

[53] 浮上がり基礎回転壁・純骨組並列架構の連成振動特性

正会員 ○馬 場 研 治 (三重大学工学部)
 中 島 秀 美 (名古屋大学工学部)

1. まえがき

強大地震を受ける中低層鉄筋コンクリート造(RC造)建物の現実的な構造設計法の確立を図るため、各構面毎に異種の復元力特性を持つ複合構造系を対象とし、比較的新しい研究分野である浮上がり基礎回転壁と純骨組並列架構の連成振動特性について検討を試みる。前報¹⁾に引続き、本研究では解析例を立体的に拡張し、基礎回転壁が建物全体の崩壊形や履歴特性に及ぼす影響を詳細に検討し、次いで地震応答時の振動周期特性の変化および複合構造系の各種耐力と最大応答変位の関係について考察を行う。

2. 剛性行列の誘導

立体的な複合構造系を図-1.aの様モデル化する。ただし、現段階では直交梁やスラブ等各架構と直交する境界面の相互作用を無視しており、概念的には解析する方向の平面内で架構間を両端ピン支持の剛棒で連結した事に等しい。次に、図-1.bの様部材のモデル化を行い、性質の異なる架構面単位で単位剛性行列 $[iK]$ を求める。

$$\begin{Bmatrix} iP \\ iM \\ iU \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} iA_1 & iA_2 \\ iA_3 & iA_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} iR \\ iU \end{Bmatrix} \quad [iK] = \begin{bmatrix} iA_1 & iA_2 \\ iA_3 & iA_4 \end{bmatrix} \quad \text{--- (1)}$$

ここで、 $\{iP\}$: 層せん断力ベクトル、 $\{iR\}$: 層間変位ベクトル、 $\{iM\}$: 節点力ベクトル、 $\{iU\}$: 節点変位ベクトル。部材のモデル化に伴う具体的な剛性の計算方法については、文献1)に示した。また、文献2)に示した様に、建物全体が解析する方向に並列したn列の単位架構面から成り、各階共通の床スラブ位置で水平変位が等しいという条件を与えると(図-1.a 複合構造系モデル参照)、全体剛性行列 $[K]$ は以下に示される。

$$\begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^n iP \\ iM \\ iM \\ nM \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} iA_1 & iA_2 & iA_2 & iA_2 & | & iA_2 & | & nA_2 \\ iA_3 & iA_4 & 0 & 0 & | & 0 & | & 0 \\ iA_3 & 0 & iA_4 & 0 & | & 0 & | & 0 \\ nA_3 & 0 & 0 & nA_4 & | & 0 & | & nA_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \sim nR \\ iU \\ iU \\ nU \end{Bmatrix} \quad \text{--- (2)}$$

$[K]$

ここで、性質の等しいm列の構面がある場合には、該当する単位剛性行列要素をそれぞれm倍にすればよい。

各節点での力の釣合い条件より(2)式中の成分 $\{M\} = \{0\}$ が常に成立するので、解析例の階数分に等しい自由度をもつ層剛性行列 $[\bar{K}]$ は、 $[\bar{K}] = [A_1] - [A_2] \cdot [A_3]^{-1} \cdot [A_4]$ となる。仮定した外力分布に対する静的弾塑性解析

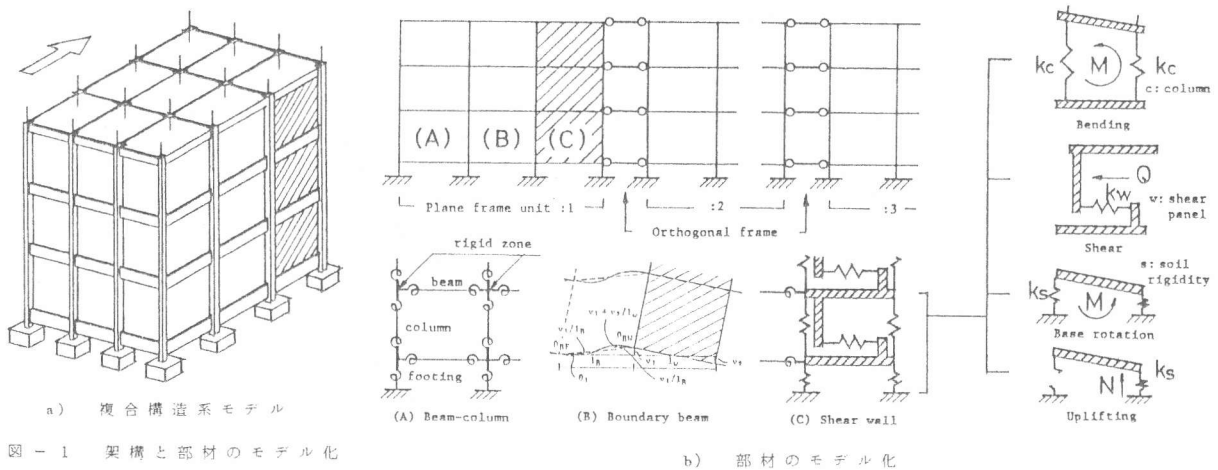


図-1 架構と部材のモデル化

および多質点系の地震応答解析を行う際には、この縮約剛性行列を用いる。ただし、非弾性領域にわたる部材の特性を与えるため、増分計算毎に(2)→(1)式への後退過程を経て得られた各部材の変形に応じ逐次剛性行列の成分を修正する。基礎の浮上がり現象を含めた各部材固有の復元力特性の設定方法については、文献1)に示した。

3. 解析の対象

図-2に示す3階建RC造建物を対象とし、階段室付近等でみられる連層耐震壁を含む構面と、純骨組の構面を単位架構とする。部材寸法や配筋等の詳細は文献1)に示した。次に、解析上単位架構を種々に組合わせた複合構造系の概略を表-1に示す。ここで、骨組は梁崩壊形となる様に設計されているが、同表中のNo.4についてのみ2階の柱の断面・配筋を変え、曲げ耐力を弱めた。また、骨組はいずれも曲げ破壊するように設計されている。

4. 復元力特性に関する考察

外力分布を逆三角形とした静的な弾塑性解析により得られた各解析例の履歴形状の推移を図-3に示す。図中の縦軸と横軸は、最大耐力および頂部水平変位による部材角 $\pm 1/100$ で規準化したものである。また、同図中に示す面積比は定常振動時の履歴減衰に相当するもので、規準座標系でのハッチ部分の面積を求めたものである。

次に表-2は、1)壁の浮上がり回転開始時の耐力、2)正負の最大耐力、3)浮上がり回転が戻る時の正負の耐力、を示す。本解析例では構面内で壁が偏心しているため、浮上がり後の基礎回転に対して境界梁による回転拘束力が変化し、最大耐力が正負で異なる。

また、同表中の()内は、複合構造系の各種耐力を壁付単位架構と純骨組単位架構の耐力を用いて累加的に計算した推定値である。文献2)でも示した様に、浮上がり回転壁を含む骨組の崩壊形は高さ方向の変位分布が直線的な逆三角形分布と決める事ができるため、累加計算による各種耐力の推定が容易である。因みに、[FIW0]は単独では2階で部分崩壊する骨組であるが、これを壁付架構と組合わせた場合は変位分布・耐力ともに通常の純骨

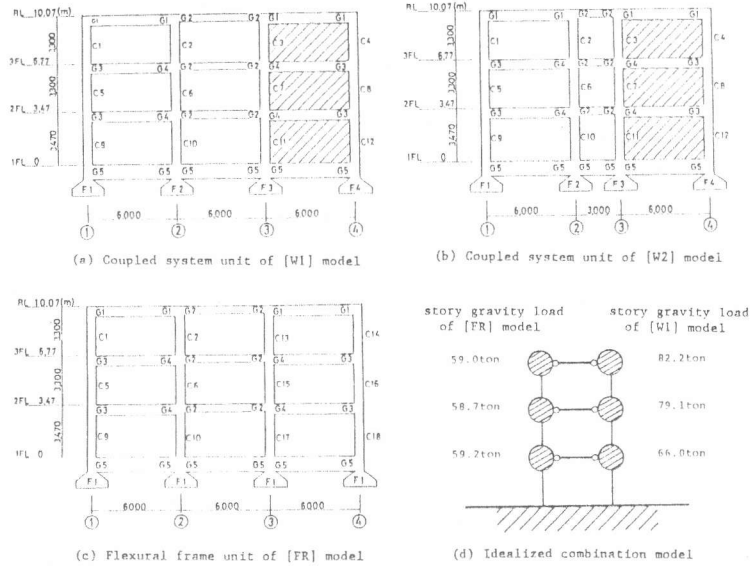
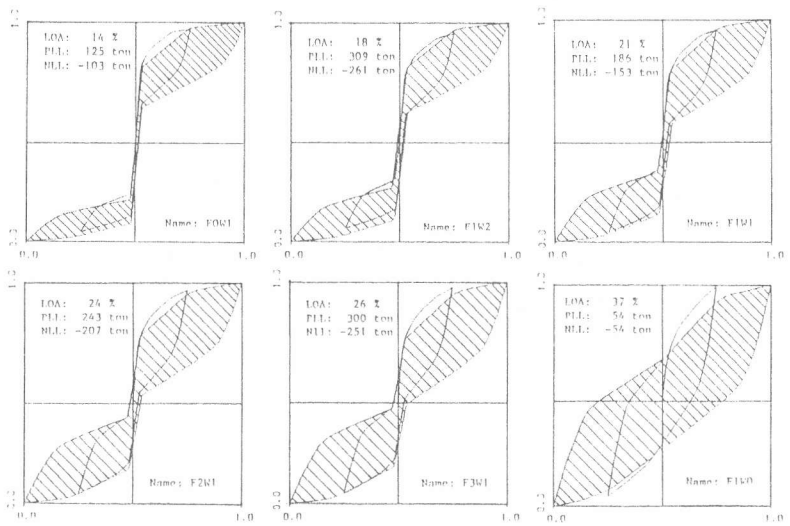


図-2 解析の対象

表-1 単位架構と複合構造系モデル

Case	Name	Feature and Notation of Analytical Model
No.1	F0W1	Simple frame model of a coupled system unit of [W1], see Fig.2
No.2	F0W1	Simple frame model of a coupled system unit of [W2], see Fig.2
No.3	F1W0	Simple frame model of a flexural frame unit of [FR], see Fig.2
No.4	F1W0	Simple frame model of a flexural frame unit of [FR], of which columns at the 2nd. floor are exceptionally designed to be slender
No.5	F1W2	Idealized combination model consisted of 1-[FR] and 2-[W1] units
No.6	F1W1	Idealized combination model consisted of 1-[FR] and 1-[W1] units
No.7	F2W1	Idealized combination model consisted of 2-[FR] and 1-[W1] units
No.8	F3W1	Idealized combination model consisted of 3-[FR] and 1-[W1] units
No.9	F4W1	Idealized combination model consisted of 4-[FR] and 1-[W1] units



Notes, LOA: Normalized hysteretic loop-area, PLL: Maximum load level, NLL: Minimum load level

図-3 解析例の履歴形状

組を組合わせた結果とはほぼ一致することが認められた。

表-3は図-3中に示した履歴面積の特徴について定量的な検討を加えた結果を示したもので、耐力の場合と同様、壁付単位架構と純骨組単位架構の面積比から複合構造系の面積比を推定できる事を確認した。即ち、複合構造系の最大耐力に寄与する各単位架構の耐力比を求め、これに単位面積比(壁付単位架構で14%、純骨組で37%)を乗じて加算し、推定値とした。同表中の推定値は精算値とよく一致している。

次に、図-4は架構中の連層耐震壁と梁・柱骨組が負担する各層のせん断力分担率を荷重レベル毎に示したものである。同図中左側の実線は、層せん断力-頂部変位関係を表し、破線は1階で壁が負担するせん断力分担率の推移を表している。さらに図中右側では荷重(変位)レベルa)、b)、c)における各層のせん断力分担率を表している。同図より、壁が負担するせん断力は浮上り回転直前で最大となり、その後骨組が降伏耐力に達するまで漸減し、崩壊形に至って一定となることがわかる。

文献1)、2)で行った剛性変化の検討に加え、以上の考察から復元力特性の特徴を要約して示すと、1)初期剛性は浮上り前の壁の剛性が支配する。ここでは地盤剛性を含む壁の基礎回転剛性の評価が重要である。2)浮上り以後、戻りまでの剛性は境界梁や骨組の剛性が支配する。3)浮上り前後の壁と骨組の負担せん断力の推移は上述の通りである。4)振動中の履歴減衰は建物中における単位骨組の耐力比とその履歴減衰能の関数で表すことができる。ただし、壁付構面では境界梁の履歴特性を無視することはできない。

5. 並列架構複合構造系の連成振動特性

El-Centro NS'40の実地震波記録を用い、最大加速度を350ガルとして地震応答計算を行った。応答時刻歴の一例として、図-5は複合構造系[F2W1]の各階層間変形応答および最上階の変位応答を示している。本解析例ではいずれも同図a)~d)の位相およびa)~c)の振幅が等しく、壁の浮上り回転前後において高さ方向の変位分布が常に直線形逆三角形分布の1次モードとなっていることがわかる。

次に、変位応答時刻歴に含まれる周期成分を検討するためフーリエスペクトル解析を行った。図-6の縦軸は最大値で規準化したフーリエ振幅で、横軸は周期を対数軸で表している。また、同図中には固有値解析により得られた初期弾性1次周期、正負の最大応答変位および最大耐力時の層せん断力係数(BS値)が示してある。なお、浮上り回転後の固有周期は骨組の降伏前後でそれぞれ0.3~0.5秒および0.7~1.0秒程度と計算される。同図より本解析例の卓越周期には、1)弾性周期、2)弾性周期と浮上り後の周期、3)浮上り後の周期、の3つのパタ

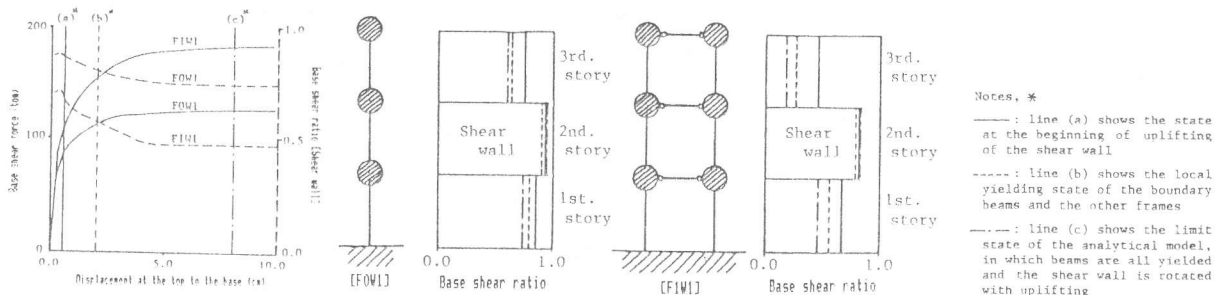


図-4 壁と骨組のせん断力分担率

表-2 解析例の諸耐力

NAME	UPLFT.LL Av. (ton)	MAX.LL(ton)		MIN.LL(ton)	
		Pos.	Neg.	Pos.	Neg.
F0W1	+/- 80	125	-103	34	-57
F1W2	+/-186 (+/-184)	309 (304)	-261 (-260)	54 (50)	-100 (-96)
F1W1	+/-104 (+/-104)	186 (172)	-153 (-157)	16 (16)	-43 (-39)
F2W1	+/-129 (+/-128)	243 (233)	-207 (-211)	0 (-2)	-27 (-21)
F3W1	+/-158 (+/-152)	300 (287)	-251 (-265)	-21 (-20)	-13 (-3)
F1W0	+/- 24	54	-54	-18	18

Notes. UPLFT.LL: Average load level at uplifting of the shear wall, MAX.LL and MIN.LL: Maximum and minimum load level, (): Cumulative load level calculated by using the unit values of [F0W1] and [F1W0]

表-3 解析例の履歴面積比

NAME	ROLL : % ^(*)		RLOA1 ⁽²⁾ [CFJ]: %	RLOA2 ⁽²⁾ [CWF]: %	CAL1 ⁽⁴⁾ : %	CAL2 ⁽⁵⁾ : %
	[CFJ]	[CWF]				
F0W1	0.0	100.0	—	—	—	14.
F1W2	12.1	80.2	7.1	11.3	18.4	18.
F1W1	32.1	67.9	11.9	9.5	21.4	21.
F2W1	48.6	51.4	18.0	7.2	25.2	24.
F3W1	58.7	41.3	21.7	5.8	27.5	26.
F1W0	100.0	0.0	—	—	—	37.

Notes. *1) Load level ratio calculated as follows,

$$ROLL:[CFJ] = \frac{(MAX.LL-MIN.LL) \text{ of flexural frame units}}{(MAX.LL-MIN.LL) \text{ of a combination model}}$$

$$ROLL:[CWF] = \frac{(MAX.LL-MIN.LL) \text{ of a coupled system unit}}{(MAX.LL-MIN.LL) \text{ of a combination model}}$$

*2) Local loop-area ratios of flexural frame units and a coupled system unit in the combination model expected by means of the load level ratio and LOA constants shown in Fig.3, as

$$RLOA1:[CFJ] = ROLL:[CFJ] * 37\% \text{ (see Fig.3:[F1W0])}$$

$$RLOA2:[CWF] = ROLL:[CWF] * 14\% \text{ (see Fig.3:[F0W1])}$$

*4) Total loop-area ratio of the combination model calculated by using the values of RLOA1 and RLOA2

$$CAL1 = RLOA1:[CFJ] + RLOA2:[CWF]$$

*5) Loop-area ratio of the combination model calculated by using the seismic response analysis proposed in this paper

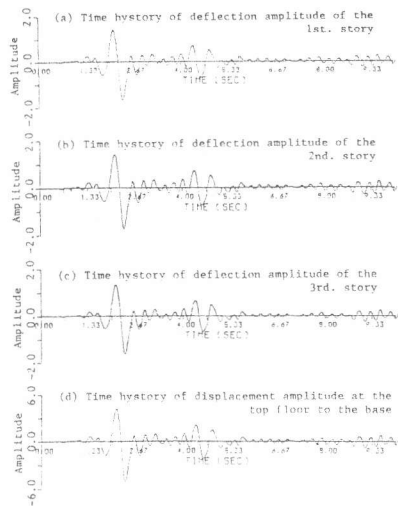


図-5 複合構造系の応答時刻歴

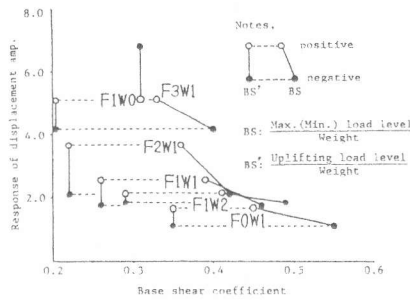


図-7

せん断力係数-最大応変位関係

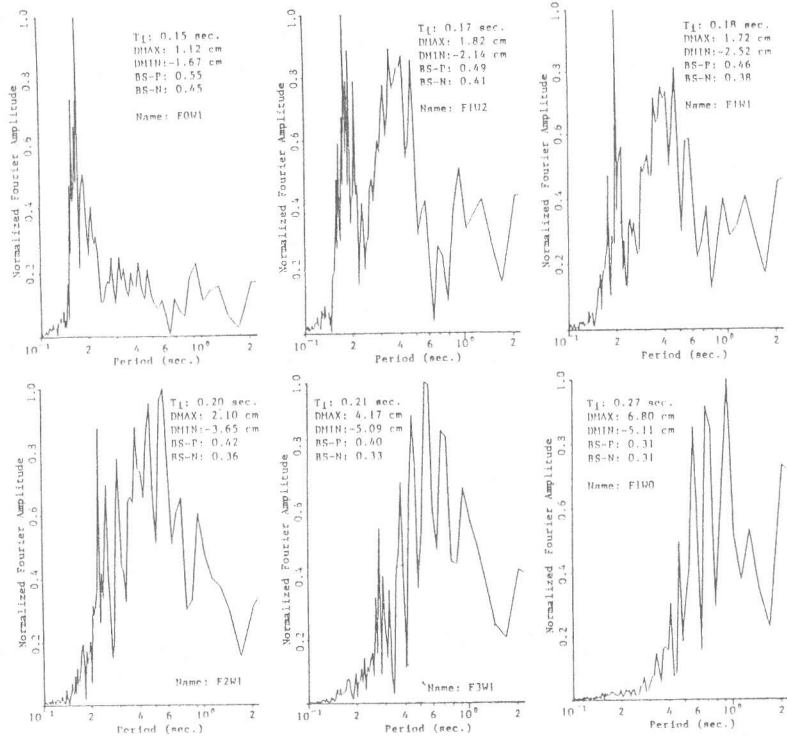
らの図より以下の考察ができる。1)一定外力(350ガル)に対して浮上り開始時のBS'値が高い場合(0.25以上)程、弾性周期が卓越して応答変位が小さくなる。2)BS'値の減少に伴って弾性周期成分が減少し、浮上り後の長周期成分が顕著となって応答変位が増加する。同図上段左から下段右へ向けて卓越周期の過渡的变化の様子を見ることができる。3)正負で最大耐力が異なるためBS'値を方向別に独立に考えると、同一BS'値に対してもBS'値が大である程応答変位が小さい。これは浮上り回転壁の耐震性能を示す一指標と考える事ができ、同一耐力の建物であっても浮上り開始時の耐力が高い程予想される応答変位が小さい事を示す。ただし、この場合は壁板のせん断補強と軸力を支える基礎の設計が重要な課題となる。

6. 結論

- 1) 浮上り回転壁を含む建物の耐力や履歴減衰性能は、各構面単位の崩壊形を変位分布が高さ方向に逆三角形分布となる様に決めて得られる耐力や履歴減衰性能を累加的に加算することによって推定される。
- 2) 地震応答時の周期成分は、浮上り前の弾性短周期成分と浮上り後骨組が降伏する過程の長周期成分に2つのピークを持つ。両者の卓越関係は、外力と浮上り開始時の耐力との大小関係によって決まる。
- 3) 浮上り回転壁を含む建物では、最大耐力が同じであっても浮上り開始時の耐力が大である程最大応変位が小さい。従って、建物の耐震性能を上げるためには、壁が曲げやせん断で破壊しない範囲で浮上り耐力を出来るだけ大きくする方法が考えられる。

[引用文献]

- 1) BABA, K., and H.NAKASHIMA, "DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS ON ASEISMIC CAPABILITY OF UPLIFTING SHEAR WALL IN R/C FRAME STRUCTURES," Transaction of the Japan Concrete Institute, Vol.4, 1982, pp.445-452.
- 2) BABA, K., and H.NAKASHIMA, "RESPONSE OF UPLIFTING SHEAR WALL-FRAMES INTERACTION IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURE," The 6th JAPAN EARTHQUAKE ENGINEERING SYMPOSIUM, 1982, pp.1281-1288.



Notes. T₁: Fundamental natural-period, DMAX: Maximum displacement amplitude at the top to base, DMIN: Minimum displacement amplitude at the top to base, BS-P: Base shear coefficient to positive load, BS-N: Base shear coefficient to negative load

図-6 応答時刻歴のフーリエスペクトル

ーンが存在する。続いて、図-7は最大応変位とBS'値および浮上り開始時の層せん断力係数(BS'値)との関係について示したものである。これ