

論文 E ディフェンス震動台実験に基づく超高層 RC 造建築物の地震応答解析

田中 修平*1・斉藤 大樹*2・加藤 博人*3・杉本 訓祥*4

要旨：長周期地震動に対する安全性の検討のために行われた E ディフェンス縮小 20 層 RC 造震動台実験の結果から、終局変形時の挙動を再現するためには、梁部材の復元力特性にスラブ効果やスリップ挙動を適切に考慮する必要があることが指摘されている。本研究では、スラブ効果、スリップ挙動の影響の他に、P- δ 効果の有無、地震波の連続入力を考慮した解析を行い、E ディフェンス震動台実験結果との比較により、長周期地震動による超高層 RC 造建築物の終局耐震性能の評価に影響する要因を明らかにする。

キーワード：RC 超高層建築物、履歴モデル、スラブ効果、P- δ 効果、長周期地震動、E ディフェンス

1. はじめに

2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震では、震源から遠く離れた都市圏の超高層建築物において、長周期地震動による大振幅の揺れが観測された。現在問題とされている南海トラフ 3 連動地震では、さらに大きなエネルギーを持つ長周期地震動が超高層建築物に作用し、塑性化を伴う大振幅の揺れが繰り返し発生することが懸念される。しかし、そうした荷重条件における、超高層建築物の限界性能は未解明の部分が多い。そのため、長周期地震動に対する超高層鉄筋コンクリート造建築物の安全性を検証するために、平成 24 年 8 月に E ディフェンスを用いた縮小 20 層 RC 造建築物試験体の震動台実験が行われた¹⁾。この実験では、東北地方太平洋沖地震の観測波と南海トラフ連動型地震の想定波を入力し、概ね終局耐力に達するまでの加振が行われており、大変形領域に達した際には、梁の変形に伴いスラブにおいても大きな変形が確認されている。また、梁部材の応力・変形関係に逆 S 字型のスリップの履歴形状が見られている。この試験体の実験での終局耐力は、一般的な耐震設計から求められる終局耐力の約 1.5 倍となることが確認されている。

この実験結果について参考文献²⁾では、梁部材の復元力特性にスラブ効果による耐力の増加とスリップ挙動の影響を考慮した立体地震応答解析を行い、終局状態における実験結果を良好に評価できることを報告している。しかしながら、P- δ 効果の影響や、震動台実験における地震波の連続入力が地震応答解析結果に与える影響は検討されていない。そこで本研究では、スラブ効果、スリップ効果をパラメータとした 2 種類の梁部材の復元力特性を導入し、得られた解析結果と実験結果の比較により、大変形領域における挙動の再現が可能か検討する。また、

P- δ 効果の有無、単独波と連続波を入力した場合の地震応答解析を行い、それぞれの影響について検討する。

2. 震動台実験概要

2.1 縮小 20 層 RC 造試験体概要

図-1 に試験体立面図、平面図、梁および柱の断面の一例を示す。試験体は、1990 年代後半に設計された高さ 60m、20 層 RC 造超高層建築物を想定し、1/4 縮尺として、スパン長 1625mm、各階の階高 750mm とした 2×3 スパン全高 15m の 20 階建て RC 造純ラーメン架構である。柱断面は 225×225mm、梁断面は 150×200mm で、全層共通で計画されている。床スラブ厚は 80mm で縮小試験体の柱の軸応力度を実大の建築物と同等とするため、重量の相似則より各層に約 125kN の重量を錘によって付加している。また、錘の取り付けの関係上スラブ厚を実際の縮尺より厚く計画している。スタブを除く試験体の総重量は 3557kN である。試験体は、梁降伏型の全体降伏形が計画されている。

2.2 震動台実験における入力地震波

入力地震波には、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震の東京観測波（以後、東京波）と南海トラフ連動型地震を想定した愛知県での模擬地震動²⁾（以後、津島波）を目標応答層間変形角に応じて増幅させたものを用いている。実験では、参考文献¹⁾に示されている 39 ケース (case1-1-1～case3-6) の加振が行われている。その中から、主要 6 ケースの地震波の諸元を表-1 に、各地震波の加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルを図-2 に示す。東京観測波は 3 軸入力、津島波は 1 軸入力を基本としている。case1-3～case2-6 は東京観測波の増幅率を 40%、100%、200%、300%に変化させ、case3-2～case3-5

*1 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 修士（学生会員）

*2 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 教授 博士（工学）（正会員）

*3 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ（正会員）

*4 株式会社大林組 技術研究所 博士（工学）（正会員）

では津島波の増幅率を 150%, 200%に変化させている。地震波は、試験体の相似則に基づき、時刻刻みを 1/2 倍している。津島波には短周期成分 0.4 秒以下に対してフィルター処理が行われている。

2.3 震動台実験結果

震動台実験から得られた最大層間変形角、最大層せん断力応答の高さ方向の分布を図-3 に示す。実験による最大層間変形角(1/36rad)は、加振 Case3-5 の 8 階で生じており、低層階の 5~8 階付近で大きな層間変形角が発生している。層せん断力応答は計測加速度から算出した値である。また、震動台実験で計測を行った 6 階の外側中央梁の部材せん断力-梁端回転角関係を図-4 に示す。図-4 の梁に対応する位置を図-1 の○印に記す。梁端回転角は、両端部 0.5D (D: 柱せい) 区間の回転角の和であり、途中区間の変形は含まれていない。層間変形角の最大は 8 階で生じているが、計測の関係上、6 階の応答を図示している。図-4 において、黒線で示したのは、加振 case3-5 における履歴ループであり、梁端回転角は 1/100rad を超える変形が見られる。履歴ループは、スリップ挙動を含む、逆 S 字型の形状になっている。表-1 に示すその他の解析ケースは、灰色の実線で示す。

3. 解析モデルの概要

3.1 立体フレームモデル

縮小 20 層 RC 造建物試験体を、各部の寸法をもとに、弾塑性地震応答解析ソフト“STERA3D³⁾”を用いて梁部材、柱部材、パネルゾーンをモデル化し、立体フレームモデルを作成した。コンクリートおよび鉄筋の材料強度は、参考文献¹⁾に示される実験値を使用した。1F 柱脚は固定とし、全層に剛床仮定を適用し、パネルゾーンの剛域の長さはフェースから D/4 だけ中に入った位置で設定した。また、部材端に曲げバネを設置し、部材に生じる曲げモーメントに対してフェースから剛域端までの距離に応じた補正を行った。柱部材は、軸力と曲げの非線形相互作用を考慮するため、両材端の断面内にそれぞれコンクリートと鉄筋の支配面積に応じた 5 つの非線形軸バネを配置し、部材中央に水平 2 方向の弾塑性せん断バネを有する MS モデル(Multi-Spring Model)³⁾を使用した。梁部材は、両材端に弾塑性曲げバネおよび部材中央に弾塑性せん断バネを有する部材モデルを使用した³⁾。層質量の各節点への分布は、実験データを参考に各節点に同等の質量を分布させた。

3.2 梁部材の復元力特性

梁部材の曲げに対する復元力特性には、正負非対称の剛性劣化型 4 折れ線モデルを用いた。この復元力特性は k_y : 降伏剛性、 k_r : 除荷時戻り剛性、 k_s : スリップ剛性、 k_p : 降伏後剛性で履歴形状が定義され、復元力特性は式

表-1 入力地震波概要

case	基本波形	加速度倍率(%)	最大加速度(gal)	目標層間変形角(rad)
1-3	3.11波	40	30.25	損傷が生じないレベル
1-5		100	65.28	1/200
2-2		200	116.54	1/100
2-6		300	164.26	1/100
3-2	津島波	150	132.21	1/50
3-5		200	179.12	1/50

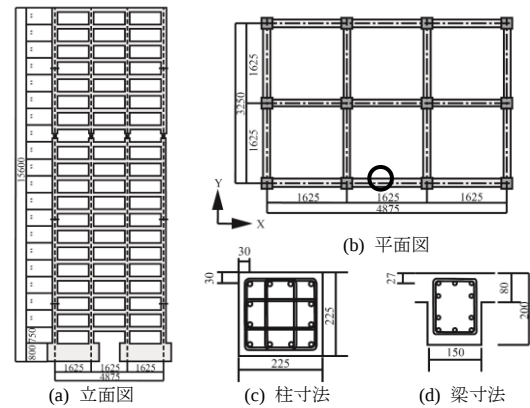


図-1 試験体概要(単位 mm)

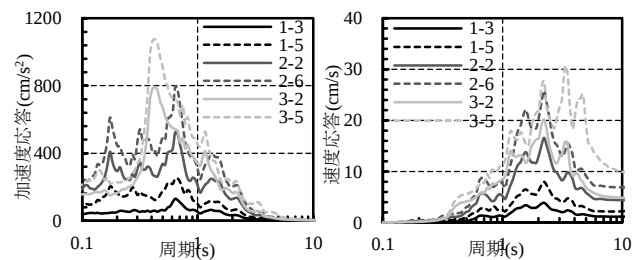


図-2 入力地震波応答スペクトル

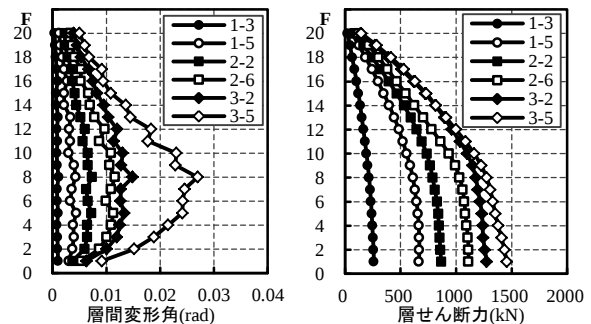


図-3 震動台実験最大応答

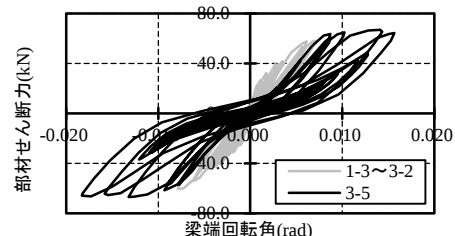


図-4 6 階外側中央梁部材せん断力-梁端回転角関係

(1)によって表わされる。また、梁部材曲げモデルの降伏曲げモーメントは平面保持を仮定した略算式を用い、降伏点剛性低下率には、菅野式を用いた^{3), 4)}。梁部材の復元力特性を図-5 に示す。式(1)においては、 α : 除荷時戻

り剛性, β : スリップ剛性, η : 降伏後剛性低下率のパラメータとし, 履歴特性を変化させる。また, この復元力特性モデルのスラブ引張側の降伏変形 R_y と降伏曲げモーメント M_y の値は η_s : スラブの寄与率によって変化するものとし, 曲げ耐力を算出する際の有効スラブ幅 S はスパン長 L に η_s を乗ずることによって算出する(式(2))。スラブ下端筋の面積も考慮する。スラブの寄与率を 0.5 としたときは, スラブ全幅を考慮した状態となる。

$$k_r = \left(\frac{M_y}{R_y} \right) \left(\frac{R_y}{R_m} \right)^\alpha \quad k_s = \left(\frac{M_y}{R_y - R_y} \right) \left(\frac{R_y}{R_m} \right)^\beta \quad k_p = \eta \cdot \left(\frac{M_y}{R_y} \right) \quad (1)$$

$$S = \eta_s \cdot L \quad (2)$$

本研究では, 実験から得られた図-4の履歴ループに形状が適合するように試行錯誤により, $\alpha=0.3$, $\beta=0.8$, $\eta=0.05$, $\eta_s=0.5$ と設定したモデルを基本モデルと呼ぶ。図-6に実験値と基本モデルの履歴形状および最大変形時の等価粘性減衰定数の比較を示す。表-2に図-1の○印に示す梁部材の基本モデルでの復元力特性を表す。

既往の研究から^{5), 6), 7)}梁の最大曲げ耐力にはスラブ全幅を考慮する必要があることが指摘されているが, 終局強度に対してスラブ効果の影響が発揮される変形角の設定方法については明らかにされていない。そこで本研究では, 降伏時割線剛性一定型(type1)と降伏変形角一定型(type2)の2種類で設定し, 各応答値に与える影響を検討する(図-7)。ここでは, 初期剛性, ひび割れ強度はスラブ寄与率によらず, スラブ寄与率 $\eta=0.1$ の値で一定とした⁴⁾。従って, 降伏時剛性低下率は type1 では一定となり, type2 はスラブ寄与率 η に応じて変化するものとする。

3.3 解析ケース

3.2 で作成した復元力特性を用いて作成したフレームモデルにより, 弾塑性地震応答解析を行った。入力地震波は, 表-1に示す地震波を使用し, X, Y, Zの3方向入力とした。地震応答解析に用いる減衰モデルは瞬間剛性比例モデルとし, 1次モードに対して2%の減衰定数とした。数値積分にはNewmark β 法($\beta=1/4$)を用いた。梁部材の復元力特性のスリップ剛性 β を 0.0, 0.8, スラブ寄与率 η_s を 0.1, 0.5 と変化させ応答値に与える影響を検討した。解析ケースを表-3に示す。 $\beta=0.0$ のモデルではスリップは考慮されない。実験結果に合うように作られた model1 が基本モデルであり, model4 が設計に用いられる標準的なモデルである。両モデルの復元力特性を比較したものを図-8に示す。model1 と model4 の間には, 終局時の部材せん断力には, スラブ寄与率の違いにより, 約15%の差異が見られる。本解析では, 各 model に対して P- δ 効果を考慮した解析も合わせて行う。また, 地震波を複数回入力したとき応答に与える影響について検討

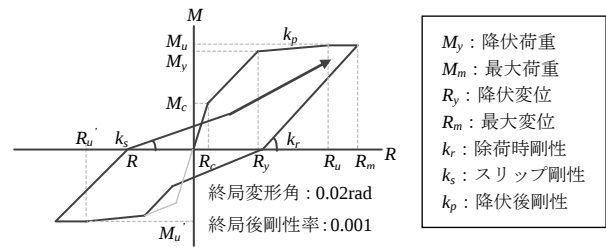


図-5 梁部材復元力特性

表-2 6階外側中央梁基本モデル復元力特性

	Mc	My	Mu	Rc	Ry	Ru	α_y	d
	(kN・mm)			(rad)				(mm)
上部引張	11100	50100	50800	0.0004	0.0153	0.0200	0.23	158
下部引張	9250	26800	28700	0.0004	0.0082	0.0200	0.21	173

※ 梁幅=150mm, 梁せい=200mm, スラブ厚=80mm, 主筋SD490 3+2/3+3-D10

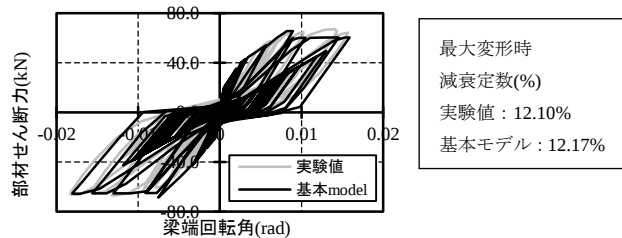


図-6 基本モデルと実験値の履歴形状の適合

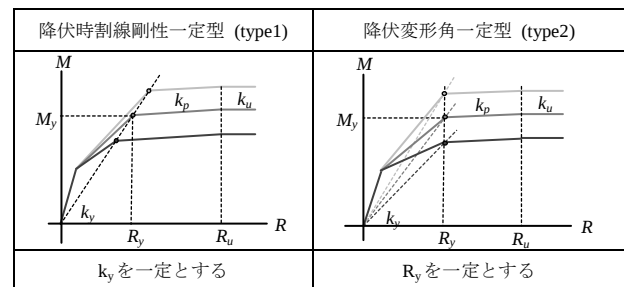


図-7 梁の復元力特性におけるスラブ効果考慮モデル

表-3 解析ケース

解析モデル	復元力特性	スリップ剛性	スラブ寄与率	除荷時戻り剛性
		β	η_s	α
model1	type1	0.80	0.50	0.30
model2			0.10	
model3		0.00	0.50	
model4			0.10	
model5	type2	0.80	0.50	0.30

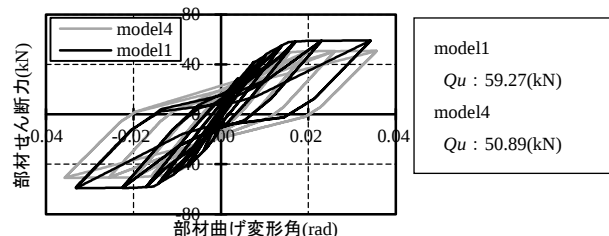


図-8 基本モデル-標準モデル履歴形状比較

するため, 連続波と単独波の解析結果の比較を行う。連続波解析に使用する入力地震波には2連続波, 3連続波を作成し, 地震波の前後で20秒間の自由振動時間を設ける。一例として, 加振ケース3-5の波形を図-9に示す。

4. 固有値解析結果

固有値解析の結果を表-3に示す。また、実験時の常時微動観測と損傷が生じないレベルでの固有値検索加振から算出した固有周期を合わせて示す。これより、解析から求められたX方向、Y方向とも、常時微動観測と固有値検索加振の固有周期の間にあり、解析モデルと試験体の固有周期は概ね整合していることが分かる。

型(type2)の2種類に変えて、応答に与える影響について検討した。図-10-(a)にスラブ効果 type1(model1)の各

表-3 実験と解析の固有周期の比較

測定方法	X方向(s)		Y方向(s)	
	1次モード	2次モード	1次モード	2次モード
常時微動観測	0.507	0.150	0.561	0.170
固有値検索加振	0.570		0.600	
固有値解析	0.517	0.169	0.564	0.181

5. 地震応答解析結果

5.1 P- δ 効果の有無の比較検討

model1を用いて、各加振ケースの波形を単独波で入力した場合の地震応答解析を行い、P- δ 効果が解析結果に及ぼす影響について検討した。各層の最大層間変形角および層せん断力応答の高さ方向分布を図-10-(a)および(b)に示す。最大層間変形角は、加振 case3-2 までは P- δ 効果による応答の違いはほぼないが、加振 case3-5 では、P- δ 効果を考慮した場合には、4~8 階での応答値が 20% ほど増加している。図-11、図-12に各加振ケースの 6 層の最大層間変形角、ベースシアの比較結果を示す。層間変形角が 1/70 を超える加振 case3-2~加振 case3-5 にかけて、P- δ 効果の影響が顕著に現れていることが分かる。

5.2 連続波解析と単独波解析の比較検討

次に、前加振ケースの地震による履歴の影響が応答解析結果に与える影響を比較するため、2連続波および3連続波の入力地震波による解析を行い、地震波入力回数の影響を検討した。図-13には、加振 case3-5 における最大応答の高さ方向分布の比較を示す。なお、解析モデルは、model1 とし、P- δ 効果を考慮している。実験値との比較から、終局状態に近づく加振 case3-5 において、2連続波と3連続波による解析値の間には大きな差異は見られないものの、連続波入力ではほぼ全層で実験値とほぼ同等の結果が得られた。すなわち、連続波解析を行うことにより最大層間変形角は増大する傾向が見られた。

5.3 復元力特性モデルを変更しての比較検討

梁の復元力特性において、スラブ効果による耐力増加を考慮する際の降伏変形角の設定方法を、図-7に示したように降伏時割線剛性一定型(type1)と降伏変形角一定

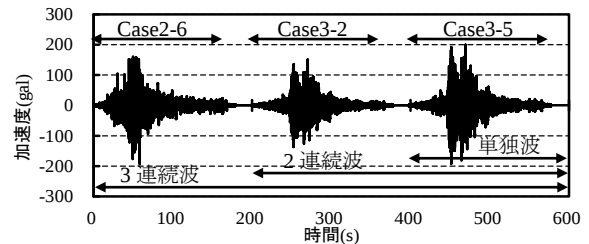
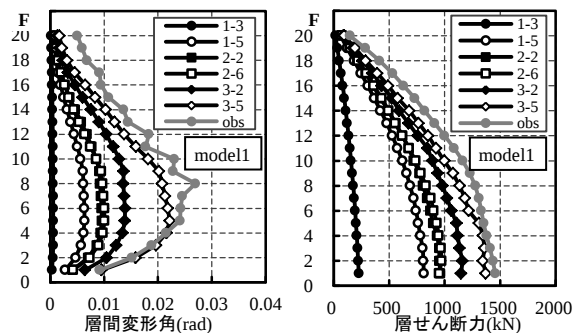
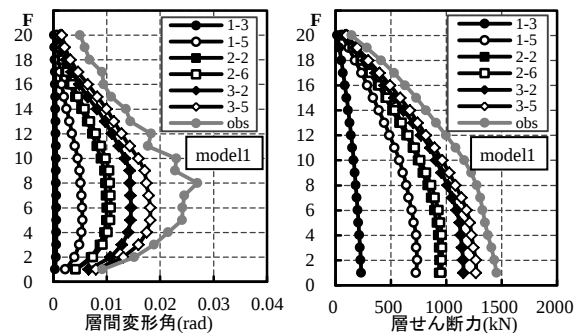


図-9 加振 case3-5 3 連続入力波形



(a) P- δ 効果考慮有り



(b) P- δ 効果考慮無し

図-10 P- δ 考慮した実験値と解析値最大応答比較

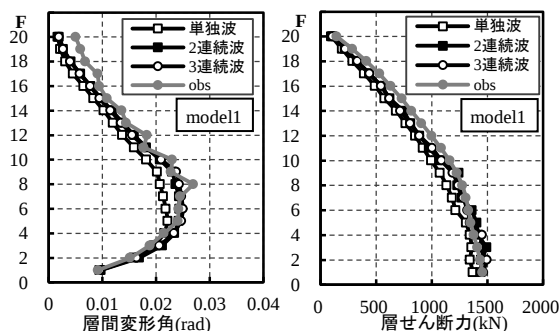


図-13 単独波解析・連続波各最大応答比較

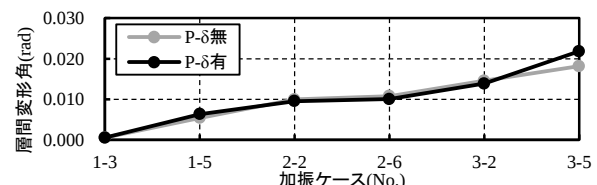


図-11 P- δ 考慮の有無による 6F 最大層間変形角比較

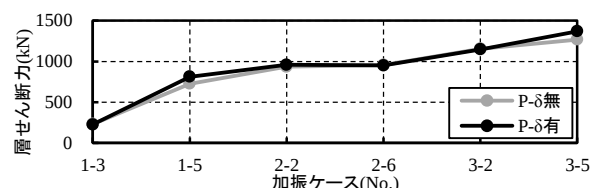


図-12 P- δ 考慮の有無によるベースシア比較

層の最大応答を示す。図-14 にスラブ効果 type2(model5)を使用し、P- δ 効果を考慮した状態での単独波解析による各層の最大応答の高さ方向分布を示す。また、図-15、図-16 には、スラブ効果 type1(model1)とスラブ効果 type2(model5)の各加振ケースの 6 層の最大層間変形角、ベースシアの比較結果を示す。図-14 より、スラブ効果 type2 では、層せん断力応答は加振 case3-5 において実験結果を概ね良好に評価することができたが、層間変形角は、加振 case3-5 において全体的に実験値を過小に評価する結果となり、6 階では 30%程度小さい値となった。そのため、スラブ効果 type1(model1)において、実験結果を良好に評価する結果となった。また、図-15、図-16 の比較結果より、層間変形角は加振 case2-6 および case3-2 ではスラブ効果 type2 は type1 と比べ大きな層間変形角となった。一方加振 case3-5 では、スラブ効果 type2 は type1 と比べ小さな層間変形角となった。また、ベースシアは加振 case2-2~case3-2 までのひび割れ点から降伏付近でスラブ効果 type2 は type1 より大きな値となった。これは、type2 の復元力特性は、type1 よりも小さな変形角でスラブ効果の影響が現れるためベースシアが大きくなる。加振 case3-5 では、スラブ効果 type1, type2 とともに終局耐力に達し、同程度のベースシアとなった。

6. スリップ挙動・スラブ効果の個別評価

スリップ挙動およびスラブ効果が個別に最大応答値に与える影響を検討するために、P- δ 効果考慮、3 連続波の解析での model1, model2 および model3 の最大応答値を比較した。得られた最大応答の高さ方向分布を図-17 に示す。また、図-18、図-19 には、P- δ 効果考慮、単独波解析による各加振ケースでの model1 との最大層間変形角、ベースシアの比較結果を示す。図-17 より各モデルで変形性状が大きく異なることがわかる。最大層変形角発生階は model1 で 6 階、model2 で 9 階、model3 では 5 階となっている。スラブ寄与率 0.1 の model2 においては、変形が中層階で増大する傾向が見られた。層せん断力応答は、スリップ挙動の有無にかかわらず、スラブ全幅を考慮した model1 および model3 では良好に評価することができた。また、スリップ挙動を考慮した model1 では、発生階は異なるが、実験値に近い最大層間変形角が生じることが確認できた。

次に、各加振ケースでの最大層間変形角、ベースシアの比較した図-18、図-19 よりスリップ挙動およびスラブ効果の影響が現れる層間変形角を検討する。図-18 の model1 と model3 の比較より、スリップ挙動の違いの影響は、加振 case3-5 のような大変形領域のみで現れることがわかる。また、model1 と model2 の比較から、スラブ寄与率の変更が最大層間変形角に与える影響は小さい

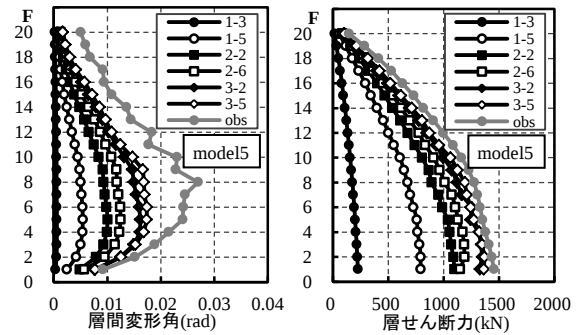


図-14 スラブ効果 type2 最大応答高さ方向分布

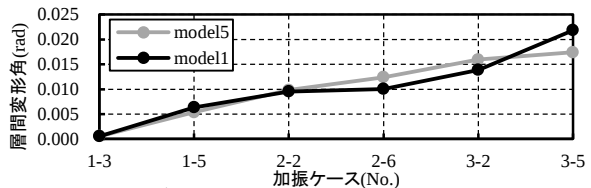


図-15 スラブ効果 type 変更時 6 F 最大層間変形角比較

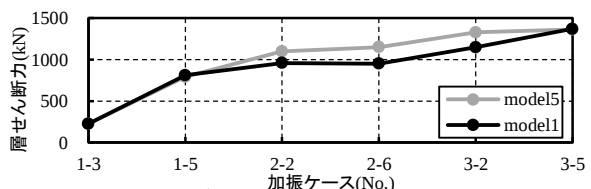


図-16 スラブ効果 type 変更時ベースシア比較

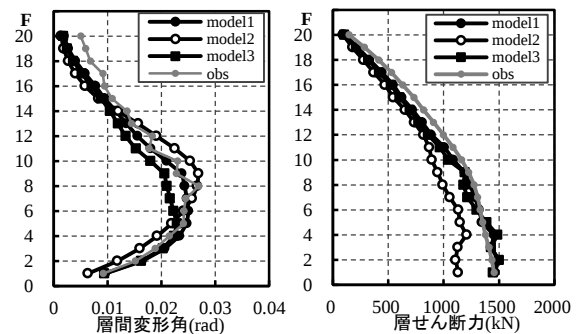


図-17 加振ケース 3-5 各モデル最大応答比較

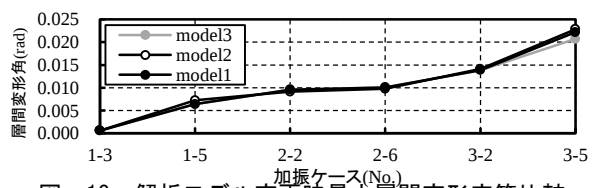


図-18 解析モデル変更時最大層間変形角比較

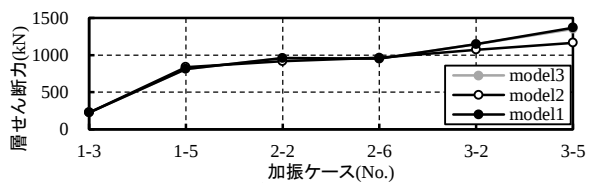


図-19 解析モデル変更時ベースシア比較

ことがわかる。また、図-19 の model1 と model2 比較から、スラブ全幅考慮時の曲げ耐力は、加振ケース 2-6(最大層間変形角 0.01rad 程度)から発揮されており、そこか

ら入力が増大するに伴い最大層せん断力応答が増加する傾向が見られた。大変形領域においては、スラブ寄与率 0.1 の model2 と比べ、約 20% 大きな耐力を保持することが確認できる。また同時に、スリップ挙動の違いが層せん断力応答に与える影響はほとんどないことが model1 と model3 の比較から確認できる。

7. 基本モデルと標準モデルの比較

本研究の基本モデルである model1 で P- δ 効果考慮および 3 連続波を入力した解析値と、一般的な設計に用いられる model4(標準モデル)の P- δ 効果無し・単独波入力の解析値との比較を行った。図-20 には、加振 case3-5 での最大応答の高さ方向分布の比較を示す。図-21 には、6F 梁の部材せん断力応答一部材曲げ変形角関係との比較を示す。図-20 より、model4 は model1 と比べ、全層で小さな値となり、特に 6 階の層間変形角では、約 40% 小さな値となった。層せん断力応答でも同様の傾向が見られ、ベースシアは、model4 は model1 と比べて約 25% 小さな値となった。図-21 より model1 は実験値の履歴ループの形状と概ね一致することが分かる。しかし、model4 では変形角、部材せん断力とも小さな値を示した。

8. まとめ

本研究では、梁部材の復元力特性のスラブ効果、スリップ挙動の影響を考慮したモデルを作成し、P- δ 効果の有無、単独波と連続波を入力した場合の地震応答解析を行い、縮小 20 層 RC 造建物震動台実験結果を用いてそれぞれの影響について検討した。

- 1) P- δ 効果を考慮した解析を行った結果、最大層間変形角が 0.015rad を加振ケースにおいて P- δ 効果を考慮しない場合よりも応答が約 10% 程度増大する結果が得られた。
- 2) 2 連続波、3 連続波入力による解析を行った結果、入力数の増加に伴い変形が増大する傾向が見られ、P- δ 効果と合わせ 40% の応答の増大が見られた。
- 3) スラブ効果が発揮される変形角を検討するため、2 種類の復元力特性を用いて解析を行い、降伏時割線剛性を一定としたモデルにおいて、実験結果を良好に評価する結果となった。
- 4) スリップ挙動とスラブ効果の影響を個別に評価した結果、層せん断力応答はスラブ寄与率が決定の要因となること、層間変形角は、スリップ挙動の影響が大きいことが確認できた。また、層間変形角はスリップ挙動の他、P- δ 効果の影響、連続波入力の影響などを複合的に考慮することによって E ディフュゼンス実験結果における大変形領域の応答を良好に評価が可能であることを確認した。

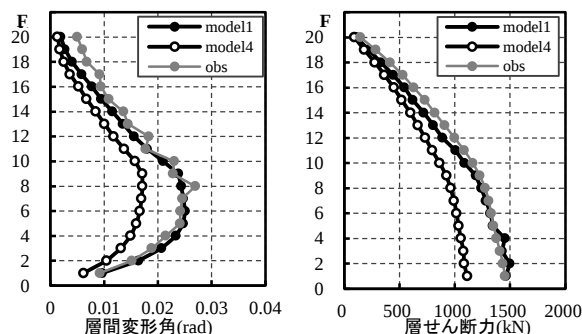


図-20 model1・model4 の最大応答比較

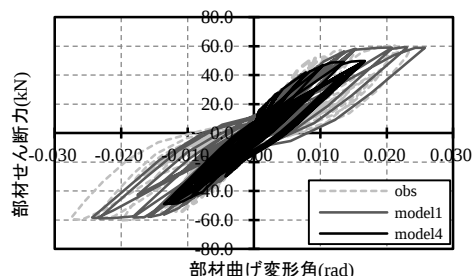


図-21 model1・model4 部材応答値比較

謝辞: 本研究における縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験は、平成 22~24 年度国土交通省建築基準整備促進事業課題 27-1「長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」の一環として実施されました。関係各位に深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 杉本訓祥, 勝俣英雄, 三輪田吾郎, 福山洋: 縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験, コンクリート工学会年次論文集, vol35, No.2, pp.325-330, 2013.7
- 2) 豊田真士, 倉本洋, 勝俣英雄, 福山洋: 長周期地震動を受ける 20 層 RC フレームの地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, vol79, No.702, pp.1167-1174, 2014.8
- 3) 斉藤大樹: STERA3D Technical Manual Version4.0, <http://www.rc.ace.tut.ac.jp/saito/software.html>
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.3
- 5) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 福山洋, Xuan Deng: 超高層鉄筋コンクリート造建築物のスラブ有効幅に関する検討, 日本建築学会講演梗概集, 2013.8
- 6) 壁谷澤寿一ほか: 多数回繰返し外力を受ける鉄筋コンクリート立体部分架構の静的繰返し実験, 日本建築学会講演梗概集, pp.741-744, 2011.8
- 7) 壁谷澤寿一ほか: 鉄筋コンクリート造立体部分架構実験によるスラブ有効幅の検討: 日本建築学会学術講演梗概集, pp.501-506, 2014.9