

制振ブレースを用いた物流倉庫のエネルギー法による構造設計

中里太亮 * 青木浩幸 * 鈴木真理恵 *

2005年に「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法（エネルギー法）」の告示が制定され、制振構造で時刻歴応答解析を用いない構造計算が可能となり、通常レベルの確認申請のみで確認済証の取得が可能になった。本告示では稀に発生する地震に対して制振部材を塑性化させることが許容されており、制振部材を有効に使用することで、従来の耐震設計と比較し耐震性能の向上が期待できる。

本稿では、4階建て物流倉庫を想定したモデルをエネルギー法で制振構造として試設計した過程と設計結果を示す。また、エネルギー法による設計結果と時刻歴応答解析結果を比較し、エネルギー法の妥当性の検証をおこなう。

キーワード：エネルギー法、制振構造、物流倉庫、時刻歴応答解析

1. はじめに

エネルギー法は、2005年に告示により制定された「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法（以下、エネルギー法）」の略称であり、「地震により構造物に作用するエネルギー」と「構造物が吸収できるエネルギー」の比較により、耐震性を確認する構造計算手法となっている。

一般的に時刻歴応答解析による大臣認定が必要となる制振構造を採用した高さ60m以下の建物においては、エネルギー法を用いることで、通常の確認申請のみでの対応が可能となり、設計期間および、申請期間の短縮を図ることができる。また、エネルギー法では稀に発生する地震に対して制振部材を塑性化させることが許容されており、制振部材を有効に使用することで、従来の耐震設計と比較し耐震性能および、経済性の向上が期待できる。

一方で、その計算手法は一般的に広く用いられているとは言い難く、当社においてはその採用実績がないのが現状である。

本報告では、4階建ての物流倉庫を想定して制振構造を採用した鋼構造建物で、エネルギー法を用いて設計した過程と設計結果を示す。また、平面形状は整形であるが、屋根が折板屋根等で軽量であり、その他の階が倉庫で積載荷重が大きく、荷重および、剛性率のバランスが均一でない同モデルに対し、時刻歴応答解析をおこない、エネルギー法による設計結果と比較することで、エネルギー法による妥当性の検証を試みた結果も示す。

2. エネルギー法の概要

エネルギー法は、国土交通省告示第791号において、限界耐力計算と同等以上の構造計算に位置づけられており、許容応力度等計算や限界耐力計算と同様に建物の安

全性を確かめるための構造計算として規定されている。

Fig.1にエネルギー法告示の規定による構造計算フローを示す。エネルギー法告示は第1から第9までで構成されている。このうち、第1、第4および、第6がエネルギー法固有の部分となっている。

第1では、構造耐力上主要な部分のうち、エネルギー

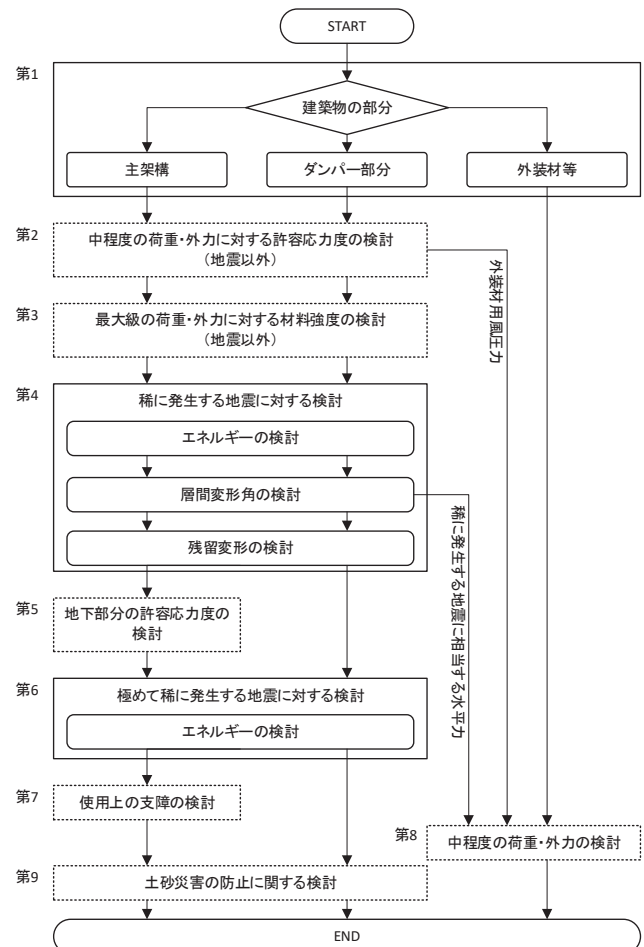


Fig.1 エネルギー法の構造計算フロー¹⁾

* 建築事業本部 建築技術統括部 建築構造技術部

吸収部材を「ダンパー部分」、ダンパー部分を除いた部分を「主架構」と定義している。

第4では、稀に発生する地震（以下、稀地震）に対して、稀地震により構造物に作用するエネルギー量が、構造物が損傷限界に達する時までに吸収できるエネルギー量を超えないことを確認する。

第6では、極めて稀に発生する地震（以下、極稀地震）に対して、極稀地震により構造物に作用するエネルギー量から、構造物が塑性化によって吸収する必要があるエネルギー量を算出し、剛性・耐力等に応じて各階の主架構とダンパー部分へ分配する。さらに、各階の主架構および、ダンパー部分が保有するエネルギー吸収量が、分配された必要エネルギー量以上であることを確認する。

ここで、稀地震に対する検討において、ダンパー部分の降伏が認められており、損傷限界時からダンパーのエネルギー吸収効果を期待できる。ただし、ダンパー部分として使用できる材料は、材料強度が規定されており、復元力特性が概ね完全弾塑性型のものに限定されている。

3. 試設計概要

3.1 モデル概要

Table 1, Fig.2および、Fig.3に検討に用いる建物の概要を示す。検討に用いた建物は、物流倉庫を想定した地上4階建て鉄骨造である。平面形状はX方向187.0m,

Table 1 建物概要

建築物用途	倉庫
構造種別	鉄骨造
建築面積	15,600 m ²
延床面積	62,600 m ²
階数	地上4階
高さ	26.7m
標準階高	6.6m
架構形式	1~3階：ブレース型ダンパー部分を有するラーメン構造 4階：ブレース付きラーメン構造

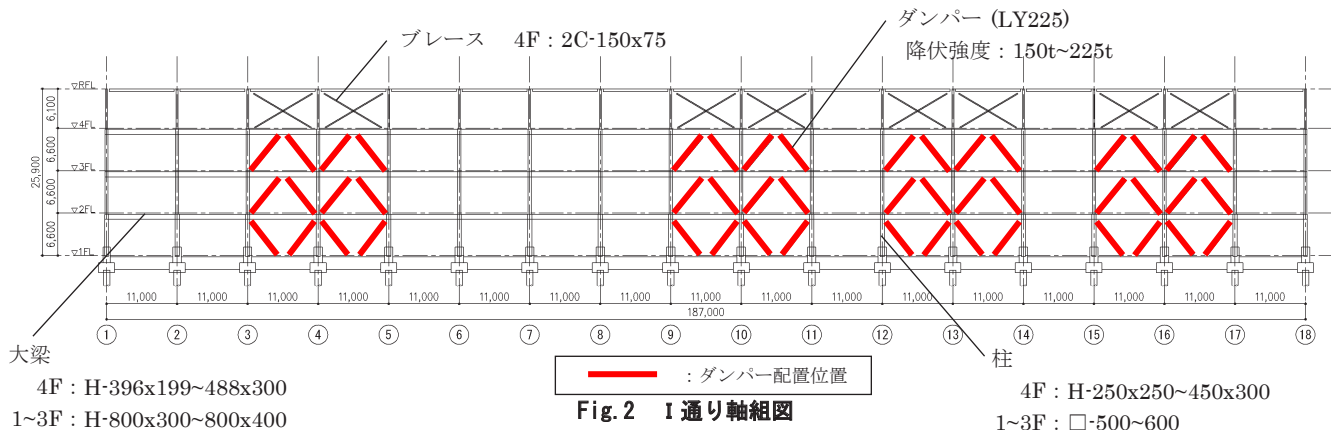


Fig. 2 I通り軸組図

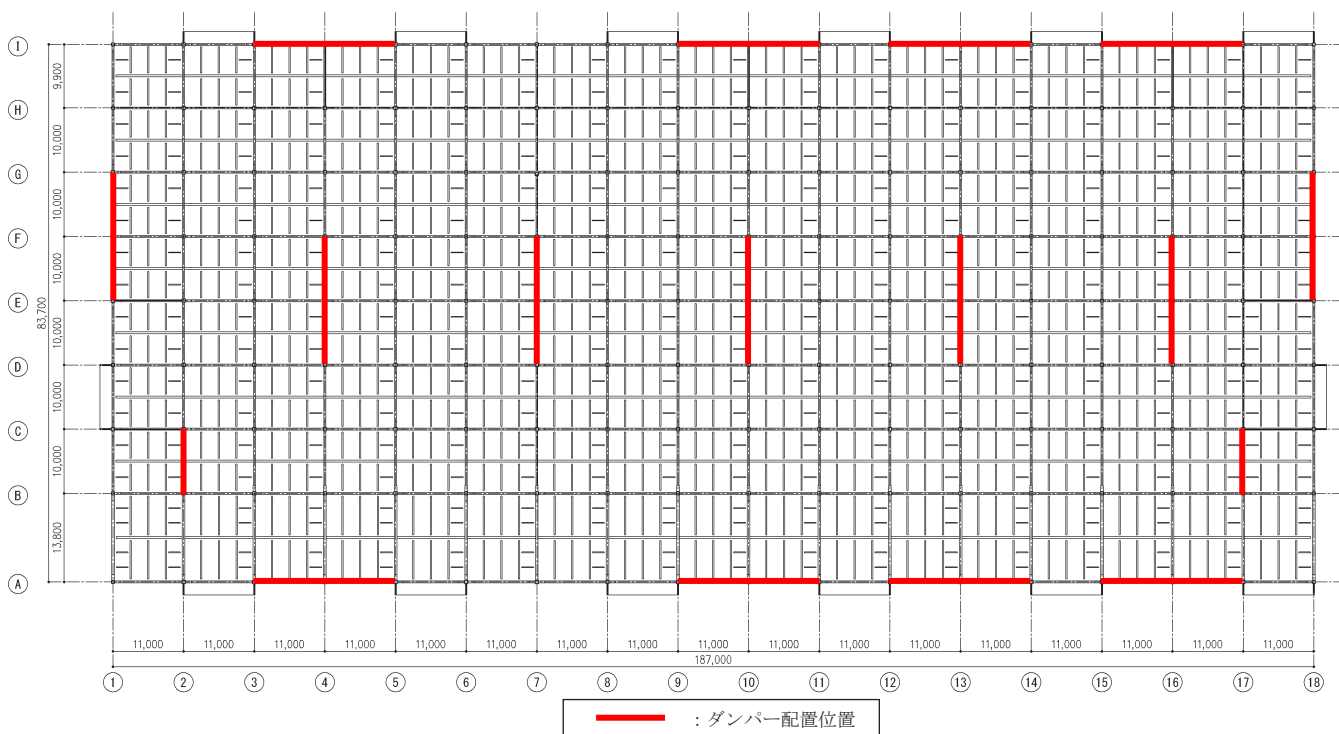


Fig. 3 基準階伏図

Y 方向 83.7m の整形で、基準スパンは X 方向 11.0m、Y 方向 10.0m とした。建築面積は 15,600 m²、延床面積は 62,600 m²で、階高は 1~3 階が 6.6m、4 階が 6.1m とした。

3. 2 構造概要

本モデルは、一般的な倉庫でよくみられる、屋上が折板屋根、その他階を倉庫利用とした場合を想定した荷重条件とし、架構形式を、1~3 階がブレース型ダンパー部分を有するラーメン構造、4 階をブレース付きラーメン構造とした。また、柱は 1~3 階が冷間成形角型鋼管、4 階を H 形鋼とした。

1~3 階に使用するダンパー (LY225) は、バイリニア型の復元力特性を持つ座屈拘束型の鋼材ダンパーとし、全塑性耐力に達した後も安定した復元力が得られるものとする。ダンパーおよび、ブレースは、平面的なねじれが生じないようにバランス良く配置した。

地盤については、地表から 15m 程度までを粘性土層、それ以下が砂質土層で構成され、工学的基盤を GL-50m 付近の細砂層と想定し、2 種地盤で液状化の可能性はないものとした。

その他、設計方針を以下に示す。

- ① 1~3 階のブレースは、エネルギー法告示上のダンパー部分として扱い、4 階のブレースは通常の耐震ブレースであるため、主架構とダンパーとに分離せず全て主架構として計算をおこなう。
- ② 表層地盤の地盤増幅係数 G_s は、N 値より推定したせん断波速度 V_s を用いて算出する。
- ③ 稀地震に相当する等価な層せん断力に対し、各階の層間変形角を 1/200 以下とする。
- ④ 稀地震に対する残留変形の許容値は 1/1000 とする。
- ⑤ 各層の保有水平耐力は、各層の層間変形角が 1/75 時点の層せん断力とする。

4. エネルギー法の計算結果

4. 1 稀地震に対する検討 (損傷限界時)

稀地震に対する検討では、建物への入力エネルギー E_d および、建物が損傷限界内で吸収することができるエネルギー量 W_e をそれぞれ算出し、 E_d が W_e を超えないことを確認することで、建物の安全性を確認する。建物への入力エネルギー E_d は (1) 式にて算出する。

$$E_d = \frac{1}{2} M \cdot V_d^2 \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

- E_d : 地震により建築物に作用するエネルギー量
- M : 建築物の地上部分の全質量
- V_d : 損傷限界時に地震により建物に作用するエネルギー量の速度換算値

エネルギー量の速度換算値 V_d は建物の固有周期 T_d 、地域係数 Z 、表層地盤の地盤増幅係数 G_s に応じ与えられる。このときの建物の固有周期は、損傷限界時の等価剛性を用いた固有値解析により求めた。また、表層地盤の地盤増幅係数 G_s は、文献²⁾を参考に標準貫入試験の N 値より推定したせん断波速度で精算した。

Fig. 4 に G_s と周期の関係、Fig. 5 に V_d と周期の関係を地盤種別ごとに略算した場合と本検討で精算した場合について合せて示す。本建物の損傷限界時の X 方向の固有周期 T_d は 0.984 秒であり、 $G_s=1.656$ 、 $V_d=0.27$ となった。第 2 種地盤の略算の場合 $V_d=0.33$ であるため、比較すると 0.8 倍程度となり、構造物への入力エネルギーをより合理的に評価することができる。Y 方向の損傷限界時の T_d は 0.987 秒であり、X 方向と概ね同等の値となっている。

稀地震に対する安全性の確認結果を Table 2 に示す。損傷限界までに建物が吸収できるエネルギー量 W_e と、稀地震時に建築物に作用するエネルギー量 E_d の比は、X 方向で 2.23、Y 方向で 2.19 となっており、十分な安全性を確保できていることが確認できた。

Table 3 に稀地震時の損傷限界時の最大層間変形角を示

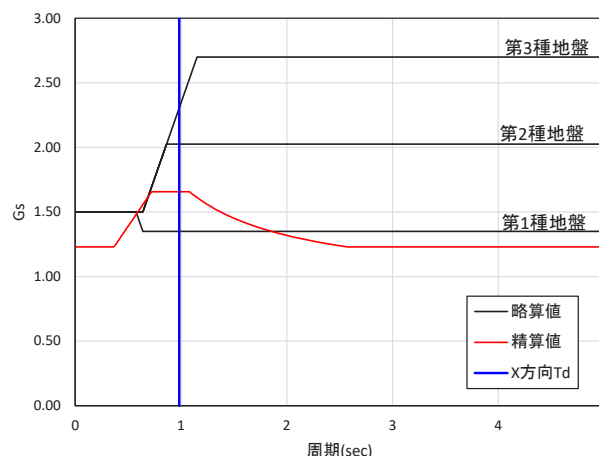


Fig. 4 GS-周期の関係

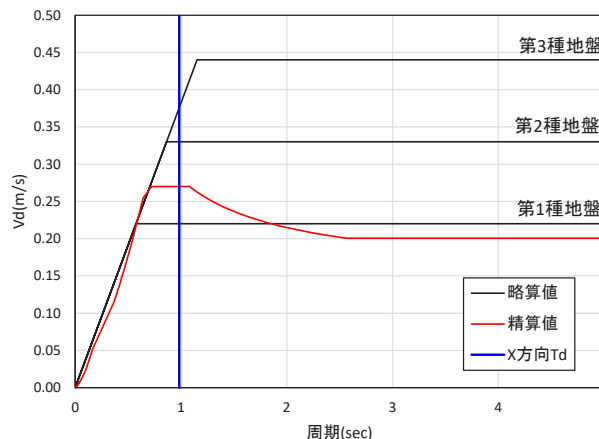


Fig. 5 Vd-周期の関係

す。層間変形角は最大で X 方向 1/451 (3 階), Y 方向 1/423 (2 階) と 1/200 以下であることを確認した。

本モデルは、稀地震時に 1 階～3 階でダンパーを塑性化させる設計としている。そのため、稀地震においてダンパー部分が塑性化することによる残留変形の検討を文献¹⁾を参考におこなった。検討の結果、残留変形は最大で X 方向 1/2,379 (2 階), Y 方向 1/1,976 (2 階) であり、1/1,000 以下であることを確認した。

4. 2 極稀地震に対する検討 (安全限界時)

極稀地震に対する検討では、極稀地震によって構造物が塑性化することで吸収する必要があるエネルギー E_s を各階の主架構とダンパーへ分配する。分配した必要エネルギーより、それぞれの必要累積塑性変形倍率 η を算出し、保有累積塑性変形倍率との比較をおこなう。構造物が塑性化によって吸収する必要があるエネルギー E_s は (2) 式より求まる。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

E_s : 安全限界必要エネルギー量

V_s : 安全限界時に地震により建物に作用するエネルギーの速度換算値

W_e : 損傷限界内で吸収することができるエネルギー量

エネルギーの速度換算値 V_s の算定に用いる G_s は、損傷限界時と同様に N 値よりせん断波速度を算定し、精算した。また、 G_s の値は、 $T_d \sim 1.2T_d$ 間で V_s が最大となる値とし、損傷限界時と同値である $G_s = 1.656$ とした。

損傷限界に達するまでに吸収することができるエネルギー量 W_e は文献³⁾を参考に、告示第 6 号 (1) の W_e のただし書きに従い弾性ひずみエネルギーとして吸収されるエネルギー量として算出した。

Table 2 稀地震に対する安全性の確認

方向	建物が吸収できるエネルギー量 W_e (kNm)	建物に作用するエネルギー量 E_d (kNm)	W_e/E_d
X 方向	5,215	2,340	2.23
Y 方向	5,121	2,340	2.19

Table 3 損傷限界時の最大層間変形角

階	X 方向		Y 方向	
	層間変位 (mm)	層間変形角	層間変位 (mm)	層間変形角
4	9.03	1/675	10.64	1/573
3	14.61	1/451	14.03	1/470
2	14.05	1/469	15.57	1/423
1	13.93	1/473	13.34	1/494

Table 4 に主架構の、Table 5 にダンパーの必要累積塑性変形倍率と保有累積塑性変形倍率の比較結果を示す。

主架構の必要累積塑性変形倍率は X 方向, Y 方向ともに 2 階が最大となっているが、各層で 0.24~0.57 と極端に大きな層はなく、耐力や剛性などのバランスが良い設計であることがわかる。主架構の保有値と必要値の比は最小で 8.19 と十分な余裕があることがわかる。また、ダンパーの必要累積塑性変形倍率の最大値は Y 方向 2 階の 75 であり、保有塑性変形倍率は 200 程度保有していることから、安全限界時においても安全であると判断できる。なお、必要・保有累積塑性変形倍率は文献¹⁾を参考に算出した。

Table 6 に最大層間変形角を示す。層間変形角は文献¹⁾を参考に算出した。最大層間変形角は X 方向 1/72, Y 方向 1/71 となっている。

Table 4 主架構累積塑性変形倍率の比較

方向	階	塑性ひずみエネルギー E_{sf} (kNm)	必要累積塑性変形倍率	保有累積塑性変形倍率	保有値/必要値
X	4	274	0.24	5.21	21.71
	3	4,883	0.36	4.67	12.97
	2	8,634	0.45	4.67	10.38
	1	5,114	0.27	5.57	20.63
Y	4	379	0.25	5.21	20.84
	3	5,871	0.40	4.67	11.68
	2	11,377	0.57	4.67	8.19
	1	6,113	0.31	5.57	17.97

Table 5 ダンパーの累積塑性変形倍率の比較

方向	階	塑性ひずみエネルギー E_{sd} (kNm)	必要累積塑性変形倍率	保有累積塑性変形倍率	保有値/必要値
X	4	0	—	—	—
	3	28,859	37	200	5.41
	2	68,388	72	200	2.78
	1	32,595	39	200	5.13
Y	4	0	—	—	—
	3	30,739	43	200	4.65
	2	62,830	75	200	2.67
	1	32,401	42	200	4.76

Table 6 極稀地震時の最大層間変形角

階	X 方向		Y 方向	
	層間変位 (mm)	層間変形角	層間変位 (mm)	層間変形角
4	23.79	1/256	29.43	1/207
3	90.07	1/73	92.16	1/72
2	91.43	1/72	93.45	1/71
1	61.73	1/107	61.65	1/107

5. 時刻歴応答解析

5.1 時刻歴応答解析の概要

各階の重量比や剛性率が不均一な物流倉庫を想定した本モデルに対し、時刻歴応答解析をおこない、最大層間変形角や各階のエネルギー分担率の傾向等とエネルギー法の結果と比較し、エネルギー法の結果の妥当性を検証する。

時刻歴応答解析は、3次元立体フレーム非線形解析とし、内部粘性減衰は応答性状を確認するため、瞬間剛性比例型、 $h=5\%$ ¹⁾とした。解析プログラムはRESP-D（構造計画研究所）を使用した。

5.2 検討用地震波の概要

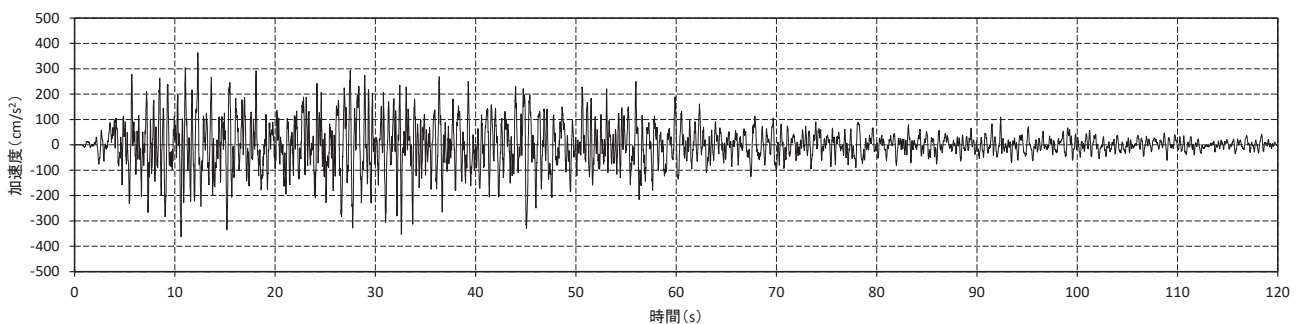
検討用地震波は、表層地盤の増幅特性を考慮した告示波におけるレベル2の模擬地震動波形とした。模擬地震波の位相は一様乱数(AW1)の他、観測地震動を用い、プレート境界型地震における位相情報が反映されていると考えられるHACHINOHE 1968 NS(AW2)と陸域の浅い直下型地震の位相情報が反映されていると考えられるJMA KOBE 1995 NS(AW3)を採用した。

Table 7およびFig. 6に地震波の概要を示す。

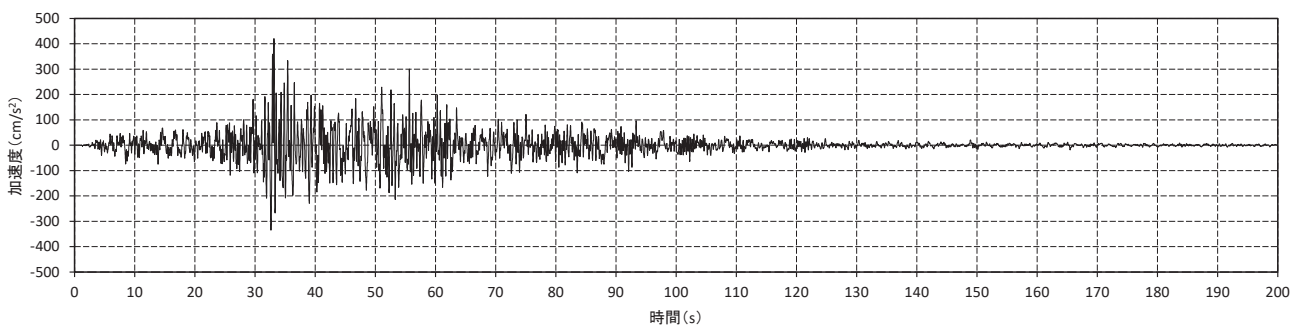
Fig. 7に擬似速度応答スペクトルを示す。また、本モデルの初期剛性による一次固有周期はX方向0.842秒、Y方向0.845秒である。

Table 7 検討用地震動諸元

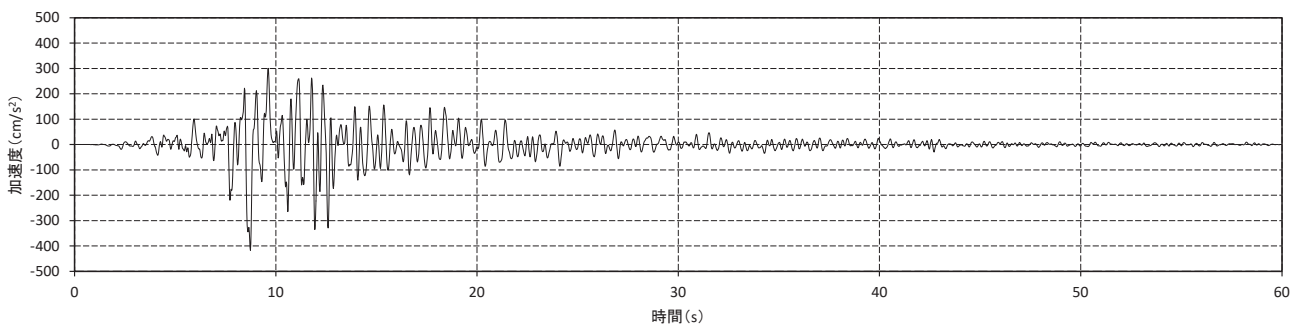
地震波	位相特性	解析時間 (sec)	刻み時間 (sec)	極めて稀に発生する地震動(レベル2)		
				加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	最大変位 (cm)
AW1	一様乱数	120	0.01	364.4	58.8	37.1
AW2	HACHINOHE 1968 NS	200	0.01	419.5	67.5	42.8
AW3	JMA KOBE 1995 NS	60	0.02	418.3	61.8	43.8



(a) AW1



(b) AW2



(c) AW3

Fig. 6 加速度時刻歴波形

5.3 応答解析結果の概要

時刻歴応答解析による最大応答値を Table 8 に示す. X 方向および, Y 方向ともに AW3 が全てのパラメータで最大値を示す結果となった.

Fig. 8 に各層の最大応答層間変形角を示すとともに, エネルギー法の最大値を併記する. X 方向の最大層間変形角は時刻歴応答解析で 1/76(AW3), エネルギー法で 1/72 となっており, いずれも 2 階で生じている. Y 方向では時刻歴応答解析で 1/74(AW3), エネルギー法で 1/71 となっており, いずれも 2 階で生じており, X 方向, Y 方向ともにエネルギー法の結果以下となっている. 全体的にみても, 時刻歴応答解析の結果がエネルギー法の結果を下回るとともに, 同様な傾向を示した.

Fig. 9 にエネルギー法と時刻歴応答解析の各階のエネルギー分担率を示す. 各階へ分担されているエネルギーの比率も, 本検討で採用した地震波 3 波全てで概ね似た傾向であり, エネルギー法による評価結果は時刻歴応答解析と近い結果となっており, 良好な対応を示しているといえる. なお, ダンパーの累積損傷度は, 最大で 0.28 (AW1) 程度であった.

6. 従来設計法との比較

エネルギー法の経済的な合理性を確認するため, 従来設計法 (保有水平耐力計算) との躯体数量の比較をおこなった. 本検討における従来の設計モデルは, 柱・梁の断面はエネルギー法のモデルから変更せずに, エネルギー法におけるダンパー (LY225) を耐震ブレース (SN490B) へ変更し, 本数とブレース断面を調整することで保有水平耐力計算を満足するように設計した.

Table 9 にエネルギー法と従来の設計法とのダンパー・ブレース量の比較を示す. 本試設計では, エネルギー法で設計するほうが, 従来の設計法よりも, 総本数を 25% 削減, 降伏軸力の合計を 65% 低減できる結果となった. また, ブレース 1 本あたりの降伏軸力が小さくなることで付帯フレームの鉄骨量の低減も期待できると考えられる.

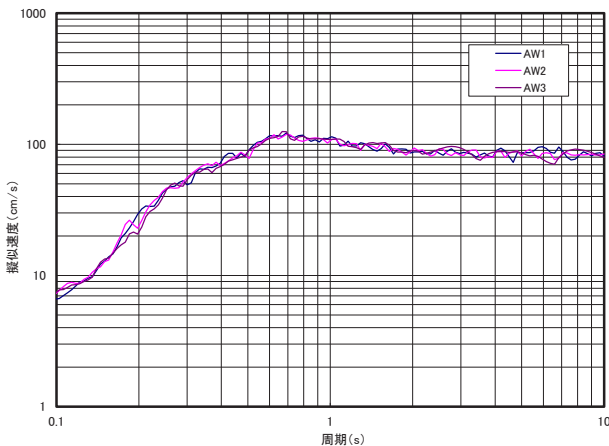
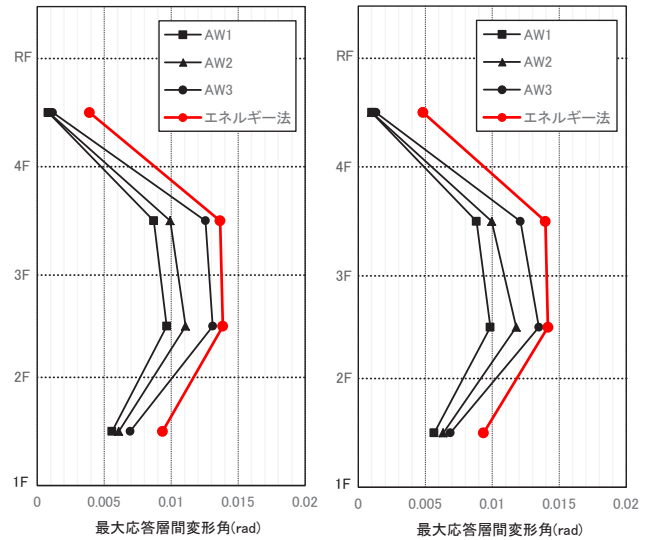


Fig. 7 擬似速度応答スペクトル (h=0.05)

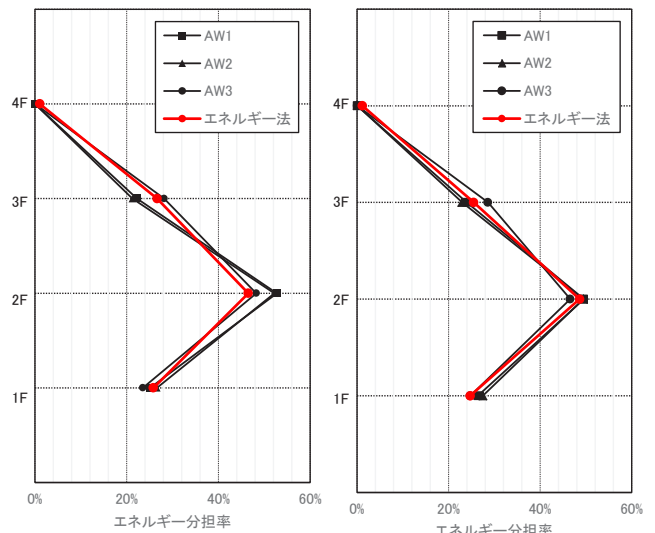
Table 8 最大応答値

方向	地震波	加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	変位 (mm)	変形角	層せん断力 (kN)
X	AW1	506	88.8	146	1/103	166,722
	AW2	580	97.7	168	1/90	172,032
	AW3	638	108.9	216	1/76	179,183
Y	AW1	522	88.8	151	1/102	173,790
	AW2	594	99.3	176	1/85	182,223
	AW3	649	112.8	217	1/74	186,701



(a) X 方向 (b) Y 方向

Fig. 8 最大応答層間変形角



(a) X 方向 (b) Y 方向

Fig. 9 各階のエネルギー分担率

Table 9 ダンパー・ブレース量の比較

設計法	材質	総本数 (本)	降伏軸力合計* (t)
エネルギー法	LY225	192	36,400
従来の設計法	SN490B	256	103,708

*ブレース 1 本あたりの降伏軸力×本数の合計

7. まとめ

一般的な物流倉庫を想定し、荷重分布が不均一なモデルに対し、エネルギー法による試設計と時刻歴応答解析をおこない、比較した。また、従来の設計法である保有水平耐力計算と比較することで、以下のことがわかった。

- ・ 本検討の場合、 G_s を N 値より推測したせん断波速度で精算し、 W_e ただし書きを適用した場合のエネルギー法における安全限界時の最大層間変形角は、レベル 2 地震動による時刻歴応答解析結果と似た傾向を示した。
- ・ 本検討の場合、荷重条件を加味し、1~3 階に制振ブレースを用い、4 階は耐震ブレース構造としたが、各階のエネルギー分担率は、エネルギー法と時刻歴応答解析結果で良好な対応を示した。

- ・ 従来の設計法と比較すると、エネルギー法では耐力や剛性などのバランスが良い性能型設計とすることで、ブレース本数を減らすことができるとともに、ブレースの 1 本あたりの降伏軸力を小さくできるため、付帯フレームの鉄骨量も減少させることができると考えられる。

今後も、エネルギー法の適用範囲を把握するとともに、設計手法として確立させていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか：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，一般財団法人日本建築センター，2005。
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，pp. 481~482，全国官報販売協同組合，2015。
- 3) 独立行政法人建築研究所ほか：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル—平成 17 年国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」に準拠して—，pp. 64~65，技報堂出版株式会社，2008。

Structural Design by Energy Method of Logistics Facility Using Damping Braces

Taisuke NAKAZATO, Hiroyuki AOKI and Marie SUZUKI

Abstract

In 2005, a seismic design based on the balance of energy was enacted as a structural calculation method for damping structure that does not use time history response analysis. In the energy method, the damping member is allowed to plasticize against rarely generated earthquake motion, and the effective use of the damping member can be expected to improve the seismic performance compared to the conventional seismic design. In this paper, the process and design results of a trial design of a model assuming a 4-story logistics facility as a damping structure by the energy method are shown. In addition, the validity of the energy method is verified by comparing the design result by the energy method and the time history response analysis result.

Key words: Energy Method, Damping Structure, Logistics Facility, Time History Response Analysis
