

碩士學位論文

# FRP로 보강된 철근콘크리트 휨 부재의 조기파괴와 제어 설계



濟州大學校 大學院

土木·海洋工學科

金 泰 佑

2004 年 6 月

# FRP로 보강된 철근콘크리트 휨 부재의 조기파괴와 제어 설계

指導教授 朴 相 烈

金 泰 佑

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함

2004 年 6 月

金泰佑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 6 月

# Premature Failure and Control Design in R.C Flexural Members Strengthened with FRP

Tae-Woo Kim

(Supervised by Professor Sang-Yeol Park)



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


2004. 6.

This thesis has been examined and approved.

Department of Civil & Ocean Engineering  
GRADUATE SCHOOL  
CHEJU NATIONAL UNIVERSITY

# 목 차

목 차 .....	i
List of Tables .....	vi
List of Figures .....	viii
Notations .....	xii
Abstract .....	xvi
I. 서론 .....	1
1.1 연구배경 .....	1
1.1.1 콘크리트 구조물 보강기술의 흐름 .....	3
1.1.2 FRP보강공법의 문제점 .....	4
1.2 연구목적 .....	5
1.3 연구과제의 중요성 .....	6
1.4 논문의 구성 .....	6
II. FRP보강공법의 특징 및 기존 연구동향 .....	8
2.1 서론 .....	8
2.2 FRP재료의 종류 및 역학적 특성 .....	8
2.2.1 탄소섬유 .....	9
2.2.2 아라미드섬유 .....	9
2.2.3 유리섬유 .....	10
2.2.4 하이브리드섬유 .....	10
2.2.5 기지재료 .....	10
2.3 FRP보강공법의 종류 및 특징 .....	12
2.3.1 FRP보강공법의 종류 .....	12
2.3.2 부착공법의 종류 및 특징 .....	13

2.3.1.1	섬유부착공법 .....	13
2.3.2.2	격자섬유보강공법(NEFMAC method) .....	16
2.4	ACI 보강 설계기준의 고찰 .....	19
2.4.1	휨 보강 .....	19
2.4.2	보강 상세 .....	21
2.5	기존의 연구성과 .....	22
2.5.1	국내의 연구동향 .....	22
2.5.2	국외의 연구동향 .....	24
2.5.3	FRP보강 철근콘크리트 보의 파괴형태 .....	27
2.5.4	부착이음과 유효부착길이 .....	29
2.5.5	단부 정착방법 .....	32
2.5.6	기존연구에서의 문제점 .....	33
		
Ⅲ.	FRP보강 철근콘크리트 휨 부재의 비선형 해석 .....	34
3.1	서론 .....	34
3.2	휨 해석 .....	34
3.2.1	단면가정 .....	34
3.2.2	재료의 모델 및 휨 해석 .....	35
3.2.3	처짐의 계산 .....	40
3.2.4	휨 해석 흐름도 .....	41
Ⅳ.	CFRP격자 보강 슬래브의 거동 및 취성파괴 .....	42
4.1	서론 .....	42
4.2	실험 .....	42
4.2.1	시험체 내용 및 변수 .....	42
4.2.2	사용재료 .....	44
4.2.2.1	콘크리트 .....	44
4.2.2.2	철근 .....	45

4.2.2.3 프리믹스 시멘트 .....	45
4.2.2.4 접착증강제 .....	45
4.2.2.5 격자섬유 .....	46
4.2.3 격자섬유 보강 .....	46
4.2.4 실험 .....	48
4.3 실험결과 .....	50
4.3.1 파괴형태와 거동 .....	50
4.3.1.1 파괴형태 .....	51
4.3.1.2 CFRP격자 보강 슬래브의 거동 특성 .....	57
4.3.1.3 슬래브의 단면깊이에 따른 변형률분포 .....	64
4.3.2 연성 .....	66
4.4 고찰 .....	68
4.4.1 실험인자 해석 .....	68
4.4.2 CFRP격자섬유 보강 슬래브의 파괴형태 분석.....	69
4.4.3 CFRP격자섬유의 보강효과 분석 .....	71
4.4.4 CFRP격자섬유의 보강량 제한 .....	73
4.4.4.1 초기변형률을 고려한 CFRP격자 섬유의 평형보강비 유도 .....	74
4.5 슬래브의 취성파괴 제어 보강설계 .....	80
4.6 소 결 .....	82

## V. CFRP판 보강 철근콘크리트 보의 거동 및

정착효과 .....	83
5.1 서론 .....	83
5.2 실험 .....	83
5.2.1 시험체 내용 및 변수 .....	85
5.2.2 사용재료 .....	85
5.2.2.1 콘크리트 .....	85
5.2.2.2 철근 .....	86

5.2.2.3 CFRP판과 슈트 .....	86
5.2.3 CFRP보강 .....	87
5.2.4 실험 .....	88
5.3 실험결과 .....	90
5.3.1 파괴형태와 거동 .....	90
5.3.1.1 파괴형태 .....	91
5.3.1.2 CFRP판 보강 보의 거동 특성 .....	95
5.3.2 연성 .....	100
5.4 고찰 .....	102
5.4.1 복부정착효과 .....	102
5.4.2 CFRP판의 인장력과 경계면 수평전단응력 .....	106
5.4.2.1 CFRP판의 인장력 .....	106
5.4.2.2 CFRP판과 콘크리트사이의 경계면 수평전단응력 .....	109
5.4.3 CFRP판 보강 철근콘크리트 보의 부착파괴 메커니즘 .....	118
5.5 소 결 .....	120

## VI. FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴기준

.....	121
6.1 서론 .....	121
6.2 시험체 설명 .....	121
6.2.1 기존문헌의 실험결과 .....	122
6.3 FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴기준 .....	126
6.3.1 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴 .....	126
6.3.1.1 단부 박리파괴 .....	126
6.3.1.2 하중점 부착파괴 .....	129
6.3.2 조기파괴 메커니즘과 조기파괴기준 .....	133
6.3.2.1 보강길이에 따른 하중의 변화 .....	136
6.3.2.2 보강량에 따른 하중의 변화 .....	137

6.3.2.3 기본보강길이 결정 .....	139
6.4 조기파괴기준의 타당성 검증 .....	142
6.4.1 보강량에 따른 파괴형태와 보강효과 .....	142
6.4.2 보강길이에 따른 파괴형태와 보강효과 .....	146
6.4.3 정착에 따른 파괴형태와 보강효과 .....	150
6.5 기존 파괴형태의 수정 .....	153
6.6 소 결 .....	155
VII. FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴 제어	
설계법 개발 .....	156
7.1 서론 .....	156
7.2 조기파괴 제어 정착량 산정 및 보강길이 결정.....	156
7.2.1 하중점 부착파괴 방지 정착량 계산 .....	157
7.2.2 조기파괴 제어 설계 흐름도.....	165
7.3 소 결 .....	166
VIII. 결론 .....	167
8.1 요약 및 결론 .....	167
8.2 향후 연구과제 .....	172
IX. 참고문헌 .....	173
Appendix .....	183
A. 각 시험체의 하중 처짐곡선 .....	183





## List of Tables

Table 4.1 Parameters of test slabs .....	43
Table 4.2 Properties of concrete .....	44
Table 4.3 Properties of steel .....	45
Table 4.4 Properties of NEFCREET .....	45
Table 4.5 Properties of REFOTEX .....	45
Table 4.6 Properties of CFRP grid(NEFMAC) .....	46
Table 4.7 Cracking, yielding, ultimate load .....	50
Table 4.8 Failure mode and process of test slabs .....	51
Table 4.9 Yield strain of specimens .....	64
Table 4.10 Deflection, ductility index of slabs .....	66
Table 5.1 Details and parameters of test beams .....	85
Table 5.2 Properties of concrete .....	86
Table 5.3 Properties of steel .....	86
Table 5.4 Properties of CFRP plate and sheet .....	86
Table 5.5 Properties of epoxy .....	87
Table 5.6 Yield, ultimate load of test beams .....	90
Table 5.7 Failure mode and process of test beams .....	91
Table 5.8 Ductility index of test beams .....	101
Table 5.9 Strain and tensile force in CFRP plate .....	107
Table 5.10 Bond stress, yield length, CFRP ultimate force .....	117
Table 6.1 Ultimate load and failure mode according to FRP reinforcement .....	122
Table 6.2 Ultimate load and failure mode according to strengthening width .....	123
Table 6.3 Ultimate load and failure mode according to strengthening length	

..... 123

Table 6.4 Ultimate load and failure mode according to web anchorage ..... 124



## List of Figures

Fig. 1.1 Trend of strengthening technique .....	4
Fig. 2.1 Stress-strain relationship of FRP material .....	11
Fig. 2.2 FRP composite material .....	11
Fig. 2.3 Application of external bonding method using CFRP sheet .....	15
Fig. 2.4 Application of external bonding method using CFRP sheet .....	15
Fig. 2.5 Application of NEFMAC method using CFRP grid .....	18
Fig. 2.6 Application of NEFMAC method using CFRP grid .....	18
Fig. 2.7 Failure types of R.C beams bonded with FRP .....	29
Fig. 2.8 R.C beam with FRP U-strip .....	33
Fig. 2.9 R.C beam with anchor bolt .....	33
Fig. 3.1 Compressive stress-strain relationship of concrete .....	35
Fig. 3.2 Stress-strain relationship of reinforcing bar .....	36
Fig. 3.3 Stress-strain relationship of FRP .....	36
Fig. 3.4 Stress-strain distribution of cross section of test specimen .....	37
Fig. 3.5 Central deflection of simply supported beam .....	40
Fig. 3.6 Flow chart for nonlinear analysis .....	41
Fig. 4.1 Test slab dimensions, section detail .....	44
Fig. 4.2 Tensile test specimen of CFRP grid .....	46
Fig. 4.3 Strengthening of CFRP grid .....	48
Fig. 4.4 Installation of anchor pin .....	48
Fig. 4.5 Test slab setup, gages .....	49
Fig. 4.6 Real view of test slab .....	49
Fig. 4.7 Shear compression failure(RS1) .....	55
Fig. 4.8 Typical shear failure(C8A-2T) .....	55
Fig. 4.9 CFRP grid dowel rupture(C4A-2T-2) .....	55

Fig. 4.10 Interfacial debonding failure(C6A-2T-2) .....	56
Fig. 4.11 Interfacial debonding failure(C6A-2T-1) .....	56
Fig. 4.12 CFRP grid tensile rupture(C4A-2T-1) .....	56
Fig. 4.13 Load-deflection curves of test slabs .....	58
Fig. 4.14 Load-steel strain curves 1 .....	59
Fig. 4.15 Load-steel strain curves 2 .....	59
Fig. 4.16 Load-concrete strain curves 1 .....	60
Fig. 4.17 Load-concrete strain curves 2 .....	60
Fig. 4.18 Load-CFRP grid strain curves 1 .....	61
Fig. 4.19 Load-CFRP grid strain curves 2 .....	61
Fig. 4.20 Comparison of load-deflection curves .....	63
Fig. 4.21 Strain to the specimen depth .....	65
Fig. 4.22 Ductility index of slabs .....	67
Fig. 4.23 Real view of concrete layer .....	69
Fig. 4.24 Ultimate load, failure mode of slabs .....	71
Fig. 4.25 Cracking, yielding, ultimate load of slabs .....	72
Fig. 4.26 Ultimate load, flexural stiffness, ductility index .....	73
Fig. 4.27 Stress-strain distribution of cross section under balanced stage ...	75
Fig. 4.28 Effective depth of strengthened slab .....	78
Fig. 4.29 CFRP strengthening design procedure for slab .....	81
Fig. 5.1 Test beam dimensions, section detail .....	84
Fig. 5.2 Experimental test parameters .....	84
Fig. 5.3 Real view of tensile rupture of CFRP specimen .....	87
Fig. 5.4 Loading arrangement and gages of test beam .....	89
Fig. 5.5 Test beam set up .....	89
Fig. 5.6 Interfacial debonding failure(FP1) .....	94
Fig. 5.7 Interfacial debonding failure(FP2) .....	94
Fig. 5.8 Interfacial debonding failure(FP3) .....	94

Fig. 5.9 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves .....	96
Fig. 5.10 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves ...	97
Fig. 5.11 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves ...	98
Fig. 5.12 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves ...	99
Fig. 5.13 Definition of ductility .....	100
Fig. 5.14 Ductility index of test beams .....	101
Fig. 5.15 Ultimate load of test beams .....	103
Fig. 5.16 Diagonal crack pattern of FP4-1 .....	104
Fig. 5.17 Flexural crack pattern of FP5-2 .....	104
Fig. 5.18 Increasing percentage of ultimate load and ductility .....	105
Fig. 5.19 CFRP strain distribution according to load .....	108
Fig. 5.20 Distribution of shear stress from experimental measurement .....	110
Fig. 5.21 Horizontal shear stress between CFRP plate and concrete .....	111
Fig. 5.22 Tensile force and horizontal shear stress of CFRP plate at steel yielding load level .....	112
Fig. 5.23 Tensile force and horizontal shear stress of CFRP plate at ultimate load level .....	113
Fig. 5.24 Test specimen at ultimate load level .....	114
Fig. 5.25 Free body diagram of seg1 .....	114
Fig. 5.26 Free body diagram of seg2 .....	116
Fig. 5.27 Interfacial debonding failure .....	119
Fig. 5.28 Real view of support after deonding failure .....	119
Fig. 6.1 Rip-off failure 1 .....	127
Fig. 6.2 Rip-off failure 2 .....	128
Fig. 6.3 Debonding failure 1 .....	129
Fig. 6.4 Debonding failure 2 .....	129
Fig. 6.5 Debonding failure 3 .....	130
Fig. 6.6 Premature failure criterion .....	136

Fig. 6.7 Variation of load according to strengthening length .....	137
Fig. 6.8 Variation of load according to FRP reinforcement .....	138
Fig. 6.9 Basic strengthening length under 3 point load .....	139
Fig. 6.10 Ultimate bond force- Effective bond length .....	141
Fig. 6.11 Strengthening effect according to FRP reinforcement .....	143
Fig. 6.12 Strengthening effect according to FRP reinforcement .....	144
Fig. 6.13 Variation of failure mode according to strengthening length .....	145
Fig. 6.14 Variation of failure mode according to strengthening length .....	146
Fig. 6.15 Variation of failure mode according to strengthening length .....	147
Fig. 6.16 Variation of failure mode according to strengthening length and web anchorage .....	149
Fig. 6.17 Strengthening effect according to web anchorage 1 .....	151
Fig. 6.18 Strengthening effect according to web anchorage 2 .....	151
Fig. 6.19 Modification of premature failure mode .....	154
Fig. 7.1 Detail of web anchorage in R.C beam bonded CFRP .....	161
Fig. 7.2 Load-deflection curve in R.C beam with web anchorage .....	161
Fig. 7.3 Bonding mechanism under service load(before steel yield) .....	162
Fig. 7.4 Bonding mechanism under ultimate load(after steel yield) .....	162
Fig. 7.5 Premature failure control design procedure .....	165

## Notations

$A_f$	CFRP의 단면적	[ $cm^2$ ]
$A_{fb}$	CFRP의 평형보강량	[ $cm^2$ ]
$A_s$	철근의 단면적	[ $cm^2$ ]
$A_s'$	압축철근의 단면적	[ $cm^2$ ]
$a$	등가 압축블럭의 깊이	[ $cm$ ]
$b$	보와 슬래브의 폭	[ $cm$ ]
$C_b$	평형단면의 중립축의 깊이	[ $cm$ ]
$C_c$	콘크리트의 압축력	[ $kgf$ ]
$C_s$	철근의 압축력	[ $kgf$ ]
$d$	압축철근의 유효깊이	[ $cm$ ]
$d_f$	CFRP보강 부재의 유효깊이	[ $cm$ ]
$d_s$	철근의 유효깊이	[ $cm$ ]
$E_f$	CFRP의 탄성계수	[ $kgf/cm^2$ ]
$EI$	휨 강성	[ $kgf \cdot cm^2$ ]
$E_s$	철근의 탄성계수	[ $kgf/cm^2$ ]
$f_c$	콘크리트의 압축응력	[ $kgf/cm^2$ ]
$f_{ck}$	콘크리트의 설계압축강도	[ $kgf/cm^2$ ]
$f_f$	CFRP의 인장응력	[ $kgf/cm^2$ ]
$f_{fu}$	CFRP파단 인장응력	[ $kgf/cm^2$ ]
$f_s$	철근의 인장응력	[ $kgf/cm^2$ ]
$f_s'$	압축철근의 인장응력	[ $kgf/cm^2$ ]



$h$	보의 깊이	[ cm]
$h_f$	CFRP보강 보의 깊이	[ cm]
$k_1$	등가 응력블럭 환산계수	[-]
$k_2$	비선형 응력분포의 도심까지 거리	[ cm]
$L$	지간	[ cm]
$L_n$	순 지간	[ cm]
$l_a$	철근항복 시까지의 부착길이	[ cm]
$l_b$	부착길이	[ cm]
$l_{bb}$	보의 하면의 부착길이	[ cm]
$l_{bn}$	기본보강길이	[cm]
$l_{bs}$	정착길이	[cm]
$l_{bw}$	보의 복부 부착길이	[ cm]
$l_x$	x까지의 거리	[ cm]
$l_{x-1}$	x-1까지의 거리	[ cm]
$l_y$	철근항복길이	[ cm]
$M_{FRP}$	CFRP에 의한 보강모멘트	[ tonf · m]
$M_n$	공칭모멘트	[ tonf · m]
$M_y$	철근항복 시의 모멘트	[ tonf · m]
$M_u$	극한모멘트	[ tonf · m]
$n_f$	탄성계수비	[-]
$P$	하중	[ tonf]
$P_y$	철근항복 시 하중	[ tonf]
$P_u$	극한하중	[ tonf]

$T_{FRP_y}$	철근항복 시의 CFRP의 인장력	[ kgf]
$T_{FRP_u}$	극한하중 시의 CFRP의 인장력	[ kgf]
$T_{Req}$	정착쉬트가 부담하는 인장력	[ kgf]
$T_{web}$	복부정착쉬트의 인장력	[ kgf]
$t_f$	CFRP판의 두께	[ mm]
$V_c$	전단력	[ kgf]
$x$	중립축까지의 거리	[ cm]
$\Delta_y$	철근항복 시 중앙부의 처짐	[ mm]
$\Delta_u$	극한하중 시 중앙부의 처짐	[ mm]
$\delta_c$	중앙부의 처짐	[ mm]
$\epsilon_c$	콘크리트의 압축변형률	[-]
$\epsilon_{cf}$	압축 연단 콘크리트의 변형률	[-]
$\epsilon_{cu}$	콘크리트의 극한변형률	[-]
$\epsilon_{frp}$	CFRP의 변형률	[-]
$\epsilon_{frp_y}$	철근항복 시 CFRP의 변형률	[-]
$\epsilon_{frp_u}$	극한하중 시 CFRP의 변형률	[-]
$\epsilon_{fu}$	CFRP파단 시 변형률	[-]
$\epsilon_s$	철근의 변형률	[-]
$\epsilon_s'$	압축철근의 변형률	[-]
$\epsilon_{si}$	인장철근의 초기변형률	[-]
$\epsilon_y$	철근의 항복변형률	[-]
$\mu$	연성지수	[-]

$\tau_b$	CFRP의 부착력	[ $kgf/cm^2$ ]
$\tau_{cy}$	철근항복 이전구간의 부착력	[ $kgf/cm^2$ ]
$\tau_{cu}$	철근항복 구간의 부착력	[ $kgf/cm^2$ ]
$\tau_x$	x점에서의 전단응력	[ $kgf/cm^2$ ]
$\psi$	강도감소 계수	[ - ]
$\phi$	곡률	[ - ]

## Abstract

Aging, physical and chemical attacks induce deterioration and thus may reduce the load carrying capacity of R.C structures. Many strengthening methods are developed to repair such structures. Recently, external bonding methods using a FRP plate or sheet have been focused on economical and workable aspects. However, external bonding techniques using FRP plate or sheet have the problem that cannot assure absolute composite action due to a premature failure.

In this study, a total of 14 beams and 12 one-way slabs were tested to investigate the flexural behavior and the failure mechanism of R.C flexural members strengthened with CFRP plate and grid. Also, a nonlinear analysis in R.C flexural member bonded with FRP was performed.

The test results of slabs showed that strengthened slabs with a little amount of CFRP grid reinforcement were finally failed by CFRP grid tensile rupture or dowel rupture. But strengthened slabs with a large amount of CFRP grid reinforcement were suddenly delaminated by interfacial concrete or were failed by typical shear failure. Balanced CFRP reinforcement ratio, considering initial strains of the existing member, was derived. The test results of beams showed that The debonding failure of CFRP plate was caused by the yielding of reinforcing bar and the increasing of shear deformation in shear span. Generally in debonding failure mode, the web anchorage has a considerable effect near the loading point but no effect near the support.

On the basis of premature failure mechanism in R.C beams bonded with FRP, a premature failure criterion was derived. Also, it was verified that Debonding failure and Rip-off failure occur according to premature failure criterion. Finally, to prevent a premature failure, a control design theory in R.C beams bonded with FRP was developed.

# I. 서론

## 1. 1 연구배경

콘크리트는 관련산업의 발전과 기술의 진보로 그 품질이 초기의 콘크리트에 비해 월등히 향상되었고 콘크리트를 이용한 구조에 대한 이해도 많은 성과가 있었다. 이러한 노력에 힘입어 오늘날 콘크리트는 인간생활에 필요한 다양한 형태의 구조물의 건설에 사용되어지고 있으며 이런 구조물은 생활공간으로서의 토대를 마련함은 물론 인류문명의 상징으로 그 아름다움을 빛내고 있다. 그러나 콘크리트 구조물은 사용환경이 변화하고 콘크리트 자체의 노후화, 사용자의 그릇된 사용, 사용 중 관리소홀, 사용기간의 증가 등으로 인해 내하력 저하, 콘크리트의 손상, 철근의 부식, 콘크리트의 열화 등 기능적인 측면과 역학적인 측면에서 몇몇의 문제점을 드러내고 있다. 그중 사용연한이 증가하고 사용하중이상의 과도한 사용으로 구조물의 역학적 능력이 급격히 저하되어 사용에 지장을 초래하는 결과가 발생되고 있다.

예를 들면 현재 미국에서는 전체 교량 중 40%정도의 교량이 교통량의 증가와 가혹한 기상조건으로 인하여 교량의 성능이 저하되고 있으며 이러한 교량들은 보수나 보강을 필요로 하고 있다. 우리 나라의 경우 전체 교량 중 90%이상이 콘크리트 교량이고 그중 공용기간이 20년이 지난 교량은 절반정도를 차지하고 있다. 이러한 노후교량들은 교통여건의 변화 및 누적된 피로손상 등으로 인하여 내하력이 저하된 상태이다.(교량현황조사, 2002, 콘크리트 교량의 보수·보강방법의 표준화, 1999) 이들 교량들은 국도와 지방도상에 위치해 있는 경우가 많으며 교량의 크기 또한 중소규모의 교량들이 대다수를 차지하고 있다.

국도와 지방도상에 위치해 있는 중소규모의 교량은 장대교량에 비해 상대적으로 유지관리가 소홀하고 특히 지방도상의 노후화된 교량은 관리 주체자인 지방자치단체의 열악한 재정여건으로 재시공에 많은 어려움을 겪고 있다. 또한 관리

주체자들이 토목구조물 보수·보강에 대한 인식의 결여, 기존 보강방법에서의 문제점 발생, 합리적인 설계기준의 부재 등도 구조물의 보강을 어렵게 하는 요소로 작용하고 있다.

현재 FRP(Fiber Reinforced Plastic)복합재료를 이용하여 콘크리트 구조물을 보강하는 섬유부착공법이 섬유자체의 여러 장점으로 인하여 사용자들에게 각광을 받고 있으며 이를 이용한 보강방법에 대한 연구 또한 활발히 진행되고 있다. 구조물의 보강에 사용되는 FRP섬유는 주로 쉬트(Sheet), 판(Plate) 그리고 격자(Grid)형태를 사용하고 있다. 그 중 섬유쉬트나 판을 이용한 보강의 경우는 일정수준의 내하력 증가효과를 가져오는 것으로 나타나고 있으나 파괴형태가 주로 보강재의 단부 박리파괴(Rip-off Failure), 부착파괴(Debonding Failure) 등으로 이러한 파괴는 보강재가 재료의 역학적 성능을 제대로 발휘하지 못하고 조기파괴 되는 형태로 경제적인 측면이나 역학적인 측면에서 바람직하지 못한 형태이다. 보강 구조체가 예기치 못한 취성적인 파괴를 보임으로서 신뢰성있는 보강 내하력 측정이 곤란하고 파괴에 대한 예측도 어렵게 하고 있다.

최근 들어 국내에서 기존의 보강재료인 쉬트와 판과는 다른 형태로 제조된 격자형태의 섬유를 이용한 구조물의 보강이 실 현장에서 이루어지고 있으며 이에 관한 보강사례가 문헌을 통해 보고되어지고 있다. (Yoon, S. J, 2001) 그러나 격자보강공법의 경우는 주로 일본과 유럽 등지에서 개발되어 사용되어진 공법으로 아직 국내에서는 이에 대한 연구문헌이나 축적된 자료가 거의 전무한 상태이며 최근에서야 몇몇의 대학에서 격자섬유를 이용한 보강에 관한 연구가 진행되고 있는 정도이다.

이렇듯 현재까지 FRP재료를 이용한 구조에 있어서 그 역학적인 거동과 파괴 메커니즘이 완전히 규명되지 않은 상태이고 지금까지의 연구를 통해 드러난 문제점에 대한 해법도 마련되어 있지가 못하다. 특히, FRP보강재의 조기파괴를 제어하기 위한 합리적인 방법이 마련되어있지 못하다. 이에 연구자들은 기존공법에서 드러난 문제점을 해결하고 합리적으로 보강효과를 평가할 수 있는 방법을 마련하기 위한 심도 있는 연구가 필요한 시점이다.

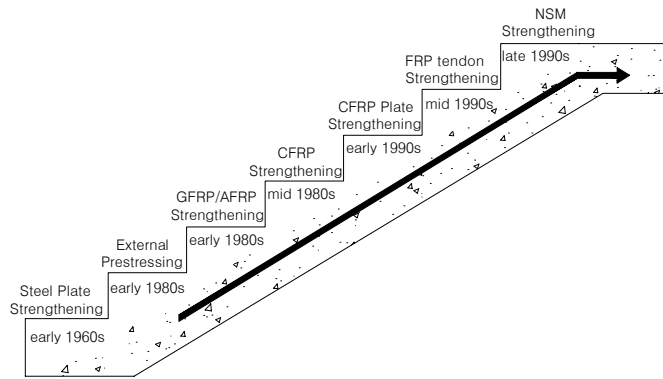
### 1.1.1 콘크리트 구조물 보강기술의 흐름

흔히 콘크리트는 경제성과 내구성이 우수한 재료로서 반영구적으로 사용할 수 있는 것으로 인식되어 왔으나 오늘날은 시간이 경과에 따른 재료자체의 자연적 노후화와 주변환경요인에 의해 콘크리트의 재료 역학적 성능저하가 발생되고 있음이 나타나고 있다. 콘크리트 구조물에 있어서의 노후화는 주로 산업화가 완성되고 사회간접시설이 일정수준에 도달한 선진국에서 주로 문제가 되고 있다. 이런 노후화를 해결하기 위한 노력이 20세기 중반부터 이들 국가의 구조기술자와 연구자들에 의해 진행되어 초기에는 주로 강판을 이용한 보강공법, 외부프리스트레칭에 의한 보강공법의 보강효과 검증에 중점을 두고 연구가 진행되었으나 1980년대 초반부터는 FRP복합재료가 건설재료로 개발되고 FRP재료의 역학적 장점이 확인됨에 따라 강판을 대신하여 주 보강재료로 자리 매김 되고 있다. 이 시기에는 주로 GFRP(Glass Fiber Reinforced Plastics)와 AFRP(Aramid Fiber Reinforced Plastics)를 중심으로 기술개발이 진행되었으며 이후 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Plastics)가 FRP보강공법에서 주요재료로 사용되고 있으며 최근에는 그 모양과 보강방법도 다양화되어 가는 추세이다.

구조물의 노후화에 대한 사회문제의 대두와 이를 해결하고자 하는 기술자의 노력으로 보강관련산업이 건설분야에서의 새로운 사업영역으로 부각되고 있으며 그 규모도 점차 증가되는 추세에 있다. 최근에는 이러한 경향에 부응하고자 몇몇 국가에서는 보강기술에 대한 설계기준들이 제정되어 이를 기술적으로 뒷받침 하고있는 상황이다.(ACI, 2002; Canadian Standards Association, 2000; Concrete Society, 2000; German Institute of Construction Technology, 1997; )

특히 국내는 성수대교와 삼풍백화점의 붕괴사고로 기술자들에게는 도덕적 경종을, 사회구성원들에게는 기술의 사회적 가치에 대한 인식이 싹트는 계기가 마련 되어 국내에서도 선진국 못지 않은 기술개발연구가 진행되어 오고 있다. 국내에서 FRP섬유를 이용한 보강공법은 1990년대 초 대학 및 보강회사를 중심으로 연구가 진행되었으며 1994년에는 서울 중구 목정 지하주차장에 CFRP쉬트를 이용한 보강공법을 사용하여 보강이 이루어졌다. 이후 (주)한국카본, 태광산업, SK화학 등에서 CFRP쉬트의 국내생산이 이루어짐으로 인해 본격적인 보강공법의 개

발과 구조물의 보강에 적용되어 지고 있다. 아래의 Fig. 1.1은 보강공법의 발달과정을 보여주고 있다.




**제주대학교 중앙도서관**  
 JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY  
 Fig. 1.1 Trend of strengthening technique

### 1.1.2 FRP보강공법의 문제점

연구자들의 열정과 노력에 힘입어 FRP로 보강된 콘크리트 부재에 대한 여러 사실 즉 파괴형태, 보강효과, 사용성의 향상 등이 실험을 통해 밝혀졌고 이에 대한 이론적인 접근도 이루어지고 있다. 그러나 아직도 몇 가지 해결되지 않은 과제가 남아있다. 현재 FRP보강 공법에서 문제시되거나 미 해결된 내용을 살펴보면 첫째 조기파괴의 한 형태인 부착파괴의 원인요소에 대한 이해가 부족한 상태이며 둘째 FRP보강 보의 파괴형태 중 단부 박리파괴와 부착파괴에 대한 합리적인 정착법이 개발되지 못하고 있다. 셋째 각각의 파괴형태를 예측할 수 있는 방법이 마련되어 있지 못한 실정이다. 이러한 문제점들을 해결하려는 연구가 여러 연구자들에 의해 진행중에 있는 상태이며 본 논문에서도 이런 문제점 중 하나인 조기파괴시의 합리적인 정착법의 개발에 초점을 두고 있는 것이다.



## 1. 2 연구목적

본 연구는 FRP로 보강된 철근콘크리트 휨 부재의 보강후의 역학적 거동과 파괴 메커니즘을 실험을 통해 알아보고 효과적으로 조기파괴를 제어하기 위한 설계방법을 제시하는데 그 목적이 있다.

휨 부재인 보와 슬래브의 인장면에 FRP를 이용하여 보강을 하면 내력 향상은 꾀할 수 있으나 보강재가 취성적으로 조기파괴되는 경향이 있다. 섬유 보강재를 이용한 보의 휨 보강의 경우 조기파괴는 부착파괴와 단부 박리파괴로 나눌 수 있는데 단부 박리파괴의 경우는 보강재 단부를 슈트정착을 하거나 앵커 볼트를 이용하여 기계적인 정착을 함으로서 파괴를 제어할 수 있다. 그러나 부착파괴의 경우는 파괴 메커니즘이 정확히 규명되지 않았고 또한 정착에 대한 효율적인 방법이 마련되어 있지 못한 실정이다. 본 연구에서는 부착파괴를 방지하기 위해 정착한 정착장치의 정착효과를 실험을 통해 알아보고 실험에서 관찰된 결과를 토대로 조기파괴를 제어할 수 있는 효율적인 정착설계방법을 제시하고자 한다. 이를 통해 섬유보강 휨 부재의 취성적인 거동을 제어하고 부재의 연성과 내력향상은 물론 보강구조물의 안전성도 확보할 수 있을 것이다.

슬래브에 있어서 기존의 FRP슈트나 판을 이용하여 보강할 경우는 보에서처럼 단부 박리파괴나 부착파괴와 같은 조기파괴가 발생할 가능성이 매우 높다. 그러나 슬래브의 경우 효과적으로 파괴를 제어할 수 있는 방법은 현재 마련되어 있지 못하다. 그래서 본 논문에서는 FRP격자섬유를 폴리머 모르터를 이용하여 보강하는 격자섬유보강공법을 이용하여 슬래브를 보강하여 조기파괴의 방지여부를 알아보고자 한다. 실험을 통해 격자섬유 보강 슬래브의 보강효과와 역학적 거동을 알아보게 될 것이다. 실험에서 나타난 결과를 토대로 최종적인 파괴 메커니즘을 규명하고 효율적으로 취성파괴를 제어할 수 있는 보강방법을 제시하고자 한다.

### 1. 3 연구과제의 중요성

일반적으로 콘크리트 구조물의 보강에 사용되는 공법으로는 강관접착공법, 외부 프리스트레싱공법, 섬유부착공법, 단면증설공법 등 여러 가지가 있다. 이들 공법은 각각의 구조물의 형태 손상의 정도 구조물 주변의 환경요인 구조물의 기능 등에 따라 보강시 공법의 선택이 달라지게 된다. 이런 여러 공법들 중 현재 사용되고있는 섬유부착공법의 경우 조기파괴발생으로 보강의 효율성과 신뢰성을 떨어뜨리고 있고 보강구조물이 해양에 인접해 있거나 화학 플랜트 등 특수목적에 사용되어지는 구조물의 경우에는 공법의 적용이 곤란하다. 그리고 격자공법의 경우는 주로 유럽과 일본 등지에서 적용되어진 공법으로 국내에서 연구사례가 많지 않아 국내의 현장에 적용 시 기초자료에 대한 요구가 증가하고있는 실정이다.

본 논문의 연구내용인 섬유부착공법에서의 조기파괴 제어 설계법 개발과 격자공법에서의 보강효과를 규명함으로써 각각의 공법에서의 적용영역을 넓힐 수 있는 전기를 마련하게 될 것이다. 아울러 FRP보강 철근콘크리트 보와 슬래브의 조기파괴 제어를 위한 설계법 개발을 통해 기존의 문제점인 FRP보강 구조물의 취성적인 파괴를 제어할 수 있는 기술을 확보함으로써 FRP보강공법의 기술적인 완성도를 높일 수 있다. 또한 기술자들에게도 폭넓은 공법을 적용할 수 있는 기회를 제공함과 동시에 기술적인 근거가 되어줄 수 있을 것이다.

### 1. 4 논문의 구성

본 논문은 총 9개의 장과 부록으로 구성되어 있으며 각 장에 기술되어있는 내용을 간략하게 소개하면 다음과 같다.

2장에서는 FRP보강재료의 종류와 역학적 특성을 알아보고 본 논문의 연구과제로 삼고 있는 섬유부착공법과 격자섬유보강공법의 특징을 기술하고 있다. 아울러 기존의 문헌연구를 통해 FRP보강부재의 역학적 거동형태, 단부응력 해석, 부착이음에 대한 고찰을 하였다.

3장은 콘크리트, 철근, FRP재료의 모델을 토대로 FRP보강 휨 부재의 비선형 휨 해석을 실시하였다.

4장은 CFRP격자 보강 슬래브의 보강효과와 보강후의 역학적 거동을 파악하고 각각의 파괴형태에 대한 관찰을 토대로 취성파괴를 제어하기 위한 보강방법을 제시하였다.

5장은 CFRP판 보강 휨 부재의 부착파괴 메커니즘과 CFRP쉬트를 이용하여 정착을 실시했을 때의 정착효과를 실험을 통해 관찰하였다. 실험결과를 토대로 CFRP판 보강 휨 부재의 부착파괴 메커니즘과 복부정착효과를 규명하고 경계면 수평전단응력 해석을 실시하였다.

6장은 5장에서 규명된 부착파괴원인과 기존의 단부 박리파괴의 연구결과를 이용하여 조기파괴 메커니즘을 규명하였다. 조기파괴 메커니즘을 토대로 조기파괴기준을 제시하고 기존 연구결과를 통해 타당성을 검증하였다.

7장에서는 5장의 복부정착효과와 6장의 조기파괴기준을 토대로 조기파괴 제어설계법을 개발하였다.

8장은 각 장의 내용을 요약 정리하였고 본 논문의 최종적인 결론을 제시하였다.

## II. FRP보강공법의 특징 및 기존 연구동향

### 2. 1 서론

최근 들어 기존의 구조물이 공용기간이 증가하고 사용하중이 증가함에 따라 구조물의 사용성이 급격히 저하되고 있는 경우가 발생하고 있다. 이러한 구조물의 손상을 회복시키기 위한 여러 가지 방법들이 개발되어 사용되어지고 있으며 최근에는 FRP복합재료가 건설재료로 개발되어 이를 이용한 보강방법들이 적용되고 있다. FRP는 재료자체가 비 부식성, 비 전자기성, 고강도, 경량 등의 장점으로 인해 기존의 보강재료인 강판 대체재료의 가능성이 입증되고 있다.

본 장에서는 FRP복합재료의 종류, 보강재의 형태, FRP복합재료의 역학적 특성을 알아보고 본 연구에서 적용하고있는 섬유부착공법과 격자섬유보강공법의 특징에 대하여 기술하고 있다. 또한 기존의 연구성과에 대한 고찰을 통하여 본 연구에서 수행하는 연구과제의 연구자료로 활용하고자 한다.

### 2. 2 FRP재료의 종류 및 역학적 특성

현재 건설분야에서 콘크리트 구조물의 보강용 재료로 사용되고 있는 섬유로는 탄소섬유, 아라미드섬유, 유리섬유, 하이브리드섬유 등이 있다. 이들 섬유들은 주로 항공산업, 우주산업, 스포츠 용품시장 등의 첨단산업에 적용하기 위하여 개발되어졌으며 이들 분야에서 사용성이 입증되고 또한 기술의 발전으로 제조원가가 감소하는 등의 경제적인 측면에서도 경쟁력을 확보함에 따라 건설산업 등 그 적용분야를 넓혀가고 있는 추세이다. 콘크리트 구조물의 보강용 재료로 사용되어지고 있는 각 섬유의 특징을 살펴보면 다음과 같다.

### 2.2.1 탄소섬유(Carbon Fiber)

탄소섬유는 흑연섬유로도 지칭되며 탄소원자의 결정구조를 이용한 고강도 섬유로 현재 최신복합재료에 사용되는 보강섬유의 대종을 이루고 있다. 탄소섬유는 1959년 미국의 유니언 카바이트사에 의해 처음 상품화된 이래 그 성능 면이나 가격 면에서 꾸준한 발전을 거듭하고 있다.(최신복합재료, 1995)

현재 국내에서 건설산업에 주로 사용되는 재료로서 고강도 탄소섬유와 고탄성 탄소섬유 두 종류가 있다. 탄소섬유는 PAN(polyacrylonitrile) 또는 석유정제 부산물인 Pitch를 약 1000~2500℃의 고온에서 탄화시킨 고순도 탄소결정의 섬유를 지칭하며 섬유를 구성하는 탄소원자의 결정구조 때문에 매우 강한 강도를 지니게 된다. 미세한 섬유를 예폭시 수지를 이용하여 적층시켜 쉬트, 판, 격자 등의 형태로 제조하게 된다. 이렇게 제조된 탄소섬유는 가벼운 중량에 비해 고강도 고탄성을 지니게 되며 일 방향성의 성질을 가진다. 탄소섬유 복합재료는 기존의 금속재료가 갖고있지 않은 여러 장점, 즉 높은 무게비강도 및 탄성계수, 낮은 열변형률, 높은 피로강도 등을 가지고 있다. 그러나 탄소섬유의 경우는 비교적 낮은 변형에서 섬유가 취성적으로 파단되는 성질을 지니고 있다. 즉 인성이 다른 섬유에 비해서는 작은 단점을 지니고 있다.

### 2.2.2 아라미드섬유(Aramid Fiber)

아라미드(aramid)섬유는 방향성 폴리아미드(aromatic polyamide) 섬유의 총칭으로서 “섬유의 구성물질이 긴 사슬모양의 합성 폴리아미드이며, 적어도 85%의 아미드결합이 두 개의 방향성 고리에 직접 붙어있는 인조섬유”로 정의된다. 1971년에 듀퐁(Du Pont)사에서 케블라(Kevlar)라는 이름으로 아라미드섬유를 처음 시장에 내놓았다.

케블라 섬유는 고강도 및 탄성계수 외에 화학적, 열적으로 아주 안정되어 있다. 또한 케블라 섬유는 탄소섬유와 유리섬유처럼 쉽게 부러지지 않으므로 일반 방직기로 직조할 수 있는 장점이 있다.(최신복합재료, 1995)

아라미드섬유의 경우는 고강도이나 밀도가 비교적 낮고 파단시까지의 변형이 큰 특징을 가지고 있다. 즉 인성이 탄소섬유에 비해 큰 편이다. 이러한 성질은

탄성거동을 하는 재료임에도 많은 양의 에너지를 흡수할 수 있는 능력을 지니게 된다.

### 2.2.3 유리섬유(Glass Fiber)

유리는 오래 전부터 사용되어 왔으나 19세기에 와서야 비로소 가는 섬유형태로 만들어졌으며 1939년에 미국의 오웬스코닝(Owens-Corning)사가 처음으로 대량 생산하였다. 유리섬유의 원료로는 규사(silica), 석회석(limestone), 붕사 등이 주를 이루며 그 배합에 따라 성질이 달라진다.(최신복합재료, 1995)

유리섬유는 강도 면에서는 낮은 강도를 발휘하나 파단시까지의 변형이 아라미드섬유의 경우와 같이 크게 발생하는 특징이 있다. 이러한 아라미드섬유와 유리섬유의 인성은 구조물에 사용시 과도한 처짐을 유발하는 요인으로 작용하기도 하나 여분의 변형을 충분히 확보할 수 있는 역학적 능력으로 볼 수도 있다. 유리섬유의 경우는 다른 섬유와는 달리 콘크리트에 철근의 대응으로 사용되었을 경우 콘크리트내의 알칼리 성분에 의하여 강도가 약해지는 단점이 있다.

### 2.2.4 하이브리드섬유(Hybride Fiber)

일반적으로 한 종류의 재료로 직조된 섬유는 파단시까지 선형 탄성거동을 하는 경향이 있어 소성역이 없는 단점을 지니고 있다. 이런 단점을 어느 정도 보완하기 위해 개발된 섬유가 하이브리드섬유로 두 종류 이상의 섬유를 일정 비율로 혼합 하여 강도가 낮은 섬유가 먼저 파단하고 연차적으로 그 다음 섬유가 파단되면서 철근에서의 소성변형과 유사한 거동을 하도록 유도한 형태의 섬유이다.

### 2.2.5 기지재료

위에서 설명한 보강섬유를 제자리에 고정시켜서 구조적인 모양을 이루기 위해서는 기지재료가 필요하게 된다. 보강섬유가 하중에 저항하는 구조라면 기지재료는 전단하중을 지탱하므로 그 기계적 성질이 매우 중요하다. 여기서 기지재료로 사용되는 재료는 에폭시 수지 (epoxy resin), 불포화 폴리에스테르 수지 (unsaturated polyester resin), 페놀 (phenol), 폴리아미드 수지 (polyimide) 등이

사용되어진다. 그중 에폭시 수지가 현재 최신복합재료의 기지재료로 가장 많이 쓰이고 있다. 에폭시 수지는 높은 강도, 우수한 내구성 및 접착성, 내화성, 그리고 경화 반응동안 생성물이 없는 장점이 있다. 또한 본 연구에서 사용하고 있는 섬유 중 격자(Grid) 섬유는 탄소섬유를 비닐에스터수지에 함침시킨 후 격자형태로 성형한 것이다. FRP재료의 응력 변형률선도가 Fig. 2.1에 나와있다.

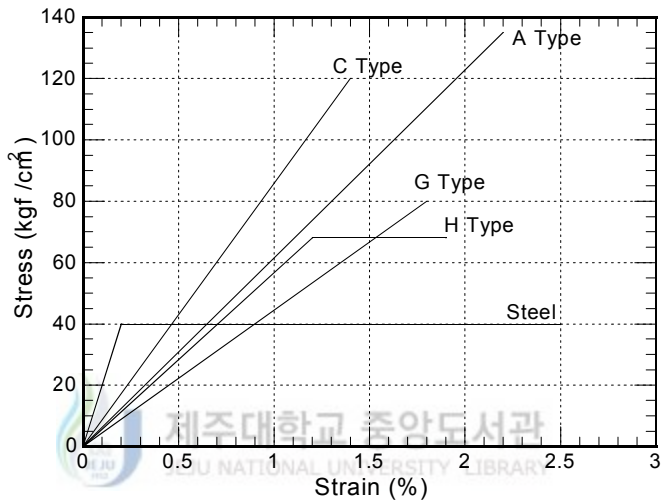
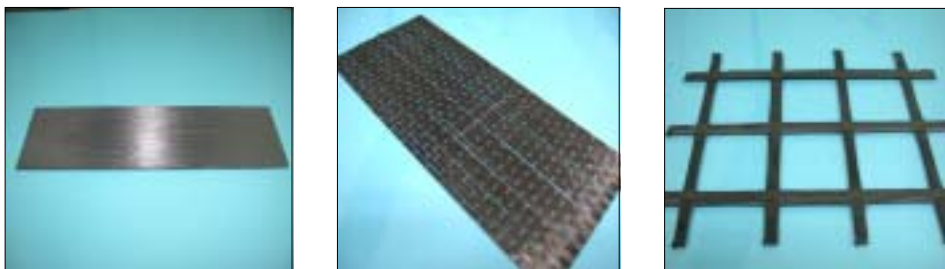


Fig. 2.1 Stress-strain relationship of FRP material

Fig. 2.2는 현재 국내외에서 콘크리트 구조물의 보강에 사용되어지고 있는 탄소섬유의 형태를 보여주고 있다. (a)그림은 판 형태로 제조된 모습이고 (b)는 쉬트 형태 (c)는 격자형태의 섬유로 만들어진 모습을 나타내고 있다.



(a) Plate type FRP

(b) Sheet type FRP

(c) Grid type FRP

Fig. 2.2 FRP composite material

## 2. 3 FRP보강공법의 종류 및 특징

### 2.3.1 FRP보강공법의 종류

FRP보강공법은 보강방법에 따라 크게 세 종류로 나눌 수 있다. 보강재를 접착제로 콘크리트 표면에 부착시켜 보강하는 부착공법과 정착장치를 이용하여 정착을 함으로써 보강을 하는 비부착공법 그리고 보강면 내부에 보강재를 매입하여 보강을 하는 방법인 NSM(Near Surface Mounted)공법 등이 있다.

부착공법은 1980년대 중반 FRP복합재료가 등장함에 따라 기존의 강관접착공법을 대신하여 개발되어진 공법으로 보강재를 콘크리트 표면에 접착제로 접착시켜 성능을 향상시키는 공법이다. 부착방식에 따라 현장함침방식과 현장부착방식으로 나뉜다. 현장함침방식은 수지를 콘크리트 표면에 도포 시키고 그 위에 쉬트를 롤러 등으로 현장에서 함침시켜 양생을 실시하는 방식이고 현장부착방식은 FRP판, 스트립 등을 공장에서 미리 생산하고 현장에서는 접착제로 콘크리트 표면에 부착시키는 방식을 말한다. 부착공법의 기본원리는 접착제를 이용하여 보강재와 콘크리트 구조물을 합성시키는 것으로 보강재 물성에 대한 정확한 정보와 콘크리트와 보강재 사이 계면(Interface)의 내구성 확보가 보강성능 발휘의 필수적인 사항이다. 이러한 부착공법은 현재 FRP복합재료의 저중량에 따른 현장에서의 작업성이 용이하고 급속 시공이 가능하다는 점등으로 주 보강공법으로 자리 매김하고 있다.

비부착공법은 콘크리트 구조물 적당한 위치에 정착장치와 FRP텐던 혹은 FRP판 등의 보강재를 설치하고 프리스트레싱을 행하는 공법이다. 특히 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 보강과 같이 현재 발생된 처짐을 상향시켜야 되는 적극적인 보강인 경우에 유효한 공법이다. 그러나 비부착방식이므로 극한해석이 용이하지 않으며, 정착부의 응력집중으로 효율적인 정착장치가 뒷받침되어야 보강효율을 높일 수 있는 공법이다.

NSM공법은 기존의 부착공법처럼 콘크리트 표면에 보강재를 부착하는 것이 아니라 콘크리트 표면에 홈을 만들어 FRP판 또는 FRP Rod를 삽입하는 방법이다.



NSM에 의해 시공된 보강재는 표면에 부착된 보강재에 비해 높은 파괴에너지를 갖게 되며, 단부 부착파괴에 대한 저항성이 커지게 된다. 또한 보강재가 콘크리트에 삽입되기 때문에 표면에 부착된 보강재에 비해 화재나 차량충돌 등에 의한 손상에 덜 취약하게 된다. 특히, 바닥판 부모멘트부에 대한 보강 시에는 차량 바퀴에 의한 물리적 마모에 대한 저항성도 커지는 부가적인 효과도 기대할 수 있다. 콘크리트 교량의 보강에 있어서 FRP NSM공법은 유럽을 중심으로 활발하게 연구가 진행되고 있으며 휨 보강 분야에서는 일부 실용화 단계에 이르렀다.

### 2.3.2 부착공법의 종류 및 특징

FRP보강공법 중 본 논문에서 적용하고 있는 부착공법의 종류와 특징 등을 알아볼 것이다. 부착공법은 보강재의 형태에 따라 슈트부착공법, 판부착공법, 격자섬유보강공법으로 나눌 수 있다.

#### 2.3.2.1 섬유(슈트, 판)부착공법

섬유부착공법은 손상된 콘크리트 구조물의 표면에 일 방향의 섬유를 접착제를 이용하여 부착시킴으로서 구조물을 보강하는 공법으로 효과적으로 구조물의 내하력을 향상시키고 기존의 발생한 균열의 성장을 억제하는 효과를 지니게 된다.

섬유부착공법은 주로 슈트나 판 형태의 섬유를 에폭시를 이용하여 구조물의 표면에 부착시켜서 내력을 형성하는 방법인데 본 연구에서는 슈트와 판을 모두 이용하여 휨 및 정착보강을 실시하였다. 판을 이용한 부착공법의 경우는 섬유슈트 접착의 경우와 달리 프라이머를 사용하지 않으므로 시공단계가 단순해지고 접착제가 모르타르 형태로 되어있어 보강 면에 미장용 흙손을 이용하여 손쉽게 작업이 가능한 이점도 지니고 있다.

#### ◆ 공법의 특징 ◆

섬유부착공법의 특징에 대하여 기술하면 다음과 같다.

- 섬유자체 비중이 철에 비해 월등히 적어 경량이므로 시공이 용이하고 시공 후 사하중의 증가부담이 거의 없다.

- 섬유의 강도가 철에 비해 10배정도 임으로 소량의 섬유로도 보강효율을 높일 수 있다.
- 구조물의 보강에 있어서 쉬트와 판 형태로 되어있어 작업이 용이하다.
- FRP와 접착제가 경량이므로 모든 공정이 수 작업으로도 가능하고 작업공간이 협소한 곳에서도 작업이 가능하다.
- 온도변화에 따른 부피팽창이 적어 기온변화에 대해 안정된 보강효과를 유지한다.
- 자연부식이 이루어지는 강재와는 달리 부식이 발생되지 않으므로 보강 후 높은 내구성을 지니게 된다.

◆ 공법의 적용범위 ◆

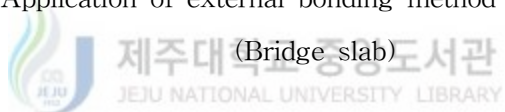
섬유부착공법이 처음으로 구조물의 보강에 적용되기 시작한 것은 1980년대 초부터이다. 초기에는 굴뚝, 건축구조물의 보, 슬래브 등의 보강에 사용되어왔으나 최근 들어서는 휨 보강을 필요로 하는 R.C교량의 상판의 보강이나 교량의 주거더 보강, 박스구조물의 보강, 터널의 보강, 지하구조물의 보강 등 여러 형태의 구조물의 보강에 사용되어지고 있다. 우리 나라의 경우는 근래 들어 몇몇 사회문제가 되는 사고가 있는 후 구조물의 보수나 보강, 유지관리에 대한 관심이 높아지면서 1990년대 초 중반부터 구조물의 보강에 섬유부착공법이 적용되어지고 있다.

- 도로교 철도교의 주거더 보강
- R.C상판의 보강
- 터널 보강
- 지하구조물의 보강
- 교각의 내진보강
- 건축구조물 기둥의 보강

Fig. 2.3과 Fig. 2.4에는 FRP쉬트를 이용하여 교량과 건축구조물의 슬래브를 보강하는 모습이 나와 있다.



Fig. 2.3 Application of external bonding method using CFRP sheet



(Bridge slab)



Fig. 2.4 Application of external bonding method using CFRP sheet

(Building slab, <http://www.kirt.co.kr>)

### 2.3.2.2 격자섬유보강공법(NEFMAC method)

본 공법은 FRP를 2방향 격자형태로 성형한 격자섬유를 사용하여 콘크리트 구조물을 보강하는 공법으로 마감재료는 폴리머 모르터를 사용하여 일반 모르터보다 신구콘크리트의 부착강도를 향상시켰으며 아크릴 계통의 에멀션 혼화제를 기존구체 표면에 도포 및 침투시켜 부착강도를 개선되도록 하였다. 철근대신 FRP를 원자재로 하여 2방향 격자형태로 성형한 격자섬유(네프맥)를 사용함으로써 상대적으로 가벼워 시공현장에서 취급하기가 훨씬 양호하다. 또한 격자섬유 설치 시 앵커 핀을 사용하여 격자섬유를 고정하게되며 앵커 핀에 간격재를 놓아 격자섬유 사이로 모르터가 충분히 삽입될 수 있도록 하였다. 본 공법에 사용되는 격자섬유는 내부식성, 내화학적 성질이 탁월하므로 얇은 두께의 모르터 시공으로도 내구성을 충분히 확보할 수 있다. 격자섬유보강공법은 특히 보강면적이 넓은 교량의 상판이나 터널 등의 보강에 유리하다. 도로교 상판을 격자섬유를 이용하여 보강한 경우, 기설 상판과 보강부가 일체화하여 격자섬유가 인장력을 부담하기 때문에 철근의 응력 저감, 휨 저감, 내하력이 향상하고 또한 상판의 판기능이 향상되어 상판의 피로내구성을 큰 폭으로 높이는 것이 가능하다. 격자섬유는 부식의 염려가 없으므로 피복을 얇게 하는 것이 가능하고 뽕칠이나 미장으로도 손쉽게 시공이 가능하다.

#### ◆ 공법의 특징 ◆

격자섬유보강공법(NEFMAC method)의 특징을 기술하면 다음과 같다.

- 격자섬유는 내알칼리성, 내산성, 내화학적의 성질로 염해, 약품피해를 받는 가혹한 조건하의 구조물의 내구성을 향상.
- 격자의 교차부 강도를 충분히 확보하여 콘크리트와 정착력을 향상시킴.
- 격자섬유의 비중이 낮아 경량이므로 현장에서의 생산성이 향상.
- 비자성을 요구하는 구조물에 적용가능.
- 복잡한 형태의 구조물에도 일체성형이 가능하여 현장에서의 생산성을 향상시킬 수 있음.

◆ 공법의 적용범위 ◆

본 공법은 토목 및 건축 구조물의 보강공법으로 기존 구조물의 내구성 증진 및 역학적 성능향상을 위해 사용할 수 있다. 특히 항만구조물과 같이 해안에 구조물이 위치해 있는 경우 또는 화학플랜트와 같이 특수목적으로 사용되는 구조물에 적용이 가능하다. 건축 구조물의 경우는 슬래브, 보, 기둥 등에 보강에 있어서 모르터를 이용하여 피복을 형성하여 보강을 실시하므로 화재 시에도 보강재가 소실되거나 또는 내력을 발휘하지 못하는 경우가 없이 적용이 가능하고 또한 유독 가스 발생이 없어 인명의 피해도 줄일 수 있는 장점이 있다.

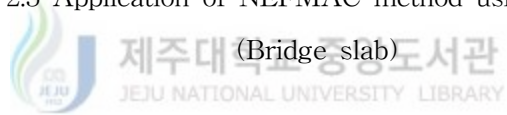
격자섬유보강공법의 주요 적용구조물을 살펴보면 다음과 같다.

- 교량의 상부구조보강 및 하부구조보강
- 철도 및 도로의 터널보강
- 항만구조물보강
- 석유화학 플랜트 콘크리트 구조물보강
- 건축구조물보강
- 석유 비축 지하공동구
- 상하수도구조물 및 공동구 박스구조물보강

Fig. 2.5와 Fig. 2.6에 격자섬유보강공법을 이용하여 기존 구조물의 보강에 이용되고있는 모습이 나와있다. Fig. 2.5는 격자섬유를 이용하여 교량의 상판을 보강하고있는 모습이고 Fig. 2.6은 교각의 횡 구속력의 향상을 위하여 격자섬유로 보강된 모습이다.



Fig. 2.5 Application of NEFMAC method using CFRP grid



(Bridge slab)



Fig. 2.6 Application of NEFMAC method using CFRP grid

(Bridge pier, <http://www.kirt.co.kr>)

## 2.4 ACI 보강설계기준의 고찰

현재 ACI(American Concrete Institute)에서는 콘크리트 구조물의 보강에 FRP 재료를 사용하여 보강하는 경우의 보강기준을 마련하고 있으며 이를 통해 노후 콘크리트 구조물이 보강되어지고 있다.

본 절에서는 ACI의 보강규정 중 휨 보강 과 보강 상세 부분을 위주로 살펴보기로 한다.

### 2.4.1 휨 보강(Flexural strengthening)

휨 보강의 경우 ACI에서는 보강구조물의 연성과 사용성 등을 고려하여 보강효과가 40~50 % 정도로 발휘되도록 보강량이 산정 되게 권장하고 있다. 또한 이 휨 보강 규정은 지진하중에 저항하여 소성힌지가 발생하는 라멘구조 등에는 적용하지 않는 것을 원칙으로 하고 있다.

R.C구조물에 FRP로 인장보강을 한 직사각형단면에 대하여 보강 휨 내력 계산 시 계산의 편리를 위하여 다음의 가정을 하고있으며 단면 형상이 직사각형이 아닌 T형이나 I형 또는 복철근단면의 경우에도 동일하게 적용할 수 있게 하고 있다.

- 콘크리트와 보강재의 변형률은 중립축에 비례하여 선형적으로 증가하고 변형전의 단면은 변형 후에도 평면을 유지하는 것으로 한다.
- FRP와 콘크리트사이는 완전부착으로 가정하여 미소한 변형도 없는 것으로 한다.
- FRP접착제 층의 전단변형은 무시한다.
- FRP재료의 응력 변형률관계는 과단시까지 선형탄성으로 한다.

위의 가정을 토대로 휨 내력을 계산하고있으며 FRP의 변형률 계산 시는 보강 구조물의 초기의 자중과 일부 사하중으로 인한 초기변형률을 고려하여 보강단면의 휨 내력을 계산하고 있다.

FRP의 인장보강으로 휨 내력 증가가 이루어지는 관계로 기존의 전단내력을 검

토하도록 하고있으며 전단내력이 부족할 경우는 전단에 대하여도 보강을 하도록 명시하고 있다.

FRP보강단면의 공칭강도는 변형률 적합조건과 힘의 평형조건으로 결정할 수 있으며 파괴모드 또한 결정이 가능한 것으로 하고 있다.

여기서 ACI에서 규정하고있는 FRP보강 보의 파괴모드를 살펴보면 다음과 같다.

- ◆ 철근항복 전에 압축부 콘크리트의 파괴로 인한 파괴 (휨 압축파괴)
- ◆ 철근항복 후 FRP의 파단으로 인한 파괴 (FRP파단파괴)
- ◆ 철근항복 후 압축부 콘크리트의 파괴로 인한 파괴 (휨 압축파괴)
- ◆ 콘크리트 피복의 전단 또는 인장 박리로 인한 파괴 (박리파괴)
- ◆ FRP와 콘크리트 사이의 부착력 상실로 인한 파괴 (부착파괴)

위의 파괴모드 중 박리파괴와 부착파괴는 접착력이 충분치 못하여 발생하는 것으로 이를 방지하기 위하여 FRP의 변형률 값을 부착의존계수  $k_m$ 을 통해 제한하고 있다.



여기서  $k_m$ 은 다음과 같다.

$$\frac{1}{60 \epsilon_{fu}} \left( 1 - \frac{n E_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 \text{ for } n E_f t_f \leq 180,000$$

$$\frac{1}{60 \epsilon_{fu}} \left( \frac{90,000}{n E_f t_f} \right) \leq 0.90 \text{ for } n E_f t_f > 180,000$$

극한상태에서의 FRP의 최대변형률은 위의 부착의존계수와 초기변형률 ( $\epsilon_{bi}$ )을 고려하여 다음 식으로 계산하고 있다.

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left( \frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

FRP보강 보의 공칭모멘트는 일반적으로 R.C 휨 부재의 해석 시 사용되는 Whitney의 응력블럭을 사용하여 계산하고 있다. 아래에 공칭모멘트( $M_n$ )의 계산식이 나와 있다.



$$M_n = A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \phi_f A_f f_f \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

여기서  $\phi_f$ 는 추가감소계수로 0.85로 취하고 있다.

#### 2.4.2 보강 상세(Reinforcement details)

FRP보강 보에서 일어날 수 있는 파괴모드 중 취성적인 파괴형태인 박리파괴와 부착파괴를 방지하기 위하여 ACI에서는 다음과 같은 제한을 두고 있다.

우선 부착파괴는 FRP와 콘크리트 사이의 부착면적이 부족하여 발생하는 파괴로 보고있으며 콘크리트가 수평전단응력과 연직응력을 견디지 못하고 파괴가 발생하는 것으로 설명하고 있다. 이러한 취성파괴의 경우에는 부착감소계수를 0.5로 하고 있다. 또한 기계적인 정착장치로 부착파괴를 방지하도록 하고 있다.

박리파괴는 내부의 철근위치에서 수평으로 진행되는 파괴로 부착된 FRP에서의 연직응력에 의해 파괴가 일어나는 것으로 나타내고 있다. 이러한 박리파괴를 방지하기 위해 단순보에서는 FRP의 부착길이를 균열 모멘트점에서 d만큼 연장하여 부착시키도록 하고 있다. 또한 FRP부착 단부의 전단력이 콘크리트의 전단력의 2/3를 초과할 경우는 보강 FRP에 정착을 하도록 하고 있다.

## 2. 5 기존의 연구동향

콘크리트 구조물의 보강에 대한 관심이 높아지면서 FRP를 이용한 보강방법에 관한 연구가 전 세계적으로 진행되고 있다. 본 절에서는 현재 국내외에서 연구되어지고있는 문헌 중 휨 보강과 경계면 응력 해석 그리고 격자섬유를 이용한 보강에 대한 문헌을 중심으로 현재까지 보고되어진 연구성과를 고찰하여 본 연구의 문헌자료로 삼고자 한다.

### 2.5.1 국내의 연구동향

1990년대 초 중반부터 FRP재료를 이용한 보강방법에 대한 연구가 국내에서 시작되었고 현재까지 여러 연구문헌들이 보고되어지고 있다. 국내의 FRP보강의 경우는 초기에는 주로 쉬트를 이용한 보강에 대한 연구가 진행되었으나 최근 들어서는 판이나 격자에 대한 연구도 이루어지고 있다. 현재까지 진행된 연구성과를 살펴보면 다음과 같다.

김규선 등(1999)은 GFRP보강 시험체의 휨 실험을 토대로 시험체의 조기파괴형태는 계면박리파괴가 지배적인 파괴모드이며 계면박리파괴 시 박리하중에는 보강길이, 보강두께, 보강폭 등이 영향을 미치는 것으로 보고하고 있다. 또한 이들은 계면파괴시의 임계 균열폭과 박리 시 GFRP의 응력과의 상관관계를 토대로 한 반 실험식을 제안하였으며 파괴 시 박리하중을 산정하기 위하여 기존의 비선형 휨 해석 모델을 수정하여 적용하였다.

유영찬 등(2001)은 탄소섬유쉬트와 콘크리트의 접촉면에서 발생하는 부착파괴 메커니즘을 규명하기 위해 양생온도, 콘크리트 표면의 상태, 함수율 등의 환경요소의 변화에 따른 탄소섬유쉬트와 콘크리트의 인발접착강도를 파악함으로써 환경요소의 영향을 평가하였으며 아울러 탄소섬유쉬트와 콘크리트와의 부착성능을 결정하는 유효부착길이 및 평균부착응력을 평가하였다. 인장전단부착 실험으로부터 얻어진 유효부착길이 및 평균부착응력을 각각  $15\text{ cm}$  및  $9.78\sim 11.88\text{ kgf/cm}^2$  값으로 제시하였다. 또한 유영찬 등(2002)은 탄소섬유쉬트로 보강된 철근콘크리트

트 보의 휨 부착성능을 판단하고 일본 규준안 및 국내 제조사가 제시하고 있는 설계용 부착강도를 기준으로 부착길이를 검토하였으며 부착성능에 영향을 미칠 것으로 판단되는 프라이머 도포량 및 에폭시 강도를 변수로 실험을 실시하였다. 이들은 실험결과를 토대로 현재 적용되고있는 설계용 부착강도는 모두 안전측으로 나타나고 있으며 설계용 부착강도를 최대  $8 \text{ kgf/cm}^2$  까지로 판단하고 있다.

한만엽 등(2000)은 탄소섬유를 이용한 부착식 보강공법의 단점인 중앙부에서 보강재의 조기탈락과괴를 방지하는 방안을 제시하고 그 효과를 실험적으로 검증하였다. 첫째로 보강재인 탄소섬유의 단부에 앵커 볼트를 체결하는 공법을 적용하였고 두 번째로 탄소섬유 시험체의 단부와 중앙부의 측면까지 둘러싼 후 정착하여 그 효과를 검증하였다. 이들은 실험결과를 통해 두 방법에서 최대하중과 연성이 개선되는 사실을 입증하였다.

박상렬(2001)은 탄소FRP쉬트의 보강접수와 복부정착을 변수로 하여 보강을 한 후 실험을 실시하였다. 실험을 통해 복부정착효과는 극한강도에서는 약간의 증가 효과를 가져오는 것으로 나타나고 있으나 극한 처짐은 상당한 증가를 보이는 것으로 보고하고 있다. 또한 콘크리트 경계면에서의 극한전단강도는 보강 접수에 따라 선형적으로 증가하고 한 겹에서 네 겹 사이의 값을  $0.3\sqrt{f_{ck}}$ 에서  $0.7\sqrt{f_{ck}}$  값으로 나타내고 있다.

심종성 등(2001)은 탄소격자섬유를 이용하여 교량 바닥판의 보강을 한 후 정적 실험과 피로실험을 수행하였다. 정적실험의 경우 시험체의 파괴는 편칭전단파괴로 파괴되었으며 보강효과는 10%의 증가가 나타나는 것을 확인하였다. 또한 탄소격자섬유로 보강한 경우 탄성회복능력이 무보강 시험체보다 우수한 것으로 나타났다. 피로시험의 결과 탄소격자섬유보강 시험체는 에너지 소산량이 무보강 시험체에 비해 더 큰 것으로 나타났으며 보강으로 인해 교량 바닥판이 하중과 균열분배효과를 증진시켜 국부파괴를 방지할 것으로 판단하고 있다.

박중열 등(2002)은 CFRP판을 이용하여 휨 실험을 실시하고 CFRP판과 콘크리트 사이의 계면박리파괴를 예방하기 위한 보강방법을 제시하였다. 총 14개의 철근콘크리트 보를 제작 실험하였으며 실험변수로는 보강방법, 철근비, 그리고 보강길이를 고려하여 실험을 실시하였다. 실시된 실험결과를 토대로 CFRP보강 보

는 강도, 강성과 같은 휨 성능이 상당히 증가하는 것으로 보고하고 있으며 보강 효과가 많게는 116%까지 증가하는 것을 확인하였다.

홍건호 등(2003)은 여러 가지 종류의 섬유보강재를 사용하여 휨 보강 된 철근콘크리트 보의 휨 성능을 비교하고 그 특성을 고려한 보강 설계식을 제안하였다. 실험을 통해 섬유보강재의 종류(아라미드, 유리, 탄소) 및 보강비에 따른 철근콘크리트 보의 휨 성능을 검토하였다. 실험을 통해 부재의 휨 보강 내력은 보강재의 종류에 따른 인장강도보다는 강성에 주로 관계하는 것으로 나타났으며 연성도는 강성이 증가할수록 감소하는 경향을 나타내는 것으로 보고하고 있다.

조병완 등(2003)은 탄소격자섬유를 이용하여 철근콘크리트 보에 보강을 한 후 실험을 통해 보강효과를 검증하였다. 이를 위해 탄소격자섬유 보강공법으로 보강한 철근콘크리트 보 시험체를 제작하여 정적 휨 파괴실험을 통해 보강효과 및 휨 파괴특성을 분석하였다. 실험을 통해 파괴형태는 보수 몰탈의 고강도화로 휨 균열의 진전에 의해 콘크리트 속에서 철근에 정착된 격자섬유 층에서의 균열이 지점부로 진행되어 파괴되는 내부 계면박리, 지간중앙에서 철근항복 후 격자와 연결된 앵커 볼트의 항복으로 인한 탄소격자섬유파괴, 격자섬유항복 후 취성적인 콘크리트 압축파괴 등의 파괴형태를 관찰하였다.

## 2.5.2 국외의 연구동향

여러 선진국에서 기존의 철근콘크리트 구조물의 보강법인 강판을 이용한 강판 접착공법에서 보강 후 시간이 지남에 따라 보강 강판이 부식되고 부착력이 감소하는 등이 문제점이 나타나자 강판의 대체재로 FRP를 사용하여 구조물의 보강에 적용하기 시작하였다. 이후로 FRP재료의 역학적인 여러 장점으로 인하여 적용사례가 급속히 증가하고 이에 대한 연구도 점차 활발히 진행되었다. 다음은 현재까지 국외에서 진행된 보강공법에 대한 연구내용을 기술하고 있다.

Meier(1987)는 처음으로 탄소섬유를 이용하여 구조물의 보강에 적용하였으며 연구결과를 토대로 FRP재료로 기존의 강판보강법의 대체가 가능할 것으로 판단하였다.

Triantafillou와 Plevris(1992)는 변형률 적합조건과 선형탄성파괴 역학이론에 의

거하여 FRP의 박리 메커니즘 모델을 개발하였다. 또한 실험적인 연구를 통해 개발된 모델의 검증을 실시하였다.

Malek등(1998)은 콘크리트가 선형탄성거동을 기초로 하여 FRP보강부재의 단부에서의 전단응력과 연직응력의 응력집중 현상을 해석적인 방법으로 규명하였으며 이를 토대로 FRP보강 보의 단부응력을 예측하였다. Malek은 단부에서의 최대 전단응력과 연직응력을 다음의 식으로 나타내고 있다.

최대 전단응력  $\tau_{\max}$  는 다음과 같다.

$$\tau_{\max} = t_{frp} (b_3 \sqrt{A} + b_2)$$

여기서,

$$A = \frac{G_a}{t_{epoxy} t_{frp} E_{frp}}$$

$$b_2 = \frac{E_{frp}}{I_{tru,c} E_c} (d_{frp} - x_{tru,c}) (2a_1 + a_2)$$

$$b_3 = E_{frp} \left[ \frac{1}{I_{tru,c} E_c} (d_{frp} - x_{tru,c}) (a_1 a^2 + a_2 a + a_3) + 2 \frac{a_1 E_{frp}}{I_{tru,c} E_c} (d_{frp} - x_{tru,c}) \frac{t_a t_{frp}}{G_a} \right]$$

연직응력  $f_{n \max}$  는 다음과 같다.

$$f_{n \max} = \frac{k_n}{2 b_a \beta^{*3}} \left( \frac{V_{frp}}{E_{frp} I_{frp}} - \frac{V_o^* + \beta^* M_o}{E_c I_c} \right) + \frac{q E_{frp} I_{frp}}{b_{frp} E_c I_c}$$

여기서,

$$V_o^* = V_o - 0.5 h b_{frp} t_{frp} (b_3 \sqrt{A} + b_2)$$

$$V_{frp} = -0.5 b_{frp} t_{frp}^2 (b_3 \sqrt{A} + b_2)$$

$$\beta^* = \left( \frac{K_n b_{frp}}{4 b_a E_{frp} I_{frp}} \right)^{1/4}$$

여기서,  $I_c$ 는 단면2차모멘트이고  $q$ 는 등분포하중이다.

Oehler와 Moran(1990)은 강관으로 보강된 보가 설계하중에 이르기 전에 단부에

서의 박리현상이 발생하는 것은 전단박리와 휨 박리의 상호작용으로 인한 것임을 실험적으로 밝혔다. 이들은 휨 균열과 전단균열 및 주철근을 따라 발생하는 부착응력 골재의 상호작용력 등이 궁극적으로 조기파괴 메커니즘에 잠재적인 역할을 담당하는 것으로 주장하였다. 또한 이들은 총 57개의 시험체를 제작하였으며 4점 재하 휨 실험을 토대로 반 실험식을 사용하여 판의 단부에 모멘트가 작용할 때 발생하는 휨에 의한 박리모멘트를 산정 하는 식을 제안하였다.

$$M_{abf} = \frac{E_c I_{trc,c} f_{ct}}{0.901 E_{frp} t_{frp}}$$

여기서,  $E_c$ 와  $E_{frp}$ 는 각각 콘크리트와 FRP의 탄성계수이며  $E_{trc,c}$ 는 균열 환산단면2차모멘트이다.  $f_{ct}$ 는 콘크리트의 인장강도이고  $t_{frp}$ 는 보강판의 두께이다.

Roberts(1989)는 인장면에 강판 부착된 보에 대해 3단계중첩을 이용한 박리하중을 제안하여 접착면에 분포하는 응력을 예측하고 보강된 보의 거동을 해석하였다. 단계1에서는 철근콘크리트와 강판을 완전부착으로 가정하여 예측식을 전개하였으며 단계2와 3에서는 실제 경계조건을 도입하여 식을 전개하였다.

제안된 강판 단부에서의 최대 수평전단응력  $\tau_o$ 와 수직응력  $\sigma_o$ 는 다음과 같다.

$$\tau_o = \left( V_o + \left( \frac{K_s}{E_p b_p d_p} \right)^{\frac{1}{2}} M_o \right) \frac{b_p d_p}{I b_a} (h_p - h)$$

$$\sigma_o = \tau_o d_p \left( \frac{K_n}{4 E_p I_p} \right)^{\frac{1}{4}}$$

여기서,  $K_s$ 는 단위길이 당 수평전단강성이고  $K_n$ 는 단위길이 당 수직전단강성을 나타내고 있다.  $\tau_o$ 는 보강판 단부에서의 최대 수평전단응력,  $V_o$ 는 보강판 단부에서의 전단력,  $M_o$ 는 보강판 단부에서의 모멘트,  $E_p$ 는 보강판의 탄성계수,  $d_p$ 는 보강판의 두께,  $h_p$ 는 보강판의 중심까지의 거리,  $\sigma_o$ 는 보강판 단부에서의 최대 수직응력을 나타내고 있다.

Nguyen등(2001)은 CFRP로 휨 보강된 실험체에 대하여 실험을 수행하여 단부 박리파괴 및 조기전단파괴 그리고 두 파괴형태의 결합된 합성파괴를 관찰하였다.

이때 보강판에서 합성거동의 정도에 따라 3개의 영역을 제시하였으며 이와 같은 구분을 통하여 정착길이 및 임계변형률을 결정하였으며 이들 정착길이와 임계변형률이 결정될 때 단부 박리파괴 시 파괴하중이 예측될 수 있다고 제안하고 있다.

Ashino 등(2001)은 탄소격자섬유로 보강된 보를 이용하여 3점 휨 실험을 실시하였다. 실험결과를 통해 슈트보강량의 2/3정도 양의 격자섬유를 이용하여 보강한 경우 탄소섬유슈트 보강의 경우와 거의 동일한 보강효과를 나타내는 것을 확인하였다.

### 2.5.3 FRP보강 철근콘크리트 보의 파괴형태

FRP보강 철근콘크리트 보에 대한 연구들이 전세계적으로 진행되었으며 이러한 노력의 결과 FRP보강 철근콘크리트 보의 파괴 형태가 많은 실험을 통해 밝혀졌다. Nanni(1997), Shahawy 등(1996), Rahimi 등(2001), Garden 등(1997)

지금까지 실험을 통해 관찰된 파괴형태를 보면 크게 다음의 네 가지 형태로 나눌 수 있다.

보의 하면에 보강된 FRP의 파단에 의한 인장파괴, 압축부 콘크리트의 파괴로 인한 압축파괴, FRP 단부에서의 콘크리트 피복의 박리 또는 보강재 계면의 파괴로 인한 단부 박리파괴, 중앙부와 전단구간에서의 FRP부착력 상실로 인한 부착파괴 등이 있다.

여기서 각각의 파괴형태를 살펴보면 다음과 같다.

첫째로 FRP의 파단에 의한 파괴는 FRP보강재의 정착길이가 충분하고 보강량이 상대적으로 적을 경우 일어나는 파괴이다. FRP의 파단은 철근항복 후 FRP가 최대변형률에서 파단이 일어나며 파단시까지 하중에 계속적으로 저항할 수 있다. FRP파단파괴는 전형적인 저보강보의 파괴거동과 유사하다

둘째로 압축부 콘크리트의 파괴로 인한 파괴는 FRP의 정착길이가 충분하고 FRP의 보강량이 많은 경우에 일어날 수 있는 파괴형태이다. 철근이 항복하거나 또는 철근이 항복하지 않은 상태에서 FRP의 변형률이 파단변형률에 이르지 않고 압축부 콘크리트가 압괴되어 파괴되는 형태이다. 이러한 파괴는 기존의 철근

콘크리트 보에서의 과보강보의 휨 압축 파괴형태와 유사한 파괴이다.

세 번째 파괴형태인 단부 박리파괴는 FRP보강재의 정착길이가 충분치 않고 또한 단부의 정착이 없는 경우 단부에서의 응력집중으로 인하여 FRP보강재가 콘크리트 피복을 물고 떨어지는 파괴형태이다. 단부 박리파괴의 파괴 메커니즘을 살펴보면 접착제의 물성이 보강판의 단부에서 발생하는 접착계면의 최대 전단응력으로 인한 박리를 방지할 만큼 충분히 우수하다면 보강판의 불연속부에 집중되는 계면응력의 주응력이 점차적으로 커지게 되고 콘크리트의 파괴계수를 초과하게 되면 단부의 콘크리트의 하면에 균열이 발생하게 된다. 이때 단부에서 콘크리트에 휨 응력으로 인한 인장응력과 전단응력으로 인한 수직응력이 집중되게 되어 파괴에 이르게 되는 것이다. 최광민,(2002) 이러한 단부 박리파괴는 콘크리트 피복이 함께 떨어지는 파괴와 콘크리트와 접착제 계면에서 파괴(Peeling off Failure)가 되는 두 가지 형태가 있을 수 있다. 피복이 함께 떨어지는 파괴형태는 주로 정착길이가 충분치 않은 경우 발생할 수 있으며 접착제 계면에서의 파괴는 주로 불완전한 접착제의 도포, 접착제의 물성이 적적치 않은 경우, 콘크리트 표면의 불량 등으로 시공상의 요인에 의해 발생하는 것으로 보고되고 있다.

네 번째 경우인 부착파괴는 단부 박리파괴와는 달리 중앙부의 FRP위 부착력이 상실되면서 일어나는 파괴형태로 최종적인 파괴형태는 단부 박리파괴와 유사하나 파괴 발생시점이 중앙부에 위치해 있고 또한 파괴의 진행이 중앙부에서 단부 쪽으로 진행되는 파괴이다. 부착파괴는 휨 균열에 의한 부착파괴와 휨 전단균열에 의한 부착파괴로 나눌 수 있다. 부착파괴의 경우는 정착길이가 부족한 상태에서 잘 일어나지 않으며 정착길이가 충분한 상태에서 주로 발생하는 파괴형태이다.

Fig. 2.7에 각각의 최종 파괴형태에 대한 모습이 나와 있다. Fig. 2.7에서 단부 박리파괴와 부착파괴시의 화살표 표시는 파괴가 발생한 위치를 나타내주고 있다.



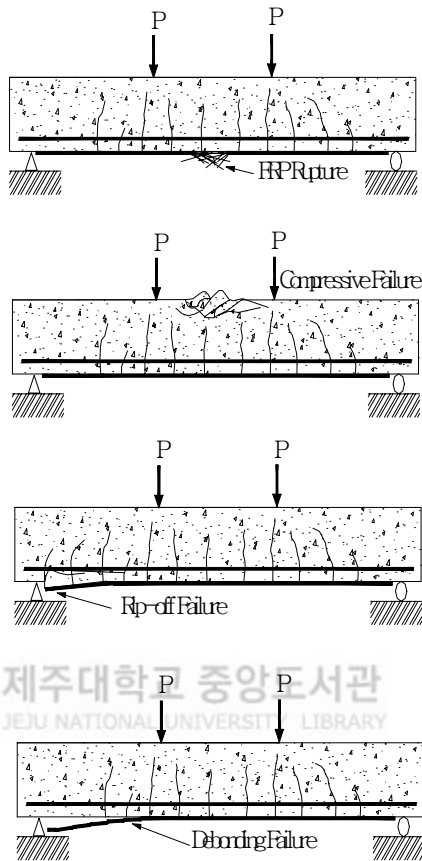


Fig. 2.7 Failure types of R.C beams bonded with FRP

#### 2.5.4 부착이음과 유효부착길이

FRP보강재와 콘크리트사이의 부착거동의 특성을 파악하기 위해 전단부착에 대한 연구가 진행되고 있다. 수많은 연구자에 의해 수행된 부착이음 시험에서 밝혀진 사실은 부착길이가 일정한 길이를 넘을 경우 더 이상 부착강도가 증가하지 않는다, 즉 유효부착길이가 존재한다는 점과, 부착강도는 콘크리트 강도에 큰 영향을 받는다는 점, 콘크리트와 보강재의 너비 역시 중요한 영향인자라는 점등이다. 기존의 연구는 실험결과에 초점을 맞추어 접근하는 실험적 방법과, 해석적 관점에서 파괴역학을 도입하여 접근하는 방법으로 크게 나눌 수 있다. 일반적으로 실험모델은 부착길이에 대한 평균 부착응력 개념을 도입하여 접근하고, 파괴

역학에 기반한 모델은 국부적인 전단응력-슬립관계를 고려하여 해석적으로 접근한다. 건설기술연구원(2002)

지금까지 실험과 해석적 방법으로 연구된 부착강도 및 유효부착길이에 대한 내용을 살펴보면 다음과 같다. Hiroyuki와 Wu(1997), Tanaka(1960, Maeda(1997)등은 실험을 통해 부착강도에 관한 식을 제시하고 있으며 이들이 제시한 식은 다음과 같다.

◆ Hiroyuki와 Wu의 모델

$$\tau_u = 5.88 L^{0.699}$$

여기서,  $\tau_u$ 는 평균부착강도(MPa), L은 정착길이(cm)이다.

◆ Tanaka의 모델

$$\tau_u = 6.13 - \ln L$$

여기서,  $\tau_u$ 는 평균부착강도(MPa), L은 정착길이(cm)이다.

◆ Maeda등의 모델

$$\tau_u = 110.2 \times 10^{-6} E_p t_p$$

$$L_e = \exp(6.13 - 0.580 \ln E_p t_p)$$

여기서,  $\tau_u$ 는 평균부착강도(MPa),  $t_p$ (mm)는 보강재의 두께,  $L_e$ 는 유효정착길이이다.  $E_p$ 는 보강재의 탄성계수로  $\tau_u$ 를 산정 할 때는 MPa,  $L_e$ 를 산정 할 때는 GPa이다.

해석적 방법에 의한 부착강도에 관한 연구는 Yuan과 Wu(1999), Yuan등(2001)은 선형 및 비선형 파괴역학에 기반 하여 부착강도 예측모델을 제안하였으며 Chen과 Teng(2001)은 Yuan과 Wu의 비선형 파괴역학에 기반한 식에 근거하고, 실험결과를 적절히 조합하여 부착강도 모델을 제안하였다.

아래에 Yuan과 Wu(1999), Yuan등이 제안한 모델과 Chen과 Teng(2001)이 제안

한 모델을 나타내고 있다.

◆ Yuan과 Wu(1999), Yuan등의 모델

극한부착력(  $P_u$  )는

$$P_u = \frac{\tau_f b_p}{\lambda_2} \frac{\delta_f}{\delta_f - \delta_1} \sin(\lambda_2 a) \text{이다.}$$

여기서, a는

$$\tanh[\lambda_1(L-a)] = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \tan(\lambda_2 a) \text{에서 결정된다.}$$

이들은 위 식에서 부착길이 L이 무한할 때의 극한부착력을 최대극한부착력  $P_{u,max}$  라고 하여 이 값의 97%에 해당하는 값으로 유효부착길이  $L_e$ 를 정의하였다.

유효부착길이(  $L_e$  )는 다음과 같다.

$$L_e = a_o + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_o)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_o)}$$

여기서,  $a_o$ 는 다음과 같다.

$$a_o = \frac{1}{\lambda_2} \sin^{-1} \left( 0.97 \sqrt{\frac{\delta_f - \delta_1}{\delta_1}} \right)$$

◆ Chen과 Teng(2001)의 모델

이들은 Yuan과 Wu의 식과 실험결과를 조합한 모델을 제안하였다. 이들에 의하여 제안된 극한부착력과 유효부착길이는 다음과 같다.

극한부착력(  $P_u$  )는 다음과 같다.

$$P_u = 0.427 \beta_p \beta_L \sqrt{f_c} b_p L_e$$

유효부착길이(  $L_e$  )는 아래와 같다.

$$L_e = \sqrt{E_p \frac{t_p}{f_c}}$$

여기서  $f_c$ 는 원주형 공시체의 콘크리트 강도(MPa)이고  $\beta_L$ 과  $\beta_p$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$L \geq L_e \text{ 이면 } \beta_L = 1$$

$$L < L_e \text{ 이면 } \beta_L = \sin[\pi L / (2L_e)] \text{ 이다.}$$

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_p/b_c}{1 + b_p/b_c}} \text{ 로 정의된다.}$$

### 2.5.5 단부 정착방법

많은 실험을 통해 FRP보강 철근콘크리트 보의 파괴형태가 밝혀지고 있으며 여러 가지의 파괴모드가 관찰되고 있다. 이중 취성적인 파괴는 구조물의 안전상이나 역학적인 측면에서도 바람직하지 못한 파괴로 이를 방지하기 위한 정착방법이 개발되어지고 있다.(한만엽, 2000, 최기선, 2003, Sergil, F. B., 2003,) 이러한 정착방법은 주로 단부 박리파괴를 방지하기 위하여 개발된 것으로 크게 두 가지 형태로 나눌 수 있다. 하나는 FRP쉬트를 이용하여 하면에 인장 보강된 FRP보강재를 U형으로 정착하여 파괴를 방지하는 것이고 다른 하나는 앵커 핀이나 앵커 볼트를 이용하여 FRP보강재의 단부를 앵커 정착하여 단부에서의 파괴를 막고자 하는 것이다.

전술한 두 가지의 방법으로 단부에서의 응력집중으로 인한 콘크리트 피복의 박리와 FRP보강재의 탈락을 효과적으로 방지하고 있으며 이를 통해 정착을 하지 않은 경우보다 극한하중이 증가하고 연성이 개선되는 등이 역학적 능력이 향상되어지고 있다. Fig. 2.8과 Fig. 2.9에 단부 박리파괴를 방지하기 위하여 FRP 보강재 단부를 U형 정착을 실시하여 보강한 보의 모습과 앵커정착을 하여 보강한 보의 형태가 나타나 있다.

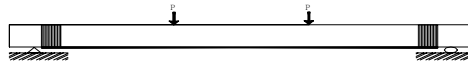


Fig. 2.8 R.C beam with FRP U-strip

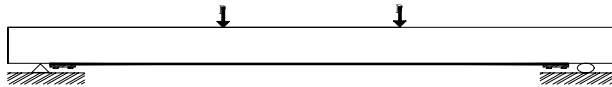
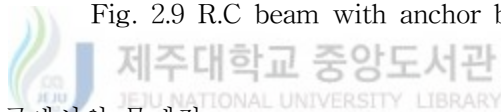


Fig. 2.9 R.C beam with anchor bolt



#### 2.5.6 기존의 연구에서의 문제점

현재 국내외 적으로 연구되고 있는 문헌들을 살펴본 결과 강관과 FRP보강공법에서의 조기파괴는 단부 박리파괴와 부착파괴로 나눌 수 있는데 지금까지의 연구는 단부 박리파괴 시의 박리하중 예측에 대한 연구위주로 진행되고 있으며 정착방법에 대한 연구도 주로 단부 박리를 제어할 목적으로 정착법이 개발되어지고 있는 것으로 나타나고 있다. 단부 정착방법의 경우 인장면의 FRP보강량에 따른 효과적인 정착 설계법이 마련되지 않고 단지 실험을 통해 정착효과만을 검증하고 있다. 또한 부착파괴의 원인에 대한 명확한 이해가 부족한 상태이고 현재까지 이를 제어할 수 있는 효과적인 정착법의 개발이 진행되고 있지가 못하다.

FRP보강재의 파괴형태에 대한 실험적인 고찰은 이루어지고 있으나 이를 이론적으로 접근할 수 있는 해결책은 마련되어 있지 않은 상태로 주로 실험결과에 의존하는 경향을 보이고 있다.

### Ⅲ. FRP보강 철근콘크리트 휨 부재의 비선형 해석

#### 3. 1 서론

일반적으로 철근콘크리트 휨 부재는 휨 설계 시 저보강상태로 설계되며 이렇게 설계된 부재는 그 역학적 거동이 압축부 콘크리트의 파괴에 앞서 철근이 먼저 항복하고 이후 하중의 감소 없이도 변형이 증가되어 충분한 연성거동을 한 후 압축부 콘크리트의 파괴로 이어지도록 되어 있다. 그러나 FRP재료를 이용하여 휨 보강을 실시한 경우 그 역학적 거동은 사뭇 다르게 나타나고 최종적인 파괴 형태도 보강재의 종류, 보강량, 보강길이 등 여러 요인에 의해 달라지게 된다. 또한 철근항복 후에도 보강된 FRP에 의해 하중이 계속적으로 증가하게 된다.

본 장에서는 앞장에서 언급한 파괴형태 중 인장면 FRP파단 파괴와 압축부 콘크리트 파괴시의 휨 해석을 휨 이론에 근거하여 실시하고자 한다. 해석된 결과를 통하여 FRP보강 휨 부재의 전체적인 거동을 예측할 수 있다.

#### 3. 2 휨 해석

FRP로 보강된 철근콘크리트 보와 1방향 슬래브의 경우에 있어서 파괴형태가 앞장에서 기술한 파괴형태 중 FRP파단 파괴와 콘크리트 압축파괴의 경우는 일반적으로 변형률 적합조건과 힘의 평형조건 그리고 재료의 비선형 응력 변형률 관계를 이용하여 휨 해석을 수행할 수 있다 .

##### 3.2.1 단면 가정

다음과 같은 기본 가정들을 토대로 휨 해석을 실시할 수 있다.

- 1) 변형은 보의 단면에 걸쳐 선형으로 변화한다.
- 2) 철근과 콘크리트, FRP와 콘크리트사이의 부착은 완전부착으로 가정한다.
- 3) 콘크리트의 인장강도는 휨 강도 계산 시 무시한다.
- 4) 콘크리트는 압축변형률이 0.003에 이르면 파괴한다.

### 3.2.2 재료의 모델 및 휨 해석

#### ■ 콘크리트

콘크리트재료의 응력 변형률관계는 Hognestad(1951)가 제안한 모델을 사용하였으며  $\epsilon_o$ 까지는 포물선으로 증가하고 그 이후부터 0.003까지는 선형적으로 감소하는 것으로 하였다. 또한 콘크리트의 인장력은 무시하였다. Fig. 3.1에 콘크리트 재료의 응력 변형률관계가 나와 있다.

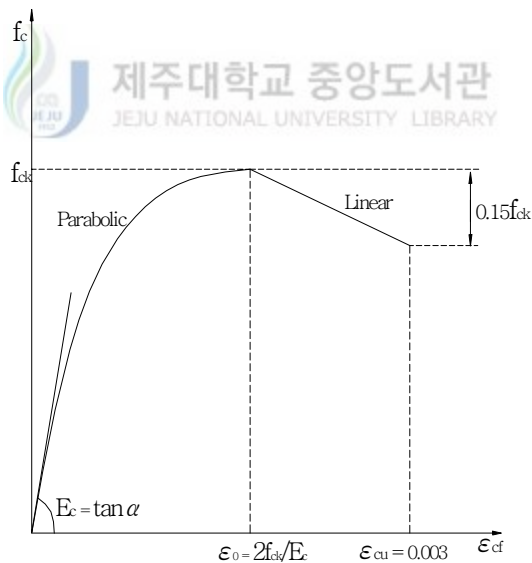


Fig. 3.1 Compressive stress-strain relationship of concrete

Fig. 3.1에서  $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_o$   $f_c = f_{ck} \left[ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right]$

$\epsilon_o \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$   $f_c = f_{ck} \left[ 1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_o} (\epsilon_c - \epsilon_o) \right]$  이다.

■ 철근

콘크리트 내의 철근에 대한 모델은 철근항복이후의 변형률 경화현상은 고려하지 않고 일반적으로 사용되는 완전소성으로 가정하여 모델을 하였다. Fig. 3.2는 철근의 모델을 나타내주고 있다.

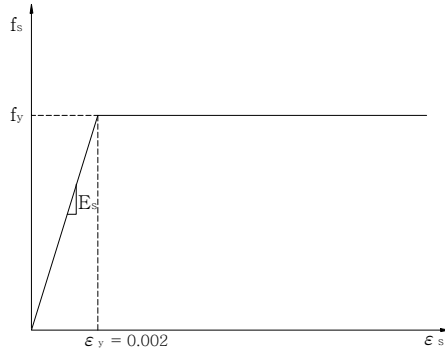


Fig. 3.2 Stress-strain relationship of reinforcing bar

Fig. 3.2에서  $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$   $f_s = E_s \epsilon_s$   
 $\epsilon_s \geq \epsilon_y$   $f_s = f_y$  이다.

■ FRP

탄성재료인 FRP의 경우는 응력 변형률관계가 선형탄성거동을 하는 것으로 하여 파단 시의 변형률은 0.015로 하였다. Fig. 3.3은 FRP재료의 모델이다.

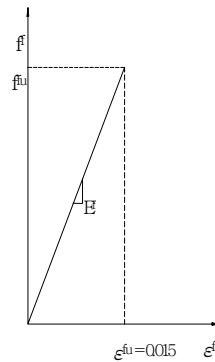


Fig. 3.3 Stress-strain relationship of FRP



Fig. 3.3에서  $0 \leq \epsilon_f \leq \epsilon_{fu}$   $f_f = E_f \epsilon_f$  이다.

휨 해석은 변형률 적합조건과 힘의 평형방정식을 토대로 하였으며 Fig. 3.4에 FRP보강 콘크리트 휨 부재의 단면과 변형률분포, 응력상태를 나타내었다.

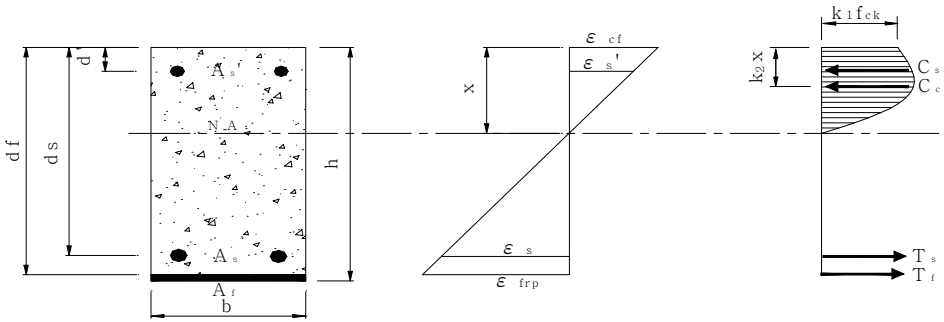


Fig. 3.4 Stress-strain distribution of cross section of test specimen

철근, 콘크리트, FRP의 변형률을 변형률 적합조건으로부터 구하면 다음과 같다.

$$\epsilon_s = \epsilon_{cf} \frac{d_s - x}{x} \quad (3.2.1)$$

$$\epsilon_s' = \epsilon_{cf} \frac{x - d_s'}{x} \quad (3.2.2)$$

$$\epsilon_{cf} = \epsilon_{frp} \frac{x}{d_f - x} \quad (3.2.3)$$

$$\epsilon_{frp} = \epsilon_{cf} \frac{d_f - x}{x} \quad (3.2.4)$$

앞에서 구한 변형률을 가지고 콘크리트의 압축력( $C_c$ )과 철근의 압축력( $C_s$ ), 철근( $T_s$ )과 FRP( $T_f$ )의 인장력을 구하면 다음과 같다.

우선 콘크리트의 압축력과 철근의 압축력은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$C_c = k_1 f_{ck} b x \quad (3.2.5)$$

$$C_s = A'_s f'_s \quad (3.2.6)$$

여기서  $\epsilon'_s \leq \epsilon_y$  이면

$$f'_s = E_s \epsilon'_s \quad (3.2.7)$$

$\epsilon'_s \geq \epsilon_y$  이면

$$f'_s = f_y \quad (3.2.8)$$

철근의 인장력을 구하면 다음과 같다.

$$T_s = A_s f_s \quad (3.2.9)$$

여기서  $\epsilon_s \leq \epsilon_y$  이면

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (3.2.10)$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y$  이면

$$f_s = f_y \quad (3.2.11)$$

FRP의 인장력은 다음 식으로 나타내어진다.

$$T_f = A_f f_f \quad (3.2.12)$$

여기서  $f_f = E_f \epsilon_{frb}$  이다.

콘크리트의 압축력 계산 시  $k_1$ 은 콘크리트의 비선형 응력 변형률관계를 등가의 직사각형 응력블럭으로 환산해주는 계수이며 이 값은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$k_1 f_{ck} \epsilon_{cf} = \int_0^{\epsilon_{cf}} f_c d\epsilon_c \quad (3.2.13)$$

$$k_1 = \frac{1}{f_{ck} \epsilon_{cf}} \int_0^{\epsilon_{cf}} f_c d\epsilon_c \quad (3.2.14)$$

만약  $0 \leq \epsilon_{cf} \leq \epsilon_o$  이면

$$k_1 = \frac{1}{f_{ck} \epsilon_{cf}} \int_0^{\epsilon_{cf}} f_{ck} \left[ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] d\epsilon_c \quad (3.2.15)$$

만약  $\epsilon_o \leq \epsilon_{cf} \leq \epsilon_{cu}$  이면

$$k_1 = \frac{1}{f_{ck}\epsilon_{cf}} \int_0^{\epsilon_{cf}} f_{ck} \left[ 1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_o} (\epsilon_c - \epsilon_o) \right] d\epsilon_c \quad (3.2.16)$$

앞에서 구한 콘크리트와 철근의 압축력, 철근과 FRP의 인장력으로 힘의 평형조건을 이용하여 중립축의 위치  $x$ 를 구하면 다음과 같다.

$$C_c + C_s = T_s + T_f \quad (3.2.17)$$

$$k_1 f_{ck} b x + A'_s f'_x = A_s f_s + A_f f_f \quad (3.2.18)$$

콘크리트의 압축력( $C_c$ )은 비선형 응력분포를 보이며 응력분포의 중심점은 압축연단에서  $k_2 x$ 만큼 떨어진 곳에 작용하며  $k_2$ 는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$k_2 = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cf}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cf} \int_0^{\epsilon_{cf}} f_c d\epsilon_c} \quad (3.2.19)$$

여기서  $0 \leq \epsilon_{cf} \leq \epsilon_o$ 이면

$$k_2 = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cf}} \epsilon_c \left\{ f_{ck} \left[ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \right\} d\epsilon_c}{\epsilon_{cf} \int_0^{\epsilon_{cf}} f_{ck} \left[ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] d\epsilon_c} \quad (3.2.20)$$

$\epsilon_o \leq \epsilon_{cf} \leq \epsilon_{cu}$ 이면

$$k_2 = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cf}} \epsilon_c f_{ck} \left[ 1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_o} (\epsilon_c - \epsilon_o) \right] d\epsilon_c}{\epsilon_{cf} \int_0^{\epsilon_{cf}} f_{ck} \left[ 1 - \frac{0.15}{\epsilon_{cu} - \epsilon_o} (\epsilon_c - \epsilon_o) \right] d\epsilon_c} \quad (3.2.21)$$

최종적으로 단면의 저항모멘트를 구하면 다음과 같다.

$$M = (A_s f_s - A'_s f'_s) (d_s - k_2 x) + A'_s f'_s (d_s - d') + A_f f_f (d_f - k_2 x) \quad (3.2.22)$$

### 3.2.3 처짐의 계산

단순 지지된 보에서 4점하중이 작용 시 다음의 식으로 처짐을 구할 수 있다. Fig. 3.5는 4점하중하에서의 처짐을 나타내고 있다.

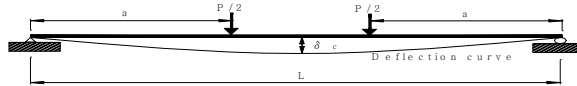


Fig. 3.5 Central deflection of simply supported beam

중앙점에서의 처짐을 구하면 다음과 같다.

$$\delta_c = \frac{Pa}{48EI}(3L^2 - 4a^2) \quad (3.2.23)$$

여기서  $P = \frac{2M}{a}$  이므로

$$\delta_c = \frac{M}{24EI}(3L^2 - 4a^2) \quad (3.2.24)$$

여기서 곡률은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi = \frac{M}{EI} = \frac{\epsilon_{cf}}{x} \quad (3.2.25)$$

위 식 3.25를 식 3.24에 대입하면 다음의 형태로 나타낼 수 있다.

$$\delta_c = \frac{1}{24}(3L^2 - 4a^2) \frac{\epsilon_{cf}}{x} \quad (3.2.26)$$

이상의 해석방법으로 FRP보강 철근콘크리트 휨 부재의 하중, 중앙점의 처짐, 철근과 FRP의 변형률 그리고 압축부 콘크리트의 변형률을 구할 수 있다. 4장에서 비선형 해석방법으로 계산한 휨 부재의 거동과 실험을 통해 관찰된 거동을 비교하고 있다.

3.2.4. 휨 해석 흐름도

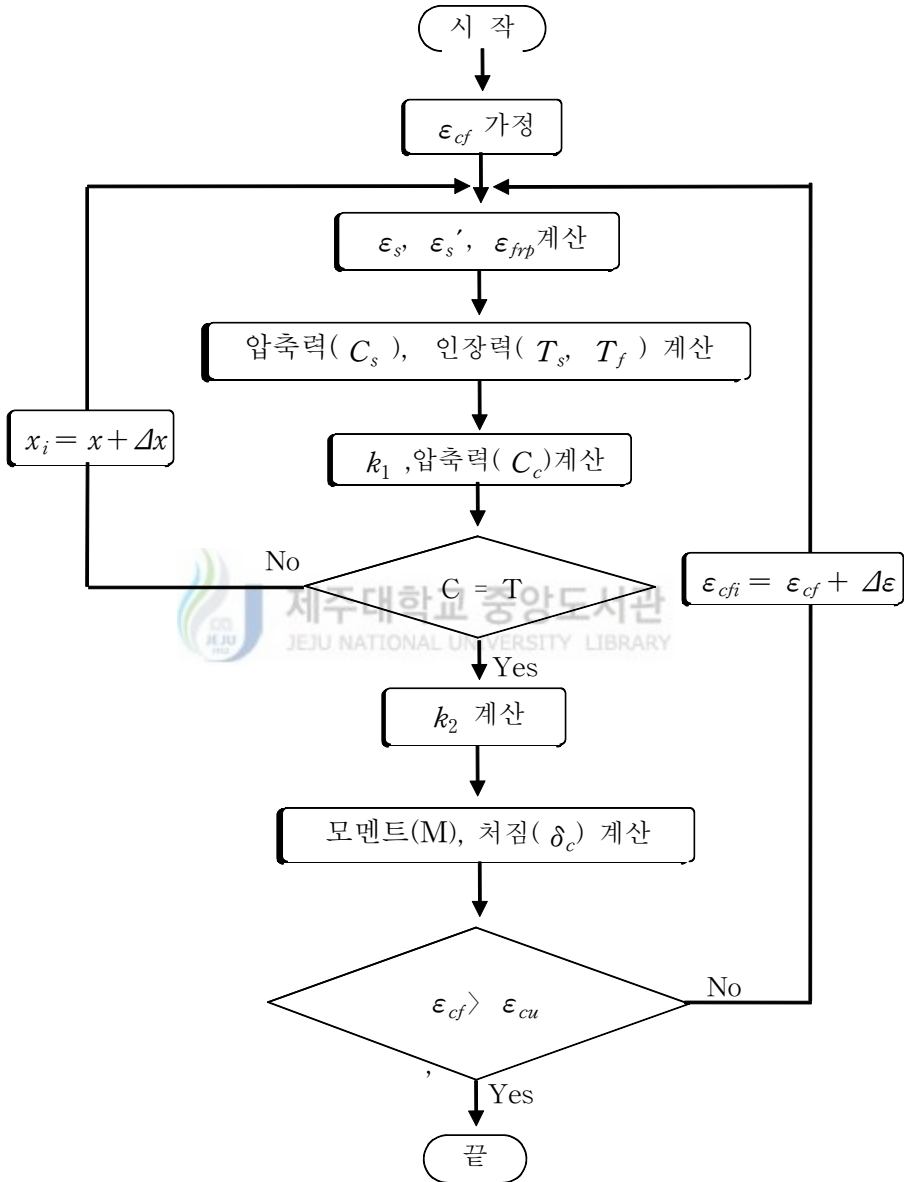


Fig. 3.6 Flow chart for nonlinear analysis

## IV. CFRP격자 보강 슬래브의 거동 및 취성파괴

### 4. 1 서론

부재의 축 방향에 수직인 하중을 지지하는 구조부재에는 보와 슬래브 두 종류의 구조요소가 있을 수 있다. 슬래브의 경우 일반적인 FRP재료를 이용하여 보강을 실시할 경우 보에서 문제 시 되고있는 부착파괴나 단부 박리파괴가 발생할 가능성이 매우 높다. 그러나 슬래브에서는 이를 제어하기 위하여 정착을 실시할 수 없는 단점이 있다. 본 장에서는 기존의 FRP재료의 문제점을 개선하여 격자형태로 제조한 FRP격자섬유로 보강을 실시한 후 보강슬래브의 역학적 거동과 파괴형태를 실험을 통하여 파악하고자 한다. 실험에서 나타난 결과를 이용하여 효율적인 보강 설계절차를 제시할 수 있을 것이다.

### 4. 2 실험

본 실험에 사용된 재료와 시험체의 제작과정, 실험변수, 실험내용 등이 아래에 나와 있다.

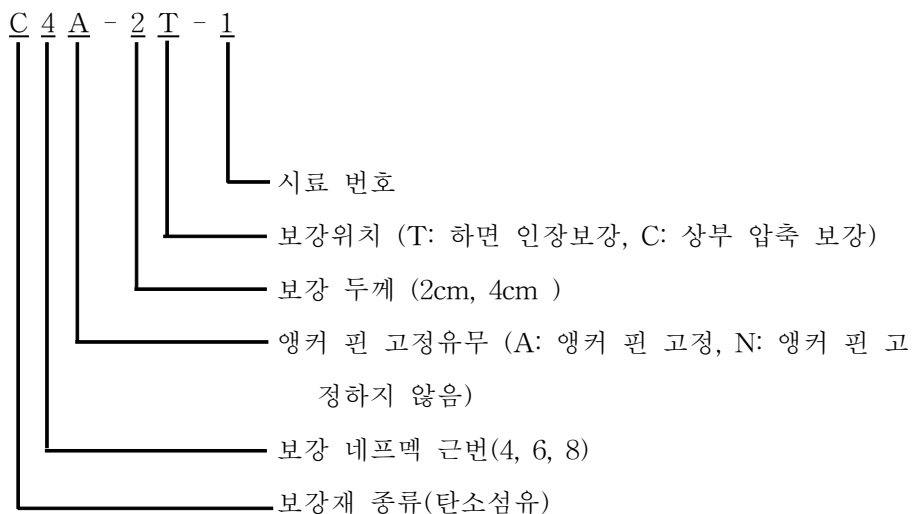
#### 4.2.1 시험체 내용 및 변수

시험체는 1방향 슬래브로 제작을 하였으며 콘크리트설계기준에 따라 휨에 대하여는 저보강 슬래브로 인장축에는 SD40 D10철근 5개를 배근하고 압축철근은 배근하지 않았다. 스티럽에 의한 전단보강은 일반적인 슬래브에서처럼 실시하지 않았으며 콘크리트만에 의해 전단에 저항하는 것으로 설계를 하였다. 시험체의 치수와 배근, 단면 상세는 Fig. 4.1에 나와 있다.

시험변수는 격자섬유의 보강량과 보강폴리머 모르타의 두께, 보강위치 등을 선택하여 각 변수에 따른 보강효과와 파괴형태 보강후의 거동을 알아보고자 하였다. 또한 보강은 동일한 길이 0.9L로 보강을 하였으며 각 시험체별로 2개씩을 제작하였다. 시험변수에 대한 내용은 Table 4.1에 나와 있다.

Table 4.1 Parameters of test slabs

시 험 체	보강량(EA)	보강두께	압축보강유무	보강길이
R S	-	-	-	-
C4A-2T	C4-8	2 cm	무	0.9L
C6A-2T	C6-8	2 cm	무	0.9L
C8A-2T	C8-8	2 cm	무	0.9L
C6N-2T	C6-8	2 cm	무	0.9L
C6N-4T	C6-8	4 cm	무	0.9L
C6N-2C	C6-8	2 cm	유	0.9L



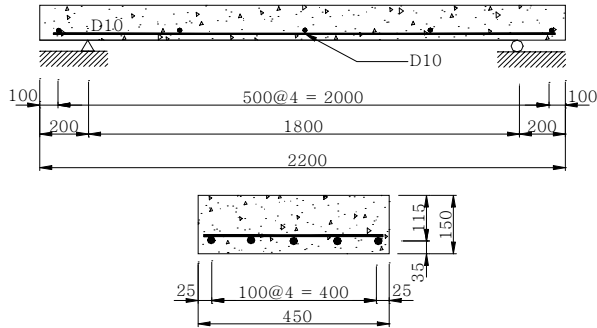


Fig. 4.1 Test slab dimensions, section detail

#### 4.2.2 사용재료

제작 완료된 목재거푸집에 철근을 조립한 후 레미콘을 이용하여 콘크리트를 타설하여 시험체를 제작하였다. 시험체 제작에 사용된 재료들의 물성치를 살펴보면 다음과 같다.

##### 4.2.2.1 콘크리트

시험체 제작에 사용된 콘크리트는 설계압축강도가  $240 \text{ kgf/cm}^2$ , 굵은 골재의 최대치수가  $25 \text{ mm}$ , 슬럼프  $10 \text{ cm}$ , 인 레미콘을 사용하였다. 원주형 공시체를 제작하여 압축강도를 측정하였으며 Table 4.2에 콘크리트의 일반적인 성질이 나와 있다.

Table 4.2 Properties of concrete

굵은 골재의 최대 치수	슬럼프	시멘트 종류	염화물 함량	공기량	압축강도
25 mm	10 cm	보통 포틀랜드	$0.3 \text{ kgf/cm}^3$	4.5%	$285 \text{ kgf/cm}^2$



#### 4.2.2.2 철근

1방향 슬래브 제작에 사용된 철근은 SD40종류로 인장측에 D10철근을 사용하였다. D10철근을 KS B 8082 금속재료의 시험법에 따라 3개의 시편을 제작하여 인장실험을 하였다. Table 4.3에 D10철근 3개의 인장실험결과 평균값을 나타내고 있다.

Table 4.3 Properties of steel

재 료	항복강도	인장강도	탄성계수	항복변형률
D10	4200 $kgf/cm^2$	6340 $kgf/cm^2$	$2.0 \times 10^6$ $kgf/cm^2$	0.0022

#### 4.2.2.3 프리믹스 시멘트(네프크리트)

시험체의 보강에 사용된 재료는 물과 접착 증강제와 혼합하여 폴리머 모르타가 되어 일반시멘트보다 압축강도와 인장강도 부착강도가 월등히 향상되는 특수 시멘트를 사용하였으며 사용된 재료의 물성치는 제조사의 기술자료의 값을 사용하였으며 아래 Table 4.4와 같다.

Table 4.4 Properties of NEFCREET

재료	부착강도	압축강도	휨강도	인장강도
네프크리트	17 $kgf/cm^2$	370 $kgf/cm^2$	69 $kgf/cm^2$	20 $kgf/cm^2$

#### 4.2.2.4 접착증강제 (리포텍스)

초미립자 타입의 아크릴에멀션으로 보강 부위 구콘크리트 표면에 도포 또는 마감모르타의 혼화제로 사용하여 신구콘크리트 접착력 증강 및 마감제의 부착강도, 압축강도의 개선효과가 매우 우수한 재료로 본 시험에 사용된 재료의 성상은 다음과 같다.

Table 4.5 Properties of REFOTEX

구분	외관	건조 고형분	Ph	점도	비중
성상	유백색 액체	45%	7~9	20~200 cp	1.03~1.07

#### 4.2.2.5 격자섬유(네프맥)

본 시험에 사용된 격자섬유는 탄소섬유로 제작된 C4, C6, C8로 격자간격은 종횡방향 모두 5 cm의 것을 사용하였다. 재료의 인장시험을 위하여 섬유에서 종방향의 격자를 절취하여 단면적을 일정하게 한 후 인장시험을 하였다. Table 4.6은 인장시험을 통해 나타난 격자섬유의 물성치를 나타내고 있다. Fig. 4.2는 격자섬유의 인장시험편의 모습을 보여주고 있다.

Table 4.6 Properties of CFRP grid(NEFMAC)

재료	인장강도	탄성계수	극한변형률
C4	13890 $kgf/cm^2$	$1.02 \times 10^6$ $kgf/cm^2$	0.0136
C6	14200 $kgf/cm^2$	$1.02 \times 10^6$ $kgf/cm^2$	0.0139
C8	13320 $kgf/cm^2$	$0.98 \times 10^6$ $kgf/cm^2$	0.0136



Fig. 4.2 Tensile test specimen of CFRP grid

#### 4.2.3 격자섬유보강

시험체는 콘크리트 타설 후 4주간의 양생을 완료하고 격자섬유 보강작업을 실시하였으며 보강은 네프맥 공법의 기술자료에 의거하여 실시하였다. 보강 시 작업이 용이하게 하기 위하여 시험체를 인장면이 위로 향하게 하여 보강을 실시하였다. 여기서 격자섬유 보강절차를 살펴보면 아래와 같다.

#### 1). 콘크리트 표면처리

보강면의 콘크리트 면처리를 위하여 디스크 그라인딩 방법을 사용하였으며 콘크리트 표면은 레이탄스를 완전히 제거하고 골재가 충분히 드러날 정도로 갈아내었으며 표면처리 후 솔과 진공청소기로 먼지를 완전히 제거한 후 물로 표면을 세척하였다.

#### 2). 격자섬유설치

보강할 콘크리트 면에 격자섬유의 고정을 위하여 드릴을 이용하여 간격재가 위치할 곳을 천공을 실시한 후 격자섬유를 위치하고 앵커 핀을 이용하여 격자섬유를 고정 설치하였다.

#### 3). 접착 증강제 도포

보강 모르터의 부착을 증강시키기 위하여 접착 증강제 리포텍스를 무게비로 리포텍스 : 물을 1 : 2의 배합으로 혼합하여 로울러로 보강면과 격자섬유에 고르게 도포 하였다.

#### 4). 보강 모르터시공

보강모르터는 배합비가 무게비로 리포텍스(1) : 물(3.5) : 네프크리트(25)로 하여 두께 2cm로 하여 시공을 하였으며 4cm의 경우는 두 번에 걸쳐 시공을 하였다.

#### 5). 양생

보강 모르터 시공 후 실내에서 양생을 실시하였으며 햇빛과 수분의 침입을 차단하여 양생을 실시하였다.

아래 Fig. 4.3과 Fig. 4.4는 양생이 완료된 시험체에 콘크리트 표면의 레이탄스를 제거한 후에 시험체에 격자섬유가 설치된 모습과 격자섬유고정을 위하여 앵커 핀이 고정되어있는 모습이 나와 있다. 앵커 핀은 앵커 단부가 콘크리트 속에서 확장되어 정착력을 발휘하는 확장형 앵커를 사용하여 고정하였다.

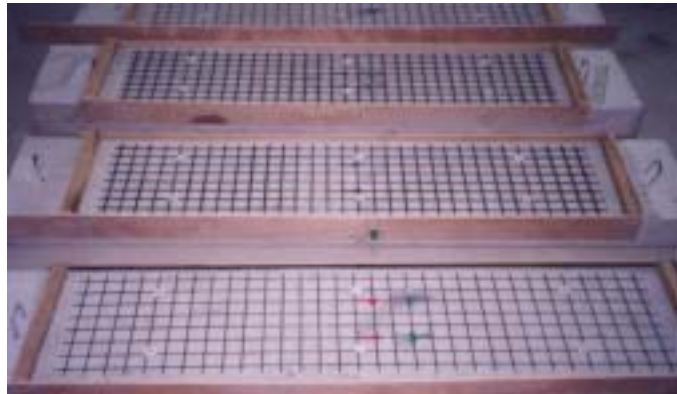


Fig. 4.3 Strengthening of CFRP grid

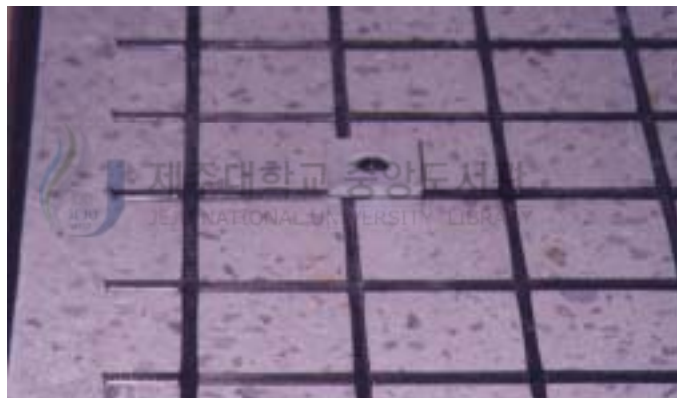


Fig. 4.4 Installation of anchor pin

#### 4.2.4 실험

정적 휨 실험을 실시하였으며 4점하중으로 하여 변위제어로 재하 하였다. 하중 재하 시 시험체의 최종파괴형태를 관찰하기 위하여 시험체가 완전히 파괴시까지 재하 하였다. 시험은 연구자 각 하중마다 균열을 표시하고 사진을 촬영하여 실험 과정을 기록하였으며 데이터 수집은 동적 변형률 측정기를 이용하여 컴퓨터로 하중, 처짐, 철근의 변형률, 콘크리트의 변형률, 격자섬유의 변형률을 측정하였다. Fig. 4.5와 Fig. 4.6에 시험체의 설치모습과 각종 측정 게이지의 위치가 나타나 있다.

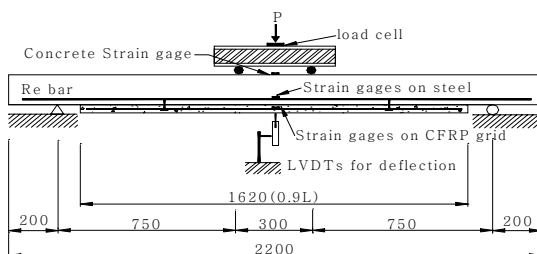


Fig. 4.5 Test slab setup, gages



Fig. 4.6 Real view of test slab

### 4.3 실험결과

1방향 슬래브를 이용하여 보강을 실시한 후 정적 휨 실험을 실시한 결과를 본장에서 기술하고 있다. 동적 변형률 측정기를 통해 얻은 결과와 실험과정에서 연구자가 관찰한 결과, 그리고 촬영한 사진을 토대로 하여 각 시험체의 파괴형태, 거동양상, 보강효과 등의 결과를 나타내었다.

#### 4.3.1 파괴형태와 거동

Table 4.7은 실험을 통해 얻어진 균열하중, 항복하중, 극한하중 값을 나타내고 있다.

Table 4.7 Cracking, yielding, ultimate load

시 험 체		균 열 하 중 (tonf)		항 복 하 중 (tonf)		극 한 하 중 (tonf)	
		하 중	평 균	하 중	평 균	하 중	평 균
R S	1	1.22	1.35	3.87	3.92	5.24	5.40
	2	1.47		3.97		5.55	
C4A-2T	1	1.70	1.68	3.76	3.66	6.81	6.54
	2	1.65		3.55		6.27	
C6A-2T	1	1.96	1.80	5.77	5.52	10.04	9.45
	2	1.63		5.26		8.85	
C8A-2T	1	1.88	1.88	5.13	5.13	9.56	9.56
C6N-2T	1	2.03	2.03	5.48	5.48	8.62	8.62
C6N-4T	1	1.95	2.44	6.32	6.64	10.57	10.39
	2	2.93		6.95		10.20	
C6N-2C	1	1.87	1.77	4.55	4.23	5.64	5.30
	2	1.66		4.00		4.95	

#### 4.3.1.1 파괴형태

본 실험은 1방향 슬래브에 CFRP격자섬유를 이용하여 보강한 경우로서 보강 시험체의 파괴형태는 여러 인자들로 인해 각 시험체마다 다르게 나타났다. Table 4.8에 본 실험에서 관찰된 각 시험체의 파괴과정과 최종파괴형태를 정리하여 나타내었다.

Table 4.8 Failure mode and process of test slabs

시 험 체	파 괴 과 정		최종파괴형태
R S	1	철근항복 - 전단압축파괴	전단압축파괴
	2	철근항복 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C4A-2T	1	철근항복 - CFRP격자섬유 인장파단 - 전단압축파괴	전단압축파괴
	2	철근항복 - CFRP격자섬유 다운웰 파괴 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C6A-2T	1	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
	2	철근항복 - CFRP격자섬유 층 박락 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C8A-2T	1	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
C6N-2T	1	철근항복 - CFRP격자섬유 층 박락 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C6N-4T	1	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
	2	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
C6N-2C	1	철근항복 - 압축부 계면파괴 - 전단압축파괴	전단압축파괴
	2	철근항복 - 압축부 계면파괴 - 전단압축파괴	전단압축파괴

각 시험체의 파괴형태를 살펴보면 기준슬래브로 설계된 RS는 휨에 대해서만 인장철근으로 보강한 상태이다. 초기 균열하중에서 휨 균열이 발생한 후 철근항복 하중까지 계속적으로 하중이 증가하고 철근항복 이후 상당한 양의 처짐을 유발시킨 다음 최종적으로 초기에 발생한 휨 균열이 전단균열로 발전하여 이 전단균열이 압축부로 진행 파괴되는 전단압축파괴의 형태를 보였다. 이는 RS-1과 RS-2 모두 같은 파괴 양상을 나타내었다.

C4를 이용하여 보강한 시험체 C4A-2T에서는 초기의 균열양상은 RS 시험체와 유사하게 나타났으며 균열의 분포도 RS와 비슷한 형태를 띠었다. 그러나 하면의 경우는 RS에서는 균열발생이 일직선으로 나타나지는 않았으나 C4-2T에서는 하면에 격자섬유를 보강한 탓에 균열이 격자섬유로 인하여 직선적으로 분포하는 경향을 나타내었다. 철근항복시의 하중은 RS보다 오히려 조금 적게 나타났으나 철근항복 후에는 하면에 보강된 CFRP격자섬유에 의한 저항력으로 하중이 증가하였다. C4A-2T중 C4A-2T-1에서의 파괴는 철근항복 후 인장 측 CFRP격자섬유가 파단하는 형태로 나타났으며 격자섬유 파단 후에도 철근에 의한 하중저항능력을 계속적으로 유지하였다. 격자섬유 파단은 처음 1개의 섬유가 파단을 한 후 2차 격자섬유가 파단하고 이후 나머지의 격자섬유가 일시에 파단되는 형태를 띠었다. 1차, 2차 격자섬유 파단시에 하중의 감소는 발생하지 않고 최종적으로 격자섬유가 파단시에 일시에 하중이 감소하였다. 반면 C4A-2T-2시험체는 전단 구간에서 초기에 발생한 휨 전단균열이 철근항복 후 전단변형이 급격히 증가되면서 과도한 전단변형에 의해 격자섬유가 다우월 파괴되는 형태를 띠었다. 이 경우에서도 격자섬유가 파단 된 후 C4A-2T-1에서 처럼 철근에 의한 하중을 저항하다 최종적으로 전단압축파괴로 시험체가 파괴되었다. 격자섬유가 전단에 의해 다우월 파괴 시에는 휨 인장 파단시 처럼 모든 격자섬유가 파단하지는 않고 몇 개의 섬유만이 전단에 의해 파단 되었다.

C6A-2T시험체는 C4A-2T보다 보강량을 증가한 시험체로 이 경우 또한 철근 항복 전까지는 C4A-2T와 유사한 거동을 나타내었으나 철근항복 후에는 격자섬유의 보강량이 증가한 관계로 하중증가율이 C4A-2T보다 월등히 높게 나타났다. C6A-2T-1의 파괴는 철근항복 후 하중이 증가하다 갑작스런 전단균열의 발생으



로 전단파괴 되었으며 C6A-2T-2시험체는 하중이 증가하면서 전단구간에서 발생한 휨 전단균열이 전단변형의 증가로 인하여 격자섬유와 보강 모르터 사이로 진행하여 격자섬유를 일시에 탈락시키는 파괴형태를 나타내었다. 파괴 시 기존콘크리트와 보강 모르터의 접촉면에서의 층 분리는 발생하지 않고 격자섬유가 위치한 곳에서 탈락되는 현상을 보였다. 격자섬유의 계면파괴직후 휨 균열이 전단균열로 발생하였으나 전단파괴는 발생하지 않고 이후에도 철근에 의하여 하중을 저항하다 파괴 시 발생한 균열이 압축부로 진행되면서 최종적으로 파괴되었다. 그러나 이 경우에는 C4A-2T에서와는 달리 계면파괴 후의 철근에 의한 하중저항은 그리 오래 지속되지는 않았다.

C8A-2T시험체는 격자섬유의 보강량을 C8로하여 보강한 경우로 C6에 비해 보강량을 좀더 증가시킨 시험체이다. 초기균열의 발생은 전술한 시험체들과 동일한 형태를 이루었으며 보강량이 많은 관계로 균열의 발생 폭은 지점 쪽으로 확장되어갔다. 철근항복 후에는 C6-2T와 하중증가가 비슷한 형태로 이어졌으나 최종파괴는 전단구간에서의 갑작스런 전단파괴가 발생하였다. C8-2T시험체는 파괴시 하중이 9.56 tonf로 초기 무보강 기준슬래브 설계 시 계산된 전단저항하중 8.8 tonf보다 높은 하중에서 전단파괴가 발생하였다.

C6N-2T는 C6A-2T와 보강량과 보강두께는 동일하게 보강을 하였으나 앵커 핀으로 고정을 실시하지 않은 시험체이다. 파괴는 C6A-2T-2와 동일한 형태로 격자섬유 층에서의 박락으로 파괴가 되었다. 이경우도 C6A-2T-2와 마찬가지로 격자섬유의 박락 이후에도 일정수준의 하중을 저항하다 전단 압축파괴되는 과정을 보였다.

C6N-4T시험체는 C6N-2T와 동일한 보강량이나 보강두께를 증가시킨 경우로 보강 모르터의 두께 증가로 인하여 초기균열하중은 증가하였으나 균열 후 철근항복 시까지는 다른 시험체와 유사한 형태를 띠었다. 그러나 보강두께를 증가시켜 유효깊이  $d$ 가 증가하였으므로 철근항복하중은 증가하는 것으로 나타났다. 최종파괴는 C8A-2T와 같이 최종적인 전단파괴를 나타내었으며 전단파괴로 하중저항능력을 완전히 상실하였다. 파괴시의 하중은 평균 10.39 tonf를 나타내었다. 전단파괴는 C6N-4T-1과 C6N-4T-2 두 시험체 모두에서 발생하였다.

C6N-2C는 슬래브의 압축부를 격자섬유와 보강 모르터를 이용하여 보강한 경우로 이 시험체에서는 보강효과는 인장측 보강을 한 다른 시험체에 비해 그리 크게 나타나지는 않았으나 유효깊이  $d$ 가 증가한 관계로 철근항복하중은 RS에 비해 증가하는 것으로 관찰되었다. 파괴형태는 신구콘크리트의 계면에서 계면파괴가 발생하고 이후 전단 압축파괴되는 양상을 띠었다. 이는 C6N-2C-1과 C6N-2C-2 둘 모두 이 같은 파괴형태를 보였다. 압축부 보강에서의 계면파괴는 격자섬유 고정을 위한 앵커 핀이 설치되지 않은 결과로 볼 수 있다. 압축부에서의 앵커 핀은 신구콘크리트의 합성거동을 위한 전단 연결재의 역할을 하게됨으로 인장측의 경우보다 더 많은 양의 앵커 핀의 설치가 필요할 것으로 본다.

이상에서 살펴본 바로 실험을 통해 관찰된 파괴형태는 크게 인장측의 격자섬유의 파단으로 인한 파괴, 보강 격자섬유 층에서의 계면파괴, 전단파괴, 전단압축파괴 형태로 나타낼 수 있다.

다음의 Fig. 4.7~Fig. 4.12에 본 실험에서 관찰된 파괴형태를 보여주고 있다. Fig. 4.7은 RS시험체의 모습으로 전단압축파괴가 발생 시까지 상당한 처짐이 생긴 것을 볼 수 있다. Fig. 4.8은 C8A-2T시험체로 좌측의 전단구간에서 전단파괴가 발생하여 슬래브가 전단균열을 사이로 두 조각으로 분리된 모습이다. 그리고 Fig. 4.10과 Fig. 4.11은 격자섬유 층에서 박락 파괴된 모습을 나타내고 있다. 두 시험체의 파괴모습은 약간 다르게 나타나고 있으나 휨 전단구간에서의 균열에 의한 CFRP격자섬유를 박락시켜 파괴가 발생한 것이다. 또한 파괴가 발생시 균열이 압축부까지는 발생하지 않은 것을 알 수 있다. Fig. 4.9와 Fig. 4.12는 격자섬유가 인장 파단된 경우와 다우웰 파괴된 경우의 시험체 모습을 보여주고 있다. Fig 4.9는 휨 전단균열에서의 과도한 수직 변위의 발생으로 CFRP격자섬유가 다우웰 파괴 되어있는 모습이다. Fig.4.12는 휨 균열 면에서 균열 발생으로 CFRP 격자섬유에 응력집중이 생기고 이곳의 변형률이 파단 변형률을 넘어서면서 CFRP격자섬유가 인장파단 되어있는 상태이다.



Fig. 4.7 Shear compression failure(RS1)



Fig. 4.8 Typical shear failure(C8A-2T)

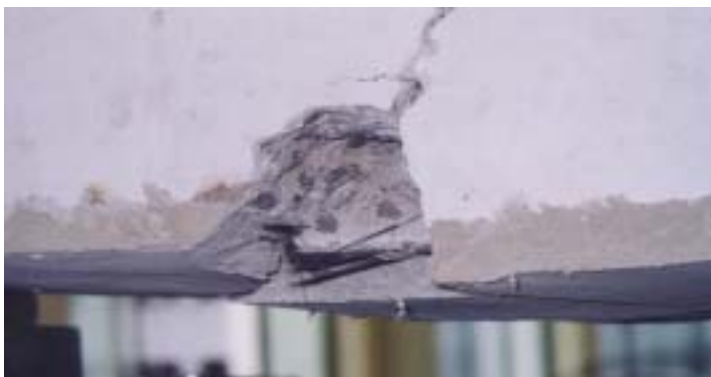


Fig. 4.9 CFRP grid dowel rupture(C4A-2T-2)



Fig. 4.10 Interfacial debonding failure(C6A-2T-2)



Fig. 4.11 Interfacial debonding failure(C6A-2T-1)



Fig. 4.12 CFRP grid tensile rupture(C4A-2T-1)

#### 4.3.1.2 CFRP격자 보강 1방향 슬래브의 거동특성

CFRP격자 보강 슬래브의 하중 처짐곡선은 일반적인 저보강 슬래브로 설계된 RS와 상이한 형태의 하중 처짐곡선을 나타내었다.

우선 보강을 실시한 전 시험체에서 초기균열이 발생 시 하중 처짐곡선이 톱날 처럼 감소했다 증가하는 것을 볼 수 있다. 또한 이러한 형태가 초기 균열발생 시 뿐만 아니라 2차, 3차 균열 발생 점에서도 이러한 톱날같은 형태의 하중 처짐곡선을 볼 수 있다. 이는 하면에 인장보강하기 위해 사용된 격자섬유의 탄성계수가 철근의 절반정도이므로 보강 모르타가 인장력을 부담하다 균열이 발생되면서 일시에 인장력이 격자섬유로 전달 시 변형이 크게 발생한 이유로 이러한 형태의 하중 처짐곡선을 나타내는 것으로 보인다. 이는 Fig. 4.18과 Fig. 4.19에서의 하중 FRP의 하중 변형률곡선에서도 관찰할 수 있는데 균열 발생시점에서 갑작스런 변형률의 증가가 일어나는 것으로 판단된다.

C6-2T와 C8-2T의 하중 처짐곡선에서는 RS와 C4-2T에서와는 달리 철근항복 점이 뚜렷하게 나타나지 않고 약간의 기울기 감소만이 생긴 후 하중이 증가하는 형태를 띠고 있다. 격자섬유의 보강량이 보강된 인장철근에 비해 많은 경우 철근이 부담하는 인장력이 적어 철근항복 후에도 뚜렷한 격자섬유의 인장력 변화가 발생하지 않았기 때문으로 판단된다. 파괴형태에 따른 거동특성을 살펴보면 전단 압축파괴나 격자섬유파단 파괴의 경우는 충분한 연성거동을 하고 하중이 감소하는 것으로 나타나는 반면 격자섬유 층 계면파괴나 전단파괴는 파괴 발생시점에서 일시에 하중이 감소되었다. 그림의 하중 처짐곡선에서 보면 위의 취성파괴가 발생한 시험체에서는 파괴발생시 하중이 완전히 감소된 것을 알 수 있다.(Fig. 4.13)

Fig. 4.13는 보강량, 보강 모르타의 두께, 인장보강과 압축보강에 따른 하중 처짐곡선을 나타내고 있으며 Fig. 4.14와 Fig. 4.15는 하중 철근의 변형률곡선을 Fig.4 16과 Fig. 4.17은 하중 콘크리트의 변형률곡선을 보여주고 있다.

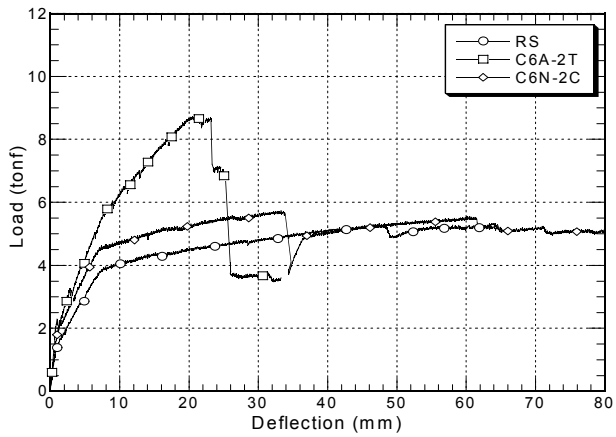
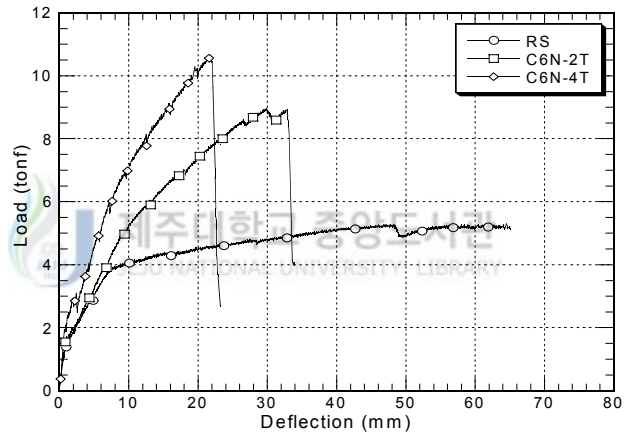
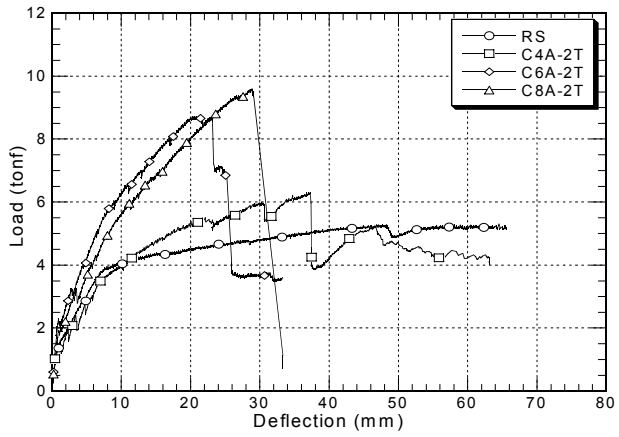


Fig. 4.13 Load-deflection curves of test slabs

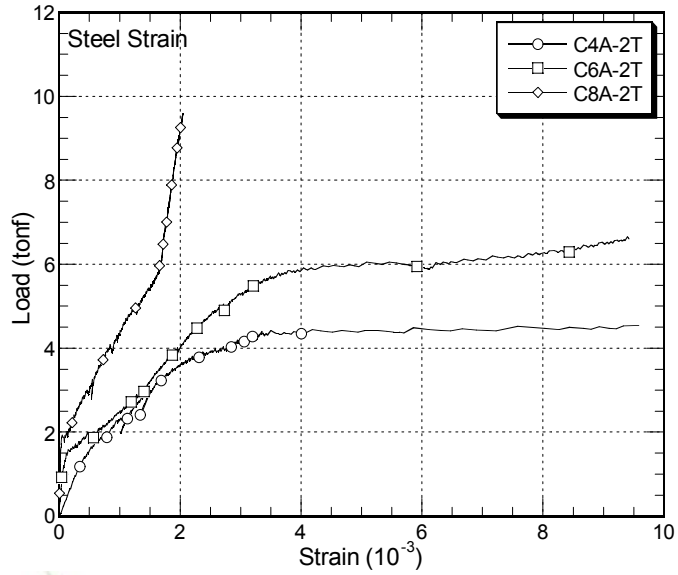


Fig. 4.14 Load-steel strain curves1

JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

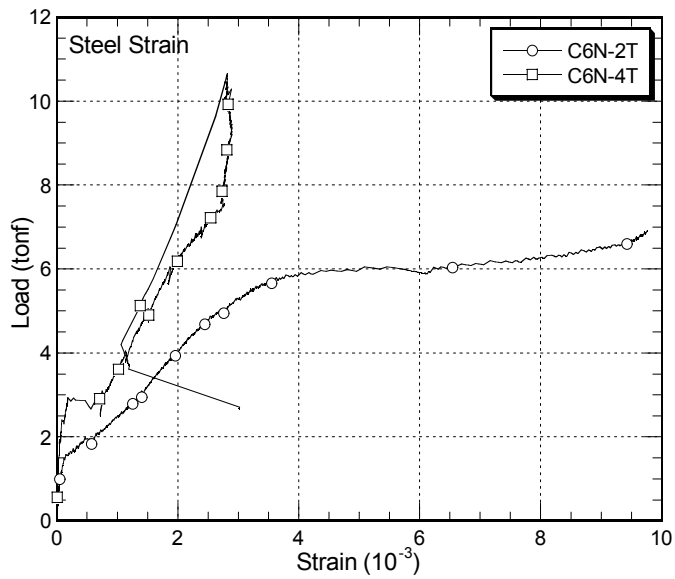


Fig. 4.15 Load-steel strain curves 2

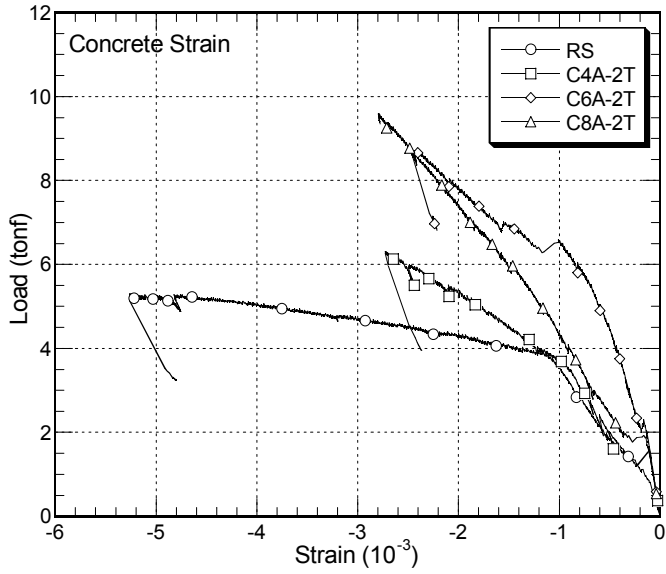


Fig. 4.16 Load-concrete strain curves 1

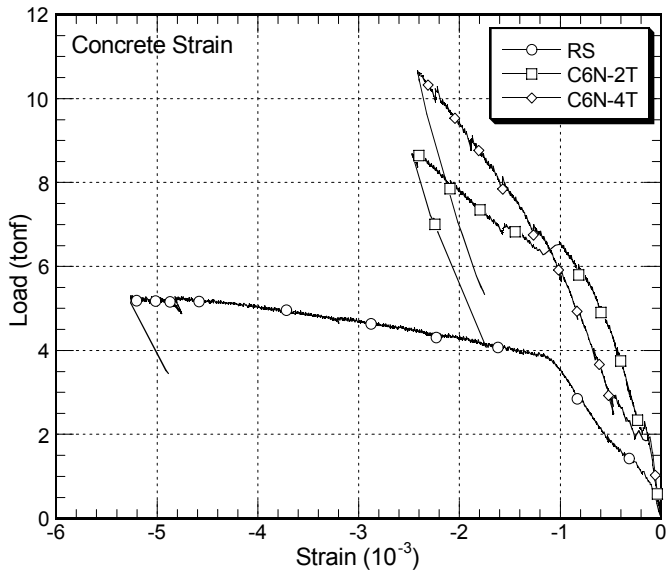


Fig. 4.17 Load-concrete strain curves 2



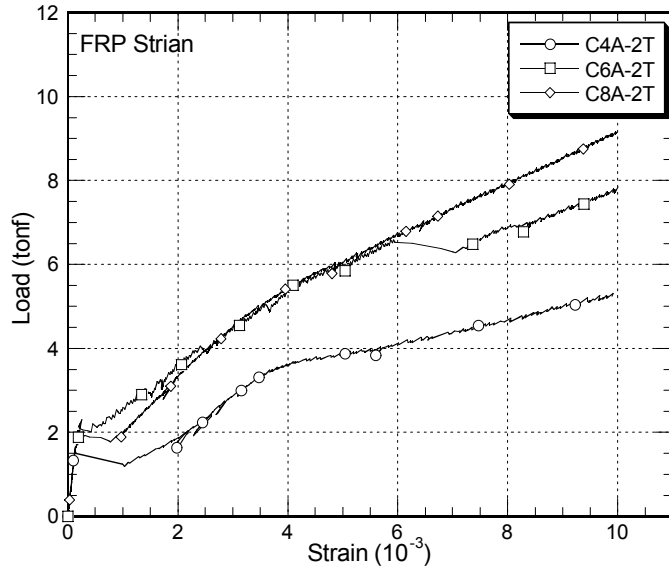


Fig. 4.18 Load-CFRP grid strain curves

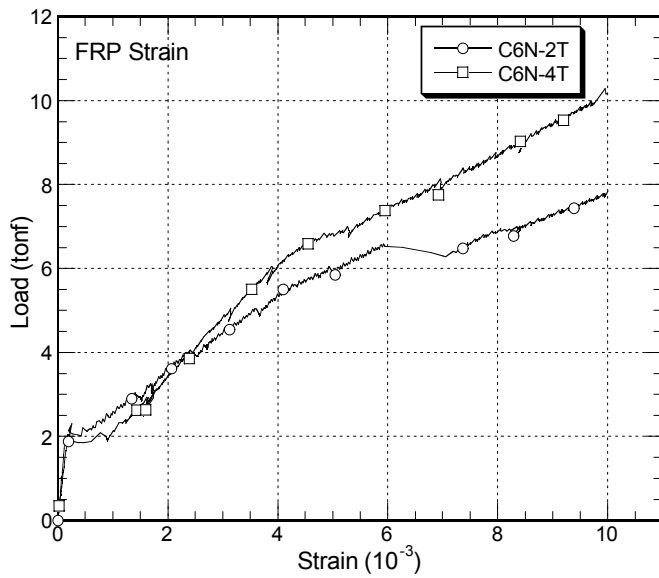


Fig. 4.19 Load-CFRP grid strain curves 2

다음의 Fig. 4.20은 실험을 통해 얻어진 하중 처짐곡선과 3장에서 해석적인 방법으로 구한 하중 처짐곡선의 모습을 비교하고 있다. Fig. 4.20에 3개의 하중 처짐곡선이 나타나있는데 C4A-2T-1곡선은 인장측 격자섬유가 인장 파단된 시험체이다. 이 경우의 하중 처짐곡선은 실험치과 해석치가 거의 일치하고 있으며 파괴시의 값도 일치함을 보이고 있다. 다만 철근항복시의 하중에서 약간의 편차가 나타나고 있다. C6A-2T-2의 하중 처짐곡선을 보면 앞의 경우와는 달리 실험에 의한 곡선이 이론적인 값에 도달하기 전에 먼저 갑자기 감소하는 것을 볼 수 있다. 이는 격자섬유 층 계면파괴로 역학적 능력을 다 발휘하지 못하고 조기에 파괴되는 것임을 알 수 있다.

C8A-2T-1시험체의 하중 처짐곡선도 C6A-2T-2와 비슷한 모습을 보이고 있으나 본 경우에는 전단파괴에 의해 파괴가 발행한 경우로 하중의 급작스런 감소로 하중저항능력을 완전히 상실한 것을 볼 수 있다. C8A-2T는 보강으로 인하여 슬래브가 휨 내력의 증가로 파괴모드가 전단파괴로 되어 전단파괴가 발행한 것이다. 위의 두 경우 모두 취성적인 파괴형태로 이로 인하여 구조요소가 지니고 있는 능력을 전부 발휘하지 못하고 조기에 파괴되는 것이다.

여기서 3장의 휨 해석 시 콘크리트재료의 응력 변형률곡선 모델 시 콘크리트의 인장력은 무시하고 해석을 실시하였다. 그로 인하여 이론적인 곡선에서는 초기 인장 측 콘크리트의 균열로 인한 강성의 감소현상이 나타나지 않고 있는 것이다.

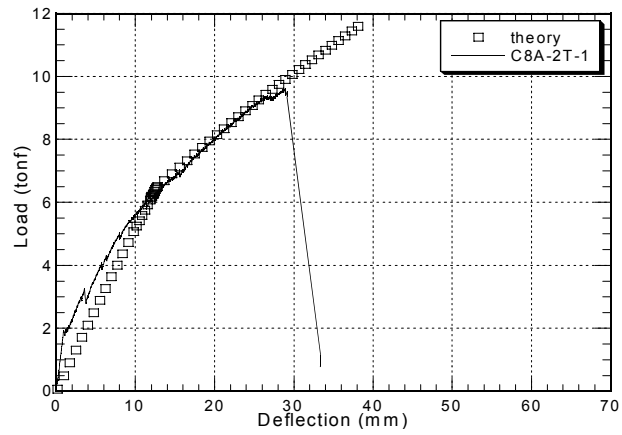
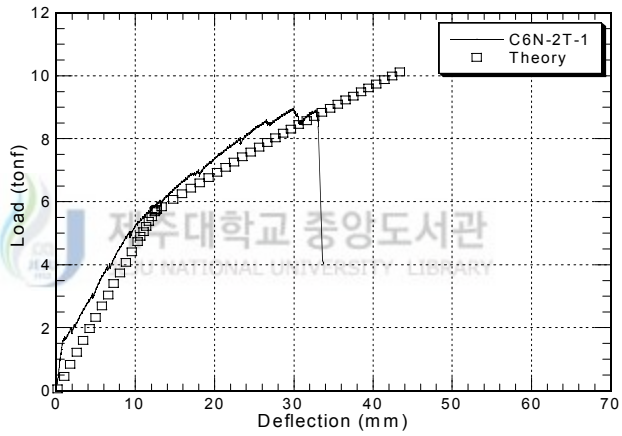
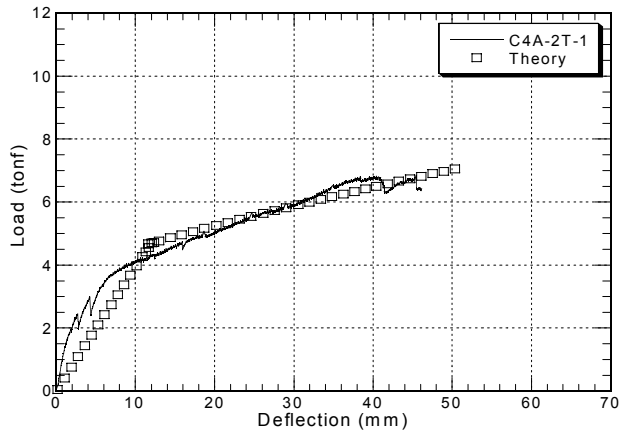


Fig. 4.20 Comparison of load-deflection curves

#### 4.3.1.3 슬래브의 단면깊이에 따른 변형률분포도

CFRP격자섬유로 보강한 슬래브의 단면깊이에 따른 변형률분포 모습을 실험에서 측정된 콘크리트 압축변형률과 철근, 격자섬유의 인장변형률을 기초로 살펴본다. Fig. 5.21에 C4A-2T, C6A-2T, C8A-2T의 철근항복 시까지의 변형률 증가 상태를 나타내었다. 그림에서도 알 수 있듯이 변형률분포는 약간의 차이는 있으나 직선적인 분포를 보이는 것으로 생각할 수 있으며 철근항복변형률은 C4A-2T와 C6A-2T는 0.002를 넘고있으나 C8A-2T는 철근의 변형률이 0.002보다 적은 값을 나타내고 있다. 철근항복 시 격자섬유의 변형률은 세 경우 모두 0.00355정도를 보이고 있다. Fig. 4.21의 점선은 휨 이론에 의한 철근항복시의 중립축의 깊이를 표시하고있는데 이론적인 깊이와 실험을 통해 측정된 중립축이 거의 일치하는 것을 볼 수 있다. 또한 초기균열전 단면에서의 중립축의 경우는 그림상의 처음의 변형률 선도로서 중립축의 깊이가 약 7.3 cm, 8.5 cm정도로 슬래브의 총 깊이 17cm의 절반정도에서 형성되고 있음이 확인되고 있다. 균열하중 이후부터 철근항복 시까지는 하중이 증가에 관계없이 중립축이 일정한 깊이에서 변화가 거의 없는 것을 알 수 있다. 그리고 격자섬유의 보강량이 증가함에 따라 중립축이 조금씩 아래로 내려오고 있음을 그림을 통해 알 수 있다.

Table 4.9는 각 시험체의 철근항복하중시 각 변형률상태를 나타내고 있다.

Table 4.9 Yield strain of specimens

시 험 체		콘크리트	철 근	CFRP격자섬유
R S	1	-	-	-
C4A-2T	1	-0.00087	0.00237	0.00338
C6A-2T	1	-0.00102	0.00199	0.00362
C8A-2T	1	-0.00120	0.00139	0.00358
C6N-2T	1	-0.00113	0.00224	0.00389
C6N-4T	1	-0.00135	0.00217	0.00412
C6N-2C	1	-0.00078	0.00240	-

\* Table의 -는 게이지가 부착되지 않은 시험체임

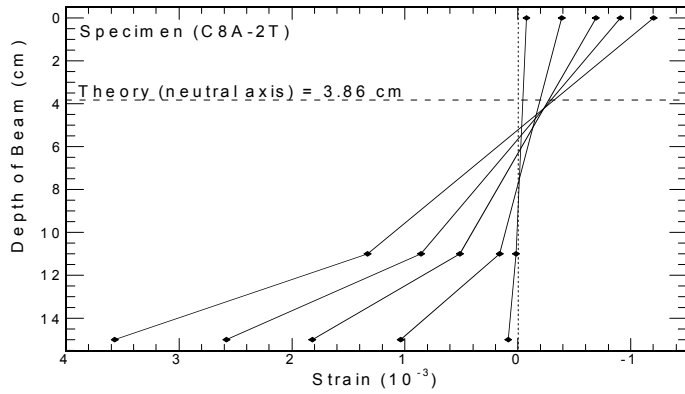
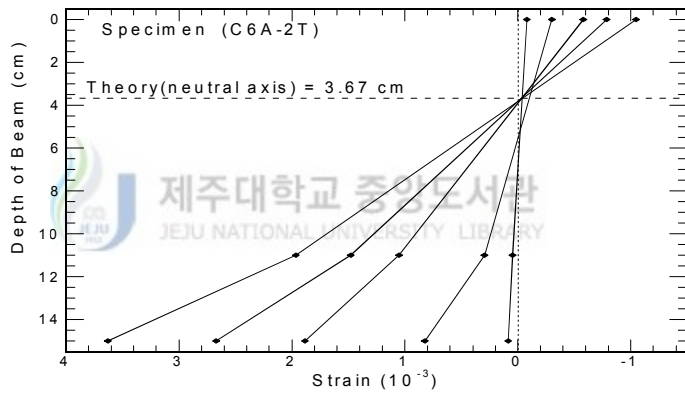
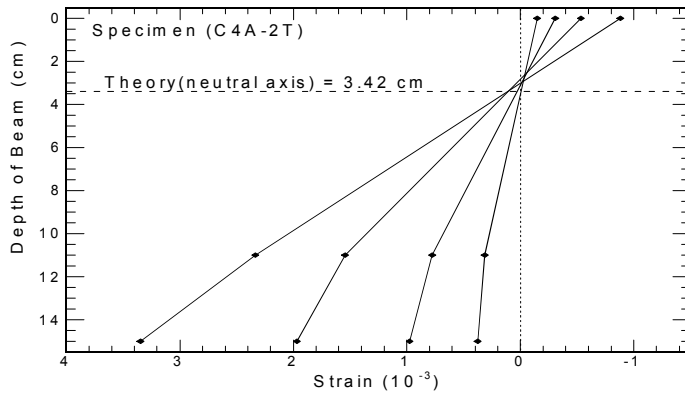


Fig. 4.21 Strain to the specimen depth

### 4.3.2 연성

철근콘크리트 구조물은 초기 설계 시 충분한 연성을 확보할 수 있도록 설계가 이루어진다. 이는 슬래브의 경우도 마찬가지이다 그러나 본 연구에서처럼 FRP를 이용하여 보강을 하게되면 연성의 감소는 필연적인 것이다. 본 실험에서의 연성의 평가는 항복하중시의 처짐과 극한하중시의 처짐의 비 즉 식 4.4.1을 이용하여 연성지수를 계산하였다. Table 4.10에는 실험 시 측정된 처짐과 연성지수가 나와 있다. Fig. 4.22는 각 시험체의 연성지수 값의 평균을 그래프로 나타낸 것인데 그림에서 보듯이 보강량이 증가할수록 연성이 급격히 감소됨을 알 수 있다. 그러나 압축부를 보강한 경우에 있어서는 보강효과는 그리 크지 않았으나 연성에서는 오히려 기준슬래브 보다도 높게 나타나고 있다.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.4.1)$$

Table 4.10 Deflection, ductility index of slabs

시 험 체		항복하중시		극한하중시		연성지수	
		처짐(mm)	평균	처짐(mm)	평균		평균
R S	1	8.06	8.47	67.10	71.00	8.3	8.35
	2	8.87		74.89		8.4	
C4A-2T	1	7.42	7.45	45.47	41.38	6.13	5.56
	2	7.48		37.29		4.99	
C6A-2T	1	10.00	10.03	33.22	32.99	3.32	3.29
	2	10.06		32.75		3.26	
C8A-2T	1	8.55	8.55	28.89	28.89	3.38	3.38
C6N-2T	1	7.48	7.48	23.18	23.18	3.10	3.10
C6N-4T	1	5.08	6.66	21.92	20.68	2.71	2.55
	2	8.12		19.44		2.39	
C6N-2C	1	7.96	8.01	100	100	12.56	12.52
	2	8.05		100		12.48	

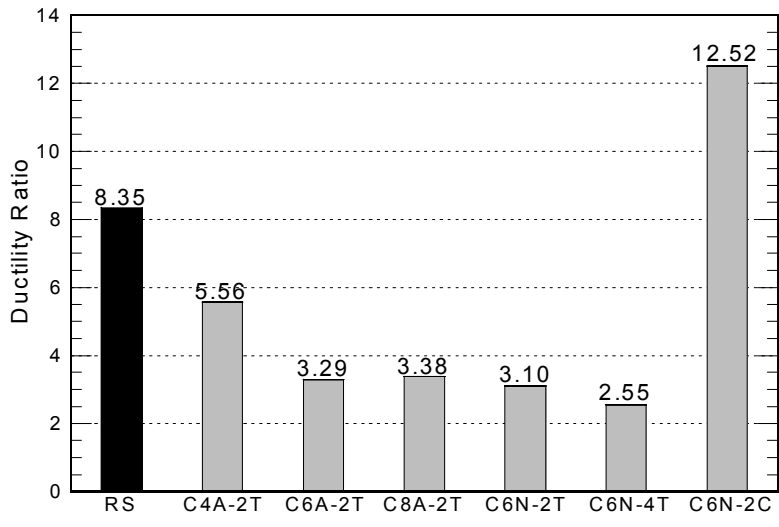


Fig. 4.22 Ductility index of slabs



## 4.4 고찰

본 절에서는 실험결과를 바탕으로 CFRP격자 보강 1방향 슬래브의 실험인자를 분석하고 파괴형태와 CFRP격자섬유의 보강효과를 알아보았다.

### 4.4.1 실험인자 해석

CFRP격자섬유로 보강된 슬래브의 실험한 결과를 살펴보면 우선 격자섬유의 보강량을 증가시킬 경우 보강효과는 증가하고 있다. 그리고 격자섬유의 유효깊이를 증가시켜 보강효과를 증가하는 경우에 있어서도 내력모멘트의 팔 길이가 증가하는 관계로 보강효과가 증가하고 있다. 그러나 보강으로 인하여 슬래브의 휨 보강효과는 증가가 이루어지고 있으나 전단력 향상효과는 미진한 관계로 파괴모드가 변화하여 보강재가 충분한 능력을 발휘하기 전에 전단파괴 되거나 혹은 격자섬유 층 계면파괴 되는 형태로 나타나고 있다.

압축부에 보강 모르타와 격자섬유로 보강을 실시한 경우에는 보강으로 인하여 초기 균열하중, 휨 강성, 철근항복하중 등은 보강 전에 비해 증가하고 있으나 극한하중에서는 보강전과 별 차이를 보이지 않고 있다. 이로서 휨 부재에 압축부 보강의 경우는 하중증가 효과보다는 슬래브의 연성능력의 향상을 위해 바람직한 것으로 여길 수 있다.

앵커 핀으로 고정된 C6A-2T와 앵커 핀 고정을 하지 않은 C6N-2T를 살펴보면 두 시험체의 파괴형태는 격자섬유 층 박락으로 인한 계면파괴와 전단파괴 두 형태로 나타나고 있으며 두 파괴형태 모두 앵커 핀의 유무와는 무관한 파괴이다. 그리고 계면파괴에서는 파괴가 격자섬유를 전단력으로 박락시켜 생긴 파괴이다.

C4A-2T에서는 격자섬유가 파단시까지 신구콘크리트 층에서의 층 분리현상이나 앵커 핀 탈락현상이 관찰되지 않았다. 이를 토대로 앵커 핀의 역할을 살펴보면 우선 앵커 핀으로는 전단에 의한 계면파괴를 효과적으로 제어할 수 없는 것으로 나타나고 있으며 단지 격자섬유의 위치를 고정해주는 역할을 하는 것으로 여겨야 할 것이다. 본 실험의 결과에서는 앵커 핀의 격자섬유의 인장력 분담여부와



인장력 부담 시 부담능력에 대하여는 알아낼 수 없었다.

구 콘크리트와 보강 모르터 사이의 층에서의 변화를 관찰해보면 인장부 보강을 실시한 시험체 8개중 2개의 시험체에서 격자섬유 박락으로 인한 계면파괴가 발생하고 나머지의 시험체에서는 어떠한 파괴형태도 관찰되지 않았다. C4A-2T는 격자섬유가 파단시까지도 층 분리 현상이 발생하지 않았다. 계면파괴의 경우도 신구콘크리트 층의 인장력이 부족하여 파괴된 것이 아니고 전단변형에 의해 격자섬유를 박락시켜 생긴 파괴이다. 압축부의 보강에서는 신구콘크리트가 철근향 복이후 소성거동을 할 때 완전한 합성거동을 하지 못하고 층 분리가 발생하였다.

위의 결과를 토대로 하여 다음의 결론을 얻을 수 있다. 보강 모르터를 이용하여 격자섬유 보강에서는 보강 모르터와 구 콘크리트 사이 층에서의 인장력은 충분히 확보할 수 있는 것으로 판단된다. 아래의 Fig. 4.23에 보강 모르터와 구 콘크리트 층의 상태가 나와있다.



Fig. 4.23 Real view of concrete layer

#### 4.4.2 CFRP격자섬유 보강 1방향 슬래브의 파괴형태 분석

실험을 통해 나타난 파괴형태는 전단압축파괴, 인장층 격자섬유 파단파괴, CFRP격자섬유 다우웰 파괴, CFRP격자섬유 층 계면파괴, 전단파괴 등 있다. 이들 파괴형태를 분석해 보면 우선 전단압축파괴의 경우 무보강 기준슬래브에서 관찰된 파괴형태이다.

인장측 격자섬유 파단 파괴와 격자섬유 다우웰 파괴는 C4A-2T 시험체 에서 관찰되었는데 C4A-2T-1은 휨 구간에서의 격자섬유의 변형률이 파단 변형률을 초과하여 인장 파단된 경우이고 C4A-2T-2 시험체 에서는 전단구간에서 과도한 전단변형으로 격자섬유가 전단 파괴된 형태이다.

격자섬유 층 계면파괴는 C6A-2T-2와 C6N-2T-1 시험체에서의 관찰된 파괴형태로 격자섬유의 보강량이 증가되어 격자섬유의 변형률이 파단변형률에 이르기 전에 먼저 보강모르터가 격자섬유 층에서 탈락하면서 생겨난 파괴이다.

전단파괴의 경우는 C6A-2T-1, C6N-4T와 C8A-2T 시험체에서 관찰되었는데 이 전단파괴는 보강량이 증가하여 슬래브가 휨 내력 지배에서 전단내력지배상태로 되어 전단에 의해 파괴가 일어난 경우이다.

이상에서 살펴본 바로 1방향 슬래브에 CFRP 격자섬유로 휨 보강을 실시함으로 보강량이 증가함에 따라 그 파괴 형태가 달라지는 것을 알 수 있다. 즉 격자섬유의 보강량이 증가함에 따라 계면파괴, 전단파괴 등 취성적인 파괴형태를 보이고 있는 것이다. 또한 보강 모르터의 두께를 증가시켰을 경우에도 격자섬유의 보강량은 C6N-2T와 동일했으나 실질적으로 하중에 있어서는 증가효과를 나타내었으므로 파괴가 C8A-2T에서와 같이 전단파괴형태를 보인 것이다. 이는 탄소섬유로 된 격자섬유를 이용하여 슬래브의 하면에 인장 보강함으로써 휨 내력 향상효과는 월등히 증가한 반면 전단저항능력은 미미한 관계로 파괴모드가 바뀌게 되는 것이다. 보강량이 가장 적은 C4A-2T는 계면파괴와 전단파괴와 같은 취성파괴 없이 인장측의 격자섬유가 파단되는 형태를 보이고 있다. 또한 격자섬유가 파단 시까지 구콘크리트와 보강 모르터 사이의 층 분리도 발생하지 않았다. 이를 통해 1방향 슬래브의 보강 시 취성적인 파괴 방지를 위해 적절한 정도의 보강량으로 제한할 필요가 있는 것으로 판단된다. 이러한 보강량의 제한을 통해 취성적인 파괴를 사전에 방지하고 효율적으로 보강효과를 발휘할 수 있는 것이다. Fig. 4.24는 각 시험체의 극한하중과 파괴형태를 나타낸 것이다. Fig. 4.24에서의 평형하중은 평형보강비 상태에서의 하중으로 식 4.4.14를 통해 계산된 평형보강비로 산정된 하중 값이다. 전단저항하중은 다음의 식을 통해 계산한 값이다. (콘크리트구조 설계기준, 2003)

$$V_c = 0.53\sqrt{f_{ck}}bd_f \quad (4.4.2)$$

여기서  $b$ 는 슬래브의 폭이고  $d_f$ 는 격자섬유를 고려한 유효깊이다.

Fig. 4.24를 보면 전단압축파괴나 격자섬유 파단파괴는 평형하중 이하에서 발생하고 있으며 계면파괴는 평형하중 이상의 하중에서 파괴가 나타나고 있다. 아울러 전단파괴는 식4.4.2로 구한 값 보다 평균적으로 조금 높게 나타나고 있다.

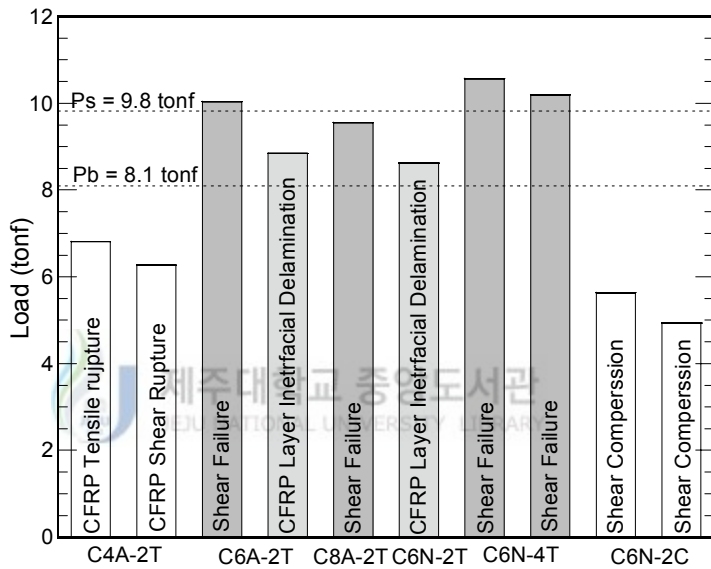


Fig. 4.24 Ultimate load, failure mode of slabs

#### 4.4.3 CFRP격자섬유의 보강효과 분석

CFRP격자섬유로 보강을 함으로써 보강 시험체가 보강을 실시하지 않은 시험체 보다 항복하중, 극한하중 모두 증가하는 효과를 가져왔다. 그러나 C4-2T에서는 항복하중이 오히려 RS 보다 조금 감소했으나 이는 보강량이 적고 인장철근의 위치가 정확하지 않아서 생긴 것으로 생각된다. Fig. 4.25에 각 시험체의 균열하중과 항복하중, 극한하중이 나타나 있다. Fig. 4.25에서 보듯이 CFRP격자섬유의 보강으로 균열하중과 항복하중 그리고 극한하중이 증가하고 있는 것으로 나타나고 있다. 그러나 여기서 극한하중의 증가효과는 각 시험체의 파괴형태가 달라 객관

적인 비교에는 어려움이 있다.

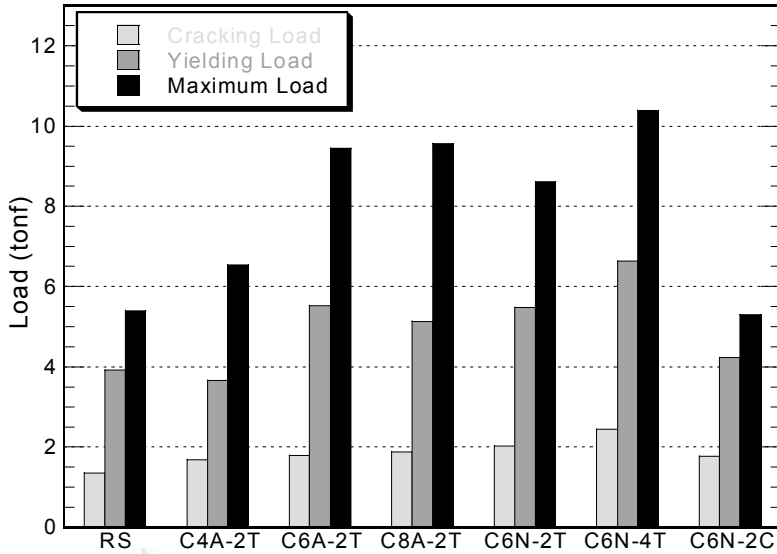


Fig. 4.25 Cracking, yielding, ultimate load of slabs

다음의 Fig. 4.26은 CFRP격자섬유의 보강비에 따른 극한하중과 휨 강성 그리고 연성지수를 나타낸 것이다.

휨 강성의 경우는 초기 균열발생 전에는 슬래브 전체에 걸쳐 일정한 것으로 할 수 있으나 균열 발생이후에는 균열로 인하여 슬래브 전체의 강성을 평가하기는 곤란하다 그래서 여기서는 중앙부의 균열 발생점을 토대로 휨 강성을 평가하였다.

여기서 휨 강성은 철근항복직전의 하중과 처짐 값을 가지고 계산하였다. 계산은 3장의 식3.2.23을 통해 다음의 식4.4.3으로 나타낼 수 있다.

$$EI = \frac{(3L^2 - 4a^2)}{48 \delta_c} Pa \quad (4.4.3)$$

Fig. 4.26을 통해 격자섬유의 보강비가 증가함에 따라 극한하중과 철근항복이전의 휨 강성은 증가하는 반면 연성지수는 급격히 감소됨을 알 수 있다. 그러나 위의 Fig. 4.26은 각 시험체의 파괴형태가 다른 상황에서의 비교이므로 절대적인

비교는 될 수 없으나 전체적인 경향에 대한 분석은 가능하다고 본다.

위의 사실로부터 1방향 슬래브를 격자섬유로 보강할 경우 보강으로 인하여 슬래브의 강성이 증가하고 하중지지능력은 향상되는 반면 연성이 감소되는 것을 알 수 있다.

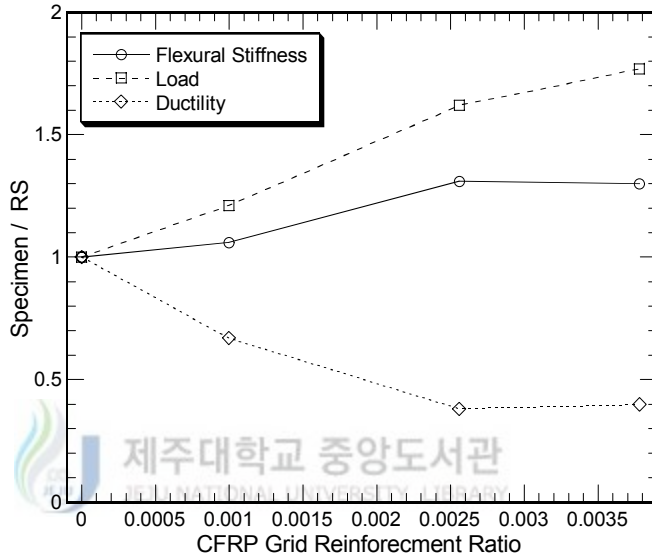


Fig. 4.26 Ultimate load, flexural stiffness, ductility index

#### 4.4.4 CFRP격자 섬유 보강량 제한

앞 절에서의 파괴형태와 보강효과 분석을 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

1방향 슬래브에서 CFRP격자섬유를 이용하여 보강을 실시할 경우 보강량의 증가에 따라 보강효과와 휨 강성의 증가는 이루어지고 있으나 연성지수가 감소하고 취성적인 파괴형태를 보이는 것으로 나타나고 있다. 이는 앞 절에서도 언급하였듯이 보강으로 인한 구조요소의 역학적인 성능은 소기의 목적대로 증가가 되고 있으나 안전성은 취약해지는 것으로 볼 수 있다.

이상에서의 결론을 토대로 1방향 슬래브에서의 CFRP격자섬유 보강의 경우 취성파괴의 방지와 연성의 확보라는 측면에서 적절한 보강량의 제한이 필요한 것

으로 판단된다. 이를 통해 보강 구조물의 안전성을 확보 할 수 있을 것이다. 즉 격자섬유의 보강을 평형보강비 이하로 제한을 둘 필요가 있다. 그렇지 않고 보강된 섬유가 인장 파단이 일어나지 않는 경우에는 격자섬유자체가 선형탄성거동을 하는 재료이므로 계면파괴나 계면파괴가 일어나지 않은 경우는 보강 슬래브가 전단지배로 되어 전단파괴가 발생하게 된다(C6-2T, C8-2T, C6-4T). 반면 C4-2T은 평형보강비 이하로 보강된 시험체로 이들 시험체의 경우 C4-2T-1에서는 격자섬유의 인장 파단파괴가 C4-2T-2에서는 격자섬유 다우웰 파괴가 발생하였다. 다우웰 파괴의 경우에서도 충분한 연성거동을 거친 후 격자섬유가 파단 변형률에 거의 근접하여 파단된 것으로 이 두 형태의 파괴는 연성확보 면에서는 이상적인 파괴형태라 할 수 있다. 즉 보강된 CFRP격자섬유를 슬래브의 전단저항하중 이하에서 먼저 파단시켜 격자섬유 층 계면파괴나 전단파괴를 방지 할 수 있는 것이다.

#### 4.4.4.1 초기변형률을 고려한 CFRP격자섬유의 평형보강비 유도

일반적인 철근콘크리트 보에 있어서의 평형철근비는 콘크리트의 압축변형률이 0.003에 도달할 때 인장철근의 항복이 발생하는 상태를 단면에 대한 평형상태로 정의하고 있으며 이때의 인장철근의 보강비를 평형철근비로 나타내고 있다. 여기서, CFRP보강 슬래브에서의 평형상태는 압축부 콘크리트 변형률이 0.003에 도달할 때 인장측의 CFRP격자섬유의 변형률도 파단변형률에 동시에 이르는 상태를 평형상태로 할 수 있으며 이때의 보강비를 평형보강비로 정의 할 수 있다. 평형보강비의 결정은 기존의 구콘크리트 단면에 대한 평형보강비를 결정하는 것이므로 구콘크리트 단면의 압축철근과 구조물의 자중과 사하중 그리고 손상에 따른 인장철근의 초기변형률을 고려하여 평형보강비를 결정하여야 할 것이다.

아래에 격자섬유보강 1방향 슬래브에서의 평형보강량( $A_{fb}$ )과 평형보강비( $P_{fb}$ )에 대한 유도과정이 나와있다. Fig. 4.27은 초기변형률과 압축철근을 고려한 평형보강비 상태의 휨 부재의 단면에 따른 변형률선도와 등가압축 응력블럭으로 표시된 응력 상태를 보여주고 있다. 평형보강량과 평형보강비는 극한강도설계법을 이용하여 구할 수 있다.

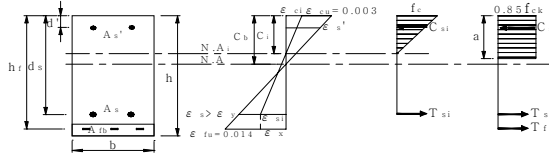


Fig. 4.27 Stress-strain distribution of cross section under balanced stage

Fig. 4.27의 변형률선도로부터 비례식에 의해

$$\frac{0.003}{\epsilon_{fu} + \epsilon_x} = \frac{C_b}{h_f - C_b} \quad (4.4.4)$$

위의 식 4.4.4는 다음과 같이 변형이 가능하다.

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{fu} + \epsilon_x} h_f \quad (4.4.5)$$

평형방정식으로부터

$$C = T \quad (4.4.6)$$

압축력(C)는

$$C = A_s' f_s' + 0.85 f_{ck} k_1 C_b b \quad (4.4.7)$$

인장력(T)는

$$T = A_s f_y + A_{fb} f_{fu} \quad (4.4.8)$$

C와 T를 식 4.4.6에 대입하면

$$0.85 f_{ck} k_1 C_b b + A_s' f_s' = A_s f_y + A_{fb} f_{fu} \quad (4.4.9)$$

양변을  $f_{fu}$ 로 나누어주면

$$A_{fb} = 0.85 k_1 C_b b \frac{f_{ck}}{f_{fu}} + A_s' \frac{f_s'}{f_{fu}} - A_s \frac{f_y}{f_{fu}} \quad (4.4.10)$$

식 4.4.5의  $C_b$  값을 식 4.4.10에 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$A_{fb} = 0.85 k_1 b h_f \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{fu} + \epsilon_x} + A_s' \frac{f_s'}{f_{fu}} - A_s \frac{f_y}{f_{fu}} \quad (4.4.11)$$

또한 Hook's law로부터 CFRP격자섬유의 파단시 변형률을 나타내면

$$\epsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} \quad (4.4.12)$$

여기서  $E_f$ 는  $1.0 \times 10^6$ 이고  $f_{fu}$ 는 0.014이다. 또한 초기변형률은  $\epsilon_x = \epsilon_{si}$ 이고 철근의 탄성계수  $E_s = 2.0 \times 10^6$ 이다. 식 4.4.12를 식 4.4.11에 대입하여 정리하면 평형보강량에 대한 다음의 식으로 나타낼 수 있다.

$$A_{fb} = 0.85 k_1 b h_f \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{6000}{2f_{fu} + f_{si} + 6000} + A_s' \frac{f_s'}{f_{fu}} - A_s \frac{f_y}{f_{fu}} \quad (4.4.13)$$

평형보강비는 다음 식 4.4.14의 형태로 나타낼 수 있다.

$$P_{fb} = \frac{A_{fb}}{bd_f} \quad (4.4.14)$$

위의 식 4.4.13은 압축철근의 영향이 고려된 상태이고 압축철근의 평형상태에서 압축철근의 항복여부는 Fig. 4.27의 변형률선도에서 중립축 윗부분의 삼각형에서 비례관계를 이용하여 항복여부를 결정할 수 있다.

변형률 선도에서 압축철근의 변형률을 나타내면 다음과 같다.

$$\epsilon_s' = 0.003 \frac{C_b - d'}{C_b} \quad (4.4.15)$$

평형상태에서의 중립축의 깊이( $C_b$ )는 아래와 같다.

$$C_b = \frac{0.003}{\epsilon_{fu} + \epsilon_x + 0.003} h_f = \frac{6000}{2f_{fu} + f_{si} + 6000} h_f \quad (4.4.16)$$

식 4.4.16에서 압축철근의 변형률( $\epsilon_s'$ )이 항복변형률( $\epsilon_y = 0.002$ )이상이면 압축철근은 항복하게 되며 압축철근이 항복할 경우 평형보강량은 다음의 식으로 나타낼 수 있다.

$$A_{fb} = 0.85 k_1 b h_f \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{6000}{2f_{fu} + f_{si} + 6000} + \frac{f_y}{f_{fu}} (A_s' - A_s) \quad (4.4.17)$$



식 4.4.13과 식 4.4.17에서 초기변형률( $\epsilon_{si}$ )에 해당하는 응력( $f_{si}$ )은 기존 구조물의 자중과 사하중 그리고 일부손상정도를 반영한 응력 상태로 다음의 식 4.4.18과 4.4.19로 구할 수 있다.

$$\epsilon_{si} = \frac{M_a(d_s - C_i)}{E_c I_e} \quad (4.4.18)$$

$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} \quad (4.4.19)$$

여기서  $M_a$ 는 자중, 사하중, 손상을 고려한 외부모멘트이고  $d_s$ 는 인장철근까지의 유효깊이이다.

$C_i$ 는 초기변형률상태에서의 중립축의 깊이로 다음의 과정으로 계산할 수 있다.

$$\frac{1}{2} b C_i f_c + A_s' f_{si}' = A_s f_{si} \quad (4.4.20)$$

$$\frac{1}{2} b C_i E_c \epsilon_{ci} + A_s' E_s \epsilon_{si}' = A_s E_s \epsilon_{si} \quad (4.4.21)$$

식 4.4.21에 Fig. 4.27의 변형률선도에서 콘크리트와 압축철근의 변형률을 구하여 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$A C_i^2 + B C_i - C = 0 \quad (4.4.22)$$

여기서

$$A = b E_c \quad (4.4.23)$$

$$B = 2 E_s (A_s' + A_s)$$

$$C = 2 E_s (A_s' d' + A_s d_s)$$

최종적으로 초기변형률상태에서의 중립축( $C_i$ )를 구하면 아래와 같다.

$$C_i = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad (4.4.24)$$

$E_c$ 는 콘크리트의 탄성계수이고  $I_e$ 는 유효단면2차모멘트로 식 4.4.25와 같다.

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \quad (4.4.25)$$

식 4.4.14의 평형보강비에서 보강슬래브의 유효깊이  $d_f$ 는 다음의 과정으로 구할

수 있다.

Fig. 4.28은 CFRP격자섬유로 보강된 1방향 슬래브에서의 유효 깊이( $d_f$ )가 나와 있다.

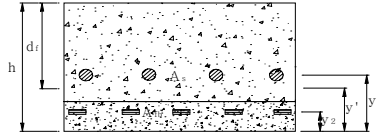


Fig. 4.28 Effective depth of strengthened slab

우선 CFRP격자섬유를 철근의 단면적으로 환산하기 위해 철근과 CFRP의 탄성계수비를 구하면

$$n_f = \frac{E_f}{E_s} \quad (4.4.26)$$

철근으로 환산한 단면에 대한 도심을 구하면 다음과 같다.

$$y' = \frac{A_s y_1 + n_f A_f y_2}{A_s + n_f A_f} \quad (4.4.27)$$

유효깊이  $d_f$ 는 다음과 같다.

$$d_f = h_f - y' \quad (4.4.28)$$

식 4.4.14의 평형보강비 산정 식에서 유효깊이는 CFRP격자섬유를 철근으로 환산한 단면적에서 도심에 해당하는 값이므로 위의 식 4.4.28을 통하여 계산할 수 있다. 그러므로 보강단면에서의 평형보강비 결정은 식 4.4.14를 이용하여 계산할 수 있다.

현행 콘크리트구조설계기준과 도로교설계기준에서는 철근콘크리트 휨 부재에서 충분한 연성거동을 확보하기 위해 사용철근비를 평형철근비의 75%로 제한을 두

고 있다.(콘크리트구조설계기준, 2003, 도로교설계기준·해설, 2003) 그러나 본 논문의 경우에서처럼 CFRP재료를 이용하여 보강을 한 요소의 평형보강비에 대하여 위의 제한사항을 적용할 필요는 없는 것으로 본다. 이는 평형보강비 이하로만 보강을 실시할 경우에는 이미 충분한 연성거동을 거친 상태이므로 평형보강비 만으로도 위의 규정의 목적을 충분히 달성할 수 있다. 아울러 평형보강비이하로 보강을 실시할 경우 역학적 거동이 철근 항복 후 CFRP격자섬유가 파단하고 이후에도 다시 철근에 의하여 일정량의 하중을 저항하면서 압축부 콘크리트가 파괴 시까지 추가적인 거동을 하므로 연성적인 측면에서는 소기의 목적을 달성할 수 있다.

본 실험에 사용된 단면에서의 평형보강량은 식 4.4.13을 이용하여 계산할 경우  $0.739 \text{ cm}^2$ 이 된다. 이 평형보강량으로 보강할 경우의 하중은 약 8.1tonf로 이는 기준슬래브의 극한하중 5.4 tonf의 150%로 50%의 보강효과를 얻을 수 있는 것이다. 이는 ACI의 경우도 FRP보강에 의한 보강효과를 40~50 %정도로 권장하고 있는 것으로 볼 때 합리적인 보강효과로 볼 수 있다.

일반적인 슬래브의 경우는 초기 설계 시 철근의 보강량이 각각 다른 상태이고 또한 손상정도도 각기 다를 수 있다. 이 경우 기존의 철근의 보강량이 많거나 손상이 심한 구조물에서 위에서 제시한 평형보강량으로 보강을 실시할 경우 보강효과가 적게 나타날 수 있다. 그러나 격자섬유 보강공법의 경우는 격자섬유를 구 콘크리트 면에 폴리머 모르터를 이용하여 시공하는 공법으로 보강 폴리머 모르터의 두께를 증가시켜 보강 슬래브의 단면 자체를 확대시킬 수 있다. 그러므로 위에서 제시한 평형보강량 이하로 보강하여 보강효과가 미진할 경우는 보강 폴리머 모르터의 두께를 일정부분 증가시켜 슬래브의 단면을 확대함으로써 소기 목적의 보강효과를 확보할 수 있다. 이는 격자섬유 보강 시 단면증설을 병행하여 실시할 경우는 위의 평형보강량으로도 충분한 보강효과를 얻을 수 있는 것으로 결론 내릴 수 있다. 또한 본 실험에서도 보강 두께를 증가시킬 경우 보강효과가 증가하고 있으며 두께증가로 인한 신구콘크리트 층에서의 층 분리 현상도 나타나지 않고 있다.

#### 4.5 슬래브의 취성파괴 제어 보강설계

손상된 철근콘크리트 부재에 FRP를 이용하여 보강하는 방법은 내하력, 내구력, 시공성, 등이 우수하여 그 사용이 증가하고 있으며 국내에서도 보강횟수가 증가 추세에 있다.

구조요소 중 보와 슬래브는 부재의 축에 수직인 하중을 저항하는 요소로 휨 내력의 형성으로 외부 수직하중을 저항하게 된다. 이러한 구조적 동일성으로 FRP 휨 보강에 있어서도 보와 슬래브를 동일한 방법으로 보강설계를 실시하고 있다. 그러나 일반적으로 휨과 전단지배를 동시에 받는 보와는 달리 슬래브는 휨 지배만을 받는 구조요소로 전단에 대하여는 콘크리트가 저항하도록 하여 전단철근은 배근되어 있지 않다. 그러므로 보강으로 인한 휨 내력의 향상에 비해 전단저항력은 그대로이고 또한 보강에도 어려움이 있다. 전단철근이 배근되어 있지 않으므로 휨 설계 시 휨 압축파괴를 유도하는 설계가 이루어 진다해도 과도한 균열의 성장과 균열폭의 확대로 본 실험에서 관찰된 결과와 같이 계면파괴가 발생할 가능성이 있다. 그러므로 슬래브의 휨 설계에 있어서는 저보강 설계로 보강섬유를 인장파단 되도록 유도하는 설계가 이루어져야 할 것이다.

실 구조물이 보강될 경우에는 이미 일정량의 응력이 작용하고 있는 상태에서 FRP로 보강이 이루어지므로 구조체와 보강재의 초기응력에서 서로 차이가 발행하게 된다. 보강설계 시 이를 고려하지 않고 보강을 실시할 경우 내하력을 과대평가하게 된다. 그래서 보강량의 산정 시 초기응력 상태의 고려가 필수적이라 할 수 있다. 이와 같은 맥락에서 평형보강량의 결정에서도 역시 초기의 응력 상태가 고려되어야 합리적인 저보강 설계가 이루어지게 된다.

이렇듯 슬래브에 있어서의 보강설계는 초기응력이 설계 시 고려되고 인장파단 파괴가 이루어지도록 설계가 이루어져야 할 것이다. 그러므로 보강 후 슬래브가 전단파괴와 계면파괴를 방지하고 내하력이 과대평가 되어지지 않게 되는 것이다. Fig. 5.29에 슬래브의 보강설계 흐름을 나타내었다.

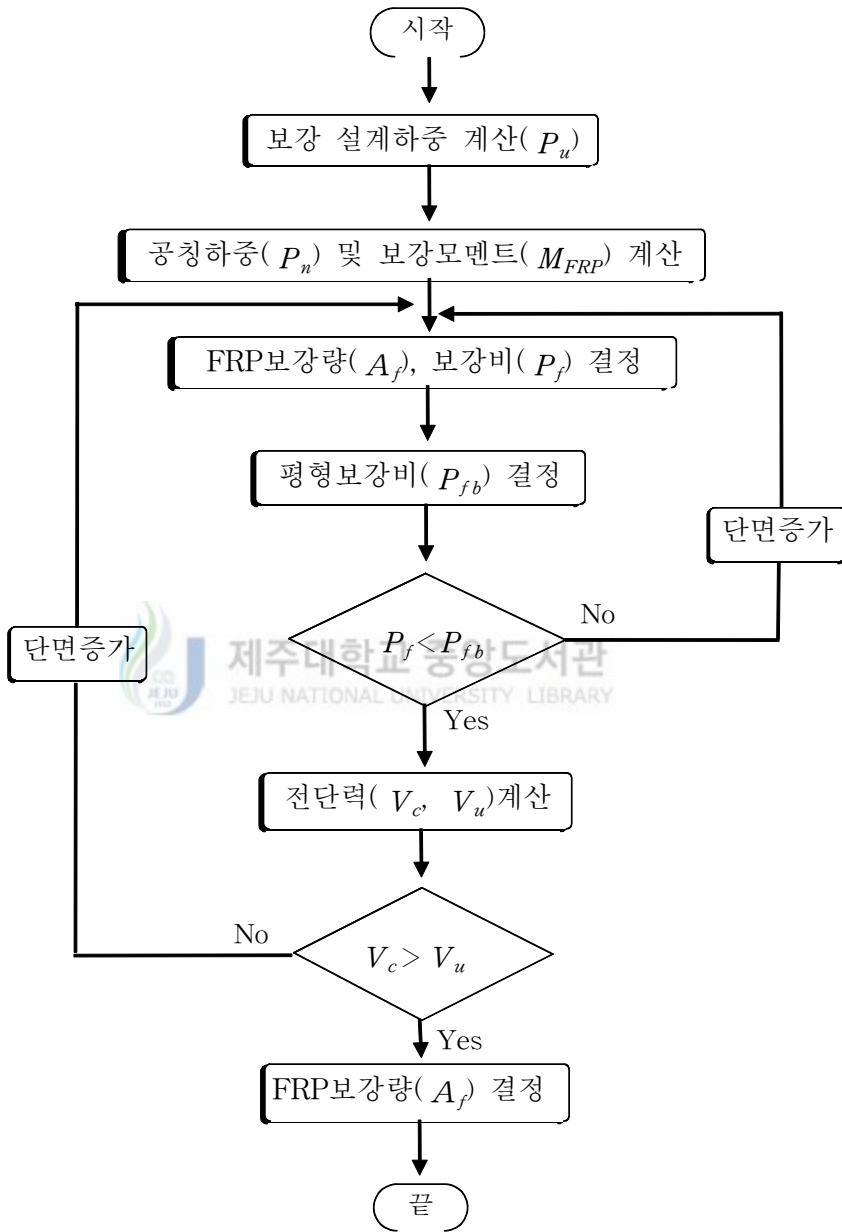


Fig.4.29 CFRP strengthening design procedure for slab

## 4.6 소 결

CFRP 격자섬유를 이용한 보강효과와 파괴형태를 알아보기 위한 본 실험을 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- CFRP격자섬유를 이용하여 1방향 슬래브를 보강할 경우 보강으로 인한 휨 내력 향상효과가 우수하게 나타나고 있으며 휨 강성도 어느 정도는 개선되는 것으로 관찰되고 있다.
- CFRP격자섬유를 이용하여 보강을 실시할 경우 그 최종파괴형태는 보강량에 따라 달리 나타났으며 기준슬래브의 경우는 전단압축 파괴가 발생한 반면 격자섬유로 보강을 한 경우는 보강량에 따라 CFRP격자섬유 인장 파단파괴, CFRP격자섬유 층 계면파괴, 전단파괴 등의 파괴형태를 보였다.
- CFRP격자섬유의 보강으로 인하여 파괴형태가 취성적인 파괴가 발생 시에는 파괴 시 처짐의 감소로 기준 슬래브에 비해 연성이 급격히 감소함을 알 수 있다.
- 격자섬유의 보강량이 과도한 경우 파괴형태가 취성적인 형태를 보이고 연성이 감소가 생겨나므로 평형보강비 이하로 보강량의 제한을 두어 취성적인 파괴를 제어하고 연성을 확보하는 보강이 이루어져야 할 것으로 생각된다.

## V. CFRP판 보강 철근콘크리트 보의 거동 및 정착효과

### 5. 1 서론

본 장에서는 CFRP판 및 슈트접착공법에서 문제시되고 있는 부착파괴형태를 알아보고 효율적인 정착방법을 모색하기 위하여 CFRP판 보강 철근콘크리트 보 시험체를 제작한 후 실험을 통하여 부착파괴 메커니즘과 복부정착효과를 알아보았다. 총 14개의 시험체를 제작하여 인장보강과 복부정착을 실시한 후 정적 휨 실험을 수행하였으며 관찰된 결과를 토대로 복부정착효과와 CFRP판 경계면의 수평전단응력 상태를 규명하였다.



### 5. 2 실험

#### 5.2.1 시험체 내용 및 변수

재하시험을 위한 보의 치수, 보 단면 상세는 Fig. 5.1과 같다. 시험체는 콘크리트구조설계기준에 따라 휨에 대해서는 SD40 D16철근 2개를 배근하고 압축철근으로는 SD40 D10철근 2개를 사용하여 저보강 보로 설계하였다. 전단철근은 SD40 D10 스티럽을 10cm간격으로 배근하여 충분한 전단저항능력을 가지게 함으로써 혹시 모를 전단파괴를 방지하여 휨 보강효과에 대해서만 조사할 수 있도록 하였다.

시험변수로는 CFRP 슈트의 복부정착위치, 복부정착길이, 복부정착량 그리고 복부정착섬유의 방향을 선택하여 정착효과와 파괴형태를 알아보고자 하였다. 슈트의 복부정착 높이는  $h/2$ 로 하여 정착을 실시하였으며 각 변수별로 2개씩의 동일

한 시험체와 기준 시험체를 포함하여 총 14개의 시험체를 제작하였다. 시험체 변수에 대한 모습은 Fig. 5.2에 나타난 바와 같으며 시험변수 및 시험보 상세는 Table 5.1과 같다.



Fig. 5.1 Test beam dimensions, section detail

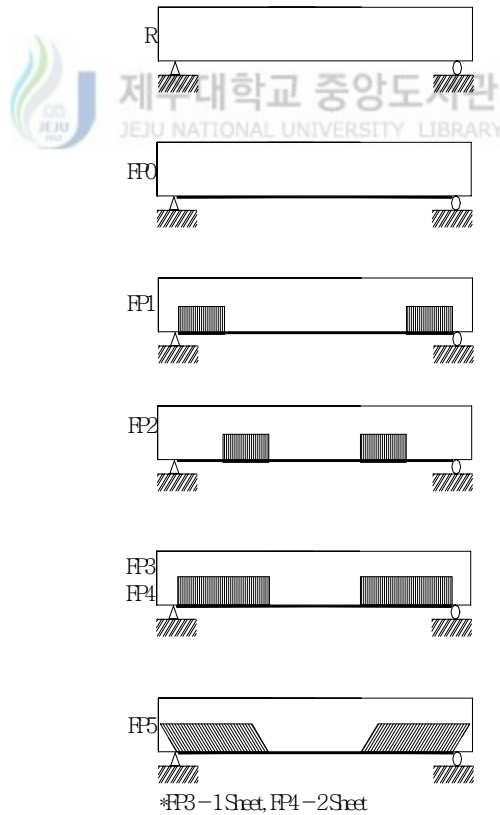


Fig. 5.2 Experimental test parameters



Table 5.1 Details and parameters of test beams

시험체		CFRP쉬트 정착위치	CFRP쉬트 정착길이(cm)	CFRP쉬트 정착량(Sheet)	CFRP쉬트 정착방향(°)	휨보강용 CFRP판
R	1	무정착	0	0	0	무보강
	2	무정착	0	0	0	
FP0	1	무정착	0	0	0	길이:208cm 폭:50cm 두께:1.29mm
	2	무정착	0	0	0	
FP1	1	지점부	35	1	90	
	2	지점부	35	1	90	
FP2	1	하중재하부	35	1	90	
	2	하중재하부	35	1	90	
FP3	1	전단지간	70	1	90	
	2	전단지간	70	1	90	
FP4	1	전단지간	70	2	90	
	2	전단지간	70	2	90	
FP5	1	전단지간	70	1	45	
	2	전단지간	70	1	45	

## 5.2.2 사용재료

시험체 제작은 목재거푸집에 철근을 가공한 후 조립하여 시험체를 제작하였다. 양생이 끝난 다음 보강을 실시하였으며 시험체 제작과 보강에 사용된 재료의 물성치는 다음과 같다.

### 5.2.2.1 콘크리트

시험체 콘크리트는 레미콘을 사용하여 제작하였는데 사용한 레미콘의 설계압축 강도는  $210 \text{ kgf/cm}^2$ , 굵은 골재의 최대치수는  $25 \text{ mm}$ , 슬럼프는  $12 \text{ cm}$ 이다. 다음 Table 5.2에 시험체 제작에 사용된 콘크리트의 물성치가 나와 있다. 시험체 제작 시 원주형 공시체( $10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ ) 6개를 제작하여 압축강도를 측정하였다.

Table 5.2 Properties of concrete

굵은 골재의 최대치수	슬럼프	시멘트종류	염화물함량	공기량	압축강도
25 mm	12 cm	보통 포틀랜드	0.3 kgf/cm <sup>3</sup>	4.5%	234 kgf/cm <sup>2</sup>

### 5.2.2.2 철근

시험체 제작에 사용된 철근은 SD40종류로서 주철근은 D16을 압축철근과 스티럽은 D10을 사용하였다.

Table 5.3 Properties of steel

재료	항복강도	인장강도	탄성계수	항복변형률
철근(D16)	4123 kgf/cm <sup>2</sup>	6600 kgf/cm <sup>2</sup>	2.0×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	0.0022
철근(D10)	4057 kgf/cm <sup>2</sup>	6700 kgf/cm <sup>2</sup>	2.0×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	0.0023

### 5.2.2.3 CFRP판과 쉬트

CFRP판의 경우는 두께가 1.29 mm 폭 100 mm인 Sika사의 제품 CarboDur를 사용하였으며 접착제로 사용된 에폭시는 프라이머 없이 모든 환경에서 적용할 수 있는 Sikadur 30을 사용하였다. 북부정착용으로 사용된 CFRP쉬트는 접착종이 위에 섬유를 일 방향으로 배열시켜 만든 일본 Tonen사의 제품 Forca Tow Sheet를 사용하였으며 쉬트 접착제로 사용된 에폭시는 보통 표준 환경용을 사용하였다. CFRP판과 CFRP쉬트는 시편을 제작 후 인장실험을 실시 하였으며 아래의 Fig. 5.3에 파단 후의 시편모습이 나와 있다.

Table 5.4 Properties of CFRP plate and sheet

재료	인장강도	탄성계수	극한변형률
CFRP판	28066 kgf/cm <sup>2</sup>	1.824×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	0.0154
CFRP쉬트	31576 kgf/cm <sup>2</sup>	3.628×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	0.0087

Table 5.5 Properties of epoxy

Material	Tensile Strength	Tensile-Shear Strength	compressive Strength
CFRP판용 에폭시	306 $kgf/cm^2$	184 $kgf/cm^2$	918 $kgf/cm^2$
CFRP쉬트용 에폭시	310 $kgf/cm^2$	110 $kgf/cm^2$	640 $kgf/cm^2$



Fig. 5.3 Real view of tensile rupture of CFRP specimen

### 5.2.3 CFRP보강

시험체 제작 양생이 완료된 후 CFRP판과 쉬트를 이용하여 철근콘크리트의 보 시험체의 보강을 실시하였다. 보강은 보강공법 절차에 따라 실시하였으며 시험체 특성상 보의 하면을 위로 향하게 하여 보강작업이 용이하게 하여 보강을 실시하였다. 정착쉬트의 보강은 CFRP판 보강작업이 완료된 후 경화가 마무리된 다음에 정착보강을 실시하였다.

#### 1). 콘크리트 표면처리

부착할 콘크리트 표면처리를 위해 디스크 그라인딩 방법을 사용하였으며 콘크리트 표면은 레이탄스를 완전히 제거하고 굵은 골재의 조직이 충분히 드러날 정도로 갈아내었으며 거푸집 표시나 돌기가 1.0  $mm$  이상이 되지 않도록 처리하였다. 콘크리트 표면은 그라인딩 후 솔과 진공청소기를 이용하여 먼지들을 완

전히 제거하였다.

## 2). CFRP판 접착

CFRP판은 폭 50 mm길이 208 cm 규격으로 전기 절삭기를 이용하여 절단한 후 깨끗한 천을 이용하여 판에 묻어있는 탄소가루나 먼지를 제거하였다. 접착제 (Sikadur 30)는 주제와 경화제를 중량비 2:1로 혼합하여 충분히 섞일 수 있도록 저은 후 흡손을 이용하여 콘크리트 표면과 CFRP판에 약 1 mm 두께로 바른 후 맞붙여 고무롤러를 사용하여 압착함으로써 일정한 두께(2 mm)가 될 수 있도록 하였다.

## 3). 복부정착을 위한 CFRP 쉬트 접착

복부정착을 위한 CFRP쉬트는 휨 보강을 위한 CFRP판의 접착제가 경화한 후 프라이머를 먼저 콘크리트 표면에 도포 하여 경화시킨 후 프라이머가 경화된 표면에 쉬트용 접착제를 도포 한 후 쉬트를 접착하여 접착제가 탄소섬유사이로 충분히 스며들 수 있도록 압착한 후 쉬트 면에 다시 접착제를 도포 하여 탄소섬유와 에폭시가 일체로 작용되도록 하였다.

## 4). 양생

CFRP판과 복부정착쉬트 보강 후 양생을 실시하였다. 양생 시 실내에서 양생을 실시하여 먼지나 이물질이 보강면에 닿지 않도록 하였다.

### 5.2.4 실 험

실험은 4점 재하법으로 지간의 1/3지점 두 곳에 하중이 작용 될 수 있도록 강재보를 설치하고 가력 프레임에서 유압 하중기(50ton)를 사용하여 파괴 시까지 재하 하였으며 하중은 변위 조절 방법으로 분당 약 1.5 mm의 속도로 재하 하였으며 재하하중 2tonf 마다 균열을 표시하고 사진을 촬영하였다. 데이터 수집은 MDS2000 동적 변형률 측정기를 사용하여 자동데이터 수집프로그램을 이용하여 하중, 처짐, 콘크리트와 CFRP판의 변형률을 측정하였다. 시험체 설치모습과 하중계 변위계 변형률게이지의 측정위치는 Fig. 5.4, Fig. 5.5와 같다.

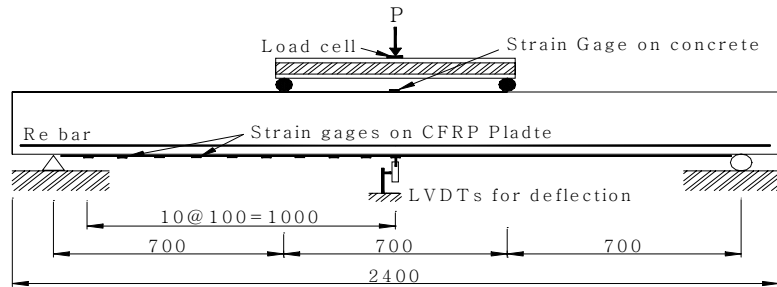


Fig. 5.4 Loading arrangement and gages of test beam

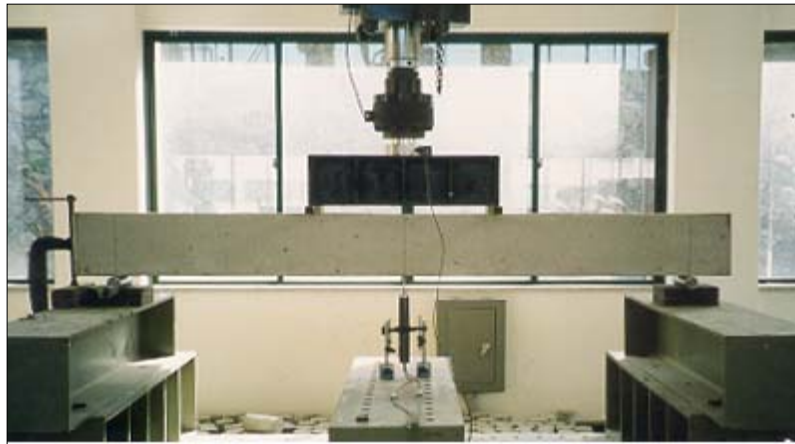


Fig. 5.5 Test beam set up

### 5. 3 실험결과

본 절에서는 휨 보강 시험체의 정적 휨 시험 결과를 나타내었다. 육안으로 관찰된 결과와 측정기 상에서 나타난 결과를 토대로 각 시험체의 파괴형태, 하중 처짐 상황, 보강효과 등을 분석하였다.

#### 5.3.1 파괴형태와 거동

Table 5.6 에 각 시험체의 항복하중과 극한하중 값이 나와있다.

Table 5.6 Yield, ultimate load of test beams

시 험 체		항복 하중시					극한 하중시			
		이론값	하중 (tonf)	평균	처짐 (mm)	평균	하중 (tonf)	평균	처짐 (mm)	평균
R	1	8.08	8.19	8.19	10.99	10.99	9.30	9.50	34.71	40.52
	2		8.19		10.98		9.69		46.33	
FP0	1	9.89	10.90	10.69	12.16	12.42	12.45	12.20	17.76	17.86
	2		10.48		12.67		11.94		17.96	
FP1	1		10.62	10.78	12.73	12.27	12.10	12.32	19.10	18.43
	2		10.93		11.81		12.54		17.76	
FP2	1		10.33	10.43	12.68	12.40	14.20	13.89	27.47	25.23
	2		10.53		12.11		13.58		22.99	
FP3	1		10.72	10.72	12.78	12.78	13.89	14.05	25.33	26.11
	2		10.72		12.78		14.20		26.89	
FP4	1		10.63	10.67	11.93	11.92	16.11	15.96	35.65	33.96
	2		10.70		11.90		15.81		32.26	
FP5	1		10.71	10.74	10.47	11.26	18.13	17.74	37.09	36.58
	2		10.76		12.05		17.35		36.07	

### 5.3.1.1 파괴형태

각 시험체의 파괴형태는 시험시 콘크리트 균열의 형태, CFRP판의 상태, 정착쉬트의 탈락유무 또한 콘크리트와 CFRP판에 부착된 게이지와 변위계의 값을 참고로 하여 각 시험체의 파괴과정과 최종파괴형태를 나타내었다. Table 5.7에 각 시험체의 파괴과정과 최종파괴형태가 나와 있다.

Table 5.7 Failure mode and process of test beams

시 험 체	파 괴 과 정		최종파괴 형태
R	1	철근항복-압축부 콘크리트파괴	휨 인장파괴
	2	철근항복-압축부 콘크리트파괴	휨 인장파괴
FP0	1	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴	CFRP판 부착파괴
	2	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴	CFRP판 부착파괴
FP1	1	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴	CFRP판 부착파괴
	2	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴 -정착쉬트 파단	CFRP판 부착파괴
FP2	1	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴, 정착쉬트 파단	CFRP판 부착파괴
	2	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴	CFRP판 부착파괴
FP3	1	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴	CFRP판 부착파괴
	2	철근항복-CFRP판 부착경계면 콘크리트파괴	CFRP판 부착파괴
FP4	1	철근항복-압축부 콘크리트파괴, 정착쉬트 측면콘크리트 부착파괴	휨 압축파괴
	2	철근항복-압축부 콘크리트파괴, 정착쉬트 측면 콘크리트 부착파괴	휨 압축파괴
FP5	1	철근항복-압축부 콘크리트 파괴	휨 압축파괴
	2	철근항복-압축부 콘크리트 파괴	휨 압축파괴

각 시험체는 보강 설계 시 부착파괴가 발생하도록 설계되어져 있어서 본 연구에서는 취성 파괴중의 한 형태인 단부에서의 박리파괴는 관찰되지 않았다. 각각의 시험체의 파괴형태를 보면 우선 기준 시험체로 사용된 R 시험체의 경우는 아무런 보강도 하지 않은 저보강 보로 설계된 상태이다. 하중이 계속적으로 증가하다 인장 축 철근이 항복 후 하중의 증가 없이 처짐이 계속적으로 증가하면서 충분한 연성거동을 한 후 최종적으로 압축부 콘크리트가 파괴되는 전형적인 휨 인장 파괴형태를 나타내었다.

FP0의 경우는 보의 인장면에 CFRP판을 이용하여 휨 보강만을 실시한 시험체로서 철근항복 후에도 하중이 증가하다 CFRP판의 부착력이 일시에 상실되면서 파괴가 진행되었다. 파괴는 콘크리트와 CFRP판 접착제 층 사이에서 발생하였으며 콘크리트의 피복이 떨어지는 파괴는 발생하지 않았다. 이는 FP0-1, FP0-2 두 시험체 공히 같은 형태의 파괴를 나타내었으며 CFRP판의 부착파괴 후에는 철근만에 의한 하중저항능력을 유지한 채로 R시험체와 같은 거동을 하였다.

FP1은 FP0과 같이 휨 보강한 후 단부를 슈트로 정착한 경우로 파괴형태는 FP0의 경우와 같이 하중 재하점 근처에서 CFRP판의 부착력이 일시에 상실되면서 파괴가 시작되었다. 그러나 FP1-1, FP1-2의 경우는 부착파괴 후 단부에 정착된 슈트에 의해 CFRP판이 인장력에 저항하면서 다시 하중이 증가하는 형태를 나타내었다. FP1-1의 경우는 압축부 콘크리트의 파괴와 동시에 반대편 정착슈트 부분의 부착력이 상실되면서 파괴가 되었고 FP1-2의 경우는 하중재하점 부근에서 부착파괴 후 정착슈트가 부착력을 대신해서 저항하다 슈트의 파단으로 파괴되었다. FP1시험체에서 단부의 정착은 콘크리트의 부착파괴 억제효과가 거의 없고 단지 파괴가 발생한 후 추가적으로 정착력에 의하여 하중을 지지하는 것으로 나타났다.

FP2시험체는 정착을 전단구간 중 하중재하점 부분을 실시한 경우로 FP0과FP1 시험체 보다 높은 하중저항능력을 발휘하였다. FP2-1 시험체는 CFRP판의 부착파괴가 발생 시 정착슈트도 함께 파단되어 CFRP판의 하중저항능력을 완전히 상실한 반면 FP2-2의 경우는 판의 부착파괴 시 정착슈트는 파단되지 않고 부분적으로 판의 인장력에 저항하다 정착슈트 측면의 콘크리트 피복이 슈트와 함께 박



리 되면서 정착능력을 상실하였다. 이는 정착쉬트 내부에 전단균열이 발생하여 부착력이 감소했기 때문으로 판단된다.

FP3시험체는 정착쉬트를 전단구간 전체에 걸쳐 정착한 경우로 철근항복 후 하중이 증가하다 판의 부착파괴로 상당한 하중지지력을 상실한 후 다시 하중이 증가하다 최종적으로 콘크리트의 압축파괴에 의하여 완전히 하중지지력을 상실하였다. FP3시험체와 FP2시험체는 거의 동일한 하중저항능력을 나타냈으며 파괴형태 또한 유사하게 나타났다.

FP4의 경우는 FP3시험체와 같은 형태로 정착을 한 경우이나 복부정착량을 2장으로 하여 정착효과를 증대시킨 시험체이다. FP4시험체는 외견상으로는 CFRP판의 부착파괴 없이 콘크리트 압축부 파괴와 정착쉬트 옆면이 동시에 찢어지면서 파괴가 진행되었다. 정착쉬트 측면의 에폭시에 균열이 생기고 옆면이 찢어짐으로 정착쉬트 내부에 이미 균열이 발생하여 부분적으로 CFRP판의 부착력이 상실된 것으로 보인다.

FP5 시험체는 정착쉬트의 정착방향을 45°로 하여 정착을 실시한 시험체로 본 시험체에서는 CFRP판의 부착파괴나 정착쉬트의 탈락과 같은 기존의 시험체에서 관찰되었던 파괴는 나타나지 않았다. FP5시험체는 최종적으로 압축부 콘크리트가 파괴되어 하중지지력을 상실하는 전형적인 과보강 보의 파괴형태를 보여주었다. FP4, FP5 두 시험체는 모두 철근항복 후 CFRP판의 부착파괴 없이 압축부의 콘크리트가 압축파괴 되어 파괴되는 전형적인 휨 압축파괴를 나타내었다. 그러나 최종파괴시의 극한하중은 FP5가 조금은 높은 값을 나타내고 있다. 이는 FP5 시험체의 복부정착은 45° 방향으로 하여 이 복부정착쉬트가 보의 하면에서는 휨인장 보강효과를 나타내어 극한하중에서는 FP4보다 높게 나타나는 것으로 볼 수 있다.

Fig. 5.5, Fig. 5.6, Fig. 5.7, 세 시험체 모두 부착파괴가 발생한 상태를 나타내주고 있다. Fig. 5.6과 Fig. 5.7은 부착파괴 발생 시 정착쉬트가 심하게 찢겨진 것을 그림을 통해서 알 수 있다.

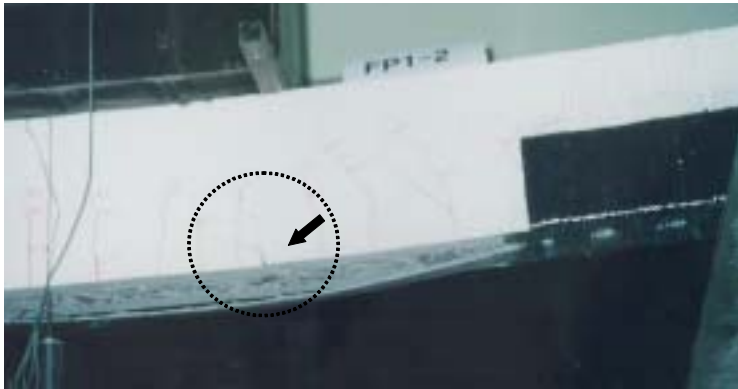


Fig. 5.6 Interfacial debonding failure(FP1)



Fig. 5.7 Interfacial debonding failure(FP2)



Fig. 5.8 Interfacial debonding failure(FP3)

### 5.3.1.2 CFRP판 보강 보의 거동 특성

Fig. 5.9~Fig. 5.12에 각 시험체의 하중 처짐곡선과 하중 콘크리트변형률곡선 그리고 하중 CFRP변형률 곡선이 나와있다. Fig. 5.9에서의 R시험체의 하중 처짐곡선은 일반적인 저보강 보의 하중 처짐곡선의 형태를 나타내고 있으나 부착파괴가 발생한 FP0, FP1, FP2,에서는 철근항복 후에 하중이 증가하다 부착파괴로 인하여 일시에 하중이 감소함을 알 수 있다. 부착파괴가 발생한 후에는 R시험체와 같은 크기의 하중을 저항하면서 큰 처짐을 일으키는 것을 볼 수 있다. 그러나 부착파괴가 발생하지 않은 시험체 FP4와 FP5(Fig. 5.11, Fig. 5.12)는 급작스런 하중의 감소 없이 계속적으로 하중이 증가하여 압축부 콘크리트의 파괴로 하중 저항능력이 약해지는 것을 볼 수 있다. 또한 FP5 시험체는 복부 정착을 45°방향으로 실시한 경우로 복부 정착쉬트가 보의 하면에서 일정부분의 인장력을 부담함으로써 철근항복 후의 강성이 다른 시험체 보다 조금 높게 나타나고 있다.

하중 콘크리트변형률곡선과 하중 CFRP변형률곡선에서는 초기 균열 전 단계와 철근항복하중 단계 그리고 최종파괴시의 세 구간으로 나누어 하중변형률의 기울기가 변화하고 있는 것을 알 수 있다. 이는 초기 휨 균열로 인하여 강성이 감소되고 철근항복으로 인한 강성이 감소로 기울기가 감소되는 것이다. 그리고 CFRP의 변형률은 부착파괴가 발생한 시험체에서는 CFRP 본연의 변형률에 도달하지 못하고 조기에 부착파괴로 인하여 변형률이 감소되는 것을 볼 수 있다. 이런 부착파괴가 발생한 시험체의 휨 보강된 CFRP판은 더 이상 인장력 부담을 할 수 없게 된다. 그러나 복부정착으로 부착파괴가 발생하지 않은 FP4와 FP5는 CFRP의 변형률이 0.01을 넘은 것을 알 수 있다. 이는 하면에 보강된 CFRP판이 충분히 인장력에 저항을 하는 것으로 판단할 수 있다. 시험체 제작 시 내부 철근에 게이지를 부착하지 않은 관계로 철근의 변형률은 관찰할 수 없었다.

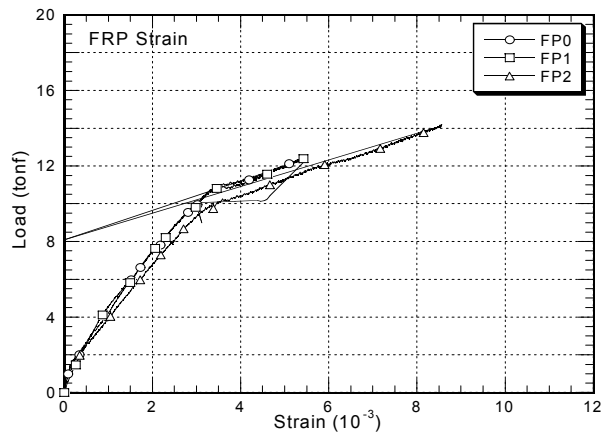
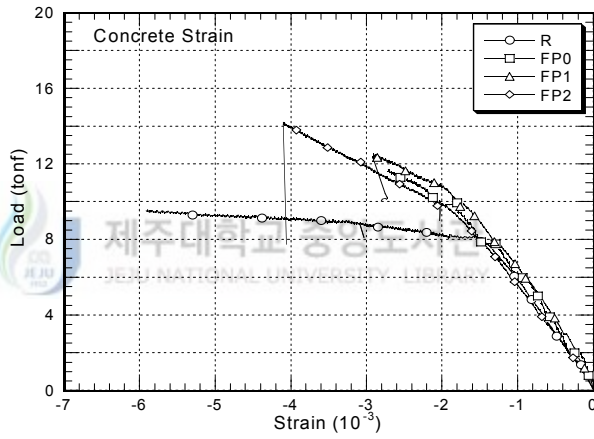
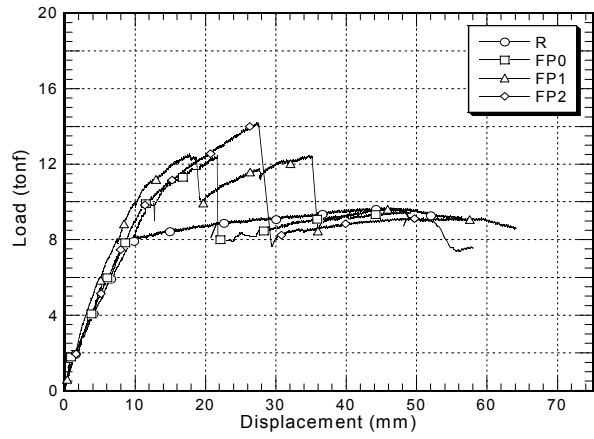


Fig. 5.9 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves

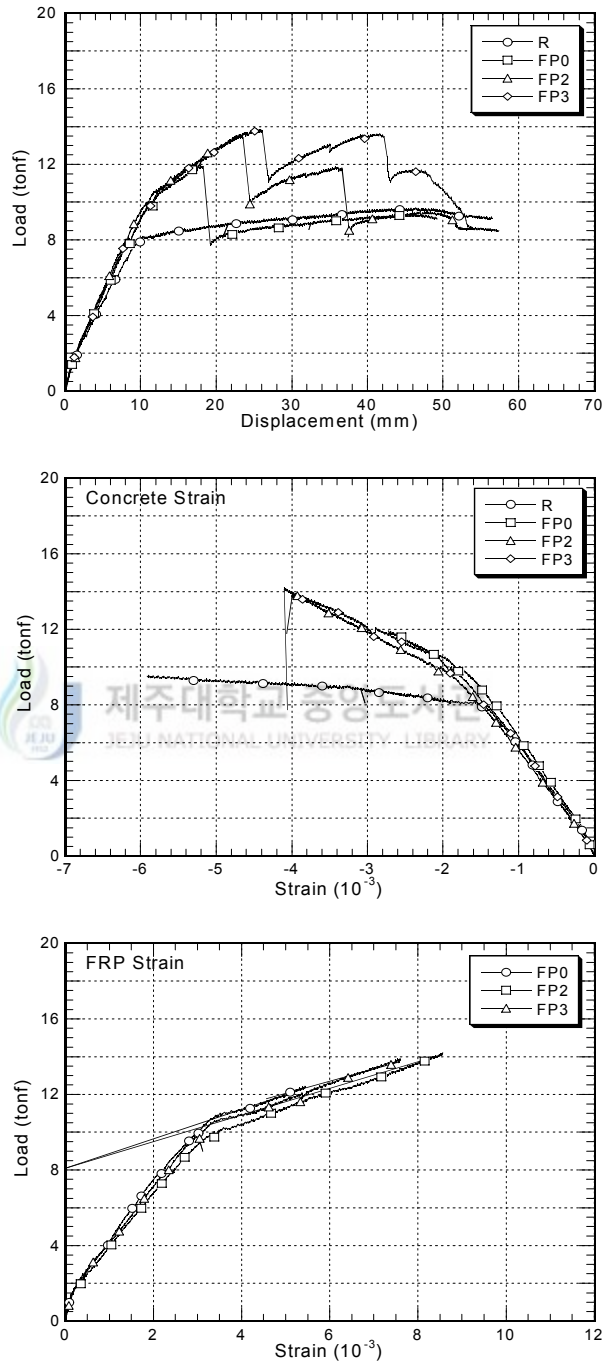


Fig. 5.10 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves

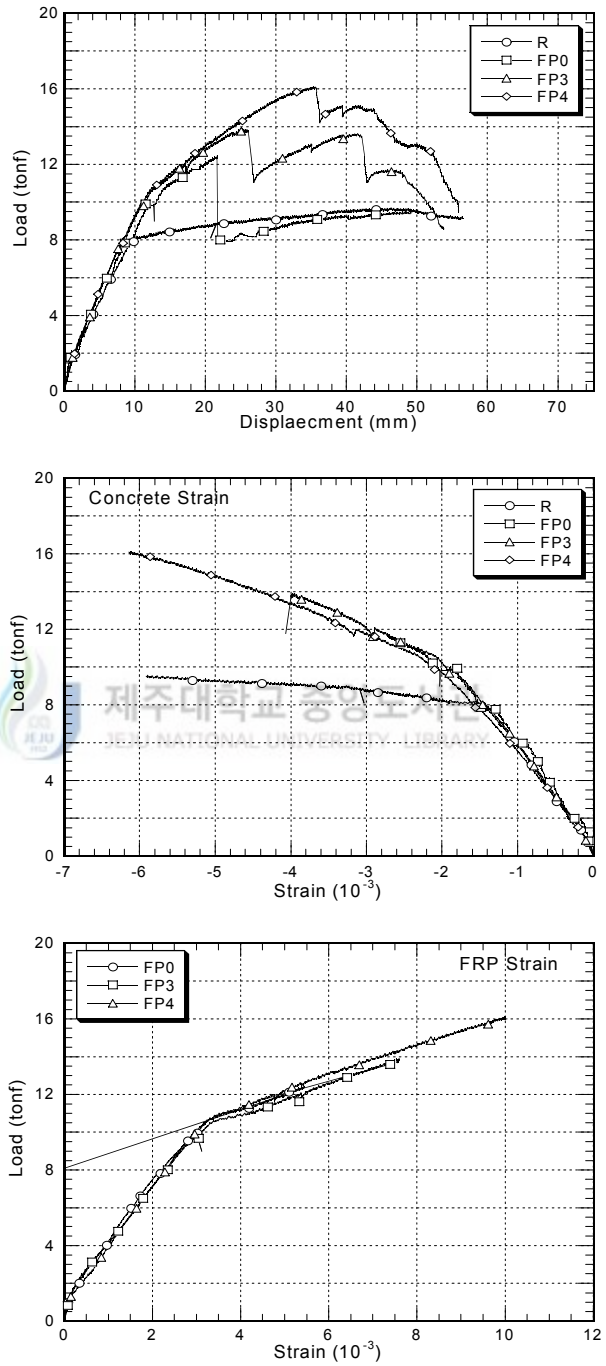


Fig. 5.11 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves

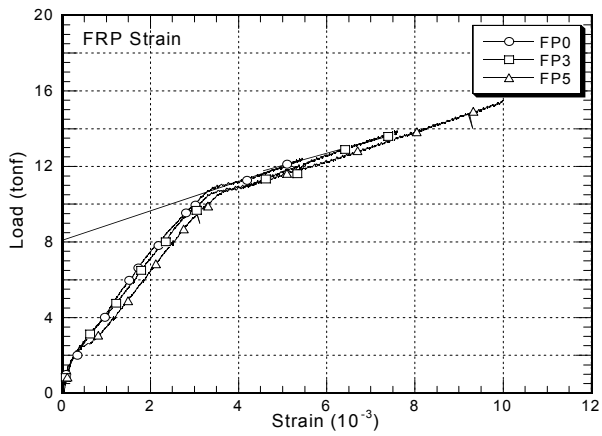
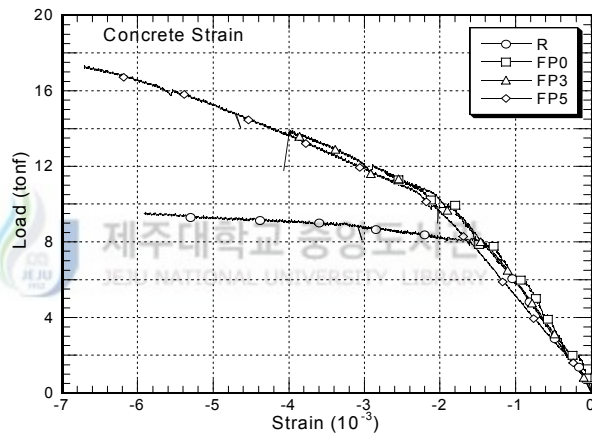
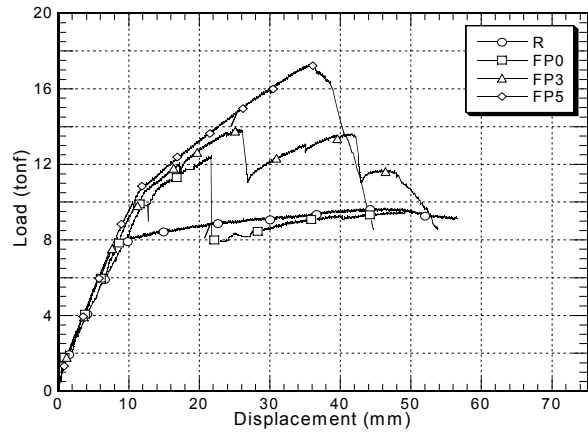


Fig. 5.12 Load-deflection, Load- concrete strain, Load-FRP strain curves

### 5.3.2 연성

연성은 구조물이 붕괴되기 전에 일정수준의 하중을 유지하면서 충분한 변형을 가져오게 하여 사전에 붕괴의 징후를 예측할 수 있는 중요한 요소이다. 또한 지진하중이 구조물에 작용 시 충분한 양의 에너지를 흡수하여 전체의 구조계가 붕괴되는 것을 막아주는 역할을 하게 한다. 이렇듯 연성은 구조물의 안전을 유지하는 중요한 요소로 이런 측면에서 연성의 확보는 필요한 사항이다.

철근콘크리트 보에 CFRP판을 이용하여 휨 보강을 하게 되면 내력의 향상으로 인한 보강효과는 상당히 발휘할 수 있으나 상대적으로 연성이 감소되는 측면이 있다. 특히 단부 박리파괴나 부착파괴와 같이 취성적인 파괴의 경우 더욱 그러하다. 일반적인 연성 평가방법 중 본 절에서는 4장의 경우와 같이 연성을 항복하중시의 처짐( $\Delta_y$ )과 극한하중시의 처짐( $\Delta_u$ )의 비로 나타내었다. 보강으로 인한 철근콘크리트 보의 각 거동형태에 따른 연성 평가방법이 Fig. 5.13에 나와 있다. 여기서 연성지수( $\mu$ )는 앞장의 식 4.41로 구할 수 있다.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.4.1)$$

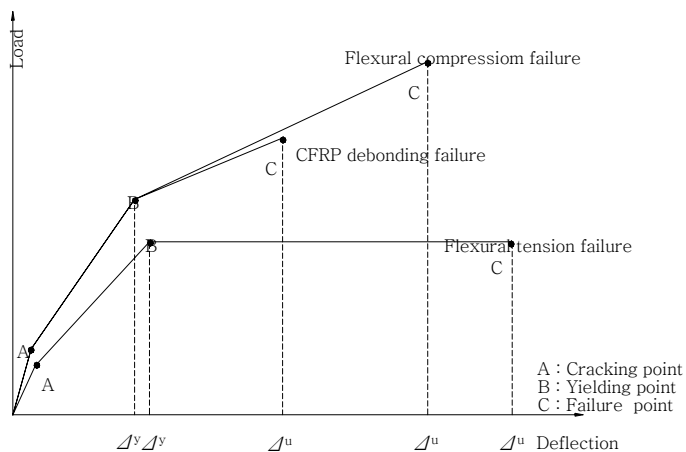


Fig. 5.13 Definition of ductility



본 장에서는 CFRP판 보강 보의 경우에 대하여 실험을 수행하였는데 앞 절의 파괴형태에 대한 기술에서 취성적인 파괴를 일으키는 형태의 경우에 있어서는 연성이 기존의 보강전의 보에 비하여 상당히 감소했음을 알 수 있다. Table 5.8에 위의 연성 평가 방법을 사용하여 계산한 각 시험체의 연성이 나와있다.

Table 5.8 Ductility index of test beams

시험체		항복하중시		극한하중시		연성	
		처짐(mm)	평균	처짐(mm)	평균		평균
R	1	10.99	10.99	34.71	40.52	3.16	3.69
	2	10.98		46.33		4.22	
FP0	1	12.16	12.42	17.76	17.86	1.46	1.44
	2	12.67		17.96		1.42	
FP1	1	12.73	12.27	19.10	18.43	1.50	1.50
	2	11.81		17.76		1.50	
FP2	1	12.68	12.40	27.47	25.23	2.17	2.04
	2	12.11		22.99		1.90	
FP3	1	12.78	12.78	25.33	26.11	1.98	2.04
	2	12.78		26.89		2.10	
FP4	1	11.93	11.92	35.65	33.96	2.99	2.85
	2	11.90		32.26		2.71	
FP5	1	10.47	11.26	37.09	36.58	3.54	3.27
	2	12.05		36.07		2.99	

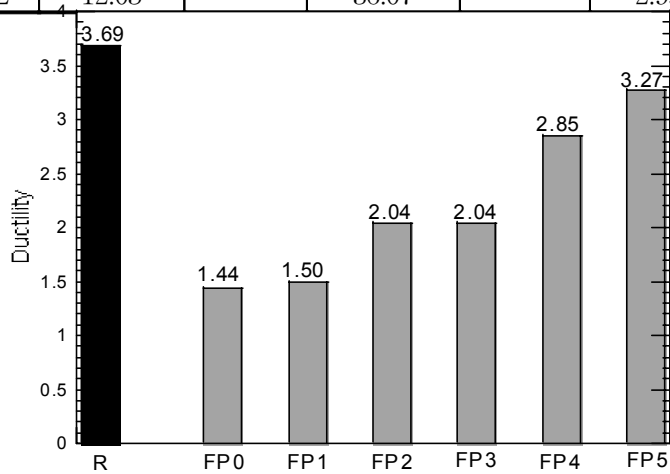


Fig. 5.14 Ductility index of test beams

## 5. 4 고찰

본 절은 실험결과를 토대로 실험인자에 대한 해석을 실시하였다. 실험시 관찰된 결과와 촬영한 사진을 토대로 부착과괴 메커니즘을 규명하였으며 CFRP판 경계면에서의 수평전단응력을 실험결과를 토대로 해석을 실시하였다. 또한 복부정착에 따른 보강효과를 분석하였다.

### 5.4.1 복부정착효과

CFRP판으로 휨 보강한 보에서 슈트를 이용하여 복부정착을 실시한 경우 정착 위치에 따라 서로 보강효과가 다르게 나타났다. 전단지간 중 단부를 정착한 시험체 FP1의 경우는 무정착 시험체FP0에 비해 극한하중은 약 1% 처짐은 약 3% 증가를 나타낸 반면 전단지간 중 하중 재하부를 정착한 시험체 FP2의 경우는 FP0에 비해 극한하중은 약 14% 처짐은 약 42% 증가한 것으로 나타났다. 다시 말해 단부에 정착한 경우는 무정착과 거의 동일한 하중과 처짐 값을 나타내고 있는 바 복부정착효과가 미미하였다. 그러나 하중재하부를 정착한 경우는 극한하중은 약간의 , 처짐은 상당한 효과를 나타내고 있다. 이는 CFRP판의 파괴가 하중재하부에서 시작되어 단부와 중앙부로 진행되는 것으로 볼 수 있다. 또한 FP3 시험체 즉 전단구간 전부를 정착한 경우에 있어서는 FP0에 비해 극한하중은 약 15% 처짐은 약 46% 증가를 보이고 있다. 그러나 이는 FP2와 비교했을 때 하중은 약 1% 처짐은 약 3%의 차이로 FP2와 FP3은 거의 동일한 정착효과를 보이는 것으로 볼 수 있다. 즉 FP1, FP2, FP3시험체의 극한하중의 증가와 처짐 값을 관찰해 보면 CFRP슈트를 이용하여 전단구간을 정착하는 경우에 있어서 그 정착효과는 하중 재하점에서 일정거리만큼은 정착력을 발휘하나 그 이후부터는 정착효과가 없거나 미미한 것으로 판단된다. FP4시험체는 FP3시험체와 동일한 정착을 실시했으나 정착량은 2장으로 실시한 경우이고 FP5는 섬유 방향을 45°로 기울여서 정착한 경우이다. FP4는 FP3과 비교했을 때 극한하중은 약 30% 처짐은 약 90% 증가를 나타내었다. 시험보 FP3과는 극한하중과 처짐에서 모두 거의 2배의

증가효과를 나타내고 있다. 파괴형태를 보면 FP4는 경계면의 CFRP판의 부착파괴와 압축부의 콘크리트파괴가 동시에 일어나는 파괴이다.

FP5시험체는 본 실험에서 실시한 시험체중 가장 높은 극한하중과 처짐 값을 나타내었는데 하중은 FP0에 비해 약 45% 처짐은 약 104%가 증가한 것으로 나타났다. 또한 부착파괴나 경계면 전단파괴가 발생하지 않은 것으로 나타났다. 다음 Fig. 5.15에 각 시험체에서 복부정착으로 인한 극한하중증가 효과가 나타나 있다. 막대그래프의 2.70 tonf에 해당하는 부분은 CFRP판의 부착력이 저항해주는 보강 효과이고 나머지 부분은 복부정착 슈트가 저항해서 생긴 보강효과이다.

여기서 Fig. 5.8, Fig. 5.16과 Fig. 5.17의 파괴 상황을 토대로 정착슈트의 정착방향을 90°와 45°로 하여 정착한 경우에 대하여 정착효과를 분석해 보면, 우선 90°정착한 시험체 FP3(Fig. 5.8)은 파괴 전에 전단균열이 복부정착슈트 윗부분까지 발생하고 정착슈트의 정착력이 부족하여 부착파괴가 발생하였다. 2장의 슈트로 정착한 FP4(Fig. 5.16)의 경우는 FP2와 FP3의 경우와 같이 정착슈트 하면이 찢겨지는 부착파괴는 일어나지 않았으나 복부에서는 슈트에서 균열이 관찰되고 하중점 부근의 전단균열은 정착슈트 윗부분까지 성장한 것을 볼 수 있다.

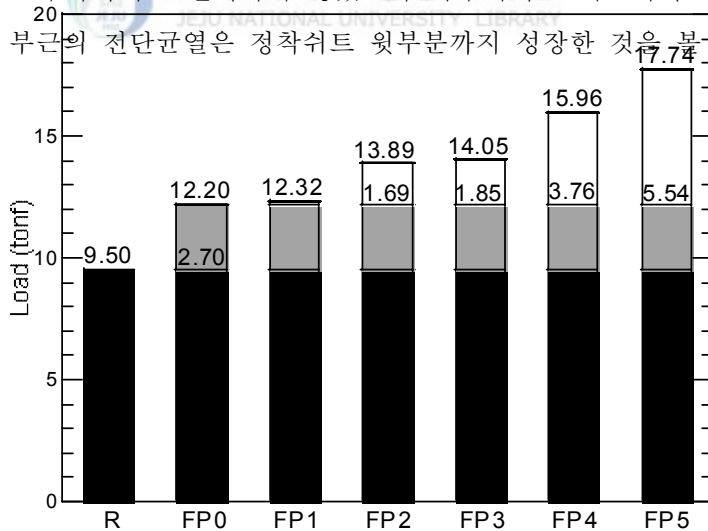


Fig. 5.15 Ultimate load of test beams

또한 최종적으로 콘크리트의 압괴가 발생되고 나서는 하중점 부분의 복부정착 슈트의 일부분은 콘크리트 표면에서 탈락되는 현상이 나타났다. 그러나 45° 정착을 한 FP5(Fig. 5.17)에서는 휨 압축파괴가 발생 시 정착부 윗부분까지 미처 전단균열이 발생하지 않았다. 이는 45° 정착으로 인하여 정착슈트가 전단보강효과를 발휘하고 또한 전단구간에서의 정착슈트 섬유 방향이 사인장 응력의 방향과 일치하여 사인장 균열의 발생과 성장을 억제함으로써 부착파괴의 한 원인인 과도한 전단변형을 제어하는 효과를 발휘하는 것으로 볼 수 있다. 즉 복부에서의 전단균열의 억제효과로 인해 복부의 부착효과가 향상되는 것으로 생각할 수 있다.



Fig. 5.16 Diagonal crack patterns of FP4-1

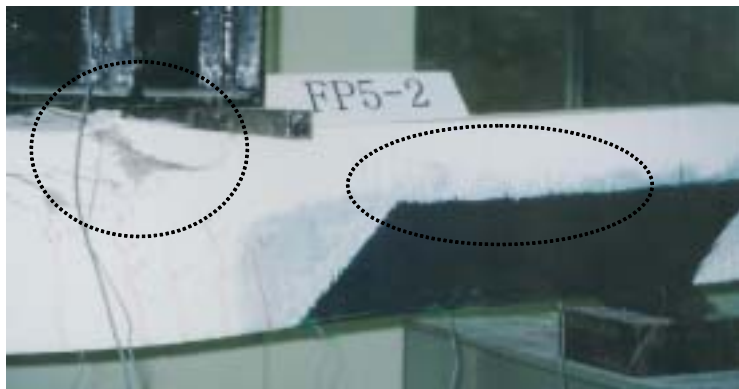


Fig. 5.17 Flexural crack patterns of FP5-2

복부정착쉬트가 정착효과를 발휘하는 메커니즘을 살펴보면 90°로 정착한 경우는 CFRP판의 인장력을 정착한 섬유와 에폭시의 전단에 대한 저항력으로 정착 효과를 발휘하는 것으로 볼 수 있으며 45°로 정착한 경우의 정착 메커니즘은 CFRP판의 인장력을 복부정착쉬트가 섬유자체의 인장력으로 저항하는 것이다.

이상에서와 같이 정착쉬트의 경우는 보에 수직으로 정착한 경우보다는 45°로 정착한 경우가 훨씬 효과적이며 정착량을 증가시킬수록 정착효과 또한 우수한 것으로 나타났다. 이는 복부정착쉬트가 전단균열의 발생을 억제하고 콘크리트의 부착력을 대신하여 섬유의 인장력으로 정착력을 발휘하기 때문으로 판단된다. 이러한 복부정착 쉬트는 하중점 부근의 철근항복 구간에서 주로 정착효과를 발휘하고 휨의 영향이 적은 지점부는 정착효과 없이도 콘크리트의 부착력만으로도 충분히 CFRP판의 인장력을 부담할 수 있는 것으로 볼 수 있다.

Fig. 5.18에는 쉬트 정착으로 인한 각 시험체에서의 하중의 증가량과 연성의 증가량을 막대그래프로 나타내고 있다. 그림에서 보듯이 쉬트 정착으로 인한 효과는 하중과 연성 모두 증가하는 것으로 나타나고 있으며 특히 연성의 증가가 하중증가효과보다 월등한 것으로 나타나고 있다.

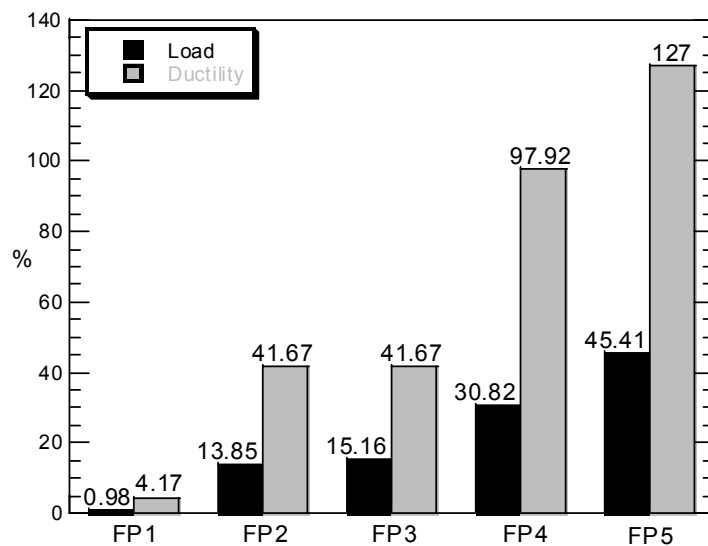


Fig. 5.18 Increasing percentage of ultimate load and ductility

#### 5.4.2 CFRP판의 인장력과 경계면 수평전단응력

CFRP판 하면에 부착된 게이지를 통해 CFRP판의 변형률을 측정하여 CFRP판의 변형률분포 상황을 토대로 하여 CFRP판의 인장력 변화를 고찰하였다. 또한 CFRP판의 변형률을 통해 CFRP판의 인장력과 CFRP판과 콘크리트 경계면에서의 수평전단응력을 측정하였다.

##### 5.4.2.1 CFRP판의 인장력

Fig. 5.19는 FP0, FP3, FP5의 하중증가에 따른 CFRP판의 변형률분포 모습을 보여주고 있다. 그림에서 보듯이 세 시험체 모두 철근항복 전까지의 CFRP판의 변형률분포는 휨 모멘트 모양과 같으며 변형률 증가량도 전구간에 걸쳐 거의 일정하였다. 그러나 철근항복 후의 하중단계에서의 CFRP판 변형률분포는 순수 휨 구간의 경우 철근항복으로 철근항복이전 단계에 비해 그 증가폭이 큰 것을 알 수 있다. 또한 전단구간 중 하중점 부근의 경우는 CFRP판의 보강으로 인하여 일반 철근콘크리트 보에서와는 달리 철근항복 하중이후에서도 철근의 항복이 지점 쪽으로 진행되어 철근의 소성변형과 휨 균열의 확대로 그 분포가 휨 모멘트 도의 모양에서 다소 벗어나고 있으며 변형률 증가량은 철근항복에 의한 CFRP판의 인장력 부담의 증가로 크게 늘어나고 있다. 즉 전단구간에서의 CFRP판의 인장력( $T_{FRPu}$ )은 철근항복이전 하중단계에서는 전 구간에 걸쳐 일정한 기울기를 지니는 직선으로 여길 수 있으며 철근항복이후부터 극한하중 시까지는 철근항복 점을 기준으로 두 개의 기울기를 가지는 직선으로 나타낼 수 있다. 철근항복구간에서의 CFRP판의 인장력 증가율은 철근이 항복하지 않은 곳에 비해 증가율이 큰 것을 알 수 있다. 이는 전단구간에서 철근이 항복함에 따라 CFRP판의 인장력 부담이 증가하는 것이다. 또한 FP5시험체는 전단구간을 45°로 복부정착을 실시한 시험체로 복부정착으로 인하여 보강효과가 증대됨으로 FP0과 FP3보다 전단구간에서 철근의 항복이 더 진행된 것을 알 수 있다. 여기서 CFRP판의 인장력( $T_{FRPu}$ )은 다음의 해석적 방법을 통해 계산할 수 있다.

Table 5.9는 아래의 해석적인 방법으로 계산한 CFRP판의 인장력과 실험을 통해 측정된 CFRP판의 인장력을 나타내고 있다. 여기서 CFRP판 하면의 변형률

게이지를 통해 측정된 인장력과 해석적으로 계산된 값이 거의 일치함을 보이고 있음을 알 수 있다.

$$T_{FRPu} = \frac{M_{FRP}}{h - \frac{a}{2}} \quad (5.4.1)$$

$$M_{FRP} = M_u - (A_s f_y - A_s' f_s') \left( d - \frac{a}{2} \right) - A_s' f_s' (d - d') \quad (5.4.2)$$

$$a = \frac{A_s f_y + A_f f_f - A_s' f_s'}{0.85 f_{ck} b} \quad (5.4.3)$$

$M_u$ 는 실험 시 측정된 극한하중으로 계산한 극한 휨 모멘트이고  $a$ 는 등가 압축블럭의 깊이이다.  $h$ 는 보의 높이를 나타내고 있으며  $M_{FRP}$ 는 FRP에 의한 보강모멘트이다.

Table 5.9 Strain and tensile force in CFRP plate

Specimen		Tested		Calculated	Tested/Calculated
		Strain	$T_{FRPu}$ (kgf)	$T_{FRPu}$ (kgf)	
FP0	1	0.00607	7141	7076	1.01
	2	0.00636	7482	6182	1.21
FP1	1	0.00583	6859	6461	1.06
	2	0.00553	6506	7232	0.90
FP2	1	0.00856	10071	10239	0.98
	2	0.00762	8965	9097	0.99
FP3	1	0.00760	8941	9668	0.92
	2	0.00901	10600	10239	1.04
FP4	1	0.00982	11553	13914	0.83
	2	0.00977	11494	13320	0.86
FP5	1	-	-	18102	-
	2	-	-	16443	-

\* Table 5.9의 -는 게이지가 측정되지 않은 시험체 임

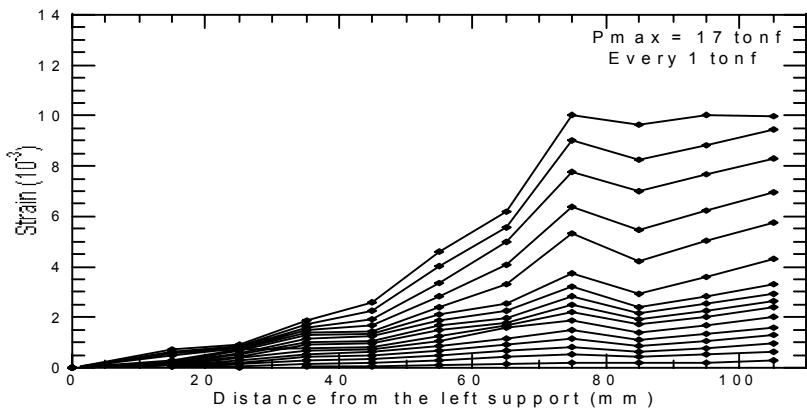
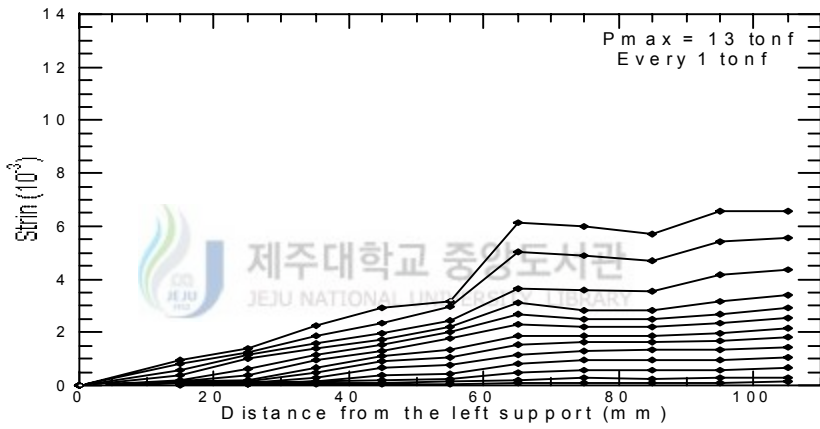
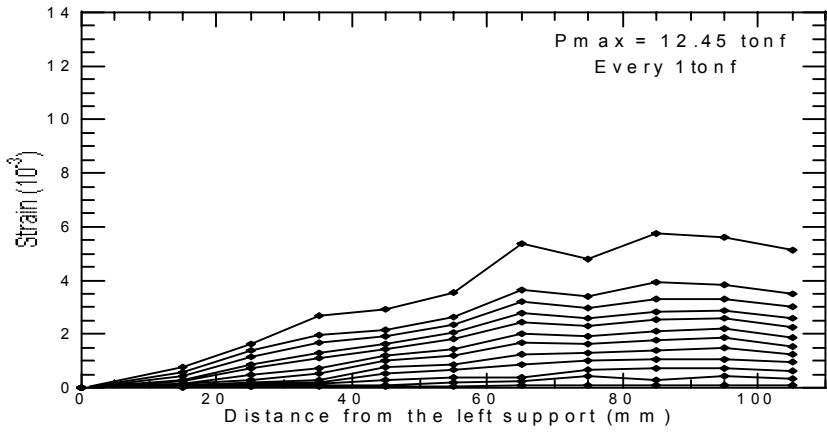


Fig. 5.19 CFRP strain distributions according to load



#### 5.4.2.2 CFRP판과 콘크리트사이의 경계면 수평전단응력

앞 절에서 CFRP판에 부착된 게이지를 통해 변형률분포를 살펴보았으며 이 측정된 변형률 값으로 CFRP판의 인장력을 계산 하였다. 본 절에서는 부착된 게이지의 측정값을 토대로 하여 CFRP판과 콘크리트 사이의 경계면 수평전단응력을 알아보려고 한다.

Fig. 5.20은 시험체 하면의 CFRP판에 부착된 게이지의 위치를 나타내주고 있다. 게이지 사이의 거리는 10 cm로 인접한 두 게이지 사이에서의 수평전단응력 ( $\tau_x$ )은 일정하다는 가정 하에 다음의 식 5.4.4로 각 구간에서의 수평전단응력을 구할 수 있다.

$$\tau_x = \frac{(\epsilon_x - \epsilon_{x-1})E_f t_f}{l_x - l_{x-1}} \quad (5.4.4)$$

여기서,  $E_f$ 는 CFRP판의 탄성계수이고  $t_f$ 는 CFRP판의 두께이다.

Fig. 5.21은 실험에서 측정된 변형률 값을 각 구간에 대해 위 식으로 계산한 후 그래프 상에 나타내었다. 즉 Fig. 5.21은 앞 절의 Fig. 5.19의 CFRP판의 변형률 상태를 수평전단응력으로 나타낸 것이다. Fig. 5.21에서 FP0과 FP3의 경우 10 tonf 까지의 수평전단응력 분포는 측정지점마다 약간의 차이는 있으나 전체적으로 보면 일정한 값으로 생각할 수 있다. 그러나 12 tonf에 해당하는 수평전단응력은 하중재하 부분의 60 cm 에서의 전단응력이 다른 구간에 비해 큰 값을 나타내고 있다.(Fig. 5.21) 이를 제외한 나머지의 수평전단응력은 이전 하중단계에서와 마찬가지로 일정한 값을 나타내고 있다. 이는 하중재하점부터 철근이 항복이 시작되어 60 cm 부분까지 철근이 항복됨으로써 이곳에서의 CFRP판의 인장력이 급격히 증가되어 수평전단응력도 변하게 되는 것이다. 그리고 FP5는 초기 하중에서는 전단구간상의 모든 전단응력이 거의 일정한 값을 보여주고 있으나 앞의 경우와 마찬가지로 하중이 12 tonf를 넘어서면서부터는 전단응력의 값의 차이를 보이고 있다. FP5에서의 수평전단응력의 변화는 FP0과 FP3에서보다 지점쪽으로 더 진행되고 있는 것을 볼 수 있다. 이러한 결과는 앞 절에서도 언급하였듯이 CFRP판의 보강으로 인하여 철근항복하중 이상으로 하중이 증가함에 따라 전단

구간에서 철근의 항복이 진행됨으로서 이 항복구간에서는 CFRP판의 인장력 부담 증가로 경계면 수평전단응력 또한 급격한 증가를 이루는 것이다. 위의 사실로부터 CFRP판과 콘크리트 사이의 경계면 수평전단응력은 철근항복 점을 기준으로 수평전단응력 상태가 변하는 불연속이 생기게 되는 것이다. 여기서 지점부의 CFRP판에는 게이지가 부착되어있지 않아 단부에서의 응력집중으로 인한 변형률의 증가는 확인 할 수 없었다. 또한 게이지 간의 거리가 10 cm로 실제의 전단구간에서 철근이 항복이 진행된 거리를 측정된 값으로는 계산결과와 비교는 할 수 없었다.

Fig. 5.21에서의 FP0의 수평전단응력은 CFRP판과 콘크리트의 부착력에 의한 수평전단응력을 나타낸 것이고 FP3의 수평전단응력은 복부정착으로 인하여 복부정착쉬트와 에폭시가 전단력으로 저항하는 값을 포함하여 나타내고 있다. FP5에서는 복부정착쉬트의 인장력으로 저항하는 값을 수평전단응력으로 나타낸 것이다.

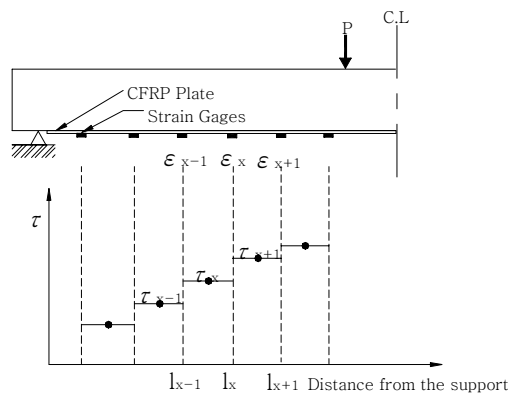


Fig. 5.20 Distribution of shear stress from experimental measurement

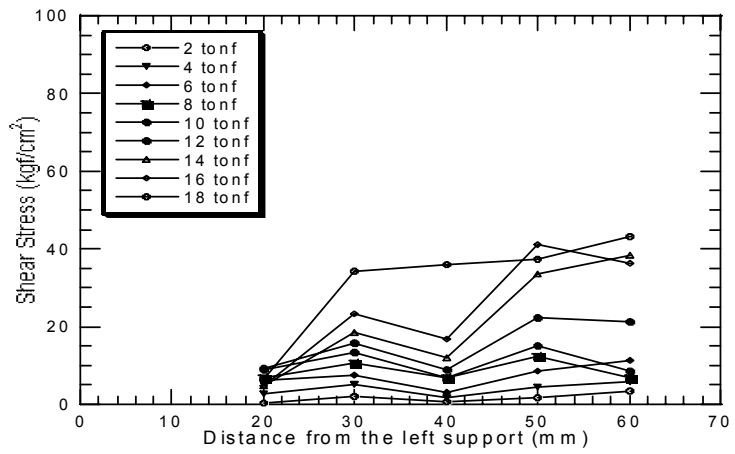
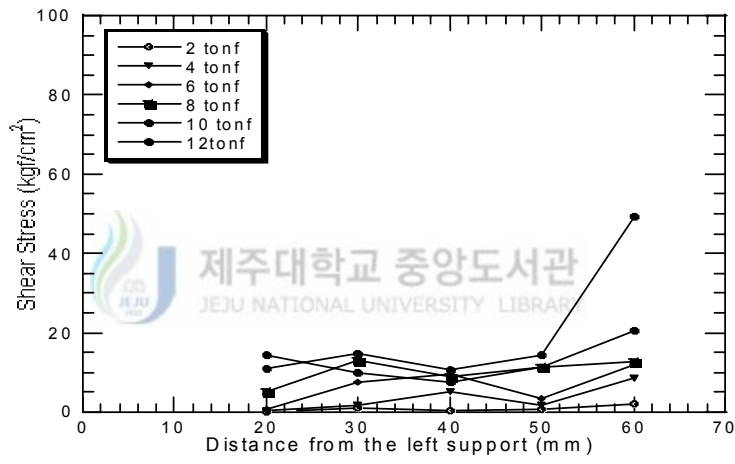
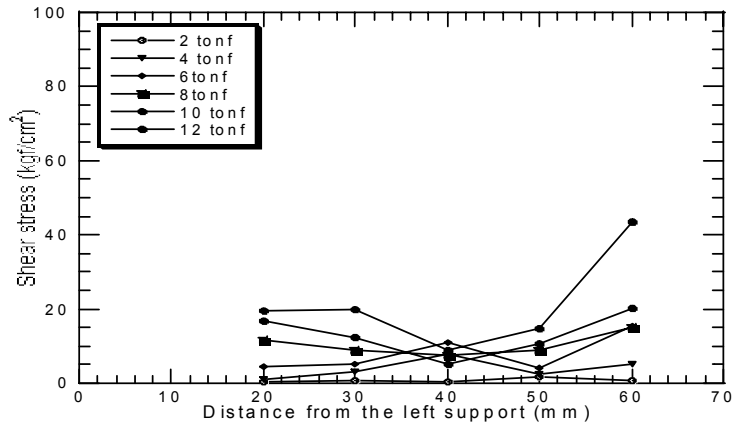


Fig. 5.21 Horizontal shear stress between CFRP plate and concrete

앞 절과 본 절에서의 언급된 사실로부터 CFRP판으로 보강한 철근콘크리트 보에서 극한하중작용시의 CFRP판의 인장력, 철근의 인장력 그리고 경계면에서의 수평전단응력의 분포 모습을 하중상태에 따라 다음의 Fig. 5.22와 Fig. 5.23과 같이 나타낼 수 있다. Fig. 5.22는 철근항복 시의 모습을 나타내고 있다.

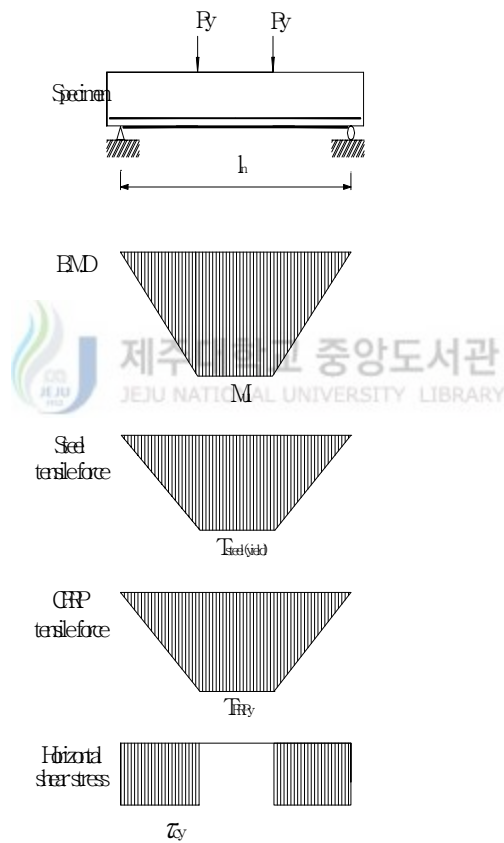


Fig. 5.22 Tensile force and horizontal shear stress of CFRP plate at steel yielding load level

Fig5.23은 극한하중시의 CFRP판의 인장력과 경계면 수평전단응력의 모습을 나타내고 있는 그림이다.

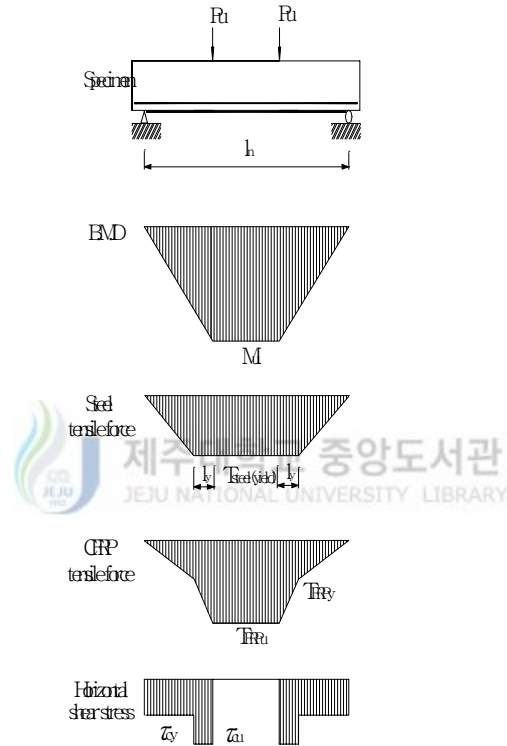


Fig. 5.23 Tensile force and horizontal shear stress of CFRP plate at ultimate load level

위의 사실로부터 극한하중하에서 경계면 수평전단응력은 철근항복 점을 기준으로 두 구간으로 나누어 다음과 같이 해석할 수 있다. 여기서 Fig. 5.24는 극한하중 작용시 CFRP판 보강 단순보의 모습이다.

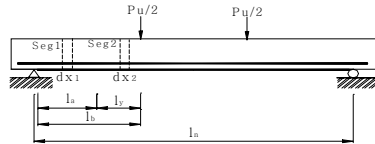


Fig. 5.24 Test specimen at ultimate load level

Fig. 5.24에서 전단구간에서 철근의 항복이 진행된 거리  $l_y$ 는 4점하중의 경우  $l_y = l_n/3 - 2M_y/P_u$  이다. 여기서  $M_y$ 는 철근항복시의 항복모멘트로서 3장의 비선형 해석을 통해 구할 수 있다.  $l_n$ 은 보의 순 지간  $P_u$ 는 극한하중이다.

Seg1에 대한 수평전단응력을 나타내며 Fig. 5.25와 같다.

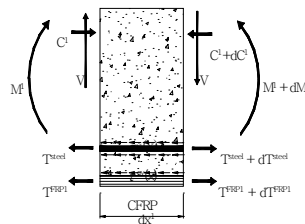


Fig. 5.25 Free body diagram of Seg1

Fig. 5.24에서 휨 전단구간 중 철근이 항복하지 않은 Seg1에서의 수평전단응력을 나타내면 다음과 같다. Fig. 5.25는 Fig. 5.24의 미소요소 seg1의 응력상태를 나타내고 있다.

Fig. 5.25에서 미소구간  $dx_1$ 에서의 CFRP판의 인장력의 변화를  $dT_{FRP1}$ 라하고 CFRP판의 변형률의 변화를  $d\varepsilon_{frp1}$ , CFRP판의 폭을  $b$ , 두께를  $t$  라 하면 CFRP판의 인장력  $dT_{FRP1}$ 는 다음 식으로 표현할 수 있다.

$$\frac{dT_{FRP1}}{dx_1} = E_f \frac{d\varepsilon_{frp1}}{dx_1} b t \quad (5.4.5)$$

$$dT_{FRP1} = E_f b t d\varepsilon_{frp1} \quad (5.4.6)$$

수평방향 힘에 대한 힘의 평형조건으로부터

$$T_{FRP1} + \tau_{cy}(x) b dx = T_{FRP1} + dT_{FRP1} \quad (5.4.7)$$

식 5.4.7에 식 5.4.6을 대입하여 정리하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau_{cy}(x) b dx_1 = E_f b t d\varepsilon_{frp1} \quad (5.4.8)$$

$$\tau_{cy}(x) = \frac{E_f t d\varepsilon_{frp1}}{dx_1} \quad (5.4.9)$$

그러나 이 구간( $l_a$ )에서의 전단응력 상태는 전구간에 걸쳐 전단응력이 일정한 것으로 가정할 수 있으며 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\tau_{cy} = \frac{T_{FRPy}}{b l_a} \quad (5.4.10)$$

여기서  $T_{FRPy}$ 는 철근항복시의 CFRP판의 인장력으로  $T_{FRPy} = E_f b t \varepsilon_{frpy}$  이다. 그러므로 철근항복 점까지의 수평전단응력은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

휨 전단구간 중 철근이 항복된 구간(Seg2)에서의 수평전단응력을 나타내면 다음과 같다.

Fig. 5.26은 Fig. 5.24의 미소요소 seg2의 응력상태를 나타내고 있다.

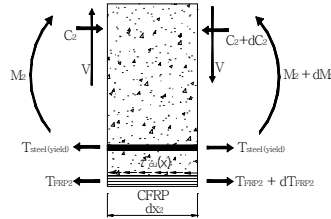


Fig5.26 Free body diagram of Seg2

Seg2에서 미소구간  $dx_2$ 에서의 CFRP판의 인장력의 변화는 Seg1에서와 마찬가지로 다음 식으로 표현할 수 있다.

$$\frac{dT_{FRP2}}{dx_2} = E_f \frac{d\varepsilon_{frp2}}{dx_2} b t \quad (5.4.11)$$

$$dT_{FRP2} = E_f b t d\varepsilon_{frp2} \quad (5.4.12)$$

수평방향 힘에 대한 힘의 평형조건으로부터

$$T_{FRP2} + \tau_{cu}(x) b dx_2 = T_{FRP2} + dT_{FRP2} \quad (5.4.13)$$

식 5.4.12를 식 5.4.13에 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\tau_{cu}(x) b dx_2 = E_f b t d\varepsilon_{frp2} \quad (5.4.14)$$

미소구간  $dx_2$ 에서의 전단응력을 구간  $l_y$ 에 대하여 나타내면

$$\tau_{cu}(x) = \frac{E_f t d\varepsilon_{frp2}}{dx_2} \quad (5.4.15)$$

이 구간( $l_y$ )에서의 수평전단응력 또한 Seg1에서와 마찬가지로 일정하다는 가정 하에  $\tau_{cu}$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau_{cu} = \frac{T_{FRP2} - T_{FRP1}}{b(l_b - l_a)} \quad (5.4.16)$$



여기서  $T_{FRPu} = E_f b t \epsilon_{frpu}$ 이다.

이상의 과정으로 CFRP판 보강 보에서의 수평전단응력을 계산할 수 있다.

Table 5.10에 위의 식 5.4.10과 식 5.4.16을 이용하여 계산된 각 시험체의 수평전단응력과 철근항복구간이 나와 있다. 휨 전단구간에서 인장철근의 항복은 복부 정착이 없는 상태(FP0, FP1)의 경우는 하중 점에서 약 13cm정도 항복이 진행되고, FP5와 같이 콘크리트 압축파괴가 발생한 경우에는 약 31cm 까지 항복이 진행된 것으로 나타나고 있다.

아래의 수평전단응력 값( $\tau_{cy}$ ,  $\tau_{cu}$ )들은 휨 보강한 보가 부착파괴가 발생하는 경우에 대한 값이다. 철근항복구간에서의 콘크리트만에 의한 수평전단응력( $\tau_{cu}$ )은 평균적으로  $3.33\sqrt{f_{ck}}$ 로 나타나고 있다.

Table 5.10 Bond stress, yield length, CFRP ultimate force

시험체		Pu (tonf)	Mu (tf*m)	$\Delta M_{FRP}$ (tf*m)	$l_y$ (cm)	$T_s$ (kgf)	$T_{FRPu}$ (kgf)	수평전단응력 ( $kgf/cm^2$ )	
								$\tau_{cy}$	$\tau_{cu}$
R	평균	9.50	3.324	-	-	16368	-	-	-
FP0	1	12.45	4.358	1.491	14.42	16368	7076	12.06	52.62
	2	11.94	4.179	1.312	12.04	16368	6182	11.52	48.17
FP1	1	12.10	4.235	1.368	12.81	16368	6461	11.68	49.63
	2	12.54	4.389	1.522	14.82	16368	7232	12.16	53.31
FP2	1	14.20	4.970	2.103	21.27	16368	10239	13.75	65.42
	2	13.58	4.753	1.886	19.04	16368	9097	13.14	61.08
FP3	1	13.89	4.862	1.995	20.18	16368	9668	13.45	63.29
	2	14.20	4.970	2.103	21.27	16368	10239	13.75	65.42
FP4	1	16.11	5.639	2.772	27.05	16368	13914	15.65	78.61
	2	15.81	5.534	2.667	26.23	16368	13320	15.35	76.54
FP5	1	18.13	6.346	3.479	31.83	16368	18102	17.66	93.12
	2	17.35	6.073	3.206	30.12	16368	16443	16.88	87.39

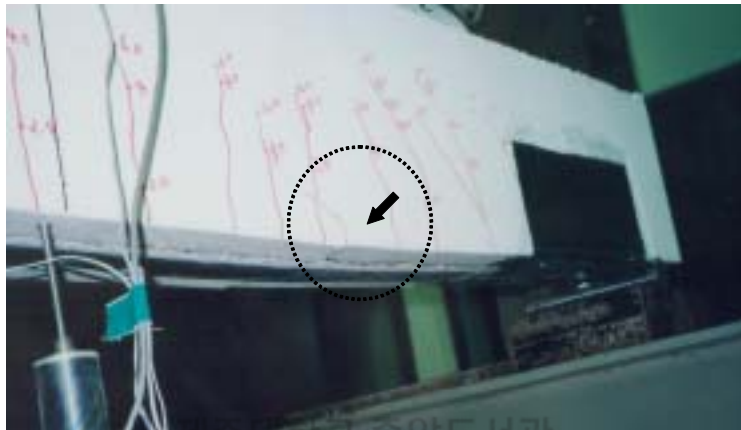
#### 5.4.3 CFRP판 보강 철근콘크리트 보의 부착파괴 메커니즘

CFRP판 보강 보에서 부착파괴는 단부 박리파괴와는 달리 중앙부에서부터 파괴가 시작되는 파괴로 그 파괴가 명확하게 알려져 있지 않다. 본 실험을 통해 관찰한 결과를 토대로 부착파괴 메커니즘을 살펴보면 우선 부착파괴는 첫째 철근 항복하중이후 전단구간에서의 철근이 계속적으로 항복해 가면서 CFRP판의 인장력 부담을 증가시키게 된다. 또한 전단구간에서 철근이 항복하지 않은 곳과 항복이 진행된 곳에서 경계면 부착력이 불연속이 생기게 된다. 둘째 이 철근 항복구간에서의 주 철근의 경우는 철근이 소성상태에서 다우웰 작용을 하게 되므로 다우웰 작용에 의한 전단변형 제어능력이 떨어지게 되어 탄성상태에 비해 전단변형이 커지게 되는 것이다. 즉 부착파괴는 전술한 두 가지의 요소가 조합되면서 단부에서의 박리력에 앞서 철근항복 구간에서 부착력을 상실시키는 것이다. 즉 전단구간에서 인장철근의 항복으로 CFRP판에 과도한 변형에너지가 축적되고 이 상태에서 전단변형이 증가함으로 콘크리트의 부착력이 더 이상 저항하지 못하여 부착파괴가 발생하게 되는 것이다. CFRP판 경계면 부착력의 경우는 보강량이 적으면 적을수록 경계면 부착력 불연속 차가 커지게 되어 부착파괴가 일어나기 쉽다. Fig. 5.27에 부착 파괴된 시험체의 모습이 나와 있다. 그림에서 보듯이 원안의 화살표 표시된 부분의 균열은 부착 파괴되면서 발생한 균열로서 전단변형에 의하여 균열사이에 단 차가 발생한 것을 볼 수 있다. 이는 위에서 언급하였듯이 CFRP판의 보강량이 적고 또한 철근이 항복함으로써 전단변형이 급격히 증가하게 되어 하중재하점과 전단구간 중 철근의 항복이 진행된 곳에서 부착파괴가 시작되는 것으로 볼 수 있다.

Fig. 5.28(FP0)의 원안의 모습은 부착파괴 발생후의 지점부의 모습을 나타내주고 있다. 그림에서 보듯이 지점부에서는 콘크리트 경계면에서 부착파괴가 미처 발행하기 못하고 CFRP판과 접착제 사이로 분리된 것을 볼 수 있다. 이는 하중재하부분에서 일시에 발생하는 부착파괴가 지점부까지 영향을 주지 못하는 것으로 생각할 수 있다.

본 실험에 사용된 시험체는 내부에 전단보강을 위하여 충분한 양의 전단철근으로 전단 보강이 된 상태이다. 이 전단 철근은 콘크리트의 전단균열후의 전단파괴

를 방지하는데는 효과적이거나 부작용의 한 원인인 전단변형의 제어능력은 그리 크지 않은 것으로 볼 수 있다. 이는 실제의 구조물에 있어서도 내부에 충분한 양의 전단철근이 보강되어 전단파괴가 발생하지 않더라도 전단균열의 발생으로 전단변형에 의한 부작용이 발생할 가능성이 매우 높다.



세주대학교 중앙도서관  
Fig. 5.27 Interfacial debonding failure

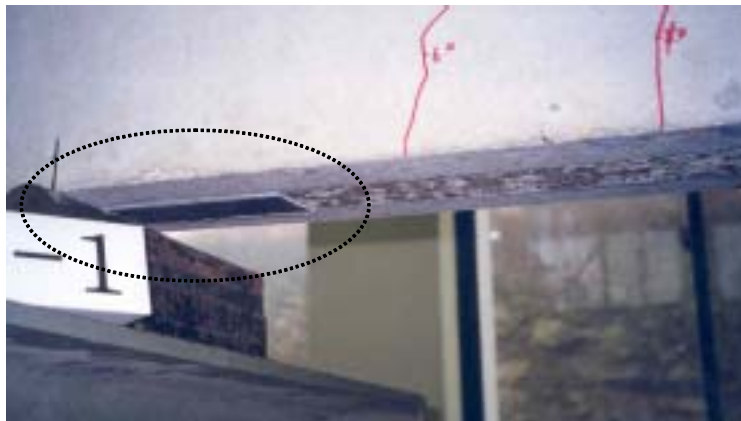


Fig. 5.28 Real view of support after deonding failure

## 5.5 소 결

본 장에서는 CFRP판의 부착파괴 메커니즘과 복부정착효과를 알아보기 위한 실험을 통해 다음의 결론을 얻을 수 있다.

- CFRP판으로 보강된 철근콘크리트 보의 파괴형태인 CFRP판의 부착파괴는 순간적으로 하중 재하부분에서 시작하여 지점으로 진행되는 경계면 콘크리트 수평전단파괴로서 파괴 시 CFRP판의 응력분포는 철근항복 구간에서 증가가 커지는 것을 알 수 있다.
- CFRP판의 부착파괴 시 복부정착쉬트에 의한 복부정착효과는 하중재하점에서 지점으로 일정거리만큼( $l_y$ )은 정착효과를 발휘하였으며 지점부부에서의 정착효과는 미미하거나 거의 없는 것으로 나타났다.
- 복부정착섬유를 45°방향으로 하여 복부정착할 경우는 수직방향으로 하여 정착하는 것에 비해 정착효과가 월등하게 나타나고 있으며 실제 구조물에 정착시에는 정착섬유의 방향을 고려하여 정착을 실시하는 것이 효과적일 것으로 판단된다.
- 보통 철근비를 가진 보에서 CFRP판으로 휨 보강 후 CFRP쉬트를 이용하여 복부정착을 실시할 경우 복부정착효과를 발휘하는 시험체 FP2, FP3, FP4, FP5에서는 하중증가효과에 비해 연성개선 효과가 탁월한 것으로 나타났으며 이를 통해 복부정착은 구조부재의 연성능력의 개선과 취성파괴방지를 위해 효과적임을 알 수 있다.
- CFRP판의 인장력은 초기에는 콘크리트의 부착력이 저항해주고 부착력 상실 이후 하중단계에서는 정착쉬트의 정착력이 저항하는 것으로 나타났다.

## VI. FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴기준

### 6.1 서론

FRP보강 철근콘크리트 보에서의 조기파괴는 앞 2장에서도 언급하였듯이 단부에서 발생하는 단부 박리파괴와 하중재하부분에서 발생하는 부착파괴로 나눌 수 있다. 단부 박리파괴의 경우는 단부의 콘크리트 피복이 벗겨지지 않고 보강재와 콘크리트 사이가 벗겨지는 벗김 박리파괴를 또 하나의 다른 파괴형태로 분류하기도 하고 있다. 또한 부착파괴는 파괴유발 균열의 형태에 따라 휨 균열에 의한 부착파괴와 휨 전단균열에 의한 부착파괴로 나누고 있다.(FRP Strengthened RC Structures, 2002) 이러한 여러 형태의 파괴는 지금까지 여러 연구자에 의해 실험을 통해 관찰된 파괴형태를 최종적인 파괴모습과 파괴 발생위치 등을 근거로 하여 나타내고 있다.

본 장에서는 5장의 부착파괴 실험결과와 기존의 단부 박리파괴 원인을 기초로 하여 조기파괴원인을 새롭게 정의하였다. 이 조기파괴원인을 토대로 조기파괴 메커니즘을 규명하고 조기파괴기준(Premature failure criterion)을 제시하였다. 즉 조기파괴의 두 가지 형태인 단부 박리파괴와 부착파괴와의 연관성을 입증하였다.

### 6.2 시험체 설명

FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴 메커니즘을 설명하기 위하여 여러 연구자에 의해 기 발표된 논문의 결과를 참고로 하였다. 각 논문에 수록된 실험결과를 토대로 하여 아래에 표로 나타내었다. 여기서, 시험체 번호는 각 시험체의 통일성을 기하기 위하여 다시 부여하였으며 각 변수별로 분리하여 구성하였다. 파

파괴형태는 각 연구자의 분류명칭이 달라 본 장에서는 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴로 수정하여 나타내었다. 기존의 연구문헌에서의 파괴형태 중 경계면 전단 박리파괴, Plate Separation, 계면박리파괴, 부착파괴, 슈트 박리파괴 등은 하중점 부착파괴로 분류하였으며 콘크리트 덮개박리파괴, rip-off파괴는 단부 박리파괴로 분류하였다. 분류 시는 문헌상의 그림에 나와있는 파괴형태와 실험결과를 주로 참고로 하였으며 이들 파괴형태는 실제로는 같은 파괴이나 연구자들마다 약간씩 다르게 표현하고 있는 것을 통일하였다. 여기서 본 장에서 구분하고있는 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴는 5장의 실험결과에서 나타난 조기파괴의 파괴원인을 근거로 두 형태의 파괴로 분류하였다. 이들 파괴형태에 대한 파괴원인 설명은 다음절에서 자세히 기술하였다.

### 6.2.1 기존문헌의 실험결과

5장의 실험결과와 다른 여러 연구자에 의해 연구된 연구결과를 Table 6.1~ Table 6.4에 나타내었다.

Table 6.1 Ultimate load and failure mode according to FRP reinforcement

참고문헌	시험체	변경된 시험체	보강량 (Sheet)	보강 길이	극한하중	파괴 형태	
						문 헌	수 정
박상렬등 (2000)	CF0	A1-0	0	0	9.49(tonf)	휨 인장 파괴	-
	CF1	A1-1	1	-	11.36	보강재 항복	-
	CF2	A1-2	2	-	12.89	계면 박리	P.F
	CF3	A1-3	3	-	13.49	rip-off	E.F
	CF4	A1-4	4	-	13.62	rip-off	E.F
	CF6	A1-5	6	-	13.92	rip-off	E.F
박상렬 (2001)	F0	A2-1	0	0	7.44(tonf)	휨 인장 파괴	-
	F1	A2-1	1	0.95L	10.59	경계면 전단박리파괴	P.F
	F2	A2-2	2	0.95L	11.69	경계면 전단박리파괴	P.F
	F3	A2-3	3	0.95L	12.97	경계면 전단박리파괴	P.F
	F4	A2-4	4	0.95L	13.93	경계면 전단박리파괴	P.F
조재열 (2001)	C0	A3-0	0	0	89(KN)	Flexural Failure	-
	C1	A3-1	1	0.95L	107	Plate Separation	P.F
	C2	A3-2	2	0.95L	125	Plate Separation	P.F
	C3	A3-3	3	0.95L	132	Plate Separation	P.F

Table 6.1은 CFRP쉬트의 보강량을 변수로 한 시험체의 실험결과를 나타내었다. 박상렬 등(2000), 박상렬(2001) 조재열(2001)의 실험결과 중 보강량을 증가시켜 보강효과를 검증한 내용만을 재구성하였으며 보강량과 보강길이 그리고 파괴형태를 나타내었다. 여기서, 단부 박리파괴는 E.F로 하중점 부착파괴는 P.F로 표기하여 표에 나타내었다. 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴의 정의는 다음절에서 자세히 설명될 것이다.

Table 6.2 Ultimate load and failure mode according to strengthening width

참고문헌	시험체	변경된 시험체	보강폭 (cm)	보강길이	극한하중 (tonf)	파괴형태	
						문헌	수정
심종성등 (1998)	Con	B1-0	0	0	6.30	휨파괴	-
	C6-N5	B1-1	5	0.6L	8.86	rip-off 파괴	E.F
	C6-N10	B1-2	10	0.6L	8.22	rip-off 파괴	E.F
	C8-N5	B1-3	5	0.8L	10.67	계면박리파괴	P.F
	C8-N10	B1-4	10	0.8L	10.02	rip-off 파괴	E.F
	C10-N5	B1-5	5	1.0L	10.15	계면박리파괴	P.F
	C10-N10	B1-6	10	1.0L	13.3	계면박리파괴	P.F
5장 실험 결과	R	B2-0	0	0	9.50	휨 인장파괴	-
	FP0	B2-1	5	0.99L	12.20	부착파괴	P.F
	FP0 <sup>#</sup>	B2-2	10	0.99L	13.50	부착파괴	P.F

Table 6.3 Ultimate load and failure mode according to strengthening length

참고문헌	시험체	변경된 시험체	보강길이	보강량	극한하중	파괴형태	
						문헌	수정
박상렬 (2002)	CON	C2-0	0	0	7.44	휨 인장파괴	-
	FPS1	C2-1	0.5L	10cm	8.84	콘크리트 덮개 박리파괴	E.F
	FPL1	C2-2	0.93L	10cm	11.58	경계면전단박리파괴	P.F
	FP0 <sup>#</sup>	C2-3	0.99L	10cm	13.50	경계면전단박리파괴	P.F
최기선등 (2003)	EC	C3-0	0	0	2.94	휨파괴	-
	EG1-B1	C3-1	0.79L	1 Sheet	4.46	쉬트박리	P.F
	EG1-B2	C3-2	0.96L	1 Sheet	4.47	쉬트박리	P.F

Table 6.2는 심종성 등(1998)과 본 논문의 5장의 실험결과 중 FRP의 보강폭과 보강길이를 변수로 하여 실험한 내용을 나타내고 있다.

여기서, Table 6.2의 시험체 중 FP0<sup>#</sup>는 기존 제주대학교 콘크리트 구조연구실에서 수행된 실험결과이다.

Table 6.3은 박상렬(2002), 최기선 등(2003)의 문헌 중 FRP보강재의 보강길이를 변수로 하여 실험한 내용을 재구성하여 나타내었다. 최기선 등(2003)의 문헌은 GFRP쉬트를 1장으로 보강하여 실험을 실시하였고 박상렬(2002)은 CFRP판을 10cm로 보강하여 실험을 실시하였다.

보강길이는 각 시험체의 지간과 그에 따른 보강길이가 다른 관계로 지간에 대한 보강길이의 비로 하여 나타내었다.

Table 6.4 Ultimate load and failure mode according to web anchorage

참고문헌	시험체	변경된 시험체	정착	보강 길이	극한하중	파괴형태	
						문헌	수정
5장 실험결과	R	D1-0	무	0	9.50	휨 인장파괴	-
	FP0	D1-1	무	0.99L	12.20	부착파괴	P.F
	FP1	D1-2	지점	0.99L	12.32	부착파괴	P.F
	FP2	D1-3	하중점	0.99L	13.89	부착파괴	P.F
박상렬 (2002)	R	D2-0	무	0	7.44	휨 인장파괴	-
	FPL1	D2-1	무	0.95L	11.58	콘크리트 덮개 박리파괴	E.F
	FPL2	D2-2	지점	0.95L	14.49	경계면 전단박리파괴	P.F
	FPS1	D2-3	무	0.5L	8.84	콘크리트 덮개 박리파괴	E.F
	FPS2	D2-4	전단구간	0.5L	12.2	경계면 전단박리파괴	P.F
최기선등 (2003)	EC	D3-0	무	0	2.94	휨 파괴	-
	EG1-B2	D3-1	무	0.79L	4.47	쉬트 박리	P.F
	EG1-UCB2	D3-2	하중점	0.79L	4.76	쉬트 박리	P.F
	EG1-UEB2	D3-3	지점	0.79L	4.22	쉬트 박리	P.F



Table 6.4는 FRP보강 보에 정착을 실시하여 실험한 결과를 나타내었다. Table 6.4의 내용은 본 논문의 5장의 실험결과와 박상렬(2002), 최기선 등(2003)의 문헌 중 정착을 실시하여 실험한 결과에 대하여만 나타내었다. 여기서 정착은 슈트를 이용하여 복부정착 한 내용만을 수록하였고 앵커정착에 대하여는 포함하지 않았다.

Table 6.4에서 5장의 실험결과의 정착은 휨 전단지간에서 부착길이를 69cm(0.99L)로 한 상태에서 지점과 하중점을 35cm로 슈트를 이용하여 정착한 경우이고 박상렬(2002)은 부착길이 65cm(0.93L)에서 D2-2는 지점을 35cm로 정착한 것이고 D2-4는 휨 전단구간 전체(35cm)를 정착한 상태이다. 최기선 등(2003)은 부착길이 190cm(0.79L)에 20cm를 슈트 정착한 시험체이다.

Table 6.1~6.4에 보강변수, 파괴형태 그리고 극한하중을 나타내었다. 그러나 인용된 문헌에서의 시험체 상세 및 실험내용에 대하여는 본 논문에서는 나타내지 않았다. 시험체 상세와 실험내용은 문헌에서 확인할 수 있다.



### 6.3 FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴기준

현재까지 여러 연구자에 의해 실험을 통해 관찰된 조기파괴는 FRP보강재 단부의 응력집중으로 인한 단부 박리파괴, 휨 균열에 의한 부착파괴, 휨 전단균열에 의한 부착파괴로 나눌 수 있다. 이러한 파괴의 분류는 파괴위치, 파괴시의 균열의 형태, 파괴된 모습을 기준으로 분류를 하고 있다. 그러나 그 파괴모습은 여러 요인에 의해 약간씩 다르게 나타나고 있으며 휨 균열 부착파괴와 휨 전단균열 부착파괴는 실제로는 비슷한 모양으로 나타나고 있다.

본 절에서는 기존의 파괴형태와 파괴원인을 기술하고 조기파괴의 파괴원인을 5장의 실험결과와 기존 연구문헌의 내용을 토대로 수정하여 나타내었다. 수정된 파괴원인을 토대로 조기파괴 형태를 새롭게 정의하여 분류하였다. 그리고 새로이 분류된 파괴형태를 이용하여 조기파괴 메커니즘을 규명하고 조기파괴기준을 제시하였다.



#### 6.3.1 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴

기존의 단부 박리파괴와 휨 균열 부착파괴, 휨 전단균열 부착파괴를 파괴원인별로 새롭게 분류하여 수정하였다. 여기서 단부 박리파괴 형태 중 콘크리트 피복이 박리 되지 않고 보강재와 콘크리트 층에서 벗김 박리되는 벗김 박리파괴는 현재 그 원인이 접착제의 시공 불량, 콘크리트 표면처리의 불량 등을 파괴원인으로 여기고 있다.(김규선, 1999, FRP Strengthened RC Structures, 2002) 이러한 파괴원인은 구조적인 요인에 기인한 파괴가 아니고 또한 시공 시 주의를 기울이면 파괴를 사전에 방지할 수 있는 형태이므로 여기서는 제외하고 피복이 박리 되는 단부 박리파괴 만을 주 대상으로 하였다.

##### 6.3.1.1 단부 박리파괴

###### ◇ 기존의 파괴원인 및 파괴 메커니즘

단부 박리파괴는 보강재의 휨 강성이 크고 보강재의 두께가 커질 경우 단부 박

리 파괴가 발생하며 FRP판이나 강판으로 보강한 시험체에서 주로 발생하는 것으로 보고 있다. 파괴 메커니즘은 접착제의 물성이 보강판의 단부에서 발생하는 접착계면의 최대 전단응력으로 인한 박리를 방지할 만큼 충분히 우수하면 보강판의 불연속부에 집중되는 계면응력의 주응력이 점차적으로 커지게 되고 콘크리트의 파괴물성치를 초과하게 되면 단부의 콘크리트 하면에 균열이 발생하게 된다. 이때 단부 위치의 콘크리트에서는 휨 응력으로 인한 인장응력과 전단응력 및 수직응력이 집중되게 되고 콘크리트는 2축 인장응력 상태가 되어 이들 응력의 주응력이 콘크리트의 휨 인장강도 또는 쪼갬 인장강도를 초과하게 되면서 균열은 주철근 아래에 가장 취약한 단면을 따라 수평방향으로 진전되게 된다. 파괴는 진전되던 수평방향의 균열이 기존의 휨 균열과 결합하면서 급격하게 하중 가력 위치로 발전되며 취성적으로 이루어지게 된다. 김규선(1999) 즉 단부 박리파괴는 보강재 단부의 연직응력과 전단응력이 응력집중되고 이 응력집중이 주응력에 수직인 면에서 콘크리트의 휨 강도를 초과할 때 발생하는 것으로 단부 박리파괴 메커니즘을 나타내고 있다. 기존의 문헌에서 단부 박리파괴에 영향을 미치는 주요 인자로는 보강길이와 보강두께 그리고 접착제의 압축탄성계수, 전단탄성계수와 접착제의 두께 등을 꼽고있다. 아래에 단부 박리파괴 된 시험체의 모습이 나와 있다. Fig. 6.1은 보강길이가 0.5L인 시험체의 단부 박리파괴 모습이고 Fig. 6.2는 보강길이가 0.93L인 시험체의 단부 박리파괴 모습은 보여주고 있다. 그림의 두 시험체 모두 CFRP판을 이용하여 보강폭을 10cm로 하여 보강한 시험체이다.

#### ◆ 단부 박리파괴의 파괴원인 수정

FRP로 보강된 보의 단부 박리파괴는 FRP보강재의 부착길이가 유효부착길이보다 짧아 보강재의 인장력을 저항할 수 있는 부착면적의 부족으로 인하여 FRP보강재의 단부에서 응력집중이 생기게 되어 주 인장철근 층을 따라 콘크리트 피복이 박리 되어 파괴가 발생하게 되는 것이다. 그러므로 단부 박리파괴는 주인장철근 층에서 콘크리트 피복이 박리 되는 파괴로 FRP보강재와 콘크리트 층에서는 파괴가 발생하지 않는 것으로 한다. 결론적으로 단부 박리파괴의 주원인은 부착길이 부족과 단부의 응력집중이다.



Fig. 6.1 Rip-off failure 1



제주대학교 중앙도서관  
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Fig. 6.2 Rip-off failure 2

### 6.3.1.2 하중점 부착파괴

#### ◇기존의 파괴원인과 파괴명칭

휨 균열 부착파괴와 휨 전단균열 부착파괴 두 가지의 파괴형태로 분류하고 있으며 그 파괴원인은 휨 균열 부착파괴는 부재의 과도한 휨 곡률로 시험체 하중점 위치에서의 휨 균열 부위의 계면균열이 단부로 진행되면서 계면의 부착면적의 부족으로 파괴가 일어나는 것으로 파괴 메커니즘을 설명하고 있으며 휨 전단균열 부착파괴는 휨 전단구간에서의 휨 전단균열의 수직 변위 와 수평 변위가 확대되면서 FRP보강재를 전단박리 시키는 것으로 구분하고 있다. 이러한 부착파괴는 슈트와 같이 보강재가 비교적 유연한 경우 발생하는 것으로 부착파괴를 설명하고 있다. 기존의 문헌에서 부착파괴의 원인은 주로 접착제의 균열저항특성, 하중재하점의 위치, 접착제의 두께 등으로 규정하고 있다. 김규선(1999)

Fig. 6.3~6.5에 부착파괴가 발생한 시험체의 모습을 나타내고 있다. Fig. 6.3과 Fig. 6.4는 CFRP판으로 보강한 시험체의 부착파괴 모습이다. Fig. 6.3은 보강폭이 5cm로 보강된 시험체이고 Fig. 6.4는 보강폭이 10cm로 보강된 시험체이다. Fig. 6.5는 CFRP슈트를 이용하여 보강한 시험체의 부착파괴 모습이다.



Fig. 6.3 Debonding failure 1



Fig. 6.4 Debonding failure 2  
제주대학교 중앙도서관  
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY



Fig. 6.5 Debonding failure 3

◆ 하중점 부착파괴의 파괴원인 수정

5장의 실험결과를 근간으로 하중점 부착파괴의 원인을 나타내면 다음과 같다. 하중점 부착파괴는 단부 박리파괴와는 달리 하중재하점과 휨 전단간의 인장철근 항복영역에서 발생하는 파괴이다. 파괴의 원인은 전단구간의 인장철근의 항복으로 FRP보강재의 과도한 변형에너지 증가와 인장철근의 다우웰 작용의 약화로 전단변형의 증가가 콘크리트에 부착된 FRP보강재를 박리 시키는 것이다.

여기서 하중점 부착파괴의 경우 일반적으로 다음과 같은 두 가지의 형태로 나타나고 있다. 첫 번째의 파괴모습은 본 논문의 5장에서 실험을 통해 관찰된 파괴형태로 FRP보강재와 콘크리트 사이에서의 부착력 상실로 인한 부착파괴이고 (Fig. 6.3) 두 번째의 파괴모습은 Fig. 6.4와 Fig. 6.5의 파괴형태로 이들 형태는 전술한 파괴모습과는 달리 휨 구간과 전단구간의 철근항복구간 일부에서 주인장철근 위치의 피복이 박리 된 형태를 띄고 있다. 이처럼 종국 파괴모습은 콘크리트 면에서 부착파괴 된 경우와 피복이 박리 된 경우로 나타나고 있는데 이는 다음의 사실로 설명될 수 있다.

일반적으로 철근과 콘크리트는 완전합성거동을 하며 두 재료가 완전 부착된 것으로 가정할 수 있다. 그리고 철근의 경우 프아송비가 0.3정도로 탄성상태에서 인장력을 받을 경우 횡 방향 수축은 무시가 가능하다. 그러나 철근이 항복하였을 경우는 철근의 횡 방향 수축은 탄성상태에 비해 어느 정도는 증가가 될 것이다. 이로 인하여 휨 구간과 전단구간에서 철근이 항복된 곳은 철근과 콘크리트는 탄성상태처럼 완전부착상태가 아니고 이보다 낮은 부착상태를 유지하게 된다. 이 경우 하면에 보강된 FRP가 하면의 전체 폭에 보강되었을 경우는 FRP와 콘크리트 층보다 주인장철근이 위치한 층이 더 취약한 상태에 놓이게 되어 FRP변형에너지가 방출 시 인장철근 면에서의 피복이 박리가 함께 발생하는 것이다. 또한 FRP에 저장된 변형에너지의 경우도 이 구간에 집중되어 파괴 시 저장된 변형에너지가 일시에 방출함으로 이 구간에서 피복의 박리가 되는 것이다.(Fig. 6.4) 그러나 지점부에서는 철근이 항복이 되지 않은 상태이고 또한 변형에너지도 크지 않은 상태이므로 피복의 박리가 이루어지지 않는 것이다. 이와는 달리 하면의 FRP의 보강폭이 5장의 실험결과와 같이 하면 전체가 아니고 일부분만 부착된

경우는 FRP와 콘크리트 층 사이가 주인장철근의 위치보다 부착면적이 적은 상태이므로 이 경우에는 콘크리트의 피복을 박리 시키지 못하고 파괴가 발생하는 것이다.(Fig. 6.3) 그러므로 전술한 두 형태로 나타나는 파괴는 결과적으로는 같은 원인에 의한 파괴이고 다만 FRP보강재의 보강폭이나 보강량에 의해 최종적인 파괴모습만 다르게 나타나고 있는 것이다. 즉, 위 두 형태 모두 하중점 부착파괴로 정의할 수 있다. 또한 이전까지 여러 연구자들에 의해 분류하고 있는 휨 균열 부착파괴와 휨 전단균열 부착파괴의 경우에 있어서도 파괴발생 시 균열의 발생형태가 휨 균열과 휨 전단균열로 나타난 것일 뿐 이들 균열이 발생되게 된 근본원인은 하중점과 휨전단구간의 인장철근항복이 원인이다. 그러므로 이들 또한 동일하게 하중점 부착파괴로 나타낼 수 있다.

결론적으로 하중점 부착파괴의 원인은 철근항복으로 FRP보강재의 변형에너지 증가와 다우웰 작용의 약화로 인한 전단변형의 증가가 파괴의 원인이고 최종파괴모습은 보강폭과 보강량에 따라 부착파괴 되거나 피복박리파괴 되는 것이다. 그러므로 기존의 휨 균열 부착파괴와 휨 전단균열 부착파괴는 하중점 부착파괴로 통일하여 나타낼 수 있다.

전술한 내용을 토대로 기존의 여러 형태의 조기파괴는 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴로 나눌 수 있고 파괴원인은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

## § FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴 §

- 단부 박리파괴(Rip off failure) - 부착길이 부족  
단부의 응력집중
- 하중점 부착파괴(Debonding failure) - FRP보강재의 변형에너지 증가  
전단변형증가



### 6.3.2 조기파괴 메커니즘과 기준

보강량과 보강길이가 고려된 FRP보강 철근콘크리트 보의 파괴원인을 통해 조기파괴 메커니즘과 조기파괴기준을 제안하고자 한다.

전단파괴가 방지된 상태에서 FRP로 휨 보강된 철근콘크리트 보의 거동을 살펴보면 최초 하중이 가해지면 콘크리트, 철근, FRP 모두 하중에 저항하게 되고 하중이 증가하여 콘크리트의 휨 인장강도가 파괴강도를 넘어가면 인장면에 균열이 발생하게 된다. 이후 계속적으로 하중을 증가시키면 인장의 콘크리트는 더 이상 하중에 저항을 하지 못하고 인장력은 철근과 FRP가 담당하게 된다. 최대 모멘트 점의 인장철근이 항복되는 순간까지는 철근과 CFRP가 동시에 인장력을 저항하다 철근항복하중 이후 단계에서는 철근의 항복으로 인한 인장력 감소분은 FRP가 부담하여 하중에 저항하게 되는 것이다. 이때 FRP는 파단시까지 선형 탄성거동을 하는 재료이므로 철근항복이후에도 하중이 계속적인 증가가 이루어진다. 여기서 FRP에 의해 하중이 증가함에 따라 휨 전단구간의 인장철근 역시 항복이 진행되고 이 항복은 하중증가에 비례하여 지점 쪽으로 계속 진행하게 된다.(Fig. 5.19) 이 과정의 FRP보강재와 콘크리트 사이의 부착력을 살펴보면 초기 철근항복 직전까지의 하중단계에서는 휨 전단구간에서의 부착길이 전체에 걸쳐 일정한 부착력으로 FRP의 인장력을 저항한다.(Fig. 7.3) 이 하중단계까지는 FRP, 철근, 콘크리트 모두 완전합성거동을 하고 FRP보강재 단부의 응력집중도 일어나지 않는다. 그러나 철근항복이후에는 하중이 증가함에 따라 철근항복 시의 모멘트 ( $M_y$ ) 값도 지점쪽으로 이동하게 되고 그 결과로 휨 전단구간에서 철근항복 시 FRP의 인장력( $T_{FRPy}$ )을 저항해주는 부착길이가 점점 감소하게 되는 것이다. 그리고 휨 전단구간에서 철근이 항복된 곳은 FRP의 인장력이 급격한 증가가 이루어지게 되어 변형에너지 축적량이 급속도로 증가하게 된다. 이 과정에서 FRP의 인장력( $T_{FRPy}$ )을 저항해주는 부착길이가 유효부착길이보다 적어지게 되면 단부에서 콘크리트가 박리 되어 단부의 콘크리트 박리파괴가 발생하게 된다.(Fig. 6.1, 6.2)

반면 하중점 부착파괴는 휨 전단구간에서 철근이 항복됨에 따라 이 구간의 변

형에너지가 급격히 증가하고 FRP의 인장력( $T_{FRPy}$ )을 저항하는 부착길이가 유효 부착길이를 넘지 않을 경우 변형에너지 축적이 과도하게 되어 이 구간에서 콘크리트 부착력이 더 이상 FRP의 인장력을 저항하지 못하고 FRP보강재를 박리 시키게 되는 것이다.(Fig. 6.3, 6.4, 6.5) 즉 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴는 휨 전단구간에서 인장철근의 항복으로 FRP인장력( $T_{FRPy}$ )을 저항할 수 있는 유효부착길이 감소와 철근항복구간에서 FRP에 과도한 변형에너지의 축적이 두 형태의 파괴를 유발시키는 것이다.

단부 박리파괴의 경우는 변형에너지의 축적보다 유효부착길이 감소가 먼저 발생하여 파괴가 되는 것이고 하중점 부착파괴는 유효부착길이 감소보다 변형에너지 축적이 먼저 발생하여 파괴가 생기는 것이다. 그러므로 두 가지의 파괴는 유효부착길이와 변형에너지 축적량과 상관관계가 있는 것을 알 수 있다.

여기서, 보강량을 일정하게 유지한 후 보강길이를 점차 증가시키면 파괴형태는 보강길이 부족 상태에서는 유효부착길이 부족으로 단부 박리파괴가 발생하고 보강길이 일정정도로 증가된 상태에서는 과도한 변형에너지 축적으로 하중점 부착파괴가 발생하게 된다. 그러면 일정한 보강량 상태에서 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 변환되는 보강길이상의 파괴형태전환점이 존재하는 것을 알 수 있다. 즉 보강길이가 점차 증가하면서 파괴형태전환점을 지날 경우 파괴형태는 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 전환되는 것이다. FRP의 보강길이 파괴형태전환점과 일치된 상태에서는 하중점 부착파괴를 일으키는 철근항복구간의 FRP변형에너지와 단부 박리파괴를 일으키는 FRP인장력( $T_{FRPy}$ )을 저항하는 부착길이 모두 파괴가 발생하는 상태에 놓인 것이다. 즉 두 형태의 파괴가 동시에 일어나게 되는 것이다. 이러한 사실을 기준으로 하여 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 전환되는 점의 보강길이를 해당되는 보강량에 대한 기본보강길이(Basic strengthening length,  $l_{bn}$ )로 정의 할 수 있다. 기본보강길이보다 보강길이가 부족한 상태에서는 유효부착길이 부족으로 단부 박리파괴가 기본보강길이보다 보강길이가 긴 경우는 철근항복구간의 FRP보강재에 변형에너지 축적으로 하중점 부착파괴가 발생하는 것이다. 이러한 기본보강길이는 보강량과 연관관계가

있는 것을 알 수 있다. 다시 말하면 보강량이 증가하면 FRP인장력( $T_{FRPy}$ )이 증가하고 이를 저항해주는 유효부착길어도 증가하는 것이다. 그러므로 기본보강길어도 보강량의 증가에 따라 같이 증가가 이루어지는 것이다.

이상에서 기술한 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴의 파괴 메커니즘을 토대로 하여 그림으로 나타내면 다음의 Fig. 6.6의 형태로 표현할 수 있다. Fig. 6.6은 FRP보강 철근콘크리트 보에서의 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴가 발생하는 기준(Premature failure criterion)을 나타내고 있는 것이다. Fig. 6.6을 통하여 조기파괴 메커니즘을 설명하면 보강량이  $A_{fn}$ 인 상태에서 A점에 해당하는 보강길이를 가질 경우는 기본보강길이보다 적은 상태로 단부 박리파괴가 발생하고 보강길이가 점차 증가하여 B점에 이르면 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 파괴형태가 전환되게 된다. 즉 이 때의 보강길이가  $A_{fn}$ 에 해당하는 기본보강길이가 되는 것이다. 이후부터는 보강길이가 증가해도 파괴형태는 계속 하중점 부착파괴가 발생하는 것이다. 이 상태는 변형에너지가 파괴원인이므로 보강길이를 길게 하여 부착길이가 길어져도 파괴에는 영향을 주지 못하는 것이다. 이와는 달리 보강길이가  $l_{bn}$ 인 상태에서 D점에 해당하는 보강량으로 보강한 경우의 파괴는 이론적인 기본보강길이보다 더 길게 보강된 상태이므로 하중점 부착파괴가 생기게 된다. 여기서 보강량을 점차 증가하여 B점에 이를 경우 파괴가 하중점 부착파괴에서 단부 박리파괴로 전환되는 것이다. 이 상태에서 보강량이 더 증가 할 경우 파괴형태는 계속적으로 단부 박리파괴 형태를 유지하는 것이다. 이는 전술한 하중점 부착파괴 원인과는 달리 이 경우는 유효부착길이의 부족이 파괴 원인이므로 보강량이 증가가 이루어진다 해도 계속 단부 박리파괴만 발생하는 것이다.

지금까지 조기파괴 원인과 그 원인을 토대로 한 파괴 메커니즘을 나타내고 이를 토대로 조기파괴기준을 제시하였다. 다음의 후술되는 내용은 조기파괴기준에서 하중의 변화 관계를 기술하고 있다.

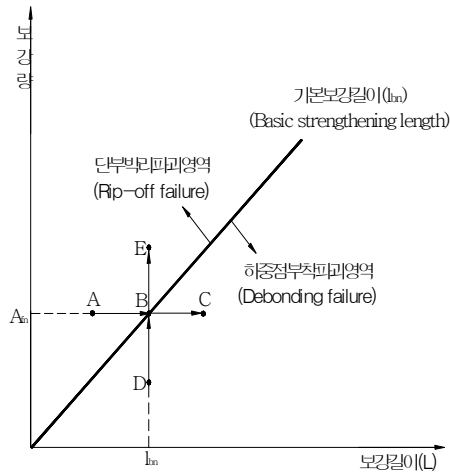


Fig. 6.6 Premature failure criterion

### 6.3.2.1 보강길이에 따른 하중의 변화

우선 보강길이 증가에 따른 하중의 변화를 나타내면 다음의 Fig. 6.7로 나타낼 수 있다. Fig. 6.7은 위 Fig. 6.6에서 점A에서 점B를 통해 점C로 보강길이가 증가되는 경우의 하중과 보강길이 관계를 나타낸 것이다.

보강량이  $A_{fm}$ 인 상태에서 보강길이가 증가하면 하중도 비례하여 증가하게 된다. 보강길이가 기본보강길이인 B점에 이를 때까지는 하중과 보강길이는 비례관계로 증가하다 B점 이후에서는 보강길이가 증가해도 하중의 증가는 없게 된다. 이는 A점에서 B점까지의 파괴형태는 단부 박리파괴이다. 이 단부 박리파괴는 부착길이 부족으로 인한 파괴이므로 파괴를 지배하는 인자가 부착길이이다. 부착길이가 증가하는 것은 그만큼 콘크리트의 부착면적이 증가되어 하중저항능력 또한 증가가 되는 것을 의미하는 것이다. 반면 B점 이후 C점의 경우는 파괴형태가 하중점 부착파괴이다. 이 파괴형태는 부착길이 부족이 원인이 아니고 철근항복구간의 변형에너지 집중(콘크리트의 부착력 부족)이 원인이므로 부착길이가 증가해도 파괴원인인 변형에너지 증가를 방지하는 데는 아무런 도움이 되지 않는 것이다. 그러한 이유로 B점 이후에서는 부착길이가 증가해도 하중증가는 없는 것이다.

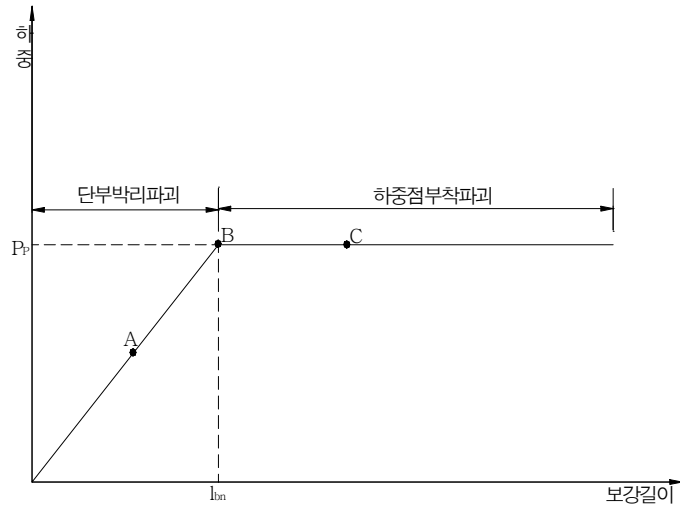


Fig. 6.7 Variation of load according to strengthening length

### 6.3.2.2 보강량에 따른 하중의 변화

다음으로 보강량의 증가에 따른 하중의 관계를 논의하기 위하여 보강량과 하중의 관계를 다음의 Fig. 6.8로 나타내었다.

Fig. 6.8은 Fig. 6.6의 D점에서 B점을 거쳐 E점으로 가는 형태를 하중과 보강량의 그래프로 나타낸 것이다. 즉 보강길이가 일정한 상태에서 보강량의 증가에 따른 하중의 변화를 나타낸 것이다.

우선 D점의 경우는 보강량에 해당되는 기본보강길이보다 더 길게 보강된 상태로 하중점 부착파괴 상태이다. 이 D점에서 보강량을 점차 증가할 경우 보강량의 증가에 따라 하중이 같이 증가하게 되고 기본보강길이 점인 B점까지 증가가 이루어지게 된다. B점 이후 계속적으로 보강량이 증가할 경우는 파괴형태가 하중점 부착파괴에서 단부 박리파괴로 전환된 상태이므로 이곳에서는 보강량의 증가가 이루어져도 하중의 증가는 발생하지 않게 되는 것이다. 이는 D점에서 B점까지의 경우는 하중점 부착파괴 구간이고 보강길이도 기본보강길이보다 긴 상태이

므로 보강량이 증가하면 보강길이에 여유가 있으므로 그만큼 하중이 증가하게 된다. 이때는 파괴원인이 변형에너지의 증가이므로 보강량에 따라 하중이 증가하는 것이다. 즉 보강길이가 기본보강길이보다 긴 상태이므로 보강량 증가에 따른 변형에너지를 지탱할 수 있는 콘크리트의 부착력에 여유가 있는 것을 의미한다. 그러나 B점을 지나 E점 이후의 경우는 파괴형태가 단부 박리파괴로 파괴원인이 부착길이 부족이 원인이므로 보강량이 증가해도 파괴를 지배하는 부착길이의 변화가 없는 상태이므로 하중은 증가하지 못하고 일정한 상태에서 파괴가 일어나는 것이다.

지금까지 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴가 발생하는 파괴 메커니즘을 토대로 조기파괴기준을 제시하고 이 파괴기준에 근거하여 파괴형태의 변환관계와 각 파괴형태에서 하중의 증가관계를 나타내었다. 또한 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 전환되는 파괴형태전환점을 기본보강길이( $l_{bm}$ )로 정의하였다. 이 기본보강길이의 결정은 다음의 절에서 자세히 논의될 것이다.

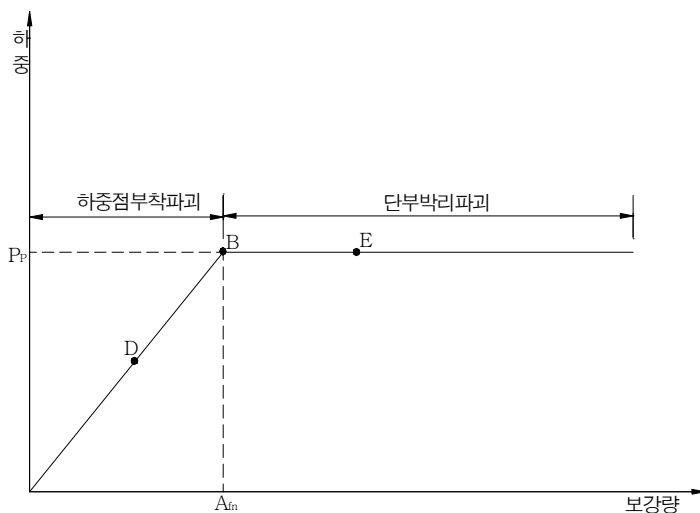


Fig. 6.8 Variation of load according to FRP reinforcement

### 6.3.2.3 기본보강길이( $l_{bs}$ ) 결정

앞 절에서 조기파괴형태를 지배하는 파괴형태전환점을 기본보강길이라고 정의하였다. 본 절에서는 기본보강길이를 결정하는 방법에 대하여 논의할 것이다. 기본보강길이는 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 바뀌는 상태의 보강길이이다. 그러므로 기본보강길이는 다음의 Fig. 6.9와 같이 나타낼 수 있다.

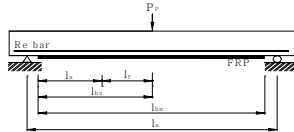


Fig. 6.9 Basic strengthening length under 3 point load

우선 기본보강길이 결정에 앞서 그림에서 좌측의 휨 전단구간의 FRP부착길이를 살펴보면 3점 하중조건에서 하중점 부착파괴가 시작되는 Fig. 6.6의(B점) 하중( $P_p$ )에서 인장철근의 항복길이( $l_y$ )와 FRP의 인장력( $T_{FRPy}$ )을 저항해주는 정착길이( $l_a$ )로 나눌 수 있다. 이 휨 전단구간에서의 부착길이( $l_{bs}$ )는 다음과 같이 나타낼 수 있는 것이다.

$$l_{bs} = l_y + l_a \quad (6.2.1)$$

$$l_y = \frac{l_n}{2} - \frac{2M_y}{P_p} \quad (6.2.2)$$

식6.2.1의 부착길이( $l_{bs}$ )가 휨 전단구간에서 기본부착길이가 되는 것이다. 즉 이 기본부착길이보다 실제 부착길이가 적으면 FRP의 인장력( $T_{FRPy}$ )을 저항하는 정착길이( $l_a$ )가 적게되어 단부 박리파괴가 발생하고 이 기본부착길이보다 길 경

우는  $l_y$ 에서 변형에너지의 증가로 하중점 부착과괴가 발생하는 것이다.  $l_y$ 는 3점 하중하에서 휨 전단구간의 철근항복 길이로 임의의 점에서의 외부모멘트와 내부 모멘트( $M_y$ )가 같은 위치를 나타내는 것이다.

FRP의 인장력( $T_{FRP_y}$ )을 저항해주는 정착길이는 다음의 관계를 통해 결정할 수 있다. 일반적으로 부착력과 부착길이는 Fig. 6.10과 같이 나타낼 수 있다. 즉 극한부착력에 해당하는 유효부착길이가 존재하고 이까지는 부착력과 부착길이가 비례관계를 유지하고 그 이후는 부착길이가 증가해도 극한부착력은 증가하지 않는 것으로 나타낼 수 있다. 유명찬(2001)

그러므로 정착길이( $l_a$ )는 Fig. 6.10에서의 비례관계를 통해 다음의 식6.2.3으로 나타낼 수 있다.

$$l_a = l_e \frac{T_{FRP_y}}{T_{Fu}} \quad (6.2.3)$$

기본보강길이는 이 기본부착길이를 이용하여 보 전체 지간을 보강한 길이( $l_{bn}$ )로서 다음의 식6.2.5로 나타낼 수 있다.

$$l_{bn} = 2l_y + 2l_a = 2(l_y + l_a) \quad (6.2.4)$$

$$l_{bn} = l_p + 2l_a \quad (6.2.5)$$

여기서  $l_p$ 는 하중조건에 따른 보 전체의 철근항복 길이로 그림의 3점 하중조건에서는  $2l_y$ 이다. 만약 4점 하중조건이고 하중사이의 거리가  $a$ 일 경우  $l_p$ 는  $a + 2l_y$ 가 되는 것이다. 4점 하중 하에서의  $l_y$ 는  $l_n/3 - 2M_y/P_p$ 이 된다.

이상의 과정으로 단순지간 보에서 FRP보강재의 기본보강길이를 결정할 수 있다.

결론적으로 기본보강길이( $l_{bn}$ )는 하중조건에 따른 철근항복길이( $l_p$ )와 FRP의 인장력( $T_{FRP_y}$ )을 저항해주는 정착길이를 나타내어지고 있음을 알 수 있다. 이 기본보강길이의 결정에 영향을 주는 요소에는 다음과 같은 것이 있음을 알 수 있다. 첫째 하중조건, 하중조건에 따라 철근의 항복길이가 달라지게 된다. 둘째 FRP의 보강량, FRP의 보강량에 따라 철근항복 시 FRP인장력이 변화되는 것이



다. 셋째 인장 철근량, 인장 철근량 역시 항복하중을 결정하는 요소임으로 기본 보강길이에 영향을 주는 것이다. 마지막으로 콘크리트의 강도를 들 수 있다. FRP의 유효부착길이에 영향을 주는 주된 요인이 콘크리트 강도임을 고려할 때 기본보강길이 또한 콘크리트의 강도에 영향을 받는 요소임이 알 수 있다.

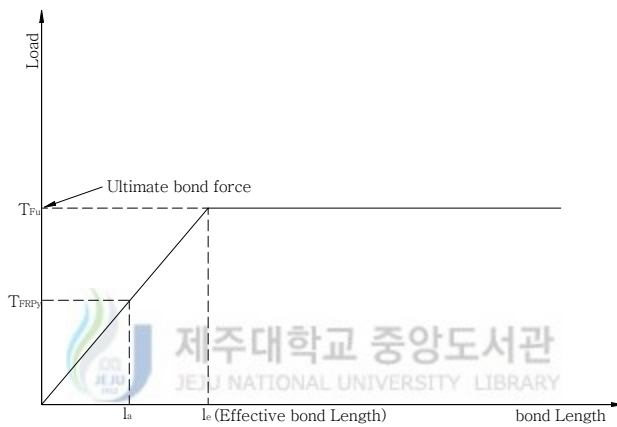


Fig. 6.10 Ultimate bond force- Effective bond length

## 6.4 조기파괴기준의 타당성 검증

본 절에서는 앞 절에서 제시한 조기파괴 메커니즘과 기준의 타당성을 검토하기 위해 기존 문헌자료와 본 논문의 5장의 실험결과를 이용하여 파괴형태와 보강효과 등을 알아보게 될 것이다. 본 절에서 사용되는 실험결과의 자세한 내용은 앞의 6.2절에 나와있다. FRP보강재를 이용하여 보강된 철근콘크리트 보에서 보강량과 보강길이 보강폭 그리고 복부정착에 따라 보강효과와 파괴형태가 앞 절에 제시된 조기파괴기준(Premature failure criterion)대로 나타나는지를 알아봄으로써 조기파괴기준의 타당성을 입증하게 될 것이다.

### 6.4.1 보강량에 따른 파괴형태와 보강효과

앞 절의 조기파괴기준(Fig. 6.6)에서의 점D에서 점E로 가는 구간 즉 보강길이가 일정한 상태에서 보강량을 증가시키는 경우에 대하여 알아보도록 한다.

Fig. 6.11은 Table 6.1의 A1-1에서 A1-5의 내용을 나타낸 것이다. 보강길이가 일정한 상태에서 CFRP의 보강접수를 증가시켜 보강량을 증가한 실험결과이다. 그림에서 보듯이 CFRP파단 파괴와 하중점 부착파괴가 발생한 A1-1과 A1-2시험체 그리고 A1-3시험체까지는 하중이 증가가 뚜렷하게 나타나고 있다. 그러나 이 상태에서 보강접수를 더 증가시켜 슈트를 4장과 6장으로 보강한 A1-4와 A1-5의 하중은 처음 단부 박리파괴가 발생한 A1-3과 거의 같은 하중을 나타내고 있다. A1-3과 A1-5는 보강량에서는 두 배로 증가된 상태이나 단부 박리파괴가 발생함으로 하중은 거의 변화가 없게 나타나고 있다. 이는 앞 절의 조기파괴기준에서와 일치되는 결과를 보이고 있는 것이다.

Fig. 6.12는 Table 6.1의 내용(A2-1~A2-4, A3-1~A3-3)을 그래프로 나타낸 것으로 두 경우 모두 보강량을 증가시킬 경우 하중이 증가하는 것으로 나타나고 있으며 그 하중증가비율도 거의 일정한 기울기로 증가됨을 알 수 있다. 이 시험체는 모두 하중점 부착파괴 발생한 시험체로 조기파괴기준에서와 같이 하중점 부착파괴 상태에서 보강량을 증가시킬 경우 하중의 증가가 이루어지는 것을 확

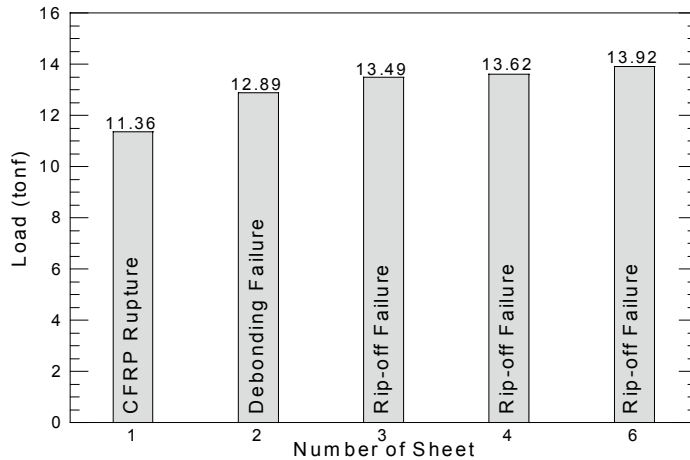


Fig. 6. 11 Strengthening effect according to FRP reinforcement

인할 수 있다. 즉 Fig. 6.8의 D점에서 B점으로 진행되는 과정으로 볼 수 있다. Fig. 6.12은 보강폭이 일정한 상태에서 보강겹수를 증가시켜 보강량을 증가시킨 경우이다. 이와는 달리 Table 6.2의 B1-5, B1-6 그리고 B2-1, B2-2는 보강폭을 증가시켜 보강량을 증가한 경우로 이 두 시험체 모두 하중점 부착파괴가 된 시험체이다.(Fig. 6.13) 이들 시험체에서도 보강량이 증가함에 따라 하중이 증가가 이루어지고 있다. 이는 D1-1과 C2-3에서도 같은 결과가 나타나고 있다. 즉 하중점 부착파괴에서는 보강겹수 혹은 보강폭을 확대하여 보강량을 증가시킬 경우 모두 보강량의 증가로 하중이 증가됨을 알 수 있다.

다음으로 Fig. 6.6의 조기파괴기준에서 B점 이전 단계에서 B점을 지나 E점으로 진행할 때의 파괴형태에 대한 경우는 보강폭의 변수에 대한 Table 6.2에서의 내용을 토대로 입증될 수 있다. Fig. 6.13에 Table 6.2의 내용(B1-3, B1-4)을 나타내었다. Fig. 6.13에서 보듯이 B1-3과 B1-4는 동일한 길이(0.8L)로 보강한 시험체인데 B1-3은 폭이 5cm B1-4는 폭이 10cm로 이는 보강량이 두 배로 증가된 것으로 이들 시험체의 파괴형태는 B1-3은 하중점 부착파괴 B1-4는 단부 박리파괴로 보강량을 증가시킴으로 파괴형태가 전환되고 있음을 알 수 있다. 이 두 시

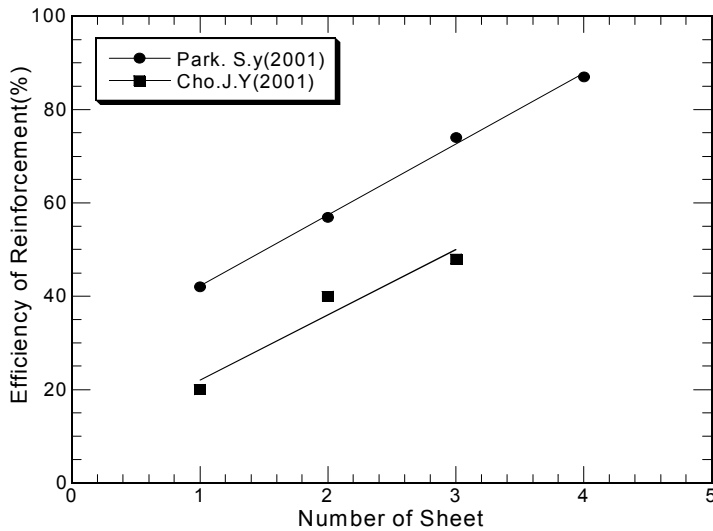
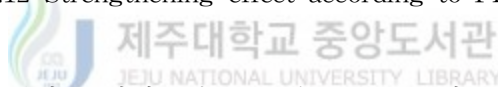


Fig. 6.12 Strengthening effect according to FRP reinforcement



협체의 하중의 변화를 살펴보면 B1-3은 10.67tonf이고 B1-4는 10.02tonf로 오히려 보강폭이 증가된 B1-4에서 하중이 약간 감소 된 것을 볼 수 있다. 이러한 결과는 앞에서 설명된 하중점 부착파괴 상태의 하중변화와는 확연히 다른 모습을 보이고 있는 것이다. 이는 B1-3의 하중점 부착파괴 시의 하중이 조기파괴기준상의 B점에 근접한 상태로 이후에는 이 하중 값을 유지하는 상태라고 볼 수 있다. 그래서 보강폭이 확대되어 보강량이 증가되었음에도 단부 박리파괴로 파괴형태가 변화되고 하중의 변화도 거의 없는 것이다.

끝으로 조기파괴기준(Fig. 6.6)상의 B점 이후부터 E점으로 진행되는 경우 즉 단부 박리파괴에서 보강량을 증가시키는 경우에 대하여 알아보면 이 경우는 조기파괴기준에서는 보강량이 증가해도 보강길이가 일정함으로 하중의 증가가 없는 것으로 나타나는 곳이다.

Fig. 6.13에서 B1-1과 B1-2의 내용을 살펴보면 B1-1, B1-2모두 단부 박리파괴가 발생한 시험체이다. 그러나 보강은 B1-1은 5cm, B1-2는 10cm로 보강폭을 두 배로 하여 보강량을 증가시킨 시험체이다. 그림에서도 보듯이 보강량은 두 배로

증가되었으나 하중은 B1-1은 8.86 tonf이고 B1-2는 8.22 tonf로 하중의 증가는 거의 없는 것으로 나타나고 있다. 보강폭을 두 배로 증가시켜 부착면적을 증가시켰음에도 이러한 결과가 나타나는 이유는 단부 박리파괴는 파괴가 FRP와 콘크리트 면에서 발생하는 것이 아니라 주인장철근 층에서 파괴가 발생하는 것이다. 그러므로 이 주인장철근 층이 박리파괴를 지배하게 됨으로 FRP와 콘크리트 면의 부착면적의 증가와 보강량의 증가에 관계없이 하중이 일정하게 되는 것이다.

위의 결과를 조합해 볼 때 보강량의 증가에 따라 하중점 부착파괴에서 단부 박리파괴로 파괴형태가 변화되고 하중점 부착파괴 상태에서는 보강량이 증가함에 따라 하중이 비례적으로 증가되고 단부 박리파괴로 전환된 이후에는 하중의 증가가 없는 것이 확인되고 있다.

결론적으로 조기파괴기준에서 제시한 보강길이가 일정한 상태에서 보강량을 증가시킬 경우의 파괴형태의 변화와 하중의 변화에 대한 접근은 타당한 것으로 결론 내릴 수 있다.

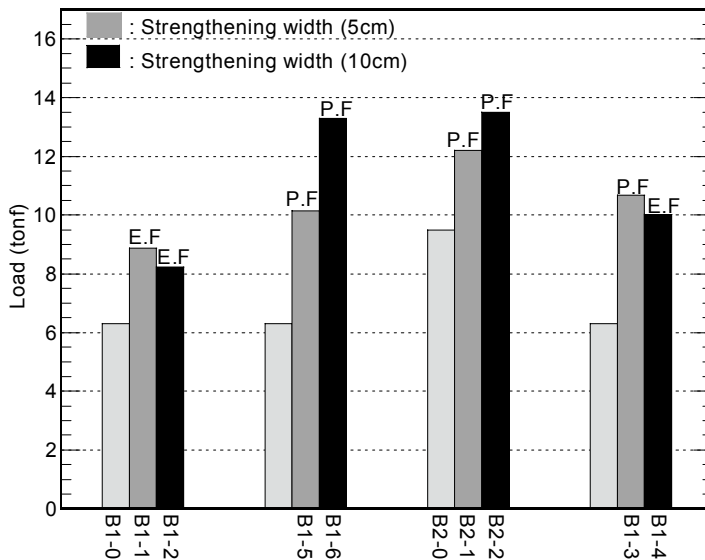


Fig. 6.13 Variation of failure mode according to FRP reinforcement

#### 6.4.2 보강길이에 따른 파괴형태와 보강효과

실험결과를 토대로 보강길이에 따른 조기파괴기준의 타당성을 알아보기로 한다. 조기파괴기준(Fig. 6.6)상의 점A에서 점B를 지나 점C로 진행되는 경우의 타당성을 알아보려고 한다. 이론적으로 보강량이 일정한 상태에서는 보강길이가 증가함에 따라 단부 박리파괴에서 기본보강길이를 넘어설 경우 하중점 부착파괴로 파괴형태가 전환되고 하중의 증가는 단부 박리파괴 구간에서는 보강길이의 증가에 따라 하중이 비례적으로 증가하고 하중점 부착파괴 구간에서는 보강길이가 계속 증가 하여도 하중의 증가는 없는 것으로 나타낼 수 있다.

Fig.6.14는 Table 6.2의 내용을 보강길이에 따라 하중과 파괴형태의 변화관계를 나타낸 것이다. Fig. 6.14에서 보듯이 보강폭이 5cm인 시험체에서 보강길이가 0.6L인 경우는 단부 박리파괴가 발생하고 0.8L과 1.0L은 하중점 부착파괴가 발생하고 있음을 알 수 있다. 각 시험체의 하중을 보면 0.6L은 8.86 tonf이고 0.8L은 10.67 tonf, 1.0L은 10.02 tonf를 기록하고 있다.

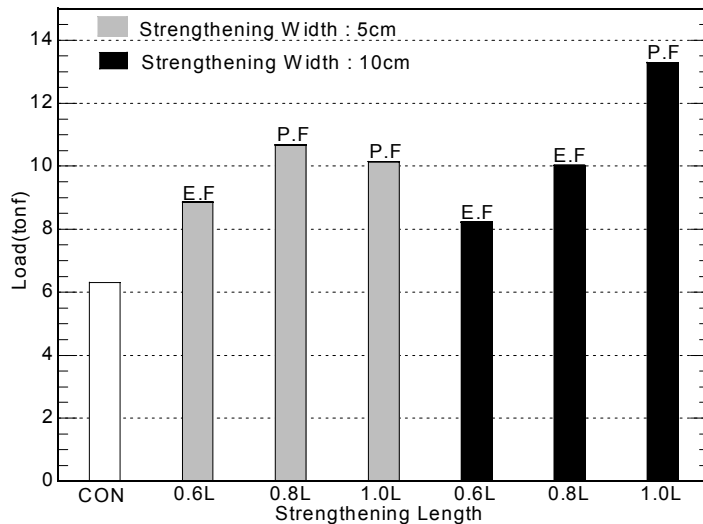
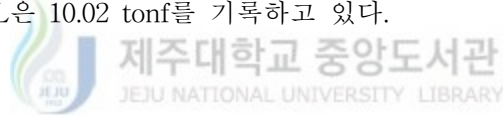


Fig. 6.14 Variation of failure mode according to strengthening length

보강길이가 길어짐에 따라 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 파괴형태가 변하고 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 되는 과정에서는 하중의 증가가 이루어지고 있으나 하중점 부착파괴로 된 상태에서는 보강길이가 증가하여도 하중의 변화는 나타나지 않고 있는 것이다. 보강폭이 10cm인 시험체에서는 0.6L과 0.8L은 단부 박리파괴가 발생하고 1.0L은 하중점 부착파괴가 발생하였다. 하중의 증가는 하중점 부착파괴가 발생하는 시험체까지 증가가 이루어지는 것을 볼 수 있다.(Fig. 6.14) 이러한 결과는 Fig. 6.15의 좌측의 그래프(Table 6.3의 C2-0~C2-3)에서도 같은 결과가 나타나고 있음을 확인할 수 있다. 이는 조기파괴기준에서 A점에서 B점으로 진행하는 결과와 일치하고 있는 것이다.

Fig. 6.15의 우측의 그래프(Table 6.3의 C3-0~C3-2) 경우는 하중점 부착파괴 형태에서 보강길이가 계속 길어진 것으로 하중의 증가가 전혀 나타나지 않는 것을 볼 수 있다. 보강길이가 0.79L에서 0.96L로 증가되었으나 하중은 4.47 tonf와 4.46 tonf로 동일한 값을 나타내고 있는 것이다. 즉 조기파괴기준상의 B점 이후부터 C점으로 진행하는 경우로 볼 수 있으며 이론적으로 해석된 결과와 일치를 보이고 있는 것이다.

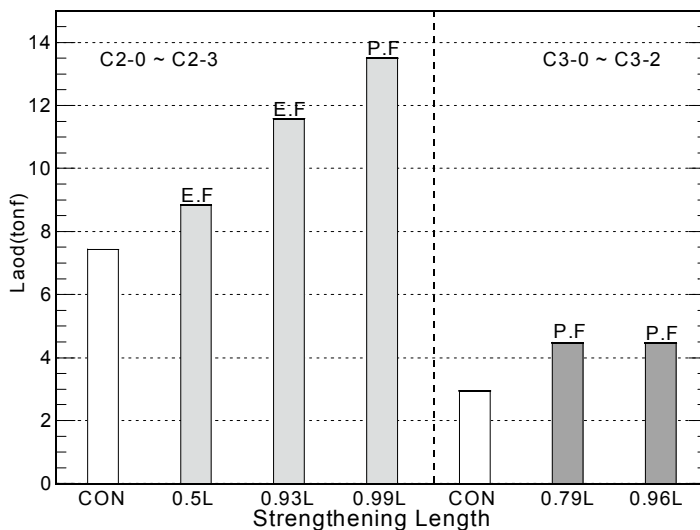


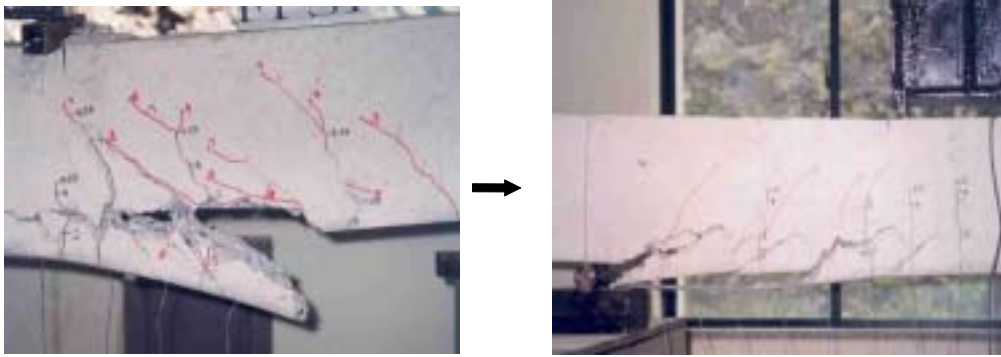
Fig. 6.15 Variation of failure mode according to strengthening length

Fig. 6.16은 Fig. 6.1, Fig. 6.2, Fig. 6.4의 파괴형태와 복부정착을 실시한 시험체의 모습을 토대 재구성하여 나타낸 것이다. 즉 Fig. 6.16은 보강길이의 변화와 정착에 따른 파괴형태를 보여주고 있는 것이다. Fig. 6.16의 시험체는 모두 CFRP 판을 이용하여 보강폭 10cm로 동일하게 보강한 상태에서 보강길이를 변화시키고 정착을 한 시험체이다. Fig. 6.16의 좌측상단의 그림은 보강길이가 0.5L인 상태로 보강길이 부족으로 인하여 전형적인 단부 박리파괴가 발생한 모습이고 우측상단의 그림은 보강길이를 0.5L에서 0.93L로 증가시킨 시험체이다. 이 경우에서도 단부의 콘크리트 피복이 박리 되어 단부 박리파괴가 나타나고 있다. 반면 좌측하단의 그림은 보강길이가 0.99L인 상태로 이전 시험체와는 달리 휨 구간과 휨 전단 구간의 일부 피복이 박리 되고 FRP가 부착파괴 되어 떨어져 나간 하중점 부착파괴를 보이고 있다. 또한 지점부의 모습은 FRP접착제가 떨어지지 않고 FRP섬유가 떨어져 나간 모습을 볼 수 있다. 이러한 현상은 5장의 실험결과에서도 발견되고 있는데 이는 CFRP판에서 생기는 지점부의 파괴형태로 판의 강성으로 인하여 지점부의 CFRP판 용 접착제를 콘크리트 면에서 떨어내지 못하고 CFRP판과 접착제 사이가 분리되는 것이다. 그러나 비교적 보강재의 강성이 적은 슈트의 경우에는 이러한 파괴는 관찰되지 않고 지점에서 접착제와 콘크리트 층에서 파괴가 발생하고 있다.

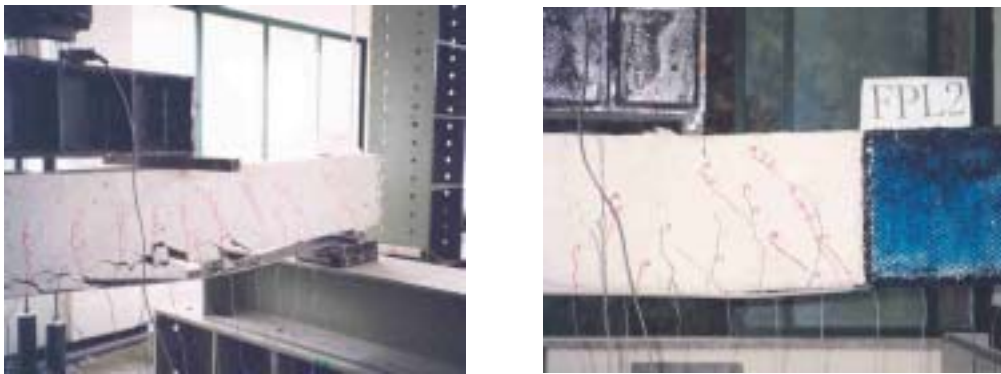
시험체의 파괴모습으로도 보강길이가 증가함에 따라 조기파괴형태가 전환되고 있음을 확인 할 수 있다. 여기서, 우측하단의 단부정착 시험체의 파괴형태에 대해서는 다음절에서 논의될 것이다.

이상에서 살펴본 바로 보강길이에 따라 파괴형태가 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 전환되고 단부 박리파괴 시에는 보강길이가 길어짐에 따라 하중의 증가가 이루어지고 있으나 하중점 부착파괴 시는 보강길이가 증가해도 하중의 증가는 전혀 발생하지 않는 것이 실험결과를 통해 나타나고 있다. 이는 조기파괴 기준의 결과와 일치되는 것이다.





(a) Rip-off failure



(b) debonding failure

Fig. 6.16 Variation of failure mode according to strengthening length and web anchorage

#### 6.4.3 정착에 따른 파괴형태와 보강효과

조기파괴기준을 근거로 하여 FRP보강 철근콘크리트 보의 정착효과를 알아보면 다음과 같이 해석할 수 있다.

단부 박리파괴가 발생하는 경우의 단부정착은 유효부착길이 감소로 인한 단부의 응력집중을 효과적으로 방지하여 정착효과를 발휘할 수 있고 하중점의 정착은 단부의 응력집중을 방지하지 못하여 정착효과는 없는 것으로 해석할 수 있다. 이와는 달리 하중점 부착파괴의 경우에서 단부의 정착은 기본보강길이와 충분한 상태에서 정착을 실시하는 것이므로 하중점 부착파괴 원인인 변형에너지의 축적을 방지하지 못하여 정착효과는 없는 것으로 해석할 수 있고 하중점부분의 정착은 변형에너지의 축적을 분산시킴으로 정착효과를 발휘할 수 있는 것으로 해석할 수 있다.

이를 입증하기 위해 Table 6.4의 내용을 Fig. 6.17과 Fig. 6.18에 나타내었다. Fig. 6.17(D1-0~D1-3, D3-0~D3-3)에서 보듯이 E.U는 N.U 시험체를 지점부에 정착을 실시한 경우인데 이 두 시험체의 하중은 D1-1은 12.20 tonf D1-2는 12.32 tonf로 동일한 하중을 나타내고 있는 것이다. 이와는 달리 하중재하점 부분을 정착한 P.U는 하중이 13.89 tonf로 지점부 정착과는 달리 하중이 상당히 증가되었음을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 D3-1과 D3-3 시험체에서도 관찰되고 있다. 즉 하중점 부착파괴가 발생하는 경우에서 단부의 정착효과는 전혀 나타나지 않고 파괴가 발생하는 곳인 하중재하부분에서의 정착효과는 있는 것이다.

Fig. 6.18(D2-0~D2-4)은 단부 박리파괴의 경우 단부를 정착한 시험체의 하중관계를 나타내고 있다. 이 경우에는 E.U 시험체는 단부 박리파괴가 발생하는 시험체에 지점부를 정착한 경우로 앞에서 설명한 하중점 부착파괴와는 달리 지점부 정착이 상당한 정착효과를 발휘하여 하중의 증가가 나타나고 있음을 알 수 있다. 이런 현상은 D2-4시험체에서도 동일하게 관찰되고 있는 것이다. 여기서 D2-4는 FRP보강재의 휨 전단구간에서 부착길이 전체가 정착된 경우로 단부의 정착뿐만 아니라 하중재하부분도 정착이 되고 있다. 그래서 그래프상의 정착으로 인한 하중 증가분은 단부의 정착과 하중재하부분의 정착효과가 더해진 것이다.

이처럼 정착효과가 파괴형태와 정착위치에 따라 달리 나타나는 것은 조기파괴

의 원인인 유효부착길이 감소와 변형에너지 축적을 적절히 제어 할 경우에만 정착효과가 나타나고 있는 것이다. 이는 앞 절에서 제시한 조기파괴를 일으키는 원인에 대한 분석이 유효함을 입증하고 있는 것이다.

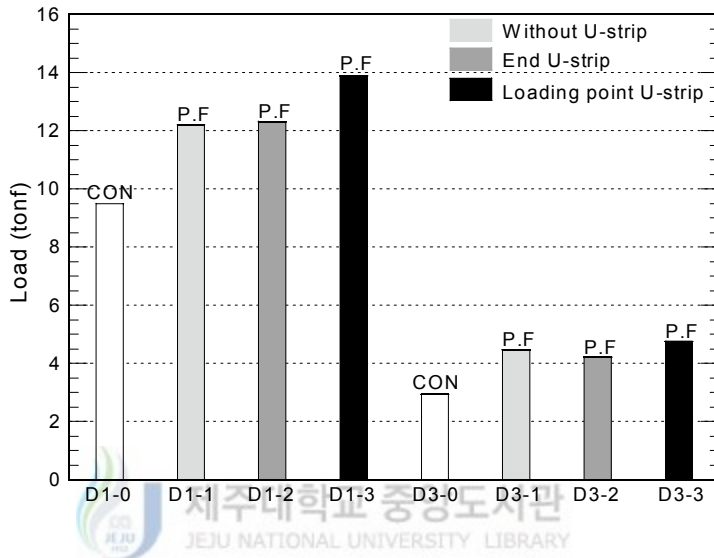


Fig. 6.17 Strengthening effect according to web anchorage 1

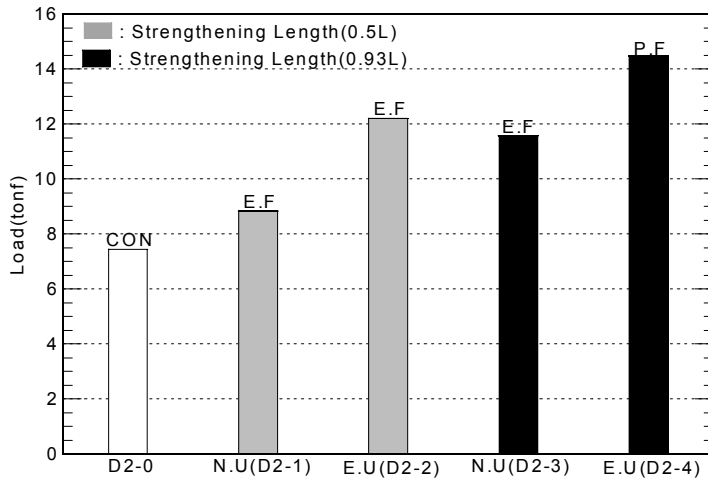


Fig. 6.18 Strengthening effect according to web anchorage 2

아울러 Fig. 6.16의 우측하단 시험체는 단부 박리파괴 형태에서 단부를 정착한 시험체의 모습인데 단부의 정착으로 인하여 파괴형태가 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 바뀌는 것을 알 수 있다. 즉 보강길이가 기본보강길이보다 부족한 상태에서 단부를 정착하여 기본보강길이 부족으로 인한 응력집중이 방지되어 철근항복구간의 변형에너지 축적으로 하중점 부착파괴가 생기는 것이다. 이는 단부의 정착이 보강길이 확대와 같은 효과로 볼 수 있다.

여러 연구자들의 실험결과를 토대로 앞 절에서 제시된 조기파괴 메커니즘을 살펴본 결과 FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴 즉 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴는 제안된 파괴기준에 따라 파괴가 발생하고 하중의 변화가 일어남을 확인할 수 있다. 즉 두 가지의 파괴가 서로 연관되어 취약원인에 따라 발생하는 것이다. 이상의 결과로 볼 때 앞 절에서 제안된 조기파괴 메커니즘과 조기파괴기준은 합리적인 것으로 생각할 수 있다. 본 절에서 제안된 조기파괴기준은 FRP보강재의 종류에 관계없이 적용이 가능하리라 생각할 수 있다. FRP로 된 보강재(CFRP, AFRP, GFRP)는 재료의 응력변형률 관계가 모두 파단시까지 선형탄성 거동을 하는 재료이므로 위와 같은 조기파괴 메커니즘에 의해 파괴가 발생하게 될 것이다.

기존의 연구에서 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴를 서로 독립적으로 분리하여 연구하고 파괴의 원인을 서로 다르게 두는 것은 사실과 다른 접근으로 볼 수 있으며 이에 근거한 계면상의 응력해석과 하중의 예측은 합리적이지 못한 것으로 여길 수 있다. 이를 토대로 한 파괴하중의 예측 역시 사실과는 다른 결과임을 나타내고 있다. 또한 기존의 파괴형태의 분류 역시 최종파괴시의 파괴모습을 근거로 여러 형태로 분류하고 있어 본 논문에서 제시한 두 가지 형태의 조기파괴로 분류하는 것이 합리적이라 할 수 있다. 그래서 다음절에서는 기존의 조기파괴를 본 논문에서 제시한 파괴형태별로 수정하여 분류하였다.

## 6.5 기존 파괴형태의 수정

지금까지의 FRP보강 철근콘크리트 보의 휨 파괴 형태를 나누어보면 FRP파단 인장파괴, 단부 박리파괴, 벗김 박리파괴, 휨 균열 부착파괴, 휨 전단균열 부착파괴, 콘크리트 압축파괴로 나누고 있다. 이들 파괴형태 중 조기파괴의 경우 네 가지의 형태로 분류하고 있는 가장 큰 이유는 파괴가 발생 후 최종적인 파괴의 모양과 균열의 모습을 통해 분류하고 있다. 그러나 파괴의 원인요소 즉 유효부착길이 감소로 인한 응력집중과 철근항복으로 인한 변형에너지와 전단변형의 증가를 이용하여 위의 조기파괴를 본 장의 앞부분에서 정의한 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴로 분류할 수 있다. 그러므로 FRP보강 철근콘크리트 보의 인장파괴 형태는 네 가지 즉, FRP파단 인장파괴, 단부 박리파괴, 하중점 부착파괴 그리고 콘크리트 압축파괴로 나눌 수 있는 것이다. 여기서 단부 박리파괴의 경우는 FRP보강 시 기본보강길이 이상으로 보강을 실시할 경우 발생을 방지 할 수 있는 파괴로 FRP보강 철근콘크리트 보에서 기본보강길이를 이용하여 보강을 실시할 경우의 파괴 형태는 단부 박리파괴를 제외한 FRP파단 인장파괴, 하중점 부착파괴, 콘크리트 압축파괴로 나누어지는 것이다. 그러므로 최종적으로는 기존의 6개의 파괴형태를 조기파괴기준에 의해 분류할 경우는 3개의 파괴형태로 분류함으로써 보다 단순한 형태의 분류가 가능해질 수 있다.

Fig. 6.19에 기존의 파괴형태와 수정된 파괴형태 그리고 기본보강길이를 확보한 FRP보강 철근콘크리트 의 휨 파괴의 파괴형태가 나와있다.

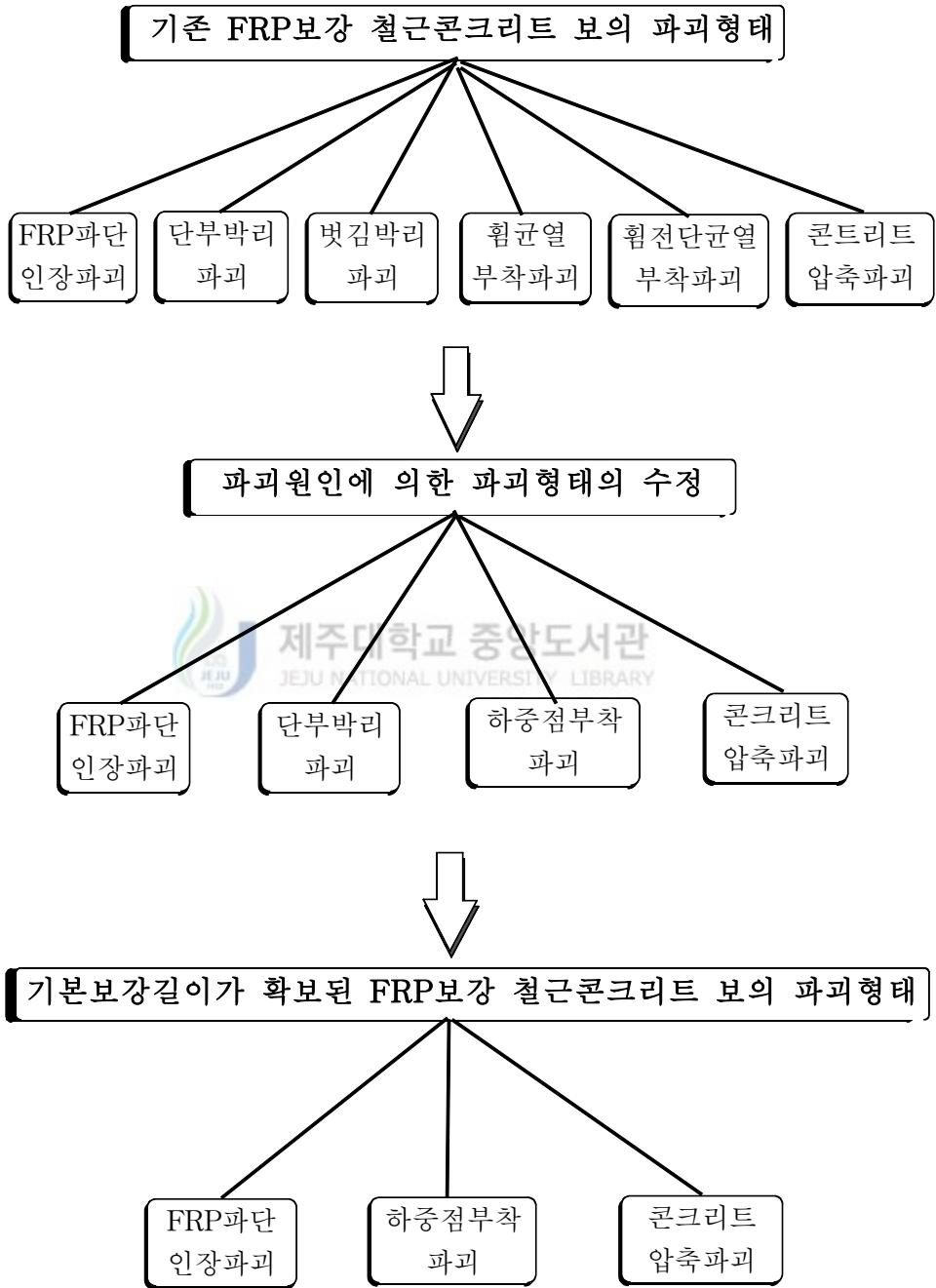


Fig. 6.19 Modification of premature failure mode

## 6.6 소 결

본 장에서는 FRP보강 철근콘크리트 보에서의 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴의 규명을 위해 조기파괴기준을 제시하고 이를 검증하였다.

본 장에서의 결론은 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 기존의 조기파괴형태를 파괴원인별로 분석하여 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴로 정의하였다.
- 단부 박리파괴에서 하중점 부착파괴로 전환되는 파괴형태전환점을 밝혀내고 이를 FRP보강재의 기본보강길이를 정의하였다.
- 제안된 파괴형태와 전단구간의 철근항복현상을 토대로 조기파괴기준을 제시하고 기존의 연구결과를 통해 타당성을 입증하였다.
- 제안된 조기파괴기준을 이용하여 기존의 6개의 FRP보강 철근콘크리트 보의 파괴형태를 3개의 파괴 FRP파단 인장파괴, 하중점 부착파괴, 콘크리트 압축파괴로 수정하여 단순화하였다.

## VII. FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴 제어 설계법 개발

### 7. 1 서론

기존의 연구에서의 조기파괴 제어는 주로 단부 박리파괴를 방지하기 위한 것으로 섬유쉬트를 이용한 U형 정착과 앵커정착 두 가지의 정착방법이 있다. 그러나 이러한 정착법은 단부에서의 파괴는 어느 정도 예방하고 있으나 하중점에서 발생하는 하중점 부착파괴는 근본적으로 제어가 어렵다. 지금까지 이러한 단부 정착법 위주로 정착법이 개발되고 실제에서도 시공이 이루어지고 있는 주된 이유는 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴를 별개의 독립적인 파괴형태로 간주하고 이들 파괴를 각각 개별적인 접근으로 해결하려 하였다. 그러나 본 논문의 5장과 6장에서의 해석된 결과로 볼 때 두 형태의 파괴는 서로 독립적인 원인에 의한 것이 아니고 상호 연관되어 있는 것으로 나타나고 있다. 그러므로 정착법의 개발에 있어서도 이 두 가지의 파괴형태가 모두 제어될 수 있는 방향으로 개발이 진행되어야 할 것이다.

본 장에서는 이러한 조기파괴를 제어하기 위한 정착 설계법을 개발하여 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴를 사전에 예방하는 기술을 확보하고자 한다.

### 7. 2 조기파괴 제어 정착량 산정 및 보강길이 결정

우리가 일반적으로 내하력이 저하된 콘크리트 구조물을 FRP보강재를 사용하여 보강을 하게되면 내하력의 증가는 확실하게 확보할 수 있으나 보강으로 인한 예기치 못한 추가적인 문제가 구조체에 발생하게 된다. 하나는 연성능력이 보강



전에 비해 감소하게 되고 다른 하나는 우리가 원치 않는 취성적인 파괴형태를 보일 수 있게 된다. 이 두 가지의 문제는 일반적인 사용하중 상태에서는 그리 큰 문제요소로 작용하지는 않으나 극한상태의 하중이 구조체에 작용하면 전술한 두 가지의 결점은 전체 구조계에 대단히 중요한 영향을 미치게 된다. 또한 취성적인 파괴는 사전에 파괴징후에 대한 예측을 곤란하게 함으로써 구조체의 손상상태 파악을 어렵게 하는 요소로 작용한다. 이런 점에서 효율적으로 단부 박리파괴나 하중점 부착파괴를 제어할 필요가 있는 것이다.

조기파괴 제어는 두 형태의 파괴 즉 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴를 동시에 제어하는 방향으로 설계 방법이 마련되어야 하겠다. 단부 박리파괴는 FRP보강재의 기본보강길이의 부족으로 발생하는 것으로 기본보강길이를 확보함으로써 파괴를 사전에 차단할 수 있다. 그러나 하중점 부착파괴는 단부 박리파괴와는 달리 중앙부의 하중 재하부분의 철근항복 영역에서 과도한 전단변형과 FRP판의 인장력 부담의 증가로 인하여 파괴가 발생하게 된다. 그리고 하중점 부착파괴는 휨보강재의 보강길이가 충분한 상황에서 발생하므로 보강길이 확보만으로는 효율적인 파괴 제어를 할 수 없다. 그러므로 하중점 부착파괴를 모면하기 위해서는 원인요소 즉 과도한 전단변형을 적절히 제어하고 FRP판의 인장력이 발휘될 수 있도록 정착을 함으로써 파괴를 사전에 방지할 수 있다.

하중점 부착파괴 방지를 위한 정착은 5장의 실험결과에서도 알 수 있듯이 전단구간의 철근항복 구간에서만 정착효과가 나타나고 있다. 그리고 복부정착쉬트의 정착력 발휘도 섬유의 인장력으로 정착효과를 발휘가 되고 있다. 이를 근거로 하여 하중점 부착파괴 제어 정착량을 결정할 수 있다.

### 7.2.1 하중점 부착파괴 방지 정착량 계산

정착량 결정은 5장에서의 실험 시 하중조건 즉 단순보에 4점 하중이 작용하는 경우에 대하여 FRP로 휨 보강을 한 보의 복부정착쉬트의 양을 결정해 보면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

여기서 실험에서 나타난 결과와 몇몇의 사실로부터 복부정착량을 결정하기 위한 다음의 가정을 할 수 있다.

- 1) 실제의 콘크리트의 부착력은 철근항복 후에도 하중점 부착 파괴 발생시점까지는 어느 정도 부담을 하나 본 경우에는 철근항복 후의 콘크리트의 부착력은 고려하지 않고 복부정착된 정착쉬트가 CFRP판의 인장력을 부담하는 것으로 하였다. 즉 철근항복 구간의 콘크리트 부착력은 무시하였다.
- 2) CFRP판과 콘크리트 사이의 실제 수평전단응력은 콘크리트에 균열의 발생으로 균열 발생 점에 응력 집중이 생기는 등 복잡한 응력상태를 보일 수 있으나 이러한 균열로 인한 응력집중 현상은 고려하지 않는다.
- 3) 복부정착쉬트의 인장력은 인장실험을 통해 측정된 파단 시 응력까지 직선적으로 변하는 것으로 한다.

위의 가정을 토대로 4점 하중하에서의 복부정착량의 결정절차를 나타내면 다음과 같다.

우선 보강 철근콘크리트 보의 FRP보강 모멘트를 계산하면 다음과 같다.

$$M_{FRP} = \phi(M_u - M_n) \quad (7.2.1)$$

$\Psi M_u$ 는 FRP보강 보가 극한상태일 때의 극한 휨 모멘트로 다음과 같다.

$$\Psi M_u = \Psi \left\{ (A_s f_y - A_s' f_s') \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' (d - d') + A_f f_f \left( h - \frac{a}{2} \right) \right\} \quad (7.2.2)$$

$\Psi M_n$ 은 FRP보강전의 기존 보의 철근만에 의한 공칭모멘트로 다음 식으로 구할 수 있다.

$$\Psi M_n = \Psi \left\{ (A_s f_y - A_s' f_s') \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' (d - d') \right\} \quad (7.2.3)$$

FRP로 보강한 보가 최대하중에 도달했을 때의 FRP의 인장력은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$T_{FRPu} = \frac{M_{FRP}}{h - \frac{a}{2}} \quad (7.2.4)$$

여기서  $h$ 는 보의 높이이고  $a$ 는 등가 압축블럭의 깊이로 식 4.4.4에 나와 있으며 여기서 다시 나타내면

$$a = \frac{A_s f_y + A_f f_f - A_s' f_s'}{0.85 f_{ck} b} \quad (4.4.4)$$

FRP의 인장력( $T_{FRPu}$ ) 중  $T_{FRPy}$ 는 콘크리트의 부착력이 부담하고  $T_{Req}$ 는 정착 슈트가 인장력으로 부담하게 된다. 그러므로 식7.2.5와 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{FRPu} = T_{FRPy} + T_{Req} \quad (7.2.5)$$

이중 정착슈트가 부담해야하는 인장력은 다음과 같다.

$$T_{Req} = T_{FRPu} - T_{FRPy} \quad (7.2.6)$$

여기서  $T_{FRPy}$ 는 철근항복 시의 FRP의 인장력으로 앞 3장의 비선형 해석법으로 구할 수 있으며 식 7.2.7으로 나타낼 수 있다.

$$T_{FRPy} = E_f b t \epsilon_{frpy} \quad (7.2.7)$$

위의 Fig. 7.1의 하중조건에서의 정착길이는 전단구간에서 철근이 항복된 거리이므로 슈트 정착길이는 다음과 같다. 하중점 부착파괴 시의 철근항복길이는 하중점 부착파괴 시의 하중값( $P_b$ )를 사용하였으나 정착량 결정 시에는 하중점 부착파괴가 발생하지 않고 극한하중( $P_u$ )까지 하중의 증가가 이루어지는 것으로 하여 극한하중시의 철근항복길이를 결정해야 할 것이다.

$$l_y = \frac{l_n}{3} - \frac{2M_y}{P_u} \quad (7.2.8)$$

정착길이 ( $l_y$ )에 한 장의 슈트로 정착했을 때 정착력을 계산하면 식 7.2.8 과 같다. 여기서 정착각도  $\theta$ 는 복부정착슈트와 보가 이루는 각도이고  $T_{web}$ 은 복부정착 슈트의 섬유방향의 인장력이다.

$$T_{web} \cos \theta = l_y f_{fu} \quad (7.2.9)$$

여기서  $f_{fu}$ 의 단위는  $kgf/cm$ 이다.

위의 식7.2.6에서의 정착슈트가 부담해야하는 정착력( $T_{Req}$ )와 식7.2.9의 정착력( $T_{web} \cos \theta$ )를 비교하여  $T_{web} \cos \theta > T_{Req}$ 이면 복부정착력은  $T_{web} \cos \theta$ 로 하된다. 만약 반대의 결과가 되면 정착슈트의 정착량을 2장으로 증가하여 계산을 하면 된다.

정착슈트의 복부에서의 부착길이는 다음의 관계를 통하여 결정할 수 있다.

복부정착쉬트의 복부의 부착길이를  $l_{bw}(cm)$  라하고 보의 하면에서의 부착길이를  $l_{bb}(cm)$  라하고 쉬트의 부착력을  $\tau_b(kgf/cm^2)$ 라 하면 이론적인 복부정착쉬트의 복부부착길이( $l_{bw}$ )는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$l_y f_{fu} = \tau_b l_y (l_{bw} + l_{bb}) \sin \theta \quad (7.2.10)$$

$$l_{bw} = \frac{f_{fu}}{\tau_b \sin \theta} - l_{bb} \quad (7.2.11)$$

여기서 식 7.2.11의 복부부착길이는 복부정착쉬트가 일반적으로 굴곡이 없이 직선적으로 부착되었을 때에 해당하는 길이이다. 그러나 복부정착쉬트의 경우는 보 강 보의 하면과 복부를 부착하고 있으므로 실제의 부착길이는 이보다 적게 평가될 수 있다. 즉 복부정착쉬트가 일반적인 철근콘크리트 구조에서 갈고리 철근으로 정착하고 있는 효과를 발휘하는 것으로 생각할 수 있다. 그러므로 위의 식 7.2.10의 복부부착길이는 최대부착길이 개념으로 사용하여 복부부착 시 고려하면 충분할 것으로 판단된다. 또한 여기서 복부에 부착된 쉬트의 경우는 쉬트의 인장력을 저항하기 위한 목적도 지니고 있지만 다른 한편으로는 복부에서의 전단균열의 발생을 억제하는 목적도 가지고 있는 것이다.

이상에서 기술한 내용으로 부착과괴 방지 복부정착쉬트의 정착량과 정착길이를 합리적으로 결정할 수 있으며 아울러 복부에서의 부착길이는 쉬트의 부착력을 이용하여 결정할 수 있다.

다음 Fig. 7.1에 기술한 절차로 결정한 정착구간과 복부부착길이가 표시되어있다. Fig. 7.1에서  $l_y$ 구간의 정착은 위의 식7.2.8로 계산된 복부정착량이다. 그리고 휨 구간(a)의 정착량은 정적 하중하에서는 순수 휨 구간으로 작용하나 이동하중 상태에서는 전단력이 작용함으로 이 구간에 대한 정착 또한 필요하게 되는 것이다. 그러므로 실제의 복부정착길이는 보 전체의 철근항복길이( $l_p$ )가 되는 것이다.

Fig. 7.2는 복부정착을 실시한 보의 하중 처짐곡선의 일반적인 형태를 보여주고 있다.

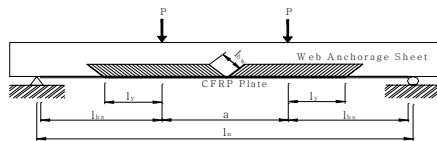


Fig. 7.1 Detail of web anchorage in R.C beam bonded CFRP

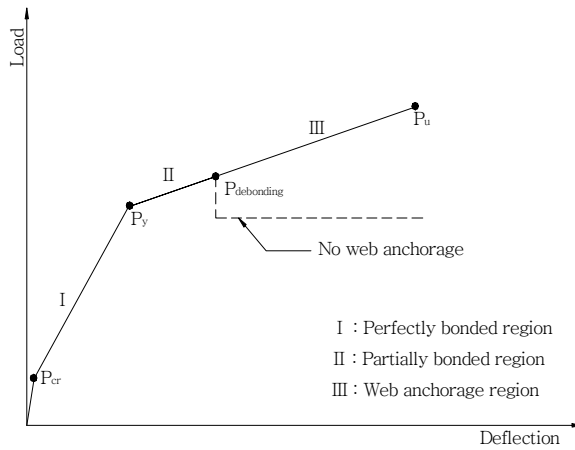


Fig. 7.2 Load-deflection curve in R.C beam with web anchorage

Fig. 7.2에서의 하중 처짐곡선을 부착 메커니즘 상태에 따라 크게 세 구간으로 나누어 나타낼 수 있다. 구간 I은 초기균열 이전 하중 상태에서 철근항복 전까지 구간으로 콘크리트의 부착력이 FRP의 인장력을 저항하는 완전부착구간으로 할 수 있으며 구간 II는 철근항복 후 부착파괴 발생 하중단계까지로 철근항복 이전의 콘크리트 부착력과 철근항복 구간에서의 부분적인 콘크리트의 부착력이 FRP의 인장력을 저항해주는 부분부착구간으로 볼 수 있다. 구간 III은 부착파괴 하중이후부터 극한하중 시까지로 철근항복이전 구간의 콘크리트의 부착력과 철근항복구간에서 복부정착쉬트의 인장력과 콘크리트의 부착력이 FRP의 인장력을 저항해주는 복부정착구간으로 나눌 수 있다.

Fig. 7.3과 Fig. 7.4는 Fig. 7.2의 구간 I 과 구간 III에 해당하는 상태의 FRP의 경계면 응력상태를 보여주고 있다.

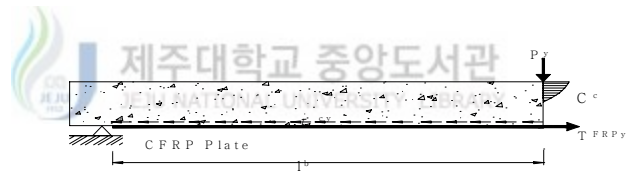


Fig. 7.3 Bonding mechanism under service load(before steel yield)

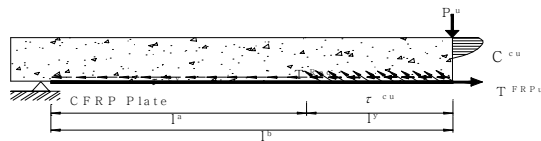


Fig. 7.4 Bonding mechanism under ultimate load(after steel yield)

위의 복부정착 방법에 따라 본 논문의 5장에서 실시한 실험결과를 가지고 FP5 시험체의 복부정착 슈트가 부담하는 인장력을 계산해 보기로 한다.

우선 FRP의 극한 인장력은 다음 식으로 표현할 수 있다.(Fig. 7.4에서)

$$T_{FRPu} = T_{FRPy} + \tau_{cu}bl_y + T_{Web} \cos \theta \quad (7.2.12)$$

위의 식 7.2.12로부터 복부정착슈트의 인장력을 계산하면

$$T_{Web} = \frac{T_{FRPu} - T_{FRPy} - \tau_{cu}bl_y}{\cos \theta} \quad (7.2.13)$$

여기서  $\theta$ 는  $45^\circ$ 이다.

Table 5.10의 수치를 이용하여 식 7.2.13에서 복부정착슈트의 인장력( $T_{Web}$ )을 계산하면 다음과 같다. 여기서는 복부정착슈트의 인장력 계산 시 철근항복 구간에 콘크리트의 부착력을 고려하여 계산을 하고 있다.

$$T_{Web} = \frac{17276 - 3281 - 50.3 \times 5 \times 31}{\cos 45} = 8766 \text{ kgf}$$

그리고 인장실험을 통한 CFRP슈트의 파단시 인장력은 10757 kgf이다.

계산된  $T_{Web} = 8766 \text{ kgf}$ 는 복부정착슈트가 부담해야하는 인장력이고 실제 1장으로 복부정착된 슈트가 파단시까지의 부담할 수 있는 정착력은 슈트가 보의 앞으로 부착되어 있으므로  $2 \times 10757 = 21514 \text{ kgf}$ 이 된다.

위의 결과를 통해 실험에서 FP5 시험체는 한 장의 복부정착 슈트로도 충분히 복부정착 인장력을 발휘하고 있는 것을 확인할 수 있다. 여기서 앞에서 기술한 정착량 산정시는 철근항복 구간에서의 콘크리트의 부착력( $\tau_{cu}bl_y$ )은 고려하지 않고 정착량을 산정하고 있다. 이는 복부정착량을 안전 측으로 산정 할 수 있게 한다. 왜냐하면 실제에서는 철근항복 구간에서 콘크리트의 부착력이 일정부분은 FRP의 인장력을 저항해 주고 있다. 이러한 복부정착 방법은 단순지간의 보에서 일어날 수 있는 실제의 하중조건에 대해서도 효과적으로 복부정착을 실시할 수 있다. 즉 일반적인 등분포 하중이나 집중하중 혹은 차량하중과 같이 이동하중에 대하여도 최대 모멘트 단면에서 철근항복길이 만큼 복부정착을 실시하면 효율적으로 하중점 부착파괴를 방지 할 수 있을 것으로 판단된다. 이상의 과정으로 하

중점 부착파괴를 적절히 제어가 가능하다.

조기파괴 형태 중 단부 박리파괴는 보강길이의 부족에 기인한 파괴이므로 FRP 보강재의 기본보강길이의 확보가 필수적이다. 보강재의 보강길이는 식6.2.4를 통하여 구할 수 있다. 아울러 중앙부의 철근항복 구간을 FRP쉬트를 이용하여 정착함으로써 정착으로 인하여 사용성의 향상 즉, 처짐과 균열의 제어 효과가 탁월하게 발휘되고 최대 모멘트 점에서의 응력의 변동으로 인한 피로에 대한 저항효과도 정착을 실시하지 않은 경우와 비교할 때 매우 우수할 것으로 판단할 수 있다. 지금까지의 조기파괴 제어 설계에 대한 전체적인 설계 흐름도가 Fig. 7.5에 나와 있다.





7.2.2 조기파괴 제어 설계 흐름도

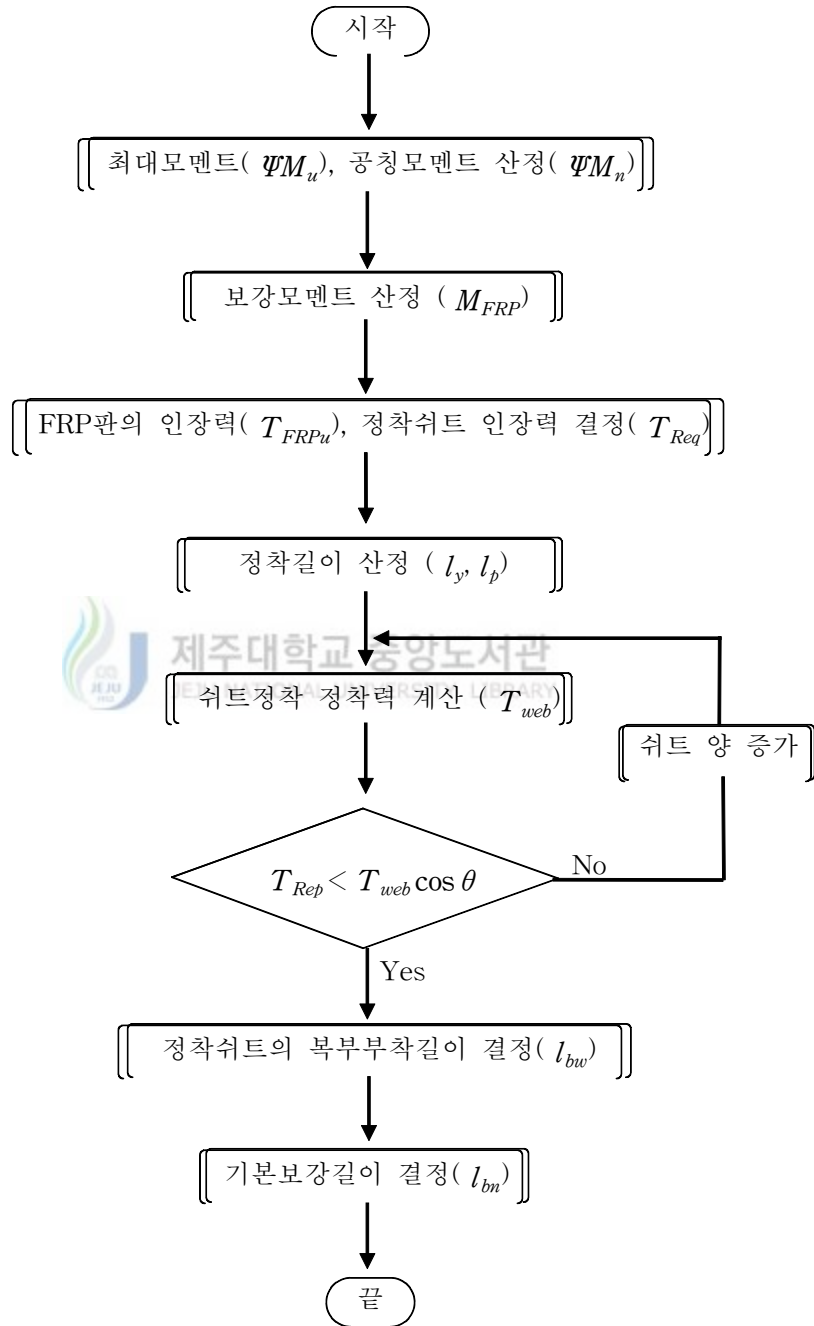


Fig. 7.5 Premature failure control design procedure

### 7. 3 소 결

본 장에서 기술한 정착방법을 통하여 효율적으로 FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴를 방지할 수 있으며 이를 통하여 보강된 보의 연성을 개선함과 동시에 취성적인 파괴를 방지하여 우리가 원하는 이상적인 파괴형태를 유도할 수 있다. 본 장에서는 다음의 결론을 얻을 수 있다.

- 본 장에서 나타낸 정착법으로 효과적인 정착을 실시할 수 있고 이를 통해 하중점 부착파괴를 방지 할 수 있고 기본보강길이 확보를 통해 유효부착길이 부족으로 인해 발생하는 단부 박리파괴를 설계 단계에서 사전에 제어를 할 수 있다.
- 조기파괴를 방지함으로써 보강 구조체의 연성을 충분히 확보할 수 있어 보다 안전한 구조물을 만들 수 있다.
- 실제의 하중조건에 대하여도 효과적으로 정착을 실시할 수 있고 복부정착쉬트의 정착량을 계산에 의하여 산정할 수 있으므로 재료의 낭비를 막아 경제적인 시공이 가능하다.

## VIII. 결론

### 8.1 요약 및 결론

본 장에서는 각 장의 내용을 요약정리 하여 수록하였으며 연구를 통해 얻어진 최종적인 결론을 제시하였다.

#### ■ 요약 ■

본 논문은 최근 건설산업에서 그 이용이 증대되고 있는 FRP복합재료를 이용하여 철근콘크리트 구조물의 보강에 사용함으로써 발생하는 문제점을 파악하고 그 해결책을 제시하여 보다 기술적으로 진보된 구조물의 보강이 이루어질 수 있도록 하는데 그 목적을 두고 연구를 진행하였다. 이를 위해 본 연구에서는 기존의 문헌과 기술자료를 검토하여 현재까지의 연구성과와 문제점을 파악하고 이를 토대로 연구를 진행하였다.

연구는 문헌연구와 실험연구로 나누어 진행되었으며 실험연구는 모형 시험체를 제작, 모의 실험을 수행하여 실험을 통해 나타난 결과를 가지고 이론적인 해석으로 문제점을 파악하고 해결책을 제시하고자 하였다.

본 논문의 내용을 간략하게 요약하면 다음과 같다.

#### ◆ 2 장

현재까지 국내외에서 연구된 문헌과 기술자료를 토대로 현재 FRP보강재료 사용되는 각 재료의 역학적 특성, FRP보강재의 형태를 알아보고 이들 재료를 이용한 보강공법의 내용 등을 기술하고 있다. 문헌연구를 토대로 FRP보강공법에서의 문제점을 파악하고 현재 사용되어지는 단부 정착법에 대하여 나타내었다. 또한

현재 ACI의 보강설계기준에 대한 고찰을 하였다.

◆ 3 장

콘크리트 재료의 비선형 거동을 고려한 모델과 철근, FRP의 응력변형률 곡선의 모델을 이용하여 휨 이론에 의한 FRP보강 휨 부재의 해석을 실시하였다.

◆ 4 장

복부 정착이 불가능한 슬래브에서의 보강효과와 보강후의 파괴특성을 알아보기 위해 CFRP격자섬유로 슬래브를 보강한 후 실험을 통하여 보강효과와 파괴형태를 분석하였다. 극한강도설계법에 의하여 CFRP격자섬유의 평행보강비를 유도하였다.

◆ 5 장

CFRP판으로 보강한 후 복부정착을 실시한 14개의 철근콘크리트 보의 정적 휨 실험결과를 토대로 복부정착효과와 CFRP판의 경계면의 수평 전단응력상태를 규명하고 CFRP판 보강 보의 부착파괴 메커니즘을 규명하였다.

◆ 6 장

FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴의 원인을 토대로 조기파괴기준을 제시하고 기존의 문헌을 토대로 타당성을 검증하였다

◆ 7 장

5장과 6장의 결과를 이용하여 조기파괴 제어 설계법을 개발하여 합리적인 설계를 토대로 사전에 조기파괴를 예방할 수 있게 하였다.

## ■ 결론 ■

FRP를 이용하여 휨 부재인 보와 슬래브에서의 보강효과와 파괴거동을 알아보기 위한 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

### § FRP보강 철근콘크리트 보 §

- 1). CFRP판으로 보강된 철근콘크리트 보의 파괴형태인 CFRP판의 부착파괴는 순간적으로 하중 재하부분에서 시작하여 지점으로 진행되는 경계면 콘크리트 수평전단파괴로서 파괴 시 CFRP판의 응력분포는 철근항복 구간에서 증가가 커지는 것을 알 수 있다.
- 2). CFRP판의 부착파괴 시 복부정착쉬트에 의한 복부정착효과는 하중재하점에서 지점으로 일정거리만큼( $l_y$ )은 정착효과를 발휘하였으며 지점부분에서의 정착효과는 미미하거나 거의 없는 것으로 나타났다.
- 3). 복부정착섬유를  $45^\circ$  방향으로 하여 복부정착 할 경우는 수직방향으로 하여 정착하는 것에 비해 정착효과가 월등하게 나타나고 있으며 실제구조물에 정착 시에는 정착 섬유의 방향을 고려하여 정착을 실시하는 것이 효과적일 것으로 판단된다. 정착효과가 발휘되는 시험체에서는 극한하중과 연성모두 개선되는 효과가 나타났다.
- 4). FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴는 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴로 나타낼 수 있으며 단부 박리파괴는 유효부착길이 부족으로 인한 응력집중이 파괴원인이고 하중점 부착파괴는 휨 전단구간에서 인장철근항복으로 FRP보강재에 과도한 변형에너지 축적과 전단변형의 증가가 파괴원인으로 나타났다.

- 5). 조기파괴는 단부 박리파괴와 하중점 부착파괴가 서로 연관되어 보강길이와 보강량에 따라 파괴형태가 서로 다르게 나타나고 있으며 기본보강길이를 확보할 경우 단부 박리파괴는 발생하지 않는 것으로 나타나고 있다.
- 6). 조기파괴 제어 설계법 개발로 실제의 하중조건에 대하여도 효과적으로 정착을 실시할 수 있고 복부정착쉬트의 정착량을 계산에 의하여 산정 할 수 있으므로 재료의 낭비를 막아 경제적인 시공이 가능하다.

### § FRP보강 슬래브 §

- 1). CFRP격자섬유를 이용하여 1방향 슬래브를 보강할 경우 보강으로 인한 휨 내력 향상효과가 우수하게 나타나고 있으며 휨 강성도 어느 정도는 개선되는 것으로 관찰되었다.
- 2). CFRP격자섬유를 이용하여 보강을 실시할 경우 그 최종파괴형태는 보강량에 따라 달리 나타났으며 기준슬래브의 경우는 전단압축파괴가 발생한 반면 격자섬유로 보강을 한 경우는 보강량에 따라 CFRP격자섬유 인장 파단파괴, CFRP격자섬유 층 계면파괴, 전단파괴 등의 파괴형태를 보였다.
- 3). CFRP격자섬유의 보강으로 인하여 취성적인 파괴가 발생 시에는 파괴 시 처짐의 감소로 기준 슬래브에 비해 연성이 급격히 감소함을 알 수 있다.
- 4). 초기변형률과 압축철근의 영향이 고려된 FRP보강 휨 부재의 평형보강비를 유도하여 슬래브의 보강설계에 활용 될 수 있게 하였다.
- 5). 보와는 달리 슬래브의 보강설계에 있어서는 전단파괴와 FRP격자섬유 층 계면파괴를 방지하기 위하여 FRP의 보강량을 평형보강비 이하로 제한할 필요가 있는 것으로 나타나고 있다.

본 논문의 실험결과와 FRP보강 철근콘크리트 휨 부재의 파괴원인에 대한 분석을 통해 지금까지 진행된 연구의 결론은 다음과 같이 정리할 수 있다.

철근콘크리트 보와 슬래브와 같이 휨 부재에 FRP복합재료를 이용하여 보강을 실시할 경우 재료의 형태에 관계없이 보강효과는 높게 나타나고 있으며 두 경우 모두 보강으로 인하여 휨 거동이 변화하고 취성적인 파괴형태를 보이고 있다. 또한 취성적인 파괴로 인하여 구조부재의 연성능력이 감소가 발생하고 있다.

이렇듯 FRP보강으로 인한 휨 부재의 역학적 기능의 변화는 보와 슬래브 관계없이 동일하게 나타나고 있으나 취성적인 파괴에 대처하기 위한 방법은 서로 다르게 접근되어야 할 것으로 본다. FRP보강 철근콘크리트 보의 경우 조기파괴를 제어하기 위하여 조기파괴기준에 따라 FRP보강재의 기본보강길이의 확보와 중앙부의 정착이 실시되어야 할 것이다. 슬래브에서는 FRP보강재의 보강량을 평형보강비 이하로 제한하여 보강이 이루어져야 하겠다. 이를 통해 FRP보강 철근콘크리트 휨 부재에서 발생하는 취성적인 조기파괴를 극복할 수 있는 것으로 결론 내릴 수 있다.



## 8.2 향후 연구과제

본 논문의 성과는 FRP보강 철근콘크리트 보의 조기파괴를 이론적으로 규명함으로써 지금까지 논리적인 설명이 어려웠던 파괴원인과 파괴를 예방하기 위한 정착 설계가 가능하게 된 것이라 할 수 있다. 그러나 본 연구결과를 이용한 조기 파괴제어 정착설계가 가능하기 위해서는 몇 가지 해결해야 할 과제가 여전히 남아있다. 본 연구를 통해 FRP보강 철근콘크리트 보의 인장 파괴형태의 파괴원인이 밝혀졌으나 아직까지 보강 설계단계에서 파괴형태를 사전에 예측하기는 곤란하다. 물론 연구자나 기술자의 경험에 의하여 어느 정도는 추측이 가능하겠으나 합리적인 파괴형태의 예측은 어렵다. 향후의 연구는 이런 인장 파괴형태를 보강 단계에서 결정할 수 있는 방법의 개발에 중점을 두어 연구가 진행되어야 할 것이다. 그럼으로써 파괴형태에 따른 휨 내력 계산이 이루어지고 정착설계도 합리적으로 이루어질 것이다.

현재 교량의 R.C 슬래브나 일반적인 거더교 R.C 바닥판의 보강설계는 휨 내력과 사용성에 대한 설계만 이루어지고 있다. 본 논문에서도 주로 휨 내력의 향상과 전단파괴와 계면파괴를 방지하기 위한 설계절차만을 제시하고 있다. 그러나 실제 R.C 바닥판의 경우는 휨 내력과 사용성의 감소뿐만 아니라 펀칭전단에 의한 국부적인 파괴로 바닥판이 손상되는 경우가 빈번하게 발생하고 있다. 향후의 연구는 본 논문의 연구결과에 추가하여 보강설계 시 펀칭전단에 대한 보강효과를 검증하고 이를 설계 시 고려하기 위한 설계 법이 개발되기 위한 방향으로 슬래브의 보강에 대한 연구가 진행되어야 하겠다.



## IX. 참고문헌

건설교통부, 2002, 교량현황조사서

건설기술연구원, 2002, 노후 교량의 성능향상 기술 개발, pp. 1~10

김규선, 1999, 보강판으로 성능 개선된 RC보의 조기파괴거동에 관한 연구, 한양대학교 박사학위논문, pp.14~20

김규선·심종성, 1999, GFRP로 보강된 RC보의 계면박리파괴 해석모델, 콘크리트학회 논문집, 제11권, 3호, pp.69~80

김덕현·박상렬, 2000, 21세기 건설 재료로서 FRP의 전망, 콘크리트학회지, 제12권, 6호, pp.26~36

김두벽, 2002, 탄소 섬유 보강부재의 단부 탈락 방지방안에 관한 실험적 연구, 부산대학교 석사학위논문

김종욱, 2001, 초기변형을 고려한 철근콘크리트 보의 강판 휨 보강 효과에 관한 연구, 건국대학교 박사학위논문, pp.14~19

대한토목학회, 2003, 도로교설계기준·해설

박대균, 2000, 강판보강 구조부재에서 접촉계면의 파괴특성연구, 서울대학교 석사학위논문

박상렬, 2001, 탄소FRP쉬트로 휨 보강된 R.C보의 보강효과에 관한 연구, 대한토

목학회 논문집, 제21권, 제6-A호, pp997~1005

박상렬, 2002, 부착길이와 복부정착이 CFRP판으로 보강된 RC보의 휨 보강효과에 미치는 영향, 콘크리트학회 논문집, 제14권, 1호, pp.645~652

박상렬·김태우, 2003, CFRP판으로 부착된 R.C보의 복부정착 형태에 따른 보강효과, 대한토목학회논문집, 제23권, 제6호, pp.1113~1121

박상렬·김태우, 2003, CFRP판 보강 R.C보의 계면 전단응력과 부착파괴 메커니즘, 제2회 대학원생 학술발표회 논문집, 제주대학교BK21사업단, pp.

박중열 외, 2003, 비선형 해석을 통한 보강된 RC보의 거동예측, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 제15권, 1호(통권 제28집), pp.561~566

배인환, 1998, 강관 및 탄소섬유로 보강된 철근콘크리트 보의 휨해석 및 설계기법 연구, 한양대학교 박사학위논문, pp.90~104

시설안전기술공단·건설교통부, 1999, 콘크리트 교량의 보수·보강방법의 표준화

신광식, 2002 철근콘크리트 보의 휨 보강에 따른 탄소섬유 보강판의 정착길이 산정, 충북대학교 석사학위논문

심낙훈 외, 2002, 탄소섬유그리드를 이용한 RC보의 보강효과에 관한 실험적 연구, 한국구조물진단학회, 제6권, 제4호, pp.107~118

심종성 외, 1998, 탄소섬유 laminate을 이용한 RC보의 효율적인 보강기법에 관한 실험적 접근, 대한토목학회 학술발표회 논문집(I), pp.221~224

심종성·배인환, 1997, CFRP를 사용한 R/C보의 보강방법 연구, 한양대학교 공학  
기술논문집, 제6권, 1호, pp.163~172

MS.-Asia, 콘크리트 구조물의 보수-보강 New Fiber Grid-NEFMAC 공법

안동준 외, 2000, 탄소섬유그리드를 사용한 콘크리트 구조물의 보수보강, 한국터  
널기술협회, 제1호, pp.13~22

오용복, 2002, FRP 보강 기술, 콘크리트학회지, 제14권, 1호, pp.87~93

유영찬 외, 2001, 탄소섬유쉬트와 콘크리트의 부착강도 실험연구, 콘크리트학회  
논문집, 제13권, 2호, pp.168~174

유영찬 외, 2002, 탄소섬유쉬트로 보강된 RC보의 휨 부착성능, 콘크리트학회 논  
문집, 제14권, 4호, pp.549~555

전의진 외, 1995, 최신복합재료, 교학사, pp.5~27

정원용·이성우, 2000, 탄소 및 유리섬유 인발성형 스트립으로 보강된 RC보의 실  
험적 거동 분석, 대한토목학회 논문집, 제20권, 제6-A호, pp.1029~1038

조백순·안상호, 2003, 섬유시트가 접착된 경량콘크리트 프리캐스트 패널로 보강  
된 철근콘크리트 보의 휨 거동, 대한토목학회 논문집, 제23권, 제3-A호,  
pp.375~383

조병완 외, 2003, 격자형 탄소섬유로 보강한 R/C보의 보강효과, 콘크리트학회 논  
문집, 제15권, 3호, pp.377~385

조재열, 2001, 외부 접착판으로 휨 및 전단 보강된 철근콘크리트 보의 거동 및 해석, 서울대학교 박사학위논문, pp.110

최광민, 2002, FRP로 보강된 철근콘크리트 보의 조기파괴하중 예측, 한양대학교 석사학위논문

최기선 외, 2003, 유리섬유 쉬트로 휨 보강된 RC보의 부착파괴 방지 상세에 관한 실험적 연구, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 제15권, 1호(통권 제28집), pp.531~536

KS B 0801, 금속 재료 인장 시험편, 한국산업규격

KS B 0802, 금속 재료 인장 시험 방법, 한국산업규격



KS F 2241, 유리 섬유 강화 플라스틱의 인장 시험 방법, 한국산업규격

KS F 2405, 콘크리트의 압축강도 시험방법, 한국산업규격

태기호, 1998, 탄소격자섬유로 매입 보강된 RC보의 휨 거동에 관한 실험적 연구, 한양대학교 석사학위논문

한국콘크리트학회 · 대한건축학회, 2003, 콘크리트구조설계기준

한상훈 외, 2002, 철근콘크리트 보에 대한 CFRP의 정착길이, 충북대학교 건설기술연구소 논문집, 제21권, 제1호, pp.63~72

한양대학교 · MS-Asia, 2001, NEFMAC 보강공법을 적용한 콘크리트 교량 바닥판의 동적 시험에 의한 성능향상 효과분석

- 한만엽 · 이성준, 2000, 손상상태를 고려한 부재의 보강설계법 개발, 콘크리트학회 논문집, 제12권, 1호, pp.69~77
- 한만엽 · 백승덕, 2000, 탄소 섬유 보강공법의 조기탈락 방지공법 개발 연구, 콘크리트학회 논문집, 제12권, 1호, pp.61~67
- 홍건호 · 신영수, 2003, RC 구조물에 적용된 부착식 휨보강공법의 보강성능 평가, 콘크리트학회 논문집, 제15권, 1호, pp.78~86
- 홍익대학교 과학기술연구소, 1999, 탄소섬유그리드를 이용한 콘크리트 구조물의 보수보강공법연구
- ACI Committee 318., 1995, Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Detroit, US
- ACI Committee 440., 1996, *State-of-the-art Report on Fiber Reinforced Plastic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, American Concrete Institute, Michigan.
- ACI Committee 440., 2002, Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute
- Canadian Standards Association, 2000, Canadian Highway Bridge Design Code, Section 16, Fiber-Reinforced Structures, Rexdale, Ontario
- Chen, J. F., Teng, J. G., 2001, Shear capacity of FRP strengthened RC beams: FRP debonding, to be published

- Christine, L., Pierre, L., and Kenneth, W. N., 2003, On Fiber-Reinforced Polymer Rehabilitation of Alkali-Aggregate Reaction-Damaged Beams, *"ACI Structural Journal"*, Vol.100, No.1, pp.66-74
- Concrete Society, 2000, Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using FRP Composit Materials, Technical Report No. 55, Crowthome, Berkshire, UK
- Garden, H. N., Holloway, L. C. and Thorne, A. M., 1997, A Preliminary Evaluation of Carbon Fiber Reinforced Polymer Plates for Strengthening Reinforced concrete Members, *"Proceedings of The Institution of Civil Engineers: Structures and building"*, Vol. 123, May, pp.127-142
- German Institute of Construction Technology, 1997, Strengthening of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete with Sika Carbodur Bonded Carbon Fiber Plates, Authorization No. 2-36.12-29, Berlin
- Hiroyuki, Y., Wu, Z., 1997, Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened member subject to tension, Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, Sapporo, Japan, pp.287~294
- Hognestad. E., 1951, A Study of Combined Bending and Axil Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin 339, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbaba, III., November, pp.128
- Lananna, A. J., 2001, Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams using Fasteners and Fiber-Reinforced Polymer Strips, *"ACI*

*Structural Journal*", Vol.98, No.3, pp.368-376

Maeda, T., Asano, Y., 1997, A study on bond mechanism of carbon fiber sheet, Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, Sapporo, Japan, pp.279~285

Malek A, M., Saadatmanesh H. and Ehsani M.R, 1998, Prediction of Failure Load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate due to Stress Concentration at the Plate End, *"ACI Structural Journal"*, Vol. 95, No.2, Mar-Apr, pp.142-152

Malek A, M., and Saadatmanesh H., 1998, Analytical Study of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Web-Bonded Fiber Reinforced Plastic Plates or Fabrics, *"ACI Structural Journal"*, Vol.95, No.3, May-June, pp.343-352



Meier, U., 1982, Carbon Fiber Reinforced Polymers : Modern Materials in Bridge Engineering, *"Structural Engineering International"*, No.2, pp.7-12

Meier, U., 1987, Bridge Repair with High Performance Composites Material, *"Material and Technique"*, 4, pp.125-128

Nanni, A., Focacci, F. and Cobb, C. A., 1998, Proposed Procedure for The Design of RC Flexural Members Strengthened with FRP Sheet, *"Proceeding of The Second International Conference on Composites in Infrastructure (ICCI 1998)"*, Tucson, Arizona, USA. edited by H., Saadatmanesh and M. R. Ehsani

Nguyen, D. M., Chan, T. K. and Cheong, H. K., 2001, Brittle failure and Bond

Development Length of CFRP-Concrete Beam, *"Journal of Composites for Construction, ASCE"*, vol. 5, No. 1, pp.12-17

Ohelers D. J., and Moran J. P., 1990, Premature Failure of Externally Plated Reinforced Concrete Beams, *"Journal of Structural Engineering, ASCE,"* Vol. 116, No.4, Apr, pp.978-995

Park, H. G., 2000, Mechanical Behavior of Reinforced Concrete Slab Retrofitted with Carbon Fiber Sheet, Ph D thesis, Kyoto University

Park, S. Y, Park, J. W, Min, C. S, 2000, Strengthening Effect of R/C Beams with Different Strengthening Level, KCI Concrete Journal, Vol. 12, No.1, pp. 113~120



Rahmi, H. and Hutchinson, A., 2001, Concrete Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Plates, *"Journal of Composites for Construction, ASCE"*, Vol. 5, No. 1, pp.44-56

Roberts T. M, 1989, Approximate Analysis of Shear and Normal Stress Concentration in the Adhesive Layer of Plated RC Beams *"The Structural Engineer"*, Vol. 67, No.12, June, pp.229-233

Shahawy, M. A., Arockiasamy, M., Beitelman, T. and Sowrirajan, R., 1996, Reinforced Concrete Rectangular Beams Strengthened with CFRP Laminates, *"Composites: Part B"*, Vol. 27B, pp.225-233

Sergil, F. B., Regan, M. B., Sharonl, W., and Michael, E. K., 2003, Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams using Carbon



Fiber-Reinforced Polymer Composites, "*ACI Structural Journal*", Vol.100, No.1, pp.36-46

Tanaka, T., 1996, Shear Resisting Mechanism of Reinforced Concrete beams with CFS as Shear Reinforcement, Graduation Thesis, Hokkaido University

Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L., 2002, FRP Strengthened RC Structures, John Wiley & Sons

Yoon, S. J., Shigeyama, M., Jeong, S. K., and Jung, J. H., 2001, Retrofitting Method of Concrete Structures with FRP Grids, "*FRP Composites in Civil Engineering*", Vol. II, pp.1101-1108

Yuan, H., Wu, Z., 1999, Interfacial fracture theory in structures strengthened with composite of continuous fiber, Proceedings of Symposium of China and Japan, Science and Technology of 21st Century, Tokyo, Japan, pp.142~155

Zhishen Wu, Jun.Yin, and Hedong Niu, 2001, Some Recent Achievements in FRP Bonding Techniques, "*FRP Composites in Civil Engineering*", Vol. II, pp.1021-1030

[http:// www.skchemicals.co.kr](http://www.skchemicals.co.kr)

[http:// www. sika.com](http://www.sika.com)

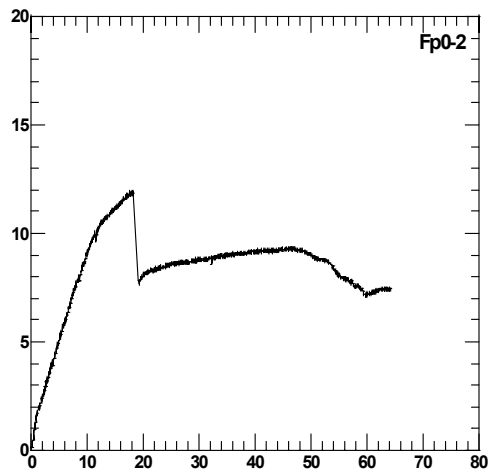
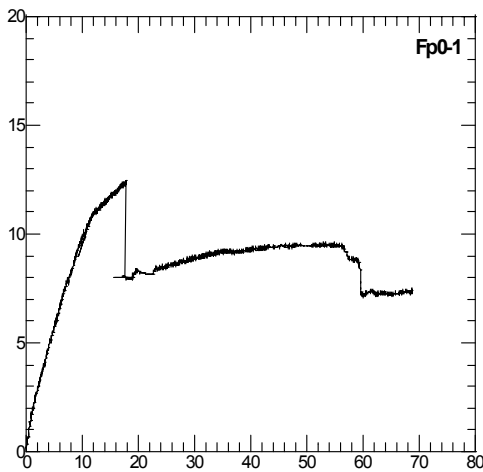
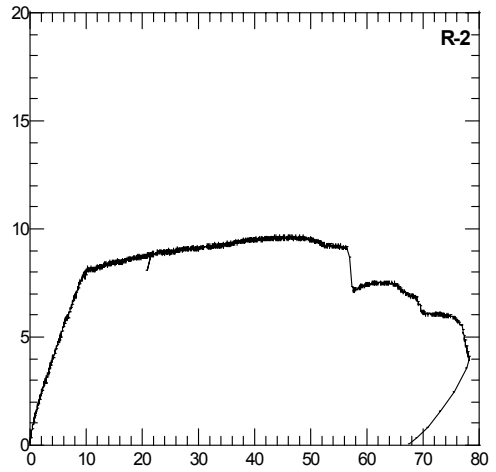
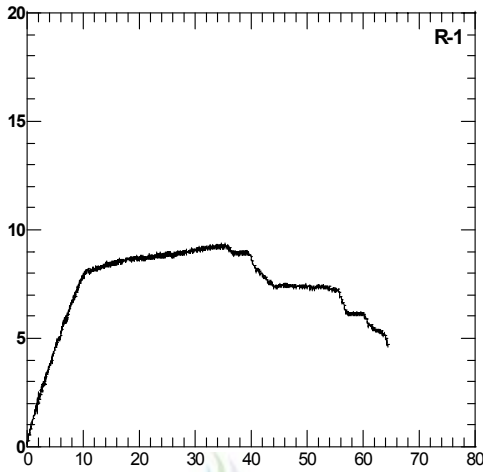
[http:// www. kirt.co.kr](http://www.kirt.co.kr)



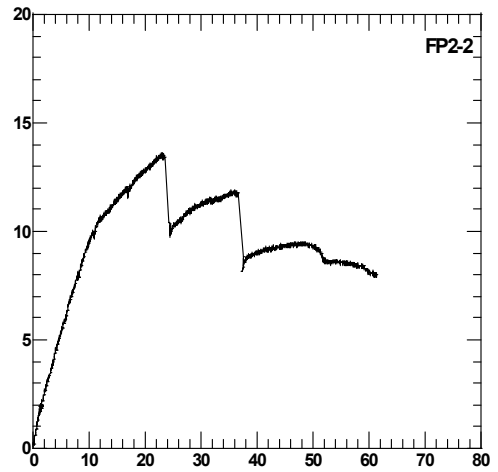
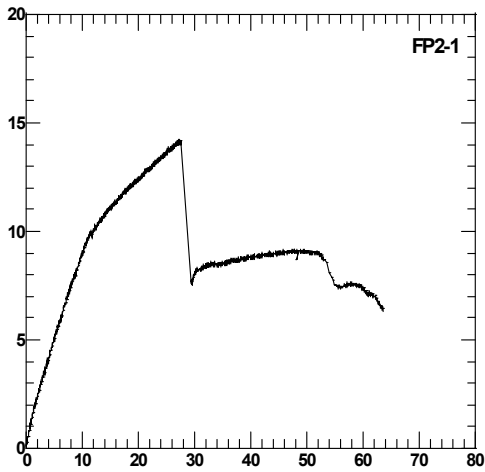
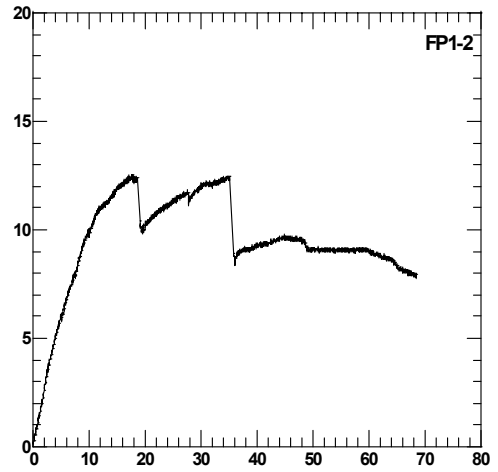
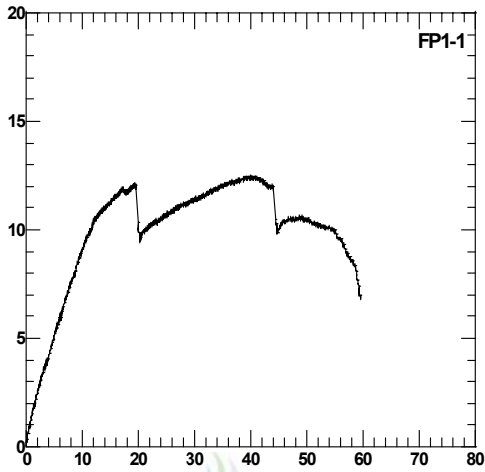


# Appendix. 각 시험체의 하중 처짐곡선

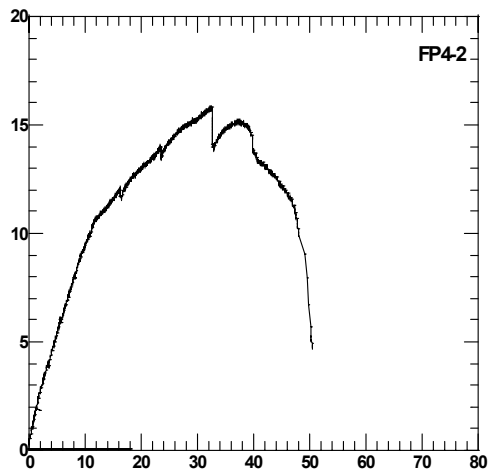
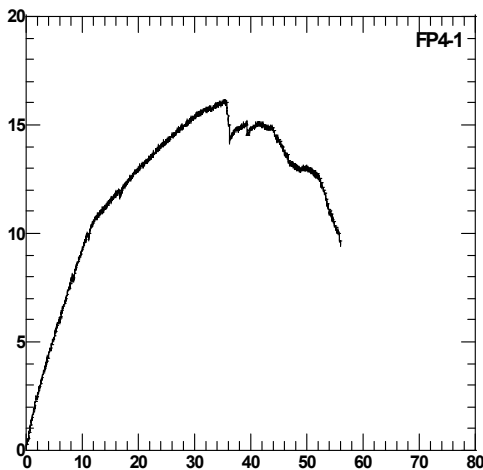
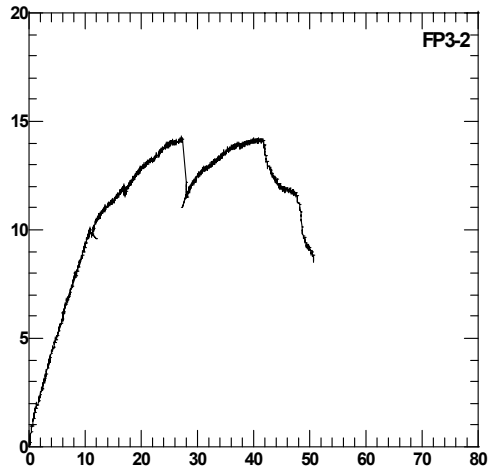
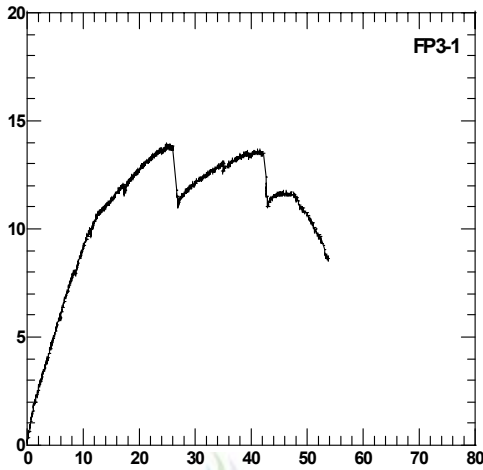
(Beam Test Reult, 1)



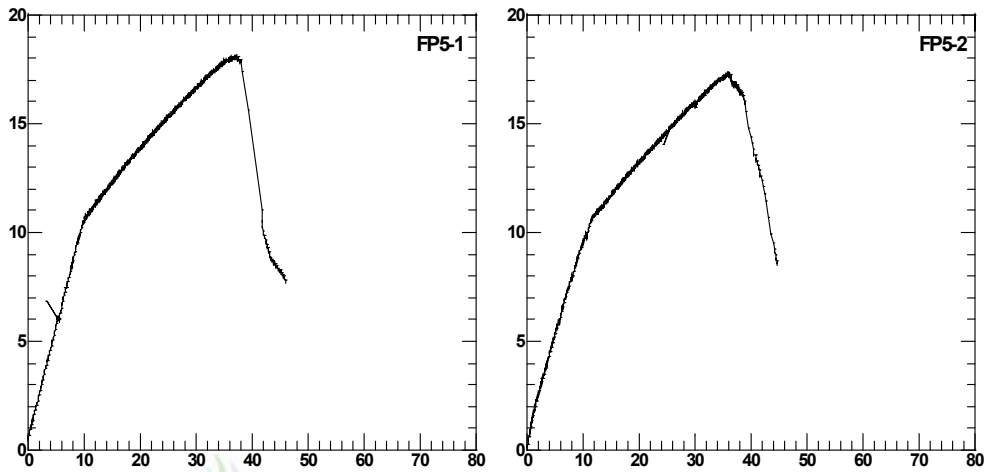
(Beam Test Result, 2)



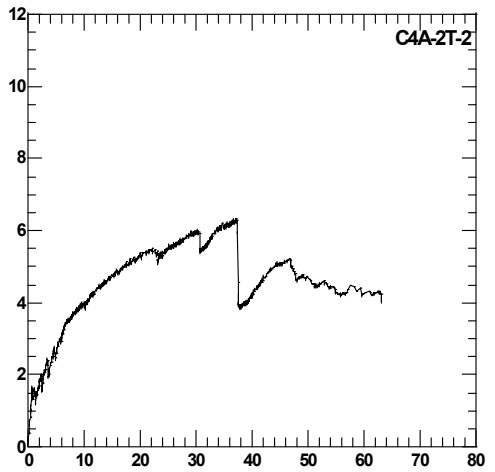
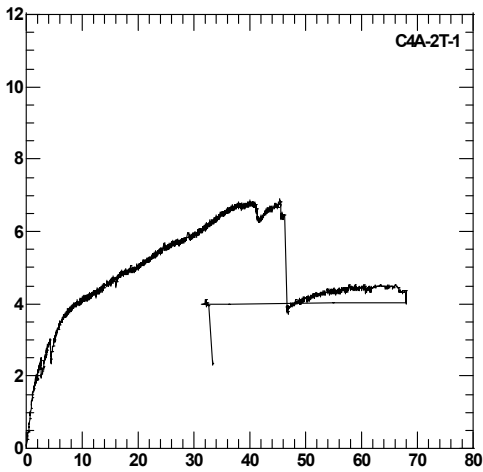
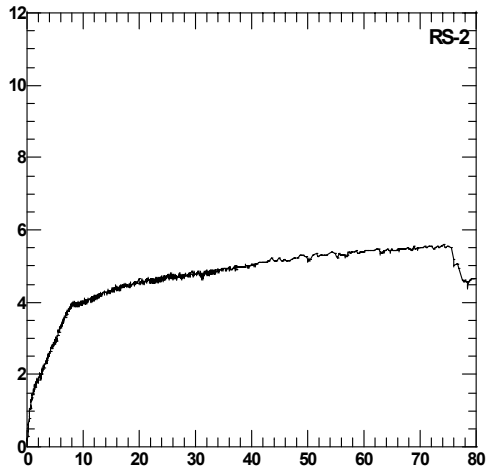
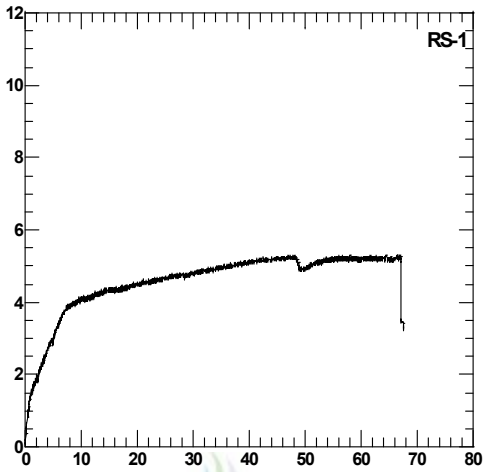
(Beam Test Result, 3)



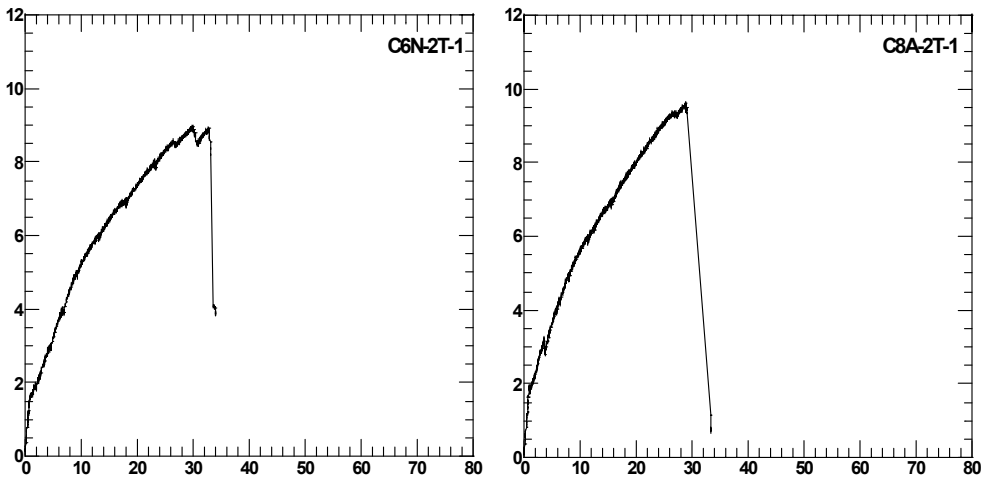
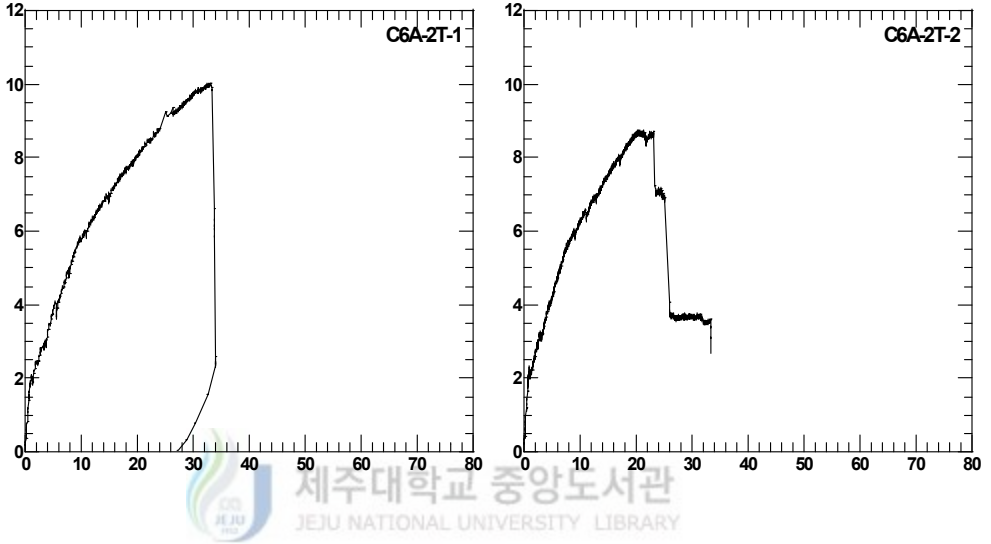
(Beam Test Result, 4)



(Slab Test Result, 1)

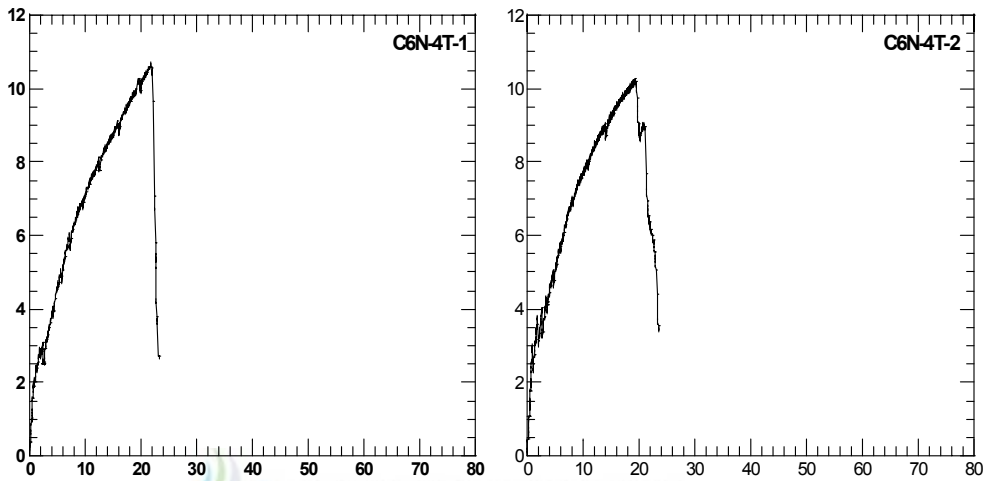


(Slab Test Result, 2)





(Slab Test Result, 3)



제주대학교 중앙도서관  
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

