

地震応答解析に基づく既存中層鉄筋コンクリート造建物の耐震性能に関する検討

DB12303 牧 和

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降、構造体と非構造部材の耐震性能が見直されるようになったが、構造体の被害が顕著であったことから構造体に重きを置いた耐震性能の検討であった。

2011 年に発生した東日本大震災(東北地方太平洋沖地震)の地震による建物被害では非構造部材の被害が多数確認された。非構造部材の損傷により新耐震基準建物であっても、一時的に建物の使用が制限される事態が発生し、改めて非構造部材の耐震性能が見直されるようになった。

また、この東日本大震災によって、日本の多くの企業が津波や地震の被害を受けたこともあり、BCP(事業継続計画)やLCP(生活継続計画)に対して企業の関心は高まった。

(4)によれば震災からおおよそ2年経過した時点で、BCP策定済み企業は約4割となり、震災発生当時のおおよそ1.5倍に増加したという結果がある。

現状、拠点施設、重要施設のみならず民間オフィスビルにおいても、想定を超えた地震後も継続して使用できることが建物の耐震性能として求められるようになった。非構造部材の損傷は人的被害だけでなく、建物の使用性や機能性に損なう要因であり、地震後も使い続けられる建物にするためには、構造体のみならず、非構造部材の耐震性能の検討が必要である。

そこで本研究では、新耐震基準建物であり、住居兼テナントオフィスビルの機能を有した既存中層鉄筋コンクリート造建物を対象に、建築基準法で検討される地震動と建築基準法の想定を超えた地震動を作用させ、構造体と非構造部材の耐震性能を検討していくものとする。

2. 建物概要

対象建物の概要として表1建物概要、表2非構造部材の仕上げ表、図1建物外観、図2基準階平面図を以下に示す。対象とする建物は、東京都府中市に所在する、築24年、地上6階の住居兼テナントオフィスビルである。

表1 建物概要

竣工	1991年 10月
用途	駐車場、事務所、住居
延床面積	1093.9㎡
建物面積	228.2㎡
構造種別	鉄筋コンクリート造
架構形式	耐震壁付きラーメン架構
建物階数	地上6階
最高高さ	20.4m
軒高さ	19.2m
地盤種別	第2種地盤
基礎形式	直接基礎

表2 検討した非構造部材の仕上げ表

外壁	45 二丁掛タイル	
天井	事務所(2階~5階)	9ジプトーン貼
	住居(6階)	9P.Bの上 ビニールクロス貼



図1 建物外観

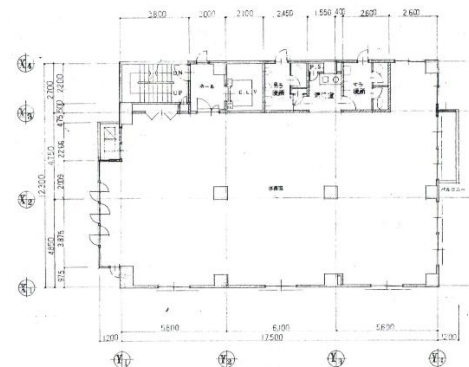


図2 基準階平面図

図3 西立面図、図4 基準階梁伏図、表3 構造設計諸元を以下に示す。

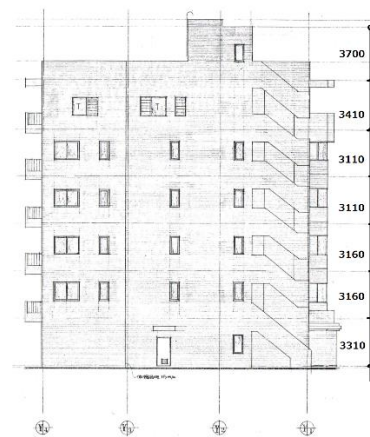


図3 西立面図

上部構造は耐震壁付きのラーメン架構の鉄筋コンクリート造であり、X方向は耐震壁が支配的な構面、Y方向はラーメン架構が支配的な構面である。架構の特徴としては、Y2通り、Y3通りには大梁に大梁が取り付く箇所があり、片持ち梁気味の形式となっている。EVシャフト・EVホール・階段のコアは片側に集約されている。また、基礎形式は地盤が良好であることから直接基礎が採用されている。

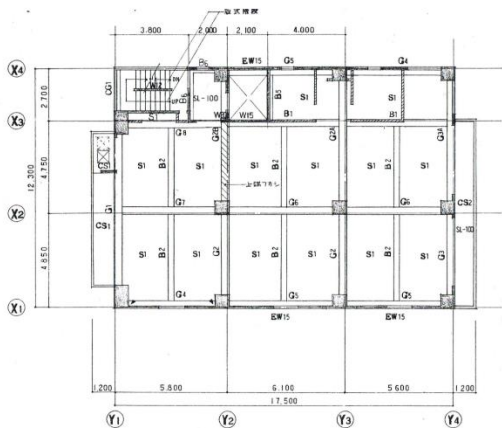


図4 基準階梁伏図

表3 構造設計諸元

地盤地域係数	Z = 1.0
地盤種別	第2種地盤 Tc = 0.6 sec
設計用一次固有周期	T = 0.384 sec(略算式)
振動特性係数	Rt = 1.0

また、建物の最高高さが 20.4m で鉄筋コンクリート構造であることから、構造設計ではルート 2-3 が採用され、保有水平耐力の検討はなされていません。

3. 立体フレームモデルの概要

竣工図面および構造計算書を元に構造解析に用いる立体フレームモデルを作成した。解析ソフトには任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム SNAP Ver.6 を用いる。作成したモデルを図5 立体フレームモデル図として示す。

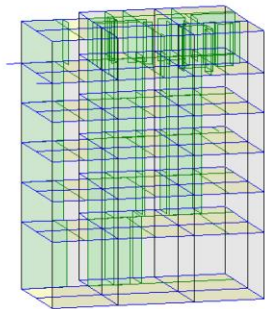


図5 立体フレームモデル

またモデル化されていない外階段、ベランダ、塔屋などは荷重のみを考慮することで解析モデルに反映する。今回構造計算書の段階では、詳細に検討されていない壁の開口などを竣工図面に基づいてより建物の実状に則したモデルを作成した。構造計算書で使用したモデルと今回私が作成した立体フレームモデルの静的応力解析の結果を比較することで建物の妥当性の確認も行った。

・モデル化概要

- (1)基礎梁下の支点はピン支持とし、柱・梁の接合条件は剛接合、例外としては、大梁に大梁が節点はピン扱いとしました。
- (2)床は剛床仮定とした。

(3)各部材のモデル化を以下に示す。

表4 部材のモデル化一覧

部材	変形成分	要素モデル
はり	軸方向	単軸バネ(軸バネ)
	曲げ	単軸バネ(曲げバネ)
	せん断	単軸バネ(せん断バネ)
柱	軸方向	MSモデル
	曲げ	MSモデル
	せん断	単軸バネ(せん断バネ)
壁	軸方向	MSモデル
	曲げ	MSモデル
	せん断	単軸バネ(せん断バネ)

(4)各部材の復元力特性は、今回はデフォルトを採用し、曲げバネは剛性低減型、せん断バネは原点志向型とした。

(5)SNAP では各部材の終局耐力は『建築物の構造関係技術基準解説書』に基づいて算出される。

4. 静的荷重増分解析

対象とする建物の破壊メカニズムを把握するために、静的荷重増分解析を行った。外力分布は SNAP の自動計算により算出された Ai 分布 (荷重分布係数) としました。載荷は X 方向 (長手方向)、Y 方向 (短手方向) に対して正加力と負加力を行った。X(負加力)、Y(負加力)を扱うものとし各方向の Q-δ 図を以下に示す。

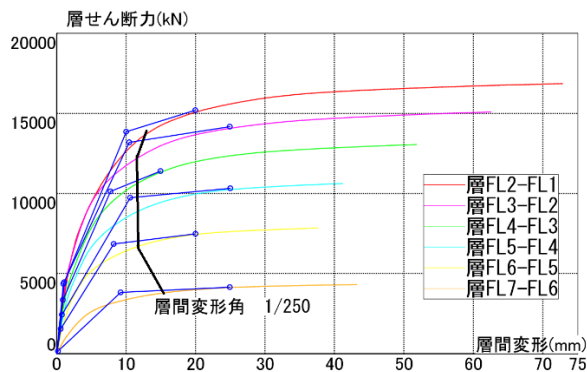


図6 Q-δ 図 (X 負加力方向)

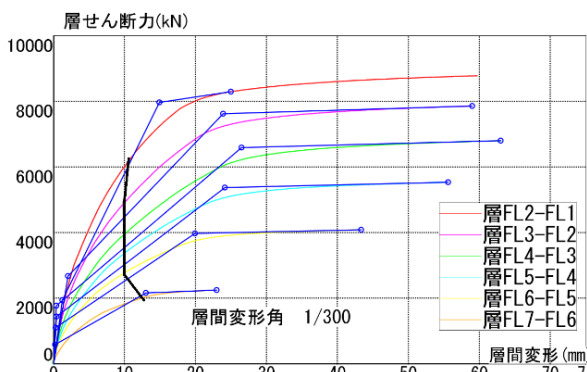


図7 Q-δ 図 (Y 負加力方向)

X (負加力) 方向の結果としては、初期ステップで既に 5 ~6 階の柱に曲げによるひび割れが生じた。層間変位が 1mm に達する前で耐力壁、柱にひび割れが生じ、層間変位が 4 mm に達するとほとんどの梁でひび割れが生じる。加力方向に対して引張側にある 1 階の柱、梁、壁が層間変形角お

よそ 1/1000~1/800 で曲げ降伏に至る。住居である 6 階は開口が大きく腰壁の付帯梁のせん断破壊が層間変形角 1/900 で確認された。層間変形角 1/390 に達した時 X1 通りの 2 階の耐力壁のせん断破壊が曲げ降伏より先行して発生する。層間変形角 1/250 を超えた辺りから 2 階、3 階の局部崩壊に至り、層間変形角 1/170 で 2 階が崩壊する。

Y (負加力) 方向の結果としては、初期ステップで 5~6 階の柱は曲げによるひび割れが生じた。大半の耐力壁、梁は層間変位が 4mm に達した時にひび割れが生じた。Y4 通りの構面では、層間変形角 1/700 の時、柱が曲げ降伏に至り、層間変形角 1/573 を超えた辺りで 3 階の床梁が曲げ降伏し、層間変形角 1/342 で 3 階の柱がせん断破壊し、3 階の局部崩壊に至る。層間変形角 1/332 で 2 階の柱がせん断破壊に至り、2 階でも局部崩壊が見られる。この Y4 通りの構面だけで考えたときには、柱のせん断破壊による局部崩壊が見られた。

増分解析結果のステップを追うことで得られた各層のせん断破壊し始める目安を表として以下に示す。

表 5 各層のせん断破壊発生目安一覧

せん断破壊し始める目安		
	X(負加力)	Y(負加力)
FL7-FL6	1/194	1/237
FL6-FL5	1/159	1/518
FL5-FL4	1/170	1/221
FL4-FL3	1/229	1/342
FL3-FL2	1/409	1/332
FL2-FL1	1/330	1/229

質点系モデルの概要

今回、解析対象の建物は中層鉄筋コンクリート造の建物で、構造要素として耐力壁が支配的であることから、等価せん断型の質点系モデルとした。上部構造の復元力特性は静的荷重増分解析結果から得られた各層の層せん断力-層間変位関係からトリリニアモデルの生成を行い、せん断バネの復元力特性は標準トリリニアモデル型とした。X 方向のスケルトンカーブは図 8、Y 方向のスケルトンカーブは図 9、それぞれに反映した。トリリニアモデルは以下に示すルールに基づいて設定した。

- ① 一次剛性 (K1) は静的荷重増分解析における初期剛性とした。
- ② 第 1 折れ点の Q1 は、直線 $Q = \epsilon K1 \cdot \delta$ と $Q-\delta$ 曲線との交点の値とし、 $\epsilon = 0.8$ の時の値で考えた。
- ③ 増分解析の結果より、部材のせん断破壊が発生し始める層間変形角を X 方向では、1/250, Y 方向では 1/300 と考えるものとし、この時の $Q-\delta$ 曲線上の点を終局耐力とし、この点が 3 次剛性となるように設定した。
- ④ Q2 (第 2 折れ点)、K2 (2 次剛性) は面積等価 ($B = A+C$) となる時の値とした。

※SNAP の仕様により以上の条件で設定できないときは、自動計算によりトリリニアモデルのスケルトンカーブを生成する。

以上のルールに基づいて設定したトリリニアモデルの復元力特性を以下に示す。

表 6 トリリニアモデルの定数

X 方向 (上)、Y 方向 (下)

階	重量(t)	Qc(kN/mm)	Qy(kN/mm)	K1	α (K2/K1)	β (K3/K1)
FL2	258.2	4452.6	13852.2	4057.47	0.26	0.03
FL3	231.3	4355.1	13194.1	4527.97	0.21	0.01
FL4	226.9	3350.1	10130.9	3708.52	0.27	0.05
FL5	216.5	2429.5	9737.3	3204.56	0.23	0.01
FL6	226.3	1545	6847.9	2632.29	0.26	0.02
FL7	176.4	145.2	3816	772.36	0.53	0.03

階	重量(t)	Qc(kN/mm)	Qy(kN/mm)	K1	α (K2/K1)	β (K3/K1)
FL2	258.2	1940.2	7971	1577.24	0.28	0.02
FL3	231.3	2673.1	7625.5	1316.05	0.17	0.01
FL4	226.9	1768.6	6591.3	4448.29	0.04	0
FL5	216.5	1438.6	5373.4	3436.75	0.05	0
FL6	226.3	1102.9	3972.5	3819.86	0.04	0
FL7	176.4	583.7	2156.9	2713.16	0.05	0

5. 耐震性能の検討

動的地震応答解析の概要

静的荷重増分解析から得られた質点系モデル (X 方向) (Y 方向) に対して建築基準法で検討される地震波レベルと建築基準法の想定を超えた地震波レベルを作用させ、建物応答性を把握し、静的荷重増分解析との比較により、耐震性能の評価を行った。非構造部材の検討は既往の文献^②に基づいて検討を行った。

入力地震波の概要

今回は、エルセントロ波 (El Centro) NS 成分用いて地震応答解析を行った。建築基準法で検討される地震動レベルをレベル 1 基準(25kine)、レベル 2 基準(50kine)とし、建築基準法の想定を超えた地震動レベルをレベル 3 基準(75kine)として X 方向、Y 方向の質点系モデルに作用させた。以下にエルセントロ波の加速度波形を示す。

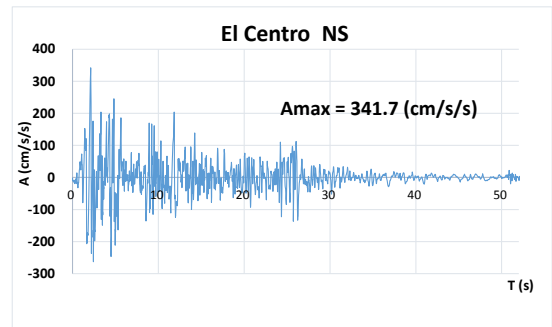


図 8 エルセントロ波加速度波形

動的地震応答解析結果

地震応答解析によって得られた各レベルにおける最大層間変形角と最大絶対加速度の結果を表 7,表 8,図 9,図 10 として以下に示す。

表 7 最大層間変形角

地震波レベル	X方向			地震波レベル	Y方向		
	レベル1	レベル2	レベル3		レベル1	レベル2	レベル3
層	最大層間変形角			層	最大層間変形角		
FL6-FL7	1/1084	1/819	1/490	FL6-FL7	1/14475	1/346	1/240
FL5-FL6	1/1722	1/1022	1/495	FL5-FL6	1/10325	1/191	1/95
FL4-FL5	1/2166	1/791	1/387	FL4-FL5	1/1963	1/160	1/71
FL3-FL4	1/3038	1/994	1/427	FL3-FL4	1/1052	1/155	1/73
FL2-FL3	1/3404	1/948	1/359	FL2-FL3	1/1466	1/179	1/90
FL1-FL2	1/3316	1/985	1/442	FL1-FL2	1/932	1/346	1/179

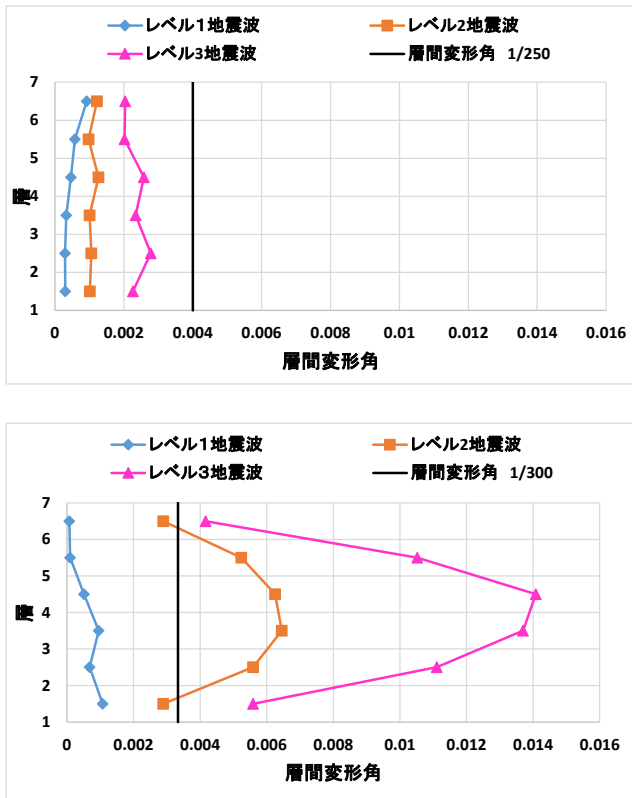


図9 最大層間変形角 (X方向):上、(Y方向):下

・耐震性能評価

レベル1相当の地震では各層の層間変形角が1/1000に満たないことから構造体に軽微なひび割れが生じる程度であると考えられる。対象建物の外壁(非構造部材)は耐震性能の低いRC下地の現場張りタイルであり、層間変形角1/1000に満たない状態でも部分的に小さなひび割れ、剥離が生じ簡易な補修が必要になると考えられる。レベル2相当の地震が作用した場合、各層の最大層間変形角より耐力壁、耐力壁を構成する柱では基本的に被害は生じないと考えられる。1階の隅柱は増分解析結果より層間変形角1/1100で曲げ降伏に至る。よって1階のX1通りでは隅柱の曲げ降伏が発生すると考えられる。このように耐力壁が支配的なX方向の構面ではほとんど被害は生じない。しかしY4通りでは増分解析より層間変形角1/520を超えると耐力壁を構成する柱のせん断破壊が発生し、応答結果より2~5階の柱でせん断破壊が発生すると考えられ構造体に関して、Y4通りの局部崩壊が顕著である。非構造部材(外壁)ではX方向ではレベル1地震波と同様の被害程度だと考えられるがY方向ではタイルの大きなひび割れや剥離が生じると考えられ、構造体と非構造部材共に大規模な修復が必要になると考えられる。レベル3相当の地震が作用した場合は、層間変形角1/400を超えた辺りから2階耐力壁でせん断破壊が発生し、2階が崩壊すると考えられる。層間変形角1/250でY4通りの1階の耐力壁、柱が曲げ降伏に至り、1階が崩壊する。本建物は下の階から崩壊に至ると考えられ、非構造部材の損傷も大きなものとなり、地震後に建物を使うことはできない状況に陥ると考えられる。

表8 最大絶対加速度

地震波レベル	X方向			Y方向		
	レベル1	レベル2	レベル3	レベル1	レベル2	レベル3
層	最大絶対加速度(mm/s/s)			最大絶対加速度(mm/s/s)		
FL7	7426	9692	15938	FL7	3587	9830
FL6	6036	8858	13894	FL6	2652	7633
FL5	5119	9361	11984	FL5	2629	6189
FL4	4194	6366	10176	FL4	3202	5659
FL3	3122	6938	8887	FL3	3979	6535
FL2	2777	6270	8148	FL2	3264	7855
FL1	2529	5126	7654	FL1	2529	5126

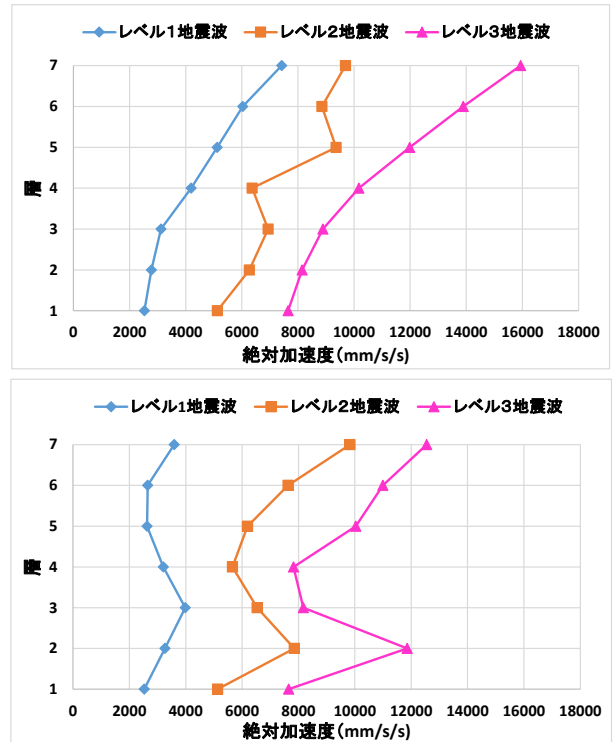


図10 最大絶対加速度 (X方向):上 (Y方向):下

6. まとめ

- ・レベル1の地震では構造体の被害は軽微であるが、外壁の簡易な補修が必要。
- ・レベル2の地震では、倒壊には至らずとも、建物の使用機能性に大きな損害を与えると考えられ、地震後も使用する場合は構造体、非構造部材の大規模な補修が必要。
- ・レベル3の地震では、1階、2階の下の階から崩壊に至ると考えられる。

謝辞

研究を行うにあたり、ご指導を頂いた久田嘉章教授、鯉沢曜様、心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造 計算基準・同解説 2010
- 2) 金子美香、神原 浩、田村和夫：『非構造部材の耐震実験結果に基づく耐震性能の整理』日本建築学会技術報告書第21号, 39-44, 2005年6月
- 3) 株式会社 構造システム:SNAP ver.6 テクニカルマニュアル
- 4) 株式会社 NTT データ研究所『東日本大震災発生後の企業の事業継続に係る意識調査』 アクセス日 2016/02/08 <http://www.keieiken.co.jp/aboutus/newsrelease/130228/>