

スロットスター（2連式スロット削孔機）の開発

古賀成樹* 萩森健治* 稲葉金正**

1. まえがき

低公害岩盤掘削工法であるスロット工法（以下SD工法¹⁾と称す）は、主に、市街地や既設構造物に近接した山岳トンネル工事等において、振動軽減のため発破の使用が制限される場面で多く採用されている。本工法は、スロット削孔機と称する油圧ドリルを用いて、岩盤やコンクリートにスロット（溝）を掘り、それを自由面として利用することで、比較的小さいエネルギーで岩盤を掘削し、振動・騒音の低減を図る工法である。

スロット削孔機は、古河機械金属株式会社との共同開発であり、1983年に開発して以来、削孔速度の向上を目的として改良を重ね、現在は「SDⅢ型機」と称する4連式のスロット削孔機を使用している。本機は、一度に幅広いスロットを効率的に削孔することができる反面、通常の油圧ドリルとくらべて機械重量が重いため、大型の専用ベースマシンが必要であるという問題もある。そのため、機械経費が増加するとともに、SD工法の適用場面が制約される場合も生じる。また、昨今の公共工事における建設工事費削減の動向を受け、トンネルの効率的な施工に対する要望も高くなっている。

これらの背景を受け、筆者らはSD工法の適用場面の

拡大とコストダウンに着目し、スロット削孔機の汎用化を目的とした開発に着手した。以後、工場内での実験を重ね、このほど「スロットスター」と称する2連式のスロット削孔機を開発した。本機は、従来機とくらべて軽量化しているため、従来機ではSD工法の適用が困難であった小断面トンネルや、コスト面で適用が困難であった工事にも、SD工法が採用できるようになり、開発して以来、3件の工事に採用できた。採用した3件の現場において、スロットスターの性能確認調査を行い、本機の機械性能は実施工に対応できることが確認できた。

表-1 スロットスターとSDⅢ型機の比較

機種名称		スロットスター	SDⅢ型機
質量	(kg)	220	420
全長	(mm)	1,470	
全幅	(mm)	250	400
全高	(mm)	330	
フィード長	(mm)	1,800	2,200
打撃数	(bpm)	2,600~2,700	
回転数	(rpm)	0~180	
作動油圧	打撃圧 MAX.	(MPa) 15.7	
	回転圧 MAX.	(MPa) 7.8	
ロッド		特φ32（専用）	
ビット		φ65ネジビット（専用）	
水消費量	(ℓ/min)	60	120

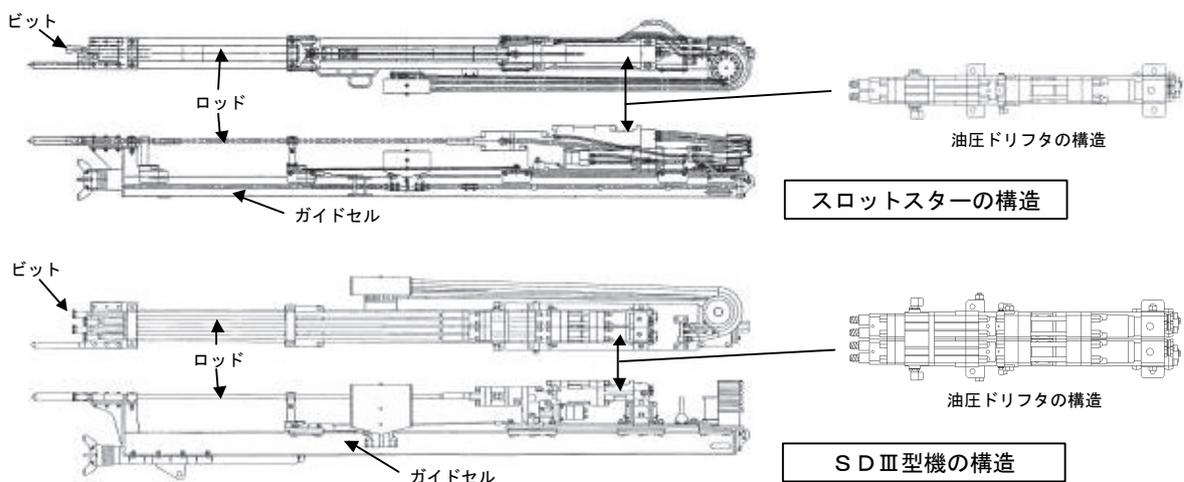


図-1 スロットスターとSDⅢ型機の構造

*本社土木部 **機電研究室

本報では、スロットスターの概要と現場適用で得られた機械性能の結果について述べる。

2. スロットスターの概要

スロットスターの開発に際しては、SDⅢ型機をベースに改造することが適切であると判断し、特に以下に示す点について留意した。

- i. 機械重量を軽減し、汎用性・可搬性の向上を図る
- ii. SDⅢ型機の削孔能力、削孔精度を損なわない
- iii. 改造コストを最小限に抑制するため、構成する部品はSDⅢ型機の部品と互換性を確保する

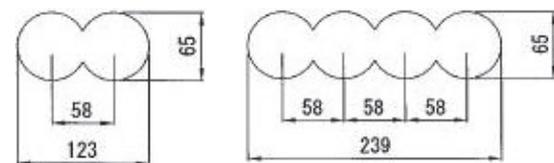
SDⅢ型機をベースとすることにより発生しうる問題点については、後述する工場内実験で検証し、問題点は解消できた。

2.1 機械構造

スロットスターとSDⅢ型機の構造を図-1に、両機の仕様を表-1に比較示す。図-1に示すとおり、スロットスターの油圧ドリフタはSDⅢ型機を半分に分割した構造であるため、構成する部品もフロントカバー以外はSDⅢ型機と同一仕様であり、互換性を保っている。通常は本機に2組のロッド、ビット等を取り付け、専用のガイドセルに組み込んだ状態を一式として使用する。

2.2 スロット形状

1回の削孔によるスロット形状を図-2に示す。図中



(a) スロットスター

(b) SDⅢ型機

図-2 スロット形状

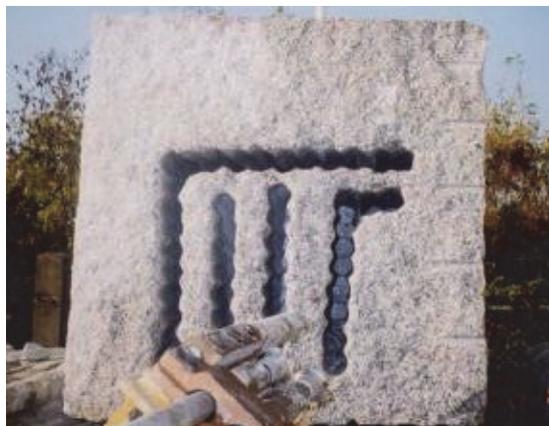


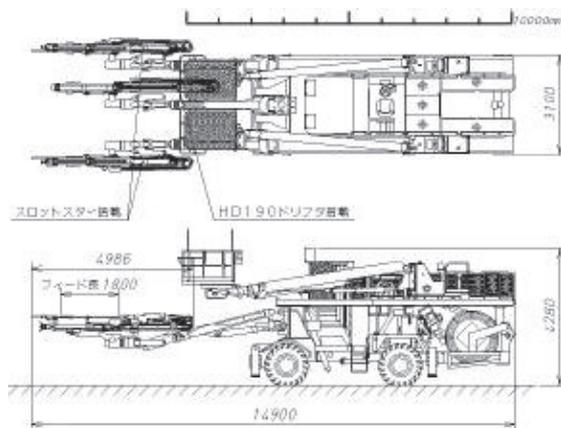
写真-1 工場内における2連孔スロット削孔実験

の(a)はスロットスターによる場合、(b)はSDⅢ型機による場合を表している。重なり合って隣接するφ65mmビットによって、図-2に示すスロット孔を形成する。

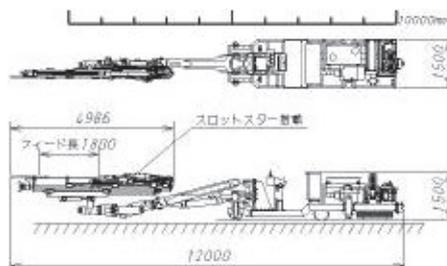
2.3 工場内での予備実験

従来機であるSDⅢ型機は、2組の油圧ドリフタで構成されており、独立して打撃力、回転力を供給する。ロッドの回転方向は、孔曲がり（スロットがねじれて削孔されること）防止のために左右のドリフタの回転方向は対抗する偶力にて打消し合い、スロットの直進性を確保している。一方、スロットスターは、同一回転方向のロッドで削孔する機構であり、孔曲がり懸念された。

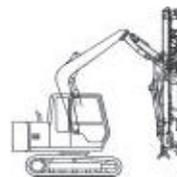
そこで、スロットスターの製作に先立ち、工場内にてSDⅢ型機を利用した2連孔スロット削孔試験を実施した。



(a) 3ノームトリルンヤン平への搭載
左右のブームにスロットスターを、中央のブームに単孔用ドリルを搭載



(b) 小型レール式ジャンボへの搭載



(c) 0.25m³級油圧ショベルへの搭載

図-3 スロットスターのベースマシンへの搭載例

試験はSDⅢ型機のロッド（4本）のうち2本を外し、花崗岩ブロックに対して削孔を行い、孔曲がりやスロットの連続性について検証した。削孔試験結果をまとめて以下に示す。

- i. 深さ1.5mの2連孔スロット削孔を行ったが、回転反力に起因する孔曲がりは認められず、スロットどおしも連続して削孔された（写真-1参照）
- ii. 座繰り時にロッドねじれが認められたが、フィード圧を制御することで解消できた

以上の結果から、SDⅢ型機をベースとする改造についての問題点は解消できたと判断でき、スロットスターの設計・製作を進めた。

2.4 ベースマシン

ベースマシンへの搭載例を図-3の(a)～(c)に示す。図中の(a)に示すように、ドリルジャンボの複数のブームに、スロットスターと通常の油圧ドリルを搭載することにより、ベースマシンが1台ですみ、機械経費が削減できるとともに、スロット削孔作業と発破孔穿孔作業が並行して作業でき、サイクルタイムの短縮にもつながる。また、図中の(b)～(c)に示すように、従来のSDⅢ型機では搭載が困難であった小型のベースマシンにも搭載が可能となり、小断面トンネルや狭い空間での工事にも適用でき、SD工法の適用場面が拡大できるようになった。

3. スロットスターの現場適用と性能調査結果

スロットスターは1999年11月に完成し、以来、表-2に示す3件の工事に採用できた。

3.1 適用現場の概要

Aトンネルは、供用中のI期線トンネルと近接している上、坑口付近に多くの民家があることから、坑口から149m区間は機械掘削工法で、それ以降は発破掘削工法で計画された。ところがブレーカで110mまで掘進した地点で硬質の玄武岩が出現し、2t級ブレーカでも掘削が困難となった。そこで設計変更に伴ってSD発破掘削工法を採用した。また、発破掘削工法で計画された地点までの残り区間も短いため、現場のドリルジャンボに容易に搭載できるスロットスターを採用した。I期線トンネルは、Aトンネルの右側約20mに近接している。そこで施工能率も考慮し、切羽上半の右側外周部にのみスロ

ットを設け、それを自由面として利用しながら外周部から順に発破するパターン（図-4参照）とした。写真-2に示すように3ブームドリルジャンボの右側ブームにのみスロットスターを搭載した。これにより専用のベースマシンを増設することなく経済的に掘削できた。

Bトンネルは、近隣に民家等があることから、自由断面掘削機による機械掘削工法で計画されていた。坑口掘削開始から、硬質の花崗岩が部分的に出現し、静的破砕剤や油圧くさびを併用した機械掘削が行われたが、掘進に伴い、切羽に占める硬岩部の出現する範囲も広くなり、掘削が困難となった。小断面トンネルであるため、大型の掘削機械の使用は不可能であった。そこで自由断面掘削機の掘削能率を向上させるため、SD機械掘削工法を

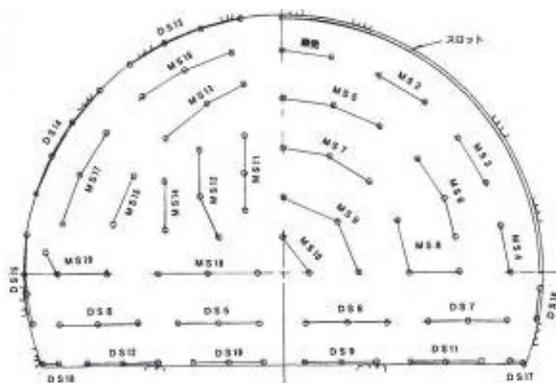


図-4 スロット発破パターン



写真-2 スロットスター搭載ドリルジャンボ

表-2 採用実績

トンネル名	掘削断面	掘削工法	スロットスター採用時期	スロットスター採用延長	SD工法採用理由
Aトンネル (2車線道路トンネル)	61m ²	機械、発破掘削 NATM工法	H12.2	10.5m	機械掘削能率向上 振動・騒音低減
Bトンネル (水路トンネル)	7.7m ²	機械、発破掘削 矢板工法	H12.4～	採用中	機械掘削能率向上 振動・騒音低減
Cトンネル (放水路トンネル)	12m ²	発破掘削 矢板工法	H12.9～10	79.2m	振動・騒音低減



写真-3 スロット削孔状況

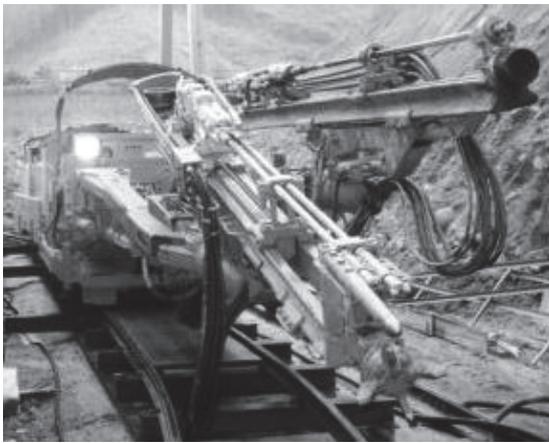


写真-4 スロットスター搭載小型レール式ジャンボ

採用した。スロットスターを搭載するベースマシンは小型レールジャンボを採用した。スロット削孔状況を写真-3に示す。その後、民家からやや離れ、SD発破掘削工法を採用した。

Cトンネルは硬質岩盤の出現が予想されたため、発破掘削で計画されていた。トンネル直上(被り約40m)には民家があり、民家への発破による影響を低減させるために、SD発破掘削工法を採用した。写真-4に示すように2ブーム小型レールジャンボの一方のブームにスロットスターを、他方のブームに通常の油圧ドリルを搭載したことにより、レールジャンボを増設することなく経済的に施工できた。

以上の3件の工事では、掘削断面の制約やコスト面において、従来のSDⅢ型機ではSD工法の適用が困難であったが、スロットスターを用いることにより、SD工法の採用が可能となった。

3.2 性能評価

スロットスターの性能を確認し、SDⅢ型機の性能と比較するため、表-2に示す3件の現場において削孔性能調査を実施した。調査現場と調査内容を表-3に示す。なお、表には、調査した現場のうち、安定した性能評価ができるよう比較的多くのデータを採取することができた調査現場を抜粋している。また、表中の岩盤の一軸圧縮強度は、シュミットハンマーの反発度より換算した値を示す。

a. 削孔速度と操作性

スロットスターの削孔性能調査結果を図-5に示す。この図は、SDⅢ型機との削孔速度の比較を示したもので、AトンネルおよびBトンネルでの調査結果の他に、SDⅢ型機を用いて実験を行った採石場での結果²⁾を併記した。ただし、表-3に示すように、削孔条件が各々異なるため、岩盤の一軸圧縮強度を100MPa、削孔深さを1.5mという条件に揃えて換算した。

図-5に示すように、スロットスターの純削孔速度(いわゆるノミ下がり)は、60cm/min以上であり、SDⅢ型機とくらべて約15%向上している。また、実削孔速度(ブーム移動やロッド引き抜き等も含めた単位時間あたりの削孔速度)は約50cm/minであり、40~60%向上している。これらが向上した理由として以下のことが考えられる。

- i. スロット削孔幅を半減したことにより、打撃ロス(いわゆる空打ち)が減少した
- ii. 機械重量を半減したことにより、ブームの操作性が向上した

b. 施工能率

スロット作業の施工能率の比較として、図-5の結果をもとにSDⅢ型機との面積速度の比較を行った。面積速度とは、スロット幅に削孔速度を掛けて表したものである。面積速度の比較結果を図-6に示す。図より、スロットスターの実面積速度はSDⅢ型機の70~80%であることが分かる。これは、1スロット当りに換算した場合、SDⅢ型機にくらべて140~160%向上していること

表-3 調査現場と調査内容

現場名	Aトンネル：掘削断面61㎡ (2車線道路トンネル)	Bトンネル：掘削断面7.7㎡ (水路トンネル)	Dトンネル：掘削断面77㎡ (2車線道路トンネル)	採石場 (実験現場)	
岩質	玄武岩	花崗岩	花崗岩	花崗閃緑岩	
岩盤の一軸圧縮強度	75MPa	100MPa	100MPa	120MPa	
用いたSD機と搭載ベースマシン	スロットスターを搭載した 190kg級3ブームドリルジャンボ	スロットスターを搭載した 小型レールジャンボ	SDⅢ型機を搭載した 150kg級3ブームドリルジャンボ		
平均スロット深さ	166cm	110cm	160cm	185cm	
計測スロット本数	121本	47本	93本	23本	
計測項目	● 削孔速度	● 削孔時間	● 削孔長	● 機械特性	● 岩盤特性

になる。

c. 機械特性

スロットスターの機械的性能を確認するために、機械特性調査を実施した。削孔中の機械データは、油圧回路

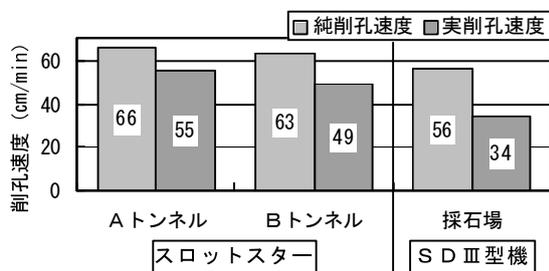


図-5 削孔速度の比較

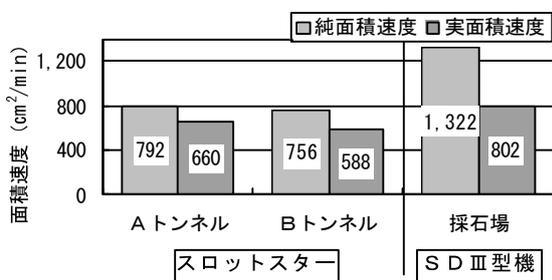


図-6 面積速度の比較

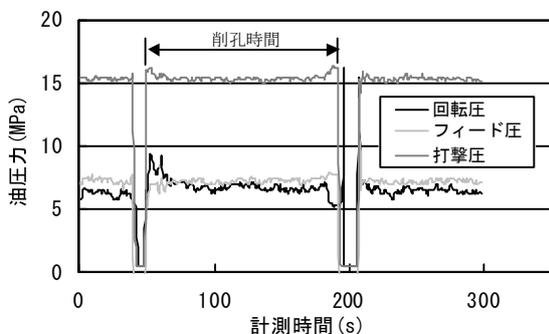


図-7 スロットスターの機械特性

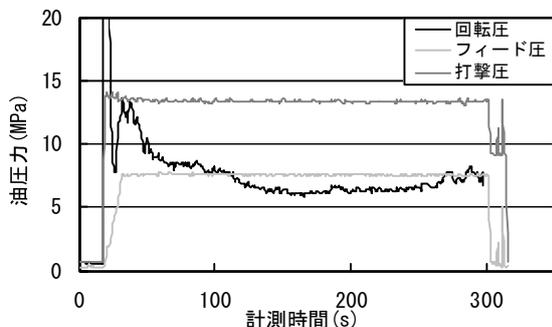


図-8 SD III型機の機械特性

上に設置した圧力センサーとストローク（ロータリ型）センサーによって測定した。

調査結果の一例として、表-3に示すAトンネルでの施工におけるスロットスターの回転圧、フィード圧、打撃圧に関する時刻歴データを図-7に併記し示す。また参考データとして、Dトンネルでの施工におけるSD III型機の場合を図-8に示す。

図-7より、フィード圧と打撃圧に関してはSD III型機との差異がなく、双方共に安定した値を示している。しかし、回転圧に関しては、SD III型機の初期削孔時（座繰り時）に異常な圧力上昇が伴っていることが確かめられる。その点、スロットスターはSD III型機のような初期削孔時の顕著な圧力上昇はなく、安定的に推移していることが分かる。

削孔メカニズムにおける回転圧の変化は、削孔中の負荷変動を表している。SD III型機の回転圧の上昇原因には、削孔される岩盤の性状の違いや操作方法の違いも考えられるが、この場合は機械的な要因が大きく、高負荷に伴う隣接ロッドの干渉に起因し、抵抗力が増加すると推定される。スロットスターの回転圧の変動が少なかった理由は、機械的な干渉が軽減できたことによると考えられる。この特性も削孔速度の向上に寄与していると判断できる。また、機械的に無理のない削孔が行われていることにより、削孔機を構成する部品の耐久性も向上すると考えられる。

また、フィード圧や打撃圧の計測データを分析することで削孔サイクルタイムが算出できる。サイクルタイム算出の一例として、図-9にはスロットスターの打撃圧の時刻歴データを、図-10にはSD III型機の打撃圧の時刻歴データを示す。両図において、油圧力の増減で区切られた各ブロックの横幅が1削孔に要したサイクルタイムを示しており、各ブロック間の油圧力が0MPaとなっている区間がブームの移動時間を示している。図-

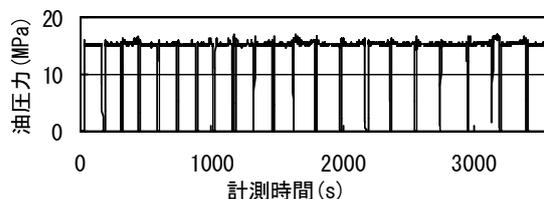


図-9 スロットスターの打撃圧データ

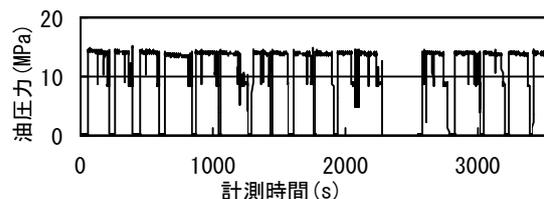


図-10 SD III型機の打撃圧データ

表－４ 機種別削孔効率と算定条件

機種	190kg級単孔ドリル	スロットスター	SDⅢ型機
調査現場	Aトンネル	Aトンネル	Dトンネル
ビット径	65mm	65mm	65mm
削孔深さ	120cm	166cm	160cm
純削孔速度	65cm/min	64cm/min	38cm/min
想定スロット幅	65mm*4(列)	123mm*2(列)	239mm*1(列)
想定面積速度	1,690cm ² /min	1,574cm ² /min	908cm ² /min
削孔効率	100%	93%	54%

9はAトンネル施工時のデータであり、図より、計測時間約3600秒中、削孔回数は21回読み取れ、平均サイクルタイムは約170sであることが確かめられる。図－10はDトンネル施工時のデータであり、削孔回数は16回で平均サイクルタイムは約225sとなっている。

両図より、スロットスターのサイクルタイムはSDⅢ型機とくらべて比較的安定しており、ブーム移動時間も短く、トラブルもなくコンスタントに推移していることが分かる。

d. 削孔効率

単孔ドリル、スロットスター、SDⅢ型機のそれぞれの純削孔速度を計測し、4連孔のスロットを削孔すると仮定した場合の面積速度を試算し、削孔効率について検証した。表－4に、機種別削孔効率と算定条件を示す。

試算の結果、単孔ドリルを4台使用し4連孔のスロットを削孔すると想定した場合の面積速度を100%とすると、スロットスターを2台使用した場合が93%、SDⅢ型機を1台使用した場合が54%であることが確かめられた。

効率的なスロット削孔では、単孔を連ねることが効果的であると考えられるが、単孔削孔はロッドの細長比(L/d)が大きく、曲げ剛性が弱い。そのために孔曲がりが生じやすく、隣接し連続した削孔が困難であり、スロットの精度において問題が生じる。一方、2連孔式では曲げ剛性、回転剛性、共に単孔より向上するので、孔曲がり現象が抑制され、連孔し易さが確保される。この解釈によれば、4連孔は更に効果的であるが、反して打撃ロスが増加し、削孔速度が低下する。

以上のことから、スロット削孔においては、削孔効率および削孔精度の両面から、2連式のスロットスターによる削孔が有利であると判断できる。また、削孔効率が優れている点は、ビットやロッド等の消耗部材の耐久性向上にも寄与すると考えられる。

4. まとめ

2連式のスロットスターを開発し、以下のことが達成できた。

i. 通常のドリルジャンボに容易に搭載でき、専用のベースマシンが不要となったため、機械経費が削減できた

ii. 小型ベースマシンに搭載可能となり、SD工法の適用場面を拡大できた

本機を実工事に適用し、削孔性能等を調査した結果、以下のことが確認できた。

(i) 打撃ロスを減少できたことにより、削孔速度が向上した

(ii) 機械重量を半減できたことにより、ブームの操作性が向上し、施工能率が向上した

(iii) 安定した機械特性を有することにより、削孔効率が向上した

(iv) スロットの削孔精度はSDⅢ型機と同等で、連続性に優れている

(v) 効率的な削孔性能および安定した機械特性を有することにより、本機を構成する部品の耐久性向上が期待できる

5. あとがき

今後は、小断面の立坑や狭い空間の明かり工事にも適用し、SD工法の適用場面をさらに拡大していきたい。

現場適用に際しては、発注者、企業体の方々からご協力を頂いた。この紙面を借りて感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 萩森健治ほか、「無発破トンネル掘削工法（SD工法）」、建設機械、Vol.33、No.11、1997.11、pp52～58
- 2) 萩森健治ほか、「スロット削孔機高速削孔技術の開発」、土木学会第53回年次学術講演会概要集第6部、1998.10、pp276～277

電気集じん機を用いた坑内集じんシステムの開発

浜田 元* 萩森健治** 阿久津秋秀***
茂木正史**** 畑山栄一*****

1. はじめに

山岳トンネルや立坑の施工では、発破の後ガス、削岩時やコンクリート吹付け時の粉じん、工事用車両から排出される煤じんによって坑内の空気が汚染される。坑内労働者の健康障害防止を図るため、坑内の作業環境を改善し、より良好な状態とすることが重要な課題である¹⁾。また、最近では、環境保全への意識が高まる中、坑内の粉じんや煤じんを含む空気（含じん空気）を坑外へ排出しない対策の必要性も増加している。

平成12年12月には、粉じん障害防止対策の一層の充実を図ることを目的として、旧労働省により、“ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン”²⁾（以下、ガイドラインと呼ぶ）が策定された。本ガイドラインでは、粉じん対策に関する実施事項、粉じん濃度の計測位置・時間・方法なども具体的に示された。また、粉じん濃度目標レベルを $3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下にすることが規定され、目標レベルを超える場合には改善措置を講じることが必要とされている。

作業環境の改善措置として、換気設備を大型化し換気風量を増加する方法が考えられるが、設備費、電力費、維持管理費などのコストが増大し、経済性の面で問題がある。また、含じん空気を坑外へ排出することになるため、坑口周辺環境に対する負荷が懸念される。

そこで、筆者らは、供用中のトンネルで実績のある電気集じん技術³⁾に着目し、この技術を応用したトンネル工事用電気集じん機を開発した⁴⁾。トンネル工事用電気集じん機は処理風量 $2,000\text{m}^3/\text{min}$ で4t車に搭載可能であり、軽量・コンパクトな大風量機器である。また、

移動やメンテナンスが容易で、消費電力も比較的小さく、高い集じん性能を有す。

本稿では、まず、開発したトンネル工事用電気集じん機の概要を述べる。次に、導入現場で実施した集じん効果の検証と切羽近傍での集じん試験について結果を報告する。

2. トンネル工事用電気集じん機

2.1 集じん原理

電気集じん機の集じん原理を図-1に示す。同図の集じん機に吸引される空気中の粉じんや煤じんが帯電して集じん極板に付着する。

帯電部では放電線に高電圧を印加し、コロナ放電空間を形成する。含じん空気がこの空間を通過する時に空気中の粉じんや煤じんが帯電する。次の集じん部では荷電極板に高電圧を印加し、荷電極板と集じん極板との間に電界空間を形成する。帯電した粉じんや煤じんはクーロン力を受けて集じん極板上に捕集される。

2.2 構造と特長

電気集じん機の構造を図-2に示す。帯電部と集じん部が独立した2段方式で、帯電部では放電線と接地極板が、集じん部では荷電極板と集じん極板が、空気の流れに対し垂直面上にそれぞれ交互に一定間隔で配置されている。

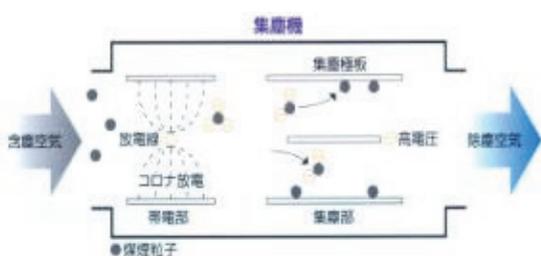


図-1 集じん原理

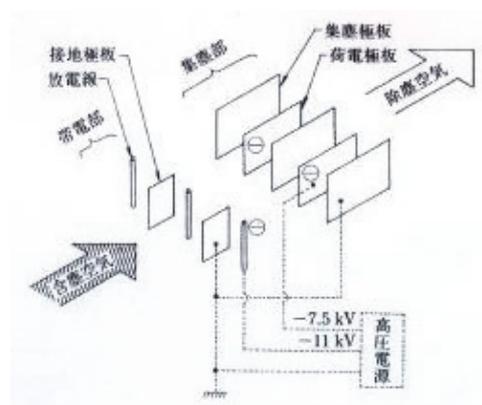


図-2 電気集じん機の構造

*地盤研究室 **本社土木部 ***技術開発部 ****環境研究室 *****機電研究室

電気集じん機は、内部の極板が平行平板構造であるため空気の流れがスムーズであり、圧力損失が小さく風速が9～10m/sec と非常に大きくても高い集じん効率が維持されることが特長である。また、粒径7～10 μ m以下の浮遊粒子（煤じん）に対し集じん効率が高いことも特長の一つである。

2.3 車載型電気集じん機

電気集じん機の外形図を図-3に、諸元を表-1に示す。電気集じん機は処理風量が2,000m³/minであり、4tトラック（ロングボディ）に搭載可能な大きさと質量である。集じん機本体、送風機（ファン）、高圧発生盤、制御盤、ダクトなどで構成され、除電フィルタ、サイレンサ、自動洗浄ノズルなどが標準装備されている。

除電フィルタは、電気集じん機から吐出される除じん空気の電荷を除去し静電気による悪影響を防止する。帯電した空気中の粉じんが二次覆工などに付着し汚れを生じることが懸念されたが、除電フィルタによりこの影響を防止できる。

電気集じん機は、極板および放電線により粉じんを帯電・捕集するため、極板などの定期的な洗浄が必要となる。洗浄は機能保持のため1日1回程度が必要となり、洗浄時間は洗浄後の乾燥も含めて約50分である。なお、洗浄はボタン操作による自動洗浄機能で行う。洗浄水には外部からの供給水を使用し、洗浄後の排水は電気集じん機下部の排水口より機外に排出し、坑外の濁水処理設備で処理する。

2.4 電気雷管への影響

電気集じん機の現場適用に際し、人体に帯電する静電気や漏洩電流によって電気雷管が誤爆することが心配された。静電気ハンドブック⁵⁾によれば、作業者の帯電量は最大で静電容量160pFであり帯電電位は約10kV程度とされている。一方、電気雷管はJIS規格⁶⁾により2,000pFのコンデンサーに8kVで蓄えた電荷を一斉に放電しても爆発せず、またDC100Vで0.25Aの電流を30秒間流しても爆発しないよう設計されている。したがって、電気集じん機の適用で人体に静電気が帯電しても電気雷管が爆発することはない。また、漏洩電流に対しては、ドリルジャンボや吹付け機などと同様、確実に接地し漏電遮断器を設けることで安全性を確保できる。

3. 集じん効果の現場検証

3.1 現場概要と換気方法

電気集じん機を導入したトンネル現場は延長1,499m、掘削断面積60～83m²の2車線道路トンネルである。発破掘削によるNATMで施工されており、地質は新第三紀中新世の玄武岩、粗面岩が主体で構成されている。

同トンネルは、坑口周辺に民家が密集し、茶畑が比較的近くに存在することから、粉じんを含む汚染空気を坑

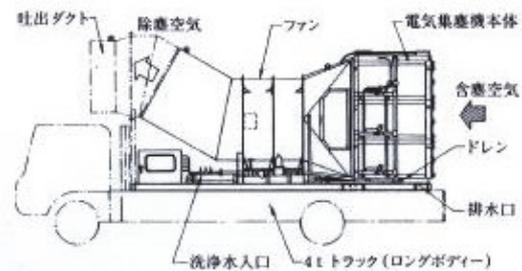


図-3 トンネル工事用電気集じん機

表-1 電気集じん機の諸元

処理風量	2,000m ³ /min
全幅 W	2,285mm
全長 L	6,000mm
全高 H	2,650mm
重量	約5,700kg
電源容量 (50/60Hz)	3相 3線 400V系
消費電力	42Kw
送風機仕様	1段軸流式
集塵機仕様	2段式電気集塵 (放電線式)
洗 浄	洗浄頻度: 1日1回
	洗浄時間: 約50分/回
	必要水量: 約2m ³ /回 供給圧力: 0.5～0.9MPa
付属機器	除電フィルタ、サイレンサ他

口から排出することには問題があった。また、坑内では、覆工コンクリート作業が掘削作業と同時並行で行われるため、覆工コンクリートの作業環境を良好な状態とすることが課題となった。そこで、同トンネルでは電気集じん機が導入され、上記課題の解決が図られた。

同トンネルでは、坑内換気に風管換気法による送気式が採用された。換気設備は、送風量1,500m³/minのコントラファンと直径1,300mmの風管が使用された。風管はトンネル右肩部に配置され、吹出口が切羽後方40～50mを確保するよう切羽の進行に応じて延伸された。電気集じん機は処理風量2,000m³/minの車載型が導入された。トンネル左側に配置され、吸込口を切羽側とし、切羽後方70～100mの位置を確保するよう切羽の進行に応じて移動された。なお、文中の左右は切羽を臨む状態での表記である。

3.2 計測の概要

電気集じん機による集じん効果の検証を目的に、同トンネルで風向風速、粉じん濃度および集じん効率に関する計測を実施した。

風向風速および粉じん濃度は、トンネル軸方向に中央・左右の3測線を設け5～10m間隔を基本に計測した。なお、左右の測線は中央からの離隔が2.5mと設定した。

風向風速の計測は施工中の実施が難しいため休工日に実施した。計測は掘削路盤を基準に高さ1mと3mで行

い、計測時間は各々の計測点で 30 秒間とした。計測機器は 3 次元超音波式風向風速計 (KAIJO 製マイクロソニック WA-590) を使用した。

粉じん濃度の計測はコンクリート吹付け時を対象に実施した。計測は掘削路盤を基準に高さ 1m で行い、各計測点での 1 回の計測時間は 1 分間、各計測点の計測回数は 3~4 回とした。計測機器は光散乱式デジタル粉じん計 (柴田科学製 P-5L2 型) を使用した。なお、デジタル粉じん計 P-5L2 型はガイドラインで指定の機器である。

集じん効率は電気集じん機の吸込口とダクト吐出口で計測された粉じん濃度をもとに次式により算出する。計測機器には光散乱式デジタル粉じん計 (柴田科学製 AP-632T 型) を使用し、計測はコンクリート吹付け作業中、連続して行った。

集じん効率 (%)

$$= [1 - \text{吐出口粉じん濃度} / \text{吸込口粉じん濃度}] \times 100$$

3.3 計測結果および考察

a. 風向風速

集じん機稼動時の風向風速分布を図-4 に示す。同図は高さ 3m と 1m の水平断面での分布であり、集じん機は切羽後方 110m 地点に配置している。

同図から、いずれの高さでも集じん機周辺では切羽側に向う空気の流れが確認でき、最大風速は約 2.0~3.0m/sec である。集じん機を基点とした渦流が形成されていると考えられ、渦流の形成範囲は概ね集じん機の前方 20m から後方 40m の区間と思われる。

渦流の形成により、集じん機に吸引されず通過した含じん空気や除じん空気の一部が切羽側へ戻り、再度集じん機に吸引されると考えられる。この効果により、粉じんの捕集効率が高まるものと思われ、また渦流が一種のバリアとなり含じん空気が坑口側へ流れるのを防止すると考えられる。

b. 粉じん濃度

コンクリート吹付け時の粉じん濃度分布を図-5 に示す。集じん機は切羽後方 100m 地点に配置している。同図には、集じん機稼動時の結果と換気ファンだけの結果をあわせて示した。

粉じん濃度は、計測断面ごとの平均濃度であり、相対濃度で示された計測値に質量濃度変換係数を乗じて算出した。なお、質量濃度変換係数はガイドラインで規定された数値 (K=0.04) を用いた。

同図より、集じん機稼動時の粉じん濃度は集じん機後方で 1.0~1.5mg/m³ となっている。また、換気ファンのみと比べて 1.5~3.0mg/m³ ほど低い濃度を示し、集じん機の稼動により 25~50% の濃度にまで低減されたと考えられる。

c. 集じん効率

集じん効率の計測結果を図-6 に示す。同図はコンクリート吹付け時間中の連続計測の結果で、計測時間は約

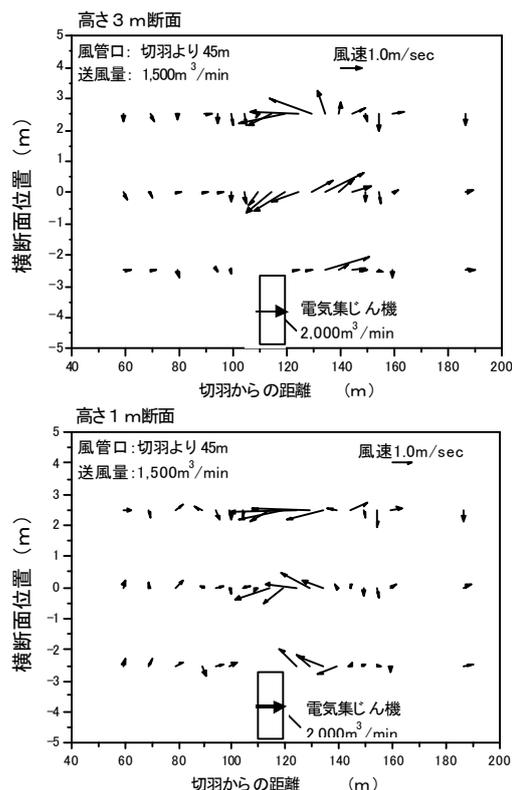


図-4 風向風速の計測結果

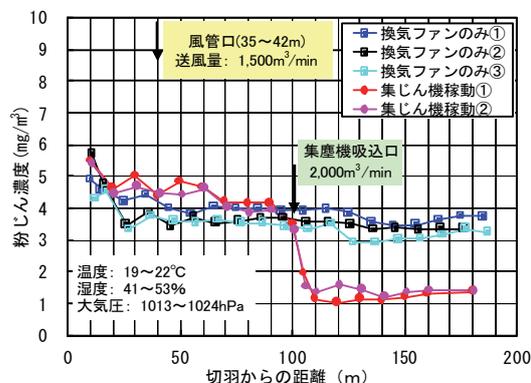


図-5 粉じん濃度の計測結果

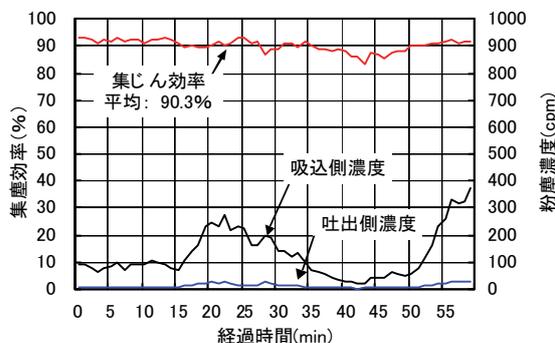


図-6 集じん効率の計測結果

60 分間である。同図より、集じん効率は平均で約 90% であり、集じん機器として高い性能を有することを確認した。

4. 切羽近傍での集じん試験

4.1 概要

坑内労働者の粉じん障害防止対策を一層充実するためには、粉じん発生源近くでの効果的な希釈や集じん方法、粉じん発生量のさらなる抑制方法の開発が望まれる。

トンネル工用電気集じん機は先述のとおり、粉じんを効果的に捕集できることが実証できた。また、同集じん機は、大風量機器でありながら軽量・コンパクトな車載型であるため、坑内の占有領域が比較的小さく、移動も比較的容易であるといった特長を有している。そこで、発生源近くでの効果的な集じんに同集じん機が適用できるのではないかと考え、その可能性を現場試験（切羽近傍集じん試験）により検討した。

ここでは、切羽近傍集じん試験の結果をもとに、ガイドラインの管理目標レベルが達成できるのか、切羽近傍の環境が改善できるのかという観点から、適用の可能性を評価した。

4.2 気流解析による予測

a. 気流解析の概要

現場試験に際し、切羽近傍集じんの際の風向風速分布および粉じん濃度分布を予測するため、気流解析を行い、集じん効果を検討した。

気流解析には汎用熱流体解析プログラム Stream Ver. 2.9（ソフトウェアアクレイド社製）を用いた。先述の適用現場を対象に解析モデルを設定し、電気集じん機の設置地点をパラメータとして解析を行った。

解析モデルを図-7 に示す。解析モデルは切羽近傍集じんの効果が把握しやすいようできるだけ簡素化した。モデル化では、坑内にある重機類は考慮せず、また集じん効率は 100% とした。

解析モデルは、断面積 64m²、延長 200m のトンネル対象領域を総数 217,672 要素で構成した。物性には、空気密度 1.2kg/m³、粘性係数 1.86kg/m、粉じん拡散係数 1.0×10⁻¹⁰m²/sec を用い、K-ε モデルによる非定常解析を行った。

解析では、切羽から 0.5m 後方までの空間を粉じん発生源の領域と仮定し、粉じん発生量はコンクリート吹付け時を想定して 10mg/m³・sec と設定した。コンクリート吹付け時の粉じん濃度は、数現場での計測結果によれば、換気ファンから新鮮空気が切羽に供給される場合でも、切羽付近で 5~10mg/m³ 程度である。解析で用いた粉じん発生量はこの計測値を参考に設定した。

換気ファンの送風量および集じん機の処理風量は対象現場と同様、1,500m³/min および 2,000m³/min とした。

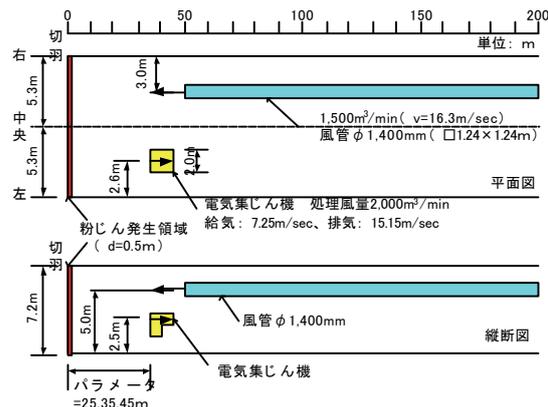


図-7 解析モデル

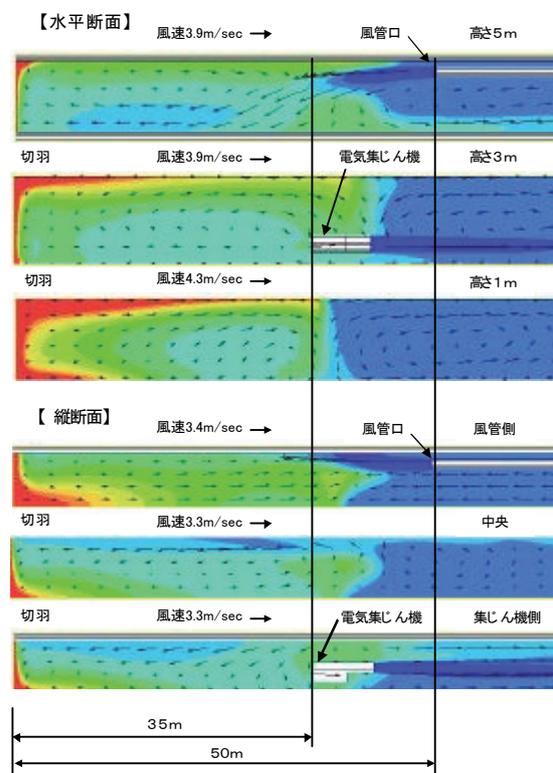


図-8 風向風速の解析結果

解析における風量の設定は風管吹出口、集じん機吸入口・吐出口の風速で規定し、坑口部分は自然流入・流出の条件とした。

b. 解析結果および考察

(a) 風向風速

風向風速分布の解析例を図-8 に示す。同図には集じん機を切羽後方 35m 地点で稼働した際の結果を示した。同図は水平断面（高さ 5m、3m、1m）と縦断面（中央と左右）の結果である。

同図より、風管から吹出した新鮮空気が左側（集じん機側）に引き寄せられ切羽へ流れる様子がみられる。切羽に到達した空気は切羽で右下向きに流れを変え、右側

(風管側)で坑口方向に向かい流れている。また、空気の流れは集じん機を境に異なる分布を示している。高さ1mの水平断面や中央の縦断面などの結果では、集じん機の前後で相対する空気の流れがみられ、集じん機を基点とした8の字型循環流の形成が推察される。

8の字型循環流の形成により、切羽からの含じん空気が集じん機に吸込まれ処理されるとともに、風管からの新鮮空気と集じん機後方から戻る除じん空気により粉じんが希釈され、切羽近傍の粉じん濃度が低減すると予想される。また、切羽からの含じん空気が坑口側へ流れることを防ぐ効果も期待できるとされる。

(b) 粉じん濃度

粉じん濃度分布の解析結果を図-9に示す。同図は集じん機を切羽後方25m、35m、45m地点で稼動した際の結果であり、換気ファンのみ結果もあわせて示した。なお、同図の粉じん濃度は横断面ごとの平均濃度である。

同図より、集じん機稼動時の粉じん濃度はいずれの場合も換気ファンのみと比べ低い値となった。集じん機稼動時の粉じん濃度は集じん機後方の50m地点で $1.0\text{mg}/\text{m}^3$ 以下である。換気ファンのみと比べて $2.0\text{mg}/\text{m}^3$ ~ $2.5\text{mg}/\text{m}^3$ ほど低い濃度を示し、集じん機の稼動により20~30%の濃度にまで低減されることが予想される。

集じん機前方の20m地点において、集じん機稼動時の粉じん濃度は $2.0\text{mg}/\text{m}^3$ 前後である。換気ファンのみと比べて $0.5\text{mg}/\text{m}^3$ ほど低い濃度を示し、集じん機の稼動により約70%の濃度にまで低減されることが予想される。

気流解析を用いて切羽近傍集じんの際の風向風速分布と粉じん濃度分布を予測し効果を検討した結果、切羽近傍集じんが粉じん濃度の低減に効果的に寄与する可能性が示された。

4.3 試験方法

切羽近傍集じん試験は、先述の集じん効果の現場計測後、同トンネルで引続き行った。切羽近傍集じん試験は集じん機を切羽後方20~35m地点のトンネル左側に配置し吸込口を切羽側として実施した。換気条件は先に記載の条件と同様であり、送風量は $1,500\text{m}^3/\text{min}$ 、風管の吹出口は切羽後方40m前後であった。

切羽近傍集じん試験はコンクリート吹付け時を対象に実施した。試験時の計測は風向風速、粉じん濃度について行い、計測方法や計測機器は集じん効果の計測時に準じた。試験状況を写真-1に示す。

4.4 試験結果

a. 風向風速

風向風速分布の計測例を図-10に示す。同図には集じん機を切羽後方35m地点で稼動した際の結果を示した。同図は高さ3mと1mの水平断面での分布である。

同図より、切羽近傍の風向風速は著しい変化を示し複雑な分布となった。風管からの吹出風と集じん機が形成

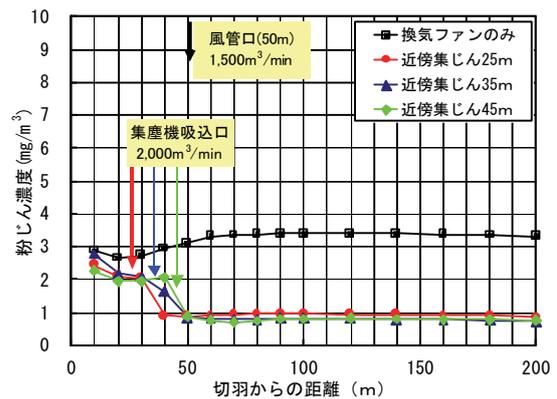


図-9 粉じん濃度の解析結果



写真-1 試験状況

する風が互いに影響し複雑な分布になったと考えられる。切羽から後方20m付近までの区間では左側に向う空気の流れが支配的で最大風速は約 $2.5\text{m}/\text{sec}$ である。切羽後方20m付近から55m付近(集じん機後方約10m)までの区間では、切羽側と坑口側に向う空気の流れが混在し隣接地点で風向の逆転がみられる。また、風速も 0.3 ~ $6.0\text{m}/\text{sec}$ の範囲で著しく変化する。

同図より、気流解析でみられた8の字型循環流状の特徴的な風向風速分布は認められない。切羽近傍集じんでは、切羽、風管、集じん機のそれぞれの位置関係や送風量、集じん処理風量の関係など、いくつかの要因が関係して風向風速は複雑な分布を示し、気流解析のような特徴的な分布とはならなかったと思われる。

b. 粉じん濃度

コンクリート吹付け時の粉じん濃度分布を図-11に示す。同図は集じん機を切羽後方36m地点で稼動した際の結果である。また、同図には換気ファンのみ結果もあわせて示した。

同図の粉じん濃度は計測断面ごとの平均濃度である。計測値にガイドラインで規定の質量濃度変換係数($K=0.04$)を乗じて算出した。

同図より、集じん機稼動時の粉じん濃度は換気ファンのみと比べ低い値となった。集じん機稼動時の粉じん

濃度は集じん機後方の 50m 地点で $2.0\text{mg}/\text{m}^3$ 以下となった。換気ファンのみと比べて $2.0\text{mg}/\text{m}^3$ ほど低い濃度を示し、集じん機の稼働により約 50%の濃度にまで低減されたと考えられる。切羽近傍集じんにより、ガイドラインの目標レベル ($3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下) を達成できることが確認できた。

集じん機前方の 25m 付近において、集じん機稼働時の粉じん濃度は約 $2.5\text{mg}/\text{m}^3$ である。換気ファンのみと比べて $1.0\text{mg}/\text{m}^3$ ほど低い濃度を示し、集じん機の稼働により約 70%の濃度にまで低減されたと考えられる。また、切羽から 25m までの区間では、集じん機を稼働した方が粉じん濃度の低下勾配が大きくなった。切羽近傍集じんにより、集じん機前方の切羽側でも粉じん濃度の低減がみられ、切羽近傍における電気集じん機の有効性が確認できた。しかし、切羽に最も近い 10m 地点では、集じん機を稼働しても換気ファンのみとほぼ同値 ($6.0\text{mg}/\text{m}^3$ 前後) の粉じん濃度となり、今後課題が残された。

同図の粉じん濃度を気流解析と比較したところ、粉じん濃度の値自体は多少異なるものの、分布傾向は比較的類似すると思われる。風向風速の計測結果は解析結果のような特徴的な分布とはならず、今後課題が残るものの、気流解析は効果的な坑内換気・集じん方法のシステム化を図るうえで有効な手法であることが示された。

5. おわりに

トンネル工事用電気集じん機は、坑内の作業環境の改善および坑口周辺環境への負荷低減に有効であることが確認できた。また、粉じん発生源近くにおける効果的な集じん方法として、トンネル工事用電気集じん機を適用できることがわかり、ガイドラインの粉じん濃度目標レベルを達成できることを確認した。また、集じん機前方の切羽側でも粉じん濃度を低減できることを確認した。今後は、現場展開をさらに進め、効率的な集じん方法のシステム化や適用場面の拡充、集じん性能の一層の向上など、残された課題の解決に努めたい。なお、本開発は松下精工(株)、(株)エムシーエムとの共同研究の成果である。最後に、本開発にあたり終始ご指導いただいた(株)コンテクの定塚正行社長、ならびに現場試験にご協力をいただいた工事所の関係各位に感謝の意を表する。

【参考文献】

- 1) 建設業労働災害防止協会、「ずい道工事等における換気技術指針（設計及び保守管理）」、1997. 6
- 2) 厚生労働省環境改善室・建設業労働災害防止協会、「ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドラインの解説」、2001. 3
- 3) 井伊谷鋼一、「集じん装置の性能」、産業技術セン

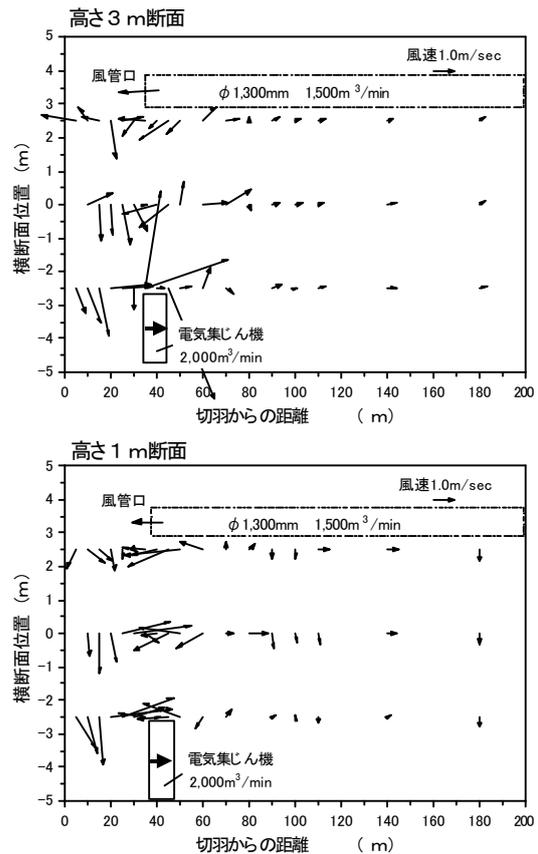


図-10 風向風速の計測結果

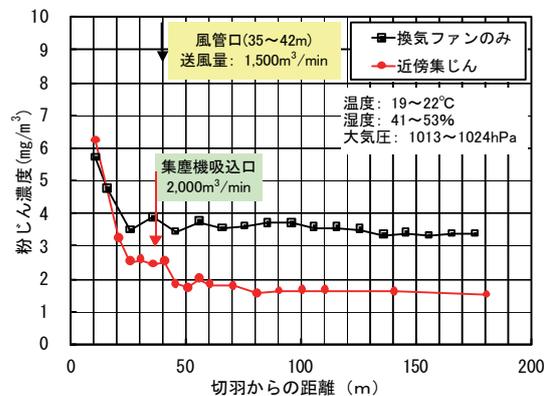


図-11 粉じん濃度の計測結果

ター、1976. 10

- 4) 萩森健治・酒井喜久雄・片谷篤史・村中浩昭、「車載型電気集じん機を用いたトンネル工事換気システムの開発」、建設の機械化 No. 608、pp. 21~27、2000. 10
- 5) 静電気学会編、「静電気ハンドブック」、オーム社、1998. 11
- 6) J I S K 4807、電気雷管

散逸エネルギーによるトンネル掘削手順の新しい評価法

西村正夫* 増井 仁** 北角 哲***

1. まえがき

トンネル掘削後の地山安定性が検討される時、応力、ひずみ、変位を用いた安全率、破壊規準への接近度、塑性域やゆるみ域の大きさや程度といった地山状態のさまざまな評価はすべて静的な釣合い問題とみなして検討されてきた。新たに地山掘削時のエネルギー収支に着目して、従来の静的解析では無視されてしまう地山解放エネルギーの視点で解析評価することを試みてきた^{1),2),3)}。地山を発破掘削する場合、掘削面において潜在地圧の急速除荷に伴って発生する地山振動などの動的な挙動⁴⁾に着目し、その最小化を図ることのできる掘削手順の工夫評価を有限要素解析例で示した^{5),6)}。掘削手順が異なっても線形弾性解では静的には最終状態は同一結果になるが、動的に解放されるエネルギーの総量は異なるため、この相違するエネルギー量から比較評価が可能になる。解析対象への初期地圧や重力などによる外部仕事(エネルギー流入)がない場合には、掘削搬出したずりに蓄積されていたひずみエネルギーの総量と、地山振動を引起すエネルギー解放の総量との和は掘削手順が異なっても一定になるところが本解析上のキーポイントになる。

2. 地山エネルギー収支と散逸エネルギー

トンネルや地下空洞などを構築するために地山を発破掘削したとき、地山のエネルギー流出と流入に伴うエネルギーの授受は図-1に示すような収支図で表せる。掘削によって地山が変形した結果、地山内に誘起され蓄積されて増加するひずみエネルギーと同時に、掘削自由面で潜在する初期地圧の急激な解放によって地山振動が発生(最終的に地山内部へ伝播して消散)した結果、地山からの解放エネルギーが存在する。流出するエネルギーにはさらに地山掘削で系外へ搬出したずりに内在していたひずみエネルギーが含まれる。ここでは地山掘削時の動的挙動として地山振動を引起して消散する解放エネルギーを散逸エネルギーと呼称する。散逸エネルギーの算出は掘削自由面での解放地圧(掘削相当外力)とその押し出し変位増分の積(ベクトル内積)を全変形過程で積分してから全掘削面での総和(面積分)をとれば求められる。

掘削時の外部仕事に重力と潜在初期地圧を考えると、

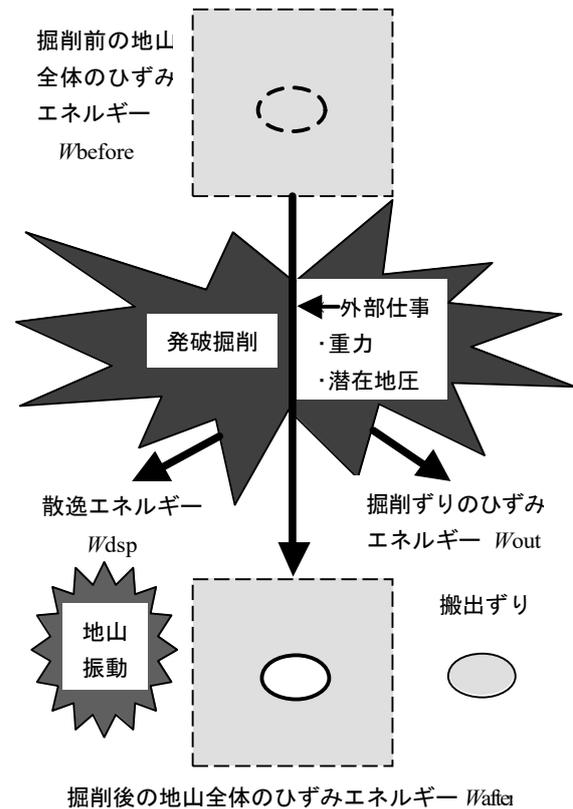


図-1 発破掘削前後の地山エネルギー収支

重力については、掘削によって地山が重力の作用方向と同じ向きに変位(沈下)すれば対象系内へのエネルギー流入になって地山に蓄積され、重力と逆向きに変位(隆起)すればエネルギー流出になって地山から解放される。一方、潜在初期地圧については、掘削によって掘削空洞へ向かって地山全体が変位することから一般にエネルギー流入になって地山に蓄積される。発破掘削前後の地山のエネルギー収支は次式のように表せる(図-1参照)。

$$W_{before} + W_g + W_{str} = W_{after} + W_{out} + W_{dsp}$$

ここに、

- W_{before} : 掘削前の地山全体のひずみエネルギー
- W_g : 掘削時に重力がなす外部仕事(+:沈下、-:隆起)
- W_{str} : 掘削時に潜在初期地圧がなす外部仕事
- W_{after} : 掘削後の地山全体のひずみエネルギー
- W_{out} : 搬出ずりに蓄積されていたひずみエネルギー

*技術課 **土木研究室 ***本社情報システム室

W_{dsp} : 掘削面の潜在地圧解放による散逸エネルギー
 なお、重力を考慮せず、外部境界をすべて変位拘束してエネルギー流出入をなくすと $W_g = W_{str} = 0$ であり、掘削前後の地山内エネルギーの増加は、粘性他の時間依存性によるエネルギー消費を無視すると次式ようになる。
 $\Delta W = W_{after} - W_{before} = -W_{out} - W_{dsp} = \Delta W_{els} + \Delta W_{pls} < 0$
 ここに、 ΔW_{els} : 弾性ひずみエネルギーの増加分 (<0)
 ΔW_{pls} : 塑性ひずみエネルギーの増加分 (≥ 0)

3. 地山掘削時の動的挙動とゆるみ現象

地山掘削時の動的挙動とこれに起因したゆるみ現象について要約する。機械掘削では連続して逐次切削を繰返す機械自身が地山の解放地圧に対して反力役を受け持ち、急激な地圧解放にならず、準静的除荷とみなせる。一方、発破掘削では地山内部まで一括して爆破するため、掘削予定面が一瞬にして自由面となり地山は爆圧で圧縮後、反力を失い自由振動を引起し急速除荷になるとみなせる。このように発破掘削では地山振動が発生し⁴⁾、図-2に示すように発破の爆圧によって地山を圧縮する方向の押しの波に、掘削自由面での潜在初期地圧の解放に伴う地山膨張方向の引きの波が加わり、2つに起因した地山振動が発生することになる。地山振動は急激に減衰するとともに地山内部へ伝播して消散する。掘削面近傍で過渡的に引張りひずみや大きな応力集中が動的に発生することから近傍地山のゆるみ現象に繋がる誘因と考えられる。

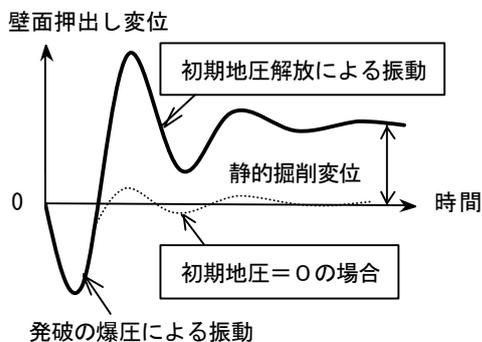


図-2 発破掘削時における掘削壁面の動的挙動

4. トンネル掘削理論解からの知見

前報¹⁾で示した弾性および弾塑性地山のトンネル掘削解析の理論解から得られる知見として、静水圧的な初期地圧の下で、2次元円形断面のトンネル掘削で同心円状の分割掘削における最適分割は掘削断面積比で与えられる。同様に、3次元球形空洞でも同心球状の分割掘削の最適分割は掘削体積比で与えられ、ともに同一値になる。各分割掘削段階での掘削量比で示すと次のようである。

2分割で 1:1 (=0.5:0.5)、

3分割で 5:5:6 (=1:1:1.2 =0.3125:0.3125:0.375)、

4分割で 445:445:534:624 (=1:1:1.2:1.4022...

=0.2172...:0.2172...:0.2607...:0.3046...)

これらの値は理論的に最適な分割掘削比として、有限要素法による数値解析結果を分析する上での目安になる。

5. 有限要素法によるトンネル掘削の数値解

トンネル掘削解析における散逸エネルギーの試算結果として、いくつかの2次元および3次元有限要素解析例からその概要を要約して解析結果をまとめる。

5.1 2次元解析例 1

2次元平面ひずみ場のトンネル掘削を対象に掘削手順としては図-3に示す基本モデルについて散逸エネルギー解析⁵⁾を実施した。解析領域は図-4に示すように100 m×100 mの地山内に12 m×12 mの正方形断面トンネルを鉛直・水平方向に2~4分割して掘削するモデルである。掘削手順モデルは加背割りと掘削順序の異なるモデルA, B, C, D, E, F, G, b, c, d, e, f, gの13通りである。大文字は鉛直縦割りの、小文字は水平横割りの加背割りモデルを示し、対称性から上下および左右の区別はなく同一モデルになる。また、Aは全断面一括掘削モデルである。解析条件は表-1に示すように水平・鉛直方向の初期地圧比である側圧係数 k [MPa/MPa] と地山ポアソン比 ν の組み合わせの内3ケースだけを示す。なお、地山ヤング率は $E=1$ [GPa] で一定とした。

解析結果は図-5に示すように、分割掘削の各段階における散逸エネルギー量の総和(同図で白抜き積み棒)の小さい方が有利であり、要約すると次のようである。

鉛直と水平分割について、分割断面形状の縦横比が初期地圧の鉛直・水平地圧の大きさの比に近いほど、総散逸エネルギー量は小さくなる傾向を示す。すなわち、掘削面近傍全周の応力集中が平均化され小さくなるような最適な断面形状と同じ傾向を示し、結果も符合している。

地山ポアソン比については、小さくなるに従って、掘削手順の相違による総散逸エネルギー量の変化が大きくなる。逆に、ポアソン比が大きくなり 1/2 に近づくに従って、掘削による地山体積変化がなくなって形状変化のみになり、総散逸エネルギー量の変化も小さくなる。

内側・外側の掘削順序については、原則として、先行掘削後に掘削面近傍に蓄積されたひずみエネルギーを含む未掘削地山部分を次に掘削すると、多くのひずみエネルギーが掘削ずりに含まれて搬出され望ましい。しかし、

表-1 初期地圧設定による解析ケース

要因	ケース 1	ケース 2	ケース 3
初期地圧比(側圧係数) k	2.5 / 10	5 / 10	7.5 / 10
地山ポアソン比 ν	0.2	0.3333	0.4286

[注] 2方向の水平初期地圧を等しくする条件設定: $\nu=k/(1+k)$

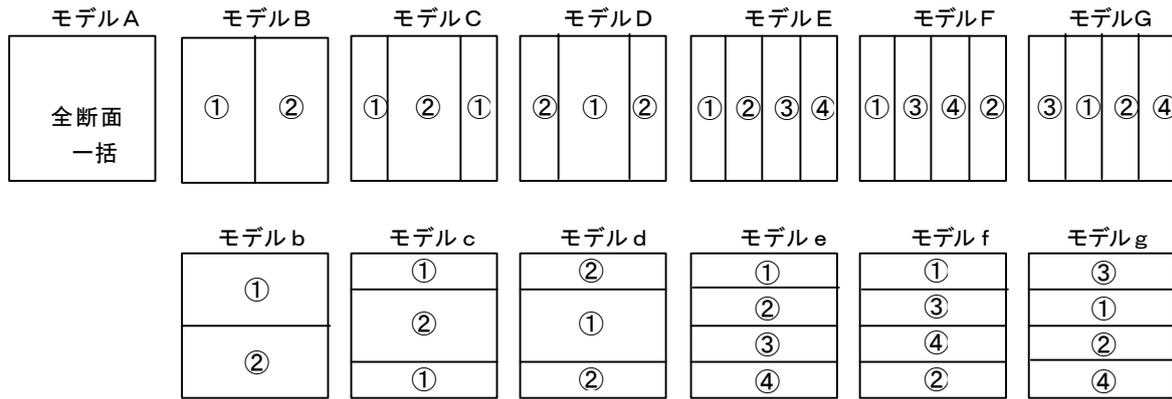


図-3 トンネル掘削手順の基本モデル(①, ②, … : 掘削順序)

今回の掘削解析例では、地圧に依存する最適分割の掘削断面形状とも絡んでその影響が必ずしも顕著には現れず、逆の結果もあった。さらに詳細な比較解析が必要である。

断面分割数については、分割した断面形状が初期地圧比に応じた望ましい形状ならできるだけ分割数を増やす方が総散逸エネルギー量は小さくなる。結果的に、理想的な断面形状に近い分割断面形状にすることが重要であり、分割数を単に増やすだけではその減少効果は小さい。

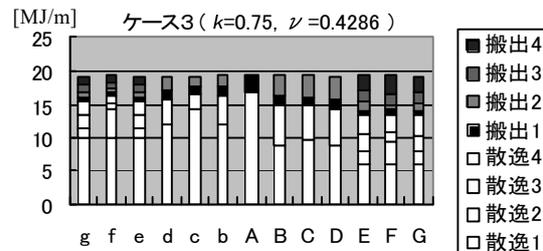
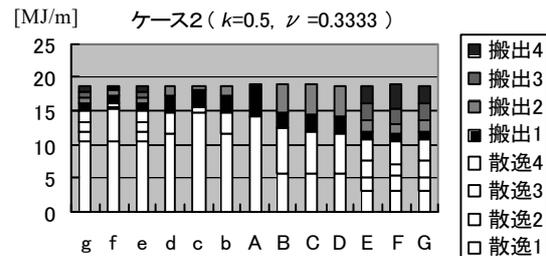
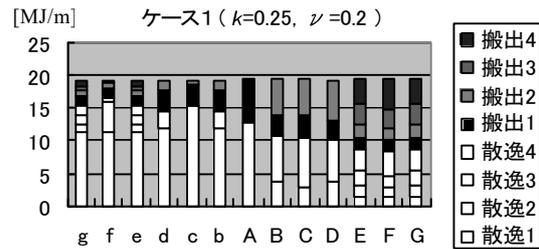
エネルギー収支の相補規準について、地山掘削時に重力や初期地圧による外部仕事がなく、総散逸エネルギー量と搬出ずりの総ひずみエネルギー量の総和は一定である(図-5参照)。すなわち、総散逸エネルギー量の最小化規準はずりの総ひずみエネルギー量の最大化規準と置き換えても同じ意味であることが数値的に確認できた。

5.2 2次元解析例2

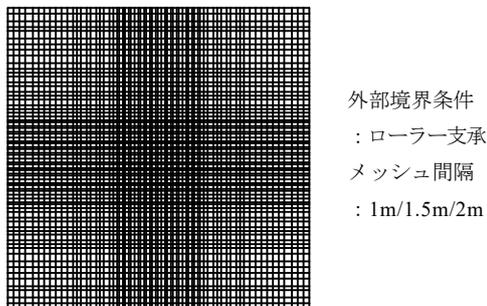
2次元平面ひずみ場のトンネル掘削を対象にした基本モデルの縦・横分割などを組み合わせた応用として、加背割りと掘削順序を変えて設定した種々の掘削手順 39モデル例についての散逸エネルギー解析の結果を示す。解析ケースは解析例1と同一条件であり、 $k=0.25, 0.5, 0.75, 1$ の各初期地圧条件について比較解析を行った。

解析結果の一例として、 $k=0.25$ の場合の散逸エネルギー算出値を一覧にして表-2に示す。分割掘削の各段

階(順序①, ②, ③, ④)における散逸エネルギー量を求め、その累計である総散逸エネルギー量の大きさを基準にして、小さい値の掘削手順モデルから昇順に列挙した一覧として、加背割りとその掘削順序のモデル図を添えている。側圧係数 k が異なると順位も変動するので他の解析結果すべての傾向もまとめて要約すると次のようである。



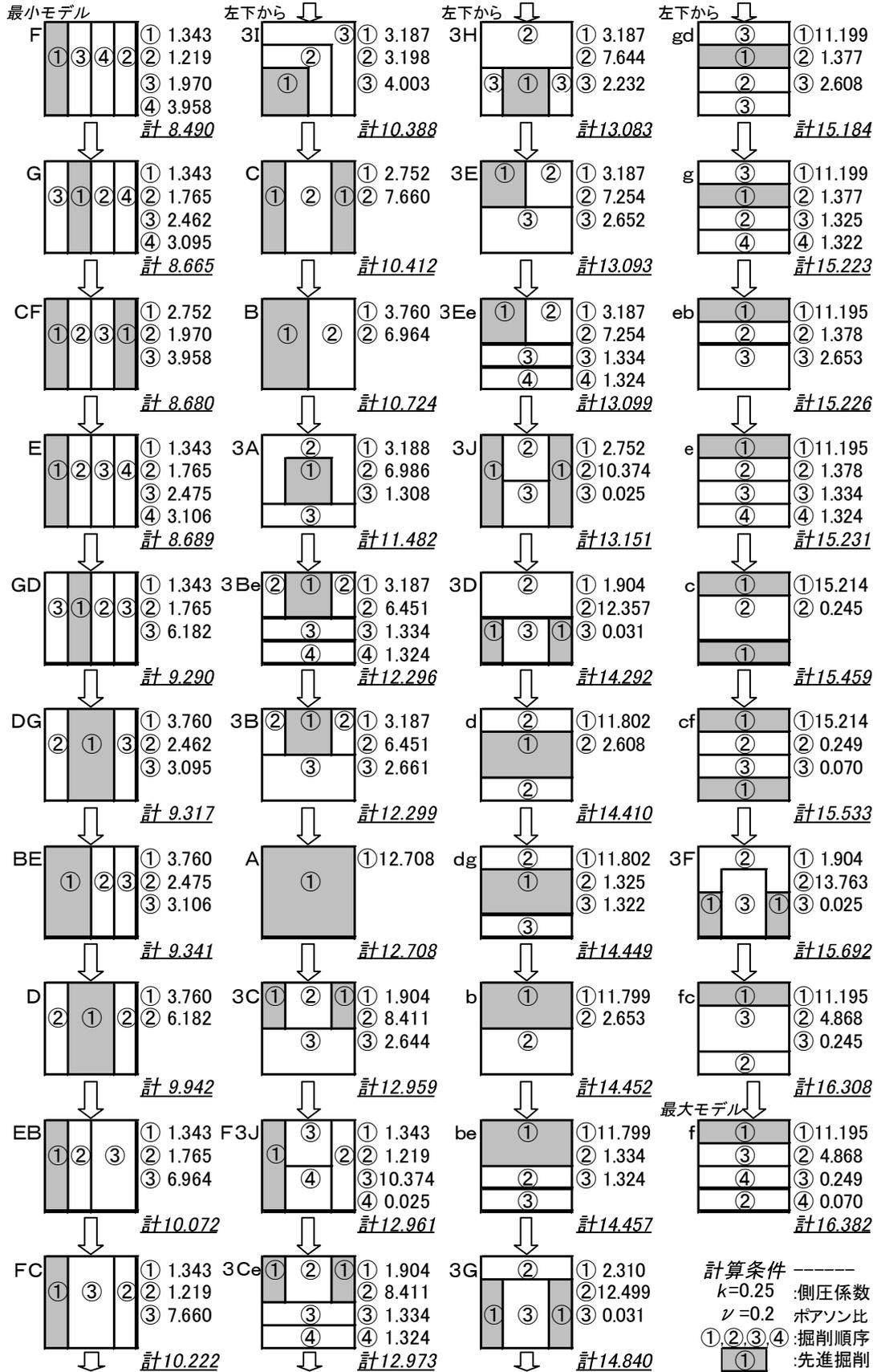
横軸は解析モデル名を示し、縦軸は総散逸エネルギー量と総搬出ずりエネルギー量を各掘削順(1, 2, 3, 4)に積み棒で表した
図-5 2次元解析結果の総散逸エネルギー量比較



解析領域: 100m×100m、トンネル断面: 12m×12m

図-4 有限要素解析の要素分割

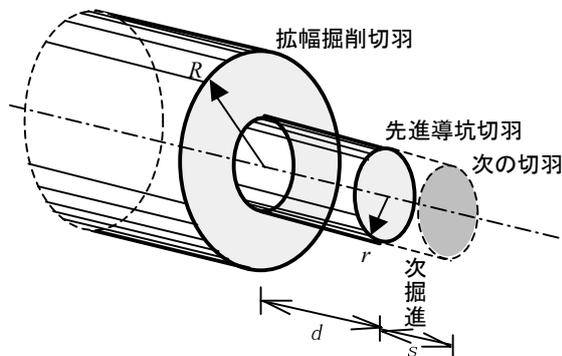
表-2 総散逸エネルギー量 W_{dsp} [MJ/m]の算出値一覧(2次元有限要素法によるトンネル掘削手順の評価例)



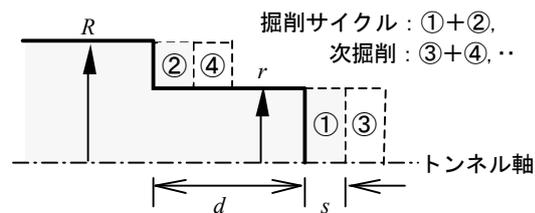
初期地圧比(側圧係数) k によって、最適な加背割りや掘削手順の優劣が異なってくる。すなわち、単軸的な初期地圧になると、大きな地圧方向に沿って切断分割するような加背割りが有利になり、この地圧に直交する方向に切断分割するような加背割りは不利になる。初期地圧の大きさの比と分割断面形状の比が同じになるような場合が理想的であり、比が逆の場合は分割するとかえって不利になり、分割せず全断面一括掘削の方が有利になる。

静水圧的な等方等圧の初期地圧になると、分割するに従って総散逸エネルギー量が小さくなり、かつ分割断面の内側から外側に向かって掘削する順序が有利になる。

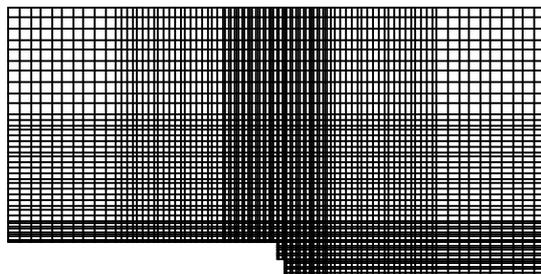
トンネルで現実実施されている加背割りでは、上半部の中央導坑先進一両側拡幅後、下半部のベンチ掘削という掘削手順が比較的有利になった。ただし、平面ひずみ問題とした解析のため、部分掘削はすべて全線掘削完了後に次の掘削段階へ進む手順になる。3次元解析で切



(a) 中央導坑先進一円環状拡幅掘削モデル



(b) 導坑先進一拡幅の掘削サイクル



上・左・右辺境界：ローラー支承、メッシュ間隔：0.5m/1m/2m

(c) 軸対称有限要素解析の要素分割

図-6 3次元解析例のトンネル掘削モデル

表-3 分割掘削モデルの変化要因の設定

掘削モデルの要因	各要因の設定値
中央導坑断面の半径 r	1.5m / 3m / 4.5m
導坑・拡幅の2切羽間距離 d	0m / 1.5m / 3m / 4.5m / ∞
トンネル軸方向初期地圧比 q	0.5 / 1 / 2
地山のポアソン比 ν	0.2 / 0.4

[注]全断面掘削モデルの要因設定：初期地圧比とポアソン比

羽の影響を考慮して解析すると、結果はやや異なる。

5.3 3次元解析例

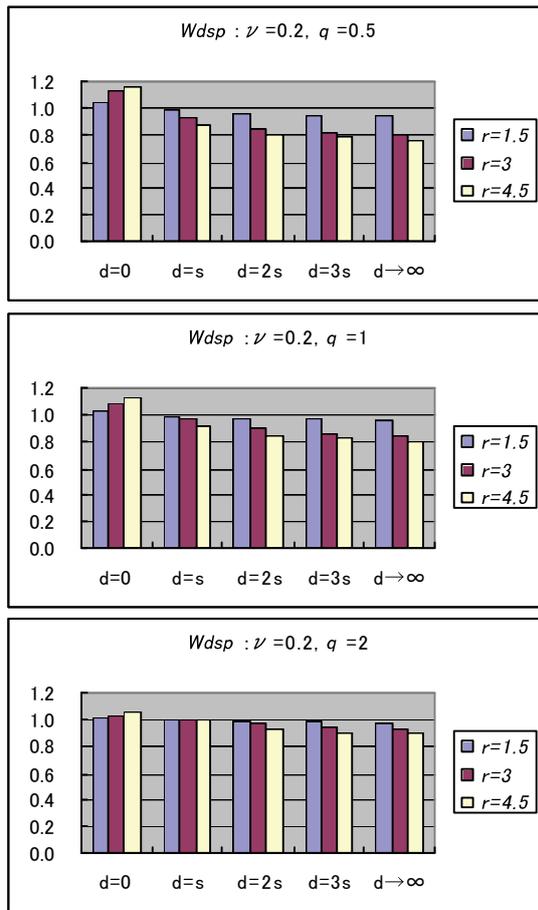
円形断面トンネル(半径 $R=6\text{m}$)を図-6(a)に示すように中央導坑先進一拡幅の同心円状に2分割で掘削する場合について、トンネル軸対称モデルの3次元散逸エネルギー解析⁶⁾を実施した。切羽の影響として、導坑の大きさ、複数切羽間距離の相互作用、トンネル軸方向と横断面方向の初期地圧の大きさ、地山ポアソン比の影響に着目して、その変化要因を表-3に示すように設定した。解析対象は半径50m、長さ100mの円柱状地山中に掘削される半径 $R=6\text{m}$ の円形断面トンネル(図-6(c)参照)であり、解析結果は図-6(b)に示すように1サイクル分と比較した。分割掘削モデルはトンネルの導坑半径 r を3種類、導坑・拡幅の2切羽間距離を5種類、トンネル軸方向の横断面方向に対する初期地圧比 q を3種類、地山ポアソン比 ν を2種類として組み合わせ、 $3 \times 5 \times 3 \times 2 = 90$ モデルになる。全断面一括掘削モデルは q と ν の組み合わせで $3 \times 2 = 6$ モデルになる。

解析結果の一例として $\nu=0.2$ の場合を図-7に示す。その他の結果も含めて全体を要約すると次のようである。

導坑断面積が小さいと総散逸エネルギー量に占める導坑掘削分の割合も小さく導坑の有利さは出ない。逆に、導坑断面積が大きくなると総散逸エネルギー量そのものが小さくなり有利に働くとともに、導坑掘削分の全体に占める割合も大きくなり導坑掘削の影響が支配的になる。

導坑切羽と拡幅切羽間の距離は離れた方が総散逸エネルギー量は小さくなり有利になる。ただし、導坑切羽と拡幅切羽に離隔距離を設けず導坑掘削後すぐ同じ進行長分の拡幅掘削をするような場合($d=0$)は、全断面一括掘削に比べると不利になっている。これは拡幅予定部の地山が先行した導坑掘削でエネルギー解放され、ほとんど無応力状態でゆるんでおり、搬出ずりになる拡幅予定部の地山にはひずみエネルギーがほとんど蓄積されていない。すなわち、その分が散逸エネルギー増加に繋がるため、不利になっている。この場合、拡幅予定部は掘削してもしなくても力学的変化がほとんどないことになる。

トンネル軸方向の初期地圧が相対的に大きくなると、総散逸エネルギー量に占める拡幅掘削分の散逸エネルギーの割合が大きくなるが、総散逸エネルギー量の変化は小さくなる。すなわち、軸方向初期地圧が大きい場合には、拡幅掘削の影響が支配的になることが特徴である。



横軸は2切羽間距離 d を、縦軸は総散逸エネルギー量を全断面一括掘削に対する比率で表した (s : 一掘進長, r : 導坑半径[m])

図-7 3次元解析結果の総散逸エネルギー量比較

しかし、総散逸エネルギー量の相違や変化は小さくなるため、掘削手順を工夫する余地は少ない。逆に、トンネル軸方向の初期地圧が小さいときに、総散逸エネルギー量の相違や変化が大きくなり工夫の余地がでてくる。

ポアソン比については2次元解析の場合と同様な傾向を示し、ポアソン比が小さいほど各モデル間での総散逸エネルギー量の相違や変化が大きくなり、逆にポアソン比が大きくなって0.5に近付くとその変化は小さくなる。

5.4 その他解析例と課題

重力場においては、地山エネルギー収支式に重力による仕事の項も加わって複雑化し、掘削手順の優劣結果も掘削箇所のかぶり厚さによって変動する。掘削による地山全域へのエネルギー流入や流出を伴うため、トンネル掘削面近傍だけでなく、地山全体への影響や地表面沈下も同時に考慮したエネルギー収支の検討が必要になる。

ロックボルトや吹付けコンクリートなどの支保効果は、弾性解析の範囲の試算例ではエネルギー変化への影響が小さいため、支保効果の相違分析には適さなかった。相対的にエネルギー変化への影響が大きくなる非線形や弾塑性地山における支保解析の場合に再検討したい。

エネルギー収支の中で、地山が降伏して生じる塑性ひずみエネルギー W_{pls} と急速除荷時に地山振動を引起す運動エネルギーである散逸エネルギー W_{dsp} とは、ともに非回復のエネルギーとして直接的にまた間接的に掘削近傍地山を損傷して緩めることに繋がると考えられる。ともに小さい方が望ましいが、塑性ひずみエネルギーについては、地山が降伏しても安定していて地山強度や剛性の劣化がさらに進行しないようならば問題視されない。一方、散逸エネルギーについては、その地山振動がどの程度地山のゆるみに繋がるか不明であるが、悪影響を及ぼす可能性は十分考えられる。量的には当然小さい方が望ましいが、堅硬な地山ではこのような地山振動ではほとんど影響が現れない場合もあり、発破掘削時の地山振動の影響について今後さらに詳細な調査が必要である。

6. あとがき

総散逸エネルギー量によるトンネル掘削後の地山状態の比較評価は、逐次掘削解析の各過程において蓄積および解放される各エネルギー量を算出して追加出力するだけで従来と同一手順で解析可能になった。従来の解析と並行して、総散逸エネルギー量による比較評価を積み重ねることで散逸エネルギー最小化基準の妥当性や実務問題への適応性を検証し、従来の評価値とも比較対照しながら分析を進めたい。また、地山掘削のエネルギー評価は、スカラー量による比較のため容易になる反面、検証には地山のエネルギー変化に起因する地山振動やゆるみ状態の計測が困難であるとはいえ、重要になってくる。新しい柔軟な発想でさらに応用展開をはかりたい。

【参考文献】

- 1) 西村正夫、蛭子清二、浅野 剛、「トンネル掘削時の地山エネルギー解析と評価」、奥村組技術研究年報、No.23, pp.31-36, 1997.
- 2) 西村正夫、蛭子清二、浅野 剛、斎藤敏明、「トンネル掘削時の地山エネルギー収支の解析」、第10回岩の力学国内シンポジウム、No.85, pp.461-466, 1998.
- 3) 西村正夫、増井 仁、「トンネル掘削時の散逸エネルギー解析」、土木学会第53回年次学術講演会講演概要集、III-B81, pp.162-163, 1998.
- 4) 西村正夫、北角 哲、榎山長一、「空洞掘削に伴う球状振源からの地山振動発生・伝播解析」、奥村組技術研究年報、No.26, pp.13-18, 2000.
- 5) 西村正夫、増井 仁、北角 哲、斎藤敏明、「トンネル掘削解析の散逸エネルギー評価」、土木学会第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.1-7, 2000.
- 6) 西村正夫、増井 仁、「トンネル掘削手順の地山エネルギー解放に基づいた比較評価」、土木学会31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.211-215, 2001.

ポリリング工法の開発

—シールドトンネルの薄肉二次覆工工法—

川畑雅隆* 佐藤和夫**

1. はじめに

下水道工事におけるコスト削減のため、シールド工法では、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。コンクリートセグメントでは平板形を基本として、ハニカムセグメント等のようにセグメントの形状や継ぎ手の改良によって雨水管や雨水貯留管の二次覆工省略が可能となっている。

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、高密度ポリエチレン製の帯状ライニング材による鋼製セグメント用の耐摩耗性及耐薬品性に優れた薄肉二次覆工工法を開発した。

2. 工法の概要

強化プラスチック複合管による内挿管や現場打ちコンクリート等の従来の二次覆工では、以下の施工上の理由から、構造上から必要な覆工厚さ以上にせざるを得なかった。

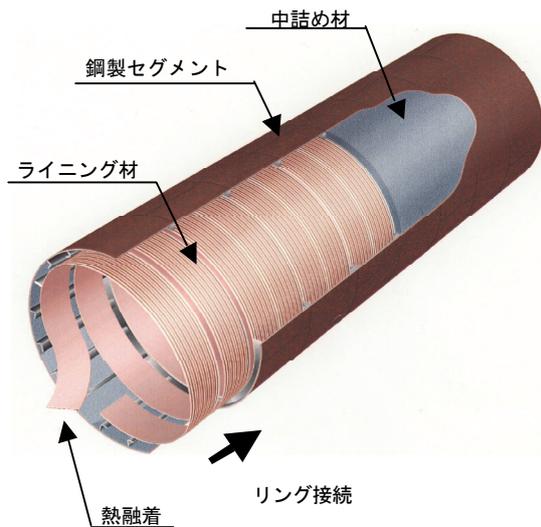


図-1 ポリリング工法の概要

i. 内挿管を坑内に搬入するための空間が必要
ii. コンクリートの充填性の確保と型枠の移動、清掃剥離剤塗布の作業を行うための空間が必要
本工法では、これらの問題点を解決し、覆工厚さを必要最小限にした薄肉二次覆工にするため施工方法を以下のようにした。

- i. 帯状のライニング材を坑内でリング成形し、リングを順次接続して覆工体を形成し、覆工体とセグメントとの間隔を必要最小限とする
- ii. 管渠は流動性の良いセメント系中詰め材で固定する

以上のポリリング工法の概要を図-1に、覆工断面の形状を図-2に示す。

2.1 工法の特長

従来のコンクリートによる二次覆工に比べて以下の特長がある。

- i. 覆工厚さが薄く、シールドの掘削断面径を 350mm～400mm 程度縮小できる
- ii. 曲線部の覆工も直線部と同等の進捗で施工できる
- iii. 掘削断面の縮小と二次覆工の工期短縮により、シールドトンネルのコストダウンができる
- iv. 耐食性、耐摩耗性に優れた下水道管渠を築造できる

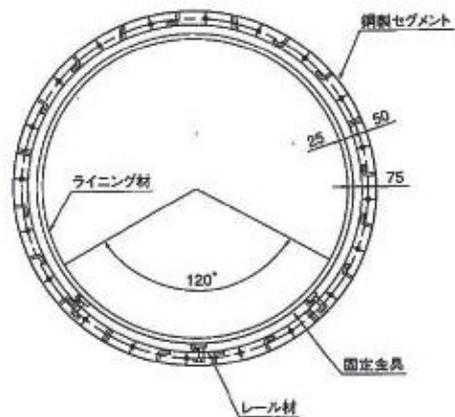


図-2 覆工断面図

*本社土木部 **関西支社土木技術部

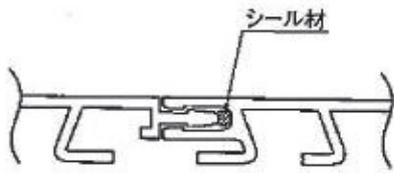


図-3 ライニング材の継ぎ手部構造

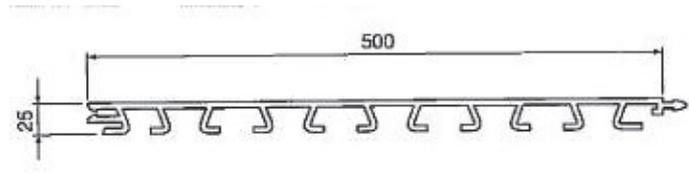


図-4 ライニング材の断面形状

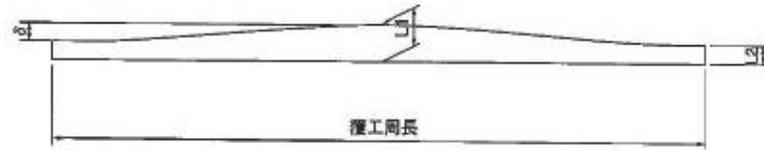


図-5 テーパーライニング材の展開図

凡例

δ : テーパー量 = $L1 - L2$

L1 : 最大幅

L2 : 最小幅

2.2 工法の適用条件

ポリリング工法は以下の条件に適用できる。

- i. 用途 : 鋼製セグメントの二次覆工、管渠の更生
- ii. 断面形状 : 円形、矩形、馬蹄形
- iii. 仕上がり内径 : 1,000 mm 以上
- iv. 曲線覆工 : 半径 10 m 以上

3. 使用材料

3.1 ライニング材

ライニング材の材質は、耐摩耗性や耐薬品性に優れた下水管渠を築造するために高密度のポリエチレンとした。

a. 標準ライニング材

標準ライニング材の断面形状は、中詰め材との附着性能と施工に支障を与えない剛性の確保を考慮し、図-3に示すようなL型リブを配置した厚さ 25mm とした。ライニング材の幅は、坑内における施工性と製造技術の制約から 500mm とし、長さは仕上がり内径の周長とした。

ライニング材の両端には、リングの接続を容易に施工できるように嵌合継ぎ手を配置し、また、継ぎ手部の止水性を保つために止水シール材を使用した。継ぎ手の構造を図-4に示す。

b. 曲線覆工用ライニング材

曲線部の覆工は、一次覆工と同様にテーパーライニング材と標準ライニング材の組み合わせによって所要の曲線半径を形成している。テーパーライニング材は、図-5に示す展開図のような帯状の形状である。継ぎ手部の構造は標準ライニング材と同じである。

c. 材質

高密度ポリエチレンは、耐摩擦性や耐薬品性に優れており、下水道の覆工材として優れた性状を有している。これらの性状を確認した試験結果は以下の通りである。

(a) 物性

物性値は、JIS に準拠した試験方法にて確認した。その結果を表-1に示す。

表-1 ライニング材の物性値¹⁾

試験項目	単位	物性値	
		規格値	試験値
密度	kg/m ³	945~965	955
引張強さ	N/mm ²	20 以上	40.2
伸び	%	350 以上	840
曲げ弾性率	N/mm ²	900~1,200	1,066
アイゾット衝撃値	kJ/m ²	10 以上	21.1

(b) 耐摩耗性

耐摩耗性は、JIS K 7204 の摩耗輪によるプラスチックの摩耗試験に準拠し、試験片をライニング材と硬質塩化ビニル管として、それぞれの摩耗量を比較することにより確認した。その結果、ライニング材は表-2に示すように塩化ビニル管の 1/3 以下の摩耗量で、優れた耐摩耗性を確認した。

表-2 ライニング材の耐摩耗性試験結果¹⁾

供試体	ライニング材 (mg/1000 回)	硬質塩化 ビニル管 (mg/1000 回)
No. 1	9.4	14.4
No. 2	14.5	44.8
No. 3	10.2	58.5
平均摩耗量	11	39

(c) 耐薬品性

ライニング材の耐薬品性は、JIS K 6761 (一般用ポリ

エチレン管)の浸せき試験に準拠し、各試験片について計測した単位表面積当たりの質量変化率を規格値と比較することにより確認した。試験結果は表-3に示すとおりになり、ライニング材は耐薬品性試験の規格に適合し、硫化水素が発生する等の環境にある下水道のライニング材としても適していることが認められた。

表-3 ライニング材の耐薬品性試験結果¹⁾

試薬の種類	質量変化量	
	規格値 (mg/cm ²)	計測値 (mg/cm ²)
塩化ナトリウム (10%)	±0.05	+0.02
硫酸 (30%)	±0.05	+0.01
硝酸 (40%)	±0.10	+0.05
水酸化ナトリウム(40%)	±0.05	±0.00
エタノール	±0.40	+0.07

3.2 固定金具

固定金具は、中詰め材の充填によって覆工体に発生する浮力に対応する目的で設置する。固定金物は、図-2に示すように浮力が最も大きい管体の下部 120° を固定し、トンネル軸方向に 1.0m の間隔での設置を標準とした。

3.3 レール材

レール材は、覆工体の位置を決める定規、施工機器の移動用軌条、そして固定金具の固定を目的として図-2に示すように3本設置しセグメントに固定する。レール材の設置高の調整により、上方に 50mm、下方に 20mm までの蛇行修正が可能である。

3.4 中詰め材

鋼製セグメントと覆工体の間には、充填孔より中詰め材を充填する。

中詰め材の配合例を表-4に示す。中詰め材の配合は、施工性や外水圧の有無を検討して決定する。

表-4 中詰め材の配合例 (単位 kg/m³)

一軸圧縮強度 (28日強度)	セメント	ベントナイト	水
15 N/mm ²	850	20	722

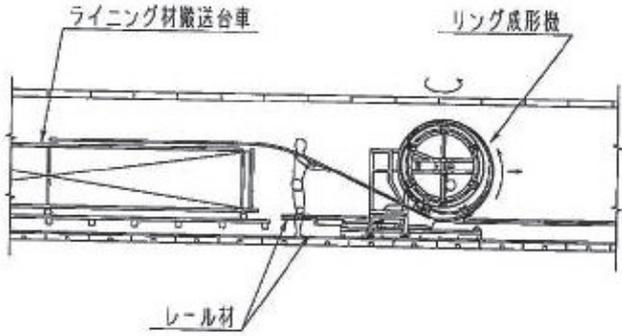
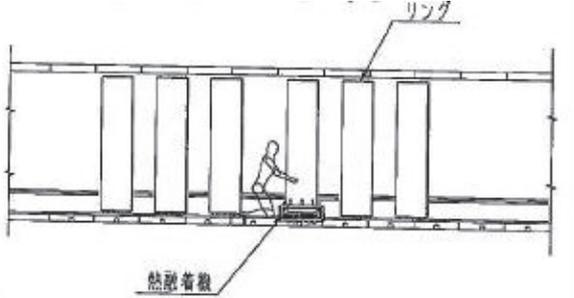
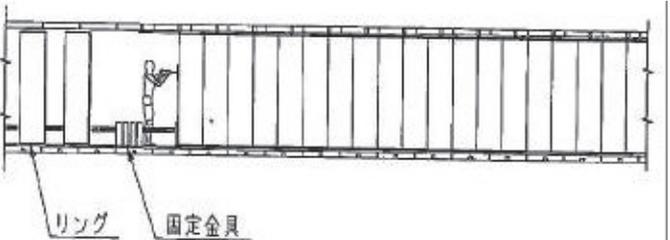
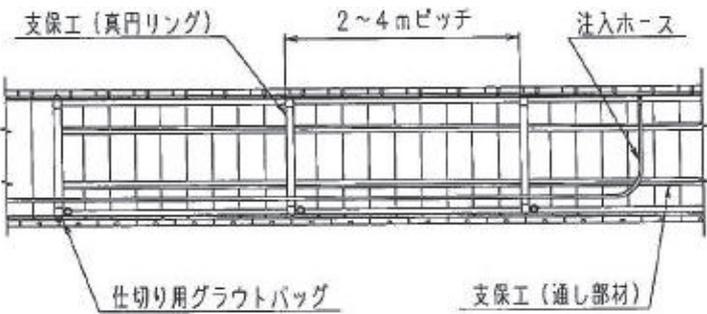
4. 施工手順

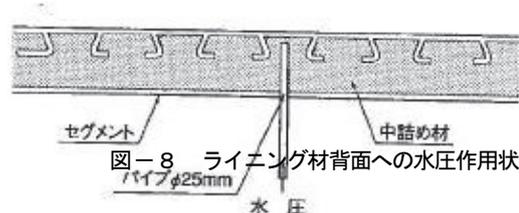
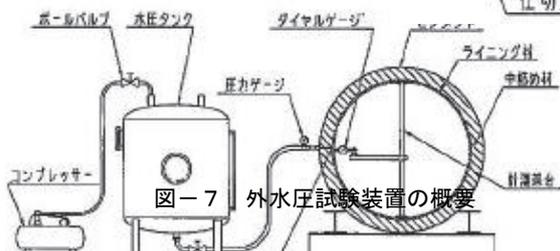
ライニング材の曲げ加工、リング成形、リング接合および支保工の組立は並行作業として同時に行われる。

施工作業は、100m~130m を1スパンとして繰り返す。1スパンの標準施工サイクルの施工手順を図-6に示す。

工程	解説
1. 準備工	①セグメント内面の堆積物および付着物の洗浄を行う ②中詰め材の充填設備を地上に設置する ③リング成形機、熱融着機、接続機等の施工設備を搬入する
2. レール材の設置	①施工箇所の軌条を撤去する ②二次覆工の計画線形にしたがって、所定の位置にレール材をセグメントに設置する
3. ライニング材の搬入	①運搬ケースに収納されたライニング材を立坑下のライニング運搬台車に載せる ②運搬ケースを機関車にて坑内に搬入する

図-6 施工順序²⁾ (1)

工 程	解 説
4. ライニング材の曲げ加工	<p>①ライニング材をリング成形機に供給する ②ライニング材を曲げ加工する</p> 
5. リングの成形	<p>①曲げ加工したライニング材を熱融着機に組み込む ②ライニング材の端部を熱融着してリングにする</p> 
6. リングの接続	<p>①リングを順次に接続し覆工体を築造する ②リングは1 m 毎に固定金具にてレール材に固定する</p> 
7. 支保工組立 中詰め材充填	<p>①支保工を組み立てる ②中詰め材充填の配管を行う ③中詰め材を充填する ④支保工を撤去する</p> 



二次覆工内径		1,350	1,500	1,650	1,800	2,000	2,200	2,400	2,600	2800	
二次覆工工法		表-6 ポリリング工法の施工事例 ¹⁾				施工概要					
一次覆工内径	事例	目的・用途				概要					
	No. 1	コンクリート	1,850	1,950	2,150	2,350	2,500	2,700	2,900	3,100	3,300
ポリリング工法		鋼製セグメントの二次覆工	1,500	1,650	1,800	1,950	2,150	覆工延長: 80m 曲線部: 半径20m、曲線長さ22m	2,750	2,950	
一次覆工内径の縮小量		No. 2	350	300	350	400	400	仕上がり内径: 3,000mm 覆工延長: 227m	350	350	
5. 管渠の性能		No. 3	伏越し管路の補修 (硫化水素による劣化開発の厚さを25mm、仕上がり内径を500mmとした厚さ75mmの薄肉の二次覆工)				仕上がり形状: 矩形 1,850mm×1,350mm 覆工延長: 25m×2列 仕上がり内径: 3,500mm 二次覆工可能と5m				
5.1 耐外水圧		No. 5	T. B. M. で施工したトンネルの二次覆工				仕上がり内径を380mm~400mmに縮小できた。				

本工法によって築造した下水道管渠は以下のような性能を有する。

一次覆工からの漏水に対する覆工体の耐外水圧性能は、図-7に示す仕上がり内径 1,840mm のライニング材背面に図-8に示すように水圧を作用させて確認した。その結果、0.2MPa までの耐外水圧の性能を確認した。耐外水圧は、ライニング材の背面に配置したL型リブ材に発生する中詰め材との附着力によって対応しており、中詰め材の強度を高めることにより耐外水圧の調整が可能である。今回の外水圧試験に用いた中詰め材は、表-4に示す配合であった。

5.2 耐内水圧

覆工体の耐内水圧性能は、仕上がり内径 1,840mm のライニング材継ぎ手部に、水圧テストバンドを使用して0.2MPa まで加圧して確認した。

継ぎ手部の止水性を確保するためにφ5mm の水膨潤性ゴムシールを止水シール材として採用した。

5.3 流下性能

本工法による管渠の流下性能は、可変勾配水路の水理試験装置に流した水の流速、水位、水路勾配を計測し、粗度係数を得て確認した。ライニング材の幅は 500mm と短いので、継ぎ手部も見込んだ粗度係数を確認した。

試験の結果から 0.00817~0.0095 の粗度係数を得たので、管渠の設計では強化プラスチック複合管等のプラスチック系管材と同等の粗度係数 0.010 とする。

6. 覆工断面の縮小

薄肉の二次覆工によって、セグメントやシールド機の縮径とそれともなう掘削土量の軽減ができ、シールドトンネル工事のコスト縮減や環境負荷の軽減も可能となった。

7. 施工事例

写真-1 ライニング材の熱融着 (リング成形)



ポリリング工法の施工事例を表-6に示す。施工事例 No.2 についての施工状況を写真-1、写真-2および写真-3に示す。写真-1は、帯状のライニング材を熱融着にてリングに成形している状況である。

写真-2は、リングにされたライニング材を油圧ジャッキにて接続している状況である。



写真-2 ライニング材の接続（内径 3,000mm）



写真-3 支保工の設置状況

写真-3は、リング支保工を3m間隔で設置した状況である。

8. おわりに

ポリリング工法の開発により、シールドトンネルの薄肉二次覆工が施工可能になり、一次覆工を含めたトータルコストの縮減を達成することができた。

コンクリートセグメントでの二次覆工が省略された場合で急曲線部で鋼製セグメントが採用された場合、その区間では二次覆工の覆工厚さが制限される。このようなケースでは、本工法の特長が生かされる。

また、薄肉の覆工厚とライニング材の優れた耐薬品性等の特長を生かして、管渠の更生工法への適用も可能である。なお、ポリリング工法は、平成12年12月に（財）下水道新技術推進機構にてシールドトンネルの薄肉二次覆工工法として下水道技術・技術審査証明¹⁾がなされた。

本工法は、（株）大阪防水建設社との共同開発である。

【参考文献】

- 1) 「ポリリング工法—シールドトンネルの薄肉二次覆工工法」、（財）下水道新技術推進機構、下水道技術・審査証明報告書、2000.12
- 2) 川畑雅隆、「下水道新技術」、東京都下水道局、研修テキスト、pp.1-7、2001.1

パドル式矩形掘進機の開発

－ R & C工法における箱形ルーフの施工技術－

稲葉金正* 伊達 博**
田中秀和*** 庄司和矢****

1. まえがき

R & C工法¹⁾は鉄道路線下等にアンダーパスを構築する工法であり、営業中の列車運行や自動車走行に対して支障を与えずに地下構造物を築造することができる。

本工法は、断面が矩形のパイプルーフ（箱形ルーフ）を仮設施工した後、構造物となるボックスカルバートを突合せ、推進ジャッキによりボックスカルバートを前進させながら箱形ルーフと置き換える工法である。

ところで、R & C工法における箱形ルーフ施工では、コスト低減の観点からアンダーパスの取付道路の長さは短くすることが望ましく、より浅い土被りへの対応が求められている。それに伴って、地下浅層部には玉石や地中障害物などが出現する頻度も高く、このことが箱形ルーフの機械化施工を阻害する要因になっている。

障害物への対応を考慮した機械化施工技術として、当社は既にスイング式矩形掘進機²⁾を開発している。この掘進機は地中障害物への対応が可能であり、加泥材を注入しながら一対に設けられた左右のバケットを上下にスウィングさせ掘削を行う。その後の掘削土は塑性流動化してからスクリーコンベヤを介して、バキュームによって坑外へパイプ搬送する。しかし、箱形ルーフ施工の多くは、浅い土被りに集中していることや帯水地盤が少ないこと、掘削残土処理費の低減などの観点から、掘削方法並びに搬出方法はウエット方式よりも加泥材を使用しないドライ方式とすることが求められた。

このような背景から、ドライで掘削し、ドライで残土搬出可能な矩形掘進機として横2軸型のパドル式掘削機（写真－1）（以後、パドル式矩形掘進機と呼ぶ）を開発した。

本技術を現場適用した結果、以下のことが確かめられた。

- ①切羽状況が直接モニターで確認でき、遠隔で掘削操作ができるようになり、施工の安全性が向上した
- ②障害物への対応が可能になった
- ③地盤への適応性が向上した
- ④機械・設備コストの低減に繋がった

本報告では、パドル式矩形掘進機の概要と性能確認実



写真－1 パドル式矩形掘進機

2. パドル式矩形掘進機の概要

2.1 箱形ルーフ施工技術

R & C工法における箱形ルーフ施工技術は、切羽の安定性、掘削安全性、施工スパン、施工精度、経済性などを考慮して選定する。

開発したパドル式矩形掘進機は、掘削方式の種別としてはドライ方式に位置付けられ、掘削土の搬出はベルトコンベヤによって行なう。また掘削上支障となる障害物については、機内から撤去できることが特長である。表－1に当社が保有する箱形ルーフの施工機械の分類を示す。

表－1 箱形ルーフの施工機械

掘削方式の種別	掘削機構	掘削土の排出設備
ドライ方式	a) 手堀式推進	トロ台車、ベルコン
	b) 水平オーガ式推進機	スクリーコンベヤ
	c) パドル式矩形掘進機	ベルトコンベヤ
ウエット方式	a) スイング式矩形掘進機	真空排土システム
	b) 泥水式矩形掘進機	泥水環流システム

2.2 パドル式矩形掘進機の開発目的

開発目的は、「障害物対応が可能な機械的掘削技術により、箱形ルーフ施工時の施工安全性の向上を図る」ことである。

開発コンセプトを以下に記す。

- i. 矩形断面の隅角部を掘残さない
- ii. 掘削土はドライな状態で連続的に排土する
- iii. 浅い土被り特有の障害物に対応し易くする

*機電研究室 **東京支社機械部 ***東京支社土木設計部 ****技術開発部

iv. 構造の簡略化とメンテナンス性の向上を図る
 ドライ掘削を基調に本掘進機の開発では、対象土質を粘性土から砂礫土までとした。

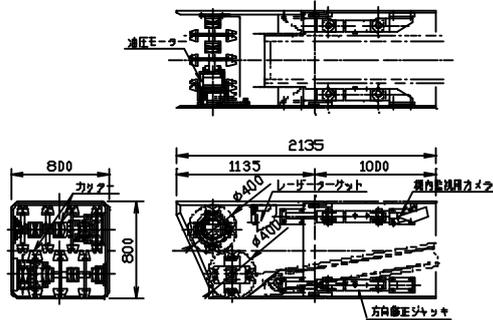


図-1 パドル式矩形掘進機

2.3 パドル式矩形掘進機

開発したパドル式矩形掘進機を図-1に示す。本掘進機は掘削装置と方向修正装置から構成され、施工距離が短い場合には方向修正装置を外し、掘削装置だけの使用も可能である。カッターの駆動は2台の油圧モータを、方向修正には4本の油圧ジャッキを使用している。本機の仕様を表-2に示す。

表-2 パドル式矩形掘進機の仕様

項目	仕様	
矩形掘削機の外形寸法	h800×b800×L2135	
油圧モータ	モータ容量	27/33L/min×1372N/cm ² ×2台
	駆動トルク	常用 519N・m×2台 最大 784N・m×2台
	駆動回転数	30~100rpm
油圧ユニット	ポンプ容量	55L/min×1372N/cm ² ×2台(可変容量型)
	電動機	15kw×4P×200/220V×2台
供給電源	AC 50/60Hz 3φ 200/220V	

以下に、パドル式矩形掘進機の特徴を記す。

- i. 回転切削とベルトコンベヤにより掘削土をドライな状態で連続的に排土可能である
- ii. 未掘削部分が少なく、全断面を有効掘削できるため刃口抵抗力が軽減され、方向性が良い
- iii. 切羽の掘削状況をモニター確認しながら掘削が可能になり、安全性が向上する
- iv. カッター軸の取外しが可能になっており、障害物撤去への対応が機内から行える
- v. ビットの形状を代えることで、広範囲な地盤に対応が可能である

3. 性能確認実験

3.1 実験概要

a. 実験装置

矩形掘進機の機械性能の把握を目的に、模擬地盤を使用した性能確認実験を実施した。実験装置は、掘削装置、供試体、ベルトコンベヤ及び元押し装置から構成されている。実験装置を図-2に、元押し装置の仕様を表-3

に示す。

掘削実験は、供試体の全長 1500mm に対して行い、推進ジャッキのストローク不足はストラッド(700mm)を使用して補った。掘進中の計測項目は、カッタートルク、ジャッキ速度(ストローク)、ジャッキ推力である。

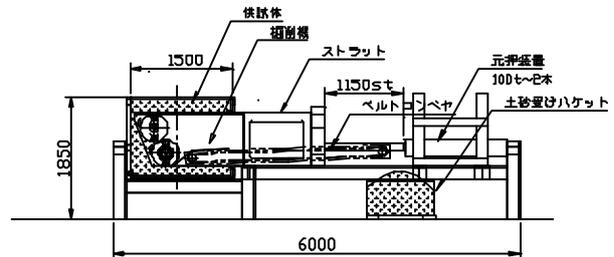


図-2 実験装置

表-3 元押し装置の仕様

ジャッキ	980kN油圧ジャッキ×2	ストローク 1050mm
油圧ユニット	ポンプ	25.1L/min×2940N/cm ² ×1台
	電動機	11kw×4P×200/220V×1台(インバータ可変)
供給電源	AC 50/60Hz 3φ 200/220V	

b. 供試体とツース形状

供試体の物性を表-4に示す。供試体には粘性土系と砂礫土系を使用した。粘性土系の供試体(A)と(B)は粉末粘土とセメントをベースに、砂礫土系の供試体(C)と(D)は碎石(40~0mm)をベースに製作した。各供試体に対する実験目的は、実用機製作上のツース形状の適正化と最大カッタートルクの把握である。

図-3に、各土質に適合したツース形状を示す。粘性土用は、ドラム1回転に対して掘残しがないことを、砂礫土用は切削抵抗の低減を考慮して形状決定した。

なお、実験時の材質は磨耗量検知の観点からSS材を使用した。(実機はWC系超硬合金を予定)

表-4 供試体の物性

供試体	対象土質	試料土質の物理的特徴
(A)	粘性土(沖積粘土)	模擬粘土($q_u=9.8N/cm^2$)
(B)	粘性土(洪積粘土)	模擬粘土($q_u=49N/cm^2$)
(C)	礫混じり粘性土	模擬粘土($q_u=9.8N/cm^2$) + 碎石(40-20mm) 30重量%
(D)	砂礫土	碎石(40-0mm) + 栗石80mm(10重量%)

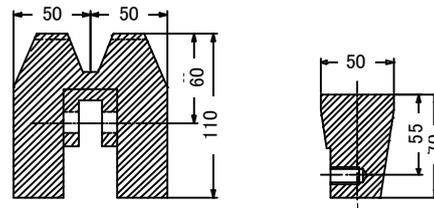


図-3 ツース形状

c. 実験ケース

性能確認実験で扱った実験ケースの一覧を表-5にま

とめて示す。実験は供試体毎にツース形式、カッター回転数、掘進速度を変えて行なった。

表-5 実験ケース一覧

実験ケース	供試体	ツースの形式	カッター回転数	掘進速度
			(rpm)	(cm/min)
case I-1	(A)	粘性土用	30	6
case I-2			60	6
case I-3			90	6
case II-1	(B)	粘性土用	30	3
case II-2			60	3
case II-3			90	5
case III-1	(C)	砂礫土用	30	6
case III-2			60	6
case III-3			90	10
case IV-1	(D)	砂礫土用	30	2
case IV-2			60	2
case IV-3			90	2~12

3.2 性能確認実験の結果と考察

a. カッターの回転方向

ドライ掘削におけるカッターの回転方向は、掘進方向に対し上段が下向き削り（downward cutting）で、下段が上向き削り（upward cutting）で実施した。決定理由は、以下の事柄による。（図-4 参照）

- i. 上段カッターを“上向き削り”した場合、羽口フードの上端内壁に礫石などの固形物が噛み込み易くなり、カッター駆動停止することが多い
- ii. 下段カッターを“下向き削り”した場合、羽口フードの底面に掘削土が圧密されることから掘り残し状態が生じ、推進と共に先導管が乗り上げ、上方に浮き上がる
- iii. 下段カッターを“下向き削り”するとベルトコンベヤへの掘削土の取込みが悪い
- iv. 上段カッターを“下向き削り”で、下段カッターを“上向き削り”で同期させることで周速度の相乗効果が得られ、ベルトコンベヤへの掘削土の乗込みが向上する

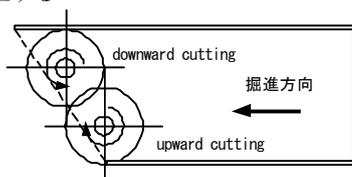


図-4 回転方向

e. カッター回転数

カッター回転数は、一般に切削速度（被削材と工具間で決定される経験定数）から算定され、工具寿命と密接な関係がある。しかし、本掘削機における工具寿命の問題は、1スパン当たりの推進距離が短いことからツース交換で対応することとし、以下の点に重きを置いてカッター回転数を決定した。

- i. 推進速度を速くする
- ii. 1回転当りのツースの仕事量を軽減する

- iii. 掘削土のベルトコンベヤへの乗込み性の向上
- iv. 回転慣性を大きくし、地山粉碎効果を期待する

c. カッタートルク

カッタートルクは、切削モデルからある程度推定できる。設計上は、被削材の切削メカニズム（破壊性状）を引張り型破壊であるかせん断型（裂断型）破壊であるかに分けて検討し、いずれか必要トルクの大きい方の値に裕度を乗じてトルクを決定する。

d. カッタートルクの比較

粘性土系の供試体である(A)と(B)は引張り型破壊として、砂礫土系の供試体である(C)と(D)はせん断型破壊の代表と見なされる。

図-5にはCASE I-3の粘性土系のカッタートルクを、図-6にはCASE IV-3の砂礫土系のカッタートルクを示す。両図は共にカッター回転数は90rpmで、推進速度は6 cm/minの結果である。図-5と図-6の比較から、平均的なカッタートルクの大きさは、推進速度が同じであれば粘性土系の方が若干大きく現れる。粘性土系のカッタートルクの最大値は、約600Nmであった。

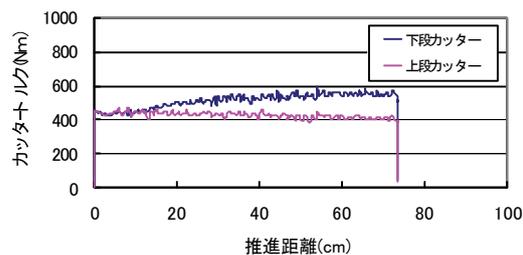


図-5 粘性土系のカッタートルク

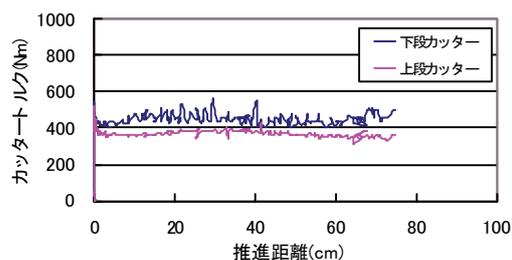


図-6 砂礫土系のカッタートルク

一方、砂礫土系は粘性土系に比べ切削性が良く、カッタートルクの平均値は粘性土系より低く現れる。しかしトルク変動が激しく、瞬時的なピークトルクは粘性土系を上回ることがある。

粘性土系および砂礫土系のカッタートルクの増加要因は、粘性土系がせん断抵抗力（粘着力）の大きさで、砂礫土系は栗石の存在および部分的な地山崩壊に伴う切込み量の増加が考えられる。

なお、本掘削機の無負荷時のカッタートルクは、油圧配管の抵抗が大きく、420Nm（最大トルク 784Nm）で

あった。

また、上段カッターと下段カッターのトルク比較では、供試体に関係無く3割ほど下段カッターの方が大きな値を示す。理由は、上段カッターに対して下段カッターは、重力に逆らって掘削回転していることが考えられる。

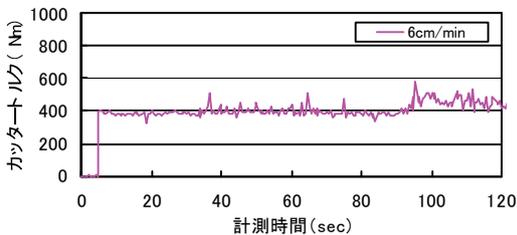
b. 推進速度とカッタートルク

図-7に、推進速度が異なる場合のカッタートルクの比較結果を示す。(a)は推進速度6cm/minで、(b)は10cm/minの場合を表している。共に下段のカッタートルクを表しており、回転数は90rpmである。供試体は(d)を使用した。

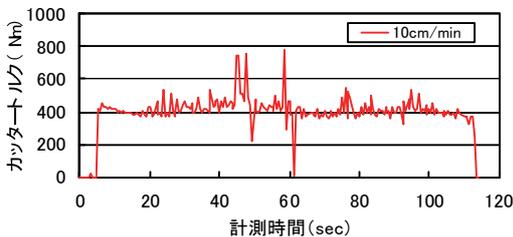
図より、推進速度6cm/minのカッタートルクは、400Nm前後で比較的安定して推移していることが分かる。一方、推進速度10cm/minの平均的なカッタートルクは推進速度6cm/minの場合と変わらないが、不規則なトルク変動を伴うことが分かる。時々、油圧モータの最大駆動トルク(784Nm)を超える場面も認められる。

推進速度に伴うカッタートルクの増加理由として二つのことが考えられ、一つは推進速度に伴う切込み量の増加が、もう一つは地山崩壊に伴う突発的な切込み量の増加が考えられた。自立性の悪い地盤では、推進速度の増加と共に後者の頻度が多くなる傾向にある。

また、切羽が大きく崩壊する場面ではカッター停止するが、カッター停止後の回復は、推進を停止しカッターの正転逆転で比較的に対応できた。



(a) 6cm/min



(b) 10cm/min

図-7 模擬砂礫土掘削時のカッタートルク

なお、実掘削では表層に粘性土が介在していることが多く、切羽の自立が確保されていると考えられるので、推進速度10cm/minでも、実用上支障無く安定して掘進できるものと思われる。

c. 推進速度と最大カッタートルク

図-8に、砂礫土系の推進速度とカッタートルクの最大値をプロットした結果を表す。カッタートルクの最大値は、下段に現れており、その大きさは500Nm~700Nmで、掘進速度に依存する。また、上段と下段のカッタートルクの割合は前項と同様に、下段が3割ほど高く現れる。一般に路線下を推進する際の掘進速度は3~10cm/min程度であり、10cm/minとした場合のカッタートルクは700Nm以上必要である。

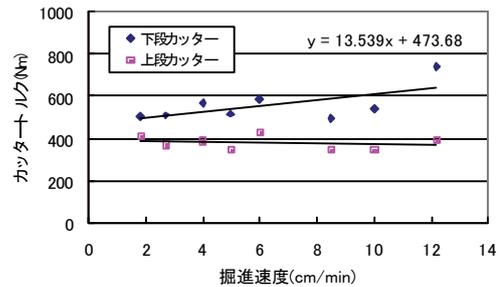


図-8 推進速度とカッタートルクの最大値

d. 推進距離と推進力

図-9に推進距離と推進力の関係を示す。推進長が最大1500mmと限られた中での実験であるが、図より推進距離の増加に伴って推進力が徐々に増加する傾向が確かめられる。この実験の刃口貫入時の初期抵抗力は粘性土系が約20kNで、砂礫土系が約40kNであった。その後の貫入抵抗力は、単位長さ当りについて粘性土系が20kN/mで、砂礫土系が80kN/mで増加する。

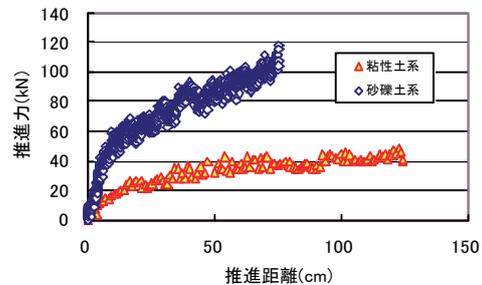


図-9 推進距離と推進力

4. 現場実証実験

4.1 適用現場の概要

表-6 工事概要

において夫地上を行なつた。相形ループ地上においては、従来型のオーガ式と開発したパドル式矩形掘進機の両方を使用した。ただし、基準管の施工は、人力掘削で行なった。R&C工法を適用した工事所の工事概要を表-6に、箱形ループ施工の縦断面を図-10に、同施工状況を(写真-2)に、同施工設備(横断面)を図-11に表す。

工事名称	狭山市～新狭山間 7k670m 付近、地下道 新設工事（土木その1）		
	工種	掘削方式	施工数量
工事内容	水平部	人力施工	1列
		パドル式	10列
		オーガ式	19列
	鉛直部	パドル式	14列
	施工延長	1列当り	4@3.0m=12.0m

4.2 実証実験の結果と考察

a. 施工サイクル

水平部 10 列をパドル式矩形掘進機により施工した。施工サイクルを表-7 に示す。箱形ルーフ施工は、終電から始電までの制約時間内に、一日 1 本のペースで実施した。

推進速度は、計画時 6cm/min であったが、ベルトコンベヤ等の敷設準備に時間が掛かり、施工時間が更に制約され約 3.5 時間に短縮された。推進速度は平均で 7.6cm/min、最大で 12cm/min であった。

b. 推進距離と推進力及び推進速度

箱形ルーフ施工時の推進距離に対する推進力と推進速度の関係を図-12 に示す。図は、パドル式矩形掘進機で施工した管列 No.4 を施工した結果である。土質は、

力は推進距離に伴って増加する。最大推進力は最大推進長の 9.0m 時に現れ、この場合約 680kN であった。

更に、最大推力値から刃口貫入時の初期抵抗値を差引き、推進中の単位長さ当りの貫入抵抗力として表すと 60kN/m であることが確かめられた。この値を性能確認実験で得られた貫入抵抗力の大きさと比較した結果、砂礫土系の特性に酷似していることが分かる。

なお、推進力は、土被りや上載荷重の大きさ、推進距離の長さ、土質性状によって変化する。

c. 振動測定

箱形ルーフ施工中の振動測定を行った。測定点毎の振動レベルの最大値を、従来のオーガ式とパドル式とを比較し表-9 にまとめて表す。

振動値は、パドル式がオーガ式に比べ、全般的に 30dB ほど低く収まっていることが分かる。この理由として、パドル式は切羽前面に対して掘残しが少なく推進抵抗が小さいこと、掘削方式が回転型の連続掘削であり、振動発生源となる無駄な動作が少ないことが挙げられる。一方、オーガ式はオーガがケーシングと擦れ合う時の振動やオーガの正逆回転時の回転ガタが振動発生源に

表-7 施工サイクル

作業内容	20時	21時	22時	23時	24時	1時	2時	3時	4時	5時	6時
1. 1段目の施工											
2. 推進設備段取り											
3. 箱形ルーフ接続											
4. 鏡切断（発進坑口）											
5. 推進工											
6. 到達・空押し											
7. 鏡切断（到達坑口）											
8. 掘削機の回収											
9. ルーフ内設備の撤去											
10. 元押装置・架台撤去											
11. 測量											
12. 元押											
13. 片付											
14. その他											



写真-2 箱形ルーフ施工状況

ローム層で表層部に若干碎石混入が認められた。

なっている。

図より、平均推進速度 11cm/min（カッタートルクは 750Nm）で順調に掘進していることが分かる。また、推

表-9 振動測定結果

施工状態	計測点	単位:dB	
		ドライカ式 (roof No.3)	オーガ式 (roof No.29)
鏡切面	ルーフ直上	71	99
	上線	52	86
刃口先端上線到達	下線	40	60

図-10 R&C工法（箱形ルーフ施工）要綱面

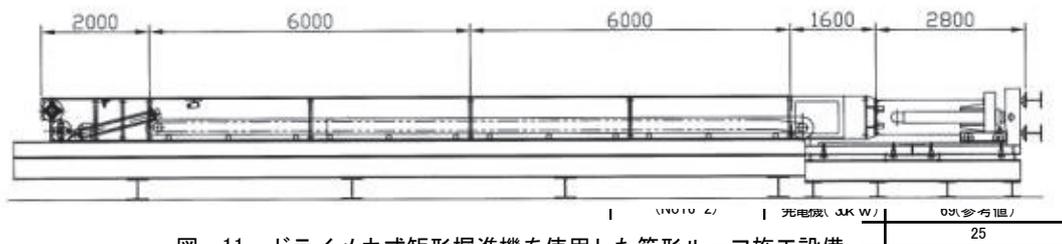


図-11 ドライメカ式矩形掘進機を使用した箱形ルーフ施工設備

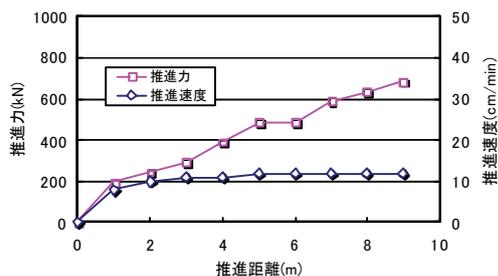


図-12 No. 4 スパン時の施工データ

5. まとめ

ドライで掘削し、ドライで土砂搬送が可能なパドル式矩形掘進機を開発した。性能確認実験を行ない、現場実証実験を行なった結果、以下のことが確かめられた。

5.1 パドル式掘削機の性能確認実験

- i. 上下2軸の回転方向は、上段が下向き削り、下段が上向き削りが好ましく、切削土のベルトコンベヤへの乗込みも良い
- ii. ドラムの回転数は、油圧モータの許容するトルク範囲内で増加させる方が良い (90rpm 以上)
- iii. カッタートルクは施工スピードと障害物粉碎効果を期待し、800Nm 以上とすることが好ましい
- iv. カッタードラムに取り付けられたツースは、粘性土と砂礫土の使い分けが必要である

5.2 パドル式掘進機の現場実証実験

- i. 切羽状況が直接モニター確認できるようになり、遠隔で掘削操作できるようになった
 - ii. 従来方式に比べ地盤への適応性が向上し、良好な掘進性能が得られた
 - iii. オーガ方式に比べ、施工中の振動が低減された
- なお、実証実験はプロトタイプのパドル式矩形掘進機を中心に構成した仮設備であったため、後続のベルトコンベヤや仮管設備などの設営には施工毎に苦慮した。今後、これら後続設備の改善が必要であり、使い勝手の良い専用の施工システムに改める必要がある。

6. あとがき

R&C工法では、箱形ルーフの施工精度がその後の函体推進の施工品質に直接影響する。施工精度に向けた一連の開発では、オーガ式を始め、泥水式³⁾、スイング式を開発した。

アンダーパスの施工においては、R&C工法は土被りが浅く、取付け道路のアプローチ量が短くなるのが工法上のセールスポイントになっている。しかし、表層部には不均質な埋土等が多く、箱形ルーフ施工では度々このことが障害になっていた。開発したパドル式矩形掘進機は、上下横2軸のドラムを油圧モータで回転掘削する方式を採用しており、ドライで掘削しドライで掘削土が搬送できること、掘削途中で障害物の出現があれば機内から障害物が撤去できることが大きな特長となっている。

今回の現場実証実験では、1日1スパンの掘削能力として最大掘進速度 12cm/min を達成し、パドル式矩形掘進機の優れた性能を明らかにした。しかし、施工サイクルの短縮で問題になっていたベルトコンベヤ設備への盛り替え時の不具合については、今後、専用設備を検討し、より良いシステムに改めて行く所存である。

開発機の現場適用では、西武鉄道(株)殿、西武建設(株)殿のご理解の下で実施した。また、本掘削機の開発に際しては、奥村機械製作(株)の設計スタッフの方々にご協力を頂いた。ここに謝意を表す。

【参考文献】

- 1) アール・アンド・シー工法協会「アール・アンド・シー工法」工法カタログ 2000.8
- 2) 司、和田、「矩形掘進機による推進工法の解説」月間推進技術 Vol.14 No.9、2000
- 3) 染谷、小座間、熊沢、「矩形シールド機械を使用したR&C工法の施工」第43回施工体験発表会-最近注目される都市トンネル技術-、(社)日本トンネル技術協会、p91~100、1998.11

焼却施設の解体処理に伴う汚染防止技術の開発

亀田 茂* 小西正郎* 白石祐彰*
茂木正史** 大河澄男*** 西田新一****

1. はじめに

ダイオキシン類対策特別措置法が施行され、既設ごみ焼却場の改変及び建て替え工事が多くなることが予想される。解体工事では粉塵や洗浄水などが発生するが、特に既設焼却場の解体にはダイオキシン類を含む汚染物で環境を汚染する懸念がある。また、ダイオキシン類分析が容易にできないことから既設焼却場自体の汚染状況が把握できていないことや汚染物質の処理方法が確立されていないことが、ごみ焼却場解体工事の問題点となっている。そこで、著者らは「解体時に外部に汚染物質を出さない技術」、「作業環境改善技術」、「発生汚染物質の処理技術」、「解体構造物の汚染状況把握技術」に関して技術開発を行ってきた。その一環として粉塵制御、汚染物処理および汚染状況把握に関する基礎実験を実施し、各手法の効果や効率的な処理方法に関して種々の知見が得られたので報告する。

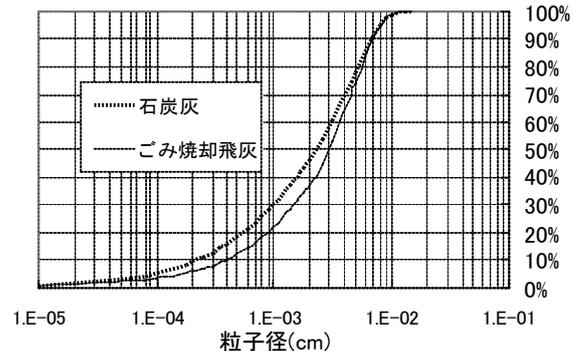


図-1 石炭灰とEP灰の粒度分布

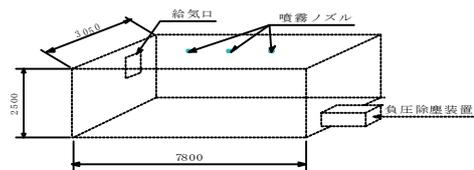


図-2 実験空間模式

2. 粉塵制御に関する検討

集積飛灰や付着した汚染物の除去を行う際、多量の粉塵発生懸念がある。そこで浮遊粉塵の発生を抑制するとともに、外部環境への粉塵の飛散を防止する手法を検討した。

粉塵制御試験としては作業区域内に極微粒子水滴（ミスト）を噴霧し、浮遊粉塵濃度の経時的変化を観測した実験と HEPA (High Efficiency Particulate Air) フィルターを装備した負圧除塵装置を稼働させて作業区域内を負圧に保ちながら集塵する効果についての実験を行った。

2.1 粉塵制御試験の方法

a. 実験設備および装置

粉塵試料には石炭灰 3kg を用いた。これは図-1に示すように試料の粒度分布とごみ焼却飛灰（都内焼却場の電気集塵飛灰）の粒度分布はほとんど同じ分布を示していることによる。但し、石炭灰の方がより小さな粒子が多く、 $10\mu\text{m}$ 以下の粒子は 30 重量%含まれている。実験に用いた密閉空間 ($3050\text{mm} \times 7800\text{mm} \times 2500\text{mm} = 59.5\text{m}^3$) を図-2、写真-1に示す。強制的に気流を発生させるために送風機を四隅に配置し、密閉空間上部に霧発生ノズルを 1.5m ピッチで 3 個取り付け、空間内粉塵測定はレーザー粉塵計およびハイボリウム・エアサンプラーにて、HEPA フィルターからの排気はパーティクルカウンターにて各粒径の粉塵個数を測定した。

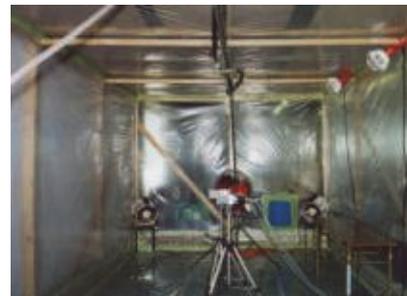


写真-1 実験室内部

ミスト噴霧および負圧除塵試験の概要

浮遊粉塵を急速に低減させるには、粉塵粒径を大きくし沈降速度を高めることが重要と考えられることから、粉塵粒子と水粒子を衝突させることで粉塵粒子の粒径を大きくして沈降速度を高める事を試みた。この実験ではその効果を検証するとともに、一度沈降した粉塵の再浮遊防止効果も確認した。なお、粉塵と水粒子の衝突確率

*土木研究室 **環境研究室 ***東京支社土木部 ****東京支社機械部

を高めるために水粒子を空間に拡散浮遊させること、使用水量を極力抑えること、作業により発生する静電気を防止する必要があることから煙状の霧（粒径 $10\mu\text{m}$ 以下）を噴霧し空間内の粉塵濃度変化を測定した。また、HEPA フィルター付き負圧除塵装置のみを稼働させた場合の粉塵濃度変化および排気粉塵量を測定し、負圧除塵装置の効果についても検証を行った。

給排気口の配置により作業空間内の空気の流れが変化し、集塵効果に差異が現れるものと考えられるため給排気口の位置と集塵効率について解析的検討を行った。

2.2 粉塵制御試験の結果

a. ミストの効果

粉塵を気流にて空間内に拡散させ定常状態になった後、ミストを噴霧したときの粉塵濃度の経時変化を図-3に示す。実験結果より微粒水滴を噴霧することで浮遊粉塵が急激に減少すること、また噴霧時間が短ければ粉塵が再浮遊する可能性があることが確認された。また、ミストにより沈降した粉塵を真空掃除機にて除去したときの浮遊粉塵量を測定したが、浮遊粉塵量はほとんど増加せず、粉塵の再浮遊の懸念もなかった。

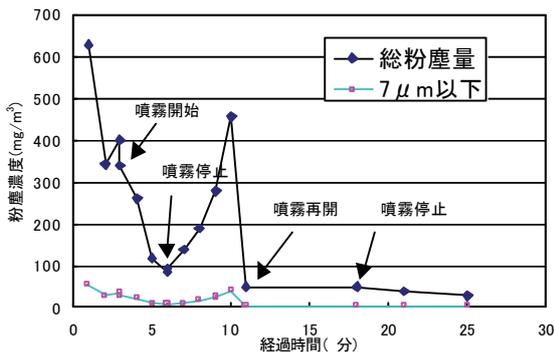


図-3 粉塵濃度変化

粉塵発生作業時における粉塵低減が可能かどうかを検討するため錆の出た鋼製鉄板を研磨したときのミスト噴霧ありなしの2ケースで浮遊粉塵低減効果を検証した。その結果を図-4に示す。噴霧により浮遊粉塵濃度は研磨時、研磨後ともに $16\sim 17\text{mg}/\text{m}^3$ 減少した。浮遊粉塵濃度低減量がほとんど変わらないことより、噴霧による浮遊粉塵抑制効果は浮遊粉塵を降下させる役割よりも浮遊粉塵の発生そのものを抑制する役割が大きいことが推察

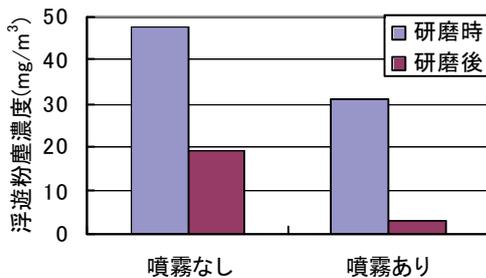


図-4 粉塵抑制効果

された。

b. 負圧除塵装置の除塵効果

負圧除塵試験結果を図-5に示す。密閉空間 60m^3 内で吸引風量 $20\text{m}^3/\text{分}$ では差圧 $5\sim 10\text{Pa}$ の負圧空間を保持できた。密閉空間は約 60m^3 であることから3分で1回の空気交換ができ、7回換気で浮遊粉塵量が $1/40$ になった。

負圧除塵装置からの排気に含まれる粒子数の測定結果より算出した粉塵量を表-1に示す。

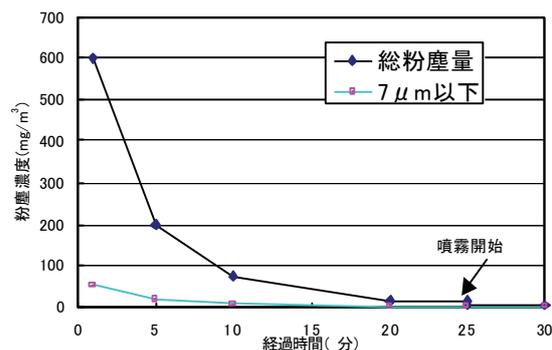


図-5 粉塵濃度変化

表-1 排気粉塵量

	粉塵量 ($\mu\text{g}/\text{m}^3$)
粉塵発生時	2.7×10^{-2}
霧発生時	4.2×10^{-2}
粉塵除去時	5.5×10^{-2}
一般オフィス空間	5.0
一般大気中	50.0

浮遊粉塵（焼却飛灰）のダイオキシン類濃度を $15\text{ng-TEQ}/\text{g}$ として HEPA フィルター通過後のダイオキシン類濃度を計算すると $6 \times 10^{-4}\text{pg-TEQ}/\text{m}^3$ 程度となる。これはわが国の大気中ダイオキシン類濃度である $0.55\text{pg-TEQ}/\text{m}^3$ の約 $1/1000$ 程度の値である。

2.3 給排気口位置に関する解析的検討

給排気口の位置と集塵効率について気流解析を用いて検討を行った。給排気口の位置により、汚染物質濃度の減衰がどこまで完全拡散の場合の減衰に近づけるかが目標となる。

a. 完全拡散を仮定した場合の濃度変化

第3種換気（自然給気、機械排気）において、外気濃度が0で粉塵の発生がなく汚染物質が完全に拡散した場合の濃度変化は次式で表される。

$$C_t = C_i e^{-nt} \quad (1)$$

ここで、

C_t : 時間 t での濃度

C_i : 初期濃度

n : 換気回数 (回/h)

(1)式による濃度変化を図-6に示す。換気回数が増えるに従って、集塵効率も上がり、初期粉塵を完全に除去

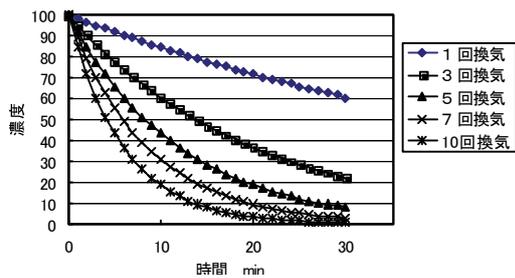


図-6 換気回数と濃度変化 (完全拡散)

するためには、10回換気で30分程度必要であった。

b. 気流解析

3次元汎用熱流体解析プログラム STREAM Ver. 211 (ソフトウェアクレイドル社製) を用い、給排気口位置による集塵効率を検討した。

解析モデルは以下とした。

解析対象室: 20m (W) × 20m (D) × 12m (H)

換気回数: 5回/h (基本とする)

換気量: 2400m³/h 初期濃度: 100

給気口総面積: 3.3m²

排気口総面積: 3.3m² (排気風速 2m/s)

給気口は自然流入条件、排気口は風速規定条件とする。

(第3種機械換気方式)

図-7に解析ケースを示す。給排気口面積を分割し配置を変えている。

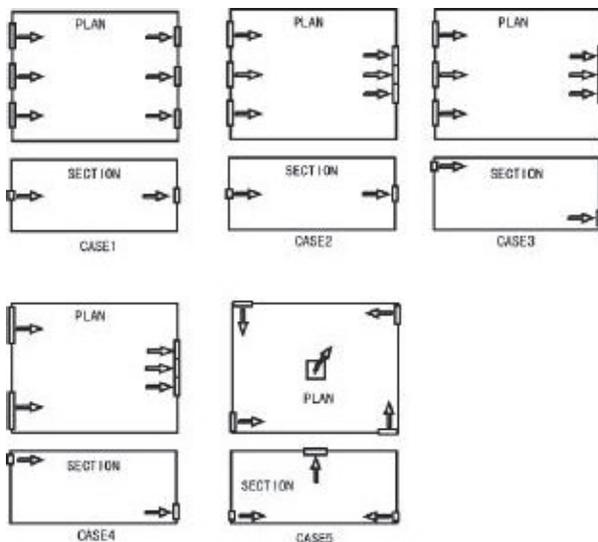


図-7 解析ケース

解析結果を図-8に示す。給排気口の距離を長くした方が集塵効率が高くなった。CASE5の集塵効率が最も良く、完全拡散を想定した計算結果と同等以上であった。

図-9にCASE5の風向風速と粉塵濃度分布を示す。渦流が形成されており、粉塵は中央に集中し上部排気口部に集塵されることが分かる。

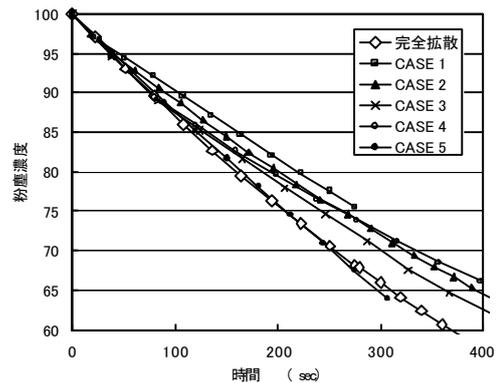


図-8 各ケースの濃度減

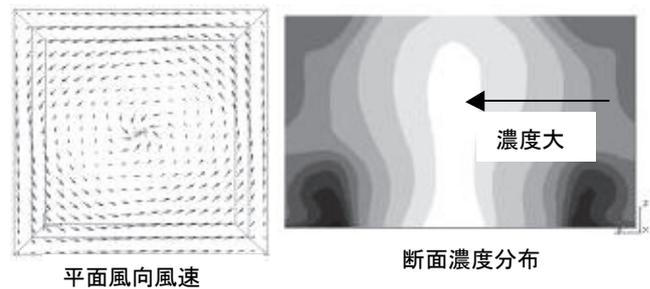


図-9 風向風速と粉塵濃度分布 (CASE5)

2.4 粉塵抑制方法に関するまとめ

粉塵抑制実験より HEPA フィルター付き負圧除塵装置を用いる手法は除塵能力が非常に高く、外部環境を汚染しない方法であることが確認できた。

密閉空間での除塵作業において発生する浮遊粉塵に対し、微粒水滴の噴霧による粉塵抑制が有効であることが確認できた。よって負圧除塵と微粒水滴噴霧を併用した準湿式除塵手法は、作業環境の向上、効率的集塵という観点から非常に適した方法であると考えられる。

給排気口の位置決定も集塵効率の大きなファクターとなり、給排気口間の距離を長くして渦流を生じるような配置とすることで完全拡散を仮定した場合よりも集塵効率が上がることが分かった。

3. 汚染物処理に関する検討

旧焼却場内部に堆積している飛灰などには高濃度のダイオキシン類 (DXN) が含まれている可能性が高い。このような場合には、遮断型処分場が判定基準に適合するように固定化処理等の中間処理をして管理型処分場に処分する必要がある。また除染作業で生じた発生有害物質に関しても同様な処理をする必要がある。ここでは除染作業で生じた廃棄物処理に関して、水処理と固形物処理 (残留飛灰や排水処理で発生した沈殿物など) に分類し検討した。

3.1 飛灰処理試験の方法

旧焼却場内部に堆積している飛灰の処理に関し、セメント固化による方法を検討した。

a. 配合

通常の飛灰処理プロセスでは焼却灰に少量のセメントを加えて混練処理されている。焼却灰処理の現状プロセスに準じた方法による適用性を確認することとし、次に示す配合で供試体を作製した。

- ・ 飛灰混和量と水セメント比
(セメント+砂)/飛灰=30 wt%
W/C=170% 及び 250%

b. 溶出試験

溶出試験は、4 週まで恒温恒湿室内に封緘養生したセメント固化供試体 (W/C=170%、セメント/飛灰=30%配合のもの) と実飛灰および溶出水に枯葉から抽出したフミン質溶液 (枯葉抽出水) を用いたものを環境庁告示第 13 号法に準じて実施した。試験ケースは以下の 5 ケースとした。

- ・ 高炉セメント固化体粉砕物+精製水
- ・ 再生セメント固化体粉砕物+精製水
- ・ 普通セメント固化体粉砕物+精製水
- ・ 飛灰+精製水
- ・ 飛灰+フミン質溶液

3.2 飛灰処理試験の結果

溶出試験の結果を図-10 に示す。重金属については、溶出溶液中のアルキル水銀 (O-Hg)、総水銀 (T-Hg)、カドミウム (Cd)、鉛 (Pb)、有機リン (O-P)、六価クロム (Cr(VI))、砒素 (As)、全シアン (CN) の 8 元素の濃度を測定したが、鉛、六価クロム以外は、灰のみからの溶出を観察したコントロールで既に測定限界以下であり、固化材からの溶出液中でも未検出の結果となった。

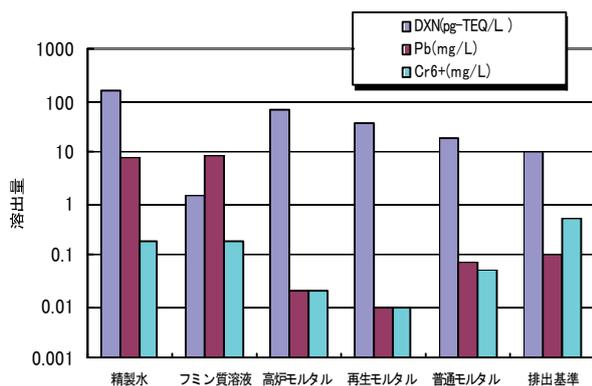


図-10 溶出試験結果

3.3 発生汚染物処理試験の方法

汚染物の除染には工事用水を用いて洗浄することが不可欠と考えられ、排水量の削減を目的に工事用水を循環使用するクローズドシステムを構築する。ここでは凝集沈殿及び簡易ろ過で濁度の低減を図り工事用水を再利用

する方法を考慮した。また、ダイオキシン類や重金属類は最終的な排水処理過程で処理することとした。排水の処理過程で発生した残留物に関してはセメント固化を基本に検討を行った。

a. 洗浄水処理実験

従来、排水のろ過処理や吸着処理ではろ過砂や活性炭が多く用いられてきたが、それ自体が汚染物となり汚染物質の削減という観点から好ましくない。本処理システムでは砂ろ過の代替にステンレスメッシュ膜による簡易ろ過を適用し、活性炭処理の代替に限外ろ過膜を用いた処理方法にて検討を行った。また、ダイオキシン類の酸化分解や重金属の還元という観点から光触媒による水処理検討も行った。

図-11 に示す汚染物処理フローに基づき基礎実験を実施した。なお、前述したように溶出液にフミン質溶液を用いた場合、著しく溶液中のダイオキシン類低減効果が見られたことから洗浄水としてフミン質溶液を用いている。コントロールとして洗浄水に精製水を用いた試験も実施した。

以下に洗浄水処理実験手順を示す。

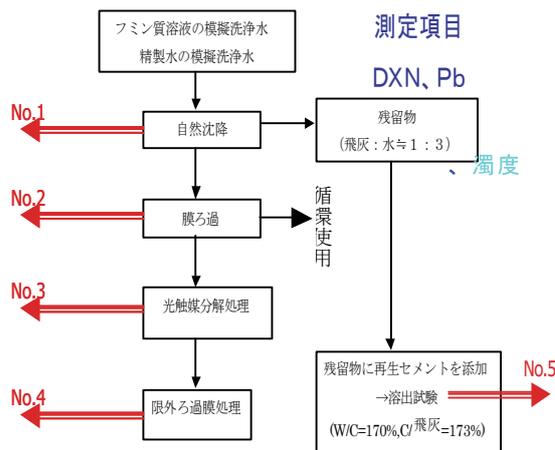


図-11 汚染物処理フロー及び試験水

- ・ 焼却飛灰(DNX 濃度 1.5ng-TEQ/g) 200g にフミン質溶液 (TOC 40mg-C/L) 4L を加えて模擬洗浄水を作成し 2 週間平行振とうを行った
- ・ 振とう終了後、模擬洗浄水を 30 分間自然沈降させ、うわ水を採水した。残留物 (飛灰≒170g、水≒500g) は残留物セメント固化処理実験に供した。このうわ水を No. 1 試験水とした
- ・ 残りのうわ水をステンレスメッシュ (300 メッシュ) ろ過し、そのろ過水を No. 2 試験水とした
- ・ ステンレスメッシュろ過水を光触媒分解処理した TiO₂ の微粉末を 0.1g/L となるように添加し攪拌しながらブラックライト照射を 48 時間続けた。その処理水を No. 3 試験水とした

・光分解処理水を限外ろ過 (UF 膜) した。この処理水を No. 4 試験水とした

b. 残留物セメント固化処理実験

洗浄水処理時に発生した残留物に再生セメントまたは普通セメントを練り混ぜて供試体を作成し 4 週間恒温恒湿内で養生した後、粉碎し溶出試験に供した。この溶出液を No. 5 試験水とした。

c. 実験結果

濁度は凝集沈澱およびメッシュろ過で 1/500 (10000 から 20 に低減) になった。各排水処理過程で排水中に残留したダイオキシン類と鉛の残留率変化を図-12、図-13 に示す。

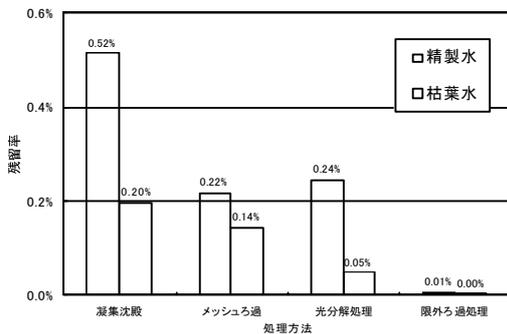


図-12 排水中の DXN 残留率変化

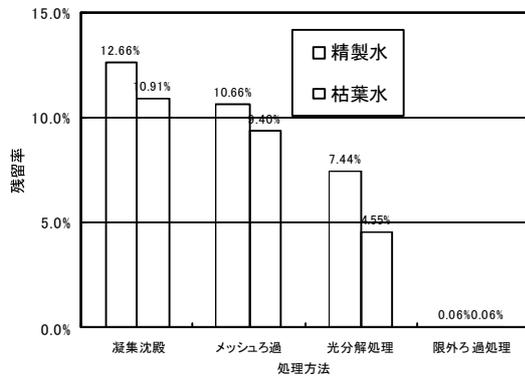


図-13 排水中の Pb 残留率変化

凝集沈澱処理でダイオキシン類および鉛とも大きく除去されている。また、限外ろ過処理をすれば 99.9%以上の除去が可能であった。光触媒によるダイオキシン類の分解については枯葉水を用いた場合に効果が見られた。

図-14、図-15 に No. 5 試験水 (残留物セメント固化溶出水) の分析結果を示す。ダイオキシン類および鉛の溶出がともに抑制されるのは混練水にフミン質溶液 (枯葉水) を用いた再生セメント固化であった。

3.4 汚染物処理に関するまとめ

飛灰の再生セメント固化によるダイオキシン類溶出量は、未処理の場合に比べ 1/4 程度になったが排水基準を満たすことはできなかった。鉛、六価クロムに対する不溶化は顕著な効果を示すことが分かった。

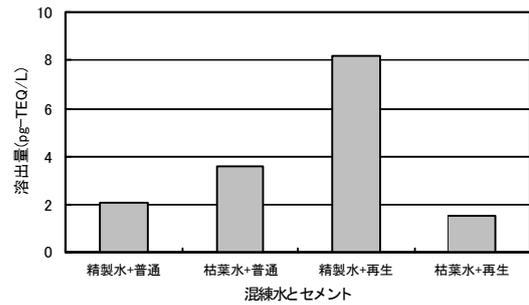


図-14 セメント固化処理溶出試験 (DXN)

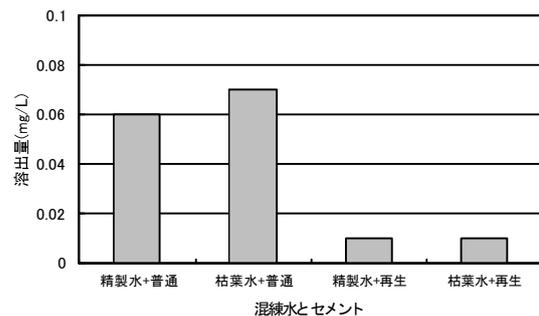


図-15 セメント固化処理溶出試験 (Pb)

溶出液にフミン質溶液を用いた場合、著しく溶液中のダイオキシン類低減効果が見られた。これはフミン質が高分子有機酸であり親水性と親油性を兼ね備えることから水相に存在する疎水性であるダイオキシン類を含む飛灰と結びつき、高分子である故の架橋作用と官能基による電気的中和作用で著しい凝集沈澱効果を示したものと考えられる。

工事中洗浄水の循環使用についてはメッシュろ過を行うことで再利用が十分可能であることが分かった。洗浄水処理で発生する汚染物の処理は、フミン質溶液と再生セメントによる固化処理が非常に有効であった。また、ダイオキシン類はろ過 (メッシュろ過、限外ろ過) により濁度低減をすれば大きく低減でき、鉛については光触媒処理および限外ろ過が有効であった。鉛の低減は光触媒反応によって鉛が光触媒表面に還元付着したと考えられるため排水中から鉛の除去率を上げるためには光触媒を回収することが重要である。

4. 汚染状況把握に関する検討

焼却施設内の汚染状況を把握するため、旧焼却場解体時に採取した試料と稼働焼却場から入手した電気集塵灰を用いて分析を行った。その結果に基づきダイオキシン類の汚染分布状況を概略的に把握する手法を検討した。

4.1 汚染状況把握試験の方法

a. ダイオキシン類分析

解体中の焼却場煙突の耐火レンガ表面およびコンクリート表面 (図-16 に示す位置) から試料を採取しダ

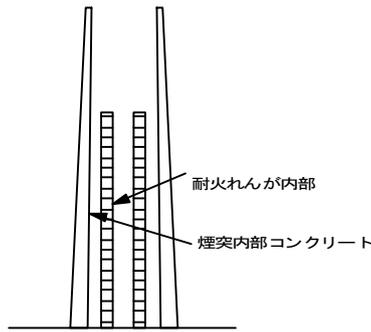


図-16 試料採取位置

イオキシソ類の分析を行った。また、同焼却場の焼却炉内に残留している焼却灰と稼働中の焼却場から得られた電気集塵灰についてもダイオキシソ類分析を実施した。

b. 含有元素の定性分析

ダイオキシソ類の検出に指標となる物質を探すため含有される元素に関して焼却灰と電気集塵灰に対しエネルギー分散型マイクロアナライザー (EDX) による定性分析を行った。

c. 含有重金属の定量分析

各試料中に含まれる重金属としてカドミウム (Cd)、鉛 (Pb)、クロム (Cr)、ヒ素 (As) を分析した。

4.2 汚染状況把握試験の結果

採取した試料のダイオキシソ類分析結果を表-2に示す。耐火れんがが表面および電気集塵灰の濃度が高い結果であった。

電気集塵灰と焼却灰の含有元素定性分析結果を図-17、図-18に示す。

電気集塵灰と焼却灰に含まれる元素のうち、塩素が特徴的な差異を示した。塩素が多く残っているほどダイオキシソ類濃度が高いと推察された。

カドミウム (Cd)、鉛 (Pb)、クロム (Cr)、ヒ素 (As) を結果を表-3に示す。

表-2 試料の分析 (DXN)

試料	実測濃度	毒性等価濃度
コンクリート表面	13ng/g	0.13ng-TEQ/g
耐火れんがが表面	190ng/g	2.1ng-TEQ/g
焼却灰 (炉内堆積)	1.8ng/g	0.036ng-TEQ/g
電気集塵飛灰	150ng/g	1.4ng-TEQ/g

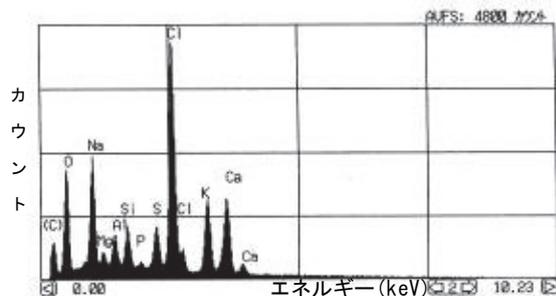


図-17 定性分析 (電気集塵灰)

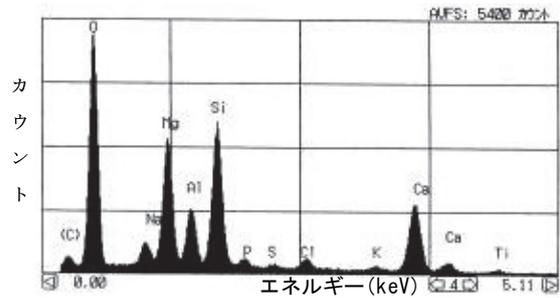


図-18 定性分析 (焼却灰)

表-3 試料の分析 (重金属含有量) 単位 (mg/kg)

試料	Cd	Pb	Cr	As
耐火れんがが表面	23	2770	21	12
焼却灰 (炉内堆積)	<10	30	183	21
電気集塵飛灰	55	1550	81	29

重金属含有量分析結果より焼却施設で発生する残留物には鉛の含有が高い。図-19に試料に含まれるダイオキシソ類の毒性等価濃度と鉛含有量の関係を示した。

4.3 汚染状況把握に関するまとめ

採取した試料についてダイオキシソ類と重金属類の含有量分析および含有元素の定性分析を行った結果、ダイオキシソ毒性等価濃度と鉛含有量との間に強い相関関係が見られた。また、灰中の塩素量が多いほどダイオキシソ類の濃度が高い結果となった。ただし現状では分析した試料数が少ないため、今後多くの分析を実施してより確実な手法とするためのデータ蓄積が課題と考えている。

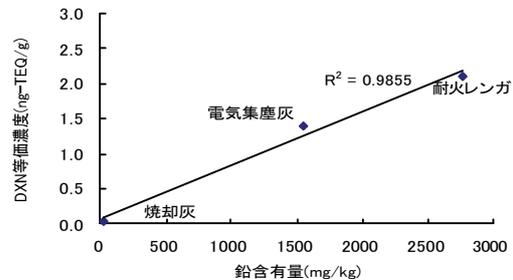


図-19 試料のDXNとPb

5. おわりに

今回は、特にダイオキシソ類にターゲットを絞って検討を行い、粉塵制御、汚染物処理および汚染状況把握に関する各手法の効果や効率的な処理方法に関する種々の知見が得られた。

最後に、今回の粉塵制御に関する実験に際し㈱トリムテックの多大なる協力を得た。また、メッシュろ過および限外ろ過に関してはダイセン・メンブレン・システムズ㈱の協力を得た。ここに感謝の意を表す。

非排水条件下の地震応答解析結果を用いた 過剰間隙水圧消散-応力変形連成解析

曾田 暁* 森尾 敏** 森田修二**
柳原純夫*** 三木英通****

1. まえがき

近年、有効応力法に基づく液状化解析が実務設計でも頻繁に行われるようになってきている。これは、過剰間隙水圧の上昇、消散による有効応力の変化に応じて土の応力-ひずみ関係を時々刻々と変化させ解析を行うものであり、間隙水の浸透を考慮する場合としない場合に分類される。このうち前者は理論的に最も優れているものの、特に二次元解析における過剰間隙水圧発生に関する適切なパラメータの取扱いなど研究途上の部分も多く、実務段階では後者の浸透を考慮しない条件（非排水条件）の下で液状化解析を行うことも多い¹⁾。

一般的には液状化解析を行う際の地盤の排水条件は「非排水」とし、間隙水の浸透は特に考慮する必要はないとされているが、砂礫地盤など特に透水性の高い地盤では地震動継続中にも過剰間隙水圧の消散が高速で起こっていると考えられ、地盤の排水性が液状化の発生そのものを左右することも十分に考えられる²⁾。例えば、グラベルドレーン工法のような排水による液状化対策工法の効果を評価しようとする場合、それは無視できないものとなる。

本研究では、既往の研究³⁾を参考に、非排水条件下の地震応答解析結果と応力-浸透連成解析を連繋させることにより、地震動継続中および終了後の過剰間隙水圧の消散とそれに伴う地盤変形を近似的に評価する解析手法を考案した。本論前半では、実地盤に基づく一般的な一次元モデルに対しこの手法を適用し、この実用性について検証し、本論後半では、発展事例としてグラベルドレーンを考慮した二次元モデルに対し同様の解析を行い、グラベルドレーン工法の効果を数値解析的に評価した。なお、本研究における地震応答解析には FLIP（沿岸開発技術研究センター）⁴⁾、応力-浸透連成解析には FEAST（奥村組自社開発 FEM プログラム）^{5)~7)}を用いた。

2. 解析手法の概要

地震動継続中（含地震後）の過剰間隙水圧の消散を考慮する手法（以下手法1）と地震動終了後（のみ）の消

消散を考慮する手法（以下手法2）の概要を以下に示す。

手法1は、地震動継続中から地震動終了後の全過程で過剰間隙水圧の消散とそれに伴う地盤変形を考慮する手法である。この消散解析理論を図-1に示す。ここでは、予め、非排水条件下の地震応答解析から間隙水圧と有効応力の変化分を求めておき、この変化分をもとにして排水条件で有効応力法に基づく応力-浸透連成解析を行い、過剰間隙水圧の消散を考慮する。

これは、前述したグラベルドレーン工法のような地震動継続中の過剰間隙水圧の消散を無視できない場合に有効であり、この実用性を確立できれば Seed and Booker の理論に基づく設計法⁸⁾を数値解析的にバックアップでき、実務設計にも役立つものと考えられる。

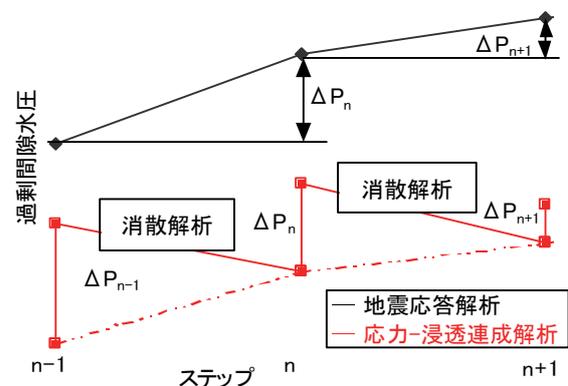


図-1 地震動継続中の消散解析理論

手法2は地震動継続中の消散は考慮せず、地震動終了後（のみ）の過剰間隙水圧の消散とそれに伴う地盤変形を考慮する手法である。この手法は、地震応答解析の最終ステップの間隙水圧と有効応力のみを使用するので、手法1と比べより簡易的な解析および照査が可能である。対象地盤に透水性の高い土層がなく、地震動継続中の消散を考慮する必要がない場合はこの手法で十分と思われる。

3. 一次元モデルの解析事例

前章で説明した2つの手法の実用性、および手法によ

*関西支社土木部 **情報システム室 ***本社土木部 ****本社土木設計部

る解析結果の違いを検証するために、実地盤に基づく一般的な一次元モデルに対し手法1と手法2をそれぞれ適用し、解析結果を比較、検証した。

3.1 解析モデル

解析対象地盤モデル、土質条件、および地震応答解析による地震動終了時の過剰間隙水圧比分布（手法2の解析における初期条件）を図-2に示す。地盤モデルは、1995年の兵庫県南部地震における神戸ポートアイランド（P I）の地盤特性に基づいたモデルである。なお、透水係数は砂質土では 1.0×10^{-2} cm/s、粘性土では 1.0×10^{-6} cm/s とそれぞれの土質特性の一般的な値を用い、地盤の非線形特性はFLIPと同じ平均有効拘束圧依存型とした。

応力-浸透連成解析を行う際、排水面境界位置が問題となるが、現状では排水条件について不明確な部分が多いため、ここでは便宜的に地下水面高さに排水面境界を設定した。

また、地震動継続中の応力-浸透連成解析における時間間隔を大きくすると、解析結果に大きな影響を及ぼす可能性があるため、試行錯誤の結果、数値誤差が無視できる程度の小さい値（ここでは $\Delta t = 0.01$ s）を用いた。

図-3に今回の地震応答解析で用いた入力地震波を示す。ここでは神戸P IのGL-32 m波（Max=543.594 Gal、継続時間30 s）を用いた。

3.2 解析結果

要素2、4、6の手法1と手法2による過剰間隙水圧時刻歴の比較を図-4に、地表面の鉛直方向変位（沈下



図-2 地盤モデル（一次元解析）

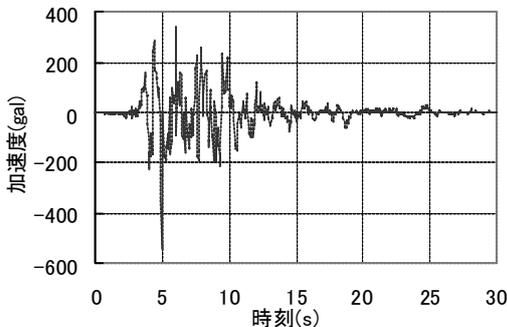
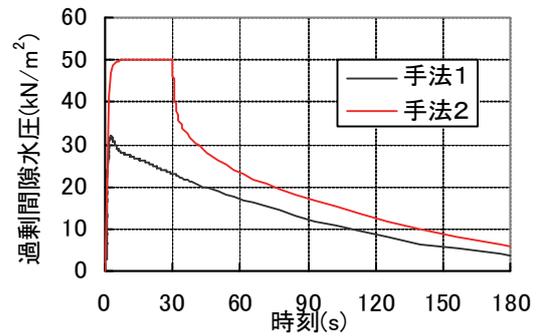


図-3 入力地震波（一次元解析）

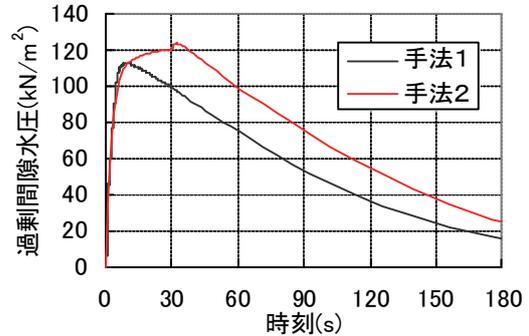
量)の比較を図-5に示す。また、手法1による過剰間隙水圧比の時系列変化を図-6に示す。なお、手法2の $t=0.0 \sim 30.0$ sの結果は地震応答解析（非排水条件）によるものである。

3.3 考察

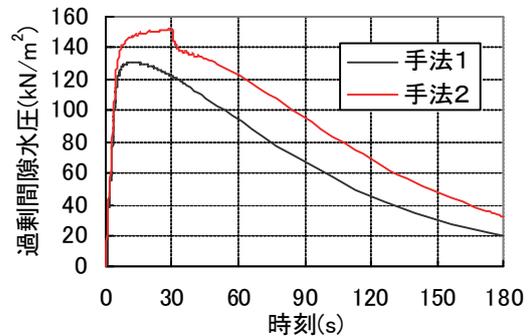
図-4の過剰間隙水圧の消散過程に着目すると、要素2のみ手法1、2の結果に大きな違いが見られるが、これは排水面境界の影響である。要素4、6については、結果に大きな違いはなく、手法1では要素4、6ともに $t=10.0$ s付近で最大値に達した。また、要素4の手法2の結果より $t=30.0$ s直後に数秒間の過剰間隙水圧の



(a) 要素2



(b) 要素4



(c) 要素6

図-4 過剰間隙水圧時刻歴（一次元解析）

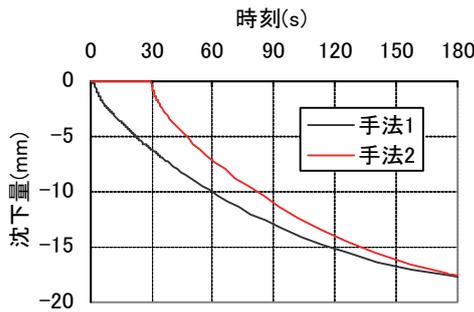


図-5 鉛直変位時刻歴

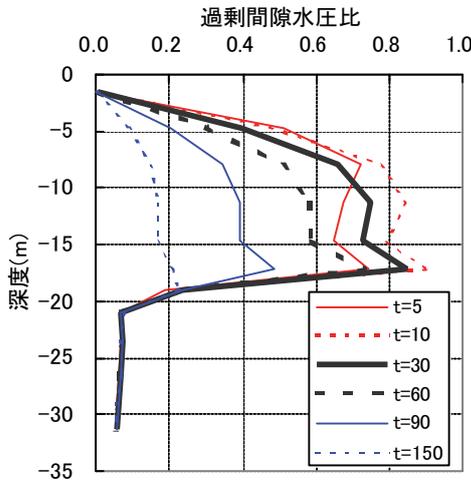


図-6 過剰間隙水圧比時系列変化(手法1)

上昇が見られるが、これは下方要素からの浸透を伴う migration の影響と考えられる。

また、地盤変形に着目すると $t=180$ s までは図-5 のような沈下経過をたどり、それ以降の沈下過程および最終沈下量(約 25 mm)は手法1、2ともほぼ同じであり、地盤の非線形特性による違いはあまり見られなかった。

解析結果にそれほど大きな違いが見られなかったのは、解析対象地盤が一般的な砂質土と粘性土のみで構成されているためであろう。図-6より、 $t=30.0$ s での砂質土層での過剰間隙水圧比は 0.6~0.9 程度であり、地震動継続中の過剰間隙水圧の消散はそれほど大きくないことがわかる。すなわち、地盤の透水性が高く地震動継続中の過剰間隙水圧の消散を考慮する必要がある場合などを除いて、手法1を用いずとも、より簡易的な手法2を用いることで手法1と同等な結果を得ることができるといえる。

また、地盤変形量が実際(20~40 cm 程度と推定される)よりかなり小さい理由としては、地震応答解析における液状化時の地盤剛性が実際のそれよりかなり大きく、応力-浸透連成解析でこの地盤剛性をそのまま使用したことが考えられる。実際に予想される地震動終了時の埋

立砂質土層の地盤剛性を地震動終了時の S 波速度⁹⁾から計算すると、地震応答解析により得られた地盤剛性の 1/6 程度であった。

以上の結果、手法1と2の比較から、地震動継続中の排水条件の違いによる過剰間隙水圧の消散過程の違いを数値解析的に評価することができた。ただ、ここでの解析結果にそれほど大きな違いが見られなかったのは上述の理由によるものであり、対象地盤に透水性の高い土層があれば、結果に明確な違いが表れることが予想される。

また、地盤沈下量については実際より小さい結果となり、今後の課題としたい。

4. 二次元モデルの解析事例

前章の一次元モデルの解析結果より、地盤変形量については今後課題を残したものの、過剰間隙水圧の消散については定量的に評価できる結果を得た。

ここでは、発展事例としてグラベルドレーンを考慮した二次元モデルに対して手法1を適用し、グラベルドレーンの有無による過剰間隙水圧の上昇、消散過程および消散速度の違いを比較、検証した。

4.1 解析モデル

解析対象地盤モデル、土質条件および予めこの地盤特性に基づく自由地盤モデルに対して行った地震応答解析による地震動終了時の過剰間隙水圧比分布を図-7に、グラベルドレーンの諸元を表-1に示す。地盤モデルは、四国電力坂出火力発電所の3号機脱硫装置基礎地盤に基づくものであり、グラベルドレーンの諸元のうち地震応答解析で使用するのは FLIP 研究会の捨石 WG 検討報告書¹⁰⁾によるもの、応力-浸透連成解析で使用するのは実際の設計計算書によるものである。

ここでは、グラベルドレーンの効果を評価するために改良前の原地盤モデル(CASE 1)とグラベルドレーン施工部(図-7参照)を表-1に基づいてモデリングした

表-1 グラベルドレーン諸元

せん断強度特性	$C=0, \phi=40^\circ$	地震応答解析で使用
初期せん断剛性($=\rho V_s^2$)	$V_s=300(\text{m/s})$	
最大減衰定数	0.3	
ドレーン形状	柱状	応力-浸透連成解析で使用
ドレーン材透水係数	10(cm/s)	
ドレーン半径	0.25(m)	
ドレーン長	5.3(m)	
打設間隔(正方形配列)	2.0(m)	

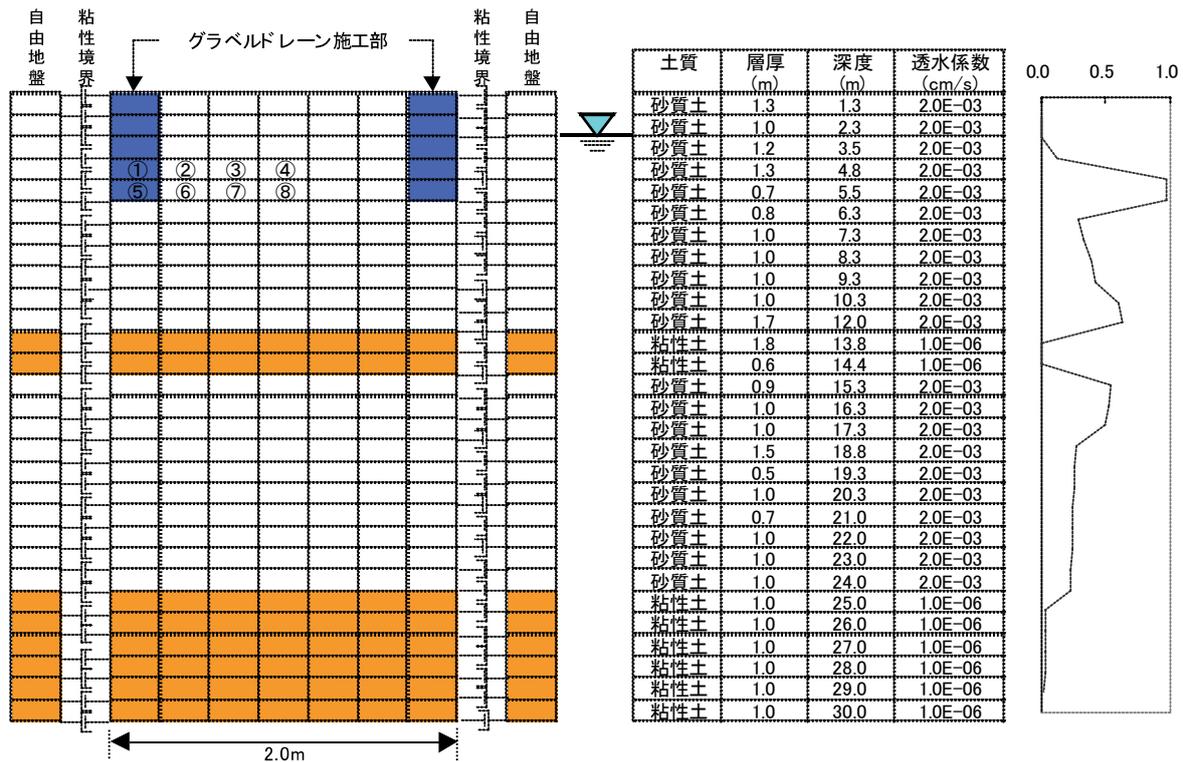


図-7 地盤モデル（二次元解析）

改良後の地盤モデル（CASE 2）を別々に設定し、それぞれに対し地震応答解析および応力-浸透連成解析を行った。なお、図-7中の透水係数は改良前地盤の値である。

図-8に地震応答解析で用いた入力地震波を示す。ここでは1978年の宮城県沖地震波（Max=102.240 Gal、継続時間25 s）を用いた。

また、参考文献10)によると、砂礫等の透水性の高い要素の近似的モデリング手法として、水の体積弾性係数を本来の値 $K_f=2.2 \times 10^6$ kN/m² とせず、 $K_f=2.2 \times 10^4$ kN/m² とする案が示されているが、この方法はまだ研究途上の段階にあり、実務設計への適用事例も少ないことから、今回の解析では同文献のはじめに示されている既往のパラメータ設定法に基づく諸数値を用いた。

4.2 解析結果

自由地盤モデルに対して行った地震応答解析から過剰間隙水圧比がほぼ1.0となり液状化の危険性が示された図-7中の要素1~8のCASE1とCASE2による過剰間隙水圧時刻歴の比較を図-9に示す。

4.3 考察

図-9各図より、原地盤に対する解析（CASE1）とグラベルドレーンを考慮した解析（CASE2）の結果を比較したところ、グラベルドレーンの有無により結果に大きな違いが表れた。

CASE2の結果より、水平排水距離が短いほどグラベルドレーンの影響を強く受け、効果的に過剰間隙水圧が消

散することが確認された。要素1、5はグラベルドレーン施工部そのものであり、過剰間隙水圧の上昇は見られず、グラベルドレーン隣接の要素2、6では最大過剰間隙水圧がCASE1の結果と比べ半分以下に抑えられ、かつt=10.0 s前には全ての過剰間隙水圧が消散した。また、要素3、4、7、8では最大過剰間隙水圧はCASE1の結果とそれほど大きな違いはないものの、t=10.0 s 過ぎには全ての過剰間隙水圧が消散し、CASE1との消散速度の違いは一目瞭然である。

以上より、グラベルドレーンを考慮した二次元モデルに対し手法1を適用させた結果、地震動継続中の過剰間隙水圧の上昇の抑制かつ高速な消散を数値解析的に評価することができた。

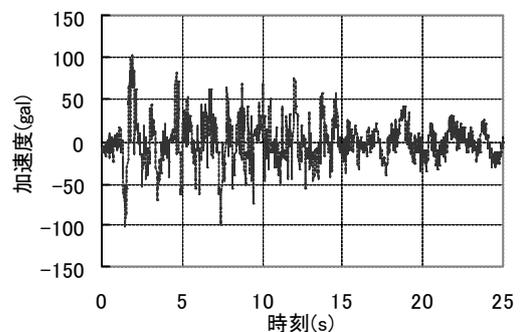
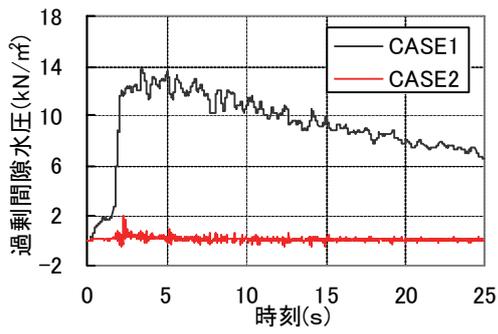
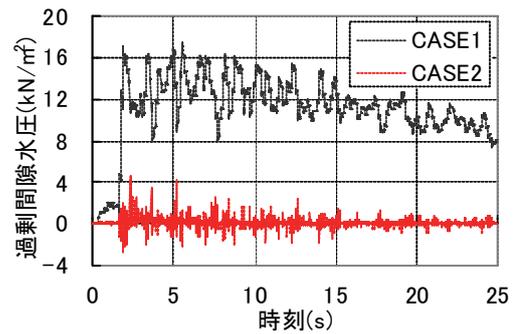


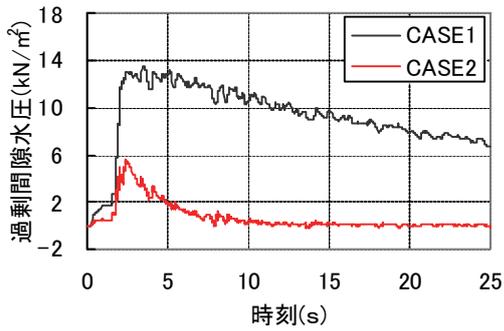
図-8 入力地震波（二次元解析）



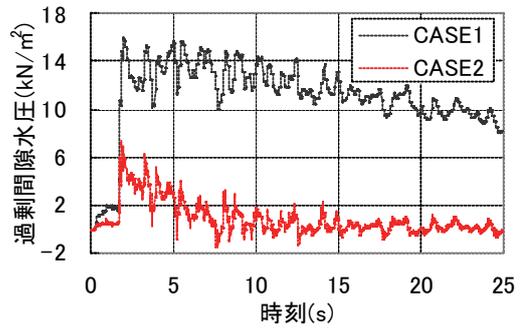
(a) 要素 1



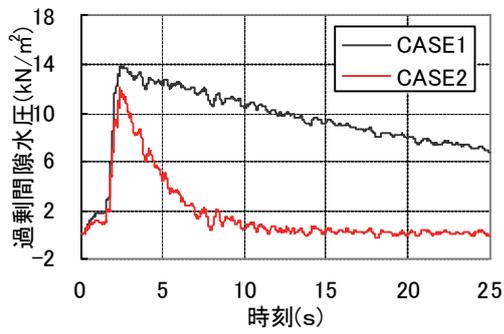
(e) 要素 5



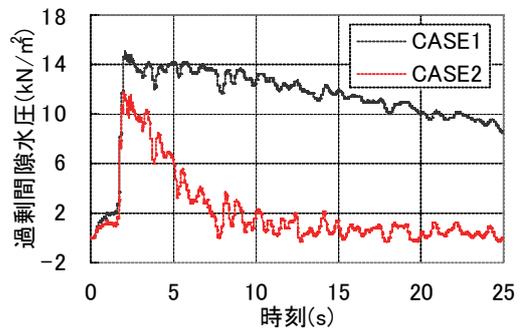
(b) 要素 2



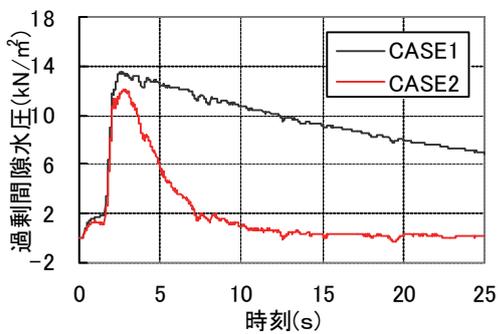
(f) 要素 6



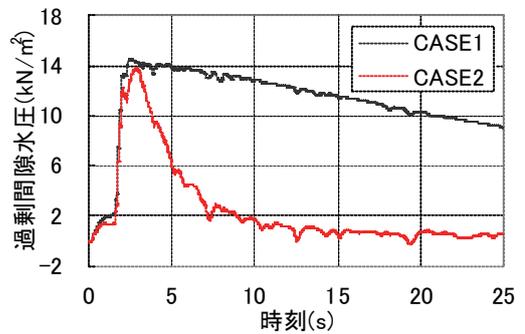
(c) 要素 3



(g) 要素 7



(d) 要素 4



(h) 要素 8

图-9 过剩间隙水压时刻历 (二次元解析)

5. まとめ

本研究から得られた成果、結論を以下に列記する。

- i. 非排水条件下の地震応答解析結果と応力-浸透連成解析を連繫させることにより、地震動継続中および終了後の過剰間隙水圧の消散を近似的に評価する解析手法を考案した
- ii. 上の手法を一般的な地盤構成からなる一次元モデルに対し適用させた結果、地盤変形量については実際より小さい結果となり今後に課題を残したが、過剰間隙水圧の消散過程については排水条件による消散過程の違いを評価することができた
- iii. 一次元解析の結果を踏まえ、発展事例としてグラベルドレーンを考慮した二次元モデルに対し同様な解析を行った結果、地震動継続中の過剰間隙水圧の上昇の抑制かつ高速な消散を数値解析的に評価することができた

6. あとがき

本研究の結果より、最終的に上のような結論を得たが、地震動継続中の解析手法（過剰間隙水圧の消散）については定量的な検証がまだ不十分であり、今後の課題と考えている。また、応力-浸透連成解析から求まる地盤変形量が実際のそれより小さいこと、応力-浸透連成解析における排水面境界位置、不飽和浸透領域および負の間隙水圧の取扱いなどの課題もあり、それらについても今後検討していきたい。

【参考文献】

- 1) 安田 進、「液状化の調査から対策工まで」、鹿島出版会、1988、pp. 121～123
- 2) 吉見吉昭、「砂地盤の液状化（第2版）」、技報堂出版、1991、p. 91
- 3) 安倍 勇、森尾 敏、「2次元液状化解析によるグラベルドレーンの効果について」、奥村組技術研究年報、No. 10、1984、pp. 85～89
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T., 「Strain space plasticity model for cyclic mobility」, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 1～15, 1992
- 5) 林 一隆、小田恵之輔、増井 仁、「有限要素法による地盤の変形解析」、奥村組技術研究年報、No. 1、1975、pp. 69～76
- 6) 小田恵之輔、増井 仁、「有限要素法による浸透流解析（第1報）」、奥村組技術研究年報、No. 2、1976、pp. 107～113
- 7) 増井 仁、森田修二、「応力・浸透を連成した有限要素解析」、奥村組技術研究年報、No. 12、1986、pp. 83～88

- 8) 地盤工学会、「液状化対策の調査・設計から施工まで」、1993、pp. 322～330
- 9) 森尾 敏、北角 哲、日下部 伸、「ポートアイランド・鉛直アレー観測記録における波動の伝播特性」、第31回地盤工学研究発表会講演集（2分冊の1）、1996、pp. 1093～1094
- 10) FLIP 研究会、「捨石 WG 検討概要の報告」、2001. 1

地中構造物の中柱滑り支承の効果

中村敏晴* 栗本雅裕* 竹内幹雄**

1. まえがき

1995年1月に発生した兵庫県南部地震では地震に強いと言われていた地下構造物にも被害が生じた。特に震度7の震災の帯と言われた地区に位置した開削工法による地下鉄駅舎、駅間の鉄筋コンクリート柱のせん断破壊が顕著であった。^{1),2)}これは、地下構造物も適切な耐震設計が必要であることを示すものである。

トンネルなどの地下構造物は地盤の変形に伴って構造物本体に変形が生じる。この時、構造物の剛性を高めると構造物に作用する土圧は増大し、地震時に生じる断面力は大きくなる。このため、部材断面を大きくすることは必ずしも合理的とは言えず、地下構造物に伝達される地盤変形の影響を低減させる方が合理的である。

地下構造物に伝達される地盤変形の影響を低減させる方法としては、以下の2つが考えられる。

- ① 構造物の空間を確保しつつ地盤変形に追随する構造形式・形状とする方法
- ② 地震時の地盤変形を地下構造物に伝達しにくくする方法

中柱に滑り支承を設置する構法は、上記①の方法として中柱に応力解放装置（滑り支承）を取り付け、中柱のせん断破壊を防止するとともに全体の見かけ剛性を低下させることにより、地中構造物全体の靱性を高めるものである。

本報告はこの滑り支承の効果について、せん断土槽内で中柱に滑り支承を設置したボックスカルバートを破壊させた模型実験³⁾およびそのシミュレーションで確認した結果を示すものである。

2. 滑り支承の構造

地下鉄構造物のようなボックスカルバートの横断方向耐震設計では、中柱のせん断破壊を防止し、中柱の上下端に塑性ヒンジが発生する事を前提としてその変形性能を確保することが重要になる。この一つの手段として、**図-1**に示すように、上下端をヒンジに近い構造又は一端を滑り支承とする破壊モード制御型の構造形式が考えられる。この形式をとることによって、せん断力や曲げモーメントの発生を抑止し中柱への応力集中をコントロールできるものとなる。

滑り支承の基本構造図を**図-2**に示す。

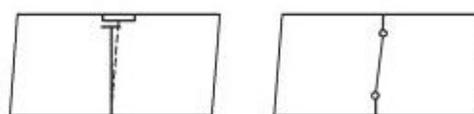


図-1 中柱による地中構造物の地震対策モデル

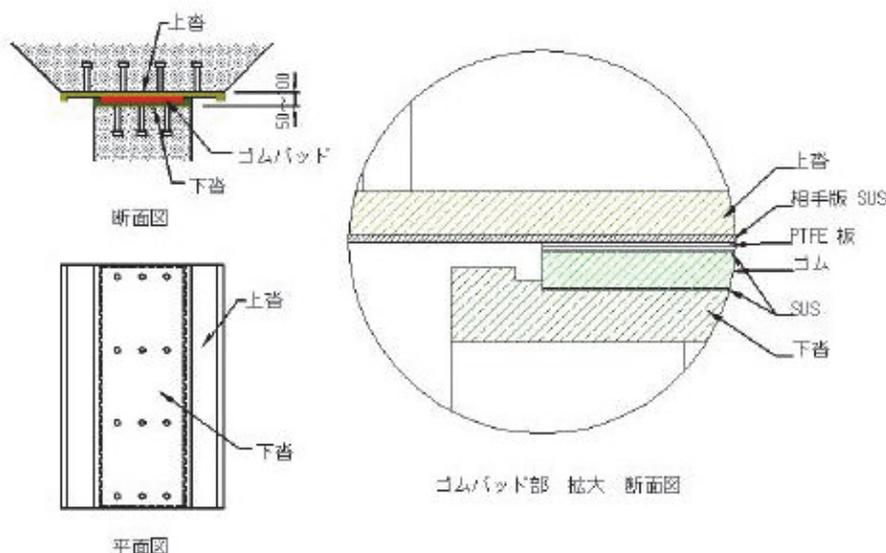


図-2 滑り支承装置構造図

*構造研究室 **技術開発部

この滑り支承は柱と同等断面形状からなる上沓、すべりゴムパッド、下沓より構成される。上下沓は鋼板製であり、すべりゴムパッドはPTFE材 (Poly Tetra Fluoro Ethylene 四フッ化エチレン樹脂：テフロン) 等の摩擦係数の小さい板を上面に設置した10~30mm程度の積層ゴムである。なお、PTFE材に接する沓には必要に応じてステンレス鋼板 (Steel Use Stainless : SUS) を設置する。PTFE板で水平力の伝達を逃がし、積層ゴムで鉛直荷重を支持するとともに上下床版の回転変位を吸収するものである。滑り支承のモデル概念図を図-3に示す。

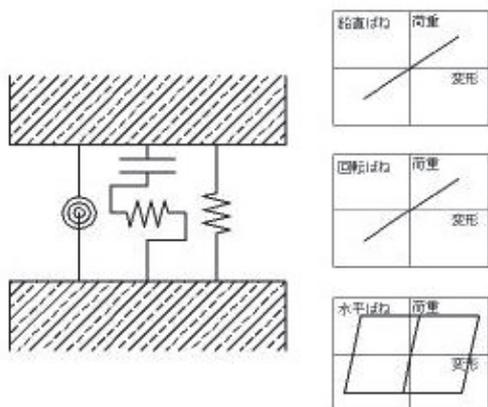


図-3 滑り支承モデル概念図

3. 滑り支承の効果

3.1 模型実験のシミュレーション

a. 実験の概要

実験は、表-1に示すように、地盤のみをせん断土槽で載荷したもの (ケース I-1)、ボックスカルバートを直接アクチュエーターで載荷したもの (ケース II-0)、ボックスカルバートをせん断土槽で載荷したもの (ケース IV-1) の3ケースとした。

せん断土槽は、図-4に示すように、幅 4.0m、高さ 3.0m、奥行き 1.0m のものである。また、ボックスカルバートは、図-5に示すように、幅 2.3m、高さ 1.6m、奥行き 1.0m、壁厚 0.13~0.15m (複鉄筋 D10@100mm) のものである。中柱は、断面高さ 0.13m、幅 0.2m (鉄筋 D13、6本) で、せん断破壊先行型となるようせん断補強筋を配置していない。この形式の中柱を従来構造と称する。なお、ボックスカルバートをせん断土槽で載荷したケース IV-1 の中柱には鋼管 (φ114.3mm) の添え柱2本 (上部に積層ゴムを挿入-前章に示した滑り支承とは構造が異なるが機能的には同等) がある。このボックスカルバートは従来構造の中柱がせん断破壊した後に中柱が滑り支承形式に移行するものである。

地盤は乾燥砂をN値 10程度 (密度 1.78t/m³) に十分

締め固めて作成した。載荷はアクチュエーターの変位制御で静的に交番載荷した。なお、ボックスカルバートには約 5.0m 相当の土被り荷重 (中柱軸力 3~3.5N/mm²) が作用するようにインゴットを用いて載荷した。

表-1 実験ケース

	ケース I-1	ケース II-0	ケース IV-1
載荷方法	せん断土槽 (地盤のみ)	気中	せん断土槽
中柱構造		従来構造	従来構造 + 鋼管添え柱

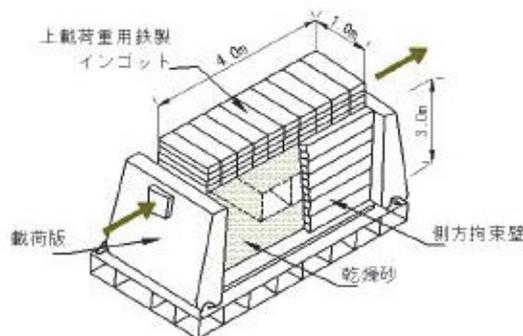


図-4 実験概念図

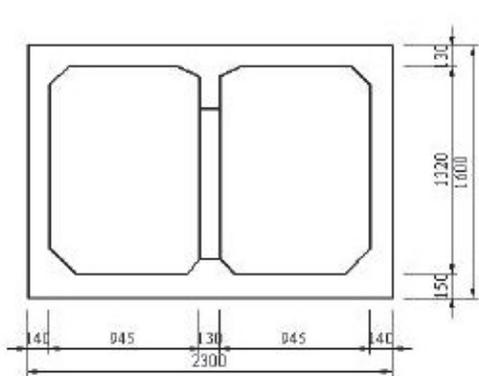


図-5 模型ボックスカルバート構造図

b. シミュレーション

実験のシミュレーションは、2次元の非線形静的FEMを用いておこなった。ボックスカルバートをせん断土槽で載荷したケース IV-1 の解析モデルを図-6に示す。

地盤は平面ひずみ要素、ボックスカルバートおよび載荷版は梁要素でモデル化した。モデルの底面は水平・鉛直の変位を固定した。なお、ボックスカルバートの周囲にはジョイント要素は使用しなかった。地盤の平面ひずみ要素はせん断応力とひずみ ($\tau-\gamma$) の関係を Ramberg-Osgood (RO) モデルで表現した。構造物の梁要素は曲げモーメントと曲率 ($M-\phi$) の関係をトリリニアのモデルで表現した。また、梁要素のせん断破壊に対する照査はFEM解析では実施していない。

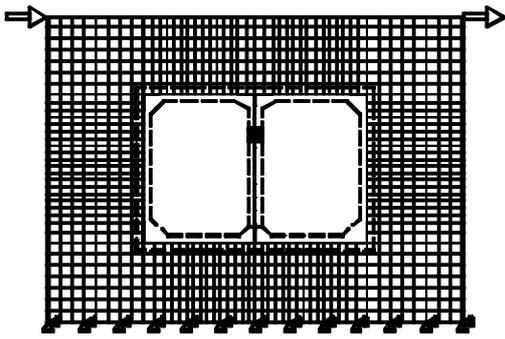


図-6 解析モデル図

ROモデルのパラメータは地盤のみをせん断土槽で載荷したケース I-1 で同定した。図-7に実験ケース I-1 とROモデルによるの $G/G_{max}-\gamma$ 曲線を示す。

M- ϕ 曲線は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）平成4年」に示されるコンクリートおよび鉄筋の応力・ひずみ関係、コンクリートの引張強度を用いて M_c 、 ϕ_c 、 M_y 、 ϕ_y 、 M_u 、 ϕ_u を定めた。この時部材に作用している軸力は、FEM自重解析による軸力を用いた。M- ϕ 曲線を図-8に示す。

滑り支承の鉛直ばね、水平ばね、回転ばねはゴムの剛性より算定した。

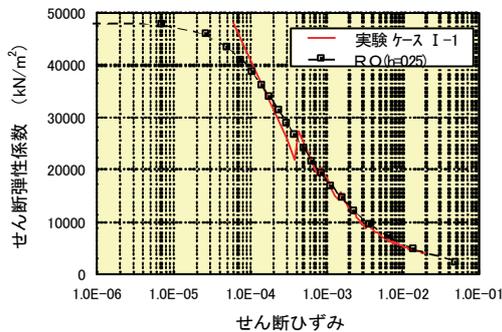


図-7 せん断弾性係数とひずみの関係

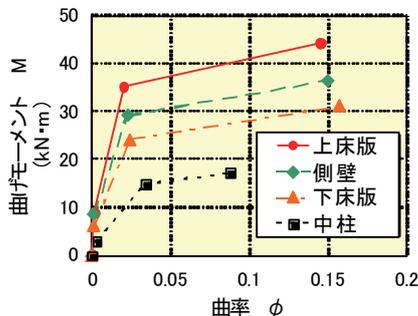


図-8 曲げモーメントと曲率の関係

c. 実験と解析結果の比較

表-1に示した各ケースについて土槽頂部の荷重-変位曲線を図-9~11に示す。ただし、ボックスカル

パートを直接アクチュエーターで載荷したケース II-0 については構造物頂部の荷重-変位曲線である。また、ボックスカルパートをせん断土槽で載荷したケース IV-1 の解析値は土槽頂部の変位が 37mm 以降、中柱がせん断破壊したもものとして中柱のないモデルで解析した結果を示した。

いずれの荷重-変位曲線も解析値と実験値はよく対応している。

実験での破壊状況は、ケース II-0 では上下床版の相対変位が 21.3mm (変形角 1.6/100) でせん断クラックが大きくなり、33.5mm (変形角 2.5/100) でせん断破壊したので載荷を中止した。一方、ケース IV-1 では上下床版の相対変位が 11.3mm (変形角 0.9/100、土槽頂部変位 23.2mm) でせん断破壊したが、土被り相当の荷重は、上端に滑り支承を挿入した鋼管の添え柱が分担し 37.6mm (変形角 2.6/100 土槽頂部変位約 78mm) でも載荷は可能な状態であったが装置の制約から載荷を終了した。

これに対し、解析では、コンクリートのせん断耐力を「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）平成4年」で評価すると両ケースとも中柱のせん断力はせん断耐力を超えない。実験で中柱がせん断破壊した相対変位で解析の中柱がせん断破壊するためには、上記設計標準によるせん断耐力を 1/1.3 倍程度することが必要である。この時、ケース II-0 では上下床版の相対変位が 11.7mm (変形角 0.8/100)、ケース IV-1 では 18.0mm (変形角 1.2/100、土槽頂部の変位 37mm) で中柱のせん断力はせん断耐力に達し、実験結果とほぼ符合す

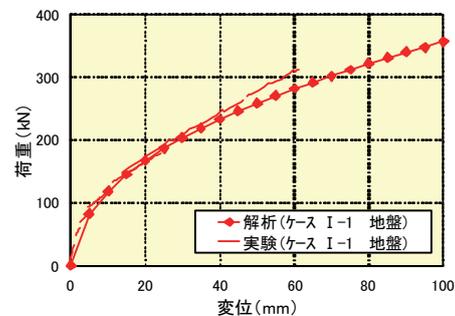


図-9 荷重-変位曲線の比較 (ケース I-1)

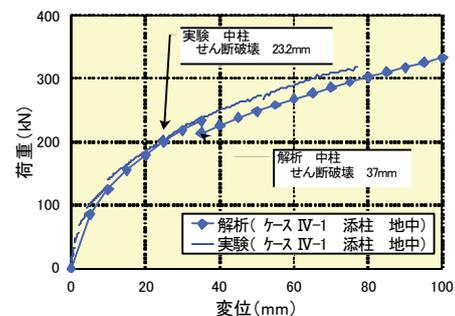


図-10 荷重-変位曲線の比較 (ケース IV-1)

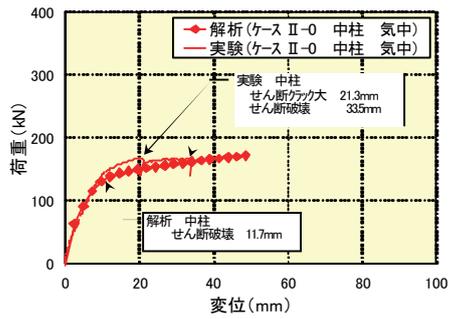


図-11 荷重-変位曲線の比較
(ケース II-0)

る。せん断耐力が低い値を示すのは中柱の破壊が付着割裂破壊の様相を呈していたことが一因と考える。

図-12 は、ボックスカルバートをせん断土槽で載荷したケースIV-1 のインゴッドの鉛直荷重を除いた水平荷重分に対する、ボックスカルバート周囲のせん断土圧と地盤の平均せん断ひずみの関係を実験と解析と比較したものである。比較的良好に実験と解析は対応している。これは、地盤の非線形性を表現しておけば、ジョイント要素を用いなくとも、構造物周囲のせん断土圧の非線形性を表現することが可能であることを示している。

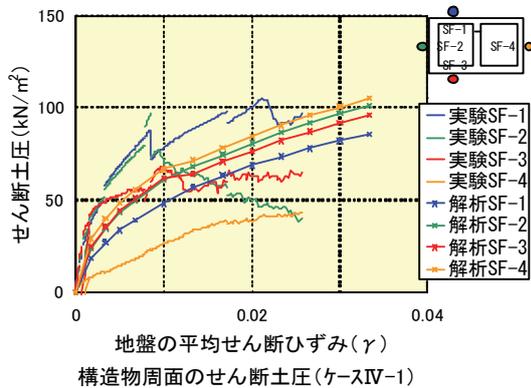


図-12 せん断ひずみとせん断土圧の比較

3.2 中柱滑り支承有無の影響

前節で示したように静的FEMは比較的良好的に実験をシミュレーションすることができた。そこで、この方法を用い、実験に用いた模型ボックスカルバートおよび地盤を対象に中柱上端に滑り支承を設置した時の影響について検討した。

a. 解析ケース

解析ケースを表-2に示す。解析ケースは地盤のみ、従来の鉄筋コンクリートの中柱構造のもの、中柱の上端に滑り支承を挿入したものの3ケースで、それぞれ気中の載荷とせん断土槽による載荷を実施した。地盤、ボックスカルバートの構造および滑り支承は前節同様のものとし、要素分割およびその定数も前節のものを用い、解

析は変位制御の片押しで実施した。ケース I-1、II-0 は前節に示したものである。

表-2 解析ケース

	ケース I-0	ケース II-0	ケース III-0
載荷方法	気中		
	ケース I-1	ケース II-1	ケース III-1
載荷方法	せん断土槽		
中柱構造	地盤のみ	従来構造	滑り支承 (積層ゴム)

ケース I-0 はボックスカルバートと同じ大きさの地盤

b. 解析結果

ボックスカルバートを直接アクチュエーターで載荷した気中載荷各ケースの土槽頂部の荷重-変位曲線、せん断剛性-変位曲線、せん断剛性比-変位曲線を図-13~15に示す。

図より、地盤のせん断剛性と両ボックスカルバートのせん断剛性に大きな差はないが、地盤および構造物の非線形性を反映して以下のような差異があることが分かる。

- ① 従来構造のボックスカルバートのせん断剛性は滑り支承構造のボックスカルバートのせん断剛性より大きい。
- ② 従来構造のボックスカルバートのせん断剛性は変形が小さい時点では地盤より大きく、変形が大きくなった時点で地盤と同程度となる。
- ③ 滑り支承構造のボック

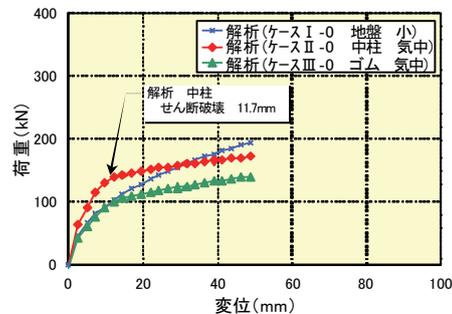


図-13 荷重-変位曲線 (上床版)

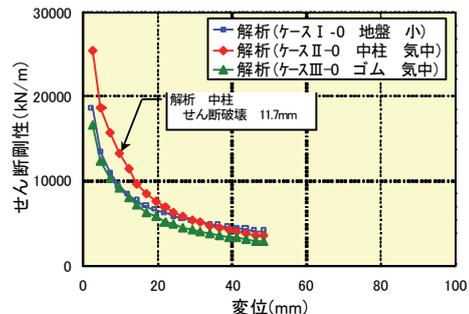


図-14 せん断剛性-変位曲線 (上床版)

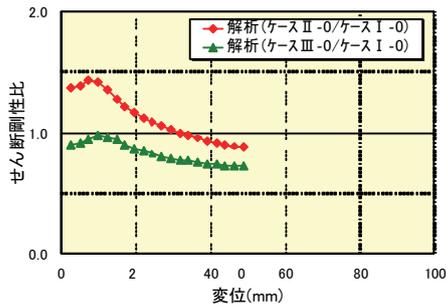


図-15 せん断剛性比-変位曲線 (上床版)

スカルパートのせん断剛性は変形が小さい時点ではほぼ地盤と同程度で、その後地盤より小さくなること分かる。

図-16 に示すせん断土槽で載荷したケースの荷重-変位曲線は、上記の空中載荷の傾向を反映した結果となっている。

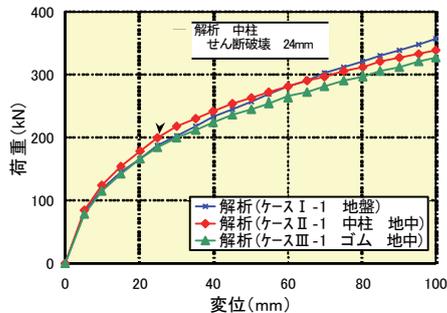


図-16 荷重-変位曲線 (土槽頂部)

図-17~20 はせん断土槽で載荷したケースの滑り支承の有無による変形、自重・上載荷重分も含む曲率、曲げモーメント・せん断力を比較したものである。土槽変位 20mm は鉄筋降伏前、60mm はすべての隅角部鉄筋降伏後となる。

図より、以下のことがわかる。

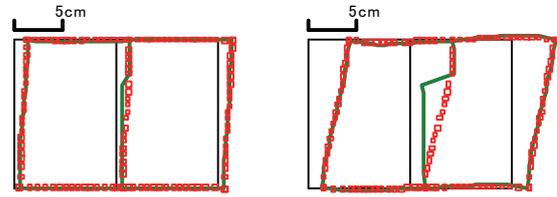
従来構造の中柱を有するボックスカルパートに地盤のせん断変形が作用すると、上載荷重による曲げモーメントに対して、隅角部では負の曲げモーメントが増加する部分 (図の右上隅角部・左下隅角部) と反転して正側のモーメントになる部分 (図の左上隅角部・右下隅角部) が生じる。中柱の上下床版では中柱の軸心を境にして曲げモーメントが増加する部分と減少する部分が生じる。中柱には曲げモーメントとせん断力が作用する。

これに対して、滑り支承を入れることにより、隅角部の曲げモーメント・せん断力に変化はないが、中柱・中柱上下の床版部の曲げモーメント・せん断力は減少する。ただし、隅角部の曲率は滑り支承を入れることにより、わずかではあるが大きくなる

以上のように、従来構造の中柱は、地盤のせん断変形による構造破壊に対してクリティカルな部材であるが、滑り支承を入れることによりクリティカルな部位は隅角

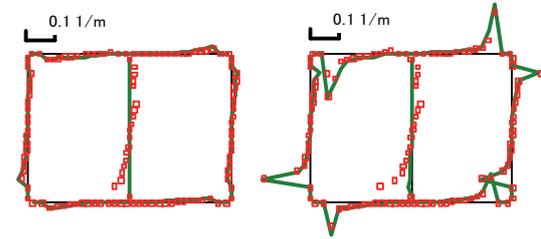
部に移行する。しかし、隅角部の断面力に増加はなく、変形が増大しても、十分な靱性を保持していれば破壊することもないと考えられる。

— 滑り支承有り
□ □ □ □ 滑り支承無し



変位(土槽変位) 20mm 変位(土槽変位) 60mm

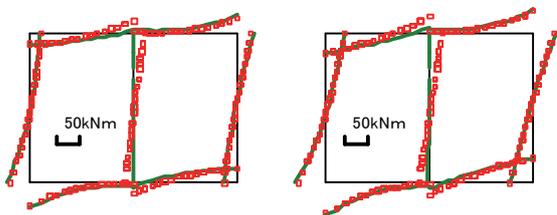
図-17 変形図



曲率(土槽変位) 20mm 曲率(土槽変位) 60mm

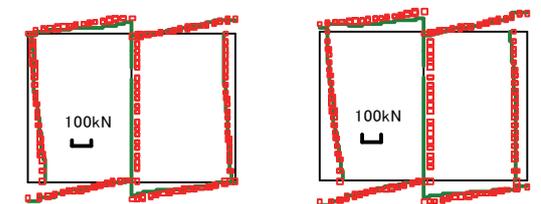
図-18 曲率分布図

— 滑り支承有り
□ □ □ □ 滑り支承無し



曲げモーメント(土槽変位) 20mm 曲げモーメント(土槽変位) 60mm

図-19 曲げモーメント図



せん断力(土槽変位) 20mm せん断力(土槽変位) 60mm

図-20 せん断力図

図-21 はせん断土槽で載荷したケースの滑り支承有無による地盤のせん断変形荷重分の土圧を比較したものである。

直土圧は、従来構造の中柱ボックスカルバートに比べ滑り支承構造のボックスカルバートの方が大きく、せん断土圧は両者ほぼ同程度の値となっている。

滑り支承構造は上下床版の拘束を解放する。したがって、滑り支承構造の上下床版の曲げ変形は従来構造より大きくなる。直土圧はこの変形を防止する方向に作用し、滑り支承構造の直土圧は従来構造より大きくなるものとする。

以上より、中柱に滑り支承構造を採用し中柱が分担していた水平力を解放しても、外力は隅角部の負担増として表れるのではなく、地盤がこれを分担することを示している。

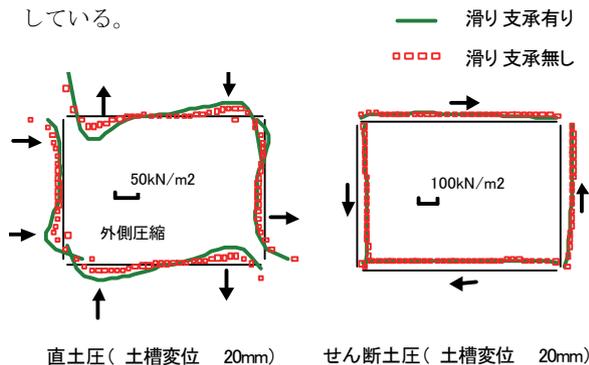


図-21 土圧分布図

4. まとめ

中柱に滑り支承を設置することにより、中柱のせん断破壊を防止するとともに全体の見かけ剛性を低下させ、地中構造物全体の靱性を高める構法を提案し、その基本構造を提示した。

この構法の効果について、中柱に滑り支承を設置したボックスカルバートをせん断土槽内で破壊させた模型実験およびそのシミュレーションより以下のことが明らかになった。

地盤の非線形性をROモデル、鉄筋コンクリートをトリリニアモデルで表現した非線形FEMは、せん断土槽内に設置したボックスカルバートを静的に加力し破壊させた実験を、良好にシミュレーションすることが可能である。

中柱に滑り支承を入れることにより、同一の地盤変位のもとで、中柱および中柱直近の上下床版の曲げモーメント・せん断力が低減される。また、滑り支承構造は上下床版の拘束を解放し、上下床版の曲げ変形を増加させる。直土圧はこの変形を防止する方向に作用し、滑り支承構造の直土圧は従来構造より大きくなる。したがって、低減された曲げモーメント・せん断力はボックスカルバート構造物内に再配分されるのではなく、地盤に分担されたものと見ることができる。

以上より、中柱に滑り支承を設置することにより、無

理なく中柱の断面力を低減することが可能であり、構造系の破壊を防止できるとともにレベル2地震対策として中柱に配置する多量の主鉄筋・帯鉄筋を減少させることが可能となるとともに、経済的にも有利な構造とすることができる。

5. あとがき

地中構造物の中柱滑り支承の効果を模型実験の解析で明らかにした。今後、実構造物、例えば地下鉄駅部の3層2径間構造を対象とした適用検討を実施するとともに、基本構造を示した滑り支承を詳細に検討することによりその設計手法を明確にして、滑り支承を実用に供せられるものにしていきたい。

【参考文献】

- 1) 佐俣千載「兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と復旧」土木学会論文集、No. 534/VI-30、pp1-17、1996. 3
- 2) 松田隆、大内一、佐俣千載「中柱を有する埋設函体構造物の地震時損傷メカニズムに関する解析的研究」土木学会論文集、No. 563/ I -39、pp125-136、1997. 4
- 3) 遠藤達巳、坂上明、竹内幹雄、岩楯敏広「耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験」第 24 回地震工学研究発表会講演論文集、pp805-808、1997. 7

バイブレータ音を利用したダムコンクリートの締固め判定

栗本雅裕* 三澤孝史**
石橋則秀*** 戸澤清浩****

1. まえがき

ダムコンクリート打設において、コンクリートの締固めの適正な判定はダム本体の品質向上に重要な要素となる。しかしながら、コンクリートの締固めの終了判定は振動締固め機の運転手の勘と経験に頼っているのが現状である。また、「コンクリート標準示方書ダム編」では①コンクリートの沈下がなくなること、②空気の泡が生じなくなること、③水が表面に現れて光沢が生じることにより確認できると表現されており、定量的な規準は示されていない。

このことから、コンクリートの締固めを定量的に評価するために岩崎等¹⁾によりコンクリート中の加速度とコンシステンシーの関係についての研究が、徳田等²⁾により超硬練りコンクリートを対象とした振動ローラによる締固めにおけるセメントペーストの挙動の把握が行われた。また、社団法人日本コンクリート工学協会のフレッシュコンクリートの挙動研究委員会報告³⁾では構造物の壁、床版を対象とし締固め時の加速度とコンクリート密度、強度の関係が明らかにされている。これらの研究ではフレッシュコンクリートの締固め度と加速度等の変化の関係およびセメントペーストの挙動等を明らかにしているがコンクリートの締固め判定には適用していない。

本報告では、過度な締固めによるダムコンクリートの品質低下の防止、グリーンカット量の低減を目的にバイブレータ音の変化に着目したダムコンクリートの締固め判定装置の開発を行い、現場での実証試験によりその適用性を確認した。

2. バイブレータ音の変化と締固めの関係

2.1 実験方法

コンクリートの締固めとバイブレータ音、加速度の変化とコンクリートの物性値との関係を把握するため図-1に示す実験装置で実験を行った。容器の大きさは幅40cm、長さ80cm、深さ40cmである。実験は治具にバイブレータを固定し容器の中にコンクリートを投入し振動により締め固めた。また、実験に使用したコンクリートはダムコンクリートに近い性状を模擬するためには有スラ

ンプの配合を参考にして決定した。

実験ではバイブレータおよびコンクリート表面に加速度計、コンクリート表面の沈下量の把握を目的とした変位計およびマイクロフォンの3種類の計測器を使用した。加速度計はバイブレータおよびコンクリート表面にバイブレータから10cm、20cm、30cm、変位形は10cm、20cmの位置に、またマイクロフォンはバイブレータから60cmの位置に設置した。サンプリング周波数はバイブレータの周波数が約260Hzであるため、4000Hzとした。

2.2 実験結果

締固め時のバイブレータの加速度と音圧の計測波形の一例を図-2に示す。バイブレータの加速度は締固め開始から30秒までは一定の値を示し徐々に小さくなり50秒以上ではほぼ一定値を示す傾向を示した。また、音圧波形は加速度波形と比較すると、対照的に40秒付近まで

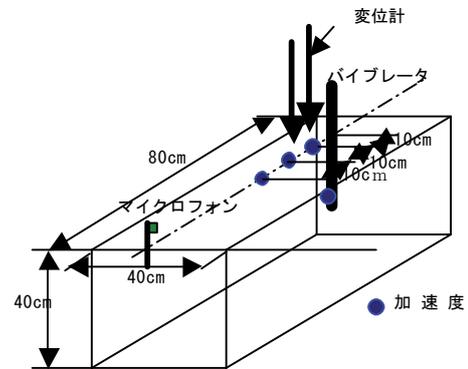


図-1 実験装置

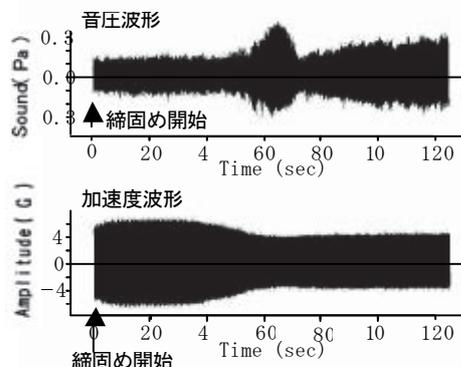


図-2 計測波形の一例

*構造研究室 **機電研究室 ***東京支社機械部 ****広島支社土木部

は一定値を示し、その後急増し 55 秒付近で最大値を示す。その後減少傾向に転じ 65 秒以上で若干の増加傾向を示すがほぼ一定値となっている。同様な傾向が締固め可能であるコンクリートを対象とした締固め実験で表れることを確認している。

図-2 に示すような計測波形から、バイブレータの振動周期 (約 0.0038 秒) 毎に最大値および最小値を求め、それぞれ 2 秒間の時間平均を算出し、(最大値-最小値) / 2 を求めた。このようなデータ処理を行って求めた。バイブレータおよびコンクリート表面の加速度、コンクリート表面の沈下速度および音圧の時間変化を図-3、図-4、図-5 に示す。

図-3 において、バイブレータの加速度は締固め開始から 27 秒において約 120G (G: 重力加速度) から 85G まで低下したのち、ほぼ 90G 程度の一定値を示している。また、バイブレータから 10cm の位置での加速度はバイブレータの加速度が低下し一定値を示す時刻に急激に増加を始め、42 秒において最大値 4.7G を示した後に減少に転じている。この時刻においてコンクリートが振動により締固められている領域がバイブレータから 10cm まで達したものと考えられる。また、20cm の位置での加速度は締固め開始から 50 秒で最大値 0.4G となり、その後減少している。また、30cm の位置ではバイブレータの振動加速度はほとんど伝達されていない。目視観測からコンクリート表面が投入時と比較して変化が認められたのは約 25cm 程度までであった。

次に、図-4 はコンクリート表面の沈下速度を示したものである。バイブレータから 10cm の位置でのコンクリート表面の沈下量は 20 秒付近から急激に増加が始まり、27 秒において表面沈下速度は最大値を示している。また、20cm の位置では 34 秒に最大値を示している。また、締固め開始から 53 秒付近において 10cm、20cm の位置での表面沈下速度はほぼ等しくなっている。

一方、図-5 より、音圧が増加から減少に転じる時刻 50 秒は 10cm、20cm の位置での表面沈下速度がほぼ等しくなった時刻に対応していることが分かる。

2.3 バイブレータ音の変化と締固めの関係

コンクリートの締固め開始直後は、コンクリート中の空隙が非常に多く、振動はバイブレータのごく近傍のみに伝達され最初にその部分が流動化する。コンクリートの流動化部分が広がるにつれてバイブレータの応答加速度は流動化したコンクリートの付加マス効果により低減し一定値を示し始める。その後、コンクリートの流動化部分が拡がりコンクリート表面の応答加速度が増加し最大値を示した後、漸減する。これはコンクリートの流動化部分の拡大、すなわち振動するコンクリートの質量が増加しコンクリート表面の応答加速度が低下するためと考えられる。

また、音圧が大きくなる現象はコンクリートの流動化

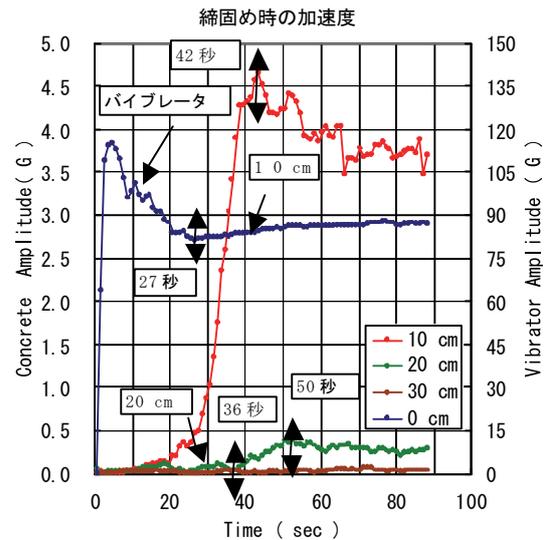


図-3 コンクリート表面の加速度

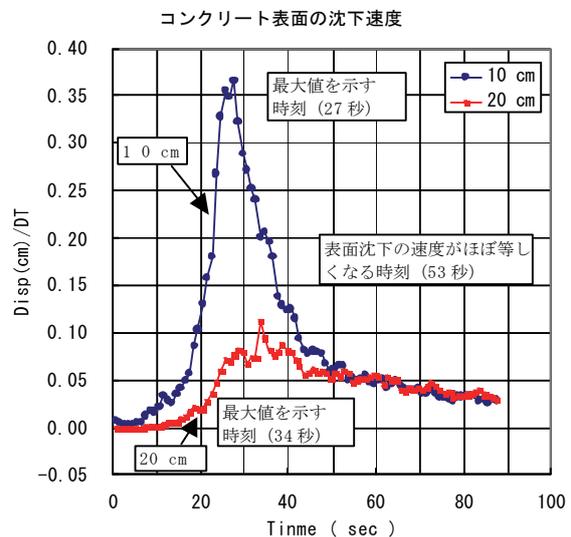


図-4 コンクリート表面の沈下速度

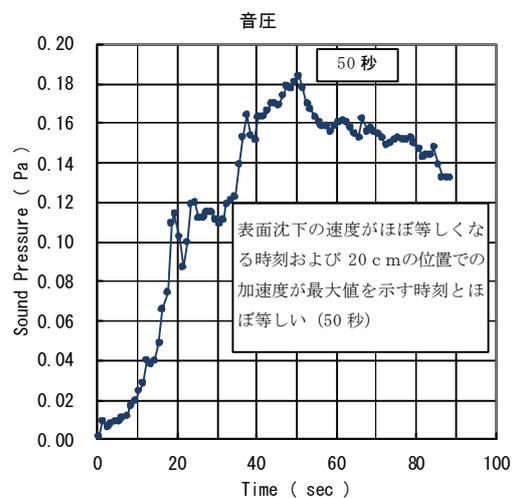


図-5 バイブレータ音の変化

部分の拡大により振動が音として空气中に伝播する面積が大きくなることにより発生すると考えられる。したがって、音圧が減少傾向に転じる時刻は流動化部分の拡大が止まる時刻であると推測できる。これは、①音が最大値を示す時刻と表面の沈下速度がほぼ等しくなる時刻とが一致している実験結果、②またコンクリート表面の応答加速度が一定値を示し始める時刻とも一致している実験結果から言える。

すなわち、コンクリートの締固めにおいて、バイブレータの加速度がコンクリートに伝達され流動化の領域が拡大する時間では音圧は増加傾向を示し、流動化の拡大が止まり流動化部分の密度増加のみの現象に変化した時刻において、音圧は減少傾向を示すと考えられる。音圧の減少は、密度増加によりコンクリートと空気の影響インピーダンス比が変化しコンクリート内部で発生している音の外部への透過が小さくなることによるものと考えられる。

したがって、バイブレータの音圧が増大から減少に転じた後に一定値を示す時刻ではコンクリートの振動締固めによる密度増加がほぼなくなったものと考えられ、この時刻において締固め終了と判断できる。

締固め時間とコンクリートの特性を把握するためダムコンクリートを使用した締固め実験を行った。実験は締固め時間を 10、20、40、80 秒とした場合についておこなった。

実験方法は直径 88cm のドラム缶内にダムコンクリートを投入しダム用振動締固め機で締固め音圧を計測した。本実験において音圧が最大値を示した時刻は、いずれのケースにおいても締固め開始から約 30 秒後であった。

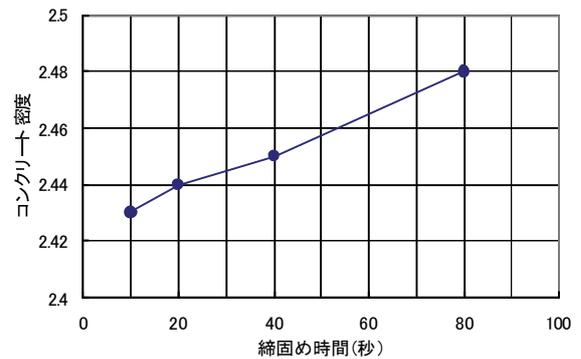


図-6 締固め時間とコンクリートの密度

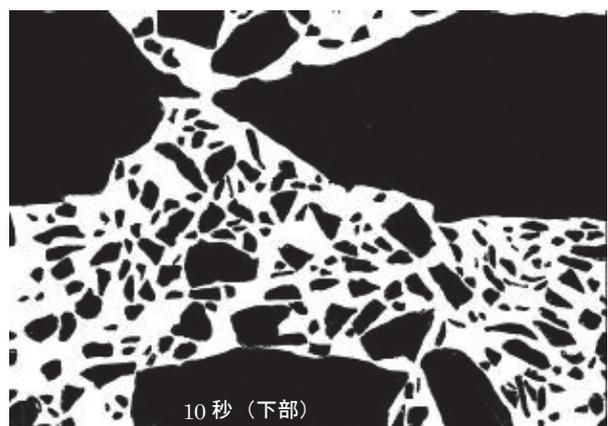
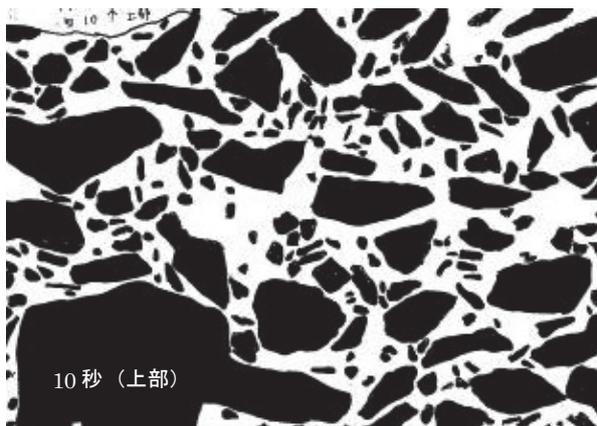


図-7 骨材の粒度分布 (締固め時間 10 秒)



図-8 骨材の粒度分布 (締固め時間 80 秒)

大値を示

2.4 締固め時間、

した後、50 秒間締固めていることになる。

締固め時間とコンクリート密度の関係を図-6に示す。コンクリート密度は締固め終了後、重量を測定し求めた。コンクリートの密度は締固め時間が長くなるのに伴って微増する傾向が確認された。

次に、締固め試験に使用した供試体から直径 10cm、長さ 75cm のコアを採取した。締固め時間 10 秒と 80 秒のコア表面の骨材分布を図-7、図-8に示す。図の左側はコアの上部、右側はコアの下部の部分である。図中の黒い部分は骨材、白い部分はモルタル部分を示している。また図の黒い大きい部分は 150mm の骨材が表れたものである。

締固め時間 10 秒の場合は、コア上部において骨材が若干多い傾向が表れているが、骨材はほぼ均等に配置されている。これに対して 80 秒の場合は上部のコアには大きい骨材は表れず、下部のコアに多く分布している。この骨材の不均一は過度な締固めにより骨材が沈みこんだものと推測できる。

3. 施工現場での音の特性

ダムコンクリートの締固め状況を写真-1に示す。計測用のマイクロフォンは運転室下部に、締固め判定装置は運転室後部に設置した。また、電源は振動締固め機のバッテリーを使用した。音圧波形の一例を図-9に示す。音圧データには、バイブレータ音以外に周囲の雑音、エンジン音さらに型枠際の締固めに使用する手動のバイブレータ音が含まれている。

音圧波形の周波数特性を調べるため、計測データを2秒間隔でフーリエ解析を行った。その結果を重ね合わせて図-10に示す。図-10からエンジン、手動バイブレータおよびバイブレータから発生する音の卓越周波数はそれぞれ65Hz、80~95Hz、110Hzであった。これらの周波数は離れているためバンドパスフィルターによりバイブレータ音のみを抽出した。適用したバンドパスフィルターの周波数特性を図-11に示す。周波数の通過帯域はバイブレータ音の振動数が110Hzより100Hz~120Hzとした。

図-11に示す周波数特性を時間領域で漸化型のフィルターに変換し締固め判定システムに組み込んだ。

ダムコンクリート実施工における締固め時の音圧波形の包絡線を図-12に示す。このデータはダムの内部コンクリート打設時に、「コンクリート標準示方書ダム編」に示されている判定規準にしたがって人間が締固め判定を行ったときの結果である。

音圧波形の包絡線は締固めの進展とともに大きくなり、その後小さくなっている。締固めの終了判定は音圧が下がったのち増加に転じてから4~5秒後である。図中のデータは締固め終了判定までを示しており、最終時刻は



写真-1 ダムコンクリート締固め状況

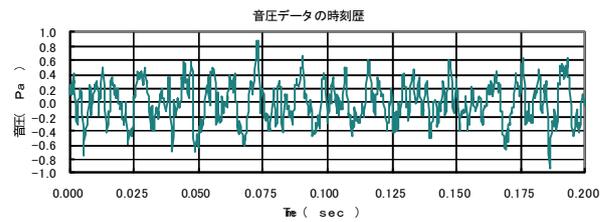


図-9 音圧波形の一例

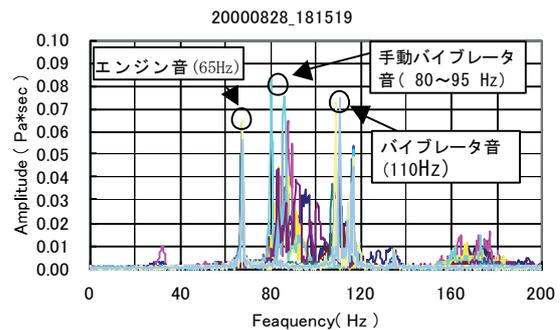


図-10 音圧の周波数特性

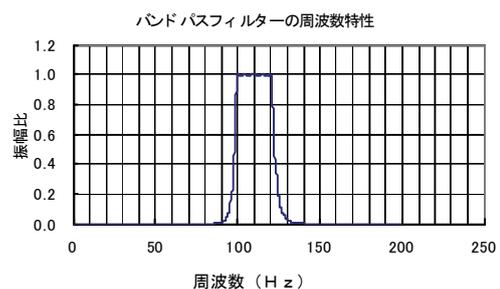


図-11 バンド・パスフィルターの特性

締固めが終了した時刻である。

4 締固め判定システム

4.1 システムの概要

ニューラル・ネットワークを適用した締固め判定システムは、締固め時のバイブレータの音圧が、一定のパターンを呈していることに着目したものである。締固め

時の音圧を計測し、音の変化が締固め終了時のパターンに合致しているかどうかをニューラルネットワークにより判定させた。

ニューラル・ネットワークとは、人間や高等動物の脳神経細胞網を計算機上で模倣し情報処理を行うものである。パターン認識、予測、最適化問題などに応用され多数の適用事例がある。

適用したニューラル・ネットワークは、一つの間層を有する3層の階層型ネットワークを用いており、学習方法としては逆誤差伝播法(Back Propagation 法)を用いた。

ニューラルネットワークの構造を図-13に示す。入力層は11ユニット、中間層は10ユニット、出力層は1ユニットである。入力、音圧データとし、出力値としては、締固め終了を{1}、締固め未終了を{0}としている。

また、結合係数および閾値の初期値は、0から1までの乱数で与えた。入力層、中間層、出力層の各ユニットの出力関数には、式-1に示すシグモイド関数を用いた。

$$f(x) = 1/(1 + \exp(-x)) \quad \text{--- (1)}$$

教師データは、図-12に示す熟練者による判定時の音圧波形の包絡線を用いた。図-12に示す包絡線の正負の差を取った後、これを3次曲線で近似したものを与えた。その結果を図-14に示す。

教師データの一例を図-15に示す。教師データは、締固め終了パターンのみでは、十分な学習結果が得られなかったため、未終了パターンについても学習させている。

締固め終了判定時の音圧波形は、図-12の終了パターンのように音圧が下がった後、再び増加に転じて数

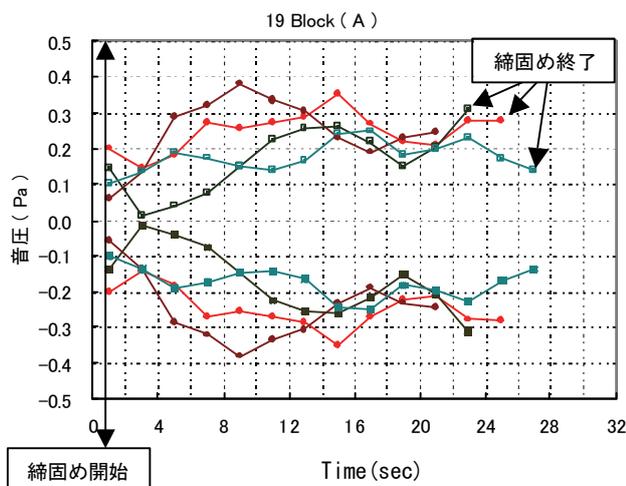


図-12 締固め時の音圧データ

秒後である。したがって、締固め終了信号の出力は、

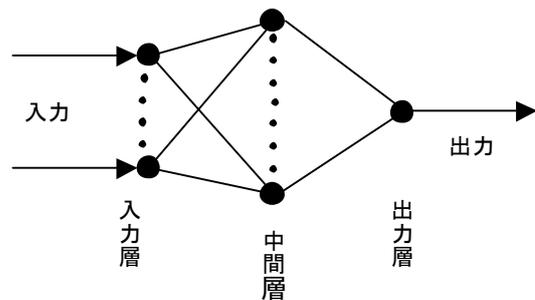


図-13 ニューラル・ネットワークの構造

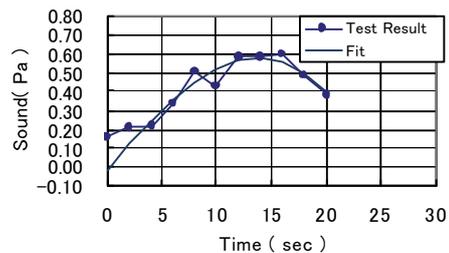


図-14 包絡線のフィティング結果

図-15に示すように、ニューラル・ネットワークによる締固め終了判定後、数秒の遅延時間を設定している。

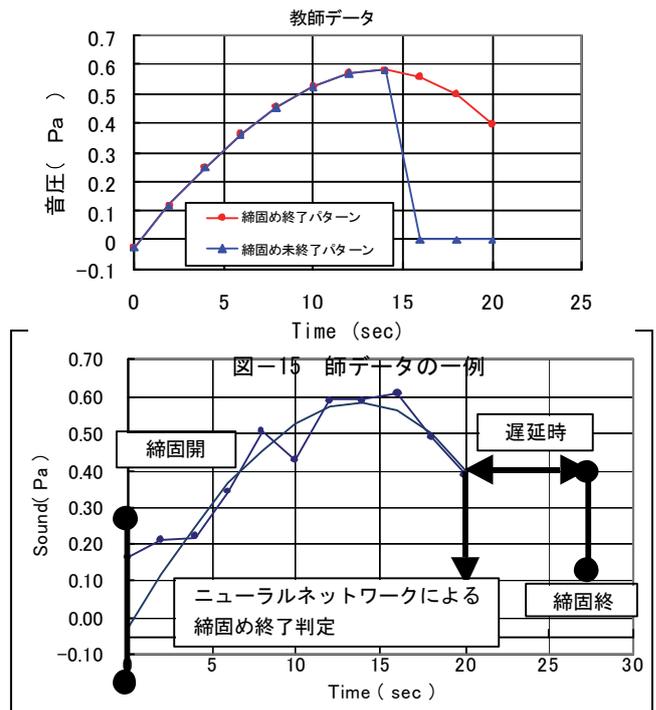
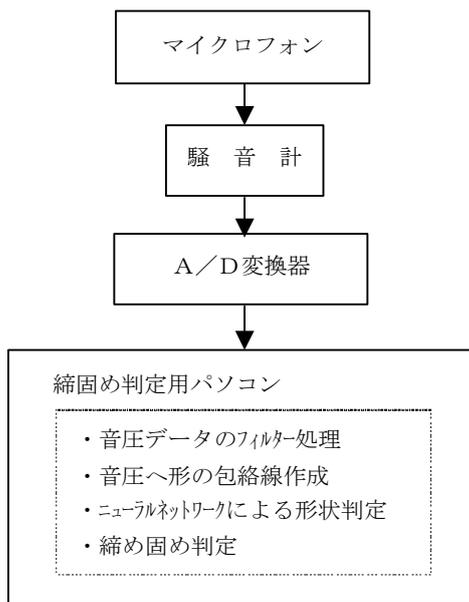


図-16 締固め判定方法

システム構成を図-17に示す。マイクロフォンにより、連続的に音を計測し、騒音計を通して電圧信号として締固め判定用パソコンへデータを取り込んでいる。締固め判定用パソコンにより判定し、ブザーによる終了信号により、オペレーターに締固め終了を知らせる。

ダムコンクリート打設時の判定結果の一例を図-18に示す。図のデータは、ニューラルネットワークが締固



め終了判定をした最終時刻までを示している。図に示すように、締め固め初期段階において、音圧減少はパイプレータをコンクリート中に挿入している段階であるため、ニューラル・ネットワークによる判定回路に入らないように設定している。

図より、教師データで想定したパターンによって

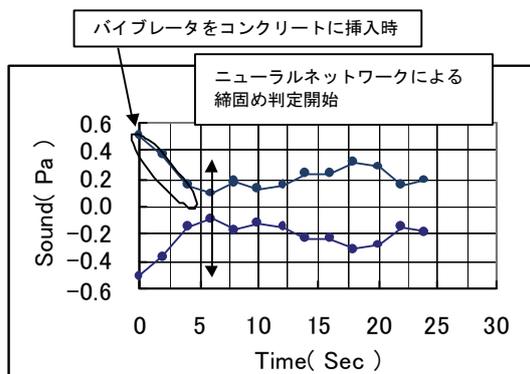
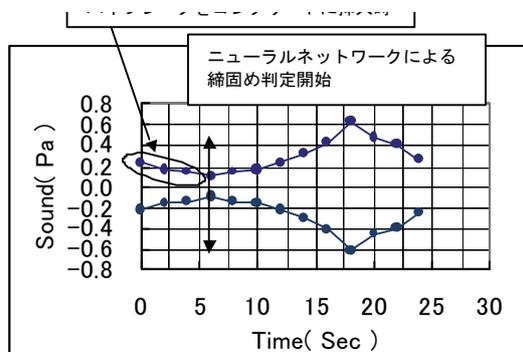


図-18 締め固め判定結果



ニューラル・ネットワークが判定していることがわかる。

5 結論

ダムコンクリートの品質向上およびグリーンカット量の低減を目的に定量的な締め固め判定について要素実験、現場での締め固め実験およびニューラル・ネットワークを使った締め固め判定装置を製作しダムコンクリートの実打設に適用した結果、次に示すことが結論付けられる。

- i. 振動締め固め機によるダムコンクリート締め固めにおいてパイプレータから発生する音の変化は、コンクリートの締め固め時の現象と密接な関係があることが分かった
- ii. すなわち、締め固めにおいてパイプレータの音圧が大きくなる時間ではコンクリートの振動領域が拡大、また音圧が減少傾向を示す時間ではコンクリート内の水、空気が上昇することにより密度増加している
- iii. 上記の現象はダムコンクリートの実打設時にも発生する。
- iv. 過度の締め固めはグリーンカット量の増加と骨材の沈降をもたらす。
- v. ニューラル・ネットワークにダムコンクリート締め固めにおけるパイプレータの音圧変化パターンを組み込んだ締め固め判定装置により締め固め判定が実工事に適用可能となった

【参考文献】

- 1) 岩崎、坂本：「内部振動機によるコンクリートの締め固めに関する研究」フレッシュコンクリートの挙動とその施工への応用に関するシンポジウム論文集 1989年4月 P121~126
- 2) 徳田、加賀谷、川上、辻子：「超硬練りコンクリートの締め固め度に及ぼす打ち込み方法および締め固め方法の影響に関する基礎実験」土木学会論文集 第408号/ⅴ-11 1989年8月
- 3) (社)日本コンクリート工学協会フレッシュコンクリートの挙動研究委員会振動締め固めワーキンググループ「コンクリートの振動締め固めに関する実験報告書」1990年3月

外殻PCaを用いた鉄筋コンクリート柱の構造特性と最大耐力

細矢 博* 河野政典* 浅野芳伸*
小河義郎** 岡 靖弘*** 上西 隆****

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の施工の合理化や工期短縮等を目的として、種々のプレキャストコンクリート工法の開発が行われている。その工法の一つとして薄肉中空断面プレキャストコンクリート（以下、外殻PCaと記す）を型枠兼構造体として柱に用いる工法がある。

外殻PCaは、製作場所から建設現場に搬入、重機で建て込まれ柱主筋が配筋された後、中空部に後打ち（中詰め）コンクリートが打設されて柱部材として一体化される。この外殻PCaは、大別すると、PCa工場で遠心成形により製作する場合と、PCa工場または製作サイトで通常のコンクリートの流し込み成形により製作される場合の2種類に分けられる。既往の研究では、異なる製作法の外殻PCaごとに、その外殻PCaを用いた柱部材の構造特性について報告されている場合が多いが、製作方法が異なるため2種の外殻PCaでは性状に差があり、それらを用いた柱部材の構造性能も自ずから異なるのではないかとの指摘がある。また、これら2種類の柱の最大耐力の評価に関して十分な資料が得られているとは言い難い。

そこで、遠心成形ならびに流し込み成形により外殻PCaをそれぞれ製作し、これらを用いた柱の水平載荷実験を行い構造特性（主として復元力特性）を比較検討するとともに、設計時に用いられることが多い算出方法で得られた最大耐力の精度について検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体

本実験は、30階建て程度の鉄筋コンクリート(RC)造建物の柱を対象としている。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、シリーズ1およびシリーズ2から構成される。シリーズ1の試験体は、遠心成形により製作された外殻PCaを用いたRC柱4体(PC-1A, PC-1B, PC-2, PC-3)と、比較検討用に製作された在来一体打ちRC柱3体(RC-1A, RC-2, RC-3)である。また、シリーズ2の試験体は、流し込み成形により製作された外殻PCaを用いたRC柱6体(No.1-1, No.1-2, No.2, No.5, No.6, No.7)と比較検討用に製作された

在来一体打ちRC柱1体(No.8)である。このうち、PC-1AとRC-1A、PC-2とRC-2、No.1-1、No.1-2、No.5、No.6を曲げ破壊型に計画し、PC-1B、PC-3とRC-3、No.2、No.7とNo.8をせん断破壊型に計画した。試験体の縮小率は1/3～1/3.4である。用いた外殻PCaは、中子筋を含め帯筋をあらかじめ内蔵するタイプであり、したがって、全柱試験体とも中子筋を有している。

外殻PCaと後打ちコンクリートを一体化するため外殻PCaの内側表面に設けた凹凸状のシアコッターは、図-1に示すように、シリーズ1では外殻PCa内側の4カ所の入り隅部に設けられ、その平面形状は矩形で、シアコッター面積比(k_{sc})は0.25である。なお、シリーズ1の外殻PCaは遠心成形で製作されているため、水平断面としては内側表面の中央部分は円弧状である。この表面は遠心成形直後にレイトランス処理されるので、粗骨材が露出している。一方、シリーズ2では、シアコッターは外殻PCaの内側表面全体に設けられ、その平面形状は矩形で、シアコッター面積比(k_{sc})は0.39である。以後は、外殻PCaを用いたRC柱を外殻PCa柱、在来工法による一体打ちのRC柱をRC柱と記述する。

2.2 試験体の材料および製作方法

外殻PCaのコンクリートの設計基準強度(F_c)は、下層階の柱を対象とする場合は60または75N/mm²、上層階の柱を対象とする場合は45N/mm²に設定した。外殻PCaの中空部に後打ちするコンクリートの F_c は、下層階の柱では45N/mm²、上層階の柱では30N/mm²に設定した。外殻PCa、後打ちコンクリートともに用いたセメントは普通ポルトランドセメントであり、粗骨材は最大寸法15mmの碎石である。遠心成形外殻PCaは、スランブ180mmのコンクリートを使用し、遠心成形した後に蒸気養生し製作した。流し込み成形外殻PCaは、スランブフロー600mmの高流動コンクリートを横打ちし製作した。また、柱試験区間部分については、下スタブ上で外殻PCaを柱主筋に被せ合わせ、外殻PCa中空部にスランブ210mmのコンクリートを縦打ちし外殻PCaと後打ちコンクリートを一体化した。柱主筋に用いたD13、D16の規格降伏強度は $\sigma_y=390$ N/mm²、帯筋に用いたD6の規格降伏強度は $\sigma_y=345, 390, 685$ N/mm²の3種類である。

コンクリートならびに鉄筋の材料試験結果を表-2に

*建築研究室 **環境研究室 ***東京支社建築設計部 ****本社建築部

表-1 試験体諸元

試験体	工法種別	想定破壊モード	断面		外殻厚t (mm)	内法高さh (mm)	シアスパン比 M/QD	コンクリート強度		軸力比 η	柱主筋		帯筋				
			柱幅b (mm)	柱成D (mm)				外殻 f_c (N/mm ²)	後打ち f_c (N/mm ²)		配筋	鉄筋比 P_g (%)	種類	配筋	鉄筋比 P_w (%)	種類	
シリーズ1	PC-1A	PCa	曲げ	320	320	25	1020	1.59	75	0.3	12-D16	2.33	SD390	4-D6@35	1.14	SD390	
	RC-1A	RC				25	730	1.14	—								
	PC-1B	PCa	せん断	280	280	25	900	1.61	75	-0.7~0.6	20+4-D13	3.89	SD390	4-D6@40	1.14	SD390	
	RC-2	RC				22	—	—	—								
	PC-3	PCa	せん断	320	320	25	730	1.14	75	0.3	20-D16	—	—	4-D6@35	—	—	
	RC-3	RC				—	—	—	—								
シリーズ2	No.1-1	PCa	曲げ	300	300	24	720	1.20	45	0.15	12-D13	1.69	SD390	4-D6@50	0.85	SD345	
	No.1-2					せん断	—	—	—					—	—	—	—
	No.2		せん断	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	4-D6@80	0.53	SD345
	No.5		曲げ	280	280	22	1008	1.80	60	45	0.3	—		—	4-D6@37.5	1.14	—
	No.6	RC	せん断	300	300	24	720	1.20	—	-0.7~0.6	20+4-D13	3.89	SD390	4-D6@40	—	—	
	No.7					せん断	—	—	—					—	—	—	—
	No.8		せん断	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	
	No.8		せん断	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—

ここで、軸力比: $\eta = N / (\sigma_B(b \cdot D - A_c) + \sigma_s \cdot A_c)$; N: 軸力, σ_B : 後打ちコンクリート圧縮強度, σ_s : 柱主筋降伏強度, A_c : 柱主筋断面積

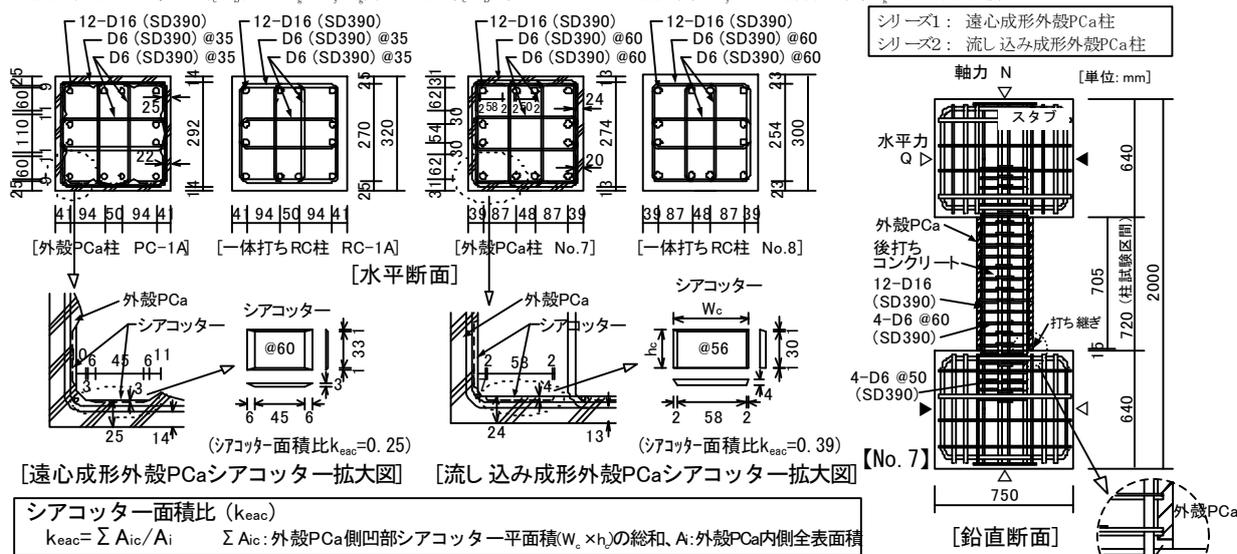


図-1 試験体の形状・寸法および配筋例

示す。

2.3 荷荷方法

荷荷にあたっては、試験体の上下スタブを加力装置（建研式加力装置）に固定し、油圧ジャッキを用いて、試験体に軸力を加えた状態で、変位制御により逆対称変形が生じるように水平力を荷荷した。このとき、各荷荷ステップにおける層間変形角(R)のピークを、PC-1A、RC-1A、No.5では $R = \pm(2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60) \times 10^{-3}$ radに、No.1-1、No.1-2では $R = \pm(2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50) \times 10^{-3}$ radに、PC-2、RC-2、PC-3、RC-3、PC-1B、No.2、No.6~No.8では $R = \pm(2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40) \times 10^{-3}$ radに設定し、各ステップとも2サイクルずつの正負交番繰返し荷荷を行った後、正方向に単調荷荷した。

軸力については、下層階の中柱を対象としたPC-1A、RC-1A、PC-3、RC-3、PC-1B、No.5、No.7、No.8では、軸力比(η)にして0.3相当の一定軸力を荷荷した。また、上層階の中柱を対象としたNo.1-1、No.1-2、No.2では、 $\eta = 0.15$ 相当の一定軸力を荷荷した。一方、下層階の外柱を対象としたPC-2、RC-2、No.6では、 $\eta = -0.7 \sim 0.6$ の変動軸力を荷荷した。このとき、予め長期軸力(N_L)に相当する軸力を荷荷した後、 $N_L - N'_E < N < N_L + N'_E$ (N: 軸力, N_E, N'_E : 地震時軸力)の間は柱せん断力Qに比例する軸

表-2 材料試験結果

試験体	外殻PCaコンクリート				後打ちコンクリート				主筋		帯筋	
	σ_B	E_c	σ_t	ϵ_{co}	σ_B	E_c	σ_t	ϵ_{co}	σ_s	σ_u	σ_w	σ_u
PC-1A	68.4	36.8	—	2750	54.9	33.4	—	—	2660	451	644	—
RC-1A	—	—	—	—	—	—	—	—	2620	—	—	—
PC-1B	64.7	35.1	—	2430	53.3	32.3	—	—	2620	449	630	—
PC-2*	73.3	37.7	—	2640	54.9	33.4	—	—	2660	469	671	—
RC-2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
PC-3*	75.1	37.4	—	2900	—	—	—	—	2620	451	644	—
RC-3	—	—	—	—	53.3	32.3	—	—	—	—	—	—
No.1-1	60.2	28.2	3.71	3330	29.8	25.3	2.21	2160	474	616	400	548
No.1-2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	780	997
No.2	55.4	29.2	3.64	3110	31.1	30.4	3.05	2020	444	577	375	536
No.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
No.6	78.8	34.1	5.49	3340	44.1	34.2	3.79	2280	474	616	470	657
No.7	—	—	—	—	—	—	—	—	444	577	—	—
No.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ここで、 σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²), σ_t : コンクリート引張強度(N/mm²), E_c : コンクリート弾性係数(kN/mm²), ϵ_{co} : コンクリート圧縮変形係数(μm/m²), σ_s : 鉄筋降伏強度(N/mm²), σ_u : 鉄筋引張強度(N/mm²), *: 外殻PCaコンクリートの試験値は遠心成形供試体による値、他の試験値は円柱供試体による値、[]: シリーズ2全荷荷日を通じての平均強度

力を荷荷し、 $N = N_L - N'_E$ または $N = N_L + N'_E$ に達した後は、これを一定に保持させた。

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊性状

曲げ破壊型に計画した試験体では、最大耐力に至るまでに柱主筋が降伏し、部材端部に降伏ヒンジが生じ、全ての試験体が曲げ破壊した。せん断破壊型に計画した試

験体では、最大耐力に至るまでに帯筋が降伏し、対角線状にひび割れが進展拡幅し、柱中央部が損傷を受けて、全ての試験体がせん断破壊した。ひび割れの進展状況について遠心成形外殻PCa柱、流し込み成形外殻PCa柱、RC柱を相互に比較すると、種別の違いによらずその進展状況に大きな違いはみられなかった。一方、試験体の水平変形が増大すると、RC柱では外殻PCa柱に比べかぶりコンクリートが厚いため、コンクリートの剥離が顕著となり、外殻PCa柱とRC柱とは破壊の様相が幾分異なっているように見えた。しかしながら、コアコンクリートの損傷程度を目視により比較すると、両試験体に明確な違いは認められなかった。さらに、いずれの外殻PCa柱においても、シアコッターのせん断破壊もしくは支圧破壊による外殻PCaと後打ちコンクリートとの打ち継ぎ界面での滑りは認められず、RC柱と同等の一体性を保持していた。これらから、一定高軸力($\eta=0.3$)や変動高軸力($\eta=0.7\sim0.6$)を受ける場合でも、外殻PCa柱の破壊性状はRC柱の破壊性状と類似していると考えられる。

3.2 柱せん断力-層間変形角関係

柱せん断力-層間変形角(Q-R)曲線を図-2および図-3に示す。また、初期剛性と限界部材角を表-3に示す。ここで、初期剛性は、Q-R曲線上の線形関係とみなされる領域でQ-R曲線を直線近似し、その直線の傾きから求めた。限界部材角は、最大耐力の80%に荷重が低下した時点での層間変形角と定義した。

まず、代表的な曲げ破壊型の試験体のQ-R曲線について述べる。一定軸力($\eta=0.3$)を載荷したPC-1A、RC-1A、No.5では、遠心成形外殻PCa柱、流し込み成形外殻PCa柱、RC柱にかかわらずQ-R曲線は紡錘形でエネルギー吸収能力に富み、また、最大耐力以降の急激な耐力低下はみられず、変形能力に富んでいた。同様に、変動軸力($\eta=0.7\sim0.6$)を載荷したPC-2、RC-2、No.6でも、最大耐力以降の急激な耐力低下はみられず、高圧縮軸力下においても外殻PCa柱、RC柱にかかわらず靱性に富んでいた。

次に、外殻PCa柱とRC柱が対をなす試験体間のQ-R曲線を比較すると、シリーズ1とシリーズ2では試験体部材寸法が異なるため最大耐力に違いがあるものの、Q-R曲線の形状は類似し、その包絡線は相似的であった。また、Q-R曲線に示す通り、曲げ破壊したPC-1A、RC-1A、No.5では、各試験体の柱主筋降伏時変形角ならびに最大耐力時変形角に大差なく、せん断破壊したPC-3とRC-3、No.7とNo.8では、対応する各試験体の帯筋降伏時変形角ならびに最大耐力時変形角に大差なかった。変動軸力を載荷したPC-2、RC-2、No.6では、圧縮軸力下での最大耐力時変形角に幾分違いがみられたものの、圧縮軸力ならびに引張軸力下での柱主筋降伏時変形角に大差なかった。

一方、表-3に示す初期剛性のうち、PCa柱とRC柱が対をなし、かつ部材寸法が同じである試験体PC-1AとRC-1A、PC-2とRC-2、PC-3とRC-3、No.7とNo.8の初期剛性をそれぞれ比較すると、外殻PCa柱のRC柱に対す

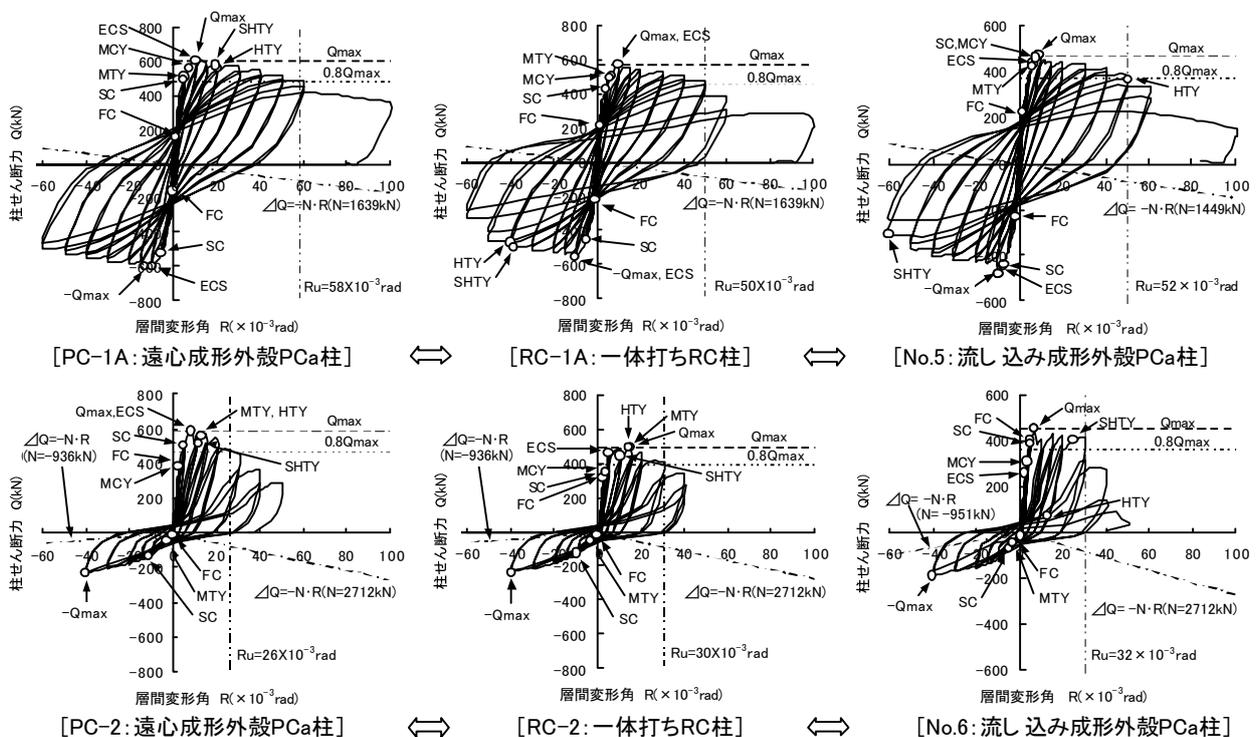
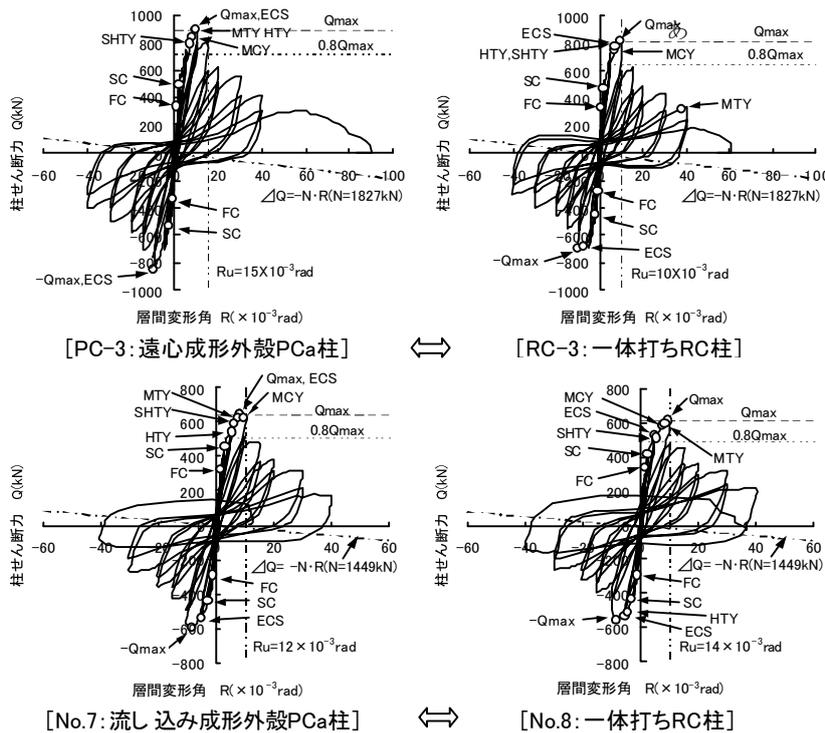


図-2 柱せん断力-層間変形角曲線の比較 (曲げ破壊型の場合)



Qmax: 最大耐力
 FC: 曲げひび割れ
 SC: せん断ひび割れ
 ECS: 材端部コンクリートの圧壊
 MTY: 主筋の引張降伏
 MCY: 主筋の圧縮降伏
 HTY: 帯筋の引張降伏
 SHTY: 副帯筋の引張降伏

表-3 初期剛性および限界部材角

試験体	工法種別	破壊形式	初期剛性 K _e (GN/rad)	限界部材角 R _u (×10 ⁻³ rad)
PC-1A	PCa	曲げ	220	58
RC-1A	RC		201	50
No.5	PCa		136	52
PC-2	PCa		147	26
RC-2	RC	せん断	147	30
No.6	PCa		103	32
PC-3	PCa	曲げ	320	15
RC-3	RC		297	10
No.7	PCa		220	12
No.8	RC		221	14
No.1-1	PCa	せん断	215	44
No.1-2	PCa		208	47
No.2	PCa		213	17
PC-1B	PCa		265	15

(注) PC-1A, RC-1AとNo.5, ならびにPC-2, RC-2とNo.6では、それぞれ前者2体と後者1体の柱部材寸法が異なるので、初期剛性については直接比較できない。

図-3 柱せん断力-層間変形角曲線の比較 (せん断破壊型の場合)

る比は1.00~1.09であり、いずれの場合も外殻PCa柱はRC柱に比べ剛性が大きいものの、差は10%を下まわり大差なかった。これは、曲げひび割れが最初に入り初期剛性に影響を与える柱脚打ち継ぎ部は、外殻PCa柱、RC柱によらず後打ちコンクリートより成るため、両者の初期剛性にほとんど差がなかったものと考えられる。他方、限界部材角についてみると、曲げ破壊型およびせん断破壊型において、遠心成形外殻PCa柱、流し込み成形外殻PCa柱にかかわらず、いずれの外殻PCa柱の限界部材角も対応するRC柱の限界部材角と概ね同等であった。

4. 最大耐力の評価

最大耐力の実験値ならびに計算値を表-4と図-4に示す。ここで、曲げ耐力の計算値については、外殻PCaと後打ちコンクリートの諸元(強度、剛性、断面積)を個別に考慮してファイバーモデルによる断面解析から求めた。また、せん断耐力の計算値については、外殻PCa柱では外殻PCaと後打ちコンクリートは一体となってせん断力に抗するため、結局、柱部材としてはコンクリート強度が平均的に上昇したものと等価であると考え、次頁(1)式に示す通り外殻PCaと後打ちコンクリートの強度と面積から柱の等価コンクリート強度を求め、これを用いて既往のせん断耐力式より算出した。用いたせん断耐力式は、修正荒川mean式^{1), 2)}、終局強度型耐震設計指針A法式³⁾、New RC式⁴⁾、靱性保証型耐震設計指針式⁵⁾で

る。なお、修正荒川mean式、終局強度型耐震設計指針A法式は、本来の適用範囲を超えるものの、本論では、高強度領域に対しても適用できるものと仮定している。

最大耐力の計算値と実験値との比較に際しては、表-1に示す試験体の他、文献6)~14)の試験体も対象とした。それら全ての試験体は、帯筋が外殻PCaにあらかじめ内蔵され柱主筋が後打ちコンクリートに埋設される形式のものである。先ず、表-4に示す最大耐力の実験値について、外殻PCa柱とRC柱を対で製作した曲げ破壊型のPC-1AとRC-1A、PC-2とRC-2、せん断破壊型のPC-3とRC-3、No.7とNo.8で比較すると、いずれの場合も外殻PCa柱の最大耐力はRC柱と同等かそれ以上であった。本外殻PCa柱程度のシアコッター面積比を有して外殻PCaと後打ちコンクリートとの一体性を確保できれば、遠心成形外殻PCa、流し込み成形外殻PCaにかかわらず、外殻PCa柱の最大耐力は、RC柱と同等もしくはそれ以上を期待できる。

次に、ファイバーモデルによる断面解析から得られた曲げ耐力の計算値と実験値との関係について述べると、計算値に対する実験値の比の平均値は1.09、変動係数は0.07であり、計算値は曲げ耐力を精度よく評価した。また、大部分の試験体が0~20%の領域にあり、計算値は曲げ耐力を小さく評価することが確かめられた。ここで、試験体数が少ないものの、表-4から遠心成形外殻PCa柱と流し込み成形外殻PCa柱の計算値に対する実験値の比について個別に求めると、平均値はそれぞれ1.12と

1.05で遠心成形外殻PCa柱の方が若干大きいものの、標

表-4 最大耐力の実験値および計算値

試験体名	種類	外殻PCa製作法種別	破壊形式	実験値		計算値					実験値/計算値				
				最大耐力	曲げ耐力実強度	せん断耐力					曲げ耐力実強度	せん断耐力			
						断面解析	等価コンクリート強度					等価コンクリート強度	等価コンクリート強度	等価コンクリート強度	等価コンクリート強度
							修正荒川式	終局強度型A法式	New RC式	靱性保証型式					
$exp Q_{max}$ (kN)	Q_{Fu} (kN)	$am Q_{su}$ (kN)	$a_s Q_{su}$ (kN)	$n_s Q_{su}$ (kN)	$id Q_{su}$ (kN)	$exp Q_{max} / Q_{Fu}$	$exp Q_{max} / am Q_{su}$	$exp Q_{max} / a_s Q_{su}$	$exp Q_{max} / n_s Q_{su}$	$exp Q_{max} / id Q_{su}$					
PC-1A	PCa	C	F	609	557	501	740	677	715	1.09	1.22	0.82	0.90	0.85	
RC-1A	RC	-	F	573	533	490	731	654	609	1.08	1.17	0.78	0.88	0.94	
PC-2	PCa	C	F	585	467	521	573	575	537	1.25	1.12	1.02	1.02	1.09	
RC-2	RC	-	F	498	429	508	564	568	466	1.16	0.98	0.88	0.88	1.07	
No.1-1	PCa	P	F	391	400	329	476	476	482	0.98	1.19	0.82	0.82	0.81	
No.1-2	PCa	P	F	406	399	364	597	579	546	1.02	1.12	0.68	0.70	0.74	
No.5	PCa	P	F	479	447	424	647	557	616	1.07	1.13	0.74	0.86	0.78	
No.6	PCa	P	F	454	377	490	571	548	531	1.20	0.93	0.80	0.83	0.85	
PCM-3 ⁹⁾	PCa	C	F	443	391	415	538	494	603	1.13	1.07	0.82	0.90	0.73	
RCM-1 ⁸⁾	RC	-	F	437	389	414	537	491	460	1.12	1.06	0.81	0.89	0.95	
I-2 ⁷⁾	PCa	C	F	661	624	945	1886	1887	1713	1.06	0.70	0.35	0.35	0.39	
II-1 ⁷⁾	PCa	C	F	487	480	545	1051	1133	947	1.01	0.89	0.46	0.43	0.51	
II-2 ⁷⁾	PCa	C	F	459	432	521	1051	1198	947	1.06	0.88	0.44	0.38	0.48	
SE1 ⁸⁾	PCa	C	F	1066	890	1166	1166	1193	1212	1.20	1.24	0.91	0.89	0.88	
CB-P1 ¹⁰⁾	PCa	P	F	500	513	543	702	738	665	0.97	0.92	0.71	0.68	0.75	
No.9 ¹⁰⁾	PCa	P	F	443	402	493	708	657	648	1.10	0.90	0.63	0.67	0.68	
No.12 ¹³⁾	PCa	P	F	511	477	560	768	723	714	1.07	0.91	0.67	0.71	0.72	
No.17 ¹³⁾	PCa	P	F	556	564	693	747	849	690	0.99	0.80	0.74	0.65	0.81	
PC-3	PCa	C	S	892	977	632	742	753	716	0.91	1.41	1.20	1.18	1.25	
RC-3	RC	-	S	815	913	604	726	712	604	0.89	1.35	1.12	1.14	1.35	
PC-1B	PCa	C	FS	807	761	575	735	743	709	1.06	1.40	1.10	1.09	1.14	
No.2	PCa	P	S	433	507	327	351	373	365	0.85	1.32	1.23	1.16	1.19	
No.7	PCa	P	S	638	671	478	501	530	539	0.95	1.33	1.27	1.20	1.18	
No.8	RC	-	S	612	589	441	483	496	432	1.04	1.39	1.27	1.23	1.42	
PCS-4 ⁶⁾	PCa	C	FS	688	723	508	577	616	610	0.95	1.35	1.19	1.12	1.13	
PCS-5 ⁶⁾	PCa	C	FS	746	723	509	577	617	646	1.03	1.47	1.29	1.21	1.15	
II-5 ⁷⁾	PCa	C	S	843	779	691	741	858	718	1.08	1.22	1.14	0.98	1.17	
II-8 ⁷⁾	PCa	C	S	600	755	583	565	643	499	0.79	1.03	1.06	0.93	1.20	
II-10 ⁷⁾	PCa	C	S	677	1015	624	565	718	499	0.67	1.08	1.20	0.94	1.36	
SY1 ⁸⁾	PCa	C	FS	1339	1255	1015	1201	1273	1244	1.07	1.32	1.11	1.05	1.08	
SS1 ⁸⁾	PCa	C	S	1196	1258	931	894	1038	884	0.95	1.28	1.34	1.15	1.35	
CS-P1 ¹⁰⁾	PCa	P	S	586	702	587	696	735	667	0.83	1.00	0.84	0.80	0.88	
A5 ¹⁰⁾	PCa	C	S	459	488	347	292	372	310	0.94	1.32	1.57	1.23	1.48	
C2 ¹⁰⁾	PCa	C	S	531	578	415	437	468	428	0.92	1.28	1.22	1.13	1.24	
No.6 ¹¹⁾	PCa	C	S	634	737	533	654	614	592	0.86	1.19	0.97	1.03	1.07	
No.9 ¹¹⁾	PCa	C	S	696	798	586	663	648	608	0.87	1.19	1.05	1.07	1.14	
No.12 ¹¹⁾	PCa	C	S	622	721	515	691	531	774	0.86	1.21	0.90	1.17	0.80	
No.13 ¹¹⁾	PCa	C	S	623	707	501	654	599	591	0.88	1.24	0.95	1.04	1.05	
No.15 ¹²⁾	PCa	C	S	814	793	668	806	595	906	1.03	1.22	1.01	1.37	0.90	
No.19 ¹²⁾	PCa	C	S	883	961	801	974	739	676	0.92	1.10	0.91	1.19	1.31	
No.13 ¹³⁾	PCa	P	S	565	712	538	674	611	598	0.79	1.05	0.84	0.92	0.94	
No.14 ¹³⁾	PCa	P	S	589	682	521	665	585	511	0.86	1.13	0.89	1.01	1.15	
No.18 ¹³⁾	PCa	P	S	683	841	647	667	706	592	0.81	1.06	1.02	0.97	1.15	
PC-A ¹⁴⁾	PCa	C	FS	776	789	546	777	829	724	0.98	1.42	1.00	0.94	1.07	

C: 遠心成形, P: 流し込み成形, F: 曲げ破壊, S: せん断破壊, FS: 曲げせん断破壊
 *: 圧縮縁のコンクリートのひずみ度が0.3%のときの曲げ耐力, またはそれ以前に最大曲げ耐力に至る場合はその値。

平均値	1.09	1.25	1.10	1.09	1.16
標準偏差	0.08	0.13	0.17	0.13	0.16
変動係数	0.07	0.11	0.16	0.12	0.14

(注) 平均値、標準偏差、変動係数は網掛けの部分を対象としている。

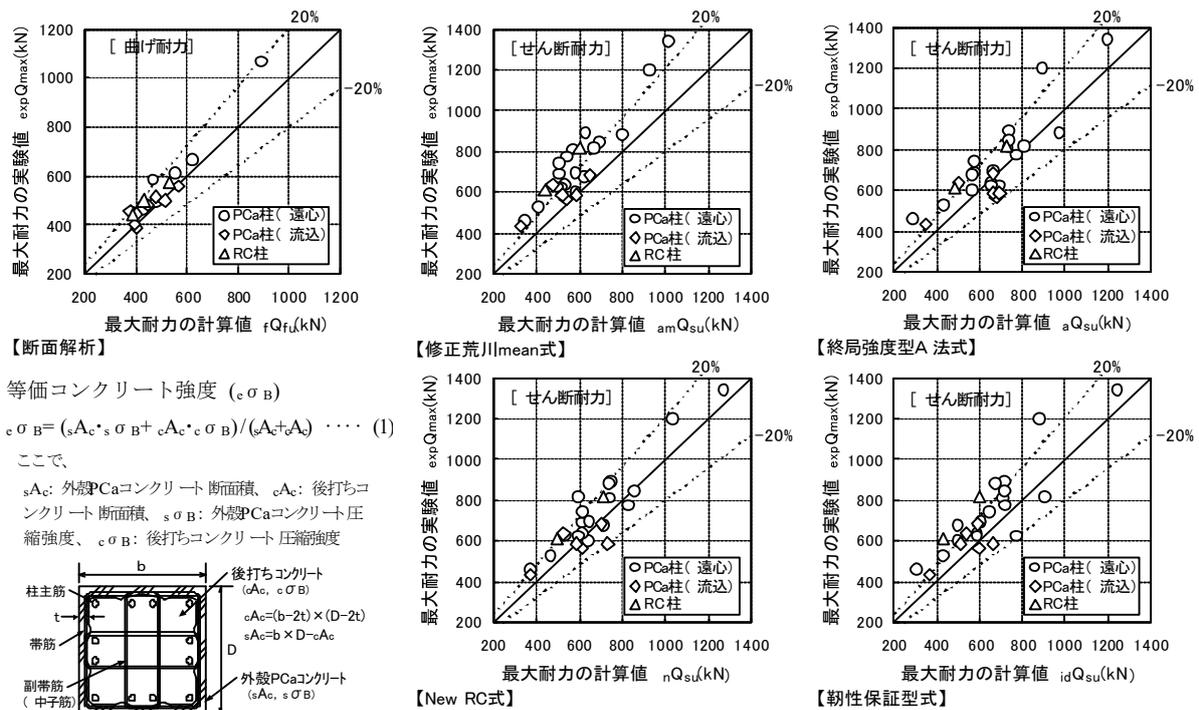


図-4 最大耐力の実験値と計算値との関係

準偏差、変動係数に違いはみられなかった。

一方、等価コンクリート強度を用いて既往の耐力式からせん断耐力を求めた場合について述べると、計算値に対する実験値の比の平均値は、修正荒川mean式では1.25、終局強度型耐震設計指針A法式では1.10、New RC式では1.09、靱性保証型耐震設計指針式では1.16であった。このうち、New RC式では、計算値はほぼ±20%の領域に入り、標準偏差が0.13、変動係数が0.12でばらつきが小さく、4式の中では精度が最も高いこと、修正荒川mean式では、最大耐力を安全側に評価し、かつ高強度領域の試験体を含めても標準偏差が0.13、変動係数が0.11であり、ばらつきが小さいことがわかった。さらに、終局強度型耐震設計指針A法式、靱性保証型耐震設計指針式でも、標準偏差が1.16~1.17、変動係数が0.14~0.16であり、十分な精度を有していた。また、表-4から、各せん断耐力式ごとに、遠心成形外殻PCa柱と流し込み成形外殻PCa柱の計算値に対する実験値の比について個別に求めると、平均値はそれぞれ1.10~1.26、1.01~1.15であり、遠心成形外殻PCa柱に比べて流し込み成形外殻PCa柱が小さいものの、標準偏差はそれぞれ0.11~0.16、0.12~0.18、変動係数はそれぞれ0.09~0.15、0.11~0.18であり、精度上、外殻PCa柱の種別の違いによる差はほとんどみられなかった。

以上から、遠心成形外殻PCa柱、流し込み成形外殻PCa柱にかかわらず、既往の算出方法を採ることにより曲げ耐力ならびにせん断耐力を十分な精度で評価できること、また、各せん断耐力式において精度上の大きな差はないことが確かめられた。

5. まとめ

本研究の範囲で得られた知見を以下に示す。

- i) 遠心成形外殻PCa柱と流し込み成形外殻PCa柱の構造特性は類似し、最大耐力は同等であった
- ii) 曲げ破壊型、せん断破壊型ともに、外殻PCa柱とRC柱とではひび割れの進展状況、破壊性状に大きな違いはなかった
- iii) 曲げ破壊型の外殻PCa柱の復元力特性はエネルギー吸収能力に富み、かつ最大耐力以降も急激な耐力の低下はみられず、RC柱と同等の十分な変形能力を示した。また、せん断破壊型においても外殻PCa柱とRC柱の復元力特性は類似した
- iv) 外殻PCa柱とRC柱の初期剛性に大差はないが、外殻PCa柱の最大耐力は、曲げ破壊型、せん断破壊型ともに、RC柱の最大耐力を上回った
- v) 外殻PCa柱の曲げ耐力については、外殻PCaと後打ちコンクリートの諸元を個別に考慮したファイバーモデルによる断面解析で精度良く評価できること、また、せん断耐力については、等価コンクリート強

度を用いた場合、修正荒川mean式、終局強度型耐震設計指針A法式、New RC式、靱性保証型耐震設計指針式いずれによっても、十分な精度で評価できることが確かめられた

謝辞

本研究の一部は、(株)奥村組、五洋建設(株)、大末建設(株)、(株)松村組の4社が共同で行ったものである。ご協力いただいた方々に謝意を表す。また、本研究を進めるにあたり、ご指導いただいた筑波大学 今井 弘教授に深く謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 荒川 卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について - 実験結果による再検討 -、コンクリートジャーナル、Vol. 8, No. 7, pp. 11~20, 1970. 7
- 2) 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1991年版
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990年
- 4) (財) 日本国土開発技術研究センター：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超軽量・超高層化技術の開発、平成4年度 構造性能分科会報告書、平成5年3月
- 5) 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
- 6) 中江晃彦、浅野芳伸、早川邦夫、細矢 博：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 457~458、1995. 9
- 7) 増田安彦、吉岡研三：外殻に薄肉プレキャスト管を使用した鉄筋コンクリートの耐力特性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No. 458, pp. 109~118、1994. 4
- 8) 香田伸次、齊藤 豊、山田信一、中澤春生：遠心成型外殻ハーフPCa柱のせん断性状に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、21410, pp. 993~994、1992. 8
- 9) 柳沢延房、磯 健一、上村 右他：薄肉ハーフPCa構法の開発、日本国土開発技術研究報告、No. 13, pp. 9~17、1994. 3
- 10) 泉田伸二、中西靖直、引地和世他：薄肉構造PCaを用いた複合工法の研究(その13)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、23061, pp. 121~122、1997. 9
- 11) 増田安彦、吉岡研三、野口 隆他：高強度せん断補強筋を用いたハーフプレキャスト柱の耐力・変形性状に関する研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23067, pp. 133~134、1997. 9
- 12) 野口 隆、吉岡研三、福本 昇他：高強度せん断補強筋を用いたハーフプレキャスト柱の耐力・変形性状に関する研究(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23196, pp. 389~390、1998. 9
- 13) 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(その11)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23057, pp. 113~114、2000. 9
- 14) 細矢 博、上西 隆、浅野芳伸：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23193, pp. 385~386、1998. 9

転がり摩擦ダンパーを用いた免震装置（CRS）の開発

高橋道弘* 早川邦夫* 安井健治*
舟木秀尊* 山田高之**

1. まえがき

兵庫県南部地震では建物自体に損傷がないものの、建物内部に収容されている展示品や機器などが転倒する被害が発生した。これを契機に展示品などの地震安全対策として、機器免震装置の需要が増し、当社では『コサインレールシステム（Cosine Rail System：以下CRS）』を用いた免震装置（ガルレス、ガルレスL）を開発した。しかし、これらの装置は優れた免震性能を示していたが、低コスト化や装置の低床化などを望まれていた。一方、従来の機器免震装置のトリガー機構には感震器に連動した電磁ブレーキを用いており、電気配線が必要なことから複雑なシステムになっていた。また、粘性ダンパーやトリガー機構も装置のコンパクト化を制約していた。

今回、転がり摩擦ダンパーを用いた免震装置（ガルレスLC）を開発した。この転がり摩擦ダンパーをトリガーとして兼用することで従来の粘性ダンパーとトリガー機構が不要となり、装置の低廉化と低床化が図れた。

本報では転がり摩擦ダンパーを用いた免震装置について、振動台で行った性能確認実験と解析による応答予測の結果について報告する。さらに免震展示ケースの振動台実験を行ったので、その結果を併せて報告する。

2. 免震装置の概要

2.1 システムの概要

本装置は水平2方向の応答加速度を低減し、地震時に展示品など貴重品の転倒を防止する免震システムである。

免震装置を写真-1、2に示す。免震装置は転がり振り子を応用したローラー支承とローラー軸に取り付けた摩擦ダンパーから構成されている。

2.2 水平免震機構¹⁾

CRS支承の形状と復元力特性、周期特性を図-1に示す。CRS支承は直交する上下2段のローラーとレールで構成されており、水平全方向に作動できる構造になっている。また、ローラーは上下をコサインカーブ形状のレールで挟まれており、レールの幾何学形状による転がり振り子運動を行い、復元力特性は非線形性を有



写真-1 装置全景（最大ストローク時）



写真-2 ローラー周辺部

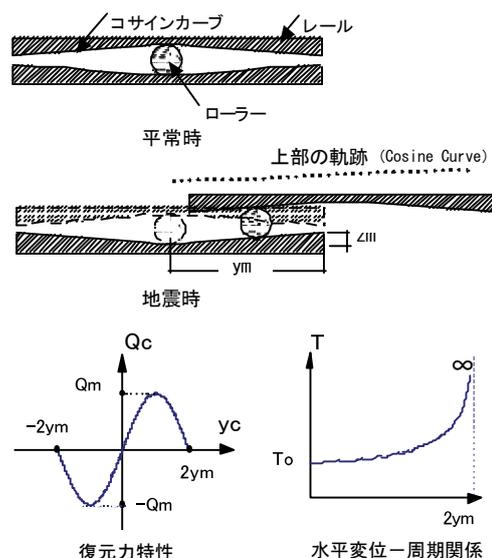


図-1 CRS支承の形状と特性

*耐震研究室 **技術開発部

する。このため、積載物の重量にかかわらず微小振幅時の周期 T_0 が設定でき、周期は変位に依存して変化する。

2.3 転がり摩擦ダンパー機構

転がり摩擦ダンパーの機構を図-2に示す。摩擦ダンパー材には耐摩耗性に優れている四フッ化エチレン樹脂を塗布した金属メッシュ材を採用している。この金属メッシュ材を装着したローラー軸部を繋ぎ材で挟み込む事によってトルク抵抗を与え、転がり摩擦力一定の摩擦ダンパーとしている。また、ローラー軸部の締め付けボルトによって摩擦力を調整し履歴減衰を与える仕組みを採用している。摩擦ダンパーを用いたCRS支承の履歴特性を図-3に示す。この図では摩擦力ゼロのCRSの復元力特性(図-1)とダンパーの摩擦力の履歴特性を合成した特性を示している。人が押しても容易に動かない程度の摩擦力(0.1~0.15kN)をトリガー力として利用することで、従来のトリガー機構は不要となる。

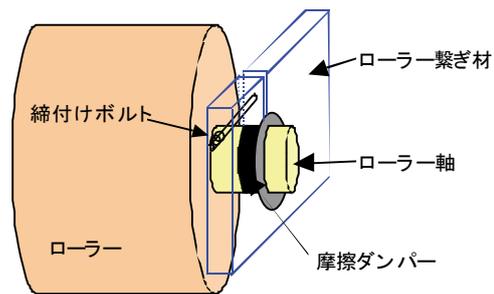


図-2 摩擦ダンパーの機構

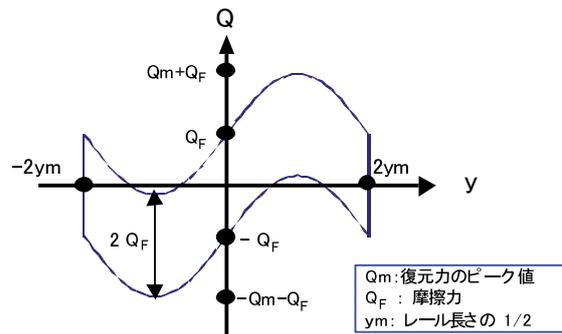


図-3 摩擦ダンパーを用いたCRS支承の履歴特性

3. 性能確認実験

3.1 実験概要

免震装置試験体の概要を図-4に、実験状況を写真-3に、試験体の諸元を表-1に示す。試験体のコサインレール形状は長さ30cm、溝深さ0.3cmとし、微小振幅時の周期は3.5秒、変形限界は30cmである。

摩擦ダンパーを用いたCRS支承の免震性能を確認することを目的に錘を搭載して、一方向の地震波加振実験を行った。次に水平2方向の免震性能確認と解析の妥当性の検証を目的に3方向加振実験を行った。実験に用いた加振波を表-2に示す。実験は静摩擦係数と地震波の入力レベルをパラメータとした。計測は振動台と免震装置上の加速度と相対変位を水平2方向について行った。

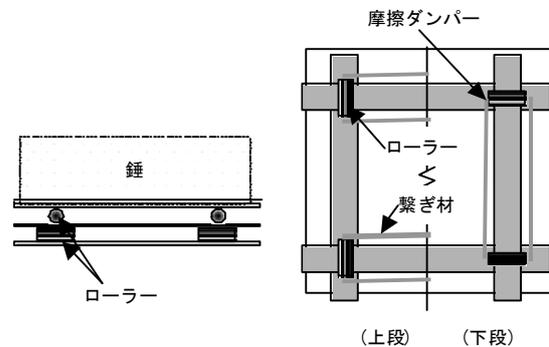


図-4 免震装置試験体の概要

免震装置	装置	CRS支承 (レール47°)	
	寸法	930×930×150	mm
	積載重量*1	485.0	kgf
コサインレール	長さ	300	mm
	溝の深さ	3.0	mm
	周期*2	3.5	sec
	静摩擦係数	0.04、0.02、0.015	-
ダンパー		転がり摩擦ダンパー	

*1 錘とローラー上部の装置重量の和、*2 微小振幅時

目標性能		応答加速度が100cm/s ² 以下に低減
加振波	1方向	JMA KOBE 1995 NS (200, 400, 600cm/s ²) EL CENTRO 1940 NS (25, 50cm/s) HACHINOHE 1968 NS (25, 50cm/s)
	3方向	JMA KOBE 1995 NS+EW+UD (原波レベル)



写真-3 実験状況

3.2 振動台加振実験結果

a. 一方向加振実験

免震装置の最大応答値を図-5に示す。静摩擦係数 0.015, 0.02 の場合は入力加速度レベルが大きくなるにつれて加速度応答倍率は小さくなり、その倍率は 1/5~1/10 程度と従来の粘性ダンパーを用いた装置（応答倍率 1/10 程度）に近い免震性能¹⁾を示している。また、800cm/s² を越える入力に対しては、加速度応答倍率は 1/12 程度となり、装置の水平変位量が増加することでさらに長周期化し免震性能が向上する傾向を示している。CRS 支承は、図-1 に示すように応答変位がレール長さの 1/2 (15cm) を越えると復元力が低下して周期は急激に長くなり、応答低減効果が顕著になる。しかし、応答変位が 15cm 以下であった本実験では、緩やかな応答低減効果を示している。一方、静摩擦係数 0.04 の場合は入力加速度レベルにかかわらず応答加速度は 80cm/s² 程度とほぼ一定となっており、特に入力小さいレベルでは加速度応答倍率は大きく、入力が 600cm/s² を越えると応答倍率は 1/7 以下となっている。これは摩擦力と等価な加速度と作動時の「がたつき」から応答加速度が大きくなったと考えられ、入力レベルが大きくなるにつれて動きがスムーズになり、応答加速度は上昇せず応答倍率は小さくなる傾向にある。

応答変位については、JMA KOBE NS 波では静摩擦係数の影響はほとんどみられなかった。しかし、EL CENTRO NS 波や HACHINOHE NS 波では静摩擦係数が大きくなると応答変位はやや小さくなり、摩擦係数の影響がみられた。また、応答変位は入力加速度に比例して大きくなった。

各時刻の慣性力と復元力から逆算して動摩擦力を求めることができる。摩擦力と変位、速度の関係の一例として、入力加速度 867cm/s² の結果を図-6に示す。静摩擦係数 0.02 の、JMA KOBE NS 波入力 (100, 400, 800 cm/s² レベル) の摩擦力-変位関係から求めた動摩擦力は 0.12, 0.14, 0.19kN であった。これを摩擦係数に換算すると 0.025, 0.029, 0.039 であり、変動していた。入力加速度に比例して速度と動摩擦力は大きくなること、摩擦力-速度関係は 2 次勾配を有していることから摩擦力に速度依存性があることが推定できる。また、摩擦力-変位関係から転がり摩擦力に変位依存性はみられないことが分かった。なお、履歴ループの丸みは速度依存性、「ひげ」は鉛直振動による影響と考えられる。

b. 三方向加振実験

JMA KOBE 波 (原波レベル) 三方向加振実験を行った。振動台加加速度を図-7 a) に、実験で得られた免震装置の NS 成分方向応答加速度と相対変位の時刻歴波形を図-7 b) に示す。NS 成分方向で 90cm/s² を下回っており、変位も限界の 1/2 程度に収まった。また、加速度応答倍率は 1/10 程度であった。

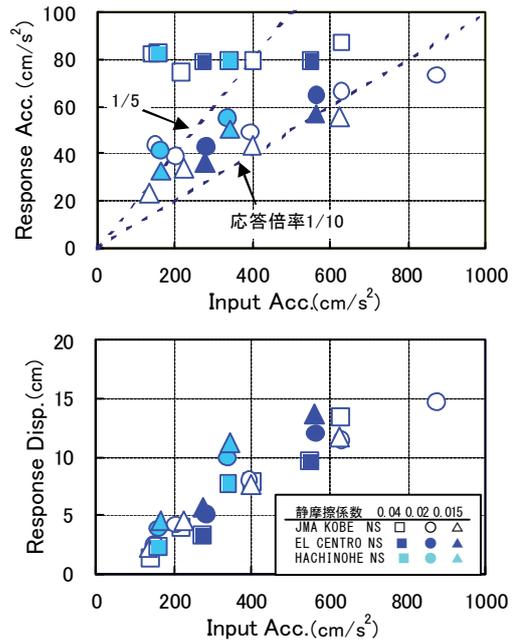


図-5 最大応答値 (一方向加振)

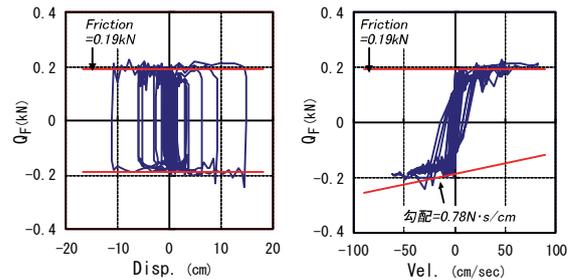


図-6 摩擦力と変位、速度の関係 (一方向加振)

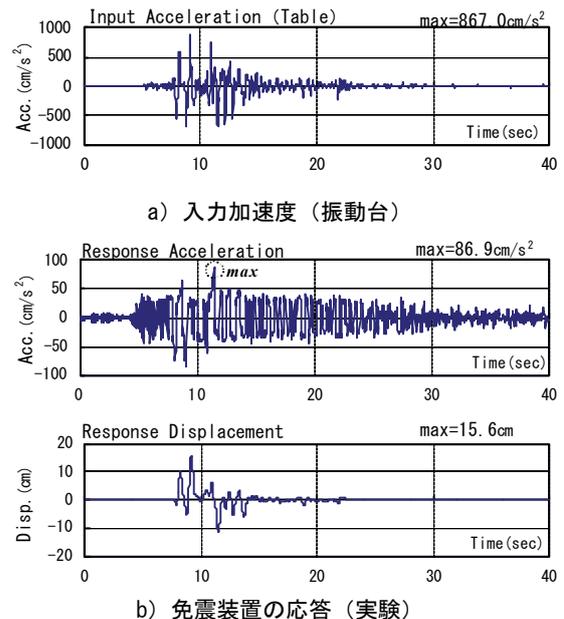
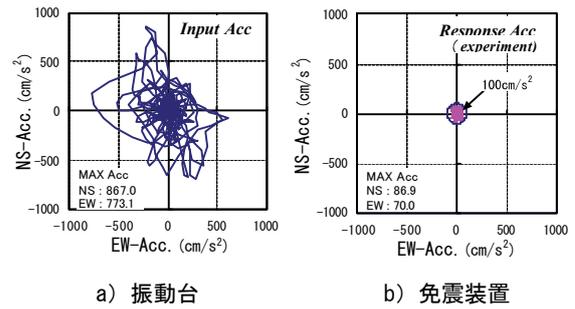


図-7 実験値の時刻歴応答 (NS 成分方向)

水平面内での入力加速度と免震装置の応答加速度の軌跡を図-8に示す。800cm/s²を越える入力に対して、水平の全方向の応答加速度は100cm/s²を下回り目標性能を満足した。図-9に加速度フーリエスペクトルとスペクトル振幅比を示す。加速度スペクトルは装置上では大きく低減していることが分かる。また、免震装置の微小振幅時の周期は3.5秒であるが、スペクトル振幅比から周期は5.8秒(0.171Hz)で卓越して、変位に依存して長周期化したことが分かる。



a) 振動台 b) 免震装置

図-8 加速度のオービット

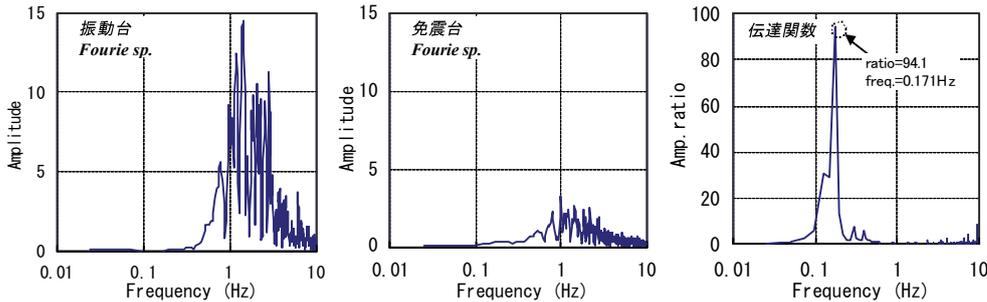


図-9 加速度フーリエスペクトルとスペクトル振幅比

4. シミュレーション解析

4.1 解析方法

錘とローラー上部の免震装置重量を併せて1質点とし、コサインレールの幾何学的非線形を考慮した解析モデルを用いた。摩擦力によるローラーの「転がる」「転がらない」を時々刻々判定して、三方向振動台実験(写真-3)の振動台波形と神戸海洋気象台波形を用いたシミュレーション解析を行った。ただし、免震装置は直交2段重ねであることから、直交方向の振動の影響はないと考え、解析は直交2段を別々に行った。入力には水平・鉛直の各1方向の2方向入力(XZまたはYZ加振)とした。なお、錘は重心の偏りのないように設置した。

運動方程式¹⁾は次式のとおりとした。

$$m(\ddot{y} + \ddot{y}_0) + Q_F + m(\ddot{z} + \ddot{z}_0 + g) - \frac{\pi}{2y_m} z_m \sin\left(\frac{\pi}{2y_m} y\right) = 0$$

ただし、

- m : 質点の質量
- \ddot{y}, \ddot{z} : 水平、鉛直方向の応答相対加速度
- \ddot{y}_0, \ddot{z}_0 : 水平、鉛直方向の入力加速度
- g : 重力加速度
- y : 応答変位
- y_m, z_m : レール長さの1/2、溝の深さ
- Q_F : 転がり摩擦力

ここで、第1項は慣性力を、第2項は摩擦力を、第3項は復元力を示す。

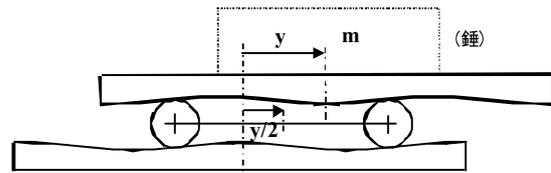


図-10 振動解析モデル

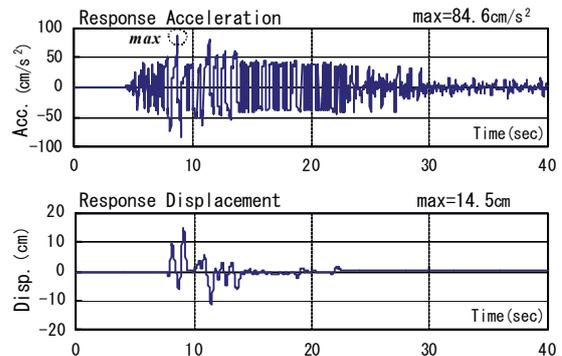


図-11 免震装置の応答(解析: NS成分方向)

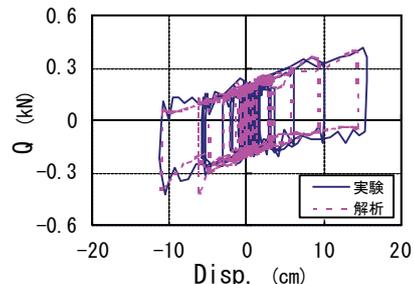


図-12 実験値と解析値との比較

4.2 三方向加振実験と解析との比較

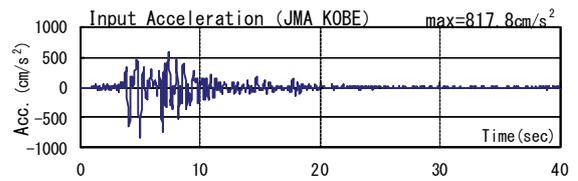
図-7a)に示す振動台波（JMA KOBE 波）を入力して、時刻歴応答解析を行った。摩擦係数は実験結果から動摩擦係数0.039（摩擦力0.19kN）を用い、変位や速度の依存性はないものとした。解析による免震装置の応答加速度と相対変位の時刻歴波形（NS 成分方向）を図-11に示す。最大応答加速度は実験値 86.9cm/s^2 に対して解析値 84.6cm/s^2 、最大応答変位は実験値 15.6cm に対して、解析値 14.5cm となり、解析と実験結果はよく一致した。応答時刻歴波形では最大応答発生時刻（実験 11.0sec 、解析 9.0sec ）やその時刻でのピーク値はやや異なるが、解析は実験の応答波形形状をほぼ再現した。図-12に実験と解析による免震装置の履歴を重ねて示す。解析は実験の履歴形状を再現しており、振動台実験との比較から、解析の妥当性が検証できた。

4.3 神戸海洋気象台観測波を用いた解析

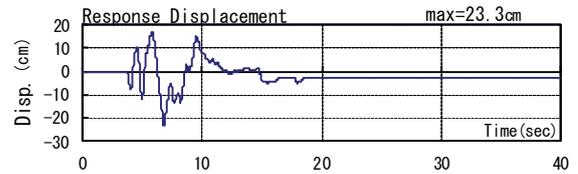
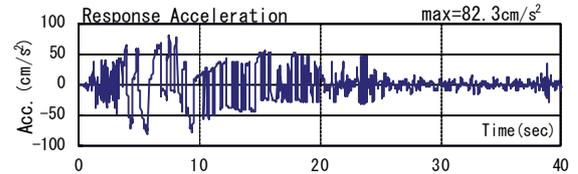
神戸海洋気象台観測波（JMA KOBE 波）を用いた時刻歴応答解析による装置の性能確認を行った。入力に用いた加速度波形（NS 成分）を図-13a)に、免震装置の NS 成分方向の応答加速度と相対変位の時刻歴波形を図-13b)に示す。JMA KOBE 観測波入力時の最大応答は加速度 82.3cm/s^2 、変位 23.3cm となり、加速度応答倍率は約 $1/10$ と良好な結果が得られた。三方向振動台実験と比較すると、入力レベルが実験の振動台加速度より小さいことから、応答加速度はやや小さくなっている。しかし、長周期成分の影響から応答変位は大きくなっている。図-14に水平面内での入力加速度と各免震装置の応答加速度の軌跡を示す。水平の全方向に対して 100cm/s^2 を下回っており、目標性能を満足した。

加速度フーリエスペクトルを図-15に示す。免震装置の応答加速度スペクトルは 4.1 秒 (0.244Hz) で卓越し、入力加速度の長周期での卓越成分と一致している。しかし、加速度スペクトル振幅比は 1.57 とやや増幅した程度に収まっており、変位することでさらに長周期化したため、共振しにくい性質をもっていることが分かる。図-16に加速度スペクトル振幅比を示す。振幅比の卓越成分のピークは 5.8 秒 (0.171Hz) と 3.4 秒 (0.293Hz) にあり、前者は長周期化した免震装置の周期であり、後者は微小振幅時の周期である。これらのピーク値は 6.03 (0.171Hz)、 3.59 (0.293Hz) と大きい。この周波数領域では入力スペクトルが小さいため、時刻歴応答への影響は小さい。

本免震装置は共振しにくい性質をもつため、 0.4Hz 以下の周波数領域では応答スペクトルはやや大きくなった程度である。一方、 0.4Hz 以上の周波数領域の応答スペクトルが大きく低下している。これより、加速度応答低減効果の高い装置であること、神戸海洋気象台観測波に対しても有効であることが確認できた。



a) 入力加速度（JMA KOBE NS）



b) 免震装置の応答（解析）

図-13 時刻歴応答（観測波入力）

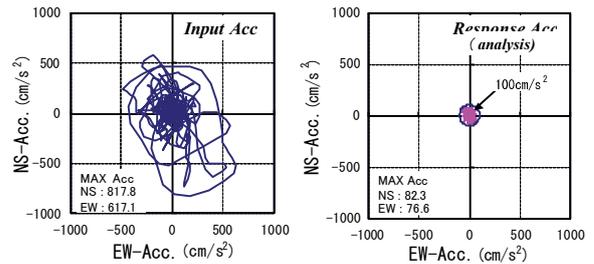


図-14 加速度のオービット（観測波入力）

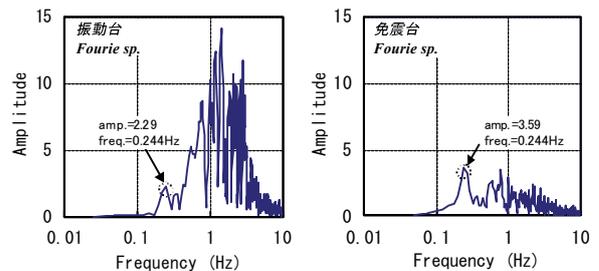


図-15 加速度フーリエスペクトル

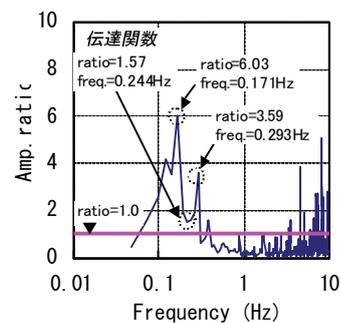


図-16 加速度スペクトル振幅比

5. 免震展示ケース

展示ケースを搭載した振動台実験を行った。その結果を以下に報告する。

5.1 実験概要

平面寸法 1.0m×1.0m、高さ 1.9m の5面ガラスの免震展示ケースを用いて、1方向および3方向加振を行った。入力波には JMA KOBE 波を用いた。試験体の諸元を表-3に、加振波を表-4に示す。



写真-4 実験状況

5.2 実験結果

NS 成分方向の最大応答加速度を図-17に、高さ方向の応答加速度分布を図-18に示す。1方向および3方向加振ともに免震装置と展示床の最大応答加速度はほぼ同じであった。装置の応答倍率は1/5~1/10程度であり、錘を搭載して行った性能確認実験と同等の性能を示した。また、応答加速度は性能目標値 100cm/s²を下回っており、展示ケースを搭載した時も良好な応答低減効果を示すことが確認できた。しかし、頂部の応答加速度はガラスケースが振られることから展示床の2倍程度となり、100cm/s²を大きく上回る結果となった。1方向加振の頂部応答は頭打ち傾向を示し 150 cm/s²以下となったが、3方向加振では 200 cm/s²に近い応答を示した。鉛直動が水平方向の復元力特性に影響することから、1方向加振と比べて3方向加振の応答はやや大きくなっている。

6. まとめ

転がり摩擦ダンパーを用いた免震装置の振動台実験とシミュレーション解析から得られた結果を以下に示す。

- i. 一方向加振実験から、静摩擦係数を2%程度に設定すると入力加速度を1/5~1/10程度に低減できる
- ii. 静摩擦係数を4%程度に設定すると入力レベルの小さい範囲では応答倍率は大きいですが、入力が600cm/s²を越えると1/7以下に低減できる
- iii. 転がり摩擦ダンパーは速度依存性を持ち、変位依存性はみられない
- iv. CRSは共振しにくい性質をもつため、入力スペクトルの卓越成分での増幅率は小さい
- v. 摩擦係数を一定とした解析は実験結果をよく再現し、精度よく免震装置の応答予測ができる
- vi. 振動台波形や JMA KOBE 観測波に対しても性能目標値 100cm/s²を満足し、本装置は優れた免震性能を有している
- vii. 免震展示ケースの装置と展示床は一体的に挙動し、ケースを搭載しても応答低減効果は良好である

表-3 試験体の諸元

搭載物	搭載物	展示ケース	
	寸法 B×D×H	1000×1000×1900	mm
重量	300.0	kgf	
免震装置	寸法	850×850×96	mm
	周期*1	3.5	sec
	変位限界	250	mm
	転がり摩擦係数	0.03	—

*1 微小振幅時

表-4 加振波

加振波	JMA KOBE 1995 NS (200, 400, 600cm/s ²)
	JMA KOBE 1995 NS+EW+UD (原波レベル)
加振方向	1方向、KOBE 原波レベルのみ3方向

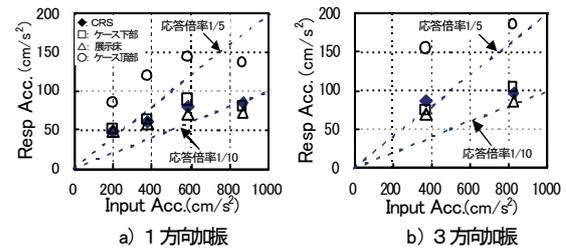


図-17 最大応答加速度

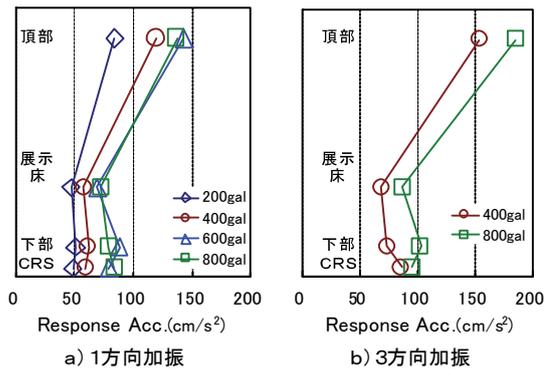


図-18 最大応答加速度分布

7. あとがき

今回、転がり摩擦ダンパーを用いたCRS免震装置(ガルレスLC)を開発し、その免震性能を検証した。本装置は従来の粘性ダンパーを採用した機器免震と比べて、やや性能は劣るものの低床化・低コスト化が図れる。

一連の免震装置の開発(ガルレスシリーズ)により、選択の幅が広がり、顧客の要望に対応できるようになった。今後は摩擦ダンパーの改良や装置の軽量化などに取り組む予定である。なお、本研究開発はオイレス工業株式会社と共同で行った。

謝辞

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賜り、ここに感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 山田高之他、「コイルレールシステム(CRS)を用いた免震装置の開発」、奥村組技術研究年報、No. 24、1998、pp. 85~90

長尺型制震ブレースの開発

岸本 剛* 岡 靖弘**
安井健治* 高橋道弘*

1. まえがき

近年、建築物の架構（柱梁フレーム）内に制震ダンパーを設置して地震動や風などの外乱に対する構造物の挙動を制御する研究が数多く行われている。制震ダンパーには極低降伏点鋼を利用した変位依存型（弾塑性）ダンパーや粘性体の抵抗力を利用した速度依存型ダンパーなどがあり、これらは一般に架構内の柱梁接合部にダンパーとブレースを一体化した制震ブレースとして使用される例が多い。また、今後建物の高層化、大スパン化に伴い、制震ブレースの長さは通常の使用形態より更に長くなる（長尺化する）と考えられる。しかし、制震ブレースを長尺化することによる構造性能への影響については現状では不明な点が多い。

そのため図-1に示す制震ブレースを通常の使用より長くした長尺型制震ブレースの構造性能を確認するため要素実験、接合部実験、架構実験を行った。要素実験においては、ダンパー単体及びブレース付きの特性、長尺とした場合の面外変形等の影響、ピン接合部の挙動等を把握した。接合部実験においては制震ブレースの取り付くガセットプレートの補強方法の妥当性を検証した。また、架構実験においては架構に組み込んだ制震ブレースの挙動、架構が地震時に面外変形を受けたときの性能を確認した。なお、長尺型制震ブレースを構成するダンパーには軟塑性体の流動抵抗性を利用した速度依存型のビンガムダンパーを採用した。図-2にビンガムダンパーの形状、特性を示す。ビンガムダンパーは減衰力が速度の0.1乗に比例するため、減衰力がある速度までは急激に増加しそれ以上の速度では変化が緩やかになる特性がある。

実験は加振機の性能を考慮し実建物への使用が予定されている架構の1/2縮小サイズにて実施した。各種実験により制震ブレースを長尺型とした場合の性能、架構に組み込んだ際の性能が把握できた。また、解析モデルの適用妥当性が検証された。以下にその概要を報告する。

2. 要素実験

2.1 実験概要

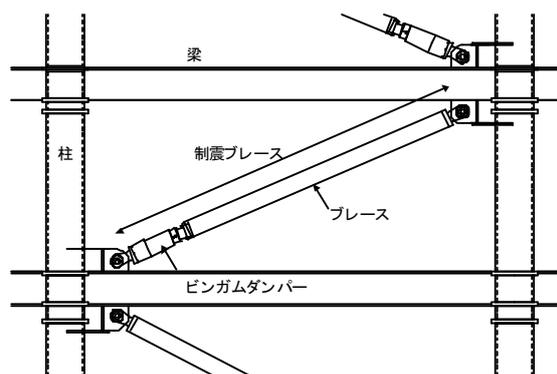


図-1 長尺型制震ブレース

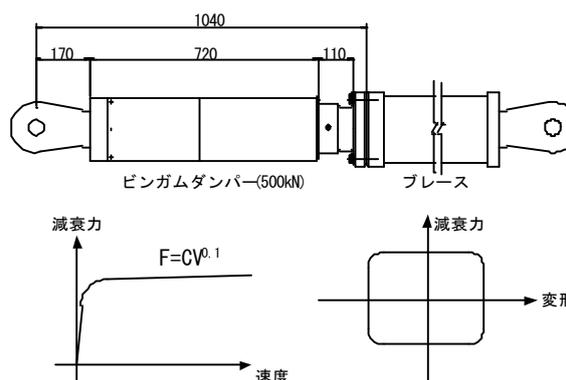


図-2 ビンガムダンパー形状及び特性

表-1 ビンガムダンパー仕様

ダンパー	300kN	500kN	備考
減衰係数(kN/cm/s)	218.0	363.4	F=CV ^{0.1} 速度 20cm/s 時
設計減衰力(kN)	294	490	
ストローク(mm)	±100	±100	
シリンダー直径(mm)	155	195	

表-2 実験ケース（要素実験）

試験ケース	ビンガムダンパー	ブレース		備考
		長さ(mm)	部材	
1	500kN	-	-	単体試験
2	500kN	2819	φ216*8.2	標準長
3	500kN	4749	φ216*5.8	1.5倍長
4	300kN	-	-	単体試験
5	300kN	2819	φ216*8.2	標準長

*耐震研究室 **東京支社建築設計部

ア. 試験体

要素実験に使用したビンガムダンパーの設計仕様を表-1に示す。設計により建物には1500, 2000kNの減衰力を持つビンガムダンパーを配置する必要がある結果を得た。そのため、実験で使用したダンパーは架構実験における縮尺を考慮し300, 500kNの減衰力を有するものとした。実験ケースを表-2に示す。実験はダンパー単体とダンパーにブレースを取り付けた制震ブレース試験体で行った。制震ブレースにおけるブレースの長さは1/2縮小サイズの架構に組み込む長さを標準とし、長さによる影響を確認するため500kNダンパーにてブレース長さを標準の1.5倍とした実験も行った。

イ. 加振方法・加振パターン

加振方法を図-3に示す。加振は反力壁に取り付けた1000kN加振機によって行い、先端にダンパーの軸方向以外の変形を拘束する2方向拘束スライド装置を設置した。その2方向拘束スライド装置と反力台の間に制震ブレースを設置し実験を行った。なお、制震ブレース両端の接合部は建物に配置する際に使用されるユニバーサルジョイントにて取り付けている。

加振は変位制御とし、ダンパーに与える速度をパラメータとした正弦波加振と地震波加振の2タイプで実施した。加振パターンを表-3に、加振波形例を図-4に示す。正弦波加振は加振周波数1.0, 2.0Hzとし、波数は全体で16サイクルとし最初と最後に3サイクルずつにテーパーを設定し、加振時の急加振、急停止を回避した。各試験体とも正弦波加振により、各試験パターンにおける減衰力-変位(速度)関係を、地震波加振により地震時の性能を把握した。

2.2 実験結果及び考察

ア. 減衰力-速度関係

各ダンパーに標準長ブレースを取り付けた試験体の正弦波加振時の減衰力と速度の関係を●印で図-5に示す。なお、同図にはビンガムダンパーの設計性能特性とその±10%を併記した。速度が1.2cm/s以下の微小速度時には、接合部の変位(ピン部の変形、ガタ)の影響のためわずかではあるが設計性能を下回ったが、それ以上では設計性能通りの減衰力を示し中小地震を含め地震時においては問題のないレベルであることが確認できた。

500kNダンパーに標準長ブレースを取り付けた試験体の各速度における正弦波加振時の減衰力と変位関係を図-6に示す。変位はダンパー、ブレース及び両端ピンジョイントを含んだ全変位で示す。併せて同図には減衰要素とバネ要素を直列に連結したMaxwellモデルにより算出した解析値も併記している。Maxwellモデルのバネ要素はダンパー圧縮剛性(Kd)、ブレース軸剛性(Kb)及び接合部剛性(Ks)を直列にしたモデル($1/K = 1/Kd + 1/Kb + 1/Ks$)で評価した。

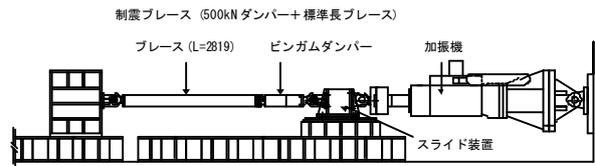


図-3 要素実験加振方法

表-3 加振パターン

	加振レベル
正弦波加振	0.3, 0.6, 1.2, 5.0, 10.0, 15.0, 20.0, 30.0, 40.0 cm/s (1.0, 2.0Hz)
地震波加振	El-Centro NS 50cm/s BCJ-L1, 2 入力時床応答波

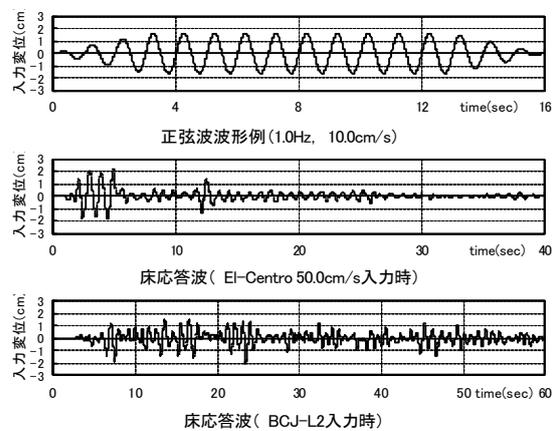


図-4 加振波形

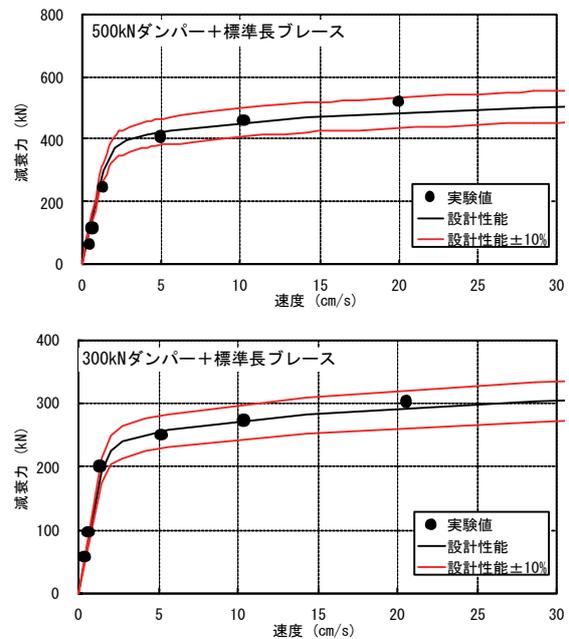
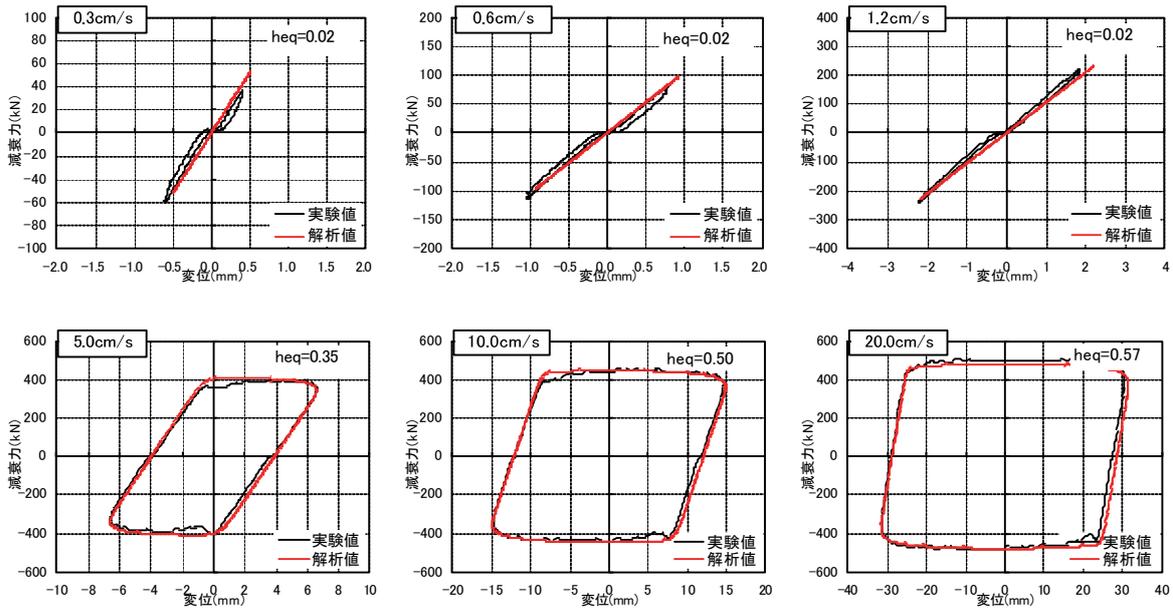


図-5 減衰力-速度関係



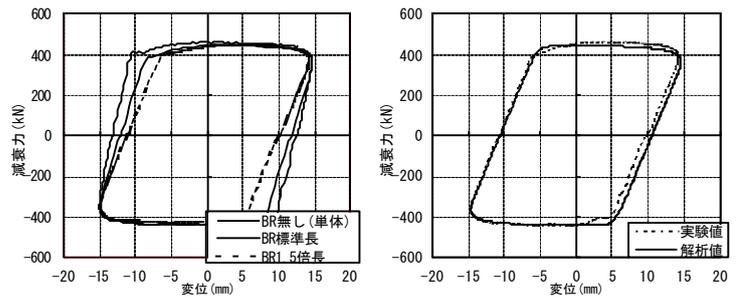
$$heq = 1/4\pi (\Delta W/We) \quad \Delta W = \text{ループの1サイクルの面積} \quad We = \text{等価ポテンシャルエネルギー}$$

図-6 減衰力-変位関係

ダンパーの速度が 1.2cm/s 以下ではダンパーやブレースの剛性の影響で減衰力と変位は、ほぼ線形関係であるが、速度がそれ以上になると安定した平行四辺形に近い履歴ループを描きエネルギーを吸収する結果となった。併せて各速度におけるエネルギー吸収能力を等価減衰定数 (heq) で示す。等価減衰定数 (heq) は速度 1.2cm/s 以下においてはエネルギー吸収能力は殆どないのに対し、それ以上では速度の増大に伴い大きくなるのが分かる。また、解析モデルはこれらの現象を精度良く表しており Maxwell モデルによる解析の妥当性が検証された。

b. ブレース長による減衰力・剛性への影響について
 図-7 a) に 500kN ダンパーのブレース長の違いによる速度 10cm/s 時における減衰力-変位関係を示す。剛性はブレースが長くなるにつれて小さくなるが、各ダンパーの最大減衰力に大きな差は見られなかった。また図-7 b) に 1.5 倍長ブレースにおける解析値との比較を示す。ブレースが長くなることによる軸剛性の低下を考慮した解析と実験値とほぼ一致した。表-4 に各ケースにおける正弦波加振 1.0Hz, 10cm/s 時のダンパー及びブレースの面外変形量を示す。標準長のブレースのついた 300kN ダンパーの面外変形が大きく、500kN ダンパーについては、それより小さく長尺にすることによる差はあまり見られなかった。他の速度においても同様の傾向を示した。

c. 時刻歴応答結果

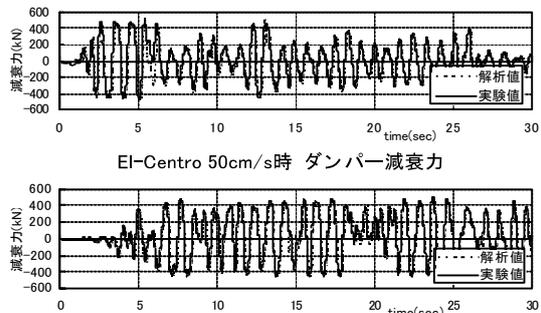


a) ブレース長による比較 b) 解析との比較 (1.5 倍長)

図-7 減衰力-変位関係

表-4 面外変形量 (1.0Hz, 10cm/s 時)

試験体	面外変形量 (mm)	
	水平方向	鉛直方向
300kN ダンパー+標準長ブレース	2.00	2.80
500kN ダンパー+標準長ブレース	0.45	1.40
500kN ダンパー+1.5 倍長ブレース	0.40	1.20



El-Centro 50cm/s 時 ダンパー減衰力
 BCJ-L2 時 ダンパー減衰力
 図-8 地震波時刻歴応答

図-8に500kNダンパーに標準長ブレースを組込んだ試験体のEl-Centro、BCJ-L2床応答波における減衰力の時刻歴応答図を示す。図には実線で実験値を、破線で解析値を示している。実験では制震ブレースは各地震波においてわずかな変形から減衰力を発揮していることが分かる。また、時刻歴応答においても解析値は実験値とほぼ一致することが確認できた。

3. 接合部実験

3.1 実験概要

a. 試験体

接合部実験は制震ブレースを柱梁接合部に取り付けるガセットプレートを取り出した形式で行った。試験体を図-9に示す。試験体は実際に実建物に適用する形状であるガセットプレートに補強リブを取り付けた試験体G-1と補強リブの効果を検証するため比較用の補強リブ無し試験体G-2、補強リブ無しで板厚を薄くした試験体G-3の3体で実建物で使用形状の1/2に縮小したものとした。

b. 加力方法・加力パターン

加力方法を図-10に示す。加力は1000kN加振機により、2方向拘束スライド装置から鋼管(φ216.3*20.0)を介し接合部試験体を静的押し引きする方法とした。加力は荷重制御とし、荷重速度は10.0(kN/s)の漸増波とし、最大で800kNまで加力した。

3.2 実験結果及び考察

a. 補強プレートを取り付けた試験体の主応力度

図-11に各試験体の800kN載荷時の最大主応力度分布を示す。最大主応力は図の計測点位置に貼り付けた3軸歪みゲージの値より算出している。G-1試験体の引張時の最大ひずみはジョイントと梁フランジの間⑥に生じ、最大主ひずみ値 ϵ は約 870μ 、最大主応力度 σ は168MPaであった。実建物ではダンパーの減衰力によりガセットプレートは約2000kNの引張、圧縮力を受け、これは相似則により縮小試験体が500kNの引張、圧縮力を受けた時に相当する。今回の実験では縮小試験体に発生した最大主応力度は800kN載荷時に168MPaと短期許容応力度(330MPa)以下であったため500kN時では十分安全であることが確認できた。また、ジョイント回りの計測点の最大主ひずみ値は $630\sim 870\mu$ であり、ひずみ値に大きな差異はみられなかった。ガセットプレートは横長な形状をしているが、補強プレートにより拘束したことで、応力伝達は比較的均一に分散している。引張時はクレビス側のプレートが引っ張られ、ジョイントの外周に沿って応力伝達し、応力は分散している。

圧縮時の最小ひずみはブレース軸芯上の梁側②に生じ、最大ひずみ値 ϵ は約 910μ 、最大主応力度 σ は179MPaであった。この主ひずみの方向は軸芯方向に

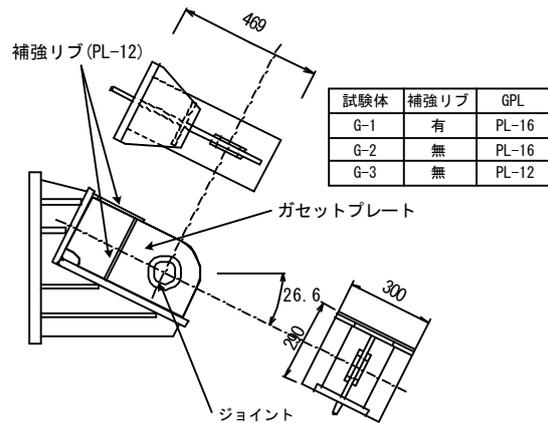


図-9 接合部試験体

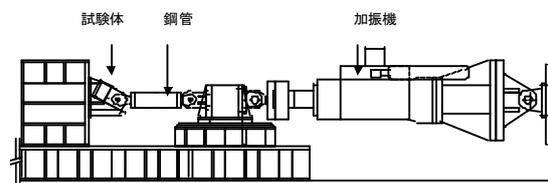


図-10 接合部実験加力方法

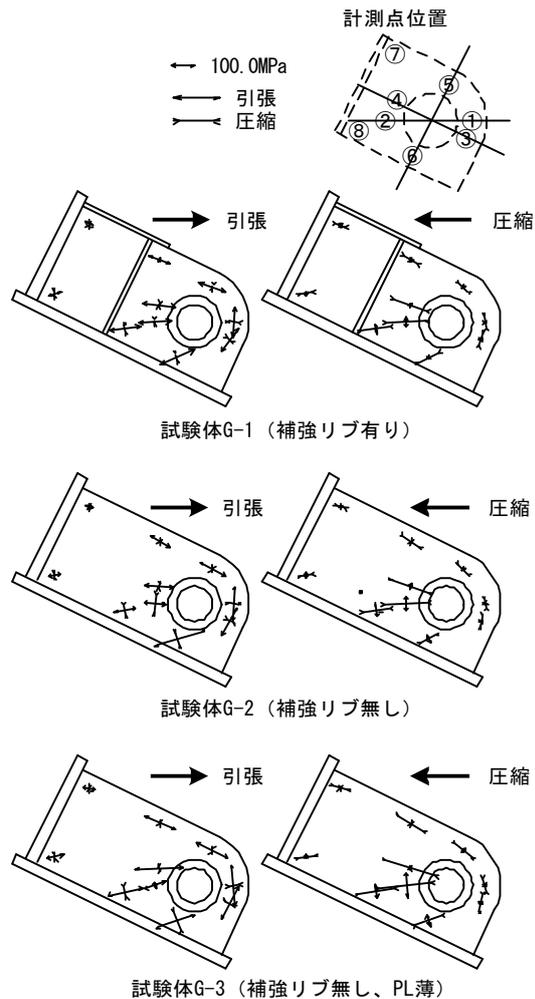


図-11 最大主応力度

沿っていた。またガセット外周近傍の最大主ひずみ値は180~330 μ で、計測点②と比べて1/5~1/3程度であり、加力側プレート外周面に発生する応力は小さいことがわかる。

b. 補強プレートの有無による影響

引張時には補強リブ近傍にあった計測点⑧の主応力度は132MPaから100MPaに低下したが、梁近傍の計測点⑥の主応力度は168MPaから193MPaに上昇した。拘束性がなくなった事により、ブレース軸芯方向の応力伝達が弱まり、ジョイント部から梁への応力伝達が強まる傾向がみられた。一方、圧縮時にはこれらの傾向はみられず主応力度はほぼ同じであった。表-5に最大主歪みと主応力関係を示す。補強リブを取り付けることにより最大主応力が低下していることが確認できた。

また、試験体G-3は、傾向はG-2とほぼ同じであるが、板厚が薄くなった分だけ応力度は上昇し、最大主応力度は300MPaであった。G-3試験体はガセットプレートを薄くした試験体であるが、圧縮時の座屈などは見られなかった。

4. 架構実験

4.1 実験概要

a. 試験体

架構実験試験体を図-12に示す。試験体の寸法及び形状は実建物の1/2縮小サイズである。また、試験体の片側の下部ガセットプレートは架構が面外方向に変形を受けたときの制震ブレースの性能を確認するため芯より45.0mmずらして取り付けられている。

b. 加振パターン・加振方法

加振は要素試験と同様に架構に与える速度をパラメータとした正弦波加振とランダム波加振の2タイプを架構頂部より変位制御にて入力した。

実験ケースを表-6に示す。実験は架構の特性を把握するため制震ブレース無し状態で加振実験を実施し、その後制震ブレースを取り付けて実施した。架構実験に使用した制震ブレースは標準タイプ(芯ずれ無し)、芯ずれの有るタイプとも500kNビンガムダンパーに要素実験時の標準長ブレース(L=2829)を取り付けたものとした。

加振方法を図-13に示す。試験体上部には面外方向の動きを拘束するため面外振止め装置を設けた。また、芯ずれの有る実験は制震ブレースを盛り替え、反対側のガセットプレートに取り付け加振した。

4.2 実験結果

a. 全体復元力-架構変位関係

制震ブレース付き架構試験体(芯ずれ無し)正弦波加振時(10.0, 20.0cm/s)の復元力と変形関係を図-14に示す。併せて同図にはMaxwellモデルによる解析値も併記している。架構の剛性は弾性範囲内であるため履歴

表-5 最大主歪みと主応力関係

試験体	最大歪み位置	主歪み (μ)	主応力度 (MPa)
G-1	引張 ⑥	869	168
	圧縮 ②	913	179
G-2	引張 ⑥	993	193
	圧縮 ④	1109	214
G-3	引張 ⑥	1243	234
	圧縮 ④	1563	300

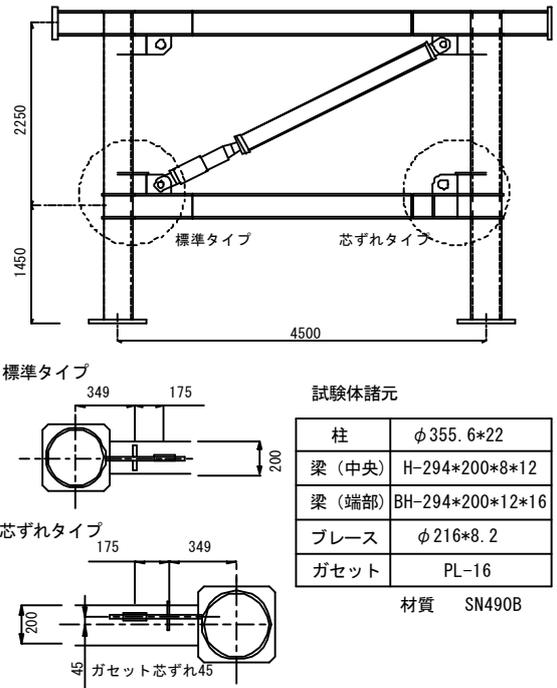


図-12 架構試験体

表-6 実験ケース (架構実験)

試験ケース	制震ブレース	備考
1	無し	架構のみ (架構特性の確認)
2	500kN ダンパー	標準
3	+ 標準長ブレース	芯ずれ有り (面外変形の影響確認)

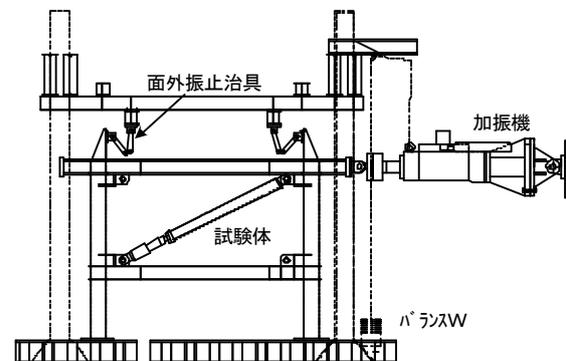


図-13 架構実験加力方法

ループはダンパーを含めた制震ブレースによるものとなり、速度 10.0cm/s で等価減衰定数 (heq) は 15%、20.0cm/s で 19%とほぼ解析通りの性能が得られた。

b. 面外変形による影響

制震ブレースはピン接合にて架構に組み込まれている。そのため地震時に直交方向の変形により面外変形を受けた場合に制震ブレースの挙動に悪影響を及ぼさないか芯ずれさせた架構実験にて検討した。速度 20.0cm/s における架構復元力-架構変位関係、ダンパー減衰力-ダンパー変位関係を図-15 に示す。比較のため芯ずれのないタイプを併せて示す。ダンパー減衰力と架構全体の復元力、剛性は芯ずれの有無によらずほぼ同じ結果となり、地震時の直交方向外力による制震ブレースへの影響は見られなかった。

c. 要素実験時減衰力との比較

図-16 に架構実験時及び要素実験時のダンパー減衰力-変位関係を示す。図には架構実験時に制震ブレースが受ける速度と要素実験時に制震ブレースが受ける速度を併せて表示している。10.0cm/s の場合、入力加振速度に差があったため架構実験時の変形が大きくなっているが 20.0cm/s では制震ブレースをフレームに組み込むことによる影響は殆ど見られなかった。

5. まとめ

ビンガムダンパーを用いた制震ブレースの性能を把握するため要素実験、接合部実験、架構実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- i. 要素実験よりビンガムダンパーを用いた制震ブレースは、設計性能通り減衰力が速度の 0.1 乗に比例し、履歴も安定したループを描くことが確認できた
- ii. Maxwell モデルにより解析を行った結果、ほぼ実験値と一致する結果が得られ、これにより解析モデルの妥当性及び設計への適用妥当性が確認できた
- iii. 制震ブレースは長尺化に伴い剛性の低下以外には減衰力への影響は無いことが確認できた
- iv. 制震ブレースの要素実験より制震ブレースの面外変形は 300kN ダンパーを使用した方が大きかったが減

衰力は設計値通りの値を示した

- v. 接合部補強法を検証するため実配置を想定した縮小試験体にて接合部実験を行った結果、補強リブにより接合部の応力を低減することが確認できた
- vi. 要素実験と制震ブレースを組み込んだ架構実験より制震ブレースを架構に組み込むことによる性能への影響は無かった
- vii. 制震ブレースが地震時に直交方向の変形を受け面外方向に変形した状態を想定して芯ずれさせた架構実験の結果からは、芯ずれ無しの場合と比較し顕著な差は見られなかった
- viii. 制震ブレースを架構に組み込んだ解析モデルは Maxwell モデルにより評価できることが確認できた

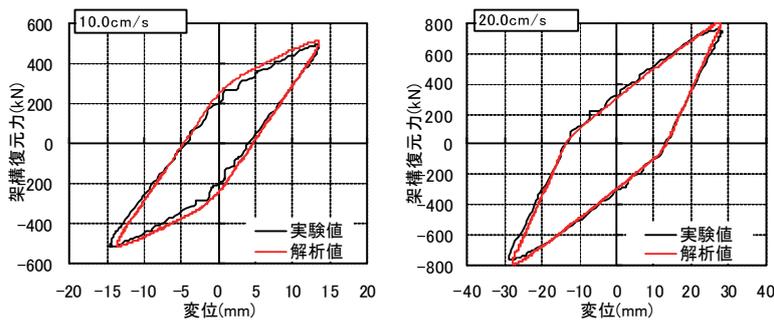
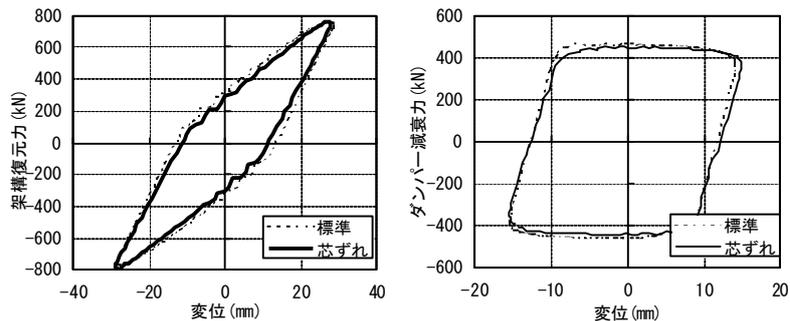
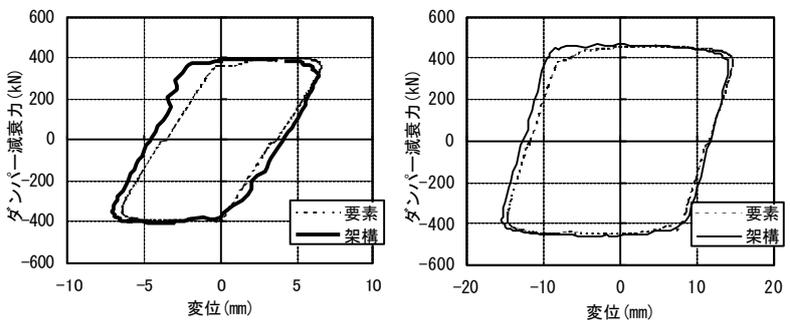


図-14 全体復元力-架構変位関係



a) 全体比較 b) ダンパー減衰力での比較
図-15 芯ずれによる復元力、減衰力への影響



a) 架構実験 10.0cm/s b) 架構実験 20.0cm/s
図-16 ダンパー減衰力-ダンパー変位関係 (要素実験時との比較)

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—

得田健一* 茂木正史** 小河義郎**

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空気の流れを管理して汚染を防いでいる¹⁾。クリーンルームや電子部品工場では、清浄度を確保するために室圧を外部より正圧に保って空気が外部に流れるように制御し、バイオハザード対策施設では汚染拡散防止のために室圧を外部より負圧に保ち、空気の流れが外部から対象室へ向かうように制御する。

日本の施設で一般に採用されている制御はフィードバック信号による差圧制御方式である(図-2参照)。この方式は制御量変更時に時間がかかる(数十秒~数分)²⁾ので、安全キャビネット風量変更時に、前室と飼育室間の必要差圧が確保できず、気流方向が逆転する問題がある。

欧米の施設では、差圧制御方式に替わって風量制御方式が主流になりつつある。風量制御方式は、各室の給排気風量を制御して室間の空気の流れを作る方式であるが、フィードバック信号による風量制御のため、差圧制御方式での問題を十分に解決できない。流量直接指令方式は、流れを制御する原理は風量制御方式と同様であるが、安全キャビネット等の風量変更に関連して直接的に風量を制御できる風量制御バルブ(Air Flow Control Valve)を備え、短時間の風量変更にも迅速に追従し、所定の空気の流れを維持できる。

本報告では、差圧制御方式と流量直接指令方式について解析による検討、および実物大の実験装置を用いて性能確認を行った結果について報告する。

2. 室圧制御方式の種類と流量直接指令方式

室圧制御方式は、パッシブ制御とアクティブ制御に分類できる³⁾。パッシブ制御には定風量制御方式、アクティブ制御には差圧制御方式と風量制御方式、さらに、流量直接指令方式が該当する。

2.1 定風量制御方式

定風量制御方式は、定風量装置(CAV)を用いて給排気風量を一定に制御する方式である。図-1に定風量制御方式の概要を示す。正圧制御では給気風量を排気風量よりも多く、負圧制御では排気風量を給気風量よりも多く

設定する。給気風量と排気風量の差をオフセット風量と呼ぶ。定風量制御方式は古くから用いられてきた方式で、システム構成は簡易であるが、例えば負圧制御に適用した場合には、適用条件が次のように限定される³⁾。

- i. 排気側に安全キャビネット等の風量変更が必要な装置を設置しないこと
- ii. 給排気設備の追加、削除がないこと
- iii. フィルターが目詰まりしても、給気風量と排気風量の大きさが逆転しないようにしておくこと

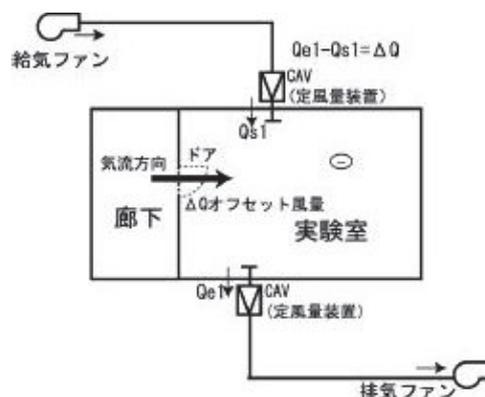


図-1 定風量制御方式の概要

2.2 差圧制御方式

図-2にバイオハザード対策施設における差圧制御方式の概要を示す。差圧制御方式では前室から飼育室に向かう空気の流れをつくるために、前室よりも飼育室の室圧が低くなるように制御する。具体的には、外部-前室間、外部-実験室間の差圧を変風量装置(VAV)によりフィードバック制御して、前室と飼育室の目標差圧を実現する。この事例では飼育室の中に図-3に示す構造の安全キャビネットが設置され動物実験が行なわれる。安全キャビネットには実験モードと実験休止モードとがある。実験モードではキャビネットの扉が大きく開けられ、実験休止モードでは小さく閉じられる。安全キャビネット内の汚染物質が飼育室に漏洩しないように安全キャビネットの扉の面風速を扉の開閉状態によらず一定にする制御が目標とされている。そこで、実験モードでは風量が多く、実験休止モードでは風量が少なくなるようにモータダンパー(MD)で制御される。

*本社建築設計部 **環境研究室

このような制御状況において次の不具合が生じる場合がある。飼育室の室圧が前室より低く保たれている状態で、安全キャビネットのモードを実験モード（大風量）から実験休止モード（小風量）に変更する。この変更は比較的短時間で行なわれる。この時、飼育室の排気風量は安全キャビネットからの排気風量の減少分を増加しなければならないが、フィードバック制御を用いた VAV の風量変更にかかる時間がかかる。従って、風量変更が行われている間、飼育室からの総排気風量が不足するため飼育室の圧力が高くなり飼育室から前室への逆流が生ずる。

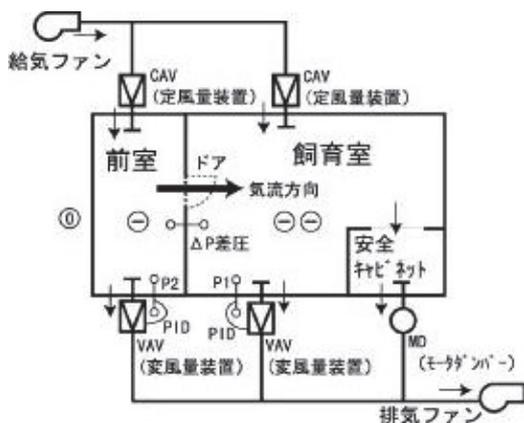


図-2 差圧制御方式の概要

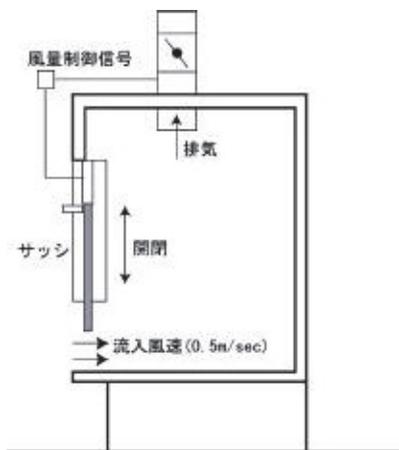


図-3 安全キャビネットの断面構造

2.3 風量制御方式

図-4 に風量制御方式の概要を示す。風量制御方式では給排気部に差圧制御方式と同様の変風量装置 (VAV) を配置し、これを通る風量をフィードバック信号で制御する。感染飼育室を例にとると、風量制御方式では、必要な排気風量 (Q_e) に対して給気風量 (Q_s) を式 (1)、(2) のように設定する。オフセット風量 (ΔQ) は排気風量の 10% ($\alpha=0.1$) 程度とされる。このように給排気風量のバランスを決めて制御すれば前室-飼育室間の空気の流れ方向

が一様に保たれる。ドアを開けた場合にも、両室の室圧はほぼ等しくなるが、前室から飼育室への流れは維持される。ただし、VAV による風量制御がフィードバック信号によるため、制御速度に問題が残っている。

$$Q_s1=Q_e1+Q_e2-\Delta Q \quad \text{----- (1)}$$

$$\Delta Q=(Q_e1+Q_e2) \times \alpha \quad \text{----- (2)}$$

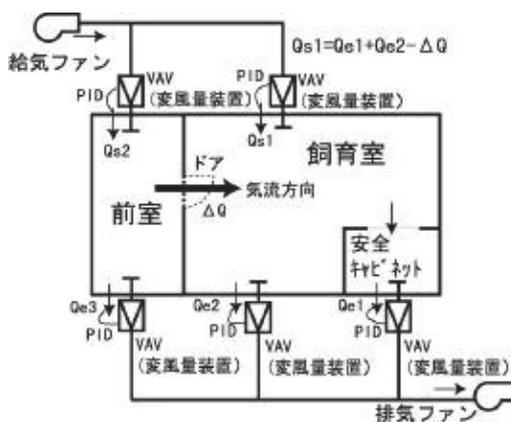


図-4 風量制御方式の概要

2.4 流量直接指令方式

当研究で検討している流量直接指令方式の概要を図-5 に示す。流量直接指令方式は、前節で述べた風量制御方式の原理を基本としているが、次のような特徴がある。

- i. 風量制御信号により瞬時に風量が変わえられる風量制御バルブ (Air Flow Control Valve) を用い、各給排気風量を直接制御する
- ii. 給気側にはボリュームダンパー (VD) を設けて機器構成を簡易にし、このボリュームダンパーの調整により差圧が設定できるとともに、ドア開閉時に風量制御方式よりも安全となる (3.2 解析結果を参照)

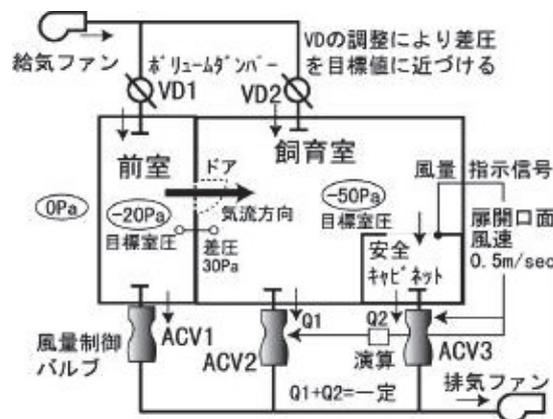


図-5 流量直接指令方式の概要

3. 解析による流量直接指令方式の検討

3.1 解析概要

a. 解析モデルと制御方法

解析は図-5に示したバイオハザード対策施設の構成と室圧制御方式をモデル化して行なった。前室の排気風量は一定とし、安全キャビネットと飼育室の排気風量の合計が一定となるように制御する。

b. 解析プログラム

解析プログラムには多数室換気回路網計算プログラムCOMIS3.0⁴⁾を用いた。風量制御バルブが風量を制御するためには、バルブ前後の差圧が所定の範囲内であることが必要であるが、COMIS3.0はそのような条件を設定できる機能を有している。

c. 解析ケース

以下のケースを検討した。

- i. 安全キャビネットの運転モード切り替えに対応して、安全キャビネットの扉開口を大から小に変更した場合の変化
- ii. 安全キャビネットの扉開口が大の状態、前室-飼育室間のドアを開けた場合の変化

d. 解析条件の設定

各部の風量設定を表-1に示す。各ケースとも飼育室の一般排気風量と安全キャビネットの排気風量の合計が一定(790m³/h)になるように制御している。表-2、図-6に給排気ファンの特性を示す。図-6に、解析で求めたファンを2台直列連結した場合の特性も示す。流量が等しい時に圧力が2倍で、理論通りの結果となっている。

表-1 各部の風量設定 (m³/h)

安全キャビネット扉開口	大	小
前室排気風量 ACV1	230	230
飼育室排気風量 ACV2	170	430
安全キャビネット排気風量 ACV3	620	360

表-2 給排気ファンの特性

風量 (m ³ /h)	120	840	1500	2100
静圧 (Pa)	310	300	200	30

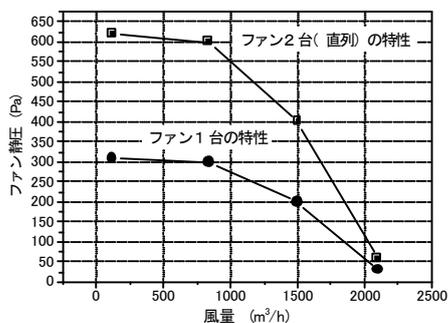


図-6 ファン特性

風量制御バルブ (ACV) の特性を図-7に示す。風量制御が可能なバルブ前後の差圧を市販風量制御バルブに合わせ、150Pa~750Paとした。

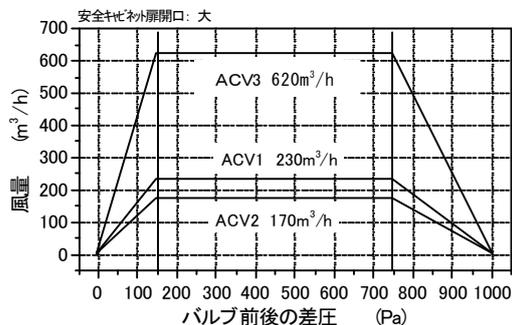


図-7 風量制御バルブの特性

前室と飼育室の給気部に設けたVD1とVD2の流量特性を調節し各室の室圧を目標値に近づけた。

3.2 解析結果

安全キャビネットの扉開口の変更を模擬した解析結果を表-3に示す。表中では変化した項目を太字で示した。安全キャビネットの扉開口を大から小に変更した場合、安全キャビネットの風量(ACV3)を変更しても、室圧をはじめ、各部の圧力、風量は変化しない。風量制御バルブ前後の差圧は約250Paとなった。

表-3 安全キャビネットの風量変更時の圧力と風量

部位	安全キャビネットの扉開口			
	大 (運転モード)		小 (運転休止)	
	圧力 Pa	風量 m ³ /h	圧力 Pa	風量 m ³ /h
VD1	310	233	310	233
VD2	339	787	339	787
ドア	29.7	3	29.7	3
ACV1	263	230	263	230
ACV2	233	170	233	430
ACV3	233	620	233	360
前室	-22	—	-22	—
飼育室	-52	—	-52	—
給気ファン	287	1020	287	1020
排気ファン	-285	1020	-285	1020

註) 圧力は、室圧または装置前後の差圧 (圧力損失) を示す。

安全キャビネットの扉開口が大の状態、前室-飼育室間のドアを開けた場合の解析結果を表-4に示す。ドアの開放はドアの流量係数を十分に大きくして模擬した。ドアを開けると前室と飼育室の室圧はともにほぼ-45Paで等しくなるが、ドアを通じて前室から飼育室へ流入する風量が11m³/h増加する。これは、飼育室への給気風量が減少し、前室への給気風量が増えた分である。

一般の風量制御方式では、給気風量は一定に制御されているので、ドアを開けてもドアを通る風量は変わらないが、給気部をボリュームダンパーにしたことによりドア開放後のドア風量が増加し、安全性が増すと見える。

表-4 ドア開放による各部の変化

部位	安全キャビネットの扉開口			
	大 (運転モード)		小 (運転休止)	
	圧力 Pa	風量 m ³ /h	圧力 Pa	風量 m ³ /h
VD1	310	233	332	244 (増)
VD2	339	787	332	776 (減)
ドア	29.7	3	0	14 (増)
ACV1	263	230	263	230
ACV2	233	170	240	170
ACV3	233	620	240	620
前室	-22	—	-45	—
飼育室	-52	—	-45	—
給気ファン	287	1020	287	1020
排気ファン	-285	1020	-285	1020

註) 圧力は、室圧または装置前後の差圧 (圧力損失) を示す。

4. 実験による流量直接指令方式の性能検証

同一の実験装置を用い、差圧制御方式と流量直接指令方式の性能を比較した。

4.1 実験概要

a. 実験装置

図-8 に実験装置を示す。写真-1 に実験装置の外観を示す。実験装置は図-5 に示した解析モデルと同様に、バイオハザード対策施設の一般的な室構成と差圧制御方式をモデル化したものである。各室の寸法を実物大とし、合板で製作した。従来の差圧制御ではフィードバック信号により風量を増減する変風量装置 (VAV) が用いられるが、ここでは排気側に電圧信号により直接風量が指定できる風量制御バルブを設けて直接指令方式の実験と兼用した。風量制御バルブの主な仕様は、風量レンジ 60~

1175m³/h、バルブ前後の必要差圧 150~750Pa である。安全キャビネットの排気風量は、変位計で感知した扉の開口面積の情報により風量制御バルブ (ACV3) の風量を制御し、扉開口部の面風速が 0.5m/sec となるようにした。



写真-1 実験装置 (排気側)

b. 差圧制御方式の制御

差圧制御方式の制御を図-9 に示す。差圧制御は次のように行なった。

前室-飼育室間の差圧を 30Pa とするために、外気-前室間の差圧が -20Pa、外気-飼育室間の差圧が -50Pa になるように、各差圧信号を PID 調節器に送って ACV1 と ACV2 の開度を調節した。

c. 流量直接指令方式の制御

流量直接指令方式では、前室の排気風量を一定、飼育室の排気風量と安全キャビネットの排気風量の和が一定となるように制御した。

安全キャビネット扉の開口状況に応じた電圧信号によ

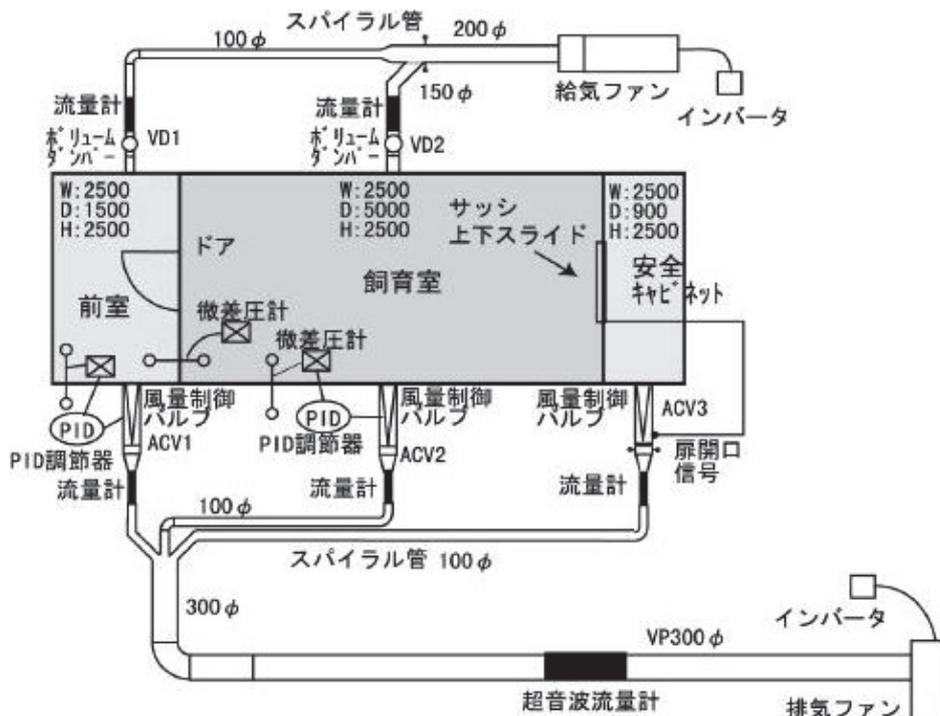


図-8 実験装置

り安全キャビネットの排気風量（ACV3）を制御した。

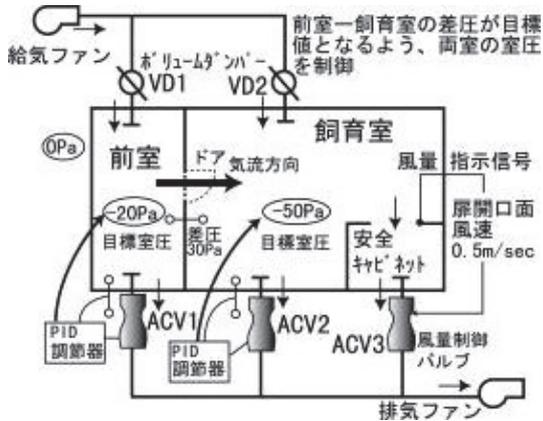


図-9 差圧制御方式の制御

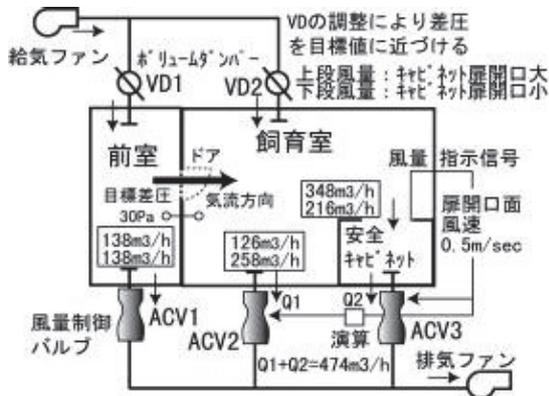


図-10 流量直接指令方式の制御

d. 実験ケース

差圧制御方式と流量直接指令方式について、安全キャビネットの扉を開閉（風量を変更）した場合の室圧や流量の変化を確認した。また流量直接指令方式において、前室-飼育室間のドアを開閉した場合の性能を検証した。

e. 測定項目と測定機器

測定項目と測定機器を表-5に示す。

表-5 測定項目と測定機器

測定項目	測定機器
前室給気風量(VD1)	ピトー管式流量計
飼育室給気風量(VD2)	ピトー管式流量計
前室排気風量(ACV1)	ピトー管式流量計
飼育室排気風量(ACV2)	ピトー管式流量計
安全キャビネット排気風量(ACV3)	ピトー管式流量計
前室-飼育室差圧	微差圧計
外気-飼育室差圧	微差圧計

4.2 実験結果

a. 差圧の変化

図-11、図-12 は差圧制御方式と流量直接指令方式

で安全キャビネットの扉を開閉し、安全キャビネットの排気風量を変化させた時の前室と飼育室間の差圧の変化である。

差圧制御方式では測定された差圧データの標準偏差は14.1Paで、扉の開閉により差圧が大きく変化する。差圧が目標値に達するのにほぼ300秒を要している。また、扉の開閉が小さく変更時、前室-飼育室間の差圧が無くなり逆流が危ぶまれる。

流量直接指令方式では差圧データの標準偏差は1.57Paと差圧制御より小さく、扉開閉の影響はわずくであり、逆流の危険性は少ない。

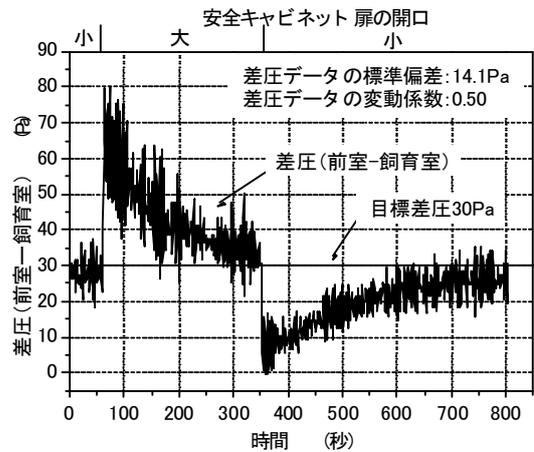


図-11 差圧制御方式による差圧の変化

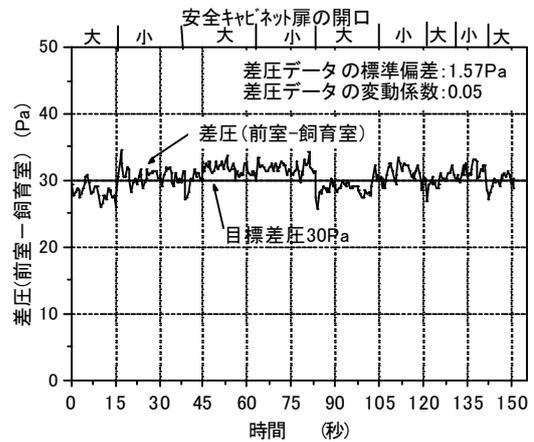


図-12 流量直接指令方式による差圧の変化

b. 風量の変化

図-13、図-14 は差圧制御方式と流量直接指令方式で安全キャビネットの扉を開閉し、安全キャビネットの排気風量を変化させた時の前室と飼育室間の風量の変化である。

差圧制御方式では、流量直接指令方式で制御されている安全キャビネットの排気風量は迅速に変わるが、PID

制御されている飼育室排気風量の変化は遅い。両者の風量変化速度の違いにより、差圧が0になる現象が生ずる。

流量直接指令方式では扉の開閉に応じて、安全キャビネット排気風量と飼育室排気風量の組み合わせが迅速に変化し、その風量の和は一定を保っている。このことにより飼育室の総排気風量が変わることがないので、前室と飼育室の差圧はほぼ 30Pa を維持できている。

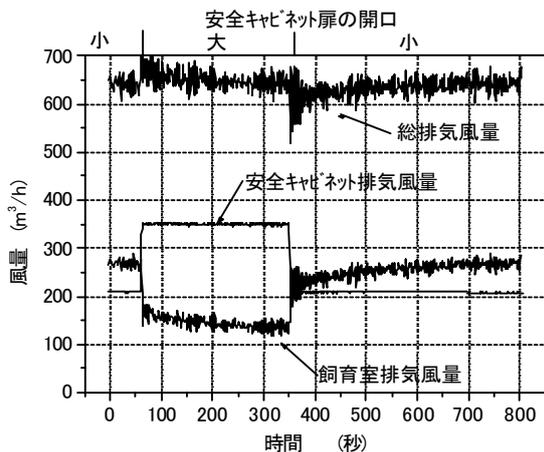


図-13 差圧制御方式による風量の変化

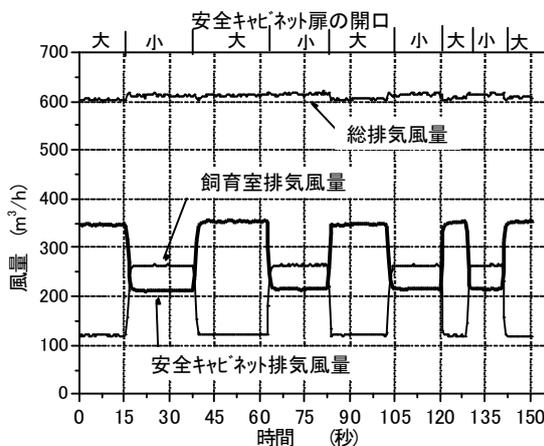


図-14 流量直接指令方式による風量の変化

図-15 は安全キャビネットが実験モードで前室と飼育室の間のドアを開閉した時の風量と差圧の変化である。ドアを開けることにより飼育室への給気風量が減り、前室への給気風量が増えており、解析結果と同様である。前室の排気風量は一定に制御されているので、ドアを通じて前室から飼育室へ流れる風量が増加していることになり、ドアを開けても安全といえる。

5. おわりに

従来の室圧制御方式に用いられている差圧制御方式の

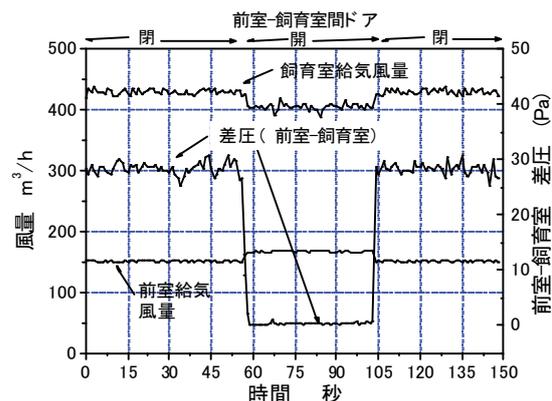


図-15 ドア開閉時の室圧、風量の変化

問題点を解決できる流量直接指令方式について、解析と実験による検討を行なった。検討は前室と飼育室、および飼育室内に安全キャビネットを有する構成のバイオハザード対策施設を対象とした。

多数室換気回路網計算プログラムを用いて定常状態に対する解析的検討を行ない、流量直接指令方式で制御すれば、安全キャビネットの風量を変化させても前室と飼育室間の差圧が変わらないこと、前室-飼育室間のドアを開けても気流方向が維持できることを確認した。

実大モデルの実験装置による差圧制御方式と流量直接指令方式の性能比較実験を行なった。

フィードバック信号による差圧制御方式は制御に時間がかかること、安全キャビネットの風量変更時に前室と飼育室間の差圧が確保できず、気流方向が逆転する恐れがあることを確認した。

一方、迅速に風量変更を指令できる風量制御バルブを用いた流量直接指令方式では、安全キャビネットの風量変更という過渡的応答時でも安定して空気の流れ方向を維持でき、差圧制御方式での問題を解決できることが検証できた。また、前室-飼育室間のドア開放時も、解析結果と同様に気流方向を維持しつつ風量が増加するため安全が維持できることを検証した。

【参考文献】

- 1) 得田健一、茂木正史、「高度清浄空間における室圧制御技術の研究」、奥村組技術研究所年報 No.26、2000
- 2) 広川他、「手術室における新室圧制御方式の評価」、空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集、pp.729~732、1994
- 3) Dale T. Hitcings, 「Laboratory Space Pressurization Control Systems」, ASHRAE Journal, February 1994
- 4) 内海他、「多数室換気量計算モデル COMIS with IISiBat の開発研究」、日本建築学会学術講演梗概集、1997

球面すべり支承の改良に関する研究

舟木秀尊* 早川邦夫* 河野政典**

1. はじめに

近年、免震建物の適用範囲が拡大していく中で、軟弱地盤や構造規模等の条件により、積層ゴムでの免震化が難しい場面がある。これらの場面で適用できる免震部材のひとつとして、球面すべり支承 (Friction Pendulum System: 以下FPS) が挙げられる。この支承は、建物の重量に関係なく固有周期が設定でき、容易に長周期化を図れることから、低層建物や既存建物の免震化に適している。しかし、高次振動を励起しやすいこと、偏荷重や偏摩擦によるねじれが懸念されること、積層ゴムと比較して性能が劣るなどの理由によって、一般的な建物への普及が進んでいないのが実状である。そこで、適用場面の拡大を図るため、免震性能を向上させる改良方法として、FPSの可動子に弾性体(ゴム系材料)を組み込むことを考案した。本報では、縮小モデルの振動台実験と実機モデルの基本特性試験の結果について報告する。

2. FPSの概要

2.1 免震部材の機構

FPSの機構概念(改良型)を、図-1に示す。FPSは、すべり材と可動子及び球面板で構成され、球面板上を可動子がすべり運動することによる振り子運動を応用した免震部材である。可動子と球面板の摺動を行う部分には、PTFE(四フッ化エチレン樹脂)等の摩擦係数の低い材料を使用しており、地震時における基礎と建物の滑らかな運動を実現している。周期は、球面板の曲率寸法によってのみ設定され、搭載される重量に依存しない。減衰力は、すべり摩擦によって与えられる。

改良型は、可動子に弾性体(ゴム系材料)を組み込み、上部構造に地震の過大な水平方向力が急激に加わることを防止する仕組みになっている。

2.2 作動原理

FPSの作動原理を図-2に示す。建物に一定以上の加速度が発生した時点で球面板と可動子の間にすべりが起こり、球面板の傾斜に沿って振り子運動を開始する。振り子の周期は、球面板の曲率半径によって決定され、減衰力は、すべり材と球面板の間に生じる摩擦抵抗によって与えられる。また、復元力は、重量と球面板上の

可動子の位置によって決まる。図-3に従来型・改良型の復元力特性を示す。従来型は、復元力の勾配(K)と摩擦減衰力の大きさ(μW)で表され、改良型は、弾性体の水平剛性(K_0)が1次勾配として与えられる。従来型の場合、支承に作用する水平力がすべり材と球面板の静摩擦力を越えるまでは作動せず、改良型の場合は、弾性体の変形によって免震化する。また、すべりが発生した後、変位の向きが反転する時も同様である。最終的には、水平変形が原点に近くなるほど球面板の傾斜が減少し、復元しようとする力と摩擦力が打ち消し合うところで停止する。

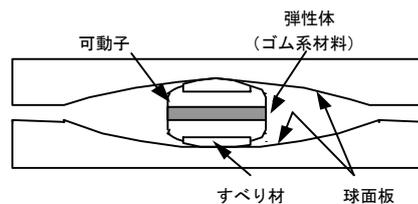


図-1 機構概念図(改良型)

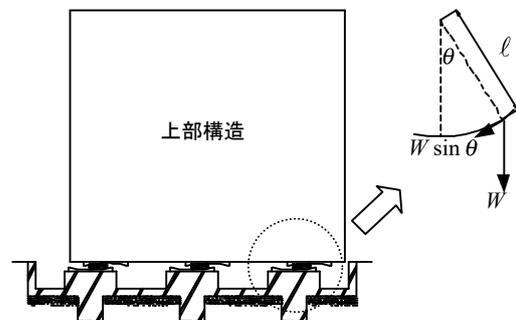


図-2 FPSの作動原理

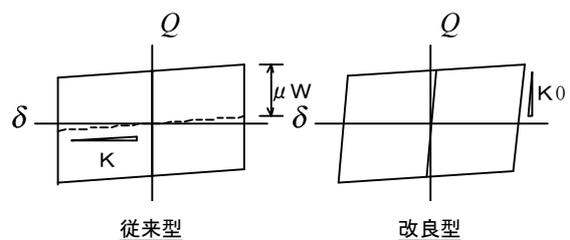


図-3 復元力特性

*耐震研究室 **建築研究室

2.3 周期特性

FPSの免震周期は、球面板の曲率によって設定される。改良型の場合、すべりが発生するまでの周期はゴム材の水平剛性で決まる。よって、周期特性は、(1)式と(2)式で表すことができる。

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_0}} \quad \dots (1) \quad T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad \dots (2)$$

ただし、 T_0 : ゴムの剛性で決まる免震周期 (sec)
 T_1 : 球面の曲率で決まる免震周期 (sec)
 K_0 : ゴム材の水平剛性 (t/cm)
 K : 球面の復元力勾配 (t/cm)
 m : 上部構造質量 (t)

3. 振動台実験

3.1 実験の概要

改良型の免震性能の検証と、FPSの偏荷重・偏摩擦状態における応答性状を確認することを目的に、振動台実験を行った。採用した縮小モデルの免震部材を図-4に示す。支承は、鉄骨フレームの柱脚に設置するため、従来型及び改良型とも各4基ずつ製作した。免震部材の材料を表-1に示す。改良型の弾性材には、厚さ5mmの天然ゴムを採用し、可動子との接合にはエポキシ系の接着材を使用した。また、偏摩擦状態での試験用として球面板の表面にコーティング処理を施さない免震部材を1基別途に製作した。試験体の諸元を表-2に、上部構造の鉄骨フレームを図-5に示す。フレームは4層で構成され、各層の応答加速度と最下層の相対変位を計測した。変位は上屋の回転を検出するためにXY方向とも2ヶ所で計測した。また、免震部材の下部に分力計を設置して軸力と水平力を計測した。偏荷重状態の実験は、基礎梁（最下層）に設置された付加質量の配置を変える方法で実施した。偏摩擦状態の実験は、4基の支承の中に1基だけ摩擦係数の高い免震部材を混入させる方法で行った。実験に使用した地震波を表-3に示す。入力加速度は、非免震と従来型及び改良型を比較するための30、50、100(cm/s²)と、大地震時の免震性能を確認するために、最大速度で基準化した25、50(cm/s)の計5段階とした。

3.2 実験結果

a. 免震部材の作動性

振動台実験に先だって実施したFPS単体の納入試験では、従来型のすべり摩擦係数は平均で0.024(正弦波、0.064Hz、2cm/s)、改良型が0.026であった。よって、可動子のすべりの発生は、入力加速度で30(cm/s²)程度と予測された。実験では、各地震波30cm/s²レベルの入力の場合、従来型は殆ど作動せず、改良型はゴムの弾性変形で応答した。また、すべりが発生するレベルにおいては、改良型、従来型とも良好な作動性を示した。加振

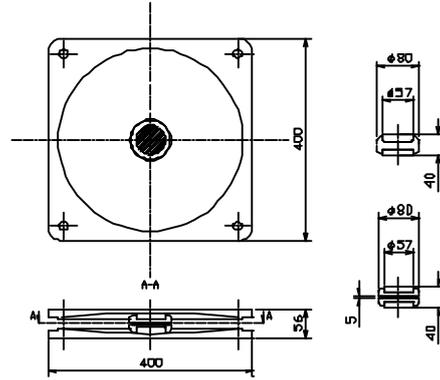


図-4 縮小モデル試験体

表-1 免震部材の材料

球面板 (上下)	可動子		
	胴体	ゴム	すべり材
AC7A	SS400	NR G=0.78N/mm ²	PTFE

表-2 試験体の諸元

球面 R1500	装置		従来型	改良型
		設計重量		4.0 (ton)
	固有周期		3.5 (sec)	
	変位ストローク		±265 (mm)	
可動子 φ100	すべり 材	サイズ	φ57	
		面圧	14.7 (N/mm ²)	
	ゴム	サイズ	φ70	9.8 (N/mm ²)
面圧				
		周期	0.50 (sec)	
上部構造			フレーム 重量	13.66 (ton)
柱スパン	3.0 (m)		付加質量	1.90 (ton)
階高	1.5 (m)			

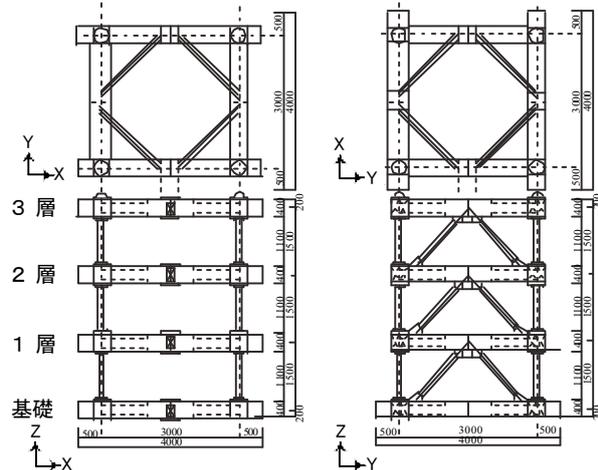


図-5 鉄骨フレーム

表-3 入力地震波

地震波	入力レベル	加振方向
JMA KOBE 1995 NS EW UD	30 (cm/s ²)	X (NS) or X (NS), Y (EW)
	50 (cm/s ²)	
EL CENTRO 1940 NS EW UD	100 (cm/s ²)	X (NS), Y (EW) or X (NS), Y (EW), Z (UD)
	25 (cm/s)	
HACHINOHE 1968 NS EW UD	50 (cm/s)	

後の残留変位は、地震波によって差が見られたが、HACHINOHE NS 波 50 (cm/s) 1 方向加振の 1.33 (cm) が最大であった。これは、すべり摩擦係数を $\mu = 0.02$ と仮定した際の摩擦力と球面の復元力との釣り合いから計算される残留変位 $\delta = 5.99$ (cm) に比べて、小さい値となった。

b. ゴムの水平周期

改良型の場合、ゴムの水平周期が免震性能の向上に影響を与える。改良効果が十分に発揮されるためにはゴムの水平周期を 0.75 (sec) 程度にすることが求められたが、振動台実験の縮小モデルではゴムの形状係数を確保することが難しく、設計は 0.50 (sec) となった。水平力と水平変形の関係について、実験結果の一例を図-6 に示す。ゴムの水平周期は、設計値に近い 0.54 (sec) であった。

c. 免震性能

鉄骨フレームの3層レベルにおける最大応答加速度の分布を図-7 に示す。入力加速度 150 (cm/s²) 以下で実施した非免震（鉄骨フレームを振動台に固定）試験の

結果と比較すると、両タイプとも優れた免震性能を示している。また、50 (cm/s) レベルに対しては、各種地震波において 1/2~1/3.5 程度の低減効果が見られた。一方、可動子にゴム材を組み込んだことによる効果に着目すると、地震波の種類や入力レベルによって差が見られた。改良型の最大応答加速度は、可動子のすべりが発生しない入力加速度 30 (cm/s²) の場合、従来型と比較すると、最大で 40% 程度応答を低減できた。一方、大きい入力レベルに対しては、最大で 15% 程度の低減となった。今回、縮小モデルでゴム材の水平周期を十分に確保することができなかったが、実機支承になって理想的なゴムの特性が得られれば、改良型の性能は、さらに向上すると推測される。ELCENTRO NS 波 30 (cm/s²) 加振の時刻歴応答波形（非免震、従来型、改良型）を図-8 に示す。改良型は従来型に比べて高次の振動成分が低減されている。また、White Noise を X 方向に 100 (cm/s²) 入力した振動台上加速度と鉄骨フレーム3層の応答加速度の伝達

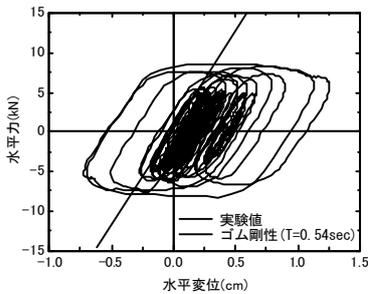
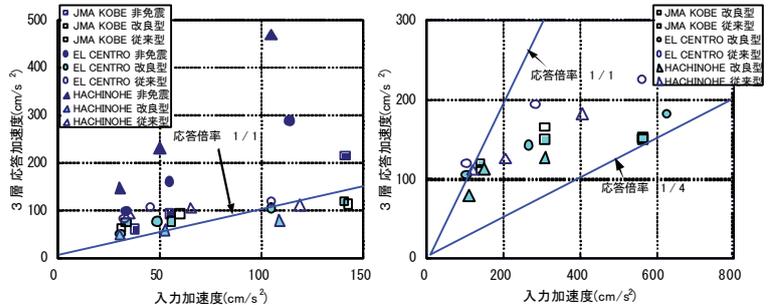
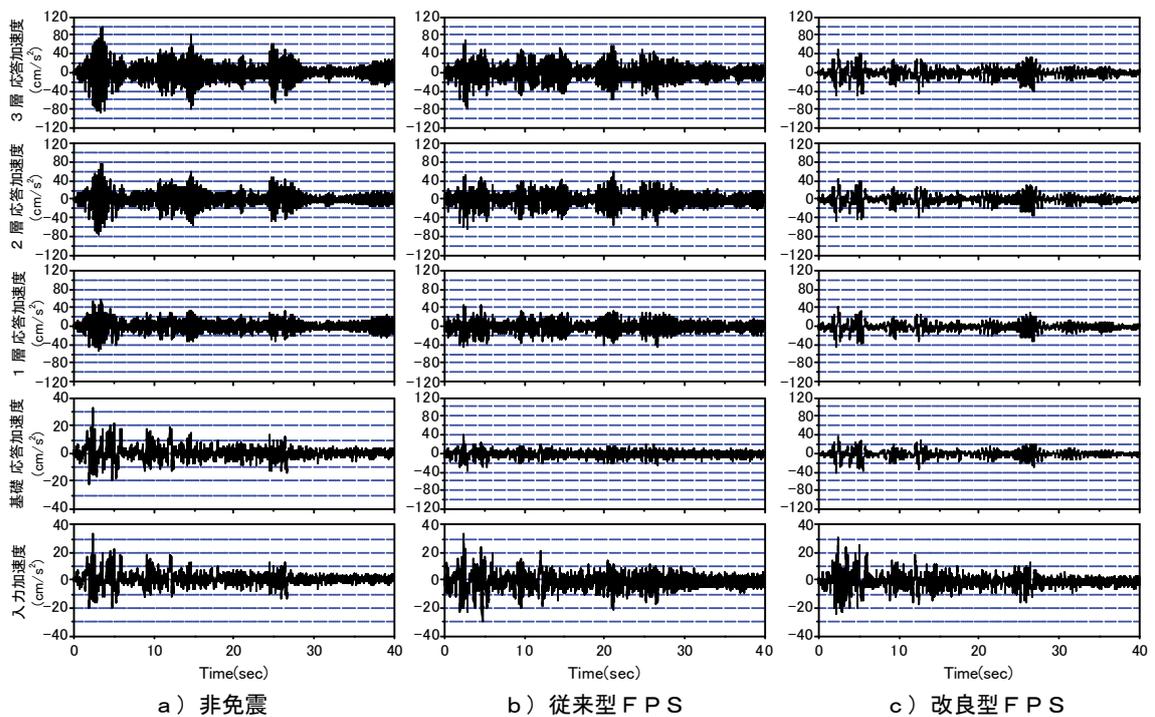


図-6 改良型の履歴特性
~ EL CENTRO NS 波 100 cm/s² ~



a) 入力 150cm/s² 以下 b) 入力 150cm/s² 以上
図-7 鉄骨フレーム3層レベルでの最大応答加速度の分布



a) 非免震 b) 従来型 FPS c) 改良型 FPS
図-8 EL CENTRO NS 波 30 (cm/s²) 加振の時刻歴応答波形 (X 方向、1 方向入力)

関数を図-9に示す。従来型は、すべりが発生していない状態であり、鉄骨フレームの固有振動数にあたる成分で特に増幅がみられる。一方、改良型は可動子ゴムの弾性変形で応答している状態であるが、従来型と比較すると高次振動の励起を抑制しており、可動子にゴムを組み込んだことによる効果が現れている。

d. 偏荷重と偏摩擦の影響

FPSは、摩擦型の免震部材であり、極端な偏心荷重や摩擦係数に著しい差が生じた場合、上部構造がどのような応答性状を示すのか、免震性能に影響があるのかといった点が不明確であり、設計の際に懸念される問題である。それを実証するために偏荷重、偏摩擦状態の実験を行った。偏荷重試験の付加質量の設置状況を写真-1に、各支承の軸力負担を表-4に示す。また、偏摩擦の試験は球面にコート処理がないものを1基混入させて行ったが、その摩擦特性を図-10に示す。試験順序は、等分布荷重→偏荷重→偏摩擦の順で行った。試験結果の一例として、等分布荷重、偏荷重、偏摩擦の応答分布を図-11に示す。応答加速度の値は、各層柱脚で計測した対角2箇所を平均したものである。偏荷重、偏摩擦とも、等分布荷重と比較すると応答加速度が大きくなっているが、これらには繰り返し加振によるすべり材

の摩耗の影響が含まれていることから、偏荷重による影響分は小さかったと推察される。一方、上屋の回転量を図-12に示す。偏摩擦試験においては、摩擦係数が大きい支承①を支点とした上屋の回転が見られた。回転量はEL CENTRO NS,EW,UD波 50(cm/s)レベルの3方向加振において最大となり、0.015(rad)であった。今回の実験は極めて厳しい条件で行っており、実際にはコート処理も施され、摩擦係数の製品誤差は小さく、支承の数も増えて平均化されることから、偏摩擦や偏荷重による上屋の回転量は、実用上問題ない範囲になると考えられる。



写真-1 付加質量の設置状況
～ 偏荷重時 ～

表-4 各支承の軸力負担

	等分布荷重	偏荷重
支承①	4.26 (ton)	5.04 (ton)
支承②	3.82 (ton)	3.71 (ton)
支承③	4.33 (ton)	3.75 (ton)
支承④	3.84 (ton)	3.75 (ton)

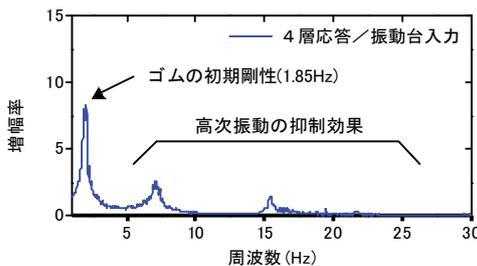
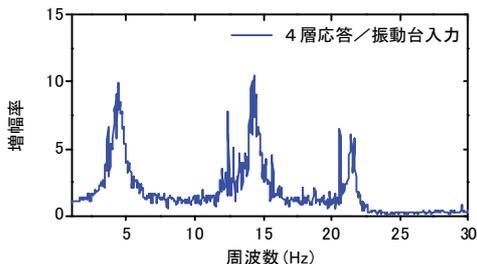


図-9 伝達関数の比較 (White Noise 加振)

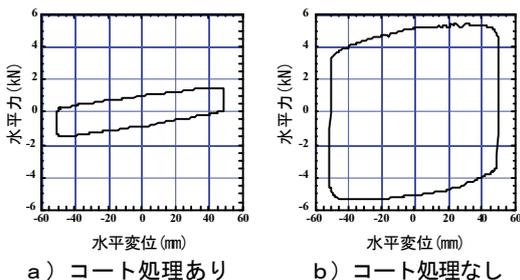


図-10 摩擦特性の比較

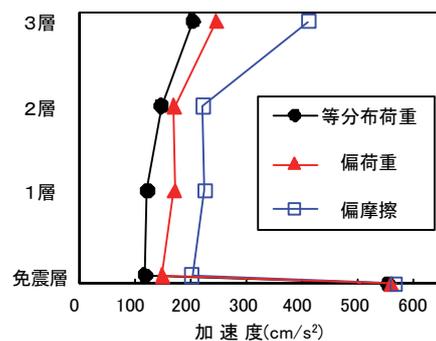


図-11 応答加速度分布の比較 (X方向)

～ EL CENTRO NS,EW,UD 波 50 (cm/s) 入力 ～

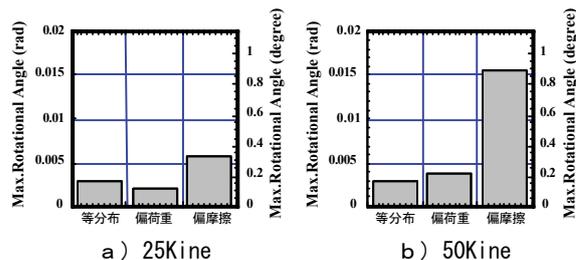


図-12 上屋の回転量 (EL CENTRO NS,EW,UD 波 入力)

4. 実機モデルの基本特性試験

4.1 基本特性試験の概要

改良型FPSの実機モデルについて、支承の基本特性を確認することを目的に要素試験を実施した。試験体の概要を図-13に示す。また、使用材料を表-5に、諸元を表-6に示す。試験体は1体とし、鉛直荷重と加振速度をパラメータとして軸力载荷のすべり試験(写真-2参照)を実施した。すべり材の面圧は、5~30(N/mm²)、すべり方向の加振速度は、1~30(cm/s)の各5段階とし、水平変位と水平荷重を計測した。

4.2 試験結果

a. 摩擦係数

すべり材と球面のコートには、低摩擦を実現するためにPTFEが使われている。また、摩擦係数は面圧と速度に依存することが既往の文献¹⁾からわかっている。摩擦係数と速度及び面圧の関係を図-14に示す。速度が増すと摩擦係数は大きくなり、20(cm/s)付近から緩やかな増加となる。また、面圧が増すと摩擦係数は低下する。これらの傾向は、従来型の傾向と同様であり、改良型となったことによる摩擦係数への影響は確認されなかった。なお、設計荷重における摩擦係数は、速度1、5、10、20、30(cm/s)に対して、それぞれ $\mu = 0.025$ 、0.033、0.041、0.051、0.053と低摩擦であることを実証した。

b. 1次剛性と2次剛性

改良型FPSの復元力特性は、ゴムの水平剛性、球面の曲率から与えられる復元力、すべり摩擦力で表される。1次剛性と面圧及び速度の関係について、試験結果をまとめたものを図-15に示す。ゴムの剛性は、面圧が増すにつれて、ほぼ線形的に減少する傾向が見られた。また、速度依存性は確認されなかった。履歴特性の1次剛性と2次剛性について、実験値と設計値を比較したものを図-16に示す。2次剛性は、球面の曲率と軸力によって決まるが、試験結果は、設計値から計算される剛

性(勾配)と良く一致しており、今回の改良型FPSの実機モデルが、設計通りに製作できたといえる。

表-5 試験体の材料

球面板 (上下)	可動子		
	胴体	ゴム	すべり材
SS400	SS400	NR G=0.78N/mm ²	PTFE

表-6 試験体の諸元

球面 R2000	設計重量	120.0(ton)	
	固有周期	4.0(sec)	
	変位ストローク	±535(mm)	
可動子 φ400	すべり材	サイズ	φ319
		面圧	14.7(N/mm ²)
	ゴム	サイズ	φ391×5(mm)
		面圧	9.8(N/mm ²)
		周期	0.75(sec)

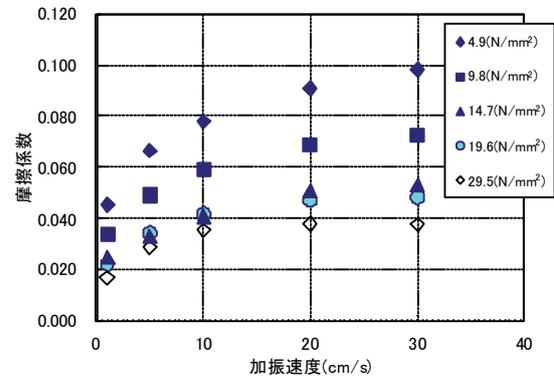


図-14 摩擦係数の速度・面圧依存性



写真-2 軸力载荷のすべり試験

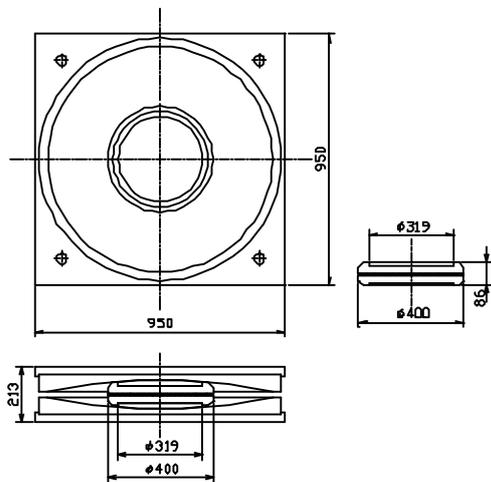


図-13 改良型FPSの実機モデル

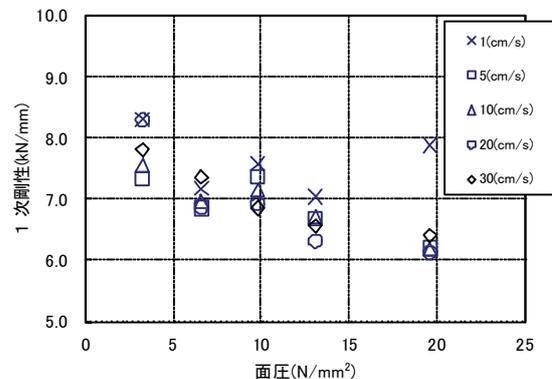


図-15 1次剛性の面圧依存性

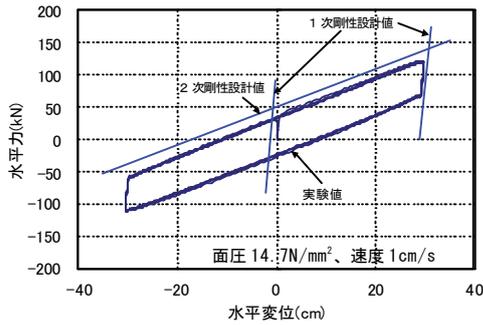


図-16 実機試験の1次・2次剛性

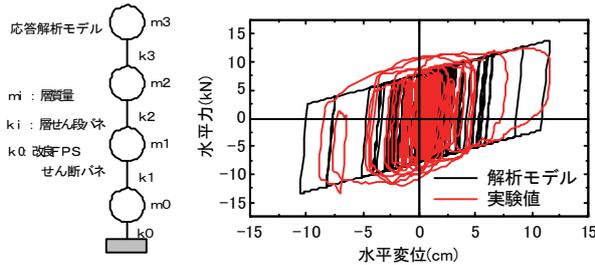


図-17 改良型の応答解析モデルと履歴特性

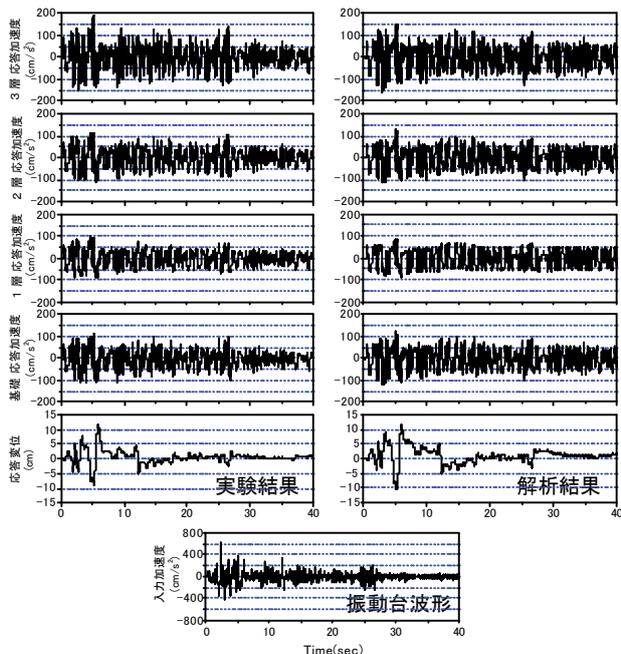


図-18 実験と地震応答解析の応答波形

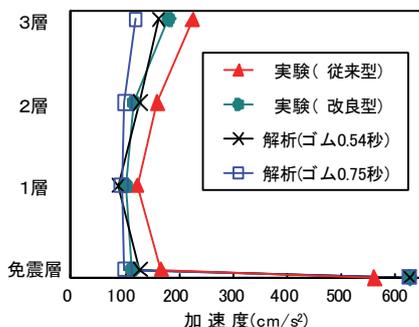


図-19 応答加速度分布の比較

～ EL CENTRO NS 波 50(cm/s) 入力 ～

5. シミュレーション解析

5.1 解析モデル

振動台実験を対象とした改良型FPSの地震応答解析を行った。応答解析モデルは、上部構造3層と免震層の4質点系等価せん断モデルとし、上部構造は弾性、免震層は図-17に示すようなバイリニア型の復元力特性とした。摩擦係数は、 $\mu = 0.05$ で一定とし、1次剛性と2次剛性については、縮小モデルの実験値を採用した。

5.2 解析結果

結果の一例として、EL CENTRO NS 波 50(cm/s) 一方向加振のシミュレーションを図-18に示す。摩擦係数の速度・面圧依存性を考慮していないこともあり、波形の細部まで再現できていないが、大まかな挙動を把握する程度であれば、この簡易な解析モデルが適用できることがわかった。一方、振動台実験で使用した改良型FPSは、縮小モデルの制約により必要なゴムの水平周期を確保できず、大きい入力レベルに対して十分な効果が得られなかった。そこで、ゴムの水平周期を実機モデルの0.75秒としたモデルによりシミュレーションを試みた。実験値と解析値の応答加速度分布を図-19に示す。実機であれば、大規模な地震に対しても、従来型に比べて免震性能が向上できることが、解析的に検証できた。

6. おわりに

多層フレームを用いた縮小モデルの振動台実験から、FPSが大規模な地震動入力に対して、加速度を1/2～1/4に低減できることを確認した。また、可動子にゴム系の材料を組み込むことで、小規模な地震動から大規模な地震動入力まで免震効果を発揮でき、さらに高次振動の励起を抑制する効果が得られることがわかった。一方、偏荷重・偏摩擦状態における応答性状は、実用上問題のない範囲であることが実証できた。改良型FPSの実機モデルの要素試験からは、良好な作動性と想定通りの基本特性を得ることができた。改良型の製作方法について妥当性を検証できたことから、支承の実用化に目処がたった。今後は、実施物件に備えて試験データを整備すると共に、設計・解析精度の向上に取り組んでいきたい。

なお、本研究は、オイレス工業株式会社との共同研究である。

【参考文献】

- 1) 下田郁夫、「球面すべり支承を用いた免震装置の開発」、日本機械学会機械力学講演論文集 (Vol. B)、1990
- 2) 李同生他、「球面すべり支承を用いた免震装置の開発」、日本建築学会学術講演梗概集、1991、pp609～610
- 3) 藤田聡他、「球面すべり支承を用いた機器免震装置に関する研究」、日本機械学会論文集、59巻 557号、1993、pp11～16

側路伝搬音の予測手法に関する研究

—その2 外壁固体音の入射・放射面積の影響と対策法に関する研究—

稲留 康一* 飛松 幸彦*

1. はじめに

集合住宅などの隣接した住戸間の遮音設計では、界壁の遮音性能に着目した検討が一般的になされているが、遮音性能の高い界壁を使用した場合、期待していた性能が得られないといった問題が発生することが多い¹⁾。これは、2室間の音の伝搬経路として、窓からの廻り込みや外壁からの振動伝搬(以下、外壁固体音と記す)などの側路伝搬の影響が無視できないためである。界壁の遮音性能に影響を与えないようにするためには、遮音設計時において、これらの側路伝搬音に対する十分な検討が必要である。しかしながら、側路伝搬に関する研究状況としては、窓からの廻り込みについては検討事例²⁾³⁾があるものの、外壁固体音に関する事例は少なく、その影響を定量的に把握するに至っていないのが現状である。ヨーロッパでは、壁体内の振動について拡散振動場を仮定した側路伝搬音の予測計算方法が規格化⁴⁾されているが、必ずしもすべての場合に適合するものではない。

外壁固体音の影響を把握するために、超高層集合住宅などで採用されている外壁 ALC 版を対象に実験的検討を行った。本報では、室内内装壁の音の入射・放射面積が室間遮音性能に与える影響を検討するために実施した室間音圧レベル差の測定結果、外壁および内装壁の振動伝搬特性の実験結果と外壁固体音の対策方法について示す。

2. 実験概要

2.1 室間音圧レベル差測定

図-1に示す実験室において外壁固体音による遮音性能低下量を測定した。試験体は、外壁に相当する部分を ALC 版(100 mm)とし、室内側には、発泡ウレタン(20 mm)を吹き付け、直貼り工法により石こうボード(9.5 mm)を施工した。界壁には自立型の高性能乾式二重壁(カタログ値:Rr=55 相当)を設置した。

外壁側の石こうボード直貼り壁(以下、内装壁:高さ2700 mm)の入射・放射する面積を変化させるために、図-2に示す遮音カバーを設置した。なお、遮音カバーには、設置による音場の変化を極力避けるため、端部にテーパを設け、内装壁表面とはシールで取り合うようにした。また、各条件下で測定した室間音圧レベル差に

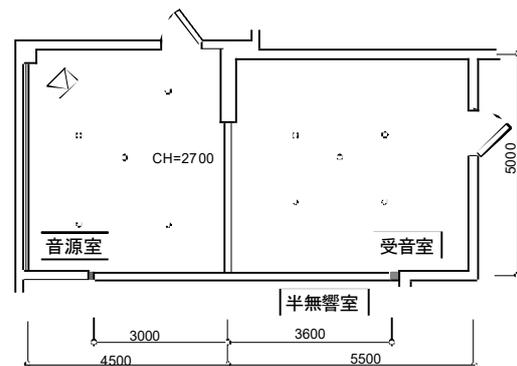


図-1 実験室の概要

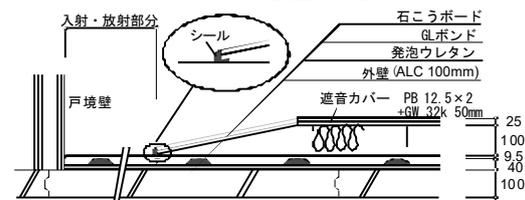


図-2 遮音カバーの概要

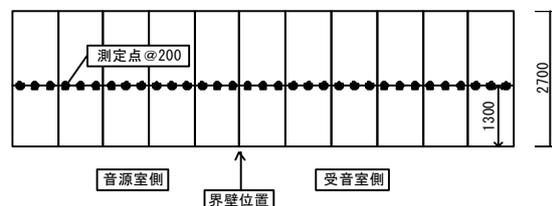


図-3 外壁振動測定点の概要

については、遮音カバー設置前の室内等価吸音面積を基準として、条件による吸音力の変化を補正している。

2.2 振動測定

外壁の ALC 版の、高さ 1300 mm の位置に測定ラインを設け、200 mm ピッチ(各 ALC 版で3点)で振動加速度レベルを測定した。測定点の概要を図-3に示す。なお、測定ラインについては、高さ方向の振動モードの影響を考慮し、平均的な値が得られる高さに設定している。内装壁では、ボンド上(▲)とボンド間の中央(△)に測定ラインを設け、各ラインに対して高さ方向6点の振動測定を行った。内装壁の振動測定点の概要を図-4に示す。

振動加速度レベルの測定は、1/3 オクターブバンドを基本とし、音源室でピンクノイズを発生させたときの各

*環境研究室

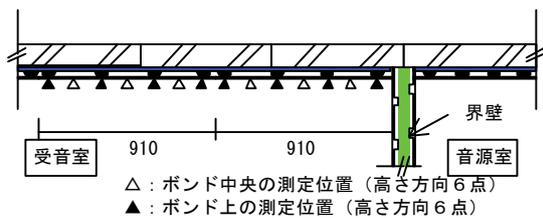


図-4 内装壁における振動測定点の概要

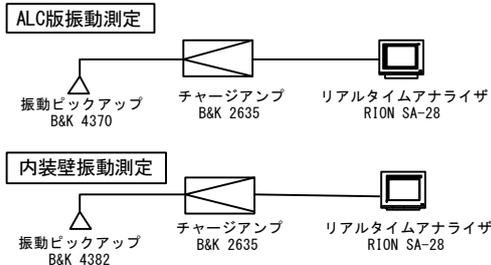


図-5 測定・解析ブロックダイアグラム

測定点における 30 秒間のエネルギー平均値を求めた。測定ブロックダイアグラムを図-5に示す。

3. 入射・放射面積の影響に関する実験結果

3.1 遮音カバーの効果の確認

遮音カバーの有無による音源室側 ALC 版での振動加速度レベルの差を図-6に示す。125 Hz 帯域付近では、遮音カバーの効果は得られていないものの、石こうボード直貼り工法で遮音欠損の起こる 250, 500 Hz 帯域付近では、5~10 dB 程度の効果が得られている。

入射・放射幅を 0 mm とした場合（内装壁全面に遮音カバーを設置）における室間音圧レベル差の測定結果を図-7に示す。なお、図中には、界壁の音響透過損失から計算した遮音性能推定値（直接透過音のみ）を併せて示した。これを見ると、計算値と測定値はほぼ対応しており、遮音カバーを設置することにより外壁固体音の影響が現れないことを確認できる。

3.2 室間音圧レベル差

入射・放射幅の違いによる室間音圧レベル差の測定結果の例（入射幅 910 mm）を図-8に示す。遮音性能低下の起こる周波数は 250 Hz 帯域~1 kHz 帯域で顕著であり、石こうボード直貼り工法の遮音欠損の起こりやすい周波数と一致している。また、250, 500 Hz 帯域においては、放射面積が大きくなるに従い遮音性能が低下する傾向を確認することができる。ただし、変化の度合いは、放射面積が増大するにつれて減少している。一方、1 kHz 帯域の結果では、放射幅が 455 mm 以上の範囲では放射面積が増えても低下量は一定値を示している。低下の傾向に周波数依存性がみられることから、遮音低下量には、外壁部における振動の伝搬減衰の周波数特性と関係があると考えられる。

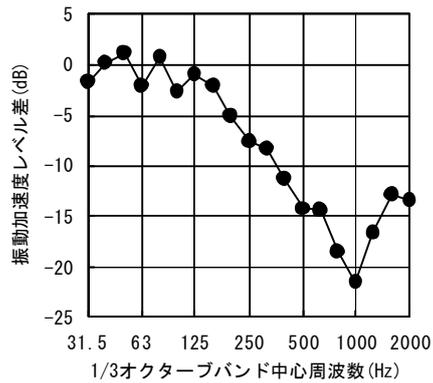


図-6 遮音カバーの効果

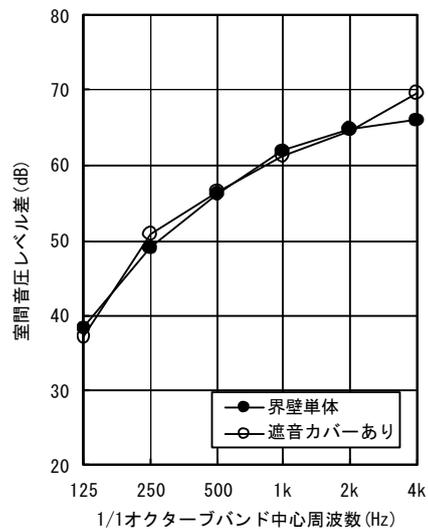


図-7 遮音カバー設置時の室間音圧レベル差の実測値と界壁からの直接透過音の計算値との比較

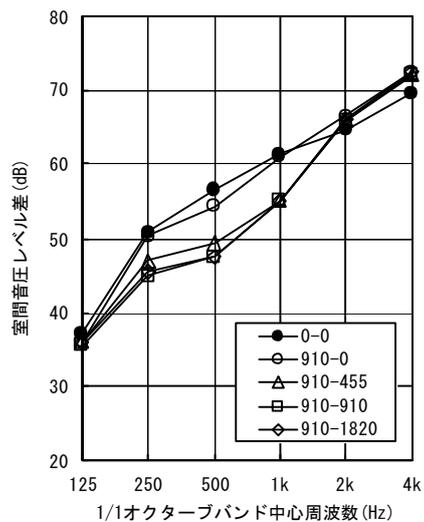


図-8 入射・放射面積の違いによる遮音低下量の測定結果例

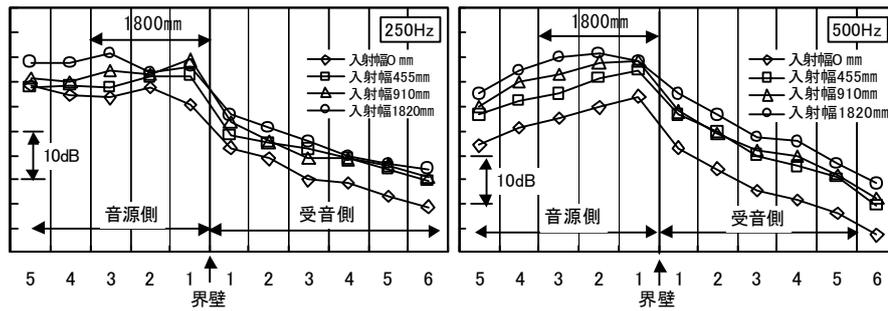


図-9 入射面積に対するALC版振動測定結果

3.3 外壁ALC版振動

入射面積を変化させた場合の外壁 ALC 版の振動加速度レベル測定結果を図-9に示す。なお、図は、1/3 オクターブバンド帯域ごとの各 ALC 版ごとのエネルギー平均値（3点）を示している。まず、音源側に着目してみると、入射幅が増加したことにより全体的にレベルが上昇する傾向がある。特に 500 Hz 帯域では、入射幅が増えるに従い、レベルの高い部分が広がっていく傾向にあり、音源室内装壁から外壁 ALC 版への振動伝搬が明確に現れている。しかし、250 Hz 帯域では明確とはなっていない。この原因は、遮音カバーの効果（図-6）が 5 dB 程度であったことや ALC 版の伝搬減衰が低周波数域ほど小さいことなどが考えられる。

次に受信側の伝搬性状では、入射幅によらず、界壁からの距離が離れるに従い直線的にレベルが低下している。さらに、その減衰勾配には周波数依存性が見られ、周波数が高くなると急勾配となっている。また、音源側と受信側の境界（界壁部分）では、極度なレベル差を生じている。これは、界壁へのエネルギー伝達（交差減衰）や、界壁が支点として作用していることなどが要因であると考えられる。

3.4 内装壁振動

図-10に内装壁の振動測定結果(1/3 オクターブバンド)の一例を示す。これを見ると、内装壁では、概ね界壁からの距離が離れることにより直線的な減衰を示すことが確認できる。また、ポンド上とポンド間中央での減衰の傾きは、250 Hz 帯域ではほぼ一致しているが、500 Hz 帯域では違いが生じている。これは、内装壁と空気層による共鳴周波数や、ポンドで支持されている石こうボードの卓越周波数（4点支持されている領域）が 500 Hz 帯域付近にあるため、ポンド間では共振の影響を受けているものと考えられる。

3.5 入射・放射面積と遮音性能低下量の関係

250, 500 Hz 帯域における室内音圧レベル差の変化量（遮音低下量）に着目して測定結果を整理した。入射・放射幅=0 mm（全面に遮音カバー設置）の音圧レベル差を基準として、放射面積変化に着目したものを図-11に示す。

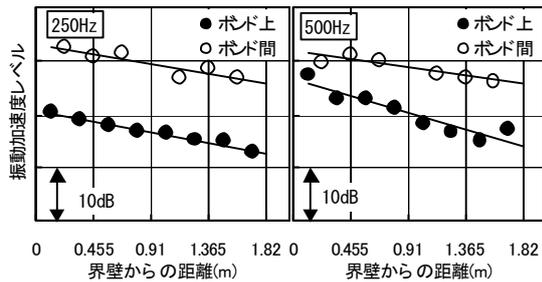


図-10 内装壁の振動伝搬性状

これらの結果から、例えば、入射幅を 910 mm、放射幅を 455 mm とした場合と、入射幅を 455 mm、放射幅を 910 mm とした場合の遮音低下量とを比較すると、250, 500 Hz 帯域とも放射幅よりも入射幅の方が遮音低下量への変化の影響度が大きいことが確認できる。

また、入射面積を一定として放射面積を増加させた場合よりも、放射面積を一定として入射面積を増加させた場合の方が、遮音低下量の変化が大きい。

3.6 振動性状と遮音低下量の関係

面積変化と遮音低下量の関連をみるため、内装壁の振動加速度レベルと入射・放射面積の影響について検討を行った。図-12に入射面積の変化させたときの内装壁における振動測定結果を示す。なお、この図は、放射幅 455, 910, 1365, 1820 mm ごとにエネルギー平均値を求め、

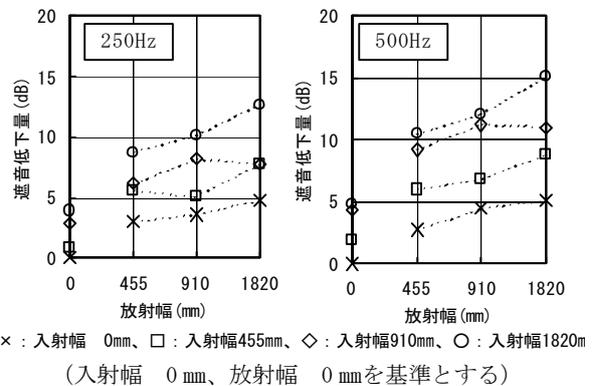


図-11 放射幅と遮音低下量の関係

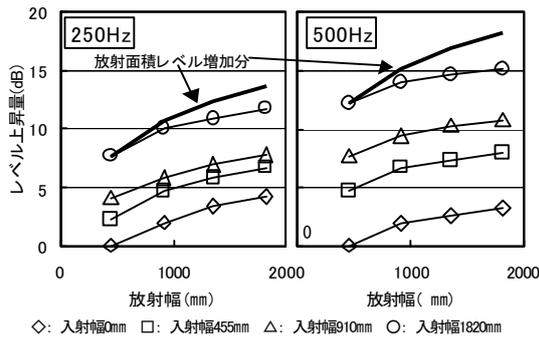


図-12 内装壁振動の面積変化の影響

それぞれの放射面積レベル (=10log(S)) を加えたもので、入射幅= 0 mm、放射幅=455 mm を基準とした相対レベルで示している。また、参考として、放射幅に対する放射面積レベルの増加分を併せて示す。これを見ると、放射面積が増えるに従い、内装壁振動は上昇していくが、その上昇量は放射面積レベルの増加分とは比例しておらず、その増分よりも少ない値を示している。これは、図-10 に示した内装壁の減衰特性からも明らかのように、界壁に近い位置の影響が大きいためであり、室内放射音に寄与する内装壁振動は、伝搬減衰を見込んだ積分値で評価する必要があるといえる。また、3.3 に示した ALC 版振動と同様、入射面積が増加すると内装壁振動も相対的に上昇する傾向がある。その上昇量は、放射面積によらずほぼ一定値となっており、入射面積と放射面積は独立に考慮することができる可能性を示している。なお、入射面積の増加に伴う受音側界壁付近における内装壁と ALC 版の振動増加量の傾向はほぼ一致していた。

また、図-11 と図-12 の結果を比較すると、入射面積・放射面積のそれぞれの増加に伴う振動加速度レベルの増加量の傾向は、遮音低下量の傾向と若干異なっているものの、入射面積の変化に伴う変化量の方が放射面積の影響より大きいことや、放射面積の変化に伴う増加量は放射面積レベルの増加分より小さいなどの傾向について一致している。

4. 外壁固体音の対策法について

4.1 内装壁での対策

ここでは、外壁側の内装下地を変えた試験体を製作し、各仕様が遮音性能に与える影響量に関する実験を行った。なお、試験体内装下地は、図-13 に示すような直貼り工法(Type1)、木下地(Type2)、軽量鉄骨下地(Type3)とした。音源室および受音室に対する内装下地の組み合わせを表-1 に示す。

測定は、空間遮音性能と、外壁 ALC 版振動について行った。

a. 音圧レベル差の測定結果

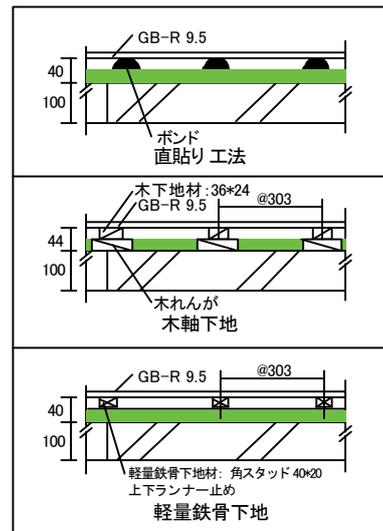


図-13 試験体の概要

表-1 試験体の組み合わせ

	音源室	受音室
Case1	Type1 直貼り工法	Type1 直貼り工法
Case2	Type2 木下地	Type1 直貼り工法
Case3	Type3 軽量鉄骨下地1	Type1 直貼り工法
Case4	type2 木下地	type2 木下地
Case5	Type3 軽量鉄骨下地1	Type3 軽量鉄骨下地1

表-1 に示した各 Case における空間音圧レベル差の測定結果を図-14(a) (Case1~Case3)、図-14(b) (Case4, 5) に示す。なお、図中には、内装壁未施工時および Case1 に石こうボード 9.5 mm を増し貼りした場合の遮音性能測定結果を併せて示した。

まず、図-14(a) の音源室の内装壁下地を変化させた場合の結果であるが、内装壁未施工時と比べ、Case1 では外壁固体音の影響により遮音等級で 1 ランク性能が低下している。音源室側に石こうボードを増し貼りした場合には、若干の効果は現れているものの、遮音等級を改善するには至ってはならず片側だけの増し貼りでは有効な対策とは言えない。しかし、音源室側を直貼り工法から他の内装下地に変更すると、直貼り工法で遮音欠損が生じていた 250Hz、500Hz 帯域および 1kHz 帯域での遮音性能が改善されるようになる。遮音等級では 1 ランクの改善となっており、内装壁未施工時と同程度まで改善されている。

つぎに、両室内を直貼り工法から他の下地に変更した場合(図-14(b)) では、図-14(a) に示した結果よりも、500Hz 帯域ではさらに遮音性能の改善が図られている。直貼り工法 (Case1) の両室に増し貼りをした場合でも、他の Case に比べれば改善効果は劣るものの遮音等級で 1 ランク程度の改善は期待できそうである。

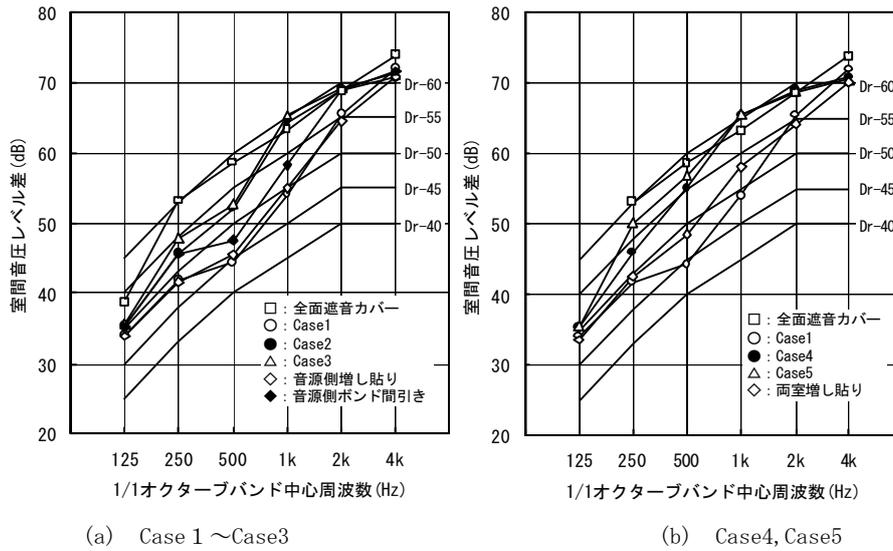


図-14 室間音圧レベル差測定結果

b. 外壁 ALC 版振動

外壁 ALC 版における振動測定結果を図-15 に示す。Case1 (直貼り工法) が最も振動加速度レベルが高く、音源室側内装壁を介して ALC 版に伝達してくる振動が大きいことがわかる。他の下地 (Case2~Case4) との間には比較的大きなレベル差を生じており、内装壁下地の仕様による内装壁から外壁への振動伝達に対する効果が明確に現れている。500Hz 帯域では、直貼り工法以外の下地仕様でも、軽量鉄骨下地 (Type3) に比べ木下地 (Type2) のほうが若干ではあるが、外壁に伝搬する振動が大きいところもある。これは、木下地の場合、発泡ウレタンを吹き付ける前に、あらかじめ木れんが等を設置しそこへ下地材を取り付けるため、1本の木下地材に対し最低2カ所で外壁と木下地が連続することとなる。しかし、軽量鉄骨系の下地材の場合では、基本的には上下に設置したランナーに取り付けられるため、外壁に対しては振れ止めの意味合いで数カ所接触する程度で施工が可能であり、外壁と下地の接触点が少ない。このため、工法面の差がわずかではあるが振動伝達に対する効果に現れているものと考えられる。また、直貼り工法について接点数 (ボンド数) を極端に少なくした場合 (910 mm×1820 mmの石こうボードを8点でボンド支持

した) の実測例を図-15 中に示すが、直貼り工法でも外壁 (発泡ウレタンを含む) との接触点数が少なくなれば、他の下地と同様、外壁への振動伝達に対する効果がみられるようになる。

4.2 外壁 ALC 版の界壁部にスリットを入れた場合の効果

ここでは、外壁 ALC 版の界壁部分 (T字交差部分) にスリットを入れ振動を絶縁したことによる効果を示す。スリットは、ALC 版が設置された状態において、丸鋸 (カッター幅 2 mm) により切断した。なお、ALC 設置用に設けられる上下の L アンクルについてはカットしていない。スリット幅は 2 mm と 40 mm とし、40 mm の場合にはスリット部分にロックウールを充填し、表面をシール処理した。図-16 に ALC 版スリット部の詳細を示す。

Case1 (両室直貼り工法) における外壁 ALC 版の界壁付近の振動測定結果を図-17 に示す。スリットが内場合でも界壁と外壁の交差部分では、前述したように界壁へのエネルギー伝達 (交差減衰) や、外壁 ALC 版の剛性が低いことによる界壁が支点として作用していることなどが要因と考えられるレベル差を生じている (250Hz で 10dB 程度、500Hz で 5dB 程度)。ALC 版にスリットを入れた効果は、幅 2 mm、幅 40 mm の両方で得られており、幅 2 mm でも 250Hz 帯域で 7 dB、500Hz、1kHz 帯域で 5 dB

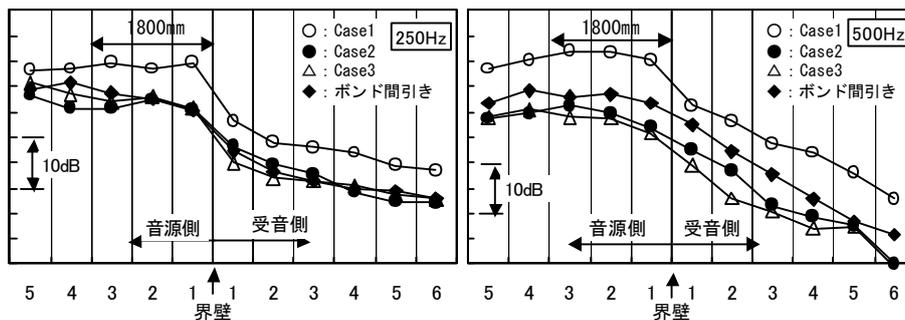


図-15 外壁振動の測定結果

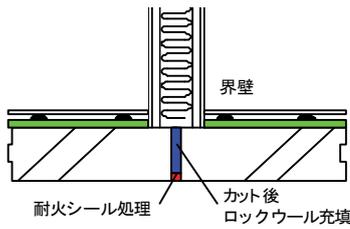


図-16 スリットの概要

程度ある。

スリット挿入後における室間音圧レベル差の測定結果を図-18に示す。受音室に伝搬する振動が少なくなるため、室間音圧レベル差は向上している。無対策時とスリット挿入後のレベル差（対策効果）は、図-17に示した外壁ALC版での振動低下量と同程度であり、2mm程度のスリットでも遮音等級で1ランク程度の改善が図られている。

5. おわりに

本報では、入射・放射面積が外壁固体音に対して与える影響および外壁固体音の対策方法について実験的な検討を行い、以下のような知見を得た。

- ① 入射面積と放射面積では、遮音低下に対する寄与度が異なる
- ② 外壁ALC版の受音側および内装壁における振動は、直線的な減衰を示し、その減衰勾配には周波数依存性がみられる
- ③ 室内音圧レベルに寄与する内装壁の振動については、伝搬減衰を考慮した積分的な扱いをする必要がある
- ④ 音源室側の内装壁下地を直貼り工法から木軸下地や軽鉄下地に変えることにより1ランクの性能改善が期待できる
- ⑤ 交差部にスリットを設けることによって、内装壁を直貼り工法としても、無対策時よりも1ランク性能改善することができる

本実験の結果、外壁固体音の予測を行うために必要な

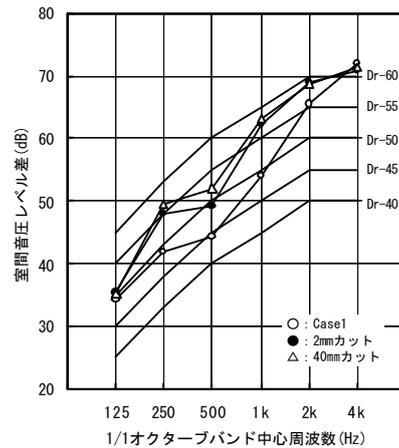


図-18 室間音圧レベル差測定結果

傾向を把握できた。今後、これらの影響を考慮した予測手法について研究を行う予定である。なお、本研究は鹿島建設と共同で実施したものである。

【参考文献】

- 1) 村石：室間遮音性能の予測と実態、音響技術 105号
- 2) 木村・小塚：室間遮音性能に与える窓からの迂回路伝搬音の影響、音響技術 61号
- 3) 稲留・飛松：側路伝搬音の予測手法に関する研究（その1-窓からの廻り込み音の予測手法）、奥村組技術研究年報 No. 26、2000. 7
- 4) EN 12354-1 Building Acoustics - Estimation of acoustic performance of buildings from the performance of elements - Part 1: Airborne sound insulation between rooms
- 5) 古賀ほか：入射・放射面積の変化に対する発生振動と遮音低下量の関係、日本騒音制御工学会研究発表会、2000. 9
- 6) 稲留ほか：外壁側内装壁下地仕様の違いによる遮音性能測定例、日本騒音制御工学会研究発表会、2000. 9

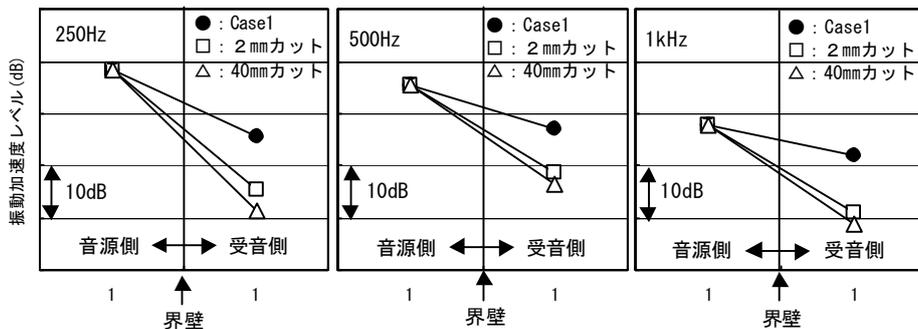


図-17 外壁ALC版にスリットを入れたことによる界壁付近の振動測定結果