

### 座屈拘束部材を用いた11層木造建物の耐震性能に関する研究：復元力特性のモデル化と時刻歴応答解析

YONEHARA, Sora / 米原, 空

---

(出版者 / Publisher)

法政大学大学院デザイン工学研究科

(雑誌名 / Journal or Publication Title)

Bulletin of graduate studies. Art and Technology / 法政大学大学院紀要. デザイン工学研究科編

(巻 / Volume)

12

(開始ページ / Start Page)

1

(終了ページ / End Page)

4

(発行年 / Year)

2023-03-24

(URL)

<https://doi.org/10.15002/00030229>

# 座屈拘束部材を用いた 11 層木造建物の耐震性能に関する研究 —復元力特性のモデル化と時刻歴応答解析—

A STUDY ON SEISMIC CAPACITY OF 11-STORY BUILDING WITH BUCKLING RESTRAINT MEMBERS  
—MODELING OF RESTORING CHARACTERISTICS AND TIME HISTORY RESPONSE ANALYSIS—

米原空

Sora YONEHARA

主査 宮田雄二郎

法政大学大学院デザイン工学研究科建築学専攻修士課程

In this paper, I indicate an example for an 11-story wooden building, using buckling restraint brace as Anti-seismic device. I checked horizontal load bearing capacity and undertake time history response analysis, and demonstrate the effectiveness of this example of building.

**Key Words** : Buckling restraint brace, Anti-seismic device

## 1. はじめに

2000 年の建築基準法の改正を受け、2 時間耐火構造の国土交通大臣認定を取得すれば、5 層以上の高層木造建築物を建築することが可能となった。そこで、本試設計では先行研究<sup>1)</sup>で開発した座屈拘束部材を方杖として組み込み、引ボルト接合と併用することで、甚大なコストをかけずに 11 層の木造建築物を実現することを目指した。

本研究では構造計算ルート 3 により 11 層木造ラーメン建築物の試設計を行い、時刻歴応答解析によってその有効性を検証する。

## 2. 11 層方杖ラーメン木造建築物の試設計

### (1) 平面・断面計画

地上 11 階、建築面積 278.2m<sup>2</sup>、延べ面積 3061 m<sup>2</sup>、軒の高さ 39.94m の事務所ビルの試設計を提案する。構造形式は X 方向を方杖ラーメン構造、Y 方向を壁式構造とし、方杖ラーメン架構のピッチは 1.36m とする。

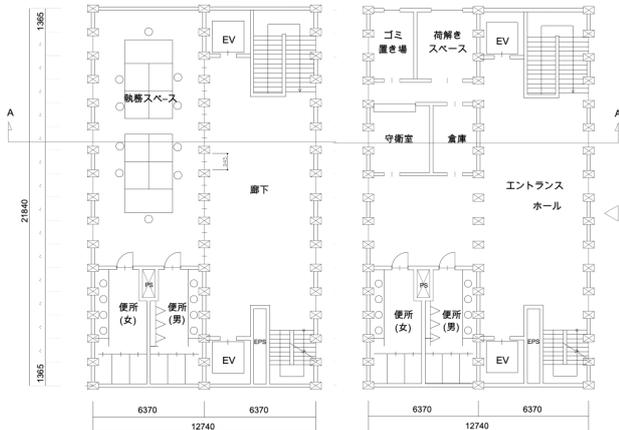


図 1 基準階平面図

図 2 1 階平面図



図 3 断面図

### 3. 11層木質方杖ラーメン構造モデルの効果検証

#### (1) 解析モデル作成時の基本仮定

##### a) 入力する節点荷重

本試設計の敷地は北海道札幌市，地盤種別は第2種地盤と仮定し，表1に示す節点荷重を各層に入力する。

表1 各層節点荷重

層	$W_i$ (kN)	$\Sigma W_i$ (kN)	$\alpha_i$	$A_i$	$C_i$	$Q_i$ (kN)	$P_i$ (kN)
11	69.6	69.6	0.067	2.982	0.429	29.9	29.9
10	87.0	157	0.150	2.266	0.326	51.1	21.2
9	87.0	243	0.233	1.956	0.282	68.6	17.5
8	87.0	330	0.317	1.760	0.253	83.8	15.2
7	87.0	417	0.400	1.615	0.233	97.1	13.3
6	104.3	522	0.500	1.476	0.213	110.9	13.8
5	104.3	626	0.600	1.360	0.196	122.6	11.7
4	104.3	730	0.700	1.258	0.181	132.3	9.7
3	104.3	835	0.800	1.166	0.168	140.1	7.8
2	104.3	939	0.900	1.080	0.156	146.1	6.0
1	104.3	1043	1.000	1.000	0.144	150.3	4.2

##### b) 接合部のモデル化

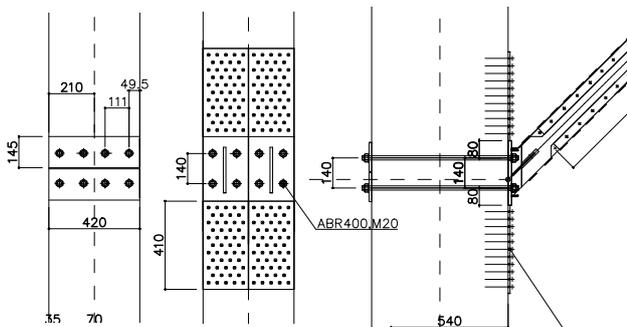


図4 方杖接合詳細図

接合部には検討した仕様の剛性値を入力し，モデル化を行った。下の式(1)に，一例として方杖接合部の引張剛性を示す。

$${}_1K_{t1} = \frac{{}_1n_t \times E_t \times {}_1A_{t1}}{{}_1L_t} = 888.3 \text{ kN/mm} \quad (1)$$

使用する引きボルト：ABR400 M20

引ボルトの本数  ${}_1n_t$ ：12本

鋼材のヤング係数  $E_t$ ：20500 N/mm<sup>2</sup>

引ボルトの軸部断面積<sup>2)</sup>  ${}_1A_t$ ：260 mm<sup>2</sup>

引ボルトの有効長さ  ${}_1L_t$ ：720 mm

##### c) 方杖芯材の断面と復元力特性

芯材に使用する鋼材 LY225 の復元力特性を平面フレームモデルに設定する。荷重増分解析をもとに行なった保有水平耐力計算の結果から，方杖芯材の断面を上層から 32×4.5，32×6，50×6，60×6，80×6，70×9，90×9 (図5) と決定し，復元力特性を設定した (表2)。ここで，各方杖芯材の復元力特性のパラメータのうち，終局耐力  $F_c$  と降伏耐力  $F_y$  は方杖芯材に使用する平鋼 LY225 のミルシート記載の終局応力度  $\sigma_c$  と降伏応力度  $\sigma_y$  をもとに

算出する。ここでは特に，方杖の芯材 (平鋼 LY225) が幅 60mm，厚さ 6mm の時の終局耐力  $f_c$  と降伏耐力  $f_y$  の算出過程を以下の式(2)，(3)に示す。

$$f_c = \sigma_c \times b \times t \times n_s = 229.0 \text{ (kN)} \quad (2)$$

鋼材の終局応力度  $\sigma_c$ ：318 N/mm<sup>2</sup>

鋼材の幅  $b$ ：60 mm

鋼材の厚さ  $t$ ：6 mm

鋼材の個数  $n_s$ ：2 個

$$f_y = \sigma_y \times b \times t \times n_s = 161.3 \text{ (kN)} \quad (3)$$

鋼材の降伏応力度  $\sigma_y$ ：224 N/mm<sup>2</sup>

鋼材の幅  $b$ ：60 mm

鋼材の厚さ  $t$ ：6 mm

鋼材の個数  $n_s$ ：2 個

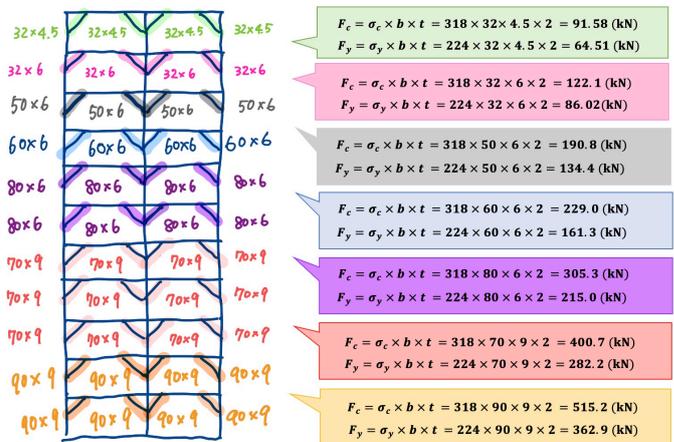


図5 各層の方杖断面

表2 方杖復元力特性のパラメータ ①

(接合部の保証設計時)

方杖断面	$f_c$	$f_y$	$\alpha$	$\beta$	$p_1$	$p_2$	$p_3$	$p_4$	$p_5$
32×4.5	91.6	64.5	9.15	0.07	0.10	5.00	2.00	45.8	45.8
32×6	122.1	86.0	9.15	0.07	0.10	5.00	2.00	45.8	45.8
50×6	190.8	134.4	9.15	0.07	0.10	5.00	2.00	45.8	45.8
60×6	229.0	161.3	9.15	0.07	0.10	5.00	2.00	45.8	45.8
80×6	305.3	215.0	9.15	0.07	0.10	5.00	2.00	45.8	45.8
70×9	400.7	282.2	9.15	0.07	0.10	5.00	2.00	45.8	45.8
90×9	515.2	362.9	9.15	0.07	0.10	5.00	2.00	45.8	45.8

ここで，保有水平耐力計算を行う際の平面フレームモデルについては，設定する方杖芯材の復元力特性のパラメータを表3のように変更し，別途作成した。

表3 方杖復元力特性のパラメータ ②

(保有水平耐力計算時)

方杖断面	$f_y'$	$\beta$	$p_1$	$p_3$	$p_6$
32×4.5	64.9	0.00	1.00	0.50	0.00
32×6	86.6	0.00	1.00	0.50	0.00
50×6	135.3	0.00	1.00	0.50	0.00
60×6	162.4	0.00	1.00	0.50	0.00
80×6	216.5	0.00	1.00	0.50	0.00
70×9	284.1	0.00	1.00	0.50	0.00
90×9	365.3	0.00	1.00	0.50	0.00

これは、建築基準法令 82 条の 3 一号より、“材料強度によって国土交通大臣が定める方法により保有水平耐力を計算すること。”という記載があることによる。ここで、表 3 に示す  $f_y'$  の値のうち、特に方杖の芯材平鋼が幅 60mm、厚さ 6mm の時の降伏耐力  $f_y'$  の算出過程を以下の式(4)に示す。ここで、降伏応力度  $\sigma_y$  を 1.1 倍した数値に方杖の芯材断面積を掛けているのは、文献 4) (材料強度の基準強度はの 1.1 倍以下とすることができる。)による。

$$f_y' = \sigma_y \times b \times t \times n_s \times 1.1 = 177.4 \text{ (kN)} \quad (4)$$

鋼材の降伏応力度  $\sigma_y$  : 205 N/mm<sup>2</sup>

鋼材の幅  $b$  : 60 mm

鋼材の厚さ  $t$  : 6 mm

鋼材の個数  $n_s$  : 2 個

また、芯材降伏に対して先行して降伏を許容する接合部(柱脚・柱継手・梁端の回転)については、バイリニアスリップ型の復元力特性を設定し、接合部の剛性低下を考慮するモデルとした。以下の式(5)に柱継手の降伏モーメント  ${}_3M_y$  を一例として示す。

$${}_3M_y = {}_3n_t \cdot {}_3P_t \cdot {}_3j = 140.0 \text{ kNm} \quad (5)$$

使用する引きボルト : ABR400 M22

引張側の引ボルトの本数  ${}_3n_{t引}$  : 4 本

引ボルトの軸部降伏引張耐力  ${}_3P_{t引}$  : 75.2 kN

応力中心間距離 :  ${}_3j = {}_3d - \frac{{}_3x_p}{3} = 465.6 \text{ mm}$

引ボルトの芯から圧縮縁までの距離  ${}_3d$  : 540 mm

表 4 接合部復元力特性のパラメータ

接合部	$M_y$	$\beta$	$p_1$	$p_3$	$p_6$
柱脚	161.0	0.00	1.00	0.50	0.00
柱継手	140.0	0.00	1.00	0.50	0.00
梁端	22.7	0.00	1.00	0.50	0.00

## (2) 接合部の保証設計

各接合部の保証設計では、①  $C_0 = 0.2$  の地震力を入力した場合に接合部に生じる応力が短期耐力を上回らないこと、さらに ② 最大層間変形角が 1/15rad の時に接合部に生じる応力が、接合部の終局耐力を上回らないことをそれぞれ確認した。また、引ボルトの靱性保証設計 ③ により、引ボルトの引張破壊が①座金から梁小口へのせん断破壊、②梁座金の繊維方向への圧縮による木部降伏、③断面欠損を考慮した柱の曲げ破壊、④断面欠損を考慮した梁の曲げ破壊よりも先行して生じることを確認した。

## (3) 層間変形角の確認 ( $C_0 = 0.2$ の応力解析時)

$C_0 = 0.2$  の地震力を入力した時の各層の層間変形角が 1/200 以下になることを確認した (表 5)。

表 5 各層層間変形角

階	$d$	$h$	$d/h$
11F	5	3640	1/728
10F	6	3640	1/607
9F	7	3640	1/520
8F	8	3640	1/455
7F	9	3640	1/404
6F	9	3640	1/404
5F	10	3640	1/364
4F	10	3640	1/364
3F	11	3640	1/331
2F	10	3640	1/364
1F	9	3640	1/404

## (4) 各層保有水平耐力の確認

増分解析を元に、各層の保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回るよう各層の方杖断面を決定した。下の表 6 に方杖断面決定後の各層保有水平耐力を示す。

表 6 各層保有水平耐力

階	$D_s$	$F_{es}$	$Q_{ud}$ (kN)	$Q_{un}$ (kN)	$Q_u$ (kN)	$Q_u/Q_{un}$
11	0.317	1	149.3	47.34	96.56	2.040
10	0.342	1	255.4	87.33	164.8	1.887
9	0.355	1	342.9	121.74	221	1.815
8	0.373	1	418.8	156.20	271	1.735
7	0.375	1	485.3	181.98	312.7	1.718
6	0.383	1	554.4	212.34	357.2	1.682
5	0.398	1	612.9	243.93	396	1.623
4	0.404	1	661.5	267.23	426.5	1.596
3	0.42	1	700.5	294.21	452.4	1.538
2	0.438	1	730.4	319.90	474.3	1.483
1	0.414	1	751.3	311.02	483.9	1.556

## 4. 時刻歴応答解析による検証

### (1) モデル概要

本試設計の建築物を質点系モデルに置換し、時刻歴応答解析による有効性の検証を行った。設定する各質点の質量  $m_i$  とせん断剛性  $k_i$  を以下の表 7, 8 に示す。

表 7 各層節点質量

表 8 各層せん断剛性

階	各質点の質量 $m_i$ (t)
11	7.09
10	8.87
9	8.87
8	8.87
7	8.87
6	10.64
5	10.64
4	10.64
3	10.64
2	10.64
1	10.64

階	せん断剛性 $k_i$ (kN/mm)
11-10	5.684
10-9	7.861
9-8	9.017
8-7	10.00
7-6	10.69
6-5	11.32
5-4	11.93
4-3	12.46
3-2	12.86
2-1	13.89
1-0	15.33

入力地震波は、El Centro1940 NS, Taft 1952 EW, 八戸 1968 NS の観測波 3 波と、JMA 神戸 NS, 八戸 EW, ランダム位相の告示波 3 波 とし、減衰は初期剛性比例型、減衰定数は 0.05 とした。

## (2) 時刻歴応答解析結果

時刻歴応答解析の結果, 各階の応答変形角が木造の安全限界変形角 1/30 以内であることを確認した。以下の図 6 に各層の最大応答層間変形角を示す。

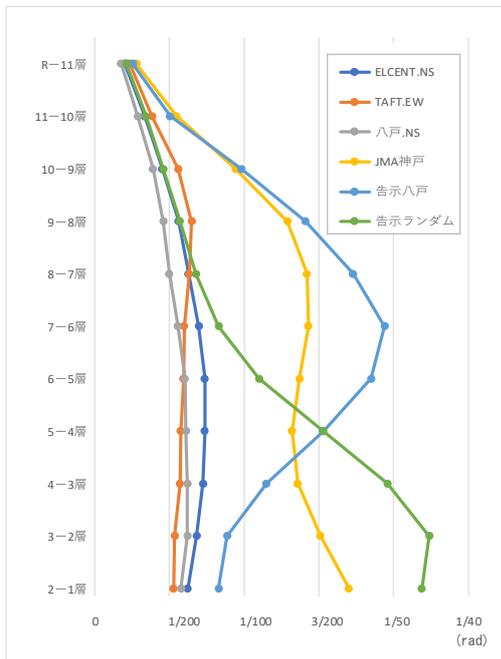


図 6 各層の最大応答変形角 (大地震時)

## 5. まとめと今後の展望

本論文では, 11 層高層木造建築物に座屈拘束ブレースを方杖として組み込んだ試設計例を示した。また, 設計した 11 層木造ラーメン建築物の有効性を時刻歴応答解析により検証した。以下に, 今後の展望を述べる。本試設計では, 方杖が降伏するまで柱脚・柱継手の先行降伏を許容しない設計を行っている。これは, ロッキング挙動 (軸組がその形を保ったまま回転するように倒れる挙動) により方杖芯材に軸力が生じず降伏によるエネルギー吸収がされないことを防ぐためである。しかし, 本試設計では柱脚・柱継手に使用する引ボルト本数を 8 本としても方杖破断時に接合部に生じる応力の 1.2 倍に対して接合部の終局耐力が不足している。そのため今後は, 柱脚・柱継手に使用する引ボルトの降伏によるエネルギー吸収も複合した設計を行うことで, 柱脚・柱継手の引ボルト本数を低減した設計を行う必要があるといえる。

### 参考文献

- 1) 鈴木公平, 中尾貞治, 津之下陸, 宮田雄二郎: 方づえ形式の座屈拘束ブレースを有する木質ラーメン架構の耐震性能, 日本建築学会技術報告集, pp155, 2022. 2
- 2) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針第 3 版第 2 刷, pp291-298, 2021. 2
- 3) 荒木康弘, 稲山正弘, 五十田博, 腰原幹雄, 宮田雄二郎, 中島史郎, 山口修由: 引きボルト式集成材フレームの接合部靱性保証設計に関する研究, 日本地震工学会論文集, pp123-134, 2016
- 4) JFE スチール株式会社: 大臣認定書, 2003

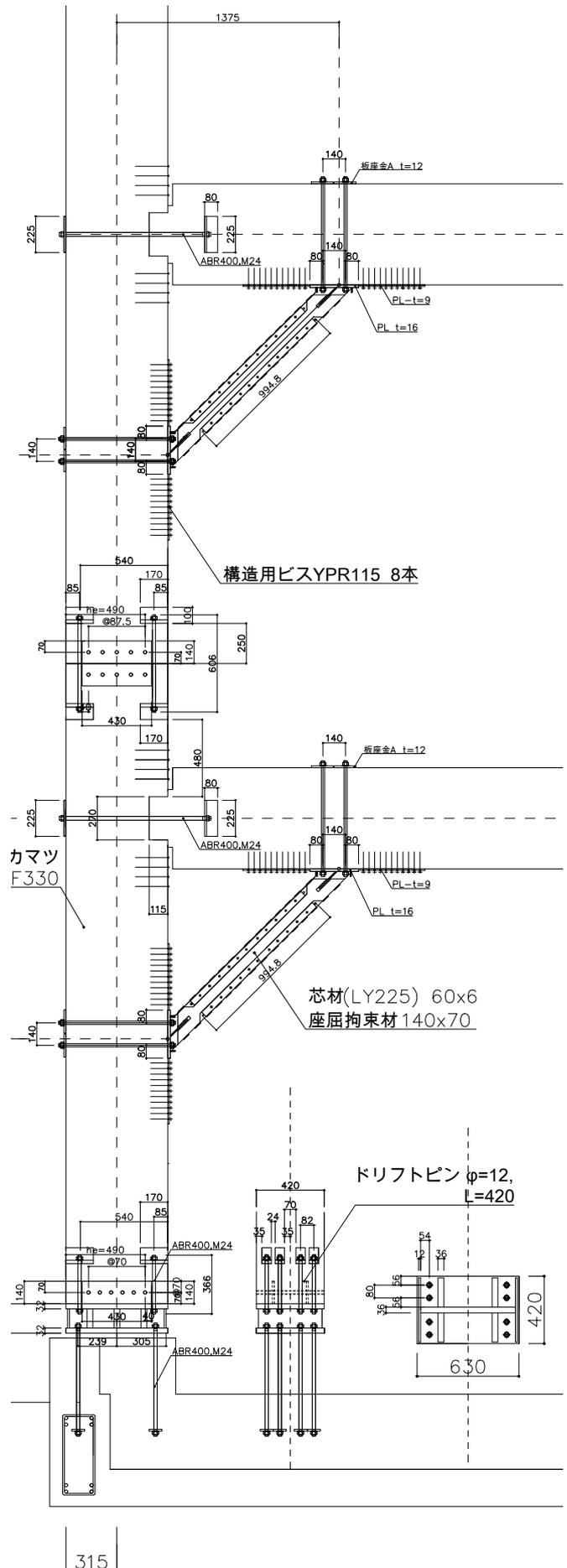


図 6 架構断面詳細図