

膜分離方式による濁水処理方法の開発

小西正郎* 萩森健治** 水原憲三**
亀田 茂*** 高野晴男****

1. はじめに

環境への意識が高まっている近年、工事排水に対しても適切な処理が必須になっている。工事に伴う排水において、処理の対象とされている一般的な環境影響項目は浮遊物質（SS）と pH である。総理府令で定める公共領域水域への排水基準では、SS を 200mg/l 以下、pH を 5.8～8.6（河川・湖沼）とすることが定められており、SS については上乘せ基準として 30～80mg/l に設定する条例もある。トンネル工事排水においても環境保全上で問題にすべき環境影響項目として SS、pH 及び油分をとりあげている。これらは、現地に設置した排水処理設備において、炭酸ガス等による中和処理と PAC（ポリ塩化アルミニウム）や硫酸バンド（硫酸アルミニウム）等の無機凝集剤と有機系高分子凝集剤を用いる凝集沈殿処理方式で処理しているのが一般である¹⁾。一方、清流を好むヤマメ、イワナ、マス、アユ等の棲息水域では水産用水基準や生活環境の保全に関する環境基準として 25mg/l を維持することが望ましいとされている。このような清冽な河川環境を有する地域における工事等では、排水中の SS を 25mg/l 以下とする条件を付帯する事例も増加しつつあり、従来の凝集沈殿方式の維持管理をより厳密にする方法や砂ろ過を併用する方法等で対処されている。しかし、これらの方式では、メンテナンスの煩雑性が増すことや設備が大きくなる等の問題がある。また、水質環境には好ましくない高分子凝集剤などの薬品を多用する問題も残る。

一方、ろ過膜を用いた水処理が浄水場やし尿処理場など種々の排水に対して普及しつつある。また、その膜材に目開きの大きな不織布を用いて低圧でろ過するダイナミック処理方式を適用することにより、SS の高度処理と大きな透過流束を実現して設備のコンパ

クト化を図る方法が開発されつつある²⁾。この方式を工事濁水に適用することで、高度処理と凝集沈殿剤等の使用量を低減して環境への負荷を軽減することを期待できる。

以上の背景から、比較的長期にわたって水処理が必要になるトンネル工事濁水を対象として、ダイナミック膜ろ過方式による濁水処理技術の開発を進めた。開発にあたってはバッチャープラント濁水や種々の岩盤に起因する SS の処理に対処するための検討と、並行して実際の現場排水に小型試験機等を適用し、SS を 25mg/l 以下にする高度処理システムを実用化した。ここでは、これら試験の結果を報告する。

2. ダイナミック膜ろ過方式

ダイナミック膜ろ過方式とは、一定の孔径を有するろ過膜を用いて、その膜面に排水中の SS を利用して堆積層（ダイナミック層）を形成させ、それをろ過体（膜+ダイナミック層）として排水の濁度を低減させる手法であり、図-1 に示す濁水のろ過現象のうちケーキろ過現象を利用したものである³⁾。ダイナミック膜ろ過に用いる膜の種類や孔径は様々である。一般に、膜孔径よりも大きい SS が濁水中に存在すれば、ダイナミック層を形成するとされているが、ろ過初期には膜孔径よりも小さいものが透過するため、初期排水（ダイナミック膜が形成されるまでの間の透過水を

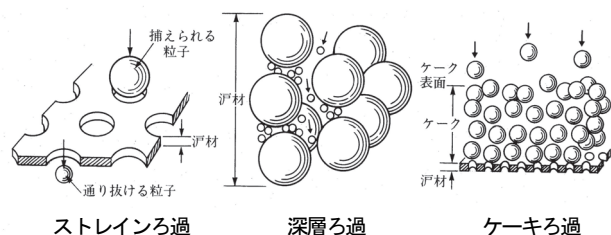


図-1 濁水ろ過の原理

*技術本部環境プロジェクト部 **技術本部土木部 ***技術研究所 ****管理本部品質環境管理部

原水槽等に還流させる処理)を適当時間実施することが必要になる。また、目的とするろ過性能(透過流束や透過水 SS 等)を良好に保持するためにはダイナミック層の定期的な更新が必要であり、一定時間ごとにエアバブリングと水による逆洗浄を膜面に施す操作等をシステムに組み込んでいる場合が多い。更に、ダイナミックろ過の機能を持続させるためには、堆積層を高圧縮することなくソフトな層の状態を保持することが要点になる。そのため、ろ過膜の外側と内側の水頭差(ろ過圧力)は100mm 前後と小さくしており⁴⁾、そのろ過動力が小さいことも特長の一つである。

3. 目標値と試験方法

3.1 濁水処理の目標値

トンネル濁水に膜分離処理を適用するに当たって、処理設備能力の設計指標となる透過流束(膜面を1日に通過する濁水量を膜面積で除して求める換算速度)及び排水処理性能の評価指標となる透過水 SS と pH について、それぞれ次のような目標を設定して試験検討を行った。

- ・透過流束: 5m/d 以上(仮に、膜面積を 36m² とすれば 7.5m³/h 以上の処理能力となる)
- ・透過水 SS: 25mg/l 以下(濁度換算で 28NTU)

なお、ここでは、原則として濁度を(単位 NTU: 便宜的に濁度を表すときに用いる単位でホルマジン濁度単位の略)指標に用い、SS の値は濁度測定値からの換算値として算定(Ka トンネル濁水の場合、原水濁度×0.9 及び凝集剤添加濁水の場合で同×1.5mg/l)した。

3.2 室内試験の方法

室内試験は現場実証試験での性能を事前に評価することと、現場実証試験で得られた不具合を解消する等の目的で実施した。

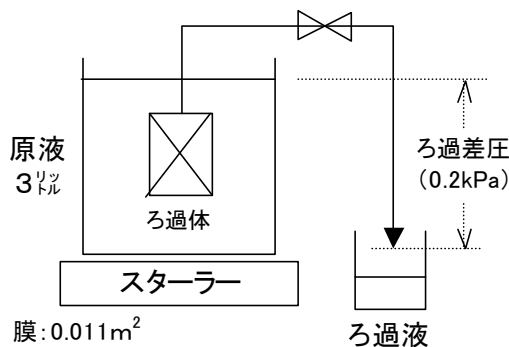


図-2 膜分離のビーカーテスト状況

a. ろ過膜の選定

火山岩系の地質からなる Si トンネルの排水と不織布を用いた試験を実施した結果、目標とした透過水濁度は得られるが、透過流束の低下が生じた。この原因を調べたところ、ダイナミック膜通過 SS が不織布内部に蓄積して性能を低下させる現象が生じていることが分かり、ステンレス膜(300メッシュ:以後#300と記す)に変更することで解決することができた。ところが、現場で発生するバッチャープラント排水の処理を試みたところ、セメント成分が膜面に付着して処理性能が大きく低下し、エアバブリングと水による逆洗浄では付着物を除去することが困難となる結果が得られた。そのため、ろ過膜素材に関して、図-2に示す試験装置と 5000ppm に調整したセメント溶液を用いて膜の選定試験を実施した。用いた膜は、テフロン膜(#170)、ナイロン膜(#300)、ポリエステル膜(#300)及びステンレス膜(#300)である。

b. セメント成分の付着対策に関する検討

濁水中のセメント成分が膜面に付着・固化することを解消する方法として、発生濁水に予め中性化を施してセメント成分の水和反応を概ね終息させ、それを膜ろ過する方法を検討した。試験は、先ず、図-3に示す方法で、セメント付着膜と中性化セメント付着膜を作製し、同時にろ過液の濁度を測定した。付着セメントの剥離性は、写真-1に示すカラム下部にセメント

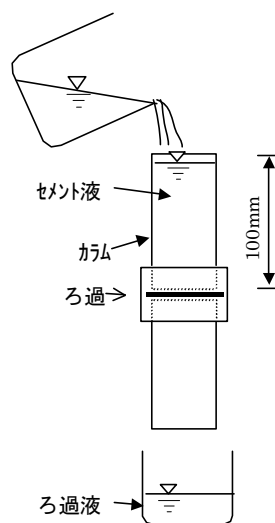


図-3 セメント付着膜の作製(カラム内径: 10mm)



写真-1 模擬逆洗状況(セメント成分を付着させた膜を逆さにして約 1m の水頭をかけ、膜の剥離性を確認)

表-1 実証試験及び実用機の膜分離処理仕様

項目	装置名称			
	小型試験機	改良型試験機	小型実証機	実用機
ろ過膜種類	ステンレスネットスクリーン #300	ステンレスネットスクリーン #400	ステンレスネットスクリーン #400	ステンレスネットスクリーン #400
膜面積	0.1m ² (0.05m ² ×2枚)	1.0m ² (0.2m ² ×5枚)	3.6m ² (1.2m ² ×3枚)	3.6m ² (1.2m ² ×3枚)
膜の洗浄方式	水逆洗+エアバブリング	水逆洗+エアバブリング	水逆洗+エアバブリング	超音波洗浄
想定透過流束	5m/d以上	5m/d以上	5m/d以上	10m/d以上
設定水頭	200mm	60mm	160mm	160mm
処理水濁度	50(NTU)以下	50(NTU)以下	25(NTU)以下	25(NTU)以下
処理サイクル:初期抜水→ろ過→逆洗(時間)	5min→40min→1min	3min→20min→1min	9min→20min→1min	5min→30min→90sec
実証場所	Siトンネル	Kaトンネル	HI、Kaトンネル	Abトンネル
摘要(主な検討項目)	セメント成分付着性	粘土成分透過措置	高性能化	実用性

付着膜を付着面を下方にしてセットし、そこに1mの水頭をかけ、セメント成分が膜から分離されるか否かを調べた。また、セメント成分付着膜を短いカラム(L=100mm)ごと超音波洗浄器(45kHz)に入れて加振し、取り出した後に1mの水頭をかけて、セメント成分の剥離性を調べた。ここに、膜は#300 ステンレスを用い、セメント溶液は5000ppmに調整して1時間振とうしたもの(pH11.6)と、それに炭酸ガスをバブリングしてpHを6.4として中性化させたものの2種類を用いた。

c. 凝集剤の選定

堆積岩系のKaトンネル工事濁水について、膜処理試験を実施した結果、透過流束が急速に低下する現象が生じた。このとき、膜面には粘土系の粒子が付着している状況が見られ、付着性の高いSSがろ過障害の原因となっていることが推測された。そのため、レーザー粒子分布測定装置によるSSの粒度分布測定とSSの起源と考えられる母岩の組成を粉末X線分析によって調べた。また、その対策としてSS分をダイナミック膜形成に適するように改質する目的で凝集沈殿剤を併用する方法を検討した。試験は、図-2と同様の試験装置とKaトンネル泥土を1000NTUの濁度に調整した原水を用い、先ず原水に凝集沈殿剤を所定量加えて2分間の高速攪拌を行い、その後に緩速攪拌を継続した状態で膜ろ過特性を測定した。凝集剤は、PAC、無機塩類系(ECO)、石こう系(PAO)の3種類を用いた。

3.3 現場試験の方法

膜分離処理装置として、表-1に示す仕様の小型試験機、改良型試験機、実証機及び実用機を製作して現場試験を実施した。各適用現場の概略的な濁水の特徴

表-2 実証試験及び実工事における濁水の特徴

濁水種類 (地質)	濁度	pH	濁水の特徴
	NTU		
Siトンネル濁水 (花崗岩主体)	約800	11.5	パッチャープラント排水が混在
Kaトンネル濁水 (泥岩主体)	約1100	7.9	細かい粘土分多い
HIトンネル濁水 (花崗岩主体)	約2000	12	パッチャープラント排水が混在
Abトンネル濁水 (泥岩主体)	約400		深礎基礎排水主体で粘土分多い

を表-2に示す。

現場試験は、稼働中の凝集沈殿方式の処理設備に隣接して試験装置を設置し、原水の一部を試験機に流入させる措置をとって膜分離処理を実施した。最初に実施した小型試験機の運転条件は、初期抜水5分、ろ過40分及び逆洗1分を1サイクルとし、ろ過水頭を200mmに設定して着手した。このサイクルは、ダイナミックろ過による活性汚泥処理において、定期的なエアと水による逆洗浄が有効であること、及びその頻度は3時間に一回程度とすることでろ過流束の低下を抑えることができると報告されているため、これらの知見を参考にした⁵⁾。その後、現場濁水への対応及び処理性能の向上等を検討する過程で、ろ過時間、凝集剤添加方法及び膜洗浄方法等をパラメータとした試験を実施し、これらに関する最適条件を把握して、実用機の仕様を決定した。

3.4 実用機の工事濁水処理への適用

実用機には、膜面の洗浄機能として水逆洗+エアバブリングよりも効果の高い超音波膜洗浄装置を用いることとし、小型実証機にはこれを付加した仕様とし



写真-2 実用機設置状況 (Ab トンネル)

た。現場設置状況を写真-2 (Ab トンネル工事所) に示す。なお、この現場における工事排水は、堆積岩系地質における深礎基礎工事からの濁水とコンクリートポンプ車の洗浄排水であり、これらを膜処理によって適正処理した後に排水路に放流した。

4. 室内試験結果

4.1 ろ過膜選定試験の結果

5000mg/lに調整したセメント溶液と4種類の膜を用いた試験結果を図-4及び5に示す。

図より、透過流速、透過水濁度ともにポリエステル(#300)とステンレス膜(#300)が良好な値を示すことが分かる。一方、膜モジュールを構成するに際しての加工性の点では、たわみが発生するポリエステルより展張性に富むステンレス膜の方が適当であり、この点を考慮してステンレス膜をモジュール用素材として選定した。

4.2 セメント成分のステンレス膜への付着性対策

写真-1に示すカラムへの注水液とろ過液の濁度測定結果を図-6に示す。図より、セメント溶液に予め炭酸ガスを施して中性化を図ったろ過液の方が大きい濁度の低下を示すことが分かる。また、炭酸ガスで中性化処理したセメント付着膜と未処理の付着膜の超音波洗浄試験結果を図-7に示す。図より、中性化処理して超音波を加振したもののカラム水頭は急速に低下していることが分かる。即ち、超音波で剥離が生じて透過が生じた結果である。これらのことから、セメント成分を含む濁水に対しては、予め炭酸ガスによる中

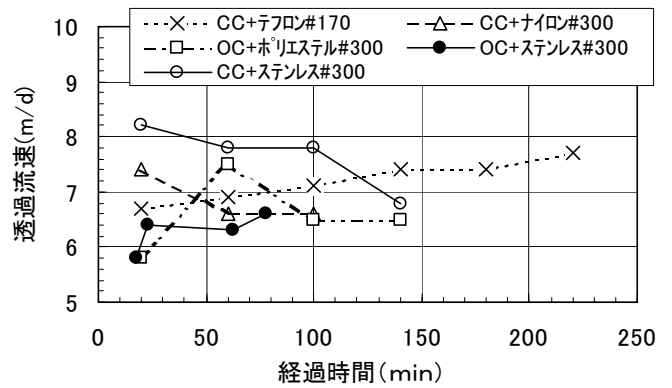


図-4 セメント溶液の膜分離ろ過における透過流速
CC：中性化セメント液 (pH≒8)、OC：普通セメント液 (pH≒12)

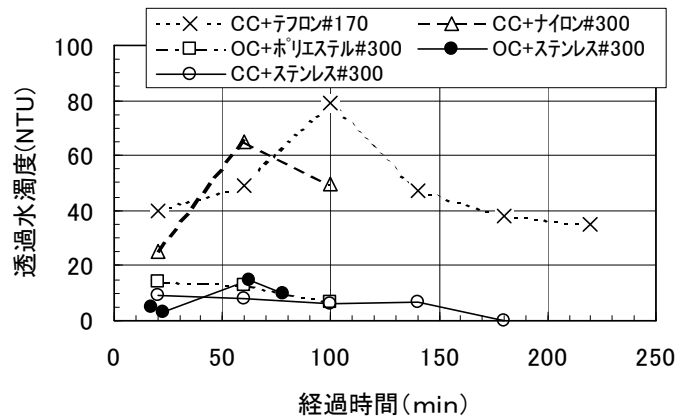


図-5 セメント溶液の膜分離ろ過における透過水 SS
CC：中性化セメント液 (pH≒8)、OC：普通セメント液 (pH≒12)

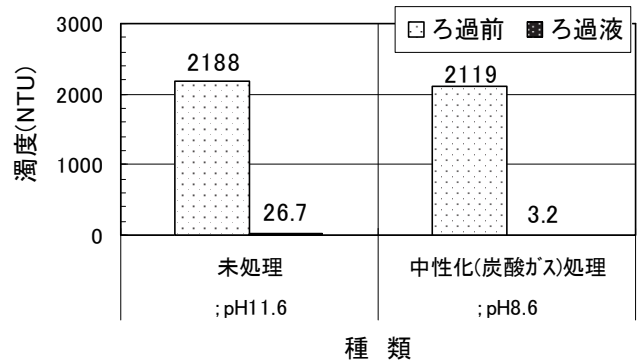


図-6 カラム試験 (水頭 1m) によるセメント溶液と炭酸ガス処理した溶液のろ過液の濁度

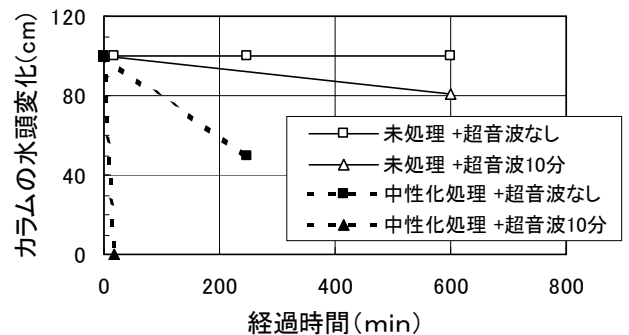


図-7 セメント付着膜 (ステンレス#300) の炭酸ガス処理及び超音波加振による剥離性効果

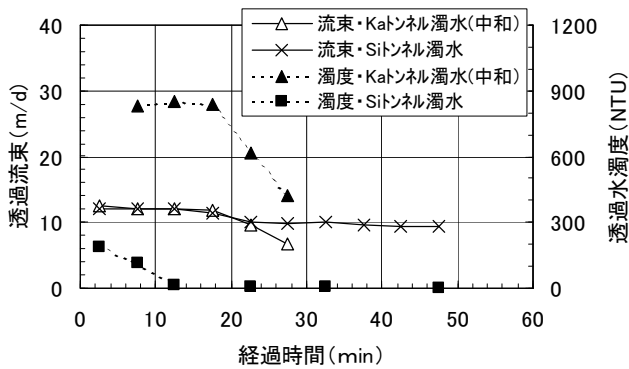


図-8 Ka, Si トンネル濁水のビーカーテスト結果

性化処理が有効であり、膜面に付着したものを超音波で除去できる可能性が高いと言える。

4.3 凝集剤選定試験の結果

Ka トンネルで採取した汚泥を 5000NTU (pH7.9) に調整した濁水及び良好なるろ過結果が得られた Si トンネル原水について、図-2の装置を用いた試験結果を図-8に示す。図より Ka トンネル濁水では、ろ過水濁度が 800NTU を超える値を示すこと及び 20 分頃から濁度と透過流束が低下し、ろ過不良が生じていることが分かる。この原因を明確にするために、濁水成分の粒度分布と母岩の粉末X線分析を実施した。その結果を表-3及び図-9に示す。図-9には、良好な膜ろ過性能を示した中性化セメント溶液の粒度分布も示した。表-3に示すように、良好なるろ過を示す Si 及び不良の Ka トンネルの母岩には、何れも粘土成分の組成鉱物と推定される緑泥石を含むことが分かった。しかし、原因鉱物を特定するには至らなかった。一方、図-9を見れば、濁度 196NTU の原水では 20 μ m、1100NTU 原水では 9 μ m 近傍に粒径ピークがあり、中性化セメントでは 50~60 μ m であることが分かる。#300 ステンレスの開孔径はおよそ 44 μ m であり、1100NTU 原水のように 40 μ m を超える粒径が少ない濁水ではダイナミック層の形成に長時間を要するのは、その形成までに SS 分が大量にろ過側に漏出するためと考えられる。また、ダイナミック層形成後は、ろ過体の空隙に粘土分が詰まるためにろ過不良が生じると考えられる。実際、粘土分と推定される粘着性のある粒子が膜面を覆っている状況が目視で分かり、これは逆洗でも剥離が困難な状態であることが分かった。以上のことから、膜ろ過の阻害要因は 40 μ m 以下の微細な粘土成分であり、なおかつ高い粘着性を示すものであると想定し、開孔径が 34 μ m の#400 ステンレス

表-3 トンネル母岩の粉末 X 線分析結果

名称	ろ過特性	分析組成鉱物
Si トンネル母岩	良好	長石、緑泥石、沸石
Ka トンネル母岩	不良	石英、長石、雲母、緑泥石

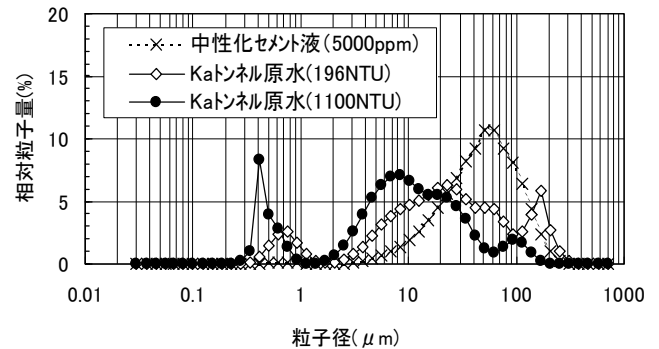


図-9 Ka トンネル濁水の粒度分布

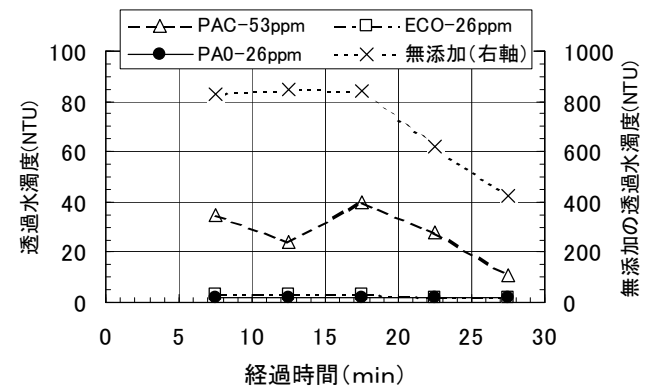


図-10 凝集剤の添加に関するビーカーテスト結果

膜の使用と前処理として凝集処理（粒径増大と非粘着性への改質）を施す方法をとることとした。そのための凝集剤として3種類を用いたときの試験結果を図-10に示す。図より凝集剤を事前に添加することで、透過水濁度を大きく改善できることが分かる。また、試験終了後ビーカーより取り出したステンレス膜の表面に水道水をかけて付着膜の除去を試みたところ、PAO の剥離性が良好であることも分かった。これらのことから、石膏系の PAO を前処理凝集剤として用いることとした。

5. 現場実証試験結果

表-1に示す各装置を用いて実施した現場実証試験の結果を図-11及び図-12に示す。Si トンネルでは、膜へのセメント付着が生じたため7時間程度までの結果しか得られていない。Ka トンネル1（1回目）ではセメント成分に対する対策及び粘土成分の目詰まり

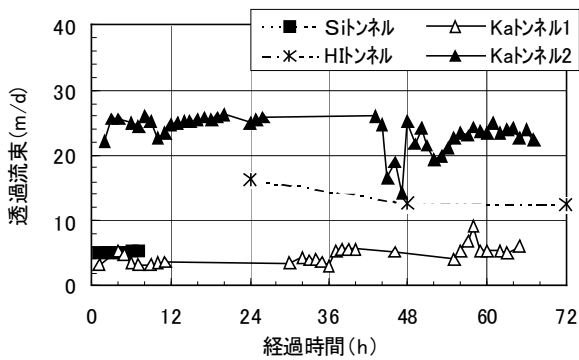


図-11 膜分離装置による現場濁水の実証処理

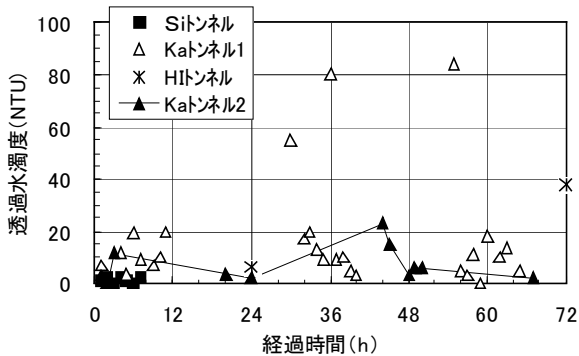


図-12 膜分離装置による現場濁水の実証処理

対策を施した結果であり、逆洗直後の濁度の上昇を除いては比較的良好な処理ができていていることが分かる。HI トンネルでは、凝集剤の添加方法等をより効果的に改良すること等で10m/d以上の透過流束を得ることができた。また、Ka トンネル2（2回目）では、それまでに得られら知見を集約して透過流束が25m/d程度で透過水の濁度も25NTU（約22mg/l）と当初設定した目標値を上回る処理を実現できた。

6. 工事濁水の処理

実証試験等で得た知見に基づいて設計した装置を実際の工事排水に適用した結果を図-13に示す。対象現場の原水は400~2000NTU程度の濁度を示し、SS成分は粘土質に富む濁水である。その結果、7.5m/dと幾分小さいものの透過水濁度は1~2と良好な処理状況を示し、実工事排水への適用可能性を明らかに出来たと言える。但し、現時点では、排水発生量が少なく連続処理を行うまでには至っておらず断続的な処理を行っている状況である。今後更に処理・観測を継続する予定である。

7. あとがき

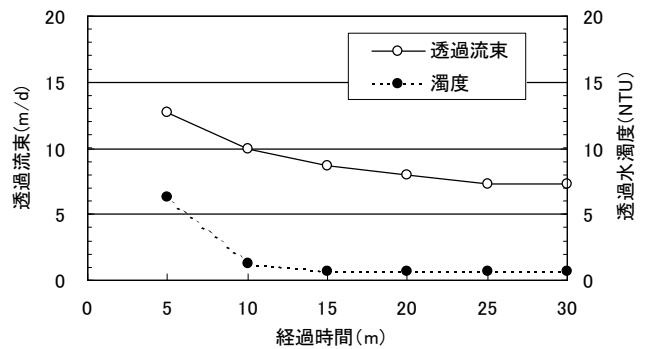


図-13 膜分離装置を用いた工事濁水の処理

ダイナミック膜ろ過方式により山岳トンネル排水を高度処理する方法の開発を実施した。その結果、透過流束は15m/d前後で濁度25以下に高度処理することが可能な実用機として、中和処理・凝集剤を併用した3.6m²の膜面積を有する装置の仕様を明らかにした。膜ろ過の特長はコンパクトな設備で高度処理できることとあり、それを基本にして前処理や限外ろ過膜処理等を併用すれば様々な排水への適用可能性が大きく、今後建設工事でも多用な場面で膜処理が適用される機会が増加するものと考えられる。

なお、本方法は、ダイセン・メンブレン・システムズ(株)との共同開発によるものであり、宮崎泰光氏、熊見和久氏を筆頭に同社の真摯な取り組みの賜物である。また、現場実験等で協力いただいた新日本坂 T、金谷 T、東生駒 T、阿部倉 T 及び濁水の提供等を頂いた薩摩 T、冠岳 T、小丸川 T、高取山 T、平山 T、栗東 T、桜井(工)、青野 T、八甲田 T、嵐山 T の関係者各位に紙面を借りて謝意を表す。

【参考文献】

- 1) トンネルと地下連載講座小委員会、「山岳トンネル工事の環境保全（5）」、トンネルと地下、Vol. 33、No. 11、pp. 57-66、2002
- 2) 大同均他、「ダイナミックろ過に及ぼす活性汚泥性状の影響」、第36回下水道研究発表会講演集、(社)日本下水道協会、pp. 643-645、1999 など
- 3) 杉本康治、「濾過～メカニズムとろ材・ろ過助剤」、地人書館、1992
- 4) 熊見和久他、「ダイナミックろ過方式によるし尿活性汚泥のろ過特性」、第12回廃棄物学会研究発表会講演論文集、pp. 265-267、2001
- 5) 麻生栄治他、「ダイナミックろ過の運転方法の考察」、第37回下水道研究発表会、pp. 704-706、2000

AEによる岩盤斜面の観測と崩壊予測に関する研究

寺田道直* 篠原 茂* 塚本耕治*

1. まえがき

豊浜トンネルの崩落事故(1996年2月)¹⁾や第2白糸トンネルの大崩壊(1997年8月)²⁾などの岩盤斜面の崩壊災害を契機として、不安定な岩盤斜面の挙動を観測して道路交通の安全性を管理する技術の実用化が喫緊の課題となっている。しかし、岩盤斜面の崩壊現象は地すべり現象と異なり崩壊速度が大きいため、変位や傾斜などの静的な計測のみではその発生を事前に察知することが極めて難しい。

一方、AE(Acoustic Emission)は岩石などの固体が破壊する際に解放される弾性ひずみエネルギーの一部が音や振動として放出される現象のことで、主破壊に先立つ微視的破壊の段階でAEが発生することから、崩壊予測への発展が期待されている。

このような背景のもとに、筆者らは北海道南西部の国道229号沿線の雷電トンネル終点、刀掛覆道および刀掛トンネル終点の3地点における不安定な岩盤斜面を対象に周波数帯域の異なる2種類の計測方法で2年を越える長期のAE観測を行い、AEによる岩盤斜面の安全管理や崩壊予測の可能性について検討を行った。本文では、これらのうち雷電トンネル終点と刀掛覆道地点の岩盤斜面を対象に行ったAE観測の概要と観測によって得られた知見の幾つかを述べる。なお、本研究は、1998年3月～2001年3月にかけて、北海道開発局開発土木研究所、(株)奥村組、川崎地質(株)および(株)間組の官民共同研究^{3)～7)}として実施したものである。

2. 岩盤斜面の概要とAE観測の考え方

2.1 岩盤斜面の概要

研究対象とした3地点の岩盤斜面の位置を図-1に示す。対象斜面は3地点とも、国道229号線が北海道岩内郡岩内町の雷電岬付近をトンネルや覆道で通過する地点の直上に位置する。このうち、雷電トンネル終

点斜面と刀掛覆道斜面は直線距離で約100mときわめて近接している。

雷電トンネル終点斜面および刀掛覆道斜面の全景を写真-1および写真-2に示す。両斜面の地質は新第三紀の火山碎屑岩類からなり、火山角礫岩や凝灰角礫岩が層厚1～5mで互層状に堆積する。地層の層理面はいずれの斜面も山側に緩く傾斜した受け盤構造となっている。両斜面とも道路面からの比高は約80mでオーバーハングを伴う急斜面を形成するが、特に刀掛覆道斜面では平成5年7月の北海道南西沖地震によって約1万m³の大岩体が不安定化し除去した経緯がある。

2.2 AE観測の考え方

AEは分子構造や結晶レベルの微視的破壊で発生することから、岩盤崩壊の予知予測への応用が早くから期待されてきた。しかし、岩盤斜面はその規模が大きく崩壊を引き起こす亀裂の特定が困難である、材料力学的に複雑かつ不均質であるなど、不明な点が多く、岩盤斜面への応用は未だ研究途上にある。

本研究では、原位置での岩盤計測で一般に用いられる周波数帯域(10²～10⁴Hz)を対象に加速度計をセンサに用いたAE観測(通常AEと呼ぶ)と、これより一桁小さい周波数帯域(10～10³Hz)を対象に速度計をセンサに用いたAE観測(低周波AEと呼ぶ)の2種類の観測方法を同じ岩盤斜面に適用した。

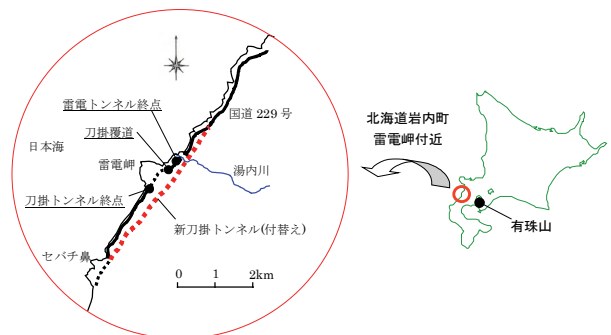


図-1 研究対象岩盤斜面の位置

*技術研究所

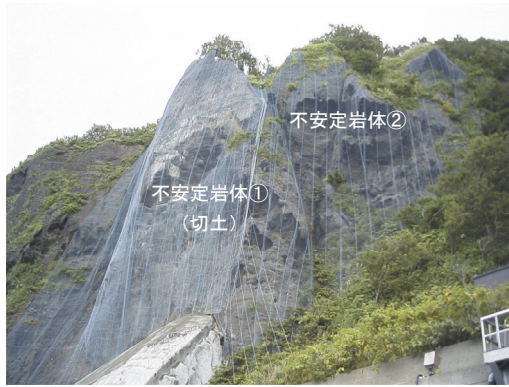


写真-1 雷電トンネル終点斜面の全景

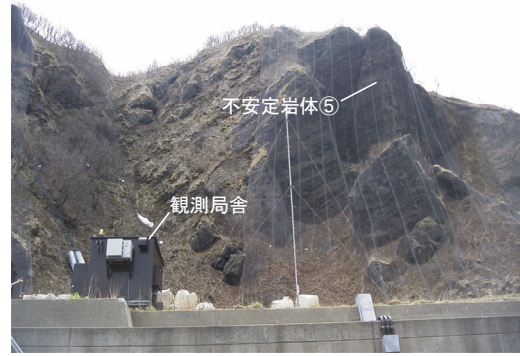


写真-2 刀掛覆道斜面の全景

通常 AE では斜面内部の特定の亀裂を含む局所空間で発生する AE を対象に、発生数と波形を観測した。一方、低周波 AE では斜面全体を含む広域空間で発生する AE を対象に、発生数と波形の観測に加え、発生位置の評定も行った。

通常 AE 観測と低周波 AE 観測の基本的な考え方を対比して表-1に示す。2つの方法を同じ岩盤斜面に適用することにより、上記の AE 適用上の問題点を幾らかでも緩和することとした。

交わる B-1 孔の鉄筋頭部と斜面下部岩盤内に各 1 点 (CH2、CH3) を配置した。低周波 AE は不安定岩体②の全体挙動を把握するため、岩体の上部と下部にそれぞれ 3 点 (ch1～ch6) を、また交通振動との区別や不安定岩体の周波数特性の変化を評価する参照点としてトンネル直上に 1 点 (ch7) を配置した。

なお、いずれの斜面とも通常 AE のセンサを設置したボーリング孔内に長さ 20 m のケーブルセンサ⁸⁾を埋設し、線状の AE センサとしてのケーブルセンサの適用性についても検討を行った。

3. AE 観測方法

3.1 AE 観測点の配置

刀掛覆道斜面の AE 観測点の配置を図-2に示す。断面図は K-K 断面への投影図である。刀掛覆道では、卓越亀裂として岩体⑤の背面に高角度の受け盤亀裂が認められ、これに起因する転倒型の崩壊が予想された。通常 AE はこの亀裂を対象に、ボーリング B-4 孔の亀裂を挟む位置に 2 つの観測点 (CH1、CH2) を、この亀裂と交わる B-5 孔の鉄筋頭部と斜面下部岩盤内に各 1 点 (CH0、CH3) を配置した。低周波 AE は不安定岩体⑤の全体挙動を把握するため、岩体の上部と下部にそれぞれ 3 点 (ch1～ch6) を配置し、さらに交通振動と AE との区別や不安定岩体の周波数特性の変化を評価するための参照点として覆道の直上に 1 点 (ch7) を配置した。

雷電トンネル終点斜面の観測点の配置を図-3に示す。断面図は R-R 断面への投影図である。雷電トンネル終点斜面は、岩体②の背面に存在する高角度の流れ盤亀裂が卓越し、すべり型の崩壊が予想された。通常 AE はこの亀裂を対象に、ボーリング B-2 孔の亀裂を挟んだ位置に 2 つの観測点 (CH0、CH1) を、この亀裂と

表-1 AE 観測の基本的考え方

	通常 AE	低周波 AE
観測対象	特定亀裂で発生する AE	斜面全体で発生する AE
観測方法	特定亀裂近傍にセンサを設置	斜面全体を囲むようにセンサを設置
センサ種類	圧電型振動子(加速度計)	動線輪型振動子(速度計)
観測項目	①AE 波形 ②発生数	①AE 波形 ②発生数 ③発生位置

3.2 AE 観測システム

通常 AE の観測では、斜面局部の微小な亀裂による波動の減衰を考慮して、共振周波数 15kHz のプリアンプ内蔵圧電型加速度計をセンサに用い、500Hz～15kHz の周波数帯域で平坦な応答特性を有する 4 ch の観測システムを構築した。観測開始当初には原因不明の電氣的ノイズが頻繁に混入したが、20kHz ローパスフィルタとデジタルフィルタ(波数 ≤ 3 のデータはノイズとして除去)によるノイズ対策の実施後は問題なく AE を観測できるようになった。

一方、低周波 AE の観測では、斜面全体に分布する

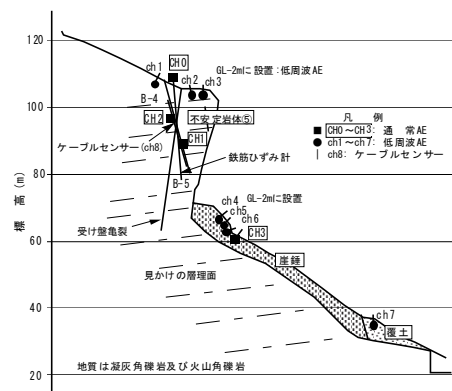
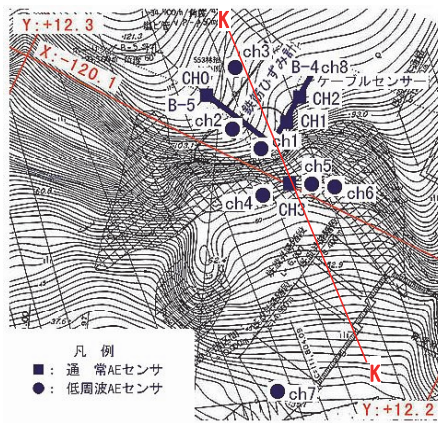


図-2 刀掛覆道斜面の AE 観測点配置 (左: 平面図、右: 断面図)

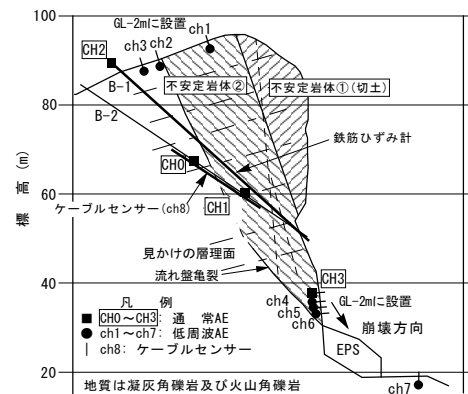


図-3 雷電トンネル終点斜面の AE 観測点配置 (左: 平面図、右: 断面図)

主要な亀裂による波動の減衰を考慮して、共振周波数 14Hz の MC 型速度地震計をセンサに用い、14Hz~1kHz の周波数帯域で平坦な応答特性を有する 7ch の観測システムを構築した。通常 AE と低周波 AE の観測システムを構成する主な機器を表-2 および表-3 に示す。

雷電トンネル終点と刀掛覆道のそれぞれについて、通常 AE : 4ch、低周波 AE : 8ch(ケーブルセンサ 1ch を含む) の発生数や波形データを観測基地内に設置した 4 台の計測専用コンピュータに取り込んだ。

なお、対象斜面が遠隔地に位置するため、携帯電話を利用して AE 発生数や記憶媒体の空き容量を遠くから常時監視できる観測システムを開発し、斜面の挙動監視やデータ回収の効率化を図っている。

観測結果を図-4 に示す。この期間には小規模な落石はみられたものの崩壊などの著変は認められず、AE にも異常な発生はみられない。しかし、図-4 からわかるように通常 AE、低周波 AE ともに春先の雪解け時期 (3 月下旬~4 月頃)、台風や低気圧の通過に伴う集中豪雨の時期 (7 月~10 月頃)、気温が氷点下に

表-2 通常 AE の主な計測機器

	機器名称	型式・仕様	メーカー
センサ	ブリアンプ内蔵 圧電型加速度計	ACS153WAIT 共振周波数 15kHz	NF 回路設計 ブロック
観測装置	AE 計測システム	7600/0712	
フィルタ	抵抗同調フィルタ	SR-4BL3 20kHz ローパス	
	フィルタソフト	波数 3 以下カット	

4. AE 観測結果

4.1 AE 観測結果の概要

AE 観測は、1998 年 3 月から約 1 年間の準備期間を経た後、1999 年 3 月から 2001 年 3 月までの約 2 年間連続して実施した。1 年間を通しての刀掛覆道斜面の

表-3 低周波 AE の主な計測機器

	機器名称	型式・仕様	メーカー
センサ	動線輪型速度地震計	SM-4/B-H 共振周波数 14Hz	広洋エレクト ロニクス
観測装置	トリガ監視装置	KTU-2000	
	波形データ記録装置	KDL-2000	
フィルタ		1kHz ローパス	

なって凍結が始まる時期（12月～1月頃）にはAE活動が活発化することが明らかになってきた。この傾向は、斜面を問わず、2年間を通して同様であった。

また、2000年3月末には当地から約55kmの距離にある有珠山の噴火直前の火山性地震が原因と考えられるAEが雷電トンネル終点および刀掛覆道の双方の斜面で同時に観測されている。以下に幾つかの代表的な観測結果とそれらから得られた知見を述べる。

4.2 集中豪雨による挙動

集中豪雨時に観測された典型的な斜面挙動の一例を図-5に示す。この図は刀掛覆道斜面の、1999年7月末～8月初めの低気圧通過時の観測結果で、AEの発生状況と岩体頭部の亀裂に設置した伸縮計、亀裂中央部に設置した孔内ひずみ計、雨量などの計測データを対比した。7月31日未明の連続的な降雨から数時間遅れて通常AEとケーブルセンサに多数のAEが観測され、数は少ないが低周波AEでも観測されている。このAEにやや遅れて岩体頭部の伸縮計には約4mmの縮みが、一方、亀裂中央部の孔内ひずみ計には約13μmの伸びひずみが生じている。8月2日早朝の降雨時にもこれと全く同様な挙動が観測されている（図-5）。

このことから、地表に降った雨水が数時間後に地下に浸透し排水能力を超える過剰な地下水が供給された結果、岩体⑤背面の亀裂内の間隙水圧が速やかに上昇し、亀裂が押し広

げられて岩体頭部が山側に傾斜したと推察される。亀裂のひずみ挙動を精査すると、降雨から数時間後には亀裂が比較的急な速さで開くのに対し、降雨停止後は非常に緩やかな速度で亀裂が閉じていることから、豪雨時の斜面挙動には間隙水圧の比較的速い上昇過程と非常に緩やかな消散過程が関与して

いることが示唆される。

4.3 有珠山の火山性地震による挙動

当地から南東方向に直線距離で約55km離れた活火山の有珠山で、2000年3月28日頃から火山性地震が頻発しはじめ、3月31日13時頃に噴火した。この間の雷電トンネル終点斜面と刀掛覆道斜面の通常AEの観測結果を図-6、図-7に示す。刀掛覆道斜面では、有珠山噴火2日前の3月29日の早朝から昼頃にかけて、岩体上部の空間（図-2の斜面上部CH0、亀裂下部CH1、亀裂上部CH2の3点）で多数のAEが観測されている（図-7）。刀掛覆道から直線距離で約100mの位置にある雷電トンネル終点斜面でも、これとほぼ同時期に発生数はやや少ないがやはり複数の観測点（図-3の亀裂上部CH0、斜面上部CH2、斜面下部CH3の3点）でAEが検出されている（図-6）。

一方、有珠山の火山性地震の影響は低周波AEでも観測されている。図-8はマグニチュードが2以上の火山性地震の累積数と雷電トンネル終点斜面および刀掛覆道斜面の低周波AEの累積数（岩体下部3観測点の合計数）を比較したものである。低周波AEは、3月28日～29日にかけては火山性地震の発生数の増加にほぼ比例して増加している。しかし、30日以降では、低周波AEの発生数の増加はわずかであり、通常AEでも同様な傾向が認められる。

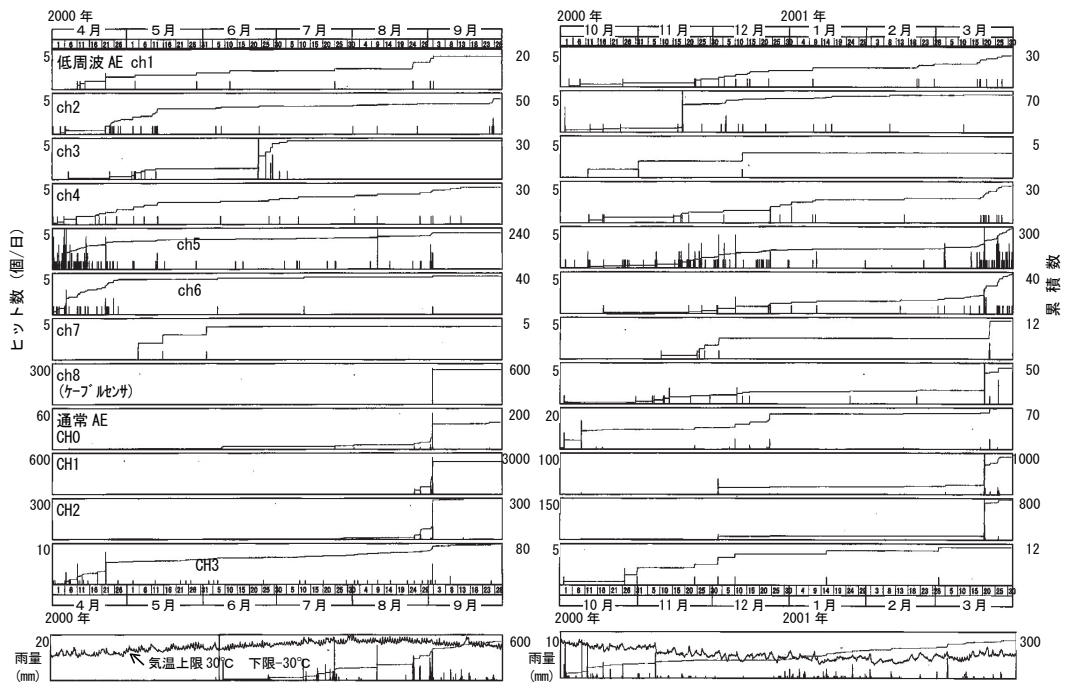


図-4 刀掛覆道斜面の一年間のAE観測結果(2000年4月～2001年3月)

有珠山の火山性地震が活発化する時期に対応して通常 AE と低周波 AE の活動が活発化していること、雷電トンネル終点と約 100m 離れた刀掛覆道の両方の斜面(比較的広域)ではほぼ同時期に AE が発生していること、AE 観測波形の周波数が地震波とは明らかに異なることなどから、これらは地震波の影響によって2次的に発生した AE を観測したものと考えられる。

4.4 低周波 AE の発生位置標定

一つの AE を少なくとも座標が異なる3つの点で観測できれば、AE 発生位置の標定が可能である。低周波 AE の発生位置の標定方法には、3次元座標を用いるテーブルルックアップ法⁹⁾を採用し、発生位置の決定は平均残差が最も小さくなる座標とした。標定の対象空間は縦横各 60m、高さ 100m の直方体で、最小単位のセルは1辺が 1m の立方体とし、岩盤の異方性は考慮していない。

1999 年 4 月～2000 年 3 月の一年間に刀掛覆道斜面で観測された低周波 AE から求めた AE 発生位置の分布を図-9に示す。低周波 AE の発生位置は、岩体上部と下部の2つのグループに区分され、中間部分での発生は比較的少ない。このように発生位置が上下に分かれた要因としては観測点の設置が上下に偏ったため、中間部で発生した AE を捉えられなかったことも考えられる。しかし、低周波 AE の観測によって発生位置の追跡が基本的に可能であることがわかる。なお、AE 発生位置の決定において残差が最小となる弾性波速度は 1.4km/s 前後が多く、この速度値からみて対象岩体には亀裂が多いことが推察される。

5. AE 発生メカニズムの考察

5.1 地下水による AE 発生メカニズム

長期の AE 観測によって、台風や低気圧による集中豪雨の時期(7月～10月頃)の他に、春先の雪解け時期(3月下旬～4月頃)や気温が氷点下になって凍結が始まる時期(12月～1月頃)にも AE が多発することがわかってきた。雪解け時期の AE は、雪解けによる大量の地下水が斜面内部の亀裂に供給されて間隙水圧が上昇し、亀裂が開口・進展することによって発生すると考えられる。

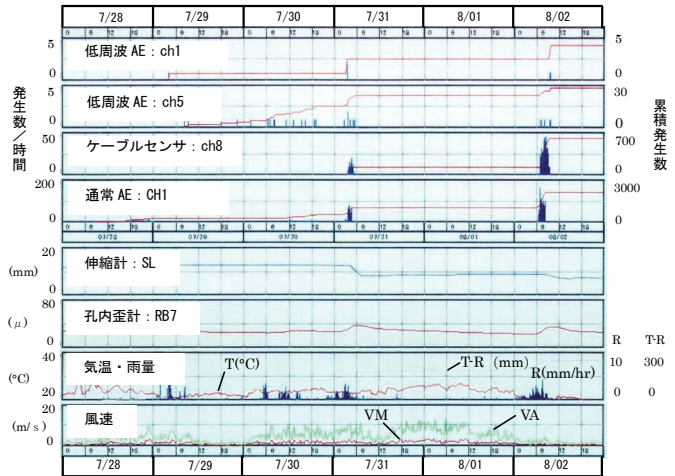


図-5 集中豪雨時の刀掛覆道斜面の挙動 (1999年7月28日～8月2日)

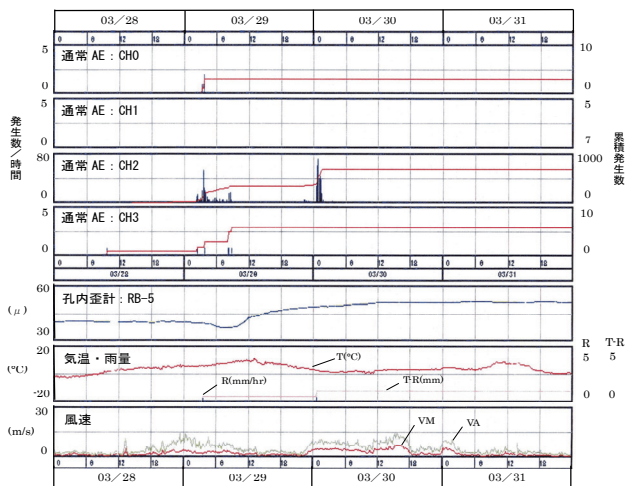


図-6 有珠山噴火直前における雷電トンネル終点斜面の通常 AE 観測結果 (2000年)

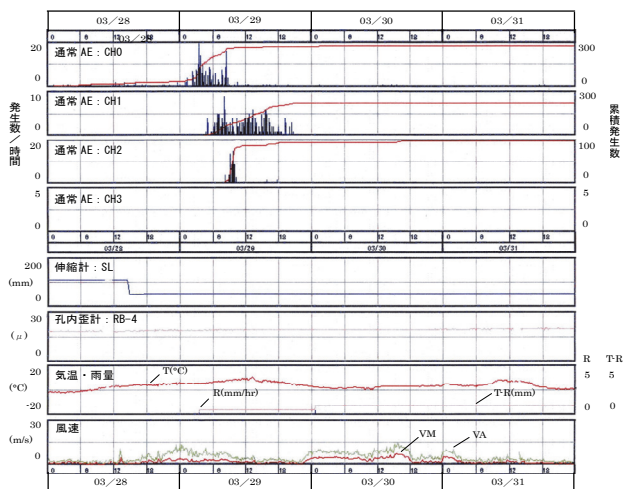


図-7 有珠山噴火直前における刀掛覆道斜面の通常 AE 観測結果 (2000年)

また、凍結が始まる時期には、地下水の滲出点が凍結することによって亀裂内の地下水位が上昇し、亀裂が開口・進展することによって AE が発生すると考えられる。

このように、AE の発生は、降雨と直接的に関係するのではなく、降雨や雪解けあるいは凍結などの気象現象と岩盤斜面ならびにその後背山地の水理特性(透水係数など)との相対関係によって、亀裂内の間隙水圧が上昇して亀裂が開口・進展する一種のハイドロリックフラクチャリング¹⁰⁾によって発生すると推察される。この考えを検証するため、S トンネル西坑口斜面の不安定岩体を対象に間隙水圧の測定を行った。その結果を図-10 に示す。2002 年 7 月 10 日早朝に時間雨量 69 mm の強い降雨があり、それから数時間遅れて岩体下部(深度 50 m 地点)の地下水位が約 12 m 上昇するとともに亀裂が押し広げられて岩体の頭部が山側に傾斜する動きがみられ、水位上昇過程にやや先行して多数の AE が観測されている。また、降雨の停止後には非常に緩やかな速度で地下水位が低下している。これらの結果は、4.2 節の豪雨時期の観測結果とそれに基づく推察を支持しており、AE 発生メカニズムへの間隙水圧の関与を立証するものである。

5.2 地震波による AE 発生メカニズム

有珠山の火山性地震発生時に刀掛覆道斜面で観測された通常 AE の代表的な波形とそのフーリエ解析の結果を図-11 に示す。これは不安定岩体⑤の亀裂を挟んだ上下の観測点 CH2 と CH1(離隔 2m)で同時に測定されたもので、第 1 波は上の CH2 に先に到達してから約 0.5ms の時間差で下の CH1 に到達している。また、上の CH2 で卓越していた 1250Hz 付近の高い周波数成分が下の CH1 では 850Hz 付近の低い周波数成分にシフトしている。この AE が問題の亀裂面上で発生したものであれば、周波数成分は CH2 と CH1 で類似するはずであり、CH2 から CH1 のわずか 2m の間で卓越周波数が著しく低い側にシフトしていることから、第 1 波は問題の亀裂面上で発生したものでなく、CH2 より上方の斜面上部付近で発生し、問題の亀裂を透過して下方の CH1 に到達した可能性がきわめて強い。また、第 2 波は周波数成分がさらに低いことから、第 1 波よりもさらに遠くで発生した可能性が強い。さらに、地震時の雷電トンネル終点斜面および刀掛覆道斜面の問題の亀裂変位(孔内ひずみ計や傾斜計)に豪雨時のような明瞭

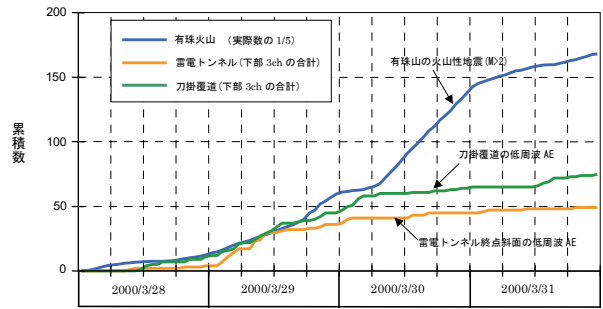


図-8 有珠火山性地震と低周波 AE の累積発生数

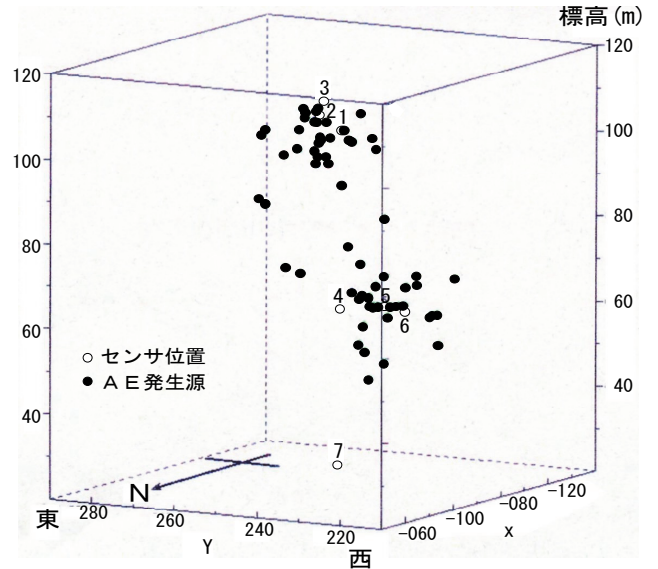


図-9 低周波 AE による AE 発生位置標定 (刀掛覆道斜面 : 1999 年 4 月~2000 年 3 月)

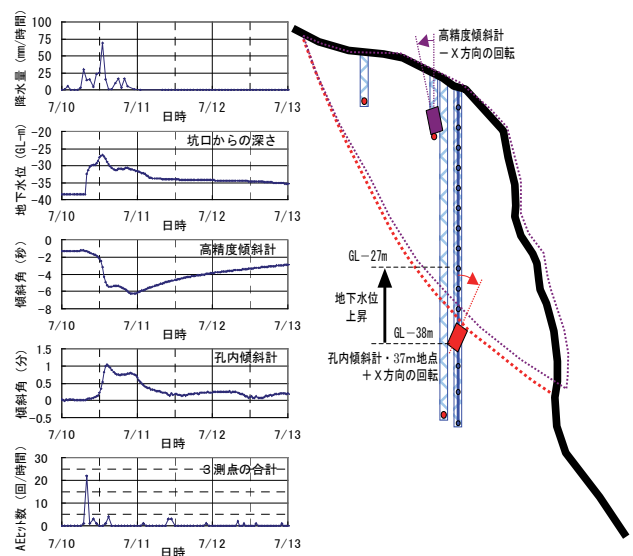


図-10 S トンネル西坑口斜面の不安定岩体の集中豪雨時における挙動測定結果

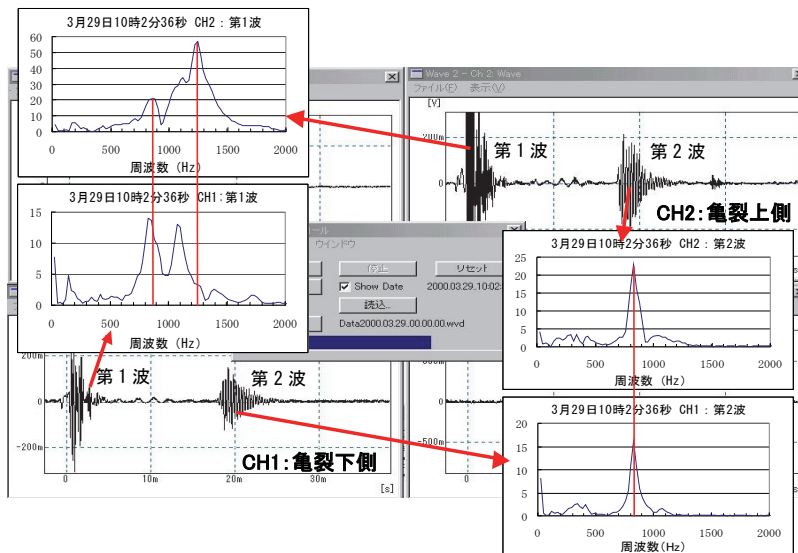


図-11 有珠火山性地震時に刀掛覆道斜面で観測された通常 AE の波形解析結果

かつ特徴的な動きはみられないことも上記の分析結果に整合する(図-6および図-7)。

これらのことから、地震波による AE 発生メカニズムは、図-12 に示すように、基盤岩を伝わって斜面下方から入射した地震波が上方に伝播し、斜面上部の境界面で反射して増幅された結果、この付近の亀裂近傍に応力集中が起こり、2次的に AE が発生したと考えられる¹¹⁾。図-13 は前述の S トンネル掘削時の発破振動を岩盤内と地表付近の観測点で測定したものである。この図から発破振動の振幅は振源に近い岩盤内の観測点よりも地表部の観測点の方が数倍に増幅されていることから、同様に地震波も斜面上部での反射によって大きく増幅された結果(地質条件や周波数が異なるので増幅率は当然異なるが)、亀裂周辺に応力が集中して AE が発生したことが示唆される。

6. AE による崩壊予測の可能性

2年を越える長期観測によって、通常 AE では特定の亀裂の活動を高感度に監視でき、一方、低周波 AE では感度は劣るものの斜面全体の活動を効率的に監視できることがわかった。また、低周波 AE では発生源を実用的精度で推定でき、そこから得られる発生源の分布は安全管理の指標の一つと考えられる。しかし、AE の発生数、波形や発生位置の情報は、岩盤斜面の個別条件や採用する観測システムでかなり異なってくることから、絶対数や振幅(あるいはエネルギー)による

定量的な崩壊予測は現時点では困難である。

一方、亀裂の力学計測や水文気象の計測結果と AE 観測結果を総合して解析することにより、岩盤斜面を不安定化させる外的要因(雪解け、降雨、凍結、地震など)と AE 発生との因果関係がかなりの部分明らかになってきた。また、後日の追加測定によって、雪解け・降雨・凍結などによる AE 発生メカニズムを亀裂内の間隙水圧の上昇で統一的に説明できることがわかってきた。したがって、支配的な亀裂の変位や亀裂内の地下水位の計測と AE 観測を併せて行い、対象岩体の力学挙動を正確にある程度長期間把握することができれば、その挙動のトレンドから崩壊の予知はでき

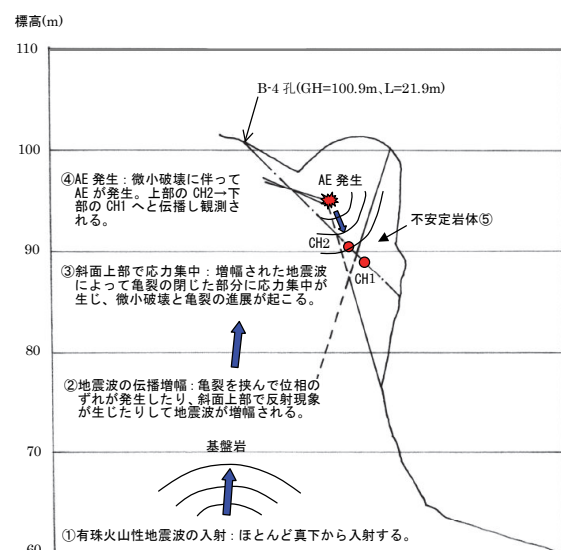


図-12 地震波による岩盤斜面の AE 発生メカニズム

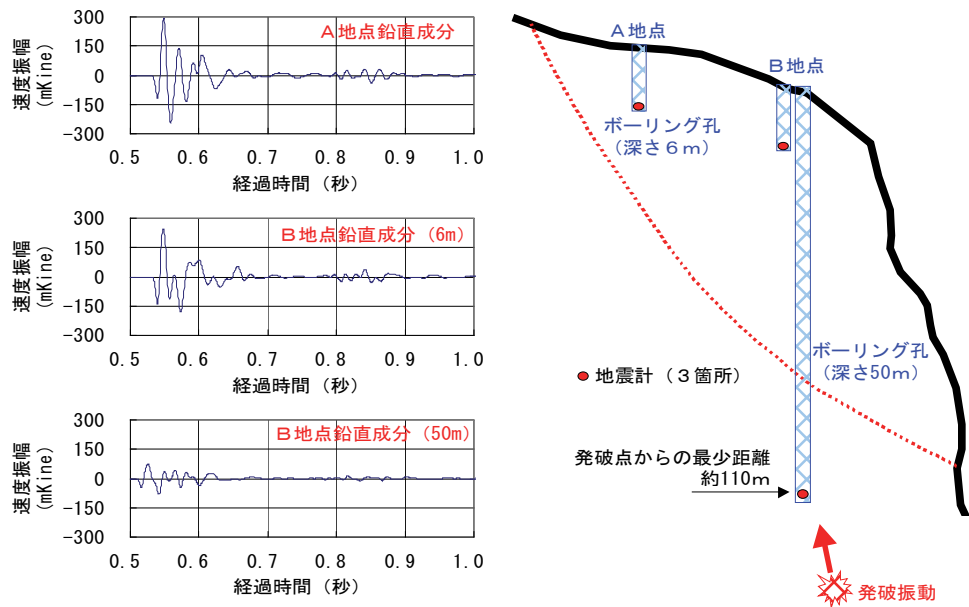


図-13 Sトンネル西坑口岩盤斜面の発破振動伝播状況

ないまでも予測は十分可能であると考えられる。

7. あとがき

北海道南西部の国道229号沿線の岩盤斜面を対象に2種類の計測方法で長期のAE観測を行った。気象条件などの自然環境が厳しく、観測システムが正常に機能するまでには多くの手戻りが生じたが、その反面多くの貴重な知見を得ることができた。ここでは観測結果の一部を述べるに留まったが、機会があれば別途報告したいと考えている。

最後に、共同研究を進めるにあたり、種々のご支援ご協力を頂いた北海道開発局小樽開発建設部、㈱ダイヤコンサルタントならびに㈱構研エンジニアリングの皆様にご心より謝意を表したい。

【参考文献】

- 1) 渡辺暉夫、「豊浜トンネル事故—地質学への課題—」、月刊地球、Vol. 18、No. 9、pp. 557～562、1996
- 2) 高橋 学、羽坂俊一、「豊浜トンネルおよび第2白糸トンネルの岩盤崩落について!」、地質ニュース、No. 520、pp. 5～15、1997
- 3) 池田憲二、日下部祐基、中井健司、塩野康浩、「岩盤斜面のAE計測手法」、土木学会北海道支部年次技術研究発表会論文報告集、第55号、1999
- 4) 池田憲二、中井健司、日下部祐基、蓮井昭則、寺

田道直、中田文雄、「AEによる岩盤斜面の計測方法と安定性評価に関する研究」、土木学会北海道支部年次技術研究発表会論文報告集、第57号、pp. 580～583、2001

- 5) 蓮井昭則、池田憲二、日下部祐基、中井健司、寺田道直、大井豊樹、「AEによる岩盤斜面の挙動モニタリング(その1)」、土木学会第56回年次学術講演会、Ⅲ-A176、2001
- 6) 篠原 茂、池田憲二、日下部祐基、中井健司、笠博義、中田文雄、「AEによる岩盤斜面の挙動モニタリング(その2)」、土木学会第56回年次学術講演会、Ⅲ-A177、2001
- 7) 蓮井昭則、渡邊一悟、寺田道直、中田文雄、「AEを用いた岩盤斜面の挙動計測と崩壊予測に関する研究」、電力土木、No. 309、pp. 38～42、2004
- 8) 氏平増之、鈴木新吾、駒崎征明、平間和夫、「ケーブルセンサの測定原理について」、資源・素材学会春季大会講演概要集、1103、1998
- 9) 建設省土木研究所、「AEによる斜面動態計測システムに関する共同研究報告書」、No. 228、1999
- 10) 土質工学会、「土質工学用語辞典」、pp. 164～165、1985
- 11) 寺田道直、池田憲二、蓮井昭則、中田文雄、「有珠山火山性地震に伴う遠隔地岩盤斜面のAE挙動について」、日本地震学会講演予稿集、2001年度秋季大会、A19、2001

TBMによる全断面急勾配斜坑掘削

千原秀樹* 寺田丈男** 岡田 章***
岩本容昭** 浅野 剛****

1. はじめに

当社は、塩原発電所(東京電力㈱発注、栃木県)での斜坑パイロット掘削にTBMを用いて以来、葛野川発電所(東京電力㈱発注、山梨県)でのパイロット・リーミング斜坑TBM工法、今回報告する神流川発電所(東京電力㈱発注、群馬県)での全断面斜坑TBM工法に至る水圧管路工事を通して、TBMを用いた斜坑の掘削技術を開発して来た。ここでは、斜坑掘削の特徴と全断面斜坑TBM工法の施工システムおよび掘削管理について報告する。

神流川発電所は、長野県東部、信濃川水系南相木川最上流部に上部ダム(中央コア型ロックフィルダム、高さ136m)、群馬県南西部、利根川水系神流川最上流部に下部ダム(重力式コンクリートダム、高さ120m)を築造して、上部および下部調整池としている。その間を約6kmの水路で結び、有効落差653mを得て最大使用水量510m³/sにより最大出力282万kW(単機出力47万kW×6台)の発電を行う揚水式発電所である。

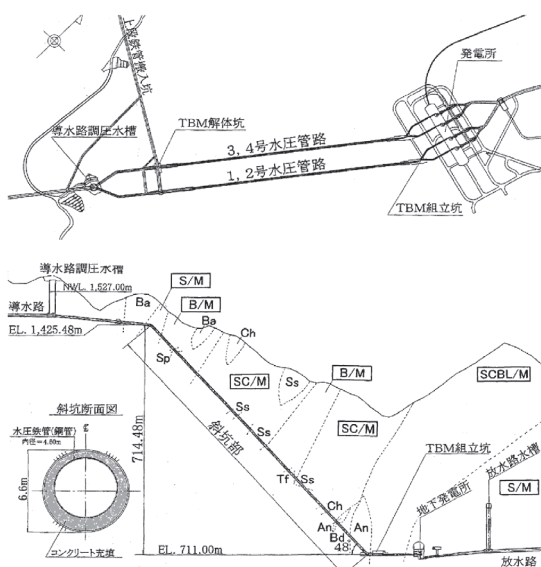


図-1 水圧管路平面図・縦断面図

このうち全断面斜坑TBM工法を適用した水圧管路斜坑は、掘削径6.6m、勾配48度、延長935mの斜坑である。

図-1に水圧管路の平面図と縦断面図を示す。

2. 地質概要

神流川地点の地質は、泥質岩を主体とする基質に様々な大きさの砂岩・チャート・凝灰岩および玄武岩・石灰岩などのオリストリス(外来岩塊)が海底地すべりにより混入した混在岩である。

水圧管路縦断沿いの地質および各地質区分は、図-1および表-1に示すとおりである。地層の走向は、斜坑軸と概ね直交しており、また、傾斜が60~80度の南落ちであるため、地層と斜坑軸がほぼ直交する位置関係になっている。

岩盤の強度は、大きいのが、地質性状の変化が激しく、弱層の分布状況が予測しにくい地質特性である。基質の泥岩に径で数10mにわたる規模のオリストリスが混入し、オリストリスと基質の境界部に弱層が認められる箇所もある。斜坑に出現する岩石の一軸圧縮強度は、泥岩で40MPa、砂岩で最大280MPa程度のものが確認されている。

表-1 水圧管路斜坑の地質区分

地質名		記号
貫入岩	貫入礫岩	Bd
	安山岩	An
泥質岩基質 混在岩	砂岩・チャート・凝灰岩・玄武岩・石灰岩 岩塊混在岩	SCBL/M
	凝灰岩・玄武岩 岩塊混在岩	B/M
	砂岩・チャート 岩塊混在岩	SC/M
	砂岩 岩塊混在岩	S/M
秩父中 古生層	オリストリス (外来岩塊)	Tf
	玄武岩	Ba
	砂岩	Ss
	チャート	Ch
	石灰岩	Lm
	蛇紋岩	Sp

*東京支社機械部 **東京支社土木部 ***東京支社土木技術部 ****技術研究所

3. 斜坑掘削技術の変遷と全断面掘削のメリット

一般に斜坑掘削は、安全管理の制約から上下作業が不可能である。また、切羽後方で後普請として支保を追加施工することが非常に困難であり、掘削に伴って十分な支保を選定し施工する必要がある。そのため水平坑掘削と比較して施工速度が遅くなる。

従来、斜坑掘削では、ズリ出し用の導坑を下方から掘削し、上方から切上げを行って来た。ここでは、これを2工程掘削と称する。また、クライマーに代表される従来の発破による斜坑掘削は、常に安全面に課題を残すものであった。そのため、より安全性の高い機械掘削であるレーズボーラーやTBMへと発展して来たが、依然2工程掘削あることに変わりはなかった。東京電力㈱の水圧管路を例に取り斜坑掘削技術の変遷を表-2に示す。

水圧管路斜坑工事に関して、機械化による効率性および安全性向上を目指し、塩原発電所の導坑掘削においてTBMが採用された。導坑の掘削径は2.3mであり、切り下がり拡幅は掘削断面寸法7.5m×7.8mを発破工法で実施した。次地点の葛野川発電所では、掘削径2.7mの導坑掘削用TBMに加え、拡幅掘削においても掘削径7.0mの切り下がりTBMを採用した。

機械化による合理化と安全確保を図るとともに、発破掘削に比べ、地山を痛める影響が少ないため、埋設する水圧鉄管の岩盤負担設計も有利に行われた。しかし、機械化によるメリットは大きいものの、2工程方式では導坑掘削から拡幅掘削への段取り替えに安全・工程面に合理化の余地が残された。

これらの経験を踏まえ、神流川発電所では、下部から全断面で切り上がる「全断面斜坑TBM工法」を用いることとした。これにより、1工程での斜坑掘削となることから従来の2工程方式と比較して施工速度が約1.5倍の急速施工が可能となり、中間作業坑も省略できることから、大幅な建設費の削減が見込まれた。

この全断面斜坑用のTBMは、国内初の試みであり、世界的にも斜坑用としては最大径に属するものとなる。

4. 施工システムの開発

TBMによる掘削は、道路トンネルなど水平坑では比較的多い実績を有しているが、斜坑への適用実績はまだ少ない現状にある。特に本地点では、切り上がり1工程方式の急速施工を実現するために、TBM(本体・後続設備含む)の滑落防止機構や人員・資機材搬

表-2 水圧管路斜坑掘削技術の変遷

項目	地点	今市	塩原	葛野川	神流川	
初号機運開		昭和63年7月 (1988年7月)	平成6年6月 (1994年6月)	平成11年12月 (1999年12月)	平成17年7月 予定 (2005年7月)	
掘削内径・延長		φ6.7m×765m	φ7.5m×462m	φ7.0m×771m	φ6.6m×961m	
掘削工法	導坑	クライマー工法 [発破] (2.2m×2.2m)	切り上がりTBM工法 (φ2.3m)	切り上がりTBM工法 (φ2.7m)	切り上がり全断面TBM工法 (φ6.6m)	
	拡幅	NATM [発破] (馬蹄形 B=6.7m, h=7.0m)	NATM工法 [発破] (馬蹄形 B=7.5m, h=7.8m)	切り下がりTBM工法 (φ7.0m)		
掘削速度	導坑	73m/月 (最大91m/月)	68m/月 (最大104m/月)	115m/月 (最大166m/月)	70m/月 (全断面)	
	拡幅	53m/月 (最大79m/月)	38m/月 (最大71m/月)	94m/月 (最大173m/月)		
施工方法						

入設備の性能を向上させる必要があった。

また、TBM掘削を順調に進めるために、地山不良箇所を事前に検知し補強できればよい。斜坑掘削においては、崩落が発生すると、TBM自重に崩落荷重が加わり、滑落防止設備の性能が不足する危険性がある。また、地山変形が大きくてTBMが拘束されると、斜坑であるがためその解放が困難になる恐れがある。これら大断面化および長距離化による問題点を解決するために以下の技術開発を行った。

4.1 TBM設備

斜坑掘削工事における作業の安全確保、シールド掘進の必要性、滑落防止機構への適用性を考慮し、全周を円筒外殻で覆ったフルシールド型を選定し、万一崩落が発生した場合にも対応できる十分なトルクと推力を装備した。

図-2にTBM本体構造および後続設備を含めたTBM全体構造を、表-3にTBMの主要諸元を、写真-1にTBM全体状況を示す。

カッターヘッド形状は、ドーム型とし地山の安定性向上を期待するとともに開口率を調整できる構造として地山性状に応じてズリの取り込み量の制御を図った。

TBM本体は、カッターヘッドおよびフロントグ

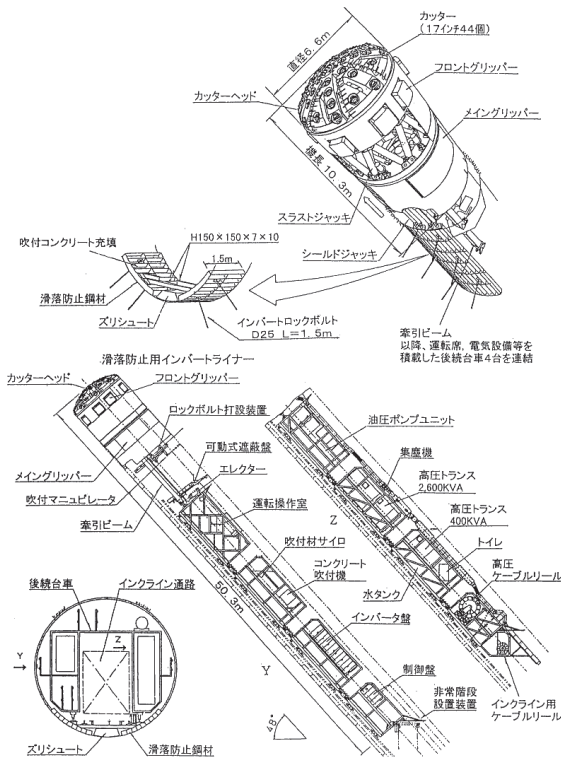


図-2 TBM本体・全体構造

表-3 TBM主要諸元

項目	形状・寸法
型式	全地質対応型切り上がりTBM(フルシールド型)
機体長	10.3m(全長50.3m)
本体重量	450t(後続台車含む全重量600t)
モーター出力	160kW×10台
カッターヘッドトルク	721t・m(常用:361t・m)
カッターヘッド回転数	0.4, 2.1, 4.3, 5.2 rpm(4段切換)
カッター径・個数	17インチ×44個
フロントグリッパー押付力	2,500t
メイングリッパー押付力	5,400t
スラストジャッキ推力	2,180t(ラチスタブ:全16本)
シールドジャッキ推力	3,280t(全26本)

リップを装備した前胴部とメイングリッパを装備した後胴部とから成り、前胴と後胴を連結するスラストジャッキをラチスタブとすることにより、機体内空間の確保および方向制御機能の向上を図った。後胴テール内全周にシールドジャッキを装備し、滑落防止のための反力を得ると共に地質不良部でメイングリッパによる反力確保が困難な場合にセグメントを反力として掘進できる構造とした。

後続台車については4輻編成とし、運転操作室・油圧設備・受変電設備・制御設備などを装備した。TBM作業領域を仕切り、飛来落下を防止するために最後尾の台車に開閉可能な遮蔽板を設けた。

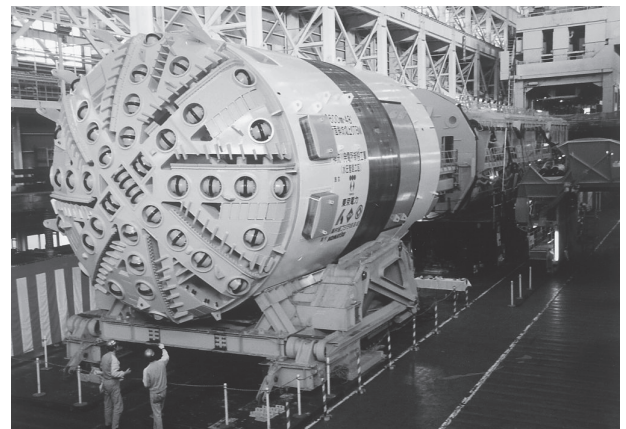


写真-1 TBM全体状況

4.2 前方探査システム

TBMの大断面化により地山崩落のリスクが高まること、当地点の地質特性より性状変化の激しい地山を掘進することから事前に切羽前方の地質性状を予測し、崩落の危険性を察知するための前方探査がTBM掘進を進める上で重要であった。

弱層位置探査精度の向上および湧水の検知を目的としてTBMに装備している削岩機を用いた削孔検層システムを開発し、掘進30m毎に斜坑全線にわたり前方探査を行うこととした。

削孔検層では、岩盤の硬軟が削岩機の出カエネルギーに反映されることに着目し、削孔速度、打撃圧、

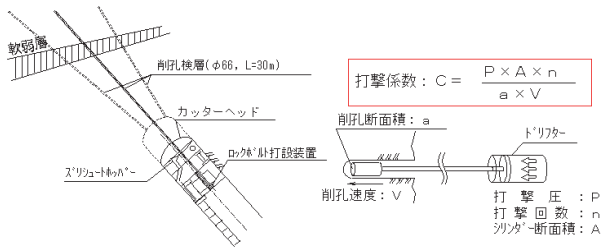


図-3 削孔検層システムの概要

打撃回数などのデータをリアルタイムに収録し、それらからエネルギーに換算した「打撃係数」の距離分布を求める。これに削孔時のスライムや湧水状況の情報を加え、切羽前方の地山性状を推定するものである。前方に弱層があると判定した場合には、削孔検層を追加して弱層の3次元的な配置を把握するとともに、ボアホールテレビシステム (FACE) を用いて、孔壁観察を行い、弱層の走向・傾斜や詳細な地質性状を把握することとした。

削孔検層システムの概要を図-3に示す。

4.3 滑落防止機構と安全設備

斜坑に特有な設備として、非常時の滑落防止設備がある。葛野川発電所までの導坑掘削では、円筒の鋼板をロックボルトと裏込め注入によって、坑壁に固定し、反力アンカー部を設けた。この位置から坑軸方向に反力鋼材を組み上げ、その先端でTBMのシールドジャッキと接触させて滑落防止を行った。しかし、反力鋼材の設置に多くの労力・時間を要していたため、本工法では大断面化に伴う鋼材重量増加により、滑落防止性能の低下と更なる施工性の悪化が懸念された。

一方、葛野川発電所導坑掘削までの計測結果から、吹付コンクリートと滑落防止鋼材の付着力が大きいことが明らかになった。これを参考にして、より合理的な滑落防止設備として、図-3に併記したインバートセグメント方式を考案した。即ち、掘削直後に滑落防止鋼材枠を吹付コンクリートとロックボルトでインバート部の岩盤に定着し、岩盤とのせん断抵抗により滑落荷重を支持する設備である。この支持機構は室内模型実験および実施工時のシールドジャッキを用いた載荷実験によりその実用性を確認した。

また、セグメントから吹付コンクリート・ロックボルトまでの各種支保作業を迅速・安全に実施するために可動式遮蔽板を開発した。これは後続台車牽引ビームをガイドとして前後にスライドする作業足場であり、下部への落石防止設備の機能も兼ねている。さら

に支保作業時の小崩落に対する安全性を確保するため、シールドジャッキ1本毎に防護板を設けたムーバブルフードを装備し、独立して稼働させることで、地質確認や支保作業を行えるよう配慮した。

4.4 斜坑用インクライン設備

従来の斜坑工事では資機材および人員輸送にはウインチ・ワイヤー牽引方式のインクラインを使用していた。長大斜坑ではワイヤー重量がインクラインより重くなり、インクラインの浮き上がり防止対策が必要となること、また、ワイヤーシーブが大型化し、インクラインがTBM本体直下まで進入できず、別の荷受設備が必要となるなどの問題があった。そのため、ピンラック・ピニオンギア方式の電動自走式インクラインを開発した。

開発したインクラインは、電動サーボモーターで駆動するピニオンギアが滑落防止鋼材上の枕木に設置したピンラックレールとかみ合い軌条を走行するものである。図-4にインクライン設備の概要・主要諸元を示す。

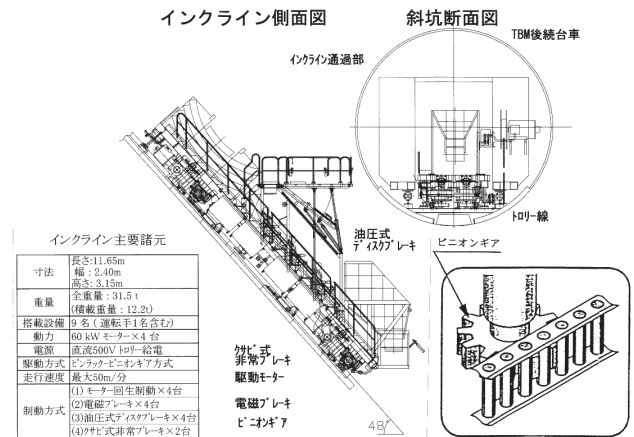


図-4 インクライン設備

5. 掘進管理

5.1 掘進管理フロー

掘進管理は、図-5に示すフローに従って行った。掘進前に行う前方探査(前述の削孔検層システム)では、パーカッション式削岩機の削孔エネルギーに相当する打撃係数を算定し、周辺の水平坑での予備試験結果から打撃係数が1,200以下となった場合にはCL級岩盤が出現する可能性が高いと判断した。さらに削孔時のスライムによる岩種確認ならびに湧水の有無および量の想定も削孔検層結果に従って行った。

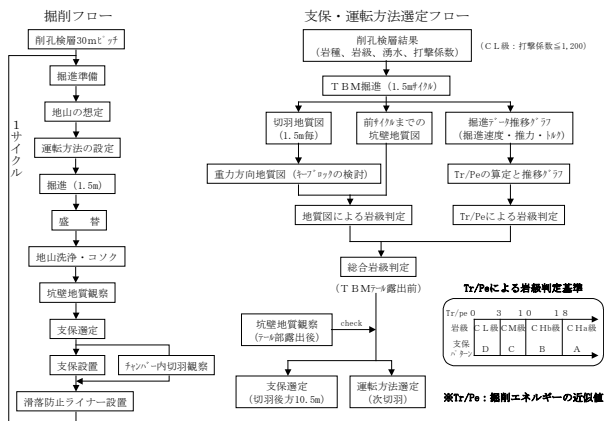


図-5 掘削管理フロー

地質観察については、当地点TBMのカッターヘッド開口率が最大20%と大きいこと、滑落防止鋼材設置等のため掘削が1.5m毎に停止することを利用して、支保実施直前の坑壁地質観察に先行し、カッターヘッド開口部からの切羽観察を全切羽面ごとに実施した。

またTBMの機械データとして、掘進速度・推力・トルクを自動記録しているが、TBMの掘削エネルギーの近似値に相当する「トルク(Tr)/貫入量(Pe)」が地質性状との相関が高いことに着目し、支保および運転方法は、前方探査結果、切羽および坑壁の地質観察結果、TBMの機械データである「トルク/貫入量」を総合して選定した。ここで貫入量(Pe)とはカッターヘッド1回転当たりの切り込み量であり、単位は[mm/回転]となる。

「トルク/貫入量」は、掘進初期の実績から3以下をCL級、10以下をCM級、10超過をCH級岩盤として分類した。

5.2 「トルク/貫入量」の地山評価への導入

図-6に示すように各カッターディスクに押付力Fiおよび回転力Piが作用して地山を掘削する場合、掘削で消費されるカッターヘッド1回転あたりの仕事量Wは次式のようになる。

$$W = 2\pi \sum (Li \cdot Pi) + Pe \cdot \sum fi \dots \dots \dots (1)$$

ここに Li : カッターヘッド中心から個々のカッターまでの距離[m]

Pi : 個々のカッターに作用する回転力[kN]

Pe : カッターヘッド1回転当たりの切り込み量[mm/回転]

Pe = V/r V : 掘進速度[mm/min]

r : 回転数[回転/min]

Fi : 個々のカッターに作用する押付力[kN]

これを単位貫入量当たりの仕事W0に換算すると

$$W0 = W/Pe = 2\pi \cdot Tr/Pe + S \dots \dots \dots (2)$$

ここに 総トルク $Tr = \sum (Li \cdot Pi)$

総推力 $S = \sum Fi$

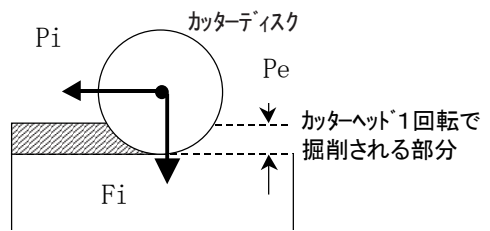
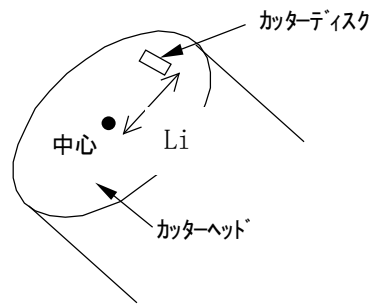


図-6 カッターディスクによる岩盤掘削状況

ここで、通常運転の場合、トルクは3,250kN・m以下、推力は13,800kN以下、掘進速度は40mm/min程度、回転数4.3rpmである。この関係から単位貫入量当たりの仕事W0を算定すると、W0のトルクによる成分は2,200,000kN・回転、推力による成分は13,800kNであり、推力による成分は全仕事量の1%以下となる。実際にはジャッキは13,800kNで押ししてもTBMと地山との摺動抵抗が4,000kN程度有り、推力による成分は更に小さいものとなる。

以上により掘削時のエネルギーは「トルク/貫入量」で近似できると考えた。

掘削終了後に岩種・硬さ・亀裂ピッチ・亀裂性状などの地質要素(地質専門家によるTBM後方の坑壁観察結果)を説明変数とし、「トルク/貫入量」を目的変数とした重相関分析を行ったが、重相関係数は0.89となっており、「トルク/貫入量」が地質性状を表す指標として有効であったことを確認した。

掘進管理に用いた管理図の例を図-7に示す。これより削孔検層による打撃係数・「Tr/Pe」とも堅硬な砂岩岩塊および比較的軟質な泥岩を良く捉えていると評価できる。

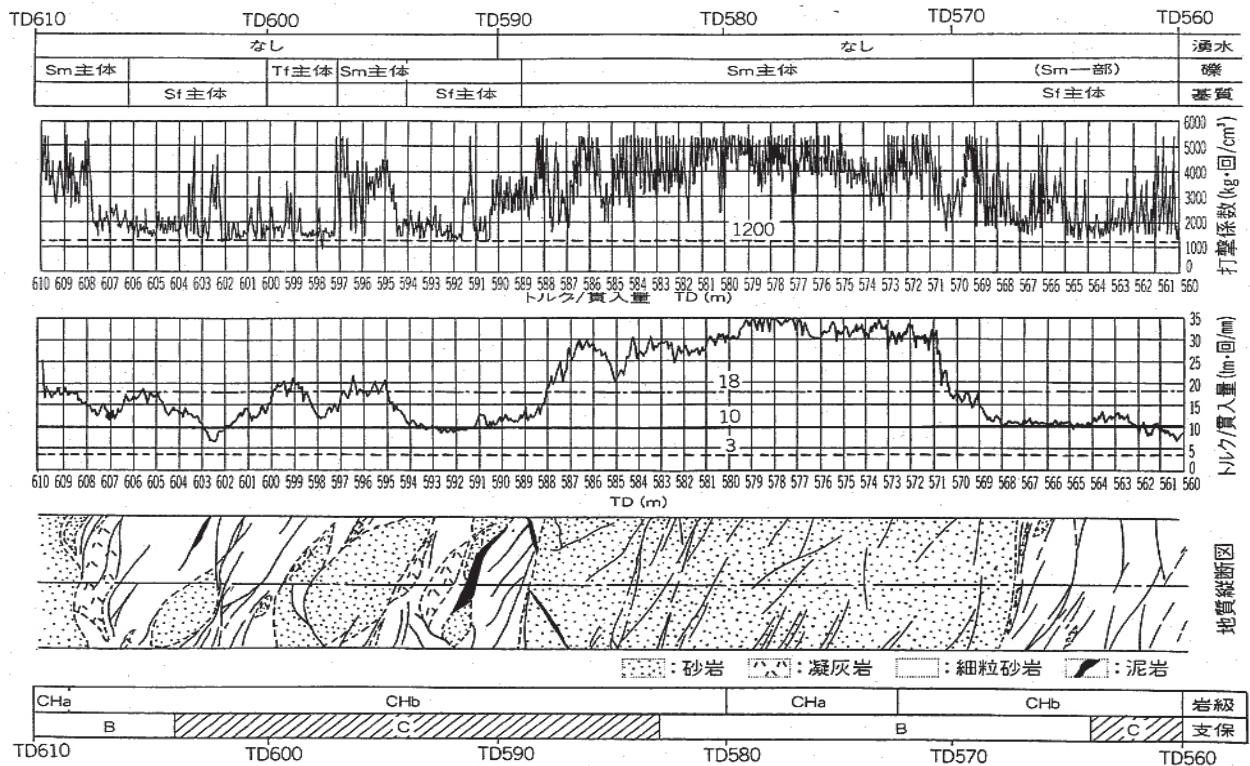


図-7 掘削管理図 (一例)

6. 掘進実績

掘進工程の計画と実績を図-8に示す。斜坑掘削は、平成11年11月末より開始した。翌2月末に初期掘進(62m)を完了し、段取り替えを行い、3月21日より本掘進を開始し、平成13年4月4日に計画工期内で無事故・無災害により貫通した。

本掘進開始当初は、作業員の慣れ、インクラインの電気系統の故障等により、月進60m程度と計画工程を下回る進行であった。9月には月進115.5m、10月には月進105mと100mを越える月進行を記録した。その後、鉄管設計のための平板載荷試験や弾性波速度測定等により月進行は70m程度となったが、本掘進期

間中の平均月進行は71mであり、計画目標70m/月を達成することができた。

7. おわりに

本工事は全断面斜坑掘削では世界最大規模であったが、斜坑掘削を良好な品質で計画どおり完了できた。また、700mを超える高低差にも拘らず到達点で、上下33mm、左右21mmの高精度で貫通できた。

本報告が今後の斜坑掘削の更なる進化の一助となれば幸いである。

最後に本工事の計画から施工にわたり、終始ご指導いただきました東京電力(株)神流川水力建設所上野第二工事事務所の皆様に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 西脇芳文、「神流川発電所の計画と調査・設計の概要」、電力土木、No. 273、pp. 20-25、1998. 1
- 2) (社) 日本トンネル技術協会、「TBMハンドブック」、2000. 2
- 3) 澁谷武弘他、「全断面斜坑TBM工法による急勾配斜坑掘削」、JTA 第58回施工体験発表会、pp. 33-40、2002. 11

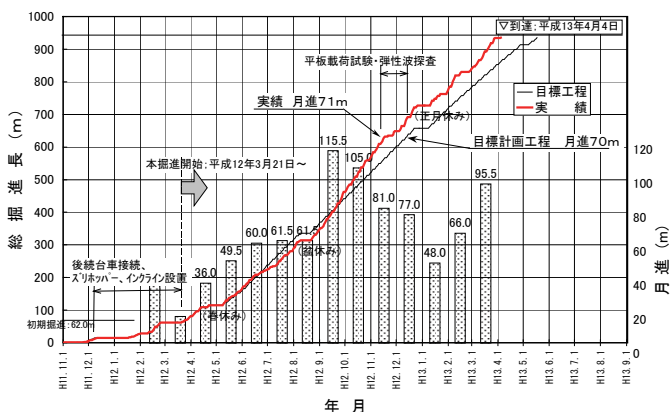


図-8 掘削工程の計画と実績

1000m流下させた高流動コンクリートによる鉄管背面充填工

寺田文男* 岡田 章**
岩本容昭* 松田敦夫***

1. まえがき

神流川発電所は、長野県南相木村を流れる信濃川水系南相木川の最上流部に上部ダム、群馬県上野村を流れる利根川水系神流川の最上流部に下部ダムを建設し、有効落差 653m を利用して最大出力 282 万 kW(単機出力 47 万 kW×6 台)の発電を行う揚水式発電所であり、東京電力(株)により平成 17 年 7 月の運転開始を目指して現在建設中である。この発電所における水圧管路斜坑部(勾配 48°、L=935m)は、トンネルを全断面斜坑 TBM (φ6,600mm)で下部より掘削したのち、上部より搬入した鉄管(内径φ4,600mm、単位長 15.0m)を下部まで運搬して据付け、単位管を 2 本(30m)据付ける毎に鉄管背面をコンクリートで充填する方法で施工される。図-1に神流川発電所の概要を示す。

東京電力(株)がこれまで建設してきた揚水式発電所において、水圧管路斜坑部の充填コンクリートには、普通コンクリートが用いられてきた。しかし、普通コンクリートを上部より打設する場合、流下距離が極端に長いと特殊シュートを用いても材料分離を完全に防

ぐことは難しかった。また、締固め作業を行うための足場を急勾配の斜坑内で製作する必要があり、安全性および施工性に課題があった。神流川発電所は、これまでの揚水式発電所と比べ水圧管路斜坑部の延長が長く、さらにコストダウンの観点から高張力鋼 HT100 を用い、従来地点以上に岩盤負担率を高め鉄管の肉厚を薄くする設計となっている。このため、岩盤と鉄管の間に充填されるコンクリートは、これまで以上に高い品質が要求された。そこで、充填コンクリートに高流動コンクリートを適用することにより、充填コンクリートの品質を向上させるとともに、締固め用の足場を省略し、作業の安全性を向上させることを考えた。締固め用の足場の省略は施工サイクルの短縮にもつながり、経済性の向上も期待できた。

全長 960m、48° の下り勾配のコンクリートの搬送は前例がなく、いくつかの施工実験を繰返し、施工可能な設備や配合について検討した。その結果、960m 流下しても、材料分離せず高い流動性を保つ高流動コンクリートを開発することができ、施工を開始するに至った。

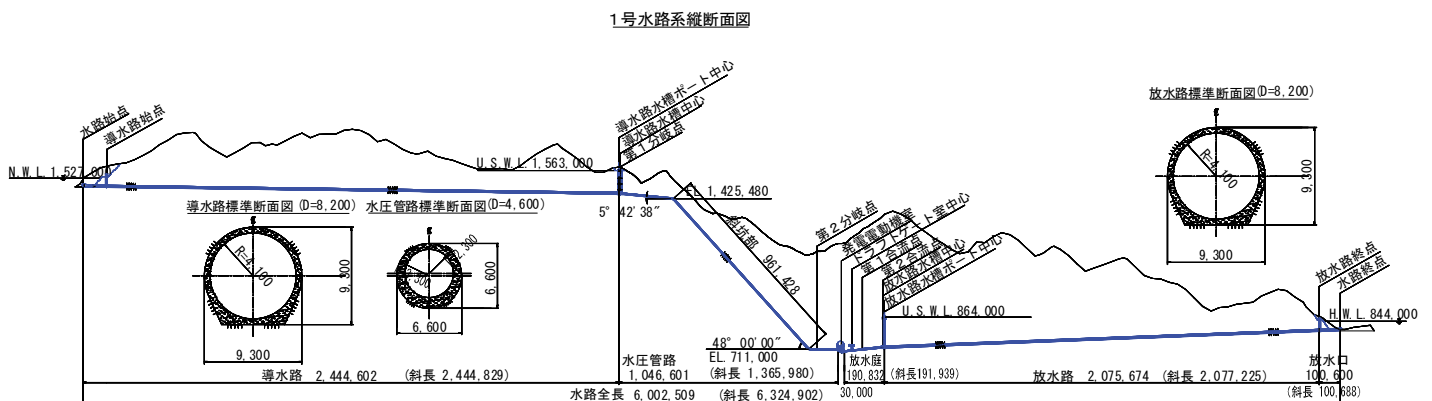


図-1 神流川発電所概要

*東京支社土木部 **東京支社土木技術部 ***技術研究所

2. 要求性能および配合設計

水圧管路斜坑部の施工に先立ち、高流動コンクリートの配合設計を行った。水圧鉄管の岩盤負担設計より、充填コンクリートの要求性能として、鉄管とコンクリートの間に生じる初期間隙量を0.2mm以下とし、静弾性係数を20.6kN/mm²以上とすることが求められた。また、打設箇所は無筋であるが、流動距離が最大8m程度必要であることからフレッシュコンクリートの流動性および充填性の目標値を表-1のように設定した。

鉄管とコンクリートの間に生じる初期間隙量を小さくするためには、コンクリートの硬化収縮を小さくする必要がある。このため、増粘剤系の高流動コンクリートを用いて、コンクリート中の単位セメントの量を極力少なくする方針で配合を検討した。初期間隙量については、コンクリートの熱物性値試験結果に基づいて温度応力解析を行い、さらに自己収縮試験の結果を加えて評価した。配合試験の結果、所定の要求性能を満足するためには、セメントを30%フライアッシュで置換した場合で、粉体量を400kg/m³以下としなければならないことが分かった。この結果に基づいて基本配合を表-2のように決定した。

表-1 流動性および充填性の目標値

評価項目	評価方法	目標値
流動性	スランブフロー	55±5cm
材料分離抵抗性	50cm到達時間	3~15秒
充填性	U形充填高さ(ランク3)	300mm以上

3. コンクリート圧送設備

高流動コンクリートを960m流下させるにあたり、コンクリートが材料分離を起こし配管内で閉塞することが危惧された。材料分離抵抗性を上げるためには、配管径を小さくし、満管の状態にすることが望ましい。しかし、配管径が小さすぎると、抵抗が大きくなりすぎ圧送できなくなる。そこで、コンクリート圧送管のサイズを決めるために、現場で配管延長50m程度(斜坑部は17mの折り返し)の流下試験を実施し、5インチ管と4インチ管の圧力損失および流下状況の違いを確認した。その結果、4インチ管では、圧力損失が非常に大きいことと、流下後のコンクリートのスランブフローが低下することが確認された。一方5インチ管では、流下時に粗骨材が若干飛び出すこと現象が見られた。これらの結果を踏まえて、水平部(150m)では圧送抵抗を小さくし打設速度を上げるために5インチ管とし、斜坑部(960m)では、配管内のコンクリートをできるだけ満管に近い状態にして材料分離抵抗性を高めるために4インチ管を採用した。

図-2に打設方法を示す。コンクリート圧送管の最大延長は、1,110m、コンクリートポンプには、最大吐出圧12Mpaの超高压ポンプを使用した。

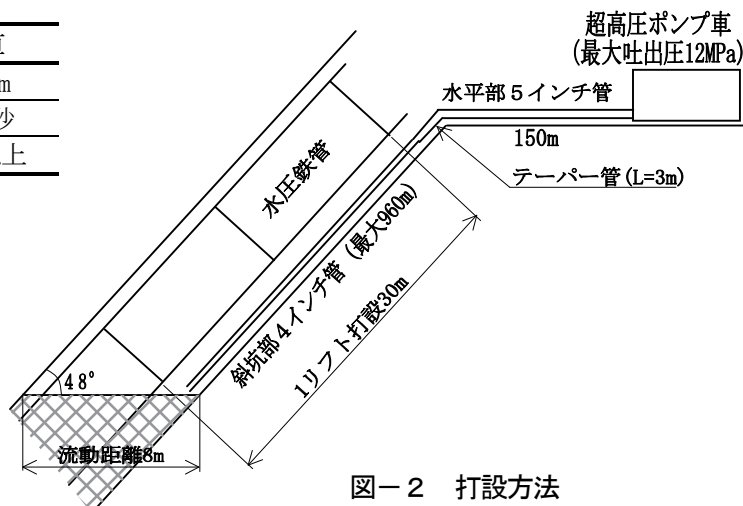


図-2 打設方法

表-2 基本配合および使用材料

W/P %	F/P %	粗骨材容積 m ³ /m ³	空気量 %	単位量 kg/m ³						
				W	C	FA	S	G	SP	VA
47	30	0.31	4.5	180	266	114	865	828	5.7 1.5%P	0.29 0.16%W

使用材料 セメント C: 普通ポルトランドセメント、密度 3.16g/cm³、ライアッシュ FA: 常磐火力7号炉産、密度 2.10g/cm³
 細骨材 S: 神流川産砕砂、密度 2.65g/cm³、粗骨材 G: 神流川産砕石、最大寸法 20mm、密度 2.67g/cm³
 高性能 AE 減水剤 SP: レオビルド SP8SBM、ポリカルボン酸系、増粘剤 VA: SFCA2000、水溶性セルロースエーテル

4. 実施工試験および示方配合

コンクリート圧送管の設置完了後、圧送によるコンクリートの性状の変動を確認するために実施工試験を実施した。実施工試験は、まず表-2に示す基本配合で現場プラントにおいて試験練りを実施し、目標のフレッシュ性状となるよう混和材の添加量を調整した。次に、決定した配合で試験打設を行い、圧送後の試料を採取し試験を行った。その結果、配管内での材料分離は見られなかったが、圧送前に60cm以上あったスランプフローが圧送後に40cm以下となり、著しいスランプフローロスが生じた。この原因として、

- ① 1km近い距離を流下する間に、コンクリート中の高性能AE減水剤の効果が低下した
- ② 部分的に満管状態が起こり、その前後で著しい圧力差が生じ、コンクリートの性状に影響を与えたことなどが考えられた。そこで、
 - ① 高性能AE減水剤を遅延タイプのものに変更する
 - ② 高性能AE減水剤および増粘剤の添加量を増やす
 - ③ 斜坑頂上部の配管に空気弁を設け、配管内で圧力差が生じないようにする

といった対策を講じた。遅延タイプの高性能AE減水剤は、事前に現場プラントにおいて試験練りを実施し、増粘剤とのバランスを考え添加量の調整を行った。再試験では、圧送後のスランプフローロスを考慮して、

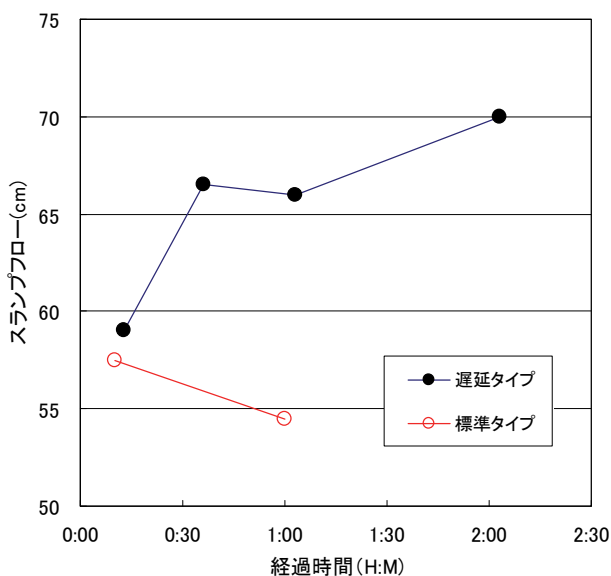


図-3 高性能 AE 減水剤の種類とスランプフローの経時変化

圧送前のスランプフローをできるだけ大きくするべきであると考え、スランプフローの目標値を 55 ± 5 cm から 65 ± 5 cm に変更した。図-3に標準タイプと遅延タイプの高性能 AE 減水剤使用時のスランプフローの経時変化を示す。標準タイプは、1時間経過後にスランプフローが減少しているのに対し、遅延タイプは、練混ぜ直後から2時間経過するまでに10cm程度伸びており、スランプ保持性能の違いが明瞭である。再試験は、まず遅延タイプの高性能 AE 減水剤を2.0%添加した配合で行った。その結果、圧送後のスランプフローロスがほとんどなく、最初の試験で問題となった流下による流動性の低下を改善することができた。次に、増粘剤の添加量は変えずに、高性能 AE 減水剤の添加量を1.8%、1.6%、1.5%と段階的に少なくしていった。図-4に高性能 AE 減水剤の添加量と圧送後のスランプフローロスの関係を示す。高性能 AE 減水剤の添加量が1.8%までは、圧送後のスランプフローロスは、ほとんど見られないが、1.6%で15cm程度、1.5%においては最大で31cmのスランプフローロスが生じた。この結果より、高性能 AE 減水剤の添加量は、1.7%以上必要であると判断し、示方配合を表-3に示すように決定した。なお、工事の進捗に合わせ骨材の採取場所が下部ダムサイトから上部ダムサイトが変わったが、示方配合を決定する上で大きく影響することはなかった。

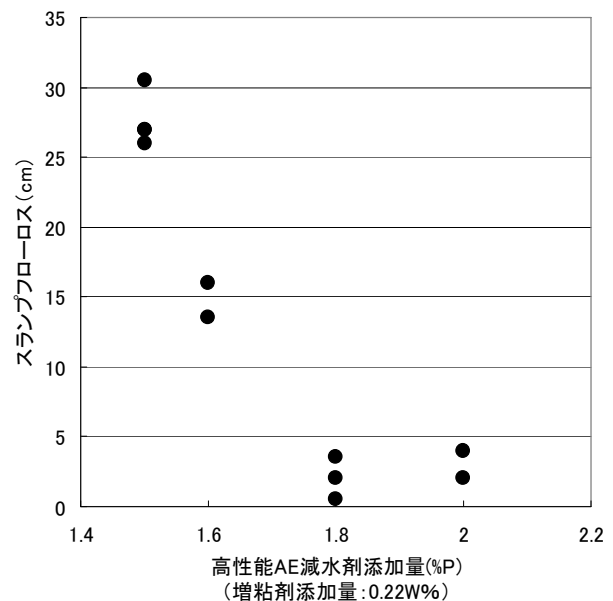


図-4 高性能 AE 減水剤添加量とスランプフローロスの関係

表－3 示方配合および変更した使用材料

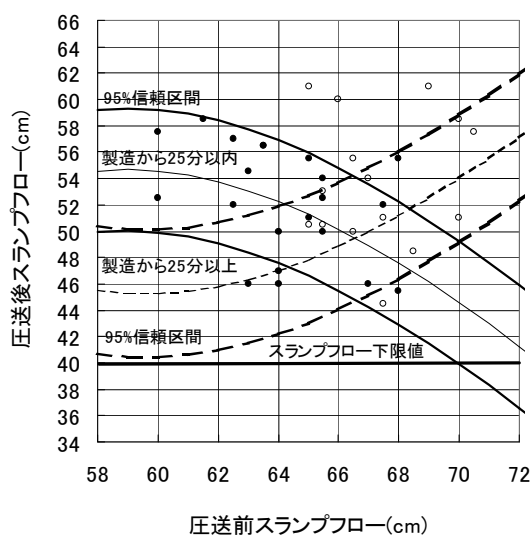
W/P %	F/P %	粗骨材容積 m ³ /m ³	空気量 %	単位量 kg/m ³						
				W	C	FA	S	G	SP	VA
47	30	0.31	4.5	180	266	114	843	846	6.5 1.7%P	0.40 0.22%W

使用材料 セメントC：普通ポルトランドセメント、密度 3.16g/cm³、フライアッシュ：FA：常磐火力7号炉産、密度 2.10g/cm³
 細骨材S：川上村川砂、密度 2.58g/cm³、粗骨材G：神流川上部ダム（玄武岩、石灰岩）、最大寸法 20mm、密度 2.73g/cm³
 高性能 AE 減水剤 SP：レオビルド SP8SBLL、ポリカルボン酸系、増粘剤 VA：SFCA2000、水溶性セルロースエーテル

5. 品質管理基準

5.1 フレッシュコンクリートの品質管理基準

品質管理試験は、圧送後に行うことが困難なため、全て圧送前の試験で評価することとした。そこで決定した示方配合で、圧送試験を行い 50 以上の圧送前後の試験データを採取した。この試験結果を重回帰分析を実施し、圧送前の測定値から圧送後の性状を予測した。スランプフローは、全体で分析してもよい結果が得られなかったが、製造から圧送までの時間を 25 分以内と以上で分けて分析することによって、自由度調整決定係数が 0.8 を越える良好な結果が得られた（目的変数：圧送後スランプフロー、説明変数：圧送前スランプフロー、圧送前 50cm 到達時間、製造から圧送までの時間）。**図－5**に圧送前のスランプフローと圧送後スランプフローの関係を示す。図中には、重回帰分析による予測値と 95%信頼区間を示した。製造から圧送までの時間が 25 分以内の場合、圧送後のスランプフローは圧送前のスランプフローに対して単調減少する。しかし、製造から圧送までの時間が 25 分以上の場合、逆に単調増加する傾向がある。**図－5**より、圧送後のスランプフローの下限値を 40cm とし



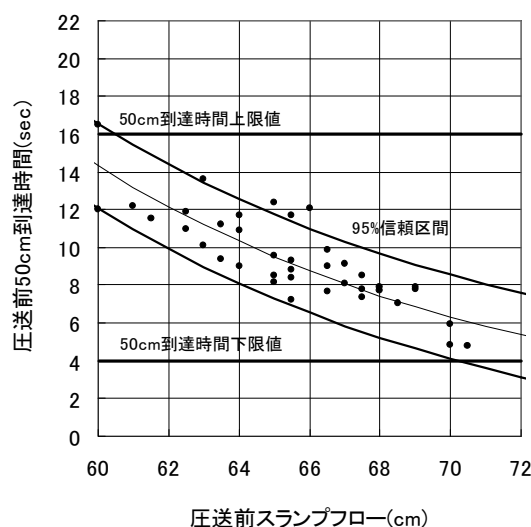
図－5 圧送前後のスランプフローの関係

た場合、圧送前のスランプフローを 60cm～70cm の範囲内で管理すればよいと判断した。

図－6に圧送前のスランプフローと 50cm 到達時間の関係を示す。圧送前のスランプフローと 50cm 到達時間には比較的強い負の相関（相関係数：-0.835）が見られる。図中には、近似曲線（ $y=1939.1e^{-0.0818x}$ ）と 95%信頼区間を示した。**図－6**より、スランプフロー60cm～70cm に対応する 50cm 到達時間は、4 秒～16 秒となる。空気量およびコンクリート温度については、圧送することにより空気量が 1～2%増加し、コンクリート温度が 2～3℃上昇する結果となった。この結果より、圧送前の管理基準は、圧送後の目標値から流下による増加分を差し引いて、空気量を 0.5～3.5%、コンクリート温度を 5～30℃とした。以上のことより、品質管理基準を**表－4**に示すように決定した。

表－4 品質管理基準

品質管理項目	管理基準
スランプフロー	65±5cm
50cm 到達時間	4～16 秒
空気量	2±1.5%
コンクリート温度	5～30℃



図－6 圧送前のスランプフローと 50cm 到達時間の関係

5.2 硬化コンクリートの品質管理基準

硬化コンクリートの要求性能は、静弾性係数が20.6kN/mm²以上であることである。現場で静弾性係数試験を適宜行うことは難しいため、圧縮強度と静弾性係数に相関があることを利用して、品質管理試験には圧縮強度試験を適用した。神流川地点の骨材を用いた配合試験実績に基づく圧縮強度と静弾性係数の関係および、現場で採取した試料による静弾性係数試験の結果より、圧縮強度として21N/mm²以上あれば静弾性係数20.6kN/mm²以上を確実にクリアすると判断し、品質管理基準を決定した。

6. 施工結果

6.1 配管の中のコンクリートの流れ

実施工で最も心配されたのは、材料分離に起因する配管の閉塞である。施工前は、粗骨材が分離し先行して流下していく途中でアーチングを起こし閉塞する可能性があると考えていた。しかし、実際には、48°の下り配管内では、粗骨材だけが自然流下したとしてもアーチングが生じることはなく、逆に粘性が大きく材料分離抵抗性の高いコンクリートを圧送した場合に配管が閉塞ぎみになる現象が当初見られた。これは、粘性が大きすぎると斜坑部での流れが安定せず配管内でコンクリートが疎密状態になり、空気弁より空気を供給しているにも関わらず、負圧が発生し、コンクリートの性状に悪影響を与えるためであると考えられる。

斜坑頂上部の配管に設けた空気弁は、当初自然に給気する構造としていたが、打設中にコンクリートが固着し、弁としての機能が失われるため、圧縮空気を入

れる構造にした。このため、コンクリートの流下速度に合わせた空気量の調整が必要であると思われたが、コンクリートが比較的流動性がよく流下速度が速い場合、コンクリートの性状に多少のばらつきはあっても、施工上問題はなかった。しかし、粘性がある程度大きくなると極端に流れが悪くなり、流入している空気量を調整する必要があるがあった。このため、打設中は、打設箇所と連絡をとり必要に応じて空気量を調整した。

6.2 フレッシュ試験結果

図-7にフレッシュ試験結果を示す。試験回数170回（第13リフト、7月初旬）よりスランプフローが10cm以上大きくなった。しかし、材料分離抵抗性の指標である50cm到達時間、コンクリート温度、および空気量にはほとんど変化がなかった。流下後のコンクリートには、特に材料分離の傾向が見られなかったため、スランプフローの管理基準値を見直し施工を続けた。コンクリートの塑性粘度の変化が小さく、降伏値のみが小さくなったことは、原料炭の違いによるフライアッシュの品質変動が原因と考えられた。

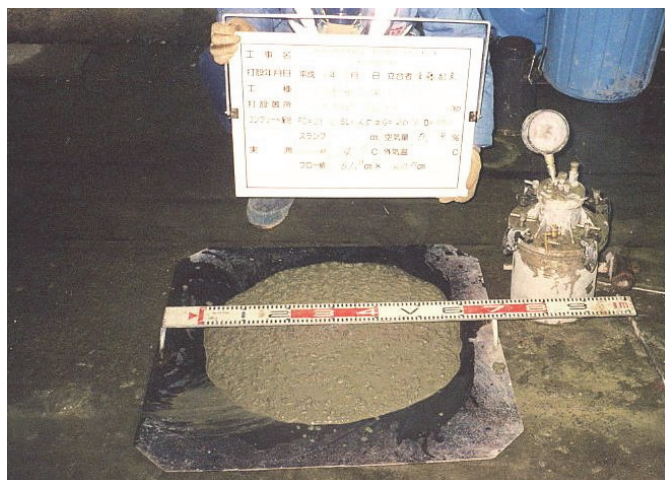


写真-1 品質管理試験

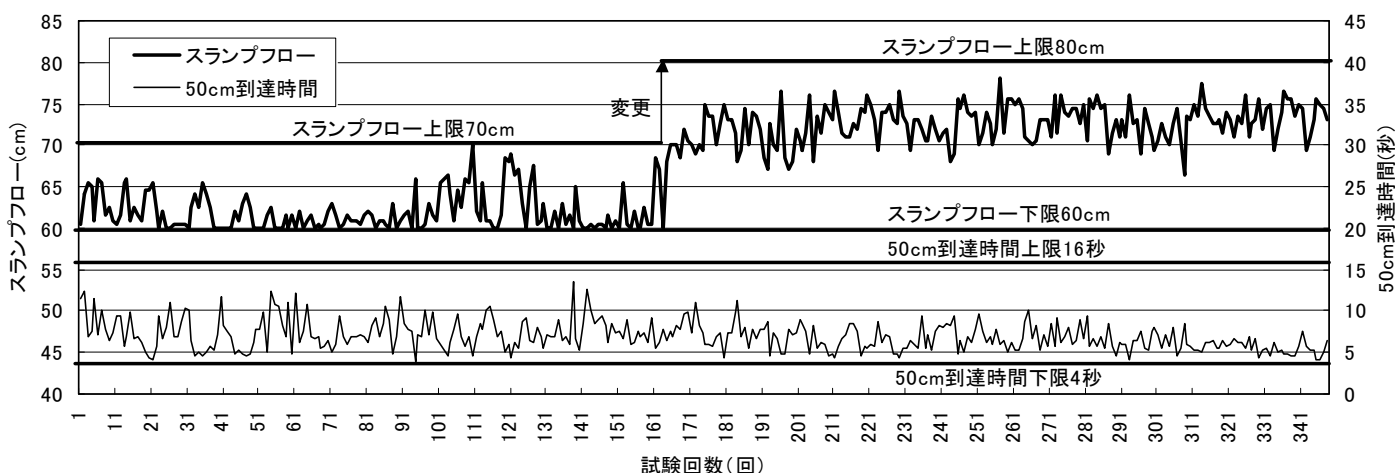


図-7 品質管理試験結果

6.3 圧縮強度試験結果

表-5に圧縮強度試験結果を示す。28日強度の平均値は40.4、N/mm²であり管理基準値21N/mm²を大幅に上回る結果となった。

表-5 圧縮強度試験結果

	σ_7	σ_{28}
試験回数(回)	5	107
平均値(N/mm ²)	21.0	40.4
最大値(N/mm ²)	24.1	48.5
最小値(N/mm ²)	16.6	25.7
標準偏差(N/mm ²)	2.47	3.89
変動係数(%)	11.75	9.64

6.4 配合調整について

a. 流下距離短縮に伴う配合調整

当初、工事が進捗しコンクリートが打ち上がってくると流下距離が短くなるため、コンクリート中の高性能 AE 減水剤および増粘剤の添加量を少なくできると考えていた。しかし、高粘性により閉塞気味になることがしばしばあったため、混和剤を少なくすると閉塞の危険性が高まると判断し、流下距離が短くなることによって配合を調整することはなかった。

b. 品質変動に伴う配合調整

第13リフト施工時(流下距離570m)より、フライアッシュの品質変動に起因すると考えられるスランプフローの増大が見られ、圧送前のスランプフローが品質管理基準の70cmを超えた。そこで、増粘剤の添加量は変えずに、高性能 AE 減水剤の添加量を段階的に減少させていったところ、添加量を1.5%まで下げたときに圧送圧が高くなり配管が閉塞気味になった。このため、高性能 AE 減水剤の添加量を1.6%に調整して施工を続けた。

6.5 圧送中断による品質への影響について

当初、コンクリート運搬車を入れ替えるため4.5m³圧送する毎に1分程度圧送を中断していた。この間に上流の配管内のコンクリートが斜坑内の配管に流れ出し、自然流下していた。自然流下するコンクリートは流量が少ないため一部の粗骨材が分離して打設箇所まで落ちてくる現象が見られた。落下してくる粗骨材の量は極僅かであり、配管が閉塞したり打設されたコンクリートの均質性が損なわれるようなものではなかった。しかし、配管長を10m程度延長することによって

コンクリート運搬車を2台並べることができたので、入れ替えの時間ロスをなくし、圧送を中断することなく打設できるようにした。



写真-2 コンクリート打設状況

7. 今後の課題

高流動コンクリートの施工は、締め固め作業の必要がなく、打設箇所ではコンクリートの状態の確認と配管の切離し作業を行うだけであり、作業の省力化という面で非常に優れた施工方法であると思われる。

今回、材料分離抵抗性を上げるため斜坑内の配管を4インチ管としたが、ポンプの圧力が限界に近かったため打設速度を思うように上げることができなかった。ポンプの吐出量には十分余裕があったので斜坑内の配管を5インチ管にしても、ほぼ満管の状態での打設することが可能であったと思われる。今後同様の施工を行う場合には、配管径の検討を改めて行うことによって、施工サイクルの短縮を図ることができる可能性がある。

8. あとがき

水圧鉄管背面の充填コンクリートは材料分離や閉塞によるトラブルもなく、平成16年3月無事施工を完了することができた。1リフトの打設量は450m³であり、総打設量は14,240m³、月打設量は最大1,350m³であった。

最後に、斜坑高流動コンクリートの開発および現場施工に、ご指導いただきました東京電力(株)神流川水力建設所上野第二工事事務所の皆様に謝意を表します。

ポリリング工法の開発（その2）

－耐水圧性能向上およびテレフォームタイプ支保工の開発－

須田宗宏* 佐藤和夫*
大橋茂樹* 植田和博**

1. まえがき

シールド工事におけるコスト削減のために、二次覆工の省略や覆工厚を薄くすることによる掘削断面の縮小化が求められている。しかし、鋼製セグメントでは内面平滑性の確保や防食の観点から二次覆工を省略できないのが現状である。

これらを解決するために、鋼製セグメントにおける薄肉二次覆工工法として、ポリリング工法を開発し、2001年度年報 No. 27 において報告を行った。

開発当初は背面にL型リブを配置したライニング材の形状であった。このL型リブと中詰材が一体となり、セグメントからの地下水の漏水による外水圧 0.1MPa まで対応してきた。本工法開発後の主な施工実績を表-1に示す。

しかし、下水や雨水幹線において深度 20m 以上で計画される事例もあり、その場合には 0.2MPa 以上の地下水圧に対応できる耐水圧性能がもめられた。

耐水圧性能向上のためにライニング材形状の検討を行い、リブ形状をL型からT型に変更した。リブ形状変更の妥当性の検討と、T型リブライニングの耐水圧性能の確認を、数値解析及び実験により行ったので報告する。また、本工法の省力化のために中詰材充填時に使用するテレフォームタイプ方式の支保工を開発したので合わせて報告する。

2. 工法の概要

本工法では耐摩耗性や耐薬品性に優れた高密度ポリエチレン製の帯状ライニング材(幅 500mm)を、シールドトンネル内で熱融着しリング状に成形する。ライニング材は鋼製セグメントに結合されたレール材(等辺山形鋼L-30および底部固定金具T型鋼T-50)により固

定されている。ライニング材背面とセグメントとの空間(50mm)に中詰材を充填し二次覆工を構成している(図-1、2参照)。

表-1 主な施工実績

工事名	工事概要
1. 東灘処理場伏越補修工事(神戸市)	硫化水素によって劣化した管路の更生 覆工長: 20m×2列 施工時期: 平成11年5月
2. 富岡雨水幹線築造工事(徳島県阿南市)	鋼製セグメント二次覆工(シールド・推進併用)仕上がり内径3000mm、延長224m 施工時期: 平成13年5月
3. 丸山幹線築造工事(大阪市)	急曲線部の二次覆工(半径30m) 仕上がり内径2400mm、延長10m 施工時期: 平成14年1月
4. 中野雨水幹線築造工事(富田林市)	鋼製セグメント二次覆工(断面縮小) 仕上がり内径2600mm、延長556m 施工時期: 平成14年10月
5. 高槻市平成13年度公共下水道築造工事(高槻市)	鋼製セグメント二次覆工(断面縮小) 仕上がり内径2200mm、延長260m 施工時期: 平成14年11月
6. 奈良公共下水道佐保分水幹線築造工事(奈良市)	鋼製セグメント二次覆工(断面縮小) 仕上がり内径2600mm、延長1696m 施工時期: 平成16年2月～(施工中)

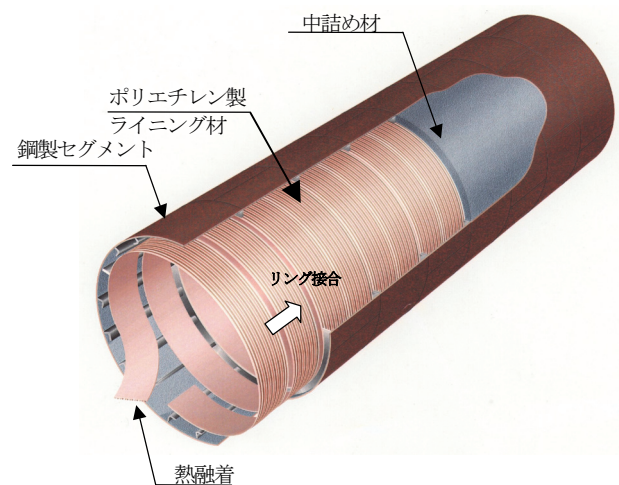


図-1 ポリリング工法概要

*関西支社土木技術部 **関西支社土木部

3. 耐水圧性能向上

本工法ではセグメントから地下水が漏水した場合に、外水圧(地下水圧)によりライニング材と中詰材がはがれることがない耐水圧性能が要求される。セグメントからの漏水が中詰モルタル内を浸透しライニング材に達すれば、漏水圧はライニング材のリップに対して引抜力として作用することになる。

リップの引抜耐力向上を目的としてライニング材のリップ形状をL型からT型に改良し、改良型ライニング材について実物大リング水圧試験および数値解析により耐水圧性能を確認した。

L型リップの形状を図-3に、T型リップの形状を図-4に示す。

3.1 ライニング材形状の改良

ライニング材のリップ形状をL型からT型に改良し、数値解析および要素実験によりT型リップがL型リップよりも耐水圧性能に優れていることを確認した。

a. 数値解析

① 解析条件

- ・二次元FEMモデルによりライニング材のリップ単体及び中詰材をモデル化した。要素は平面応力要素とした。物性値を表-2に解析モデルを図-5に示す。
- ・セグメントからの漏水によるライニング材背面での水圧は、リップに対して引抜力として作用する。その総和を載荷重としてリップ頂部の節点に0.01MPaから増分0.01MPaで、中詰材の降伏領域が境界に達するまで暫増させた。
- ・中詰材は降伏に達すると弾性係数を初期の1/100とし、リップ近傍の要素から降伏領域が伝播する様子を追跡した。また、ライニング材はポリエチレン樹脂であり、中詰材とライニング材の付着は期待できないことから、ライニング材下面での中詰材との間に薄い空間を設けた。

② 解析結果

L型、T型リップにおける降伏領域が拡大する様子を図-6、7に示す。これから、以下の事項がうかがわれる。

- ・L型リップではリップ左側に応力集中が生じ、リップ右側に比べて低い荷重段階で要素の降伏が生じた
- ・L型リップでは0.30MPaで降伏領域は解析の境界に達し、隣のリップから生じた降伏領域とつながりライニ

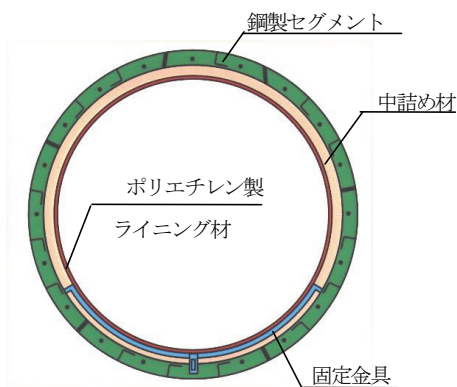


図-2 覆工断面

表-2 リップ形状による比較解析の物性値

ライニング材	部材厚さ	L型リップ 3.5mm	T型リップ 3.5mm
	断面二次モーメント	L型リップ 2.26cm ⁴	T型リップ 2.23 cm ⁴
	弾性係数	1,080 N/mm ²	
	ポアソン比	0.4	
中詰材	弾性係数 (降伏後は弾性係数を1/100とする)	9,550 N/mm ²	
	ポアソン比	0.2	
	圧縮強度	9.15 N/mm ²	
	引張強度	0.7 N/mm ²	

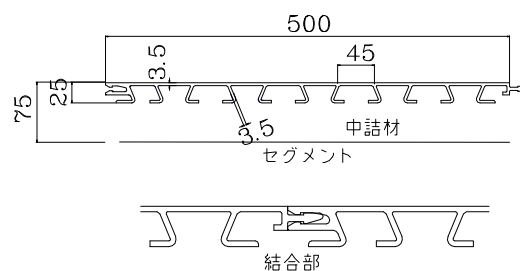


図-3 L型リップ

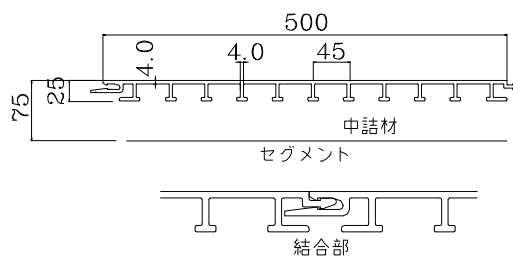


図-4 T型リップ

ング材は剥離する状態になる

- T型リブでは左右均等に降伏領域が生じ、0.32MPaでも降伏はリブ付近にとどまっている。L型リブに比べて耐水圧性能が優れていると判断できる
- L型リブでは降伏領域はほぼ水平方向に破壊が進展し、T型リブでは水平から45度方向に進展することが判明した。これはL型リブではリブ先端位置で水平面での引張破壊、T型リブではリブ先端からのせん断破壊が主体となる。これはリブ形状に起因する破壊形態であること推測した
- コンクリートの材料強度特性はせん断強度が引張強度の2倍程度であり、せん断型の破壊形態が主体であるT型リブは、引張破壊が主体となるL型リブに比べて引抜耐力に有利であることが推測でき、L型リブからT型リブへ形状変更を判断した

b. 要素実験

① 要素実験の内容

リブ形状による破壊形態の相違および引抜耐力の定性的確認を目的に次の要素実験を行った。

供試体寸法 幅30 cm、高さ30 cm、奥行25 cm
 モルタル強度 10~15N/mm²

② 実験結果

破壊荷重はT型リブの場合はL型リブに比べて1.3~2.0倍であった。また、上記数値解析で示したようにL型リブではリブ先端位置から水平方向に破壊面が生じ、T型リブではリブ先端から30~45度方向への破壊面が多く見られた(写真-1参照)。これは先の数値解析で示した破壊形態を確認する結果となった。



写真-1 リブの引抜要素実験

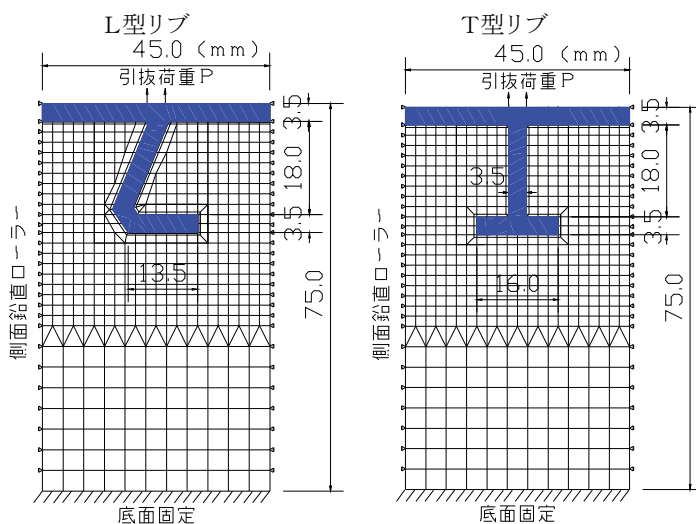


図-5 解析モデル

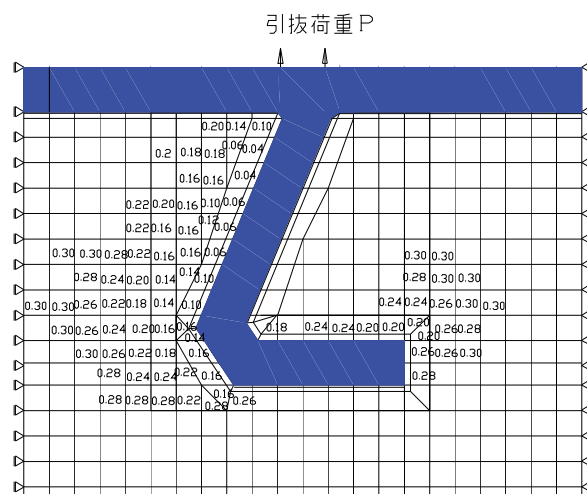


図-6 降伏領域(L型リブ)0.30MPa 載荷時
(数字は要素が降伏したときの荷重(MPa)を示す)

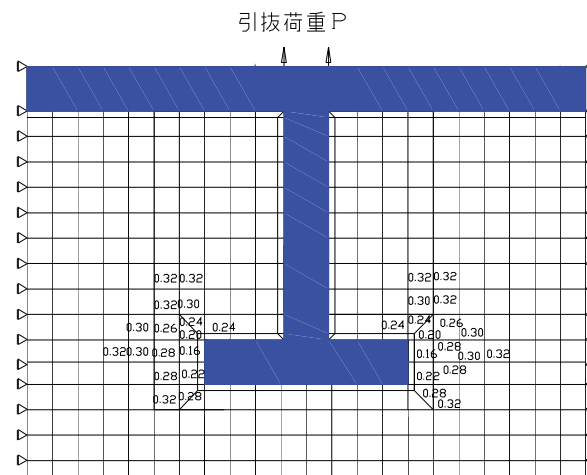


図-7 降伏領域(T型リブ)0.33MPa 載荷時
(数字は要素が降伏したときの荷重(MPa)を示す)

3.2 耐水圧性能の確認

数値解析および実物大リング水圧試験により耐水圧性能を確認した。

a. 実物大リング水圧試験による耐水圧性能の確認
リング水圧試験設備概要を図-8に示す。

試験体は鋼製セグメントに二次覆工仕上がり内径2200mmとした。延長は8リング、8mである。

変位計、水圧計の設置状況を写真-2に示す。水圧計は計測断面ごとに各4点、加圧するライニング材に8点設置した。変位計は計測断面のセグメント左右のスプリング位置とライニング材左右のスプリング位置と底面に設置した。

加圧方法はライニングに注水孔を設置し、リング全体に水圧がかかるように注水孔を断面内で移動した。水圧の増分を0.01MPaとし、水圧ステップごとに5分間水圧を保持した。確認水圧は最大で0.51MPaまで行った。

実験ケース及び実験結果を表-3に示す。実験ケースは中詰材の配合及び養生期間をパラメータとした。

表-3 実験ケース及び結果

試験ケース	中詰材強度 (N/mm ²)		確認水圧 (MPa)
	圧縮強度	引張強度	
1	27.3	1.26	0.42
2	27.6	2.07	0.51
3	8.4	0.92	0.32

b. 数値解析による降伏荷重の試算

二次元FEM解析により中詰材の圧縮、引張強度、破壊エネルギーを変数として、リブの引抜に対する降伏荷重を試算した。

① 解析条件

- モデルは対称断面であることから1/2モデルとした
- 要素はすべて平面応力要素とした
物性値を表-4に、解析モデルを図-9に示す。
- 境界条件は側方は鉛直方向自由、水平方向拘束、底面固定境界とした
- 荷重はリブ頂部要素に引抜力として荷重増分を0.01MPaとした
- 中詰材は引張強度以上の応力状態になればひび割れが生じ、徐々に引張強度が低下する引張軟化特性を考慮する。なお、中詰材の引張軟化特性を図-10に示す
- 中詰材の強度特性はコンクリート標準示方書で示さ

れた関係式を準用した(表-4における式①、②)

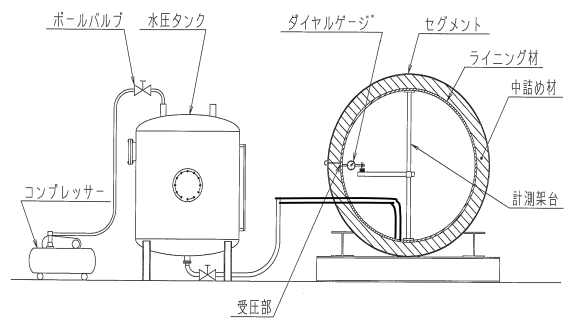


図-8 リング水圧試験設備概要

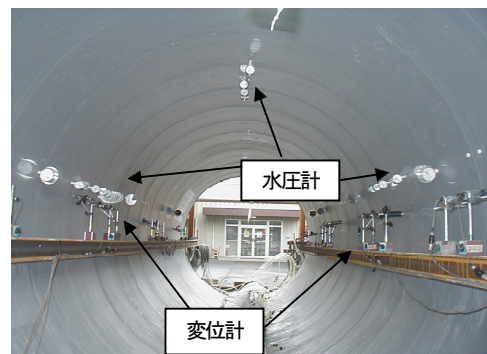


写真-2 水圧計、変位計設置状況

表-4 降伏荷重試験解析の物性値

ライニング材	弾性体	
	弾性係数 (N/mm ²)	1080
ポアソン比	0.4	
中詰材		ひび割れによる引張軟化特性を考慮
	ポアソン比	0.2
	単位体積重量 ρ (kN/m ³)	16.5
	圧縮強度 f _c (N/mm ²)	1~40
	弾性係数 E _c (N/mm ²)	1430 · ρ ^{1.5} · f _c ^{0.5}
	引張強度 f _t (N/mm ²)	0.23 · f _c ^{2/3} · · · · ①
破壊エネルギー G _f (N/m)	10 · d _{max} ^{1/3} · f _c ^{1/3} · · · · ② d _{max} : 粗骨材の最大寸法 1.0mm と仮定	

② 解析結果

ひび割れ発生要素の分布図を図-11に示す。リブ先端から斜め方向にひび割れが進展することがうかがえる。解析における中詰材の引張強度と降伏荷重の関係

を図-12に示した。また、実物大リング水圧試験において確認した結果をあわせてプロットしたが、実験結果と良く一致している。

引張強度と圧縮強度の関係を図-13に示す。図中の実験データは実物大リング水圧試験における中詰材及び他に実施した材料強度試験の結果である。

図-12より降伏強度を0.50MPaまで期待するためには、引張強度が1.90N/mm²程度必要であること、図-13で引張強度を1.90N/mm²とするには圧縮強度が23.0～45.0N/mm²程度必要であることが予測できる。

コンクリート標準示方書では

引張強度 $f_t = a \cdot f_c^{2/3}$ ($a=0.23$)とされているが、

実験に使用中詰材では図-13に示すように係数aは0.14～0.23程度のばらつきが認められた。

引張強度は圧縮強度から推定されることが多いが、ライニング材の耐水圧性能評価の精度を高めるには、中詰材の引張強度の把握が重要になると考えられる。

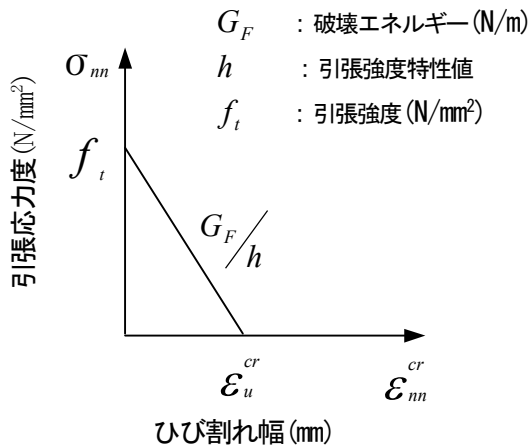


図-10 中詰材(モルタル)の引張軟化特性

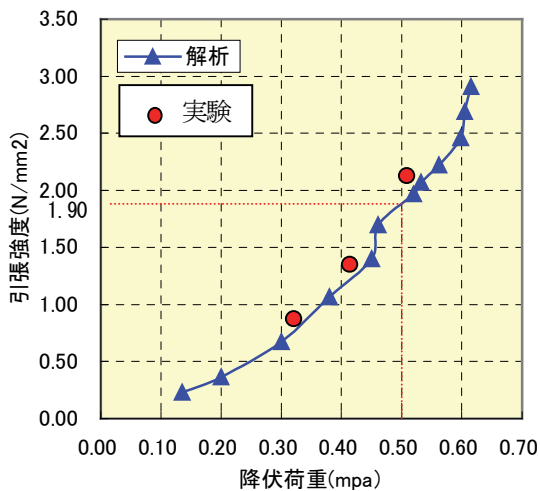


図-12 中詰材の引張強度と降伏荷重

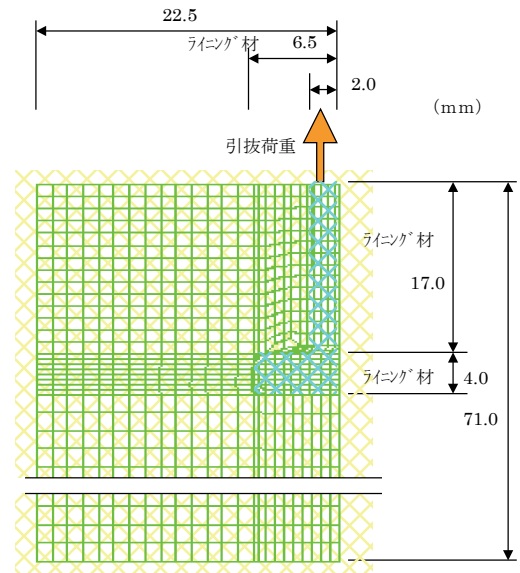


図-9 解析モデル

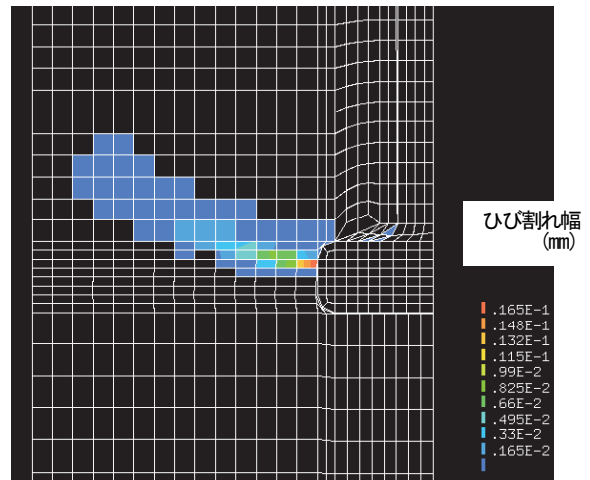


図-11 ひび割れ発生要素の分布

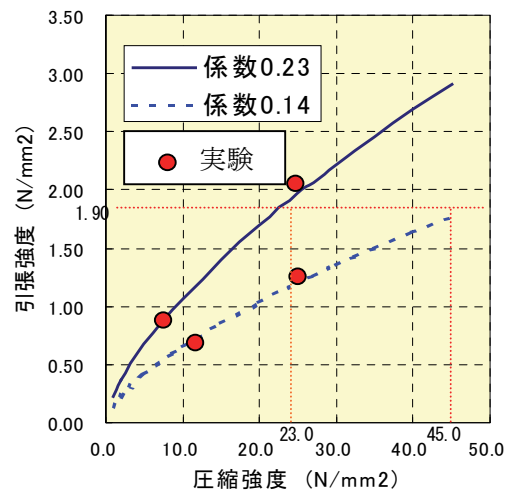


図-13 引張強度と圧縮強度

4. テレフォームタイプ支保工の開発

従来のリング支保工の省力化を図るためにテレフォームタイプの支保工を開発し、実施工に適用した(以降このテレフォームタイプ支保工を用いた中詰材充填工法をテレフレーム工法と称す)。

a. テレフレーム工法の概要

テレフォームタイプ支保工の断面を図-14に、写真-3に組立完了状況を示す。この支保工は1セットの延長1.5mであり、クラウンフォーム、サイドフォーム2ピース、インバートフォーム2ピースの5ピースから構成されている。

クラウンフォームとサイドフォーム2ピースはピン結合し、移動時には折りたたみ一体として移動する。また、インバートフォームの2ピースも一体とし移動を行う。これら折りたたみ、移動、設置の一連の作業は運搬架台にて機械化した。

また、2セットを合わせて1ブロックとする。1ブロックあたりスパットを天端4本、側方4本設置して中詰材充填時の浮力対策と左右の振れ止対策とした。ブロック間は0.5mの間隔を設け角鋼管(□-100)で連結する。カーブ区間ではこの0.5mの間隔を調整し対応する。8~9ブロック(延長30m)程度を1スパンとして中詰材の充填を行う。

b. テレフレーム工法の特徴

従来のリング支保工と比較して、次のような特徴がある。

i. 機械化による省力化

テレフレーム工法は解体から移動組立まで一連化が可能な組立移動台車を用いており、付随する部品類も在来工法に比べ少量・軽量であるため少人数での施工が可能である。

ii. 施工性、品質の向上

- ・中詰め充填時の浮力によって生じる支保工浮き上がりや横ずれに対してスパットで防止しているため、その変動が0~2mm程度と少ない
- ・中詰材注入は、従来工法では2~3リフトに分割したが、テレフレーム工法は1リフトで施工が可能となり工程サイクルの短縮はもちろんのこと、充填材や坑内温度による品質のばらつきが小さい
- ・支保工の解体組立に要する日数は、従来工法の2日に対し1日である(延長30m/日)。充填は従来工法

では6日サイクルであるが、テレフレーム工法では3日サイクルである

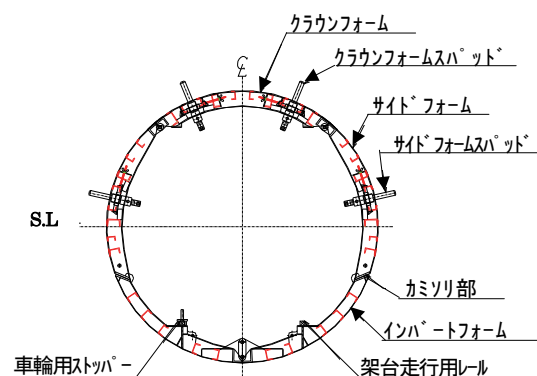


図-14 テレフォームタイプ支保工断面

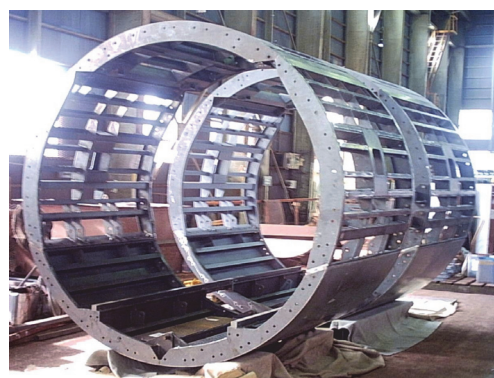


写真-3 組立完了状況(2ブロック×2個)

5. あとがき

ポリリング工法の耐水圧性能向上についてリブ形状変更の妥当性と、中詰材の強度特性から期待できる耐水圧性能を実験と数値解析により検証した。

検討結果の要約を以下に示す。

- ① 中詰材の引張強度を 1.8N/mm^2 以上とすることで 0.5MPa 程度の耐水圧が期待でき、安全率2を見込むと許容水圧を 0.25MPa とできることを確認した。
- ② 数値解析は中詰材の強度特性を把握すれば耐水圧性能の予測に有効な手段であることがわかった。
- ③ テレフォームタイプ支保工は施工の省力化で大きな効果が期待できる。ただコスト面では従来型の支保工が有利であり、曲線半径が小さく($\phi 2600$ で $R = 80\text{m}$ 以下、 $\phi 1500$ では $R=30\text{m}$ 以下)なれば対応が難しく、今後さらなる改善が必要である。

なお、ポリリング工法は㈱大阪防水建設社との共同開発である。また、テレフォームタイプ支保工の同工法への適用は㈱大阪防水建設社と共同で特許出願中である。

立坑とシールドトンネルの免震継手の開発

高橋直樹* 高橋一成*
水野勇一** 柏木 豊***

1. まえがき

首都圏外郭放水路・第5工区工事は、第5立坑および本管トンネルにつながる連絡用シールドトンネルから成り立っている。トンネル自体は比較的良好な洪積地盤を通過しているが、構造物の重要性からレベル2地震動に対しても通水機能を確保することが求められており、通常の応答変位法のほか、立坑・トンネル全体系地震応答解析により、立坑とトンネル接合部の安全性に着目した耐震設計を行った。

解析はまず、立坑接合部を剛結合条件で行ったが、立坑とトンネルの振動特性が異なるため、接合部近傍セグメントの発生断面力および目開き量が大きく、構造物の要求性能を満足できなかった。このため、接合部は止水プレートとアスファルト系材料^{1), 2)}を配置した免震構造とする検討を行い、接合部近傍のセグメントも通常の諸元で所定の耐震性能を満足しているとの結果をえた。

以下、主に立坑・トンネル接合部の地震応答解析結果および採用した免震構造の概要について報告する。

2. 構造概要

首都圏外郭放水路の全体イメージを図-1に、第5工区の全体平面および構造諸元を図-2、図-3および表-1に示す。



図-1 放水路全体イメージ

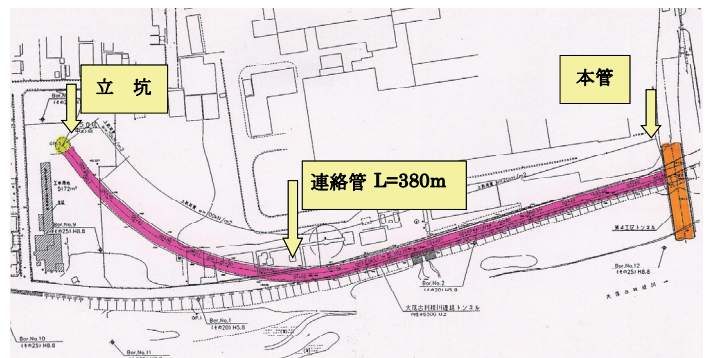


図-2 第5工区の全体平面

表-1 構造諸元

立坑	内径	15.0m
	壁厚	2.0m
	躯体長	74.5m
連絡トンネル	延長	380.0m
	内径	6.5m
	外径	7.1m

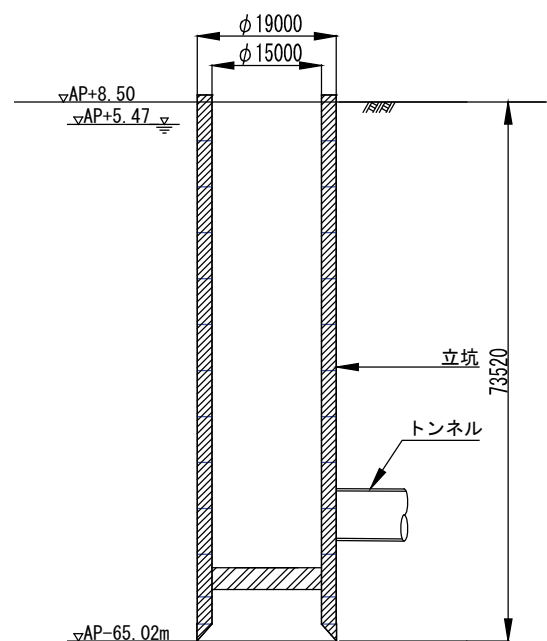


図-3 立坑構造

*東京支社土木技術部 **名古屋支店土木部 ***東京支社土木部

3. 立坑・トンネル全体系の解析

立坑・トンネル全体系解析モデルを図-4に示す。解析モデルはいわゆる田村モデルと類似のものであり、地盤およびセグメント剛性の非線形性を考慮した弾性計算によった³⁾。主な解析条件は以下の通りである。

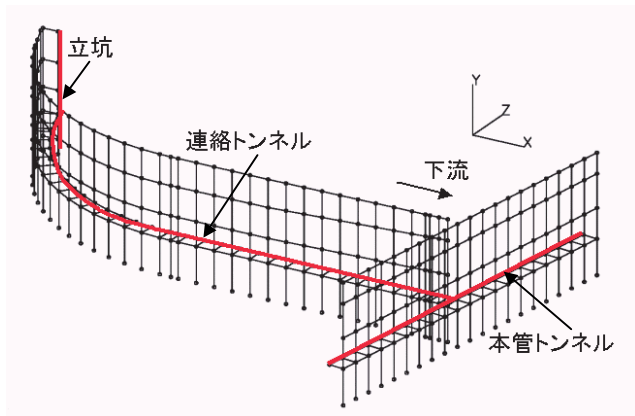
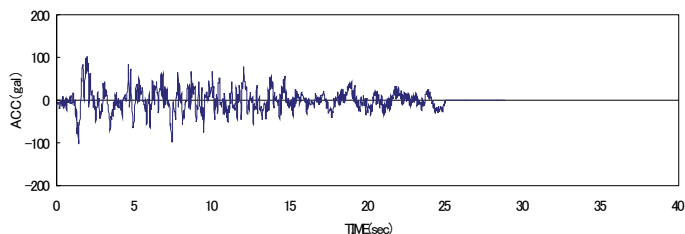
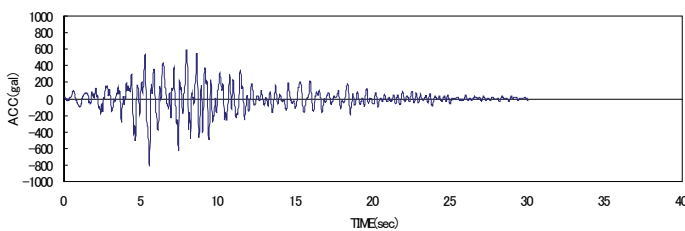


図-4 全体系解析モデル

- ① 入力地震動は、L1 地震動は開北波 ($A_{max}=92.9$ Gal)、L2 地震動は神戸海洋気象台 NS ($A_{max}=765.9$ Gal) とし、設計基盤各点での位相差は考慮していない。入力地震動波形を図-5に示す。



(a) L1 地震動 (開北波)



(b) L2 地震動 (神戸海洋気象台 NS)

図-5 入力地震動

- ② 地盤は1次元重複反射解析結果(等価線形化法解析)と応答特性が等価な質点系にモデル化した。地盤の地層構成は、5箇所ボーリングデータから推定した地質縦断図(図-7参照)を基にトンネル軸方向に沿って変化させた。また、

トンネル深さでの応答変位は地盤の2次振動モードの寄与も無視できなかったため、地盤は鉛直方向4質点にモデル化した。図-6にトンネル位置で最大応答変位が生じる時刻での1次元重複反射解析による地盤変位分布を示す。図より、L2地震時には、地盤は2次振動モードが卓越していることがうかがわれる。

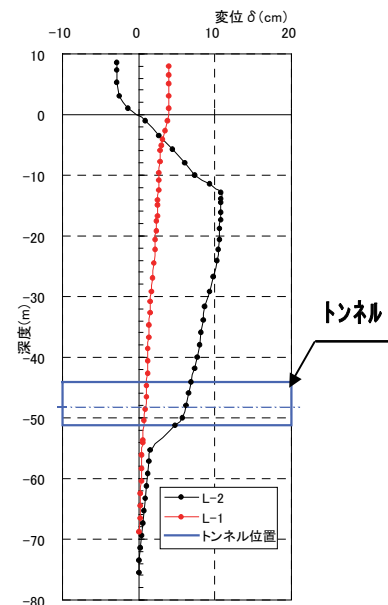


図-6 地盤変位分布
(トンネル位置最大変位時)

- ③ トンネルの軸方向圧縮剛性はセグメント(リングロックセグメント)とリング間緩衝材との直列ばね、引張剛性は軸方向ボルトのみを評価し、トンネル全体が圧縮軸剛性の場合と引張軸剛性の場合の両方で検討した。
- ④ トンネルと地盤の相互作用ばねは、1次元重複反射解析結果の収束剛性を用いた3次元静的FEM解析から算定した。
- ⑤ 入力地震動の方向は、直線延長の長い下流側連絡トンネル軸方向(X方向)および軸直角方向(Z方向)とした。
- ⑥ 免震構造部は、立坑・トンネルの部材間ばねとしてモデル化した。また、免震材のばねは免震層の外周面を固定し、トンネル外周面を軸方向ならびに軸直角方向に強制変位させたときの、変位と反力の関係から導かれる理論解から算定し⁴⁾、止水プレートのばねと並列に作用するものとした。

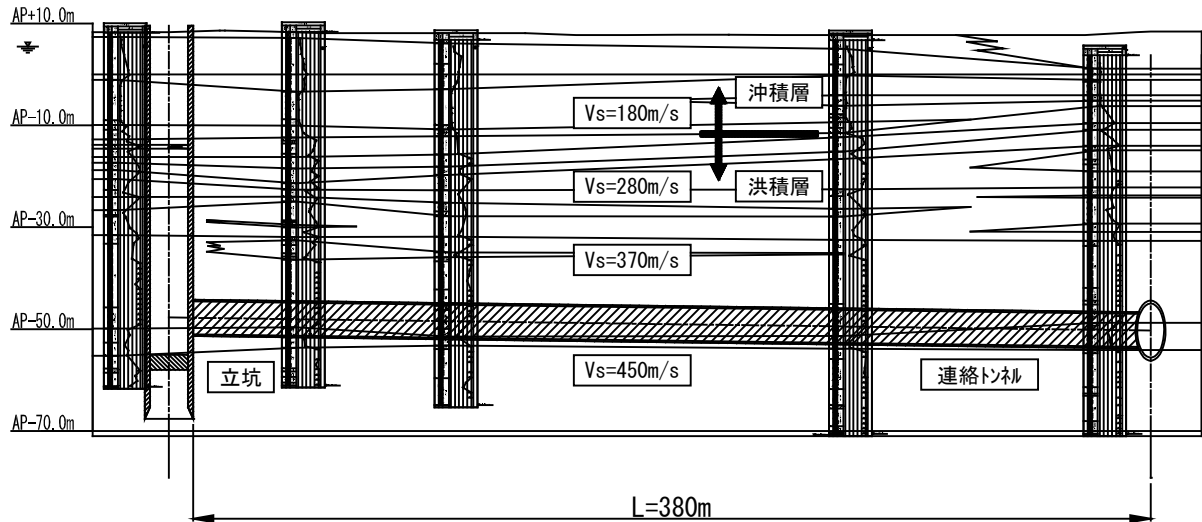


図-7 地質縦断

理論解を式(1)、式(2)に、算定したばね定数を表-2に示す。

なお、本免震材は、ひずみ依存性を有しておりひずみレベルが大きくなるほど剛性が低下するため、免震材としては好都合の材料と言える。免震材の物性値を表-3に、繰返し中空ねじりせん断試験の結果を図-8に示す。

表-2 接続部のばね定数

項目	単位	アスファルト系材料	止水プレート	アスファルト系材料+止水プレート
軸方向ばね定数	kN/m	1.90×10^5	9.07×10^4	2.81×10^5
軸直角方向ばね定数	kN/m	6.66×10^5	-	6.66×10^5
回転ばね定数	kN・m/rad	1.25×10^6	5.24×10^5	1.77×10^6

表-3 免震材物性値

項目	測定方法	測定値
比重		1.114
圧縮弾性係数	一軸圧縮試験	$0.64 \sim 1.35 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	三軸圧縮試験	0.4
材料分離度	単位体積重量法	0
透水係数	加圧式アウトプット試験法	$2.4 \times 10^{-9} \sim 8.8 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$

トンネル軸方向ばね定数

$$K_x = 2\pi \cdot G_m / \ln(R_m/R_t) \quad (1)$$

トンネル軸直角方向ばね定数

$$K_y = 8\pi \cdot G_m \cdot (3-4\nu)(1-\nu) / \left[(3-4\nu)^2 \ln(R_m/R_t) - \{(R_m/R_t)^2 - 1\} / \{(R_m/R_t)^2 + 1\} \right] \quad (2)$$

ここに、

- Rt : トンネル外径の1/2(m)
- Rm : 免震層の外径の1/2で $R_m = R_t + t$ (m)
- t : 免震層厚(m)
- Gm : 免震層のせん断弾性係数(kN/m^2)
- ν : 免震層のポアソン比

図-9にL2地震時における立坑・トンネル全体系の最大変位分布図を示す。立坑は表層地盤に近づくほど大きく振動しており(ロッキング振動)、立坑の振動がトンネルに大きな影響を及ぼすことがうかがわれる。

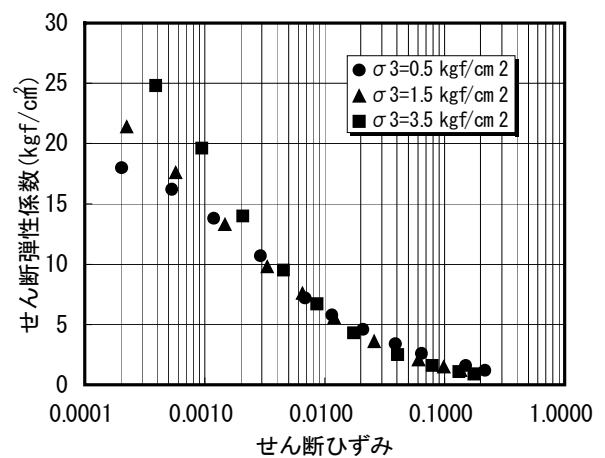


図-8 免震材繰返し中空ねじり試験結果

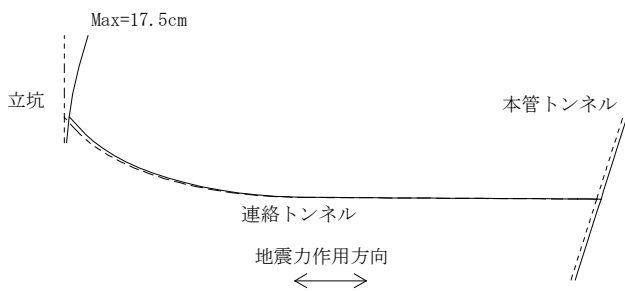


図-9 最大変位分布図（トンネル軸方向入力）

図-10、図-11 に、立坑・トンネル接合部に免震構造が無い場合と立坑・トンネル接合部に免震構造を設けた場合での最大発生断面力分布の例を示す。

図より、免震構造が無い場合、立坑から 40m 程度の範囲は立坑振動の影響により大きな断面力がセグメントに発生しているのに対して、免震構造を設けると、発生断面力は大きく低減されることがわかる。なお、連絡トンネルと本管トンネルとの接合部は、両者がほぼ同様に挙動するため、その発生断面力は小さかった。ただし、不測の事態に備えるため、フェール・セーフ機構として接続部付近の連絡トンネルに可とう性のゴムを設けることとした。

4. 3次元FEM解析

前項の全体系解析では、免震材は立坑とトンネルの接合部のみに設けるものと仮定したが、ここでは、3次元静的FEMにより、免震材の適正な延長区間について検討した結果を示す。

解析モデル全体および立坑部を拡大したものを図-12、図-13に示す。

解析条件は以下の通りである。

- ① 解析モデルは、立坑を内空断面積の等しい正方形断面に置換え、地盤は水平成層とし、外力およびモデルの対称性を考慮し、ハーフ・モデルとした
- ② 地盤および立坑をソリッド要素に、トンネルはシェル要素にモデル化し、トンネルの剛性は軸方向圧縮時の剛性を用いた
- ③ 震外力は静的な水平震度 0.5G を地盤および構造物に一樣に作用させた

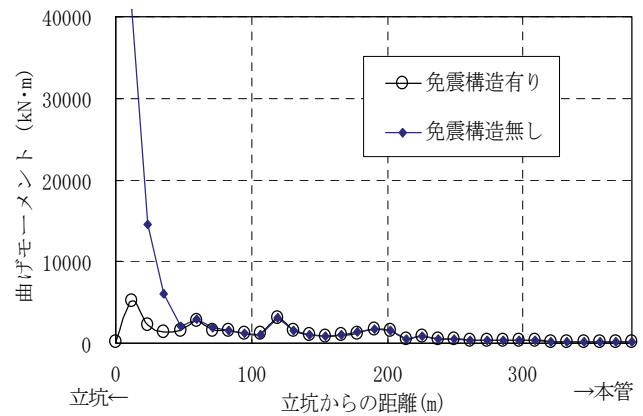


図-10 最大軸力分布
（トンネル軸直角方向入力、L2地震時）

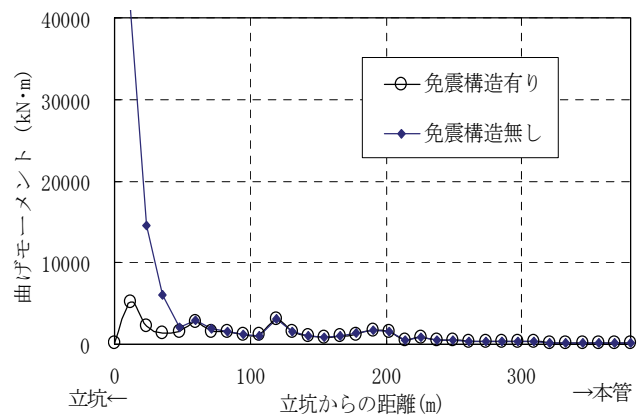


図-11 最大曲げモーメント(My)分布
（トンネル軸方向入力、L2地震時）

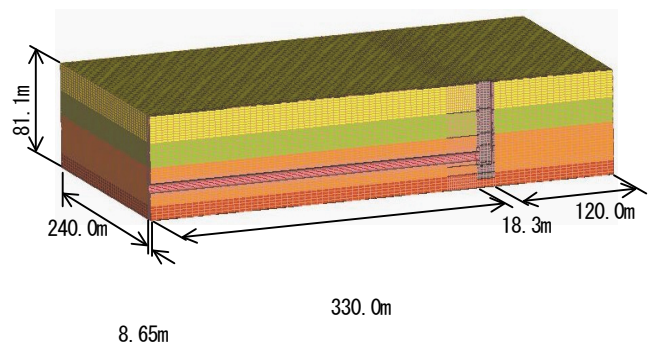


図-12 モデル全体図

解析ケースは、表-4に示すように、免震層が無く立坑とトンネルを剛結合とした場合、立坑とトンネル接合部のみに免震層(延長 3m)を設けた場合、さらに立坑から外側の地盤にも 10,20,30m と免震層を設けた場合について解析した。

解析結果のうち、各ケースでトンネルに発生する主応力分布を図-14に示す。

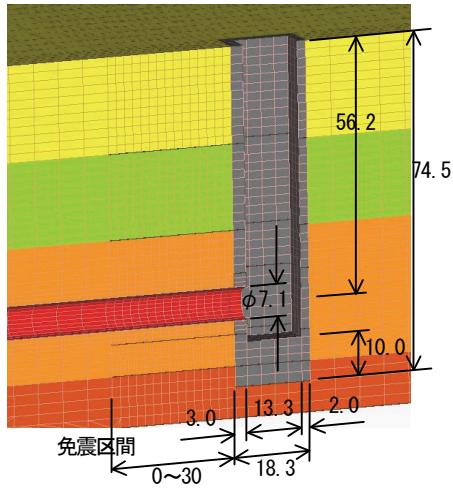


図-13 解析モデル拡大

表-4 解析ケース

CASE NO.	免震構造	免震区間長
1	免震構造無し	0m
2		3m (立坑接続部のみ)
3	免震構造有り	3+10m
4		3+20m
5		3+30m

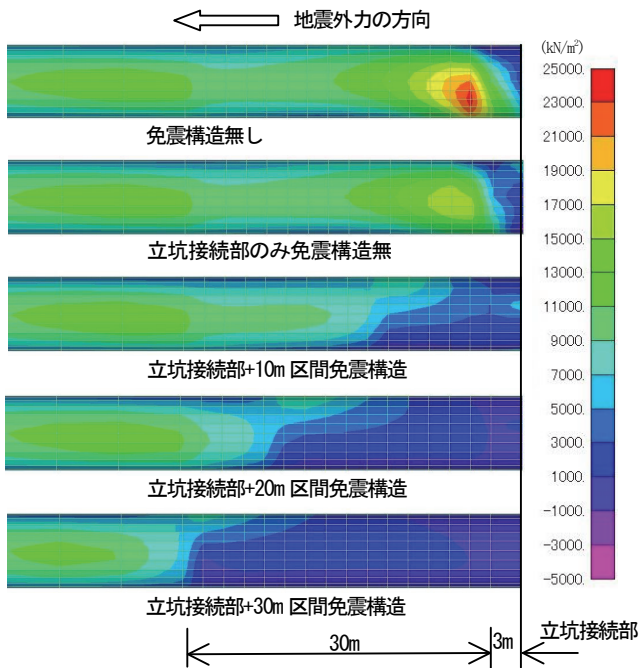


図-14 トンネル主応力分布

剛結合の場合には、立坑のロッキングによる変形が直接トンネルに伝達され、立坑近傍トンネルに大きな

曲げ変形および軸力が発生している。一方、免震構造とした場合には、曲げ変形および軸力が低減されており、免震区間は長いほどトンネル断面力は低減される傾向にある。なお、本設計では、施工性・経済性を考慮し、接続部のみを免震構造とした

5. 免震継手構造

立坑近傍セグメントの発生断面力を低減する構造としては、可とうセグメントを設置することも考えられたが、経済性を考慮し、図-15、図-16、図-17に示すように止水プレートとアスファルト系材料を配置した免震構造とした。

すなわち、坑口付近での地下水圧は、約 0.6MPa と大きく、止水を目的として、セグメント端部に止水プレートを取付け、その止水プレートのたわみ変位により、地震時のトンネル軸方向の断面力を吸収させる構造とした。また立坑および坑口コンクリート開口部とセグメントのクリアランスには、アスファルト系免震材を充填し、地震時に発生するトンネル軸直角方向の断面力を吸収させる構造とした。

なお、免震材は図-18に示すように、あらかじめ坑口周面数箇所を設置したパイプにより注入することとした。

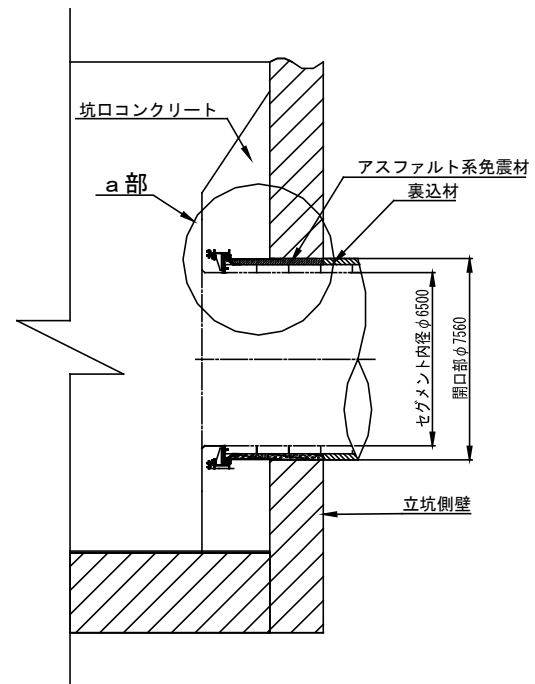


図-15 立坑・トンネル接続部全体

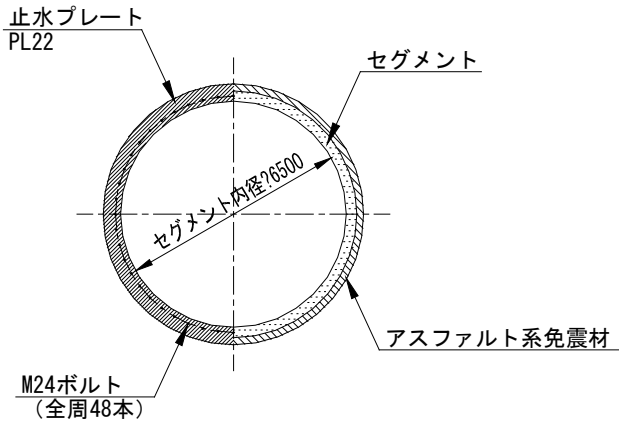


図-16 免震構造概要 (a 部正面)

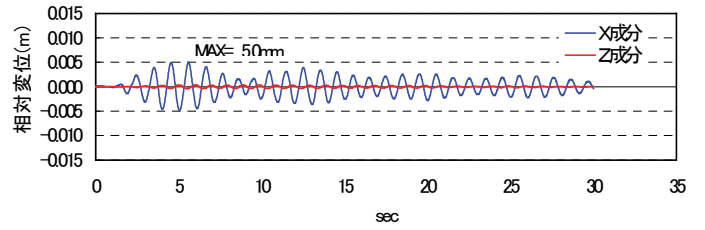


図-19 立坑トンネル接続部相対変位 (L-1、X 方向地震時)

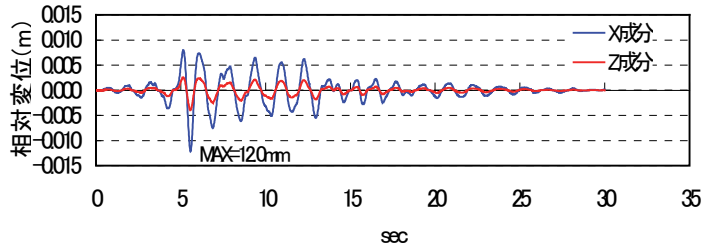


図-20 立坑トンネル接続部相対変位 (L-2、X 方向地震時)

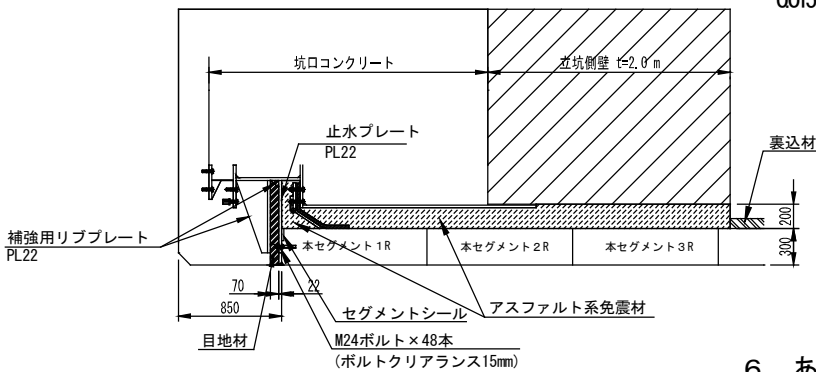


図-17 免震構造概要 (a 部側面)

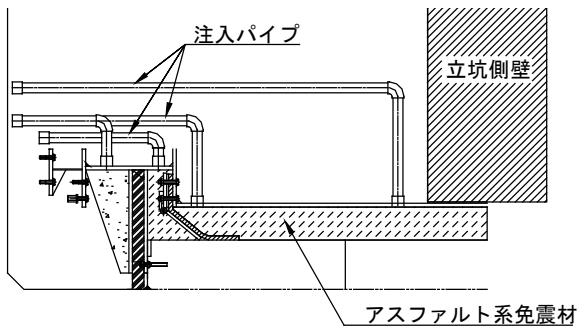


図-18 免震材注入パイプ

また、セグメント端部と止水プレートはボルト結合とし、トンネル軸直角方向に可動しうるようボルトクリアランス 15mm を設けている。このボルトクリアランスは、立坑とトンネル部の接合条件をフリーとした場合の立坑・トンネル全体系解析結果の最大相対変位 12mm(L2 地震時)をもとに設定した。

参考のため、図-19、図-20 に X 方向に地震動が入力された場合の L-1 地震時および L-2 地震時の立坑およびトンネル端部の相対変位を示す

6. あとがき

立坑とトンネルの接合部は、両者の振動特性が異なることから耐震上常に問題となる個所である。今後は、比較的安価な本免震構造が、立坑接合構造の選択肢に加えられるれば幸いである。

【参考文献】

- 1) 減震・免震・制震構造設計法ガイドライン (案)、土木学会地震工学委員会、2002. 1
- 2) 森吉昭博、竹内幹雄：常温水中硬化型瀝青系新複合材料の開発と特性-地中構造物の防水用材料として土木学会論文集、No. 433/V-15、 pp. 157-166、1991. 8
- 3) 地下構造物の免震設計マニュアル、建設省土木研究所、1998. 9
- 4) 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン (案)、土木研究所資料、第 3119 号、1992. 3

CSG混合装置の開発

廣中哲也* 木全克夫** 米田安夫***
満田守雄*** 堀 保夫*** 中山隆義****

1. まえがき

近年の公共事業費の削減、自然環境の保護・保全を背景に建設事業には、今まで以上のコスト削減と環境保全への配慮が望まれている。このような背景から、ダム事業においては河床砂礫や掘削ズリなどの現地発生材を有効に活用するCSG工法（Cemented Sand and Gravel Method）に期待が高まっている。

CSG工法は、河床砂礫や掘削ズリなどのダムサイト近傍で容易に入手できる岩石質材料（以後、母材と称す）のオーバーサイズを取り除いた材料（以後、CSG材と称す）に、セメント、水を添加し、簡易な混合装置により連続製造した材料（以後、CSGと称す）を運搬、ブルドーザーで敷き均し、振動ローラで転圧することにより構造物を築造するものである。そのため、CSGの製造に用いる混合装置には、多様な現地発生材への適用性と施工数量が多い場合の連続・大量製造性能が求められている¹⁾。また、CSG工法をダム建設に採用した場合、採取した母材には極力手を加えずにオーバーサイズだけを取り除いたCSG材を利用するため、廃棄率が低く、骨材製造設備などが簡略化され、汎用機械を用いた急速施工が可能となることから環境負荷の低減、工期短縮およびコスト削減を図ることができる²⁾。

そこで、重力による揺動混合とパドルによる攪拌混合を併用した小型・軽量の連続式混合装置を開発し、幅広い粒度の現地発生材を用いて良好な品質のCSGを製造可能なことを確認した。また、本装置を用いて、福島県発注のこまちダム建設（本体）工事における上流仮締切堤に適用し、安定した混合性能と良好な品質が得られた。

本報告では、混合装置の概要と性能確認試験の結果およびダム工事での上流仮締切堤への適用事例を中心に記述する。

2. 混合装置の開発

2.1 混合装置の概要

a. 混合の仕組み

混合装置は、適用現場、採取箇所、採取時期等により粒度および含水率等が変動する多様な現地発生材での混合が可能となるように開発した。図-1に混合の仕組みを示す。傾斜させた矩形筒の上部からCSG材、セメント、水を投入し、重力による流下時の揺動混合とパドルの回転による攪拌混合を組み合わせた重力・動力併用型の混合装置である。

b. 仕様および特徴

重力・動力併用型CSG混合装置を写真-1、主な仕様を表-1に示す。また、その特徴を以下に示す。

- i. CSG材への適用範囲が広く、混合性能が良い。
装置の傾斜角度とパドルの回転数を変化させるこ

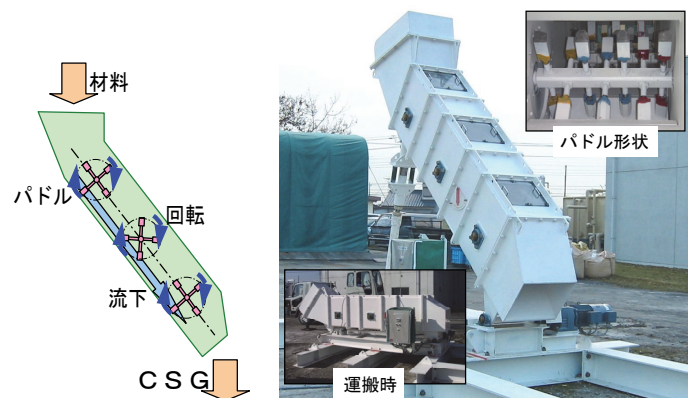


図-1 混合の仕組み

写真-1 CSG混合装置

表-1 混合装置の主な仕様

項目	内容
寸法	L=4,000mm W=560mm H=750mm
重量	2.8t
対象最大粒径	80mm
製造能力	80m ³ /h
回転軸数	3軸
パドル回転数	8.7~110回毎分
装置傾斜角度	40~65°（可変式）
モーター出力	3.7Kw × 1台

*技術研究所 **技術本部土木部 ***関西支社土木部 ****関西支社機械部

とでCSG材の特性に合った混合が可能となり、良好な混合性能が得られる。

ii. 回転用モーター出力が小さい。

重力による流下混合と併用しているため、パドル回転用のモーター出力が小さい。

iii. 小型軽量設備である。

4tトラックで運搬可能な重量と寸法であり、設置・撤去も容易である。

2.2 性能確認試験

混合装置の性能を確認するために、現場発生材を用いた傾胴式ミキサーによる室内および実機による混合試験を実施した。

a. 試験概要

(a) 使用材料および基本物性

表-2に使用材料および基本物性、図-2にCSG材の粒度分布を示す。母材にIダム建設工事発生材を用い、80mmふるい通過分をCSG材とした。今回は幅広い粒度のCSG材への適用性を確認するために、CSG材の細粒分(5mmふるい通過分)の含有率を20~50%の4種類に調整した。

(b) 混合方法

混合方法は、室内試験では容量120ℓ傾胴型混合ミキサーを用いて、1バッチ60ℓ当たりのセメント、CSG材、水を投入し3分間混合した。実機試験では、材料投入用ベルトコンベア1本(幅60cm、長さ8m)と混合装置を用い、混合量はベルトコンベア1m当たりの各材料の計量値を変えることで0.2、0.3、0.4 m^3 とした。なお、混合量0.2 m^3 は連続運転時の製造能力の40 m^3/h 、0.4 m^3 で80 m^3/h に相当する。

(c) 試験ケース

表-3に室内試験および実機試験の試験ケースを示す。室内試験では、単位水量、CSG材の細粒分含有率をパラメータとした。特に、前述のように実機の幅広い粒度変動に対する適用性を確認するために、CSG材の細粒分含有率を20~50%となるように調整した。

実機試験では、混合装置の傾斜角度、攪拌羽根の回転数、混合量およびCSG材の細粒分含有率をパラメータとした。なお、単位セメント量は、これまでのCSGの施工実績でもっとも事例が多い80 kg/m^3 のみとした。

(d) 試験項目および方法

試験項目および方法は、台形CSGダム技術資料³⁾

に準拠した。混合後のCSGは、40mmのふるいでウェットスクリーニングを行った後に試験体に用いた。試験体寸法はφ15cm×30cmの標準試験体とし、3層に分けてCSGを型枠に詰め、各層を回転数3000回/分で起振力140~150kgの振動タンパーにより30秒間締固めた。単位容積質量試験および一軸圧縮強度試験を実施した。圧縮試験では応力-ひずみ曲線を測定し、応力の最大値をピーク強度、応力-ひずみ曲線の直線区間を弾性領域、弾性領域中の応力が最大となる点をCSG強度と定義した。

b. 試験結果

図-3に細粒分含有率を変化させた場合の単位水量とCSG強度の関係を示す。材齢28日のCSG強度は、室内試験で2.9~3.9 N/mm^2 、実機試験で2.4~2.7 N/mm^2 となり、室内試験のCSG強度に対する実機試験のCSG強度の比率(以後、CSG強度率と称す)は74~86%であった。実機混合装置の性能は、今

表-2 使用材料および基本物性 (性能確認試験)

区分	仕様	
CSG材	・ Iダム建設工事発生材 ・ 片麻岩、粒径 0~80mm	
	細粒分率 20%	表乾密度 2.62 t/m^3 、吸水率 1.61% 単位容積質量 1.98 t/m^3
	30%	表乾密度 2.61 t/m^3 、吸水率 1.83% 単位容積質量 2.01 t/m^3
	40%	表乾密度 2.61 t/m^3 、吸水率 2.05% 単位容積質量 1.97 t/m^3
	50%	表乾密度 2.60 t/m^3 、吸水率 2.27% 単位容積質量 1.98 t/m^3
セメント	・ 普通ポルトランドセメント ・ 密度 3.16 t/m^3	
水	・ 水道水	

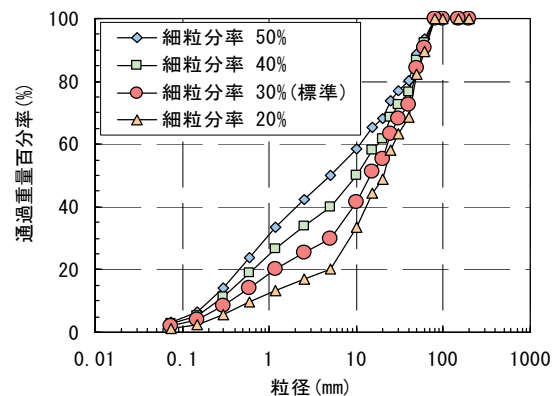


図-2 CSG材の粒度分布 (性能確認試験)

表-3 試験ケース (性能確認試験)

要因		水準
室内 と 実機	単位セメント量	3水準 (80~100 kg/m^3)
	単位水量	5水準 (100~150 kg/m^3)
	細粒分率	4水準 (20~50%)
実機	傾斜角	3水準 (40~60度)
	パドル回転数	4水準 (45~90回毎分)
	混合量	3水準 (0.2~0.4 m^3 /回) (連続運転時 40~80 m^3/h 相当)

回の使用材料では傾斜型ミキサー3分間の混合に対して8割程度であると考えられる。

図-4に単位水量 120kg/m³ を一定にした場合のCSG材の細粒分率とCSG強度の関係を示す。室内試験および実機試験のCSG強度は、CSG材の細粒分率が20~50%に増加することで20%程度低下している。これは、細粒分の増加に伴って所要の混合エネルギーも増加したためと考えられる。また、実機試験ではパドルの回転数と1回当たりの混合量が多いほどCSG強度が大きくなっており、細粒分率30%のCSG強度率は87%と良好な値を示している。

図-5に混合装置のパドル回転数とCSG強度の関係、図-6に混合装置の傾斜角度とCSG強度の関係を示す。パドル回転数の増加によりCSG強度は1.8~2.9N/mm²に増加しており、75回毎分以上で安定したCSG強度が得られている。次に、今回使用したCSG材では、傾斜角度50°のCSG強度が40°と60°に比べて大きくなっている。以上より、混合装置の回転数および傾斜角度を変化させることで効果的な混合性能が得られると考えられる。

3. 上流仮締切への適用例

3.1 施工概要

a. 工事概要

こまちダムは福島県発注の堤高 37.0m、堤体長 150.0m、堤体積 30,000m³ の重力式コンクリートダムである。本ダムにおいて、転流工の上流仮締切堤に今回開発した混合装置を用いたCSG工法を適用した。

表-4に上流仮締切堤の工事概要、図-7に上流仮締切堤の断面図を示す。CSG工法の適用により上下流面勾配を当初設計の1:2から1:1に変更し、堤体積の削減を実現した。なお、CSGの必要強度は、上下流面勾配1:1の安定性の検討結果より2.0N/mm²となった。

b. 混合設備

図-8に本施工に用いた混合設備の配置図を示す。混合設備は、CSG材投入ホッパー、ベルトフィーダー、混合装置、セメントサイロ、セメント供給設備、給水設備、ベルトスケール、積込用ベルトコンベア等からなっている。

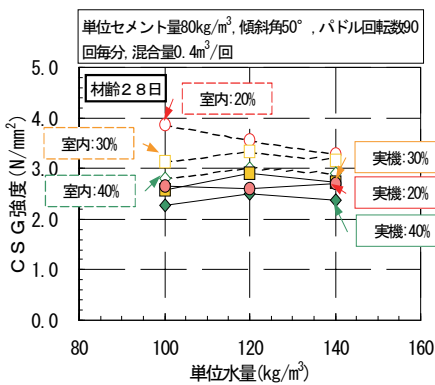


図-3 単位水量とCSG強度

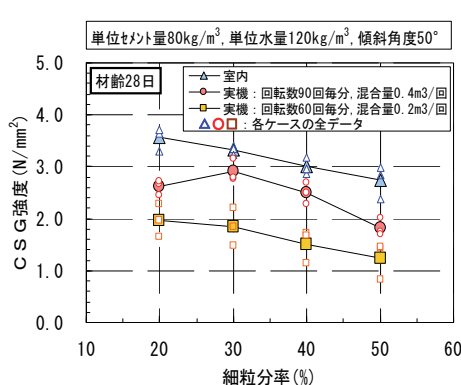


図-4 細粒分率とCSG強度

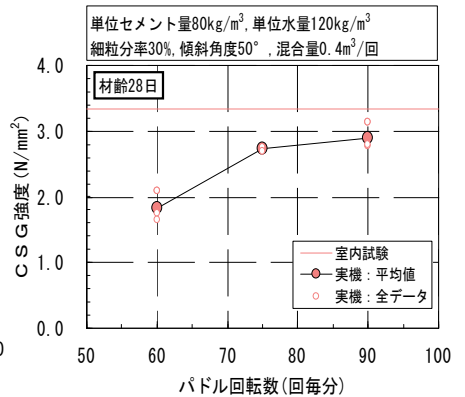


図-5 パドル回転数とCSG強度

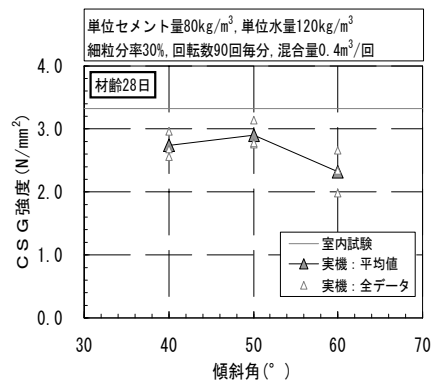


図-6 傾斜角度とCSG強度

表-4 上流仮締切堤の工事概要

項目	内容
堤高	5.9m
堤長	27.0m
天端幅	4.0m
堤体積	808m ³
上下流面勾配	1:1
保護・遮水工	上流面+天端 吹付けモルタル (t=50mm)
放流工	コルゲートパイプ I型-φ1500

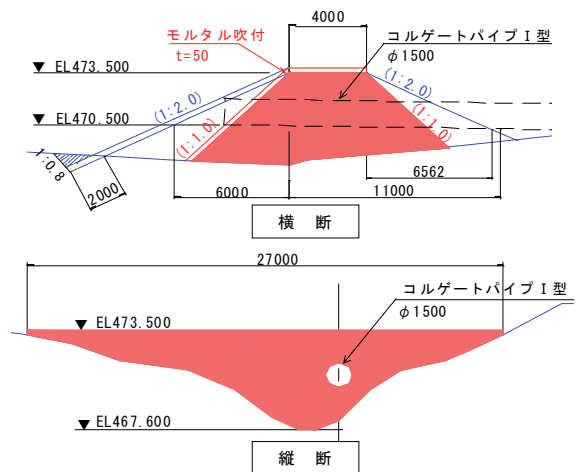


図-7 上流仮締切堤の断面図

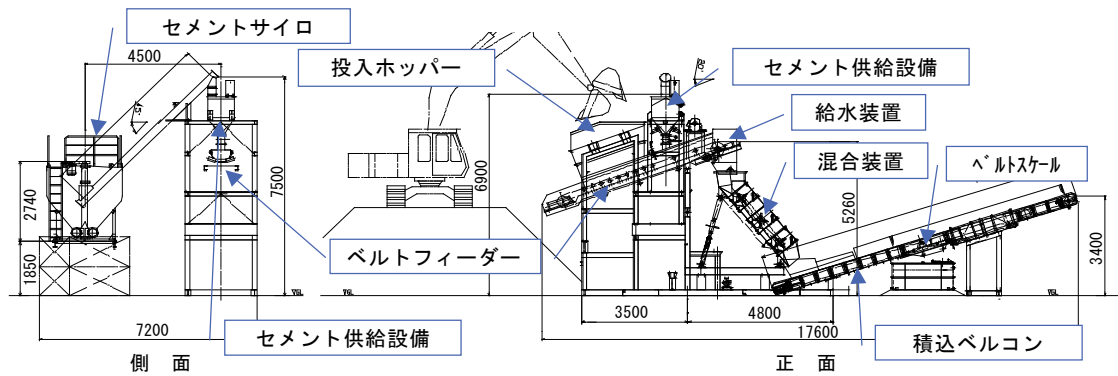


図-8 混合設備の配置図

表-5 上流仮締切堤の使用材料

区分		基本物性
CSG材	真砂	現場発生材、風化花崗岩 表乾密度 2.55t/m ³ 、吸水率 4.50% 実積率 57.7%
	粗粒材	郡山産碎石、かんらん岩 粒径 0-80mm、表乾密度 2.82t/m ³ 吸水率 1.13%、細粒分率 13% 実積率 70.2%
セメント		普通ポルトランドセメント 密度 3.16t/m ³
水		河川水

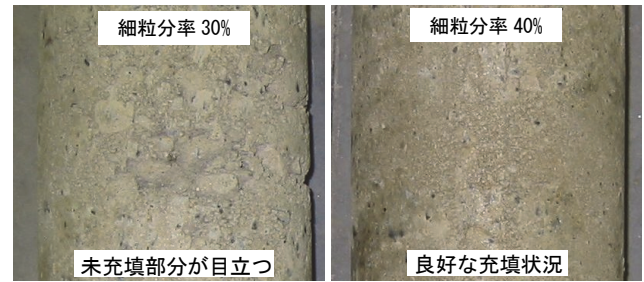


写真-2 細粒分率 30%と 40%時の標準試験体

c. 使用材料

表-5に上流仮締切堤の使用材料を示す。使用材料は、上流仮締切堤施工時に工事区域内から粗粒分の掘削ズリが発生しなかったため、粗粒材(0~80mm)を近傍の採石場より入手し、不足細粒分はダムサイトで発生する真砂(風化花崗岩)を混合して使用した。なお、真砂の混合量は、事前の配合選定試験により決定した。

3.2 配合選定試験

a. 試験概要

実施工で使用する配合を決定するために、事前の傾胴式ミキサーによる室内試験および実機試験を実施した。なお、適用決定から施工までの準備期間が短かく、材齢 28 日の養生期間が確保できなかったため、配合は混合状況および材齢 7 日のピーク強度の結果をもとに選定した。

使用材料は、表-5に示す実施工と同様のものを用いた。混合方法は、室内試験では容量 120ℓ傾胴型混合ミキサー、実機試験では、材料投入用ベルトコンベア 1 本(幅 60cm、長さ 8m)と混合装置を用いた。混合量は室内試験で 1 バッチ 60ℓ、実機試験で 0.4m³(80m³/h 相当)とした。

試験ケースは、単位セメント量 60kg/m³と 80kg/m³の 2 水準、単位水量 110~150kg/m³の 5 水準、粗粒材に現場発生真砂を混合して CSG 材の細粒分含有率が 30%と 40%の 2 水準とした。

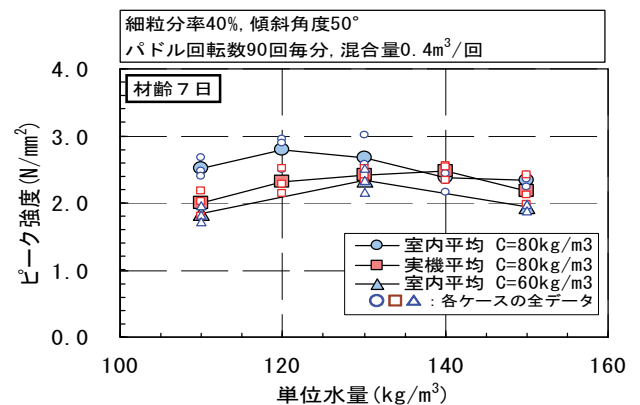


図-9 単位水量とピーク強度(配合選定試験)

b. 試験結果

写真-2に細粒分率 30%と 40%時の標準試験体を示す。細粒分率 30%では表面に粗粒分および未充填部分が目立っており、細粒分率 40%では良好な充填状況であった。したがって、これ以降の配合選定試験および実施工の細粒分率を 40%とした。

図-9に室内試験および実機試験での材齢 7 日のピーク強度と単位水量の関係を示す。室内試験および実機試験ともに単位セメント量 80kg/m³の場合に必要な強度 2.0N/mm²を満足した。また、単位セメント量 80kg/m³の場合、室内試験では単位水量 120kg/m³でピーク強度の最大を示し、実機試験では、単位水量 120~140kg/m³までピーク強度は増加傾向にある。なお、標準試験体への充填状況は単位水量 120~

150kg/m³で良好であった。一方、CSGの強度特性以外にも施工性の観点からフレッシュ性状を考慮すると、単位水量 140kg/m³ 以上では粘性が生じ、振動締固め時に表面に水分が浮き、ミキサーや振動タンパにCSGが付着するため、施工性に問題があるのもと考えられた⁴⁾。

したがって、施工性を優先して、今回の施工に使用するCSGの配合を単位セメント量 80kg/m³、単位水量 120kg/m³ に決定した。表-6に決定配合の試験結果を示す。決定配合のCSG強度率は材齢 28 日で 83%であり、良好な混合結果が得られた。

3.3 施工状況

a. CSG材のストックとブレンド

CSG材のストックは、表-5に示す粗粒材と現地発生真砂を容積比 2 : 1 (細粒分率で約 40%) となるようにサンドイッチ状にストックした。混合設備に運搬する前にスケルトン付きバックホウにて切り崩しながら十分に混合した。

b. 混合

写真-3に混合設備を示す。ベルトコンベアと混合機を組み合わせ、ベルトコンベアを通過する単位時間当たりのCSG材重量が一定となるようにリアルタイムでベルトコンベアの搬送速度を調節し、一定量の水とセメントを加えるシステムとなっている。CSG混合状況は、フェノールフタレイン溶液の噴霧による発色状況から良好であった。

c. 打設

写真-4に転圧状況を示す。混合設備で製造されたCSGは、ダンプトラックで打設現場に運搬され、バックホウで1層 25cm にまき出し、振動ローラで層厚 50 cm 毎に無振動1回と振動8回の締固めを実施した。法面は振動機付きバックホウ、岩着部や狭隘部はハンドローラとタンピングランマーにより締固めた³⁾。また、打設後の養生方法は寒冷期のため、養生マット、シートおよびネットを重ねたものとした。なお、打設完了後の上流法面と天端面へは、表面保護および遮水を目的に厚さ 50mm の吹付けモルタルを施工した。

d. 製造実績

写真-5に上流仮締切堤の施工完了状況を示す。今回の施工では、混合装置の傾斜角度は 45°、パドル回転数は 100 回毎分、製造量は施工量が少なかったため、40m³/h で製造した。

表-6 決定配合の試験結果

区分	強度 (N/mm ²)			強度率 (実機/室内) (%)		密度 (t/m ³)
	材齢 7 日		材齢 28 日	ピーク	CSG	
	ピーク	CSG	CSG			
室内試験	2.78	4.29	3.41	-	-	2.28
実機試験	2.31	3.73	2.85	87	83	2.25

【条件】
 ・単位セメント量 80kg/m³、単位水量 120kg/m³
 ・パドル回転数 90 回毎分、傾斜角 50°
 試験時の混合量 0.4m³/回 (連続運転 80m³/h 相当)



写真-3 CSG混合設備



写真-4 転圧状況

写真-5 施工完了状況

製造体積は、設計堤体積の 808m³ に対して 872m³ であり、1日当たりの最大製造量は、打設ヤードが狭く、施工サイクルに制約されたため、約 150m³ であった。途中、オーバーサイズの粗粒材の混入によりパドルの一部が破損したことを除いて順調に製造できた。

3.4 施工および品質管理

a. 管理方法と基準値

表-7に今回実施した主なCSGの管理方法と基準値を示す。品質管理項目は、CSG材の表面水率、CSG材の粒度分布およびCSGの圧縮強度とした。圧縮強度には標準試験体を用い、混合のバラツキを評価するために材齢 28 日の採取本数を 6 本とした。圧縮強度の管理基準値は、仮締切堤体の内的・外的安定性を検討した解析結果より 2.0N/mm² とした。施工管理としてラジオアイソトープ法 (RI) を用いた現場密度試験による密度管理を行い、管理基準値を 2.05t/m³ とした。密度の管理基準値は、事前の配合選定試験結果をもとにピーク強度が強度管理基準値の 2.0N/mm² 以上となるように決定した。

表-7 主なCSG管理方法と基準値

区分	試験項目	内容	基準値
施工管理	現場密度	R1 ラジオアイソープ法各層毎(50cm毎) 突き砂法	2.05t/m ³
	CSGの粒度分布	JIS A 1102 週1回	
品質管理	CSG材の表面水率	JIS A 1112 当日作業開始前 細骨材相当のみ	—
	圧縮強度 (ピーク強度) (CSG強度)	JIS A 1108 施工日毎 標準試験体(φ150×300) 材齢7日(3本) 材齢28日(6本)	2.0N/mm ²

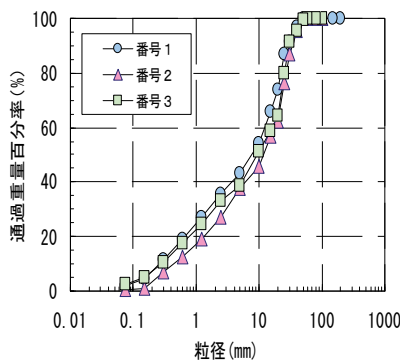


図-10 CSG材の粒度分布

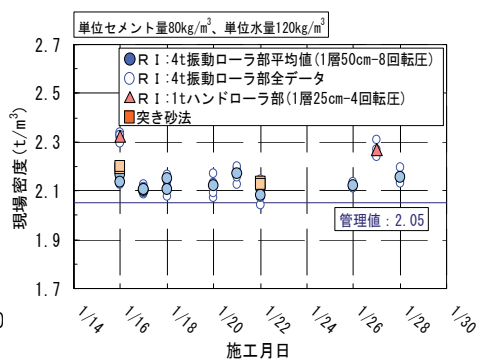


図-11 現場密度試験結果

b. 管理結果

図-10 に粗粒材に現場発生真砂を混合したCSG材の粒度分布を示す。細粒分率 40%を目標に粗粒材と現地発生真砂をサンドイッチ状にストックし、スケルトン付きバックホウにて切り崩しながら混合することで、細粒分率の変動範囲は 38~43%と比較的小さなものとなった。

図-11 に現場密度試験結果を示す。現場密度は基準値の 2.05t/m³ を満足しており、締固め機種と締固め方法の組み合わせ(締固めエネルギー)により密度が異なることが分かる。

図-12 に材齢 28 日のCSG強度を示す。施工時の材齢 28 日平均CSG強度は 2.74N/mm² であり、管理基準値の 2.0N/mm² を満足した。なお、CSG強度率は 80%であり、材齢 28 日のCSG強度はピーク強度の 79%であった。また、ピーク強度およびCSG強度ともに試験体間のバラツキは比較的小さく、細粒分率 38~43%の変動による強度への影響も小さいことが分かる。

4. あとがき

本報告では、重力・動力併用型CSG混合装置の性能確認試験結果、上流仮締切堤への適用結果を述べた。開発したCSG混合装置は良好な混合性能を示し、実施工でも安定した製造と良好な品質を確認できた。

今後は、現場展開をさらに進め、CSGのより効率的な施工管理、品質管理、現地発生材の特性を考慮した混合・打設方法について知見を深めたい。なお、この装置は、平成 16 年 3 月 15 日に(財)日本ダム協会の「第6回CSG工法用混合設備検討小委員会」におい

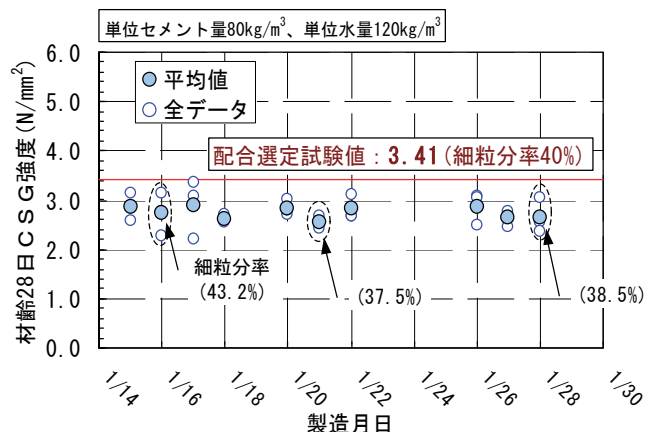


図-12 材齢 28 日のCSG強度試験結果

て「DK-VIミキサ」として認定された。

最後に、本開発にあたりご指導いただいた(財)国土技術研究センターの廣瀬利雄顧問、(財)ダム技術センターの藤澤侃彦理事、貴重な施工機会を与えていただいた福島県、ならびに協力いただいた関係各位に感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 川崎秀明・平山大輔、「CSGを用いたダム技術に関する最新動向」、土木技術資料、Vol. 45、No. 6、pp. 34~39、2003. 6
- 2) 藤澤侃彦・吉田等・平山大輔・佐々木隆、「台形CSGダムの特徴と現在までの検討状況」、ダム技術、No. 19、pp. 2~23、2002. 8
- 3) 台形CSGダム技術資料作成委員会編、「台形CSGダム技術資料」、pp. 3-5~3-19、pp. 5-14~5-19、2003. 8
- 4) 廣瀬利雄・藤澤侃彦・吉田等・川崎秀明・平山大輔・佐々木隆、「台形CSGダムの設計理念とCSGの材料特性」、大ダム、No. 187、pp. 33~41、2004. 4

石油汚染土壌の分析方法とその利用法に関する研究

亀田 茂* 小西正郎** 今井亮介***

1. まえがき

石油は現代生活にとって欠かせない基礎原料であるため数多くの石油製品を扱う業者が存在している。そのため石油製品による土壌汚染は、精油所、油槽所、ガソリンスタンドのみならず、ボイラー燃料や機械油、潤滑油を取り扱う工場などでも顕在化している。

浄化に掛かる環境負担や費用負担を軽減するため、MNA (Monitored Natural Attenuation: 科学的自然減衰)手法も紹介される一方、より積極的に微生物を利用したバイオレメディエーション (生物的修復) を用いた土壌修復措置が期待されるようになってきている。

この手法を用いる場合、事前のトリータビリティ試験 (浄化適応性試験) により分解活性化条件などを把握することや、浄化修復期間中のモニタリングが非常に重要になってくる。

評価のため油分分析が欠かせないが、石油汚染土壌中の油分分析法については数多くの手法が用いられているが、各手法とも一長一短であることから公定法も定まっていないのが現状である。そこで各手法の特性を踏まえ、バイオレメディエーションの検討やモニタリングに有効利用することが肝要となると考えられることから、各種分析法の特徴と問題点などを調査、検討した。そして、分析法に関する検討結果を踏まえ、実汚染土壌を用いたバイオレメディエーション室内実験を実施した。各種分析法の特性を考慮することにより、最終分解率や修復期間の予測、分解状況が把握できるようになったのでここに報告するものである。

2. 石油汚染土壌の油分分析法

2.1 分析方法の概要

国内では石油汚染土壌に対する「油分」としての環

境基準値はベンゼンを除き定められていない。また「油分」を規定する分析法についても明確ではなく、水質汚濁防止法や廃掃法で規定された分析法 (JIS K 0102 「工場排水試験方法」) を用いて、油分の評価を行っている場合が多い。

近年では、油汚染土壌の生分解速度を評価するためには、油の全体量ではなく組成の変化を定量的に把握することが必要であることから TPHs (total petroleum hydrocarbons) の定量分析にアメリカ環境保護局(EPA)の規定によるガスクロマトグラフ法も多く行われるようになってきている。また、薄層クロマトグラフィー(TLC)と水素炎イオン化検出器(FID)とを組み合わせた TLC-FID 法 (イヤトロスキヤン分析) も実施され、汚染油の分解に関する情報が得られるようになってきている。また、迅速な分析が可能な赤外分光による分析が多く用いられるようになってきている。

2.2 現行分析法の特徴と問題点

バイオレメディエーションにおける油汚染土壌の分析結果の評価手法とその利用方法を検討するために各種の分析法の特徴と問題点を調査した。

a. ヘキサン抽出-重量法

本手法は、溶媒にノルマルヘキサンを用いて土壌中から抽出操作 (ソックスレー抽出) を行い、その抽出物から溶媒を揮発させ、残った成分の重量を秤量して「油分」とする方法である。本文では以後、本手法をヘキサン抽出法と呼ぶ。

本手法の問題点は以下の点と考えられる。

- ・ 脱溶媒時に加熱を行うため、油分のうち低沸点成分が溶媒とともに揮発してしまう
- ・ 土壌中に腐植成分が多く混入している場合は油分量が多く見積もられてしまう

b. 赤外分光法

本手法は、四塩化炭素や S-316 (ポリクロロトリフ

*技術研究所 **技術本部環境プロジェクト部 ***技術本部土木部

ルオロエチレン)などの溶媒で土壤中から油分の抽出操作(振とう抽出)を行い、赤外吸収測定により、予め作成した検量線を用いて油分濃度を求める方法である。レジン分、アスファルテン分も抽出できるため、全量を定量することができる。本文では以後、溶媒にS-316を用いた手法を赤外分光法と呼ぶ。

本手法の問題点は以下の点と考えられる。

- ・赤外吸収の測定波長は 3000cm^{-1} 付近のC-H結合(-CH₂、-CH₃)の伸縮運動に基づく吸収帯を用いているため飽和炭化水素化合物に対しては高感度な分析が可能であるが、芳香族化合物に対しては感度が低くなる

c. GC-FID 法

本手法は、溶媒に二硫化炭素を用いて抽出し、抽出された成分を加熱しながら測定することで沸点毎に分離したクロマトグラフが得られる。これを標準物質で予め作成しておいた検量線を用いて炭素毎の濃度を求める方法である。本文では以後、本手法をGC法と呼ぶ。本手法の問題点は以下の点と考えられる。

- ・カラムの加熱可能温度の関係からC₄₄以上の成分、レジン分、アスファルテン分が測定できないため油分全量を定量することができない

d. TLC-FID 法

本手法は、シリカゲルの薄層に試料を付着させ3種類の溶媒(ヘキサン、トルエン、ジクロロメタン・メタノール混合液)で展開した後、水素炎イオン検出器で得られるクロマトグラフから飽和分、芳香族分、レジン分、アスファルテン分の構成比を求める方法である。本文では以後、本手法をイヤトロスキヤンと呼ぶ。

本手法の問題点は以下の点と考えられる。

- ・本手法は定性的な分析方法であるので本手法のみでは、油分濃度の定量はできない
- ・溶媒に展開されたものを分画として区別するので土壤中の腐植などに大きく影響される可能性がある

2.3 赤外分光法における土壌水分の影響について

筆者らは油排水処理を検討した際に模擬排水を用いて赤外分光法で油分濃度を数多く分析し、排水中の油の形態によって分析値が大きく変わってしまうことを経験した。そこで以下のような室内実験を行い、その理由を検討した。

a. 模擬排水による油分濃度分析

灯油、A重油および潤滑油と洗剤を用いて人為的に1%の油汚染水を作成し、その油分濃度を測定する方法で調べた。第1の検液としてS316溶液に油原液を直接混合したものを作成して正しい濃度が得られることを確認した。次に、分液ロート内で油分1%溶液(水50mlと油0.5ml)を作成して1分間激しく振とう攪拌して第2の分析用検液とした。最後にエマルジョン化を図る目的で同様の溶液に洗剤0.5mlを加えて振とう攪拌して作成したものを第3の検液とし、各検液の油分濃度を測定した。3種類の油を対象とした時の赤外分光法による油分濃度測定値を図-1に示す。

図-1に示すように洗剤によってエマルジョンが生じている状態の試料では、実際の3~5割程度の値しか得られないことが分かる。

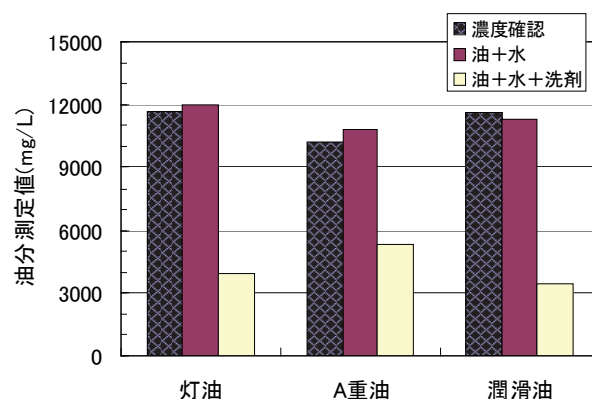


図-1 模擬排水の油分濃度値

b. 土壌水分が及ぼす分析値への影響

模擬排水による油分濃度分析結果より土壌間隙水にエマルジョン化した油分が存在する場合には赤外分光法では無水硫酸ナトリウムやシリカゲルで土壌中の水分を脱水しても、油分濃度が低く見積もられてしまう可能性があることが示唆された。

土壌の油汚染は、汚染の履歴が古くなると土壌中に存在する界面活性を持つ腐植物質や油分分解微生物が生産する界面活性剤(バイオサーファクタント)の影響を長期に渉って受けることになり、間隙水にある油分がエマルジョン化すると考えられる。すなわち履歴の古い油汚染土壌に赤外分析法を適用する場合は留意が必要と考えられる。

今後、S-316による油分抽出は振とう法以外の抽出方法(超音波、マイクロ波、高速溶媒抽出など)を検討するとともに、含水比・油汚染の履歴・腐植量・微生物量などと赤外分光法の測定値との関係性を詳細に調

査検討することが必要と考えている。

表-1 初期土壌油分濃度分析値

3. 石油汚染土壌のトリータビリティー試験

石油汚染土壌の修復をバイオレメディエーションで検討する場合、事前のトリータビリティー試験が欠かせない。しかしながら、その試験は総じて長期間を要するが、実際には短期間で検討を要求される場合が多い。そこで短期間でトリータビリティー試験結果より、バイオレメディエーション適用性の是非を判断する方法を検討した。また、過去に行った長期室外実証試験結果と2ヶ月間の室内実験のデータをもとに油分分解率の予測を行った。

3.1 石油汚染土壌の短期トリータビリティー試験

石油汚染土壌の油成分のうちレジン分、アスファルテン分が多い油汚染土壌は微生物分解が困難といわれている。このような汚染土壌の微生物分解可能性や最終浄化濃度などの知見を得るために、レジン分の割合が大きい実際の汚染土壌を用いて、短期トリータビリティー試験を実施した。

a. 試験方法

重質油によって汚染された石油汚染土を2種採取し、各試料50gにチッソ・リンやバイオ製剤を添加し、含水比が10%程度になる量の水分を加えてよく混合した。この試料を3Lのポリ容器内に密閉してインキュベーター内で25°Cに保ち、10日間馴養した。その後、赤外分光法による油分濃度分析、生物発光法によるアデノシン三リン酸(ATP)による微生物活性の定性分析およびポリ容器内で発生する二酸化炭素量の分析を実施した。

b. 試験結果と考察

初期土壌の油分濃度は赤外分光法、GC法、ヘキサン抽出法による方法で測定した。表-1に初期分析値を示す。図-2、図-3に初期土壌のGC-FIDクロマトグラフを示す。

試料①と試料②のGC法による油分濃度分析値は、ほぼ同程度の値を示している。しかしながらGC-FIDのクロマトグラフを見ると明らかに違いが見られる。試料①に比べ試料②は、C₁₀-C₂₈の比較的炭素数成分が多く含まれているのに対し、試料①はC₂₈-C₄₄の成分が多いことが分かる。また試料②のクロマトグラフでは微生物分解が容易であるノルマルパラフィン(直鎖飽和炭

試料 No.	含水比 (%)	油分濃度		
		赤外 mg/kg	GC-FID mg/kg	ヘキサン mg/kg
試料①	0.6	15430	12470	19000
試料②	0.8	12500	13753	12000

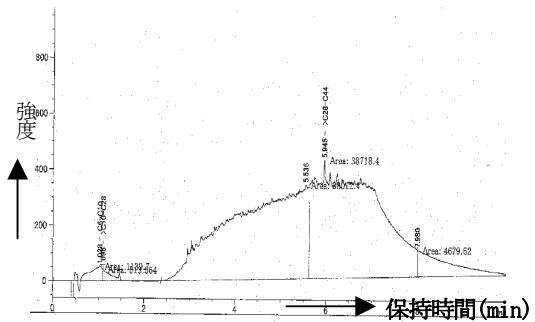


図-2 試料①クロマトグラフ

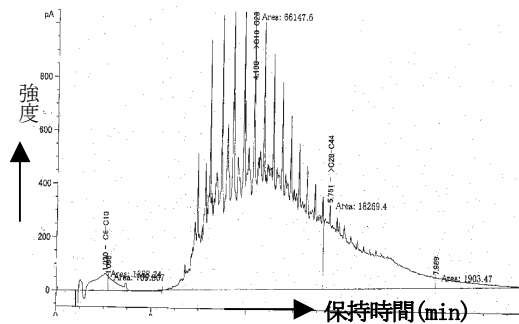


図-3 試料②クロマトグラフ

化水素)と思われるヒゲ状の部分(保持時間間隔がほぼ一定毎のピーク)が多数見られる。

これらのことより、試料①は微生物分解を長期間受け、今後、油分濃度の減少が余り見込めない試料であるのに対し、試料②は微生物分解をあまり受けていない新しい油汚染土壌であり、今後、油分濃度の減少が多く見込める試料といえる。

また試料①は、C₄₄以上の炭素数の多い成分が、残留または低炭素分の老化変質により、多く存在するためC₄₄以上の成分が測定できないGC法での分析値は赤外分光法やヘキサン抽出法に比べ低い値になったと考えられる。また、低沸点成分が多い割合で存在する試料②のヘキサン抽出法の測定値は低く見積もられているものと考えられる。

次に10日間のトリータビリティー試験結果を示す。

赤外分光法による油分濃度変化を図-4に、ATP 変化を図-5に、二酸化炭素発生量を図-6に示す。

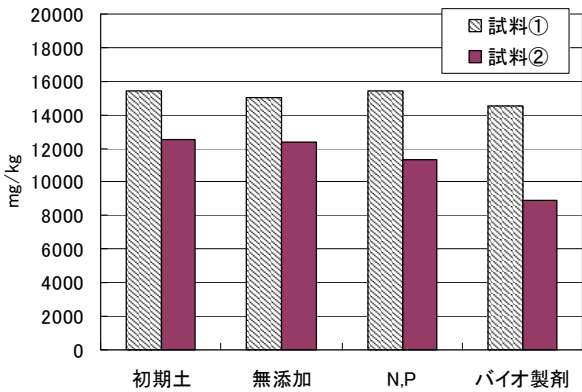


図-4 油分濃度変化(10日後)

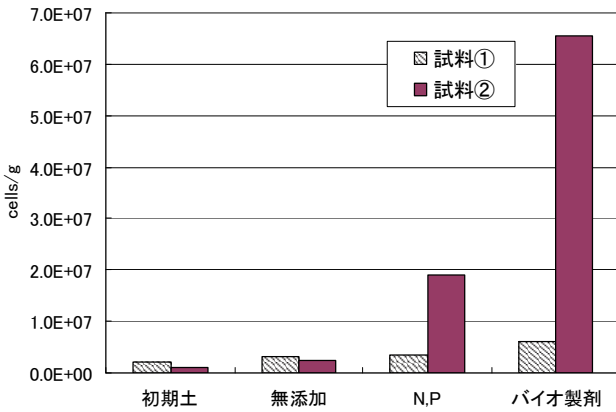


図-5 ATP量の変化(10日後)

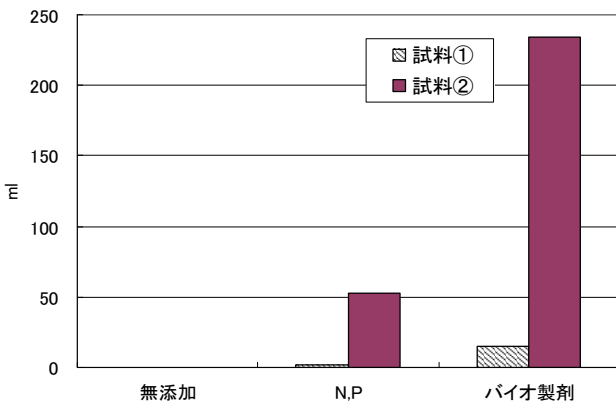


図-6 二酸化炭素発生量(10日後)

これらの結果をみると 25°Cといった好条件下でも試料①は微生物分解が困難であることが分かる。試料②においてはチッソ・リンといった栄養塩類やバイオ製剤を添加しなければ微生物分解が容易に進まないことが分かる。

微生物分解が比較的容易である試料②について、無

添加で馴養した場合とチッソ・リンを添加して馴養した場合のGC-FIDクロマトグラフを図-7、図-8に示す。チッソ・リンを添加した場合には、ヒゲ状の部分が減少しており、ノルマルパラフィン部から微生物分解が進んでいることが分かる。

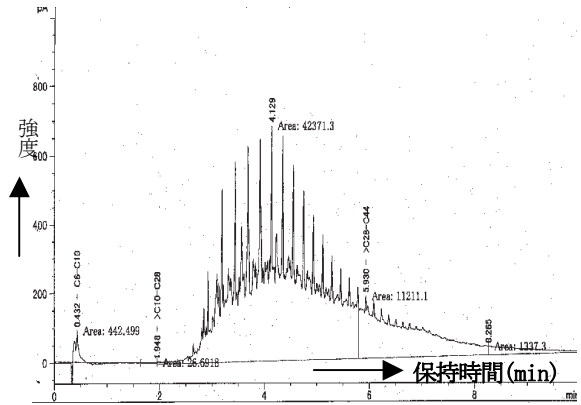


図-7 試料②無添加(10日後)

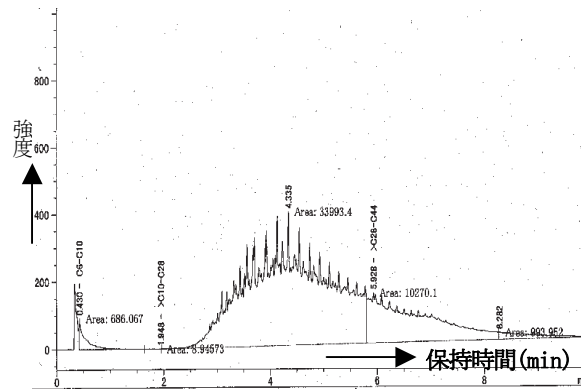


図-8 試料②N・P添加(10日後)

以上より初期土壌のGC分析とそのクロマトグラフの形状が分かればバイオレメディエーションに適した汚染土壌であるか否かの判定は容易と考えられる。しかしながら浄化速度や浄化収束時の油分濃度の予測は10日間程度のトリータビリティ試験のみでは困難と思われる。

3.2 油汚染土壌の油分分解率予測

油汚染土壌をバイオレメディエーションで浄化する場合、浄化速度や浄化収束時の油分濃度の予測をすることは重要である。しかしながら短期間のトリータビリティ試験のみでは、その予測が困難である場合が多い。そこで、試料②にバイオ製剤を添加して行った2ヶ月間の室内試験結果と過去に行った潤滑油系の汚染土壌の1.5年にわたる室外実証試験結果を検討し、油分分解率の予測を行った。

a. 試験方法

2ヶ月間の室内試験は、試料②オイルサンドにて上述と同様の方法で2ヶ月間試験を実施した。バイオ製剤添加量は菌体重量で油分重量の0.5%とした。

長期室外実証試験は燃料・潤滑油系で高濃度に汚染された土壌を用いて1.5年にわたって赤外分光法、GC法による油分濃度分析とイヤトロスキャンによる組成変化の分析を行った。

b. 試験結果と考察

図-9に2ヶ月間の室内試験の赤外分光法による油分濃度・二酸化炭素発生量・ATP量の変化を示す。図-10にはイヤトロスキャンによる組成分析と赤外分光法による油分濃度より求めた組成毎の油分濃度を示す。図-11には60日後のGC-FIDクロマトグラフを示す。

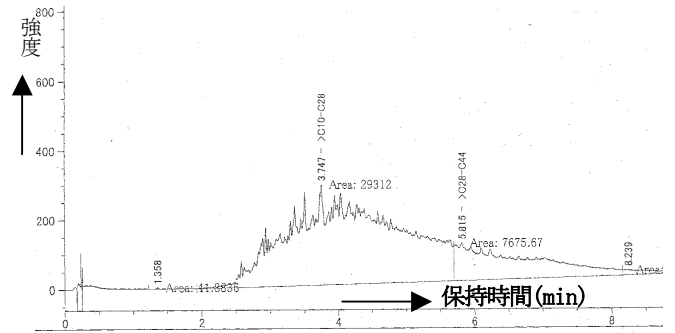


図-11 60日後のクロマトグラフ

参照)がほぼなくなっている。すなわち60日後には微生物分解が容易なノルマルパラフィン部はほぼ分解が終わったと思われる。

次に、長期室外実証試験の結果を示す。赤外分光法による油分濃度変化を図-12に、イヤトロスキャンに

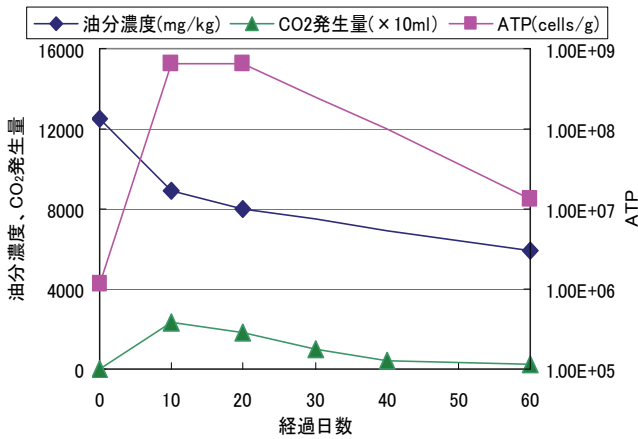


図-9 油分濃度、CO₂発生量、ATP量の変化

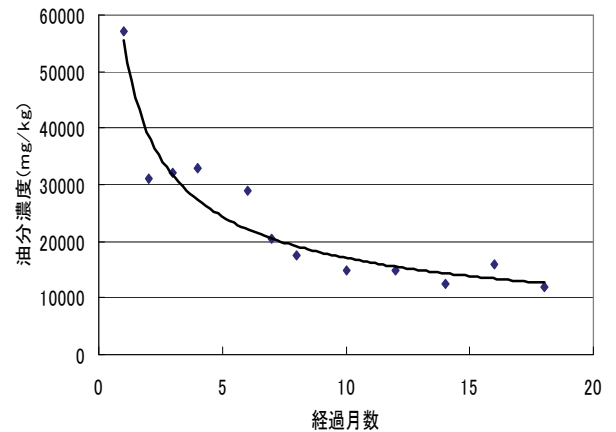


図-12 油分濃度の変化

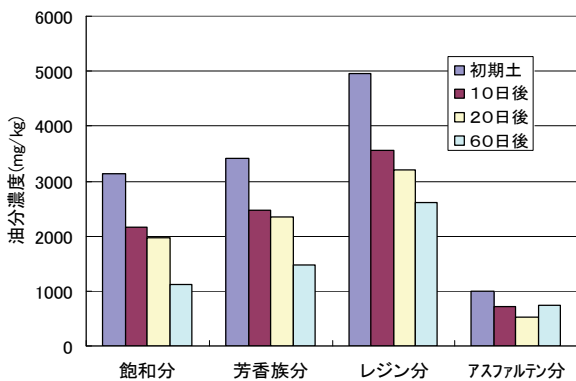


図-10 組成毎の油分濃度

これらの結果を見ると20日後までは微生物活性が高く油分濃度も急激に減少しており、それ以後も分解が進んでいる。60日後のGC-FIDクロマトグラフを見ると初期土壌には多く見られたヒゲ状の部分(図-3

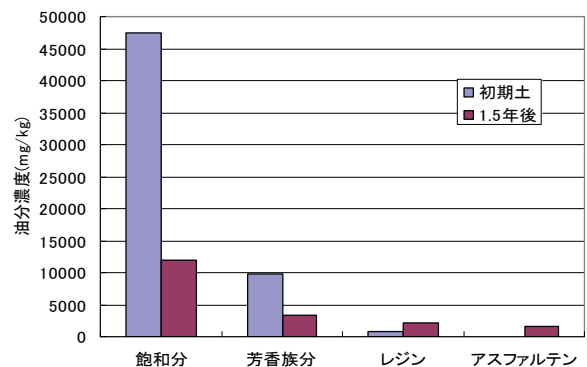


図-13 組成毎の油分濃度

による組成分析と赤外分光法による油分濃度より求めた組成毎の油分濃度を図-13に、初期土、1年後、1.5年後のGC-FIDクロマトグラフを図-14に示す。

2ヶ月間の室内試験結果と1.5年にわたる室外実証

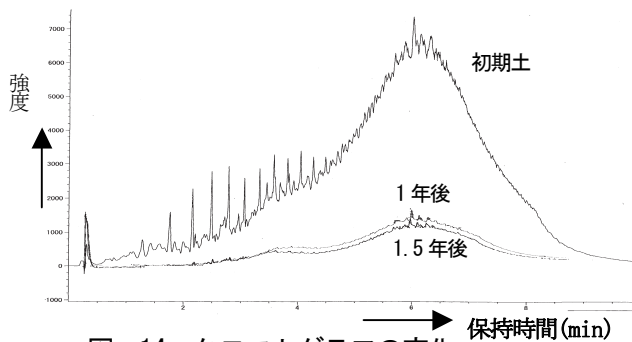


図-14 クロマトグラフの変化

試験結果を詳細に検討すると以下のようにまとめることが出来る。

- (a) ノルマルパラフィンがほぼ分解された頃には、分解速度も落ちてレジン・アスファルテンが増加する傾向が見られる
- (b) 微生物分解がほぼ終了した時点では、飽和分が約 1/4、芳香族分が約 1/3 になる
- (c) レジン分が多い場合は、老化変質による増加に比べ微生物分解が大きく、約 1/2 程度まで油分が低減可能と考えられる。アスファルテンについては分解・老化変質により油分量はほぼ変化しない

c. 油分分解率と浄化期間の推定

以上の知見をもとに試料②の最終分解時の油分濃度を計算すると 5400mg/kg となり初期濃度 12500mg/kg に対して 67%の分解率となる。この値は、60 日後の油分濃度 5950mg/kg を併せて考えると信頼できる値と思われる。

最終状態になるまでの浄化期間については、外気温や攪拌頻度に大きく左右されると思われるものの最短でも 60 日以上は必要であり、通常は約半年以内で収束すると思われる。

4. あとがき

石油汚染土壌にバイオレメディエーションを適用する場合にはその分析法の特性を良く理解した上での判断が重要であり、そこから得られる情報をもとに微生物分解に適した条件を検討することが、トリータビリティ試験の重要な役割である。トリータビリティ試験の結果をまとめることにより、その汚染土壌の分解挙動や浄化率の推定などもある程度できるようになる。

S-316 を溶媒として用いる赤外分光法は、簡便に油分濃度を分析できることから、今後ますます利用されるようになると思われるが、土壌間隙水が分析値に与える影響とその理由については種々の実験などによりデータを集積し、より詳細に検討する必要がある。

石油系汚染土壌については多くのデータが集まりつつあるが、石炭系由来の汚染（乾留ガス製造など）については、現在あまりデータが収集できていないが、多環芳香族炭化水素(PAHs)の割合が高く、それ故、発ガン性が疑われる汚染と考えられる。多環芳香族炭化水素については、アメリカ環境保護局(EPA)ではナフタレン、ピレンなど 16 化合物が指定化合物とされていることなどを考えると、多環芳香族炭化水素の分析やその微生物分解に関する研究は今後、重要になると考えられる。

【参考文献】

- 1) 白鳥寿一、「MNA 部会の活動について」、(社)土壤環境センター技術ニュース、No. 4、pp. 43-48、2002
- 2) (財)石油産業活性化センター、「石油汚染土壌の浄化に関する技術開発報告書」、平成 15 年 3 月

膨張材を用いたマスコンクリートの収縮低減効果の研究

—膨張履歴の解析と構造物への適用—

東 邦和* 中村敏晴* 増井 仁*

1. はじめに

ひび割れ防止対策として膨張コンクリートを適用する場合に、効果の大きさを適切に評価することが必要である。本研究で対象としている膨張コンクリートは、膨張量の大きさの分類では、収縮補償の範囲である。いままでに膨張材の効果については、評価方法が研究されているが、定量的な評価方法で大型の構造物に適用する場合に用いることのできる手法は確立されていないと考えられる。本研究ではFEM解析モデルを用いて膨張コンクリートの応力履歴を解析し、適用効果を検討することを目的としている。膨張コンクリートの収縮補償効果は、その膨張量によって支配されるので、膨張コンクリートの効果の検討には現場に打ち込まれたコンクリート構造物としての膨張収縮に対する拘束あるいは、温度の条件が必要である。収縮低減効果を解析的に検証するため、はじめに温度履歴を与えた拘束膨張試験を行い、測定値の比較から初期の有効ヤング係数の補正係数と拘束の大きさによる膨張ひずみの違いを検討した。その結果を用いて、拘束膨張試験のFEM解析手法としてヤング係数補正係数と膨張ひずみを与える方法を検討した。次に解析モデルに上記の方法に加えて、要素に発生する拘束応力に応じて膨張量を低減する手法を適用し、これを測定値と比較した。また、ボックスカルバート構造物に解析手法を適用して、実測値と比較し膨張材のひび割れ防止効果を検討した¹⁾。

2. 拘束膨張試験

2.1 試験方法

膨張コンクリートの膨張量は拘束度およびコンクリートの温度変化に影響されることから、拘束度と温度条件を設定した試験を行った。拘束試験装置は、

JIS 原案「コンクリートの水和熱による温度ひび割れ試験方法(案)」に準拠した。温度条件は、実構造物を想定した温度履歴をFEM解析により計算して与えた。拘束試験装置は、拘束鋼管内に一定温度の水を循環させ、拘束鋼管に温度変化によるひずみを生じないようにして、コンクリートの長さ変化の拘束から生じるひずみを測定できるものである。コンクリートの応力は拘束鋼管のひずみから算出し、クリープ等を考慮したコンクリートに実際に働く応力を測定することができる。コンクリートの使用材料を表-1に、配合を表-2に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを、膨張材はカルシウムサルフォアルミネートを主成分とするものを使用した。拘束試験装置の諸元を表-3に、拘束試験装置を図-1に示す。拘束度を式(1)に示す。

$$\text{拘束度} = \frac{EsAs}{EsAs + Ec'Ac} \quad (1)$$

ここに、Es：鋼材のヤング係数

As：鋼材の断面積

Ec'：コンクリートの見かけのヤング係数

Ac：コンクリートの断面積

拘束度はヤング係数の発現に伴い変化する。鋼材とコンクリートのヤング係数比を10とした場合の拘束度は、拘束大で0.70、拘束小で0.46である。試験ケースと試験体数を表-4に示す。膨張材を添加しないコンクリートをNP、添加したものをNEと呼ぶ。

2.2 拘束膨張試験結果

温度可変室内に置いた試験体を与えた温度履歴のピーク値は55℃である。試験体中央部の大きさは10cm角であり、表面と中心部の温度差は1℃程度で本検討では均一とみなせる。各試験体の温度履歴は、設定した温度履歴に追従し、試験体ケースI～IV間に差はなかった。試験体の温度履歴の測定値を図-2に示す。試験ケースI、IIのNPの場合に拘束鋼管に生じ

*技術研究所

表-1 使用材料

使用材料	
セメント	普通ポルトランドセメント, 密度:3.16g/cm ³
細骨材	鬼怒川産川砂, 表乾密度:2.58 g/cm ³ , 吸水率:2.19%
粗骨材	笠間産碎石, Gmax20mm, 密度 2.66 g/cm ³ , 吸水率:0.59%
AE 減水剤	リグニンスルホン酸化合物標準型
膨張材	主成分 カルシウムサルフォアルミネート 密度:2.71g/cm ³ , 水和熱抑制型

表-2 コンクリートの配合

配合名	水結合 材比 (%)	細骨 材率 (%)	単位量(kg/m ³)					AE 減水剤 (kg/m ³)
			水 W	セメント C	膨張材 E	細骨材 S	粗骨材 G	
NP	55	43.8	166	302	—	790	1053	0.982
NE	55	43.8	166	272	30	790	1053	0.982

表-3 拘束試験装置の諸元

拘束度	拘束鋼管 (各 4 本)	コンクリート 断面積
大	外径 42.7mm 内径 32.9mm 合計断面積 2328mm ²	10,000mm ²
小*1	外径 42.7mm 内径 39.4mm 合計断面積 851mm ²	

*1 JIS 原案準拠

たひずみを図-3a に示す。拘束大の最大膨張ひずみは 21×10^{-6} 、拘束小の最大膨張ひずみは 44×10^{-6} が得られた。ひずみに拘束鋼管の合計断面積とヤング係数を乗じ、コンクリート断面積で除して求めたコンクリート応力を図-3b に示す。拘束大の圧縮応力ピークは -1.03N/mm^2 、拘束小では -0.78N/mm^2 が得られた。

試験ケース III、IV の NE のひずみと応力度を図-4 a, b に示す。NE のひずみピーク値は NP の場合と大きくは変わらない。しかし NP (図-3a, b) の場合は、ピーク後のひずみおよび圧縮応力の減少が急であるが、NE の場合は圧縮応力の急な減少がなく、引張側への移行が遅いことが明確に認められる。

3. 温度応力解析手法の検討

3.1 解析方法

解析によるひずみと応力を実験結果と対比する。拘束試験装置のコンクリートと拘束鋼管の解析モデルを図-5 に示す。解析ケース一覧を表-5 に示す。

表-4 試験ケース

ケース	温度履歴	拘束	配合名	試験体数
I	打設温度 20°C	大	NP	2
II		小		1
III	ピーク温度 55°C	大	NE	2
IV		小		1

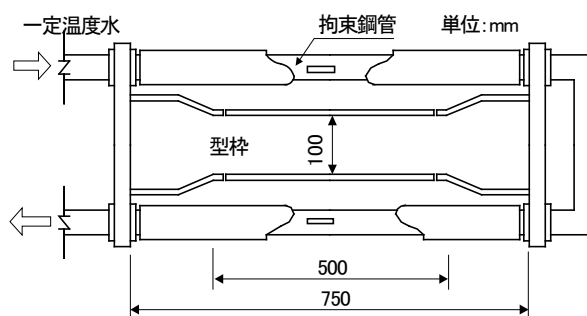


図-1 拘束試験装置

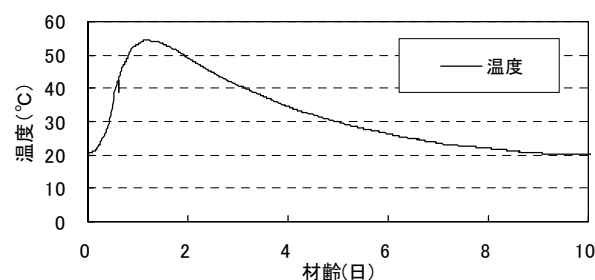
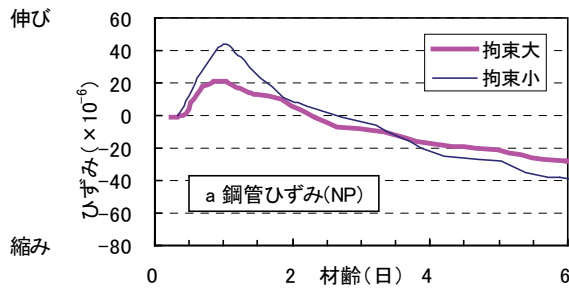
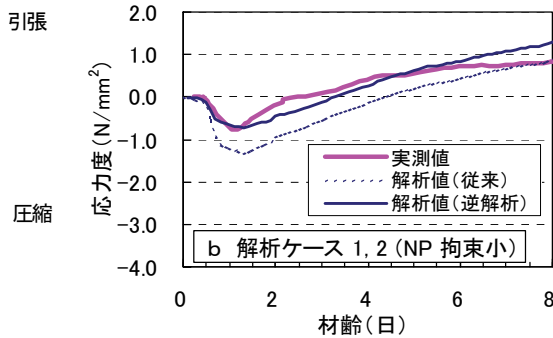


図-2 試験体温度

温度履歴を FEM 解析モデルに与えて、線膨張係数と有効ヤング係数から応力を算出する。これと測定応力履歴との間に逆解析を適用し初期の有効ヤング係数補正係数の大きさと膨張量の大きさを同定解析した。解析におけるコンクリートの圧縮強度と材齢の関係は、



a. ひずみ測定結果



b. コンクリート応力測定結果

図-3 拘束試験結果 (Case I, II NP)

土木学会コンクリート標準示方書 式(2)を用いた。有効ヤング係数 E_e は、式(3)を基本として用いた。本解析では、すべてのケースで鋼管およびコンクリートの線膨張係数は $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ としている。

$$f'_c(t) = \{t/(a+bt)\} \times d \times f'_{ck}(28) \quad (2)$$

ここに

$$f'_{ck}(t) : \text{設計基準強度 } f'_{ck}(28) = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

t : 材齢(日)

定数 a: 4.5, b: 0.95, d: 1.11

$$E_e(t) = \phi(t) \cdot 4.7 \times 10^3 \sqrt{f'_c(t)} \quad (3)$$

ここに

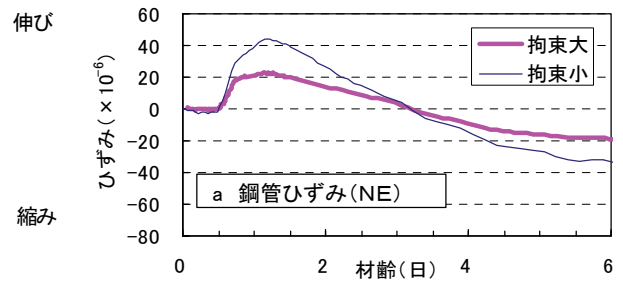
$\phi(t)$: 有効ヤング係数補正係数

材齢3日まで0.73、材齢5日以降1.0

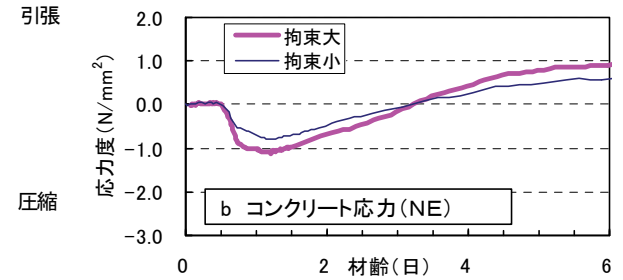
$f'_c(t)$: 材齢 t 日の圧縮強度 (N/mm²)

3.2 解析結果

解析ケース1は、膨張材なしの NP の場合であり、モデルのコンクリート要素に温度履歴 (図-2) を与え、線膨張係数、有効ヤング係数の補正係数 $\phi=0.73$ により応力を解析した。測定結果と解析結果の比較を図-6に示す。aに示す拘束大の結果では、圧縮部



a. ひずみ測定結果



b. コンクリート応力測定結果

図-4 拘束試験結果 (Case III, IV NE)

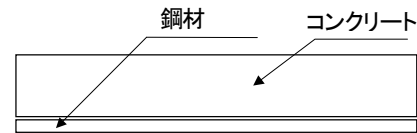


図-5 解析モデル

表-5 解析ケース

ケース	解析パラメータ
1	従来の解析 NP $\phi 0.73$
2	有効ヤング係数補正係数(逆解析より), NP $\phi 0.34$, NE $\phi 0.49$
3	膨張量の付加 $\phi 0.34$, 70×10^{-6}
4	拘束による膨張量の低減の有無 $\phi 0.34$, 184×10^{-6}

測定値の -1.0 N/mm^2 に対して、解析値は -1.5 N/mm^2 と圧縮側に大きい値を示した。引張部においても測定値より圧縮側に大きい値を示した。bの拘束小の場合も同様に整合せず、本実験の測定値を十分に表せないことがわかった。

解析ケース2では解析モデルに温度履歴を与え、線膨張係数、測定応力履歴を用いて逆解析手法を適用し、有効ヤング係数補正係数を求めた。有効ヤング係数の補正係数は算定により、ここではコンクリートの温度ピーク材齢1.2日までの値として $\phi=0.34$ を得た。材齢5日以降は $\phi=1.0$ とし、その間を直線補間している。 $\phi=0.34$ を用いて解析した結果を図-6中に逆解

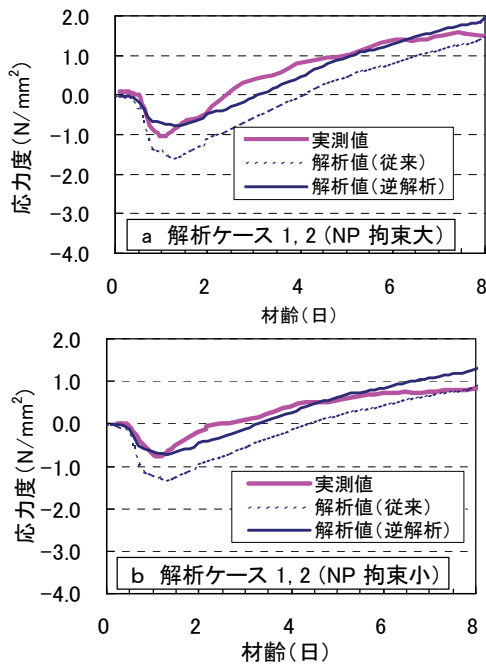


図-6 解析結果 (NP 従来の解析と 逆解析結果)

析として示す。本実験ではクリープの大きい若材齢の補正係数を、示方書の $\phi=0.73$ より小さく設定することによって、発生応力の近似が改善できることを示している。

NE の測定結果と解析結果の比較を図-7に示す。NE の初期の補正係数を同様に逆解析を用いて算定した結果、 $\phi=0.49$ を得た。 $\phi=0.49$ を用いた解析結果を図中に示す。有効ヤング係数補正係数の算定値はNPに比べてNEの方が大きく、応力履歴が膨張側に大きくなることを示している。NEにおける膨張効果による応力履歴を、NPの場合より大きい補正係数を用いることにより、膨張ひずみを用いずに表すことができると考えられる。

解析ケース3では、膨張ひずみの付加による解析を行った。コンクリートのJIS A 6202 拘束膨張試験A法による $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ における拘束膨張量の測定値は、 184×10^{-6} の膨張を示した。この膨張量を与えた解析では、圧縮部の応力を過大に見積もることが多い。解析モデルに温度履歴を与え、線膨張係数、測定応力履歴とNPの補正係数 $\phi=0.34$ を用いて、NEの場合に与える膨張ひずみを逆解析により算定し、 70×10^{-6} を得た。この値はJIS 拘束膨張試験結果と比較して約40%の値である。本実験はJIS 拘束膨張試験より拘束が大きく、高い温度履歴を与えていることから、温度

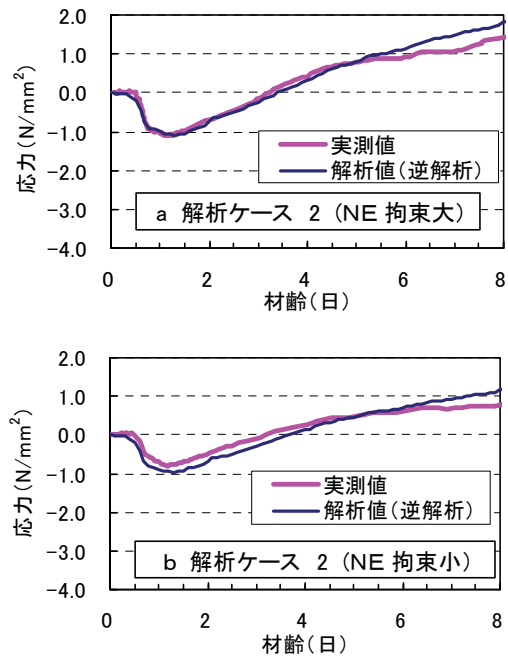


図-7 解析結果 (NE 逆解析)

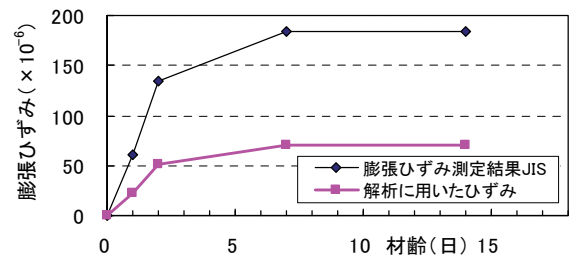


図-8 膨張ひずみの付加解析 ケース3

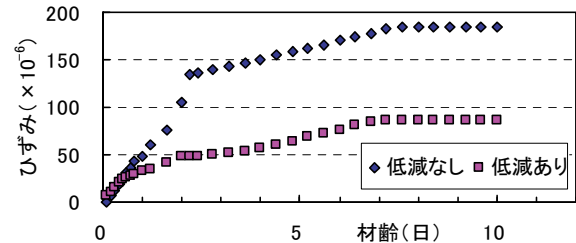


図-9 ひずみの解析結果 ケース4 (低減なし低減)

ひずみ以外の有効な膨張ひずみとして本解析値を位置付けられる可能性がある。解析に用いた膨張ひずみを図-8に示す。解析では計算ステップごとのひずみ増分が初期膨張ひずみとして与えられる。 $\phi=0.34$ とし膨張ひずみ 70×10^{-6} を与えた解析結果と実測値を図-10、図-11の図中にケース3として示す。

解析ケース4では、膨張材の膨張量の拘束による変化を検討するため、膨張ひずみ ϵ_t の大きさは要素圧縮応力に依存するとして、双曲線式を用いた数値モデルにより膨張量を低減した。双曲線式を式(4)に示す。

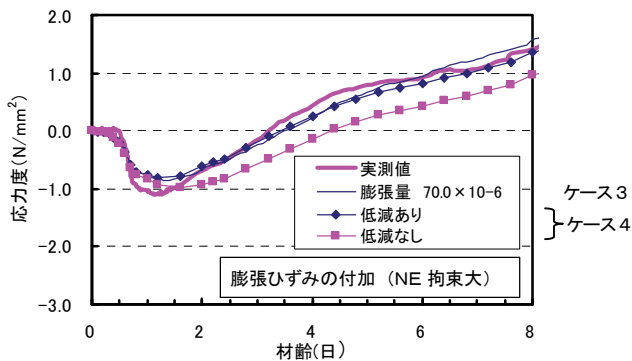


図-10 解析値と測定値の比較 (ケース 3,4 拘束大)

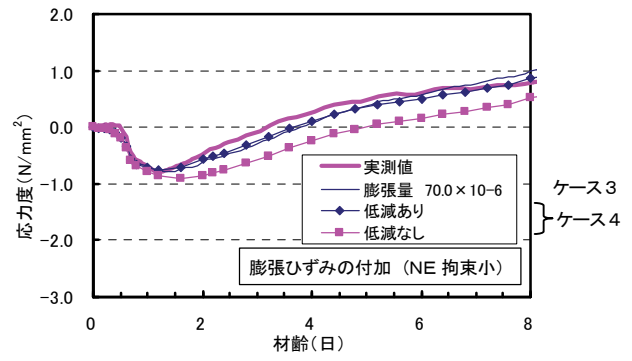


図-11 解析値と測定値の比較 (ケース 3, 4 拘束小)

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_0 - \varepsilon_f) / (1 + a\sigma) + \varepsilon_f \quad (4)$$

ここに、

ε_0 : JIS 拘束膨張試験の膨張ひずみ

ε_f : 拘束無限大の膨張ひずみ

a : 拘束圧依存パラメータ

σ : 拘束圧 (N/mm²)

解析ステップにおいて膨張ひずみの増分を、拘束圧に従って低減し逐次計算する。ここでは、ケース3に近似するように双曲線パラメータを $\varepsilon_f / \varepsilon_0 = 0.1$ 、 $a = 10$ とした。また、拘束のないと考えられる引張応力側に移行した時のひずみ増分は低減していない。JIS 拘束膨張試験の膨張ひずみを基にして低減した膨張ひずみ解析結果を図-9に示す。積算膨張ひずみ量が約40%に低減されている。低減ありと低減なしの応力解析結果を図-10、図-11の図中にケース4として示す。双曲線パラメータを用いて、要素応力に応じて膨張ひずみ低減したものは、実測値を良好に近似できているといえる。

4. 実構造物への適用

4.1 ボックスカルバートへの適用

適用した構造物は、側壁厚さ 0.9m のマッシュな道路用地下ボックスカルバートである。膨張コンクリートは、普通ポルトランドセメントを用い水結合材比 56.5%、単位セメント量 246kg/m³、膨張材量 30kg/m³ であり、カルシウムサルフォアルミネートを主成分とした膨張材を使用した。打設ブロックの 1/4 モデルを図-12に示す。計測器は打設ブロックの中心の断面

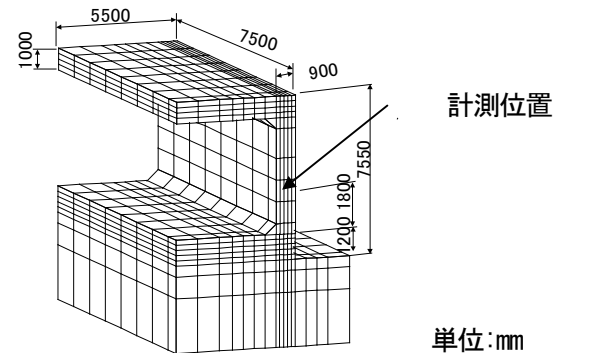


図-12 解析モデル (1/4 モデル)

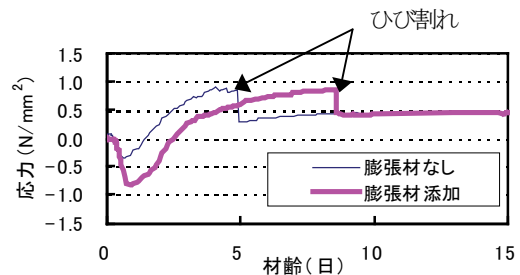


図-13 応力測定結果 (NP : 膨張材なし、NE : 添加)

表-7 解析条件

項目	入力値
λ_c 熱伝導率 (コンクリート W/m°C)	2.7
C_c 比熱 (コンクリート kJ/kg°C)	1.15
ρ_c 密度 (コンクリート kg/m ³)	2300
Q_∞ 断熱温度上昇式	49.9
r	1.554
η 熱伝達係数 (W/m ² °C) コンクリート型枠面	14.0 8.0
λ_g 熱伝導率 (地盤 W/m°C)	3.5
C_g 比熱 (地盤 kJ/kg°C)	0.80
ρ_g 密度 (地盤 kg/m ³)	2600
E_g 弾性係数 (地盤 N/mm ²)	1000

に設置した。計測したブロックは膨張材なしブロックおよび膨張材添加ブロックである。有効応力計により測定したコンクリートの応力を図-13に示す。膨張材を用いない場合は応力の圧縮ピークは-0.34N/mm²と

なり、引張側で 0.85N/mm^2 になった時点でひび割れが生じた。膨張材を用いた場合の、圧縮側でのピークは -0.82N/mm^2 となり、引張側で 0.86N/mm^2 でひび割れが生じた。膨張材により初期の圧縮力が導入されており、ひび割れ発生時期を材齢 8 日まで遅らすことができ、膨張材の効果が示されている。

4.2 解析方法と解析結果

解析に用いた物性値を表-7に示す。膨張材なし(NP)の解析において $\phi=0.34$ および $\phi=0.73$ とした場合の応力解析値を図-14に示す。 $\phi=0.34$ では、圧縮ピークは -0.5N/mm^2 であり、材齢約 5 日で引張応力 1.0N/mm^2 になり、図-13 NP に示す実測値と整合した結果を示している。

膨張材を用いた NE の解析においては、JIS 拘束膨張試験の結果を準用して基本膨張量を 184×10^{-6} に設定した。双曲線パラメータの設定定数は、前述と同じである。基本膨張量と低減した膨張量の解析結果を図-15に示す。低減されたひずみ量は圧縮応力ピーク時において約 0.4 倍の値であり、最終ひずみは 87×10^{-6} となった。応力解析結果の比較を図-16に示す。基本膨張量と有効ヤング係数の補正係数 $\phi=0.73$ を用いた解析結果は、全体に圧縮側に大きく、図-13 NE に示す実測値と整合していない。 $\phi=0.34$ として基本膨張量を与えた結果は応力値が改善されている。膨張量を低減した結果は、全体に引張側に移動し、圧縮ピークの大きさは実測値より小さいが、ピーク位置が改善されており、より良く近似している。圧縮ピーク以降の解析において膨張量を過大に見積もらないためにも、拘束度に応じて低減の必要なことを示している。

5. まとめ

本研究の範囲内で得られた結果を次に示す。

- (1) 拘束膨張試験の結果から、解析モデルに適切な有効ヤング係数の補正係数を与えることにより、膨張収縮時の応力履歴の大きさを近似できると考えられる
- (2) 逆解析により得られた膨張材を用いた場合の初期の有効ヤング係数補正係数の算定値は、膨張材を用いない場合と比べて大きくなる
- (3) 膨張材を用いない場合の有効ヤング係数補正係

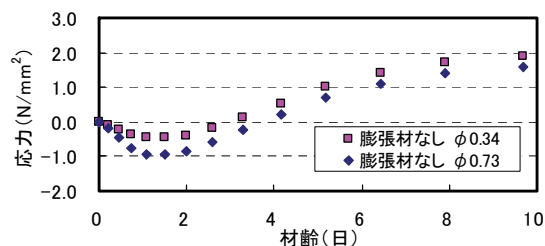


図-14 応力解析結果 (NP)

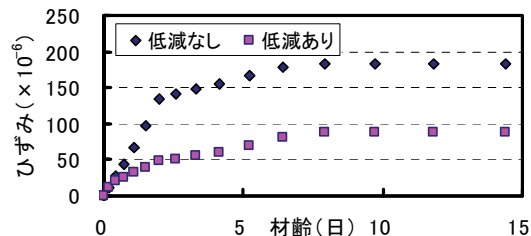


図-15 膨張ひずみ解析結果 (NE 低減の有無)

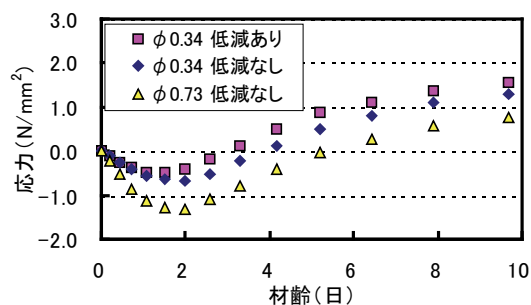


図-16 解析結果の比較 (NE)

数を基準にして、拘束に応じた適切な膨張量を与えることにより、膨張材を用いた場合の応力履歴の近似解析ができる

- (4) 解析プログラムにより要素応力に応じて低減した膨張量を算出して解析することにより、膨張材を用いた場合の応力履歴を表すことができる
拘束度と温度履歴による膨張量の大きさは、拘束膨張試験の範囲を広げて、さらに多くのデータを得て検討して行くことが必要と考えられる。

【参考文献】

- 1) 東 邦和、中村敏晴、増井 仁、梅原秀哲、「膨張材によるマスコンクリート構造物ひび割れ対策としての効果の検討」、セメント・コンクリート論文集、No57、pp.193-200、2003

塩化物を含むコンクリートの促進中性化試験

栗本雅裕* 廣中哲也*
東 邦和* 森本克秀**

1. まえがき

コンクリートの中性化は空気中の二酸化炭素と水酸化カルシウムが反応しコンクリートのpHが低下し、鋼材の腐食にかかわっているため重要視されている。鋼材の腐食はコンクリート構造物の構造的な劣化と結付けられ、多くの実験および解析的な研究が行なわれてきた。実験的な研究に基づいた中性化の劣化予測では、長期の暴露試験および促進試験結果から中性化速度式として浜田・岸谷、依田式として提案されている。これらの式は中性化期間と中性化深さの関係に \sqrt{t} 則が成立することを仮定し求められている。また、解析的な予測方法として、舛田ら¹⁾は、二酸化炭素の拡散がフィックの第2法則にしたがうと仮定し、拡散方程式に二酸化炭素と水酸化カルシウムとの反応を考慮したモデルを構築した。コンクリート中の水酸化カルシウムの残存量を中性化の判定規準にして中性化深さの予測に適用している。また、中性化進行領域では炭酸カルシウムと水酸化カルシウムの共存を考慮したモデルになっている。

一方、塩害に関する研究²⁾は海洋構造物を対象として暴露試験・観測および室内試験により鋼材の腐食と関連付けた研究事例が数多くある。また、解析的な研究では塩化物イオンのコンクリート内への浸透がフィックの第2法則にしたがうと仮定し、塩化物イオン濃度分布と鋼材の腐食限界濃度と関連付けている。

さらに、塩害と中性化が複合的に発生する場合の劣化予測は、中性化残り深さを定義し塩化物を含まないコンクリートより中性化残り深さを大きくすることで鋼材の腐食限界を評価している。

塩害と中性化の複合劣化は、腐食因子がコンクリート中に同時の侵入することで生じる。小林³⁾らは次のようなことを指摘している。すなわち、セメント水和物がコンクリート中の塩化物を固定化すると細孔溶

液中で減少した陰イオンを補う形で水酸化カルシウムが水酸基イオンを増加させ、水酸化カルシウムと二酸化炭素の反応が増加し炭酸化が早く進む。その結果として中性化の進行が速くなる。また中性化した部分では塩化物を固定化している水和物が分解され塩化物イオンが細孔溶液中に解離する。この塩化物イオンはコンクリート内部に拡散し、未中性化領域において再びフリーデル氏塩として固定化される。したがって、塩化物の濃縮・遊離により塩化物イオンの濃度が鋼材位置において高くなるおそれがあり、コンクリート構造物の劣化を早める可能性がある。

また、佐伯⁴⁾らは複合劣化の予測モデルの構築を目的として水和物の化学反応に関する研究、さらに拡散方程式に水和物の反応項を考慮したモデルを構築しコンクリート中の塩分濃度を評価している。

しかしながら、提案されている劣化予測モデルでは塩化物の濃縮までは評価されているが、中性化が考慮できるモデルにはなっていない。このことから塩害と中性化が同時に作用する場合のコンクリート劣化予測方法の確立を目的とした促進中性化試験を行なった。

2. 複合劣化に関する中性化促進試験

中性化と塩害が複合的に作用した場合のコンクリート劣化を把握するため2種類の中性化促進試験を実施した。2種類の促進試験は次の通りである。

Case-1 : コンクリート練り混ぜ時に塩分を混和した供試体の中性化促進化試験 (内在塩分を想定)

Case-2 : コンクリート硬化後に塩水浸漬させた供試体の中性化促進化試験 (外来塩分を想定)

Case-1は海砂等を使用したコンクリートで内在塩分を想定、Case-2は飛来塩分、凍結防止剤等によりコンクリート内に塩化物が導入された場合で外来塩分

*技術研究所 **技術本部環境プロジェクト部

表-1 中性化促進試験ケース

No.	区分	主な水準	実験条件		
			W/C (%)	塩化物 (kg/m ³)	塩水浸漬条件
Case-1-1	塩化ナトリウム混和 (初期塩分) (内在塩分)	塩化物 体量	60	0.038	標準水中養生 1ヶ月 ↓ 気中養生 1ヶ月 ↓ 促進養生
1-2				0.777	
1-3				1.263	
1-4		水セメント比 + 塩化物 体量	50	0.046	
1-5				1.275	
1-6				0.034	
1-7				1.249	
Case-2-1	塩水浸漬 (外来塩分)	塩水 浸漬期間	50	-	水中3ヶ月+気中1ヶ月
2-2				-	水中2ヶ月+塩水1ヶ月+気中1ヶ月
2-3				-	水中1ヶ月+塩水2ヶ月+気中1ヶ月
2-4			60	-	水中3ヶ月+気中1ヶ月
2-5				-	水中2ヶ月+塩水1ヶ月+気中1ヶ月
2-6				-	水中1ヶ月+塩水2ヶ月+気中1ヶ月

* 塩水は、3%濃度塩化ナトリウム水溶液とした。

を想定したものである。

中性化促進試験ケースを表-1に示す。中性化促進試験は雰囲気中の二酸化炭素濃度が5%、温度20℃および湿度60%の条件で行った。

Case-1では練り混ぜ時の塩化物量を1m³当たり0、0.78、1.2kgの3水準とした。塩化物イオン濃度の最大値はコンクリート標準示方書に示されている鋼材の発錆限界濃度である1.2kg/m³とした。また、表中の塩化物イオン濃度は練り混ぜ終了後カンタブで計測した値を示しており、ほぼ所定の塩化物が内在塩分として導入されている。材令28日まで標準養生した後、20℃、湿度60%の恒温恒湿室で気乾状態とし上下面および両端面をシールし両側側面から中性化させた。

Case-2では水中養生期間と塩水浸漬期間を変えた供試体を中性化させた。塩水浸漬は3%濃度塩化ナトリウム溶液に0、1、2ヶ月とした。

3. 促進中性化試験結果

3.1 酸化カルシウム

酸化カルシウム量の分布を図-1に示す。酸化カルシウム量は粗骨材の分布の違いによる二酸化炭素量、塩化物濃度の補正も目的としている。

図-1は内在塩分の有無による比較を示しており混和塩分1.2kg/m³を含む場合と含まない場合である。コンクリート表面付近の酸化カルシウム濃度が高くなる傾向がある。これは、型枠に接する面のためモルタル分の割合が供試体内部より多いためである。また、酸

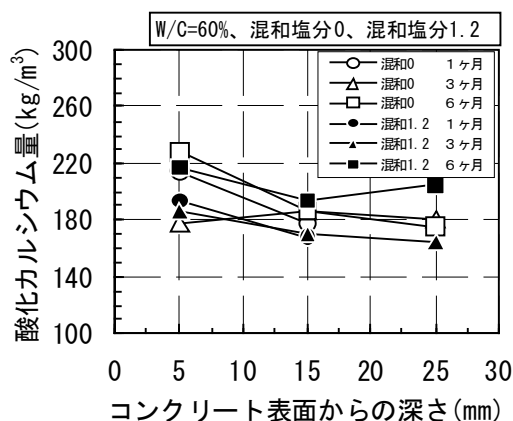


図-1 酸化カルシウム量の分布

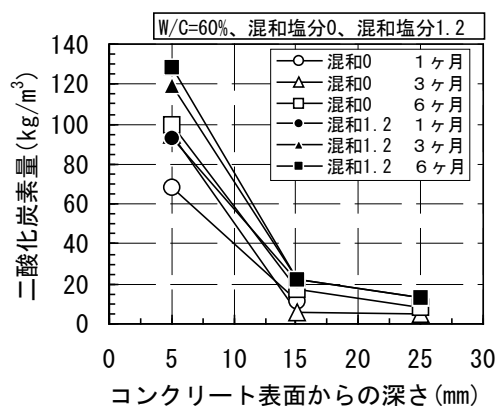


図-2 二酸化炭素量の分布 (塩分混和)

化カルシウムは平均で188kg/m³含まれており、水セメント比が60%でセメント量が308kg/m³であるため、酸化カルシウムはセメント量の約61%となり、通常言われている割合である。また、塩分を含むコンクリートの酸化カルシウム量は塩分を含まないコンクリートとほぼ等しい量であった。したがって、塩化物

の有無にかかわらず中性化現象に関係する水酸化カルシウム量はほぼ等しいと考えられる。

3.2 二酸化炭素

二酸化炭素量を図-2、図-3に示す。二酸化炭素はコンクリート練り混ぜ時には含まれていないため、促進試験の進行とともに雰囲気中の二酸化炭素がコンクリート内へ拡散浸透し、水酸化カルシウム、カルシウムシリケート水和物等のセメント水和物と反応し炭酸塩として固定されたものであると考えられる。水セメント比が60%で、塩分混和および塩水浸漬の有無をパラメータとして示したものである。二酸化炭素量はすべての試験ケースにおいて、コンクリート表面から深くなるにしたがって少なくなり、コンクリート表面から5mmの位置での二酸化炭素量は促進試験期間が長くなるにしたがって増加する傾向を示した。

図-4に促進試験期間6ヶ月における塩分混和、塩水浸漬の有無による二酸化炭素分布を示す。塩分混和、塩水浸漬によって塩分を導入したコンクリートが塩分を含まないコンクリートに比較して二酸化炭素量が多くなる傾向を示した。二酸化炭素量の測定から塩分を含んだコンクリートの中性化が速くなると予測できる。特に、コンクリート表面から5mmの位置でその傾向は顕著に表れており、二酸化炭素量は90 kg/m³~130 kg/m³であった。

水セメント比が60%の試験では、セメント量は308 kg/m³で酸化カルシウムは約190 kg/m³で、モル量で表すと約3400モルである。この酸化カルシウム量の30%が水酸化カルシウムであると仮定¹⁾すると1020モルとなり、水酸化カルシウムと二酸化炭素の反応で炭酸カルシウムが生成されると仮定するとコンクリート中に固定できる二酸化炭素量は約45 kg/m³となる。計測された二酸化炭素量は2倍以上であり、コンクリートの中性化の説明に使われる式-1に示す水酸化カルシウムと二酸化炭素の反応から生成される炭酸カルシウム以外の反応によりコンクリート中に炭酸塩として固定されたものと考えられる。



式-2はC-S-H(けい酸カルシウム水和物)と二酸化炭素が反応し炭酸カルシウムを生成する反応であり、確認された事例は少ないが発生すると指摘されている反応である³⁾。

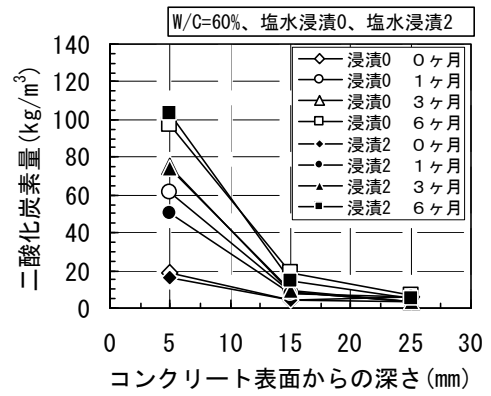


図-3 二酸化炭素分布(塩水浸漬)

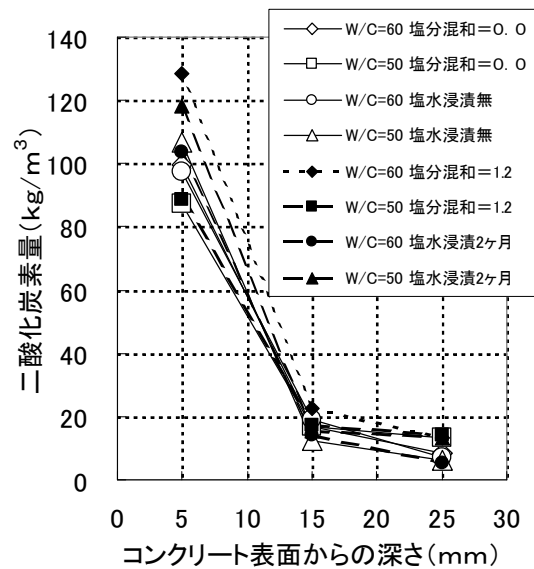
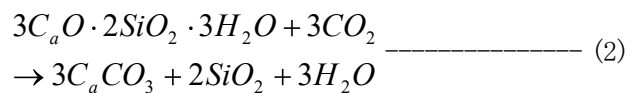


図-4 二酸化炭素分布(促進試験6ヶ月)



式-1、式-2の反応により固定化できる二酸化炭素量は水セメント比60%で150 kgとなる。コンクリート表面から深さ5mmの位置での二酸化炭素量は約90 kg~130 kgで、50%~70%の水和生成物が二酸化炭素と反応し炭酸カルシウムを生成したと予測できる。

上述した現象を確認するためSEM(走査型電子顕微鏡)およびEDS分析を適用して、中性化領域、未中性化領域およびその境界部を対象に分析を行った。分析対象は表-1に示すCase-2-6である。その結果を写真-1~写真-3に示す。写真-1は中性化した部分、写真-2は中性化部分と未中性化部分の境界部分、写真-3は中性化していない健全なコンクリート部分である。これらの中性化の判断はフェノールフタレイン溶液を噴霧して行った。

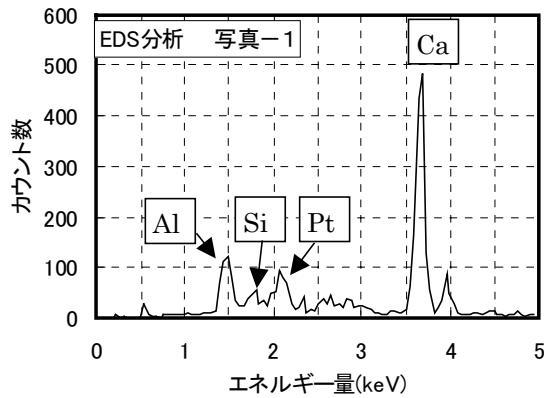


図-5 EDS分析結果（未中性化部）

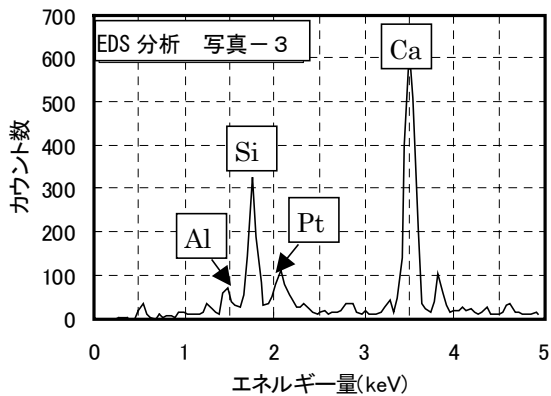


図-6 EDS分析結果（中性化部）

写真-1および写真-3においてEDS分析と示した部分のEDS分析結果を図-5、図-6に示す。同図の横軸はX線エネルギー量、縦軸はカウント数である。

図-5、図-6のPT（白金）PD（パラジウム）はEDS分析の前処理としてパラジウム蒸着を行っているために表れたものである。図-5ではCaが非常に多くSiがほとんどみられないため、炭酸カルシウムと判断できる。これに対して、図-6ではSi、Caが多く含まれCaの量がSiより大きいためC-S-Hと判断できる。

写真-1ではセメント水和物と二酸化炭素の反応から生成される炭酸カルシウムが多く存在し水酸化カルシウム、C-S-Hは見られない。写真-2では針状結晶のエトリンガイト、水酸化カルシウム、C-S-Hおよび炭酸カルシウムが混在し、二酸化炭素とセメント水和物の反応が活発に行われている領域であると推測できる。また、写真-3では板状結晶の水酸化カルシウムおよびC-S-Hが健全な形で確認され、炭酸カルシウムは存在していない。

EDSおよびSEMによる分析結果から、コンクリート表面近くの二酸化炭素量が多くなった原因とし

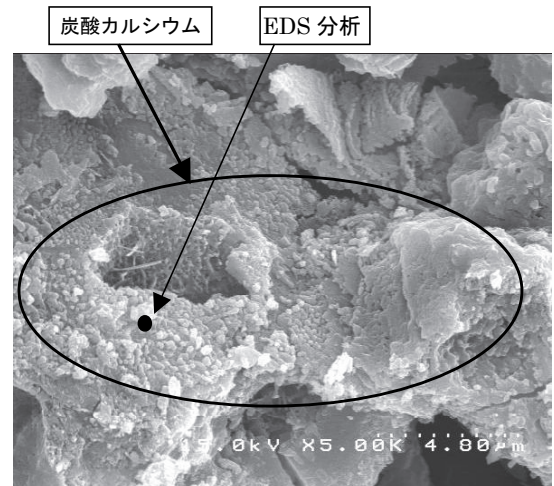


写真-1 中性化部（表面～5 mm）

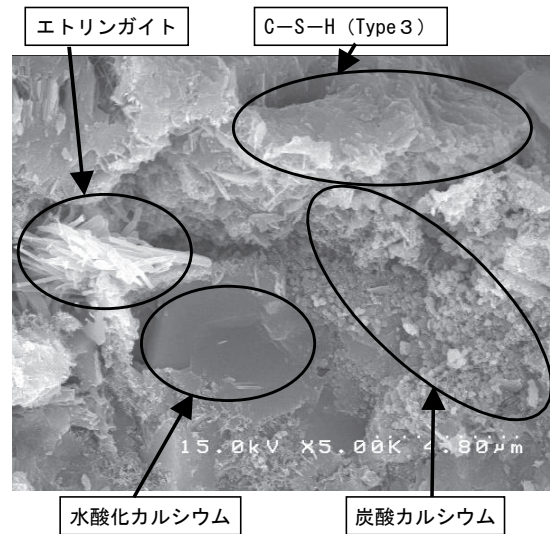


写真-2 境界部（5～10 mm）

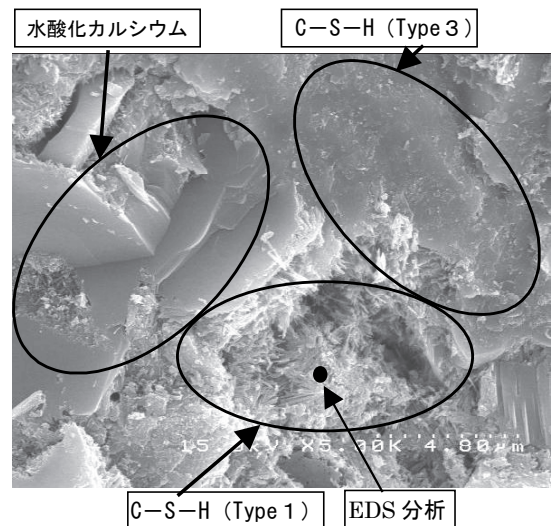


写真-3 未中性化部（10～20 mm）

ては、促進中性化試験において水酸化カルシウムおよびC-S-Hが二酸化炭素と反応し炭酸カルシウムとして二酸化炭素がコンクリート中に固定されたものと考えられる。

3.3 中性化

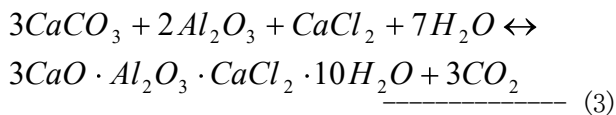
フェノールフタレインの噴霧により測定した中性化深さを図-7、図-8に示す。図-7は混和塩化物の有無および水セメント比の違いによる中性化深さを示している。水セメント比が小さいほど中性化深さは小さくなっている。また、混和塩化物を含むコンクリートの中性化が速くなっている。促進試験期間6ヶ月において、塩分を含まないコンクリートの中性化深さは水セメント比が50%では1.4mm、70%では13.9mmを示している。

1.2 kg/m³の初期塩化物を含むコンクリートの中性化深さは、水セメント比が70%の場合には促進試験期間6ヶ月において16.2mmで、塩化物を含まないコンクリートの中性化深さ13.9mmに比較して1.15倍となっている。

図-8はコンクリート硬化後に塩水浸漬によりコンクリート内に塩化物を導入した場合の中性化深さを示している。塩水浸漬したコンクリートの中性化が速くなっている。

3.4 塩化物濃度

コンクリート中の塩化物は式-3に示すような反応でフリーデル氏塩として固定される。また、二酸化炭素と反応し可溶性塩分として塩化物を遊離し、コンクリート中で塩化物の濃縮・遊離に関連していると言われている。



練り混ぜ時に1.2 kg/m³の塩化物イオンを混和させた場合の水セメント比が60%のコンクリート中の塩化物濃度を図-9に示す。コンクリートが塩化物を固定化する量をセメント量の0.4%と仮定するとフリーデル氏塩として塩化物の固定量は1.232 kg/m³となる。したがって、練り混ぜ時に混和した塩化物1.2 kg/m³はフリーデル氏塩としてコンクリート中に固定化され、促進試験開始時には可溶性塩分はコンクリート中には存在していないと考えられる。

図-9に示す塩化物濃度分布より促進試験が進むとともに、コンクリート表面から5mmの位置では塩化物濃度が低くなり、コンクリートのより深い部分に移動するため15mmの位置では塩化物濃度が高くなったと考えられる。この試験ケースの場合、図-7の中性

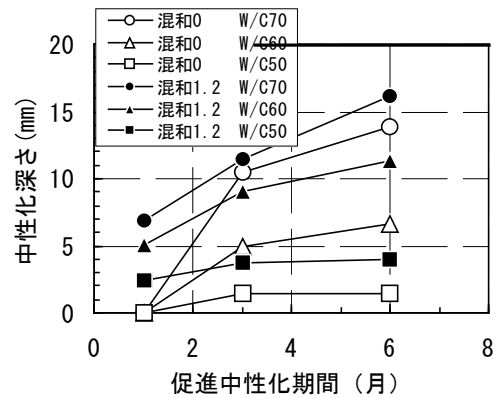


図-7 中性化深さ (塩分混和)

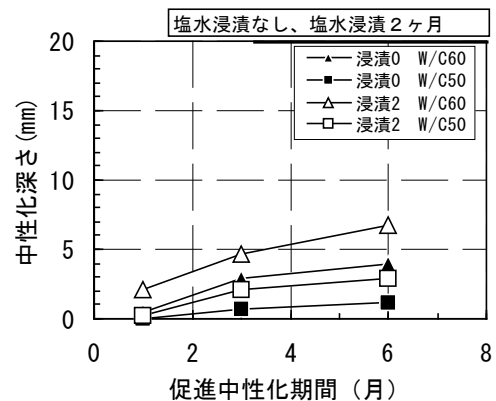


図-8 中性化深さ (塩分浸漬)

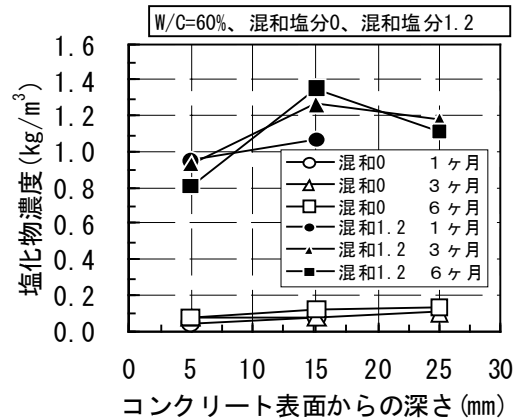


図-9 塩化物濃度

化深さより促進試験3ヶ月では深さ8mm、6ヶ月では11mmまで中性化しており、フリーデル氏塩として固定されている塩化物が中性化領域で可溶性塩分となりコンクリートの中性化していない領域に拡散浸透するためコンクリート表面付近で塩化物濃度が低くなり、中性化していない領域で塩化物濃度が高くなったものと考えられる。

次に、コンクリートが硬化した後に3%の塩水に2ヶ月間浸漬させた試験結果について述べる。塩化物濃度分布を図-10に示す。深さ15mmの位置での濃

度が低くなり 15 mm の位置での濃度が高くなる傾向を示している。図-10 の濃度分布は2ヶ月間の塩水浸漬が終了し中性化促進試験開始時の濃度分布で深さ 5 mm の位置の濃度は 5 kg/m^3 でフリーデル氏塩として固定化できる塩化物量を 1.2 kg/m^3 とすると残り 3.8 kg/m^3 となり、この量は可溶性塩分と考えられる。

したがって、この可溶性塩分は拡散浸透によりコンクリートの深い位置に移動するため深さ 15 mm の位置では塩化物濃度が高くなると考えられる。

図-11 は図-10 の0ヶ月の塩分濃度を初期値として拡散方程式を解いた結果である。促進試験期間の増加とともにコンクリート表面部の塩化物濃度が低下し、それより深い内部で濃度が高くなる現象が表れた。これは濃度差により表面部からそれより深い部分へ拡散浸透により塩化物が移動したためである。

促進試験の6ヶ月での深さ 15 mm での濃度は計算結果の1.5倍程度を示した。これは促進試験6ヶ月では図-8の中性化深さより7mmまで中性化しており、この領域で固定化されている塩化物が可溶性塩分に変化しコンクリートの深い部分に拡散したことによると考えられる。

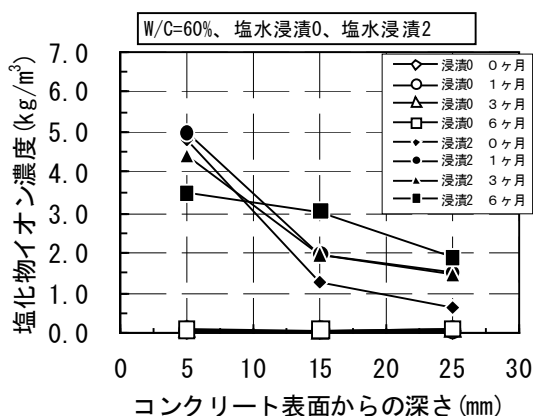


図-10 塩化物濃度

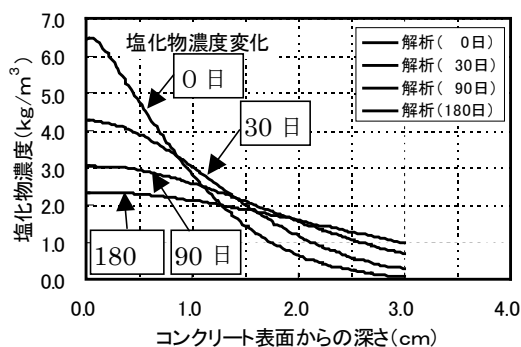


図-11 塩化物濃度分布の変化

4 結論

塩害と中性化が同時に作用する場合のコンクリート劣化予測方法の確立を目的として、塩害と中性化に関する複合劣化を把握するため促進中性化試験を行なった。コンクリート練り混ぜ時およびコンクリート硬化後に塩水浸漬させた供試体について促進中性化試験を実施した。実験結果から次のことが明らかになった。

- ① 複合劣化のモデル化に必要なコンクリート内の二酸化炭素量を計測した。二酸化炭素濃度はコンクリート表面から深くなるにしたがい低くなる。また、促進試験期間が長くなると練り混ぜ時に塩分を混和させたコンクリートおよびコンクリート硬化後に塩水浸漬により塩化物を導入したコンクリートの中性化は含まないコンクリートに比較して中性化が早くなる
- ② ①の結果は促進試験期間中において、塩化物を含むコンクリートの二酸化炭素量の消費が塩化物を含まないコンクリートに比較して多くなった実験結果とも良く符号している
- ③ コンクリート中に固定化されていた塩化物は中性化とともに可溶性塩分を遊離しその塩分は拡散浸透によりコンクリートの深い位置に移動する。従って、塩化物は濃縮されることになる

本研究を行なうにあたり京都大学宮川豊章教授に貴重なご助言・ご指導を賜りました。ここに謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 舛田佳寛・棚野博之、「コンクリートの中性化進行予測モデル」、コンクリート工学論文集、第2巻第1号 1991.2
- 2) 舛田佳寛・友沢史紀・安田正雷・原 謙治、「コンクリート中への塩化物浸透速度に関する実験」、コンクリート工学年次論文報告集、10-2、1988
- 3) 小林一輔・白木亮司・河合研至、「炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物、硫黄化合物及びアルカリ化合物の移動と濃縮」、コンクリート工学論文集第1巻第2号 1990.7
- 4) 佐伯竜彦・植木 聡・嶋 毅、「煙害と中性化の複合による塩化物イオンの浸透予測モデルの構築」、土木学会論文、No. 697/V-54、pp. 131-142、2002.2

バキューム処理した杭頭部コンクリートの品質

起橋孝徳* 上西 隆** 河野政典*

1. はじめに

場所打ち杭のコンクリート打設直後に、まだ固まっていない余盛りコンクリートをバキューム車で吸引除去する（以下、バキューム処理と称す）工法は、無騒音・無振動で粉塵を発生させない杭頭処理工法であり、施工時に近隣環境を配慮する必要がある場合には重要な選択肢となる。しかしながら、バキューム処理は工法としての規定がなく、処理した杭頭部コンクリートの品質は明確にされていない。

このため、先ず、品質を確保するための施工手順を定めるとともに、バキューム処理する余盛りの範囲を確かめるための試験を行った。次に、バキューム処理した杭頭部コンクリートのコア強度を、設計基準強度や管理用供試体強度と比較するとともに、余盛りコンクリートが硬化した後に研って除去した場合（以下、研り処理と称す）とも比較した。さらに、杭天端のごく表層部については圧縮試験で評価できないため、モルタル部分の硬さで比較し、品質を確認した。

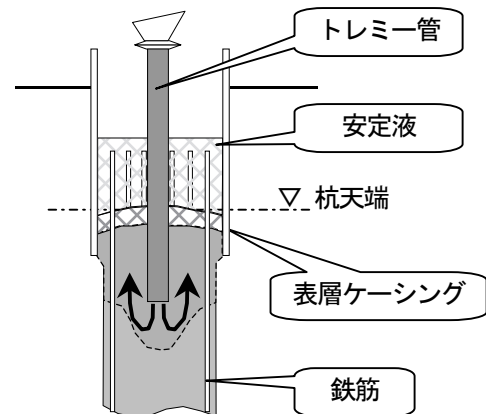
2. バキューム処理工法の概要

本実験にあたって設定したバキューム処理の施工手順を図-1～図-3に示す。

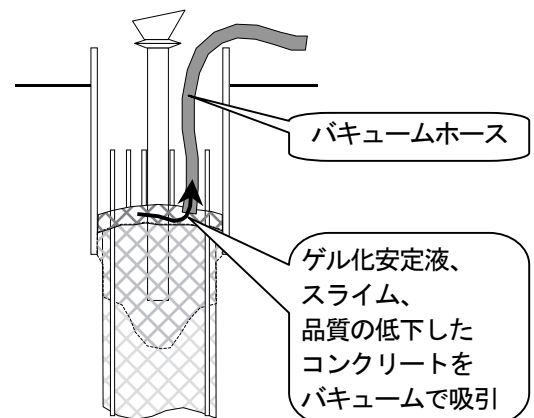


図-1 杭頭バキューム処理の手順（フロー）

①コンクリート打設



②一次バキューム処理



③余盛り部コンクリート打設

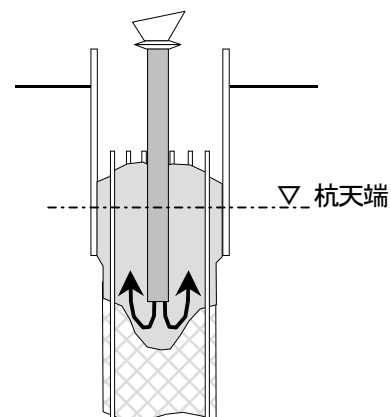
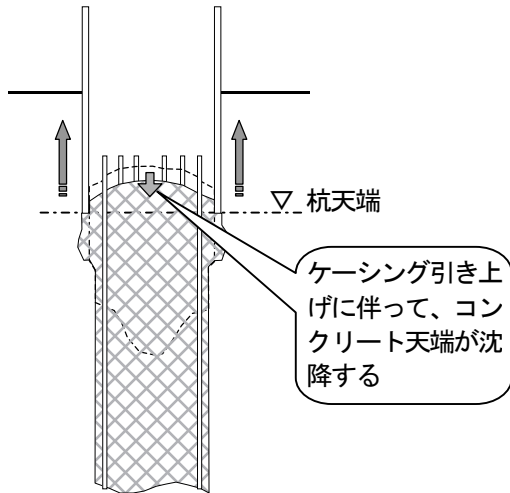


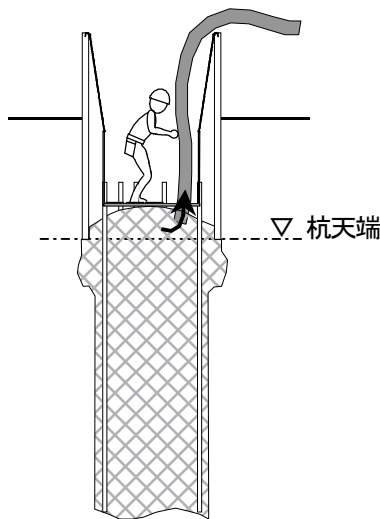
図-2 杭頭バキューム処理の手順（前半）

*技術研究所 **技術本部建築部

④表層ケーシング引上げ



⑤二次バキューム処理



⑥杭頭コンクリート押え

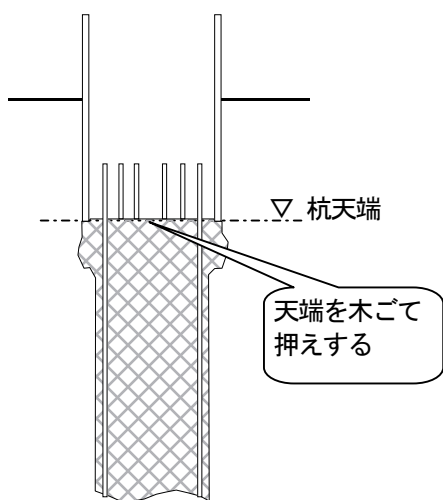


図-3 杭頭バキューム処理の手順（後半）

3. 余盛りコンクリートの強度確認実験

3.1 実験目的

杭頭処理で除去する余盛りコンクリートの適正な高さを把握するために、余盛りを含む杭頭部分のコンクリート強度の高さによる傾向を確認する。

3.2 実験方法

バキューム処理を行わない杭頭の余盛りおよび本設部分からコア供試体（φ100mm）を採取して圧縮強度試験を行った。コアを採取した杭の概要と試験体数を表-1に、コア採取位置を図-4に示す。なお、コアの採取は杭頭の埋め戻し・掘削後に、余盛りコンクリートの表層を高圧水で洗浄して行った。

表-1 余盛りの圧縮強度試験杭の概要（研り処理）

セメント種類	普通ポルトランド		高炉B種	
設計基準強度	24 N/mm ²	27 N/mm ²	27 N/mm ²	27 N/mm ²
呼び強度	30 N/mm ²	30 N/mm ²	27 N/mm ²	30 N/mm ²
杭径	φ1.2m	φ1.6m	φ1.1m	φ2.2m
試験杭本数	1本	2本	1本	2本
杭先端位置	GL-15m	GL-11m	GL-12m	GL-47m
杭天端位置	GL-1.6m	GL-1.1m	GL-1.9m	GL-1.1m
地下水位	GL-5.0m	GL-2.8m	GL-2.7m	GL-2.5m
コア供試体数	21体	62体	14体	38体

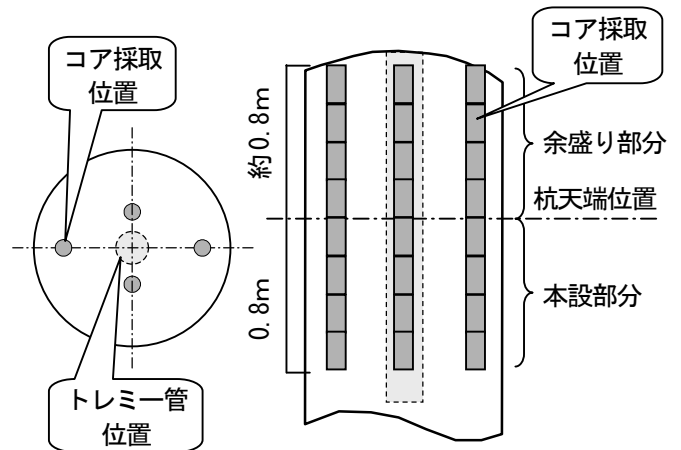


図-4 杭頭コア供試体採取位置

3.3 実験結果

余盛りコンクリートから採取したコア供試体強度の設計基準強度に対する比が、深さ方向でどのように分布しているかを図-5に示す。余盛り上層部から採取したコアの圧縮強度にはコア供試体の採取深さによる有意な差はなく、杭天端以下のコアと比較しても強度

の低下は見られなかった。本実験では、高圧水洗浄によって除去される余盛りコンクリート表層部分を含んでいないため、この結果から余盛りの必要高さを断定することはできないが、通常の余盛り高さ（有水：80cm、無水：50cm）は過剰であると考えられる。

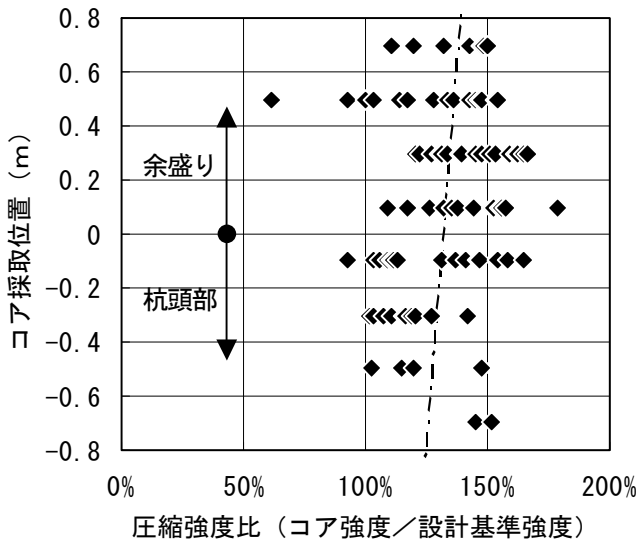


図-5 コア強度比の深さ方向の分布

の杭頭部からコアを抜き取り、材齢 28 日で圧縮強度試験を行って比較した。なお、杭の施工は杭頭部の処理方法以外はいずれの杭もアースドリル工法で行った。比較した杭の概要と試験体数を表-3に示す。

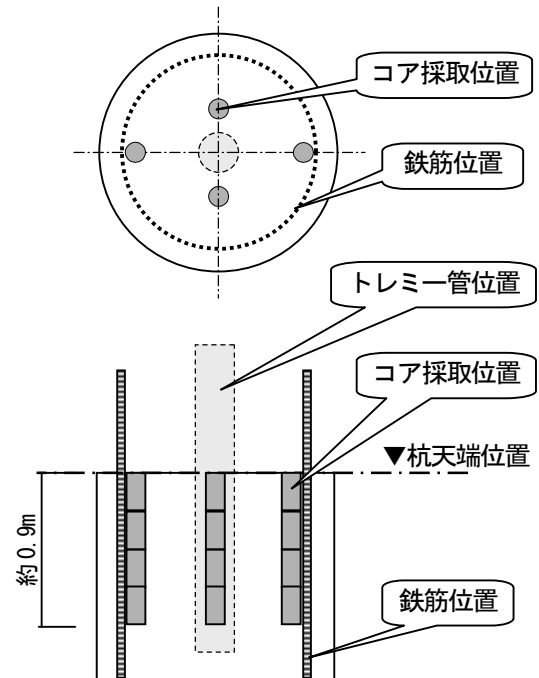


図-6 杭頭部コア供試体採取位置

4. 杭頭部コンクリート強度確認実験

4.1 実験目的

バキューム処理した杭頭部から採取したコアについて、設計基準強度と比較して品質を確保していることを確認するとともに、杭の構造体強度の管理に用いられている標準水中養生供試体の圧縮強度と比較して従来と同様の強度管理方法が適用できるかを検討する。また、研り処理した杭頭部の強度とも比較する。

4.2 実験方法

コアの採取は、設計上の杭天端から深さ約 0.9mまでの範囲とした。コア採取位置を図-6に示す。

a. 構造体強度と強度管理方法

バキューム処理した杭頭部から採取したコア供試体を、材齢 91 日で圧縮試験した結果を構造体強度とみなして、これを設計基準強度と比較するとともに、荷卸し時に採取した標準水中養生供試体の材齢 28 日強度との関係を確認した。コアを採取した杭の概要と試験体数を表-2に示す。

b. 処理方法による強度の比較

バキューム処理した杭と研り処理した杭のそれぞれ

表-2 構造体強度確認試験杭の概要

セメント種類	高炉B種	
設計基準強度	24 N/mm ²	27 N/mm ²
呼び強度	24 N/mm ²	30 N/mm ²
杭径	φ1.7m	φ1.7m
試験杭本数	7本	5本
コア供試体数	54体	34体

表-3 圧縮強度比較調査杭の概要

セメント種類	普通ポルトランド	高炉B種	高炉B種	
設計基準強度	24 N/mm ²	27 N/mm ²	27 N/mm ²	
呼び強度	30 N/mm ²	30 N/mm ²	27 N/mm ²	
バキューム処理	杭径	φ1.6m	φ1.6m	φ2.0m
		φ1.5m	φ1.3m	φ1.3m
		φ1.2m		
	試験杭本数	2本	4本	3本
		3本	2本	1本
		2本		
コア供試体数	12体	53体	59体	
	17体	32体	15体	
	11体			
研り処理	杭径	φ1.2m	φ1.6m	φ1.1m
	杭本数	1本	2本	1本
	コア数	6体	21体	8体

4.3 実験結果

a. 構造体強度と強度管理方法

バキューム処理した杭から採取したコア供試体の圧縮試験結果を図-7に示す。コアの材齢 91 日強度は、いずれも設計基準強度を上回り、且つ、ばらつきによる不良率を 4%以下とする強度の割り増し分（標準偏差 $\sigma \times 1.73$ ）も確保する結果となった。また、コアの材齢 91 日強度は、管理用供試体の材齢 28 日強度と同等以上であった。このことから、当社で定めた管理方法に従って、バキューム処理した杭頭部の構造体コンクリート強度は、設計基準強度を満足していることと、その強度管理は、従来の管理方法と同様に標準養生供試体の材齢 28 日強度で行えることが確認できた。

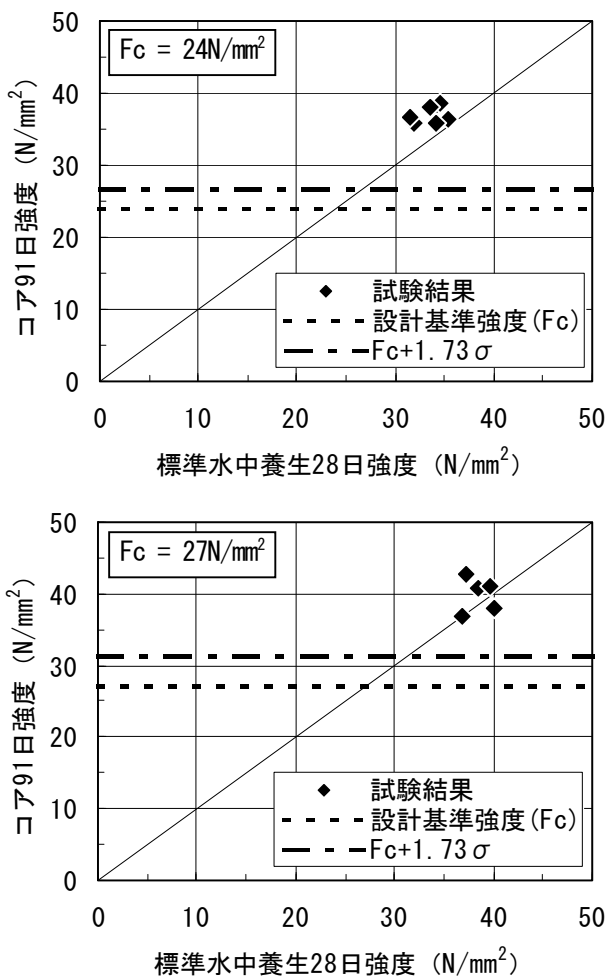


図-7 構造体強度と設計基準強度ならびに管理用供試体強度との関係

杭頭部分から採取したコア供試体における、圧縮強度とヤング係数の関係を図-8に示す。バキューム処理した杭頭部分のコンクリートと、斫り処理を行った

もの間に違いは見られなかった。また、圧縮強度とヤング係数の関係は使用される粗骨材の岩種によって異なるが、本試験のコンクリートには石灰岩砕石が使用されている場合もあり、全体としては以下に示す建築学会式の骨材種類による係数 k_1 を 1.0~1.2 とした値に概ね沿う傾向にあった。

$$\text{建築学会式} : E = 33.5 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{\gamma}{2.4} \right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60} \right)^{1/3}$$

但し、 $k_1 = 1.2$ (石灰砕石使用時)

$k_1 = 1.0$ (石灰砕石以外の粗骨材使用時)

$k_2 = 1.0$

$\gamma = 2.3$

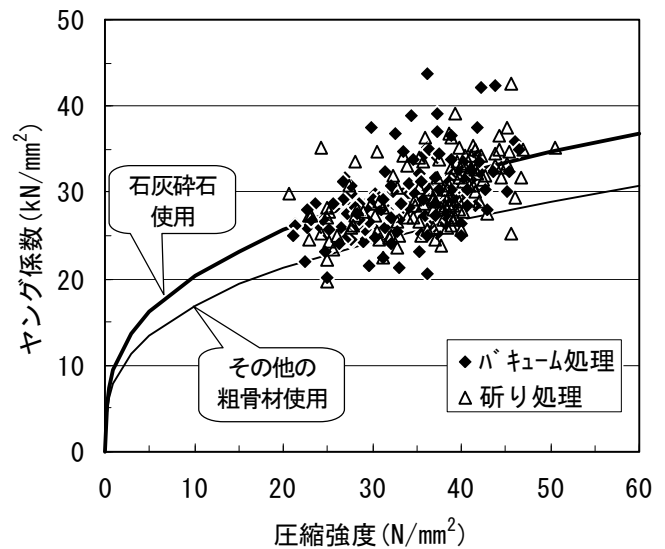


図-8 圧縮強度とヤング係数の関係

b. 処理方法による強度の比較

処理方法の違いによる杭頭部分のコンクリート強度の比較にあたっては、打設されたコンクリートの強度が異なるものがあるため、コア供試体強度の呼び強度に対する比を用いて検討した。圧縮強度比の度数分布を図-9に示す。

圧縮強度比は、バキューム処理では最大 1.89、最小 0.63、平均 1.14、標準偏差 0.21 であるのに対して、斫り処理では最大 1.65、最小 0.95、平均 1.21、標準偏差 0.17 であった。図から、バキューム処理した杭頭部分のコンクリート強度は、斫り処理を行った場合の強度とほぼ同等であることが分かる。なお、両者の平均の差について有意水準 5% で検定を行った結果、有意な差は認められなかった。

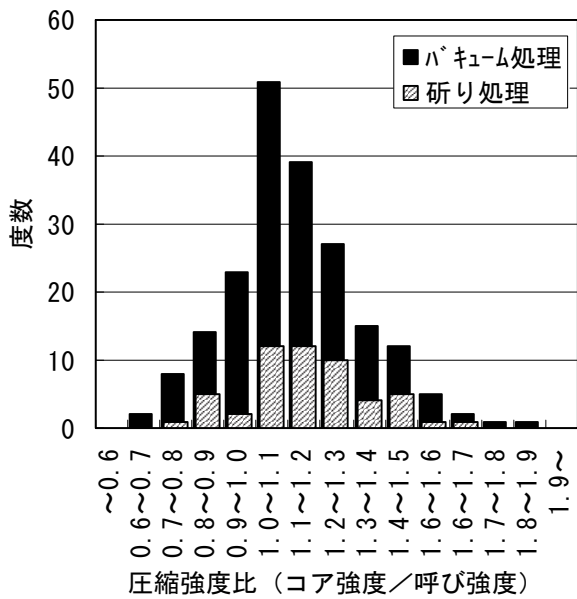


図-9 杭頭部コア強度の比較

5. 天端表層部の品質確認実験

5.1 実験目的

バキューム処理では、研り処理の場合とは異なり、杭頭処理後にブリーディング水によってコンクリート天端表層部の品質が低下するおそれがある。しかし、ごく表層の品質は圧縮強度では評価できないため、モルタルの硬さによって、バキューム処理したコンクリートの天端表層部分の品質を確認する。



写真-1 使用した硬さ試験機

5.2 実験方法

試験には、携帯用万能硬さ試験機（商品名：エコーチップ、写真-1）を用いた。計測は、試験体を切断・研磨した各試験面について、骨材や気泡を避けたモルタル部分の20箇所で行った。実験に用いたコンクリートの調合を表-4に示す。

試験体はバキューム処理した杭頭部より採取したコアを用いた。また、室内実験でも高さ0.25m、0.5m、1.0m、1.5m、2.0mの塩ビ管容器（内径φ130mm）の中に打設したコンクリートを対象として、ブリーディング量を測定するとともに硬さ試験を行った。室内実験での試験体形状を図-10に示す。

室内実験では、ブリーディング量による差を比較するために、単位水量の多い場合と少ない場合について試験した。また、これらの試験体はコンクリートの調合が異なるため、結果を併せて評価するために、試験面における計測値を試験体毎の平均値に対する比で表すこととした。

表-4 表層部品質確認実験に用いた調合

	W/C (%)	単位量 (上 : kg/m ³ , 下 : リットル/m ³)			
		W	C	S	G
現場試験体	51.0	193	378	730	938
			124	284	354
室内試験	51.5	179	348	796	975
	50.0	200	400	767	886
			127	295	333

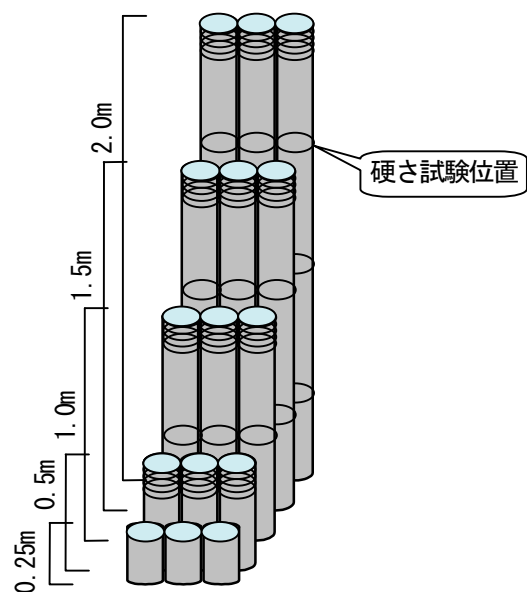


図-10 ブリーディングによる影響の検討試験体

5.3 実験結果

硬さ試験結果を図-11 に示す。現場から採取したコア試験体は、硬さ試験に必要な表面の平坦さを得るために天端を研磨する必要があったため、ごく表層の値は得られなかった。

室内試験によるモルタルの硬さは、表面では最も低いもので 74%まで低下した。これに対して、表面から 5mm 以上深い位置では、現場で採取した試料と室内試験の結果の何れも、平均値に対して 95%信頼区間の範囲にあった。

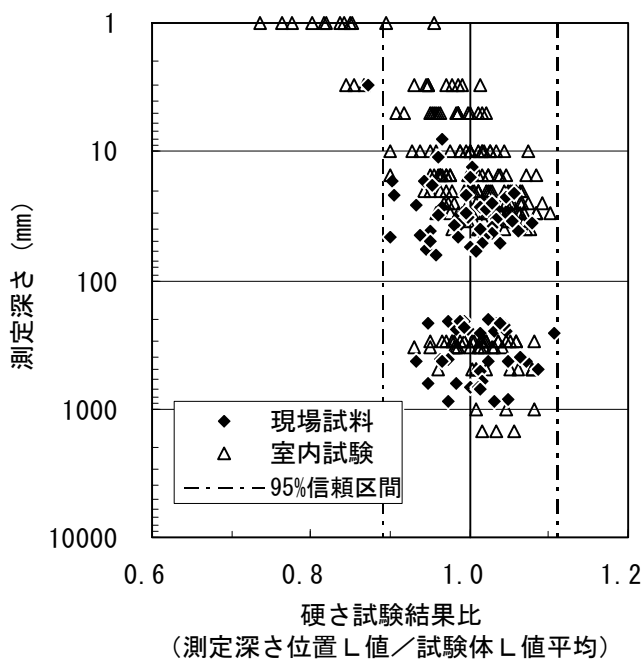


図-11 コンクリート深さと硬さの関係

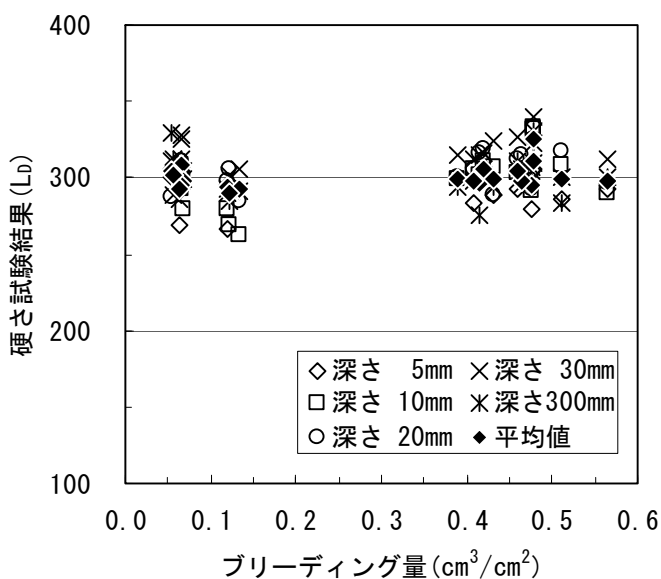


図-12 ブリーディングと硬さの関係

ここから、バキューム処理したコンクリートはごく表層でモルタルの硬さが低下しているが、室内試験の結果で深さ 5mm 以上の位置、現場から採取したコアの結果では深さ 10mm 程度以上の位置においては、品質の低下は無いものと考えられる。

ブリーディング量と硬さ試験結果の関係を図-12 に示す。本実験の範囲では、ブリーディングとモルタルの硬さに相関は見られなかった。ブリーディング水以外に表層の硬さを低下させる要因としては、養生温度や表面の乾燥などがあり、室内実験におけるコンクリート表層部の硬さの低下は、この様な養生条件による影響も含まれているものと考えられる。

6. まとめ

杭頭部をバキューム処理する際の品質確保のために、必要な余盛の確認実験と、バキューム処理した杭頭部コンクリート構造体の強度や天端表層部の硬さについての実験を行って品質を確認した結果、以下の知見が得られた。

- i. 余盛りから採取したコアの圧縮強度には、コア供試体の採取深さによる有意な差はなく、杭天端以下のコアと比較しても強度の低下は見られないため、通常採用されている余盛り高さは過剰である
- ii. 当社で定めた管理方法に従ってバキューム処理した杭頭部の構造体コンクリート強度は、設計基準強度を満足し、研り処理した場合と同等の強度を確保している
- iii. バキューム処理した杭頭コンクリート強度の管理には、従来と同様に標準水中養生供試体の材齢 28 日強度を用いて行うことができる
- iv. バキューム処理したコンクリート天端のごく表層部分では、モルタルの硬さが低下するが、低下の度合いにブリーディング量との相関はない

7. おわりに

本実験の結果等を元に、場所打ち鉄筋コンクリート杭の杭頭バキューム処理工法としての「奥村式杭頭余盛りレス工法」を開発し、(財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得している。

コンクリートの軸ひずみに基づく免震部材の軸力推定

舟木秀尊* 川井伸泰** 山上聡*

1. はじめに

近年、従来の免震部材では免震化が難しかった建物についても免震化が望まれる場面が出てきた。これらの建物に対応する方法として金属製転がり支承（以下CRB）と鉛入り積層ゴム（以下LRB）を併用したハイブリッド型免震システム（Flat rail - Rubber bearing System：以下FRS）を開発し、17階建ての建物に初めて適用した。建物の外観パースを図-1に、建物概要の一覧を表-1に示す。FRSの設計においては異種免震部材の併用によって生じる軸力の不均一やクリープによる荷重変動についての十分なデータがなかった。今回、実建物において鉄筋コンクリート架台（以下免震部材架台）の軸ひずみを継続的に計測し、免震部材の軸力分布の把握と設計モデルの検証を行った。本報では軸ひずみの計測とそれを補完するために行った架台の載荷試験およびFEM解析の結果について報告する。

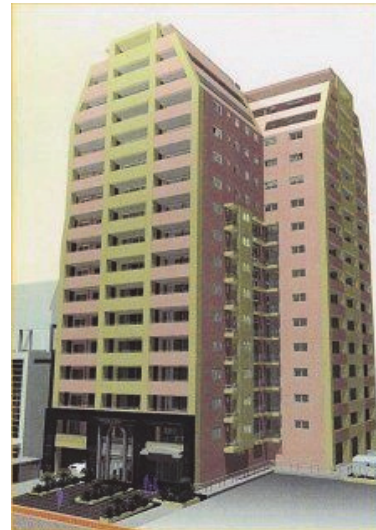


図-1 CRB適用建物の外観パース

表-1 建物概要の一覧

階数	地上17階 塔屋1階
軒高	51.05m
構造種別	RC造
基礎形式	直接基礎（べた基礎）
免震部材	鉛入り積層ゴム（角形） 転がり支承

2. 計測の概要

免震部材の配置を図-2に示す。CRB-6基、LRB-11基で構成され、サイズはCRBが9.9MN支承と4.7MN支承、LRBが□950と□850支承である。免震層の荷重分布を把握するために17基全ての免震部材架台の内部に鉄筋計（ひずみゲージ）を埋設し、免震部材の設置から竣工後に至るまで軸ひずみを計測している。鉄筋計の配置を図-3に、免震部材の設置状況を写真-1に示す。1本の鉄筋計において深さの異なる上下2点のゲージによって軸ひずみを計測している。この方法では直接的に軸力を計測することはできないが、全支承の免震部材架台において同じ位置と深さで軸ひずみを計測していることから、各免震部材の相対的な軸力分布の傾向を把握することができる。

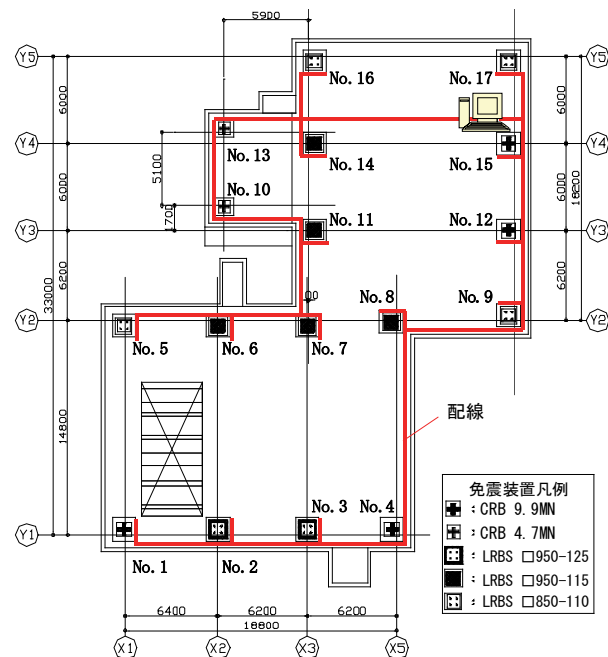


図-2 免震部材の配置

*技術研究所 **東京支社建築設計部

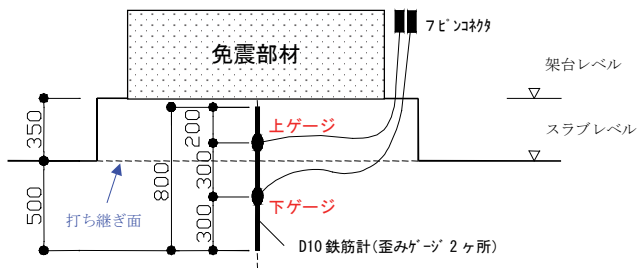


図-3 鉄筋計 (ひずみゲージ) の配置



金属製転がり支承 (CRB) 鉛入り積層ゴム (LRB)

写真-1 免震部材の設置状況

3. 計測結果

3.1 軸ひずみの実測値

軸ひずみは鉄筋計を埋設する架台のコンクリートを打設する前の2002年2月18日の計測値を初期値とし、最初の約5ヶ月間はコンクリート打設(1フロア)毎に手で1回/日、それ以後は自動計測システムによって1時間ピッチで計測している。軸ひずみの推移についてLRBおよびCRBの一例を図-4に示す。建物平面に対してNo.7は中央部、No.9は隅部、No.10はエレベーターピット下、No.12は外周部にそれぞれ位置している。2003年2月までの躯体工事中に軸ひずみが段状に進行している箇所はコンクリート打設日に負担軸力が増加したことを表している。上下ゲージの計測値を比較すると計測深さの違いによる感度の差がみられる。LRBの2例に着目すると、建物中央に位置するNo.7では躯体工事の進行に伴って軸ひずみが継続的に増加しているのに対し、隅部に位置するNo.9では躯体工事中であっても軸ひずみが減少している時期がある。これは同じLRBでも配置によって傾向が異なり、コンクリート打設以外の時でも各支承の負担軸力が変動していることを示している。No.10についてはエレベーターが設置された後に軸ひずみが増加している。全般的に竣工後の軸ひずみは安定した推移を示しているが局所的には小刻みな増減がみられる。これは日照や外気温の変動によって上屋コ

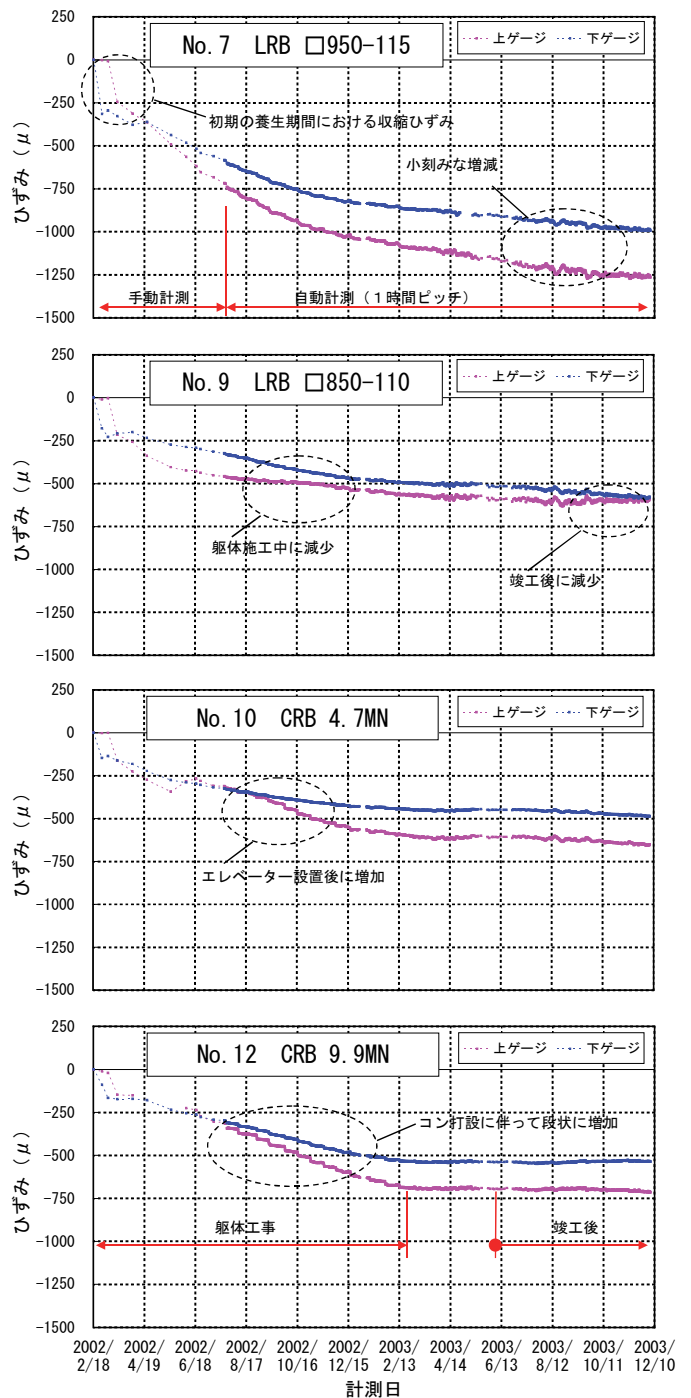


図-4 軸ひずみの推移 (No.7, No.9, No.10, No.12)

ンクリート躯体が伸縮するなどの影響で免震部材同士の軸力が刻々と再配分されているためと推測される。

3.2 弾性ひずみの分離

軸ひずみの実測値にはコンクリートが養生終了後に収縮するひずみや持続応力の載荷後に時間の経過と共に発生するクリープひずみが含まれており軸力の推定にはこれらの成分を適切に評価する必要がある。今回、躯体工事において各フロアのコンクリート打設毎(1フロア約300 m³)に発生した軸ひずみを弾性ひ

ずみと定義している。また、実測値から弾性ひずみとクリープひずみを減じたものを収縮ひずみと定義し、弾性ひずみには実測値を、クリープひずみの算出には CEB-FIP Model Code 1990 の式¹⁾を用いている。17 基の計測ひずみの合計を平均化して各因子に分離したものを図-5に示す。収縮ひずみはコンクリートの初期養生期間に発生した後は安定しており、クリープひずみは竣工後も緩やかに進行している。個々の支承における弾性ひずみは、計測ひずみから全支承の平均で求めたクリープひずみと収縮ひずみを減じて評価する。

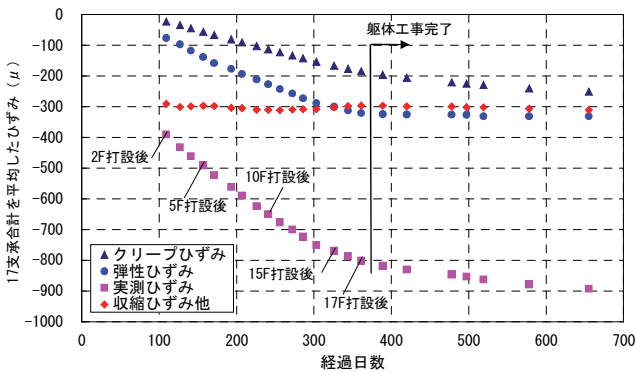


図-5 計測ひずみの分離

3.3 ひずみと軸力の関係

計測したひずみから軸力を推定するためにコンクリート打設量(重量)と打設毎に発生した弾性ひずみの関係から校正係数 23.44 (kN/μ) を求めた。個々の免震部材で得られた弾性ひずみに校正係数を乗じることで軸力を推定することができる。正確にはCRBとLRBでは同じ軸力が載荷された場合でも架台内部に生じるひずみの分布(応力集中度)が異なるため、この影響を考慮する必要がある。

3.4 各免震部材の分布

異種免震部材を併用した場合、温度変化に伴って個々の負担軸力が変動することが予想された。外気温と免震ピット及び架台内部の温度の推移を図-6に示す。また、各免震部材の弾性ひずみ(実測ひずみから収縮ひずみとクリープひずみを除去)の比較を図-7に示す。ピット気温(9月:24℃、12月:14℃)の変化に伴う1支承の変動幅は校正係数を用いて軸力に換算するとCRB(No.13)で+351kN(9.1%)、LRB(No.9)で-465kN(11.2%)が最大となった。全般的にはLRBが減りCRBが増える傾向が見られた。温度が10℃下がることでLRBが縮みCRBに荷重が流れたことが要因として考えられる。

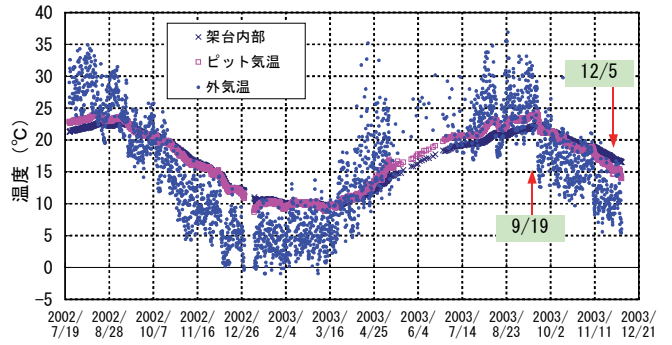


図-6 温度の推移(外気温, ピット気温, 架台内部)

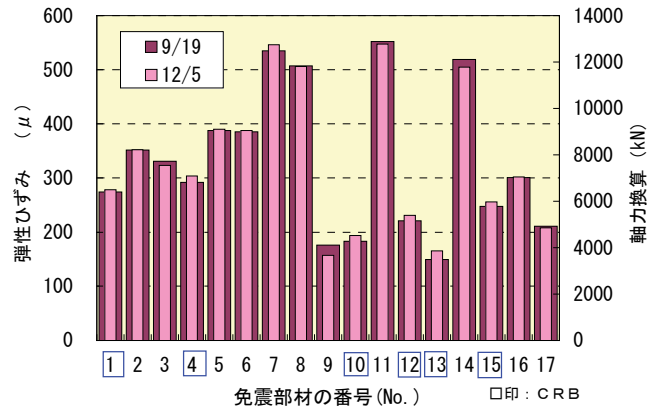


図-7 各免震部材の比較(9/19, 12/5)

4. FEM解析による載荷試験の検証

4.1 載荷試験

CRBを設置する免震部材架台にはローラーからの集中的な線状の荷重が作用する。この架台の構造性能を確認するために実機と同一形状のCRB(長期許容耐力に相当する基準荷重が1600kN支承)を鉄筋コンクリート架台(1/2.6縮小モデル)に設置した状態で載荷試験を行った。また、適用建物における軸ひずみ計測の妥当性を検証する目的も兼ねて、鉄筋コンクリート躯体の平面中心部に鉄筋計を埋設した。試験体とひずみ計測の位置を図-8に示す。

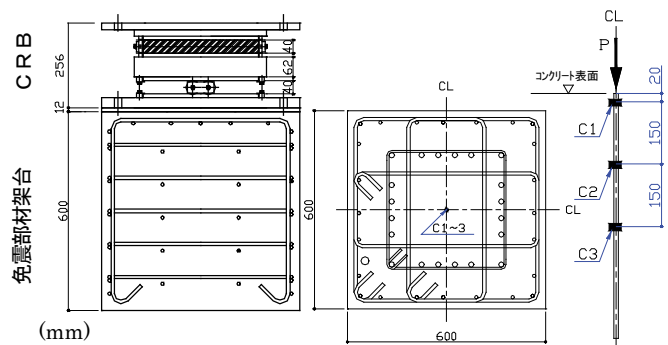


図-8 試験体とひずみ計測の位置

4.2 試験結果

試験では最大 5500 kN の荷重を行い、免震部材架台が CRB を設置する上で十分な構造的な性能を有していることを確認した。ここでは軸力推定に関わる軸ひずみの結果について着目する。CRB の基準荷重 1600 kN までの荷重について荷重と軸ひずみの関係を図-9 に示す。軸ひずみは CRB を設置した躯体コンクリート表面から -20 mm (C1)、-170 mm (C2)、-320 mm (C3) の位置で計測しており、コンクリート表面からの距離がひずみに影響を与えることを確認した。また、鉄筋コンクリート架台に埋設した鉄筋計の軸ひずみの計測から免震部材が負担する軸力の推定がある程度可能であることがわかった。

4.3 試験体の FEM 解析

鉄筋計の軸ひずみから軸力を推定するためには免震部材架台内の応力状態を把握しておく必要があるが、ひずみや変形量といった実測データから架台内部全ての応力状態を推定するには限界がある。そこで解析的な裏付けとして CRB と免震部材架台の FEM 解析を行い、架台に作用する荷重と軸ひずみの関係について検討した。本検討には汎用有限要素法解析プログラム「ADINA ver8.0.4」を用いた。解析のモデル化の概要を表-2 に示す。試験体の平面 1/4、高さ 1/1 の領域についてモデル化し、微小変形微小ひずみ解析を行った。解析に用いる材料物性は、材料試験の結果をもとに表-3 のように設定した。CRB と免震部材架台の荷重試験についてシミュレーション解析を行い FEM 解析の精度を検証した。

4.4 解析結果

CRB の基準荷重 1.6 MN を荷重した状態におけるモデル化境界面および計測位置 C1 断面のひずみ分布 (Z 方向) を図-10 に示す。CRB が受ける荷重はローラーを介して鉄筋コンクリート架台に伝達されるため、架台の表層部ではローラーに沿ってひずみが集中し、架台の内部では球根状に分布している。ひずみについて試験結果と同位置の解析結果を比較したものを表-4 に示す。解析結果は実験値を良く模擬できており、本解析手法によって免震部材架台内のひずみの状況を評価できることが確認できた。実建物に適用した CRB と LRB の免震部材架台の FEM 解析を行うことで免震部材の種別で異なる架台内部の応力集中度を反映した計測ひずみからの軸力推定が可能になる。

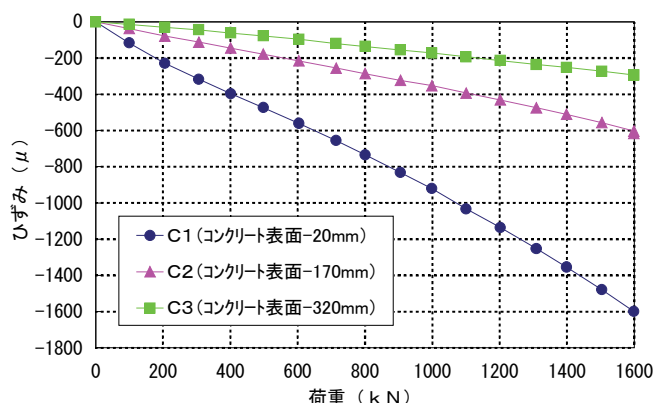


図-9 荷重-軸ひずみ関係

表-2 モデル化の概要

モデル化領域	: 平面 1/4 (高さは 1/1)
拘束条件	: XZ面 Y方向の変位拘束 YZ面 X方向の変位拘束 最上Z面 Z方向の同一変位拘束 最下Z面 Z方向の変位拘束
使用単位	: kN, cm
鋼材 (免震装置)	: 3次元ソリッド要素 (非線形)
コンクリート	: 3次元ソリッド要素 (線形)
鋼材 (鉄筋)	: ビーム要素 (非線形)

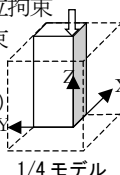


表-3 解析に用いる材料物性

材料	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	降伏荷重 (kN/mm ²)
鋼材 C13B (ローラ, レール)	194.0	0.300	1.550
鋼材 SS400 (プレート)	205.0	0.300	0.292
鋼棒 D16 (籠筋, 芯筋)	205.0	0.300	0.383
鋼棒 D10 (補強筋)	205.0	0.300	0.379
鋼棒 D6	205.0	0.300	0.361
コンクリート	23.9	0.1667	-

鋼材の降伏後ヤング係数は 1/1000 とした。

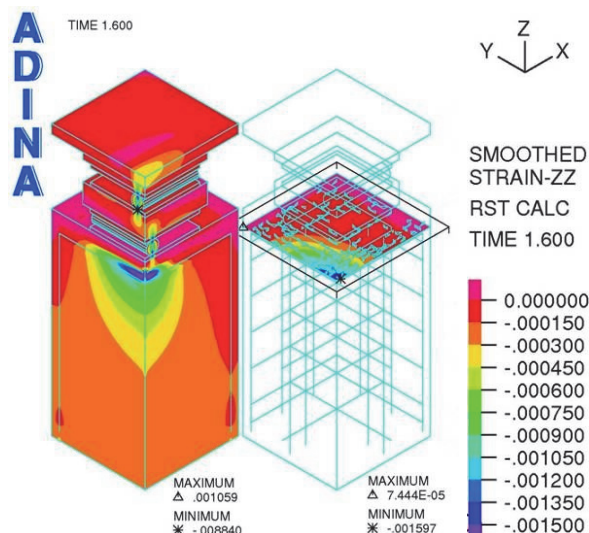


図-10 試験体のひずみ分布 (Z方向)

表-4 ひずみの実験値と解析値の比較

計測位置	C1	C2	C3
実験値	-0.001600	-0.000600	-0.000290
解析値	-0.001597	-0.000477	-0.000276

5. 各免震部材の推定軸力

5.1 実機のFEM解析

載荷試験体のモデル化方法に従って適用建物に使用されているCRBおよびLRBと免震部材架台のFEM解析を行った。適用建物で計測しているひずみデータから軸力を推定するにあたって免震部材の違いが架台内部のひずみ分布に与える影響を考慮することを目的としている。適用建物ではCRBの免震部材架台に対して鉛直剛性を高めるために架台中心部に芯鉄筋(8-D38)を配しており、解析ではこれもモデル化の対象とした。CRB 9.9 MN 支承とLRB □850 支承における10 MN 載荷時のZ方向のひずみ分布を図-11に示す。平断面は適用建物における軸ひずみの計測位置(上ゲージ、下ゲージ)と対応している。CRBはLRBに比べて荷重の集中度が高いため、同じ荷重に対して発生するひずみが大きくなるという結果が得られた。ひずみ計測位置での荷重-ひずみ関係を図-12に示す。適用建物における計測データから算出した17基の架台の平均的な弾性ひずみと荷重の関係(校正係数)が $23.44(\text{kN}/\mu)$ であったのに対し、FEM解析結果によるひずみ計測位置での校正係数はCRB = $20.45(\text{kN}/\mu)$ 、LRB = $24.94(\text{kN}/\mu)$ であった。

5.2 各免震部材の推定軸力の検証

建物で計測している鉄筋計ひずみからの推定軸力はCRBとLRBの違いを考慮せずに平均的な校正係数から算出している。これに対してFEM解析から得られた校正係数をもとに免震部材の違いによる影響を考慮して補正を行った。一方、実状に合った荷重条件(床積載荷重 $450 \text{ N}/\text{m}^2$ 等)と免震部材の鉛直剛性(CRB: $8180 \text{ kN}/\text{mm}$, LRB: $6455 \text{ kN}/\text{mm}$ 等)でモデル化した立体フレーム解析によって各部材の軸力を算出した。これらの方法で求めた各部材の推定軸力の比較を図-13に示す。FEM解析に基づいてCRBとLRBの違いを考慮した場合、平均値で評価したものに比べると両者の差は最大で10%程度となった。今回、CRBの架台内部には中心部に芯鉄筋を配しており、架台の鉛直剛性を高めてCRB架台への応力集中を緩和する効果があったと推察される。FEM解析の結果を反映させることによって軸力の推定精度が上がるとともにCRBとLRBの異種免震部材を併用することによる荷重の不均衡なども起きていないことが確認できた。

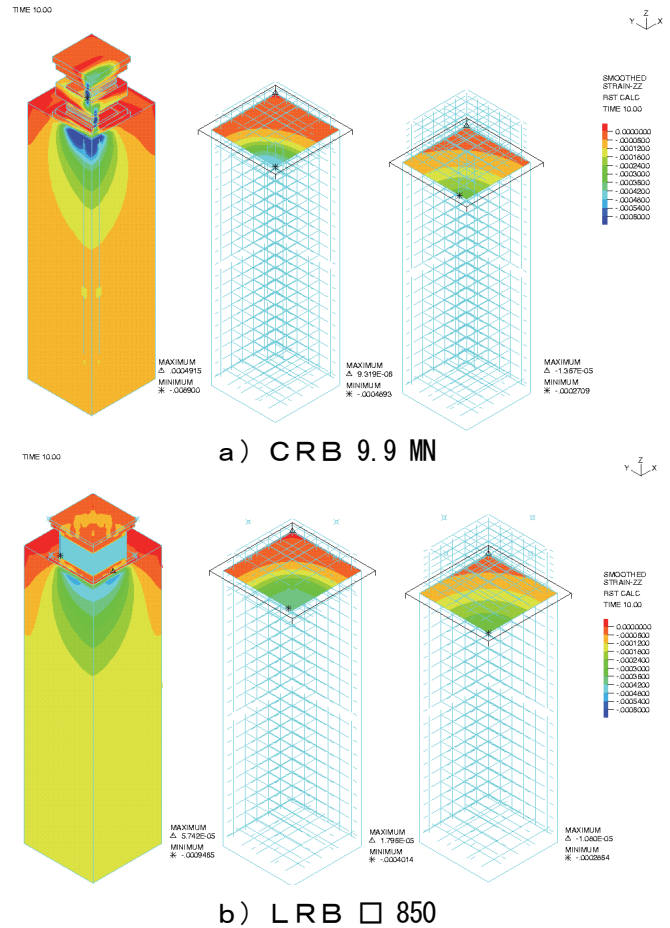


図-11 CRBとLRBのひずみ分布 (Z方向)

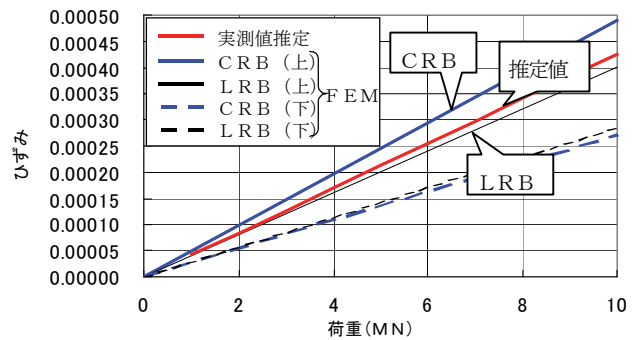


図-12 CRBとLRBの荷重とひずみの関係

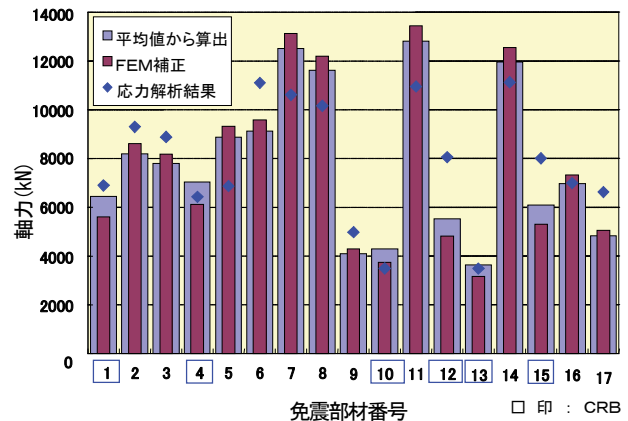


図-13 各部材の推定軸力の比較

6. 立体フレーム解析

6.1 解析の概要

設計モデルの応力解析から得られた各免震部材の軸力と計測ひずみから推定した軸力は、免震部材の位置によって両者に差がみられた。この原因のひとつとして応力解析のモデル化の影響が考えられる。ここでは設計時に用いた解析モデルについて上屋モデルはそのままに免震部材と架台基礎および地盤の支持バネ条件をパラメータとして免震部材の負担する軸力に与える影響を検討した。

6.2 支持バネの影響

免震部材と架台基礎および地盤の支持バネのモデル化を図-14に示す。設計時の支持バネは3つの要素の鉛直剛性を直列に足し合わせて評価している。地盤バネは各免震部材の支配面積に地盤試験データ113.12 kN/m²を乗じたもの、免震部材の鉛直剛性は納品試験のデータを用いている。支持バネのモデル化を①ピン支持、②地盤バネのみ、③免震部材の鉛直剛性のみ、④設計モデル(免震部材+架台+地盤)とした各ケースの軸力分布の比較を図-15に示す。各解析ケースの結果に大きな差はみられず、支持バネのモデル化が各免震部材の負担軸力に与える影響は小さいことがわかった。

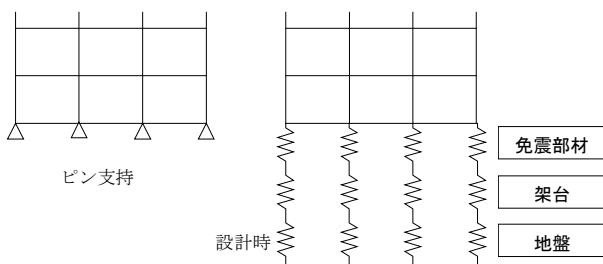


図-14 支持バネのモデル化

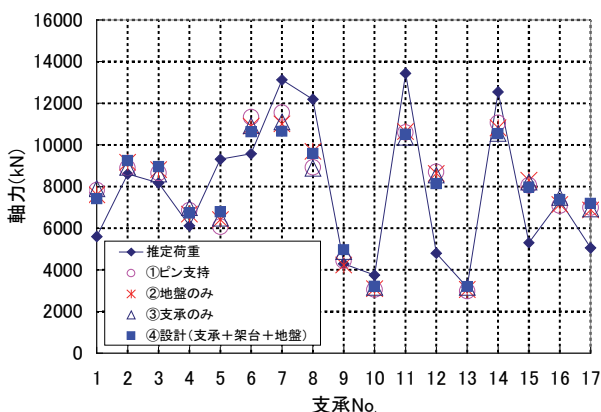


図-15 軸力分布の比較

7. まとめ

金属製転がり支承と鉛入り積層ゴムを併用した建物におけるコンクリートひずみの計測と解析的検討の結果、以下のことが確認できた。

- i. 施工段階からひずみを継続的に計測することで各免震部材が負担する軸力の分布を把握できる
- ii. FEM解析から得られた応力状態を反映することで異種免震部材を考慮した軸力推定ができるが、両者の差は問題にならない範囲であった
- iii. 設計モデルの立体フレーム解析から得られる軸力は軸ひずみから推定した実状の荷重分布を評価できている

8. おわりに

現在、コンクリートひずみの計測を継続中であり、新しい免震構法であるFRSの信頼性向上のためのデータをさらに蓄積している。得られた知見を今後の適用場面で活かしていきたい。なお、CRBの開発はオイレス工業株式会社と共同で実施したものである。

本研究にあたり、東京大学生産技術研究所・藤田隆史教授にご指導を賜った。ここに記して感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) (社) 日本建築学会、「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」、1998年
- 2) (社) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ」、2003年
- 3) 舟木、川井ほか、「金属製転がり支承(CRB)の開発とその適用」、奥村組技術研究年報、2002年

Fc=115N/mm² 外殻プレキャストコンクリートの製造

河野政典* 早川邦夫* 小竹琢雄**

1. はじめに

これまで都心エリアで取組まれてきた大型プロジェクトの建設工事が次々と完了しつつあり、建設ラッシュに落ち着きがみられるようになった。しかしながら都心エリアでの超高層住宅の建設工事は引続き多い。超高層RC造の建物においては60N/mm²を超えるコンクリートの設計基準強度が求められる物件も多くなり、100N/mm²級の物件も建設されはじめている。

当社は超高層RC造建物の施工法の一つとして外殻プレキャストコンクリート（以下、PCa）柱を用いた独自のエココラムユニット工法を実用化している¹⁾。これまで東京都内の32階建て集合住宅、札幌市内の20階建て集合住宅（2棟）に適用している。現在は外殻PCa柱の適用では3件目となる札幌市内の40階建て集合住宅が施工中である。これまでの外殻PCa柱の適用実績はFc=70N/mm²級までとなっている。今後は100N/mm²級の物件の受注も予想され、また、アウトフレーム形式の建物が多くなりつつあり、そのような物件に備える必要がある。そのため、現在Fc=100N/mm²級の超高層RC造の建物に適用する外殻PCa柱の開発を進めている。本報ではそのPCa柱に用いる外殻PCaの製造実験について報告する。

2. 実験計画

外殻PCaの製造は、ポールやパイルの製造方法である遠心成形と、型枠を組み立ててコンクリートを流し込む流し込み成形²⁾によって行う。

Fc=100N/mm²に対応するため外殻PCaの設計基準強度は115N/mm²とした。製造実験ではまずFc=115N/mm²の圧縮強度を確保するコンクリート調合を決めるための実機調合実験を実施し、その実験結果に基づきFc=115N/mm²対応のコンクリート調合におい

て製作方法および出来形を確認するための実大外殻PCaの製作実験を行った。製作実験ではアウトフレーム形式対応の外殻PCaを製作した。

3. 調合実験

3.1 実験概要

a. 実験因子と水準

実験因子と水準を表-1に示す。遠心成形では、水結合材比を一定とし、シリカフュームの置換率を因子とした。高強度を得るためにはセメントを多量に使用し、かつ、セメントを均一に分散し練り上げる必要があるが、遠心成形用の生コンプラントでは混和剤の使用制限から分散性の高いポリカルボン酸系の高性能減水剤が使用できなかったため、使用セメント量に限界があった。そのため、シリカフュームを使用して練混ぜ性能の向上および強度確保を図った。

流し込み成形は水結合材比を因子とした。

表-1 実験因子と水準

	因子	水準
遠心成形	シリカフューム置換率	19, 16, 13%
流し込み成形	水結合材比	17, 20, 23%

b. 使用材料と調合

使用材料を表-2に、コンクリート調合を表-3、4に示す。遠心成形、流し込み成形ともにセメントには普通ポルトランドセメントを用いた。流し込み成形ではシリカフュームをセメント質量に対し内割りして10%置換した。練り上がりの目標値は、遠心成形用コンクリートではスランプフロー500±100mm、空気量2±1%とした。流し込み用コンクリートでは外殻PCaの製造におけるコンクリートの充填性を考慮しスランプフロー650±50mmとし、空気量は2±1%とした。

*技術研究所 **東京支社建築部

表－2 使用材料

材料	記号	性質
セメント	C	普通ポルトランドセメント 密度3.16g/cm ³
混和材	Adm	シリカフューム(粉体) 密度2.2g/cm ³ , ブレーン値20000cm ² /g
細骨材	S	岩瀬産硬質砂岩砕砂 表乾密度2.61g/cm ³ , 吸水率0.88%
粗骨材	遠心	G1 栃木産硬質砂岩 最大骨材径20mm 表乾密度2.62g/cm ³ , 吸水率0.69%
	流入	G2 岩瀬産硬質砂岩 最大骨材径20mm 表乾密度2.65g/cm ³ , 吸水率0.47%
混和剤	遠心	Add1 ナフタリンスルホン酸塩系高性能減水剤 密度1.2g/cm ³
	流入	Add2 ポリカルボン酸系高性能AE減水剤 密度1.1g/cm ³

表－3 遠心成形用のコンクリート調合

調合名	W/B (%)	S/a (%)	Adm置換率(%)	単位量(kg/m ³)					Add1 B#%
				W	B		S	G1	
					C	Adm			
S19	21.7	42	19	138	515	120	687	967	4.0
S16	21.8	42	16	134	515	100	702	987	4.3
S13	21.8	42	13	130	515	80	716	1008	4.6

表－4 流入成形用のコンクリート調合

調合名	W/B (%)	S/a (%)	Adm置換率(%)	単位量(kg/m ³)					Add2 B#%
				W	B		S	G2	
					C	Adm			
N17	17	38.1	10	160	847	94	506	835	3.0
N20	20	43.3	10	160	720	80	628	835	1.75
N23	23	46.4	10	160	626	70	716	835	1.5

c. 試験項目と方法

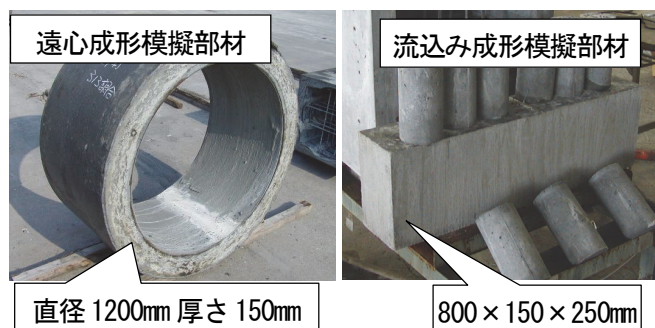
試験項目と方法を表－5に示す。フレッシュコンクリートではスランプフロー、空気量およびコンクリート温度の測定を行った。コンクリート強度は標準水中養生供試体の強度確認の他、外殻P C aのコンクリート強度を確認するため、模擬部材を製作してコアを採取し強度試験を行った。

模擬部材を写真－1、2に示す。模擬部材は外殻P C aの製造方法と同様の方法で製作した。遠心成形模擬部材の形状は直径1200mmで厚さ150mmとした。遠心条件を表－6に示す。遠心成形後1次養生として最高温度70℃で4時間保持の蒸気養生を行い、脱型後2次養生として最高温度180℃で4時間保持のオートクレーブ養生を行った。その後は所定材齢まで気中養生とした。

流入成形模擬部材の形状は800×150×250mmとした。打設後1次養生として最高温度50℃で6時間保持の蒸気養生を行い、脱型後、2次養生として最高温度70℃で10時間保持の蒸気養生を行った。その後は所定材齢まで気中養生とした。

表－5 試験項目と方法

項目	方法	
フレッシュコンクリート	スランプフロー	JIS A 1150
	空気量	JIS A 1128
	コンクリート温度	棒状温度計
硬化コンクリート	圧縮強度	JIS A 1108, JIS A 1107, 標準水中養生供試体 材齢28日 コア供試体材齢 7, 28日



写真－1 遠心模擬部材 写真－2 流入成形模擬部材

表－6 遠心条件

遠心条件	初速	中速1	中速2	高速
重力(G)	3	10	20	25
回転時間(min)	2	3	5	5

3.2 実験結果

スランプフローおよび空気量はいずれの調合においても目標範囲内であった。

圧縮強度試験結果を図－1、2に示す。遠心成形模擬部材のコア強度は、標準水中養生ではシリカフューム置換率16%から19%での強度の増加はみられなかったが、オートクレーブ養生では置換率が高いほど強度は大きい傾向にあった。既往の文献³⁾では通常の養生条件下での最適置換率、すなわち強度増加が期待できる置換率は5～15%、高温あるいはオートクレーブ養生の場合では20～25%と報告されている。高温あるいはオートクレーブ養生によってシリカフュームのポゾラン反応効果が顕著に現れる。

流入成形においては標準水中養生、コア強度ともに水結合材比が小さいほど大きい傾向にあった。

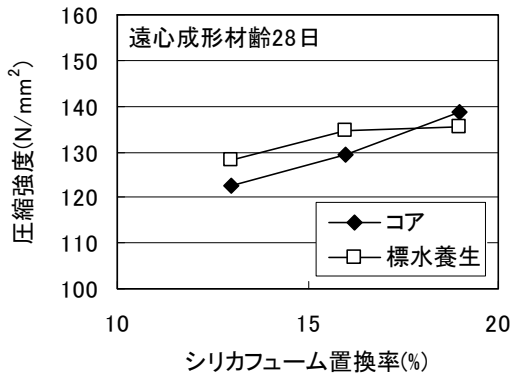


図-1 遠心成形コンクリートの圧縮強度

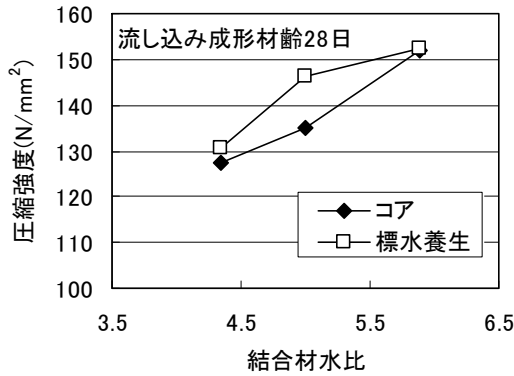


図-2 流し込みコンクリートの圧縮強度

3.3 調合計画

調合は、2003年度版の日本建築学会の建築工事標準仕様書・同解説 JASS5鉄筋コンクリート工事⁴⁾19節高強度コンクリートに準拠し、下式によった。

$$\begin{aligned}
 {}_{28}F &\geq Fq + {}_{28}S_{28} + 2\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \\
 {}_{28}F &\geq 0.9(Fq + {}_{28}S_{28}) + 3\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \\
 Fq &\geq Fc + \Delta F \quad (\text{N/mm}^2)
 \end{aligned}$$

ここに、

${}_{28}F$: 材齢28日におけるコンクリートの調合強度 (N/mm²)

Fq : 品質基準強度 (N/mm²)

Fc : 設計基準強度 (N/mm²)

ΔF : 管理用供試体強度と構造体コンクリート強度との差を考慮した割り増し (N/mm²)
[ここでは ${}_{28}S_{28}$ に ΔF が含まれるため0 N/mm²とする]

${}_{28}S_{28}$: 標準養生供試体の材齢28日圧縮強度と材齢28日における構造体コンクリートの圧縮強度との差 (N/mm²)

$Fq + {}_{28}S_{28}$: 構造体補正強度 (N/mm²)

σ : 構造体コンクリート強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 (N/mm²)
[ここでは0.07 ($Fq + {}_{28}S_{28}$) とした]

調合強度は、標準養生した供試体の材齢 28 日における圧縮強度で表し、構造体コンクリート強度の管理材齢は 28 日とした。許容不良率は 2.3%以下となるように正規偏差を定め、計算に用いた標準偏差はこれまで行った 100N/mm² 級の実機データから構造体補正強度の 7%とした。 ${}_{28}S_{28}$ は実験結果から遠心成形用調合で 5N/mm²、流し込み成形用調合で 9N/mm² とした。

以上から、調合強度は遠心成形で 136.8N/mm²、流し込み成形で 141.4N/mm² となり、製作実験の調合には、実機の標準水中養生強度の結果から、遠心成形では S16 調合、流し込み成形では N20 調合を適用することとした。

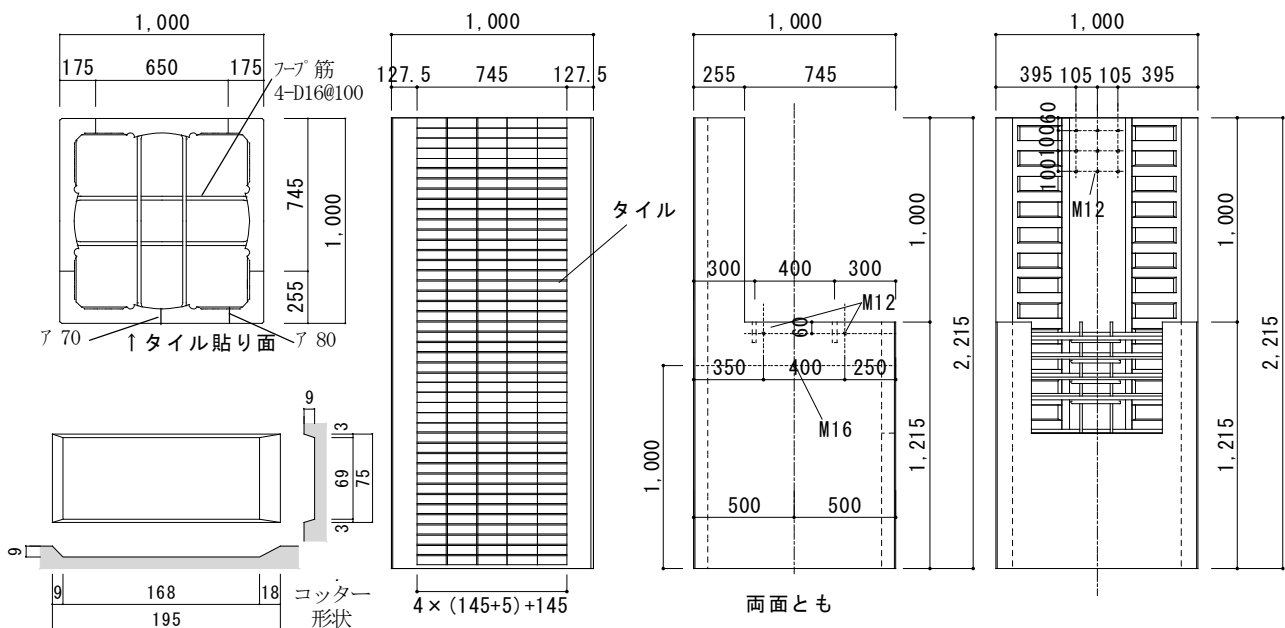


図-3 遠心成形試験体形状

4. 製作実験

4.1 実験概要

a. 試験体形状

製作実験では、流し込み成形および遠心成形でアウトフレーム形式に対応した外殻PCaを各1体ずつ計画した。試験体形状を図-3、4に示す。柱断面は遠

心成形で1.0×1.0m、流し込み成形で1.05×1.05mとし、中子筋を有するD16のフープ筋を打ち込み、内側面には深さ9mmのコッターを設けた。コッター部の肉厚は71mmとした。順梁との取り合い部分に欠き込みを設け、逆梁が取り合う高さの外壁面を立ち上げた。また、外壁面を想定した面にはタイルの打ち込みを行った。

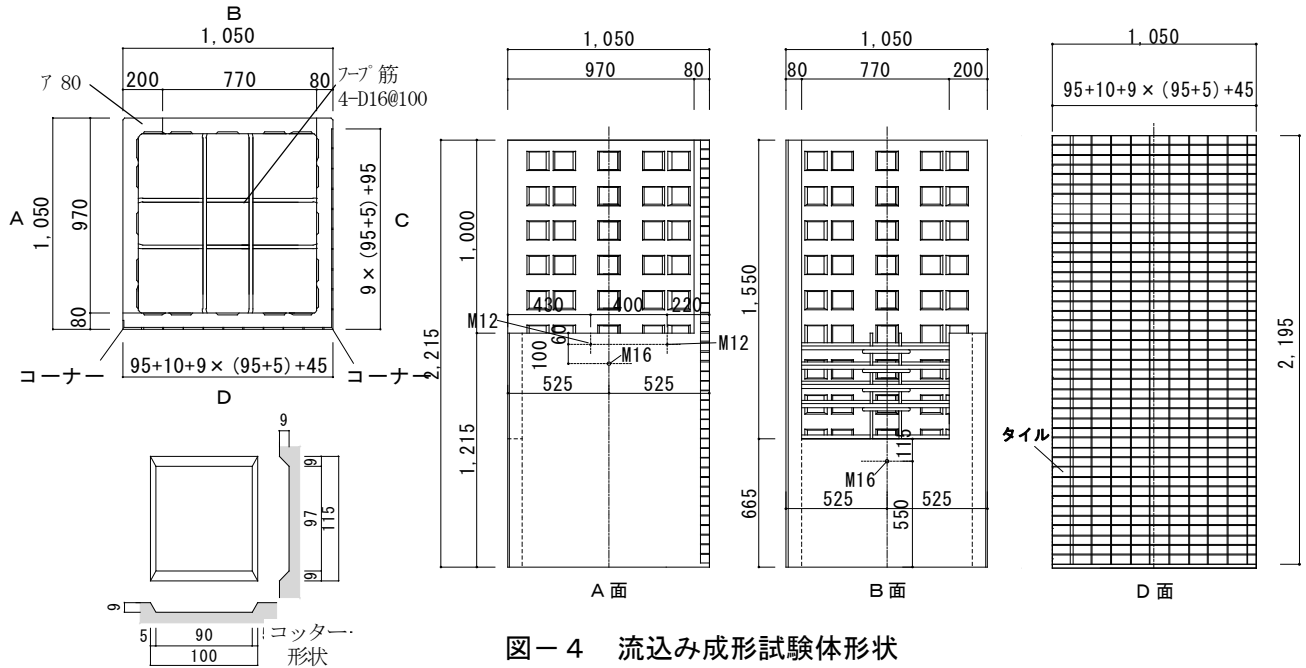


図-4 流込み成形試験体形状

表-7 鉄筋・型枠の組み立て、コンクリートの打ち込みおよび養生方法の概要

	遠心成形	流し込み成形
鉄筋組立	<ul style="list-style-type: none"> フープ筋の組み立ては、先ず外周筋と縦横の中子筋を1対のフープ筋として先行して先組みする。 先行して組み立てた外周筋と中子筋のセットを、組み立て用スタンドを使い、籠状に所定のピッチで組み立てる。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋籠に内型型枠を取り付け、順梁を設置する部分にはかぶり部分に欠き込み用の型枠を取り付ける。 柱面の一方だけが立ち上がる部分では、遠心成形時のバランスをとるためコンクリート質量と同等のカウンターウェイトを対面の外型枠に取り付ける。 外型枠にインサートおよび打ち込みタイルを貼り付け、内型枠を取り付けた鉄筋籠をセットする。
型枠組立	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋籠に内型型枠を取り付け、順梁を設置する部分にはかぶり部分に欠き込み用の型枠を取り付ける。 柱面の一方だけが立ち上がる部分では、遠心成形時のバランスをとるためコンクリート質量と同等のカウンターウェイトを対面の外型枠に取り付ける。 外型枠にインサートおよび打ち込みタイルを貼り付け、内型枠を取り付けた鉄筋籠をセットする。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋籠に内型枠として鋼製型枠とエアチューブを取り付ける。中子筋取り合い部分にφ80のエアチューブを密着させ中子筋間のモルタルの漏出を抑える。 フープ筋が配筋されていない部分はエアチューブのはらみだしの危険性が高いため内側に支保工を設ける。 タイル打ち込み部分では十分なかぶり厚さが必要であるが、スパーサーの取り付けによってタイルが押されて反る場合があるため、取り付け位置および厚みに注意する。 外型枠にインサートおよび打ち込みタイルを貼り付け、内型枠を取り付けた鉄筋籠をセットする。
打設養生方法と	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの投入量は、設計量より25%割り増しとする。 遠心条件は表-6とする。 1次養生(max70°C 4時間保持)後に脱型し、2次養生(オートクレーブ養生max180°C 4時間保持)を行う。 1次養生後の脱型時に、順梁欠き込み部分の裏面に打ち込まれたコンクリートを除去する。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの打設は、片面側から打ち込み、反対面を打ち上げて、不足分については上から打ち込んだ。コンクリートは側壁面に直接落とし込まず、スラブ面に一度落として、壁面に流し込むようにゆっくり打ち込む。 打設時には、型枠パイクレタを弱震で使用する。 蒸気養生直前にエアチューブの圧力をゆるめる。 1次養生(max40°C 4時間保持)後に脱型し、2次養生(max70°C 10時間保持)を行う。



写真-3 遠心内型枠

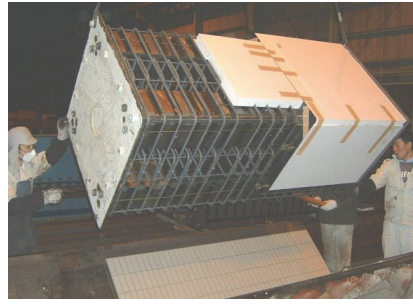


写真-4 遠心外型枠セット状況

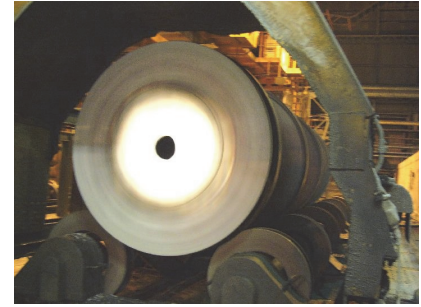


写真-5 遠心成形状況



写真-6 流し込み内型枠状況



写真-7 流し込み型枠状況



写真-8 流し込み打設状況

b. 鉄筋・型枠の組み立て

鉄筋および型枠の組み立て概要を表-7に示す。遠心成形の外型枠の組み立てにおいて、外殻PC a面の一方だけが立ち上がる部分では、遠心締め固めの回転時のバランスを保つため、カウンターウェイトをその対面の外型枠に取り付けた。

流し込み成形では、これまでの中子筋周りの内型枠には中子筋の配筋ピッチに合わせたくし形の型枠を用いていた²⁾が、この方法では型枠の組み立ておよび解体に手間がかかっていた。そこで今回は作業の合理化を図るため内型枠には鋼製型枠とエアチューブを組み合わせ、中子筋取り合い部分にはφ80のエアチューブを密着させ中子筋を挟み込みモルタルの漏出を抑えた(写真-6、7)。

c. コンクリートの打ち込みと養生

コンクリートの打ち込みと養生方法の概要を表-7に示す。製作実験に使用したコンクリートは、遠心成形では表-3に示すS16%調合、流し込み成形では表-4に示すN20%調合で、コンクリートのフレッシュ性は遠心成形ではスランプフロー540×540mm、空気量1.5%、流し込み成形ではスランプフロー640×650mm、空気量2.5%であった。

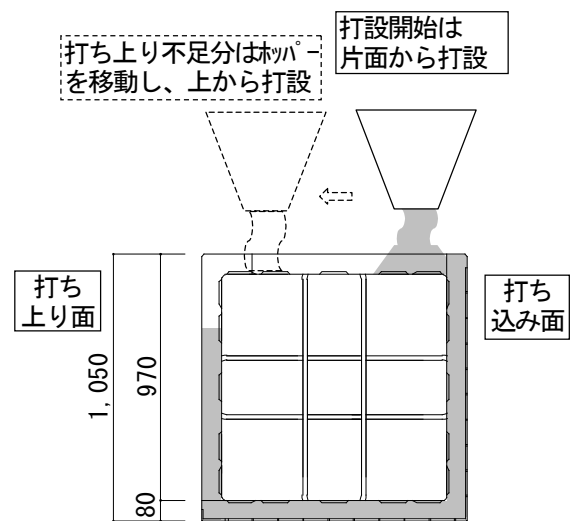


図-5 コンクリート打ち込み方法

遠心成形では遠心力によるコンクリートの締め固めによりコンクリートが圧密され体積が減少するが、シリカフェームを用いたコンクリートは通常のコンクリートより体積減少量が多いため、コンクリート投入量は25%割り増した。

流し込み成形のコンクリート打設にはホッパーを用いて、先ず片面側から打ち込み、反対面を押し上げた。締め固めには型枠パイプレータを使用した。打ち上がり不足分についてはホッパーを移動し、上から打ち込んだ(図-5)。

4.2 実験結果(出来形)

製造した試験体の出来形を写真-9~12に示す。遠心成形試験体は、一部、コンクリート量が不足しコッターの出来形が不十分となった部分があった。肉厚は内型枠部分では所定の厚さであったものの、内型枠のない円弧部分では、所定の厚さ(70mm)よりもやや大きい(100mm)部分があった。またタイルの打ち込みでは一部、タイルの打ち込み位置がずれていた。肉厚の調整は、コンクリート投入量の調整および遠心締固め前の荷崩し運転で対応できると考えられる。タイルのずれについては、タイルの1シートあたりの面積が小さいものがずれており、1シートあたりの面積が十分とれるよう計画すれば対応できると考えられる。また、今回型枠の制約からコーナータイルを打ち込むことができなかったが、通常はコーナータイルまで打ち込むのでタイルのずれは生じにくいと考えられる。

流し込み成形試験体は、フープ筋を内蔵してない外壁面立ち上がり部分においてもコンクリートは充填され、コッターの成形状態も良く、タイルも全て所定通り打ち込まれており良好な出来形であった。

5. まとめ

$F_c=100\text{N}/\text{mm}^2$ 級のRC建物の柱に対応した外殻PCaの設計基準強度を $115\text{N}/\text{mm}^2$ として、遠心成形および流し込み成形による外殻PCaの製造実験を行った。その結果を以下に示す。

- i. 調合実験から $F_c=115\text{N}/\text{mm}^2$ を満足するコンクリート調合は、遠心成形外殻PCaのコンクリートでは水結合材比21.8%でシリカフュームをセメント質量に対し内割りで16%置換した調合、流し込み成形外殻PCaのコンクリートでは水結合材比20%でシリカフュームをセメント質量に対し内割りで10%置換した調合であった。
- ii. 製作実験によりアウトフレーム形式に対応した $F_c=115\text{N}/\text{mm}^2$ 外殻PCaは遠心および流し込み成形により製造が可能であることを確認した。

6. おわりに

都心エリアでこれから着工する $F_c=80\text{N}/\text{mm}^2$ 級の物件に外殻PCa柱の適用が予定されている。今回確立し

た製造手法の展開を図り実績を蓄え、さらに今後の $F_c=100\text{N}/\text{mm}^2$ 級の物件の受注を期待し適用を進めていきたい。



写真-9 遠心成形
出来形[外壁面]



写真-10 遠心成形
出来形[内面]



写真-11 流し込み成形
出来形[外壁面]



写真-12 流し込み成形
出来形[内面]

【参考文献】

- 1) 小澤功治他、「外殻PCa柱を用いたユニット化工法による超高層RC住宅の施工」、コンクリート工学Vol. 38 No. 8、pp. 67-70、2000. 8
- 2) 上西隆他、「流し込み成形による外殻PCa柱部材の開発 その1 外殻PCaの製作方法と打ち込み型枠としての性能」奥村組技術研究年報No. 25、pp. 87-92、1999. 6
- 3) 日本建築学会、「シリカフュームを用いたコンクリートの調合設計・施工ガイドライン」、1996
- 4) 日本建築学会、建築工事標準仕様書・同解説JASS5「鉄筋コンクリート工事」、2003

高強度材料を用いた外殻 PCa 柱の構造特性と強度評価

細矢 博* 岡 靖弘**
早川邦夫* 山上 聡*

1. はじめに

近年、高強度材料を使用した鉄筋コンクリート(RC)柱に関する構造実験が各所で行われ、それら実験データの蓄積により、コンクリート設計基準強度(F_c)が 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートおよびSD490以上の高強度鉄筋を用いた建物の構築が可能となった。しかしながら、既往の構造実験は、主として従来工法による一体打ちRC柱を対象に行われ、当社が超高層建物の構築に用いることが多い外殻PCaを用いたRC柱(以後外殻PCa柱と記す)については、十分な実験データが蓄積されているとは言い難い。

一方、各種設計指針(例えば¹⁾、²⁾についてみると、その適用範囲は、コンクリートの上限が $F_c=60\text{N/mm}^2$ (以後 F_c60 と記す)、柱主筋の上限がUSD685である。コンクリートが F_c60 以上かつ鉄筋がSD490以上の広範囲な高強度材料を適用範囲とした設計指針は存在しない。

このような背景から、2000年度には、 $F_c60\sim F_c80$ 、SD490~USD685の高強度材料を用いた外殻PCa柱の加力実験を行い、その構造特性について検討した。

また、構造設計で多用されている靱性保証型耐震設計指針せん断強度式¹⁾の高強度材料領域における適用性について検討した。さらに今回は、 F_c100 、USD685の高強度材料を用いた外殻PCa柱まで拡張し、その構造特性ならびに最大強度評価法について検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、

形状・寸法および配筋例を図-1に示す。試験体は、曲げ破壊型に計画した試験体No.1~No.5と、せん断破壊型に計画した試験体No.6~No.8の合計8体であり、横補強筋を予め内蔵した型枠兼構造体としての性能を有する薄肉中空断面外殻PCaを用いたRC柱である。外殻PCaは流し込み成形法もしくは遠心成形法により製作されている。

2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を表-2、表-3に示す。外殻PCaは $F_c=115\text{N/mm}^2$ 、後打ちコンクリートは $F_c=100\text{N/mm}^2$ である。加力実験期間中における材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度(σ_B)は、外殻PCaでは $130\sim 140\text{N/mm}^2$ 、後打ちコンクリートでは 114N/mm^2 であった。柱主筋にはD16(USD685)、横補強筋にはK6(KW785)ならびにRB6.2(SBPDN1275)のスパイラル筋を用いた。

2.3 加力方法

加力装置および加力スケジュールを図-2に示す。油圧ジャッキにより一定軸力を加えた状態で水平方向に正負交番漸増繰返し加力を行い、試験体の柱区間

表-1 試験体諸元

項目	試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	
		目標破壊形式	曲げ破壊型					せん断破壊型		
	外殻PCa成形法	流し込み成形					遠心成形	流し込み成形		
試験体諸元	柱高さ H(mm)	1080					720			
	柱幅×柱成 B×D(mm)	300×300								
	H/D, シアスパン比 M/QD	3.6, 1.8					2.4, 1.2			
	PCa $F_c(\text{N/mm}^2)$	115								
	後打ち $F_c(\text{N/mm}^2)$	100								
	柱主筋 配筋 $p_k(\%) = A_s/(BD)$	12-D16 2.65								
	柱主筋の種類 σ_s	USD685								
	横補強筋 配筋 $p_w(\%) = A_w/(@B)$	4-RB6.2 @31	4-RB6.2 @40	4-RB6.2 @57	4-K6 @35	4-RB6.2 @40	4-RB6.2 @85	4-K6 @60	4-RB6.2 @85	
	横補強筋の種類 σ_{wy}	SBPDN1275			KW785		SBPDN1275		KW785	
	横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}(\text{N/mm}^2)$	16.45	12.75	8.93	8.95	12.75	5.99	5.26	5.99	
軸力比 η	0.55					0.3				

$$\eta = N/[0.85(\min(F_c, \sigma_B)(B \cdot D - A_s) + \sigma_{sy} \cdot A_s)]$$

η : 軸力比, N: 軸力, F_c : 後打ちコンクリートの設計基準強度, σ_B : コンクリート圧縮強度の実測値, B: 柱幅, D: 柱成, σ_{sy} : 鉄筋の規格降伏強度, A_s : 鉄筋断面積

*技術研究所 **東京支社建築設計部

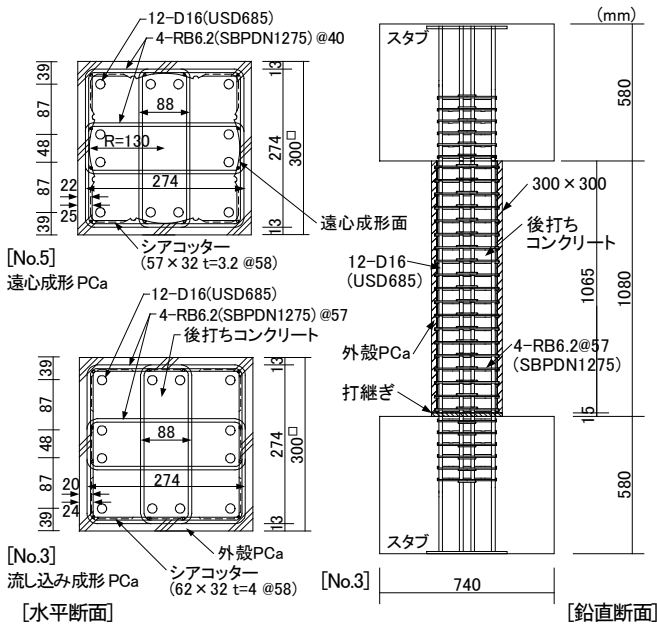


図-1 試験体の形状・寸法および配筋例

に逆対称曲げモーメントを作用させた。加力サイクルは、原則として、曲げ破壊型試験体では、層間変形角(R)で $R=\pm(1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50\text{rad})$ を各2回繰り返し、その後、強度の低下度合いを勘案して $R=\pm(1/33, 1/25, 1/20\text{rad})$ の加力を行った。せん断破壊型試験体では、層間変形角で $R=\pm(1/400, 1/200, 1/100, 1/67\text{rad})$ を各2回繰り返し、その後、強度の低下度合いを勘案して、 $R=\pm(1/50, 1/33\text{rad})$ の加力を行った。

導入した軸力は、曲げ破壊型の試験体の場合は4996kN(一定)、せん断破壊型の場合は2725kN(一定)である。ここで、導入した軸力は表-1の脚注に示す式から求めた。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

ひび割れ状況の例を写真-1に示す。曲げ破壊型に計画した試験体では、 $R=1/200\sim 1/100\text{rad}$ で縦ひび割れが中間主筋沿いに発生し、材端部では圧壊が拡大し降伏ヒンジが形成され、最大強度に至った。 $1/50\sim 1/33\text{rad}$ で柱隅角部近傍の被りコンクリートがほぼ部材全長に渡り剥落した。せん断破壊型に計画した試験体では、 $R=1/200\sim 1/125\text{rad}$ でせん断ひび割れおよび材端部コンクリートの圧壊が拡大し、最大強度に至った。 $1/67\sim 1/50\text{rad}$ で柱中央部の被りコンクリートが剥落した。曲げ破壊型、せん断破壊型ともに、流し込み成形外殻PCaより遠心成形外殻PCaを用いた方が被りコン

表-2 コンクリート材料試験値

部位	試験体名	圧縮強度	圧縮強度時ひずみ度	引張強度	弾性係数
		σ_B (N/mm^2)	ϵ_{c0} ($\times 10^{-6}$)	σ_t (N/mm^2)	E_c (kN/mm^2)
外殻PCa コンクリート	No.1, 6	135	3460	5.70	45.6
	No.2, 7	138	3520	6.85	46.2
	No.3, 4	130	3280	4.80	46.4
	No.5	137	3090	-	48.8
	No.8	140	3120	-	49.8
後打ち コンクリート	No.1~8	114	2990	-	46.8

表-3 鉄筋材料試験値

部位	呼び名	種類の記号	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	降伏ひずみ度 ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_u (N/mm^2)	破断伸び ϵ_u (%)
柱主筋	D16	USD685	716	3490	918	13
横補強筋	K6	KW785	944	4610	944	14
		RB6.2 SBPND1275	1381	6740	1494	12

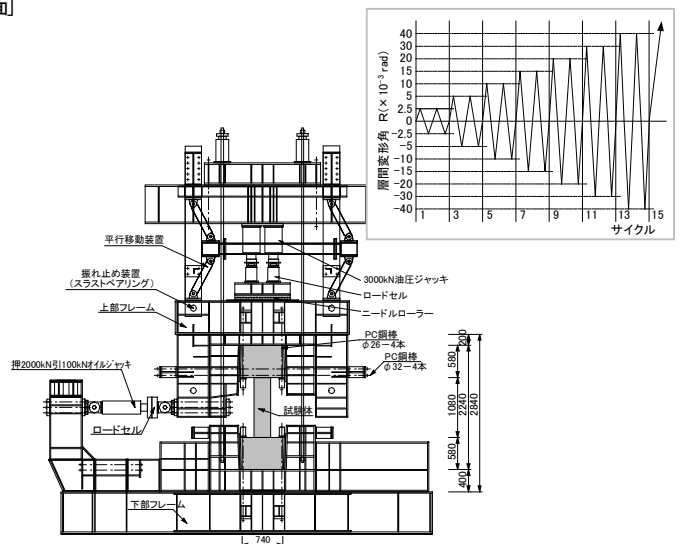


図-2 加力装置および加力スケジュール

クリートの剥離の程度が軽微であり、外殻PCaの成形法の違いにより破壊性状に差異があったが、本実験試験体のせん断余裕度のもとでは、全試験体とも計画通りの破壊モードで破壊した。

3.2 柱せん断力と層間変形角との関係

柱せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線の例を図-3に、正方向側のQ-R曲線の包絡線を図-4に示す。曲げ破壊型試験体の場合、横補強筋量($p_w \sigma_{wy}$)が $13.8\text{N}/\text{mm}^2$ 以上では、Q-R曲線は紡錘形でエネルギー吸収能力に富み、さらに最大強度発生以降も荷重の急激な低下はみられず、安定した復元力特性を示した。 $p_w \sigma_{wy}=9.7\sim 10.8\text{N}/\text{mm}^2$ のNo.3, No.4試験体では、最大強度以降の材端部圧壊に伴う荷重の低下が大きく、限界変形角(R_d)は $1/80\sim 1/50\text{rad}$ 程度であった。Q-R曲線の包絡線について比較すると、(a)の曲げ破壊型試験体

No.1～No.3 では、 $p_w \sigma_{wy}$ が大きいほど荷重の低下が小さく変形性能に富むことが明確にわかる。また、(b)から、遠心成形外殻 PCa を用いた No.5 は流し込み成形外殻 PCa を用いた No.2 より最大荷重は大きいものの、荷重の低下度合いはほぼ等しいことがわかる。(c)から、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を概ね等しく設定した No.3 と No.4 では、 $\sigma_{wy}=785\text{N/mm}^2$ 級の横補強筋を用いた方が 1275 級の横補強筋を用いた場合よりも荷重の低下度合いが小さく、変形性能が良いことがわかる。一方、(d)から、せん断破壊型試験体 No.6～No.8 を比較すると、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を概ね等しく設定した No.6 と No.7 では、曲げ破壊型試験体同様、 785N/mm^2 級の横補強筋を用いた No.7 が 1275 級を用いた No.6 よりも荷重の低下の度合いが小さく、変形性能が良いことがわかる。また、せん断破壊型試験体の場合も、曲げ破壊型試験体同様、流し込み成形外殻 PCa 柱 No.6、遠心成形外殻 PCa 柱 No.8 とともに最大強度以降の荷重の低下度合いはほぼ等しいことがわかる。

3.3 最大強度と限界変形角

最大強度ならびに限界変形角の実験値を表-4 に示す。同表には、柱主筋降伏強度、柱材端部の圧壊進展時の荷重も示している。ここで、限界変形角は、Q-R 曲線の包絡線上で荷重が最大強度の80%に低下したときの層間変形角として求めている。最大強度を比較すると、曲げ破壊型の場合、横補強筋量と最大強度との関連性はみられなかった。また、 $p_w \sigma_{wy}$ を概ね等しく計画した試験体で1275級を用いたNo.3と785級を用い横補強筋の間隔を短くしたNo.4とを比較すると、

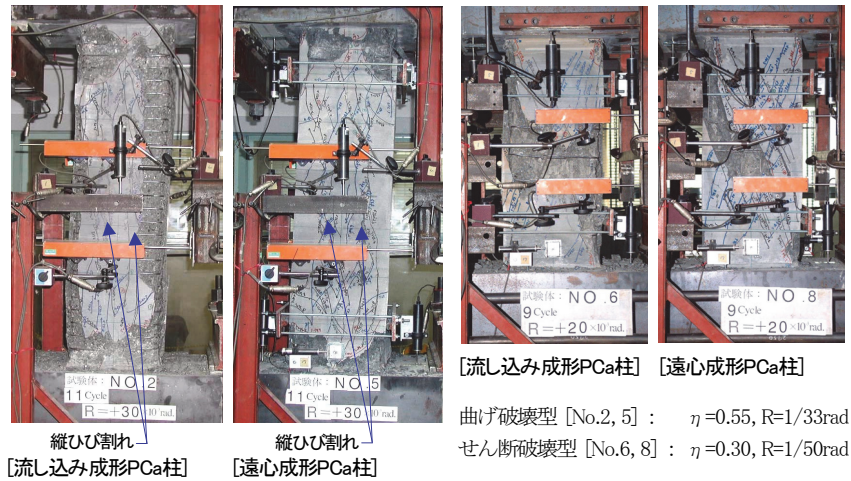


写真-1 破壊状況

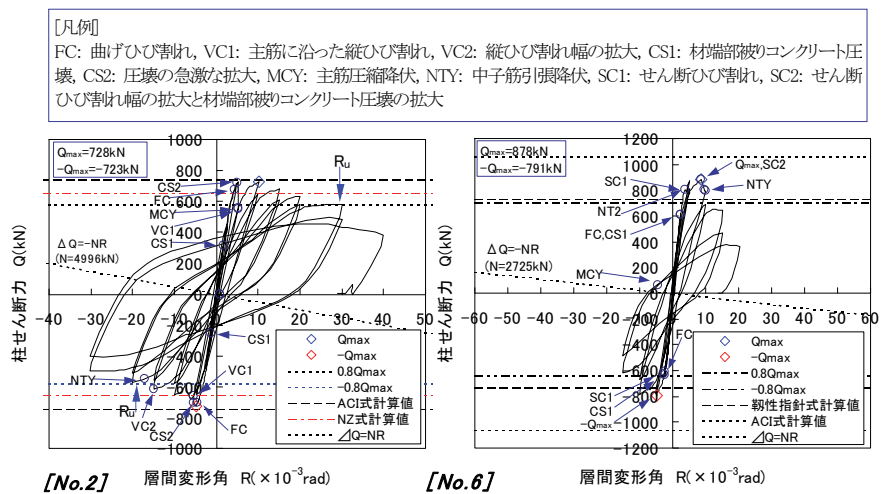


図-3 柱せん断力-層間変形角曲線例

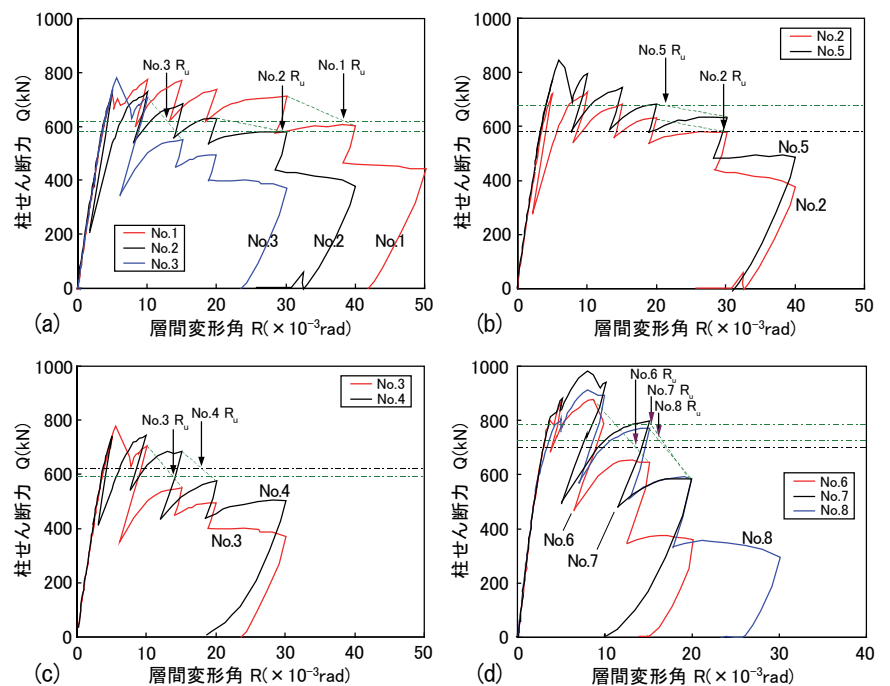


図-4 柱せん断力-層間変形角曲線の包絡線の比較

表-4 実験結果

試験体	破壊形式	外殻PCa	等価コンクリート強度 $e \sigma_B$ (N/mm ²)	横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$	最大強度				限界変形角			柱主筋降伏		圧壊の進展						
					正側		負側		平均値			正側		負側	平均値		正側		負側	
					Q_{max}	$-Q_{max}$	$ave Q_{max}$	$ave R_{Qmax}$	R_u	$-R_u$	$ave R_u$	Q	R_{cy}	Q	R_{cs}	$-Q$	$-R_{cs}$			
No.1	曲げ破壊	流し込み	120	17.81	775	734	755	10.1	38.4	34.9	36.6	679	6.2	724	5.0	-711	-4.2			
No.2			121	13.81	728	723	725	7.5	29.4	19.1	24.3	555	5.3	718	4.9	-708	-5.4			
No.3			119	9.67	778	740	759	5.3	12.8	10.7	11.7	666	7.6	778	5.5	-706	-5.0			
No.4			119	10.76	743	739	741	7.4	19.3	14.3	16.8	-663	-6.5	715	5.8	-739	-4.8			
No.5	せん断破壊	遠心	121	13.81	845	783	814	5.7	21.2	21.1	21.2	816	6.7	845	5.9	-783	-5.4			
No.6			120	6.49	878	791	834	6.8	13.6	14.8	14.2	65	-4.6	878	8.6	-	-			
No.7			121	6.32	990	905	948	8.0	15.4	13.6	14.5	-437	-17.0	990	8.0	-	-			
No.8			122	6.49	912	792	852	6.5	16.2	15.2	15.7	-4	11.7	806	5.0	-	-			

最大強度に大差はなかった。これに対し、曲げ破壊型ならびにせん断破壊型とも、同一配筋の場合、遠心成形外殻PCa柱(No.5, No.8)は流し込み成形外殻PCa柱(No.2, No.6)より最大強度が大きいことがわかる。また、せん断破壊型では、 $p_w \sigma_{wy}$ が概ね等しい場合には、1275級を用いたNo.6より785級を用い横補強筋の間隔を短くしたNo.7の方が最大強度が大きいことがわかる。

一方、変形性能についてみると、曲げ破壊型試験体で $p_w \sigma_{wy}$ が概ね等しい場合には、1275級の横補強筋を用いたNo.3より785級を用い横補強筋間隔を短くしたNo.4の方が限界変形角(R_u)は大きいことがわかる。

3.4 限界変形角と横補強筋量との関係

軸力比 $\eta=0.55$ の下での曲げ破壊型試験体の正負両側加力における限界変形角の平均値(R_u)と横補強筋量($p_w \sigma_{wy}$)との関係を図-5に示す。試験体数が少ないものの、本実験の範囲では、 R_u は $p_w \sigma_{wy}$ と極めて強い相関関係があることがわかる。両者の関係は、最小自乗法で近似直線を求めると式(1)で表される。

$$R_u = (2.9p_w \sigma_{wy} - 16.08) \times 10^3 \quad (\text{rad}) \quad (1)$$

3.5 軸方向ひずみ度と層間変形角との関係

曲げ破壊型試験体の柱部材軸方向ひずみ度(ϵ_v)と層間変形角(R)との関係、ならびに各所定層間変形角の第1サイクルの正加力時における ϵ_v と R との関係を図-6に示す。ここで、 ϵ_v は、柱部材の軸方向の変形量を加力実験開始時の柱内法長さで除した値で平均軸方向ひずみ度である。 $p_w \sigma_{wy}$ が小さい試験体では ϵ_v が急増する層間変形角が小さく、増加速度が大きいことがわかる。また、 $p_w \sigma_{wy}$ をほぼ一定にして、1275級の横補強筋を用いたNo.3と、785級を用い横補

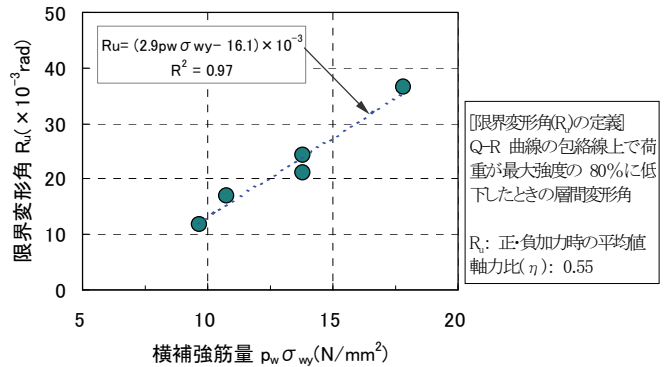


図-5 限界変形角と横補強筋量との関係

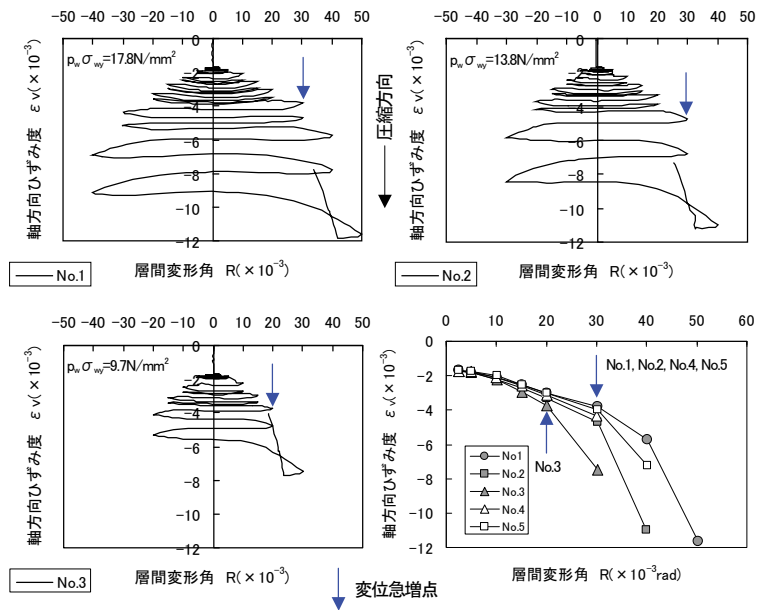


図-6 軸方向ひずみ度と層間変形角との関係

強筋間隔を短くした No.4 とを比較すると、No.4 の方が ϵ_v は小さく、横補強筋を等量配筋したとしても、その補強効果に違いがあることがわかる。一方、流し込み成形外殻PCa柱No.2と遠心成形外殻PCa柱No.5とでは、 $R=1/33\text{rad}$ まではほぼ同じ履歴を示しPCaの製作法の違いによる影響はみられなかった。

3.6 横補強筋ひずみ度と層間変形角との関係

せん断破壊型試験体 No.6, No.7 について、最大強度時における材端部から $D/2$ (D :柱成)以上離れた柱中央

領域の横補強筋のひずみ度の平均値と層間変形角との関係を図-7に示す。両試験体とも最大強度時の横補強筋の平均ひずみ度は、材料試験で得られた降伏ひずみ度に達していないことがわかる。これをさらに検証するため、筆者らが過去に行った加力実験結果³⁾も含め、最大強度時の横補強筋の応力度と等価コンクリート圧縮強度(σ_B) (以下、等価コンクリート強度と記す) との関係を図-8に示す。いずれの試験体の場合も最大強度時の横補強筋の応力度は材料試験から得られた降伏強度に達していなかった。また、コンクリート強度が 70N/mm^2 以下の場合には、規格降伏強度にも至っていなかった。これに対し、New RC 設計ガイドライン²⁾の有効降伏強度式を基本とする下記の式(2)~(4)により得られた有効降伏強度(σ_{wy})を図-8に示すと、 $\sigma_B=120\text{N/mm}^2$ 近傍で横補強筋の外周筋と中子筋のバラツキが大きいものの、概観すると有効降伏強度はこれら横補強筋の応力度と近似していといえる。このことから、柱部材のせん断強度の評価に際しては、横補強筋の降伏強度としてコンクリート強度に連動した有効降伏強度 σ_{wy} を用いる方が実験現象に合致しているといえる。

$$\sigma_{wy} = \min \{ \sigma_{wy}, 125\sqrt{\nu_0 \sigma_B} \} \quad (2)$$

$$\nu_0 = 1.7 \sigma_B^{-0.333} \quad (3)$$

$$\sigma_B = (sA_{cs} \sigma_B + cA_{cc} \sigma_B) / (sA_c + cA_d) \quad (4)$$

σ_{wy} : 横補強筋有効降伏強度、 σ_B : 横補強筋降伏強度、 σ_B : 等価コンクリート強度、 ν_0 : コンクリート圧縮強度有効係数(CEB 式)¹⁾、 sA_c : 外殻 PCa 断面積、 $s\sigma_B$: 外殻 PCa コンクリート圧縮強度、 cA_c : 後打ちコンクリート断面積、 $c\sigma_B$: 後打ちコンクリート圧縮強度

3.7 最大強度の実験値と計算値との関係

最大強度の実験値と計算値を表-5に、それらの関係を図-9に示す。曲げ強度の計算値は ACI ストレスブロック法 (以下 ACI 式と記す)⁴⁾、New Zealand ストレスブロック法(以下 NZ 式と記す)⁵⁾ならびにファイバーモデルによる断面解析から算出した。せん断強度の計算値は、日本建築学会靱性保証型耐震設計指針・同解説¹⁾のせん断強度式に、コンクリートの圧縮強度有効係数として CEB 式(式(3))¹⁾、横補強筋の降伏強度

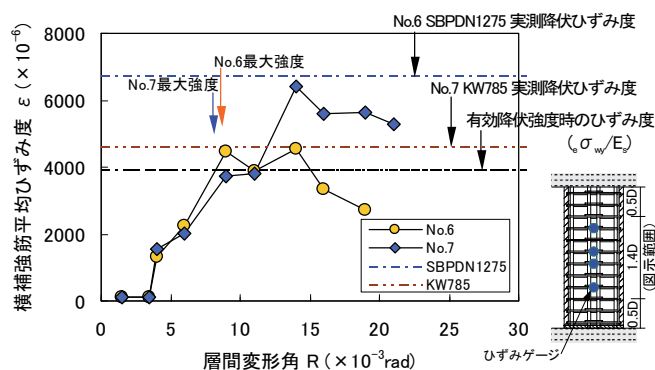


図-7 横補強筋平均ひずみ度と層間変形角との関係

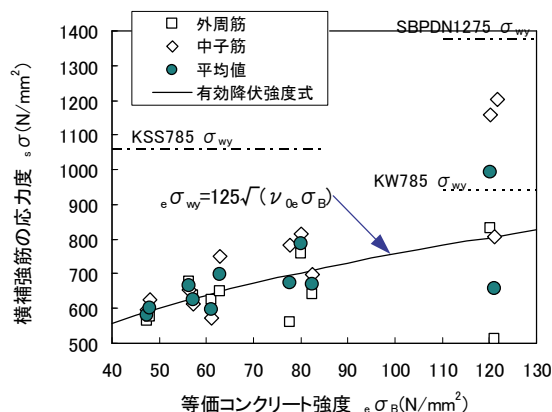


図-8 試験体最大強度時の横補強筋の応力度と等価コンクリート強度との関係

として材料試験から得られた降伏強度実測値ならびに上記 3.6 の実験結果を勘案して有効降伏強度式(式(2))から得られた計算値を用いて算出した。なお、コンクリートの圧縮強度について、断面解析を除く諸式では、外殻 PCa コンクリート強度と後打ちコンクリート強度の効果を考慮して式(4)から得た等価コンクリート強度を用いた。また、断面解析では、外殻 PCa コンクリート強度と後打ちコンクリート強度を個々に考慮した。

ACI 式ならびに断面解析による曲げ強度の計算値は、実験値に対し危険側に評価する必要があるが、NZ 式による計算値は 10~30%程度安全側に評価することがわかる。なお、本実験試験体の範囲では、ACI 式と断面解析の計算値は極めて近い値を示した。このため、図-9では ACI 式の計算値で両者を代表させている。

一方、せん断強度については、靱性保証型耐震設計せん断強度式に、横補強筋の降伏強度として材料試験から得られた横補強筋の降伏強度を用いると、計算値は実験値に対し危険側の評価を与えるが、式(2)による有効降伏強度を用いると、せん断強度を 10~25%程度安全側に評価することがわかる。

表-5 最大強度の実験値と計算値との関係

項目		試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	
実験値		Q_{max}^{*1} (kN)	A	775	728	778	743	845	878	990	912
計算値	曲げ強度	ACI式 $ACIQ_{mu}$ (kN)	B	740	745	731	731	743	1058	1063	1066
		NZ式 NZQ_{mu} (kN)	C	651	656	642	642	654	975	979	982
	断面解析 $FIBQ_{mu}^{*2}$ (kN)	D	743	747	738	738	754	1092	1098	1114	
	せん断強度	靱性保証(1) $CEBQ_{su}^{*3}$ (kN)	E	1296	1223	1072	1139	1221	946	987	952
		靱性保証(2) $CEBefQ_{su}^{*4}$ (kN)	F	1142	1069	921	1095	1067	729	907	733
せん断余裕度 $CEBefQ_{su}/NZQ_{mu}$		F/C	1.75	1.63	1.44	1.71	1.63	0.75	0.93	0.75	
実験値/計算値		$Q_{max}/ACIQ_{mu}$	A/B	1.05	0.98	1.06	1.02	1.14	0.83	0.93	0.86
		Q_{max}/NZQ_{mu}	A/C	1.19	1.11	1.21	1.16	1.29	0.90	1.01	0.93
		$Q_{max}/FIBQ_{mu}$	A/D	1.04	0.97	1.05	1.01	1.12	0.80	0.90	0.82
		$Q_{max}/CEBQ_{su}$	A/E	0.60	0.60	0.73	0.65	0.69	0.93	1.00	0.96
		$Q_{max}/CEBefQ_{su}$	A/F	0.68	0.68	0.84	0.68	0.79	1.21	1.09	1.24

*1 正方向側加力時、*2 コンクリート終局ひずみ度 $\epsilon_u=3 \times 10^{-3}$ 、*3 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、式(3)による CEB のコンクリート有効圧縮強度係数、ならびに材料試験により得られた横補強筋の降伏強度を適用、*4 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、式(3)による CEB のコンクリート有効圧縮強度係数、ならびに式(2)による横補強筋有効降伏強度を適用

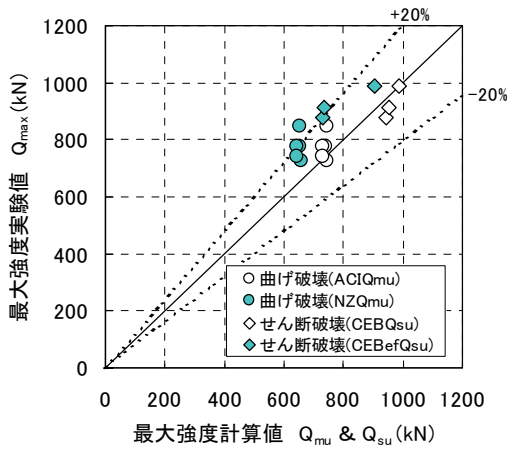


図-9 最大強度の実験値と計算値との比較

4. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) 遠心成形外殻 PCa 柱は流し込み成形外殻 PCa 柱に比べ、最大強度は大きく、損傷程度は軽微であるが、最大強度以降の荷重の低下傾向に差はみられない。
- (2) 785 N/mm² 級または 1275 N/mm² 級の高強度鉄筋を横補強筋として用い、横補強筋量($p_w \sigma_{wy}$)を等量配筋する場合には、1275N/mm² 級に比べ 785N/mm² 級を配筋する方が、曲げ破壊型では変形性能が向上し、せん断破壊型ではせん断強度が増大する。
- (3) 本加力実験試験体の範囲では、限界変形角(R_u)と横補強筋量($p_w \sigma_{wy}$)とは強い相関関係があり、 R_u を式(1)で評価できる。
- (4) ACI 式による曲げ強度の計算値は実験値を上回り危険側の評価をする場合があるが、NZ 式による曲げ強度の計算値は安全に評価する。
- (5) 靱性保証型耐震設計指針のせん断強度式に、CEB

のコンクリート有効圧縮強度係数式より得たコンクリート有効圧縮強度、ならびに New RC 設計ガイドラインの横補強筋有効降伏強度式を基本とする式(2)より求めた横補強筋有効降伏強度を用いると、せん断強度を安全側に評価できる。

5. おわりに

今後、 $F_c=100N/mm^2$ 級の高強度材料を用いたフル PCa 柱の研究を行う予定である。外殻 PCa 柱も含め、高強度材料領域での工業化工法の確立を目指したい。

謝辞

図-8に示した実験値の一部は、サイトシェル研究会(奥村組、五洋建設、大末建設、松村組 以上五十音順)で行った加力実験により得られたものである。ここに記して関係者各位に謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、1999年版
- 2) 建設省総合技術開発プロジェクト、「鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層化技術の開発」、平成4年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術センター、1993年3月
- 3) 張 富明、佐藤武、甲斐 誠、細矢 博、山尾憲一郎、萱嶋宣雄、「流し込み成形による外殻 PCa 柱部材の研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.113~114、23057、2000.9
- 4) American Concrete Institute、「Building Code and Commentary」ACI 318-95/318R-95、1995
- 5) Standard New Zealand、「Concrete Structures Standard Part 1-The Design of Concrete Structures, Part 2-Commentary on The Design of Concrete Structures」、1995

高度清浄空間における室圧制御技術の研究

—その3 流量直接指令方式の実建物への適応と気密性能評価システム—

茂木正史* 中村裕介* 得田健一**

1. はじめに

高度な清浄度が必要であったり、汚染物質の拡散を防がなければならない施設では隣接室との間に差圧を確保して室間の空気の流れを一方向に制御し、対象室の要求性能を実現している。従来その方法として、変風量装置 (VAV) や定風量装置 (CAV) を組み合わせて、室間の差圧をフィードバック制御 (PID 制御) する差圧制御方式が一般的に用いられてきた。しかし、差圧制御方式は VAV の風量変更速度が遅いため (数十秒～数分) に急速な風量変更が必要な場面では必要差圧が確保できないなどの問題があった。流量直接指令方式は、高速に風量変更が可能な風量制御バルブ (AFV) を利用して風量を制御する方式である。解析と実大モデルの実験により安全キャビネットの風量変更に関連して直接的に風量を制御することで、短時間の風量変更にも迅速に追従し、安全キャビネットの扉を開閉しても実験室が所定の室圧 (空気の流れ) を維持できることを確認している¹⁾。

従来の差圧制御方式でも、流量直接指令方式においても、効率的で精度の良い制御を行うためには制御対象となる室が高い気密性能を有していることが必要である。また、各方式の空調設計では給気風量と排気風量のバランスを確保するためのファンの風量を設定する必要があるが、そのためには対象室の気密性能 (対象室からの漏気量) に関するデータが必要である。また、予想外の事故により空調設備が停止した場合や消毒で1室のみ加圧する場合は、室の気密性能による封じ込めが重要になるので、特に高度な施設では気密性能のスペックとして圧力減衰時間が定められる場合もある³⁾。このような場合には、室の気密性能を予測したり確保する技術が必須となる。

ここでは、流量直接指令方式を某研究所の動物実験室に適用したので、同時に適用された差圧制御方式と

比較しながらその性能測定結果について報告する。

さらに、室の気密性能測定方法や室を構成する躯体コンクリート、高気密ドア・サッシ、各種塗装材の透気性能を簡易な試験装置を用いて測定し、室の総合的な気密性能について評価する方法について報告する。

2. 流量直接指令方式の実物件への適用

2.1 差圧制御方式と流量直接指令方式について

a. 各方式の制御の仕組みと特徴

図-1に差圧制御方式の概要を示す。気流方向が1室から2室へ向かうように各室の室圧を P_1 、 P_2 ($P_1 > P_2$) となるように制御することを目的としている。ここに示す例では給気側に CAV (定風量装置) を設け給気風量を一定とし、排気側に VAV (変風量装置) を設け排気風量を変更できる様にしている。制御はフィードバック制御である PID 制御 (Proportional, Integral, Differential)²⁾ を用いている。具体的には、各室ごとに基準圧 (外気圧) との差が一定になるように制御する。

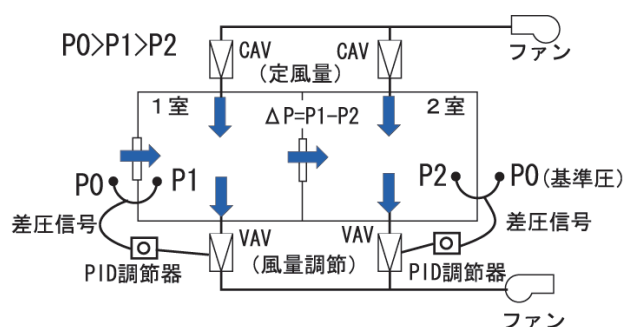


図-1 差圧制御方式の概要

差圧制御方式は一般的に用いられている制御方式であるが以下に示す問題点がある。

- ① フィードバック制御を行っているのでオーバーシュート (目標とずれた差圧の値を目標値に近づ

*技術研究所 **関西支社建築設計部

けようとして目標値を超える現象)が生じ気流方向が逆転してしまう場合がある

- ② VAV の動作が遅い(最小風量から最大風量までの変更に1分以上)ので、安全キャビネットの開閉などの急速な動作に伴う風量変更に対応できない
- ③ 低風量時の動作精度が悪く、最大風量の30%以下の領域ではほとんど使えない
- ④ 欠点を補おうとしてドア開閉時には制御を一時中断する機能などを追加し、制御アルゴリズムが複雑になっている

図-2に流量直接指令方式の概要を示す。気流方向が1室から2室へ向かうことを制御の目的としている。AFVからの風量を図に示しているが風量指示器は電圧によってAFVの風量を設定する。電圧値と風量は比例関係になっているので風量の指示が容易であり、例えば安全キャビネットの扉の開閉率に対応した風量設定が可能であるので開口面風速を一定にできる。扉を通過する風量はすきまを通過する風量の全体を頭わしておりオフセット風量と呼ばれている。下図の2室では風量バランスは下式で表せる。

$$Q_{2e} - Q_{2i} = Q_{12} \quad \text{————— (1)}$$

Q_{2e} と Q_{2i} は風量調節器で容易に変えられるのでその差が Q_{12} を維持するように変更すれば1室と2室間の差圧も一定に維持したままでの風量変更が可能である。

流量制御方式の特長は以下のとおりである。

- ① オフセット風量を一定に確保していればドア開閉などの外乱時にも空気の逆流は生じない
- ② 全開から全閉まで1秒程度で変更可能な装置と流量指示というフィード・フォワード制御により迅速な制御が可能である
- ③ 以下に示す圧力独立性により微小な室圧変動を吸収するので安定した制御が可能である

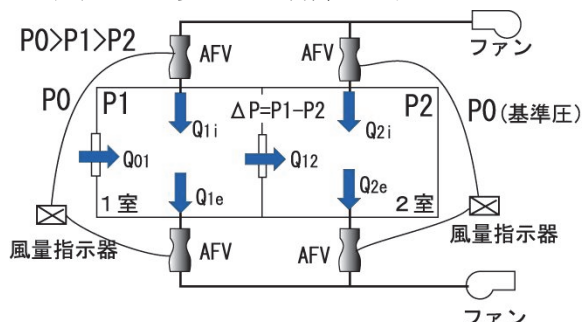


図-2 流量直接指令方式の概要

図-3にAFVの構造と圧力独立性の原理を示す。ベンチュリー管の中に風量調節のコーンが入っており、コーンは空気式アクチュエータとスプリングによってその位置を移動する。風量指示信号に従って空気式アクチュエータによってコーンを含む系が所定の位置に高速移動する。さらにコーンにかかる静圧によってスプリングが伸び縮みしてコーンの位置を調節する。静圧が低いとき、コーンにかかる力は弱くなり、コーン内のスプリングが伸びてコーンをベンチュリーから引き離す。低静圧と広い隙間の組み合わせで目的の風量を実現する。静圧が高まり、コーンにかかる力が強くなるにつれ、コーン内のスプリングは縮んで、コーンをベンチュリーの中に押し込む。高い静圧と狭い隙間の組み合わせで風量設定値を維持する。これが圧力独立性の原理である。

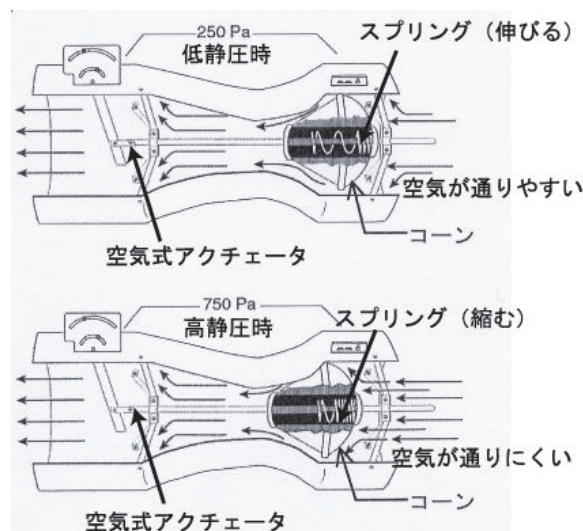


図-3 AFVの構造と圧力独立性の原理

b. 流量直接指令方式の適用例

上述した差圧制御方式と流量直接指令方式の特徴より、流量直接指令方式は、室の使用方法の中に風量の急速な変化が含まれる場面で特に有効である。図-4に流量直接指令方式の性能が有効に発揮される適用例を示す。図において、実験室の室圧は前室よりも30Pa低く設定されている。さらに実験室内には安全キャビネットがあり、その開口を通過する風速は開口面積によらず一定(0.5m/sec)であることを目標としている。このような要求性能に対して、流量直接指令方式ではキャビネットの扉の開閉時に開口面積に応じて開口面の風速が一定になるように算出した排気風量

Q2 が実現でき、瞬時に実験室の排気風量 Q1 を $Q1+Q2 = \text{一定}$ となるように制御することができる。これにより、開閉動作時でも安全キャビネットの面風速の維持と実験室の室圧維持を両立できるシステムの構築が可能である。

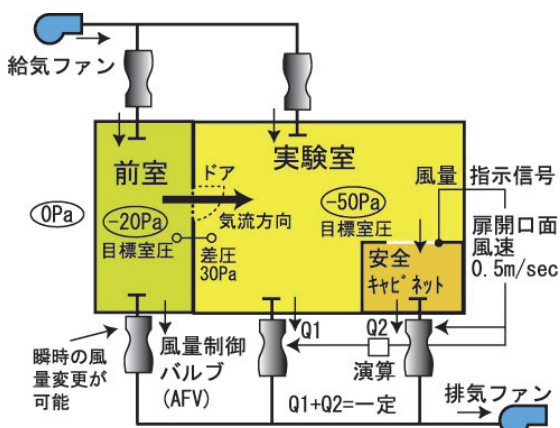


図-4 流量直接指令方式の適用例

2.2 実建物における検証

a. 飼育室の構成と空調システムの概要

某研究施設の空調リニューアル工事に流量直接指令方式を適用した。図-5 に流量直接指令方式を適用した飼育室の概要を示す。汚染廊下と飼育室廊下にはさまれて飼育室が複数並んでいる。飼育室は清浄であることが要求されるので、飼育室の室圧を汚染廊下や飼育室廊下よりも高くし、気流が飼育室から各廊下に向かうような制御が必要である。さらに、飼育室の使用方法を調査し、飼育室には動物飼育モードと休止モードがあり、休止モードでは飼育モードよりも換気風量が少なくても良いことがわかった。そこで、省エネ効果も期待できるので動的な風量変化に柔軟に対応できる流量直接指令方式の適用を提案し採用された。省エネ目的も含めて飼育室の換気量を各室独立に飼育モード（換気回数 15 回/h）と休止モード（換気回数 5 回/h）に変更できるシステムを構築した。各飼育室の給気と排気に AFV を設け、給気には無段階の風量制御が可能 AFV、排気には換気回数に合わせて 2 段階の風量制御が可能 AFV を設けた。一方の AFV を無段階風量式とすることで、室の気密性に依存するオフセット風量の調整や飼育室の室圧を精密に設定することが可能となる。スイッチで飼育室の排気量と給気量が飼育モードと休止モードに変更でき、その差が換気

回数を変更しても一定となるように設定した。

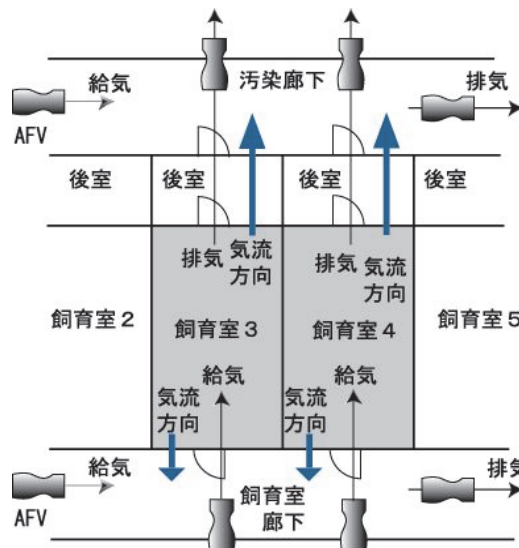


図-5 流量直接指令方式を適用した室の構成

図-6 に差圧制御方式を採用した前室の概要を示す。ここでは、動的な風量変更を伴う使用が行われないので従来方式である差圧制御方式が採用された。当飼育室では空気の流れが飼育室→前室→洗浄室の方向となることが要求仕様である。空調システムでは排気に VAV、給気に CAV を用いて、排気風量を PID 制御し、室圧（差圧）の維持を図るようにした。PID 制御の方式にはドア開閉時などは過剰反応しないよう制御を止めるアルゴリズムを組んだ複雑なシステムも可能であるが、ここでは制御速度を遅くしてドアを開放しても極端な VAV の風量変更がないように調整した。

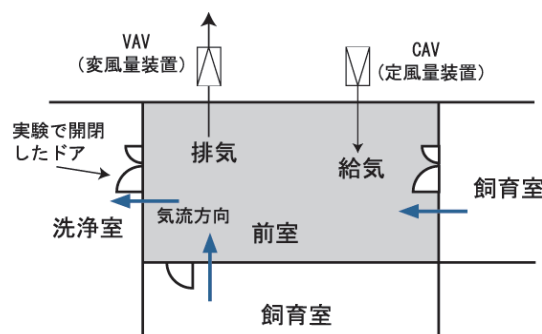


図-6 差圧制御方式を適用した室の構成

b. 測定内容

測定は以下のケースについて測定を行った。

- ①飼育室の換気回数変更
- ②飼育室のドア開閉

測定項目と測定機器を表-1 に示す。従来、室圧

制御の性能検証では外乱が無い、定常運転時を対象として静的性能検証を行うのが一般的であったが、流量直接指令方式のような外乱時の制御にも対応できる制御方式を採用した場合には外乱時の動的検証も実施するよう進めている。表-1に示したのは、動的性能検証を想定した性能検証項目である。

表-1 測定項目と測定機器

測定項目	測定機器	動的測定
飼育室給気風量	ピトー管式流量計	○
飼育室排気風量	熱線抵抗式風量計(可搬式)	○
飼育室室圧	微差圧計	○
飼育室廊下室圧	微差圧計	○
前室室圧(差圧制御)	微差圧計	○
室温	熱電対	○

c. 測定結果

図-7に流量直接指令方式において、飼育室3の換気回数を変更(15回/h→5回/h)したときの各室の室圧の変化と給気風量を示す。風量変更時に飼育室3の室圧は10Pa程度変動するが、約10秒で安定する。風量変更を行っていない飼育室4も若干の室圧変動がある。スイッチで換気回数変更の信号を発すると、2位置制御の排気VAVの風量に変更され、その信号を給気VAV(無段階制御)が受けて給気風量に変更される。この動作が1秒以内で行われるので動作中の排気風量と給気風量の差が一定でない瞬間があり室圧変動が生じたと考えられる。両方のVAVを無段階式として5秒程度の時間をかけて風量変更を行えばこのような変動はさけられる。室圧変動があっても飼育室の室圧の方が高く、気流方向は常に飼育室から各廊下に向かっていて、換気回数を変更しても要求機能を満たしている。

図-8に流量直接指令方式において、汚染廊下から飼育室廊下に向けて各室間のドアを開閉した際の室圧変動を示す。ドアを開閉したのは飼育室3である。ドア開閉時に飼育室3の室圧が15~20Pa低下する。室圧の復帰時間は10秒程度である。ドアを開閉しない飼育室4には飼育室3のドア開閉の影響がない。ドアを開閉しても室圧は廊下より飼育室が高く、気流方向は、飼育室から廊下方向を維持している。なお、給気、排気風量が変わらないのでオフセット風量も一定であると考えられる。以上よりドア開閉時も要求機能を満たしている。

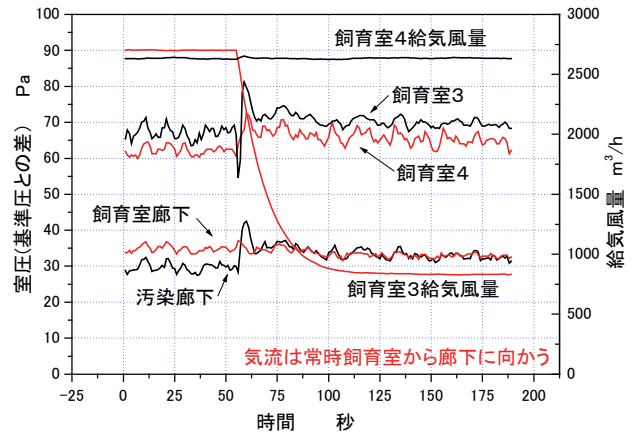


図-7 換気回数変更と室圧変化(流量直接指令)

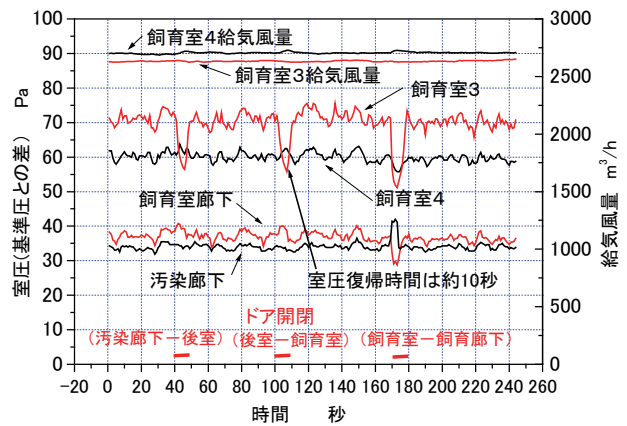


図-8 ドア開閉時の室圧変化(流量直接指令方式)

図-9に差圧制御方式において、ドア(洗浄室-前室間)を開閉した際の前室の室圧変動を示す。最初のドア開閉は通常の人出入りを模擬している。ドアを開けると室圧が5Pa程度低下する。この室圧は洗浄室と等しくなっている。復帰には約75秒要している。次にドアを300秒間開き続けると、前室の室圧は洗浄室と等しくなる。この間にVAVは、室圧を高めようと

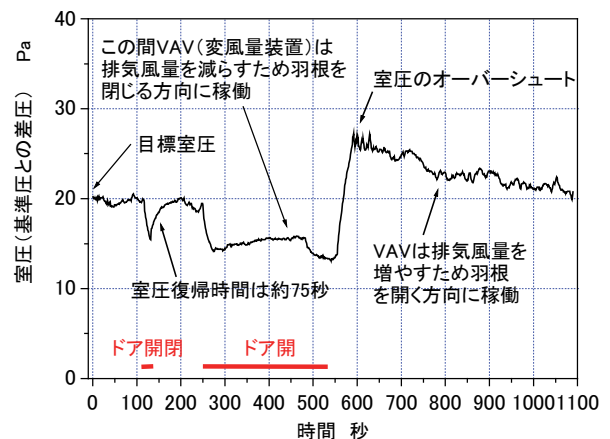


図-9 ドア開閉時の室圧変化(差圧制御方式)

排気風量が減るように羽根を閉じ続ける。そこで、ドアを閉めると VAV の羽根が閉まりすぎており、排気風量が足りないので室圧が高い方向へオーバーシュートする。以後、VAV がゆっくりと（制御速度を抑えているため）羽根を開き続け室圧が目標値に近づいてゆく。その間、10 分を要している。このように、差圧制御方式はドア開閉などの外乱に対する制御が不十分である。

3. 気密性能評価システム

3.1 気密性能評価システムの概要

図-10 に気密性能評価システムの概要を示す。室構成部材の気密性能を測定して得た気密性能データベースより室の気密性能を予測するとともに、確認（測定）する機能がある。このシステムにより、既往の室の気密性能を測定して空調設計に反映することができる。また、スペックとして室の気密性能が定められている場合には、構成部材レベルの気密性能の測定とその結果を用いた室の気密性予測ができるので、事前に使用する構成部材の適不適を検討することができる。

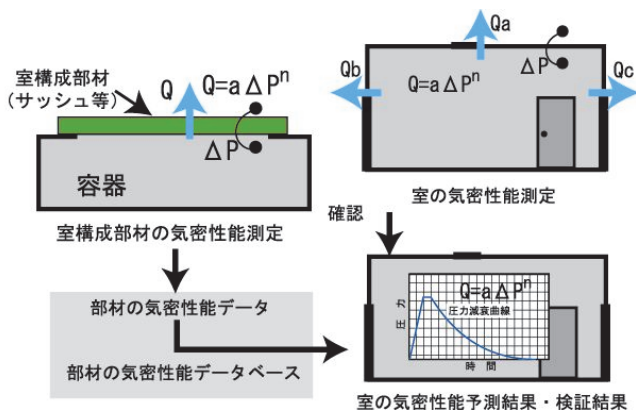


図-10 気密性能評価システムの概要

3.2 気密性能試験と室の気密性の検討

以下では室に気密性能（圧力減衰時間の規定値）が求められて実施した検討例を示す。

a. 気密試験対象（室構成部位）の選定

表-2 に気密試験対象とした室構成部位を示す。躯体コンクリートについては無垢部分以外に打継ぎ目地とセパ穴処理部（P コン処理）を測定対象に含めた。塗装材は、躯体表面に多少のひび割れが生じた場合の補償のために塗布する計画があったのでひび割れに追

従できる伸縮の良い材料を伸び試験を行って選定した。また、設備関連部材についても同様の検討を行っている。

表-2 気密試験対象（室構成部位）

分類	部位、材質など	記号
躯体（RC）	一般部	一般
	打継ぎ目地	打継ぎ
	Pコン、セパレータ	セパ
塗装材	ウレタン防水材	塗材 A
	水性不燃防水材	塗材 B
	弾性吹付タイル	塗材 C
	ゴムアスファルト系塗膜防水材	塗材 D
サッシ（fix）	高気密 アルミ製	AW
	高気密 ステンレス製	SSW
ドア	高気密 ステンレス製	SSD

b. 構成部材の気密性能測定例

写真-1 にサッシの気密性能測定状況を示す。500×500 のモデルを製作し、アクリル製の気密容器を用いて気密性能を測定した。

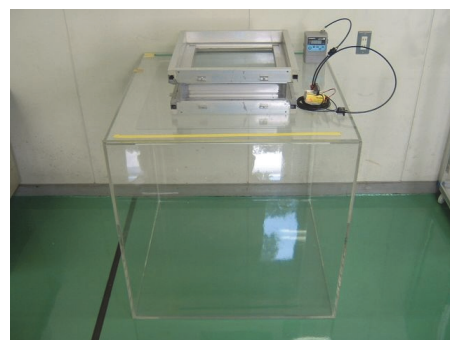


写真-1 サッシの気密試験状況

測定フローを図-11 に示す。サッシを気密容器に被せ、容器内の空気をエアポンプで吸引し圧力を所定までに低め、空気吸引停止後の圧力減衰（圧力上昇）過程から空気の密度変化を算出して減衰過程での容器内圧力と透過空気量を求める。他の部材についても同様の方法で測定を行った。試験結果の例を図-12 に示す。また、試験結果より求めた構成部材の気密性能の例を図-13 に示す。

漏洩空気量 Q と圧力 P の関係は (2) で表すことができ、透気試験で得られた圧力減衰過程より求めた。

$$Q = a \Delta P^b \quad \text{--- (2)}$$

a, b : 定数（それぞれ流量係数、べき数）

Q : 漏洩空気量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$ 又は $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$)

ΔP : 室内外圧力差 (Pa)

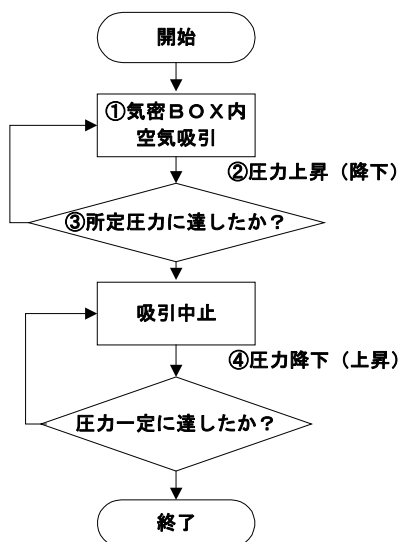


図-11 気密試験のフロー

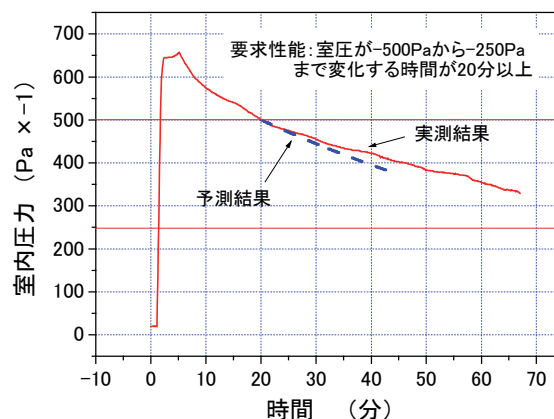


図-14 実験室の気密性能(実測と予測)

4. まとめ

流量直接指令方式の適用により従来の差圧制御方式では困難な、室間気流方向を維持しながら複数の室の換気回数を個別に変更することが可能となった。実建物において、流量直接指令方式で1室の換気回数を変更した際、室圧変動は10秒程度残るものの気流方向は常時要求された方向を維持する。また、ドア開閉時にも若干の室圧変動があるものの気流方向は常に一定に維持される。差圧制御方式を適用した室ではドア開閉時に長時間の室圧のオーバーシュート現象が確認された。

高气密性が必要な室に関して、簡易な気密測定装置によって構成部材の気密性能測定や室の気密性能の予測を行った。比較的容易に、気密性のスペックを満たすための構成部材の選定や改良が可能である。

5. おわりに

流量直接指令方式は風量が動的に変化する機能を含む用途で特に有効な制御方式であると考えられる。気密性能評価システムも加え高度機能空間のトータル技術として実物件に対応してゆきたい。

【参考文献】

- 1) 茂木他、「高度清浄空間における室圧制御技術の研究 その2 流量直接指令方式の室間汚染防止性能」、奥村組技術研究年報 No. 27, 2001.
- 2) 山本他、「PID制御の基礎と応用」、朝倉書店、1999
- 3) Maureen Best et al. : The Laboratory Biosafety Guidelines 3rd Edition-Draft, 2001.9

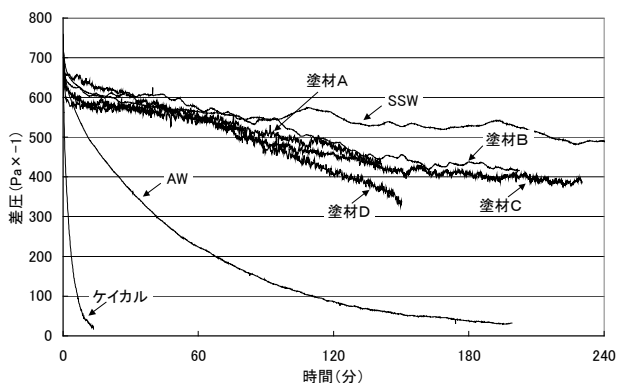


図-12 構成部材の気密試験結果(例)

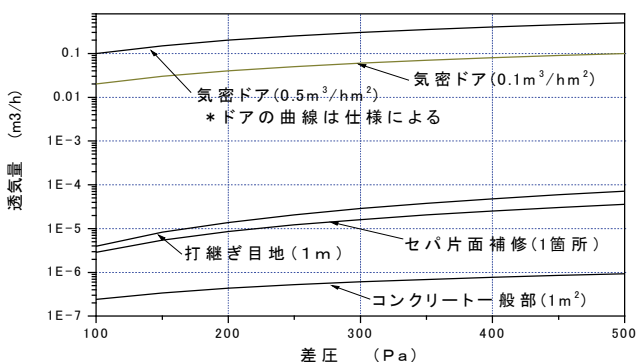


図-13 構成部材の気密性能算定結果(例)

c. 室の気密性能実測結果と解析結果

図-14 に某室の気密性能実測結果と、予測結果を示す。室の気密性能は、陰圧の500Paから250Paまで変化する時間が20分以上という要求であったが、要求を満たしている。他の室についても上記の方法で構成部材の仕様を検討し、要求性能を実現することができた。

ひび割れのあるRC造建築物の劣化予測に関する研究 —ひび割れが中性化および鉄筋腐食に及ぼす影響—

中村裕介* 河野政典*

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物に生じたひび割れは、建築物の耐久性に大きな影響を与える要因である^{1), 2)}。ひび割れによる劣化進行はひび割れ形状やかぶり厚さ等の影響を受けるため、建築物の耐久性を評価する上では、それらの要因がひび割れと劣化進行の関わりに及ぼす影響を把握する必要がある。ひび割れと鉄筋腐食の関係はこれまでも研究されているが、必ずしも十分に把握されていないのが実状である。そこで、本研究では、ひび割れのある鉄筋コンクリート造建築物の劣化予測に必要な資料を得るために、ひび割れが中性化および鉄筋腐食に及ぼす影響を実験的に検討した。

2. 実験概要

2.1 実験要因と水準

本実験で対象とするひび割れの発生部位、発生要因およびタイプを表-1に示す。本実験では、実際の建築物においてコンクリート剥落の事例が多いバルコニー下や庇などに生じるひび割れを実験対象とした。ひび割れは、乾燥収縮による貫通ひび割れと、曲げ応力による非貫通ひび割れの2タイプとした。

実験因子と水準を表-2に示す。因子は、ひび割れ幅、ひび割れタイプ、かぶり厚さ、および劣化環境とした。

2.2 劣化方法

ひび割れ後の劣化進行を把握するため、鉄筋を埋め込んだコンクリート試験体に所定のひび割れを導入後、表-3に示す条件下で劣化を促進させた。劣化促進の種類は、促進中性化を加えた乾燥と湿潤を繰り返すシリーズ(SWD)、乾燥環境下で促進中性化するシリーズ(SD)および所定深さまで中性化させた後、乾燥と湿潤を繰り返すシリーズ(SC10, SC20)の4種類とした。

2.3 試験体

a. 試験体の形状

試験体の形状を図-1、2に示す。試験体断面は100×100mm、長さは180mmとした。貫通ひび割れ試験体は、2面を試験面としてかぶり厚さは10、20、30mmの3水準とした。非貫通ひび割れ試験体は1面のみを試験面として、かぶり厚さは10、30mmの2水準とした。なお試験面以外はエポキシでシールし、鉄筋はφ12mmの磨き鋼棒を用いた。

b. コンクリートの使用材料と調合

コンクリートの使用材料と調合を表-4、5に示す。水セメント比は65%とした。標準養生材齢28日強度を表-5に併せて示す。

表-1 実験対象ひび割れ

想定部位	代表的な要因	タイプ
バルコニー 庇	乾燥収縮	貫通
	曲げ応力	非貫通

表-2 実験因子と水準

因子	水準
ひび割れ幅	0, 0.1~0.2, 0.2~0.4, 0.4~0.8mm
ひび割れタイプ	貫通, 非貫通
かぶり厚さ	10, 20, 30mm
劣化環境	乾燥, 湿潤, 中性化

表-3 劣化促進の種類

シリーズ記号	劣化条件
SD	促進中性化
SWD	促進中性化(8日間)⇔湿潤(6日間)
SC10	深さ10mm 中性化後 ⇒[乾燥(8日間)⇔湿潤(6日間)]
SC20	深さ20mm 中性化後 ⇒[乾燥(8日間)⇔湿潤(6日間)]
促進中性化条件: 20°C, RH60%, CO ₂ 5%	
湿潤条件: 60°C, RH95%	
乾燥条件: 20°C, RH60%	

*技術研究所

c. ひび割れ試験体の製作

試験体へのひび割れ導入は、コンクリート打込み後材齢3日で行った。ひび割れは一点集中荷重により試験体に曲げ応力を与え、所定のひび割れ幅を形成した。貫通ひび割れは上下面を反転して荷重し、ひび割れを形成した。ひび割れ幅の測定はクラックスケールを用いた。ひび割れ導入後所定面をエポキシでシールし、材齢28日まで温度20±2℃、相対湿度60±5%の環境下に静置した。材齢28日以降、所定の劣化環境下に置いた。

2.4 測定項目と評価項目

測定項目と測定方法を表-6に示す。なお中性化深さはひび割れより両側2cmおよび5cm離れた位置の計4箇所を測定し、その平均値とした。

評価項目として質量減少率、腐食面積率および腐食深さを算出した。質量減少率は式(1)から算出した。鉄筋腐食質量の測定におけるクエン酸二アンモニウム10%溶液による錆の除去では、未腐食部分についても質量が減少するため、式(2)より未腐食部分の表面積に応じた質量減少量の補正を行った³⁾。未腐食部分の鉄筋の質量減少量と浸漬時間の関係を式(3)に示す。腐食面積率は式(4)より、鉄筋の平均腐食深さは式(5)より求めた。

$$Wd = \frac{\Delta W}{W_0} \times 100 \quad (1)$$

$$\Delta W = (W_0 - W) - Wc \times \frac{100 - S}{100} \quad (2)$$

$$Wc = \frac{0.912t^2 - 0.704t + 0.962}{1000} \times A_s \quad (3)$$

$$S = \frac{A_c}{A_s} \times 100 \quad (4)$$

$$D = \frac{\Delta W}{A_c \times \rho} \quad (5)$$

ここで、Wd：質量減少率(%)、W₀：試験前の鉄筋質量(g)、ΔW：補正後の質量減少量(g)、W：腐食生成物除去後の鉄筋質量(g)、Wc：未腐食部分の質量減少量(g)、S：腐食面積率(%)、t：クエン酸二アンモニウム10%溶液浸漬時間(日)[t<7.5]、A_s：鉄筋表面積(cm²)、A_c：鉄筋腐食面積(cm²)、D：平均腐食深さ(mm)、ρ：鉄筋の密度(7.8g/cm³)

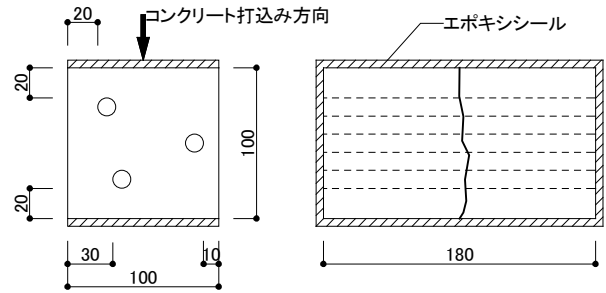


図-1 貫通ひび割れ試験体(試験体タイプA)

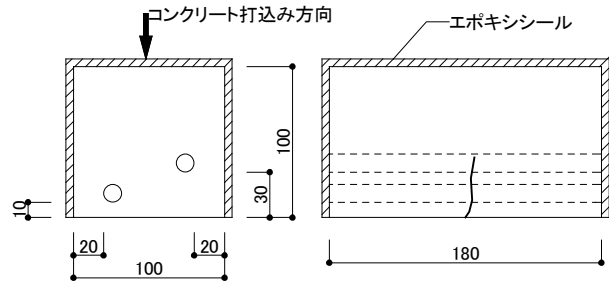


図-2 非貫通ひび割れ試験体(試験体タイプB)

表-4 コンクリートの使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント 密度:3.16g/cm ³
細骨材	鬼怒川産川砂 表乾密度:2.61g/cm ³ , 吸水率:1.72%
粗骨材	岩瀬産硬質砂岩砕石(最大骨材寸法20mm) 表乾密度:2.66g/cm ³ , 吸水率:0.75%, 実積率:60.1%
混和剤	AE剤

表-5 コンクリートの調合

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				材齢28日 圧縮強度
		水	セメント	細骨材	粗骨材	
65	48	177	272	872	951	24.3N/mm ²

練り上がり時の空気量目標値：4.5±1.5%

表-6 測定項目と測定方法

測定項目	測定方法
ひび割れ幅	クラックスケールを用いて1面につき3箇所測定し、その平均値とした
中性化深さ	鉄筋配置部の割裂面に1%フェノールフタレインエタノール溶液を噴霧し、表面から赤色部分までの距離を測定した
鉄筋腐食面積	鉄筋表面をスキャナーで読み込み、画像処理により発錆面積を求めた
鉄筋腐食質量	鉄筋をクエン酸二アンモニウム10%溶液に浸漬し、錆を除去した後の鉄筋質量を記録した
測定材齢：劣化促進開始後4, 13, 26, 52週	

3. 実験結果と考察

3.1 中性化と腐食量

劣化促進の各シリーズにおける中性化残り（かぶり厚さ－中性化深さ）と腐食面積率の関係を図－3に、中性化残りと質量減少率の関係を図－4に示す。

各シリーズとも中性化残りが小さくなるにつれて、腐食面積率は大きくなる傾向が認められる。SDシリーズの腐食面積率は中性化残りが0付近になっても低い値を示したが、SWDシリーズではほぼ鉄筋全面に腐食が起こる結果となった。これは促進劣化において水分を加えたことによるものと推察される。したがって水分が鉄筋腐食に及ぼす影響が大きいと考えられる。また、SCシリーズにおいても先行中性化と水分の影響により腐食面積率が増加したものと考えられる。

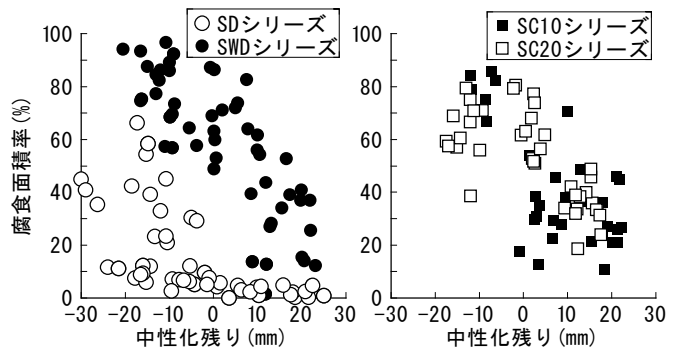
質量減少率はSWDシリーズが最も大きく、材齢52週を過ぎ腐食がほぼ鉄筋全面に達した試験体では0.8%を超えたが、概ね0.8%未満の値となった。また、SC10・20シリーズにおいても概ね0.8%以下の値となり、SWDシリーズと同様の傾向を示した。SDシリーズでは中性化が進行しても低い値を示した。SWDシリーズでは中性化残りが小さくなるにつれて質量減少率が大きくなる傾向が認められるが、他シリーズでは中性化が進行しても質量減少率の変化が小さい。

全体的には、質量減少率よりも腐食面積率の方が中性化残りとの相関性が高いことが認められるため、中性化残りから腐食面積率を推定できると考えられる。

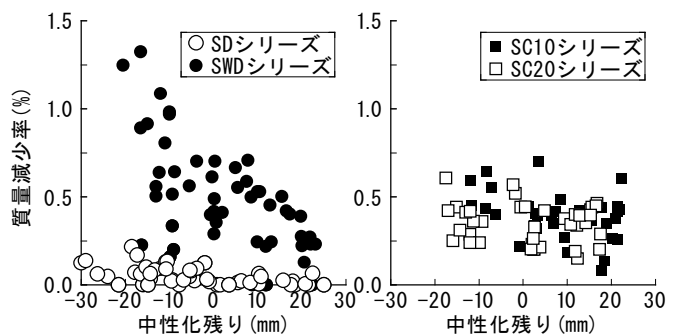
3.2 ひび割れ幅と腐食量

SDシリーズとSWDシリーズのかぶり厚さ30mmの鉄筋におけるひび割れ幅と腐食面積率の関係を図－5に、ひび割れ幅と質量減少率の関係を図－6に示す。なお、図中Aは貫通ひび割れを、Bは非貫通ひび割れを示す。

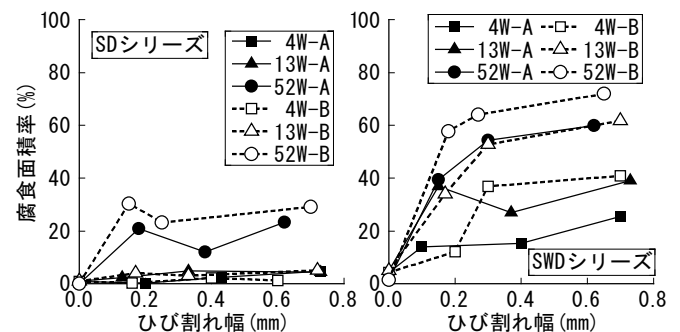
腐食面積率、質量減少率は、両シリーズとも、ひび割れ幅が大きくなるにつれて概ね増加する傾向が認められる。しかし、ひび割れ幅0から0.2mm（ひび割れ幅0.1～0.2mm試験体）までの腐食面積率、質量減少率の増加と比較して、ひび割れ幅0.2mm以降（ひび割れ幅0.2～0.4mm、0.4～0.8mm試験体）の増加は小さい。したがって、ひび割れ幅が大きくなるにつれて腐食量がわずかながら増加するが、腐食量はひび割れの有無が大きな要因であり、ひび割れ幅の影響は小さいことが分かる。



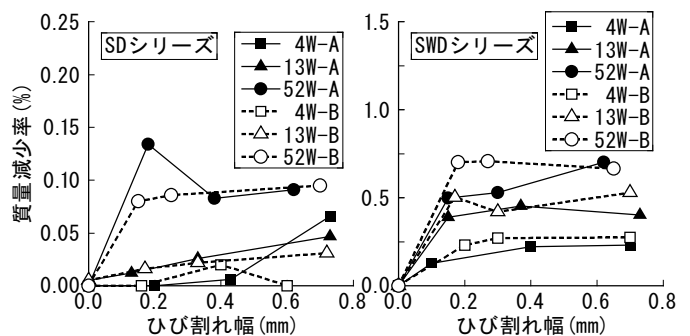
図－3 中性化残りと腐食面積率



図－4 中性化残りと質量減少率



図－5 ひび割れ幅と腐食面積率（かぶり厚さ30mm）



図－6 ひび割れ幅と質量減少率（かぶり厚さ30mm）

3.3 かぶり厚さと腐食量

ひび割れ幅 0.2~0.4mm の試験体におけるかぶり厚さと腐食面積率の関係を図-7に、かぶり厚さと質量減少率の関係を図-8に示す。

各シリーズともかぶり厚さが大きくなるにつれて腐食面積率が小さくなる傾向が認められる。質量減少率も、かぶり厚さが大きくなるにつれて概ね小さくなる傾向が認められるが、腐食面積率ほどかぶり厚さとの関係が明確でないのは質量減少率が微小であるためと考えられる。以上より、腐食量はかぶり厚さと密接な関係があることが分かる。これは中性化残りと腐食量の関係とほぼ一致しており、かぶり部分の中性化が鉄筋の腐食量に大きな影響を与えるためと考えられる。また、かぶり厚さと腐食面積率の関係はひび割れ幅と腐食面積率のそれと比較して、より相関性が高いと見えることから、腐食発生後の鉄筋全体における腐食面積の進展はひび割れ幅よりもかぶり厚さの影響を大きく受けるものと推察される。

3.4 腐食量の変化

ひび割れ幅 0.2~0.4mm の試験体における材齢に伴う腐食面積率の変化を図-9に示す。なお、図中の数字はかぶり厚さ示す。

SD シリーズについては、腐食面積率が全体的に小さく、全ての鉄筋において材齢とともに徐々に腐食面積率が大きくなる傾向が認められる。

SWD シリーズについては、全ての鉄筋において材齢とともに腐食面積率が大きくなる傾向が認められるが、その中でも腐食面積率の大きい貫通ひび割れのかぶり厚さ 10mm の鉄筋については、材齢4週で腐食面積率が頭打ちになり、その後の変化は小さい。一方、腐食面積率が小さい非貫通ひび割れのかぶり厚さ 30mm の鉄筋については、材齢とともに徐々に腐食面積率が大きくなっており、SD シリーズとほぼ同様の傾向が認められる。

SC10 シリーズについては、貫通ひび割れのかぶり厚さ 10mm の鉄筋を除き、材齢4週の腐食面積率がそれほど大きくないが、材齢4週以降の腐食面積率の変化がほとんどない。

SC20 シリーズについては、材齢4週以降の腐食面積率の変化は SC10 シリーズより大きいものの、材齢13週以降の変化は小さく SC10 シリーズと同様の傾向が認められる。

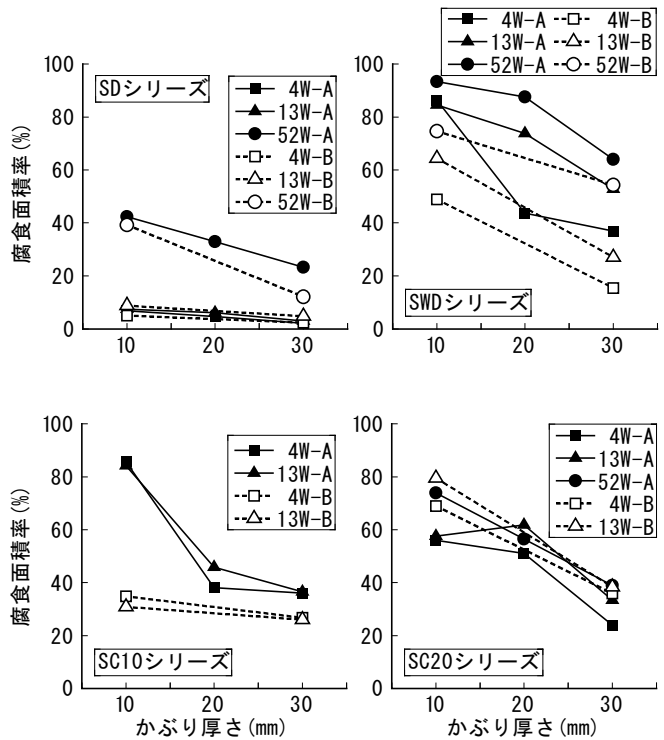


図-7 かぶりと腐食面積率(ひび割れ幅 0.2~0.4mm)

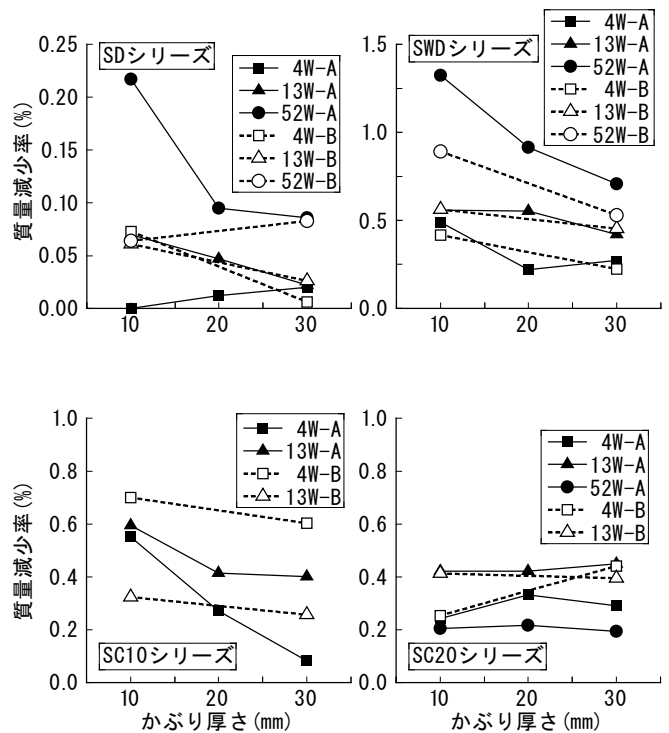


図-8 かぶりと質量減少率(ひび割れ幅 0.2~0.4mm)

SD シリーズの劣化環境は中性化のみであるのに対し、SWD シリーズの劣化環境は中性化の他に乾湿の繰り返しにより水分を与えている。また、SC シリーズは先行して中性化させ、劣化促進では乾湿の繰り返ししか行っていないので、劣化促進において中性化が進行しない。かぶり部分の中性化が鉄筋の腐食量に大きな影響を与えることを考慮すると、水分が供給されてなおかつ鉄筋部分の中性化が進行する場合に鉄筋の腐食は進行するものと考えられる。SC シリーズは水分を与えているが中性化が進行しないため、腐食面積率も大きくならないものと推察される。

3.5 腐食速度

SD シリーズ、SWD シリーズのひび割れのある試験体における材齢に伴う質量減少率の変化を図-10 に示す。質量減少率は図-6 よりひび割れ幅の影響が小さいと判断されたため、各ひび割れ幅試験体の測定値の平均とした。

質量減少率はばらつきがあるものの、材齢に対してほぼ直線的に大きくなっていることが認められる。そこで材齢と質量減少率の関係を直線で近似し、その傾きを鉄筋の腐食速度 q (%/週) とすることとした。

なおSWD シリーズについては、原点を通る直線を想定した場合、材齢4週の質量減少率が大きな値となる。これは、ひび割れ部からの水分の供給により4週以前の初期材齢に腐食が発生しているためと考えられる。そこで、4週以前の初期材齢での腐食による質量減少率 b (%) を切片とし、鉄筋の質量減少率 Wd (%) と材齢 t (週) との関係を式(6)で近似した。なお、ひび割れ部からの水分供給による初期質量減少率 b については、材齢4週から52週までのデータにより直線近似した時に得られた切片の平均値とした。

$$Wd = qt + b \quad (6)$$

ここで、 Wd : 質量減少率(%), q : 腐食速度(%/週), t : 材齢(週, 4週以降), b : ひび割れ部からの水分供給による初期質量減少率(%)

式(6)による近似の結果から得られた腐食速度とかぶり厚さの関係を図-11 に示す。

腐食速度は、各シリーズともかぶり厚さが大きくなるにつれて、小さくなる傾向が認められる。また、SD シリーズは貫通ひび割れと非貫通ひび割れとに差がな

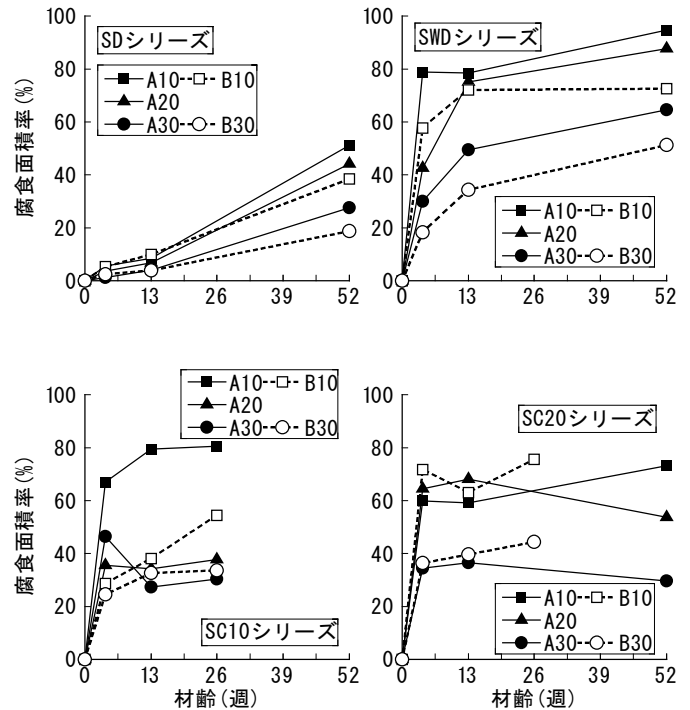


図-9 腐食面積率の経時変化(ひび割れ幅 0.2~0.4mm)

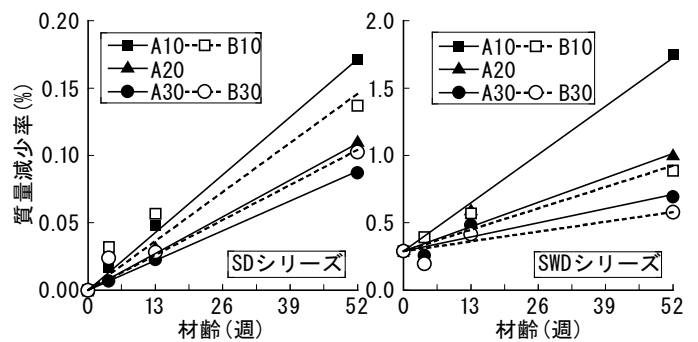


図-10 質量減少率の経時変化
(各ひび割れ幅試験体の測定値の平均)

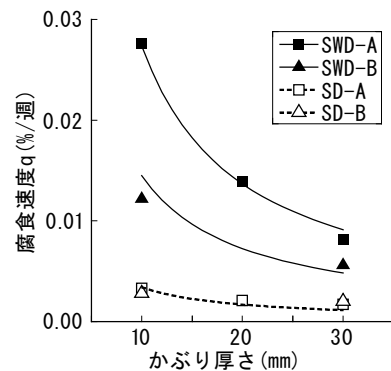


図-11 質量減少率の変化

いが、SWD シリーズについては貫通ひび割れの方が腐食速度が大きくなった。これは、SWD シリーズの場合、水分の供給により腐食が促進されるためと推察される。ところで、外部から鉄筋表面への酸素や水分の供給量が Fick の法則に従う拡散によって定まるとすれば、コンクリート中の鉄筋の腐食速度は、かぶり厚さに反比例することになる。そこで、かぶり厚さと腐食速度の関係を式(7)で近似した。

$$q=a(1/C) \quad (7)$$

ここで、a：環境条件の違いによる定数、C：かぶり厚さ(mm)

式(6)、式(7)の近似結果より、ひび割れ部における4週以降における任意の材齢での質量減少率は式(8)で表され、式(8)の定数 a、b は表一七となる。

$$Wd=a(1/C)t+b \quad (8)$$

ここで、Wd：質量減少率(%)、a：環境条件の違いによる定数、C：かぶり厚さ(mm)、t：材齢(週、4週以降)、b：ひび割れ部からの水分供給による初期質量減少率(%)

4. まとめ

ひび割れが中性化および鉄筋腐食に及ぼす影響を明らかにするため、供試体を用いて促進劣化試験を行った。その結果、鉄筋腐食と中性化、ひび割れ、およびかぶり厚さとの関係について以下のことが明らかになった。

また、試験結果に基づき、ひび割れの影響を考慮した鉄筋の腐食速度を導き、任意の材齢における質量減少率の予測式を示すことができた。

- i. ひび割れが有る場合、ひび割れがない場合よりも腐食量が増加するが、ひび割れ幅が大きくなっても腐食量の増加はわずかである
- ii. 最初にひび割れ部で腐食が発生するが、その後の鉄筋全体における腐食面積の進展は、ひび割れ幅よりもかぶり厚さの影響を大きく受ける
- iii. 中性化残り(かぶり厚さ-中性化深さ)と腐食面積率の相関性が高い

表一七 式(8)の実験定数

環境	ひび割れタイプ	環境条件の違いによる定数 a	ひび割れ部からの水分供給による初期質量減少率 b
SD シリーズ (屋内)	貫通 (乾燥収縮) 非貫通 (曲げ応力)	0.034	0
SWD シリーズ (屋外)	貫通 (乾燥収縮)	0.274	0.29
	非貫通 (曲げ応力)	0.145	

- iv. 水分が鉄筋腐食に及ぼす影響が大きいですが、水分が供給されてなおかつ鉄筋部分の中性化が進行する場合に鉄筋の腐食が促進する

5. あとがき

本実験で行った促進劣化試験と実際の建築物との関係を確認するために、曝露試験を並行して行っている。曝露試験のデータが蓄積できた時点で、相関関係を求め、ひび割れのある鉄筋コンクリート造建築物の劣化予測に役立てたい。

なお本研究は、五洋建設、鉄建建設とともに平成12年度より行った共同研究の成果である。また、研究の遂行にあたり、ご指導頂いた宇都宮大学榎田佳寛教授に深く謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 例えば、日本建築学会、「鉄筋コンクリート造のひび割れ対策(設計・施工)指針・同解説」、pp124～132、2002.12
- 2) 秋山泰輔ほか、「ひび割れの生じている鉄筋コンクリート部材の耐久性に関する研究」、コンクリート工学、Vol.27、No.2、pp31～39、1989.2
- 3) 柳済峻ほか、「中性化したコンクリート中の鉄筋腐食に及ぼすひび割れ幅と水セメント比の影響」、日本建築学会構造系論文集、第559号、pp15～21、2002.9

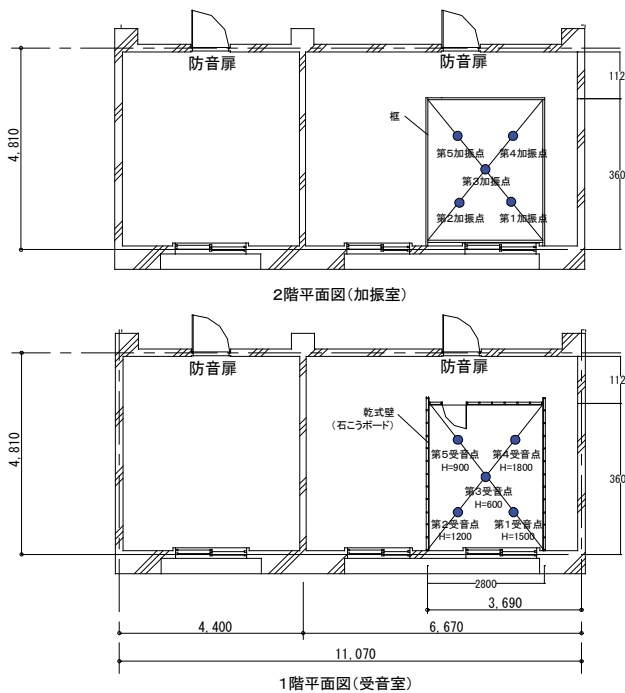


図-2 実験建屋の概要

れる防音フローリング材の単体性能（公的試験機関での測定結果）を示しており、LL40～LL50 までの3タイプについて試験を行っている。これを見ると、軽量床衝撃音遮断性能の決定周波数となりやすい 125Hz, 250Hz 帯域では従来品に比べ性能が大幅に向上している。また、防音フローリングのグレードに見合った性能差（各タイプで5 dB）が明確に現れており、目標性能に応じた対応ができることを示している。

乾式二重床の場合、壁際部に木製際根太を用いると性能が悪くなることが多い。しかし本床システムでは防床音フローリングで床衝撃音を緩衝しているため、衝撃音レベル低減量は図-4に示すように、木製際根太を設置したことによる悪影響を受けていない。

3. 現場適用実験

本床システムを実物件（RC造20階建の建物2棟）に適用した。躯体は矩形ボイドスラブ（実厚280mm、等価厚さ242mm）であり、二重天井（天井懐350.5mm）が設けられている。表面に貼設した床仕上げ材（防音フローリング材）はLL45タイプ（13mm）のものである。測定対象とした床断面の概要を図-5に示す。

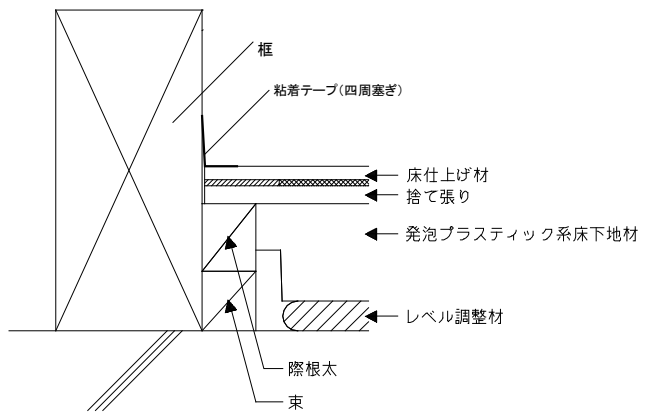


図-3 試験体の端部納まり

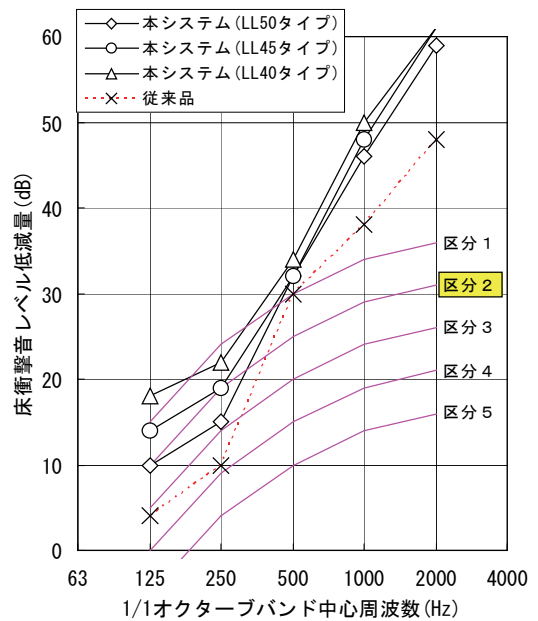


図-4 床衝撃音レベル低減量測定結果

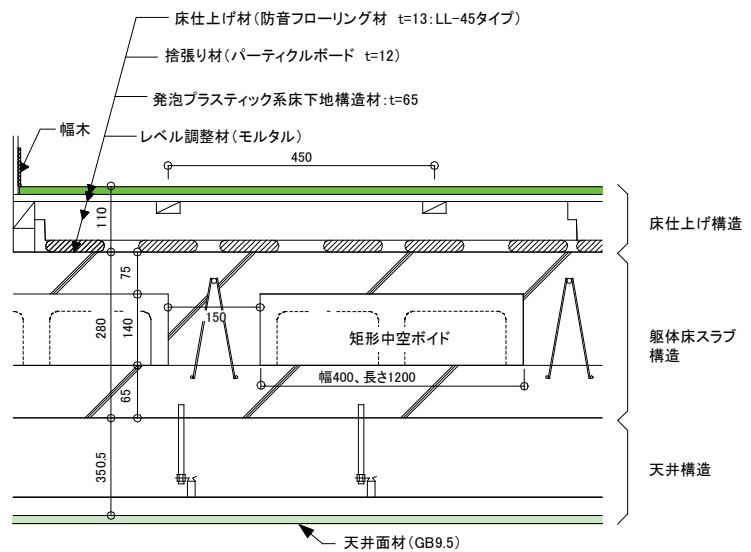


図-5 測定断面の概要

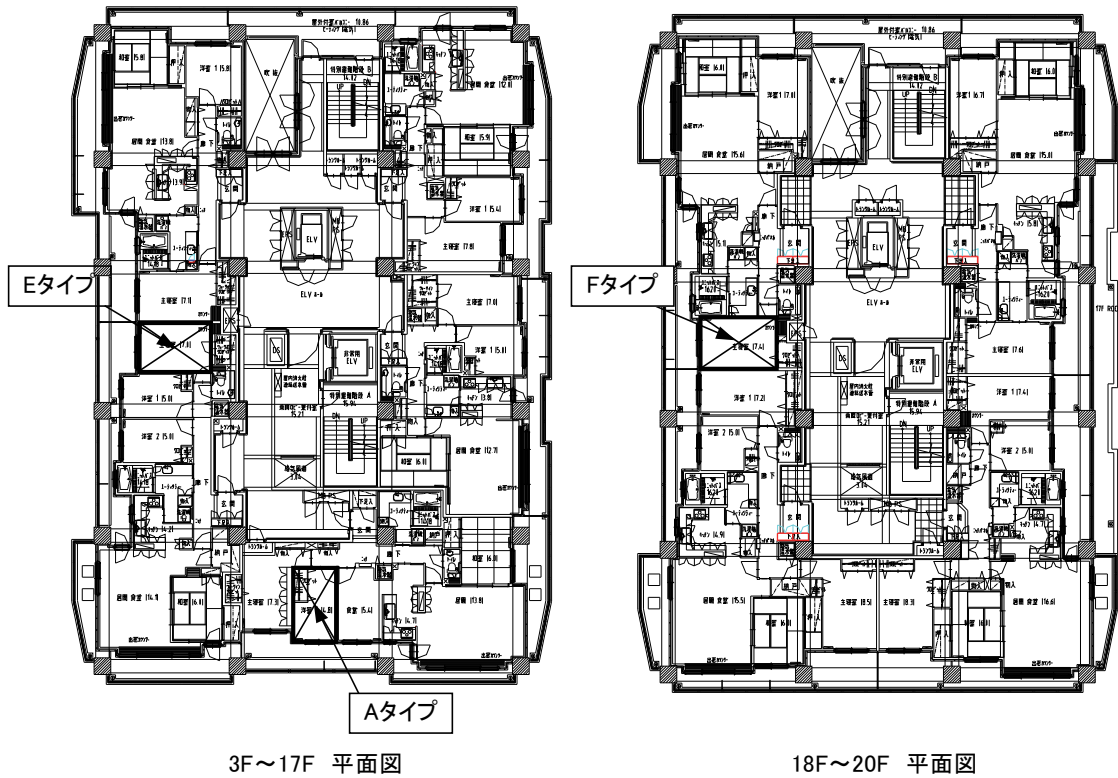


図-6 測定対象室の例 (W棟)

表-1 測定対象室の諸元

タイプ	住棟	居室面積 (㎡)	スラブY寸法 (m)	スラブX寸法 (m)	スラブ面積 (㎡)	受音室床仕上げ	幅木種別	天井高さ (mm)	天井懐厚 (mm)
A	W	7.3	6.93	6.04	41.86	フローリング	ソフト幅木	2400	350.5
A	W	7.3	6.93	6.04	41.86	カーペット	ソフト幅木		
A	W	7.3	6.93	6.04	41.86	フローリング	ソフト幅木		
A	W	7.3	6.93	6.04	41.86	フローリング	ソフト幅木		
A	W	7.3	6.93	6.04	41.86	フローリング	ソフト幅木		
B	E	8.1	6.04	6.93	41.86	フローリング	ヒレ付幅木		
B	E	8.1	6.04	6.93	41.86	フローリング	ヒレ付幅木		
C	E	8.4	6.93	6.04	41.86	フローリング	ヒレ付幅木		
C	E	8.4	6.93	6.04	41.86	カーペット	ソフト幅木		
D	E	8.5	6.20	5.71	35.40	フローリング	ヒレ付幅木		
D	E	8.5	6.20	5.71	35.40	フローリング	ヒレ付幅木		
E	W	10.7	6.21	6.70	41.61	カーペット	ソフト幅木		
E	W	10.7	6.21	6.70	41.61	カーペット	ソフト幅木		
E	W	10.7	6.21	6.70	41.61	フローリング	ソフト幅木		
E	E	10.7	6.21	6.70	41.61	フローリング	ソフト幅木		
F	W	10.8	6.21	6.70	41.61	フローリング	ヒレ付幅木		
F	W	10.8	6.21	6.70	41.61	フローリング	ヒレ付幅木		

測定対象室の例を図-6に示す。測定対象室は梁に接しない居室であり、特に重量床衝撃音遮断性能に対し不利となる室である。測定対象室の諸元を表-1に示す。測定対象室数は2棟合わせて17室である。

測定した住戸タイプは6タイプであり、日本住宅性能表示制度の評価方法基準(国土交通省告示第1347号8-1(3)イ)¹⁾による端部拘束条件の拘束辺の数が0辺と評価される居室である。受音室の床仕上げは、フローリング仕上げ(13室)とカーペット仕上げ

(4室)である。

現場適用後の測定結果をもとに床衝撃音遮断性能について検討を行った。

3.1 床衝撃音遮断性能の全体傾向について

床衝撃音レベルの測定結果を図-7、図-8に示す。重量床衝撃音遮断性能は最大L-60、17室の平均性能はL-55である。性能の決定周波数は63Hz帯域であり、この帯域における測定値の標準偏差は2.2dBであった。

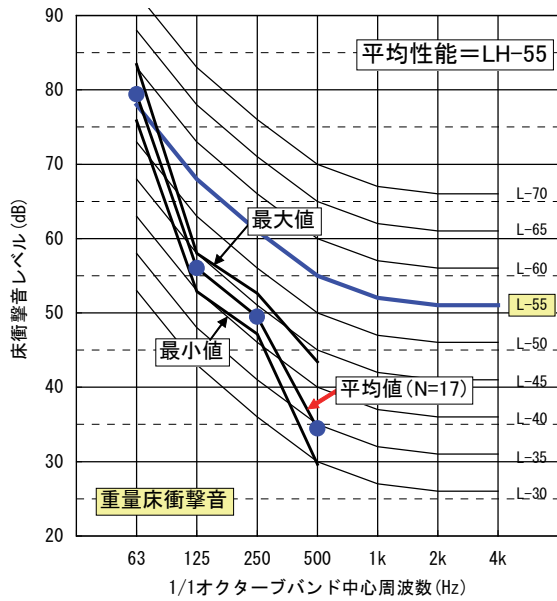


図-7 重量床衝撃音遮断性能測定結果

軽量床衝撃音遮断性能は、表-1に示したように、床仕上げがフローリング仕上げとカーペット仕上げとが混在しているため、規準化軽量床衝撃音レベルを算定し評価を行った結果、LL-40 という性能であった。軽量床衝撃音遮断性能の決定周波数は125Hz帯域および250Hz帯域でその帯域における測定値の標準偏差は1.3dBとなっており、重量床衝撃音レベルよりも変動幅が狭い結果となっている。

3.2 受音位置の違いによる測定結果の差について

2000年1月に改正されたJISでは、受音点を天井、周壁、床面などから50cm以上離れた空間内に4点以上設け、たがいな70cm以上離して空間的に均等に分布させるように定めている。それに対し、改正前の旧JISでは受音点の高さを床上1.2~1.5mの範囲内としており、新JISでは受音点の高さに関する規定が大幅に変更されている。この検討例として、日本騒音制御工学会研究部会床衝撃音分科会から数例の報告^{2) 3)}がなされている。

施工段階において、新・旧JIS法におけるマイクロホン高さが床衝撃音レベルに与える影響について、施工段階の室(図-6のEタイプ)において比較実験を行った。測定時の状況としては、室周壁、二重天井の仕上げは完了している状態(床仕上げは未施工)である。マイクロホン高さは、旧JIS法では、床上1.2m位置に固定し、新JIS法では図-9に示すような配置とした。測定結果を図-10に示す。

重量床衝撃音遮断性能を決定する63Hz帯域で

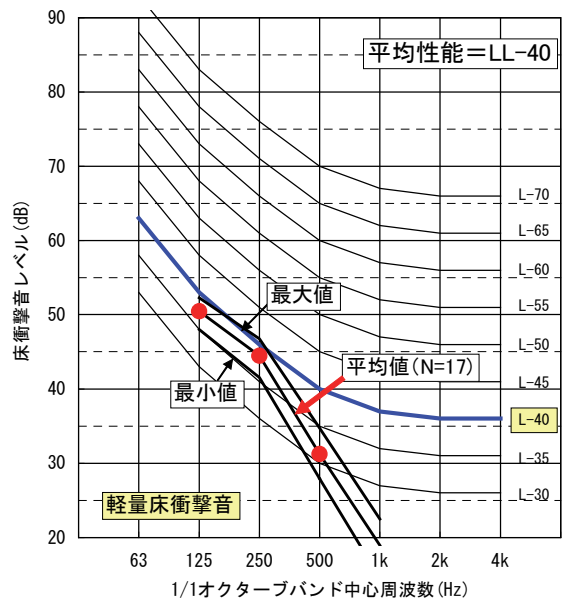


図-8 軽量床衝撃音遮断性能測定結果



図-9 マイクロホンの配置

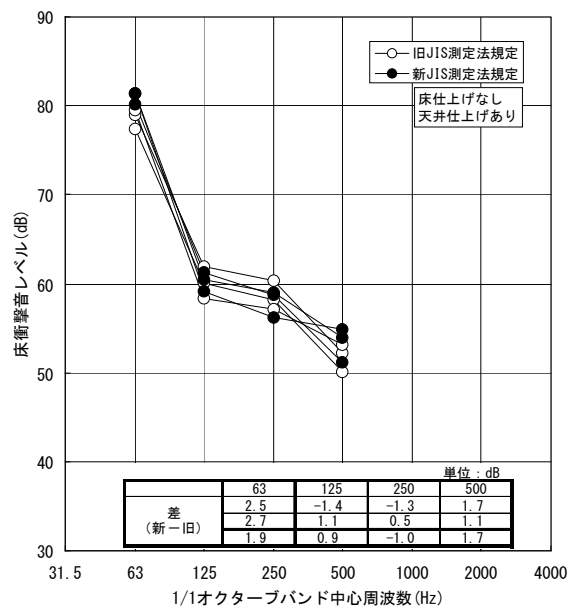


図-10 新・旧JIS法における床衝撃音レベル測定例

1.9dB～2.7dB 程度の差が生じている。決定周波数域においては、今回の場合新 JIS で測定すると旧 JIS 測定値に比べレベルが大きくなる傾向が見られた。

3.3 室内平均吸音率測定結果について

表－1 に示した各室の残響時間の測定を行い、室内平均吸音率を算出した。測定結果をフローリング仕上げ 13 室、カーペット仕上げ 4 室にわけ、それぞれの平均値を求めて図－11 に示す。

フローリング仕上げとカーペット仕上げでは、全周波数帯域で室内吸音率の差が顕著である。また、500Hz 帯域以上の周波数領域でその差が大きくなっている。なお、図中には実建物の洋室における平均吸音率測定例⁴⁾を併せて示している。この測定例と比較すると、本物件における吸音率は全周波数帯域でこれを上回っている。この理由としては、サッシが二重サッシであることや周壁が石こうボード二重壁（戸境壁：乾式遮音二重壁）であるため、特に、低・中音域における吸音率が大きくなっているものと推察される。

3.4 同一住戸プランにおける測定結果のばらつきについて

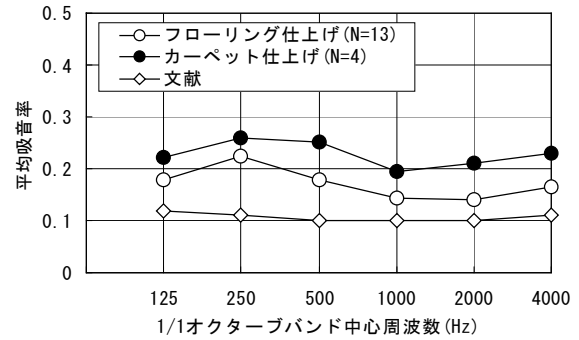
表－1 に示す A タイプおよび E タイプにおける重量床衝撃音レベル測定結果を図－12、図－13 に示す。また図中には、各周波数帯域における標準偏差、最大値と最小値の差を併せて示した。

各タイプとも全周波数帯域にわたりばらつきがみられる。重量床衝撃音遮断性能の決定周波数となる 63Hz 帯域では最大値と最小値の差が 3.5dB 程度となっている。このばらつきの主な原因としては、床仕上げ構造や天井の内装仕上げの施工上の違い（施工管理上生じる差異）などが考えられる。

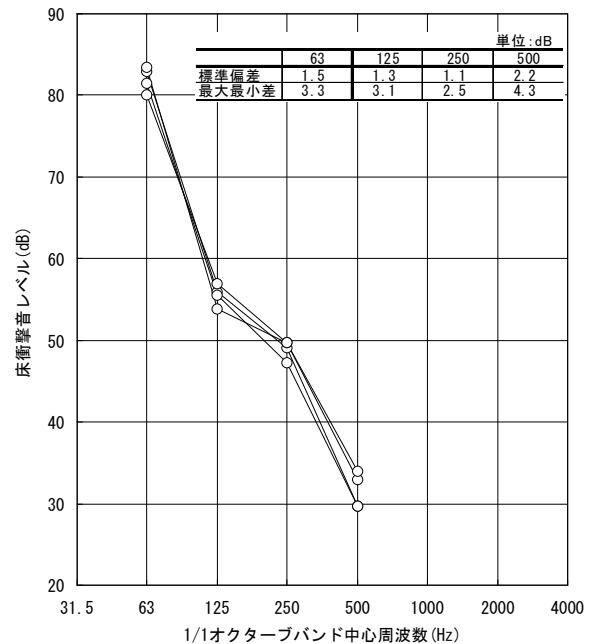
さらに、500Hz 帯域では他の周波数帯域よりもばらつきが大きい。これは加振力が不安定な領域であることや、二次的な発生音（天井のびりつき音など）が影響していると考えられる。

また、各室の遮断性能決定周波数である 63Hz 帯域における標準偏差は 1.5dB 程度となっており、文献 5) に示されている測定事例のそれよりも若干小さい値となっている。

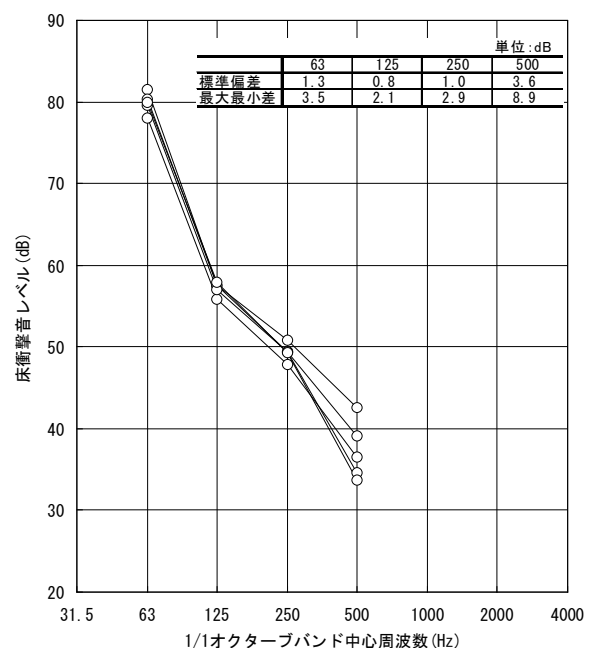
これらのことより本床システムは従来の乾式二重床に比べて、性能のばらつきが同等かそれより小さく、設計時の検討が比較的しやすい床システムであると考えられる。



図－11 室内平均吸音率測定結果



図－12 Aタイプにおけるばらつき



図－13 Eタイプにおけるばらつき

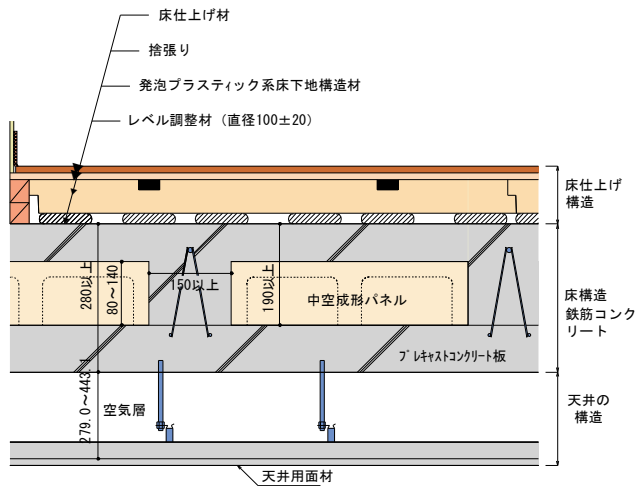


図-14 特別評価方法認定を取得した床断面の概要

	重量床衝撃音	軽量床衝撃音
床仕上げ材	防音フローリング材 (フローリング材でも可)	防音フローリング材 (床仕上げ区分1以上)
捨張り材	合板またはパーティクルボード(12mm以上)	
発泡プラスチック系床下地構造材	厚さ60mm	
レベル調整材	モルタルまたは湿気硬化型接着材	
躯体床スラブ	矩形中空ボイドスラブ(実厚280mm以上、等価厚241mm以上)	
天井仕上げ	空気層279.0~443.1mmを有するPB12.5mmの天井仕上げ	
辺拘束	0 辺拘束	制限なし
受音室面積	7.3~10.8㎡	
表示等級	等級3	等級5

4. 特別評価方法認定の取得

本床システムは、3章に示した現場測定結果をもとに、日本住宅性能表示制度の特別評価方法認定の審査を申請し(申請先: (財) 日本建築総合試験所)、国土交通大臣の認定を取得した。大臣認定された床構造の概要を図-14に示す。なお、本特別評価方法認定が適用できる居室の面積は7.3㎡~10.8㎡(洋室程度)である。

0辺拘束(梁に接しない居室)における重量床衝撃音に対する性能評価は、性能表示制度の評価方法基準では最低等級しか表示できないのが現状であるが、図-14に示す要件を満たせば、等級3の表示が可能となる。また、軽量衝撃音については、拘束条件に係わらず等級5の表示が可能である。

5. おわりに

本報告では、発泡プラスチック床下地構造材を基材とした集合住宅用防音フローリングシステムを開発し、現場適用した結果、以下のような知見を得た。

- ① 表面に防音フローリング材を用いたことにより、軽量床衝撃音遮断性能に対して効果を得ることが難しかった単層の発泡プラスチック床下地材でも十分な効果が得られるようになった
- ② 新・旧 JIS 測定法による床衝撃音レベルの測定結果の差は、1.9dB~2.7dB 程度あり、新 JIS 法による測定値の方がレベルが大きい傾向にある

- ③ 同一住戸における床衝撃音レベルのばらつきは、本床システムの場合、これまで報告されている乾式二重床のばらつきよりも若干小さく、設計時に検討しやすい

また本床システムは、所定の要件を満たせば、梁に接しない居室でも住宅性能表示制度における等級表示が可能である。なお、本研究は、油化三昌建材と共同で実施したものである。

【参考文献】

- 1) 日本住宅性能表示制度・評価方法基準 技術解説 編集委員会編、「住宅性能表示制度 日本住宅性能表示基準・評価方法基準 技術解説 2001」、工学図書、2001. 8
- 2) 山本ほか、「床衝撃音遮断性能の測定法に関する検討、日本建築学会大会講演梗概集」、D-1 分冊、pp125~128、2003. 9
- 3) 稲留ほか、「受音室内における床衝撃音レベル分布と測定位置の検討例」、日本騒音制御会春季研究発表会講演論文集、2002. 4
- 4) 村石、「界壁の遮音設計方法と遮音性能の実態」、音響技術 No. 94、1996. 6
- 5) 日本騒音制御工学会、「同一プラン住戸における床衝撃音レベルのばらつきの実態」、日本騒音制御工学会・研究部会技術レポート No. 26、2001. 1