

論文

[2021] 鉄筋コンクリート純フレーム構造の地震応答変形量に関する研究

正会員 ○渡 辺 明 紀 (清水建設原子力部)

正会員 壁谷澤 寿 海 (横浜国立大学工学部)

1. はじめに

近年、建築構造設計の分野において許容応力度設計法から終局強度設計法への移行が世界的趨勢となっており、日本でも建築学会から『鉄筋コンクリート造建物の終局強度設計型耐震設計指針(案)』^[1] (以下指針(案))が提案されている。この指針(案)による設計法の特徴的な点は、梁降伏型の全体降伏機構を設計当初に設定し、設計で想定する大地震に対して、(1) ヒンジ部で構造物として必要な強度(必要保有水平耐力)を確保する、(2) ヒンジ部の靱性を保証する、(3) 全体降伏機構を実現するために非ヒンジ部の強度を確保する、等の目標を明確に設定して、具体的な手法を提示していることである。この中で、ヒンジ部の靱性設計では、部材の塑性変形能力が地震時に予想される応答変形を充分上回るように規定され、その目標として「保証変形」の概念が導入されている。ただし、その絶対値(あるいはその算定法)を規定するのは、現段階では困難であり、便宜的に部材種別等に応じて一定の値が設定されている。しかし、構造物あるいは部材の応答変形量がそれぞれの建物あるいは部材で異なるのは明らかであり、配筋等に応じた部材の靱性(塑性変形能力)を定量化することとともに、応答変形量(必要靱性)を精度よく特定することは、指針(案)による設計法の課題として残されている。

本研究は、終局強度設計法により設計された鉄筋コンクリート純フレーム構造に関して、動的あるいは静的非線形解析結果を「モード分解」することによりその一般的な性質を捉えて、静的解析に基づいて層レベルでの動的な応答変形量を推定する方法を検討したものである。

2. 解析対象建物

X方向10スパン、Y方向3スパンの12階建純フレーム鉄筋コンクリート構造を指針(案)に基づいて設計した。平面図を図1に、使用材料および部材断面、配筋結果等を表1に示す。主筋強度はSD40とし、設計用ベースシア係数を $0.25xRt$ ($Rt=0.93$: 振動特性係数)として、梁端および柱脚等の降伏ヒンジの主筋を配筋した。この降伏ヒンジの強度分布を定める降伏機構設計では異なる外力分布形を用いて2種の建物を設計した。すなわち、指針(案)にある『震度逆三角形+頂部集中』型(以下、外力分布形あるいはこの外力分布によって設計された建物をTPと略称)と『震度逆三角形』型(同じくTIと略称)の2つを用いた。

梁の設計では、上層より応力再配分の制限を考慮しながら、通し配筋になるように(ただし、X方向は端のスパンは異なる梁配筋を許容する)

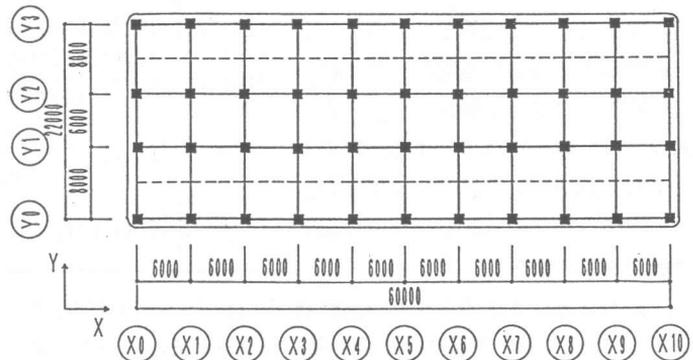


図1 解析対象建物の平面図

終局強度による層の節点モーメントの総和が線形解析による応力（鉛直荷重+地震荷重）に対して最も近い配筋を選んでいく。終局強度と設計用応力度の合計の誤差は下層に分配して順次必要な配筋量を決定し、最後に1階柱脚を設計する。降伏機構設計で要求される強度に近い梁を設計するため最小配筋規定は適用していない。設計用ベースシア係数を共通にしたため（設計用外力の転倒モーメントが大きい）TPの方が全体として配筋量は多い。

中間階の柱に関しては、厳密に降伏機構保証設計は行わないが、梁降伏型降伏機構を実現するために、降伏機構設計用応力を1.5~2.0倍して略設計している。ただし、応答変形量に影響する柱変形量の差を除くために、TPの柱を両者共通の柱とした。以下ではX（長辺）方向の解析結果のみを示す。X方向の弾性1次固有周期は0.720秒である。

表1 解析対象建物の使用材料、部材断面、配筋結果

階	階高 (cm)	コンクリート 強度	柱断面*1 BxD(cm)	柱主筋*2	梁断面		径	梁主筋*3			
					X方向 BxD(cm)	Y方向 BxD(cm)		X方向		Y方向	
							TP	TI	TP	TI	
R		240			50x85	50x85	D25	2+2	2+2	3+2	2+2
12	365	240	90x90	8-D32	50x85	50x85	D25	4+4	3+2	5+4	4+3
11	365	240	90x90	14-D32	55x85	55x85	D29	5+4	4+3	6+5	5+4
10	365	240	100x100	12-D35	55x85	55x85	D29	6+5	5+4	7+6	6+6
9	365	270	100x100	12-D35	65x90	70x90	D29	7+6	7+6	9+8	8+8
8	370	270	110x100	14-D35	65x90	70x90	D29	8+8	7+7	10+9	9+9
7	370	270	110x100	16-D35	65x90	70x90	D29	8+8	8+8	10+10	10+10
6	370	270	110x100	16-D35	70x95	75x95	D32	8+7	8+7	10+9	9+9
5	375	300	115x100	16-D35	70x95	75x95	D32	8+8	8+8	9+9	10+9
4	375	300	115x105	16-D35	70x95	85x95	D32	8+8	9+8	10+10	10+9
3	375	300	115x105	18-D35	70x95	85x95	D32	8+8	8+8	10+9	10+9
2	375	300	115x105	20-D38	70x95	85x95	D32	7+6	7+6	8+8	8+8
1	400	300	115x105	14-D38							

*1 B, D: X方向の断面幅および断面せい、 *2 X方向内柱、Y方向内柱の例

*3 X方向は中間スパンの梁の例、Y方向は各階共通で、(上端+下端)主筋本数で示した

3. 基準モードの抽出

本研究では、動的解析による応答変形を検討するために、応答変形の時刻歴に対して質量マトリックス[m]に関して互いに直交性をもつモードに分解する手法^[2]を用いる。その際、基準となる分布（平均的な一定のモードとみなしうる分布）を定めるために、応答解析による時刻歴から、それとの差の2乗累積和を最小とする一定のモード形を抽出する手法^[3]を用いた。この手法を表2の式にしたがって以下に概要を説明する。

表2 基準モードの抽出

$$\{f(t)\} \sim \{X\} q(t) \quad \dots\dots (1)$$

$$E = \int_{t_0}^{t_1} [\{f(t)\} - \{X\}q(t)]^T [m] [\{f(t)\} - \{X\}q(t)] dt \quad \dots\dots (2)$$

$$[R] = \int_{t_0}^{t_1} \{f(t)\} \{f(t)\}^T dt \quad \dots\dots (3)$$

$$([m][R][m]) \{u_i\} = \lambda_i [m] \{u_i\} \quad \dots\dots (4)$$

$$\{f(t)\} \sim \frac{\{u_i\}^T [m] \{f(t)\}}{\{u_i\}^T [m] \{u_i\}} \{u_i\} \quad \dots\dots (5)$$

$$f_k(t) = \{f(t)\} - \sum_{i=1}^{k-1} \frac{\{u_i\}^T [m] \{f(t)\}}{\{u_i\}^T [m] \{u_i\}} \{u_i\} \quad \dots\dots (6)$$

$$[R_k] = \int_{t_0}^{t_1} \{f_k(t)\} \{f_k(t)\}^T dt \quad \dots\dots (7)$$

動的解析による応答変形時刻歴 $\{f(t)\}$ ($t_0 \leq t \leq t_1$)に対して、式(1)の関係が成り立つとみなしうるモード $\{X\}$ と単振り子の時刻歴 $q(t)$ を求める。これを、式(2)の2乗累積和を最小にするという意味に解釈すれば、モード $\{X\}$ は式(3)、式(4)の一般固有値問題の最大固有値に対応する固有

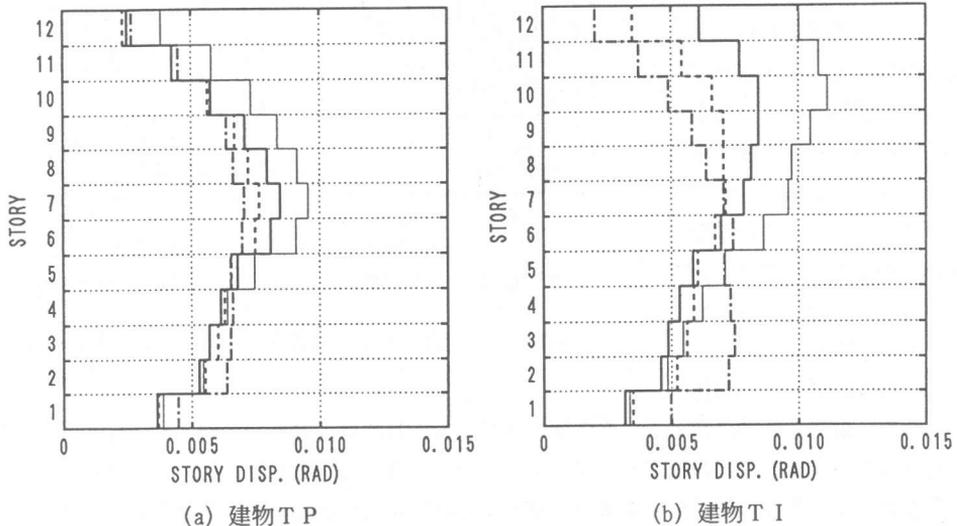
ベクトルとなる。この固有ベクトルを基準モードと定義すると、基準モードの時刻歴は式(5)によりモード分解したものと得られる。応答時刻歴から基準モードを除いた成分(式(6))に対して同様の行列式(式(7))を導き、高次成分も順次抽出できる。

外力分布を仮定した静的非線形解析を行い、その結果を時刻歴として扱えば同様に平均的なモードを抽出することができるが、方法は一義的ではない。以下の静的解析は、全体の変形角(最上階の変位)が時刻に比例して単調に増加する一方向の漸増解析とし、終点はその最大値が動的解析による基準モードの応答変形角の最大値と一致する点とする。

4. 動的解析による最大値および基準モード

試設計された建物(TPおよびTI)の非線形地震応答解析^[4]を行い、最大応答変形角および基準モードを算定した。地震応答解析では、El Centro (<NS>, 1940)、Hachinohe 港湾 (<EW>, 1968)、東北大学 (<NS>, 1978)の加速度記録を入力加速度とした(以下、これらの地震波をELCNS、HACEW、TOHNSと略称)。入力レベルは、特に加速度レベルをパラメータとする場合を除いては、原波形を1.5倍したもの(ほぼ最大速度 50 kine に相当)としている。地震応答解析による最大応答層間変形角(細実線)と抽出した基準モードの最大値(太実線)の例(HACEW)を図2に示す。建物TPとTIでは分布が異なっており、TIで上層の変形角が大きくなっている。この傾向は、いずれの地震波でも共通であり、また高次モードの影響を含んだ最大値だけでなく、基準モードの応答も同様である。

実際の設計では、基準モードに相当する外力分布が設定されれば、静的非線形解析により基準モードの層間変形角分布を算定することが可能であり、またその絶対値のレベルは等価1自由度系の解析もしくは応答スペクトルによって設定することが可能である。そこで、以下では、この基準モードを静的解析によって特定することを試みる。



- : 動的解析(入力 HACEW)による応答変形の最大値
- : 動的解析(入力 HACEW)による応答変形から抽出した基準モードの最大値
- : 静的解析(外力分布=繰返し計算による固有モード)による基準モード最大値
- : 静的解析(外力分布=動的解析から抽出した基準モード)による基準モード最大値

図2 動的解析および静的解析による層間変形角

5. 静的解析による基準モードの算出

外力分布による変形モードの影響を調べるために、異なる外力分布（TPあるいはTI）によるそれぞれの建物（TPあるいはTI）の静的非線形解析を行なった。層間変形角の推移を図3(a)～(d)に示す。図3(a)および(d)は、载荷中に一部の層の変形が突出し他層と変形量が著しく異なることなく、しかも両者がほぼ同じ形状になっている。すなわち、設計用外力分布形と同一の外力分布形で静的非線形解析を行なった場合、変形のモードが安定しており、機構設計での適切な外力分布を設定するための重要な性質になりうることに注意する必要がある。

一方、動的解析では、塑性領域でも変位（加速度）の基準モードに対応する慣性力の分布が基準モードの外力分布（いわば、塑性領域も含めた固有モード）になることが考えられる。そこで、繰返し計算による固有値解析と同様に静的解析を繰返して行ってみる。すなわち、一旦静的（非線形）解析で得られた層間変形の基準モードに対応する慣性力で再度静的解析を行う。このようにして得られる変形モード（図2の一点鎖線）は、動的解析による基準モードに比べ、下層の応答変形量が過大に評価されている。このように、外力分布を変形モードに適合させた（塑性の固有振動モードとした）にもかかわらず、差が生じるのは、動的な外力の基準モードが（慣性力と釣り合う）静的な外力分布とは異なるためであることが予想される。

6. 動的な外力モードの抽出

そこで、動的な基準外力モードの性質を検討する。動的な外力モードは、表2で式(3)の $f(t)$ に水平外力の時刻歴を、式(4)の $[m]$ を単位マトリックスを代入するものとして定義する。また、地震応答解析は構造物の塑性化の影響を考察するために入力地震波のレベルを変化させて行った（原波形に対する増幅率を0.1倍～2.0倍とした）。動的な水平外力および応答相対加速度の基準モード（1次および2次）の最大値を図4に示す。応答相対加速度の基準モードは、入力レベルによらずほぼ弾性の固有モードに対応するのに対して、水平外力の基準モードは、弾性応答では弾性の固有モードに対応するが、入力レベルが大きくなり塑性化が進むと、より重心が上層にずれる分布になる。

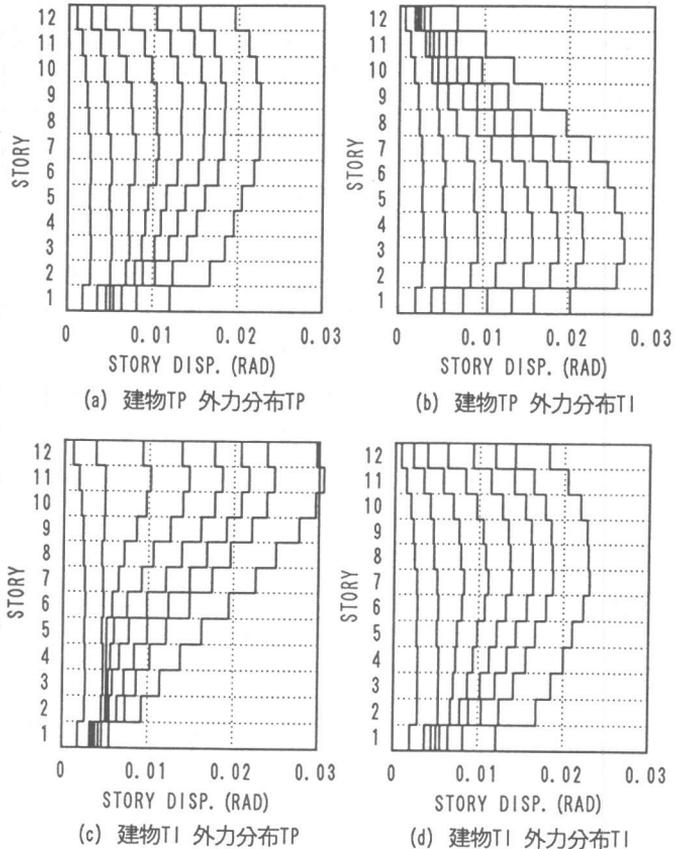


図3 外力分布が異なる静的解析による層間変形角

この現象をさらに明らかに検討するために、応答相対加速度の時刻歴を図5に示した。一般に動的な水平力 $\{f(t)\}$ は(簡単のため減衰力を無視すると)、次式のように入力加速度と応答相対加速度であらわされる。

$$\{f(t)\} = -[m][\ddot{X}(t)] + [e]\dot{X}_0(t) \quad \dots(8)$$

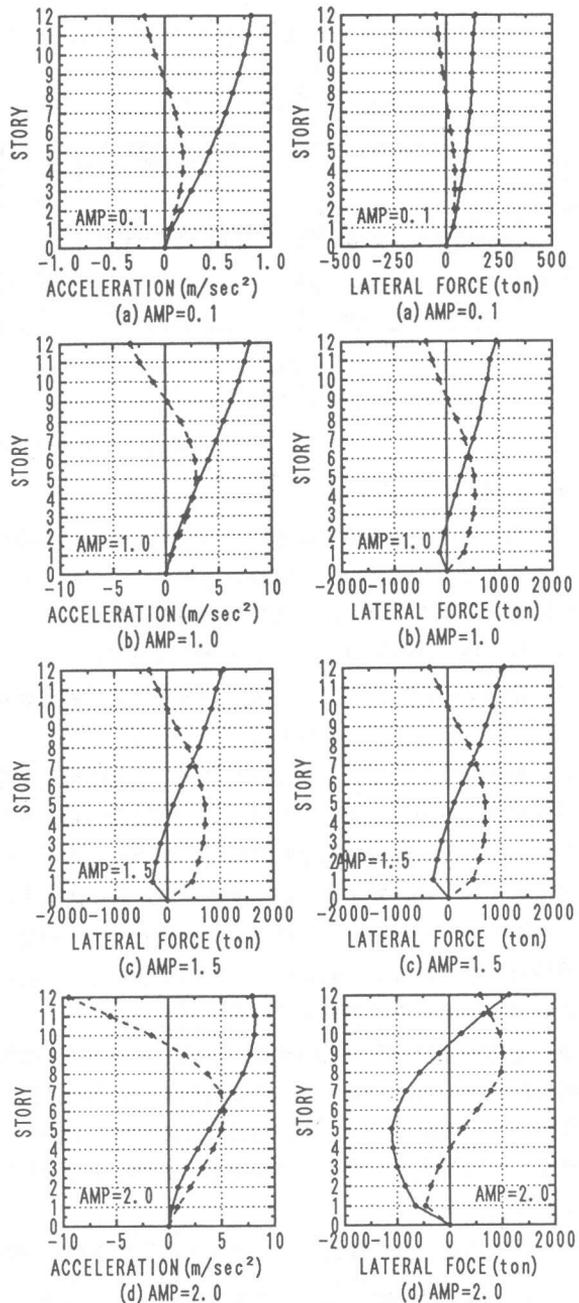
$\ddot{X}(t)$: 応答相対加速度、

$\dot{X}_0(t)$: 入力加速度、

ここで、図5(a-1)(a-2)に示したように、弾性時には応答相対加速度は入力加速度に対して独立に振動しており、したがって、絶対加速度(外力)の基準モードは、相対加速度のそれとあまり変わらない。しかし、構造物の塑性化にともない、同図(b-1)に示したように、相対加速度の基準モード(1次)は、入力加速度の位相に対して逆転した状態で振動する明確な傾向があらわれる。その結果、動的外力の基準モードは、一定値だけ(同じ方向に)相対加速度からずれた分布になり、絶対加速度(外力分布)は重心が上部にずれたものになる。

念のため、動的解析から得られた基準モード外力で静的非線形解析を行い、変形モードを算出すると、動的解析による基準変形モードに対応する方向に近づく(図2の破線)。基準モード外力に対してはさらに詳細な検討が必要であるが、相対加速度に対してずれる分は入力加速度レベルに対応して高さ方向に一定値で分布する傾向があり、設計で大略想定することも可能であると予想される。

基準モード外力が想定できれば静的非線形解析を行って層間変形角の基準モードを算定し、さらに高次モードによる変動分を付加することによって、最大応答変形の分布を推定する方法が考えられる。また、降伏機構設計用外力分布と同じ分布による非線形解析では変形分布が安定していることから、最大応答変形の分布を制御した設計用外力分布を設定しうる可能性もある。



(4-1) 相対加速度

(4-2) 水平力

図4 入力地震波(TOHNS)の増幅率(AMP)が異なる場合の応答相対加速度と水平力の基準モード(建物T I)

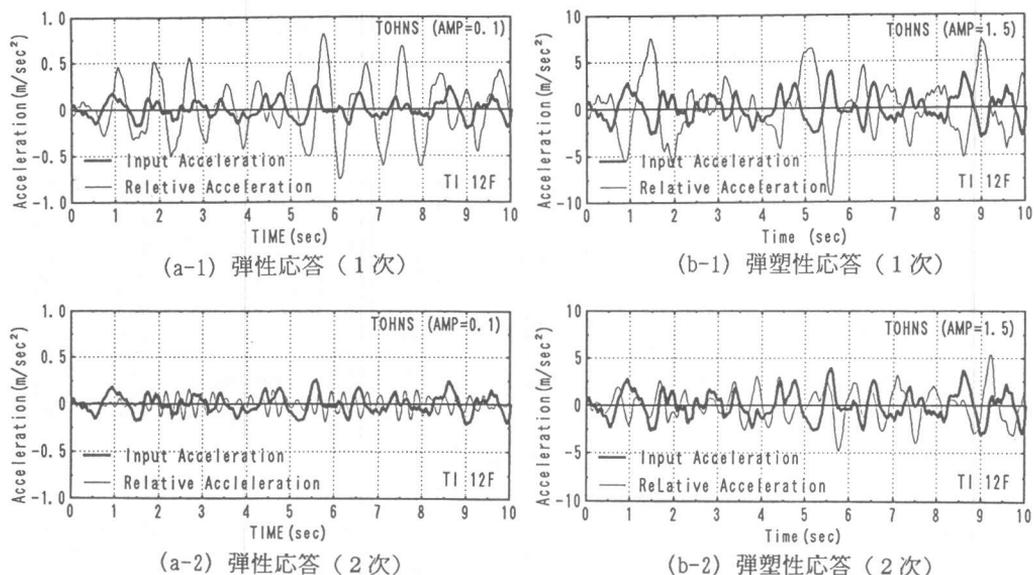


図5 モード分解した応答相対加速度と入力加速度

7. 結論

設計用外力分布の異なる2つの純フレーム構造の地震応答解析を行い、変形および外力分布をモード分解して検討した結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 建物T IとT Pでは応答変形の分布が異なる。すなわち、梁の高さ方向の強度分布（設計用外力分布形）と応答変形分布は密接な関連がある。
- (2) 設計で用いた水平外力と同じ分布で静的非線形解析をおこなうと、変形モードは建物によらずほぼ同じような分布になる。
- (3) 動的解析から抽出した建物T IとT Pの変形の基準モードは互に異なり、最大応答値は（絶対値は異なるが、2次モードに近い）同様の分布の変動分をこれに加えたものになっている。
- (4) 静的非線形解析を繰返して慣性力が適合するように算定した基準モードは、動的な基準モードに必ずしも適合せず、下層の変形角が過大に評価される。
- (5) 動的解析から抽出した建物T IとT Pの外力の基準モードは、弾性時あるいは相対加速度の基準モードと異なり、必ず重心が上に移動した分布になる。この外力分布を用いると、静的解析でもT IとT Pの基本モードの差を説明できる。
- (6) 動的な外力分布の重心が上に移動するのは、塑性領域において相対加速度と絶対加速度の位相に相関があるためである。この分布は、入力加速度からほぼ特定できるものと考えられる。
- (7) 以上の性質を利用して、応答変形の分布を意図したもの（例えば一定の応答変形分布）を設計する降伏機構設計用外力の設定も可能であると思われる。

<参考文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説
- [2] 壁谷澤寿海他：鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法（その1）～（その5）、日本建築学会関東支部研究報告集および大会学術講演梗概集、1984年7月および10月
- [3] 滝澤春男：梁崩壊型靱性架構の動的機構形成における定モード成分の抽出、構造工学論文集、Vol. 36B、1990年3月、pp. 245-258.
- [4] 壁谷澤寿海他：一日米共同研究—鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その3）擬似動的解析、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年12月、pp. 1161-1168