

山止めの計測管理

——管理方法と応用例——

金谷 祐二 宮崎 祐助
森脇 登美夫 土屋 幸三郎

Monitoring of Excavation Work

——Method and Application——

Yuji Kanatani Yusuke Miyazaki
Tomio Moriwaki Kozaburo Tsuchiya

Abstract

“Monitoring of Excavation Work” is usually done in the case of large excavations of thick soft layers. By doing so, it is made possible for difficult excavation works to be safely executed. Recently, mini-computers and personal computers have also come to be used in monitoring. The behavior of the earth-retaining structure at the next stage can thus be predicted more accurately by measurements of many sensors in a short time.

The accuracies of measurement values and of prediction are presented in this paper. If accurate predictions are possible, it will be possible for excavation works to be executed more safely and economically.

概要

地下工事で、計測器を用いて架構の安全性を確かめながら進めていく、いわゆる「計測管理」は、大規模な掘削および市街地で軟弱地盤を対象にした難易度の高い地下工事で実施されることが多い。最近では計測管理にもミニコン、パソコンが導入され、データ処理時間が大幅に短縮されて毎日の安全管理が容易になったばかりでなく、次段階工程における架構の予測も高い精度で行なえるようになった。高精度の挙動予測ができれば、事前に当初の施工計画を一部変更して、安全かつ経済的な方法で工事を進めることができる。

本文は、計測管理そのものの精度を、「計測値そのものの精度」と「次段階工事の予測精度」とに分け、前者についてはその評価法、後者についてはその手法についてのべるとともに、これによって計測管理結果を実施工に反映させて工期短縮・品質向上に結びつけた例を紹介する。

1. はじめに

山止め架構の設計は、地盤の土質定数、側圧分布、あるいは切ばりの支点条件など数多くの仮定に基づいて行なっており、地盤そのものの不均質性や施工条件の変化によって、設計条件と実際の状況との間にギャップを生じることが多い。このように山止めの設計は、ある仮定条件のもとで架構の安全を保証しているにすぎず、根切り山止め工事は仮定条件の妥当性を確かめながら進めていくべきであろう。したがって、計器計測によって架構の挙動をとらえる「計測管理」は、非常に重要である。

計測管理は、山止め架構の安全性を従来までのように

「勘」ではなく、「定量的な数値」として確認するものであるから、まず第一に要求されるのは高い「精度」である。計測管理の精度が向上し、定量的に信頼できる挙動の予測が可能になれば、事前に適切な対応策を講じることができる。例えば、予測値が許容値をこえる場合には前もって切ばりの段数を増やしたり、架構の一部を補強するなどの処置がとれる。また、これとは逆に、予測値が許容値に対して安全側にあるような場合には、切ばり段数の省略や解体時期を早めるなどの計画変更につけることができる。

本文は、計測管理の精度を、「計測値そのものの精度」と「次段階工事の予測精度」とに分け、前者については

その評価法、後者についてはその手法についてのべ、さらに計測管理結果を実施工に反映させて工期短縮・品質向上に貢献した工事例を紹介する。

2. 測定値の評価法

RC 地中壁を対象とした計測は、計器そのものの設置が難しく、残念ながら測定値の定量的な精度にいま一つの感があるといえよう。ここでは RC 地中壁の計測のうち、土圧計測定値（側圧）の妥当性を評価する一つの手法と、鉄筋計測定値（壁体応力）の初期値に関する問題点についてのべる。

2.1. 土圧計測定値の評価法

山止め壁にかかる側圧の測定は、計測管理の中で最も基本となる測定項目である。したがって、その測定値には高い信頼性が要求される。測定には壁面型土圧計を用い、ジャッキ法によって RC 山止め壁表面に設置している¹⁾。

側圧測定値の信頼性の判断は、一般的には泥水中における側圧分布形状や、比較的信頼性の高い水圧計の測定値と比較することによって行なっている。本章では、これらに加えて計器取付け時から数日間における側圧測定値の初期変動性状から判断する手法を紹介する。

コンクリート打設中およびその終了後における側圧測定値の初期変動性状には、図-1 に示すような一つのパターンがある。このパターンのなかで注目すべきところ

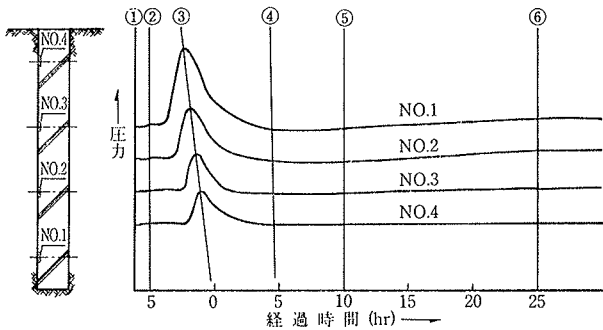


図-1 側圧測定値の初期変動模式図

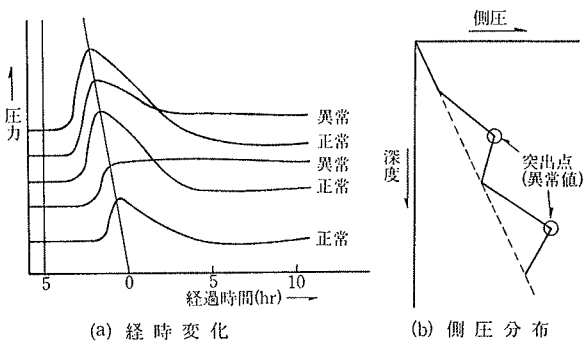
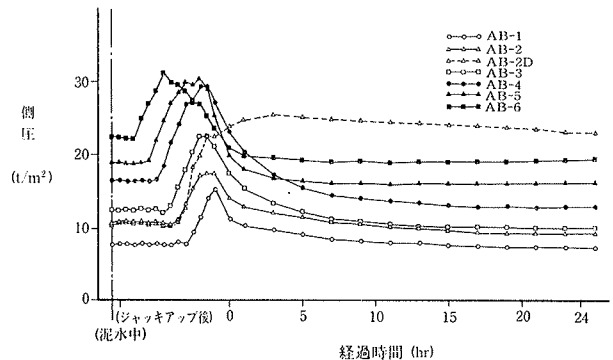


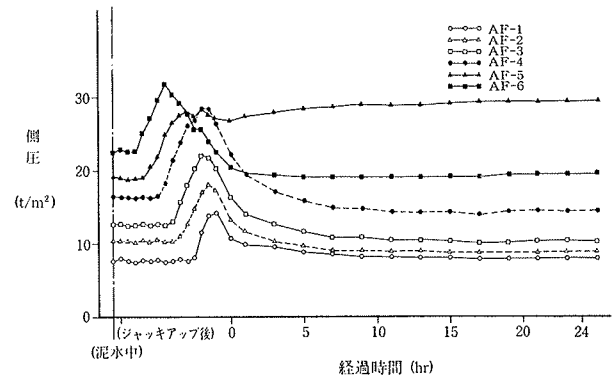
図-2 異常計器の側圧値初期変動

は、コンクリート打設によって増大した（図-1 の②～③）圧力が減少する部分（③～④）である。ここで各測点の減少傾向（こう配）がほぼ一定である場合には、側圧分布の形状も妥当なものとなるが、図-2 (a) に示すように全く減少しなかったり、あるいは他の測点と比較して減少こう配が異常にゆるい場合には、側圧の分布形はこの点で突出した形になる。このような現象が多数みられると、側圧の分布形は図-2 (b) に示すようにのこぎりの刃のような形になってしまう。また、これらの測点での側圧値は、他の側圧値と比べて大きな値を示すばかりでなく、掘削時における変動性状も異常な傾向を示す。すなわち、ある段階で急激に減少したり、掘削をしても全く側圧値が変化しなかったりする。これを推測すると側圧値がある時期に急激に減少するような測点は、土圧計の受圧面に小石などが点当たりし、また、掘削しても全く側圧値が変化しないような測点は、土圧計の受圧面前面にコンクリートが回り込んで硬化しているものと思われる。

図-3 は、背面側と掘削側にそれぞれ設置した土圧計の初期変動性状の実測例を示したものである。全測点のなかで測点 AB-2D（背面側）と測点 AF-5（掘削側）は、増大した圧力が減少する部分において、他の測点が図-1 に示すパターンどおりの挙動を示しているのに対し



(a) 背面側

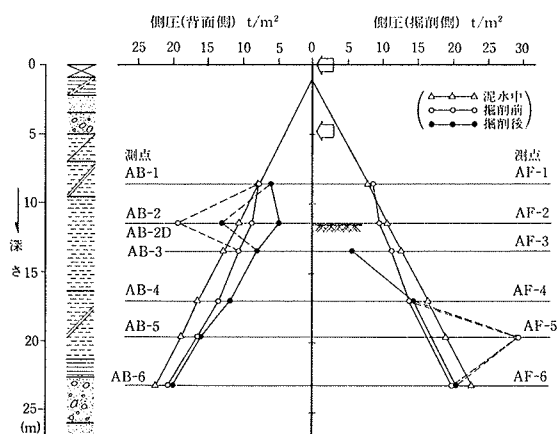


(b) 掘削側

図-3 実測側圧値の初期変動

して全く異なる挙動を示し、圧力の減少はほとんどみられない。側圧分布は、図一4に示すように両測点ともに突出した形状となり、これらの測点を除いて側圧分布を考えると、掘削前も泥水中の場合と同様に背面側と掘削側はよくバランスした妥当な形状となる。掘削期間中における両測点の側圧値の挙動も他の測点とは差異があり、測点 AF-5 はほとんど変化せず、また測点 AB-2D は大きな減少を示した。このような挙動から判断すると、異常値を示す原因として、測点 AF-5 ではコンクリートの回り込み、測点 AB-2D では小石などの点当りが予想される。

以上のように、コンクリートの打設によって増大した圧力が減少するとき、その減少傾向（こう配）が異常な測点の側圧値の信頼性は低いといえる。この手法は、各測点における側圧値の信頼性を掘削工事の始まる前にチェックすることができるという長所をもっている。現在まで、この手法を用いてかなり適確な判断ができている。今後とも側圧値の信頼性についてより適確な判断をするために、RC 山止め壁のコンクリート打設時には土



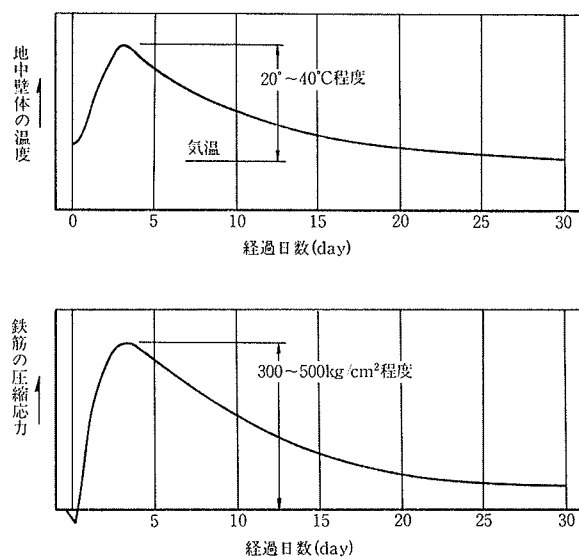
図一4 実測側圧分布

圧計の初期変動性状の調査を必ず行ない、この種のデータを蓄積していきたいと考えている。

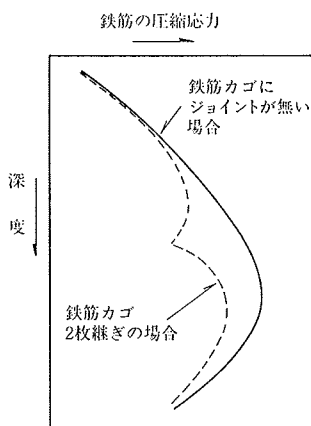
2.2. 鉄筋計測定における初期値

一般に、RC 地中壁にかぎらず場所打ちコンクリート杭などの鉄筋には、コンクリートの打設開始と同時に圧縮応力が発生することが知られている。鉄筋の応力測定には、ひずみ計の一種である鉄筋計を用いることが多く、図一5はその測定結果の一例を示したものである。これには、コンクリート打設中および打設後における鉄筋応力と壁体温度の経時変化を示しておいた。

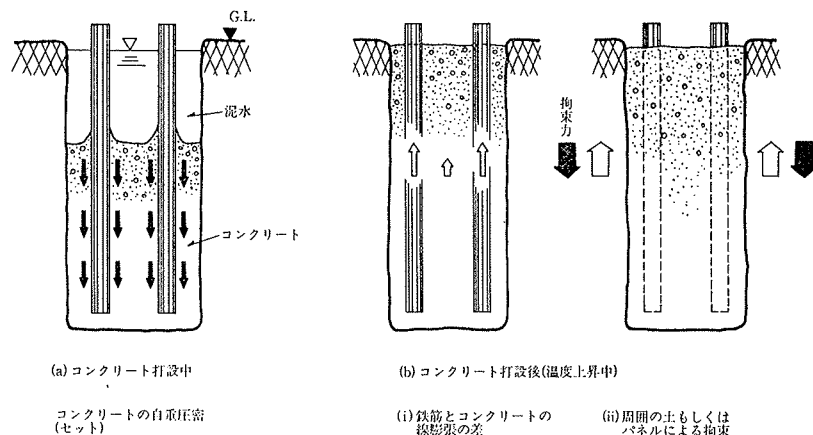
RC 地中壁の鉄筋には、図一5のようにコンクリートの打設中から圧縮応力が生じ、打設終了から約3日程度経過すると最大圧縮応力になる。普通、この最大圧縮応力は300~500 kg/cm²であるが、大きいものになると、1000 kg/cm²を記録したものもある。コンクリート打設終了から3日目を過ぎると鉄筋応力は徐々に低下しはじ



図一5 鉄筋応力および壁体温度の初期変動模式図



図一6 鉄筋応力の分布



図一7 コンクリート打設時における〔鉄筋〕圧縮応力発生 の要因

め、打設からほぼ1カ月経つとほぼ定常状態に入るが、依然としそ若干の圧縮応力は残留する。この鉄筋応力の初期変動性状は、打設したコンクリートの水和熱による温度と密接な相関性を示し、RC地中壁の経時的な温度変化と鉄筋の応力変化は非常によく一致している。鉄筋応力の深さ方向の分布は、図-6に示すように、中央部で大きくRC地中壁の上端および下端で小さくなる傾向を示す。また鉄筋カゴが2枚継ぎである場合には、図-6の図中に点線で示したような分布形状となることもある。

以上がRC地中壁のコンクリート打設中および終了後における鉄筋応力の初期変動性状で、この原因について次のように考えている。

(コンクリート打設中)この時点のコンクリートは流動性に富んでおり、その上表面は自重圧密などによって全打設高の1~2%程度沈降する。この沈降により鉄筋に下向きの力、すなわち軟弱地盤におけるくいに作用する負の摩擦力のような力が働き、鉄筋に圧縮応力が生じる。

(コンクリート打設後)コンクリートは水和熱の発現とともに徐々に強度をもつようになる。このとき、コンクリートと鉄筋の線膨張率が同じであれば両者の間には応力が発生しないが、鉄筋の線膨張率がコンクリートよりも大きいために鉄筋はコンクリートによって拘束されることになる。したがって、鉄筋には温度上昇時に圧縮応力が、下降時には引張応力が発生することになる(図-7(b)i)参照)。またRC地中壁の温度は最高60~70℃

にも達するので、RC地中壁全体も膨張しようとする。このとき周囲の地盤あるいは施工済みのRC地中壁から拘束を受け、これによっても鉄筋に圧縮応力が生じる(図-7(b)ii)参照)。

掘削工事が始まるのは、普通、鉄筋計の設置後1~2カ月程度経過した時点になることが多く、この時、鉄筋には100~200 kg/cm²程度の圧縮応力が残留している。この残留応力は、掘削が進むと徐々に解放されていく。このような現象を考えると、鉄筋応力の測定では「初期値」の設定の時期が大きな問題となる。しかし、これらの現象を定量的に評価することは難しい問題である。したがって、現段階ではこのような問題があることを認容したうえで鉄筋応力の初期値を設定し(圧縮応力の経時変化が定常状態になった時、および掘削直前)、残留応力を考慮して管理する必要がある。

このように、適切な判断資料のもとに検討されたデータが、安全確認のための有効な資料といえよう。

3. 次段階工程の予測手法

山止めの計測管理には、測定値の精度のほかに、次段階工程の予測にも高い精度が要求される。ここでは、筆者らが採用している予測精度向上のための手法を紹介する。

図-8は、各次工程終了時に実施している管理のフローを示したものである。まず、前段階で予測した値とその時の実測値とを比較・検討し、予測値の精度を確認してみる(確認作業)。

このとき、前段階の予測値と実測値とがよく一致していれば問題はないが、その差異が大きい場合、根入れ部の側圧や土質定数などを変化させ、アウトプット値と実測値との差がなるべく小さくなるように計算を繰り返す(Fitting作業)。そして最後のアウトプット値と実測値との差を「補正值」とし、この補正值を次段階工程予測でのアウトプット値に重ね合わせたものを最終的な

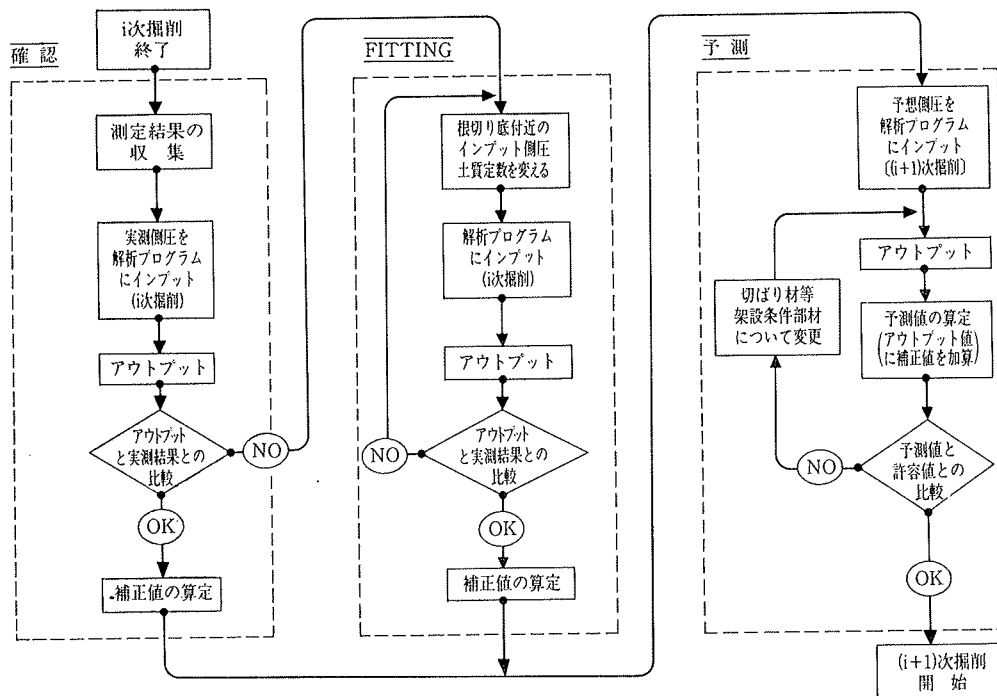


図-8 計測管理のフロー(各次工程終了時)

予測値とする（予測作業）。

このように（確認）—（Fitting）—（予測）を1サイクルとして繰り返し、前段階予測値の誤差を次段階の予測計算に反映させてその精度を高めるところに、この手法の大きな特徴がある（図-9参照）。このような方法が最良のものとは考えていないが、この手法を用いた場合、かなり高い精度の予測値が得られており、切ばり段数の省略、切ばりの解体時期を早めるなど、数多くの実用的な成果をあげている。

また、これとは別に予測計算のためのインプットデータ（外力、切ばりの支点条件、土性値）をどのようにするかということも予測精度に関係してくる。とくに土圧や水圧などの外力（側圧）をどの深さまで評価するかということが大きく影響してくる。図-10は、外力としてインプットする背面側側圧の決め方を示したもので、背面側と掘削側の側圧分布がバランスする深さを参考にし、確認作業を経てその深さを決定している。側圧の測定でよく背面側にだけ計器を取付けた例を見かけるが、適切なインプット用側圧を決定するためには、掘削側についても十分な測定が必要といえよう。

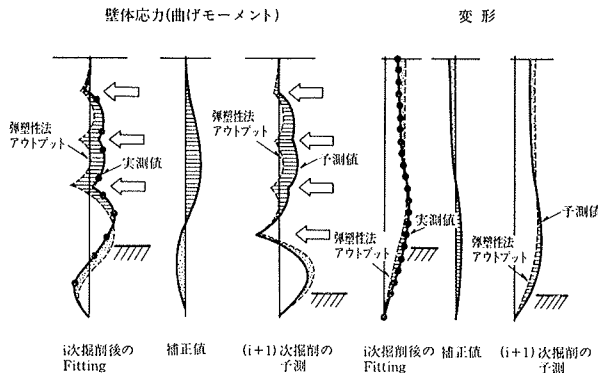


図-9 Fitting および予測作業

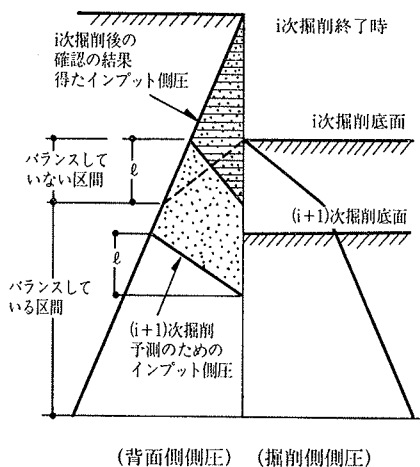


図-10 インプット側圧の採り方

なお、計測管理で判定の規準になる「管理規準値」については、次のような考え方で設定している。管理規準値は、測定結果に応じて対応策を変化させるために表-1のように2段階に分けている。部材の許容応力を管理の対象とするものについては、管理規準値の第1次値を許容応力の80%、第2次値を100%とし、側圧・変形など設計者の判断によるものは、設計段階の採用値を第1次値としている。なお、実際に工事を管理する際には、1～2項目の測定値が管理規準を越えたとしても、それだけを拡大視するのではなく、他の測定結果についても十分な検討を加え、常に山止め架構全体のバランス状態を考えて判断していく姿勢が要求されよう。

計測項目	比較の対象	管理規準値	
		第1次値	第2次値
①側圧・水圧	設計側圧分布 (地表面～各次根切り底)	100%	—
②壁体応力	(i) 鉄筋の許容引張応力度	80%	100%
	(ii) 許容曲げモーメント	80%	100%
③壁体変形	基本計画時の計算値	100%	—
④切ばり軸力	許容圧縮軸力	80%	100%

表-1 管理規準値

状 況	対 応 策
(i) 測定値 ≤ 第1次値	この場合、山止め架構については、問題はないと思われるが、測定値が第1次値をかなり下まわる際には山止め架構の変更が可能か否か検討する必要がある。
(ii) 第1次値 < 測定値 ≤ 第2次値	本文では第2次値を許容応力としている。したがって測定値がこの範囲にあるときは問題はないが次施工段階で第2次値を上まわるか否かの検討が必要である。
(iii) 第2次値 < 測定値	このような事態になったときは工事を一時中断し山止め架構全体および部材についても再検討し、切ばり架設位置の変更等適切な処置を講じる。

表-2 対応策

4. 応用例

ここでは、前述の予測手法を用いて切ばり段数を省略した例²⁾、切ばりの解体時期を早めた例³⁾の2例について紹介する。

4.1. 切ばり段数を省略した工事例

東京都文京区にあるこの工事場は「下町低地」の外縁部に位置しており、地盤は図-11に示すように、地表面から深さ12m前後まではN値0～1の粘土層が主体で、

N値50以上の砂れき層は深さ約18m以深にみられる。

掘削平面は、工程の関係から図-12のように中間山止め壁を設けてA、Bの2工区に分割している。掘削はA工区から始め、A工区が床付けされた時点で直ちにB工区の掘削を開始した。このため、仮設計画当初から山止め架構の応力状態がアンバランスになり、これによる影響が懸念されていた。

計測管理は、以上のような掘削時の複雑な山止め架構の挙動を定量的に把握して、工事を安全に進めるために計画したものである。山止め壁の挙動調査のための測定は図-12に示すように5カ所、切ばり軸力については各段14カ所ずつ設けた。

B工区の掘削工事では、その実施に先がけてA工区の計測結果をもとにして応力計算を再度行ない、1段切ばりの部材断面を一部減らすことができた。またB工区では3次掘削が終了した時点で、架構全体にかなり余裕があった。このため、以後の4次および5次掘削は切ばりを架けない方針で山止め架構の安全性を検討してみた。

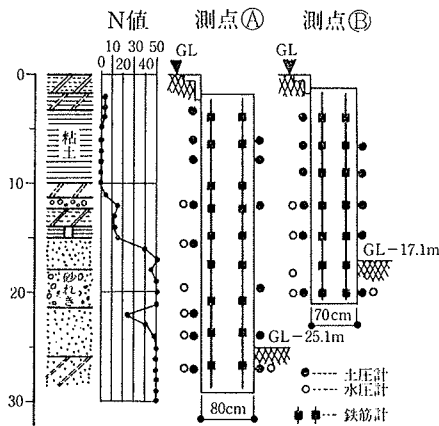


図-11 土質柱状図および計器配置図

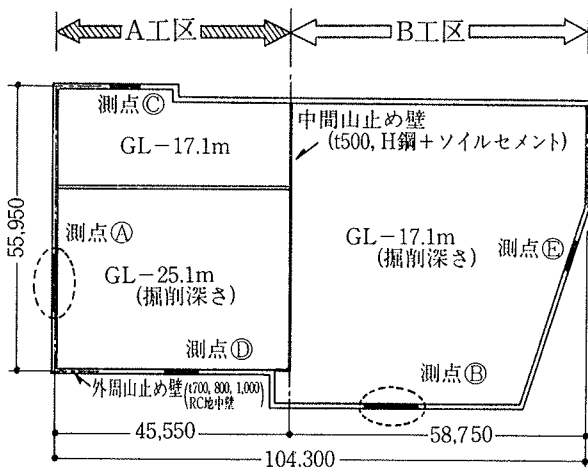


図-12 山止め平面

この方針のもとでの予測値は、いずれも管理規準以内におさまっていた(図-13参照)。そこで、まず4次掘削に該当する深さまで掘削し、この段階での予測値の妥当性を確認した結果、方針通り4段切ばりを架設せずに5次掘削に着手することになった。5次掘削は、安全をみて、まず測点B付近を部分的に掘削し、このときの予測値を計測値と比較し、再度その妥当性を確認したうえで残りの部分にとりかかった。4段切ばりを架けないで実施した5次掘削時における架構の応力は、いずれの項目についても管理規準以内におさまっていた。山止め壁の応力については、図-13に示すように5次掘削中の実測側圧をインプットして得られた予測曲げモーメントが実測曲げモーメントによく一致していた。

以上のように、精度の高い計測管理により、計画段階から予想された難易度の高い地下工事も無事終わることができ、さらには切ばりの断面変更および段数の省略などにも結びつけ、工期の短縮・工費の節減に寄与できた。

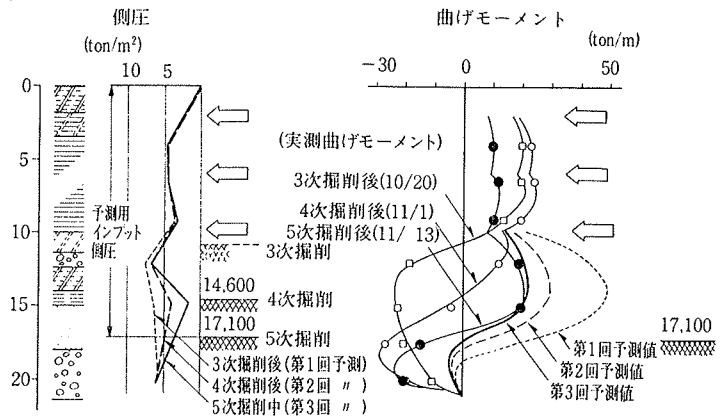


図-13 B工区切ばり省略の検討

4.2. 切ばり解体時期を早めた工事例

工事場は東京都台東区にあり、その地盤は、図-14に示すように地表面から深さ22mまではN値0~1の軟弱なシルト層が主体となり、N値50以上の安定した砂層は深さ32mからみられる。掘削深さは21.3mで、地下部分の階高が高いこと、地盤が軟弱であることから、施工の難易度は高いと予想していた。このため安全をみて切ばりの解体は、下方のスラブ施工後に解体していく一般的な方法とは異なり、図-14のように4段切ばりはB2-Fスラブ、2段切ばりはB1Fスラブの施工後に行なうことにした。したがってB2F、B1Fスラブに架構材搬出用の開口部が必要になったり、主要地下躯体の耐震壁が一体施工できなかったり、建物の品質および施工面で好ましくない計画が余儀なくされた。

図-16に示すように場内2カ所で実施した計測から、床付け終了時における山止め架構の応力状態は管理規準

をかなり下まわっていることが判明した。このため、当初の切ばり解体順序を変更して、5段切ばりの解体に引続いて4段切ばりの解体が可能か否かを予測・検討した。この結果、4段切ばりの解体時期を早めても架構応力が管理規準以内におさまることを確認し、切ばり解体時期変更の可能性が生じた。

4段切ばり解体工程の変更は、3回の数値シミュレーションを経て、5段切ばり解体後に4段切ばりを部分的に解放して架構の挙動を調査する「確認実験」を行なったうえで決定した(図一15参照)。

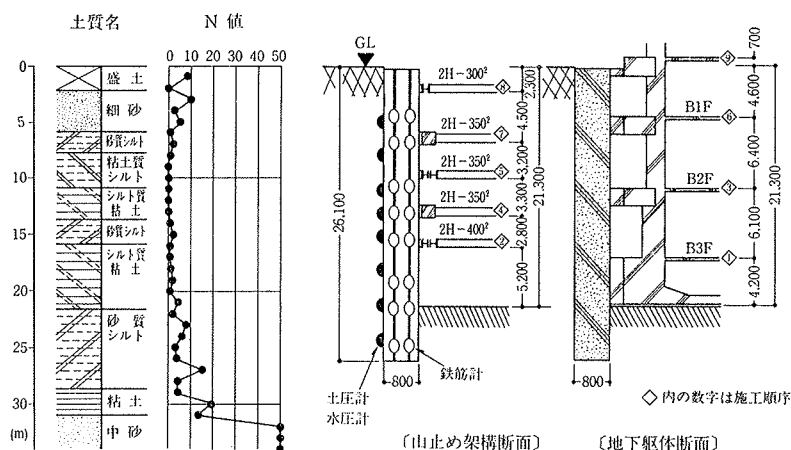
確認実験時における軸力の解放は、図一16に示すようにAパネル付近の3スパン分の切ばりを対象にした。架構の挙動計測は、通常時の項目のほかに山止め壁の相対変位の計測をつけ加え、切ばり軸力については測点数を増やした。

図一17は、確認実験結果をまとめたものである。このうち側圧分布は、地表面から3段切ばりの架設深さまでの区間では全く変化せず、3段切ばりからB3Fスラブ上面までの区間で最大 $2t/m^2$ 程度減少している。曲げモーメントは、やはり4段切ばり付近の増加が大きく、約 $20t\cdot m$ 増えて $60t\cdot m$ になっているが、この値は第1次管理規準の約67%に相当する。軸力が大きく増えたのは3段切ばりで1スパンあたり $23t$ 増えて $280t$ になった。この値は許容軸力 $450t$ の62%にあたり、第1次管理規準を下まわっている。

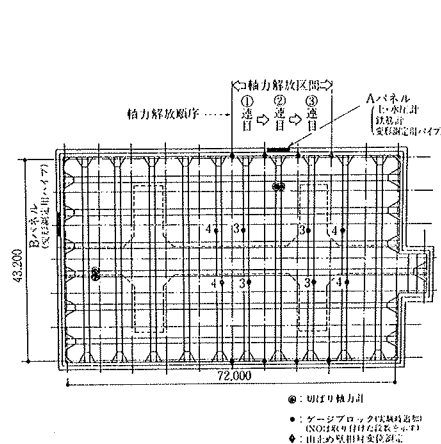
確認実験の結果、図一16に示す予測値が妥当なものと判断し、5段切ばり解体に引続いて4段切ばりの全面的な解体にとりかかった。4段切ばり解体時の曲げモーメントは、深さ13mの測点で確認実験時より約 $2t\cdot m$ 増えて $62t\cdot m$ 、深さ10.7mで約 $10t\cdot m$ 増の $40t\cdot m$ になったが、そのほかの測点ではほとんど変化がなかった。3段切ばりの軸力増加は1スパンあたり $30t$ 程度であり、許容軸力を大幅に下まわるもの(約 $300t$)であった。

この工事場では2段切ばりについても同様の確認実験を行ない、当初の計画を変更して3段切ばりに続いて2段切ばりを解体することができた。

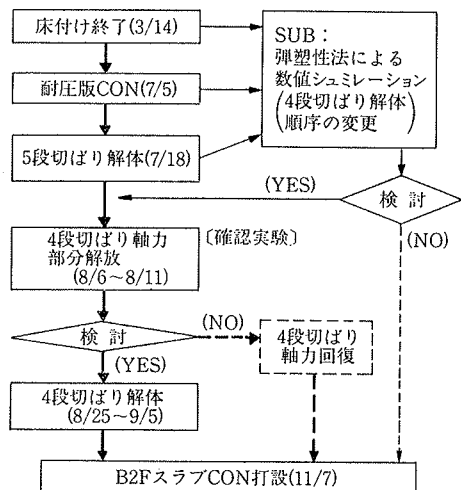
4段・2段切ばりの解体時期を早めることにより、工



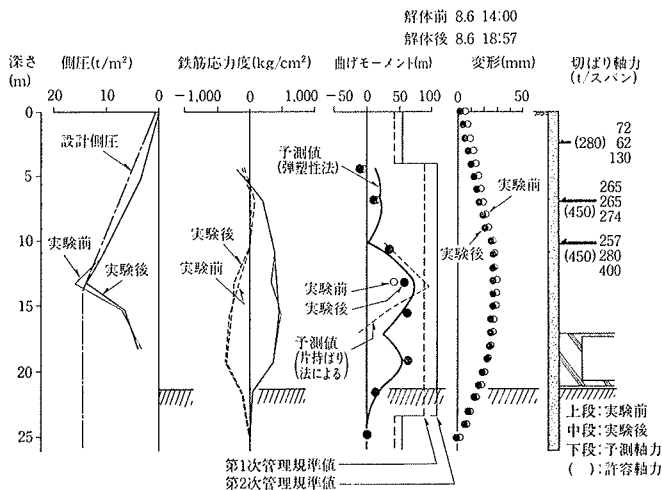
図一14 土質柱状図および山止め架構断面



図一16 確認実験の概要



図一15 4段切ばり解体までの実施フロー



図一17 予測値および確認実験結果

期短縮はもちろんのこと、スラブや耐震壁の一体施工が可能になり、建物自身の品質向上にも貢献できた。

5. 結 語

計測管理には、施工関係者へ精度の高い情報を提供することが要求される。このためには、本文で紹介したような測定値そのものの評価法、および次段階工程の予測精度を高める手法などの研究が必要となる。計測に費やした多額の費用を実質的に活用・還元させるためにも、精度向上のための研究・開発を痛感するものである。

謝 辞

本文作成にあたり、電電公社東京電気通信局建築部施工課の和田洋一、志甫明彦、小林邦夫各氏から御助言を

いただいた。また、工事中の計測では、トヨタ自工東京ビルおよび白鬚電話局新築工事関係各位の御協力を得た。ここに、深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 金谷, 宮崎, 土屋, 石井: RC 山留め壁にかかる側圧一測定値の評価法一, 第15回土質工学研究発表会講演集, (昭和55. 6), pp.1473~1476
- 2) 金谷, 宮崎, 森脇: 山留めの計測管理(軟弱粘性土地盤の場合)一その2一, 第16回土質工学研究発表会講演集, (昭和56. 6), pp.1473~1476
- 3) 和田, 志甫, 小林, 他: 同上 一その3一, 第17回土質工学研究発表会講演集, (昭和57. 6) pp.793~796