

後施工六角ナット定着型せん断補強鉄筋 「ベストグラウトバー」による耐震補強工法の開発 Development of Seismic Retrofit Method Using Shear Reinforcing “Best Grout Bar” with Hexagonal Nut Attached at the Tip

廣中哲也* 三澤孝史* 山口 治**

要 旨

既存 RC 構造物の部材に対して、埋込み側先端に六角ナット 3 種を装着したせん断補強鉄筋を片側面から後施工で挿入するせん断補強工法を開発した。後施工六角ナット定着型せん断補強鉄筋「ベストグラウトバー」による引抜き試験、梁状試験体の正負交番載荷試験および施工性試験の結果、ベストグラウトバーの規格降伏強度を発揮するために必要な定着長を明らかにし、せん断補強効果の向上を確認するとともに、せん断耐力の算定方法を明らかにした。また、後施工せん断補強の施工方法について、可塑性モルタル、モルタル充填治具および鉄筋挿入治具を組み合わせることで、上向き施工でも確実な充填性と良好な定着性能を確保できた。本報では、開発したベストグラウトバーを後施工で挿入するせん断補強工法の概要、力学的性能、せん断補強効果の評価および施工方法について報告する。

キーワード：後施工、耐震補強、せん断補強鉄筋、可塑性モルタル、上向き施工

1. はじめに

1980 年以前の設計基準¹⁾にしたがって設計・施工された曲げ破壊先行型の RC 構造物の中には、現在の設計基準で照査すると、せん断破壊先行型となり、耐震性能を満たさないものが多数存在する。これら耐震性能を満たさない構造物の耐震補強では、背後に地盤や他の構造物が存在する場合があります。片側面からのみ施工可能という制約を受けることが多い。具体的には、水槽やボックスカルバートなどの既存の地下構造物、供用中の水路や鉄道・道路等に近接した構造物などの既存の地上構造物および構造物の中壁などの施工の合理性が求められる場合が挙げられる。また、従前からの鋼板接着工法や RC 巻立工法などの耐震補強では、「内空断面積が減少する」、「せん断耐力と曲げ耐力の両方を増加させるため、効率的な曲げ破壊先行型の耐震補強方法とならない」などの問題があり、せん断補強が進んでいないのが現状である。

そこで、供用中の既存 RC 構造物の部材に対して、埋込み側先端に六角ナット 3 種を装着した後施工六角ナット定着型せん断補強鉄筋（以後、「ベストグラウトバー」と称す）を、充填後に垂れを生じない定着材（以後、「可塑性モルタル」と称す）、モルタル充填治具および鉄筋挿入治具と組み合わせて用いることで、部材の片側面からの施工が可能で、せん断耐力を向上する後施工

せん断補強工法を開発した。

本報では、開発したベストグラウトバーを後施工で挿入するせん断補強工法の概要、力学的性能、せん断補強効果の評価および施工方法について報告する。

2. 工法概要

図-1 にベストグラウトバー、図-2 にベストグラウトバーによる補強概要を示す。ベストグラウトバーによる後施工せん断補強工法は、既存 RC 構造物の表面からコアドリル等を用いて削孔し、その孔内に定着材の可塑性モルタルを充填した後、ベストグラウトバーを挿入して、構造体と一体化をはかり、部材のせん断耐力を向上する工法である。

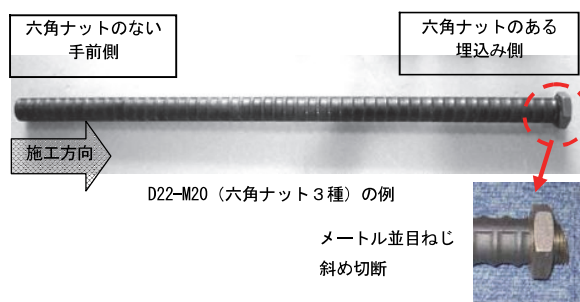


図-1 ベストグラウトバー

* 技術研究所 ** 東日本支社リニューアル技術部

ベストグラウトバーは、ねじ切りおよび斜め切断加工した埋込み側先端に、六角ナット 3 種を装着することにより、挿入の円滑性と位置決め容易性を確保すると共に、定着性能を向上させ、後施工によるせん断補強効果を確実にする機構である。既存 RC 構造物の主鉄筋位置の推定には、設計図書に対する施工誤差を考慮する必要がある。特に埋込み側の主鉄筋の場合には、コンクリート表面からの距離が手前側に比べて長く、電磁波レーダー法等による探査が困難となることも考慮する必要がある。そこで、コア削孔による埋込み側主鉄筋の損傷を防ぐために、コア削孔深さおよびベストグラウトバーの埋込み側先端の挿入位置は、埋込み側主鉄筋の手前までとし、手前側先端の位置は、手前側主鉄筋のかぶり側表面までとすることを基本とした。これにより、ベストグラウトバーの埋込み側の定着長は、手前側に比べて短くなるため、埋込み側先端に前述の六角ナット 3 種を装着することで、定着性能の向上を図っている。また、ベストグラウトバーを既存 RC 構造物に固定する定着材には、充填後に垂れを生じない無機系無収縮の可塑性モルタルを使用し、モルタル充填治具およびベストグラウトバー挿入治具と組み合わせて用いることで、充填および定着性能を確保している。

3. 力学的性能確認試験

3.1 定着性能試験

a. 試験概要

ベストグラウトバーの母材である異形鉄筋の規格降伏強度相当以上の定着力を確保する定着長（以後、「必要定着長」と称す）を把握するために、コンクリートブロックにベストグラウトバーを挿入・定着した試験体による引抜き試験を実施した。

表一に引抜き試験ケースの一覧、写真一に試験体および引抜き試験装置を示す。鉄筋の種類 SD345 および SD390 について、ベストグラウトバーの先端の種類（六角ナットを装着した埋込み側および六角ナットを装着していない手前側）、鉄筋の呼び名（D16～D32）、定着長（鉄筋径の整数倍）および施工方向（下向きと上向き）をパラメータとした。なお、コンクリートブロックの圧縮強度は 30N/mm² 程度、定着材は表二に示すプレミックスタイプの可塑性モルタルとし、充填後に垂れを生じない無機系無収縮のものを採用した。

コンクリートブロック試験体は、「土木学会 コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針」²⁾ に準拠して製作し、コア削孔内に可塑性モルタルを充填後ベストグラウトバーを挿入した。また、上向き施工の試験体は、ベストグラウトバーを上向きに挿入する際に、後述の「5.2 施工の詳細 e. ベストグラウトバーの挿入」に示すモルタルの垂れを防止する挿入治具を使用し

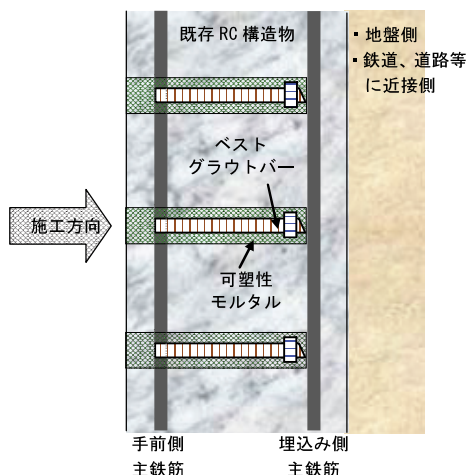
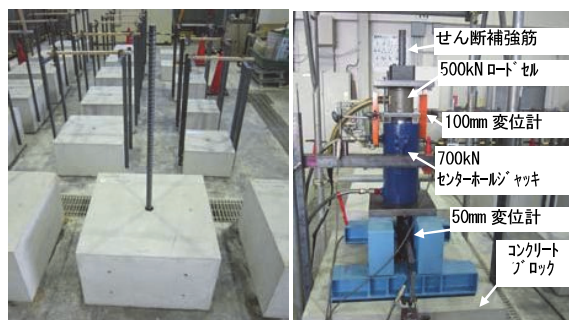


図-2 ベストグラウトバーによる補強概要

表一 引抜き試験ケースの一覧

鉄筋の種類	六角ナット 3 種の有無	鉄筋の呼び名 (ナットの呼び名)	定着長 (D:鉄筋径)	施工方向	試験体寸法 (mm)
SD390	なし	D16	4~6D	下・上	縦 500, 横 500, 高さ 300
		D22	5~7D	下	縦 700, 横 700, 高さ 400
		D29	6~8D	下	縦 800, 横 800, 高さ 500
		D32	6~8D	下	
	あり	D16 (M16)	3~5D	下	縦 500, 横 500, 高さ 300
		D22 (M20)	4~6D	下	縦 700, 横 700, 高さ 400
D29 (M27)		5~7D	下・上	縦 800, 横 800, 高さ 500	
D32 (M27)		5~7D	下		
SD345	なし	D16	6D	下	縦 500, 横 500, 高さ 300
		D22	6D	下	縦 700, 横 700, 高さ 400
		D32	7D	下	縦 800, 横 800, 高さ 500
	あり	D16 (M16)	4D	下	縦 500, 横 500, 高さ 300
		D22 (M20)	5D	下	縦 700, 横 700, 高さ 400
		D32 (M27)	6D	下	縦 800, 横 800, 高さ 500



写真一 引抜き試験体と引抜き試験装置

表二 定着材に用いる可塑性モルタルの基本物性

水材料比 (%)	ミニスランブ *1 (mm)	テーブルフロー *2 (mm)	可使用時間 (分) *3	ブリーディング率 *4 (%)	膨張収縮率 *5 (%)	圧縮強度 (N/mm ²) *6	
						14 日	28 日
18.0±1.0	65±15	165±20	90 (5°C) 60 (20°C) 30 (30°C)	0	0 以上	60 以上	65 以上

*1) JIS A 1171 *2) JIS R 5201
 *3) ミニスランブが 65±15mm の範囲内となる練混ぜ完了からの経過時間
 *4) JIS A 1123 *5) JSCE-F533
 *6) JIS A 1108 (養生温度 20±2°C の標準水中養生)

たものと使用しないものを製作した。

載荷は、写真-1に示すように、センターホール型の700kN油圧ジャッキでベストグラウトバーに引張荷重を作用させ、鉄筋の規格引張強度まで実施した。測定項目は、500kNロードセルによる引抜き荷重と50mm変位計による引抜き変位とし、計測頻度は1Hzとした。

以下に、鉄筋の種類SD390の試験結果の一部を示す。

b. 結果

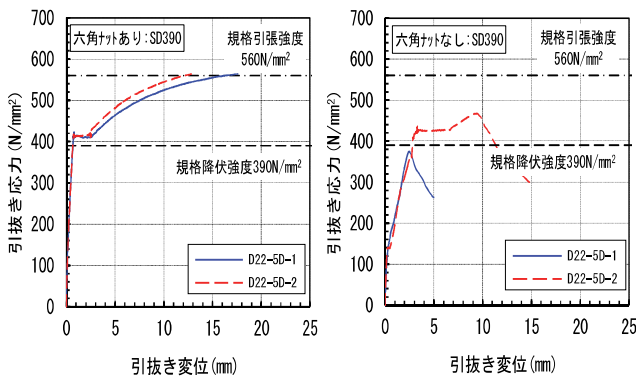
図-3に鉄筋の呼び名D22、定着長5D(Dは鉄筋径を表す)のベストグラウトバーの引抜き応力と引抜き変位の一例、図-4に施工の向きおよび挿入治具の有無によるベストグラウトバーの引抜き応力と引抜き変位を示す。図-3より、D22の定着長5Dのベストグラウトバーは、六角ナットあり側で規格降伏強度以上を満足し、六角ナットなし側で満足しないことがわかる。図-4より、挿入治具なしのD22の定着長6Dでは、最大引抜き応力にばらつきがあり、SD390の規格引張強度以下となった。これは、ベストグラウトバーを上向きで挿入することで、先に充填した可塑性モルタルの垂れが発生したため、十分な付着力が得られなかったと考えられる。

一方、挿入治具ありのD29の定着長6Dでは、SD390の規格引張強度に達しても鉄筋が抜け出すことなく、下向き施工と同等の引抜き応力を有することがわかる。し

たがって、上向き施工時の必要定着長は、ベストグラウトバーの挿入治具を用いることで、下向き施工と同様の値にできる。

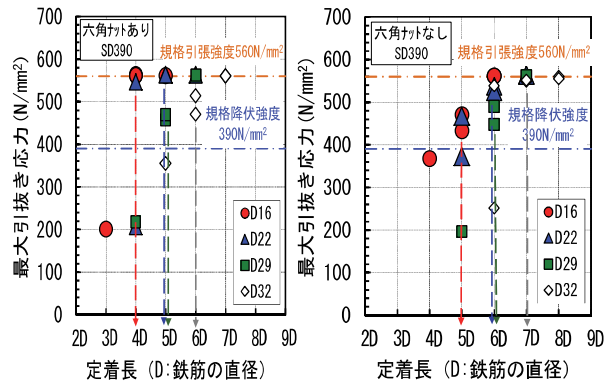
図-5にベストグラウトバー端部の六角ナットの有無による最大引抜き応力と定着長の関係を示す。六角ナットのありとなしの両方で、定着長が長くなるにしたがって、引抜き応力は増加している。試験結果のばらつきを考慮して、同一試験ケースの最大引抜き応力がすべて規格降伏強度以上となる必要定着長は、六角ナットあり側のD16で4D、D22とD29で5D、D32で6D、六角ナットなし側のD16で5D、D22とD29で6D、D32で7Dであることが確認できた。なお、引抜き応力が鉄筋の規格引張強度に達した時点で除荷したため、最大引抜き応力の上限值は、規格引張強度となっている。

表-3にSD345およびSD390のベストグラウトバーの必要定着長の一覧を示す。SD345で実施しなかったケースについては、より強度の大きいSD390の必要定着長を採用することとした。ベストグラウトバーの必要定着長が明らかになり、六角ナットあり側の必要定着長は、六角ナットなし側に比べて、1~2D程度短くなるのがわかる。これにより、六角ナット3種を装着することで定着性能が向上したことが確認できた。ここでは、必要定着長を「当初のベストグラウトバーの規格降伏強



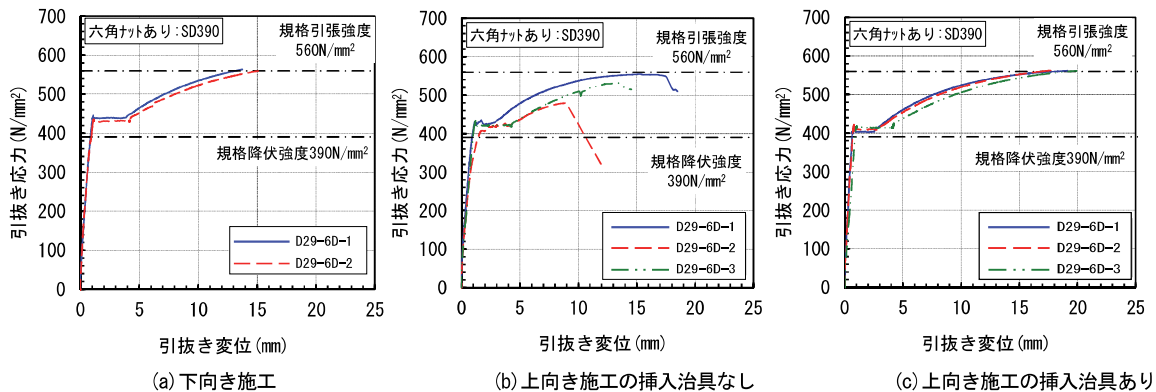
(a)六角ナットあり:SD390-D22-5D (b)六角ナットなし:SD390-D22-5D

図-3 引抜き応力と引抜き変位(六角ナットの有無)



(a)六角ナットあり側 (b)六角ナットなし側

図-5 六角ナットの有無による最大引抜き応力と定着長の関係



(a)下向き施工 (b)上向き施工の挿入治具なし (c)上向き施工の挿入治具あり

図-4 引抜き応力と引抜き変位(施工方向と挿入治具の有無:SD390-D29-6D)

度以上の定着力を確保する値」から、「材料品質のばらつきや施工誤差などを考慮した規格引張強度以上の定着力を確保する安全を見込んだ値」とした。

3.2 梁状試験体の正負交番載荷試験

a. 試験概要

ベストグラウトバーによるせん断補強効果の確認およびせん断耐力の評価を目的に、ベストグラウトバーにより後施工せん断補強した梁試験体の正負交番載荷試験を実施した。

表一4に試験体の種類と緒元、図一6にCASE-2試験体の配筋図を示す。試験体は、後施工せん断補強によるせん断耐力の向上を確認するため、新設構造物の標準の半円形フック付きせん断補強鉄筋（以後、「通常のせん断補強鉄筋」と称す）のみを配置したCASE-1およびCASE-3と、通常のせん断補強鉄筋を配置した試験体にベストグラウトバーを後施工したCASE-2およびCASE-4の合わせて4ケースとした。ベストグラウトバーはD16とD22を使用し、CASE-1およびCASE-3の通常のせん断補強鉄筋の種類と呼び名は、ベストグラウトバーの設置間隔を基準に、分担するせん断耐力が同程度となるように選定した。また、後施工せん断補強の施工は、所定の位置にコア削孔機により削孔し、可塑性モルタルを先に充填した後に、ベストグラウトバーを挿入した。削孔深さは、実施工を想定し、既存の主鉄筋を傷つけることのないように主鉄筋の手前までとした。

写真一2に梁状試験体の正負交番載荷試験状況を示す。載荷方法は、ストローク±250mm、容量3000kNの油圧ジャッキを用いて、2点載荷で試験体を鉛直方向に載荷した。載荷パターンは、予備載荷後に、1サイクル目は、下向きおよび上向き載荷ともに、想定した設計せん断耐力を目標に荷重制御とし、2サイクル目以降は、1サイ

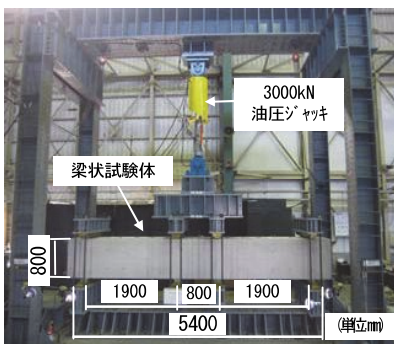
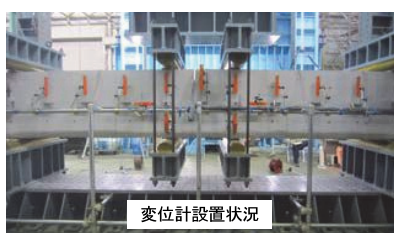
クル目の下向き側の最大荷重時の変位 δ の整数倍で変位制御により載荷した。各変位レベルにおける繰り返し数は1回とし、荷重が低下することを確認して載荷を終了とした。なお、載荷荷重を油圧ジャッキに設置したロードセル、試験体の変形量を変位計により計測した。

表一3 ベストグラウトバーの必要定着長の一覧

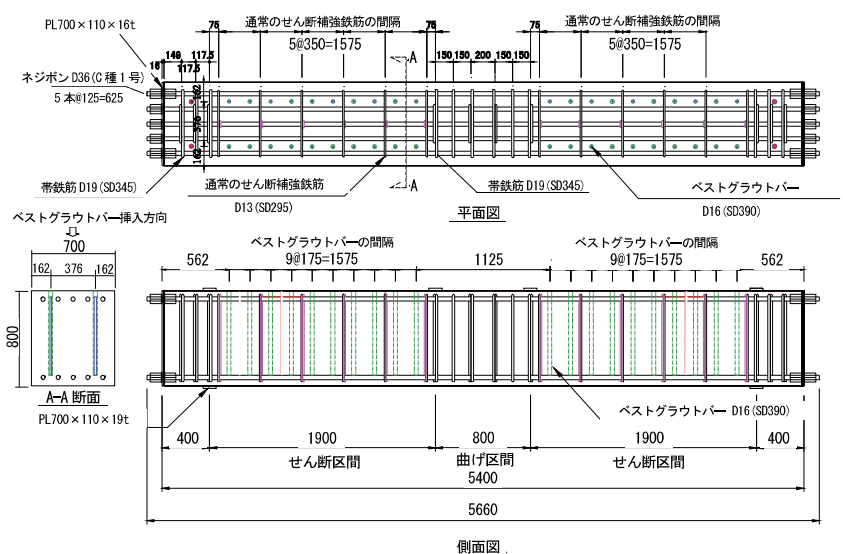
鉄筋の呼び名	鉄筋の種類：SD390		鉄筋の種類：SD345	
	六角ナットあり (埋込み側)	六角ナットなし (手前側)	六角ナットあり (埋込み側)	六角ナットなし (手前側)
D16	4D	6D	4D	6D
D22	5D	7D	5D	6D
D29	6D		6D	7D
D32	7D	8D	6D	7D

表一4 試験体の種類と緒元

試験ケース	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	
断面寸法(幅bw×高h:mm)	700×800				
かぶり d (mm)	70				
せん断スパン a (mm)	1900				
せん断スパン比 a/d	2.60				
種類と配置	主鉄筋	ネジボンD36(C種1号)、125mm間隔-2段-5列			
	通常のせん断補強鉄筋	SD295-D13 350mm間隔-3列	D345-D10 265mm間隔-3列		
	ベストグラウトバー	—	SD390-D16 175mm間隔-2列	SD390-D22 265mm間隔-2列	
主鉄筋比 Pv (%)	1.0	1.0	1.0	1.0	
せん断補強鉄筋比 Pw (%)	0.16	0.48	0.12	0.53	
材料試験結果	主鉄筋 fy 降伏強度 (N/mm ²)	1123	1153	1132	1132
	通常のせん断補強鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)	369	384	369	384
	ベストグラウトバー 降伏強度 (N/mm ²)	—	456	—	457
	コンクリート fc 実験時の圧縮強度 (N/mm ²)	24.8	25.0	25.2	25.1
	可塑性モルタル 実験時の圧縮強度 (N/mm ²)	—	70.3	—	69.3



写真一2 梁状試験体の正負交番載荷試験状況



図一6 CASE-2試験体の配筋図

b. 結果

図一七に CASE-3 と CASE-4 の載荷終了時のひび割れ状況のスケッチおよび写真を示す。スケッチの黒線は下向きに載荷した時に発生したひび割れを、赤線は上向きに載荷した時に発生したひび割れを示している。いずれの試験体とも、最初に鉛直荷重 250kN 程度で曲げひび割れが発生後、鉛直荷重 700kN 程度でせん断ひび割れが生じ、載荷が進むにつれてせん断ひび割れの本数が増加した。さらに鉛直荷重の増大につれて、せん断ひび割れが進展し、せん断破壊して荷重が低下した。

図一八にせん断力と試験体スパン中央の鉛直変位の関係を示す。鉄筋の種類 SD390、呼び名 D16 のベストグラウトバーで後施工せん断補強した CASE-2 の最大せん断力 1107kN は、後施工せん断補強していない CASE-1 の最大せん断力 757kN に比べて、1.5 倍程度増加し、せん断耐力の向上が確認できた。また、D22 のベストグラウトバーで後施工せん断補強した CASE-4 の最大せん断力 1152kN も、後施工せん断補強していない CASE-3 の最大せん断力 645kN に比べて、1.8 倍程度増加し、せん断耐力の向上を確認できた。

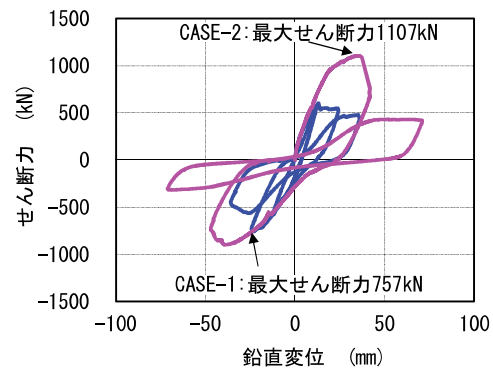
4. せん断耐力と後施工せん断補強効果の評価

4.1 ベストグラウトバーによるせん断耐力の考え方

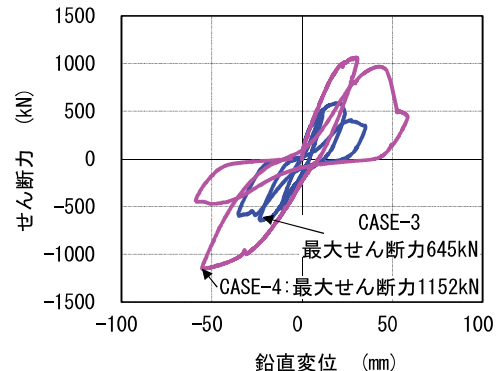
ベストグラウトバーは、新設建造物の通常のせん断補強鉄筋に比べて定着性能は小さく、「土木学会 コンクリート標準示方書 設計編」³⁾のせん断耐力式において、せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力 V_{sd} を全て見込むことはできないと考えられる。ここでは、後施工せん断

補強後のせん断耐力を、補強前のせん断耐力式にベストグラウトバーが分担するせん断耐力を累加した式で評価できるように、前述の梁試験体の載荷試験結果と以下に示す評価方法を基に、通常のせん断補強鉄筋の分担応力に対するベストグラウトバーの分担応力の低下率を考慮した係数について、検討した結果を示す。

ベストグラウトバーの後施工によるせん断補強効果を、アルカリ骨材反応を受けて破断したせん断補強鉄筋と同様の方法を用いて⁴⁾、定着が不十分なせん断補強鉄筋とみなしてせん断耐力を評価した。

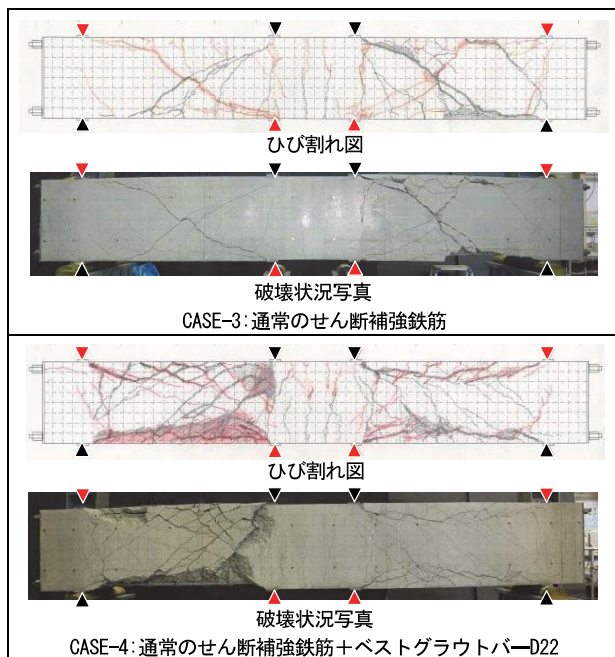


(a) CASE-1 と CASE-2

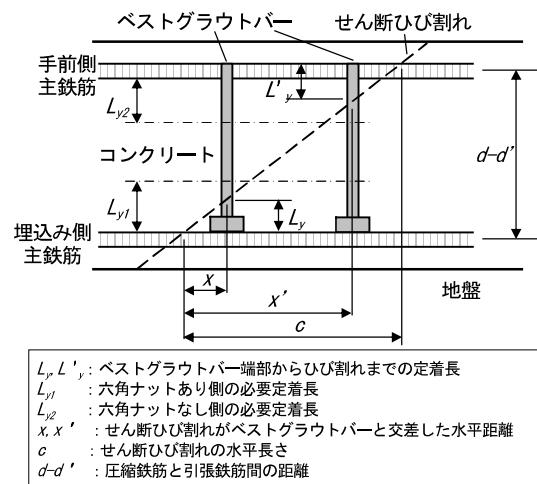


(b) CASE-3 と CASE-4

図一八 せん断力と鉛直変位の関係



図一七 載荷終了時のひび割れ図と破壊状況



図一九 ベストグラウトバーとせん断ひび割れの関係

図-9 にベストグラウトバーとせん断ひび割れの関係を示す。ベストグラウトバーの六角ナットあり側の必要定着長 L_{y1} および六角ナットなし側必要定着長 L_{y2} 以上離れた位置にせん断ひび割れがあるベストグラウトバーでは、降伏強度相当のせん断力を分担できると仮定した。一方、必要定着長以下の範囲にせん断ひび割れがあるベストグラウトバーでは、一部のせん断力のみを分担できるとし、定着長 L_y に応じて伝達できるベストグラウトバーの引張応力 f_{sw} を線形で仮定した。

図-10 にベストグラウトバーの降伏強度 f_{yw} に対する定着長 L_y に応じてベストグラウトバーが分担できる引張応力 f_{sw} の応力比 f_{sw}/f_{yw} の分布を示す。ベストグラウトバーが分担できるせん断耐力 V_{bd} は、通常のせん断補強鉄筋とみなして求められるせん断耐力 V_{avd} に、必要定着長に達するまでの応力比 f_{sw}/f_{yw} 分布の低下を考慮した係数 β_{aw} (以後、「有効係数 β_{aw} 」と称す) を乗じた式(1)で表される。ベストグラウトバーが分担できるせん断耐力の有効係数 β_{aw} は、圧縮鉄筋と引張鉄筋間の距離 ($d-d'$) が必要定着長の和 ($L_{y1}+L_{y2}$) より大きい場合に、図-10 に示す定着長に応じて伝達する応力比 f_{sw}/f_{yw} 分布の面積として、式(2)により算出できる。これにより、ベストグラウトバーによる後施工せん断補強後のせん断耐力 V_{pyd} を、補強前のせん断耐力にベストグラウトバーが分担するせん断耐力 V_{bd} を累加した式(3)で評価する。

$$V_{bd} = \beta_{aw} \cdot V_{avd} \quad \text{式(1)}$$

$$\beta_{aw} = 1 - (L_{y1} + L_{y2}) / 2(d - d') \quad \text{式(2)}$$

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{bd} \quad \text{式(3)}$$

ここに、 V_{pyd} : ベストグラウトバーにより後施工せん断補強した RC 部材のせん断耐力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : 既存のせん断補強鉄筋により分担するせん断耐力

V_{bd} : ベストグラウトバーにより分担するせん断耐力

V_{avd} : ベストグラウトバーを通常のせん断補強鉄筋とみなして求めるせん断耐力

β_{aw} : ベストグラウトバーの有効係数
ただし、 $(d-d') > (L_{y1} + L_{y2})$ に適用
 $\beta_{aw} \leq 0.81$: ベストグラウトバーが D16 の場合
 $\beta_{aw} \leq 0.75$: ベストグラウトバーが D22 の場合
 L_{y1} : ベストグラウトバーの六角ナットあり側の必要定着長
 L_{y2} : ベストグラウトバーの六角ナットなし側の必要定着長
 $d-d'$: 圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

4.2 ベストグラウトバーによるせん断補強効果の評価

表-5 に載荷試験結果および評価式で算出したせん断耐力と有効係数を示す。コンクリートが分担するせん断耐力 V_{cd} および通常のせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力 V_{sd} は、安全係数を 1.0 としてコンクリート標準示方書設計編²⁾に基づいて算出した。また、有効係数の試験値は、「せん断耐力の試験値」から「コンクリート分担分と通常のせん断補強鉄筋の分担分のせん断耐力の計算値」を差し引いた値を「通常のせん断補強鉄筋とみなして算出したベストグラウトバー分担分のせん断耐力の計算値」で除して求め、有効係数の計算値は、式(2)により算出した。表-5 より評価式に各せん断補強鉄筋の実降伏強度 (表-4 参照) を用いた場合には、ベスト

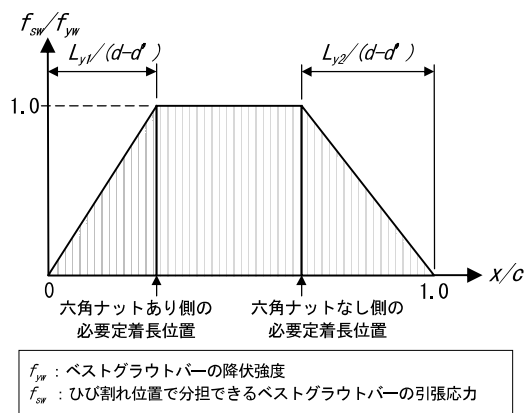


図-10 引張応力と降伏強度の応力比分布

表-5 載荷試験結果、評価式によるせん断耐力と有効係数

No.	降伏強度の種類 ^{*1)}	せん断耐力 (kN)		計算値の内訳 (kN)		有効係数 β_{aw}		備考
		試験値 V_{exp} ^{*2)}	計算値 V_{cal} ^{*3)}	$V_{cd_cal} + V_{sd_cal}$ ^{*4)}	V_{awd_cal} ^{*5)}	試験値 β_{exp} ^{*6)}	計算値 β_{cal} ^{*7)}	
CASE-2	実測値	1107	1155	578	656	0.81	0.88	ベストグラウトバー-D16 ・必要定着長 六角ナットあり側 4D 六角ナットなし側 6D
	規格値		1020	526	562	1.03		
CASE-4	実測値	1152	1197	520	847	0.75	0.80	ベストグラウトバー-D22 ・必要定着長 六角ナットあり側 5D 六角ナットなし側 7D
	規格値		1079	500	723	0.90		

*1) 評価時に使用したせん断補強鉄筋の降伏強度の種類

*2) V_{exp} : せん断耐力の試験値

*3) V_{cal} : せん断耐力の計算値 ($V_{cd_cal} + V_{sd_cal} + \beta_{aw_cal} \cdot V_{awd_cal}$)

*4) コンクリート分担分のせん断耐力 V_{cd_cal} と通常のせん断補強鉄筋の分担分のせん断耐力 V_{sd_cal} の和の計算値

*5) 通常のせん断補強鉄筋とみなして算出したベストグラウトバーのせん断耐力の計算値

*6) $[V_{exp} - (V_{cd_cal} + V_{sd_cal})] / V_{awd_cal}$

*7) ベストグラウトバーの有効係数の計算値 (式(2))

グラウトバーにより後施工せん断補強した有効係数 β_{av} の試験値は CASE-2 で 0.81、CASE-4 で 0.75 となり、計算値の 0.88 と 0.80 に比べて若干小さな値を示した。また、評価式に各せん断補強鉄筋の規格降伏強度を用いた場合には、有効係数 β_{av} の試験値は CASE-2 で 1.03、CASE-4 で 0.90 と計算値より大きくなっており、後施工のせん断補強効果を安全側に評価することができる。ただし、設計においては、実降伏強度を用いた有効係数の試験値を上限とし、SD390 以下の D16 のベストグラウトバーを用いて後施工せん断補強する場合の有効係数の上限値を 0.81、D22 の場合の上限値を 0.75 とする。

5. 施工方法

5.1 施工手順

図-11 にベストグラウトバーによる後施工せん断補強の標準的な施工フローを示す。ベストグラウトバーは、片側面からせん断補強する部材を対象に、横向き、下向きおよび上向きの施工が可能である。主な施工手順は、①削孔の位置出し、②削孔、③孔内清掃、④モルタルの充填、⑤ベストグラウトバーの挿入、⑥仕上げであり、モルタルを充填した後に、ベストグラウトバーを挿入する先充填後挿入方法とした。可塑性モルタル、モルタル充填治具および上向き・横向き施工時のベストグラウトバー挿入治具を組み合わせることで、確実な充填性と良好な定着性能を確保している。

5.2 施工の詳細

a. 削孔の位置出し

図-12 に削孔の位置出し概要を示す。削孔に先立ち、電磁波レーダ法等の非破壊探査機により既存構造物の手前側の主鉄筋および配力鉄筋の位置を確認し、これを避けて削孔位置を定める。

b. コアドリルによる削孔

削孔は、削孔精度を確保するために、コアドリルによる湿式削孔を基本とした。削孔時には、既存構造物中の鉄筋を損傷しないように、背面側の主鉄筋の手前で削孔を終了する。コンクリート中の鉄筋にコアドリルのビットが触れると「電源供給を瞬時に遮断する金属探知機能付きコードリール」や「自動停止する鉄筋センサー付コアドリル」等を使用する。

c. 孔内清掃

削孔時に発生した切削粉、コンクリート片および水分は、既存コンクリートと可塑性モルタルの定着性能を低下させるため、ブラシやウエス等を用いて孔内を水洗し、切削粉等を除去する。その後、スポンジやウエス等により余剰水を拭き取る。特に、下向き削孔内では、余剰水が溜まりやすいため、水を吸引できる掃除機を用いて余剰水を除去する。

d. 可塑性モルタルの充填

写真-3 に吸湿防止状況を示す。モルタル充填直前に、霧吹きまたは濡れたスポンジを用いて孔壁を湿らせた後、スポンジやウエス等により余剰水を拭き取る。孔壁を湿潤状態にすることで、可塑性モルタルの水分が既存コンクリートに吸湿されることを防止する。

写真-4 に充填パッキン付き充填治具、図-13 に充填治具を用いた可塑性モルタルの充填概要を示す。可塑性モルタルの充填では、充填パッキン付きの充填治具を用いて孔内先端から充填することで、空気の混入および垂れを防止できる。また、表-2 に示すプレミックスタタイプの可塑性モルタルを使用することで、所定の水を添加、混合するだけで、一般的なモルタルポンプでの圧送

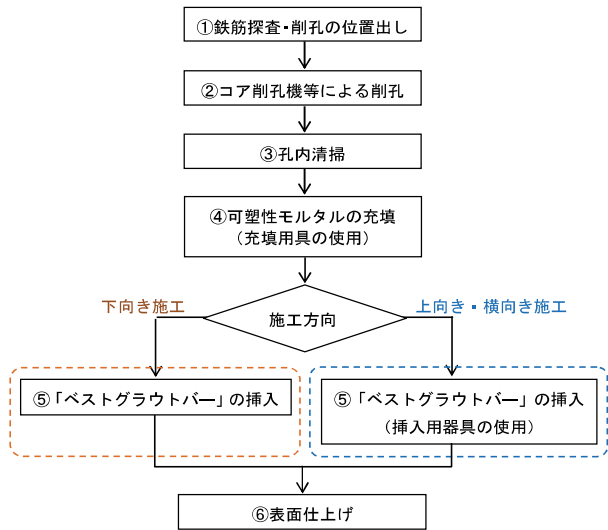


図-11 ベストグラウトバーによる施工フロー

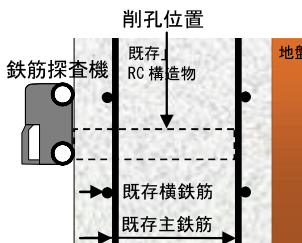


図-12 削孔の位置出し概要



写真-3 吸湿防止状況



写真-4 充填パッキン付き充填治具

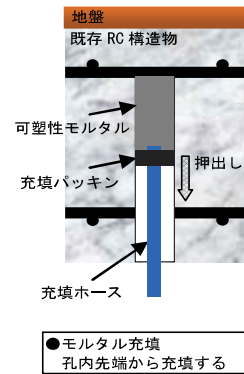


図-13 充填概要

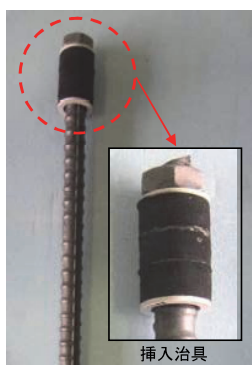


写真-5 挿入治具

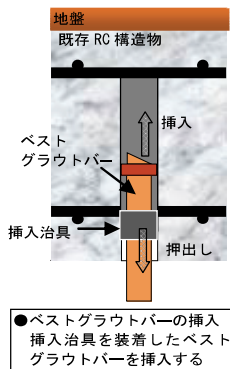


図-14 挿入概要



写真-6 挿入状況



写真-7 上向き後施工の切断・割裂面

性、充填後に垂れを生じない施工性および安定した品質が得られる。

e. ベストグラウトバーの挿入

写真-5 にベストグラウトバーの挿入治具、図-14 に挿入治具を用いたベストグラウトバーの挿入概要および写真-6 にベストグラウトバーの挿入状況を示す。ベストグラウトバーの挿入体積により、挿入治具が可塑性モルタルに押されながら手前側に移動することで、垂れを防止し、充填および定着性能を確保できる。その後、挿入治具を回収し、可塑性モルタルの硬化前に表面を仕上げる。孔内は負圧となるため、上向き施工の場合でも、型枠なしで、充填した可塑性モルタルの垂れおよび挿入したベストグラウトバーの抜出しは発生しないことを確認した。

写真-7 に上向き施工の後施工せん断補強箇所の切断面および割裂面を示す。ベストグラウトバーの鉄筋および先端の六角ナット周辺に空隙等の不良箇所はなく、モルタルが十分に充填され、一体となることを確認した。

f. 仕上げ

ベストグラウトバーの施工箇所は、挿入完了後、いずれの施工方向（下向き、横向き、上向き）についても、可塑性モルタルの硬化前に平滑に左官仕上げする。

6. まとめ

既存 RC 構造物の部材に対して、ベストグラウトバーを片側面から挿入する後施工せん断補強工法を開発し、ベストグラウトバーによる引抜き試験、梁状試験体の正負交番荷試験および施工性試験の結果から、以下について明らかにした。

- i. 鉄筋の種類 SD345 と SD390 の呼び名 D16 から D32 までのベストグラウトバーの規格降伏強度を發揮するために必要な定着長が明らかになった
- ii. ベストグラウトバーの六角ナットあり側の必要定着長は、六角ナットなし側に比べて 1~2D 短くなり、六角ナット 3 種を装着することで定着性能が向上する

- iii. SD390 の D16 と D22 のベストグラウトバーにより後施工せん断補強した部材のせん断耐力は、補強前に比べて 1.5~1.8 倍となり、せん断補強効果が向上する
- iv. ベストグラウトバーを用いて後施工せん断補強したせん断耐力の補強効果を、新設構造物に用いる標準の半円形フック付きせん断補強鉄筋のせん断耐力に有効係数を乗じることで評価できる
- v. 可塑性モルタル、モルタル充填治具およびベストグラウトバー挿入治具を組み合わせることで、横向き、下向きおよび上向きのいずれの施工方向においても、確実な充填性と良好な定着性能を確保できる

7. おわりに

ベストグラウトバーによるせん断補強工法は、一般財団法人土木研究センターから後施工六角ナット定着型せん断補強鉄筋「ベストグラウトバー」として、建設技術審査証明の取得を予定している。背面に地盤等がある構造物、鉄道や道路等に近接した構造物、供用中の水槽・水路構造物および施工の合理性が求められる場合など、片側面からの後施工によるせん断補強工事の必要性がさらに高くなると考えられる。今後は、本技術の性能向上および適用範囲の拡充等を目指すと共に、安全で安心な社会の維持発展の一助となるように、本工法の普及展開に努め、施工実績を増やしたい。

【参考文献】

- 1) 土木学会、「昭和 49 年制定 コンクリート標準示方書 [昭和 55 年版]」、1980.4
- 2) 土木学会、「コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針 [2007 年版]」、pp.71-84、2007.8
- 3) 土木学会、「2012 年制定 コンクリート標準示方書 設計編」、pp.177-187、2013.3
- 4) 土木学会、「アルカリ骨材反応対策小委員会報告書」、2005.9

プレキャスト型車両用防護柵の開発

Development of a Precast-type Guard Fence for Vehicles

三澤孝史* 石井敏之* 川口昇平* 高島通男** 中村方紀***

要旨

我が国の高速道路の多くは高度経済成長期に建設され、供用期間が 40 年を超える構造物が増えている。これらの構造物は経年劣化が進んでおり、補修や更新などの対処が必要となっている。今回、高速道路の路側の車両用防護柵を対象に、施工性に優れるプレキャスト型の剛性防護柵を開発した。開発した防護柵は、高速道路の高架・橋梁部にも適用可能な防護柵の種別：SB 種の性能を有するものである。SB 種の性能を確認するために静的載荷試験の実施後、最終的に車両衝突試験を（財）土木研究センターに依頼して実施した。その結果、大型車および乗用車による車両衝突試験の要求性能を満足し、開発した防護柵が SB 種の性能を有することを確認した。

キーワード：車両用防護柵、プレキャスト、車両衝突試験

1. まえがき

我が国の高速道路の多くは高度経済成長期に建設され、供用期間が 40 年を超える構造物が増えている。これらの構造物は経年劣化が進んでおり、補修や更新などの対処が必要となっている。一方で、流通や緊急輸送路として都市部の交通網の重要性はますます高まっており、通行止めや交通規制の社会的影響が大きくなっている。そのため、首都圏では外環道や圏央道などの道路ネットワークの整備を待って、首都高速道路の大規模更新の実施時期の検討が進められている¹⁾。

しかし、既存の高架橋を供用しながら、劣化した箇所のみを更新できれば、交通規制による経済損失とインフラのライフサイクルコストを低減することが可能である。この部分更新技術の一環として、高速道路高架橋の車両用防護柵に適用できる早期施工が可能なプレキャスト型の剛性防護柵（以下、プレキャスト高欄）を開発した。本プレキャスト高欄は、劣化した既設防護柵の更新、交通事故による防護柵の損傷時の取り替えとともに新設時への適用を目指して開発したものである。

車両用防護柵は道路区分や設計速度、区間の別により表 1 のように分類される²⁾。今回開発するプレキャスト高欄の目標性能として、高速道路に適用可能な車両用剛性防護柵の種別：SB 種を目指した。そのためには、実車両による車両衝突試験により、SB 種の性能を有することを確認する必要がある。

本報では、開発したプレキャスト高欄の概要、構造性能を確認するために行った静的載荷試験結果および実車

両を用いた車両衝突試験結果について報告する。

2. プレキャスト高欄の概要

開発したプレキャスト高欄の概要を図 1 に示す。図 1 に示すように、プレキャスト高欄は、厚さ 200mm の RC 製の直壁（以下、RC 壁）と鋼製地覆により構成されている。

RC 壁と鋼製地覆は上下 2 段の連結ボルトにより一体となっている。床版へは鋼製地覆を金属系アンカーにより固定することによりプレキャスト高欄を床版に設置する。

このプレキャスト高欄の特徴を以下に示す。

表 1 防護柵種別の適用区分²⁾

道路の区分	設計速度 (km/h)	一般区間		重大な被害が発生するおそれのある区間		新幹線などと交差または近接する区間	
		種別	衝撃度 (kJ)	種別	衝撃度 (kJ)	種別	衝撃度 (kJ)
自動車専用道路	100 以上	A	130	SB	280	SS	650
	80 以上						
	60 以下			SC	160	SA	420
のそ道路他	60 以上	B	60	A	130	SB	280

*技術研究所 **東日本支社東京支店 ***東日本支社東北支店

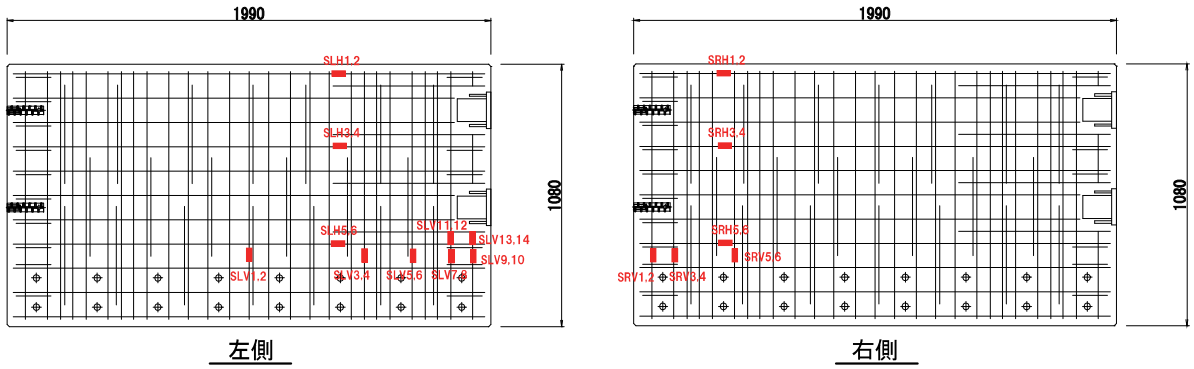


図-3 (1) RC壁・鉄筋ひずみの計測配置

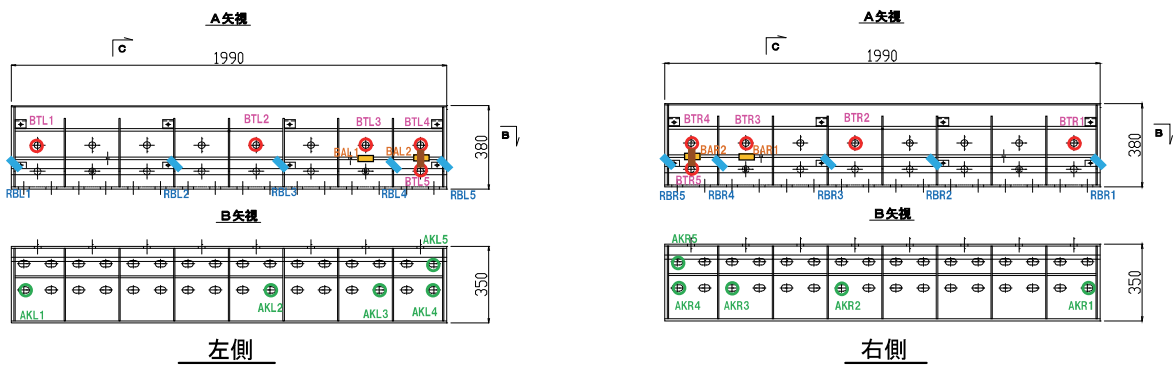


図-3 (2) 鋼製地覆のひずみの計測配置

図-4より、試験の最大荷重は約 270kN であり、設計荷重 150kN 以上の荷重を示した。荷重が約 220kN において地覆のリブ 1 枚が材料試験から求めた降伏ひずみに達した。

実降伏強度から算出されるリブの降伏荷重と試験値は概ね合致しており、ほぼ設計通りにリブが降伏している。

b. 地覆のリブのひずみ

図-5に、地覆のリブのひずみ計測結果を示す。

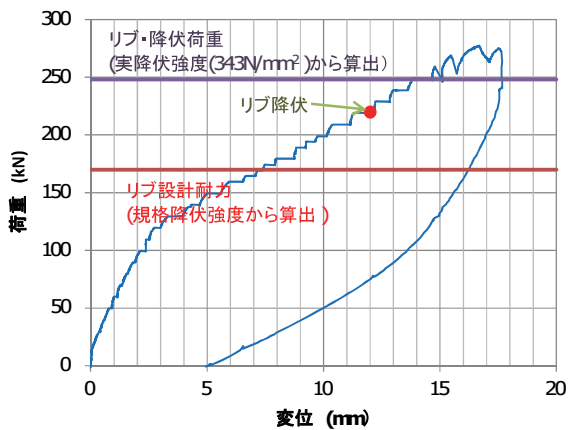


図-4 載荷点における荷重-変位関係

設計荷重 150kN ではリブは降伏していない。荷重が約 210kN で左側の試験体の中央のリブ (RBL3) が降伏し、約 270kN でさらに左側のリブ (RBL2) が降伏した。図示していないが、右側の試験体のリブのひずみは、最大荷重時においても全て 1200 μ 以下であり、左側の試験体に比べ小さい。

c. RC壁の鉄筋のひずみ

図-6に、高欄のRC壁の主鉄筋のひずみの計測結果の一例を示す。

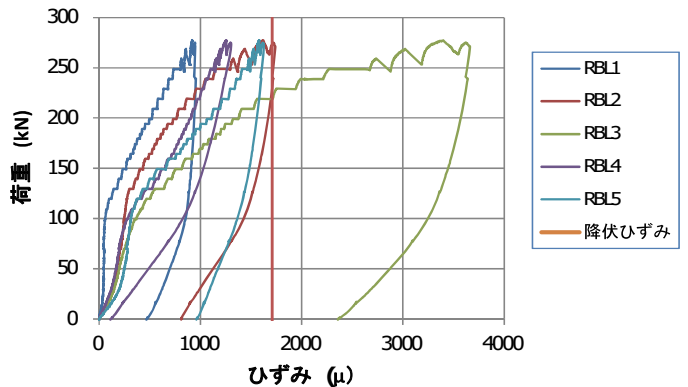


図-5 リブのひずみ (左側・試験体)

左右の試験体の主筋および配力筋は、最大荷重時においても降伏していない。これは、リブが先に降伏したため、RC 壁の鉄筋は降伏しなかったと考えられる。また、主鉄筋のひずみについては、載荷側である左の試験体に比較的大きなひずみが発生している。

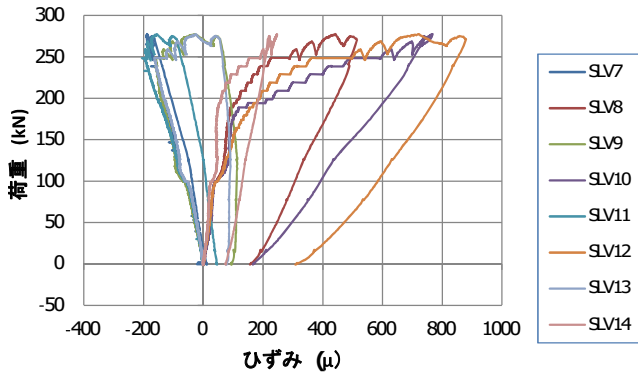


図-6 主筋ひずみ (左側・試験体)

d. 破壊状況

載荷試験終了時のひび割れ状況を写真-2に、ひび割れ状況のスケッチを図-7に示す。

約 160kN で曲げひび割れが発生し、以降、荷重の増加とともにひび割れ本数が増加していった。最終的には、載荷部近傍のコンクリートの押し抜き破壊により荷重が低下した。



写真-2 ひび割れ状況 (載荷試験終了時)

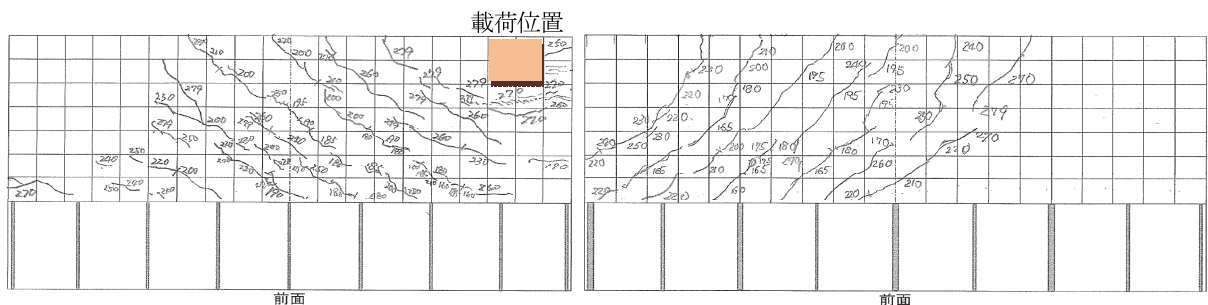


図-7 ひび割れ状況 (載荷試験終了時)

4. 車両衝突試験

4.1 試験概要

(財) 土木研究センターに依頼し、(独) 国土総合研究所の衝突試験場において、プレキャスト高欄が剛性防護柵の種別：SB 種の性能を有することを確認するため、以下に示す試験条件 A、B の実車両による車両衝突試験を実施した。

条件 A (大型車) :

車両質量 20.0t、衝突速度 75km/h、衝突角度 15°
衝撃度 291kJ

条件 B (乗用車) :

車両質量 1.0t、衝突速度 100km/h、衝突角度 20°

車両衝突試験の試験項目を表-3に示す。

一般的に、防護柵の強度を上げると大型車の路外逸脱防止性能 (条件 A) は高くなるが、一方で緩衝性が低下し衝突時に乗員車等の乗員に及ぼす被害 (条件 B) が大きくなる。従って、車両の路外逸脱防止性能と乗員被害の防止・軽減性とのバランスを取る必要がある。

車両衝突試験の試験条件 B においては、車両衝突時の乗員の安全性が主な評価項目の一つである。評価指標は、表-3に示すように、車両重心加速度である。これまで車両衝突試験により SB 種の性能を確認されている剛性防護柵は、フロリダ型、単スロープ型のみであり、今回開発したプレキャスト高欄のような直壁型は実績がない。これまでの知見から車両重心加速度は防護柵前面の形状の影響が大きいと言われている。

写真-3に試験条件 A 用のプレキャスト高欄設置状況を示す。条件 A ではプレキャスト高欄を 12 基 (全長 24m)、条件 B では 6 基 (全長 12m) を設置した。配置図を図-8に示す。条件 A、B ともプレキャスト高欄の端部が車両の計画した衝突点である。

4.2 試験結果

写真-4、5に条件 A、B の車両衝突試験状況を示す。

写真-6に条件 A の車両衝突後のプレキャスト高欄を示す。プレキャスト高欄に付着しているペンキの跡は、

表-3 車両衝突試験の測定項目

測定項目		条件区分	評価項目	
車両の逸脱防止性能	防護柵の強度性能	A	防護柵の損傷	・大型貨物車が突破しない強度を有すること
	防護柵の変形性能	A	剛性防護柵の塑性変形	・主たる部材に塑性変形が生じないこと
乗員の安全性		B	車両重心加速度	・10ms 移動平均が $200\text{m/s}^2/10\text{ms}$ 未満であること
車両の誘導性能		共通	車両の挙動	・車両は防護柵に衝突後、横転等を生じないこと
			離脱速度	・離脱速度は衝突速度の 6 割以上であること
			離脱角度	・離脱角度は衝突角度の 6 割以下であること
構成部材の飛散防止性能			部材の飛散状況	・車両衝突時に防護柵の構成部材が大きく飛散しないこと



写真-3 プレキャスト高欄設置状況 (条件A)

車両の接触箇所を識別できるように試験直前に車両に塗布したペンキが付着したものである。

試験状況を記録したビデオ等により、大型車は左前輪が地覆に乗り上げ、左バンパー、フェンダーおよび前輪の順でプレキャスト高欄の RC 壁に衝突した。その後、車両は RC 壁を駆け上がることも向きを変え、後部および後輪が衝突した。車両は左車輪が地覆に乗り上げるようにプレキャスト高欄に沿って進んだ。プレキャスト高欄から離脱後、車両は横転、転覆することなく誘導された。大型車の衝突に対しプレキャスト高欄は突破されることはなく、主要部材の塑性変形も見られなかった。

図-9に、条件 A におけるプレキャスト高欄の鋼製地覆・リブのひずみの計測結果の一例を示す。横軸の時間は計測開始からの時間を示している。図-9に示すように、ひずみの計測波形には、最初に車両の前部がプレキャスト高欄に衝突した時点と、車両の後部が衝突した時点における2つのピークが見られる。車両後部がプレキャスト高欄に衝突する時点では、まず車両前部が衝突することにより衝突エネルギーを消費しているため、ひ

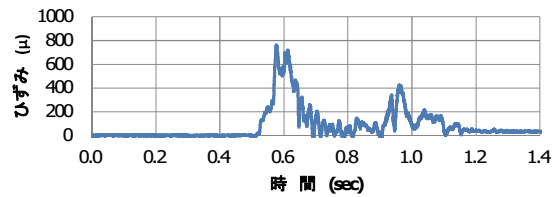
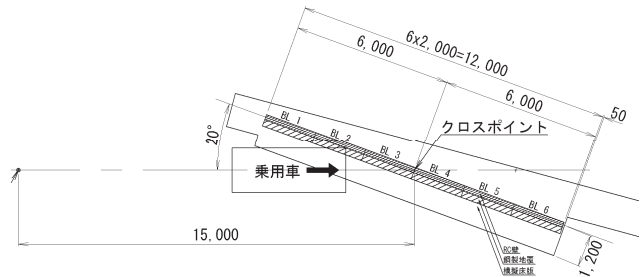
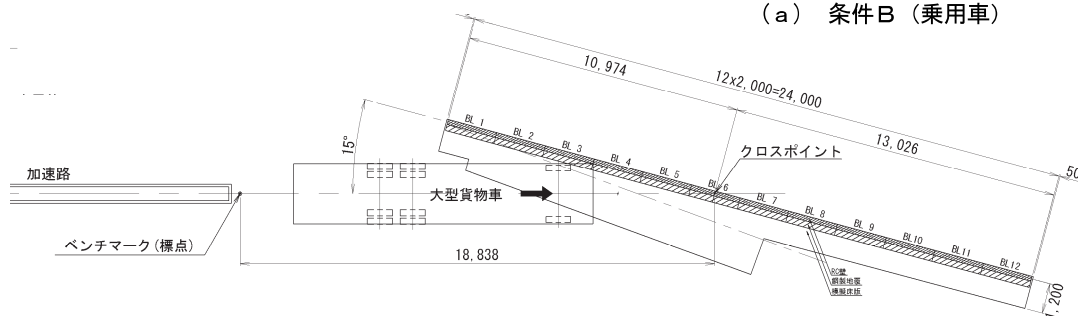


図-9 プレキャスト高欄の地覆・リブのひずみ



(a) 条件B (乗用車)



(b) 条件A (大型車)

図-8 車両衝突試験のプレキャスト高欄配置図



写真一 4 車両衝突試験状況 (条件 A)



写真一 5 車両衝突試験状況 (条件 B)



写真一 6 (1) 車両衝突試験後の状況 (条件 A)



写真一 6 (2) 車両衝突試験後の状況 (条件 A)

ずみは車両前部の衝突時に比べ小さくなっている。

また、その他の地覆のリップのひずみも全て 1000μ 以下であり、線形範囲内である。条件 B の乗用車の場合も、大型車と同様に、左前輪が地覆に乗り上げ、左バンパー、フェンダーおよび前輪の順でプレキャスト高欄の RC 壁に衝突した。その後、車両は RC 壁を駆け上がるとともに向きを変え、後部および後輪が衝突した。プレキャスト高欄から離脱後、車両は横転や転覆することなく誘導された。

条件 B では、乗員の安全性の評価項目である車両重心加速度は $200\text{ m/s}^2/10\text{ms}$ 未満であり、所要の性能を満足した。

車両の挙動、離脱速度、離脱角度で評価する車両の誘導性能および部材の飛散防止性能についても試験 A、B とも所要の性能を満たした。

以上のように、条件 A、B ともに、試験の全ての評価項目を満足し、SB 種の性能を有することを確認した。

5. あとがき

施工性に優れたプレキャスト型の車両用剛性防護柵の開発に取り組み、目標である高架や橋梁部の高速道路にも適用できる車両用剛性防護柵の種別：SB 種の性能を有することを車両衝突試験により証明することができた。

今後、劣化した車両用防護柵の更新、修繕や新設への適用を目指していきたい。

なお、本開発は IHI 建材工業との共同開発である。

【参考文献】

- 1) 「首都高速道路構造物の大規模更新のあり方に関する調査研究委員会 報告書」、2013.1
- 2) (社) 日本道路協会、「防護柵の設置基準・同解説」、2008.1

ドリルジャンボの穿孔精度向上

ーガイドセル先端固定装置の開発ー

Improvement of Accuracy of Drilling by a Drill Jumbo

- Development of a Device for Fixing the Tip of a Guide Cell -

浅野 剛* 今泉和俊** 塚本耕治*

要 旨

山岳トンネルの急速施工を実現するための有力な方法として、一掘進長を標準よりも長くする長孔発破がある。長孔発破による急速施工では、「確実な芯抜き発破」と「余掘り量の低減」が重要な課題となり、それを解決するにはドリルジャンボによる穿孔精度向上がポイントとなる。

本開発では、まず一般的なドリルジャンボを用いた穿孔試験を行い、ドリルジャンボによる穿孔精度向上には穿孔時、特に穿孔初期のガイドセルの位置を固定することが重要であることを明らかにした。さらに、これを実現するための装置を考案・製作し、その装置を用いた穿孔試験により、穿孔中のガイドセルの変位が抑制されること、穿孔精度が向上することを確認した。

本報は、開発したガイドセル固定装置の概要、および穿孔試験による装置の性能評価結果について報告するものである。

キーワード：急速施工、穿孔精度向上、長孔発破、ガイドセル先端固定

1. まえがき

計画が具体化されつつある中央新幹線では、トンネル部が全延長の約 85%を占め、建設される山岳トンネルは長大トンネルとなるため、コスト低減に加え事業効果の早期発現に対して有力な方法である急速施工が求められている。このような状況を踏まえ、中央新幹線で想定される掘削断面積 100m² の山岳トンネルにおいて月進 200m を実現することを目標として、山岳トンネルの急速施工技術の開発に取り組んでいる。B~C I 級相当の硬い岩盤を山岳工法で効率的に掘削して工期短縮を図る方策の一つとして、一発破の進行長を長くする長孔発破が有望であり、本開発においても長孔発破を主要技術と位置付けている。本報は、安定した長孔発破の実現において重要となる装薬孔の穿孔精度向上のための一連の検討結果と、開発した装置の概要について報告するものである。

2. 穿孔精度向上を目的とした既往の研究

実施工において長孔発破を実現するにあたっては、「確実な芯抜き発破」と「余掘り量の低減」が重要であり、これを実現するためには、ドリルジャンボによる穿孔精度の向上がポイントとなる。

穿孔精度を向上させる方法としては、従来よりガイドセルを所定の位置に精度良く設置する方法が検討されてきた^{1)、2)}。切羽面の外周孔穿孔位置については、切羽外周の所定ライン上にレーザー光によるマーキングを行う方法が広く採用されているが、この方法では穿孔方向を明示することはできない。

ガイドセルの穿孔位置への設置に加え、ガイドセルを適正な方向に向けることを目的として、宮原らはガイドセル後端部、およびドリルジャンボに自動追尾トータルステーションのターゲットとなるプリズムを設置するとともに、ガイドセルを支持するドリルジャンボのブームの関節の動作を角度センサにより検出する方法を提案している³⁾。

現在、最新のドリルジャンボに同様のシステムが組み込まれている例が見られるが、この方法を含め、これまで検討されてきた方法は穿孔前のガイドセルの位置、姿勢に着目したものであり、穿孔時のガイドセルの動きやそれにとまらぬ穿孔方向のずれについて言及されているものは見られない。

3. 一掘進長を延伸するにあたっての課題

3.1 確実な芯抜き発破の実現

トンネル発破では、自由面が切羽のみで発破効率が悪

*技術研究所 **東日本支社土木第2部

いため、最初に自由面を増やすことを目的に行われる芯抜き発破が非常に重要となる。

芯抜き発破には、大きく分けて「アングルカット」と「平行芯抜き」の2種類がある(図-1参照)。一掘進長が地山等級C Iにおいて標準的な1.5m程度の場合には、穿孔精度が芯抜きの成否に大きな影響を及ぼしにくいアングルカットが用いられる。しかし、確実な破砕を行うためには、アングルカットでは孔尻から直角に引いたラインが切羽面と交差する必要がある⁴⁾。このため一掘進長が長くなる長孔発破では一般に平行芯抜きが用いられる。平行芯抜きでは、装薬孔を水平かつ平行に穿孔し、中央部に爆薬を装填しない空孔(バーンホール)を配置して自由面の役割を代行させるため、アングルカットに比べて穿孔精度が芯抜きの成否に及ぼす影響が大きくなる。さらに、穿孔長が長くなることで、岩盤の破砕状況に大きな影響を及ぼす孔間距離の誤差が大きくなりやすい。

発破による確実な破砕が可能となる空孔と装薬孔の間隔と装薬量の関係が、ラングフォースにより図-2のよ

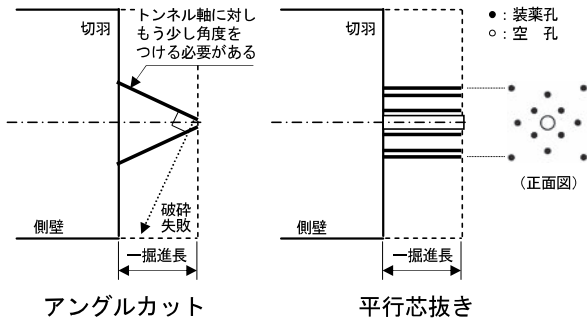


図-1 芯抜き発破パターン

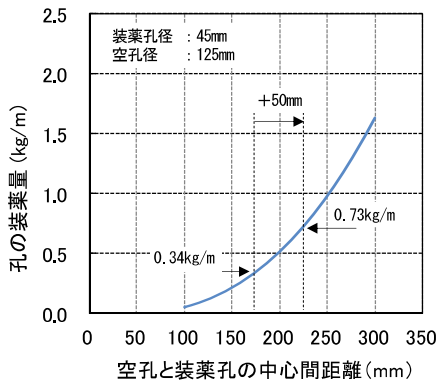


図-2 孔間隔と装薬量の関係

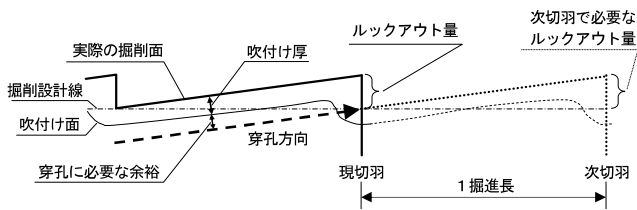


図-3 坑壁の掘削状況とルックアウト量

うに示されている⁵⁾。例えば、空孔と装薬孔の距離が所定の距離175mmより50mm広がることで必要な装薬量は2倍程度になる。実施工では安全側に薬量を割増しして設定するが、孔曲りの程度によっては破砕できない場合が生じる。逆に孔曲りにより装薬孔同士が交差するとそれ以上の進行が得られない。さらに、穿孔作業に携わる技術者に対するヒアリングでは、平行芯抜きでは孔曲りが50mm以上になると(隣接孔との間隔が設計より50mm程度広がると)所定の芯抜きが行えないケースが発生するというコメントが得られている。そのため、長孔発破の適用にあたっては、安定した芯抜き発破を実現するために穿孔精度の向上が課題となっている。

3.2 余掘り量の低減

トンネル外周の装薬孔は、基本的に切羽面において掘削設計線上に穿孔する必要がある。切羽面では、吹付けコンクリートの厚さとドリルジャンボの仕様から決まる施工余裕が必要となるため、次の切羽位置で必要となるルックアウト量を確保できる方向に外周装薬孔を穿孔する必要がある(図-3参照)。

ドリルジャンボの仕様と吹付け厚さが変わらなければ必要となるルックアウト量は一定であり、一掘進長が長くなると必要なルックアウト量を確保するための穿孔勾配はそれに対応して小さくすることが可能である。しかし、穿孔長が長くなると、孔曲りに起因する穿孔位置の誤差により、設計断面に対する掘削不足の発生が懸念される。掘削不足が生じると、ブレイカー等による掘削断面拡大のための破砕作業が必要になり、作業効率が著しく低下する。そのため、実施工ではルックアウト量を余分に確保する傾向が多く、結果的に余掘りが増大する。余掘りの増加は、吹付けコンクリート量および掘削ずりの増加につながり、コスト増だけではなく施工サイクルが長くなることから、穿孔精度の向上による余掘り量の低減は急速施工実現のための課題となっている。

4. 穿孔中のガイドセルの挙動と孔曲りの発生状況

2章で述べた状況を踏まえ、穿孔前にガイドセルを所定の位置に設置する方法は確立されていると考え、穿孔精度の一層の向上を実現するために、穿孔時のガイドセルの挙動に着目して穿孔試験を実施した。

4.1 試験サイトの状況

穿孔試験は、稼働中の碎石場(図-4参照)で実施された。地質はホルンフェルス、石灰岩、粘板岩から構成されている。地山評価を目的として実施した岩石試験結果を表-1に示す。調査ボーリング孔No.1、No.2、No.3は、各々ホルンフェルス、石灰岩、粘板岩層に削孔しており、いずれも孔長は5mである。圧縮強度はホルンフェルスが100N/mm²以上、石灰岩が50N/mm²程度、粘板岩が20~30N/mm²となっており、穿孔試験は

地山等級が C I 以上と判断できるホルンフェルスを中心に実施することにした。孔 No.1 のコアの状況を写真-1 に示す。コアは硬質で柱状ないし短柱状であり、RQD は 80~100、開口亀裂は 5m 区間に 2 本のみであったが、亀裂表面は若干風化が見られる。ボアホールカメラにより確認された亀裂の走向はボーリング孔に直交し、傾斜は 60~70° の流れ目となっており穿孔方向（ボーリング孔の方向）との交差角が比較的垂直に近く本数も少ないことから、穿孔時に孔曲りに及ぼす影響は小さいと考えられる。

4.2 穿孔試験概要

一般的なドリルジャンボにより長さ 4m 程度穿孔した場合を想定して、孔の直進性に影響を及ぼす原因を把握する。試験状況を図-5 に示す。使用したドリルジャンボは古河ロックドリルの JTH2RS-190EX (2 ブーム 2 ケージ、搭載ドリフタは HD190) であるが、穿孔長 4m を想定してフィード長 4040mm のガイドセルに変更した。ビット径およびロッドは、現場で一般に用いられることが多いφ45 のボタンビットと 32mm の六角ロッドを使用した。穿孔時のドリフタのフィード圧は、現場でのヒアリングに基づき C I 級の岩盤における最大レベルと考えられる 10~12MPa を基本とした。

計測項目を表-2 に示す。ガイドセルの姿勢についてはガイドセル前後にターゲットとなるプリズムを 2 箇所設置し、ガイドセル設置時および穿孔時に自動追尾型のトータルステーションで計測することにより把握した。

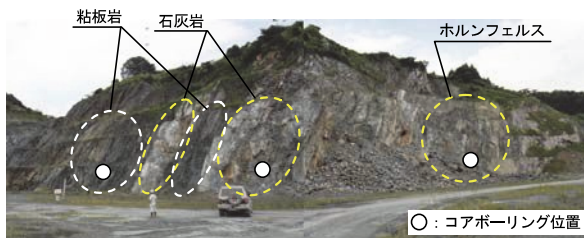


図-4 穿孔試験サイト

表-1 岩石試験結果

	No.1 (ホルンフェルス)	No.2 (石灰岩)	No.3 (粘板岩)
地山等級	CI	CI	CI~CII
密度 (g/cm ³)	2.87 ~ 2.90	2.71 ~ 2.72	2.74 ~ 2.75
一軸圧縮強度 (N/mm ²)	102 ~ 151	42.6 ~ 57.8	21.8 ~ 28.8
Vp (km/s)	6.01 ~ 6.44	5.70 ~ 6.29	5.33 ~ 5.40
開口亀裂頻度 (本/m)	0.4	1.0	0.5
開口量 (mm)	1.0~1.5	1.0~6.0	1.4~4.0



写真-1 コア写真 (No. 1)

1 台のトータルステーションにより 2 点のターゲットを交互に計測したため、各ターゲットの計測ピッチは 5 秒程度となった。孔曲りについては、鉛直角を検知する角速度センサーと水平角（磁北からの方位）を検知する磁気センサーを内蔵した機器を孔内に挿入し、孔の深さ方向に 25cm ピッチで計測した。

試験手順は以下のとおりである。

- i. ドリルジャンボのブームの角度や伸びを調節することで、ガイドセルを所定の位置に移動させる
- ii. ガイドセル下部に装備されているジャッキ（以後、ジャッキ A）を伸ばし、硬質ゴム製のフードパッドを岩盤に押し当て、ガイドセルの位置をトータルステーションで計測する（図-5 参照）
- iii. ガイドセルの位置計測を継続しながら、所定のフィード圧で穿孔を実施する
- iv. 穿孔後、孔曲りを計測する

上記手順のうち、i. ii. については通常の施工と同様の手順である。ジャッキ A の押し付け圧は 20MPa であり、この時点のフードパッドの押し付け荷重は、現地での計測によると 13kN となった。しかしながら現状のドリルジャンボは、穿孔時にこの押し付け圧を維持できる構造になっておらず、ジャッキ A に対する油圧供給バルブを閉じると、油圧は 2MPa 程度まで低下する。このため、後述のように穿孔にあたりフィード圧を作用させるとフードパッドが岩盤から離れてガイドセル先端の拘束が維持されなくなるため、穿孔方向にずれが発生することが明らかになった。

4.3 穿孔試験結果

穿孔試験における水平方向および鉛直方向の孔曲りの

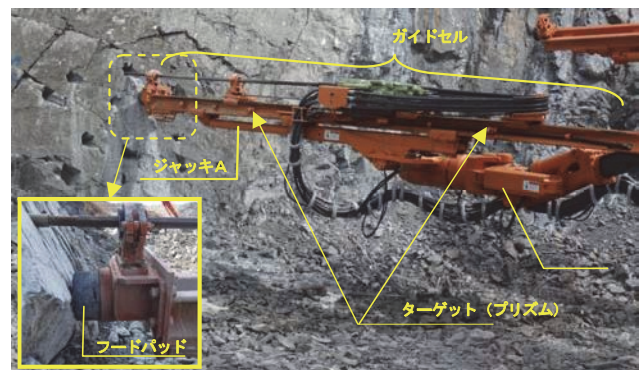


図-5 穿孔試験状況

表-2 計測内容と方法

項目	計測内容	計測方法
穿孔前のガイドセルの設置位置	・ガイドセル前後2箇所の3次元座標	・2箇所にプリズムを設置(図-5) ・自動追尾型トータルステーション
穿孔中のガイドセルの挙動	・ガイドセル前後2箇所の3次元座標	・2箇所にプリズムを設置(図-5) ・自動追尾型トータルステーション
穿孔精度	・孔曲り 孔の鉛直および水平方向の角度(ガイドセル設置方向からのずれに換算)	・角速度および磁気センサーを装備した機器を孔に挿入(デジタルオンライン、DOS-180)

計測結果を図-6、7に示す。穿孔開始直前（前ページ試験手順ii. 終了時）のガイドセルの向きを目標とする穿孔方向とし、孔曲りはその方向からの水平および鉛直方向のずれ量で評価した。岩盤面に向かって右側および上側へのずれ量を+とした。

図-6、7からわかるように、穿孔方向は孔の深さ方向に大きな変化は見られず、孔口付近の穿孔初期の方向が維持されていることがわかる。この結果、変位のずれ量は孔の深部に向かって直線的に増加しており、穿孔途中で孔の大きな曲りは発生していない。

写真-2は、穿孔時のガイドセル前方およびロッドの状況である。現状のドリルジャンボでは、穿孔にあたりビットを岩盤に押し付けるためフィード圧を増加させるとガイドセルが押し戻される。これにより、ガイドセル先端のフードパッドが岩盤面から離れて拘束力がなくなり、上下・左右に移動しやすくなる。穿孔初期にビットが穿孔位置に拘束された状態で、掘削する岩盤面に対するブームとガイドセルの位置関係によってガイドセルが左右あるいは上下に動くため、ロッドが曲がり、目標とする方向に対するズレが生じる。今回の試験では、ブームをドリルジャンボ本体の左側に張り出して岩盤面に直角に穿孔したことからガイドセルは左側に移動しやすい状況となっており、その結果、ロッドは右側に曲がっている。

図-8に、図-6で最も水平方向ずれ量が多いNo.1におけるガイドセル先端の水平方向および鉛直方向の挙動を示す。フィード圧を作用させることでガイドセルが押し戻されて先端の拘束がなくなり、ガイドセルが左側に移動している様子がうかがえる。一方、ブームとガイドセルの位置関係から、ガイドセルの鉛直方向の移動量は小さくなっている。その結果、図-7に示すように、鉛直方向のずれ量は水平方向よりも小さくなっている。

このような状況から、穿孔時にガイドセルの動きを抑えて所定の方向に穿孔を進めることができれば、穿孔の途中で孔曲りが発生することなく、精度良く穿孔することが可能になるものと考えられる。したがって、穿孔時にガイドセル先端を拘束することが穿孔精度向上の重要なポイントであると考えた。

5. 先端固定治具の開発

フィード圧作用時にガイドセル先端の拘束を維持できる装置を考案した。図-9に考案した先端固定治具（以後、治具）を示す。治具の主な構成要素は岩盤と接触する「ツメ」、ツメを均等に岩盤に押し付けるための球座、押し付け荷重を一定に保つための「油圧シリンダ」、球座に支持されたツメをフリーな状態で正面に向けておくための「エアシリンダ」である。

油圧シリンダの最大荷重は50kN、ストロークは75mmであり、ドリルジャンボと独立した油圧ユニットに接続することで、油圧を一定に維持できる。エアシリ

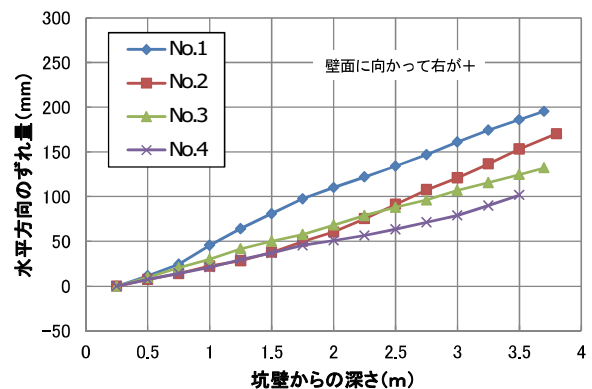


図-6 穿孔試験結果（水平方向ずれ量）

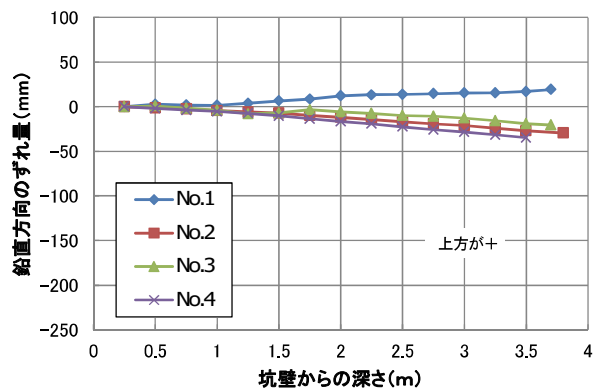


図-7 穿孔試験結果（鉛直方向ずれ量）



写真-2 穿孔時のロッドの状況

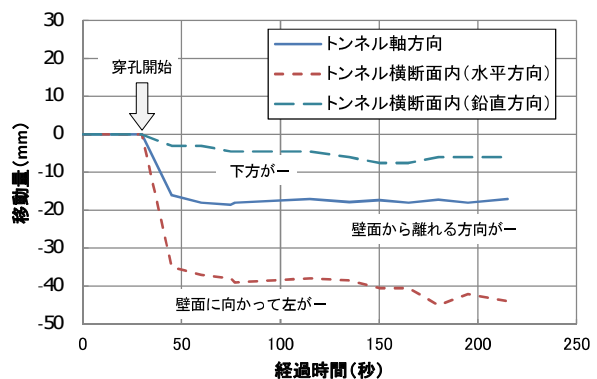


図-8 ガイドセル先端の移動量

シリンダのストロークは 50mm であり、制御圧力 1MPa のコンプレッサに接続している。制御圧力の大きさは、ツメを岩盤に押し付けるまではエアシリンダのストロークが伸びて球座が回転しないように支持し、押し付け時には球座の回転に支障が生じないレベルに設定した。

治具はフードパットを取り外すことで通常のガイドセルに設置できる構造となっており、既に現場で稼働中のドリルジャンボのガイドセルに容易に取り付けることが可能である。写真-3 に治具の設置状況を示す。

6. 先端固定治具を用いた穿孔試験結果

磯の沢地区トンネルにおいて、製作した治具を用いた穿孔試験を実施した。坑口部インバート施工中の切羽が停止している期間に、鏡吹きが施工されている切羽面を穿孔した。

試験状況を図-10 に示す。ドリルジャンボ、ビットおよびロッドは碎石場における穿孔試験（以後、一次試験）と同じものを使用し、治具は右側のガイドセルに設置した（図-10 参照）。地山等級は DIII であり、一次試験サイトよりもかなり悪い状況であったためフィード圧は 5MPa とした。計測項目は一次試験と同様であるが、ブームにもターゲットとなるプリズムを 4 箇所設置し、合計で 6 箇所の変位を自動追尾型のトータルステーションで計測してガイドセルおよびブームの挙動を把握した。孔曲りは一次試験と同じセンサーを用いて孔の深さ方向に 25cm ピッチで計測した。穿孔中のガイドセルの挙動に影響を及ぼすと考えられるブームとガイドセルの角度については、0°、30°、45° の 3 ケースとした。

試験手順は以下のとおりである。

- i. ドリルジャンボのブームの角度や伸びを調節することで、ガイドセルを所定の位置に移動させる
- ii. ガイドセル下部に装備されているジャッキAを伸ばして治具のツメを岩盤に押し当て、ジャッキ圧を 20MPa（ドリルジャンボの最大値）まで上昇させ、ガイドセルおよびブームの位置をトータルステーションで計測する
- iii. ジャッキAの油圧回路を閉じた後（この時油圧は 2MPa 程度に低下する）、治具の油圧シリンダの油圧を 20MPa まで増加させてツメを切羽に押し当て、ガイドセルおよびブームの位置をトータルステーションで計測する
- iv. ガイドセルの位置計測を継続しながら、所定のフィード圧で穿孔を実施する
- v. 穿孔後、孔曲りを計測する。

手順 iii. 以降、油圧シリンダに接続した油圧ユニットの圧力目標値を 20MPa に設定しておくことで、油圧シリンダの油圧を維持できる。また、穿孔時にビットを岩盤に押し付けるためにフィード圧を増加させると、ガイ

ドセルが後方に移動するケースが見られた。これに伴う油圧シリンダの圧力低下に対して、瞬時に油圧を高めてストロークを伸ばしツメの押し付け荷重を回復することで、ガイドセル先端の拘束を維持できる。

穿孔試験における水平および鉛直方向のずれ量の深さ方向の分布を図-11、12 に示す。これらは、ガイドセルが最も移動しやすい、ブームとガイドセルのなす角度が 45° の場合である。水平方向のずれ量は、一次試験では 100~200mm であったのに対し、最大で 30mm 程度であり大幅に低減されている。一方、鉛直方向のず

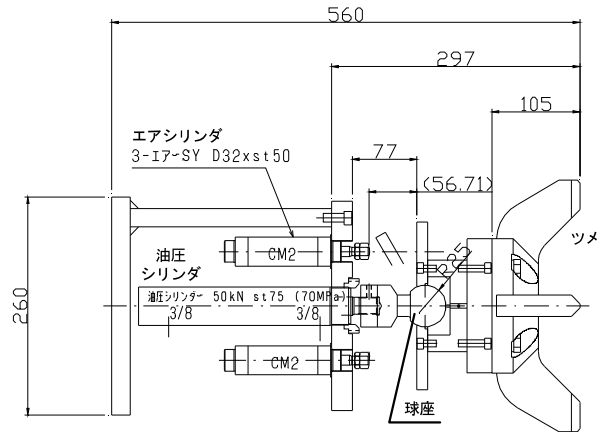


図-9 先端固定治具



写真-3 固定治具設置状況

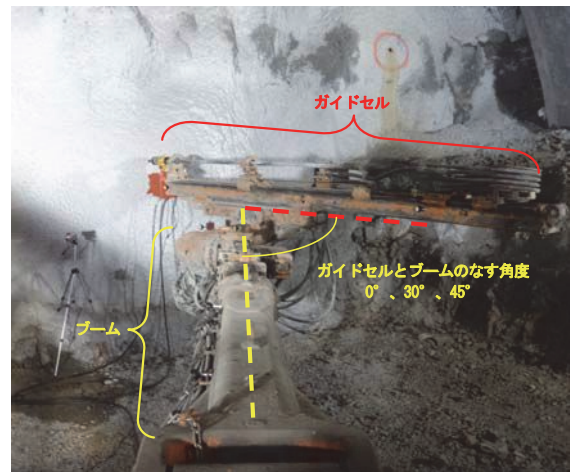


図-10 穿孔試験状況

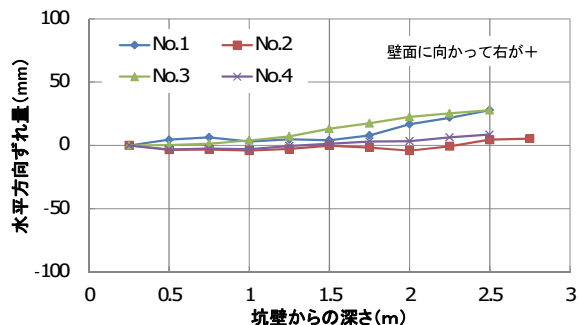


図-11 穿孔試験結果（水平方向ずれ量、角度 45°）

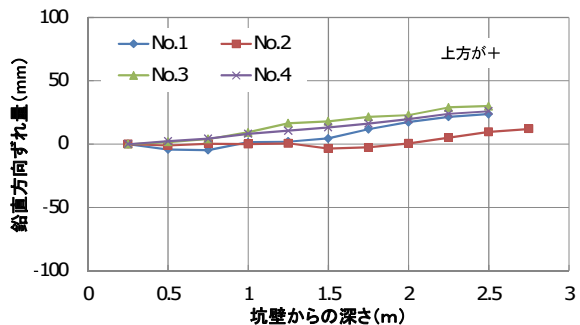


図-12 穿孔試験結果（鉛直方向ずれ量、角度 45°）

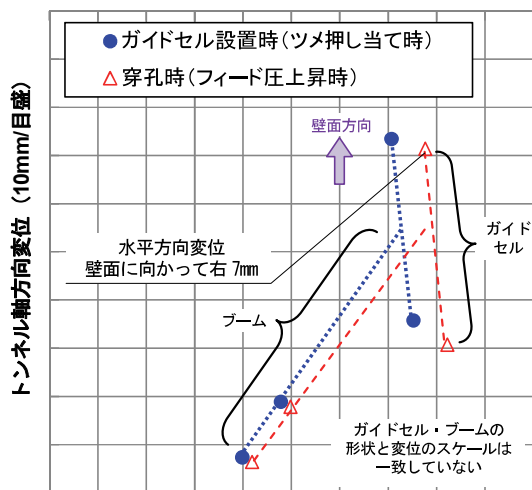


図-13 フィード圧上昇時のガイドセルの水平方向変位（平面図）

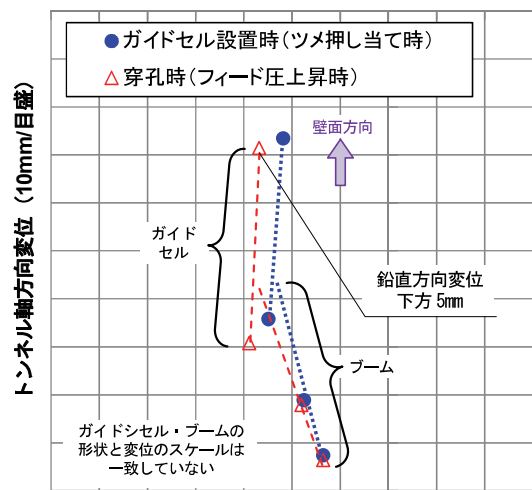


図-14 フィード圧上昇時のガイドセルの鉛直方向変位（縦断面図）

れ量は一次試験と同程度であった。

ずれ量が相対的に大きかった No.1 について、フィード圧の作用にともなうガイドセルの水平および鉛直方向の移動量を図-13、14 に示す。ガイドセル先端の水平方向移動量は 7mm 程度、鉛直方向 5mm 程度であった。水平方向については、一次試験の結果よりも大幅に小さくなっており、この結果が水平方向ずれ量の低減につながっていると考えられる。鉛直方向の移動量は一次試験でも 5mm 程度と小さかったこともあり、治具を用いた場合にも大きな違いは見られず、その結果、鉛直方向のずれ量も同程度となっている。

7. あとがき

穿孔時にガイドセル先端を拘束することが穿孔精度向上の重要なポイントであることを考慮してガイドセル先端固定装置を考案し、それを用いて穿孔試験を実施した。穿孔時のガイドセルの変位は数 mm 程度、孔曲りは 30mm 程度に抑制されており、開発した装置を用いることで、十分な穿孔精度を確保できることを確認した。

今回の開発により確実な芯抜き発破、余掘り量の低減を実現でき、B~C I 級相当の岩盤への長孔発破の適用

が可能となったと考えている。

現在、装置簡略化を図るために球座を固定するためのエアシリンダをばねに変更して、ドリルジャンボの油圧ユニットから油圧シリンダの油を供給できるように改良中である。今後は工場で穿孔性能を確認後、現場のドリルジャンボに装備して実証試験を継続する予定である。

【参考文献】

- 1) 真下 亨、板村雅弘、「全自動油圧ジャンボ」、トンネルと地下、vol.12、No.3、pp.225-229、1981.3
- 2) 原 和利、及川修二、北川 隆、「日本初の全自動コンピュータジャンボによる施工」、トンネルと地下、vol.35、No.1、pp.15-20、2004.1
- 3) 宮原宏史、坂口 武、松生隆司、小笠原光雅、河野興、中川浩二、「自動追尾トータルステーションの活用によるハイブリッド方式削孔誘導装置」、土木学会論文集 F、Vol.65、No.1、pp.32-37、2009.2
- 4) 「発破技術の現状」連載講座小委員会、「発破技術の現状(4)ー発破技術の基本(2)ー」、トンネルと地下、vol.38、No.2、pp.51-52、2007.9
- 5) 石井康夫、西田佑太、中野雅司、坂野良一、「最新発破技術」、森北出版、pp15-23、1985.8

発破掘削時の振動を利用した高精度トンネル切羽前方 探査法の開発

Predicting Geological Conditions Ahead of a Tunnel Face Highly Accurately Using Blasting Vibration Data

塚本耕治* 今泉和俊**

要 旨

トンネル切羽前方の地山状態を予測する TSP 法や HSP 法などの反射法弾性波探査では、切羽近くで計測するため施工を一時中断する必要があること、切羽前方に幅の広い断層破砕帯が存在する場合には実際と予測の反射面位置が大きく異なるなどの問題があった。このようなことから、施工への影響が少なく、事前調査の屈折法探査やトモグラフィ的な解析から求めた地山の弾性波速度を利用して反射面位置の予測精度を向上できる 3 次元トンネル切羽前方探査法を開発した。開発したトンネル切羽前方探査法を地質構造が明らかなトンネル坑口部に適用することにより、従来の方法では予測が難しかった複雑な地質構造の地山や、トンネルが反射面に鋭角で交差する場合でも反射面の位置を精度よく評価することができる。

キーワード：反射法探査、切羽前方探査、発破振動、差分法

1. まえがき

トンネルは地中深くに建設される線状構造物であるため、技術的、経済的な理由からトンネル全長に渡って十分な調査を行うことが難しい状況にある。山岳トンネルの事前調査では、ほとんどの場合に屈折法弾性波探査が行われ、そこで求めた弾性波速度の値に基づいて岩質ごとに地山の状態を大まかに分類し、その分類に対応させて予め用意されている標準設計（標準支保パターン等）を適用して設計を行う。しかし、設計の支保パターンと施工時の支保パターンが異なる場合も多い。

この原因の一つとして、従来の地表から行う弾性波探査では地山深部のトンネル掘削地点まで弾性波が十分に届かないこともあり、探査精度を向上することが難しく弾性波速度を正しく評価できない点が挙げられている。このような場合、施工中にトンネル坑内から行う切羽前方の調査が必要になる。

著者ら¹⁾は、掘削時の発破をトンネルルート上の地表に設置した受振器で計測し、その走時と事前調査の弾性波探査のデータを合わせてトモグラフィ的な解析を行い、切羽前方地山の弾性波速度分布を予測する方法を開発した。弾性波速度分布を精度よく予測するには、受振器の設置数や発振点（発破する位置）の数を増やして波線数を多くする必要があるが、地形条件から必要な受振器を設置することが難しく十分な予測精度を確保できな

いことがある。

このような場合に、トンネル坑内に受振器を設置して切羽前方地山を探索する反射法弾性波探査が有効である。代表的な反射法弾性波探査には TSP 法や HSP 法などがある。しかし、これらの探査法は切羽近くの計測になるため施工を一時中断する必要があること、切羽前方に幅の広い断層破砕帯が存在する場合には実際と予測の反射面位置が大きく異なるなどの問題があった。このようなことから、施工への影響が少ない 3 次元トンネル切羽前方探査法を開発した。開発したトンネル切羽前方探査法には、トンネル坑内のロックボルト頭部に設置した受振器を用いて発破掘削時の振動を自動計測できること、事前調査の屈折法弾性波探査やトモグラフィ的な解析から求めた地山の弾性波速度（以下、 V_p ）を利用して反射面（速度境界面）位置を精度良く予測できるなどの特徴がある。本稿では、開発した探査法の概要、数値解析モデルを用いた探査解析の検証と現場での適用実験の結果について報告する。

2. 発破掘削時の振動を利用した切羽前方探査法

2.1 計測概要

探査の配置を図-1、主な計測機器を表-1に示す。探査は、多点発振—多点受振で行い、切羽後方 45～60m の範囲にある 12 ヶ所のロックボルト頭部に受振器

*技術研究所 **東日本支社

を取り付けて発破振動を計測する。

ロックボルトは、一般的に材質が振動を伝えやすい鉄であることからウェーブガイド（導波棒）としての機能を期待できること、トンネル側壁に新たに削孔して受振器を設置する必要がないことから計測の準備作業を軽減できるなどの利点がある。そのため、受振器の設置は、**図-2**のようにナットに固定加工した受振器をロックボルトに取り付けることにより行った。また、受振器にはロックボルトの軸方向の振動を感度よく計測するため、共振周波数が高い 28Hz の MC 型速度地震計を用いた。また、記録装置は電源が入ると計測ソフトが起動し、事前に設定した計測条件でトリガー待ち状態になる。発破時に発破器からトリガー信号を取り込むと、波形の取り込みを開始し、12kHz のサンプリング周波数で 7 秒間の計測データを収録する。

探査は、トンネル切羽中央部に削孔した探査用の装薬孔に瞬発雷管を使用した少量の爆薬（親ダイ）を挿入しておき、掘削発破時に先行させて発破することにより探査に使用する振動を発生させて行う。

計測した発破振動波形の一例を**図-3**に示す。芯抜き発破の前に瞬発雷管を用いて切羽中央で探査用の小規模な発破を行い、2 段目の芯抜き発破の振動が受振器に到達するまでの振動波形 180ms のうち、切羽前方 100m 程度の地山予測に必要な 100ms の波形データを探査に用いる。10 切羽進行分の発破振動を継続的に収録し、収録データから探査発破の波形データを切り出して、反射法のデータ処理を行う。

2.2 反射法探査のデータ処理

探査終了後、探査装置内のコンピュータに保存した波形データを解析用のコンピュータに転送し、**図-4**に示す手順で波形データ処理を行い、反射波形を抽出する。波形データには、切羽前方の反射面からの反射波の他に、発振点から受振点までの直接波や探査地点後方からの反射波、さらにはノイズ等が含まれている。そのため、データ処理によってこれらを取り除き、反射波を抽出する。この反射波形を用いて、以下のイメージング処理を行い、トンネル切羽前方の反射面の位置を特定する。

2.3 差分法による走時を用いた反射エネルギー評価

イメージング処理には、**図-5**に示すディフラクションスタック法（DS 法）²⁾を用いた。DS 法では、切羽前方および周辺地山を含む 3 次元座標空間に一定間隔で仮想の格子点を設け、発振点から広がった波がその格子点において反射して受振点に戻ると仮定する。1ヶ所の発振点から発生した弾性波がある格子点で反射して受振点に到達する場合、波線理論から地山の V_p に応じて弾性波の伝播経路が求まり、この走時（伝播時間）が発振点から格子点までの走時 (T_S) と受振点から格子点までの走時 (T_R) の合計した走時 (T_S+T_R) として計算できる。この伝播時間から、その格子点に対応する波形トレース

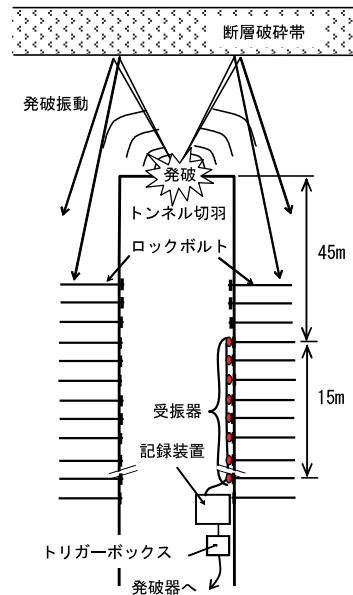


図-1 反射法探査の平面配置

表-1 主な計測機器一覧

機器名称	主な仕様
受振器	可動線輪型 (MC 型) 受振器 共振周波数: 28 (Hz) 感度: 35.4 (V/m/s)
地震波記録装置	入力チャンネル数: 16ch AD 分解能: 24 ビット サンプリング周波数: 12 (kHz)

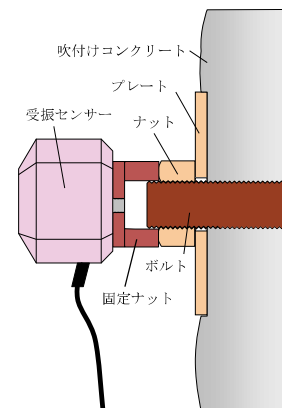


図-2 受振器の設置方法

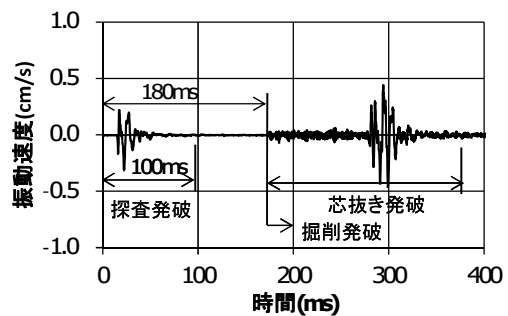


図-3 発破振動波形

上での位置が特定できる。それらの位置での波形振幅（片振幅）を合算した値を無次元化し、反射エネルギー（反射波振幅の 2 乗）を求めて、格子点に与える。もし、ある格子点が実際の反射面に相当すれば、この格子点の反射エネルギーが大きい値を示す。これらの格子点に接する平面を反射面として特定することができる。さらに、反射エネルギーの正負から、境界面前後での物性の変化が分かる。すなわち、反射エネルギーが正の場合には、境界面の前後で物性が硬質から軟質に変化し、負の場合には、軟質から硬質に変化することになる。

従来の方法は、発破した地山区間の V_p のみを用いて反射面の位置を予測するため、切羽前方に V_p の異なる層があると反射面の位置を精度よく求めることができなかった。そこで、屈折法探査やトモグラフィ的解析から得られる地山の V_p を用いて発振点～格子点～受振点の走時を 3 次元の差分法³⁾により計算する。この走時に基づいて DS 法により反射エネルギー分布を求め、反射面位置を予測する。これにより、従来の方法では直線の伝播経路を用いているため、低速度層の層厚が大きくなったり、速度変化が大きくなると予測誤差が増大するのに対し、差分法による走時を用いる方法では速度境界で屈折する伝播経路を考慮できるため、複雑な速度構造でも反射面を精度よく求めることができる。

3. 数値シミュレーションによる探査性能の検証

3.1 目的

数値モデルを用いて差分法による P 波の 3 次元波動伝播現象の数値シミュレーションを行い、計算により求めた波形を用いて反射面を予測し、解析モデルの反射面との比較から、開発した反射法探査の性能を検証する。

3.2 スカラー波動方程式と差分近似

P 波による 3 次元波動伝播現象は、式(1)のスカラー波動方程式で表せる。

$$(1/C^2)\partial^2 U/\partial t^2 = \partial^2 U/\partial x^2 + \partial^2 U/\partial y^2 + \partial^2 U/\partial z^2 \quad (1)$$

ここで、 U は圧力、 C は P 波の V_p である。
また、式(1)を差分近似して、次式を得る。

$$\begin{aligned} (1/C^2)[U(x,y,z,t+\Delta t) - 2U(x,y,z,t) + U(x,y,z,t-\Delta t)]/\Delta t^2 \\ = [U(x+\Delta x,y,z,t) - 2U(x,y,z,t) + U(x-\Delta x,y,z,t)]/\Delta x^2 \\ + [U(x,y+\Delta y,z,t) - 2U(x,y,z,t) + U(x,y-\Delta y,z,t)]/\Delta y^2 \\ + [U(x,y,z+\Delta z,t) - 2U(x,y,z,t) + U(x,y,z-\Delta z,t)]/\Delta z^2 \quad (2) \end{aligned}$$

解析領域内は、 x 方向に $\Delta x = a/L$ 、 y 方向に $\Delta y = b/M$ 、 z 方向に $\Delta z = c/N$ の間隔で格子点に区切られ、離散化される。ただし、 L 、 M 、 N はそれぞれ、 x 方向、 y 方向、 z 方向の分割数である。

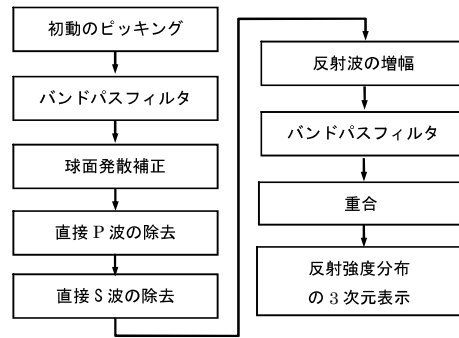


図-4 波形データの処理手順

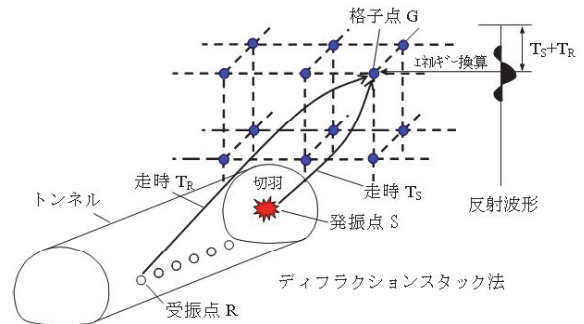


図-5 差分法による走時を用いた反射エネルギー評価法

また、初期条件($t=0$)となる振源には次式の波形を与えた。

$$U(x,y,z,0) = e^{-A((x-x_0)^2 + (y-y_0)^2 + (z-z_0)^2)} \quad (3)$$

ここで、 x_0, y_0, z_0 は振源の座標、 A は波形の形を決めるパラメータで、値が小さくなると波長が長くなる。

3.3 計算モデル

数値計算モデルの地層構造外観図を図-6、反射面とトンネルの位置関係を図-7に示す。計算はトンネル断面方向(x)に 100m、トンネル軸方向(y)に 140m、高さ方向(z)に 100m の範囲を解析領域として、格子点間隔がすべての方向で 1m になるように分割数を決めた。

トンネル周辺の V_p が 4.6km/s である地山に層厚 20m の低速度層 ($V_p=3.0\text{km/s}$) がトンネルの切羽から前方 57m の位置でトンネル断面方向に対して水平方向に 30° 、鉛直方向に 60° の角度で交差する 3 次元モデルを用いた。 V_p 差が発生する速度境界面である反射面のうち、切羽側を第 1 反射面、切羽から離れた反射面を第 2 反射面とする。受振点は、幅員 10m のトンネル側壁に切羽から 15~26m 範囲の 1m 間隔に 12 点とした。また、発振点はトンネル切羽から掘削進行方向に 1~25m 範囲の発破 (1m 間隔) に相当する 25 点とした。計算モデル境界での反射波の発生を抑えるため、モデル境界には透過境界条件を与えた。計算の時間ステップは、探査の計測サンプル時間と同じ $80\mu\text{s}$ とした。この時間ステップは差分計算の安定条件を満足している。

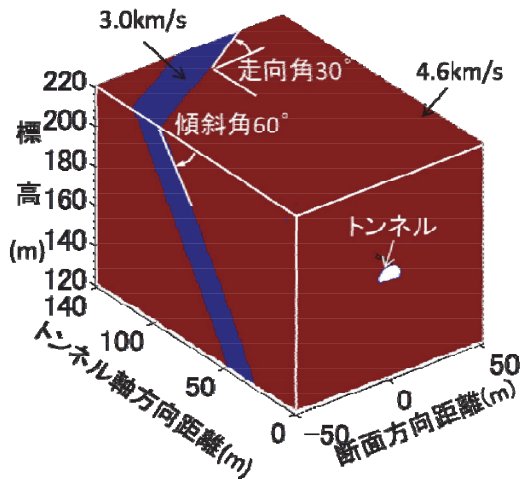


図-6 解析モデルの外観図

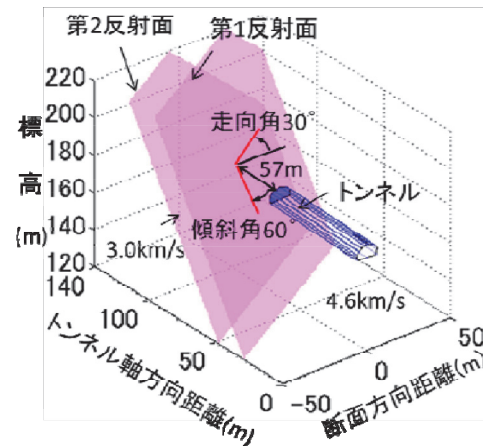


図-7 反射面とトンネル位置の関係

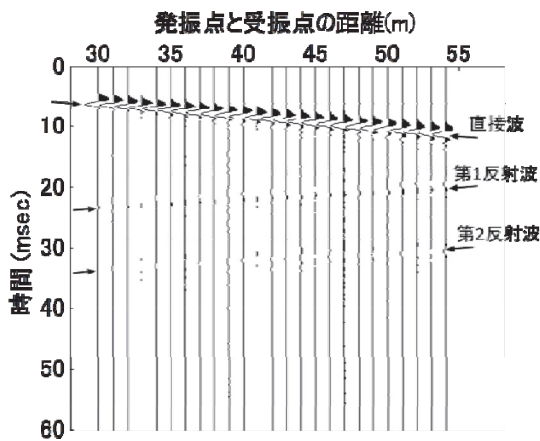


図-8 差分法により計算した波形 (受振点 1)

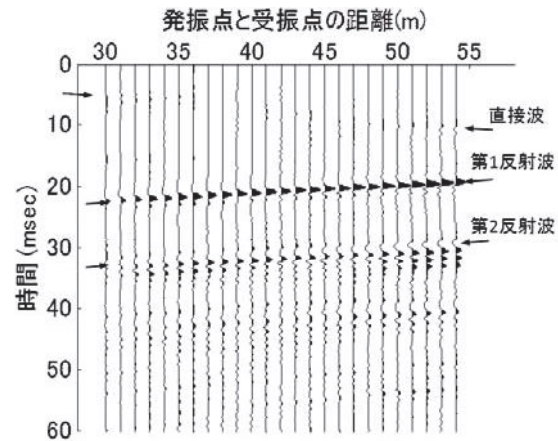


図-9 波形処理後の反射波形 (受振点 1)

3.4 計算波形のデータ処理

波動伝播の数値シミュレーションから求めた発振点に最も近い受振点 1 の計算波形を図-8 に示す。計算波形では、発振点から受振点に直接到達する直接波が確認できるが、切羽前方の反射面からの反射波は距離減衰により振幅が小さくなるため、明瞭に確認できない。

この計算波形を図-4 で示したデータ処理により求めた反射波形を図-9 に示す。直接波が取り除かれ、反射波を明瞭に確認できる。このうち、第1反射波は走時から切羽前方 57m の第1反射面による反射である。一方、第2反射波は直接波と逆位相で伝播しており、第2反射面による反射波である。後続にも振幅が小さい反射波を確認できるが、これらの反射面で重複した反射波であると推察できる。

3.5 反射波のイメージング処理と反射面の特定

計算波形のデータ処理から求めた 120 の反射波形 (12 (受振点数) × 10 (発振点数)) を用いてディフラクションスタック法により 3 次元座標空間に反射エネルギーのイメージング処理を行う。

探査区間の伝播速度である直接波の V_p (=4.6km/s)

を用いて求めた反射エネルギーの評価を図-10 に示す。図中には解析モデルの反射面の位置を示す。切羽に近い V_p が 4.6km/s から 3.0km/s に変化する硬質→軟質の第1反射面の予測では反射エネルギーが大きいプロットが反射面付近に集中して正しい位置に評価している。一方、切羽から離れた V_p が 3.0km/s から 4.6km/s に変化する軟質→硬質の第2反射面の予測では解析モデルで設定した位置から前方に 10.6m 離れた位置にプロットが集中し、20m である低速度層の幅を 30.6m と間違った評価をしている。

切羽前方の弾性波速度 V_p を利用し、差分法による走時を用いて反射エネルギーを求めた結果を図-11 に示す。切羽に近い硬質→軟質に変化する第1反射面の予測では、従来の方法と同じ評価になる。一方で、切羽から離れた軟質→硬質に変化する第2反射面の位置付近にプロットが集中して正しい位置に評価している。

以上から、差分法による走時を用いて反射エネルギーを求める方法では、解析モデルの反射面付近に反射エネルギーが集中し、反射面の位置を精度よく評価できることを確認した。

4. 現場での実証実験

4.1 適用現場と周辺の地質状況

滋賀県内の道路トンネルにおいて現場実験を行った。地質は、古生代ペルム期の北鈴鹿層群を基盤岩とし、火成岩（緑色岩類）・チャート・粘板岩が分布する。

実験は、図-12の地質縦断面図に示す終点側坑口から140m手前のトンネル坑内で行った。図中には、事前の屈折法探査による V_p 分布の結果を示す。坑口部にかけての低土被り部は V_p が4.6km/sの C_M から C_H 級岩盤の上部に2.6km/sおよび、1.0km/sの低速度層が存在する。

トンネルと坑口の地質構造位置の関係からトンネル切羽の位置が切羽前方（トンネル軸方向）の反射面よりも切羽上部の反射面に近い場合、切羽上部からの反射波の影響が大きくなると予想される。そのため、実験ではトンネル上部の反射面と反射エネルギー分布の比較からトンネル切羽前方探査法の性能を検証する。

4.2 波形データ処理

切羽から46.2m離れた受振器で計測した切羽進行10m（探査発破10回）分の波形を図-13に示す。探査発破は爆薬量（200g）を使用して行った。その波形形状は同じであり、発破条件が同じであったことがわかる。なお、初動走時から求まる V_p は4.6km/sであり、屈折法による V_p と一致している。

4.3 探査結果

反射面の評価は、図-14のように空間（100m×160m×140m）を1m間隔で離散化した格子点で反射エネルギーを求める。反射エネルギーは、トンネル中心を通る鉛直断面で評価した。図-15は、従来の方法による反射エネルギーの分布であり、図-16は屈折法弾性波探査の V_p を利用して差分法の走時を用いた反射エネルギーの分布である。暖色になるほど硬質から軟質に変化する反射が強くなり、寒色になるほど軟質から硬質に変化する反射が強いことを表している。図中には、屈折法弾性波探査による速度境界面を重ねている。

従来の解析法による反射エネルギーは、発振点と受振点を焦点とする楕円状に分布しており、速度境界と整合していない。これに対して、差分法の走時を用いた反射エネルギーの分布は、トンネル切羽周辺の地表面、上部速度境界面、下部速度境界面などの反射面と整合する分布になっており、 V_p の異なる地山が存在する場合でも反射面を正しい位置に予測できることがわかる。

この結果、従来の方法では予測が難しかったトンネルが反射面に鋭角で交差する場合でも反射面の位置を精度よく評価できることが可能である。

以上から、開発したトンネル切羽前方探査法が複雑な地質構造で、 V_p が変化する地山においても反射面の予測に有効である。

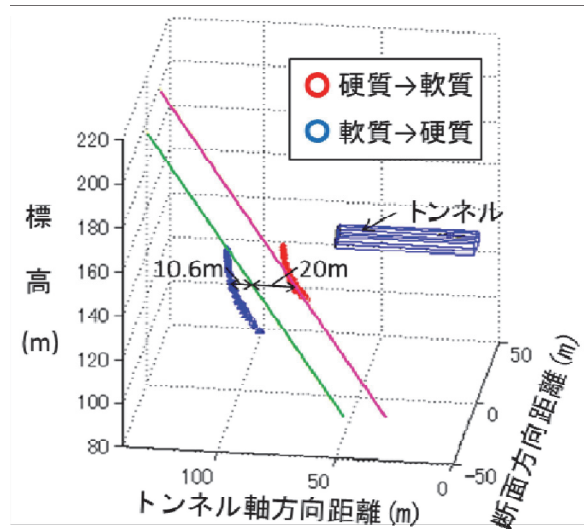


図-10 従来の方法による反射エネルギー評価

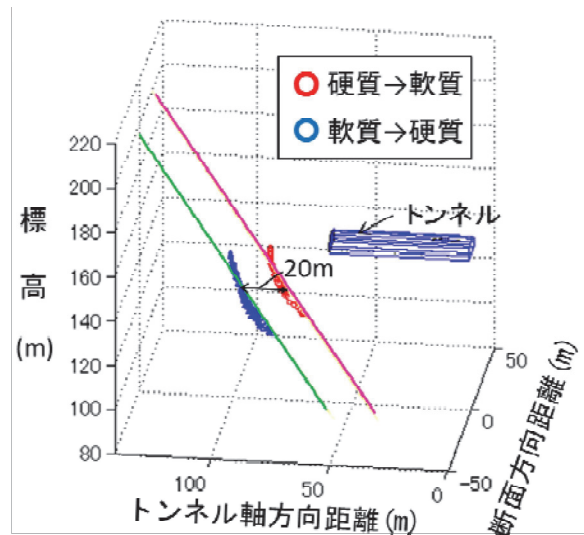


図-11 差分法による走時を用いた反射エネルギー評価

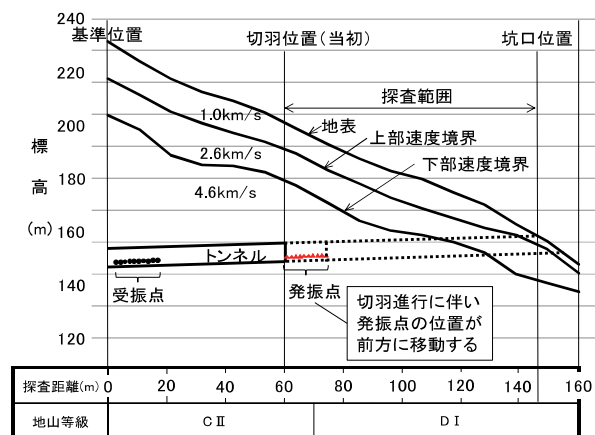


図-12 実験位置と周辺の地質状況

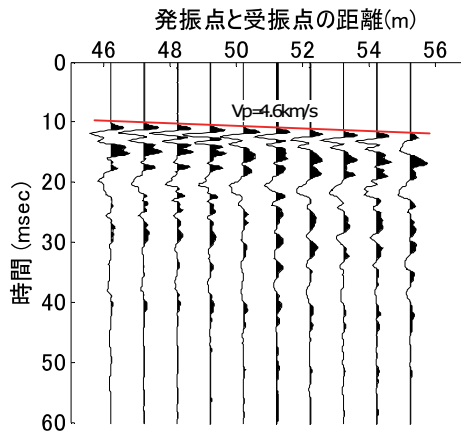


図-13 計測波形

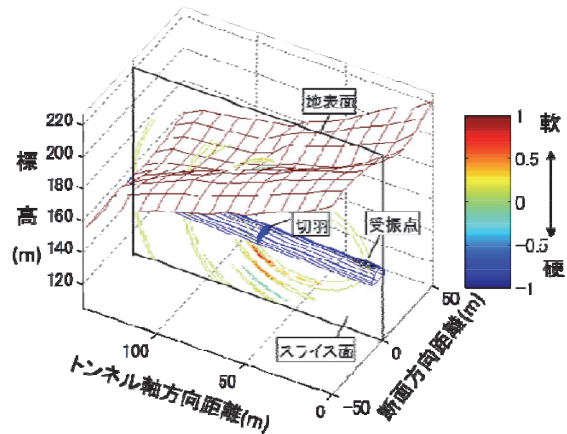


図-14 反射エネルギーの評価断面

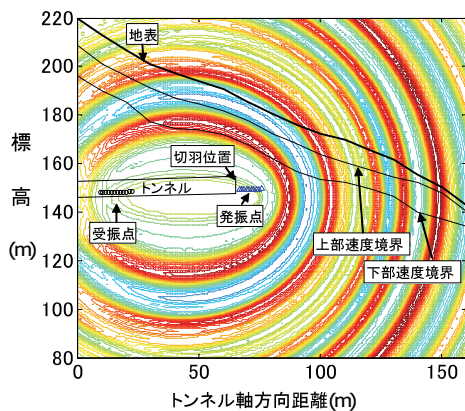


図-15 従来の方法による反射エネルギー分布

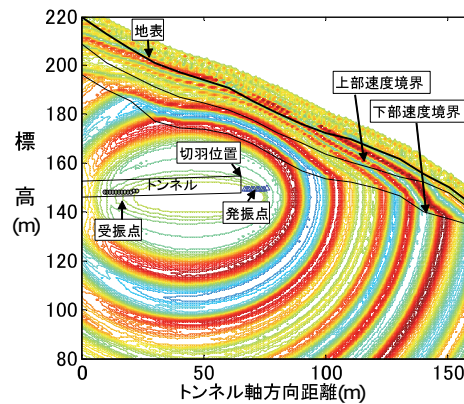


図-16 差分法による走時を用いた反射エネルギー分布

5. 結論

開発したトンネル切羽前方探査法の探査性能を確認するため、数値解析モデルを用いた数値シミュレーションと現場への適用実験を実施し、以下のことを確認した。

- i. 数値解析モデルを用いた数値シミュレーションを行った結果、差分法による走時を用いた反射エネルギーは反射面付近に集中し、反射面の位置を精度よく評価できる
 - ii. 現場の適用実験を行った結果、反射エネルギーはトンネル切羽周辺の地表面、上部速度境界面、下部速度境界面などの反射面と整合する分布になる
- 以上から、従来の探査法では予測することが難しかったトンネルが反射面に鋭角で交差する場合でも切羽前方の反射面の位置を精度よく予測評価できる。

6. あとがき

これまでに、掘削発破の振動を利用して GPS の時刻情報をもとに坑内の発振時刻と地表に設置した受振器の受振時刻から走時を求め、屈折法弾性波探査の計測デー

タと合わせてトモグラフィ解析を行い、切羽前方地山の V_p を求める探査法を開発している。この探査法から求めた V_p を開発した 3 次元トンネル切羽前方探査法に適用することにより、信頼性の高い切羽前方地山の把握が可能になる。今後、現場適用を目指して、さらなる切羽前方地山予測の精度向上に取り組んで行くつもりである。

【参考文献】

- 1) 篠原 茂、塚本耕治、浜田 元、「トモグラフィ的解析手法によるトンネル切羽前方の弾性波速度分布の予測」、トンネル工学報告集、Vol.14、pp.77-82、2004
- 2) 塚本耕治、浜田 元、篠原 茂、寺田道直、「トンネル切羽前方探査における高精度化の検討」、トンネル工学報告集、10、pp.191-196、2000
- 3) J. E. Vidale, Finite-difference calculation of traveltimes in three dimensions、Geophysics、vol.55、No.5、pp.521-526、1990

礫地盤におけるシールド掘進技術の開発と適用事例

— 塑性流動状態管理手法の確立による施工効率の大幅な改善 —

Development and Application of a Shield Tunneling Technology in Gravel Layer

- Greatly Improving Construction Efficiency by Establishing a Plastic Flow Management Method -

山本祐司* 坂田泰章* 上原 尚*

要 旨

礫地盤対応のシールド工事においては、「カッタートルク・推力上昇による掘進速度低下や掘進不能」、「カッタービットやカッターヘッドの摩耗」、「地盤沈下」といった問題が数多く報告されている。今回、礫地盤のシールド工事における上記問題点を解決するために、台北地下鉄空港線 CU02A 工事、および台北地下鉄環状線 CF640 工事におけるシールドの設計（計 10 台）、および施工（計 8.3km）を通して礫地盤対応のシールド掘進技術を開発し適用した。その結果、巨礫を含む礫地盤対応シールドにおいて、泥土の塑性流動状態を適切な水準で維持することによりカッタートルク、およびカッタービット摩耗量を砂シルト層対応シールドの水準にまで引き下げること的成功し、本技術の有効性を確認した。本技術は、礫地盤対応の土圧式シールドにおいて汎用的に応用可能であり、本技術を応用し適用することで、今後の礫地盤シールド工事の生産性を大幅に改善できるものと考え、本技術の適用事例とその効果をここに報告する。

キーワード：礫地盤シールド、塑性流動状態管理、カッタートルク低減、カッタービット摩耗低減、地盤変状抑制

1. まえがき

土圧式シールド工法は、開発後 40 年を経過し、現在まで多くの周辺技術が開発され目覚ましい発展を遂げてきた。その一方で、礫地盤におけるシールド工事においては掘進不能や地盤沈下といった問題が数多く報告されている。

土圧式シールド工法は、塑性流動化した泥土により切羽安定を図ると同時に、塑性流動化した泥土を連続的に排出するという基本原理から成り立っている。このため切削土砂に塑性流動性を持たせることが工法成立の前提である¹⁾。

泥土の塑性流動状態を適切な水準に管理できずに「塑性流動性の悪化」、「面板、チャンバー、スクリュウコンベヤー（以下、「S/C」と略す）における閉塞や噴発」が発生すると、以下のような問題が発生する。

- i. カッタートルクが増大するため、掘進速度を低下させなくてはならず、最終的には掘進不能に陥る
- ii. 切削土砂の滞留によりカッタービットやカッターヘッドの摩耗が著しく進行

iii. 土圧管理が困難になり、陥没等の地盤変状が発生
以上のように、泥土の塑性流動状態は礫地盤において発生する諸問題を解決するために最も重要な管理指標である。しかし、泥土の塑性流動状態は、スランプ試験による計測、目視や手触りによる性状確認、カッタートルク、推力、スクリュートルクなど、複数の指標から管理技術者が経験や主観によって管理している¹⁾。このため、泥土の塑性流動状態を、施工条件に応じて適切な水準に管理するための具体的な管理指標や管理基準の作成が課題とされている¹⁾。特に礫地盤では、砂/シルト/粘土地盤に比べると適切な泥土の塑性流動状態を維持することが難しい。

以上のような現状を踏まえ、台北地下鉄空港線 CU02A 工事（以下、「CU02A 工事」と略す）、および台北地下鉄環状線 CF640 工事（以下、「CF640 工事」と略す）において、礫地盤対応シールド掘進技術を開発した。本報では、これらの技術の実施工への適用事例と、技術の効果について報告する。

*西日本支社土木第4部台北地下鉄環状線 CF640 工事所

2. 礫地盤対応シールドにおける開発技術と適用事例

CU02A 工事、および CF640 工事の諸元を表-1に、礫の堆積状況、および地質調査で確認した巨礫を写真-1に示す。

表-1 CU02A 工事、および CF640 工事の諸元

		CU02A 工事	CF640 工事
セグメント内径		5.6m	5.6m
シールド外径		6.24m	6.24m
シールド台数		8 台	2 台
シールド掘進距離		7,194m	1,058m
うち礫地盤の割合		65%	56%
礫層の地質特性	礫率	65~92%	44~59%
	細粒分率	1~3%	7~8%
	最大礫径	φ1,000mm	φ1,000mm



写真-1

礫の堆積状況、および地質調査で確認した巨礫

また、CU02A 工事、および CF640 工事を通して開発し、実施工に適用した開発技術は図-1に示す①~④である。

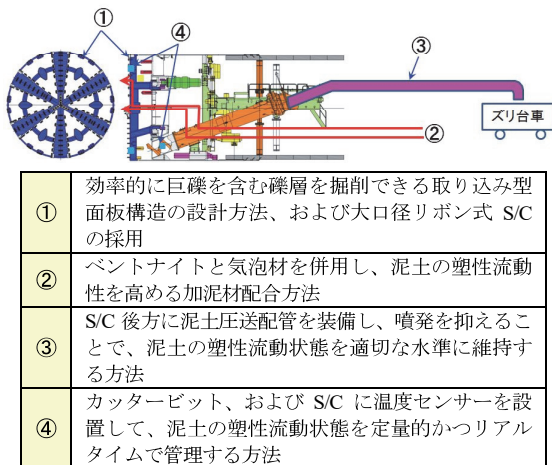


図-1 礫地盤対応シールド掘進技術

2.1 泥土の塑性流動状態を適切な水準で維持する技術

巨礫を含む礫地盤においては、礫破碎を目的としてローラーカッターを多数装備し、かつカッターヘッド通過礫径を制限するために開口率の低い面板型のカッターヘッドを採用していた。しかし、この方式では礫破碎により掘進効率が低く、カッタービット、およびカッターヘッドの摩耗が著しく進行する。

そこで、CU02A 工事においては掘進効率の向上を図

るため、シールド面板構造として先行ビット配置のスポーク型面板を採用し、開口率を高め、最大φ600mmの巨礫を割岩せずにチャンバー内に取り込める構造とした。また、これに伴いφ600mmの巨礫を排出できる外径850mmの大口徑リボン式S/Cを選定した(図-1の①参照)。

しかし、CU02A 工事の施工初期段階において、止水性能が低いリボン式 S/C が原因で土圧保持が困難となり、基準値を超える地盤変状が発生した。このため、土圧を安定保持するために、加泥注入率を絞って泥土の塑性流動性を低下させた結果、カッタートルクが上昇し掘進速度が大幅に低下する問題や、カッタービットの摩耗が異常に進行する問題が発生した。

そこで、泥土の塑性流動性と切羽土圧安定性を両立させるために、S/C 後方に外径600mm、長さ30mの鋼管(以下、「泥土圧送配管」と略す)を設置し、泥土を配管により圧送することで、泥土と配管の摩擦抵抗を増加させ、排土機構の止水性能を強化した(図-1の③参照)。ここで、切羽土圧に対抗するプラグゾーンを形成するために必要な配管の長さLは、圧送負荷計算式 $P = kL + WH$ を用いて次式(1)で表すことができる。

$$L = (P - WH) / k \tag{1}$$

ここで、P: 管理土圧(MPa)

W: 泥土の単位重量(kN/m³)

H: 圧送高さ(m)

k: 管内圧力損失(MPa/m)

この結果、泥土圧送配管の設置により、加泥注入率を上げ、泥土の塑性流動性を高い水準に維持した状態でも土圧保持が可能になった。図-2は、配管の設置前と、設置後の掘進状況を「カッター回転エネルギー」により比較している。

なお、「カッター回転エネルギー」とは、1mの掘進に必要なカッター回転エネルギーのことで、具体的には「カッター回転エネルギー」=「所要カッター電力」×「1m 当たり掘進時間」で表わす。カッター回転エネルギーは、カッタートルクと掘進速度を包括したエネルギー量であり、掘進効率をよりの確に表現できる。

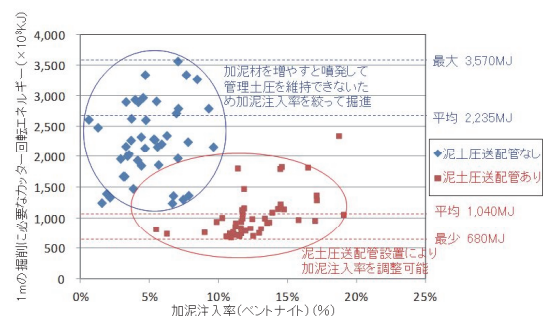


図-2 加泥注入率とカッター回転エネルギーの相関

図-2に示したように、泥土圧送配管の設置前は、噴発を抑えるためにベントナイト加泥注入率を5%程度まで絞り、泥土の塑性流動性を低下させていた。一方、配管の設置後は、注入率を12%程度まで上げ、泥土の塑性流動性を高めることが可能になった。その結果、カッタートルクの低減と掘進速度の向上が実現し、配管の設置前に平均 $2,235 \times 10^3 \text{KJ}$ だったカッター回転エネルギーを1/2以下の $1,040 \times 10^3 \text{KJ}$ にまで低下させることが可能になった。

2.2 排土温度計測による泥土の塑性流動状態管理

泥土圧送配管を設置した後も、泥土の塑性流動状態の悪化に伴いカッタートルクが上昇し、掘進速度が低下する現象が発生した。このため、泥土の塑性流動状態をリアルタイムで定量的に把握し、適切な塑性流動状態を維持する方法を確立することが課題となった。

そこで、塑性流動状態が悪化した際の排土温度が、正常掘進時の排土温度よりも上昇していたことから、排土温度を指標として泥土の塑性流動状態を定量的に把握することが可能であると考えた。

図-3に示すように、掘進速度が設計掘進速度30mm/分以上の正常掘進区間においては、地山温度が23℃の条件下で、排土温度は約8割の区間で32℃未満に抑えられており、34℃以上に上昇することは殆どなかった。

しかし、図-4に示すように、カッタートルクが上昇し、掘進速度が20mm/分以下に低下した掘進不良区間においては、排土温度は約9割の区間で32℃以上に上昇し、約7割の区間で34℃以上に上昇していた。

また、カッタートルクが上昇し掘進速度が20mm/分以下に低下し、排土温度が34℃以上になった掘進不良区間においては、図-5に示すように、泥土の塑性流動状態悪化に直結する以下4つの事象のいずれかが発生していた。

- i. 裏込注入材のチャンバーへの廻り込み (43%)
- ii. エア注入量不足による気泡材の発砲不良 (34%)
- iii. S/C 回転不足による礫の排出不良 (14%)
- iv. 加泥注入率の不足 (9%)

次に、排土温度とカッタービット摩耗の因果関係を明らかにするために、図-6に示すように、カッター累積回転数を、排土温度32℃を基準として排土温度別に集計し、このデータを用いて回帰分析を行なう。

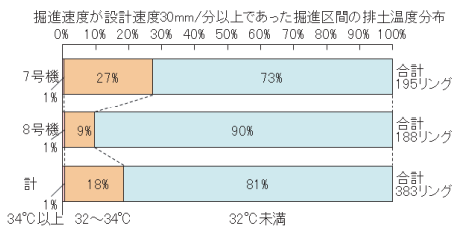


図-3 掘進速度正常時の排土温度分布

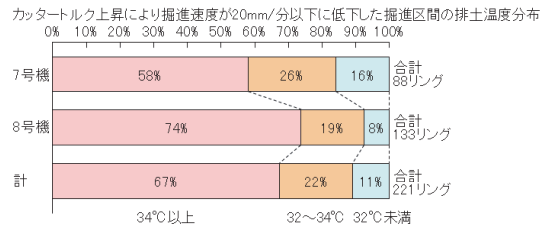


図-4 掘進速度低下時の排土温度分布

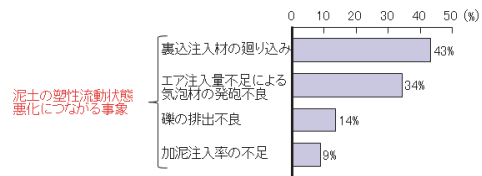


図-5 排土温度が34℃以上になった掘進不良の原因

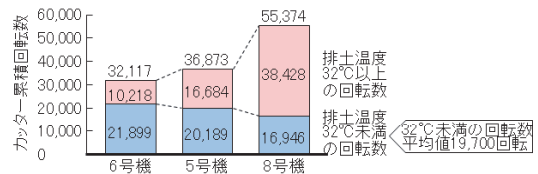


図-6 カッター累積回転数 (排土温度別)

図-7に、カッター累積回転数とカッタービット摩耗量との相関関係を示す。回帰分析より、カッター累積回転数(x)とカッタービット摩耗量(y)の関係は次式(2)の回帰式で表すことができる (回帰分析の決定係数0.99)。

$$y = 0.0005(x - 20,250) \quad (2)$$

回帰分析より、カッター累積回転数とカッタービット摩耗量には高い相関関係があることが確認できる。しかし、図-7に示すように、回帰式(2)のx切片が20,250回転となることから、累積回転数のうち約20,000回転分はカッタービット摩耗に殆ど関与していないことが推定できる。

また、図-6に示したように、掘進が順調であった排土温度32℃未満のカッター累積回転数の平均値は19,700回転であり、上記の20,000回転とはほぼ同数であることから、排土温度32℃未満の掘進においてはカッタービット摩耗が殆ど発生しなかったと推定できる。

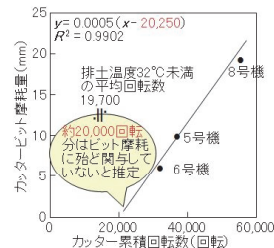


図-7 カッター累積回転数とカッタービット摩耗量の相関

図-8に、排土温度 32℃以上のカッター累積回転数とカッタービット摩耗量との相関関係を示す。回帰分析より、排土温度 32℃以上のカッター累積回転数(x)とカッタービット摩耗量(y)の関係は次式(3)の回帰式で表すことができる(回帰分析の決定係数 0.99)。

$$y = 0.0005x + 1.675 \quad (3)$$

回帰式(3)の y 切片が 1.7mm となることから、排土温度が 32℃未満の掘進時には約 2mm しか摩耗しておらず、カッタービット摩耗の殆どが排土温度 32℃以上の掘進時に発生していたと推定できる。

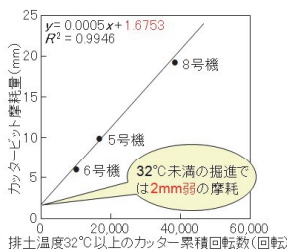


図-8 排土温度 32℃以上のカッター累積回転数とカッタービット摩耗量の相関

以上の解析結果をもとに、カッタービット摩耗量とカッター累積回転数(時系列ではなく排土温度順に並び変えた)の関係を図-9に示す。この図に示すように、排土温度 32℃を境界にしてビット摩耗係数が大きく変化していたと推定できる。つまり、泥土の塑性流動状態が悪化すると、カッタービットの摩耗が促進され、排土温度が 32℃以上に上昇し、逆に泥土の塑性流動状態が良好であればカッタービットの摩耗が大幅に抑制され、排土温度は 32℃未満になっていたと考えられる。このことは、排土温度を計測することで泥土の塑性流動状態を定量的に把握でき、適切な管理基準値を設定できる可能性を示している。

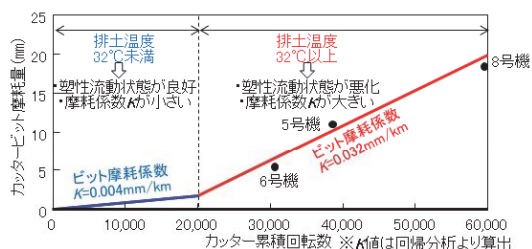


図-9 ビット摩耗係数と排土温度の関係

2.3 塑性流動状態の管理基準の設定

排土温度を指標とする塑性流動状態の管理基準値について分析を行う。正常掘進時において排土温度が上昇する主な原因は、土とカッターヘッドの摩擦熱である。しかし、泥土の塑性流動状態が悪化した際には、切削土砂の取り込み不良により、以下の熱量が土砂に追加供給され、排土温度が上昇すると考えられる(図-10、表-2参照)。

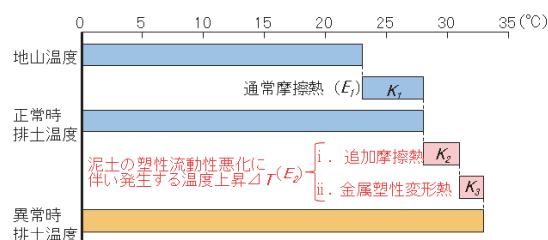


図-10 排土温度上昇要因概念図

表-2 掘進状態による排土温度上昇要因

項目		正常掘進時	異常掘進時
チャンバー土圧	P_0	管理土圧	管理土圧
面板前面土圧	P_f	$P_0 = P_f$	$P_0 < P_f$
P_0 と P_f の差	$P_f - P_0$	0	>0
掘進時摩擦熱	K_1	K_1	K_1
追加摩擦熱	K_2	0	>0
金属塑性変形熱	K_3	小	大

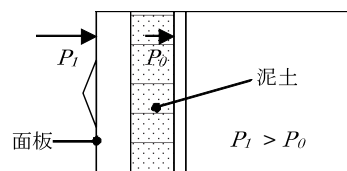


図-11 塑性流動状態悪化時の面板土圧とチャンバー土圧

- i. 面板前面土砂が圧縮され、面板前面土圧 P_f がチャンバー土圧 P_0 より高くなるため増加する摩擦熱
 - ii. 面板前面に滞留した切削土砂によりカッタービットや面板が摩耗するため発生する金属塑性変形熱
- i については、泥土の塑性流動状態が適切に保持されている状態であれば、チャンバー土圧 P_0 =面板前面土圧 P_f の関係にあると考えられるが、泥土の塑性流動状態が悪化すると、面板前面土砂の滞留・圧縮を引き起こし、図-11 に示したように、チャンバー土圧 P_0 <面板前面土圧 P_f の状況が発生する。面板前面土圧がチャンバー土圧より 0.1MPa 以上高くなる事例¹⁾も報告されており、この影響は大きいと考えられる。

ii については、図-12 に示すように、金属摩耗発生時には、摩擦熱の他に金属塑性変形熱と呼ばれる熱が発生することが知られている。また金属摩耗の際に発生するエネルギーの 2/3 が金属のせん断変形に伴う金属塑性変形熱、1/3 が摩擦熱であり、金属塑性変形熱は摩擦熱より大きいとされている²⁾。しかし、切削工学は高速回転の切削現象を扱っており、シールドのような低速回転の切削時に発生する熱量について定量的に評価するためには、実験により発生する熱の割合を把握する必要がある。

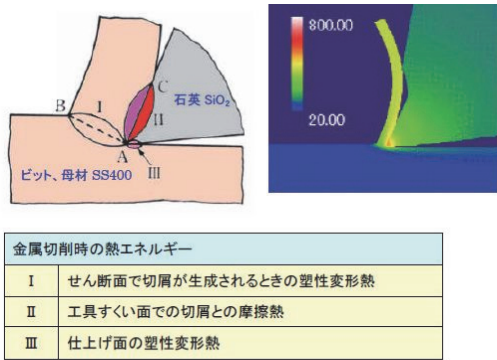


図-12 金属切削時の熱エネルギー
「新版精密工作便覧（精密工学会編集）」より抜粋

カッター面板回転時に発生する摩擦熱による泥土の上昇温度 K_I は熱容量と比熱の式より次式(4)で算出できる。

$$K_I = E_I / (C\gamma V) \quad (4)$$

$$E_I = (1 - \alpha) \int_0^R \{ \mu P (2\pi r)^2 dr \} = \frac{4}{3} (1 - \alpha) \mu \pi^2 R^3 P$$

$$V = \pi R^2 (v/n)$$

ここで、 E_I : カッターが 1 回転する間に発生する摩擦熱(J)

V : カッターが 1 回転する間に取り込まれる土量(m³)

C : 土の比熱(J/kg・K)

γ : 土の密度(kg/m³)

α : 面板開口率

R : カッター半径(m)

μ : 鋼と土の摩擦係数

P : チャンバー土圧(MPa)

v : 掘進速度(m/分)

n : カッター回転数(rpm)

CU02A 工事において通常の摩擦熱による排土温度の上昇 K_I は式(4)より 5K となり、地山温度の実測値が 23℃であることから、この摩擦熱により排土温度は理論上 28℃になる（管理土圧 $P=0.15\text{MPa}$ 、掘進速度 $v=0.025\text{m/分}$ ）。しかし、実際には前述したように、泥土の塑性流動状態が悪化した際に排土温度は 32℃以上に上昇している。このことから、泥土の塑性流動状態が悪化した際には通常の摩擦熱以外のエネルギーが発生し、排土温度を上昇させていたと考えられる。排土の温度を 28℃から 32℃に ΔT ($32^\circ\text{C}-28^\circ\text{C}=4\text{K}$) 上昇させるために必要なエネルギー E_2 は、次式(5)で表すことができる。

$$E_2 = C\gamma V \Delta T \quad (5)$$

この熱エネルギー E_2 が、泥土の塑性流動状態悪化により追加的に土砂に供給される熱量であると考えられる。

式(4)、および式(5)より $E_I=12.0 \times 10^3 \text{KJ}$ 、 $E_2=14.6 \times 10^3 \text{KJ}$ となり、塑性流動状態が悪化した際に土砂に供給された熱エネルギー(E_I+E_2)は通常の摩擦熱(E_I)の約 2 倍であったことが分かる。

以上のことから、泥土の塑性流動状態の悪化により、カッタートルクが上昇し、カッタービットの摩耗が促進されている際に土砂に供給されている熱量(E_I+E_2)が、通常の摩擦熱(E_I)の 2 倍以上であると仮定すれば、塑性流動状態の悪化を示す基準温度 T_2 は次式(6)で表わすことができる。

$$T_2 = T_0 + \beta E_I / (C\gamma V) \quad (6)$$

β 値=2 (CU02A 工事の実績値)

ここで、 T_0 :地山温度 (℃)

式(6)によると、次節で報告する CF640 工事における基準温度 T_2 は 31.8℃となる（管理土圧 $P=0.09\text{MPa}$ 、設計掘進速度 $v=0.030\text{m/分}$ 、地山温度実測値 $T_0=27.8^\circ\text{C}$ ）。この基準温度は泥土の塑性流動状態が悪化した際に観測された温度とほぼ同じであり、基準値の設定がこのケースにおいては適切であったことが示された。

以上の分析から、排土温度は塑性流動状態の適切な基準を表すことができ、塑性流動状態を評価する指標となり得ることが判明した。ただし、式(6)で今回採用した β 値に関しては、今後掘進データを蓄積することで精度を高めていく必要がある。

2.4 泥土の塑性流動状態管理の適用事例

CF640 工事では、泥土の塑性流動状態が悪化した際に発生する熱量を検知するために、S/C に温度計を設置して排土温度を計測するとともに、図-13 に示すようにカッタービットに温度センサーを設置し、リアルタイムでビット温度を計測できるシステムを導入した。

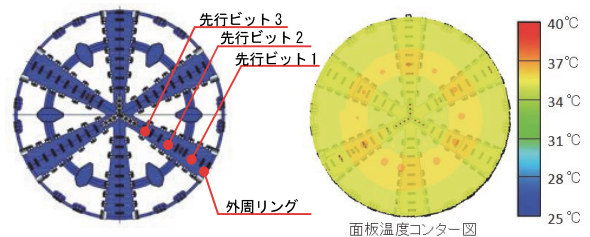


図-13 面板温度監視システム

図-14 は、1 号機の初期掘進データである。縦軸のカッタービット温度は、図-13 に示す先行ビット 1 の温度を表している。

特に 20~30 リングの掘進では泥土の塑性流動状態が非常に良好で、平均掘進速度は 46mm/分、平均カッタートルクは装備トルクの 47% (α 値 10.6 kN/m²)、カッター回転エネルギーは非常に低い水準であり、排土

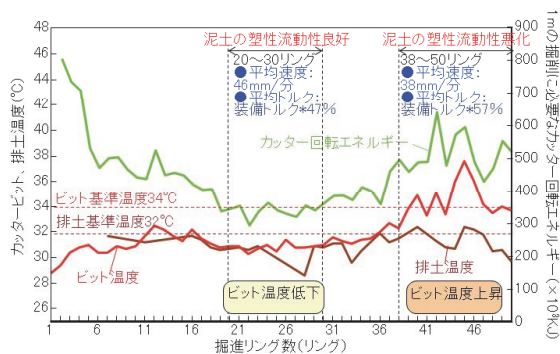


図-14 CF640 工事 1号機初期掘進データ

温度、ビット温度も低い水準で推移していた。しかし、38～50 リングの掘進にかけて、泥土の塑性流動状態が悪化した結果、平均掘進速度が 38mm/分に低下、平均カッタートルクも装備トルクの 57% (α 値 12.8 kN/m²) に上昇、カッター回転エネルギーが上昇し、排土温度、およびビット温度がそれぞれ 32℃、34℃以上に上昇した。また、この際に観測された排土温度 32℃という値は、前節で提示した計算式から算出される理論上の基準温度とおよそ合致していることが確認できた。

さらに、表-3に示すように、排土温度やビット温度は、カッタートルクや掘進速度よりもカッター回転エネルギーとの相関が高いことが分かった。また、同じく表-3に示すように、排土温度やビット温度とカッター回転エネルギーには相関があり、この相関は排土温度よりビット温度の方が高いことも分かった。以上のことから、カッタートルクや掘進速度よりも掘進状態を精度よく評価できるカッター回転エネルギーの変動傾向をビット温度計測により、正確に把握できることが確認できた。

表-3 各種係数の相関係数

相関係数 (左は1号機、 右は2号機)	カッター トルク	カッター 回転数	掘進速度	カッター 回転エネ ルギー
排土温度 (手動計測)	0.06/0.36	0.15/0.40	0.39/0.37	0.30/0.64
ビット温度 (自動計測)	0.59/0.40	0.56/0.67	0.58/0.61	0.79/0.87

また、図-15に示すように、適切な加泥注入率により泥土の塑性流動状態を適切な水準で保持すれば、カッター回転エネルギーを低い水準で抑えることができ、適切なベントナイト加泥注入率は 11%程度であることが分かった (ベントナイト 5%溶液を使用)。

以上のことから、2号機の初期掘進では、ベントナイト加泥注入率を 11%程度で管理した。さらに、図-16に示すように、排土温度が 32℃、ビット温度が 34℃以上になった際には、掘進停止中に攪拌棒から気泡材を注入しながらカッターを回転し、チャンバー内の泥土を攪拌する操作を速やかに実施し、泥土の塑性流動状態を改

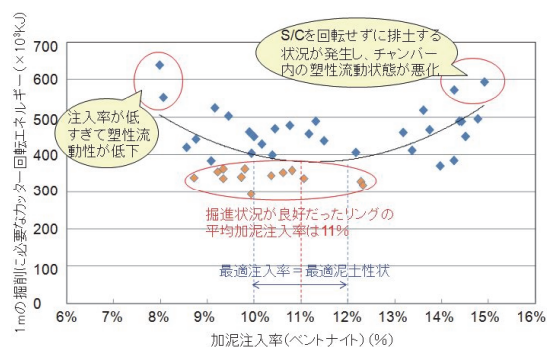


図-15 加泥注入率とカッター回転エネルギーの相関

善する操作を速やかに実施し、泥土の塑性流動状態を改善するという管理基準を設定した。

この管理基準を2号機の初期掘進に適用し、実際に運用した結果を図-17に示す。11 リング目の掘進中に泥土の塑性流動状態が悪化した結果、排土温度が 32℃、ビット温度が 34℃以上に上昇した。このため、管理基準に従い、掘進停止中に気泡材をチャンパー攪拌棒から注入し、チャンパー内泥土を攪拌する操作を継続的に実施した。この結果、泥土の塑性流動状態が適切な水準に戻り、カッター回転エネルギーが大幅に低下し、その後初期掘進が完了するまで排土温度、ビット温度がそれぞれ 32℃、34℃以上に上昇することはなかった。

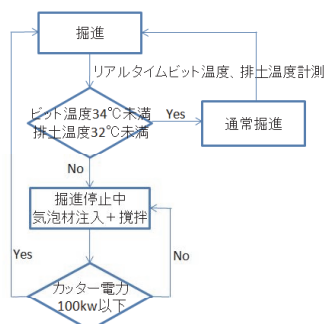


図-16 塑性流動状態リアルタイム管理システムの概要

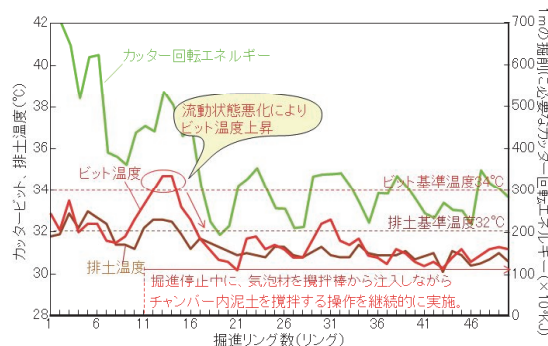


図-17 CF640 工事 2号機 初期掘進データ

このように、排土温度やビット温度をリアルタイムで監視することで、従来の管理手法では把握できなかった

泥土の塑性流動状態の変化をリアルタイムで検知することができるようになった。このため、僅かな塑性流動状態の悪化に対しても、加泥注入率の調整や注入位置の変更等の迅速な対応が可能となり、泥土の塑性流動状態を施工条件に対し最も適切な水準で維持することが可能になった。

また、ビット温度計測により切羽面板の温度変化をコンター図により可視化するシステムを開発し装備した。

図-18は、1号機において泥土の塑性流動状態が悪化した45リング掘進時の面板温度コンター図と、2号機において泥土の塑性流動状態が良好であった45リング掘進時の面板温度コンター図を比較したものである。

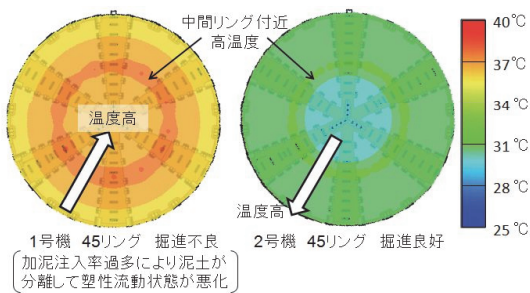


図-18 面板温度コンター図

図-18の2号機のように、泥土の塑性流動状態が良好であれば面板温度は低く、外周にいくほど温度が上昇していることが分かる。一方、図-18の1号機のように、泥土の塑性流動状態が悪化した際には面板温度が上昇し、泥土の塑性流動状態が悪化している内側ほど温度が上昇していることが分かる。また、左右両図より中間リング付近の塑性流動状態が悪化していることも確認できる。

以上のように、ビット温度は設置付近の泥土の塑性流動状態に敏感に反応するため、本技術により切羽細部にわたる塑性流動化状況を可視化することができる。このため、本技術は大断面シールドのようにチャンパーの場所により塑性流動状態にバラつきが出やすいシールド工事において、泥土の塑性流動状態を管理する際に有効である。今後、カッター面板温度センサーと加泥注入システムを連動させて自動制御化すれば、切羽全体の流動性を常に良好に維持でき、大幅な掘進効率の向上に繋がると考えている。

3. 開発した礫地盤対応シールド掘進技術の効果確認

図-1に示した①～④の礫地盤対応シールド掘進技術を適用したCF640工事の2号機の初期掘進データを図-19に示す。特に2号機の掘進においては、排土温度、およびビット温度を指標とした泥土の塑性流動状態監視を強化し、設定した管理基準値により、泥土の塑性流動

状態を適切な水準に維持する管理を強化した。この結果、泥土の塑性流動状態を適切な水準に維持することが可能になり、設計掘進速度30mm/分に対して実績の平均掘進速度は46mm/分、装備カッタートルク5,470kN・m(α値22.5kN/m²)に対して実績トルクは1/2以下の2,511kN・m(α値10.3kN/m²)と砂シルト層並みに低いカッタートルクで施工することができた。

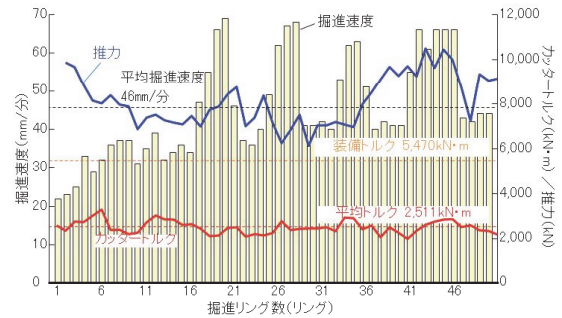


図-19 CF640 工事 2号機 初期掘進データ

また、表-4、写真-2に215m掘進地点における2号機のカッタービット点検結果、および点検状況を示す。図-20に示す通り、面板最外周に設置したカッタービットの実績平均摩耗量は、設計摩耗量15.8mmに対して1.7mmと、約10%に抑えることができた。実績から計算されるビット摩耗係数は $K=0.015\text{mm/km}$ となり、砂シルト層におけるビット摩耗係数と同水準にまで、カッタービット摩耗を低減できた。また、泥土圧送配管をS/C後方に設置することで、泥土の塑性流動状態を適切な水準に維持し、S/Cからの噴發現象を防ぎ切羽土圧を安定維持することができた。この結果、礫地盤掘削区間における路線上層別沈下計の沈下量は、特記仕様書規定値11mmに対して、最大で3.5mmとなり、礫地盤掘削において懸念される地盤変状を抑制できた。

表-4 カッタービット点検結果

No	摩耗量	No	摩耗量
1	2mm	7	1mm
2	2mm	8	0.5mm
3	2mm	9	1mm
4	1mm	10	1mm
5	2mm	11	1mm
6	1mm	12	1mm
平均摩耗量		1.7mm	



写真-2 ビット点検状況

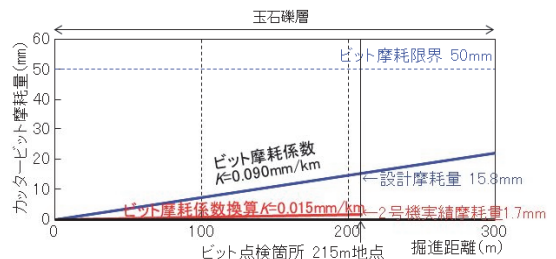


図-20 CF640 工事 2号機カッタービット摩耗測定結果

開発した礫地盤対応シールド掘進技術を、実施工に適用した結果、分かったことを以下に示す。

- i. 排土温度やビット温度を指標として泥土の塑性流動状態を定量的に把握することが可能
- ii. 泥土の塑性流動状態の管理基準値を設定することが可能
- iii. 排土温度やビット温度による塑性流動状態管理手法を導入することにより、適切な塑性流動状態を維持することが可能であり、適切な塑性流動状態を維持すれば、礫地盤であってもカッタートルクやカッタービット摩耗量を砂シルト地盤の水準に抑えることが可能
- iv. 適切な塑性流動性を維持することで、切羽土圧を安定維持することができ、地盤変状を抑制することが可能

4. あとがき

今回開発した技術を実施工に適用した結果、掘進効率の大幅な改善を実現し、開発技術の有効性を確認することができた。

本技術は、礫率が高い上に巨礫を含む礫地盤という過酷な地質条件において確立した技術である。しかし、泥土の塑性流動状態がカッタートルク、カッタービット摩耗、地盤変状に大きな影響を与えるという点は、どのような礫地盤においても重要な点であり、今回報告した技術は、礫地盤のシールド工事に広く応用可能であり、礫地盤対応シールド工事の生産性改善に大きく寄与できるものと考えている。今後、開発技術の適用事例を増やすことで掘進データを蓄積し、種々のシールド径、土質条件においても技術を適用できるよう、さらなる技術の向上と管理基準の精度向上を図って行きたいと考えている。

最後に、本技術を開発し適用する過程において多くの方々のご支援を頂いた。また、本報告の作成に当たっては多くの方々から有益な示唆を頂いた。この場を借りて心より謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 足立紀尚、小山幸則、加島 豊、須賀 武、高田正治、木村 宏、「土圧式シールド工法 その理論と応用」、鹿島出版会、p.2、p.23、pp.37-38、pp.69-71、p.86、2009
- 2) E.G.Thomsen、J.T.Lapsley、R.C.Grassi、日本機械学会誌、「金属切削間工作物によって吸収される変形仕事」、Vol.75、No.4、pp.591-603、1953

低流速パイプクーリングの実験と解析的検証

－鉛直パイプクーリングへの適用－

Experimental and Numerical Analyses of Low-velocity Pipe Cooling

- Application to Vertical Pipe Cooling -

東 邦和* 森田修二**

要 旨

コンクリートの温度ひび割れ対策の一つであるパイプクーリングは、ひび割れ指数を確実に大きくでき、対策効果の大きい工法である。近年、適用の多い鉛直パイプクーリングを対象として、低流速パイプクーリングの実大室内実験を行い、熱交換率設定のための通水量と熱伝達率の関係を求めた。また、汎用構造解析コード“FEAST”にパイプ延長方向の水温変化を考慮できる機能を構築し、これにより実験結果を精度よく表すことができた。さらに、鉛直パイプクーリングの現場適用時のデータと、構築した手法による解析結果の比較から解析精度を検証した。これにより、低流速パイプクーリングに適用できる、クーリング水温のパイプ延長方向の変化や、熱伝達率のモデル化を可能にし、効果的なクーリング計画を行うための解析手法が得られた。

キーワード：鉛直パイプクーリング、温度応力解析、熱伝達率、マスコンクリート、ひび割れ

1. まえがき

パイプクーリングは、コンクリート構造物の温度ひび割れ対策として、従来から大規模なコンクリート構造物、例えばコンクリートダムや大型橋脚基礎に適用されてきた。近年は、一般のマスコンクリート構造物にもパイプクーリングの適用が増加してきている。パイプクーリングは、初期材齢におけるコンクリート内部の最高温度を下げ、内外の温度差を小さくすることで、ひび割れ低減を目的とする工法である¹⁾。一方、パイプクーリング適用時における熱伝達率などの特性は、十分には明らかになっていない。通常、水平パイプクーリングで使用されるパイプは、 $\phi 25\text{mm}$ 程度の薄肉鋼管が用いられ、流速 $20\sim 60\text{cm/s}$ の例が多く、これらは研究事例がある²⁾、³⁾。しかし、近年多用される鉛直パイプクーリング ($\phi 60\text{mm}$ 程度) は、 $1\sim 18\text{cm/s}$ と低流速であり、現場計測データを基にした研究事例が数例あるのみである。

そこで、低流速で使用されるパイプクーリングを対象に、室内実験によりクーリングの特性を検証し、クーリング水温の変化を考慮した簡易な解析手法を構築した。さらに、現場実験データと解析結果を比較して精度を検証したので、それらの結果を報告する。この成果によって、クーリング水温のパイプ延長方向の変化や、熱伝達率のモデル化を可能にし、クーリングパイプの適切な配置などの効果的なクーリング計画を行うことができる。

2. パイプクーリングの実験

2.1 パイプクーリング室内実験

a. 実験概要

低流速パイプクーリングの熱交換の設定において、通水量と熱伝達率の関係を求めるための実大室内実験を実施した。また、汎用構造解析コード“FEAST” (奥村組・JIP テクノサイエンス) に対して、クーリング水温のパイプ延長方向の変化を考慮する解析機能の拡充を行った。

パイプクーリング試験体を写真-1に示す。鉛直パイプクーリングでは、通常、 $\phi 60\text{mm}$ 程度のスパイラルシース管が用いられ、パイプの上部から供給ホースを底部まで差し込んで、水を流出させて用いる。本試験体は、鉛直パイプクーリングを模擬しているが、長さを確保するために水平に設置している。

使用材料と配合を表-1に示す。

表-1 使用材料と配合

セメント	高炉セメント B 種、密度 3.04g/cm^3
細骨材	陸砂：茨城県行方市産 砕砂：栃木県佐野市会沢産
粗骨材	砕石：茨城県つくば市産 Gmax20mm
混和剤	AE 減水剤遅延形 I 種
配合	SL 12cm、W/B 54.5% 単位セメント量 306kg/m^3

*技術研究所 **西日本支社土木技術部

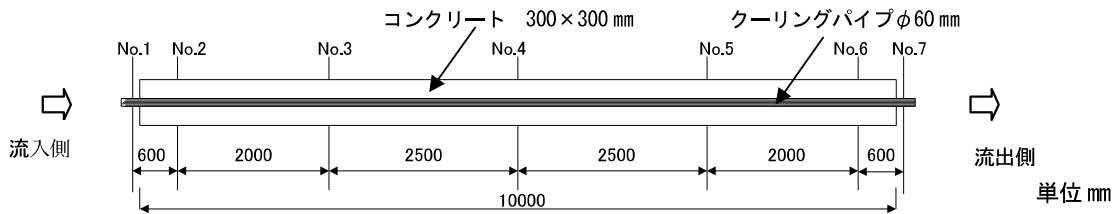
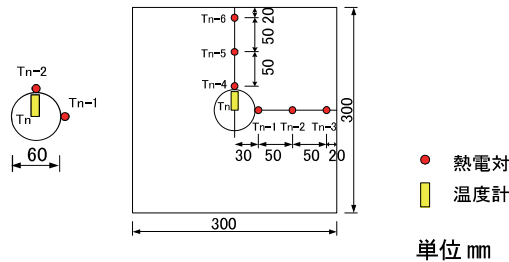


図-1 試験体 (No.1~No.7:計測器設置位置)



No.1、7 No.2、3、4、5、6
図-2 計測断面の計測器設置位置

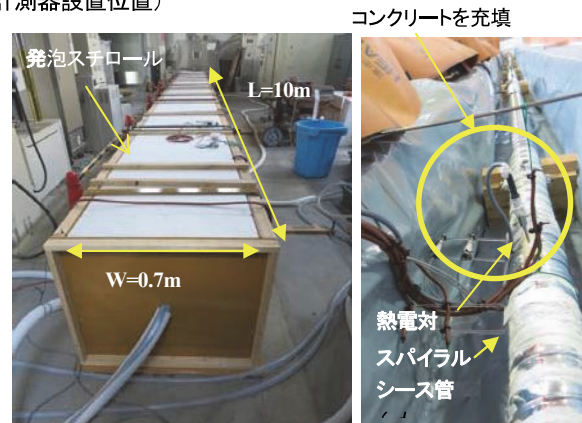


写真-1
パイプクーリング試験体

写真-2
計測器と取付状況

b. 試験体と計測項目

計測器と取付状況を写真-2に示す。試験体は、300mm×300mm×10m の大きさであり、断面中心にスパイラルシース管を設置した。計測位置 No.1~No.7 に、温度計を設置している。試験体計測器設置位置を図-1に示す。それぞれの計測断面の計測器位置を図-2に示す。試験体は 28 日養生後、コンクリート周囲に設置した電熱シートで加温した。電熱シートは、設定温度を制御装置により管理し、ヒーター温度 60℃設定で加温した場合、試験体の No.2~No.6 の各計測断面での温度の差は約 2℃以内である。加温時のパイプ内水は満管状態であり、加温終了時の各断面の水温は約 55℃で一定である。したがって、コンクリート中は、外側のヒーターから、パイプ中の水温まで温度勾配をもって加温されている。

クーリング水は、養生水槽の水温 19.5~20.5℃の水を用い、1 インチの水中ポンプで通水した。通水量に対して、水槽は十分な容量がある。通水は No.1 側から流入させているが、逆方向から流入させても同様の温度測定結果を得ている。

c. 実験ケース

実験ケースを表-2に示す。最高温度設定は、60℃とした。クーリング時のヒーティングとは、電熱シートでコンクリート加熱しながら、クーリングを行うことである。これにより、コンクリート断面内では温度が定常状態になり、より正確な熱伝達率が算定される。

流量は、2~30 L/min の 6 水準に設定した。実際に鉛直パイプクーリングとして適用される場合の、流量範囲を選定している。この場合に、流速は 1.2~17.7cm/s の範囲となる。

本試験体は、水平にパイプを配置しており、水平に

表-2 実験ケース

ケース No.	設定最高温度 (°C)	クーリング時の電熱ヒーティング	流量 (L/min)	流速 (cm/s)
1-1	60	無し	30	17.7
1-2			20	11.8
1-3			10	5.9
1-4			5	2.9
1-5			3	1.77
1-6			2	1.2
2-1	60	有り	30	17.7
2-2			20	11.8
2-3			10	5.9
2-4			5	2.9
2-5			3	1.77
2-6			2	1.2

クーリング水を流す場合の流量と管内の上下の温度分布については、別途試験体で測定している。5L/min 以下の流速では、上下方向に水温分布が発生することから、熱伝達率の同定に際して、上部と中央部の温度差を考慮することによって、同じ熱伝達率が得られることを確認している。10L/min 以上の流速においては、管内の上下の温度分布は生じていない。

2.2 実験結果

a. 測定結果

クーリング水の水量は、流量計で管理している。ケース 1-1 の流量の測定結果を図-3に示す。流量はバルブで設定し、通水中の変動はない。

ケース 1-1、流量 30L/min のパイプ流水の水温を図-

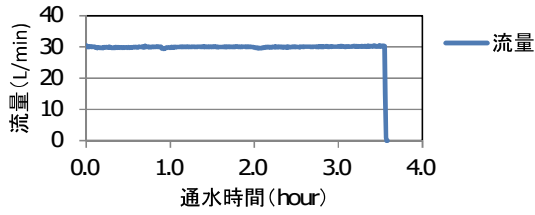


図-3 流量測定結果 (ケース 1-1、流量 30L/min)

4に示す。本ケースでは、クーリング開始前に、電熱シートでの加温を停止している。温度計 No.1~No.7でパイプ中の流水温度は上昇しており、通水開始から3.5時間経過後の No.1 と No.7 の温度差は約 1.5~1.1℃である。中央計測断面 No.4 の計測点 T4-1~T4-6 のコンクリート温度の変化を図-5に示す。パイプに貼りつけた T4-1 と T4-4 では、上部に位置する T4-4 の方が温度が高いが、パイプから 50mm 離れた T4-2 と T4-5 では 57℃から 38℃に低下し、パイプから 100mm 離れた T4-3 と T4-6 では、57℃から 42℃に温度が低下している。

ケース 2-4、流量 5L/min のパイプ流水の水温を図-6に示す。本ケースでは、クーリング中も電熱シートによる加温を継続している。8時間の測定中に温度計 No.1~No.7 でのパイプ中の流水温度はそれぞれ一定しており、温度分布は定常状態になっている。流量が小さいことから、通水開始から1時間経過後の No.1 と No.7 の温度差は約 8℃である。中央計測断面 No.4 の T4-1~T4-6 のコンクリート温度の変化を図-7に示す。T4-1 と T4-4 では、上部に位置する T4-4 の方が温度が高いが、パイプから 50mm 離れた T4-2 と T4-5 では 48℃、パイプから 100mm 離れた T4-3 と T4-6 では、54℃の温度を示している。

b. 熱交換率の算定

各断面 (No.1~No.7) において、コンクリート温度が 6 点 (T-1~T-6) と水温が 1 点 (パイプ中心) で測定されており、これらの測定結果からパイプクーリングにおける熱交換率 (パイプ表面の熱伝達率) を算定する。パイプからコンクリートへの熱移動量は式(1)、コンクリート内部の熱移動量は式(2)で表される。なお、コンクリート内部の熱移動は軸対称を仮定している。ここで、温度分布が平衡状態であると仮定すると、 $Q_1=Q_2$ が成立し、パイプクーリングの熱伝達率 α は式(3)で求められる。なお、コンクリート温度が変化する場合単位時間あたりの温度変化 ΔT に対する補正值 ΔQ 式(4)を加えればよい。

ケース 2-4 について式(3)から求めた熱伝達率を図-8に示す。断面 (水平方向) ごとに求めた熱伝達率のクーリング中の経時変化を示している。断面によって幾分かばらつきはあるが、ほぼ安定した結果が得られた。

流量が 5~30L/min の実験結果 (ケース 2-4~2-1) と流量が 2~3L/min の実験結果 (ケース 2-6、2-5) の流量

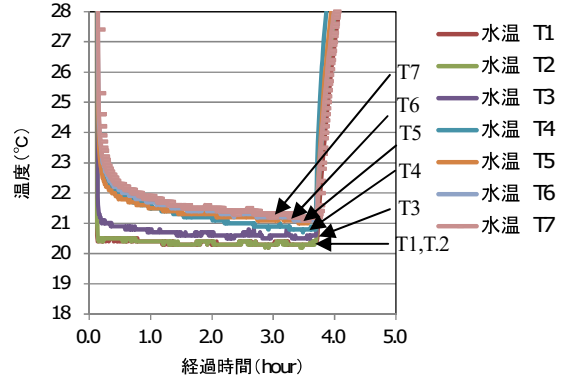


図-4 パイプ流水の水温 (ケース 1-1、流量 30L/min)

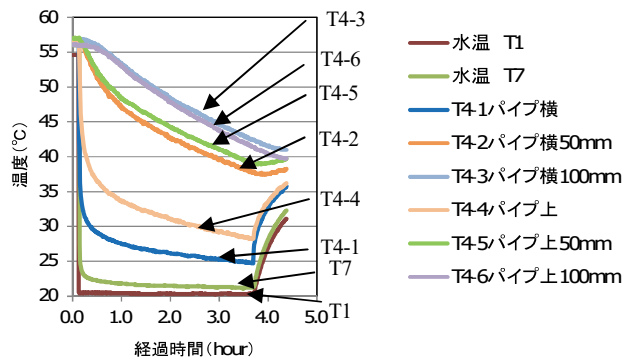


図-5 コンクリート温度 (ケース 1-1、流量 30L/min) (計測点：中央計測断面 T4-1~T4-6)

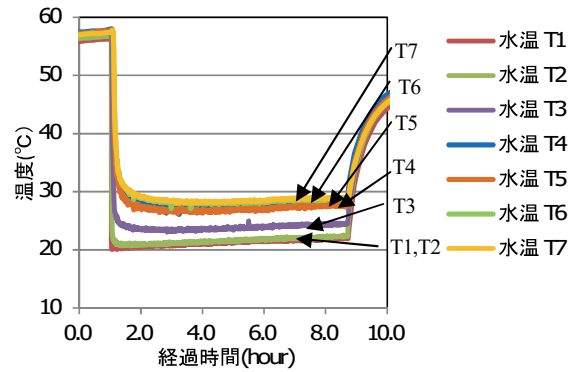


図-6 パイプ流水の水温 (ケース 2-4、流量 5L/min)

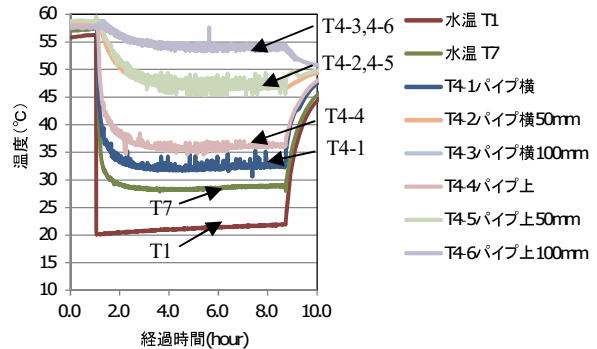


図-7 コンクリート温度 (ケース 2-4、流量 5L/min) (計測点：中央計測断面 T4-1~T4-6)

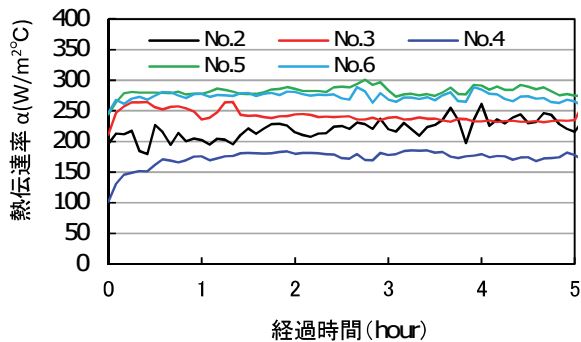


図-8 熱伝達率 (ケース2-4、流量5L/min)

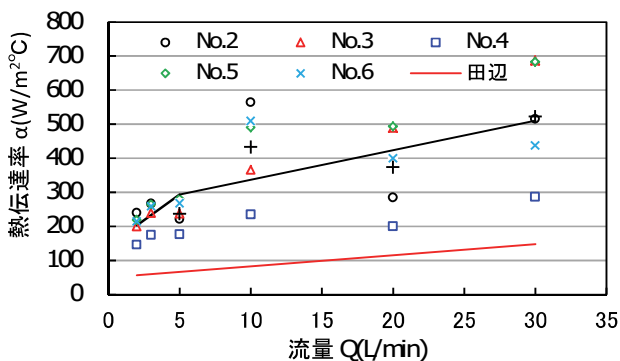


図-9 流量と熱伝達率の関係

と熱伝達率の関係を図-9に示す。図中には田辺式²⁾で求まる熱伝達率も示した。各断面によってばらつきが大きい、近似式は流量 5L/min で区分した式(5)で表される。田辺式と比較して 2~3 倍の熱伝達率となっているが、田辺式とはパイプの径や材質、対象とする流速が異なることが原因と考えられる。

$$Q_1 = \alpha \times A_0 \times (T_1 - T_0) \tag{1}$$

$$Q_2 = \frac{2\pi \times \lambda \times (T_1 - T_2)}{\ln(r_1) - \ln(r_2)} \tag{2}$$

$$\alpha = \frac{1}{A_0 \times (T_1 - T_0)} \times \left\{ \frac{2\pi \times \lambda \times (T_1 - T_2)}{\ln(r_1) - \ln(r_2)} + \Delta Q \right\} \tag{3}$$

$$\Delta Q = \Delta T \times c \times \rho \times V \tag{4}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 8.7 \times Q_w + 250 \quad (Q_w > 5) \\ &= 30 \times Q_w + 143.5 \quad (Q_w < 5) \end{aligned} \tag{5}$$

ここに、 Q : 熱流量 (W)、 ΔQ : 補正熱流量 (W)
 T_1 (T_{n-1} や T_{n-4})、 T_2 (T_{n-2} や T_{n-5}) : コンクリート温度 (°C)、 T_0 : 水温 (°C)
 ΔT : コンクリート温度の時間変化 (°C/sec)
 α : 熱伝達率 (W/m²C)
 A_0 : パイプの単位長さあたりの表面積 (m²)
 λ : コンクリートの熱伝導率 (W/m°C)
 r_1 、 r_2 : パイプ中心からの離隔 (m)

c : コンクリートの比熱 (J/kg°C)
 ρ : 単位体積重量 (kg/m³)
 V : コンクリートの体積 (m³)
 Q_w : 流量 (L/min)

3. 簡易解析手法

3.1 定式化

パイプクーリングのクーリング水が流下中にコンクリートによって温度上昇する状況を表すコンクリートとクーリング水の熱収支を図-10に示す。パイプクーリングの上流でコンクリートから熱量 Q を吸収するために、下流に向かうほど水温が高くなる。水温変化を考慮したクーリング水温の算定式を以下に示す。

パイプクーリング要素の水温は上流でのコンクリートとの熱収支で決定されると仮定する。タイムステップごとに式(6)により要素 i の次ステップ $n+1$ のクーリング水温を更新する。式(7)はタイムステップごとの水温変化、式(8)はステップ n における要素 i の上流要素の平均水温、式(9)は水温変化に寄与する水量を表している。式(6)はタイムステップごとに反復収束計算を行う。

$$p_i^{n+1} = p_i^n + \Delta p_i^n \tag{6}$$

$$\Delta p_i^n = \frac{\alpha(\phi_i^n - P_i^n) \beta l_i}{c \rho W_i} \tag{7}$$

$$P_i^n = \frac{\sum_{j=i}^{i-m} l_j P_j^n}{v \Delta t} \tag{8}$$

$$W_i = A(l_i + v \Delta t \beta_i) \tag{9}$$

ここに、 p : 水温 (°C)、 Δp : 水温変化 (°C)

ϕ : コンクリート温度 (°C)

v : クーリング水の流速 (m/sec)

l : クーリング要素長 (m)、 s : 周長 (m)

P : 要素 i の上流要素の平均水温 (°C)

m : 1 ステップでクーリング水が流れる上流要素数

Δt : タイムステップ間隔 (sec)

W : 水温変化に寄与する水量 (m³)

A : 断面積 (m²)、 β : 重み係数 (パイプ全長に対する要素長 l の比率)

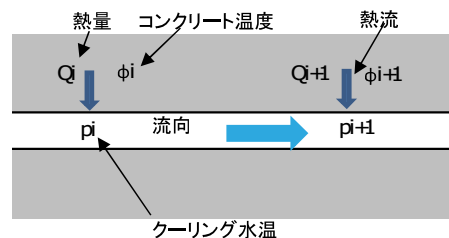


図-10 コンクリートとクーリング水の熱収支

一般に、コンクリート内の熱伝導とクーリング水の熱流は熱移動の速度が大きく異なるため、コンクリート温度解析と同じタイムステップではクーリング水温の変化が精度よく求められない。式(10)で示すクーラン数は2~3以下とすることが望ましい。ここで、コンクリート温度解析のタイムステップ Δt に対してパイプクーリングのタイムステップ $\Delta t'$ を式(11)で設定して、内部ループでクーリング水温の計算を行う。クーリング水温を更新するフローを図-11に示す。

$$C_r = \frac{v\Delta t}{l_i} \leq 2\sim 3 \quad (10)$$

$$\Delta t' = \frac{\Delta t}{C_r} \quad (11)$$

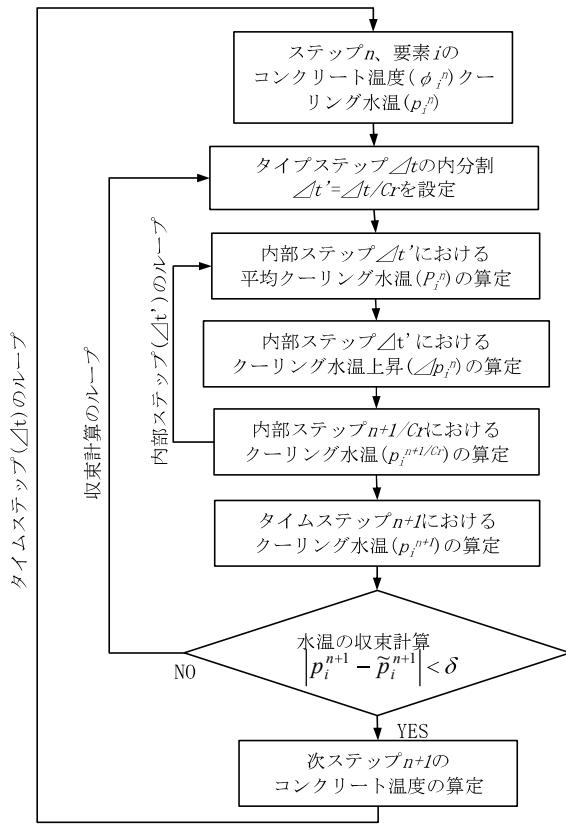


図-11 クーリング水温の更新フロー

3.2 実験結果による検証

本実験をモデル化した FEM の要素分割解析モデルを図-12に示す。対称性を考慮して 1/4 モデルとしている。パイプクーリングには、熱伝導性のよい仮要素（熱伝導率が十分高く、熱容量が十分小さい）を配置し、仮要素の中心に埋込みクーリング要素を配置した。

熱伝導性がよく、熱ロスがない仮要素を介してパイプクーリングとコンクリートが熱交換を行えるモデルとしている。外周の境界条件は、断熱材で保温した実験では熱伝達境界に設定し、電熱シートで温度一定に維持した実験では温度固定条件に設定した。

クーリング流量が $Q=5L/min$ における断熱保温条件（ケース 1-4）の実験結果および解析結果から、パイプ中の水温の経時変化を図-13に、パイプから 100mm 離れた位置のコンクリート温度の経時変化を図-14に示す。上流端から 2.5~9.5m (2.5m 間隔) の実験値と解析値の比較を示している。実線が実験結果、丸印が解析結果で同色が同じ位置の結果を表す。

図-13は、クーリングパイプ中の水温の経時変化であり、実験ではクーリングを開始してからの温度低下が解析結果と比較して早い。1時間経過の時点で、下流端の水温 T6 は実験では 28℃まで低下しているが、解析では 35℃で約 7℃の差がある。他の条件の結果でも、実験では水温は初期の変化が急激であり、解析では十分には追従できていない。しかし、下流ほど温度が高いことや、

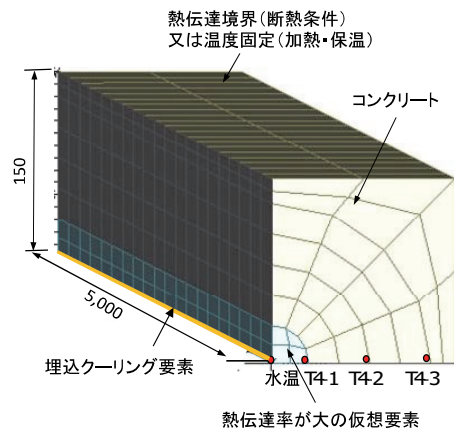


図-12 実験の解析モデル

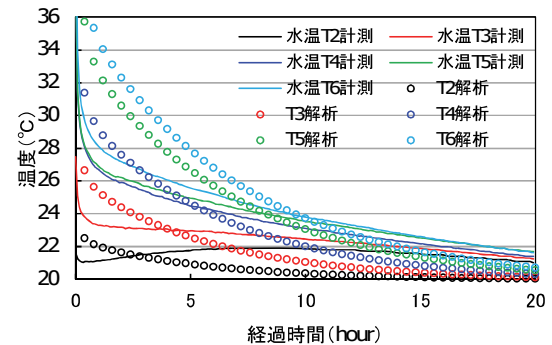


図-13 パイプ中の水温の経時変化

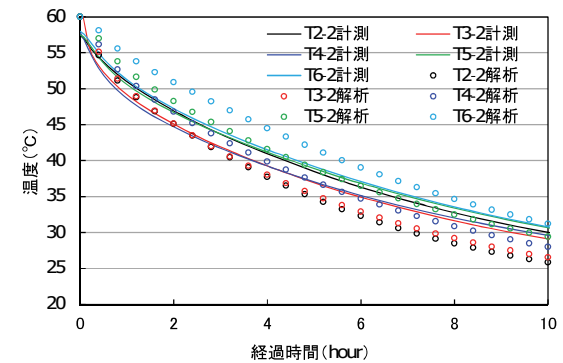


図-14 コンクリート温度の経時変化 (パイプから 100mm 位置)

一定の時間が経過すれば上流と下流の温度差が縮減する状況が解析でよく再現できている。

図-14 は、パイプから 100mm 離れた位置の結果を比較している。上流と下流の温度差はやや解析結果の方が大きい、クーリング開始から徐々に温度低下する状況が解析でよく再現できている。図-13、14 の結果から、温度が急変する部分では差違が見られ、簡易解析手法の課題と考えられる。しかし、コンクリートの温度は打設後に徐々に上昇し急激な変化は生じないことを考慮すると、本手法は実工事に十分適用できると考えられる。

4. 実証試験

4.1 現場計測

水門工事の堰柱部において測定したデータによる検証を行う⁴⁾。堰柱コンクリートは、幅 2.0m、高さ 8.15m、長さ 23.5m の壁体が、厚さ 2.0m の床版の上に打設されるという、ひび割れの抑制が難しい構造物である。

堰柱第 1 リフト（リフト高さ 2600mm）の計測器の配置を図-15 に示す。平面図は、床版から 1600mm 高さ位置である。熱電対はクーリングパイプ 2 本の中間位置に設置した。

立面図は、リフトの幅中心位置である。熱電対をクーリングパイプ側面と、100mm 離れ位置を組みにして、床版から高さ 800mm（下段）、1600mm（中段）および 2400mm 位置（上段）に設置した。

クーリングは、打設翌日から 5 日間実施した。クーリング水温は 17~22℃であり、クーリング水量は、1 本当たり 12L/min である。

4.2 壁体解析モデルによる検証

床版コンクリートと堰柱第 1 リフトのパイプクーリングに挟まれた部分について、対称形状を考慮した 1/4 の解析モデルを図-16 に示し、解析条件を表-3 に示す。断熱温度上昇は、現場での断熱箱試験体から逆解析により求めた。

パイプ径 $\phi 60\text{mm}$ で、流量 12L/min、流速は 7.1cm/sec になる。パイプの流入水温を 20℃とし、パイプの熱伝達率を、前章の結果から $350\text{W/m}^2\text{C}$ と設定した。

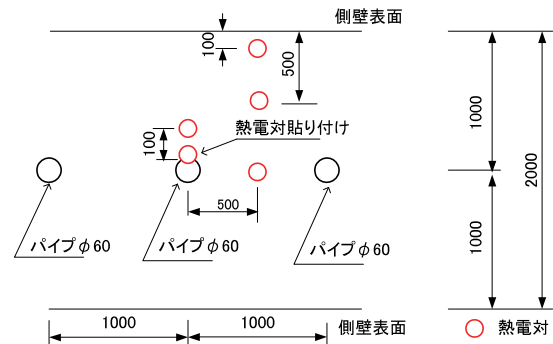
解析によるクーリングパイプ水温の経時変化を図-17 に示す。クーリングは、コンクリート打設 1 日後に開始しており、解析では開始直後に温度が急変するため、ややばらつきが生じる。パイプの下段（流入）、中段、上段（流出）の順に、コンクリートの熱を吸収して流出側の温度が高くなっている。水温上昇は 1.0℃以下であり大きな変化がないのは、クーリングパイプ長が 2.2m と短いためである。コンクリート温度が低下してくると、流入側と流出側の温度差がほとんどなくなる。

クーリングパイプ近傍（100mm）のコンクリート温度の経時変化を図-18 に示す。計測結果を実線、解析

結果を同色の点で示している。コンクリートの上面から放熱されるため、中段の温度が最も高く、上段の温度が最も低い。コンクリート打設直後のピーク温度や上段～下段の温度分布が解析でよく再現できている。クーリングを開始（1 日後）してからの急激な温度低下は解析の方がやや大きい、クーリングによって中段と下段の温度差が縮小し、クーリングを終了（6 日後）してからは再び温度上昇して中段よりも下段の温度が高くなる状況などが解析でよく表されている。

パイプ中間断面のコンクリート温度の経時変化を図-19 に示す。計測結果を実線、解析結果を同色の点で示

[平面図]



[立面図]

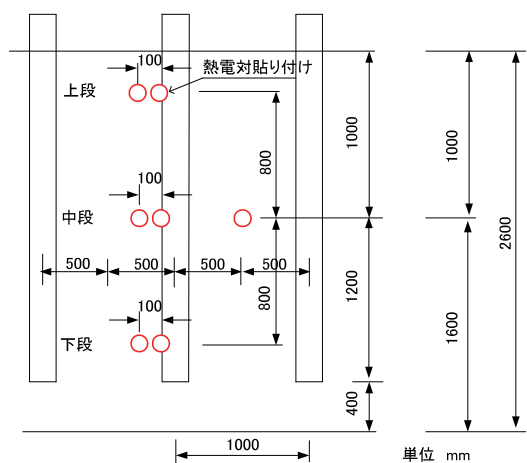


図-15 計測器の配置（堰柱第 1 リフト）

表-3 解析条件

解析項目	解析パラメータ ^{4), 5)}
断熱温度上昇 低熱高炉セメント B 種 +膨張材	Q_{∞} 38.50、 r 0.950、 t_{0Q} 0.262 打設温度 25℃
コンクリート面熱伝達率	側壁脱型前 $6\text{W/m}^2\text{C}$ 、 脱型後 $14\text{W/m}^2\text{C}$
外気温変化	7 日まで 20℃、 7 日～15 日は 20℃～15℃、 15 日～28 日は 15℃～10℃
クーリングパイプ	流入水温 20℃、熱伝達率 $350\text{W/m}^2\text{C}$

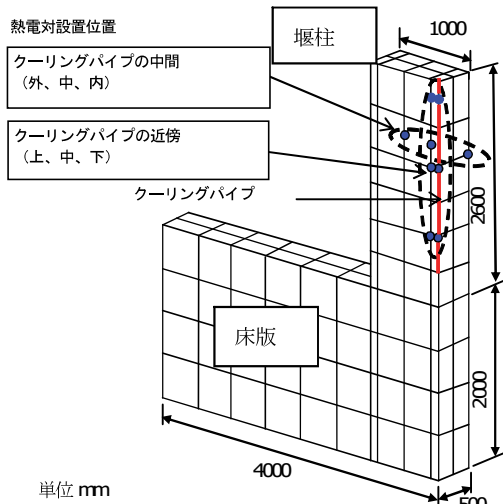


図-16 壁体コンクリートの解析モデル

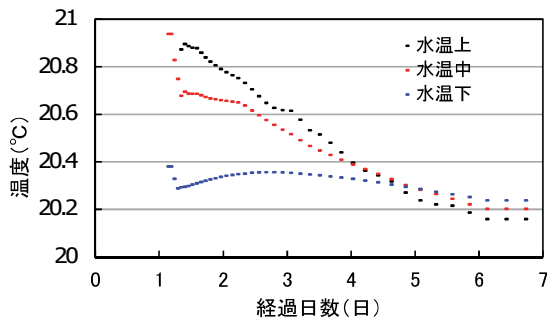


図-17 クーリングパイプ水温の経時変化

している。平面図(図-15)に示すコンクリート表面から100mmを中間/外、500mmを中間/中、中心を中間/内で表している。コンクリート表面から放熱されるので、表面に近いほど温度が低い。ピーク温度やクーリングを終了すると中心(中間/内)の温度がやや高くなる状況が解析でよく再現できている。

5. まとめ

パイプクーリングの室内実験、解析手法、現場測定データとの対比により、次の結果が得られた。

- i. パイプクーリング(パイプ内径φ60mm)の流速1.2~17.7cm/s(流量2~30L/min)の低流速範囲の実験により、200~500W/m²°Cの熱伝達率変化が得られた
- ii. パイプ中の水温変化を考慮できる簡易解析手法を構築し、解析プログラムに組み込んだ
- iii. 構築した解析手法を用いて、現場におけるパイプクーリングモデルを解析し、クーリングパイプ近傍の現場測定データと比較することにより、適用するに当たり十分な精度を持つことが確かめられた

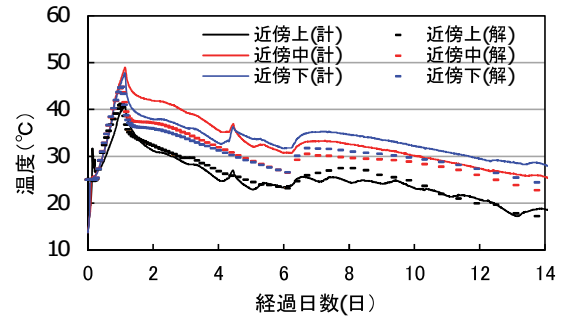


図-18 パイプ近傍のコンクリート温度の経時変化

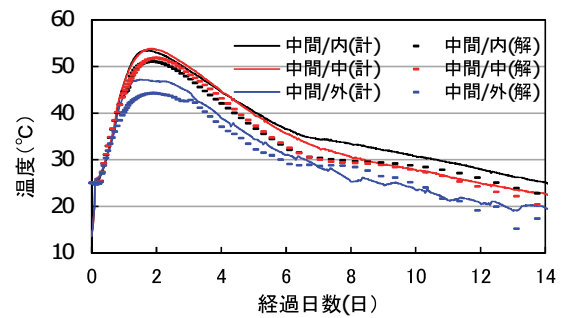


図-19 パイプ中間断面のコンクリート温度の経時変化

低流速パイプクーリングについて、クーリング水温のパイプ延長方向の変化や、熱伝達率のモデル化を可能にし、効果的なクーリング計画を行うことのできる解析手法が得られた。今後、本手法の適用を進めていきたい。

【参考文献】

- 1) 土木学会、「2012年制定コンクリート標準示方書 設計編、施工編」
- 2) 田辺忠顕、山川秀次、渡辺 朗「パイプクーリングにおける管断面の熱伝達率の決定ならびに冷却効果の解析」、土木学会論文集 No.343, pp.171-179、1984.3
- 3) 溝淵利明、二塚保之、村尾義則「パイプクーリングによるひび割れ抑制対策効果に関する研究」、土木学会論文集 No.665/VI-49, pp.147-163、2000.12
- 4) 東 邦和、塚本耕治、森田修二、井 君人「マッシュナ水門コンクリートの温度応力対策と効果の評価」、コンクリート工学年次論文集 Vol.37, pp.1165-1170、2015.7
- 5) 「マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008」、日本コンクリート工学会

せん断強度低減法を用いた3次元斜面安定解析

Three-dimensional Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Method

森田修二* 清水智明** 外木場康将**

要旨

本研究では、3次元の地盤解析プログラム FEAST にせん断強度低減法を導入し、3次元の斜面安定解析におけるせん断強度低減法の適用性について検証した。また、従来のせん断強度低減法では考慮されていない地震時の検討を行うために、震度法を適用した解析手法についても検討した。2次元の基本的な円弧すべりの問題では妥当な解析結果が得られており、3次元の問題ではお椀型の円弧すべりや低土被りの土塊の抜け落ちについて検証し、有効な解析手法であることを確認した。地震時の検討では、円弧すべり計算との比較によって、同等の解析結果が得られた。FEM による斜面安定解析では、従来の円弧すべりの計算では考慮できない地盤条件や施工過程を考慮できるので、せん断強度低減法は有効な解析手法であることが確認できた。

キーワード：せん断強度低減法、3次元斜面安定解析、有限要素法、弾塑性

1. まえがき

斜面の安定性評価については、円弧すべりを仮定した Fellenius 法や簡易 Bishop 法などがよく用いられており、道路土工一切土工・斜面安定工指針など各種指針もこれらの簡易法に基づいて設計するように定められている。これらの簡易法は、すべり面での摩擦抵抗力と剛体荷重のつり合いを想定して安定性を評価したものであり、適用条件に限られ、斜面上のトンネル坑口など施工過程を考慮した安定性評価には適用できない。また、3次元的な挙動が問題となる場合でも、2次元解析による安全側の評価を行うことになり、結果的に不経済な対策が求められる場合がある。

一般に FEM による地盤の弾塑性解析では、地盤の強度定数などの物性値に基づいた応力と変形の解析を行い、要素や一定範囲の領域について安定性評価を行う。一方、せん断強度低減法による FEM 解析¹⁾は、対象地盤を1つの安全率で評価する手法である。この手法によれば、FEM 解析の特徴を生かしながら対象地盤に対する安全対策を分かりやすく評価できる。

本研究では、3次元の地盤解析プログラム FEAST にせん断強度低減法を導入した。多様な施工条件を考慮した安定性評価が可能な解析手法を構築することにより、トンネルの掘削過程や支保工の条件、対策工の効果が評価できる。また、従来のせん断強度低減法では考慮されていない地震時の評価方法についても検討する。

2. せん断強度低減法

2.1 考え方

地盤の安定性を Mohr-Coulomb の破壊基準 (図-1 参照) で考えると、せん断強度 τ_f は式(1)で表わされる。ここで、 c は粘着力、 σ は垂直応力、 ϕ は内部摩擦角である。せん断強度低減法では粘着力や内部摩擦角を低減係数 F_c で除して式(2)でせん断強度 τ_f' を設定し、対象地盤の安定性を照査して限界値となる低減係数をもって安全率とする考え方である。破壊基準線の傾きが小さくなるため、初期応力時の破壊時最大せん断応力の比 (R_m / τ_m) より低減係数 F_c の方が大きくなる。

$$\tau_f = c + \sigma \times \tan \phi \quad (1)$$

$$\tau_f' = \frac{\tau_f}{F_c} = \frac{c + \sigma \times \tan \phi}{F_c} \quad (2)$$

$$\frac{R_m}{\tau_m} = \frac{I_1 \times \tan \phi}{I_2 \times \tan \phi / F_c} = \frac{I_1}{I_2} \times F_c < F_c \quad (I_1 < I_2) \quad (3)$$

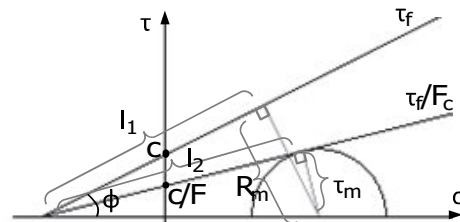


図-1 Mohr-Coulomb の破壊基準とせん断強度の低減

*西日本支社土木技術部 **東日本支社土木技術部

2.2 解析のフロー

せん断強度低減法を用いた FEM 解析のフローを図-2に示す。初期応力解析の結果から要素安全率を算定し、その最小値を基に低減係数の初期値を設定する。その後は低減係数を徐々に増加させて、せん断強度定数を低減することで発生する要素ごとの塑性ひずみに基づく不平衡応力を算定する。解析領域全体で応力とひずみの反復収束計算を行い、収束状況を判定しながら低減係数を更新する。低減係数を増加させていくと、塑性化する要素が増加していくので、反復収束計算が収束しないあるいは塑性ひずみが極端に増加した段階で低減係数の限界値と判断して安全率として決定する。

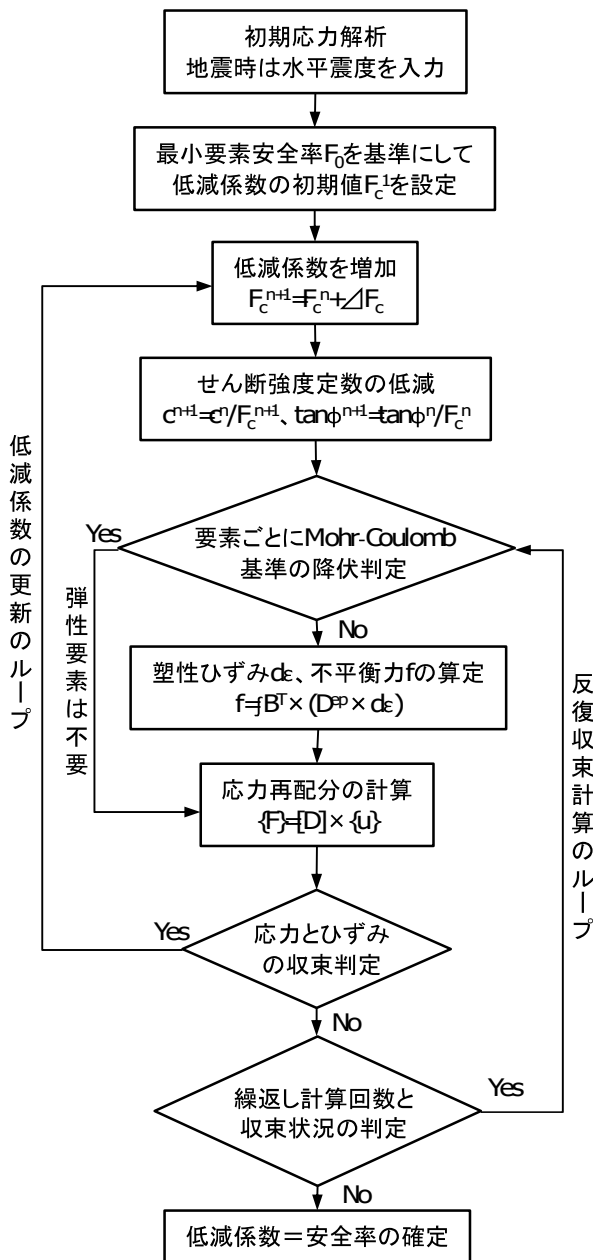


図-2 せん断強度低減法による解析フロー

斜面を有する地盤などでは、せん断強度を低減していくと、安全率の小さい要素の不平衡応力の再配分が行われて、周辺から塑性化した要素が拡大する。最終的にすべり面が形成されると、反復収束計算が収束しないあるいは塑性ひずみが極端に大きくなるので、不安定な状態となる。その限界値を安全率とすることができる。

2.3 弾塑性解析

弾塑性解析では、Mohr-Coulomb の降伏条件を用い、降伏した要素の塑性ひずみの算定には Drucker-Prager 式を用いる非関連流動則を採用した。Drucker-Prager の式では特異点が発生しないためである。Mohr-Coulomb の降伏関数を式(4)、Drucker-Prager の塑性ポテンシャルを式(5)に示す²⁾。

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - 2c \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (4)$$

$$\Phi = -\alpha I_1 + \sqrt{J_2} \quad (5)$$

ここで、 σ_1 は最大主応力、 σ_3 は最小主応力、 ϕ は内部摩擦角、 c は粘着力、 I_1 、 J_2 は1次不変量と2次不変量であり、式(6)と式(7)で表わされる。また、 σ_x 、 σ_y 、 σ_z 、 τ_{xy} 、 τ_{yz} 、 τ_{zx} は軸応力とせん断応力、 α はダイレタンシー角 Ψ を用いて式(8)で表わされる。

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (6)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right\} + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{\tan \Psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \Psi}} \quad (8)$$

2.4 震度法によるせん断強度低減法の検討

一般に、せん断強度低減法による斜面安定の検討では、地盤の静的な自重に対する安定性を検討することを目的としており、地震時の慣性力は考慮されていない。そこで、本研究では、地震力を考慮するために震度法を適用する。初期応力解析において、図-3に示すように自重 γ_i に加えてすべり方向の水平力 f_i を各要素に作用させる。すべり面上の要素が降伏すると、すべり方向側への水平応力を積分した形で応力再配分が行われることになり、円弧すべりの計算における土塊の慣性力と同等の荷重を負荷することになる。

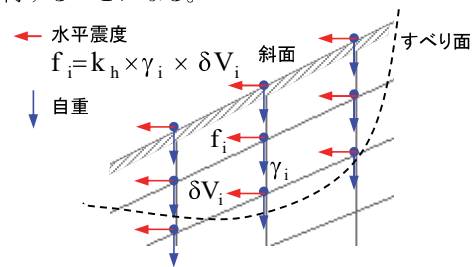


図-3 水平震度を負荷した節点力

3. 2次元の斜面安定解析

図-4に、2次元の斜面安定解析のモデルを示す。蔡飛ら³⁾が円弧すべりの計算と比較したモデルである。円弧すべりで用いた地盤の土質定数を表-1に示す。せん断強度低減法によるFEM解析では、この他に变形係数とポアソン比、ダイレタンシー角を設定する必要がある。蔡飛らは、变形係数を $E=2 \times 10^5 \text{kPa}$ 、ポアソン比を $\nu=0.3$ 、ダイレタンシー角は $\Psi=0$ と $\Psi=\phi$ (内部摩擦角)の場合の計算を行っている。本報では、非関連流動則を採用していることから、ダイレタンシー角は内部摩擦角より小さく($0.8 \times \phi$)設定した。

図-5に、初期応力解析における要素安全率のコンターを示す。最小要素安全率は0.29となったことから、低減係数は0.29から増加させて計算を行った。

図-6には、せん断強度低減法による最大せん断ひずみの増分のコンターを示す。初期低減係数を $F_c=0.29$ とした初期応力解析からのひずみ増分であり、 $F_c=0.35$ 、 $F_c=0.37$ 、 $F_c=0.39$ における最大せん断ひずみの増分を示している。低減係数を増加させると、最大せん断ひずみが徐々に増加してすべり面を形成していく状況が見られる。低減係数の限界値は $F_c=0.39$ となり、安全率として決定した。鶴飼らの結果では、 $F_c=0.42$ とされており、本手法の方がやや小さい結果となった。

図-7には、水平震度 $k_h=0.1$ とした場合の最大せん断ひずみ増分のコンターを示す。安全率は $F_c=0.32$ となり、水平震度を考慮することで安全率が0.07低下した。

一方、同じモデルでの修正Fellenius法による円弧すべり計算では、常時の安全率は $F_c=0.44$ となり、地震時(水平震度 $k_h=0.1$)では、安全率は $F_c=0.36$ となった。すべり面は常時と地震時でほとんど差はなく、水平震度を考慮したことで安全率は0.08低下しており、低下率やすべり面の位置は本手法とほぼ同じ結果となった。

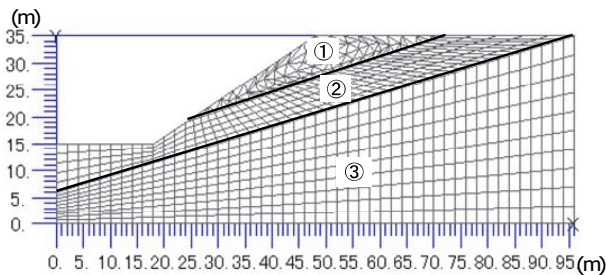


図-4 2次元の斜面安定解析のモデル

表-1 地盤の土質定数

地層	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kPa)	単位体積重量 γ (kN/m ³)
①	12	29.4	18.82
②	5	9.8	18.82
③	40	294	18.82

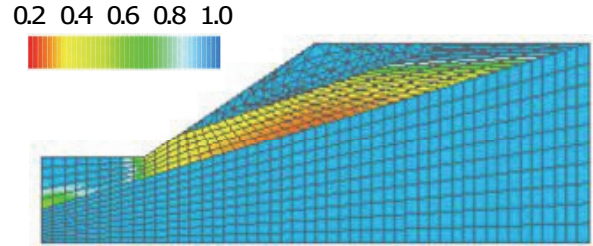


図-5 初期応力解析における要素安全率のコンター

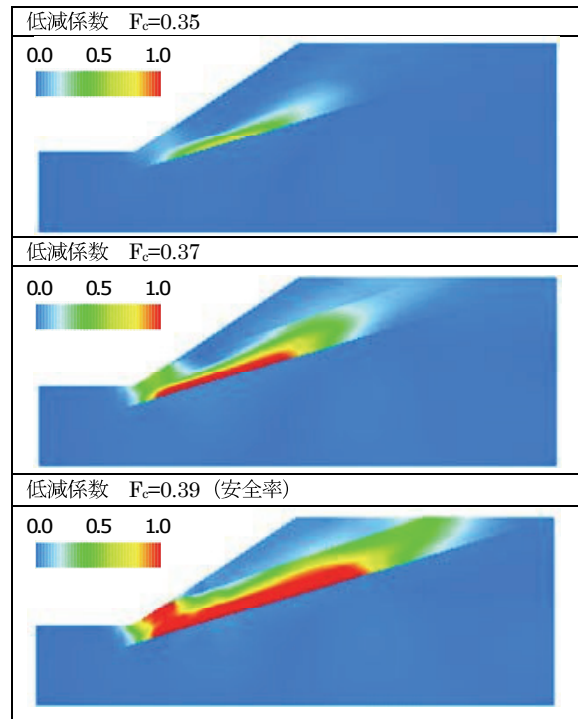


図-6 最大せん断ひずみ増分のコンター

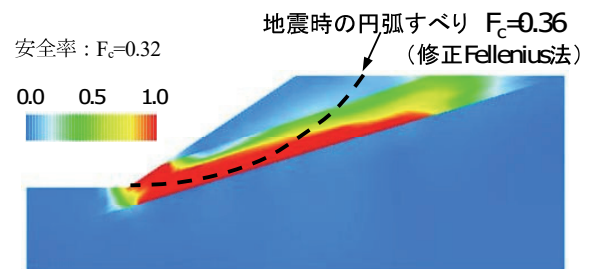


図-7 地震時の最大せん断ひずみ増分のコンター

4. 3次元の斜面安定解析

4.1 トンネル坑口の斜面安定解析

山の斜面にトンネルの坑口を設置してトンネル掘削を行うような工事は多々行われる。斜面上に比較的緩い地層などが露出している場合は、トンネル掘削による地滑りの発生が危惧される。このような事例を対象に、トンネル掘削による安全率の低下や斜面安定対策の効果について、せん断強度低減法による検討を行った。

図-8には、トンネル坑口における斜面安定解析のモデルを示す。節点数は約12000、要素数は約58000である。トンネル坑口の直上に風化岩塊が存在しており、トンネル掘削の影響を受ける可能性がある。表-2には地層ごとの土質定数を示した。なお、トンネル掘削の影響を明確にするためにトンネル支保工は考慮していない。

図-9には、A-A'断面とB-B'断面におけるトンネル掘削の進行に伴う最大せん断ひずみ増分のコンターを示す。初期低減係数 $F_c=1.10$ からのひずみ増分である。坑口から40m、50m、60m掘進した時点での結果を示している。トンネル掘削に伴って安全率が $F_c=1.64$ から $F_c=1.60$ まで徐々に低下しており、トンネル掘削に伴う応力解放で拘束圧が低下して安全率が低下する傾向がこの計算結果から推察される。トンネル周辺の地山の剛性が高ければすべり面に及ぼす影響は小さいが、地山の剛性によっては影響が大きくなることは十分に予想される。したがって、このような解析手法でトンネル掘削時の斜面安定の検討が行えることが確認できた。

なお、図-9の図中(CASE1参照)には、A-A'断面とB-B'断面における円弧すべり(修正 Fellenius 法)による2次元解析の結果を破線で示した。A-A'断面の安全率は $F_c=0.97$ 、B-B'断面の安全率は $F_c=1.43$ となった。風化岩塊層の最下部にすべり面が発生する状況は類似しているが、断面によって安全率に大きな差があり、2次元解析では検討が難しいことが分かる。

図-10には、すべり対策として、斜面の法尻付近に垂直にアンカーボルトを設置したモデルを示す。斜面からトンネルのスプリングライン付近まで設置されている。

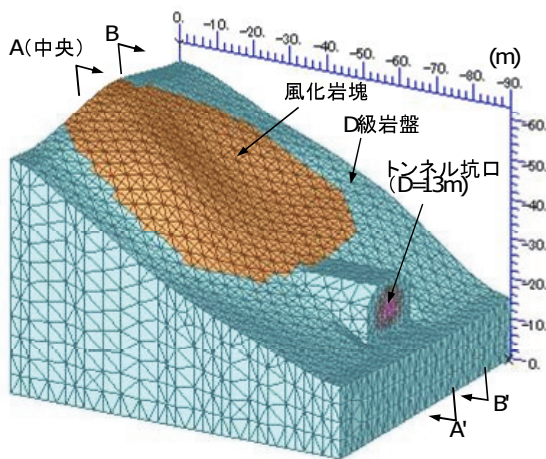


図-8 トンネル坑口における斜面安定解析のモデル

表-2 地層ごとの土質定数(坑口斜面の事例)

地層	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kPa)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (MPa)	ポアソン比 ν
風化岩塊	15	30	19	37.5	0.2
D級岩盤	30	100	22	65.5	0.2

このアンカーボルトは埋込みトラス要素を用いてモデル化した。埋込トラス要素は軸力のみを負担する要素で、ソリッド内の配置が任意に考慮できる分散型の要素である。表-3にアンカーボルトの諸元を示す。

図-11には、垂直アンカーボルトを設置した場合の最大せん断ひずみ増分のコンターを示す。トンネル掘削が60m進行した時点の結果である。安全率は $F_c=1.66$ となり、垂直アンカーボルトの設置によって安全率が0.06増加したことになる。

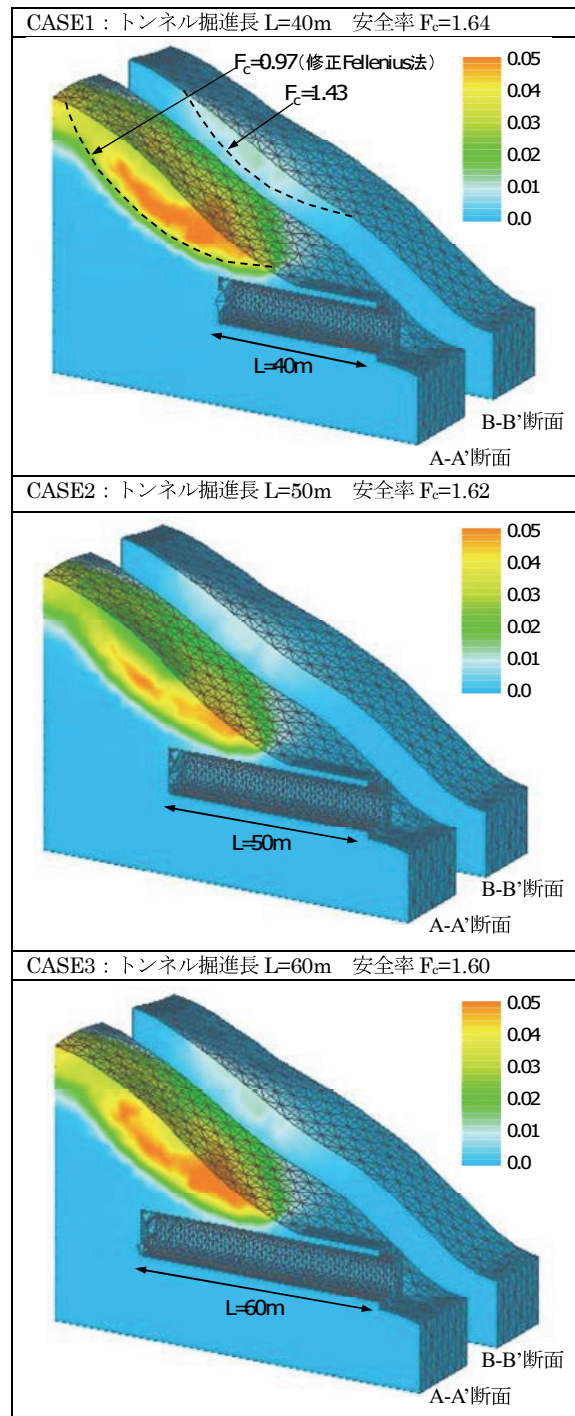


図-9 トンネル掘削と最大せん断ひずみ増分

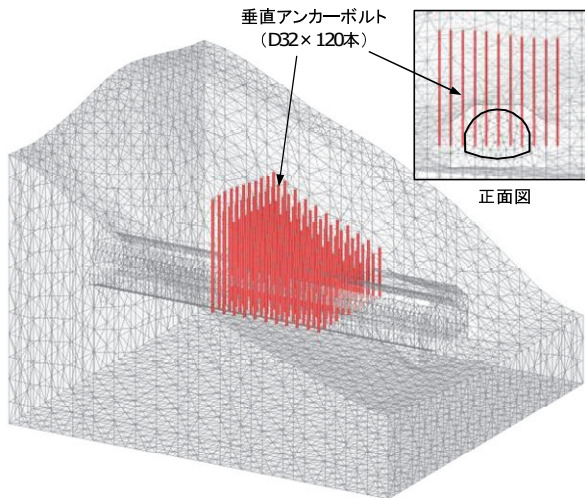


図-10 垂直アンカーボルトのモデル化

表-3 垂直アンカーボルトの諸元

直径 D (mm)	断面積 A (m ²)	長さ L (m)	変形係数 E (MPa)
32	8.04×10 ⁻⁴	7~16	2×10 ⁵

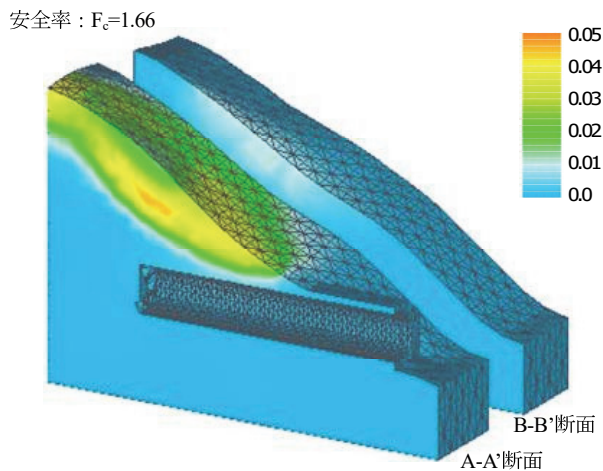


図-11 常時の最大せん断ひずみ増分 (垂直アンカーボルト設置時)

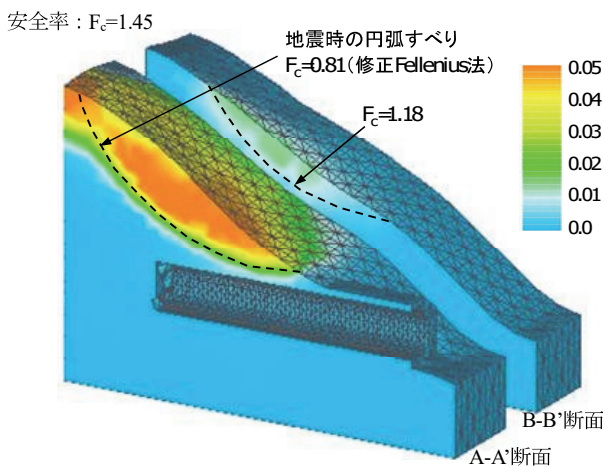


図-12 地震時の最大せん断ひずみ増分 (垂直アンカーボルト設置時)

図-12には、地震時の最大せん断ひずみ増分コンターを示す。垂直アンカーボルト設置時に斜面のすべり方向に水平震度 $k_h=0.1$ を負荷した結果である。安全率は $F_c=1.45$ となり、常時に比べて 0.21 低下する結果となった。一方、無対策での地震時の円弧すべりの計算では A-A'断面で $F_c=0.81$ 、B-B'断面で $F_c=1.18$ となり、常時に比べて 0.16~0.25 低下した。したがって、対策の有無や施工条件は異なるが、地震時の安全率の低下量は同等であることが分かった。

4.2 低土被りのトンネル天端の安定解析

山間部ではトンネルの土被りが小さくなり、トンネル天端の安定性が問題となることがある。図-13には、低土被り部を通過するトンネル掘削の解析モデルを示す。最も土被りが小さい断面では土被りが 2m となっており、付近一帯の表層には崖錐堆積物が広く分布している。

表-4に、地層ごとの土質定数を示す。なお、トンネル掘削の影響を明確にするために先のモデルと同様にトンネルの支保工は考慮していない。

図-14と図-15には、低土被り部をトンネルが通過した時点での最大せん断ひずみ増分のコンターを示す。初期低減係数 $F_c=0.60$ からのひずみ増分である。トンネル軸と軸直角方向の中央断面のコンターであり、安全率は $F_c=0.80$ となった。変形モードを合わせて表示しており、天端の土塊が抜け落ちるようにトンネル天端から地表面にかけてせん断ひずみが増大している。崖錐堆積物層にトンネル掘削が近接すると、地山の応力解放によってトンネル天端が不安定になることを示している。

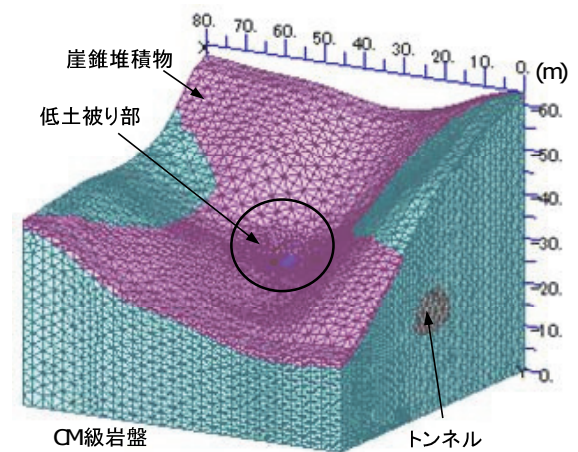


図-13 低土被りのトンネル安定解析のモデル

表-4 地層ごとの土質定数 (低土被りの事例)

	単位堆積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ (度)
崖錐堆積物層	19	5.0	0.3	20	20
CM級岩盤	27	10.0	0.25	1,000	40

安全率 : $F_c=0.80$

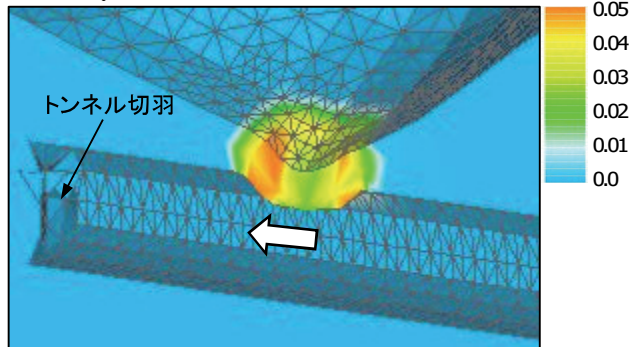


図-14 低土被りの最大せん断ひずみ増分
(トンネル軸方向断面)

安全率 : $F_c=1.06$

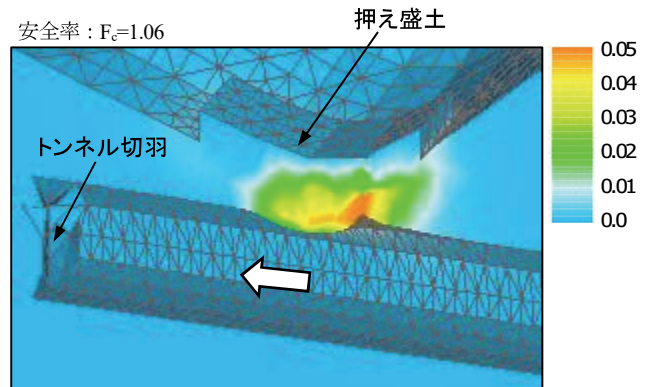


図-16 低土被りの最大せん断ひずみ増分
(押え盛土あり、トンネル軸方向断面)

安全率 : $F_c=0.80$

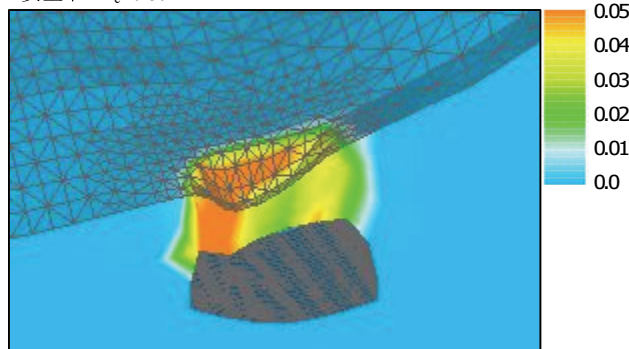


図-15 低土被りの最大せん断ひずみ増分
(トンネル軸直角方向断面)

安全率 : $F_c=1.06$

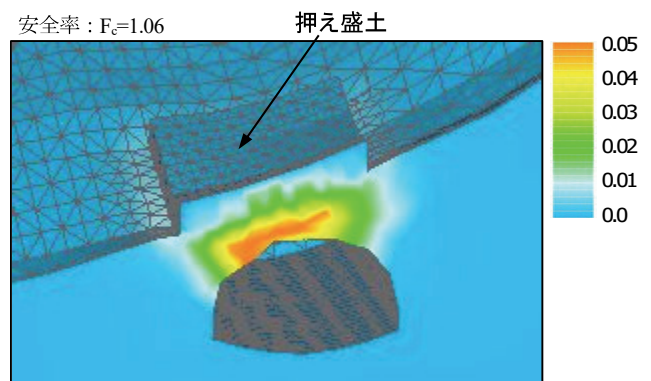


図-17 低土被りの最大せん断ひずみ増分
(押え盛土あり、トンネル軸直角方向断面)

表-5 押え盛土の剛性

	変形係数 E (MPa)	ポアソン比 ν
押え盛土	5.0×10^3	0.2

現状の解析結果から、安定性が問題となるのは土被りが 2m 程度になる一部分であることが分かる。したがって、低土被り部の対策として押え盛土 (20m×15m×高さ 2.5m) を限定的に行った場合の検討を行った。盛土材料には軽量モルタルを想定し、弾性体として剛性等を表-5のように設定した。なお、押え盛土による剛性の補強効果を明確にするために自重は無視している。

図-16 と図-17 には押え盛土を行った場合の最大せん断ひずみ増分のコンターを示す。安全率は $F_c=1.06$ となり、対策前と比べて安全率が 0.26 増加した。これは、押え盛土の剛性によってトンネル天端の変形が押えられた結果と考えられる。変形量は低減係数に依存するので、比較対象にはならないが、変形モードを見ると、対策前のように土塊が抜け落ちるような傾向は見られず、安全率の増加だけでなく、大きな崩壊が防止され天端が安定化する状況が表されている。このような解析事例は円弧すべりの計算では評価できないので FEM によるせん断強度低減法が有効であることを示している。

5. あとがき

本研究では、2次元や3次元の斜面安定解析にせん断強度低減法の適用を試みた。2次元問題での基礎的な検証では、他の同種の解析手法に比べて、やや安全率が小さくなったが、概ね同様の結果が得られた。3次元の解析事例では、結果の検証は不十分であるが、すべり面の位置や安全率に一定の評価ができています。また、お椀型の地すべりは2次元の円弧すべりの計算では評価が困難であるが、本手法によって対策工の効果も含めて検討が可能であることが確認できた。さらに、水平震度を考慮することで地震時の検討を行ったが、円弧すべりの計算と比較して同等の結果が得られることも確認できた。

【参考文献】

- 1) 鶴飼恵三、「弾塑性FEMによる斜面の全体安全率の計算法」、Soils and Foundations、Vol.29、No.2、pp.190-195、1989
- 2) 社団法人地盤工学会、「地盤技術者のためのFEMシリーズ③弾塑性有限要素法がわかる」、平成15年8月
- 3) 蔡 飛、鶴飼恵三、黄文峰、「斜面安定性の評価—極限平衡法と弾塑性FEMの比較」、Journal of the Landslide Society、Vol.39、No.4、pp.9-16、2003

モルタル吹き付けによる既存耐震壁の耐震補強工法の拡充

Expansion of a Method for Seismically Retrofitting Existing Shear Walls by Spraying Mortar

岸本 剛* 河野政典* 服部晃三** 山口敏和** 秋竹壮哉***

要 旨

既存耐震壁を増し打ちする耐震補強工事において、工事期間の短縮や騒音・振動の低減を目的に、増し打ち壁をポリマーセメントモルタルの吹き付けにより構築し、エポキシ樹脂により既存躯体に接着接合する工法を開発している。この耐震補強工法は、建物を使用しながら工事が可能であることから今後も適用場面が増すと考えられるが、補強効果を確認した実験の範囲は限られたものであり、適用範囲が限定されていた。そこで、本研究では、適用範囲を拡大し、汎用性の高い耐震補強工法とするために新たな実験を行った。補強効果から、設計法の構築とその妥当性が確認でき、適用範囲の拡大が可能となった。

キーワード：耐震壁、増し打ち壁、吹き付け、ポリマーセメントモルタル

1. まえがき

耐震性能が不足する既存建物に壁を増設することは、耐震補強として有効な方法の一つである¹⁾。壁の増設には、オープンフレームに耐震壁を新設する方法（増設壁）や、既存の耐震壁の壁厚を増す方法（増し打ち壁）がある。動線や採光等の確保の必要性により、補強位置が限定され増設壁を設置できない場合、増し打ち壁が採用される。増し打ち壁による耐震補強では、一般にコンクリートにより既存耐震壁を増厚するが、コンクリートの打設に伴う騒音、打設現場におけるコンクリートポンプ車や配管等のための広い施工スペースの確保、型枠の設置による工事期間の長期化が問題となっている。また、増し打ち壁と既存躯体の一体化には、通常、あと施工アンカーが用いられるが、あと施工アンカー工事には騒音や振動が伴うため、建物を使用しながらの工事は難しく、一時的な移転が必要となる場合もある。

これらを改善するため、増し打ち壁をポリマーセメントモルタル（以下、モルタル）の吹き付けにより構築し、エポキシ樹脂により既存躯体に接着接合する工法（以下、本工法）を開発した²⁾。しかし、補強効果を確認した実験の範囲は限定されたものであった。そこで、今回、適用範囲を拡大（使用可能なモルタルの種類、既存壁の表面処理の低減、有開口壁への適用拡大）すべく改良を行い、補強効果を確認するための構造実験を実施して、耐力の評価および設計法の整備を行った。本報では工法概要と補強効果、および耐力評価法について報告する。

2. 工法概要

本工法の概要を図-1に示す。建物を使用しながら施工することを考慮し、増し打ち壁と既存躯体の接合は、既存躯体に接合筋付鋼板をエポキシ樹脂により接着する方法（以下、接着工法）とする。増し打ち壁が受ける地

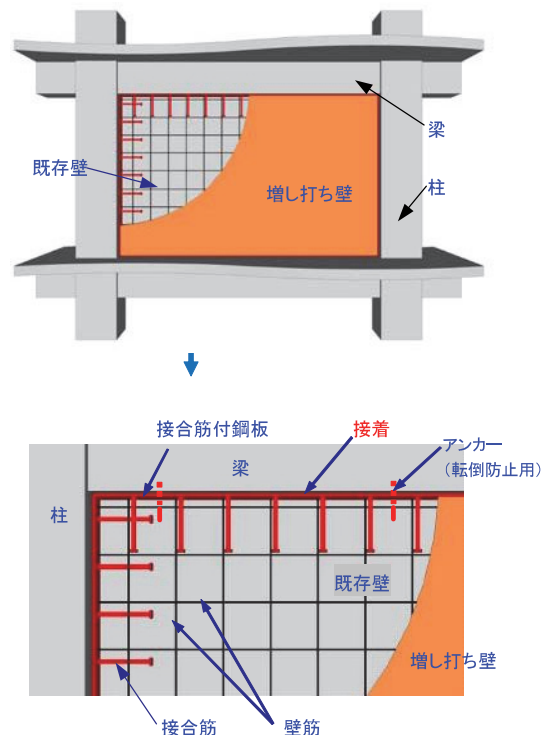


図-1 工法概要

*技術研究所 **西日本支社建築設計部 ***東日本支社建築設計部

震時の水平力をモルタルおよび壁筋が負担し、その力は接合筋を介し接着接合部、さらには既存躯体に伝達される。なお、従来のあと施工アンカーを設置する方法（以下、アンカー工法）も採用可能である。

本工法の特長には、①補強対象が既存壁の存在する位置なので建物を有効に利用できる、②モルタルに高強度材料を使用するため壁厚を薄くできる、③あと施工アンカー工法の必要がないため騒音や振動を低減できる、④省スペースでの施工（ポンプ車不要）、工期短縮（型枠不要）が可能となる、等が挙げられる。

3. 実験概要

3.1 試験体

表-1に試験体一覧を、図-2に試験体形状を、表-2に材料試験結果を示す。試験体は1層1スパンの縮尺約1/3のモデルで、実験パラメータは、増し打ち壁による補強の有無、既存壁面の表面処理状態、開口の有無および位置である。実験で使用したモルタルは適用範囲拡大のため、文献2)で使用したモルタルよりも圧縮強度が低いものを用いている。

No.9はモルタルによる増し打ち補強のない無開口試験体である。これに対し、No.10~No.12はモルタルによる増し打ち補強を施しており、既存壁面の表面処理状況を実験因子としている。No.11は既存壁面の目荒らしなしの試験体で、その表面はダイヤモンドカップを用いてコンクリート素面を露出した程度であり、これを標準とした。これに対し、No.10は既存壁面に従来の目荒らしを行った試験体である。目荒らしの程度は、建築改修工事監理指針³⁾を参考に、チッパーを用いて深さ2~5mm程度、全壁面積の15%程度に施している。No.12は、比較用に既存壁面の付着を除去した試験体であり、モルタル吹き付け前に既存壁面にグリースを塗布している。No.10~No.12の既存躯体と増し打ち壁の接合はアンカー工法とした。これは、接着工法はアンカー工法より接合部のすべり破壊時せん断耐力が小さくなる傾向にあ

表-1 試験体一覧

試験体	増し打ち壁				既存壁			増し打ち壁		
	種類	既存躯体との接合	目荒らし	開口	コンクリート N/mm ²	壁厚 mm	壁筋 -	壁厚 mm	壁筋 -	既存柱梁との接合 あと施工アンカー (接合筋)
No.9	なし	-	-	-	18	50	D4 @125 pw =0.22%	35	D6 @100 pw =0.9%	-
No.10	モルタル	アンカー工法	A	なし						D6@50 pa =1.8%
No.11			B							
No.12			C							
No.13	モルタル	接着工法	B	中央						D6@100 (pa =0.9%)
No.14				端部						

* 目荒らし A: 目荒らし(凹凸)あり, B: 目荒らしなし, C: 付着除去(グリース塗布)

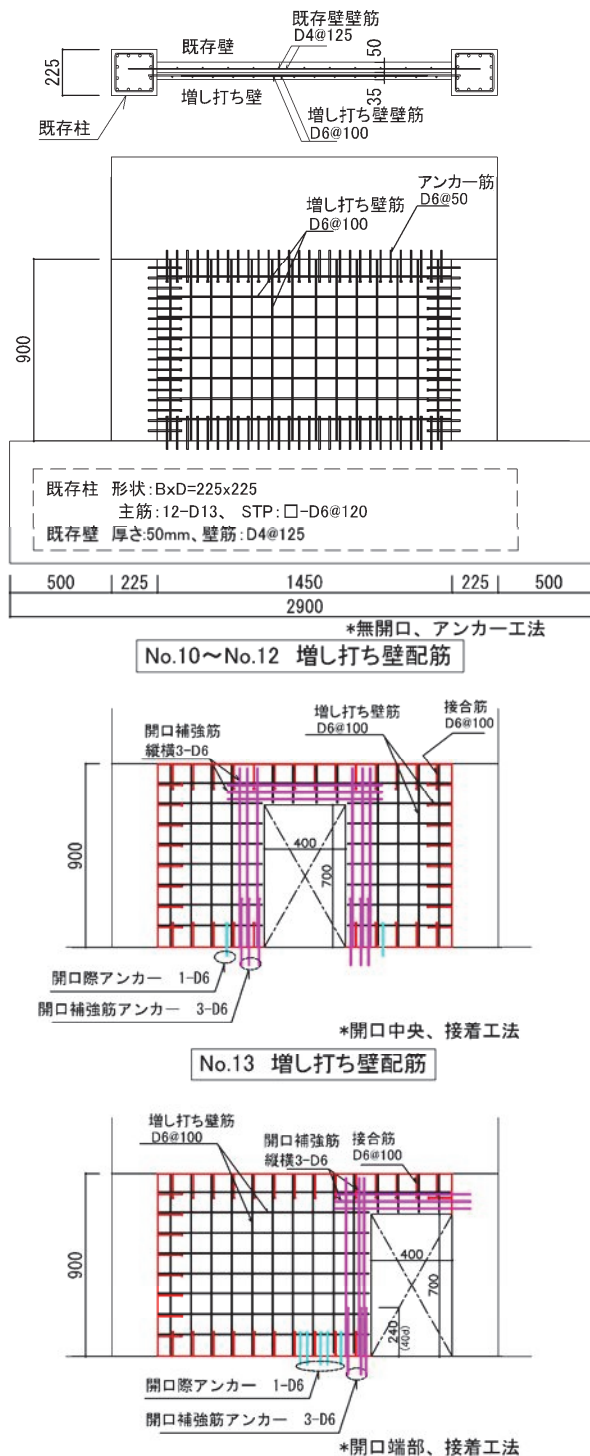


図-2 試験体形状

るため、アンカー工法とすることにより、確実に壁のせん断破壊を生じさせ、せん断耐力の評価を行うためである。

No.13 およびNo.14 は、開口を有する既存壁に増し打ち補強を行った試験体である。開口高さ700mm、開口長さ400mm で下部が床面と接するドア開口とし、開口を梁スパン中央に配置したものがNo.13、片側柱と接して配置したものがNo.14 である。両試験体に共通して、既存壁開口周囲には開口補強筋を配置し、開口際から40d (d : 鉄筋径) の長さで直線定着としている。増し打ち部も同様に、開口周囲に開口補強筋を配置し、下梁と接する部位では、下梁に打設した開口補強筋用アンカー(有効埋め込み長さ15d) との重ね継ぎ定着としている。

本工法では、開口下部には鋼板を貼り付けしない。そのため、開口がない場合よりも開口長さだけ接着による接合部耐力が減少する。そこで、接合部耐力の減少分を開口際に新たに配置するアンカー(以下、開口際アンカー、有効埋め込み長さ7d) により負担させるものとする。また、エポキシ樹脂が接着される面は、ショットブラストにより黒皮を除去し、防錆処理を施した。

3.2 加力方法

加力方法を図-3に示す。試験体両端の柱頂部に長期軸力に相当する荷重(軸力比0.15、一定)を加えた状態で、上部梁より水平力を加力した。加力は層間変形角(R)で制御し、 $R=\pm 1/1000, \pm 1/500, \pm 1/250, \pm 1/166, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50$ を2回づつ繰り返した後、正方向に片押しした。層間変形角は、壁脚部から加力点までの水平変形量を加力点高さで除したものとした。

4. 実験結果

4.1 荷重-層間変形角関係と破壊状況

図-4に各試験体の荷重-層間変形角関係を、写真-1に無開口試験体 No.11、中央出入り開口試験体のNo.13の最終破壊状況を示す。図中の ${}_n q_{su1}$ 、 ${}_n q_{su2}$ は、せん断耐力計算値である(第5章参照)。

a. 試験体 No. 9~No. 12

無補強試験体であるNo.9は $R=0.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ で既存壁にせん断ひび割れを生じた。その後、荷重が増加し、 $R=5.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重となり、その後急激に低下した。破壊モードは既存壁のせん断破壊であった。有補強で既存壁の表面処理をパラメータとしたNo.10~No.12は、各試験体とも $R=0.3 \sim 0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で既存壁および増し打ち壁にせん断ひび割れを生じ、徐々に剛性が低下した。発生時期および発生箇所は、No.10、11では既存壁および増し打ち壁ともほぼ同じ位置であったが、付着を除去したNo.12のみ発生位置がやや異なっていた。その後、せん断ひび割れの拡大および既存柱のせん断ひび割れ、増し打ち壁と上下スタブおよび増し打ち壁と既存柱

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート・モルタル

部位	試験体	σ_B	e_{co}	E_c	σ_t
		(N/mm^2)	($\times 10^{-3}$)	(kN/mm^2)	(N/mm^2)
既存壁 柱 上スタブ	No.9	19.9	2.01	24.7	2.15
	No.10	21.9	1.91	26.1	-
	No.11~12	18.7	1.71	22.3	1.88
	No.13~14	17.2	1.58	22.2	1.91
下スタブ	No.9~11	20.7	1.79	24.80	1.96
	No.12~14	22.1	1.76	25.7	2.51
増し打ち壁	No.10	50.0*	-	-	-
	No.11	52.6	-	-	3.51
	No.12	55.4	4.08	25.1	-
	No.13	45.0	3.51	24.1	-
	No.14	47.0*	-	-	-

*材齢から推測した値(No.12が材齢28日)

(b) 鉄筋・鋼板

鉄筋・鋼板		試験体	使用箇所	σ_y	σ_u
呼び名	種類			(N/mm^2)	(N/mm^2)
D4	SD295A	全試験体	既存壁筋	360	534
D6	SD295A	全試験体	柱帯筋 既存部開口補強筋 増し打ち部開口補強筋 増し打ち壁筋	377	522
		No.10~14	アンカー筋	371	550
		No.10~14	接合筋 開口補強筋アンカー		
		No.13~14			
D13	SHD685	全試験体	柱主筋	779	1003
PL-3.2	SS400	No.13~14	鋼板	365	460

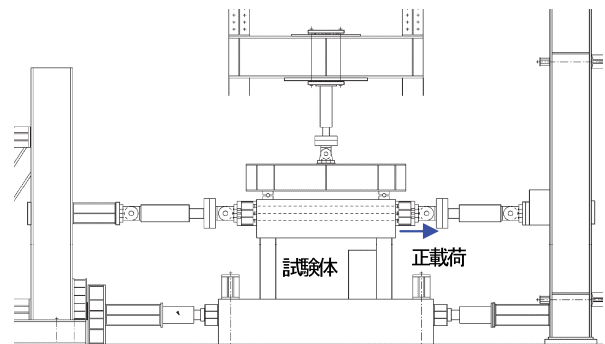


図-3 加力方法

との界面のひび割れが発生し、No.10、11、12でそれぞれ $R=8.4, 9.2, 6.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重となり、その後急激に低下した。また、No.12の付着を除去した試験体のみ、最大荷重および最大荷重時変形角が小さい結果となった。No.10とNo.11の比較では、目荒らしの有無による影響はみられず、破壊形式は既存壁、増し打ち壁ともせん断破壊であった。いずれもNo.9よりも最大荷重が増加し補強効果がみられた。

b. 試験体 No. 13、No. 14

No.13では、既存壁および増し打ち壁に開口隅角部の斜めひび割れが $R=0.1 \sim 0.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、せん断ひび割れが $R=0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で生じた。発生時期および発生箇所は、既存壁および増し打ち壁とも、ほぼ同じ位置であった。その後、せん断ひび割れの拡大および既存柱のせん断ひび割れが発生し、 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重となり、その後荷重が徐々に低下した。破壊形式は既存壁、増し打

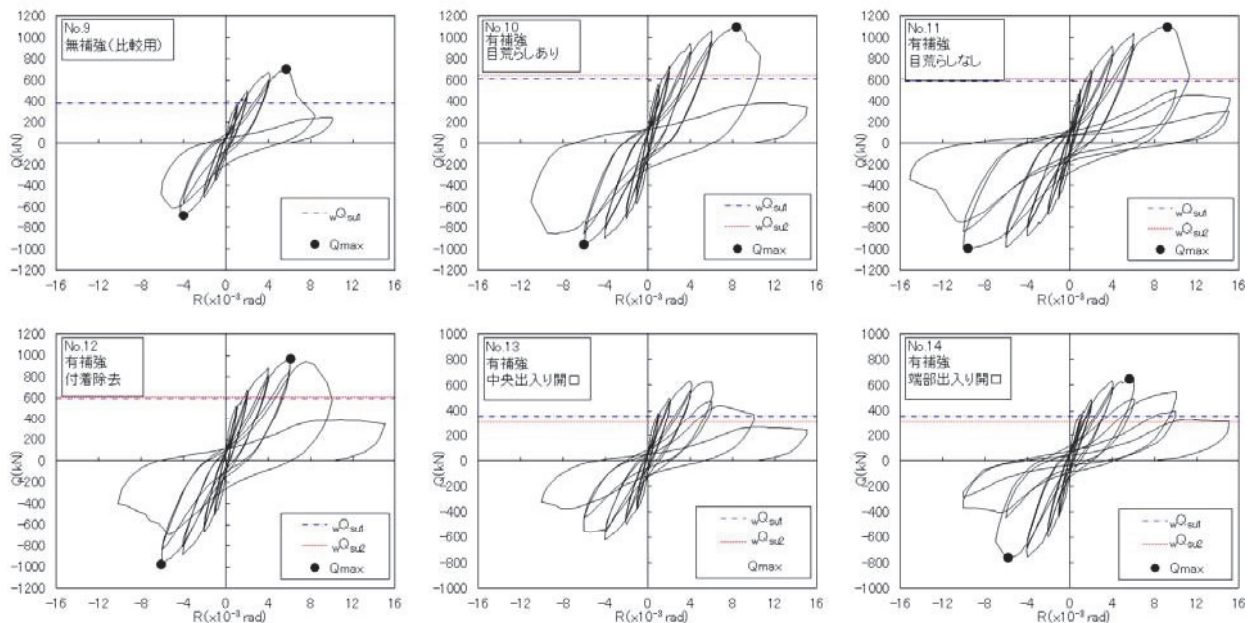


図-4 荷重一層間変形角関係

ち壁ともせん断破壊であった。No.13 では、増し打ち壁を既存柱梁に接着接合しているが、接合部にずれ等はあまりみられなかった。

No.14 では、既存壁および増し打ち壁に開口隅角部の斜めひび割れが $R=0.2\sim 0.4\times 10^{-3}\text{rad}$ で、せん断ひび割れが $R=1.1\times 10^{-3}\text{rad}$ で生じた。その後、正載荷時では、せん断ひび割れの拡大および既存柱のせん断ひび割れが発生し、 $R=5.6\times 10^{-3}\text{rad}$ で最大荷重となった。一方、負載荷時には既存壁および増し打ち壁のせん断ひび割れが拡大し、 $R=-5.8\times 10^{-3}\text{rad}$ で最大荷重となった。破壊形式は正載荷時では増し打ち壁下部の接着接合部のすべり破壊、負載荷時には既存壁、増し打ち壁のせん断破壊であった。

4.2 モルタルのせん断強度

図-5 に増し打ち壁がせん断破壊した試験体におけるモルタルの圧縮強度(σ_{BM})と最大荷重時に負担したせん断強度(τ_m)の関係を示す。図中には文献 2) の実験データも併せて示す。モルタルが負担するせん断強度の実験値(τ_m)は、補強の有無による最大荷重実験値の差を増し打ち壁が負担するせん断力(Q_m)と考え、それを増し打ち壁の長さおよび厚さで除して求めた。なお、増し打ち壁の負担せん断力のうち、壁筋の負担分については文献 2) より $0.5(p_{w2} \cdot \sigma_{wy2})$ とし、全体から差し引いた。モルタルの圧縮強度に対するせん断強度の比の平均は、 $\tau_m = 0.1 \cdot \sigma_{BM}$ であった。

4.3 接着接合部のせん断強度

図-6 に接着工法における接着接合部で破壊した試験体の既存コンクリートの圧縮強度(σ_{BC})と最大荷重時の増し打ち壁の接着接合部のせん断強度(τ_s)の関係を示す。図中には、文献 2) の実験データも併せて示す。ここでは、接着接合部のせん断強度の実験値(τ_s)は、補強の有無による最大荷重実験値の差を増し打ち壁が負担するせ

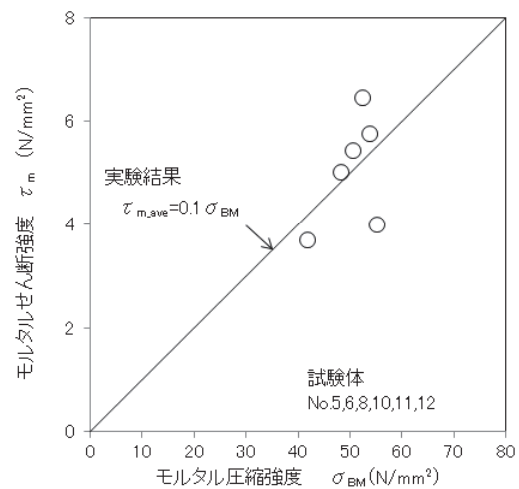


(a) No. 11



(b) No. 13

写真-1 最終破壊状況



$$\tau_m = Q_m / (t_{w2} \cdot l_{w2})$$

Q_m : 増し打ち壁の負担せん断耐力
 t_{w2} : 増し打ち壁の厚さ (mm)
 l_{w2} : 増し打ち壁の内法長さ (mm)

図-5 σ_{BM} と τ_m の関係 (最大荷重時)

ん断力と考え、それを接着接合部の長さおよび幅で除して求めた。また、No.14 (正載荷) では、開口下部の接着耐力不足分として開口際アンカーを配置していることから、接着接合部の長さを内法長さとした。既存コンクリートの圧縮強度に対する接着接合部のせん断強度の比の平均は、 $\tau_s = 0.2 \cdot \sigma_{BC}$ であった。

5. せん断終局耐力の評価

5.1 評価方法

増し打ち壁の破壊形式は、壁自体がせん断破壊する形式と、既存躯体との接着接合部ですべり破壊する形式に分けられる。各破壊形式のせん断終局耐力算定式を以下に示す。

a. 増し打ち壁がせん断破壊する場合

増し打ち壁がせん断破壊する場合、既存壁と増し打ち壁のひび割れ状況を比較すると、各試験体とも同じ位置に幅、長さとも同程度のひび割れを生じており、最終的にひび割れが進展し、両方の壁が同時にせん断破壊するに至った。このことから、増し打ち壁と既存壁がせん断破壊する時のせん断耐力(wQ_{su1})は、既存壁と増し打ち壁のそれぞれのせん断耐力を累加して評価する (式(1))。既存壁のせん断耐力(wQ_{su0})は「RC 耐震改修設計指針」¹⁾に従い式(2)を用いて、増し打ち壁のせん断耐力(wQ_{suS})は「RC 耐震改修設計指針」¹⁾の柱なし壁のせん断強度式を用いて、式(3)で計算する。

なお、式(4)中のモルタルのせん断強度の評価に用いた $F_{c2}/20$ は、本来コンクリートを対象とし構築されたものである。しかし、本実験では、使用したモルタルのせん断強度は圧縮強度に対し平均で 1/10 となり、コンクリートと同等であったことから、モルタルにおいても適用できるものとした。

$$wQ_{su1} = wQ_{su0} + wQ_{suS} \quad (1)$$

$$wQ_{su0} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_{cl})}{M / (Q \cdot \ell_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{sel} \cdot \sigma_{wy1}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (2)$$

$$wQ_{suS} = \tau_{suS} \cdot t_{w2} \cdot l_{w0} \quad (3)$$

$$\tau_{suS} = F_{c2} / 20 + 0.5 (p_{w2} \cdot \sigma_{wy2}) \quad (4)$$

ここで、

wQ_{su0} : 既存壁のせん断耐力、 wQ_{suS} : 増し打ち壁のせん断耐力、 $p_{te} = 100 a_t / (b_e \cdot l_w)$: 等価引張鉄筋比(%), a_t : 引張側柱の主筋全断面積(mm²), $b_e = \sum A / \ell_w$: 等価壁厚、 ℓ_w : 壁の全長(mm), $\sum A$: 既存壁や柱の水平断面積の和(mm²), F_{cl} : 既存コンクリート圧縮強度(N/mm²), $p_{sel} = \sum a_{nl} / (b_e \cdot s_1)$: 既存壁の等価壁筋比、 a_{nl} 、 s_1 : 既存壁の壁筋の断面積および間隔(mm², mm), σ_{wy1} : 既存壁の壁筋の降伏強

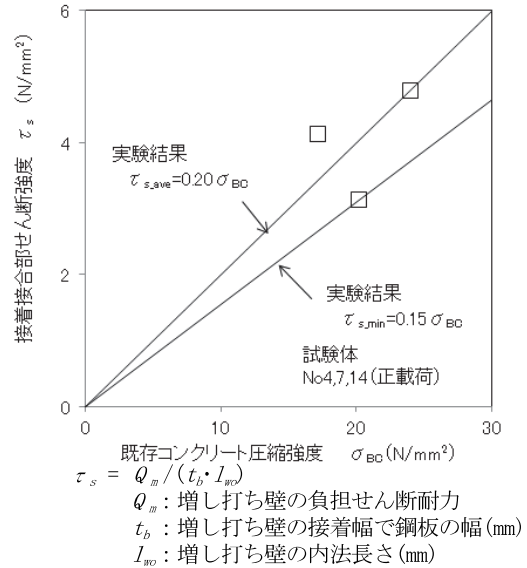


図-6 σ_{BC} と τ_s の関係(最大荷重時)

度(N/mm²), $\sigma_{oe} = \sum N / (b_e \cdot l_w)$: 等価軸方向応力度(N/mm²), $\sum N$: 全軸方向応力(N), j_e : 応力中心間距離(mm), M / Q : 反曲点高さ(mm), ただし、 $1 \leq M / (Q \cdot \ell_w) \leq 3$, F_{c2} : 吹付けモルタルの設計基準強度(N/mm²), p_{w2} : 増し打ち壁の壁筋比、 σ_{wy2} : 増し打ち壁の壁筋の降伏点強度(N/mm²), t_{w2} : 増し打ち壁の厚さ(mm), l_{w0} : 増し打ち壁の内法長さ(mm)

b. 増し打ち壁が接合部ですべり破壊する場合

増し打ち壁が接着接合部ですべり破壊するせん断耐力(wQ_{su2})は、式(5)に示すように既存壁のせん断耐力(wQ_{su0})と増し打ち壁の接合部のすべり破壊時せん断耐力(wQ_{suw})を累加して評価する。なお、今回の実験では、無補強試験体はせん断破壊したもの、モルタル補強試験体のうち、増し打ち壁が接合部ですべり破壊した試験体では、既存壁もすべり破壊し、せん断破壊を生じていない。これは、既存壁が圧縮強度の高いモルタルで一体化され、その補強効果により既存壁自体のせん断耐力が上昇し、破壊モードがせん断破壊型からすべり破壊型に変化したと考えられる。しかし、既存壁のすべり破壊時せん断耐力は今回の実験では確認できていない。そこで、実際の破壊状況とは異なるものの、安全側の評価として文献4)を参考に既存壁のすべり破壊時せん断耐力はせん断破壊時の耐力式である式(5)で評価することとした。

また、接合部のすべり破壊時せん断耐力(wQ_{suw})は、接着工法の場合では、接着によるすべり破壊時せん断耐力と接合筋のせん断耐力のうち小さい方(式(6))で、アンカー工法の場合では、あと施工アンカーのせん断耐力(式(9))で評価する。

今回の実験では、接着接合部のすべり破壊位置は、エポキシ樹脂とコンクリートの接着面ではなく既存コンクリートに少し入った位置であった。この場合、接着接合部のせん断強度は割裂引張強度と概ね一致し、コンク

リート圧縮強度の0.08倍で、安全に評価できるとされている⁵⁾、⁶⁾。今回の実験でも平均で圧縮強度の0.20倍、下限値でも0.15倍と安全に評価していた。そこで、接着工法の増し打ち壁の接着接合部のせん断すべり耐力は式(7)とした。

$$wQ_{su2} = wQ_{su0} + wQ_{suJ} \quad (5)$$

$$wQ_{suJ} = \min(wQ_{suJ1}, wQ_{suJ2}) \quad (6)$$

$$wQ_{suJ1} = 0.08 \cdot F_{cl} \cdot t_b \cdot \Sigma l_{PL} \quad (7)$$

$$wQ_{suJ2} = 0.7 \cdot n_s \cdot \sigma_{a2} \cdot s_{a2} \quad (8)$$

$$wQ_{suJ} = n_a \cdot Q_{ah} \quad (9)$$

ここで、

wQ_{suJ1} : 接着接合部のせん断耐力(N)、 wQ_{suJ2} : 接合筋のせん断耐力(N)、 t_b : 増し打ち壁の接着幅で接合筋付き鋼板の幅(mm)、 Σl_{PL} : 増し打ち壁の接着長さ (mm)、 n_s : 水平接合部に配置される接合筋の本数、 s_{a2}, σ_{a2} : 接合筋の断面積、降伏強度(mm²、N/mm²)、 F_{cl} : 既存コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 Q_{ah} : あと施工アンカー 1 本のせん断耐力(N)、 n_a : 水平接合部に配置されるアンカーの本数

5.2 実験結果との比較

試験体の最大耐力実験値と計算値の比較を図-7に示す。実験値は各試験体の最大荷重とした。計算値は、式(1)で決まる増し打ち壁のせん断破壊を想定したせん断耐力(wQ_{su1})と、式(5)で決まる接合部のすべり破壊を想定したすべり破壊時せん断耐力(wQ_{su2})の小さい方とした。また有開口試験体の場合、RC規準⁷⁾に従い、無開口のせん断耐力に、開口によるせん断耐力低減率(γ)を乗じた。同図より、せん断破壊した試験体では、実験値/計算値の平均値は1.73、すべり破壊した試験体では平均値は1.80となり、提案した計算式はいずれも実験値を安全側に評価した。

6. まとめ

今回の実験により、以下の知見を得た。

- i. 新たに選定したモルタルは増し打ち壁として有効であること、また有開口タイプの既存壁にも適用可能であることを確認した
- ii. 増し打ち壁がせん断破壊した結果より、増し打ち壁が破壊する時のモルタルのせん断強度は、コンクリートの場合と同様に、圧縮強度の 1/20 で安全に評価できることを確認した
- iii. 既存壁面の表面処理をパラメータとした実験より、目荒らしの有無による影響はみられなかったものの、付着を除去した試験体のみ若干最大荷重、および最大荷重時変形角が小さい結果となった
- iv. 増し打ち壁がせん断破壊する試験体は、既存壁と

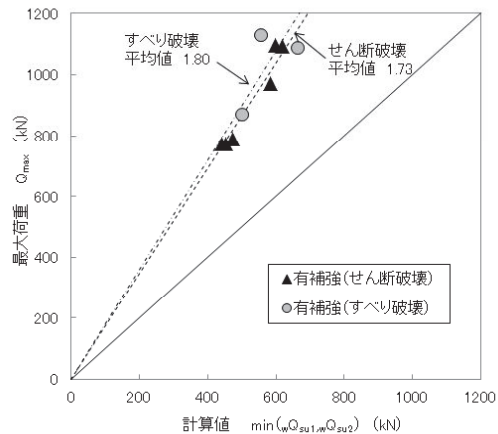


図-7 計算値と実験値の比較 (最大荷重時)

増し打ち壁のそれぞれのせん断耐力を累加したせん断耐力式で、また、増し打ち壁がすべり破壊する破壊モードにおいては、既存壁のせん断耐力と増し打ち壁の接合部のすべり破壊時せん断耐力を累加したせん断耐力式で、最大耐力を安全に評価できる

7. あとがき

モルタル吹き付けによる増し打ち補強は、耐震補強工法として有効であることが確認できた。本工法の適用場面は今後増えてくることが予想される。積極的に実建物に適用していきたい。

【参考文献】

- 1) 日本建築防災協会、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針・同解説」、2001
- 2) 岸本 剛、河野政典、山上 聡、服部晃三、平松一夫、「モルタル吹き付けによる既存耐震壁の耐震補強工法の開発」、奥村組技術研究年報、No.39、2013
- 3) 建築保全センター、「建築改修工事監理指針 平成19年版」、2007
- 4) 日本建築総合試験所、「GBRC性能証明 奥村組接着式耐震補強工法」、2008
- 5) 小宮敏明、益尾 潔、「鉄骨増設ブレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力」、コンクリート工学年次論文報告集、Vo1.22、No.3、2000
- 6) 宮内靖昌、東端泰夫他、「鉄骨ブレースの接着接合より耐震補強されたRC架構の力学性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vo1.20、No.3、1998
- 7) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説」、2010

免震レトロフィットに適用する柱仮受け工法の開発

Development of the Temporary Supporting Method for Seismic Isolation Retrofit

舟木秀尊* 岸本 剛* 山上 聡* 床 圭司**

要 旨

免震レトロフィット工事に適用する既開発の柱仮受け工法¹⁾（増し打ち方式）を発展させ、工事が終わった後に撤去できる脱着式の仮受け部材として、PC 鋼棒で鋼製の治具を柱躯体に圧着し、そこに鉛直ジャッキを設置する工法（乾式方式）を考案した。そこで、今回は鉄筋コンクリート柱と鋼製治具の荷重伝達を模擬した構造実験により、PC 鋼棒で圧着接合された脱着式の鋼製治具が、柱切断時の荷重を仮受けする部材として使用できることを確認した。

キーワード：免震レトロフィット、中間階免震、仮受け、PC 鋼棒、圧着接合

1. まえがき

既存建物を免震建物に変更する場合、柱や耐震壁などの鉛直部材を切断し、免震装置を設置する。一般には、ジャッキ等の仮設支持部材を柱周辺に設置して、柱にかかる荷重を仮受けした後、柱の免震装置設置箇所を切断・除去し、免震装置を設置・固定して仮設支持部材を取り外すという手順になる。

免震レトロフィット工事において、工事の範囲を免震階のみにすることにより、上層階・下層階とも居ながらの施工が可能となる。今回、既開発の工法¹⁾を発展させ、工事が終わった後に撤去できる仮受けとして、PC 鋼棒で鋼製の治具を柱躯体に圧着し、そこに鉛直ジャッキを設置する工法を考案した。本報では、工法の概要と構造実験の結果について報告する。

2. 工法の概要

免震レトロフィット工事は、免震装置を設置する位置の違いにより、図-1に示すような中間階免震と基礎下免震に分けられる。開発した工法は、中間階免震の工事を対象とした仮受け工法である。鋼製治具による仮受けのイメージを図-2に示す。本工法では、既存柱の切断にあたって、切断箇所の上部和下部に鋼製治具を取り付け、その間に鉛直ジャッキを設置する。鋼製治具の役割は、PC 鋼棒の緊張力を柱躯体へ伝達すると同時に、鉛直ジャッキの反力を支えることである。鋼製治具は、PC 鋼棒の緊張力によって柱躯体と圧着し一体化される。鋼製治具は縦使いと横使いがあり、PC 鋼棒を通すための貫通孔を有する。したがって、縦使いと横使いを組み

合わせて使用することで、免震装置を載せるための増し打ち部と既存柱との間に生ずる段差に対応できる。横使いでは、PC 鋼棒を既存柱の側面に配置するため、既存柱の躯体に新たに貫通孔を設ける必要はない。仮受け時の柱荷重は、柱躯体と鋼製治具との接合面の摩擦力によって伝達される。柱の鋼製治具は、免震装置を設置してジャッキダウンが完了した後、取り外して次の柱仮受け工事に転用することができる。

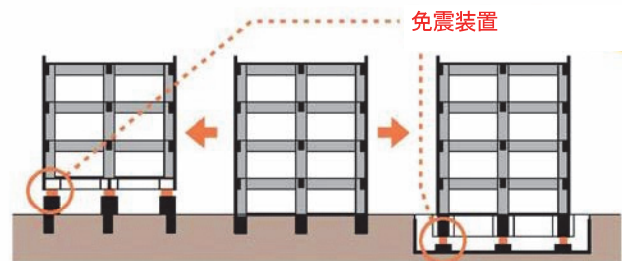


図-1 中間階免震と基礎下免震

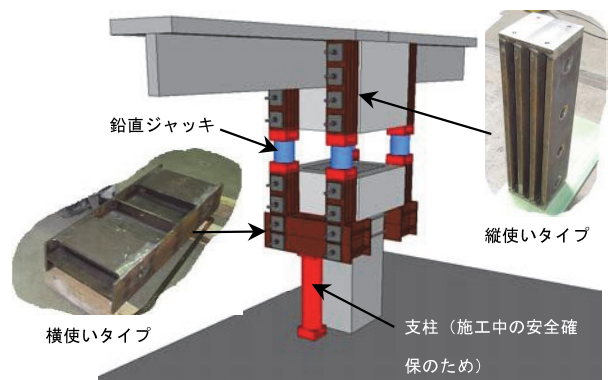


図-2 鋼製治具による仮受けのイメージ

*技術研究所 **東日本支社建築設計部

3. 仮受け形式の検討

3.1 実験概要

仮受けに使用する鋼製治具の組み合わせを検討するために予備実験を行った。実験対象とした仮受け形式を図-3に示す。系列Iは、増し打ち柱をPC鋼棒で圧着する既開発の方式（鋼製治具を用いない）であり、荷重支持性能について考案した乾式方式と比較するための試験体である。系列IIは、増し打ち部を介して鋼製治具を圧着する方式、系列IIIは、既存柱に鋼製治具を直接圧着する方式である。系列IIと系列IIIが開発対象であり、仮受け形式が荷重支持性能に与える影響を把握することを目的とした。また、柱躯体のコンクリート強度は、既存柱が27 N/mm²、増し打ち部が36 N/mm²である。試験体9体に対し、PC鋼棒の緊張力や配置方向（1方向、2方向）等を因子として、全26ケースの載荷実験を行った。実験方法を図-4に示す。実際の工事状況を模擬するため、鋼製治具の鉛直ジャッキを設置する場所に支持板を配置した。鉛直荷重は既存柱の上面に載荷し、最大耐力が確認されるまで加力した。

3.2 実験結果

試験一覧を表-1に、仮受け形式が最大耐力に与える影響を図-5に示す。3種類の仮受け形式を比較した結果、PC鋼棒による緊張力から得られる荷重支持性能は、既存柱に鋼製治具を直接圧着した形式（系列III）が最も期待できることがわかった。系列IIIは、PC鋼棒による緊張力の全てが摩擦に寄与する一方、増し打ち形式（系列I）や増し打ち部を介する形式（系列II）では、緊張力の一部が増し打ち部に流れてしまうために荷重支持性能が低くなると考えられる。また、鋼製治具を複数段に重ねて使用する際、同一方向に2段（No.7-4~6、8）とした方が、鋼製治具を重ねる部分の躯体に損傷が少なく、同じ緊張力から得られる最大耐力は大きくなった。したがって、予備実験の結果から、実際の工事に適用する鋼製治具の配置は1方向で重ねて使用するものとした。

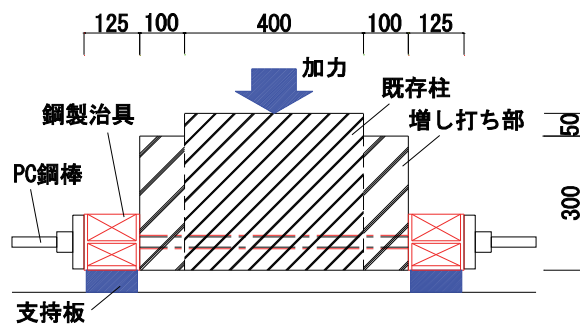


図-4 実験方法（系列II）

表-1 試験一覧（予備実験）

系列	試験体	PC鋼棒配置方向	PC鋼棒本数	緊張力 (kN/本)	最大耐力 (kN)
I	No.1	—	—	—	543
	No.2	長手(X)	2本×1方向	270	1180
	No.3	短手(Y)	2本×1方向	270	959
	No.4	X+Y	2本×2方向	270	1380
	No.9-4	X方向	2本×1方向	270	1061
II	No.5-1	X方向	2本×1方向	150	375
	270			705	
	420			1023	
	No.5-4	—	—	—	496
	No.6-1	上段(Y) 下段(X)	2本×2方向	150	810
	270			1419	
	420			1749	
	No.9-1	X方向	2本×1方向	150	359
	270			667	
420	987				
III	No.7-1	X方向	2本×1方向	150	561
	270			985	
	370			1210	
	420			1349	
	No.7-4	上段(X) 下段(X)	2段×2本×1方向 (同一方向2段)	150	1062
	270			1889	
	420			2539	
	No.7-8	—	—	150/420	1829
	No.8-1	上段(Y) 下段(X)	2本×2方向 (直交方向2段)	150	853
	270			1630	
	420			2366	

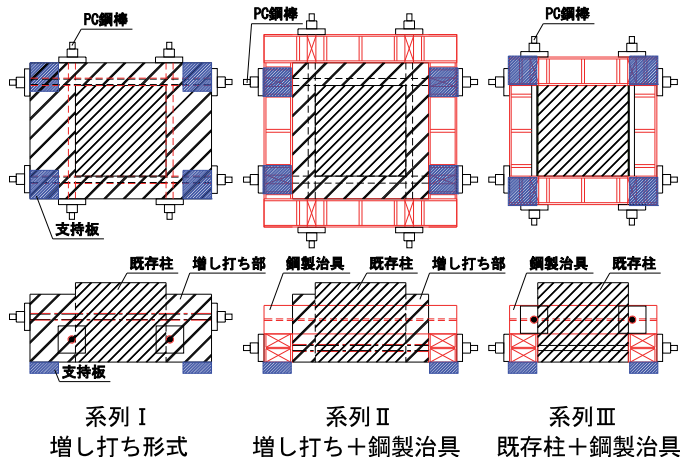


図-3 仮受け形式

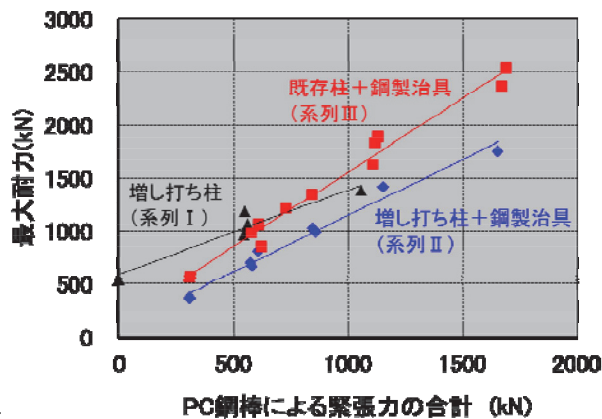


図-5 仮受け形式が最大耐力に与える影響

4. 荷重支持性能の確認

4.1 実験概要

鋼製治具を PC 鋼棒の緊張力で柱に圧着した仮受け部材の荷重支持性能を確認するため、実際に近い 1/2 モデルの試験体による載荷実験を行った。試験体の形状の一例を図-6 に示す。実験因子は、①鋼製治具の段数 (PC 鋼棒の本数)、②鋼製治具の組み合わせ (縦使い、横使い)、③増し打ち部の有無、④躯体表面 (目荒し・傾斜・鋼板補強) 等とした。

4.2 荷重支持性能

試験一覧を表-2 に、PC 鋼棒による緊張力と全て試験における最大耐力との関係を図-7 に示す。様々な実験因子の影響を含んだ結果であるが、鋼製治具を用いた

仮受けの最大耐力は、PC 鋼棒による緊張力の合計値によって評価できることがわかった。鋼製治具の設置方法を写真-1 に示す。柱切断箇所の上に設けられる増し打ち部と既存柱に段差が生じた場合、鋼製治具の設置方法によって荷重支持性能に問題がないことを確認することが目的である。この実験により、鋼製治具の設置は縦使いと横使いの組み合わせが可能であり、既存柱と増し打ち柱に段差が生じても適用できることがわかった。また、本実験より、PC 鋼棒の緊張力によって圧着された鋼製治具による仮受けは、免震レトロフィット工における柱切断時の軸力を仮受けする部材として荷重を支持できる性能を有しており、その最大耐力は PC 鋼棒の緊張力によって得られる柱と鋼製治具との摩擦力によって評価できることを確認した。

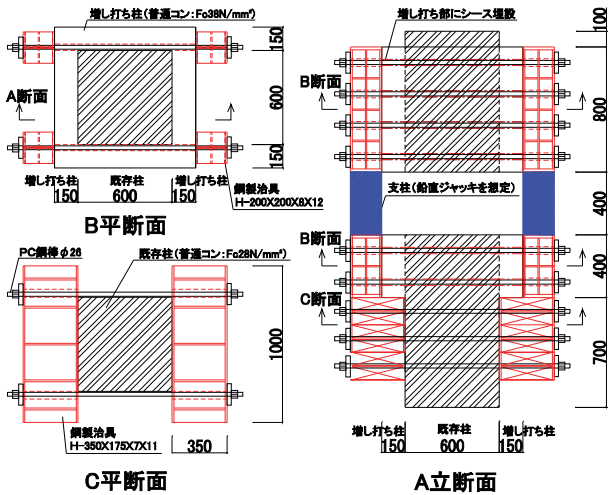


図-6 試験体の形状 (全体モデル No. 11)

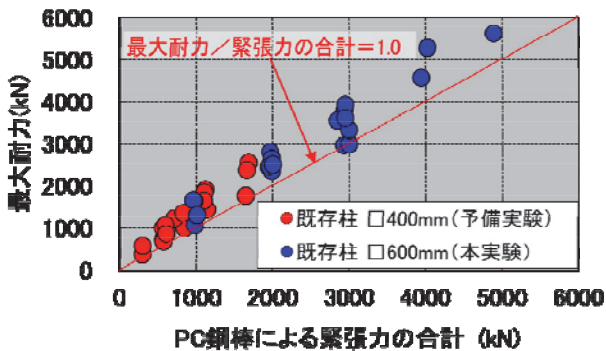


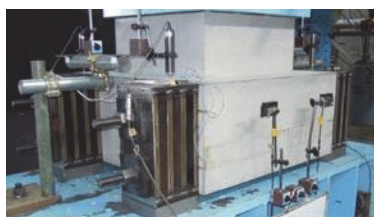
図-7 PC 鋼棒による緊張力と最大耐力の関係

表-2 試験一覧

試験体	因子	鋼製治具		PC鋼棒 (本)	緊張力 (kN/本)	合計緊張力 (kN)	最大耐力 (kN)	
		配置	段数					
既存柱と鋼製治具 (増し打ちなし)	No.1-1 治具段数	横使い	1段	2	500	991	1050	
	No.2-1 治具段数		2段	4	500	1954	2460	
	No.2-2 緊張力		2段	4	250	983	1629	
	No.1-2 圧着面に鉄板		3段	6	500	3000	2977	
	No.1-3 圧着面に鉄板		2段	4	500	1973	2800	
	No.3-1 治具段数		3段	6	500	2938	2947	
	No.3-2 緊張力		3段	6	167	972	1647	
	No.6-1 目荒し・支点間隔		3段	6	500	2944	3804	
	No.6-2 目荒し		3段	6	500	2853	3536	
	No.8-1 支点間隔		2段	4	500	1992	2634	
No.8-2 支点間隔	3段	6	500	2949	3915			
増し打ち柱と鋼製治具	No.4-1 治具段数	縦使い	2段	4	500	1960	2426	
	No.7-1 躯体に傾斜あり		2段	4	250	1019	1299	
	No.7-2 躯体に傾斜あり		2段	4	500	1992	2338	
	No.9-1 治具段数		3段	6	500	2998	3322	
	No.10-1 治具段数		4段	8	250	1966	2451	
	No.10-2 緊張力		4段	8	500	4027	5274	
既存柱および増し打ち柱と鋼製治具	No.4-2	縦使い	2段	4	250	2008	2495	
		横使い	1段	2	500			
	No.5	縦使いと横使いの段数	縦使い	2段	4	500	4893	5615
		横使い	3段	6	500			
	No.9-2	縦使い	2段	4	500	2951	3610	
		横使い	1段	2	500			
No.11 全体モデル	上部	縦使い	4段	8	500	3944	4561	
	下部	縦使い	2段	4	500	4953	-	
		横使い	3段	4	500			



① 既存柱に鋼製治具を圧着



② 増し打ち部に鋼製治具を圧着



③ 既存柱と増し打ち部に鋼製治具を圧着

写真-1 鋼製治具の設置方法

4.3 圧着面が耐力に及ぼす影響

柱躯体と鋼製治具の圧着面に着目した試験体を写真-2に、緊張力の合計を同一とした場合の各因子（段数、目荒し、傾斜、鋼板）が最大耐力に及ぼす影響を図-8に示す。横使いの鋼製治具を重ねて使用する際の最大耐力は、横治具3段を100とした場合に横治具1段では64に低下する。これは躯体が支圧破壊したことが原因であり、その対策としてNo.1-2、3のように圧着面への鋼板の設置が有効である。躯体に目荒しを施した実験においては、鋼製治具との一体性に問題なく、最大耐力への影響は見られなかった。圧着面のすべり防止を期待して傾斜を設けた場合については、最大耐力の向上が見られず、効果がないことがわかった。

5. 施工方法

鋼製治具を用いた仮受けの計画は、既存柱が負担している設計用長期軸力に対して行う。今回の実験で得られた摩擦抵抗力に関する知見を踏まえ、PC鋼棒の径や本数を検討する。その際、安全率については、柱頭部ブラケット支保工の設計方法²⁾等に準じて行う。本工法の施工手順を図-9に示す。既存柱には、免震装置を設置するための増し打ち部を構築する。その際、PC鋼棒を通すためのシースを事前に配置する。増し打ち部のコンクリートが所定の強度に達した後、柱躯体に鋼製治具を圧着する。設計用長期軸力を目標に、鉛直ジャッキによるプレロードを行い、フェイルセーフ用の支柱を設けた後に既存柱を切断する。免震装置を設置した後、ジャッキダウンして柱に荷重を移行し、仮受けを撤去する。

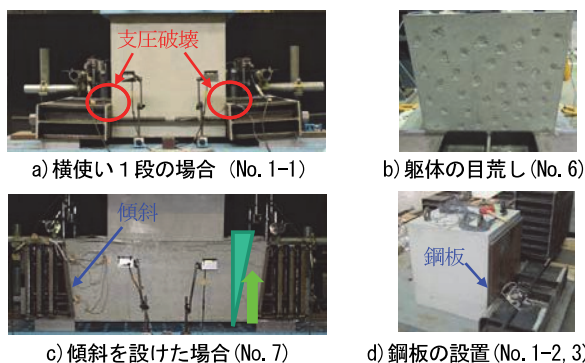


写真-2 圧着面に着目した試験体

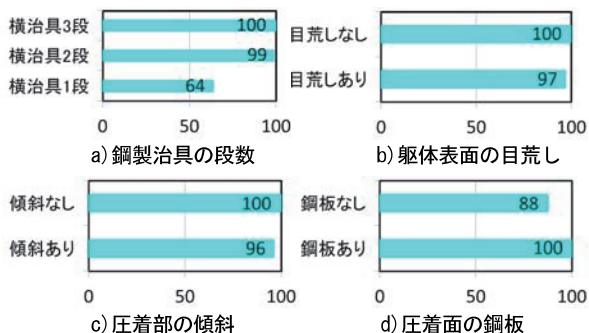


図-8 各因子の影響（基準試験体を100とする）

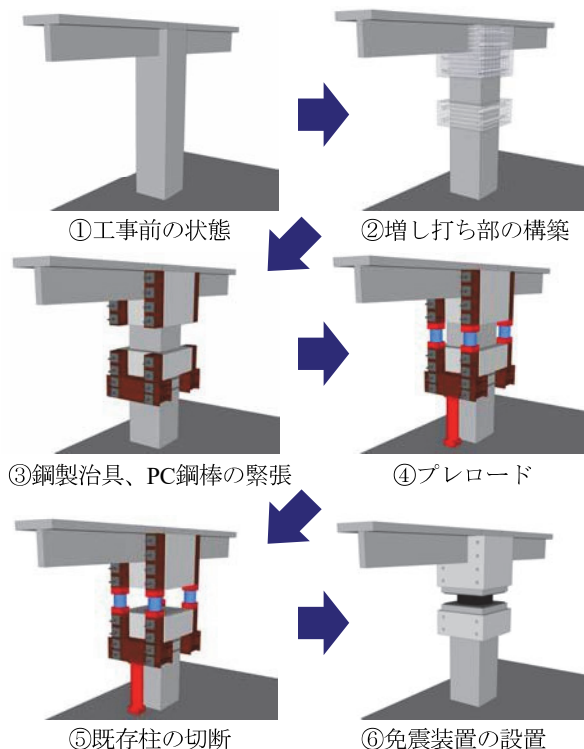


図-9 施工手順

6. まとめ

免震レトロフィット工事の柱仮受け部材に関する実験を行い、考案した施工方法が実建物へ適用できることを実証した。主な結果を以下に示す。

- i. 鉄筋コンクリート柱と鋼製治具の荷重伝達状況を模擬した構造実験により、圧着接合された鋼製ブラケットが、免震レトロフィット工事における柱切断時の荷重を支持できることを確認した
- ii. PC鋼棒で圧着接合する鋼製治具は、鉄筋コンクリート躯体の形状や荷重に応じて適切に組み合わせることで、その最大耐力はPC緊張力の総和と同等の荷重として評価できることを確認した

7. あとがき

免震レトロフィット工事は、その建物によって要求も様々である。これらの要求に応じていく中で、施工方法の充実を図り、新しい工法の開発を検討していきたい。

【参考文献】

- 1) 「免震レトロフィット工法の柱仮受け部材に関する実験的研究」、奥村組技術研究年報、2013
- 2) 「仮設 PC 鋼材設計・施工マニュアル」、高速道路調査会、1997.7

タイル張り仕上げコンクリートの中性化進行予測に関する 解析的検討

Analytical Study on Prediction of Carbonation Progress of Tile-Finished Concrete

河野政典*

要 旨

タイル張り仕上げを施したコンクリートの中性化進行について理論的検討を行うため、タイル張りの目地部分から二酸化炭素が侵入し中性化が進行するモデルによる中性化進行予測手法を提案した。既往文献のタイル張りコンクリートの促進中性化試験のデータと、提案式から求めた予測値との比較検討を行った結果、予測値は実験値におおよそ対応した結果となり、予測手法の適用性が確認された。そして、実建物におけるタイル張りコンクリートの中性化予測を行った結果、タイル張り仕上げは高い中性化抑制効果を有することを確認し、目地幅による中性化への影響を定量的に示した。また、タイル長さ目地幅から求められる中性化速度係数比の収束値を用いた簡略的なタイル張りコンクリートの中性化予測手法を併せて提案した。

キーワード：コンクリート、中性化、タイル張り仕上げ

1. まえがき

鉄筋コンクリート造建築物の外壁には、意匠性、美観性から仕上げが施されていることが多く、代表的な仕上げの一つとしてタイル張りが挙げられる。タイル張り仕上げについては、建物の耐久性の重要な評価指標であるコンクリートの中性化を抑制する効果を有することが広く知られている¹⁾。その効果に基づき、住宅性能表示制度の劣化対策等級では、タイル張り仕上げが施された場合、最小かぶり厚さを 1cm 減ずることができると記されている²⁾。

これまでのタイル張り仕上げを施したコンクリート（以下、タイル張りコンクリートと称す）の中性化に関する研究報告では、タイル張りの中性化抑制効果の評価については、仕上げ材のないコンクリートの中性化深さに対するタイル張りコンクリートの中性化深さの比（以下、中性化率と称す）で表されていることが多い。例えば、和泉ら³⁾は、実建物の調査結果からタイル張りの中性化率は屋内で 0.31 ± 0.18 、屋外で 0.16 ± 0.09 と報告している。また、磯田ら⁴⁾は、促進中性化試験の結果から目地下部分で $0.14 \sim 0.35$ 、タイル下部分で $0.08 \sim 0.27$ と報告しており、いずれにおいても高い中性化抑制効果が示されている。ただし、この中性化率は中性化深さの測定結果の数値を用いて中性化の度合いを表したものであり、理論的な中性化進行を捉えて評価したもので

はない。

一般的な環境においては、コンクリートの中性化は二酸化炭素の侵入により生じる。外装に用いられるタイルの多くは磁器質の施釉タイルであるため、タイル面の透気性は極めて小さく、二酸化炭素のコンクリートへの侵入は目地部分からに限られる。したがって、コンクリートの中性化は目地の幅やタイルの大きさに影響することが考えられる。そこで、鉄筋コンクリートの耐久設計にタイル張りの中性化抑制効果を有効に取り入れるためには、それらの影響について検討する必要がある。そのためには、タイル張りコンクリートの理論的な中性化進行について明らかにする必要がある。しかしながら、タイル張りコンクリートの理論的な中性化進行予測に関する研究報告は少ない。

そこで、タイル張りの目地部分から二酸化炭素が侵入しコンクリートの中性化が進行するモデルによる中性化進行予測手法の提案を行い、既往のタイル張りコンクリートの促進中性化実験データと、提案式から求めた予測値との比較検討により、予測手法の適用性について検証した。そして、実建物におけるタイル張りコンクリートの中性化予測、目地幅の違いによる中性化の影響、および中性化予測方法の簡略化について検討を行った。本報では、それらの検討結果について報告する。

*技術研究所

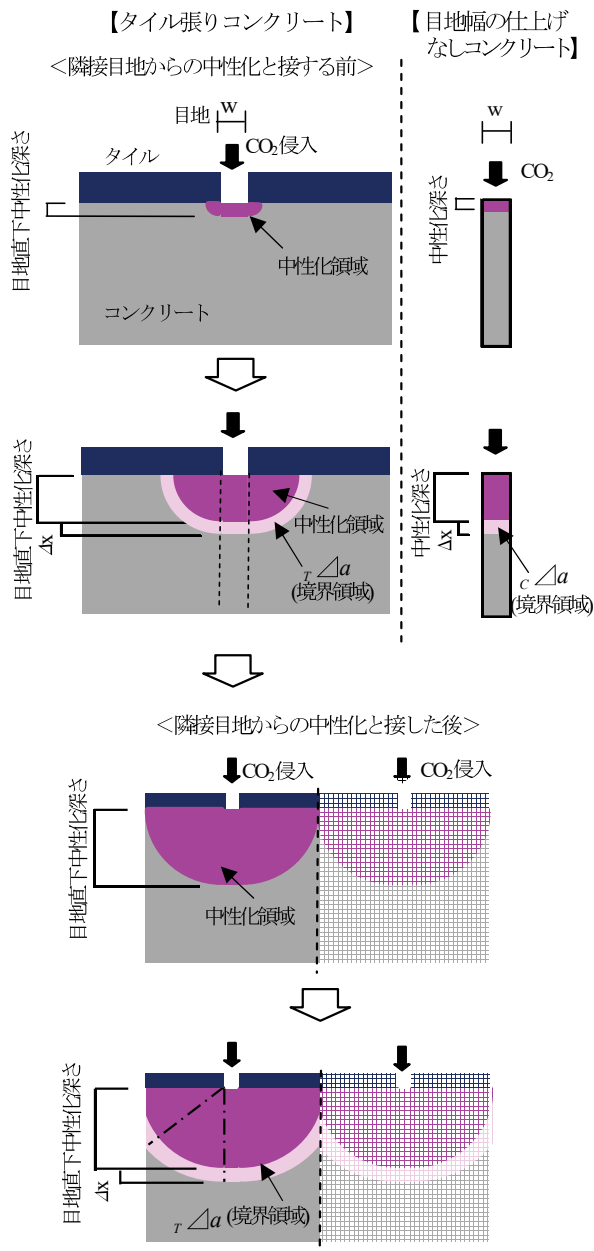


図-1 タイル張りコンクリートの
中性化進行のモデル

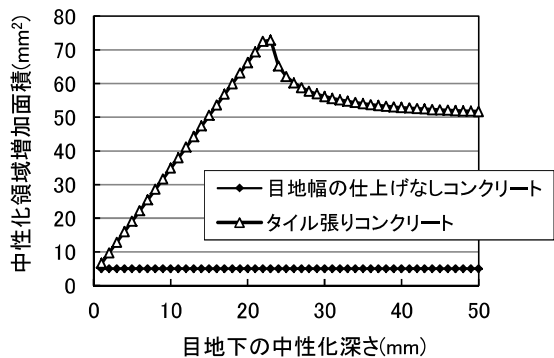


図-2 中性化深さと中性化領域増加面積

2. 中性化進行予測の検討方法

2.1 中性化進行モデル

タイル張りコンクリートの中性化進行の模式図を図-1に示す。ここでは、コンクリートにタイルが密着した状態で、目地部分からのみ二酸化炭素が侵入し、放射状に中性化が進行するモデルを想定した。

目地下のコンクリートの中性化深さに着目すると、目地直下の中性化が進行するためには、目地から半円状に広がるタイル下部分も同時に中性化が進行することとなる。隣接目地の中性化領域と接触するまでは、目地下の中性化深さが進行するほど、中性化領域の増加割合が大きくなる。図-2に、タイルの長さが45mm、目地幅が5mmの場合について、目地下の中性化深さが1mmずつ増加したときの中性化領域増加面積(図-1中の境界領域)の変化を示す。図中には、タイルの目地幅と同じ幅(5mm)の仕上げなしコンクリート(以下、目地幅コンクリートと称す)の場合の増加面積変化も併せて示す。図-2から、目地幅コンクリートの増加面積は一定であるが、タイル張りコンクリートの場合は、まず、直線的に増加面積が増し、隣接目地からの中性化領域と接触した後は、徐々に減少することがわかる。本条件によるタイル張りの場合の増加面積は、タイル長さに目地幅を加えた50mmと中性化深さ1mmの積である50mm²に収束する。

2.2 中性化速度係数

コンクリート中を二酸化炭素が定常拡散によって移動し、中性化領域と未中性化領域の境界で水酸化カルシウムと反応して、中性化が進行する模式図を図-3に示す。この時の、仕上げのないコンクリートの中性化深さは式(1)から求められ、中性化速度係数は式(2)で表されることが報告されている⁵⁾。

$$x = A\sqrt{t} \tag{1}$$

$$A = \sqrt{\frac{2D \cdot C_0}{H}} \tag{2}$$

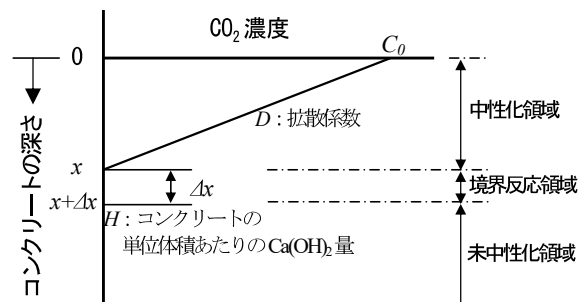


図-3 中性化進行の模式図
(CO₂の拡散とCa(OH)₂との反応の模式図)

ここで、 x : 中性化深さ
 t : 時間
 A : 中性化速度係数
 D : 拡散係数
 C_0 : コンクリート表面の CO_2 濃度
 H : コンクリートの単位体積あたりの Ca(OH)_2 量

したがって、**図-1**に示す目地幅コンクリートが深さ Δx 中性化するときの中性化速度係数は式(3)となる。

$${}_c A = \sqrt{\frac{2D \cdot C_0}{{}_c H}} \quad (3)$$

ここで、 ${}_c A$: 目地幅コンクリートの中性化速度係数
 ${}_c H$: **図-1**の ${}_c \Delta a$ 中の Ca(OH)_2 量

タイル張りコンクリートの目地下が、目地幅コンクリートと同じ Δx 中性化するときの中性化速度係数は式(4)で表される。目地下が、目地幅コンクリートと同じ深さ分、中性化が進行するためには、目地幅コンクリートの水酸化カルシウム Δx の量 ${}_c H$ より、中性化増加(境界領域)面積比 (${}_T \Delta a / {}_c \Delta a$) 分多い水酸化カルシウム量が反応することとなる。

$${}_T A = \sqrt{\frac{2D \cdot C_0}{{}_T H}} = \sqrt{\frac{2D \cdot C_0}{{}_c H \cdot \left(\frac{{}_T \Delta a}{{}_c \Delta a}\right)}} \quad (4)$$

ここで、 ${}_T A$: タイル張りコンクリートの中性化速度係数
 ${}_T H$: **図-1**の ${}_T \Delta a$ 中の Ca(OH)_2 量

式(3)と式(4)から、目地幅コンクリートとタイル張りコンクリートの中性化速度係数比については、式(5)で表される。

$$\frac{{}_T A}{{}_c A} = \sqrt{\frac{{}_c \Delta a}{{}_T \Delta a}} \quad (5)$$

図-2の条件におけるタイル張りコンクリートの目地下の中性化深さと式(5)から求められる中性化速度係数比の関係を**図-4**に示す。この図から、中性化深さの進行ステップごとに中性化速度係数比が変化することがわかる。**図-2**に示すように、隣接目地からの中性化領域と接触するまでは、中性化領域が拡大するため、中性化速度係数比においては減少し、その後、微増に転じる。なお、本条件の場合、中性化速度係数比は 0.316 に収束する。

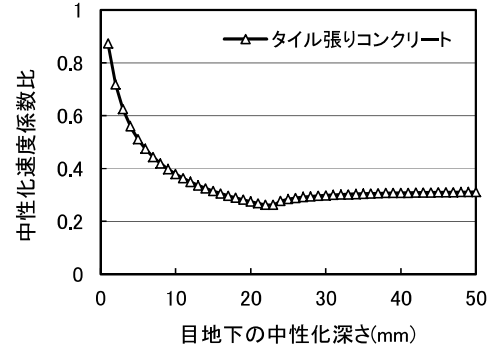


図-4 中性化深さと中性化速度係数比の関係

以上より、中性化進行に応じ、ステップごとの中性化速度係数を算出することによって、タイル張りコンクリートの中性化進行の予測が可能と考えられる。

3. 中性化予測式

前述の中性化進行モデルに基づく、中性化予測式を式(6)に示す。タイル張りコンクリートの中性化測定においては、目地下とタイル下部分の中性化深さを数点測定し、平均値として表されることが多い。ここでは、中性化面積を一組のタイルと目地幅長さの和で除した式(7)を平均中性化深さとした。

$$t_{(i)} = t_{(i-1)} + \frac{C_{(i)}^2 - C_{(i-1)}^2}{{}_T A_{(i)}^2} \quad (6)$$

$$C_{(i)} = C_{(i-1)} + \Delta C$$

$${}_T A_{(i)} = {}_c A \sqrt{\frac{{}_c \Delta a_{(i)}}{{}_T \Delta a_{(i)}}}$$

$${}_T \Delta a_{(i)} = {}_T a_{(i)} - {}_T a_{(i-1)}$$

$${}_c \Delta a_{(i)} = {}_c a_{(i)} - {}_c a_{(i-1)}$$

$${}_{ave} C_{(i)} = {}_T a_{(i)} / Tw \quad (7)$$

$$\text{条件 } \Delta C=1, C_{(0)}=0, {}_T a_{(0)}=0, {}_c a_{(0)}=0$$

ここで、 $t_{(i)}$: ステップ i の材齢 (年)

$C_{(i)}$: ステップ i での目地下の中性化深さ (mm)

${}_T A_{(i)}$: ステップ i での中性化速度係数 ($\text{mm} \cdot \text{年}^{-1/2}$)

${}_c A$: 仕上げなしコンクリートの中性化速度係数 ($\text{mm} \cdot \text{年}^{-1/2}$)

${}_T a_{(i)}$: 目地下中性化深さが $C_{(i)}$ の時の中性化面積 (mm^2)

${}_c a_{(i)}$: 目地幅と同じ幅のコンクリートの中性化深さが $C_{(i)}$ の時の中性化面積 (mm^2)

${}_{ave}C_{(i)}$: ステップ i での平均中性化深さ (mm)
 Tw : 一組のタイルと目地幅長さの和 (mm)

4. 予測式の適用性の検証

提案した予測式の適用性を検証するため、既往文献の促進中性化試験による実験データ⁶⁾と提案式から求めた予測値との比較を行った。

既往文献における実験概要を表-1に示す。試験体は、10×10×40cmのコンクリートに一般的な外装タイルを、張付けモルタルを用いて直張りしたものである。タイルは磁器質の施釉タイルで、寸法は45×95mm、目地幅5mmである。なお、比較対象とした試験体は、目地材が充填されていないものである。

中性化予測に必要な仕上げなしコンクリートの中性化速度係数 ca は、上記文献中の仕上げなしコンクリートの中性化データから求めた。また、文献では、張付けモルタルが用いられているが、その中性化速度は、コンクリートとほぼ同じと報告されている。そこで、ここでは、張付けモルタルをコンクリートとして扱った。さらに、張付けモルタルの厚さは1~2mmと考えられることから、ここではその厚さを中間値である1.5mmと仮定し、実験値との比較では、予測計算値から張付けモルタル分の1.5mmを差し引いた。

予測値と既往文献の実験データの比較を図-5に示す。文献では、「目地下」と「タイル下」の中性化深さが報告されており、「目地下」は予測式の $C_{(t)}$ と、「タイル下」については ${}_{ave}C_{(t)}$ (平均値) と比較した。平均の予測値は、実験値と良い対応を示した。目地下については、初期材齢、すなわち、中性化が小さい範囲においては、予測値と実験値に違いがみられるものの、材齢の経過とともに中性化が大きくなるにつれ、予測値は実験値に近づく傾向にある。したがって、耐久設計上、本手法がタイル張りコンクリートの中性化予測に十分、適用できるものと考えられる。

5. タイル張りコンクリートの中性化進行の検討

5.1 実建物における中性化進行

暴露環境、すなわち、RC造建物における壁面のタイル張りコンクリートの中性化の進行予測を行った。コンクリートの水セメント比を60%とし、中性化速度係数については岸谷式⁶⁾から3.78mm/年^{0.5}とした。張付けるタイルの長さは45mm、目地幅は5mmとした。経過100年までの中性化深さの推移を図-6に、仕上げなしコンクリートに対する中性化率を図-7に示す。100年後の仕上げなしコンクリートの中性化深さ38mmに対して、タイル張りコンクリートでは平均値、目地下とも15mm以下となり高い中性化抑制効果が確認された。

表-1 既往文献の実験概要⁶⁾

		内容
試験体形状		試験体：10×10×40cmのコンクリートにタイルを直張り タイル寸法：45×95mm 目地幅：5mm (ただし、比較対象の試験体は目地材の充填はなし)
コンクリート		水セメント比：62.1% 使用セメント：普通ポルトランドセメント 材齢28日標準養生強度：29.6N/mm ²
タイル張り材料	タイル	材質：磁器質 釉薬の有無：施釉タイル 吸水率：0.2% 厚さ：7.0mm(裏あし含む) 裏あしの高さ：1.3mm
	吸水調整材	EVA系合成樹脂エマルジョン
	張付けモルタル	既製調合モルタル セメント：普通ポルトランドセメント 骨材：配合珪砂 保水増粘材：メチルセルロース 接着増強材：再乳化形粉末樹脂(EVA系)
促進中性化試験条件		温度：20±2℃ 相対湿度：60±5% CO ₂ 濃度：5±0.2% 中性化測定位置：磁器質タイル下部分と目地下位置で測定

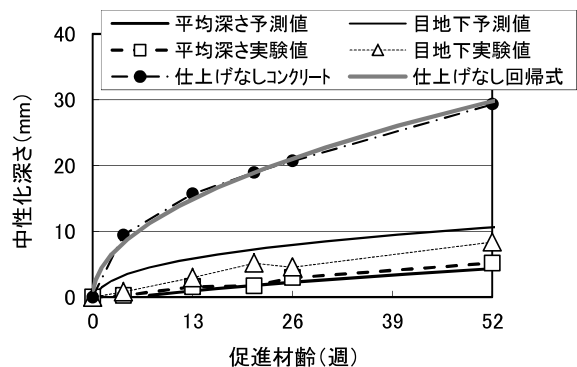


図-5 実験データと予測値の比較

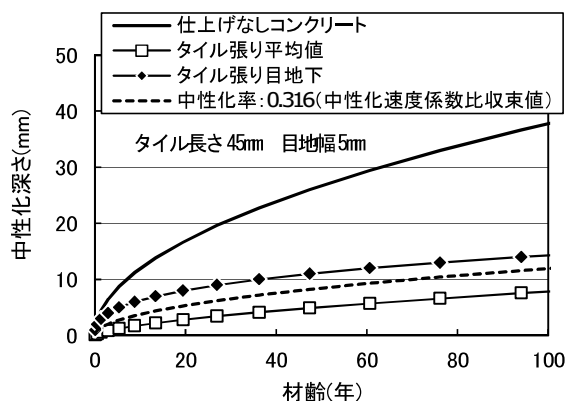


図-6 実建物におけるタイル張りコンクリートの中性化進行予測

中性化率については、目地下では初期材齢において大きいものの材齢の経過に伴い小さくなり、平均値の中性化率は初期材齢では小さく、材齢経過に伴い微増する傾向が確認された。経過 100 年時点の中性化率は、目地下で約 0.4、平均値で約 0.2 であった。

さらに、長期材齢での中性化深さの推移を図-8 に示す。目地下と平均値の中性化は材齢経過に伴い徐々に近づくことがわかる。なお、200 年時点の中性化は 20mm 以下であり、水セメント比 60% の場合においても、タイル張り仕上げによって日本建築学会の「建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事 2009」で示される超長期の耐久性を満足することが示された。

5.2 目地幅の違いによる中性化の影響

目地幅の違いによる中性化の影響を検討するため、長さ 45mm のタイルについて、目地幅 2、5、10mm で張付けた場合の中性化進行予測を行った。予測結果として、目地幅 10mm の場合における中性化深さの推移を図-9 に示す。目地幅が 10mm の場合、5mm よりも中性化の進行が速くなるものの、100 年経過時でも 20mm 以下となった。

また、材齢 100 年時の中性化率と目地幅の関係を図-10 に示す。目地幅が大きいほど中性化の進行が速いことが定量的に確認された。

5.3 予測式の簡略化の検討

提案式では、タイル張りコンクリートの中性化進行に応じ中性化領域をステップごとに求め、仕上げなしコンクリートとの面積比から中性化速度係数比を計算して、目地下と平均値の中性化深さを算出する。この中性化速度係数比の収束値については、タイル長さ目地幅から式(8)より求められ、長さ 45mm のタイルで、目地幅 2、5、10mm の場合、収束値はそれぞれ 0.206、0.316、0.426 となる。

$$s_{\infty} = \sqrt{\frac{w}{Tw}} \tag{8}$$

ここで、 s_{∞} : 中性化速度係数比の収束値
 w : 目地幅 (mm)

中性化速度係数比の収束値を中性化率とし、仕上げなしコンクリートの中性化深さにその中性化率を乗じたときの中性化深さの推移を図-6、8、9 に併せて示す。収束値を用いた場合、図-6、9 の経過年数の範囲では平均値よりも中性化深さが大きく、目地下よりも小さい。目地下はタイル仕上げ全体の一部であり、ばらつきと捉え、そして、収束値を用いた場合は平均値よりも大きいことを考慮すると、耐久設計上、中性化速度係数比の収束値を中性化率として中性化深さを予測する簡略な方法でも、タイル張りコンクリートの中性化の評価が可能であると考えられる。なお、図-8 に示すように、長期

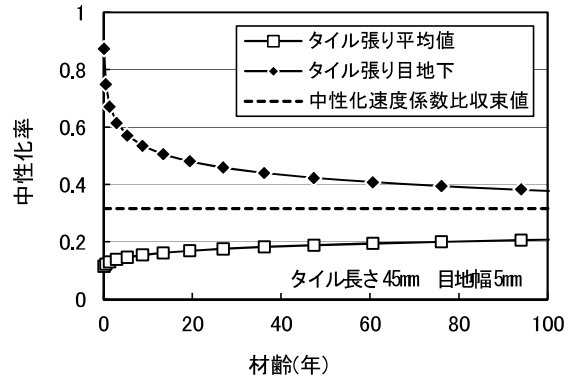


図-7 実建物におけるタイル張りコンクリートの中性化率

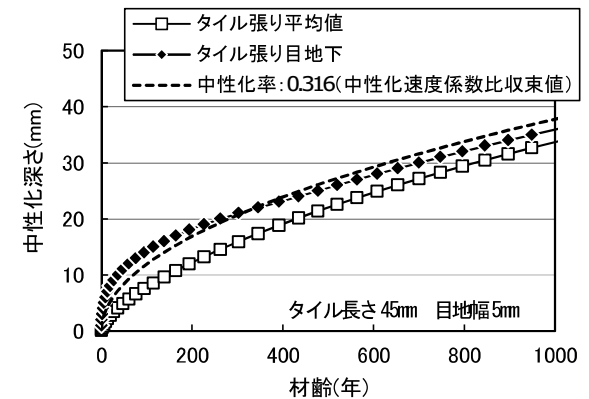


図-8 実建物におけるタイル張りコンクリートの中性化進行予測 (長期材齢)

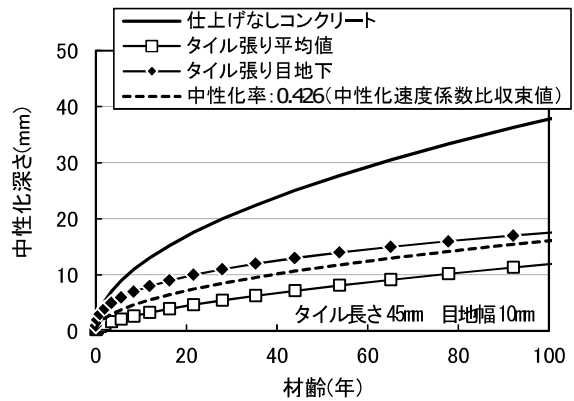


図-9 実建物におけるタイル張りコンクリートの中性化進行予測 (目地幅 10mm)

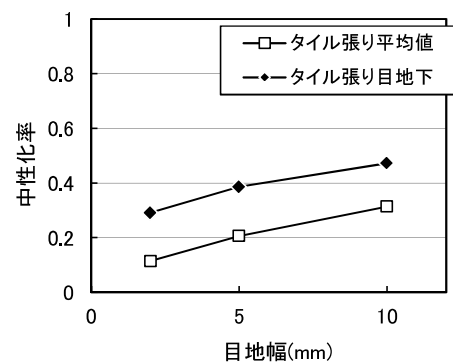


図-10 材齢 100 年時の中性化率と目地幅の関係

的には、目地下よりも収束値を用いた中性化深さのほうが大きくなる。

6. 予測式の適用範囲

提案した中性化予測式は、コンクリートにタイルが密着した場合の中性化進行をモデルとしている。したがって、適用範囲としては打込みタイル仕上げが対象の一つとなる。張付けモルタルを用いて張付けた場合は、そのモルタルが躯体コンクリートと同等以上の中性化抵抗を有する材料で、かつ、密着した張付け施工が実施された場合に限られる。これは、下地コンクリートの不陸調整に用いられる下地調整塗材の材料品質や、施工・養生方法によっては、期待される中性化抑制効果が得られない場合がある⁷⁾からである。本予測式の適用においては、使用するモルタルの材料品質の確認は重要事項となる。

使用するタイルの選定においては、二酸化炭素の透過がないことが条件となる。一般的に外装に用いられている磁器質の施釉タイルであれば、透気性は極めて小さいため考慮する必要はないと考えられるが、それ以外のタイルについては事前に透気性を確認する必要がある。透気性の評価方法には、ダブルチャンバー法（トレント法）があり、唐沢ら⁸⁾は、仕上材を施したコンクリートを対象としてトレント法による透気係数と中性化率の関係を報告している。その実験データによれば、透気係数が $0.15 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ 以下で中性化率がほぼ 0.1 未満であることが示されている。したがって、トレント法によりタイルの透気係数を測定し、 $0.15 \times 10^{-18} \text{ m}^2$ 以下であれば、十分透気性は小さいものと判断でき、本予測手法の適用条件を満足するものと考えられる。

7. まとめ

タイル張りの目地部分から二酸化炭素が侵入しコンクリートの中性化が進行するモデルによる中性化進行予測手法の提案を行い、既往のタイル張りコンクリートの促進中性化実験データと提案式から求めた予測値との比較検討を行って、予測手法の適用性について検証した。そして、実建物におけるタイル張りコンクリートの中性化予測、目地幅の違いによる中性化の影響、および、中性化予測方法の簡略化について検討を行った。得られた結果を以下に示す。

- i. 促進中性化試験による実験データと提案式から求めた予測値との比較を行った結果、予測値は実験値におおよそ対応した結果となり、予測手法の適用性が確認された
- ii. 実建物において、長さ 45mm のタイルを目地幅 5mm で張付けた場合の中性化進行予測を行った結果、材齢 100 年時点の中性化率は目地下で約

0.4、平均値で約 0.2 であり、高い中性化抑制効果を有することを確認した

- iii. タイルの目地幅が大きいほど中性化の進行が速いことを定量的に確認した
- iv. タイル長さ目地幅から求められる中性化速度係数比の収束値を中性化率とし、その中性化率を仕上げなしコンクリートの中性化深さに乗じて中性化を予測する簡略な方法でも、タイル張りコンクリートの中性化の評価が可能である

8. あとがき

今回、タイル張りの目地部分から二酸化炭素が侵入しコンクリートの中性化が進行するモデルによる中性化進行予測手法の提案を行った。本文でも触れたようにモルタルを用いてタイル張りを行った場合、中性化の進行はそのモルタルの品質に影響を受ける。今後は、張付けモルタルの品質を考慮した中性化進行予測について検討を進めたい。

【参考文献】

- 1) 例えば、国土開発技術センター建築物耐久性向上技術普及委員会、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術」、1986.6
- 2) 日本住宅性能表示基準・評価基準 技術解説 編集委員会、「日本住宅性能表示基準・評価基準 技術解説 2006」、2006.10
- 3) 和泉意登志、押田文雄、「経年建築物におけるコンクリートの中性化と鉄筋の腐食」、日本建築学会構造系論文報告集、第 406 号、pp.1-12、1989.12
- 4) 磯田穰治司、陶 雪峯、奈良利男、田中享二、「有機系弾性接着剤を用いた外装タイル張りにおけるコンクリートの中性化抑制効果」、日本建築学会大会梗概集(関東)A-1、pp.563-564、2001.9
- 5) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説」、2004.3
- 6) 河野政典、長瀬公一、都築正則、金森誠治、久保田浩、井上和政、「躯体コンクリートの中性化抑制に寄与する各種仕上げ材の評価 その 9 外装タイルの中性化抑制効果確認実験」、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)A-1、pp.957-958、2008.9
- 7) 親本俊憲ほか、「仕上材によるコンクリートの中性化抑制効果に関する基礎的研究 その 4 促進中性化試験(その 2)」、日本建築学会大会技術講演梗概集、pp.465-466、2012.9
- 8) 唐沢智之、古賀一八、浦川和也、河野政典、「仕上塗材の中性化抑制効果と透気性に関する考察」、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.1、pp.645-650、2008.7

芯材にH形鋼を用いた座屈拘束ブレースの開発

Development of Buckling Restrained Brace Using H-shaped Steel

山上 聡* 岸本 剛* 舟木秀尊* 遠山裕史**

要 旨

座屈拘束ブレースは、軸力を負担する芯材の周囲を拘束材で覆い、圧縮軸力下での全体座屈を防止したブレース材であり、さまざまな形状のものが実用化されている。既製品も数多く存在するが、コストの高さに加え、建物本体との接合部の設計について課題がある。そこで、芯材に H 形鋼を用いて簡易な構成材から成る座屈拘束ブレースを考案し、接合部を含めた実大実験にて圧縮軸力下においても引張時と同等の性能を有することを確認するとともにその設計法を整備した。

キーワード：座屈拘束ブレース、H 形鋼、離間材、接合部

1. まえがき

座屈拘束ブレースは、ブレースに生じる軸力を負担する芯材を拘束材で覆い、圧縮軸力下での全体座屈を防止することで引張時と同等の圧縮耐力を確保したブレース材であり、主に鉄骨構造の建物に使用されている。

本ブレースが安定した復元力特性を発揮するためには、芯材と拘束材の間にクリアランスを確保する必要がある。これは、芯材に用いる鋼材が、圧縮軸力を受けるときにポアソン効果で膨張し、拘束材内で閉塞するのを防ぐためである。閉塞すると軸力が拘束材に伝達し、耐力が過剰に上昇することになる。また、本ブレースの設計においては接合部の面外回転剛性を考慮する必要があるが、その評価方法は難しい。

そこで、芯材に H 形鋼を用いてクリアランスを簡易な材料で確保した座屈拘束ブレースを設計し、接合部を

含めた構造実験により性能を確認する。

2. ブレース概要

本ブレースの概略図を図-1に示す。軸力を負担する芯材には H 形鋼を、ブレースの全体座屈を拘束するための拘束材には角形鋼管を使用している。また、芯材の局部座屈を防止するために、芯材と拘束材の間には、グラウトを充填している。なお、軽量化のため一部を発泡スチロールに置き換えている。芯材の軸力がグラウトを介して拘束材に伝達することを防止するために、芯材の H 形鋼には離間材（プラスチックダンボール、通称：ブラダン）を巻き、クリアランスを確保している。建物に取りつく接合部は拘束材で覆えないため、断面の大きいビルドHにて局部座屈を防止している。

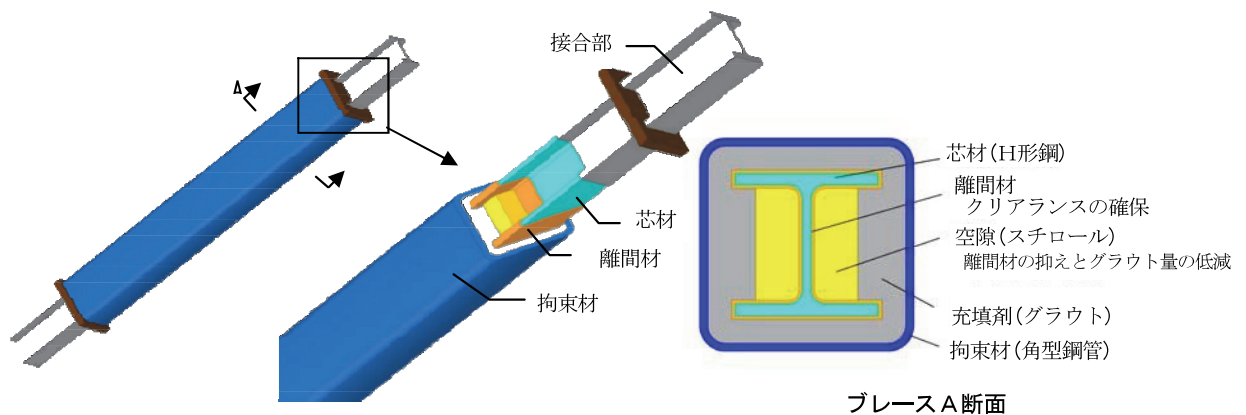


図-1 ブレース概略図

*技術研究所 **西日本支社建築設計部

3. 設計概要

3.1 設計方針

本ブレースの構成概要を図-2に、設計モデルを図-3に示す。構成部材（芯材、拘束材、接合部）の設計は、「鋼構造物の座屈に関する諸問題 2013」¹⁾、「鋼構造座屈設計指針」²⁾、「鋼構造接合部設計指針」³⁾に準拠し、次の事項を満足することとした。

- i. ブレース芯材が繰り返し弾塑性変形することによる耐力上昇を考慮し、拘束材および接合部を設計する。上昇率は「鋼構造接合部設計指針」に準拠する
- ii. 芯材の座屈を抑え込み、全体座屈を起こさないよう拘束材を設計する。このとき、芯材の初期たわみや拘束材との隙間を考慮した曲げ応力が、拘束材の曲げ耐力以下となるようにする
- iii. 芯材と拘束材の間にクリアランスを確保する。そのため、芯材には芯材幅の1%の厚さの離間材を取り付ける
- iv. ブレースには芯材の塑性化に伴う拘束材端部での

塑性ヒンジ形成を許容する（図-3）

- v. 接合部は、許容圧縮応力度以下となるように設計する。許容圧縮応力度の算定には、ガセットプレートと面外回転剛性 K_{Rg} を考慮した無拘束区間の座屈長さに対する有効細長比を用いる
- vi. ブレースが取りつくガセットプレートは面外補剛等により面外剛性を高める

また、目標性能は、層間変形角 1/50 以上において引張時と同等の圧縮耐力を有することとする。このとき、ガセットプレートを含むブレース全長 (L_0) に対する軸変形は最大 1%となる。

3.2 ガセットプレートの面外回転剛性の設計

接合部の設計に必要なガセットプレートの面外回転剛性は FEM 解析を用いて算定する。解析モデルの設定においては、縮小モデルを用いた加力実験を行い、解析結果と実験結果とを比較し、解析モデルの妥当性を確認した。また、その解析モデルを用いて、面外回転剛性を算定した。

a. 実験概要

接合部におけるガセットプレートの縮小試験体を用い、

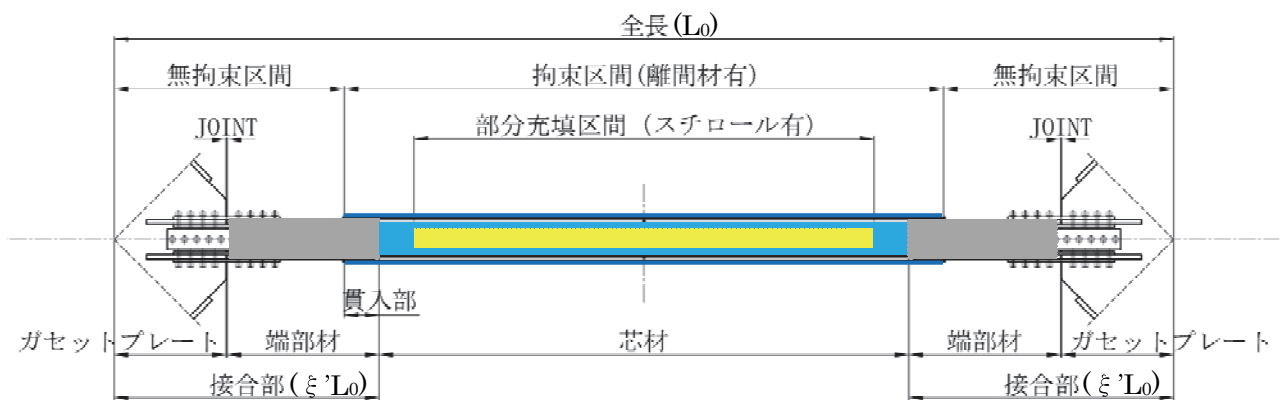


図-2 ブレース構成概要

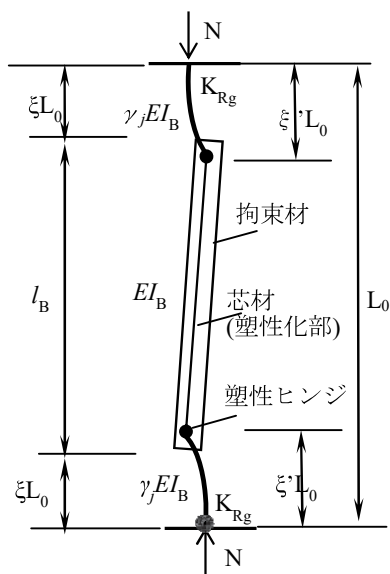


図-3 設計モデル

表-1 接合部試験体一覧

試験体	形状	ガセットプレート厚	補強スチフナ
No.1	高剛性	16 mm	有
No.2	高剛性	12 mm	有
No.3	低剛性	12 mm	無

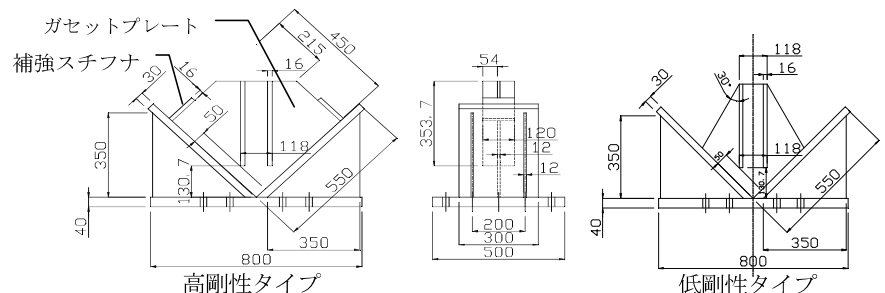


図-4 接合部試験体概要

面外曲げ試験にて回転剛性を把握した。接合部の試験体一覧を表-1に試験体概要を図-4に示す。試験体は、H型断面のブレースを取り付けるガセットプレート部分の剛性の程度により高剛性タイプと低剛性タイプの2種類とした。高剛性タイプでは、補強スチフナを設けると共にガセットプレートの厚さを変えている。ガセットプレートは、面外補剛により面外剛性が高められた柱梁接合部に取り付けた状態とした。使用材料は溶接性を考慮しSM490とした。

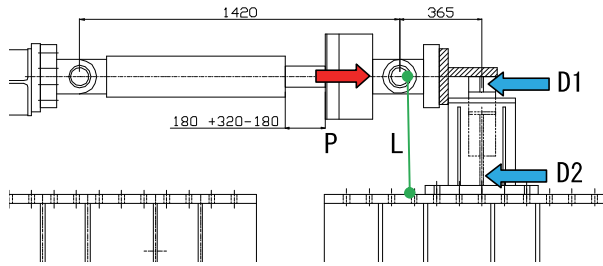


図-5 接合部の加力装置と計測概要

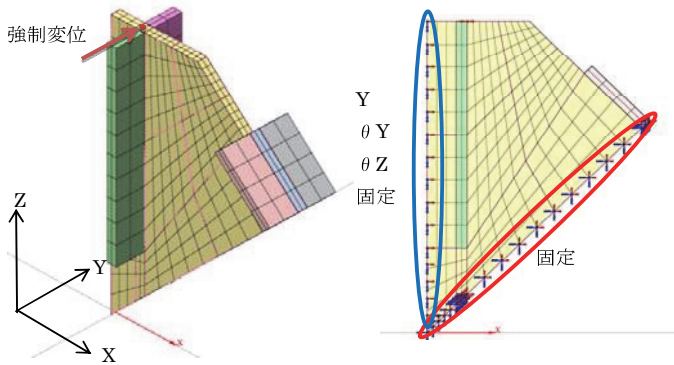


図-6 解析モデル

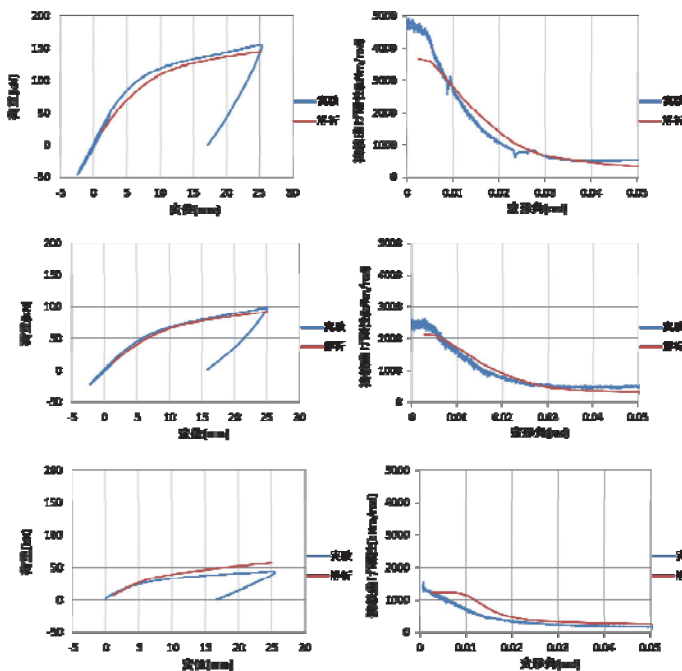


図-7 実験と解析結果の比較

加力装置と計測概要を図-5に示す。加力は試験体頂部を水平ジャッキを用いて片押しで行う。この時の荷重と変形角を計測し、その値を用いて面外回転剛性を式(1)によって計算する。

$$K_{Rg} = \frac{P \times L}{(D1 - D2) / L} \quad (1)$$

ここで、P：荷重(N)、L：加力位置(mm)、D1,D2：面外変位(mm)を示す。

b. FEM解析

解析モデルを図-6に示す。解析モデルは、左右の対称性を考慮した3次元立体モデルとする。材料特性は、材料試験結果を用い、ヤング係数：208100N/mm²、ポアソン比：0.3、降伏応力：370N/mm²とし、降伏条件には Von Mises の弾塑性モデルを適用した。実験と同様に加力点に強制変位を与え、加力点の反力と変位から面外回転剛性を算出する。

c. 実験結果と解析結果の比較

実験結果と解析結果の比較を図-7に示す。実験結果と解析結果は良く一致し、面外回転剛性は FEM で評価できることを確認した。この結果より、端部材(弾性部)の設計におけるガセットプレートの面外回転剛性は FEM により求めた。また、回転剛性には、弾性変形時の値を採用することとする。

d. 回転剛性のパラメータ解析

試設計により仮定したガセットプレートの基本形状を用い、パラメータ解析により面外回転剛性を評価する。基本形状を図-8に示す。ブレースのフランジ間に対し、

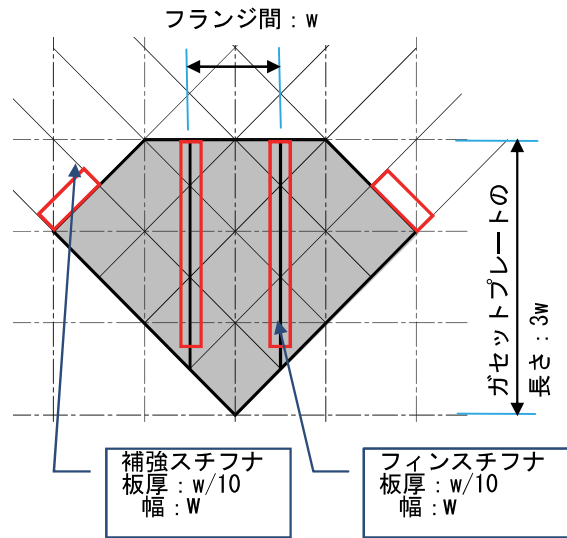


図-8 ガセットプレートの基本形状

表-2 面外回転剛性解析結果一覧(kNm)

フランジ幅 W (mm)	ガセットプレートの厚さ(mm)			
	19	25	32	40
200	10509	19685	34250	55656
300	14757	26668	46384	76868
400	19643	34027	57772	95028

ガセットプレートの長さは3倍とし、フィンスチフナと補強スチフナの厚さはフランジ間の1/10、幅はフランジ間と同じとする。この形状でガセットプレートの厚さとフランジ間をパラメータとしたFEM解析を行い、面外回転剛性を評価したものを表-2に示す。これらを基に近似式を作成し、一般的な回転剛性を評価し接合部の設計に反映した。

4. 実験概要

本工法による座屈拘束ブレースが、ブレース全長(L₀)に対し1%程度の軸変形まで圧縮耐力の低下、ブレース本体の座屈、接合部での面外座屈が起きないことを実大実験によって確認する。

4.1 試験体概要

試験体一覧を表-3に、代表的な試験体 No.2 の形状を図-9に示す。

試験体は全部で8体である。No.2 は本ブレースの標

準形状とした基準試験体であり、芯材に H-200×200×8×12 (材質 SN400) を使い、接合部を含めたブレース長さ (L₀) が 6.1m の実大モデルである。離間材の厚さは芯材幅の1%に相当する2mmとし、端部材の拘束材への貫入長は芯材幅の1倍の200mm、ブレース長さ (L₀) に対する貫入長を含めた接合部材長比ξ'は0.25、全長 (L₀) に対する芯材弱軸側の細長比は122とした。

No.1 は、No.2 と芯材の幅厚比、ブレースの細長比、接合部材長比が同じで、耐力がその約1/2の縮小試験体であり、縮小試験体としての性能を確認する。No.3 は、ブレースが建物内において層間変形角1/100の面外変形を受けた状態を考慮し、強制的に面外変形を50mm与えて加力する試験体である。No.4 は、施工誤差を考慮し、芯材の弱軸を接合部に対し5mm偏芯した試験体である。No.5 は、形状はNo.2と同じで芯材の材質をSN490とし、耐力上昇に合わせて接合部を補強した。No.6 は、接合部材長比ξ'が実適用される最大で0.3の

表-3 試験体一覧

No	芯材				拘束材		接合部	全長 L ₀ (cm)	細長比	接合部材長比 ξ'	実験因子				
	サイズ	材質	耐力 (kN)	幅厚比 フランジ ウェブ		サイズ	材質					サイズ 材質: SM490			
1	BH-150×150×6×9	SN400	821	8.33	22.00	□-200-6	STKR 400	BH-174×180×19×22	460	121	0.25	No.2の縮小 同幅厚比、ξ'			
2	H-200×200×8×12		1493			□-250-6		BH-230×225×25×28				610	122	基準試験体	
3															面外変形
4															施工誤差
5			SN490			2065								BH-225×230×32×30	
6	H-250×250×9×14	SN400	2149	8.93	24.67	□-300-6	STKR 400	BH-270×270×28×32	460	73	0.30	最大ξ'			
7	BH-200×200×6×9		1102	11.11	30.33	□-250-6		BH-230×220×22×22				610	120	0.25	最大幅厚比
8	H-150×150×7×10		932	7.50	18.57	□-200-6		BH-170×170×22×22				660	175	0.17	最大細長比

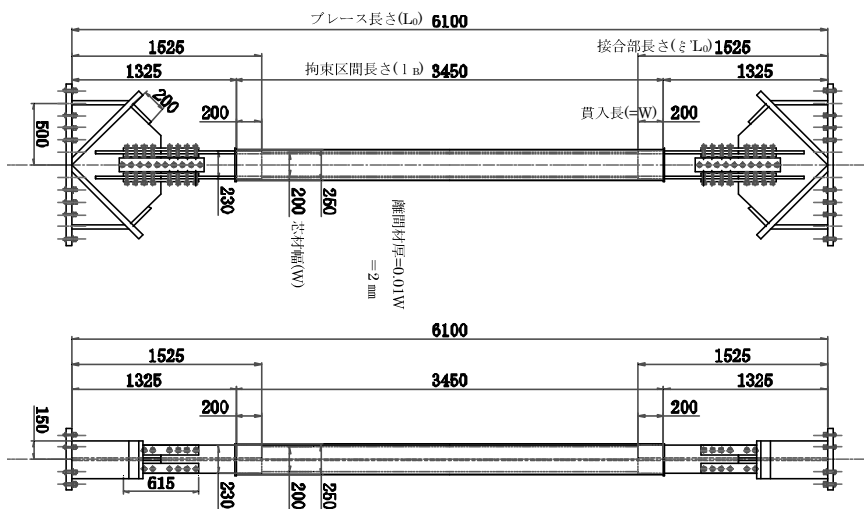


図-9 試験体形状 (No. 2)

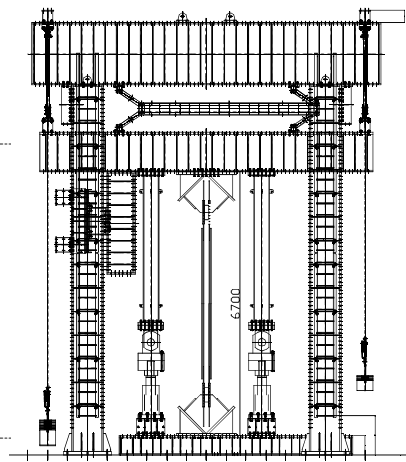


図-10 加力装置

場合、No.7 は、芯材の幅厚比が実適用される最大でフランジは 11.11、ウェブは 30.33 の場合、No.8 は、(L₀) に対する芯材弱軸側の細長比が実適用される最大で 175 の場合である。

試験体に用いた材料試験結果を表-4 に示す。芯材の H 形鋼では、フランジとウェブの両方を試験した。試験の結果、芯材の SN400B 鋼の降伏応力は基準強度 235N/mm² に対し、286.4~340.7N/mm² と 1.22~1.45 倍、SN490B 鋼の降伏応力は基準強度 325N/mm² に対し、

405.4~436.6N/mm² と 1.25~1.34 倍であった。

4.2 载荷方法

加力装置を図-10 に示す。加力はブレースの長さ方向を鉛直にセットした状態で正負交番载荷試験を行う。载荷は、弾性範囲で 1 サイクル行った後、接合部を含めたブレース全長 (L₀) に対し軸変形 0.25%ピッチで各変位 2 サイクルづつ耐力の低下がみられるまで行った。

4.3 実験結果

加力実験において、耐力低下を起こす前の最終履歴軸

表-4 材料試験結果

部 位	鋼 種	形状	厚さ mm	降伏応力 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²	引張強さ N/mm ²	破断伸び %
芯 材	SN400B	H150	10	293.9	195.1	447.9	43.5
			7	340.7	197.1	459.8	35.9
		H200	12	298.4	203.9	441.9	43.9
			8	339.4	195.8	469.0	37.6
	SN490B	H200	14	286.4	191.1	438.4	47.4
			9	338.9	195.8	462.9	38.2
拘束材	STKR400	□200	6	412.4	173.7	538.0	31.0
		□250	6	398.6	201.0	482.5	33.8
		□300	6	378.2	198.0	477.1	34.7

注：芯材の性質は 上段：フランジ、下段：ウェブ を示す。

表-5 実験の最終履歴軸歪

試験体	最終履歴
No.1	軸歪 1.75% 1 サイクル
No.2	軸歪 1.25% 2 サイクル
No.3	軸歪 1.25% 2 サイクル
No.4	軸歪 1.25% 2 サイクル
No.5	軸歪 1.25% 1 サイクル
No.6	軸歪 1.25% 2 サイクル
No.7	軸歪 1.00% 2 サイクル
No.8	軸歪 1.50% 1 サイクル

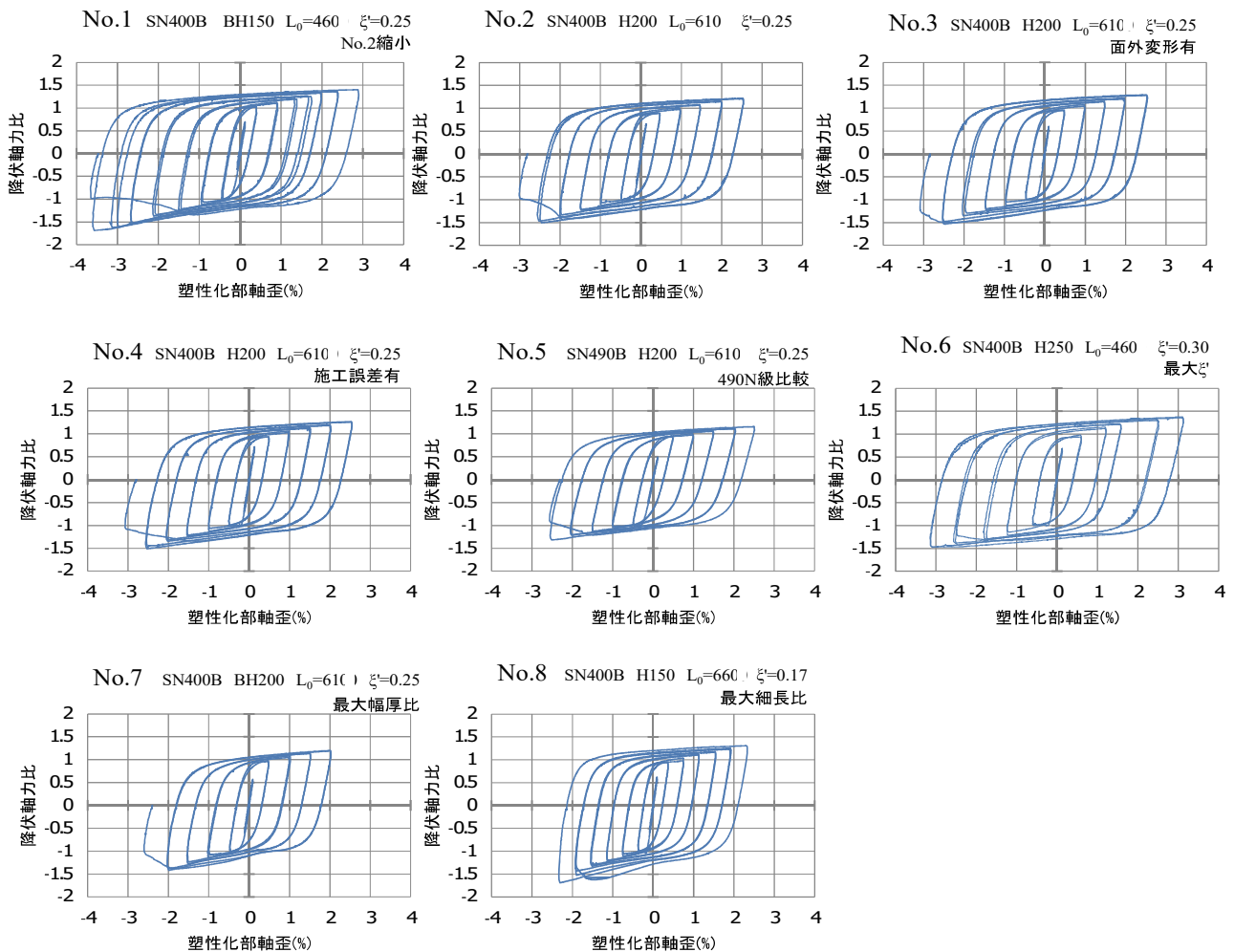


図-11 実験結果

歪の一覧を表-5に示す。いずれの試験体も目標変位（試験体全長の軸歪で 1%）以上まで耐力低下はみられず、安定した履歴を確保できた。また、どの試験体も全体座屈は起きず、拘束材端部に塑性ヒンジを形成し耐力低下に至った。

各試験体の実験結果を図-11に示す。本図では、縦軸に圧縮降伏軸力比、横軸に塑性化部軸歪をとっている。軸力比は、軸歪 0.25%における 1 サイクル目の圧縮降伏軸力に対する比としている。なお、軸歪は塑性変形を起こしている芯材の歪とし、接合部を含んでない。したがって、接合部材長比 $\lambda' = 0.25$ の試験体に軸歪 1%を与えたときは、塑性化部での軸歪は 2%となっている。

各履歴を比較すると、各試験体とも圧縮側は引張側と同等の耐力を有しており、最大軸歪は異なるものの、どの試験体も安定した履歴を示している。このことから、実験因子による構造性能への影響は少ないと考える。

実験後に試験体 No.2、3 を解体し、取り出した芯材の状況を写真-1に示す。芯材は全長にわたって伸縮しており、最終的には芯材の端部で降伏ヒンジが発生し、耐力低下に繋がったことを確認できた。

5. あとがき

芯材に H 形鋼を用い、簡易な離間材を使用した座屈拘束ブレースについて接合部を含めて構造実験により性能を確認した結果、本設計法により、軸歪 1%以上において引張と同等の圧縮耐力を確保でき、最終的には全体座屈を起こさず想定した個所にヒンジを形成することを確認できた。

今後は、BA ブレースとしての認定を取得し、実物件への適用を広めていきたい。

【参考文献】

- 1) 「鋼構造物の座屈に関する諸問題 2013」、日本建築学会、pp.19-38、2013.
- 2) 「鋼構造座屈設計指針」、日本建築学会、pp.74-82、2009.11
- 3) 「鋼構造接合部設計指針」、日本建築学会、pp.259-290、2012.03

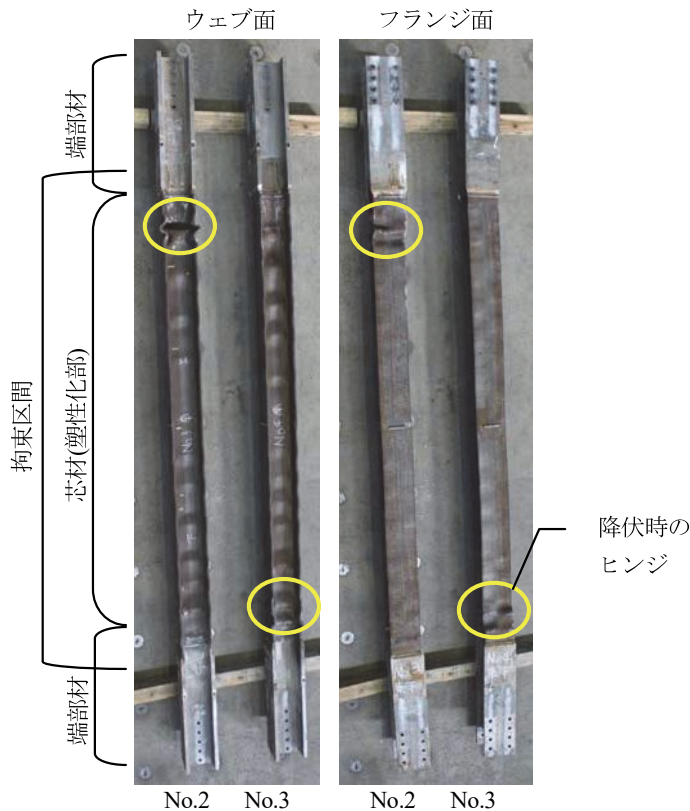


写真-1 解体後の芯材の状況

アクティブ音場制御における制御点の最適配置に関する研究

－特定スペースの騒音低減を目的とした基礎的検討－

Improvement of Active Noise Control

- Basic Examination for Noise Reduction in Specific Areas -

金澤朗蘭* 柳沼勝夫* 安井健治*

要 旨

騒音対策の手法のひとつとしてアクティブ・ノイズ・コントロール（以下、ANC）がある。ANC は、騒音を低減したい位置において騒音と逆位相となる音をスピーカから放射し、音波の干渉によって騒音を低減する騒音対策方法である。ANC の特徴として、防音パネル等によって騒音の伝搬を遮る遮音など、従来の方法では対策が難しい低音域の騒音を効果的に低減できる点がある。また、音波の干渉によって騒音を低減するため、騒音源を囲う、または騒音を対策したい場所に壁面を設置する必要がない。

本報では、同一空間内に騒音源が存在する、ある一定の面積をもつエリア（以下、特定スペース）の騒音対策として、フィードバックシステムを採用した ANC を適用することを検討した。その結果、およそ 400Hz の騒音が定常的に発生する屋内空間において、3m×3m の面積をもつ特定スペース内の音圧を平均で約 5dB 程度、低減することができた。

キーワード：ANC、Filterd-X-LMS、フィードバック、フィードフォワード、工場騒音、建設騒音

1. まえがき

アクティブ・ノイズ・コントロールは、音波の干渉により騒音を低減する騒音対策手法であり、低音域の騒音対策に有効なことや防音壁等によって視界を遮らないという特徴から、近年さまざまな騒音源への適用が検討されている。

騒音源を囲うことなく低音域の騒音を効果的に低減させる ANC は、熱が発生し空気の流出入が必要となる発電機類や、安全性および製品チェックの面から常に目視が必要となる工場内の大型機械など、さまざまな場所に適用のニーズがある。しかし、ANC は基本的に制御点（騒音を低減したいポイント）において、騒音と制御音（制御用のスピーカから放射した音）を干渉させ騒音を低減する手法であるため、制御点の配置によっては期待する効果が得られない場合がある。さらに ANC には、制御点に加えて参照点（騒音を観測するポイント）が必要な方式や、制御点をもたずに参照点のみをもつ方式などがあり、目的に応じて適切な制御方法を選択する必要がある。ANC を適用できる騒音の条件についても、低～中音域（500Hz 程度以下）の音であり、正弦波のようにある周波数の大きさが他の音域よりも卓越して大きい

特性をもつこと、音の大きさや周波数が急激に（およそ 1 秒以下）変化しないこと、などの条件があり、ANC を騒音対策として適用するには、状況に応じて騒音源の特性や騒音の伝搬状況を含めた検討が必要となる。

ANC による騒音対策のニーズのひとつとして、同一空間内に騒音源が存在する、特定スペースの騒音対策がある。特定スペースに対する一般的な騒音対策方法として、壁（衝立）を立てる等、騒音の伝搬を遮る方法が挙げられる。しかし、壁面を常時設置できない場合や、見学者への説明など衝立等によって視界を遮ることができない場合がある。また、騒音対策のニーズが多い低音を主成分とする騒音の場合、衝立等では効果が期待できない。そこで、制御用のスピーカとマイクロフォン（制御点および参照点に配置）により、騒音対策が可能な ANC の適用を検討した。

本報では、まず、既報¹⁾における ANC（以下、FF-ANC）と、本報で検討した ANC（以下、FB-ANC）との、システムの方式の違いと特徴を概説する。さらに、FB-ANC を使用した特定スペースにおける騒音対策のための基礎的検討として、参照点・制御点・制御スピーカの位置関係と特定スペースにおける騒音の低減効果の関係について把握するため、数値計算および実空間内に存

*技術研究所

在する騒音源を使用した検討を行った。その概要を報告する。

2. システムの概要

2.1 フィードフォワードシステム

既報¹⁾において用いた FF-ANC システム (FF=Feed Forward) のブロック図を図-1 に示す。図-1 中のバンドパスフィルタは、あらかじめ計測した騒音の周波数特性から FF-ANC で対象とする周波数範囲を決めて作成し、参照点で観測する信号 $x(k)$ から対象外の周波数範囲の音をカットする。適応フィルタは、一般的な ANC の制御アルゴリズムの一つである Filtered-X-LMS³⁾ (以下、LMS) の LMS アルゴリズムにより、バンドパスフィルタを通過した後の信号 $d(k)$ の周波数を同定し、 $d(k)$ に適応フィルタ G をかける。ここで、適応フィルタ G によってシステムに位相遅れが生じるため、適応フィルタ通過後の信号 $y(k)$ をそのままスピーカへ入力しても $x(k)$ の逆位相の音とはならない。そこで、事前にバンドパスフィルタ、適応フィルタによる位相遅れを計測し、位相補正フィルタを作成する。スピーカには、 $y(k)$ の位相遅れを補正し、逆位相とした信号を入力する。

この FF-ANC システムは、参照点において騒音源の特性のみを観測し、観測した信号と逆位相の信号を作成してスピーカから放射するため、騒音源以外の別の騒音の影響を受けにくく、安定して制御が可能であるという特徴がある。さらに、バンドパスフィルタ、適応フィルタ、位相補正フィルタを併用することにより、参照点のみを入力としたシステムであっても、入力の周波数変動に追従する制御を可能にした。

2.2 フィードバックシステム

上記の FF-ANC システムは、適用対象の騒音源が制御用スピーカと同じ点音源の場合に、騒音源の近傍で騒音を低減することで、騒音源から離れた広い範囲の騒音を低減する²⁾。しかし、対象が点音源ではない場合には効果が得られない。

騒音源から離れた特定スペースの騒音対策に、制御アルゴリズムとして Filtered-X-LMS を利用したフィードバックシステムを用いた (Feedback ANC. 以下、FB-ANC)。LMS を利用した FB-ANC は、参照点 (消したい騒音の情報取得する点、参照マイクロフォンの位置) と制御点 (騒音と制御スピーカからの制御音を干渉させて騒音を低減するポイント、制御マイクロフォンの位置) を配置し、制御点において対象とする騒音と逆位相となる制御音を制御スピーカから放射し、騒音を低減するシステムである。そこで、参照点、制御点、制御スピーカを適切な配置とすることで、騒音源から離れた制御点周囲の特定スペースにおける騒音の低減を試みた。

FB-ANC のブロック図を図-2 に示す。騒音の情報を

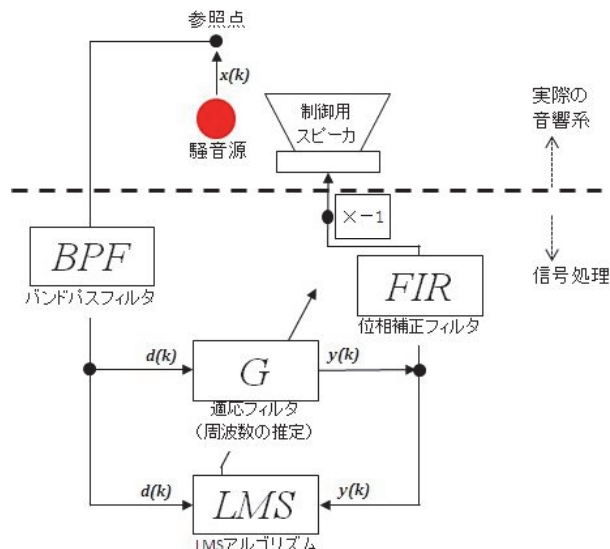


図-1 FF-ANC システムのブロック図

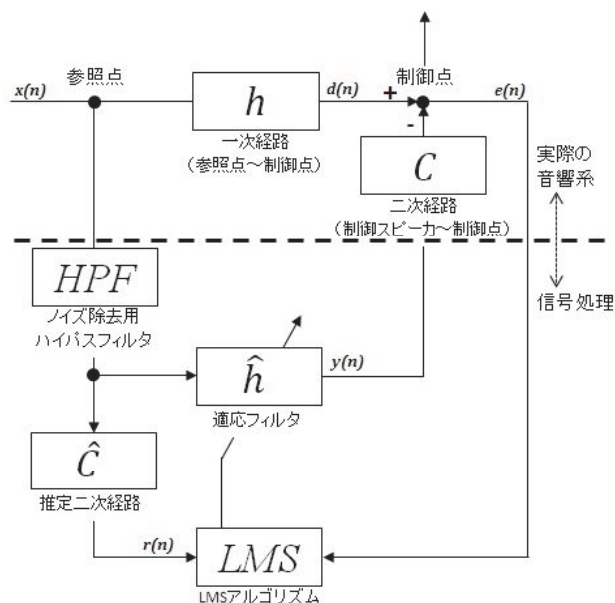


図-2 FB-ANC のブロック図

取得する参照点から制御点までの伝搬経路である一次経路 h の伝達関数、および制御スピーカから制御点までの伝搬経路である二次経路 C の伝達関数は、事前に計測してシステムに適用した。なお、高周波数帯域の音は、波長が短く LMS による適応フィルタ計算が収束する前に位相が変化するため、ANC を適用できない。計算速度は計算機の処理能力で決まるため、ANC の適用可能な周波数範囲は計算機の処理能力で決まるが、現行の計算機では概ね 400Hz 程度が上限となる。

2.3 LMS アルゴリズム

フィードフォワードシステム、およびフィードバックシステムで用いた、LMS アルゴリズム⁴⁾ について概説する。以下、記号および式は図-2 を参照した。

適応フィルタの出力 $y(n)$ と一次経路の出力 $d(n)$ の誤差

$e(n)$ は、

$$e(n) = d(n) - y(n) \quad (1)$$

と表される。LMS ではこの誤差が最小になるよう、フィルタ係数 \hat{h} を逐次更新する。 $e(n)$ の瞬時二乗誤差は、参照信号 $x(n)$ 、フィルタ係数 \hat{h} 、一次経路の出力 $d(n)$ を用いて、

$$e(n)^2 = \{d(n) - y(n)\}^2 = y(n)^2 - 2y(n)d(n) + d(n)^2 \quad (2)$$

$= \hat{h}^T(n)x(n)x^T(n)\hat{h}(n) - 2\hat{h}(n)x(n)d(n) + d(n)^2$ と表現できる。なお、

$$\hat{h}(n) = [\hat{h}_0(n), \hat{h}_1(n), \dots, \hat{h}_{N_h-1}(n)]^T$$

$$x(n) = [x(n), x(n-1), \dots, x(n-N_h+1)]^T \quad (3)$$

$$y(n) = \hat{h}(n)x(n)$$

$\hat{h}(n)$ は適応フィルタの係数ベクトル、 N_h はフィルタ長さである。ここで、

$$A = x(n)x^T(n), \quad b = x(n)d(n) \quad (4)$$

と定義すると、(3)は次式のように表せる。

$$J = e(n)^2 = \hat{h}^T(n)A\hat{h}(n) - 2\hat{h}(n)b + d(n)^2 \quad (5)$$

式(5)は二乗の項の係数が正である二次形式であるため、式(5)を \hat{h} で微分すると、

$$\frac{\partial J}{\partial \hat{h}} = A\hat{h}(n) - 2b \quad (6)$$

となる。式(6)=0 となる $\hat{h}_{opt}(n)$ は、

$$\hat{h}_{opt}(n) = A^{-1}b \quad (7)$$

となる。しかし、式(7)は制御ごとに A の逆行列を求める必要があり、演算に時間がかかるため実用的ではない。そこで、最急降下アルゴリズムを適用して、適応フィルタの係数を導く。最急降下アルゴリズムを式(5)に適用すると、

$$\hat{h}(n+1) = \hat{h}(n) - \mu \frac{\partial J}{\partial \hat{h}(n)} \quad (8)$$

となる。式(8)を整理すると、フィルタ係数 \hat{h} の更新式は以下となる。

$$\hat{h}(n+1) = \hat{h}(n) + 2\mu x(n)e(n) \quad (9)$$

ここで、 μ はステップサイズパラメータである。

上記では、図-2のFB-ANCを例として概説したが、FF-ANCにおけるLMSでも同様の形でフィルタ係数が更新される。

3. シミュレーションによる検討

3.1 FDTD法の概要

特定スペースの騒音を低減するための参照点、制御点、二次音源の最適な配置を検討するため、二次元FDTD法(Finite-Difference Time-Domain method: 時間領域有限差分法)を使用した数値計算を行った。二次元の計算領域内に一次音源(騒音源に相当)、参照点、制御点、二次音源(制御スピーカに相当)の位置を設定し、制御点における時間領域の計算結果を逐次LMSで計算し、二次音源から出力させて制御点および計算領域における音圧の変化を確認した。二次元FDTD法における音圧と粒子速度の更新式⁵⁾を以下に概説する。

音波は、 x, y, z の3次元の運動方程式

$$\frac{\partial p}{\partial x} + \rho \frac{\partial u_x}{\partial t} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial y} + \rho \frac{\partial u_y}{\partial t} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial z} + \rho \frac{\partial u_z}{\partial t} = 0 \quad (10)$$

および連続の式

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \kappa \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) = 0 \quad (11)$$

を満たす。ここで、

p : 音圧

u_x, u_y, u_z : 各軸方向の粒子速度

ρ : 媒質密度

κ : 媒質の体積弾性率

である。今、 x 軸方向の運動方程式において中心差分で近似して整理すると、

$$u_x^{n+1}(i+1) = u_x^n(i+1) - \frac{\Delta t}{\rho \Delta x} [p^n(i+1) - p^n(i)] \quad (12)$$

と表現できる。ただし、 i はセル番号で、スタガード格子を用いて離散化した。スタガード格子の概念図を図-3に示す。スタガード格子は、音圧と粒子速度が互いにずれた格子である。図-3に示すように、時間軸方向についてもスタガード格子を採用することで、時間と空間の両方の中心差分を同じ点で定義でき、既知の音圧や粒子速度から Δt 後の粒子速度が得られる。連続の式についても式(12)と同様に、

$$p^{n+1}(i) = p^n(i) - \frac{\Delta t \kappa}{\Delta x} [u_x^{n+1}(i+1) - u_x^{n+1}(i)] \quad (13)$$

と近似できる。

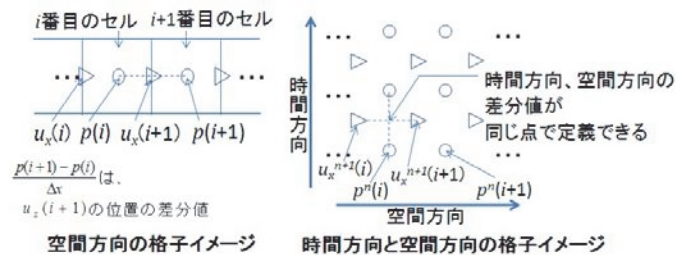


図-3 スタガード格子イメージ²⁾

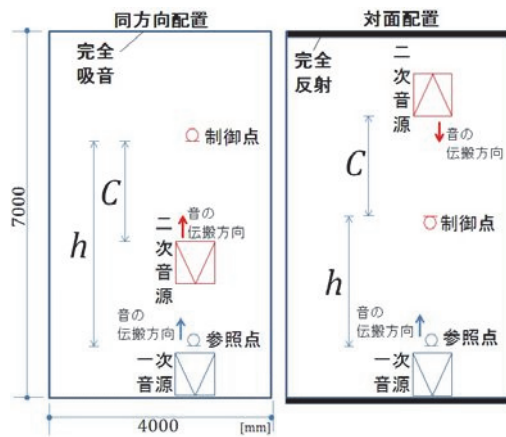


図-4 計算パラメータの概要
 左：完全吸音、同方向配置の場合
 右：1 対面完全反射、対面配置の場合

本検討では、式(12)、式(13)を二次元に拡張し、計算を行った。二次元の計算領域内の制御点における音圧 p^{n+1} を式(1)の誤差とし、 p^{n+1} が最小となるよう $y(n)$ を計算して二次音源の値とした。

3.2 数値計算による検討

参照点、制御点、二次音源の配置を変化させたときの、FB-ANC による特定スペースの音圧変化を確認した。計算パラメータの概要を図-4 に示す。制御点と二次音源の距離を C 、制御点と参照点の距離を h とし、 C と h の距離を変化させたときの各計算メッシュにおける音圧を計算した。計算領域の境界は、4 面すべて完全吸音の場合、および 1 対面（長辺方向）のみ完全反射とし、反射のない状況との違いを確認した。また、一次音源と二次音源は、音の伝搬方向と対面配置、および同方向配置の 2 通りとした。一次音源は、ANC 適用の上限周波数である 400Hz の正弦波とし、計算領域の上端中心位置に固定とした。二次元の計算領域の範囲は 400Hz の波長である $\lambda=0.85\text{m}$ を考慮して、騒音伝搬状況の観測が可能な $7\text{m}\times 4\text{m}$ とした。計算メッシュは 400Hz の検討が可能な 0.05m 間隔とした。

境界条件がすべて完全吸音のときの計算結果（音圧コンタ）を図-5 に示す。二次音源を一次音源と対面に配置した場合では、制御点で音圧が低減するものの、制御点以外において音圧が大きくなる部分が発生した。これは、一次および二次音源から放射された音の波頭面が円弧形であるため、波頭面が向かい合って互いに前進すると、制御点では干渉により音圧がゼロになっても、その他の位置では位相がずれてしまい音圧が増幅したと考えられる。一方、一次音源と二次音源の音の伝搬方向を同方向に配置すると、同形状の波頭面が重なり合うため、制御点で一次音源・二次音源の位相が逆になれば、その他の位置でも位相がほぼ逆になるため、計算領域全体で音圧が低減した。

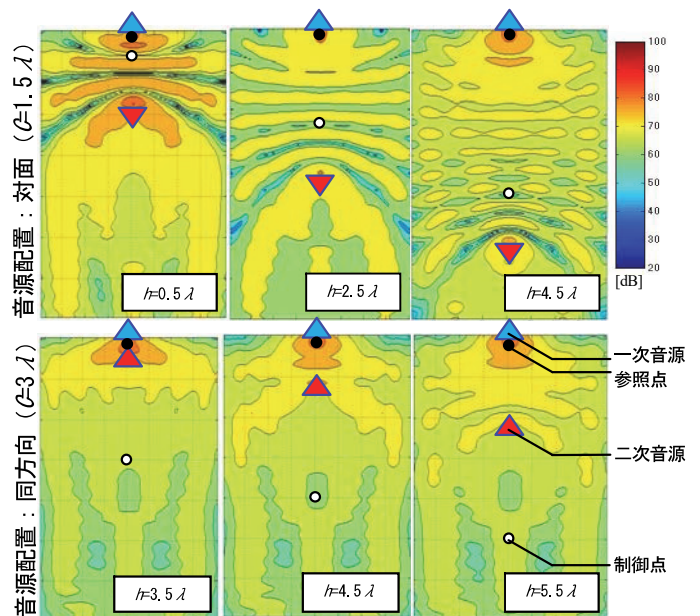


図-5 音圧コンタ 計算結果（騒音源：400Hz）

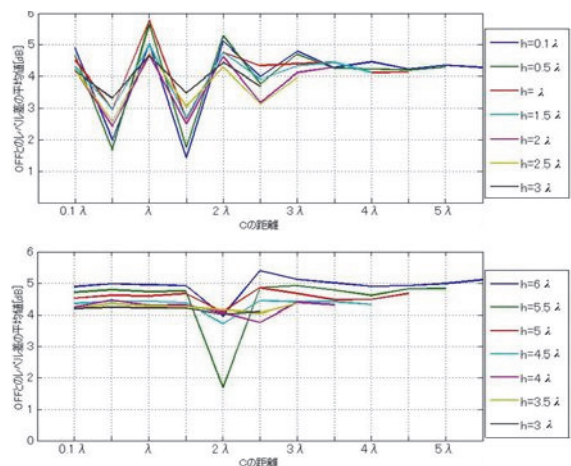


図-6 境界が完全吸音の場合の効果（400Hz）
 上：各音源が対面配置、下：各音源は同方向配置

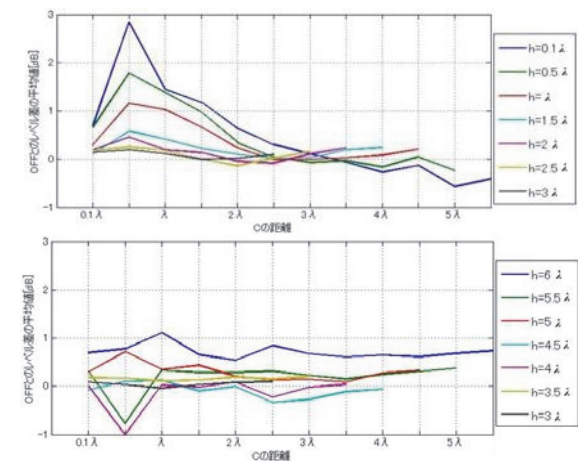


図-7 境界が1 対面完全反射の場合の効果（400Hz）
 上：スピーカ対面、下：スピーカ同方向

制御信号を出力しない状態（以下、OFF）との各計算点での音圧レベルの差を計算領域内で平均したものを図-6 に示す。図-6 より、一次音源と二次音源の音の伝搬

方向が対面配置の場合、一次経路 h の距離に関わらず、二次経路 C の距離に応じて低減量が変動する傾向が見られた。これは、一次音源からの伝搬音よりも、制御点へ到達する二次音源からの伝搬音が計算領域全体の低減量に大きく影響していることを示す。一次音源と二次音源の音の伝搬方向が同じ場合には、二次経路 C の距離に関わらず低減量が一部を除いて一定であった。これは、一次音源と二次音源の音の伝搬方向が同じ場合には、一次経路 h と二次経路 C の重なる部分が存在するため、対面配置と比較して二次経路 C の距離が干渉現象に影響する割合が相対的に小さくなったためと考えられる。

次に、計算領域の 1 対面の境界条件を完全反射、もう一方の対面の境界条件を完全吸音とし、境界条件が完全吸音の場合と同様に騒音源を 400Hz の正弦波として計算を行った。各計算点における OFF との音圧レベルの差を計算領域内で平均したものを図-7 に示す。計算領域の境界条件の 1 対面が完全反射であるため、制御点において反射音の影響が大きく、計算領域の境界条件が完全吸音の場合と比較して低減量が小さくなった。また、低減量は、一次音源と二次音源の音の伝搬方向が対面の場合の方が同方向の場合よりも大きくなった。さらに、このとき二次経路 C の距離が小さいほど、より低減量が大きくなった。これは、反射音が存在する場面では、一次音源と二次音源の音の伝搬方向が対面の方が、反射音の影響を受けにくく、全体の音圧低減に効果を発揮できるためと考えられる。

4. 実音源による検討

実際に、正弦波に近い騒音を発生している屋内において、ANC を適用し効果を確認した。

技術研究所内の三次元振動台は、油圧装置の振動に起因する騒音が定常的に発生する。振動台を操作する際の騒音レベルは 80dBA 程度となり、通常の会話に支障が生じるレベルである。そのため見学者の来場時、振動台実験の説明時、打ち合わせ時など、特定のスペースで振動台からの騒音を低減したいというニーズがあった。

振動台から発生する騒音の 400Hz 帯域の音圧コンタを図-8 に、図-8 中に示した測定点における時間変動および周波数特性を図-9 に示す。図-8 より、振動台周囲において特に音圧が大きい点が数か所存在するが、これらの点の地下ではそれぞれサーボ弁（入力信号を油圧制御に変換する弁）が振動しており、音源となっている。また、図-8 の振動台から図の下端に向かって音圧の高い場所と低い場所が交互に現れているが、これは振動台からの音と壁面からの反射音が重なることで定在波が発生しているためである。図-9 より、振動台からは約 400Hz の純音を主成分とした騒音が発生しており、

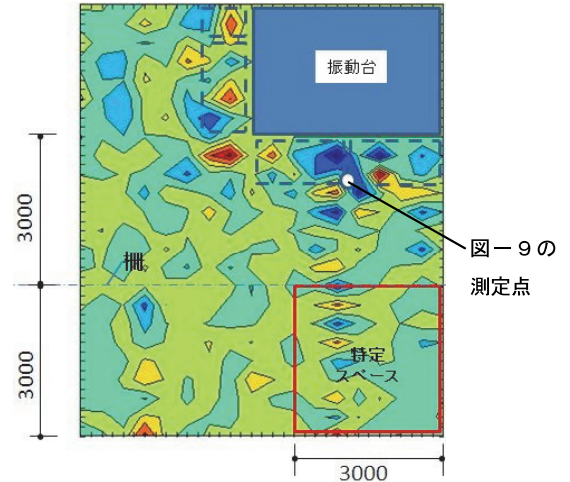


図-8 振動台からの発生音：400Hz 帯域の音圧コンタ

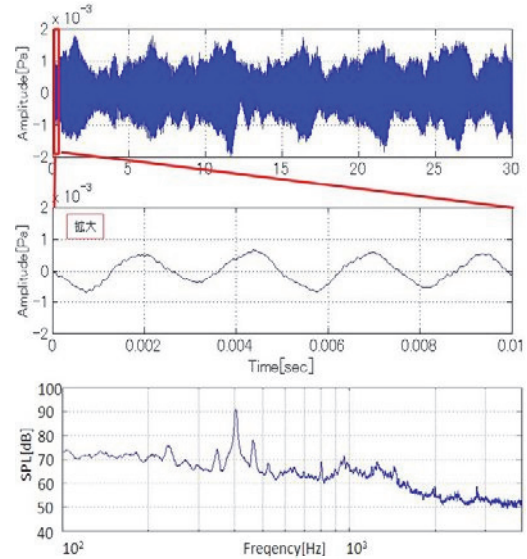


図-9 振動台から発生する騒音の特性



写真-1 実験状況

さらに振幅が時間変動していることが確認できる。また、400Hz の音圧は約 90dB 程度である。実験では対象とした特定スペース内外に制御点、および二次音源である制御用のスピーカーを配置し、参照点と制御点の距離 h_s と、二次音源と制御点の距離 C を変化させ、特定スペース内の複数点における音圧を測定した。

実験状況を写真-1に示す。実験にあたり、まずシステムを作動していない状態で特定スペースにおける振動台からの音圧（以下、OFF）を測定した。また、制御用スピーカは振動台からの騒音の伝搬方向と対面配置の場合、および同方向配置の場合の2通りとした。

特定スペース内における各測定点での 400Hz 帯域の OFF との音圧レベルの差を図-10、図-11に示す。 hs と C の大きさによってばらつきはあるものの、FB-ANC の適用により全体としておよそ 5dB 程度、騒音が低減したことがわかる。一部 OFF よりも音圧が増幅している場合があるが、これは、制御用スピーカと振動台からの騒音の伝搬方向が同方向配置の場合、制御点において振動台から伝搬した音波に加えて後壁からの反射音を観測したため、制御音が必要以上に大きくなってしまい、特定スペース全体の音圧が増幅したものと考えられる。また、制御用スピーカと振動台からの騒音の伝搬方向が対面配置の場合には、シミュレーション結果と同様、反射音の影響を受けにくいいため、同方向配置よりも音圧が増幅しない傾向があった。

FB-ANC の効果は、制御用スピーカの向きに関わらず、二次経路 C の距離が大きいほど FB-ANC の効果が小さくなり、増幅する傾向があった。さらに、制御用スピーカと振動台からの騒音の伝搬方向が対面配置の場合には、制御点と参照点の距離 hs は大きい方が FB-ANC の効果が大きくなる傾向を示し、制御用スピーカと振動台からの騒音の伝搬方向が同方向配置の場合には、 hs が小さい方が FB-ANC の効果が大きくなった。二次経路 C の距離によって FB-ANC の効果に変化するの、反射音の影響を受けるためであり、制御用スピーカと制御点の位置が遠いほど（二次経路 C の距離が大きいほど）、二次経路 C への反射音の影響が大きくなるため、FB-ANC の効果が小さくなる。

なお、対象とした振動台からの発生音を特定スペースで平均 5dB 低減するには、制御スピーカからの音と騒音の伝搬方向が同方向の場合は、 $hs=\lambda$ 、 $C=0.1\lambda\sim\lambda$ 、制御スピーカと騒音の伝搬方向が対面の場合は、 $hs=\lambda$ 、 $C=0.1\lambda$ 程度とする必要があることがわかった。

5. あとがき

特定スペースにおける騒音の低減を目的に FB-ANC を適用し、二次音源（制御用スピーカ）、参照点、制御点の位置が、騒音の低減効果に及ぼす影響について検討した。その結果、騒音源の特性を考慮し、適用したいスペースに合わせて制御用スピーカと参照点、制御点を配置することで、特定スペースで平均約 5dB 程度、騒音を低減することを確認した。ただし、機器類を設置する場所の音場によって騒音の低減量が限定される場合があるため、効果を精度よく予測することが難しい。

今後は、シミュレーションによりさらに詳細な検討を

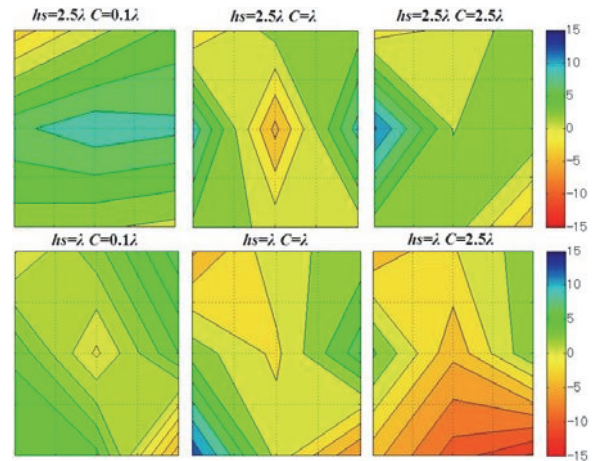


図-10 FB-ANC の効果（二次音源の方向：対面）

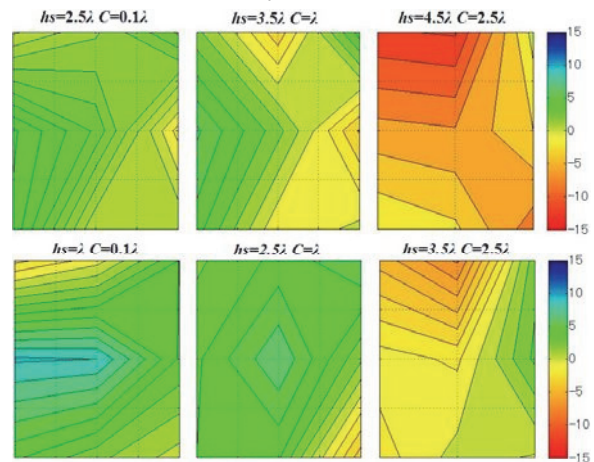


図-11 FB-ANC の効果（二次音源の方向：同方向）

を行い、音場の状況と効果について検討を行う。さらに、音場の影響を受けにくいシステムを検討し、スピーカから発生する制御音の伝搬特性に工夫をすることで、特定スペースにおける騒音の低減効果を向上させることを検討する。

【参考文献】

- 1) 柳沼勝夫、安井健治、金澤朗蘭、「アクティブ・ノイズ・コントロールの制御方法に関する研究 ーその 2 アクティブ消音システムの実工事への適用ー」、奥村組技術年報、pp.5-6、2014.9
- 2) S.J.Elliott、「Signal Processing for Active Control-A volume in Signal Processing and its Applications-」、ACADEMIC PRESS、pp.18-21
- 3) たとえば、西村正治、宇佐川毅、伊勢史郎、「アクティブノイズコントロール」、コロナ社、pp.74-76
- 4) 高井哲仁、「三重大学学術機関リポジトリ 研究教育成果コレクション 管状装置内騒音のアクティブ低減制御に関する研究」、pp.3-14、2008
- 5) 日本建築学会編、「はじめての音響数値シミュレーション プログラミングガイド」、コロナ社、pp.100-121