

MC-K 型および M-CK 型 D.M. 同調システムによる複合制震に関する基礎的研究

その3. 複合制震を用いた実大建築物の設計例

A basic study on the vibration control system combined MC-K and M-CK configured tuned dynamic mass system

Part.3 Example about the full-scale study of the system combined MC-K and M-CK

○倉祐嗣⁴, 秦一平¹, 阿久戸信宏¹, 郭鈞桓²
市川達也³, 川口雄暉³, 本西凌太⁴, 栗林愛季⁴

* Yuji Kura⁴, Ippei Hata¹, Nobuhiro Akuto¹, Chunhuan Kuo²

Tatsuya Ichikawa³, Yuki Kawaguchi³, Ryouta Motonishi⁴, Aiki Kuribayashi⁴

Abstract: This paper shows two examples about the full-scale study used combined systems MC-K type and M-CK type. We reveal that combined system can give more attenuation for non-tuned mode. Furthermore, we show that it can decrease both response acceleration and story drift angle by using response analysis. This aims to show the effectiveness of using a composite mechanism in the design of skyscrapers.

1. はじめに

前報その1, 2ではMC-K型およびM-CK型D.M.同調システムによる複合制震を提案し, 振動実験を通してその制震効果を検証した. 本報では実大建築物への適用性を検討するため, 超高層建築物を対象とした複合制震の設計を行い, その有効性を示す.

示す. 1次モードと3次モードの目標粘性減衰定数を $h_{j,D.M.} = 0.15$ と設定し, 最適諸元はその2に示した設計手順より算出している. Table3-3に複素固有値解析結果を示す. それぞれ最適減衰を満足していることが確認できる.

2. 解析モデル概要

本検討ではパッシブ制震構造設計・施工マニュアル^[1]に示す在来タイプ架構の20層鉄骨造建築物を対象とする. 解析モデルはせん断型質点系モデルとし, Table3-1に非制震モデル諸元および固有値結果を示す.

Table3-1 Non-seismic model specifications and eigenvalues of the target building

FL	Mass (ton)	Stiffness (kN/m)	FL	Mass (ton)	Stiffness (kN/m)	Mode	Period(s)
20	1,882	612,652	10	1,469	1,501,369	1st	2.464
19	1,422	700,085	9	1,469	1,525,125	2nd	0.921
18	1,438	819,981	8	1,472	1,615,607	3rd	0.567
17	1,438	892,567	7	1,474	1,663,862	4th	0.411
16	1,459	1,103,628	6	1,474	1,693,948	5th	0.320
15	1,464	1,138,198	5	1,478	1,892,755	6th	0.267
14	1,464	1,202,985	4	1,486	1,949,716	7th	0.227
13	1,473	1,268,004	3	1,496	2,226,559	8th	0.199
12	1,478	1,447,078	2	1,507	2,333,520	9th	0.179
11	1,482	1,474,640	1	1,552	1,873,067	10th	0.164

3. 設計条件および複合制震の最適諸元

本検討では, MC-K型とM-CK型の複合制震を用いた検討例より, 制震性能の比較を行う. 応答解析は, Newmark- β 法 ($\beta = 1/4$)の弾性時刻歴応答解析とし, 解析モデルの内部減衰は, 剛性比例型減衰 $h_1 = 0.02$ として検討を行う. また, 目標クライテリアは最大層間変形角を $1/100$ 以下とする.

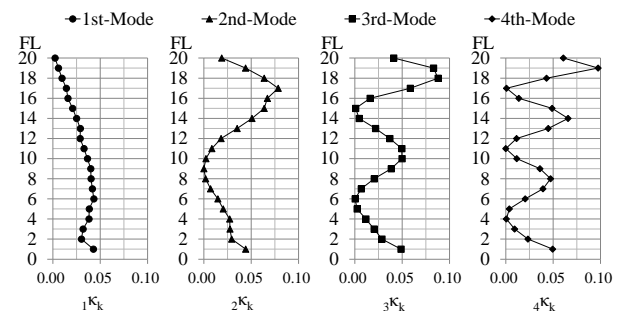


Fig.3-1 Distribution map of additional rigidity ratio

既往の研究^[2]では, 超高層建築物を対象として有効な制震装置の設置位置は, 付加剛比 κ_k の分布図より評価することが可能であることを示している. 本検討ではその方法に倣い対象建築物の付加剛比の分布を求める.

Fig.3-1に示す付加剛比 κ_k の分布図から, 1次モードを対象とした場合は下層部に, 高次モードを対象とした場合は上層部に, 制震装置を設置すればより効率の良い制震システムの構築が可能であると推定できる.

Table3-2 Analysis model settings and specifications

Model	FL	System	Tuning model	m_a (ton)	c_d (kN·s/m)	k_d (kN/m)
Case A	17~20	MC-K	3rd	1,700	25,000	650,000
	1~5	M-CK	1st	108,000	185,000	770,000
Case B	17~20	MC-K	3rd	1,630	21,500	540,000
	1~5	MC-K	1st	119,000	213,000	1,900,000

Table3-2 に解析モデルの設定および最適設計諸元を

1 : 日大理工・教員・建築 2 : 日大理工・任期制職員・建築 3 : 日大理工・院(前)・建築 4 : 日大理工・学部・建築

Table3-3 Complex eigenvalue analysis results (excluding internal attenuation)

(a) Combined seismic control A

17 to 20 layers $cd = 0$ (kN·s / m)

Mode	Period(s)	h
1st	2.880	0.086
D.M.1st	2.189	0.150
2nd	0.885	0.071
3rd	0.584	0.078
D.M.3rd	0.418	0.087
4th	0.315	0.053
5th	0.258	0.025

17 to 20 layers $cd = 21,500$ (kN·s / m)

Mode	Period(s)	h
1st	2.881	0.086
D.M.1st	2.188	0.152
2nd	0.875	0.127
3rd	0.557	0.229
D.M.3rd	0.418	0.236
4th	0.325	0.163
5th	0.269	0.091

(b) Combined seismic control B

17 to 20 layers $cd = 0$ (kN·s / m)

Mode	Period(s)	h
1st	2.632	0.150
D.M.1st	1.919	0.151
2nd	0.856	0.004
3rd	0.576	0.001
D.M.3rd	0.500	0.000
4th	0.475	0.000
5th	0.454	0.000

17 to 20 layers $cd = 21,500$ (kN·s / m)

Mode	Period(s)	h
1st	2.635	0.150
D.M.1st	1.916	0.153
2nd	0.832	0.053
3rd	0.522	0.150
D.M.3rd	0.416	0.150
4th	0.334	0.091
5th	0.276	0.036

4. 検討用入力地震動

入力地震動は、対象建築物の 1 次モード固有周期の成分が卓越する長周期地震動、および 2 次・3 次モードの固有周期の成分が卓越するパルス性地震動とする。長周期地震動は、平 28 国住指第 1111 号に示される中京地方「基盤促波 CH1」(以降、CH1)の基盤波とし、パルス性地震動は、JMAKOBÉ1995-NS(以降、JMAKOBÉ)を用いる。Fig.3-2 に地震動波形と応答スペクトルを示す。

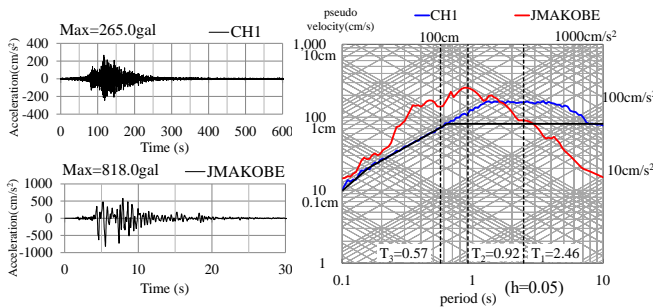


Fig.3-2 seismic waveform and response spectrum

5. 時刻歴応答解析結果

Fig.3-3 に解析モデルの最大応答値を示す。長周期地震動の CH1 に対して両モデルの応答変位および応答加速度が同程度であり、1 次モード制御の効果が顕著に見られた。また、最大層間変形角は、Case-A では 1/107、Case-B では 1/133 であり、いずれも目標クライテリアの 1/100 以下を満足している。

パルス性地震動の JMAKOBÉ に対して両モデルの応答変位は同程度であるのに対して、応答加速度は Case-B の方が大きい値であり、上部層の層間変形角が目標クライテリアを大幅に超える結果となっている。一方、

Case-A では応答加速度と層間変形の応答低減効果が大きく、制震効果が顕著であった。両地震動による入力エネルギーとダンパーの抵抗力を Table3-4 に示す。総入力エネルギーの値を 1.0 とし、()内にダンパーおよび構造体が負担する比率を示している。JMAKOBÉ に対するダンパー吸収エネルギーの割合は Case-A のほうが大きく、制震性能が高いことが確認できる。また、全ダンパー抵抗力については両地震動において小さく、Case-A の方がダンパー台数をより少なくできると考えられる。

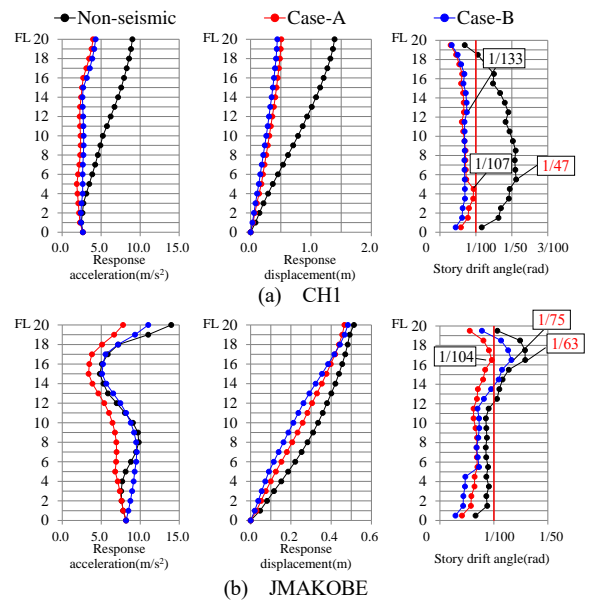


Fig.3-3 Maximum response value

Table3-4 Total input energy and total damper resistance

Earthquake	Model	Total input energy (kN·m)	Absorption-energy by damper (kN·m)	Absorption-energy by construction (kN·m)	Resistance power by damper (kN)
CH1	Case-A	206,920 (1.00)	153,328 (0.74)	53,592 (0.26)	193,132
	Case-B	215,947 (1.00)	161,148 (0.75)	54,799 (0.25)	197,556
JMAKOBÉ	Case-A	36,888 (1.00)	23,114 (0.63)	13,774 (0.37)	206,025
	Case-B	47,466 (1.00)	18,893 (0.40)	28,573 (0.60)	247,182

6. まとめ

本報では設計例を通して、総合的な応答低減効果の観点から、MC-K 型と M-CK 型による複合制震の制震効果が大きいことを示した。本研究で提案した複合制震を用いれば超高層建築物にも適用性があり、更に効率の良い制震構造の構築が可能であることを示した。

7. 参考文献

- [1] パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 3 版, (一社)日本免震構造協会, 2013.11
- [2] 郭鈞桓, 石丸辰治, 古橋剛, 秦一平: 同調 D.M.システムを有する構造物設計法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 686 号, pp.693-702, 2013.4