



저작자표시 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시, 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

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

[Disclaimer](#) 

공학석사 학위논문

**CFRP bar 콘크리트보의 전단지간비 및
휨보강근비 변화에 따른 콘크리트 전단강도**



2008년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

정 원 일

공학석사 학위논문

CFRP bar 콘크리트보의 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 콘크리트 전단강도

지도교수 장 희 석

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함.

2008년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

정 원 일

정원일의 공학석사 학위논문을 인준함

2008년 2 월 26 일

주 심 공학박사 김 명 식 ㉠

위 원 공학박사 이 환 우 ㉠

위 원 공학박사 장 희 석 ㉠

목 차

표 차례	iii
그림 차례	iv
사진 차례	vii
Abstract	ix

제 1 장 서 론 1

1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 연구 범위 및 방법	2

제 2 장 문헌고찰 4

2.1 Michaluk 등의 연구	4
2.2 Deitz 등의 연구	4
2.3 Yost 등의 연구	4
2.4 ACI 440 위원회의 연구	5
2.5 Tureyen 등의 연구	5
2.6 Stratford 등의 연구	6
2.7 Canadian Standard S806-02 설계지침서	6
2.8 JSCE 설계지침서	7

제 3 장 실험 8

3.1 CFRP bar 콘크리트 보 시험체 제작	8
3.2 실험	14
3.3 최대하중, 파괴형태 및 균열도	15
3.4 하중-처짐 관계	40
3.5 하중-변형률 관계	42

제 4 장 실험결과 분석 및 고찰	52
4.1 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 콘크리트 전단강도 평가	52
4.2 콘크리트 전단강도 보정계수 제안	54
4.3 제안식과 기존 제안식 들의 비교	57
 제 5 장 결 론	 64
 참 고 문 헌	 65



표 차 례

< 표 3-1 >	CFRP bar의 물리적 성질	9
< 표 3-2 >	시험체종류 및 제작 조건	9
< 표 3-3 >	골재의 물리적 성질	11
< 표 3-4 >	콘크리트 배합표	11
< 표 3-5 >	시험체의 최대하중 및 파괴형태	15
< 표 3-6 >	시험체의 최대하중 및 파괴형태	16
< 표 3-12 >	시험체별 최대전단력에서의 변형률의 극한변형률에 대한 비	51
< 표 4-1 >	시험체별 최대하중, 최대전단력, 평균전단응력	53
< 표 4-2 >	전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 전단강도 보정계수(β)	55
< 표 4-3 >	조사된 시험체들의 상세	58
< 표 4-4 >	여러 제안식들의 비교	60
< 표 4-5 >	본 연구의 실험체에 대한 CSA(2002) 추천식의 적용결과	62

그 림 차 례

< 그림 3-1 > CFRP bar 콘크리트 보 시험체의 단면 및 배근형태	8
< 그림 3-2 > 시험체명 정의	10
< 그림 3-3 > 시험체 제원 및 재하형태	14
< 그림 3-4 > C-1.5-R1-1 시험체의 균열도	32
< 그림 3-5 > C-1.5-R1-2 시험체의 균열도	32
< 그림 3-6 > C-1.5-R2-1 시험체의 균열도	32
< 그림 3-7 > C-1.5-R2-2 시험체의 균열도	32
< 그림 3-8 > C-1.5-R3-1 시험체의 균열도	33
< 그림 3-9 > C-1.5-R3-2 시험체의 균열도	33
< 그림 3-10 > C-2.0-R1-1 시험체의 균열도	33
< 그림 3-11 > C-2.0-R1-2 시험체의 균열도	33
< 그림 3-12 > C-2.0-R2-1 시험체의 균열도	34
< 그림 3-13 > C-2.0-R2-2 시험체의 균열도	34
< 그림 3-14 > C-2.0-R3-1 시험체의 균열도	34
< 그림 3-15 > C-2.0-R3-2 시험체의 균열도	34
< 그림 3-16 > C-2.5-R1-1 시험체의 균열도	35
< 그림 3-17 > C-2.5-R1-2 시험체의 균열도	35
< 그림 3-18 > C-2.5-R2-1 시험체의 균열도	35
< 그림 3-19 > C-2.5-R2-2 시험체의 균열도	35
< 그림 3-20 > C-2.5-R3-1 시험체의 균열도	36
< 그림 3-21 > C-2.5-R3-2 시험체의 균열도	36
< 그림 3-22 > C-3.5-R1-1 시험체의 균열도	36
< 그림 3-23 > C-3.5-R1-2 시험체의 균열도	36
< 그림 3-24 > C-3.5-R2-1 시험체의 균열도	37
< 그림 3-25 > C-3.5-R2-2 시험체의 균열도	37

< 그림 3-26 >	C-3.5-R3-1 시험체의 균열도	37
< 그림 3-27 >	C-3.5-R3-2 시험체의 균열도	37
< 그림 3-28 >	C-4.5-R1-1 시험체의 균열도	38
< 그림 3-29 >	C-4.5-R1-2 시험체의 균열도	38
< 그림 3-30 >	C-4.5-R2-1 시험체의 균열도	38
< 그림 3-31 >	C-4.5-R2-2 시험체의 균열도	38
< 그림 3-32 >	C-4.5-R3-1 시험체의 균열도	39
< 그림 3-33 >	C-4.5-R3-2 시험체의 균열도	39
< 그림 3-34 >	C-1.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선	40
< 그림 3-35 >	C-2.0 계열 시험체의 하중-처짐곡선	40
< 그림 3-36 >	C-2.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선	41
< 그림 3-37 >	C-3.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선	41
< 그림 3-38 >	C-4.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선	42
< 그림 3-39 >	C-1.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	43
< 그림 3-40 >	C-1.5-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	43
< 그림 3-41 >	C-1.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	44
< 그림 3-42 >	C-2.0-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	44
< 그림 3-43 >	C-2.0-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	45
< 그림 3-44 >	C-2.0-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	45
< 그림 3-45 >	C-2.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	46
< 그림 3-46 >	C-2.5-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	46
< 그림 3-47 >	C-2.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	47
< 그림 3-48 >	C-3.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	47
< 그림 3-49 >	C-3.5-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	48
< 그림 3-50 >	C-3.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	48
< 그림 3-51 >	C-4.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	49
< 그림 3-52 >	C-4.5-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	49
< 그림 3-53 >	C-4.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선	51

< 그림 4-1 > 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 평균전단응력(V_c)	53
< 그림 4-2 > 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 전단강도보정계수(β)	55
< 그림 4-3 > 본 연구의 제안식과 기타전단강도식의 비교 (1)	61
< 그림 4-4 > 본 실험에 대한 CSA(2002) 추천식의 비교 (2)	63



사 진 차 례

< 사진 3-1 > CFRP bar의 단면형상	12
< 사진 3-2 > CFRP Bar 배근과정	12
< 사진 3-3 > 콘크리트 타설과정	13
< 사진 3-4 > 양생 중의 CFRP bar 콘크리트보 시험체	13
< 사진 3-5 > C-1.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습	17
< 사진 3-6 > C-1.5-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습	17
< 사진 3-7 > C-1.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습	18
< 사진 3-8 > C-1.5-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습	18
< 사진 3-9 > C-1.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습	19
< 사진 3-10 > C-1.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습	19
< 사진 3-11 > C-2.0-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습	20
< 사진 3-12 > C-2.0-R1-2 시험체의 최종 파괴 모습	20
< 사진 3-13 > C-2.0-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습	21
< 사진 3-14 > C-2.0-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습	21
< 사진 3-15 > C-2.0-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습	22
< 사진 3-16 > C-2.0-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습	22
< 사진 3-17 > C-2.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습	23
< 사진 3-18 > C-2.5-R1-2 시험체의 최종 파괴 모습	23
< 사진 3-19 > C-2.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습	24
< 사진 3-20 > C-2.5-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습	24
< 사진 3-21 > C-2.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습	25
< 사진 3-22 > C-2.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습	25
< 사진 3-23 > C-3.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습	26
< 사진 3-24 > C-3.5-R1-2 시험체의 최종 파괴 모습	26
< 사진 3-25 > C-3.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습	27

< 사진 3-26 >	C-3.5-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습	27
< 사진 3-27 >	C-3.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습	28
< 사진 3-28 >	C-3.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습	28
< 사진 3-29 >	C-4.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습	29
< 사진 3-30 >	C-4.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습	30
< 사진 3-31 >	C-4.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습	31
< 사진 3-32 >	C-4.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습	31



Concrete Shear Strength according to variation of Shear span to depth ratio and flexural reinforcement ratio in the CFRP bar reinforced concrete beam

Won-Il Jung

Department of Civil Engineering, Graduate School
Pukyong National University

Abstract

FRP(Fiber Reinforce Polymer) bar is the representative new material considered as the substitutional material, which has the merits of ani-corrosion, big tensile strength for its weight, non-electricity and non-magnetism and brittle characteristics.

Recent domestic studies on the usage of FRP bar are increasing. The studies largely can be divided into the usage of the FRP bar in section enlargement method of construction and surface reclaiming method of construction in case of maintaining and reinforcing the existing concrete structure, shearing intensity evaluation of concrete and bent behavior in case of being used as reinforcing rod for being bent as substitutional material for the reinforcing bar and the characteristic of the adhesive power of the FRP bar.

The Japanese engineering works institute and ACI do not consider the variation of a/d and only consider the change of the bending reinforcing rod rate, through those consideration, they evaluate the shearing intensity

but Canadian standards suggests the formula considering the variation of the a/d as well as bending reinforcing rod rate. In the domestic studies related to this, they all suggests the results from the experiments considering only the variation of the bending reinforcing rod rate neglecting the change of the a/d in the concrete pillars using the CFRP and GFRP.

Thus, in this study, for the exact evaluation of the shearing intensity of concrete in case of using CFRP bar concrete pillar, through a series of experiments, the evaluating formula for the shearing intensity considering the a/d and the bending reinforcing rod rate at the same time will be suggested.

The FRP bar used in the experiment is CFRP bar. For analyzing the variation of the shearing ability and the moving characteristic of the concrete pillar, we didn't do the shearing reinforcement. The a/d of the concrete pillar used in this experiment is 1.5, 2.0, 2.5, 3.5, 4.5 and the bending reinforcing rod rate is 0.00331, 0.00442 and 0.00791.

We could come to a conclusion as follows through the analyzing the experimental results.

(1) The average shearing adhesiveness of the concrete in the CFRP bar concrete is improving keeping pace with the increase of the bending reinforcing rod rate and the decrease of a/d .

(2) Shearing intensity correction coefficient(β) has the tendency to increase according to the increase of the bending reinforcing rod rate(ρ) or the decrease of the a/d .

$$\frac{a}{d} > 2.5 \text{의 경우} : \beta = 0.808 - 0.063\left(\frac{a}{d}\right) + 52.538\rho \quad (r^2):0.919$$

$$\frac{a}{d} \leq 2.5 \text{의 경우} : \beta = 3.805 - 1.235\left(\frac{a}{d}\right) + 93.541\rho \quad (r^2):0.867$$

(3) We could get the better results in case of considering both a/d and bending reinforcing rod rate than in case of considering only the bending reinforcing rod rate.



제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

철근 콘크리트로 시공된 사회간접 시설물은 시간의 경과에 따라 노후화가 진행되어 구조물의 성능이 저하되는데, 이는 대부분이 구조물 내부의 철근 부식에 의한 것이다. 철근의 부식은 구조물이 오랜 기간 동안 대기 중의 이산화탄소 등에 노출되어 콘크리트가 중성화 되거나, 동절기 제설 작업을 위하여 살포되는 제설제의 사용, 해양환경에서 염화물의 침투 등으로 인하여 발생한다¹⁾.

이러한 철근의 부식을 방지하기 위하여 에폭시도막 철근 사용, 콘크리트의 수밀성 강화, 전기 방식, 피복두께의 증가 등과 같은 대책이 제시되고 있다. 그러나 철근의 사용이 계속되는 한 어떠한 대책을 택하든 근본적으로 철근 자체의 부식 진행은 피할 수가 없다. 에폭시도막 철근 사용의 경우도 장기적인 효과의 검증에 대하여는 아직 밝혀진 바가 없는 것으로 알려져 있다⁸⁾.

현재 철근의 대체재로서 연구가 진행되고 있는 신소재 재료는 대표적으로 FRP(Fiber Reinforced Polymer) bar이다²⁻¹⁹⁾. FRP bar는 중량대비 인장강도가 크고 비부식성, 비전·자기성 등의 장점 및 취성적인 특성을 갖고 있다. 이러한 장점들을 활용하여 FRP bar가 철근 대체재로 사용될 경우, 부식으로 인한 콘크리트 구조물의 노후화 방지 그리고 내구수명의 증가가 가능해져 보수·보강비 절감 및 장수명화로 경제적인 효과를 기대할 수 있다.

따라서 1990년대 이후 미국, 유럽, 캐나다, 일본 등에서 콘크리트 구조물에 철근을 대신하여 FRP bar를 사용하기 위한 연구가 진행되고 있으며, 현재 FRP bar 콘크리트 구조물의 설계기준을 확립해가고 있는 실정이다.

국내에서도 FRP bar 사용에 관한 연구가 최근에 행해지고 있는데, 기존 콘크리트 구조물의 보수·보강시 단면확대공법 및 표면매립공법에서 FRP bar의 활용²⁾, 철근대체재로서 휨보강근으로 사용시 휨거동⁴⁾, FRP bar의 부착응력 특성^{5,6)}, 콘크리트의 전단강도 평가³⁾ 등으로 구분해볼 수 있다.

위에서 언급한 콘크리트의 전단강도 평가 분야에 관하여 현재 국내·외에서 연구가 행해지고 있는데^{3, 8-16)}, ACI 및 일본 토목학회에서는 전단지간비(a/d)의 변화에 대한 고려를 하지 않고 단지 휨보강근비의 변화만 고려하

여 콘크리트의 전단강도를 평가하고 있으나, 캐나다 기준에서는 휨보강근비 외에 전단지간비의 변화까지 고려한 식을 제시하고 있다¹⁷⁾.

한편 ACI 440 위원회에서 추천한 FRP bar 콘크리트보의 콘크리트 전단강도 평가식(1.1)을 살펴보면 콘크리트의 압축강도(f'_c)가 증가할수록 콘크리트 전단강도($V_{c,f}$)는 감소하게 되며, 또한 FRP bar를 사용하지 않는 경우 ($\rho_f=0$ 인 경우) 콘크리트 전단강도가 0이 되는 모순점을 갖고 있다.

$$V_{c,f} = \frac{\rho_f E_f}{90 \beta_1 f'_c} \left(\frac{\sqrt{f'_c} b d}{6} \right) \quad (1.1)$$

우리나라 콘크리트구조설계기준의 경우 ACI code를 많이 참조하는 바, 식 (1.1)에 대한 재평가가 필요하다고 판단된다.

FRP bar 콘크리트보의 콘크리트 전단강도 평가에 관하여 현재까지 국내에서 행해진 연구는 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer) bar와 GFRP(Glass Fiber Reinforced Polymer) bar를 휨보강근으로 사용한 콘크리트 보에서 전단지간비의 변화를 고려하지 않고 단지 휨보강근비의 변화만을 고려하여 실험에서 얻어진 결과를 제시한 것이다³⁾.

따라서 본 연구에서는 CFRP bar 콘크리트 보의 사용시 콘크리트의 전단강도를 정확하게 평가할 목적으로, 전단지간비 및 휨보강근비의 변화를 동시에 고려한 경우에 대하여 일련의 실험 및 분석을 통하여 콘크리트의 전단강도를 평가하는 수식을 제안하므로서 추후 FRP bar 콘크리트 구조물의 설계기준을 확립하기 위한 기초 자료를 제공하고자 한다.

1.2 연구 범위 및 방법

본 연구에서는 CFRP bar 콘크리트 보의 사용시 휨보강근비 외에 전단지간비의 변화까지 동시에 고려한 경우에 대하여 콘크리트의 전단강도를 평가하는 수식을 일련의 실험 및 분석을 통하여 제안하고자 한다.

전단지간비(a/d)로서 1.5, 2.0, 2.5, 3.5, 4.5의 5종류를 택하였다. 전단지간비가 작은 경우에 전단파괴가 발생할 가능성이 높으므로 전단지간비 1.5와 2.5 사이의 2.0값에 대하여도 조사하여 결과의 정확성을 높이고자 하였다.

휨보강근비로서 0.00331, 0.00442, 0.00791의 3종류를 택하였는데, 이들 값은 평형보강근비의 2.470, 3.299, 5.381 배에 해당한다. FRP bar는 재료특성상 항복점이 없고 최대강도까지 탄성적으로 거동하며 파괴시 취성파괴되는 특성을 나타낸다. 따라서 일반적으로 콘크리트 구조물에 FRP bar를 휨보강근으로 사용하는 경우에 압축파괴에 의한 파괴모드를 권장하게 되고 결과적으로 과다배근을 하게 된다. 그렇지만 철근콘크리트 보에 비하여 더 낮은 강도감수계수를 사용하므로써 안전성을 도모하고 있다. FRP bar는 국내 D사에서 생산되는 CFRP bar $\Phi 9\text{mm}$, $\Phi 13\text{mm}$ 2종류를 사용하였다.

제작 완료된 CFRP bar 콘크리트 보 시험체에 대하여 5 종류의 전단지간비 변화를 줄 수 있도록 제작된 가력보(spreading beam)를 이용하여 4점 휨 가력(4-point bending)으로 최대하중이 작용할 때까지 가력하였다.

시험하는 동안 시험체들의 초기균열하중, 최대하중, 보 중앙부의 처짐, 균열형상, CFRP bar의 인장변형률 및 콘크리트 압축변형률 등을 측정하고 이들 값들을 비교 분석하였다.

최대하중 값으로부터 최대전단력을 구한 후, 이론치와 비교하여 전단강도보정계수를 구한다. 이들 값들을 사용하여 전단지간비와 휨보강근비의 변화에 따른 다중회귀분석을 하므로써 전단지간비와 휨보강근비의 변화를 동시에 고려하여 전단강도보정계수를 구할 수 있는 수식을 제안하였다.

제안된 전단강도보정계수 수식을 사용하여 기 조사된 다른 문헌들에서의 실험치를 평가하고 비교분석을 통하여 제안된 수식의 정당성을 검토하였다.

제 2 장 문헌고찰

건설구조물에 철근 대체재로서 FRP bar의 사용에 대한 관심이 높아지면서 FRP bar로 휨보강한 콘크리트 구조물의 전단강도에 대한 실험과 이에 따른 연구 성과가 최근에 꾸준히 발표되고 있다.

2.1 Michaluk 등의 연구

Michaluk(1998) 등⁸⁾은 철근, CFRP bar, GFRP bar의 휨보강근비를 달리 하여 실험한 1방향 슬래브 시편의 파괴시험을 통하여 기존의 전단 성능 계산식(ACI 318)은 FRP bar로 보강된 슬래브의 전단성능을 과대평가하고 있다고 보고하였다. 따라서 FRP bar로 휨보강된 보에 대하여 FRP bar와 철근의 탄성계수비(E_f/E_s)를 기존의 전단력 계산식에 곱하여 식(2-1)과 같이 수정된 전단강도 계산식을 제안하였다.

$$V_{c,f} = \frac{E_f}{E_s} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (2-1)$$

2.2 Deitz 등의 연구

Deitz(1999) 등⁹⁾은 GFRP Bar, 에폭시로 코팅한 철근(ESC) 그리고 GFRP Bar와 ESC를 함께 보강한 데크 판넬에 대한 휨 실험을 실시하고, Michaluk 등이 제시한 전단강도 식에 의한 전단성능과 실험에서 나타난 전단성능에 대한 비를 통하여 Michaluk 등이 제안한 식이 GFRP Bar를 사용한 콘크리트의 전단강도를 상당히 과소평가한 것이라는 결과를 도출하였다. 그 결과로 Deitz 등은 콘크리트의 전단력에 대해 식(2-2)와 같은 수정식을 제안하였다.

$$V_{c,f} = 3 \frac{E_f}{E_s} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (2-2)$$

2.3 Yost 등의 연구

Yost(2001) 등¹⁰⁾은 상기의 두 제안식을 토대로 하여 GFRP bar를 휨보강근으로 사용한 휨 콘크리트 부재의 전단강도를 평가하는 실험을 수행하였다. GFRP bar로 보강된 보 18개와 기준시험체로서 사용될 철근으로 보

강된 보 3개를 제작하였다. 모든 시험체는 전단보강근 및 압축보강근을 사용하지 않았으며 GFRP bar는 $2.10\rho_b$ 에서 $4.32\rho_b$ 까지의 휨보강근으로 보강했고, 철근에 대한 보강량은 $0.44\rho_b$ 이었다.

실험결과 ACI 318 위원회에서 제안하는 철근콘크리트에 대한 전단강도식은 GFRP bar로 보강된 콘크리트부재의 전단강도를 과대평가하고, Michaluk 등이 제안한 식은 반대로 전단강도를 과소평가하며, Deitz 등이 제안한 식이 GFRP bar로 보강된 보의 전단강도 예상에 사용되어질 때 하한계 설계(lower bound design)와 근접해짐으로써 만족된다고 하였다.

2.4 ACI 440 위원회의 연구

ACI 440 위원회⁷⁾(2001)에서는 이전까지의 FRP bar에 관련된 자료를 바탕으로 설계 및 시공 지침서인 "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars"를 제시하였다. 이 지침서에서는 철근으로 휨보강된 보와 FRP bar로 휨보강된 보의 축강성의 비를 고려하여 식(2-3) 혹은 식(2-4)와 같이 콘크리트 전단강도를 구하도록 하고 있다. 단, 이들 식으로 구한 값은 철근으로 휨보강된 보의 전단강도를 초과할 수 없다고 하였다.

$$V_{c,f} = \frac{A_f E_f}{A_s E_s} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (2-3)$$

$$V_{c,f} = \frac{\rho_f E_f}{\rho_s E_s} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (2-4)$$

또한 실용적인 사용을 위하여 위의 식(2-4)에 $\rho_s = 0.375\rho_b$ 와 철근의 항복강도 420MPa, 탄성계수 200GPa를 대입하여 식(2-5)를 제시하였다.

$$V_{c,f} = \frac{\rho_f E_f}{90 \beta_1 f'_c} \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (2-5)$$

2.5 Tureyen 등의 연구

Tureyen(2002) 등¹¹⁾은 휨보강재로 GFRP bar, AFRP bar 그리고 철근을 사용한 단순지지보의 휨실험에 대하여 기존의 ACI 318 위원회의 전단성능 계산식과 ACI 440 위원회에서 제안한 식을 사용하여 해석하였다. 그 결과,

ACI 318 위원회의 식은 FRP bar로 휨보강된 콘크리트 부재의 전단력을 과대평가하는 반면, ACI 440 위원회의 제안식은 이를 과소평가하므로 이들 식은 재검토되어야 한다고 주장하였다.

또한 이들은 철근콘크리트 보에 대한 ACI 318 위원회의 식을 유효보강비($\rho_{eff} = \rho E_f / E_s$)를 사용하여 FRP bar 콘크리트 보에 대하여 다음과 같이 수정된 전단강도식을 제안하였다.

$$\frac{V_{c,f}}{\sqrt{f'_c} b d} = 0.041 \ln \rho_{eff} + 0.174 \quad (2-6)$$

2.6 Stratford 등의 연구

Stratford(2003) 등¹²⁾은 콘크리트의 전단해석을 위하여 전단보강근이 없는 경우에 전단 메카니즘, 전단지간에서의 적합조건, 전단파괴하중의 예측 등을 분석하였고, 전단보강근이 있는 경우에 유사 트러스 해석, 압축력-경로 방법, 압축장 이론 등에 대하여 조사하였다.

또한 FRP bar와 같은 취성재료로 전단보강한 경우의 전단보강근 취성작용 등에 대하여 분석하였고, 특히 FRP bar로 전단보강할 경우 철근과 FRP bar의 강성도비를 고려하여 콘크리트의 전단강도를 수정하여야 한다고 보고하였다. 그리고 취성적 성질을 갖는 전단보강근을 사용할 경우 전단 성능 평가시 콘크리트와 전단보강근의 전단성능을 독립적으로 산정할 수 없으나 기존의 각종 시방서 및 설계기준에는 이에 대한 사항을 고려하지 않고 있다고 지적하였다.

2.7 Canadian Standard S806-02 설계지침서

CSA(2002)에서는 FRP bar 콘크리트 보의 콘크리트 전단강도식을 아래와 같이 제안하였다. 여기서는 전단지간비 및 휨보강근비가 동시에 고려되었다¹⁷⁾.

$$V_{c,f} = 0.035 \lambda \Phi_c (f'_c \rho_f E_f \frac{V_F}{M_F} d)^{\frac{1}{3}} b_w d \quad (2-7)$$

$$\text{단, } 0.1 \lambda \Phi_c \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_{c,f} \leq 0.2 \lambda \Phi_c \sqrt{f'_c} b_w d$$

위의 식에서 λ 는 콘크리트 밀도 효과(concrete density effect), ϕ_c 는 콘크리트 저항계수(concrete resistance factor), $\frac{V_F}{M_F}d$ 는 d/a 와 등가이다.

2.8 Japanese Society of Civil Engineers 설계지침서

JSCE(1997)에서는 FRP bar의 콘크리트 보의 콘크리트 전단강도식을 아래와 같이 제안하고 있다. 여기서 전단지간비는 고려되지 않고 휨보강근비만 고려되었다¹⁷⁾.

$$V_{c,f} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad (2-8)$$

여기서, $\beta_d = (1000 / d)^{1/4} \leq 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \rho_f E_f / E_s} \leq 1.5$$

$$\beta_n = 1.0 \text{ (축력이 없는 경우)}$$

$$f_{vcd} = 0.2 f'_{cd} \frac{1}{3} \leq 0.72(\text{MPa})$$

$$f'_{cd} = \text{콘크리트 설계기준강도}$$

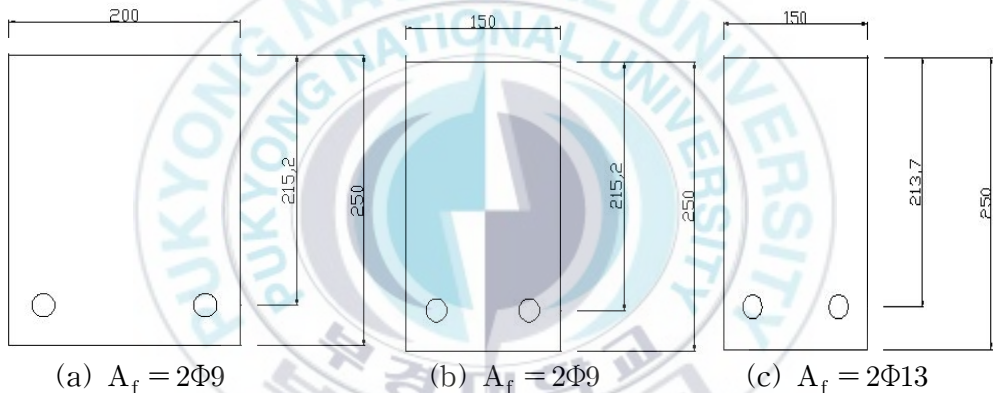
$$\gamma_b = \text{강도감소계수(일반적으로 1.3을 사용)}$$

이상에서와 같이 여러 연구결과들은 콘크리트 구조물에 FRP bar를 휨보강근으로 사용하는 경우의 콘크리트의 전단강도 평가에 있어서 기존의 철근콘크리트 보에서 사용하는 콘크리트 전단강도 식은 전단성능을 과대평가하기 때문에 FRP bar의 재료적 특성을 고려하여 적절한 수정이 필요하다고 제시하고 있다.

제 3 장 실험

3.1 CFRP bar 콘크리트 보 시험체 제작

본 실험에서는 보 단면의 높이와 길이가 250mm와 2400mm로 일정하고, 폭은 150mm와 200mm의 2종류인 CFRP bar 콘크리트 보를 총 30개 제작하였다. 이 중에서 <그림3-1(a)>에서와 같이 폭 200mm인 보는 휨보강근으로 $\Phi 9$ mm의 CFRP bar 2본을 사용하였고, 폭 150mm인 보는 휨보강근으로 $\Phi 9$ mm(<그림3-1(b)>)와 $\Phi 13$ mm(<그림3-1(c)>)의 CFRP bar를 각각 2본씩 사용하여 제작하였다. 이렇게 제작하는 이유는 3종류의 휨 보강근비의 변화를 주기 위한 것이다.



<그림 3-1> CFRP bar 콘크리트 보 시험체의 단면 및 배근형태
(단위:mm)

피복두께를 30mm로 일정하게 하므로써 $\Phi 9$ mm CFRP bar를 사용한 보의 유효높이는 215.2mm이며, $\Phi 13$ mm CFRP bar를 사용한 경우는 213.7mm가 되고, 이 값들을 콘크리트의 전단강도 평가에 사용하였다. 본 실험은 콘크리트만의 전단강도를 평가하기 위한 것이므로 보 시험체 제작에서 전단보강근은 일체 사용되지 않았다.

본 실험에 사용된 CFRP bar들은 국내 D사에서 연속압출성형(Pultrusion) 공정으로 제작된 것이며 콘크리트와의 부착을 향상시키기 위하여 bar 표면에 나선형태의 이형(deform)을 주고 있다<사진3-1>. CFRP bar의 재료 특성치를 <표 3-1>에 정리하여 나타내었다.

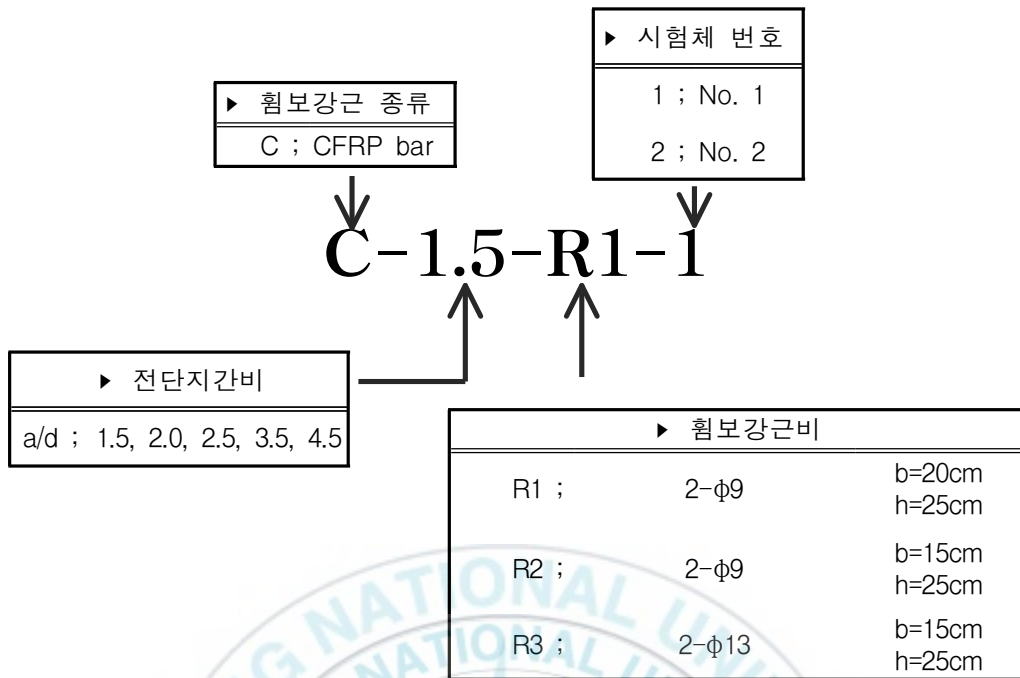
< 표 3-1 > CFRP bar 재료 특성치

규격	탄성계수 (MPa)	극한강도 (MPa)	극한 변형률
Φ 9 mm	146,200	2,130	0.0146
Φ 13 mm	147,900	2,023	0.0137

모든 경우에 실험의 정확성을 기하기 위하여 동일한 보를 2개씩 제작하였고, 이들 보 시험체의 종류를 <표3-2>에 나타내었다. 시험체명의 정의는 <그림 3-2>와 같다. 여기서 시험체명의 첫 번째 문자는 휨보강근의 종류 (C=CFRP bar), 두 번째 문자는 전단지간비($a/d=1.5\sim 4.5$), 세 번째 문자는 평형보강근비에 대한 휨보강근비의 비율($R1=2.470$, $R2=3.299$, $R3=5.381$)을 나타낸다. 네 번째 문자 1, 2는 동일 시험체의 구분을 위한 것이다.

< 표 3-2 > 시험체종류 및 제작 조건

시험체명	단면 규격 $b \times h$ (mm)	휨보강근 종류	전단지간비 (a/d)	휨보강근비	휨보강근비 평형보강근비
C-1.5-R1-1,2	200×250	2Φ9	1.5	0.00331	2.470
C-1.5-R2-1,2	150×250	2Φ9		0.00442	3.299
C-1.5-R3-1,2	150×250	2Φ13		0.00791	5.381
C-2.0-R1-1,2	200×250	2Φ9	2.0	0.00331	2.470
C-2.0-R2-1,2	150×250	2Φ9		0.00442	3.299
C-2.0-R3-1,2	150×250	2Φ13		0.00791	5.381
C-2.5-R1-1,2	200×250	2Φ9	2.5	0.00331	2.470
C-2.5-R2-1,2	150×250	2Φ9		0.00442	3.299
C-2.5-R3-1,2	150×250	2Φ13		0.00791	5.381
C-3.5-R1-1,2	200×250	2Φ9	3.5	0.00331	2.470
C-3.5-R2-1,2	150×250	2Φ9		0.00442	3.299
C-3.5-R3-1,2	150×250	2Φ13		0.00791	5.381
C-4.5-R1-1,2	200×250	2Φ9	4.5	0.00331	2.470
C-4.5-R2-1,2	150×250	2Φ9		0.00442	3.299
C-4.5-R3-1,2	150×250	2Φ13		0.00791	5.381



< 그림 3-2 > 시험체명 정의

시편 제작에 사용된 콘크리트는 비중 3.14인 제1종 보통포틀랜드시멘트를 사용하여 설계기준강도 27MPa, 굵은골재 최대치수 25mm, 슬럼프 12cm의 국내 D사 레미콘으로 제작되었다. 하절기에 콘크리트가 타설, 양생되므로 콘크리트의 유동성 증대와 발열량의 감소를 위하여 국내 S산업의 나프탈렌계 지연형 AE감수제인 저발열 혼화제 Infracon-SR을 시멘트 중량의 0.5% 사용하였다. 콘크리트 제작에 사용된 골재의 물리적 성질은 <표 3-3>과 같고 측정된 잔골재의 염분량은 0.021%, 혼합수로는 지하수를 사용하였다. 또한 콘크리트의 배합표는 <표 3-4>와 같다.

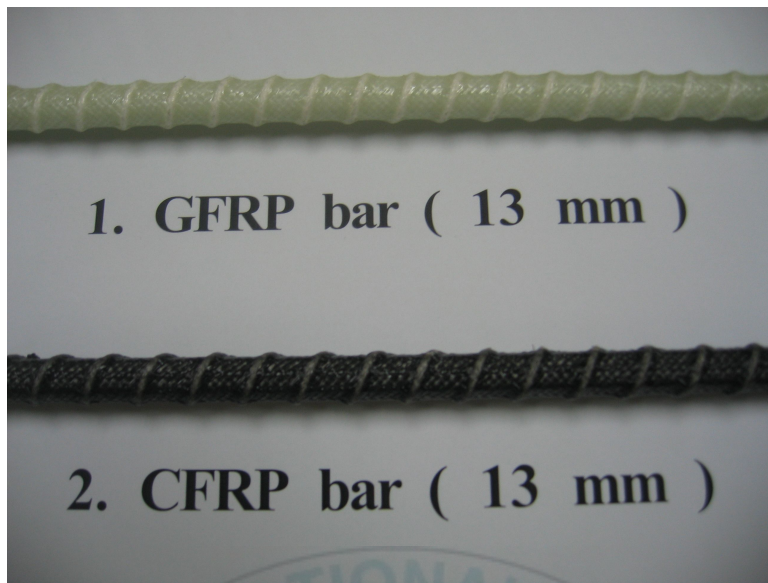
< 표 3-3 > 골재의 물리적 성질

종 류	비 중	조립율	표건비중	산 지
잔 골 재	2.58	2.66	2.58	경남 창녕군 이방면 현창리
굵은골재	2.68	6.77	2.68	경남 합천군 합천읍 합천리

< 표 3-4 > 콘크리트 배합표

슬럼프 (cm)	공기량 (%)	물-시멘트비 (%)	잔골재율 (%)	단 위 량 (kg/m ³)				
				시멘트	물	잔골재	굵은골재	혼화제
12	4.5	45.5	45.9	363	165	818	1000	1.810

시험체의 변형률을 측정하기 위해 콘크리트 보 제작시 보 내부의 휨보 강근 중앙 하단에 변형률 측정게이지(매립형 5mm)를 부착하였다. 보는 콘크리트 타설 후 2개월 정도 야외에서 기건 양생되었고, 시험 당일 측정된 콘크리트 공시체의 평균 압축강도는 30.6MPa이었다. FRP bar의 형상, 배근 과정, 보 시험체의 콘크리트 타설 및 양생과정은 <사진 3-1>~<사진 3-4>와 같다.



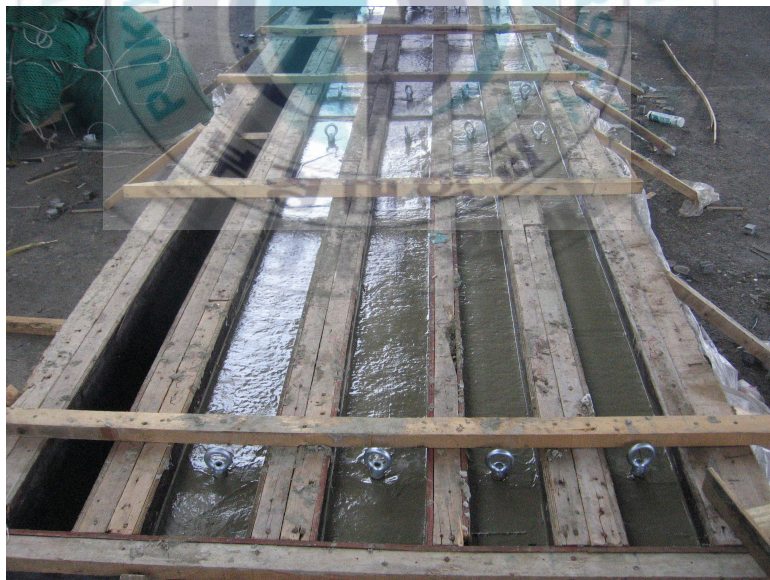
< 사진 3-1 > GFRP bar 및 CFRP bar의 형상



< 사진 3-2 > CFRP bar 배근 과정



< 사진 3-3 > 콘크리트 타설 과정

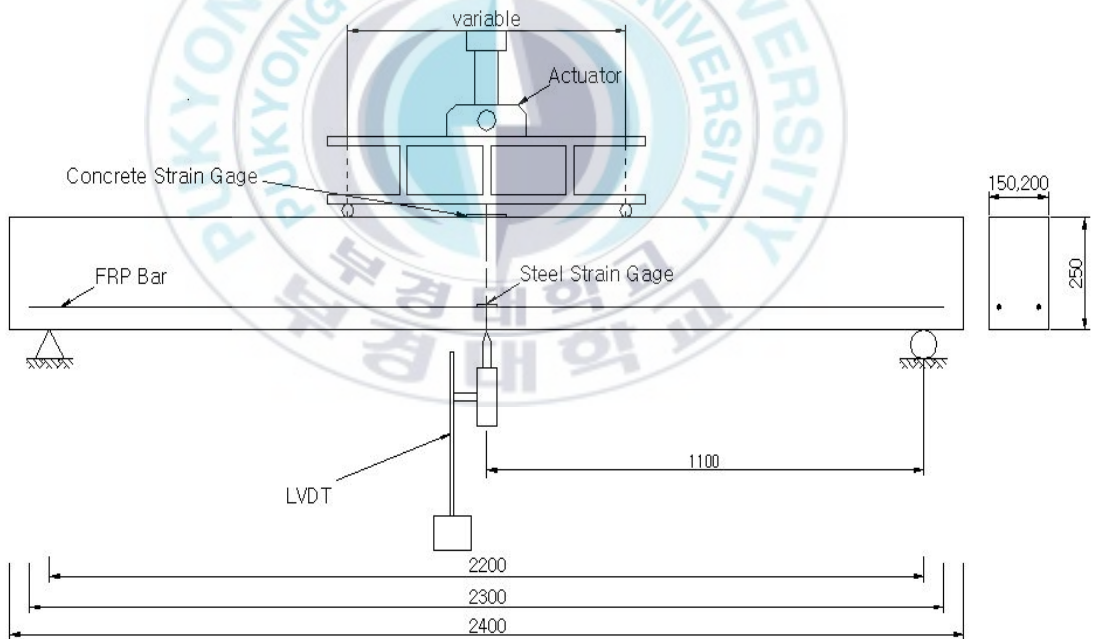


< 사진 3-4 > CFRP bar 콘크리트 보 시험체 양생

3.2 실험

반력벽과 “ㄱ”자 형태의 스틸프레임을 사용하여 재하프레임을 구성한 후 재하프레임 하부에 250kN 용량의 Actuator를 부착하고, Actuator 하부에 5종류의 전단지간비에 따른 하중을 4점 가력형태로 가할 수 있는 가력보를 부착하였다.

1mm/min의 재하속도로 보가 파괴될 때까지 가력하였다. 휨보강근의 변형률은 콘크리트 타설 전 콘크리트 보 중앙의 휨보강근 하부에 부착한 매립형 변형률 게이지로부터, 콘크리트 압축변형률은 시험시 콘크리트 보 상부 중앙에 부착한 변형률 게이지로부터 측정하였다. 균열도를 작성하였으며, 가력된 하중은 Load cell, 그리고 보 중앙점 하부의 처짐은 LVDT를 사용하여 측정하였고 이들 자료들을 TDS-601 데이터 로거를 이용하여 수집하였다. <그림 3-3>에 시험체의 제원 및 재하형태를 나타내었다.



< 그림 3-3 > 시험체 제원 및 재하 형태

3.3 최대하중, 파괴형태 및 균열도

실험결과 얻어진 최대하중, 최대전단력(최대하중의 1/2) 및 파괴형태를 <표 3-5>에 정리하여 나타내었다. 이 표에 각 종류별 동일한 2개의 시험체로부터 구한 평균값을 함께 나타내었는데, 평균값 산정시 회색으로 표시한 부분은 상대적으로 큰 차이를 보이므로 제외하였다.

< 표 3-5 > 시험체의 최대하중 및 파괴형태

시험체명	최대하중 (kN)	평균값 (kN)	최대전단력 (kN)	평균값 (kN)	파괴형태	비고
C-1.5-R1-1	75.665	178.400	37.833	89.200	사인장파괴	CFRP 절단
C-1.5-R1-2	178.400		89.200		전단인장파괴	CFRP 절단
C-1.5-R2-1	141.890	135.945	70.945	67.973	전단인장파괴	CFRP 절단
C-1.5-R2-2	130.000		65.000		사인장파괴	CFRP 절단
C-1.5-R3-1	167.870	175.020	83.935	87.510	전단인장파괴	CFRP 절단
C-1.5-R3-2	182.170		91.085		전단인장파괴	CFRP 절단
C-2.0-R1-1	87.540	123.290	43.770	61.645	전단인장파괴	
C-2.0-R1-2	123.290		61.645		전단인장파괴	
C-2.0-R2-1	101.200	92.253	50.600	46.127	전단인장파괴	
C-2.0-R2-2	83.305		41.653		사인장파괴	
C-2.0-R3-1	119.500	119.500	59.750	59.750	전단인장파괴	
C-2.0-R3-2	50.570		25.285		사인장파괴	
C-2.5-R1-1	86.310	96.925	43.155	48.463	사인장파괴	
C-2.5-R1-2	107.540		53.770		전단인장파괴	
C-2.5-R2-1	77.170	77.170	38.585	38.585	사인장파괴	
C-2.5-R2-2	48.010		24.005		사인장파괴	
C-2.5-R3-1	82.770	75.100	41.385	37.550	사인장파괴	
C-2.5-R3-2	67.430		33.715		사인장파괴	

< 표 3-6 > 시험체의 최대하중 및 파괴형태 (계속)

시험체명	최대하중 (kN)	평균값 (kN)	최대전단력 (kN)	평균값 (kN)	파괴형태	비고
C-3.5-R1-1	49.580	57.055	24.790	28.528	사인장파괴	
C-3.5-R1-2	64.530		32.265		사인장파괴	
C-3.5-R2-1	45.120	52.390	22.560	26.195	사인장파괴	
C-3.5-R2-2	59.660		29.830		사인장파괴	
C-3.5-R3-1	62.150	57.860	31.075	28.930	사인장파괴	
C-3.5-R3-2	53.570		26.785		사인장파괴	
C-4.5-R1-1	51.020	51.580	25.510	25.790	사인장파괴	
C-4.5-R1-2	52.140		26.070		사인장파괴	
C-4.5-R2-1	50.740	47.915	25.370	23.958	사인장파괴	
C-4.5-R2-2	45.090		22.545		사인장파괴	
C-4.5-R3-1	54.220	55.100	27.110	27.550	전단인장파괴	
C-4.5-R3-2	55.980		27.990		사인장파괴	

최대하중 작용시 각 시험체의 파괴사진을 <사진 3-5>~<사진 3-32>에 나타내었다. 또한 <그림 3-4>~<그림 3-33>에는 최대하중 작용시 균열 형상을 각 시험체 별로 나타내었으며 이들을 기초로 하여 시험체의 파괴형태를 분석하였다. <표 3-7>~<표 3-11>에서는 각 시험체에 대하여 초기 균열의 발생에서 최대하중 작용시까지의 균열진행과정에 대하여 설명하였다.



< 사진 3-5 > C-1.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-6 > C-1.5-R1-2 시험체의 최종 파괴 모습



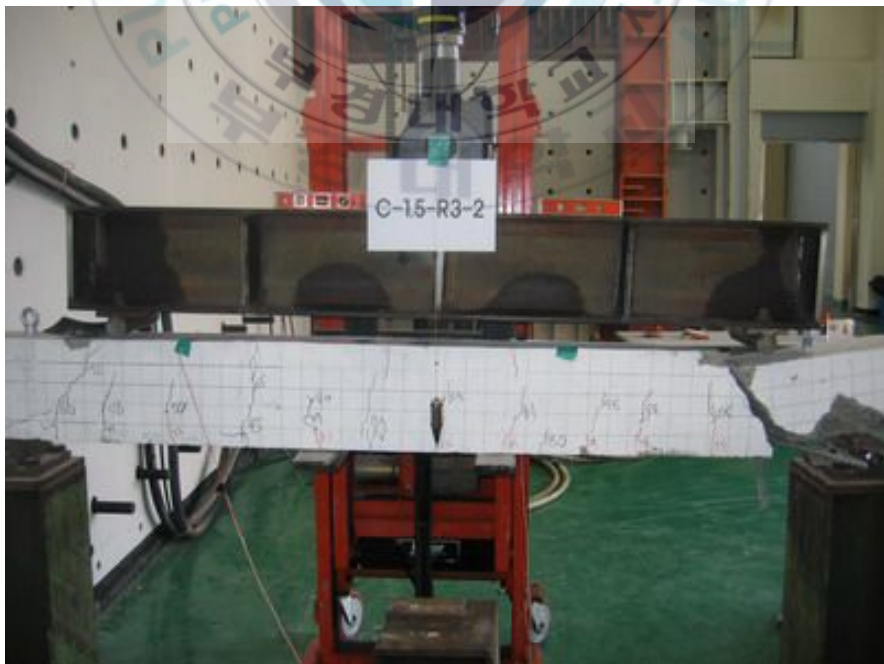
< 사진 3-7 > C-1.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-8 > C-1.5-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-9 > C-1.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-10 > C-1.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-11 > C-2.0-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-12 > C-2.0-R1-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-13 > C-2.0-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-14 > C-2.0-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-15 > C-2.0-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-16 > C-2.0-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습



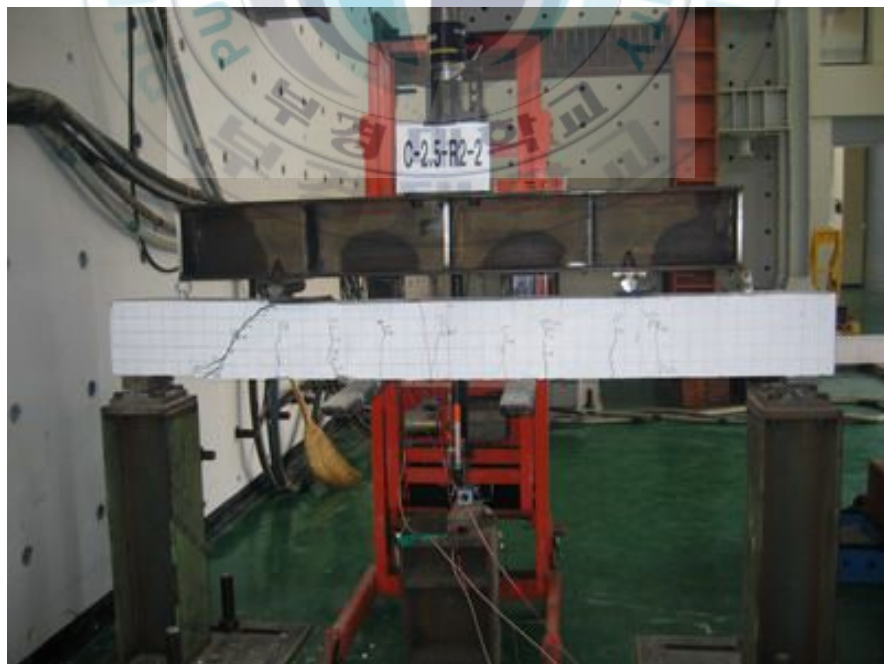
< 사진 3-17 > C-2.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-18 > C-2.5-R1-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-19 > C-2.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-20 > C-2.5-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습



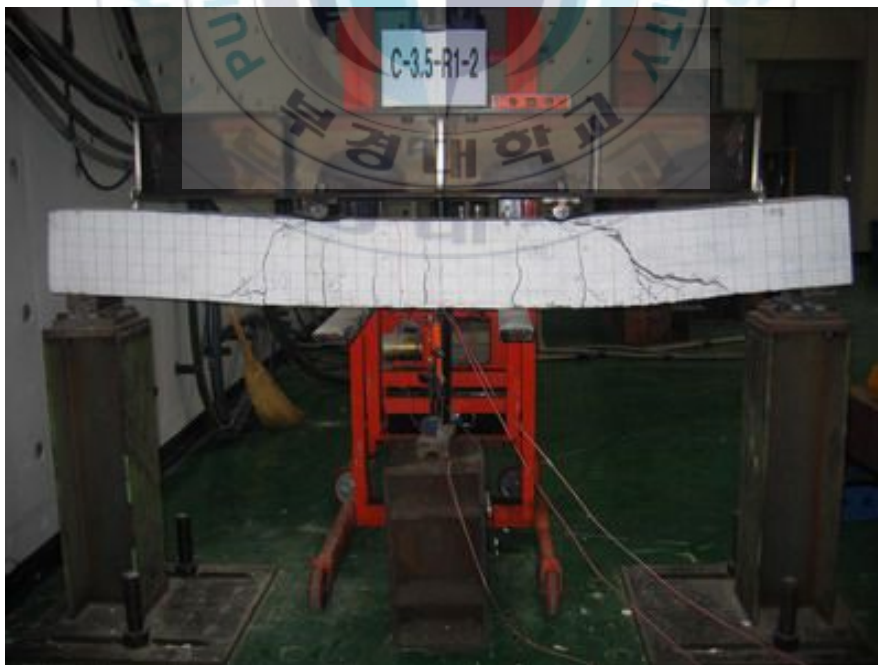
< 사진 3-21 > C-2.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-22 > C-2.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습



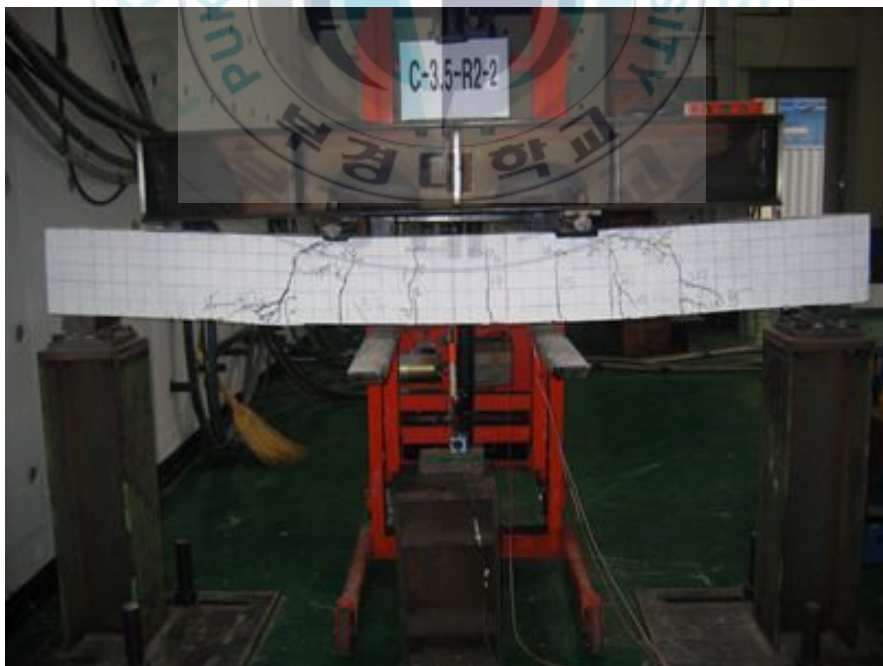
< 사진 3-23 > C-3.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-24 > C-3.5-R1-2 시험체의 최종 파괴 모습



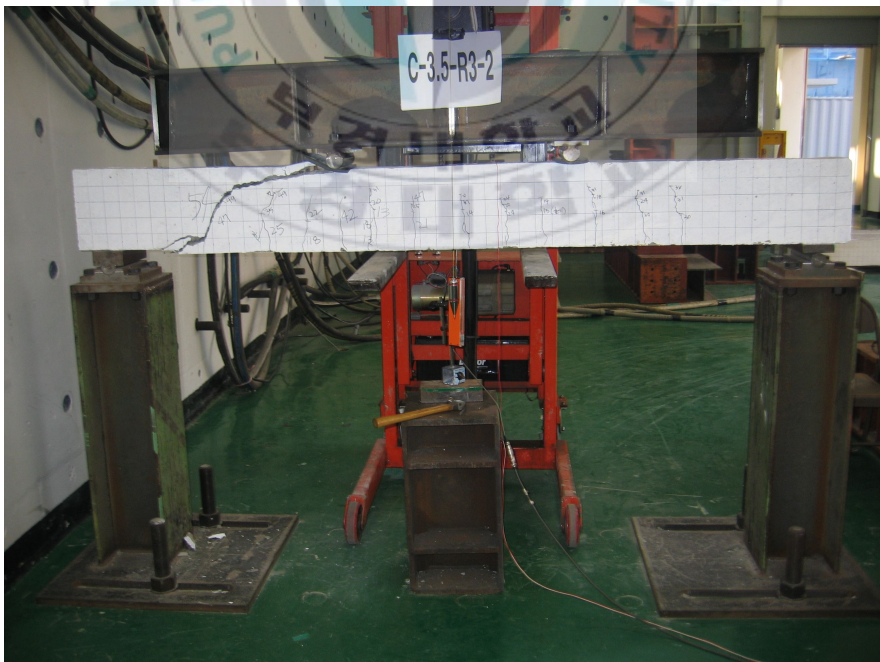
< 사진 3-25 > C-3.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-26 > C-3.5-R2-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-27 > C-3.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습



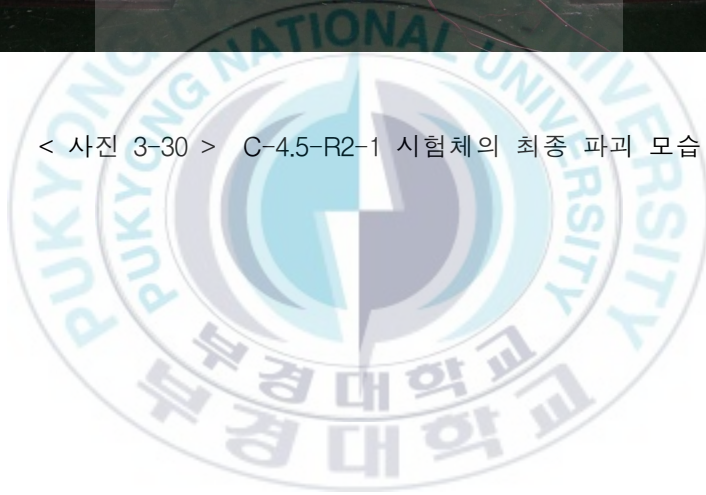
< 사진 3-28 > C-3.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습



< 사진 3-29 > C-4.5-R1-1 시험체의 최종 파괴 모습

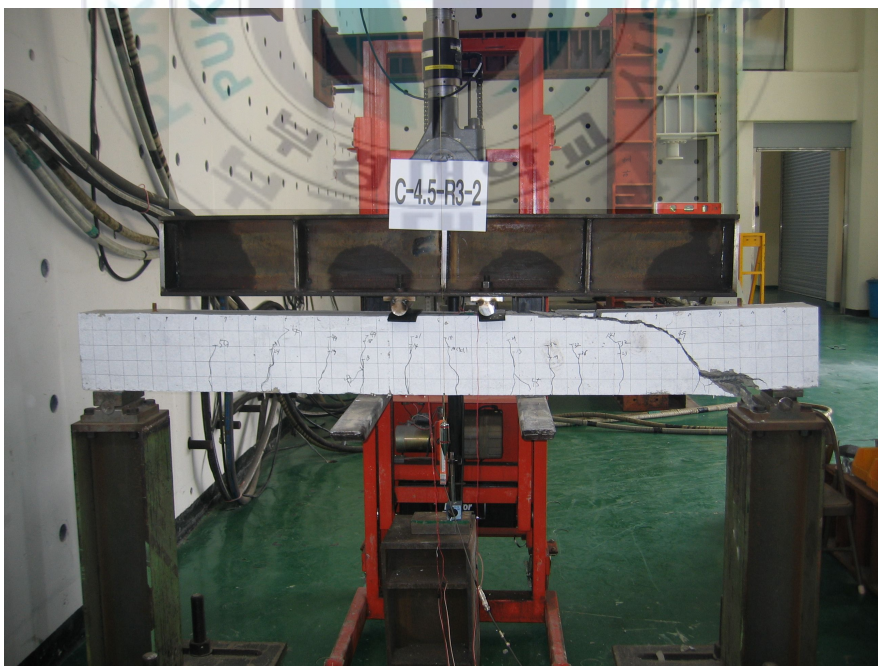


< 사진 3-30 > C-4.5-R2-1 시험체의 최종 파괴 모습

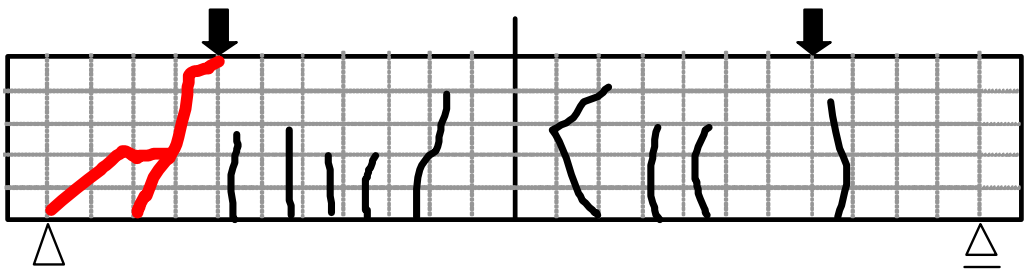




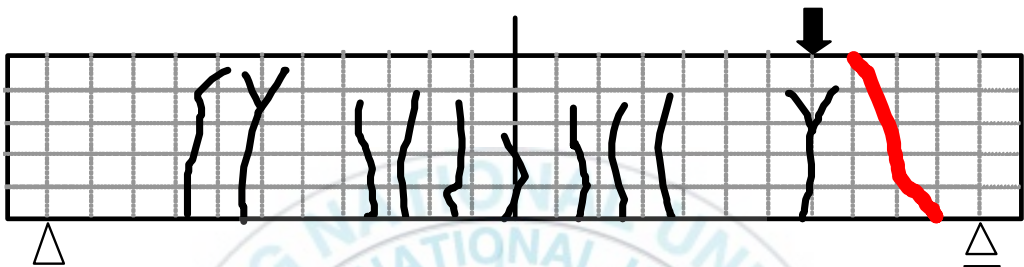
< 사진 3-31 > C-4.5-R3-1 시험체의 최종 파괴 모습



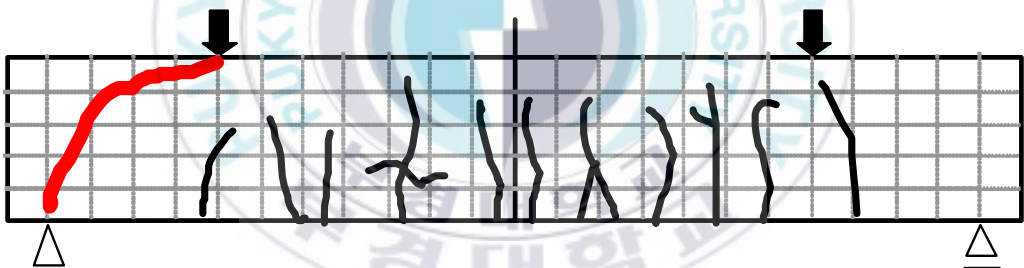
< 사진 3-32 > C-4.5-R3-2 시험체의 최종 파괴 모습



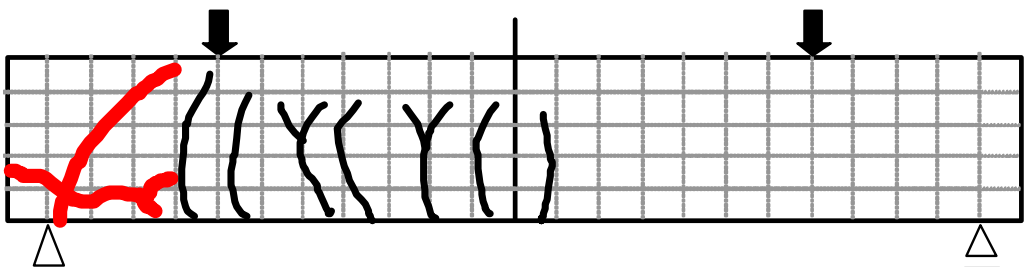
< 그림 3-4 > C-1.5-R1-1 시험체의 균열도



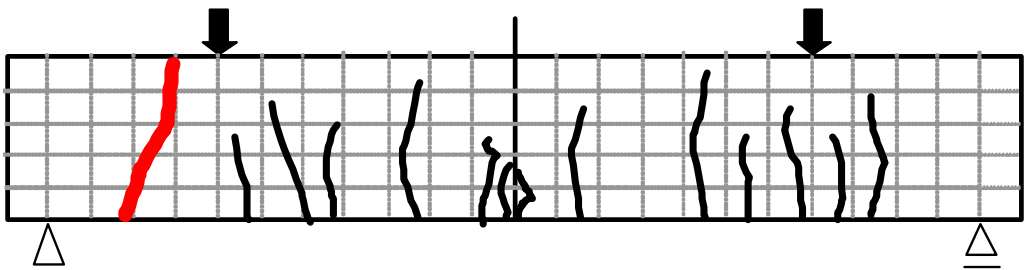
< 그림 3-5 > C-1.5-R1-2 시험체의 균열도



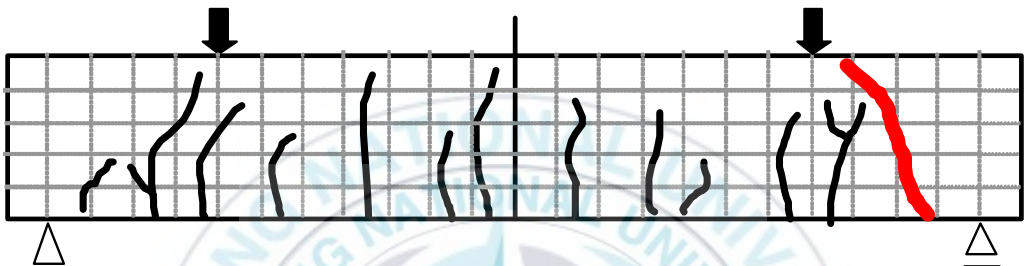
< 그림 3-6 > C-1.5-R2-1 시험체의 균열도



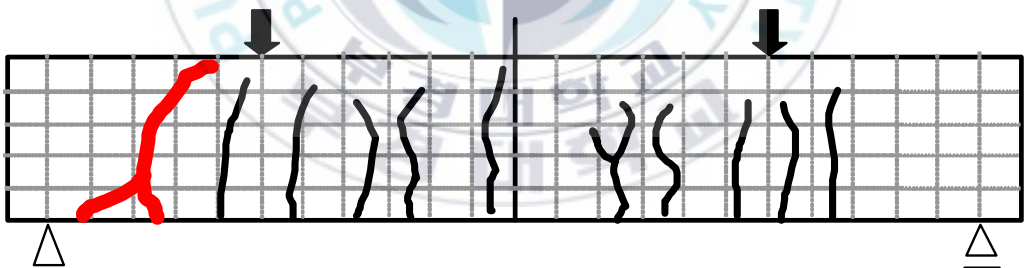
< 그림 3-7 > C-1.5-R2-2 시험체의 균열도



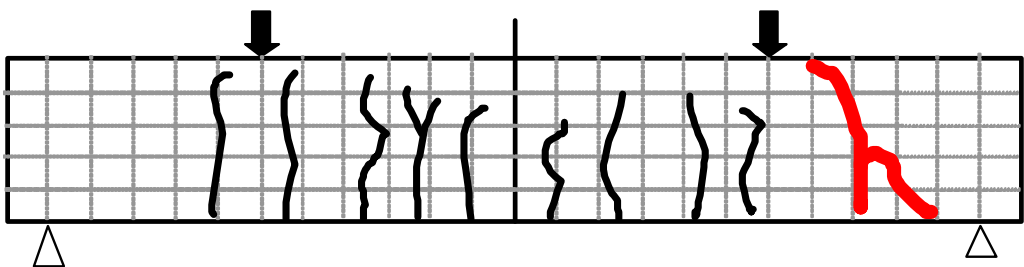
< 그림 3-8 > C-1.5-R3-1 시험체의 균열도



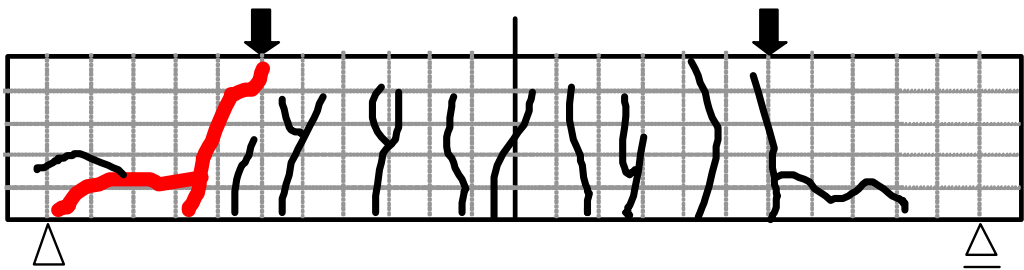
< 그림 3-9 > C-1.5-R3-2 시험체의 균열도



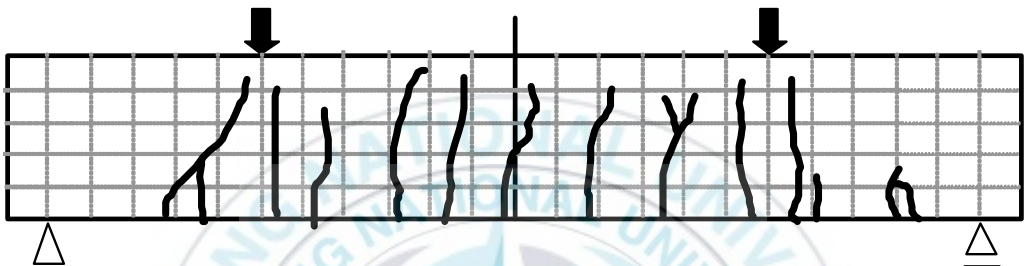
< 그림 3-10 > C-2.0-R1-1 시험체의 균열도



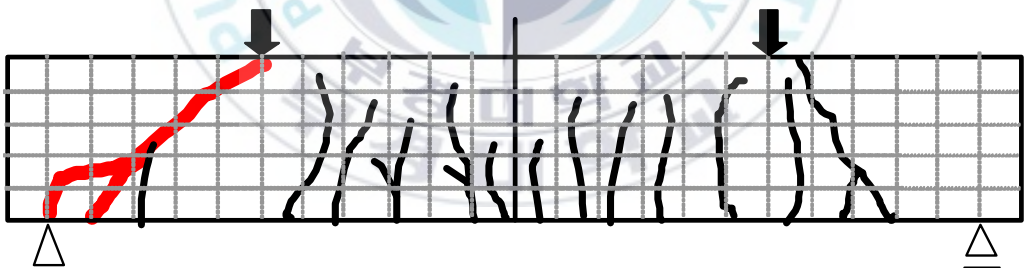
< 그림 3-11 > C-2.0-R1-2 시험체의 균열도



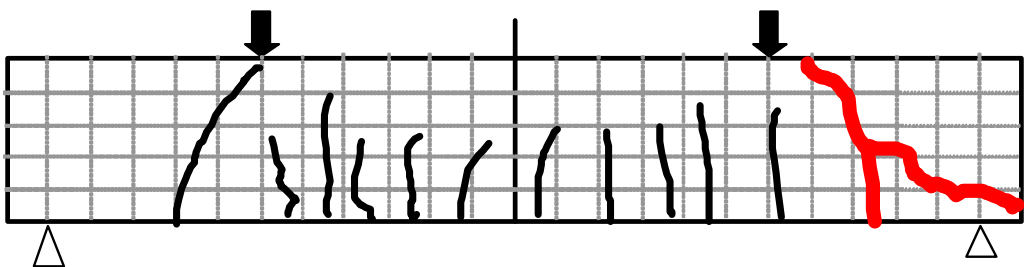
< 그림 3-12 > C-2.0-R2-1 시험체의 균열도



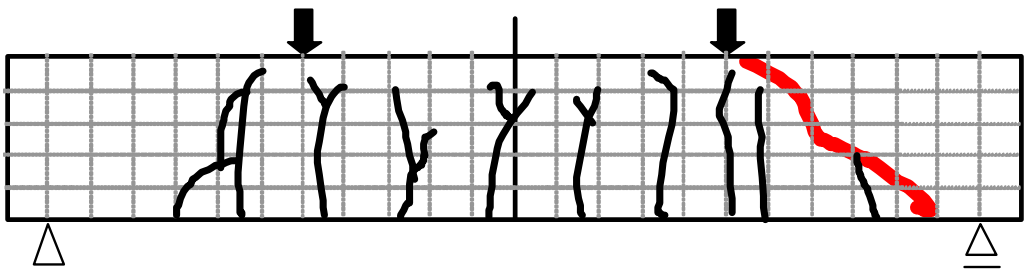
< 그림 3-13 > C-2.0-R2-2 시험체의 균열도



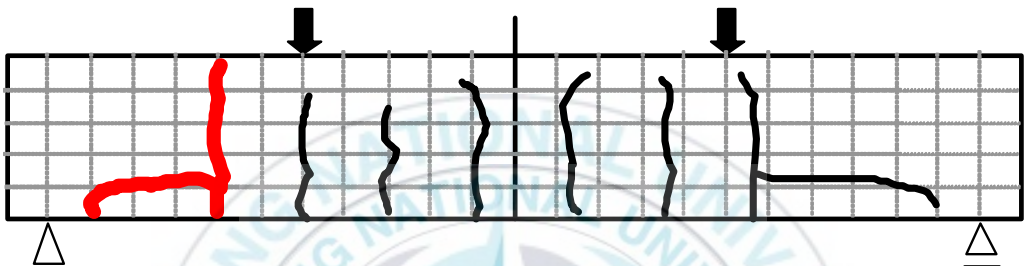
< 그림 3-14 > C-2.0-R3-1 시험체의 균열도



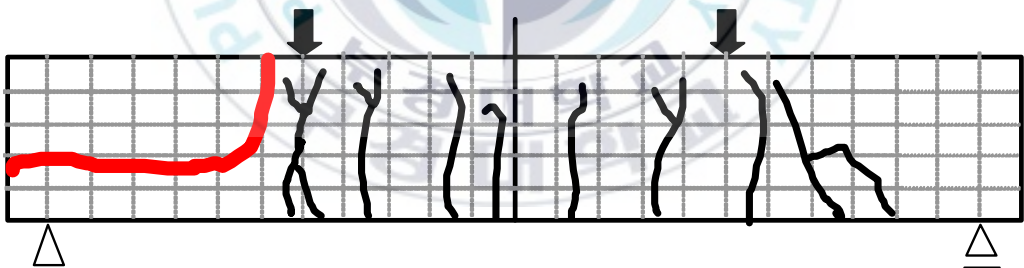
< 그림 3-15 > C-2.0-R3-2 시험체의 균열도



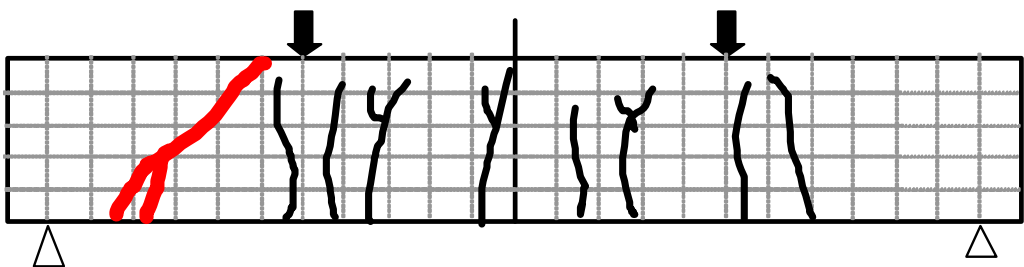
< 그림 3-16 > C-2.5-R1-1 시험체의 균열도



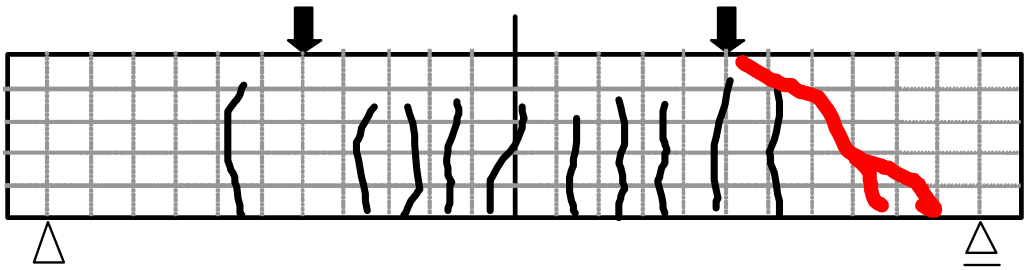
< 그림 3-17 > C-2.5-R1-2 시험체의 균열도



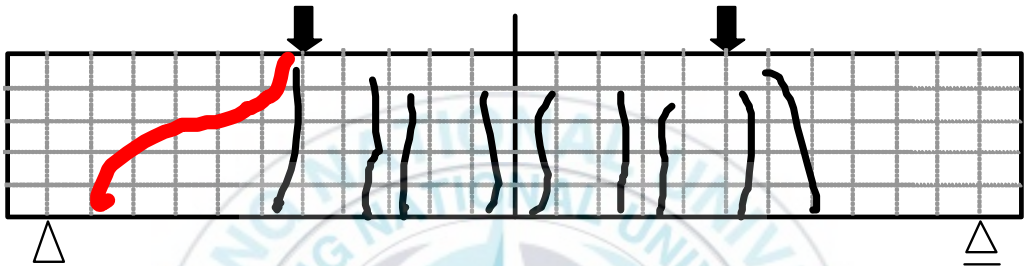
< 그림 3-18 > C-2.5-R2-1 시험체의 균열도



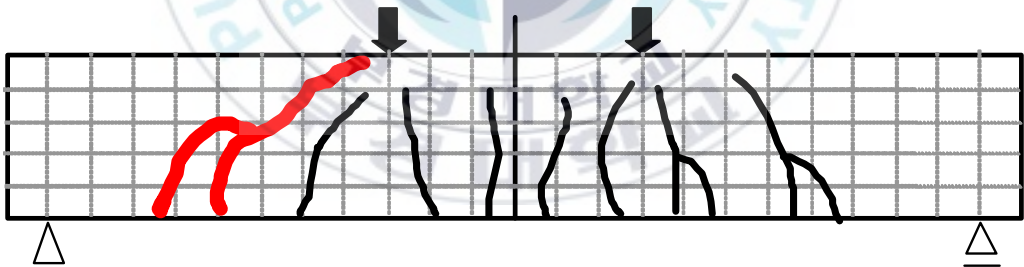
< 그림 3-19 > C-2.5-R2-2 시험체의 균열도



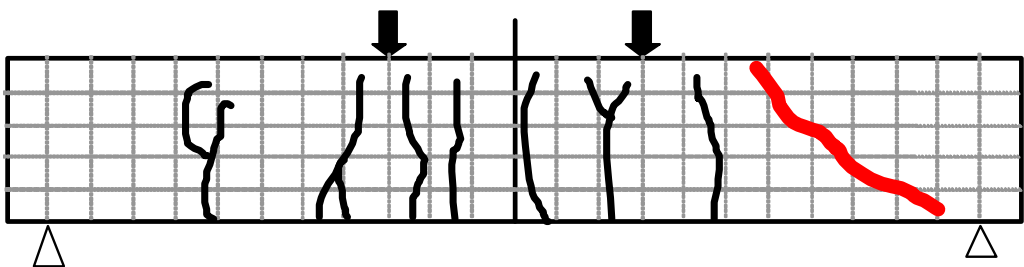
< 그림 3-20 > C-2.5-R3-1 시험체의 균열도



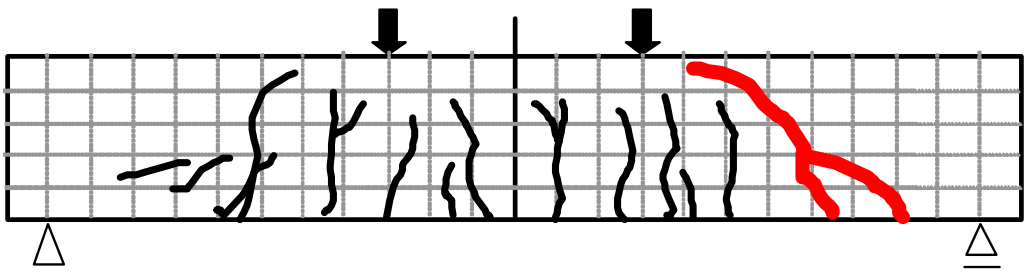
< 그림 3-21 > C-2.5-R3-2 시험체의 균열도



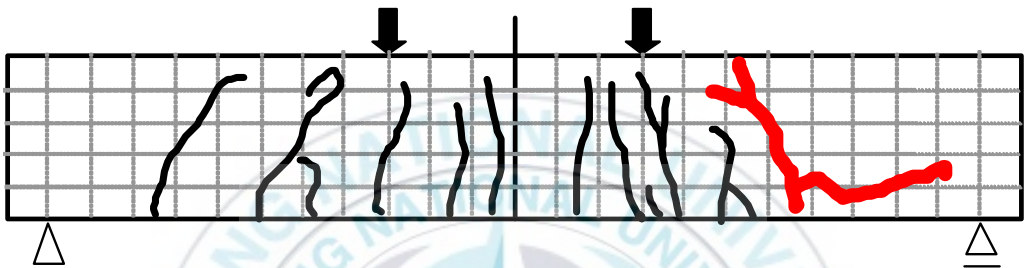
< 그림 3-22 > C-3.5-R1-1 시험체의 균열도



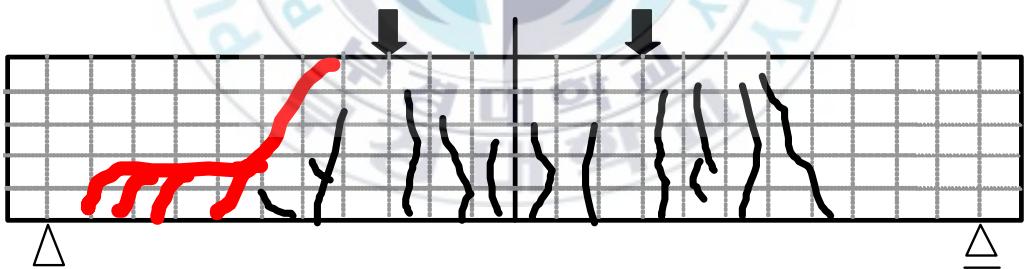
< 그림 3-23 > C-3.5-R1-2 시험체의 균열도



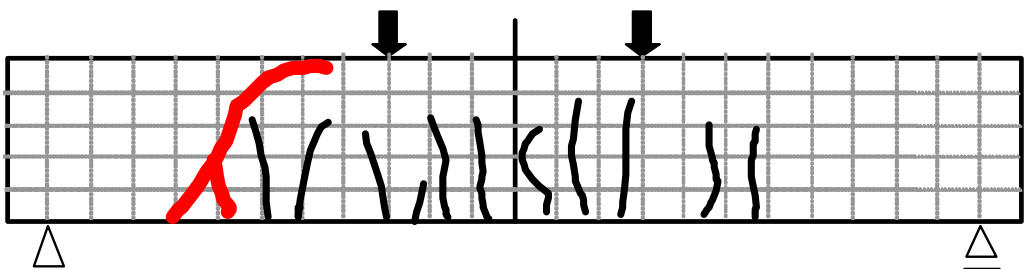
< 그림 3-24 > C-3.5-R2-1 시험체의 균열도



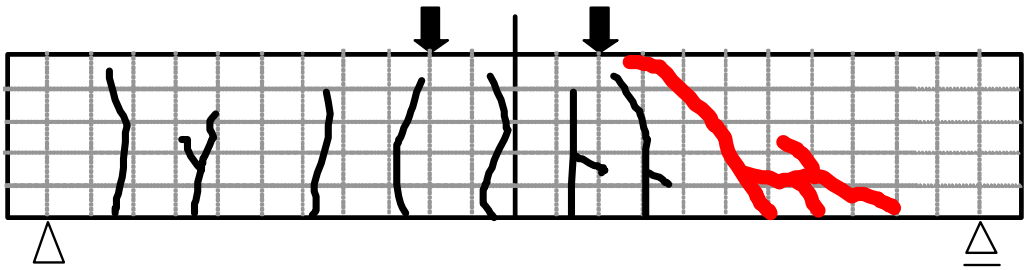
< 그림 3-25 > C-3.5-R2-2 시험체의 균열도



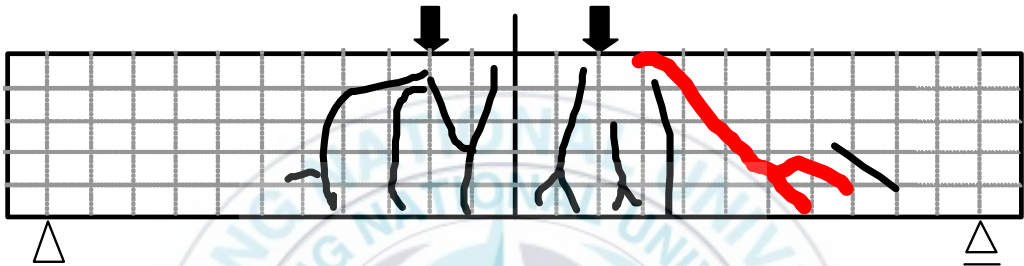
< 그림 3-26 > C-3.5-R3-1 시험체의 균열도



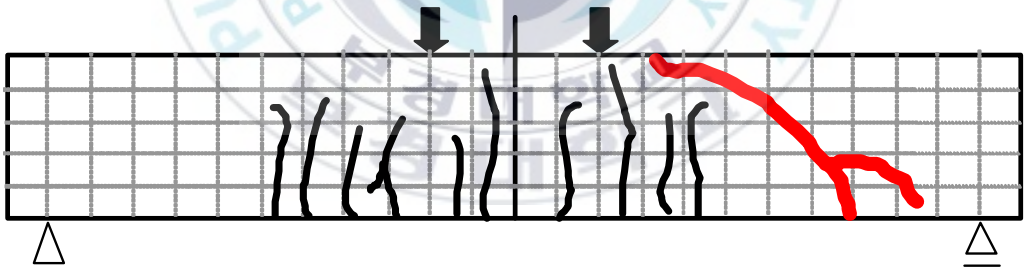
< 그림 3-27 > C-3.5-R3-2 시험체의 균열도



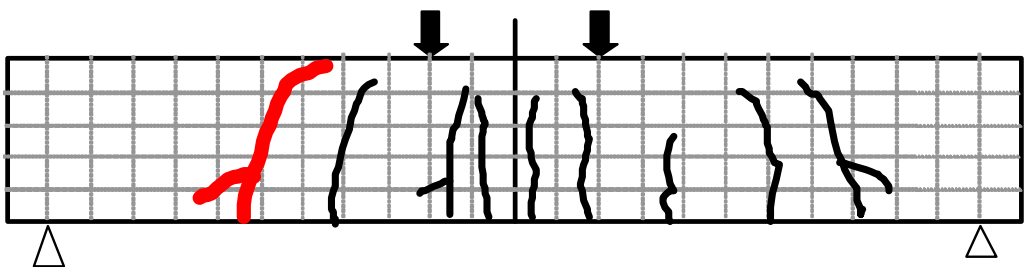
< 그림 3-28 > C-4.5-R1-1 시험체의 균열도



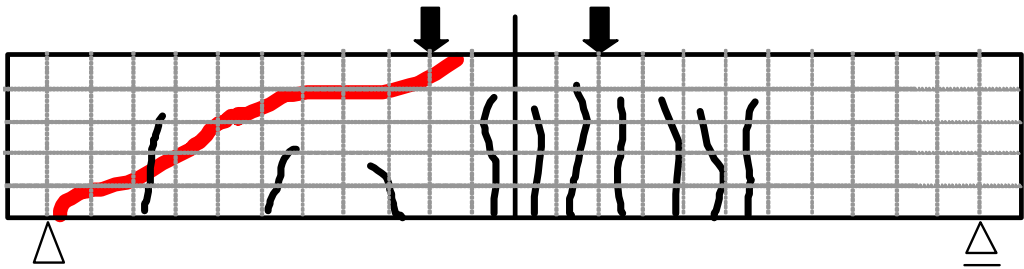
< 그림 3-29 > C-4.5-R1-2 시험체의 균열도



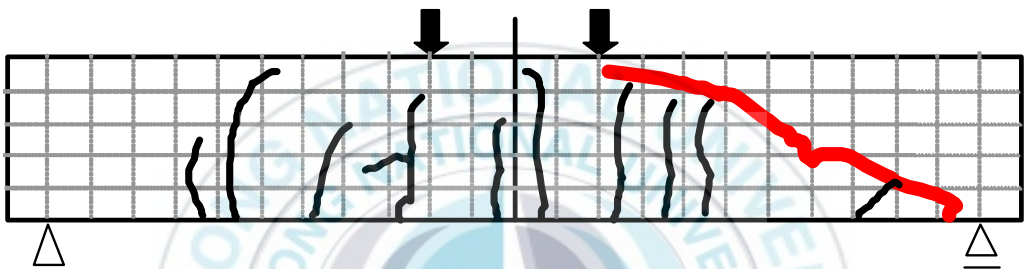
< 그림 3-30 > C-4.5-R2-1 시험체의 균열도



< 그림 3-31 > C-4.5-R2-2 시험체의 균열도



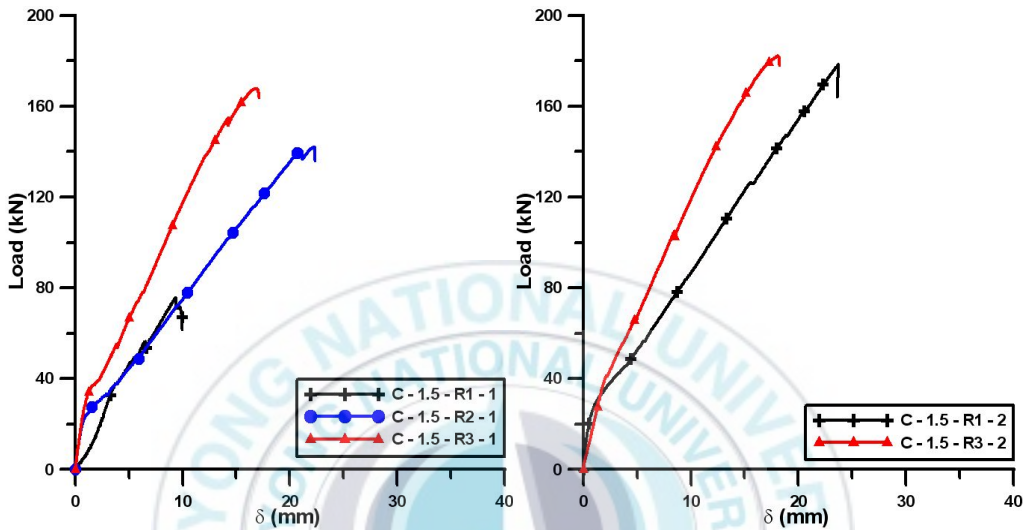
< 그림 3-32 > C-4.5-R3-1 시험체의 균열도



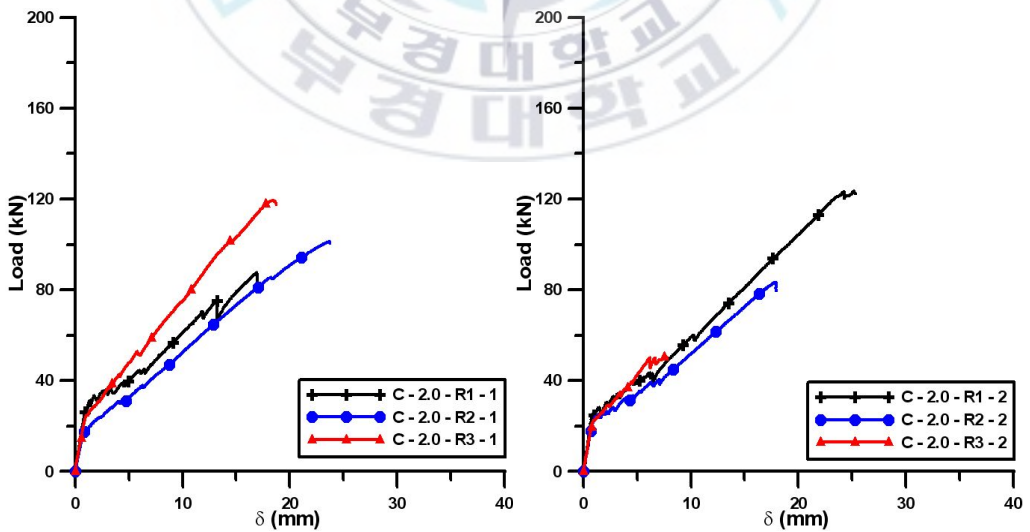
< 그림 3-33 > C-4.5-R3-2 시험체의 균열도

3.4 하중-처짐 관계

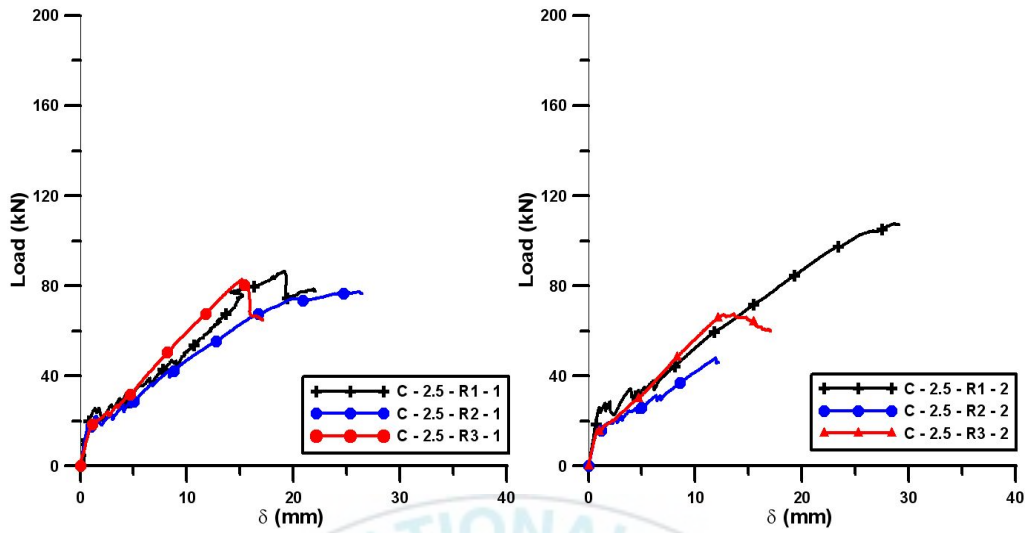
시험결과 얻어진 하중-처짐곡선을 <그림3-34> ~<그림3-38>에 나타내었다.



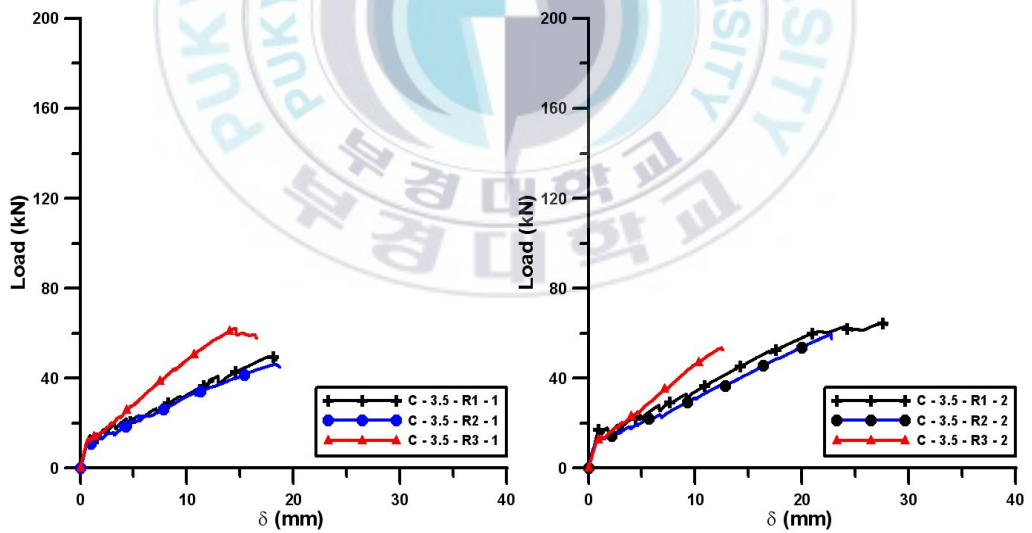
< 그림 3-34 > C-1.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선



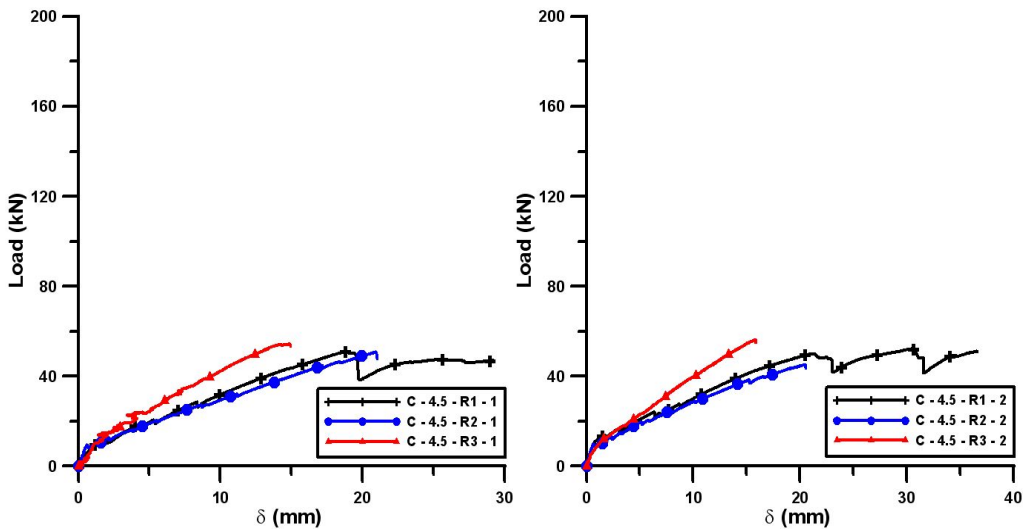
< 그림 3-35 > C-2.0 계열 시험체의 하중-처짐곡선



< 그림 3-36 > C-2.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선



< 그림 3-37 > C-3.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선



< 그림 3-38 > C-4.5 계열 시험체의 하중-처짐곡선

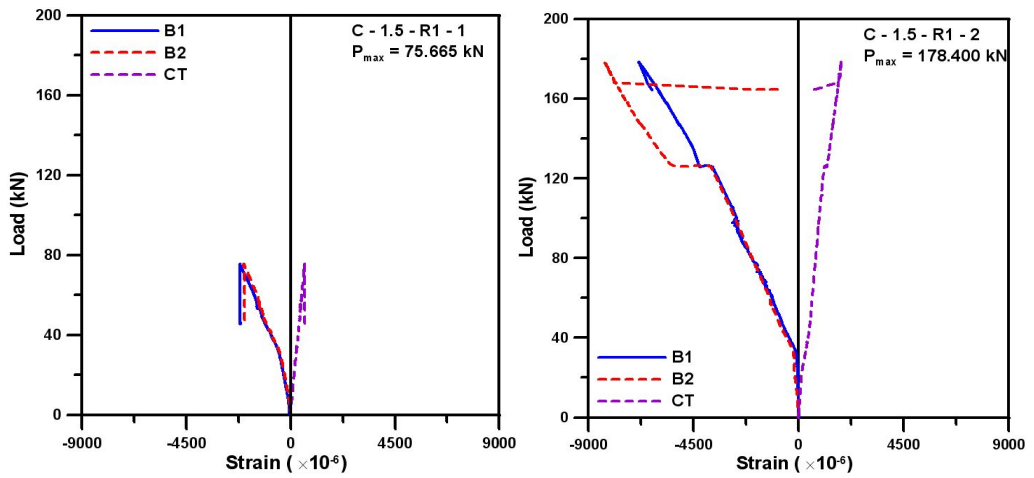
<그림3-34>~<그림3-38>에서 휨강성은 크기가 R3 시험체, R1 시험체, R2 시험체의 순서로 나타나는데, 이는 균열환산단면 2차모멘트의 크기 순서와 일치한다. 휨강성 비교시 엄밀하게는 유효단면 2차모멘트를 사용해야 하지만 유효단면 2차모멘트와 균열환산단면 2차모멘트는 유사한 값을 가지므로 여기서는 편의를 위하여 균열환산단면 2차모멘트를 사용하였다.

R1 시험체는 R2 시험체에 비하여 보 단면적이 크므로 이에 따라 균열 환산단면 2차모멘트도 커졌다. 또한 이 그림들로부터 전단지간비가 클수록 최대하중은 작아진다는 것을 볼 수 있다.

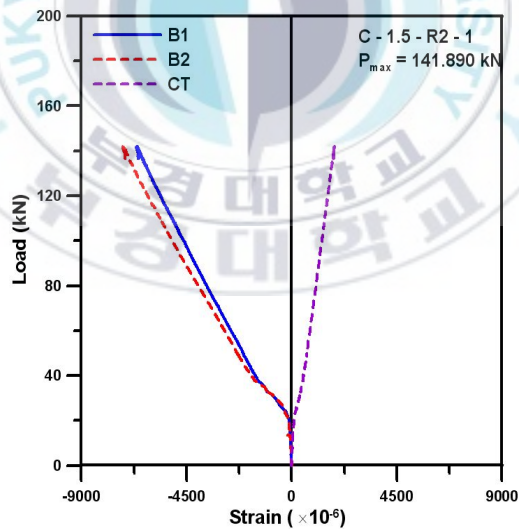
3.5 하중-변형률 관계

각 시험체에 대하여 하중과 CFRP bar의 인장변형률 및 콘크리트의 압축변형률 곡선을 <그림 3-39>~<그림 3-53>에 나타내었다. 그림에서 B1, B2는 CFRP bar의 인장변형률, CT는 보 시험체 상단 콘크리트의 압축변형률을 나타낸다.

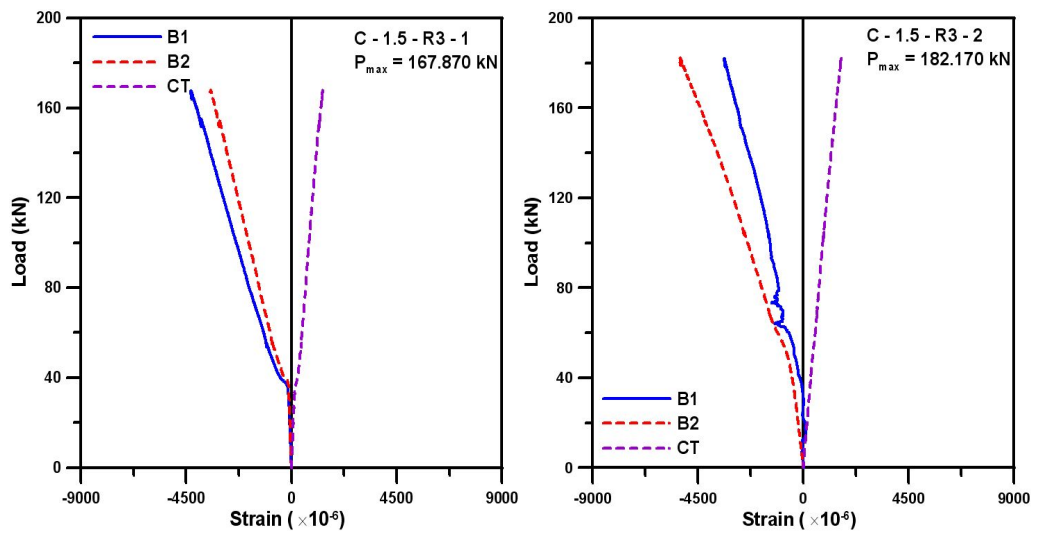
이 그림들에서 FRP bar의 변형률들이 일부 누락되어 있는데, 이는 콘크리트 타설시 FRP bar에 부착된 변형률게이지가 파손됨에 기인한 것이다.



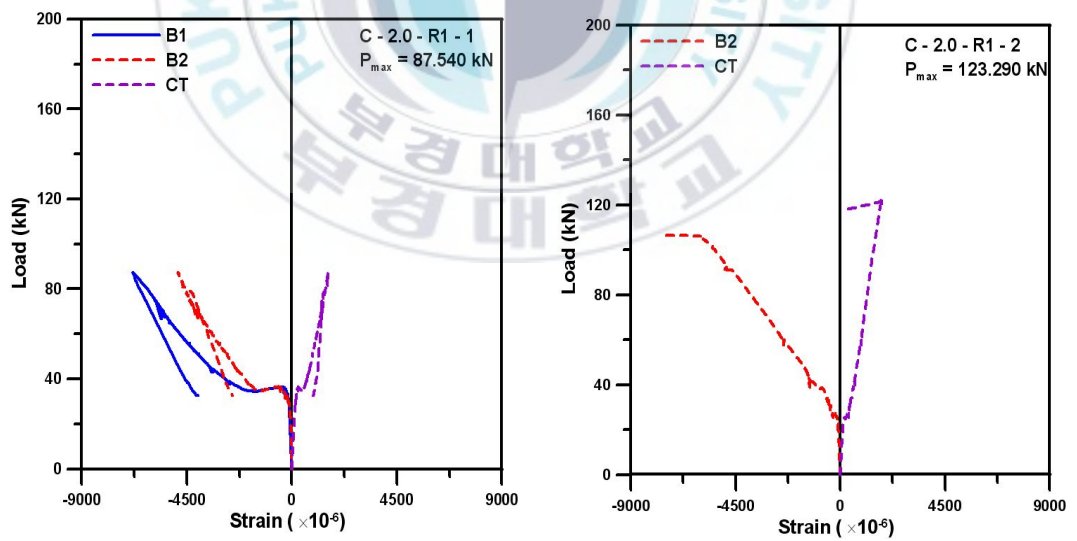
< 그림 3-39 > C-1.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



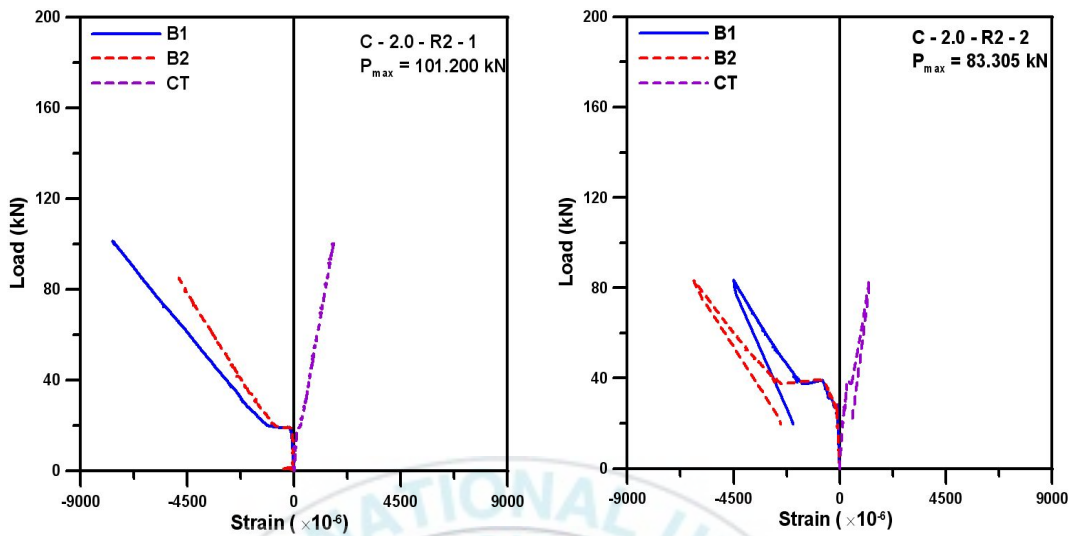
< 그림 3-40 > C-1.5-R2-1 시험체의 하중-변형률 곡선



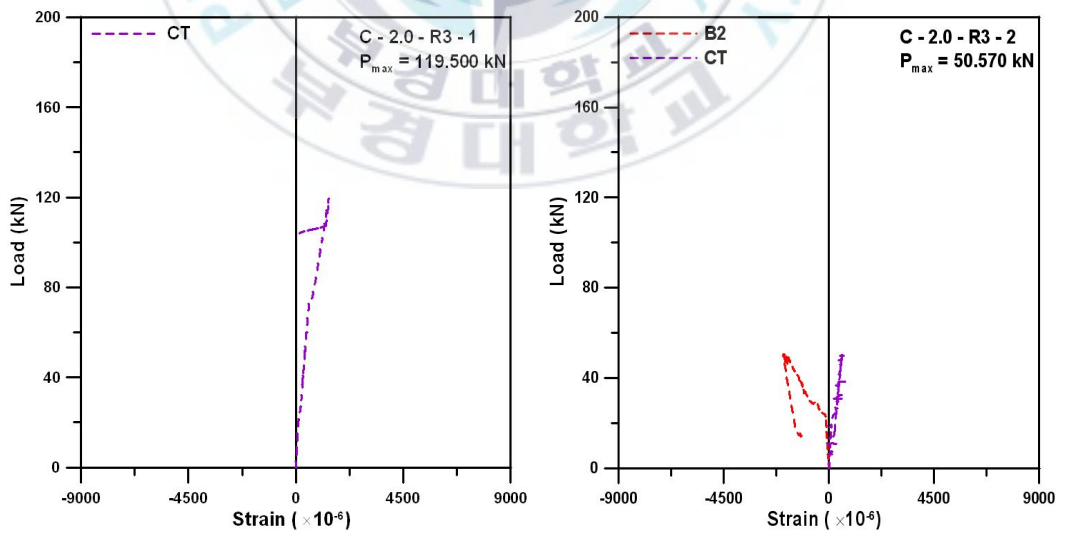
< 그림 3-41 > C-1.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



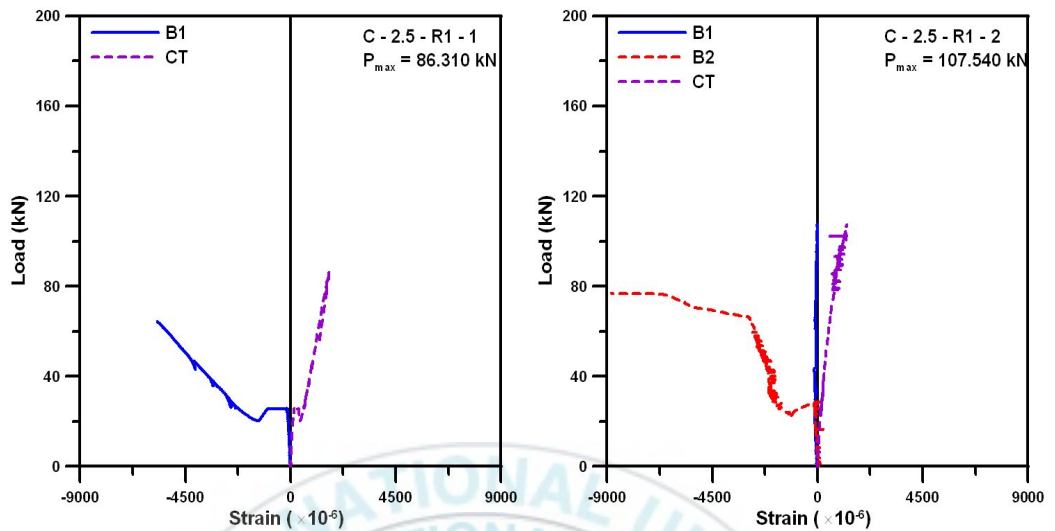
< 그림 3-42 > C-2.0-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



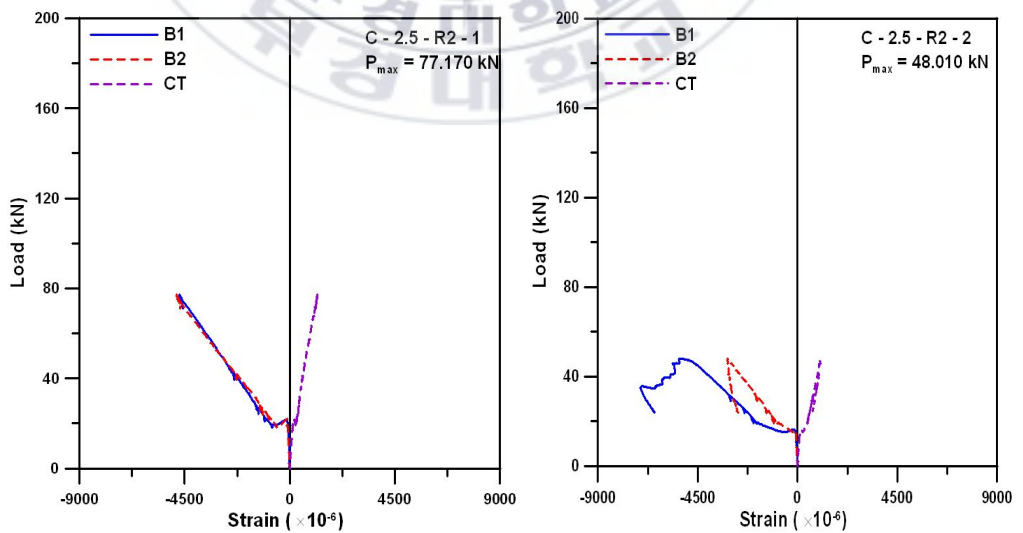
< 그림 3-43 > C-2.0-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



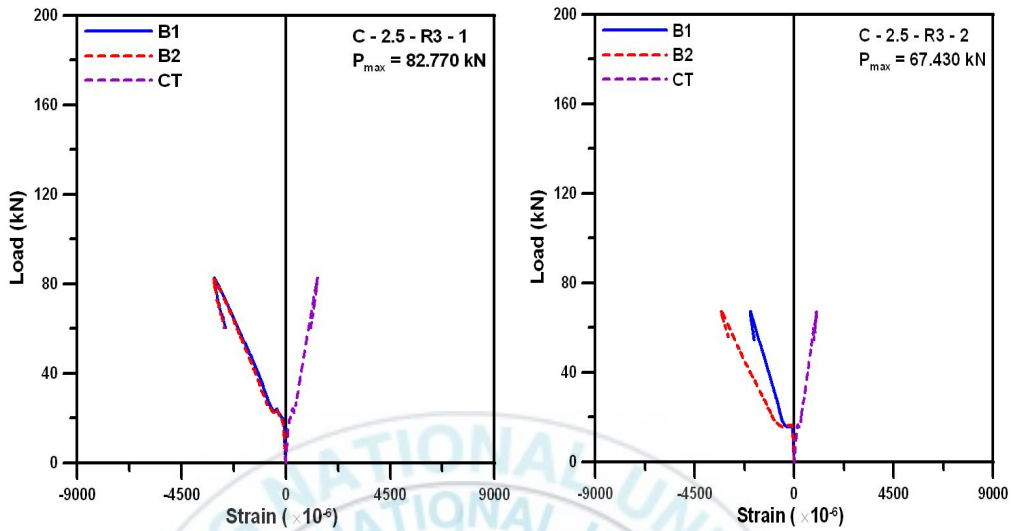
< 그림 3-44 > C-2.0-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



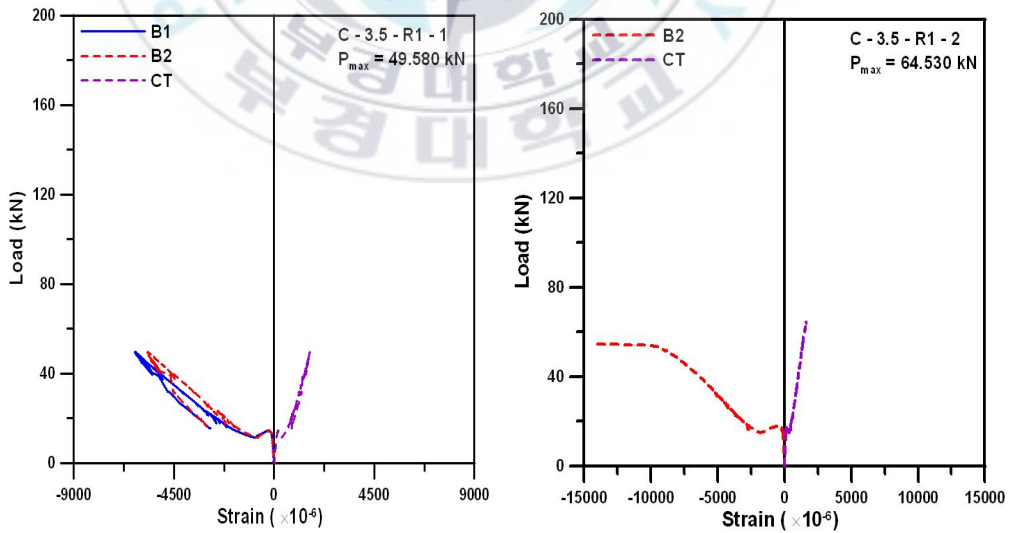
< 그림 3-45 > C-2.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



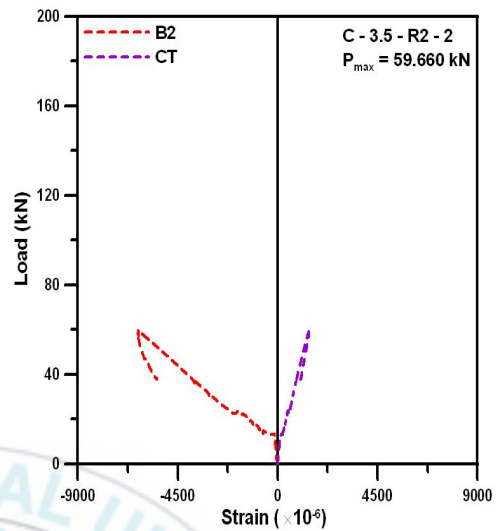
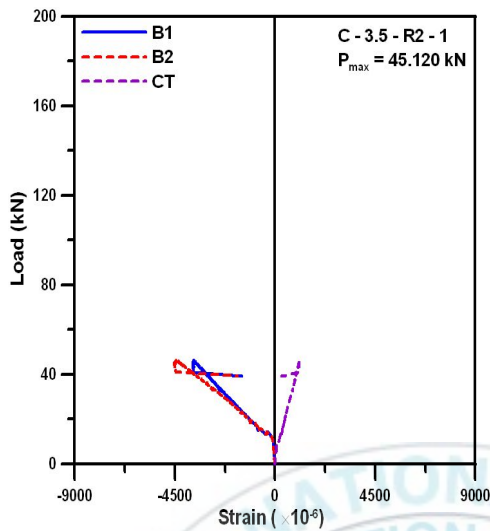
< 그림 3-46 > C-2.5-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



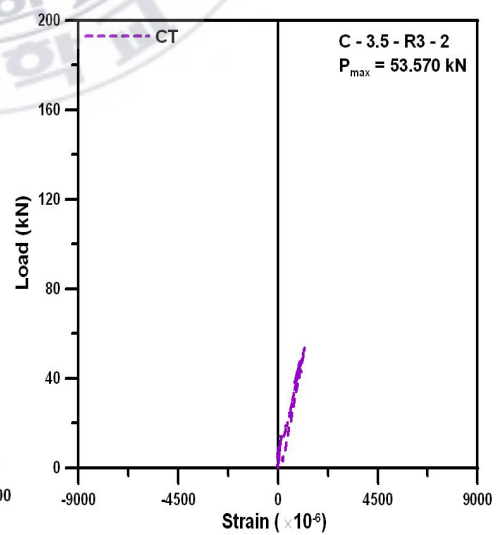
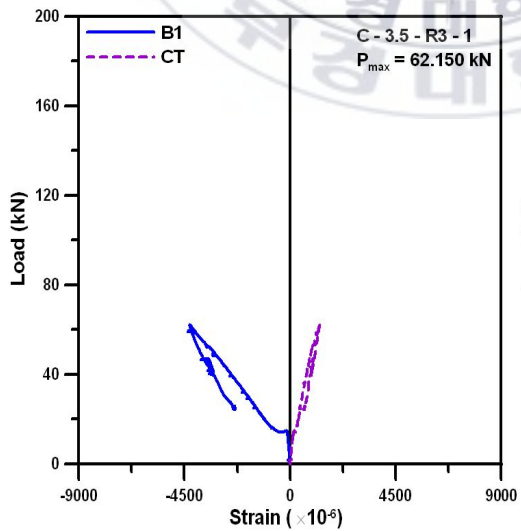
< 그림 3-47 > C-2.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



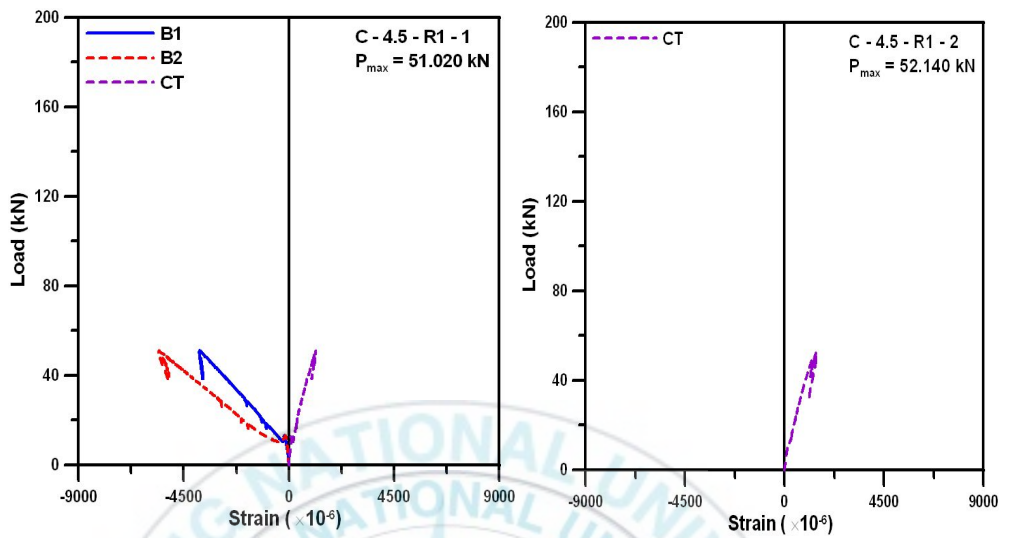
< 그림 3-48 > C-3.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



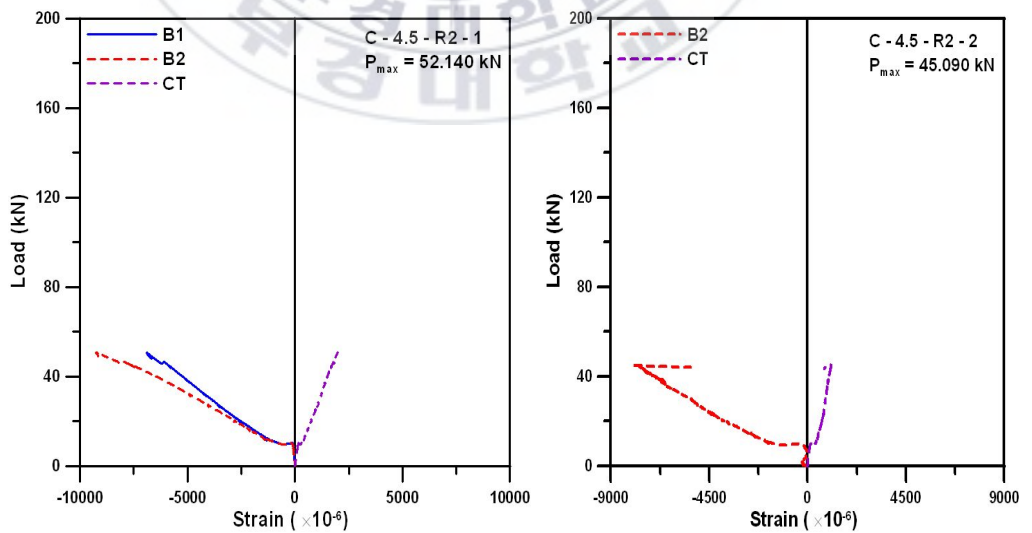
< 그림 3-49 > C-3.5-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



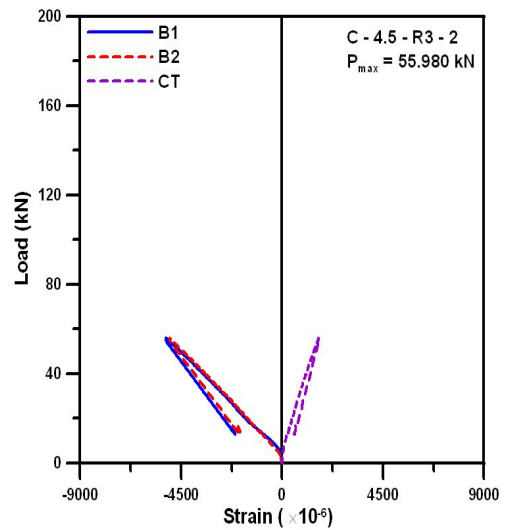
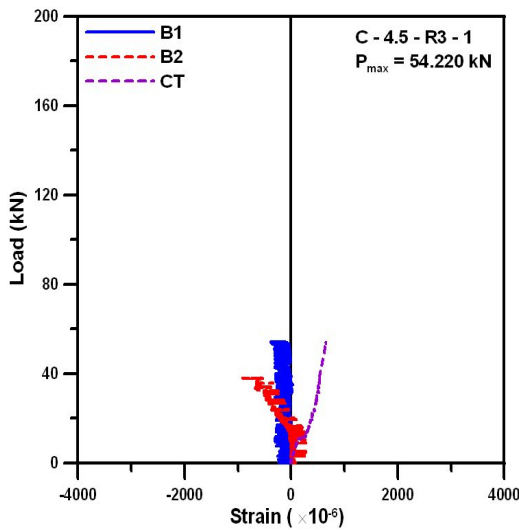
< 그림 3-50 > C-3.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률



< 그림 3-51 > C-4.5-R1-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 3-52 > C-4.5-R2-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선



< 그림 3-53 > C-4.5-R3-1,2 시험체의 하중-변형률 곡선

FRP bar의 극한 변형률은 $\phi 9\text{mm}$ 의 경우 $\epsilon_u = 0.0146$, $\phi 13\text{mm}$ 의 경우 $\epsilon_u = 0.0137$ 이다. <표 3-12>에 최대하중시 콘크리트 및 FRP bar의 변형률과 이들 값의 극한변형률에 대한 비를 나타내었는데, 콘크리트 및 FRP bar에 대하여 각각 평균하여 50% 정도의 비를 보여주고 있다. 이는 대부분의 시험체가 사인장파괴, 전단인장파괴 등으로 파괴됨에 따라 FRP bar의 인장시험 및 콘크리트 공시체 압축시험에서의 극한변형률을 나타내지 못한 이유 때문인 것으로 판단된다. 한편 그림들로부터 균열발생 후 CFRP bar 휨보강근의 변형률이 급격히 증가하는 것을 알 수 있다.

< 표 3-12 > 시험체별 최대하중시 변형률의 극한변형률에 대한 비

시험체명	최대하중시 변형률 ($\times 10^{-6}$)		극한변형률에 대한 비	
	콘크리트 압축변형률 ε_c	FRP Bar 인장변형률 ε_f	콘크리트 $\varepsilon_c / \varepsilon_{cu}$	FRP bar $\varepsilon_f / \varepsilon_{fu}$
C-1.5-R1-1	606	2190	0.202	0.150
C-1.5-R1-2	1803	8267	0.601	0.566
C-1.5-R2-1	1834	7198	0.611	0.493
C-1.5-R3-1	1337	4302	0.446	0.314
C-1.5-R3-2	1619	5266	0.540	0.384
C-2.0-R1-1	1568	6813	0.523	0.467
C-2.0-R1-2	1802	7736	0.601	0.530
C-2.0-R2-1	1681	7643	0.560	0.523
C-2.0-R2-2	1261	6172	0.420	0.423
C-2.0-R3-2	578	1935	0.193	0.141
C-2.5-R1-1	1653	5665	0.551	0.388
C-2.5-R1-2	1254	9960	0.418	0.682
C-2.5-R2-1	1183	4834	0.394	0.331
C-2.5-R2-2	1053	5306	0.351	0.363
C-2.5-R3-1	1378	3103	0.459	0.239
C-3.5-R3-2	1020	3302	0.340	0.241
C-3.5-R1-1	1604	6233	0.535	0.427
C-3.5-R1-2	1619	13987	0.540	0.958
C-3.5-R2-1	1093	4480	0.364	0.307
C-3.5-R2-2	1401	6284	0.467	0.430
C-3.5-R3-1	1255	4278	0.418	0.312
C-4.5-R1-1	1142	5539	0.381	0.379
C-4.5-R2-1	1986	9274	0.662	0.635
C-4.5-R2-2	1089	7910	0.363	0.542
C-4.5-R3-2	1642	5184	0.547	0.378

※ 변형률 값이 상이한 시험체는 제외하였음

제 4 장 실험결과 분석 및 고찰

4.1 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 콘크리트의 전단강도 평가

각각의 보 시험체들에 대하여 정적과괴실험으로부터 구한 최대하중값을 이용하여 최대전단력을 구하였다. 4점 휨시험을 실시하였으므로 동일 시험체들의 최대하중 평균치의 절반값을 최대전단력으로 하였다.

그러나 3 종류의 휨보강근비를 주기 위하여 시험체 폭을 변화시켰기 때문에 단면적이 일정하지 않아서 콘크리트의 전단강도의 평가는 최대전단력이 아닌 평균전단응력을 구하여 행하였다. 즉, 콘크리트의 전단력을 보 시험체 단면적으로 나눈 식(4-2)로부터 평균전단응력을 구하여 사용하였다.

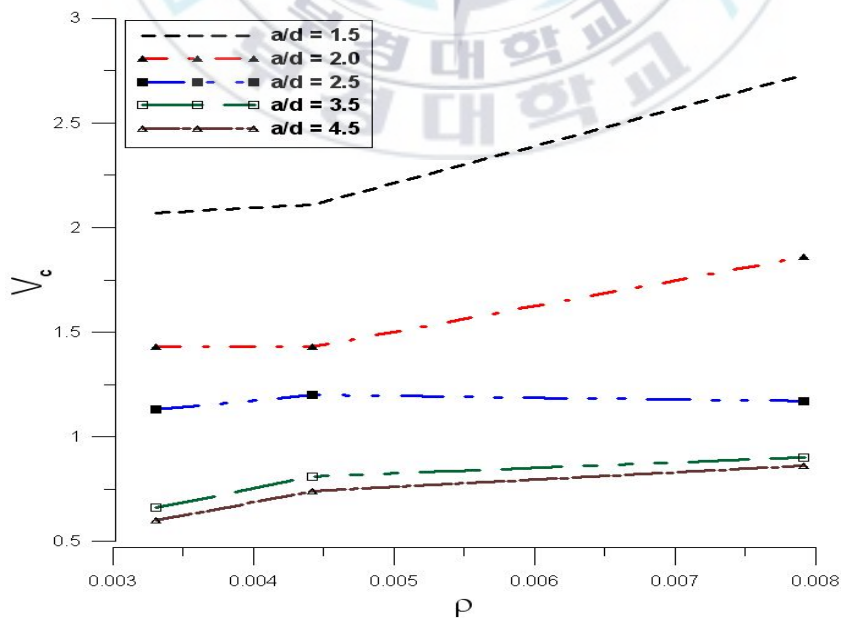
$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b d \quad (4-1)$$

$$v_c = \frac{V_c}{b d} \quad (4-2)$$

<표4-1>에 시험체별 최대하중, 최대전단력, 평균전단응력, 식(4-1)에 의하여 구한 이론값을 나타내었으며, <그림4-1>에 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 평균전단응력을 나타내었다. 표<4-1>과 <그림4-1>에서 알 수 있듯이 평균전단응력은 전단지간비가 작을수록 또한 휨보강근비가 증가할수록 증가하는 것으로 나타났다.

< 표 4-1 > 시험체별 최대하중, 최대전단력, 평균전단응력

시험체명	최대하중 (kN)	최대전단력 (kN)	평균 전단응력 (MPa)	식(4-1)에 의한 콘크리트 전단력(kN)
C-1.5-R1-1,2	178.4	89.200	2.07	39.681
C-1.5-R2-1,2	135.945	67.973	2.11	29.761
C-1.5-R3-1,2	175.020	87.510	2.73	29.553
C-2.0-R1-1,2	123.290	61.645	1.43	39.681
C-2.0-R2-1,2	92.253	46.127	1.43	29.761
C-2.0-R3-1,2	119.500	59.750	1.86	29.553
C-2.5-R1-1,2	96.925	48.463	1.13	39.681
C-2.5-R2-1,2	77.170	38.585	1.20	29.761
C-2.5-R3-1,2	75.100	37.550	1.17	29.553
C-3.5-R1-1,2	57.055	28.528	0.66	39.681
C-3.5-R2-1,2	52.390	26.195	0.81	29.761
C-3.5-R3-1,2	57.860	28.930	0.90	29.553
C-4.5-R1-1,2	51.580	25.790	0.60	39.681
C-4.5-R2-1,2	47.915	23.958	0.74	29.761
C-4.5-R3-1,2	55.100	27.550	0.86	29.553



< 그림 4-1 > 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 평균전단응력(V_c)

4.2 콘크리트 전단강도보정계수 제안

식(4-1)에 의한 콘크리트의 전단강도는 철근으로 휨보강된 보 구조물에 적합한 것이며, FRP bar를 사용하여 휨보강한 경우에 적용하면 콘크리트의 전단강도를 과대평가하는 것으로 알려져 있다.

이러한 차이점을 보완하기 위하여 철근과 FRP bar의 탄성계수비를 고려하므로써 FRP bar 콘크리트 보 및 슬래브 구조물의 콘크리트 전단강도를 정확히 평가하려고 시도하고 있다. 아울러 식(4-3)에서와 같이 FRP bar와 철근의 탄성계수비에 일정 범위의 상수(α)를 추가로 곱하여 평가도 하고 있다.

$$V_{c,f} = \alpha \frac{E_f}{E_s} V_c \quad (4-3)$$

$$\text{여기서 } V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b d$$

식(4-3)에서 $V_{c,f}$ 는 FRP bar 콘크리트 보의 콘크리트 전단강도를 의미하며, E_f , E_s 는 각각 FRP bar, 철근의 탄성계수를 가리킨다.

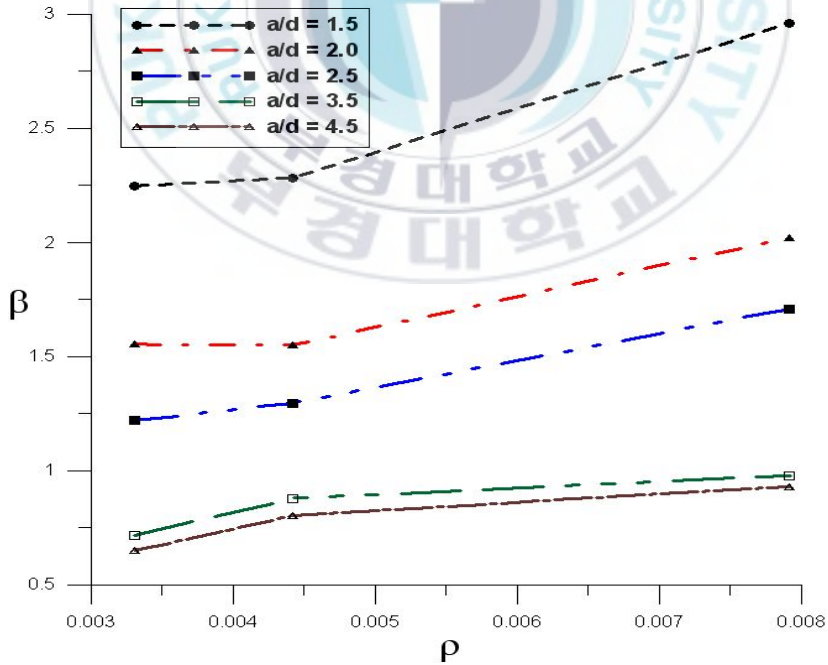
본 연구에서는 α 및 탄성계수비를 분리하여 사용하는 것보다 $\alpha \frac{E_f}{E_s}$ 를 하나의 값인 β 로 표현하여 사용하는 것이 보다 편리할 것으로 판단되어 식(4-3)을 식(4-4)와 같이 수정하여 나타내었으며, 이 β 를 전단강도보정계수라고 정의하였다.

$$V_{c,f} = \beta V_c \quad (4-4)$$

각 시험체들의 전단강도보정계수 β 를 실험으로부터 구한 최대전단력과 식(4-4)에 의하여 구하였다. 이들 값을 <표 4-2> 및 <그림 4-2>에 나타내었는데, CFRP bar 콘크리트 보에서 전단강도보정계수 β 는 전단지간비(a/d)가 작을수록 또한 휨보강근비(ρ)가 증가할수록 증가하는 경향을 보였다.

< 표 4-2 > 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 전단강도 보정계수

시험체명	전단지간비 (a/d)	휨보강근비 (ρ)	전단강도 보정계수 (β)
C-1.5-R1-1,2	1.5	0.00331	2.248
C-1.5-R2-1,2		0.00442	2.284
C-1.5-R3-1,2		0.00791	2.961
C-2.0-R1-1,2	2.0	0.00331	1.554
C-2.0-R2-1,2		0.00442	1.550
C-2.0-R3-1,2		0.00791	2.022
C-2.5-R1-1,2	2.5	0.00331	1.221
C-2.5-R2-1,2		0.00442	1.297
C-2.5-R3-1,2		0.00791	1.271
C-3.5-R1-1,2	3.5	0.00331	0.719
C-3.5-R2-1,2		0.00442	0.880
C-3.5-R3-1,2		0.00791	0.979
C-4.5-R1-1,2	4.5	0.00331	0.650
C-4.5-R2-1,2		0.00442	0.805
C-4.5-R3-1,2		0.00791	0.932



<그림4-2> 전단지간비 및 휨보강근비 변화에 따른 전단강도보정계수(β)

전단강도보정 계수 β 에 대하여 전단지간비(a/d)와 휨보강근비(ρ)를 변수로 하여 다중회귀분석한 결과 식(4-5) 및 식(4-6)을 얻었다. 여기서 전단지간비 1.5~4.5의 전체 범위에 대한 회귀분석을 행한 결과 결정계수가 작게 나왔으므로, 전단지간비 2.5를 경계로 하여 2 부분으로 구분하여 구하였다.

$\frac{a}{d} \leq 2.5$ 의 경우 :

$$\beta = 3.805 - 1.235\left(\frac{a}{d}\right) + 93.541\rho \quad \text{결정 계수}(r^2):0.919 \quad (4-5)$$

$\frac{a}{d} > 2.5$ 의 경우 :

$$\beta = 0.808 - 0.063\left(\frac{a}{d}\right) + 52.538\rho \quad \text{결정 계수}(r^2):0.867 \quad (4-6)$$



4.3 여러 제안식들의 비교 분석

기존의 문헌들에서 CFRP bar 콘크리트 구조물의 콘크리트 전단강도를 구하기 위하여 실험에 사용하였던 시험체 10개를 <표 4-3>에 나타내었으며, 이들에 대하여 ACI 440 위원회 추천식 (4-7), 노경배 제안식 (4-8), Tureyen 제안식 (4-9), CSA(2002) 추천식 (4-10), 그리고 본 연구의 제안식(4-5), (4-6)들을 적용하여 비교하여 보았다. 이들 결과를 <표 4-4>, <그림 4-3>에 나타내었다.

$$\text{ACI 440 추천식 : } V_{c,f} = \frac{\rho_f E_f}{90\beta_1 f_c} V_c \leq V_c \quad (4-7)$$

$$\text{노경배 제안식 : } V_{c,f} = (0.626 + 39.890\rho_f) \times V_c \quad (4-8)$$

$$\text{Tureyen 제안식 : } V_{c,f} = (0.04\ln \rho_{eff} + 0.174) \sqrt{f_c} b_w d \quad (4-9)$$

$$\text{CSA(2002) 추천식: } V_{c,f} = 0.035 \lambda \Phi_c (f'_c \rho_f E_f \frac{V_F}{M_F} d)^{\frac{1}{3}} b_w d \quad (4-10)$$

$$\text{단, } (0.1 \lambda \Phi_c \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_{c,f} \leq 0.2 \lambda \Phi_c \sqrt{f'_c} b_w d)$$

$$\text{본 연구 제안식 : } V_{c,f} = \beta V_c$$

$$\text{여기서 } \frac{a}{d} \leq 2.5 \text{의 경우 : } \beta = 3.805 - 1.235\left(\frac{a}{d}\right) + 93.541\rho \quad (4-5)$$

$$\frac{a}{d} > 2.5 \text{의 경우 : } \beta = 0.808 - 0.063\left(\frac{a}{d}\right) + 52.538\rho \quad (4-6)$$

<표 4-4>에서 V_{exp} 는 A.Ghani et al. 및 Zhao et al.이 실험체에서 구한 값이고, 각각의 제안식에서 V_{exp}/V_{the} 은 이 실험치를 제안자들의 이론치로 나눈 값을 나타낸다.

< 표 4-3 > 조사된 시험체들의 상세

Source	No.	a/d	ρ (%)	L (mm)	d (mm)	b (mm)	f'_c (MPa)	f_u (MPa)	E_f (MPa)
A.Ghani et al. (2004)	1	2.67	0.25	2262	225	200	40.5	2250	145.0
	2	2.67	0.50	2262	225	200	49.0	2250	145.0
	3	2.67	0.63	2262	225	200	40.5	2250	145.0
	4	2.67	0.88	2262	225	200	40.5	2250	145.0
	5	1.82	0.50	2262	225	200	40.5	2250	145.0
	6	3.56	0.50	2262	225	200	40.5	2250	145.0
	7	4.50	0.50	2262	225	200	40.5	2250	145.0
Zhao et al. (1995)	8	2.69	1.51	2500	250	150	34.3	1124	105.0
	9	2.61	3.02	2500	250	150	34.3	1124	105.0
	10	2.61	2.27	2500	250	150	34.3	1124	105.0

<표 4-4> 및 <그림 4-3>에서 볼 수 있듯이 ACI 440 위원회 추천식 및 Tureyen의 제안식은 전반적으로 전단강도를 과소평가하고 있으며, 노경배의 제안식은 이들에 비하여 실험치에 많이 근접하는 결과를 보여주고 있다. 위의 3 제안식 모두 휨보강근비의 변화만을 고려하여 콘크리트의 전단강도를 평가하고 있다.

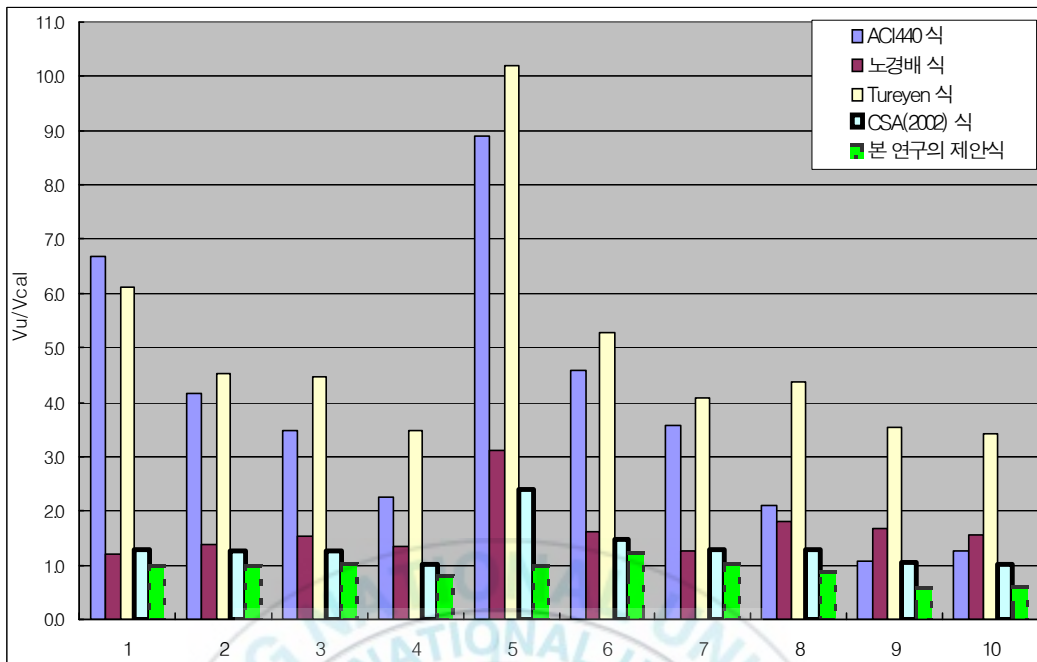
한편 CSA(2002) 추천식과 본 연구 제안식은 전단지간비와 휨보강근비와 동시에 고려한 결과를 나타내고 있으며, 표에서 알 수 있듯이 실험치에 근접하는 좋은 결과를 보여주고 있다.

시험체 5번의 경우 전단지간비가 1.82인데, 노경배 제안식은 V_{exp}/V_{the} 가 3.12를 나타내어 전단지간비 고려의 필요성을 보여주고 있다. 그리고 CSA(2002)의 추천식에 의하면 이 시험체에 대하여 2.41을, 그리고 본 연구 제안식에 의하면 0.995를 나타내고 있다. 전단지간비 2.5이하로 실험한 기존의 자료들이 부족하여 CSA(2002) 추천식과 본 연구 제안식의 우월성 비교에 대한 아쉬움을 주고 있다.

그러나 본 연구 제안식은 휨보강근비가 0.331~0.791%의 범위에 해당하는 실험체로부터 구한 식이므로 이 범위를 초과한 시험체 4번, 8~10번 시험체에 대하여는 차이를 보이고 있다. 특히 8~10번 시험체에 대하여 많은 차이를 보여주고 있다. 반면에 CSA(2002) 추천식은 휨보강근비에 관계없이 실험치에 근접하는 결과를 보여주고 있어서, 추후 휨보강근비의 범위를 확장하는 연구가 계속되어야 할 것으로 판단된다.

< 표 4-4 > 여러 제안식들의 비교

Source	No.	V_{exp} (kN)	ACI 440		노경배		Tureyen		CSA (2002)		본 연구 제안식	
			V_{the}	$\frac{V_{exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{exp}}{V_{the}}$	V_{the}	$\frac{V_{exp}}{V_{the}}$
A.Ghani et al. (2004)	1	36.110	5.401	6.686	30.354	1.190	5.896	6.124	27.777	1.30	36.800	0.981
	2	46.950	9.820	4.178	33.912	1.384	10.373	4.526	37.560	1.25	47.355	0.991
	3	47.230	13.610	3.470	31.078	1.520	10.609	4.452	37.784	1.25	46.346	1.019
	4	42.710	19.011	2.247	31.554	1.354	12.314	3.469	42.287	1.01	52.598	0.812
	5	96.180	10.802	8.904	30.830	3.120	9.431	10.198	39.909	2.41	96.653	0.995
	6	49.660	10.802	4.597	30.830	1.611	9.431	5.266	33.782	1.47	40.379	1.230
	7	38.450	10.802	3.560	30.830	1.247	9.431	4.077	30.039	1.28	37.563	1.024
Zhao et al. (1995)	8	45.000	21.390	2.104	25.118	1.792	10.293	4.372	34.615	1.30	51.685	0.871
	9	46.000	42.780	1.075	27.323	1.684	13.003	3.538	43.396	1.06	80.748	0.570
	10	40.500	32.156	1.256	26.228	1.544	11.887	3.407	39.320	1.03	66.326	0.611

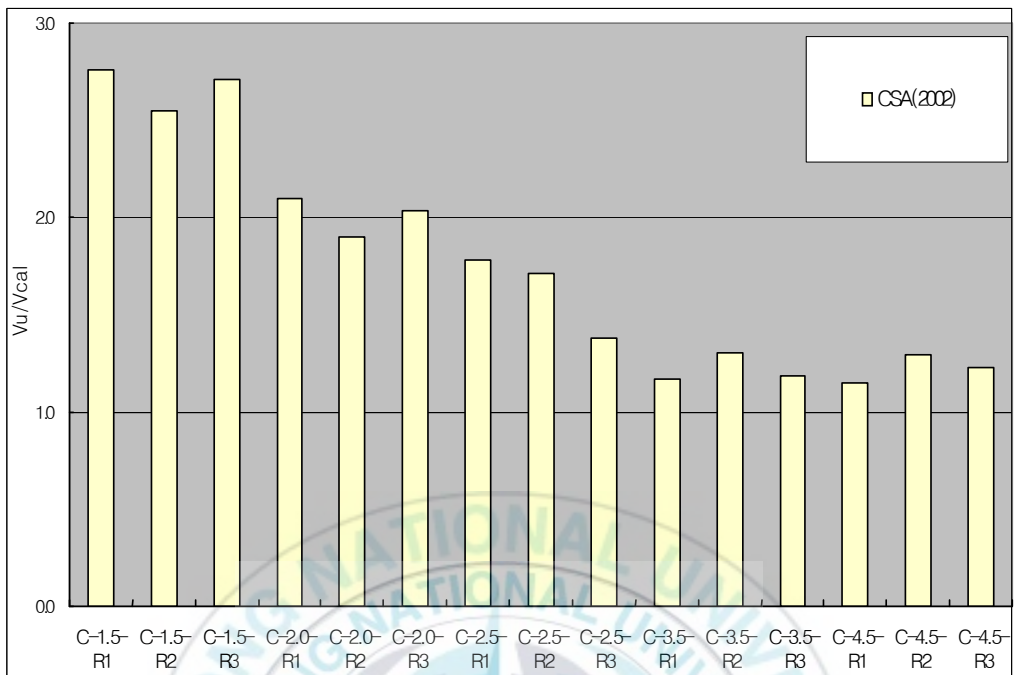


< 그림 4-3 > 여러 제안식들의 비교

본 연구에서 행해진 실험에 대하여 CSA(2002) 추천식을 적용한 결과를 <표4-5> 및 <그림4-4>에 나타내었다. 이 표와 그림에서 알 수 있듯이 CSA(2002) 추천식은 전단지간비가 작은 경우에는 실험치와 2 배가량의 차이를 보이고 있으며, 앞서의 <표 4-4>에서도 시험체 5번(전단지간비=1.82)에 대하여 본 연구 제안식의 결과에 비하여 상대적으로 큰 차이를 보여주어 같은 경향을 보이고 있다. 그러나 전단지간비가 커짐에 따라 실험치에 근접하는 결과를 나타냄을 알 수 있다.

< 표 4-5 > 본 연구의 실험체에 대한 CSA(2002) 추천식의 적용결과

시험체명	V_{exp}	CSA (2002)	
		V_{exp}	$\frac{V_{exp}}{V_{the}}$
C-1.5-R1	89.200	32.314	2.760
C-1.5-R2	67.973	26.688	2.547
C-1.5-R3	87.510	32.300	2.709
C-2.0-R1	61.645	29.360	2.100
C-2.0-R2	46.127	24.248	1.902
C-2.0-R3	59.750	29.347	2.036
C-2.5-R1	48.463	27.255	1.778
C-2.5-R2	38.585	22.510	1.714
C-2.5-R3	37.550	27.243	1.378
C-3.5-R1	28.528	24.363	1.171
C-3.5-R2	26.195	20.122	1.302
C-3.5-R3	28.930	24.353	1.188
C-4.5-R1	25.790	22.406	1.151
C-4.5-R2	23.958	18.505	1.295
C-4.5-R3	27.550	22.396	1.228



< 그림 4-4 > 본 연구의 실험체에 대한 CSA(2002) 추천식의 적용결과

제 5 장 결 론

본 연구에서는 CFRP bar 콘크리트 보의 사용시 콘크리트 전단강도를 정확하게 평가할 목적으로, 전단지간비 및 휨보강근비의 변화를 동시에 고려하여 콘크리트 전단강도를 계산할 수 있는 수식을 제안하고자 하였다. 일련의 실험 및 분석을 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 1) CFRP bar 콘크리트 보에서 콘크리트의 평균전단응력은 전단지간비가 작을수록 또한 휨보강근비가 증가할수록 증가하였다.
- 2) CFRP bar 콘크리트 보에서 콘크리트 전단강도 산정에 필요한 전단강도 보정계수 β 도 전단지간비(a/d)가 작을수록 또한 휨보강근비(ρ)가 증가할수록 증가하는 경향을 보였으며, 이 관계를 아래의 수식으로 표현하였다.
$$\frac{a}{d} \leq 2.5 \text{의 경우} : \beta = 3.805 - 1.235\left(\frac{a}{d}\right) + 93.541\rho \quad \text{결정계수}(r^2):0.919$$
$$\frac{a}{d} > 2.5 \text{의 경우} : \beta = 0.808 - 0.063\left(\frac{a}{d}\right) + 52.538\rho \quad \text{결정계수}(r^2):0.867$$
- 3) 전단지간비 및 휨보강근비를 동시에 고려하여 전단강도보정계수를 구하고 이로부터 CFRP bar 콘크리트 보의 콘크리트 전단력을 평가한 결과, 휨보강근비만 고려된 경우에 비하여 개선된 결과를 보여주었다.

본 연구에서 제안된 식들은 휨보강근비가 0.331~0.791% 범위의 실험체로부터 구한 식이므로, 보다 일반화하기 위하여는 추후 휨보강근비 범위의 확장에 따른 연구가 필요하다고 판단된다.

참 고 문 헌

1. 문한영, 김성수, 김홍삼, “우리나라 콘크리트 구조물의 철근 부식 현황”, 콘크리트학회지, 제13권 5호, pp.58-63, 2001.
2. 윤순중, “FRP 보강 콘크리트 바닥판의 거동에 관한 연구”, 홍익대학교 부설과학기술연구소, 2002.
3. 노경배, 진치섭, 장희석, 김희성, 황금식, “FRP bar 콘크리트 보의 휨보강근비 변화에 따른 콘크리트 전단강도”, 한국구조물진단학회 논문집, 제10권 2호, PP.76-82, 2006.
4. 윤순중, 김병석, 정상균, 정재호, “유리섬유 보강 플라스틱 보강근 다발로 보강된 콘크리트보의 휨거동”, 대한토목학회 논문집, 제23권 제6A호, pp.1067-1075, 2003.
5. 문도영, 오홍섭, 심종성, “이형 리브를 갖는 CFRP 보강근의 부착성능에 관한 실험적 연구”, 대한토목학회 논문집, 제25권 제5A호, PP.719-726, 2005..
6. 박찬기, “콘크리트 보강용 FRP 보강근의 수분 민감성 및 열화 특성”, 대한토목학회 논문집, 제24권 제2A호, pp.381-390, 2004.
7. American Concrete Institute, “Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP bars”, ACI 440.IR-03, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2003.
8. Michaluk, C.R., Rizkalla, S.H., Tadros, G. and Benmokrane, B., “Flexural Behavior of One-Way Concrete Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Plastic Reinforcements”, ACI Structural Journal, Vol.95, No.3, pp.353-365, 1998.
9. Deitz, D.H., Harik, I.E. and Gesund, H., “One-Way Concrete Slabs Reinforced with Glass Fiber Reinforced Polymer Reinforcing Bars”, ACI SP 188-25, pp.279-286, 1999.
10. Yost, J.R., Gross, S.P. and Dinehart, D.W., “Shear Strength of Normal Strength Concrete Beams Reinforced with Deformed GFRP Bars”,

- Journal of Composites for Construction, Vol.5, No.4, pp.268-275, 2001.
11. Tureyen,A.K and Frosch,R.J., “Shear Tests of FRP-Reinforced Concrete Beams without Stirrups”, ACI Structural Journal, Vol.99, No.4, pp.427-434, 2002.
 12. Stratford,T. and Burgoyne,C., “Shear Analysis of Concrete with Brittle Reinforcement”, Journal of Composites for Construction, Vol.7, No.4, pp.323-330, 2003.
 13. Gross,S.P., Yost,J.R., and Dinehart,D.W., “Shear Strength of Normal and High Strength Concrete Beams Reinforced with GFRP bars” , American Society of Civil Engineers, Kona,HI. pp.426-437
 14. Benmokrane,B., Chaallal,O., and Masmoudi,R., “Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Reinforcing Bars” ,ACI Structural Journal, Vol.93, No.1, pp.46-55, 1996.
 15. Nanni,A., “Flexural Behavior and Design of Reinforced Concrete Using FRP Rods”, Journal of Structural Engineering, Vol.119, No.11, pp.3344-3359, 1993.
 16. Okamoto,T., Nagasaka,T., and Tanigaki,M., “Shear Capacity of Concrete Beams Using FRP Reinforcement” , Journal of Structural Construction Engineering, Vol.455, pp.127-136, 1994.
 17. A.Ghani, Razaqpur, Burkan O, Isgor, S. Greenaway, and Alistair Selley, “Concrete Contribution to the Shear Resistance of Fiber Reinforced Polymer Reinforced Concrete Members”, Journal of Composites for Construction, Vol.8, No.5, pp.452-460, 2004.
 18. Ahmed EI-sayed, Ehab EI-Salakawy, and Brahim Benmokrane, “Shear Strength of one-way Concrete Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Composite Bats” , Journal of Composites for Construction, Vol.9, No.2, pp.147-157, 2005.
 19. Ahmed K. EI-Sayed, Ehab F. EI-Salakawy, and Brahim Benmokrane “Shear Strenth of FRP-Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement” ,ACI Structural Journal, Vol.103, No.2,

pp.235-243, 2006.

