. PC 콘크리트 증기 양생 후 제작 된 PC 보 위에 PC 슬래브를 양중 설치하였다. 철재 거푸집을 사용하여 상부철근을 배근하였고, 현장타설콘크리트(24 MPa)를 타설하였다. 타설된 콘크리트는 증기양생 하였다. 압축강도 시험 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설 및 양생하였다.



(1) Arrangement of re-bar in dapped end



(2) Arrangement of re-bar



(3) Pre-Tension



(4) Cast in Precast concrete



(5) Lift PC slabs on Beam



(6) Arrangement of re-bar in topping concrete



(7) Cast in topping concrete and curing



(8) Produce PC & Topping specimens

Fig. 4.3. Procedure for manufacture of Fixed ends supported condition Pre-Cast slabs

#### 4.1.5 실험체 세팅

PC 슬래브 실험체는 양단부가 고정된 부정정구조물 상태를 모사하기 위해 Fig. 4.4와 같이 단부에 각각 4개의 강봉으로 PC 보와 실험동 바닥을 고정하였다. 강연선과 철근에 변형률 게이지를 부착하여 휨 항복 여부를 판단하였다.

실험체는 양단부가 고정된 상태에서 슬래브 중앙부에 2점 단조가력을 하였다. 하중은 변위 제어법을 사용하여 항복 이후 연성능력을 확인하였다. 양단고정 슬래브는 부정정구조물이므로 1차 항복 이후에도 추가적으로 하중이 증가하기 때문에 액츄에이터 최대 스트로크인까지 실험이 수행되었다.



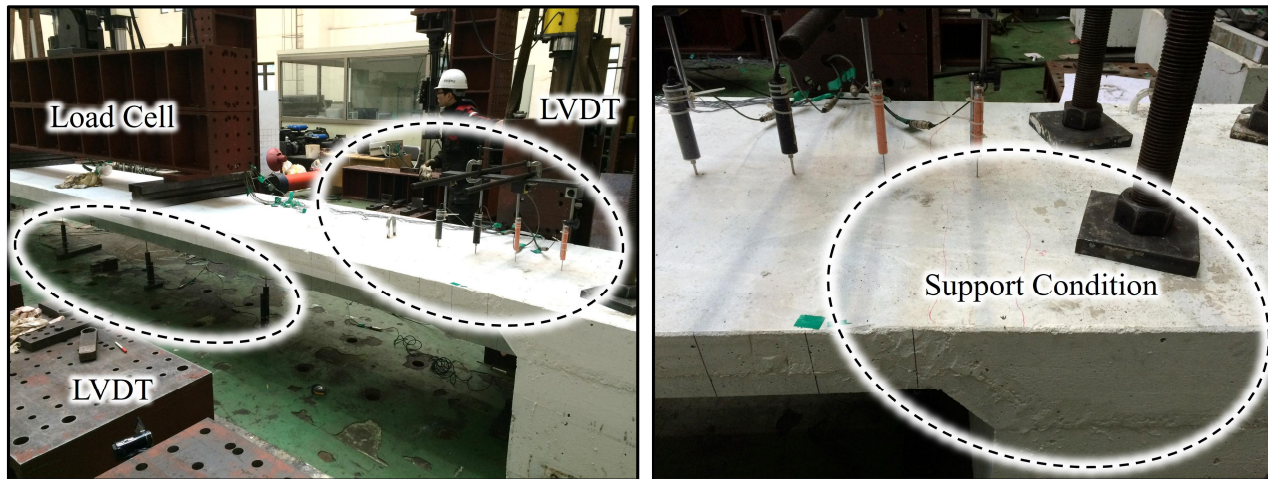
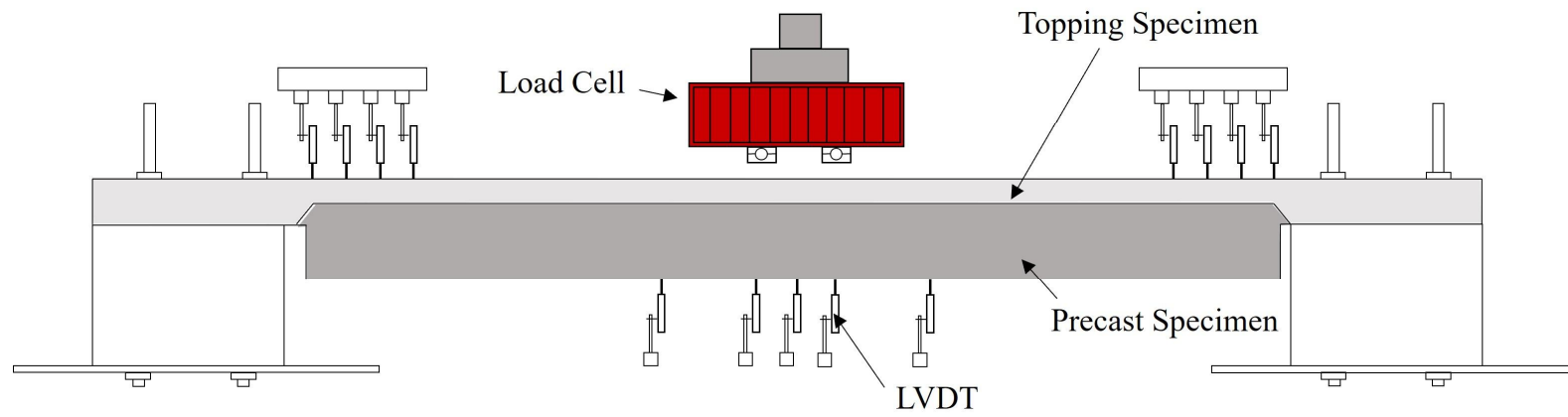


Fig. 4.4. Specimens setting

#### 4.1.6 실험체 강도 예측

재료시험 결과를 바탕으로 실험체의 예상강도를 Table 4.4에 나타냈다. PC 슬래브의 휨성능은 아래 식 (4.1)을 사용하여 단면해석을 통해 계산하였다.

$$M_n = \left\{ A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right\} \quad (4.1)$$

여기서,  $A_{ps}$ 는 긴장재의 단면적( $\text{mm}^2$ ),  $f_{ps}$ 는 긴장재의 인장응력(MPa),  $d_p$ 는 압축연단에서 긴장재 도심까지 거리(mm),  $a$ 는 등가직사각형 응력블록의 깊이(mm),  $A_s$ 는 슬래브의 인장 철근량( $\text{mm}^2$ ),  $f_y$ 는 철근의 항복강도(MPa)이다.

양단부가 고정된 실험체는 수직하중 작용시 중앙부에는 정모멘트가 발생하고 단부에는 부모멘트가 발생한다. 실험체별로 가력점과 지점사이의 거리가 다르기 때문에 하중 작용시 중앙부와 단부의 모멘트분포는 Fig. 4.5와 같다. 이를 통해 처음 휨 항복이 발생할때의 전단력( $V_m$ )을 계산하여 Table 4.4에 나타냈다. 현행 기준으로 분석한 결과, 단부에서 휨 항복이 먼저 발생하고 중앙부가 항복하는 것으로 예측되었다. ( $P_{me} < P_{mc}$ )

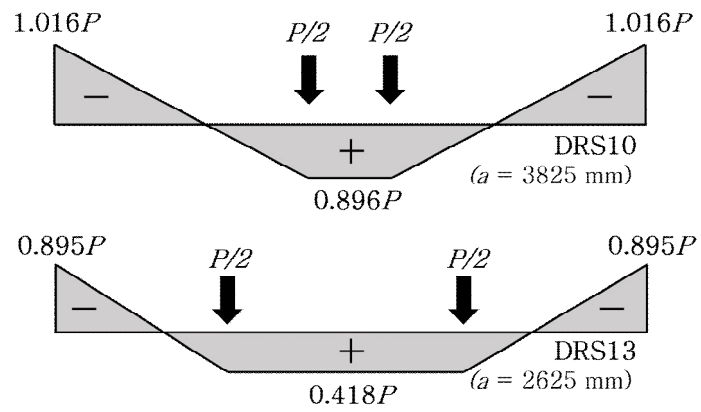


Fig. 4.5. Moment diagrams of specimens with fixed ends

**Table 4.4** Comparison of predicted and test strength for specimens

Specimens	$f_{ck}$ (MPa)		Predicted at center		Predicted at end		Predicted failure mod	Test strength (kN)		$P_{test} / P_{pred}$
	CIP	PC	$M_{nc}$ (kN·m)	$P_{mc}^{1)}$ (kN)	$M_{ne}$ (kN·m)	$P_{me}^{2)}$ (kN)		$P_{test}$	Failure mode	
DRS-F	26.0	53.0	84.2	123.7	122.4	120.5	Flexural yielding at both ends	23.7	Flexural yielding	1.12
DHS-F1	26.0	52.0	83.5	264.8	122.3	136.7		28.9		1.04
DHS-F2	29.2	45.0	102.8	121.1	108.1	111.9		29.7	End shear failure	0.99

1)  $P_{mc}$  : Applied load at flexural yielding  $M_{nc}$  at center of slabs

2)  $P_{me}$  : Applied load at flexural yielding  $M_{ne}$  at ends of slabs

## 4.2 실험결과

PC 슬래브의 휨 성능을 분석하기 위하여 실험체의 하중-변위 관계와 최종 파괴양상을 4.2.1.~4.2.3에 나타냈다.

하중-변위 곡선에서 1차 항복에 따른 최대하중( $P_u$ )은 노란색 원형으로 표시하였고, 추가 하중에 의한 최대하중( $P_{max}$ )는 흰색 삼각형으로 표시하였다. 현행기준으로 예측한 휨강도는 검정색 파선으로 표시하였다 (Table 4의  $P_{me}$ ). 철근 변형을 계측을 바탕으로 처음 항복이 발생한 지점은 흰색 사각형으로 표시하였다.

### 4.2.1 DRS10

DRS10 실험체의 하중-변위 곡선은 Fig. 4.6에 나타냈다. 106.8 kN에서 강연선이 항복변형률에 도달하였고 최대하중 136.7 kN에서 액츄에이터 최대 스트로크까지 수행되며 실험이 종료되었다. 최대변위는 246.96 mm로 측정되었다.

뎀단부가 D10 전단철근으로 보강된 DRS10 실험체의 파괴 메커니즘을 Fig. 4.7에 나타냈다. 15~18 kN에서 중앙 리브에서 균열이 발생하였고, 액츄에이터 하중이 증가하며 30 kN에서 뎀단부 균열이 발생하였다. 80 kN에서 단부에서 리브 수평균열이 발생하였다. DRS10 실험체는 강성을 유지하며 하중이 지속적으로 증가하였고, 피크하중에서 강성이 저하되는 양상을 보였지만 다시 강성이 증가하였다. 이후 로드 액츄에이터 최대 스트로크인 250 mm까지 실험이 수행되며 실험이 종료되었다. 실험체 단부 리브에서 미세한 수평균열이 발생하였다. DRS10 실험체의 최종파괴 양상을 살펴보면 중앙, 단부 순으로 균열이 발생하였고, 전형적인 휨균열파괴 양상을 보였다.

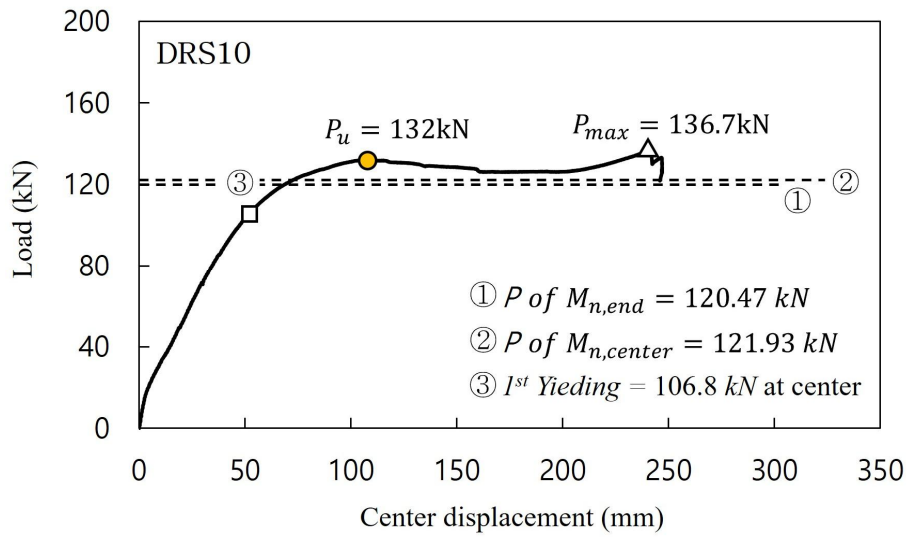


Fig. 4.6. Load-Displacement relation of flexural specimen (DRS10)

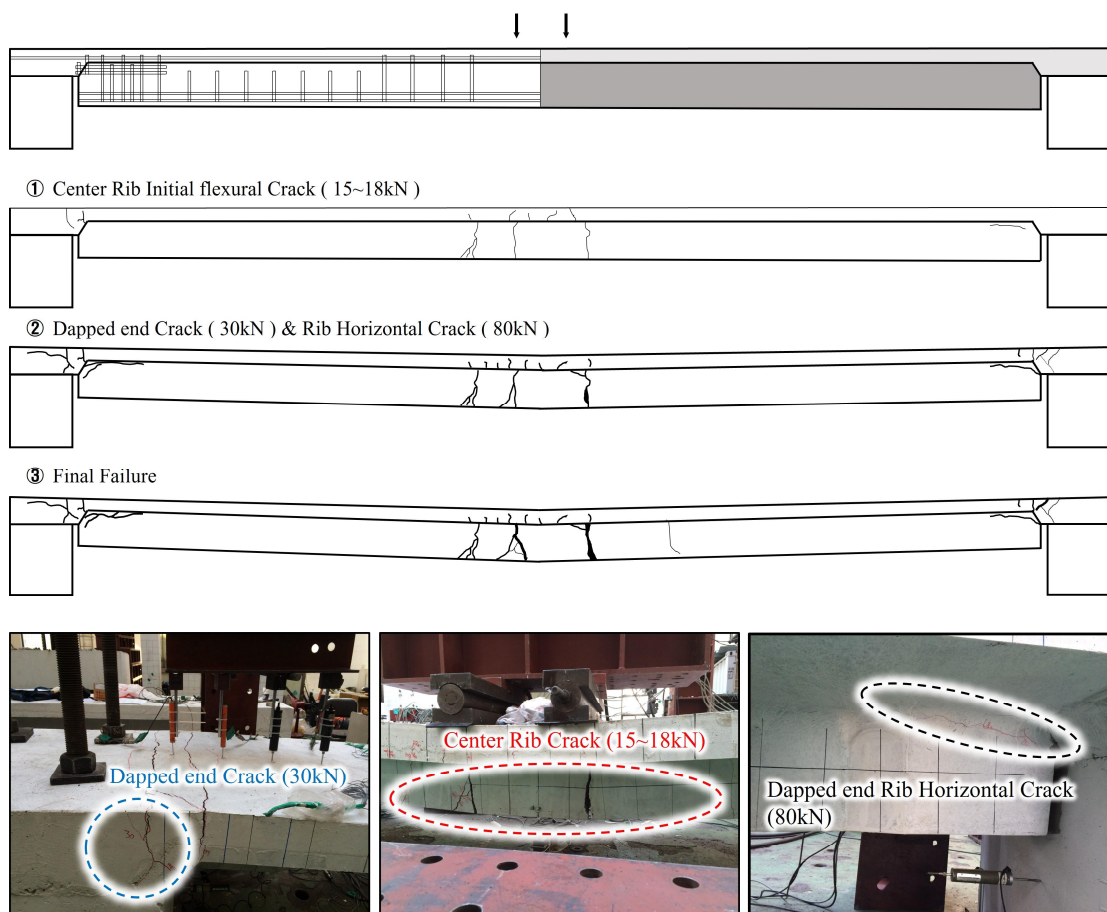


Fig. 4.7. Final failure of flexural specimens (DRS10)

## 4.2.2 DRS13

DRS13 실험체의 하중-변위 곡선은 Fig. 4.8에 나타났다. 144.8 kN에서 중앙부 강연선이 항복변형률에 도달하였다. 이후 151.2 kN에서 1차 피크하중에 도달하였고, 이후 구조물의 강성이 저하되는 양상을 보였다. 추가하중이 지속적으로 증가됨에 따라 이후 강성이 다시 증가하며 185.4 kN에서 액츄게이터 최대스트로크인 250 mm에 도달하며 실험이 종료되었다. 최대변위는 315.46 mm로 측정되었다.

뱀단부가 D13 전단철근으로 보강된 DRS13 실험체의 파괴 메커니즘을 Fig. 4.9에 나타났다. 40 kN에서 중앙부 리브에서 휨 균열이 발생하였다. 60~70 kN에서 왼,오른쪽에서 뱀단부 균열이 발생하였다. 100~120 kN에서 왼,오른쪽 뱀단부에서 리브 수평균열이 발생하였다. 최종적으로 뱀단부 균열과 단부 리브 수평균열이 발생하였고, 전형적인 휨 균열 파괴(Flexural cracking failure)의 양상을 보였다.

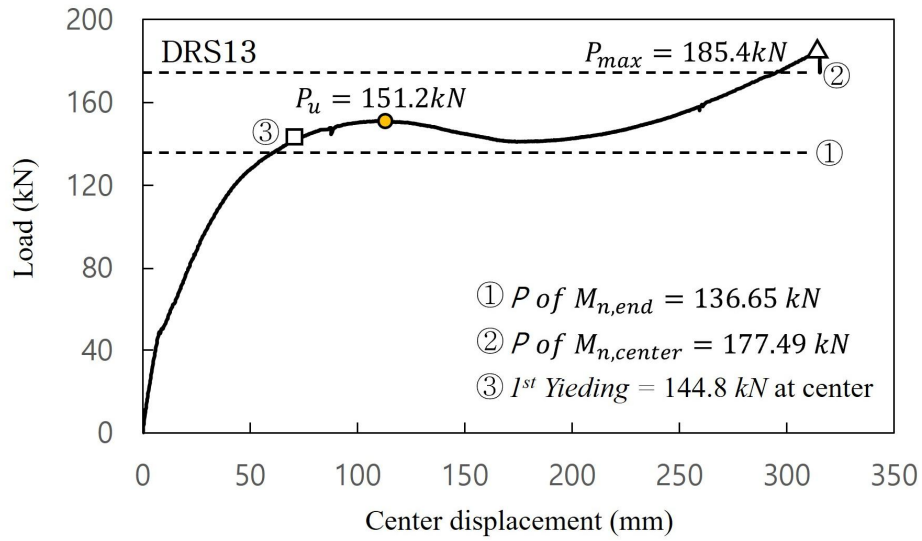


Fig. 4.8. Load-Displacement relation of flexural specimen (DRS10)

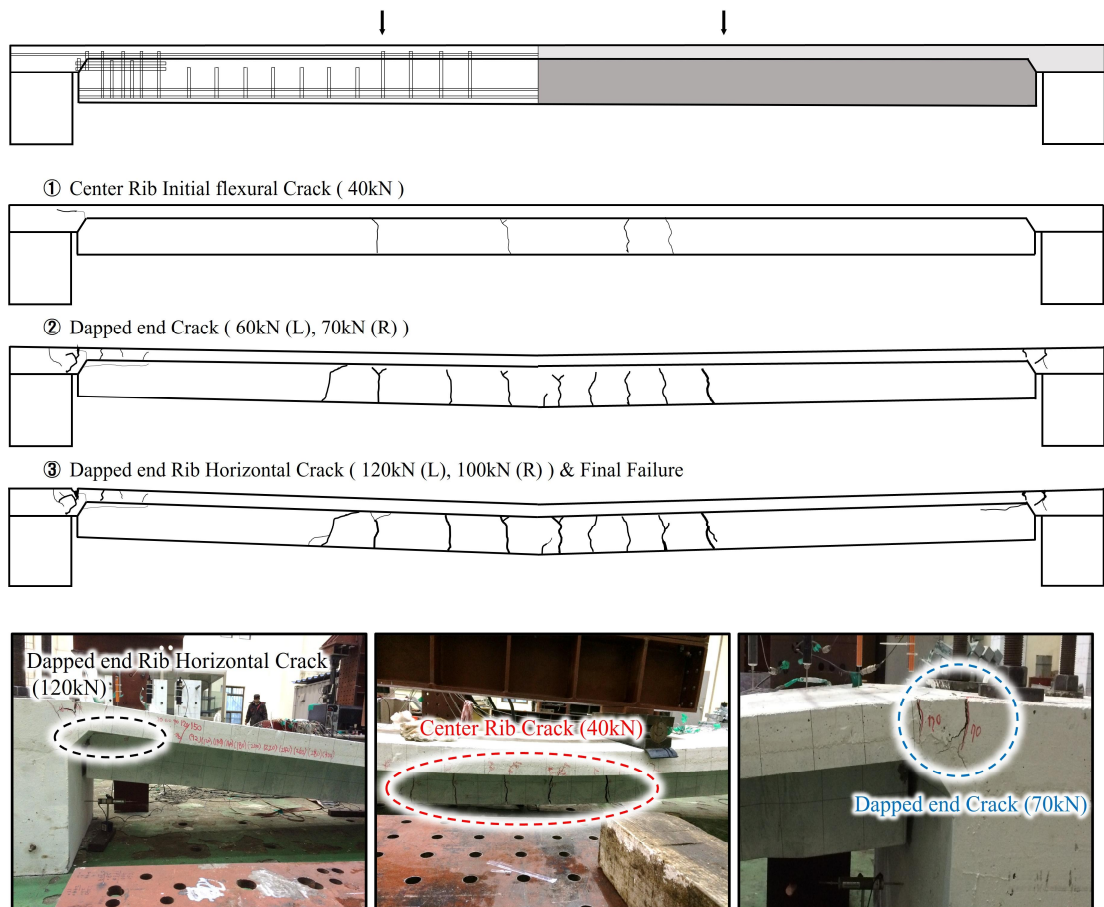


Fig. 4.9. Final failure of flexural specimens (DRS13)



### 4.2.3 DHS

DHS 실험체의 하중-변위 곡선은 Fig. 4.10에 나타냈다. 84.53 kN에서 중앙부 강연선이 항복변형률에 도달하였다. 하중증가에 따라 구조물의 강성이 점점 낮아지는 양상을 보였고, 최대하중 115.8 kN에서 오른쪽 단부 플랜지와 웨브 사이의 리브가 찢어지며 실험이 종료되었다. 최대변위는 197.8 mm로 측정되었다.

땀단부가 D10 스티럽과 래티스(Lattice-bar)철근으로 보강된 DHS 실험체의 파괴 메커니즘을 Fig. 4.11에 나타냈다. DRS10 실험체와 마찬가지로 15~18 kN에서 중앙 리브에서 균열이 발생하였고, 61~62 kN에서 양단부 리브구간에 수평균열이 발생하였다. 액츄게이터 하중 증가에 따라 70 kN에서 96 kN까지 지속적으로 리브 수평균열 폭이 증가하였고, 이후 구조물 강성이 급격히 낮아지며 최종적으로 110.5 kN일 때 오른쪽 땀단부 모서리에서 수평균열에 의해 리브가 찢어지며 전단파괴(Shear cracking failure)가 발생하였다.

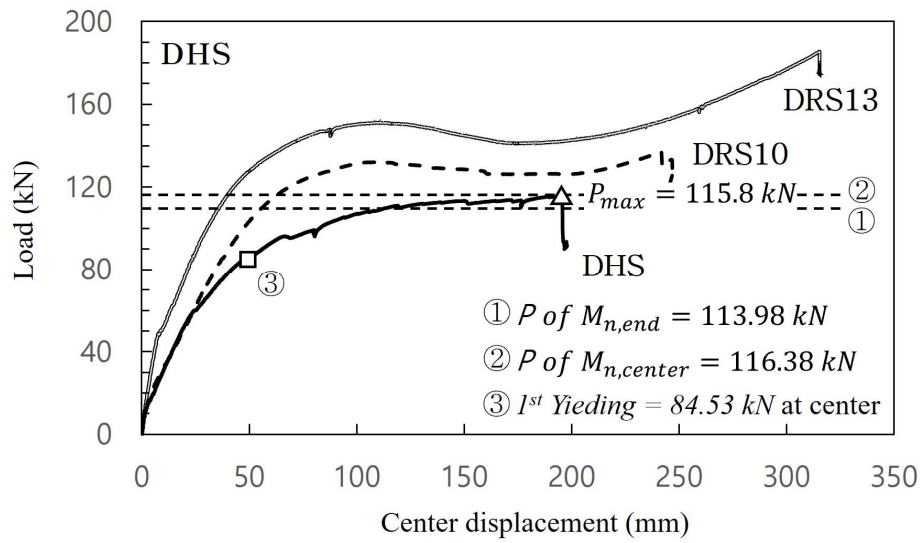


Fig. 4.10. Load-Displacement relation of flexural specimen (DRS10)

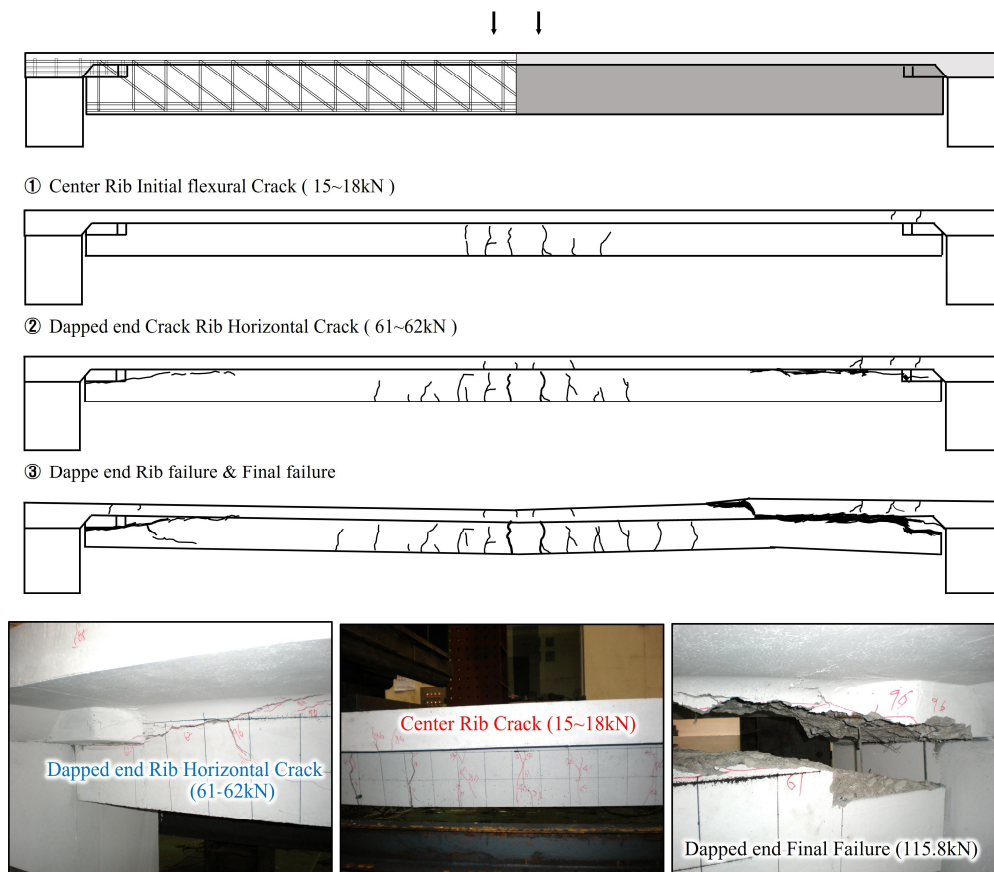


Fig. 4.11. Final failure of felexural specimens (DHS)

## 4.2.4. 철근변형률

### 4.2.4.1 강연선 변형률

PC 슬래브의 중앙부 휨 항복 여부를 측정하기 위해 Fig. 4.12(b)와 같이 강연선에 2mm 폭의 철근 변형률 측정 게이지를 최외각 강연선(7연선) 7가닥 중 2가닥에 부착하였다. 각 실험체별 강연선 변형률 측정 결과는 Fig. 4.12와 같이 나타났다. 수직 점선은 강연선의 항복 변형률을 나타낸다. 여기서, 항복 변형률  $\varepsilon_{ys}$ 은 프리스트레스에 의한 강연선 변형률과 단실손실에 의한 변형률 손실을 고려하여  $\varepsilon_{ys} = \varepsilon_y - 0.65\varepsilon_y + 0.1\varepsilon_y = 0.45\varepsilon_y (= 0.0037 \text{ mm/mm})$ 로 산정하였다.

DHS 실험체, DRS10실험체 그리고 DRS13 실험체의 강연선 모두 항복변형률에 도달한 이후 변형률이 증가하였다. 일부 강연선은 항복변형률에 도달하기 전 변형률이 다시 감소하는 양상을 보였다. 이는 휨 균열이게 게이지가 위치한 곳을 관통하면서 게이지에 손상을 입힌 것으로 판단된다.

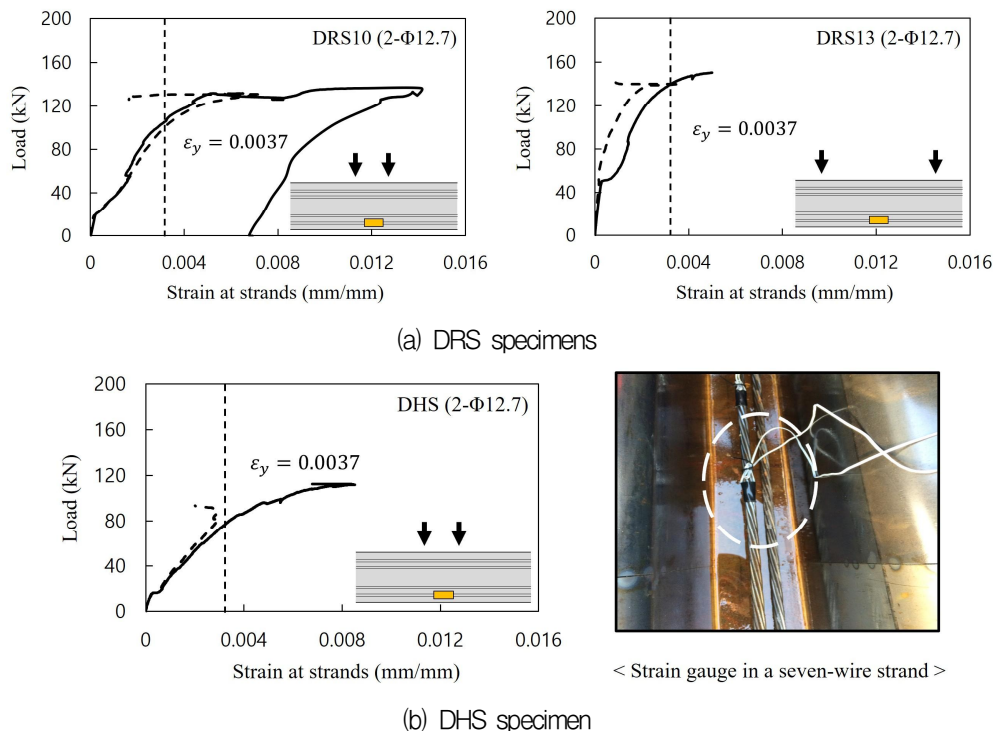


Fig. 4.12. Measured strains in prestressing strands

#### 4.2.4.2 상부철근 변형률

PC 슬래브의 단부 휨 항복 여부를 측정하기 위해서 DRS 실험체는 댄단부 상부철근 양쪽 최외각부터 200 mm 씩 간격을 두어 총 4군데에 철근 변형률 게이지를 부착하여 계측하였고, DHS 실험체는 댄단부철근 양쪽 최외각부터 200 mm 씩 간격을 두어 총 3군데에 철근 변형률 게이지를 부착하여 계측하였다. 각 실험체별 단부철근 변형률 계측 결과는 Fig. 4.13과 같이 나타났다. 수직 점선은 단부철근의 항복 변형률을 나타낸다. DHS와 DRS13의 단부철근은 항복변형률에 도달한 이후에도 변형률이 계속 증가하였으나 DRS10의 단부철근은 항복변형률에 도달하지 못했다. 이는 액츄에이터 최대 스트로크인 250 mm에서 실험이 종료되었기 때문에 항복변형률에 도달하지 못한 것으로 보인다.

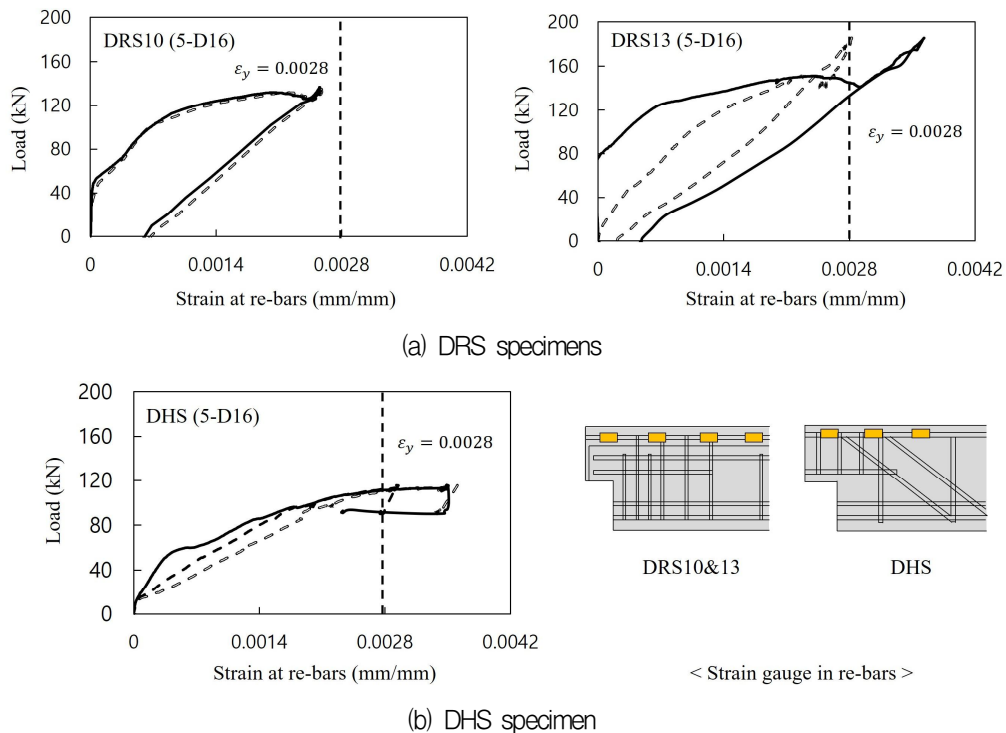


Fig. 4.13. Measured strains in re-bars

### 4.3 예상강도와 비교

PC 슬래브의 휨 성능을 평가하기 위해 현행구조설계기준(KCI 2017)으로 예측한 휨 강도와 실험결과를 비교하였다. T형 슬래브의 휨 강도  $M_n$ 은 식 (4.1)으로 계산하였고, 단부 단면은 직사각형 보의 휨 강도 식으로 계산하였다. 직사각형 단면의 휨 강도  $M_n$ 은 현행설계기준 KCI 2017에 있는 아래 식 (4.2)을 사용하였다.

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.2)$$

여기서,  $A_s$ 는 인장철근의 단면적( $\text{mm}^2$ ),  $f_y$ 는 인장철근의 인장응력(MPa),  $d$ 는 압축연단에서 인장철근 도심까지 거리(mm),  $a$ 는 등가직사각형 응력블록의 깊이(mm),  $A_s$ 는 슬래브의 인장 철근량( $\text{mm}^2$ )이다.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \right] \quad (4.3)$$

여기서,  $f_{pu}$ 는 긴장재의 설계기준인장강도 (MPa),  $\gamma_p$ 는 긴장재의 종류에 따른 계수,  $\beta_1$ 는 등가 직사각형 압축응력 블록의 깊이를 나타내는 계수,  $\rho_p$ 는 긴장재비,  $\omega$ 는 인장철근의 강제지수( $\rho f_y / f_{ck}$ ),  $\omega'$ 는 압축철근의 강제지수( $\rho' f_y / f_{ck}$ )를 나타낸다.

단부 수평균열에 의한 전단파괴가 발생한 DHS 실험체를 제외한 DRS10와 DRS13 실험체의 휨 강도비는  $M_{test}/M_n (=P_{test}/P_m)$ 는 1.04~1.12로 현행설계기준이 안전측으로 예측하였다. (Table 4.4 참조)

## 4.4 소결

4장에서는 PC 슬래브 층고 감소 및 보와 슬래브 연속성을 증가시키기 위해 변형된 댁단부를 개발한 더블티 슬래브 시스템(DRS, DHS)의 지하주차장 PC슬래브의 구조성능을 확인하기 위해 휨 실험을 통해 구조 안전성을 평가하였다. 구조 실험을 통한 주요 연구결과는 다음과 같다.

1) D영역을 고려하여 설계한 DRS(Dapped end Reinforcement Slab)실험체는 소성메커니즘에 의해 모멘트 재분배가 발생하였고, 휨 항복 이후에도 추가적으로 하중이 증가하는 양상을 보였으며, 연성적인 거동을 보였다.

2) B영역으로 설계한 DHS(Double Head Slab)실험체는 현행기준 강도에 만족하지 못하였다. 댁단부구간에서 리브 수평전단파괴가 발생하였고, 취성적인 파괴 거동을 보였다.

3) DRS(Dapped end Reinforcement Slab)실험체와 DHS(Double Head Slab)실험체 파괴거동의 차이는 댁단부 구간에서 보강된 철근량(인장철근, 스티럽)과 댁단부 구간에서 전단보강방법에 따른 차이를 보였다. 또한 PC 슬래브 댁단부 성능에 따라 실험체의 휨 연성과 단부에서 발생가능한 수평 균열 억제 가능성이 가능하다.

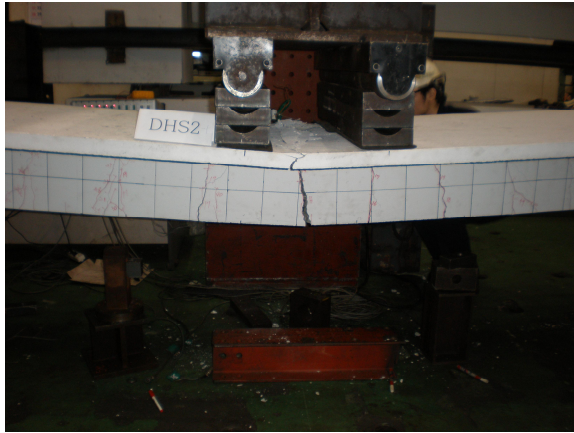
4) 변형된 댁단부를 갖는 PC 슬래브의 안전성을 확보하기 위해서는 댁단부의 전단 성능을 반드시 검토하여야 한다. 이를 위해서는 스트럿-타이 모델 및 PCI design handbook (PCI2017)을 통해 알 수 있다. 댁단부 스트럿-타이 모델에 따르면 절곡부 모서리에서 인장력에 저항할 수 있는 전단철근을 배치하여야 하며 PCI 댁단부 설계 기준에서 제시하고 있는 설계 식을 통해 안전측으로 설계가 가능하다.

본 연구에서는 실제 지하주차장 PC 리브 슬래브를 설계하여 휨 성능을 평가하였다. 실험체의 역학적 파괴 메커니즘은 단부, 중앙부 순의 항복 및 파괴를 예측하였다. 하지만 실제 실험체의 파괴 메커니즘은 중앙부, 단부 순으로 항복 및 파괴가 발생하였다. 따라서 파괴 메커니즘 차이에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

## V. 댁단부를 가진 PC 슬래브 설계제안

### 5.1 댁단부 전단 설계 차이에 따른 실험체 비교

본 연구에서는 시공단계와 사용하중상태에서 발생할 수 있는 PC 슬래브의 댁단부 휨 거동특성을 분석하였다. 일반적으로 슬래브는 세장한 형태로 휨지배를 받는 부재이나 실험결과를 살펴보면 댁단부에서의 전단철근에 영향을 크게 받은 것으로 나타났다. 실험체의 최종 파괴 양상은 Fig. 5.1에 나타났다. 시공단계 실험체 경우, DHS 실험체는 휨 파괴 양상을 보였으나, 전단철근으로 단부를 보강한 DRS 실험체 비해 실험체의 초기강성이 낮았다. 사용하중상태 실험체 경우, DHS 실험체는 댁단부에서 리브가 수평으로 찢어지며 취성적 파괴 양상을 보였고, DRS 실험체보다 2배 가까이 낮은 초기강성을 보였다. 이에 반해 DRS 실험체는 연성적인 휨 거동을 보였으며, 전형적인 휨 파괴 양상을 보였다.



(i) Construction stage



(ii) Completion stage

(a) DHS specimens (B-region)



(i) Construction stage



(ii) Completion stage

(b) DRS specimens (D-region)

Fig. 5.1. Final failure according to the difference in shear design in the dapped end



## 5.2 실험체 설계 제안

실험결과를 바탕으로 댁단부를 갖는 PC 리브 슬래브의 댁단부 설계 시 고려사항을 제시하고자 한다.

### 5.2.1 Shear design in dapped end

본 연구에서 댁단부가 보강된 DRS 실험체는 PCI design handbook(PCI 2017)에서 제시된 댁단부 돌출부의 전단설계 따라 설계되었다. Fig. 2.5와 같이 PCI design handbook(PCI 2017)에서는 댁단부 접합부에서 발생 가능한 5가지 균열에 대한 설계사항을 제시하고 있다. 본 연구 실험체의 댁단부는 Fig. 5.2와 같이 설계하였고, PCI design handbook(PCI 2017)에서 제시하고 있는 5가지 설계방법 중 돌출부의 휨 설계식과 절곡부 모서리 사인장 균열에 저항하는 소요 철근량에 관한 식을 사용하여 설계하였고, 직접 전단과 돌출부의 사인장 균열 저항을 위한 소요 철근량 식을 사용하였다.

실험결과, 댁단부가 보강된 실험체(DRS)가 그렇지않은 실험체(DHS)보다 초기 강성이 높게 측정되었고 최종파괴시까지 연성적인 휨거동을 보였다. 이를 바탕으로 돌출부가 있는 PC 슬래브 설계시 PCI design handbook(PCI 2017)을 참고하여 부재설계가 이루어져야한다.

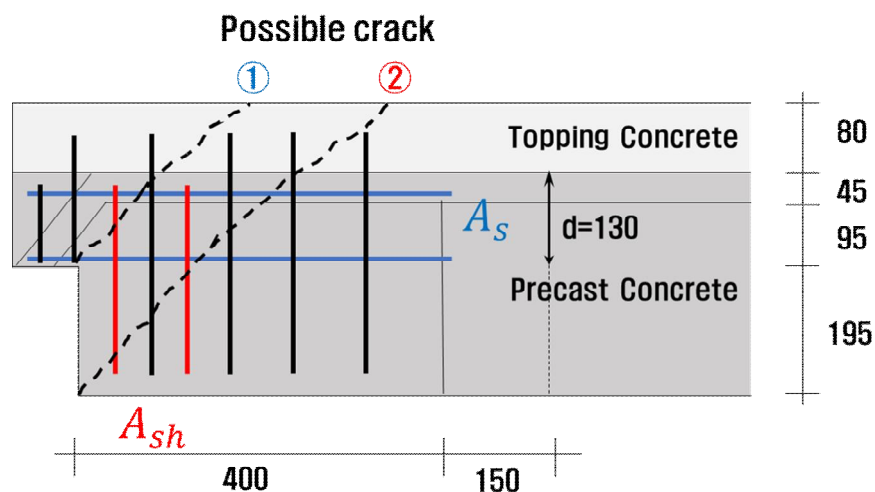


Fig. 5.2. Shear Design of DRS specimen in Dapped end

## 5.2.2 Strut-Tie model in dapped end

시공단계와 사용하중상태의 PC 슬래브 댑단부 전단거동을 분석하기 위하여 기존 문헌(Wight and MacGregor 2012)를 참고하여 Fig. 5.3과 같이 스트럿-타이 모델을 구성하였다. 점선은 압축력, 실선은 인장력을 의미하고 선 위의 값은 해당 요소에 작용되고 있는 하중의 크기를 의미한다.

스트럿-타이 모델에 따르면, 반력  $R$ 에 의한 절곡부 모서리에서의 사인장 파괴 방지를 위해서는 BC 부재에 지점 반력과 동일한 크기의 인장력 저항요소가 반드시 배치하여야 한다. 돌출부가 있는 PC 슬래브 같은 경우 응력교란이 심한 구간이므로 스트럿-타이 모델로 PC 슬래브 댑단부 전단거동을 분석하여 설계가 이루어져야 한다.

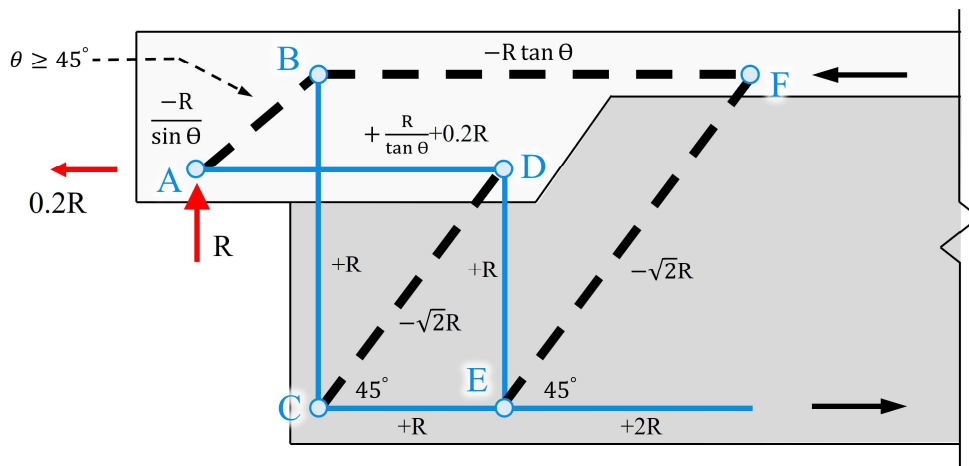


Fig. 5.3. Strut-tie model of dapped end of specimens

### 5.2.3 실험체 지점 고정도

사용하중상태의 실험체 설계 시 지점조건을 양단고정형태로 판단하여 설계하였다. 실험체의 처짐을 측정하기 위해 Fig. 5.4와 같이 LVDT를 설치하였다. 각 지점의 LVDT에서 측정된 처짐값을 바탕으로 실험체의 지점조건에 따른 이론강성과 비교하여 Fig. 5.5에 나타냈다. 비교결과, 실제 실험체의 거동은 단순보와 양단고정강성 사이의 형태를 보였고, 단순보보다 20-30% 높은강성을 보였다.

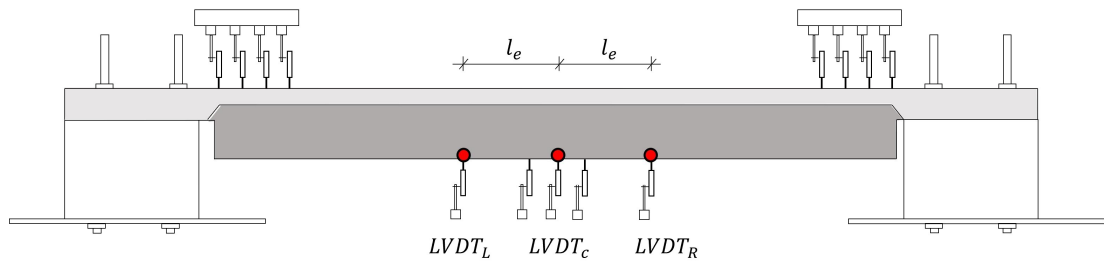


Fig. 5.4. LVDT setting of specimens

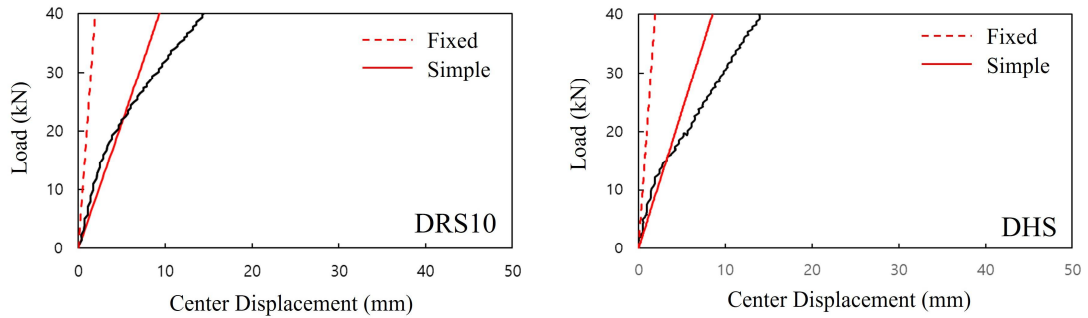


Fig. 5.5. Partial fixity of specimens

실무에서 PC슬래브 설계 시 접합조건에 따라 지점조건을 단순보 및 연속보로 설계하며, 더블티 슬래브같은 경우 단순보 형태로 판단한다. 하지만 실제 실험결과, 단순보보다 20-30% 높은 강성을 보였고, 향후 양단부 지점에서의 회전강성에 대한 추가적인 연구가 필요하다고 판단된다.

## VI. 결론

본 연구에서는 PC 슬래브의 춤을 줄이고 댁단부 강도를 확보하기 위해 새로 개발된 더블티 시스템인 PC 슬래브의 시공하중단계와 사용하중단계에서의 휨실험을 수행하여 구조안전성을 평가하였다. 실험변수로는 댁단부 단부형상, 휨 철근비, 전단경간비( $a/d$ ), 전단철근보강 유,무를 고려하였다.

1) 시공단계에서 DRS와 DHS 실험체 휨 실험을 진행하였다. 실험결과, 댁단부가 전단보강되지않은 DHS 실험체가 댁단부에서 전단보강된 DRS 실험체 보다 최대강도( $P_{test}$ )가 약 10 kN 높게나왔다. 하지만 초기강성에서 DRS 실험체가 DHS 실험체에 비해 2배 높게 평가되었고, 파괴거동 또한 DHS 실험체에 비해 연성적 파괴거동을 보였다. 휨철근비가 높은 DHS-F2 실험체가 낮은 실험체에 비해 중앙 휨균열 간격이 좁고 균열 폭은 크게 나타났다.

2) 사용하중단계에서 DRS와 DHS 실험체 휨 실험 결과, 댁단부가 전단보강된 DRS10과 DRS13 실험체는 중앙 리브에서 휨균열이 발생하며 전형적인 휨파괴 거동을 나타냈다. 반면 댁단부가 전단보강되지 않은 DHS 실험체는 00 kN에서 초기균열 발생 후 초기강성이 급격히 낮아지며 00 kN에서 댁단부 수평균열이 발생하였다. 이후 00 kN에서 플랜지와 웨브 사이에서 발생하였던 수평균열 폭이 점점 증가하여, 최종적으로 리브가 찢어지며 취성적 파괴거동이 나타났다.

3) 현행 기준식으로 예측한 PC 슬래브 휨강도와 실험결과를 비교해보면, 시공 단계와 사용하중단계 모두 안전측으로 평가가 된다. 하지만 댁단부 구간의 전단 설계 방법에 따라 연성적 거동 또는 취성적 거동이 발생할 수 있다. 그렇기 때문에 댁단부가 돌출된 PC 슬래브 부재 설계 시 적절한 전단설계가 이루어져야한다.

## 참고문헌

1. Cho, G. Y., and Choi, C. S. (2018) An Experimental Study on the One-way Shear Strength of Void Slabs with Automatic Prefabrication of Welded Wire Truss. *Journal of the Korea Concrete Institute* 30(3), 305-314. (In Korean)
2. Cho, G. Y., and Choi, C. S. (2018) Evaluation of the One-way Shear Performance for R.C. Void Slabs with Welded Wire Truss. *Journal of the Korea Concrete Institute* 30(4), 437-444. (In Korean)
3. KCI (2017) *KCI Model Code 2017 (KCI M-18-006)*. Seoul, Korea; Kimoon dang Publishing Company. Korea Concrete Institute (KCI). 637. (In Korean)
4. Kim, C. G., Park, H. G., Kang, S. M. (2020) Structural Performance of Precast Concrete Ribbed Slabs in Construction Stage. *Journal of the Korea Concrete Institute* 32(5), 481-491. (In Korean)
5. Korea Agency for Technology and Standard (KATS) (2017a) *Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete* (KS F 2405). Seoul, Korea: Korea Standard Association(KSA). (In Korean)
6. Korea Agency for Technology and Standard (KATS) (2017b) *Test Pieces for Tensile Test for Metallic Materials* (KS F 0801). Seoul, Korea: Korea Standard Association(KSA). (In Korean)
7. Korea Agency for Technology and Standard (KATS) (2018) *Method of Tensile for Metallic Materials* (KS B 0802). Seoul, Korea: Korea Standard Association(KSA). (In Korean)
8. Korea Agency for Technology and Standard (KATS) (2019) *Standard Test Method for Making and Curing Concrete Specimens* (KS F 2403). Seoul, Korea: Korea Standard Association(KSA). (In Korean)
9. Moon, J. H., Oh, Y. H., Im, J. H. (2011) Evaluation of Shear Capacity on PC Girder-PC Beam Joint. *Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection* 15(6), 166-174. (In Korean)

10. Oh, Y. H., Moon, J. H., Im, J. H., Choi, D. S., and Lee, K. C. (2010) Load Resistance Mechanism and Behavior Characteristics of MRS Continuous Joint. *Journal of the Korea Concrete Institute* 22(2), 247-254. (In Korean)
11. PCI Industry Handbook Committee (2017) *PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete (MNL-120-7)*. 8<sup>th</sup> Edition. Illinois, USA; Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)
12. Wight, J. K., and MacGregor, J. G. (2012) *Reinforced Concrete Mechanics and Design*. Prentice Hall, 947-953.
13. Yu, S. Y. (2001) Continuity for Double Tee Slabs. *Journal of the Korea Concrete Institute* (13)2, 99-106. (In Korean)
14. Yu, S. Y. (2002) Evaluation on Shear Behaviors of the Dapped Ends of Domestic Composite Double Tee Slabs under the Short-Term Loading. *Journal of the Korea Concrete Institute* 14(5), 774-781. (In Korean)
15. Yu, S. Y. (2008) Suggestion, Design, and Evaluation of a New Modified Double Tee Slabs. *Journal of the Korea Concrete Institute* 20(6), 809-820. (In Korean)
16. Yu, S. Y., and Kim, D. H. (1999) Evaluation on Shear Behavior of Double-Tee Dap-ends with the Least Depth from Optimization Process. *Journal of the Korea Concrete Institute* 11(4), 43-54. (In Korean)
17. Yu, S. Y., Kim, D. H., and Ryu, J. C. (1999) Evaluation on Flexural Behavior of Double-tee Slabs with the Least Depth from Optimization Process. *Journal of the Korea Concrete Institute* 11(3), 141-152. (In Korean)
18. Ryu, J. C., Kim, D. H. (2006) 국내 PC 공법의 현황과 전망. *Journal of the Korea Society of Architectural Hybrid System* 12, 17-27. (In Korean)

# Abstract

## Flexural Test and Dapped End Design Proposal of PC Double Tee Rib Slabs

**Lee, Je-Gwang**

**Graduate School of Architecture Engineering**

**Ulsan University**

**(Advised by Professor Kim, Dae-Kyung)**

Recently, the Precast concrete method has been widely used in domestic construction sites. The PC method is a complex construction method in which the main member section is produced at the factory, the finished member section is assembled at the site, and then concrete is poured on the site to integrate it. Although the PC method has been popularly used in foreign construction sites for a long time, the PC method at domestic sites has recently been widely used. In particular, the use of PC slabs is increasing based on high-rise solidification, which is pointed out as a disadvantage of existing double-tee PC slabs, and many studies on improving discontinuity between beams and slabs. In this study, DRS (Dapped end Reinforced Slab) and DHS (Double Headed Slab), which are double tee slab systems that have optimized the end shape of the existing double tee PC slab, were developed, and bending experiments at the construction and working load stages of PC slabs were developed. was performed to evaluate the stability of the PC slab. Experimental variables include cross-sectional shape, bending rebar ratio, shear span ratio ( $a/d$ ), and the presence or absence of shear rebar

reinforcement.

In the construction stage, the support condition for both ends of the PC slab is a simple support type. As a result of applying stress under the simple beam support condition, the maximum strength ( $P_{test}$ ) of the DHS specimen without shear reinforcement was greater than that of the DRS specimen with shear reinforcement in the dab end section. However, in the initial stiffness, the DRS specimen was approximately twice larger than that of the DHS specimen, and showed more ductile behavior until final failure.

As a result of applying the PC slab as a fixed condition at both ends to simulate the Service load stage, the DRS specimen reinforced with shear reinforcing bars showed ductile flexural fracture behavior at the time of final fracture, and a typical flexural fracture pattern. However, the DHS specimen without shear reinforcement showed brittle fracture behavior as the rib was torn after a horizontal shear crack occurred between the flange and the web. The expected destruction mechanism of the specimen was yielding and destruction in the order of the end and the center, but the actual destruction mechanism of the specimen showed yielding and destruction in the order of the center and the end.

Based on the experimental results, we would like to suggest considerations when designing a PC slab, a double tee system with a dab end.

**Keyword : Double Tee PC Slabs, Dapped end, Flexural Test, PCI Design Handbook (2017), Strut-Tie Model**

**Student number : 20205138**