

方杖ダンパー接合構造の設計例

その2 8階建て事務所建築の設計例

方杖ダンパー 高力ボルト接合
塑性設計法 設計例

正会員 ○貝谷淳一*1 同 張シシュン*2
同 白髪誠一*3 同 椿 英頭*2
同 多賀謙蔵*4 同 北條稔郎*3
同 永谷芳郎*1 同 井上一朗*5

1 序

本報では、その1で示された初期断面算定手順に基づき、8階建ての事務所建築に方杖ダンパー接合構造を適用した場合の設計例について報告する。

2 想定建物の概要と設計条件

地上8階建ての平均的な事務所建築を想定する。平面規模はX方向:6.4m×4スパン、Y方向:6.4m×3スパン(執務空間は12.8mスパン)、階高3.8m、軒高30.4mとする。

建物重量は一般的な事務所を想定し算出した結果、8.0kN/m²程度である。図1に伏図、図2に軸組図を示す。設計条件は、1)耐震設計ルートはルート3、Ds=0.25とする。2)一次設計の設計条件は、Co=0.2の地震荷重に対して部材の応力は短期許容耐力以下で層間変形角は1/180以下とする。3)柱脚は埋込み柱脚とする。

方杖ダンパー付骨組と比較のため梁端が剛接合の純ラーメン構造(以下、従来型骨組と称す)の試設計も行なう。

3 方杖ダンパー付骨組の設計

その1に示した初期断面算定手順により必要保有水平耐力を満足するように方杖ダンパーおよび柱・大梁の断面を算定した。表1および表2に柱および梁リストを示す。表3に方杖ダンパーリストを示す。2階床から8階床まではD型、最上階床にはS型の方杖ダンパーを建物の外周架構に配置する。柱および梁

には490N/mm²級のH形鋼を用いる。

応力解析には、方杖ダンパーと柱・梁によってトラスが構成される接合部領域内の柱を接合部パネルとみなし、接合部領域内の梁と方杖ダンパーを線材に置換した単純化モデル¹⁾に基づき作成された解析プログラム(以下、単純化モデル解析プログラムと称す)を用いた。一次設計において、柱および梁は短期許容耐力以下、方杖ダンパーは弾性限耐力以下になっていることを確認している。

一次設計時の最大層間変形角は、X方向で1/190(3階)、Y方向で1/198(3階)であった。

4 従来型骨組の設計と方杖ダンパー付骨組との比較

従来型骨組は柱に冷間成形角形鋼管(BCP325)を、梁には490N/mm²級のH形鋼を用いて全ての柱はり接合部を剛接合とした純ラーメン架構とする。図3に基準階伏図を示し、表4および表5に柱および梁リストを示す。

一次設計時の最大層間変形角は、X方向で1/183(3階)、Y方向で1/186(3階)であった。

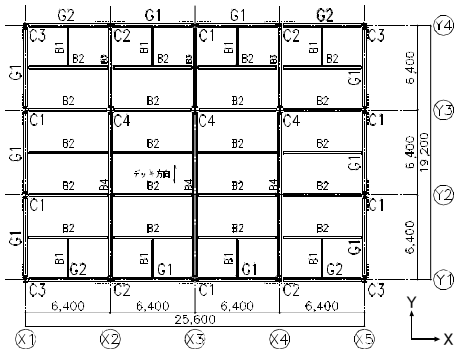
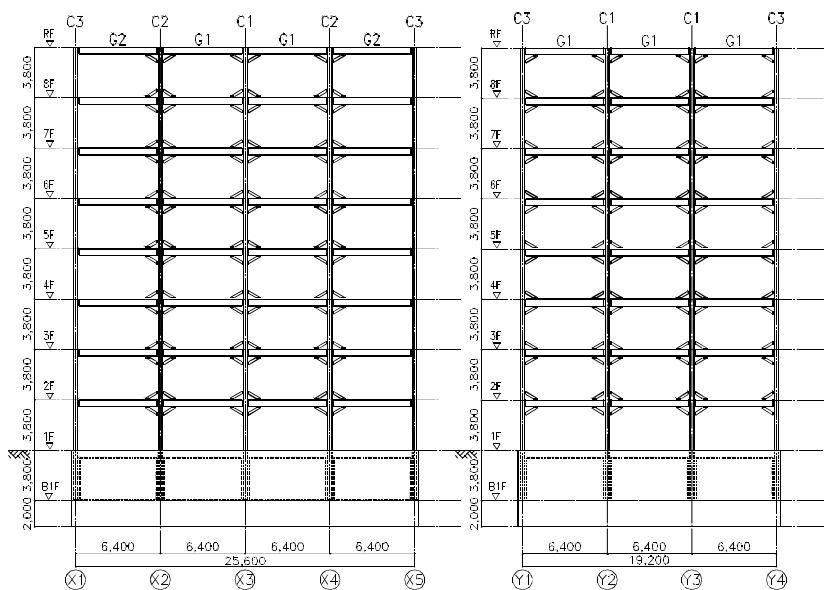


図1 方杖ダンパー付骨組伏図



a) Y1 通軸組図

b) X1 通軸組図

図2 方杖ダンパー付骨組軸組図

表1 方杖ダンパー付骨組柱リスト

階	C1	C2	C3	C4
8	BH-450 × 400 × 16 × 19	BH-450 × 400 × 16 × 19	BH-450 × 300 × 12 × 16	H-300 × 300 × 10 × 15
7				
6				
5	BH-450 × 400 × 19 × 22	BH-450 × 400 × 19 × 25	BH-450 × 400 × 16 × 19	
4	BH-450 × 400 × 19 × 28	BH-450 × 400 × 19 × 32	BH-450 × 400 × 16 × 22	H-400 × 400 × 13 × 21
3	BH-450 × 450 × 19 × 25	BH-450 × 450 × 19 × 32	BH-450 × 450 × 16 × 25	
2	BH-450 × 450 × 22 × 32	BH-450 × 450 × 22 × 40	BH-450 × 450 × 19 × 28	H-414 × 405 × 18 × 28
1	BH-450 × 450 × 22 × 36		BH-450 × 450 × 19 × 36	
鋼種	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A

表2 方杖ダンパー付骨組大梁リスト

階	G1	G2
R	H-450 × 200 × 9 × 16	H-450 × 200 × 9 × 16
8	H-600 × 200 × 12 × 19	H-600 × 250 × 12 × 19
7	H-700 × 200 × 12 × 22	H-700 × 250 × 12 × 19
6	H-700 × 250 × 12 × 22	BH-700 × 300 × 14 × 22
5	H-700 × 250 × 12 × 25	
4	H-700 × 300 × 14 × 25	H-700 × 300 × 14 × 28
3		
2	H-700 × 300 × 14 × 28	H-700 × 350 × 14 × 28
鋼種	SM490A	SM490A

Design Example and Earthquake Response of the Frames with Knee Damper

Part 2 : Design Examples of 8-Story Office Building

KAITANI Junichi, ZHANG Zhijun, SHIRAGA Seiichi, TSUBAKI Hideaki, TAGA Kenzo, HOJO Toshio, NAGATANI Yoshiro and INOUE Kazuo

保有水平耐力は最大層間変形角が1/100に達したときとしましたが、一次設計時の変形制限が卓越したため、必要保有水平耐力の1.3~1.4倍程度となった。

表6に試設計の結果得られた各骨組の鋼材量を示す。方杖ダンパー付骨組は従来型骨組に比べて鋼材量は約11%増加する結果となった。

5 地震応答解析

建築基準法を満足するように設計された方杖ダンパー付骨組と従来型骨組の動的応答性状を比較する目的で地震応答解析を行なう。入力地震動には表7に示す地震波を採用する。内部粘性減衰は、1次の減衰定数が0.02の初期剛性比例型とし、解析の時間増分は0.01秒とした。

地震応答解析には、方杖ダンパー付骨組では単純化モデル解析プログラムを用い平面架構の解析を行なった。従来型骨組では、8質点系の等価せん断型モデルとした。層の復元力特性は立体架構モデルの荷重増分解析より求めたQ-δ曲線に基づいた標準トリニア型とした。

図4および図5に解析の結果得られた方杖ダンパー付骨組および従来型骨組の最大層間変形角を示す。いずれの骨組とも、BCJ L2波による解析結果が最大応答値を示している。ただし、方杖

ダンパー付骨組の層間変形角の最大応答値は1/80rad.であり、従来型骨組の1/49rad.の約60%であった。

方杖ダンパーの累積塑性変形倍率および最大歪振幅に関してもBCJ L2波による解析結果が最大応答値を示し、累積塑性変形倍率は最大で127(X方向6階)であり、最大歪振幅は1.45%(X方向2階)であった。これらの値は、方杖ダンパーの性能確認実験²⁾で得られた保有性能に対して十分小さい値である。

6 まとめ

方杖ダンパー接合構造を適用した8階建ての事務所建築の試設計を行った。その結果、その1で示した初期断面算定手順は実際の設計に際して十分に活用できることがあきらかとなった。

参考文献

- 1) 百野泰樹, 聲高裕治, 井上一朗: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第586号, pp.219~226, 2004年12月
- 2) 井上一朗, 他: 方杖ダンパーの標準仕様と性能確認実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 2006.6.

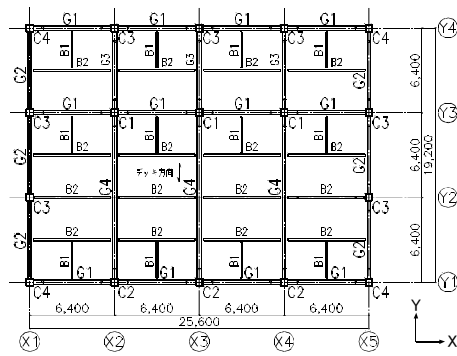


図3 従来型骨組伏図

表6 鋼材量一覧

部位	方杖ダンパー付骨組		従来型骨組	
	鋼種	数量 (ton)	鋼種	数量 (ton)
柱	SM490A	108.6	BCP325	110.8
	SM490A	106.2	SN490B	174.9
	SS400	117.2	SS400	45.1
方杖ダンパー		36.0		
計		368.0		330.8

表3 方杖ダンパーリスト

層	No.	方杖芯材(SN400B)		軸耐力 dNy (kN)
		厚(mm)	幅(mm)	
R	No.1	16	105	395
8	No.4	16	160	602
7	No.5	19	160	714
6	No.7	19	200	893
5	No.8	19	225	1005
4	No.9	22	225	1163
3	No.9	22	225	1163
2	No.10	25	225	1322

表4 従来型骨組柱リスト

階	C1, C2		C3	C4
	8	□-450 × 450 × 12	□-450 × 450 × 12	□-450 × 450 × 12
7	□-450 × 450 × 16			
6	□-500 × 500 × 16	□-500 × 500 × 12	□-500 × 500 × 12	
5				
4	□-500 × 500 × 19	□-500 × 500 × 16		
3				
2				
1	□-550 × 550 × 19	□-550 × 550 × 16	□-550 × 550 × 16	
鋼種	BCP325	BCP325	BCP325	

表5 従来型骨組大梁リスト

階	G1	G2	G3	G4
	R	H-400 × 200 × 9 × 16	H-400 × 200 × 9 × 16	H-600 × 200 × 12 × 19
8	H-600 × 200 × 12 × 19	H-600 × 200 × 12 × 19		H-600 × 250 × 12 × 22
7				H-600 × 300 × 12 × 22
6	H-600 × 250 × 12 × 19		H-600 × 250 × 12 × 19	
5	H-600 × 250 × 12 × 22		H-600 × 300 × 12 × 22	
4		H-600 × 250 × 12 × 19		H-600 × 300 × 12 × 25
3	H-600 × 300 × 12 × 22		H-600 × 300 × 12 × 25	
2				
鋼種	SN490B	SN490B	SN490B	SN490B

表7 入力地震動

地震波	最大速度振幅 (cm/sec)	最大加速度振幅 (cm/sec ²)	継続時間 (sec)	解析時間 (sec)
El Centro 1940 NS	50.0	511	53.76	50.00
Taft 1952 EW	50.0	496	54.40	50.00
Hachinohe 1968 NS	50.0	330	36.00	50.00
BCJ L2	57.4	356	120.00	120.00

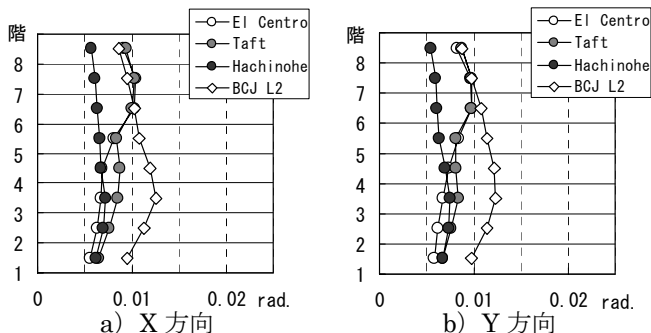


図4 最大層間変形角 (方杖ダンパー付骨組)

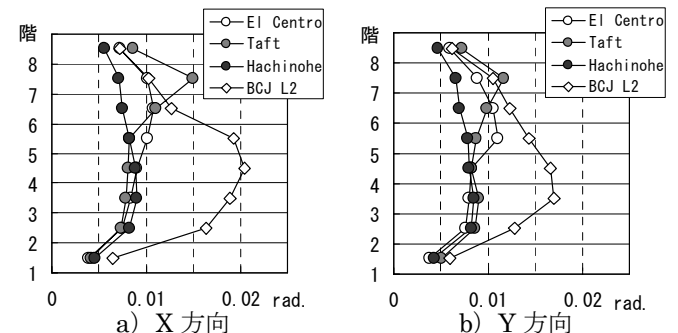


図5 最大層間変形角 (従来型骨組)

*1 能勢建築構造研究所
*2 竹中工務店大阪本店設計部構造部門
*3 北條建築構造研究所
*4 日建設計構造設計部門
*5 京都大学大学院工学研究科建築学専攻

Nose Structural Engineering Inc.
Building Design Department, Takenaka Corporation
Hojo Structure Research Institute
NIKKEN SEKKI Structural Engineering
Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.