

鋼構造建物に組み込まれた折返しブレースの必要性能に関する検討

Consideration of necessary performance of the folded brace built into steel structure building

○菊地謙太¹, 波田雅也², 北澤龍太郎¹, 竹内健一², 北嶋圭二³, 中西三和³, 安達洋⁴

* Kenta Kikuchi¹, Masaya Hada², Ryutarou Kitazawa¹, Kenichi Takeuchi², Keiji Kitajima³, Mitsukazu Nakanishi³, Hiromi Adachi⁴

Abstract: This paper clarifies necessary performance of the folded brace required at the time of an earthquake from the response analysis result and the evaluation result by the notification energy method for the steel structure building with the folded brace.

1. はじめに

本研究は、鋼構造建物に組み込まれた折返しブレース^[1]の必要性能に関するものである。本報では、折返しブレース付き鋼構造建物に対する時刻歴応答解析結果と告示エネルギー法による評価結果から、地震時に求められる折返しブレースの必要性能を明らかにする。また、得られた必要性能と実大実験結果から評価した保有性能と比較し、折返しブレースが要求性能を満足していることを確認する。

2. 時刻歴応答解析による必要性能の検討

本章では、文献[1]に示された折返しブレース付き8階建て鋼構造事務所ビルを対象として時刻歴応答解析を行い、折返しブレースの必要性能を検討する。

2.1 対象建物概要および静的荷重増分解析結果

対象建物の平面図を Fig.1 に、D 通り軸組図を Fig.2 に示す。対象建物は、8 層 3×3 スパン、平面形状 20m×20m の鋼構造建物である。折返しブレースは、各階の X (梁間) 方向に 1 構面(2 本), Y (桁行) 方向に 2 構面(4 本)ずつ合計 48 本されており、特に X 方向はブレースが少量かつ偏心配置されている。折返しブレースは、軸降伏変位が従来ブレースの 2.3~2.5 倍に増大し、座屈拘束効果を考慮して種別 BA で設計されている。建物重量と地震力を Table 1 に、荷重増分解析結果(Q-δ 関係)を Fig.3 に示す。Fig.3 より、X, Y 方向とも 1 次設計時(C₀=0.2) 時の層間変形角は R=1/200rad 程度、保有水平耐力算定時(R=1/100rad) の検定比(保有/必要)は 1.25~1.5 程度である。また、ブレース水平力分担率 β_u は X 方向: 20~30%, Y 方向: 30~50%程度である。なお、対象建物の 5~8 階に設置された折返しブレースは、先行研究^[1]で実大の構造実験を実施し、構造特性が確認されている。

2.2 解析概要および結果

時刻歴応答解析は、ユニオンシステム製のソフトウェア「3D・DynamicPRO」を用いた立体フレーム動的弾塑性応答解析とする。内部粘性減衰は、初期剛性比例型の 2%とした。検討用地震動の諸元を Table 2 に、擬似速度応答スペクトルを Fig.4 に示す。検討用地震動は、地動最大速度を 50cm/sec に基準化した観測波 3 波(ELCENTRO-NS, TAFT-EW, HACHINOHE-NS)と日本建築センター模擬波

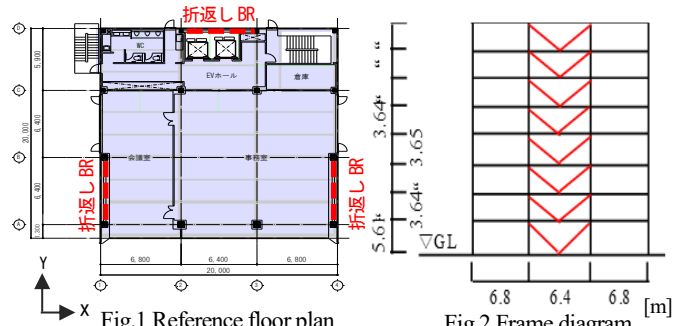


Table 1 Building weight and seismic force

階	層重量 W _i [kN]	総重量 Σ W _i [kN]	A _i	C _i	地震力 Q _i (C ₀ =0.2) [kN]	W _i /A [kN/m ²]
8	4,088	4,088	2.041	0.382	1,563	10.2
7	2,353	6,441	1.757	0.329	2,121	5.9
6	2,447	8,888	1.567	0.294	2,610	6.1
5	2,368	11,256	1.428	0.268	3,012	5.9
4	2,438	13,694	1.309	0.245	3,359	6.1
3	2,579	16,273	1.199	0.225	3,656	6.4
2	2,586	18,859	1.100	0.206	3,887	6.5
1	2,859	21,718	1.000	0.187	4,070	7.1

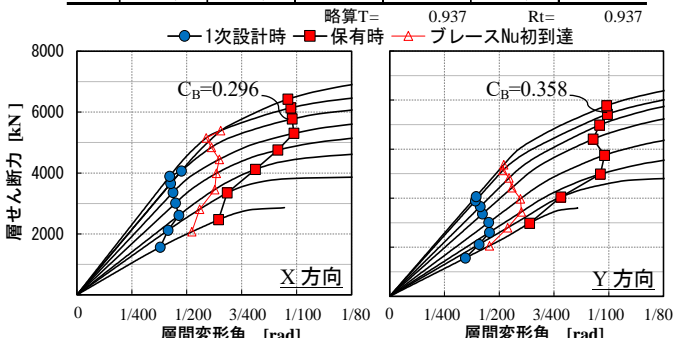
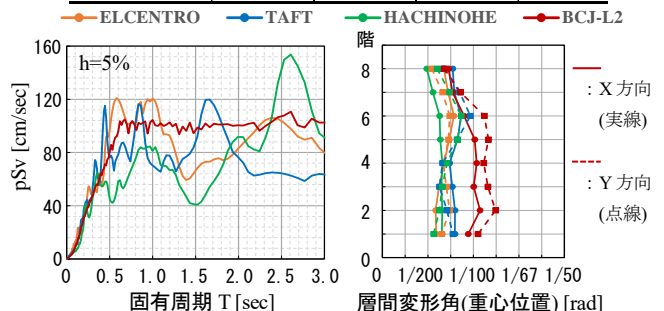


Table 2 Seismic ground motion specifications for examination

名称	継続時間 [sec]	最大加速度 [cm/sec ²]	最大速度 [cm/sec]	備考
ELCENTRO-NS	54	510	50	観測波
TAFT-EW	54	497	50	
HACHINOHE-NS	234	352	50	
BCJ-L2	120	356	55	模擬波



1:日大理工・院(前)・海建 2:青木あすなる建設株式会社 3:日大理工・教員・海建 4:日大・名誉教授

(BCJ-L2)を用いた。解析の結果、各階の最大応答層間変形角は、X、Y方向とも観測3波で1/200~1/100rad程度、BCJ-L2時で概ね1/80rad程度であった(Fig.5)。

2.3 必要性能の評価方法および結果

解析結果で得られた折返しブレース計48本の履歴曲線(軸力N-軸変位δ関係)から、文献[2]に準拠したFig.6および式(1)~式(3)の要領で、折返しブレースの必要性能(最大塑性率μと平均累積塑性変形倍率η̄、および定常ループに換算したときの繰返し回数N)を算出した。折返しブレースの必要性能の最大値をTable3に、μ-1とη̄の関係をFig.7に示す。本建物の折返しブレースは、μが1.0~3.19、η̄が1.0~17.2、Nが0.5~9.4の範囲であった。これは、既往の実験で得られた保有性能(η̄_{保有}=89)^[3]よりも十分小さな値であり、折返しブレースが要求性能を満足していることがわかった。

3. 告示エネルギー法による必要性能の検討

本章では、前章で示した8階建て事務所ビルについて、「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法(告示エネルギー法)」による計算を行い、極めて稀に発生する地震(極稀地震)に対する折返しブレースの必要性能を検討する。

3.1 折れ線モデルの設定

告示エネルギー法では、荷重増分解結果のQ-δ曲線を折れ線モデルに置換する。2階の折れ線モデルをFig.8に、各階の折れ点(δ_{ui}, Q_{ui})をTable4に示す。本検討では、ブレースが座屈せず柱梁フレームと同程度の変形レベルで降伏するという折返しブレース構造建物の特性を考慮し、フレーム部分とブレース部分を分離することなく、純ラーメン構造と同様に主架構全体(柱梁フレーム+折返しブレース)をバイリニアモデルに置換した。バイリニアモデルは、一次剛性を損傷限界時の等価剛性とし、1/80rad時のエネルギー吸収量が等価となるように降伏耐力を設定した。

3.2 極稀地震に対する検討結果

極稀地震に対する安全限界時固有周期T_s(X:1.327, Y:1.279)は固有値解析結果による損傷限界時固有周期の1.2倍とし、入力エネルギー量の速度換算値V_s=1.65m/secは略算式^[2]により算出した。極稀地震に対する検討結果をTable5に示す。折返しブレース(主架構)の必要性能は、最大塑性率μが1.13~1.76、平均累積塑性変形倍率η̄が0.26~1.52であり、保有性能(η̄_{保有}=89)より十分小さな値であった。なお、告示エネルギー法では、層としての必要性能の評価結果と部材単体の評価結果は同じである。

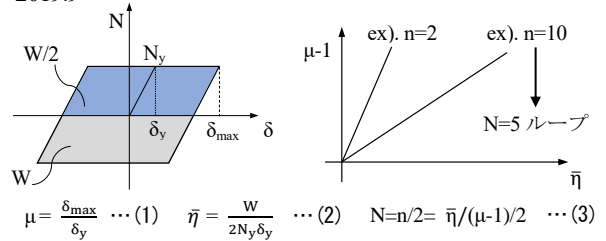
4. まとめ

本研究では、時刻歴応答解析結果および告示エネルギー法による評価結果から地震時に求められる折返しブレースの必要性能を明らかにした。また、保有性能

と比較し要求性能を満足していることを確認した。

参考文献

- [1] 北嶋, 波田ほか: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究(その1~7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.747-750, 2012.9, pp.1287-1292, 2013.9, pp.1051-1052, 2014.9, pp.1077-1078, 2015.9
- [2] 日本建築センター: エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, 2005.10
- [3] 北嶋, 波田ほか: 折返しブレースの変形性能に関する研究(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.975-978, 2019.9



μ: 塑性率 η̄: 平均累積塑性変形倍率 W: 累積塑性エネルギー吸収量(履歴面積) [kNm] N_y: 軸降伏耐力 [kN] δ_y: 軸降伏変位 [mm] δ_{max}: 最大変位 [mm] N: 繰返し回数

Fig.6 Evaluation method of required performance

Table 3 Evaluation result of required performance by time history analysis

	EL	TA	HA	BCJ
最大累積塑性エネルギー量 W [kNm]	53	94	37	406
最大塑性率μ (μ-1)	1.75 (0.75)	1.78 (0.78)	1.80 (0.80)	3.19 (2.19)
最大平均累積塑性変形倍率 η̄	2.16	3.13	1.57	17.17
繰返し回数 N	5	5	4	9

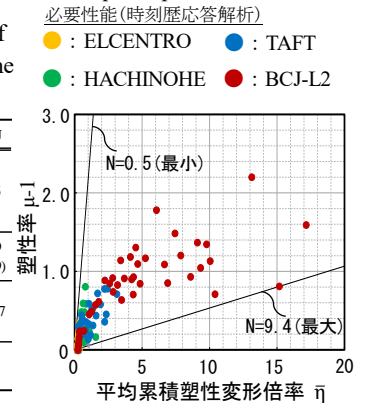


Fig.7 Relationship between μ-1 and η̄ Table 4 Calculation result of the break point

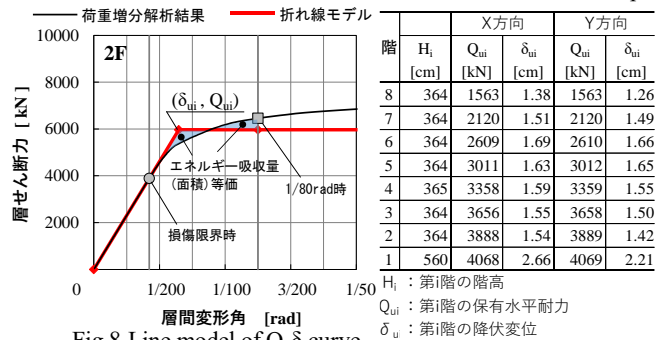


Fig.8 Line model of Q-δ curve

Table 5 Results of examination for extremely rare earthquakes

階	X方向				Y方向			
	E _{si} [kN·m]	η̄ _i	μ _i	δ _{max} /H _i [rad]	E _{si} [kN·m]	η̄ _i	μ _i	δ _{max} /H _i [rad]
8	106	0.83	1.42	1/108	59	0.26	1.13	1/108
7	137	0.69	1.34	1/102	126	0.42	1.21	1/93
6	228	0.93	1.47	1/88	257	0.77	1.38	1/81
5	314	1.29	1.65	1/86	306	0.82	1.41	1/81
4	377	1.52	1.76	1/85	295	0.74	1.37	1/88
3	377	1.42	1.71	1/90	341	0.85	1.43	1/89
2	377	1.34	1.67	1/93	379	1.01	1.50	1/92
1	612	1.16	1.58	1/85	568	0.91	1.46	1/94
Σ	2527	-	-	-	2331	-	-	-
Max	-	1.52	1.76	1/85	-	1.01	1.50	1/81

E_{si}: 第i階の必要塑性ひずみエネルギー吸収量
 η̄_i: 第i階の必要平均累積塑性変形倍率 [=E_{si}/(2*Q_{ui}*δ_{ui})]
 μ_i: 第i階の最大塑性率 [μ_i=η̄_i/n_i+1, ただしn_i=2]
 δ_{maxi}: 第i階の最大変位 [δ_{maxi}*μ_i]