

고강도 철근의 성능 및 규격

Performance of High-Strength Steel Reinforcement and Standard



이재훈*
Jae-Hoon Lee



김상철**
Sang-Chel Kim



고성현***
Seong-Hyun Ko



최정욱****
Jung-Wook Choi

1. 서론

현대제철과 동국제강은 산업자원부의 지원으로 2004년 9월부터 2007년 8월까지 36개월 동안 고강도 철근 개발에 관한 연구 과제를 수행하였으며, 그 성과로 항복강도 600 MPa와 700 MPa의 고강도 철근을 개발하였다. 그러나 콘크리트 구조물을 설계할 때 적용하는 구조설계기준(‘콘크리트구조설계기준’과 ‘도로교설계기준’ 등)에서, 철근의 설계항복강도를 400 MPa 또는 550 MPa 이하로 제한하고 있기 때문에 개발된 고강도 철근이 실제 현장에서는 사용되지 못하고 있는 실정이다.

구조설계기준에서 철근 항복강도의 최대값을 규정하는 첫 번째 이유는 구조적 성능검증 문제를 들 수 있다. 즉, 항복강도가 너무 큰 철근을 사용할 경우, 과도한 균열이나 처짐이 발생할 수 있고, 휨 저항성능, 연성능력, 피로 저항성능, 전단 및 비틀림 저항성능, 정착 및 부착 성능, 내진 저항성능 등이 검증되지 않은 상태이기 때문이다. 두 번째 이유로는 설계기준의 성능검증 해석모델의 적용성 문제로 현 설계기준의 성능검증 해석모델(해석 방법 및 수식 등)이 보통강도 철근을 대상으로 한 실험을 통하여 개발되고 검증된 모델이기 때문에 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 구조물에 적용하여도 안전성에 문제가 없는지 검증되지 않았기 때문이다.

이 특집기사에서는 한국콘크리트학회에서 수행한 ‘콘크리트 구조물에 대한 고장력 철근의 적용성 연구’ 보고서의 내용을 중심으로, 구조설계기준에서의 철근 항복강도 제한, 고강도 철근의 적용에 관한 국내외 현황, 단조증가 인장시험과 인장-압축 반복시험을 통한 고강도 철근

의 역학적 성능, 국내의 철근규격 등을 다룬다.

2. 국내외 현황

2.1 주요 설계기준의 철근 강도 제한 규정

우리나라의 ‘콘크리트구조설계기준’과 ‘도로교설계기준’, 유럽의 Eurocode 2, 일본의 JSCE, 그리고 미국의 ACI 318 및 AASHTO 교량설계기준에 규정되어 있는 철근의 항복강도 제한규정은 <표 1>과 같다.

콘크리트구조설계기준(2007)은 ACI 318을 참조한 것인데, ACI 318에서 전단철근의 최대항복강도를 420 MPa로 규정한 것과 달리 콘크리트구조설계기준(2007)에서는 400 MPa로 규정하였다. 또 ACI 318에서 주철근의 최대항복강도를 560 MPa로 규정한 것과 달리 콘크리트구조설계기준(2007)에서는 550 MPa로 규정하였다. 전자는 우리나라의 KS D 3504에 따라 생산되는 철근규격을 참조하여 하향 조정된 것이고, 후자는 5 단위 또는 50 단위로 절상 또는 절하하는 관례를 따른 것이다.

구조성능검증모델에 따른 철근 항복강도의 제한의 예로 전단 설계모델을 들 수 있다. ACI 318에서는 휨부재의 전단철근 항복강도를 420 MPa로 제한한 반면 AASHTO-LRFD에서는 520 MPa까지 허용하였다. 그 이유는 ACI 318에서는 전단설

표 1. 국내·외 주요 설계기준의 철근 항복강도 제한 규정

구분	콘크리트 구조설계 기준-2007	도로교설계기준 -2005 (2010)	ACI 318	AASHTO LRFD	Euro-code 2	JSCE (JIS)
휨부재	주철근	550[400]	400(500)	560[420]	520 (일반)	600
	전단철근	400[550]	400(400)	420[560]		
휨압축 부재	주철근	550	400(500)	560	420 (내진)	490
	띠철근	400[550]	400(500)	420[560]		
	나선철근	400[700]	400(500)	420[700]		

주) 대괄호] 안의 값: 휨부재-특별한 경우, 휨압축부재-전단보강용이 아닌 경우

* 정회원, 영남대학교 건설환경공학부 교수
jhl79@ynu.ac.kr

** 정회원, 한서대학교 토목공학과 교수

*** 정회원, 제주산업정보대학 토목과 교수

**** 정회원, 한국콘크리트학회 공학연구소 책임연구원

게모델로 45° 트러스 모델을 채택한 반면, AASHTO-LRFD에서는 수정압축장이론(modified compression theory)으로 일종의 변각 트러스 모델(variable angle truss model)을 채택하였기 때문이다. Eurocode 2에서 전단철근의 최대항복강도를 600 MPa까지 허용하는 이유도 역시 변각 트러스 모델(variable angle truss model)을 채택하였기 때문이다. 이 모델에서는 인장력을 받는 전단철근(tie)과 압축력을 받는 콘크리트 압축대(strut)로 트러스(truss)를 구성하고, 극한한계상태에 도달하여 응력이 재분배된 후의 균열 및 트러스 압축대의 경사각을 산정하여 전단강도를 결정한다. 따라서 전단강도 계산식은 균열 각도를 고려한 전단철근의 항으로만 표현하거나, 최대강도를 나타내는 콘크리트의 항으로만 표현한다. 그러나 미국의 설계기준에서 채택한 전단강도모델은 콘크리트에 의하여 발휘되는 전단강도(V_c)와 전단철근에 의하여 발휘되는 전단강도(V_s)를 각각 계산하고, 이것의 합이 철근콘크리트 부재의 전단강도가 된다. 이때, 콘크리트에 의하여 발휘되는 전단강도(V_c) 계산식이 의미를 갖기 위해서는 전단 균열폭이 너무 크지 않아야 한다.

고장력 철근을 전단철근으로 사용하면 항복변형률이 크기 때문에 전단 철근이 항복할 때의 전단 균열폭이 매우 커져서 기준에서 제시하는 수식이 불안전측의 오차를 발생시킬 수 있다. 따라서 이러한 조건을 고려하여 전단철근의 항복강도를 엄격히 제한한 것이다.

2.2 고강도 철근 및 강재의 국내의 적용 현황

근래에 들어서 전 세계적으로 초고층 건물 및 초장대 교량의 건설이 증대하고 특수구조물의 수가 늘어남에 따라 기존의 보통강도 철근 대신에 고장력 철근을 적용하는 사례가 국·내외에서 늘고 있다.

미국에서는 1994년 노스리지(Northridge) 지진의 경험으로 구조물의 내진성능을 강화하기 위하여 ASTM A992 형강과 ASTM A706M 철근을 적용하도록 하였다. NUCOR 등 다수의 철강사에서 내진성능을 강화한 강재를 생산하고 있으며, 내진용 철근으로 ① 소성 변형 능력 향상을 위한 항복강도 상한 및 하한 규정과 항복비 상한 규정, ② 용접성능 향상을 위한 탄소당량 상한값 규정³⁾, 충격 흡수 능력 향상을 위한 샤르피 흡수에너지 하한 규정과 같은 요구조건이 충족되는 철근을 생산하고 있다.

일본은 SD600과 SD700의 봉강개발에 성공하였고, NSC(신일본제철)에서 개발한 SD685급(YS 70 kgf/mm²급)을 시범적으로 신축 공사 현장에 적용한 바 있다. 1995년 고베 지진을 겪으면서 각종 설계기준에 구조물의 내진성능을 강화하면서 내진

성능이 우수한 강종을 도입하였으며, JIS G 3136과 같은 내진성능강화강종(SN강종) 표준을 제정하여 사용하고 있다. NSC(신일본제철)에서는 내진성능을 강화한 570 MPa 수준의 SN570 강재를 개발하여 H형강 및 후판에 대해서 상용화하였다.

유럽국가 중 스웨덴은 SD600과 SD700의 봉강개발에 성공하였고, 프랑스와 독일의 경우, 압연 형강재 생산을 통하여 고속전철의 경량화를 이룰 수 있는 첨단 기술을 확보함으로써 에너지 절감 및 성능 향상, 가공의 용이성, 재활용성의 다양한 이점을 얻고 있다.

우리나라는 SD300, 350, 400, 500의 철근을 생산하고 있으나 항복강도 400 MPa 철근이 주종을 이루고 있으며, 형강은 인장강도 400 ~ 490 MPa 범위의 형강이 주종을 이루고 있다. 근래에 항복강도 600 MPa과 700 MPa의 고장력 철근을 개발하였으나 현행 구조설계기준의 항복강도 제한 규정으로 실무에서는 고장력 철근을 적용하지 못하고 있다.

2.3 고장력 철근 적용에 대한 기존 연구

2.3.1 한국콘크리트학회와 건설교통기술평가원의 연구

국토해양부 산하의 건설교통기술평가원은 3년의 기간으로 한국콘크리트학회에 ‘고성능 콘크리트 교각의 개발 및 실용화 기술 개발’ 연구를 의뢰하였으며, 한국콘크리트학회는 2006년도 2월 최종보고서를 제출하였다. 이 보고서의 결론 중 본 위탁연구 주제와 관련된 것으로서 내진용 교각의 횡방향 철근(띠철근, 나선철근)에 500 MPa 철근을 사용하여도 큰 무리가 없다는 의견을 제시하였다.

2.3.2 한국콘크리트학회와 한국주택공사의 연구

한국주택공사는 한국콘크리트학회에 ‘고강도 철근 설계·시공 지침(안) 작성 연구’ 연구 용역을 의뢰 하였으며, 한국콘크리트학회는 2009년도 2월 최종보고서를 제출하였다. 이 보고서의 결론 중 본 위탁연구주제와 관련된 것으로서 휨부재의 전단철근으로 항복강도 500 MPa 철근이 사용 가능하다는 의견을 제시하였다.

2.3.3 MMFX 철근에 대한 연구

2000년대에 들어서 미국에서는 MMFX Technologies Corporation에서 항복강도 690 MPa(Grade100)과 830 MPa(Grade120)의 MMFX 철근을 개발하였다. MMFX는 Microcomposite Multistructural Formable Steel의 약자로 기존 철근과는 합성성분이 다른 것으로 알려지고 있다. MMFX 고강도 철근은 미국에서 다수의 교량, 해상 말뚝, 건물 등에 적용된 실적이 있다.

3. 철근의 역학적 성능

3.1 단조 증가 인장시험

철근콘크리트 부재 내부에서 발생하는 실제적인 축방향 철근의 변형은 국부적으로 매우 큰 차이가 발생한다는 측면과 더불어 측정이 매우 어렵다는 사실을 고려하여 그 대안으로 철근의 재료 단위 시험을 수행하는 것이 일반적이다. 이 시험에서, 규격 항복강도는 SD300(300 MPa), SD400(400 MPa), SD600 (600 MPa), SD700(700 MPa) 그리고 철근의 호칭은 D10, D13, D16, D22, D29 철근으로 정하여 전체 125개의 철근을 시험하였다. 인장시험은 KS 0801 및 KS B 0802 (금속재료의 인장시험방법)에 따라 단조증가 인장시험을 수행하였고 변수는 <표 2> 그리고 각 규격 항복강도별 시험결과를 <그림 3 ~ 6>과 같다.

단조증가 인장시험 결과를 분석하면 다음과 같다.

- 1) <표 3>과 같이 시험항복강도/규격항복강도, 시험인장강도

표 2. 단조증가 인장시험 변수

호칭명 \ 항복강도	SD 300	SD 400	SD 600	SD 700
D 10	3 EA	9 EA	10 EA	15 EA
D 13	-	8 EA	10 EA	8 EA
D 16	3 EA	9 EA	-	10 EA
D 22	-	15 EA	5 EA	5 EA
D 25	-	-	-	10 EA
D 29	-	5 EA	-	-

/규격항복강도, 시험인장강도/시험항복강도는 일반적으로 SD300 철근이 가장 크게 나타났고 SD400, SD600, SD700 순으로 점점 작아졌다.

- 2) 시험항복강도/규격항복강도 비는 철근 재료의 품질관리 상태를 나타내는 것으로 시험결과 고강도 철근(SD600과 SD700)이 일반강도 철근(SD300과 SD400)에 비하여 품질관리 상태가 더욱 양호하다고 할 수 있다. 단, SD700에서 시험항복강도가 규격항복강도 이하로 나타난 일부 철근

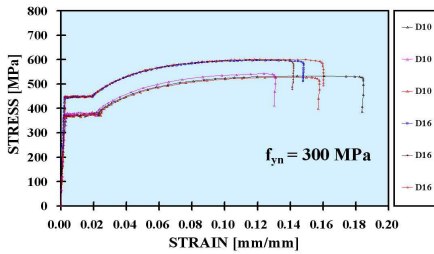


그림 3. 300 MPa 인장시험

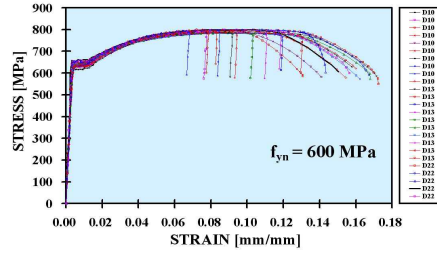
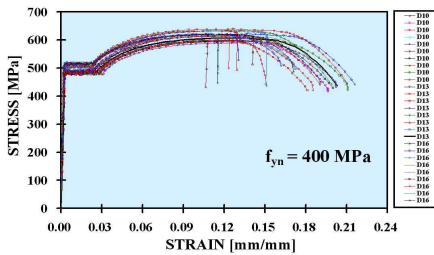
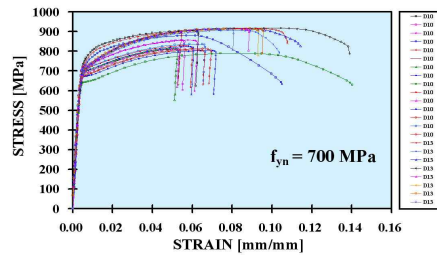


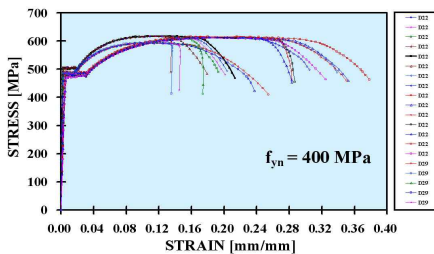
그림 5. 600 MPa 인장시험



(a) D 10, D 13, D 16

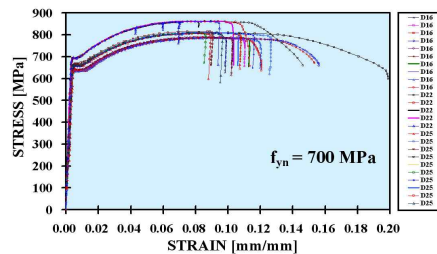


(a) D 10, D 13



(b) D 22, D 25

그림 4. 400 MPa 인장시험



(b) D 16, D 22, D 25

그림 6. 700 MPa 인장시험

에 대해서는 더욱 세심한 품질관리가 요구된다. 그러나 실제 현장에서는 강도 미달의 철근이 납품되지 않도록 관리될 것으로 생각된다.

- 3) 인장강도/항복강도 비에 대하여는 철근 항복이후 극한상태에 이르기까지 철근의 변형을 경화(strain-hardening) 구간의 능력을 나타내는 지표로써 '인장강도/항복강도 비가 클수록 실제 저항력이 설계 저항력보다 크다'라고 할 수 있다(4.2의 (2) 참고). 고강도 철근(SD600과 SD700)은 일반강도 철근(SD300과 SD400)에 비하여 상대적으로 낮은 인장강도/항복강도 비를 갖는다.
- 4) <그림 5, 6>과 같이 SD600과 SD700 철근 중 일부에서 뚜렷한 항복점이 계속되지 않았다. 현행 콘크리트구조설계기준 2.2.3(4)에서 항복마루가 없는 경우, 항복강도는 변형률 0.0035에 상응하는 응력을 사용하도록 하고 있으나 이 규정은 삭제 또는 개정이 필요할 것으로 판단된다. 그 이유는 ① 철근의 항복점을 구하는 방법은 설계기준보다는 KS 규격에서 다루는 것이 바람직하고, ② 콘크리트구조설계기준 6.2.1(4)에서 철근의 응력-변형률 관계를 탄성-완전소성으로 가정하여 해석하므로 2.2.3(4)에서 항복마루가 없는 경우에 대한 규정을 할 필요가 없고, ③ 내용에 있어서도 일정 수준의 항복강도를 목표로 하여 선택된 '변형률 0.0035에 상응하는 응력'으로 정의하는 것보다는 PS 긴장재의 항복점을 정의하는 규격과 동일하게 0.2% 오프셋 응력(off-set stress)으로 정의하는 것이 합리적이라 판단되기 때문이다.

3.2 인장-압축 반복하중 시험

철근콘크리트 부재에서 축방향철근의 응력-변형률 거동은 <그림 7, 8>과 같이 횡방향 반복하중을 받는 기둥에서 하중 방향에 따라 압축과 인장을 번갈아 반복하게 된다. 여기서, 인장변형률과 압축변형률의 비율은 3:1로 정하고 <표 4>과 같이 저주파 피로 시험변수를 결정하였다.

인장-압축 반복시험 결과는 <그림 9~11>이고 이를 요약하면 다음과 같다.

표 3. 단조증가 인장시험 분석

규격 항복강도	시험항복강도 규격항복강도	시험인장강도 규격항복강도	시험인장강도 시험항복강도
300 MPa	1.229 ~ 1.498	1.750 ~ 2.001	1.336 ~ 1.438
400 MPa	1.177 ~ 1.307	1.472 ~ 1.598	1.179 ~ 1.296
600 MPa	1.027 ~ 1.092	1.306 ~ 1.334	1.218 ~ 1.264
700 MPa	0.902 ~ 1.146	1.120 ~ 1.312	1.032 ~ 1.318

- (1) 최초의 인장하중 상태에서 항복상태를 초과하여 소성상태로 하중이 재하된 후 다시 압축하중이 재하될 때 마우싱어 효과(bauschinger effect)에 의해 항복강도보다 낮은 응력에서 항복(소성변형)이 시작되었고 이후의 하중재하에서도 동일한 현상이 나타났다
- (2) 철근 실험체가 파단 2회 전에 철근 길이방향에 수직방향으로 균열이 발생하였다. 이는 최대 압축 상태에서 인장상태로 하중이 진행될 때 인장하중 증가에 따라 진전된 것이다. 인장 후 다시 압축되면 균열은 닫히게 되었고, 다시 인장하중이 재하되면 균열폭과 균열 길이는 확대·진전되었다. 철근 단면 중 압축면에서 시작된 균열이 점차 인장면으로 확대되어 파단되었다.
- (3) $5\epsilon_y$, $10\epsilon_y$, $20\epsilon_y$, $35\epsilon_y$ 시험체의 파단까지 반복횟수는 SD600 철근의 경우 각각 53, 10, 3, 3회이고, SD700 철근의 경우 각각 23, 6, 3, 2회이다.

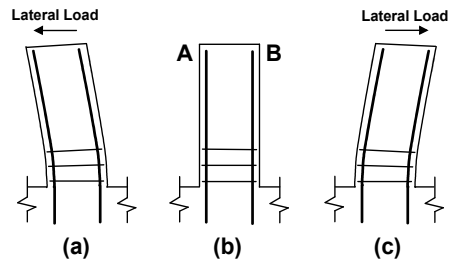


그림 7. 반복횡하중 재하 방향에 따른 축방향철근의 거동

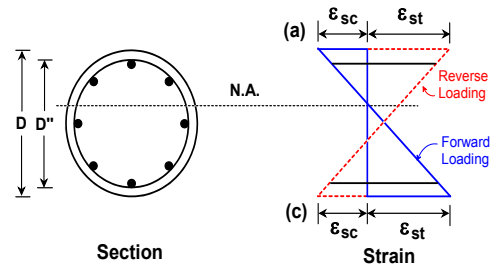


그림 8. 축방향철근의 변형률 거동

표 4. 저주파 피로 시험 변수

$S.R.^{1)}$	$\frac{s^{2)}}{d_t}$	철근 호칭	항복강도	$n^{3)}$	개수
-3.0	6.0	D 10	SD 400	5, 10, 20, 35	5
			SD 600		5
			SD 700		5
		D 13	SD 600		5
			SD 700		5
			SD 700		5

$$1) S.R. = \frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_{min}} = \frac{tension\ strain}{compression\ strain}$$

$$2) \frac{s}{d_t} = \text{철근길이/철근지름}$$

$$3) n = \text{항복변형률의 5, 10, 20, 35배}$$

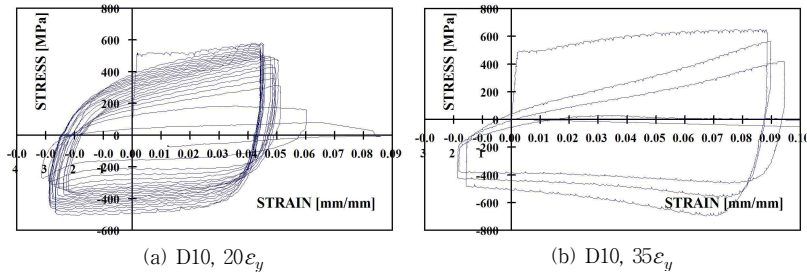


그림 9. SD 400 시험결과

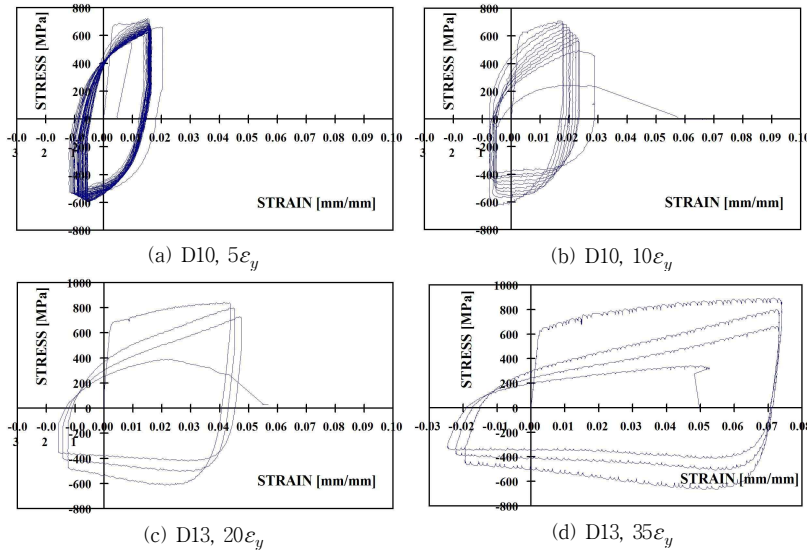


그림 10. SD 600 시험결과

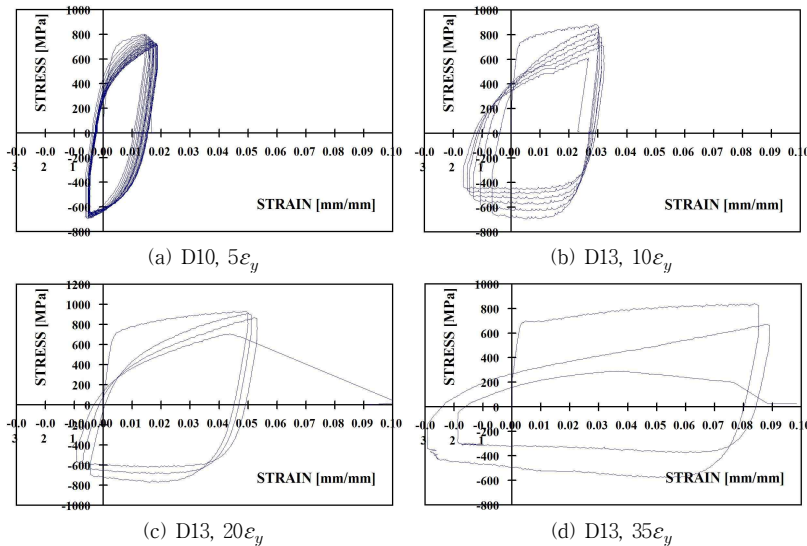


그림 11. SD 700 시험결과

(4) 교량설계핵심기술연구단에서 수행된 SD300 철근에 대한 저주파 피로 시험결과와 비교하면 SD600 철근의 경우,

환산하면 <그림 12>와 같다.

각 규격별 표점거리는 <그림 12>와 같이 KS, ASTM, ISO

저주파 피로에 의한 파단횟수는 변형률 범위에 따라 16 ~ 38%로 감소하였고, SD700 철근의 경우, 저주파 피로에 의한 파단횟수는 변형률 범위에 따라 14 ~ 25%로 감소하였다.

(5) 본 연구에서 수행된 전체 25개의 철근 실험체 중 일부의 실험체는 철근과 철근 고정구의 접합면에서 철근이 파단되거나 실험이 진행되는 도중에 최대 인장강도에 도달하기 전 철근이 파단되어 계속 데이터를 신뢰하기 어려웠다. 따라서 본 실험적 연구에서 얻은 결과만으로는 세부적이고 결정적인 경향이나 결과를 도출하기 어려우므로 향후 추가적인 연구가 수행되어야 할 것이다.

4. 철근의 규격

4.1 연신율 및 표점거리

철근의 최소연신율에 대한 국내외 규격은 <표 5>와 같다. 각 규격별로 규정하고 있는 최소연신율이 동일한 지름의 철근임에도 불구하고 <표 5>와 같이 서로 다른 이유는 연신율의 산출기준인 표점거리가 각 규격마다 다르기 때문이다. KS에서 표점거리는 2호 시험편에 대해서 지름의 8배, 3호 시험편에 대해서는 지름의 4배를 규정하고 있고, ASTM에서는 모든 지름에 대해 203.2mm로 동일하게 규정하고 있으며, ISO와 BSI(EN2)에서는 모든 지름의 철근에 대해서 지름의 5배를 규정하고 있다. JIS에서는, 2호 시험편은 KS와 동일하게 지름의 8배, 그리고 14A호 시험편은 ISO와 동일하게 지름의 5배를 규정하고 있다. 각 규격에서 규정하고 있는 표점거리를 mm단위로

표 5. 각 규격별 최소연신율

호칭 \ 규격		연신율(%)					
		KS D 3504	ASTM A615	ASTM A706	ISO 6935-2		JIS G 3112
					Class		
					A ~ C	D	
D10	#3	2호 : 16 이상	9 이상	14 이상	14 이상	17 ~ 13 이상	2호 : 16 이상
D13	#4						
D16	#5						
D19	#6						
D22	#7						
D25	#8	3호 : 18 이상	8 이상	12 이상	-	-	17 이상
D29	#9	3호 : 16 이상	7 이상	-	-	-	14A호
D32	#10						
D35	#11						
D38		3호 : 14 이상	-	-	10 이상	13 ~ 9 이상	15 이상
D41	#14	3호 : 14 이상	7 이상	10 이상	10 이상	13 ~ 9 이상	13 이상
D51	#18						

※ 철근 항복강도 기준 : KS D 3504(SD 400), ASTM A 706 · A 615(420 MPa), JIS G 3112 (SD 390), ISO의 경우 모든 항복 강도에 대한 연신율 규정이 같음

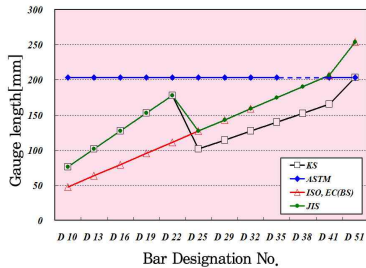


그림 12. 각 규격별 표점거리 (l_o)

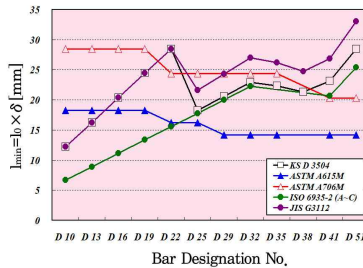


그림 13. 각 규격별 최소연신길이($l_{min} = l_o \times \delta$) 비교

3가지 규격으로 구분할 수 있다. 표점거리에 있어서 ASTM은 모든 철근지름에 동일한 길이, ISO는 지름의 5배 길이, 그리고 KS는 22 mm 이하 철근에 대해 지름의 8배, 22 mm 초과 철근에 대해 지름의 4배를 사용한다. 각 규격별로 표점거리와 연신율이 규정되어 있으므로 인장시험시 각 표점거리에 대해 최소한으로 늘어나야 되는 길이를 산정할 수 있다. 이를 최소연신길이($l_{min} = l_o \times \delta$)라고 했을 때 각 규격별로 최소연신길이는 <그림 13>과 같다. 각 규격별 표점거리의 장단점과 엄격성 판단 결과는 다음과 같다.

- 1) ISO의 표점거리 : 표점거리가 지름의 5배로 일정하게 증가하는 것으로 가장 합리적이라고 판단이 되나 철근의 지름에 따라 표점거리가 달라지므로 인장시험 할 때 다소 과정이 복잡할 수 있다.
- 2) ASTM의 표점거리 : 모든 지름의 철근에 대한 표점거리가 203.2 mm로 일정하고 연신율 규정은 철근의 지름이 증가할수록 낮아지므로 ASTM의 표점거리 또한 합리적

이라고 판단되나 각 지름에 대한 연신율 기준이 명확하다고 판단하기는 어렵다. 단, 규격들 중 표점거리가 가장 크므로 인장시험에서 표점거리 내부에서 철근이 파단될 가능성이 크다. 따라서 시험 실패 가능성이 적고, 철근지름이 달라도 표점거리는 항상 일정하므로 시험과정이 단순하다.

- 3) KS의 표점거리 : 2호(D10 ~ D22)는 지름의 8배, 3호(D25 ~ D51)는 지름의 4배인 표점거리와 철근의 지름이 증가할수록 연신율이 낮아지는 규정은 합리적이고 할 수는 없을 것이다.
- 4) 철근규격 중 KS규격(KS D 3504)이 가장 엄격한 것으로 판단되었다. 따라서 KS규격에 맞춰 생산한 국산철근은 다른 철근규격에 만족할 가능성이 높다고 할 수 있다.

4.2 내진용 철근규격

현재 콘크리트구조설계기준(2007)에는 내진용 철근의 성능을 요구하는 규정이 있지만 국내 철근규격에는 내진용 철근에 대한 규격이 없는 상태이다. 이러한 부조화를 해결하기 위하여 철근 규격에도 내진용 철근에 관한 규정이 제정하는 것이 바람직할 것이다. 내진용 철근 규격 제정의 기초자료로 국내외 내진용 철근 규격 및 설계기준을 조사하였다. 여기서, 철근규격에 관한 조사대상은 ISO 6935-2, ASTM A706M, BS 4449이고 설계기준에 관한 조사대상은 콘크리트구조설계기준(2007), ACI 318,

AASHTO-LRFD, Eurocode 2이다. 조사한 자료를 종합하면 내진용 철근에 대하여 다음과 같이 3가지의 요구조건을 필요로 한다.

- 1) 철근의 실제 항복강도가 규정항복강도보다 크게 높지 않아야 한다.
- 2) 철근의 실제 극한인장강도가 실제 항복강도의 일정 비율 이상의 수준이어야 한다.
- 3) 연신능력이 확보되어야 한다.

4.2.1 항복강도 허용최대값 제한

국내에서 생산된 철근의 항복강도 통계자료(교량설계핵심기술 연구단 경원대학교 백인열 교수 분석자료)인 <그림 14>에 의하면 규정항복강도와 실제항복강도의 편차가 매우 크게 나타나는데 이것은 철근콘크리트 구조물의 연성능력에 영향을 끼칠 수 있다. 규정항복강도와 실제항복강도의 편차가 큰 이유는 제작사별로 품질관리 능력이 다른 것이 하나의 원인이며, 국내 철근 규격 KS D 3504에 규정되어 있던 철근 항복강도의 허용 최대값이 2001년 개정에서 삭제된 것이 또 하나의 원인이라 판단된다.

콘크리트구조설계기준(2007) 부록II 내진설계를 위한 대체 고려사항에서 제한하고 있는 규정항복강도에 대한 실제항복강도의 허용최대값은 120 MPa이다. 이 값을 SD300 ~ SD700까지의 규정항복강도에 대한 비로 나타내면 <표 6>과 같다. <표 6>에서와 같이 콘크리트구조설계기준(2007)에서 제한하고 있는 실제항복강도 허용 최대값을 SD300 ~ SD700 철근의 규정항복강도에 대한 비로 나타내면 1.40 ~ 1.17의 값이다. ‘휨부재의 최대 인장철근’ 연구 결과에 따르면 휨부재에 최대 인장철근을 배근할 때 실제 항복강도가 규정항복강도의 1.2 ~ 1.3배 이상이 되면 철근의 극한변형률은 항복변형률 보다 작아져 취성과 파괴를 유발할 가능성이 커진다. 그러므로 콘크리트구조설계기준(2007)의 ‘실제 항복강도가 규정항복강도를 120 MPa 이상 초과하지 않아야 한다.’는 규정은 미국 철근에 적합한 것으로 우리

나라 철근에는 적절하지 않다. 따라서 실제항복강도에 대한 규정항복강도의 비를 1.3배 이하로 제한하고, 이를 내진설계를 위한 대체 고려사항뿐만 아니라 일반 휨부재의 인장철근과 KS D 3504에도 규정하는 것이 바람직할 것이다.

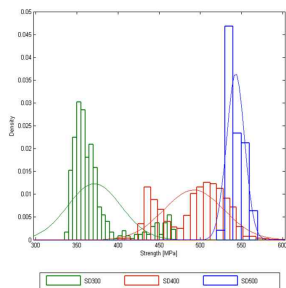
4.2.2 실제항복강도에 대한 실제 극한인장강도의 비 제안

콘크리트구조설계기준(2007)의 부록II 내진설계를 위한 대체 고려사항에도 나와 있듯이 항복모멘트에 대한 극한모멘트의 비가 크면 클수록 소성힌지 영역의 길이는 길어지게 되며 비탄성 회전능력이 증가한다. 또한, 지진이 발생할 때 교각에 파괴가 일어나지 않고 상부구조물이 낙고 되지 않으려면 항복한 이후에도 강도를 유지하여야 하며, 이를 위해서는 실제 극한 인장강도가 실제 항복강도 보다 일정 수준 이상이어야 한다.

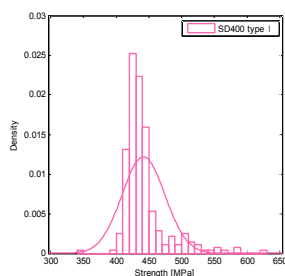
극한 인장강도가 항복강도의 어느 수준 이상이어야 항복한 이후에 강도를 유지할 수 있는지 ‘내진용 철근 규격을 위한 해석 연구’에서 해석적으로 분석하였다. 해석결과 축방향 주철근의 항복강도에 대한 인장강도의 비가 클수록 연화현상(softening)이 완만해지는 것을 확인할 수 있었고, 1.25배와 1.3배에 따른 차이는 매우 작아 그 차이가 미미하므로 콘크리트구조설계기준(2007)과 도로교설계기준안(2010)에서 규정하고 있는 ‘실제 항복강도에 대한 실제 극한 인장강도의 비가 1.25 이상이어야 한다.’는 조건은 내진용 철근으로 충족되어야 할 조건으로 판단된다. 이 규정은 구조설계기준뿐만 아니라 내진용 철근 규격에도 함께 규정되어야 할 것이다.

표 6. 실제 항복강도 허용최대값에 대한 규정항복강도의 비

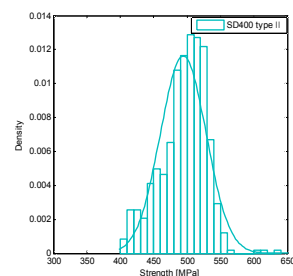
종류기호	규정항복강도	허용최대값 (MPa)	규정항복강도+ 허용최대값(MPa)	규정항복강도의 비
SD 300	300	120	420	1.40
SD 400	400		520	1.30
SD 500	500		620	1.24
SD 600	600		720	1.20
SD 600	700		820	1.17



SD300, 400, 500 - 총 3,978개 data



SD400 type1(제작사 A그룹)



SD400 type2(제작사 B그룹)

그림 14. 철근 항복강도 통계자료

4.2.3 연신율 규정 제안

‘단조증가 인장시험을 이용한 연신율 및 엄격성 비교’의 연구 결과에 따르면 KS D 3504의 연신율 규정은 ASTM과 ISO의 내진용 철근규격인 ASTM A706M과 ISO 6935-2(Class D)의 연신율 규정과 비슷하거나 더 엄격한 것으로 판단되었다. 그러므로 내진용 철근 규격의 연신율은 현 KS D 3504의 연신율 규정을 그대로 적용하되 일반용 철근의 연신율 규정은 완화하여도 될 것이다. SD400 철근에 국한하여 연신율 규정을 비교 검토한 결과 일반용 철근의 연신율은 형행보다 2%를 감하여 적용하는 것이 엄격성을 확보하면서도 보다 경제적인 방안이라고 판단된다. 연구 결과에 따른 연신율 규정 제안은 <표 7>과 같다.

5. 맺음말

건설현장에서 지금보다 높은 고강도 철근을 사용한다면 기본적으로 철근의 물량이 감소하여 경제성이 증진되고, 조밀하지 않은 철근 배치로 인해 콘크리트 타설이 원활하여 시공성이 향상될 것이다. 뿐만 아니라 한정된 자원을 보다 효율적으로 사용할 수 있고, 아울러 철근생산으로 인해 필연적으로 발생하는 온실가스를 감소시켜 자원 및 환경 보존에 공헌할 것이다.

콘크리트구조물에 고강도 철근을 적용하기 위해서는 개발된 고강도 철근의 재료역학적 성능검증은 물론, 휨성능, 부착 및 이음성능, 전단성능 그리고 내진성능 등의 구조안전 성능검증이 필수 선행되고, 합리적인 연구 결과에 기초하여 ‘구조설계기준의 철근강도 제한 규정’을 개정하여야 한다. 이 기사가 연구자와 설계자에게 도움이 되기를 기대한다. □

참고 문헌

1. 한국도로교통협회, 「도로교설계기준 해설」, 2008, pp. 1008.
2. 한국도로교통협회, 도로교설계기준 2010년 개정안.
3. 한국콘크리트학회, 「콘크리트구조설계기준 해설」, 2008, pp. 523.
4. AASHTO, LRFD Bridge Design Specification, American Association of State Highway and Transportation Officials, U.S.A, 2004.
5. ACI 318 Building Code and Commentary, American Concrete Institute, 2008.
6. Eurocode 2, Design of Concrete Structures-Part 1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, 1992, pp. 205.
7. ISO 6935-2, Steel for the reinforcement of concrete - Part 2 : Ribbed bars, International Standard, 2002, PP. 20.
8. ASTM A370-07, Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products, ASTM International, 2007, pp. 44.

표 7. 내진용 철근과 일반철근에 대한 연신율 규정 제안

종류기호	인장 시험편	연신율(%)	
		내진용 철근	일반철근
SD 300	2호에 준한 것	16 이상	14 이상
	3호에 준한 것	18 이상	16 이상
SD 350	2호에 준한 것	18 이상	16 이상
	3호에 준한 것	20 이상	18 이상
SD 400	2호에 준한 것	16 이상	14 이상
	3호에 준한 것	18 이상	16 이상
SD 500	2호에 준한 것	12 이상	12 이상
	3호에 준한 것	14 이상	14 이상
SD 600	2호에 준한 것	10 이상	10 이상
	3호에 준한 것		
SD 700	2호에 준한 것	10 이상	10 이상
	3호에 준한 것		
SD 400W	2호에 준한 것	16 이상	16 이상
	3호에 준한 것	18 이상	18 이상
SD 500W	2호에 준한 것	12 이상	12 이상
	3호에 준한 것	14 이상	14 이상

9. ASTM A 615/A615M-06a, Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement, ASTM International, 2008, pp. 6.
10. ASTM A706/A706M, Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, ASTM International, 2008, pp. 5.
11. BS 4449, Steel for the reinforcement of concrete -Weldable reinforcing steel-Bars, coil and decoiled product-Specification, BSI, 2005, pp. 28.
12. JIS Z 2201, Test pieces for tensile for metallic materials, Japanese standards association, 1998, pp. 227 ~ 235.
13. JIS Z 2241, Method of tensile test for metallic materials, Japanese standards association, 1998, pp. 10.
14. JIS G 3112, Steel bar for concrete reinforcement, Japanese standards association, 2004, pp. 15.
15. KS B 0801, 금속재료 인장 시험편, 한국표준협회, 1981, pp. 10.
16. KS B 0802, 금속 재료 인장 시험 방법, 한국표준협회, 2003, pp. 7.
17. KS D 3504, 철근콘크리트용 봉강, 한국표준협회, 2007, pp. 20.
18. 한국콘크리트학회, 건설교통기술평가원, ‘고성능 콘크리트 고교각의 개발 및 실용화 기술 개발’ 보고서, 2006.
19. 한국콘크리트학회, 대한주택공사, ‘고강도 철근 설계·시공 지침 (안) 작성 연구’ 보고서, 2009.
20. Marcus H. Ansley, “Investigation into the Structural Performance of MMFX Reinforcing”, Structures Research Project Report / Florida Department of Transportation, 2002.

담당 편집위원 : 권기주(한국전력공사) kyeunkjoo@kepco.co.kr