

철근배근형태에 따른 철근보강 슛크리트의 휨파괴 거동특성 연구

박연준^{1)*}, 이정기²⁾, 노봉건³⁾, 유광호⁴⁾, 이상돈⁵⁾

Flexural Behavior of Reinforced Ribs of Shotcrete for Various Configurations of Reinforcements

Yeon-Jun Park, Jung-Ki Lee, Bong-Kun Noh, Kwang-Ho You, Sang-Don Lee

Abstract H-beam and lattice-girder are the two most commonly used steel supports in domestic tunnels. Reinforced Ribs of Shotcrete(R.R.S.), which is frequently used in Scandinavian countries, is yet to be employed in Korea despite its advantages over H-beam or lattice girder in terms of economy and constructional efficiency. In this study, laboratory tests were conducted to determine the most suitable design of R.R.S in domestic tunnels. Various configuration of steel reinforcements including double layer of steel rebars were tested and compared. Reinforcement with H-beam and lattice girder were also analyzed. Results of this study can be of great use in selecting and designing of tunnel supports when the tunnel is excavated by NATM or Norwegian Method of Tunnelling(NMT).

Key words Reinforced Ribs of Shotcrete(R.R.S.), Flexural toughness test, Configuration of reinforcement

초 록 H-beam과 격자지보는 국내 터널공사에서 가장 널리 쓰이는 강지보재이다. 스칸디나비아를 비롯한 북유럽 국가들에서 흔히 쓰이는 철근보강 슛크리트는 H-beam 이나 격자지보 이상으로 경제적이고 효율적인 측면에서 이점이 있음에도 국내에서는 아직 적용되지 않고 있다. 본 연구에서는 실험실 시험을 통하여 국내 터널에 가장 적합한 철근 배근 설계를 결정하고자 복철근 배근을 포함하여 철근 배근 형태를 달리하여 시험을 수행하고 그 결과를 비교하였다. H-beam과 격자지보에 의한 보강효과도 같은 방법으로 분석하였다. 본 연구의 결과는 NMT나 NATM 터널에서 지보재의 선택 및 설계에 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

핵심어 철근보강 슛크리트, 휨인성 시험, 철근배근형태

1. 서 론

터널에 작용하는 하중은 일반구조물에서와 달리 계산이 매우 복잡하고 어려우며, 터널을 구성하는 재료인 원지반의 성질은 철이나 콘크리트에 비해 상당히 복잡하고 편차가 심하다. 천공 및 발파로 굴착되는 산악터

널의 경우, 록볼트와 슛크리트가 주된 지보재로 사용되고 있으나, 암반상태가 불량하거나 갱구부와 같이 안정성의 확보가 꼭 필요한 곳, 또는 확폭부 등과 같이 추가적인 하중이 예상되는 곳에서는 강지보재가 보조지보재로 사용되고 있다.

강지보재는 단기적으로는 주 지보재인 록볼트와 슛크리트가 지보능력을 발휘하기 이전까지 막장의 안정성을 확보하는 역할을 하기도 하지만, 장기적으로 슛크리트의 지보성능을 향상시키고, 과도한 하중에 의해 파괴가 발생할 경우에도 연성적인 파괴거동으로 상당부분의 지보능력을 보유함으로써 터널 내부의 인원과 자재를 보호하는 역할을 한다.

현재 국내에서 널리 쓰이는 강지보재로는 H-beam과 격자지보(lattice girder)를 들 수 있다. H-beam의 경우, 배면에 슛크리트를 채우기가 어려워 공극이 발생하여 암반하중이 제대로 전달되지 못하는 어려움이 있으며, 이를 개선한 격자지보는 슛크리트로 채우기는 용이하

¹⁾ 수원대학교 공과대학 토목공학과 교수

²⁾ 수원대학교 공과대학 토목공학과 박사과정, 국토해양부 4대강살리기추진본부 공사1팀 시설사무관

³⁾ 수원대학교 토목공학과 공학석사, 현 도화종합기술공사(주)

⁴⁾ 수원대학교 공과대학 토목공학과 교수

⁵⁾ 한국도로공사 도로교통기술원 삼척속초건설사업단 기술지원팀장

* 교신저자 : yjpark@suwon.ac.kr

접수일 : 2010년 2월 3일

심사 완료일 : 2010년 6월 14일

게재 확정일 : 2010년 6월 16일

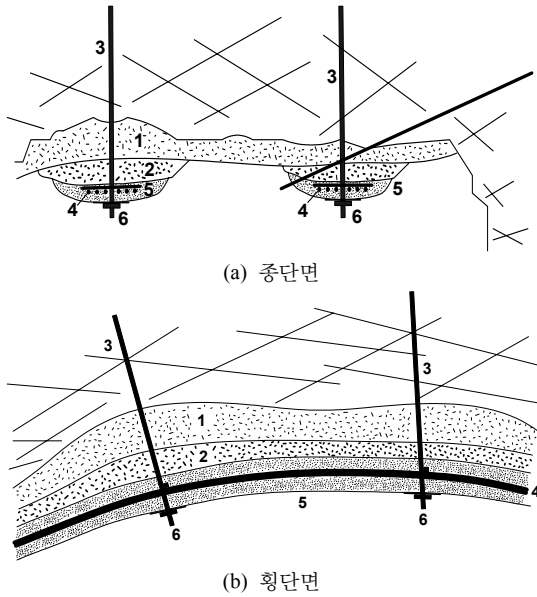


그림 1. R.R.S. Arch의 보강사례(한국도로공사, 2003a)

나, 과굴의 발생 시 슛크리트의 두께가 필요 이상으로 두꺼워져야하는 단점이 있다.

이에 대한 대안으로 NMT(Norwegian Method of Tunneling)에서 이용하고 있는 철근 보강 슛크리트(RRS; Reinforced Ribs of Shotcrete)의 도입을 고려해볼 수 있다. 철근보강 슛크리트는 기존의 강섬유보강 슛크리트와 더불어 불량한 지반조건에서 안전하면서도 경제적으로 터널을 구축하기 위해 개발된 것으로, 강지보재를 시공할 때 발생하는 배면 공극을 없애 철근과 슛크리트가 완전히 일체화되도록 시공함으로써 지보능력의 향상과 더불어 경제적으로도 경쟁력이 있다.

본 연구에서는 최적의 철근보강 슛크리트의 설계를 위해 철근의 개수 및 간격, 그리고 단철근 배근 및 복철근 배근이 철근보강 슛크리트 복합체의 휨파괴 거동에 미치는 영향을 분석하였으며, 현장 적용 가능성을 파악하기 위해 기존에 널리 사용되는 격자지보와 H-Beam 보강 슛크리트에도 동일한 시험을 수행하여 그 결과를 비교하고 분석하였다.

2. 철근보강 슛크리트(RRS)

철근보강 슛크리트는 노르웨이에서 처음으로 개발되어 NMT의 주요 지보방법으로 사용되고 있다. NMT에서는 암반등급 및 터널 규모에 따라 다양한 지보방법을 채택하고 있는데, 이중 철근보강 슛크리트는 불량한 암

반조건에 사용하는 방법이다.

1. 1차 shotcrete(fiber)층
2. shotcrete(fiber) 혹은 shotcrete로 시공된 아치 기초
3. rock bolt(그리고 steel rib 정착을 위한 cross-piece)
4. 6개의 16mm직경 steel reinforcing bars (ribs).
5. shotcrete 아치 완성.
6. 조임을 위한 와셔와 너트

철근보강 슛크리트는 일반적으로 격자지보재보다 강성이 작은 지보방법이지만 과굴이 발생할 경우 단면 모양에 맞게 설치하기가 용이하며, 규칙적으로 록볼트를 추가로 설치할 수 있어 궁극적으로 격자지보재보다 더 강성이 높도록 시공이 가능하다. 또한 규격화된 H-beam 이나 격자지보보다 터널의 단면 변화 및 지압의 변화 등에 대응이 용이하다.

3. 휨인성 시험

3.1 휨인성 시험의 개요

휨인성 시험은 크게 두 가지의 형태로 나눌 수 있다. 첫째는 유럽통합규정인 EFNARC와 호주의 RTA에서 주로 사용되는 일정한 형태의 패널(panel)시험 중앙부 최대 처짐과 하중을 이용하여 휨인성을 평가하는 방법으로 사각 또는 원형 패널의 형태로 시험이 이루어진다. 또 다른 하나는 보 형태의 시험체를 이용하여 휨인성을 평가하는 방법으로 주로 ACI 544 위원회(1997)에서 규정한 보의 3등분점 재하방식이 사용된다. 국내 규정인 KS F 2408(2005)과 KS F 2566(2005)에 의하면 3등분점 재하방식 뿐만 아니라 중앙점 재하방식도 가능하도록 되어있다.

ASTM C 1018(1986)에서 규정된 3등분점 하중재하 시험의 휨강도는 식 (1)로 계산되며, 이를 중앙점 하중재하 시험의 휨강도 개념으로 환산하면 식 (2)와 같다.

$$f_b = \frac{Pl}{bh^2} \tag{1}$$

$$f_b = \frac{3Pl}{2bh^2} \tag{2}$$

- 여기서, f_b : 휨강도
 P : 시험기가 나타내는 최대하중
 l : 경간
 b : 파괴단면 폭
 h : 파괴단면 높이이다.

하지만 식 (1)과 식 (2)는 콘크리트의 파괴 이전에는 적용이 가능하지만 보 시험체에 파괴가 발생하게 되면 보 시험체의 휨하중에 저항하는 유효단면이 변하기 때문에 단면계수가 변하게 되어 적용하기가 어렵다. 또한, 파괴후의 단면계수는 보 시험체의 처짐 정도에 따라 다르며, 그 값을 정확히 예측하기에는 어려움이 있으므로 본 연구에서는 휨강도(\bar{f}_b)를 모멘트 개념을 적용하여 3 등분점 재하 및 중앙점 재하의 경우 각각 식 (3)과 식 (4)로 표현하였다.

$$\bar{f}_b = \frac{Pl}{6} \tag{3}$$

$$\bar{f}_b = \frac{Pl}{4} \tag{4}$$

그림 2는 등가휨강도의 개념도를 나타낸 것이다. 등가휨강도는 최대하중에 도달한 후 일정한 변위까지의 휨인성계수(flexural toughness factor)로서 평균강도의 개념을 가진다. 이것은 콘크리트에서 휨인장균열이 발생한 이후 강섬유에 의한 휨인성을 차원을 갖는 수치로 나타낸다는 장점이 있다. 한국도로공사의 경우 일본 JSCE (1984)의 휨인성 평가 개념을 그대로 이용하고 있는데, 이 등가휨강도는 차원을 갖는 값이므로 시편의 크기 및 형상에 따라 그 값이 달라질 수 있다.

판정기준은 강섬유를 사용한 슛크리트에 대해 3번의 휨인성 시험을 실시하여 3개의 평균이 설계기준의 68% 이상이어야 하고, 이 중 2개 이상은 설계기준의 68% 이상이어야 하며, 1개 이상이 설계기준 휨인성의 58%보다 작아서는 안 된다(한국도로공사, 2003a 또는 b).

휨인성 시험 시 처짐 기준으로 $l/150$ 값을 사용하면 잔류강도 값에 도달하지 않기 때문에 본 연구에서는 기

준 처짐 값을 30 mm로 결정하였는데, 이는 터널에 내공변위가 발생하였을 때 허용변위량의 최대값이 30 mm는 넘지 않을 것이라는 판단에 근거한 것이다.

3등분 재하방식에서의 등가 휨강도를 구하는 식은 식 (5)와 같으며 중앙점 재하방식에서 등가휨강도는 식 (6)에 의해 계산이 가능하다.

$$f'_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{l}{bh^2} \tag{5}$$

$$f'_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{3l}{2bh^2} \tag{6}$$

여기서, f'_b : 등가휨강도
 δ_{tb} : 기준처짐
 T_b : 기준처짐까지의 휨인성(flexural toughness) 이다.

본 연구에서는 식 (5)와 식 (6)을 전술한 식 (1)과 식 (2)의 경우와 마찬가지로 모멘트의 개념을 도입하여 식 (7)과 식 (8)로 변환하여 표현하였다.

$$f'_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{l}{6} \tag{7}$$

$$f'_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{l}{4} \tag{8}$$

철근보강 시험체를 3등분점 재하방식으로 시험할 경우, 재하점들 사이의 거리가 짧아서 휨인장 균열이 발생하지 않고 거의 45°의 경사를 이루는 사인장파괴 현상이 지배적이다(이상돈 등, 2008). 철근 콘크리트에서 사인장파괴 가능성 여부는 그림 3에 도시한 바와 같이

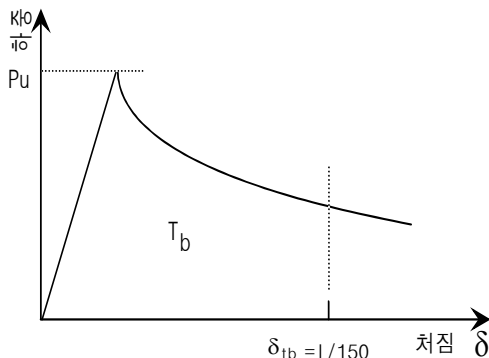


그림 2. 등가휨강도의 개념도(JSCE 규정)

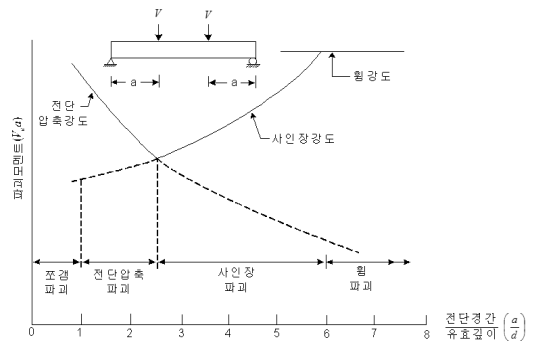


그림 3. a/d의 비에 따른 보의 파괴(한국콘크리트학회, 2007)

하중재하점 사이의 거리로 표현되는 전단경간 a 와 보의 유효깊이 d 에 따라 결정된다. a/d 가 6이상이어야 휨인장 파괴가 나타나며 a/d 가 6 이하이면 전단 또는 사인장 파괴가 발생하게 된다.

중앙점 재하방식에 의한 휨인성 시험을 실시하게 되면 3등분점 재하방식에 의한 시험보다 a/d 비가 커짐에 따라 휨파괴를 유도하기가 더 쉽다고 판단되어 본 연구에서는 중앙점 재하방식에 의한 휨인성 시험을 수행하였다.

3.2 시험체의 규격 및 제작

스츼크리트에 대한 철근의 보강능력은 보강된 철근의 개수와 배치에 따라 달라진다. 철근비에 따른 복철근과 단철근의 휨파괴 거동을 비교하고자 표 1과 그림 4에 나타낸 바와 같이 철근비를 각각 달리하고 단철근은 A, B, C로 복철근은 AA, BB, CC로 분류하여 제작하였다. 시험체의 폭과 높이는 각각 400×160 mm로 일정하게 하되, 길이는 A, B, C-case에 따라서 각각 1,600, 1,850,

2,100 mm로 달리 제작하여 전단경간 거리가 파괴에 미치는 영향을 살펴보았다. 또한 철근 간격에 따라 A-1, A-2, A-3로, 실험한 횟수에 따라 A-1-1, A-1-2 등으로 분류하였다.

시험에 사용된 시험체의 종류 및 규격은 표 1에 정리한 바와 같다. 철근 보강스츼크리트의 경우 철근 6개와 4개인 두 종류 시험체를 제작하였는데 이는 현재 R.R.S.에서 가장 많이 사용되고 있는 규격이다. 시험체 제작에 사용된 철근은 향후 현장 적용 시 가공성을 고려하여 지름 16mm, SD 400의 고강도 이형철근을 이용하였으며, 강섬유는 $0.55\phi \times 35$ mm 규격의 갈고리형(hooked ends)의 bundle type을 사용하였다. 철근보강 슛크리트 시험체의 두께는 슛크리트 타설 두께와 여공간을 고려하여 160 mm로 하였으며 피복두께는 스페이서를 이용하여 상하부 동일하게 30 mm가 되도록 제작하였다.

시험체는 현장 배치플랜트에서 직접 콘크리트를 배합하여 제작하였다. 콘크리트 배합은 한국도로공사의 강섬유 보강 슛크리트 표준배합을 기준으로 하여 현장골

표 1. 시험체의 종류 및 규격

시험체번호	보강형태	철근개수	시험체 규격	시험체수	철근비
A-1	단철근	4	(400×160×1,600) mm	3	0.0124
A-2	단철근	6			0.0186
A-3	단철근	6			0
A-4	무보강	0			0.0248
AA-1	복철근	8			0.0372
AA-2	복철근	12			0.0354
A-HB-2	H-beam		(100×100×6×8)mm		0.0213
A-LG-3	격자지보재		(50×20×30)mm		
B-1	단철근	4	(400×160×1,850)mm	3	0.0124
B-2	단철근	6			0.0186
B-3	단철근	6			0.0248
BB-1	복철근	8			0.0372
BB-2	복철근	12			0.0354
B-HB-2	H-beam				(100×100×6×8) mm
B-LG-3	격자지보재		(50×20×30) mm		
C-1	단철근	4	(400×160×2,100) mm	3	0.0124
C-2	단철근	6			0.0186
C-3	단철근	6			0.0248
CC-1	복철근	8			0.0372
CC-2	복철근	12			0.0354
C-HB-2	H-beam				(100×100×6×8) mm
C-LG-3	격자지보재		(50×20×30) mm		

<p>A-1, B-1, C-1 (각 3개)</p>		
<p>A-2, B-2, C-2 (각 3개)</p>		
<p>A-3, B-3, C-3 (각 3개)</p>		
<p>A-4 (3개)</p>		
<p>AA-1, BB-1, CC-1 (각 3개)</p>		
<p>AA-2, BB-2, CC-2 (각 3개)</p>		
<p>A-HB-2 B-HB-2 C-HB-2 (각 3개)</p>		
<p>A-LG-3 B-LG-3 C-LG-3 (각 3개)</p>		

그림 4. 시험체 규격 및 단면도

표 2. 배합설계표(A, B, C-case)

	구분	Air (%)	W/C (%)	S/A (%)	Unit Weight of Concrete(N/m ³)						
					Water	Cement	Sand	Gravel	유동화제	급결제	Steel fiber
철근 보강	시방 배합	2	45.5	65	2,150	4,730	10,230	5,760	47.3	236.5	400
	현장 배합	2	45.5	65	1,510	4,730	10,490	6,150	47.3	236.5	400
H-beam & 격자 지보재	시방 배합	2	45.5	65	2,160	4,800	10,170	5,690	48.0	240	400
	현장 배합	2	45.5	65	1,520	4,800	10,430	6,070	48.0	240	400

표 3. 슛크리트 코어 일축압축강도 시험결과

일축압축강도 (MPa)	평균 일축압축강도 (MPa)	표준편차 (MPa)	변동계수 (%)	시험체 개수 (개)
26.69, 28.76, 26.91 31.94, 32.50, 32.39	29.87	2.75	9.20	6

재 함수비와 현장 강도발현 특성을 고려한 수정배합을 적용하였다. 각 재료별 배합에 대한 기준은 표 2와 같다.

또한 배합설계의 품질상태를 확인하기 위해 6개의 원주형 슛크리트 시험체를 제작하여 일축압축강도 시험을 수행하였는데 시험체의 규격은 직경 15 cm, 높이 30 cm이다. 재하속도는 공시체에 충격을 주지 않도록 등속 변위 재하방식을 적용하였다. 코어 표면의 요철에 의한 편심하중이 가해지는 것을 막기 위해 ASTM C 1231에 규정된 언본드 캐핑으로 고무패드를 사용하였다. 표 3에 정리된 바와 같이 일축압축시험결과 평균일축압축강도 29.87 MPa로 나타났으며, 변동계수 9.2%로 콘크리트 공시체에 대한 품질관리상태는 매우 양호한 수준으로 나타났다.

3.3 휨인성 시험방법

휨인성 시험은 KS F 2408 콘크리트 휨강도 시험법(단순보 중앙점 하중법)에 따라 수행하였으며, 기존의 Yoke 방식에 의거하여 시험체의 순수처짐을 측정할 수 있도록 하였다. 양쪽 거치대를 지지점으로 사용하고 시험체 중앙에 LVDT를 설치하여 처짐을 측정하였다.

하중의 재하속도는 경간거리의 1/1,500~1/3,000 mm/min로 일정한 속도를 유지되어야 하므로, 본 연구에서는 하중재하속도를 최소경간거리의 1/1,500인 0.933~1.2 mm/min로 하여 시험을 진행하였다. 시험체 양단의 여유폭은 그림 5와 같으며 그림 6은 휨인성 시험이 진행 중인 전경이다.

4. 휨인성 시험 결과

4.1 휨파괴 형상 및 하중-변위 거동

그림 7은 휨파괴 시험에 의한 여러 가지 균열 발생 형태를 보여주고 있다. 4개의 철근으로 보강된 A-1-3의 경우, 압축응력이 가해지는 시험체의 단면상단 부분에서의 압축파괴는 거의 나타나지 않은 반면에 6개의 철근으로 보강된 A-2-3의 경우는 시험체의 단면상단 부분에 wedge모양의 압축파괴가 일어남을 볼 수 있다. 또한 철근의 배근간격이 좁은 A-3-3의 경우에는 단면상단 부분에 미약한 wedge형태의 압축파괴와 더불어 약 30도 정도의 경사로 사인장 파괴가 우세하게 발생됨을 볼 수 있다. 이러한 사인장 파괴는 철근이 과도하게 배근됨에 기인한 것으로, 그림 8의 (c)에 도시한 하중-변위 곡선에서 최대하중점 이후의 급격한 지지력 상실로 나타나게 되는데, 이는 과도한 배근이 단순히 경제적인 손실만 야기하는데 그치지 않고 지지력의 상실로 이어짐을 뚜렷이 보여준다.

철근으로 보강되지 않은 A-4-1 슛크리트 시험체의 경우에는 강섬유의 작용으로 취성파괴가 발생하지는 않았지만 작은 변형에도 불구하고 균열이 크게 발생되어 20 mm 이상의 변위에 대해서는 거동을 측정하기가 불가능하였다. 철근으로 보강된 경우에 비해 매우 낮은 휨강도를 보였다.

상하 각 4개의 복철근으로 보강된 AA-1-2의 경우(그림 7 (b)), 외관상으로는 4개의 단철근으로 보강된 A-1-3

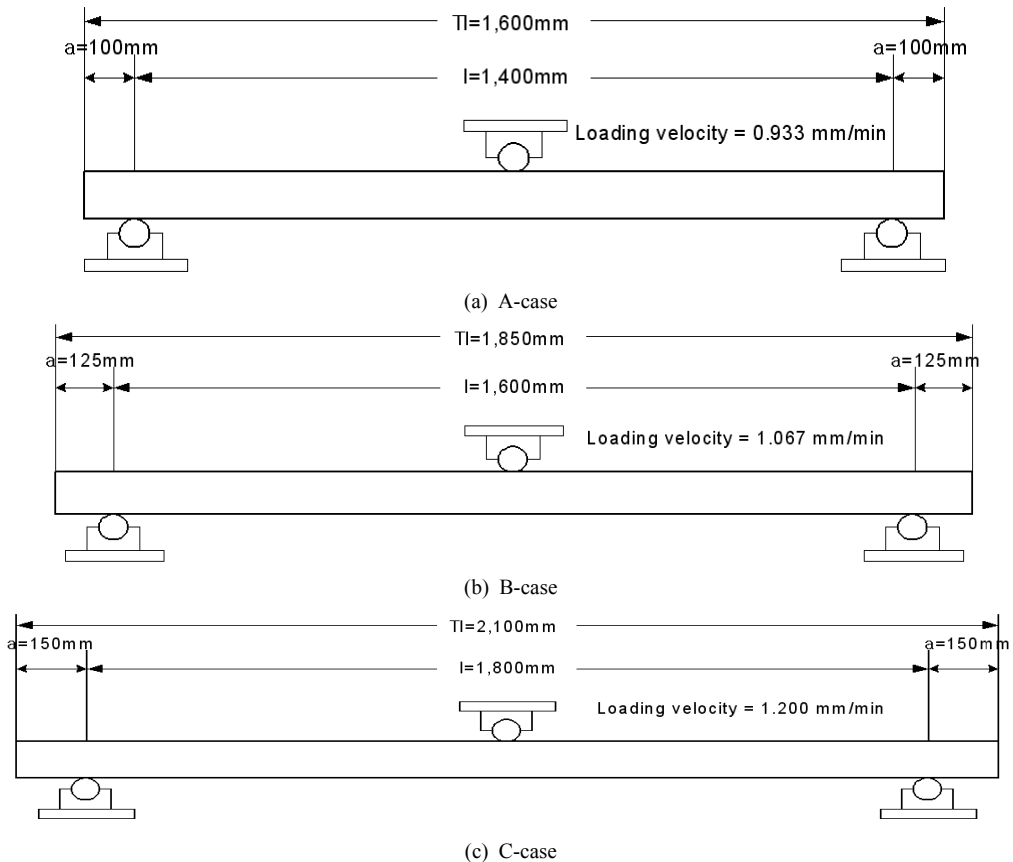


그림 5. 시험체 종류별 경간길이 및 재하속도

의 경우와 비교했을 때와 큰 균열의 모양에 있어 차이를 발견하기 어려우나(그림 7 (f)), 상하 6개의 복철근으로 보강된 AA-2-2는 압축철근의 영향으로 6개의 단철근으로 보강된 A-2-3에 비해 압축부에 wedge 형태의 파괴가 발생하지 않았음을 알 수 있다. 즉 압축부에 배근된 6개의 압축철근이 wedge 형태의 파괴를 방지한 것으로 판단되며, 결과적으로 하중-변형 곡선에서도 최대하중점 이후 지지력의 감소 정도가 덜함을 알 수 있다(그림 8 (b)와 (f) 참조).

그림 8의 응력-변형률곡선에서 하중이 계속 증가하다가 감소하기 시작하는 부분의 변위를 초기변위라고 하고 그때의 하중을 초기하중이라고 하며, 잔류하중은 기준치점(δ_0) 30 mm에서의 하중값이라고 정의하였다.

복철근으로 배근이 된 경우에는 단철근으로 배근되었을 때에 비해 초기변위가 크고 초기하중이나 잔류하중 값도 크게 나타났기 때문에 복철근으로의 설계는 연성 파괴거동을 유도할 수 있고 지보재의 지보효과를 향상

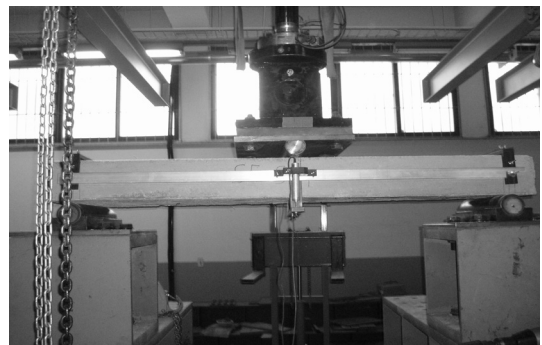


그림 6. 중앙점 재하방식의 휨인성 시험 전경

시키는 효과가 있데 유용하다고 판단된다. H-Beam과 격자지보재의 휨파괴 거동은 복철근이 배근된 시험체와 비슷한 파괴 양상 및 하중-변형 거동을 보였는데(그림 7 (g), (h) 및 그림 8 (g), (h) 참조), 이는 H-Beam의

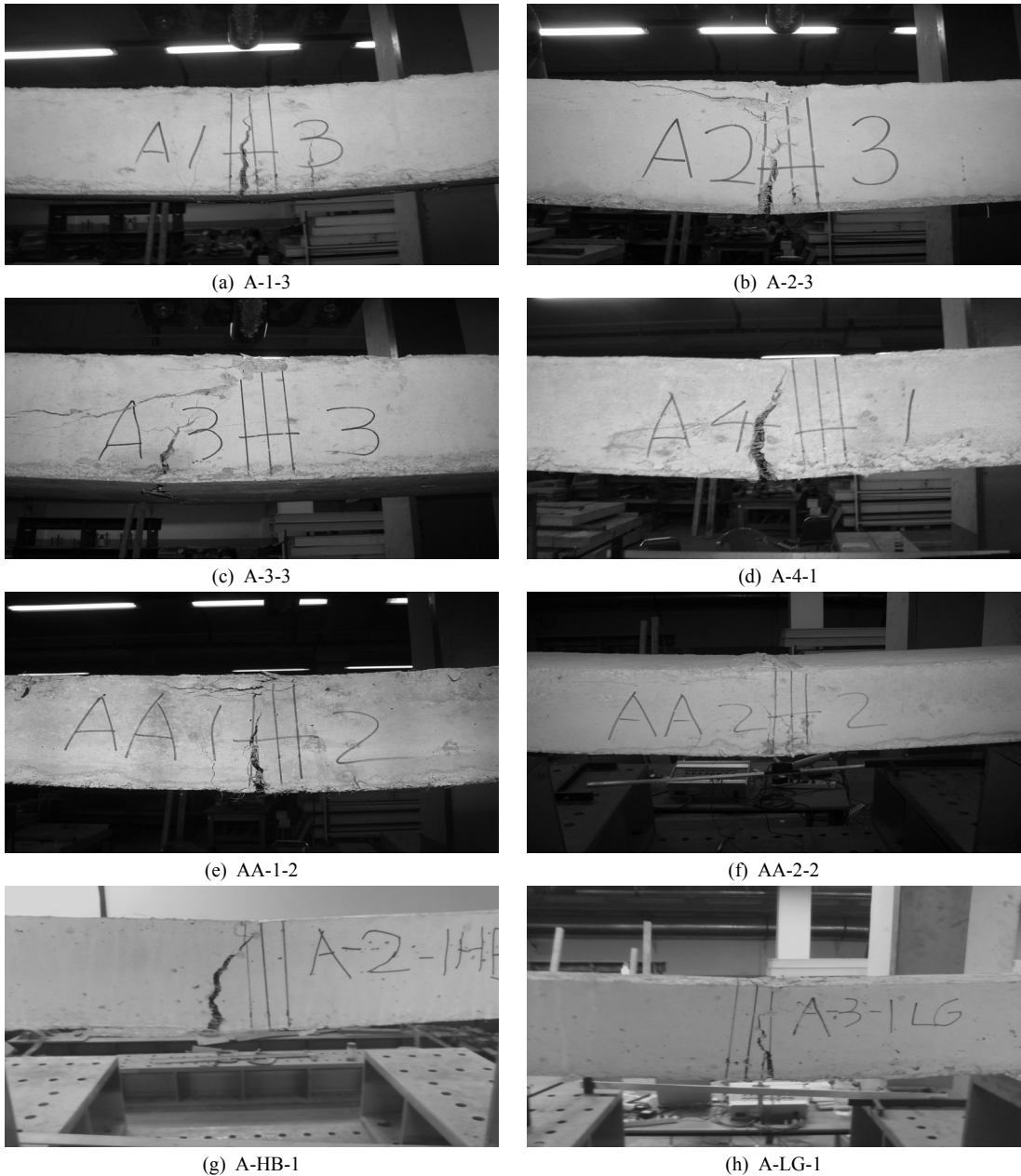
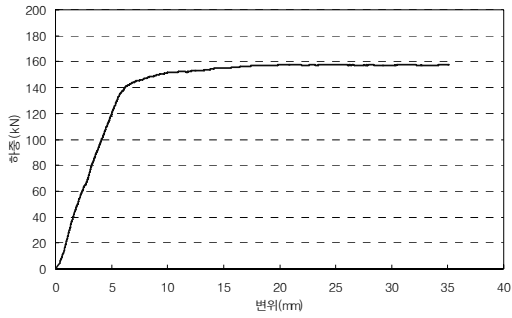


그림 7. A-case의 휨인성 파괴 형태

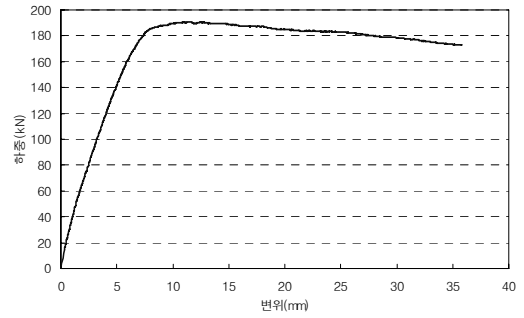
상부 플랜지부분과 격자지보재의 상단부에 배치된 강봉이 철근보강 슛크리트에서의 압축철근 역할을 하였기 때문이라고 판단된다. 그러나 이들의 최대휨강도 및 잔류강도는 100 kN을 간신히 상회하여 철근보강 슛크리트의 휨강도에 비해 상당히 낮은 값을 나타냈다.

B, C-case의 경우, 경간 거리만 700 mm에서 800 mm,

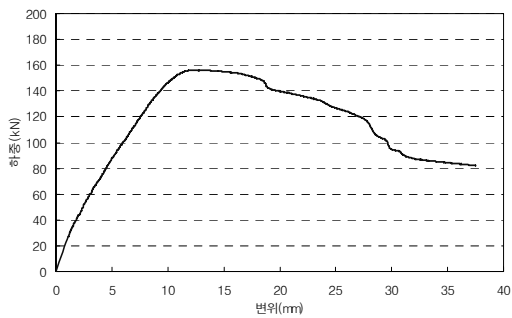
900 mm로 증가하므로 균열의 형태나 하중-변위 곡선은 A-case의 경우와 대체로 유사하였다. 그러나 철근 간격이 좁아 철근이 과다하게 배근된 B-3 및 C-3의 경우 경간 거리의 증가에 따라 사인장파괴가 발생하지 않았으며, 따라서 최대파괴하중점 이후에 지지력의 급격한 상실은 나타나지 않았다. 따라서 철근이 과다하게



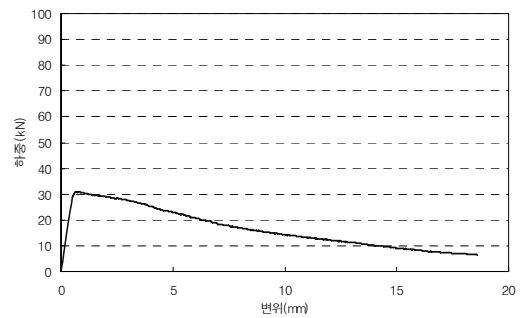
(a) A-1-3



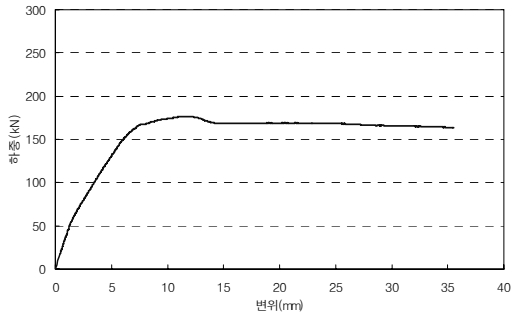
(b) A-2-3



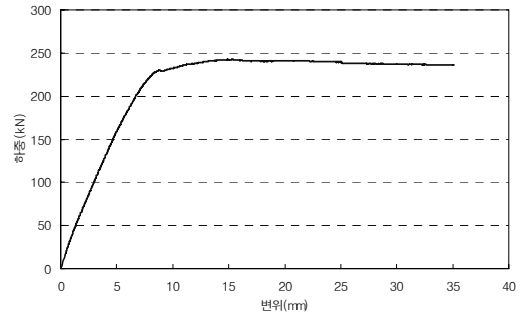
(c) A-3-3



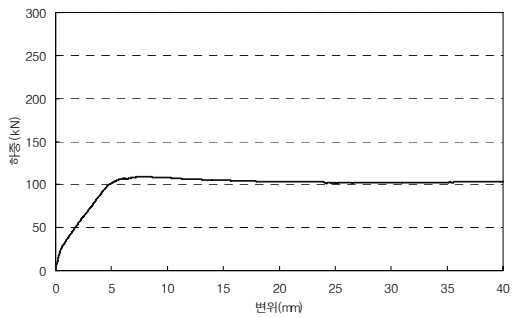
(d) A-4-1



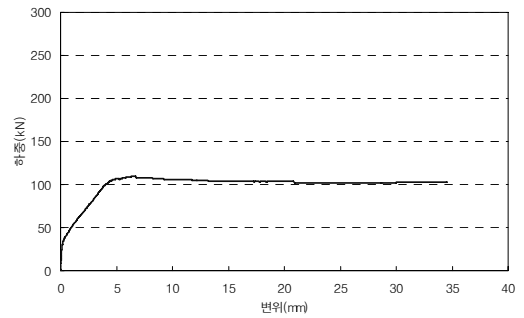
(e) AA-1-2



(f) AA-2-2



(g) A-HB-1



(h) A-LG-1

그림 8. A-case의 철근비변화에 대한 하중-변위곡선

배근된 경우, 사인장 파괴의 방지를 위해서는 적절히 배근된 경우에 비해 경간거리가 더 커야 함을 알 수 있다.

4.2 철근비와 경간 거리 변화에 따른 휨강도 추이

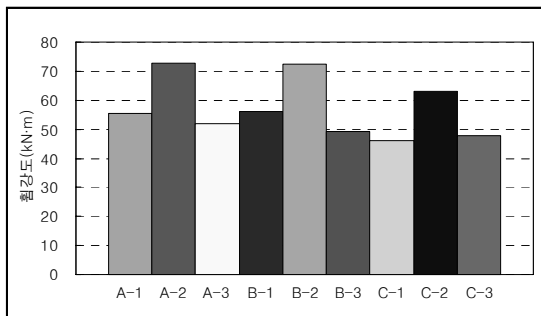
철근비와 경간 거리 변화에 따른 휨강도 추이를 표 4에 나타내었다. 무보강 슛크리트 시험체인 A-4의 경우를 제외하고는 모두 40 kN·m이상의 평균 최대휨강도를 보였다. 초기변위는 철근간격이 좁은 경우에만 유난히

큰 값을 보였으며, 대체로 철근의 수가 많을수록 증가함을 알 수 있다.

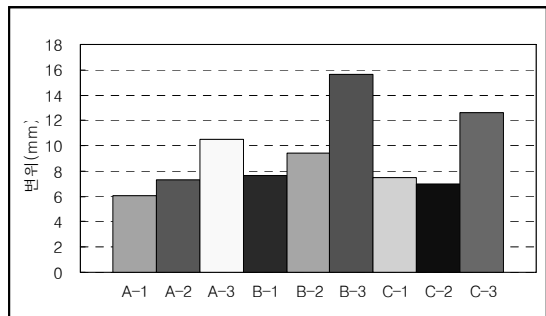
잔류강도비는 하중-변위 곡선에 의해 구한 기준치짐(δ_s) 30 mm에서의 잔류하중으로부터 잔류휨강도값을 산정하여 초기휨강도로 나눈 값을 의미한다. 잔류강도비는 외력에 의해 지보재에 변위가 발생할 경우, 잔류강도의 변화를 나타내는 지표가 된다. 철근보강 슛크리트의 연성적인 특성에 따라 대부분의 경우 잔류강도비

표 4. 철근비와 경간거리 변화에 따른 휨강도 추이

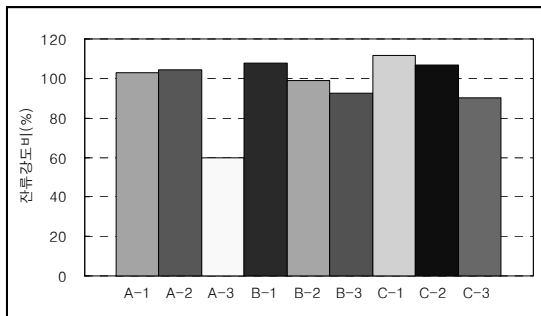
구 분	평균 초기변위 (mm)	평균 초기휨강도 (kN·m)	평균 최대휨강도 (kN·m)	평균 잔류강도 (kN·m)	평균 잔류강도비 (%)	평균 휨인성(T_s) (kN·m)	평균 등가휨강도 (kN·m)	평균 등가휨강도비 (%)
A-1	6.10	50.04	55.58	51.11	102.74	4.19	48.87	87.90
A-2	7.36	66.84	72.77	69.67	104.45	5.40	62.97	86.57
A-3	10.48	48.98	51.86	29.15	59.95	2.67	31.18	59.59
A-4	0.53	10.17	12.19	6.03	59.37	-	-	-
B-1	7.65	51.76	55.95	55.69	107.57	3.94	52.52	94.20
B-2	9.42	69.27	72.35	71.30	102.93	4.62	61.59	85.10
B-3	15.65	52.26	49.18	48.01	92.49	3.03	40.41	77.22
C-1	7.45	40.56	46.17	45.37	111.85	2.58	38.68	83.82
C-2	6.97	58.23	63.07	62.07	106.58	3.64	54.54	86.37
C-3	12.60	46.52	47.80	41.65	90.26	2.48	37.18	78.06



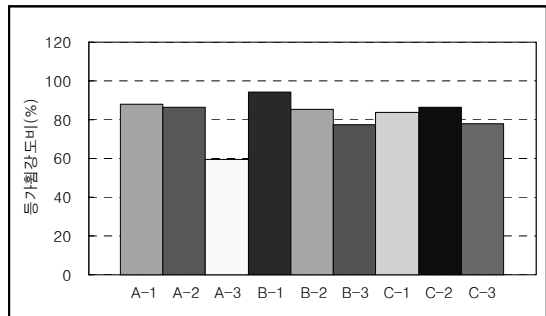
(a) case별 최대휨강도



(b) case별 초기변위



(c) case별 잔류강도비



(d) case별 등가휨강도비

그림 9. 철근비 변화에 대한 case별 휨강도 결과비교

는 100%를 초과하지만 무보강 슛크리트(A-4)의 경우 잔류강도비는 60% 이하로 매우 낮으며, 사인장파괴가 발생한 A-3의 경우도 무보강 슛크리트와 비슷한 수준으로 매우 낮아 사인장 파괴 발생 시 철근보강효과는 급격히 감소함을 알 수 있다. 그러나 경간이 증가하면 (B-3 및 C-3) 사인장 파괴가 발생하지 않아 평균잔류강도비가 90% 이상으로 증가함을 알 수 있다.

그림 9는 시험결과를 항목별로 보기 쉽게 막대그래프로 도시한 것이다. 사인장파괴가 발생하지 않는 한 시험체의 길이(l)는 잔류휨강도에 큰 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

평균휨인성(T_b)은 그림 2에서 설명한 바와 같이 하중변형 그래프에서 처짐이 발생하기 시작한 시점에서부터 기준처짐(δ_{bb}) 30 mm까지의 곡선 하부 면적과 같다. 이 값을 식(8)에 대입하면 등가휨강도를 산출할 수 있다. 무보강 슛크리트의 경우 기준처짐까지 시험이 수행되지 않아 휨인성 비교가 불가능하였다.

A-case의 경우 철근이 4개 배근된 경우와 6개 배근된 경우의 등가휨강도비는 87.90%와 86.57%로 큰 차이는 없었으나 철근배근 간격이 좁은 A-3의 경우에는 사인장 파괴의 영향으로 59.59%의 낮은 값을 보였으며,

B-3와 C-3의 경우에도 상대적으로 작은 값을 보여 경간 거리가 증가하여도 철근의 배근간격의 영향은 완전히 사라지지는 않음을 알 수 있다.

4.3 철근 배근 형태와 강지보재의 종류 및 경간거리에 따른 휨강도 추이

철근배근 형태와 강지보재의 종류 및 시험체의 길이에 따른 휨강도 시험결과를 표 5에 정리하고 그림 10에 비교하여 도시하였다. 평균 최대휨강도는 복철근 상하 각 6개, 단철근 6개, 복철근 상하 각 4개, 단철근 4개, 격자지보재, H-Beam의 순으로 크게 나타나 철근보강 슛크리트의 지보 능력이 H-beam이나 격자지보에 비해 오히려 우수함을 알 수 있었다. 경간이 가장 긴 C-case에서 예외적으로 단철근 6개를 배근한 C-2의 경우 다소 낮은 값을 보였으나, 이는 시험체 제작 및 양생과정에서 충분히 발생할 수 있는 시험오차의 범위 이내라고 판단된다.

균열 발생 이후의 강도 저하정도를 나타내는 척도인 잔류강도비는 모든 경우에서 100% 내외의 값을 보여 우열을 가릴 수 없었으나, 대체로 복철근보다는 단철근에서 더 높은 값을 보였으며, 지보재 종류별로는 H-beam,

표 5. 철근배근형태와 강지보재의 종류 및 경간 거리에 따른 휨강도 추이

구 분	평균 초기변위 (mm)	평균 초기휨강도 (kN·m)	평균 최대휨강도 (kN·m)	평균 잔류강도 (kN·m)	평균 잔류강도비 (%)	평균 휨인성(T_b) (kN·m)	평균 등가휨강도 (kN·m)	평균 등가휨강도비 (%)
A-1	6.10	50.04	55.58	51.11	102.74	4.189	48.87	87.90
AA-1	7.13	57.35	62.30	60.12	104.95	4.620	53.90	86.55
A-2	7.36	66.84	72.77	69.67	104.45	5.397	62.97	86.57
AA-2	7.94	80.47	86.43	82.69	102.81	6.411	74.80	86.58
A-HB-2	4.82	35.97	38.96	38.29	106.46	3.013	35.15	90.21
A-LG-3	9.28	42.68	47.27	42.84	100.50	3.522	41.09	86.80
B-1	7.65	51.76	55.95	55.69	107.57	3.938	52.52	94.20
BB-1	9.48	61.07	64.66	62.53	102.42	4.097	54.64	84.49
B-2	9.42	69.27	72.35	71.30	102.93	4.619	61.59	85.10
BB-2	10.61	84.05	87.72	83.59	99.48	5.418	72.24	82.35
B-HB-2	6.04	33.25	39.98	37.54	112.91	2.560	34.14	85.36
B-LG-3	10.62	41.35	47.84	41.23	100.08	2.894	38.59	80.70
C-1	7.45	40.56	46.17	45.37	111.85	2.578	38.68	83.82
CC-1	11.40	65.91	70.36	66.64	101.08	3.760	56.41	80.18
C-2	6.97	58.23	63.07	62.07	106.58	3.636	54.54	86.37
CC-2	12.22	86.75	92.21	90.81	104.81	5.402	81.03	88.12
C-HB-2	7.05	34.13	39.02	38.62	113.12	2.237	33.56	85.99
C-LG-3	12.82	46.55	52.06	44.74	96.07	2.713	40.71	78.20

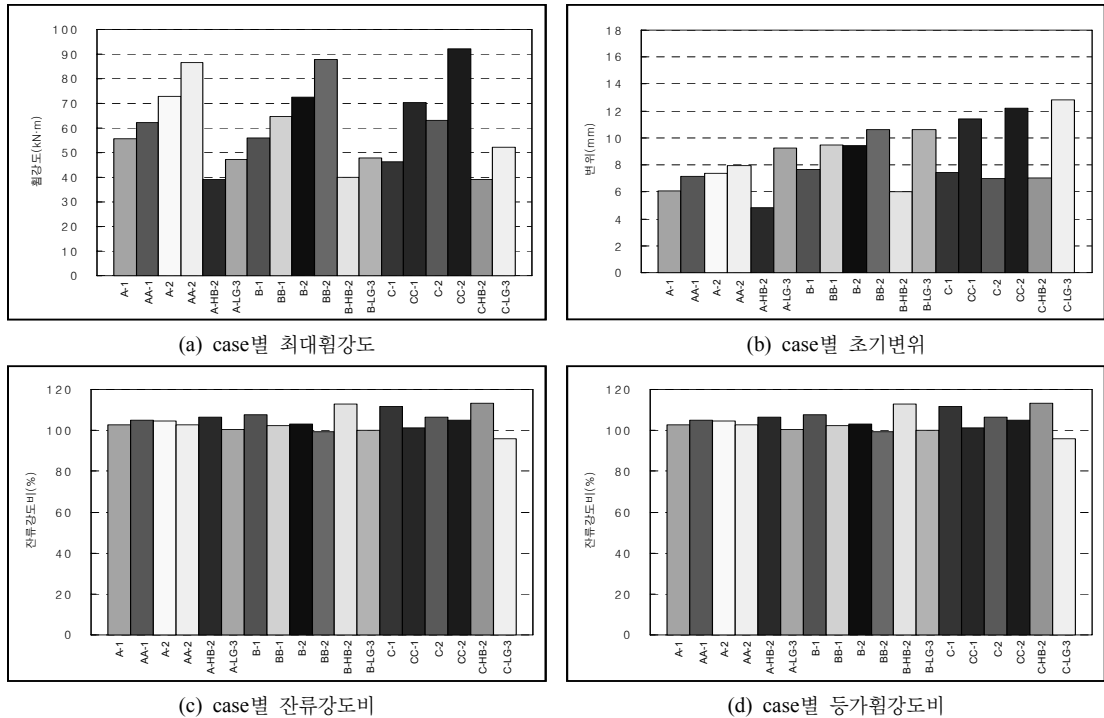


그림 10. 철근 배근형태, 지보재 종류 및 경간 거리 별 휨강도 비교

철근, 격자지보재 순으로 높은 값을 보였다.

휨인성 및 등가휨강도는 모두 최대휨강도 결과와 같은 순서를 보여 파괴 후의 거동은 철근 배근 형태나 지지보재의 종류에 따른 차이가 크지 않음을 알 수 있다. 이러한 결과로 보아 철근보강 슛크리트의 휨강도는 현재 터널시공현장에서 주로 사용되는 H-Beam과 격자지보재의 최대휨강도에 비해 결코 낮지 않으며 오히려 높고, 잔류강도비나 등가휨강도비에 있어서도 큰 차이를 보이지 않으므로 경제성만 보장된다면 더 효율적인 지보재로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 국내 터널에 가장 적합한 철근 배근 설계를 결정하고자 철근비(철근의 수), 배근간격, 배근 형태(복철근과 단철근), 길이 등을 변화시켜가며 시험체를 제작하여 휨인성 시험을 수행하고 그 결과를 분석하였다. H-beam과 격자지보에 의한 보강효과도 같은 방법으로 분석하고 그 결과를 비교하였다.

본 연구에서 얻은 주요 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 4개의 단철근으로 보강된 시험체의 경우, 압축응력이 가해지는 시험체의 단면 상단 부분에서 압축파괴가 거의 나타나지 않은 반면, 6개의 단철근으로 보강된 시험체의 경우에는 시험체의 단면 상단 부분에 wedge형태의 파괴가 발생하였다. 반면에 복철근의 경우에는 압축철근의 영향으로 wedge형태로의 쪼개짐 파괴가 방지되었으며, H-Beam과 격자지보재로 보강된 시험체도 복철근보강 슛크리트 시험체와 비슷한 파괴양상을 보였다.
- 2) 철근의 배근 간격에 대한 영향을 분석한 결과, 철근이 좁은 간격으로 6개 배근된 시험체가 적절한 간격으로 6개 배근된 시험체에 비해 최대강도가 약 30%정도 낮게 나타났으며, 잔류강도는 시험체의 길이에 따라 20~55% 낮게 나타났다. 이는 과다배근에 의한 사인장 파괴에 기인한 것으로 철근의 배근간격이 슛크리트의 강도는 물론 파괴 후 거동에도 지대한 영향을 미침을 입증한 것이다.
- 3) 복철근과 단철근의 휨파괴거동에 대한 비교분석 결과, 복철근 배근 시 초기변위와 초기하중이 더 크게 나타나 복철근 배근이 연성파괴 거동을 유도한다는 이론에 잘 부합됨을 보였다. 그러나 복철

근 배근에 의한 강도의 증가는 철근 수의 증가에는 미치지 못하며, 시공도 번거로우므로 경제성과 시공성을 고려하면 굳이 복철근 배근은 필요하지 않은 것으로 판단되었다.

- 4) 철근보강 슛크리트의 적용성검토를 위해 기존에 널리 사용되고 있는 강지보재인 H-Beam과 격자 지보재로 보강된 시험체에 대한 시험결과와 비교 해본 바 최대휨강도는 더 높게 나타났으며, 잔류 강도비나 등가휨강도비에 있어서는 비슷한 값을 나타내어 철근보강 슛크리트가 터널지보재로서 오히려 더 효율적인 것으로 판단되었다.
- 5) 시공성과 경제성 및 터널의 안정성을 종합적으로 고려하면 기존에 북유럽국가에서 적용되고 있는 6 개의 단철근 배근에 의한 보강이 가장 합리적인 것으로 판단되었다.
- 6) 국내에서 아직 시공사례가 없는 철근보강 슛크리트는 타 강지보재에 비해 효율적인 설계가 가능하고 시공이 간편하며 가격 경쟁력도 있으므로 NMT 공법을 적용한 터널공사에는 물론 NATM 공법을 적용한 터널 공사에서도 활용이 가능한 것으로 판단되었다.

참 고 문 헌

1. 이상돈, 박연준, 임두철, 손정훈, 유광호, 김수만, 2008, 강재로 보강된 슛크리트 거동의 수치해석적 연구, 터널과 지하공간, 제18권 제3호, pp. 226-238.
2. 한국도로공사, 2003a, 터널스icc리트 품질개선.
3. 한국도로공사, 2003b, 표준시방서.
4. 한국산업규격(KSF2408), 2005, 콘크리트의 휨강도 시험방법.
5. 한국산업규격(KSF2566), 2005, 강섬유보강 콘크리트의 휨인성 시험방법.
6. 한국콘크리트학회, 2007, 2007년도 개정 콘크리트구조 설계기준 해설.
7. ACI Committee 544, 1997, Fiber reinforced concrete, American Concrete Institute, ACI 544.1R-96.
8. ASTM, 1986, ASTM C 1018, Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third Point-Loading), Annual Book of ASTM Standards, 04.02.
9. JSCE, 1984, Steel Fiber Reinforced Concrete Research Subcommittee, Recommendation for Design and Construction of Steel Fiber Reinforced Concrete, Concrete Library of JSCE, (3).



박연준

1981년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
1983년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사
1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사

Tel: 031-220-2580
E-mail: yjpark@suwon.ac.kr
현재 수원대학교 토목공학과 교수



이정기

1988년 원광대학교 공과대학 토목공학과 공학사
1993년 연세대학교 산업대학원 토목공학과 공학석사

Tel: 010-9263-1853
E-mail: bakdusan@korea.kr
현재 수원대학교 토목공학과 박사과정, 국토해양부 4대강살리기추진본부 공사1팀 시설사무관



노봉건

2008년 수원대학교 공과대학 토목공학과 공학사
2010년 수원대학교 공과대학 토목공학과 공학석사

Tel: 02-2050-6108
E-mail: bknoh@dohwa.co.kr
현재 (주)도화종합기술공사 지반터널부사원



유광호

1984년 연세대학교 공과대학 토목공학과 공학사
1986년 연세대학교 대학원 토목공학과 공학석사
1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사

Tel: 031-220-2566
E-mail: khyou@suwon.ac.kr
현재 수원대학교 토목공학과 교수



이상돈

1988년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
1990년 서울대학교 공과대학 토목공학과 공학석사
1996년 서울대학교 공과대학 토목공학과 공학박사

Tel: 033-670-9280
E-mail: sdlee@ex.co.kr
현재 한국도로공사 삼척속초건설사업단 기술지원팀장