

間柱型ダンパーを用いた制震構造設計法に関する研究

その2 10層鋼構造建物の制震構造設計スタディー

Study on Seismic Response Control Structure Design Method Using Stud-Type Damper
Part 2 Seismic Response Control Structure Design Study for a 10-Story Steel Structure Building

○塩見義弘², 寺岡大輝¹, 北嶋圭二³

*Yoshihiro Shiomiz², Daiki Teraoka¹, Keiji Kitajima³

Abstract: In this study, a response control design study of a 10-story steel-framed building was conducted according to the design procedure presented in the previous report (Part 1). As a result, the installed dampers satisfied the prescribed damper plastic deformation rate, and the response values of the earthquake-resistant building were within the target inter-story drift angle for all stories. The effectiveness and applicability of the response control design method using Stud-type dampers were thus confirmed.

1. はじめに

本報(その2)では、前報(その1)に示した設計手順にしたがって、制震構造設計スタディーを行い、提案する制震構造設計法の有効性と適用性について確認する。

2. 制震構造設計スタディー

2.1 検討対象建物および解析概要

検討対象建物は、パッシブ制震構造設計・施工マニュアル第4版^[1]に記載される10階建て鋼構造建物とする。検討対象建物のY1, Y3通りの軸組図をFig.1, 基準階伏図をFig.2に示す。なお本建物は、Fig.1の赤線に示す箇所のみ間に柱型鋼材ダンパーを設置することを前提とし、梁断面を大きくした建物である。

建物の静的増分解析および時刻歴応答解析は「Resp-D」を用いて行った。また、時刻歴応答解析に用いる検討用地震動は、日本建築センター模擬地震波BCJ-L2を用いた。解析時間は120秒、解析時間刻みは0.002秒とする。主架構の減衰モデルはRayleigh減衰とし、主架構のみの1次および2次固有周期に対して減衰定数

2%となるように、剛性比例係数と質量比例係数を決定した(Table1)。

2.2 静的増分解析および目標変位時の構造特性値

本検討では、建物の各層の目標層間変形角を1/100radとした。検討対象建物の静的増分解析の外力分布は、Ai分布に基づく外力分布とした。静的増分解析の結果をFig.3に示す。静的増分解析結果から、全ての層が目標層間変形角に到達した時(以下、目標変位時)の構造特性値(Sa, Sd)を算定する。目標変位時の構造特性値は式(1), (2)で算定する。Table2に目標変位時の構造特性値の算定結果を、Fig.3に目標変位時の構造特性値とAi分布に基づく外力分布での静的増分結果を縮約した構造特性曲線、検討用地震動の減衰2%の応答スペクトルを重ねて示す。

2.3 制震ダンパー量の算定^[2]

検討用地震動に対し縮約1自由度系の目標変位時の等価周期(T=1.93sec)の1質点弾性応答解析を行い、応答変位が目標変位以下となる時の減衰定数は7.0%で

□ 間柱型ダンパー設置可能箇所 (梁断面変更箇所)

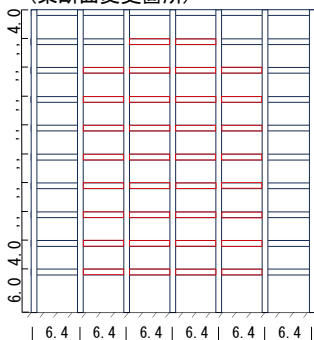


Fig.1 Axial view of Y1 and Y3 streets

Table1 Overview of input earthquake motion

入力地震動	解析時間(sec)	h1 (%)	h2 (%)	α_0	α_1
BCJ-L2	120	2	2	0.09	0.003

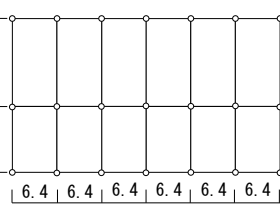


Fig.2 Standard floor plan

Table2 Calculation results of structural characteristic values at target displacement

Q_B [kN]	有効質量比 [-]	加速度換算値 S_a [cm/sec ²]	代表変位 S_d [cm]	等価周期T [sec]
18,130	0.81	317	30.0	1.93

◆ 目標変位時の変形分布 (1/100rad)

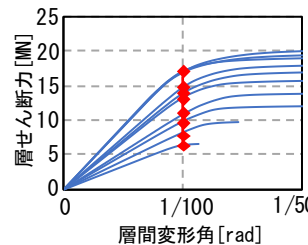


Fig.3 Static incremental analysis results

— BCJ-L2

◆ 目標変位時の構造特性値

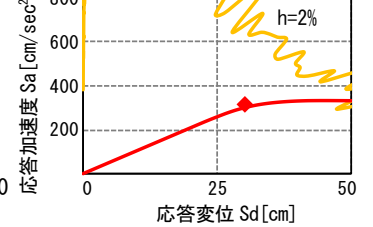


Fig.4 Structural characteristic values And response spectrum

$$S_d = \frac{\sum m_i \cdot \delta_i^2}{\sum m_i \cdot \delta_i} \quad (1) \quad S_a = \frac{\sum m_i \cdot \delta_i^2}{(\sum m_i \cdot \delta_i)^2} \cdot Q_B \quad (2)$$

$$Q_B = \frac{\sum Q_i \cdot \delta_i^2}{S_d} \quad (3) \quad \frac{Q_d}{Q_f} = \frac{h_d}{0.8 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu_d}\right)} \quad (4)$$

$$C_B = \frac{\sum Q_i \cdot \delta_i'}{\sum W_i \cdot A_i \cdot \delta_i'} \quad (5) \quad {}_R C_B = \left(1 + \frac{Q_d}{Q_f}\right) \cdot C_B \quad (6)$$

m_i : i層の質量 δ_i : 変形分布
 Q_B : ベースシア
 Q_i : i層の目標層せん断力
 δ_i' : i層の層間変位
 μ_d : ダンパー塑性率
 C_B : ベースシア係数
 W_i : 各層負担重量
 A_i : 層せん断力係数分布
 h_d : 必要付加減衰量

1: 日大理工・院(前)・海建、2: 日大理工・学部・海建、3: 日大理工・教員・海建

あった。そこから、構造減衰 h_0 の2%を差し引いた5.0%を必要付加減衰量 h_d とした。算定した制震建物の必要付加減衰量 h_d から、縮約1自由度系における制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) および必要ベースシア係数 rC_B を求める。制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) および必要ベースシア係数 rC_B は式(6)を用いて算定する。なお、制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) を算定する際に用いる制震ダンパー塑性率 μ_d は4とし、必要ベースシア係数を算定する際の主架構のベースシア係数は(5)式を用いる。必要制震ダンパー量 (Q_d/Q_f) および制震建物の必要ベースシア係数 rC_B の算定結果を Table3 に示す。制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) は0.13、必要ベースシア係数 rC_B は0.28と算定された。制震ダンパー量 Q_{di} は、 rC_B 時の制震建物全体の層せん断力 ($Q_{fi} + Q_{di}$) から、目標変位時の主架構の負担せん断力 (Q_{fi}) を差し引いて算定した。Table4 に rC_B 時の制震建物全体の層せん断力 ($Q_{fi} + Q_{di}$)、目標変位時の主架構の負担せん断力 Q_{fi} 、算定した制震ダンパー量 Q_{di} および1基当たりのダンパー耐力を示す。

2.4 ダンパー耐力の上限値の算定

本検討では、目標層間変形角 1/100rad に対して、ダンパー塑性率 4 と設定したため、ダンパーは層間変形角 1/400rad で降伏する必要がある。よって、間柱型ダンパーの取り付け梁断面に対して、層間変形角 1/400rad で降伏するダンパー耐力の上限値 Q_{di}^L を式(7)より算定する。取付部材である間柱は、梁の断面と同じ断面と仮定し算定する。算定の結果、本建物においては、1層、3層、5層、7層の1基当たりのダンパー耐力がダンパー耐力の上限値 Q_{di}^L を上回ったため、当該層の間柱断面を変更した。Table5 に間柱断面変更前後のダンパー耐力の上限値 Q_{di}^L を示す。Table5 より、仮定した間柱断面を変更することで、全層においてダンパー耐力の

上限値 Q_{di}^L が、1基当たりのダンパー耐力 (Table4) を上回っていることが確認できる。

$$Q_{di}^L = \frac{R_{dy}}{h \left(\frac{L}{12EI_G} + \frac{1}{LGA_{wg}} \right) + \left(\frac{h^2}{12EI_s} + \frac{1}{GA_{ws}} \right)} \quad (7)$$

3. 静的増分解析結果および時刻歴応答解析結果

制震建物の静的増分解析および時刻歴応答解析を実施して、各層に設置したダンパーがダンパー塑性率 4 に対応する層間変形角 1/400rad にて降伏していること、各層の応答値が目標層間変形角 (1/100rad) 以下に収まっていることを確認する。静的増分解析結果より得られた各層のダンパー降伏時層間変形角と時刻歴応答解析結果を Fig.5 に示す。Fig.5 より、設置したダンパーは各層とも概ね層間変形角 1/400rad で降伏しており、設定したダンパー塑性率 4 を満たしていることが確認できる。また、時刻歴応答解析結果においては、主架構のみでは目標層間変形角 (1/100rad) を全層にて上回っているのに対して、制震建物は各層とも目標層間変形角 (1/100rad) 以下に応答が収まっていることが確認できる。

以上の結果より、本検討例における本制震構造設計法の有効性および適用性が確認できた。

4. まとめ

本報(その2)では、10階建て鋼構造建物を対象に制震構造設計スタディーを行い、間柱型ダンパーを用いた制震構造設計法の有効性および適用性について確認した。

5. 参考文献

- [1] 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第4版
- [2] 村上、北嶋ら：等価線形化法による制震補強設計法に関する研究(その7), pp.481-482, 2021.7

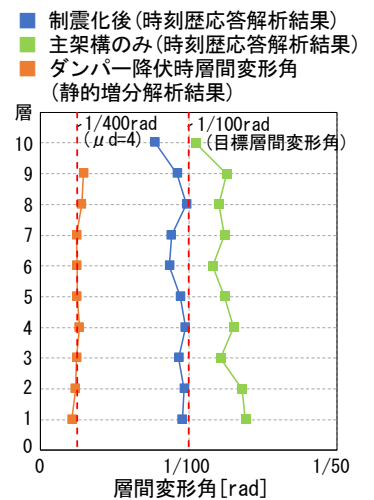


Fig.6 Static incremental analysis results and time history response analysis results

Table3 Calculation results of required base shear factor

必要付加減衰量 h_d	制震ダンパー必要量 Q_d/Q_f	ベースシア係数 C_B	必要ベースシア係数 rC_B
0.05	0.13	0.25	0.28

Table4 Damper amount for each layer

層	主架構 Q_{fi} [kN]	制震補強 $Q_{fi} + Q_{di}$ [kN]	ダンパー量 Q_{di} [kN]	設置本数 [本]	ダンパー耐力 (1基) [kN]
10	6,467	6,156	-311		
9	8,026	8,866	840	4	210
8	9,762	11,155	1,394	8	174
7	10,910	13,116	2,206	8	276
6	13,128	14,795	1,667	8	208
5	13,796	16,203	2,408	8	301
4	14,795	17,359	2,564	8	320
3	16,951	18,264	1,313	4	328
2	16,865	18,920	2,055	8	257
1	16,892	19,340	2,448	8	306

Table5 Upper limits for cross section of columns and damper capacity

層	ダンパー耐力 (1基) [kN]	a) 仮定間柱断面		b) 間柱断面変更後	
		間柱断面 [cm]	上限値 [kN]	間柱断面 [cm]	上限値 [kN]
10					
9	210	600 × 250 × 12 × 22	219	600 × 250 × 12 × 22	219
8	174	700 × 250 × 12 × 19	209	700 × 250 × 12 × 19	209
7	276	700 × 250 × 12 × 19	224	800 × 250 × 16 × 25	276
6	208	750 × 250 × 12 × 25	270	750 × 250 × 12 × 25	270
5	301	750 × 250 × 12 × 25	270	800 × 250 × 16 × 25	305
4	320	750 × 250 × 16 × 28	324	750 × 250 × 16 × 28	324
3	328	750 × 250 × 16 × 28	324	800 × 250 × 16 × 25	337
2	257	750 × 250 × 16 × 28	324	750 × 250 × 16 × 28	324
1	306	800 × 250 × 16 × 32	231	1000 × 250 × 19 × 36	308