

# 発破振動によるトンネル切羽前方の弾性波速度分布の予測

篠原 茂\* 吉井 司\*\* 塚本耕治\*

## 1. まえがき

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、そこで得られた弾性波速度の値などに基づいて地山が区分され、設計支保パターンが決められるが、この支保パターンと実際の施工時の支保パターンが異なるケースが多い<sup>1)</sup>。その原因の一つとして事前調査で実施される弾性波探査に問題点があることが指摘されている<sup>2)</sup>。

問題点として、従来から弾性波探査で行われて来ている層構造解析では地山深部のトンネル掘削地点の弾性波速度が正確には評価できない点が挙げられているが、これに関しては、近年、トモグラフィ的な解析手法が開発され<sup>3)</sup>、問題点が一部改善されている。しかし、事前調査での弾性波探査は地表から行われるため土被りが大きい場合などではトンネル予定ルートまで弾性波が十分届かないこともあり探査精度の向上には限界がある。

そこで、トンネル施工中に何らかの探査を行い切羽前方の地山を予測することが必要になってくる。その方法としてTSPなどの反射波を利用した探査がかなり用いられたことがあるが<sup>4)</sup>、短時間ではあるが切羽周辺での作業が必要で、施工がストップすることになり、それに見合う弾性波速度などのような定量的な物性の予測が十分にはできないことから最近ではあまり行われなくなった。

今回用いた探査は、掘削時の発破を利用した方法で、施工サイクルに全く影響を及ぼさない利点がある。すなわち、掘削時の発破をトンネルルート上の地表に設置した振動計で測定し、発破点から受振点までの伝播時間を求め、その値と事前調査の弾性波探査のデータとを合わせてトモグラフィ的な解析を行い、切羽前方の弾性波速度分布を予測するものである<sup>5)、6)、7)</sup>。

## 2. 事前調査の弾性波探査

### 2.1 層構造解析

屈折法弾性波探査で従来から行われている解析方法は層構造解析と言われるもので、その方法では地山の速度分布が地表面に対して層構造を成していると仮定して解析される。

この手法の欠点としては、以下のことが考えられる。

- i. 層構造を仮定して解析するため、水平方向の速度変化が求まり難い。すなわち、途中に鉛直方向の低速度帯が存在しても、その幅や速度値はある程度の精度で求まっても、低速度帯の走向や傾斜は求まらないため、低速度帯がトンネルに出現する位置がずれたり、出現しなかったりすることがある。
- ii. 通常は4層程度の層構造を仮定し、地表から順番に層厚と速度を解析により求めていくが、最下層については層厚が求まらず、便宜上かなり深い地点まで同一速度として表現される。よって、最下層にトンネルが位置する場合（ほとんどの場合、これに該当する）には、その地点の速度が求まっているとは言い難いケースが多い。

今回切羽前方探査の対象としたAトンネルにおいて事前調査で実施された屈折法弾性波探査の結果と設計支保パターンを図-1に示す。Aトンネルの地質は片麻岩からなり、全長約1800 mの2車線の道路トンネルで、弾性波探査の結果によれば図-1に示すように中央部に4.1km/s、距離程1600 m付近に3.7km/sの低速度帯が存在するが、それらの区間と両方の坑口部を除くとその他は4.5km/s以上の速度からなっている。設計の支保パターンでは低速度帯の区間がD I、D IIパターンで、坑口部を除くそれ以外はC II、C Iパターンとなっていた。

図-1では2箇所低速度帯がトンネルに直交する

\*技術研究所 \*\*関西支社土木工事第1部

形で存在する様になっているが、これは、低速度帯の幅や速度の値については解析から推定できるのに対し、低速度帯の傾斜については決めることができないため便宜上トンネルと直交する形で表示しているだけである。多くの現場で探査から推定した低速度帯の出現位置が実際とずれることが多いのはこのためである。

Aトンネルでは5層構造を仮定して解析され、各層の速度と、1～4層の層厚が求められている。これらの値と波の屈折の法則に基づいて実際の探査での発振点から受振点までの波の伝播経路を求めた結果を図-2に示す。この結果で明らかなように波線は表層部に集中し、深部については4層目と5層目の境界だけに波が存在し、トンネルルート上の約97%は波線が存在しない結果となっている。

## 2.2 トモグラフィ的解析

近年開発された屈折法弾性波探査の新しいトモグラフィ的解析手法では、解析する地山を一边が数メートルの四角形のセルに分割し、それぞれのセルの速度を解析で求めるもので、この方法によれば鉛直方向の速度変化とほぼ同じ精度で水平方向の速度変化を求めることができる。さらに、鉛直方向については今回用いたソフトでは、前述の層構造解析に比べてより深いところまで速度を計算することができる。解析ではまず初期モデルとして個々のセルに任意の値を設定し（通常は最小速度値と最大速度値を入力すると、深度が深くなるほど速度が大きくなるようにプログラム上で自動的に決められる）、この初期モデルを使って発振点から受振点までの弾性波の伝播時間を波線経路を仮定

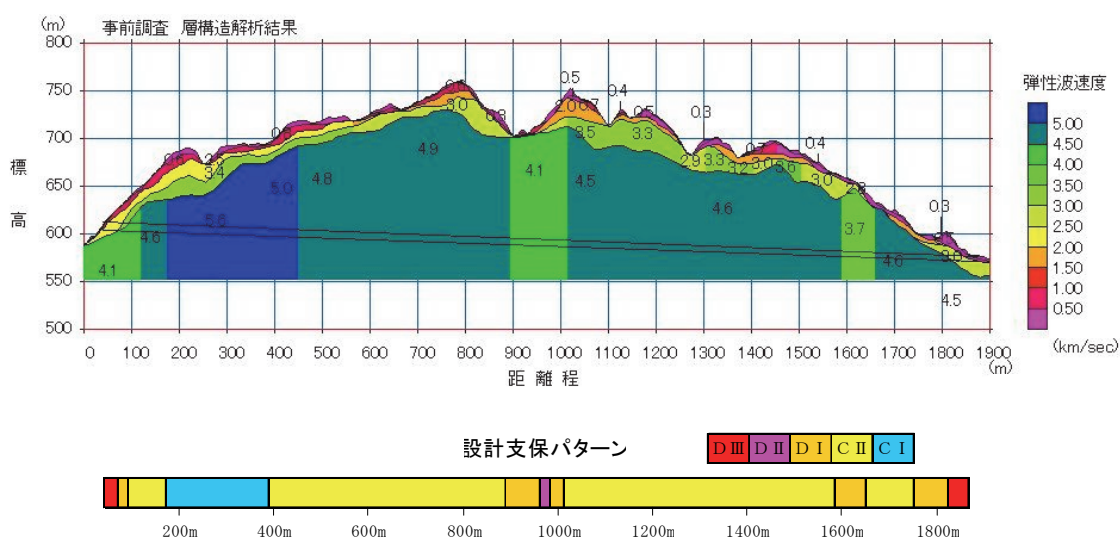


図-1 事前調査弾性波探査結果と設計支保パターン

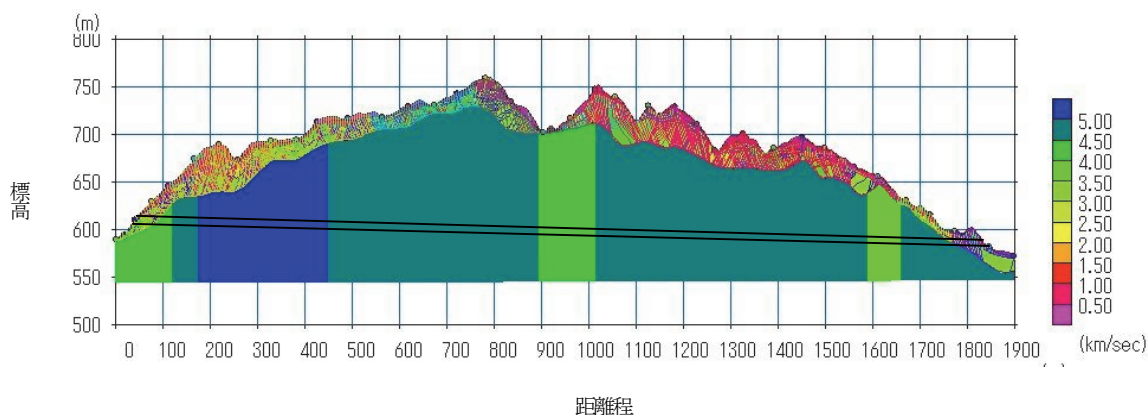


図-2 事前調査弾性波探査波線経路

して計算し、実際の探査で得られた伝播時間との差が小さくなるようにそれぞれのセルの速度を修正しながら繰り返し計算を行う手法を採用している。Aトンネルでの事前調査の探査データをトモグラフィ的解析手法で再解析した結果を図-3に示す。図-3によれば距離程250m、1150m、1250m、1550m付近では4.5km/s以下の速度の領域がトンネルに向かって近づいており、それ以外については坑口部を除くと4.5km/s以上の速度となっている。この結果と図-1の結果とを比較してみると、図-1の2箇所の低速度帯については、距離程1600m付近のものは図-3の結果でも低速度帯の存在の可能性が高い結果になっているが、もう一箇所の距離程900m~1000mの低速度帯については図-3の結果では存在の可能性は小さい。

図-3の速度分布に基づいて計算した波線経路を図-4に示す。この結果で明らかなように距離程1300m~1850mまでについてはトンネル掘削地点まで波線

が存在しており、少なくともこの区間の速度値については図-1の結果に比べて信頼性が高いと言える。一方、距離程100m~1300mについてはこの解析結果でもトンネル掘削地点に波線は存在せず、この区間の速度値の信頼性は乏しい。

実際の探査での発振点から受振点までの弾性波伝播時間（観測走時）と、図-2および図-4の波線経路に沿って求めた伝播時間（計算走時）との平均残差（観測走時と計算走時の差の2乗和を波線の数で割った平方根）で比較すると、図-2の層構造解析の場合で5.74msec、図-4のトモグラフィ的解析の場合で3.61msecであった。

幾つかのトンネルで同様の解析を行いそれぞれの平均残差を求めた結果を表-1に示す。なお、表-1には次に説明する発破振動を利用した探査結果での平均残差も示した。

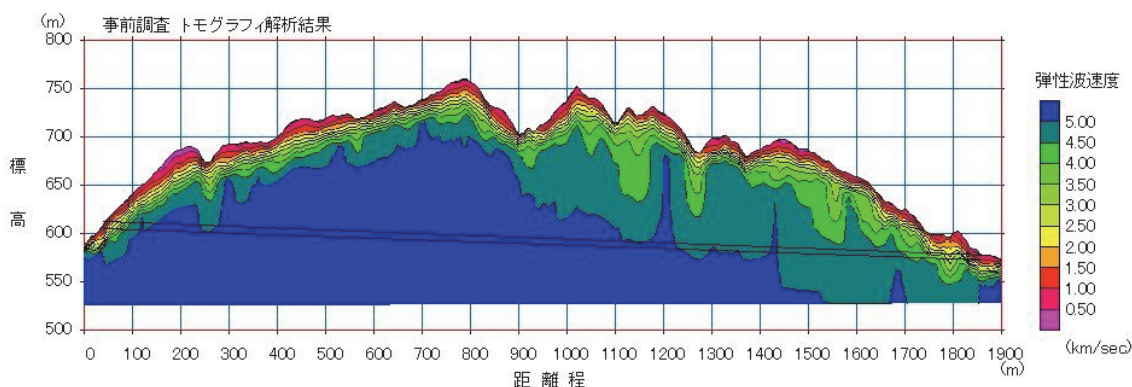


図-3 事前調査弾性波探査トモグラフィ的解析結果

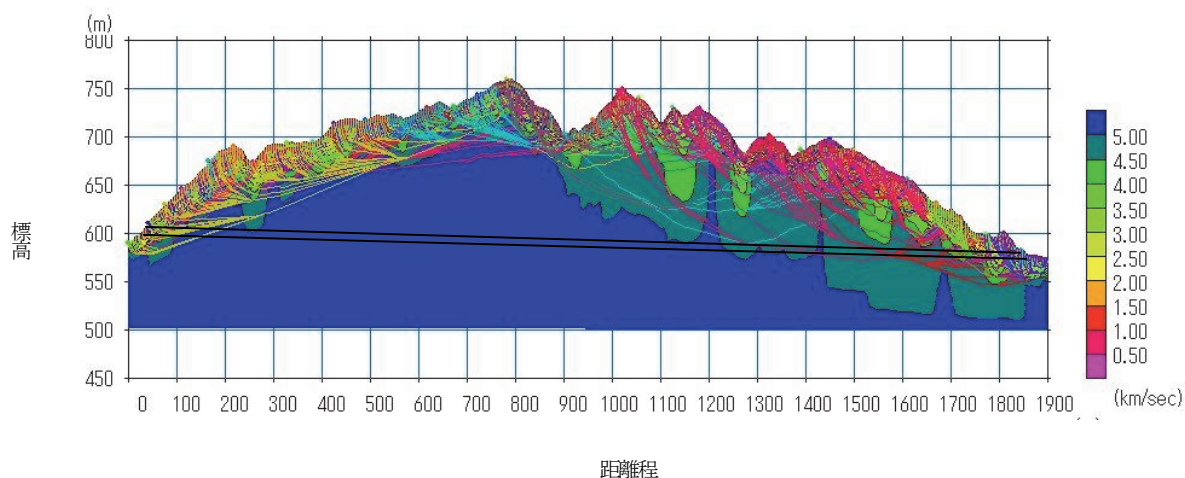


図-4 事前調査弾性波探査トモグラフィ的解析波線経路

表一 観測走時と計算走時との平均残差

トンネル名	層構造解析	トモグラフィ解析	発破による探査
Aトンネル	5.74	3.61	3.06 (9回)
Bトンネル	16.86	7.07	6.52 (3回)
Cトンネル	5.56	2.65	2.48 (2回)
Dトンネル	5.75	2.25	1.97 (5回)
Eトンネル	16.25	6.20	5.23 (1回)
Fトンネル	8.23	3.77	—
Gトンネル	9.22	3.67	—
Hトンネル	10.49	3.14	—
Kトンネル	6.04	2.39	—
Lトンネル	4.95	3.07	—

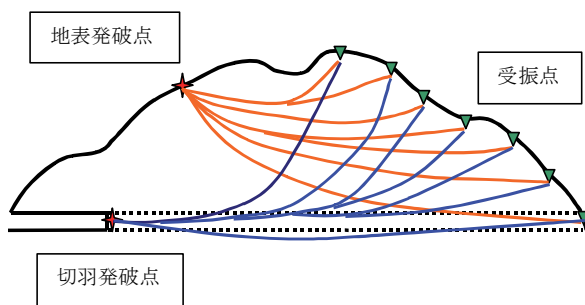
(単位ms)

この結果によればトモグラフィ的解析結果の方が全て平均残差が小さくなっており、このことはトモグラフィ的解析で求めた速度分布の方が実際の探査データにより適合していることを示している。

### 3. 施工中の弾性波探査

事前調査で実施される屈折法弾性波探査は地表面から複数の地点で弾性波を発生させて行われるが、発生させる震源のエネルギーが小さい場合や土被りが大きい場合などでは図一5に示すようにトンネル掘削地点まで十分な数の波が届かないこともあり、そのような場合には正確な弾性波速度が求まらないことになる。

これに対し、トンネル切羽での発破時の振動を切羽前方の地表に設置した振動計で測定すれば、弾性波は図一5に示すようにこれから掘削する地山を通るため、発振点から受振点までの伝播時間はトンネル掘削区間の地山性状を反映したものとなるので、これらのデータと事前調査での探査データとを合わ



図一5 弾性波探査の波線経路の概要

せて解析すればより正確な地山の速度分布が求まることになる。掘削時の発破を利用した探査の最大の利点としては、施工サイクルに全く影響を及ぼさずに測定を実施できる点が挙げられる。

測定では、発破時刻と受振器に波が到達する時刻をそれぞれ1msec程度の精度で測る必要があるため、そのためにGPSの信号を受信できるアンテナを、発火器および受振器の記録装置に取り付けて正確な時刻を刻時しながら測定を行った。地表部の振動計は、事前調査で実施された屈折法弾性波探査の測線上に設置した。振動計および測定機器等の設置状況を写真一1に示す。



写真一1 測定機器の設置状況

Aトンネルでは合計9回の測定を実施した。全ての測定データと事前調査での探査データとを合わせて解析した結果を図一6に示す。トンネルの掘削は図の右側から左側に向けて行われ、受振点は図中に▼印で表示した点で、距離程100m付近の到達側坑口付近に水平距離で20m間隔に4箇所、同じく500m付近の地表に6箇所、950m付近の地表に6箇所の計16箇所に地震計を設置した。発破点は図中に★印で表示した9箇所である。図一6には、施工した支保パターンの実績と、切羽評価点および火薬使用量のグラフを合わせて示した。

図一6の結果と事前調査の結果(図一1、図一3)とを比較すると次のようなことが言える。

- i. 1600m付近には図一1に示したように3.7km/sの低速度帯が存在し、設計支保パターンもDIと

なっており、トモグラフィ的解析結果（図-3）でも地表からの速度分布の形から判断して低速度帯が存在する可能性も考えられたが、図-6の結果では低速度帯が存在する可能性は低くなっていた。実績では切羽評価点や火薬使用量にも特に大きな低下がなく、支保パターンはそれまでの区間と同様なCIIパターンで行われた。

ii. 1250 m付近には図-1では特に速度変化の特徴が見られないが、トモグラフィ的解析結果では低速度帯が存在する可能性があり、図-6の結果でも

同様な傾向が現れていた。実績では切羽評価点や火薬使用量も低下し地山が悪いことを示しており、支保パターンもそれまでのCIIパターンから1ランク落としたDIパターンに変更された。

iii. 900 m～1000 mには図-1では4.1km/sの低速度帯が存在し、設計支保パターンもDI、DIIパターンとなっていたが、トモグラフィ的解析結果では特に大きな速度変化が見られなかった。図-6の結果では手前の1000 m～1200 m区間で速度が低下する傾向が見られたがそれ程大きく

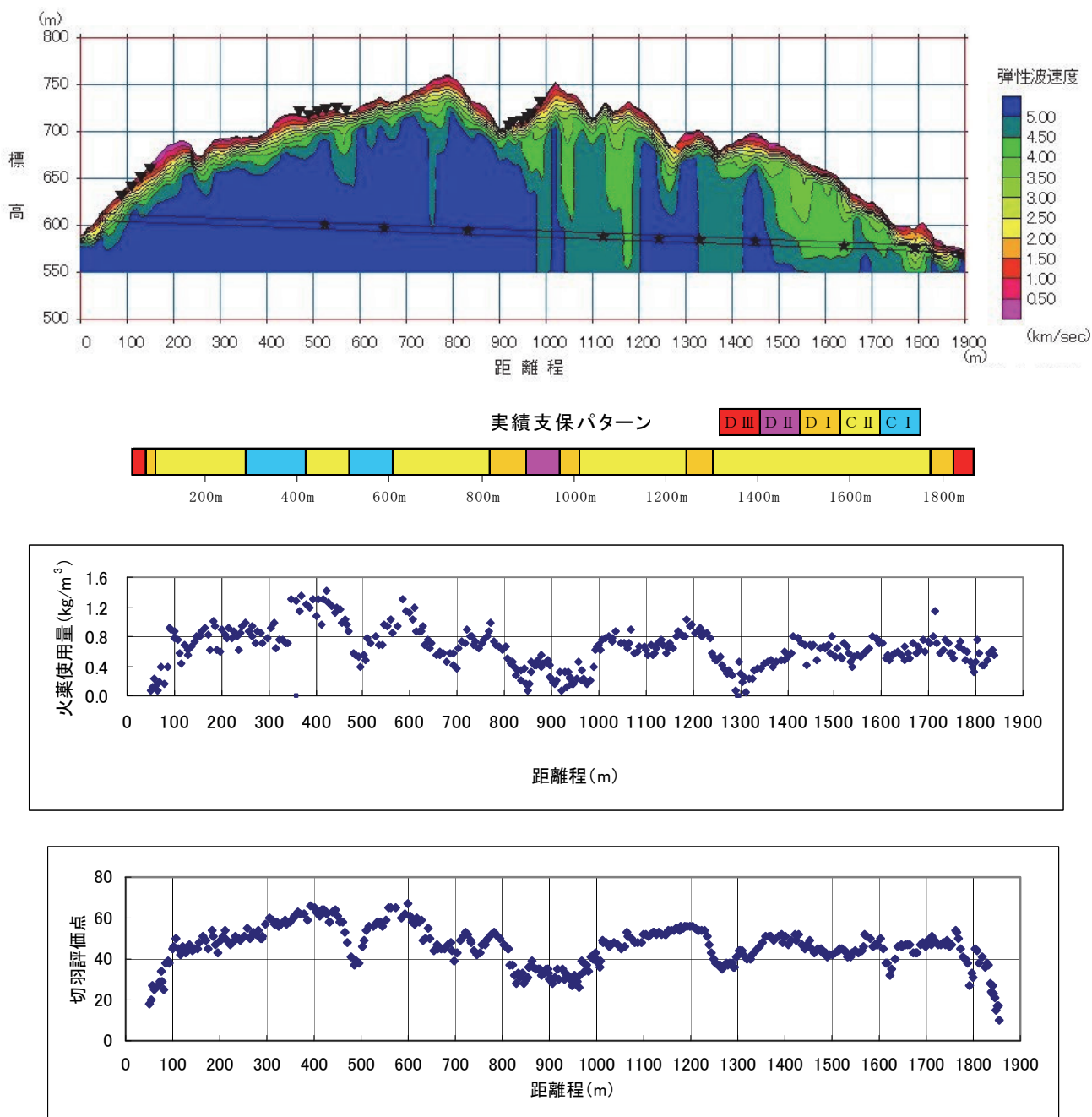


図-6 発破振動を利用した探査結果および実績支保パターン、切羽評価点、火薬使用量

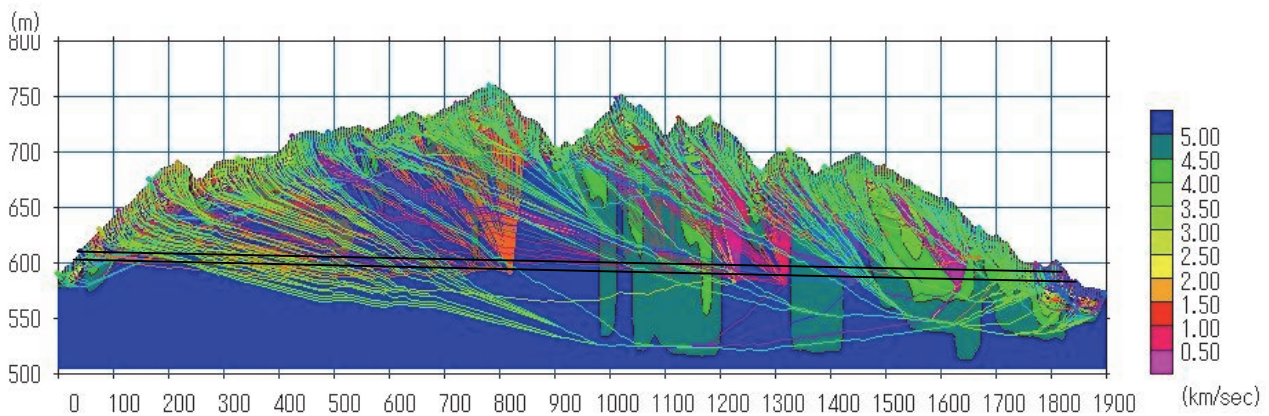


図-7 発破振動を利用した探査の波線経路

低下するような結果にはなっていなかった。しかし、施工実績の切羽評価点や火薬使用量を見ると900 m付近の約100 m間については地山が悪い結果になっており、この区間については支保パターンDⅠ、DⅡで行われ、事前調査での図-1の予測に近い結果となった。

iv. 550 m 付近には図-1や図-3のトモグラフィ的解析結果にも特に速度変化は見られなかったが、図-6の結果では、地表からの速度分布の形から判断すると低速度帯が存在する可能性が考えられた。実績では切羽評価点や火薬使用量で見ると位置的に50 mほどずれているが地山が悪い傾向が現れている。

図-6の最終結果での速度分布に基づいた波線経路を図-7に示す。これによるとトンネル全ての区間で波線が存在しており、今回の発破振動を利用した探査が有効な手法であることが分る。

#### 4. あとがき

トンネルの事前調査では、坑口部についてはボーリング等によって比較的正確な地山状況が把握できる。しかし、中央部については弾性波探査が地表から実施されるため、測点の配置あるいは解析上の制約から十分な精度が得られないことが多い。

解析に関しては、新しく開発されたトモグラフィ的解析により精度が向上しているが、さらに精度を向上させるためには今回報告したような発破振動を利用する方法が最も手軽な方法である。

但し、この手法では地表の地震計を事前調査での弾性波探査の測点上に設置する必要があり、測点の位置に関する情報が残っていなかったり、現場の状況によっては簡単には設置できないこともある。

#### 【参考文献】

- 1) 伊藤哲男、赤木渉、中西昭友、進士正人、「事前弾性波探査と支保実績の整理分析」、第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、2002年
- 2) 鈴木守、富田宏夫、「トンネル地質調査の性格と問題点(2)」、トンネルと地下、第24巻、10号、1993年
- 3) 林宏一、斎藤秀樹、「高精度屈折法地震探査の開発と適用例」、物理探査、Vol. 51、No. 5、1998年
- 4) 篠原茂、浅野剛、寺田道直、塚本耕治、新田宏基、竹本光慶、「TSPによるトンネル切羽前方探査」、奥村組技術研究年報、No. 23、1997年
- 5) 篠原茂、小松敏宏、森良弘、「発破振動によるトンネル切羽前方の弾性波速度分布の予測」、土木学会第57回年次学術講演会、2002年
- 6) 篠原茂、「トンネルの事前調査および施工中の弾性波探査について」、土木学会第58回年次学術講演会、2003年
- 7) 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」、第14回トンネル工学研究発表会、2004年

# 蛍光法によるグラウト浸透状況の調査

浜田 元\* 寺田道直\* 蛭子清二\*  
満田守雄\*\* 新田宏基\*\* 古賀成樹\*\*\*

## 1. まえがき

近年、地質が良好でない地点にダムが建設される事例が少なくない<sup>1)</sup>。これに伴い、ダム基礎岩盤の変形性や透水性の改良を目的とするグラウチングがさらに重要となっている。一方、平成14年3月には、グラウチング技術指針(案)・同解説<sup>2)</sup>が改訂された。同指針(案)では、ダムの安全性を損なわないことを前提に、グラウチングの合理化を図ることが求められている。

グラウチングの合理化を図るうえで、改良効果を精度良く把握することは重要である。そのためには、岩盤内の割れ目に対するグラウトの浸透状況、浸透経路や範囲など、割れ目の充填に係る基本的な情報が必要である。また、これを間接的、平均的な評価指標であるルジオン値などと関連付けることにより、改良効果の評価精度の向上が期待できる。

筆者らは、岩盤内の割れ目に対するグラウトの浸透

状況を分析するため、蛍光剤<sup>3)</sup>を添加したグラウチングを行い、グラウト材が充填された割れ目に対し紫外光を照射して観察する新たな手法(以下、蛍光法と呼ぶ)<sup>4),5)</sup>を開発した。

今回、改良効果に係る基礎的な情報を取得するため、ダムのコンソリデーショングラウチングに蛍光法を適用し調査した。

## 2. 調査の概要

### 2.1 地質

調査領域の露頭スケッチを図-1に示す。同図には、注入孔の配置もあわせて示した。岩種は絹状片麻岩で、山側-川側の走向を示す高角度の割れ目や断層(走向はN20-50W、傾斜は70-90°)が発達していた。

### 2.2 調査方法

先に示した図-1には、注入回数、蛍光剤の色、注入順序を付記した。最初、中央の1次孔から、ピンクの蛍光剤を添加したグラウト材を注入した。続いて外

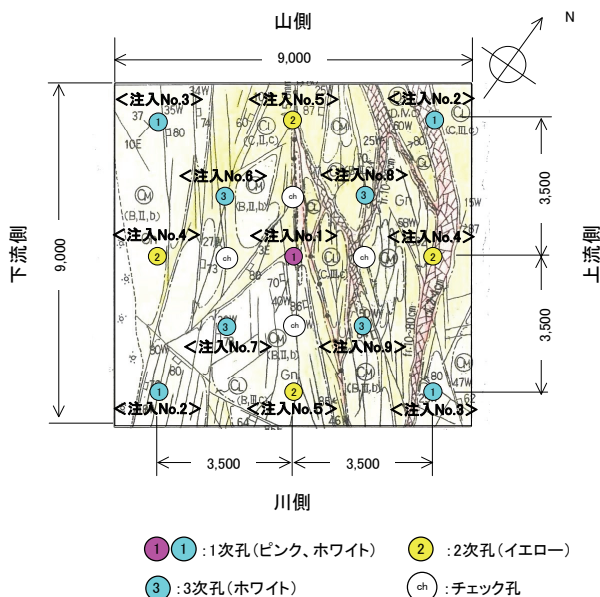


図-1 地質および孔配置

表-1 注入仕様

名称	仕様							
	注入材料 および 注入配合	高炉セメントB種、減水剤:ポズリスNo.70 200%当り				備考 【比重】 C(セメント)=3.04、 P(ポズリス)=1.25 【添加量(重量比)】 P=C×0.25% 蛍光剤F=C×5%		
配合		高炉セメントB種(kg)	ポズリスNo.70(g)	水(%)				
1/8		24	60	192				
1/6		31.6	79	189.5				
1/4		46.2	116	184.7				
1/2		85.9	216	171.6				
1/1	150.5	376	150.2					
初期配合 および 配合切替 基準	換算ルジオン値	配合:C/W				合計		
	Lu	1/8	1/6	1/4	1/2		1/1	
	Lu<10	600%	600%	600%	600%		1600%	4000%
	10≤Lu<20		600%	600%	600%		2200%	4000%
20≤Lu			600%	600%	2800%	4000%		
注入圧力	0.3MPa規定							
注入速度	4.0%/min/m(28.0%/min/st)規定							
同時施工	6.0m以内の隣接孔は禁止							
注入完了	規定圧力で注入速度が0.2%/min/m(1.4%/min/st)以下となり、30分間のため押し注入を行っても注入速度が増加しない場合							

\*技術研究所 \*\*関西支社土木工事部第2部 \*\*\*技術本部土木部

周の1次孔から中央内挿法に従い3次孔まで、原則、  
 回数ごとに添加する蛍光剤の色を変えて注入を行った。  
 最後にチェック孔を設けた。

注入仕様を表-1に示す。蛍光剤はセメント質量に  
 対し5%を添加した。注入深度は7mでこれを1ス  
 テージとした。

調査は次の手順で行った。

- ① ボーリング孔を削孔する。コアを採取し、自然光、  
 紫外光照射下で観察する
- ② ボアホールテレビジョン（以下、BTV と呼ぶ）を  
 用いて自然光、紫外光照射下で孔壁の観察を行う
- ③ 水押し試験、注入を行い、ルジオン値、単位注入  
 セメント量を記録する
- ④ これを注入孔ごとに繰り返す。注入完了後、  
 チェック孔を対象に、①～③と同じ調査を行う

### 2.3 蛍光剤および調査機器

蛍光剤の構成成分を表-2に示す。この蛍光剤は、  
 蛍光染料を合成樹脂中に固溶体の形で固定化した有機  
 蛍光顔料を水中に分散させたもので比重は 1.09 であ  
 る。セメントミルクに良く分散し、かつ、アルカリ性  
 のセメントミルクに対し変色・脱色し難い。

ボーリング孔壁の観察には、円錐鏡方式のBTVを使  
 用した。紫外光照射型BTVの機器構成を図-2に示す。  
 同BTVは画像処理ユニット、方位ユニット、プローブ、  
 送り装置で構成される。グラウト材が充填された割れ  
 目（以下、充填割れ目と呼ぶ）に対しリング状のブ  
 ラックライトで紫外光を照射すると、孔壁の充填割れ  
 目のみが蛍光色として発光する。充填割れ目が蛍光色  
 で発光するため、孔壁での識別は極めて容易であり、  
 このような状況をコーンミラーに写し CCD カメラで撮  
 影する。

## 3. 調査結果と分析<sup>6)</sup>

### 3.1 注入実績

ルジオン値と単位注入セメント量の回数ごとの変化  
 を図-3に示す。図中では、測定値をプロットし、平  
 均値を実線、上限・下限値を破線で結んだ。

図-3から、2次注入の時点までは、ルジオン値、  
 単位注入セメント量とも大幅な低減がみられない。ル  
 ジオン値の平均は 12Lu 前後、単位注入セメント量の  
 平均は 100kg/m 前後であった。一方、3次注入では、

表-2 蛍光剤の構成成分

合成樹脂	メラミン・パラトルエンスルホンアミド・ホル ムアルデヒド重縮合物
蛍光染料	・フルオレセイン ・テトラプロムフルオレセインナトリウムほか
添加剤	・2-ヒドロキシエチル・エーテル ・ポリエチレン・ポリプロピレンオキサイドブ ロックポリマー ・グリセリン
水	

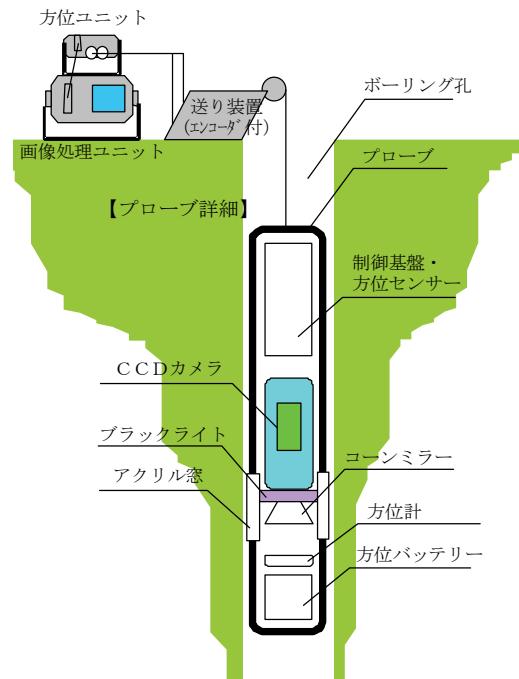


図-2 紫外光照射型BTVの機器構成

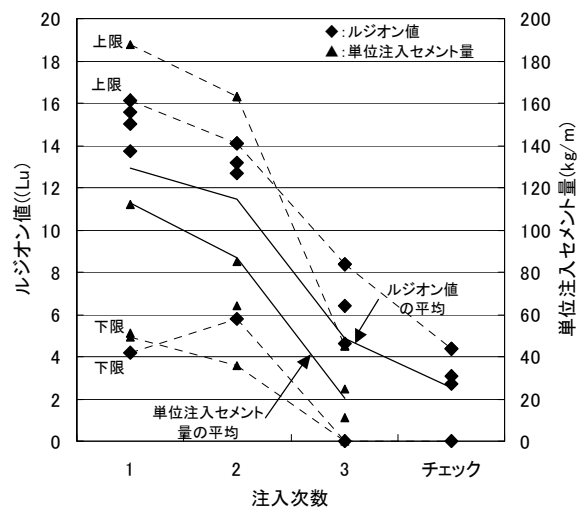


図-3 注入回数ごとのルジオン値、単位注入  
セメント量の変化

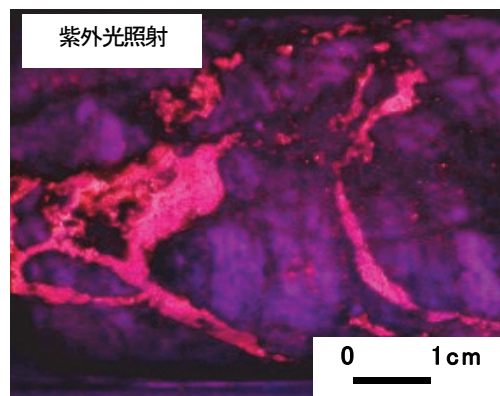
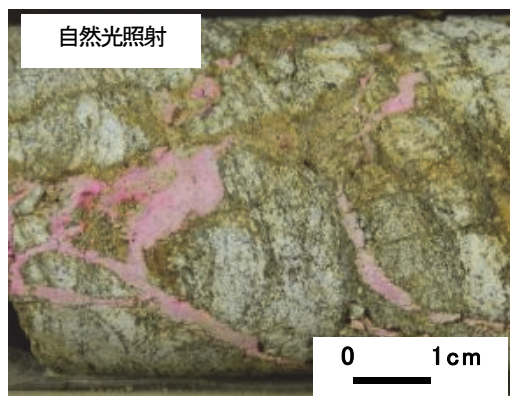


前次数に比べ、ルジオン値、単位注入セメント量とも大幅な低減を示した。平均値は、ルジオン値が 4.9Lu、単位注入セメント量が 20.3kg/m に低下した。

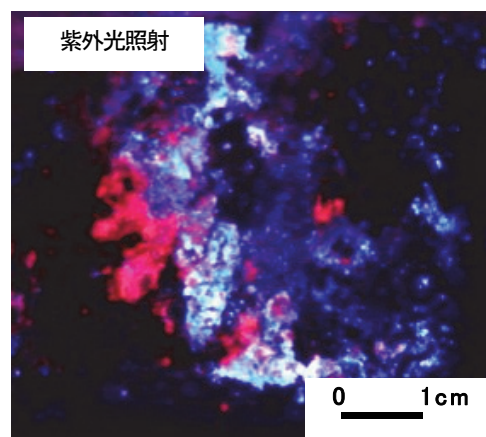
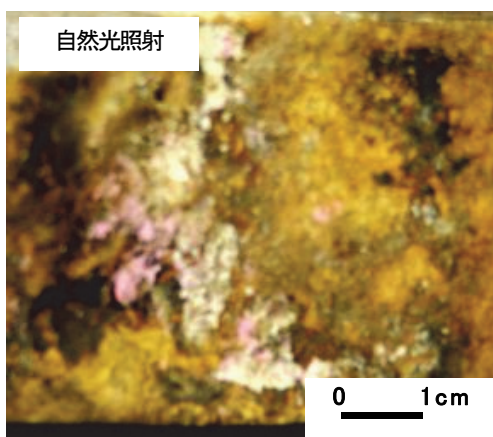
### 3.2 充填割れ目の特徴

#### a. 目視観察

コア観察例を写真-1に、BTV による孔壁観察例を



(a) コア周面観察 (ピンク充填)



(b) 割れ目内観察 (ピンク、ホワイト混在)

写真-1 コア観察例

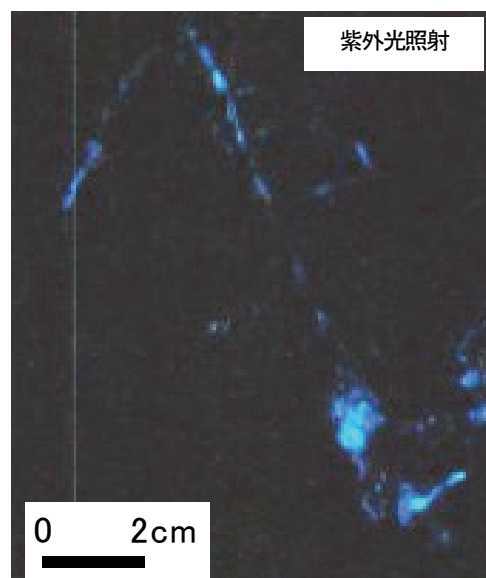
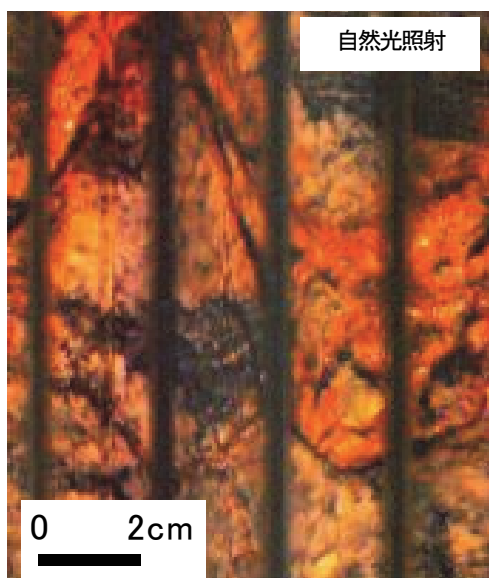


写真-2 BTV による孔壁観察例 (展開画像)

写真-2に示す。それぞれに自然光および紫外光の画像を並べて示した。紫外光の画像の方が、可視光の画像に比べ、割れ目に対するグラウト浸透状況の識別性が非常に高いことがわかる。

コアと孔壁の観察から、107本の充填割れ目を確認した。充填割れ目は大多数(103本)が単色であったが、一部(4本)に2色が混在するものがあった。2色が混在した割れ目は、一度の注入では閉塞にまで至らなかったものと考えられる。このような割れ目は、複数の注入孔よりグラウト材が浸透した割れ目であり、連続性の良い水みちを形成していた可能性がある。

### b. 走向・傾斜

割れ目の方向分布を図-4に示す。同図は、割れ目の走向・傾斜をシュミットネットの下半球にステレオ投影したものである。この図には、孔壁で観察したすべての割れ目(以下、孔壁の割れ目と呼ぶ)をプロットしており、その数は960本であった。

図-4から、孔壁の割れ目は、方位がNE-SW系、傾斜が低角度で西落ちの傾向が認められた。一方、充填割れ目は、孔壁の割れ目のような傾向を示しておらず、この図では集中する割れ目の方向が明瞭ではない。

充填割れ目、孔壁の割れ目、露頭の割れ目系に分け

て、方位別および傾斜別の度数分布を図-5に示す。孔壁の割れ目では、方位がNE-SW系で、傾斜が低角度で西落ちのものが多かった。一方、露頭の割れ目系では、方位がNW-SE系で、傾斜が高角度のものが多かった。孔壁の割れ目と露頭の割れ目系とは方位、傾斜の度数分布が異なった。

方向別の度数分布を充填割れ目と孔壁の割れ目とで比較する。大局的にみれば、いずれの割れ目とも、方

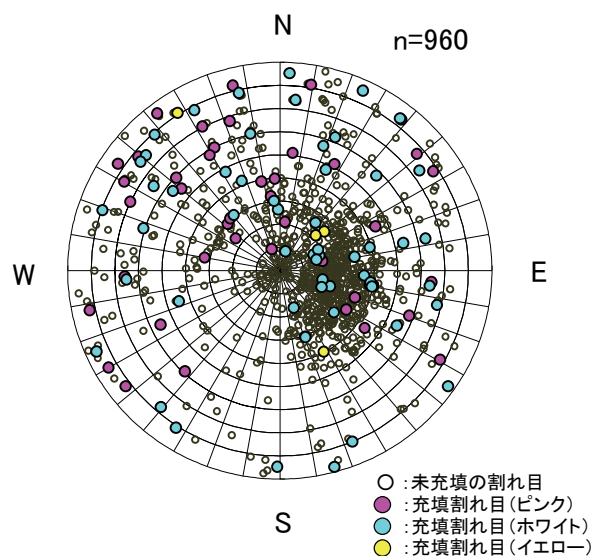


図-4 シュミットネット(下半球投影)

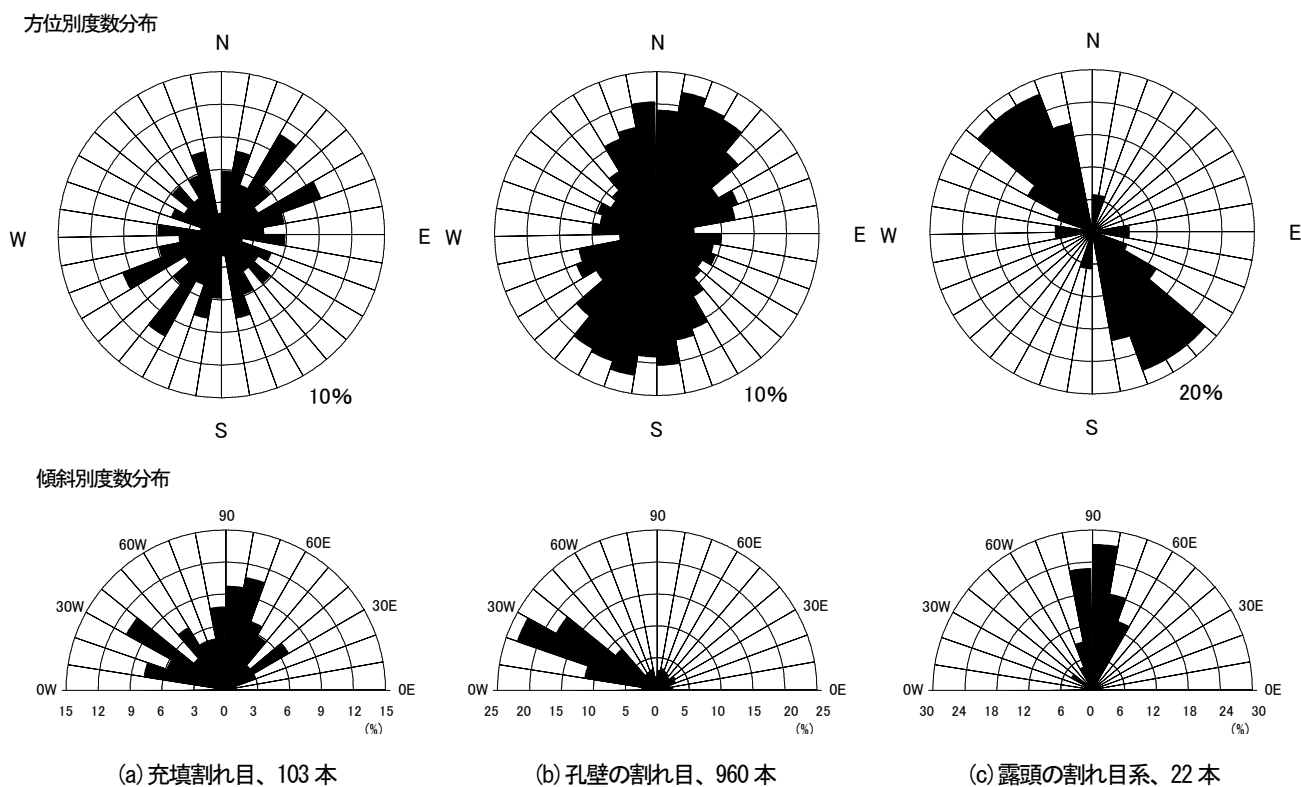


図-5 割れ目の分布

位はNE-SW系、傾斜は低角度で西落ちのものが多かった。岩盤中に多い割れ目の方向に対し、グラウト材が良く浸透したと言える。また、充填割れ目は、孔壁の割れ目に比較して高角度のものの割合が多かった。

### 3.3 浸透状況の分析

注入の位置と順序、充填割れ目の蛍光色、走向・傾斜をもとに、グラウト材の浸透方向と距離を推定した。推定結果を図-6に示す。同図は、3次元的な浸透経路を平面図に投影し示したものである。図中の色付きの矢印は、グラウト材の蛍光色とその浸透方向、距離を示す。

最初に注入したピンクのグラウト材は、水平距離で1.5~4.9m離れた位置まで到達していた。観察した12本のボーリング孔から、ピンクの充填割れ目は49本あり、そのうち38本を山側-川側(NW-SE系)方向の4孔(2次孔、チェック孔)で確認した。3次元的な浸透経路は別にして、ピンクのグラウト材は山側-川側の方向に相対的に良く流れた可能性がある。

ここで、ピンクの充填割れ目の方位別および傾斜別の度数分布を図-7に示す。同図は、49本の充填割れ目のうち、走向・傾斜が特定できた45本の結果を示した。方位別分布から、ピンクの充填割れ目では、上流側-下流側(NE-SW系)方向のものが最も多く、これは露頭の割れ目系と90°前後で交差する。また、傾斜別分布から、同割れ目には高角度のものが多かった。

先に示した図-6から、注入回数ごとの浸透範囲の変化を分析した。注入回数ごとの浸透範囲は注入回数の増加に伴い縮小する傾向を示す。注入回数の増加に伴い、充填割れ目が増加し、浸透方向や距離が順次限定されるため、注入回数ごとの浸透範囲が縮小したと考えられる。

### 3.4 割れ目充填率と注入実績の関係

注入回数の増加に伴う割れ目充填率、ルジオン値、単位注入セメント量の関係を図-8に示す。割れ目充填率とは、ボーリング孔壁で観察したすべての割れ目の数に対する充填割れ目の割合である。同図から、ルジオン値と単位注入セメント量は注入回数が増えるにつれて大きく低下している。一方、割れ目充填率は、注入回数が2次から3次の間でほとんど変化せず傾向が異なっていた。ルジオン値の低下は3次孔周辺の平均的な改良効果を表している。それに対し、割れ目充填率の変

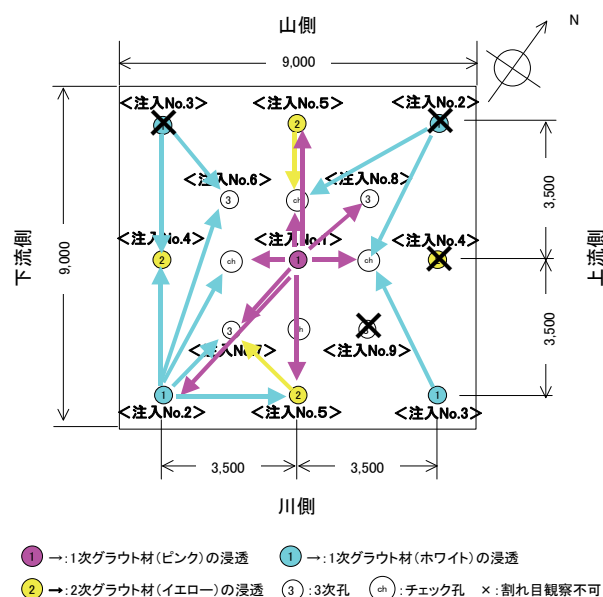


図-6 浸透方向と距離の推定(1、2次注入)

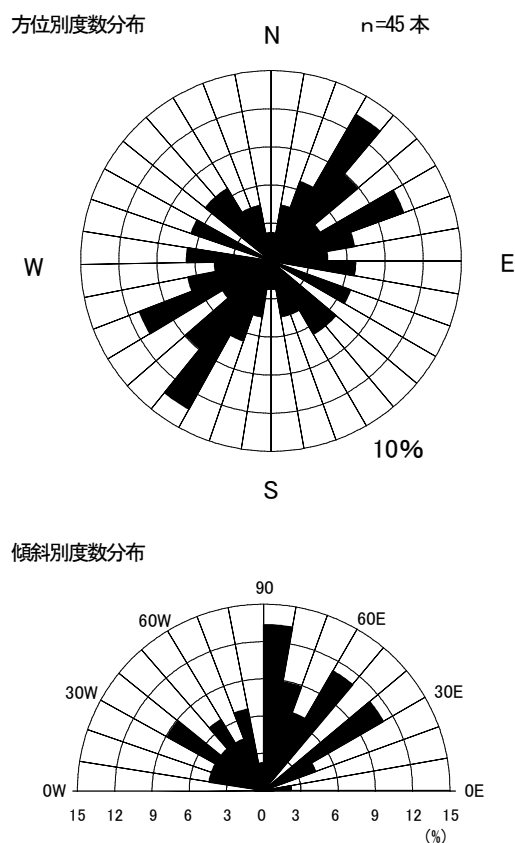
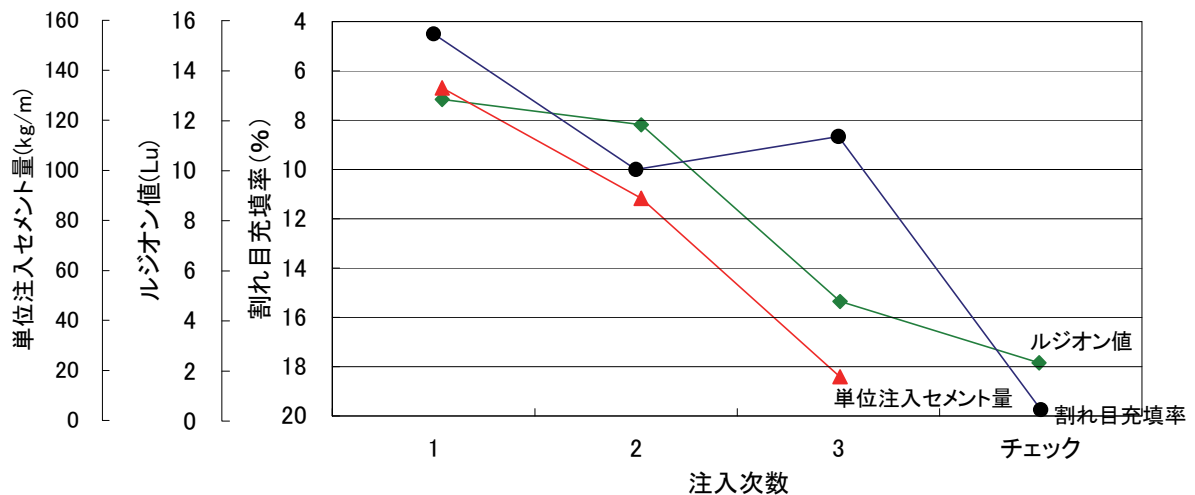


図-7 ピンクの充填割れ目の分布

化は3次孔壁位置の改良状態を表している。2次のグラウト材は、3次孔の方向に浸透しルジオン値は低下したが3次孔壁にまでは到達せず、割れ目充填率が低下しなかったと推察される。



図一 8 回数ごとの割れ目充填率、ルジオン値、単位注入セメント量の平均値の変化

#### 4. あとがき

ダムのコソリデーショングラウチングに蛍光法を適用した。その結果、岩盤内の割れ目に対するグラウトの浸透状況を直接観察することができた。グラウトの浸透方向と距離、割れ目に対するグラウトの方向別の選択性などが明らかになり、グラウトの浸透メカニズムに係る基礎的な情報を取得できた。また、新たな指標として、割れ目充填率を導入し、この指標がグラウトによる改良効果の評価に寄与できる可能性を示した。最後に、奈良県大和川水系ダム建設事務所の関係各位には調査に際し種々の協力をいただいた。記して感謝の意を表す。

- 6) 浜田元・蛭子清二・満田守雄・寺田道直、「蛍光法によるグラウト浸透状況の調査、ダム工学会第 15 回研究発表会講演集」、pp. 4~6、2004. 11

#### 【参考文献】

- 1) 松本徳久、「ダム新技術、地盤工学会誌・土と基礎」、Vol. 47、No. 3、pp. 1~4、1999. 3
- 2) (財)国土技術研究センター、「改訂「グラウチング技術指針(案)・同解説」、2002. 3
- 3) 宮原貞泰、「有機蛍光顔料、色材」、Vol. 58、No. 2、pp. 73~79、1985
- 4) 寺田道直・岩本容昭・西山孝・陳友晴、「蛍光法によるグラウト浸透状況の可視化、地盤工学会誌・土と基礎」、Vol. 47、No. 3、pp. 29~32、1999. 3
- 5) 寺田道直・浜田元・西山孝、「蛍光法による亀裂性岩盤のグラウト浸透状況の可視化、亀裂性岩盤における浸透問題に関するシンポジウム発表論文集」、pp. 171~178、2001

# 分割フード式シールド接合工法の開発

— 既設管に地中で斜め接合可能な『分割フード式シールド接合工法』 —

福居雅也\* 稲場啓能\*\*

## 1. まえがき

下水道シールドトンネルにおいて流入管などの地中接合を行う場合、浅深度では接合箇所近傍に立坑を築造し地盤改良後に接合する施工法が一般的である。また、立坑設置が困難な場合や大深度では、トンネル坑内から凍結工法や大規模な地盤改良を実施して施工している<sup>1)</sup>。

最近ではシールド機で直接接合する工法も開発され実用化されつつある。しかしながら、これらの工法は直角接合が基本であり、斜め接合では大規模な地盤改良などの補助工法を併用せざるを得ないことなどから新たな技術開発が期待されている。

このような背景のなか、従来は困難であった地中内で斜めに接合を可能とする“分割フード式シールド機”の基本設計を行い、本シールド機を用いた“分割フード式シールド接合工法”の基本構想を確立したので報告する<sup>2)</sup>。

## 2. 分割フード式シールド接合工法の概要

本工法で用いる“分割フード式シールド機”の全体構造図を図-1に、分割フード式シールド接合工法の

主な特徴を以下に示す。

- i. シールド機前胴部に多分割フードを装備
- ii. 多分割フード部に掘削機構を装備
- iii. 各分割フードは単独作動が可能
- iv. 隣接する分割フードは噛み合せ構造（フード部全体を一体化構造とする）

これらにより、大規模な補助工法を併用しなくても斜め側面での地中接合を可能とする施工法である。

図-2に施工手順図を、図-3に接合完了時のイメージを示す。

施工手順は以下のとおりである。

STEP①：シールド機を所定の位置まで掘進する。

STEP②：カッターヘッド伸縮用スポークを収納してシールドジャッキ等の機器類を解体・搬出し、分割フードにロータリーシリンダおよびフード押しジャッキをセットする。

STEP③：本線トンネルとの離隔の小さい箇所の分割フードからウォータージェット併用で本線トンネルセグメントまで圧入し、分割フード先端部より薬液注入を行い、本線トンネルとの接続部の止水を行う。その後、隣接する分割フードの圧入を順次行う。

・1ストローク(500mm)押し後、延長推進

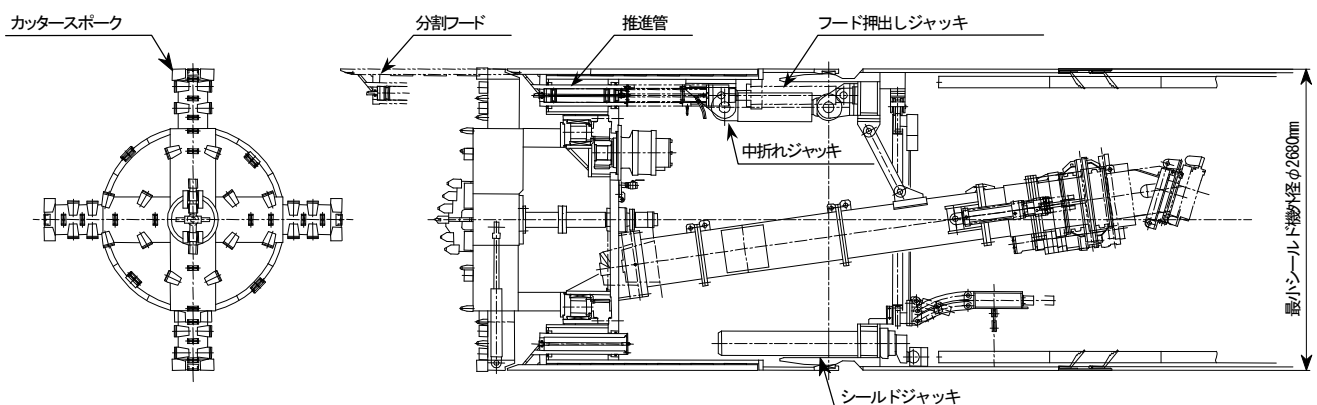


図-1 分割フード式シールド機の全体構造図

\*技術本部土木部 \*\*奥村機械製作(株)

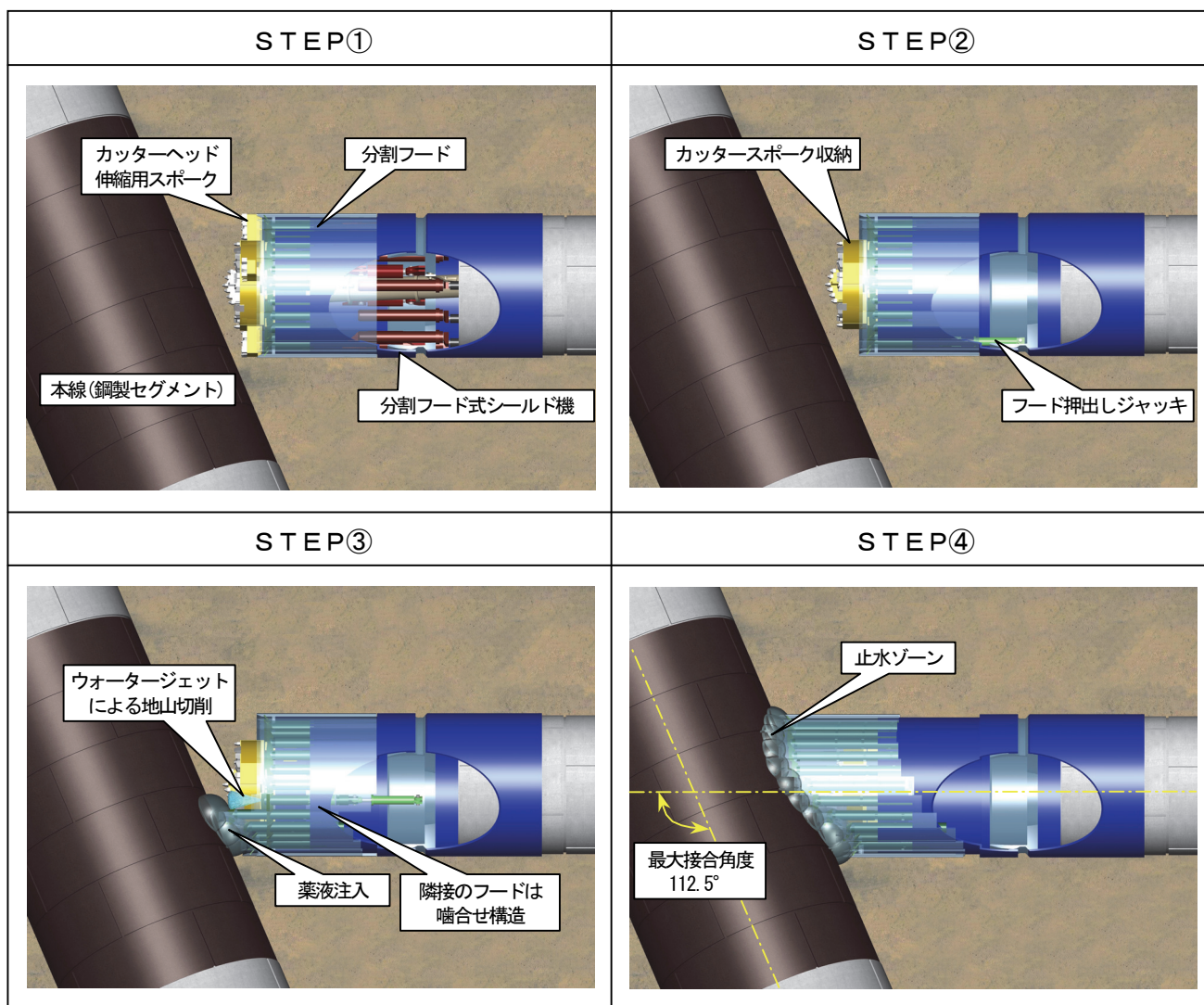


図-2 “分割フード式シールド接合法”による地中斜め接合の施工手順

管を継ぎ足し圧入する。

- ・分割フード部を残置し、ロータリーシリンダ、フード押し出しジャッキを回収する。

STEP④：全分割フードについて圧入を繰り返す。

- ・ロータリーシリンダおよびフード押し出しジャッキは転用する。

分割フード全数の施工後、原則として分割フード式シールド機側からカッター部解体、地山掘削、本線セグメント開口および接続部覆工を行う。

なお、分割フードの掘削機構は先端部より高圧水を回転噴射する機構を採用している。図-4に分割フード部を詳細に示す。

噴射ロッドの回転機構はロータリーシリンダ方式を採用した(図-5参照)。通常のシリンダでは油圧によるピストン部の前後運動にともない、ロット部は前

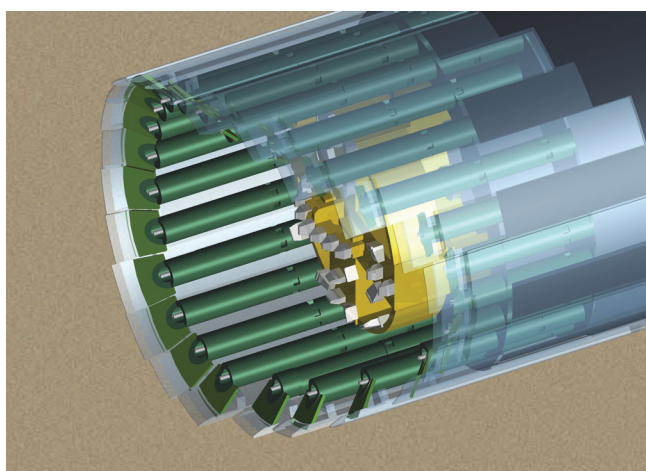


図-3 接合完了時のイメージ

後運動のみとなる。そのため、ロット部の回転運動のためには別途、回転駆動装置(旋回モータ等)を装備する必要がある。

一方、ロータリーシリンダは油圧によるピストン部

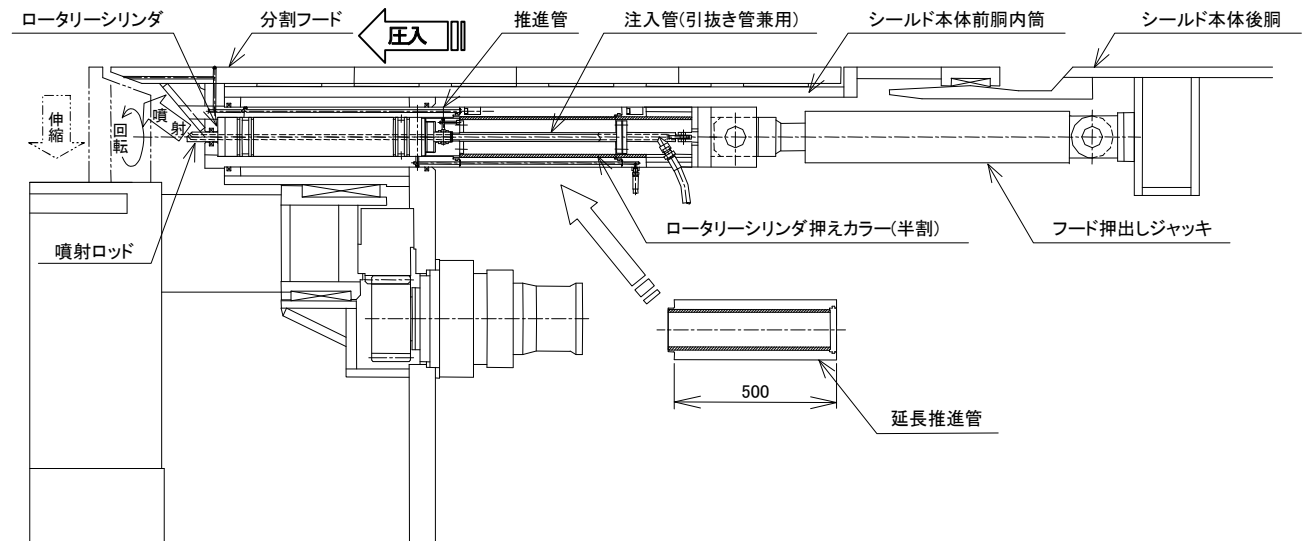


図-4 分割フード部の詳細

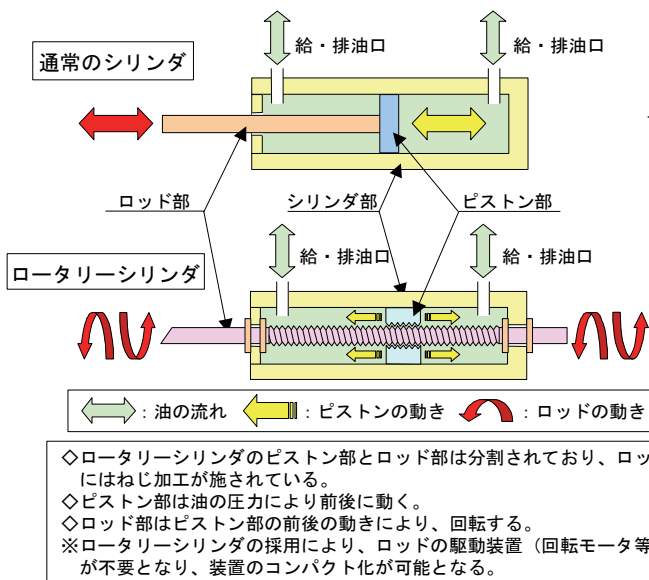


図-5 ロータリーシリンダの原理と特徴

の前後運動により、ねじ加工されたロッド部が回転運動を行う機構となっている。これにより、回転駆動装置を省くことができ、適用シールド径の小口径化を可能とした。

### 3. 本線開口部の覆工補強

近年のシールド工事においては二次覆工の省略が一般的になりつつある<sup>3)</sup>。二次覆工を施工する場合、接合部の覆工の補強は二次覆工の巻き厚の中で処理されている。しかしながら、二次覆工省略の場合是一次覆工の桁厚内で接合部の覆工の補強を行う必要がある。

通常、本線トンネル開口部は開口箇所を含め本線トンネルのトンネル軸方向に開口径の3倍程度にわたり

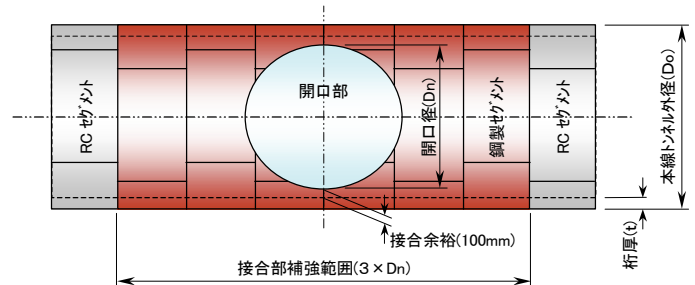


図-6 接合部覆工構造概念

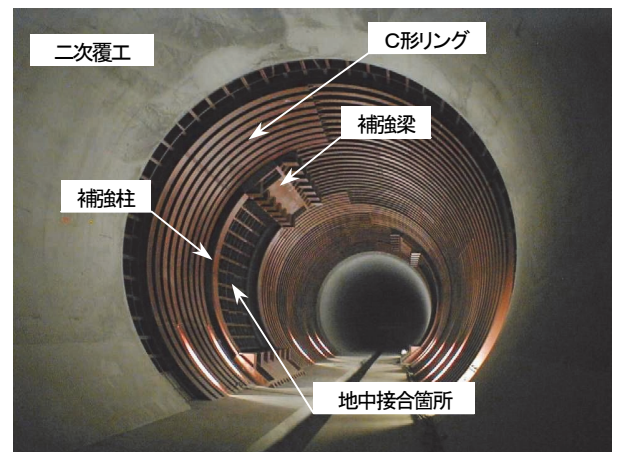

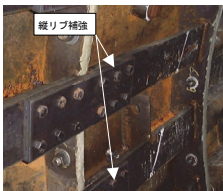
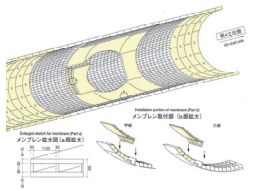
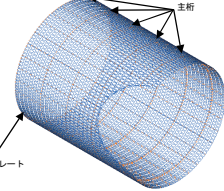


写真-1 従来の本線接合部の開口補強例(二次覆工あり)

鋼製セグメントを設置する(図-6参照)。また、開口箇所は、写真-1に示すように鋼材で井桁(補強梁、補強柱)に開口部を補強し、さらに補強箇所およびそのトンネル軸方向の前後数リングに補強リング(C形リング)を設置するのが一般的である(以下、“井桁補強+C形リング”と呼ぶ)。

ここでは、二次覆工省略を前提に開口部の補強方法の比較・選定を行い、選定された補強方法を用いた場

表-1 開口部の補強方法の比較

	井桁補強+C形リング	本設セグメント(縦リブ)補強	鋼製メンブレン+本設セグメント	本設セグメント(主桁、スキムプレート)補強
概要	土水圧をC形リングで受け、反力を井桁補強(補強梁、補強柱)によって支える。 	セグメントの縦リブ断面を大きくし、かつ、数リング分接続して荷重を受ける。 	開口部周りにメンブレン(補強鋼材)を設置し、土水圧に対抗する。メンブレンは本設セグメントにて支持する。 	セグメントの主桁厚、スキムプレート厚を増加させ、本体構造によって荷重を受ける。 
トンネル内径	二次覆工省略を考慮すると、補強鋼材が一次覆工の桁高内に収まらず、必要内空を侵す。	添接板の接続ボルト位置でセグメント全体の桁高が大きくなり、二次覆工の巻厚が薄くなる。	トンネル内径を侵すことなく施工が可能である。	トンネル内径を侵すことなく施工が可能である。
特長	トンネル内に補強材を円形に組付けるため構造的に安定している。C形リングはセグメントの主桁を利用したもので、断面定数の大きなものが設計可能となる。	施工方法が簡単であり、経済性に優れている。鋼材の増分が少ない。開口部の補強は添接板の接続が主な作業であり、セグメント組立後に余裕をもって施工ができる。	開口周りの補強は構造的に安定しているとともに、最も補強効果が大きい。	セグメント製作時に補強が可能であり、施工性に優れる。
問題点	荷重を補強材全体で受けるように、補強材とセグメントの間に隙間に確実な間詰が必要となる。鋼材設置時に危険作業となる。	最終的な内面処理では鋼板貼付、内面処理が必要となる。	荷重を補強材全体で受けるように、メンブレン部材とセグメントの間に隙間に確実な間詰が必要となる。	継手ボルトが通常より本数、強度ともに増加する必要がある。

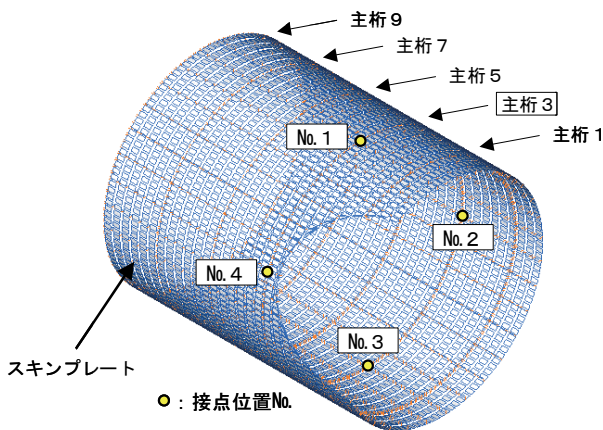


図-7 解析モデル

合の“分割フード式シールド接合法”の適用条件の検証を行った。

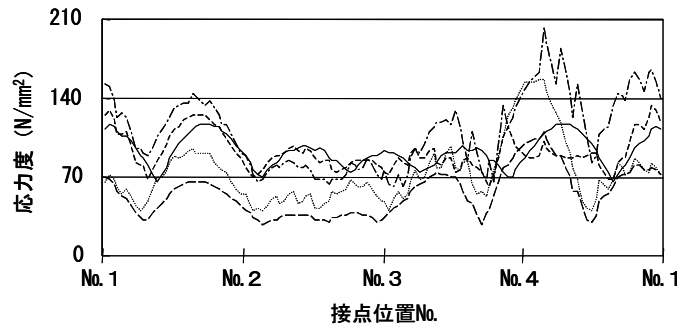
### 3.1 接合部の補強方法の選定

開口部の補強方法の比較を表-1に示す。

各方法について三次元FEM解析を用い補強効果を確認した。解析モデルを図-7に示す。解析は外径φ3800mmの本線トンネルのセグメントにφ3080mmの開口を行った場合をモデル化した。なお、このモデルにおける接合用シールド機外径と本線トンネル外径との比(以下、開口率と呼ぶ)は81%となる。

解析結果例を図-8に示す。同図は、開口無し(CASE0)を基準に、各補強方法における開口部に最も近い主桁3に発生する応力度を示している。

解析の結果、本線トンネルの鋼製セグメントの“主桁、スキムプレート補強”が最も補強効果が大きいことが判明した。一般的な施工方法である“井桁補強+



ケース	凡例	補強方法	補強効果
CASE0	—	開口なし	—
CASE1	----	井桁補強+C形リング	○
CASE2	- - - -	縦リブ補強	×
CASE3	.....	メンブレン補強	△
CASE4	----	主桁、スキムプレート補強	◎

図-8 解析結果(主桁3の発生応力度)  
(本線φ3800mm、開口径φ3080mm、開口率81%)

C形リング”も補強効果は認められる。しかしながら、二次覆工省略を前提とすれば補強鋼材が一次覆工の桁厚内に収まらずトンネル必要内空を侵すことから、下水道トンネルでは流下性能に問題が生じるため適用不可と判断される。本線トンネルの鋼製セグメントの“縦リブ補強”および“メンブレン補強”は開口部近傍(接点位置No.4)付近で大きな応力が発生する結果となった。

以上より、本検討においては施工性および補強効果の観点から二次覆工省略を前提とした開口部の補強方法として本線トンネルの鋼製セグメントの“主桁、スキムプレート補強”を選定することとした。



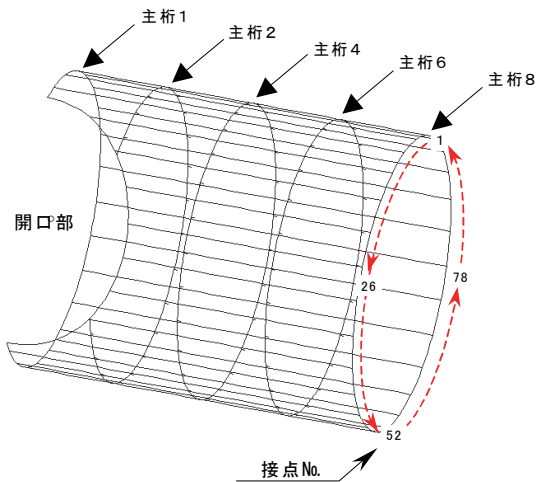


図-9 解析モデル

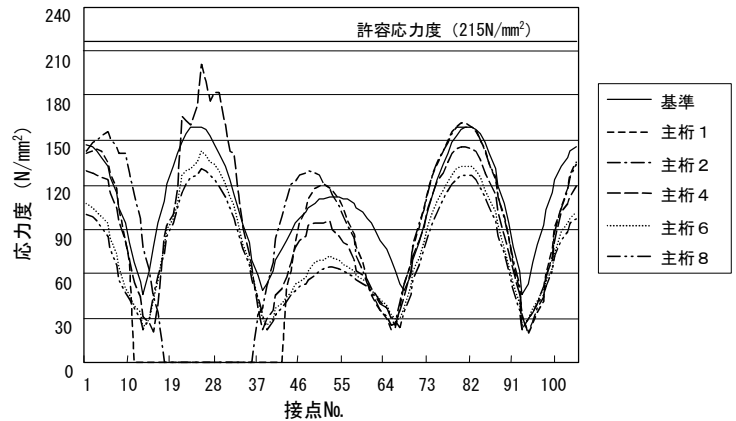


図-10 解析結果（主桁の発生応力度）  
 本線φ3350mm—接合シールド<sup>\*</sup> 外径 φ2680mm  
 接合角度 112.5°

### 3.2 接合工法の適用条件の検証

前項で選定した開口部の補強方法を用い、“分割フード式シールド接合法”において本線トンネルのセグメント外径、開口径（開口率）および接合角度をパラメータとして三次元FEM解析を実施し、接合法の適用条件の検証を行った。

土被りは20m相当を想定し、本線トンネルのセグメント外径はφ2000mm～φ4550mm、開口径はφ2130mm～φ3680mmを対象に開口率が概ね80%となる組合せで解析を実施した。

また、接合角度に関しては、本線トンネルのセグメント外径と開口径の組合せで適用可能なケースについて、最大接合角度112.5°（直交90°+22.5°）を条件として検討を行った。接合角度は、シールド機径およびフード長により幾何学的に決定される。すなわち、フード長が長くなればそれに伴い接合角度も大きくなる。しかしながら、フードはシールド機前胴部に装備されることからフード長には制約があり、最大接合角度にも限界がある。

解析モデルを図-9に、解析結果の一例を図-10に示す。解析結果の評価は、開口無し（図-10の“基準”）を基準として、各主桁において最大発生応力度が許容応力度内に収まることを確認することとした。

解析の結果、最小開口径はφ2680mm、最大開口率80%程度（本線トンネルのセグメント外径：φ3350mm）、最大接合角度112.5°の条件で補強が可能であることを確認した。

しかしながら、本検討は三次元FEM解析をベースに実施したものであり、通常実施している構造設計（二次元骨組み構造解析等）との整合性や施工ステップを考慮した仮設構造等の確認にまでは至っていない。

### 4. 経済性の評価

接合深度別に地中接合に係わる施工費（直接工事費）を表-2に示す3ケースについて試算した。検討は外径φ3800mmの本線トンネルにφ3090mmの流入管を接合する場合について実施した。

コストの試算結果を図-11に示すとともに、傾向を以下に示す。なお、同図は接合深度GL-10mにおけるケース1（立坑+地盤改良+刃口推進）の直接工事費を100%として表示している。

- i. 分割フード式シールド接合法の施工費は深度に関わらず凍結工法に比べ50～70%となる
- ii. 刃口推進との比較では、接合位置が浅深度（GL-10m）において同程度となる
- iii. 刃口推進では接合深度に比例して立坑築造費および地盤改良費が増加することにより、施工費がアップする
- iv. 凍結工法は接合深度によらずほぼ一定の施工費となり、大深度では刃口推進とほぼ同様となる

### 5. あとがき

表-2 経済性評価のケース一覧

検討ケース	ケース1	ケース2	ケース3
工法名称	立坑+地盤改良+刃口推進	分割フード式シールド接合法	凍結工法
概念図			
施工概要	接合地点の近傍に立坑を築造し、全断面地盤改良を行った後、刃口推進にて接続を行う	分割フード式シールド機を用い直接フードを本線セグメントまで圧入し、シールド機の解体、本線セグメントの開口を行う	凍結工法によりシールド機内から地盤改良し、シールド機の解体、本線セグメントの開口を行う

従来は困難であった下水道シールドトンネルを地中内で斜めに接合することができる“分割フード式シールド接合法”の基本構想を確立した。

本工法の特長を整理し、以下に示す。

- i. 斜め接合に対応 (含む、非管芯接合)
  - ・最大接合角度：112.5°
- ii. 小口径、大きな開口率に対応
  - ・接合用シールド機の適用最小外径：φ2680mm(仕上り内径：φ2000程度)
  - ・開口率：最大80%
- iii. 本線の開口部補強の簡素化
  - ・二次覆工省略を前提に従来の本線開口補強に替え、開口部鋼製セグメントの主桁およびスキンプレートを補強することにより対応可能
- iv. 従来工法に対してコストダウンを実現

今後は“分割フード式シールド接合法”のさらなるコストダウンと施工性の向上を目指したい。また、下水道を始め雨水管路や共同溝等の二次覆工のないシールドトンネルの分岐・接合部の工事に積極的に技術提案するとともに、実現現場での適用に向けて鋭意努力していきたい。

最後に、本研究開発課題の推進にあたり協力いただいた開発担当者に感謝の意を表す。

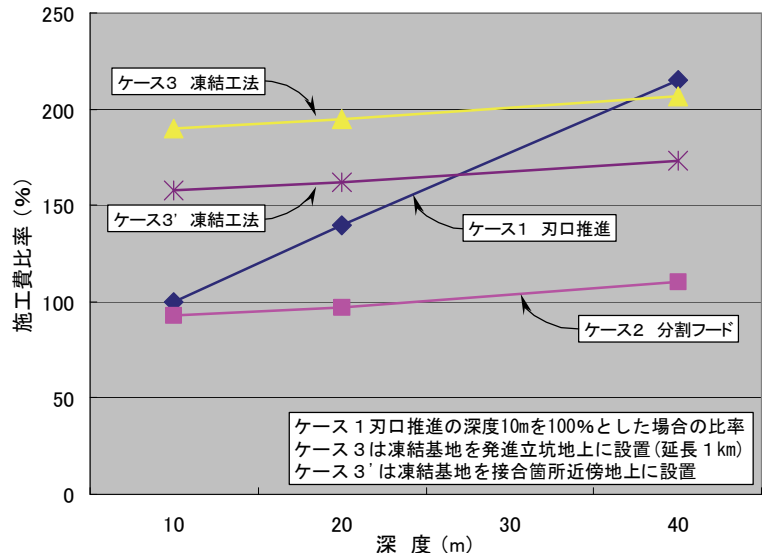


図-11 接合深度別の地中接合の直接工事費比較  
 <本線φ3800mm-接合シールド外径φ3090mm>

【参考文献】

- 1) トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説 (平成8年版)、(社)土木学会、pp189~190、1996
- 2) 福居雅也 稲場啓能、「シールドトンネル相互の斜め接合法を開発」、建設機械、pp58~61、2005.3
- 3) シールド工事用標準セグメント -下水道シールド工事用セグメント-、(社)土木学会・(社)日本下水道協会、pp357~397、2001.7

# 外部スパイラル鋼線巻立耐震補強工法 (APAT 工法) における変形性能評価方法

三澤孝史\* 中村敏晴\*  
柴田輝和\*\*

## 1. はじめに

外部スパイラル鋼線巻立耐震補強工法 (以下、APAT 工法と記す) は、鉄道のRC高架橋を対象に開発した耐震補強工法である。既設 RC 柱の4面にポリマーセメントモルタルを介して、別途製作したプレキャストコンクリートブロック (以下、「セグメント」と記す) を張り付け、亜鉛メッキ鋼より線 (以下、スパイラル鋼線と称す) をアンボンド横拘束筋として巻立て補強する工法である。

APAT 工法は平成 13 年度に、(株)奥村組と西日本旅客鉄道(株)、ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)の3社により、地震発生時の緊急点検や日常の維持管理の容易さを確保することを念頭に、施工性をも考慮して共同開発した工法である。既に、平成 16 年度末時点で、橋脚 4000 本程度の施工実績がある。

鉄道構造物の耐震設計は、性能設計法を基本としている。柱部材の耐震性能は部材の損傷レベルにより設

定され、損傷レベルの照査指標として部材の変位量が用いられる。従って、耐震補強された柱の変形性能等の地震時挙動を精度良く算定することは耐震設計上、重要である。

本報では、骨組み解析法で APAT 工法の変形性能を評価する方法および3次元非線形 FEMにより APAT 工法の正負交番載荷試験結果を対象として、柱試験体の変形挙動を模擬した結果について報告する。

## 2. 変形性能評価方法<sup>1)</sup>

### 2.1 変形性能評価方法の検討に用いた試験概要

骨組み解析法に使用するための変形性能評価方法は、表-1に示す AP-1~4 の APAT 工法で耐震補強した柱試験体の正負交番載荷試験結果を用いて定めた。

試験体は、既設柱の断面寸法を 5/8 に縮小したものである (断面寸法 50×50cm) である。表-1に試験体の諸元を示す。図-1に試験体形状および配筋図、図-2に補強詳細図を示す。

表-1 試験体の種類および諸元

試験体名	N-1	AP-1	AP-2	AP-3	AP-4
補強方法	補強なし (既設) 旧基準	N-1 を円形セグメントによる APAT 工法で補強	N-1 を扁平セグメントによる APAT 工法で補強		
柱形状	断面寸法幅 (D) 50cm×50cm, 有効高さ (d) 44cm, せん断スパン (a) 150cm, a/d=3.4				
鉄筋	軸方向鉄筋	D22 20本 (SD295)			
	帯鉄筋	φ6@94mm (SR235) 帯鉄筋比 0.12%			
コンクリート		設計基準強度 21 N/mm <sup>2</sup>			
使用補強材	補強なし	亜鉛メッキ鋼より線 2号(a)1種A級			
		φ6.9@50mm	φ9.6@100mm 補強筋比 0.23%		
		セグメント設計基準強度 40N/mm <sup>2</sup>			
柱下端無補強区間	—	50mm	125mm (0.25D)		
軸方向圧縮応力度	0 N/mm <sup>2</sup>	1 N/mm <sup>2</sup>			

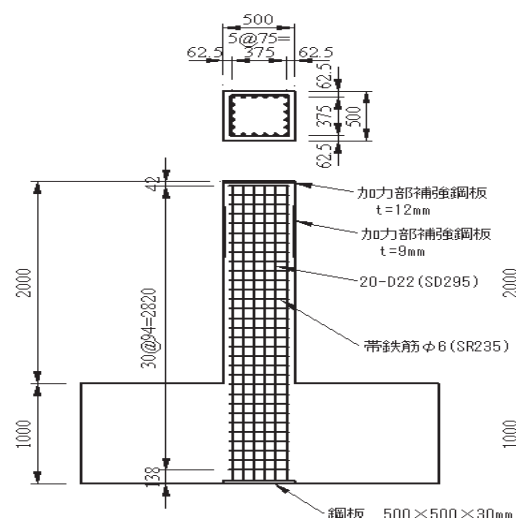


図-1 試験体形状および配筋図 (単位 mm)

\*技術研究所 \*\*関西支社土木工務部

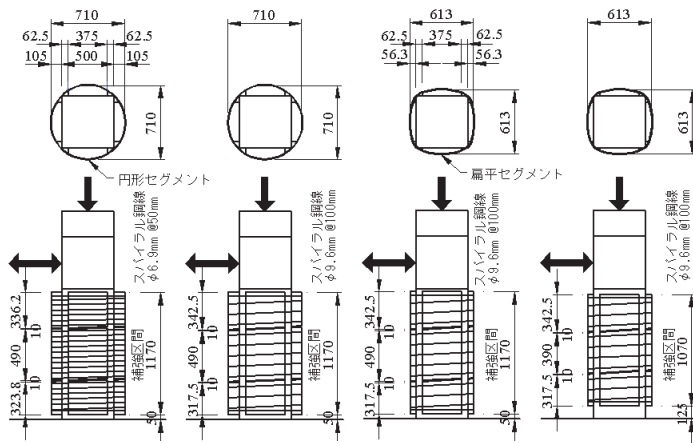


図-2 補強詳細図 (単位 mm)

表-2 耐震補強試験結果と計算値

試験体		AP-1	AP-2	AP-3	AP-4
実験値	降伏荷重 $P_y$ (kN)	303	322	333	326
	降伏変位 $\delta_y$ (mm)	7.5	7.6	9.3	9.0
	最大荷重 $P_{mu}$ (kN)	384	384	388	387
	最大荷重変位 $\delta_{mu}$ (mm)	89.5	91.9	93.3	74.2
	終局変位 $\delta_u$ (mm)	115	113	118	95
計算値	せん断耐力 $V_{ydc}$ (kN)	809	688	717	713
	耐力比 $V_{ydc}/P_{muc}$	2.07	1.76	1.90	1.90
	降伏荷重 $P_{yc}$ (kN)	308	308	298	296
	降伏変位 $\delta_{yc}$ (mm)	6.8	6.8	6.6	6.7
	最大荷重 $P_{muc}$ (kN)	390	390	378	376
	最大荷重変位 $\delta_{muc}$ (mm)	50.7	45.1	45.7	38.5
	終局変位 $\delta_{uc}$ (mm)	78.5	72.9	73.7	66.5
$P_y/P_{yc}$		0.98	1.05	1.12	1.10
$P_{mu}/P_{muc}$		0.98	0.98	1.03	1.03

## 2.2 変形性能評価方法

表-2に試験結果一覧および降伏荷重・最大荷重とこれらに対応する変位の計算値を示す。計算値は鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造)<sup>2)</sup>および鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)<sup>3)</sup>(以下「耐震設計標準」と記す)に準拠し、材料強度試験結果を用いて算定したものである。

図-3に変形性能に関する計算値と実験値の比較を示す。降伏荷重、降伏変位、最大荷重の計算値は、図-3(a)、(b)、(c)に示すように実験値とよく対応している。しかし、最大荷重変位と終局変位は、図-3(d)、(e)に示すように、計算値より実験値の変位が大きくなっている。耐震設計標準による変位の評価式では、帯鉄筋などを用いた一般的な拘束条件下のものであり、最大荷重以降において帯鉄筋や鋼板が、軸方向鉄筋の座屈の影響による局部曲げに抵抗しきれずに終局に至る。これに対し、APAT工法では軸方向鉄筋の変形に応じた拘束効果がスパイラル鋼線の円周方向引

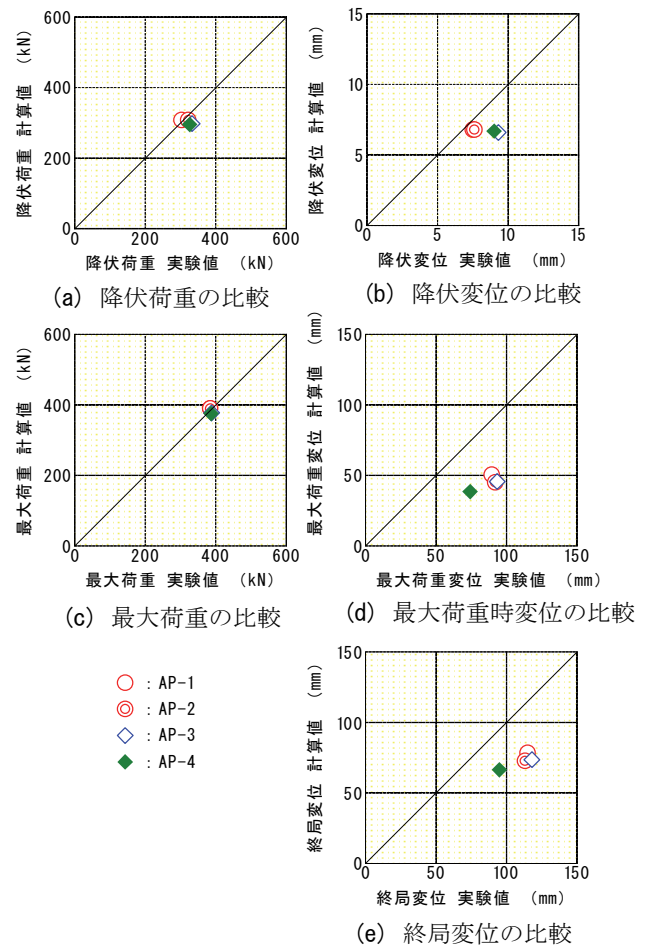


図-3 計算値と実験値の比較

張力としてセグメントを介して軸方向鉄筋や内部コンクリートに伝達され、鉄筋の座屈防止や内部コンクリートの強度増加および軟化領域の拡大に有効に寄与しているためと考えられる。従って、この効果を評価式に反映すればより精度の良い変形量算定式が得られるものと考えられる。

表-2および図-3(d)、(e)より、試験体 AP-1~4における最大荷重点に対応する変位(損傷レベル2限界点の変位)の計算値と実験値との差は、終局荷重点に対応する変位(損傷レベル3限界点の変位)の計算値と実験値との差に概ね等しい。従って、最大荷重点の変位を適切に評価することで終局荷重点の変位も適切に評価できると考えられる。

耐震設計標準および渡邊らの研究<sup>4)</sup>に基づき本工法の変形性能を評価することを試みた。耐震設計標準では最大荷重点に対応する変位(損傷レベル2限界点の変位)  $\delta_m$  は式(1)に示すように算出することとしている。

$$\delta_m = \delta_{m0} + \delta_{m1} = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\delta_{m0}$  : く体変形による変位

$\delta_{m1}$  : フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位

$\delta_{mb}$  : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位

$\delta_{mp}$  : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

このうち、フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位  $\delta_{m1}$  および塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位  $\delta_{mb}$  については、本工法と従来工法で、基本的に変わることはない。また、柱側面に取付けられたコンクリート製セグメントは、部材軸方向に 490mm の長さで分割されていることから、セグメントの剛性が全体変位に与える影響は小さい。従って、本工法の試験体 AP - 1~4 の変形性能の増加は塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  の差によるものとみなし、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  に着目して変形性能の評価を行うこととした。

耐震設計標準では、最大荷重点（損傷レベル2限界点）に対応するく体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  を帯鉄筋比  $p_w$  の関数として式(2)で与えている。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $L_a$  : せん断スパン

$L_p$  : 等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a$$

$d$  : 断面の有効高さ

$\theta_{pm}$  : 塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \dots\dots (3)$$

ただし、 $\theta_{pm} \leq 0.04 \dots\dots\dots (4)$

$k_{w0}$  : 帯鉄筋強度を考慮する係数

$$k_{w0} = f_{wy} / 390$$

$f_{wy}$  : 帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : 帯鉄筋比

図-4は試験体 AP - 1~4 の横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角の関係を示したものである。図中に式(3)を実線で示している。APAT 工法の特徴である拘束効果の増加による変形性能の増加を評価するために式(3)を補正することを試みた。既往の研究<sup>5)</sup>でも、他の要因が一定の場合、帯鉄筋比が大きくなればじん性率はほぼ線形的に増加することが明らかとなっていることから、既設 RC 柱の帯鉄筋とスパイラル鋼線が一体として横拘束筋として機能していると考え、APAT 工

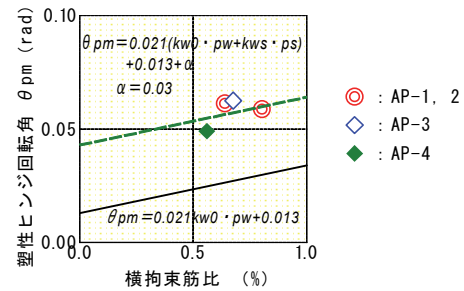


図-4 塑性ヒンジ回転角の評価

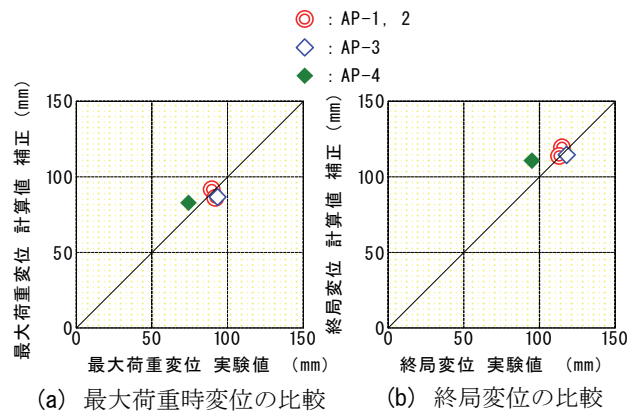


図-5 最大荷重時変位と終局変位

法においても塑性ヒンジ回転角を横拘束筋比の関数として式(5)で算定することとした。

$$\theta_{pm} = 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{ws} \cdot p_s) + 0.013 + \alpha \dots\dots (5)$$

ただし、 $\theta_{pm} \leq 0.07 \dots\dots\dots (6)$

ここに、 $k_{ws}$  : スパイラル鋼線強度を考慮する係数

$$k_{ws} = f_{sy} / 390$$

$f_{sy}$  : スパイラル鋼線の引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_s$  : スパイラル鋼線比 (せん断補強筋比)

式(5)において、 $\alpha$  はスパイラル鋼線およびセグメントによる拘束効果により、塑性ヒンジの変形性能が向上する効果を回転角に考慮したもので、図-4より  $\alpha = 0.03$  とした。ここでは、既設 RC 柱の帯鉄筋とスパイラル鋼線が全体として式(3)の  $k_{w0} \cdot p_w$  として挙動するものと考え、式(6)に示すように、塑性ヒンジ回転角  $\theta_{pm}$  は耐震設計標準に式(4)で示される上限値に 0.03 を加えた 0.07 を上限値とした。なお、試験体 AP - 4 の横拘束筋比は、柱下端 0.25D の範囲が無補強であることから、塑性ヒンジ区間に配置されたスパイラル鋼線量の平均値を用いて横拘束筋比とした。

図-5は、最大荷重時の変位および終局変位について、実験値と式(5)により補正した計算値を対比したもので、両者は概ね一致している。

図-4および図-5より、円形セグメントを用いた試験体 AP-1、2 と扁平セグメントを用いた試験体 AP-3、4 とのセグメント形状による拘束効果の差について明らかにすることはできなかったが、本工法により補強された柱の変形性能は、耐震設計標準を準用するとともに、最大荷重点に対応するく体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  の算定に、スパイラル鋼線とセグメントによる外部拘束効果を見込んだ式(5)、(6)を用いることで、適切に評価可能であることが確認できた。

### 3. 3次元FEMによる正負交水平番載荷試験の数値シミュレーション

本章では、表-1に示す APAT 工法により耐震補強された AP-2 試験体の静的正負交番水平載荷試験結果を対象として、3次元非線形 FEM 解析により数値シミュレーションを行った結果を報告する。

#### 3.1 解析概要

##### a. 解析モデル

解析モデルを図-6に示す。使用した要素は以下の通りである。解析コードは、コンクリート計算力学の分野で実績のある DIANA Ver.7を用いた。

- ・コンクリート部：8節点ソリッド要素
- ・軸方向鉄筋：3次元トラス要素
- ・帯鉄筋：埋込み鉄筋要素
- ・スパイラル鋼線：3次元梁要素

スパイラル鋼線は、連続した1本の線を円形セグメント外周に螺旋状に設置するが、解析モデルの作成に当たっては、モデル作成の容易性および分割要素の形状が非線形解析の収束精度に与える影響も考慮して、独立したリング状モデルとした。

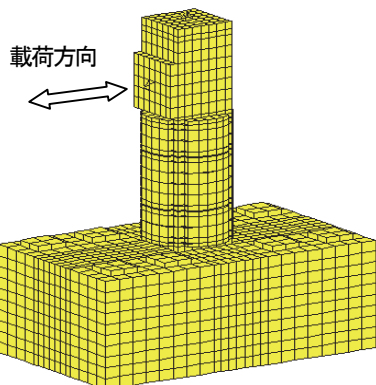


図-6 解析モデル図

境界条件は、フーチング底面を固定とした。

##### b. 構成モデルおよび材料特性

コンクリートは、全ひずみに基づく構成モデルとし、圧縮側応力-ひずみモデルには、圧縮破壊エネルギー、Selby and Vecchio の横拘束効果<sup>6)</sup>を考慮した。ひび割れについては、回転ひび割れモデルを使用し、引張側応力-ひずみモデルは、引張破壊エネルギーを考慮し、Hordijk et al の引張軟化関係<sup>7)</sup>を用いた。

なお、次に示すように、引張破壊エネルギーは土木学会コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>の方法、圧縮破壊エネルギーは中村ら<sup>9)</sup>の方法で算定した。

- ・土木学会コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>の引張破壊エネルギー

$$G_{ft} = 10d_{\max}^{1/3} \cdot f_c^{1/3}$$

ここに、 $G_{ft}$ ：引張破壊エネルギー (N/m)

$d_{\max}$ ：骨材の最大寸法 (mm)

$f_c$ ：圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

- ・中村ら<sup>9)</sup>の圧縮破壊エネルギー

$$G_{fc} = 8.8\sqrt{f_c}$$

ここに、 $G_{fc}$ ：圧縮破壊エネルギー (kJ/m)

$f_c$ ：圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

ただし、フーチングコンクリートは線形要素とした。鉄筋およびスパイラル鋼線の応力-ひずみ関係はバイリニア型とした。

解析に用いた物性値を表-3に示す。

##### c. 解析条件

変位制御により単調増加および正負交番載荷を行った。載荷ステップは、 $1 \delta_y$  の 1/100 とした。収束計算は Newton-Raphson 法を用いた。

表-3 解析に用いた材料物性

材料名		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
コン クリ ート	柱部	34.5	2.61	$3.03 \times 10^4$
	セグメント	48.0	3.41	$3.15 \times 10^4$
材料名		降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
軸方向鉄筋		365	$2.06 \times 10^5$	535
帯鉄筋		362	$2.06 \times 10^5$	493
スパイラル鋼線		928	$1.90 \times 10^5$	1282

#### 3.2 解析結果

##### a. 荷重-変位関係

図-7に水平荷重-水平変位関係の解析結果を実験結果と併せて示す。実験では3サイクル載荷している

が解析では1サイクルとした。図-7より、実験結果では $12\delta y$  (約90mm) まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続いている。 $12\delta y$  における水平荷重の低下は軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのはらみ出しの時点であり、円形セグメントのはらみ出しを伴っている。解析では、実験結果に比べ荷重が少し大きい、水平荷重が顕著に低下する $12\delta y$ 程度までは、履歴形状も実験結果に比較的近い形状を示し、概ね実験結果を模擬している。しかし、実験では変形が進むにつれて載荷時の剛性が低下しているが、解析ではそれ程低下していない。これは、解析では軸方向鉄筋をパイリニヤでモデル化しており、繰り返し載荷および座屈による軸方向鉄筋の剛性低下を考慮していないことによると思われる。また、 $12\delta y$ 以降の軸方向鉄筋が座屈してからの復元力の低下については、鉄筋モデルに座屈挙動を考慮していないため十分に表現できていない。

b. 変形状

写真-1に $16\delta y$ 載荷時における損傷状況を示す。

実験では軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり柱下端のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。図-8に解析結果の $16\delta y$ 載荷時における変形図を示す。図-9に水平変位分布を解析結果と実験結果を併せて示す。

図-9より、実験では軸方向鉄筋の座屈が生じる $12\delta y$ 頃より柱基部から上方150mm間において横ズレが表れ、 $16\delta y$ ではより顕著である。解析は、実験結果に比較的近い形状を示しているが、実験における $12\delta y$ 以降の横ズレ発生を表現していない。

c. 鉄筋およびスパイラル鋼線のひずみ

図-10にジャッキ載荷面側における軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。解析においても実験と同様に、 $1\delta y$ で柱基部が降伏ひずみに達し、変形が進むにつれてひずみが大きくなる範囲が上方へ広がっている。実験に比べ、若干ひずみは大きいほぼ同じような分布を示している。

図-11、12に帯鉄筋およびスパイラル鋼線のひずみ分布を示す。着目したひずみは試験体側部のひずみである。図-11、12より、帯鉄筋、スパイラル鉄筋とも解析結果が実験結果よりもひずみが大きくなっている。

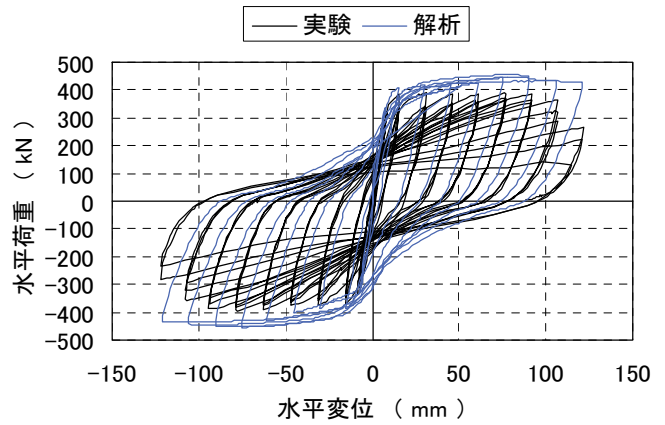


図-7 水平荷重-水平変位関係

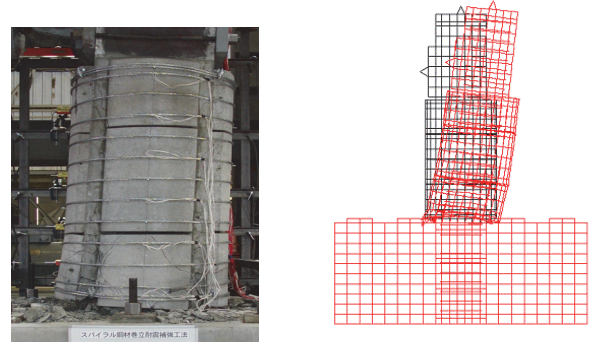


写真-1 損傷状況 図-8 変形図 (解析、 $16\delta y$  載荷時)

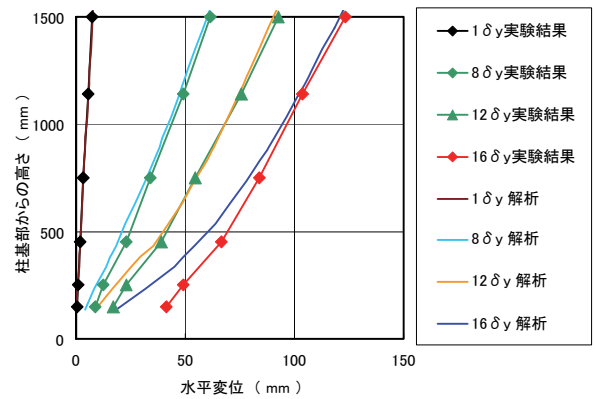


図-9 変位分布

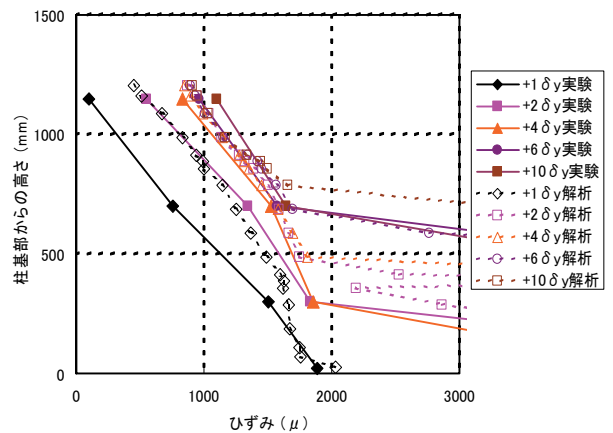


図-10 軸方向鉄筋のひずみ分布

解析では帯鉄筋のひずみは $2\delta y$ において降伏ひずみに達し、 $4\delta y$ 以降、柱基部から約200~900mmの

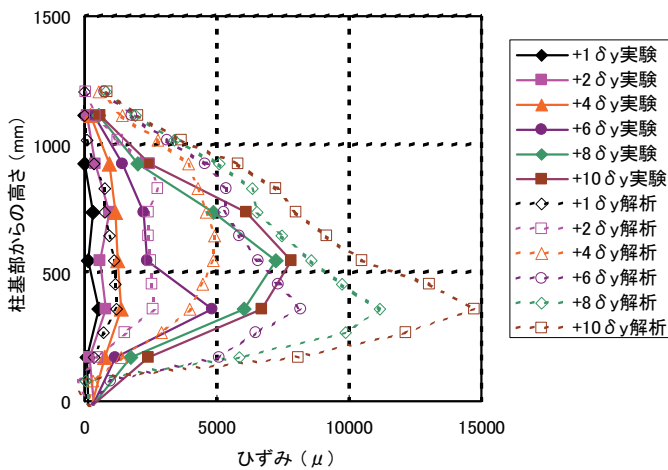


図-11 帯鉄筋のひずみ分布

ひずみが増加している。スパイラル鋼線のひずみも、帯鉄筋のひずみの増加に伴い、 $4\delta y$ より柱基部から約200~900mmのひずみが増加している。実験では、帯鉄筋のひずみは $6\delta y$ より柱基部から約200~900mmのひずみが増加している。これに対し、スパイラル鋼線は、 $6\delta y$ より、帯鉄筋よりも下方の柱基部から約100~500mmのひずみが増加しており、また、帯鉄筋のひずみの増加に比べ、それ程大きくない。これは、解析ではスパイラル鋼線とセグメントを一体としているため、帯鉄筋とスパイラル鋼線は同じ挙動を示している。実験では、スパイラル鋼線をアンボンド横拘束筋としてセグメントに巻き付けており、初期のスパイラル筋の拘束度が若干のゆるみ等により、スパイラル鋼線とセグメントを一体とした場合に比べ低いと考えられる。

#### 4. おわりに

本報の結論を以下に示す。

- i. APAT 工法により補強された柱の変形性能については、『鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）』を準用できるが、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定に、セグメントやスパイラル鋼線による外部拘束効果を取り入れた提案式を用いることで、適切に評価することが可能である。
- ii. APAT 工法の縮小試験体による正負交番荷水平載荷試験結果を3次元 FEM による静的非線形解析により数値シミュレーションを行った結果、最大耐力程度までは概ね実験結果を模擬できることを確認した。ただし、軸方向鉄筋の座屈以降については、実験結果を十分に表せておらず、座屈モデル

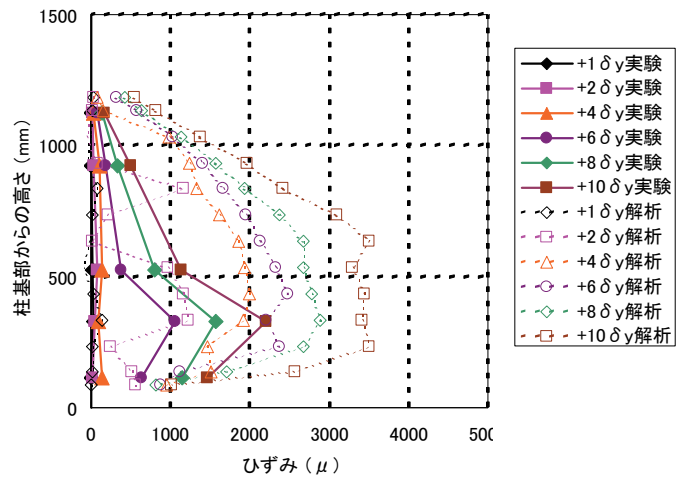


図-12 スパイラル鋼線のひずみ分布

の適用等、今後検討していきたいと考える。

#### 【参考文献】

- 1) 松田好史、中村敏晴、宮川豊章、：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設RC柱の耐震補強、土木学会論文集、No. 763/VI-63, pp. 185-203, 2004. 6.
- 2) 運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、丸善、1992. 10.
- 3) 運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善、1999. 10.
- 4) 渡邊忠明、谷村幸裕、瀧口将志、佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法、土木学会論文集、No. 683/V-52, pp. 31-45, 2001. 8.
- 5) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、No. 390/V-8, pp. 57-66, 1988. 2.
- 6) Selby, R. G., and Vecchio, F. J. : Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.
- 7) hordijk, D. A. Local approach to fatigue of concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 8) 2002 年制定 コンクリート標準示方書 構造性能照査編、土木学会
- 9) H. Nakamura, T. Higai : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of Structures Subjected to Seismic Loads, JCI, Vol. 2, pp. 259-272, 1999. 10



# UUライニング工法の領域拡大 —開発結果とパイロットプロジェクトの報告—

中野秀和\* 西山宏一\* 守屋裕兄\*\*  
沼田 憲\*\*\* 石井敏之\*\*\*\*

## 1. まえがき

日本の建設投資は今後、確実に減少していくが、維持更新費の占める分野は拡大すると予想されており、2010年には公共事業費の30%程度まで達するとさえ言われている（土木学会規格委員会）。道路・鉄道施設においては、コンクリート床版やコンクリート桁および鋼製桁などの早期劣化問題に対し、高機能床版防水システムの検討や重防食塗装の採用および桁端部防水マニュアル等を策定して道路・鉄道施設の長寿命化を図っている。また、新幹線トンネル内の剥落事故以来トンネルコンクリートの有効な剥落防止対策も求められている。

このような現状から、平成13年度～16年度の研究開発課題「UUライニングの領域拡大」で防水・防食および、クラック追従性、剥落防止性能、耐久性に優れたウレア系樹脂（UUS101）を使用するUUライニング工法の性能、施工性を室内試験と実証施工（パイロットプロジェクト）で確認した。

研究開発項目は下記の四項目であるが、実用化の成果を得た「高機能床版防水工法」、「桁端部防水システム」、「鉄橋ライニングシステム」の3項目の性能評価、施工結果について報告する。

- (i) 高機能床版防水工法への適用
- (ii) 桁端部防水システムの開発
- (iii) 鉄橋ライニングシステムの開発
- (iv) トンネルコンクリート剥落防止工法への適用

## 2. 高機能床版防水工法への適用

### 2.1 開発目的と技術内容・特徴

従来のシート系やアスファルト系の床版防水工法では、耐久性に問題があることが指摘されている。

特に排水性舗装では疲労耐久性が極端に低下することが確認されており、床版防水の高機能化が求められている。UUライニングの床版防水への適用性については、平成12年度に大阪大学の松井教授指導のもとで輪荷重載荷走行試験を実施し、従来工法および他の樹脂材料に比べて非常に疲労耐久性に優れていることが確認されている。

今回、その有効性・実用性の確認を目的とするせん断疲労試験と床版防水の実証施工を実施した。

高機能床版防水工法はコンクリート床板面にUUS101を2mmの厚さで吹付けて高性能防水層を形成し、その上部にアスファルト接着材（ベルテックTP、MP）を塗布してSMA層（砕石マスチックアスファルト層）との接着を図り、さらにその上部にアスファルト舗装を行う工法である。標準構成を図-1に示す。

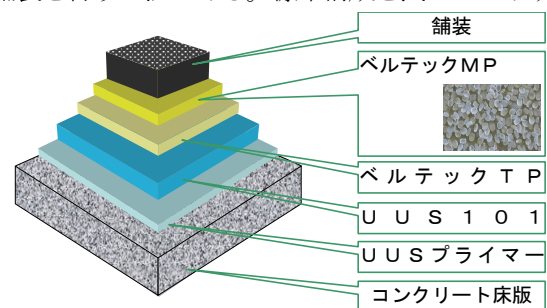


図-1 高機能床版防水工標準構成図

UUS101は、道路協会の防水規格に適合している。防水層の試験結果を表-1に示す。

また、同等材料（ベルテックQ）が30年の耐久性を目指した日本道路公団「防水システム設計・施工マニュアル（案）」の要求性能を満足して、すでに実証施工でその有効性が確認されている。

当工法では、SMA層および防水層の打ち替え間隔が従来の10年から30年程度となるため、ライフサイクルコストが安価で舗装撤去量を削減でき、環境負荷を低減できる。

\*関西支社環境プロジェクト部 \*\*関西支社土木工事第2部 東京支社環境プロジェクト部 \*\*\*\*技術研究所

表-1 防水層の試験結果

試験項目		試験温度 (°C)	試験結果	日本道路協会
防水性	減水量(ml)	20	0.1	0.5以下
低温可とう性		-10	合格	防水材の折損が生じないこと
せん断	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	-10	1.79	0.81以上
		20	0.66	0.15以上
	せん断伸び(%)	-10	4	0.5以上
		20	3.2	1.0以上
引張接着	引張接着強度 (N/mm <sup>2</sup> )	-10	1.83	1.22以上
		20	1.12	0.61以上
水浸7日後の引張接着	引張接着強度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	1.25	水浸前の50%以上
	引張接着強度比(%)	20	112	

2.2 せん断付着疲労試験

防水工のせん断付着強度を大阪大学工学研究科（土木専攻社会基盤設計学領域）のせん断疲労試験機（写真-1）で測定した。繰り返し荷重に対する供試体の界面のせん断疲労特性ならびに疲労寿命を評価するS-N曲線を算出して評価した。



写真-1 せん断疲労試験機

a. 試験内容

供試体（150 mm×150 mm）は、JIS で規定されたコンクリート平板（t=50mm）に防水層とアスファルト舗装（t=50 mm）を施工して制作した。供試体の種類は、①防水工なし（乳剤のみ）、②現行品のAs 塗膜系ならびに③As シート系の防水工とウレア系樹脂④UUS101、⑤ベルテックQの防水工を施工したものとした。試験結果を、表-2に示す。3水準のせん断応力した。

測定項目は、①破壊回数、②反撥側バネの変形、③

表-2 供試体

使用バネ(k:バネ定数)	载荷側先端の与変位 δ <sub>0</sub> (mm)	せん断応力 τ (N/mm <sup>2</sup> )
重荷重(153.1N/mm)	50	0.34
中荷重(76.4N/mm)	50	0.17
軽荷重(41.4N/mm)	50	0.092

舗装と床版の相対変位、④载荷荷重・载荷側バネの変形の4項目とした。

b. 試験結果と評価

せん断疲労試験では、舗装と床版との残留ずれがある値を超えると急速に破壊に至り、この値以降は使用に支障があると判断し、この時の载荷回数を使用限界寿命、相対変位を限界ずれと定義する。

UUS101 およびベルテックQは、100 万回载荷でも破壊せず、十分な付着強度があると判断してこの時点で試験を終了し、使用限界寿命を100 万回と評価した。

今回の試験で得られたS-N曲線の比較を図-2に示す。この結果は疲労寿命を使用限界寿命として評価したものである。図-2より、UUS101 とベルテックQは同程度の疲労強度を有していることがわかる。

また、0.1 N/mm<sup>2</sup> の応力に着目して疲労寿命の比較を試みた。防水工なし、ならびに現行品のAs シート系と比較すると、約 1000 倍もの寿命の伸びが確認でき、現行品のAs 塗膜系と比較すると約 130 倍もの寿命の伸びがあることが確認できた。

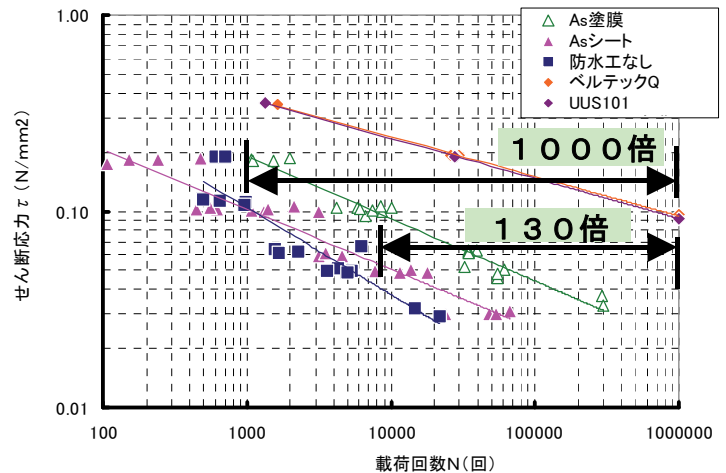


図-2 S-N曲線の比較 (使用限界寿命時)

2.3 高機能床版防水工の実証施工

コンクリート床版での実証施工を行った。跨線橋を写真-2に示す。



写真-2 床版防水の施工スパン

a. 施工概要

- i. 施工場所：跨線橋軌道上部スパン部
- ii. 工事期間：平成 16 年 8 月～9 月（3 日）
- iii. 仕様・数量：t = 2 mm, 168m<sup>2</sup>

b. 施工標準

実証施工から、施工フローを図-3に示す。施工日数は、標準施工（300m<sup>2</sup>）で3日となる。

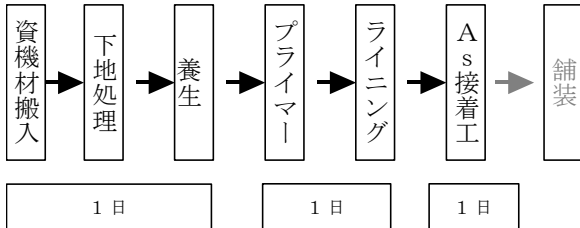


図-3 施工フロー

主要な使用材料は、プライマー、ライニング材（UUS101）、アスファルト接着材でそのロス率は、ライニング材で5%、その他は設計数量が少ないために8~25%であった。

c. 施工コストと留意点

施工コストを標準施工を300m<sup>2</sup>以上として試算したものを表-3に示す。施工費は通常のUUライニングと同等である。

表-3 施工コスト

施工面積	施工単価 (円/m <sup>2</sup> )	施工日数
300m <sup>2</sup> 以上	12,000	3日以上
100~300m <sup>2</sup>	13,300	3日
100m <sup>2</sup> 未満	15,000	3日

施工管理で最も重要なことは防水塗膜と舗装の接着性能を確保するために舗設温度が3分以上、アスファルト接着材の融点（87℃）以上となるように管理することである。舗装工の温度管理基準は、初期転圧前温度140℃以上であり、今回の施工では初期転圧前温度の平均値が150℃で、舗設後5分~15分間の舗装温度は融点以上であった。したがって、初期転圧前温度を140℃以上に管理することで規定の接着性能は確保される。



写真-3 ライニング状況



写真-4 舗装完了

防水層の施工状況と舗装の仕上がり状況を写真-3、4に示す。通常舗装と同等である。また、8ヶ月後の経過観察でアスファルト防水スパンの多くで漏水痕跡が観察されたが、UUライニングでは漏水痕跡は皆無でその有効性が確認できた。

3. 桁端部防水システムの開発

3.1 開発目的と技術内容・特徴

寒冷地におけるコンクリート橋では、冬季の凍結防止剤（塩化カルシウム等）散布による塩水が桁端部に流れ込み、塩害による鉄筋腐食が発生している。

日本道路公団では、平成13年6月に「防水システム設計・施工マニュアル（案）」を制定して桁端部の防水対策を行っている。これを受けてUUライニングをコンクリート橋桁端部の劣化防止（防水）塗装として適用するために桁端部の吹付技術と素地調整技術を平成13年度~平成15年度の研究開発で確立し、平成16年度のパイロットプロジェクトで当システムの実用性を確認した。

表-4 コンクリート桁端部防水層の試験結果

試験項目	試験結果	日本道路公団	
遮水性試験	合格	漏水しないこと	
遮塩性試験 (mg/cm <sup>2</sup> ・日)	0.7×10 <sup>-3</sup> 以下	5.0×10 <sup>-3</sup> 以下	
中性化阻止性試験 (mm)	0	1mm以下	
酸素透過阻止性試験 (mg/cm <sup>2</sup> ・日)	2.38×10 <sup>-2</sup>	5.0×10 <sup>-2</sup> 以下	
水蒸気透過阻止性試験 (mg/cm <sup>2</sup> ・日)	2.2	5以下	
熱膨張性試験 (°C)	2.0×10 <sup>-4</sup>	2.0×10 <sup>-5</sup> 以下	
外観	標準養生後	合格	膨れ・われ・はがれを認めない
	促進耐候性試験後	合格	
	温冷繰返し試験後	合格	
	耐アルカリ性試験後	合格	
伸び (mm)	標準養生後 (常温時)	2.42	0.4以上
	標準養生後 (低温時)	1.68	
	促進耐候性試験後 (常温時)	2.72	0.2以上
コンクリートとの付着 (N/mm <sup>2</sup> )	湿潤時	1.5	1.5N/mm <sup>2</sup> 以上、もしくは母材破壊であること
	耐アルカリ性試験後	2.3	
	温冷繰返し試験後	2.3	

UUS101は、日本道路公団の仕様（表-4）をほぼ満足しており、幅3cm~30cmの狭隙部を対象に既設橋梁対応の横型機と新設橋梁対応の縦型機を開発した。

しかし、既設橋梁は不確定要素が多く、実用性が低いため、当システムでは図-4の新設橋梁を対象とする縦型機のみを技術とする。

システムの特徴は、①先端ノズルの交換（片面吹、両面吹）で幅3 cm～30 cmの隙間に対応できる②半自動システムで確実な塗膜を形成できることである。

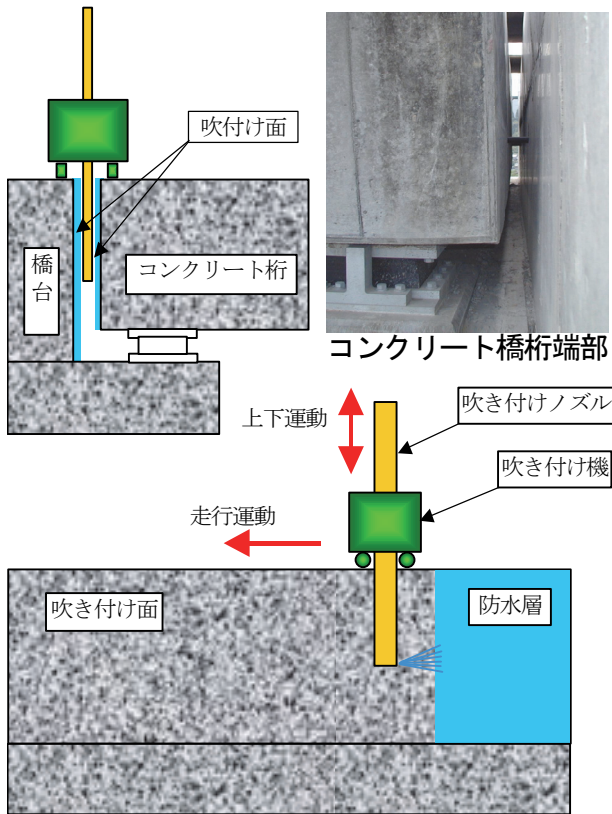


図-4 施工システム概要図

### 3.2 桁端部防水システムの実証施工

写真-2の跨線橋の橋台部で実証施工を行った。

#### a. 施工概要

- i. 施工場所：跨線橋橋台端部（隙間10 cm）
- ii. 工事期間：平成16年7月（3日）
- iii. 仕様・数量：t = 3mm, 1カ所（16m<sup>2</sup>）

#### b. 施工標準

桁端部防水の施工フローを図-5に示す。施工日数は、標準施工（3カ所50 m<sup>2</sup>）で3日となる。

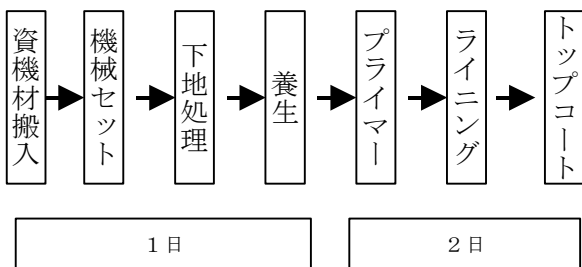


図-5 施工フロー

主要な使用材料は、プライマー、ライニング材（UUS101）、トップコートでそのロス率は、設計数量が少ないためにライニング材で61%、その他が33～43%と大きくなる。

#### c. 施工コストと留意点

標準施工を30m<sup>2</sup>～50m<sup>2</sup>として施工費を試算すると表-5の通りとなり、通常のUUライニングコストの2～3倍で他工法より割高となる。

表-5 施工コスト

施工面積	施工単価 (円/m <sup>2</sup> )	施工日数
30m <sup>2</sup>	33,200	2カ所2日施工
50m <sup>2</sup>	29,300	3カ所3日施工

他工法では施工後の防水性能及び耐久性が不確実であるのに対して当工法は、半自動吹付機（写真-5）の吐出量管理と試験施工で膜厚及び接着力管理が可能となっている。



写真-5 吹付機



写真-6 出来形



写真-7 防水状況

品質確保のために次の事項に留意する必要がある。

- i. 塗膜の出来形は写真-6に示すように、かなり平滑に仕上がっているが、冬季施工ではライニング材の粘性が高くなって鮫肌となることから、冬季施工は避ける必要がある。
- ii. 膜厚は、ライニング材の粘性等の施工環境の影響を受けるので現場での予備施工が必要。
- iii. 防水構造は、桁と橋脚をそれぞれライニングするのではなく、樋構造の方が効果的である。

## 4. 鉄橋ライニングシステムの開発

### 4.1 開発目的と概要

鉄橋ライニングシステムは、阪急電鉄株との共同開発であり、鉄橋の重防食塗装によるライフサイクルコストの低減と市街地での騒音・振動の低減を目的としている。

阪急電鉄株では、鉄橋の防錆塗装を 10～15 年の周期で行っているが、枕木下部については建設以来メンテナンスができていないのが現状である。

当工法では、硬化速度が早い樹脂の特性を活用して、夜間（3時間）に軌条・枕木を扛上して図-6に示すようにその下部の隙間にライニングすることで均一な塗膜を形成することが可能である。（写真-8）

さらに、鋼桁のウェブおよび下フランジ部についてもUUライニングを塗布して、高耐久性（目標 30 年）の防錆ライニングとする。

また、ウェブへの吹付厚さを5mm以上に増厚することで一定の騒音・振動低減効果がえられる。

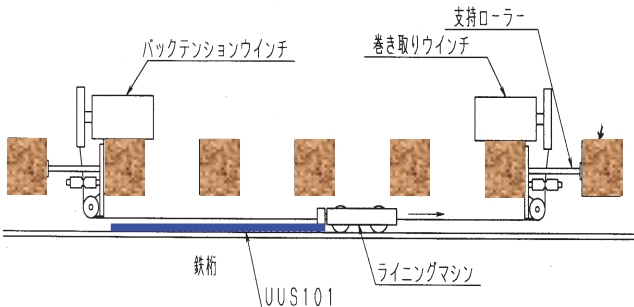


図-6 桁上ライニングシステム概念図



写真-8 桁上ライニング完了状況

### 4.2 鉄橋ライニングシステムの実証施工

鉄橋ライニングの実証施工は、阪急電鉄株の5橋（庄第2避溢橋、高羽第4、鹿塩、上植野、塚口第

1・第2）と新京成電鉄株の1橋（滝台第1・第2）で段階的に実施した。次に代表例を示す。

#### a. 施工概要

- (i) 施工場所：阪急京都線上植野橋梁
- (ii) 工事期間：平成 15 年 3 月～5 月
- (iii) 仕様・数量：t = 2mm, 18.5 m<sup>2</sup>

#### b. 桁上ライニングシステムの施工標準

桁上ライニングの施工フローを図-7に示す。施工日数は標準施工（軌道:L=12 m×2条）で4日となる。

主要な使用材料は、プライマー、ライニング材（UUS101）、トップコートでフランジ幅を 25 cmとした場合、その設計数量とロス率は、ライニング材で 87%、その他が 30%と大きくなる。

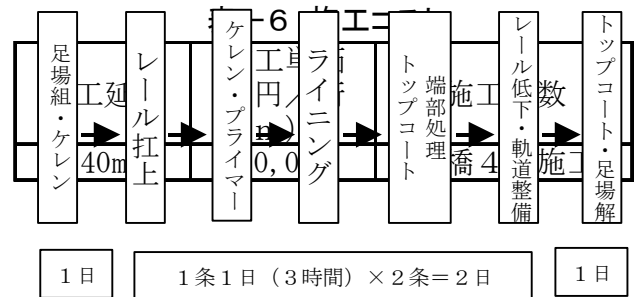


図-7 施工フロー

#### c. 施工コストと留意点

標準施工を L=10 m の鉄橋（軌道×2条、桁延長 L=40 m）とした施工費の試算を表-6に示す。1橋当たりの総工事費は約 230 万円となる。現状の塗装工と 30 年のライフサイクルコストで比較すると 48%のコストダウンとなる。

表-6 施工コスト

施工延長	施工単価 (円/桁 m)	施工日数
40m	30,000	1橋4日施工

品質確保のために次の事項に留意する必要がある。

- i. 施工時間とシステム制御の関係から対象となる鉄橋は、支間長 L=12 m 以下、桁幅 b=25 cm 以下となる。
- ii. 枕木桁上後の桁上にリベット以外の支障物がある場合は、支障物の事前撤去が必要。
- iii. 上記の条件を満足しない場合は、手吹き施工となり、膜厚精度が落ちる。

### 4.3 UUライニングの制音性能

室内試験と実証施工により、UUライニングの制音性能の検証を行った。

a. 室内試験での制音性能

室内試験は、当社技術研究所の第1残響室と第2残響室を使用して、鉛とUUライニングについての音圧レベルの低減効果量を測定した。なお、試験体は表-7に示す6検体とした。

表-7 試験体

材質	付加質量 (膜厚) 条件			
鉛	0.5mm片面		1mm片面	
UUS101	1mm両面	5mm片面	3mm両面	5mm両面

試験結果から、図-8の付加質量と音圧レベル低減量の関係が得られ、UUライニングは付加質量以上の音圧レベル低減効果があることが確認できた。

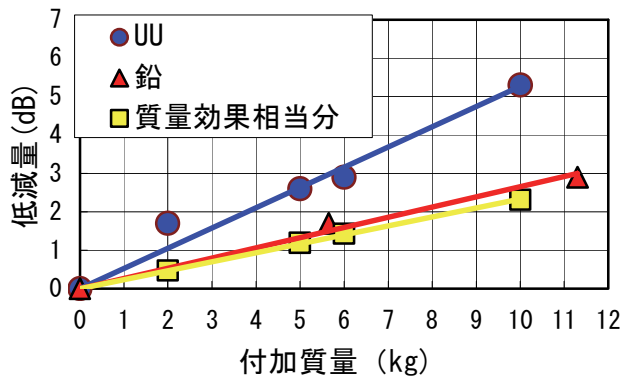


図-8 音圧レベルの低減効果量

図中の質量効果相当分とは、鉄板の厚みが付加質量相当分増した場合に得られるインピーダンス (振動のし難さを現すもので、入力加振力と発生振動量の比を示す) の増加分であり、質量効果による理論上の効果量を示すものである。

UUライニングが質量効果相当分を上回る低減効果量となったことは、塗膜の粘性抵抗による効果であると考えられる。

b. 実証施工での騒音低減効果

一般的な鉄道橋においては、図-9に示すように周辺環境の受音点における騒音は、レールと車輪の接触により発生する音 (以下、転動音)、桁の振動により発生する音 (以下、桁音)、開床式の鋼桁では、転動音と桁音が桁下から回込む音 (以下、回込み音) の影響も受ける。

UUライニングは、これらの音の内、桁音に対して制音効果を発揮すると考えられ、実証施工で騒音低

減効果を確認した。なお、今回の施工では外側塗布 (t=5mm) と内外両面塗布 (t=5mm×2=10mm) の2ケースで行った。

騒音測定結果は、表-8に示すように、2dBの低減効果であった。

室内試験との相違 (3dB) は、桁音より転動音等が卓越することによるものと考えられる。

騒音低減効果の目安が5dBであることから、そのメカニズムの解明と工法改良によって、更なる騒音低減効果の向上を行う必要がある。

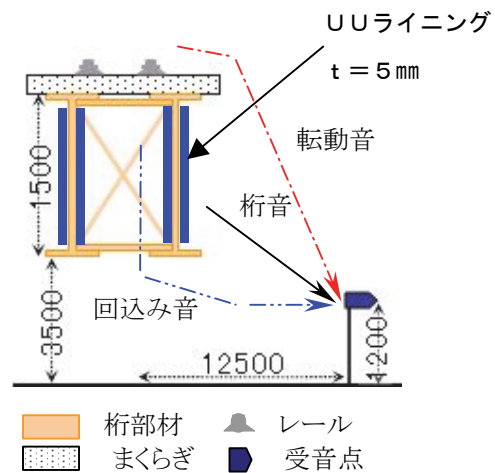


図-9 騒音の伝播経路略図

表-8 各塗布状態での騒音

	騒音レベル	増△減
塗布前	93dB	-
外側塗布	91dB	△2dB
両面塗布	91dB	△2dB

5. あとがき

UUライニングの領域拡大の内、「高機能床版防水工法」、「桁端部防水システム」、「鉄橋ライニングシステム」については、平成16年度までの研究開発で各種性能の高さと実用性が確認され、実施工に向けた展開を図っている。なお、「トンネルコンクリート剥落防止工法への適用」については未解決の課題があり、問題解決に向けた活動を関係各位と継続する予定である。

UUライニング工法については、当社固有のリニューアル技術として更なる技術力の向上による領域拡大に取り組んでいくつもりである。

# 煙突内煉瓦分別解体工法の開発

荻本雅春\* 古長達廣\*\*

## 1. まえがき

「ダイオキシン類対策特別措置法」が平成12年1月より施行され、従来の焼却施設の中にはその基準を満たすことができないものがある。そのため、これらの施設は廃止あるいは休止せざるを得なく、その解体が急がれている。煙突は焼却施設に必ず設置されている設備であるが、他の構造物と異なり筒状で高さが非常に高いため、その解体方法については、安価であるとともに安全性・施工性に優れた技術であることが求められている。

また、同じ年に制定された「建設リサイクル法」に基づき、鉄筋コンクリート製煙突の内側にある“煉瓦”とその外側にある“鉄筋コンクリート”を分別解体する必要がある。煙突解体工事について、当社はNOCC工法（新日本製鐵㈱との共同開発による塔状コンクリート構造物解体工法）<sup>1)</sup>を有しており九州支店を中心として多くの施工実績をあげている。ところが、NOCC工法のみでは煉瓦とコンクリートを分別解体することができず、そのため「ダイオキシン類対策特別措置法」や「建設リサイクル法」に基づいた施工が困難であるのが現状である。

そのため、本技術開発では、煙突解体に当たりまず煉瓦のみを分別解体できる機械を開発することを目的とした。

## 2. 分別解体の要素試験

### 2.1 解体手法の選定

煙突内の煉瓦分別解体工法については、各社とも積極的に技術開発を進めているが、その動向を分析すると、次の二つの方法に大別される。

- i. クレーンを用いた遠隔操作による解体
- ii. 足場を用いた解体

これらの方法のなかで、NOCC工法は前者の方法による解体工法であり、この解体工法と同様なシステムを用いて煉瓦解体を行うことがトータルとしての煙突解体につながりより経済的な工法となる。また、煙突がかなり老朽化している場合に、煙突自体に反力を取った足場を設置することは安全面において非常に厳しい面があるなどの点から、本煉瓦解体工法においては、クレーンを用いた遠隔操作による煉瓦解体工法とする。



写真-1 NOCC工法施工状況

### 2.2 解体機構の選定実験

#### a. 実験方法

基本的な解体機構を決定するために、模擬煙突を製作し解体実験を実施した。模擬煙突は、不要となっている推進設備管（φ1622）を利用し煙突外側コンクリート部とし（H=約1200mm）、その内側に、推進設備管との間に50mmの隙間を確保したうえで、現場で煉瓦（230×114×65mm）を積み上げ、模擬煙突構造とし2基製作した。煉瓦の積み方は図-1の模式図に示すように、ひとつの模擬煙突に対して長辺・短辺並びの二種類とした。

\*東京支社環境プロジェクト部 \*\*九州支店土木部

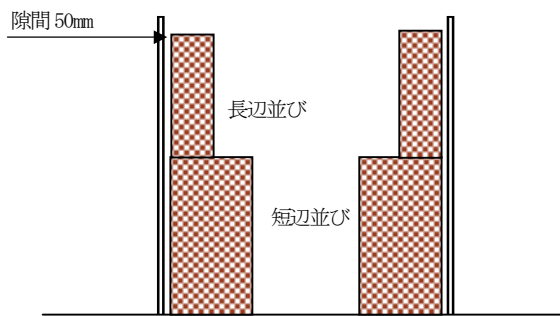


図-1 模擬煙突構造図

解体方法として、以下の2つの機構を用いた実験を行った。

(a) 楔機構による解体

模擬煙突の推進設備管と煉瓦間に、楔装置（H型鋼先端部を鋭角に加工したもので、先端の角度は15度及び10度の二種類を準備）を貫入させる。



写真-2 楔機構による解体

(b) 圧入機構による解体

H型鋼に先端部を突起させた貫入金具と油圧ジャッキを煉瓦壁内側に設置する。手動により油圧ジャッキを操作し、貫入金具を煉瓦壁に貫入させる。



写真-3 圧入機構による解体

b. 実験結果

これらの解体機構で煉瓦壁の解体が可能かどうか、

また解体状況はどのようなものであるかを目視で確認した。さらに、その際どの程度の荷重が必要かについても測定した

解体状況及びその結果について表-1及び写真-4に示す。



写真-4 楔機構による解体状況

表-1 模擬煙突解体状況

解体機構	載荷位置	載荷荷重	状況
楔機構	0° 位置	3.5tf (上載荷重)	クラック発生
	90° 移動後	1.95tf (上載荷重)	破壊
圧入機構	0° 位置	1.66tf (圧入荷重)	
	90° 移動後	1.8tf (圧入荷重)	

このように楔機構及び圧入機構の両方ともに解体することは可能であったが、様々な施工条件に対応できる工法とする点や施工速度の確保等を考慮し、基本的解体機構としては楔機構及び圧入機構の両方の機構を持つ解体機とした。

2.3 無線LAN映像伝送システムの実験

a. 実験目的

遠隔操作による解体を実現するために必要な技術としては、煙突内の状況が地上操作点で目視できるかどうかという点である。つまり、狭隘で距離の長い煙突内空間を通して、解体機に設置したカメラの操作が可能であり、かつその映像を地上操作点まで鮮明に伝送できるかどうかということである。これを確認するために、次の要領で実験を実施した。

i. 実験場所

新日本製鐵株式会社 八幡製鐵所戸畑構内

ii. 対象煙突



2 コークスB炉煙突 高さ 65 m、  
最上部内径 3080 mm、最下部内径 4160 mm

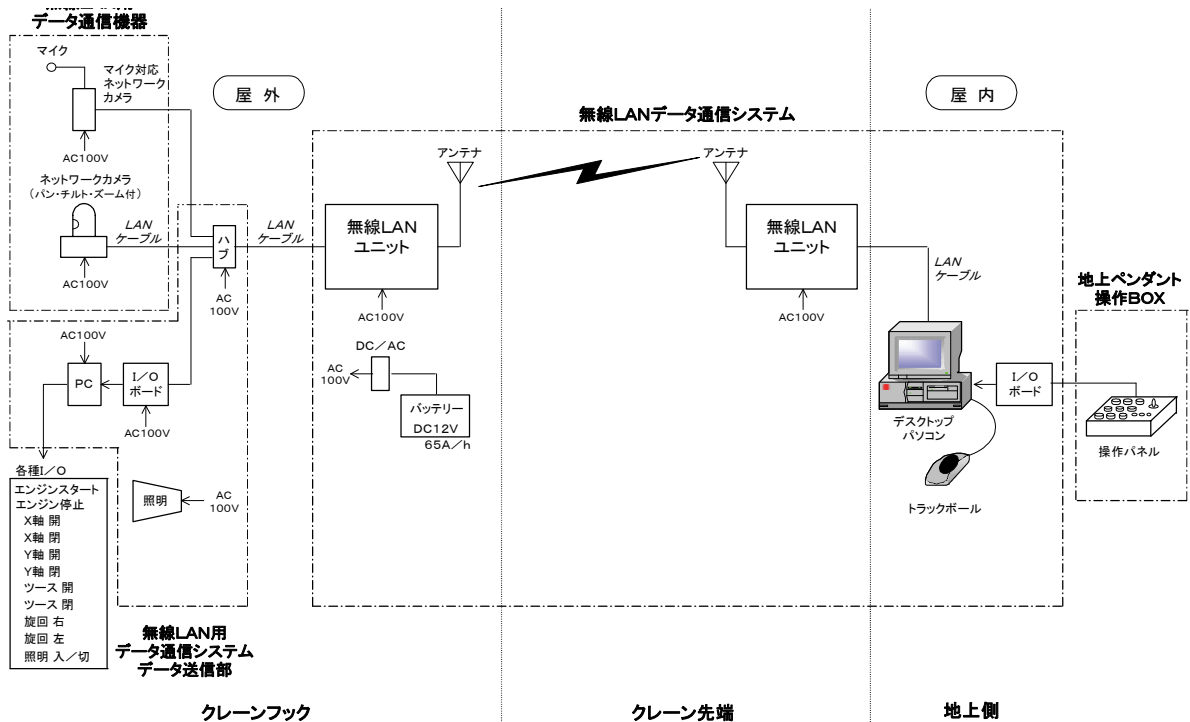
A N映像伝送システムの利用で遠隔操作による解  
体状況の把握が可能であることを確認した。

b. 実験結果

実験結果を下表にまとめる。このように無線L

表－2 無線 LAN 映像伝送システムの実験結果

項目	内容	判定	
イ	ノイズの影響	今回は実験機器単独の試みであったためノイズの混入はなかった。 今後エンジン使用の環境下で検証する必要がある。	(良)
ロ	映像の途切れ	65m の煙突下床までの降下中映像の途切れや歪みはなかった。	良
ハ	映像表現速度	伝送速度 54Mbps を使用したことにより、作業に支障を来す遅れはなかった。 視覚的に問題なし。	良
ニ	ゴースト	ゴーストの出現なし。色むらもなかった。	良
ホ	カメラ操作	チルトおよびパンニング操作 (今回用意したカメラにはズーム機能なし)	良
ヘ	風の影響	実験日 65m の上空ではかなりの風がありブーム先端に取り付けたアンテナが前後左右に揺れていたが伝送への悪影響はでなかった。	良



図－2 無線 LAN 映像伝送システム模式図

### 3. 煉瓦解体機の開発

#### 3.1 解体機の仕様

実験や検討結果に基づき、解体機の仕様を次のように決定し製作した。

- ① 重量 5000kg
- ② 全長 6700mm
- ③ 外径 1100mm (最小時)
- ④ 解体原理 重力 (楔) 及び油圧圧砕 (圧入) 兼用
- ⑤ 解体対象 鉄筋コンクリート製煙突の内筒耐火煉瓦
- ⑥ 耐火煉瓦外径 最小 1105mm 最大 2400mm  
この間の開閉時間≒21s
- ⑦ 型式 楔フレーム及びツースフレーム  
拡張型
- ⑧ 楔フレーム軸数 4軸
- ⑨ 楔フレーム拡張動作 左右2軸同調
- ⑩ 楔フレームの機能 煉瓦外面圧砕解体及び昇降  
ガイド
- ⑪ ツースフレーム軸数 2軸
- ⑫ ツースフレーム拡張動作 左右2軸同調
- ⑬ ツースフレームの機能 煉瓦内面圧砕
- ⑭ 操作方式 I T V 兼用無線遠隔操作方式  
〔有線バックアップ〕

#### 3.2 解体機の特徴

本解体機の特徴としては次の三点が挙げられる。

##### a. 足場および人力解体が不要

外部足場や煙突自体を利用した足場などを用いた人力による解体ではなく、クレーンを用いて、すべて機械による施工を行う。解体機に備えたテレビカメラの映像情報を無線 LAN 伝送により地上のディスプレイに表示し、オペレーターはその映像を見ながら遠隔操作を行い、煉瓦を解体する。このように、作業の安全性確保とコストダウンを図った工法である。

##### b. 二種類の解体機能

本機械には、煙突の主構造となる鉄筋コンクリート部と内側煉瓦との隙間に挿入し上方から下方に向けて解体を行う楔フレームと、内側煉瓦の内壁に向かって尖った先端刃部を突出できるツースフレームを取り付けている。解体は、まず煙突コンクリートと内側煉瓦との隙間に楔フレームを挿入し、次にツースフレーム

を開いて内側煉瓦の目地を破断した後、楔フレームを煙突内側に押し出して煉瓦を下方に落とす方法である。

##### c. 鉄筋コンクリート部解体工法と統合した煙突解体トータルシステム

内側煉瓦解体後の鉄筋コンクリート部解体については、多数の実績とノウハウを蓄積している NOCC 工法により施工する。この工法と組合せることにより、煙突全体の分別解体トータルシステムが構築される。



写真-5 煉瓦解体機 (工場完成時)

### 4. 実証試験の実施

#### 4.1 実証試験概要

完成した煉瓦解体機の性能を確認するために、実際の煙突解体工事で実証試験を実施した。

- i. 工事件名 均熱炉煙突撤去工事
- ii. 日 時 平成 16 年 9 月 14 日～16 日
- iii. 場 所 製鉄所構内
- iv. 対象とした煙突の大きさ 高さ 55 m

表-3 対象とした煙突の大きさ

	内 径	外 径
頂 部	φ 2220	φ 2560
底 部	φ 3080	φ 3960

なお、煉瓦一個あたりの大きさは、長さ 175 mm 幅 90～110 mm 厚さ 65 mm である。

- v. 使用したクレーン クローラークレーン 150t 吊級

クローラークレーンは、次工程となる鉄筋コンクリート部の解体時に使用するNOCC機重量を考慮し選定している。

解体前の仮設工として、解体時の衝撃を緩和するための緩衝砂の敷き均しや工場内ケーブル防護等を行い、実証実験を実施した。



写真-6 実証実験場所の状況

#### 4.2 実証試験結果

煉瓦解体状況を写真-7に示す。

実証試験によって、確認できた点は以下のようである。



写真-7 煉瓦解体状況

##### a. 解体機構

前述のように、本解体機は楔機構と圧入機構（ツースフレーム 写真-8参照）の二つの解体機構を有している。実証試験では、これらの解体機構は予定通りの動きをし、煙突内煉瓦のみを効率よく分別解体できることを確認した。特に、ツースフレームを用いた圧入機構によって解体効率がアップすることが特徴である。

また、施工スピードは10～15m/日が可能である。



写真-8 煉瓦解体状況

##### b. 全機械化施工

解体足場や人力をまったく必要とせず、すべて地上からの遠隔操作で煉瓦解体を行う全機械化施工が可能であることを確認した。パソコン画面の映像は解体に伴う粉塵の影響も少なく鮮明であり、この映像を見ながら、オペレーターは煉瓦解体機の操作やクレーン運転手への指示を行い解体を進めていった。

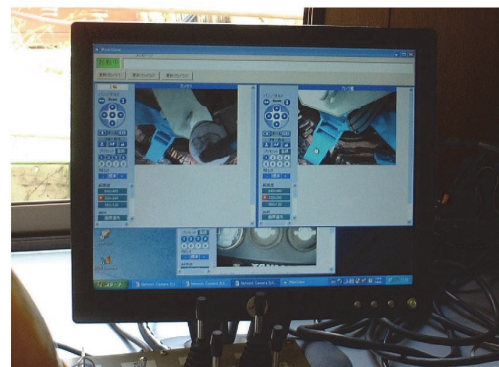


写真-9 パソコン画面

このように、新日鐵構内工事所での実証試験では事前の目的を達することができたといえる。個々の機能では見直しが必要な点があるが、緊急に改善を要する点はなかったため、この機械を長崎県対馬市の焼却施設解体工事の煙突解体工事にも適用した。

#### 5. 振動・騒音測定

##### 5.1 測定方法

煉瓦解体及び鉄筋コンクリート解体に伴い発生する騒音や振動を把握するために、次の要領で測定を行った。

測定項目 騒音及び振動 (X・Y・Z方向)  
 測定点 煙突から5m及び10m離れた地点

## 5.2 測定結果

### a. 騒音

等価騒音レベルは、ある時間範囲Tについて変動する騒音の騒音レベルをエネルギー的な平均値として表した量である。実際に測定した10m地点での等価騒音レベルを基に、騒音の予測及び基準値との比較を行った結果を図-3に示す。

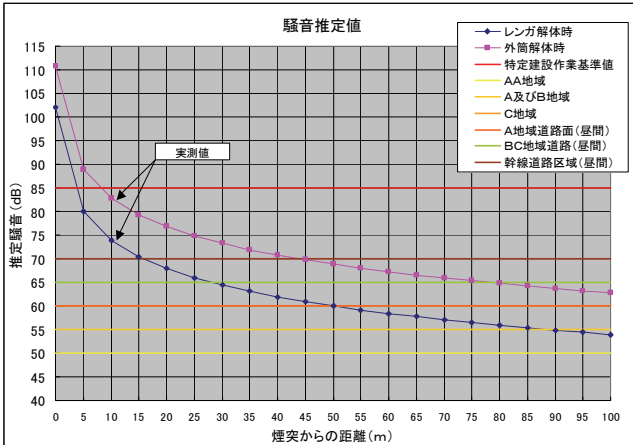


図-3 騒音推定値

煙突から10m離れた地点での煉瓦解体時及び鉄筋コンクリート部解体時の実測値は、特定建設作業基準値を下回っている。また、A地域(専ら住居の用に供される地域)やB地域(主として住居の用に供される地域)の基準を満足するためには約90m離れておく必要がある結果となっているが、一般的に焼却施設の煙突はA地域やB地域に該当するという事は想定しにくく、環境基準を超えてしまうような騒音が発生することはないと考えられる。

### b. 振動

同様に、振動の測定及び解析結果を図-4に示す。これは、実際に測定した5m、10m地点での等価振動レベルを基に、土の振動損失係数別に振動の予測を行った結果である。

図-4より明らかなように、煙突から10m離れた地点の実測値で特定建設作業基準値はクリアしている。

このように、特殊な条件下にある煙突でなければ、騒音・振動ともに規制基準値を超える値を発生させる工法ではないといえる。

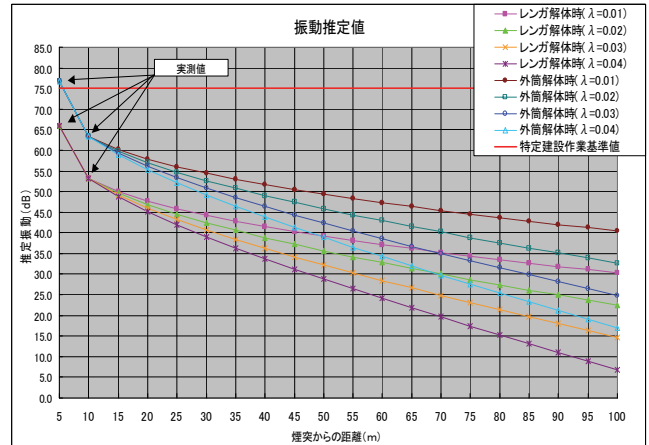


図-4 振動推定値

## 6. あとがき

焼却施設内の煙突解体工事に特化した煉瓦分別解体機の開発を目指し、技術開発に取り組んできたが、その基本システム開発については完了したと言える。焼却施設内の他の構造物とは異なり、筒状で非常に高さのある構造物を解体する際に考慮すべき最も重要な点は、やはり安全性の確保であると考えている。実際の施工においては、この点を再度確認する必要がある。

また、煙突解体のトータル技術としては、鉄筋コンクリート部解体時のNOCC工法における粉塵対策や都市域での解体等についてまだ改良点が残されている。これらの課題に対しては、新たな対応策を確立するとともに個々の施工条件に対応した方法を採用していく必要がある。

### 【参考文献】

- 1) 古長達廣、「超高層構造物解体工法」、建設機械、pp. 49~55、2001. 11
- 2) (社)計量管理協会、「騒音と振動の計測」、コロナ社、p. 23、1986

# 油汚染浄化技術と環境影響対策

## —微生物分解、洗浄および加熱処理—

小西正郎\* 岡崎浩一\* 亀田 茂\*\*  
寺川隆彦\*\*\* 今井亮介\*\*\*\*

### 1. はじめに

平成 15 年に土壤汚染対策法が施行されて以来、土壤汚染に対する社会的認識が高まり、土地取引等の局面において特定有害物質（重金属 9 種、揮発性有機化合物 11 種、農薬等 5 種）に係わる土壤調査の実施が一般的になりつつある。一方、油分に関する規制は水質汚濁防止法の排水基準の一項目等として設けられているものの、土壤汚染対策項目としての規制基準は定められていない状況である。しかし、油汚染の特徴である油臭や油膜が目視・嗅覚で容易に判別できることや水質汚濁の原因物質になり得ること等から土地取引において調査項目として盛り込む事例や、その浄化措置事例が多く報告されている。実際、このようなこと等を背景として(社)土壤環境センター等の機関による調査検討も進められている<sup>1)</sup>。

このような油汚染土壤に対して浄化処理を行う際には、油分を除去するとともに油臭や油膜の発生を抑えることが求められる。また、油分の分析方法は複数種類存在していること等から、その数値を適切に解釈することも必要である。即ち、調査結果を元にして対象の汚染に適する処理方法を選定することと対策時には油臭や油膜発生等に関する環境影響対策を含めた措置が必要になる。

分析方法に関して、著者らは個々の分析手法に関する課題とそのバイオレメディエーションにおける利用方法について報告している<sup>2)</sup>。ここでは、油汚染土壤処理に関する開発工法として分解、洗浄及び加熱処理技術の適用性を示すとともに、措置過程における周辺環境影響項目について検討した結果を報告する。

### 2. 微生物分解処理工法

#### 2.1 技術の概要

微生物分解処理（バイオレメディエーション）は微生物を利用した浄化方法の総称である。代表的なものとして油汚染土壤中に微生物の栄養源となるものを添加し適切な水分量と好気性雰囲気を維持することで土壤中の油分を分解する方法がある。また、現地土壤中に生息する微生物を添加栄養剤等で活性化させる方法（バイオスティムレーション）と浄化対象油分に対し高い分解性能を示す微生物を製剤添加して用いる方法（バイオオーギュメンテーション）がある。更に、適用場所によって表-1に示すように敷地外（オフサイト）、現地内（オンサイト）及び原位置（インシチュ）に区分される。

筆者らは、トリータビリティテストの実施により栄養塩の種類や添加量の最適値を選定することで、より低コスト化を図れること、及びモニタリングにより栄養塩添加時期の適切化を図って分解の効率化に繋げることを特徴とする処理方法で、初期濃度 10000 mg/kg 程度のものを 3～6 ヶ月で油臭や油膜が発生しない程度まで処理できることを明らかにしている<sup>3), 4)</sup>。

#### 2.2 微生物分解処理工法の適用性と臭気対策

油汚染土壤に微生物分解処理工法を適用する場合は、油種、油分濃度に関する制約の考慮、及び経済産業省・環境省が定めている「微生物によるバイオレメ

表-1 油汚染処理工法の適用性

工法名称	適用可能箇所	適用範囲
微生物分解処理	敷地外 現地内 原位置	比較的低濃度で GC-FID 法で同定される直鎖飽和炭化水素が卓越するもの。
洗浄処理	敷地外 現地内	撥水性がないもの。高濃度のものにも適用できるが条件による。
加熱処理	敷地外 現地内	低濃度から高濃度のものまで適用可能だが、適正排ガス処理の配慮が必要。

\*技術本部環境プロジェクト外部 \*\*技術研究所 \*\*\*関西支社環境プロジェクト外部 \*\*\*\*技術本部土木部

ディエーション利用指針（経済産業省・環境省告示第四号）」を参考にして実施する必要がある。

以下には、微生物分解処理可能性を評価する方法と臭気対策について検討した結果を示す。

#### a. 微生物分解処理の適用性評価方法

著者らは室内試験及び実際の浄化処理で得た知見から、浄化が可能な油種、濃度等について、ガスクロマトグラフ (GC) -水素炎イオン化検出器 (FID) 法によって定量される TPHs (total petroleum hydrocarbons) とピーク同定曲線を事前評価することである程度の予測が可能であり、分解処理に適するものとしては表-1に示すように直鎖飽和炭化水素が卓越するものと判定できること等を報告している<sup>2)</sup>。

#### b. 臭気対策

現地内処理で大量の油汚染土壌を微生物分解する場合、処理期間が比較的長期に及ぶためその間の油臭・油膜発生に対する対策が必要になる。油膜に対しては、浸透・漏水対策と排水処理設備を適正配置することで対処が可能である。以下には、油臭について検討した結果を示す。

##### (1) 試験方法

表-2に示す HG ガソリン系汚染土と臭気抑制剤を用いて油臭の抑制効果を調べた。試験は、試料 (100g) を透明のビニール袋に入れて、油汚染土壌の臭気を測定し、その後その中に臭気抑制剤を適回数噴霧し、それぞれについて臭いセンサー (新コスモス電機製 XP-329 型) を用いて臭気を測定した。その測定値には単位はなく、相対評価するものである。

##### (2) 試験結果と考察

試験結果を表-3に示す。表より何れの抑制剤も一定の効果があり、芳香系 E7C (1000 倍希釈) の 5 回及び 10 回噴霧と同 500 倍希釈の 5 回噴霧の抑制効果が相対的に良好であることが分かる。また、臭気対策手法として、臭気の抑制効果を示す微生物活性剤等を用いる方法の有効性も確認しており<sup>5)</sup>、浄化処理の周辺状況に応じてこれらの対策方法を検討しておくことが重要と考えられる。

### 2.3 適用事例

現地等において灯油系、C 重油系及び潤滑油系汚染土壌を微生物分解処理し、良好な結果を

得ている。写真-1 に C 重油汚染土壌を処理した例を示す。その処理方法は、掘削した油汚染土壌を 0.5 m 程度の高さに敷き均して、そこに栄養塩と微生物活性剤を適量添加し、定期的な散水と攪拌を繰り返す方法である。また、トリータビリティテストを実施して栄養塩種類、添加量の最適値を選定し、更に浄化効果をモニタリングしながら栄養塩添加時期をはかる方法で、微生物分解処理の特徴である低コスト処理を図った。その浄化経過を S316 (ポリクロロトリフルオロエチレン) で抽出して赤外吸収法で油分濃度を測定 (以下、S316 抽出法と略す) した結果を図-1に示す。図より、油分は初期から 5 週程度まで大きく下がり、13 週間には 3300mg/kg まで低減している状況がわかる。その 13 週後の処理土壌を対象として臭気と油膜を測定した。臭気は処理土壌 390m<sup>3</sup>(約 900m<sup>2</sup>) の中央部で採取した気体の臭気を 3 点比較式臭袋法により、油膜は 3 箇所から採取した土壌 (深度 1 cm) について視認試験を実施した。その結果、臭気指数が 10 未満で 6 段階臭気強度表示表に換算して 0=無臭 (臭気強度 2 が何の臭いか分かる弱い臭い、4 が強い臭い

表-2 試験および浄化事例で用いた汚染土の油分と特性

項目	土壤種類	HGガソリン系汚染土	MK灯油系汚染土	KO-C重油系汚染土	ID潤滑油系汚染土	C重油模擬汚染土	加熱試験用模擬汚染原料土
油分含有量(S316) mg/kg	298	870	14000	16150	41000	—	—
油分(n-Hex) mg/kg	—	213	13800	16000	1900	—	—
TPH(C <sub>9</sub> -C <sub>44</sub> ) mg/kg	—	1223	10480	8450	28410	—	—
(C <sub>9</sub> -C <sub>10</sub> )	—	(20)	(<20)	(50)	(1730)	—	—
(C <sub>10</sub> -C <sub>28</sub> )	—	(1150)	(6810)	(4150)	(19600)	—	—
(C <sub>28</sub> -C <sub>44</sub> )	—	(53)	(3670)	(4250)	(7080)	—	—
17トキオン(飽和分) %	—	—	40.4	48	9.6	—	—
"(芳香族分) %	—	—	22.8	10.5	60.9	—	—
"(ジソ分) %	—	—	28.4	28.8	17.4	—	—
"(7αフルテン分) %	—	—	8.4	12.7	12.1	—	—
土粒子密度(ρ <sub>s</sub> ) g/cm <sup>3</sup>	2.6	—	2.63	2.52	2.5	2.68	—
自然含水比(W <sub>n</sub> ) %	—	31.4	2.9	20.7	11.1	22.2	—
石分(75mm以上) %	0	0	0	0	0	0	—
礫分(2~75mm) %	6.0	7.1	27.1	26.6	85	21.9	—
砂分(0.075~2mm) %	60.3	40.3	61.1	53.4	15	42.3	—
シルト分(0.005~0.075mm) %	24.8	51.6	5.17	12.5	—	21.1	—
粘土分(0.005mm未満) %	8.9	—	6.68	7.22	—	14.7	—
分類名	礫まじり 細粒分質砂	礫まじり 細粒分質砂	砂	細粒分質 礫質砂	砂まじり礫 (川砂)	細粒分質 礫質砂	—
分類記号	SF-G	SF-G	S	SFG	G-S	SFG	—

表-3 油汚染土壌に対する臭気抑制剤の適用試験結果

臭気抑制剤	臭いセンサー値				
	抑制剤のみ 2回噴霧	油臭土投 入直後	噴霧回数		
			2回	5回	10回
木酢系(500倍希釈)	450	1300	1200	980	1100
木酢系(100倍希釈)	500	1400	1300	1100	1000
芳香系E7C(1000倍希釈)	400	1300	1000	800	800
芳香系E7C(500倍希釈)	450	1300	900	800	950
芳香系E10C(1000倍希釈)	400	1300	1000	950	900
芳香系E10C(500倍希釈)	440	1300	1070	1150	800



写真-1 C重油系汚染土壌の微生物処理状況

など) という結果及び発生油膜もないという結果が得られた。

### 3. 洗浄処理工法

#### 3.1 技術の概要

洗浄処理工法は、洗浄装置と水道水等を用いて油汚染土壌を洗浄し、洗浄による分離効果と細粒分を分級除去する効果で浄化を図ることが基本原理であり、汚染土壌をほぐしたり大きな礫等の洗浄不適物を除去する前処理を施した後に洗浄装置に投入して洗浄し、洗浄後の土砂は振動ふるい等で細粒分、粗粒分等に区分して回収する方法である。粗粒分を再利用することを前提とするが、油分含有量が所定濃度以下となれば細粒分の利用も可能である。この場合は、表-1に示すように敷地外（オフサイト）及び現地内（オンサイト）における適用が原則となる。筆者らは、比較的狭いサイトでの浄化処理への適用性を考慮してアジテーター車の汎用装置を用いることを特徴とした洗浄工法により、油汚染土壌を浄化できることを報告している。その時のアジテーター車1台を用いる条件では、およそ4m<sup>3</sup>/hの処理が可能である結果を得ている。また、処理対象土壌量が多く処理サイトに余裕がある場合には、ドラムウォッシャー等の専用の洗浄装置を導入することで大量処理を図ることも可能である。

#### 3.2 洗浄処理工法の適用性と排水処理対策

油汚染土壌を洗浄する場合、疎水性を示すような汚染土壌の処理は困難と考えられ、適用範囲に限界があることが予測される。適当な洗浄剤を用いる方法も考慮できるが、費用面での負荷が大きくなるためここでは水道水洗浄を前提とした。また、洗浄過程では洗浄水が大量に発生するため、これらを適切に処理して環境への負荷を低減する措置が必要となる。以下に、こ

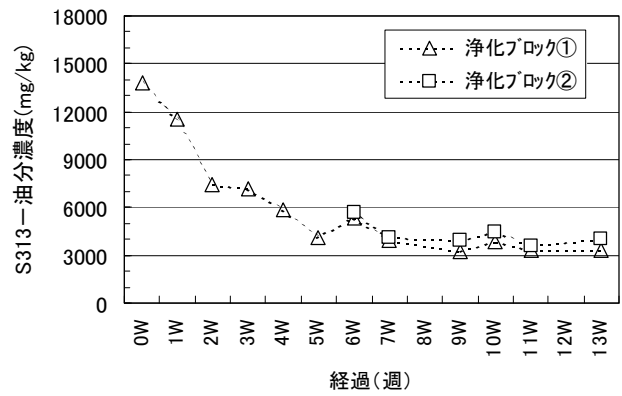


図-1 C重油系汚染土壌の微生物処理結果

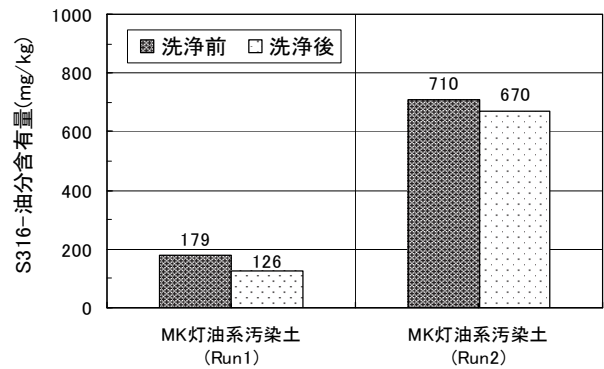


図-2 MK灯油系汚染土の洗浄試験結果

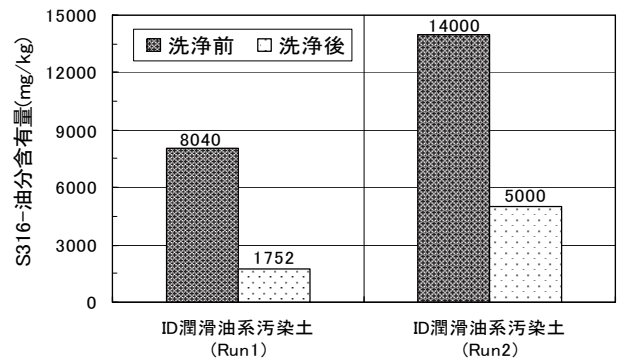


図-3 ID潤滑油系汚染土の洗浄試験結果

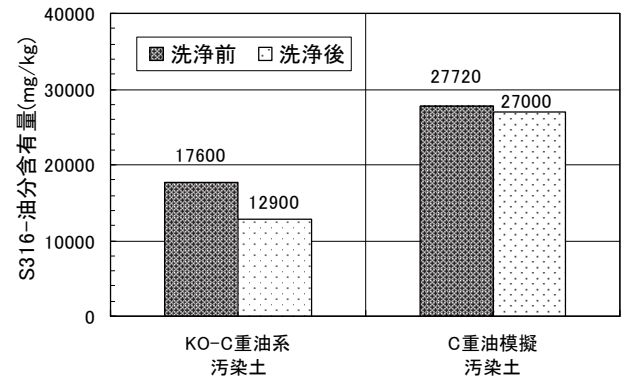


図-4 C重油系汚染土の洗浄試験結果

これらの検討結果を示す。

- a. 洗浄試験
- (1) 試験方法

表-2に示す MK 灯油系、ID 潤滑油系汚染土及び K0-C 重油系と C 重油模擬汚染土を用いて、洗浄処理試験を実施した。試験は、土壌 150g に水道水 150ml を加え、振とう器 (200rpm の水平振とう) で 15 分間振とう洗浄し、洗浄後の土壌中油分を S316 抽出法で測定した。

## (2) 試験結果と考察

MK 灯油系汚染土壌の洗浄処理結果を図-2に示す。図より初期油分含有量が 179mg/kg 及び 710mg/kg の何れの土壌に対しても、ほとんど洗浄されていないという結果が分かる。これはシルト系分を多く含むため、洗浄効果が微小な土粒子空隙まで達しないことが一つの要因として考えられるが原因は明らかでない。

ID 潤滑油系土壌の洗浄処理では、図-3に示すように初期濃度が 8040mg/kg の Run1 で 78%の除去率が得られ、比較的高い浄化処理が可能であることが分かる。しかし、より濃度の高い Run2 では 65%と低くなり、洗浄後の油分含有量も 5000mg/kg と十分な浄化には至っていない結果が得られた。

次に、C 重油の実汚染土である K0-C 重油汚染土と模擬汚染土として製造した試料を約 2.5 年間屋外に放置した試料を用いたときの洗浄結果を図-4に示す。それぞれ 7%及び 3%の除去率とほとんど洗浄できていない結果が得られた。何れの試料も土壌付着油分による疎水性が著しい状況が視認されており、このような汚染土壌を水道水で洗浄することは困難であると考えられる。

以上の3種類の油汚染土壌を洗浄した結果を見れば、土質、油分濃度及び疎水性等の状態によっては洗浄処理が困難になる場合があることが分かる。そのため洗浄処理を適用する際には、汚染状態を十分に確認することとトリータビリティテストを実施して適用性を検討することが重要であると言える。

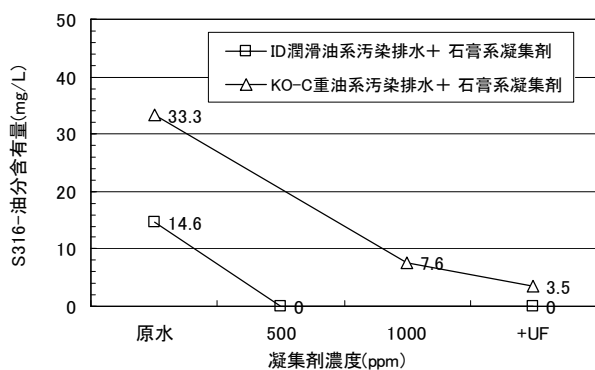


図-5 油汚染土壌洗浄排水の処理 (油分)



写真-2 ID 潤滑油系油汚染土壌の洗浄処理状況

## b. 排水処理試験

### (1) 試験方法

2種類の汚染土壌 (K0-C 重油系及び ID 潤滑油系) と水道水を用いて、固液重量比 1:1 の割合で混合して 15 分水平振とうを行い、そのうわ水を原水とした試験を実施した。処理は原水に石膏系凝集剤 (メムブロック 501) を添加する方法とし、凝集剤濃度を変えて添加して 30 分静置した後のうわ水中の油分 (S316 抽出法) と濁度を測定した。また、凝集処理後の排水を限外ろ過膜 (UF) でろ過する処理も実施した。

### (2) 試験結果と考察

処理排水中の油分及び濁度を測定した結果を図-5及び6に示す。図より ID 潤滑油系排水の場合には、石膏系凝集剤を 500ppm 添加することで油分、濁度は大きく下がり、水質汚濁防止法における排水基準である鉱油濃度 5mg/L 以下、浮遊物質濃度 200mg/L (濁度換算で約 220NTU) 以下を下回ることが分かる。しかし、K0-C 重油系汚染土の場合の油分は石膏系凝集剤 1000ppm の添加でも基準値を超え、UF ろ過を付加した場合に基準値以下となる結果が得られた。このことから、油種や濃度によっては凝集剤添加処理に加えて UF を用いた処理が必要になると言える。

## 3.3 適用事例

潤滑油系の汚染土壌に対して、発生現地において洗

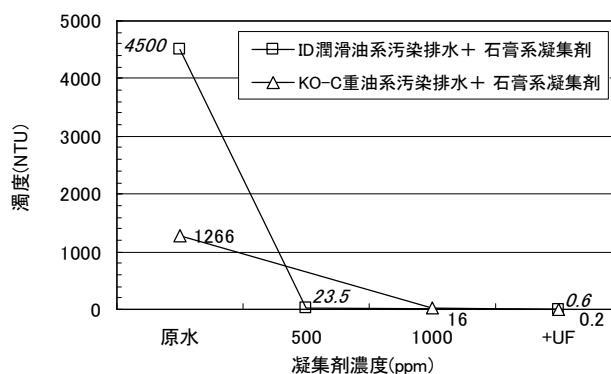


図-6 油汚染土壌洗浄排水の処理 (濁度)



浄処理の実証評価を実施した事例を写真-2に示す。本工法は、洗浄装置としてアジテーター車、分級装置として振動ふるいを用いたものである。この方法により70~80%以上の油分を除去できることを明らかにしており<sup>6)</sup>、この種の簡便な方法でも洗浄処理の実施は可能と言える。

## 4. 加熱処理工法

### 4.1 技術の概要

加熱処理工法は、可搬式の間接加熱処理装置を使用し、土壌を100~400℃程度に加熱し、土壌に付着した油分を分解・揮発作用により取り除いて、油汚染土壌の浄化を図るものである。表-1に示すように、現地内あるいは敷地外における処理となるが、油種や油分濃度によらず油汚染土壌を浄化できることが特徴である。著者らは、可搬式の間接加熱処理装置(本体長さ5620×幅2150×高さ2590mm)により高濃度重質油汚染土壌を処理し、良好に浄化できることを報告している<sup>4),7)</sup>。また、この加熱処理工法は、大気汚染防止法上の規制に抵触しない小型装置である点も特徴である。

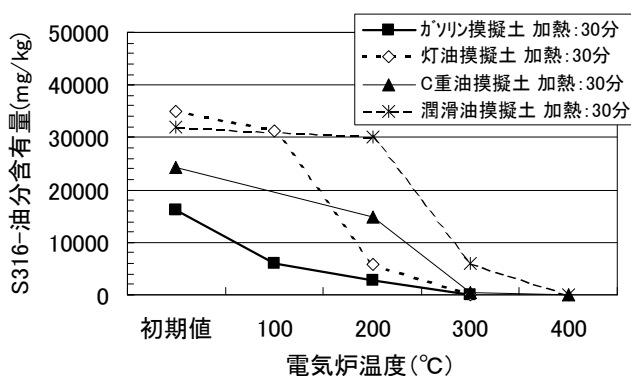


図-7 模擬汚染土の加熱処理挙動

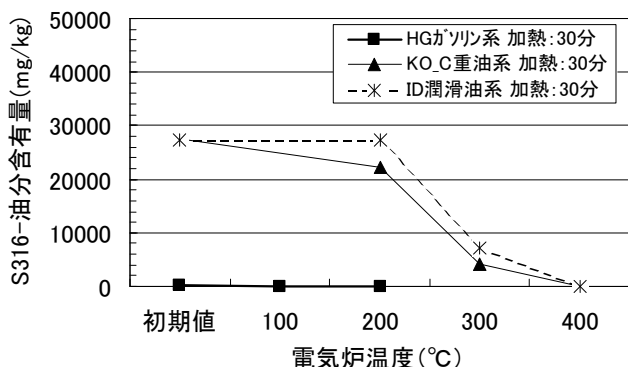


図-8 実汚染土の加熱処理挙動

## 4.2 加熱処理工法の適用性と排ガス処理対策

### a. 加熱処理試験

#### (1) 試験方法

試験は表-2に示す模擬汚染土と実汚染土を用いて実施した。模擬汚染土は加熱試験用模擬汚染原料土に3wt%の油を加えて作製したものである。加熱は試料10gをるつぼに計り取って斜めにふたを掛け、それを目的の温度まで昇温させた電気炉内に入れて、所定時間に達するまで静置した。冷却は、デシケータ内でのるつぼのふたを閉め常温まで冷ます方法とした。

#### (2) 結果と考察

試験結果を図-7及び8に示す。図-7より、ガソリン、灯油、C重油、潤滑油模擬土の順に浄化が進捗する状況と、潤滑油模擬土以外は300℃で浄化できることが分かる。図-8に示す実汚染土では、HGガソリン系は初期値が低いこともあり低温度で浄化され、KO-C重油系及びID潤滑油系汚染土は400℃で浄化でき、模擬土よりも幾分高い温度が必要であることが分かる。このように油種、濃度と温度の関係を事前に把握すれば処理仕様の予測が可能になると考えられる。

### b. 排ガス処理試験

加熱処理は汚染濃度や油種に係わらず浄化処理が可能であるが、処理時に発生する排ガス中の有害物質や濃度によっては大気汚染の恐れもある。そのため、加熱処理時に発生する排ガス組成等を調べた。

#### (1) 試験方法

室内試験では、ID潤滑油系汚染土とC重油模擬汚染土5gを用い、400℃に加熱した管状炉に入れて空気を通しながら30分間加熱処理を行い、その間に発生するガスを冷却捕集およびテドラーバッグで捕集してGC-MS(ガスクロマトグラフ-質量分析)で定性分析した。バッチ式の加熱キルンを用いた試験では、KO-C重油系汚染土0.4m<sup>3</sup>の加熱処理時に発生した排ガスを採取して、そこに含まれるベンゼン等とダイオ

表-4 室内試験で検出されたガス

検出化合物名	ID潤滑油系汚染土	C重油模擬汚染土	検出化合物名	ID潤滑油系汚染土	C重油模擬汚染土
2-Butene(?)	○	◎	3-methyl-Hexane(?)	△	○
Trimethylene oxide(?)	△	○	Toluene	○	◎
1-Pentene	△	○	1- or 3-Octene	△	○
cis- or trans-2-Pentene	△	○	Octane	△	○
2-Pentene	○	○	Ethylbenzene	△	○
2-Methyl-pentane	-	○	o- or m- or p-Xylen	△	○
1-Hexene	△	○	Xylene	△	○
Hexane	-	○	1-Nonene	-	○
Benzene	○	◎	Nonane	-	○
1-Heptene	△	○			

キシソ類 (DXNs) を GC-MS で分析した。この時のガスは排ガス処理設備の前後で採取し、DXNs については入口部で採取したもののみを分析した。

## (2) 結果と考察

GC による検出ピークの高さ順に◎>○>△>— (不検出) で表した室内試験結果を表-4に示す。表よりブテン、ベンゼン及びトルエンが他の物質よりも優勢に検出されていることが分かる。このことを考慮して、バッチ式の加熱キルン試験ではこれら物質について分析した。その結果を図-7に示す。図より、排ガス処理装置で処理したガス中には先に示した3物質はほとんど含まれていないことが分かる。また DXNs 分析結果は 0.26ng-TEQ/Nm<sup>3</sup>である。直接の規制基準はないが、DXN 特措法による新設焼却炉で焼却能力 2t/h 未満排出基準 (5ng-TEQ/Nm<sup>3</sup>) は十分に下回っている。以上のことから、適正な排ガス処理により大気環境負荷に配慮した加熱処理の実施が可能であると言える。

## 4.3 適用事例

KO-C 重油系汚染土 10m<sup>3</sup>を現地内で処理した状況を写真-3に示す。この事例では、初期濃度 1840 mg/kg のものを 310 mg/kg に処理できる等の結果が得られた。また、用いた可搬式小型加熱装置と油汚染土壌が C 重油系であるという条件で算定した処理能力は 5m<sup>3</sup>/h 程度である。更に、処理時の排出ガス中ベンゼンも測定値は何れも定量下限 (0.1ppm) 以下という結果を得ており、環境への負荷を含めて良好な浄化処理を実施できることを明らかにした。なお、軽質油系の汚染土壌に対しては、重質油系よりも低温での処理が可能でありより高い処理能力を見込むことができる。

## 5. おわりに

油汚染土壌への微生物分解、洗浄及び加熱処理の適用性と処理時の環境への影響項目について検討した。その結果をまとめれば次のようである。

- ・微生物分解処理は初期濃度 10000 mg/kg 程度のものを 3～6 ヶ月で油臭等のない状態まで処理できるが、処理時の油臭に対しての配慮が必要である。
- ・洗浄処理の浄化効率は 70%以上が得られたが疎水性のあるものへの適用は困難で、排水処理には凝集処理を基本とし限外ろ過の付加が必要な場合がある。



写真-3 KO-C 重油系油汚染土壌の加熱処理状況

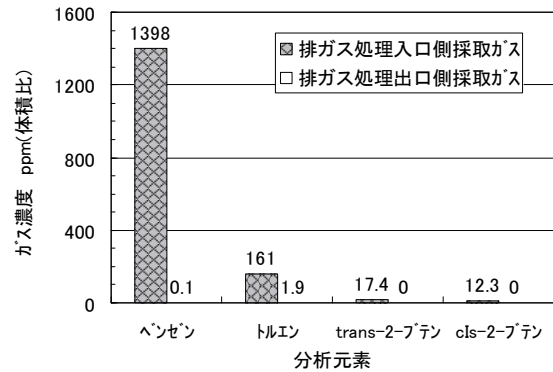


図-7 バッチ式キルン試験における排ガス分析

- ・加熱処理は油種や濃度によらず浄化できるが、排ガスに対する設備の設置が必要である。

なお、実証工事の実施においては東京支社・環境プロジェクト部、機械部各位及び浮島工事所・武笠伯太郎所長、関西支社・環境プロジェクト部及び関電堺火力JVの光安由明所長、清水孝行主任をはじめJV職員の助力を賜った。関係者各位に紙面を借りて謝意を表す。

### 【参考文献】

- 1) (社) 土壤環境センター、「油による土壌・地下水汚染の調査・対策技術」、2001
- 2) 亀田茂他、「石油汚染土壌の分析方法とその利用法に関する研究」、奥村組技術研究年報 No. 30、2004、pp. 45-50
- 3) 小西正郎他、「数種の油汚染土壌に対する微生物分解処理」土壤環境センターニュース No.8、2003、pp. 30-33
- 4) 小西正郎他、「油汚染土壌の現地浄化事例」、環境浄化技術、2005. 6月号、pp. 63-67
- 5) 木村啓一郎他、「微生物分解による油汚染土壌の浄化」、奥村組技術研究年報 No. 29、2003、pp. 25-30
- 6) 今井亮介他、「油汚染土壌の洗浄浄化処理」、奥村組技術研究年報、No. 29、2003、pp. 19-24
- 7) 小西正郎他、第10回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会、土壤環境センター、2004、pp. 602-605

# 硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化予測モデル

栗本雅裕\* 東 邦和\*  
廣中哲也\* 森本克秀\*\*

## 1. はじめに

構造物の維持管理には、コンクリート構造物の劣化予測は重要で、劣化予測技術の向上に関する要求も高まっている。コンクリート構造物の劣化に関しては、塩害および中性化による劣化の研究が精力的に行われ、仕様規定型から耐久性照査型に改訂された土木学会コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>では、塩害および中性化について性能照査方法が明記された。

下水道施設のコンクリート構造物では中性化、塩害による劣化に加え化学的侵食による腐食、特に硫酸による腐食が問題となっている。硫酸によるコンクリートの腐食は、化学的な反応に伴うセメント水和物の分解、結合能力の消失、反応生成物の溶出によりコンクリートの組織が粗になること、反応に伴う膨張等によるコンクリート自体の耐力低下、ひび割れの発生、溶解、剥落等が発生し劣化が進む現象で<sup>2)</sup>適切な対応が求められている。

このようなことから、硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化予測モデルの構築を目的として硫酸溶液中への浸漬試験を行った。浸漬試験結果と解析結果を比較検討し提案モデルの妥当性を検証したので報告する。

## 2. 既往の研究

硫酸によるコンクリートの腐食はコンクリート表面から内部に向かって進行し反応が鉄筋部分に達するとコンクリート自体の耐力低下、鉄筋の発錆によりコンクリート構造物の機能が失われることになる。

化学的な腐食環境下でのコンクリートの劣化に対して、原田ら<sup>3)</sup>は硫酸性地盤中にコンクリートを暴露し暴露期間とコンクリートの物理的特性に関する実験

的な検討を行った。

蔵重ら<sup>4)</sup>は硫酸腐食環境におけるコンクリートの劣化機構を実験的に確認し、さらに拡散方程式に硫酸とセメント水和物との反応を考慮したモデル化を行いコンクリートの侵食深さに関する検討を行っている。さらに、コンクリートの細孔空隙、ひび割れと硫酸腐食との関係に関する知見も得ている。

渡邊ら<sup>5)</sup>は硫化水素から硫酸の生成、硫酸による腐食モデルを構築し、コンクリートの腐食速度の検討を行っている。また、豊増ら<sup>6)</sup>は下水管路の腐食状況の調査結果に基づき予測方法を提案している。森ら<sup>7)</sup>は硫化水素の生成は下水中の溶存酸素に依存するとして溶存酸素と腐食劣化の関係の研究を行っている。

これらの研究は実験的な研究が多く、劣化予測モデルと試験結果との比較検討事例は少ない。

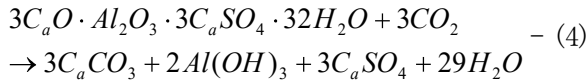
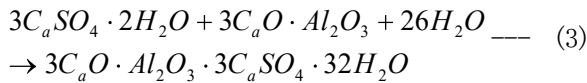
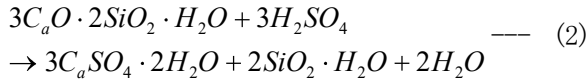
## 3. 硫酸腐食環境下での劣化予測のモデル化

硫酸によるコンクリートの腐食は式-1、式-2に示すようにコンクリート中の水酸化カルシウム、けい酸カルシウム水和物(C-S-H)と硫酸が反応して二水石膏を生成するために発生する。生成された二水石膏は式-3に示すようにセメント硬化体中のアルミン酸三石灰と反応してエトリンガイトを生成し硫酸をコンクリート中に固定する。

また、コンクリートが中性化すると式-4に示すようにエトリンガイトは二酸化炭素と反応し炭酸カルシウム、アルミン酸および二水石膏に分解され硫酸イオンを遊離すると仮定した。遊離された硫酸イオンは中性化領域より深い位置に拡散浸透し再びエトリンガイトとしてコンクリート中に固定される。



\*技術研究所 \*\*技術本部環境プロジェクト部



硫酸によるコンクリートの腐食劣化に関する化学物質は、式-1～式-4 の反応式から二酸化炭素(CO<sub>2</sub>)、硫酸(H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>)、二水石こう(C<sub>s</sub>SO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O)、水酸化カルシウム(Ca(OH)<sub>2</sub>)、けい酸カルシウム水和物(C-S-H)、エトリンガイト(3CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>·3C<sub>a</sub>SO<sub>4</sub>)、アルミン酸三石灰(3CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>)の7種類とした。

硫酸による化学的腐食は腐食物質がコンクリート内に拡散しセメント水和物と反応することによって起こり、拡散は Fick の第2法則にしたがい、反応は1次反応である仮定した。

硫酸、二酸化炭素はコンクリート中を拡散する物質として取り扱い、他の化学的物質はコンクリート中に固定され移動しないものとした。硫酸腐食環境での劣化予測モデルを式-5～式-11 に示す。

式-5は二酸化炭素の濃度変化を示したものである。右辺第1項は雰囲気中の二酸化炭素の拡散浸透量、第2、3項は水酸化カルシウムおよびエトリンガイトとの反応による二酸化炭素の減少量を表している。また、右辺第3項のエトリンガイトと二酸化炭素の反応はコンクリートが中性化するまで、すなわち水酸化カルシウムが消失するまでは発生しないものとした。

式-6は硫酸の濃度変化を示している。右辺第1項は硫酸の拡散浸透量、第2、3項に水酸化カルシウム、けい酸カルシウム水和物と硫酸の反応による硫酸の減少量、第4項は二酸化炭素とエトリンガイトとの反応による硫酸イオンの増加量を示している。

式-5、式-6は拡散によりコンクリート中を移動する物質を対象にしているが、式-7～式-11 は化学的な反応により濃度変化するが拡散浸透をとみなさない物質を対象としている。

式-7は二水石こうの濃度変化を表している。式-7の右辺第1項および第2項は硫酸と水酸化カルシウ

ム、硫酸とけい酸カルシウム水和物の反応による二水石こうの生成項である。右辺第3項はアルミン酸三石灰と二水石こうとの反応によるエトリンガイトの生成による二水石こうの減少量を表す項である。

式-8は水酸化カルシウムの濃度変化を示し二酸化炭素および硫酸との反応による減少量を示している。

式-9は硫酸との反応によるけい酸カルシウム水和物の減少量を表している。

式-10 のエトリンガイトの濃度変化は二水石こうとアルミン酸三石灰の反応による増加量と二酸化炭素とエトリンガイトの反応による減少量で評価し、式-11 のアルミン酸三石灰の濃度変化とは対称となる。

$$\frac{\partial C_{CO}}{\partial t} = D_{CO} \frac{\partial^2 C_{CO}}{\partial x^2} \quad \text{---} \quad (5)$$

$$- K_C C_{CA} C_{CO} - K_E C_{ET} C_{CO}$$

$$\frac{\partial C_{HS}}{\partial t} = D_{HS} \frac{\partial^2 C_{HS}}{\partial x^2} - K_A C_{CA} C_{HS} \quad \text{---} \quad (6)$$

$$- K_B C_{CH} C_{HS} + K_E C_{ET} C_{CO}$$

$$\frac{\partial C_{CS}}{\partial t} = K_A C_{HS} C_{CA} + K_B C_{CH} C_{HS} \quad \text{---} \quad (7)$$

$$- K_D C_{AL} C_{CS}$$

$$\frac{\partial C_{CA}}{\partial t} = -K_C C_{CO} C_{CA} - K_A C_{HS} C_{CA} \quad \text{---} \quad (8)$$

$$\frac{\partial C_{CH}}{\partial t} = -K_B C_{HS} C_{CH} \quad (9)$$

$$\frac{\partial C_{ET}}{\partial t} = K_D C_{CS} C_{AL} - K_E C_{CO} C_{ET} \quad \text{---} \quad (10)$$

$$\frac{\partial C_{AL}}{\partial t} = -K_D C_{CS} C_{AL} + K_E C_{ET} C_{CO} \quad \text{---} \quad (11)$$

ここに

$C_{CO}$  : 二酸化炭素濃度 ( mol/cm<sup>3</sup> )

$C_{HS}$  : 硫酸濃度 ( mol/cm<sup>3</sup> )

$C_{CS}$  : 二水石こう濃度 ( mol/cm<sup>3</sup> )

$C_{CA}$  : 水酸化カルシウム濃度 ( mol/cm<sup>3</sup> )

$C_{CH}$  : けい酸カルシウム水和物濃度 ( mol/cm<sup>3</sup> )

$C_{ET}$  : エトリンガイト濃度 ( mol/cm<sup>3</sup> )

$C_{AL}$  : アルミン酸三石灰濃度 ( mol/cm<sup>3</sup> )

$D_{CO}$  : 二酸化炭素の拡散係数 ( cm<sup>2</sup>/day )

$D_{HS}$  : 硫酸の拡散係数 ( cm<sup>2</sup>/day )

$K_A$  : 硫酸と水酸化カルシウムの反応定数

$K_B$  : 硫酸とけい酸カルシウムの反応定数

$K_C$  : 二酸化炭素と水酸化カルシウムの反応定数  
 $K_D$  : 二水石こうとアルミン酸三石灰の反応定数  
 (エトリンタイトの生成)  
 $K_E$  : 二酸化炭素とエトリンタイトの反応定数  
 (エトリンタイトの分解)

式-5~式-11 をガラーキン法により定式化し連立させて解く。

また、予測モデルでは式-12 に示すようにコンクリートの空隙と生成された二水石こう量およびエトリンタイト量を比較し式-12 が 1.0 を越えると要素を削除しコンクリート表面の侵食量を求めた。

$$P_F = \frac{\sum e_{SH} (C_{S0} - C_{ST}) / C_{S0}}{\mu_{CS}} + \frac{\sum e_{EH} (C_{A0} - C_{AT}) / C_{A0}}{\mu_{CS}} \quad (12)$$

ここに

$P_F$  : 反応生成物によるコンクリート空隙の飽和率  
 $e_{SH}$  : けい酸カルシウム、水酸化カルシウムと硫酸の反応における膨張率  
 $C_{S0}$  : けい酸カルシウムと水酸化カルシウム濃度の合計の初期値  
 $C_{ST}$  : 計算時刻におけるけい酸カルシウムと水酸化カルシウム濃度の合計  
 $e_{EH}$  : アルミン酸三石灰と二水石こうとの反応における膨張率  
 $C_{A0}$  : アルミン酸三石灰の初期濃度  
 $C_{AT}$  : 計算時刻におけるアルミン酸三石灰の濃度  
 $\mu_{CS}$  : コンクリートの空隙率

#### 4. 浸漬試験

硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化状況を把握するため硫酸溶液濃度と供試体の水セメント比を変化させた劣化促進試験を実施した。硫酸の浸漬条件を表-1に示す。硫酸濃度は pH=0.5、1.0、3.0 とし温度  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  で浸漬した。

表-1 硫酸浸漬条件

溶 液	測定 pH	温度 ( $^\circ\text{C}$ )
硫 酸	0.5	20±2
	1.0	
	3.0	

表-2に配合ケースを示す。コンクリートの配合は単位水量を  $165\text{kg}/\text{m}^3$  とし、水セメント比を 40、55、70%の3ケースとした。供試体は打設後1ヶ月の標準養生を行った後、硫酸に浸漬させた。

浸漬試験における侵食深さは、試験体表面の脆弱部を洗い流した後、計測対象の侵食面を6等分し5箇所計測しその平均値とした。さらに、硫酸の拡散浸透状況、反応生成物の分布状況の把握を目的としたEPMA (電子線マイクロアナライザー) およびSEM (走査電子顕微鏡) による分析、二水石こうの生成量の定量を目的とした示差熱質量分析も行った。本文では試験結果の一例を示し解析結果と比較検討する。

#### 5. 浸漬試験結果

EPMA 面分析結果を写真-1に示す。ポルトランドセメントの水セメント比が 55%、浸漬期間が 30 日、硫酸濃度が pH=0.5 の場合である。写真は上から CaO

表-2 配合ケース

No	要因 水セメント比	水セメント比 W/C (%)	単位量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )				混和剤 (C×%)	圧縮強度 材齢 28 日 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G		
1	単位水量一定	40	165	413	780	972	0.5	57.9
2		55	165	300	822	1024	0.5	39.4
3		70	165	236	846	1054	0.5	26.2
【使用材料】 セメント : 普通ポルトランドセメント、密度 3.16 高炉セメントB種、密度 3.03 細骨材 : 鬼怒川産川砂、密度 2.59、吸水率 2.19%、粗粒率 2.60 粗骨材 : 新治産碎石、密度 2.70、粗粒率 6.55 混和剤 : AE減水剤、リグニンスルホン酸化合物、密度 1.06								

(酸化カルシウム)、 $\text{SO}_3^{2-}$  (硫酸イオン) の分布を示し写真上部が硫酸浸漬面である。写真-1-①より硫酸浸漬面から約3mmの深さまでは青色(濃度が低い)を示し酸化カルシウムが消失していることが観察できる。また、写真-1-②より硫酸浸漬面より約3mmの深さまでは赤色およびピンク色を示し硫酸イオン濃度が高く、それより深い位置では青色を示し硫酸イオンの浸透はないものと判断できる。

EPMA 分析より硫酸が侵入している領域(0~3mm)および硫酸の浸透がほとんどない領域(13~23mm)と考えられる領域のSEM画像を写真-2に示す。0~3mmの領域ではC-S-Hと硫酸の反応から生成された二水石膏とシリカゲルが混在している。また、13~23mmでは健全な水酸化カルシウム、C-S-Hが観察された。写真-2中の「EDS」の位置でEDS分析を行なった、その分析結果を図-1に示す。0~3mmでは通常のコングリートには含有されていない硫黄(S)が多く含まれている。これに対して13~23mmでは硫黄はほとんど見られない。

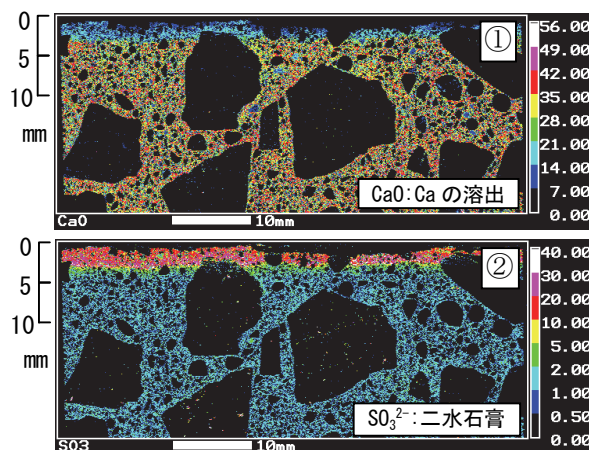


写真-1 EPMA分析結果

C-S-H + 硫酸 → 二水石膏 + シリカゲル (0~3mm)

健全緻密部 (13~23mm)

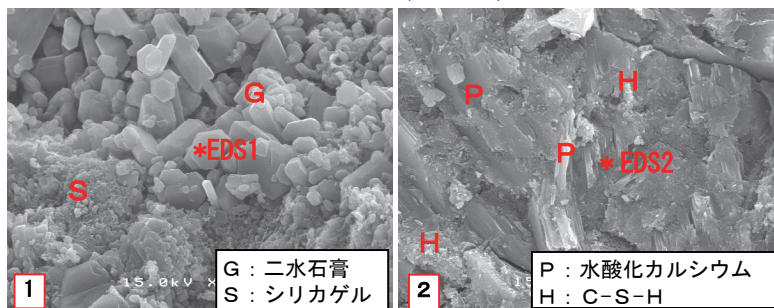


写真-2 SEM写真(0~3mm)

## 6. 試験結果と解析結果

提案した解析モデルにより求めた硫酸濃度分布を図-2に示す。解析条件は水セメント比が55%、硫酸濃度がpH=0.5で、浸漬期間が10、20、30、60、80日の濃度分布を示している。浸漬期間が長くなるに伴ってコングリートの深い位置まで硫酸が浸透している。また、図中の「コングリート表面」は、コングリートが硫酸との反応により侵食されコングリート表面が移動した位置で硫酸と接触する浸漬面を表している。したがって、初期のコングリート表面位置との差が侵食深さとなる。

図-3に水酸化カルシウムの分布を示す。水酸化カルシウムがコングリート中に浸透した硫酸と反応しコングリート表面から消失していく傾向が表れている。図中の中性化判定濃度はコングリートの中性化を判定する濃度を示しており、要素の濃度が中性化判定濃度以下になれば要素は中性化したと判断する。解析では計算ステップ毎に各要素の水酸化カルシウム濃度と中性化判定濃度を比較し中性化深さを求めている。浸漬

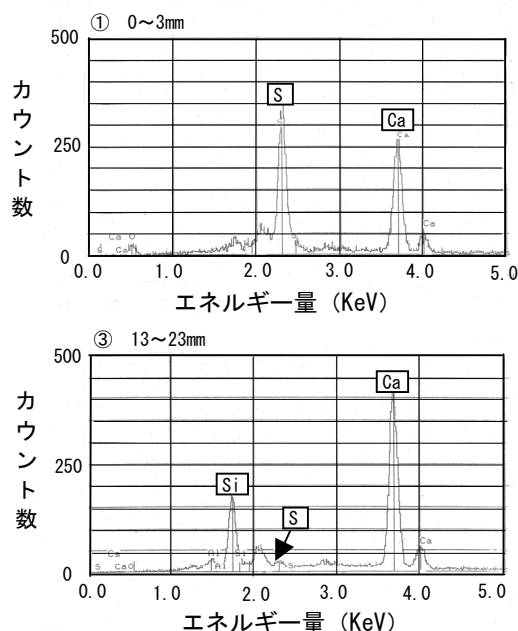


図-1 SEM分析結果

期間が30日では中性化深さは約2.8mmで、写真-1-①のCaOの消失から求めた中性化深さ約3mmとほぼ一致した。

促進試験における浸漬期間と侵食深さを図-4、図-5に示す。図-4は硫酸濃度 pH=0.5、水セメント比が 40%、55%、70%、図-5は水セメント比が 55%、pH=0.5、1.0 の場合である。水セメント比が小さいほどコンクリート表面の侵食深さは大きく、浸漬期間 60 日、水セメント比が 40%、55%、70% の場合ではそれぞれ侵食深さは 3.6、1.5、0.4mm であった。また、pH が低いほど侵食深さは大きくなる傾向を示した。水セメント比が小さいコンクリートはセメント量が多いため、硫酸と反応して生成される二水石こうおよびエトリンガイトの発生量が多くなること、さらにコンクリートの空隙量が少なくセメント水和物と硫酸の反応による生成物が空隙を埋める時間が短くなり、空隙が埋められた後は膨張圧により侵食を促進させると考えられる。また、解析結果は試験結果を良好に模擬している。また、解析では水セメント比が 55%、70% では侵食が始まる時刻が若干遅れる結果になっている。

中性化深さを図-6、図-7に示す。図-6は硫酸濃度が pH=0.5、水セメント比が 40%、55%、70% の場合で中性化深さはそれぞれ 3.7、4.9、5.3mm で水セメント比が大きいほど中性化深さは大きくなる傾向を示した。図-7は水セメント比が 55%、硫酸濃度が pH=0.5、1.0 の場合で浸漬期間が 60 日において中性化深さは 4.9、2.2mm で pH が低いほど中性化深さは大きくなる傾向を示した。解析結果は水セメント比が 40%、硫酸濃度が pH=0.5、浸漬期間 60 日において試験結果より 0.8mm 程度大きい値を示すが、ほぼ試験結果を模擬していると考えられる。

次に、示差熱分析を適用して求めた二水石こうの生成量と解析から求めた二水石こう量の比較を図-8に示す。水セメント比が 55% で硫酸溶液が pH=0.5、1.0 の場合である。解析値は二水石こうの濃度分布から、試験において採取した領域に対応させた平均値とした。例えば、測定深さが 2mm であれば 0~4mm 間の平均値である。

二水石こうの生成量は表面付近において pH=0.5 の場合 307kg/m<sup>3</sup>、pH=1.0 の場合 260kg/m<sup>3</sup> であり内部に行くほど生成量は少なくなり、13~23mm では全く二水石こうは生成されなかった。この傾向は EPMA 分析による硫酸濃度分布の結果から予測できる。解析から求めた二水石こうの量は表面付近では 30kg/m<sup>3</sup> 程度試験値を上回る結果であったが傾向をほぼ模擬している

と言える。

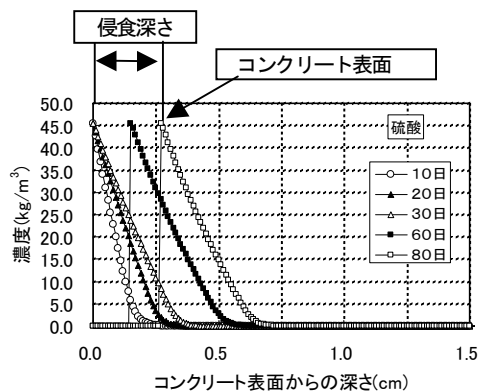


図-2 硫酸濃度分布

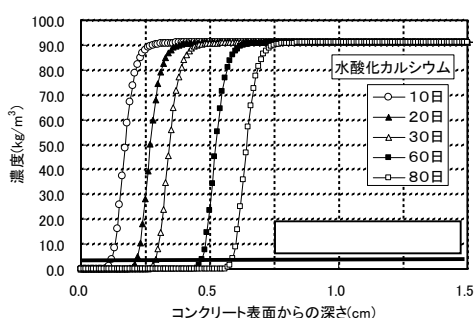


図-3 水酸化カルシウム濃度分布

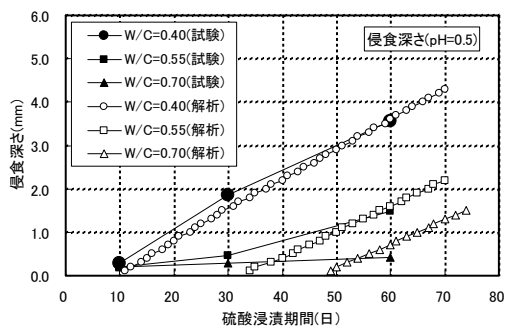


図-4 水セメント比と侵食深さ

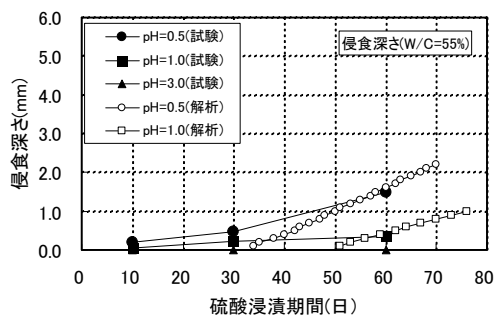


図-5 硫酸濃度と侵食深さ

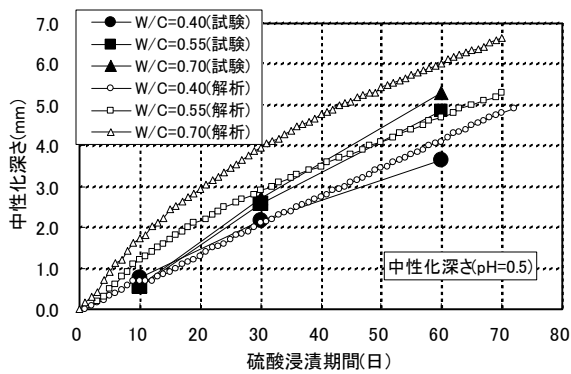


図-6 水セメント比と中性化深さ

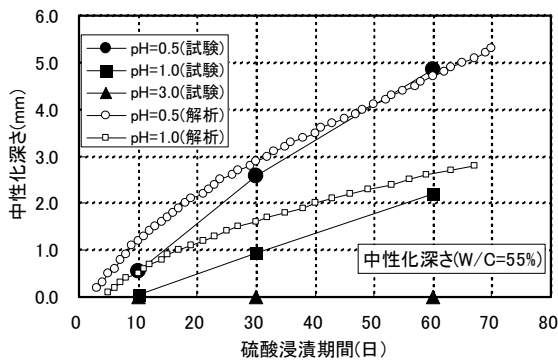


図-7 硫酸濃度と中性化深さ

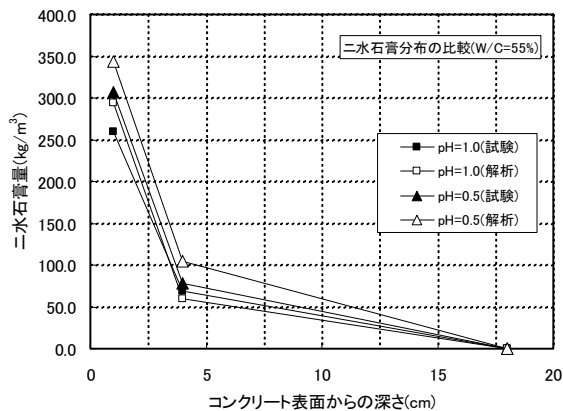


図-8 二水石膏量の比較

## 7. 結論

コンクリートの硫酸腐食環境下での劣化予測モデルの構築を目的として予測モデルを提案した。解析方法の妥当性を検討するため浸漬試験結果と比較検討し以下の結論が得られた。

- (1) コンクリート表面の侵食量は硫酸濃度が等しければ、水セメント比の小さいコンクリートの腐食が速く、侵食深さは浸漬期間に比例する。

- (2) 中性化深さは水セメント比の大きいコンクリートが大きくなる。
- (3) E PMA、SEM分析より硫酸が拡散浸透した部分では二水石膏が生成され、コンクリートの内部へ行くほど減少する傾向が確認された。
- (4) 示差熱分析から求めた二水石膏の含有量はコンクリート表面部が多く内部へ行くほど減少する傾向を示した。
- (5) 拡散方程式に反応モデルを付加した硫酸劣化予測モデルを適用し、(1)～(4)の現象を模擬できることを確認した。提案した予測モデルがコンクリートの硫酸腐食の劣化予測に適用できる見通しがついた。

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

## 【参考文献】

- 1) 2002 年度版コンクリート標準示方書「施工編」—耐久性照査型—、土木学会、2000
- 2) 岸谷孝一、西澤紀昭「化学的腐食、コンクリート構造物の耐久性シリーズ」技報堂出版
- 3) 原田志津男ほか「硫酸性地盤に接する高品質コンクリート暴露5年目の物理性状、コンクリート工学論文集」Vol. 21、NO. 2、pp. 883 - 888、1999
- 4) 蔵重 勲、魚本健人「硫酸腐食環境におけるコンクリートの劣化特性」(1)～(6)、生産研究第 52 巻 10 号 (2000. 10)
- 5) 渡邊賢三、横関康祐、坂田昇、安田和弘、須賀雄一、橋本敏一、三品文雄「下水道コンクリート施設の劣化予測モデルの開発、第 40 回下水道研究発表会講演集」 pp. 117—pp. 119
- 6) 豊増 進「下水道管渠の腐食調査および腐食予測とその対策、第 40 回下水道研究発表会講演集」 pp. 120—pp.122
- 7) 森一夫、濱田知幸、森田弘昭、越智孝敏、田中直也「下水管内の硫化物と溶存酸素の挙動、第 40 回下水道研究発表会講演集」 pp. 123—pp. 125

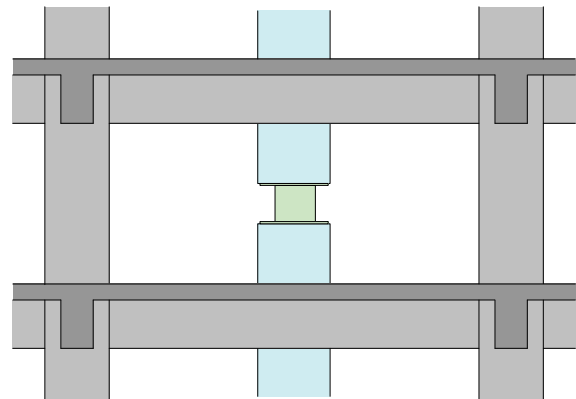


# R C建物への制震ダンパー適用技術の開発

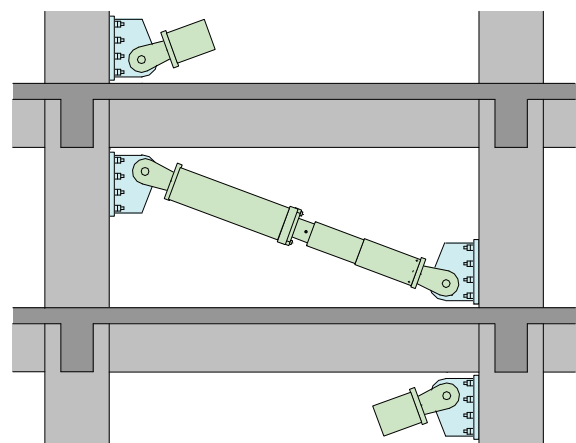
安井健治\* 早川邦夫\* 岡 靖弘\*\*  
岸本 剛\* 山上 聡\* 野口 聡\*\*\*

## 1. はじめに

近年、超高層集合住宅の需要が増し超高層RC造建物が数多く建設されている。建物の高層化に伴い高軸力に対応するため超高強度の材料を用いることが多くなり、断面形状が相対的に小さくなる傾向にある。その結果として、地震時の応答変形量の低減や居住性の確保を目的とし制震ダンパーの付加が必要となる場合も生じている。制震ダンパーの適用例を図-1に示す。S造を対象とした制震ダンパーについては、これまでに極低降伏点鋼を用いた弾塑性ダンパーおよび軟塑性材料を用いた長尺型ブレースダンパーの開発を行い実施物件に適用してきた<sup>1),2)</sup>。本報告では、1層1スパンの鉄筋コンクリート造の架構を取り出し、間柱型弾塑性ダンパー、ブレース型軟塑性ダンパーおよびそれらの併用型ダンパーを組み込み、振動実験を行いその減衰性能を検証したので報告する。ブレース型軟塑性ダンパーについては接合部ガセットプレートと取付アンカーボルトを対象とした静的加力試験結果も併せて報告する。



(a) 間柱型履歴ダンパー



(b) ブレース型軟塑性ダンパー

図-1 制震ダンパー適用例

## 2. 接合部実験

### 2.1 実験概要

ブレース型制震ダンパーの架構内へ組み込みは梁端部への定着を避け柱頭・柱脚部側面へ定着するものとし、接合部ガセットプレートの形状を考慮しダンパーの減衰力作用軸はスラブ天端または梁下端部と柱芯との交点を通るものとした。柱への定着は先端に機械式定着板を取り付けたアンカーボルトによる。アンカーボルトの設計は鋼構造における露出柱脚のアンカーボルトの設計に準拠し、引張・せん断、曲げを負担するものとする。

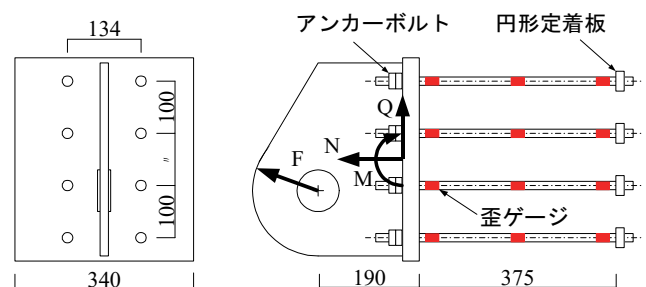


図-2 接合部試験体

\*技術研究所 \*\*東京支社建築設計部 \*\*\*管理本部知的財産課

## 2.2 実験方法

柱脚部のダンパー接合部分を取り出し静的加力実験を行った。試験体の縮尺は約1/2とし、取り付けるダンパーの減衰力は300kNを想定した。アンカーボルトは縮小模型の配筋等を考慮した結果、最大耐力360kNとして設計した。接合部試験体を図-2に、使用した異形鉄筋、ねじ部および定着板の諸元を表-1に示す。実験は静的ジャッキ(1000kN)により正負交番漸増繰り返し載荷を行った。実験概要を図-3に載荷スケジュールを図-4に示す。

## 2.3 実験結果

±300kNまでの各荷重ピーク時のアンカーボルトの歪み分布を図-5に示す。最下段のA4, A8においても接合部ガゼットプレート側歪みのみが大きく変化しており鉄筋中心、端部の歪みは小さい。図-6には

表-1 アンカー部諸元

	形状・寸法	規格
鉄筋	D16	SD490
ねじ	M20	GNH55 相当
円形定着板	φ38, t16	

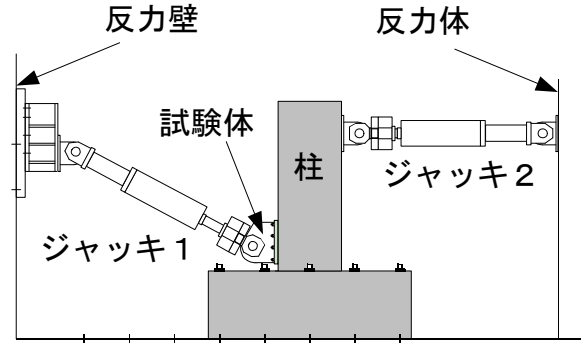


図-3 実験概要

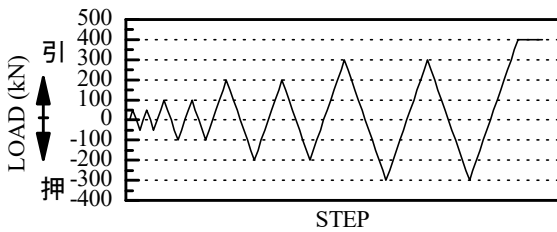


図-4 載荷スケジュール

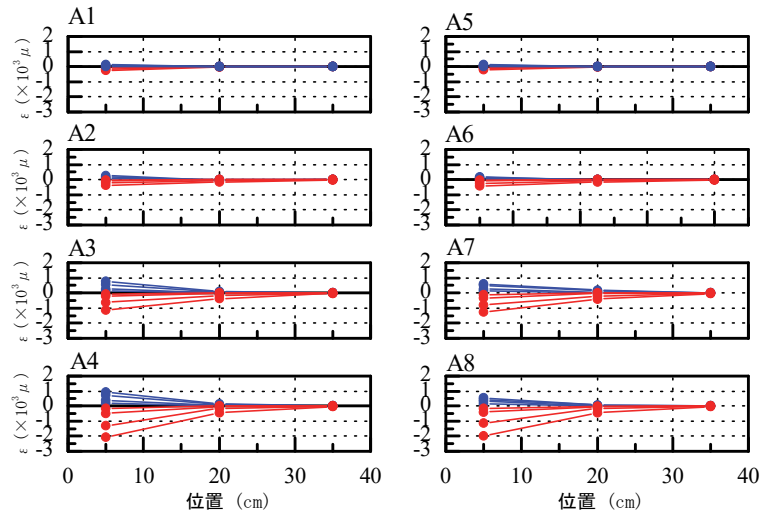
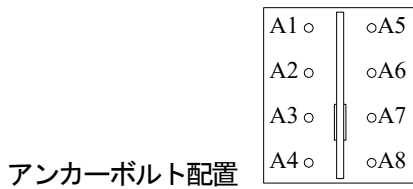


図-5 歪み分布

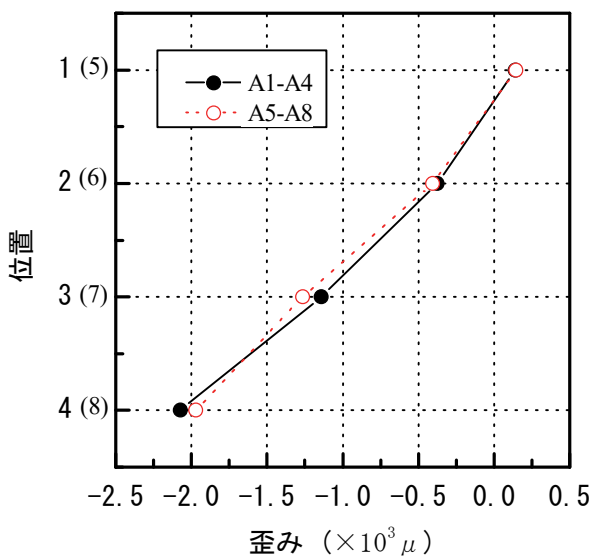


図-6 歪み分布(-300kN 載荷時端部)

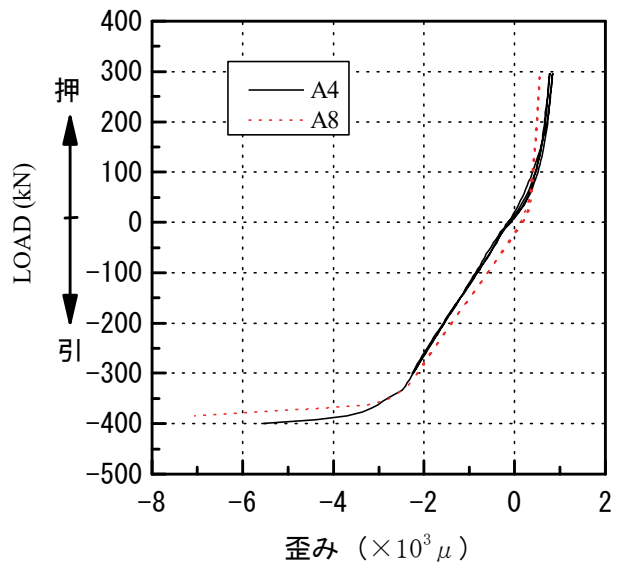


図-7 歪み-荷重関係(-400kN 載荷時)

300kN 引張時のアンカーボルト端部の歪み分布を上下方向について示す。上段鉄筋から下段鉄筋に向けて比例して歪み値が大きくなっており曲げモーメントを負担していることが分かる。図-7には-400kN 載荷時のA4, A8の載荷端部鉄筋歪みと荷重の関係を示す。ほぼ設計通りの強度を発揮している。

### 3. 架構実験

#### 3.1 架構実験概要

超高層RC建物に適用する制震ダンパーとして間柱型の履歴ダンパー、ブレース型のビンガムダンパーおよび両者の併用型を対象とする。各ダンパーを組み込んだRC架構の減衰性能を把握するために、想定する超高層RC建物の中間階の1構面を取り出し、制震ダンパーを組み込んだ状態で加振機を用いて動的載荷実験を行った。

#### 3.2 試験体

試験体は1層1スパンの柱および梁で構成される骨組みに制震ダンパーを組み込んだ約1/2縮尺の模型試験体である。想定した架構は層間変形が大きくダンパーの耐力が大きくなる中間階を想定し、コンクリート強度は  $F_c 36 \text{ N/mm}^2$  とし梁端降伏先行型架構として設計している。試験体は組み込むダンパー毎に製作するが配筋、コンクリート強度等は同一としている。RC造骨組み試験体の概要を図-8に諸元を表-2に示す。間柱の組み込み方法および弾塑性ダンパーの取り付け部を検討するため、間柱型試験体と併用型試験体については間柱、弾塑性ダンパーの組み込み方法は異なる方法を用いた。

##### a. 間柱型試験体

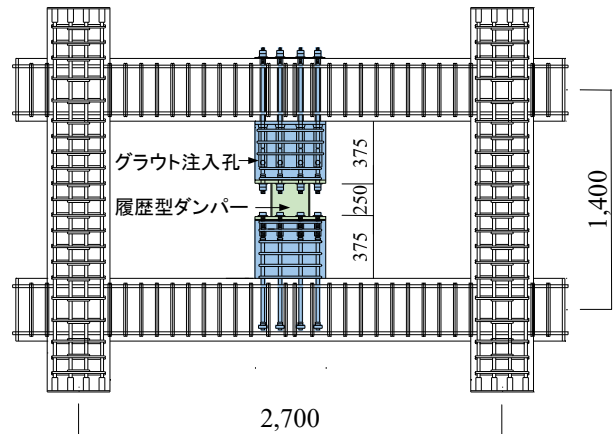
弾塑性ダンパーを組み込む間柱型試験体は、下間柱はコンクリート打ち込みとし、上間柱および弾塑性ダンパーは後付としグラウトを注入し組み込む方法とした。組み込む弾塑性型ダンパーはSM材を使用して製作し、耐力は骨組み試験体の縮尺から実大ダンパーの1/4程度になるように設計している。

##### b. ブレース型試験体

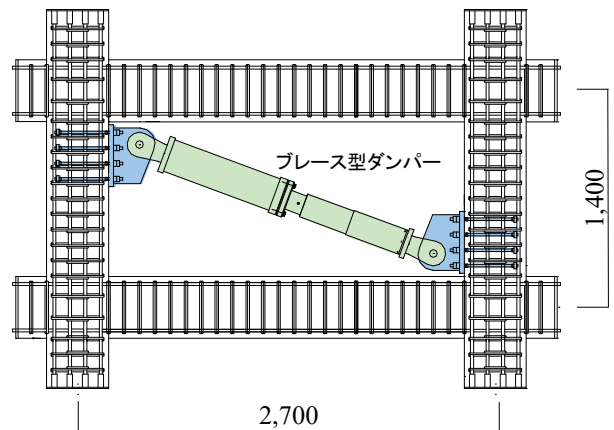
ブレース型軟塑性ダンパーを組み込むブレース型試験体は接合部実験を参考にガゼットプレートを取り付けるため柱頭・柱脚部側面に円形定着板によるアンカーボルトを埋め込んでいる。ブレース軸は梁上下端と

表-2 試験体諸元

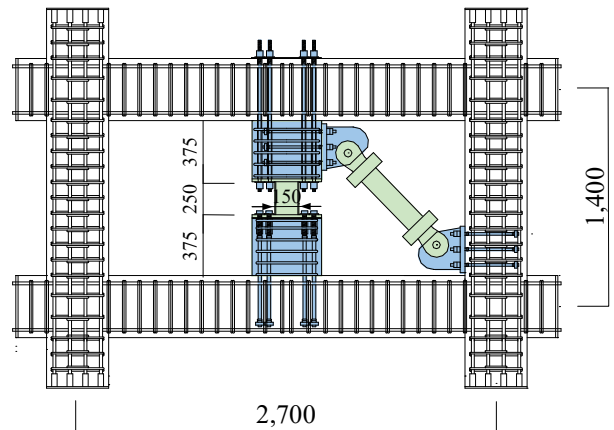
	B×D (mm)	$F_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	主筋	帯筋
柱	400×400	36	12-D22 (SD490)	4-D10@100 (SD345)
梁	300×400	36	4-D19 (SD390)	4-D10@100 (SD685)
間柱	450×300	36	10-D19 (SD390)	D13@75 (SD345)



(a) 間柱型試験体



(b) ブレース型試験体



(c) 併用型試験体

図-8 試験体概要

柱芯の交点を通っている。軟塑性ダンパーの減衰力は間柱型試験体の弾塑性ダンパーと同程度なるように設定した。

c. 併用型試験体

併用型試験体は間柱型弾塑性ダンパーとブレース型軟塑性ダンパーを併用している。上側間柱の取付けと弾塑性ダンパーの取付については共にPC鋼棒により締め付ける方法としている。それぞれのダンパーは同程度の耐力を有し併せて間柱型試験体、ブレース型試験体と同程度になるように設定している。

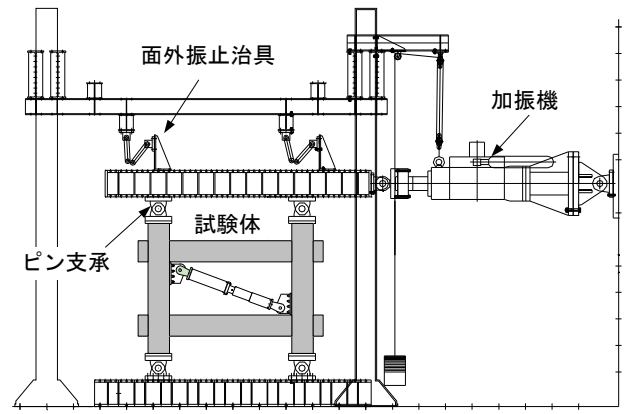


図-9 試験概要

3.3 実験方法

実験は、いずれの試験体も図-9に示すように柱下部のピン支承を反力床に固定し柱上部のピン支承に加力梁を取り付け加振機(±300mm、±1000kN)により载荷を行った。上下のピン支承ともピンの位置はほぼ上下階柱高さの中央としている。試験体架構の基本的性状把握するためブレース型試験体については軟塑性ダンパーを組み込む前に架構のみで動的実験を行った。

3.4 加振波

加振は基本性状を把握するため正弦波加振と地震応答時の性能を確認するため、解析により得られた建物の層間変形波形による加振を行った

a. 正弦波

加振波形は正弦波8波とし漸増2波+定常4波+漸減2波とする。周期は想定した高層RC造建物の1次固有周期2.5秒とする。加振波波形を図-10(a)に示す。加振する振幅レベルは層間変形角をパラメータとして1/800, 1/400, 1/200, 1/150, 1/100, 1/67, 1/50とする。ブレース型試験体における架構のみの加振については架構の損傷を避けるためほぼ弾性域範囲と考えられる層間変形角1/800, 1/300で加振を行った。

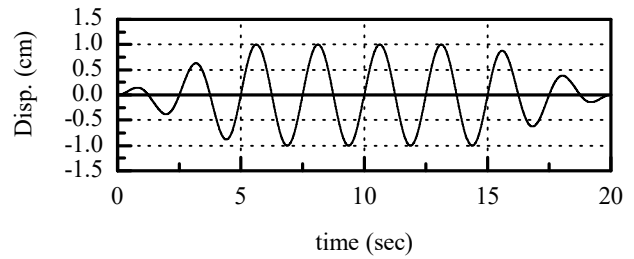
b. 応答波

想定建物に地震波が入力した時の応答計算を実施し層間変位が大きくなる中間階における層間変位波形で加振を行った。加振する振幅レベルは最大値が層間変形角1/100となるようにした。

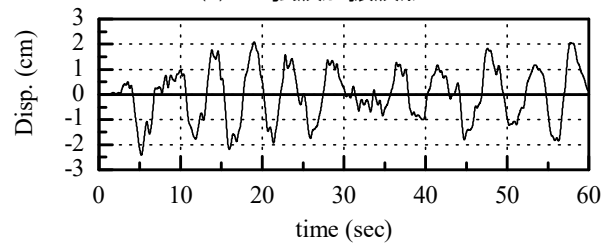
3.5 実験結果

a. 正弦波加振

各層間変形角における等価減衰定数を表-3、図-11に示す。等価減衰定数の算定は正弦波定常4波中3波目の履歴により算定した。架構のみの場合について1/300より大きなケースはブレース型試験体の結果



(a) 正弦波加振波形



(b) 地震応答波

図-10 加振波

表-3 等価減衰一覧

	1/800	1/400	1/200	1/100
架構のみ	0.030	0.027	(0.027)	(0.069)
間柱型	0.096	0.088	0.074	0.150
ブレース型	0.028	0.040	0.092	0.153
併用型	0.035	0.098	0.152	0.190

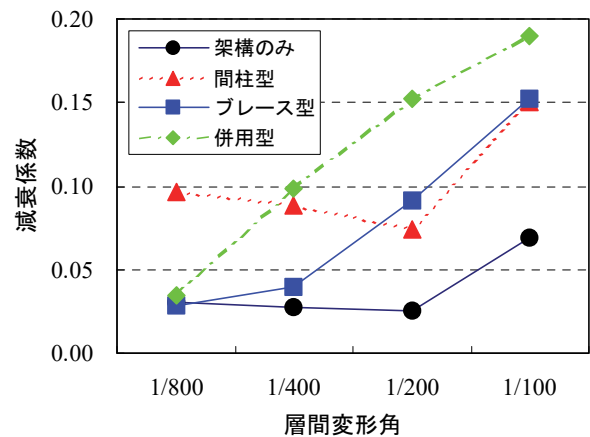
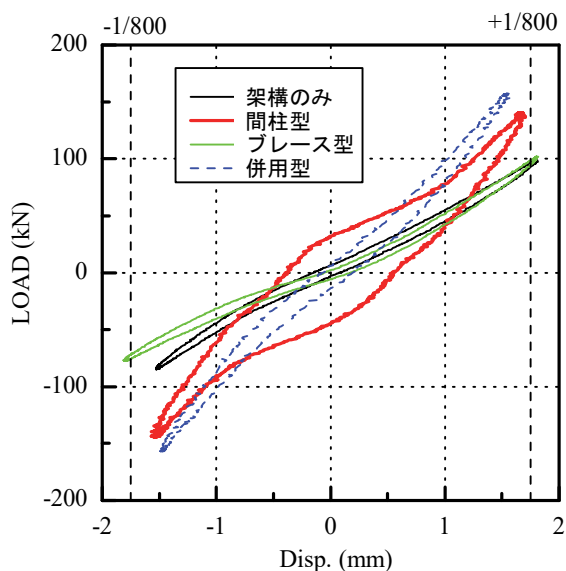
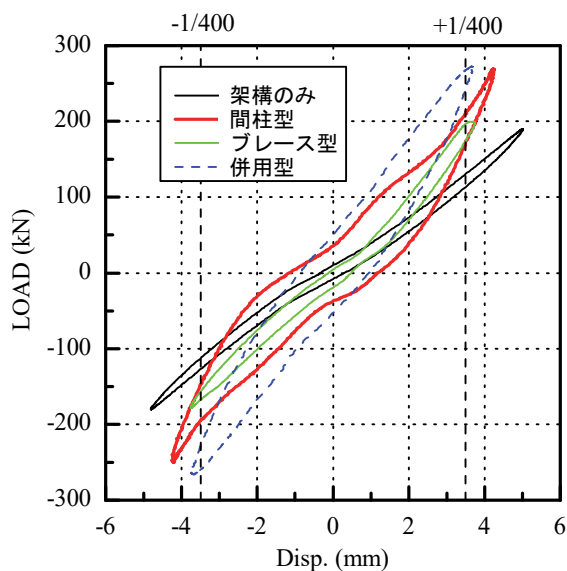


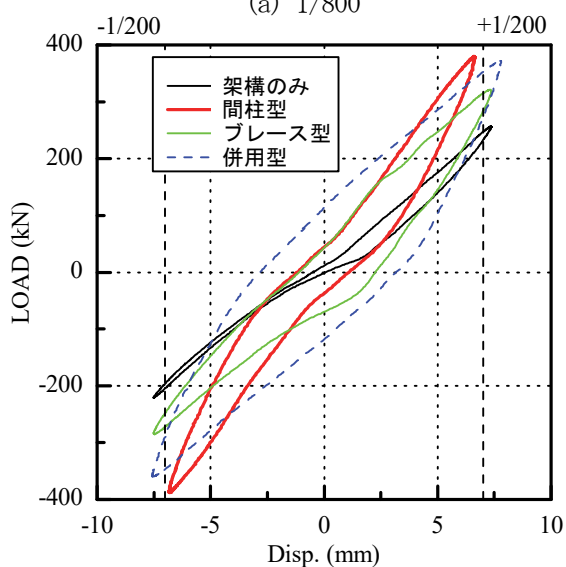
図-11 層間変形角-減衰定数



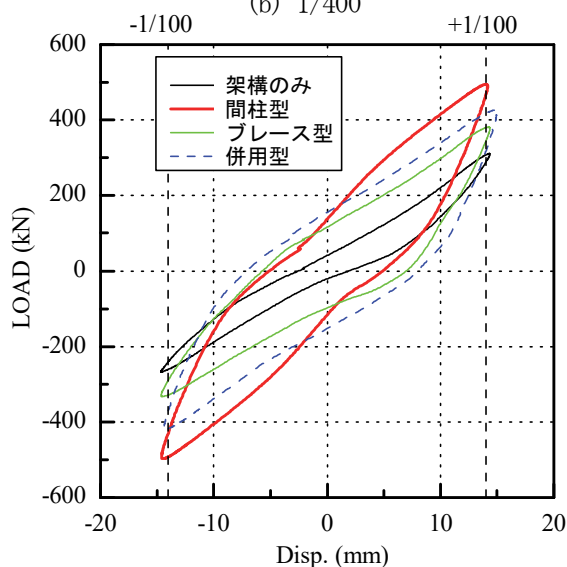
(a) 1/800



(b) 1/400



(c) 1/200



(d) 1/100

図-12 正弦波加振結果

よりダンパーによる減衰力を除いたものを用いた。間柱型弾塑性ダンパーでは層間変形角 1/800 で  $h=0.096$  と他のダンパーに比べ減衰性能が大きい、その後 1/200 まで漸減し 1/100 で大きくなっている。ブレース型軟塑性ダンパーは層間変形角 1/400 程度までは小さいがそれ以上では振幅の増大と共に大きくなっている。併用型ダンパーは振幅の増大と共に大きくなっていることが分かる。図-12 に各層間変形角における層間変形と架構の荷重を示す。図中には正弦波定常4波中3波目の履歴を示している。間柱型弾塑性ダンパーは層間変形の増大と共に相対的に全体の剛性が大きくなっている。

b. 応答波加振

間柱型弾塑性ダンパーの応答波加振における層間変

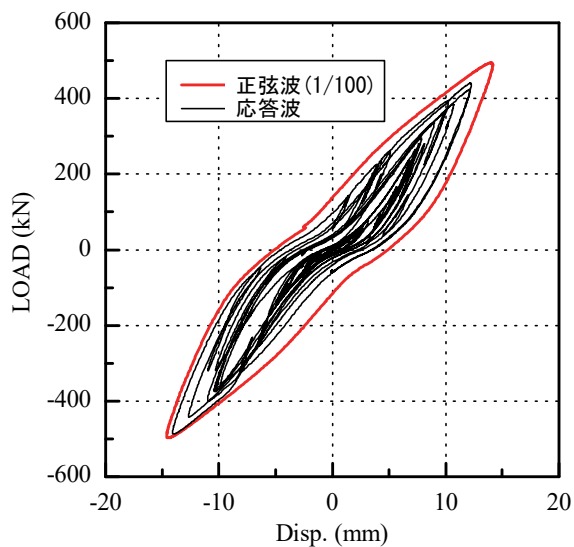


図-13 応答波加振

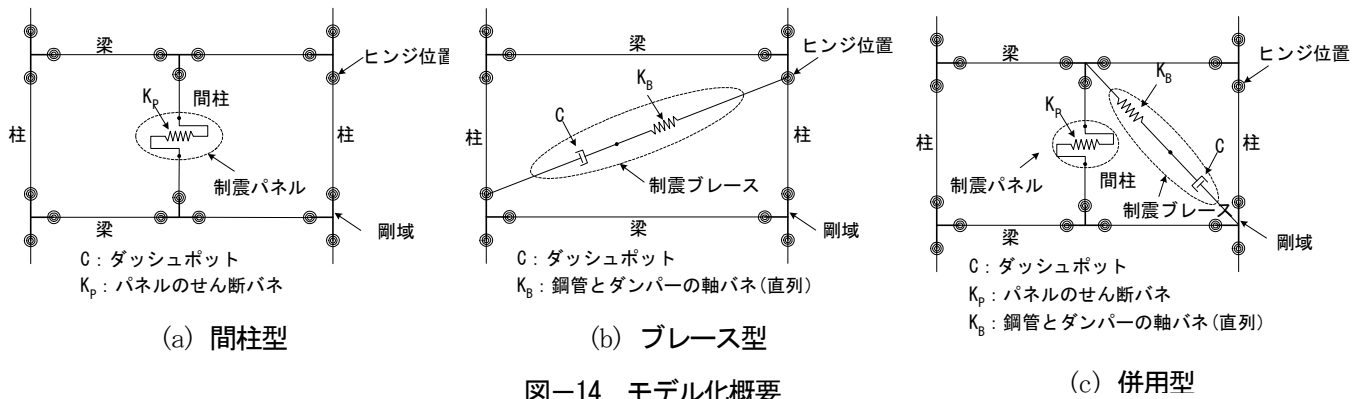


図-14 モデル化概要

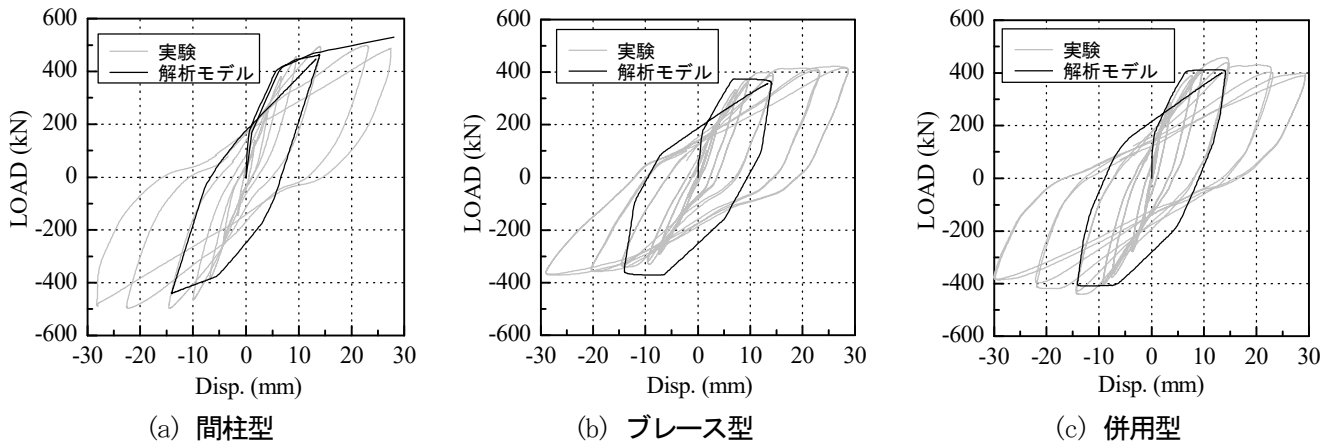


図-15 解析モデルと実験結果

位と架構の荷重を図-13 に示す。図中併せて示した正弦波加振における層間変形角 1/100 の履歴と同程度の履歴性能を示している。

#### 4. 解析モデル

図-14 に各試験体の解析モデルを示す。間柱型は梁中央に上間柱と下間柱を剛接し弾塑性ダンパーをトリリニアモデルとした。ブレース型は柱ヒンジ位置を制震ダンパーの作用軸としブレース鋼管部とダンパー部はマクスウェルモデルとした。併用型は両者の併用であるが、ブレース型ダンパーについては柱梁接合部中心と間柱梁接合部中心を結ぶ軸を作用軸としてモデル化した。各モデルの正弦波加振における層間変形角 1/100 の 1+1/4 波までの解析結果と実験結果を合わせて図-15 に示す。実験結果については正弦波定常加振の 1 波目と 2 波目を示した。

解析モデルと比較して実験結果では変形が正側から負側なる近傍でスリップ性状を示しているが、これは解析モデルでは接合部を剛域としているが、実験ではそれまでの加振により接合部等が損傷を受けているた

めと考えられる。

#### 5. まとめ

鉄筋コンクリート造建物に制震デバイスを適用するため動的架構実験を行い減衰性能を把握した。

制震デバイスの適用に当たってはブレース型と間柱型を併用した場合、微小変形時から大変形時まで安定して減衰性能を発揮した。

#### 6. おわりに

今後は実施物件対応に向けての資料を充実させたい。

#### 【参考文献】

- 1) 岸本 剛他「長尺型制震ブレースの開発」、奥村組技術研究年報、No. 27, pp. 67~72, 2001
- 2) 岸本 剛他「弾塑性ダンパーの S 造モデル建物への適用」、奥村組技術研究年報、No. 24, pp. 61~66, 1998

# F<sub>c</sub>=70N/mm<sup>2</sup>級外殻PCa柱の構造特性と 外殻PCa柱の変形性能評価

細矢 博\*

## 1. はじめに

前報<sup>1)</sup>では、F<sub>c</sub>=100N/mm<sup>2</sup>級のコンクリートと、柱主筋にσ<sub>y</sub>=685N/mm<sup>2</sup>、横補強筋にσ<sub>wy</sub>=785、1275 N/mm<sup>2</sup>級の高強度鉄筋を用いた外殻PCa柱の構造性能について報告した。本報では引き続き、コンクリートにF<sub>c</sub>=70N/mm<sup>2</sup>級、柱主筋にσ<sub>y</sub>=490N/mm<sup>2</sup>、横補強筋にσ<sub>wy</sub>=785N/mm<sup>2</sup>級の高強度鉄筋を用いた軸力比(η)にして0.55相当の高軸力を受ける外殻PCa柱の構造性能について検討した。また、当社ならびに他の研究機関が行った加力実験における外殻PCa柱試験体を対象に、横補強筋量と限界変形角との関係を整理し評価式を提案した。さらに、在来工法によるRC柱試験体を対象に、その評価式の適用性についても検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、形状・寸法、配筋の例を図-1に示す。試験体は、超高層建物の下層階の柱を対象とし、曲げ破壊型に計画した外殻PCa柱3体である。このうちNo.2は、図-1に示すように2体の外殻PCaを連結し、階高が高い建物の柱に使用した場合を想定したもので、連結部には横補強筋と同種同径の横補強筋をさらに1段追加して配筋している。

### 2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2、表-3に示す。材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度の実測値は、F<sub>c</sub>85の外殻PCaでは84.3N/mm<sup>2</sup>であった。F<sub>c</sub>70の後打ちコンクリートでは63.4N/mm<sup>2</sup>であった。柱主筋にはD16(SD490)、横補強

筋にはK6(KW785)のスパイラル筋を用いた。

### 2.3 加力方法

建研式加力装置を用い、油圧ジャッキにより、一定軸力を加えた状態で、水平方向に正負交番漸増繰返し加力を行い、試験体の柱区間に逆対称曲げモーメントを作用させた。加力サイクルは、原則として、層間変形角(R)でR=±(1/400、1/200、1/100、1/67、1/50rad)を各2回繰返し、その後、強度の低下度合いを勘案してR=±(1/33、1/25、1/20rad)の加力を行った。導入した軸力(N)は、表-1の脚注に示す軸力比(η)にして0.55相当である。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

ひび割れ状況を写真-1に示す。層間変形角が1/167~1/100radの段階で縦ひび割れが中間主筋沿いに発生し、材端部ではコンクリートの圧壊が拡大した。R=1/167~1/67radで降伏ヒンジが形成され、最大強度に至った。また、R=1/33rad~1/25 rad で柱隅角部近

表-1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3
目標破壊形式	曲げ圧縮破壊型		
外殻PCaの種類	流し込み成形外殻PCa		
柱高さ	1080		
柱幅×柱成	B×D(mm) 300×300		
外殻PCaコンクリート	f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 85		
後打ちコンクリート	f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 70		
柱主筋	ρ <sub>g</sub> (%) 12-D16, 2.65		
柱主筋の種類	σ <sub>y</sub> SD490		
帯筋	配筋	4-K6 @31	4-K6 @40
	ρ <sub>w</sub> (%)	1.29	1.00
帯筋の種類	σ <sub>wy</sub>	KW785	
p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub> *	(N/mm <sup>2</sup> )	10.1	7.85
軸力比	η	0.55	
軸力	N(kN)	3163	
変動実験因子	p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub>	p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub> PCaを連結	p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub>

η = N / [0.85 min(f<sub>c</sub>, iσ<sub>B</sub>) (B・D - A<sub>g</sub>) + σ<sub>y</sub>・A<sub>g</sub>]、f<sub>c</sub>: 外殻PCaコンクリート設計基準強度、f<sub>c</sub>: 後打ちコンクリート設計基準強度、iσ<sub>B</sub>: 加力前の後打ちコンクリート圧縮強度実測値(61.5N/mm<sup>2</sup>)、A<sub>g</sub>: 柱主筋断面積、\*: 規格降伏強度を用いた計画時の値

\*技術研究所

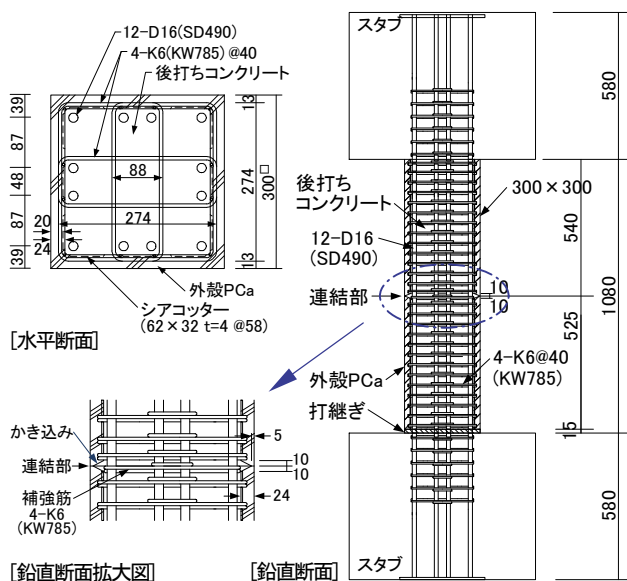


図-1 試験体の形状・寸法および配筋例 (No. 2)

傍の被りコンクリートがほぼ全長に渡り剥落した。

外殻PCaを2体連結したNo.2では、外殻PCaのかぶりコンクリートが剥落し始める $R=1/33$ radに至るまで、連結部でひび割れは拡大しなかった。

### 3.2 柱せん断力と層間変形角との関係

柱せん断力(Q)ー層間変形角(R)曲線例を図-2に、正側加力時のQーR曲線の包絡線を図-3に示す。横補強筋量( $P_w \sigma_{wy}$ )の実測値が $9.2 \text{ N/mm}^2$ 以上のNo.1、No.2では、QーR曲線は紡錘形でエネルギー吸収力に富み、さらに最大強度発生以降も急激な荷重の低下はみられず、安定した復元力特性を示した。それ以下の横補強筋量であるNo.3では、最大強度発生以降、材端部のコンクリートの圧壊、ならびに縦ひび割れの拡大に伴う荷重の低下が大きかった。

### 3.3 限界変形角と横補強筋量との関係

限界変形角( $R_u$ )の実験値を表-4に示す。なお、限界変形角は、図-4に示すように、第1サイクルのQーR曲線の包絡線上で、荷重が最大強度の80%に低下したときの層間変形角と定義した。また、限界変形角の正負両方向の実験値の平均値と横補強筋量との関係を既往の実験結果<sup>1), 5)</sup>も含め図-5に示す。試験体数が少ないものの、本実験結果( $F_c 70$ シリーズ)ならびに

表-2 コンクリート材料試験結果

部位	設計基準強度 $F_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮強度 $s \sigma_B, c \sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮強度時ひずみ度 $\epsilon_{c0}$ ( $\times 10^{-6}$ )	弾性係数 $E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	引張強度 $\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )
外殻PCa	85	84.3	2940	39.1	4.40
後打ち	70	63.4	2600	34.0	3.88

等価コンクリート強度( $\sigma_B$ ):  $\sigma_B = 69.6 \text{ N/mm}^2$

ここで、 $\sigma_B = (A_c \cdot \sigma_B + A_s \cdot \sigma_s) / (A_c + A_s)$

$A_c$ : 外殻PCaコンクリート断面積、 $A_s$ : 後打ちコンクリート断面積、

$s \sigma_B$ : 外殻PCaコンクリート圧縮強度、 $c \sigma_B$ : 後打ちコンクリート圧縮強度

表-3 鉄筋材料試験結果

部位	呼び名	種類の記号	降伏強度 $\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏ひずみ度 $\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	引張強度 $\sigma_u$ ( $\text{N/mm}^2$ )	伸び (%)
柱主筋	D16	SD490	543	2650	733	16
横補強筋	K6	KW785	918	4480	918	15

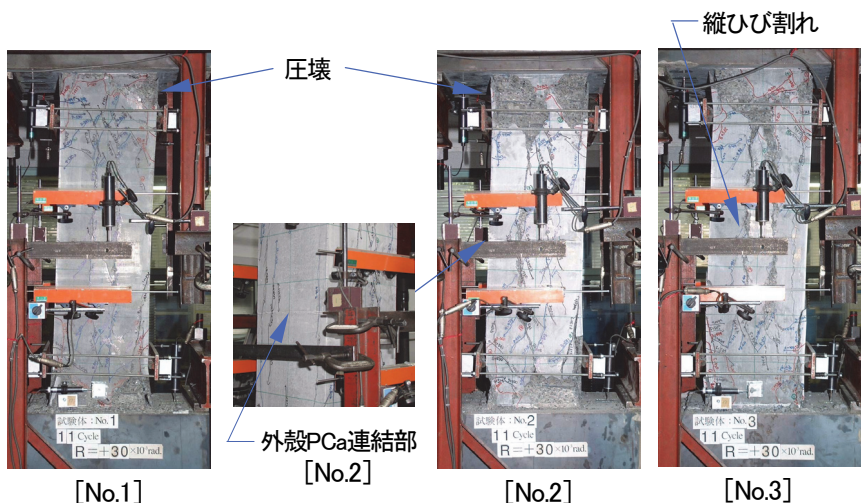


写真-1 破壊状況

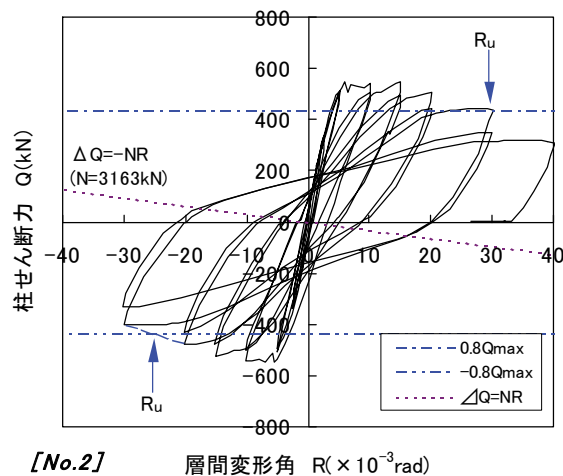


図-2 柱せん断力ー層間変形角曲線例

既往の実験結果( $F_c 100$ シリーズ)とも、 $R_u$ は $p_w \sigma_{wy}$ と線形関係にあるといえる。この横補強筋量を、表-2の



脚注に示すように外殻PCaコンクリート強度と後打ちコンクリート強度から断面積比に応じて求めた等価コンクリート強度( $e\sigma_B$ )と、軸心力度( $\sigma_0 = N/(BD)$ )で基準化すると、**図-6**、**図-7**に示す通り相関関係が認められる。このうち、より強い相関関係がみられる $R_u$ —

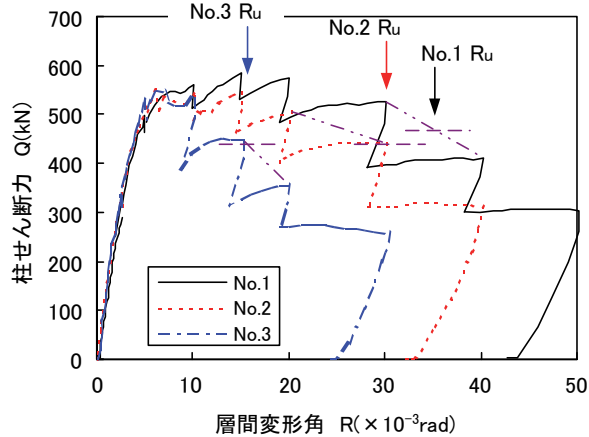


図-3 Q-R曲線の包絡線

表-4 実験値ならびに計算値

項目		試験体名	No.1	No.2	No.3	
実験値	破壊形式	曲げ圧縮破壊				
	等価コンクリート強度	$e\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	69.6	69.6	69.6	
	横補強筋量	$p_w\sigma_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	11.8	9.18	6.43	
	限界変形角	$R_u^{*1,*2}$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	A 35.2	29.8	15.7	
計算値	曲げ強度	ACI式	ACIQ <sub>mu</sub> <sup>*3</sup> (kN)	C 469	469	469
		NZ式	NZQ <sub>mu</sub> <sup>*4</sup> (kN)	D 438	438	438
	せん断	靱性保証式(A)	CEBQ <sub>su</sub> <sup>*5</sup> (kN)	E 895	831	736
		靱性保証式(B)	CEBefQ <sub>su</sub> <sup>*6</sup> (kN)	F 829	765	689
	せん断余裕度	CEBefQ <sub>su</sub> /ACIQ <sub>mu</sub>	E/D	1.91	1.77	1.57
	実験値/計算値	Q <sub>max</sub> /ACIQ <sub>mu</sub>	B/C	1.24	1.17	1.17
B/D			1.33	1.25	1.25	
Q <sub>max</sub> /CEBQ <sub>su</sub>		B/E	0.65	0.66	0.75	
		B/F	0.70	0.72	0.80	

\*1: Q-R曲線の包絡線上で荷重が最大強度の80%に低下したときの層間変形角、\*2: 正加力時、\*3: ACIストレスブロック法、\*4: NZストレスブロック法、\*5: 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、CEBのコンクリート有効圧縮強度係数 [ $v_0 = 1.7 \cdot \sigma_B^{0.33}$ ] を適用、\*6: 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、CEBのコンクリート有効圧縮強度係数、ならびに New RC設計ガイドラインの横補強筋有効降伏強度式 [ $\sigma_{wy} = 1.25 \sqrt{v_0 \cdot \sigma_B}$ ] を適用、ここで、コンクリートの圧縮強度は等価コンクリート圧縮強度 [ $e\sigma_B$ ] (共通)

$p_w\sigma_{wy}/\sigma_0$  関係の回帰式を求めると、同図内に示す式で表され、決定係数( $R^2$ )は0.95であった。これにより、実験試験体の条件下では、おおよそ  $p_w\sigma_{wy}/e\sigma_B > 0.1$ 、 $p_w\sigma_{wy}/\sigma_0 > 0.22$  の横補強筋量を配筋すると、1/50rad以上の $R_u$ を確保できるといえる。

### 3.4 最大強度の実験値と計算値との関係

最大強度の実験値と計算値を表-4に、それらの関係を**図-8**に示す。なお、同図中には既往の実験結果<sup>1)</sup>も併せて示している。ここで、曲げ強度の計算値はACI式<sup>2)</sup>、New Zealand式<sup>3)</sup>から算出した。せん断強度の計算値は、靱性保証型耐震設計指針のせん断強度式<sup>4)</sup>に、コンクリートの圧縮強度有効係数としてCEB式<sup>4)</sup>を、横補強筋の降伏強度として、材料試験から得られた降伏強度の実測値、ならびにNew RC設計ガイドラインの有効降伏強度式<sup>5)</sup>から得られた降伏強度を用いて算出した。各試験体とも曲げ圧縮破壊したので、最大強度について、曲げ強度の計算値と実験値とを比較すると、

ACI式による曲げ強度の計算値は実験値に対して15~25%程度、NZ式による計算値は実験値に対して25~35%程度安全側に評価した。NZ式は、コンクリート強度が100N/mm<sup>2</sup>以上の領域では、前報で報告したように精度が良かったものの、70 N/mm<sup>2</sup>程度の領域では、曲げ強度を過小に評価する傾向にあるといえる。

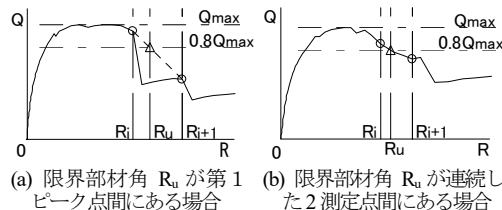


図-4 限界変形角の求め方

※ ここで、限界変形角( $R_u$ )は、正負両方向加力時での平均値をとった。(軸力比( $\eta$ ): 0.55)

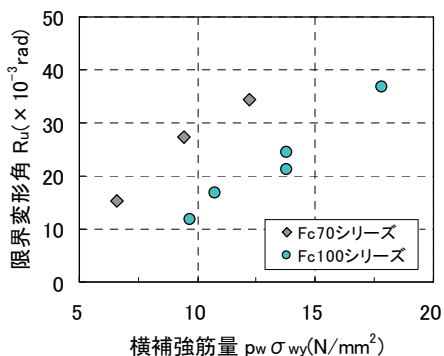


図-5  $R_u$ — $p_w\sigma_{wy}$  関係

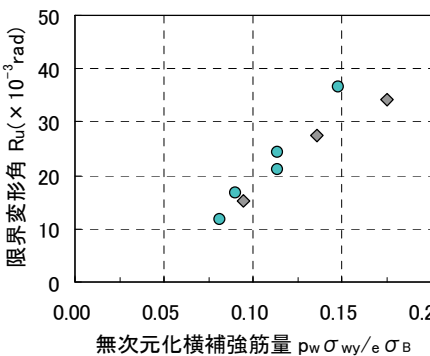


図-6  $R_u$ — $p_w\sigma_{wy}/e\sigma_B$  関係

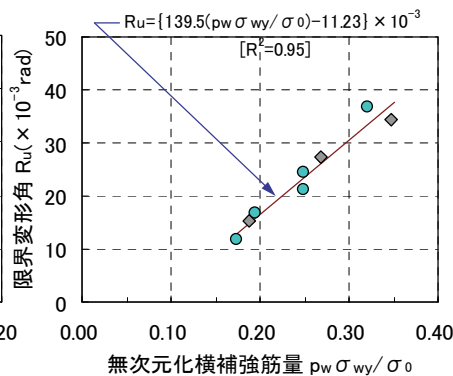


図-7  $R_u$ — $p_w\sigma_{wy}/\sigma_0$  関係

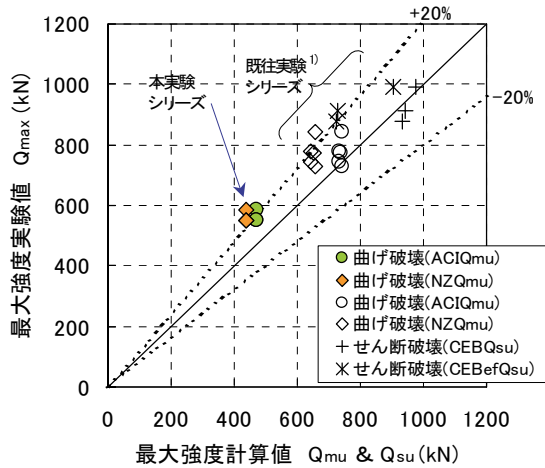


図-8 最大強度の実験値と計算値との関係

#### 4. 限界変形角の評価方法

##### 4.1 対象試験体

前節では限界変形角と横補強筋とは相関関係が認められることを述べたが、超高層建物の柱では、変形

性能、すなわち限界変形角の評価法が最も重要なことからの一つであるので、本節では、前節の知見をもとに、先ず、当社のほか、他の研究機関も含め、既往の外殻PCa柱の加力実験試験体<sup>1)~9), 16)</sup>を対象に、限界変形角の評価式について検討した。さらに、得られた評価式に関し、在来工法による一体打ちRC柱<sup>10)~15)</sup>への適用性についても検討した。

検討対象の試験体は、外殻PCa柱が25体、在来一体打ちRC柱試験体が30体の合計55体であり、いずれも破

表-6 対象試験体の主要な諸元の範囲

項目	記号	単位	範囲
試験体数	n		55
外殻PCa柱試験体	p <sup>n</sup>	体	25
RC柱試験体	R <sup>n</sup>		30
等価コンクリート強度	$e \sigma_B$	N/mm <sup>2</sup>	36.6~149
柱主筋降伏強度	$\sigma_y$		329~751
横補強筋降伏強度	$\sigma_{wy}$		315~1455
軸応力度	$\sigma_0 = N/(BD)$		2.95~89.2
軸力比	$e \eta = N/(BD_e \sigma_B)$	-	0.08~0.64
柱高さ成比	H/D	-	2.4~4.6

N:軸力, B:柱幅, D:柱成, H:柱高さ

表-5 対象試験体の諸元(1)

種別	試験体	B×D (B,D 同一) (mm)	柱内法高さ H (mm)	外殻PCaコンクリート強度 <sub>e</sub> σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	後打ちコンクリート強度 <sub>e</sub> σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	等価コンクリート強度 <sub>e</sub> σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	柱筋配筋	横補強筋配筋	主筋降伏強度 σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	横補強筋比 (%)	横補強筋降伏強度 σ <sub>wy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	P <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	限界変形角 (正方向) R <sub>u</sub> (×10 <sup>-3</sup> rad)	最大強度 C <sub>max</sub> (kN)	軸力比 e η = N/(BD <sub>e</sub> σ <sub>B</sub> )	軸応力度 σ <sub>0</sub> = N/(BD) (N/mm <sup>2</sup> )	P <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub> / σ <sub>0</sub>	P <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub> / τ <sub>max</sub>	引用文献		
外殻PCa柱	PCM-3	350	1400	50.0	48.2	48.7	16-D13	SD295A	2-D6@25	SD295A	329	0.73	371	2.71	30.6	443	0.28	13.65	0.198	0.75	1)
	PC-1A	320	1020	68.4	54.9	58.8	12-D16	SD390	4-D6@35	SD390	451	1.14	449	5.12	58.0	609	0.27	16.01	0.320	0.86	2)
	PC-2	280	900	73.3	54.9	60.2	24-D13	SD390	4-D6@40	SD390	469	1.14	449	5.12	26.0	585	0.57	34.59	0.148	0.69	2)
	No.1-1	300	720	60.2	29.8	38.7	12-D13	SD390	4-D6@50	SD345	474	0.85	400	3.40	43.9	392	0.15	5.77	0.590	0.78	3)
	No.1-2	300	720	55.4	31.1	38.3	12-D13	SD390	4-D6@55	USD685	474	0.78	780	6.08	46.8	406	0.15	5.77	1.055	1.35	3)
	No.5	300	1080	78.8	44.1	54.3	12-D16	SD390	4-D6@37.5	SD390	444	1.14	577	6.58	51.9	479	0.30	16.10	0.409	1.24	3)
	No.6	280	1008	78.8	44.1	54.1	24-D13	SD390	4-D6@40	SD390	474	1.14	616	7.02	31.6	454	0.64	34.59	0.203	1.21	4)
	No.9	300	1080	45.0	47.1	46.5	20-D13	SD490	4-D6@50	USD785	475	0.85	1063	9.04	34.7	443	0.51	23.53	0.384	1.84	4)
	No.12	300	1080	73.2	56.3	61.3	20-D13	SD490	4-D6@50	USD785	475	0.85	1063	9.04	36.0	511	0.46	28.11	0.321	1.59	4)
	No.17	300	1080	92.7	79.2	83.2	20-D13	SD490	4-D6@50	USD785	475	0.85	1063	9.04	25.3	356	0.48	39.67	0.228	1.46	4)
	No.1	300	1080	135	114	120	12-D16	USD685	4-D6@31	USD1275	716	1.29	1381	17.81	38.4	775	0.46	55.51	0.321	2.07	5)
	No.2	300	1080	138	114	121	12-D16	USD685	4-D6@40	USD1275	716	1.00	1381	13.81	29.4	728	0.46	55.51	0.249	1.71	5)
	No.3	300	1080	130	114	119	12-D16	USD685	4-D6@57	USD1275	716	0.70	1381	9.67	13.0	778	0.47	55.51	0.174	1.12	5)
	No.4	300	1080	130	114	119	12-D16	USD685	4-D6@35	USD785	716	1.14	944	10.76	19.3	743	0.47	55.51	0.194	1.30	5)
	No.5	300	1080	137	114	121	12-D16	USD685	4-D6@40	USD1275	716	1.00	1381	13.81	21.2	845	0.46	55.51	0.249	1.47	5)
	No.1	300	1080	84.3	63.4	69.6	12-D16	SD490	4-D6@31	USD785	543	1.29	918	11.84	35.2	584	0.51	35.14	0.337	1.82	16)
	No.2	300	1080	84.3	63.4	69.6	12-D16	SD490	4-D6@40	USD785	543	1.00	918	9.18	29.8	549	0.51	35.14	0.261	1.50	16)
	No.3	300	1080	84.3	63.4	69.6	12-D16	SD490	4-D6@57	USD785	543	0.70	918	6.43	15.7	549	0.51	35.14	0.183	1.05	16)
	II-1	400	1600	66.2	24.7	39.6	12-D19	SD295A	2-D16@25	SD295A	358	1.92	340,364	6.76	60.0	487	0.21	8.16	0.829	2.22	6)
	II-2	400	1600	66.2	24.7	39.6	12-D19	SD295A	2-D16@25	SD295A	358	1.92	340,364	6.76	70.0	459	0.16	6.18	1.094	2.36	6)
	SF1	600	1800	52.7	29.5	36.6	12-D25	SD295A	2-D10@50	SD295A	358	0.47	353	1.66	42.0	1066	0.08	2.95	0.562	0.56	7)
	CB-P1	480	1500	51.4	32.0	40.5	12-D16	SD295A	2-D10@75	SD295A	354	0.39	364	1.42	43.0	500	0.12	4.80	0.296	0.65	8)
	No.14	400	1600	84.4	43.2	58.1	16-D19	SD490	4-RB7.1@57	USD1275	500	0.70	1451	10.16	30.0	967	0.34	19.86	0.512	1.68	9)
	No.16	400	1600	73.2	41.1	52.6	16-D19	SD490	4-RB7.1@72	USD1275	500	0.55	1451	7.98	24.0	935	0.38	19.86	0.402	1.37	9)
	No.20	400	1600	95.7	60.9	73.4	20-D19	USD685	4-RB7.1@57	USD1275	719	0.70	1451	10.16	29.0	965	0.44	32.36	0.314	1.68	9)
在来一体打ちRC柱	RCM-1	350	1400	0	48.2	48.2	16-D13	SD295A	2-D6@25	SD295A	329	0.73	371	2.71	21.9	437	0.28	13.65	0.198	0.76	1)
	RC-1A	320	1020	0	54.9	54.9	12-D16	SD390	4-D6@35	SD390	451	1.14	449	5.12	52.1	573	0.29	16.01	0.320	0.91	2)
	RC-2	280	900	0	54.9	54.9	24-D13	SD390	4-D6@40	SD390	469	1.14	449	5.12	32.8	498	0.63	34.59	0.148	0.81	2)
	UC10H	225	900	0	113	113	12-D10	SD345	4-U5.1@45	USD1275	393	0.77	1415	10.95	10.0	328	0.62	70.29	0.156	1.69	10)
	UC15H	225	900	0	113	113	12-D10	SD345	4-U6.4@45	USD1275	393	1.19	1424	16.87	20.0	358	0.62	70.29	0.240	2.39	10)
	UC20H	225	900	0	113	113	12-D10	SD345	4-U6.4@45	USD1275	393	1.52	1424	21.70	30.0	401	0.62	70.29	0.309	2.74	10)
	No.4	250	1000	0	62.6	62.6	12-D13	SD345	4-D6@50	SD295A	404	1.01	315	3.18	12.9	365	0.60	37.54	0.085	0.54	10)
	No.5	250	1000	0	62.6	62.6	12-D13	SD345	4-φ5@40	USD785	404	0.78	833	6.49	18.3	358	0.60	37.54	0.173	1.13	10)
	No.6	250	1000	0	62.6	62.6	12-D13	SD345	4-U5.1@45	USD1275	404	0.70	1361	9.53	22.7	354	0.60	37.54	0.254	1.68	10)
	No.7	250	1000	0	75.9	75.9	12-D13	SD345	4-φ5@35	USD785	404	0.90	833	7.49	22.7	351	0.57	43.26	0.173	1.33	10)
	No.8	250	1000	0	75.9	75.9	12-D13	SD345	4-U5.1@35	USD1275	404	0.90	1361	12.25	31.5	373	0.57	43.26	0.283	2.05	10)
	105	250	1000	0	115	115	12-D13	USD685	4-U5.1@35	USD1275	404	0.70	1278	9.00	15.7	475	0.60	68.94	0.131	1.19	11)
	101	250	1000	0	115	115	12-D13	USD685	4-U5.1@35	USD1275	404	0.90	1278	11.50	20.2	563	0.60	68.94	0.167	1.28	11)
	104	250	1000	0	115	115	12-D13	USD685	4-U5.1@35	USD1275	404	1.20	1371	15.30	36.2	567	0.60	68.94	0.222	1.69	11)
	102	250	1000	0	115	115	12-D13	USD685	4-U5.1@35	USD1275	404	0.90	1278	11.50	36.3	570	0.60	68.94	0.167	1.26	11)
	201	250	1000	0	149	149	12-D13	USD685	4-U5.1@35	USD1275	404	0.90	1278	11.50	27.8	488	0.60	89.16	0.129	1.47	11)
	106	250	1000	0	115	115	12-D13	USD685	4-U5.1@45	USD1275	404	0.70	1278	9.00	32.9	520	0.40	45.96	0.196	1.08	11)
	C102	260	1196	0	104	104	16-D13	SD490	4-D6@52	USD785	639	0.95	1109	10.54	30.4	453	0.50	52.00	0.203	1.57	12)
	C103	260	1196	0	104	104	16-D13	SD490	4-D6@35	USD785	639	1.43	1109	15.86	48.5	482	0.50	52.00	0.305	2.22	12)
	C62	260	1196	0	61.8	61.8	16-D13	SD490	4-D6@52	USD785	639	0.95	1109	10.54	54.0	411	0.57	30.90	0.341	1.73	12)
	C63	260	1196	0	63.4	63.4	16-D13	SD490	4-D6@35	USD785	639	1.43	1109	15.86	76.9	426	0.56	31.70	0.500	2.52	12)
	C82	260	1196	0	86.1	86.1	16-D13	SD490	4-D6@52	USD785	639	0.95	1109	10.54	40.0	420	0.52	43.05	0.245	1.70	12)
	No.1	350	1540	0	92.7	92.7	12-D19	USD685	4-U6.4@45	USD1275	740	0.76	1449	11.01	39.8	776	0.40	30.59	0.360	1.74	13)
	No.2	350	1540	0	92.7	92.7	12-D19	USD685	4-U6.4@45	USD1275	740	0.76	1449	11.01	43.2	819	0.40	30.59	0.360	1.65	13)
	No.4	350	1540	0	89.8	89.8	12-D19	USD685	4-U6.4@45	USD1275	740	1.22	932	11.37	49.1	847	0.41	30.53	0.372	1.64	13)
	CN-1	350	1000	0	58.6	58.6	12-D16	SD490	4-D10@70	USD785	558	1.16	868	10.07	50.0	847	0.33	17.59	0.572	1.46	14)
	No.1	350	1400	0	121	121	12-D19	USD685	4-U6.4@42	USD1275	716	0.82	1455	11.93	48.2	941	0.30	36.79	0.324	1.55	15)
	No.2	350	1400	0	121	121	12-D16	USD685	4-U6.4@46	USD1275	751	0.75	1455	10.91	41.4	872	0.29	35.14	0.311	1.53	15)
	No.3	350	1400	0	79.0	79.0	12-D19	SD490	4-D6@48	USD785	531	0.75	993	7.45	49.5	737	0.31	24.65	0.302	1.24	15)
	No.4	350	840	0	121	121	12-D16	USD685	4-U6.4@38	USD1275	751	0.90	1455	13.10	24.8	1349	0.29	35.14			

壊モードは曲げ破壊である。試験体の諸元一覧を表-5に、それらの主要な諸元の範囲を表-6に示す。

表-5から、試験体のコンクリート強度は、149 N/mm<sup>2</sup>の超高強度、柱主筋はUSD685、横補強筋はUSD1275の領域まで含まれていることがわかる。また、大部分の試験体は副横補強筋(中子筋)を有し、その試験体の比率は、外殻PCa柱では88%、一体打ちRC柱では97%であることがわかる。外殻PCaコンクリートの厚さと柱成との関係、外殻PCaコンクリート強度と後打ちコンクリート強度との関係、横補強筋強度と後

打ちコンクリート強度との関係を図-9に示す。これらの図から、外殻PCaの厚さは柱成のおおよそ10%内外であること、外殻PCaコンクリート強度は後打ちコンクリート強度に概ね連動し、かつ後打ちコンクリート強度より0~40N/mm<sup>2</sup>程度高いこと、横補強筋降伏強度は、後打ち打ちコンクリート強度の上昇に伴い上昇している傾向はみられるものの、強い相関関係はなく広く分布していることがわかる。

#### 4.2 限界変形角と諸因子との関係

限界変形角( $R_u$ )と軸力比( $e \eta = N/(B D_e \sigma_B)$ )との関係を

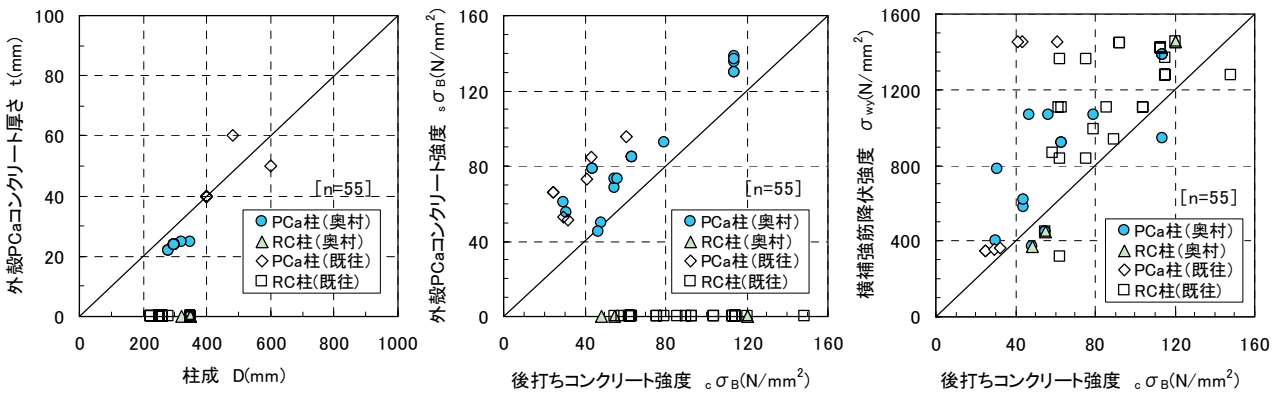


図-9 対象試験体の諸元(2)

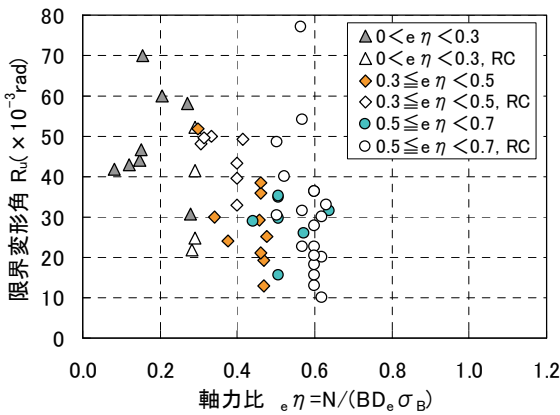


図-10  $R_u - \eta = N/(B D_e \sigma_B)$ 関係

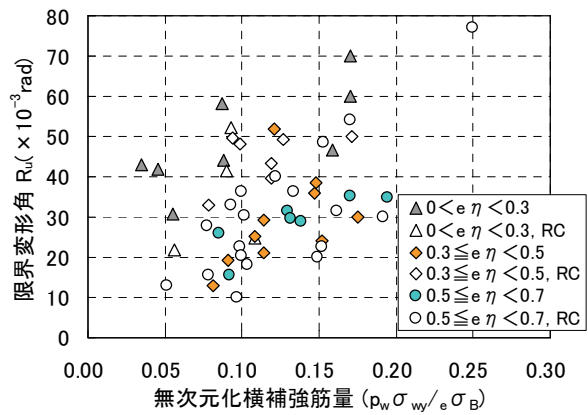


図-11  $R_u - \rho_w \sigma_w / e \sigma_B$ 関係

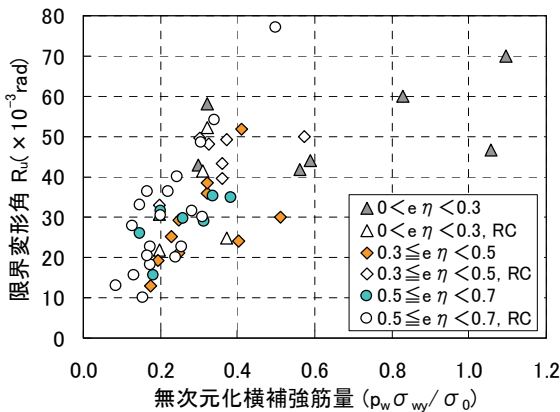


図-12  $R_u - \rho_w \sigma_w / \sigma_0$ 関係

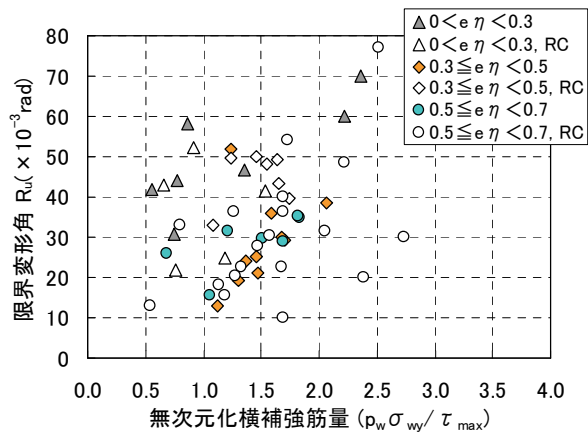


図-13  $R_u - \rho_w \sigma_w / \tau_{max}$ 関係

図-10に示す。また、限界変形角と横補強筋量を等価コンクリート強度( $\epsilon \sigma_B$ )で無次元化した値との関係を図-11に、限界変形角と横補強筋量を軸応力度( $\sigma_0$ )で無次元化した値との関係を図-12に、限界変形角と横補強筋量を最大強度時のせん断応力度( $\tau_{max}$ )で無次元化した値との関係を図-13に示す。

図-10から、 $\epsilon \eta$ が増大すると $R_u$ が低下する傾向にあることわかる。図-11から、 $p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B$ が増大すると $R_u$ が増大する傾向が幾分みられるが、図-6に示すほど強い相関関係にはないことがわかる。これは、 $R_u$ は主として $p_w \sigma_{wy}$ に依存して変動するため、 $\epsilon \sigma_B$ が同一もしくはその範囲が狭い場合には、 $\epsilon \sigma_B$ で基準化しても $R_u$ - $p_w \sigma_{wy}$ 関係に相関がみられるが、 $\epsilon \sigma_B$ が変動して広く分布する場合にはその傾向は緩和され、 $R_u$ と $p_w \sigma_{wy}$ の関係にバラツキが発生するためである。一方、図-12から、 $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ が増大すると $R_u$ は増大する傾向が認められる。なお、この $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ は、図-11の無次元化横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B$ )をその試験体が受ける軸応力度レベル、すなわち軸力比( $\eta \epsilon = \sigma_0/\epsilon \sigma_B$ )でさらに規準化したものという意味合いを有している。また、図-13から、 $R_u$ と $p_w \sigma_{wy}/\tau_{max}$ とは相関関係は認められず、入力せん断力に対する横補強筋量は、 $R_u$ にさほど影響を与えないことがわかる。

### 4.3 限界変形角の評価式

限界変形角は無次元化横補強筋量に影響を受けることが図-12により認められたので、先ず、外殻PCa柱のみを対象に、 $R_u$ と無次元化横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B$ )( $\eta \epsilon = \sigma_0/\epsilon \sigma_B$ )、すなわち( $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ )との関係を図-14に示し、これより最小自乗法を用いて回帰式を求め

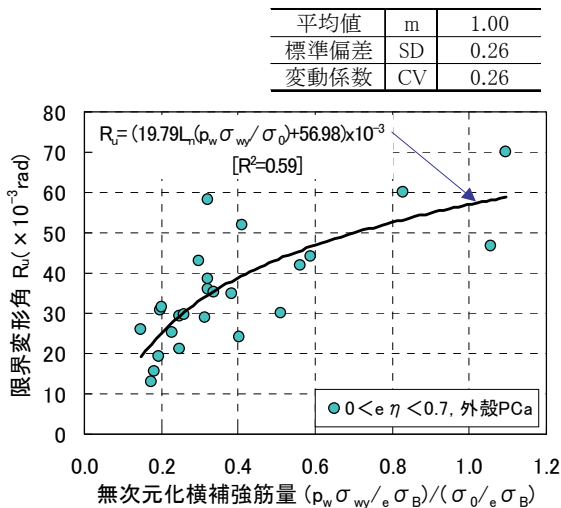


図-14  $R_u$ - $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係回帰式

ると式(1)が得られる。決定係数( $R^2$ )は0.59であり幾分バラツキがみられるものの、変動傾向をとらえている。

$$R_u = (19.79 \ell_n (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) + 56.98) \times 10^3 \quad (rad) \quad (1)$$

この式(1)は、 $0.148 \leq p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 \leq 1.094$ の範囲で、外殻PCa柱の限界変形角の中央値を評価する式であるが、工学的判断のもと、実務上用い易いように中央値評価式として式(2)、式(3)を設定する。

$0 < p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 0.15$ のとき

$$R_{cu} = 110 (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) \times 10^3 \quad (rad) \quad (2)$$

$0.15 \leq p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 1.2$ のとき

$$R_{cu} = (20 \ell_n (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) + 54.44) \times 10^3 \quad (rad) \quad (3)$$

また、外殻PCa柱の限界変形角の下限值(中央値の70%)を評価できるように式(4)、式(5)を設定する。

$0 < p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 0.15$ のとき

$$R_{cu} = 77 (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) \times 10^3 \quad (rad) \quad (4)$$

$0.15 \leq p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 1.2$ のとき

$$R_{cu} = (14 \ell_n (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) + 38.11) \times 10^3 \quad (rad) \quad (5)$$

次に、これら式(2)~式(5)の適用性を検証するため、外殻PCa柱<sup>[1]-[9], [16]</sup>の他に在来工法による一体打ちRC柱<sup>[10]-[15]</sup>を含めた試験体の $R_u$ - $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係を図-15に示し、それに式(2)~式(5)の曲線を図示する。また、実験値と式(2)、式(3)による計算値との関係を図-16に、同式による計算値に対する実験値の比と無次元化横補

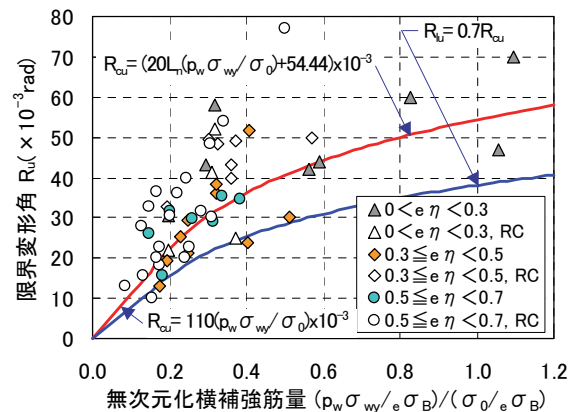


図-15  $R_u$ - $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係式(中央値、下限値)

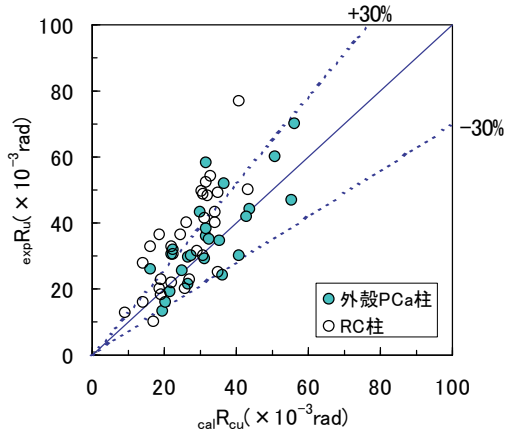


図-16 実験値( $\exp R_u$ )と計算値( $\text{cal} R_{cu}$ )との関係(中央値)

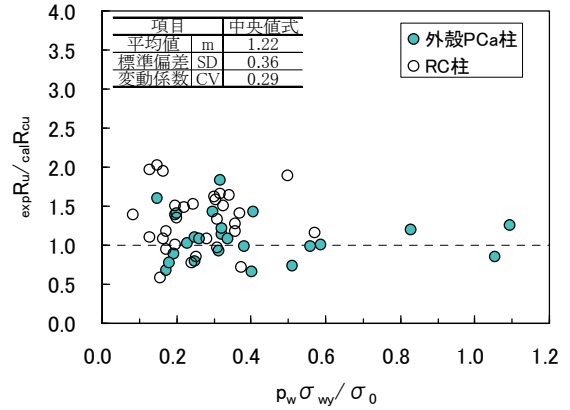


図-17  $\exp R_u / \text{cal} R_{cu} - p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  関係

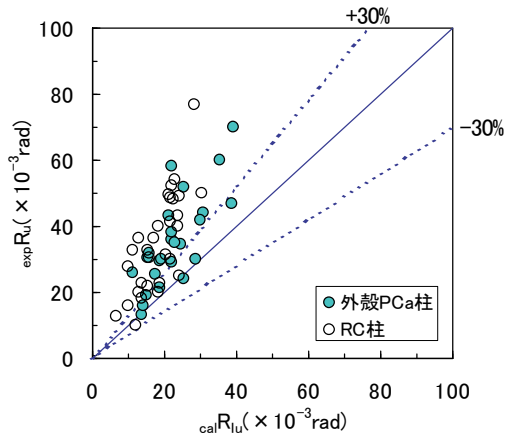


図-18 実験値( $\exp R_u$ )と計算値( $\text{cal} R_{lu}$ )との関係(下限値)

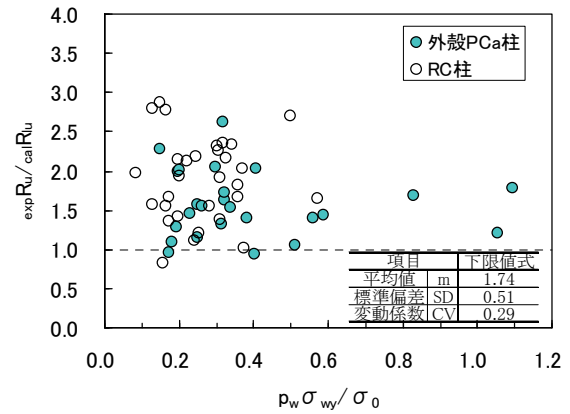


図-19  $\exp R_u / \text{cal} R_{lu} - p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  関係

強筋量  $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  との関係を図-17に示す。さらに、実験値と式(4)、式(5)による計算値との関係を図-18に、同式による計算値に対する実験値の比と無次元化横補強筋量  $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  との関係を図-19に示す。

対象試験体としてRC柱を含んだ場合には、図-16、図-17からわかるように、中央値を評価する式(2)、式(3)は安全側に移動し、その計算値に対する実験値の比は1.22であった。一方、図-18、図-19から、RC柱を含めた場合でも式(4)、式(5)はほぼ下限値を評価していることがわかる。実験値が下限式により得られた計算値に対して下まわった割合は5%(n=3)であった。

なお、限界変形角の評価式である式(2)~(5)の適用に際しては、安全側の配慮から、中子筋を有する外殻PCa柱もしくは一体打ちRC柱に範囲を限定する必要がある。

#### 4. まとめ

本報で得られた主な知見を以下に示す。

(1) コンクリートに  $F_c=70\text{N/mm}^2$  級、柱主筋に  $\sigma_y=490$

$\text{N/mm}^2$  級、横補強筋に  $\sigma_{wy}=785\text{N/mm}^2$  級の材料を用い、軸力比にして  $\eta=0.55$  の高軸力を受ける曲げ圧縮破壊型の外殻PCa柱の場合でも、無次元化横補強筋量  $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 > 0.22$  に相当する横補強筋量を配筋すると、靱性に富む復元力特性(Q-R関係)を示し、限界変形角  $R_u$  は  $1/50\text{rad}$  以上を確保できた。

- (2) 外殻PCaを2体連結した外殻PCa柱であっても、本報の補強配筋の下では、 $R=1/33\text{rad}$  に至るまで、連結部でひび割れは拡大せず、十分な構造性能を有した。
- (3) コンクリート強度が  $70\text{N/mm}^2$  程度の領域では、ACI式による曲げ強度の計算値は実験値を15~25%程度安全側に評価し、NZ式はさらに曲げ強度を過小評価した。
- (4) 限界変形角  $R_u$  と無次元化横補強筋量  $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  との間には、強い相関関係が認められた。
- (5) 外殻PCa柱の限界変形角  $R_u$  の中央値は式(2)、式(3)により、下限値は式(4)、式(5)により評価できる。同式は在来一体打ちRC柱に対しても拡張して適用できる。

## 5. おわりに

次報では、 $F_c=70\text{N/mm}^2\sim 100\text{N/mm}^2$ 級のフルPCa柱の構造性能について報告する予定である。今後、超高層建物を対象に、在来一体打ちRC柱、外殻PCa柱、フルPCa柱などそれらの種別による構造的制約を受けない汎用性に富む工業化工法の確立を目指したい。

### 【参考文献】

- 1) 細矢 博、岡 靖弘、早川邦夫、山上 聡：高強度材料を用いた外殻PCa柱の構造性能と強度評価、奥村組技術研究年報、No.30、pp.81～86、2004
- 2) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI318-95/318R-95、1995
- 3) Standards New Zealand：Concrete Structures Standard Part 1-The Design of Concrete Structures、Part 2- Commentary on The Design of Concrete Structures、1995
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999年版
- 5) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層化技術の開発、平成4年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術センター、1993.3

### 【引用文献】

- 1] 中江晃彦、浅野芳伸、早川邦夫、細矢 博：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究 (その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.457～458、1995.9
- 2] 細矢 博、上西 隆、浅野芳伸：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究 (その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23193、pp.385～386、1998.9
- 3] 細矢 博、小河義郎、河野政典、山浦一郎、萱嶋宣雄、張 富明：流し込み成形による外殻PCa柱部材の研究 (その8)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23054、pp.107～108、2000.9
- 4] 張 富明、佐藤 武、甲斐 誠、細矢 博、山尾憲一郎、萱嶋宣雄：流し込み成形による外殻PCa柱部材の研究 (その11)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23057、pp.113～114、2000.9
- 5] 細矢 博、岡 靖弘、山上 聡、早川邦夫：高強度材料を用いた外殻PCa柱の構造性能 (その1)、日本建築学

会大会学術講演梗概集、23236、pp.471～472、2004.8

- 6] 増田安彦、吉岡研三：外殻に薄肉プレキャスト管を使用した鉄筋コンクリートの耐力特性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.458、pp.109～118、1994.4
- 7] 香田伸次、斉藤 豊、山田信一、中澤春生：遠心成型外殻ハーフPCa柱のせん断性状に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、21410、pp.993～994、1992.8
- 8] 柳沢延房、磯 健一、上村 右他：薄肉ハーフPCa構法の開発、日本国土開発技術研究報告、No.13、pp.9～17、1994.3
- 9] 野口 隆、吉岡研三、福本 昇他：高強度せん断補強筋を用いたハーフプレキャスト柱の耐力・変形性状に関する研究 (その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23196、pp.389～390、1998.9
- 10] 木村秀樹、菅野俊介、長嶋俊雄：高強度コンクリートを用いたRC柱の強度と変形性能に関する研究、竹中工務店技術研究報告、第51号、pp.161～177、1995.11
- 11] 石川裕次、木村秀樹、沢村牧人、上田忠男：高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状、コンクリート工学年次論文集、vol.22、pp.943～948、2000
- 12] 藤本純一、都祭弘幸、正田雄高：高強度コンクリート( $F_c60\sim 100\text{MPa}$ )を用いたRC柱曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23423、pp.845～846、1999.9
- 13] 岩岡信一、堀 伸輔、渡邊朋之、山本憲一郎：高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造柱の構造性能に関する実験的研究、前田建設技術研究所報、第43号、pp.59～66、2002
- 14] 小杉一正、山中久幸、小田 稔：高強度RC造柱の曲げおよびせん断性状、三井建設技術研究所報告、第22号、pp.29～41
- 15] 森本敏幸、藤本利明他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23247～23253、pp.493～506、2004.8
- 16] 細矢 博、岡 靖弘：高強度材料を用いた外殻PCa柱部材の構造性能に関する研究、コンクリート工学年次論文集、vol.27、2005.6

# 被覆による高強度コンクリート爆裂防止法の研究

起橋 孝徳\* 早川 邦夫\* 河野 政典\*

## 1. はじめに

高強度コンクリート部材は火災時の高温加熱によって爆裂を生じることが知られており、爆裂に伴う断面欠損等による部材損傷が近年問題視されるようになってきている。高強度コンクリートの爆裂対策としては、既に樹脂繊維等を当該コンクリート中に混入する方法が提案されている。しかし、この手法では繊維混入によってフレッシュコンクリートのワーカビリティが低下し、密実なコンクリートの打設が困難になる。また、高温履歴を受けることによる構造躯体の劣化は避けられないため、火災で受けた温度履歴の程度によっては爆裂を生じなかった構造部材でも、性能回復のためにコンクリートや鉄筋を取り替える補修を要することが考えられる。このため、ここでは部材表面に保護層を設けて構造躯体への温度伝達を抑制することによって爆裂を防止する方法について検討することとした。

## 2. 実験概要

爆裂対策は、最適な被覆材料の選択を主な検討項目とし、その最終的な判定は IS0834 加熱曲線による模擬柱の荷重加熱試験によって行った。但し、荷重加熱試験を行える回数には限りがあるため、これに先立って被覆材料の適否について小規模な要素試験を行って荷重加熱試験に用いる材料の選択を行った。検討の手順を以下に示す。

- i. 検討材料の選定：一般に用いられている防・耐火材料や内装仕上げ材料を対象とし、耐火性能の期待できるものを抽出する。
- ii. 要素実験：板状の小型試験体を製作して市販の電気炉による一方向加熱試験を行い、加熱による爆裂の有無や基本的な熱物性を確認する。
- iii. 温度解析：要素実験で得られた温度履歴から、

試験体コンクリート及び被覆材料の熱物性値を算出し、材料検証試験および荷重加熱試験における試験体の温度履歴を推測する。

- iv. 材料検証試験：IS0834 加熱曲線に近い加熱が可能な小型耐火炉を用いて、板状試験体の一方向加熱試験を行い、要素実験で抽出した材料の適用性や温度解析の妥当性についての検証を行い、荷重加熱試験に用いる材料を決定する。
- v. 荷重加熱試験：実際の柱形状を模擬した試験体に対して IS0834 加熱曲線による荷重加熱試験を行ない、採用した被覆材料が爆裂対策として有効であることを確認する。

## 3. 要素実験

### 3.1 試験方法

加熱試験には市販の電気炉（最高温度：1150℃、出力：2.4kW）を用い、電気炉の扉を取り外した開口を塞ぐ様に試験体を設置し、試験体に対して炉内から一方向の加熱を与えた。断面のイメージを図-1に、試験時の外観を写真-1に示す。

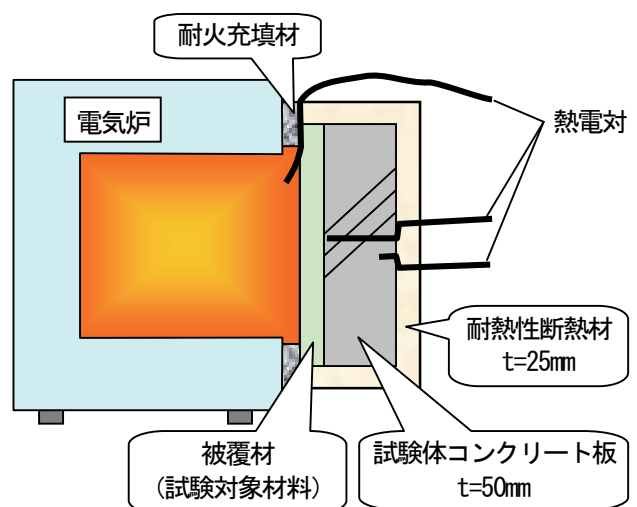
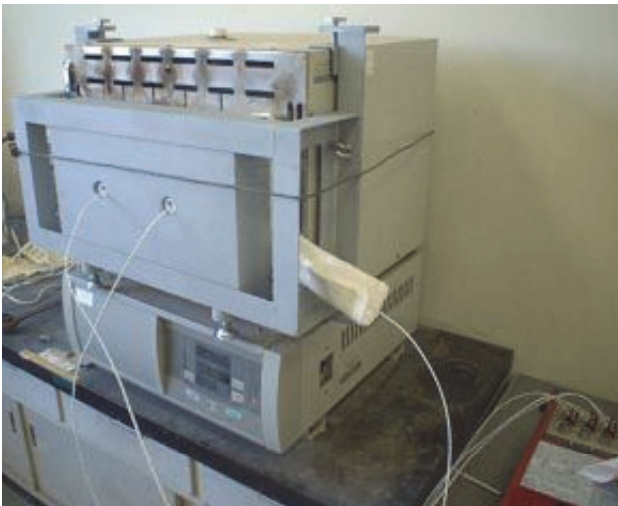


図-1 要素実験方法（断面イメージ図）

\*技術研究所



写真－1 試験状況（要素実験）

試験体は電気炉の形状に合わせて設定した寸法（280×370×50 mm）の板状に、熱源側表面、および熱源側コンクリート表面から 40mm の位置に熱電対を埋設して 100 N/mm<sup>2</sup> 級の高強度コンクリートを打設し、このコンクリート板の熱源側表面に各種材料によって被覆を施した。コンクリートの混和材にはシリカフェウムを、混和剤には高性能減水剤を使用した。コンクリート調合を表－1に、試験対象とした被覆材料を表－2に示す。

表－1 コンクリート調合

W/B (%)	S/a (%)	単体量(kg/m <sup>3</sup> )			
		W	B	S	G
20.0	42.4	155	775	637	875

※B：セメント+シリカフェウム

表－2 要素実験対象被覆材料

適用材料	仕様	厚さ
被覆なし	—	—
けい酸カルシウム板	耐火2時間	25 mm
	耐火1時間	15 mm
強化石膏ボード	耐火2時間	36 mm
仕上塗材	熱発泡型防火用	約 0.3 mm
モルタル	普通	C:S=1.3(質量比)
	軽量	市販軽量骨材使用
		表層5mmのみ普通
		耐火
	ポリプロピレン繊維混入	0.1 重量%
		0.2 重量%
0.2 重量%		

加熱温度は、IS0834 加熱曲線を目標として 180 分間に 1, 150℃まで上昇させることとしたが、熱が試験体を透過することや電気炉自体の加熱能力が不足していたことなどにより、初期の温度上昇は目標とした温度に及ばなかった。このため、試験の一部では試験開始時の炉内に赤熱状態の木炭を入れて初期の温度上昇を促進させた。加熱試験中は、炉内とコンクリート板の温度履歴を熱電対で測定した。

### 3.2 試験結果

試験中の爆裂の有無と炉内および試験体表面の最高温度を表－3に示す。爆裂を生じなかった被覆材料は、繊維混入けい酸カルシウム板（以下、ケイカル板と称す）、強化石膏ボード、および厚さ 20mm 以上の軽量モルタル、耐火モルタル、繊維混入モルタルであった。爆裂を生じた試験体については、爆裂発生と同時に試験を終了しているため、炉内の最高温度は所定の温度には至っていない。一方、爆裂を生じなかった試験体についても、加熱能力の不足から試験時間の 3 時間に所定の温度に達しないものもあった。このため、要素実験で爆裂を生じたものは爆裂防止のための被覆材として不適当であることは判定できたが、ここで爆裂を生じなかった被覆材の全てが IS0834 加熱曲線による試験でも爆裂防止性能を持つとは言えない。

表－3 実験結果（要素実験）

被覆材料		爆裂有無	最高温度(℃)			
			炉内	表層		
被覆なし		—	有	435	434	
ケイカル板		t=25	無	1064	272	
		t=15	無	1131	387	
強化石膏ボード		t=36	無	1130	383	
熱発泡型防火塗材		t=0.3	有	478	446	
モルタル	普通	t=20	有	906	396	
		t=10	有	955	477	
	軽量	t=20	無	1119	740	
		t=35	無	1127	363	
		耐火	t=20	無	892	436
	繊維混入	0.1 重量%	t=20	無	753	554
			t=30	無	1091	678
		0.2%重量	t=10	有	861	479

爆裂発生時のコンクリート表面温度は、おおよそ 400℃前後から 500℃であったが、爆裂しなかった試



験体の中にはこの温度域を越えているものもあり、爆裂はコンクリート表面の最高温度のみでは判断できないことが判った。要素実験時のコンクリート表面温度履歴について、爆裂の有無によって分類したものを図-2に示す。爆裂を生じた全ての試験体の温度履歴は、爆裂を生じなかったものに比べてコンクリート表面の温度上昇が早いことが図から見て取れる。このことから、コンクリートの爆裂は、単位時間当たりの温度上昇量（以下、温度上昇速度と称す）と到達温度域の二つの条件を満たした場合に発生すると考えられる。

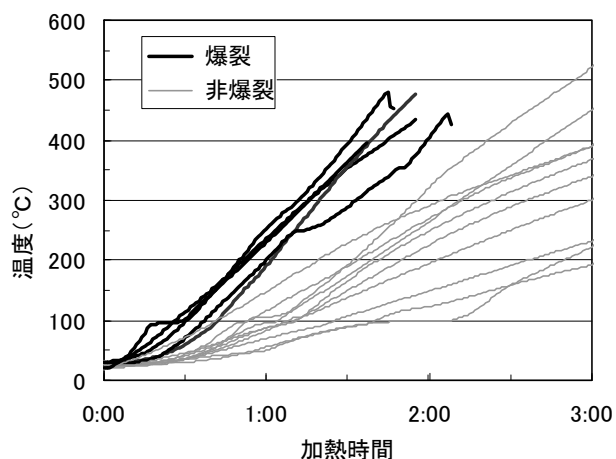


図-2 試験体温度履歴（要素実験）

#### 4. 解析による温度予測

要素実験の加熱温度は、装置の能力から IS0834 の標準加熱曲線とは異なっている。また、試験体の大きさや形状から、実際の柱とは熱容量が異なり、隅角部分の評価も出来ていない。このため、当社保有の FEM 解析プログラム（FEAST7）を使用して、要素実験時の温度計測結果から逆解析によってコンクリートと被覆材料の熱伝導率や比熱容量を算出し、これを基に IS0834 標準加熱曲線に従った加熱を行った場合の順解析を行って、板状試験体や実際の柱における温度履歴を推定した。

コンクリートの表面温度について、補正の過程毎に表した解析例を図-3に示す。要素実験結果（①）と比較すると、同形状の試験体では加熱温度の違いにより初期の温度上昇が大きくなる（②）。これを模擬柱に置き換えると、平面部分では試験体の大きさ（熱容量）によって温度上昇量は小さくなるが（③）、隅角部分では2方向から加熱されることにより温度上昇量

は著しく大きくなる（④）ことが予測された。

模擬柱試験体の仕様で解析した試験体コンクリートの隅角部表面温度履歴と、要素実験結果を図-4に示す。解析による推定温度は、厚さ 25mm のケイカル板で被覆した場合を除き、要素実験で爆裂を生じた温度上昇速度と温度域を上回る結果を示しており、これらの試験体については加熱载荷試験による爆裂発生の危険性がある事が予測された。

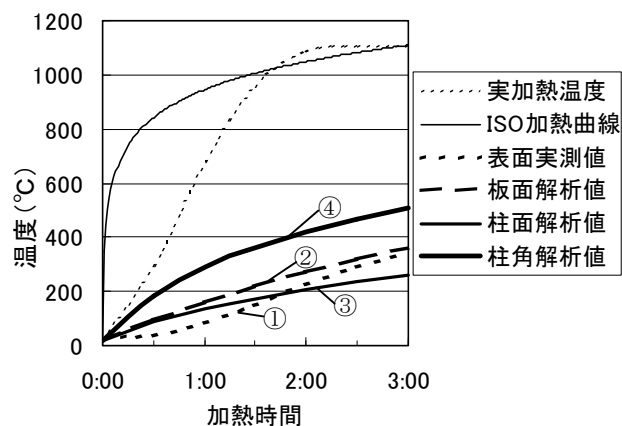


図-3 補正要因別温度履歴解析結果（例）

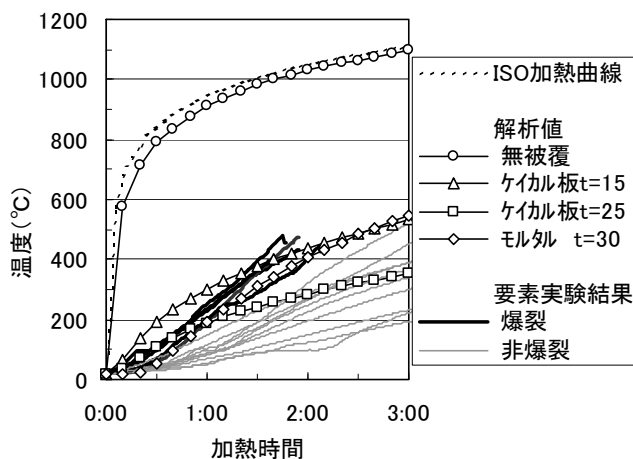


図-4 温度履歴対比（解析—要素実験）

#### 5. 材料検証試験

##### 5.1 試験方法

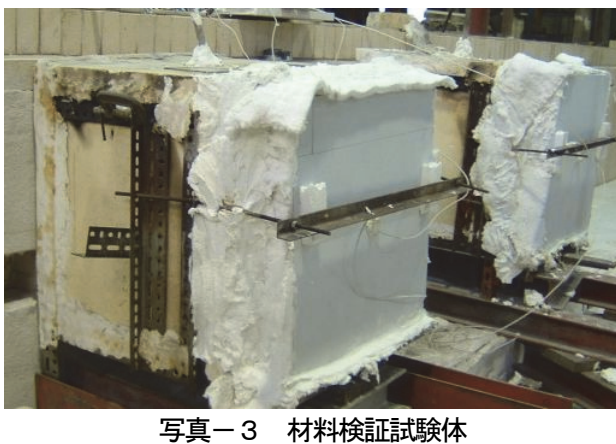
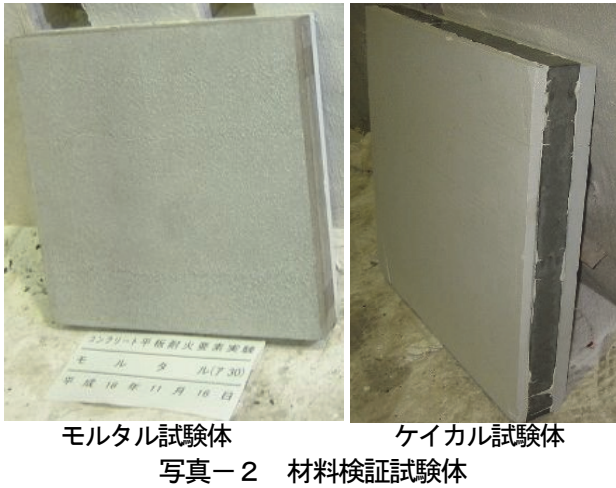
試験体は板状で加熱炉の形状に合わせて設定した寸法（550mm×550mm×50 mm）とし、試験中は炉内、熱源側コンクリート表面、および鉄筋かぶり深さ位置の3点で温度履歴を測定した。試験対象の材料を表-4に示す。試験対象とする被覆材料は、要素実験で爆裂

を発生させず、コンクリートの温度上昇抑制に効果があると考えられたもののうち、厚さ 15mm のケイカル板と厚さ 30mm のモルタルを抽出した。

加熱試験は小型耐火炉を用いて行い、要素実験と同様の一方向加熱とし、加熱は、IS0834 加熱曲線（最高温度 1,110°C）となるよう手動で温度調整して3時間加熱した。試験体形状を写真-2に、加熱試験状況を写真-3に示す。

表-4 使用被覆材料（材料検証試験）

適用材料	摘要	厚さ(mm)
ケイカル板	耐火1時間仕様	15
普通モルタル	C:S=1:3(重量)	30



## 5.2 試験結果

各試験体の加熱炉およびコンクリート表面における最高温度を表-5に示す。ケイカル板で被覆した試験体では試験終了まで爆裂は生じなかったが、モルタルで被覆した試験体は温度上昇速度が早く、加熱開始120分時点で要素実験での爆裂発生温度域に達した。

このことから、モルタル試験体については爆裂の発生が予見されたため、爆裂の衝撃による炉の破壊を回避するために加熱試験を中断した。これらの結果から載荷加熱試験で対象とする被覆材には、二種類の厚さ（15mm、25mm）のケイカル板を用いることとした。

コンクリート表面の温度履歴の実測値と解析値の対比を図-5に示す。モルタルで被覆した試験体の実験値は、モルタル中の水分の蒸発によって約 100°Cで温度上昇に停滞が生じたが、試験中断までほぼ解析値で近似できていた。また、ケイカル板で被覆した試験体では実験値は解析値よりも若干低目になったが、材料間の傾向は類似しており、解析結果を基に爆裂発生の有無が概ね予測可能であると考えられる。

表-5 材料検証試験結果

適用材料	爆裂	最高温度(°C)	
		炉内	表面
ケイカル板	無	1,110	320
普通モルタル	有(推定)	1,044	389

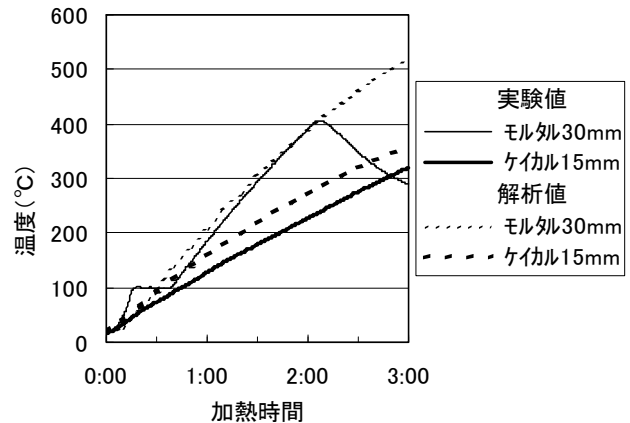


図-5 試験体温度履歴（材料検証試験）

## 6. 載荷加熱試験

### 6.1 試験方法

試験体柱は、要素実験と同じ  $Fc100N/mm^2$  の高強度コンクリートで製造し、表層や鉄筋位置および中心部に熱電対を埋設した。被覆をしていない試験体の形状および温度計測位置を図-6に示す。

試験体諸元を表-6に、爆裂対策の仕様を表-7に示す。爆裂対策は、要素実験の結果等から厚さ 25mm または 15mm のケイカル板で表面被覆を施した場合とし、比較のために無被覆の試験体を用意した。

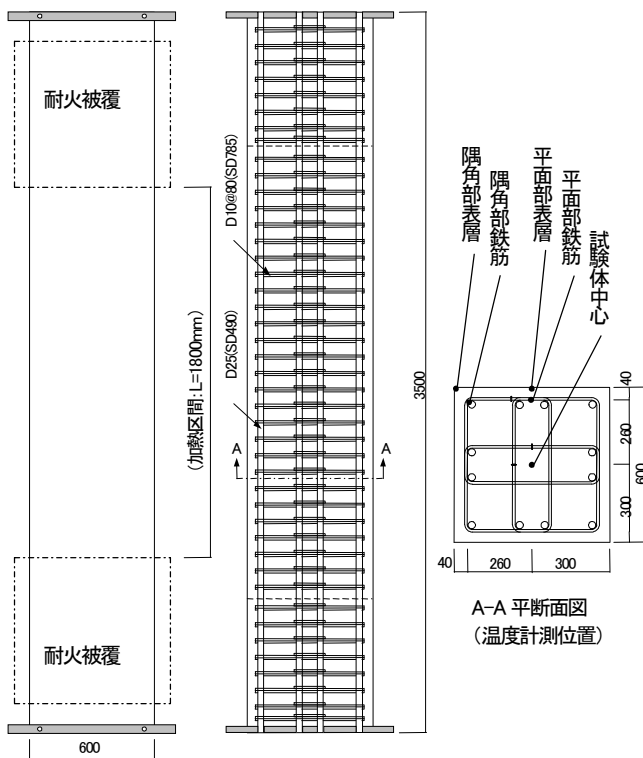


図-6 荷重加熱試験体(無被覆)

表-6 柱試験体諸元

柱寸法(mm)		600×600×3500
コンクリート	設計基準強度	100 N/mm <sup>2</sup>
	水セメント比	20 %
鉄筋	主筋	12-D25, SD490
	帯筋	4-D10@80, SD785

表-7 爆裂対策の仕様

爆裂対策	厚さ
無被覆	—
ケイカル板(直貼り)	25mm
	15mm

加熱炉の熱源には都市ガス(燃焼能力: 46.090 kJ/m<sup>3</sup>)を用い、加熱温度の管理は試験体面から10cm離れた位置の測定値で行った。また、荷重軸力は9000 kNとした。試験条件を表-8に示す。また、荷重加熱試験機に試験体を設置した状況を写真-4に示す。

表-8 加熱試験条件

荷重軸力比	$F_c \times 0.25$ (荷重軸力 9000kN)
加熱温度	ISO 834 標準加熱
加熱時間	3時間加熱、後追9時間、計 12 時間
加熱区間	柱全長の内、中間高さの 1800 mm



写真-4 荷重加熱試験準備状況

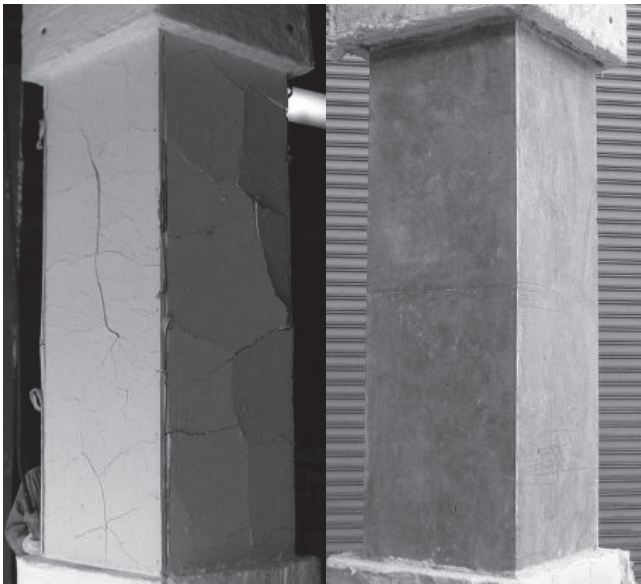
## 6.2 試験結果

被覆または爆裂の有無にかかわらず、何れの試験体でも試験中の収縮計測値は ISO834 の規定値以内にあり、軸力は試験開始から3時間の加熱および後追い9時間の試験終了までの間保持していた。このことから、本実験の諸元における高強度コンクリート柱は、被覆の有無にかかわらず耐火3時間性能を持っていることが判った。

無被覆の試験体では、コンクリートの表層温度は試験開始直後から急激に上昇し、加熱開始から6分後には爆裂が始まった。最高温度は主筋位置で800°Cを上回り、試験終了時には、試験体のかぶりコンクリートは失われて全面で帯筋や四隅の主筋、および中子筋に拘束されている主筋の一部が露出していた。

厚さ25mmのケイカル板で被覆した試験体では、加熱試験中にケイカル板表面で亀裂が観察されたが、爆裂は生じなかった。また、コンクリート平面部表層における最高温度は200°C以下で、コンクリート強度が低下し始める温度<sup>1)</sup>には至らなかった。加熱試験後の試験体被覆およびコンクリート表面状態を写真-5に示す。ケイカル板の亀裂は試験体の冷却に伴って大きくなったが、被覆を剥がして観察したところ、その内側のコンクリート表面は健全であることが確認できた。

厚さ15mmのケイカル板で被覆した試験体では、加熱開始から約2時間後に隅角部で爆裂が始まり、その影響で被覆材が浮いたため、試験体全面にわたって爆裂が進行した。試験後の試験体は、無被覆の場合と同様に帯筋や主筋が露出していた。



ケイカル板表面      コンクリート表面  
写真-5 加熱試験後試験体状態(ケイカル、t=25mm)

### 7. 温度解析値と実験値の比較

荷重加熱試験時の実測値と、解析による温度履歴の比較を図-7～9に示す。解析値の温度履歴は、被覆の有無にかかわらず何れの試験体についてもコンクリートの爆裂が始まるまでの実測値によく近似しており、本研究に基づく解析手法によって実大柱の温度予測が精度良く行えることが確認できた。

### 8. まとめ

高強度コンクリートの火災時における爆裂対策として、部材表面に保護層を設けて構造躯体への温度伝達を抑制することによる爆裂防止方法について、小規模な要素実験や温度解析、および柱部材の荷重加熱試験を行って検討した結果、以下のことがわかった。

- i. 高強度コンクリートの爆裂発生の有無は、加熱によって到達する温度の高さだけではなく、そこに至る温度上昇速度にも依存する
- ii. 本実験の高強度コンクリート柱は、被覆の有無にかかわらず耐火3時間性能を満足する
- iii. ケイカル板を被覆に用いた措置により、厚さ25mmで3時間、厚さ15mmでは2時間弱、爆裂を防止でき、厚さ25mmの場合にはコンクリート表面における強度低下も防ぐことが出来る
- iv. 要素実験に基づいて温度解析を行うことにより、爆裂発生の有無を予測することが可能である

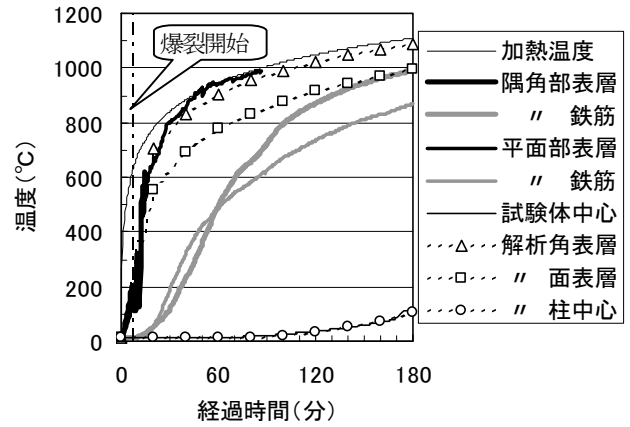


図-7 温度履歴比較(無被覆)

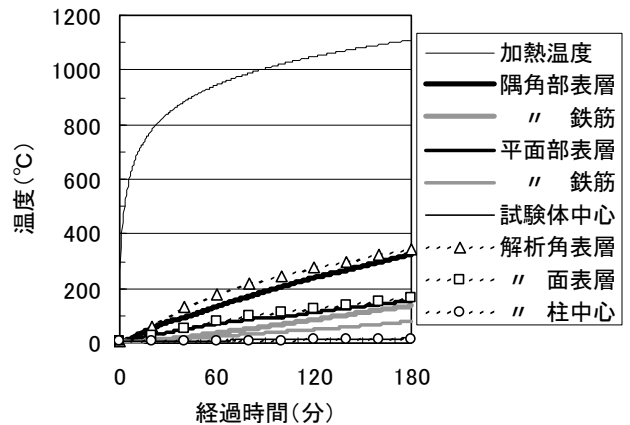


図-8 温度履歴比較(ケイカル、t=25mm)

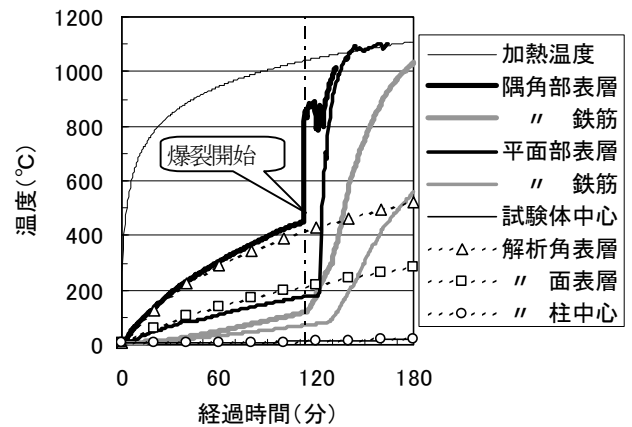


図-9 温度履歴比較(ケイカル、t=15mm)

### 9. おわりに

本研究は、(株)奥村組と五洋建設(株)との共同研究「高強度コンクリートの爆裂防止対策」により実施した。

#### 【参考文献】

- 1) 一瀬賢一、他、「高温加熱を受けた高強度コンクリートの力学的性質に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 19、No. 1、pp535～540、1997

# 無耐火被覆積層ゴムによる中間層免震マンションの耐火検証

茂木正史\* 小河義郎\* 西野晃平\*\*

## 1. まえがき

平成 10 年 6 月に、建築基準法の性能規定化や建築確認検査業務の民間開放、中間検査制度の充実等を含んだ一連の大幅改正が行われた。これに伴う建物の防火関係の性能規定化の中で、平成 12 年 6 月に火災に対する建物の安全評価基準が明確化された。具体的には、従来の仕様基準に加え、性能的な安全検証法が法令として定められ、設計者の選択肢が広がった。しかしながらその一方で、性能的火災安全設計にあまり馴染みのない設計者にとっては、どのように設計したらよいかや、性能規定によって検証するメリットが理解できていない面もある。

本報では、耐火検証の概要と中間層免震を適用したマンションを対象に、既開発の耐火検証プログラムを用いて性能検証し、大臣認定を取得した事例について報告する。

## 2. 耐火検証の概要

### 2.1 耐火設計の方法

耐火設計は、耐震設計に比べると一般的な普及が遅れている感があるが、その理念をかいつままで言えば、“火災が終了するまでに建物が倒壊せず、火災の拡大を防止する”ことである。建物を倒壊させないためには、建物架構の過剰な熱変形を防止しなければならず、また、火災拡大を抑制するためには、壁や床が十分な遮熱性能、遮炎を持つように造る必要がある。前者を構造耐火設計、後者を区画設計と呼び、これら 2 つがバランス良く設計された建物が、耐火に関する性能が優れているといえる。

設計の種類としては、耐火構造部材を組み合わせる仕様規定による方法（ルート A）、平成 12 年 6 月に制定された検証法（告示式）<sup>1)</sup>により評価する性能検証

法（ルート B）、高度な専門的知識により性能を確かめる方法（ルート C）の 3 種類ある。ルート A～C のいずれを選択するかは設計者に委ねられるが、一つの評価対象建物で、異なるルートを採用することは許されていない。

### 2.2 火災の種類

火災には室内で発生する予測できる火災と、屋外で発生する予測不可能な火災がある。前者を屋内火災、後者を屋外火災と呼びこの 2 つの火災に対して建物が安全であるかを評価しなければならない。

屋内火災の性状は火災室の可燃物の総発熱量と外気に通ずる開口部の大きさや量から決まる。一方、屋外火災は予測できないので、政令で“通常の火災（標準加熱曲線）”が定義してある。

図-1 に屋内火災の性状を、図-2 に屋外火災の性状を示す。

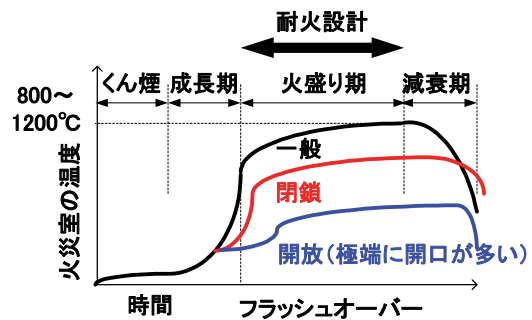


図-1 屋内火災の性状

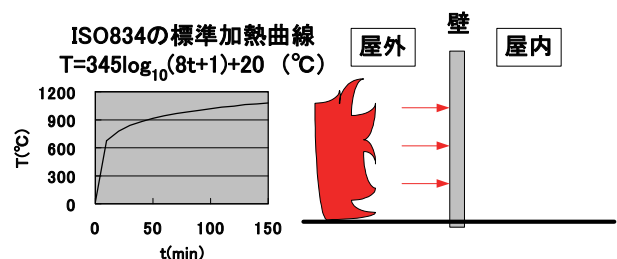


図-2 屋外火災の性状

\*技術研究所 \*\*東京支社建築設計部

### 3. 中間層免震建物の耐火検証

設計・施工物件の狭小敷地に建つマンションに中間層免震が計画された。基礎免震と違い、柱の間にゴム製の免震装置を設置する場合は免震装置が建築基準法の主要構造部材と定義されるので建築基準法の火災安全関連基準に抵触する。そこでルートCの検証法によって、耐火性能を検証し国土交通大臣の認定を取得した。

#### 3.1 中間層を免震することによる利点

一般的な基礎免震ではなく中間層を免震することによる利点を下記に示す。当建物では主に ii の理由により中間層免震が採用された。

##### i. 掘削量の軽減

地下の免震ピットを必要とせず掘削土量を少なくできる

##### ii. 敷地の有効利用

地上部で建物と敷地境界とのクリアランスを小さくできるので敷地を有効に活用できる

##### iii. 建材費の軽減

免震層の有効利用等により床面積に対する免震導入によるコストアップを緩和できる

##### iv. 工期短縮

地下免震ピットの工事が不要で工期が軽減できる

#### 3.2 免震建物の概要

当建物では1階と2階との間に免震層 (H=1.75m) を設けて中間層免震としている。図-3に建物概要を、図-4に免震層の平面を、図-5に免震層の断面を、図-6に免震装置を示す。



##### 【建物概要】

名称：(仮称) 水野ビル建設工事  
 場所：東京都品川区東五反田1丁目  
 構造・規模：RC造 地上9F 塔屋1F  
 延床面積：738.94 m<sup>2</sup>  
 建築面積：113.79 m<sup>2</sup>  
 用途：共同住宅・店舗  
 設計：(株)奥村組 東京支社  
 施工：単独

図-3 建物概要

#### 3.3 耐火検証方法について

免震層の火災安全性を確保する方法には、免震層全

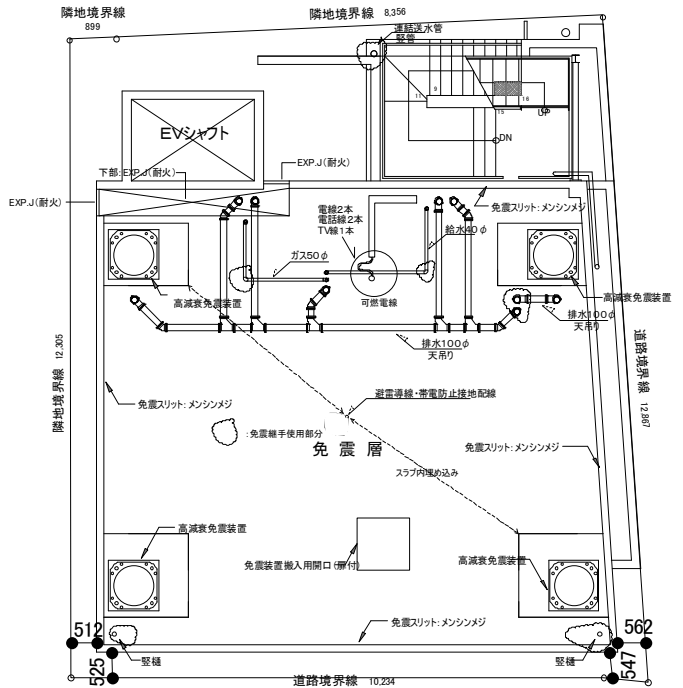


図-4 免震層の平面

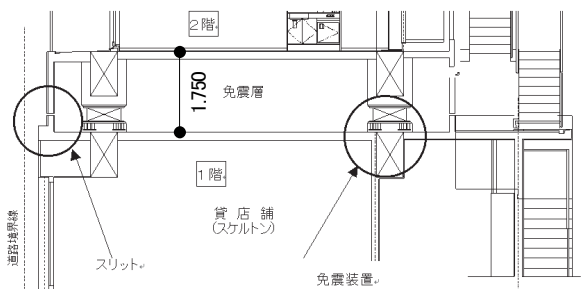


図-5 免震層の断面

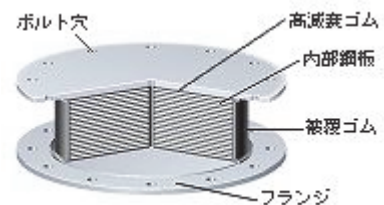


図-6 免震装置 (高減衰積層ゴム)

体を耐火材料にて区画し、免震層内の火災に対して免震装置の安全を検証する方法と免震装置のみを耐火材料で被覆する方法の2種類が考えられた。当計画では、使用する免震装置を被覆して2時間耐火とする耐火材がないことや、工事コスト、設計コスト、免震装置の点検の容易さなどを考慮して前者の方法を採用した。表-1に免震層の火災安全性を確保する方法を示す。

表-1 免震層の耐火安全性確保の方法

CASE		CASE1(区画)	CASE2(被覆)
免震層平面			
材料	免震装置 免震クリアランス PS	— 免震目地(50mm)	免震ガード 免震スリット 免震目地(50mm)
検証	免震装置 免震クリアランス PS	必要 必要 不要	不要 不要 必要
評価	検証コスト 材料 メンテナンス、施工性	CASE1の方がCASE2より高価(手間がかかる) CASE1の方がCASE2より被覆に関わるコスト小(安い) 良い	— — 悪い

検証ルートを選択では、免震層を区画する外壁継手部の耐火材料(免震目地)に大臣認定品(ルートA)が無いこと、免震装置や免震目地に関する告示式(ルートB)が無いことにより、「建築基準法施行令第108条の3第1項第二号(ルートC)」を選択した。また、これにより、RC造の免震層以外の主要構造部材(柱、梁、壁、床等)に対しても性能検証が必要となるので、この部分についてはルートB用に開発した検証プログラムを用い、ルートBに準じた検証を行った(ルートBではない)。

尚、建物のEVシャフトについては免震構造に出来ないため、本体建物からの吊り構造(免震層以外のフロアの梁で支える構造)とし、免震層の床部分とは縁を切りEXP.J金物で連結した。図-7に検証検討フローを、図-8に建物の概略パースを図-9に免震層の概略パースを示す。

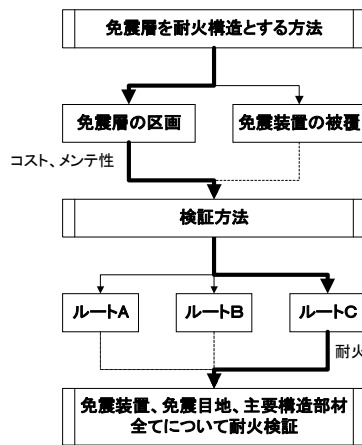


図-7 検証検討フロー

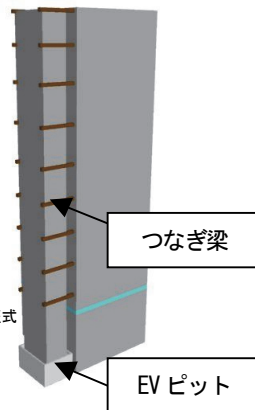


図-8 建物の概略パース

### 3.4 免震層の耐火検証

#### a. 免震装置(積層ゴム)

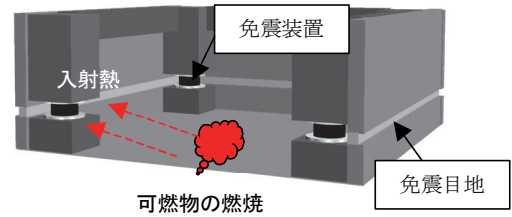


図-9 免震層の概略パース

免震装置にはゴム材料自体で復元機能と減衰機能を発揮する高減衰積層ゴム支承を4基使用している。

免震層内で想定される火炎(収納可燃物の発熱)からの入射熱によって免震装置(積層ゴム)が損傷しないこと、構造性能が低下しないことを確認した。図-10に免震装置の検証フローを示す。

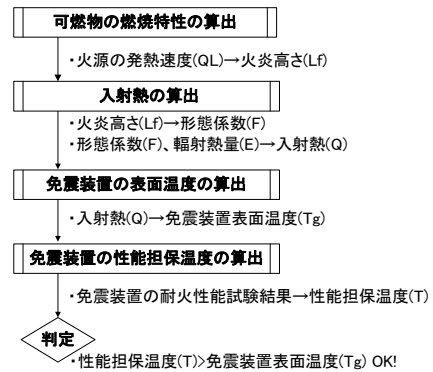


図-10 免震装置の検証フロー

#### (a) 可燃物の火災性状の算出

免震層の可燃物は、電気幹線(36φ×2本)、通信用電線(16φ×2本)、TV線(10.2φ×2本)である。それらの単位発熱量(142.6kW/m<sup>2</sup>)についてはコーンカロリメータ試験<sup>2)</sup>を行っており、その燃焼特性から火源の発熱速度(QL)を算出し、発熱速度から可燃物の火炎高さ(Lf)を求めた。図-11に免震装置と火源の位置関係を、以下に算出方法の概略を示す。

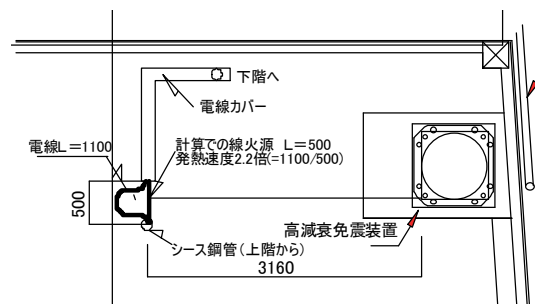


図-11 免震装置と火源の位置関係

- ① 電線の径の総和(D)の算出  
 $36\text{mm} \times 2 + 16\text{mm} \times 2 + 10.2\text{mm} = 115\text{mm}$
- ② 電線群の単位長さあたりの発熱速度の算出  
 $(142.6(\text{単位発熱速度})/1000 \times 115) = 16.4\text{kW/m}$
- ③ 火源の発熱速度(QL)の算出  
 $QL = 36.08\text{kW/m} (16.4 \times (1100/500))$
- ④ 可燃物の火炎高さ(Lf)の算出  
 $Lf = 2.8D(QL/(1116 \times D^{3/2}))^{2/3} = 0.284\text{m}$

(b) 入射熱の算出

火源から放出された輻射熱(E)が免震装置に入射する割合を示す形態係数(F)<sup>3)</sup>と、その入射熱(Q)を算出した。以下に算出方法の概略を示す。

- ① 形態係数(F)の算出  
 $F = 0.0045$
- ② 輻射熱量(E)の算出  
 $E = 100\text{kW/m}^2$
- ③ 入射熱  
 $Q = F \times E = 0.0045 \times 100 = 0.45\text{kW/m}^2$

(c) 免震装置の表面温度の算出

電線の火災が継続すると仮定し、免震装置が火災から受ける入射熱(Q)と外気への熱伝達量とが等しくなる定常状態での積層ゴム表面の温度を求めた。以下に算出方法の概略を示す。

$$Q = (T_g - T_a)K \rightarrow T_g = Q/K + T_a = 0.45/0.01 + 20 = 65^\circ\text{C}$$

Q: 入射熱(0.45 kW/m<sup>2</sup>)  
 T<sub>g</sub>: 積層ゴム表面温度(°C)  
 T<sub>a</sub>: 気温(20°Cとする)  
 K: 室内対流熱伝達率(=0.01kW/m<sup>2</sup>K)

(d) 免震装置の性能担保温度の算出および判定

高減衰積層ゴムを耐火被覆した場合の耐火性能試験結果として以下のことが確認されていた。

- i. 加熱時の積層ゴム表面の最高温度は 84°Cまで上昇した
- ii. 加熱後にゴム表面になんら異常がなかった
- iii. 加熱前後のせん断特性を比較する履歴特性にほとんど変化は認められなかった

これより免震装置(積層ゴム)の性能担保温度(T)を表面温度で 84°Cとした。図-12 に高減衰積層ゴムの表面温度と加熱前後の履歴特性を示す。

積層ゴム表面温度(T<sub>g</sub>)=65°C < (T)=84°C (高減衰積層ゴムの性能担保温度)となり、電線火災時の積層ゴム表面温度は性能担保温度以下なので安全であることが検証された。

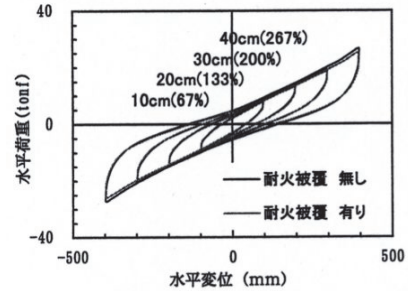
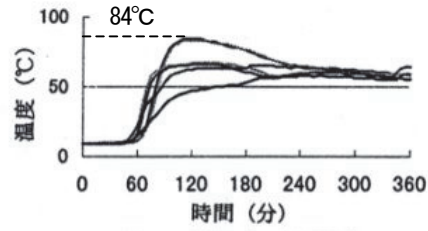


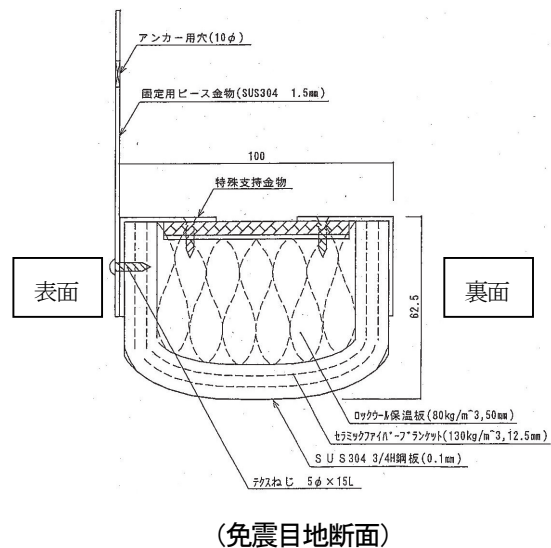
図-12 高減衰積層ゴムの表面温度と加熱前後の履歴特性

b. 免震目地

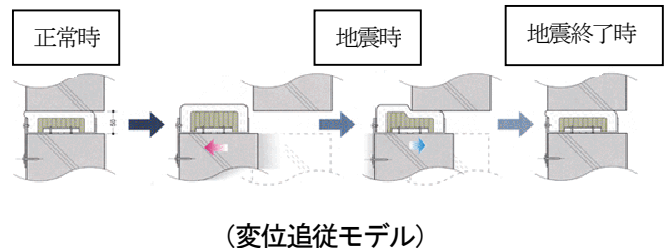
外壁スリットを埋めるための目地に免震目地を採用した。図-13 に免震目地の概要を示す。

免震目地は旧基準での耐火性能試験を行っている。

図-14 に耐火試験での免震目地の裏面温度を示す。



(免震目地断面)



(変位追従モデル)

図-13 免震目地の概要

免震目地の耐火性能は部材近傍火災(免震目地の



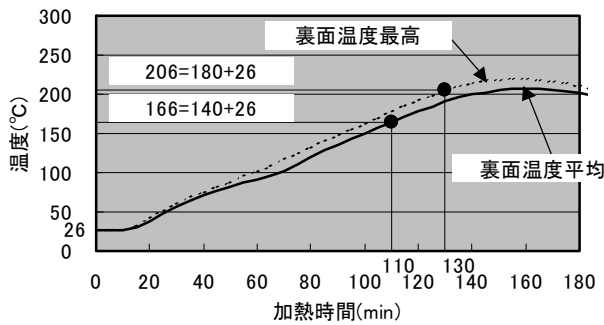


図-14 耐火試験での免震目地の裏面

近傍で起こる火災を想定) によって検討した。3 MW の燃焼<sup>1)</sup>を想定しており、免震装置の耐火性能を検討する電線の火源と異なるが、電線に比べて十分大きな火災であり、これで安全であることが証明されれば電線火源による火災でも安全と考えた。以下に告示式(ルートB)により算出した免震層の等価火災時間(ある火災のもとで生ずる火災を標準火災に換算したの火災継続時間)を示す。

火災継続時間(tf)を局所的な高温域が20分間継続するとして等価火災時間(tf(460))に直した。<sup>1)</sup>

$$tf(460) = tf / (460 / \alpha)^{3/2}$$

$$= 20 / (460 / 500)^{3/2} = 22.7 \text{ 分}$$

$\alpha 1$ : 部材近傍火災温度上昇係数(500)

改訂後の基準で壁として1時間耐火を確保するためには、試験終了時まで試験体の裏面平均温度の上昇が140°C以下であることと、試験体の裏面最高温度の上昇が180°C以下であることを確認しなければならない。ここでいう試験終了時とは、試験開始から要求耐火時間の1.2倍が経過した時間をいう。

裏面温度上昇の平均が140°Cに達する時間は110分、裏面温度上昇の最高が180°Cに達する時間は130分であった。よって免震目地の保有耐火時間は、 $tfr = 110 \div 1.2 = 92$ 分とした。

免震目地の保有耐火時間(tfr)92分に対し、等価火災時間(tf)が22.7分であることにより、継続する内部火災に対して安全であることが検証された。

### 3.5 免震層以外の耐火検証について

免震層以外の火災室については、告示式(ルートB)により、各室の火災性状から火災継続時間(tf)と主要構造部材(柱、梁、壁、床等)の屋内、屋外の保有耐火時間(tfr)を算出し、全部材の保有耐火時間(tfr)が火災継続時間(tf)を上回ることを確認した。

尚、検討では、設計担当者でも正確かつ迅速に検証できるように作成した耐火検証プログラムを使用した。

ここでは、屋内火災に対しての検証事例を述べる。図-15に耐火検証プログラムのイメージを、図-16に主要構造部材の耐火検証フローを示す。

図-15 耐火検証プログラムのイメージ(入力編)

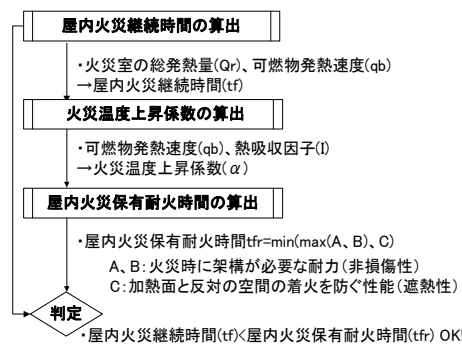


図-16 主要構造部材の耐火検証フロー

#### a. 屋内火災の性状

##### (a) 屋内火災継続時間の算出

屋内火災継続時間は、火災室の可燃物の総発熱量と外気に通ずる開口部の量で決定される。以下に算出方法の概略を、表-2、図-17に火災性状を示す。

- ① 可燃物総発熱量(Qr)の算出  
 $Qr = Q1(\text{収納可燃物}) + Q2(\text{内装材}) + Q3(\text{隣室からの熱量})$
  - ② 可燃物発熱速度(qb)の算出  
 可燃物の表面積(A)と外気に通ずる開口部の量(fop)から算出
  - ③ 火災継続時間の算出  
 $tf = Qr / (60qb)$

表-2 火災性状

	住戸	店舗	バルコニー
Qr(MJ)	80000	33000	9000
A(m <sup>2</sup> )	250	210	30
Fop(m <sup>2</sup> /2)	10	1.5	19
qb(MW)	15.3	2.6	1.5
Tf(min)	88	210	100

総発熱量が最も多い住戸に比べて店舗の火災継続時間が長いのは、可燃物の表面積に対して外気に通ずる開口部がバランス良く配置されており、火災に対して過不足無い空気が供給されるため、可燃物が早く燃焼

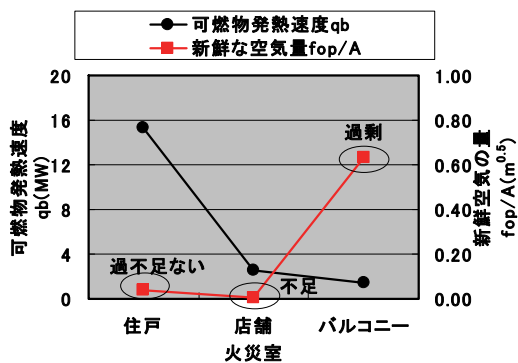


図-17 火災性状

する結果である。一方、総発熱量が小さいバルコニーは外部に面しているため、外気が過剰に供給され屋内火災継続時間が長くなったと考えられる。

#### (b) 屋内火災保有耐火時間の算出

主要構造部材の屋内火災保有耐火時間は、屋内火災の激しさの程度を表す火災温度上昇係数と耐力部材については火災により被害を受ける部材の劣化深さや部材もつ熱特性から、非耐力部材については部材のもつ熱特性から決まる。以下に非耐力壁を例にとり算出方法の概略を示す。表-3、図-18 に火災温度上昇係数と非耐力壁の屋内保有耐火時間を示す。

- ① 火災温度上昇係数( $\alpha$ )の算出  
可燃物発熱速度( $q_b$ )と熱吸収因子( $I$ )から算出
  - ② 遮熱性の耐力( $C$ )の算出  
火災温度上昇係数( $\alpha$ )と壁厚( $D$ )、遮熱特性( $c$ )から算出  
 $C=118.4CD \cdot D^2/\alpha^{(3/2)}$

表-3 火災温度上昇係数と屋内火災保有耐火時間

	住戸	店舗	バルコニー
$\alpha$	506	305	140
tf	88	210	100
tfr	201	500	1608

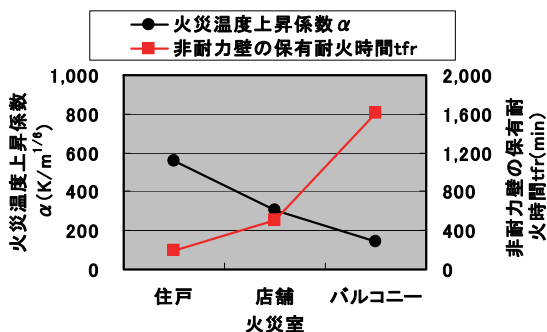


図-18 火災温度上昇係数と屋内火災保有耐火時間

非耐力部材の屋内火災保有耐火時間は、火災温度上昇係数が大きいほど短くなる傾向であった。しかし、

火災温度上昇係数が上昇すると可燃物が早く燃焼するため、一般的には屋内火災継続時間が短くなる。屋内火災保有耐火時間が屋内火災継続時間を上回るような設計をするには、火災温度上昇係数に注目しながら検討する必要があることが分かった。

## 5. まとめ

中間層免震のマンションにおいて、免震層の局所火災の影響を検討することによって無耐火被覆の積層ゴムでの火災安全性を確認できた。また、大臣認定(ルートC)により建物の耐火認定を取得する場合の注意点も判明した。以下にその概要を示す。

### i. 部材断面の変更および仕様のアップ

RC建物の場合は通常的设计をしていれば仕様規定に抵触しないが、性能規定で検証すると、最小断面で設計することの多い小梁や床の断面変更が生じる可能性がある。また、最上階から数えた階数と部材断面から規定される要求耐火時間よりも、性能規定により算出した屋内火災継続時間が長くなる場合があるので、部材の仕様アップ(1→2時間耐火)が考えられる。

### ii. 開口部の仕様変更

隣地、道路境界から延焼規定がかかる開口部には防火設備を設置しなければならない。その場合、開口部は耐火検証上の外気に通ずる開口とみなせず火災継続時間が延びるので、煙感知連動型の排煙設備の設置等が必要な場合がある。

## 6. あとがき

耐火性能の大臣認定を通じて、検証方法の流れや、性能規定による利点、欠点を把握した。今後は、構造形式の違う建物で検証を行うなど、データを蓄積し、検証の効率化を図りたい。

### 【参考文献】

- 1) (財)日本建築センター、「耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説」、井上書院、2001
- 2) (社)電線総合技術センター、「EM 電線・光ファイバのデータベース整備研究成果報告書」、2000
- 3) 田中哮、「建築火災安全工学入門改定版」、日本建築センター、2002

# ダイレクトシーピー構法の開発

## －鋼管柱と既製コンクリート杭を一体化させる杭頭接合法－

舟木秀尊\* 武田彰文\*\* 山田高之\*\*\*

### 1. はじめに

建築物では柱と杭は鉄筋コンクリート造の基礎（フーチング）および基礎梁を介して接続するのが一般的である。一方、低層の鉄骨造建築物を対象として基礎および基礎梁部分の工事費の低減を図る様々な工法が開発されている。例えば、鋼管杭と鉄骨柱を連結し基礎梁を省略する工法や、内面リブ付き場所打鋼管コンクリート杭の内部に柱を埋込み、柱と杭を接続しH形鋼の基礎梁を用いる工法が挙げられる。

このような状況の中、様々な杭の中でコストメリットが大きいと考えられる既製コンクリート杭を用い、基礎および基礎梁の省略が可能な「ダイレクトシーピー構法」を開発した。構法の概要を図-1に、構法を用いた架構イメージを図-2に示す。本構法は、鋼管柱（Column）を杭（Pile）上部の鋼管コンクリートの内部に直接（Direct）埋込み、1柱1杭で建物を支持する構法である。

本報では、構法の概要、実用化のために実施した柱一杭接合部の構造性能確認実験、応力伝達機構を検証したFEM解析、および接合部の設計法について報告する。

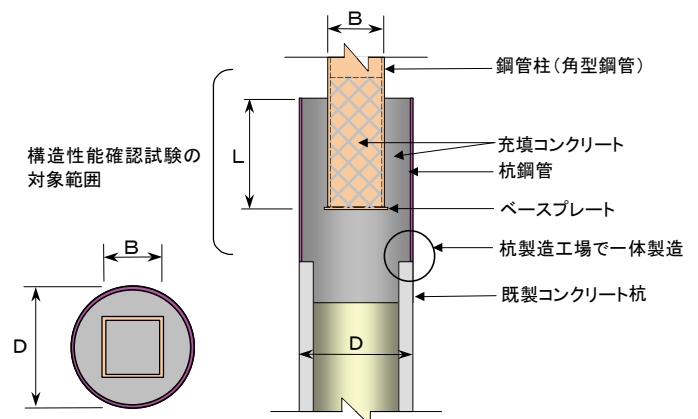


図-1 構法の概要

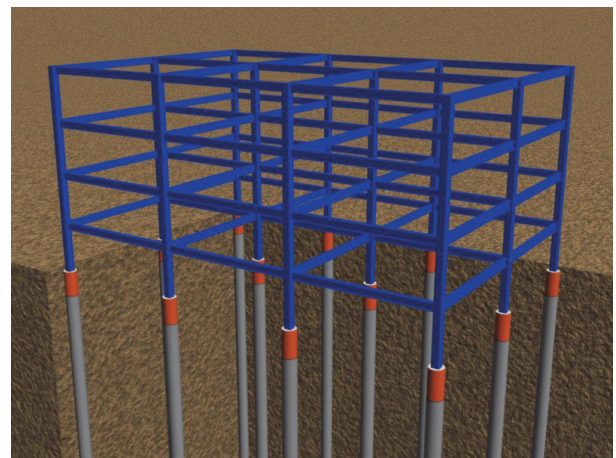


図-2 架構イメージ

### 2. 構法の概要

#### 2.1 構成

本構法は、既製コンクリート杭（杭径D）、その上部の杭鋼管（肉厚t）、ベースプレートを取付けた角型鋼管柱（サイズB）および充填コンクリートから構成される（図-1参照）。使用材料を表-1に示す。

本構法では、ベースプレート（辺長=B+50 mm）を取り付けた鋼管柱を杭鋼管の内部に埋込む納まりとなっており、ベースプレートの外接円以上の内径を杭が有する必要がある。

表-1 使用材料

使用材料	使用材料の範囲	
既製 コンクリート杭	径D	$D = \phi 450 \sim 1200$ (mm)
	杭種	PHC杭, PRC杭, SC杭
杭鋼管	肉厚t	$t \geq 9$ (mm)
角型鋼管柱	サイズB	$B = 150 \sim 650$ (mm)
充填コンクリート	種類	普通コンクリート
	強度	$F_c = 21 \sim 36$ (N/mm <sup>2</sup> )

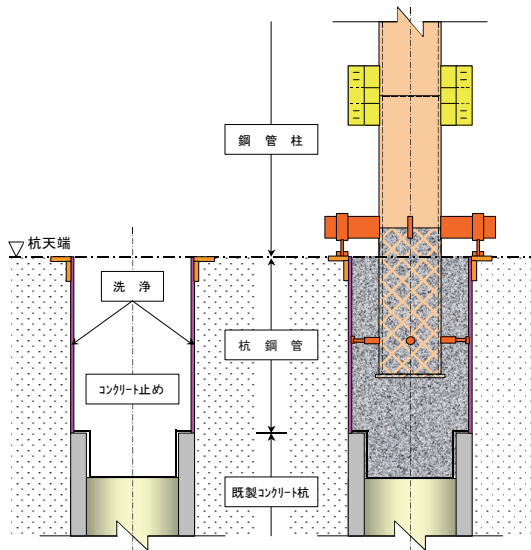
\*技術研究所 \*\*関西支社建築設計部 \*\*\*技術本部建築部

## 2.2 施工手順

本構法において杭の施工は通常の埋込み杭と同様の手順で行う。柱を埋設するための杭鋼管をあらかじめ既製杭の頭部に接合して杭と一体施工する点が特徴である。施工手順を表-2に示す。杭の打設後に上下・水平方向の施工誤差が生じても柱が通り芯上に設置できるように管理値を設定し、柱サイズBと杭径Dの組合せを決定している。

表-2 施工手順

①	杭鋼管と既製コンクリート杭を工場で接続
②	杭鋼管を既製コンクリート杭に取り付けた状態で埋込杭工法にて施工
③	杭鋼管内部の洗浄 (図-3 a参照)
④	鋼管柱1階柱脚の建込み
⑤	杭鋼管内部のコンクリート打設
⑥	杭鋼管内の充填コンクリートが硬化した後に鉄骨1節の建方 (図-3 b参照)



a) 杭内の洗浄      b) 鉄骨1節の建方

図-3 施工手順の一例

## 3. 構造性能確認実験

### 3.1 実験の目的

杭鋼管と柱の接合部載荷実験は、埋め込み接合部の構造性能(耐力と変形性能、接合部の剛性、破壊性状)を把握する目的で実施した。各パラメータによる実験結果から、本構法における接合部の仕様と設計法の妥当性を検証する。

### 3.2 実験パラメータ

試験体は代表的な実大モデルを基本ケースとした全9体である。実験パラメータは、①柱の埋め込み深さ(1.5・B~2.5・Bの3ケース、B:柱せい)、②軸力(0~2500 kNの3ケース)、③杭と柱の寸法関係(柱サイズ□300~500 mm、杭径φ780~980 mm)、④杭と柱の偏心(加力方向に75 mm)である。試験体の諸元を表-4に、材料強度を表-5に示す。鋼管柱の下端にはベースプレート(柱径+50 mm角、厚さ22 mm)を取付けており、ベースプレート中央にはコンクリート打設孔(φ150 mm)を設けている。また、鋼管柱内は杭鋼管天端までコンクリートを充填している。

### 3.3 実験方法

基礎梁が無い構造の応力状況に近づけるため、試験体の下部ほど曲げ応力が增大する片持ち柱形式の載荷

表-5 材料強度

部材	材質	強度(N/mm <sup>2</sup> )
鋼管柱	BCR295	$\sigma_y=403, \sigma_u=437$
充填コンクリート	普通Fc=30(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_B=32.5\sim38.8$
杭鋼管 (リブ無し鋼管)	SS400	$\sigma_y=289\sim312$ $\sigma_u=429\sim439$
ベースプレート	SS400	—

$\sigma_B$ : コンクリートの実圧縮強度(実験日の値)

$\sigma_y$ : 鋼材の降伏点強度,  $\sigma_u$ : 鋼材の引張強度

表-4 試験体の諸元

試験体 No.	杭鋼管 径D×厚(mm)	鋼管柱 径B×厚(mm)	柱の埋込長 L(mm)	水平力載荷方向への 偏心距離(mm)	軸力 (kN)
1	φ780×9	□-400×19	800 (2.0・B)	-	-
2	φ780×9	□-400×19	800 (2.0・B)	-	1500
3	φ780×9	□-400×19	800 (2.0・B)	-	2500
4	φ780×9	□-400×19	1000 (2.5・B)	-	-
5	φ980×12	□-300×19	600 (2.0・B)	-	-
6	φ980×12	□-400×19	800 (2.0・B)	-	-
7	φ780×9	□-400×19	600 (1.5・B)	-	-
8	φ780×9	□-400×19	800 (2.0・B)	75	-
9	φ880×12	□-500×19	1000 (2.0・B)	-	-

とした。試験体の設置状況を図-4に示す。水平方向の加力は柱への正負交番载荷とし、試験体No. 2とNo. 3については水平力と同時に一定軸力を载荷した。変位と鋼管ひずみの計測点を図-5に示す。変位計測は柱および杭鋼管の加力方向の変形量と充填コンクリートが杭天端から抜け上がる量について計測した。杭鋼管ひずみについては鋼管の降伏荷重を確認すると共に、柱から杭鋼管への応力伝達機構を把握するため杭鋼管外周180°の範囲において所定の間隔で計測した。

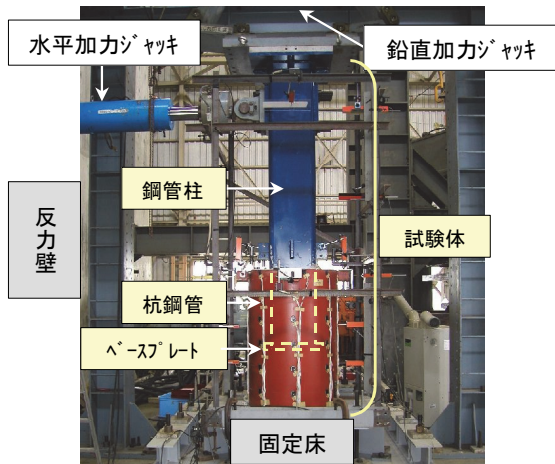


図-4 試験体の設置状況

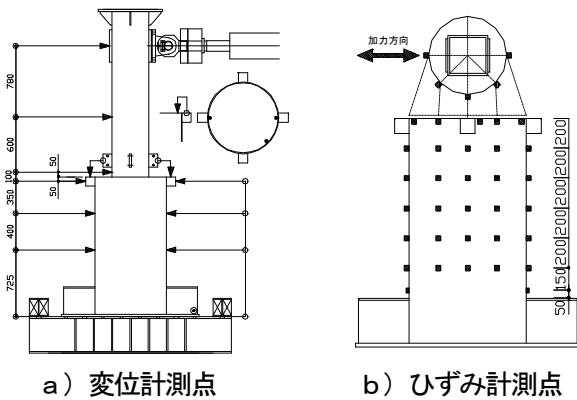


図-5 変位と鋼管ひずみの計測点

### 3.4 実験結果

#### a. 降伏耐力

標準タイプ (No. 1) と柱の埋め込み長さを変えたタイプ (No. 4, No. 7) は杭頭鋼管の縁部で降伏 (周方向応力) し、その後に柱脚が降伏した。軸力を载荷したタイプ (No. 2, No. 3) 及び杭鋼管の太いタイプ (No. 5, No. 6) では柱脚の降伏が先行し、その後に杭頭鋼管の縁部で降伏した。各試験体の降伏耐力について、実験値と計算値の比較を5章の表-7に示す。本接合部は杭頭鋼管の降伏によって耐力が決まる構造といえる。

#### b. 回転角と水平荷重の関係

代表的なパラメータについて、杭-柱接合部の回転角-水平荷重関係を比較する。なお、回転角は杭鋼管天端とその下方 800 mm (No. 1, 2, 3, 6, 8 の柱ベースプレート位置に相当) の2点での相対水平変位から算出した値である。柱の埋込長さによる影響を図-6に示す。埋込長さ  $L \geq 2.0 \cdot B$  (No. 1 および No. 4) では载荷装置の能力の制限から最大耐力は確認できなかったものの、ほぼ同様の性状を示すことが分かった。一方、柱の埋込長さ  $L = 1.5 \cdot B$  (No. 7) では、実験の最終段階で杭鋼管天端からのコンクリートの抜上り量が No. 1 および No. 4 の5倍程度もあり、両者の比較から  $L \geq 2.0 \cdot B$  とすれば抜上りで耐力が決定されないことがわかった。柱が杭に対して偏心した影響を図-7に示す。No. 8 では水平力の载荷方向へ柱心を 75 mm 偏心させているが、No. 1 (偏心無) と比較して回転角-水平荷重関係においてその影響は確認できなかった。柱に軸力载荷したことによる影響を図-8に示す。各実験とも最大耐力は確認できなかったが、軸力の増加に伴い回転角-水平荷重関係の初期剛性が、No. 1 と比較してやや増大することがわかった。

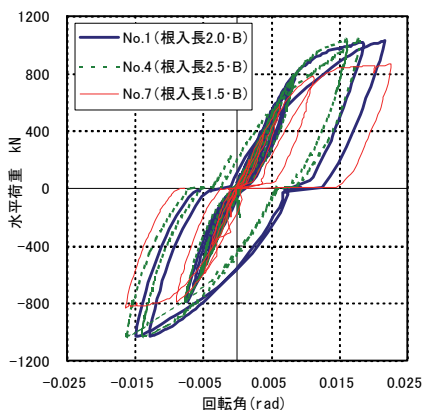


図-6 埋込長さの影響

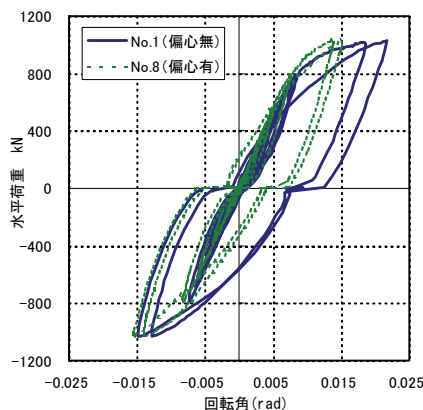


図-7 偏心の影響

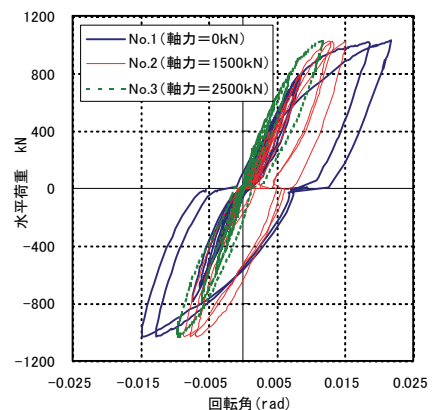
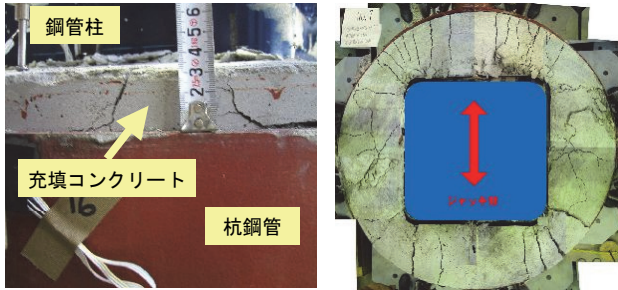


図-8 軸力の影響

c. コンクリートの破壊状況

杭頭ひび割れは杭頭鋼管が降伏した後に顕著に現れた。柱の埋込み長さが 1.5 B (No. 7) の場合には抜き破壊が見られた。コンクリートの破壊状況を図-9 に示す。杭頭のひび割れは各試験体でほぼ同じ位置に発生し、柱の埋込みが長いほど発生量は少なかった。



a) 杭頭の抜け上がり      b) 杭頭のひび割れ

図-9 コンクリートの破壊状況 (No. 7)

d. 杭鋼管の主ひずみ分布

標準タイプ (No. 1)、埋込長が浅いタイプ (No. 7)、柱偏心タイプ (No. 7) の降伏荷重時の主ひずみ分布を図-10 に示す。いずれも杭頭の縁部にひずみ (応力) の発生が集中しており、これが耐力を決める要因となっている。また、埋込長が浅いタイプでは、応力伝達に有効な長さ (深さ) が小さいことから、縁部付近に応力がより集中して降伏耐力が低くなったと推察される。偏心タイプは標準タイプと主ひずみの分布が似ており、また降伏耐力への影響も見られなかった。

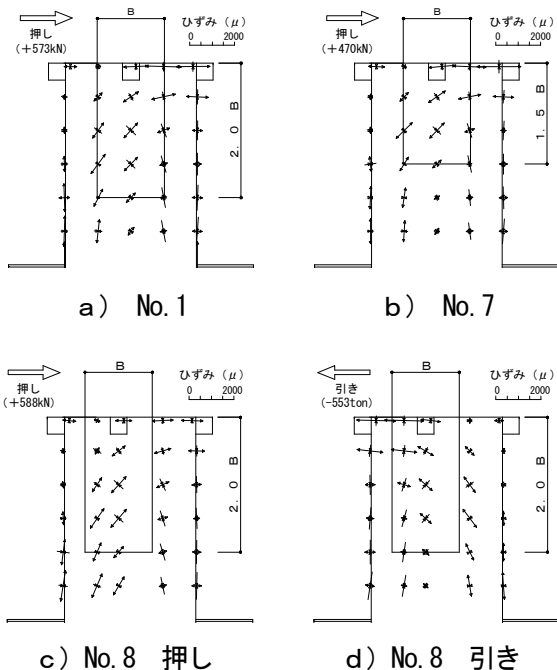


図-10 杭鋼管の主ひずみ分布

4. FEM解析

4.1 解析の概要

本解析は、柱-杭鋼管コンクリート接合部における応力伝達機構を把握することを目的とした。対象モデルの形状を図-11 に示す。試験体 No. 1 を基本ケースとして 45° 方向への加力も実施した。柱から杭鋼管への応力作用領域を図-12 のモデルを想定しており実験値との比較により検証する。解析には ADINA R&D Inc. の汎用プログラム ADINA ver8.1 を用いた。

4.2 解析モデル

解析モデルは図-13 に示すように対称性を考慮した全体の 1/2 モデルとした。材料物性を表-6 に、鋼材の  $\sigma - \epsilon$  関係を図-14 に示す。鋼管柱、充填コンクリート、杭鋼管共に 3D-solid 要素でモデル化し、各部材間には接触要素を用いた。境界条件は最下面の Z

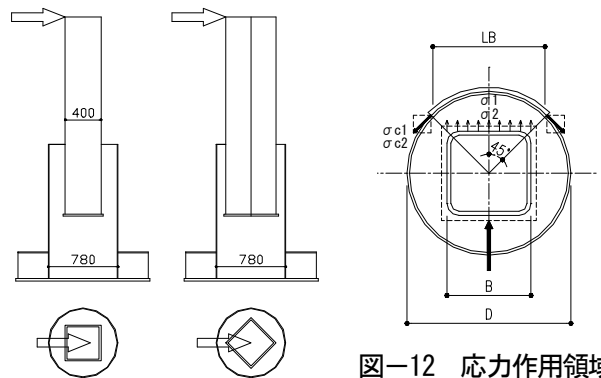


図-12 応力作用領域

図-11 対象モデルの形状

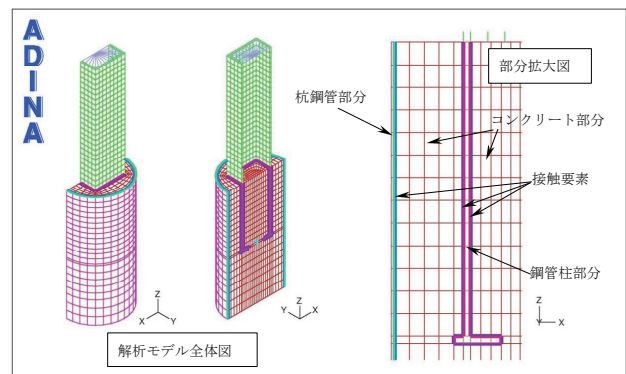


図-13 解析モデル (試験体 No. 1)

表-6 材料物性

	鋼管柱	コンクリート	杭鋼管
材質	BCR295	Fc30	SS400
ヤング率 (kN/cm <sup>2</sup> ) E	20500	2780	21300
ポアソン比	0.3	0.167	0.3
降伏応力 (kN/cm <sup>2</sup> ) $\sigma_y$	40.3	—	28.9
二次勾配 (kN/cm <sup>2</sup> ) $E_T$	20.5	—	21.3

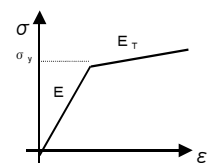


図-14  $\sigma - \epsilon$

方向を拘束し、対称性を考慮した切断面はY方向を拘束とした。鋼管柱の載荷面となる頂部は載荷点に対しX方向の従属変位拘束とした。加力は実験において杭鋼管の頂部が降伏を開始した 300 kN（全体モデルで 600 kN に相当）とした。接触要素については摩擦を考慮しコンクリートと鋼材の摩擦係数を 0.5 とした。

### 4.3 解析結果

柱から杭鋼管に支圧力が伝達される領域を  $L_B$  と定義（図-13参照）し、この領域における杭鋼管の応力分布について解析値と実験値を比較したものを図-15に示す。ここで解析値の支圧応力とは杭鋼管と充填コンクリートの間の接触要素に作用するせん断力を作用領域の面積で平均化したものである。解析結果は押し側の杭鋼管縁部と引き側の柱ベースプレート位置で支圧応力が大きくなっており、この傾向は実験値の分布と一致している。これにより応力作用領域の考え方が概ね妥当であることがわかった。杭鋼管、充填コンクリート、および柱部材の有効応力（45° 方向加力）を図-16に示す。杭頭縁部に応力が集中する傾向は 0° 方向加力についても同様の結果で、発生する応力の最大値も殆ど変わらなかった。各部材の弾性範囲において、加力方向が柱から杭鋼管への支圧力の伝達機構に与える影響は少ないと推察される。

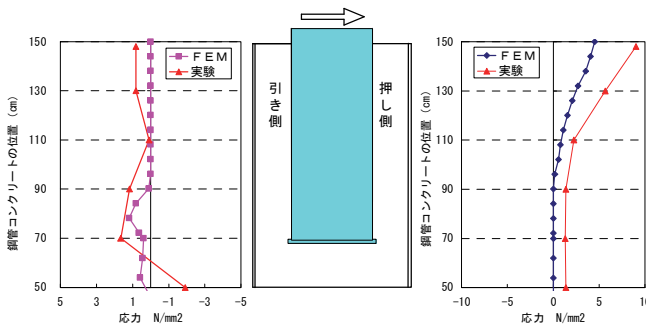


図-15 杭鋼管 ( $L_B$  範囲) の応力分布

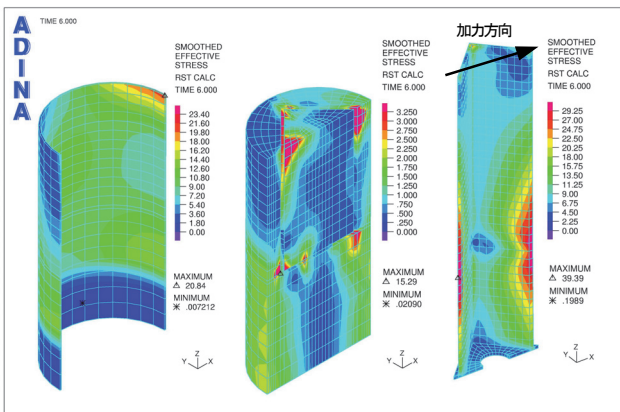


図-16 各部材の有効応力 (45° 方向加力)

## 5. 設計法

### 5.1 設計法の概要

本構法の設計においては、上部構造、杭および地盤を一体とした一体解析により各部の応力を算出する。また、一次設計時に引抜が生じる柱には適用しない。鋼管柱の杭鋼管への埋込長  $L$  は、実験結果の知見を反映して  $2.0 \cdot B$  ( $B$ : 柱サイズ) を基本とし、これに鉛直方向の施工誤差 (=50 mm) を加えた値以上とする。接合部 (鋼管柱埋め込み部) の応力伝達モデルを図-17に示す。ベースプレート重心位置での短期許容曲げモーメント  $M_a$  は下式による。

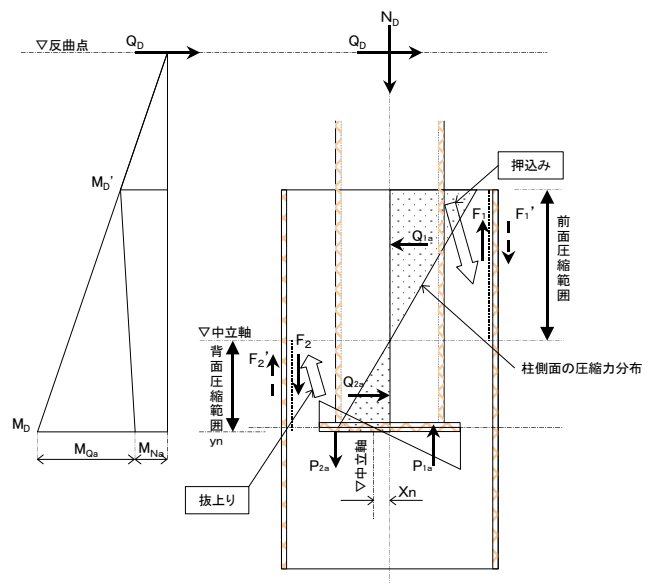


図-17 接合部の応力伝達モデル

$$M_a = M_{Qa} + M_{Na} \quad \dots (1) \text{式}$$

$$M_{Qa} = Q_{1a} \cdot y_{Q1} - Q_{2a} \cdot y_{Q2} \quad \dots (2) \text{式}$$

$$M_{Na} = P_{1a} \cdot x_{p1} + P_{2a} \cdot x_{p2} + F_1 \cdot D/2 \quad \dots (3) \text{式}$$

$$Q_D = Q_{1a} - Q_{2a} \quad \dots (4) \text{式}$$

$$N_D = P_{1a} - P_{2a} + F_1 \quad \dots (5) \text{式}$$

ここに、

$M_{Qa}$  : 杭鋼管の側面に作用する圧縮力  $Q_{1a}$  および  $Q_{2a}$  により決定される許容曲げモーメント

$M_{Na}$  : ベースプレート上下面に作用する  $P_{1a}$  および  $P_{2a}$  により決定される許容曲げモーメント

$Q_D, N_D$  : 設計用せん断力および設計用軸力

- $Q_{1a}, Q_{2a}$  : 杭上部および下部で鋼管柱側面に作用する圧縮力
- $P_{1a}, P_{2a}$  : ベースプレートに作用する上向きおよび下向き反力
- $F_I$  : 杭上部で杭鋼管とコンクリート間の摩擦力
- $Y_{Q1}, Y_{Q2}$  : ベースプレート底面から  $Q_{1a}$  および  $Q_{2a}$  の作用位置までの距離
- $X_{P1}, X_{P2}$  : ベースプレート図心から  $P_{1a}$  および  $P_{2a}$  の作用位置までの距離
- $D$  : 杭鋼管の径

## 5.2 計算値と実験値の比較

設計法の応力伝達モデルによって算出した短期許容曲げモーメントの計算値と接合部の載荷実験における降伏曲げモーメントの実験値の比較を表-7に示す。実験値の降伏耐力は、計算値の短期耐力に対して1.47~2.54倍の値を示しており、設計法が安全側の評価となっていることがわかる。

表-7 計算値と実験値の比較

試験体	実験値 (降伏耐力) kN・m	計算値 (短期耐力) kN・m	実験/計算
No. 1	1275	651	1.96
No. 2	1526	768	1.99
No. 3	1613	775	2.08
No. 4	1426	967	1.47
No. 5	875	538	1.63
No. 6	1873	907	2.07
No. 7	952	387	2.46
No. 8	1230	650	1.89
No. 9	2280	897	2.54

## 6. まとめ

鋼管柱と既製コンクリート杭を一体化させる基礎構法について実大モデルの載荷実験を行い、接合部の構造性能を確認した。また、FEM解析によって応力伝達モデルを検討し、接合部の設計法を導いた。

これらの検討を踏まえて本構法の仕様と決定し、施工手順をまとめた。開発において得られた知見を以下に示す。

- i. 鋼管柱を杭頭鋼管に2.0 B 埋め込むことで杭頭部に抜け上がり破壊が発生せず、接合部として十分

な耐力が得られる

- ii. 柱の偏心（水平力載荷方向に75mm）が接合部の降伏耐力に与える影響は小さく、柱軸力の増加によって埋め込み部の初期剛性は増大する
- iii. 柱から杭鋼管への応力作用領域を仮定し、実験値とFEM解析の応力分布を比較した結果、両者の傾向は一致した
- iv. 応力伝達モデルを反映させた設計式の短期許容曲げモーメントは、実験値の降伏曲げモーメントに対して安全側に評価できる

## 7. おわりに

本構法は礎（フーチング）および基礎梁を無くすることで土工事や型枠および鉄筋工事を削減し、基礎工事のコストダウンを図ることができる。また、杭基礎建物において従来工法に比べて工期を短縮できる。環境面では掘削工事に伴う残土などの産業廃棄物を削減することができる。今後、これらの特長を活かせる場面において本構法を積極的に適用していきたい。

### 【参考文献】

- 1) (社) 日本建築学会、「鋼構造接合部設計指針 7.4 埋込み柱脚の設計」、2001年
- 2) 今野他、「鋼管柱と鋼管コンクリート杭の一体化構造に関する研究 その1~5」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2002年
- 3) 武田、舟木、山田、「角型鋼管柱と既製コンクリート杭の一体構造に関する実験」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2004年



# 再生骨材を用いた再生コンクリートの施工実験

河野政典\* 上西 隆\*\*  
起橋孝徳\* 中村裕介\*

## 1. はじめに

建設リサイクル法が平成 14 年 5 月に全面的に施行され、一定規模以上の建設工事における分別解体や建設廃材の再資源化等が義務付けられた。特定建設資材の一つである廃コンクリートは、リサイクル率は高いが、その用途のほとんどが路盤材である。今後、廃コンクリート量の増加が見込まれる中、路盤材の需要が今まで以上に伸びるとは考えにくいいため、コンクリート用骨材としての再利用の推進が望まれている<sup>1)</sup>。

このような背景の中、近年、廃コンクリート塊から生コン JIS (JIS A 5308) に規定される骨材と同等の品質を有する再生骨材 (以下、高品質再生骨材と称す) を製造する技術<sup>2)</sup>が開発され、高品質再生骨材を用いたコンクリートの実施工への適用の報告<sup>3)</sup>がされている。しかしながら、高品質再生骨材は製造量、製造に伴い発生する微粉の処理および、製造コストに問題があり普及が進んでいない。再生コンクリートの普及を図るには、高品質再生骨材よりも品質基準を若干緩和した再生骨材 (以下、中品質再生骨材と称す) の適用が望ましいが、中品質再生骨材の構造体への適用事例は少なく、コンクリートの品質や施工性については不明な点が多い。そこで今回、中品質再生骨材を用いたコンクリートの基本的性状を確認するため、実大試験体の施工実験を実施した。その概要について報告する。

## 2. 再生コンクリートの概要

実験に用いた再生コンクリートの種類と調合条件を表-1に示す。骨材の組合せを要因として、コンクリートの粗骨材と細骨材のそれぞれに、再生骨材と JIS 骨材を用いた場合の性状比較を行った。また、ひび割れの抑制を目的にポリプロピレン短繊維を用いた再生コンクリートの適用性も検討した。再生骨材は市

中の再生骨材製造工場 (1 工場) で製造された再生細骨材、再生粗骨材を使用した。セメントにはアルカリ骨材反応の抑制対策として高炉セメント B 種を中心に用いた。

表-1 再生コンクリートの種類

記号	再生コンクリートの種類		調合条件
	骨材組合せと繊維の有無	セメント	
WV	JIS 細骨材+JIS 骨材 (プラント常備品)	高炉 B 種	スラブ <sup>1)</sup> 18cm 空気量 4.5% 単位水量 185kg/m <sup>3</sup> 以下
VR	JIS 細骨材 (プラント常備品) +再生粗骨材		
RR	再生細骨材+再生粗骨材		
RRf	再生細骨材+再生粗骨材 +有機短繊維		
RR-N	再生細骨材+再生粗骨材	普通ポルト	

## 3. 実験概要

### 3.1 実験計画

実験は、実機プラントによる製造性およびフレッシュコンクリートの経時変化を確認するための実機実験と、再生コンクリートの施工性およびひび割れ状況を確認するための基礎構造体を模擬した実大試験体の施工実験を実施した。各実験に用いた再生コンクリートの種類および水セメント比を表-2に、構造体の基礎伏せ図および調合による打設区分を図-1に示す。

表-2 各実験に用いた再生コンクリートの種類および水セメント比

	再生コンクリート種類	W/C (%)	コンクリート量 (m <sup>3</sup> )	主な検討項目
実機実験	RR	47.0, 43.0, 50.5	12	W/C と強度の関係
	WV, VR, RR	47.0	7.5	経時変化
施工実験	耐圧盤	WV, VR, RR, RRf	47.0	製造施工性 出来型
	基礎梁	WV, VR, RR, RRf	47.0	
	スラブ	RR-N (, WV-N)	48.0	ポンプ圧送性

\*技術研究所 \*\*技術本部建築部

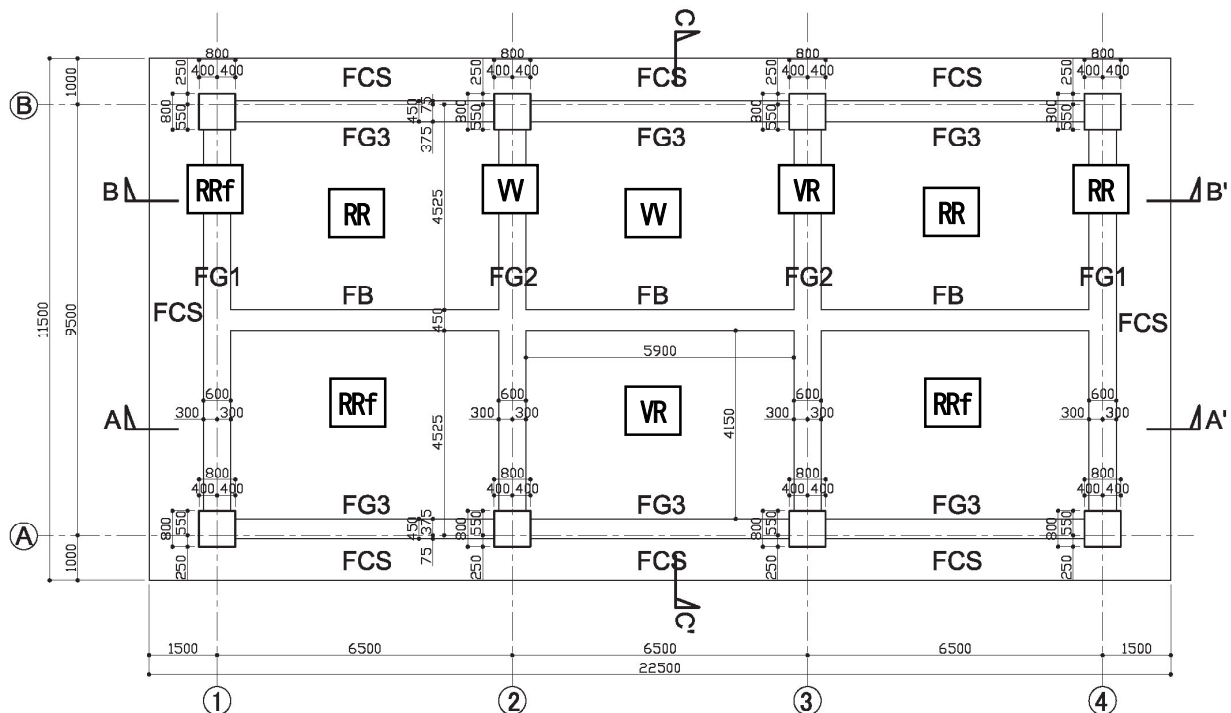


図-1 基礎伏せ図と調合による打設区分

構造体は、耐圧盤、逆梁形状の基礎梁およびスラブからなる。施工実験では打設区画を設け、複数の再生コンクリートを打ち分け、基礎梁打設においては①～④通りの梁別で打ち分けた。

高炉セメントB種を用いた水セメント比 43.0、47.0、50.5%は、JIS 調合の呼び強度ではそれぞれ 33、30、27 N/mm<sup>2</sup> に相当し、普通ポルトランドセメントの水セメント比 48.0%は呼び強度 30 N/mm<sup>2</sup> に相当する。

なお、試験体の施工は茨城県つくば市内で行い、再生コンクリートはレディミクストコンクリート JIS 工場で製造した。また、実機実験は7月中旬、施工実験は7月下旬から9月上旬に行った。

### 3.2 使用材料と調合

使用材料を表-3に、コンクリート調合を表-4に示す。ポリプロピレン繊維の添加率はコンクリート容積に対して 0.1%とした。コンクリートへの投入は、施工現場にてアジテータ車ドラムに直接投入し、3分間高速攪拌した。

再生コンクリートの単位水量は、JIS 調合同一としたものの他、RR47 においては単位水量を 5kg/m<sup>3</sup> 増した調合も実施し経時変化の比較を行った。フレッシュコンクリートのスランプは 18±2.5cm、空気量は 4.5±1.5%を管理目標とした。

表-3 使用材料

使用材料	記号	性質
セメント	高炉B種	Cb T社製 密度: 3.04
	普通ポルトランド	Cn T社製 密度: 3.16
細骨材	JIS品	栃木県栃木市産砕砂 密度: 2.61, 吸水率: 1.65%, FM2. 73
	再生	Sr (砕砂相当)
粗骨材	JIS品	新治産硬質砂岩碎石 2005 密度: 2.69, 吸水率: 0.82%, 実積率: 60.2%
	再生	Gr (2005相当)
混和剤	Ad	F社製 AE減水剤 密度: 1.1、 (AE助剤、消泡剤)
有機短繊維	PP	W社製 ポリプロピレン繊維 長さ: max12mm, 密度: 0.91

表-4 コンクリート調合

調合名	再生コンクリート種類	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					
				W	Cb (Cn)	S		G	
						Sj	Sr	Gj	Gr
W47	W	47.0	44.9	179	381	763	0	968	0
VR47	VR	47.0	42.8	179	381	728	0	0	978
RR47	RR	47.0	42.8	179	381	0	708	0	978
RRf47	RRf								
RR47w	RR	47.0	42.1	184	392	0	686	0	978
RR43	RR	43.0	42.0	183	426	0	675	0	964
RR50	RR	50.5	43.6	177	350	0	734	0	983
W-N	W-N	48.0	45.1	182	(379)	769	0	967	0
RR-N	RR-N	48.0	43.1	182	(379)	0	715	0	977

### 3.3 試験項目

再生骨材の試験項目と方法を表-5に示す。アルカリシリカ反応性試験は迅速法とし、評価判定は長さ変化率試験により行った。

コンクリートの基本試験項目と方法を表-6、実験別の検討項目と方法を表-7に示す。フレッシュコンクリートの経時変化試験は120分までとし、スランブの管理値を下回った場合には、高性能 AE 減水剤を後添加して所要の性状のコンクリートが得られるか確認を行った。

施工実験では、再生コンクリートの日内変動を確認するため、全アジテータ車においてフレッシュ試験および圧縮強度試験を実施した。ポンプ圧送試験には、最大吐出量 115 m<sup>3</sup>/hr、最大吐出圧 4.7 N/mm<sup>2</sup> のピストン式ポンプ車を使用した。圧送管は、ポンプ車から 125A(5B) 管で水平 50m、鉛直 5 m 配管し、フレキシブルホース 8 m を接続した。圧送試験ではコンクリートの吐出量を三段階に変化させ、フレッシュ性状、管内圧力損失および発現強度の影響について検討した。

## 4. 実験結果

### 4.1 再生骨材

再生骨材の絶乾密度および吸水率の測定結果を表-8に示す。再生細骨材の吸水率は 3.5~4%、再生粗骨材は 2.5~3% であった。

塩化物量試験とアルカリシリカ反応性試験の結果を表-9に示す。塩化物は再生細骨材、再生粗骨材いずれも NaCl で 0.01% 以下であった。

アルカリシリカ反応性試験の迅速法における長さ変化率の測定結果は、JIS A 1804 の判定基準である 0.10% 未満を満足し、両再生骨材とも”無害”の判定となった。

表-5 再生骨材試験項目と方法

	試験項目	方法	
		再生細骨材	再生粗骨材
骨材	絶乾密度	JIS A 1109	JIS A 1110
	表乾密度		
	吸水率		
	粒度分布	JIS A 1102	
	塩化物量	JIS A 5002	
	アルカリシリカ反応性試験	JIS A 1804 (迅速法)	

表-6 コンクリートの基本試験項目と方法

	試験項目	方法
フレッシュコンクリート	スラブ	JIS A 1101
	空気量	JIS A 1128
	コンクリート温度	棒状温度計
硬化コンクリート	圧縮強度	JIS A 1108, 標準水中養生供試体 材齢 7, 28, 56 (91) 日

表-7 実験別の検討項目と方法

	検討項目	方法
実機実験	フレッシュコンクリートの経時変化	練り直後から 30 分毎に 120 分までのフレッシュ試験の実施
	W/C と強度の関係	圧縮強度試験の実施
耐圧盤 基礎梁	再生コンクリートの製造変動	全アジテータ車のフレッシュ、圧縮強度試験の実施
	繊維混入によるフレッシュ性状の変化	繊維投入前後のフレッシュ試験の実施
施工実験 スラブ	再生コンクリートの出来形状態	硬化後の表面/ひび割れ観察
	ポンプ圧送による影響	ポンプ配管: 水平 50m+鉛直 5m +フレキシブルホース 8m 吐出量: 30, 60, 90m <sup>3</sup> /h
	フレッシュ性状の変動	圧送前(荷卸し)と圧送後(筒先採取)のフレッシュ試験の実施
	圧力損失	圧送管に圧力計を 3 点取付け圧力測定を実施
	発現強度の影響	圧送前(荷卸し)と圧送後(筒先採取)のコンクリート強度試験の実施
	再生コンクリートの出来形状態	硬化後の表面/ひび割れ観察

表-8 再生骨材の絶乾密度と吸水率

		再生細骨材	再生粗骨材
絶乾密度	①	2.41	2.52
	②	2.45	2.54
	③	2.44	2.53
	④	2.43	2.49
吸水率 %	①	3.98	2.78
	②	3.54	2.50
	③	3.86	2.61
	④	3.92	2.90

表-9 再生骨材の塩化物試験とアルカリシリカ反応性試験の結果

		再生細骨材		再生粗骨材	
		測定値	判定値	測定値	判定値
塩分 (NaCl)	①	0.003%	0.04%	0.003%	0.01%
	②	0.004%	以下	0.003%	以下
アル骨迅速法	①	0.0152%	0.10%	0.0249%	0.10%
	②	0.0202%	未満	0.0245%	未満

## 4.2 再生コンクリート

### a. 実機実験

#### ① フレッシュ経時変化

水セメント比47%の各再生コンクリートにおけるフレッシュ時のスランプ経時変化を図-2に、フレッシュ性状の一例を写真-1に示す。

再生細骨材と再生粗骨材を用いたRR47ではJIS骨材を使用したVV47よりスランプの経時変化は大きいですが、夏期条件で60分までは目標範囲内にあり、単位水量を5 kg/m<sup>3</sup>増やすことで120分まで目標範囲内にすることが可能であった。なお、RR47は経時90分でスランプが目標範囲を外れたため、現場で高性能AE減水剤を後添加して所要の性状が得られたことを確認した。

粗骨材のみを再生としたVR47の場合は、120分までスランプは目標範囲にあった。

フレッシュ性状にはコンクリート種類による違いはみられなかった。

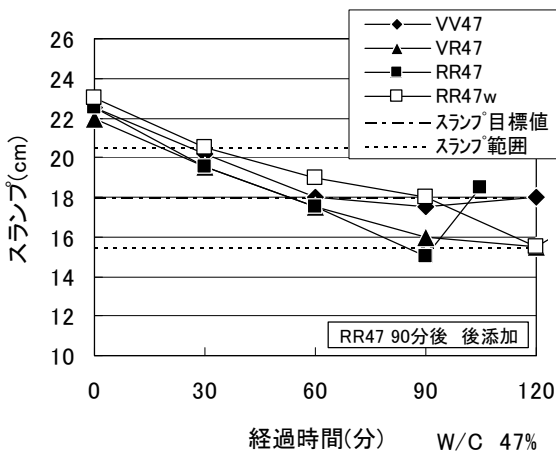


図-2 スランプ経時変化



写真-1 RR47w調合の60分後のフレッシュ状況

#### ② コンクリート種類と圧縮強度の関係

コンクリート種類ごとの圧縮強度の比較を図-3に示す。VR47とRR47の材齢28日圧縮強度はVV47とほぼ同等であったが、長期材齢における強度増進は再生コンクリートのほうがやや大きく、RR47の材齢91日強度は52.7 N/mm<sup>2</sup>であった。なお、RR47においては経時90分後に高性能AE減水剤を後添加したが、後添加の強度は材齢28日で約2 N/mm<sup>2</sup>大きかった。

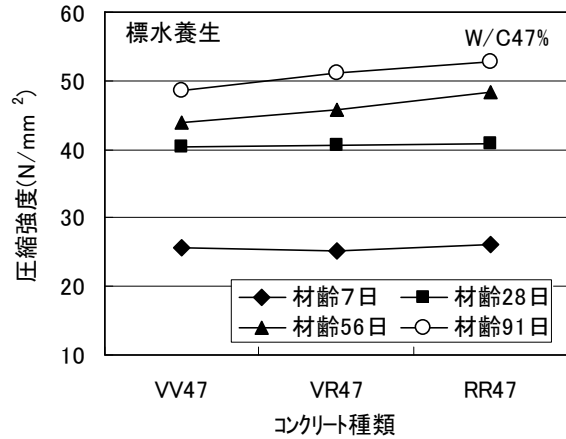


図-3 圧縮強度の比較

#### ③ セメント水比と圧縮強度の関係

RRのセメント水比と材齢28日圧縮強度の関係を図-4に示す。セメント水比と圧縮強度の関係は、水セメント比50.5~43%の範囲ではセメント水比に対して直線的に増加する傾向にあった。また、水セメント比50.5%は呼び強度27 N/mm<sup>2</sup>相当の強度を、水セメント比43%は呼び強度33 N/mm<sup>2</sup>相当の強度を十分満足していた。

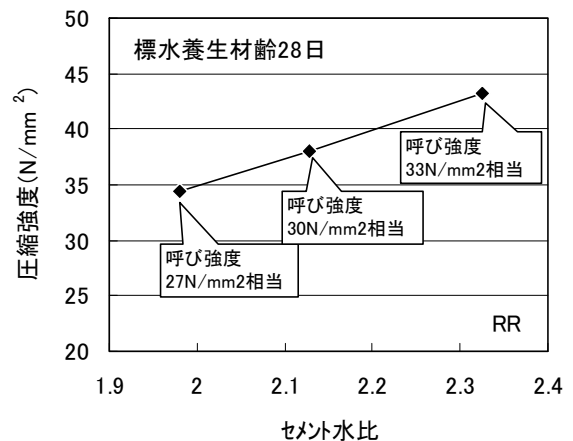


図-4 セメント水比と圧縮強度の関係

b. 施工実験

① フレッシュ性状の日内変動

耐圧盤打設時のコンクリート種類の出荷順序を表-10に、生コン車全車における荷卸しフレッシュ試験のスランプと空気量の測定結果を図-5に示す。なお、繊維混入のコンクリートRRf(3, 6, 8, 10, 13, 16台目)は混入前(RR荷卸し時)と混入後の測定結果を示す。荷卸し時のスランプは全車で目標範囲を満足した。RRはスランプと空気量がVV、VRよりやや大きかったが、通常のコンクリートの出荷管理で製造可能と考えられた。

繊維を混入すると空気量が1.5~2.0%増加する傾向にあったため、RRfの10, 13, 16台目は繊維混入時に消泡剤を添加して、空気量調整を行った。空気量調整後はスランプがやや小さくなる傾向にあった。

表-10 コンクリートの出荷順序

生コン車(台目)	1,2	3	4	5	6	7	8	9	10	11,12	13	14	15	16	17,18
コンクリート種類	RR	RR RRf	RR	VR	RR RRf	VR	RR RRf	VR	RR RRf	W	RR RRf	W	RR	RR RRf	RR

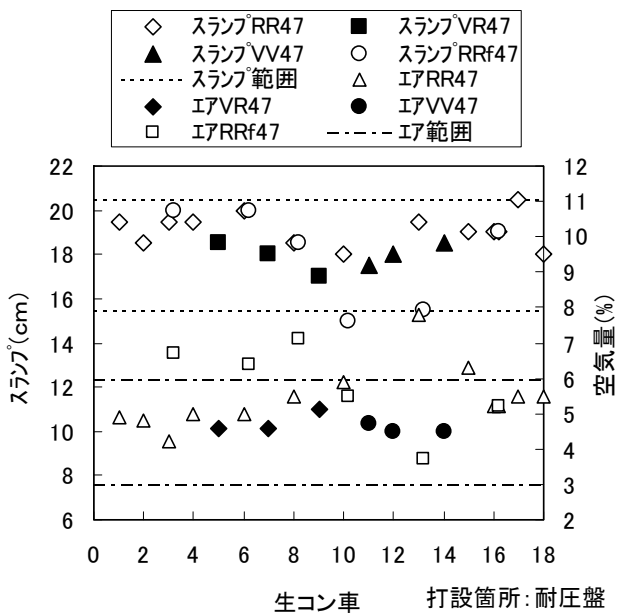


図-5 フレッシュ試験結果

② 圧縮強度の日内変動

耐圧盤と基礎梁打設時の生コン車全車の圧縮強度試験結果を図-6、7にそれぞれ示す。図-6においてRRの圧縮強度はVVおよびVRよりやや小さい傾向にあるが、呼び強度30 N/mm<sup>2</sup>は十分満足していた。強度低下の理由としては図-5に示すようにVVおよびVRよりも空気量が大きかったことが考えられる。

繊維混入時に空気量調整を行わなかった場合、混入後の圧縮強度は空気量の増加により小さくなったが、10, 16台目の結果から、繊維混入時に空気量調整を適正に行えば、圧縮強度への影響は小さいと考えられる。

基礎梁打設時においても生コン車全車で圧縮強度は呼び強度30 N/mm<sup>2</sup>を十分満足し、強度発現も耐圧盤打設時の結果とほぼ同じであった。

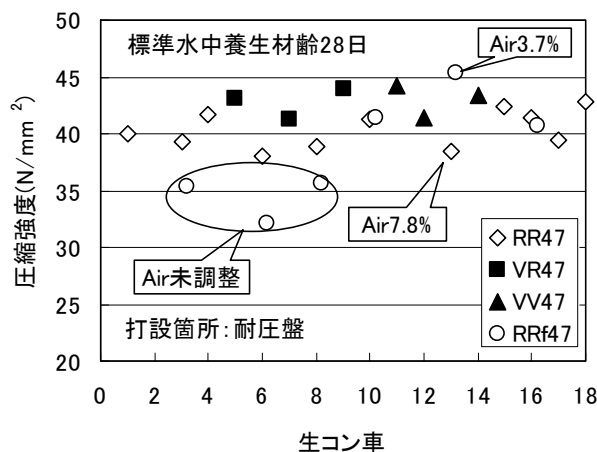


図-6 耐圧盤打設時の圧縮強度試験結果

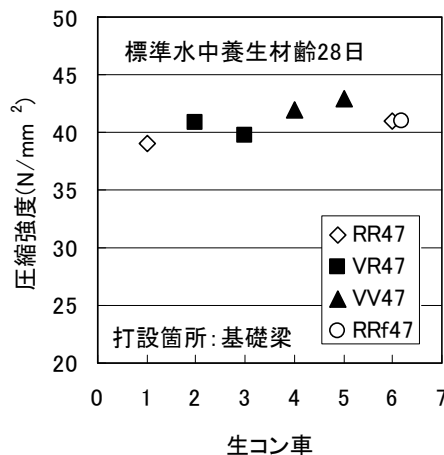


図-7 基礎梁打設時の圧縮強度試験結果

③ 施工性およびポンプ圧送性

バケットにより行った基礎梁打設においては、再生コンクリートと普通コンクリートの施工性には違いは見られなかった。耐圧盤の一部とスラブのコンクリート打設にはポンプ車を用いた。スラブコンクリートは配管50mのポンプ圧送により打設したが、普通コンクリートと同様、問題なく圧送できることを確認した。

圧送前後のフレッシュコンクリートの試験結果を図-8に示す。RR-Nは圧送によりスランプが1 cm小さくなったが、W-Nでも小さくなっていったため再生コンク

リートと普通コンクリートとの違いはみられなかった。圧送は低速、中速、高速と吐出量を変えて行ったが、圧送速度によるフレッシュ性状への影響は見られなかった。また、圧送や圧送速度による強度への影響は見られなかった。圧送時の管内圧力損失の計測結果を図-9に示す。再生コンクリートの圧送性は普通コンクリートに遜色のないことが確認できた。

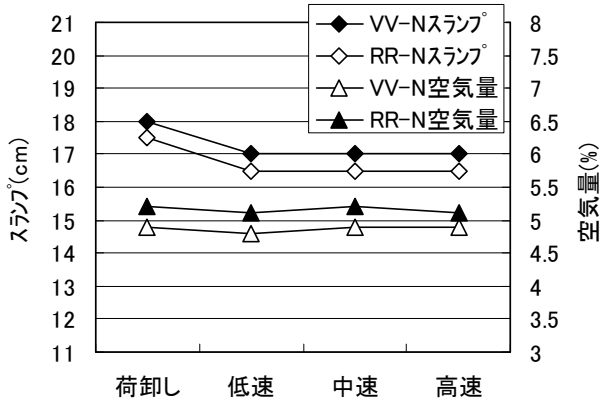


図-8 圧送前後のフレッシュ試験結果

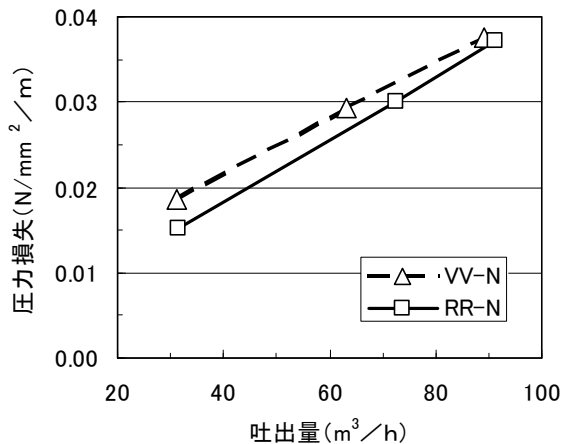


図-9 圧送時の管内圧力損失

#### ④ ひび割れ状況

打設後約1年経過したの耐圧盤においては、いずれのコンクリートにおいてもひび割れは見られず、再生コンクリートは普通コンクリートと同様の状態である。

基礎梁においては耐圧盤の拘束を受けるため、いずれのコンクリートにおいてもひび割れの発生が認められたが、ひび割れ幅は0.2 mm以下であり、再生コンクリートと普通コンクリートのひび割れに違いは見られなかった。繊維を混入した再生コンクリートにおいてもひび割れが発生したが、ひび割れ幅は0.1 mm未満と小さくなっており、繊維混入の効果が見られた。

## 5. まとめ

細骨材および粗骨材に再生骨材を用いたコンクリートの実機および施工実験の結果を以下に示す。

- i. 再生コンクリートのフレッシュの経時変化は60分までは、普通コンクリートとほぼ同じで、調合調整により60分以降の経時変化にも対応できるため、現場までの輸送時間を事前に把握しておけば、実施工への適用は十分可能である。
- ii. 再生コンクリートの圧縮強度は普通コンクリートとほぼ同等であり、普通コンクリートと同様に水セメント比と圧縮強度の関係から、呼び強度に対応する水セメント比を決定できる。
- iii. 普通コンクリートと同程度のスランプ、空気量であれば、再生コンクリートのポンプ圧送、打込み・締固め、仕上げなどの施工性は、普通コンクリートと変わらない。
- iv. 普通コンクリートと同程度の単位水量で調合が可能であれば、再生コンクリートと普通コンクリートのひび割れ状況に違いは見られない。

## 6. おわりに

施工実験の結果、今回の中品質の再生骨材を用いた再生コンクリートは十分実物件に適用できる事がわかった。今後は、再生コンクリートの耐久性を把握するため、試験室での耐久性試験や打設した試験体のひび割れ状況の観察を長期にわたり行う予定である。また、再生骨材の品質は、原コンクリート塊および製造方法によって異なるので、今後も再生骨材および再生コンクリートのデータを蓄積していきたい。

### 【参考文献】

- 1) 日本建築学会、「建築材料とリサイクル、2004年度日本建築学会大会(北海道)材料施工部門研究協議会資料」、2004.8
- 2) 島 裕和他、「加熱すりもみ法によるコンクリート塊からの高品質骨材回収技術の開発」、コンクリート工学年次論文集Vol.22-2, pp.1093-1098, 2000
- 3) 黒田泰弘他、「構造用再生骨材コンクリートによる現場内リサイクル」、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)2004, pp.61-64, 2004.8

# 床衝撃音予測手法に関する研究 —実大試験床版の概要および実験結果—

稲留康一\* 山上 聡\*

## 1. はじめに

共同住宅に求められる居住環境性能の中で、上階での歩行や物の落下に対する床衝撃音遮断性能は、エンドユーザーから重要視される性能の一つとなっている。床衝撃音遮断性能の中でも、子どもの飛び跳ねや走り回りなど重量な物の落下や移動に伴い発生する“重量床衝撃音遮断性能”は、躯体スラブ厚さがその基本的な性能を決定することから、設計段階における予測が重要となる。最近では、スラブの大型化やアウトフレーム構法等、重量床衝撃音に有効に作用する梁部材の効果を得られ難い状況にあり、スラブ厚は増大する傾向にある。

そのため、床衝撃音遮断性能の得られ難い大型スラブの床衝撃音の予測手法を検討するため、センターコア形式の共同住宅で、コア部分と外周部のみに梁を有し他の部分には梁を設けない架構の建物を参考に、その一部分を模擬した実大試験スラブを製作した。本報

では、その試験体の概要を示すとともに、床衝撃音に関連する実験結果の一部について報告する。

## 2. 試験体の概要

試験体の概要を写真-1、図-1に示す。スラブは矩形中空ボイドスラブ 300mm 厚（等価厚さ 271mm）で、



写真-1 実大試験体写真

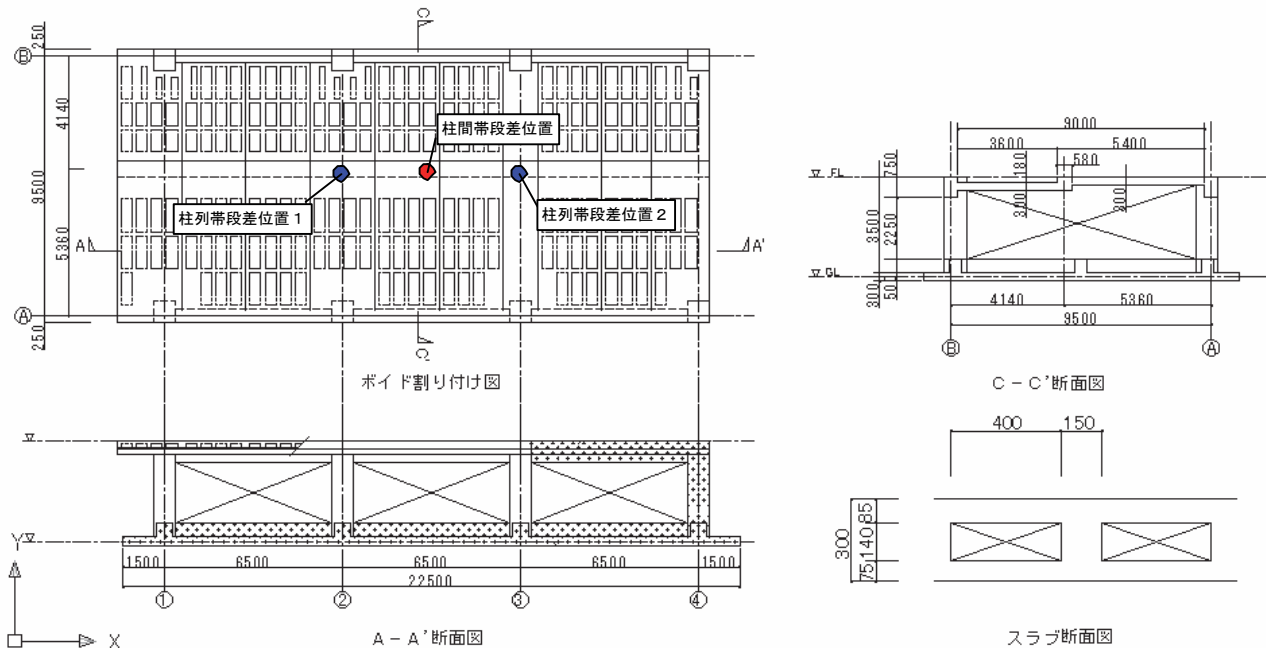


図-1 試験体の概要

\*技術研究所

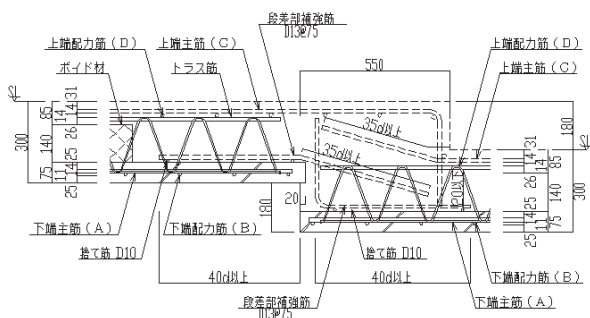


図-2 スラブ段差部分の配筋図

梁は長辺方向（AおよびB通り）にのみ配置されている一方方向版である。梁間方向の約6：4の位置には、スラブ段差（C-C'断面図参照）を設けている。図-2にスラブ段差の詳細図を示す。なお、本試験体の一部には、再生骨材を用いた再生コンクリートを採用している（図-1中のハッチ部分）。再生コンクリートに関する詳細については別報<sup>1)</sup>を参照していただきたい。

### 3. 実験概要

#### 3.1 クリープ測定結果

試験体の製作段階から、スラブ段差部分に変位計図-1に示した3箇所（スラブ段差部分）設置して自重

によるスラブのクリープの測定を行った。その結果を図-3に示す。

コンクリート打設時に支保工部分の馴染みで1.5mm程度沈下し、支保工撤去により柱列帯で4mm、柱間帯で7mm程度沈下した。コンクリート打設後24週（3/1時点）でクリープの進行は3mm程度で落ち着きつつある状態となっている。試験体製作前に、FEMによりクリープの予測を行っているが、その結果とほぼ同程度の値が得られている。なお、クリープの計測は現在も継続して行っている。

#### 3.2 スラブの固有周波数測定結果

スラブを標準重量床衝撃源（バングマシン）で加振し、加振点近傍における振動を測定した。加振位置の概要を図-4、測定結果を図-5に示す。

図-5より、スラブの卓越固有周波数は約15Hzである。試験体（22.5m×9.5m）を大梁で囲まれたスラブと仮定して卓越固有周波数を算定すると7.4Hzとなり実測値との対応は取れないが、これはスラブが一方

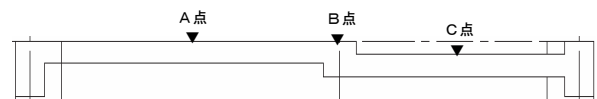


図-4 固有周波数測定位置の概要

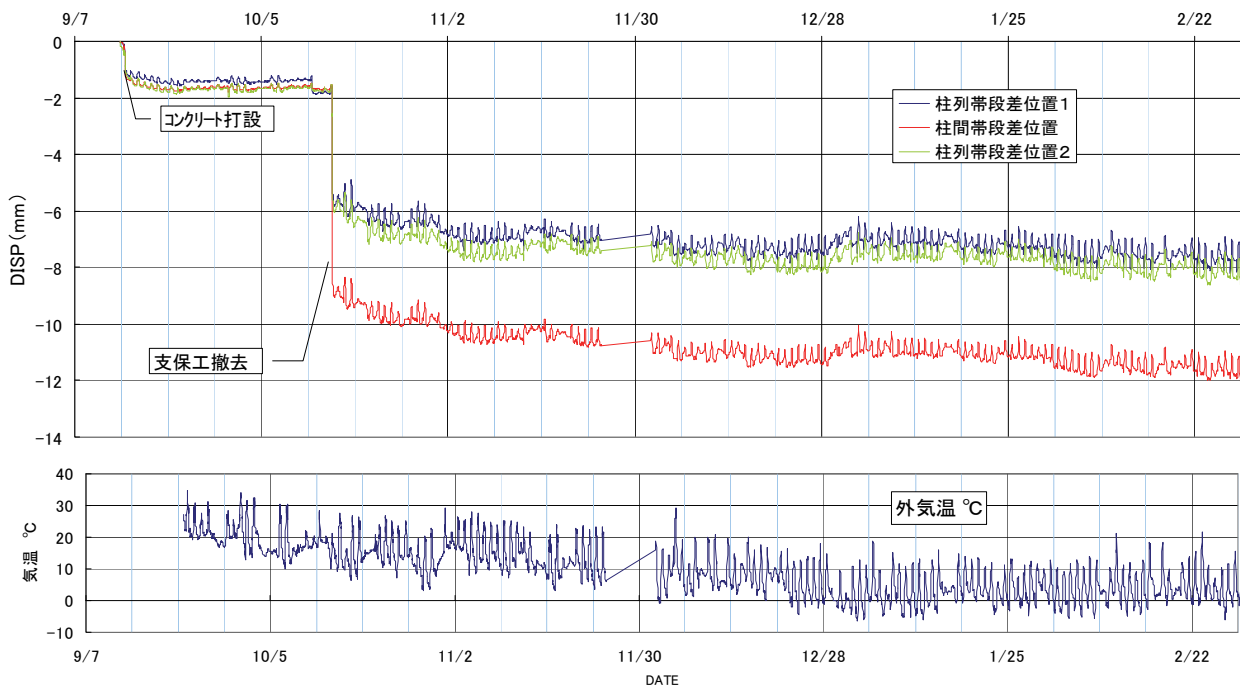


図-3 クリープ測定結果



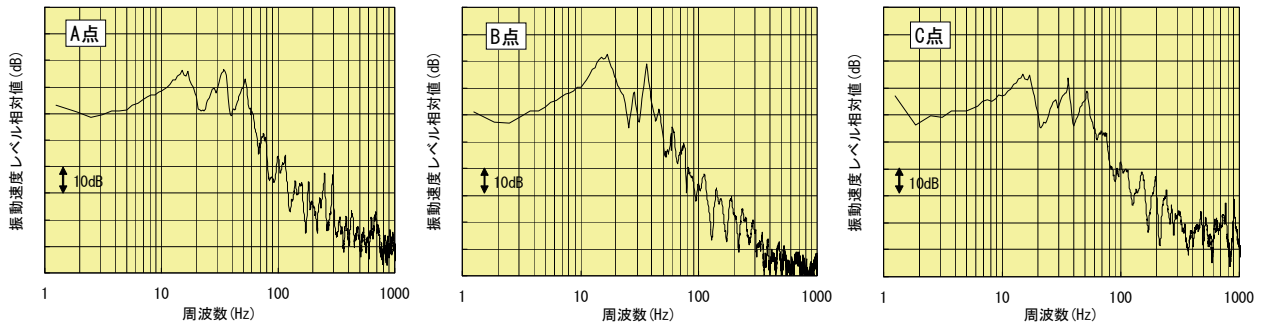


図-5 スラブ固有周波数測定結果

向版であるため、梁間方向の影響によるものと考えられる。そこで、短辺方向（梁間方向）の卓越固有周波数を算定してみると約 13Hz となり実測値とほぼ対応する。

### 3.2 駆動点インピーダンス測定結果

スラブ内に側線を設けて駆動点インピーダンスの測定を行った。測定ブロックダイアグラムを図-6に示す。インピーダンス測定点は、端部（梁および柱）から表-1に示すような床版の曲げ波長を基準とした位置とした。なお、表中の x は端部からの距離をしめしている。測定した測線を図-7に示す。各側線上の矢印方向に表-1に示した測定点を設けた。

#### a. 全時間応答インピーダンス

全時間応答インピーダンスの測定例（側線 4-1）を図-8に示す。図中にはハンマーの衝撃時間内応答から求めたインピーダンスレベル（以下、衝撃インピーダンスと称す）を併せて示している。なお、衝撃インピーダンスは、ハンマーの加振時間内を対象に、時間

領域でハンマー加振力と加振時の応答速度の二乗積分値を求め、両者の比をとることにより求めた（インピーダンス  $Z_b$  = 加振力の二乗積分値 / 振動速度の二乗積分値）。また、インピーダンスレベルの換算は、 $10 \log_{10} Z_b$  として求めた。

まず、各測定点における衝撃インピーダンスをみると、端部に近い測定点ほど、レベルが大きいことがわ

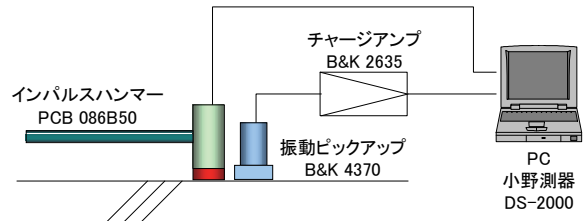


図-6 インピーダンス測定ブロックダイアグラム

表-1 インピーダンス測定点の端部からの距離

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
端部からの距離 (m)	0.027	0.136	0.273	0.545	1.363	2.727
$x/\lambda_b$	0.01	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0

$\lambda_b$ とは、曲げ波の波長を示す。  
 $\lambda_b = \sqrt{\frac{\pi \cdot C1 \cdot h}{3 \cdot f}}$  ここに、 $\lambda_b$ : 曲げ波の波長 (m)、 $C1$ : 縦波伝搬速度 (m/s)  
 $h$ : 等価厚さ (m)、 $f$ : 衝撃周波数 (Hz)  
 ※衝撃周波数はハンマーの場合、250Hzとした

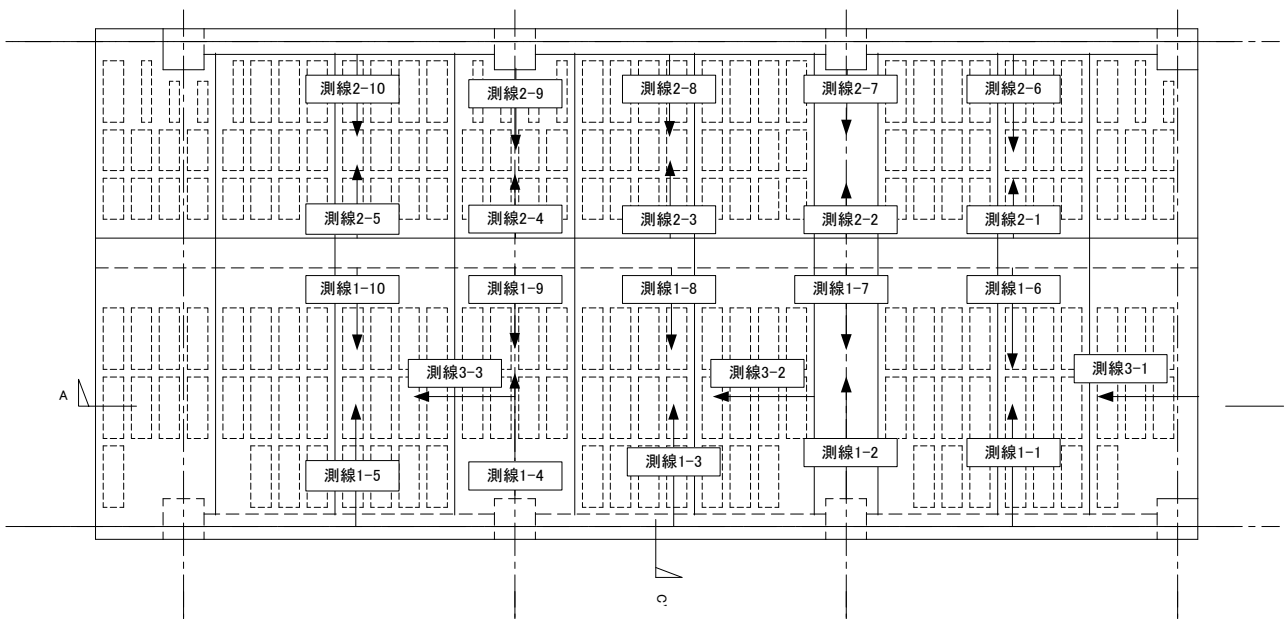


図-7 インピーダンス測定値の測線

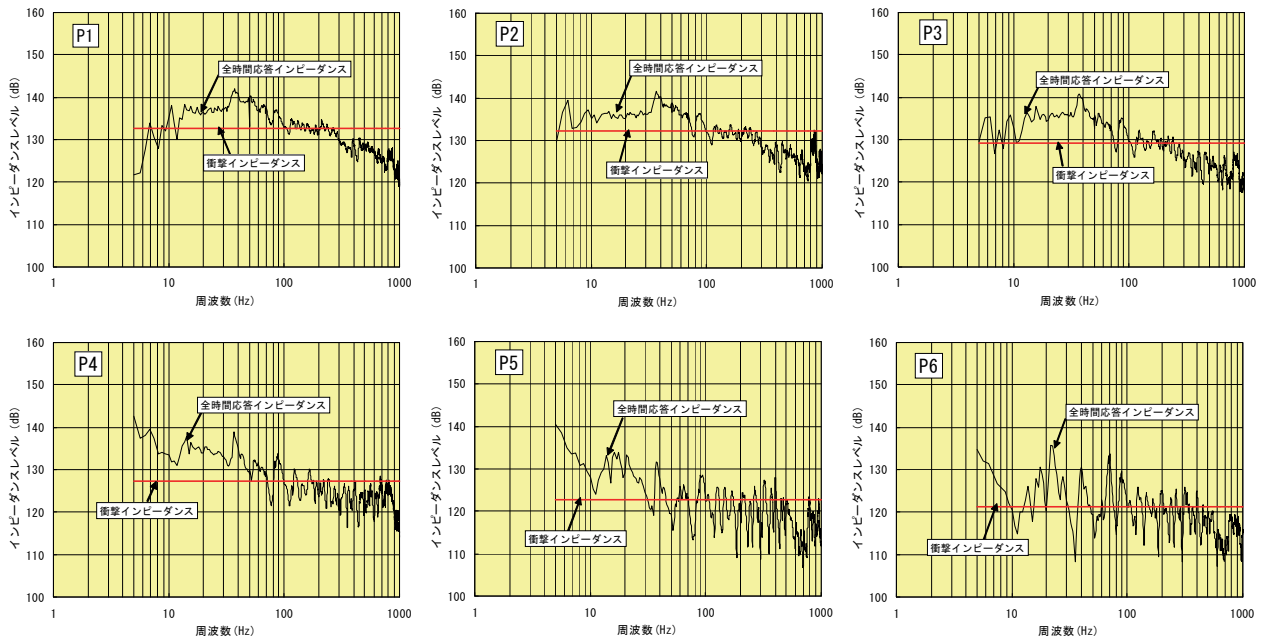


図-8 全時間応答インピーダンス測定例（側線1-4）

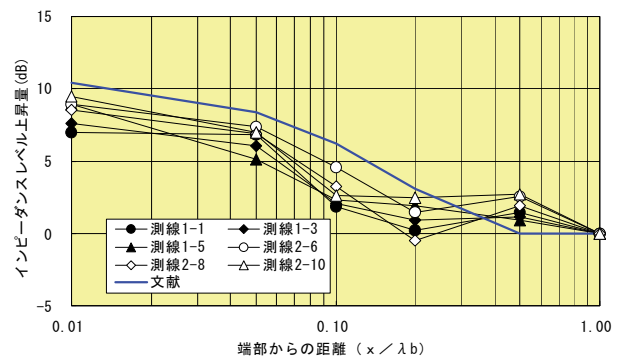
かる。これは柱、梁など端部の拘束性による影響であり、他の研究機関での結果を含め、これまでの測定例と同様の傾向を示している。

同様に、全時間応答インピーダンスについても、端部では固有周波数の影響を受け難い特性を示しており、端部（梁）の拘束性の効果が得られている。端部から離れるに従い、スラブの振動特性が明確となり、測定点 P6（端部からハンマーの衝撃周波数に対する床版曲げ波の1波長位置）では、固有周波数の影響が顕著に現れている。

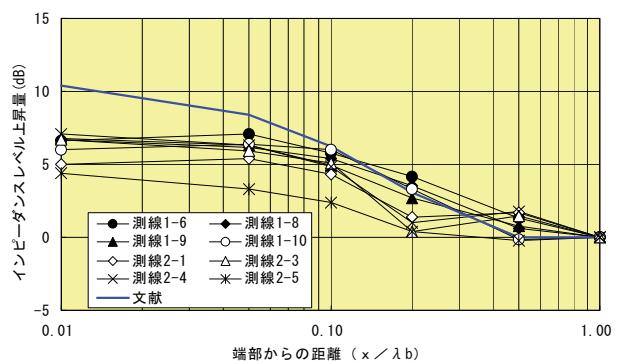
スラブの固有周波数は、図-5に示したバングマシーンによる測定結果（A点）とほぼ対応している（インピーダンスレベルは値が小さいほど振動しやすいことを示している）。ただし、ハンマーによる加振では、36Hz付近でのインピーダンスの落ち込みが大きい。これは、梁間方向全体（スラブの一次固有周波数）よりも、段差で分割される長さ方向で決まる固有周波数が卓越するためであると考えられる。

b. 端部上昇量

端部（梁）およびスラブ段差の拘束性を把握するため、各測線における衝撃インピーダンスの測定結果を整理した。大梁と接する測線およびスラブ段差と接する側線における測定例を図-9に示す。なお、この図は、ハンマーの衝撃周波数（250Hz）における曲げ波の1波長に相当する位置（図中  $x/\lambda b=1.0$ ）での衝撃インピーダンスで基準化した相対レベルで示してい



a. 大梁と接する側線の比較例



b. スラブ段差と接する側線の比較例

図-9 端部上昇量測定例

る。曲げ波の1波長位置では、梁等の拘束性の影響を受けないため、無限大版インピーダンスレベル（122dB）と同程度の値となる。

まず、大梁の端部上昇量（図-9 a）をみると、文献<sup>2)</sup>に示されているボイドスラブの端部上昇量と比

べ、やや小さい値を示しているが、傾向としてはほぼ一致している。端部上昇量（梁の拘束性）は、大梁とスラブの剛性比によって大きく変わることが想定されることから、梁とスラブの剛性比も考慮した上で係数を決める必要があると思われる。

つぎにスラブ段差の端部上昇量（図-9 b）をみると、大梁での結果に比べ、段差際でのインピーダンスレベル上昇量が小さい。しかし、段差際でのインピーダンスレベルは上昇する傾向がみられる。この結果から、スラブ段差のような梁ではない部材でも、床衝撃音上は拘束端として扱うことができることを示している。なお、本試験体におけるスラブ段差の拘束性は、大梁の約2/3程度となっている。

梁間方向の衝撃インピーダンスレベルの分布例（側線 1-4、側線 1-9、側線 2-4、側線 2-9 をまとめて作図）を図-10 に示す。スラブ段差付近では大梁ほどではないが衝撃インピーダンスレベルが上昇していることがわかる。

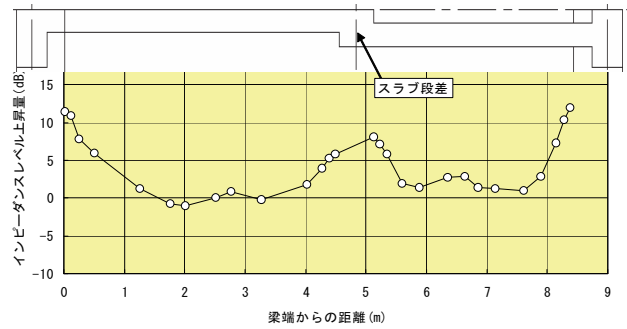


図-10 衝撃インピーダンスレベル分布

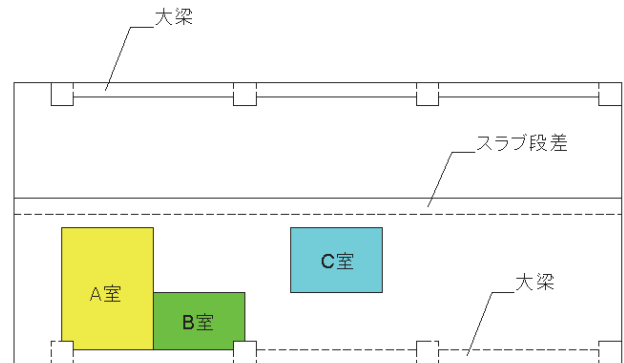


図-11 床衝撃音測定室の概要

### 3.3 床衝撃音レベル測定結果

床版下室を図-11 に示すように区画し、床衝撃音レベルの測定を行った。その結果を図-12、図-13 に示す。なお部屋の区画は、外壁部はALC版100mm+

ウレタン吹付け（仕上げボード未設置）、間仕切り部は石こうボード12.5mmの二重壁である。C室について

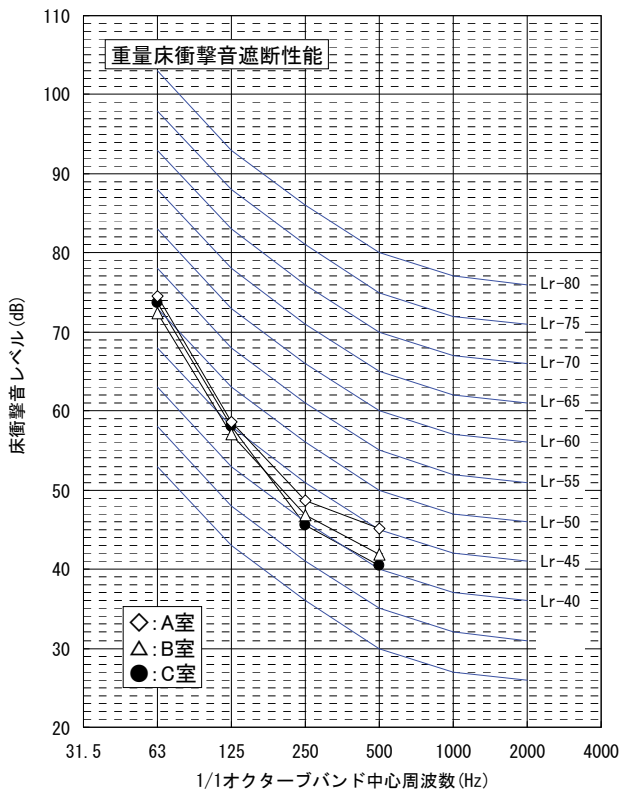


図-12 重量床衝撃音レベル測定結果

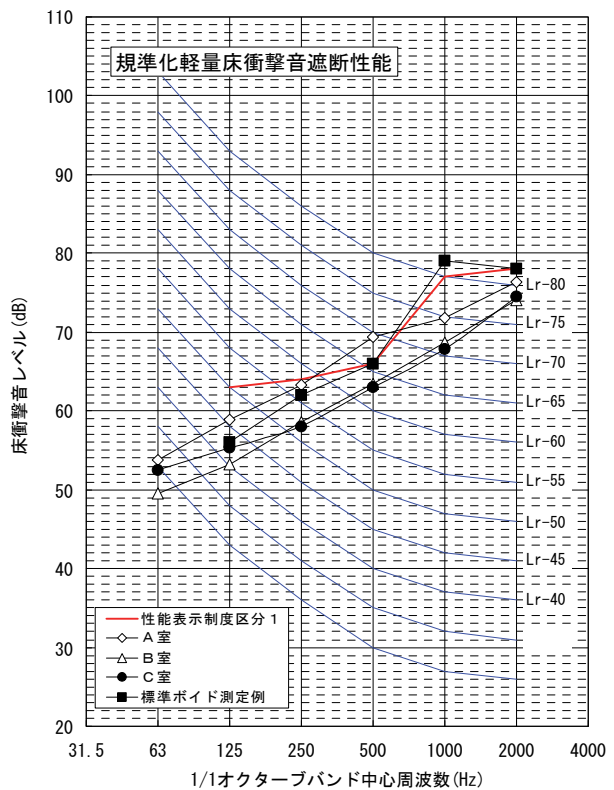


図-13 軽量床衝撃音レベル測定結果

ては、四周が石こうボード二重壁で区画されている。  
B室の室内状況を写真-2に示す。

重量床衝撃音測定結果では、いずれの部屋においてもLr-50という結果になった。性能の決定周波数である63Hz帯域で細かく比較してみると、A室>C室>B室となっており、部屋の面積、梁との拘束数、拘束要素（大梁、スラブ段差）によってわずかではあるが差が生じている。

軽量床衝撃音測定結果は、室の残響時間から等価吸音面積を求め、等価吸音面積10m<sup>2</sup>で規準化した規準化軽量床衝撃音レベル<sup>3)</sup>として示している。図中に標準ポイド(400×1200)での測定例（他現場：規準化軽量床衝撃音レベル）を示しているが、本試験体では、1000Hz帯域～2000Hz帯域でのレベルの上昇が抑制されていることがわかる。これは、ポイド型枠の形状による効果であり、本試験体に採用したポイド型枠は図-14に示すように、標準のポイド型枠に比べ小割されているためである<sup>4)</sup>。なお、A室とその他の室では測定値に差が見られるが、A室が妻側の室であることや、外壁部分の面積が他の室に比べ大きいことなどが影響しているものと考えられる。

#### 4. おわりに

本報では、大型スラブ試験体の概要と基本的な性能の測定結果を示した。その結果、以下のようなことがわかった。

- 1) コンクリート打設後24週でのクリープの進行は3mm程度で落ち着きつつある状態となっており、予測結果とほぼ同程度の値が得られている
- 2) スラブの卓越固有周波数の実測値は約15Hzであり、梁間方向の卓越固有周波数計算値とほぼ対応する
- 3) 大梁の端部上昇量は、文献で示されているポイドスラブの端部上昇量に比べ、やや小さい値を示しているが、傾向としてはほぼ一致している
- 4) スラブ段差でも、床衝撃音上は拘束端として扱うことができそうである。本試験体では、大梁の約2/3程度の端部上昇量となっている
- 5) 軽量床衝撃音測定結果では、他現場で測定された標準ポイド型枠での測定例に比べ、本試験体では、1000Hz帯域～2000Hz帯域でのレベルの上昇が抑



写真-2 測定室の状況

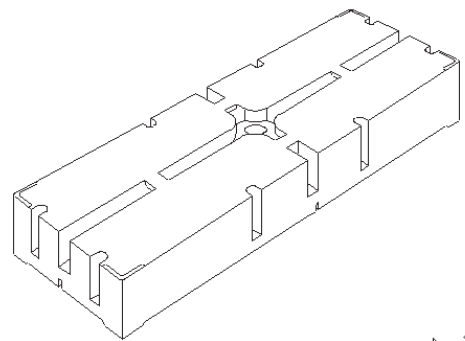


図-14 ポイド型枠概念図

制されている

今後は、本試験体を用いて、一方向版大型スラブの床衝撃音予測手法を検討するとともに、床衝撃音に対して影響を与える乾式二重床や天井仕上げ、室内内装仕上げ（外壁側の下地）などの要素に対する実験も行う予定である。

なお、本試験体を製作するに当たり、油化三昌建材株式会社、日本カイザー株式会社に協力していただいた。記して感謝の意を表します。

#### 【参考文献】

- 1) 河野ほか：再生コンクリートの実大施工実験，奥村組技術研究年報No. 31, 2005. 8
- 2) 井上：界床の重量床衝撃音レベルの計算法，音響技術No. 101, 1998. 5
- 3) 日本工業規格 A 1418-1:2000：建築物の床衝撃音遮断性能の測定方法—第1部：標準軽量衝撃源による方法
- 4) 藪下ほか：ハーフPCaポイドスラブの床衝撃音に関する研究(その6 種々のポイド型枠形状による薄肉部共振現象の改善(2))，日本建築学会大会講演梗概集，2001. 9

# 緑化工法の開発

## —ミドリンルーフSの開発—

小河義郎\* 茂木正史\* 中村裕介\*

### 1. まえがき

近年、都市部のヒートアイランド現象を緩和し、良好な自然環境を創る手段として屋上緑化が注目されている。屋上を緑化することにより直下階の空調エネルギーを削減することができ、省エネや環境問題の緩和策として期待されていることから、各行政が一定規模以上の敷地を有する建築物について屋上緑化を義務付ける指導が増えている。一方では、緑化することにより、建物の容積率が緩和できる等の種々の行政措置もある。また、平成16年3月に工場立地法の一部が改正され、敷地内に確保しなければならない緑地面積に屋上、壁面緑化を含めることが可能となり、敷地内により大きな建物の計画や既存建物の増改築ができ易くなった。

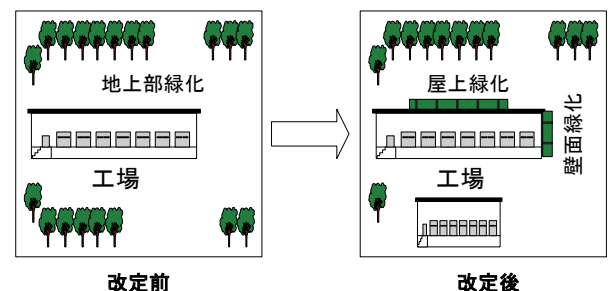
そのような背景から、当社でも顧客に積極的に提案できる屋上緑化技術を実用化するために、施工性が良く、移動性を考慮したRC造建物の屋上を対象とした緑化システム（以後ミドリンルーフRと称す）とS造建物の折板屋根を対象とした断熱効果を有する緑化システム（以後ミドリンルーフSと称す）の開発を行った。現在、ミドリンルーフRに関しては実建物に適用し、植物の生育状態や灌水機能の観察を行っている。また、ミドリンルーフSについては、技術研究所屋外に実大試験体を施工し、植物の生育状況を観察すると共に、緑化システムの各部の温度や日射量を計測し、システムの断熱性能の検証を行っている段階である。

ミドリンルーフRの植物の生育状況や断熱効果等の詳細については、年報No. 29の中で報告した。そのため本報では、ミドリンルーフSの概要と耐荷重性能（耐積載試験、耐風圧試験、シミュレーションの結果）や断熱性能（システム各部の温度測定結果）を実大試験を通して検証した内容について報告する。

### 2. 開発経緯

ミドリンルーフSを開発した主な経緯は、工場立地法（図-1）における緑地指導要綱の緩和規定によるところが大きい。同時に折板屋根の断熱性能を向上させるところにも重点を置いた。断熱二重工法（ダブルパック工法）の折板屋根もあるが、多くの場合、工場や倉庫等の屋根は結露防止用の断熱材（厚み5mm程度）が裏打ちされたものを使用している程度なので、RC造に比べ室内は外気に影響され易く、その環境を良好に維持するには多くの空調エネルギーを費やしていた。そのため、法規制の緩和に対応でき、環境問題にも貢献できる折板屋根を対象とした、ミドリンルーフSの開発を行った。

敷地面積9,000㎡または建築面積3,000㎡以上の工場等の施設を建設する場合は、敷地内に敷地面積の20%以上の緑地が必要！



屋上緑化+壁面緑化を敷地面積の5%  
を上限として地上部緑地面積にカウントできる

図-1 工場立地法の概要

### 3. システムの概要および特徴

#### 3.1 システムの概要

開発した折板屋根を対象とした緑化システム（湿潤状態で約490N/㎡(50kgf/㎡)）は、折板山部のはぜや

\*技術研究所

嵌合箇所固定金物（取り付け金物、支持材）を用いて屋根を覆うように緑化基盤底板を設置し、その上に排水層としてのポリスチレンと土壌を混入し、上部を緑化する工法である。図-2にミドリンルーフSの概略パースを、写真-1にシステム全景を示す。

### 3.2 システムの特長

システムの特長を下記に示す。

#### i. 耐候性の向上

屋根を覆うように緑化層を構築するので、屋根の耐候性（紫外線劣化等）が向上する。

#### ii. 雨仕舞が良い

灌水および雨水は緑化基盤底板の溝を伝わり折板の水下側に流出させるので雨仕舞いが良い（図-3、写真-2）。

#### iii. 荷重（積載）性能が高い

断面性能が高い緑化基盤底板（リブ形状）を使用していることや、支持材の間隔が自由に設定できるので比較的大きな土壌厚が必要な植物も植栽可能である（図-4、写真-3）。

#### iv. 飛散防止機能に優れている

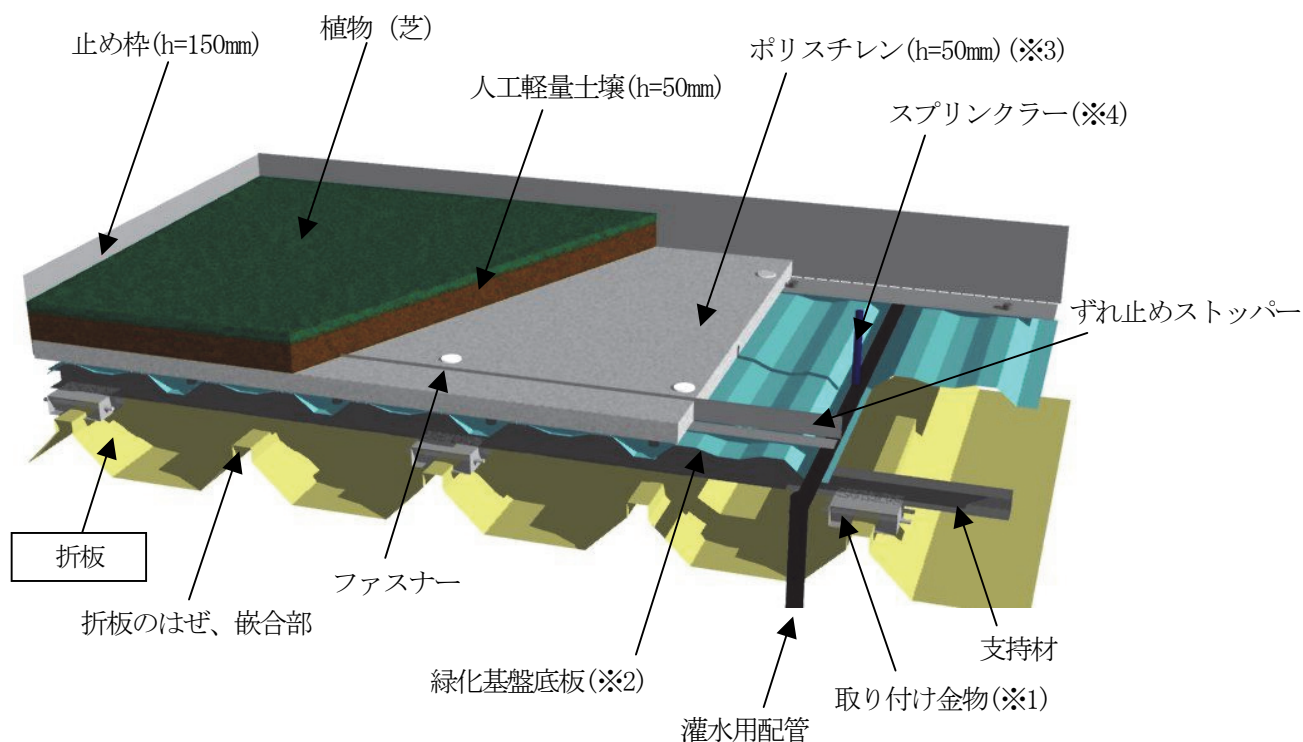
緑化基盤底板にファスナーで固定したポリスチレン空隙部に植物の根が侵入し、ポリスチレン+土壌+植物が一体化されるので、風等による緑化材の飛散を防止できる。また、ずれ止めストッパーを設置して土壌の横ずれを防止している（図-5）。

#### v. 断熱性能を有する

排水層に断熱性を有するポリスチレンを使用していることや、折板と緑化基盤底板間の通気層が断熱層となるので、室内の空調エネルギーが削減可能である（図-6）。



写真-1 システムの全景



※1: 折板山部の形状に合わせて製作（上部積載重量により取り付け金物を千鳥、基盤配置にするかを決定）

※2: 耐久性重視の塩ビ鋼板と安価なガルバニウム鋼板の選択が可能

※3: 排水層はポリスチレン（空隙部体積比18%）と緑化基盤底板溝部で構成されている

※4: 緑化端部は水の飛散防止のため埋設型の灌水チューブを使用

図-2 ミドリンルーフSの概略パース

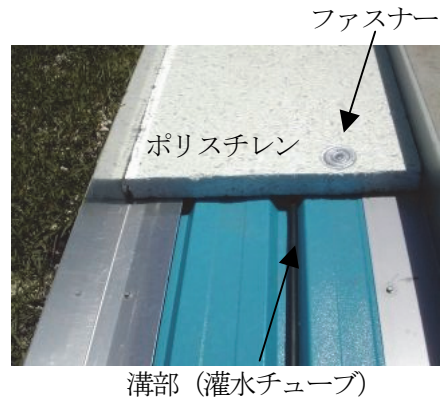
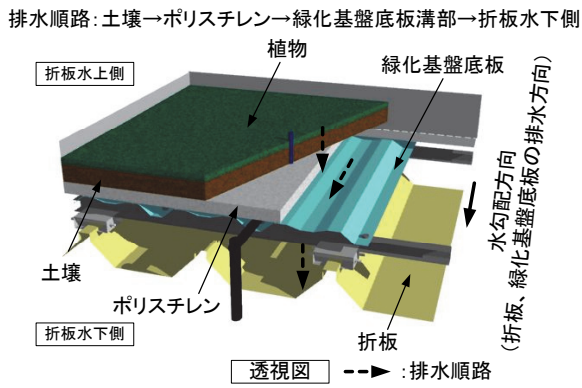


図-3、写真-2 排水構造

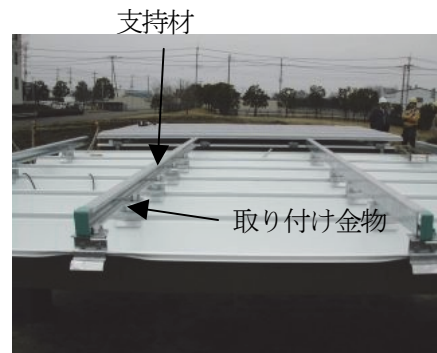
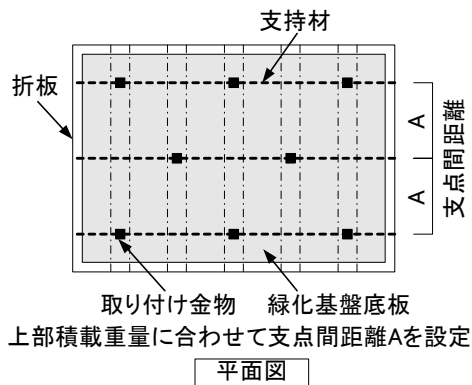


図-4、写真-3 取り付け金物、支持材の設置

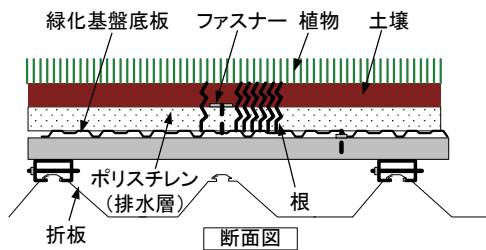


図-5 飛散防止構造

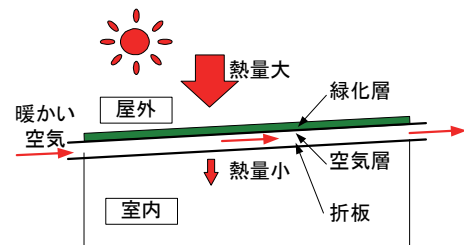


図-6 システムの断熱構造

#### 4 性能確認試験

ミドリンルーフSの耐荷重性能、耐風圧性能および断熱性能を把握するために実大試験を行った。

##### 4.1 耐荷重性能

積雪地方での施工を想定して、耐荷重性能を検証するために簡易な試験を行った。

折板の上に約 245N(25kgf)の重石を最大で 20 個 4900N (500kgf) 積載し、緑化基盤底板や支持材のたわみを変位計を用いて時系列に測定した。写真-4に試験状況を、図-7に重石、変位計の設置概要を、図-8、9に取り付け金物を千鳥状に設置した場合の緑

化基盤底板や支持材の変位測定結果を示す。

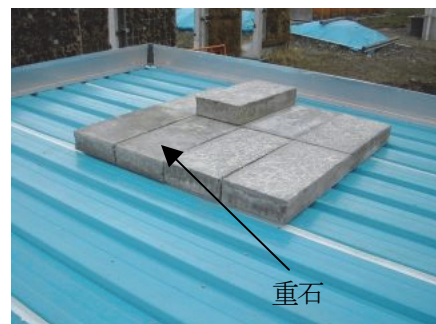


写真-4 試験状況 (積載試験)

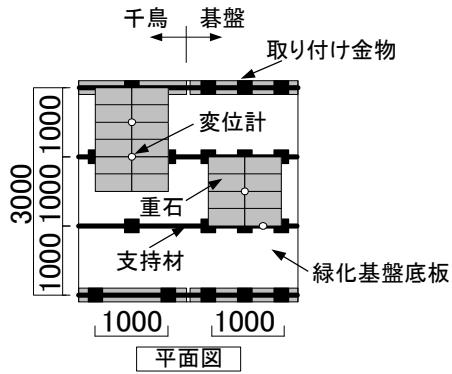


写真-7 重石、変位計の設置概要

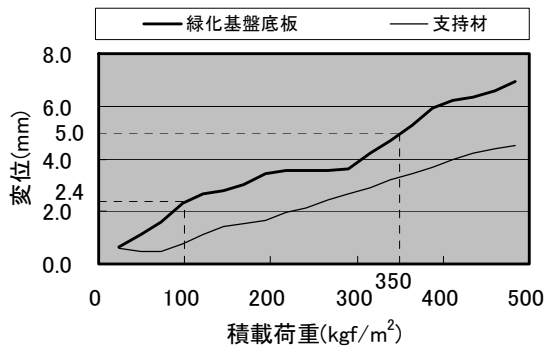


図-8 積載荷重-変位関係

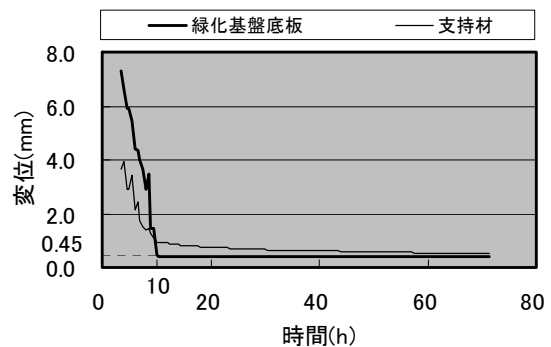


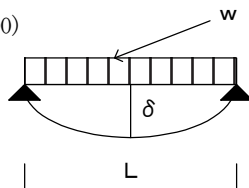
図-9 荷重除去後の時間-変位関係

積載荷重  $980\text{N}/\text{m}^2$  ( $100\text{kgf}/\text{m}^2$ ) での緑化基盤底版の中央の変位は約  $2.4\text{mm}$  と小さく、メンテナンス作業をする際に緑化層を歩行しても支障ない。また、構造部材に適用される長期たわみ  $L(=1000\text{mm})/200$  ( $5.0\text{mm}$ ) を許容限界とすると、 $1\text{m}$  程度の積雪量に相当する約  $3430\text{N}/\text{m}^2$  ( $350\text{kgf}/\text{m}^2$ ) まで積載可能である。荷重除去の変位については  $0.45\text{mm}$  と僅かながら残留するが、ポリスチレンが損傷する等の問題は見られなかった。また、計算により算出した変位量は試験値と良い対応を示していた。当システムを適用するに当たって植栽を変えることによる上載荷重に対する安全性は机上で確認できることが分かった。

以下に計算により求めた緑化材のたわみ量を示す。

【たわみ量の計算結果】

$$\begin{aligned} \delta &= 5/384 \times w \times L^4 / (E \times I) \\ &= 5/384 \times 2.57 \times 1000^4 / (2.0 \times 10^5 \times 37000) \\ &= 4.5\text{mm} \approx 4.6 \text{ (実験値)} \\ &< 5\text{mm} \text{ (長期許容たわみ) OK!} \end{aligned}$$



- W: 上載荷重  $3430\text{N}/\text{m}^2$   
上載荷重  $2.57\text{N}/\text{mm}$  ( $750\text{mm}$  当たり)
- L: 支持材間隔 ( $1000\text{mm}$ )
- E: 緑化基盤底版のヤング係数 ( $2.0 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$ )
- I: 緑化基盤底版の断面 2 次モーメント ( $37000\text{mm}^4$  ( $750\text{mm}$  当たり))

#### 4.2 耐風圧性能

屋根に作用する吹き上げ風 (負風圧力) に対して当システムが飛散しないことを検証するために、日鉄鋼板 (株) の場内試験場にて取り付け金物の引張試験を行った。

折板山部に設置した取り付け金物試験体を支持材を介して引張試験機にて、引張と荷重除去を繰り返しながら徐々に載荷した。取り付け金物の残留変位が 0 となる最大の荷重を引張耐力とした。弾性変形内の限界荷重が  $3920\text{N}$  ( $400\text{kgf}$ ) であった。本結果と目視による観察から取り付け金物 1 個当たりの引張耐力を  $1960\text{N}/\text{個}$  ( $200\text{kgf}/\text{個}$ ) とした。写真-5 に試験状況を示す。

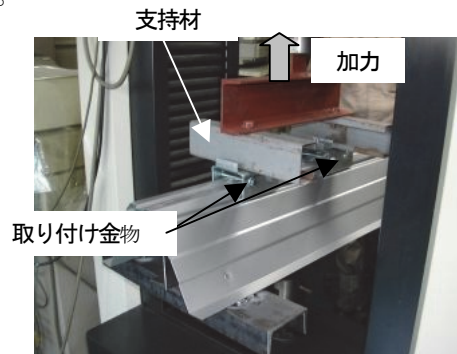


写真-5 試験状況 (引張試験)



a. 屋根に作用する吹き上げ風の影響

屋根に作用する吹き上げ風（負風圧力）を文献式<sup>1)</sup>より算出し、取り付け金物の引張耐力と比較した。取り付け金物の引張耐力 1960N/個(200kgf/個)に対し、本設定条件のもとでは一般部は1山おきに千鳥状（1個/㎡）に、外周部は風圧力が大きいので折板の山ごとに（2個/㎡）取り付け金物を配置すれば負の風圧力に対して問題ないことが確認できた。以下に風圧力の算出結果を示す。

【風圧力の計算結果】

（設定条件）

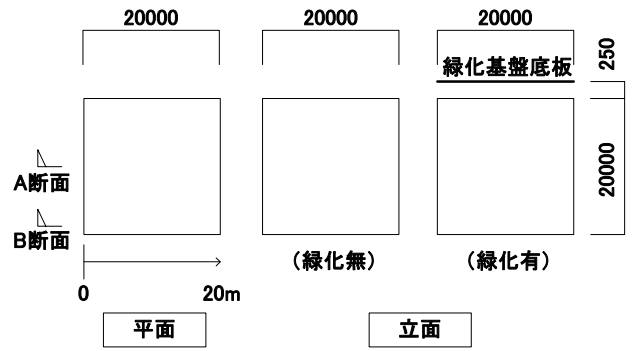
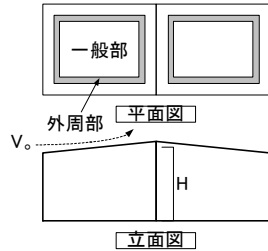
- ・建設場所：千葉県
- ・屋根形状：切妻屋根
- ・建物高：20m
- ・屋根勾配：4/100 勾配

（風圧力）

$$W = q \times Cf = 1800\text{N}/\text{m}^2 (185\text{kgf}/\text{m}^2) \text{ (一般部)}$$

$$2300\text{N}/\text{m}^2 (235\text{kgf}/\text{m}^2) \text{ (外周部)}$$

- q: 速度圧 ( $0.6 \times Er^2 \times V_0^2$ )
- Er<sup>2</sup>: 高さ方向の分布を表す係数(0.91)
- V<sub>0</sub>: 風速(38m/s)
- Cf: ピーク風力係数(-2.5 (一般部)、-3.2 (外周部))



【シミュレーション概要】

・風速： $V_z = V_r (Z_z / Z_r)^n$

V<sub>z</sub>: 高さ z m の風速, V<sub>r</sub>: 基準高さにおける風速(38m/s)

Z<sub>z</sub>: 高さ, Z<sub>r</sub>: 基準高さ(20m)

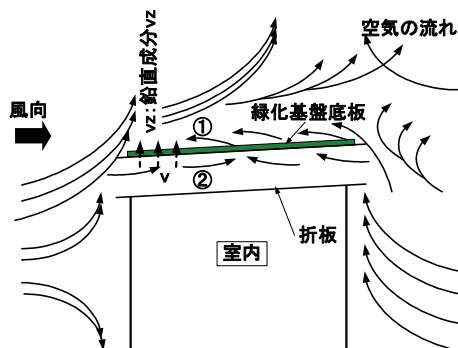
n: べき指数 (0.2: 森林、高い建物のない市街地、住宅地)

図-11 シミュレーション概要

屋根面直上には負の静圧が作用するが、折板-緑化基盤底板間は水平方向の風が生じ、風上から2m程度以外は風の鉛直成分による動圧はほとんど作用しない。2重屋根構造（折板+緑化基盤底板）にすることで、大幅な負圧力の増大とはならないことが分かった。図-12に風速ベクトル立面図を、図-13に屋根面直上の風圧力（全圧）を示す。

b. 折板-緑化基盤底板間の通気層による影響

当システムは折板と緑化基盤底板間に通気層を有する構造である。直接折板屋根に緑化する場合に比べ、通気層からの吹き上げ風（動圧）が作用し、緑化基盤底板が飛散するのではないかと懸念された。そのため、三次元流体解析プログラム「STREAM」によりシミュレーションを行い、安全性を確認した。図-10に緑化基盤底板に作用する圧力の状態を、図-11にシミュレーション概要を示す。



【緑化面（緑化基盤底板）に作用する圧力】

当システムに作用する圧力は静圧（P<sub>s</sub>: P①-P②の差圧）と上向きに働く動圧（ $1/2 \times \rho \times v_z^2$ ）の和（全圧）である。折板に直接緑化する場合は、静圧のみ作用する。（P<sub>s</sub>: P①）（ρ: 空気密度）

図-10 緑化基盤底板に作用する圧力の状態

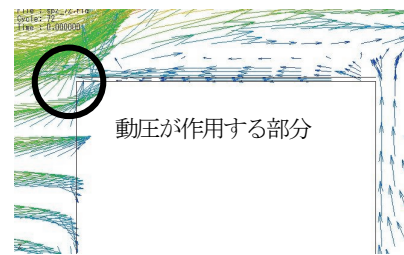


図-12 風速ベクトル立面図（緑化有）

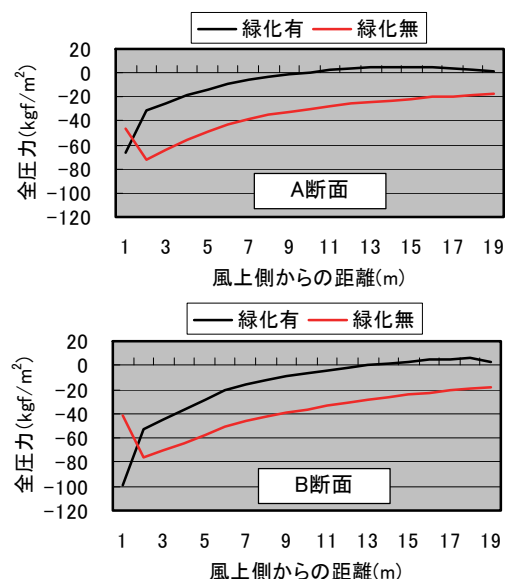


図-13 屋根面直上の風圧力（全圧）

### 4.3 断熱性能

システムの各部に熱電対や日射計を設置し、温度および日射量の測定を行い、断熱および日除け効果を検討した。図-14に温度測定位置を示す。

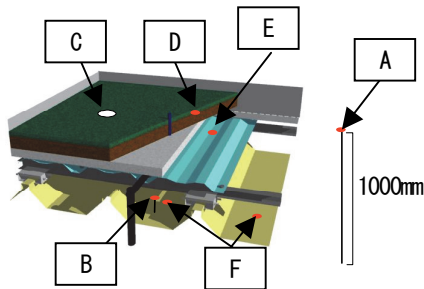


図-14 温度測定位置

夏期の(曇り)測定データを見てみると、日射量の上昇に伴い外気温度(A)は午前11時頃にピークを迎え35°Cに達した。しかしながら、システム下部の折板上150mmの気中温度(B)は30°C迄しか上昇しておらず、緑化層と折板間は空気の通り道となり、熱がこもらないことが確認できた。

次にシステムの各部の温度を見てみると、土壌表面温度(D)に対し緑化基盤底板下面温度(E)は5°C低下していた。この温度差はシステムの断熱効果(土壌+ポリスチレン)と考えられる。また、システム有無の折板上表面温度(F)差の20°Cから、システムの断熱効果を差し引いた約15°Cが、植物や土壌から水が蒸発する際、表面の熱(潜熱)を奪い緑化周辺の温度を下げるクールダウン効果と日除け効果であると推測できる。

晴天でない場合であっても当システムで緑化すれば、断熱効果が見込めることが確認できた。図-15(1)、(2)にシステム各部の測定結果を示す。

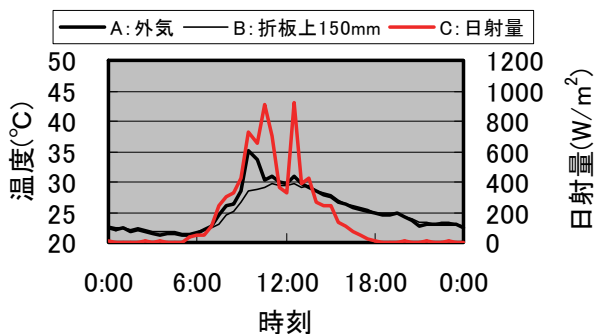


図-15(1) システム各部の測定結果

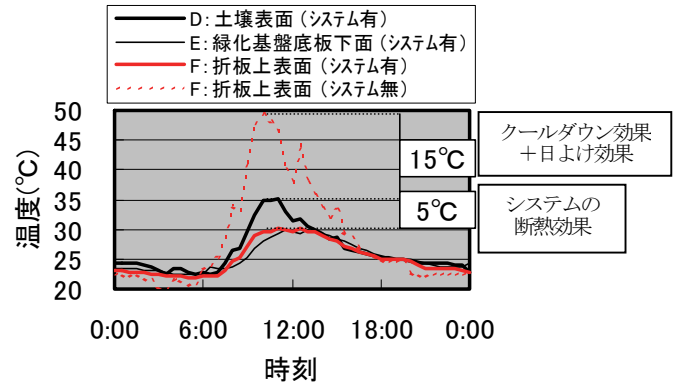


図-15(2) システム各部の測定結果

### 5. まとめ

ミドリンルーフSの性能について、実大試験を通して得られた知見を下記に示す。

#### i. 耐荷重性能

1m程度の積雪量に相当する3430N/m<sup>2</sup>(350kgf/m<sup>2</sup>)まで積載可能であることが確認できた。

#### ii. 耐風圧性能

2重屋根構造(折板+緑化基盤底板)にすることで、大幅な負圧力の増大とはならず、取り付け金物や支持材を適正に配置することで、風に対してシステムが飛散しないことが確認できた。

#### iii. 断熱性能

当システムを用いて折板屋根を緑化すれば、緑化しないものに比べ、折板上表面温度が約20°Cの温度低減効果が見込めることが確認できた。

### 6. あとがき

今後は、システムの断熱性能から空調エネルギー削減効果をシミュレーションで明確にし、実際の物件に積極的に提案していく予定である。

#### 【参考文献】

- 1) (財)日本建築センター、「建築物の構造関係技術基準解説書」、工学図書、p296~301、2001