

碩士學位論文

Hybrid Reinforcement System을 이용한 콘크리트 슬래브의 힘 거동과 연성



濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

夫 成 旭

2004年 12月

Hybrid Reinforcement System을 이용한 콘크리트 슬래브의 힘 거동과 연성

指導教授 朴 相 烈

夫 成 旭

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함



제주대학교 중앙도서관
JEJU UNIVERSITY LIBRARY
2004年 11月

夫成旭의 工學 碩士學位 論文을 認准함

審査委員長 _____ (印)

委 員 _____ (印)

委 員 _____ (印)

濟州大學校 大學院

2004年 11月

Flexural Behavior and Ductility of Concrete slab using Hybrid Reinforcement System

Sung-Wook Boo

(Supervised by Professor Sang-Yeol Park)



A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements
for the degree of Master of Engineering

2004. 11.

This thesis has been examined and approved.

Department of Civil & Ocean Engineering
GRADUATE SCHOOL
CHEJU NATIONAL UNIVERSITY

목 차

목차	i
List of Tables	iii
List of Figures	iv
Notations	vii
Abstract	x
I. 서 론	1
1.1 연구배경	1
1.2 연구목적	2
1.3 연구내용	3
1.4 논문구성	3
II. FRP 재료에 관한 기존 연구 고찰	5
2.1 FRP 개요 및 종류	5
2.2 FRP의 재료적 특성과 역학적 특성	6
2.3 FRP rebar의 기존 연구 동향	8
2.3.1 국내의 연구동향	9
2.3.2 국외의 연구동향	10
2.3.3 ACI 440 설계식의 고찰	18
III. Hybrid Reinforcement System	29
3.1 Hybrid Reinforcement System이란	29
3.2 교량상판 슬래브 모델과 파괴 Mechanism	30
3.3 H.R.S. 슬래브의 연성과 변형에너지	32
3.3.1 기존의 연성(ductility)지수와 변형에너지를 고려한 제안식에 대한 고찰	32

3.3.2 연성 및 변형에너지 분석방법	34
IV. 실험	37
4.1 시험체 제작	37
4.2 시험체 제원	38
4.3 시험체의 보강량과 배근형상	39
4.4 사용재료의 물성치 및 특성	41
4.4.1 콘크리트	41
4.4.2 철근과 GFRP rebar	41
4.4.3 변형계	42
4.5 실험 데이터 수집	42
V. 실험결과 및 고찰	43
5.1 슬래브 시험체 실험결과	43
5.2 각 시험체별 파괴양상 및 구조적 거동	44
5.2.1 철근 콘크리트 시험체	44
5.2.2 FRP 콘크리트 시험체	49
5.2.3 Hybrid Reinforcement System 시험체	55
5.3 소결	63
VI. 실험결과의 비교 및 분석	65
6.1 휨 거동 특성 비교	65
6.2 연성과 변형에너지비 비교	73
VII. 결론	77
7.1 요약 및 결론	77

List of Tables

Table 2.1 Parameters and variables of experimental specimen	16
Table 2.2 Environmental reduction factor for fibers and exposure conditions	19
Table 4.1 Details of cross section and reinforcement quantity	40
Table 4.2 Properties of concrete	41
Table 4.3 Properties of steel, GFRP rebar	41
Table 4.4 Strain gauge specification	42
Table 5.1 Result summary of experiment	43
Table 6.1 Summary of ductility index and strain energy index	73

List of Figures

Fig. 2.1 FRP composites material	5
Fig. 2.2 Stress-strain relationship of FRP material and Steel	7
Fig. 2.3 Details of reinforcement, dimensions and loading layout of test beam	15
Fig. 2.4 Stress and strain distribution at ultimate conditions	20
Fig. 2.5 Stress-strain distribution of cross section	22
Fig. 2.6 Strength reduction factor as a function of the reinforcement ration	25
Fig. 3.1 Typical concrete bridge deck slab	30
Fig. 3.2 Failure mechanism	31
Fig. 3.3 Inelastic strain energy in FRP and HRS concrete slab	33
Fig. 3.4 Elastic-perfectly plastic flow	33
Fig. 3.5 Average gradient of elastic strain energy in load-deflection curve	35
Fig. 3.6 Computation of elastic energy average tangent curve	36
Fig. 4.1 Form of experimental specimen	37
Fig. 4.2 Dimensions and loading layout of test beam	38
Fig. 4.3 Real view of slab experimental specimen	39
Fig. 5.1 Crack propagation with different load levels in Steel concrete slab	44
Fig. 5.2 Load-deflection curves of steel concrete slab	45
Fig. 5.3 Load-strain curves of lower steel in positive moment zone	45
Fig. 5.4 Load-strain curves of upper concrete in positive moment zone	46
Fig. 5.5 Load-strain curves of lower concrete in negative moment zone	46
Fig. 5.6 Real view of RS1 experimental specimen	47
Fig. 5.7 Real view of RS2 experimental specimen	48
Fig. 5.8 Crack propagation with different load levels in FRP concrete slab	49
Fig. 5.9 Load-deflection curves of FRP concrete slab	50
Fig. 5.10 Load-strain curves of lower FRP in positive moment zone	51

Fig. 5.11 Load-strain curves of upper FRP in negative moment zone	51
Fig. 5.12 Load-strain curves of upper concrete in positive moment zone	52
Fig. 5.13 Load-strain curves of lower concrete in negative moment zone	52
Fig. 5.14 Real view of RF1 experimental specimen	53
Fig. 5.15 Real view of RF2 experimental specimen	54
Fig. 5.16 Crack propagation with different load levels in HRS concrete slab	56
Fig. 5.17 Load-deflection curves(1) of HRS concrete slab	57
Fig. 5.18 Load-deflection curves(2) of HRS concrete slab	57
Fig. 5.19 Load-strain curves(1) of lower steel in positive moment zone	58
Fig. 5.20 Load-strain curves(2) of lower steel in positive moment zone	58
Fig. 5.21 Load-strain curves(1) of upper FRP in negative moment zone	59
Fig. 5.22 Load-strain curves(2) of upper FRP in negative moment zone	59
Fig. 5.23 Load-strain curves(1) upper concrete in positive moment zone	60
Fig. 5.24 Load-strain curves(2) upper concrete in positive moment zone	60
Fig. 5.25 Real view of RS1 experimental specimen	61
Fig. 5.26 Real view of RS1 experimental specimen	62
Fig. 6.1 Load-deflection curves in group (1) specimens	65
Fig. 6.2 Load-deflection curves in group (2) specimens	65
Fig. 6.3 Relationship of ultimate load and reinforcement ratio	68
Fig. 6.4 Relationship of ultimate deflection and reinforcement ratio	68
Fig. 6.5 Load-strain curves(1) of lower reinforcing bar in positive moment zone	69
Fig. 6.6 Load-strain curves(2) of lower reinforcing bar in positive moment zone	69
Fig. 6.7 Load-strain curves(1) of upper reinforcing bar in negative moment zone	70
Fig. 6.8 Crack pattern of RS1 experimental specimen	71
Fig. 6.9 Crack pattern of RF1 experimental specimen	71
Fig. 6.10 Crack pattern of RH2 experimental specimen	71

Fig. 6.11 Crack pattern of RS2 experimental specimen	72
Fig. 6.12 Crack pattern of RF2 experimental specimen	72
Fig. 6.13 Crack pattern of RH6 experimental specimen	72
Fig. 6.14 Relation of ultimate load, ultimate deflection, ductility index and strain energy index in group (1) specimens	74
Fig. 6.15 Relation of ultimate load, ultimate deflection, ductility index and strain energy index in group (2) specimens	75



Notations

A	; 콘크리트의 유효 인장면적을 FRP 보강근의 수로 나눈 값	-
A_f	; 인장 FRP의 단면적	cm^2
A_f'	; 압축 FRP의 단면적	cm^2
A_s	; 인장 철근의 단면적	cm^2
A_s'	; 압축 철근의 단면적	cm^2
a	; 등가압축블럭의 깊이	cm
b	; 슬래브의 폭	cm
C	; 콘크리트의 압축력	kgf
C_b	; 평형단면의 중립축의 깊이	cm
C_E	; 환경요인에 의한 강도감소계수	-
c	; 중립축 깊이	cm
d	; 인장 철근의 유효깊이	cm
d_c	; 중립축으로부터 콘크리트의 인장연단까지의 거리에 대한 중립축으로부터 FRP 보강근의 도심까지 거리의 비	-
E_{el}	; 탄성 변형에너지	tonf · mm
E_f	; GFRP의 탄성계수	kgf/cm^2
EI	; 휨 강성	$\text{kgf} \cdot \text{cm}^2$
E_{pl}	; 소성 변형에너지	tonf · mm
E_s	; 철근의 탄성계수	kgf/cm^2
E_{tot}	; 전체 변형에너지	tonf · mm
f_c	; 콘크리트의 압축응력	kgf/cm^2
f_{ck}	; 콘크리트의 설계압축강도	kgf/cm^2
f_f	; 과배근상태에서의 GFRP의 응력	kgf/cm^2
f_{fy}	; GFRP의 극한인장강도	kgf/cm^2
f_{fu}	; GFRP의 설계인장강도	kgf/cm^2
f_{fu}^*	; 시험으로부터 얻은 평균인장강도	kgf/cm^2

f_s	; 철근의 인장응력	kgf/cm ²
f_s'	; 철근의 압축응력	kgf/cm ²
h	; 슬래브의 깊이	cm
I_{cr}	; 균열단면 2차 모멘트	cm ⁴
I_e	; 유효단면 2차 모멘트	cm ⁴
I_g	; 총단면에 대한 단면 2차 모멘트	cm ⁴
k_1	; 등가 응력 블록 환산계수	-
k_b	; FRP 보강근과 콘크리트의 부착정도를 반영한 계수	-
L	; 지간	cm
l	; 순지간	cm
$(+)M$; Positive Moment Zone	-
$(-)M$; Negative Moment Zone	-
M_a	; 작용하중에 의한 휨 모멘트	kgf · cm
M_{cr}	; 균열모멘트	kgf · cm
M_n	; 설계공칭모멘트	kgf · cm
n_f	; GFRP와 콘크리트의 탄성계수비(E_f/E_c)	-
P	; 하중	tonf
P_y	; 철근항복 시 하중	tonf
P_u	; 극한하중	tonf
w	; 균열폭	cm
α_b	; 콘크리트와 FRP 보강근의 부착력 계수	-
β_d	; 처짐계산시 사용되는 감소계수	-
β_1	; 콘크리트의 설계기준강도에 따라 결정되는 상수	-
Δ_u	; 극한 시 처짐	mm
Δ_y	; 항복 시 처짐	mm
ε_{cu}	; 콘크리트의 극한변형률	-
ε_f	; GFRP의 인장변형률	-
ε_{fu}	; GFRP의 극한변형률	-
ε_{fu}^*	; 시험으로부터 얻은 평균 극한 인장변형률	-

ε_s	; 철근의 극한변형률	-
ε_y	; 철근의 항복변형률	-
Θ_u	; 극한 시 회전	-
Θ_y	; 항복 시 회전	-
μ	; 연성지수	-
ρ_f	; GFRP의 보강비	-
ρ_{fb}	; GFRP의 평행보강비	-
σ	; 표준편차	-
Φ	; 강도감소계수	-
Φ_u	; 극한 시 곡률	-
Φ_y	; 항복 시 곡률	-



Abstract

This study presents the flexural behavior and ductility of concrete slab using Hybrid Reinforcement System(HRS) with conventional steel and Glass Fiber Polymer reinforcing bars(GFRP). In HRS concrete slab, positive moment is resisted by the tensile force of lower steel reinforcing bars and negative moment by upper GFRP bars, respectively. HRS bridge slab has the advantages of upper corrosion-free GFRP bars compared with steel bars only and economy compared GFRP bars only.

For experimental study, a total of 10 concrete slab were tested to investigate the flexural behavior, the crack distribution width and the failure mode. 2 concrete slabs with steel reinforcing bars, 2 concrete slabs with GFRP bars and 6 HRS concrete slabs with GFRP and steel bars.

Test result showed that HRS concrete slab had sufficient ductility through the yielding of lower steel reinforcing bars in positive moment zone. HRS concrete slab insured sufficient ductility, which is the advantage of concrete of with steel bars, and avoided brittle failure, which is the disadvantage of slab with GFRP bars. HRS slab had great performance in the ultimate deflection, ductility index and strain energy index.

Proposed strain energy index is a useful base line to evaluate the safety of structure. It is the extent of sudden brittle failure at the ultimate state.

I. 서 론

1.1 연구배경

오늘날 철근 콘크리트 교량상판에 있어서 콘크리트 자체의 열화와 철근의 부식으로 인한 구조물의 성능과 사용성의 저하는 대체재의 필요성과 보수·보강공법의 개발을 필연적으로 대두 시켰다.

그 중 Fiber Reinforced Polymer(FRP)는 섬유 고분자 중합체로서 지난 10년간 건설 산업에 적용하기 위하여 상당한 관심과 기대를 전 세계적으로 불러 일으켰다. 이로 인하여 콘크리트 구조물에 철근이나 프리스트레싱 긴장강재 대용으로서의 적용성(applicability)에 대한 연구가 현재 세계 여러 나라의 대학과 연구소에서 활발히 진행 중에 있다. 이는 FRP 봉(rebar)이나 FRP 텐던(tendon)이 재래의 철근이나 긴장 강재와 비교하여 비부식성, 비전기·전자성, 고인장강도, 경량성 등의 뛰어난 장점을 가지고 있으며, 경제적으로는 FRP가 건설분야에 실용화되면 그 시장성이 무한하기 때문이다. 특히, 근래의 FRP 생산기술의 발달, FRP 스포츠용품의 경제 우위, 건설 시장에서의 많은 수요에 대한 전망, 재래 구조재료와 FRP 재료와의 복합 설계 개념의 대두, 최근 기존 구조물의 보수·보강에의 성공적인 적용 등으로 FRP는 가까운 장래에 주요한 건설 재료로서 사용될 것으로 보여 진다.

FRP의 특성 중 비부식성은 토목·건축분야의 신설 또는 기존 구조물에의 적용에 있어 매우 중요한 장점이다. 이는 부식에 의한 사회간접 시설물의 열화가 세계 여러나라에서 구조물의 안전성 뿐만 아니라 경제적인 면에서 매우 심각한 문제를 야기하고 있기 때문이다. 특히, 교량의 콘크리트 상판은 강수, 습기, 제설제, 각종 환경오염 물질 등에 직접적으로 노출되어 철근이나 프리스트레싱 강재의 부식이 촉진되어 교량의 어느 구조부재보다 품질저하가 빠르게 진행된다. 따라서, 콘크리트 상판의 열화는 교량 전체의 안전성과 사용성의 저하를 가져오는 중요한 요인이 되고 있다. 콘크리트 상판의 강재 부식은 주로 균열을 통해 발생되어지며 강재 부식은 다시 발생된 균열을 확대시키거나 새로운 균열을 발생시켜 부식현상을 가속화시킨다. 더군다나 차량하중의 직접적인 충격 재하는 부식에 의한 콘크리트와 강재와의 연약해진 부착력을 감소시켜 균열과

강재 부식간의 상호작용을 더욱 촉진시킨다.

교량 상판의 강재 부식과 이에 따른 콘크리트의 열화를 막기 위하여 현재까지 여러 방법이 제시되어 사용되고 있으나 충분히 만족할만한 결과를 얻고 있지 못하다. 현재 교량상판의 부식문제에 대처하기 위한 방법으로는 에폭시 도막철근을 사용하거나 (Deitz et. al., 1998), 내구성이 높은 고성능 섬유 보강 콘크리트를 사용하는 것이다.(Naaman et. al., 2002) 또한, 가장 손쉬운 방법으로 상부 콘크리트 피복두께를 늘여 주는 방법을 사용하고 있는데 보다 두꺼운 피복사용은 철근을 부식물질로부터 가급적 멀리하여 보호하려는 목적이다. 그러나 아무 보강없이 피복을 두껍게 하는 것은 사용하중하에서 지점부의 균열폭을 넓게 하고, 보강되지 않은 콘크리트 피복의 심각한 건조수축 균열을 발생시키는 결과를 낳고 있다.(Naaman et. al., 2002)

FRP는 비부식성 외에도 고인장 강도의 훌륭한 역학적 성질을 가지고 있으며 그의 경량성에 의한 시공성 향상등의 장점으로 보강재로서의 콘크리트 상판에 적용성이 입증될 수 있는 중요한 신 재료이다. 따라서 FRP를 철근이나 프리스트레싱 강재 대신 콘크리트 상판에 적용코자하는 연구개발 노력은 당연한 기술적, 경제적 흐름으로서 FRP 적용기술의 연구개발은 지금의 연구 개발자들에게 당연한 과제이다.

1.2 연구목적

본 연구는 FRP rebar(FRP reinforcing bar)를 교량의 콘크리트 상판에 적용하는데 있어서 안전성과 사용성 등의 문제를 검토·평가하고 발생하는 단점은 극복할 수 있는 방법을 모색함으로써 효율적인 기능성과 경제성을 갖는 교량상판 시스템 개발을 목적으로 한다. 특히, FRP 재료의 선형-탄성 거동으로 극한상태에 비소성 거동을 보임으로써 연성(ductility)에 있어서 매우 불리하며, 대부분 FRP의 탄성계수가 강재보다 작아 사용하중 하에서 과도한 처짐을 유발할 수 있다. 따라서 FRP로 배근된 콘크리트 상판의 사용 및 극한하중 상태에서 그 거동을 연구함으로써 FRP의 장점은 최대한 살리며 단점은 최소화하거나 극복할 수 있도록 FRP 적용기술을 향상시키는 것을 목적으로 한다.

이에 본 연구에서는 교량상판에 GFRP를 적용하여 GFRP rebar의 구조용 부재로서의 사용성을 파악하고 Hybrid Reinforcement System의 새로운 배근 시스템을 제안하

여 그 적용성을 파악하고자 한다. 또, GFRP rebar 사용부재에 있어서 기존의 연성지수식의 문제점을 파악하고, 변형에너지를 고려한 새로운 연성지수식을 이용하여 연성지수를 평가·비교할 것이다.

1.3 연구내용

Hybrid Reinforcement System(HRS)이란 교량 콘크리트 상판의 상부에는 GFRP 보강근을 사용하고 하부는 재래의 철근을 사용하는 방식이다. 이는 FRP의 비부식성과 철근의 큰 연성의 장점을 살린 새로운 배근 시스템이다. 이러한 배근 시스템의 사용성과 안전성을 검토·평가하기 위해 다음과 같이 세 가지의 연구내용으로 구성되어 있다.

- (1) Steel 콘크리트 슬래브, FRP 콘크리트 슬래브, HRS 콘크리트 슬래브의 세가지의 다른 배근형태를 설정하여 각 시험체의 휨 거동과 균열양상, 그리고 최종파 단형태를 검토하였다.
- (2) 같은 극한강도를 갖는 시험체를 기준으로 휨 거동과 파괴양상, 보강재의 변형률을 비교·검토하였다.
- (3) 기존의 연성지수식과 변형에너지 비를 이용하여 HRS 콘크리트 슬래브의 연성 확보방안을 검토하였다.

1.4 논문구성

본 연구논문의 구성과 내용은 다음과 같다.

제1장에서는 본 연구의 배경, 목적 및 내용을 설명하였다.

제2장에서는 FRP rebar의 재료적 특성과 FRP 적용성과 사용성에 관한 기존의 연구 문헌에 대하여 서술하였다.

제3장에서는 Hybrid Reinforcement System(HRS)이란 무엇인지, 실제 연속 교량을

래브의 모델과 파괴 mechanism, 그리고, 연성과 변형에너지의 도입을 위한 방법등을 제시하였다.

제4장에서는 시험체 제작을 위한 재료들의 물성치를 파악하고, 시험체의 제원과 보강량, 배근형상을 나타내어 본 논문의 실험내용을 설명하였다.

제5장에서는 4장에서의 실험을 통해 측정된 결과값들과 그래프 등을 이용하여 각 시험체들의 휨 거동 특징과 균열양상, 최종 파단형태를 설명하였다.

제6장에서는 5장에서의 실험결과를 통해 휨 거동 특성을 비교하고, 연성과 변형에너지의 비교를 통해 본 연구의 목적인 콘크리트 교량 상판 슬래브의 휨 거동과 연성을 평가하였다.

제7장에서는 실험결과 및 고찰로부터 규명된 내용을 정리하고 본 연구의 결론을 서술하고 있다.



II. FRP 재료에 관한 기존 연구 고찰

2.1 FRP 개요 및 종류

Fiber Reinforced Polymer(FRP)는 일반적으로 강성이 큰 섬유로 보강된 고분자 중합체(polymer matrix)로 정의된다. FRP는 glass, aramid, carbon 등과 같은 높은 일축일장 강도를 가지는 섬유(fiber)들과 이들이 일체가 되어 거동하도록 하는 폴리머를 기지(matrix)재료로 하여 구성된다. 건설공사에 사용되는 FRP는 섬유의 체적비율을 65%까지 사용하고 있다.

FRP는 사용된 섬유와 기지(matrix)에 따라 역학적 특성이 달라지게 되며 그 기하학적 형상도 다양하다. 이는 일반적인 강재와는 달리 어떤 표준을 가지고 제작되는 것이 아니라 세계 여러 제조사들이 각각 그들만의 FRP를 개발, 발전시켜 왔기 때문이다. FRP는 주로 사용된 섬유에 따라 분류된다. 즉, 크게 GFRP(Glass Fiber Reinforced Polymer), AFRP(Aramid Fiber Reinforced Polymer), CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer) 그리고 HFRP(Hybride Fiber Reinforced Polymer)로 나뉘어 진다. 그리고 FRP는 봉(re-bar), 케이블(cable), 텐던(strand), 격자(grid), 쉬트(sheet), 판(plate)등의 형태로 생산되어지고 있다. Fig. 2.1은 현재 많이 쓰이고 있는 FRP의 형태별 사진을 나타낸 것이다.

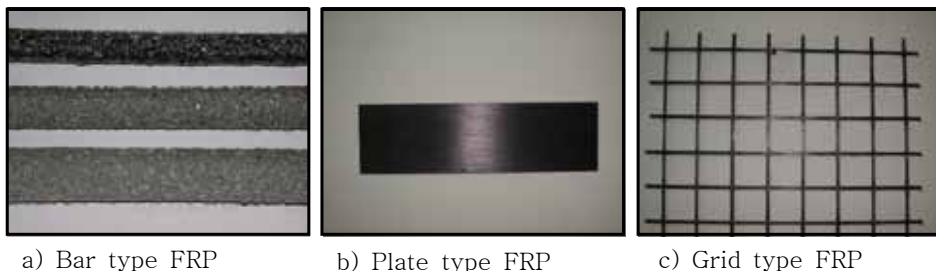


Fig. 2.1 FRP composites material

2.2 FRP의 재료적 특성과 역학적 특성

FRP는 사용된 섬유 종류와 형태별로 다른 특성을 갖고 있기는 하지만, 여기서는 FRP가 가지는 일반적인 특성을 다음과 같이 정리하였다.

먼저, FRP가 가지는 장점은 다음과 같다.

- 1) FRP는 우수한 비부식성을 가지고 있다. 현재 FRP가 주목받고 있는 가장 큰 장점이다. 현재 해양구조물의 염화물의 침투, 확산에 의한 철근의 부식, 콘크리트 교량 상판등의 강수, 습기, 제설제등의 사용으로 인한 철근의 부식 등은 철근의 대체재로서 FRP의 사용성 연구를 촉진시키고 있다.
- 2) FRP는 매우 높은 인장강도를 가지고 있다. FRP rebar를 이용한 주인장 배근(FRP rebar), 외부 부착 공법에 따른 보수·보강(gird, sheet, plate), 외부 텐던에 의한 보강공법(strand, cable) 등으로 휨 내력을 증진 시킬 수 있는 탁월한 효과를 가질 수 있다.
- 3) FRP는 비자성체(non-magnetic)이면서 비전도체(non-conductive)이다. 고속철도, 자기부상열차를 위한 구조물과 같이 전자기장의 영향을 받게 되는 곳에서의 건설 재료로서 적용시킬 수 있다. 그 외의 MRI와 같은 특별한 설비가 들어가는 병원, 레이더용 구조물 같은 곳에 적용시킬 수 있다.
- 4) FRP는 경량성이다. 같은 강도를 지닌 강재의 1/4~1/5 정도의 중량을 가진다. 구조물에 자중을 감소시킬 수 있으며, 시공자들의 편의를 도모하여 공사기간을 단축시킬 수 있으며, 직·간접적으로 전체적인 건설비용의 절감을 가져올 수 있다.

다음, FRP가 가지는 단점은 다음과 같다.

- 1) FRP는 소성 거동을 하지 않는다. Fig. 2.2에서 보는 바와 같이 철근과는 달리 재료

가 파단 될 때까지 선형-탄성거동을 한다. 이로 인해 FRP가 사용된 구조물은 연성이 매우 낮게 된다. 또, 구조물의 파단시 급격한 취성과괴로 인해 사용자에게 상당한 위험을 줄 수 있다. FRP의 많은 장점에도 불구하고 FRP가 널리 사용되지 못하는 이유가 바로 낮은 연성을 가지고 있다는 점이다. Fig. 2.2는 철근과 FRP 재료의 응력-변형률선도를 나타낸 것이다.

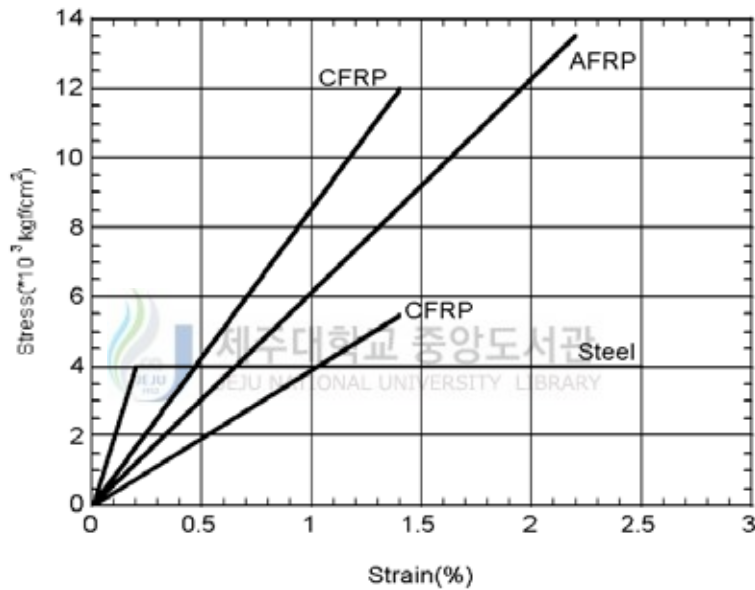


Fig. 2.2 Stress-strain relationship of FRP material and steel

- 2) FRP는 높은 인장강도에 비해 낮은 전단강도를 갖는다. 섬유방향으로는 강재보다 훨씬 높은 인장강도를 가지고 있으나 섬유 직각방향으로는 비교적 낮은 전단강도를 갖는다.
- 3) FRP는 높은 인장응력 하에서의 응력파손(stress-rupture), 강도저하(strength deterioration)와 같은 현상이 생긴다.

4) FRP는 고가이다. FRP의 비용으로 인해 시공비가 상승하게 된다. 현재 기존의 철근비용이 많은 상승에도 불구하고 FRP는 수요에 대한 불확실한 전망, 생산기술의 부족 등으로 인해 가격이 상당히 비싼 편이다. 하지만, 이 문제는 최근 구조물의 보수·보강에의 성공적인 적용, FRP 재료의 설계개념의 정립으로 인해 건설 시장에서의 많은 수요로 차차 해소될 수 있는 부분이다.

위와 같이 FRP의 재료·역학적 특성을 살펴보았다. 본 연구자는 연구목적에 제시된 바와 같이 FRP의 비부식성의 최대장점을 살리고, 낮은 탄성계수와 재료의 선형-탄성 거동으로 인한 많은 처짐과 연성부족의 단점을 보완하기 위한 방법을 모색하였다. 즉, FRP의 비부식성과 철근의 연성확보를 이용하여 HRS라는 새로운 배근 시스템을 개발하여 FRP의 구조용 부재로서의 적용성을 확인하고 안전성과 사용성을 향상시키기 위한 방법을 모색하였다.

2.3 FRP rebar의 기존 연구 동향



현재 국내외에서 연구되어지고 있는 문헌 중 FRP rebar의 재료적 특성에 관한 연구와 FRP rebar의 적용성과 사용성에 대한 연구로 크게 나누어 질 수 있다. 현재 우리나라에서는 1990년 초부터 FRP rebar의 재료적 특성에 관한 연구가 이루어지고 있을 뿐 구조용 부재로서의 연구는 미흡한 실정이다. 1980년 초부터 활발한 연구가 이루어지고 있는 선진국에 경우 설계규정 또한 확립되어 가고 있는 상태이고, 이에 대한 계속적인 수정·보완을 위한 실험연구가 활발히 진행 중에 있다.

본 절의 기존 문헌 연구를 통해 실험하기 전의 휨 거동에 대한 예측, 실험체를 제작·실험하기 위한 설계방법, 실험결과 분석방법 등을 참고 하여 본문의 내용을 뒷받침할 수 있는 기초 자료로 사용하였다. 본 절에서 기존 문헌 연구의 내용은 실험목적, 실험방법, 실험결과 등을 간략히 요약정리하고, 구체적인 결과·비교 그래프등은 생략하고 문헌자료의 특이한 사항만을 정리하여 소개하는 데에 그 목적을 두었다.

2.3.1 국내의 연구동향

김경수 등(1997)은 불포화 폴리에스테르(Unsaturate polyester: UPE)수지에 유리섬유를 보강하여 GFRP rebar를 직접 개발해 그 자체의 성능시험과 콘크리트에 적용·시험함으로써 구조용 강재로 쓰이는 철근과 비교·평가해 철근 대체용으로의 가능성을 평가하였다. 개발된 GFRP rebar의 성능평가를 위하여 인장강도시험, 부착강도시험, 휨강도시험, 파괴에너지 측정시험을 실시하였다. 철근과 비교·분석한 결과 인장강도, 부착강도, 휨강도 측면에서는 약간 저조하였으나 콘크리트의 에너지 흡수능력과 콘크리트에 연성화에 대한 기여도는 철근보다 우수한 것으로 나타났다.

윤순종 등(2003)은 GFRP rebar 다발로 보강된 1방향 슬래브의 휨 거동에 관한 실험적 연구로서 GFRP rebar의 보강량을 증가시켜가며 단위 폭을 갖는 1방향 슬래브 실험체를 제작하고 3등분점 재하실험을 수행하였다. 각 실험체에 대한 이론적인 해석은 철근 콘크리트 휨부재의 해석 및 설계 방법을 수정·보완하며 개발된 ACI Committee 440에 따라 수행하였으며, 실험결과와 이론적 해석결과를 비교·분석하였다. 연구결과 ACI Committee 440에 의해 예측한 각 실험체의 하중-처짐 거동은 실험결과와 비교적 잘 일치함을 알 수 있었으나, 모든 실험체에서 작용하중에 대한 처짐이 매우 크게 나타나 FRP 보강 콘크리트 휨부재의 경우 하중-처짐 거동은 설계를 지배하는 중요한 변수가 된다는 것을 제시하고 있다.

박찬기 등(2003)은 콘크리트 구조물의 철근부식으로 인한 문제를 해결하고자 철근 대체재로서 사용 가능성이 높은 CFRP 보강근 및 GFRP 보강근을 개발하고, 개발된 FRP 보강근 및 현재 해외에서 사용되고 있는 FRP 보강근들의 역학적 특성 및 화학적 열화환경에 의한 내구성능을 촉진열화시험을 통하여 평가하였다. 환경조건은 알칼리, 산, 염해, 중성 환경의 4가지의 촉진열화환경을 조건으로 하고, 압축강도, 전단강도, 인장강도의 장기 내구성능을 평가하였다. 개발된 CFRP, GFRP 보강근은 섬유 표면을 3차원 제작처리를 실시하여 섬유의 일방향 배열로 인한 FRP 보강근의 쪼개짐 파괴를 방지하였기 때문에 압축, 전단, 인장특성의 기준 잔류강도 65%이상을 유지하였다. 그러나 GFRP의 경우 전단의 잔류강도 60%를 유지하여 기준잔류강도의 65%를 만족시키지

못하고 있음을 보이고 있다.

■ 소 결

- FRP를 배근한 콘크리트 부재의 시방·규정이 없는 상태이다.
- 철근의 부식에 대한 문제점을 인식하고 대체 재료에 대한 필요성을 대두 시키고 있다.
- FRP 도입을 위한 재료적 특성에 관한 실험연구가 이루어지고 있을 뿐, 실제 구조용 부재로서의 사용성에 대한 실험연구는 미흡한 실정이다.
- 현재 국내의 FRP(구조용 부재로서)의 작은 수요로 인해 FRP의 비싼 재료비용을 해결하기 어려운 실정이다.

2.3.2 국외의 연구동향

Saleh Hamed Alsayed(1998)은 모두 12개의 Steel과 GFRP 보강 콘크리트 보를 제작하여 예측한 하중-처짐도와 실험결과에 대한 하중-처짐도를 비교·설명하였다. 실험결과와의 비교·검토를 위해 3가지 자료의 결과를 가지고 설명하고 있는데,

- ① 재료(GFRP)의 실질적인 특성을 고려한 컴퓨터 모델링
- ② ACI 설계식을 이용한 하중-처짐 모델
- ③ 수정된 모델을 이용한 하중-처짐 모델

위의 3가지의 결과값을 가지고 설명하고 있다. 먼저, 컴퓨터 모델링에 경우 콘크리트의 극한강도를 기준으로 평형방정식과 변형률적합조건식, 단면과 재료의 특성, 중립축 계산의 시행 착오법등을 이용하였다. 수정된 모델은 Faza, GangaRao et. al.(1992)등이 제안한 식을 이용하여 균열하중, 항복하중, 사용하중, 극한하중시의 변화된 단면 2차 모멘트를 이용하여 처짐을 계산하였다.

실험결과와는 컴퓨터 모델링을 이용한 경우 사용하중-처짐에서는 10%내, 총 하중-처짐에서는 1%내의 오차범위를 가지면서 거의 정확한 결과치를 얻고 있다. 하지만, GFRP 보강 콘크리트의 경우 수정된 모델을 이용한 경우 사용하중-처짐에서 15%의 오차를 갖는 반면에, ACI 모델을 이용한 사용하중-처짐은 70%의 과도한 오차를 가지고

있어 ACI 설계기준에 GFRP 콘크리트 보의 사용하중-처짐은 과소평가되고 있음을 보고하고 있다. 그리고 GFRP 보강 콘크리트 보의 최종파단형태는 GFRP의 취성적인 파단형태가 아닌 콘크리트 압축파괴에 의해 최종파단 됨을 보이고 있다.

Saleh Hamed Alsayed 등(2000)은 ACI model에서 사용되고 있는 휨 강도, 사용하중시의 처짐, 그리고, FRP의 인장파단을 피할 수 있는 최소 보강비 등을 검토하고 일부 수정된 식을 제안하였다. 제안된 수정식의 타당성을 확인하기 위해 두 가지 모델을 선정하여 실험한 후 실험결과를 계산식들과 비교·검토하였다.

여러 연구자들에 의한 제안식과 실험과정은 생략하고 사용하중시 처짐에 대한 제안식과 그 결과만을 정리하였다.

① ACI-318(1977) ; $I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right]$

② Faza and Ganga Rao(1992) ; $I_m = \frac{23I_{cr}I_e}{8I_{cr} + 15I_e}$ (ACI-318의 I_e 를 사용)

③ ACI-440(1998) ; $I_e = \frac{I_g}{\beta} \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + \alpha I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right]$

④ 제안식(2000, 현재연구중) ; $I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^{5.5} + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^{5.5} \right]$

⑤ 제안식(2000, 현재연구중) ; $I_e = \left[1.40 - \frac{2}{15} \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right) \right] I_{cr}$ for $1 < \frac{M_a}{M_{cr}} < 3$

$$I_e = I_{cr} \quad \text{for} \quad \frac{M_a}{M_{cr}} > 3$$

FRP를 배근한 콘크리트 부재에 처짐 계산시의 균열전과 후의 휨강성의 변화로 인하여 위에 제시한 유효 단면 2차 모멘트의 산정방법에 따라 처짐값도 상당히 상이한 결과를 가져오고 있다. 현재 FRP의 사용성에 대한 연구중에 이 유효 단면 2차 모멘트의 산정식에 대한 연구가 가장 활발히 진행되고 있다.

현재 ACI 규정식은 철근 콘크리트 부재에서 발전된 식으로서 실제 FRP 배근 콘크리트 부재의 처짐보다 상당히 과소평가되고 있다고 보고하고 있다. 그리고 제안된 식에

대한 적합성 여부는 실험상의 결과치와 비교를 통해 타당성을 입증하였다. 하지만, 위 논문의 연구자는 규정식이 확립되기 위해서는 더 많은 실험 데이터 확보가 필요하다고 결론짓고 있다.

Abdalla, H. A.(2002)는 FRP를 배근한 콘크리트 부재에서 FRP의 낮은 탄성계수와 선형 응력-변형률선도를 갖기 때문에 부재의 사용성을 검토하는 것이 무엇보다 중요하다고 보고하고 있다. 특히, 사용성에 있어서 처짐과 균열은 FRP로 배근된 콘크리트 부재의 설계과정에서 가장 중요시 고려되어야 하는 부분이라고 보고하고 있다. 7개의 보 실험체와 8개의 슬래브 실험체를 제작·실험하여 실험결과 값과 그래프를 가지고 ACI Committee의 규정과 ISIS(Intelligent Sensing for Innovative Structures) Canada model, 여러 연구자들의 제안한 모델을 비교·검토하였다.

모든 실험 결과 그래프와 모델식은 생략하고 기존의 규정식과 현재 제안된 식들의 비교를 통해 FRP 배근 콘크리트의 설계에 있어서 처짐과 균열등의 사용성 검토가 얼마나 중요한지 비교·검토해 볼 수 있었다.

간단히 실험결과만을 요약하면 다음과 같다.

- ① FRP를 배근한 콘크리트는 초기균열까지 선형적인 휨 모멘트 거동을 하고 균열 후 아주 큰 강성의 저하를 갖고 다시 선형적인 거동을 보이고 있다.
- ② FRP를 배근한 콘크리트 부재는 철근을 배근한 부재보다 더 큰 처짐과 변형을 갖는다. 이것은 FRP 보강재의 서론 다른 부착특성과 낮은 탄성계수로 인한 것이다.
- ③ FRP를 배근한 콘크리트 부재의 균형보강비는 철근 콘크리트 부재보다 훨씬 낮은 비를 가진다. 실제로 처짐과 균열을 제어하기 위해서는 과보강비를 가져야 한다.
- ④ ACI 설계기준에 제시된 처짐식을 이용할 경우 균열하중 이상에서 처짐은 실제 실험값보다 더 낮게 측정됨을 확인 할 수 있었다.
- ⑤ ISIS Canada model과 여러 연구자들의 제안한 처짐식은 실제 실험결과 값과 거의 일치함을 확인할 수 있었다.

그리고, 현재 ACI Committee의 설계 규정식들에 대해서 많은 실험과 연구를 통해 조금씩 수정되고 보완되고 있는 실정이다.

Balendran, R. V. 등(2002)은 많은 연구자들의 실험·논문결과를 인용하여 토목구조물의 보강재로서 FRP의 특징과 적용사례를 전체적으로 요약정리 하였다. 토목구조물의 지속적인 극진적 환경은 철근과 PS 강선의 부식을 초래하고 그 결과 철근 콘크리트

구조물의 사용성 저하로 인한 구조물의 파단을 야기 시키고 있다고 보고하고 있다. 이것은 보강재의 부식이야 말로 철근 콘크리트 구조물의 사용연한을 제한하는 가장 큰 요인이라는 것을 강조하고 있다.

Houssam Toutanji 등(2003)은 FRP의 낮은 탄성계수로 인해 철근 콘크리트 보와 비교할 경우에 더 많은 처짐과 균열을 보이고 있음을 나타내고 있다. 그리고 철근 콘크리트 보에 있어서 사용하중시의 처짐과 균열을 계산하기 위한 현재의 설계법은 FRP를 보강한 콘크리트 보에는 적용되지 않음을 보이고 있다. 또, ACI 440.1R-01 설계식의 처짐과 균열 계산식의 사용으로 실험결과와 비교하였으며, 주부재의 1열 배열에서는 처짐과 균열 계산식이 적합함을 보이지만, 2열 배열에서는 일부 변수에 수정되어야 함을 밝히고 2열 배열에 대한 처짐과 균열 계산식을 제안하고 있다.

실험은 폭 180mm, 높이 300mm의 단면과 지간길이 3m를 가진 총 6개의 시험체를 제작하고 4점재하법을 이용하여 실험 하였다. 사용된 GFRP는 크기 12.7mm, 인장 강도 $7087\text{kgf/cm}^2(695\text{MPa})$, 탄성계수 $4.08 \times 10^5\text{kgf/cm}^2(40\text{GPa})$ 이다. 보강변수는 GFRP bar 2개(1열), 3개(1열), 4개(2열)를 각각 2개씩 제작하였다. 보는 두 가지의 파괴형태를 나타내기 위해 설계되었다.

① 갑작스런 콘크리트 압축파괴와 보강재의 파단

② 보강재가 계속적인 탄성을 가지고 있을 때의 콘크리트의 압축파단

먼저, 첫 번째의 설계는 평형보강비와 같은 보강량을 기준으로 설계하고, 두 번째는 평형보강비보다 더 큰 보강량을 기준으로 설계하였다.

실험결과는 처짐계산시의 ACI 440.1R-01 설계식을 사용하여 계산한 값은 실험값과의 동일하여 ACI 440.1R-01 설계식의 적합성을 보이고 있고, 균열계산 시에는 1열 배열에서는 ACI 440.1R-01 설계식이 실험값과 잘 일치하지만, 2열 배열에서는 일치하지 않아 k_b 를 1.2에서 1.4로 수정되어야 함을 보이고 있다. 여기서, k_b 는 GFRP와 콘크리트 사이의 부착정도를 나타내는 계수를 의미한다.

이 참고문헌 자료의 수정내용은 현재 2003년 ACI Committee 440에 일부 수록되어 있음을 확인하였다.

Johnney Rooney 등(2004)은 지난 30년 동안 보강재의 부식은 철근 콘크리트 구조물

의 파괴를 유발시키는 주요인으로 보고하고 있다. 한가지의 해결책으로 철근의 대체재를 고안하는 것으로 비부식성 보강재로 FRP(Fiber Reinforced Polymers)를 제안하고 있다. FRP는 철근과 비교하였을 경우 높은 내구성과 휨 강도를 가지고 있고, 경량성과 높은 인장력을 가지고 있어 대체재로서의 타당함을 보이고 있다. 특히, 사용성에 관련된 철근 콘크리트 보와 GFRP 콘크리트 보의 휨 거동을 비교·검토하였다. 실험결과 GFRP 콘크리트 보는 철근 콘크리트 보에 비해 높은 파괴하중, 높은 보강재 변형률, 더 많은 처짐과 균열을 갖는다는 결론을 내리고 있다. 그리고 GFRP 재료의 사용시 설계 기준에는 사용성을 고려한 처짐과 균열등에 제어가 무엇보다 중요하다고 강조하고 있다.

■ 소 결

- 미국, 캐나다, 일본(Dolan, 1999, Rizkalla, et. al., 1999, Fukuyama, 1999)등의 선진국에서는 1980년대 이후 교량 바닥판에 철근 대체재로서 FRP 보강근을 사용하기 위한 연구가 이루어져, 현재 FRP에 대한 시방·규정식이 성립되어 가고 있는 실정이고 현재에도 계속적으로 수정·보완되고 있다.
- FRP 재료적 특성에 대한 연구는 이미 확립되어 있는 상태이고, 구조용 부재로서의 비부식성과 고인장강도의 장점을 갖춘 FRP의 적용성과 안전성에 대한 연구가 활발히 진행중에 있다.
- 수정·보완되는 사항중에 FRP 배근 부재의 사용성, 즉 처짐과 균열에 대한 연구가 가장 활발히 이루어지고 있다. ACI의 처짐에 대한 규정식은 실제 실험에서 측정된 값보다 과소평가되고 있어 이에 대한 많은 연구가 이루어지고 있다.
- 실제 교량에 FRP 적용 시공사례(Taerwe, et. al., 1999)를 가지고 있고 FRP에 광학센서를 장착해 교량에 대한 지속적인 관리·분석을 하고 있다.

■ 새로운 배근 시스템 소개

Leung, H. Y. 등(2003)은 FRP RC 보의 설계는 건설 산업에 있어서 여전히 정체를 나타내고 있는데 이것은 FRP rebar의 높은 비용 그리고 FRP rebar의 취성적인 특성으로 인한 구조물에 연성의 감소에 인한 것으로 보고하고 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 콘크리트 구조물에 FRP rebar와 철근을 내부 보강하는 새로운 배근 시스템을 제안하고 있다. Fig. 2.3은 시험체 슬래브의 실험모습, 단면형상을 나타내고 있다.

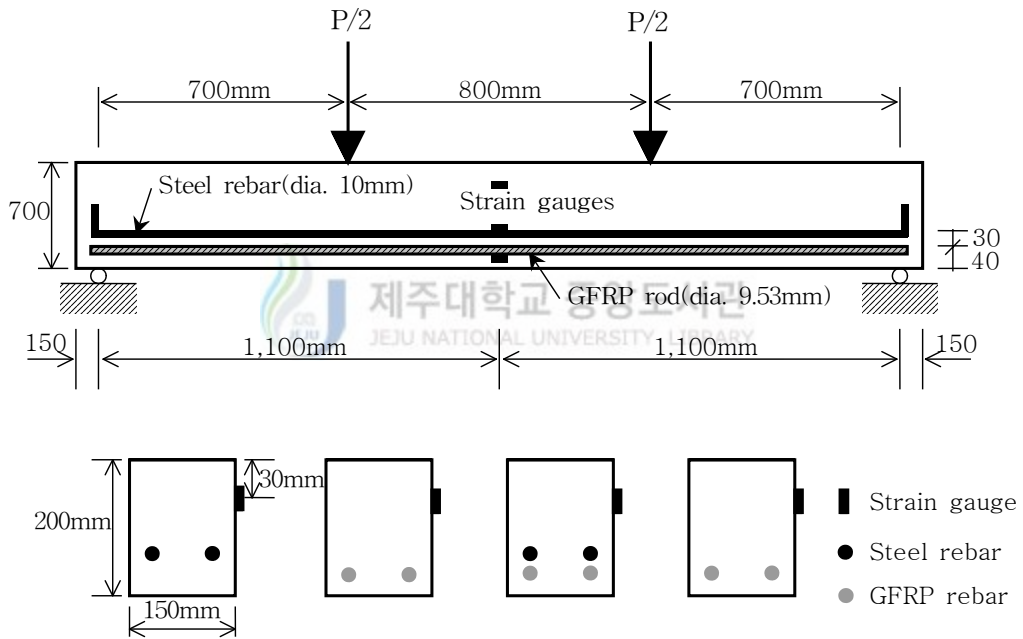


Fig. 2.3 Details of reinforcement, dimensions and loading layout of test beam

총 7개의 시험체를 구성하여 지간길이 2.5m, 단면의 높이 200mm, 단면 폭 150mm를 4점재하 방법으로 실험하였다. 실험체원과 단면형상을 Fig. 2.3에 나타내었다. 그리고 305.9kgf/cm^2 (30MPa)과 509.9kgf/cm^2 (50MPa)의 다른 두 가지의 콘크리트 강도를 가지고 Table 2.1과 같은 변수를 갖고 실험하였다.

Table 2.1 Parameters and variables of experimental specimen

시험체명	콘크리트 강도 (kgf/cm ²)	사용 철근 개수	사용 GFRP 개수	평형 보강비	실제 보강비	보 분류
L0	305.9	2	-	2.84 ^a	0.81 ^b	저보강
L1	305.9	-	2	0.45 ^a	0.59 ^c	과보강
L2	305.9	2	2	0.05 ^d	0.59 ^c	과보강
L5	305.9	2	3	0.05 ^d	0.89 ^c	과보강
H1	509.9	-	2	0.63 ^a	0.59 ^c	저보강
H2	509.9	2	2	0.23 ^d	0.59 ^c	과보강
H5	509.9	2	3	0.23 ^d	0.89 ^c	과보강

참고 : L0, L1, L2, L5 = The lower strength concrete

H1, H2, H5 = The high strength concrete

a = use equation $\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c}{f_y} \times \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$

b = use equation $\rho_a = \frac{A_s}{bd_s}$, c = use equation $\rho_a = \frac{A_f}{bd_f}$

d = use equation $\rho_b' = \frac{1}{f_{fu}} [0.85f_c\beta_1 \times (\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}}) - \frac{A_s}{bd_f} \times f_y]$

실험결과는 먼저, 하중-처짐도에서 Steel 보강 콘크리트 보와 Hybrid reinforcement를 적용한 보를 비교하면 철근의 항복하중 전까지는 거의 같은 양상을 보이다가 균열 하중 후에는 거의 직선적인 형태를 보이는 Steel 보강 콘크리트 보와는 달리 더 높은 하중과 더 낮은 처짐을 가지고 최종파단되는 모습을 보이고 있다. 이것은 GFRP rebar는 철근의 항복 후에 더욱 효율적이라는 것을 설명하고 있다. 그리고, Hybrid reinforcement를 적용한 콘크리트 보는 Steel과 GFRP만을 각각 사용한 콘크리트보다 휨 강도가 더 높게 나타나는데 이것은 GFRP의 보강량의 증가로 인해 하중저항능력을

더욱 높일 수 있음을 검증하고 있다. 콘크리트 강도의 증가로 인해 휨과 전단저항능력을 증가 시킬수는 있지만, 휨의 저항능력이 전단보다 증가하여 Hybrid reinforcement 적용시에 휨 파괴를 유도하기 위해 적정한 전단 보강량이 필요함을 보고 하고 있다.

기존의 배근 시스템과는 달리 Hybrid reinforcement의 적용은 하중저항능력에 있어서 더 큰 능력을 발휘하고는 있지만, 이러한 배근 시스템이 통용되기 위해서는 전단, 처짐, 균열등과 같은 더 폭넓은 연구가 이루어져야 할 것이다.



2.3.3 ACI 440 설계식의 고찰

2.3.3.1 FRP 배근 콘크리트 휨 부재의 공칭강도

1) 기본 가정사항 :

FRP 배근 콘크리트 휨 부재의 설계를 위한 기본 가정사항은 다음과 같다. 여기서 모든 가정사항은 철근콘크리트 휨 부재의 설계를 위한 기본 가정사항과 동일하나, 마지막 vi)은 FRP rebar의 특성을 고려한 것으로 FRP 보강근의 응력-변형률 관계를 반영한 것이다.

- i) 콘크리트와 FRP 보강근의 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례한다.
- ii) 콘크리트의 극한변형률은 0.003이다.
- iii) 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
- iv) 콘크리트의 압축응력 분포는 크기가 $0.85f_{ck}$ 인 직사각형 분포로 가정 할 수 있다.
- v) 콘크리트와 FRP 보강근은 완전히 부착되어 있다.
- vi) FRP 보강근의 응력은 설계인장강도에 도달하기 전까지 변형률에 비례한다.

2) FRP근의 설계인장강도 :

FRP 배근 콘크리트 휨 부재의 공칭휨강도 (Nominal moment capacity)를 결정하기 위해서는 먼저 설계에 적용하기 위한 FRP rebar의 설계인장강도(Specified tensile strength, 2.3.1)와 극한인장변형률(Ultimate tensile strain, 2.3.2)을 결정해야 한다.

$$\text{○ 설계인장강도 : } f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (2.3.1)$$

$$\text{○ 극한인장변형률 : } \varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (2.3.2)$$

여기서, C_E = 환경요인에 의한 강도감소계수

f_{fu}^* = 시험으로부터 얻은 평균인장강도

($f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3\sigma$) (σ 는 표준편차)

$$\varepsilon_{fu}^* = \text{시험으로부터 얻은 평균극한인장변형률}$$

$$(\varepsilon_{fu}^* = \varepsilon_{u, ave} - 3\sigma) (\Rightarrow \sigma = \text{표준편차})$$

FRP rebar는 환경적인 요인에 의해 장기 거동 하에서 인장강도가 다소 감소될 수 있으며, 이러한 장기 거동 하에서의 강도감소의 영향을 고려하기 위하여 인장강도에 구조물의 노출정도와 배근섬유의 종류에 따라 환경요인에 대한 강도감소계수 (Environmental reduction factor, C_E)를 곱하여 설계인장강도를 계산하도록 하고 있다. Table 2.2는 섬유의 종류와 환경 요인에 따른 강도감소계수를 나타낸 것이다.

Table 2.2 Environmental reduction factor for fibers and exposure conditions

Exposure Condition	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Concrete not exposed to earth and weather	Carbon	1.0
	Glass	0.8
	Aramid	0.9
Concrete exposed to earth and weather	Carbon	0.9
	Glass	0.7
	Aramid	0.8

3) FRP rebar 배근 콘크리트 휨부재의 파괴모드 :

FRP rebar 배근 콘크리트 휨 부재의 파괴모드는 철근콘크리트 휨부재의 파괴모드와 마찬가지로 FRP rebar의 배근량에 따라 콘크리트의 파괴 (concrete crushing), 균형파괴(balanced failure), FRP rebar의 파단파괴 (FRP rebar rupture failure)의 3가지로 구분된다. Fig. 2.4는 FRP 배근 콘크리트 직사각형 보의 파괴모드와 콘크리트 및 FRP rebar의 응력분포를 나타낸 것이다.

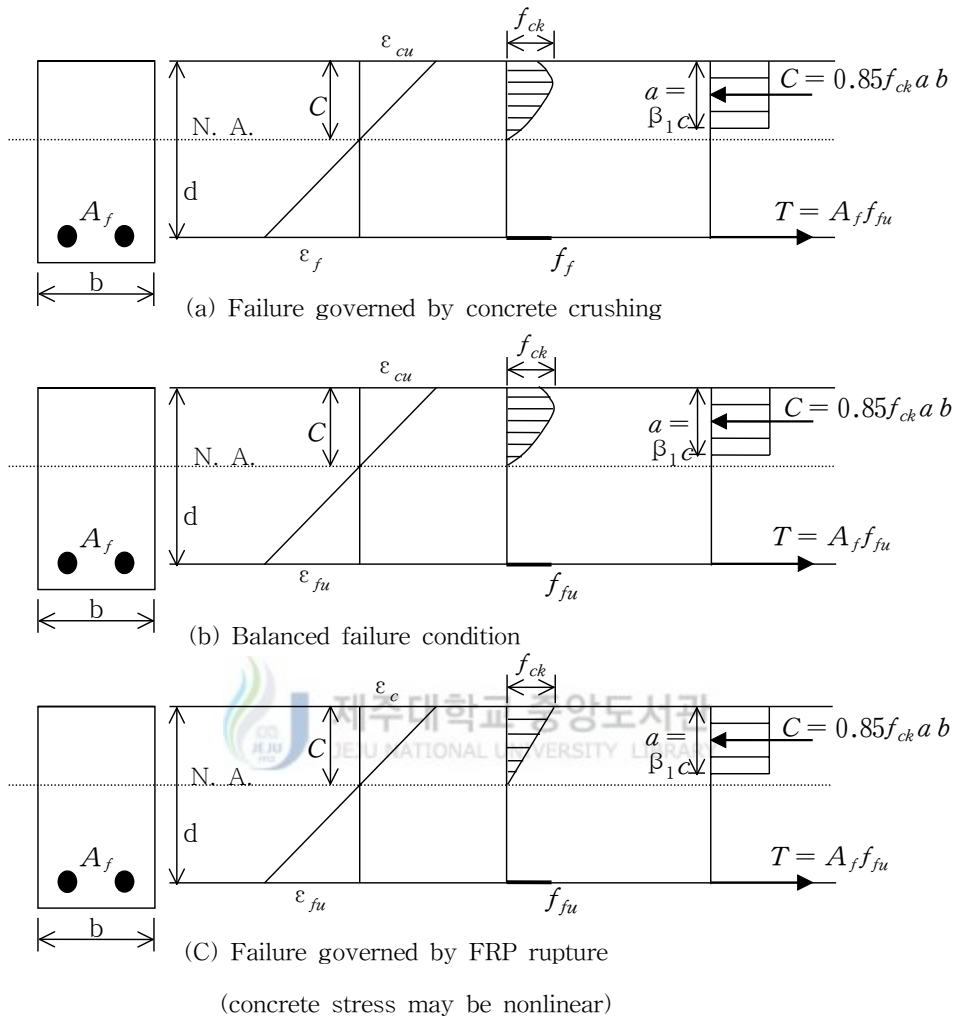


Fig. 2.4 Stress and strain distribution at ultimate conditions

FRP 배근 휨 부재의 휨강도는 콘크리트의 파괴와 FRP의 파단파괴 중 어떤 파괴에 지배되는냐에 따라 달라진다. 휨 부재의 파괴모드는 FRP 보강비와 균형배근비를 비교함에 따라 결정되어진다.

FRP rebar의 경우 철근과는 달리 항복점을 갖지 않으므로, 균형배근비(balanced reinforcement ratio)를 계산하는데 있어서 설계인장강도를 사용하며, FRP 배근비(2.3.3)와 균형배근비(2.3.4)는 다음식과 같다.

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (2.3.3)$$

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \times \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \times \frac{\varepsilon_{cu} E_f}{\varepsilon_{cu} E_f + f_{fu}} \quad (2.3.4)$$

변형률 적합조건식과 평형방정식을 이용하여 식(2.3.4)에 균형배근비를 유도해보면 다음과 같다.

- 변형률 적합조건식 ;

$$\frac{C_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f} \Rightarrow C_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f} \times d \quad (2.3.5)$$

- 평형방정식 ;

$$C = T$$

$$0.85f_{ck} a b = A_f f_{fu} \quad (2.3.6)$$

$$\rho_{fb} = \frac{A_f}{b d}, \quad A_f = \rho_{fb} b d \quad \text{이므로} \quad (2.3.7)$$

$$\Rightarrow 0.85f_{ck} a b = \rho_{fb} b d f_{fu}$$

$$\rho_{fb} = 0.85 \times \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \times \frac{a}{d} \quad (a = \beta_1 C_b) \quad (2.3.8)$$

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \times \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \times \frac{C_b}{d} \quad (2.3.9)$$

여기서, C_b 에 식(2.3.5)를 대입하여 정리하면,

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \times \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \times \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f} \quad (2.3.10)$$

$$\therefore \rho_{fb} = 0.85\beta_1 \times \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \times \frac{\varepsilon_{cu} E_f}{\varepsilon_{cu} E_f + f_{fu}} \quad (2.3.11)$$

여기서, β_1 = 콘크리트의 설계기준강도에 따라 결정되는 상수로서 철근 콘크리트 휨

부재에 적용하는 값과 같다.

만일, FRP 배근비가 균형배근비보다 작을 경우($\rho_f < \rho_{fb}$)는 FRP 파단 파괴가 지배되고, 반대로 FRP 배근비가 균형배근비보다 클 경우($\rho_f > \rho_{fb}$)는 콘크리트의 파괴가 지배한다.

4) FRP rebar 배근 콘크리트 직사각형 단면보의 공칭휨강도 :

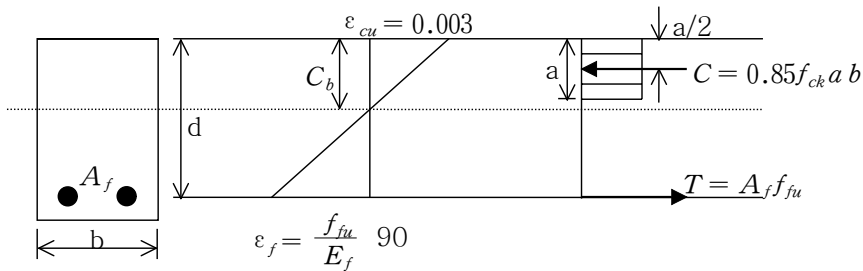
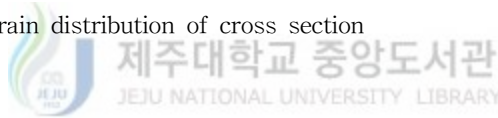


Fig. 2.5 Stress-strain distribution of cross section



FRP rebar의 배근비($\rho_f = A_f/bd$)가 균형배근비(ρ_{fb})보다 큰 경우(휨부재 파괴 모드 : 콘크리트의 압축파괴) Fig. 2.5와 같은 직사각형 단면 보의 공칭휨강도는 단면력의 평형조건식으로부터 식(2.3.11)과 같이 유도된다.

$$M_n = A_f f_f (d - a/2) \quad (2.3.11)$$

식(2.3.11)를 간단히 유도하여 식(2.3.13)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \Rightarrow \quad A_f = \rho_f b d \quad (2.3.12)$$

$$M_n = A_f f_f (d - a/2) \quad , \quad a = \frac{A_f f_f}{0.85 f_{ck} b} \text{ 를 대입하고 정리하면,}$$

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{A_f f_f}{1.7 f_{ck} b} \right) \text{ 에 식(2.3.12)를 대입하여 정리하면,}$$

$$M_n = \rho_f f_f \left(d - \frac{\rho_f b d f_f}{1.7 f_{ck} b} \right) b d$$

$$\therefore M_n = \rho_f f_f \left(1 - \frac{0.59 \rho_f f_f}{f_{ck}} \right) b d^2 \quad (2.3.13)$$

식(2.3.11)에서 콘크리트의 응력블럭의 깊이 a 와 FRP rebar의 응력 f_f 는 다음과 같다.

$$a = \frac{A_f f_f}{0.85 f_{ck} b} \quad (2.3.13)$$

$$f_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad (2.3.14)$$

변형을 적합조건식을 이용하여 식(2.3.14)을 유도해 보면 다음과 같다.

· 변형을 적합조건식 ;

$$\frac{C_b}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d - C_b}{\varepsilon_f} \Rightarrow \varepsilon_f = \frac{d - C_b}{C_b} \times \varepsilon_{cu}, \quad (a = \beta_1 C_b)$$

$$\varepsilon_f = \frac{d - a/\beta_1}{a/\beta_1} \times \varepsilon_{cu} \Rightarrow \varepsilon_f = \frac{\beta_1 d - a}{a} \times \varepsilon_{cu}$$

$$\therefore f_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a}$$

식(2.3.14)의 a 에 식(2.3.13)를 대입하고 다시 정리하면, 과배근상태(over reinforced condition)에서의 FRP rebar의 응력은 식(2.3.15)와 같이 유도된다.

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (2.3.15)$$

FRP의 배근비가 균형배근보다 작은 경우(휨파괴모드:FRP rebar rupture failure)에는 콘크리트의 응력분포와 압축축 연단에서의 변형률을 정확하게 파악하기 어렵기 때

문에 이러한 조건을 갖는 FRP 배근 콘크리트 보의 공칭휨강도를 정확하게 계산하기는 어렵다. 철근 콘크리트 보에서 철근이 먼저 파괴 될 때의 공칭휨강도를 계산하는 과정과 유사하게 계산한다면, 식(2.3.16)과 같으며, 이 값은 실제 콘크리트의 응력분포를 고려할 때보다는 안전측이다.

$$M_n = A_f f_{fu} (d - \frac{a}{2}) \quad (2.3.16)$$

식(2.3.16)에서 a 는 식(2.3.13)에서 f_f 대신 f_{fu} 를 대입하여 계산한다.

5) FRP rebar 배근 콘크리트 휨부재의 강도감소계수 :

FRP rebar와 콘크리트는 두 재료 모두 극한상태에서 갑작스런 파괴거동 (brittle failure)을 보이므로, FRP근으로 배근된 콘크리트 부재의 강도감소계수는 부재의 충분한 예비강도(reserve strength)를 확보하기 위해 철근콘크리트 부재보다 안전한 감소계수를 적용해야 한다. 일본의 경우, FRP rebar로 배근된 콘크리트 휨부재의 휨모멘트에 대한 강도감소계수 1/1.3(0.769)을 사용하도록 권장하고 있다. Benmokrane 등(1996)은 실험적 연구를 통해 FRP rebar 배근 콘크리트 휨부재의 강도감소계수로 0.75를 사용하도록 제시하였다.

ACI Committee 440(2003)에서는 FRP근의 파단에 의한 파괴($\rho_f < \rho_{fb}$)와 콘크리트의 압축파괴에 의한 파괴거동($\rho_f \geq 1.4\rho_{fb}$)을 구분하여 강도감소계수를 적용하였다. 또한, 두 파괴거동 사이($\rho_{fb} \leq \rho_f < 1.4\rho_{fb}$)에서 강도감소계수가 선형으로 변하는 선형변환구간 (linear transition zone)을 적용하였으며, 이 선형변환구간 내에서는 계산에 의해 강도감소계수를 결정하도록 하고 있다. 이 관계식을 식(2.3.17)과 Fig. 2.6에 나타내었다.

$$\Phi = \left. \begin{array}{ll} 0.50 & \text{for } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ \frac{\rho_f}{2\rho_{fb}} & \text{for } \rho_{fb} < \rho_f < 1.4\rho_{fb} \\ 0.70 & \text{for } \rho_f \geq 1.4\rho_{fb} \end{array} \right\} \quad (2.3.17)$$

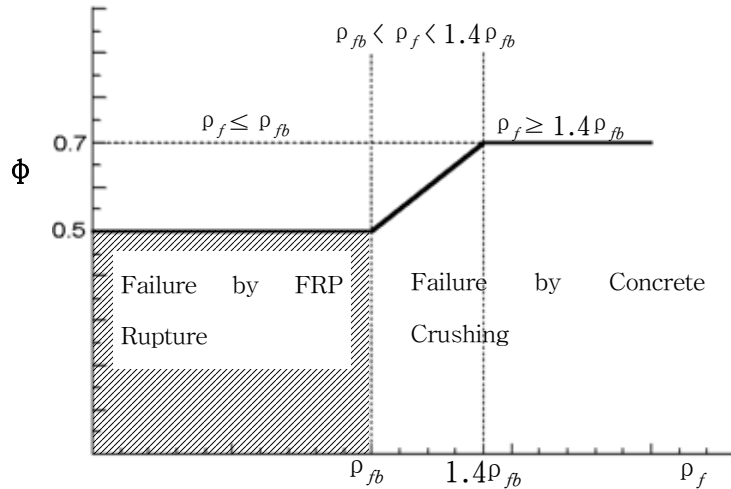


Fig. 2.6 Strength reduction factor as a function of the reinforcement ration



2.3.3.2 FRP 배근 콘크리트 휨부재의 사용성 검토

연구된 결과에 따르면 FRP rebar로 배근된 콘크리트의 휨 부재는 FRP rebar의 낮은 강성으로 인해 균열발생 후 철근으로 배근된 콘크리트 휨 부재에 비해 부재 전체의 휨 강성이 작아지며, 이로 인한 처짐이 크게 발생한다. 따라서, FRP rebar로 배근된 콘크리트 휨 부재의 사용성 검토는 단면설계를 지배하는 중요한 요소가 될 수있다. 본 절에서는 FRP 보강근으로 배근된 콘크리트 휨 부재의 사용성, 즉, 처짐의 계산에 사용되는 휨강성의 결정방법 및 균열의 검토방법에 대해 정리하였다.

1) FRP 보강근으로 배근된 콘크리트 휨부재의 처짐 :

철근 콘크리트 휨 부재의 처짐에 대한 제한은 보통 부재의 최소두께를 규정함(도로 교설계기준·해설, 2003)으로써 제한하고 있다. 그러나, FRP 보강근으로 배근된 콘크리

트 휨 부재의 경우 부재의 최소두께에 관해서는 현재 연구단계에 있으며, 아직까지는 부재의 처짐을 탄성이론으로 계산하여 단면설계과정에 반영하고 있다. 부재의 총처짐은 탄성처짐(elastic deflection)과 장기처짐(long-term deflection)으로 구분된다. 장기처짐은 콘크리트의 크리프(creep) 및 건조수축(drying shrinkage)등과 관련된다.

FRP 보강근으로 배근된 콘크리트 휨 부재의 탄성처짐은 부재의 휨강성과 밀접한 관계를 가지고 있으며, 콘크리트를 등방성으로 가정하여 작용하중의 크기에 따른 부재의 단면 2차 모멘트의 변화에 주로 영향을 받게 된다.

철근 콘크리트 보와 마찬가지로 균열이 발생하기 전 FRP 보강근 배근 콘크리트보의 단면 2차 모멘트는 총단면에 대한 단면 2차 모멘트($I_g = bh^3/12$)와 같다. 작용하중에 의한 휨 모멘트(M_a)가 균열모멘트(M_{cr})를 초과하면 콘크리트의 인장부에 균열이 발생하면서 부재의 강성이 감소되는데, 이 때의 단면 2차 모멘트는 균열 단면 2차 모멘트(I_{cr})를 기준으로 산출하게 된다.

철근 콘크리트 보와 마찬가지로 Fig. 2.4와 같은 직사각형단면의 보에 대해 예를 들어 설명하면, 균열 단면 2차 모멘트는 식(2.3.18)와 같으며, 여기서, n_f 는 FRP 보강근과 콘크리트의 탄성계수비(E_f/E_c)이고, k 는 식(2.3.19)와 같다.

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} \times k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 \quad (2.3.18)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (2.3.19)$$

FRP 보강근으로 배근된 콘크리트 휨부재의 휨강성은 철근 콘크리트 휨부재와 마찬가지로 작용하중이 증가함에 따라 균열이 발생하기 전의 휨강성과 균열이 발생한 후 휨강성 사이에 존재하게 된다. FRP 보강근으로 배근된 단순지지된 직사각형 보에 대한 실험적 연구결과(Benmoknane, 1996)에 따르면 철근 콘크리트 휨부재의 사용성 검토에 적용되는 Branson의 유효 단면 2차 모멘트를 FRP 보강근으로 배근된 콘크리트 휨부재에 적용할 경우 단면의 능력이 과대평가되는 것으로 나타났다. 이러한 실험결과는 FRP 보강근의 탄성계수가 철근에 비해 작고, 부착강도가 상대적으로 작기 때문으로(ACI Committee 440, 2003), 철근 콘크리트 휨 부재에 적용하던 Branson이 유도한 유효 단

면 2차 모멘트 식을 수정하여 식(2.3.20)와 같은 수정식을 개발하여 제안하였다.

$$I_e = \alpha I_{cr} + \left(\frac{I_g}{\beta} - \alpha I_{cr} \right) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \leq I_g \quad (2.3.20)$$

식(2.3.20)에서 α 와 β 는 FRP 보강근이 철근에 비해 강성이 작은 영향을 반영하는 감소계수로서 실험에 의해 결정되어야 한다.

ACI Committee 440 (2003)에서는 이러한 연구결과를 바탕으로 다음과 같이 FRP 보강근 배근 콘크리트 휨 부재의 유효 단면 2차 모멘트식(Branson의 식과 유사한 형태의 식)을 제안하였으며, 이 식(2.3.21)에서 β_d 는 식(2.3.22)과 같이 결정된다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta_d I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right\} I_{cr} \leq I_g \quad (2.3.21)$$

$$\beta_d = \alpha_b \left\{ \frac{E_f}{E_s} + 1 \right\} \quad (2.3.22)$$

식(2.3.22)에서 E_s 는 철근의 탄성계수이며, α_b 는 콘크리트와 FRP 보강근의 부착력의 계수로서, GFRP rebar의 경우 0.5를 사용하도록 권장하고 있다. 여기서, 식 (2.3.22)의 E_f 대신 E_s 를 대입하면 β_d 는 1이 되므로 식 (2.3.15)는 기존의 Branson의 식과 같게 된다.

2) 균열 :

FRP 보강근의 최대 장점 중의 하나는 부식에 대한 저항성이 매우 크다는 것이다. 철근 콘크리트 부재에서 철근의 부식에서 콘크리트 균열폭을 제한하는 주 요인이라 할 때 FRP 보강근으로 배근된 콘크리트 부재는 철근 콘크리트 부재에 비해 허용균열폭에 대한 규정을 완화시킬 수 있다.

FRP 보강근으로 배근된 콘크리트 부재의 허용균열폭에 관한 규정은 일본의 경우 0.02in. (0.5mm)로 정하고 있으며, 캐나다의 경우에는 외부환경과 접한 경우 일본규정과 동일하게 0.02in. (0.5mm), 구조물의 실내에 있는 부재의 경우 0.028in. (0.7mm)로 정하고 있다.(ACI Committee 440, 2003)

Faza와 GangaRao(1993)는 실험적인 연구를 수행하여 FRP 보강근으로 배근된 콘크

리트 부재의 균열폭을 예측하기 위한 계산식을 Gergely-Lutz(1973)에 의해 철근 콘크리트 부재를 대상으로 개발된 균열폭 계산식을 수정하여 식(2.3.23)과 같이 제안하였다.

$$w = 0.076 \beta \frac{E_s}{E_f} f_f \sqrt[3]{d_c A} \quad (2.3.23)$$

식(2.3.23)에서 E_s 는 철근의 탄성계수이고, A는 콘크리트의 유효 인장면적을 FRP 보강근의 수로 나눈 값이며, d_c 는 중립축으로부터 콘크리트의 인장연단까지의 거리에 대한 중립축으로부터 FRP 보강근의 도심까지의 거리의 비이다.

FRP 보강근과 콘크리트의 부착강도의 영향을 고려한 보정계수를 적용하여 다음과 같이 FRP 보강근의 균열폭 계산식(2.3.24)을 제안하였다.

$$w = \frac{2.2}{E_f} \beta k_b f_f \sqrt[3]{d_c A} \quad (2.3.24)$$

식(2.3.24)에서 f_f 와 E_f 의 단위는 MPa이며, d_c 의 단위는 mm, A의 단위는 mm²이다. k_b 는 FRP 보강근과 콘크리트의 부착정도를 반영한 계수로서, FRP 보강근의 종류에 따라 달라질 수 있다. 일반적으로 이형 FRP 보강근에 대해서 1.2를 사용하도록 제안하고 있다.(ACI Committee 440, 2003)



III. Hybrid Reinforcement System

3.1 Hybrid Reinforcement System이란

Hybrid Reinforcement System(HRS)이란 콘크리트 교량 상판의 상부에는 GFRP 보강근을 사용하고 하부는 재래의 철근을 사용하는 방식이다. 이는 FRP의 비부식성과 철근의 큰 연성의 장점을 살린 새로운 배근 시스템이다.

콘크리트 교량상판의 철근의 부식은 주로 균열을 통해 발생되어지며 철근의 부식은 다시 발생된 균열을 확대시키거나 새로운 균열을 발생시켜 부식현상을 가속화 시킨다. 더군다나 차량하중의 직접적인 충격 재하는 부식에 의한 콘크리트와 철근과의 연약해진 부착력을 감소 시켜 균열과 철근 부식간의 상호작용을 더욱 촉진시키게 된다. 이로 인해 콘크리트 교량상판의 사용연한은 현저히 저하하게 된다. 미국의 Strategic Highway Research의 SHRP-360에 소개된 Diffusion Cracking Deterioration Model(Weyers, et. al.)에 의하면 부식물질인 염소이온이 상부철근에 집중되어 부식이 시작될 때까지는 4.1년이 걸리는 반면, 하부철근은 23.3년이 걸린다고 한다. 따라서 HRS는 상부의 GFRP의 비부식성의 장점으로 교량상판의 내구연한을 현격히 증가시킬 수 있다.

GFRP 보강근이 철근의 대체재로서 사용되었을 경우 GFRP의 선형-탄성거동으로 인한 연성확보에 문제점을 나타낼 수 있고, 철근의 비해 상당히 낮은 탄성계수로 인해 주부재로서의 처짐을 만족시키지 못하게 된다. 또한 취성적 재료의 특성으로 인하여 구조물의 최종 파단시 구조물과 사용자에 엄청난 피해를 가져올 수 있다. 하지만, HRS에서는 정모멘트부의 하부 인장철근이 항복한 후 부모멘트부를 저항하는 GFRP 보강근의 파단시까지 많은 소성변형을 유도할 수 있고, 인장철근의 항복 후 철근의 연성과 함께 GFRP의 파단시의 최대변형률을 이용할 수 있어 철근과 GFRP재료를 충분히 활용할 수 있게 된다. 따라서 HRS는 철근의 장점을 최대한 살리고 GFRP의 단점을 최소화할 수 있어 슬래브의 연성확보를 위한 새로운 배근 시스템이 될 것이다.

3.2 교량상판 슬래브 모델과 파괴 Mechanism

교량상판 슬래브 모델은 Fig. 3.1 에서 보인바와 같이 주형 지지점에서 부모멘트부를 갖고 주형 사이 중간에 정모멘트부를 갖는 연속슬래브로써 작용한다. 따라서 상부의 FRP rebar는 부모멘트에 의한 인장력을, 하부의 철근은 정모멘트에 의한 인장력에 저항한다.

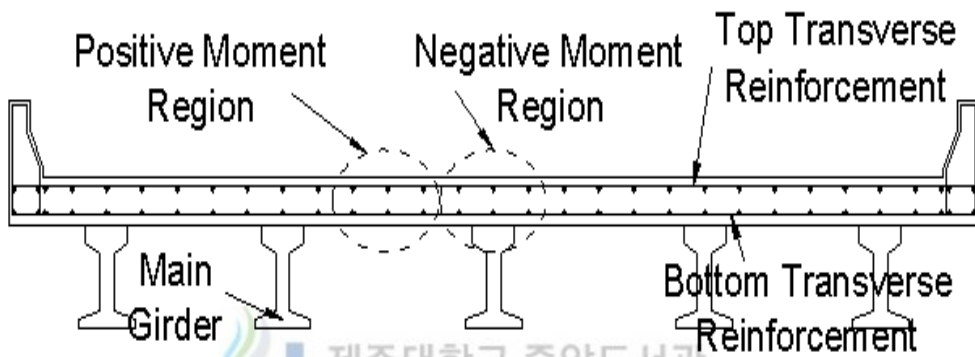


Fig. 3.1 Typical concrete bridge deck slab

이러한 교량의 연속 상판 슬래브를 간단히 양단고정 슬래브로 모델링하여 휨모멘트도와 극한상태에서의 HRS의 파괴 메커니즘을 나타내면 Fig. 3.2와 같다. 그림에서 보는 바와 같이 상하부에 전부 GFRP rebar를 사용할 경우 극한상태에서 상하부 GFRP rebar 중 하나가 파단 되면 다른 하나도 곧바로 파단 되어 갑작스런 파괴를 나타낸다. 그러나 HRS에서는 정모멘트에 저항하는 하부철근을 먼저 확실히 항복시키면 부모멘트에 저항하는 GFRP rebar가 파단될 때까지 소성변형을 유도할 수 있다. 따라서 연성증가를 위해서는 정모멘트부의 하부 정철근이 항복한 후 부모멘트부를 저항하는 GFRP rebar의 파단 시까지 가급적 많은 소성변형을 유도할 필요가 있다.

HRS에서는 다음과 같은 이유와 방법으로 최종 파괴 전까지 큰 변형을 가져올 수 있다.

- ① GFRP는 Fig. 2.2(FRP 재료의 응력-변형률선도)에 보인바와 같이 철근보다 탄성계수가 작고 파단시의 최대변형률이 커서 지지점 부근에 회전강성이 작은 탄성힌지부를 가짐으로써 부모멘트가 재분배되어 정모멘트가 증가한다.
- ② 상부 부모멘트부에 충분한 GFRP 보강재를 배치하여 GFRP 파단을 늦출 수 있다.
- ③ 최종 파단시의 상부 GFRP 보강재의 파단파괴가 아닌 정모멘트부 콘크리트 압축파괴를 유도함으로써 구조물의 취성적 파괴를 방지할 수 있게 한다.

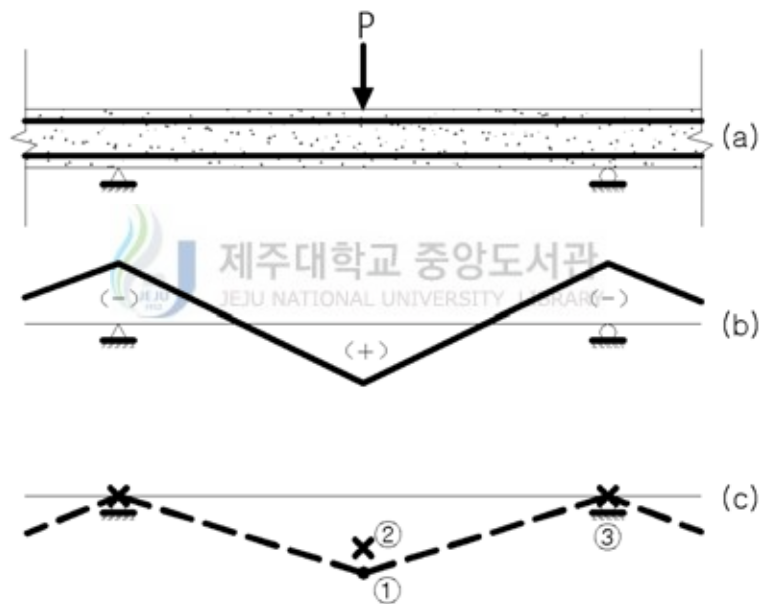


Fig. 3.2 Failure mechanism

- a) Bridge deck model , b) Bending moment diagram ,
- c) Failure mechanism of HRS

- ① plastic hinge of steel bar,
- ②,③ rupture of FRP rebar or crush of concrete

3.3 H.R.S. 슬래브의 연성과 변형에너지

3.3.1 기존의 연성(ductility)지수와 변형에너지를 고려한 제안식에 대한 고찰

연성이란 재료, 구조단면, 구조부재, 또는 구조계가 심각한 저항성의 손실없이 붕괴(collapse)하기 전까지 보여주는 비선형 변형(inelastic deformation)을 나타내는 정성(qualitative)적인 개념이다. 연성은 정역학적 부정정구조물에서 위험단면의 과잉응력을 다른 단면으로 재분배 시켜 국부 파괴를 지연시키는 역할을 하는 중요한 안전도 계수라 할 수 있다. (정상모, 1998)

연성을 측정하기 위한 방법으로 연성지수(ductility index) 또는 연성계수(ductility factor)가 사용이 되는데 곡률(curvature), 회전(rotation), 처짐(deflection)의 비로 다음 식으로 정의된다.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad , \quad \mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad , \quad \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

여기서, μ = 연성지수, ϕ = 곡률, θ = 회전, Δ = 처짐

밑첨자 y = 항복(yielding), u = 극한(ultimate)

위와 같은 전통적인 식을 이용하는 경우 구조부재의 항복과 극한상태를 명확히 구분하여야만 정확한 연성지수 계산이 가능하다. 철근콘크리트 구조물의 경우 철근의 항복을 기준으로 하여 쉽게 연성지수를 계산할 수 있지만, FRP rebar를 배근한 부재의 경우 FRP의 재료적 특성으로 인하여 정확한 연성지수의 계산이 어렵게 된다. FRP rebar는 특정한 항복점을 갖지 않고 파단시까지 선형-탄성 거동을 하기 때문에 연성지수의 계산은 더욱 어려워진다.

Fig. 3.3과 같이 FRP Reinforcement와 Hybrid Reinforcement의 에너지를 비교하여 보면 FRP Reinforcement를 사용한 보가 더 많은 탄성변형 에너지를 축적하는 반면에 시험체의 파괴 전까지 소비하는 소성변형 에너지는 훨씬 작은 것을 알 수 있다. 만약 시험체의 파괴가 긴장재의 파단에 의해 발생하면 FRP Reinforcement를 이용한 시험체는 훨씬 많은 양의 탄성에너지를 발산하게 되므로 구조물과 사용자에게 매우 위험하게

된다.

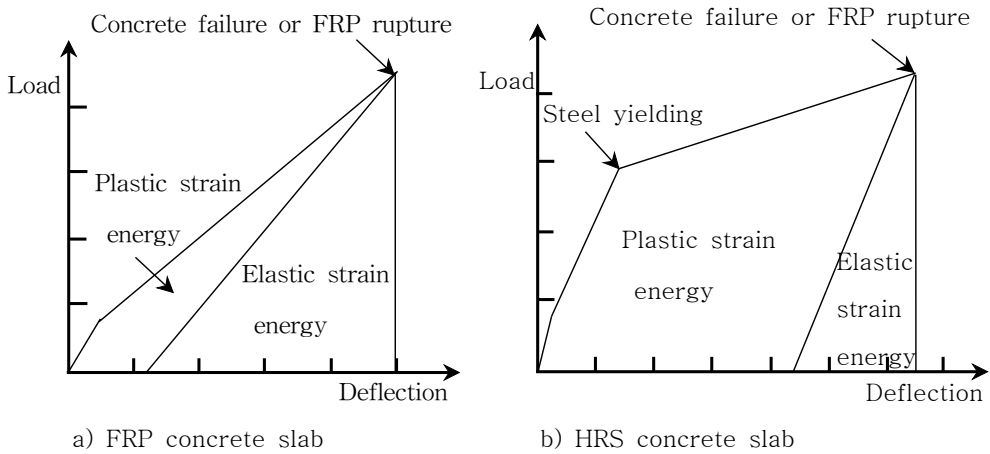


Fig. 3.3 Inelastic strain energy in FRP and HRS concrete slab

전통적인 연성지수 산출식은 비탄성 변형이 일어나면서 흡수되는 비탄성 에너지를 전혀 고려하지 못하고 있기 때문에 대부분의 연구들은 FRP Reinforcement를 이용한 시험체가 많은 처짐을 가져야만 요구되는 연성을 확보할 수 있다고 가정해 왔다. 그러나 많은 처짐을 허용할 경우 그에 상응하는 만큼의 탄성에너지가 구조체 내에 저장되게 되고 구조물의 파괴시에 이 탄성에너지가 발산되어 구조물과 사용자에게 엄청난 피해를 입히게 된다. 따라서, 비탄성 에너지가 고려되는 새로운 연성지수 산정식이 필요하게 되었다.

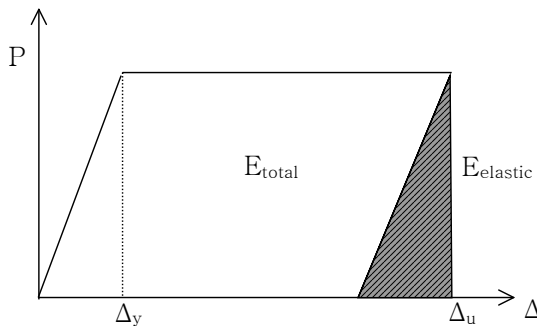


Fig. 3.4 Elastic-perfectly plastic flow

A.E. Naaman과 S.M. Jeong은 이러한 비탄성 에너지를 고려하여 다음과 같은 연성 지수 산정식을 제안하였다. 이 제안식은 기존의 연성지수 산정식에 기본을 두고 이 식을 에너지항으로 바꾸어 표현하였다. Fig. 3.4와 같이 완전 탄-소성 거동하는 재료라고 가정하면,

$$\frac{E_{total}}{E_{elastic}} = 2\frac{\Delta_u}{\Delta_y} - 1 \text{ 이고,}$$

$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ 라고 정의되는 기존의 연성지수 을 위의 식에 대입을 하면,

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{1}{2} \left(\frac{E_{total}}{E_{elastic}} + 1 \right)$$

와 같이 에너지 항으로 표현되는 식으로 바뀌게 된다.

여기서, E_{total} = 하중-처짐 곡선의 면적에 의해 계산되는 총 에너지

$E_{elastic}$ = 탄성에너지

위의 식은 하중-처짐 곡선을 통해 유도가 되었지만 모멘트-곡률 곡선 또는 모멘트-회전 곡선을 통해서도 같은 식을 유도할 수 있다. A.E. Naaman과 S.M. Jeong은 에너지 항으로 표현되는 식을 제안하면서 FRP Reinforcement을 사용한 시험체의 경우에 적용할 수 있을 뿐만 아니라 강재 긴장재를 사용한 보의 경우에도 적용 가능하다고 제안하였다.

3.3.2 연성 및 변형에너지 분석방법

본 연구에서 모든 시험체에 대한 연성지수를 분석하는 방법으로 전통적인 연성지수 산출식과 비탄성 에너지를 이용한 제안식에서 탄성거동 기울기의 계산방법만을 이용하여 변형에너지 지수라는 보조적 기준을 이용할 것이다.

먼저, 기존의 연성지수를 이용한 방법의 경우 처짐을 이용한 식($\mu_{\Delta} = \Delta_u/\Delta_y$)으로 표현하여 사용하였으며, 연성지수 산정에 있어 항복점은 정모멘트부 인장철근의 항복점을 기준으로 하였다. 일반적으로 시험체 있어서 파괴하중의 결정은 하중-처짐곡선에서

가장 높은 하중, 시험체가 완전히 파괴될 때의 하중, 하중-처짐 곡선에서 가장 높은 하중의 80%에 해당하는 하중에서 결정을 한다. 본 실험에서는 하중-처짐 곡선에서 가장 높은 하중을 파괴하중으로 생각하고 연성지수를 산정할 것이다.

FRP 콘크리트 슬래브 시험체의 경우 FRP의 선형-탄성거동으로 인해 항복점이 존재하지 않고, FRP의 설계인장변형률을 최대인장변형률의 60~80%를 사용하고 있다는 점을 감안할 때 뚜렷한 극한하중을 산정하기는 어려울 것이다. 하지만, HRS 콘크리트 슬래브의 시험체의 경우는 정모멘트부의 인장철근의 항복점과 최종 콘크리트의 압축파단을 전제로 할 때 항복하중과 최대극한하중시의 처짐등을 이용하여 계산할 수 있다.

다음, 비탄성에너지를 이용한 제안식을 이용할 경우 완전 탄-소성 거동을 전제로 하는 경우로서 기존의 연성지수 산출식을 에너지항으로 변환한 제안식은 사용될 수 없음을 알 수 있다. 하지만, 파괴시 에너지 개념을 이용한 제안식의 탄성기울기 계산방법만을 이용하여 순간적인 취성파괴의 위험에 대한 척도로서 변형에너지 지수를 총 변형에너지와 탄성변형에너지와의 비로서 계산할 수 있게 된다. Fig. 3.5는 HRS 콘크리트 슬래브의 하중-처짐곡선으로 각 하중과 처짐의 이용하여 수치적분의 구간을 결정한 것이다.

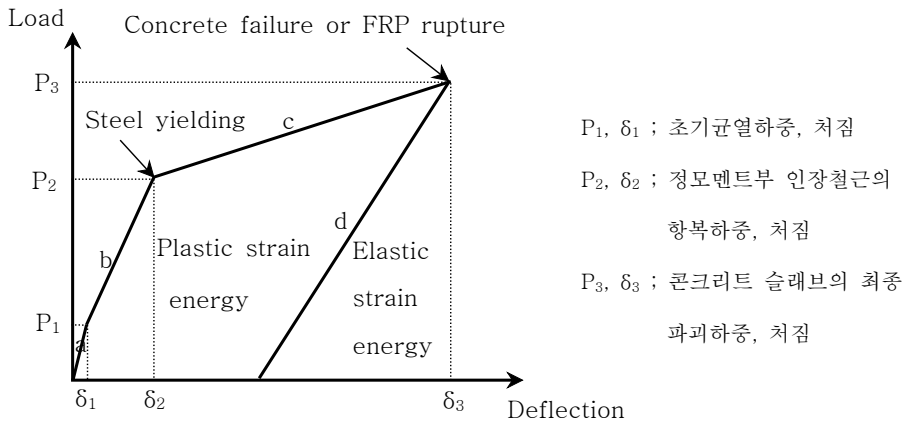
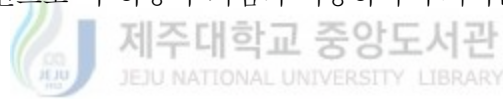


Fig. 3.5 Average gradient of elastic strain energy in load-deflection curve

여기서, 탄성거동 기울기는 시험체의 가력시험시 reloading 시험을 통해 구하는 것이

원칙이나 본 연구에서는 계략적인 탄성거동 평균기울기를 구하여 연성지수를 산정할 것이다. Fig. 3.6은 Fig. 3.5의 각 구간의 기울기를 가지고 x축과 y축의 변화량을 이용하여 평균탄성기울기를 계산될 것이다.

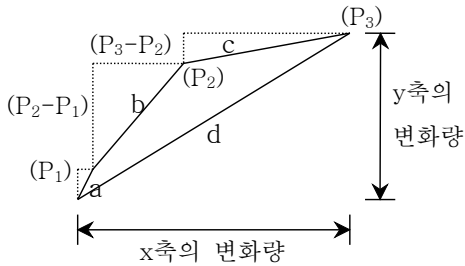


Fig. 3.6 Computation of elastic energy average tangent curve

탄성변형에너지 평균기울기는

$$d = \frac{(P_3 - P_2)c + (P_2 - P_1)b + P_1 a}{P_3}$$

철근 및 HRS 시험체 : a, b, c

GFRP 시험체: a, b, c=0(선형-탄성거동)

위처럼 계산된 평균탄성기울기를 가지고 탄성변형에너지를 구하고 전체 하중에 따른 구간별로 수치적분하여 전체에너지를 계산할 것이다.

따라서 본 연구에서는 아래와 같은 변형에너지 지수를 전통적인 연성지수와 함께 연성 평가의 보조적 기준으로 제시할 것이다.

$$\mu' = \frac{E_{tot}}{E_{el}}, \quad E_{tot} = E_{pl} + E_{el}$$

여기서, E_{tot} 는 총 변형에너지로서 부재의 하중-처짐 곡선에서 극한 상태까지 총 면적으로 계산되며, E_{el} 은 탄성변형에너지로서 총에너지 중 소모되지 않고 저장되는 변형에너지를 의미하고, E_{pl} 은 변형 중 소모된 소성변형에너지를 의미한다.

IV. 실험

4.1 시험체 제작

설계된 시험체의 크기와 단면형상으로 합판과 각재를 사용하여 거푸집을 제작하였다. 거푸집은 목재표면에서 굳지 않은 콘크리트의 수분흡수를 방지하기 위하여 윤활유를 표면에 도포하고, 시험체 거푸집 중간 두 곳을 각재로 고정하여 굳지 않은 콘크리트의 측압에 의한 배불림 현상을 방지하였다. Fig. 4.1은 콘크리트 슬래브 시험체의 거푸집과 보강근의 배근모습을 나타내고 있다.

보강근의 Strain gage 부착작업을 위해 먼저 보강근의 표면을 매끄럽게 그라인더와 샌드 페이퍼로 처리한 후 아세톤으로 세척하고 strain gage를 강력 접착제로 부착하였다. 그리고 방수코팅제를 바르고 충분한 시간을 두고 말린 다음 절연 테이프로 감아 배근 및 콘크리트 타설시 strain gage를 방수하고 보호하였다. 각 보강근에 위치에 따라 2개씩의 gage를 부착하여 혹시 모를 실험상에 오차를 줄이도록 하였다.



Fig. 4.1 Form of experimental specimen

콘크리트는 레미콘(ready-mixed concrete)을 사용하였으며 다짐을 위해 9,000-14,000 Hz/min.의 진동수와 진폭 1.6mm를 갖는 지름 32mm의 진동봉을 사용하였으며 과도한

진동으로 골재분리가 일어나지 않도록 조심하였고 보강근에 부착되어 있는 strain gage의 손상이 없도록 주의하였다.

슬래브 시험체의 시험시 콘크리트의 압축강도를 파악하기 위하여 10개의 실린더형 공시체(지름 10cm, 높이 20cm)를 제작하였으며 시험체 슬래브와 같은 조건에서 양생하였다. 한편, 콘크리트 타설 후 양생은 비닐과 천으로 덮어 수분증발과 온도변화를 방지하였다. 그리고 거푸집은 콘크리트 타설 2주후에 해체하였다

4.2 시험체 제원

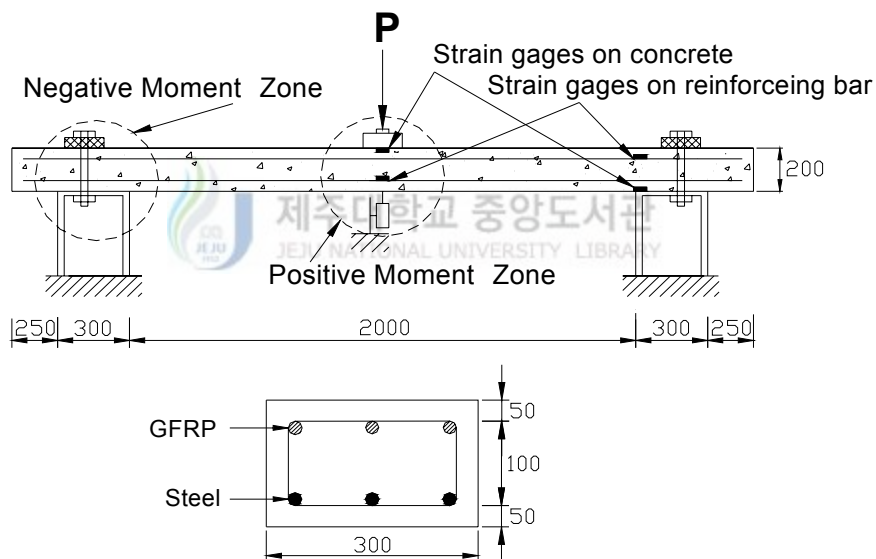


Fig. 4.2 Dimensions and loading layout of test beam

콘크리트 슬래브 시험체는 콘크리트 교량상판의 일방향 슬래브 거동을 전제로 폭 300mm, 두께 200mm, 길이 3.1m의 슬래브를 제작하였다. Fig. 4.2는 시험체 슬래브의 시험장치, 단면형상, 게이지 위치를 나타내고 있다.

교량 상판 슬래브 단부는 하부 주형에 고정하여 부모멘트부를 생성할 수 있도록 하였으며 순지간은 실제 콘크리트 교량상판의 길이/두께 비를 고려하여 2.0m를 결정하였다. 총 슬래브 길이 3.1m에 순지간 2.0m를 제외한 양쪽 부분은 GFRP의 부착강도를 고

려한 정착길이 320mm와 연속슬래브 거동에 있어 확실한 부모멘트부 생성을 고려하여 제작·실험하였다. 하중은 재하점에 설치된 하중 측정장치(Load cell)로부터 수집하였으며 처짐을 측정하기 위해 슬래브 하면에 LVDT(Linear Variable Differential Transformer)를 설치하였다. 변형률 측정을 위한 Strain gage는 Positive Moment zone의 하부 보강근 2개, 상부 콘크리트 1개, Negative Moment zone의 상부 보강근에 2개, 하부 콘크리트에 1개를 부착하였다. 콘크리트 슬래브 시험체는 총 10개의 콘크리트 슬래브로 이루어져 있으며 2개의 철근 콘크리트 슬래브와 2개의 GFRP 콘크리트 슬래브, 6개의 HRS 콘크리트 슬래브로 구성되어 있다. Fig. 4.3은 실제 시험체 실험모습을 나타내고 있다.









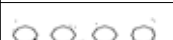





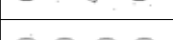







Fig. 4.3 Real view of slab experimental specimen

4.3 시험체의 보강량과 배근형상

시험인자 결정에 있어서 철근과 GFRP 재료의 각기 다른 탄성계수와 강성으로 같은 극한강도를 갖도록 GFRP 보강량을 정확히 결정하기는 어렵다. 따라서 본 실험의 주목적의 하나인 HRS 시험체의 연성확보를 검증하기 위해서는 같은 극한 강도를 갖는 철근 시험체와 GFRP 시험체와의 비교가 중요한 사항이었다. 따라서 서로 다른 재료를

쓴 시험체를 비슷한 극한강도에서 비교하기 위하여 FRP 콘크리트 시험체 및 HRS 콘크리트 시험체에서 GFRP 보강량을 변화시켰다. Table 4.1은 시험인자 및 배근형상을 나타내고 있다.

Table 4.1 Details of cross section and reinforcement quantity

시험체명	보강량	배근형상
RS1	Steel 2H16 ($A_s' = 3.972cm^2$)	
	Steel 2H16 ($A_s = 3.972cm^2$)	
RS2	Steel 3H16 ($A_s' = 5.958cm^2$)	
	Steel 3H16 ($A_s = 5.958cm^2$)	
RF1	GFRP 3#16 ($A_f' = 6cm^2$)	
	GFRP 3#16 ($A_f = 6cm^2$)	
RF2	GFRP 4#16 ($A_f' = 8cm^2$)	
	GFRP 4#16 ($A_f = 8cm^2$)	
RH1	GFRP 2#16 ($A_f' = 4cm^2$)	
	Steel 2H16 ($A_s = 3.972cm^2$)	
RH2	GFRP 3#16 ($A_f' = 6cm^2$)	
	Steel 2H16 ($A_s = 3.972cm^2$)	
RH3	GFRP 4#16 ($A_f' = 8cm^2$)	
	Steel 2H16 ($A_s = 3.972cm^2$)	
RH4	GFRP 2#16 ($A_f' = 4cm^2$)	
	Steel 3H16 ($A_s = 5.958cm^2$)	
RH5	GFRP 3#16 ($A_f' = 6cm^2$)	
	Steel 3H16 ($A_s = 5.958cm^2$)	
RH6	GFRP 4#16 ($A_f' = 8cm^2$)	
	Steel 3H16 ($A_s = 5.958cm^2$)	

4.4 사용재료의 물성치 및 특성

4.4.1 콘크리트

슬래브 시험체의 제작에 사용된 콘크리트는 설계압축강도 $f_{ck} = 270\text{kgf/cm}^2$, 굽은 골재의 최대치수 25mm, 슬럼프 12cm, 보통 포틀랜드 시멘트를 사용한 레미콘을 사용하였다. 실험시 측정된 10개의 공시체의 평균압축강도는 $f_{ck} = 286\text{kgf/cm}^2$ 이었다. Table 4.2에 콘크리트의 일반적인 성질이 나와 있다.

Table 4.2 Properties of concrete

굽은 골재의 최대치수	슬럼프	시멘트 종류	염화물 함량	공기량	압축강도
25mm	12cm	보통 포틀랜드	0.30kgf/m ³ 이하	4.5±1.5%이내	286 kgf/cm ²

4.4.2 철근과 GFRP rebar

콘크리트 슬래브 제작에 사용된 철근은 SD40 Hi-bar로서 압축과 인장축에 모두 D16 철근을 사용하였다. 그리고 시험체에 사용된 GFRP는 미국 Concrete Protection Products Inc. 사의 상표명 V-ROD라는 복합 보강봉을 사용하였다. 사용된 GFRP rebar는 콘크리트와의 부착강도를 증가시키기 위해 표면에 모래를 에폭시로 부착처리되어 있다. Table 4.3은 철근 D16의 인장실험결과와 제조사에서 제공된 GFRP rebar #16의 물리적 성질과 역학적 성질을 나타내고 있다.

Table 4.3 Properties of steel, GFRP rebar

재료		단면적 (cm ²)	탄성계수 (10 ⁶ kgf/cm ²)	극한인장응력 (kgf/cm ²)	허용인장응력 (kgf/cm ²)	극한인장 변형률(%)	부착길이 (mm)
Steel	H16	16	2.1	4756	1880	0.22	-
GFRP	#16	15.9	0.40	5459	1357	1.4	320

4.4.3 변형계

시험체 보강재료의 변형률을 측정하기 위하여 타설 전에 철근과 GFRP rebar의 강제용 변형계를 부착하였다. 변형계는 보강재료의 먼처리 후 CN(Cyanoacrylate Adhesive) 강력 접착제로 부착하고, 방수테이프로 마감하였다. 그리고 시험체 양생후에 실험재하 전에 정모멘트부 중앙 상단과 부모멘트부 단부 하단에 콘크리트면을 매끄럽게 그라인딩 처리한 후, P-2 접착제를 발라 콘크리트의 공극을 없앤 후 콘크리트용 변형계를 부착하였다. Table. 4.4는 철근과 콘크리트용 변형계의 세목을 나타내고 있다.

Table 4.4 Strain gauge specification

Type	Gauge Type	Gauge Factor	Adhesive	Coefficient of Thermal Expansion	Other
Concrete	FLA-5-11	2.13±1%	P-2	11.8×10 ⁻⁶ /°C	Tokyo Sokki
Steel & GFRP rebar	PL-60-11	2.13±1%	P-2	11.8×10 ⁻⁶ /°C	Kenkyujo Co., Ltd.

4.5 실험 데이터 수집

정적 휨 실험은 3점 재하법으로 가력 프레임>Loading frame)에서 유압 하중기 (Actuator, 50tonf)를 사용하여 변위제어 방법(Displacement control)을 이용하여 분당 1.5mm의 속도로 이루어졌고, 하중재하 시 시험체의 정모멘트부와 부모멘트부 모두 최종 파단 될 때 까지 하중을 재하 하였다. 각 시험체의 초기균열하중, 항복하중, 극한하중을 관찰하고 요약 정리하여 각 시험체별 파괴과정과 최종파괴형태를 정리하였다. 2tonf 하중 재하 시마다 균열을 표시하고 사진 촬영하여 실험과정을 기록하였으며 데이터 수집은 동적 변형률 측정기(MDS2000)를 이용하여 하중, 처짐, 철근과 GFRP의 변형률, 콘크리트의 변형률을 측정하였다.

V. 실험결과 및 고찰

5.1 슬래브 시험체 실험결과

콘크리트 슬래브를 제작·실험한 결과를 본 장에서 기술하고 있다. 각 시험체별로 역학적 휨거동 특성, 각 하중변화에 따른 균열양상, 최종파단형태, 그래프별 해석결과를 나타내었고, 실험과정에서 본 연구자가 관찰한 결과를 그림과 사진을 통하여 보다 구체적으로 나타내었다. 모든 슬래브 시험체의 실험결과를 Table 5.1 에 나타내었다. 이것은 동적변형을 측정기를 이용하여 얻은 극한하중, 극한하중시의 처짐, 보강재의 변형률을 요약·정리하였다.

Table 5.1 Result summary of experiment

Specimen	Ultimate Load (tonf)	Ultimate Deflection (mm)	Maximum strain of rebar(%)		Failure mode
			(+)M	(-)M	
RS1	15.14	53.58	1이상	1이상	Positive steel yield - concrete compression failure
RS2	20.16	52.75	1이상	1이상	
RF1	16.53	34.91	0.95	1이상	Positive concrete compression
RF2	19.32	39.29	1이상	0.74	
RH1	13.21	48.30	1이상	1이상	Positive steel yield - concrete compression failure
RH2	14.97	52.82	1이상	0.92	
RH3	16.16	62.52	1이상	0.80	
RH4	16.60	43.81	1이상	1이상	
RH5	17.50	45.43	1이상	1이상	
RH6	18.75	46.10	1이상	1이상	

5.2 각 시험체별 파괴양상 및 구조적 거동

5.2.1 철근 콘크리트 시험체

철근 콘크리트 슬래브는 FRP 및 HRS 슬래브와의 비교기준이 되는 시험체로써 상·하부 모두 H16 철근을 배근한 시험체이다. RS1 시험체는 철근 2H16 ($A_s = A_s' = 3.972\text{cm}^2$)을 배근하고 RS2 시험체는 철근 3H16 ($A_s = A_s' = 5.958\text{cm}^2$)을 배근한 시험체이다. Fig. 5.1은 철근 콘크리트 슬래브의 초기 균열하중에서 최종파단하중까지의 균열양상을 각 하중별로 나타내었다.

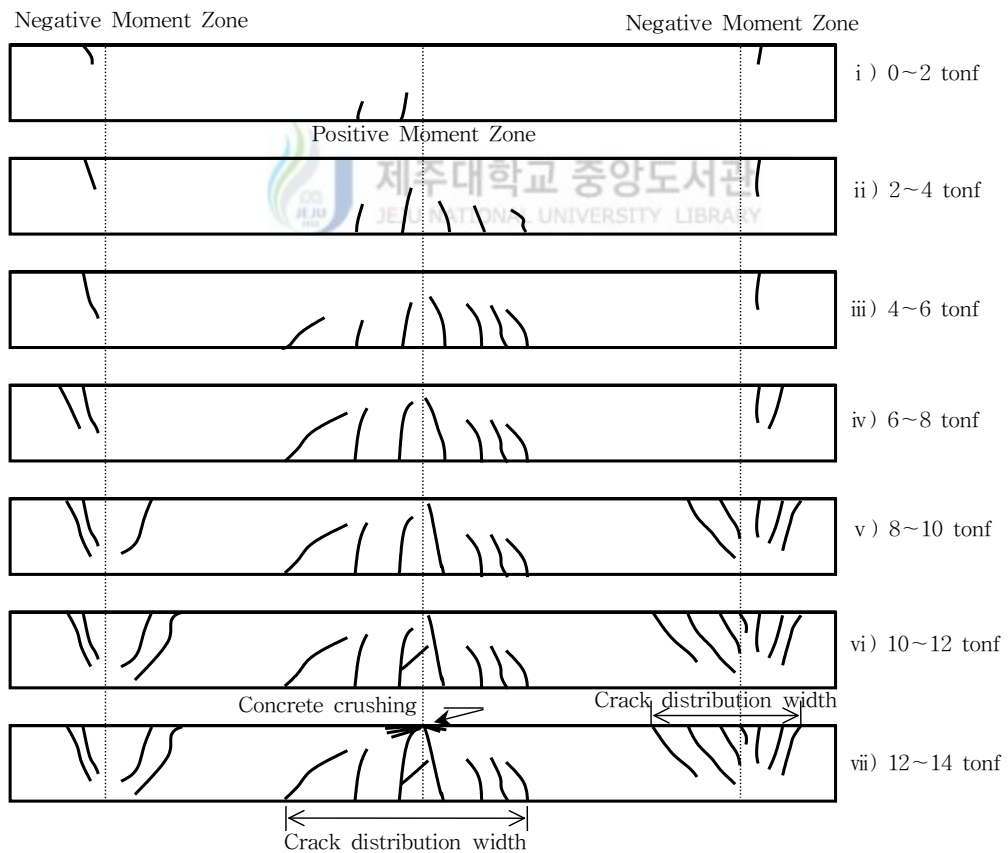


Fig. 5.1 Crack propagation with different load levels in Steel concrete slab

하중 1.8~2.0tonf에서 초기균열이 발생하고, 4~8tonf에서 정모멘트부의 하부 인장균열이 상부로 향하는 수직적인 균열이 진전되다가 정모멘트부의 하부인장 철근이 항복 후 부모멘트부로의 하중전가로 인하여 10~18tonf에서는 부모멘트부에 상부의 균열이 활발히 진전되는 것을 볼 수 있다. 철근 콘크리트 슬래브의 정모멘트부의 압축콘크리트 파괴에 의한 최종파단형태를 갖는다.

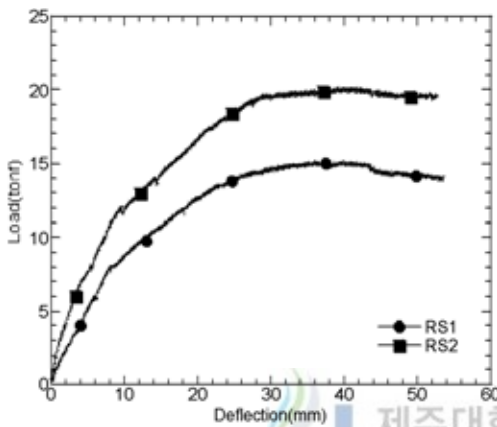


Fig. 5.2 Load-deflection curves of steel concrete slab

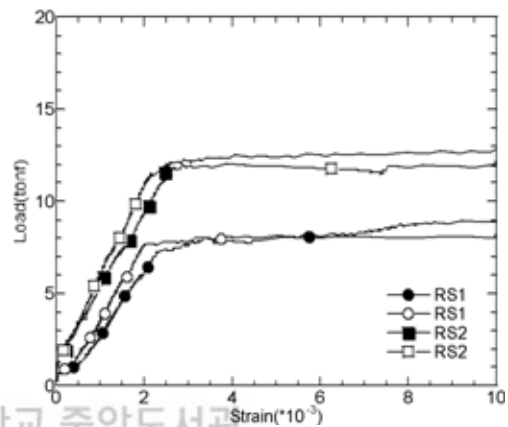


Fig. 5.3 Load-strain curves of lower steel in positive moment zone

철근 콘크리트 슬래브 RS1과 RS2는 Fig. 5.2에 하중-처짐도에서 보는바와 같이 초기 균열하중(1.8tonf, 2.0tonf)까지 선형-탄성적인 거동을 보인 후 휨 균열에 의해 단면 2차 모멘트의 저하를 가져온다. 단면2차모멘트의 저하로 인해 강성의 저하로 낮은 탄성기울기를 가지며 정모멘트부의 항복하중(8.17tonf, 11.52tonf)발생까지 선형-탄성거동을 보였다. 그리고 정모멘트부는 하부 인장 철근의 항복 후 소성힌지의 형성으로 슬래브의 강성이 저하되었으며 이후 재하되는 하중은 부모멘트부가 부담하였는데 하중-처짐도에서 비선형거동을 보이기 직전의 두 번째의 항복하중을 볼 수 있다. 이것은 부모멘트부에 상부 인장 철근이 항복하는 시점으로 하중지지능력의 분배, 즉 부모멘트부의 확실한 생성을 간접적으로 확인 할 수 있다. 부모멘트부의 철근 항복 후에는 콘크리트의 비선형 변형이 계속되다가 정모멘트부의 상부 콘크리트의 압축에 의해 파괴 되었다. 시험체 RS1과 RS2는 정모멘트부의 인장 철근 항복하중은 대략 3.35tonf 정도의 차이를 보

이고 있고, 부모멘트부의 인장 철근 항복하중은 대략 5.12tonf 정도의 차이를 보이고 있다.

Fig. 5.3은 하중과 정모멘트부 하부 인장 철근의 변형률과의 관계를 나타내고 있는데 항복전까지 직선적 관계를 유지하다 철근의 항복과 함께 급격한 변형률의 증가를 가져오고 있다. 이것은 철근의 완전 탄-소성 거동에 대한 가정을 확인할 수 있었으며, 이론적인 철근의 항복변형률인 0.002보다는 약간의 큰 값을 가지고 항복하고 있으며 게이지의 최대값인 1.0까지 도달하면서 철근의 재료 특성으로 인한 높은 연성효과를 보이고 있음을 알 수 있다.

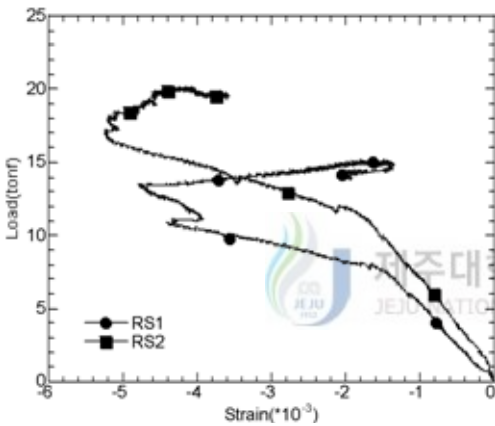


Fig. 5.4 Load-strain curves of upper concrete in positive moment zone

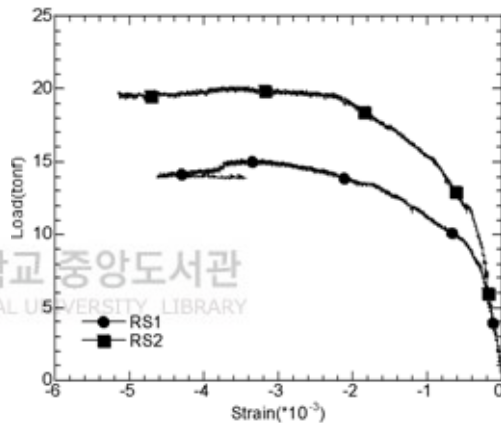


Fig. 5.5 Load-strain curves of lower concrete in negative moment zone

Fig. 5.4는 하중과 정모멘트부의 상부 콘크리트의 변형률관계, Fig. 5.5는 하중과 부모멘트부의 하부 콘크리트의 변형률관계를 나타내고 있다. 상부 콘크리트 변형률을 확인할 때 변형률이 0.002정도에서 급격한 기울기변화를 갖고 최대 0.005까지의 높은 변형률을 가지고 파단되었다. 이것은 정모멘트부의 하부 인장 철근의 항복시점에서 슬래브의 강성의 저하로 인해 변형률의 기울기 변화를 가져오게 된 것이고, 상부 콘크리트의 변형률의 경우 하부 인장 철근의 항복하중 도달시점까지는 거의 직선적인 거동과 함께 아주 낮은 변형률의 변화를 보이고 있음을 알 수 있다. 이것은 초기에 하중저항능력은 정모멘트부가 부담하다가 항복 후 다시 부모멘트부로 전가되면서 콘크리트 변형률의 급격한 변화를 가져오고 있음을 알 수 있다. 변형률의 변형시점을 확인 해 볼 때 부모

멘트부의 콘크리트 변형률이 정모멘트부의 콘크리트 변형률보다 더 늦은 변형률의 변화 또한 확인 할 수 있다.

Fig. 5.6은 철근 콘크리트 슬래브 시험체 RS1의 전체실험모습을 사진으로 나타낸 것이다. ① 정모멘트부 균열양상, ② 정·부모멘트부 균열양상, ③ 실험체의 전체처짐모습, ④ 부모멘트부 균열양상, ⑤ 부모멘트부 상단의 균열모습, ⑥ 콘크리트의 압축과괴에 의한 최종파단모습을 나타내고 있다. 정모멘트부의 전체균열 분포폭과 균열진전양상은 FRP와 HRS 콘크리트 슬래브의 시험체들과 비교될 것이다.



Fig. 5.6 Real view of RS1 experimental specimen

Fig. 5.7은 철근 콘크리트 슬래브 시험체 RS2의 전체실험모습을 사진으로 나타낸 것이다. ① 정모멘트부 균열양상, ② 정·부모멘트부 균열양상, ③ 실험체의 전체치짐모습, ④ 부모멘트부 균열양상, ⑤ 콘크리트의 압축파괴에 의한 최종과단모습, ⑥최종과단시 하부 균열모습을 나타내고 있다.



Fig. 5.7 Real view of RS2 experimental specimen

5.2.2 FRP 콘크리트 시험체

FRP 콘크리트 슬래브는 상·하 모두 GFRP를 배근한 시험체로서, RF1 시험체는 상·하부 GFRP 3#16($A_f = A'_f = 6\text{cm}^2$)을 사용한 시험체이고 RF2는 4#16($A_f = A'_f = 8\text{cm}^2$)으로 배근 보강한 시험체이다. FRP 콘크리트 슬래브의 RF1 시험체는 철근 콘크리트 슬래브와 HRS 콘크리트 슬래브에 정모멘트부 하단의 2개의 인장철근, RF2 시험체의 경우 3개의 인장철근과 비교·검토하기 위해 보강량을 정하고 배근하였다. Fig. 5.8은 FRP 콘크리트 슬래브의 초기 균열하중에서 최종파단하중까지의 균열양상을 각 하중별로 나타내었다.

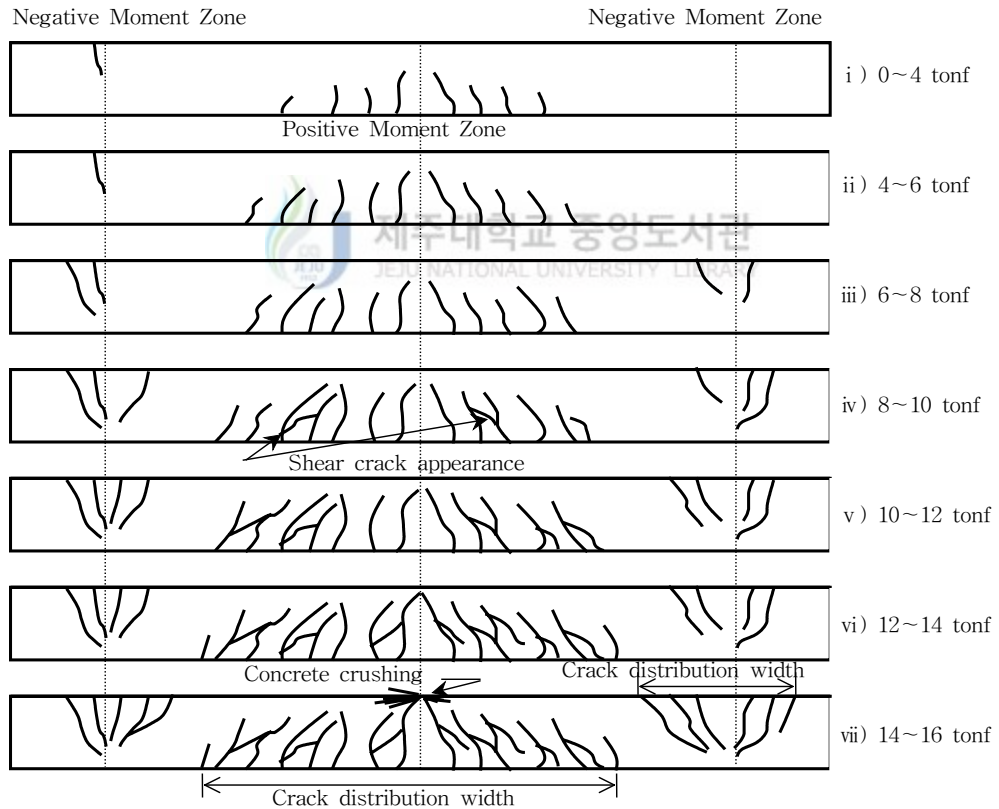


Fig. 5.8 Crack propagation with different load levels in FRP concrete slab

하중 2.0tonf에서 초기균열이 발생하고 4~8tonf에서 정모멘트부의 하부 인장균열이

상부로 향하는 수직적인 균열을 확인 할 수 있다. 이것은 철근 콘크리트 슬래브의 거동과 비교하였을 경우 더 많은 균열과 정모멘트부의 전체 균열폭 또한 더 넓게 나타나는 것을 볼 수 있다. 8~14tonf에서는 부모멘트부의 균열의 상당한 진전을 볼 수 있으며 정모멘트부의 경우 사인장균열의 양상을 나타내고 있다. 이것은 철근 콘크리트 슬래브의 균열의 경우 하단에서 상부로의 수직적 균열을 보이는 반면에 GFRP 슬래브의 균열은 초기의 직선적 균열의 진전을 보이다가 하중 재하점을 향하는 사인장 균열양상을 나타내는 차이점을 보이고 있다. 본 연구자는 슬래브의 휨거동만을 목적으로 실험·분석하였지만 GFRP rebar를 주부재로 사용할 경우 전단에 대한 적절한 규정 또한 필요할 것이다. 만일, 추가적인 실험을 통해 연구해 볼 수 있는 부분으로서 향후 연구과제와도 연계되는 부분으로 전단철근에 간격의 대한 변수를 두어 사인장 균열의 양상을 검토하여 GFRP rebar를 사용한 부재의 균열제어를 확인해 볼 수 있을 것이다.

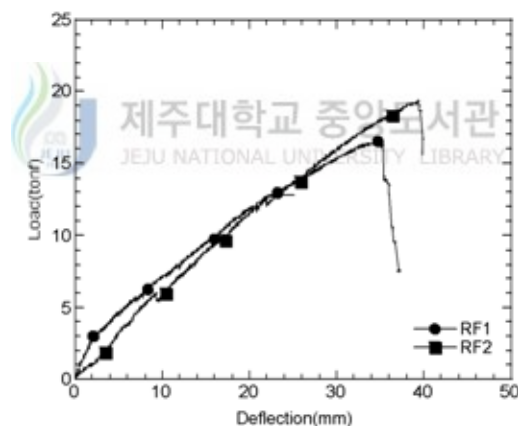


Fig. 5.9 Load-deflection curves of FRP concrete slab

GFRP 콘크리트 슬래브 RF1, RF2는 Fig. 5.9에서 보는 바와 같이 철근 콘크리트 슬래브와는 다르게 초기 휨 균열 후 거의 직선적인 선형-탄성적인 거동을 보이다가 정모멘트부의 상부 콘크리트 압축에 의한 취성과파괴로 하중지지력을 일시에 상실하였다. RF1, RF2 시험체의 하중-처짐도는 GFRP rebar의 응력-변형률곡선과 거의 흡사한 거동을 보이고 있으며 철근 콘크리트 슬래브의 하중-처짐도(Fig. 5.2)에서 일정한 하중(15tonf)에서의 처짐을 비교해 볼 경우 대략 1.5~2배 정도 더 크게 나타나고 있다. 이

것은 철근보다 낮은 탄성계수로 인하여 슬래브 강성에 저하로 나타나고 선형-탄성적인 취성재료의 특성을 보여 주고 있다. 하지만, 본 실험에서의 RF1과 RF2 시험체의 최종 파단은 GFRP rebar의 취성적 파단이 아닌 콘크리트 압축파괴로 이루어졌고 이것은 GFRP rebar의 구조용 강재의 사용성에 대한 가정사항을 만족시켜주고 있음을 확인할 수 있다.

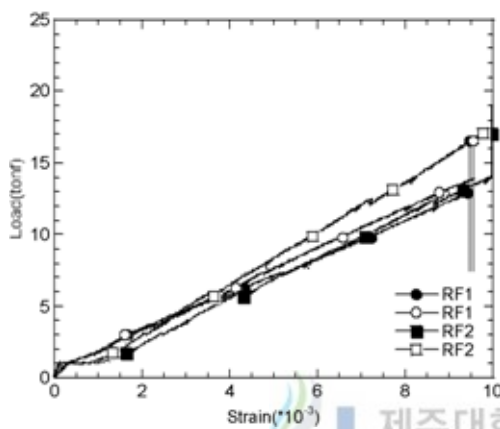


Fig. 5.10 Load-strain curves of lower FRP in positive moment zone

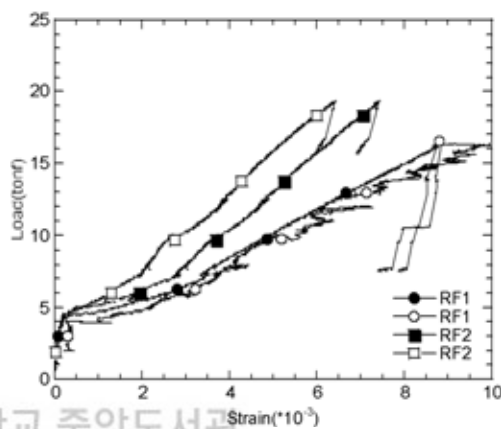


Fig. 5.11 Load-strain curves of upper FRP in negative moment zone

Fig. 5.10은 FRP 콘크리트 슬래브의 하부 인장 보강근의 하중-변형률도를 나타내고 있는데, 균열 전까지는 거의 변형률의 변화가 없다가 균열 후 급격한 변형률의 증가를 나타내고 있는데 하중의 증가에 따라 거의 직선적인 관계를 보여주고 있다. 실험상에서의 GFRP rebar의 극한변형률은 RF1, RF2 모두 GFRP rebar의 최대 극한 인장변형률 0.015의 약 65~70%에 이르고 있음을 알 수 있다. 이는 보통의 보강량을 갖는 FRP 콘크리트 슬래브에서 FRP의 파단보다는 콘크리트의 압축파괴가 지배한다는 사실을 확인할 수 있다.

Fig. 5.11은 FRP 콘크리트 슬래브의 상부 인장 보강근의 하중-변형률도를 보여주고 있는데, 이것은 Fig. 5.10과 거의 비슷한 양상을 보이고 있다. 하지만, 초기의 변형률의 변화가 거의 없이 직선적인 양상을 나타내는 것은 철근 콘크리트 슬래브와 마찬가지로 정모멘트부에서 부모멘트부로서의 하중지지력의 전가가 이루어지고 있으며, 이로 인해

정모멘트부의 인장 보강근보다 변형률의 변화가 더 늦게 나타나는 것을 알 수 있다. 상부 인장 보강근의 하중-변형률도는 하부 인장 보강근의 하중-변형률도에 비해 꺾이는 부분이 많이 볼 수 있는데 이것은 하중이 증가함에 따라 GFRP rebar의 부착력감소에 의해 슬립(sleeve)현상이 나타나고 있는지, GFRP rebar의 부분적인 쪼갬짐이 나타나는 것인지는 추정만 해볼 수 있을 뿐 실험상에서 그 요인을 발견할 수는 없었다.

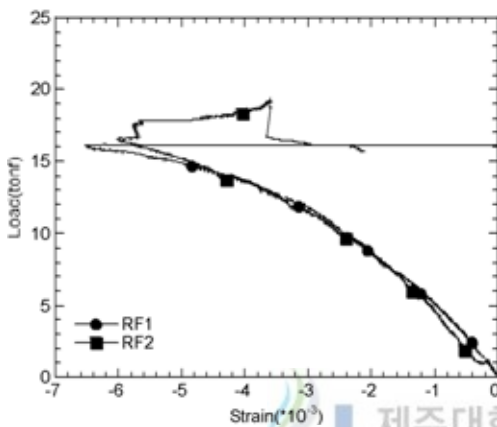


Fig. 5.12 Load-strain curves of upper concrete in positive moment zone

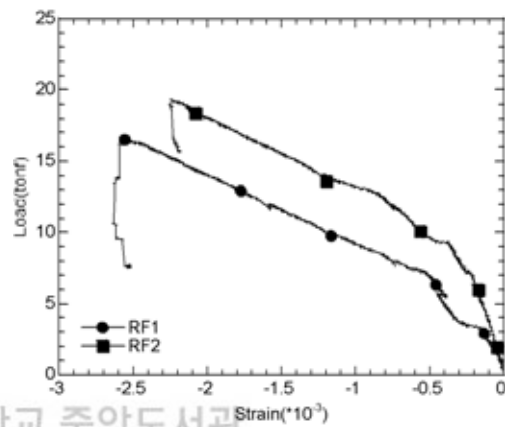


Fig. 5.13 Load-strain curves of lower concrete in negative moment zone

Fig. 5.12는 FRP 콘크리트 슬래브의 정모멘트부 상부 압축콘크리트의 하중-변형률, Fig. 5.13은 부모멘트부 하부 압축콘크리트의 하중-변형률도를 나타낸 것이다. 정모멘트부 상부 콘크리트의 경우 곡선형태를 지니고 있지만, 부모멘트부 하부 콘크리트는 한번의 꺾인점을 갖는 직선적인 형태를 보이고 있다. 정모멘트부 상부 콘크리트의 경우는 최대변형률 0.003을 훨씬 넘는 변형률의 값을 갖고 부모멘트부 하부 콘크리트는 0.0023~0.0025정도의 변형률을 보이고 있다. 이것은 철근 콘크리트 슬래브와는 달리 보강재의 하중지지능력의 상실로 콘크리트가 조기 파단되는 양상을 알 수 있다. 그리고, 부모멘트부의 상부에 상당한 균열진전으로 하부 콘크리트 부분까지 균열이 진행되면서 상부 GFRP rebar의 배근 형태까지 볼 수 있는 상당한 균열폭을 보이고 있었다.

Fig. 5.12의 RF2의 경우 정모멘트부 상부 콘크리트 변형률이 전체 보강량의 증가에도 불구하고 RF1과 하중과 변형률의 변화없이 거의 일치하는 그래프 양상을 나타내고

있는데 이것은 실험상에서 RF2 시험체의 하중재하점에서 콘크리트 게이지의 부착과정에서 실험상에 오차를 갖게 되어 나타난 것으로 추정된다.

Fig. 5.14는 FRP 콘크리트 슬래브 시험체 RF1의 전체실험모습을 사진으로 나타낸 것이다. ① 정모멘트부 균열양상, ② 정모멘트부 사인장 균열양상, ③ 부모멘트부 균열양상 ④ 실험체의 전체처짐모습, ④ 균열진전과 최종파단모습, ⑥ 최종파단 후 GFRP 파단모습을 나타내고 있다.



Fig. 5.14 Real view of RF1 experimental specimen

Fig. 5.15는 FRP 콘크리트 슬래브 시험체 RF2의 전체실험모습을 사진으로 나타낸 것이다. ① 정모멘트부 균열양상, ② 정모멘트부 사인장 균열양상, ③ 부모멘트부 균열양상 ④ 실험체의 전체처짐모습, ⑤ 정모멘트부 사인장 균열진전양상, ⑥ 콘크리트 압축파괴에 의한 최종파단모습을 나타내고 있다.



Fig. 5.15 Real view of RF2 experimental specimen

5.2.3 Hybrid Reinforcement System 시험체

HRS 콘크리트 슬래브는 하부에 재래의 철근을 사용하고 상부에 GFRP rebar를 사용한 Hybrid Reinforcement System을 적용한 시험체이다. 먼저, RH1, RH2, RH3 시험체는 하부에 철근 2H16($A_s = 3.972cm^2$)을 기준으로 하고 상부에 각각 GFRP rebar를 2#16($A_f' = 4cm^2$), 3#16($A_f' = 6cm^2$), 4#16($A_f' = 8cm^2$)을 배근한 시험체이고, RH4, RH5, RH6 시험체는 하부에 철근 3H16($A_s = 5.958cm^2$)을 기준으로 하고 상부에 각각 GFRP rebar를 2#16, 3#16, 4#16을 배근한 시험체이다. 이것은 철근 콘크리트 슬래브의 하부에 철근의 배근량을 기준으로 상부의 GFRP rebar의 보강량을 변화시킴으로써 같은 극한 하중을 갖을 때의 휨 거동을 비교·검토하기 위해서이다. 그리고 FRP 콘크리트 슬래브에서 상·하부 모두 GFRP rebar를 배근한 슬래브와 복합적으로 철근과 GFRP rebar를 사용한 HRS 콘크리트 슬래브에서의 휨 강도, 처짐, 균열등의 유사점과 차이점을 확인하기 위해 보강량을 결정하였다. 두 상이한 재료로 철근과 GFRP rebar의 탄성계수와 강성의 차이를 이용하여 휨 거동의 연성확보방안을 최종 검토할 것이다.

Fig. 5.16는 HRS 콘크리트 슬래브의 초기 균열하중에서 최종과단하중까지의 균열양상을 각 하중별로 나타내었다.

하중 2.0tonf에서 초기균열이 발생하고 4~10tonf에서 정모멘트부의 하부 인장균열이 상부로 향하는 수직적인 균열을 확인 할 수 있다. 이것은 철근 콘크리트 슬래브의 초기 휨거동과 비슷한 균열 양상을 보이고 있다. 10~14tonf에서는 부모멘트부의 균열이 상당한 진전을 보이고 있으며 GFRP 콘크리트 슬래브와 비교하였을 경우는 균열 전체 폭이 비슷한 양상을 보이고 있다. 하지만, GFRP 슬래브에서 볼 수 있는 활발한 사인장 균열양상은 그다지 나타나지 않고 있는 것을 볼 수 있다. 즉, 초기의 정모멘트부의 하부 인장 철근의 항복전까지는 철근 콘크리트 슬래브의 양상과 흡사하며 항복하중후 부모멘트부의 GFRP rebar의 거동은 FRP 콘크리트 슬래브의 휨거동과 유사함을 확인할 수 있다. 즉, HRS 콘크리트 슬래브의 양상은 철근 콘크리트 슬래브와 FRP 콘크리트 슬래브의 휨 거동을 조합한 것과 같다. 그리고 조합된 거동 특성으로 인해 전체 균열 폭과 사인장의 균열양상에 대한 제한은 HRS 콘크리트 슬래브의 각 재료의 배근이 합리적임을 확인 할 수 있다.

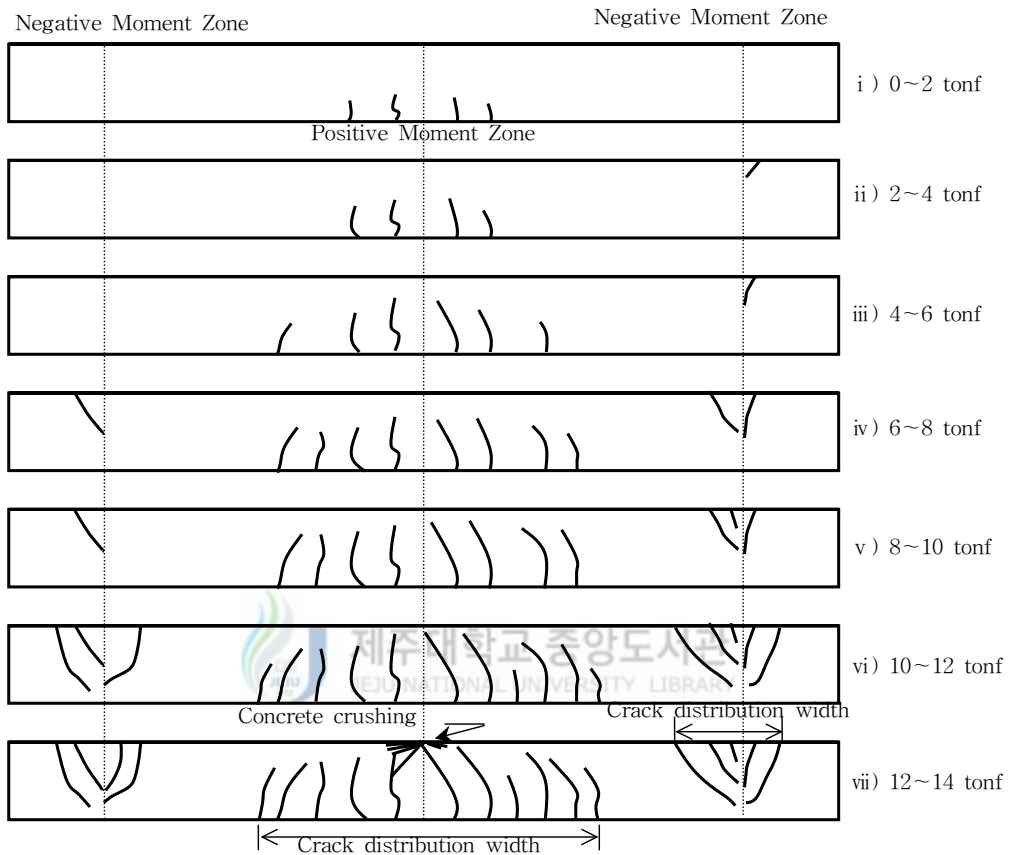


Fig. 5.16 Crack propagation with different load levels in HRS concrete slab

HRS 콘크리트 슬래브의 최종 파단형태는 GFRP rebar의 취성적인 파단이 아닌 콘크리트 압축파괴로 인한 형태를 보이고 있어 파단시의 구조물의 안전을 확보할 수 있음을 확인할 수 있다. 하지만 실험상에서는 GFRP rebar의 취성재료의 특성을 확인하기 위해 콘크리트가 압축파괴되어 더 이상의 하중을 지지하지 못하더라도 부모멘트부의 GFRP rebar가 파단될때 까지 더 많은 시간동안 실험하였다.

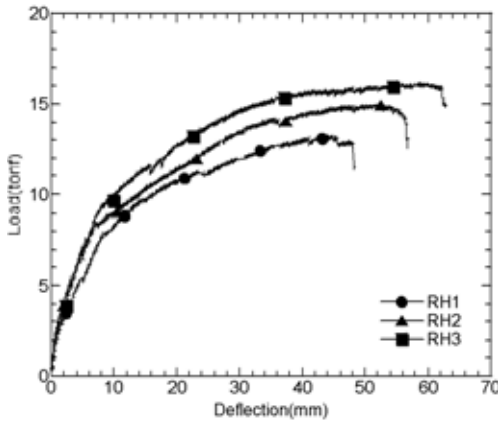


Fig. 5.17 Load-deflection curves(1) of HRS concrete slab

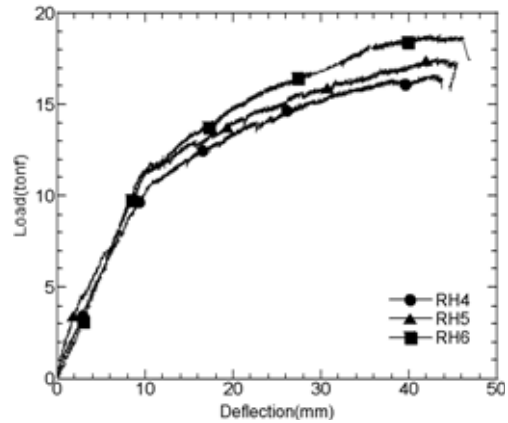


Fig. 5.18 Load-deflection curves(2) of HRS concrete slab

HRS 콘크리트 슬래브 RH1, RH2, RH3와 RH4, RH5, RH6의 하중-처짐도를 Fig. 5.17과 Fig. 5.18에 나타내었다. 그래프에서 보는 바와 같이 초기 휨 균열 전까지 높은 기울기의 선형탄성거동을 보인 후 균열에 의한 슬래브의 강성변화에 따라 하중-처짐곡선의 기울기를 달리하여 정모멘트부의 하부 인장 철근이 항복하기 전까지 선형적인 관계를 나타내고 있다. Fig. 5.17에 경우 하부 인장철근의 항복 후에는 GFRP rebar가 비록 선형탄성재료로서 작용하나 하부철근의 소성에 의하여 약간의 곡선적인 관계를 최종과단까지 나타내고 있다. Fig. 5.18에 경우에는 부모멘트부의 GFRP의 뚜렷한 탄성기울기를 가지며 거동하는 양상을 볼 수 있다. RH1~RH3 시험체와 RH4~RH6 시험체에서 부모멘트부의 GFRP rebar의 보강량이 증가함에 따라 높은 하중지지력을 보이고 있으며 일정하중 상태에서의 처짐은 보강량의 증가에 따라 큰 감소를 보여주고 있다. 하지만, RH1~RH3 시험체는 최종과단시까지의 처짐은 보강량이 증가할 수록 더 많은 처짐량을 보이고 그래프 상에서도 확인한 차이를 볼 수 있으나, RH4~RH6 시험체에서는 최종과단시까지의 처짐량은 그다지 큰 차이가 없음을 확인할 수 있다. 이것은 정모멘트부의 하부 인장철근 보강량과 모멘트 재분배율에 따른 차이로 RH1~RH3 시험체보다 RH4~RH6 시험체가 더 확실한 부모멘트부의 생성과 더 높은 극한지지력과 더 작은 처짐을 가져올 수 있어 구조물의 연성확보를 위한 더 나은 시험체임을 확인할 수 있다.

최종과괴형태는 정모멘트부 상부의 콘크리트의 압축과괴와 뒤이은 부모멘트 상부 균

열부에서 인장응력 집중과 국부적 곡률증가에 의한 GFRP rebar의 2차 휨응력에 의한 GFRP rebar의 파단에 의하여 완전히 파괴되었다.

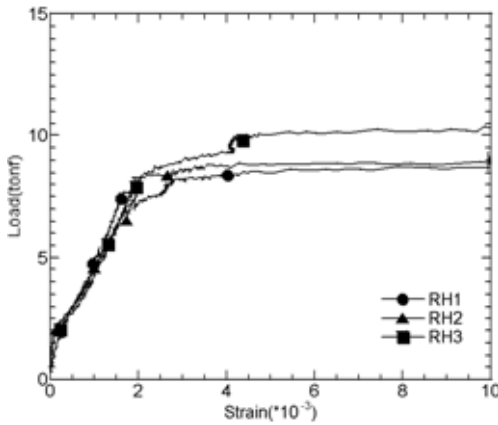


Fig. 5.19 Load-strain curves(1) of lower steel in positive moment zone

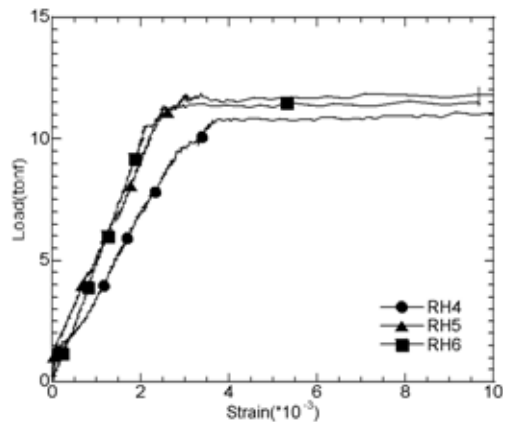


Fig. 5.20 Load-strain curves(2) of lower steel in positive moment zone



Fig. 5.19와 Fig. 5.20은 HRS 콘크리트 슬래브의 정모멘트부 하부 인장 철근의 하중-변형률도를 나타낸 것이다. 하부 인장철근의 초기 휨 균열 전까지는 거의 변형률의 증가가 미미하다 균열 후 항복전까지 선형적으로 증가한 후 소성변형구간을 갖고 있다. Fig. 5.19에 RH1~RH3는 2H16($A_s = 3.972cm^2$)의 같은 하부 인장철근량으로 약간의 하중차이를 보이고 있지만 거의 비슷한 변형률에서 항복함을 알 수 있고 Fig. 5.20에 RH4~RH6(3H16($A_s = 5.958cm^2$)도 마찬가지이다.

같은 변형률에 약간의 하중의 차이를 갖는 것은 각 상부 GFRP rebar의 보강량에 따른 변화로서 그래프에서 보강량이 높은 시험체에 따라 위쪽으로 나타나고 있음을 확인할 수 있다. Fig. 5.19와 Fig. 5.20의 하중-변형률도는 철근의 응력-변형률도(Fig. 2.2) 선도와 거의 일치하고 있음을 보여주고 있다.

정모멘트부에 하부 인장철근의 항복하중과 변형률 값을 통해 차후 연성과 변형에너지 지비의 계산을 위한 자료로서 사용될 것이다.

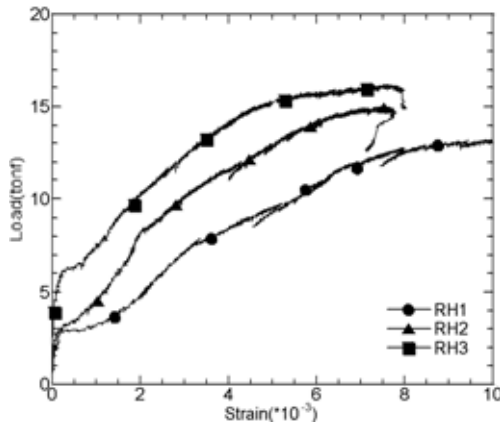


Fig. 5.21 Load-strain curves(1) of upper FRP in negative moment zone

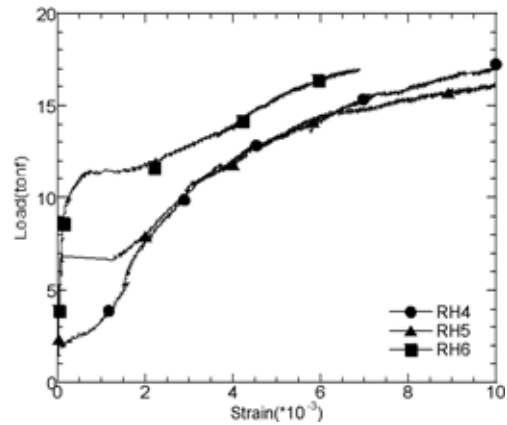


Fig. 5.22 Load-strain curves(2) of upper FRP in negative moment zone

Fig. 5.21과 Fig. 5.22는 HRS 콘크리트 슬래브에 상부 인장 보강근의 하중-변형률도를 나타내고 있다. Fig. 5.17(Fig. 5.18)은 하중이 3~6tonf(2.5~11tonf) 정도에서는 변형률의 변화없이 거의 직선적인 거동을 보이다가 7~8tonf(10~12tonf) 정도에서 완만한 곡선형태를 지니며 최종파단시 까지 거동하고 있다. 이것은 Fig. 5.15과 Fig. 5.16에 정모멘트부 인장철근의 항복하중(대략 8tonf, 12tonf)과 거의 동일한 시점으로 철근의 항복에 의한 정모멘트의 재분배에 따라 부모멘트부에서 저항하는 모멘트의 증가에 따라 변형률의 증가비율이 커짐을 알 수 있다. Fig. 5.21과 Fig. 5.22에 하중의 변화는 상부 GFRP rebar의 보강량에 따른 변화로 보강량이 높은 시험체 일수록 위쪽으로 향하는 순차적인 모습을 나타내고 있음을 알 수 있다.

시험체 RH1, RH5, RH6은 극한상태에서 최대 GFRP 변형률이 1%를 넘고 있으며 시험체 RH2, RH3는 약 0.8%를 보이고 있다. 시험체 RH2, RH3의 경우 GFRP rebar의 최대 극한변형률이 최대 파괴변형률 1.4%에 미치지 못하고 있으나 앞의 하중-처짐도(Fig. 5.17, 5.18)에서 파괴형태를 언급하였듯이 정모멘트부 압축콘크리트의 파괴가 발생하면 갑작스럽게 부모멘트부의 균열폭이 증가하여 이에 따른 응력집중과 확대된 균열에서의 국부적 곡률증가로 FRP rebar의 2차 응력이 발생하여 파괴 되었다. 따라서, 정모멘트부의 콘크리트 압축파괴가 발생하면 부모멘트부에서 FRP rebar가 파괴변형률까지의 여유 변형률은 급격히 감소되어 파괴됨을 추측할 수 있다.

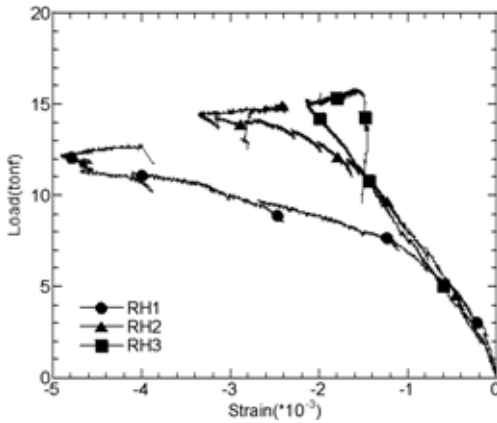


Fig. 5.23 Load-strain curves(1) upper concrete in positive moment zone

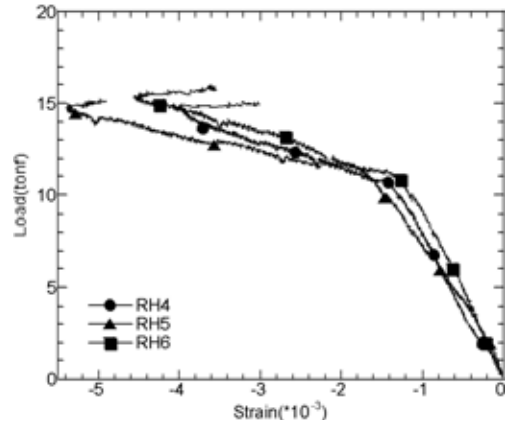


Fig. 5.24 Load-strain curves(2) upper concrete in positive moment zone

Fig. 5.23과 Fig. 5.24는 HRS 콘크리트 슬래브에 정모멘트부 상부 콘크리트의 하중-변형률도를 나타내고 있다. Fig. 5.23에 RH1~RH3 시험체는 완만한 곡선형태를 지니고 있지만, Fig. 5.24에 RH4~RH6 시험체는 한번의 꺾인점을 갖는 직선적인 형태를 보이고 있다. 각각의 시험체에서 상부 인장 보강근의 보강량이 증가함에 따라 높은 하중과 낮은 변형률 값을 갖고 있다. 이것은 많은 보강량으로 인해 콘크리트의 압축부의 하중지지력이 여러개의 GFRP rebar로 분산되면서 콘크리트의 낮은 변형률에서도 높은 하중을 갖게 되는 것이다. 낮은 보강량을 갖는 RH1~RH3 시험체의 경우 상부 보강량에 대한 콘크리트 변형률의 변화가 뚜렷하게 나타나고 있고 정모멘트부의 인장철근의 보강량이 콘크리트의 최종파단시까지의 변형정도를 제어할 수 있다는 새로운 사실을 발견할 수 있다. 그리고 RH4~RH6 시험체의 경우 RH1~RH3 시험체에 비해 정모멘트부의 하부 인장철근의 확실한 항복시점을 확인할 수 있고 모멘트 분배 효과를 더 확실하게 확인할 수 있었다.

Fig. 5.25와 Fig. 5.26에 HRS 콘크리트 슬래브 시험체를 대표하여 RH2와 RH6 시험체의 전체실험모습을 나타내었다. 두 시험체를 선정한 것은 6장의 실험결과와의 비교 및 분석을 통해 철근 콘크리트 슬래브와 휨내력이 비슷하여 비교기준이 될 수 있는 시험체들이다. 그리고, RH의 여러 시험체들의 균열양상은 거의 비슷하여 철근 시험체, FRP 시험체들에 휨거동 차이점을 뚜렷히 나타낼 수 있는 시험체를 검토하여 두 가지의 시

험체를 선정 한 것이다.

Fig. 5.25는 HRS 콘크리트 슬래브 시험체 RH2의 전체실험모습을 사진으로 나타낸 것이다. ① 정모멘트부 균열양상, ② 정·부모멘트부 균열양상, ③ 부모멘트부 균열양상 ④ 콘크리트 압축파괴에 의한 최종파단모습 , ⑤ 최종파단시 하부균열폭 ⑥ 부모멘트부 콘크리트 압축파단모습을 나타내고 있다.

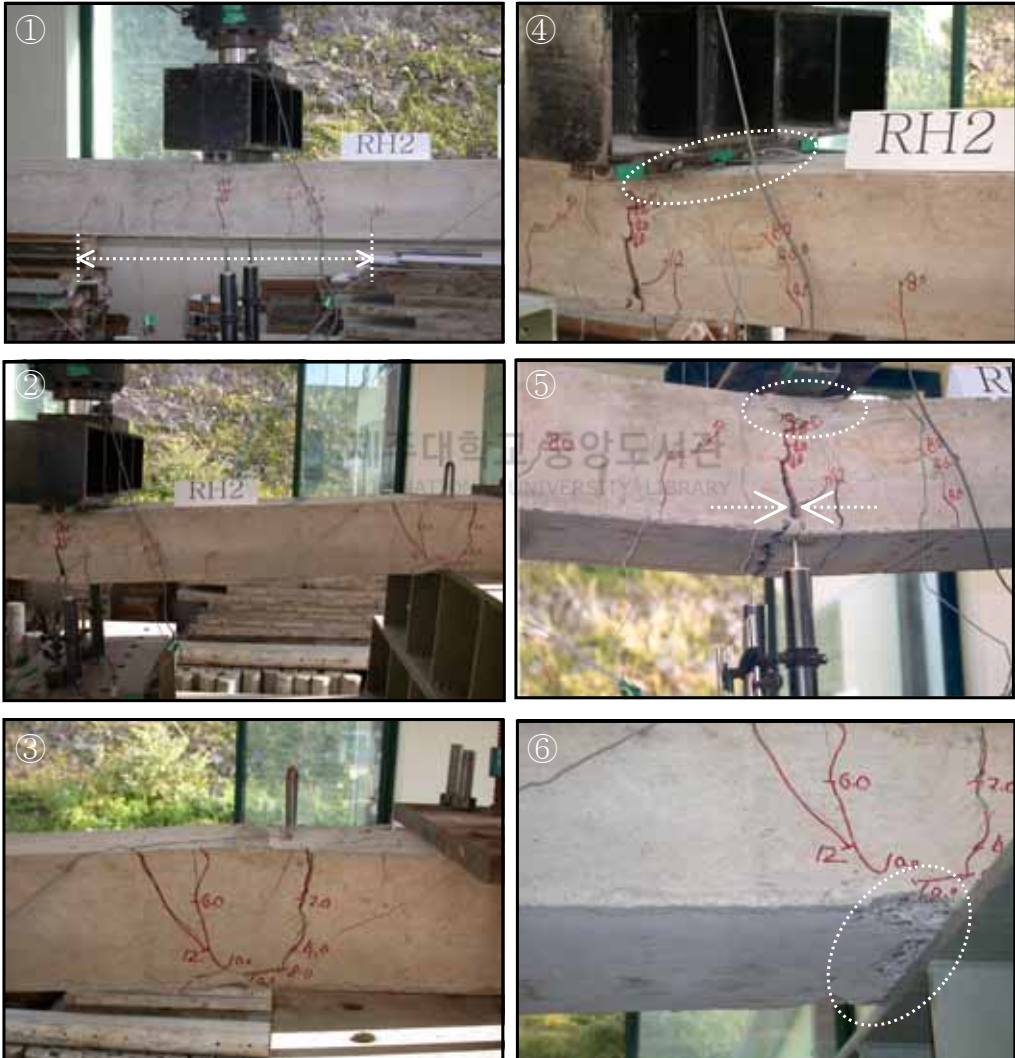


Fig. 5.25 Real view of RH2 experimental specimen

Fig. 5.26은 HRS 콘크리트 슬래브 시험체 RH6의 전체실험모습을 사진으로 나타낸 것이다. ① 정모멘트부 균열양상, ② 정·부모멘트부 균열양상, ③ 부모멘트부 균열양상 ④ 실험체의 전체처짐모습, ⑤ 콘크리트 압축파괴에 의한 최종파단모습 ⑥ 최종 정모멘트부 균열진전양상을 나타내고 있다.

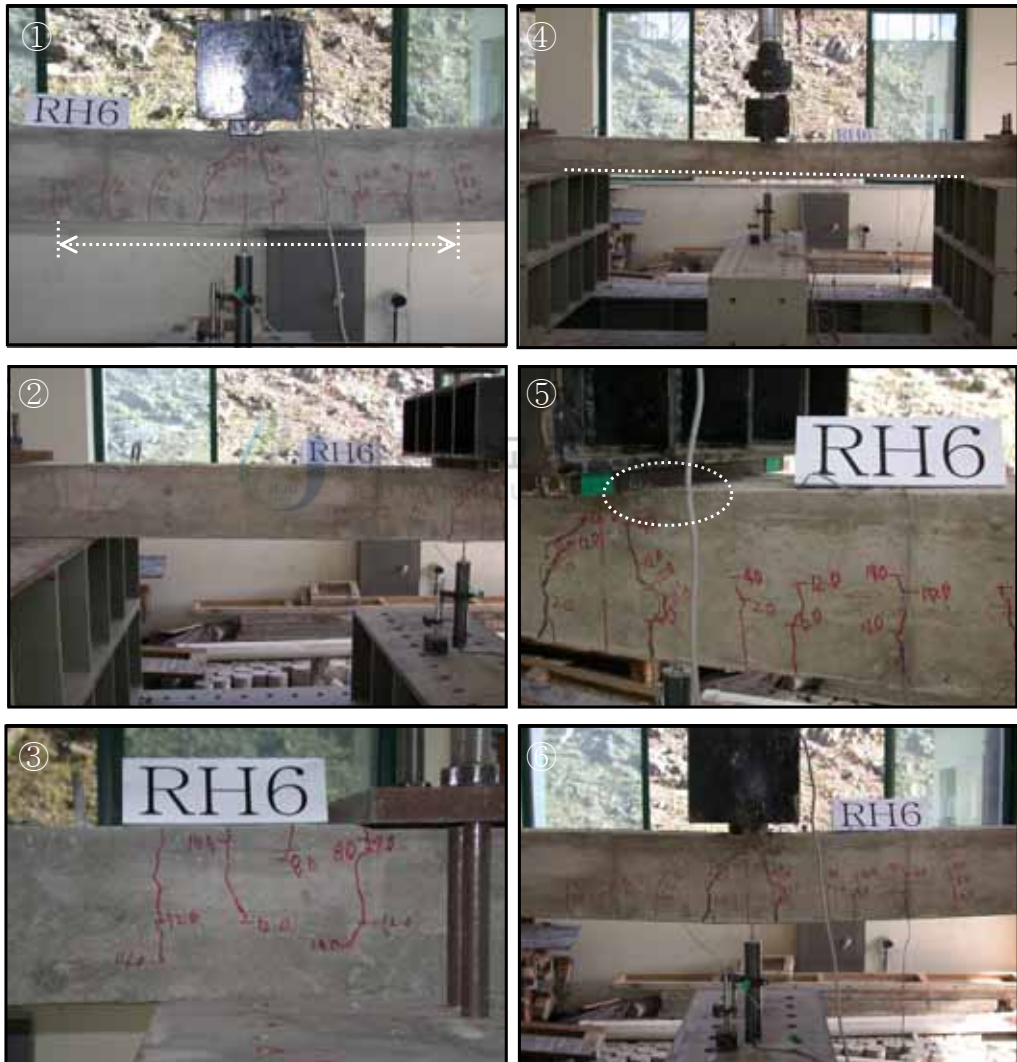


Fig. 5.26 Real view of RH6 experimental specimen

5.3 소결

1) 철근 콘크리트 슬래브(RS1, RS2 시험체)

- 초기균열하중에서 최종과단시까지의 시험체의 균열양상은 하중재하점을 향하는 수직적인 균열형태를 보이고 정·부모멘트부의 전체균열 분포 폭은 그다지 넓지 않다.
- 상·하부 철근의 완전 탄·소성 거동을 확인할 수 있다.
- 철근의 변형률과 콘크리트의 변형률을 통해 시험체의 소성거동을 통해 높은 연성 효과를 확인할 수 있다.
- 철근의 변형률과 콘크리트의 변형률을 통해 정모멘트부에서 부모멘트부로의 하중 지지능력의 분배와 부모멘트부 철근의 항복 시점을 통해 모멘트 재분배 시점을 확인 할 수 있다.
- RS1과 RS2 시험체의 최종과단형태는 정모멘트부 압축 콘크리트 파단파괴를 확인 할 수 있다.



2) GFRP 콘크리트 슬래브(RF1, RF2 시험체)

- 초기균열하중에서 최종과단시까지의 시험체의 균열양상은 철근 콘크리트 슬래브와 같은 수직적인 균열형태와 함께 철근 콘크리트 슬래브에서 확인 할 수 없는 사인장균열의 진전양상을 확인할 수 있다. 정모멘트부의 하부 균열의 전체 분포 폭을 확인할 경우 철근 콘크리트 슬래브보다 더 넓게 분포하고 있음을 확인할 수 있다.
- 상·하부 FRP rebar의 선형-탄성거동을 확인할 수 있다.
- GFRP rebar의 최대 극한 인장률에 67%를 사용하는 규정과 비슷하게 GFRP rebar 변형률이 최대인장변형률에 65~70%를 사용하고 있음을 확인 할 수 있다.
- GFRP rebar의 변형률을 통해 하중지지능력의 분배는 확인 할 수 있지만 정확한 분배시점은 확인 할 수 없다.
- RF1과 RF2 시험체의 최종과단형태는 정모멘트부 압축 콘크리트 파단파괴를 확인 할 수 있다. 그리고, 실험상에서는 콘크리트 압축파단 후 FRP rebar의 파단 시

까지 실험하여 FRP rebar의 파단모습을 확인할 수 있었다.

3) HRS 콘크리트 슬래브(RH1, RH2, RH3, RH4, RH5, RH6 시험체)

- 초기균열하중에서 최종과단시까지의 시험체의 균열양상은 철근 콘크리트 슬래브와 같은 수직적인 균열형태와 FRP 콘크리트 슬래브에서 확인 할 수 있는 활발한 사인장균열의 진전은 그다지 나타나지 않고 있다. 이것은 정모멘트부의 하부 인장철근의 영향으로 추정할 수 있다. 정모멘트부의 하부 균열의 전체 분포폭을 확인할 경우 철근 콘크리트 슬래브와 거의 유사하게 나타남을 확인할 수 있다. FRP 콘크리트 슬래브의 사용성 문제, 즉, 균열에 대한 문제를 일부 줄일 수 있음을 알 수 있다. 하지만, 이 부분은 FRP rebar의 구조용 부재로서의 사용성(균열, 처짐, 피로)에 대한 연구를 통해 더 많은 실험체와 더 확실한 데이터 분석을 통해 결론지어져야 할 것이다.
- 하부의 철근의 완전 탄-소성 거동을 확인할 수 있다. 하지만, 상부 FRP rebar는 RH1-RH3 시험체의 경우 완만한 곡선을 나타내고 있고, RH4-RH6 시험체의 경우는 완전 탄성거동을 보이고 있다. 이것은 하부 인장 철근의 보강량으로 인해 정모멘트부의 하부 인장철근의 소성거동과 콘크리트의 소성변형에 의한 차이임을 알 수 있다.
- 하부 인장철근의 변형률과 상부 FRP rebar의 변형률 통해 정모멘트부에서 부모멘트부로의 하중지지능력의 분배와 부모멘트부 FRP rebar의 변형률의 급격한 변화를 통해 모멘트 재분배 시점을 확인 할 수 있다.
- RH1-RH3 시험체와 RH4-RH6 시험체의 최종과단형태는 정모멘트부 압축 콘크리트 파단파괴를 확인 할 수 있다. HRS 시험체는 FRP rebar의 파단으로 인해 구조물의 급격한 취성파괴를 피할 수 있어 구조물의 사용성과 안전성을 확보할 수 있음을 확인 할 수 있다.

VI. 실험결과의 비교 및 분석

6.1 휨 거동 특성 비교

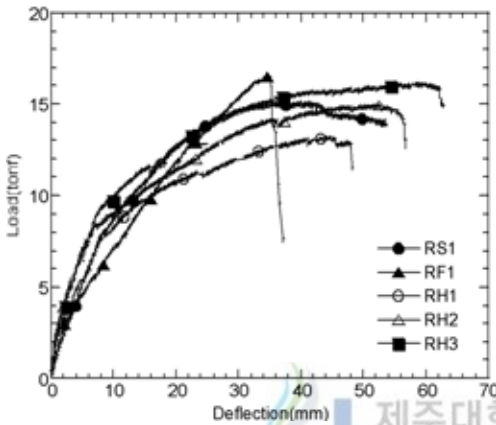


Fig. 6.1 Load-deflection curves in group (1) specimens

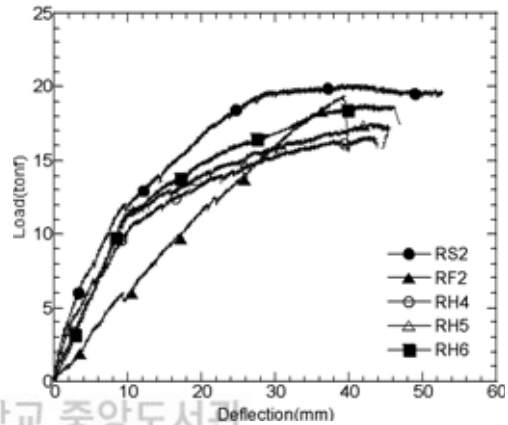


Fig. 6.2 Load-deflection curves in group (2) specimens

Fig. 6.1(그룹(1))은 정모멘트부의 하부 인장 철근이 2H16($A_s = 3.972cm^2$)를 배근한 콘크리트 시험체로서 모든 시험체들의 전체 휨거동을 쉽게 비교하고, 극한하중과 극한 처짐을 검토하기 위해 나타내었다. Fig. 6.2(그룹(2))는 하부 인장 철근이 3H16($A_s = 5.958cm^2$)를 기준으로 콘크리트 시험체들의 비교 그래프를 나타낸 것이다.

먼저, 그룹(1)과 그룹(2)를 비교할 경우 정모멘트부의 하부 인장 철근의 다른 보강량으로 인해 인장철근의 항복하중의 차이를 나타내고 있고, 더 많은 보강량으로 인한 휨강성의 증대는 더 높은 극한하중과 처짐을 나타내고 있음을 알 수 있다. RH1~RH3과 RH4~RH6에서 극한하중과 처짐의 순차적인 증가량을 볼 때 RH1~RH3가 RH4~RH6보다 더 많은 증가량을 보이고 있다. 이것 또한 정모멘트부의 하부 인장 철근 보강량에 차이에 따른 결과로 추정할 수 있다.

철근 콘크리트 슬래브의 RS1, RS2와 FRP 콘크리트 슬래브의 RF1, RF2는 거의 비슷

한 휨거동 특성을 갖는 반면에, 그룹(1)의 RH1~RH3와 그룹(2)의 RH4~RH6의 시험체는 상이한 휨거동 양상을 나타내고 있다. 부모멘트부의 상부 GFRP rebar의 같은 보강량을 기준(Table 4.1)으로 할 때 그룹(1)에 RH1~RH3의 경우 더 낮은 하부 인장 철근의 보강량으로 인해 인장철근의 항복 후 철근과 콘크리트의 소성으로 인해 상부 GFRP rebar의 탄성거동에 영향을 미치게 되어 직선적이면서 볼록한 곡선을 갖고, 그룹(2)의 RH4~RH6의 경우 더 많은 하부 인장 철근의 보강량으로 확실한 정모멘트부의 항복을 갖고 부모멘트부의 GFRP rebar로 휨 내력의 전가가 뚜렷하게 나타나고 있음을 알 수 있다.

다음 그룹(1)과 그룹(2)를 각각의 휨 거동 특성을 비교하면 다음과 같다.

그룹(1) ;

정모멘트부에 같은 하부 인장철근 보강량($A_s = 3.972cm^2$)으로 인해 7.5~8tonf 정도의 거의 같은 항복하중을 갖고 있으며 부모멘트부 인장 보강재의 종류와 보강량에 따라 상이한 거동특성을 나타내고 있다.

부모멘트부 인장 보강재가 철근인 경우는 철근의 완전 탄-소성거동 특성을 나타내는데 반해 GFRP가 보강된 경우는 직선적이면서 약간 볼록한 곡선을 갖고 있다. 상·하부 모두 GFRP로 배근된 경우에는 GFRP의 선형-탄성거동을 그대로 보여 주고 있다. 보강량에 증가에 따라 RH1~RH3의 극한하중은 순차적으로 증가되고 있고, 시험체 RS1의 경우 RH2~RH3 시험체의 휨내력 사이를 나타내고 있다. Table 5.1의 결과값에서 알 수 있듯이 극한하중은 RH2와 거의 비슷한 값을 갖고 있음을 알 수 있다. 이것은 GFRP의 낮은 탄성계수와 작은 휨 강성에도 불구하고 RS1의 상부 철근량($A_s' = 3.972cm^2$)은 RH2와 RH3의 상부 GFRP 보강량 $A_f' = 6cm^2$ 과 $A_f' = 8cm^2$ 에 거의 비슷한 휨 내력을 갖고 있음을 추정할 수 있다. 이것은 더 많은 데이터 수집과 분석이 이루어져야 하지만 기존의 철근 콘크리트 슬래브와 GFRP 콘크리트 슬래브의 비슷한 휨내력을 계략적으로 추정할 수 있는 자료가 될 수 있을 것이다.

GFRP 콘크리트 슬래브 시험체 RF1은 같은 사용하중 상태에서는 철근이나 HRS 콘크리트 슬래브에 비하여 높은 처짐량을 나타내고 있으나 극한상태에서의 파괴 시 낮은 극한처짐량을 나타내고 있다. 이로 인해 구조물 부재로서의 연성확보가 어렵게 되고 많

은 탄성변형에너지의 축적으로 인해 구조물 파단시의 급진적인 취성과파괴를 유발하게 된다. 하지만, RH2의 경우 RS1과 거의 비슷한 하중과 처짐으로 인해 철근 콘크리트 슬래브가 갖는 확실한 연성확보를 이루게 되어 본 연구의 목적인 철근의 연성과 GFRP의 높은 인장변형률로 인한 더 높은 휨내력을 얻을 수 있음을 알 수 있다.

그룹(2) ;

그룹(1)의 경우와 거의 비슷한 특성을 나타내고 있고, 그룹(1)에서 나타난 특성들은 생략하고 상이한 점만을 시험체별로 분석하였다.

정모멘트부에 같은 하부 인장철근 보강량($A_s = 5.958cm^2$)을 기준으로 실험한 시험체들로서 RS2의 경우 2번의 뚜렷한 항복점을 갖고 완전 탄-소성거동을 보이고 있고, RF2의 경우 선형-탄성거동양상을 이루고 RS2의 극한하중에는 못 미치게 됨을알 수 있다. 하지만, RH6의 경우 RS2의 93%의 극한하중을 갖고 RF1과 RS2의 극한처짐의 중간값을 가지고 있다. 이것은 철근의 부식성을 고려하여 GFRP rebar의 비부식성을 전제로 했을 경우 높은 극한하중과 처짐으로 인한 휨내력 증진과 충분한연성확보를 수행할 수 있음을 확인할 수 있다.

RH4~RH6의 경우 부모멘트부 상부 GFRP 보강량에 증가에 따른 미세한 극한하중의 증가량을 볼 때 HRS 배근 시스템을 사용하여 설계할 경우 정모멘트 하부 인장 철근 보강량이 중요한 변수로 작용할 수 있음을 알 수 있다. 보강량을 증가시킨다고 해서 휨내력을 증진 시킬 수 있다기 보단 정·부모멘트부의 보강량(철근과 GFRP rebar)의 적정한 보강비를 통해 휨내력과 연성을 확보할 수 있도록 해야 할 것이다.

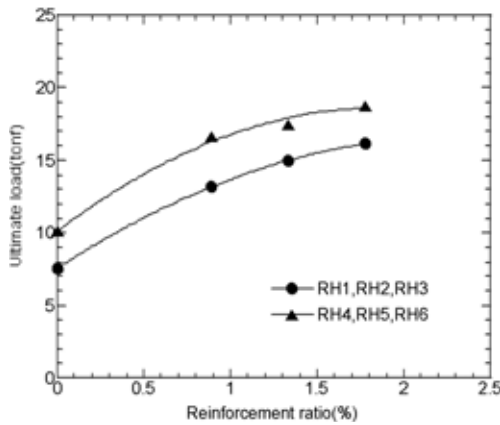


Fig. 6.3 Relationship of ultimate load and reinforcement ratio

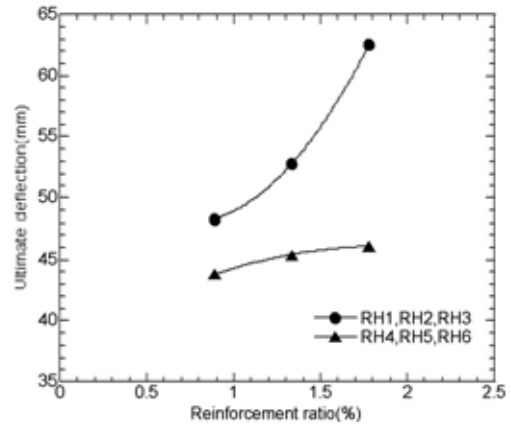


Fig. 6.4 Relationship of ultimate deflection and reinforcement ratio

Fig. 6.3에서 두 그룹의 콘크리트 시험체에 보강량의 증가에 따른 극한하중을 나타낸 것이다. HRS 시험체에서 부모멘트부의 GFRP 보강량을 증가함에 따라 극한하중지력이 불록 곡선적으로 증가함을 알 수 있다. 이는 GFRP의 낮은 탄성계수와 이로 인한 소수 균열의 집중 등에 의한 영향으로 부모멘트부의 회전저항 강성이 낮은 이유로 판단된다. Fig. 6.3에서 보강비 0은 상부 부모멘트에 대한 인장 보강이 없는 단순 슬래브로서 여기에서는 이용할 수 있는 실험데이터가 없어 연속 철근 콘크리트 슬래브 시험체에서 측정된 극한하중 값을 반으로 나눈 값이다.

Fig. 6.4에서 극한 처짐에 있어서는 부모멘트 보강량의 증가에 대하여 시험체 그룹 (1)(RH1~RH3)은 상당한 증가를 보이는 반면, 시험체 그룹 (2)(RH4~RH6)는 약간의 증가를 갖고 있을 뿐 거의 영향이 없음을 알 수 있다. 이것은 정모멘트부의 하부 인장 철근 보강량에 차이에 따른 결과로 추정할 뿐 본 실험결과만으로는 일반적으로 결론짓기에는 어려울 것으로 여겨진다.

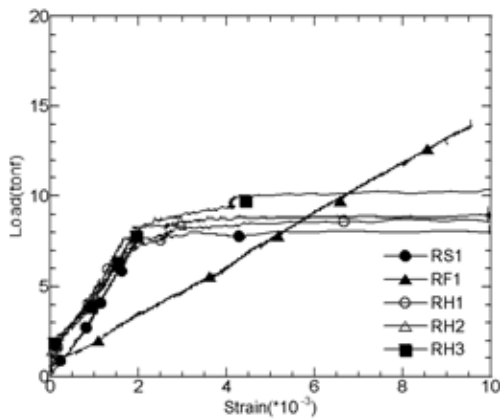


Fig. 6.5 Load-strain curves(1) of lower reinforcing bar in positive moment zone

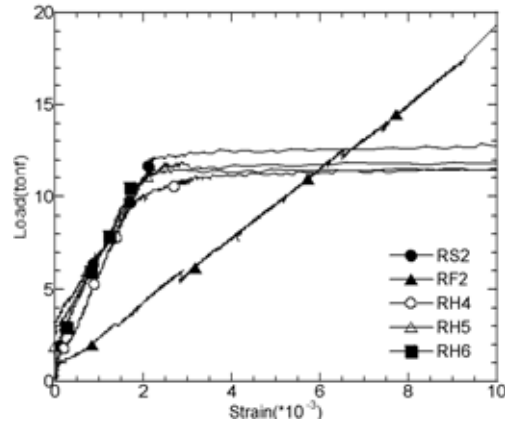


Fig. 6.6 Load-strain curves(2) of lower reinforcing bar in positive moment zone

Fig. 6.5와 Fig. 6.6는 정모멘트부 하부 인장 보강근의 하중-변형률도를 나타낸 것인데 그림에서 보는 바와 같이 철근 및 HRS 콘크리트 슬래브의 하부 철근은 거의 비슷한 하중-변형률을 보이고 있다. 즉, 초기 균열 하중 후 직선적으로 하중에 비례하다 정모멘트부의 항복하중에서 항복하여 더 이상의 하중지지력을 발휘하지 못함을 알 수 있다.

한편, GFRP 콘크리트 슬래브 시험체의 중앙부 하부 인장 GFRP 보강근은 초기 균열 후 파괴 시까지 하중에 직선적인 비례를 갖는 변형률을 보이고 있다. 이는 정모멘트부의 상부 콘크리트의 압축 파괴 시까지 하부 인장 GFRP 보강근이 인장력을 발휘하고 있음을 알 수 있다. Fig. 6.5에서 GFRP 시험체 RF1은 극한 변형률 0.95%로 GFRP 보강근의 최대 파단변형률 1.5%에 이르지 못함을 알 수 있으며 Fig. 6.6에서 GFRP 시험체 RF2의 극한변형률이 변형률 게이지의 계측한도인 1.0%를 넘고 있음을 알 수 있다. 그러나 최종 파괴가 GFRP 보강근의 파단이 아닌 정모멘트부 상부 콘크리트의 압축파괴로 이루어 볼 때 최대 파단변형률 1.5%에는 다다르지 못한 것으로 판단된다.

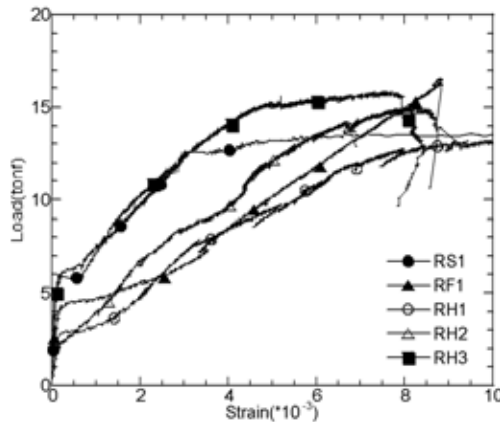


Fig. 6.7 Load-strain curves(1) of upper reinforcing bar in negative moment zone

Fig. 6.7은 부모멘트부의 인장 보강근의 하중-변형률도를 나타내고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 철근 콘크리트 슬래브 시험체 RS1은 부모멘트부의 균열 후 항복 시까지 선형적으로 증가하다 항복 후에는 하중지지력의 증가를 보이지 않고 있다. 한편 GFRP 시험체 RF1은 부모멘트부 균열하중 후 파괴 시까지 직선적으로 하중에 비례하며 인장력을 발휘함을 알 수 있다. HRS 시험체는 균열하중 후 최대 극한하중까지 인장력을 지지하다 콘크리트의 소성변형과 극한하중에 수렴하며 함께 변형을 계속하다 파괴되는 거동을 보이고 있다.

Fig. 6.8에서 Fig. 6.13까지의 사진은 그룹(1), 그룹(2)의 실험체들의 균열진전양상을 나타내어 실험상에서 휨거동의 차이점을 확인할 수 있게 하였다. 사진에서와 같이 RS 시험체와 RH 시험체의 균열진전양상과 RF 시험체의 전체 균열분포폭과 사인장 균열의 진전양상과는 상이한 거동을 보이고 있음을 확인할 수 있다. 또한, RH시험체는 RS 시험체와 거의 유사한 휨 거동을 보이고 있음을 알 수 있다.



Fig. 6.8 Crack pattern of RS1 experimental specimen



Fig. 6.9 Crack pattern of RF1 experimental specimen



Fig. 6.10 Crack pattern of RH2 experimental specimen

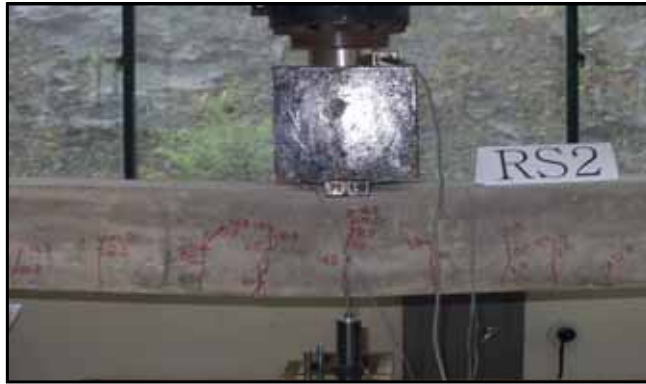


Fig. 6.11 Crack pattern of RS2 experimental specimen

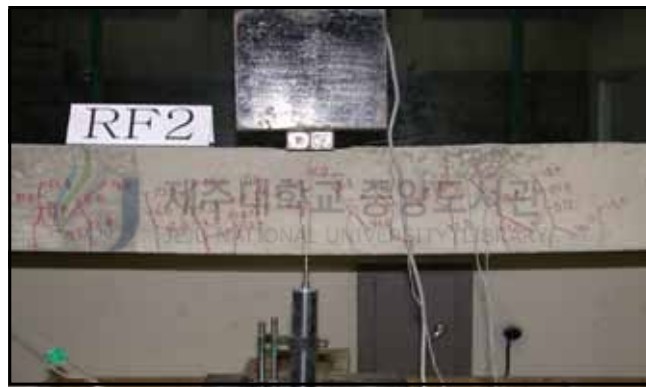


Fig. 6.12 Crack pattern of RF2 experimental specimen



Fig. 6.13 Crack pattern of RH6 experimental specimen

6.2 연성과 변형에너지비 비교

제 3장에 연성 및 변형에너지 분석에 설명한 방법을 이용하여 먼저, 극한치짐과 항복시 치짐과의 비로 기존의 연성지수를 산정하고 Hybrid Reinforcement System을 적용할 경우의 변형에너지를 이용하여 총 변형에너지와 탄성변형에너지의 비를 산정하였다. 그리고, 그 결과값을 이용하여 각 시험체들의 연성능력을 비교·평가하였다. Table 6.1은 기존의 사용되어온 연성지수와 변형에너지를 이용한 지수를 각 시험체별로 계산하여 정리하였다.

Table 6.1 Summary of ductility index and strain energy index

Speci -men	Ductility index	Strain energy index		
	$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$	E_{tot} (tonf*mm)	E_{el} (tonf*mm)	index
RS1	5.93	626.21	171.57	3.65
RS2	5.39	832.63	205.70	4.05
RF1	1.00	321.01	238.95	1.34
RF2	1.00	384	378.95	1.01
RH1	5.84	434.96	99.96	4.35
RH2	6.90	582.07	114.59	5.08
RH3	7.60	740.98	140.52	5.27
RH4	3.90	512.55	167.47	3.06
RH5	4.15	551.98	159.17	3.47
RH6	4.61	682.28	189.07	3.61

Fig. 6.14과 Fig. 6.15는 GFRP, HRS 연속 콘크리트 슬래브 시험체의 극한하중, 극한 처짐, 연성지수, 변형에너지 지수를 같은 극한 저항 휨강도를 갖는 철근 콘크리트 슬래브와의 비로 나타낸 그래프이다.

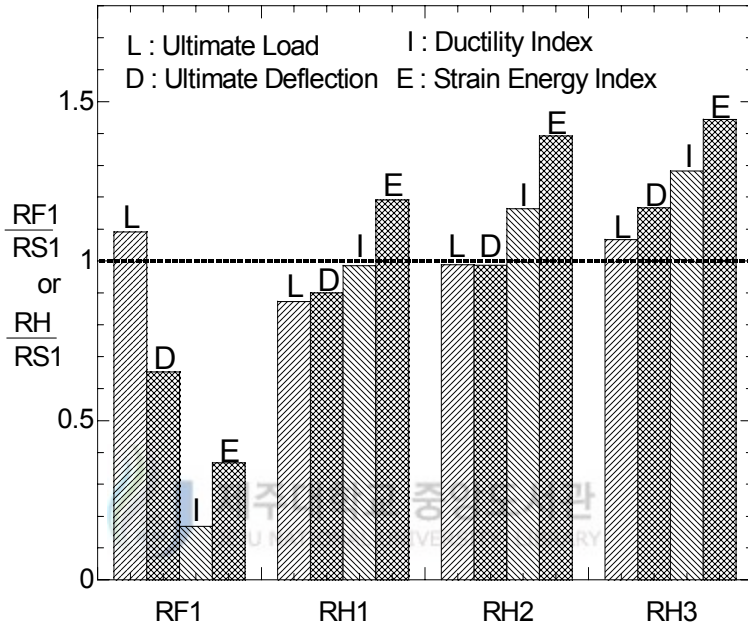


Fig. 6.14 Relation of ultimate load, ultimate deflection, ductility index and strain energy index in group (1) specimens

먼저, Fig. 6.14에 정모멘트부 하부 인장철근 2H16($A_s = 3.972cm^2$)를 보강한 시험체들의 그룹이다(그룹1). 낮은 보강량을 갖는 RS1, RF1, RH1, RH2, RH3 시험체(그룹 1)을 비교하여 보면 GFRP 만으로 보강된 콘크리트 슬래브 시험체 RF1은 철근만으로 보강된 시험체 RS1에 비하여 극한처짐은 65%, 연성지수는 17%, 변형에너지 지수는 37%로 높은 극한하중을 갖는 반면, 연성 특성에 있어서 매우 낮은 성능을 가지고 있다. 그리고, 철근과 GFRP를 혼용한 HRS 콘크리트 슬래브 시험체 RH1은 시험체 RS1에 비하여 극한처짐은 117%, 연성지수는 128%, 변형률 지수는 144%로서 오히려 철근 콘크리트 슬래브보다 나은 연성 성능을 보여주고 있다. 특히, RH2 시험체의 경우 RS1과 거의 같은 극한하중과 처짐을 갖는 반면에, 기존의 연성지수는 116%, 변형에너지 지수

는 139%로 높은 연성능력을 보여주고 있다. 그리고, 그룹1에서 철근 콘크리트 슬래브 RS1과 같은 휨내력을 나타내는 HRS 시험체는 RH2 시험체임을 확인 할 수 있었다.

높은 연성능력을 보여주는 이유는 상부 GFRP 보강량이 부모멘트부 균열 후 정모멘트부의 충분한 변형을 유도할 수 있을 정도의 회전강성을 가졌기 때문으로 하부 인장 철근의 적절한 보강량에 따른 연성효과를 높이고, 상부 인장 보강근의 높은 인장력을 활용할 수 있었기 때문이다.

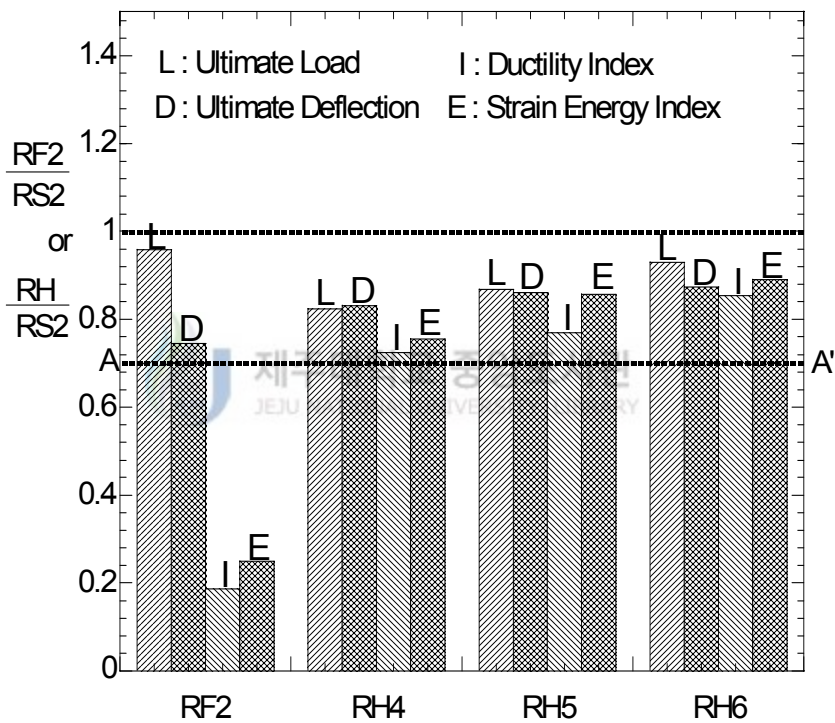
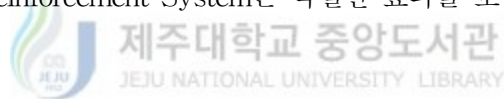


Fig. 6.15 Relation of ultimate load, ultimate deflection, ductility index and strain energy index in group (2) specimens

한편, Fig. 6.15에서 보는 바와 같이 비교적 높은 보강량을 갖는 RS2, RF2, RH4, RH5, RH6 시험체(그룹2)을 비교하여 보면 GFRP 만으로 보강된 콘크리트 슬래브 시험체 RF2는 철근만으로 보강된 시험체 RS2에 비하여 극한처짐은 74%, 연성지수는 19%, 변형에너지 지수는 25%로 연성 특성에 있어서 그룹1의 시험체 RF1과 같이 매우 낮은

성능을 가지고 있다. 한편, 철근과 GFRP를 혼용한 HRS 콘크리트 슬래브 시험체 RH6은 철근 콘크리트 시험체 RS2에 비하여 극한처짐은 87%, 연성지수는 86%, 변형률 지수는 89%로서 철근 콘크리트 슬래브보다는 조금 낮은 성능을 보여주고 있다. 그러나 GFRP 콘크리트 시험체 RF2에 비하여 극한처짐은 117%, 연성지수는 461%, 변형에너지 지수는 357%를 보임으로써 월등한 연성특성을 보여주고 있다. Fig. 6.8에 점선(A-A')으로 나타낸 것은 철근 콘크리트 시험체 RS1을 RS2를 기준으로 나타낸 비이다. RS1과 RH2 시험체처럼 같은 휨내력을 갖는 시험체를 찾기는 어렵지만, Fig. 6.8에서 알 수 있듯이 HRS 콘크리트 시험체는 철근 콘크리트 시험체의 보강량을 기준으로 RS1 시험체와 RS2의 시험체 사이의 휨내력을 갖고 있음을 확인 할 수 있다.

HRS 콘크리트 시험체를 여러나라에서 GFRP rebar를 사용하여 교량상판에 시공되는 점을 감안할 때 GFRP 콘크리트 슬래브보다 더 높은 연성능력을 보이고 있음을 알 수 있고, 현재 철근을 사용한 교량상판의 경우에는 GFRP rebar의 비부식성의 장점으로 구조물의 사용연한을 고려해 볼 때 낮은 처짐량을 보이면서 거의 비슷한 연성능력을 보이는 Hybrid Reinforcement System은 탁월한 효과를 보이고 있음을 알 수 있다.



VII. 결론

7.1 요약 및 결론

본 연구에서는 교량상판에 GFRP rebar를 적용하여 GFRP rebar의 구조용 부재로서의 사용성을 파악하고 Hybrid Reinforcement System의 새로운 배근 시스템을 제안하여 그 적용성을 파악하고자 하였다.

Hybrid Reinforcement System을 사용한 콘크리트 교량상판의 연속 슬래브에 대한 휨 거동과 연성평가에 대한 연구로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) HRS 콘크리트 슬래브의 균열양상은 철근 콘크리트 슬래브와 FRP 콘크리트 슬래브의 균열양상을 조합한 것과 같다. 하지만, FRP 콘크리트 슬래브에서 나타나는 활발한 사인장 균열은 나타나지 않고 있어 HRS 콘크리트 슬래브의 각 재료의 합리적인 배근으로 전체 균열 폭과 사인장 균열양상에 대해서 제한될 수 있다.
- 2) GFRP 콘크리트 슬래브나 HRS 슬래브에서 보통의 GFRP 보강량 범위에서는 낮은 탄성계수와 큰 파단 변형률로 인하여 압축부 콘크리트가 먼저 파괴된다. 특히, HRS 슬래브의 부모멘트부에서도 GFRP 파단 전에 콘크리트의 압축파괴를 가져오기 때문에 최종파괴도 GFRP 파단파괴를 피할 수 있다.
- 3) GFRP 보강근과 철근을 함께 사용한 HRS 콘크리트 연속 슬래브는 하부 철근의 확실한 항복으로 같은 극한하중 강도를 갖는 GFRP 콘크리트 슬래브보다 충분한 연성을 확보할 수 있다. 즉, 철근 콘크리트 슬래브의 장점인 충분한 연성확보를 살리며 FRP 콘크리트 슬래브의 사용하중에서의 큰 처짐량과 파괴시의 순간적인 취성파괴로 하중 지지력을 상실하는 단점을 피하고 있다.
- 4) 기존의 연성지수식은 보강재로서 GFRP 보강근 만을 사용시 항복점이 없어 적용하기에 부적합하다. 그리고, 극한 처짐량으로 극한 변형정도를 나타나기에는 탄성변형에

너지의 과대로 순간적으로 파괴와 하중지지력 상실로 인하여 구조물과 사용자에게 위험을 초래할 수 있어 곤란하다. 따라서 연성평가에 있어서 변형정도를 나타내는 연성지수 외에 파괴 시 발산하는 탄성에너지의 비로서 취성파괴의 위험정도를 나타낼 수 있도록 변형에너지 개념을 이용한 변형에너지 지수의 고려가 필요하다.

- 5) HRS 콘크리트 슬래브는 같은 극한저항강도를 갖는 GFRP 콘크리트 슬래브에 비하여 극한처짐, 연성지수, 변형률 지수 등에서 월등한 성능을 가지고 있다. 한편 철근 콘크리트 슬래브에 비해서는 보강비가 낮은 경우에는 이상의 성능을, 보강비가 높은 경우에는 거의 같은 성능을 가지고 있다.



참고문헌

- 김경수, 고영주, 배주성, “ 철근 대체재로서의 유리섬유보강 플라스틱바 개발에 관한 실험적 연구,” 대한토목학회논문집, 제 17권, 제1-6호, 1997. 11, pp. 889-895.
- 도로교설계기준·해설, 대한토목학회, 2003.
- 문한영, 김성수, 김홍삼, “ 우리나라 콘크리트 구조물의 철근 부식 현황,” 한국콘크리트 학회지, 제 13권, 제 5호, 2001. 9, pp. 58-63.
- 박찬기, 원종필, 유정길, “ 화학적 환경에 노출된 콘크리트 보강용 FRP 보강근의 장기 효과,” 한국콘크리트 학회지, 제 15권, 제 6호, 2003. 12, pp. 811-819.
- 심종성, 배인환, “ 국내 콘크리트교량의 보수·보강기술 현황,” 대한토목학회, 제 47권, 제 4호, 1999. 4, pp. 24-33.
- 윤순종, 김병석 외, “ 유리섬유 보강 플라스틱 Re-Bar 다발로 보강된 1방향 콘크리트 슬래브의 휨거동에 관한 실험적 연구,” 한국복합재료학회지, 제 16권, 제 3권, 2003. 6, pp. 32-40.
- 정상모(1998) Evaluation of Ductility for Concrete Beams Prestressed with FRP Tendons, 한국콘크리트학회 학술발표회 논문집, 제 10권 2호, pp. 643~648.
- 한국콘크리트학회·대한건축학회, 2003, 콘크리트구조설계기준.
- Abdalla H. A., " Evaluation of deflection in concrete members reinforced with fibre reinforced polymer (FRP) bars," Composite Structures, Vol. 56, 2002, pp. 63-71.
- ACI Committee 440., "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars," 2003.
- Alsayed S. H., Al-Salloum Y. A., et. al., " Performance of glass fiber reinforced plastic bars as a reinforcing material for concrete structures," Composites Part B : engineering, Vol. 31, 2000, pp. 555-567.
- Antonio Nanni, "Flexural behavior and design of RC members using FRP

- reinforcement," Journal of structural engineering, Vol. 119, No. 11, 1993. pp. 3344-3359.
- Balendran, R. V., Rana T. M. et. al., "Application of FRP bars as reinforcement in civil engineering structures," Structural Survey, Vol. 20, NO. 2, 2002, pp. 66-72.
- Balendran, R. V., Leung, H. Y., "Flexural of concrete beams internally reinforced with GFRP rods and steel rebars," Structural Survey, Vol. 21, No. 4, 2003, pp.146-157.
- Charles W. Dolan," FRP Prestressing in the U.S.A., Concrete International, vol. 21, No. 10, 1999, pp. 21~24.
- Deitz, D. H., et. al., "GFRP Reinforced Concrete Bridge Deck," Doctoral Dissertation, University of Kentucky, Lexington, Kentucky, 1998.
- Hemanth K. Thippeswamy, et. al., "FRP Reinforcement in Bridge Deck," Concrete International, Vol. 20, No. 6, June, 1998, pp. 47-50.
- Hiroshi Fukuyama," FRP Composites in Japan," Concrete International, Vol. 21, No. 10, 1999, pp. 29~32.
- Houssam Toutanji and Yong Deng, "Deflection and crack-width prediction of concrete beams reinforced with glass FRP rods," Construction and Building Materials, Vol. 17, 2003, pp. 69-74.
- Houssam A. Toutanji and Mohamed Saafi, " Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer(GFRP) Bars," ACI Structural Journal, Technical Paper, Vol. 97, No. 5, September-October, 2000, pp. 712-719.
- James G. Macgregor, Reinforced Concrete(Mechanics and Design), The third Edition, pp. 397-436.
- Johnny Rooney, Susan Taylor, "Flexural behaviour of steel and GFRP reinforced concrete beams," Concrete, Vol. 38, No. 5, May. 2004, pp. 38-40.
- Joseph Robert Yost, et. al., " Effective Moment of Inertia for Glass Fiber-Reinforced Polymer-Reinforced Concrete Beams, " ACI Structural

Journal, Technical Paper, Vol 100, No. 6, November-December, 2003, pp. 732-739.

Lawrence C. Bank, et. al., " Three-Dimensional Fiber-Reinforced Plastic Grating Cages for Concrete Beams : A Pilot Study," ACI Structural Journal, Technical Paper, Vol. 94, No. 6, November-December, 1997, pp. 643-652.

Luc R. Taerwe and Stijn Matthys," FRP for Concrete Construction," Concrete International, Vol. 21, No. 10, 1999, pp. 33~36.

Naaman A. E., Chandrangsou. K., "Advanced Bridge Deck System Using High Performance Fiber Reinforced Cement Composites," Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, USA, 2002.

Naaman A. E., Jeong S. M., "Structural Ductility of Concrete Beams Prestressed with FRP Tendons," Non-Metalic Reinforcement for concrete Structures, Proceeding of the Second International Rilem Symposium, E&FN Spon, London, 1995, pp. 379-386.

Nabil F. Grace and George A. Sayed, " Ductility of Prestressed Bridges Using CFRP Strands," Concrete International, vol. 20, No. 6, June, 1998, pp. 25-30.

Saleh Hamed Alsayed, "Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars," Cement and Concrete Composites, Vol, 20, 1998, pp. 1-11

Sami Rizkalla and Pierre Labossiere," Structural Engineering with FRP - in Canada," Concrete International, Vol. 21, No. 10, 1999, pp. 25~28.

Weyers, R. et. al., "Concrete Bridge Protection, Repair, and Rehabilitation Relative to Reinforcement Corrosion: A Methods Application Manual. "Strategic Highway Research Council, SHRP-S-360, National Research Council, Washington, D.C.