

断層モデルに基づく入力波群を用いた 鋼構造ブレース架構の部材フラジリティ評価

廣石 恒二*¹

Keywords : fragility evaluation, steel brace frame, fault rupture model, seismic response analysis, HCLPF

フラジリティ評価, 鋼構造ブレース架構, 断層モデル, 地震応答解析, HCLPF

1. はじめに

相模トラフや南海トラフ沿いの巨大地震など、設計レベルを超える地震動を想定する場合には、構造部材に深刻な損傷が発生することを考慮し建物挙動を評価することが重要である。鋼構造建物が極大地震を受けた場合、ラーメン架構であれば梁部材端部の局部座屈・フランジ破断や柱部材端部の局部座屈による耐力劣化などが懸念される。また、ブレース架構であればブレース部材の座屈（全体座屈，局部座屈）およびそれに伴う破断が生じる懸念がある。ブレース架構に関して、部材の座屈や破断などの損傷挙動を評価できる部材モデルの提案は既往研究^{1)~5)}などで行われており、そのモデルを骨組モデルに組み込んだ解析による極大地震時の応答挙動評価も行われている^{3),6),7)}など。しかし、立体骨組解析事例はほとんどなく、3成分同時入力を想定した入力地震動の設定方法や、そのばらつきを考慮

した耐震性能評価方法は確立されていない。

上記を踏まえ、本報告では、鋼構造ブレース架構を対象に、多数の入力波を想定した立体骨組モデルによる地震応答解析結果から、フラジリティ評価を行った事例を報告する。解析モデルは、文献^{4),5)}で提案された部材の座屈・破断を考慮できる部材モデルを搭載した立体骨組モデルを用いる。入力条件は、断層モデルによる3成分が紐づいた入力波群を想定し、地震動特性によるばらつきを考慮する。建物の損傷は、構造ブレース部材の損傷度を指標として定義し、部材ごとのフラジリティを評価する。

2. 対象建物

3層の鋼構造ブレース架構を対象とした。対象架構外観と部材配置を図-1、図-2に示す。X方向は7スパンであり、X1通り~X5通りは3層でY方向3スパン、X5

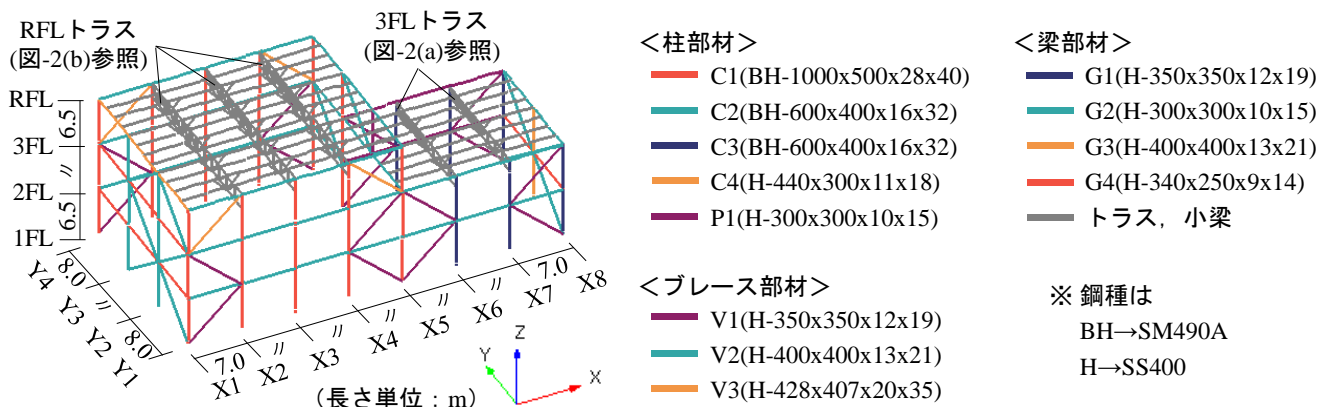


図-1 対象架構外観と部材配置
Fig.1 Appearance and member arrangement of target frame

* 1 技術センター 都市基盤技術研究部 防災研究室

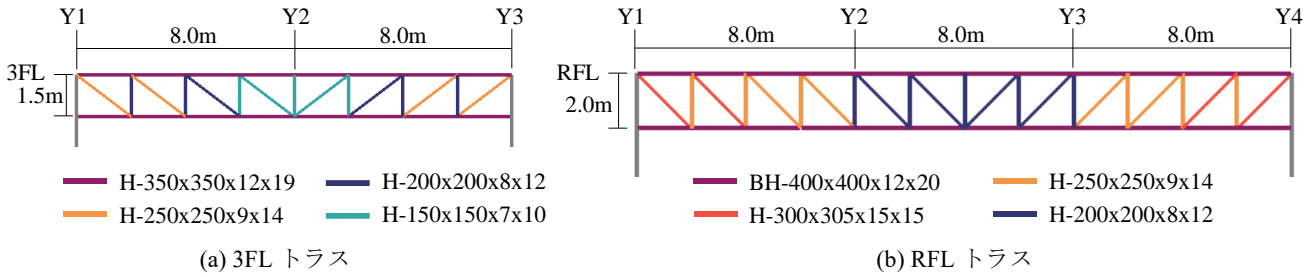


図-2 屋上トラスの部材配置
Fig.2 Roof truss member arrangement

通り～X8 通りは2層でY方向2スパンとなっている。柱および梁は外周部のみで内部は大空間となっており、屋上はY方向にロングスパントラス梁がかかっている。部材配置は図-1、図-2に示す通りであり、全てH形鋼(SS400あるいはSM490A)で構成される。部材断面設計においては、材料強度を基準強度の1.05倍と想定し、ルート3(保有水平耐力計算)に基づき保有水平耐力の余裕度(Q_u/Q_{um})が2.0程度となるように設計した。なお、ブレースは両端剛接合と想定し、座屈長さは材長/2としている。表-1に、各層の重量と Q_u/Q_{um} を示す。

3. 解析モデル

ブレース架構の終局挙動を評価するにあたって、主要な破壊モードであるブレース部材の座屈・破断を評価できる解析モデルを用いる。

解析モデルは、部材を線材置換した立体骨組モデルとし、軸力と曲げを受ける柱・梁などの部材はビーム要素(軸、せん断、曲げおよびねじり方向の変形を考慮できる要素)で、軸力のみを受けるブレースなどの部材はトラス要素(軸方向の変形のみを考慮する要素)でモデル化する。

軸力のみを受けるトラス要素の復元力特性は全体座屈の影響を考慮できる修正柴田・若林モデル⁴⁾とする(図-3参照)。部材の破断条件は、文献4)に示す方法に倣い、要素の軸変形量から局部ひずみを換算し、その平均値と累積値を疲労破断曲線に照らし合わせ破断判定を行う。破断と判定された部材は、一定の遷移時間を与えた上で軸力を0に収束させる。

軸力と曲げを受けるビーム要素は、それぞれの応力のインタラクションを考慮できるファイバーモデルとする(図-4参照)。具体的には、H形鋼を、フランジ各6本、ウェブ4本、計16本のファイバーで構成する⁵⁾。各ファイバーの復元力特性は、局部座屈による劣化を考慮できるモデル⁵⁾とし、ファイバーの軸ひずみを疲労破断曲線に適用して破断判定を行う。軸方向の積分

表-1 対象架構諸元

Table 1 Target frame specifications

	重量 [kN]	Q_u/Q_{um}	
		X方向正加力	Y方向正加力
3F(RFL)	9661.0	2.37	2.14
2F(3FL)	5940.0	2.37	2.14
1F(2FL)	1554.3	2.37	2.14

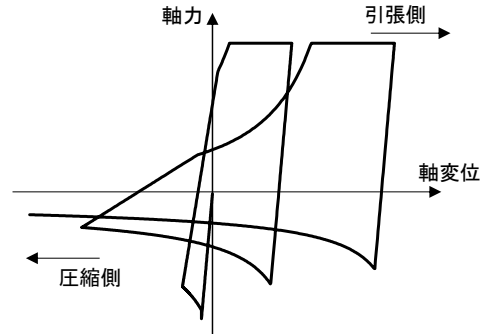


図-3 修正柴田・若林モデルの履歴特性⁴⁾

Fig.3 Hysteresis characteristics of modified Shibata-Wakabayashi model

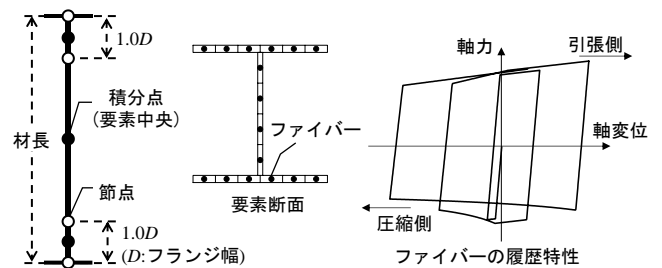


図-4 ファイバーモデル概要⁵⁾

Fig.4 Overview of fiber model

点は、要素両固定端から0.5D(D:フランジ幅)の位置、要素中央の3点とする。

なお、本研究のファイバーモデルは、要素分割などは文献5)に対し簡略化したものとなっているが、上記モデルの提案論文の検証で用いられている実験結果などから妥当性は確認している。

以下、その他の解析条件を示す。

- ・剛床は仮定せず、屋上面のスラブを弾性のシェル要素でモデル化し、スタッドを模擬した剛梁で梁と連結

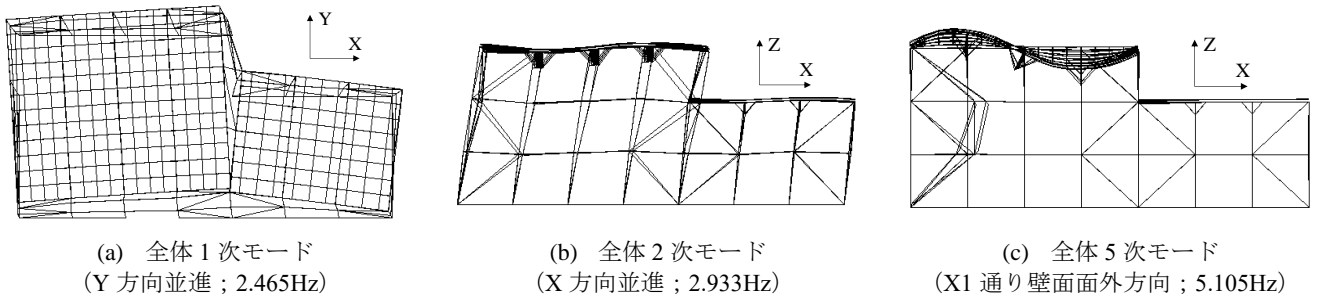


図-5 対象架構の固有モード (主要モード抜粋)

Fig.5 Eigenmode of target frame

する。

・減衰はレーリー型とする。本検討建物においては、後述の固有値解析結果 (図-5 参照) に基づき、1次 (短辺方向並進モード)、5次 (X1 通り壁面外変形モード) で $h=0.02$ となるよう設定する。

・ $P-A$ 効果は、長期荷重による一定軸力に対して幾何剛性を追加することにより考慮する。

上記解析条件に基づき、2章に示した対象架構をモデル化し、固有値解析を行った。主要モードのモード図を図-5 に示す。剛床を仮定していない影響で、Y 方向並進モード (全体 1 次モード) において弓なりの変形モードが生じることが確認できる。

表-2 断層モデルパラメータ

Table 2 Parameters of fault rupture model

パラメータ	値
マグニチュード M	5.5~7.3(0.1 刻み, 19 通り)
断層基準点水平距離	0~60km 一様分布
断層上端深さ	断層全体が地震発生層(2km~21km)に含まれる条件で一様分布
走向 (傾斜角 δ , 滑り角 λ)	180°~360°の範囲で一様分布 (45°, 90°), (90°, 0°)の 2 通り (等確率)
破壊開始点	アスベリティ下端に一様分布
断層全体の応力降下量	対数正規分布($\exp(\lambda)=3.1$, $\zeta=0.75$ [Mpa] ⁸⁾)
地震モーメント M_0	武村(1998)より M_j から変換
断層面積	$M_0 \leq 7.5 \times 10^{18}$ の場合 Somerville et al.(1999) ⁹⁾ $7.5 \times 10^{18} < M_0$ の場合 入倉・三宅(2001) ¹⁰⁾
断層長さ: 幅	2:1
アスベリティ個数	$M < 6.35$ のとき 1 個, $M \geq 6.35$ のとき 2 個
全アスベリティ面積/断層面積	正規分布($\mu=0.22$, $\sigma=0.04$ ⁸⁾)

4. 入力条件

立体骨組モデルに対する 3 成分同時入力を想定し、断層モデルによる 3 成分が紐づいた入力波群を作成した。内陸地殻内の領域震源を仮定し、マグニチュード M が 5.5~7.3 (0.1 刻み; 各 M で 500 ケース) の範囲で計 9500 ケースの断層モデルを作成した。表-2 に主な震源パラメータを示す。断層モデル位置 ($M7.3$ の例) を図-6 に示す。断層モデルに基づき統計的グリーン関数法により 3 成分波を作成した。得られた 9500 波から、最大成分の加速度が 500~1500gal となる入力波を 100 gal 刻みで 10 波ずつ計 100 波抽出した。その際には、地震発生確率が G-R 則に基づき、かつ、震源距離 X に比例すると仮定し設定した各入力波の発生確率から地震ハザードを計算し、(M, X)の違によるハザード寄与度に応じて、各(M, X)に対する地震波数を決定した。

5. 評価結果

5.1 損傷指標

部材フラジリティ評価においては、トラス要素でモデル化したブレース部材および屋上トラス斜材の損傷

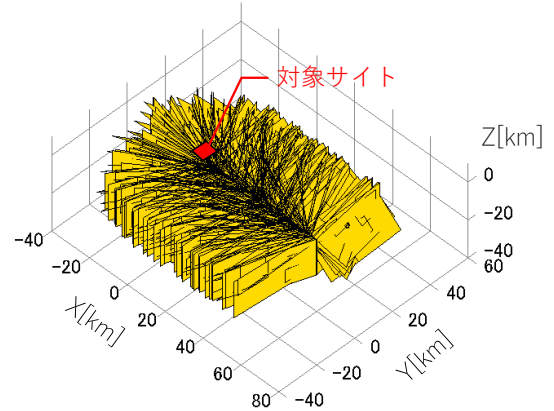


図-6 断層モデル位置 ($M7.3$ の例)

Fig.6 Location of fault rupture model

が支配的になることを踏まえ、トラス要素の損傷のみを評価した。解析で得られた部材の軸変形履歴から、文献 4)を参考に部材の局部座屈部のひずみ ϵ_h を評価し、疲労破断判定曲線に基づく累積限界値 $\Sigma\epsilon_{hu}$ に対する累積応答値 $\Sigma\epsilon_h$ の比 $\Sigma\epsilon_h/\Sigma\epsilon_{hu}$ を損傷指標 (破断限界値: 1.0) として定義した (図-7 参照)。

2~4 章に示す条件に基づき行った地震応答解析結果から、 $\Sigma\epsilon_h/\Sigma\epsilon_{hu}$ の分布と、 $\Sigma\epsilon_h/\Sigma\epsilon_{hu}$ が比較的大きい部材の応答履歴を抜粋して図-8 に示す。なお、いずれのケースにおいても部材破断は発生しなかった。図-8 の

損傷分布より、X 方向ブレースの損傷が卓越する傾向が確認できる。これは、X 方向の入力成分による影響に加え、Y 方向入力においても、図-5(a)に示すように弓なりのモードが発生し、X 方向ブレースに付加的に応答が加わるためと考えられる。応答履歴からは、ブレースの全体座屈による圧縮側軸力の耐力低下が進行していることが確認できる。

また、図-8 に示す 2 ケースを比較すると損傷分布は大きく異なることから、特定の入力波を対象とした決定論的な評価方法では損傷分布の偏りが生じる可能性が示唆される。

5.2 各部材のフラジリティ評価

入力波群 100 波の結果より、各部材のフラジリティを評価した。

部材フラジリティ計算方法の概要を図-9 に示す。フラジリティの計算においては、まず入力加速度 a (EW, NS 成分の大きい方の最大値) と損傷指標 $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu}$ との関係をもとに(1)式でモデル化し、最小二乗法により係数 p , q および標準偏差 β を求める。ただし、 $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} = 0$ となり対数を取れないケースもあるため、まず、 $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} > 0$ となる確率 $P(\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} > 0)$ を最尤法により求めた上で、 $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} > 0$ となる集合を抽出し、(1)式にモデル化した。

$$\log(\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu}) = p \cdot \log(a) + q \quad (1)$$

次に、得られた係数 p , q および標準偏差 β より、フラジリティ中央値 \bar{A} を(2)式から、対数標準偏差 β_A を(3)式から求めた。

$$\bar{A} = \exp((\log(\bar{C}) - q)/p) \quad (2)$$

$$\beta_A = \beta/p \quad (3)$$

ここで、 \bar{C} : 損傷率の限界値 (=1.0) である。以上より、(4)式から、 Φ を標準正規分布の累積分布関数として $P(\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} = 1 | \Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} > 0)$ を求め、既に算出した $P(\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} > 0)$ と乗算することで、対象とする部材のフラジリティ曲線 $P(\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu} = 1)$ を求めた。

$$P\left(\frac{\Sigma\varepsilon_h}{\Sigma\varepsilon_{hu}} = 1\right) = P\left(\frac{\Sigma\varepsilon_h}{\Sigma\varepsilon_{hu}} = 1 \mid \frac{\Sigma\varepsilon_h}{\Sigma\varepsilon_{hu}} > 0\right) \cdot P\left(\frac{\Sigma\varepsilon_h}{\Sigma\varepsilon_{hu}} > 0\right) \quad (4)$$

$$= \Phi\left(\frac{\log(a/\bar{A})}{\beta_A}\right) \times P\left(\frac{\Sigma\varepsilon_h}{\Sigma\varepsilon_{hu}} > 0\right)$$

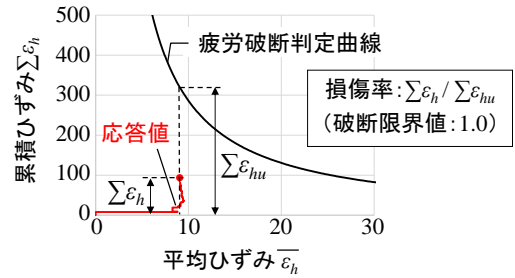


図-7 損傷指標 $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu}$ の定義
Fig.7 Definition of damage index $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu}$

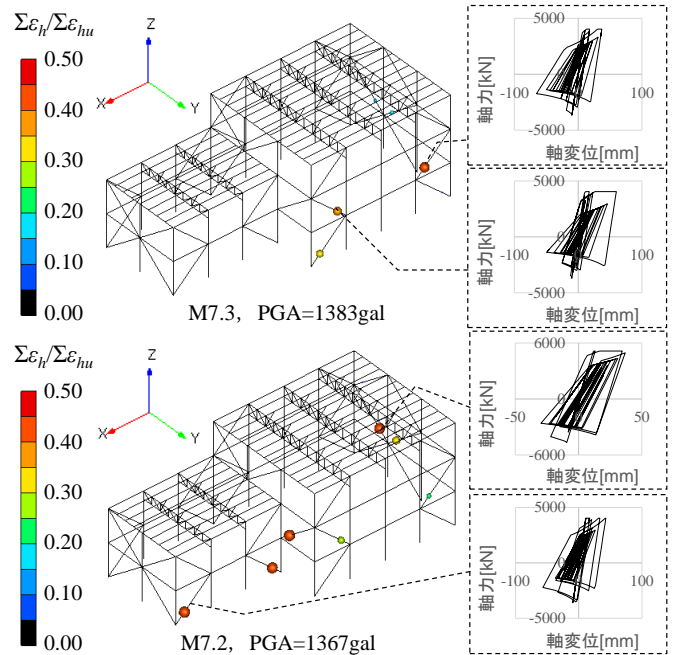


図-8 代表ケースの $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu}$ 分布とブレース応答履歴
Fig.8 $\Sigma\varepsilon_h/\Sigma\varepsilon_{hu}$ -distribution and brace response history

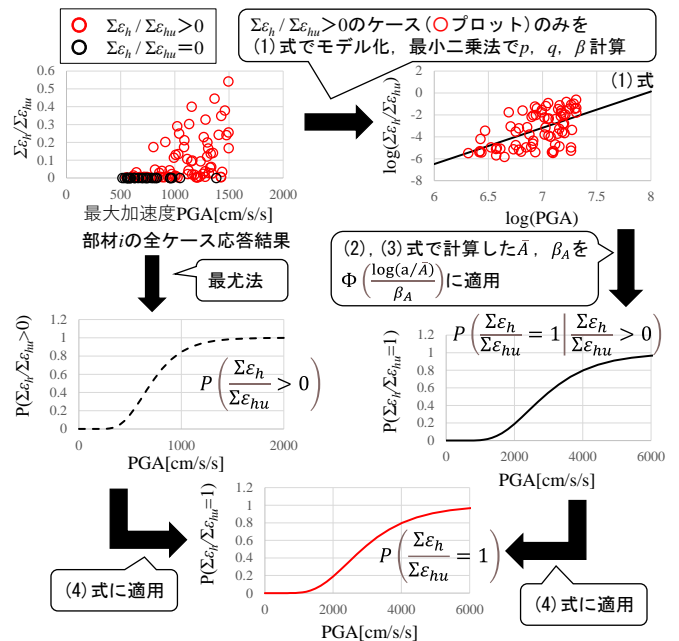


図-9 部材フラジリティ計算方法概要
Fig.9 Overview of member fragility evaluation method

各ブレース部材のフラジリティ曲線を図-10 に示す。図より、本検討の入力ケースの最大加速度 500gal～1500gal において損傷確率がほぼ 0%の部材が散見される。横軸が 1500gal 以上になる領域は(1)式を外挿して評価されるため、このようないずれの入力ケースにおいても指標値 $\Sigma \varepsilon_n / \Sigma \varepsilon_{nu}$ が小さな値となる部材の評価結果については、妥当性に特に注意する必要がある。

次に、ブレースごとの性能を相対的に比較すること意図し、上記フラジリティ曲線に基づく HCLPF (High Confidence of Low Probability of Failure ; 高信頼度低損傷確率) を評価した。HCLPF は、原子力施設のリスク評価などで用いられる指標であり、対象部位の偶然的・認識論的不確実さを踏まえた性能を単一値で表すことができる。ここでは、(4)式が偶然的・認識論的不確実さの合成値に基づくコンポジットフラジリティ曲線であると見なし、(4)式の 1%損傷確率に相当する入力加速度を HCLPF として評価した。これは、一般的に HCLPF に用いられる 95%信頼度フラジリティ曲線の 5%損傷確率が、コンポジット曲線の 1%損傷確率に相当することを考慮している。

(4)式によるフラジリティ曲線に基づき HCLPF を計算した結果を図-11 に示す。図より、Y3,4 通りの X 方向ブレースと 3F 屋上トラスの損傷が支配的であることが確認できる。図-8 に示したように、特定の入力波による決定論的な評価方法では極端な結果になる可能性があるが、本手法により、入力波の応答特性によるばらつきを踏まえた各部材の性能評価が可能となる。また、定量値として得られた HCLPF より、設計時に想定される入力地震動の最大加速度に応じて、各部材の余裕度 (HCLPF/設計用入力加速度) を評価できるため、各部材の余裕度目標値を適切に設定することで、特定の崩壊モードを目指した設計や部材検定などの際に活用できる。

6. まとめ

入力波群を想定した S 造ブレース架構のフラジリティ評価を行った。部材の座屈および破断を考慮できる立体骨組の地震応答解析より、ブレースの破断を指標とする各部材のフラジリティを求め、HCLPF を評価した。本報告では、入力波のばらつきに着目した条件に基づく検討を実施したが、材料強度など入力波以外のばらつきによる影響を考慮した評価は今後の課題である。

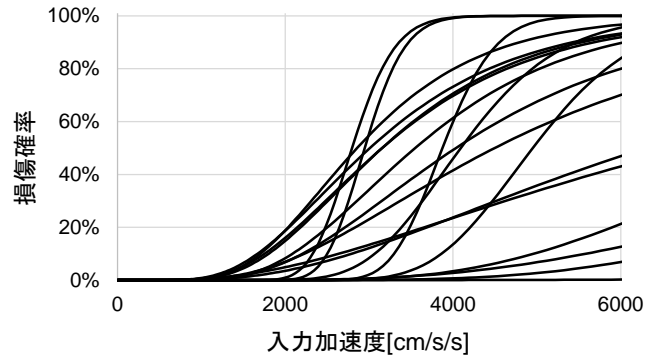


図-10 各ブレース部材のフラジリティ曲線
Fig.10 Fragility curves for brace members

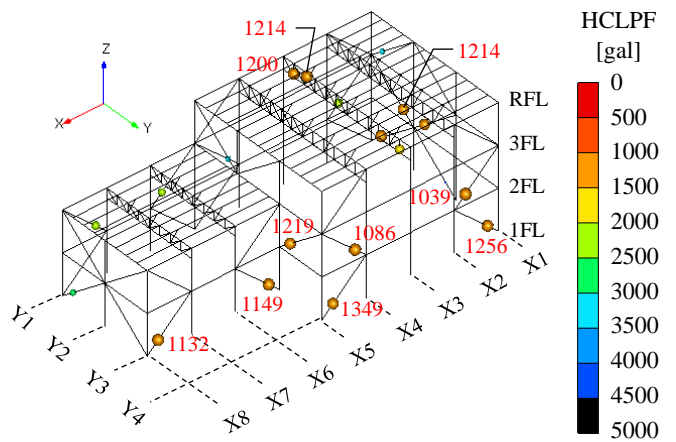


図-11 HCLPF 計算結果
Fig.11 Evaluation result of HCLPF

謝辞

本研究にあたり、東京大学系井達哉准教授よりご指導賜りました。ここに感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 柴田道生, 中村武, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その 1 定式化関数の誘導—, 日本建築学会論文報告集, 第 316 号, pp.18-23, 1982.
- 2) 柴田道生, 中村武, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その 2 応答解析への適用—, 日本建築学会論文報告集, 第 320 号, pp.29-34, 1982.
- 3) 谷口元, 加藤勉, 中村紀吉, 高橋泰彦, 佐伯俊夫, 広谷勉, 相川勇治: 鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.37B, pp.303-316, 1991.
- 4) 竹内徹, 近藤佑樹, 松井良太, 今村晃: 局部座屈を伴う組立材ブレースの座屈履歴性状および累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 681 号, pp.1781-1790, 2012.
- 5) 竹内徹, 松井良太, 長路秀鷹, 森下邦弘: 高軸力下で繰返し曲げを受ける H 形断面鋼柱の弾塑性座屈モデル, 日

- 本建築学会構造系論文集, 第 81 卷, 第 728 号, pp.1723-1732, 2016.
- 6) 松井良太, 中村毅, 今村晃, 竹内徹: 径厚比の大きな円形鋼管部材で構成された鉄塔支持型煙突の崩壊機構, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 卷, 第 750 号, pp.1171-1181, 2018.
- 7) 松井良太, 有賀惇, 森下邦弘, 加藤基規, 竹内徹: H 形断面鋼柱に一次元数値解析モデルを用いた平面架構の崩壊解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 卷, 第 761 号, pp.973-982, 2019.
- 8) Igarashi et al.: Seismic Damage Probability by Ground Motions Consistent with Seismic Hazard, SMiRT-23, 2015.
- 9) Somerville, P.G., K. Irikura, R. Graves, S. Sawada, D. Wald, N. Abrahamson, Y. Iwasaki, T. Kagawa, N. Smith, and A. Kowada: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seismological Research Letters, Vol.70, pp.59-80, 1999.
- 10) 入倉孝次郎, 三宅弘恵: シナリオ地震の強震動予測, 地学雑誌, 第 110 卷, pp.849-875, 2001.