

5.3 応答値の推定と検証

5.3.1 応答値の推定

断面の設定された建物については、4.4に示した手法に従って、層間変形、応答層せん断力、応答転倒モーメント、外柱の変動軸力が推定できる。ここでは、応答層間変形に注目し、第2章で用いた設計に良く用いられる地震動に対する応答値を検討する。

図-5.11～5.14、表-5.10に、それぞれの建物の弾性剛性による固有モード形と、この固有モードの各層の差より求めた層間変形モードを示す。この層間変形モードと、図-2.1に示した平滑化した応答スペクトルにより、それぞれの地震動に対する層間変形応答の推定値を求める。求めた層間変形の最大値を表-5.11に、分布形をを図-5.15に示す。応答層間変形の最大値は、おおむね3cm以下であり、現状の設計のクライテリアの制限値（層間変形角 $R=1/100 = 3\text{cm}$ ）を満足しているが、一部の地震動において満足していない。分布形は、15層建物では、1次固有周期がほとんどの地震動の加速度一定領域にあるため、地震動に関わらず同じ形状を示している。60層建物においては、高次モードの影響が地震動によって異なるため、形状が地震動によって違うものとなっている。また、4.5で60層建物に適用したときには、本推定法に比べ応答解析結果は下層部で増大傾向にあった。本例の推定値は下層部であまり大きくなく、設計のクライテリアを超過する恐れはないものと考えられる。

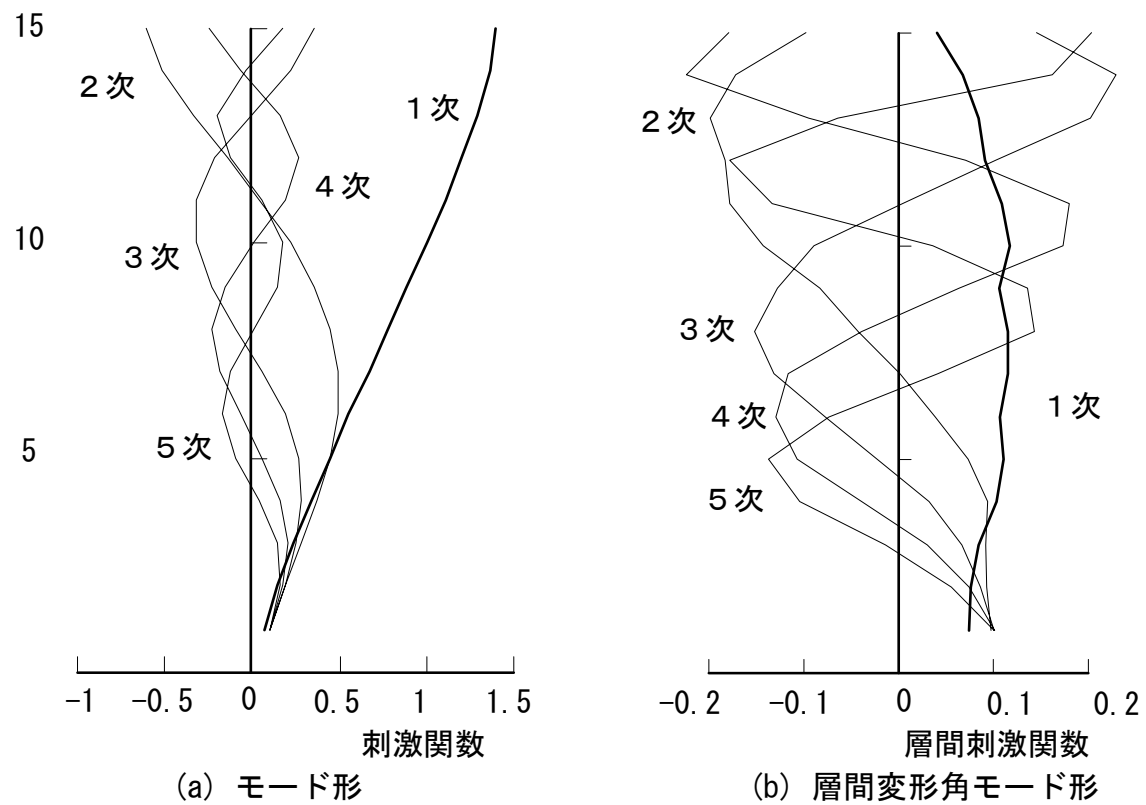


図-5.11 15層建物の弾性モード形

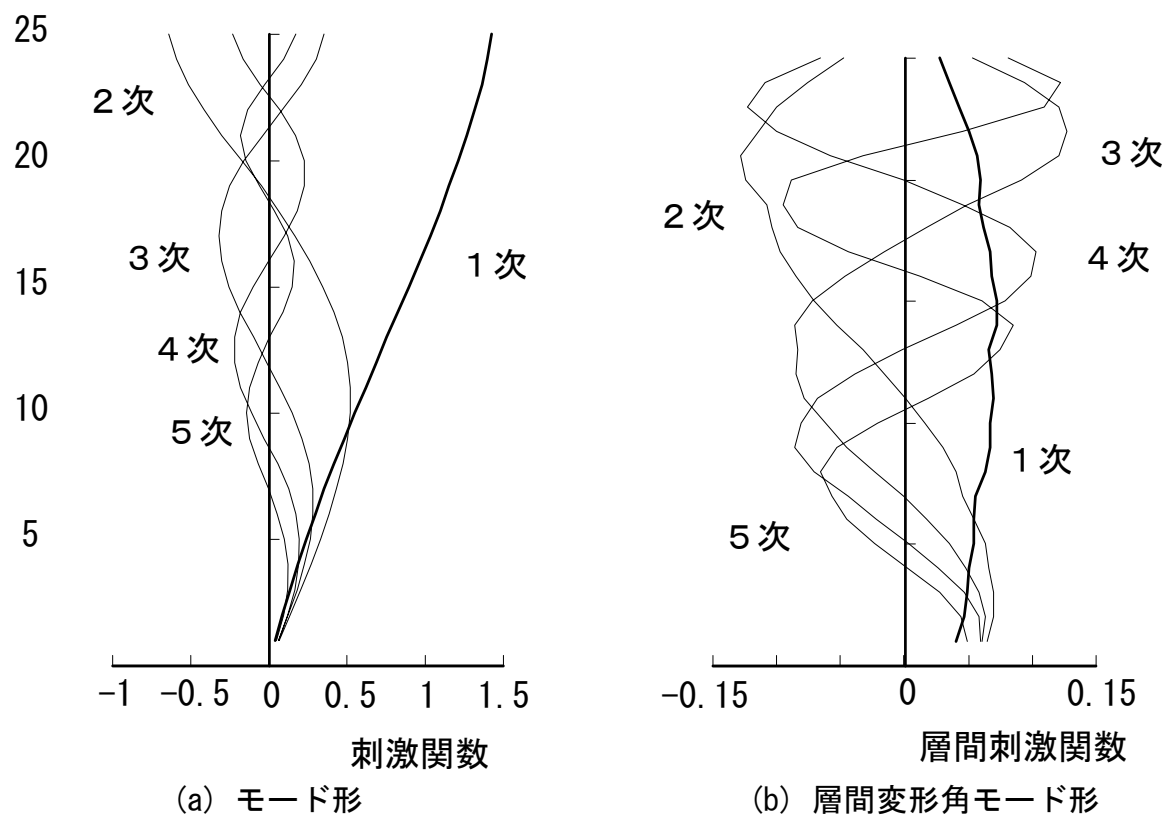


図-5.12 25層建物の弾性モード形

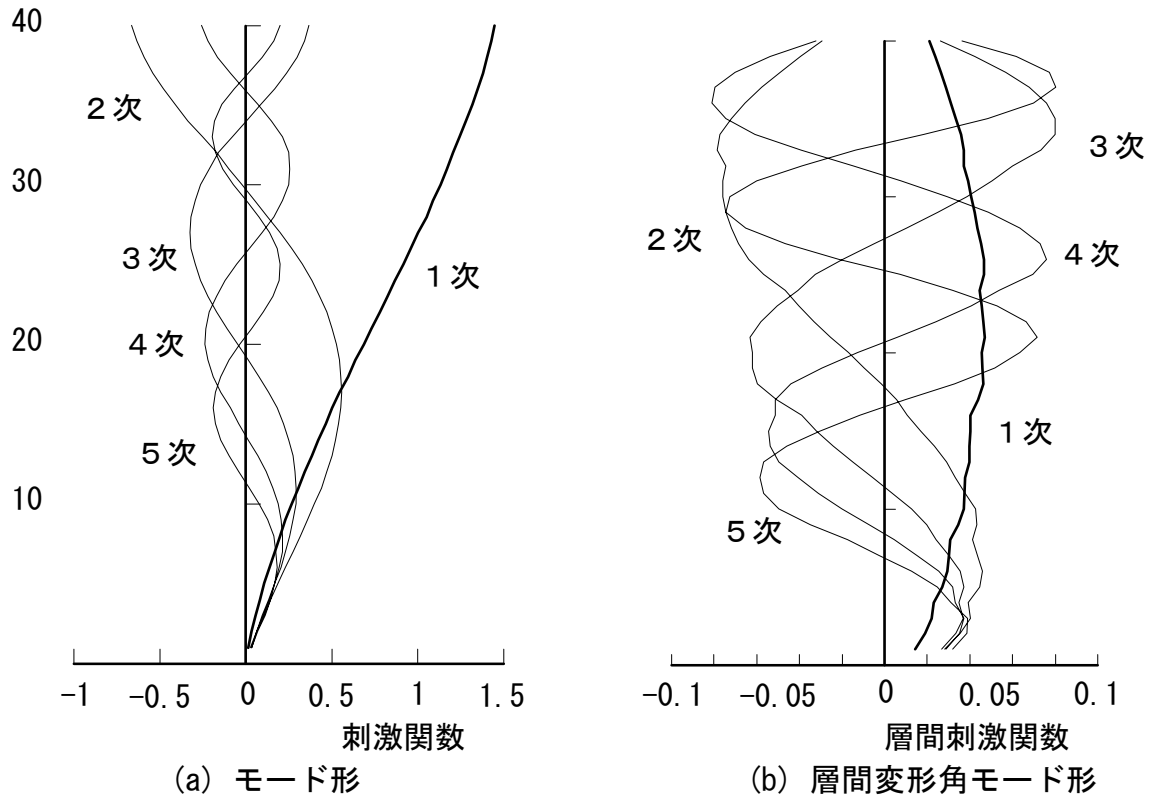


図-5.13 40層建物の弾性モード形

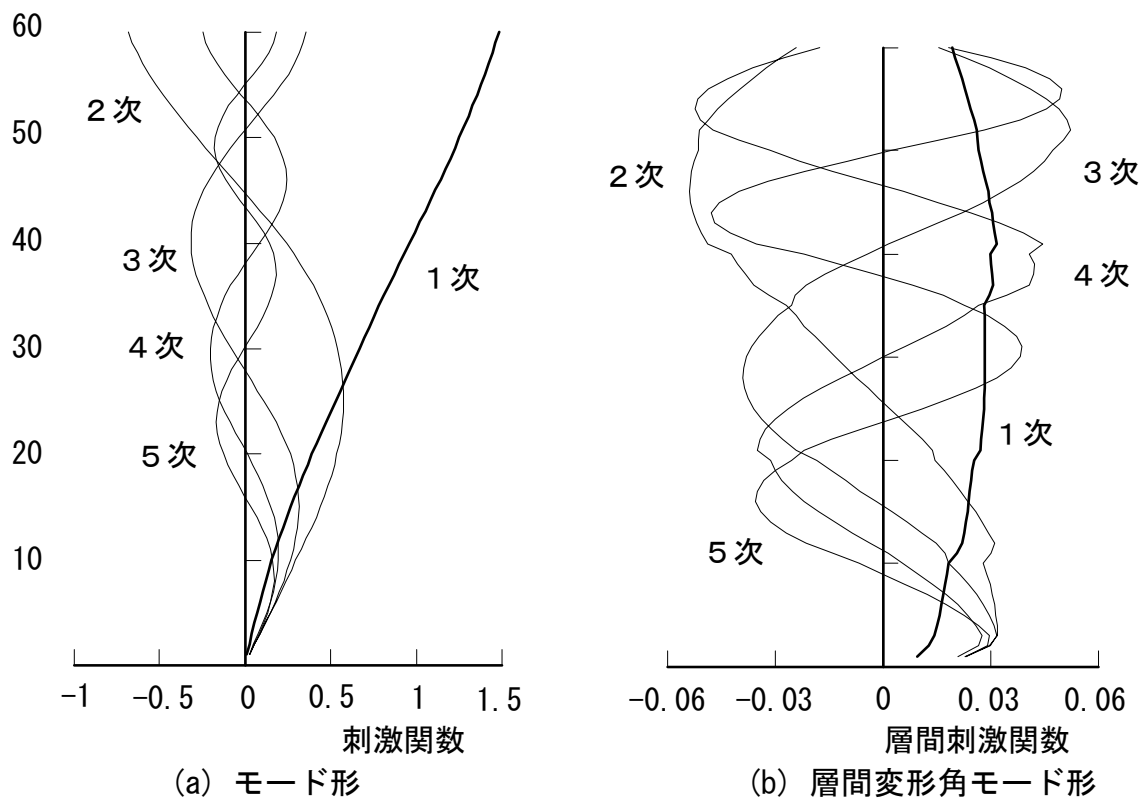


図-5.14 60層建物の弾性モード形

表-5.10 略算モデルによる固有周期(sec)

	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
1 5 層建物	0.79	0.30	0.18	0.13	0.10
2 5 層建物	1.37	0.49	0.29	0.21	0.16
4 0 層建物	2.48	0.84	0.48	0.34	0.27
6 0 層建物	3.95	1.24	0.67	0.48	0.37

表-5.11 最大応答層間変位の推定値

地震動名	最大応答層間変位 (cm)			
	1 5 層	2 5 層	4 0 層	6 0 層
El Centro NS	2.41	2.70	2.91	2.45
El Centro EW	1.96	2.09	2.66	2.65
Taft NS	2.20	2.40	2.95	2.95
Taft EW	2.08	2.27	2.80	2.31
Tokyo 101 NS	2.23	2.39	2.38	2.10
Sendai 501 NS	2.49	2.62	2.50	2.18
Sendai 501 EW	2.79	3.00	2.68	2.46
Osaka 205 EW	1.98	2.12	2.68	2.65
Hachinohe NS	2.12	2.27	2.89	2.36
Hachinohe EW	2.12	2.63	3.32	2.70
Tho30-1FL NS	2.46	3.19	2.74	2.65
Tho30-1FL EW	2.27	2.47	3.05	2.45

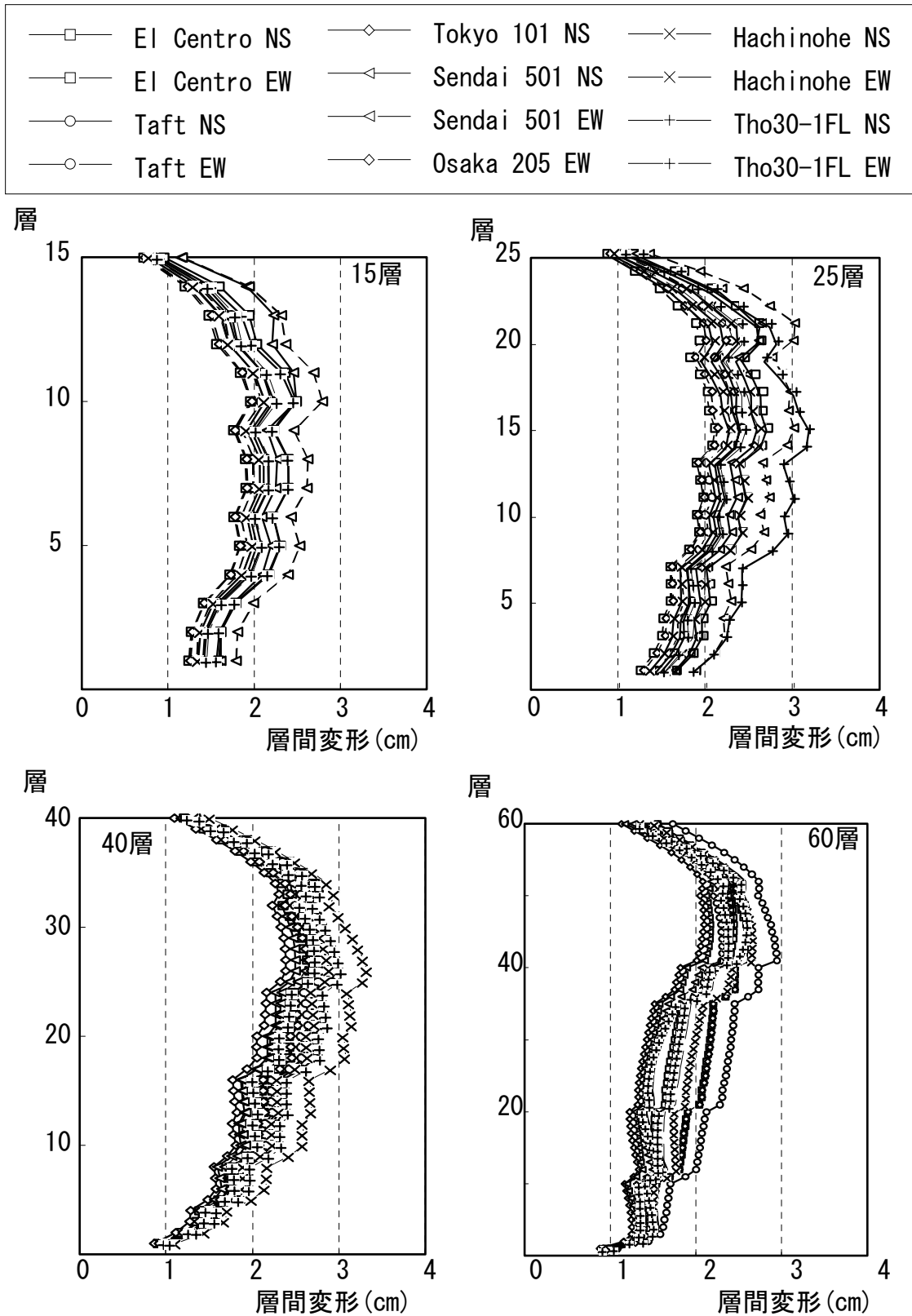


図-5.15 各建物の各地震動に対する層間変形予想値

5.3.2 フレーム解析との比較

設定した建物について、ここでは検証の意味でフレーム解析と比較を行う。

まず、弾性剛性の比較の意味で図-5.16～5.19、表-5.12に固有モード、固有周期の比較を示す。各建物とも全体固有モードでは相違が無く、層間変形モードにおいては略算値でのぎざぎざがフレームモデルにおいてはスムーズになっている程度の差しかみられない。また、固有周期も1次モードでは15層建物では数パーセントの差があるが、そのほかの建物ではほとんど一致し、5次モードでも数パーセントの相違しかない。これより、本略算法による固有モード形は十分の精度を有しているといえる。

次に、層間変位応答の推定値が大きかった4種の地震動、El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS, Tho30-1FL NS、の最大速度振幅を50cm/secに基準化した地震動入力に対するフレーム応答解析を行い、推定値の検証を行う。解析モデルは、フレームモデルとし、1構面フレームモデルとする。部材モデルとしては端部剛塑性バネモデルを用いる。減衰は瞬間剛性比例型の内部粘性減衰とし、弾性1次振動数に対して3%となるよう設定する。部材の降伏耐力は、表-5.1中に示した略算式によるものとする。柱の外柱の降伏モーメントの軸力は、単純化のため中柱と同じとする。復元力特性は、武田モデルを用い、梁は、第1折れ点耐力を降伏耐力の0.25倍とし、降伏時剛性低下率を0.20とする。柱は、第1折れ点耐力を降伏耐力の0.40倍とし、降伏時剛性低下率を0.30とする。

図-5.20に解析結果を示す。15層建物では、この建物の周期域で非常に大きな応答スペクトル値となるTho30-1FL NS の応答結果が大きくなっており、推定値と大きく異なっている。これは、推定に用いた平滑化した応答スペクトルをこの領域でかなり小さく設定している（図-2.1）ことに起因する。40層建物の上層部においても、この建物の2次周期の周期域で、Tho30-1FL NS が大きな応答スペクトル値となるため、応答結果が大きくなっている。それ以外では、精算による応答値は推定値以下となっており、また層間変形の分布形もかなり似た形状となっている。これにより、本設定法により設定した断面の建物は、設計で意図する耐

震性能（ここでは層間変形の制限値）を満足させることができるといえる。

同図中には第3章で用いた、最近の知見により表層地盤の影響を加味して提案された設計スペクトルのうち、第2種地盤の例として示された応答スペクトルを目標スペクトルとして作成した模擬地震動波形（第2種地盤波）に対する応答値も示した。15層建物と、40層建物の上層部で、Tho30-1FL NS 入力時と同様に応答値が大きくなっている。また、60層建物では中間層において層間変形が3cmを超えている。これらはこの応答スペクトルが、0.8秒付近でかなり大きなピークを持ち、耐力設定をした設計用応答スペクトルの値を大きく上回っているためである。15層建物では1次周期、40層建物では2次周期、60層建物では3次周期がこの周期に当たり、これらの影響が強くてたためと考えられる。これらのことより、地盤条件等により特定の周波数領域の応答スペクトルが大きくなると想定されるサイトでは、設計用応答スペクトルにその効果を考慮して耐力分布を設定しないと、応答値が推定値を上回る可能性があるといえる。

表-5.12 固有周期の比較

		1次	2次	3次	4次	5次
15層建物	フレーム解析	0.81	0.30	0.18	0.12	0.09
	略算	0.79	0.30	0.18	0.13	0.10
	比	1.03	1.02	0.99	0.94	0.88
25層建物	フレーム解析	1.37	0.49	0.29	0.20	0.15
	略算	1.37	0.49	0.29	0.21	0.16
	比	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95
40層建物	フレーム解析	2.51	0.84	0.48	0.34	0.26
	略算	2.48	0.84	0.48	0.34	0.27
	比	1.01	1.01	0.99	0.98	0.97
60層建物	フレーム解析	3.96	1.23	0.66	0.46	0.35
	略算	3.95	1.24	0.67	0.48	0.37
	比	1.00	0.99	0.99	0.97	0.96

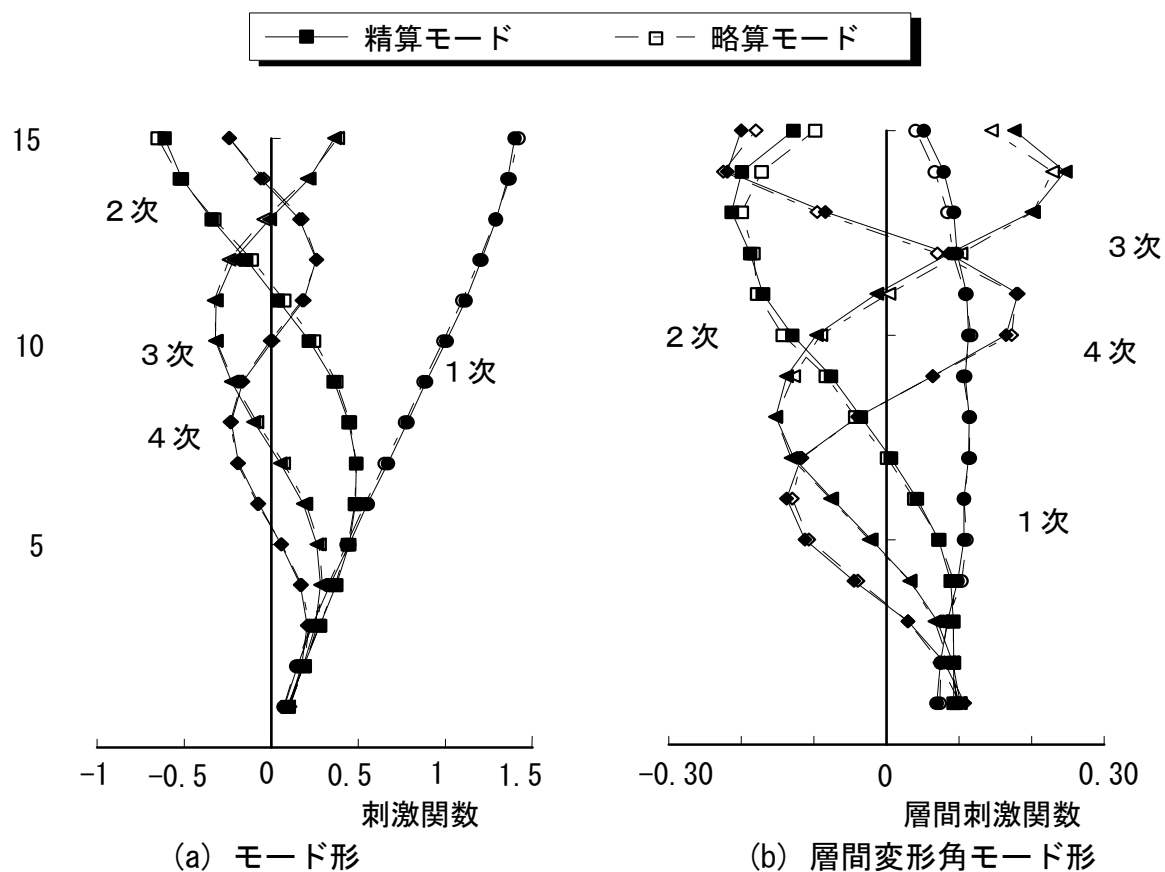


図-5.16 15層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

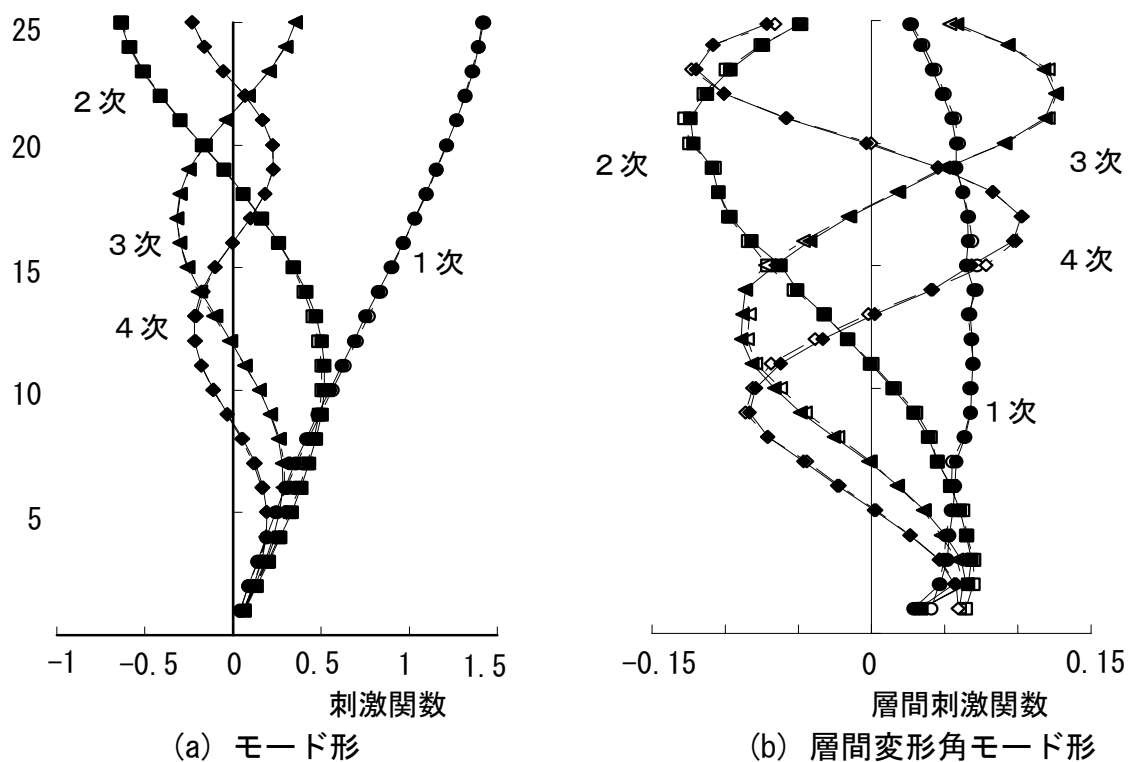


図-5.17 25層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

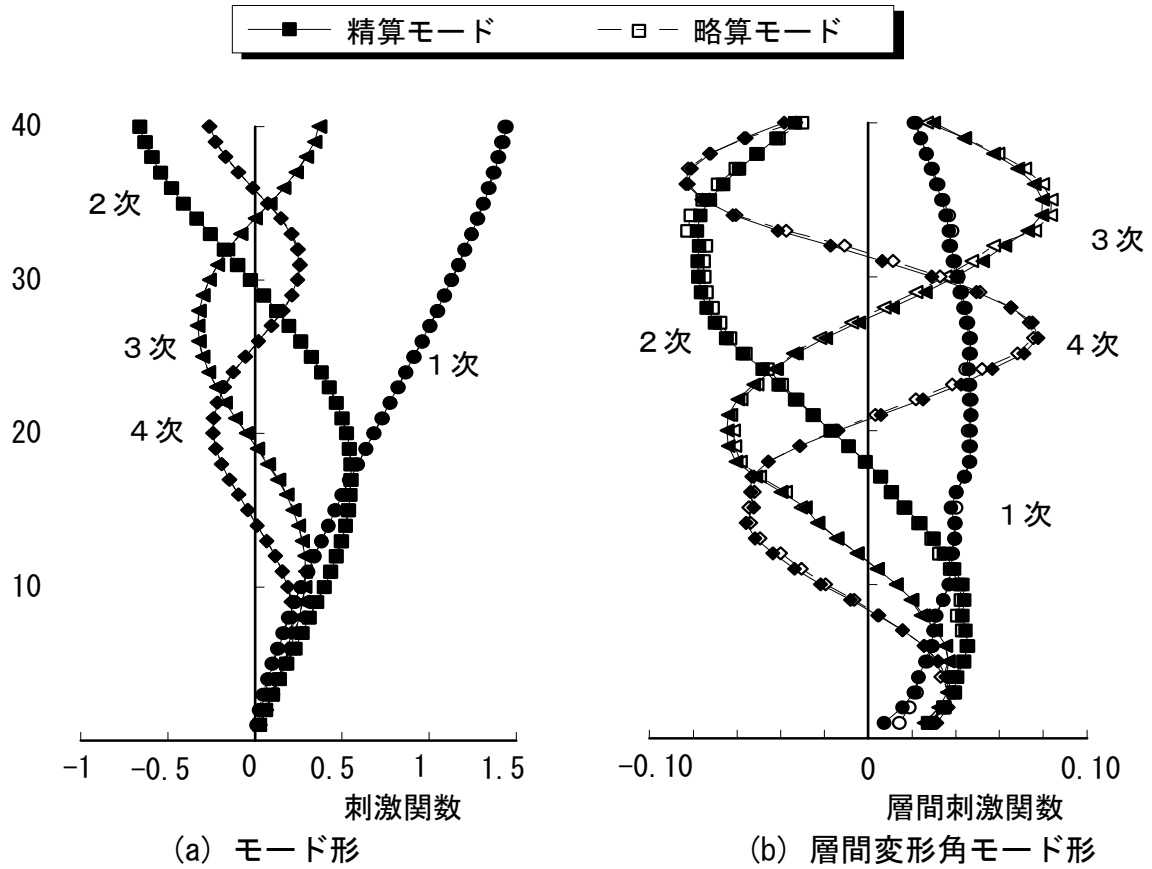


図-5.18 40層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

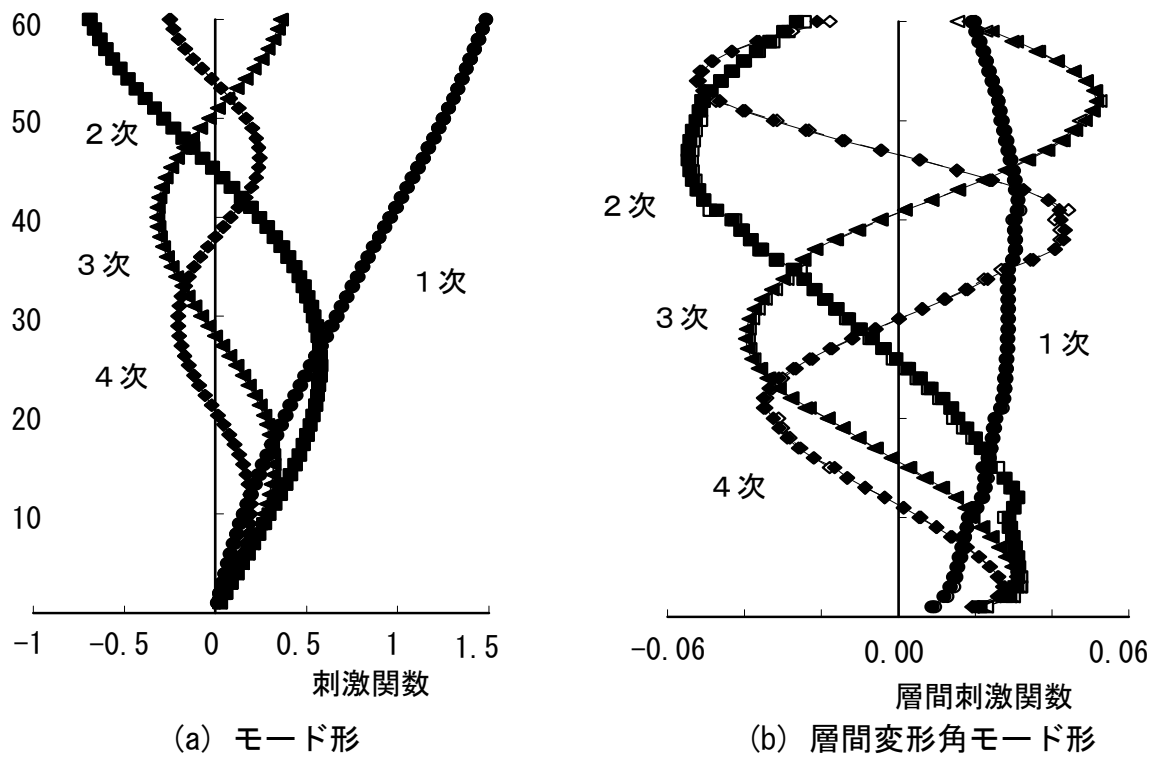


図-5.19 60層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較

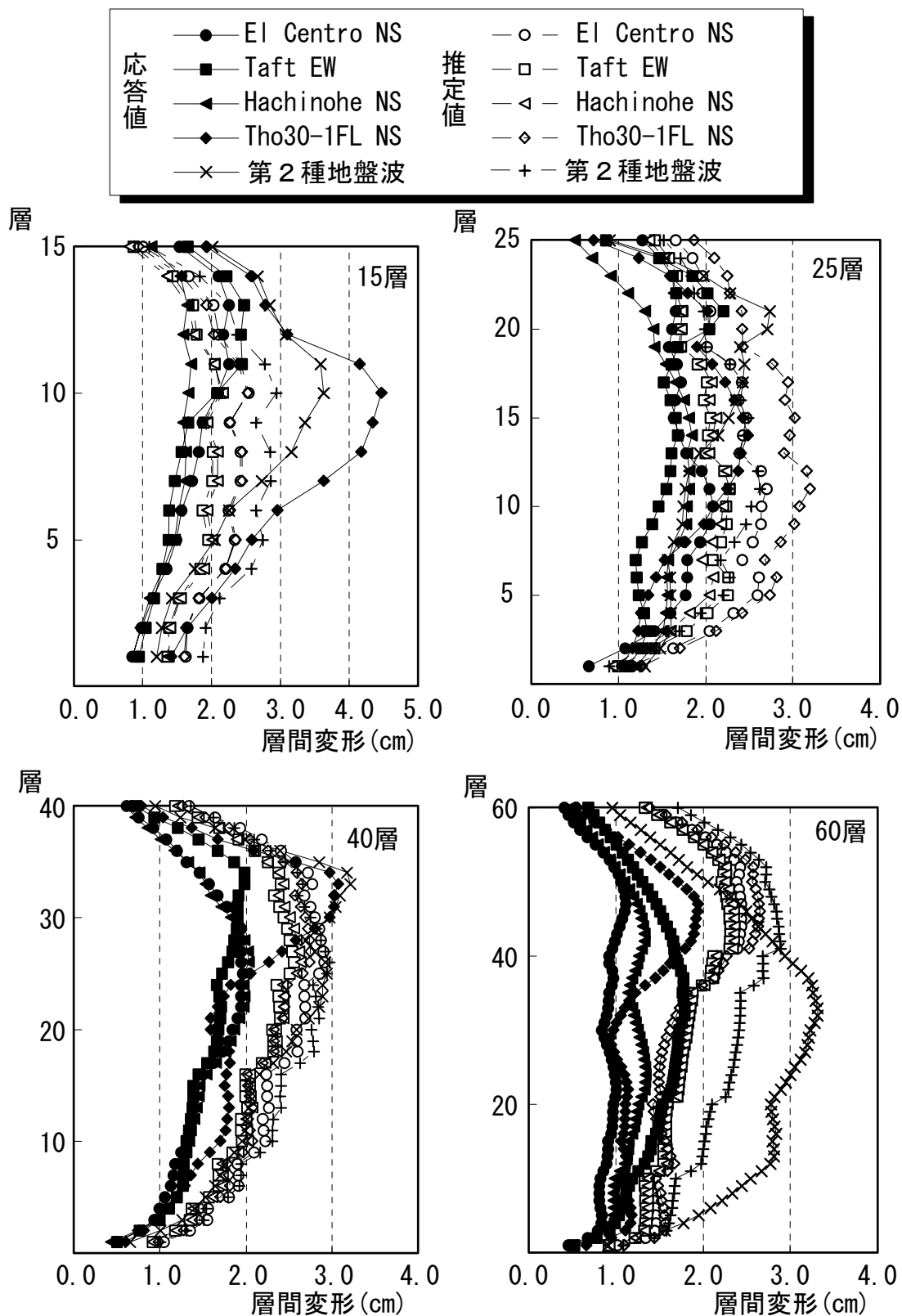


図-5.20 各建物の各地震動に対する層間変形予想値とフレーム解析結果の比較

5.4 まとめ

本章では代表的な建物を設定し、第4章までに示した手法を用いて、断面設定を行った。次に、設定した断面を持つ建物が現在多く使われている設計用地震動⁵⁾により応答変位がどの程度になるのかを示した。最後に、フレーム系の地震応答解析を行い、現在一般的である耐震設計のクライテリアを満足することを示した。

本章で得られた結論を以下に示す。

- 1) 本論に示した手法により断面設定を行った建物に、設計で良く用いられる地震動（最大速度振幅50cm/secに規準化）を入力した時の最大応答層間変形の推定値は一般的な設計のクライテリアである層間変形角 $R=1/100$ をおおむね満足する。
- 2) 略設計した建物のフレーム系の地震応答解析結果は、現在一般的である耐震設計のクライテリアを満足し、本論で示した手法の有効性が示せた。

表-5.10 略算モデルによる固有周期(SEC)	188
表-5.11 最大応答層間変位の推定値	188
表-5.12 固有周期の比較	191
図-5.11 15 層建物の弾性モード形	186
図-5.12 25 層建物の弾性モード形	186
図-5.13 40 層建物の弾性モード形	187
図-5.14 60 層建物の弾性モード形	187
図-5.15 各建物の各地震動に対する層間変形予想値	189
図-5.16 15 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	192
図-5.17 25 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	192
図-5.18 40 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	193
図-5.19 60 層建物の弾性モード形の略算値と精算値の比較	193
図-5.20 各建物の各地震動に対する層間変形予想値とフレーム解析結果の比較	194