

上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究

(その5 既存鉄骨造建物の地震応答解析結果)

正会員 ○ 福本義之^{*1} 同 西村勝尚^{*2} 同 田中嘉一^{*1} 同 上森 博^{*3}
同 堀本明伸^{*4} 同 多賀謙蔵^{*5} 同 吹田啓一郎^{*6} 同 多田元英^{*7}上町断層帯 鋼構造 既存鉄骨造建物
地震応答解析 質点系モデル 立体フレームモデル

1. はじめに

本報では、既存鉄骨造建物に対して、上町断層帯地震に対する設計用入力地震動を用いた地震応答解析を行う。地震応答解析は、質点系モデルおよび立体フレームモデルにより行う。

2. 検討用地震動

検討用地震動は、(その2)で提案されている設計用地震動と若干異なるが、ほぼ同等な速度応答スペクトルを有する地震動とする。検討用地震動は、(その2)に示すA4ゾーンを対象とした地震動であり、地震動レベルは、レベル3B、レベル3C地震動とする(各々フラットタイプ地震動3波、パルスタイプ地震動3波)。図-1に検討用地震動の速度応答スペクトルを示す。

3. 質点系モデルを用いた地震応答解析

6棟の既存鉄骨造建物に対し、質点系モデルを用いた地震応答解析を行う。すべての建物は、設計時において「告示平12 建告第1461号」に示されるスペクトルに適合した地震波を用いた検討を行い、レベル2相当において概ね最大層間変形角が1/100radとなる建物である。

3. 1 解析モデル

解析モデルは、各層1質点とした質点系モデルとする。復元力特性は、各建物のフレームモデルでの静的弾塑性解析結果の層せん断力-層間変形角関係を、層間変形角約1/100~1/75rad程度までフィッティングした等価せん断型モデル(Tri-linear形)もしくは、曲げせん断型モデル(曲げ;弾性,せん断;Tri-linear形)とする。解析モデルの概要を表-1に示す。

3. 2 応答解析結果

レベル3Bおよびレベル3C地震動に対する建物の1次固有周期と最大応答層間変形角の関係を、図-2に示す。

レベル3B地震動においては、1次固有周期が3.5秒より短い建物ではフラットタイプ地震動とパルスタイプ地震動との大差はなく、フラットタイプ地震動の最大応答層間変形角は1/36、パルスタイプ地震動では1/40となる。しかし、1次固有周期3.84、4.37秒の建物ではフラットタイプ地震動での最大応答層間変形角は1/31、パルスタイプ地震動では1/39となり、差異が見られる。これは、フラットタイプ地震動の最大応答層間変形角

を示すUMTb1A4EW2波の速度スペクトルが、他のフラットタイプ地震動の速度スペクトルと比べ1~2秒間にピークが3箇所あり、この高次モード部分の影響により最大応答層間変形角が大きくなったためであると推察される。

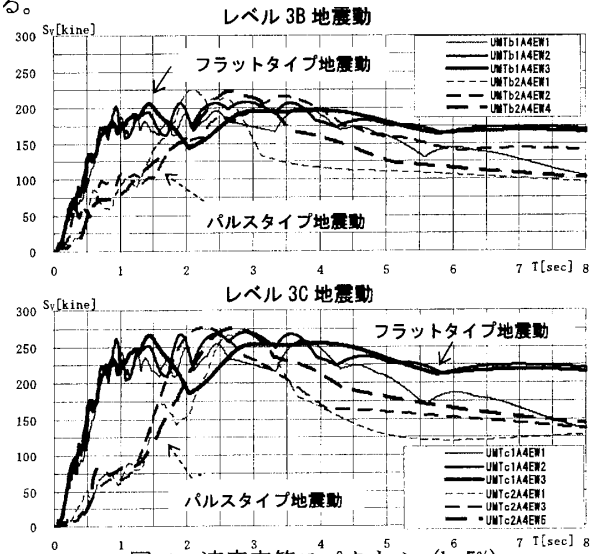


図-1 速度応答スペクトル (h=5%)

表-1 解析モデル概要

検討例	階数	高さ[m]	方向	架構形式	解析モデル	周期[s]	減衰	De換算値	PA効果
1	13	1	56.50	X ラーメン Y ブレース付	15 質点曲げせん断型モデル	1.62 1.61	初期剛性比 例1次2%	0.43 0.49	有
2	28	2	142.0	X ブレース付 Y ブレース付	30 質点等価せん断型モデル	3.84 3.58	初期剛性比 例1次2%	0.67 0.62	無
3	16	1	73.70	X ブレース付 Y ブレース付	16 質点等価せん断型モデル	1.80 1.95	初期剛性比 例1次2%	0.40 0.54	無
4	20	0	73.21	X ブレース付 Y ブレース付	20 質点等価せん断型モデル	1.49 1.52	初期剛性比 例1次2%	0.58 0.63	無
5	24	2	116.8	X ブレース付 Y ブレース付	23 質点曲げせん断型モデル	3.16 3.48	瞬間剛性比 例1次2%	0.58 0.54	無
6	39	4	195.0	X ブレース付 Y ブレース付	39 質点曲げせん断型モデル	4.37 5.38	瞬間剛性比 例1次2%	0.67 0.56	無

* 検討例6は、X方向かつレベル3B地震動のみの検討とする。
* 表中のDe換算値は、1階レベルの保有水平耐力のDe換算値(=Q₀/ΣW_iA_iR_t)を示す。但し、保有水平耐力の算出方法は、検討例により異なる。
(最大耐力時、層間変形角の最大値が一定値到達時、各層の層間変形角が一定値到達時)

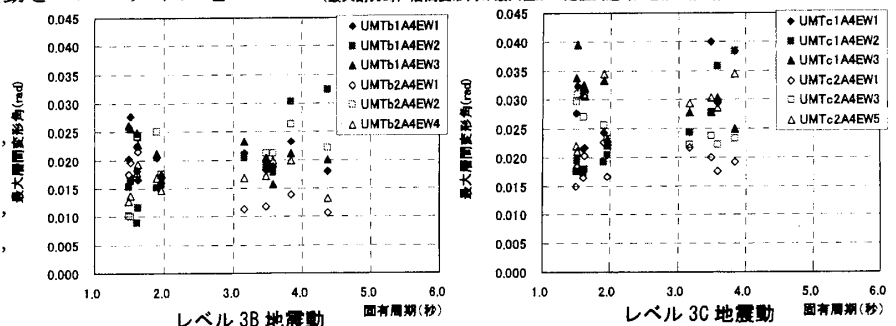


図-2 層間変形角-固有周期関係

Research on Design Input Ground Motion and Design Method of Building for Uemachi Fault Earthquake Part5: Seismic Response Analysis of Existing Steel Buildings FUKUMOTO Yoshiyuki, NISHIMURA Katsuhisa, TANAKA Yoshikazu, UEMORI Hiroshi, HORIMOTO Akinobu, TAGA Kenzo, SUITA Keiichiro, and TADA Motohide

レベル 3C 地震動においては、1 次固有周期に関わらず、フラットタイプ地震動での層間変形角が大きく、最大で 1/25 となる。

4. 立体フレームモデルを用いた地震応答解析

立体フレームモデルを用いた地震応答解析は、質点系モデルにおける検討例 1 および検討例 6 に対して行う。各々の建物の概略伏図を図-3 に示す。

4. 1 解析条件および検討用地震動

1) 検討例 1

- X, Y 方向を解析対象とする。
- P Δ 効果 (軸力による付加モーメントの影響) を考慮。
- 部材の復元力特性は、梁は、材端回転バネの曲げを Nomal Bi-Linear 型とし、降伏後剛性は弾性剛性の 1/1000 として定義する。ブレースは、剛塑性挙動を示す履歴ダンパー内蔵であり、耐力に達すると Bi-linear の挙動を示す要素とする。鉄骨柱は、軸方向力と 2 方向の曲げモーメントの相関関係を持たせた 3 軸解析モデルとする。
- 減衰: 初期剛性比例型 (一次固有周期に対し $h=2\%$)
- 地震動: 質点系モデルの解析結果より、4 波を選定
 - ・レベル 3B 地震動: UMTb1A4EW1, UMTb2A4EW2
 - ・レベル 3C 地震動: UMTc1A4EW3, UMTc2A4EW3

2) 検討例 6

- X 方向を解析対象とする。
- 部材の復元力特性は、柱、大梁の曲げ、座屈補剛ブレース軸方向を Nomal Bi-Linear 型とする。降伏後剛性は弾性剛性の 1/100 とする。柱の軸方向は弾性とする。
- 減衰: 瞬間剛性比例型 (一次固有周期に対し $h=2\%$)
- 地震動: 質点系モデルの解析結果より、2 波を選定。
 - ・レベル 3B 地震動: UMTb1A4EW2, UMTb2A4EW2

4. 2 固有値解析結果

一次固有周期は、検討例 1 で X:1.61 秒 Y:1.61 秒, 検討例 6 で, X:4.32 秒であり、質点系モデルでの固有値解析結果とほぼ同等である。

4. 3 応答解析結果

図-4 に最大応答層間変形角を質点系モデルの解析結果と比較して示す。検討例 1, 6 ともに、最大応答層間変形角は、発生階は異なるが質点系モデルとほぼ同等もしくは小さい層間変形角を示す。

5. まとめ

上町断層帯地震に対する設計用入力地震動を用い、既存鉄骨造建物の地震応答解析を行った。

解析は、質点系モデルおよび立体フレームモデルにより行ったが、レベル 3B 地震動に対して最大 1/30rad 程度、レベル 3C 地震動に対して最大 1/25rad 程度の層間変形角となった。

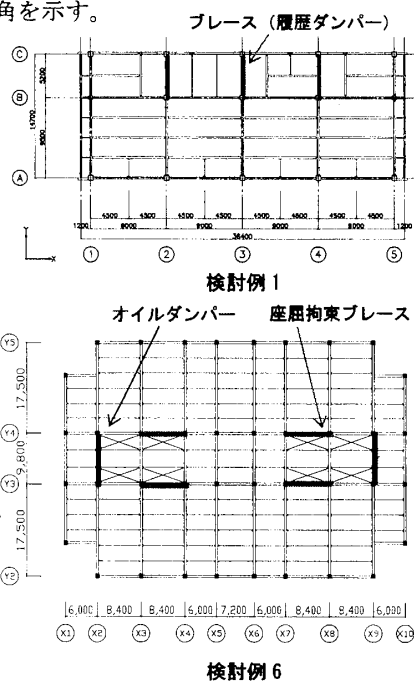


図-3 建物概略伏図

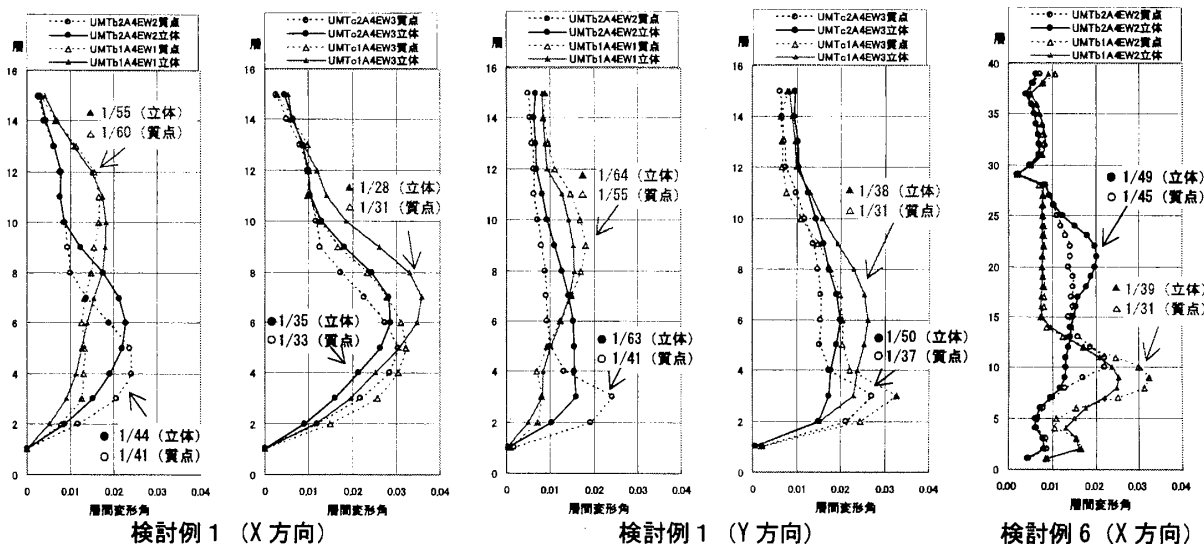


図-4 最大応答層間変形角 (rad)

- *1 大林組 大阪本店構造設計部
- *2 大林組 大阪本店構造設計部 部長・博士 (環境科学)
- *3 日本設計 関西支社 構造設計部
- *4 日建設計 構造設計部
- *5 神戸大学大学院 工学研究科 教授・博士 (工学)
- *6 京都大学大学院 工学研究科 教授・博士 (工学)
- *7 大阪大学大学院 工学研究科 教授・博士 (工学)

- Structural Eng. Dept. Osaka Head Office, Obayashi Corp.
- General M., Structural Eng. Dept. Osaka Head Office, Obayashi Corp., Dr. Env.
- Structural Eng. Dept. Nihonsekkei, Inc. Kansai Branch
- Structural Eng. Div. Nikken Sekkei Ltd.
- Prof., Dept. of Arch. Eng., Kobe Univ., Dr. Eng.
- Prof., Dept. of Arch. and Archi. Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.
- Prof., Dept. of Archi. Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.