

論文 3次元 FEM による偏心を有する RC 建造物の弾塑性ねじれ挙動の評価

安達 一喜^{*1}・橋本 浩^{*2}・田嶋 和樹^{*3}・白井 伸明^{*4}

要旨：近年生じた大地震では、建造物のねじれによる被害が確認された。ねじれに関する現行の規定は、弾性範囲内の剛心と重心の偏りにより評価されている。しかし、現在の設計は、降伏後のエネルギー吸収能力まで考慮した性能設計が主流となっており、弾性範囲内の偏心率だけで建造物のねじれ挙動を評価するには不十分である。そこで、本研究では、塑性域における偏心を表す指標として提案されている耐力偏心率に着目し、RC 建造物の 3 次元 FEM 解析を通じて、耐力偏心が建造物に及ぼす影響を確認した。

キーワード：実大実験, RC 建造物, 耐力偏心, ねじれ, 3 次元 FEM 解析, 弧長法

1. はじめに

兵庫県南部地震や新潟県中越地震において被災した建造物の中には、ねじれによる被害が確認された。鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）建物では、偏心率を制限することにより、ねじれによる損傷が生じないように設計されている¹⁾。しかし、現行の偏心率によるねじれ評価は、平面的な重心と剛心の偏在程度を弾性剛性に基づき規定しており、剛性低下の生じる塑性領域までを考慮するには不十分である。中埜ら²⁾が提案するように、構面の耐力差（耐力偏心）に起因して生じるねじれが、耐震性能に及ぼす影響を把握することは耐震安全性確保の観点から重要な課題である。筆者らも、ねじれ復元力を組み込んだファイバーモデルを用いて偏心を有する RC 骨組の動的解析を行い、偏心の種類によって、ねじれ応答が異なるという知見を得ている³⁾。

本研究の目的は、3次元 FEM 解析により、偏心を有する RC 建造物の弾塑性ねじれ挙動を評価することである。本報では、はじめに 3 次元 FEM 解析に基づいた地震動を受ける RC 造骨組のねじれ応答に関する解析モデルを構築する。続いて、塑性域における偏心を表す指標として提案されている耐力偏心率に着目した検討を行う。ここでは、せん断破壊を想定した仮想 RC 建物の柱のせん断耐力を変動因子としたパラメトリック解析を実施する。そして、耐力偏心が建造物のねじれ挙動にどのような影響を及ぼすか確認する。

2. 3層骨組のねじれ挙動シミュレーション

2.1 解析対象実験

本研究では、平成3年度から平成6年度までの4年計画で実施された科学技術省官民特定共同研究「強震動による RC 建造物の破壊に関する研究」⁴⁾の実大 3 層 RC 骨組を解析対象とした。平成5年度は、重量が均等配置

された無偏心試験体であり、入力波には 1968 年十勝沖地震で記録された加速度波形の EW 成分を拡張したものを使用している。平成6年度には、前年に実施された無偏心試験体との整合性を考慮し、平成5年度とほぼ同一の試験体を使用した重量偏心試験体の実験が行われた。偏心の程度は、終局強度型設計指針の適用範囲内かつ、試験体製作上可能な限界までとされている。無偏心試験体の概要を図-1、試験体の材料特性を表-1、表-2 に示す。

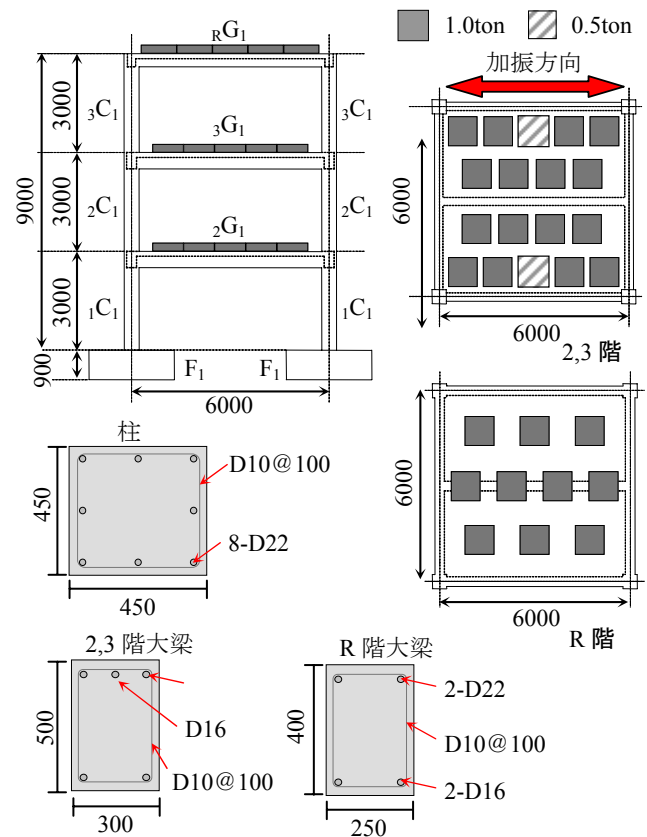


図-1 無偏心試験体概要

*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻（正会員）

*2 株式会社 竹中工務店 工修

*3 日本大学 理工学部建築学科助教 博士（工学）（正会員）

*4 日本大学 理工学部建築学科教授 工博（正会員）

2.2 RC 骨組の動的解析手法

(1) 試験体のモデル化

図-2 に 3 次元 FEM 要素分割図を示す。コンクリート要素は 8 節点ソリッド要素を用いた。梁の主筋は、トラス要素でモデル化し、コンクリート-鉄筋間の付着すべり挙動を考慮した。その他の鉄筋はすべて埋め込み鉄筋要素とし、完全付着を仮定している。また、基礎部分は弾性体とし、基礎と振動台は完全固定とした。実験で負荷されている錘は、錘近傍のスラブ要素の密度を高くすることでモデル化を行った。

(2) 材料構成則

コンクリートの非線形挙動に対する構成則は、全ひずみ理論に基づく回転ひび割れモデル⁶⁾を用いた。

図-3 にコンクリートの 1 軸圧縮応力-ひずみ関係を示す。上昇域と下降域は異なる放物線近似し、下降域は圧縮破壊エネルギー G_{FC} を考慮した軟化モデルとした。なお、 $G_{FC}(N/mm)$ は中村が提案する次式から求めた⁷⁾。

$$G_{FC} = 8.8(f_c)^{1/2} \quad (1)$$

ここで、 $f_c(MPa)$ はコンクリートの圧縮強度である。ピーク後の応力 (σ_c)-ひずみ (ϵ) 関係は、応力-塑性変形 (δ_p) 関係からひずみを δ_p/L_c として求めている。 L_c は破壊領域の長さを有限要素の寸法から定めたものであり、要素代表長さと呼ぶ。本解析では、 L_c を要素体積 V と等価な体積をもつ球の直径 ($L_c = 2(3V/4\pi)^{1/3}$) とした。

図-4 にコンクリートの 1 軸引張応力-ひずみ関係を示す。上昇域は引張強度 f_t までを線形弾性と仮定し、下降域は大岡らの 3 直線モデル⁸⁾ を採用した。破壊エネルギー G_f も大岡らの提案式から求め、 L_c は圧縮側と同様に仮定した。

$$G_f = (0.23f_t + 136)/1000 \quad (2)$$

また、圧縮・引張とも除荷、再負荷時の剛性は原点指向の割線剛性とした。

鉄筋の応力-ひずみ関係は、降伏値を折点とする bi-linear モデルとし、降伏後の 2 次剛性は初期剛性の 1/100 とした。(図-5) コンクリート-鉄筋間の付着-すべり関係には CEB モデル⁹⁾ (図-6) を採用した。

(3) 解析方法

加力はまず自重を負荷し、振動台上で計測された加速度をスタブに入力した。直接時間積分法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$: 平均加速度法) を用いた。平均加速度法は Δt の大小によらず安定して解が得られることが知られている。そこで、本検討では、解析時間を考慮して Δt を 1/200 秒とし、1000step の解析を行った。非線形反復解析法には、Newton-Raphson 法を採用し、不釣り合い力は当該ステップで開放した。収束判定条件は、エネルギーノルム比が 0.1 [%] 以下、あるいは最大反復回数を 3 回とした。解析は汎用解析コード DIANA9.1¹⁰⁾ を用いた。

表-1 材料特性(無偏心試験体)

コンクリート	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
1階	32.46	1.88	27.0
2階	40.11	2.09	26.6
3階	30.40	1.81	24.9
鉄筋	公称断面積 (cm ²)	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D-10	0.71	337.6	205.0
D-16	1.99	337.9	207.0
D-22	3.87	375.6	205.0

表-2 材料特性(偏心試験体)

コンクリート	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
1階	34.72	1.94	24.6
2階	37.66	2.02	20.6
3階	33.05	1.89	25.5
鉄筋	公称断面積 (cm ²)	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D-10	0.71	337.6	208.9
D-16	1.99	337.9	208.9
D-22	3.87	375.6	202.0

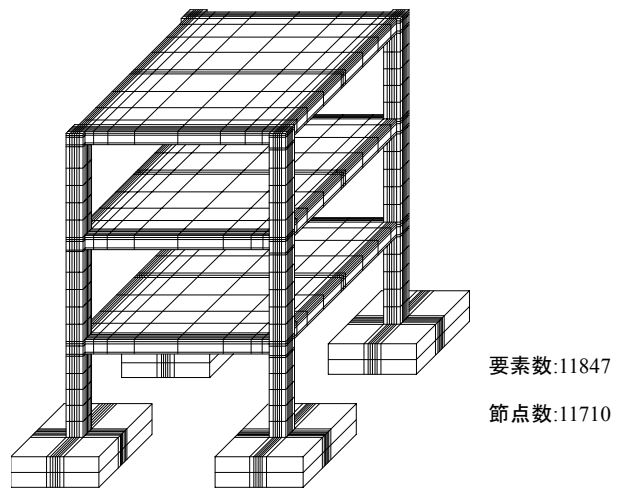


図-2 要素分割図

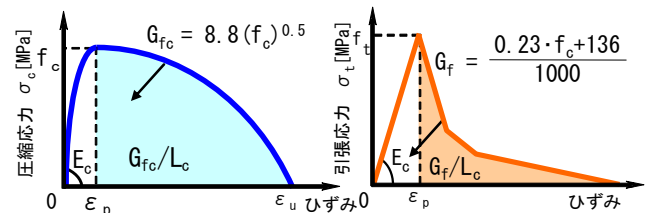


図-3 圧縮側構成則

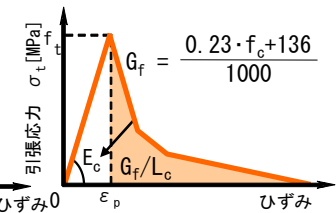


図-4 引張側構成則

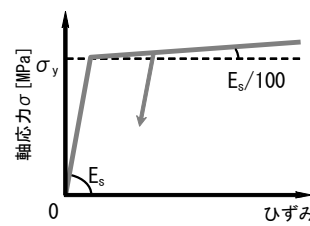


図-5 鉄筋の構成則

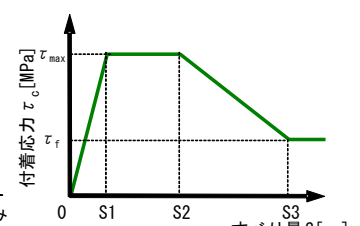


図-6 CEB モデル

2.3 無偏心試験体の動的解析

無偏心試験体を用いて、実現象を模擬する解析モデルを作成する。図-7 に入力加速度地震波を示す。入力加速度は八戸 EW (600gal) 加振時に振動台中央で計測された加速度記録である。

実験では 100 秒間の入力が行われたが、解析では 20 ~70 秒の 50 秒間を用いた。減衰に関しては、Rayleigh 型減衰を用いる。1 次モードおよび 6 次モードに対して 2% および 3% の減衰定数を仮定した。なお、1 次固有周期は実験・解析とも約 0.3 秒であった。

図-8 に慣性力-層間変位応答を示す。解析結果は実験結果の耐力および変形挙動を概ね再現しており、モデル化は妥当であると考えられる。しかし、実験結果の最大応答変形は若干過小評価する結果となった。

2.4 偏心試験体の動的解析

無偏心試験体の動的解析で妥当性を確認した解析モデルを用いて偏心試験体の動的解析を実施する。入力加速度は、八戸 EW 加振時に振動台中央で計測された加速度記録とする(図-9)。図-10 に慣性力-層間変位応答を示す。解析結果は、実験結果の変位を過大評価しているものの、実験結果の剛性および最大耐力は概ね模擬した。図-11 に加振直交変位-時間関係のグラフを示す。解析結果は、強震動時の変位を概ね模擬することができた。しかし、解析結果は、実験結果に見られる残留変形を模擬できていない。これは、コンクリート-鉄筋間の付着すべり挙動に関する構成則が除荷される際に原点に戻る性質を有する非線形弾性モデルであることが原因である。付着-すべり挙動のモデル化に関してはさらなる検討が必要である。

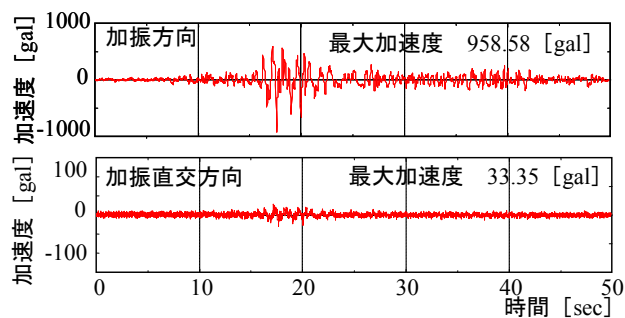


図-7 入力加速度地震波(無偏心)

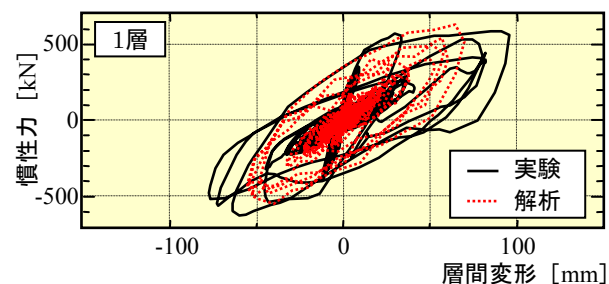


図-8 慣性力-層間変位(無偏心)

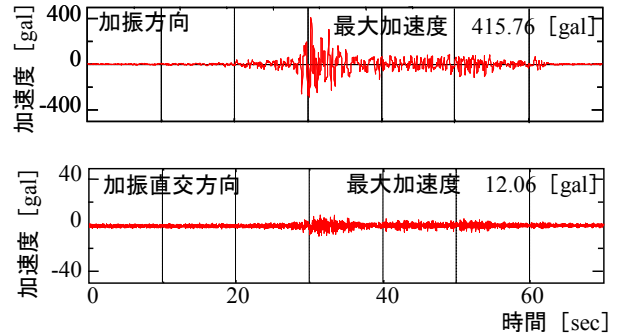


図-9 入力加速度地震波(偏心)

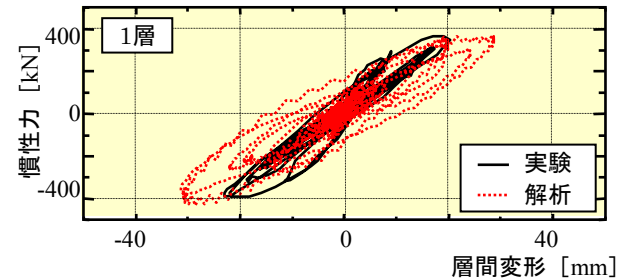


図-10 慣性力-層間変位(偏心)

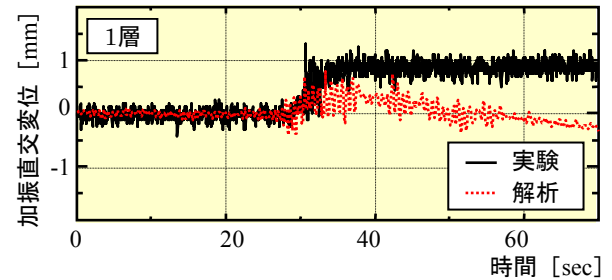


図-11 加振直交変位-時間(偏心)

3. 耐力偏心率に関するパラメトリック解析

3.1 静的解析概要

本研究では慣性力に起因する回転慣性を無視し、静的な力が作用した時に耐力偏心が構造物のねじれ挙動にどのような影響を及ぼすか検討する。実大 RC 構造物を対象とした既往の研究が限られているため、2.1 で示した 3 層 RC 骨組を対象とした静的解析を行う。前述した動的解析に用いた解析モデルと静的解析のモデル化に関する相違点は、解析コストを低減するためにすべての鉄筋を埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化した点のみで、材料構成則、要素寸法はすべて同一である。

ここでは、加力方法に関する検討を行う。実験では、振動台実験のため、それを静的解析に置き換える際の加力分布が重要になる。今回の検討では、新耐震設計法以後採用されている Ai 分布を採用し、加力方法は、自重を負荷させた後、Ai 分布に基づく水平荷重を各層スラブ中央に載荷し、弧長制御法(以下、弧長法)¹¹⁾で制御した。

弧長法で制御する場合、任意の節点を選択する必要がある。応力が集中する点では、応力状態が不安定になり、解が不安定になる可能性があるため、選点は非常に重要な項目の 1 つであると言える。本検討では、変形挙動が安定と思われる各層のスラブ中央の節点を選択した。

非線形反復解析法は、修正 Newton-Raphson 法を採用した。解析は汎用解析コード DIANA9.2¹²⁾を用いた。

無偏心試験体の静的解析結果を図-12に示す。図中の実験結果は、動的加振結果の骨格曲線である。解析結果は、剛性をやや過小評価しているが、実験結果を概ね模擬することができ、加力方法の妥当性を確認した。

3.2 仮想建物の作成

仮想建物は2.1で示した3層RC骨組をベースにし、材料特性と柱寸法を変更することによって構築する。柱の材料特性(Case1,Case3,Case5)を表-3に示す。その他の部材のコンクリート強度は実験値を使用し、鉄筋に関しては、実験の降伏強度の10倍を設定している。また、せん断破壊を想定する構面は、耐震診断の第1次診断用靱性指標に定められている極短柱($h_0/D=2$)となるように、雑壁(腰壁・垂壁)を取り付けた。なお、今回の検討では、構面がともにせん断破壊する形式を想定すると変形が進まず、ねじれの影響を確認することが難しいと考え、雑壁のない曲げ破壊する構面と雑壁を有したせん断破壊する構面が混在するRC構造物を想定した。模式図を図-13に示す。

3.3 せん断破壊する構面の検討

(1) モデル化

動的解析モデルは解析コストを低減するために要素寸法を粗くしていたが、今回の検討で用いる解析モデルではせん断破壊する柱の要素寸法を細かくした。一般に、応力勾配の大きい箇所の要素が粗いと解析精度が低下するためである。

すべての鉄筋は埋め込み鉄筋要素でモデル化し、柱コンクリートにひび割れたコンクリートの圧縮強度低減を考慮し、Vecchio&Collinsらによって提案されている圧縮軟化モデル¹³⁾を採用した。要素分割図を図-14に示す。使用するコンクリートの要素種類、材料構成則はこれまでと同一のものを使用している。

(2) せん断破壊する柱の解析的検討

ここでは、せん断破壊が先行する極短柱の実験¹⁴⁾を対象に上述した解析モデルの検証を行う。柱の要素分割は、要素代表長さ L_c が仮想RC骨組中の柱とほぼ同一となるように分割した。解析結果を図-15に示す。解析結果は実験結果の2次剛性を過大評価しているが、初期剛性、最大耐力、脆性的な破壊性状は模擬できており、せん断破壊する柱のモデル化の妥当性を確認した。

3.4 解析方針

既往の耐力偏心にに関する研究は曲げ破壊するものが多い、せん断破壊に焦点を当てた研究はほとんどない。そこで、本研究では柱のせん断破壊で崩壊する仮想建物を用い、柱のせん断耐力を変動因子としたパラメトリック解析を実施する。柱のせん断耐力が異なった時のねじれ

の影響を把握するため、便宜上1層の層耐力を約1100[kN]、約900[kN]と仮定して、で1本あたりの各柱の耐力を決定する。

構面の耐力差を表す指標として提案されている耐力偏心率は、中柱らの提案式を用いて算定する²⁾。中柱らは、構面ごとの弾性剛性に差がなく、耐力の偏りのみを有する建築物を想定し、耐力偏心率を算定するために式(3)、式(4)を提案している。

$$R_{eq} = \frac{e_q}{\sqrt{B^2 + L^2}} \cdot C_B \quad (3)$$

$$e_q = \frac{\sum_i Q_{yx} \cdot l_y}{\sum_i Q_{yx}} \quad (4)$$

ここで、 R_{eq} は耐力偏心率、 e_q は耐力偏心距離、 C_B はベースシア係数、 Q_{yx} は各構面 i の降伏耐力、 l_y は構面 i と重心間距離、 B 、 L は建物長さを表している。

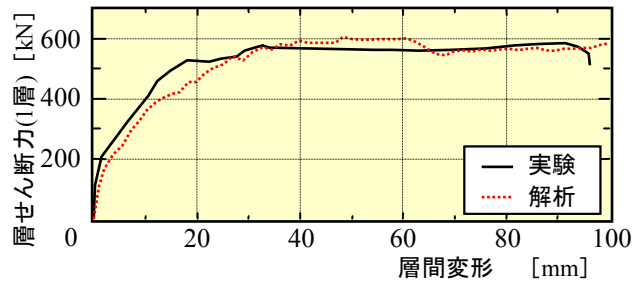


図-12 静的解析結果

表-3 仮想建物の材料特性

材料特性		Case1	Case3	Case5	
せん断構面	コンクリート強度[MPa]	15			
	主筋	σ_y	415	390	
		径	D-16	D-19	
	せん断補強筋	σ_{wy}	235	300	340
		径	D-10		
間隔		100	150	100	
曲げ構面	コンクリート強度[MPa]	実験値			
	主筋	σ_y	415	340	355
		径	D-29		D-25
	せん断補強筋	σ_{wy}	600		
		径	D-10		
間隔		100			

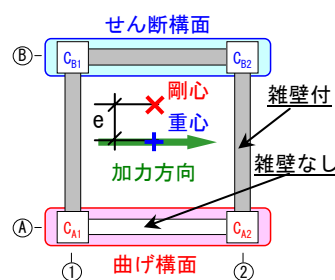


図-13 模式図

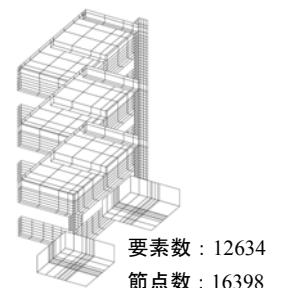


図-14 要素分割図

一方、本検討で対象とする仮想建物の弾性範囲内の偏心率は0.30となり、現行の規定¹⁾で定められている偏心率0.15を上回っているため、弾性範囲内の偏心の影響を無視できない。そこで、耐力偏心距離 e_q を l_y に基づいて決める式(4)を修正し、剛心に基づいて決める式(5)を提案する。

$$e_q = e_y - \frac{\sum_i Q_{yx} \cdot l_y}{\sum_i Q_{yx}} \quad (5)$$

ここで、 e_y は弾性時の剛性偏心距離である。式(5)中の Q_{yx} を、重心の層間変形角が1/150時の各構面の層せん断力としてFEMで評価し、式(5)を用いて耐力偏心距離 e_q を算出し、修正耐力偏心率として算出した。

今回の検討では、柱のせん断耐力を変動因子とした10ケースのパラメトリック解析を実施した。その内3ケース(層耐力1100[kN])の耐力偏心率と修正耐力偏心率ならびに各ケースの構面ごとのせん断耐力を表-4に併せて示す。構面ごとの耐力は、仮想骨組作成時の計算値とした。

3.6.1 修正耐力偏心率の差による全体挙動

図-16に修正耐力偏心率の異なる仮想骨組の解析結果(Case1, Case3, Case5)を示す。今回の検討の範囲内では、せん断破壊が先行する骨組であっても、最大耐力後すぐに耐力低下を見せず、靱性のある挙動を示すことがわかる。つまり、せん断構面と曲げ構面を有するRC骨組はせん断破壊後、曲げ構面が靱性能を発揮するため、すぐに耐力低下しない可能性があると考えられる。

3.6.2 耐力偏心とせん断耐力低下の関係

耐力低下率は、仮定した層耐力で解析結果のベースシアを除いたものとしている。図-17に修正耐力偏心率-耐力低下率関係を示す。今回の検討の範囲では、修正耐力偏心率が大きくなるに伴い、耐力低下の割合も大きくなるという定性的な傾向を確認することができる。

しかし、今回の検討の範囲内では解析ケースによって破壊モードが異なることを確認した。したがって、耐力低下には構造物全体の破壊モードによる影響などが考えられる。そのため、ねじれの影響を確認するためにパラメトリック解析による検討事例を増やし、さらなる検討を行うことが今後の課題である。

3.6.3 ねじれ角の推移

図-18にCase3の層間変形角-層間ねじれ角関係を示す。層間ねじれ角は、各層大梁中央の水平変位の差(曲げ構面-せん断構面)を層長さで除したものである。ここでは、反時計回りの回転を正とする(図-19)。弾性範囲の剛心と重心の位置関係は図-13に示した通りである。初期はせん断構面の剛性が高く、正の方向にねじれが生じている。しかし、層間変形角が大きくなると、ね

じれ角が負の方向に向う。これは、せん断構面の耐力低下に伴い剛性が低下したためだと考えられる。この結果から、弾性範囲内の偏心だけでなく、せん断構面と曲げ構面を有し、耐力差があるRC骨組のねじれ挙動を把握できた。

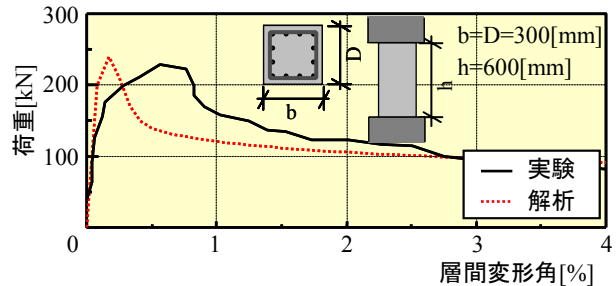


図-15 荷重-層間変形角

表-4 耐力偏心率算出結果(層耐力1100[kN])

	構面ごとのせん断耐力[kN]		式(4)より		式(5)より	
			e_q [mm]	R_{eq}	e_q [mm]	R_{eq}
Case1	S構面	550	0	0	1535	0.11
	N構面	550				
Case3	S構面	632	447	0.05	1088	0.084
	N構面	468				
Case5	S構面	698	807	0.09	728	0.059
	N構面	402				

S構面:せん断構面 N構面:曲げ構面

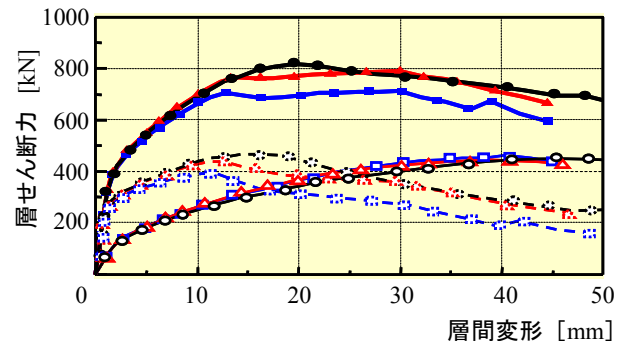


図-16 層せん断力-層間変形

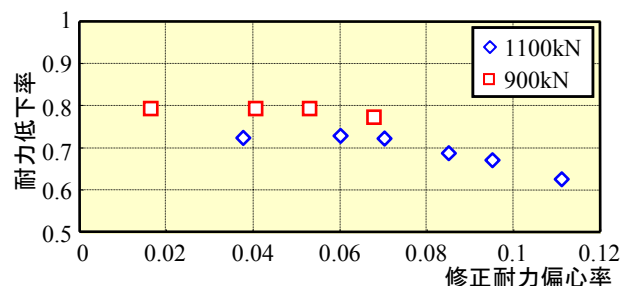


図-17 耐力低下率-修正耐力偏心率

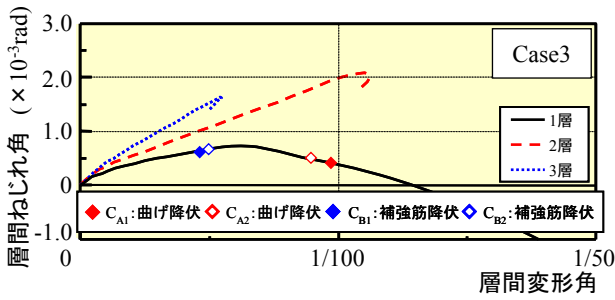


図-18 層間ねじれ角-層間変形角 (Case3)

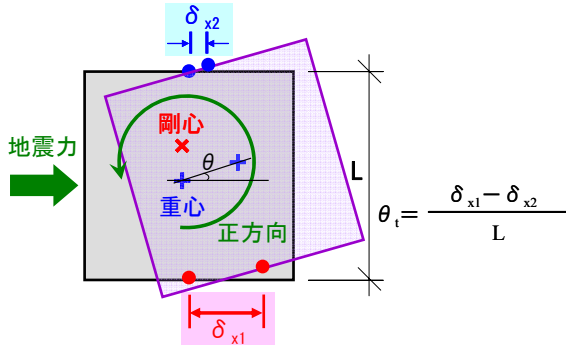


図-19 ねじれ角概念図

4. まとめ

偏心を有する RC 骨組の 3 次元 FEM 解析を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 偏心試験体の動的解析により、強振動時のねじれ挙動は良好に模擬することができた。なお、残留変形の模擬に関しては、コンクリート-鉄筋間の付着構成則に関しては、検討が必要だと考えられる。
- 2) 剛性偏心を踏まえた耐力偏心率の評価法は、弾性時の偏心距離を考慮することで評価できると思われる。提案式を用いると、耐力偏心率の増大とともに耐力が低下するという定性的な傾向を捉えることができた。
- 3) FEM 解析より得た層間変形角-層間ねじれ角の関係より、弾性範囲内のねじれ挙動だけでなく、塑性域における RC 骨組のねじれ挙動を把握することができた。

謝辞

本研究の実施にあたり、青木あすなる建設(株)北嶋圭二氏に実験データの提供と研究遂行上の貴重なご指導・ご助言を受けた。ここに記して謝意を表します。

本研究の一部は科学研究費補助金(基盤研究(C)、代表者:白井伸明)の助成を受けて行われたものであり、一部は文科省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部:研究課題「環境・防災都市に関する研究(研究代表者:石丸辰治)」の一環として実施したものである。

参考文献

- 1) 日本建築センター：建築物の構造規定， 1997

- 2) 日野泰道，中埜良昭：鉄骨系架構が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答性状に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，1998
- 3) 河村準ほか：ファイバーモデルによる偏心 RC 造 3 層骨組の動的ねじれ挙動に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，pp19~24,2007.7
- 4) 小野口雅美ほか：実大 3 層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験（その 1~4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp707-714，1995.8
- 5) 宮下真一ほか：実大 3 層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験（その 5~8），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp811-818，1996.9
- 6) Selby, R.G. and Vecchio, F.J.: Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete, Tech. Rep.93-02, Univ. Toronto, 1993
- 7) Nakamura, H., and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 1999.10
- 8) 大岡督尚ほか：コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材齢の影響，日本建築学会構造系論文集，第 529 号，pp.1-6, 2000.3
- 9) CEB-CEB-FIP MODEL CODE 1990 DESIGN CODE, Thomas Telford Service Ltd, 1993
- 10) DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, TNO Building and Construction Research., 2004
- 11) Crisfield, M.A.: An Arc-Length Method Including Line Searches and Accelerations, International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.19, pp1269-1289, 1983
- 12) DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, TNO Building and Construction Research., 2007
- 13) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, ASCE, pp3590~3610, 1993.1
- 14) 芳村学ほか：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持能力に関する研究（その 1）～（その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.391-396，2002.8