

확률 기반 설계법을 위한 코드 변환과 시스템 신뢰도에 대한 고찰¹

김광철²

The study on the system reliability and code conversion for the probability based design¹

Gwang-Chul Kim²

ABSTRACT

Because PBD was started as a design tool for steel construction and concrete construction, it was able to applied to the post and beam method of wooden building constructions. But, it may not suitable to light frame wooden construction that is becoming popular in domestic construction market due to the economical efficiency and the constructive simplification. Owing to the share effects between member and sheathing material or among structural members, light frame wooden construction is different from post and beam construction that use a single structural member. Therefore, consideration on the system analysis and system design are urgently needed to use in actual life and inspect the reliability of structures from the system view.

With this in mind, code conversion from ASD to PBD that is pressing issue in domestic wooden building construction was studied, also various countries status about PBD were considered and then approaching methods on the system reliability were referred. Finally, several considerations for the development of PBD were explored.

PBD should be considered as, not only a new structural design process that select sizes of structural member, but a industrial tool that can lead a development of more reliable wood products. A strongest point of PBD is independent of various construction materials and construction types.

Keywords : PBD(Probability based design), ASD(Allowable stress design), system reliability, code conversion.

1. 논문접수: 2009. 04. 30.; 심사: 2009. 05. 22.; 게재확정: 2009. 09. 15. 본 연구는 국립산림과학원지원연구 “강도 설계법 전환 기술 개발”의 일부이다.

2. 전북대학교 주거환경학과, Dept. of Housing Environmental Design, Chonbuk National University, Jeonju, Korea. E-mail: gckim@chonbuk.ac.kr.

1. 서 론

구조물의 안전도를 정량화하여 제공함으로써 기존의 확정론적 설계법에 비해 설계자나 소비자 모두에게 과학적 합리성과 가치 판단의 가능성을 열어준 확률 기반 설계법(Probability based design, PBD)은 분명히 진일보한 구조설계 및 해석 방법임에 틀림없다. 하지만 PBD의 출발점이 강구조나 콘크리트구조물이므로 목구조 중 기둥-보 구조물의 시공에는 별 문제없이 적용이 가능하지만 경제성이나 시공의 용이성으로 인해 최근 국내에서 각광을 받고 있는 경량골조방식에는 추가적으로 고려할 사항이 존재함을 인지할 필요가 있다. 즉 경량골조 시공방식에서는 기둥-보 방식에서 얻을 수 없는 부재간 그리고 부재와 덮개재료간에 나뉘효과(share effect)가 존재하기 때문에 단일 부재를 사용하는 기둥-보 공법과는 차이가 있을 수밖에 없다. 처음 PBD를 도입한 경우 대부분 기둥-보 공법을 고려한 방식이므로 전체적인 구조물에 대한 안전도나 신뢰도에 대한 고찰 보다는 개개의 재료에 대한 고찰, 또는 구조물이라고 하더라도 부분적인 구조물 예를 들어 보나 기둥 또는 약간의 확대로 마루나 지붕에 대한 안전도 해석 및 설계가 주를 이루었다. 하지만 국내의 경우 목구조물 시장을 좌우하는 분야는 경량목구조 이므로 단독부재의 안전도만 해석하고 설계하는 기존의 방식보다는 시스템 차원에서 구조물의 신뢰도를 점검하고 실생활에 사용하기 위한 시스템 해석 및 설계법으로의 고려가 절실히 필요하다.

따라서 본 연구에서는 확률 기반 구조설계법에 관련된 각국의 현황, 시스템 신뢰도에 대한 접근 방법 그리고 국내 목구조 분야의 시급한 문제점인 확정론적 설계법인 허용 응력 설계법(Allowable stress design, ASD)에서 확률 기반 설계법인 하중 저항 계수 설계법(Load and resistance factor design, LRFD)으로의 코드 변환에 대해 살펴보고, 최종적으로, 확률 기반 설계법의 나아가야 할 방향에 대해 고찰 하고자 한다.

2. 세계 각국의 PBD 현황

기존의 Madsen(1992)의 연구결과에 의하면 무결점 소시편의 구조적 특성이나 거동 양식은 실제 현장에서 사용되는 실대재의 특성과 현저한 차이를 보여주고 있다. PBD를 목구조물의 설계에 적용하기 위해서 필요로 하는 가장 중요한 것은 실대재 실험을 통해 강도 감소 요인의 특성이나 분포 특성 등을 파악하고 나아가 재료 자체의 강도적 특성을 대표값이 아닌 강도 분포 형식(distribution type)으로 파악하여 PBD에 분포 형식과 모수로서 적용함으로써 현실적인 설계를 가능케 하는 것이다. 둘째 국가적 차원에서 선진국처럼 자료를 표준화하여 DB화함으로써 신뢰성 높은 PBD 설계의 기초 자료를 개발해야 한다. 특히, 강도 분포 형식의 낮은 단계의 값들을 채택해야 하기 때문에 그룹당 충분한 수의 표본이 확보되어야 신뢰성 있는 자료를 얻을 수 있고 안전한 설계가 가능하다.(Madsen 1992)

PBD를 기본 설계 기준으로 채택한 나라는 미국을 비롯한 캐나다 호주 뉴질랜드 그리고 유럽 지역이다. 최근 들어 일본도 이에 호응하여 PBD 관련 규준을 제정하였다. 각 나라의 기존 목구조 설계 규준이 약간씩은 상이한 관계로 PBD 역시 약간은 차이점이 있다. 그 근본은 각 나라의 하중 기준과 그에 따른 설계 관습의 차이를 반영하는 것에 크게 기인하며 또한 각 나라별 건축

재료에 대한 강도 실험법의 미세한 차이로 인한 재료의 특성값 반영에서 약간씩의 차이를 보인다. 캐나다의 경우 자국의 풍부한 in-grade 실험 자료를 반영한 독특한 기준을 가지고 있으며, 유럽의 경우 EuroCode 5초안을 기초로 유럽의 풍부한 유럽산 침엽수 대단면재와 집합부에 대한 풍부한 자료를 활용하여 제정하였고 캐나다의 것과는 형식이 많이 다르다. 뉴질랜드의 경우 대단면재 설계 기준을 제정하였으며 주로 자국의 주요 수종인 라디아타 소나무에 대한 in-grade 자료를 활용하였다. 특히 뉴질랜드는 다른 나라와 달리 약식변환(soft conversion)을 우선 실시하여 기준으로 사용하였다. 미국의 경우는 다른 나라들과 많이 다른 LRFD라고 하는 설계 기준을 개발하였다.(Crews & Ritter 1996)

이러한 PBD는 관련 전문가들에 어려운 확률 이론이나 통계 이론에 친숙함을 요구할거라는 선입견에 노출되어 있지만 실제로는 그렇지 않다. 우선 캐나다에서 널리 사용되는 PBD 기본 방정식을 보면 $\alpha_D D_n + \alpha_L L_n = \phi R_0$ 와 같다. 기존의 ASD와 차이점은 하중 계수와 성능 계수의 사용이다. 고정하중과 활하중 효과를 위해 설계값에 하중 계수 α_D 와 α_L 를 곱해주고, 재료의 경우 강도 R_0 에 성능 계수 ϕ 를 곱해주는 것이다. ASD에서는 하중 계수는 모두 1.0이었고 재료의 강도는 허용 응력으로 특징지어진다.(Foschi 1990) 이처럼 약간의 추가지식만 가지면 어렵지 않게 PBD를 적용할 수 있다.

각 나라별로 PBD와 관련된 연구로는, 캐나다의 경우 1980년대 들어 철골과 콘크리트구조와 유사하게 목구조에 대한 설계 절차도 WSD(working stress design-허용 응력 설계법과 동일함)에서 LSD(한계 상태 설계법, Limit state design-PBD의 일종임)로 변화했다. 이는 NBCC와 CSA O 86의 규정을 따른 것이다. 캐나다의 설계법은 강도한계 상태와 사용성(serviceability)한계 상태 모두에 대해 설계 기준을 만족 시켜야 한다.(CWC 2005)

Bodig(1991)에 의하면, 각 나라별 설계 기준이 여러 이유로 약간씩 상이하지만 기본 설계 방정식은 모두 “설계 강도 \geq 설계 하중의 효과”의 형태를 가진다는 점은 동일하다고 하였다. PBD법에서 기본 설계식의 우측 부분 즉, 설계 하중의 효과를 나타내기 위한 기본 하중 자료는 표 1과 같다.

Table 1. Statistical data on structural loads.(Bodig, 1991)

Load	1 Year			50 years		
	Mean	cov	cdf	Mean	cov	cdf
Dead	1.50D	0.10	Normal	1.05D	0.10	Normal
Live	0.42L	0.45	Type I	1.00L	0.25	Type I

표 2에는 미국과 캐나다에서 각각 사용하는 시간 효과 계수들을 제시하였다. 이것은 기존 ASD의 하중지속효과와 관련된 계수이다. 표 3은 표 2와 다른 하중 조합의 경우에 대한 시간효과 계수들이다.

Chen(1999)은 표2와 표3과는 다른 형태의 하중 조합을 ASCE 7-95 표준에 따라 6가지를 제시하였고, Foschi 등(1989)은 하중 자체에 대하여 고정하중과 활하중을 구분하여 미국과 캐나다 여러 지역에 대해 조사한 자료를 표 4처럼 제시하였다. 고정하중은 영구하중으로 활하중은 거주에 의한 활하중과 눈의 축적으로 인한 활하중으로 구분하였다.

하중측과 함께 설계 방정식의 양측을 이루는 것은 저항부분이다. Bodig(1991)은 PBD법에서 설계자에게 주어지는 재량권인 기본 설계식의 좌측 부분 즉, 재료의 저항 또는 설계 강도값으로

불리는 것에 대하여 인장력을 받는 강구조물과 강화 콘크리트구조물에 대한 기본 구조 설계식들을 다양하게 제시하였으며, 철골과 콘크리트구조에 상당한 경쟁력을 가진 공학목재에 대한 것으로 휨의 경우 $\lambda 0.85 F_b S_x$, 압축은 $\lambda 0.90 F_c A_g$, 인장은 $\lambda 0.80 F_t A_n$, 전단은 $\lambda 0.75 F_v A_{st}$ 이 적합함을 제시하였다. 접합부의 경우에는 $\lambda 0.65 Z_n$ 이다. 표 5에는 앞의 공학목재 이외에 북미대륙에서 목재에 관련하여 설계식의 좌측에 사용되는 저항감소계수(ϕ)들을 제시하였다. 표 6은 뉴질랜드와 호주에서 사용하는 저항계수이다.(Bodig 1991)

Table 2. Time effect, for LRFD(Bodig 1991)

Load Combination	USFPL	Forintek	Recommended
D(only)	0.59	0.50	0.60
D+L(light)	0.76	0.84	0.80
D+L(heavy)	0.67	-	0.70
D+L(roof)	0.78	-	0.80
D+S	0.75	0.83	0.80
D+W	> 1.0	-	1.00
Impact	> 1.0	-	1.00

Table 3. Time effect factors(Murphy. 1988)

Load combination	Time effect factor, λ
$U_{nf}=1.4D_n$	0.56
$U_{nf}=1.2D_n + 1.6L_n + 0.5(S_n \text{ or } L_m \text{ or } R'_n)$	0.85
$U_{nf}=1.2D_n + 1.6(S_n \text{ or } L_m \text{ or } R'_n) + (0.5L_n \text{ or } 0.8 W_n)$	0.67

Ellingwood(1982)에 의하면 모든 구조설계의 기본은 계수화된(감소된) 저항 \geq 계수화된(증가된) 하중의 효과로 되어야 안전하며 하중 측의 주요 형식 4가지를 제시하였다.(Ellingwood 1982)

Table 4. Sustained Occupancy Load Data(Foschi 등 1989)

Occupancy Type	Mean(kPa)	COV	Mean Return(years)
Residential, Owner Occupied/ $Q_n=1.9\text{kPa}(40\text{psf})$	0.286(6.0)	0.566	10.0
Residential, Renter Occupied/ $Q_n=1.9\text{kPa}(40\text{psf})$	0.286(6.0)	0.566	2.0
Offices/ $Q_n=2.4\text{kPa}(50\text{psf})$	0.519(10.9)	0.698	8.0
Commercial, First Floor/ $Q_n=4.8\text{kPa}(100\text{psf})$	0.852(17.9)	0.313	2.0

Note:Numbers in parenthesis are in psf. Q_n mean design live load

구조물의 용도별로 어느 정도의 안전성이 확보되는 구조설계를 위해서는 적절한 목표 안전수준이 있어야 하며, PBD에서는 목표신뢰성지수를 사용하는데 보통의 안전성이 요구되는 구조물에 대해서는 2.4 ~3.0를 사용한다. 연직 하중 조합의 경우 높은 값을 나타내고 풍하중이나 지진 하중 등의 수평하중을 포함하는 경우 낮은 값을 나타낸다. 표 7에는 다른 건축 재료와의 성능 비교를 위해 신뢰성지수를 표시하였다. 강도 한계 상태나 사용성 한계 상태 모두 강구조나 콘크리트구조에 비해 목재 역시 현저히 떨어지는 성능을 보이지 않으며 어떤 부분에서는 오히려 더 높은 성능을 보임을 알 수 있다.(Bodig, 1991) Foschi 등(1989)에 의해 공학목재의 대표격인 집성재에 대한 설계 강도의 기본값들이 조사되었다. 30개의 D-fir 24f-E 집성재와 93개의 S-pine 20f-E 집성재에 대해 실험을 통해 휨강도 자료를 모았다. 4개의 분포 양식에 맞추어 표 8에 제시하였다.

Table 5. Specified resistance factor for North American LSD Codes(Bodig 1991)

Property	φ	
	Canada	USA
Sawn lumber -flexure	0.9	0.85
-compression	0.8	0.90
-tension	0.9	0.80
-shear	0.9	0.75
Plywood -all stress	0.95	-
Connectors -lateral load on nails	0.7	0.65
-lateral load on bolts	0.6	0.65
-lateral load on glulam rivets	0.6	0.65

Table 6. Specified resistance factor for New Zealand and Australian LSD Codes.(Bodig 1991)

Structural element	φ
Sawn timber, poles, and glulam -all stress	0.8
Plywood and laminated veneer -all stress	0.9
Connectors -nails	0.8
-other	0.7

Table 7. Average value of reliability index β(reference periods 50 years)(Bodig 1991)

Limit state	Average β			
	Structural element	Steel	Concrete	Timber
Ultimate load	floor beam	4.2	4.7	3.9
	roof beam	2.7	4.5	3.1
	pin-ended column	5.0	6.1	4.8
	unbrached column	2.2	2.5	2.3
Serviceability	joint	4.0	4.7	3.0
	floor beam	2.8	-0.6	3.0
	roof beam	1.6	1.2	2.2

표 8에 관련된 자료들과 캐나다의 기본 설계 방정식과 이를 변형한 성능 기반 방정식에 적용하여 단독부재에 대한 신뢰성 해석의 결과 휨강도의 특성치는 D-fir 24f-E 의 경우 $R_{(0.6)} = 34.7\text{MPa}$ 이었으며, S-pine 20f-E의 경우 $R_{(0.6)} = 29.0\text{MPa}$ 이었고, 두 가지 들보 모두 $\beta = 3.0$ 에서 저항 감소 계수 ϕ 는 대략적으로 0.80정도이었다. $\beta = 2.75$ 에서는 ϕ 가 0.9, $\beta = 2.5$ 에서는 ϕ 가 1.0을 나타내었다. 또한 Foschi 등(1989)은 용적이 V인 목재가 응력 σ 을 받을 때 웨이벌의 정리에 의

하면 파괴확률은 $P_f = 1.0 - \exp\left\{-\frac{1}{V^*} \int_V \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{m}\right)^k dV\right\}$ 이고 최종 상태의 성능 함수는

$$G = \sigma^* - \frac{2.562\phi F_t}{(1.25\gamma + 1.50)} \cdot (d_g + \phi)$$

임을 제시하였다.(Foschi 등, 1989)

Table 8. Bending strength of glued laminated timber

Distribution	Parameter	Douglas-fir	Spruce-Pine
Normal	Avg.(MPa)/COV	46.06/0.149	40.75/0.190
Log normal	Avg.(MPa)/COV	45.96/0.144	40.34/0.194
2-P Weibull	Scale(MPa)/Shape	48.60/7.44	43.72/6.19
3-P Weibull	Location(MPa)/Scale(MPa)/Shape	18.18/30.61/4.73	26.19/16.41/1.82

Australian/New Zealand standard 4063(1992)에 의하면 강도의 특성화값은 LSD에 사용되는 저항 감소 계수 ϕ 의 공칭값을 고려하기 위해 보정된 것으로서, 진정 저항 감소 계수 ϕ_{true} 와 진

김광철- 확률 기반 설계법을 위한 코드 변환과 시스템 신뢰도에 대한 고찰

정 특성화 값 $R_{k,true}$ 은 공칭 값 ϕ_{nom} 과 공칭 값 $R_{k,norm}$ 과 $\phi_{true}R_{k,true} = \phi_{nom}R_{k,norm}$ 의 관계가 있다. 한계 상태 규준을 위한 계산 방정식의 특성 강도값 R_k 는 $R_k = \left[1 - \left(\frac{2.7V_R}{\sqrt{n}}\right)\right]R_{0.05}$ 이다. 정규화 특성 강도값은 $R_{k,norm} = \frac{1.35}{\phi} \frac{R_k}{1.3+0.7V_R}$ 이며 여기서, ϕ 는 저항 감소 계수로서 0.8이다. 특성 탄성계수 E_k 는 다음의 두 방정식 중 최소값에 의해 구해진다. $E_k = \left[1 - \frac{0.7V_E}{\sqrt{n}}\right]E_{mean}$, $E_k = 1.5 \left[1 - \frac{0.7V_E}{\sqrt{n}}\right]E_{0.05}$. 또한 모든 변이계수는 웨이벌분포에 맞추어 계산한 것이다.(AS/NZS 4063,1992)

Goodman 등(1981)은 의해 미국과 유럽 지역의 PBD 관련 사항을 비교할 목적으로 표 10과 11을 작성하였다. 이에 관련하여 LRFD의 일반식으로 $(\phi R_n) \geq \gamma_{\gamma_0} \left(\sum_{j=1}^j \gamma_j C_j Q_j\right)$ 을 제시하였다. 여기서 ϕ 는 저항 감소 계수, R_n 는 선정된 한계 상태에 대한 공칭 평균 부재 저항, γ_j 는 부재의 중요성 계수, γ_0 는 해석상의 내재된 전체적인 불확실성이나 하중 조합 효과 같은 것에 내재된 불확실성 등을 고려하는 불확실성 계수, γ_j 는 하중 형식에 따른 하중 계수, $C_j Q_j$ 는 설계되는 부재에 가해질 일반화된 평균 부재력 예를 들어 휨 모멘트나 축 하중 등, j 는 하중 조합의 숫자를 뜻한다.

장 과 Walford(2008)에 의하면 다른 목구조 선진국과 유사하게 극한 강도 설계의 기본 공식으로서 설계 방법의 기본은 설계 강도(ϕR_n)가 설계 하중(S^*)보다 작지 않아야 한다($S^* \leq \phi R_n$)고 하였다. 여기서 강도 감소 계수(ϕ)는 목재, 말뚝 및 집성재의 경우 0.8, 측방 하중을 받는 못은 0.8, 트러스 플레이트는 0.8, 다른 종류의 접합철물들은 0.7, 합판은 0.9, 큰 변위하에서 유연한 요소들은 1.0 그리고 내화 설계의 경우 1.0 이다. 또한 뉴질랜드 목조건축 매뉴얼에서는 다양한 조정계수를 활용하는데 중요한 몇 가지로 k_1 -하중 기간 계수, k_2 -처짐에 대한 하중 기간 계수, k_3 -지압 면적 계수, k_4 -평행 구조 하중 분담 계수, k_5 -격자 구조 하중 분담 계수, k_6 -안정 계수, k_{10} -기둥의 유효 길이 계수 등이 있다. 표 9는 뉴질랜드 목조건축의 각 분야별 설계 공식 및 내용이다.

Murphy(1988)에 의하면 미국의 설계 수명은 50년이지만 캐나다는 30년으로 차이가 남을 강조하였고 PBD와 ASD의 유사성을 보이기 위해 ASD에 대한 설계 방정식을 제시하였는데 목재의 거주 활하중에 대한 경우는 $R_{0.5}/2.1 \geq D_n + L_n$ 이고, 목재의 적설하중에 대한 경우는 $1.15R_{0.5}/2.1 \geq D_n + S_n$ 로, 여기서 1.15는 하중지속계수이다.(Murphy, 1988) Ellingwood(1982)는 PBD 구조설계의 양측을 이루는 저항측의 주요 형식으로 LRFD의 저항 형식과 LSD의 저항 형식을 구분하여 설명하였다. LRFD의 저항 형식은 미국 ACI 표준 318에 사용되는 식으로 ϕR_n 로 표현되며, 여기서 R_n 는 공칭 계산 저항이고 ϕ 는 저항 감소 계수이다. LSD의 저항 형식은 부분 재료계수를 사용하는 방법이며, 유럽에서 사용하는 방법이다. 계수화된(감소된) 저항을 계산하기 위해 재료의 각 강도를 사용하는데 이때 구조성능을 계산하기 이전에 공칭강도를 부분 안전 지수로 나누어서 결정한다. 즉, $f_v = f_m/\gamma_v$ 이다. 또한 하중 조합을 선정하기 위한 목표 신뢰도 지수는 50년을 기준으로 각각의 하중조합에 대해 연직하중만 포함할 경우 $\beta_0=3.0$ 이고, 추가로 풍하중이 포함되면 $\beta_0=2.5$, 지진하중 혹은 바람과 지진의 힘에 대한 반작용 효과가 고려될 경우는 $\beta_0=2.0$ 임을 제시하였다. 저항 감소 계수에 따른 신뢰도 지수의 변이($\bar{R}/R_n=1.0, V_R=0.15$)는 표 12와 같다.(Ellingwood 1982)

Crews 와 Ritter(1996)에 의하면, 호주의 경우 LSD 형태의 약식변환 구조설계 규준이 1994년

7월에 개발되었고 1996년 말에 최종 안이 발표되었다. 하지만 고도의 안전성이 요구되는 고속도로의 목재교량 등에 대한 설계 기준은 상당기간 기존의 ASD에 근거하여 이루어져 왔고 PBD가 적용되더라도 도로나 육교등에 한정되었으며 기껏해야 강화 집성 목재 교량의 갑판에만 한정되어 적용되어왔다. 이러한 이유는 전세계적으로 자원으로 사용되는 대개의 재료의 성질이 고도의 안전도와 신뢰성을 요구하는 교량구조와 관련된 집중하중이나 고밀도 하중이 아니라 건축물의 하중에 기초해 유도된 값이기 때문이다. 교량 구조물의 경우 높은 안전계수가 필요함은 하중뿐만 아니라 재료의 강도 값에 역시 반영되어야 한다. 한계상태 형태에서의 이러한 영향은 재료의 성질이나 그러한 코드에 의해 지정되는 특성화 값이 사실 요구되는 안전지수보다 낮을 수 있다는 사실이다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 가장 간단하고 가장 적절한 접근 방법이 현행 사용되는 값을 “교량”에 대한 보정계수나 “파괴의 결과”에 대한 보정계수로 설계자에게 주어지는 것이다.(Crews & Ritter 1996)

3. 기준 조정(code calibration)

Chen(1999)에 의하면 조정(calibration)의 의미는 현행 표준이나 세칙에 존재하는 것과 대략 동일한 신뢰도를 얻기 위해 새로운 표준에서 계수들을 보정하는 과정이다.(Chen 1999) Bodig(1991)은 기준 조정(code calibration)을 위해서는 현행 설계 관습에 대한 평가가 선행되어야 함을 강조하였다. 기존의 기준에 근거한 안전도 측정의 평가는 새로운 기준의 기초가 되는 목표 신뢰도 선정에 길잡이 역할을 하기 위해 필요하며, 저항부분과 하중부분의 현행 통계값을 가지고 주어진 설계에 관련된 β 나 P_f 를 계산할 수 있으며 그것으로 신뢰도 기준을 확립할 수 있다고 하였다. 이러한 과정을 기준 조정이라 정의하였다. 연직 하중 조합을 포함하여 인장이나 휨의 한계 상태 기준은 광범위하게 연구되었으며, 이들 한계 상태는 일반적으로 연직 하중이 많은 실제 사례에 있어 설계를 지배하고 현행 설계 관습이 만족스럽다고 평가되어 철골 구조와 콘크리트 구조에 있어서는 LRFD 세칙 개발과정(AISC-1986)에서 그리고 균일 하중 요건 개발(ASCE 7-88)에서 조정이 이미 끝났다. (Bodig 1991)

Table 9. Design equations and contents.(장 과 Walford 2008)

구분	내용
휨 설계	$M^* \leq \phi M_n$ 여기서, M^* =극한 상태 설계 하중에 의하여 유발되는 설계 휨 모멘트(MN·m). ϕ =강도 감소 계수. M_n =부재의 휨강도(MN·m) = $k_1 k_4 k_5 k_6 f_y Z$ ϕM_n =부재의 휨 설계 강도. f_y =부재의 휨 특성값(MPa)
전단 설계	$V^* \leq \phi V_n$ 여기서, V^* =극한 상태 설계 하중에 의하여 유발되는 설계 전단 하중(MN). ϕ =강도 감소 계수. V_n =부재의 전단강도(MN) = $k_1 k_4 k_5 f_s A_s$ ϕV_n =부재의 전단 설계 강도. f_s =기준 전단 강도(MPa)
지압 설계	$N_b^* \leq \phi N_{nb}$ 여기서, ϕ =강도 감소 계수. N_b^* =설계 지압 하중(MN). N_{nb} =지압 강도(MN)

기둥 설계		$N_c^* \leq \phi N_{ncx}, N_c^* \leq \phi N_{ncy}$ 여기서, N_c^* =설계 압축 하중(MN). ϕ =강도 감소 계수. N_{ncx}, N_{ncy} =부재의 x-x축 혹은 y-y축에 대한 좌굴의 경우에 압축 강도(MN)
인장 설계		$N_t^* \leq \phi N_{nt}$ 여기서, ϕ =강도 감소 계수. N_t^* =설계 인장 하중(MN). N_{nt} =부재의 인장 강도(MN)
휨과 압축의 조합 설계	축 압축과 부재의 약방향(y-y축에 대한)의 휨의 조합을 받는 기둥	$\left(\frac{M_y^*}{\phi M_{ny}}\right) + \left(\frac{N_c^*}{\phi N_{ncy}}\right) \leq 1.0$ 여기서, M_y^* =부재의 y-y축에 대한 설계 휨 모멘트(MN·m). N_c^* =설계 축 압축 하중(MN). M_{ny} =부재의 휨강도(MN·m). N_{ncy} =부재의 압축강도(MN·m)
	축 압축과 부재의 강방향(x-x축에 대한)의 휨의 조합을 받는 기둥	$\left(\frac{M_x^*}{\phi M_{nx}}\right) + \left(\frac{N_c^*}{\phi N_{ncx}}\right) \leq 1.0$ 그리고 $\left(\frac{M_x^*}{\phi M_{nx}}\right) + \left(\frac{N_c^*}{\phi N_{ncy}}\right) \leq 1.0$ 여기서, M_x^* =부재의 x-x축에 대한 설계 휨 모멘트(MN·m). N_c^* =설계 축 압축 하중(MN). M_{nx} =부재의 휨강도(MN·m). N_{ncx} =부재의 압축강도(MN·m)
휨과 인장의 조합 설계		$\left(\frac{N_t^*}{\phi N_{nt}}\right) + \left(\frac{M}{\phi M_n}\right) \leq 1.0$ 여기서, M =부재의 설계 휨 모멘트(MN·m). N_t^* =설계 축 인장 하중(MN). M_n =부재의 휨강도(MN·m). N_{nt} =부재의 인장강도(MN·m)

Table 10. Tabulation and comparison of design factors for long columns of lumber.(Goodman 등 1981)

Code	$\phi(A_e \bar{E}) \geq \gamma_{I0}(\gamma_{DL} P_{DL} + \gamma_{LL} P_{LL})$							
	ϕ	γ_I	γ_0	γ_{DL}	γ_{LL}	$\gamma_{I0} \gamma_{DL}$	$\gamma_{I0} \gamma_{LL}$	
미국	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.66	1.00	1.00	1.66	1.66	
프랑스	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.76	1.00	1.21	1.76	2.11	
헝가리	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.11	1.10	1.30	1.22	1.43	
독일	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.58	1.00	1.00	1.58	1.58	
덴마크	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.51	1.00	1.30	1.51	1.96	

기존의 ASD 규준을 PBD 규준으로 변환하기 위해서는 그림 1처럼 2가지 방법이 존재할 수 있다. 하나는 호주나 뉴질랜드 등에서 실시한 방법으로 기존의 규준을 상당 부분 재사용하는 것으로 적절한 조정계수를 사용하여 변환하는 약식변환(soft conversion)이 있으며 다른 하나는 기존의 규준은 완전히 무시하고 새로운 신뢰도 해석에 근거하여 새로운 규준을 만들어 내는 정식변환(hard conversion)이 있다. 즉, 약식변환은 수치적 변환(numerical conversion)이고 형식적 변환(format conversion)이며 정식변환은 확률에 기초한 신뢰도 해석을 통해 설계값을 찾아내는 신뢰성 기반 변환(reliability-based conversion)이다.(Gromala 1996)

Table 11. Tabulation and comparison of design factors for simple flexural members of lumber.(Goodman 등 1981)

Code	$\phi(\bar{F}_p S) \geq \gamma_{NL}(\gamma_{LL} M_{LL} + \gamma_{LL} M_{LL})$						
	ϕ	γ_T	γ_0	γ_{LL}	γ_{LL}	$\gamma_{NL}\gamma_{LL}$	$\gamma_{NL}\gamma_{LL}$
미국	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.3	1.6	1.6	2.08	2.08
프랑스	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.62	1.0	1.2	1.62	1.94
헝가리	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.87	1.1	1.3	2.06	2.43
독일	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.88	1.0	1.0	1.88	1.88
덴마크	0.589(5% level COV 25%)	1.00	1.3	1.3	1.3	1.69	1.69

Table. 12. The relationship between ϕ and β (Ellingwood 1982)

ϕ	0.70	0.75	0.80	0.85
β	3.3~3.8	3.0~3.4	2.8~3.1	2.6~2.8

Gromala(1996)에 의하면 구조용 설계 코드의 발달은 LRFD 형식을 이용한 신뢰성 이론에 기초한 설계법의 채택으로 인해 급격히 진행되었으며 이와 유사한 다른 형태의 PBD는 LSD 형식이다. 하지만 지금까지는 목구조의 설계에서 PBD 방법론에 대한 많은 관심거리를 무시함으로써 목재의 코드는 다른 재료에 비해 뒤쳐져 있다. LRFD는 여러 형태의 구조물이나 하중 조건들, 건축 재료들 간에 일관성 있는 안전 수준을 높이기 위해 신뢰성 해석의 적용을 피하고 있다. 게다가, LRFD는 새로운 기법과 상품의 도입을 이전의 방법들보다 용이하게끔 해준다. 이러한 모든 이유로 인해 가능한 한 빨리 목재 설계 코드는 LRFD형식으로 전환되어야 한다. 이러한 전환이 없다면 구조용 목재의 이용과 거래가 감소, 심지어 전체적인 상실까지 불러일으킬 수 있다. 목재 설계 코드는 여러 다른 지역에서 거래의 형태나 각 지역의 기술적 특성에 따라 다르게 발달되어 왔는데, 예를 들어, 유럽 연합에서는 각 회원국 간의 재료와 전문적 지식 모두를 거래하기 위한 자국뿐만 아니라 비회원국에 대해서는 어떤 면에서는 장벽으로 작용 할 수 있도록 적합한 코드를 제정하고 있다. 이미 캐나다와 몇몇 국가에서 개발된바 있는 LSD 코드는 미국과 오스트레일리아에서 코드 제정에 기초가 되었다. 구조용 설계 표준의 코드간의 일치가 없다면, 목재는 전세계적인거 보다는 국부적이며 지역적인 유품으로 머물게 될 것이다. 또한 재료를 평가하는 기준이 각 나라마다 다르다면 실험과 평가를 반복하게 되고 따라서, 비용의 증가나 생산의 지연이 초래될 것이다. 이러한 차이는 각 국가간의 기술적 교류 역시 불가능하게 할 것이다. 이러한 열악한 조건은 특히 선진국에게 기술을 의지하고 있는 개도국에게 있어서 큰 불이익이 된다. 이러한 다양한 이유로, 목재 코드와 기준들 간의 불일치성은 목재의 전세계적인 상품으로서의 생존력을 줄이게 될 것이고, 강철, 콘크리트, 세라믹, 플라스틱 등의 합성재료의 선호로 이어져서, 이러한 훌륭한 재생산 공학용 재료의 세계적인 사용을 줄이게 될 것이다. 현재, LSD코드를 목재공학에 대해 사용하고 있는 국가들의 경우 기본 코드는 유사하면서도 각 나라의 기준들간에 중요한 차이가 존재한다. 차이는 특성화 강도와 강성을 측정하기 위한 특별한 목재의 실험 방법에 있다. 이런 차이는 다른 나라에서의 측정방법에 따라 얻어진 특성화 값들간의 관계를 예측할 수 없게끔 한다. 이는 곧바로 구조용 목재의 거래에 영향을 줄 뿐 아니라 구조용 목재의 기술 전파-하중 지속의 영향을 예측하는 방법, 치수 효과 등-에도 영향을 끼친다. 약간은 다르지만 각국의 PBD 개발 단계를 보면 계획 단계 → 개발 단계 → 완성 단계로 크게 구분할 수 있다. 이중 개발 단계는 설계의 기준을 정하는 기본적인 방법으로 이론적인 신뢰도법의 적용을 시도하는 단계이며, 최첨단 기술을 사용하려는 목적으로, LSD 기준을 만들려고 하는 많은 사업에서 초기의 계획 단계는 이론적인 신뢰도 해석 개념에 따르려고 하였다. 이러한 개념은 많은 자료와 이론적인

신뢰도 해석을 기초로 하여 결정을 내릴 것이 요구된다. 둘째, 개발 단계로서 이론적인 신뢰도에서 이례적인 것, 민감한 부분, 생략된 것 등을 찾는 단계로서, 중간값을 구하는 방법으로 대부분 약식변환(soft conversion)을 선택한다. 일단 계획자가 설계 기준의 개발단계에 접어들면, 이론적인 신뢰도 분석이 그들의 기대처럼 잘 들어맞는 것은 아니라는 사실을 알 수 있다. 기본 가정에서의 약간의 변화가 최종 설계값에서 큰 차이를 보이게 되는 경우가 종종 발생하게 된다. 사실 이는 구조물의 신뢰도 자체 내의 고유한 변이 보다는 수학적 미묘함으로 인해 생기는 것이 더 크다. 셋째, 최종 완성 단계로 약식 변환의 결과를 정해로 받아들이거나 이 결과와 약간의 차이가 있는 신뢰도 해석에 기초하여 새로운 해를 고안해 내는 단계를 말한다.(Gromala 1996)

Leicester(1990)는 약식변환이란 현존하는 허용응력 규준을 수정하여 한계상태 규준을 제정하는 것이며 두 가지 방법의 결과가 유사하게 나오게 만드는 것이라고 정의하였다. 각 설계 규준별 레벨과 관련 변수들을 표 13처럼 제시하였다. 또한 호주에서는 최대 한계 상태에 대한 특정 설계 하중 조합에 허용응력규준에 정해져 있는 값에 1.35배를 곱해서 사용하기 때문에 약식변환에 대한 방정식은 $k_{D, LSD}\phi R_k = k_{D, ASD}R_{nom}$ 이라고 하였다. 정식변환에서는 현존하는 허용응력규준은 전혀 고려의 대상이 아니며 설계 요건은 직접 신뢰도 연구를 통해 얻어지게 되는 것으로 정의하였고, 이 경우에는 최대한계상태에 대한 목표파괴값이 얻어지는 것으로서 이는 사회적으로 용인 가능한 파괴율과 최적화된 파괴율을 통해 계산되어진다고 하였다. 구조 요소에 대한 최적 파괴율은 $P_{FS, opt} \approx 0.5 V_R(C_R/C_F)$ 이며, 여기서 C_R 는 최적 구조 요소의 비용이고 C_F 는 파괴와 관련된 유효비용이다.(Leicester 1990)

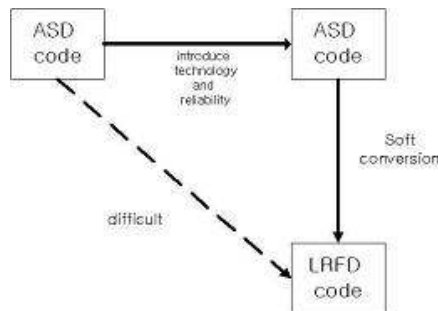


Fig. 1. Sequence of code developments.(Bodig 1991)

Table 13. Examples of formats for reliability-based codes.(Leicester 1990)

Code level	Code		Specified parameters for committee decisions
	Type of code	Specified parameters	
I	ASD	R_{norm}, S_{norm}	β
II	LSD	R_k, S_k, ϕ, γ	β, P_F
III	First order reliability	β	P_F
IV	Full reliability	$P_F, design\ life$	socio-economic factors

ASD:allowable stress design, LSD:limit state design, R_{norm}, S_{norm} :강도와 하중의 허용응력값, R_k, S_k : 강도와 하중의 특성화 값, P_F :파괴확률, β :신뢰도 지수, ϕ, γ :하중과 저항 계수

Faherty 와 Williamson(1989)에 따르면, 약식변환에 의한 하중계수와 저항계수를 선정하는 것은 LRFD의 설계계수를 선정하는 다른 방법으로서, 단순히 현행 설계 요건들을 현행 설계 요건

들과 일치하는 저항계수값 그리고 하중계수값으로 변경하는 것이라고 하였다. ACI 건축규준위원회에 의해 취해진 방법이 바로 약식변환이었다. 물론 약식변환은 신뢰도 평가가 포함되어 있지 않기 때문에 신뢰성 기반 해석에 암시되어 있는 어떠한 이점도 제공하지는 않는다. 하지만, 이러한 전환을 하는 일련의 과정이 현행 규준의 본질적인 문제인 안전 수준의 불일치를 지적해주는 것이며 또한 현행 규준에 포함되어 있는 설계 관련 가정들을 매우 명확하게 해주는 기능을 한다. ASD를 채택한 NDS의 휨부재에 대한 식을 PBD로 변환하면 $0.589(\overline{F}_b S) \geq 2.08 \overline{M}_D + 2.08 \overline{M}_L$ 가 되며 여기서, \overline{F}_b = 제재목의 평균 단기 강도를 얻기 위해 필요하도록 보정된 무결점 목재에 대한 평균 단기 휨강도(MOR). S = 단면 계수. $\overline{M}_D, \overline{M}_L$ = 공칭 고정하중 모멘트와 공칭 활하중 모멘트이며 둘다 보통의 하중 지속 조건이다. 저항 감소 계수 0.589는 변이계수를 25%로 가정 한 휨강도에 대한 5% exclusion limit값이다. 하중계수들은 보통의 하중조건(10년 기준)에 대한 값 1.6에 불확실성 1.3을 계산한 것이다. NDS의 긴 소재기둥에 변환은 $0.589(A_e \overline{E}) \geq 1.66 \overline{P}_D + 1.66 \overline{P}_L$ 가 되며 여기서, \overline{E} = 등급과 수종에 따른 평균 탄성계수이고 A_e = 좌굴에 대한 유효 기둥 면적, $\overline{P}_D, \overline{P}_L$ = 부하되는 기둥의 공칭 고정하중 및 활하중이다.(Faherty & Williamson, 1989) Nowak 와 Ritter(1995)는 ASD에서 PBD로의 약식변환에 필요한 변환 계수를 표 14과 같이 제시하였다. 또한 저항 감소 계수를 휨은 $\phi=0.85$, 전단은 $\phi=0.75$, 목리에 평행한 압축은 $\phi=0.90$, 목리에 수직인 압축은 $\phi=0.90$, 목리에 평행한 인장은 $\phi=0.80$ 이 적합하다고 제시하였다. 또한 $F = F_0 C_F C_M C_D$, $E = E_o C_M$ 임을 제시하였고 여기서, F = 적용 가능한 공칭 저항으로 각각 $F_b, F_t, F_v, F_{cp}, F_c$ 이며, F_0 =적용 가능한 기초 저항으로서 각각 $F_{b0}, F_{t0}, F_{v0}, F_{cp0}, F_{c0}$ 이고 C_F =부재의 치수나 용적에 기초한 치수 영향 계수, C_D = 데크 형식의 설계에 적용 가능한 깊이 계수, C_M = 건조 사용 조건을 보정하기 위한 함수율 계수 이고, E =공칭 탄성 계수, E_o =기초 탄성 계수이다. (Nowak & Ritter 1995)

Table 14. Conversion factors for LRFD base resistance from NDS ASD tables.

Material	Fbo	Fto	Fvo	Fcpo	Fco	Eo
Dimension lumber	2.35	2.95	3.05	1.75	1.90	0.90
Beams and stringers and post and Timbers	2.80	2.95	3.15	1.75	2.40	1.00
Glued laminated timber	2.20	2.35	2.75	1.35	1.90	0.83

(Fbo Fto Fvo Fcpo Fco Eo = 휨,인장,전단,압축수직,압축평행,탄성)

Nowak 와 Saraf(1996)는 ASD와 PBD의 변환을 설명하기 위해 두 개의 규준 AASHTO-1992 와 LRFD AASHTO01994를 비교하여 ASD에서는 $[D+L(1+I)]/S < F_b$ 이었던 설계방정식이 PBD에서는 $1.25D+1.75L(1+I) < 0.85F_b S$ 로 됨을 보였다. 여기서, D =고정하중 모멘트, L =활하중 모멘트, I =충격 계수, S =단면 계수, F_b =허용 응력(ASD)/공칭 저항(PBD)이다(Nowak & Saraf, 1996). Gromala 등(1990)은 ASD와 PBD의 형식 변환을 설명하기 위해 단순 휨 부재에 있어 기초 설계 방정식을 ASD에 해당하는 식 1과 PBD의 미국판인 LRFD의 식 2로 제시하였다. ASD : $K_d \cdot F_b \cdot S_{ASD} = (D+L)$ (Eq.1) LRFD : $\lambda \cdot \phi \cdot R_n \cdot S_{LRFD} = (1.2D+1.6L)$ (Eq.2) 여기서, K_d =ASD의 하중지속계수. F_b =허용 응력(ASD), S_{ASD} =단면계수, λ =LRFD에서의 시간효과계수, ϕ =저

항계수, R_n =공칭 저항(LRFD), S_{LRFD} =단면계수, 1.2D=계수화된 고정하중 효과(U.S. codes), 1.6L=계수화된 활하중 효과(U.S. codes)이다. 식 1과 2를 비교해 보면($S_{ASD}=S_{LRFD}$) 식 3을 얻을 수 있다. $\frac{K_d \cdot F_b}{D+L} = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot R_n}{1.2D+1.6L}$ (Eq.3) 이식을 고려하면 두 가지 설계 형식이 정확히 같은 치수의 부재를 계산해내는 경우는 오로지 한 가지 설계 사례뿐이라는 것은 명백하다. 또다른 관심거리는 설계 방정식에서 보이듯이 설계자는 신뢰성 지수를 가지고 곧바로 작업을 할 수 없다는 것이다. 사실, 대부분의 설계자는 주어진 설계상황에서 암시되는 β 의 크기조차 알지 못한다. 따라서, ϕ 만 이 설계자의 관점에서 보면 신뢰성 기초에 가시적인 연결선이 되는 것이다.(실제로, 사용 가능한 모든 구조설계 표는 계수화된 저항값을 제공하고 있으며 각 표의 각주를 제외하고는 일상 설계에서 ϕ 조차 볼 수 없다) 그림 2에 β 와 ϕ 의 관계를 표시하였다.

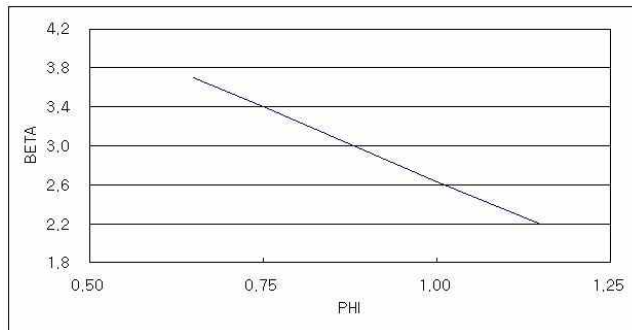


Fig. 2. Relationship between resistance factor and reliability index(Gromala 등 1990).

위의 식 1과 2를 변화가 요구되는 단면계수의 비율(S_{LRFD}/S_{ASD})로 정리하면 다음과 같이 3개의 항으로 정리할 수 있다. S_{LRFD}/S_{ASD} =하중·지속·스케일링. 여기서, 하중항은 $(1.2D+1.6L)/(D+L)$, 지속항은 K_d/λ , 스케일링항은 $F_b/(\phi \cdot R_n)$ 로 정의할 수 있다. 이 세항은 ASD와 LRFD의 차이점을 이해하는데 유용하게 도움이 될 수 있다. 하중항의 효과를 계산해보면 LRFD가 활하중대 고정하중의 비율이 낮을 경우 잇점이 되며 비율이 높을 때는 불리해짐을 알 수 있다. 이는 변이를 좀더 정확하게 정의 할 수 있을 경우 잇점을 제공할 수 있다는 LRFD에 대한 일반의 직감과 일치한다(고정하중은 활하중에 비해 예측이 쉽다). 지속항의 경우, 기존의 하중 지속계수와 새로운 시간 효과 계수의 비율을 계산 해보면 계수의 값이 1.0이 넘음을 알 수 있다. 계수의 절대값은 참고 시간의 틀이 장기하중(ASD)에서 단기하중(LRFD)로 전환했기 때문에 반드시 중요한 것은 아니다. 마지막으로, 스케일링항의 조정(calibration) 수준인데, 이항은 제공되는 ϕ 값의 크기에 대해서 뿐만 아니라 이전의 허용된 값에 대한 새로운 공칭값의 비율에 따라 달라진다.

4. 시스템 신뢰도

Foschi(1984)는 하중과 강도는 독립적인 변수가 아니며, 목구조물에 대한 안전도 평가는 사용

기간내에 발생하는 하중 이력에 대한 예측 가능한 하중 지속 거동을 필요로 하고, 따라서 실험 결과를 임의의 하중 함수에 외삽시키기 위한 수학적 모델을 필요로 한다고 하였다. 또한 경량골조 목구조에 대한 신뢰도 평가의 특징은, 대개 재료의 물성치에 큰 변이가 존재하기 때문에 단독 부재 보다는 구조시스템에 대한 관심이 중요한데, 예를 들어 실질적인 방식으로 제재목 장선의 신뢰도를 평가하기 위해서는 덮개재와 형식에 따른 파스너의 조합으로 마루 시스템 내에서의 이들의 거동을 고려해야 한다고 하였다. 하지만 지금까지 ASD 형식의 관례적인 설계방식은 덮개재나 파스너의 전체 강도나 강성에 대한 기여도를 무시해왔음을 문제점으로 지적하였다.(Foschi 1984) Faherty 와 Williamson(1989)에 따르면 PBD의 개발에 있어 대부분의 기준은 단독부재에 대한 목적으로 진행되어 왔으며, 단독부재의 신뢰성을 규제하는데 사용된 개념은 통상의 설계 주의 사항과 시공 기법을 사용한다면 구조 시스템의 신뢰도도 적절히 규제할 수는 있다고 하였다. 이것은 전신주나 송신타워 그리고 경간이 큰 철골구조와 같은 기둥-보 구조물의 경우에는 적합하지만 경량골조 목구조주택의 경우에는 적합하지 않으며, 경량골조 주택의 여러 구조체들은 설계 계산에서 얻어진 값과는 다른 복잡한 상호작용과 복합체 거동을 나타내므로 이를 고려한 시스템 차원의 해석이 필요하다고 하였다.(Faherty & Williamson 1989)

Fischi(1990)에 의하면 경량목구조 설계에서 중요한 점은 시스템 계수 또는 하중 나눔 계수이다. 이는 반복 부재를 사용하는 구조물의 해석에 반드시 적용되어야 하는 것으로, 두 가지를 고려해야 하는데 두 가지란 여분의 부재가 발휘하는 복합거동(composite behaviour)과 약한 요소가 가장 응력을 많이 받는 곳에 위치할 확률의 실질적인 감소이다. 전통적으로 이 계수는 1.10에서 1.15사이였지만, 모든 경우에 확립적으로 적용하기에는 적합하지 않았다. 하지만 수치해석적 연구 등을 통해 캐나다에서는 1.40이 적합하다고 결론 내렸다. 캐나다에서는 1985년에 기존의 ASD에 근거한 목구조 기준을 LSD 기준으로 약식변환을 실시하였다. 기존의 설계법과 동일한 결과를 얻을 수 있도록 기존과 동일한 하중지속 계수와 시스템 계수를 사용하였다. 이를 위해 성능 계수는 0.70으로 고정시켰다. 적설하중의 경우에는 하중지속 계수가 1.15이고 시스템 계수 역시 1.15이며, 특성 강도는 5th-% R_0 였다. 따라서 1985년에는 설계 방정식의 오른쪽 항이 단독부재는 $0.70 \times R_0 \times 1.15 = 0.81R_0$ 였고 시스템에서는 $0.70 \times R_0 \times 1.15 \times 1.15 = 0.93R_0$ 였다. 하지만 1990년도 기준에서는 평균적인 신뢰도 수준 β 가 2.6일 때 적설하중에 대한 하중지속 계수가 0.80이고 시스템 계수가 1.40, 저항 계수 ϕ 는 0.90이었다. 따라서 오른쪽 항은 단독부재는 $0.90 \times R_0 \times 0.80 = 0.72R_0$ 였고 시스템에서는 $0.90 \times R_0 \times 0.80 \times 1.40 = 1.0R_0$ 였다. 일견하기에 단독부재는 약간 불리해지고 시스템에 대한 설계는 어느 정도 여유분을 준 것처럼 보인다. 하지만 분포하중에 대해, 설계 응력의 10% 정도 차이는 겨우 경간 길이의 5% 정도의 차이를 의미한다. 따라서 통상의 주택에 대한 전체적인 설계에서는 큰 변화가 없었다.(Foschi 1990)

Bodig(1991)은 경량목재골조건축에서 특히 중요한 시스템거동은 이 구조물의 거동이 하중 나눔 효과 그리고 부재와 덮개재료간의 부분적 복합체 양식에 영향 받기 때문이며, 허용응력 설계에서는 이로 인해 세 개이상의 부재가 반복적으로 사용되면 15%의 허용 휨 응력을 증가시켜서 설계에 반영하고 있다고 하였다. 따라서, PBD에서도 단독부재와는 달리 시스템내의 부재에 대한 설계 강도는 $\psi\lambda\phi R_n$ 이 되어야 하며, 여기서 ψ 라는 시스템 효과가 포함되어야 함을 강조하였다.(Bodig 1991)

Folz 와 Foschi(1988)에 의하면 마루나 평지붕 같은 경량골조 목구조 시스템은 대개 단순 보

방정식을 사용하여 설계하며, 캐나다와 많은 나라들에서는 PBD를 반영하여 기존의 단순 보 방정식은 그대로 유지하되 계수화된 하중과 저항 개념을 사용하여 규준을 갱신하고 있다고 하였다. 경량골조 목구조물의 신뢰도를 산정할 때 주의할 점은 목재 성질의 큰 변이로 인해 해석의 초점을 단일 구조 요소보다는 전체 시스템에 맞추어야 한다는 것이다. 이때 덮개재의 판작용(plate action)과 덮개재와 장선 사이의 비강성접합부 그리고 시스템의 역학적 성질의 변이를 충분히 고려해야 한다. 덮개재는 합판, 장선은 제재목, 장선과 덮개재 파스너는 못과 접착제로 구성된 마루를 가정 했을 때 최대 한계 상태 설계 방정식은 $K_S \phi R_0 = \alpha_D G_D D_n + \alpha_Q G_Q Q_n$ 가 되며 여기서, D_n, Q_n 은 공칭 고정하중과 활하중이고, α_D, α_Q 는 하중계수, G_D, G_Q 는 하중을 응력으로 변환해주는 기하계수, K_S 는 시스템 수정 계수, ϕ 는 저항 계수, R_0 는 특성화 휨강도(단위는 힘/면적)이다. 이 식에서 K_S 를 1로 놓으면 단일 휨 부재에 대한 설계 방정식이 된다. 캐나다에서는 고정하중 계수와 활하중 계수를 각각 1.25와 1.50의 고정값을 사용한다. 특성화 강도값은 단기 강도값 분포의 5th-%값이다. 기하계수값은 하중의 종류와 부재의 지지조건에 따라 달라진다.(Folz & Foschi 1988)

Rosowsky 등(1996)은, 부재가 평형하게 배치된 목재 마루의 구조해석 모델에 부재의 크립 효과를 포함하여 사용성(serviceability) 한계 상태에 대한 안전도 해석을 실시함으로써 단독부재와 시스템간의 PBD 차이를 설명하였다. 모델은 점탄성 재료 모델을 채택했으며 몬테카를로 시뮬레이션을 사용하여 한계상태 파괴확률을 계산하였다. 그들에 따르면, 목재 장선 마루 시스템에서, 덮개재나 데크에 부하되는 하중은 장선에 수직인 방향으로 덮개재의 탄성적 강성의 기능으로 인해 장선들로 확산되어 분산된다. 덮개재는 장선에 대해 수직인 방향으로 장선위로 넓고 폭이 좁은 연속 보의 형태를 띈다. 이러한 연속보는 하중을 분산시키는 기능을 한다. 실제 현장에서는 덮개재가 유한한 치수로 쓰이기 때문에 덮개재 사이에 빈틈이 존재한다. 빈틈이 처짐량과 층사이의 접합철물의 힘의 크기와 분산, 그리고 장선과 덮개재의 응력에 영향하기 때문에 빈틈의 강성, 개수, 위치, 분산정도가 평형하게 배열된 목구조시스템(마루 등)의 성능에 크게 영향을 끼칠 수 있다. 따라서 빈틈의 분산정도와 강성은 이론적인 구조시스템 모델에 반드시 고려되어야 한다. 또한 목재는 장기하중하에서 계속적이며 추가적인 처짐을 나타낸다. 평형하게 부재가 배치된 목재 시스템내에서의 장선과 덮개재, 그리고 접합부간의 미세한 크립 거동은 시간이 흐를수록 평형하게 부재가 배치된 구조물의 시스템 거동에 영향을 끼친다. 흔히 알려진 바로는 부재가 평형하게 배치된 목재 시스템내에서 장선의 탄성적 성질의 변이는 부하되는 하중을 장선간에 즉시적으로 분산시키는 역할을 하게 된다. 이러한 탄성적 하중-분산력은 상당 부분 덮개재의 휨강성이나 하중 양식, 장선간의 상대적인 강성에 따라 결정된다. 목조건축에 관한 ASD의 기본 형식을 다룬 NDS는 이러한 유효한 시스템적 효과에 대해 경험적으로 반복(repetitive)부재의 경우, 예를 들어, 마루 시스템 같은 곳에 사용되는 장선의 경우 15% 정도의 공칭 허용응력을 증가시켜 주고 있다. 이러한 탄성적 하중 분산 반응 다음으로 부재가 평형하게 배치된 목재 시스템내에서 장선의 점탄성적 성질의 변이는 부하되는 하중을 시간이 흐름에 따라 하중을 재 분산 시키는 기능을 수행한다. 만일 어떤 구조물이 시간의존성 성질이 없는 재료로 만들어진 경우의 신뢰성 해석은 오로지 하중의 극한값의 분포만 알면 된다. 하지만, 점탄성 재료나 시스템의 신뢰성 해석을 위해서는, 하중은 반드시 통계적 절차를 따라 모델화되어야 하며 이는 이들 구조물의 구조적 반응이 시간의존성이기 때문이다.(Rosowsky 등 1996)

5. PBD의 미래와 결론

ASD에서 PBD로의 전환이 가장 중요한 것이지만 추가적으로 PBD의 채택과 발전을 위해서 고려해야 할 몇 가지 사항들이 있다. 우선, PBD와 기존의 ASD와의 가장 현저한 차이점은 자료를 확률론적으로 사용하느냐 확률적으로 사용하느냐 이다. 즉 기존의 확률론적 자료 처리의 결과인 평균값을 더 이상 신뢰하지 않고 자료를 확률분포와 확률변수로 처리하는 PBD의 성격상 자료의 개수가 많으면 많을수록 정확한 해석과 설계가 가능하다. 따라서 국가적 차원에서의 강도 자료 및 하중 자료를 체계화하여 데이터베이스화 하는 것이 가정 선결 문제이다. 또한 PBD의 경우 자료를 누적분포로 체계화하여 분포의 아래쪽 자료를 설계에 사용하는데 이때 어떤 확률분포를 취하느냐가 신뢰도에 상당한 영향을 끼친다.(Gromala 등 1990) 앞에서도 자료의 양이 충분해야 함을 기술하였지만 적은 개수의 자료 세트에 대해 통계적인 기초에 따라 분포를 선택하게 되면 현실적으로 잘못된 결정을 하기 쉽다. 단순한 시각적 점검으로는 어떤 분포가 저 적합한 것인지 판단하기 어려울 수 있기 때문이다.(Gromala 등 1990) 따라서, PBD를 적용하기 위해서는 충분한 양의 자료를 확보해서 확률 이론을 적용해야 하며 지속적으로 새로운 자료를 취합하여 국가차원에서 데이터베이스화를 실시해야 신뢰도가 상승된다.

앞에서 시스템 신뢰도에 대해 기술하였지만 추가적으로 고려해야 할 부분이 있다.(Fosch 1990) 사용성 한계 상태에서 기존의 최대 정적 처짐에 대한 것뿐만 아니라 진동 기준에서의 한계상태도 고려해야 한다는 것이다. 특히 거주하는 사람으로 인한 진동 반응은 여전히 논점이 되고 있으며, 이는 마루의 경량으로 인해 거주자와 마루의 거동에 대한 동적 반응이 상호 결부되기 때문에 아주 중요하다. 또 하나의 중요한 연구 분야는 기동에 대한 부분이다. 목재는 인장에서는 탄성과 취성이 우선적으로 고려되고 압축에서는 탄-소성이 고려되어야 정확한 해석 및 설계가 가능하다. 기동의 신뢰도는 제안된 설계 방정식과 유한요소 수치 해석을 통해 얻을 수 있는 기동의 실제 하중 지지 성능과의 연결되어서 연구되고 있는데, 이때 정확한 유한요소 해석을 위해서는 재료의 기하학적 성질뿐만 아니라 재료의 비선형성까지도 충분히 고려되어야 정확한 결과를 얻을 수 있을 것이다. 모든 목구조 분야에서 접합부가 중요하듯이 PBD에서도 접합부는 다양한 파괴모드를 나타내기 때문에 정확한 접합부에 대한 신뢰도 규준이 미흡하다. 접합부 역시 유한요소 수치해석법의 도움을 받아야 정확한 결과를 얻을 수 있을 것이다. 지진과 풍하중에 대한 규준 역시 아직은 미흡한 단계이며 공학목재들에 대한 규준 역시 전체적으로 하나의 그룹으로 묶여서 다루어지고 있어 개선할 점이 있으며 다른 구조물들과 달리 목구조물은 급격한 붕괴나 파괴를 보이지 않기 때문에 들보의 점진적인 붕괴에 따른 하중 지지 성능을 예측할 수 있는 모델의 개발 역시 절실하다. 주목해야 할 것은 PBD가 단순히 구조부재의 치수를 선정하는 새로운 구조설계 절차만이 아니라 공학적 용도로의 좀더 신뢰성 있는 목제품의 개발을 선도할 수 있는 산업용 도구로 보아야 한다는 것이다. PBD에서 언급되는 장점 중 하나가 바로 의사소통을 원활하게 해준다는 것이다. 다루는 구조물의 종류나 건축재료들에 대해 독립적으로 생각하고 추측하고 판단할 수 있다는 것이 바로 PBD의 최대 장점인 것이다.

6. 참고문헌

- 장상식 and Bryan Walford. 2008. 뉴질랜드 목조건축 매뉴얼.
- Andrzej S. Nowak and Michael A. Ritter. 1995. Load and Resistance Factor Design Code for Wood Bridges. Proceedings of 4th International bridge engineering conference. 351-357.
- Andrzej S. Nowak and Vijay Saraf. 1996. Reliability Analysis of Plank Decks for Bridges. National conference on wood transportation structures. 225-231.
- Australian/New Zealand standard. Timber - structural products - strength and stiffness evaluation. part2:Sawn timber. AS/NZS 4063:1992.
- Bob Leicester. Global harmonization of timber engineering codes and standards, Australia. 1994.
- Borg Madsen. 1992. Structural behavior of timber. Timber Engineering Ltd.
- Bruce Ellingwood. 1982. Probability based load criteria:Load factors and load combination. ASCE. Vol. 108: 978-997.
- Bryan Folz. and Ricardo O. Foschi. 1988. Reliability-based design of wood structural systems. J. of the structural engineering. Vol. 115, No7:1666-1680.
- Canadian Wood Council. Introduction to wood design. 2005. Ch. 2
- Chen Wai-Fah. 1999. Structural Engineering Handbook. CRC Press LLC. Ch. 26
- David S. Gromala., Donald J. Sharp., David G. Pollock., and James R. Goodman. 1990. Load and Resistant Factor Design for Wood: The New U.S. Wood Design Specification. International Timber Engineering Conference. Tokyo. Oct. Vol 1:311-318.
- David S. Gromala, P. E. 1996. Implementation of Load and Resistance Factor Design in the United States. Proceeding of the International Wood Engineering Conference. New Orleans, Louisiana, USA. 1996. Oct. Vol. 3:40-47.
- David V. Rosowsky., Kenneth J. Fridley., Pyoyoon Hong.1996. Reliability-based system factor for serviceability design of wood floors. Wood and Fiber Science 28(3):356-368.
- James R. Goodman, Zsolt Kovacs, Jozsef Bodig. 1981. Code comparisons of Factor Design for Wood. J. of the Structural Div., ASCE, Vol. 107, ST8:1511-1527
- Joseph F. Murphy. 1988. LRFD for engineered wood construction. ASCE.
- Keith Crews and Michael Ritter. 1996. Development of Limit States Design Procedures for Timber Bridges. National conference on wood transportation structures. 292-300.
- Keith F. Faherty & Thomas G. Williamson. 1989. Wood Engineering and construction handbook. Chapter. 12. McGraw-Hill, Inc.
- R.H. Leicester. 1990. On developing an Australian limit states code. 1990 International timber engineering conference. 12-20.
- Ricardo O. Foschi. 1984. Reliability of wood structural systems. J. of Structural Engineering., ASCE, Vol. 110, NO12:2995-3013.
- Ricardo O. Foschi, 1990, Reliability based design in timber engineering. 1990 International timber engineering conference. 1-5.
- R.O. Foschi · B.R Folz · F.Z. Yao. 1989. Reliability-based design of wood structures.

Structural research series, report No. 34. Dept. of civil engineering. University of British Columbia. Canada.

한국가구학회 연회비 안내

■ 회 장	20 만원 / 년
■ 도서관회원/기관회원	10 만원 / 년
■ 부회장	10 만원 / 년
■ 상임이사/이사	5 만원 / 년
■ 정 회 원	1 만원 / 년
■ 입 회 비	1 만원 / 년
■ 찬 조 비	무제한
➡입금계좌 : 우리은행 1006-801-312236	
➡예 금 주 : 강호양(한국가구학회)	