

工学院大学新宿校舎の制震補強に関する研究

D1-03033 小菅 美沙子

制震補強 地震応答解析 超高層建築

1.はじめに

近年では、首都直下地震や東海地震など、大規模な地震が発生する可能性が極めて高くなっている。また、超高層建築では、長周期地震動による共振のため、揺れ幅が増幅される危険性も指摘されている。大学のBCP(事業継続計画)の点から考慮するならば、性質の全く異なる地震に対する防災対策が必要である。現在、工学院大学新宿校舎では、対策がなされていない。

そこで、本研究では、工学院大学新宿校舎の構造、非構造部材の安全性を確保するために、応答制御型補強の制震補強を行った場合の振動解析を行う。観測結果を基に、振動解析モデルを作成する。そして、想定地震動を入力した時刻歴地震応答解析を行う。その結果、どの程度の減衰効果があるかを検証する。

2.初期振動解析モデル

2.1.初期振動解析モデル概要

工学院大学新宿校舎の初期振動解析モデルを、構造計算書を基に作成した。対象とする建物は、STEC 街区大学高層棟(図1左)のみとした。

構造モデルは、剛床と仮定し、建物も整形であるため、30 質点直列質点系振動モデル(図1)とした。下部構造は剛とし、基礎固定とする。減衰定数は 2% (剛性比例型)とした。固有周期は NS 3.3sec、EW 3.14sec となった。

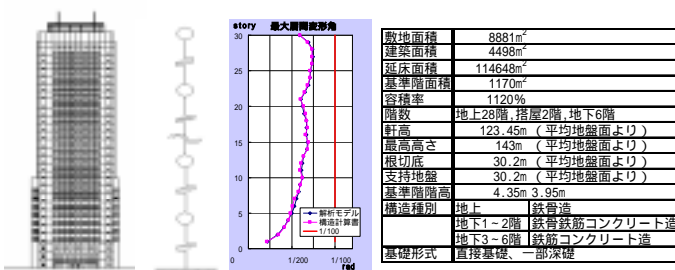


図1 左：高層棟北側立面図、30 質点直列質点系振動モデル 中：NS 方向最大層間変形角 右：建物概要

2.2.振動解析モデルの設計地震波による比較

作成した振動解析モデルの妥当性を計るため、構造計算書で採用されている設計用入力地震波を、作成した振動解析モデルに 50kine に基準化した波を入力させた。この結果、構造計算書の計算結果とほぼ一致したため、作成した振動解析モデルの構造計算書に対する妥当性が示された。³⁾

3.常時微動・人力加振観測

3.1 観測目的、観測方法

解析モデルの妥当性を示すためにも、実際に建物がどのように変形をしているのかを知る必要がある。今回の観測では、建物が曲げ変形をしているかということを観測のポイントとする。25 階、1 階の東西南北の計 8 箇所

3.2 観測結果

代表観測点が最大水平変位(25F N 点及び W 点)を記録した同時刻における全観測点の変位記録を基に作成した変位モード図を図3に示す。NS 方向、EW 方向ともに 25 階の変位に比べ 1 階は僅かであることがわかる。この結果から、曲げ変形をしていることがわかる。また、1 階の EW 方向では、スウェイ・ロッキングをしていることが観測できたが、25 階の変形量と比べ僅かであることから、1 階を剛と仮定して解析を進めることにした。

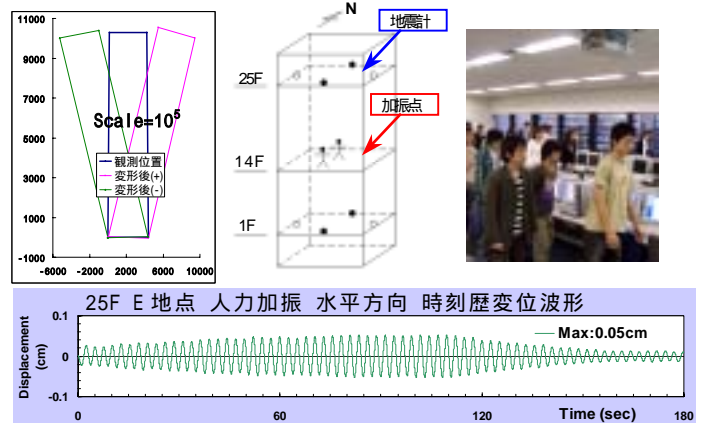


図3 上左：EW 方向変位モード図 上中：立面概要 上右：加振時写真 下：25 階 E 加振時水平方向時刻歴変位波形

4.振動解析モデルの補正

4.1 曲げせん断型モデルへの移行

3 章の微動観測の結果より、高層棟を曲げ変形を考慮した振動解析モデルの補正を行う。まず、25 階の変位から曲げ剛性とせん断剛性の占める割合を求める。曲げ剛性は、各階の断面 2 次モーメントから算出する。せん断剛性は、せん断剛性の占める割合で、初期せん断剛性を割戻して与える。

4.2 補正後の振動解析モデルの妥当性

補正後の振動解析モデルの妥当性を見るために、観測地震記録と比較を行う。2004年の新潟県中越地震と2005年千葉県北西部地震とを用いて比較を行った。比較を行った結果(図4下) NS方向では、せん断剛性50%、曲げ剛性50%、EW方向では、せん断剛性78%、曲げ剛性23%が妥当であるとわかった。NS方向では、曲げせん断モデルに補正することで、上層階の変位が大きくなり、最大層間変形角がElcentro波を入力したときに100分の1を超える結果(図4下)となった。

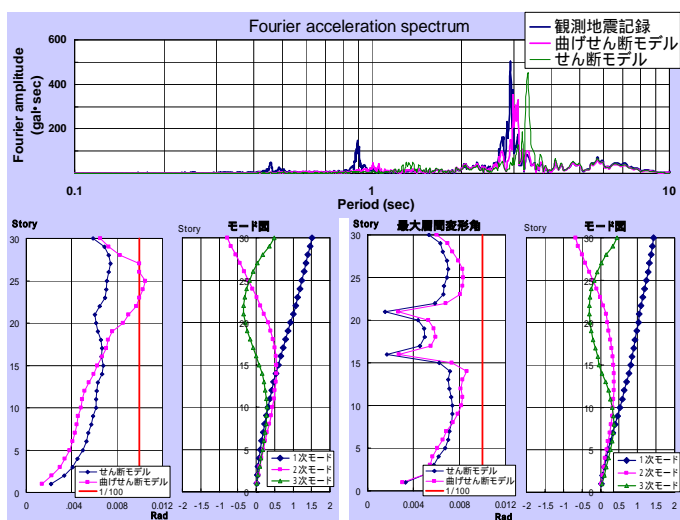


図4上：加速度フーリエスペクトル比較 下左：NS方向、下右：EW方向 最大層間変形角・モード図

5. 制震装置を付加した時刻歴地震応答解析

5.1 制震装置の選定

制震装置は、小地震から大地震まで減衰効果が望める粘性系のオイルダンパーを用いた。2種類の油圧弁(調圧弁・リリース弁)を装備することで減衰力と速度の関係性をバイリニア型(図5右)とし、大地震時に建物躯体に過大な荷重が作用することを防止できる。また、温度や周波数の変化に対して殆ど依存性がなく、繰り返し荷重による性能劣化も殆ど無いという特徴がある。

型式	SD1000kN
最大減衰力	1000kN
リリース荷重	800kN
第一減衰係数	25kN・sec/mm
第二減衰係数	1.7kN・sec/mm
最大速度	150mm/sec
剛性	250kN/mm

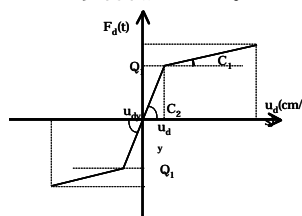


図5 左：装置概要例 右：装置減衰特性

5.2 制震装置を付加した応答解析結果

制震装置を付加する前の応答解析結果を基に、最大層間変形角が、NS方向では200分の1を超えている層にダンパーを配置した。EW方向は150分の1を超えてい

る層に配置し、剛性の強い中層階にはダンパーを配置せず、上層階と下層階に配置した。目標を満たすようオイルダンパーの大きさ、配置量を変化させる。その結果、ダンパーを配置した場合、建物の減衰定数を4%から6%にした場合と同じくらいの効果がある。また、想定地震動の中でNS方向の変位が大きい内閣府の発表を基に作成した首都直下地震でも、ダンパーを配置することで、応答を150分の1以下にすることができる。

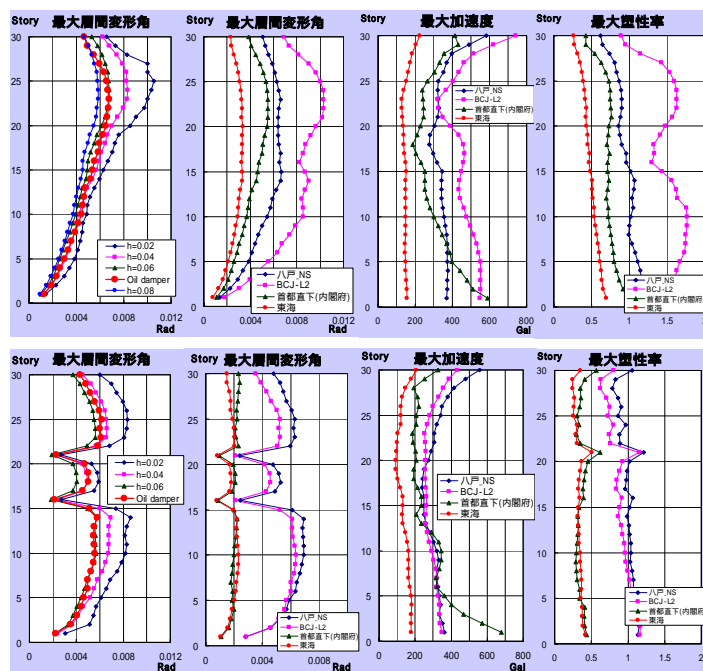


図6上：NS方向、下：EW方向 ダンパー配置後の時刻歴応答解析結果

6. まとめ

本研究では、微動観測の結果より、曲げせん断モデルを作成し、観測地震記録と適合することを確認できた。また、粘性系(オイルダンパー)制震装置を付加した時の応答低減効果を確認できた。今後は、取付部材の剛性を考慮した応答解析や仕口部の設計が必要となる。更に、制震補強を大学のBCPに適用させるためには、補強工事費用と対策による効果の検証が必要である。

謝辞

本研究を行うにあたり、微動観測において、芝浦工業大学紺野研究室の方にご協力を頂きました。また、久田嘉章教授をはじめ、工学院大学博士課程鱒沢曜氏、修士過程塚本英司氏には大変お世話になりました。ここに記し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 工学院大学構造計算書
- 3) パッシブ制震構造 設計・施工マニュアル
- 2) 工学院大学新宿校舎の地震被害想定に関する研究(2005年度卒業論文)
- 4) 首都直下型地震を対象とした強振動予測に関する研究(2006年度卒業論文)