



近接工事の調査・設計・施工技術

7. 近接施工の事例紹介

河野 貴穂 (こおの たかお)

㈱竹中工務店技術研究所 研究主任

青木 雅路 (あおき まさみち)

㈱竹中工務店 エンジニアリング本部

石丸 達朗 (いしまる たつろう)

戸田建設㈱本社建築工事技術部 課員

伊勢本 昇 昭 (いせもと のりあき)

戸田建設㈱技術研究所 主管

7.1 はじめに

本章においては、掘削（開削）工事における近接施工の事例として、比較的件数が多く公共性の高い鉄道構造物（JR および地下鉄）に近接する事例、比較的件数は少なく公共性は低いものの非常に重要な構造物等に近接する事例を示す。

7.2 近接施工における許容値の実態

構造物に近接した掘削工事においては、掘削工事が近接構造物の挙動を事前に予測し、有害な影響を及ぼさないことを確認する必要がある。一般に近接施工の対象となる構造物には、有害な影響が生じるかどうかを判断す

るため、許容値が定められている。通常許容値は、構造物躯体の許容応力や構造物の機能に問題がない範囲を基準として、許容変位として設定されている場合が多い。

表—7.1¹⁾に近年の近接施工において、近接構造物の管理者より示された近接構造物の許容変位を示す。ここでは、近接施工の事例として件数が多い、JR および地下鉄の事例を示している。近接施工において許容される近接構造物の変位は、1 事例を除き、水平変位3.2～6 mm、鉛直変位1～6 mm と非常に小さいことがわかる。

7.3 新幹線と近接する事例

本工事²⁾は、東京駅近傍の建築工事であり、敷地の北側には新幹線高架橋、西側には JR 地下軌道、南側には

表—7.1 近接協議における許容値の実態¹⁾

事例 No.	地下鉄										JR									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
対象構造物	ボックスカルバート(地下)	ボックスカルバート(地下)	ボックスカルバート(地下)	高架橋(杭基礎)	シールド	ボックスカルバート(地下)	ボックスカルバート(地下)	ボックスカルバート(地下)	ボックスカルバート(地下)	駅舎部構造体(杭基礎)	トンネル入り口	盛土	ボックスカルバート(地上、杭基礎)	駅舎部構造体(杭基礎)	高架橋(杭基礎)	ホーム(地上)	盛土	高架橋(杭基礎)	高架橋(杭基礎)	高架橋(杭基礎)
対象部位	軌道、躯体	軌道、躯体	軌道、躯体	軌道、基礎杭	シールド	ボックスカルバート	軌道	軌道、躯体	軌道	軌道	擁壁	擁壁	軌道	構造躯体	構造躯体	軌道	軌道	軌道	軌道	軌道
協議期間(月)	35	8	6	3	3	3	2	—	—	7	5	—	3	2	3	3	—	4	2	4
山留め壁形式	RC連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	—	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	SMW連続壁	—
地下構築工法	逆打ち	逆打ち	—	順打ち	—	—	逆打ち	—	—	逆打ち	順打ち	—	逆打ち	—	逆打ち	—	逆打ち	逆打ち	—	—
掘削面積(m ²)	5,700	3,700	—	9,700	37,000	10,000	3,050	—	—	3,700	2,100	—	5,800	—	3,000	—	4,000	2,200	—	—
対象構造物までの水平距離(m)	0.93	9.20	3.39	3.40	8.10	7.25	5.50	12.70	—	13.50	4.70	—	6.00	6.00	3.00	1.11	5.00	7.00	5.70	—
掘削深さGL-(m)	24.30	26.60	26.90	11.00	15.00	14.00	23.90	28.10	—	26.60	13.20	—	17.00	9.00	24.50	13.15	17.50	6.80	12.50	—
協議時の許容値	水平	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	なし	5mm	—	3.2	なし	なし	通り19mm平面性18mm	6mm	3mm	2mm	5.2mm
	鉛直	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	5mm	1mm	5mm	—	4.8mm	1mm	5mm(温度影響2mm考慮)	通り19mm平面性18mm	6mm	3mm	2mm	5.2mm
	その他	なし	なし	なし	基礎杭の応力が許容応力度以下であることを確認	シールド内空変位5mm	なし	なし	なし	設計応力+増加応力が長期応力を超えないこと	傾斜5分	—	既設構造物が構造上安全であることを確認	構造躯体応力度が許容値に7分(温度影響2分を考慮)	傾斜角度7分(温度影響2分を考慮)	なし	なし	なし	高架橋傾斜2/8000(1.29分)	なし
実測値	最大水平変位(mm)	—	—	—	±0	—	—	—	—	—	—	—	2.32	—	—	—	2.0	—	—	—
	最大沈下量(mm)	-6.2 (構造物施工時)	-0.3 (構造物施工時)	—	-0.3	±0	—	-4 (最終掘削時)	—	-1.3 (上部躯体完了時)	-0.2	—	-2.9 (最終掘削時)	—	-1.8	—	-3	-0.5 (最終掘削時)	-7.1	—
	最大浮上り量(mm)	+6.3 (6/7次掘削時)	+7.1 (最終掘削時)	—	+3 (2次掘削時)	+4.7	—	+2 (2次掘削時)	—	+6.0 (最終掘削時)	+3	—	±0	—	+1.5	—	+1	+1.2 (最終掘削時)	±0	—
	最終鉛直変位(mm)	+3.9 (最終掘削時)	+4.9 (最終掘削時)	—	+2 (最終掘削時)	—	—	-4 (最終掘削時)	—	-0.6 (施工時)	+2.0 (1F床完成時)	—	-2.8 (副坑盤施工時)	—	+1.5 (最終掘削時)	—	-3 (最終掘削時)	+0.5 (地下躯体完了時)	-7.1 (上部躯体完了時)	—
影響検討方法	山留め架橋	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性梁ハネ	弾塑性FEM
	周辺構造物リバウンド考慮の有無	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	無し	有り	有り	有り	無し	有り	有り	有り
地下水処理	湧水の有無	湧水は無いが地下水流を遮断している可能性があり、影響有り	無し	—	無し	無し	無し	有り	—	無し	無し	—	無し	—	無し	—	無し	無し	被圧水頭を下げるために湧水実施	無し

講 座

地下高速道路が近接していた。本節においては、敷地と最も近接している新幹線高架橋について詳しく示す。

7.3.1 事例の概要

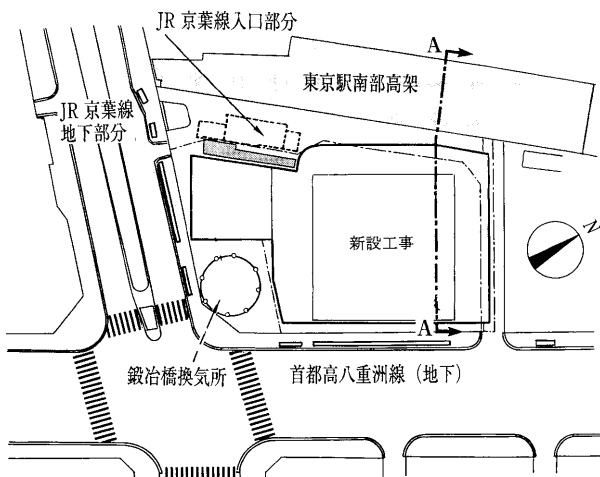
工事場所 東京都千代田区
 主要用途 事務所・店舗・ホテル
 構造規模 地上31階S造，地下4階SRC造
 基礎 直接基礎
 延床面積 81 757.97 m²
 最高高さ 149.8 m
 掘削深さ GL-24.4 m

本工事における近接状況の平面図および断面図を図—7.1および図—7.2に示す。近接する構造物は新幹線高架橋であり、杭長4.0 m程度の深礎杭に支持されている。敷地との最小離隔距離は約3.6 m，深礎杭先端は根切り底より浅い状況にある。

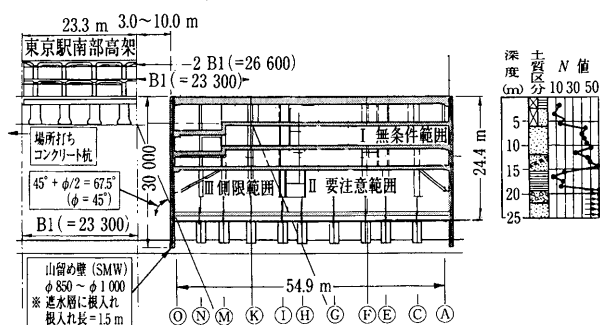
工事敷地内の土質柱状図を図—7.2に示す。土層は，GL-6 m程度までの盛土，その下部の洪積層である東京層（砂質土層，粘性土層および礫層）および江戸川層から構成されている。

7.3.2 近接協議の概要

本工事の掘削工事が，構造物の管理者が所有する近接工事の設計施工指針³⁾の仮土留めを用いた掘削における制限範囲（Ⅲ）に該当することから近接協議を行った。新幹線の管理者と設計協議と施工協議を行った。設計協議は近接する部分の山留め工事を開始する4ヶ月前に開始し，協議期間は2ヶ月半程度であった。施工協議



図—7.1 近接状況平面図



図—7.2 近接状況断面図

は設計協議終了後に開始し，協議期間は1ヶ月程度であった。

近接構造物の許容値として鉛直変位 ± 3 mm（2次管理値），傾斜角5分0秒（2次管理値）が設計協議において当初示された。その後，掘削工事を着手する3ヶ月前に事前計測を実施し（図—7.3参照），気温による近接構造物の変動を把握することにより，鉛直変位 ± 2 mm（ ± 3 mm $\rightarrow$ ± 5 mm,），傾斜角 ± 2 分（5分 $\rightarrow$ 7分）を温度による変動として考慮して管理することとした。また，影響検討方法として有限要素法（以後FEMと呼ぶ）を用いた解析を実施するよう指示された。

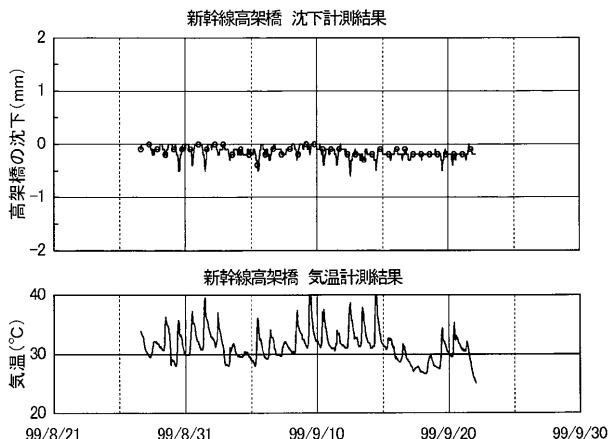
7.3.3 影響検討方法の概要

近接構造物および周辺地盤をモデル化したFEMを用いて，山留め壁変位による近接構造物の鉛直・水平変位を算定した。解析においては，別途梁バネモデルにより算定した山留め壁変位を強制変位として与えた（影響検討方法：4章表—4.3）。FEMに用いた地盤の弾性係数は，掘削によるすべり領域内はひずみによる剛性低下が大きいためPS検層のVsより設定したEdの30%，それ以外はEdの80%とした。また，近年の近接施工における山留め壁変位は比較的小さいため，掘削除荷によるリバウンドの影響を無視できない場合が多い。したがって，地盤の非線形性⁴⁾を考慮したスタインプレナーの多層近似解⁵⁾を用いて近接構造物位置における鉛直変位を算定した。FEM解析により算定した山留め壁変位による変位とリバウンドを足し合わせることで，近接構造物の変位を推定した。なお，本工事においては，構造物変位の予測値が許容変位より下回っていたため，近接構造物躯体の応力評価は行っていない。

7.3.4 対策工法

本工事においては，掘削工事が近接構造物へ及ぼす影響を極力抑えるため，以下に示す対策工法を実施した。

- ① 逆打ち工法の採用による支保工剛性の増加
- ② 山留め壁芯材の剛性増加（近接部 H 800 $\times$ 300@700，一般部 H 480 $\times$ 300@600）
- ③ 遮水工法の採用（ソイルセメント壁を不透水層まで根入れ）による周辺地下水位の低下防止
- ④ 最下段に斜め鋼製切梁の設置



図—7.3 事前計測結果

- ⑤ 逆打ち躯体のスロープ開口を利用したプレロードの導入 (図-7.4参照)

7.3.5 計測結果

掘削期間中の計測項目は、協議先から指示された鉄道高架橋の鉛直変位、傾斜角および外気温、自主的に実施した新設工事の山留め壁変位であった (図-7.5参照)。鉄道高架橋の計測結果は工事期間中においてすべて許容値以下であり、工事を安全に行うことができた。計測結果の1例として、鉄道高架橋の鉛直変位、外気温および新設工事の掘削状況の経時変化を図-7.6に示す。鉄道高架橋の浮上りは掘削完了時において0.8~1.5 mm程度であった。新設建物の構築に伴い浮上りは減少し、新設建物完成時において0~1.8 mmの沈下が生じていた。

根切り完了時点の近接構造物および山留め壁変位の計測値と予測値の比較を図-7.7に示す。近接構造物の鉛直変位の実測値は、事前の予測値 (3.1 mmの浮上り) より小さくなっていた。これは、GL-20 mより浅い部分の山留め壁変位の実測値が予測値より大きくなったため、山留め壁変位による影響 (沈下) が大きくなったためであると考えられる。

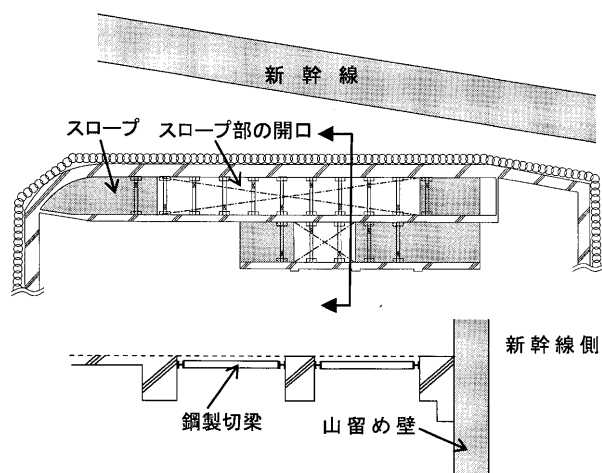


図-7.4 対策工法

7.4 地下鉄と近接する事例

ここでは、東京都心部で地下鉄構造物に近接して掘削施工した事例⁵⁾について紹介する。工事敷地の北側境界に並行して地下鉄構造物があり、東側地下には駅舎構造物と地下軌道に接しての工事であった。

7.4.1 工事概要

工事場所 東京都千代田区
 主要用途 事務所
 構造規模 地上29階S造, 地下4階SRC造
 基礎 直接基礎
 延床面積 74 621.54 m²

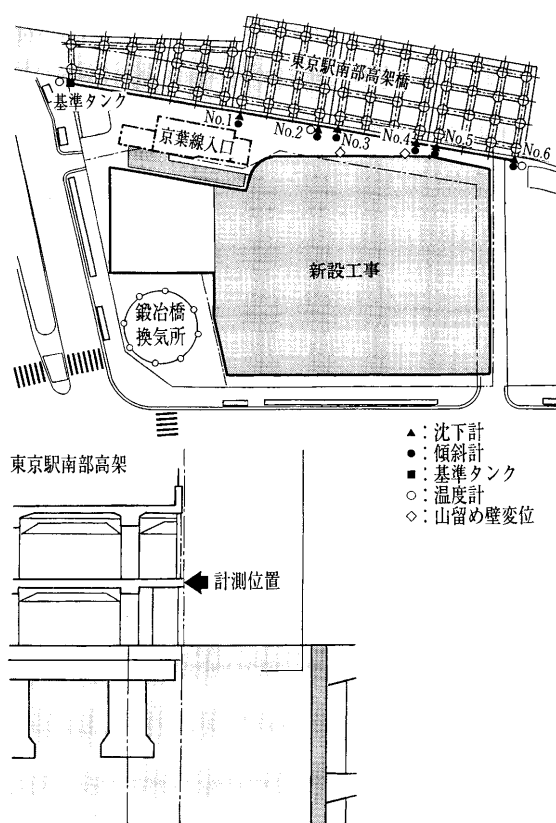


図-7.5 計測位置

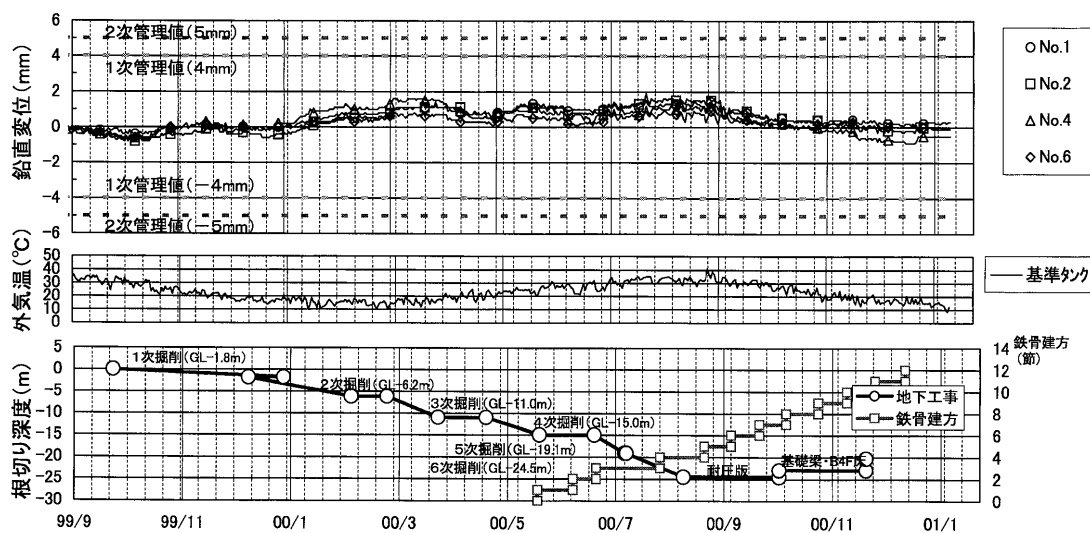
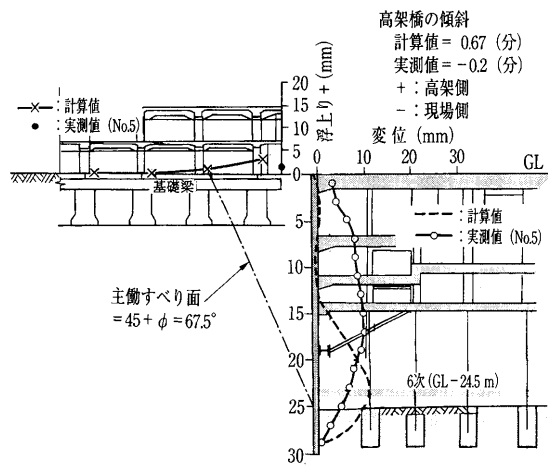


図-7.6 計測結果



図一7.7 計測結果と予測結果の比較

最高高さ 147.4 m

掘削深さ GL-26.6 m

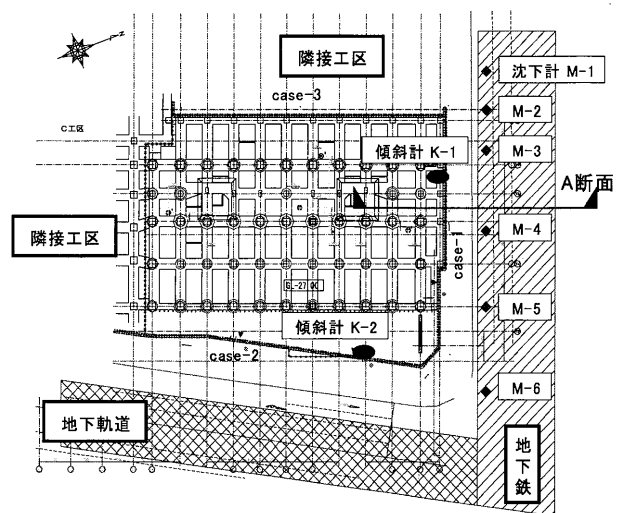
図一7.8および図一7.9は、それぞれ地下工事の平面および断面を示す。敷地北側（図面右側）に地下鉄が通っている。地下鉄構造物と地下外壁の水平距離は約8 mである。地下鉄に与える影響を要求許容値以内に抑える目的で逆打ち工法とし、山留め壁は大口径ソイルセメント柱列壁（φ 900 mm、芯材 H-700×300@600）とした。また、一帯は4工区が同時期に施工するという特徴もあり、当工事でも西側と南側で工区が接していた。掘削工事は、1F スラブを先行床とする逆打ち工法で行った。山留め壁はGL-50 m 以深のEdc層（江戸川層粘性土層GL-48～58 m）まで施工している。地下工事の排水計画に関しては、止水壁中の宙水対策としてディープウェルを設置している。

工事敷地内の土質柱状図を図一7.10に示す。地表面から10 m 程度まではN値10以下の埋土および沖積砂層で構成されている。その下は洪積世の地盤である東京層、東京礫層、江戸川層があり、本建物の支持地盤であるN値50以上の東京礫層はGL-23 m 付近で出現する。東京礫層から江戸川層砂質土層における被圧地下水の水位はおおむねGL-15～16 m 付近にあり、年間の変動量は1 m 程度である。

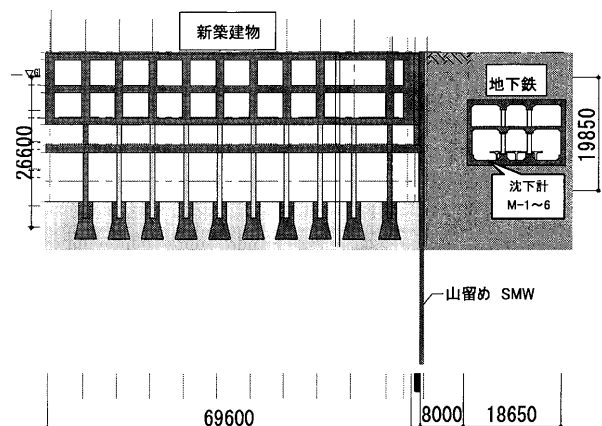
7.4.2 近接協議の概要

近接協議は、地下鉄事業者と行った。通常では、構造物の管理基準値（表一7.2）を目標に、当工事により地下鉄へ悪影響を及ぼさないような掘削計画を施工者で検討・解析することとなるが、今回のケースでは工事側の山留め壁の変形量を基に、地下鉄事業者で影響解析を行っている。

工事側の対策について協議がまとまり、地下鉄事業者と「同意書」を取り交わした後、引続き計測管理計画となる。計測管理計画は、地下鉄運行における安全確保を目的として、工事の地下鉄構造物の挙動に関して、地下鉄構造物に水盛り式沈下計を6箇所設置し（M-1～6）、地下鉄構造物や線路の変状を常時監視するため、図一7.8および図一7.9に示すような計測計画とした。気温による測定値の変動を測るための温度計も設置して自



図一7.8 地下工事計測平面図



図一7.9 地下工事断面図

地層名	位置 GL-	N値 0 10 20 30 40 50 60	γ_d kN/m ³	C kN/m ²	ϕ °	Vs m/s
B	5.1		19.0	50	15	170
Yus	9.8		18.0	0	30	250
Tos	14.9		18.5	0	35	250
Toc	18.8		17.5	100	0	430
Tog	22.1		21.0	0	45	430
Edg	30.9		22.0	0	45	570
Eds	47.0		19.0	0	45	330
Edc	58.8		18.0	250	0	450

図一7.10 土質柱状図

表一7.2 構造物の管理基準値（10 mにつき）

構造物の変状	一次管理値	二次管理値
沈下・隆起	±3.5 mm	±5.0 mm

動計測監視を実施した。山留め壁の実測変位は、地下鉄への影響評価や予測解析結果との評価のため、芯材に固定式多段傾斜計を設置し自動計測監視した。

7.4.3 近接施工における計測結果

図-7.11は水盛り式沈下計によって計測した地下鉄構造物の各計測点の沈下・隆起の経時変化を表したグラフである。工事工程を併記してあるので、工事の進捗状況と地下鉄構造物の挙動が明確になっている。

このグラフの縦軸の数値は、各計測点の不動点を基準とする相対変位量である。計測結果を見ると、掘削に伴い地下鉄構造物が浮上りしていることがわかる。これは、山留め壁の変形による周辺地盤の沈下よりも、大深度掘削によるリバウンドが卓越したことが原因と考えられる。測点によっては管理基準値をオーバーしている箇所がある。掘削中にその兆候が現れたため、施工者にて予測解析を行い、変位量を予測し、地下鉄への影響が許容範囲内であることを確認し工事を進めた。予測解析手法については、リバウンドおよび沈下のいずれも建築学会基礎構造設計指針(2001)⁶⁾に提示されるSteinbrennerの近似解により算定した。手順としては、GL-20 m掘削時におけるリバウンドの実測値と解析値がフィットするように地盤の変形係数を逆算し、得られた変形係数を用いて最終掘削時のリバウンド量を予測した。

図-7.12に、山留め壁の各掘削段階における固定式多段傾斜計による変位分布を示す。最大変形量は、床付け時にK-1は19.4 mm、K-2は13.1 mmとなっている。

図-7.13は、地下鉄構造物沈下計の各計測点の変位量を、軌道方向を横軸にとりグラフ化したものである。図-7.11での計測値は測点ごとの変位量であり、軌道4項目測定(軌間、高低、通り、水準など)での相対変位量とは異なる。軌道直接計測の実測値は、10 m弦での相対変位量が最大でも2.0 mm程度であったため、工事中止等の事態は避けることができた。また、M-1側の

変位量がより大きい理由としては、近接工区の掘削工事の影響が現れているものと思われる。

山留め壁の変形に伴う周辺地盤や構造物の沈下については、学会指針⁷⁾にその検討法が記述されているが、リバウンド現象が近接構造物に及ぼす影響については、これまで問題にされることが比較的少なかった。本件のように大規模・大深度掘削の場合には、掘削によるリバウ

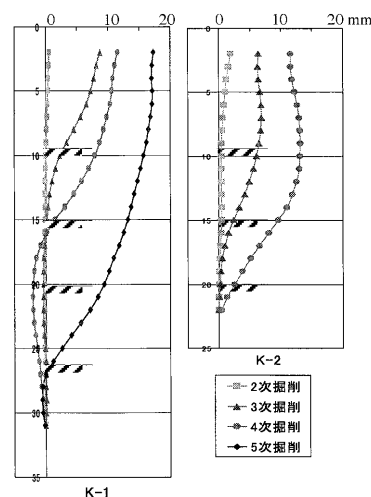


図-7.12 山留め壁の変位量

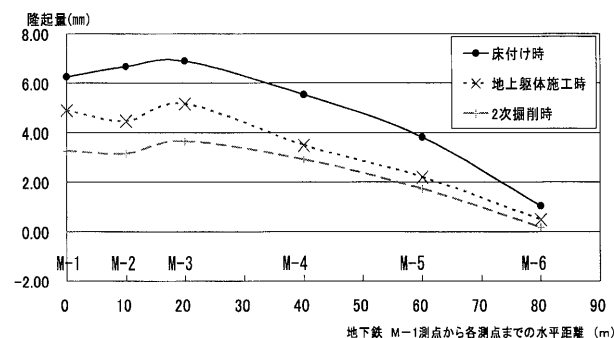


図-7.13 地下鉄各計測点の軌道方向の変位量

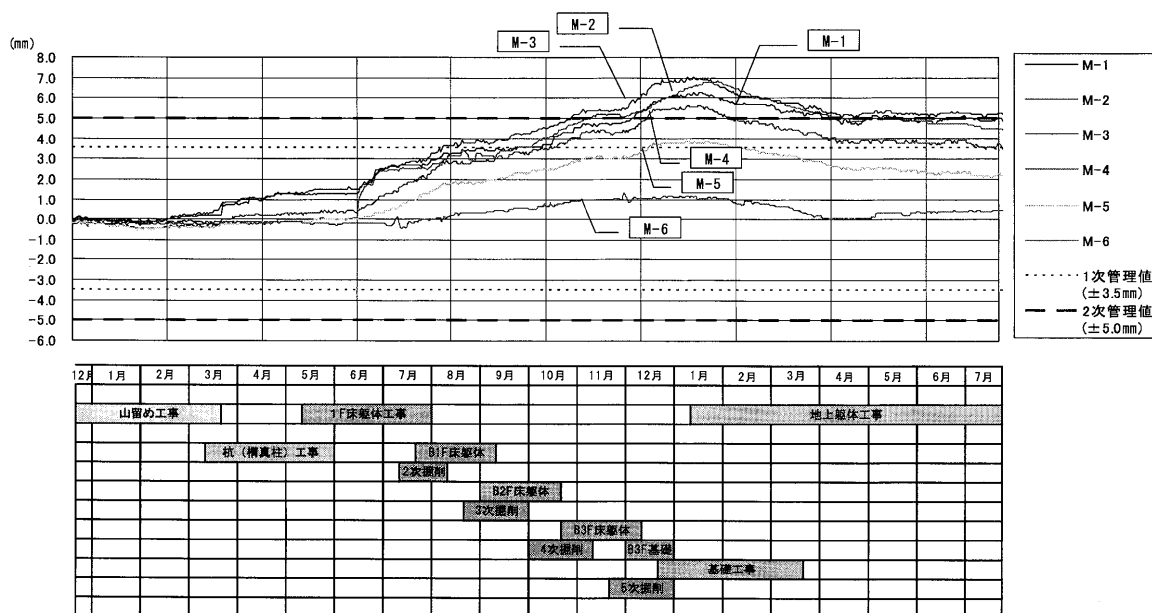


図-7.11 地下鉄鉛直変位計測結果と工事工程

講座

ンド現象が、周辺構造物に対しても影響することが確認された。逆打ち工法を採用して、掘削荷重に相当する躯体荷重を載荷する方法以外は、ほとんど有効な対策として提案されていないが、いずれにしても事前にその影響を予測し、施工中は計測によって影響度を確認しながら工事を進めていくことが重要である。

7.5 歴史的建造物と近接する事例

ここでは、沖積粘性土地盤において地下鉄構造物および歴史的建造物に近接して掘削施工した事例⁸⁾について紹介する。敷地北側の道路下には地下鉄が運行しており、歴史的建造物との離隔距離も600 mm と非常に近接した条件である。地下工事計画は、地下鉄の安全確保と歴史的建造物へ影響を与えないことが最重要課題であった。ここでは、歴史的建物に対する課題を解決すべく行った、計画・実施事例を紹介する。

7.5.1 工事概要

工事場所 東京都港区
 主要用途 事務所・店舗・住宅
 構造規模 地上9階CFT造，地下2階SRC造
 基礎 ソイルセメントH型鋼合成杭 GL-25.5 m
 建築面積 377.79 m²
 延床面積 3 729.04 m²
 最高高さ 42.61 m
 掘削深さ GL-11.91 m
 以下に、歴史的建造物の建物概要を示す。
 構造規模 地上4階 地下1階 RC造
 主要用途 事務所・店舗・住宅
 基礎 ペDESTAL杭（着工時の情報では基礎形式は不明であった）
 耐圧盤深さ GL-3.1 m

周辺構造物の位置関係図および施工計画図を図-7.14、図-7.15に示す。

敷地の地盤状況は、地表から-4 m までが埋土、その下部に層厚19 m 程の軟弱なモンケン自沈のシルト層、そしてGL-23 m 以深に支持層となる東京礫層・江戸川砂層が存在している。また周辺地域は、昭和40年頃まで圧密による地盤沈下が進行していた非常に軟弱な地盤である。

歴史的建造物は昭和8年に建造されたもので、文化庁の「登録有形文化財」に指定されている。前記のような地盤条件に建っており、着工以前から不同沈下と思われる傾きがすでに発生していた。

7.5.2 近接施工における事前調査

隣地へ近接しての施工であったが、近接協議という会議体は特に設けなかった。そこで、工事が与える影響を検証するため建物調査を行った。幸い、建設当時の図面が大切に保存しており、躯体については確かな情報を得ることができた。しかし、基礎についての情報は無く、杭工法に関する当時の技術、およびすでに建物が傾斜していることから、「松杭」が施工されているのではないかという推測のもと、施工検討を進めた。

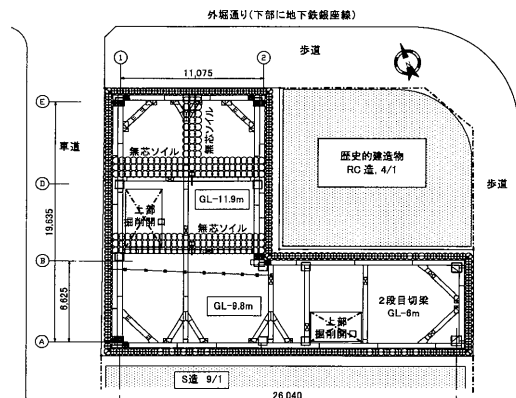


図-7.14 地下工事平面図

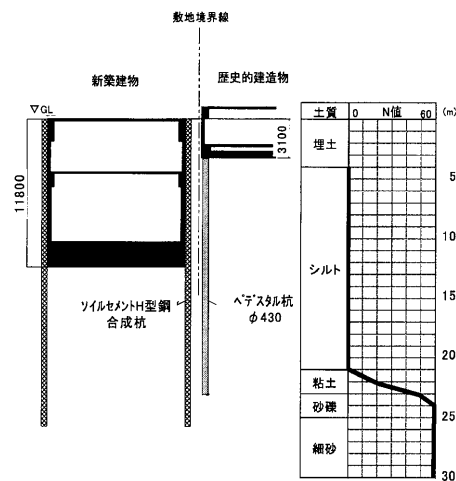


図-7.15 地下工事断面図

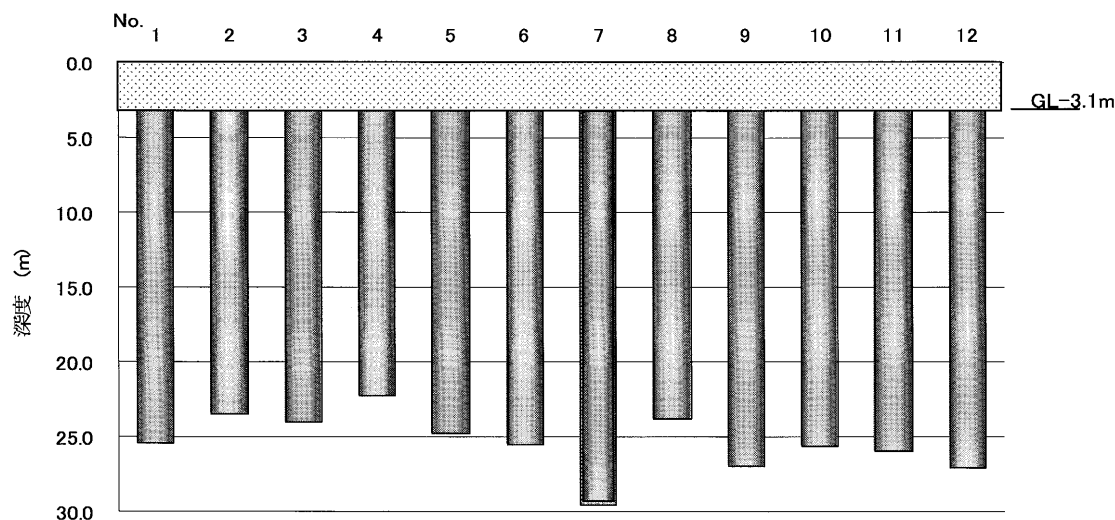
松杭であれば、新築工事の掘削深さがGL-11.91 m であることから、既存建屋へ与える影響を避けることは出来ないため、掘削工事に先立ち歴史的建造物をアンダーピンニングする計画とし着工した。

さらに、既存建物を取り扱う際は共通のフローとなるが、図面と実際が合致しているかの確認を行うため、既存建屋の耐圧盤下まで掘削し、基礎の調査を行うこととした。調査は新築建物に接した2辺を行ったが、想定とは異なりコンクリート製の杭が出現した。この調査掘削にて既存建築物は支持杭基礎の可能性が高いことが判明した。そこで、既存建築物杭の健全性と杭長を調査する目的でインテグリティ試験（以下、IT 試験）を行うこととした。

試験は、工事側に接している計12本で調査した。杭径は、現場造成杭の一種であるので揃っていないが、ほぼφ430 mm であった。IT 試験の結果を図-7.16に示す。

口絵写真-3は、右手で既存杭に端子を当て、IT 試験を行っている状況である。

調査結果としては、最も短い杭でもGL-22.3 m 付近を先端とする結果が得られた。これは敷地内で多少の地層勾配はあるものの、GL-22 m 付近より支持層が出現していることから、既存建物杭は支持杭であると判断できた。



図—7.16 IT 試験による杭長確認結果

7.5.3 近接施工対策

近接している歴史的建造物の基礎が、調査の結果支持杭であったことから、工事施工方針として以下の3点を挙げた。

- ① 地下工事期間中の常時計測監視体制の実施
- ② 変状の兆候が現れた際の対策案の策定
- ③ 山留めの変形量を抑える

近接構造物が支持杭基礎であることが判明したが、長い年月の間に傾いている現状がある以上、影響を及ぼす可能性がある地下工事期間中の建物挙動計測を常に行い、万が一その兆候が確認された場合の対応策を準備しておくことで着工した。具体的には、工事側の山留め壁で既存建物を支持できるようなスペックとした（図—7.17）。

既存建物へのアンダーピンニング案も検討したが、現状バランスを保っている構築物への施工は、予期せぬ偏荷重を生む恐れもあることから、変状の傾向が現れた際に対処できる計画とした。

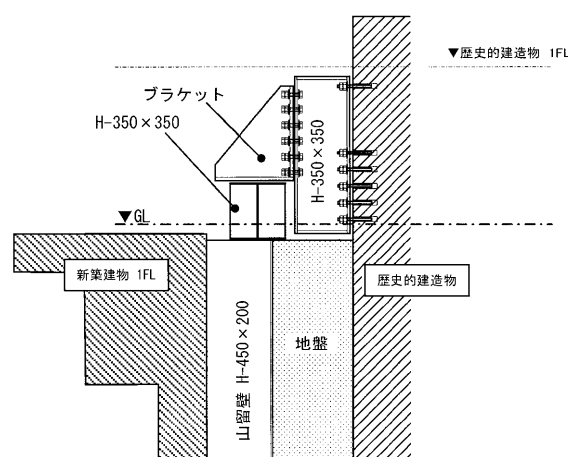
山留め壁の変形量に関しては、掘削レベルの地盤がモンケン自沈の非常に軟弱な地盤であり、過大な変形によって引き起こされる側方流動を防ぐことを目的とし、許容変形量は25 mm とした。また掘削方法としては、変形量を抑えるために1F スラブを先行床とし、床付けから順施工する「セミ逆打ち工法」を採用した。

7.5.4 近接施工における計測結果

歴史的建造物の計測にあたって、常時計測として傾斜計を直接建物に固定設置した。また定期的にレベルおよびトランシットによる変位量の確認を行った。結果は、計測誤差の範疇外の変位は全く見られず、対策案も施すことなく無事地下工事を完了した。

7.6 美術品等を収納する建築物と近接する事例

本工事は、東京都中央区に計画されたオフィスビルの建築工事であり、敷地の東側には美術品等を収納する一般の建築物、西側には地下部分に駐車場を有する地下高速道路、南側には基礎が浅い郵便局が近接していた。本節においては、近接施工として比較的例子が少ない、一般



図—7.17 対策案

の建築物に対する近接施工の詳細を示す。

7.6.1 事例の概要

工事場所	東京都中央区
主要用途	事務所、変電所
構造規模	地上10階 S 造，地下4階 SRC・RC 造
基礎	直接基礎
延床面積	7 219.43 m ²
最高高さ	41.5 m
掘削深さ	GL-19.9 m

以下に、近接する建物の概要を示す。

構造規模	地上7階 SRC 造，地下1階 SRC 造
主要用途	美術品収納センター
基礎	直接基礎
耐圧版深さ	GL-5.6 m

本工事における近接状況の平面図および断面図を図—7.18および図—7.19に示す。近接する建物との最小離隔距離は0.5 m と非常に近接している。近接する建物の平面規模は22 m × 8.7 m，地上7階，地下1階の直接基礎構造である。近接する建物は、基礎の深さが新設工事の根切り深度より非常に浅く、建物のアスペクト比（建物高さ／建物幅）が非常に大きい構造物である。

工事敷地内の土質柱状図を図—7.19に示す。土層は

講座

GL-5.0 m までの埋土と沖積砂質土層、それ以深は洪積である東京層（砂質土層、粘性土層）および江戸川層（砂質土層）から構成されている。

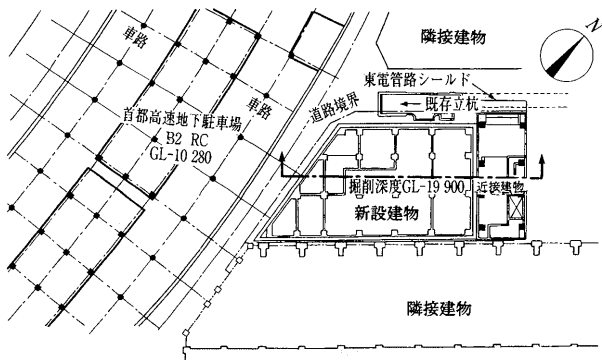


図-7.18 近接状況平面図

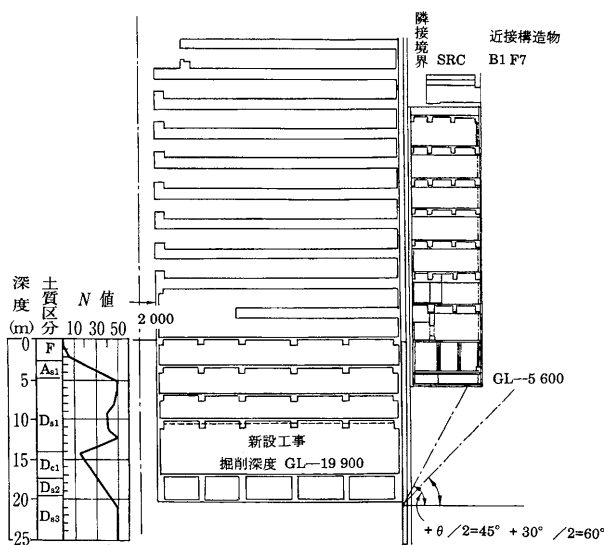


図-7.19 近接状況図

7.6.2 近接協議の概要

建築物の所有者は民間企業であるため、近接施工および近接協議において準拠する指針等はなかった。しかし、近接構造物の基礎底面が新設工事の掘削底からのすべり線（45度+ $\Phi/2$ ）の領域に入っていること、建物に収納されている美術品が非常に高価であり、建物の変位が許されないことなどの理由により近接協議を実施した。近接協議は建築物の施設管理担当者で行った。近接協議は新築工事の着工1ヶ月前から開始し、協議期間は1ヶ月半程度であった。近接施工における構造物の許容値の基準が無い場合、次項に示す影響検討の結果に基づき管理者と施工者の協議により、鉛直変位 ± 8 mm（2次管理値）、傾斜角2分40秒（2次管理値）と設定した。なお、影響検討の解析方法に対して指示はなかった。

7.6.3 影響検討方法の概要

掘削工事による近接構造物へ及ぼす影響は、山留め壁変位による水平・鉛直変位およびリバウンドによる鉛直変位であると考え、それぞれの影響による変位を算定し、両者を足し合わせる事により近接構造物の変位を予測した。山留め壁変位による近接構造物の変位は、すべり線

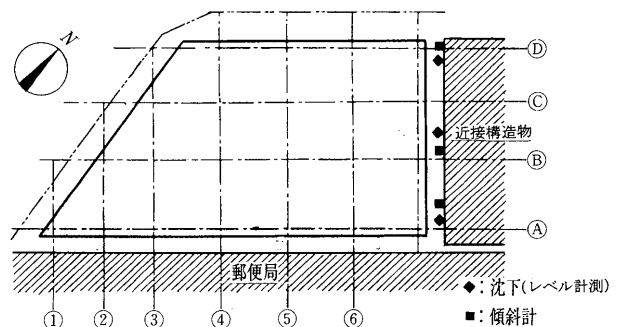


図-7.20 計測位置

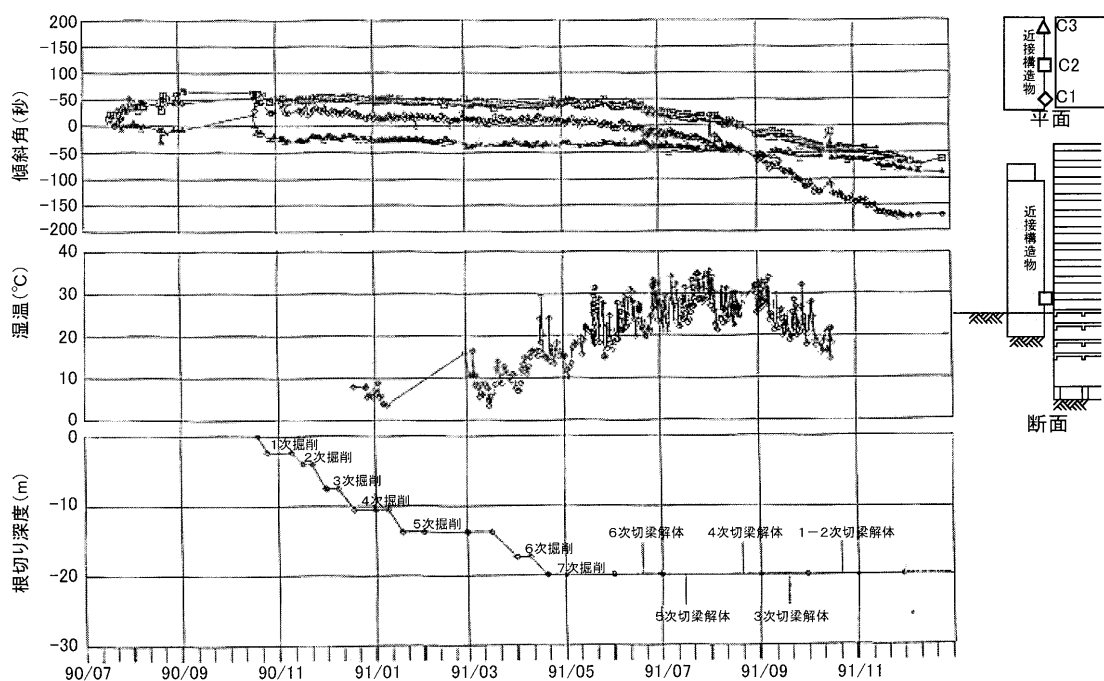


図-7.21 計測結果

法⁹⁾を用い、山留め壁背面側に近接構造物が無いと仮定して算定した。また、リバウンドによる近接構造物の変位は、スタインブレンナーの弾性解を用いて算定した。近接構造物基礎下の鉛直変位より基礎の傾斜を算定し、建物の構造および機能上問題が無い事を確認した。

7.6.4 対策工法

本工事においては、掘削工事が近接構造物へ及ぼす影響を極力抑えるため、以下に示す対策工法を実施した。

- ① RC 連続壁の採用による山留め壁剛性の増加
- ② 支保工段数の増加（近接部 6 段，一般部 4 段）
- ③ 遮水工法の採用（根切り底地盤の全面地盤改良）による周辺地下水位の低下防止
- ④ プレロードの導入による山留め壁変位の抑止

なお、近接施工においては対策工として地盤改良を行う場合、開削工事に関する近接協議とは別途協議が必要な場合もある。本工事においては、地盤改良により近接構造物へ及ぼす影響は少ないと判断し、協議は行っていない。

7.6.5 計測結果

掘削期間中は、近接構造物の傾斜計による傾斜角、レベル計測による沈下および外気温、新設工事の山留め壁の変形・応力、切梁の軸力、山留め壁に作用する土圧および水圧の計測を自主的に行った（図—7.20参照）。近接構造物の傾斜角、外気温および掘削状況の経時変化を図—7.21に示す。近接構造物の傾斜は、掘削工事期間中は計測点毎のばらつきは有るもののほぼ一定の値を示した。掘削工事が完了し新設建物の地下躯体の構築に伴い新設建物側へ傾斜する傾向を示していた。いずれも設定

した構造物の許容値以内に収まっており、工事を安全に行うことができた。

7.7 おわりに

本章においては、鉄道構造物や重要な建築物に近接した掘削工事の事例を示した。公共性の高い鉄道構造物に近接する場合、近接施工において許容される変位は非常に小さい。また、今回示したような事例では、計画段階における詳細な影響予測、施工段階における綿密な計測管理が必要となる。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：シンポジウム山留め設計の諸課題，pp. 131～134，2006.
- 2) 田屋裕司・河野貴穂ほか：大断面 CFT 柱を有する直接基礎建物における支持地盤の挙動（その 1, 2），日本建築学会大会概要，pp. 693～696，2002.
- 3) 東海旅客鉄道：近接工事設計施工マニュアル，pp. 46～48，2001.
- 4) 青木雅路・柴田恭幸ほか：地下工事に伴う根切り地盤の浮上りと沈下（その 1, 2），日本建築学会大会概要，pp. 1649～1652，1990.
- 5) 奥地正敏・石丸達朗ほか：近接施工を伴う大深度地下工事の施工報告（その 1, 2），第 40 回地盤工学研究発表会，p. 1767～1770，2005.
- 6) 日本建築学会 基礎構造設計指針，2001.
- 7) 日本建築学会 山留め設計施工指針，2002.
- 8) 金子 治：ソイルセメント H 型鋼合成杭工法の開発と適用，土と基礎，Vol. 54, No. 6, pp. 39～41，2006.
- 9) 青木雅路・丸岡正夫ほか：根切りに伴う周辺地盤の挙動，第 24 回土質工学研究発表会，pp. 1461～1462，1989.