

アスペクト比の大きな免震建物に対する設計例

T・R・A(Technical Research of Architecture)

福田 豊



1. はじめに

最近、法的許容限度一杯の建築面積や延べ床面積で計画した建物を免震化したいという依頼が増えてきた。多くの場合、免震層の擁壁スペース等を確保するために柱が建物の内側に追われ、その分アスペクト比（塔状比）が大きくなる。又、敷地に余裕のある場合でも平面計画上建物の奥行きには限度があるため、階数の増加と共にアスペクト比も増加傾向にある。

アスペクト比の増加に伴い、地震時に免震装置に大きな引張り変形を強制する可能性が高くなり、その対策が必要な場合も出てくる。

ここではその対策の例として、ポストテンションのプレストレスト梁（PS梁）を用いて長期軸力を建物外周部へ再配分させ、免震装置に引張りが働く可能性を低減させた設計例を紹介する。

表1 比較的アスペクト比が大きい設計例

	A. センツウ甲府	B. SFビル	C. R計画C棟	D. R計画D棟
件名				
意匠設計	アキアック環境計画研究所	一級建築士事務所・ゆ	菅原賢二設計スタジオ	
構造設計	T・R・A			
階数	18F+PH1	25F+B2+PH1	30F+PH3	35F+PH3
建物高さ	59.18m	77.95m	100.00m	114.20m
最高高さ	69.51m	79.10m	100.55m	114.75m
延床面積	7,224m ²	11,563m ²	25,090m ²	29,709m ²
アスペクト比	3.70 → 2.29	4.15	3.11	3.53
PS梁の使用目的	長期軸力を外端部へ再配分 引抜対応	長期軸力を外周コーナー部へ再配分	長期軸力を外周コーナー部へ再配分	長期軸力を外周コーナー部へ再配分

2. 免震装置に働く引張りに対する考え方

セイントタワー甲府の設計当時(1996年)は、実大の引張り特性試験は報告されていない。従って設計は、免震装置に引張りが発生しない様に1階床梁(PS梁)を跳ね出しアスペクト比を押さえた。同時に、不慮の引張り変形に対してもフェールセーフがかけられる様に、縦方向にも引張り抵抗用のPC鋼材を採用した。

その後(社)日本建設業経営協会に委託した実大引張り試験では、水平せん断変形300%の片振幅加力で引張り方向の強制変位0~5cmの範囲において、引張り変形量に関係なくほぼ同一の特性を示した。

その結果をふまえて設計したSFビル(1998年)や大阪R計画(1999年)では、引張り変形を許容するが過大な変形を強制しない様に配慮して設計した。まず建物の系全体の耐震性(安定性)を確認し、特定の免震装置が引張りを受ける場合にはそれと接続している床梁にプレストレス力で元歪みを与え、その分浮き上がり量をキャンセルする方法を取った。キャンセル量を超える場合は、梁で他の免震装置まで引張り力を伝達させ変形を押さえるのであるが、PS梁は大きな耐力を確保し易くかつ復元性も高いのでこの様な使い方には適している。

更に、建物と擁壁との隙間を最大応答(模擬地震動)の1.7倍以上確保し、衝突による付加的な引張り力の発生を極力避ける様に配慮した。

3. PS梁による長期軸力再配分

免震装置に接続する梁に元歪みを与える事は、鉛直荷重による軸力の再配分を意味する。PS梁による鉛直荷重の再配分量(移動量)は、図1に示す様にして求める。①PS鋼材緊張による梁に働くモーメント荷重 M_i を求める。②そのモーメント荷重 M_i による梁の変形 δ_i を求める。③その梁の δ_i が0になる様に節点(柱位置)に荷重 P_i をかけその時の支点反力 N_{psi} がPS梁による移動荷重である。又、必要に応じ平面に展開する場合も同様である。

設計例A~DのPS梁による移動荷重 N_{ps} を表2に示す。地震力による変動軸力が大きいコーナー部の免震装置の長期軸力 N_L に対する移動荷重 N_{ps} の比は、0.29~1.26である。これは上下動に対して静的0.3G程度以上の抵抗の増加となっている。

一方、地震力による変動軸力が小さい建物中央部は、-0.23~-0.33で、これは上下動に対して静的0.7G程度の抵抗力を残している事となる。これらを勘案して目標移動荷重量を決めれば良い。

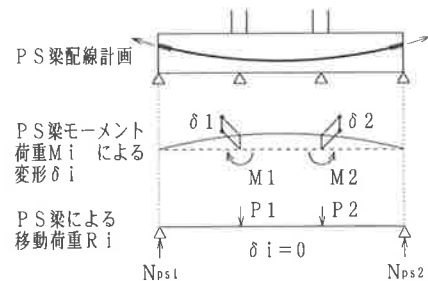


図1 PS梁による移動荷重の算定方法

表2 PS梁による移動荷重一覧表(PS有効率 $\eta=0.85$ 考慮)

項目		A. セイントタワー-甲府	B. SFビル	C. R計画C棟	D. R計画D棟
プレストレス導入張力		15C-12×12.7φ 22,800KN	10C-12×12.7φ 15,200KN	16C-12×15.2φ 34,720KN	16C-12×15.2φ 34,720KN
梁	B×D 使用コンクリート	1200X3500 F _c =30N/mm ²	900X2850 F _c =60N/mm ²	1600X3600 F _c =36N/mm ²	1600X3600 F _c =36N/mm ²
コーナー部の支点反力	長期 NL	2,090 KN	12,040 KN	9,150 KN	11,620 KN
	移動荷重 N _{ps}	2,640 KN	4,410 KN	3,320 KN	3,320 KN
設計用 NL+N _{ps}		4,730 KN	16,450 KN	12,470 KN	14,940 KN
N _{ps} /NL		1.26	0.37	0.36	0.29
中央部の支点反力	長期 NL	9,450 KN	11,570 KN	11,230 KN	12,580 KN
	移動荷重 N _{ps}	- 2,210 KN	- 3,070 KN	- 3,710 KN	- 3,710 KN
設計用 NL+N _{ps}		7,240 KN	8,500 KN	7,510 KN	8,870 KN
N _{ps} /NL		- 0.23	- 0.27	- 0.33	- 0.29
プレストレス張力による梁のむくり量		1.57cm	1.73cm	3.20cm	3.20cm
PS張力導入時期(コンクリート打設後)		7階	8階	9階	9階

4. SFビルのご設計例

ここでは設計例A～Dのなかでアスペクト比が最も大きい設計例BのSFビルについて述べる。

尚、設計例Aは、「MENSIN NO.23 1999/2 ‘セイントタワー甲府ーアスペクト比の大きな中層免震建物に対する設計例ー」に詳述しているので参考にされたい。

(1) 建築概要

建築場所	: 東京都港区三田1丁目222-4他
建築主	: 斎藤庄治
用途	: 住宅、事務所
敷地面積	: 1,087.23㎡
建築面積	: 460.27㎡
延べ面積	: 1,156.334㎡
階数	: 地上25階、塔屋1階、地下2階
軒高	: 77.95m
最高部高さ	: 79.10m
基準階階高	: 3.00m
構造種別	: RC造 (FC=30~60N/mm ²)
基礎形式	: 場所打ちコンクリート直接基礎
評定番号	: BCJ-特34-SFビル

(2) 地盤概要

本敷地はJR山の手線「浜松町駅」の西方1.5kmにあり、淀橋台の東端に位置する。地層序は表層よりGL-12.2mまで埋土・有楽町層、東京層、GL-15.3mまでN値50以上の東京礫層でそれ以深はN値50以上の上総層群である。本建物は上総層群を支持層とする直接基礎である。地盤種別は第2種で液状化の危険性の低い地盤である。

(3) 構造計画概要

本建物は1階床に免震装置を設け、それを耐震壁の多い剛強な地下2階で受ける構造形式になっている。

地上部のスパン長は、長辺方向9.28m、3.39m、9.28mとする3スパン、短辺方向7.2m、5.85m、7.2mとする3スパンの純ラーメン架構である。内部架構の大梁成は400mmと小さく地震力は外周構面を負担している。更に、免震装置位置でのアスペクト比も4.15と大きく、地震時には特にコーナ

部の免震装置に大きな引張り力が働く。

防止策として以下の2点を計画した。①1階の梁にポストテンションを導入し、建物中央部のすべり支承にかかる長期軸力を外周の免震装置に移動させ、地震時に外周部免震装置に働く引張り力の低減を計る。②建物を長周期化し転倒モーメントによる変動軸力の低減を計る。

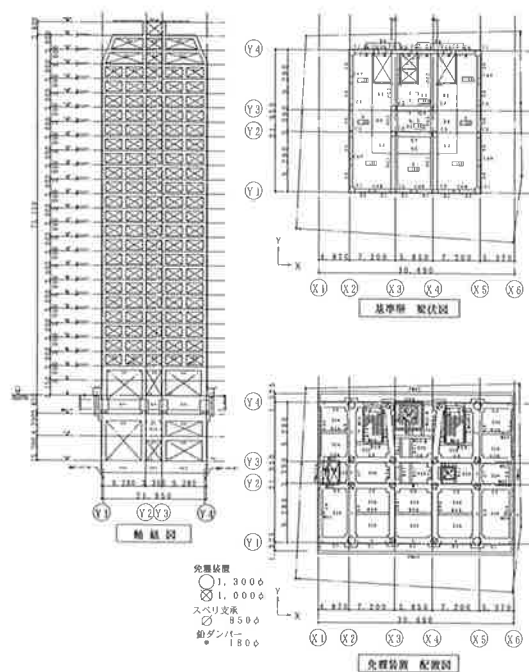


図2 構造図

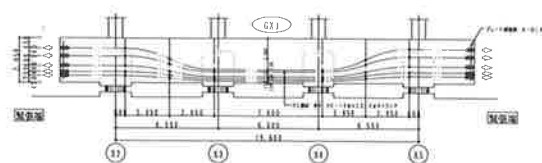


図3 PS梁配線図

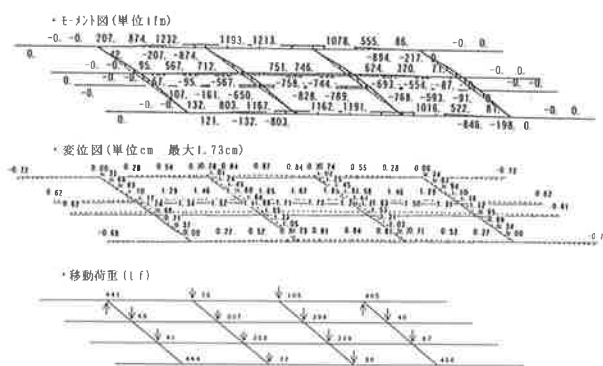


図4 偏心モーメントによる変位と移動荷重

(4) 免震層の設計

免震層は、建物外周柱直下に設置した天然積層ゴム免震装置12基(G4、4隅1,300φその他1,000φ)、中柱直下に設置した弾性すべり支承4基(850φ、トリガーレベル0.8%)及び外周各構面3基づつ計12基の鉛ダンパー(180φ)より構成されている。これらの組み合わせで1次固有周期は5.3秒($\gamma=2.5$)である。

1階床ばりの断面形はB×D=900×2,850で、これにPC鋼材10C-12本×12.7φストランドで15,200KNの軸力(コンクリート平均圧縮応力度で5.9N/mm²)を導入した。その結果、建物中央部の重量46,000KNの27%に当たる12,600KN(コーナー部支点反力の37%)を建物コーナー部に移動させ、上下動として静的0.5Gを考慮しても免震装置に引張り力が働かない様に出来た。

プレストレス力導入による1階床ばりの強制リフト量は1.7cm程度である。張力導入時期はプレストレスによるリフト力と建物重量が釣り合う8階コンクリート打設終了後とした。

(5) 耐震設計目標

表3 耐震設計目標

入力レベル	レベル1 (カテゴリ-C1)	レベル2 (カテゴリ-C2)
上部構造	・許容応力度以内	・弾性限耐力以内
免震装置	・せん断変形角 $\gamma \leq 200\%$ ・引抜き力発生せず	・せん断変形角 $\gamma \leq 250\%$ ・引抜き力発生せず(静的0.5G相当の上下動考慮)
基礎構造	・許容応力度以内	・許容応力度以内

(6) 地震動応答解析

表5は、レベル2時の水平地震動応答解析結果で、全て耐震目標を満足している。

表6は、上下地震動応答解析結果で、最大応答の単純加算平均値は0.49Gであり耐震設計目標とした‘上下動静的0.5G’とほぼ符合する。又、上下動と水平動の最大値を単純加算しても、コーナー部の免震装置には引張りが発生しない事、他の免震装置には数回引張りが発生する地震動があるが、過度な引張り変形を強制しない事を確認した。

5. おわりに

アスペクト比の増加と共に、耐震検討に占める上下動の影響が無視出来なくなってくる。上下動についても水平動同様、断層モデル等を用いた模擬地震動の作成が比較的簡単に出来る様になるなど、観測波との整合性も含めてこの分野の研究が一層進む事を一設計者として切望するものである。

表4 入力地震動の最大加速度

地震波形	最大加速度 (cm/s ²)	
	レベル1	レベル2
HACHINOHE 1968 NS UD	210	420 210
EL CENTRO 1940 NS UD	333	665 332
TAFT 1952 EW UD	273	546 273
SENDAITH030-1F NS UD	155	310 155
AZABU(模擬地震動)	243	486

表5 L2時水平動最大応答一覧表

免震装置	相対変位 (cm)	レベル	方向	最大応答		
				値	地震動	
せん断力係数	レベル1	レベル1	短辺方向	15.3	HACHINOHE NS	
			長辺方向	15.4	HACHINOHE NS	
	レベル2	レベル2	短辺方向	37.7	AZABU	
			長辺方向	37.8	AZABU	
絶対加速度 (cm/s ²)	レベル1	レベル1	短辺方向	0.035	HACHINOHE NS	
			長辺方向	0.035	HACHINOHE NS	
	レベル2	レベル2	短辺方向	0.064	AZABU	
			長辺方向	0.064	AZABU	
層間変形角	レベル1	レベル1	短辺方向	175	EL CENTRO NS	
			長辺方向	174	EL CENTRO NS	
	レベル2	レベル2	短辺方向	240	EL CENTRO NS	
			長辺方向	239	EL CENTRO NS	
	せん断力係数	レベル1	レベル1	短辺方向	0.038	HACHINOHE NS
				長辺方向	0.038	AZABU
レベル2	レベル2	短辺方向	0.066	HACHINOHE NS		
		長辺方向	0.067	AZABU		
層間変形角	レベル1	レベル1	短辺方向	1/530	EL CENTRO NS	
			長辺方向	1/525	EL CENTRO NS	
レベル2	レベル2	短辺方向	1/349	EL CENTRO NS		
		長辺方向	1/346	EL CENTRO NS		

表6 L2時上下動最大応答一覧表

地震波形	免震装置支点反力 (G)		
	コーナー部 1300φ	側部 1000φ	内すべり
HACHINOHE 1968 UD	0.38	0.46	0.43
EL CENTRO 1940 UD	0.55	0.55	0.37
TAFT 1952 UD	0.66	0.70	0.65
SENDAITH030 1F NS UD	0.43	0.46	0.64
平均	0.49		