

WUF-W 모멘트 접합부의 변위비 기반 취약도 함수 개발

Development of Drift-Based Fragility Functions for WUF-W Moment Connection

이의재¹⁾ · 조은선²⁾ · 한상환^{3)*}

Lee, UiJae¹⁾ · Cho, EunSeon²⁾ · Han, Sang Whan^{3)*}

¹⁾한양대학교 건축공학과 석사과정, ²⁾한양대학교 건축공학과 박사후 연구원, ³⁾한양대학교 건축공학과 교수

¹⁾Graduate Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ²⁾Post-doctoral Researcher, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ³⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

Steel moment frame connections are vital in moment frames designed to resist forces transferred from adjoining beams and columns. The welded unreinforced flange-welded web (WUF-W) connection is one of the pre-qualified connections used for steel special moment frames (SMFs). This study developed drift-based fragility functions for WUF-W connections based on test data of 35 WUF-W connection specimens from ten previous experimental studies. Four different damage states were defined to calculate the fragility: onset of yielding, local buckling, strength loss, and fracture. Fragility functions were derived assuming that lognormal distribution was validated using the Kolmogorov-Smirnov (K-S) test. It was confirmed that fragility functions for WUF-W connections were accurately proposed within a specified confidence interval. The fragility functions proposed in this study exhibit smaller standard deviations compared to FEMA P58, thereby reducing the likelihood of overestimating or underestimating damage at specific drift ratios. Furthermore, these functions remain within the confidence intervals across all damage states, contributing to improved accuracy in damage analysis and loss estimation in performance-based earthquake engineering.

Key words: Steel moment frames, WUF-W connection, Damage state, Fragility function, K-S test, Confidence interval

1. 서론

철골 모멘트 골조는 모멘트 저항 성능을 통해 횡력에 저항하는 시스템으로, 비탄성 연성거동을 통한 높은 에너지 소산능력을 보유하는 것으로 알려져 있다. 중간 및 특수 모멘트 골조에 사용 가능한 사전 인증 접합부 중 하나인 WUF-W(Welded Unreinforced Flange-Welded Web) 접합부는 Ricles et al.[1]와 Lee et al.[2-3]의 실험연구에서 그 우수성이 입증되어 사전 인증 접합부로 지정되었다[4].

Fig. 1에는 WUF-W 접합부의 상세가 있다. 이 그림에 보이는 바와 같이 WUF-W 접합부는 보 플랜지와 웹 모두 기동 플랜지에 완전 용입 그루브 용접으로 접합하여 기동면과 가까운 보에서 소성힌지가 발생하도록 유도한다.

접합부를 포함한 부재의 설계는 전통적으로 붕괴방지에 대한 성능 목표에만 집중하여 설계하여 왔는데, 최근 다양한 연구를 통해 성능기반 내진 설

계(Performance-Based Seismic Design, PBSO)의 개념이 도입되고 있다. 특히 PBSO에서는 건물의 의도된 내진 성능 목표를 지정함으로써 구조물의 안전성과 기능 유지, 그리고 경제성까지 모두 만족시키는 방향으로 발전되고 있다[5-10].

성능기반 내진설계의 목표는 구조물의 시스템 성능 수준을 확률적으로 평가하여, 지진 발생 시 구조물이 겪을 수 있는 손상, 수리비용, 가동 중단 시간 및 인명 피해 등을 예측하는 것으로도 정할 수 있다[7]. 이를 위해서는 지진 하중에 대한 구조물의 응답을 공학적 요구 매개변수(Engineering Demand Parameters, EDP)로 측정하고, 이로부터 발생할 수 있는 손상을 예측하는 것이 필수적이다. 취약도 함수는 이러한 EDP와 손상 수준 사이의 관계를 확률적으로 나타내며, 부재가 특정 손상 수준에 도달할 확률을 예측하는 데 사용된다. 이는 손상 분석(damage analysis) 단계에서 사용되어, 특정 부재가 주어진 지진 하중에 대해 어떤 손상 수준에 도달할지를 평가하고, 이후 손실 분석(loss analysis)에서 개별 구조물의 경제적 손실, 인명 피해, 그리고 복구 시간 등과 같은 내진성능을 평가하는 데 활용된다.

FEMA P-58[11]은 다양한 구조적 및 비구조적 부재의 취약성을 정의하

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan@hanyang.ac.kr

(Received October 3, 2024; Revised October 21, 2024; Accepted October 21, 2024)

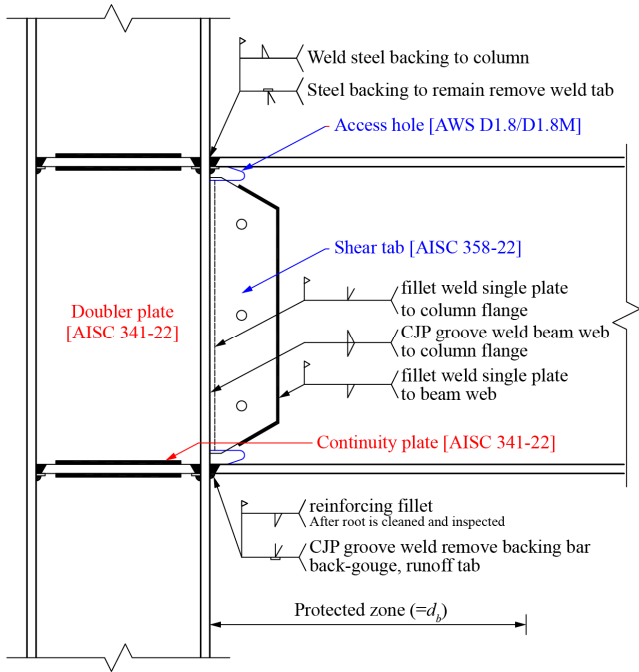


Fig. 1. WUF-W moment connection

고, 구조 부재의 수리 비용, 시간, 및 환경 영향을 평가하기 위한 데이터베이스를 제공하고 있다. FEMA P58 Fragility Database는 노스리지 지진 전후와 RBS(Reduced beam section)와 other-than RBS로 구분하여 손상 수준별 매개변수를 제시하고 있다. 하지만, 이 제공한 식은 개별적인 접합부 형식에 제안된 것이 아니어서 각 접합부의 특성에 따라 그 예측 결과 값이 정확하지 않을 수 있다. 기존 연구에서도 실험 및 해석 연구를 통하여 RBS와 WUF-W 접합부의 거동이 서로 상이할 뿐 아니라 성능에 큰 차이가 있다고 보고하고 있다[1, 12-14]. 따라서 철골 특수 모멘트 골조의 내진성능평가를 정확히 수행하려면, 사용하는 각 부재에 대한 적절한 취약도 함수를 구축하는 것이 중요하다.

본 연구에서는 특수모멘트와 중간모멘트 골조에서 사용할 수 있도록 허용된 WUF-W 접합부에 대하여 변위비 기반 취약도 함수를 구축하고자 한다.

2. WUF-W 접합부 데이터베이스

본 연구에서는 WUF-W 접합부의 취약도 곡선을 구축하기 위해 10개의 기존 연구로부터 총 35개의 실험체를 수집하였다.

Ricles et al.[1]은 개선된 용접 상세를 가진 6개의 외부와 5개의 내부 WUF-W 접합부 실험을 수행하였다. 모든 접합부의 용접은 최소 노치 인성 기준을 만족하며, 선행연구를 기반으로 개선된 액세스 홀 형상을 갖는다. 주요 변수는 보 부착 상세와 패널존 강도비에 있으며, 본 논문에서는 해당 실험체(T1, T5, T6, C1, C2, C3 and C4) 만을 고려하였다. Han et al.[16]은 외부 접합부 4개를 보 깊이와 패널존 강도비를 변수로 반복 가력 실험을 수행하였다. 보 치이 700 mm인 실험체(D700-B와 D700-S)는 기준에서 제시하는 특수 모멘트 골조 보-기둥 접합부의 요구사항을 모두 만족하는 것으로 확인하였으니, 보 치이 900 mm인 실험체(D900-B와 D900-S)는 조기 파단이 발생하였다. 이러한 원인이 액세스 홀 전이 기율기에 의한 영향인 것으로

평가되어 Han et al.[17-18]은 동일한 부재에 대해 이를 변수로 실험을 수행하였다. Shin[19]에서는 총 10개의 반복가력 실험을 통해 철골 모멘트 골조 접합부의 비탄성 주기적 거동을 조사하였다. 패널존 강도비, 기둥 및 보의 크기, 보-기둥 접합 세부사항, 기둥 축 인장 응력의 고려 여부가 주요 변수이다. 이때, 보와 기둥이 볼트로 접합된 UT07 실험체는 고려대상이 아니기에 데이터베이스에 추가하지 않았다. Reynold and Uang[20]은 철골 특수 모멘트 골조의 내진 성능을 개선하기 위해, 경제적인 연속판과 보강판 용접 세부 사항의 효율성을 평가하는 실험연구를 수행하였다. Hernández et al. [21]는 기둥의 강축과 약축에 보가 부착되었을 때의 주기적 거동을 평가하기 위해 6개의 보-기둥 접합부에 대한 실험을 수행하였다. 마찬가지로, 약축에 대한 실험연구는 연구의 범위에서 벗어나기에 데이터 베이스에 포함하지 않았다. Skiadopoulos et al.[22]은 약패널존 상세를 갖는 두 개의 동일한 용접 접합부에 대해 하중이력을 변수로 실험연구를 수행하였다. 실험체별로 일반적으로 사용되는 SAC loading protocol, SAC near-fault asymmetric 과 collapse-consistent가 결합된 하중이력이 적용되었다. 수집된 실험체의 실험체 명과 사용된 보, 기둥의 단면 및 재료 물성치 등을 Table 1에 정리하였다. 수집된 실험체의 매개변수 범위는 다음과 같다.

- 기둥 부재의 항복강도: $295 \leq F_{yc}$ (MPa) ≤ 650
- 보 부재의 항복강도: $235 \leq F_{yb}$ (MPa) ≤ 345
- 기둥 플랜지의 두께: $11 \leq t_{cf}$ (mm) ≤ 25
- 기둥의 폭두께비: $4.55 \leq h/t_p \leq 56.83$
- 보의 유효 경간비: $0.75 \leq L/d \leq 15.10$
- 접합부의 패널존 강도비: $0.66 \leq \frac{\Phi R_n}{R_u} \leq 1.45$
- 접합부의 모멘트강도비: $0.77 \leq \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \leq 2.29$

여기서, ΦR_n 와 R_u 는 각각 패널존의 설계 전단강도와 요구 전단강도를 의미하며, $\sum M_{pc}$ 와 $\sum M_{pb}$ 는 각각 기둥과 보에 발생하는 모멘트의 합을 의미한다. 결론적으로, $\frac{\Phi R_n}{R_u}$ 는 패널존 강도비에 관한 것이며, $\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$ 는 강기둥-약보 조건을 만족하는지를 평가하는 지표이다.

3. 손상수준 정의

본 연구에서는 취약도 곡선을 작성하기 위해 앞서 수집한 데이터베이스를 기반으로 손상수준을 정의하고자 한다. 일반적으로 구조물이나 구조부재가 지진하중을 받았을 때의 변형, 응답 또는 손상을 예측하고 평가하는데 공학적 요구 매개변수(Engineering demand parameter, EDP)가 사용된다. 대표적인 지표로는 층간변위비(Inter-story drift ratio, IDR), 층가속도(Peak floor acceleration, PFA), 층속도(Peak floor velocity, PFV) 및 잔류변위비(Residual drift ratio, RDR) 등이 있다[11]. 현행 기준에서는 층간변위각을 활용하여 구조물의 성능 목표를 설정하고 설계 기준을 준수하도록 요구하고 있으며, 해당 지표는 구조부재의 변형 상태를 직접적으로 나타내기 때문에 부재의 손상 수준을 예측하는데 적합한 지표이다[9-10]. 따

Table 1. Database of WUF-W connections

No.	Specimen	Type	Column			Beam				Panel zone	$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$	$\frac{\Phi R_n}{R_u}$	
			Section	F_{yc} [MPa]	$F_{yc,mea}$ [MPa]	L_c [mm]	Section	F_{yb} [MPa]	$F_{yb,mea}$ [MPa]				L_b [mm]
1	T1	Exterior	W14X311	345	372	3962	W36X150	345	386	4496	0	1.51	0.95
2	T5	Exterior	W14X311	345	372	3962	W36X150	345	386	4496	13	1.51	1.21
3	T6	Exterior	W14X311	345	372	3962	W36X150	345	386	4496	13	1.51	1.21
4	C1	Interior	W14X398	345	372	3962	W36X150	345	393	4496	38	1.08	1.09
5	C2	Interior	W14X398	345	372	3962	W36X150	345	393	4496	38	1.08	1.09
6	C3	Interior	W27X258	345	365	3962	W36X150	345	386	4496	32	1.10	1.06
7	C4	Interior	W27X258	345	365	3988	W36X150	345	386	4496	32	1.10	1.06
8	CR1	Interior	W14X283	345	349	4343	W24X94	345	349	3556	0	1.45	0.72
9	CR2	Interior	W14X193	345	345	4343	W24X94	345	349	3556	16	1.00	0.66
10	CR3	Interior	W14X176	345	380	4343	W24X94	345	374	3556	25	0.92	0.74
11	CR5	Interior	W14X145	345	390	4343	W24X94	345	349	3556	32	0.77	0.74
12	WC	Exterior	H344X354X16X16	315	395	4000	W588X300X12X20	235	276	3500	16	1.02	0.89
13	D700-H	Exterior	H400X400X15X20	650	770	4000	H692X300X13X20	235	395	3450	0	2.29	1.05
14	D900-H	Exterior	H400X400X17.6X20	650	772	4000	H890X299X15X23	235	334	3450	0	1.59	1.03
15	D700-B	Exterior	H428X407X20X35	315	349	4000	H692X300X13X20	235	320	3450	8	2.00	1.07
16	D700-S	Exterior	H428X407X20X35	315	357	4000	H692X300X13X20	235	329	3450	16	2.00	1.33
17	D900-B	Exterior	H458X417X30X50	315	340	4000	H890X299X15X23	235	319	3450	0	1.96	1.14
18	D900-S	Exterior	H458X417X30X50	315	347	4000	H890X299X15X23	235	312	3450	10	1.96	1.45
19	D900-SA	Exterior	H458X417X30X50	315	386	4000	H890X299X15X23	235	327	3450	10	1.96	1.45
20	UT01	Interior	W33X263	345	389	5121	W30X108	345	407	4526	0	1.91	0.66
21	UT02	Interior	W33X263	345	389	5121	W30X108	345	407	4526	13	1.91	1.00
22	UT03	Interior	W33X263	345	389	5121	W30X108	345	407	4526	25	1.91	1.33
23	UT04	Interior	W14X398	345	348	5121	W36X150	345	400	4526	0	1.08	0.67
24	UT05	Interior	W14X398	345	348	5121	W36X150	345	400	4526	25	1.03	0.89
25	UT06	Interior	W14X398	345	345	5121	W36X150	345	400	4526	57	1.03	1.21
26	UT08	Interior	W12X106	345	379	5121	W24X55	345	376	4526	16	0.88	0.66
27	UT09	Interior	W12X106	345	379	5121	W24X55	345	376	4526	16	0.88	0.66
28	UT10	Interior	W12X106	345	379	5121	W24X55	345	376	4526	16	0.88	0.66
29	W1	Interior	W27X258	345	362	4877	W36X150	345	360	4515	32	1.06	1.00
30	W2	Interior	W27X217	345	411	4877	W33X141	345	378	4515	38	1.00	1.04
31	W3	Interior	W24X207	345	402	4877	W30X116	345	388	4515	25	1.12	0.92
32	W4	Interior	W24X162	345	395	4877	W24X94	345	369	4515	32	1.24	1.06
33	CTP-1	Exterior	W18X40	345	-	2767	W16X31	345	-	2540	0	1.73	0.80
34	CTP-2	Exterior	W18X40	345	-	2767	W16X31	345	-	2540	0	1.73	0.80
35	Specimen 1	Interior	H498X432X45X70	295	368	3430	H650X300X16X25	325	363	4000	0	1.39	0.81

F_{yc} and F_{yb} : yield strength of column and beam, L_c and L_b : length of column and beam, t_{dp} : thickness of doubler plates

로서, 본 절에서는 실험체의 변위비, 즉 하중-변위 응답으로부터 손상 수준을 정의하고자 한다.

3.1 손상수준 1(Damage state 1): 경미한 손상(부재가 항복한 시점의 변위비)

다수의 선행연구에 따르면 손상수준 1을 보-기둥 접합부에서 발생하는 첫 번째 항복으로 정의하였다. 이는 패널존, 보 상하부 플랜지, 웹 어느 곳

에서 발생하는지 여부를 고려하지 않고, 부재가 항복하는 시점으로 정의된 것이다. 항복은 접합부에 비탄성 변형이 시작되는 시점으로 하중이 가해짐에 따라 중간 또는 심각한 손상으로 이어질 수 있다.

또한, 연성 거동이 시작되는 시점으로 지진하중에 대해 얼마나 효과적으로 에너지를 흡수할 수 있는지 파악하는 중요한 지표이다. 따라서, 본 연구에서는 선행연구에 따라 부재가 항복한 시점의 변위비에 도달하였을 때를 손상수준 1로 정의하였다.

Table 2. Summary of central and dispersion values of θ

Damage state	min. [rad]	max. [rad]	m_θ [rad]	μ_θ [rad]	σ_θ [rad]	δ_θ [-]	$\mu_{ln\theta}$ [rad]	$\sigma_{ln\theta}$ [rad]
DS1	0.0075	0.0114	0.0097	0.0096	0.0010	0.0995	-4.6527	0.1019
DS2	0.0169	0.0398	0.0277	0.0281	0.0062	0.2203	-3.5920	0.2171
DS3	0.0324	0.0567	0.0408	0.0428	0.0067	0.1568	-3.1619	0.1481
DS4	0.0315	0.0997	0.0516	0.0535	0.0130	0.2433	-2.9546	0.2294

3.2 손상수준 2(Damage state 2): 보통 손상(최대내력 도달한 시점에서의 변위비)

지진하중이 작용할 때 구조부재는 최대내력에 도달한 후 강도 및 강성 저하를 경험하며 횡력에 저항한다. 이는 철골 구조부재가 국부좌굴을 경험한 후 연성거동을 보이며, 반복하중에 대해 에너지를 흡수하고 이력을 발현하기 때문이다[23-24]. 지진하중을 받는 철골 구조에서 국부 좌굴이 발생하면 부재는 강성 및 강도가 감소하기 시작하지만, 연성적으로 변형을 수용하면서 어느 정도의 에너지 소산을 가능하게 한다. 이러한 연성 거동은 구조물이 더 큰 손상을 없이 붕괴를 지연시키는 역할을 하며, 좌굴 후의 변형 능력을 통해 에너지를 흡수하는 특징이 있다. 따라서 본 연구에서는 손상수준2에 해당하는 보통 손상을 국부좌굴이 발생한 시점의 변위비로 정의하였다.

3.3 손상수준 3(Damage state 3): 극심한 손상(20% 내력저하가 발생한 시점에서의 변위비)

구조 부재가 최대 내력에 도달한 후 반복적인 지진 하중을 받게 되면 저주기 피로에 의한 손상을 경험한다. 이는 큰 변형이 반복적으로 가해질 때 발생하며, 구조적 강도가 점진적으로 저하되는 원인이 되어 구조물의 전체적인 안전성을 저해하는 것은 물론 궁극적으로는 극심한 손상을 초래한다[25]. 본 연구에서는 최대강도의 20%가 저감되었을 때를 손상수준 3으로 정의하였다.

3.4 손상수준 4(Damage state 4): 파단

수집된 실험체의 파괴 모드는 매우 다양하며, 주요 파괴 형태로는 용접부 파단, 보 플랜지 열영향부 파단, 보 플랜지 용접 액세스 홀 파단, 그리고 보의 극심한 국부좌굴로 인한 연성 찢어짐 등이 관찰되었다.

파괴 모드는 각 실험체의 특성에 따라 다르게 나타나며, 이는 접합부의 세부적인 설계, 재료의 특성, 그리고 실험 조건에 따라 달라진다. 파괴모드에 대한 명확한 기준이 일관되지 않기 때문에, 통일된 접근 방식이 필요하다.

본 연구에서는 실험체가 SAC loading protocol의 모든 가력 변위 사이클을 완료하지 못하고 실험이 종료되는 시점을 파단으로 간주하였다. 이는 구조부재가 반복적인 변형에 대해 더 이상 저항할 수 없고, 강도와 성능이 상실되는 시점으로 볼 수 있기 때문에, 이 시점을 손상수준 4로 정의하였다.

추출된 개별 손상수준의 통계 값을 Table 2에 정리하였으며, 실험체별 분포를 Fig. 2에 나타냈다. FEMA P58[11]에서는 실험 결과의 분포에서 실험 조건과 실제 조건 간의 차이로 인한 불확실성을 반영한 표준편차를 고려

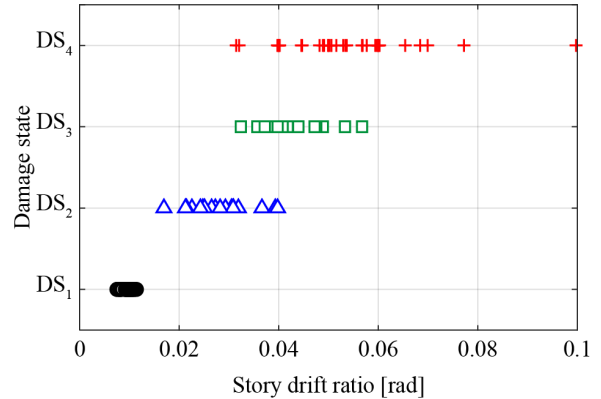


Fig. 2. Distribution of damage state

하도록 한다. 이러한 표준편차는 상대적으로 적은 실험 횟수에서 기인한 통계적 불확실성뿐만 아니라, 실험과 실제 하중 조건 간의 차이를 반영하는 요소로 작용합니다. 본 연구에서도 이러한 권장사항을 따르기 위해, 실험 데이터의 불확실성을 통계적으로 정량화하기 위해 손상수준별 표준편차를 도출하였다. 데이터의 퍼짐을 나타내는 측도인 변동계수와 표준편차를 비교했을 때, 층간변위각에 대한 표준편차와 자연대수를 취한 분산 값은 대략 0.25 이하인 것으로 평가된다.

4. 취약도 함수

취약도 함수는 공학 요구 매개변수에 따라 구조부재가 특정 손상수준에 도달하거나 넘어설 확률을 누적 분포 함수로 나타낸 것이다. 각 데이터 값에 대한 누적 확률을 추정하기 위해 각 손상 상태에 대한 변위비(θ)를 순서대로 오름차순으로 정렬한 후, 누적 분포 함수 형태로 표현할 수 있다. 이때, 변위비 데이터의 누적 분포는 식 (1)을 사용하였다.

$$P = \frac{(i - 0.5)}{n} \tag{1}$$

여기서 i 는 오름차순으로 정렬된 데이터에서 변위비가 위치하는 순서를 나타내고, n 은 수집된 데이터 샘플의 전체 개수를 의미한다. 이 방식은 첫 번째 데이터와 마지막 데이터에 0과 1의 확률을 직접 할당하지 않으며, 각 데이터 사이의 분위수 차이가 크게 발생하지 않도록 한다. 또한, 데이터의 이상치가 함수에 미치는 영향을 줄이기 위해 Chavenet 판정법[26]을 적용하여 식 (2)에 따라 계산된 누적 확률보다 현저하게 작거나 큰 데이터를 제거하였다.

$$P_{lower} = \frac{1}{2n}, P_{upper} = 1 - \frac{1}{2n} \quad (2)$$

본 연구에서는 여러 선행연구를 기반으로 5가지 확률분포에 대해 실험적으로 얻은 누적 분포 함수에 적용하여 비교하여 각 손상 수준에 대해 잘 맞는 확률 분포를 조사하였다. 손상수준 4를 대상으로 확률분포별 입력모수를 Table 3에 정리하였다.

여기서, Normal 분포는 분포의 평균값(μ)과 흩어짐 정도를 나타내는 표준편차(σ)로 정의되며, Lognormal도 이와 유사하게 IDR의 대수값에 대한 평균($\mu_{\ln\theta}$)과 표준편차($\sigma_{\ln\theta}$)를 의미한다. Gamma 분포의 경우 분포의 모양을 결정하는 형상모수(a)와 스케일을 조정하는 척도모수(b)로 정의된다. Weibull 분포도 유사하게 분포의 형상을 결정하는 모수(a)와 범위를 조정하는 모수(b)로 정의된다. Rayleigh 분포는 IDR 값이 퍼지는 정도를 결정하는 분포의 스케일(b)을 정의함으로 표현할 수 있다.

Fig. 3는 손상수준 4에 해당하는 경험적 누적 분포와 5가지 확률 분포를 비교한 것으로 Lognormal 분포를 사용할 때, 부재의 손상상태와 확률 분포가 가장 정확한 것을 확인할 수 있다. 다른 손상 수준에서도 동일하게 Lognormal이 변위비 분포를 잘 반영하는 경향을 보였다. 따라서, 본 연구에서는 식 (3)에 따라 로그 정규분포를 활용한 누적 분포 함수로 각 손상수준에 대한 취약도 함수를 구축하고자 한다.

$$P(DS \geq DS_i | \theta) = \Phi\left(\frac{\ln\theta - \mu_{\ln\theta}}{\sigma_{\ln\theta}}\right) \quad (3)$$

여기서, $P(DS \geq DS_i | \theta)$ 구조부재가 특정 변위비(θ)에 도달하거나 넘을 확률, $\mu_{\ln\theta}$ 와 $\sigma_{\ln\theta}$ 는 자연대수를 취한 변위비의 평균과 표준편차를 의미하며,

Table 3. Probability function parameters for DS4

Distribution	Function	Parameter
Normal	normcdf (IDR, μ, σ)	$\mu=0.0535, \sigma=0.0130$
Lognormal	logncdf (IDR, $\mu_{\ln\theta}, \sigma_{\ln\theta}$)	$\mu_{\ln\theta}=-2.9546, \sigma_{\ln\theta}=0.2294$
Gamma	betacdf (IDR, a, b)	$a=18.8889, b=0.0028$
Weibull	wblcdf (IDR, a, b)	$a=0.0568, b=4.0197$
Rayleigh	cdf (IDR, b)	$b=0.0389$

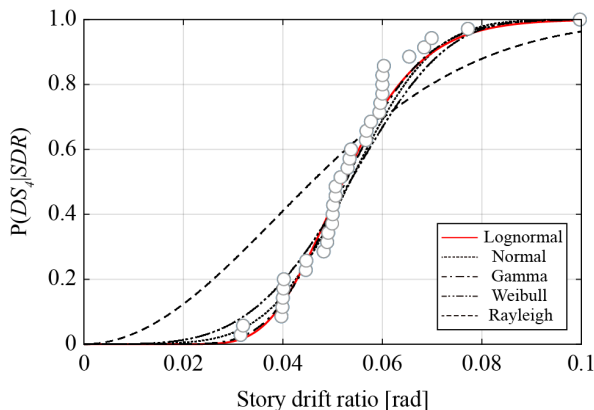


Fig. 3. Fragility curves for DS4 with different probability distributions

Φ 는 표준 누적 정규 분포를 나타낸다.

WUF-W접합부의 손상 상태(Damage State, DS)에 따른 취약도 곡선을 보다 명확하게 제시하기 위해, 모든 손상 상태를 하나의 그래프로 통합하여 Fig. 4에 나타냈다. 이를 통해 본 연구에서 도출된 취약도 곡선이 각 손상 상태에 따라 어떻게 변화하는지와 층간 변위비(Story Drift Ratio, SDR)에 따른 각 손상 상태에 도달할 확률 보다 쉽게 파악할 수 있을 것으로 기대된다.

변위비 기반으로 구축한 경험적 누적 분포 함수가 Lognormal과 같은 특정 분포와 얼마나 잘 맞는지와 적용된 분포 모형이 데이터에 적합한 형태인지 평가하기 위해 Kolmogorov-Smirnov(K-S) 검정을 수행하였다[27]. 본 연구에서는 95% 신뢰구간($\alpha=0.05$)를 기준으로 p value가 유의수준보다 작다면, 경험적 분포와 이론적 분포간에 유의미한 차이가 있다고 판단하였다.

Fig. 5에서 빨간색 점선은 K-S 검정을 의미하며, 모든 데이터가 유의수준 내에 존재하기에 로그정규분포를 가정한 취약도 함수가 데이터에 적합한 것으로 평가된다.

Ramirez et al.[28]에서는 Northridge 이전의 보-기둥 접합부에 대한 취약도 곡선을 구축한 바 있다. 판단으로 정의된 손상수준의 경우 표준편차가 0.47로 다소 높게 정의된다. WUF-W 접합부의 경우 Northridge 지진 이후 개선된 용접 상세 및 엄격한 설계 기준을 만족해야 하기에 내진성능이 보장되어 대부분의 실험체가 연성파괴의 경향을 보인다.

Table 2에서 보이는 바와 같이 표준편차가 현저히 낮은 0.23값을 갖는다. WUF-W 접합부의 손상 수준을 추정할 때 실험체 간 변동성 외에도 여러 불확실성이 존재한다. 본 연구에서는 두 가지 주요 불확실성을 고려하였다. 첫째, 한정된 샘플로부터 취약도 함수가 도출된 점, 둘째, 손상 수준의 관찰이 하중 이력의 최대값에서만 수집되었다는 점이다. 후자의 경우, 이러한 불확실성은 더 큰 변위비로의 편향을 유발할 수 있다. 따라서 하중 이력 내에서 손상수준이 발생할 가능성이 동일하다고 가정하면, 불확실성은 손상수준이 보고된 하중 이력 주기에 대해 변위 증분의 절반으로 근사화할 수 있다[23]. 또한, 앞 절에서 WUF-W 접합부의 취약도 함수가 Lognormal분포로 가정될 수 있음을 보였으므로 통계적 불확실성은 매개변수의 신뢰 구간을 확률론적 접근으로 추정하였다. Lognormal분포의 평균과 표준편차에 대한 신뢰구간은 식 (4)과 (5)로 도출된다[29].

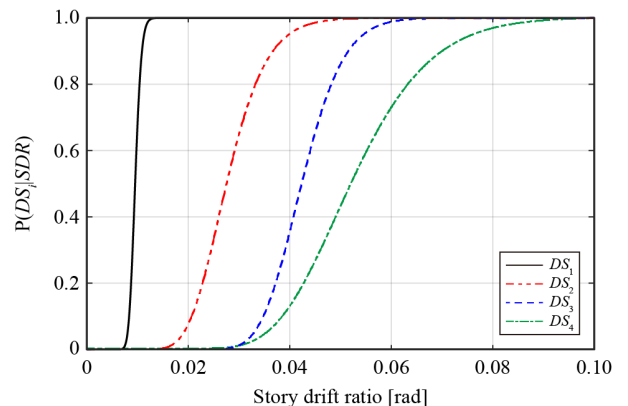


Fig. 4. Fragility curves for each damage state of WUF-W connections

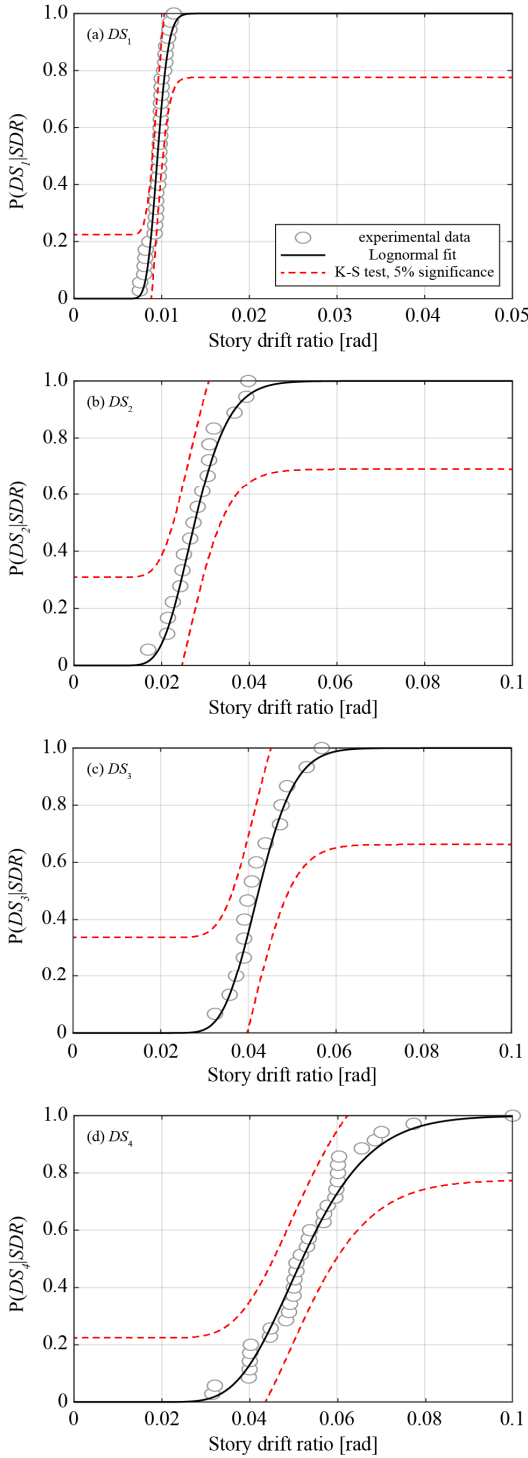


Fig. 5. Fragility functions of WUF-W for (a) DS 1; (b) DS 2; (c) DS3; (d) DS4

Table 4. Parameters of fitted lognormal distributions for the four damage states

Damage state	This study				Comparison		Reference
	μ_θ [rad]		$\sigma_{\ln\theta}$		μ_θ [rad]	$\sigma_{\ln\theta}$	
	10%	90%	10%	90%			
DS1: Yielding	0.0095	0.0100	0.0865	0.1295	0.01	0.17	[23]
DS2: Maximum strength	0.0255	0.0303	0.1754	0.3128	0.03	0.4	[11]
DS3: Strength loss	0.0382	0.0435	0.1178	0.2237	0.04	0.4	
DS4: Fracture	0.0483	0.0550	0.1947	0.2916	0.05	0.4	

$$\langle m_\theta \rangle_{1-\alpha} = \left(\bar{\theta} - \frac{\Delta_{\bar{\theta}}}{2} \right) \cdot \exp \left[\pm z_{\alpha/2} \cdot \frac{\sigma_{\ln\theta}}{\sqrt{n}} \right] \quad (4)$$

$$\langle \sigma_{\ln\theta} \rangle_{1-\alpha} = \left[\left(\frac{(n-1)\sigma_{\ln\theta}^2}{\chi_{\alpha/2, n-1}^2} \right)^{1/2} ; \left(\frac{(n-1)\sigma_{\ln\theta}^2}{\chi_{1-\alpha/2, n-1}^2} \right)^{1/2} \right] \quad (5)$$

식 (3)에서 $z_{\alpha/2}$ 는 표준 정규 분포에서 임의의 값이 $z_{\alpha/2}$ 보다 클 확률이 α 인 값, n 은 각 손상수준별 데이터의 수, $\Delta_{\bar{\theta}}$ 는 손상수준이 관측된 변위비 이전에 완료된 사이클의 증분값 평균을 나타낸다. 식 (4)에서는 $\chi_{\alpha/2, n-1}^2$ 와 $\chi_{1-\alpha/2, n-1}^2$ 는 각각 $\alpha/2$ 와 $1 - (\alpha/2)$ 의 확률을 갖는 카이제곱 역누적 분포 함수를 의미한다. 여기서, $n-1$ 은 자유도를 의미한다. 90% 신뢰구간에 대한 평균값과 표준편차 값은 손상수준 별로 Table 4에 제시되어 있으며, 구간 내에 취약도 곡선이 작성되는지 여부에 대한 평가는 Fig. 5에 나타났다.

FEMA P58[11]에서 제공하는 데이터베이스는 노스리지 지진 이후 개발된 접합부를 RBS와 RBS 외 접합부, 그리고 그 안에서 보 춤에 따라 분류하고, 이에 대한 취약도 함수의 매개변수 값을 제시하고 있다. 그러나 모든 카테고리에서 동일한 매개변수 값을 제공하고 있다.

Fig. 6에서는 Lignos et al.[23]과 FEMA P58[11]에서 제시된 취약도 함수가 본 연구에서 제시한 90% 신뢰구간 내에 위치하는지를 보여주며, 해당 함수에 대한 매개변수는 Table 4에 제시되어 있다. 여기서, FEMA P58 [11]은 DS1에 해당하는 항복에 대한 손상 수준을 별도로 정의하지 않기 때문에, Lignos et al. [23]에서 제시한 RBS 접합부의 항복 손상 수준 매개변수를 대신 사용하였다.

Fig. 6(b)와 (d)에 나타난 바와 같이, DS2 및 DS4 손상수준에 해당하는 FEMA P58[11]의 취약도 함수는 본 연구에서 제시한 신뢰구간 내에 있음을 확인할 수 있다. 그러나, Fig. 6(a)와 (c)에서 확인할 수 있듯이 일부 손상 수준에서는 신뢰구간을 벗어나는 결과를 확인할 수 있다. 이는 WUF-W 접합부의 취약도 함수가 기존 데이터베이스에서 제시하는 취약도 함수와 상이한 형태를 가진다는 것을 의미하며, 특정 변위비에서 과대 또는 과소 평가될 가능성이 있음을 나타낸다. 이에 반하여 본 연구에서 제시한 취약도 함수는 손상도 수준과 상관없이 신뢰구간 내에 있는 것을 확인할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 10개의 기존 연구에서 수집된 총 35개의 실험체를 기반으로 WUF-W 모멘트 접합부에 대한 취약도 함수를 개발하였다. 이 취약도 함수는 층간변위비를 매개변수로 하여 서로 다른 손상수준에 대하여 결정하였다. 네 가지 손상수준을 대상으로 취약도 함수를 개발하였으며, 모든 취약도

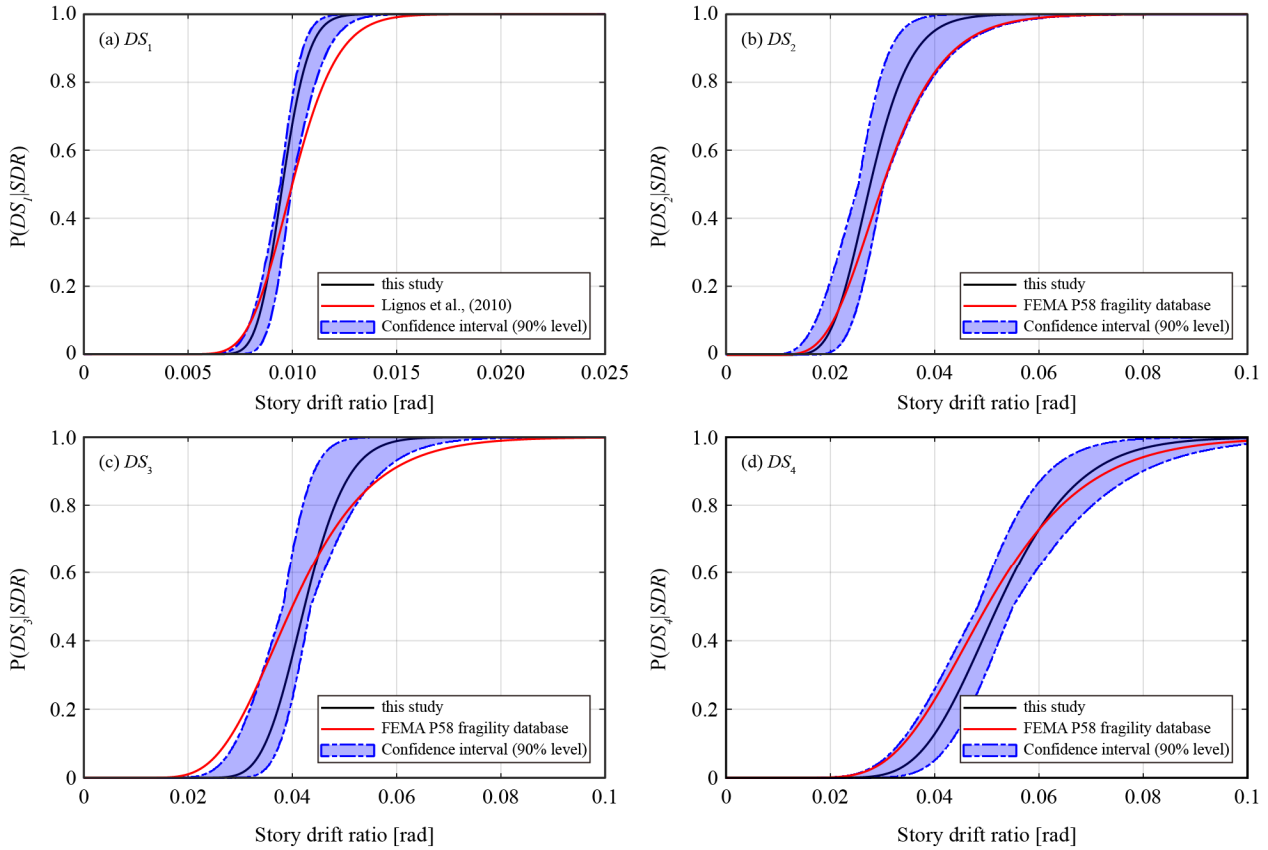


Fig. 6. Incorporating uncertainty to fragility functions of WUF-W moment connections

함수에 대수정규분포를 적용하는 것이 가장 적합한 것을 확인하였다. 본 연구에서 제시한 취약도 함수는 실험체 간 변동성 외에 두 가지 불확실성을 고려하였다. 첫째, 상대적으로 적은 실험 횟수로 인해 도출된 통계적 불확실성, 둘째, 실제 손상이 발생한 층간변위와 하중 이력 종료 시 보고된 값 간의 차이로 인한 불확실성이다.

본 연구에서는 이러한 불확실성을 모든 손상 수준에 대해 정량화하였고, 이를 바탕으로 90% 신뢰구간을 정의하였다. FEMA P58에서 제시된 취약도 함수의 경우 신뢰구간을 벗어나는 경우가 있었다. 이는 기존의 취약도 함수가 특정 변위비에서 과대 또는 과소 평가될 수 있음을 시사한다. 하지만 본 연구에서 제안한 취약도 함수는 손상수준과 상관없이 모두 신뢰구간내에 있음을 확인할 수 있었다. 또한 모든 손상수준에 대해 비교적 낮은 표준편차를 보여주었으며, 이를 통해 본 취약도 함수는 WUF=W 접합부의 성능을 보다 정확하게 평가할 수 있음을 의미하는 것이라 할 수 있다. 본 연구의 결과는 보다 정확한 손상 예측을 가능하게 하여, 성능기반 지진공학에서 구조부재의 손상 평가뿐만 아니라 손실비용 산정에서 과도한 경제적 손실을 방지하는데 중요한 역할을 할 수 있을 것으로 기대된다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 한국연구재단 과제(2020R1A2C2010548) 연구의 일환으로 수행되었음.

/ REFERENCES /

- Ricles JM, Mao C, Lu LW, Fisher JW. Inelastic cyclic testing of welded unreinforced moment connections. *J Struct Eng.* 2002; 128(4):429–440.
- Lee D, Cotton SC, Hajjar JF, Dexter RJ, Ye Y. Cyclic behavior of steel moment-resisting connections reinforced by alternative column stiffener details I. *Engineering Journal.* 2005;42(4):189–214.
- Lee D, Cotton SC, Hajjar JF, Dexter RJ, Ye Y. Cyclic behavior of steel moment-resisting connections reinforced by alternative column stiffener details II. *Engineering Journal.* 2005;42(4):215–238.
- AISC 358. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, including supplement No.1. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction; c2022.
- Ghobarah A. Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Eng Struct.* 2001;23(8):878–884.
- Moehle J, Deierlein GG. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In 13th world conference on earthquake engineering; 2004 Aug 1–6; Vancouver, B.C., Canada; 13 WCEE Secretariat; c2004 679–691.
- Porter KA. An overview of PEER's performance-based earthquake engineering methodology. In Proceedings of ninth international conference on applications of statistics and probability in civil engineering. 2003 Jul;1–8.

8. Hwang SH, Mangalathu S, Jeon JS, Quantifying the effects of long-duration earthquake ground motions on the financial losses of steel moment resisting frame buildings of varying design risk category. *Earthq Eng Struct Dyn*. 2021;50(5):1451–1468.
9. ASCE 7, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers; c2022.
10. ASCE 41, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Reston, VA: American Society of Civil Engineers; c2023.
11. FEMA P58, Seismic performance assessment of buildings. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; c2012.
12. Jones SL, Fry GT, Engelhardt MD, Experimental evaluation of cyclically loaded reduced beam section moment connections. *J Struct Eng*. 2002;128(4):441–451.
13. Zhang X, Ricles JM, Seismic behavior of reduced beam section moment connections to deep columns. *J Struct Eng*. 2006;132(3):358–367.
14. Johnson J, Sarif N, Seismic performance of fire exposed steel welded WUF–W and RBS connections. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2020 June;491(1):012–030.
15. Han SW, Kwon GU, Moon KH, Cyclic behaviour of post–Northridge WUF–B connections. *J Constr Steel Res*. 2007;63(3):365–374.
16. Han SW, Moon KH, Kim JM, Histeretic behavior of Welded Unreinforced Flange–Welded web (WUF–W) connections with high-performance steel column under cyclic loading. *Journal of the Architectural Institute of Korea Structure & Construction*. 2011;27(7):57–64.
17. Han SW, Moon KH, Jung J, Cyclic performance of welded unreinforced flange–welded web moment connections. *Earthquake Spectra*. 2014;30(4):1663–1681.
18. Han SW, Jung J, Ha SJ, Seismic performance of WUF–W moment connections according to access hole geometries. *Earthquake Spectra*. 2016;32(2):909–926.
19. Shin S, Experimental and analytical investigation of panel zone behavior in steel moment frames. Doctoral dissertation; c2017.
20. Reynolds M, Uang CM, Economical weld details and design for continuity and doubler plates in steel special moment frames. *J Struct Eng*. 2022;148(1):04021246.
21. Tapia–Hernández E, Santiago–Flores A, Guerrero–Bobadilla H, Performance of seismic steel beam–column moment joints. *Bull Earthquake Eng*. 2022;20(12):6741–6761.
22. Skiadopoulos A, Lignos DG, Arita M, Hiroshima S, Full–Scale Experiments of Cyclically Loaded Welded Moment Connections with Highly Dissipative Panel Zones and Simplified Weld Details. *J Struct Eng*. 2023;149(12):04023167.
23. Lignos DG, Kolios D, Miranda E, Fragility assessment of reduced beam section moment connections. *J Struct Eng*. 2010;136(9):1140–1150.
24. Elkady A, Ghimire S, Lignos DG, Fragility curves for wide–flange steel columns and implications for building–specific earthquake–induced loss assessment. *Earthquake Spectra*. 2018;34(3):1405–1429.
25. AISC 341, Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction; c2022.
26. Chauvenet W, *Spherical and Practical Astronomy*. Lippincott; c1863.
27. Benjamin JR, Cornell CA, *Probability, statistics, and decision for civil engineers*. Courier Corporation, New York: McGraw–Hill; c1970.
28. Ramirez CM, Lignos DG, Miranda E, Kolios D, Fragility functions for pre–Northridge welded steel moment–resisting beam–to–column connections. *Eng Struct*. 2012;45:574–584.
29. Crow EL, Davis FA, Maxfield MW, *Statistics manual*. Dover, New York; c1960.