ツインタワー免震建物の既存基礎連結部の移行せん断力に対する設計手法

THE DESIGN METHOD CONCERNED WITH THE SHIFTING OF SHEAR FORCE BETWEEN TWIN-TOWER ISOLATED BUILDINGS

奥山敦之 —*1 山下 実 —*2
早瀬元明 —*3 佐藤彰芳 —*4
末兼徹也 —*5 広瀬正和 —*6

Atsuyuki OKUYAMA —*1 Minoru YAMASHITA —*2
Motoaki HAYASE —*3 Akiyoshi SATOU —*4
Tetsuya SUEKANE —*5 Masakazu HIROSE —*6

キーワード：
免震レトロフィット, 2棟の建物の一体化, 移行せん断力, 位相差

Keywords:
Seismic isolation retrofit, Unification of two buildings, Shift of shear force, Phase difference

In this paper, we are introducing a design method concerned with the shifting of shear force between twin-tower buildings. The twin-tower buildings, a base isolation retrofit structure, had been originally built separately. One is rectangular shaped and the other is L-shaped. In this project, they are base isolated and joined at foundation level. Since the upper buildings are different shapes, they vibrate randomly. Consequently, an enormous shear force will be caused at the connecting part. In this paper we discuss the process of the above mentioned design method that is used to solve the problem.

1. はじめに

本稿では、ツインタワー建物の接続階における移行せん断力に対する設計の具体例を紹介する。本稿で紹介する計画は、既存の建物を免震化する、いわゆる免震レトロフィットの計画である。

近年、免震レトロフィットを採用し、既存の建物の耐震性を向上させる実例は増加しているが、本計画における大きな特徴は、現在はエキスパンションジョイントで分離している2棟の建物を既存建物の基礎部分のみで連結させることである。これにより改修後はツインタワー建物となる。この場合、各棟に生ずる層せん断力は、最下層の一体化した部分で、免震材料の剛性分布に従って各部に再配分される。この為一体化する接続階では、せん断力の移行が生じ、それに伴い応力が生じる。特に地震時に各棟が各々振動し、この2つの振動に位相差が生じた場合、接続階でせん断力が移行し、大きな応力が生じる。本稿では、その応力に対する設計プロセス及び解決策を紹介する。

計画建物は、外務省が入居する庁舎であり、I型形状の「北庁舎」とL型形状の「中央南庁舎」の2棟で構成されている。表1に建物概要、図1に基準階平面図を示す。

表1 計画建物（既存）概要

	北庁舎	中央南庁舎
所在地	東京都千代田区霞が関 2-2-1	
建設年次	昭和35年	昭和45年
規模	地上8階、地下2階、塔屋3階	地上8階、地下1階、塔屋2階
構造形式	鉄骨鉄筋コンクリート造	耐震壁付きラーメン架構
基礎形式	ベドスタル杭	深礎杭

図1 基準階平面図

2. 構造計画概要

本計画では、エキスパンションジョイントで分離されている2棟の建物を、既存の基礎部分（既存基礎梁、B1階床、既存耐圧版）で連結し、その下部に免震層を設ける計画である（図2）。また、免震レトロフィットを採用することにより、上部構造の補強は行わない事としている。

外周部には擁壁（一部プレストレストコンクリート造）、建物下部にマットスラブを新設し、免震ビッドを構築する。

免震部材は、天然ゴム系積層ゴムアイソレータ、鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータを各柱直下に設置する計画とした。

*1 俣山下設計本部第一構造設計部
(〒140-8578 東京都品川区南大井6-26-1大森ベルポート A 館)
*2 俣山下設計本部第二構造設計部 主任
*3 俣山下設計本部第一構造設計部 主管
*4 前 国土交通省大臣官庁官庁営繕部建築課 課長補佐
*5 国土交通省大臣官庁官庁営繕部建築課 課長補佐
*6 国土交通省大臣官庁官庁営繕部建築課 構造設計第一係長

*1 Staff, Yamashita Sekkei, Structural Design Dept.

*2 Chief, Yamashita Sekkei, Structural Design Dept.

*3 Supervisor, Yamashita Sekkei, Structural Design Dept.

*4 Deputy Director, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

*5 Deputy Director, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

*6 Chief of the Section, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

既存建物の基礎構造は、両庁舎とも杭基礎で、北庁舎がベデスタル杭、中央南庁舎が深礎杭である。中央南庁舎は改修後も既存杭をそのまま使用するが、北庁舎は本計画の新設マットスラブ下端レベルより杭先端が浅い箇所が存在するため、改修後はすべて鋼管杭に盛替えることとした。また、既存建物外周部に構築する擁壁の支持及び施工中、完成後の基礎の耐震性向上を目的として、場所打コンクリート杭を打設する。

図2 本計画概要図

3. 構造設計概要

3.1 耐震性能目標

耐震性能の目標を表1のように設定した。

表1 耐震性能目標

レベル1	上部構造	短期許容応力度以内
	免震部材	安定変形 32cm (ゴム層総厚の 200%) 以内
	基礎構造	短期許容応力度以内
レベル2	上部構造	弾性限耐力以内
	免震部材	性能保証変形 48cm (ゴム層総厚の 300%) 以内
	基礎構造	弾性限耐力以内

3.2 設計用入力地震動

設計用入力地震動の諸元を表2に示す。

表2 設計用入力地震動の諸元

	最大加速度(cm/s ²) (最大速度(cm/s))	
	レベル1	レベル2
サイト波 A	-	175 (44.1)
サイト波 B	-	186 (28.5)
告示波 A	207 (26.3)	414 (52.6)
告示波 B	185 (24.2)	370 (48.3)
告示波 C	171 (22.5)	341 (45)
EL CENTRO 1940 NS	255 (25)	511 (50)
TAFT 1952 EW	248 (25)	497 (50)
HACHINOHE 1968 NS	165 (25)	330 (50)

サイト波 A: 仮想関東地震

サイト波 B: 仮想東京湾北部断層

告示波: 建設省告示第 1461 号に基づいて作成した地震動波形

4. 接続階の設計

4.1 接続階に生じる応力

各棟に生ずる層せん断力は、最下層の一体化した部分で、免震材料の剛性分布に従って各部に再配分される。この為一体化する接続階(図2参照)では、せん断力の移行が生じ、それに伴い応力が生じる。

免震層の設計は、全体系での剛心・重心のバランスはもちろん、各棟毎でも剛心・重心のバランスを十分検討し、かつ3段階の変形時(微小、レベル1、レベル2)に各棟の固有周期がほぼ同じになるように設計しているが、各棟の振動に位相差が生じること、免震層の剛性は時々刻々変化することにより、ある程度の移行せん断力は生じる。

4.2 設計方針

本設計では、表3に示す3ケースの移行せん断力を検討し、接続階の安全性を確認した。

表3 接続階の設計方針

	外力の設定方法	耐震性能
ケース1	レベル2地震動の最大応答層せん断力から、移行せん断力を静的に検討	短期許容 応力度以内
ケース2	レベル2地震動の時刻歴応答解析により、各時刻歴の移行せん断力を求め、その最大値を採用	短期許容 応力度以内
ケース3	レベル2地震動に相当する層せん断力を用い、2棟の振動に位相差が生じた場合を想定する。中央南庁舎B1階層せん断力に最大応答層せん断力が作用し、北庁舎B1階層せん断力を0と仮定する。(位相差が $\pi/2$ 生じた時に相当)	終局耐力以内

4.3 解析モデル

(1) 全体系の解析モデル

各層の応答せん断力、応答変位は、全体系の解析モデルを用いて求めた。

全体系の解析モデルは剛床仮定とし、B1階を1質点、1階以上は各庁舎の各階をそれぞれ1質点としたツインタワーにモデル化し、各質点に水平3自由度(X, Y, θ)を与えた等価せん断型モデルとし、免震層についてもせん断バネにモデル化した。(図3)

上部構造の復元力特性は、静的弾塑性解析で得られた荷重変形関係を Tri-linear に理想化して求め、層間変形量に応じて剛性低下する剛性減衰型とした。

免震層の復元力特性は、天然ゴム系積層ゴムを Linear に、鉛プラグ入り積層ゴムを歪依存型 Bi-linear に、それぞれモデル化した。また、温度変化、製作時の製品品質、経年変化等による力学特性の変化を考慮して解析を行った。

内部粘性減衰定数は、1次固有振動数に対して上部構造を3%、免震部材を0%とした。

図3 全体系の解析モデル概要図

(2) 接続階の解析モデル

接続階に発生する応力算定用の解析モデル概要図を図4に示す。接続階床及び既存耐圧版を面材、基礎梁は線材に置換し、節点位置には各アイソレータの水平バネを設けた。設計用外力は、各節点位置に静的荷重として作用させた。

図4 接続階の解析モデル概要図

4.4 設計用応力の算定

(1) ケース1の移行せん断力

全体系の解析モデルで求めた、レベル2地震動時の最大応答せん断力を用いて、各棟直下の免震層の剛性バランスから移行せん断力 Q_J を以下の手順で計算する。

①接続階の換算水平震度 K を式(1)で求める。

$$K = \frac{(N Q_{ISO} + S Q_{ISO}) - (N Q_{B1} + S Q_{B1})}{\sum W_{B1}} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

$N Q_{B1}$: 北庁舎のB1階最大応答層せん断力

$S Q_{B1}$: 中央南庁舎のB1階最大応答層せん断力

$N Q_{ISO}$: 北庁舎直下の免震層最大応答層せん断力

$S Q_{ISO}$: 中央南庁舎直下の免震層最大応答層せん断力

$\sum W_{B1}$: 接続階の地震重量

K : 接続階の換算水平震度

②移行せん断力 Q_J を式(2)で求める。

$$Q_J = (S Q_{B1} + S W_{B1} \cdot K) - S Q_{ISO} \dots\dots\dots (2)$$

図5 移行せん断力算定用パラメータ

(2) ケース2の移行せん断力

全体系の解析モデルを用いた、レベル2地震動の時刻歴応答解析により、各時刻歴の移行せん断力 $Q_J(t)$ を以下の手順で求め、その最大値を“ケース2の移行せん断力”とする。また、その最大値を示す時刻を“最大移行せん断力発生時刻”とする。

①接続階の換算水平震度 K を式(3)で求める。

$$K(t) = \frac{(N Q_{ISO}(t) + S Q_{ISO}(t)) - (N Q_{B1}(t) + S Q_{B1}(t))}{\sum W_{B1}} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

$N Q_{B1}(t)$: 時刻 t における北庁舎のB1階応答層せん断力

$S Q_{B1}(t)$: 時刻 t における中央南庁舎のB1階応答層せん断力

$N Q_{ISO}(t)$: 時刻 t における北庁舎直下の免震層応答層せん断力

$S Q_{ISO}(t)$: 時刻 t における中央南庁舎直下の免震層応答層せん断力

$\sum W_{B1}$: 接続階の地震重量

$K(t)$: 時刻 t における接続階の換算水平震度

②移行せん断力を式(4)で求める。

$$Q_J(t) = (S Q_{B1}(t) + S W_{B1} \cdot K(t)) - S Q_{ISO}(t) \dots\dots\dots (4)$$

ここで

$Q_J(t)$: 時刻 t における移行せん断力

$S W_{B1}$: 中央南庁舎部分の接続階の地震重量

一例として、移行せん断力が最大値を示した「告示波A」のB1階応答層せん断力の時刻歴を図6に示す。図中 $t = t_m$ が最大移行せん断力発生時刻を示す。図より各棟の振動は、概ね一致していることが分かる。

図6 最大移行せん断力発生時刻

(3) 許容応力度設計用外力

表4にケース1とケース2で算出された移行せん断力の結果を示す。X・Y両方向ともケース2で算出された移行せん断力の方が大きいことより、この外力をレベル2地震時の設計用外力とする。

表4 移行せん断力の比較

加力方向	ケース1		ケース2
X方向	1602 kN (0.053)	<	4119 kN (0.069)
Y方向	1926 kN (0.056)	<	6119 kN (0.065)

() 内は換算水平震度の値を示す。

この結果より、静的に検討した場合（ケース1）に移行せん断力を生じにくいように設計しても、動的に検討した場合（ケース2）に、より大きな移行せん断力が生じていることが分かる。

接続階の応力解析は、図4の解析モデルの各節点に静的荷重として作用させた。荷重は各棟のB1階応答せん断力をB1階の鉛直部材の剛性比で分割している。また、接続階の慣性力による水平力も各柱位置に支配面積比で分割し、静的荷重として加えた。

(4) ケース3の移行せん断力と終局応力度設計用外力

ケース2の検討の結果、採用波すべてにおいて応答レベルの大きい領域では、北庁舎と中央南庁舎が逆方向に動く逆位相は生じない事を確認したが、本計画では地下部分を一体化することが極めて重要なポイントである為、設計に際しては接続階分に十分な耐力を持たせることとした。

本件では、上部構造に生じるせん断力に、位相差が $\pi/2$ 生じた時に相当する外力を接続階設計用の外力とした。即ち、中央南庁舎のB1階層せん断力が最大応答層せん断力、北庁舎のB1階層せん断力が0kNとして解析した。（B1階最大層せん断力は、中央南庁舎の方が北庁舎のそれより大きい。）ただし、北庁舎のB1階床の慣性力分は作用させた。

図7に設計用荷重の概念図を示す。なお、FEM解析の結果、移行せん断力 Q_j はケース2の3倍以上の移行せん断力が生じている。

図7 ケース3設計用外力概念図

(5) 設計用応力

図8にケース3で生じる曲げ応力の概念図を示す。この応力により、主に建物側面の梁及び既存耐圧版には軸方向力が作用する。図8に示すように、移行せん断力が生じた際、接続する部分だけでなく、接続する階全体に応力が生じている。よってこの付加応力を考慮し、既存部材の断面検定及び補強設計を行った。

図8 接続階に生じる曲げモーメントの概念図

4.5 補強設計

上述の応力に対し、表3の耐震性能を満足するよう、既存地中梁の側面に梁型を増設し、梁型内部に長さ約100mのPC鋼線を配置し、曲げ及び軸耐力を向上させた。また、底盤下に炭素繊維シート補強を行い、スラブの軸耐力を向上させた。（図9）

図9 補強設計

5. おわりに

本計画は、現在EXP.Jで分離している2棟の建物を、既存基礎部分（地中梁、B1階床、耐圧版）で連結し、その下部に免震層を設ける耐震改修である。（改修後はツインタワー建物となる。）

特に本計画ではI型形状と、L型形状の2棟の建物を既存建物の基礎部分のみで連結させる計画であり、改修後、接続階はコ型形状となる。一体化する接続階では、各棟に生ずる層せん断力が免震材料の剛性分布に従って各部に再配分される為、せん断力の移行が生じ、それに伴い応力が生じる。

本論では、特に各棟の振動に位相差が生じた場合の地震時の移行せん断力に対する設計方針、接続階に生じる応力の算定方法及び、補強設計概要について述べた。ここで述べた設計手法および補強方法は、本計画のような複雑な形状、複雑な振動性状の建物に対する一つの解決策であると考えられる。

最後に、免震レトロフィットは、既存躯体の補強を必要最小限にして、大きな耐震性能の向上が確保できる方法である。今後、本工事が免震レトロフィットの促進に貢献できることを期待する。

[2003年4月15日原稿受理 2003年7月29日採用決定]