

地震応答解析による建物の規模を考慮した異種地下構造物接続に伴う免震継手の効果

札幌市 建設局 土木部 創成・駅前整備担当課 ○猪子 敬之介

地下空間の高度利用に伴い、大都市では地下構造物と都市計画法による容積率緩和を受けた大規模な超高層ビルとの全面接続が計画されるようになってきている。これらの地下構造物と建物、周辺地盤の地震時の相互影響や免震継手の効果に関しては十分に体系付けられていない。そこで、本研究では2次元動的解析を用いて、建物の大規模化および地盤特性の変化による地震時挙動が周辺地盤や地下構造物に与える影響を検討した。その結果、建物の質量・剛性が大きくなると建物地下部の地震時応答は抑制され、隣接の地下構造物との相対変位量が増加すること、入力地震動の伝播の効果を評価すると建物が地震波の伝播を阻害する場合は相対変位量が小さく、阻害しない場合はその逆の傾向を示すことなどの結論を得た。

キーワード：地震応答解析、地下構造物、超高層建築物、免震継手、相互影響

1. はじめに

近年、地下空間の高度利用に伴い、大都市では地下街や地下駅等の建設が進み、出入口や通路が周辺のビルと接続されている事例が多く見られる。また、地下構造物と超高層ビルとの全面接続も行われるようになってきている。

これまで、地下構造物と超高層建築物との接続に伴う地震時の相互影響を詳細に検討した事例が報告されている¹⁾³⁾。これらの接続部では地震時の応答特性や変位挙動特性が変化し、応力集中や相対変位により損傷・破壊が生じる部位であることが定量的に評価されている。

その地震対策技術として、著者らはアスファルト系免震材⁴⁾と免震継手止水板⁵⁾を組合せた免震継手を開発し、異種地下構造物間の接続部に幅100mmで挿入することにより、約90%のひずみを吸収できることを示した¹⁾²⁾。

しかしながら、これらは地上高さ60～71m程度の一般的な超高層建築物を対象にした検討結果である。大都市では、都市計画法による容積率緩和を受け、この規模を遥かに超える超高層建築物の建設も進められている。このような建物と地下構造物、周辺地盤の地震時の相互影響や免震継手の効果に関しては依然不明な点が多い。

本論文では、札幌駅前通地下歩行空間を例に、地盤と地下構造物、大規模な超高層ビルが一体となった系のモデルを設定し、2次元動的解析によるケーススタディを実施した。建物の大規模化および地盤特性の変化による地震時挙動を一般的な建物のケースと相互比較することで、周辺地盤や地下構造物に与える影響を検討した。

2. 解析モデル

解析対象とした地盤と地下構造物、建物の有限要素モデルを図-1に示す。参考に文献¹⁾²⁾（これより以後、前解析と呼ぶ）の有限要素モデルを図-2に示す。

地下構造物は前解析と同じ断面形状の矩形RCボックスカルバートである。モデルの地表直下に位置するのが地下歩道であり、その下部に位置するのが地下鉄である。

建物は地上高さ71m、平面形状50m×50mから、地上高さ170m、平面形状100m×50m（これより以後、前者を建物B、後者を建物Aと呼ぶ）に変更している。解析対象の建物Aは地震時に短辺方向に振動し易いと考えられるが、本解析では実際の接続形態や異種地下構造物間の接続部の相対変位、建物の地盤変位抑止効果の把握などを目的としているため、その顕著な一例として長辺方向をモデル化した。

地盤の物理定数を表-1に示す。これらの地盤条件は当該地点における地盤調査結果を元に設定している。解析では水平成層地盤と仮定してモデル化した。土の応力～ひずみ関係は鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁶⁾により設定する。土の応力～ひずみ関係を図-3に示す。

地下構造物の物理定数を表-2に示す。地下構造物の物理定数は前解析と同じである。

建物Aは制震建物であり、構造設計資料の建物諸元、3次元立体フレーム解析結果の各層の荷重-変形特性を用いて、有限要素モデルに先立って質点系モデルを作成している。このとき、建物地下部は簡易モデルにより、建物モデル1階の初期せん断剛性の約12倍、周辺地盤のせん断弾性係数の約6倍あることを確認した上で剛体として扱った。基礎固定のS-Rモデルによる振動解析を行い、このモデルと固有値、応答値がほぼ同等になるような等価線形モデルを構築した。比較にはEL-CENTRO波、HACHINOHE波を用いている。また、制振ダンパーの効

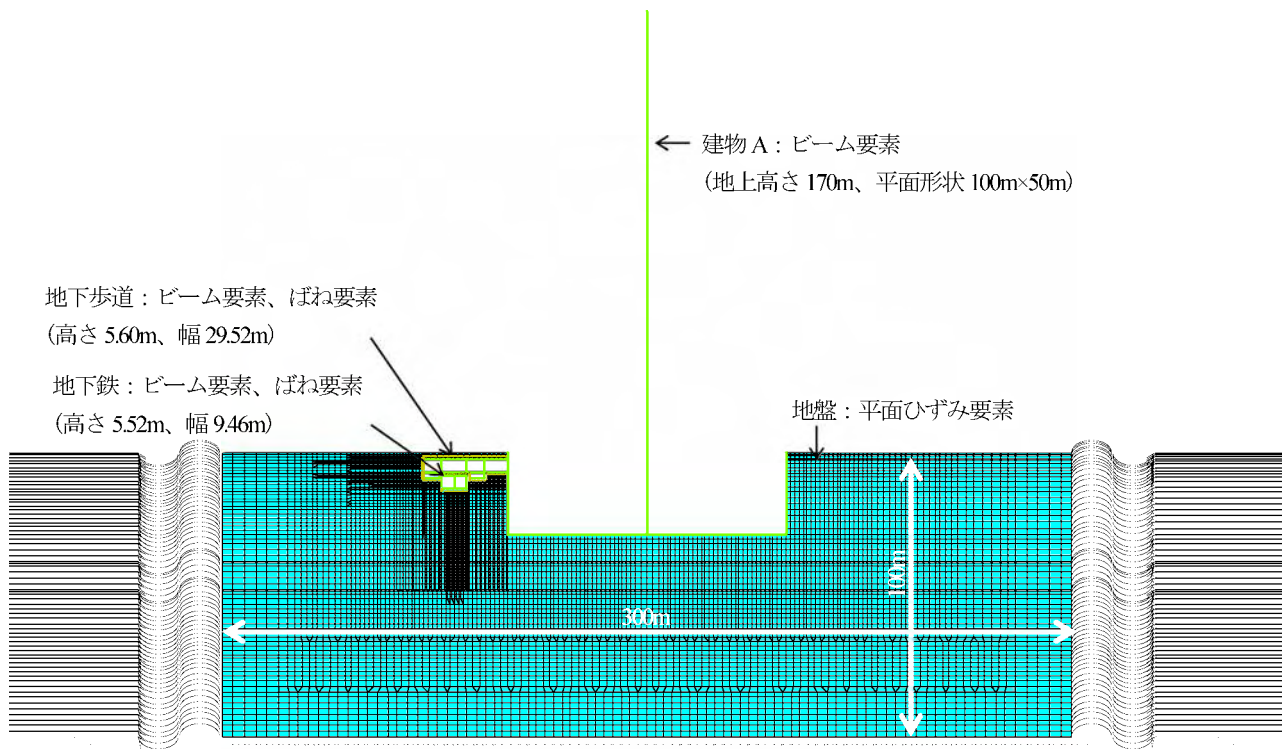


図-1 地盤および地下構造物と建物Aのモデル

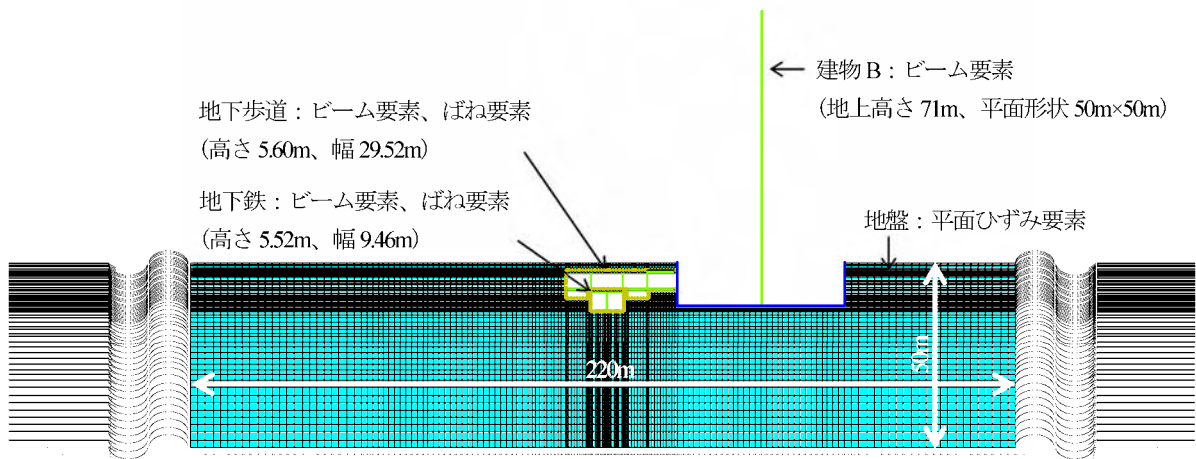
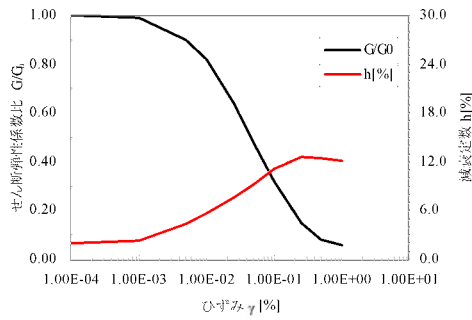


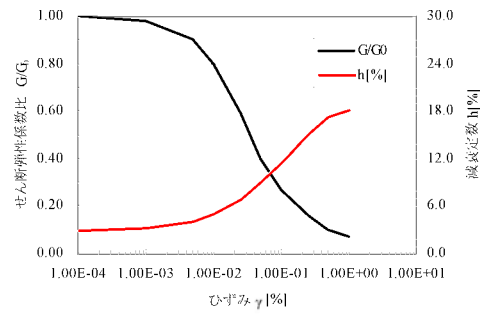
図-2 地盤および地下構造物と建物Bのモデル

表-1 地盤の物理定数

土質性状	各層の平均 (m)	単位体積 重量 $\gamma(t/m^3)$	ポアソン比 ν	せん断波 速度 $V_s(m/s)$	せん断弾性 係数 $G(kN/m^2)$	減衰定数 $h(\%)$	ひずみ 依存特性
盛土・砂	0.00～2.80	1.98	0.405	180	64,200	2.00	土質③
砂礫	2.80～10.00	1.96	0.414	330	213,000	2.00	土質①
砂礫	10.00～20.00	1.96	0.457	570	637,000	2.00	線形
砂礫	20.00～38.80	1.96	0.468	590	682,000	2.00	線形
玉石混じり砂礫	38.80～49.55	2.00	0.452	750	1,130,000	2.00	線形
砂礫	49.55～55.00	1.97	0.456	640	807,000	2.00	線形
砂礫	55.00～100.00	1.99	0.428	830	1,370,000	2.00	線形



(a) 土質① (砂礫)



(b) 土質③ (盛土、砂)

図-3 土の応力～ひずみ関係

表-2 地下構造物の物理定数

項目	単位体積重量 $\gamma(t/m^3)$	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 $G(kN/m^2)$	減衰定数 $h(\%)$
地下構造物(地下鉄、地下歩道)	2.40	0.200	1.04×10^7	2.00

表-3 アスファルト系免震材のパラメータ

	要素	ばね値		減衰 (%)
		水平 (kN/m/m)	鉛直 (kN/m/m)	
上段※1	ばね要素	1.45×10^3	0.52×10^3	42.0
下段※2		3.84×10^3	1.37×10^3	38.0

※1 地下歩道の上床版と建物Aとの接続部である。

※2 地下歩道の下床版と建物Aとの接続部である。

果を各層の等価な減衰定数に置換え、さらに3次元立体フレーム解析の減衰と整合するよう微調整を行い、解析結果から等価線形モデルの一次固有周期4.61秒を設定した。なお、S-Rモデルによる振動解析には時刻歴非線形解析プログラムRESP-Tを使用した。建物Aの物理定数は、せん断弾性係数 1.95×10^5 、断面二次モーメント 7.51×10^{10} 、減衰定数3.19～12.97%（固有値および固有モードフィッティングによる）とした。

2次元動的解析には前解析との整合を図るため、解析プログラムSuper-FLUSH/2Dを使用した。解析モデルは反射波の影響が生じない程度の幅300m、深さ100mを確保し、側方境界にはエネルギー伝達境界、底面境界には粘性境界を設定した。また、前解析結果で最も大きい応答変位を示した“片側のみに建物が接続する場合”を解析対象としている。解析モデルの節点数は10,575、要素数は10,213である。

本解析では免震継手の効果に着目しているため、有限要素モデルの接続部の空間には幅100mmのアスファルト系免震材を設定した。アスファルト系免震材のパラメータは、前解析結果における接続部のせん断ひずみを用いて、等価な剛性を有するばね要素に置換えした^{1), 2), 4)}。アスファルト系免震材のパラメータを表-3に示す。

3. 入力地震動

入力地震動は、前解析結果を参考に構造物群の基準や法律に基づいた次に示す地震波を用いて、解析領域下方から入力した。

- 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁶⁾：L2地震動、地域係数0.7、G1地盤、スペクトルII適合波
- 建設省告示1461号⁷⁾：極めて稀に発生する地震動、地域係数0.9

解析に用いた加速度時刻歴波形と最大加速度応答スペクトルを図-4に示す。

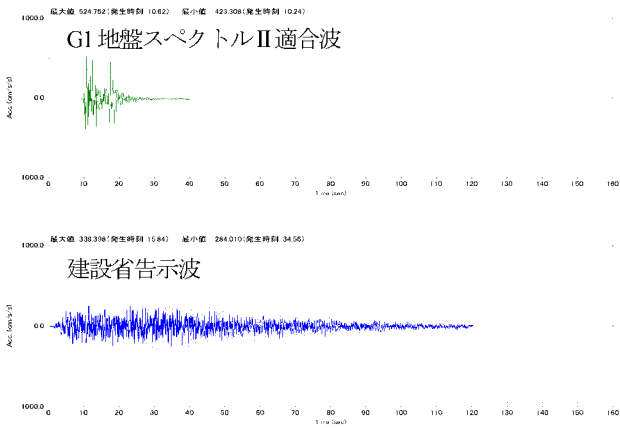
また、鉛直伝播波動の他、前解析結果でその影響が認められた、有限要素モデル横断方向における地震波の位相差の影響も考慮し、斜め入射角 10° 、位相速度 $3,080m/s$ ⁸⁾として、最も大きい応答変位を示した地震波を解析領域左下方および右下方から入力した。

4. 解析結果

(1) 建物の大規模化および地盤特性の変化の影響

解析に用いた2波のうち最大変位を示したG1地盤スペクトルII適合波で、建物Aを導入したケースによる最大水平変位分布を図-5に、前解析結果の建物Bを導入したケース、地下構造物のみのケースによる最大水平変位分布を図-6、図-7に示す。また、建物Aおよび建物Bそれぞれの最大水平変位分布を図-8に示す。

これらの図より、地下構造物のみのケースでは、土被りが小さく構造物上の地盤変位が卓越しているものの、構造物と周辺地盤の変位は巨視的には一体として挙動していることが分かる。ただし、図-9に示すように、細部



(a) 加速度時刻歴波形
 (b) 最大加速度応答スペクトル

図4 加速度時刻歴波形と最大加速度応答スペクトル

を考察すると対象地域の地盤が良好なため、地下構造物は相対的に剛性が低くなり、その部分の質量が小さくなくても応答変位が大きくなる結果となっている²⁾。一般に地下構造物はその設置深さに応じて地震時挙動が変化する。1995年兵庫県南部地震の被害調査によれば、神戸高速鉄道の土被り、地下埋設状態（全埋設もしくは一部埋設）と設置位置によって被害程度が異なり、土被り0m以下、5m以上では被害が軽微であり、土被り2~3mの範囲に被害が集中していたことが報告されている⁹⁾。本解析でもほぼこれらに符合する結果となっており、注目に値する。これに対し、建物を導入した場合のケースでは、建物の規模が大きくなるにつれ、建物地下部の周辺地盤の変位の増幅が抑止され、地盤応答特性が大きく変化している。これは、建物上部は慣性力の作用により大きく振動するが、建物地下部は地盤に比べ、上部構造を含め極めて大きな質量を有しているため、その影響による地盤変位抑止効果が顕著に表われているものと考えられる。なお、建物A、建物Bの有限要素モデルの深さが100m、50mになっていることに注意されたい。

次に建物A、建物Bを導入したケースによる接続部の最大水平変位分布の拡大図を図-10、図-11に示す。

いずれも異種地下構造物間の接続部において、地盤に比べて質量・剛性の小さい地下構造物が、質量・剛性の

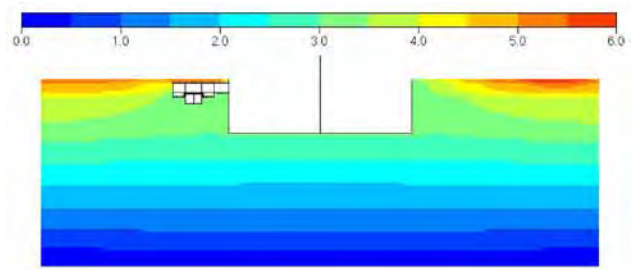


図5 建物Aを導入したケースによる最大水平変位分布

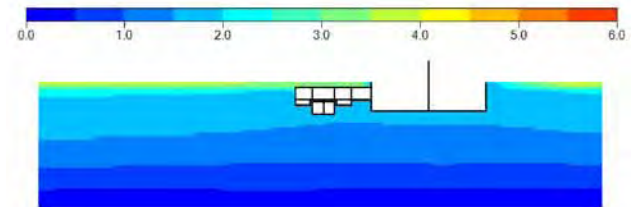


図6 建物Bを導入したケースによる最大水平変位分布

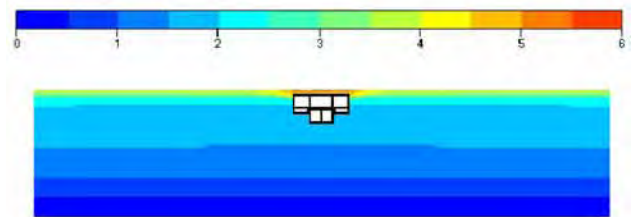
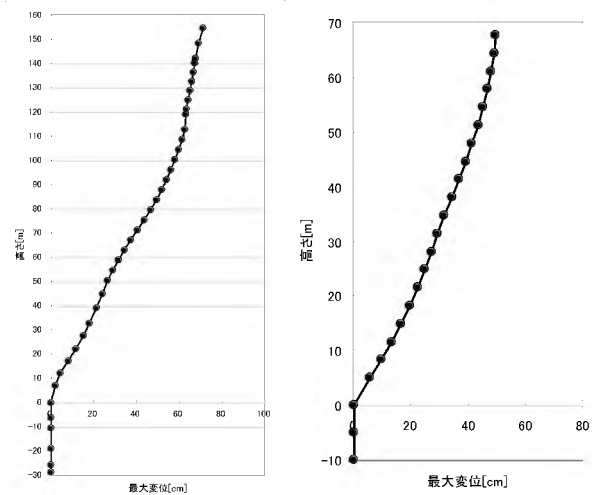


図7 地下構造物だけのケースによる最大水平変位分布



(a) 建物Aの最大変位 (b) 建物Bの最大変位

図8 建物の最大水平変位分布

大きい建物地下部に、建物側への水平方向の変位移動を拘束され、最大ひずみが発生する様子が読み取れる。接続部の周辺地盤とともに地下構造物の上床版の変形が卓越し、わずかに上方へ地盤が変形しようとしているのはポアソン比の効果によるものである。

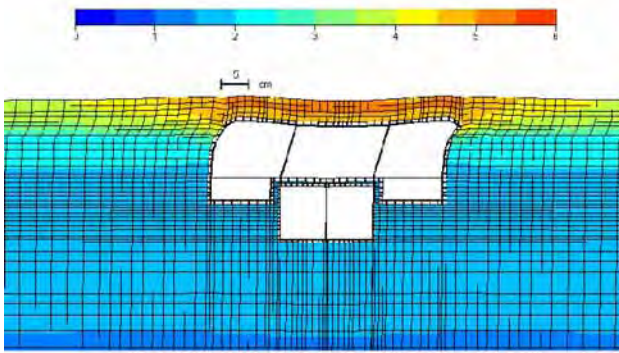


図-9 地下構造物だけのケースによる最大水平変位分布

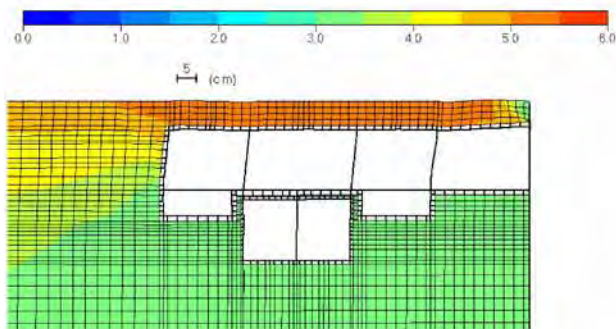


図-10 建物Aを導入したケースによる最大水平変位分布

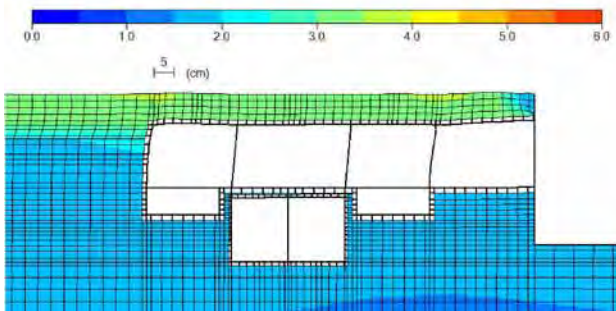


図-11 建物Bを導入したケースによる最大水平変位分布

建物Aを導入したケースによる変形図を図-12に、建物Aと建物Bのせん断応力の変化を表-4に示す。図-12より、地盤および地下構造物と建物との相対的な剛性差が大きくなっており、建物は剛体的挙動を示しているのに対し、周辺地盤および地下構造物は過大な変形を強いられている。このことは、表-4より、建物の質量の増加とともに慣性力の作用が増大し、建物基礎底面と地盤との間に作用するせん断応力が約2倍増加していることから伺われる。

解析結果から、建物Aを導入したケースによる接続部の最大相対変位量は26.0mmとなり、建物Bを導入したケース20.4mmと比べて変位量が27%増加している。

ただし、前解析ではアスファルト系免震材の導入効果により約90%のひずみを吸収しており、後述するまとめからも本解析において同等以上の免震効果を示したと推

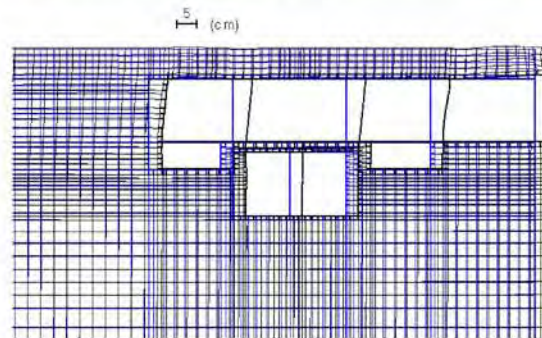
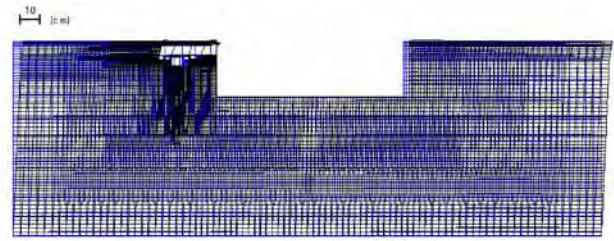


図-12 建物Aを導入したケースによる変形図

表-4 建物基礎底面と地盤の間のせん断応力の変化

	せん断力 (kN)	建物幅 (m)	せん断応力 (kN/m)
建物A	11,752	100	117.52
建物B	2,810	50	56.20

察される。

(2) 位相差の影響

G1地盤スペクトルII適合波を左から右へ斜め入射するケース、右から左へ斜め入射するケースによる接続部の最大水平変位分布の拡大図を図-13、図-14に示す。

最大相対変位量はそれぞれ23.7mm、26.2mmであった。前者のケースで鉛直伝播波動より小さい相対変位量を示し、後者のケースで最大相対変位量を示した。これは、前解析と同様に地下構造物の側方に変位移動を拘束する建物が有るか無いかで、位相差の影響により地下構造物全体の変位移動の傾向が変化することによるものと考えられる。これらの影響による被害の実態は未だ解明されていないが、2004年新潟県中越地震に見られた柏崎・刈羽原子力発電所の多点地震観測の結果などを通じて、上記の影響は想定内で収められるよう努める必要がある。

5. まとめ

本解析結果と前解析結果の相対変位量を比較したものを表-5に示す。

本論文では、2次元動的解析を用いて、建物の大規模化および地盤特性の変化による地震時挙動が周辺地盤や

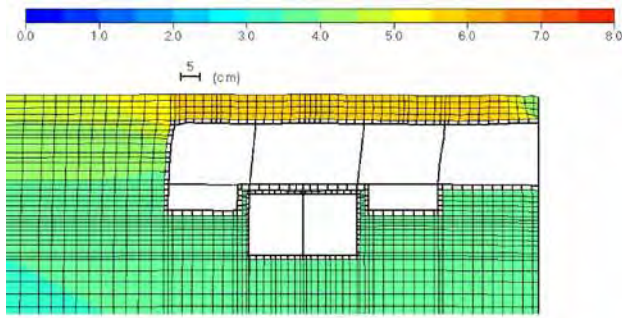


図-13 左から右へ入射するケースによる最大水平変位分布

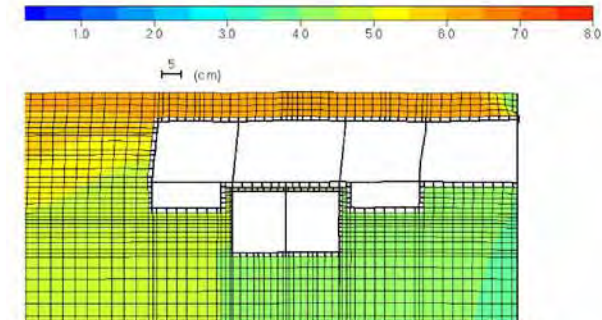


図-14 右から左へ入射するケースによる最大水平変位分布

地下構造物に与える影響を考察、評価した。その結論は次のとおりである。

- 建物の規模が大きくなるほど、質量効果の影響による地盤変位抑止効果が顕著となる。また、建物との剛性差が大きくなるほど、周辺地盤および地下構造物との相対変位量は増加し、その影響が増大する。
- 建物の規模を変更しても、左から右へ斜め入射するケースに比べて、右から左へ斜め入射するケースの方が相対変位量が大きくなるという位相差の影響の傾向は変化しない。
- 建物の規模を変更しても、全てのケースで相対変位量が30mm以内（最大26.2mm）となった。幅100mmの免震継手の許容変位量は±50mmであり、変位吸収が可能な範囲であると考えられる。
- 前解析のアスファルト系免震材の有無による鉛直伝播波動と位相差入力との相対変位量の増減率を比較すると、本解析においても免震継手の効果があったと推察される。

6. おわりに

本論文において、建物の規模を考慮した異種地下構造物接続に伴う2次元動的解析を行い、接続部に生じる地震時の変位挙動特性、免震継手の効果に関する一定の結

表-5 建物Aと建物Bによる接続部の最大相対変位量(mm)

ケース	建物A(本解析)	建物B(前解析)
G1スペクトルII (鉛直伝播波動)	26.0	20.4 (22.3) ^{※2}
建設省告示波 (鉛直伝播波動)	9.8	(10.5) ^{※2}
左から右へ入射 (位相差入力 ^{※1})	23.7	(22.2) ^{※2}
右から左へ入射 (位相差入力 ^{※1})	26.2	(24.8) ^{※2}

※1 G1地盤スペクトルII適合波による。

※2 アスファルト系免震材の設定が無い場合の応答値である。

論を得ることができた。結果から見ると数値計算された伸縮量は免震継手の仕様で対応できることが分かった。この結果は、対象地盤の特性と構造物の位置関係によるところが大きいと判断される。

今後の課題として、地盤剛性、建物の規模や地下構造物の断面形状を変えた解析を多数行うことによって、異種地下構造物間の接続部に生じる変位挙動特性をさらに検討すること、地震観測により実物大の地震時挙動や免震継手の効果を検証していくことなどが挙げられる。

謝辞：本論文をまとめるにあたり、弘前大学の有賀義明教授、株式会社日水コンの竹内幹雄氏、小黑明氏、株式会社奥村組の川井伸泰氏、株式会社構造計画研究所の内山不二男氏、富尾祥一氏より貴重なご意見を賜った。記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 坂倉淑文・清水英征・猪子敬之介・佐藤春春・竹内幹雄・小黑明・窪田祐司・川井伸泰・内山不二男・西村忠典：札幌市駅前通公共地下道と沿道超高層ビルの接続について、第29回土木学会地震工学論文集, 2007.8
- 2) 猪子敬之介・竹内幹雄：札幌駅前通地下歩行空間と沿道超高層ビルの接続, 土木技術 63 巻 10 号, p.37-45, 2008.10
- 3) 有賀義明・平野悠輔・猪子敬之介・竹内幹雄・小黑明・浅賀裕之：三次元的解析による地下街と高層ビルの地震時の相互影響の基礎的検討, 日本地震工学シンポジウム論文, 2010.11
- 4) 竹内幹雄・亀田茂他：地下構造物に適用するアスファルト系免震材の特性, 土木学会論文集No.658/VI-48, p.93-106, 2000.9
- 5) 猪子敬之介・清水英征・竹内幹雄・小黑明・西本安志・小野田忠弘：異種地下構造物の接続を考慮した新たな繊維補強ゴム製耐震用伸縮継手の機能性に関する実験的検証, 第30回土木学会地震工学論文集, 2009.5
- 6) 国土交通省鉄道局：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 平成11年10月
- 7) 建築基準法に基づく告示：平成12年, 建設省告示第1461号
- 8) 札幌市：石狩平野北部地下構造調査, 平成17年3月
- 9) 竹内幹雄・岩楯敏広・佐俣千載：兵庫県南部地震における都市トンネルの被害と特徴, 土木学会耐震工学委員会第1回免震・制震コロキウム講演論文集, 1996年11月, p.163~170