

扁平型断面シールド工法の開発（その 2）

－ビームカッターシールド機による掘削実験－

Development of Compressed Section Shield Tunneling Method (Part 2)

- Excavation Experiment of Beam Cutter Shield Machine -

浅野 剛* 田中雅彦** 福居雅也***
熊澤伸康**** 成本和俊*

要 旨

大都市圏近郊における平野部の軟弱な沖積層から丘陵地の比較的硬質な洪積層へと遷移するような、シールド工法と山岳工法の境界領域の地盤を対象とした扁平型断面シールド工法の開発に平成 17 年度より着手している。本工法ではビームカッターシールド機および扁平型セグメントが開発技術の 2 本柱となっているが、本報告はビームカッターシールド機の実験機を用いて実施した掘削実験の概要と、実験により得られたデータの分析結果について述べたものである。本実験の主な目的は、「ビームカッターの制御性能確認」、「地盤強度とトルク、掘進速度、推力等の掘削データとの関連性把握」であるが、実験によりこれらに関する有益な知見が得られ、実機的设计に向けた技術的な裏付けを得ることができた。

キーワード：扁平断面、シールド工法、境界領域、掘削実験、ビームカッター

1. まえがき

扁平型断面シールド工法は、シールド工法と山岳工法の利点を併せ持つということを基本コンセプトとしている。開発の方針としては「シールド工法においてコストを下げる」あるいは「山岳工法において施工速度を上げるとともに環境への負荷を低減する」という 2 つの方向性が考えられるが、山岳工法の場合は地質条件が補助工法等に大きく影響するためコストの不確実性が避けられないことを考慮し、本開発ではシールド工法を基本工法

として開発を進めた。また、本工法が対象とする地盤の一軸圧縮強さ q_v が $0.1 \sim 10.0 \text{ N/mm}^2$ と比較的硬質であることをふまえて、セグメントの設計において応力の負荷の少ない条件設定が可能であることから、コストダウンのためのポイントを「経済的な掘削断面の実現」とし、断面内のデッドスペースが小さく経済的である山岳工法の標準的な断面に近い扁平形状を採用した。

本文は、本工法の主要な開発技術であり、所定の扁平断面が掘削可能なビームカッターシールド機の制御性能、掘削性能の検証を目的として、当社の相模原工作所において実施した実験機による掘削実験結果について報告するものである。

2. ビームカッターシールド機の概要

本工法では、基本的に施工対象として第 1 種 3 級の 2 車線道路トンネルを想定しており、その建築限界が確保可能な断面として高さ 10m、幅 12m の扁平断面を設定した。ビームカッターシールド機はこの断面を余掘りおよび未切削部を残すことなく施工可能なカッターヘッドを装備している¹⁾。開発したビームカッターシールド機を図 1、2 に示す。

ビームカッターシールド機のカッターヘッドは、円形カッターと扁平張り出し部の掘削を行う 2 本のビームカッターから構成されている。各ビームカッターは円形

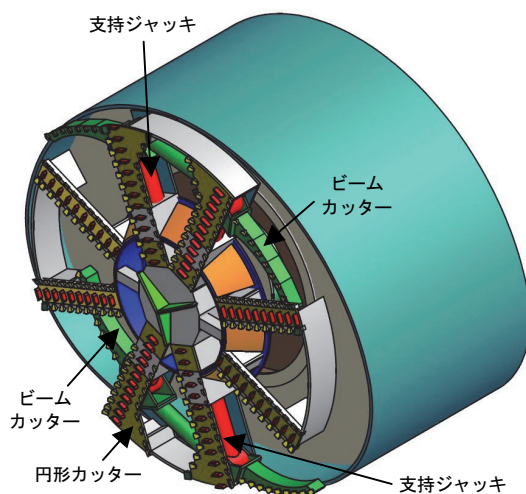


図 1 ビームカッターシールド機鳥瞰図

*技術研究所 **技術本部土木部 ***技術本部東京土木技術部 ****東京支社機械部

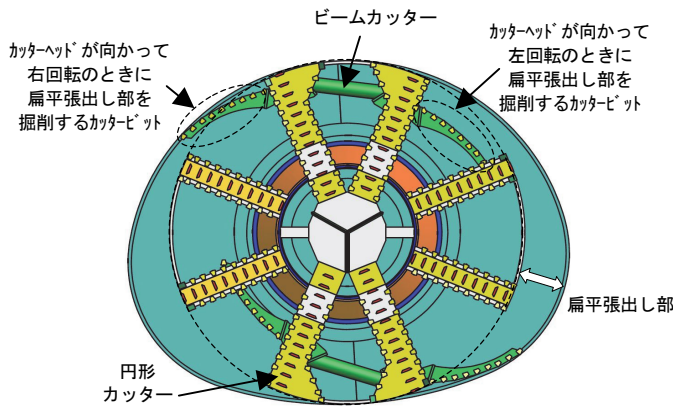


図-2 ビームカッターシールド機正面図

カッターのスポーク内に収納された各々2本のジャッキ（以後、支持ジャッキ）により支持されており、この支持ジャッキの伸縮量を制御することでビームカッターの張り出し量を調節し、扁平張り出し部の掘削が可能となっている。ビームカッターの張り出し量は最大で1.3m程度となること、さらに本工法では最大で $q_u = 10.0\text{N/mm}^2$ 相当の硬質地盤を適用範囲としていることから、実用にあたっては、特に硬質地盤掘削時のビームカッターの掘削性能、所定の扁平断面を掘削するためのビームカッターの制御性能を確認する必要がある。このような状況から、これらの課題に関する検討資料を得ることを目的として実験機による掘削実験を実施した。

3. 掘削実験

3.1 実験概要

ビームカッターシールド実用機（以後、実機）の開発を念頭に置き、以下の項目の把握を実験の目的とした。

- i. 模擬地盤強度とトルク、掘進速度、推力の関連性
- ii. ビームカッターの位置によるトルク、掘進速度、推力の変動状況
- iii. ビームカッターの制御性能

実験は水槽に高強度流動化処理土を打設して作成した模擬地盤を、実験機を用いて掘削することにより行った。

実験ヤードの状況を写真-1、2に示す。模擬地盤を打設した水槽は隔壁により3区画に分割されており、各区画には異なった強度の模擬地盤が打設されている。写真-1は2つの区画における模擬地盤の掘削を終了した後、3区画目の掘削位置に実験機を設置し終えた状況である。各区画における掘進距離は約1.6mであり、その間に推力、トルクの状況に応じて掘進速度を0～50mm/minの範囲で変化させて掘削データを計測した。主な実験設備の仕様を表-1に、計測項目を表-2に示す。

3.2 実験機の構造

現在想定している実機の Cutterヘッドは図-2に示したとおりであり、扁平張り出し部の掘削を行うビーム



写真-1 実験ヤード全景



写真-2 実験機全景

表-1 実験設備仕様

名称	仕様	形状、機能他	台数
実験機	電動機15kW×2 440V	外径2140、機長3050 重量250kN	1
推進系の制御盤		w1400×h850×t500	1
起動・制御盤		w2100×h1800×t500	1
ビームカッターユニット	55kW, 18.5kW 440V	w2200×h1800×t1400	1
推進ジャッキユニット	11kW, 220V	w2200×h1700×t900	1
推進ジャッキ	1000kN, 1050st		3
横送りジャッキ	1000kN, 1050st	実験機を横方向にスライドさせて掘削位置に設置	2
戻しジャッキ	500kN, 200st	掘削後に実験機を引出す(写真-2)	2
模擬地盤打設水槽	60m ³	w10800×h3000×t2000	1
排土用バルコン	200V	w400×h280×L3000 w400×h280×L4000	1
土砂運搬ベッセル	0.7m ³	w1900×h620×t1500	1
発電機	195kVA, 440V		1
オイルクーラー用水槽	20m ³	w5000×h2000×t2000	1

Cutterは2組装備されている。しかし、前節で述べた3項目の確認を目的とした場合には1組のビームカッターが装備されていれば十分であると判断し、実験機用として図-3に示すCutterヘッドを製作した。実験機は既存の円形推進機本体（外径 2140mm）に製作したCutterヘッドを取付けたものである。実験機を写真-3に示す。ビームカッターに装備されている3個のビットの先端位置は円形Cutterに取付けられているビット

表-2 計測項目

計測項目	想定レンジ	備考	
① カッター回転角度	0~359°	分解能0.5°	
② カッターPU元圧力	0~35MPa		
③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ビームカッター 制御ジャッキ 260mm	目標ストローク	0~260mm	回転角度0.5°ピッチで設定
	ストローク	0~260mm	
	ストローク偏差	0~260mm	④-③
	ヘッド圧力	0~35MPa	
	ロッド圧力	0~35MPa	
ジャッキ推力		⑤、⑥より算定	
⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ビームカッター 制御ジャッキ 85mm	目標ストローク	0~85mm	回転角度0.5°ピッチで設定
	ストローク	0~85mm	
	ストローク偏差	0~85mm	⑧-⑦
	ヘッド圧力	0~35MPa	
	ロッド圧力	0~35MPa	
ジャッキ推力		⑨、⑩より算定	
⑫ 推進ジャッキストローク	0~1150mm		
⑬ 推進速度	0~100 mm/min		
⑭ 推進圧力	0~50MPa		
⑮ カッタートルク	0~150%	0~264.8kN-m	

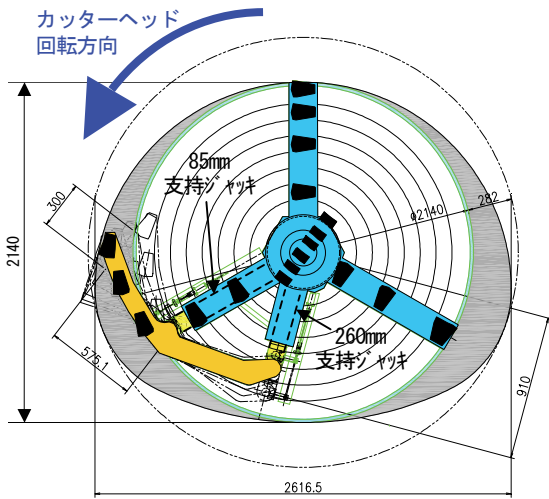


図-3 実験機のカッターヘッド

ビームカッター支持ジャッキに取付けたストローク計によりビームカッターの位置を管理し、所定の扁平断面を掘削する

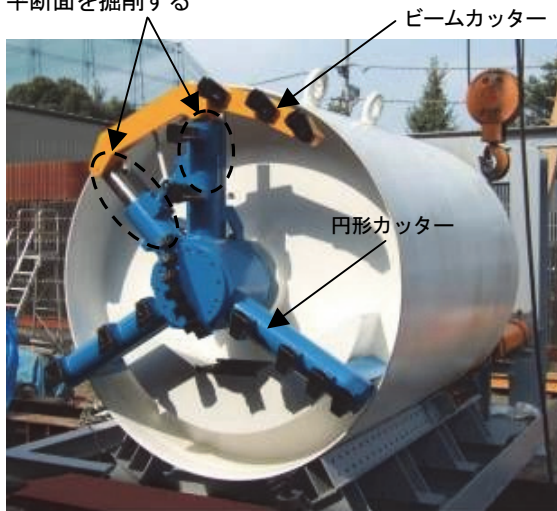


写真-3 実験機のカッターヘッド

先端よりも 70mm 後方に位置しており、ビームカッターは円形部分の掘削には寄与しない機構となっている。

ビームカッターを支持する2本の支持ジャッキのストロークは各々260mm、85mm であり、カッターヘッドの回転に連動して各支持ジャッキのストロークを制御することにより所定の扁平断面を掘削することができる。カッターヘッド回転角と支持ジャッキのストロークの目標値との関係を図-4に、カッターヘッド回転角 30° ごとのビームカッター制御状況を図-5に示す。これらの図から、330° から 0°、180° から 210° の間に 85mm ジャッキのストロークが伸びるとともに 260mm ジャッキのストロークが急激に縮まることによりビームカッターが張り出されていることがわかる。特に円形掘削状態から最大張り出し地点までの回転角度が小さい 330° から 0° においてストロークの変化速度が最も速くなっているが、この状況は実機のビームカッターの制御においても同様である。

なお、実験機は本工法で想定している実機の 1/4.5 スケールである。

3.3 模擬地盤の配合と強度

模擬地盤材料としては流動化処理土を用いた。流動化処理土は、産業廃棄物である汚泥を一次処理した細粒分泥水に砂を加えて比重を調整した調整泥水と固化材を混ぜたもので、開削トンネルの埋め戻しやシールドトンネルインバート部への埋め戻しなどへの適用実績が見られる。ただし、既往の実績では q_u が 6 N/mm² 程度までであり、今回想定している 10 N/mm² という強度は適用例が見られない。したがって、本実験への採用にあたっては試験練りを実施し、その結果に基づき配合を決定した。模擬地盤打設に用いた配合、掘削実験実施時の強度を表-3に示す。

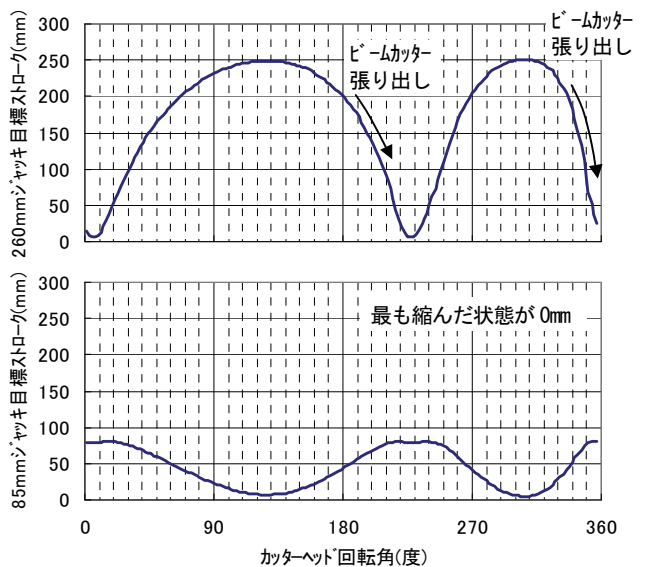


図-4 支持ジャッキのストローク目標値

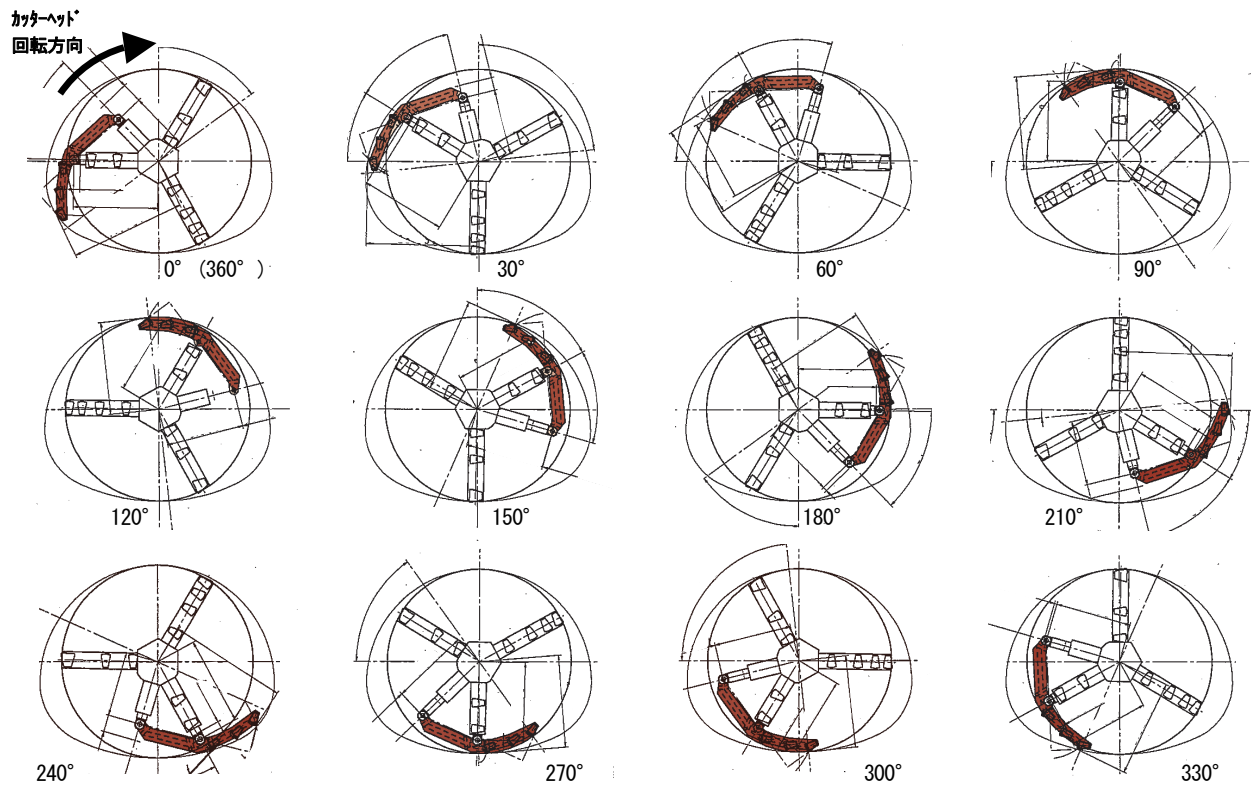


図-5 カッターヘッド回転角とビームカッターの位置関係 (シールド機後方から見た場合)

実験時の q_u は、基本的に実際に模擬地盤から採取したコアを用いた強度試験により決定した。ただし、その結果が得られていないケースでは、針貫入試験結果とコアを用いた一軸圧縮試験結果との間に整合性が見られることから、掘削終了時に切羽で実施した針貫入試験結果を採用した。

4. 実験データの分析

4.1 掘削データ

各模擬地盤強度におけるトルク、掘進速度、推力とカッターヘッド回転角の関係を図-6～8に示す。実働トルクおよび実働推力はトルク、推力の実測値から無負荷の場合のトルクおよび実験機と設置架台間の摩擦抵抗を差し引いた値である。

図-5に示したように、カッターヘッドの回転角が0～10° および 210～220° 付近でビームカッターに装備された3個のビットが回転中心から最も張り出した状態で地盤を切削する状況となることから、いずれのケースにおいてもカッターヘッドの回転にともなうトルクの変動に特徴が見られる結果となっている。

図-6、7の場合にはこれに対応する地点でトルクが大きくなっており、両ケースとも2箇所のピーク値は同レベルの値となっている。実験機では、円形カッターに装備されているビットは9個であり、各ビットの回転中心からのアーム長の総和は6040mm、これにビームカッターの張り出し量が最も大きくなった時のビームカッター

表-3 模擬地盤配合と実験時の強度

	調整泥水 1m ³ あたり (kg)		固化材 (kg)	分散剤 (kg)	掘削実験時強度 (N/mm ²)
	細粒分泥水	砂			
C200	562	1038	200	6	2.1
C280	562	1038	280	7	4.5
C420	562	1038	420	8	9.0

調整泥水比重 1.6 固化材は普通ポルトランドセメント

ーに装備されている3個のビットのアーム長を加えると9657mmとなる。各ビットの切削力が等しいと仮定すると、トルクの最大値と最小値の比率は総アーム長の比率 (9657/6040=1.6) に対応することになるが、図-6、7では各々1.9、1.6となっており、総アーム長の比率に近い値となっている。

これに対し、図-8では210～220° 近傍のトルクのピークの発生位置が若干ずれており、トルクの値も0～10° 地点よりもかなり大きくなっている。これは、図-5に示したように240° から250° にかけて下盤に向かって押し付けられるような軌跡を描くビームカッターとトンネル下盤との間にチャンバー内の掘削ずりが挟まるために発生する現象であるが、実機で想定しているような密閉型の泥土圧シールドの場合には、チャンバー内の土砂は塑性流動化しているため、このような現象が発生する可能性は低いと考えている。図-8のケースでも最小トルクに対する0° の時のトルクの比率は1.7で

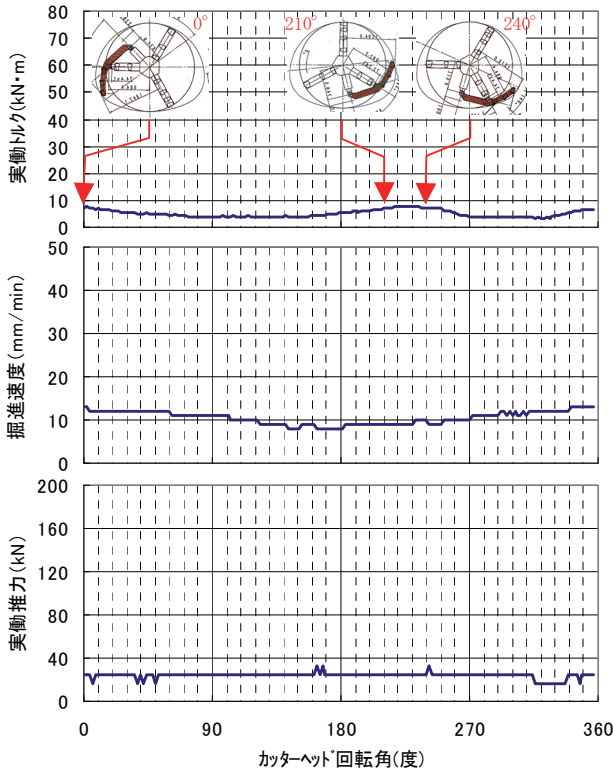


図-6 カッター回転角と掘削データの関係 ($q_u=2.1\text{N/mm}^2$)

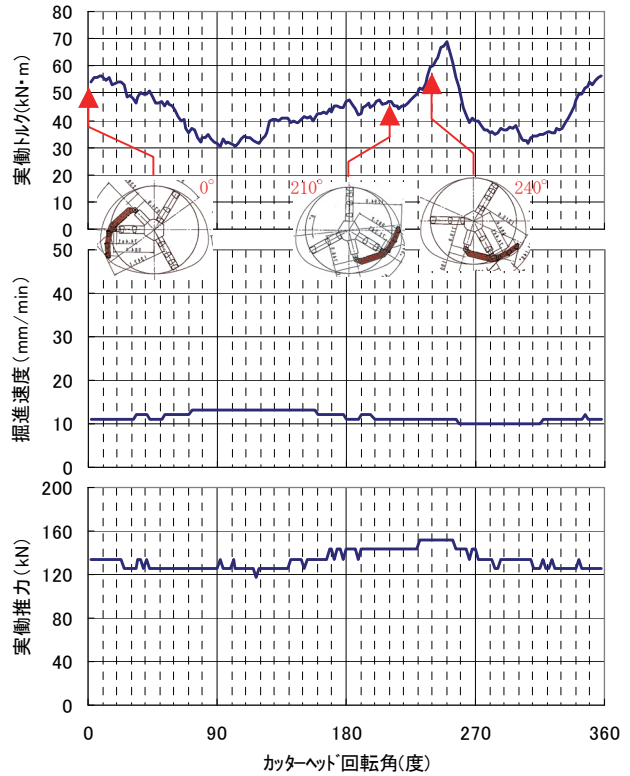


図-8 カッター回転角と掘削データの関係 ($q_u=9.1\text{N/mm}^2$)

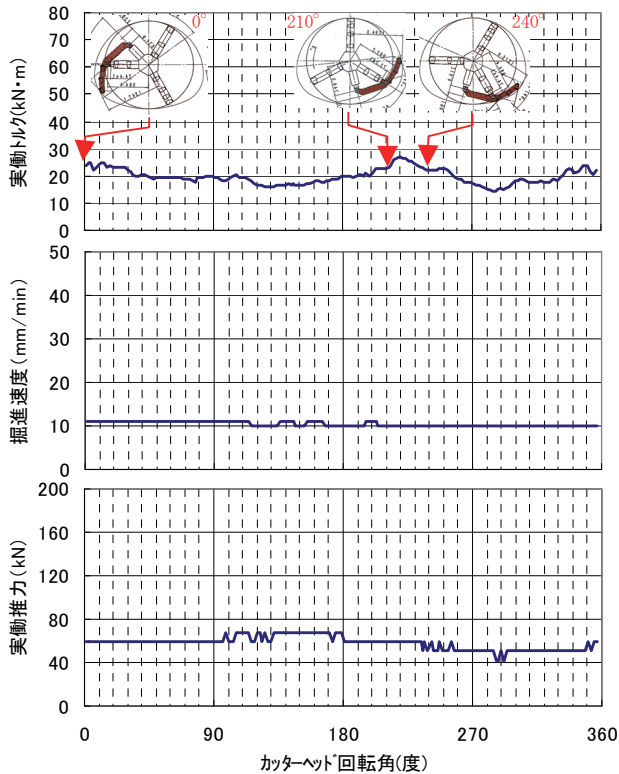


図-7 カッター回転角と掘削データの関係 ($q_u=4.5\text{N/mm}^2$)

あり、他のケースと同様に総アーム長の比率に対応している。

掘削実験におけるトルクの代表値をカッターヘッド回転角が 0° の時の値（ビームカッターが回転中心から最も張り出した状態で地盤を切削する時の値）とし、推

力についてはトルクのような特徴的な変動は見られないことからカッターヘッド1回転の平均値を代表値と考え、各々の値と掘進速度との関係を図-9、10に示した。いずれの q_u についても、トルクおよび推力と掘進速度の間の相関傾向が明確になっていることがわかる。

切削時におけるビットの切削力は掘削する地盤の q_u および掘進速度の指数関数となると仮定して²⁾、トルクに関して重回帰分析を実施した。回帰式を以下に示す。

$$T = 0.46 q_u^{1.42} v^{0.67} \quad (1)$$

ここで、 T : トルク (kN·m)
 v : 掘進速度 (mm/min)

推力についても同様に以下の回帰式が得られる。

$$F = 1.07 q_u^{1.57} v^{0.64} \quad (2)$$

ここで、 F : 推力 (kN)
 v : 掘進速度 (mm/min)

トルクに関しては既往の実験式では v の指数は 0.5 とされる場合が多いが、式 (1) では 0.67 と比較的近い値となっている。これらの結果を図-9、10に併記しているが、いずれの実験結果にも良い対応を示していることがわかる。

4.2 ビームカッターの制御性能

掘削実験における 85mm ジャッキと 260mm ジャッキの目標ストローク (図-4) に対する偏差を図-11、12に示す。図には、無負荷でカッターヘッドを回転させた時の偏差も併記している。85mm ジャッキの場合には、無負荷の場合と地盤を掘削する場合の偏差が同程度となっている。また、偏差は支持ジャッキを伸ばす速度が

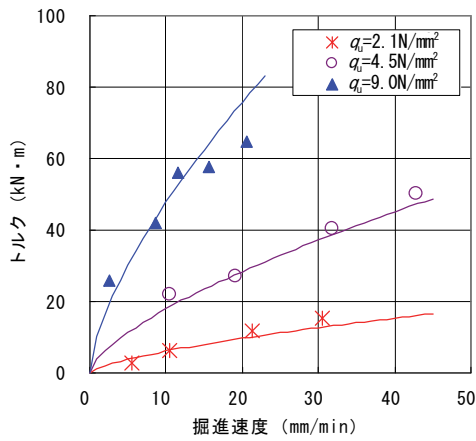


図-9 掘削実験におけるトルクと掘進速度の関係

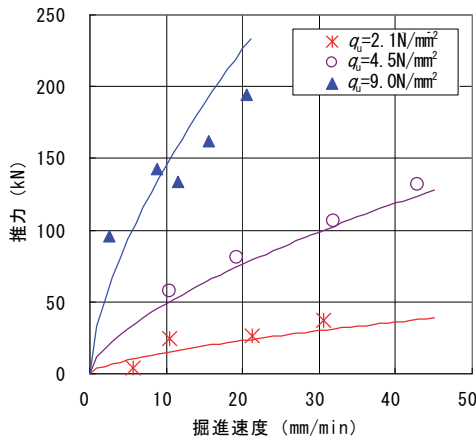


図-10 掘削実験における推力と掘進速度の関係

最も速い地点（回転角 340～350°）で最大となっているが、その値は3mm程度にとどまっている。260mmジャッキの場合にも、ビームカッターを張り出すために急激にストロークを縮める必要がある 210～220°、340～350°において偏差が大きくなっている。

無負荷のときに発生するジャッキストローク偏差を基準として、掘削により発生する偏差の増分を用いて算定した坑壁の出来形偏差を図-13に示す。 q_u が9.0N/mm²の場合の350°地点において出来形偏差が相対的に大きくなっている。偏差発生の主因は支持ジャッキのストロークを制御するサーボバルブの容量不足であり、対策としてはサーボバルブの容量の大きくする他、制御の遅れを想定した目標値の設定といった手段により十分に対処できるものと考えている。

5. あとがき

掘削実験により得られた知見を以下に示す。

- i. ビームカッターの張り出しに起因するトルク、推力の変動状況が確認され、各々のデータと地盤強度および掘進速度との関係を把握することができた
- ii. この関係は実機におけるビット数、ビット幅、個々のビットのカッターヘッド回転中心からの距離

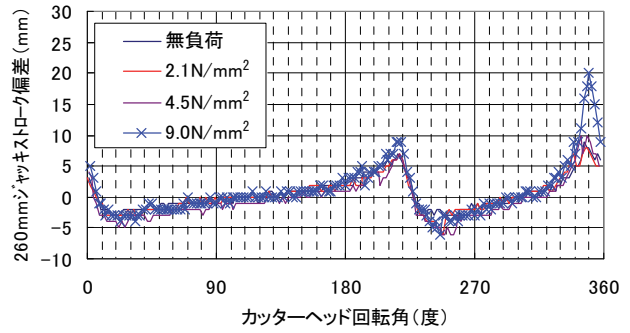


図-11 掘削実験における260mmジャッキストローク偏差

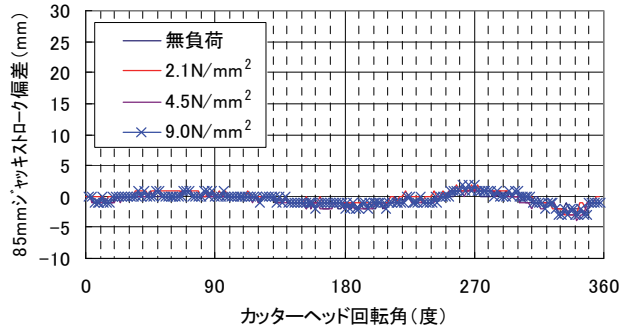


図-12 掘削実験における85mmジャッキストローク偏差

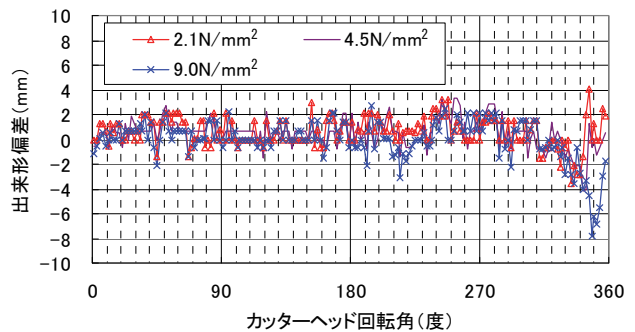


図-13 掘削実験における坑壁出来形偏差

を設定することにより実機の設計に拡張して用いることが可能である

- iii. 支持ジャッキのストロークが急激に縮まる時にストローク偏差および出来型偏差が大きくなるというビームカッターの制御特性を把握することができた
- iv. この特性については、サーボ系のパワーをアップすることで対処することは可能であるが、大きな偏差の発生が瞬間的なものであることから、偏差の発生を想定した制御目標値の設定による対応がより効率的であるといえる

最後に、本開発については、首都大学東京 都市環境学部 西村和夫教授にご指導を賜わった。ここに深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 吉田譲他、「扁平型断面シールド工法の開発（その3：扁平型シールド機の開発）」、土木学会第61回年次学術講演会、VI-094、2006。
- 2) 会田俊夫他、「採炭機械」、技術書院、1990。

扁平型断面シールド工法の開発（その 3）

－扁平型セグメントの内部補強材定着アンカー引抜き実験－

Development of Compressed Section Shield Tunneling Method (Part 3)

- Pullout Test of Anchors for Fixing Inner Reinforcing Members -

奥野三郎* 浅野 剛** 田中雅彦***

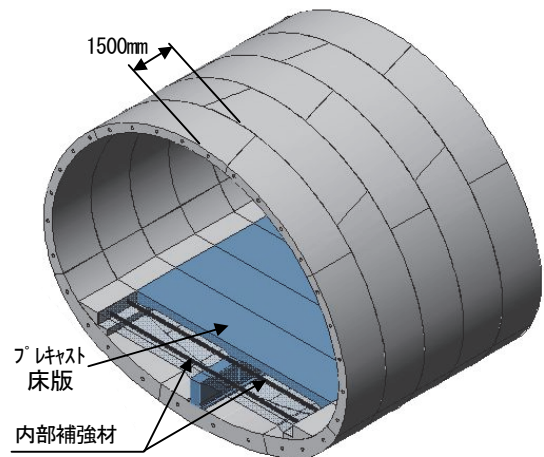
要 旨

扁平型断面シールド工法は、シールド工法と同等の施工速度および都市部山岳工法と同等の経済性を併せ持つトンネル工法である。この工法に採用した扁平型セグメントでは、本体や継手の応力軽減方法として矩形や楕円形断面等のセグメントにおいて使用実績がある内部補強材を適用している。内部補強材による応力軽減効果については事前の数値解析により確認しているが、その次のステップとして内部補強材をセグメントに定着するアンカーの詳細構造を決定する目的で実大での引抜き実験を行った。実験の結果、アンカーの耐荷重性能や抜け出し状況が明らかになり、アンカー定着部の設計が可能となった。

キーワード：シールド工法、道路トンネル、扁平断面、内部補強材、アンカー引抜き試験

1. まえがき

扁平型断面シールド工法に適用するために開発した扁平型セグメント（図－1）は、本体や継手の応力軽減方法として矩形や楕円形断面等のセグメントで使用されている内部補強材を適用しており、扁平型セグメントにおいても内部補強材が応力の低減効果を示すことを事前の数値解析により確認している^{1),2)}。この内部補強材や内部補強材をセグメントに定着するアンカーの詳細構造を決定する目的で実大での引抜き実験を行った。本報では実験により明らかになったアンカーの抜け出し状況や耐荷重性能について報告する。

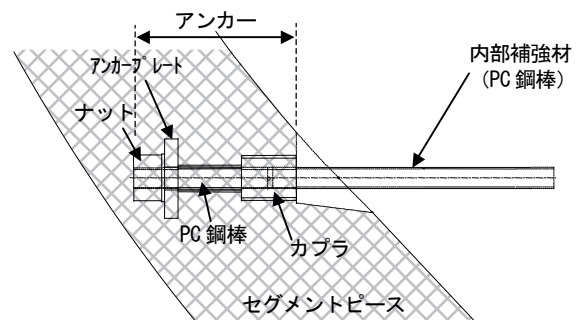


図－1 扁平型セグメント概要

2. 内部補強材とアンカーの概要

内部補強材はネジ切りを行った呼び径φ40mmのPC鋼棒（鋼種C種1号：耐力 $\sigma_{sy}=1080\text{N/mm}^2$ ）を用い、図－1に示すように1リング（1500mm幅）あたり2本設置するように計画している。また、内部補強材はプレキャスト床版の内部を貫通しており、床版とは縁切りされた構造となっている。定着アンカーは内部補強材と同じ仕様のPC鋼棒の端部にアンカープレートをワッシャーとナットで取付けた支圧タイプとし、カブラで内部補強材に接続する（図－2参照）。

なお、アンカーはセグメントピース（以後、供試体）製造時に事前に埋め込んでおき、アンカーの周囲には補



図－2 アンカー部の概要

*技術本部関西土木技術部 **技術研究所 ***技術本部土木部

強用の鉄筋を配置した（図-3、4参照）。

3. 予備実験

本実験に先立ち、カプラ抜け出し、鉄筋ひずみの推移、破壊形態を明らかにするために、定着アンカーを1本のみ設置した供試体を用い、写真-1に示す実験装置により実大引抜き実験を行った。

3.1 供試体

図-3にアンカー詳細を、図-4に供試体を示す。アンカーの定着長は468mm、供試体の大きさは幅1500mm、長さ2000mm、厚さ500mmとした。また、コンクリートの設計基準強度は48N/mm²である。

3.2 実験概要

荷重は容量2000kNのセンターホールジャッキにより、25kNピッチでPC鋼棒の許容引張力である1200kNまで載荷した。計測項目は表-1に示すとおりである。供試体の変位およびひずみの計測点の位置は図-4に併記した。

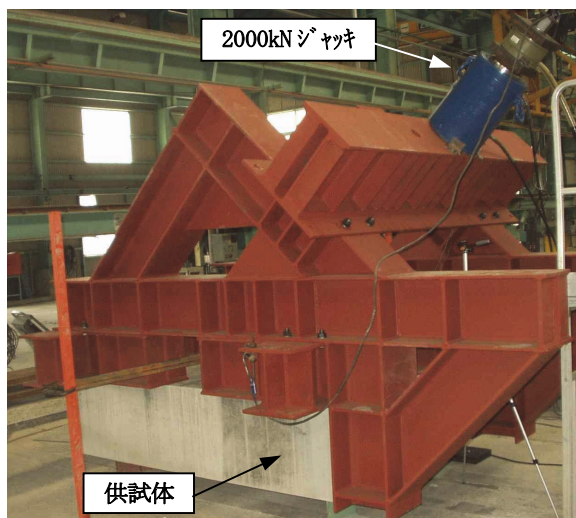


写真-1 実験装置

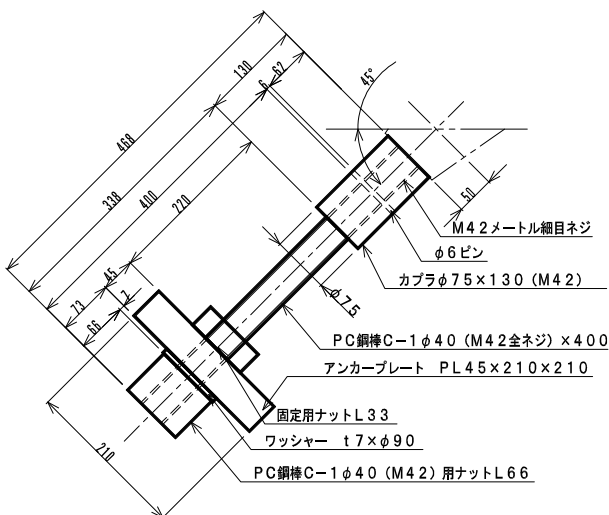


図-3 アンカー詳細

3.3 実験結果

図-5～9に実験結果を示す。ひずみ計測結果は図-4に示した各部材（鋼材および鉄筋）の計測点の表裏に貼り付けた2箇所のひずみ計測値の平均を示している。なお、設計荷重 P_d はコンクリートのコーン状破壊で決まる頭付きアンカーの許容引張力として設定した^{3),4)}。

a. アンカーの抜け出し

図-5に示すように、カプラの抜け出し量は設計荷

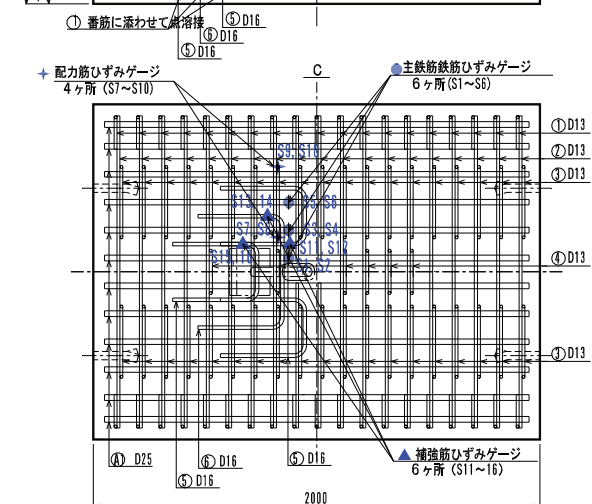
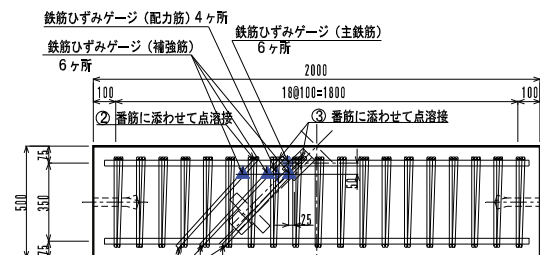
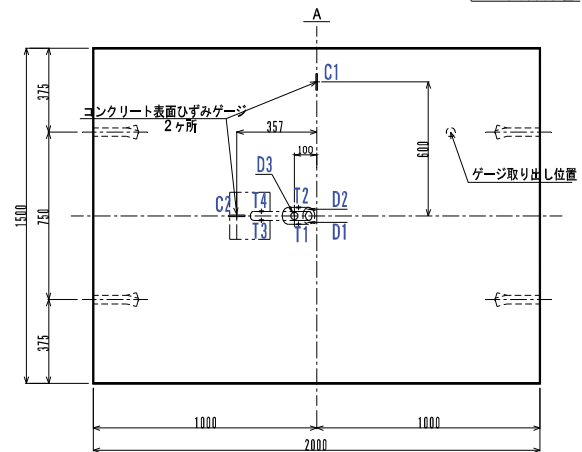
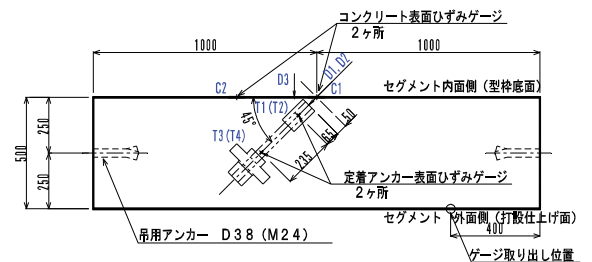


図-4 供試体概要

重 560kN (以後、 P_{a1}) で 0.5mm、最大荷重 1200kN (以後、 P_{max1}) で 2.0mm であり、荷重増加にともなうカブラ抜け出しの変化量 (以後、変位勾配) はひび割れ発生後に計算値よりも大きくなっている。コンクリート浮上がりは、 P_{a1} で 0.05mm、 P_{max1} で 0.3mm でありカブラ抜け出し量の 10%程度にとどまっている。

b. アンカーのひずみ

図-6 に示すように、カブラのひずみは荷重増加に比例してほぼ計算値に近い値で増加している。一方、PC

表-1 計測項目

計測項目	計測点 (図-4 参照)	計測器	
軸力	ジャッキ位置	ロードセル	
PC鋼棒ひずみ	PC鋼棒中央部	ひずみゲージ	
コンクリートひずみ	C1, C2 供試体上面	ひずみゲージ	
コンクリート浮上がり	D3 供試体上面	変位計	
アンカー	カブラ抜け出し	D1, D2	変位計
	カブラひずみ	T1, T2	ひずみゲージ
	ネジ部ひずみ	T3, T4	ひずみゲージ
主筋	ひずみ1	S1, S2	ひずみゲージ
	ひずみ2	S3, S4	ひずみゲージ
	ひずみ3	S5, S6	ひずみゲージ
配力筋	ひずみ1	S7, S8	ひずみゲージ
	ひずみ2	S9, S10	ひずみゲージ
補強筋	ひずみ1	S11, S12	ひずみゲージ
	ひずみ2	S13, S14	ひずみゲージ
	ひずみ3	S15, S16	ひずみゲージ
ひび割れ	供試体上面	クラックゲージ	

鋼棒のネジ部のひずみについては、ひび割れ発生後、荷重増加にともなうひずみ増加量 (以後、ひずみ勾配) が大きくなっている。 P_{a1} 以降のひずみ勾配は計算値の勾配よりも少し大きく、荷重の増加にともない双方のひずみの差はわずかではあるが小さくなっているが、同じ荷重レベルに対するひずみ量は P_{max1} に至るまで計算値以下となっている。

c. 鉄筋のひずみ

図-7、8 に示すように、主筋、配力筋に発生するひずみは P_{max1} 時点でも最大で 100×10^{-6} と小さい値となっている。また、図-9 に示すようにアンカーの補強筋に関してはひび割れ発生後にひずみ勾配が大きくなっているが、ひずみ量は P_{max1} 時点でも最大で 160×10^{-6} と小さい値にとどまっている。

d. ひび割れ発生状況

写真-2、3 に示すように、コンクリート表面の初期ひび割れは荷重 425kN で発生し、その後、ひび割れは荷重の増加とともに放射状に進展しており、カブラを中心とする同心円状のひび割れは見られなかった。

3.4 考察

予備実験結果より得られた知見を下記に示す。

a. アンカーの抜け出し

ひび割れ発生後、カブラの変位勾配が計算値よりも大

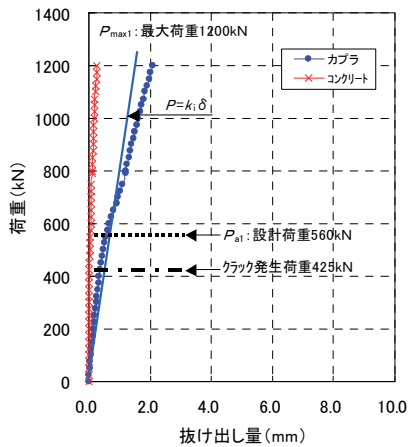


図-5 荷重とアンカー抜け出し量の関係

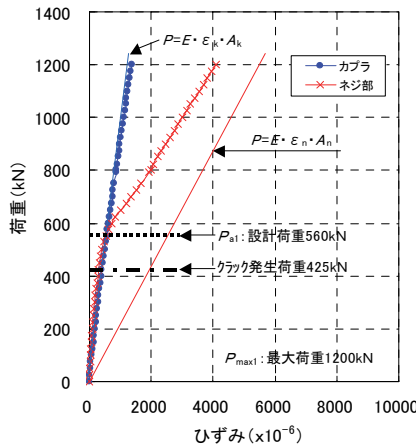


図-6 荷重とアンカーひずみの関係

設計荷重の算定式

$$P_a = 0.4 \cdot F_c^{1/2} \cdot A_c \cdot 0.313$$

ここに、
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)

計算値

$$P = k_i \delta$$

$$P = E \cdot \epsilon_k \cdot A_k$$

$$P = E \cdot \epsilon_n \cdot A_n$$

ここに、
 δ : アンカー抜け出し量 (mm)
 P : PC 鋼棒引張荷重 (N)
 k_i : アンカーばね定数 (N/mm²)
 E : カブラ、ネジ部の弾性係数 (N/mm²)
 A_k : カブラの断面積 (mm²)
 A_n : ネジ部の断面積 (mm²)
 ϵ_k : カブラの軸ひずみ
 ϵ_n : ネジ部の軸ひずみ

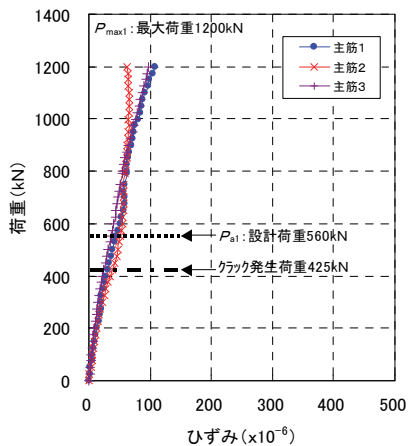


図-7 荷重と主筋ひずみの関係

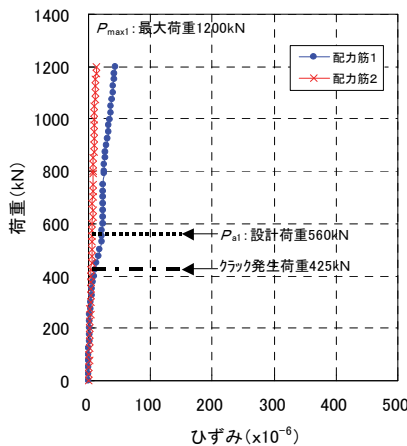


図-8 荷重と配力筋ひずみの関係

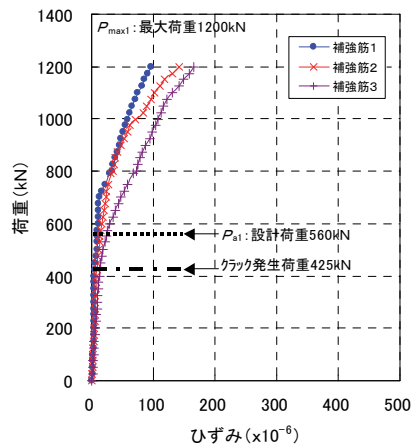


図-9 荷重と補強筋ひずみの関係

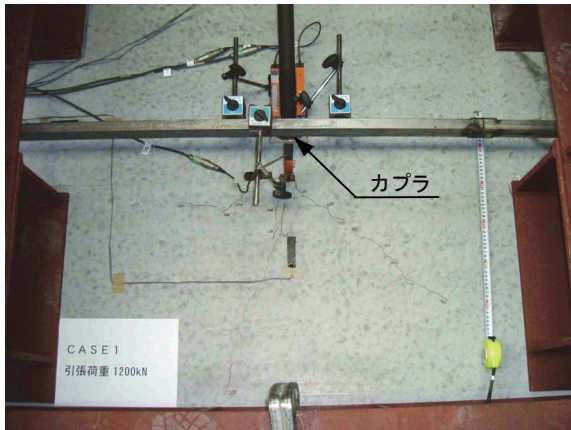


写真-2 供試体上面のひび割れ発生状況

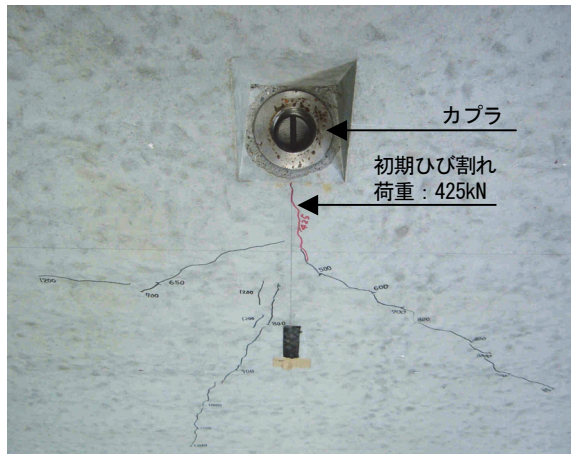


写真-3 アンカー近傍のひび割れ発生状況

きくなっている。ひずみレベルよりアンカーは P_{max1} 時点においても弾性状態にあると判断されることからアンカープレートの浮上がり量が抜出し量に加わっているものと考えられるが、その量は最大0.5mm程度となっている。

b. アンカーのひずみ

PC 鋼棒のネジ部のひずみ勾配は、コンクリートの付着が切れたと思われる荷重 550kN あたりから急激に大きくなる。これは、コンクリートの付着が切れてはじめて PC 鋼棒のネジ部にダイレクトに引張力が作用したためと考えられる。ただし、ひずみレベルが計算値より小さくなっていることから、付着は切れているもののネジ山の存在などに起因して PC 鋼棒と供試体の間にはせん断力が発生していること、さらに P_{max1} に至るまでネジ部のひずみが徐々に計算値に近づいていることから、この間にせん断力は減少している様子がうかがえる。一方、載荷初期にコンクリートとの付着切れが発生していると考えられるカブラのひずみ勾配は一定となっている。

c. 鉄筋のひずみ

引抜き荷重 1200kN でも鉄筋のひずみ量が微小であることから、供試体にはコーン状破壊や支圧破壊は起らず、コンクリート本体は充分安全であることが確認できた。

d. 供試体表面のひび割れ

供試体表面のひび割れの発生は、カブラのかぶりが少

ないため早期に発生したと考えられる。このひび割れがコーン状破壊や支圧破壊を原因としたコンクリート内部から進展したものではないことは、鉄筋ひずみが微小でコンクリート破壊に至っていないことから容易に推定される。

3.5 まとめ

以上の考察から、予備試験におけるアンカー仕様や配筋では、コンクリートのコーン状破壊が発生せず安全側の設計となっていると判断し、本実験においては、供試体の配筋はそのまま、表-2に示すようにアンカーの部材寸法を小さくするよう変更した。

ただし、早期に発生するひび割れ対策として、カブラのかぶりを大きくし、カブラの外周に緩衝材を、また、PC 鋼棒の外周に鋼管シースを設置してコンクリートとの付着を切った構造とした (図-10 参照)。

4. 本実験

予備実験の結果を踏まえ、写真-4に示すように実際のセグメントと同じ2本のアンカーを埋設した供試体を用いて引抜き実験を行った。

4.1 実験概要

アンカーを図-10に、供試体を図-11に示す。荷重は2箇所のアンカーに2基の2000kN ジャッキで導入した。なお、実験方法や計測項目は予備実験と同様である。

4.2 実験結果と考察

図-12、13 および、写真-5、6に本実験結果を示す。設計荷重および計算値は予備実験と同様の算定式を

表-2 アンカー部材寸法変更一覧

変更項目	予備実験	本実験
定着長	468mm	422mm
カブラのかぶり	50mm	100mm
アンカープレートの寸法	PL45×210×210	PL32×150×150
ナットの高さ	66mm	33mm
緩衝材、鋼管シース	なし	あり
コンクリートとの付着	あり	なし

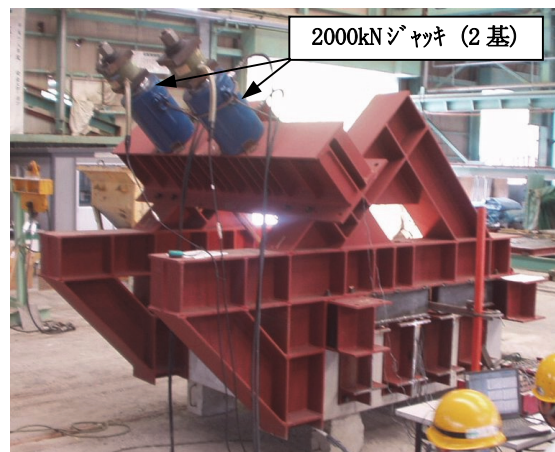


写真-4 実験装置 (本実験)

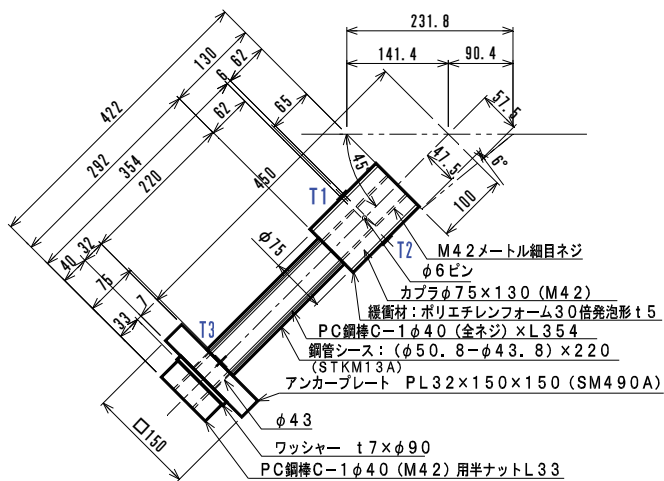


図-10 アンカー詳細 (本実験)

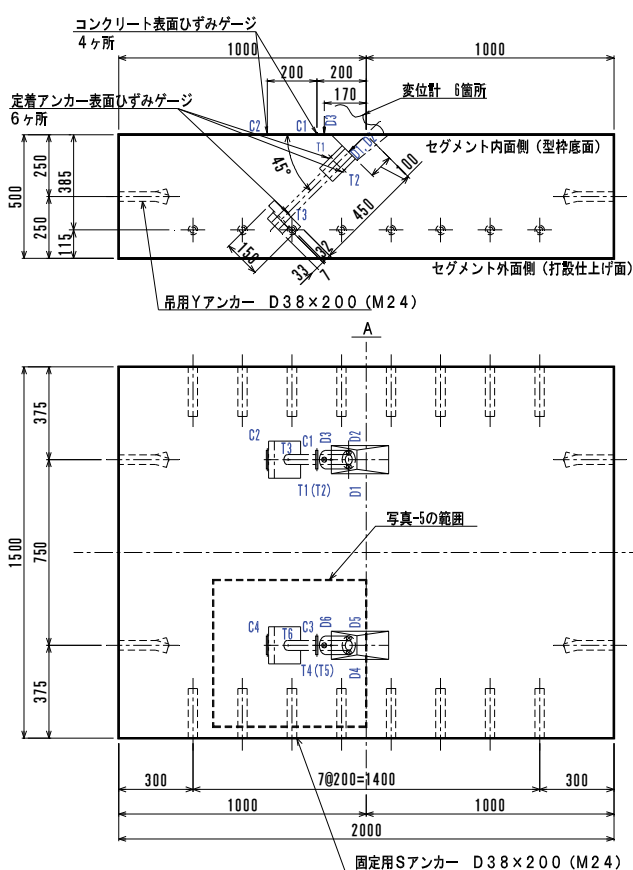


図-11 供試体 (本実験)

表-3 計測項目 (本実験)

計測項目	計測点
カブラ1 抜け出し	D1, D2
カブラ2 抜け出し	D4, D5
コンクリート浮上がり1	D3
コンクリート浮上がり2	D6
カブラ1 ひずみ	T1, T2
カブラ2 ひずみ	T4, T5
ネジ部1 ひずみ	T3
ネジ部2 ひずみ	T6

(注1) カブラ計測値は2点の平均値を図化に使用

(注2) 計測点位置は図-11に併記

用いて行った。ただし、本実験の場合には、アンカーが2箇所に設置されており、各々のコーン破壊断面の投影面積が重なるため、1本あたりの有効な投影面積は予備実験の場合よりも小さくなり、設計荷重は 480kN/本 (以後、 P_{a2}) となる。また、本実験では PC 鋼棒2本での载荷となるため、供試体に作用する総荷重は予備実験より大きくなる。当初は最大荷重については予備実験と同レベルを予定していたが、供試体の反力位置近傍にひび割れが発生したため、1100kN/本 (以後、 P_{max2}) で载荷を終了した。なお、鉄筋ひずみ計測結果については、予備実験と同様に P_{a2} 時点でひずみレベルが最大 100×10^{-6} 程度にとどまっていることから本報では割愛する。鉄筋ひずみを除いた計測点を表-3に示す。

a. アンカーの抜け出し

図-12 に示すように、カブラの抜け出し量は P_{a2} において 0.8mm、 P_{max2} において 2.6mm となった。アンカーの各部材寸法を小さくし、カブラおよび PC 鋼棒とコンクリートとの縁を切った構造としているが、抜け出し量が予備実験の場合よりも極端に大きくなるような状況は見られなかった。また予備実験と同様に、供試体上面にひび割れが発生するまでは、カブラの変位勾配は計算値とほぼ一致している。

b. アンカーのひずみ

図-13 に示すように、ひずみ勾配はカブラ、PC 鋼棒のネジ部ともに計算値に近い値で推移している。本実験では、カブラおよび PC 鋼棒がコンクリートと縁を切った構造としているため、コンクリートの付着の影響がなく、両者に引張力が一軸状態で作用したためである。

c. 供試体表面のひび割れ

カブラのかぶりを大きくしたため、ひび割れ発生荷重は供試体上面で 600kN/本、アンカー近傍で 900kN/本となり、予備実験時のような早期のひび割れ発生を大幅に抑制する結果となった。

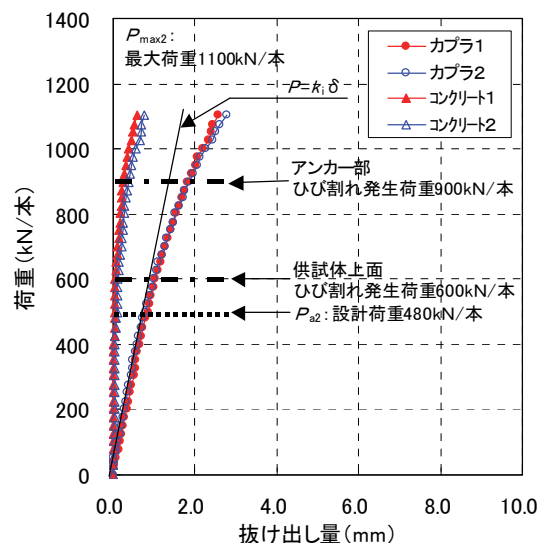


図-12 荷重とアンカー抜け出し量の関係 (本実験)

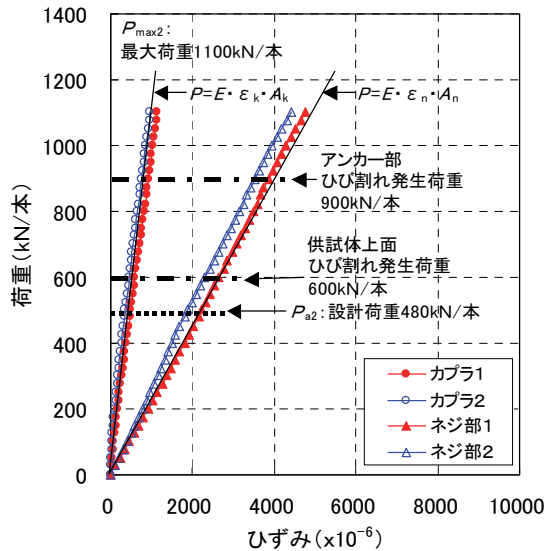


図-13 荷重とアンカーひずみの関係 (本実験)

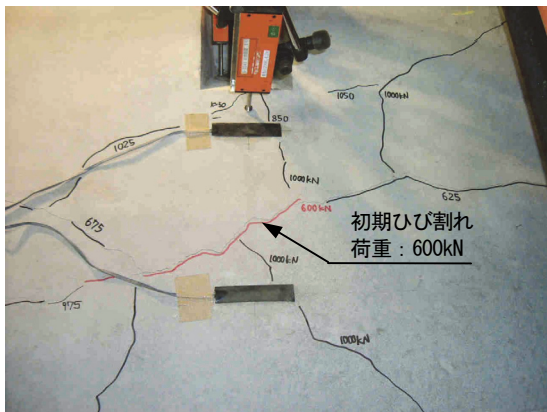


写真-5 供試体上面のひび割れ発生状況 (本実験)

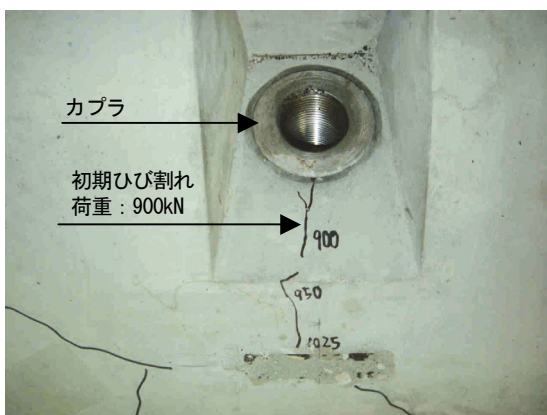


写真-6 アンカー近傍のひび割れ発生状況 (本実験)

5. あとがき

実大でのアンカー引抜き実験の結果より、以下の知見が得られた。

i. アンカー引抜き抵抗

カブラや PC 鋼棒とコンクリートの付着を切っても、アンカープレートによる支圧作用によって内部補強材

の引張力に抵抗できる。

ii. 鉄筋ひずみ

ネジ切りを行った PC 鋼棒の許容引張力である 1200kN/本に近い荷重が載荷された場合でも鉄筋ひずみ量は微小であり、供試体にはコーン状破壊や支圧破壊は起らず、コンクリート本体は健全である。

iii. 早期ひび割れの抑制

アンカーのかぶりを 100mm とし、緩衝材や鋼管シースでコンクリートと縁を切る構造とすることで、早期のひび割れの発生を抑制できる。

iv. 設計荷重

本実験で用いたアンカー仕様であれば、コーン状破壊を想定して設定した設計荷重以下では供試体表面にひび割れは発生せず、引抜き荷重とアンカー抜け出し量は直線関係を示し、設計荷重の設定が妥当であることがわかった。

今回の予備実験および本実験での実大アンカー引抜き実験により、アンカーの耐荷重性能や抜け出し状況を把握できたことで、扁平型セグメントが充分実工事に適用できることがわかった。

今後は、実工事を想定した内部補強材やアンカーの詳細仕様を決定し、継手構造を含めた扁平型セグメントの詳細構造の検討を行う予定である。

最後に、本開発については、首都大学東京 都市環境学部 西村和夫教授にご指導を賜わった。ここに深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 田中雅彦、浅野 剛、荒川賢治、「扁平型断面シールド工法の開発 (その 1) -シールド工法と都市部山岳工法の境界領域を対象とした都市トンネル工法-」、奥村組技術研究年報、No. 32、pp. 13-18、2006
- 2) 橋口彰夫、橋本博英、田中雅彦「扁平型断面シールド工法の開発 (その 2 : 扁平型セグメントの開発)」、土木学会第 61 回年次学術講演会、VI-093、2006
- 3) 日本建築学会、「各種合成構造設計指針同解説、第 4 編、4 章各種アンカーボルト設計指針・同解説」
- 4) 岡田恒男、田中礼治、松崎育弘、坂本 功、川村壮一、「あと施工アンカー設計と施工」、技術書院、1990

鋼管を用いた杭頭構造に関する実験的研究

Experimental Study on Head Butt Joint using a Square Steel Pipe

中村敏晴* 三澤孝史* 向 広吉**

要 旨

鉄道RCラーメン高架橋は、兵庫県南部地震以降の耐震対策により鉄筋量が増加している。なかでも、1柱1杭式の接合部は、杭、柱、地中梁の鉄筋が輻輳するため、鉄筋組立てやコンクリート打設に労力および時間を費やす個所となっている。そこで、筆者らは、輻輳する鉄筋を減らすため杭の鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ鋼管を接合部に定着する構造を考案した。本研究は、縮小試験体を用いた正負交番載荷試験結果から本構造の耐荷機構および変形性能を明らかにし、本構造が杭頭の接合部構造として有効であることを示すものである。

キーワード：鉄道RCラーメン高架橋、杭頭接合部、正負交番載荷、耐荷機構、変形性能

1. まえがき

鉄道RCラーメン高架橋は、兵庫県南部地震以前の設計基準に比べ、想定地震外力の大きな増加と地震時の損傷レベルが厳しく規定されるものとなり、各部材の鉄筋量が増加することとなった。なかでも、1柱1杭式の接合部は、円形に配置される場所打ちRC杭（以下「杭」と記す）の軸方向鉄筋、矩形に配置される柱の軸方向鉄筋、地中梁の軸方向鉄筋ならびにそれぞれの軸方向鉄筋を取り囲むせん断補強筋が輻輳するため、鉄筋組立てやコンクリート打設に労力および時間を費やす個所となっている。

そこで、筆者らは、輻輳する鉄筋を簡素化するため杭の鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ角形鋼管（以下「鋼管」と記す）を接合部に定着する構造（以下「本構造」と記す）を考案した。なお、鋼管を角形としたのは地中梁の軸方向鉄筋の配筋を容易にするためである。

本構造を、図-1に示す。この構造を用いることにより、接合部に円形に配置され、配筋作業の大きな支障となっていた杭の軸方向鉄筋がなくなり、接合部の配筋作業の効率が大幅に改善される。

本研究は、縮小試験体を用いた正負交番載荷試験結果から本構造の耐荷機構および変形性能を明らかにし、本構造が杭頭の接合部構造として有効であることを示したものである。

2. 正負交番載荷試験の概要

正負交番載荷試験の目的は、杭の軸方向鉄筋を接合部

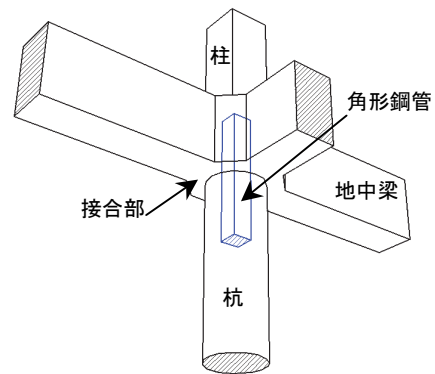


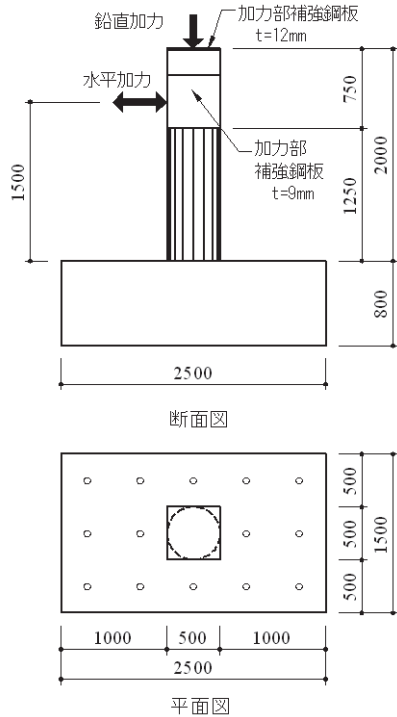
図-1 鋼管杭頭構造概念図

に定着する構造（以下「従来構造」と記す）と本構造杭頭部の地震時挙動の比較検討を行い、本構造の耐荷機構および変形性能を明らかにすることである。

2.1 試験体の種類および諸元

試験体は、図-2に示すように、鉄道RCラーメン高架橋の1柱1杭式の基礎に一般的に用いられるφ1000mmの杭を1/2に縮小してφ500mmとした。なお、試験体は実物の上下を逆にして接合部の上に杭が位置する状態で載荷した。

表-1および図-3に試験体の種類および諸元を示す。従来構造試験体の鉄筋量は、軸方向鉄筋および帯鉄筋ともに、φ1000mmの杭に用いられる鉄筋量のほぼ1/4をφ500mmの杭に配置した。本構造の試験体に用いる鋼管も、φ1000mmの杭に対する軸方向鉄筋と鋼管との離隔および鋼管内にトレミー管を挿入することを考慮して



図－2 試験体構造図 (単位 mm)

400×400mm と定めた実構造の 1/2 相当の 200×200mm とし、鋼管の厚さは、鋼管を鉄筋とみなして、鉄道 RC 標準¹⁾ に準拠して断面の曲げ耐力を算定し、従来構造の曲げ耐力と同等になる 8.0mm とした。なお、曲げ耐力の算定には材料の規格値を用いた。鋼管内はコンクリートを充填している。

試験ケースは、帯鉄筋量を従来構造と同様 D10@60mm (帯鉄筋比 0.54%) に固定し鋼管の埋込長を 4d (800mm、d：鋼管の断面高さ 200mm)、3d (600mm)、2d (400mm) と変化させた CASE-2～4 および鋼管の埋込長を 3d に固定し帯鉄筋量を D13@60mm (帯鉄筋比 0.94%)、D16@60mm (帯鉄筋比 1.49%) へ増加させた CASE-5、6 とした。

2.2 載荷方法

載荷方法は、試験体を反力床に固定し、反力壁に取り付けた油圧ジャッキで正負交番の水平力を加えるものである。試験体頭部には油圧ジャッキで一定の圧縮軸力 (既設 RC 柱の自重による圧縮応力度に相当する 1.0N/mm²) を加えた。

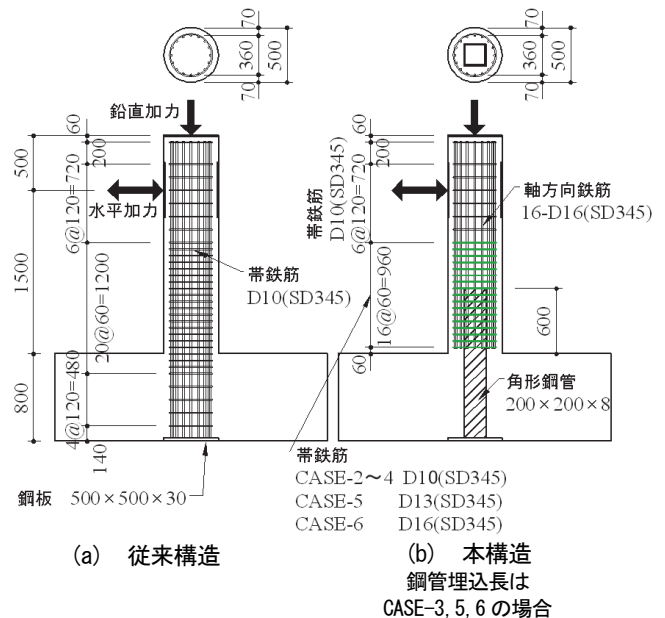
試験体の荷重と変位の制御は、CASE-1 (従来構造) において以下の手順で行った。

- ① 降伏変位までの載荷：水平荷重の載荷は水平ジャッキを押し出す方向から開始した。また、正負 1 サイクルの降伏変位までは荷重制御で載荷し、降伏の判定は、水平ジャッキを押し出す方向の載荷において引張側 45° 方向の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の変位を降伏変位 Δ とした。
- ② 降伏変位以降の載荷：降伏変位 Δ の偶数倍の変位を変位抑制で各 3 サイクルずつ載荷した。

表－1 試験ケース

試験体名	形 式	鋼管埋込長 mm	帯鉄筋量 (帯鉄筋比)
CASE-1	従来構造	—	D10@60mm (0.54%)
CASE-2	本構造	800 (4d)	
CASE-3		600 (3d)	
CASE-4		400 (2d)	
CASE-5	角形鋼管 200×200mm 厚さ 8mm (SM490)	600 (3d)	D13@60mm (0.95%)
CASE-6			D16@60mm (1.49%)

鉄筋：SD345, コンクリート設計基準強度：24N/mm²
d：鋼管の断面高



図－3 試験体配筋図および鋼管埋込長 (単位 mm)

CASE-2～6 の載荷試験は、試験体 CASE-1 (従来構造) で得られた降伏変位 Δ を用いて CASE-1 と同様の方法で行った。

以後、上述した CASE-1 の降伏変位 8.7mm を Δ で、水平ジャッキを押し出す方向の水平荷重と水平変位を + で、水平ジャッキを引き戻す方向の水平荷重と水平変位を - として記す。また、荷重および変位は水平荷重載荷点の水平荷重、水平変位を意味するものとする。

なお、試験結果の整理において終局変位は、荷重－変位曲線の包絡線で荷重が降伏時の荷重を下回らない最大の変位とした。

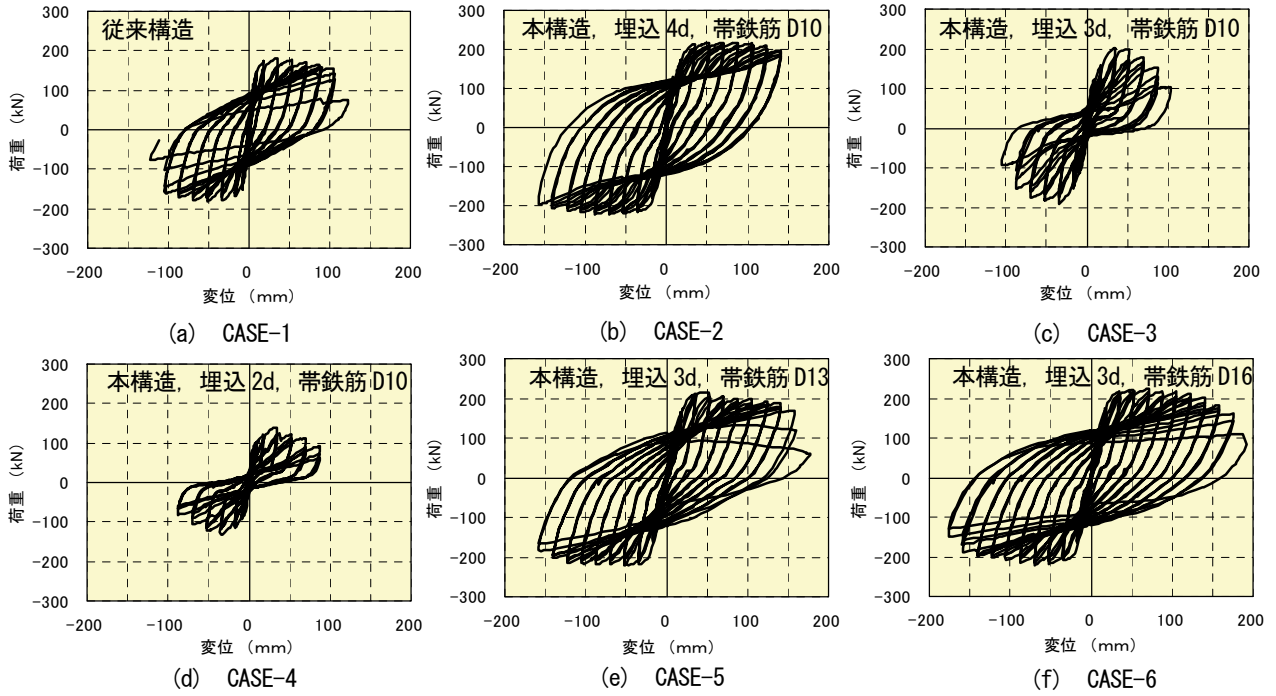


図-4 荷重-変位 (履歴)

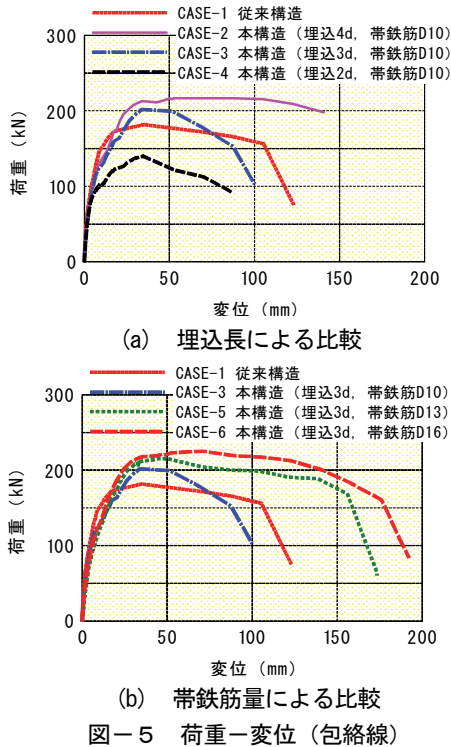


図-5 荷重-変位 (包絡線)

3. 試験結果

3.1 荷重と変位の関係

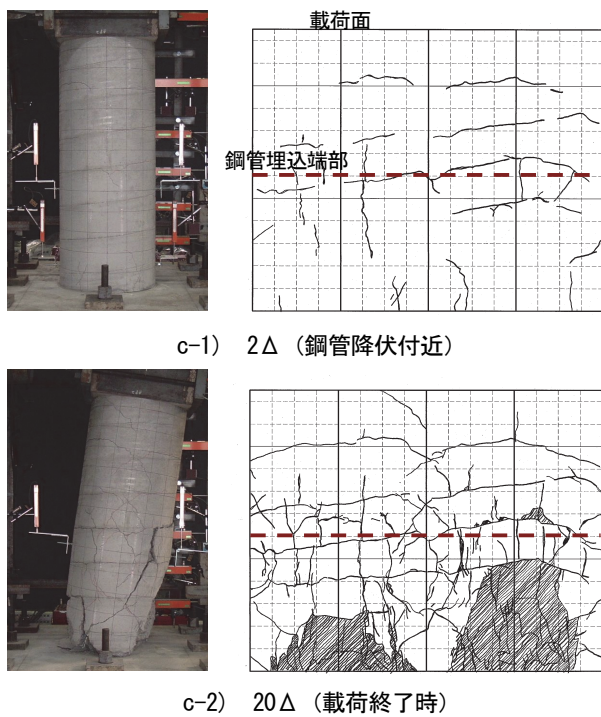
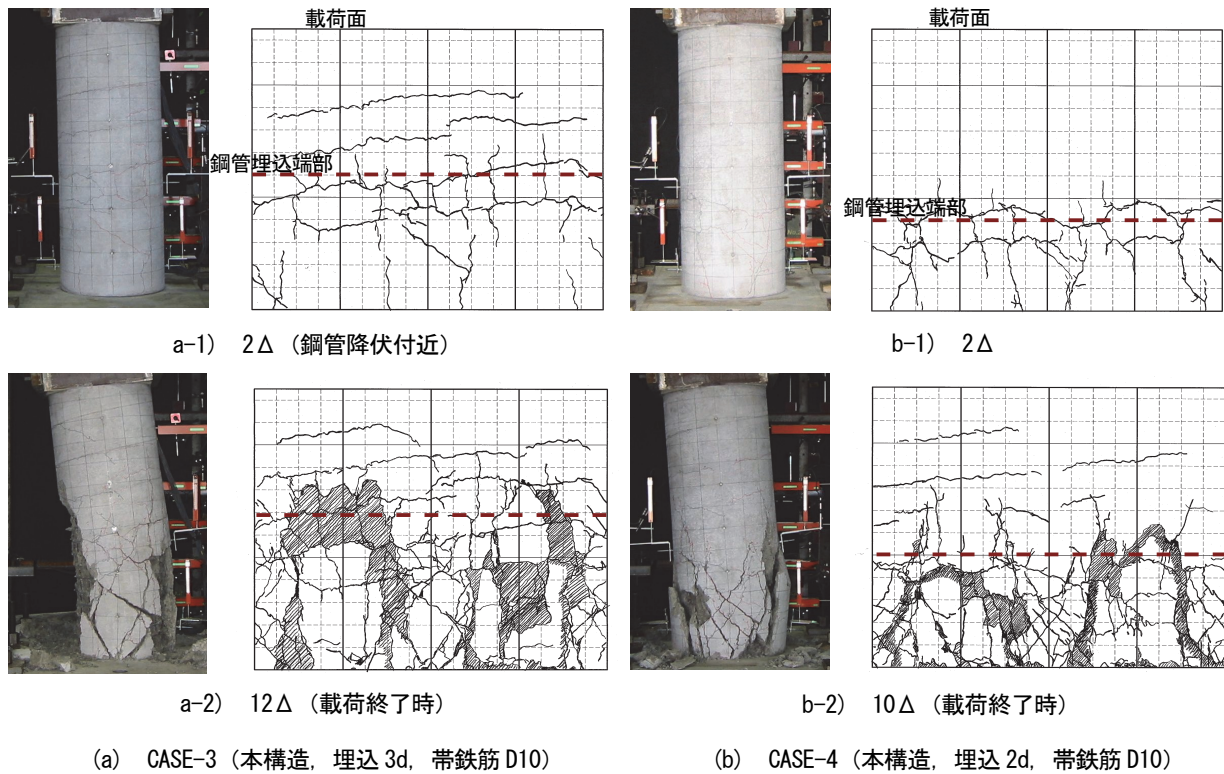
図-4 に荷重-変位の履歴曲線を示す。なお、荷重は軸力による偏心曲げモーメントの影響を荷重に換算し補正した。図より、試験体 CASE-2 (本構造、埋込 4d、帯鉄筋 D10)、CASE-5 (本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D13)、

CASE-6 (本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D16) の履歴曲線の形状は、試験体 CASE-1 (従来構造) と同様に紡錘型で吸収エネルギーが CASE-3 (本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D10)、CASE-4 (本構造、埋込 2d、帯鉄筋 D10) に比べ大きいことがわかる。一方、CASE-3、4 の履歴曲線の形状はスリップ型で吸収エネルギーが CASE-2、5、6 に比べ小さいことがわかる。

図-5 に荷重-変位曲線の包絡線を示す。図-5 (a) は鋼管の埋込長による比較を示す。図より、CASE-2 は CASE-1 より変形性能が優れていることがわかる。CASE-3 は CASE-2 とほぼ同等の曲げ耐力を有するが変形性能は CASE-1 よりも劣る。CASE-4 は CASE-1 より曲げ耐力ならびに変形性能が劣ることがわかる。図-5 (b) は帯鉄筋量による比較を示す。図より、CASE-3 から CASE-5、6 と帯鉄筋量が増加すれば、CASE-3 で終局変位 73.3mm、CASE-5 で終局変位 150.5mm、CASE-6 で終局変位 163.1mm と変形性能が大きく向上することがわかる。

また、断面の曲げ耐力を本構造と従来構造で同等となるように計画したにもかかわらず、CASE-2、3、5、6 は CASE-1 より荷重すなわち曲げ耐力が大きくなっている。これは、鋼材の材料の規格値と実強度が軸方向鉄筋では降伏点規格値 345 N/mm² に対し実降伏点 381~391 N/mm²、鋼管 (SM490) では降伏点規格値 325 N/mm² に対し実降伏点 402~431 N/mm² と異なることに起因すると考えられる。

なお、図-5 は正載荷側の結果のみを示したが負載荷側についても同様の結果であった。



(c) CASE-5 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D13)
ハッチング部はコンクリートが剥落した部分を示す。

図-6 試験体の損傷状況

3.2 試験体の損傷状況

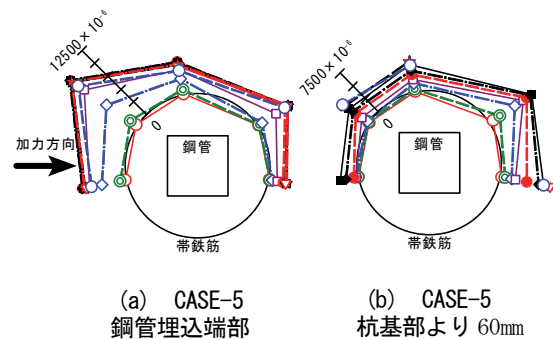
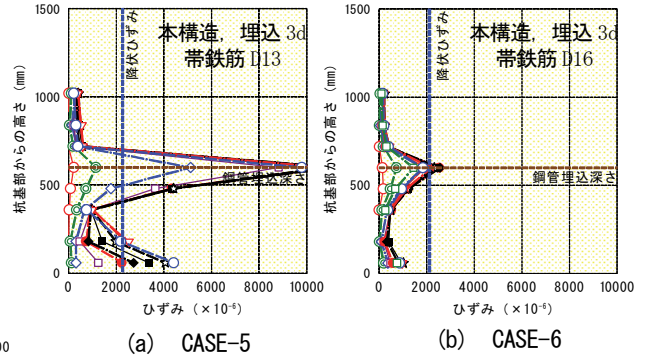
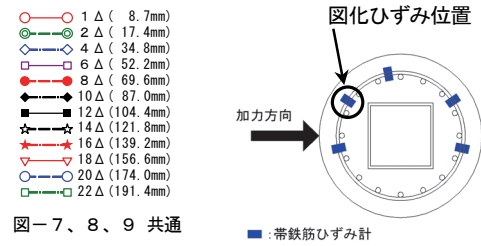
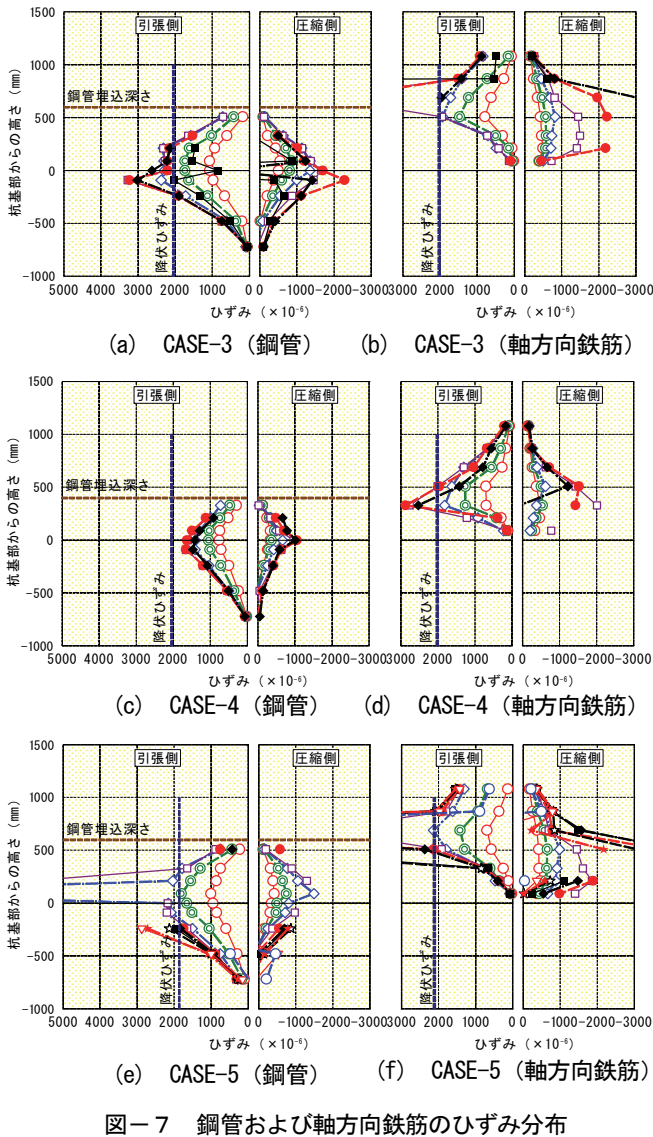
CASE-3 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D10)、CASE-4 (本構造, 埋込 2d, 帯鉄筋 D10)、CASE-5 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D13) について鋼管降伏付近の 2Δ、載荷終了時

の損傷状況を全周の展開図で図-6に示した。図中、水平方向の破線の間隔は 10cm、鉛直方向の破線の間隔は全周を 16 等分 (22.5° 間隔) したもので、約 9.8cm となり、鉛直方向の実線の間隔は全周を 4 等分 (90° 間隔) したものとなる。なお、CASE-2 (本構造, 埋込 4d, 帯鉄筋 D10)、CASE-6 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D16) は CASE-5 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D13) の損傷状況と同様であったことから省略した。

本構造の試験体は 2Δまでに水平の曲げひび割れが鋼管埋込部 (杭基部から図-6中に太い点線で示す鋼管埋込端部まで) の上部に2~4本発生するとともに、鋼管埋込端部から下方へ延びる鉛直の割裂ひび割れ、ならびに杭基部から上方へ延びる鉛直の割裂ひび割れが発生する。鉛直の割裂ひび割れは、加力方向を基準軸としてほぼ水平方向に±45° 回転した位置に集中して発生する。

その後変形が進むと、埋込長の大きい CASE-2 および帯鉄筋量の多い CASE-5、CASE-6 の試験体は、杭基部のコンクリートが圧壊する曲げ破壊となり、帯鉄筋量が少ないもしくは埋込長の小さい CASE-3、CASE-4 の試験体は、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊する。

なお、試験終了後に杭コンクリートを撤去して鋼管の観察を行った。その結果、CASE-2、5、6 は杭基部で鋼管が座屈していた。座屈は、いずれも鋼管の載荷前背面 (フランジ部分) 部に、鋼管外側へはらみ出す方向に生じ、座屈長が杭基部から約 60mm 程度、座屈変位が最大 10mm 程度のものである。



3.3 鋼管および軸方向鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に载荷した時の鋼管および軸方向鉄筋の最外縁のひずみ分布を図-7に示す。

図-7より、鋼管のひずみは、鋼管埋込端部から杭基部へと大きくなり、鋼管が曲げモーメントを分担していることがわかる。また、鋼管埋込部の軸方向鉄筋は、鋼管埋込端部から杭基部にかけて徐々に断面の引張応力を分担しなくなることがわかる。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に载荷した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

3.4 帯鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に载荷した時の帯鉄筋のひずみ分布を図-8に示す。なお、図に示したひずみの水平断面内での位置は、図中に示すように、鉛直の割裂ひび割れが多く見られた加力方向を基準軸としてほぼ水平方向に±45°回転した位置に近いものである

図-8より、本構造の帯鉄筋のひずみは、鋼管埋込端部と杭基部で大きく鋼管埋込の中間部で小さい形状を示

すことがわかる。これは鉛直の割裂ひび割れが鋼管埋込端部から下方へ延びるものと杭基部から上方へ延びるものが発生したことと一致する。また、図には示していないものもあるが、曲げ破壊した試験体 CASE-2、CASE-5、CASE-6 では鋼管埋込の中間部で帯鉄筋のひずみは降伏ひずみを超えないが、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊した CASE-3、CASE-4 では同位置の帯鉄筋のひずみは降伏ひずみを超えていた。

CASE-5 について水平断面内の帯鉄筋ひずみ分布を図-9に示す。図には図-8においてひずみの大きい鋼管埋込端部と杭基部より 60mm での断面を示した。図より、加力方向を基準軸としてほぼ±45°回転した位置すなわち鋼管と帯鉄筋が近い位置のひずみが卓越することがわかる。ひずみが卓越する位置は鉛直の割裂ひび割れが多く見られた位置と一致する。CASE-6 も同様であった。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に载荷した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

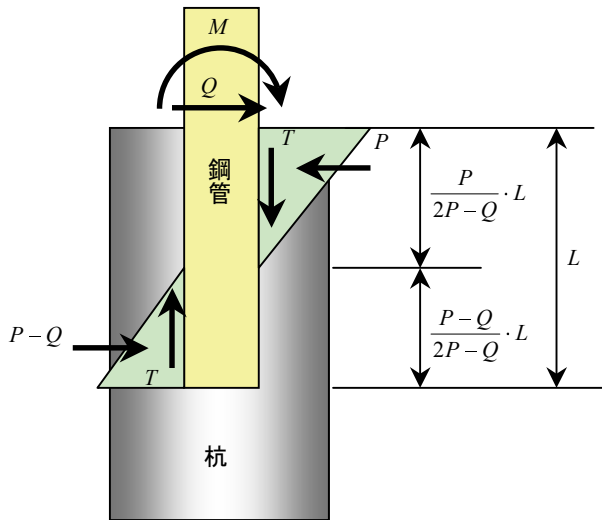


図-10 耐荷モデル

4. 本構造の耐荷機構と変形性能の評価

上述したように正負交番載荷試験によれば、本構造の鋼管埋込部の帯鉄筋量が不足すると鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊し、曲げ耐力が低下するとともに変形性能も低下した。この結果を踏まえ、本構造の耐荷機構と変形性能を以下のように評価した。

4.1 本構造の耐荷機構

本構造の曲げモーメントと水平力に対する耐荷機構は、帯鉄筋のひずみ分布が鋼管埋込端部と杭基部で大きく中間部で小さいことから、図-10 に示すように、鋼管前背面のコンクリートの支圧力および鋼管とコンクリートの摩擦力等の抵抗力からなるものとした。この支圧力および摩擦力は、鋼管周囲のコンクリートが健全な状態の時に期待できるものである。前章の試験 CASE-3、4 の結果すなわち鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊する場合には曲げ耐力および変形性能が低下することからわかるように、支圧力および摩擦力は期待できないものとなる。したがって、本構造において鋼管およびコンクリートの材料強度を充分利用して曲げ耐力および変形性能を効率よく発揮させるためには、鋼管周囲のコンクリートを拘束し割裂破壊しないような補強を施す必要がある。

抵抗力には他に加力方向に平行する鋼管側面の摩擦力、鋼管底面の支圧力と摩擦力が考えられるが、これらをここでは鉄道複合標準²⁾を参考に簡便さを考慮して上述した支圧力および摩擦力に含まれるものとした。

4.2 耐荷機構が成立するための帯鉄筋量

鋼管周囲のコンクリートを拘束し割裂破壊しないようにするために必要な帯鉄筋量の算定式を実験結果に基づいて、鉄道複合標準²⁾を参考に導いた。

図-10 に示した杭に作用する力のモーメントの釣合より次式が得られる。

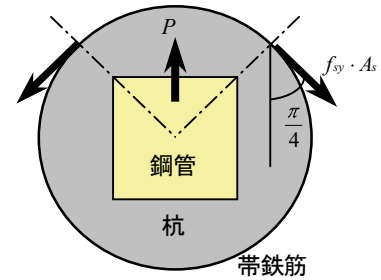


図-11 支圧力の合力と帯鉄筋拘束力の概念図

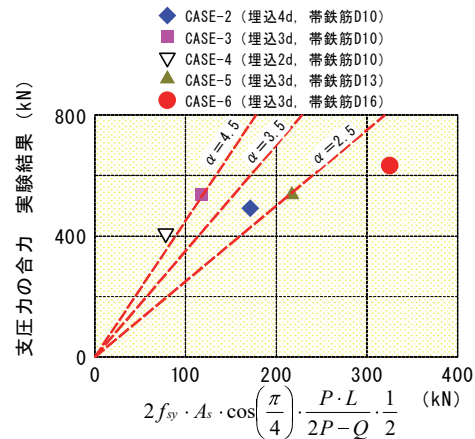


図-12 支圧力の合力と帯鉄筋拘束力の関係

$$M = T \cdot d + \frac{L \cdot P^2}{3(2P - Q)} + (P - Q) \cdot \frac{L \cdot (5P - 2Q)}{3(2P - Q)} \quad (1)$$

ここに、 M : 作用曲げモーメント

Q : 作用水平力

P : 鋼管に作用する支圧力の合力

T : 鋼管に作用する摩擦力の合力

d : 鋼管の断面高さ

L : 鋼管埋込長

支圧力の合力 P は帯鉄筋の拘束力で発揮されるものとして次式で算定する。

$$P = \alpha \cdot 2f_{sy} \cdot A_s \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot \frac{P \cdot L}{2P - Q} \cdot \frac{1}{2} \quad (2)$$

ここに、 f_{sy} : 帯鉄筋の引張降伏応力

A_s : 単位の鋼管埋込長当りの帯鉄筋断面積

α : 支圧力補正係数

式(2)は、図-11 に示すように、水平断面内で帯鉄筋のひずみが卓越した位置すなわち加力方向を基準軸としてほぼ $\pm 45^\circ$ 回転した位置での帯鉄筋の引張力で支圧力 P が規定されるとしたものである。

鋼管に作用する摩擦力の合力 T は、鉄道複合標準²⁾を参考に

M_c : 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
 M_y : 降伏時の曲げモーメント
 M_m : 最大曲げモーメント
 θ_c : 曲げひび割れ発生時の部材角
 θ_y : 降伏時の部材角
 θ_m : M_m を維持できる最大の部材角
 θ_n : M_y を維持できる最大の部材角

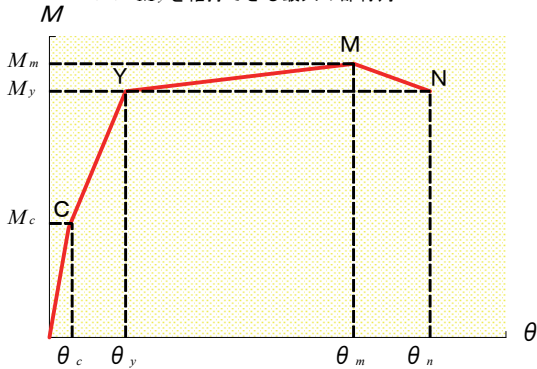


図-13 部材端部の曲げモーメントと部材角の関係

$$T = c \cdot d \cdot L \cdot \frac{P-Q}{2P-Q} + (P-Q)\tan\phi \quad (3)$$

ここに、 c : 粘着力 (0.7N/mm²)
 ϕ : 摩擦角 (20°)
 c 、 ϕ の値は鉄道複合標準²⁾に平鋼管を用いる場合として定義されているもの

支圧力補正係数 α は、支圧力 P を求める際の簡略化等に対する補正としての係数である。

図-12 は縦軸に式(1)と式(3)を用いて実験から得られる支圧力、横軸に式(2)右辺の α を除いた項の値として実験値をプロットしたものである。実験から得られる支圧力を計算するための載荷荷重は、帯鉄筋の拘束力を十分期待できる範囲にとどめることを考慮して、帯鉄筋が降伏する時点のものとした。図より、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊し変形性能の劣るCASE-3、4は支圧力補正係数 α が4.5以上となり、曲げ破壊し変形性能の良いCASE-2、5、6は支圧力補正係数 α が2.5程度となる。なお、この時摩擦力合力 T による抵抗モーメントは作用曲げモーメント M の約10%程度であった。

以上より式(1)、(2)、(3)に支圧力補正係数 α を2.5以下として帯鉄筋量を算定し配置すれば、本構造は想定する耐荷機構のもとで良好な変形性能を発揮する。

4.3 本構造の曲げ耐力の評価

本構造の杭の軸方向鉄筋は、接合部に定着しないものとなっている。したがって、杭頭部で曲げに対する抵抗力は杭のコンクリートと鋼管で受け持たれる。

良好な変形性能を示したCASE-2、5、6について、鉄道RC標準¹⁾に準拠し、鋼管を鉄筋とみなし鉄筋コンクリート部材として材料試験結果の値を用いて算定した曲げ耐力は実験結果と良好な対応を示した。この結果より降伏および最大曲げモーメントは鋼管を鉄筋とみなして、

杭部コンクリートと鋼管からなる鉄筋コンクリート断面が曲げモーメントおよび軸方向力を受けるものとして算定すればよいことがわかる。

4.4 変形性能の評価

鉄道耐震標準³⁾および村田らの研究⁴⁾に基づき本構造の変形性能を評価することを試みた。

鉄道耐震標準³⁾では、鉄骨鉄筋コンクリート部材において、曲げ破壊モードの棒部材端部の曲げモーメント M と部材角 θ の関係を図-13のように与えている。

以下にこの部材角 θ_y 、 θ_m 、 θ_n の評価法の概要を示す。

Y点は、引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメント M_y と引張鉄筋が降伏するときの部材角 θ_y で与えられる点である。曲げモーメント M_y は、前項で示したように、鋼管を鉄筋とみなして、杭部コンクリートと鋼管からなる鉄筋コンクリート断面として算定すればよい。部材角 θ_y はY点におけるく体変形による部材角と部材接合部からの軸方向鋼材の拔出しによる部材端部の回転角から成る。Y点における部材接合部からの軸方向鋼材の拔出しによる部材端部の回転角は鉄道耐震標準³⁾のコンクリート充填鋼管部材の埋込方式の式を準用して算定する。く体変形を算定する場合の軸方向鉄筋は、3.3節の引張側軸方向鉄筋のひずみ分布が鋼管埋込端部で最大となり、杭基部へ向かって減少することおよび図には示さなかったが鋼管埋込端部では鋼管と軸方向鉄筋のひずみが断面内で平面ひずみ状態を示すこと等を考慮して、鋼管埋込端部で断面積を100%有効とし、杭基部へ向かって線形で減少し、杭基部で0%とすることとした。

M点は、コンクリートの圧縮ひずみが0.0035に達するときの曲げモーメント M_m と部材角 θ_m で与えられる点である。部材角 θ_m のコンクリート部材としての特性は荷重変位曲線上で最大荷重程度を維持する最大変位までの部材角³⁾または、繰返し載荷で耐力低下が顕著にならない最大変位まで⁵⁾の部材角に相当する。曲げモーメント M_m は、前項同様、鋼管を鉄筋とみなして、杭部コンクリートと鋼管からなる鉄筋コンクリート断面として算定すればよい。部材角 θ_m はM点における塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による部材角と塑性ヒンジ部の回転角およびM点における部材接合部からの軸方向鋼材の拔出しによる部材端部の回転角より成る。塑性ヒンジ部の回転角は鉄道耐震標準³⁾の鉄骨鉄筋コンクリート部材の項で示される式に本構造と鉄骨鉄筋コンクリート部材の鋼材位置の違い、本構造の鋼管とコンクリートの付着性状と鉄骨鉄筋コンクリート部材の付着性状の違い等を見込んだ式で評価する。また、部材接合部からの軸方向鋼材の拔出しによる部材端部の回転角は、鉄道耐震標準³⁾のコンクリート充填鋼管部材の埋込方式の式を準用して算定する。

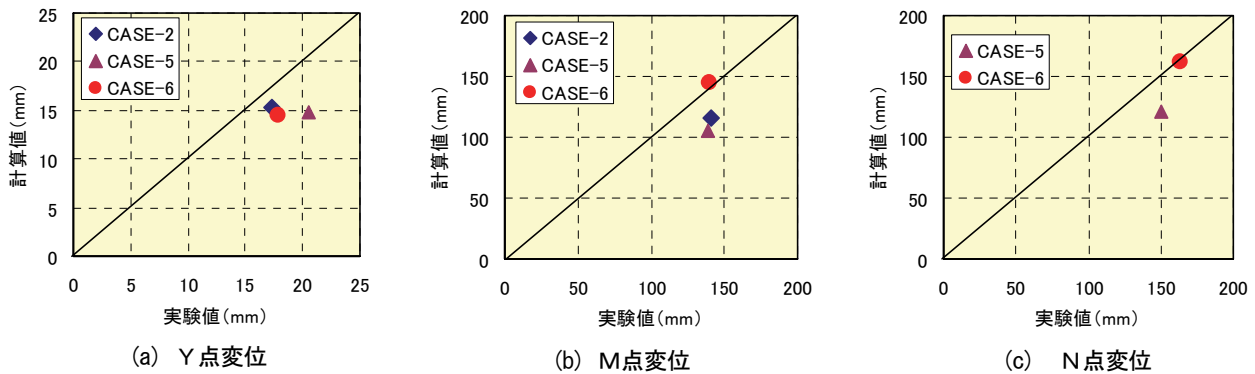


図-14 変位の計算値と実験値

N点の部材角は、M点から主に塑性ヒンジの回転角のみが進行するとする鉄道耐震標準³⁾の鉄骨鉄筋コンクリート部材の方法を準用することとした。

図-14 はY、M、N点の変位の計算値と実験値を比較したものであり、計算値と実験値の対応はよいことがわかる。

なお、本章に示した評価法が成立するのは、載荷試験の範囲から鋼管の埋込長が 3d 以上である。また、杭径の適用範囲として 800~1200mm 程度を想定し、鋼管の断面高さは杭径 1000mm に用いる場合 400mm とし、その他の杭径ではこの鋼管の断面高さと杭径の比を大きく逸脱しない範囲とする。さらに、軸力が変形性能に与える影響については検討を行っていないこと、ならびにデータ数が少ないこと等を踏まえて、今後、変形性能評価法の精度向上のために追加実験および数値解析による検討も必要と考えている。

5. あとがき

杭の鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ角形鋼管を接合部に定着する構造による耐荷機構および変形性能を明らかにすることを目的として実施した縮小試験体による正負交番載荷試験結果より以下のことが明らかになった。

- 1) 鋼管周囲の帯鉄筋量が同一のもので、鋼管の埋込長を 4d (d: 鋼管の断面高さ) とすると、鋼管が杭基部近傍で座屈し杭が曲げ破壊する破壊形式となり、鋼管の材料強度を有効利用した良好な変形性能が得られる。一方、鋼管の埋込長を 3d、2d と短くすると、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊する破壊形式となり、曲げ耐力およびじん性率ともに埋込長 4d に比べ低下し、良好な変形性能が得られない。
- 2) 鋼管の埋込長 3d のもとの、鋼管周囲の帯鉄筋量を増加すると、鋼管が杭基部近傍で座屈し杭が曲げ破壊する破壊形式となり、鋼管の材料強度を有効利用した良好な変形性能が得られる。
- 3) 本構造が曲げ破壊する場合の耐荷機構は、鋼管前背

面のコンクリートの支圧力および鋼管とコンクリートの摩擦力等の抵抗力からなることを明らかにした。この支圧力および摩擦力は、鋼管周囲の帯鉄筋が鋼管周囲のコンクリートを拘束し割裂破壊しない状態の時に期待できるものである。この考えのもとで必要帯鉄筋量を算定する式を導いた。

- 4) 本構造による曲げ耐力は、鋼管を鉄筋とみなし鉄筋コンクリート部材として算定できることを確認した。
- 5) 本構造による杭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)」³⁾の鉄骨鉄筋コンクリート部材およびコンクリート充填鋼管部材を準用し、塑性ヒンジ部の回転角の算定に、本構造と鉄骨鉄筋コンクリート部材の鋼材位置の違い、本構造の鋼管とコンクリートの付着性状と鉄骨鉄筋コンクリート部材の付着性状の違いを見込むことによって、適切に評価することが可能である。

【参考文献】

- 1) 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、2004。
- 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 鋼とコンクリートの複合構造物、丸善、1998。
- 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。
- 4) 村田清満、池田学、川井治、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究、土木学会論文集、No. 619/ I-47、pp. 235-251、1999。
- 5) 渡邊忠朋、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。

FRP 防食パネル工法の開発と下水道施設への適用

ーコンクリートの防食被覆工法（シートライニング工法）ー

Development of FRP panels Corrosion Protection Method and Practical Applications

- Concrete Lining Corrosion Protection Method -

東 邦和* 石井敏之* 廣中哲也*
向 広吉** 高橋一成*** 沼田 憲****

要 旨

下水道施設のコンクリート構造物の防食性能向上のために、下水道施設での硫化水素から生成される硫酸に対して優れた耐食性を持つFRP防食パネル工法を開発した。本工法に用いるFRP防食パネルはビニルエステルを基材としてガラスロービングを収束して引抜成形法により一体成形しており、厚さ5mmで背面にL形アンカー脚を有する。本工法はシートライニング工法に位置付けられ、防食効果、経済性、施工性に優れている。品質確認試験、施工試験、実証施工を行い、工法を完成したのでその概要を報告する。本工法は独立行政法人土木研究所、(株)奥村組、福井ファイバーテック(株)の3社の共同開発であり、(財)下水道新技術推進機構の建設技術審査証明を取得している。

キーワード：FRP防食パネル工法、シートライニング工法、下水道施設、コンクリート、維持管理

1. まえがき

下水道施設の維持管理を軽減するために、コンクリート構造物の防食性能の向上が求められており、耐食性に優れた新素材を下水道施設に活用する技術が必要とされている。FRP防食パネル工法はこの要求に応える新素材による補修技術であり、下水道施設での硫化水素から生成される硫酸に対する優れた防食性能を持つ工法である。本工法はシートライニング工法¹⁾に位置付けられ、防食効果、コストかつ施工性に優れ、独立行政法人土木研究所、(株)奥村組、福井ファイバーテック(株)の3社で「下水処理施設のコンクリート補修材料に関する共同研究」²⁾の中で開発したものである。本工法は(財)下水道新技術推進機構の建設技術審査証明を取得している。

2. FRP 防食パネル工法の概要

2.1 下水道施設の劣化

下水道施設の劣化状況を写真-1に、硫酸によるコンクリート腐食の概念を図-1に示す。一般に下水道施設では、下水中に含まれる硫酸イオン（蛋白質）が嫌気性条件下で硫酸塩還元細菌の作用により硫化水素に還元される。硫化水素は気相中に放散された後、コンクリート壁面の付着水（結露、飛沫水）の中で再溶解し、好気性

条件下で硫黄酸化細菌により硫酸に酸化される。硫酸によるコンクリートの腐食は、①「化学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」、②「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、溶解、剥落等が発生する」ことにより劣化が進行する現象である。

2.2 FRP 防食パネルの仕様と適用対象

FRP防食パネルの断面を図-2に、外観を写真-2



写真-1 下水道施設の劣化状況

*技術研究所 **技術本部関西土木技術部 ***東京支社土木工務部 ****東京支社環境プロジェクト部

に示す。パネルの基材構成はEガラスコンティニュアスストランドマットを外周材として、中にガラスロービングを配置したもので、バインド材の樹脂は含ブロムビスフェノールA型エポキシアクリレート（ビニルエステル：VE）を用いている。

FRP防食パネルは、引抜成形法により一体成形しており、厚さ5mmで背面にL形アンカー脚を有する。製作する長さには制限はないが、長さ2700×幅600mmを標準サイズとしている。パネル1枚の重量は18.4kgで、人力作業が可能である。また、パネルの切断・加工は木製パネルと同様に施工できる。L形アンカー脚は15度傾斜しており、その傾斜によって横使いした場合でもアンカー下部に隙間なくモルタルを充填できるのでパネルを縦横の両方向に使用できる。

FRP防食パネル工法は、新設および補修に適用できる。新設の場合は、FRP防食パネルを組立て、内部にコンクリートを打設し、L形アンカー脚により一体化させる（埋設型枠工法）。補修の場合は、既設コンクリートにコンクリートアンカーでFRP防食パネルを固定し、その隙間に高流動高強度モルタルを充填することによって一体化させるものである（後貼り工法）。

3. 開発目標

本工法の開発目標を次に示す。

(1) FRP防食パネルおよびシーリング材の品質

FRP防食パネル、シーリング材は、次の項目について、シートライニング工法（D₂種）の品質規格に適合すること。

- ① 被覆の外観
- ② 耐酸性
- ③ 硫黄侵入深さ（シート部、目地部）
- ④ 耐アルカリ性
- ⑤ 透水性

(2) FRP防食パネルの施工性

FRP防食パネルは以下の施工性を有すること。

- ① パネルの切断・加工が従来の木製型枠工法と同様であること
- ② パネルの質量が従来の木製型枠と同等であること
- ③ 出隅部、入隅部、ハンチ部、天井部の施工が従来の木製型枠工法と同様に施工できること
- ④ 新設の場合に、パネルを埋設型枠として用い、内部に打設したコンクリートがパネル背面のL形アンカー脚と空隙なく確実に一体化できること（埋設型枠工法）
- ⑤ 補修の場合に、後貼り工法として既設コンクリートとパネルの間に充填モルタルが隙間なく充填でき、パネル背面のL形アンカー脚と空隙なく一体化できること（後貼り工法）

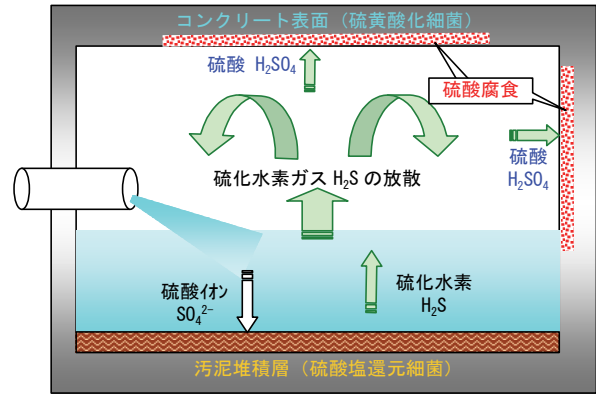


図-1 硫酸によるコンクリート腐食の概念

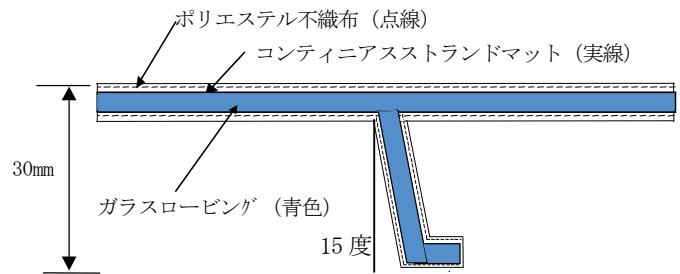


図-2 FRP防食パネル断面

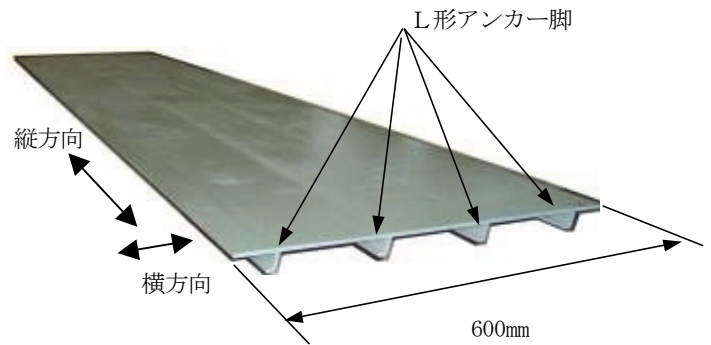


写真-2 FRP防食パネル（標準パネル）

(3) FRP防食パネルの固着性

- ① 新設の場合には、パネルとコンクリートとの固着性が、補修の場合には、パネルと充填モルタルの固着性が、シートライニング工法のコンクリートとの固着性の品質規格（0.24 MPa以上）に適合すること

(4) FRP防食パネルの耐衝撃性

- ① FRP防食パネルは、耐衝撃性を有すること

表－1 FRP防食パネルとシーリング材の品質性能試験結果

項目		試験結果 ⁴⁾	品質規格 ¹⁾
被覆の外観		被覆にしわ、むら、はがれ、われが認められない。	被覆にしわ、むら、はがれ、われのないこと
耐酸性		被覆にふくれ、われ、軟化、溶出を認めない。	10%の硫酸水溶液に 60 日間浸せきしても被覆にふくれ、われ、軟化、溶出がないこと
硫黄侵入深さ	シート部	設計厚に対して 0% 侵入深さ 1 μ m 以下	10%の硫酸水溶液に 120 日間浸せきした時の侵入深さが設計厚さに対して 1% 以下であること
	目地部	設計厚に対して 0% 侵入深さ 8 μ m	10%の硫酸水溶液に 120 日間浸せきした時の侵入深さが設計厚さに対して 5% 以下であること、かつ 100 μ m 以下であること
耐アルカリ性		被覆にふくれ、われ、軟化、溶出を認めない。	水酸化カルシウム飽和水溶液に 60 日間浸せきしても被覆にふくれ、われ、軟化、溶出がないこと
透水性		0.02 g	透水量が 0.15 g 以下

4. FRP防食パネルの品質

防食工法に要求される性能は、①被覆層の耐久性、②劣化因子の遮断性、③コンクリートとの一体性である。FRP防食パネル、シーリング材の品質性能試験を日本下水道事業団下水道コンクリート構造物の腐食抑制技術及び防食技術指針・同マニュアル（平成 14 年 12 月版）シートライニング工法の品質規格D₂種に準じて行った。結果を、公的機関の試験結果⁴⁾および土木研究所共同研究報告書²⁾に基づいて表－1に示す。

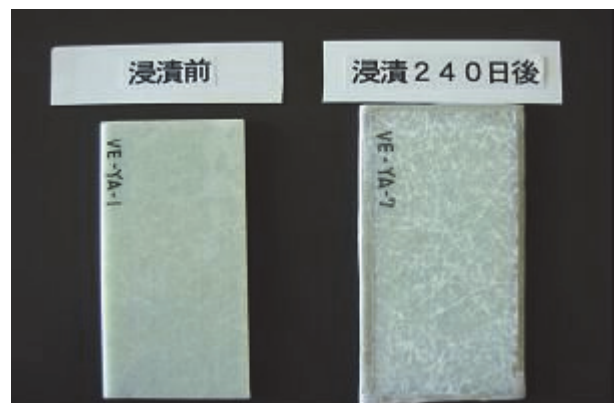
(1) 耐久性と劣化因子の遮断性

耐酸性試験ではFRP防食パネル被覆の外観に異常はなく、ふくれ、われ、軟化、溶出がない結果から、被覆層の耐久性を確認した。また、10%の硫酸水溶液に 120 日間浸せきした結果から、シート部および目地部において規定の侵入深さを満足しており、劣化因子の遮断性を確認した。同様に耐アルカリ性は、水酸化カルシウム飽和水溶液に 60 日間浸せきしても被覆にふくれ、われ、軟化、溶出がないことが確認された。透水性に対しても透水量は 0.02 g と規格値 0.15g を下回っている。

土木研究所共同研究による10%硫酸水溶液に240日間

浸せきしたパネルの外観検査の一例を写真－3に示す。目視による検査によりパネル表面にはポリエステル不織布の模様が見えるが、被覆にしわ、むら、はがれ、われはない。写真左側のパネルは浸せきしていない比較用試験体である。

公的機関でのパネル試験体の硫酸浸せき状況を写真－4に、EPMA（波長分散型分析装置）による硫黄侵入深さ測定結果を写真－5に示す。120日の浸せき後の硫黄侵入深さはシート部目地部とも設計厚さに対して0%であった。



写真－3 パネルの外観（耐酸性240日浸せき）



写真-4 パネル試験体の硫酸浸せき状況

(2) 固着性

固着性は公的試験による確認を行った。試験体は、L形アンカー脚があるため、120×120×60 mm の型枠にアンカー脚を有する大きさ 40×40 mm のFRP防食パネルを設置し、コンクリートおよび充填モルタルを打設する方法で作成した。固着性の試験方法は、JIS A 6916 に準拠し、試験の材齢を 28 日とし、建研式引張試験により固着強さを確認した。

固着強さの計算式を式(1)に示す。

$$\text{固着強さ (MPa)} = \frac{\text{最大引張荷重} \times 1,000}{1,600 \times 4} \quad \dots \text{式(1)}$$

ここに、

最大引張荷重 (kN)

1600 : 引張用鋼製ジグ (40×40 mm) の面積

低減率 4 : 1本のL形アンカー脚の分担幅比

160 mm/40 mm = 4

公的機関の試験結果を表-2に示す。固着性の試験体破断状況を写真-6に示す。FRP防食パネルの固着強さの平均値は 0.46MPa および 0.47MPa であり、「シートライニング工法の品質規格値」¹⁾の 0.24MPa を満たす試験結果が得られた。FRP防食パネルの破断面は、コンティニュアスストランドマット層とガラスローピング層の界面で生じた。

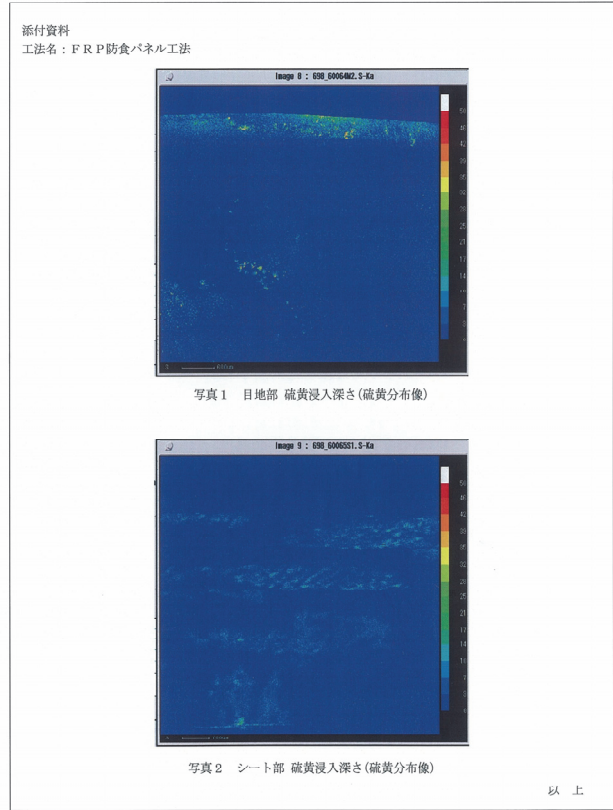
また、土木研究所共同研究の飽和水酸化カルシウム水溶液 (温度 23℃) の浸せき試験²⁾における 60 日浸せき前後の固着強さに変化が見られず、試験体の破断の状況が同様であることから、FRP防食パネルの固着性は、充填モルタルのアルカリによって影響を受けないと考えられる。

(3) 耐衝撃性

公的機関による耐衝撃性試験を JIS A 6916 2000 建築用下地調整塗材 7.10 耐衝撃性試験に準じて行った。い

ずれもひび割れ及びはがれがなく、FRP防食パネルは耐衝撃性を有することが示された。

依頼No. 060064



財団法人 日本塗料検査協会 東支部

写真-5 硫酸浸せきの EPMA 結果

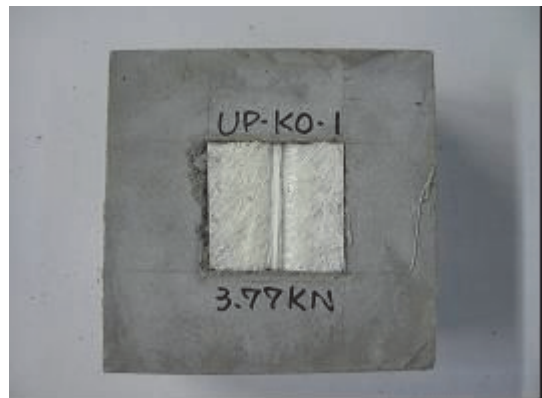


写真-6 固着強さ試験体の破断状況

表-2 固着強さ試験結果 (公的機関試験結果)

項目	試験結果	品質規格
コンクリートの固着強さ	平均値 0.46 MPa	0.24 MPa 以上
充填モルタルの固着強さ	平均値 0.47 MPa	

5. FRP防食パネル工法の構造

FRP防食パネル工法は、成形板をコンクリートに埋め込む方式であり、目地を持つ。目地部のシールには、ウレタン樹脂のシーリング材を使用する。目地部の裏当て材には、一般部では平板形状のFRP裏当て材を、出隅および入隅部のコーナ部ではFRPアングル材を使用する。FRP防食パネルの設置は、以下のように行う。

- ① 所定の位置にコンクリートアンカーを設置する
- ② コンクリートアンカーに棒ネジを取り付ける
- ③ 埋込モルタルコーンおよび軸足を取り付ける
- ④ FRP裏当て材を軸足位置に合わせて孔を削孔し、設置する
- ⑤ FRP防食パネルとFRP裏当て材の間にノロ漏れ防止用テープを貼る
- ⑥ FRP防食パネルを設置する
- ⑦ フォームタイで支保工を組み立てる

設置フローを図-3に示す。コンクリートアンカーの設置間隔は600mm程度とする。

図-4に一般部の構成、図-5に目地部の断面構成、図-6に入隅部の断面構成を示す。

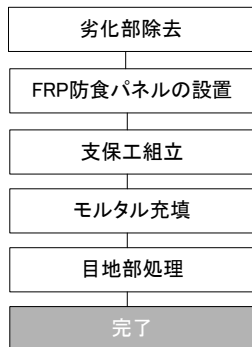


図-3 設置フロー

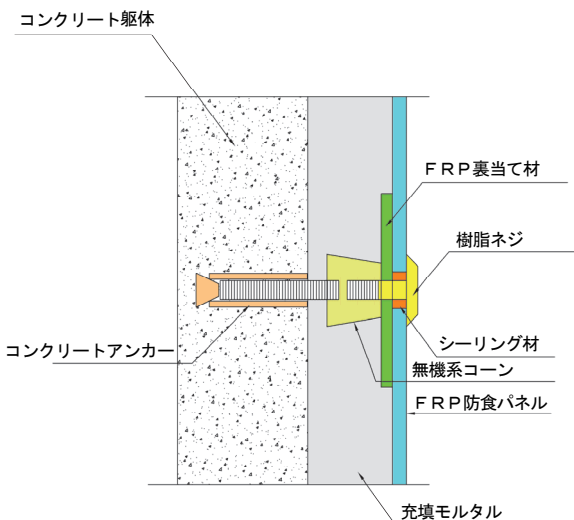


図-5 目地部（コンクリートアンカー部）の断面構成

6. 施工性能試験

FRP防食パネルの施工性能の確認を、茨城県にある浄化センター内の土木研究所施設で行った。その後、暴露試験を継続している。吐出水槽壁面に施工した作業状況を写真-7に示す。施工方法は後貼り工法である。

パネルの搬入、加工・組立作業の効率は良好であった。現場練りの高流動・高強度の充填モルタルは硬化後の体積変化が少なく、漏れのトラブルもなく確実な充填ができた。セパレータ部には、樹脂ネジを施工しており、目地部のコーキングも良好に実施できた。現在、暴露後2.5年の経過であるが健全な状況が確認されている。

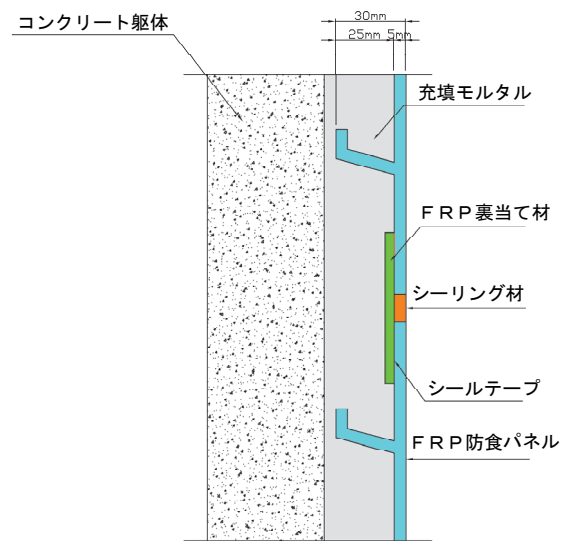


図-4 一般部の構成（後貼り工法の防食被覆層の断面構成例、充填モルタルで設置の場合）

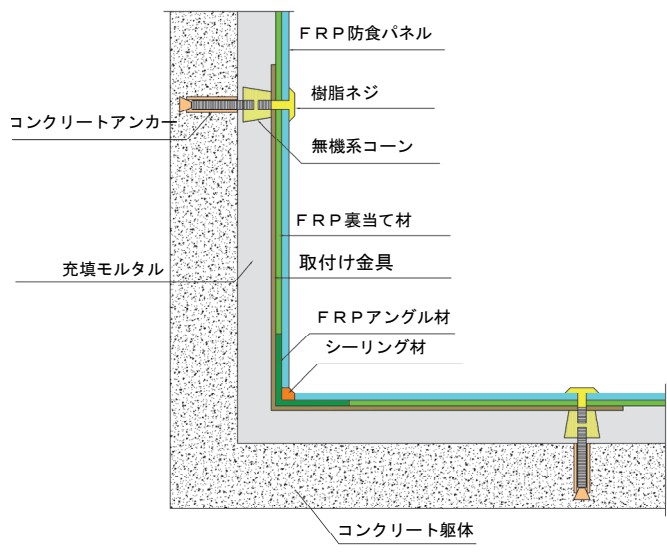


図-6 入隅部の断面構成



写真-7 試験施工状況

7. 実証施工

奈良県にある浄化センターの返送汚泥水路において実証施工を実施した。返送汚泥水路は新設構造物で全長46.9m、高さ2.75m、幅1.1mである、ハンチ部、横断水路部、天井および側壁の箱抜き部を含めて全面をFRP防食パネルで施工した。施工は埋設型枠工法であり、施工数量は334㎡である。FRP防食パネル組立て途中の箱抜き部・段差部の状況を写真-8に、水路完成状況を写真-9に示す。従来の「通常型枠施工+防食塗装」



写真-8 箱抜き・段差部



写真-9 水路完成状況

に替わる工法（埋設型枠）として施工した。

標準パネル以外の部材の切断加工は現場サイトで行った。本構造物では配管部や天井部の箱抜きなど細かな形状があり、細部の施工に工夫が必要であった。本構造物での施工によりパネルの割り付け、設置、コンクリートの打設、目地シーリングのすべての技術に向上が得られ、工法を完成することができた。

8. あとがき

本開発によるFRP防食パネルは次の性能を持つことが確認された。

- i. FRP防食パネル、シーリング材は、シートライニング工法(D₂種)の品質規格に適合する
- ii. FRP防食パネルは、埋設型枠工法および後貼り工法として、加工性、充填性を有する
- iii. FRP防食パネルは、埋設型枠工法および後貼り工法いずれの場合にも、所要の固着強さを有する(0.24 MPa以上)
- iv. FRP防食パネルは、耐衝撃性を有する

実証施工により有益な実績を得たので、更に実施工での適用を進めていきたい。なお、開発テーマ推進において技術本部土木部および環境プロジェクト部に、実証施工において関西支社土木部に多大の協力を受けたことを記す。

【参考文献】

- 1) (社) 日本下水道事業団：下水道コンクリート構造物の腐食抑制技術及び防食技術指針・同マニュアル、2002.12
- 2) 独立行政法人土木研究所：下水処理施設のコンクリート補修材料に関する共同研究報告書、2006.7
- 3) 石井、西崎、小宮：第42回下水道研究発表会、FRPパネルを用いた下水処理施設の防食工法、2004.6
- 4) (財) 下水道新技術推進機構：建設技術審査証明(下水道技術)報告書、FRP防食パネル工法、2006.12

硫酸腐食環境下でのコンクリートの 劣化予測モデル（第 2 報）

Degradation Prediction Model of Concrete due to Sulfuric Acid Attack (Part 2)

栗本雅裕* 廣中哲也*
東 邦和* 森本克秀**

要 旨

本研究では硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化特性の把握および劣化予測モデルの構築を目的として、供試体を硫酸溶液に浸漬させる試験を行った。また、劣化予測モデルは硫酸腐食に関係する物質を 7 種類と仮定し、硫酸とセメント水和物との反応による二水石膏の生成、二水石膏とアルミン酸三石灰の反応によるエトリンガイトの生成等を拡散方程式に付加した形とした。提案した解析モデルによりコンクリート表面の侵食深さ、硫酸濃度分布、二水石膏分布等の試験結果を良好に模擬できることを確認した。

キーワード：硫酸、耐久性、コンクリート、エトリンガイト、下水道

1. まえがき

コンクリートは多くの長所を持った構造材料で大量に使われているが、化学的には安定な材料でないことが一つの欠点である。このためコンクリート構造物はその置かれた環境によって種々の化学物質と反応する。化学的な腐食は、化学的な反応に伴ってセメント水和物が分解されることによる結合能力の消失、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ある¹⁾。特に、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硫酸による化学的侵食が問題となっている。

硫酸腐食環境におけるコンクリート構造物の劣化形態は、化学的侵食による断面欠損および硫酸の浸透によるコンクリートの中性化が原因となる鉄筋腐食が考えられる。

このような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²⁾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ついて実験的な検討を行った。

蔵重³⁾ら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た。さらに拡散方程式に硫酸とセメント水和物との反応項を加え、硫酸腐食の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。また、コンクリートの細孔空隙およびひび割れと硫酸腐食との関係に関する知見も得ている。これらの研究

事例では実験的な研究が多く、解析と試験結果との比較検討事例は少ない。

そこで、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い試験結果への劣化予測モデル^{4)、5)、6)}の適用性について検討している。本文では高炉セメントを使った供試体の試験結果および劣化予測結果について述べる。

2. 浸漬試験

硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化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促進劣化試験を実施した。コンクリートの配合を表-1に示す。単位水量を 165kg/m³とし、普通ポルトランドセメントの場合は水セメント比を 40%、55%、70%、高炉セメントの場合は水セメント比 55%とした。供試体を打設後 1 ヶ月の標準養生を行った後、硫酸に浸漬させた。

3. 試験結果

3.1 侵食深さ

フェノールフタレインを噴霧した供試体の切断面を写真-1に示す。浸漬条件は硫酸溶液濃度が pH=0.5、浸漬期間は 30 日である。左から Case-1、Case-2、Case-3 である。水セメント比が 40%では硫酸溶液との浸漬面は激しく侵食され表面の凹凸が大きく、水セメント比が大きくなるに伴って凹凸が小さくなる傾向がある。また、

*技術研究所 **技術本部環境プロジェクト部

表-1 配合ケース

配合ケース	要因	水セメント比 W/C (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤 (C×%)	スラブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 材齢28日 (N/mm ²)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G				
Case-1	ポルトランドセメント	40	165	413	780	972	0.5	8.5	4.2	57.9
Case-2		55	165	300	822	1024	0.5	9.0	4.4	39.4
Case-3		70	165	236	846	1054	0.5	10.0	3.8	26.2
Case-4	高炉セメント	55	165	300	818	1019	0.5	12.5	3.5	32.2

【使用材料】
 セメント： Case-1～Case-3 普通ポルトランドセメント、密度3.16 g/cm³
 Case-4 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 g/cm³、吸水率2.19%、粗粒率2.60
 粗骨材： 新台産碎石、密度2.70 g/cm³、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 g/cm³

水セメント比が70%では、ほとんど侵食されていないが、コンクリート表面から約3mmまで白色を呈し中性化している。

3.2 EPMA 面分析

Case-2、Case-4の酸化カルシウムと硫化物に対するEPMA面分析結果を写真-2、写真-3に示す。浸漬条件は、硫酸濃度がpH=0.5、浸漬期間は30日である。写真-2に示すポルトランドセメントでは、硫酸浸漬面から約3mmの深さまでは青色を示し酸化カルシウムの濃度が低くなっていることが観察できる。また、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化物濃度が高く、それより深い位置では青色を示しほとんど硫酸イオンが浸透していない。

写真-3に示す高炉セメントでは、5mmより深い位置ではポルトランドセメントの場合より赤色が少なくなり酸化カルシウムの含有量が少なくなっている。また、酸化カルシウムが少なくなっていること表す青色の領域はポルトランドセメントより深くなっており、硫酸の浸透深さが大きくなっていると考えられる。さらに、コンクリート表面部の硫化物の濃度が高くなっていることを

表す赤色はポルトランドセメントの場合より淡くなくなり硫酸との反応により生成される硫化物は少なくなっていると判断できる。

3.3 電子顕微鏡観察

写真-2に示した硫酸濃度がpH=0.5、Case-2の浸漬試験におけるコンクリート組織の電子顕微鏡写真を写真-4(0~3mm)に示す。

写真-4-①は浸漬面の写真で、コンクリート表面は白色で二水石膏が生成されており、二水石膏の結晶

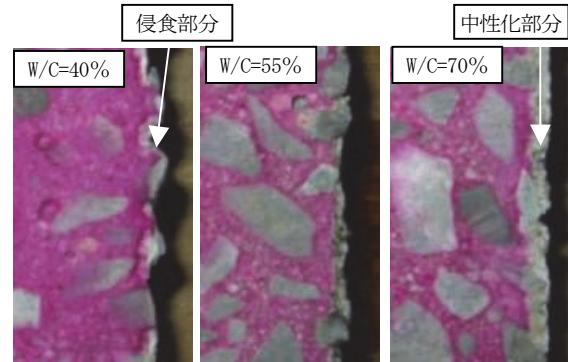


写真-1 コンクリート表面の侵食状況

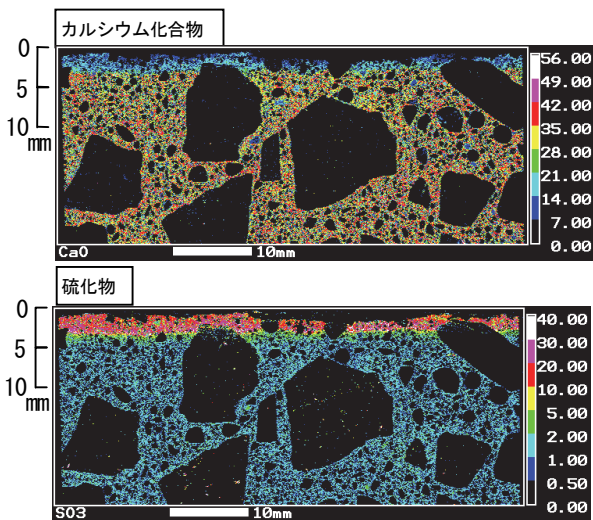


写真-2 EPMA分析結果 (ポルトランドセメント)

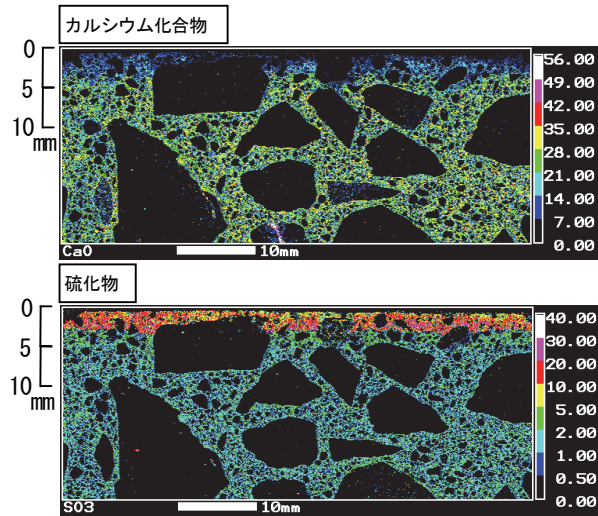
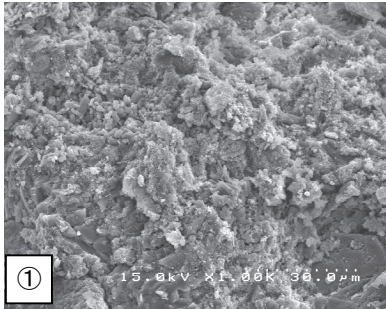
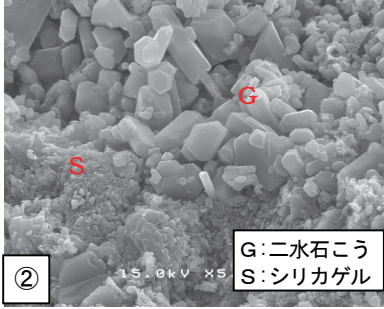


写真-3 EPMA分析結果 (高炉セメント)

硫酸浸漬表面に生成した二水石膏



CSH+硫酸→二水石膏+シリカゲル



空隙中に二水石膏の大結晶

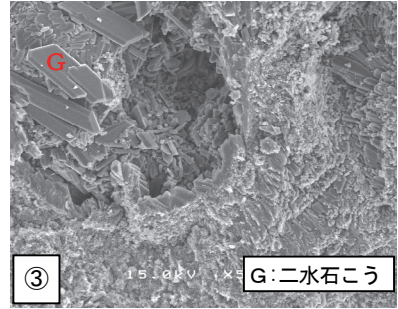


写真-4 電子顕微鏡画像

は大きなもので50 μ m以上に達している。また、写真-4-②では二水石膏とC-S-Hが硫酸と反応し分解されたシリカゲルが混在している。また、写真-4-③ではコンクリートの空隙中に生成された二水石膏の大結晶が観察できる。

このようにコンクリート表面から3mmの領域では硫酸とセメント水和物との反応が生じていることが確認できる。

3.4 示差熱分析

コンクリート中の二水石膏および水酸化カルシウムの含有量の把握を目的として示差熱分析を行った。

その測定チャートの一例を図-1に示す。浸漬条件はCase-2の供試体で、硫酸濃度がpH=0.5、浸漬期間は30日である。試料の採取位置は上から0~3mm、3~13mm、13~23mmである。図-1には熱変化曲線(TG)と重量変化曲線(DTA)を示している。一般にコンクリートに見られる各温度範囲での反応は以下の通りである⁷⁾。

エトリンガイトの脱水分解は100℃以下および、160~180℃に大きなピークを持ち、250~270℃に小さなピークを示し段階的に脱水する。二水石膏の脱水は約130℃で半水石膏になり、約160℃で無水石膏になる。水酸化カルシウムは450℃付近で、炭酸カルシウムは600~900℃で分解する。

0~3mmの領域では二水石膏の脱水ピークが明瞭に確認され、3~13mmでは二水石膏の脱水ピークは小さくなり、0~3mmの領域では表れなかった水酸化カルシウムの脱水ピークが表れている。13~23mmの領域では二水石膏の脱水ピークは確認できないが、水酸化カルシウムの脱水ピークが顕著に表れた。これらの結果は電子顕微鏡による観察から0~3mmでは二水石膏およびシリカゲル、3~13mmでは二水石膏、シリカゲルとコンクリートの健全な組織が混在していたことを確認した結果からも予想できる。

次に、示差熱分析により二水石膏および水酸化カルシウムの含有量を次のように求めた。

- ① 反応の開始点、終了点は、熱変化曲線(TG)の傾きに変化する点とした
- ② 分子量はCaSO₄·2H₂O=172.17、Ca(OH)₂=74.08、CaCO₃=100.08、H₂O=18.00、CO₂=44.00とした

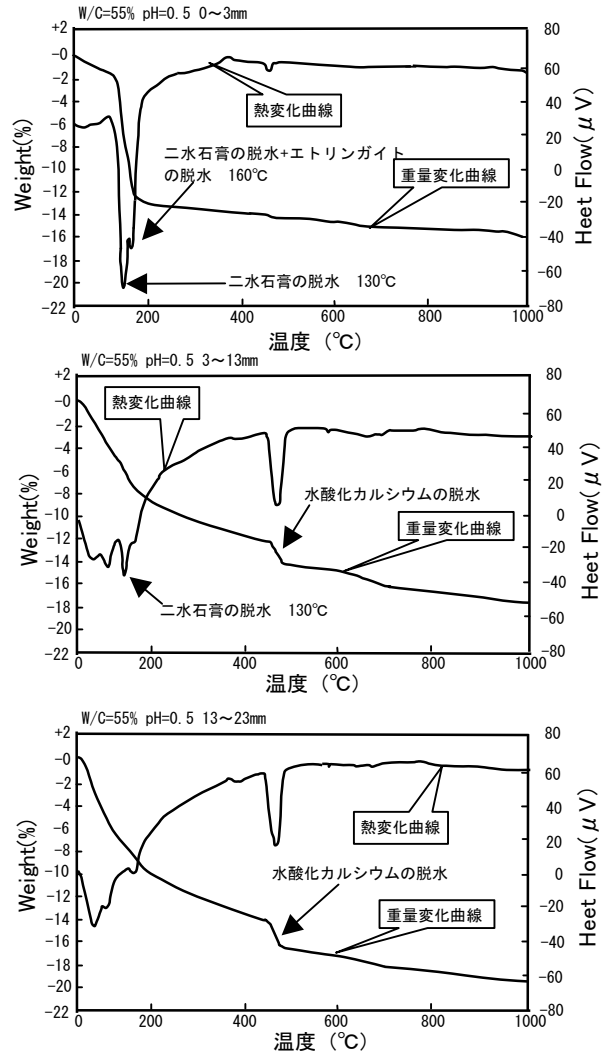


図-1 示差熱分析の一例

- ③ 二水石膏は約130℃と約160℃の二段階で脱水するが、160℃はエトリンガイトの脱水ピークと重なるため130℃の二水石膏から半水石膏の減量値より以下の式で計算した。 $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 含有量(%)=(130℃付近の減量測定値) / (27.00 / 172.17)
- ④ 水酸化カルシウムは450℃付近の減量を水酸化カルシウムの脱水分解によるものとして、以下の式により計算した

$$\text{Ca(OH)}_2 \text{ 含有量 (\%)} = (450^\circ\text{C 付近の減量測定値}) / (18.00 / 74.08)$$

- ⑤ 炭酸カルシウムは 700°C 付近の減量を炭酸カルシウムの脱炭酸分解によるものとして、以下の式により計算した。 CaCO_3 含有量 (%) = (700°C 付近の減量測定値) / (44.00 / 100.08)

4. 試験結果と解析結果の比較

解析モデル⁶⁾は硫酸腐食に関係する物質を7種類と仮定し二酸化炭素、硫酸の拡散方程式に硫酸とセメント水和物の反応項を考慮した形とし、それぞれの物質の濃度、コンクリート表面の侵食深さを求めた。侵食深さはコンクリートの空隙と生成された二水石こうおよびエトリンガイト量を比較し、生成量が空隙量を超えた要素を削除した厚さとした。

解析に適用した定数を表-2に示す。コンクリート中の硫酸の拡散係数は、コンクリート標準示方書⁹⁾に示されている塩化物の拡散係数の算定方法を参考にした。高炉セメントの拡散係数は水セメント比 55%でポルトランドセメントの約 1/3 となっている。

侵食深さおよび中性化深さの定義を図-2に示す。侵食深さは初期のコンクリート表面から化学反応によりコンクリートが消失した深さ、中性化深さは侵食深さと侵食されたコンクリート表面からの中性化している深さの和として本文では定義する。

水酸化カルシウムの濃度分布を図-3に示す。水酸化カルシウムの初期含有量はポルトランドセメントで 90kg/m³、高炉セメントで 50kg/m³ とした。コンクリート中に浸透した硫酸と水酸化カルシウムが反応しコンクリート表面から水酸化カルシウムが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ク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。水酸化カルシウムの減少量から、ポルトランドセメントに比較して高炉セメントの中性化が若干遅くなると予測できる。

コンクリート中に浸透した硫酸と酸化カルシウムおよびC-S-Hとの反応により生成される二水石こうの分布を図-4に示す。ポルトランドセメントを使用したコンクリートの二水石こうの生成量が高炉セメントの場合より多くなっている。また、ポルトランドセメントの二水石こうの濃度分布は深さ 0.4cm で偏曲点が表れている。ポルトランドセメントはアルミン酸三石灰を高炉セメントより多く含んでいるため、エトリンガイトが生成される二水石こうとアルミン酸三石灰の反応が生じやすく、二水石こうの消費量が多くなる。このことから、二水石

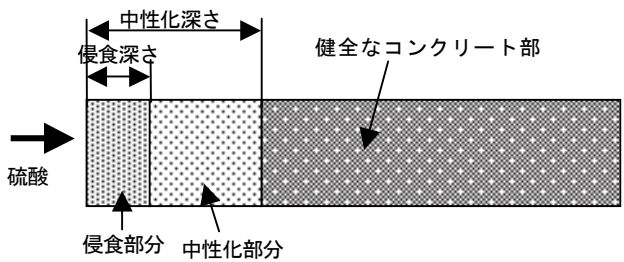


図-2 侵食深さおよび中性化深さの定義

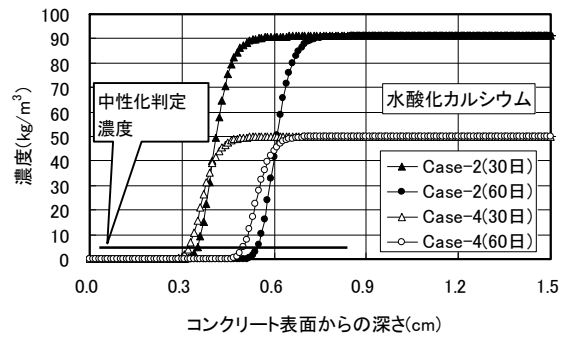


図-3 水酸化カルシウム濃度分布

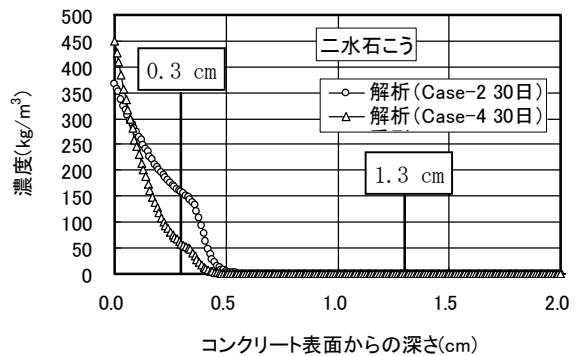


図-4 二水石こう濃度分布

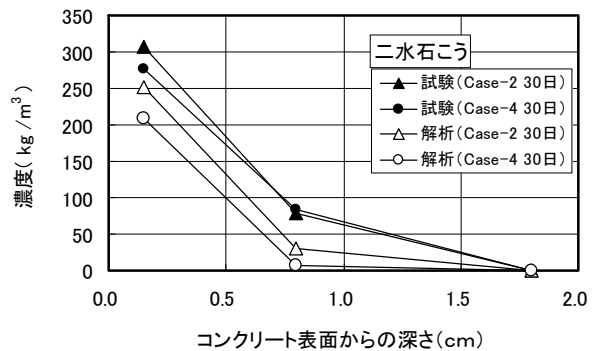


図-5 硫酸濃度分布

こうの減少量が多くなり偏曲点が表れたと考えられる。また、エトリンガイトは膨張圧が大きくコンクリート表面の侵食に影響を及ぼすと考えられる。

次に、図-4に示す二水石こうの濃度分布から表面 ~0.3cm、0.3cm~1.3cm、1.3cm より深い位置での平均値を求め試験結果と比較して図-5に示す。解析結果は試験結果より 30~50kg/m³ 少なくなっているが、ほぼ傾向は模擬できたと考えられる。

表-2 解析定数

ケース	水セメント比	PH	拡散係数(硫酸)	水酸化カルシウム濃度	C-S-H濃度	アルミン酸三石灰濃度
Case-1	40	1.0, 2.0, 3.0	4.00×10^{-3}	1.683×10^{-3}	7.610×10^{-4}	1.350×10^{-4}
Case-2	55	同上	9.00×10^{-3}	1.228×10^{-3}	5.527×10^{-4}	9.993×10^{-5}
Case-3	70	同上	1.20×10^{-2}	7.482×10^{-4}	5.396×10^{-4}	8.793×10^{-5}
Case-4	55	pH=2.0	3.20×10^{-3}	6.754×10^{-4}	1.228×10^{-3}	5.496×10^{-5}

注) 濃度は mol/cm³

硫酸濃度が pH=0.5、Case-2 と Case-4 の浸食深さおよび中性化深さを図-6、図-7 に示す。浸食深さは浸漬期間 60 日においてポルトランドセメントの場合で 1.5mm、高炉セメントの場合で 0.5mm となっており、高炉セメントを使用した供試体の浸食深さが少なくなっている。また、解析結果は浸漬期間 60 日ではほぼ一致しているが、浸漬期間 30 日では違いが表れた。

また、中性化深さについてはポルトランドセメントを使用した供試体の中性化深さが高炉セメントを使った供試体より大きくなっている。

5. 劣化予測

提案した解析方法を適用して表-2 に示す Case-1~Case-4 の条件で 30 年後までの劣化予測を行った。解析ではコンクリートの厚さを 40cm と仮定し、その半幅を解析対象とした。

硫酸溶液に浸漬させたコンクリート表面の浸食深さを図-8、図-9、図-10 に示す。図-8 に示す pH=1.0 の場合では、水セメント比が 40%、55%、70% において 200mm まで侵食される期間は 19 年、23 年、27 年となり、水セメント比が小さいコンクリートの侵食が速くなっている。例えば、鉄筋の被りが 50mm と仮定すると、5~8 年で鉄筋位置まで侵食されることになる。

図-9 は pH=2.0 の場合の浸食深さを示している。水セメント比が 40%、浸漬期間が 30 年では侵食量は約 40mm となっている。また、水セメント比が大きくなるに伴って浸漬開始時間から遅れてコンクリート表面の侵食が始まる傾向が表れている。水セメント比が 55% の高炉セメントとポルトランドセメントの供試体の浸食深さを比較すると、高炉セメントの場合が小さくなっている。

図-10 は pH=3.0 の場合で、水セメント比が 70% では 30 年経過してもコンクリート表面は侵食されていない。

また、図-8~図-10 の結果から水セメント比が 40%、pH=1.0、2.0、3.0 において浸食深さの勾配は pH=1.0 で 10.5mm/年、pH=2.0 で 1.3mm/年、pH=3.0 で 0.4mm/年となっている。

次に、浸漬期間と中性化深さの関係を図-11 に示す。pH=3.0、水セメント比が 55%、70% でコンクリート表

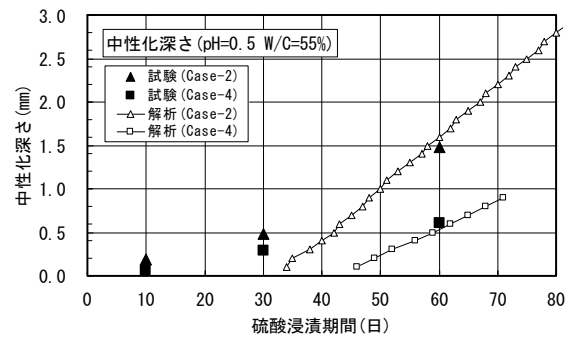


図-6 侵食深さ

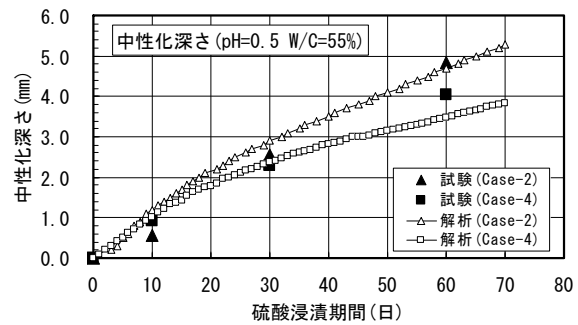


図-7 中性化深さ

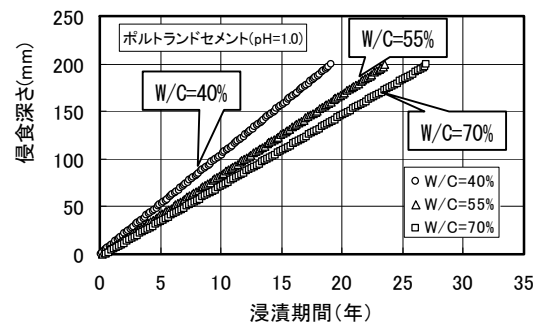


図-8 侵食深さの予測 (pH=1.0)

面の侵食が発生しない場合である。水セメント比が 70% では 30 年で 60mm まで中性化している。鉄筋の被りが 50mm と仮定すると約 20 年で鉄筋位置まで中性化することになる。

以上の結果から、水セメント比が大きいコンクリートが化学的腐食に対する抵抗性は高いと考えられるが、中性化に対する抵抗性は低くなる。したがって、コンクリートの化学的腐食に対する劣化予測ではコンクリート表面の侵食と硫酸の浸透による中性化について考慮しておく必要がある

6. 結論

コンクリートの硫酸腐食環境下の劣化予測方法を開発するため、硫酸と二酸化炭素の拡散方程式に硫酸とセメント水和物との反応モデルを付加したモデルを提案した。コンクリートの硫酸溶液への浸漬試験結果と解析結果から次のことが明らかになった。

- (1) 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表面からの侵食深さが大きくなる。
- (2) コンクリートの侵食深さおよび中性化深さは高炉セメントを使用した供試体の場合がポルトランドセメントを使用した供試体より小さくなる傾向を示し、高炉セメントは硫酸に対する抵抗性が強いと判断できる。
- (3) 硫酸の浸透深さ、硫化物の生成量をポルトランドセメントと高炉セメントを使用した供試体について EPMA 分析により比較した結果、ポルトランドセメントを使った供試体の硫化物の生成量が多くなる傾向が現れた。
- (4) 示差熱分析から二水石膏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。この傾向は EPMA 面分析の硫酸イオン濃度分布、電子顕微鏡観察からも確認した。
- (5) 上述した傾向は提案した劣化予測モデルを適用した解析結果とほぼ一致し、コンクリートの硫酸腐食の劣化予測に適用できることを確認した。また、塩害、中性化より硫酸腐食の劣化が急速に進むことが明らかになった。

7. あとがき

本研究では硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化予測モデルを提案し試験結果との比較から劣化予測に適用できることを確認した。今後は劣化予測の精度の向上を図り、さらに補修が加えられた場合の劣化予測にも対応できるように拡張し、構造物の適切な維持管理方法の提案に適用する予定である。

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・ご指導を賜った。ここに謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 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)～生産研究54巻12号(2002.1)

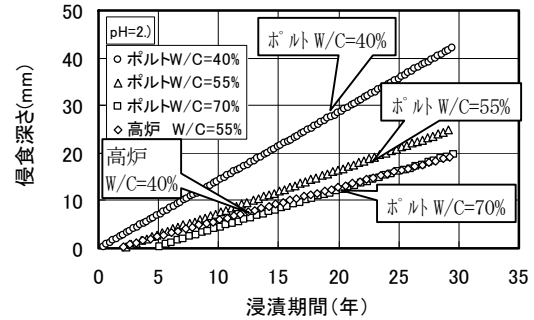


図-9 侵食深さの予測 (pH=2.0)

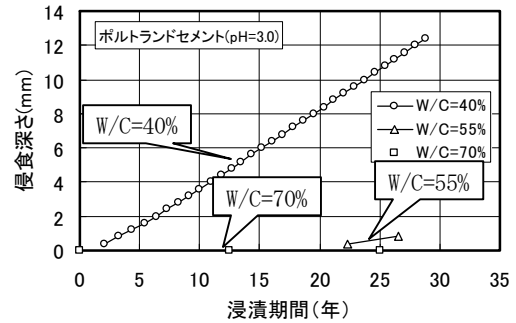


図-10 侵食深さの予測 (pH=3.0)

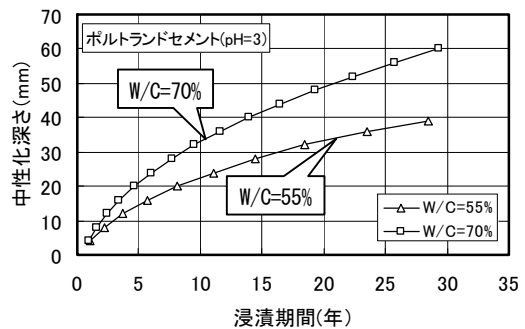


図-11 中性化深さの予測 (pH=3)

- 4) 栗本雅裕、廣中哲也、東 邦和、森本克秀、「硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化予測モデル」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 27、No. 1、pp. 853-858、2005
- 5) 栗本雅裕、東 邦和、廣中哲也、森本克秀、「硫酸腐食環境下でのコンクリートの劣化予測モデル」、奥村組技術研究年報、No. 31、pp. 43-48、2005年7月
- 6) 栗本雅裕、廣中哲也、東 邦和、「塩害と中性化の複合劣化および硫酸腐食によるコンクリートの劣化予測モデル」、コンクリート工学、Vol. 44、No. 2、2006.02、pp. 23-30
- 7) 「コンクリート構造物の火災安全性研究委員会報告書 日本コンクリート工学協会」、2002.6
- 8) 1999年度版コンクリート標準示方書、「施工編」- 耐久性照査型一、土木学会、2000.1

建設振動の予測システムに関する研究

Study on Predicting Vibration during Construction Works

森田修二* 塚本耕治**
島津裕介*** 山田耕嗣****

要旨

近年、環境への配慮から低振動の建設機械の開発が進められている。一方、市街地の建設工事では周辺建物への振動の影響評価が必須となっており、施工計画の立案段階から振動低減対策を含め建設振動の評価が求められる。本報では、実務設計者が扱えるように入力データの作成から解析、解析結果の図化まで一連の操作で影響評価が行える振動予測システムを構築したので報告する。また、建設機械ごとの振動源データの収集を目的として計測と振動源データの逆解析を実施した結果もあわせて報告する。建設振動の予測精度を向上させるために加振力のデータ収集を目的として鋼矢板打設工事の振動解析を活用して予測精度の検証を行い一定の精度が得られることを確認した。この他、バックホウの自走振動やブレーカ掘削などの計測を行った結果も報告する。

キーワード：建設振動、逆解析、数値解析、薄層要素法

1. まえがき

近年、低振動の建設機械の開発が進められており一般の交通振動より建設振動が下回ることも少なくない。一方、市街地では環境への配慮から周辺建物への振動の影響評価が必須となっており、施工計画の立案段階から振動低減対策を含め建設振動の評価が求められる。現地の施工条件を考慮した振動評価には高度な数値解析が必要であり、実務設計者が実施するには課題があった。本報では、実務設計者が扱えるように入力データの作成から解析、解析結果の図化まで一連の操作で影響評価を行える振動予測システムを構築したので報告する。

また現在、各種の規準や参考文献に建設機械について振動レベルなどの参考値が示されているが、建設機械固有の加振力波形などのデータは示されておらず、現地の地盤条件を考慮した振動評価を行うことはできない。本報では、地盤条件を考慮し建設機械固有の加振力に基づいた振動評価により予測精度の向上を図るために振動計測と振動源データの逆解析を実施した結果を報告する。

2. 予測システム

地盤の振動解析に3次元の薄層要素法を用いて点加振あるいは線加振による地表面の応答変位を求める手法¹⁾を適用した。図-1に示すように、薄層要素法とは地盤を水平な成層地盤と仮定し、任意の層境界面上における2点間の加振力-応答変位を求めるものである。まず、

各層について円筒座標系における3次元波動方程式をガラキン重み付き残差法を用いて解き上下層境界面における応力と変位の関係を求める。次に層境界面での応力と変位の連続性を考慮して深さ方向には線形的に変化すると仮定して全体系に関する運動方程式を定式化する手法である。本手法は振動数領域の解析を行い振動数ごとの重ね合わせを行うものである。

図-2には振動計測のデータから振動源の加振力を逆解析する概念を示したものである。3次元の薄層要素法による地盤の振動解析から加振点と計測点における2点

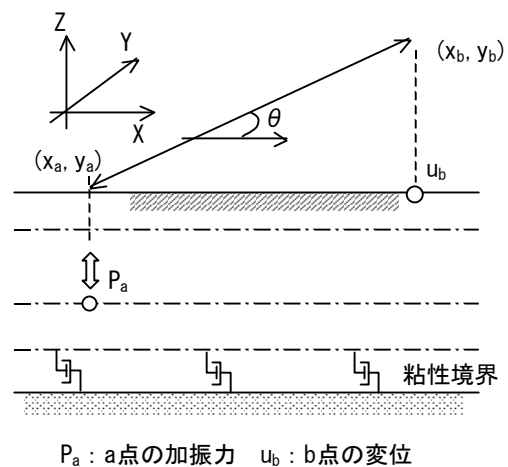


図-1 薄層要素法における地盤振動モデル

*技術本部東京土木技術部 **技術研究所 ***名古屋支店土木部 ****東京支社土木工務部

間の伝達関数を求める。加速度から求めたフーリエスペクトルと伝達関数から振動源のフーリエスペクトルを逆算し、さらに逆フーリエ変換することで加振力の波形を算定するものである²⁾。

図-3には入力データ作成から振動解析、解析結果の図化まで一貫して行える振動予測システムの全体構成を示した。入力データ作成にはCivil3DとNastranが利用できる。Civil3Dでは簡単に地盤条件など解析モデルが作成でき、杭や地中壁などの地中構造物、矩形形状やシェルで表される簡単な構造物のモデル化が行える。

Nastranでは任意形状のモデルが作成できる。メインコントロールWindowを中心に全ての操作を行い、逆解析による振動源の加振力波形の算定も一連の操作で行える。図-4には解析結果の図示の一例として振動レベルのコンターを示した。カラーコンターや3次元表示が可能である。

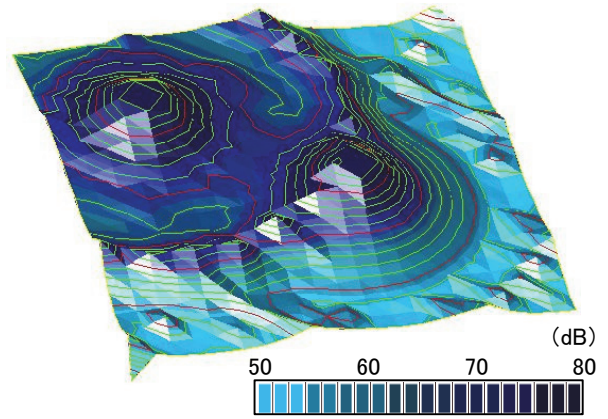


図-4 振動レベルのコンター表示例

3. バイブロハンマーによる鋼矢板打設

埼玉県南埼玉郡菖蒲町において鋼矢板（Ⅱ型 WIDE、L=9.5m）打設工事を行った。使用した建設機械は表-1の通りである。鋼矢板打設の試験工事として、各種の打設機械について振動計測を行った。図-5に示すように、矢板打設位置から離れた全3地点（50m、100m、150m）で地表面にピックアップ（リオン製 VM-53）を直接設置して振動の計測を行った。

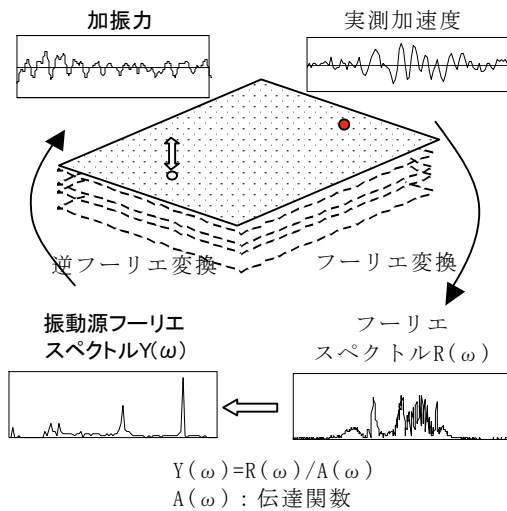


図-2 振動源の逆解析

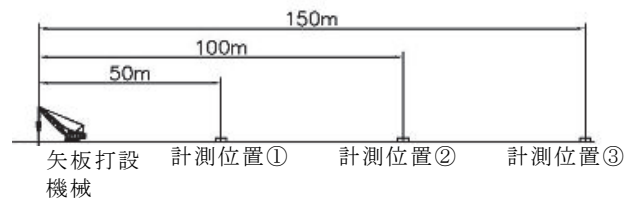


図-5 鋼矢板打設の測定状況

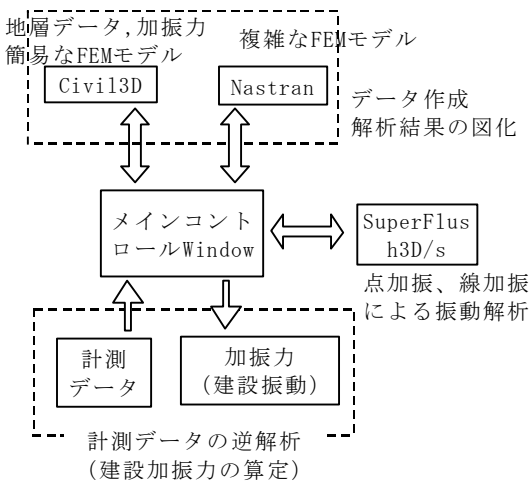


図-3 振動予測システムの全体構成

表-1 使用機械と型式

使用機械	型式
普通バイブロ	FM2-60
高周波型LSV	LSV-60
超高周波型	PALSONIC-20
サイレントパイラ (Sp)	EC100



写真-1 鋼矢板打設工事周辺の概況

写真-1に現地周辺の概況を示したが、平地が広がり振動ノイズの少ない測定に適した環境と考えられる。

図-6と図-7には鋼矢板打設位置から50mと100m地点での振動レベルの計測結果を示す。最大値は普通パイプロで63dB(50m)と57dB(100m)、高周波型 LSV で64dB(50m)と56dB(100m)、超高周波型で48dB(50m)と42dB(100m)、サイレントパイラ(Sp)で42dB(50m)と35dB(100m)となった。各打設機械ともに50mから100mで6dB～8dBの距離減衰が見られた。表-2には現地の地質状況を示す。GL-8m近辺ではN値=35の洪積砂層に到達するが、普通パイプロや高周波型で50dB～60dBに振動レベルが上昇している部分がこれに該当する。一方、超高周波型やSpでは土質の違いによる影響はあまり見られない。地盤の振動解析で50m地点の加速度の計測値から振動源の加振力を逆解析することを試みた。なお、弾性波速度はN値と土質から次式で推定した。

$$V_s = 100N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 25) \quad (1)$$

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 50) \quad (2)$$

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (3)$$

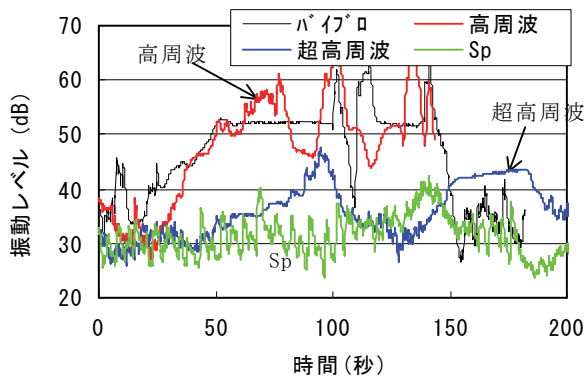


図-6 鋼矢板打設による振動レベル(50m)

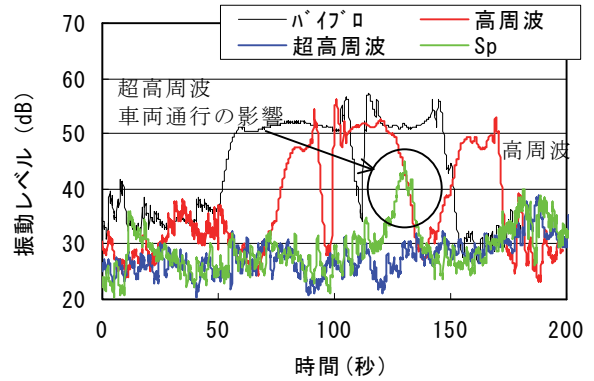


図-7 鋼矢板打設による振動レベル(100m)

図-8～図-15には、使用機械ごとに逆解析によって求められた100m地点の加速度の波形とスペクトルを示した。図-8の普通パイプロの100m地点における振動加速度では加速度振幅が計測では1.0～1.5Galであり、解析の方がやや小さくなっているが、図-9のスペクトルでは振動数ごとの特性はよく一致しており、一定の再現はできている。

図-10の高周波型 LSVの結果は、普通パイプロと同様に加速度振幅は解析結果の方がやや小さくなっている。

図-11のスペクトルでは15Hz～25Hzの振幅が大きくなっているなど計測と解析でよく一致している。特に普通パイプロと比較して振動数ごとの特性の違いがよく再現できている。

表-2 地盤物性値(菖蒲)

深度(m)	地層	N値	単位体積重量(kN/m ³)	V _s (m/s)	V _p (m/s)	減衰係数(%)
0～-1.4	盛土	4	13	159	389	1
～-3.5	沖積粘性土	0	13	100	245	
～-5.0	沖積粘性土	3	16.5	144	353	
～-6.1	沖積砂	18	18	210	416	
～-7.6	洪積粘性土	22	17	280	686	
～-8.4	洪積砂	35	18	262	519	
～-10.7	洪積粘性土	10	17	215	528	
～-25.0	洪積砂	50	20	295	585	

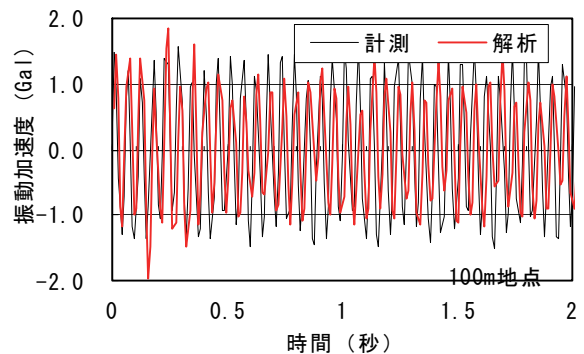


図-8 普通パイプロの振動加速度

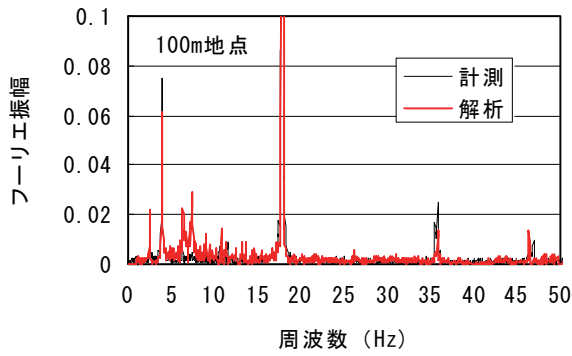


図-9 普通パイプの加速度スペクトル

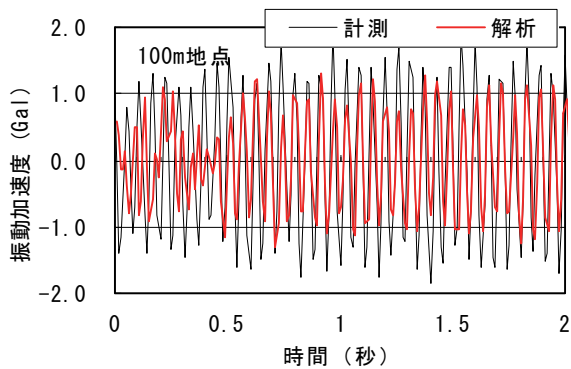


図-10 高周波型LSVの振動加速度

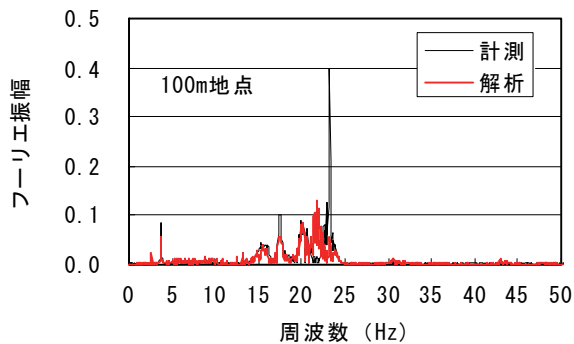


図-11 高周波型LSVの加速度スペクトル

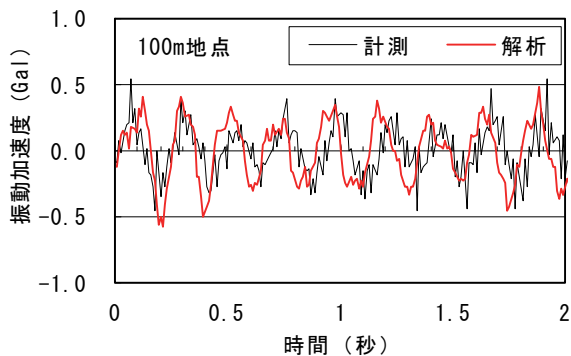


図-12 超高周波型の振動加速度

図-12、図-13の超高周波型の加速度は普通パイプや高周波型LSVと大きく特徴が異なっており、解析でも特徴の違いがよく再現されている。スペクトルでは5Hz付近にもピークがあるが、41Hzに大きなピークがあり、超高周波型の特徴が現れている。

図-14、図-15のSpの結果では、高い振動数の波は見られないが、4Hz程度の波が超高周波と類似している。スペクトルではその特性が明確に現れている。

図-16には各施工機械の振動加速度レベルの距離減衰を示した。解析結果を実線で計測値をマークで示した。計測値と解析値ともに高周波型LSV、普通パイプ、

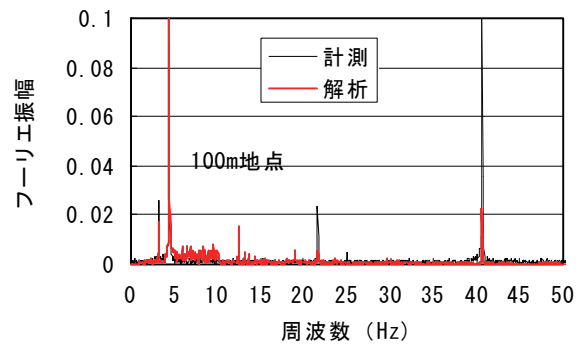


図-13 超高周波型の加速度スペクトル

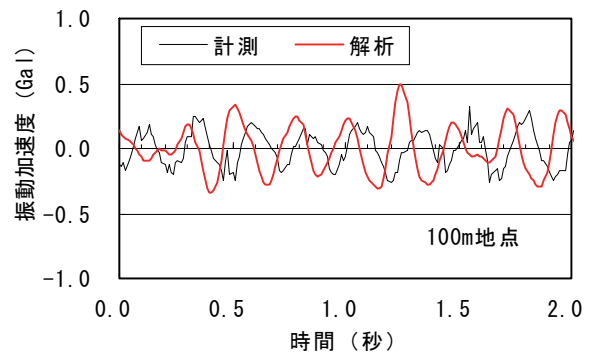


図-14 Spの振動加速度

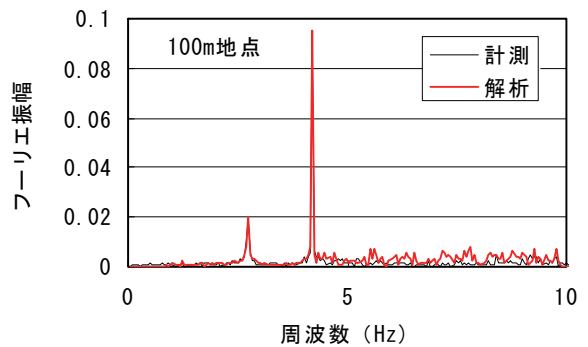


図-15 Spの加速度スペクトル

超高周波型、Sp の順となっている。高周波型 LSV が普通パイプロより大きな振動レベルとなっている。図-6 にも見られるように平均的には高周波型の方が小さいと考えられるが、最大値で整理すると図-16 のような結果となった。50m 地点は逆解析の本データであるので一致するのは自明であるが、100m 地点においてもいずれの打設機械についてもよく一致しているのがわかる。

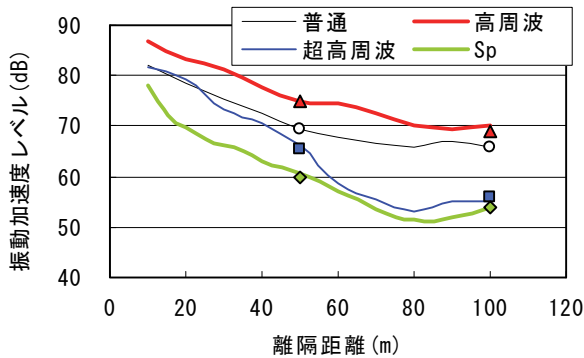


図-16 振動加速度レベルの減衰

4. バックホウ走行時の振動

浦和市における土地造成現場でバックホウ (0.7m³) 走行時の振動測定を行った。図-17 には走行方向と計測点の位置関係を示した。計測点と同一軸方向に10m 区間を片道約 10 秒で走行させた場合の振動測定を行った。表-3 に地盤物性値を示す。

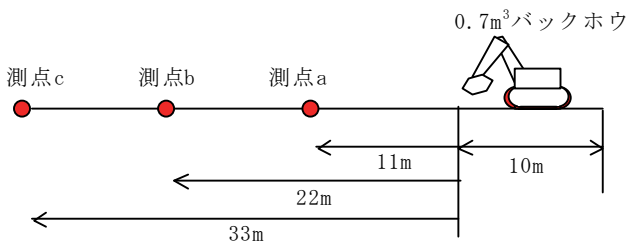


図-17 バックホウ走行時の測定状況

表-3 地盤物性値 (浦和)

深度 (m)	地層	N値	単位体積重量 (kN/m ³)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	減衰係数 (%)
0~-1.7	盛土	6	18	145	289	2
~-2.7	シルト質粘土	3	16	144	353	
~-6.7	粘土質シルト	1	16	100	245	
~-7.25	シルト混り細砂	13	16	235	576	
~-14.25	細砂	20	18	217	431	
~-15.46	粘土質シルト	1	16	100	245	

図-18 には振動レベルの測定結果を示した。片道約 10 秒で連続して3往復させた結果を示している。前進と後退の切替え時に振動レベルがやや低下するが、進行方向による振動レベルの差は最大で約 5 dB であり、測点による差は 11m 地点で約 3 dB ほど他の測点に比べて大きい。22m 地点と 33m 地点の差はほとんど見られず、距離減衰の特徴と考えられる。

逆解析では 11m 地点の振動加速度を元に 22m 地点の加速度波形とフーリエスペクトルの結果を比較した。解析では、バックホウの振動源を走行区間の中心における点加振と仮定した。

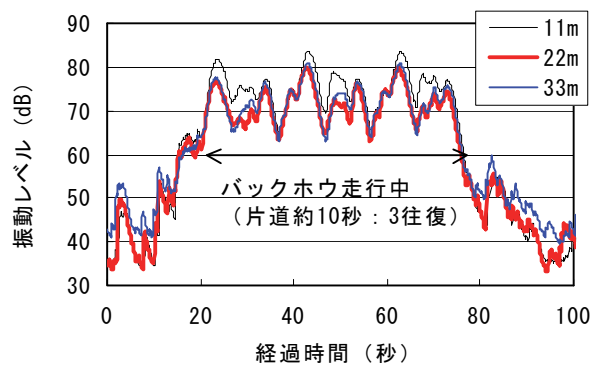


図-18 バックホウ走行時の振動レベル

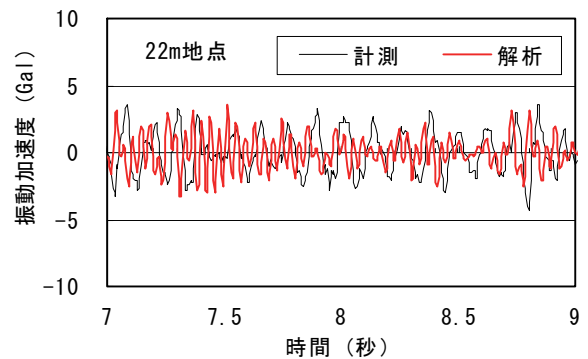


図-19 バックホウの振動加速度

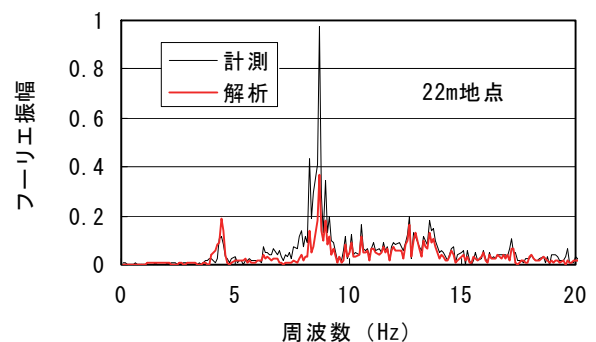


図-20 バックホウの加速度スペクトル

図-19の加速度波形では振幅が増減する推移が一定再現されているが、計測と解析の差異は先のパイプロの結果と比較すると大きいと言える。

図-20のフーリエスペクトルにおいては、8Hz～9Hzの振幅に差異が見られるが、その他の振動数では概ね一定再現されている。以上の結果から、先のパイプロと比較して計測値と一致しない点が多く、振動源の移動を評価した解析が必要と推測される。

5. ブレーカ掘削による振動

トンネル内におけるブレーカ掘削（ベースマシン0.8m³）による振動測定を行った。図-21に示すトンネル下半のブレーカ掘削において、深度33mのトンネル軸方向に30m離れた地表面の2測点（軸直角方向に5m）で振動測定を行った。表-4には岩盤の物性値を示す。

図-21の測点①の加速度を元に逆解析を行い、測点②における振動加速度を図-22に示した。加速度波形では部分的な振幅の差異はあるものの全体的な振幅の強弱はよく再現されていると考えられる。

図-23には測点②のスペクトルを示した。解析結果では20Hz～30Hzにピークがあるが、計測では15Hz～35Hzに広がっている。その他の周波数では比較的良好に一致している。測点①と測点②では加振点からの位置関係がほぼ同等であり、解析結果もほぼ同じ結果となっている。一方、計測では測点②は測点①と異なるスペクトルを示している。結果的に測点②では計測と解析に加速

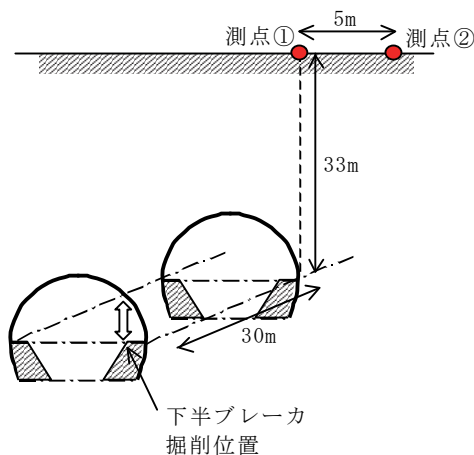


図-21 トンネルのブレーカ掘削と振動測定

表-4 地盤物性値（トンネル）

深度(m)	地層	N値	単位体積重量(kN/m ³)	Vs(m/s)	Vp(m/s)	減衰係数(%)
0～50	砂岩	50	25	295	551	2

度波形では見られない差異があり、地盤状況などさらに詳細な検討が課題と言える。

6. あとがき

本報では、今回作成した振動予測システムの概要を紹介し、建設振動の予測精度を向上させるために加振力のデータ収集を目的として実施した数種の建設機械による振動計測と予測解析の結果を示した。複数のポイントで計測することで、逆解析の元データ以外に予測解析結果の検証を行い一定の精度が得られることを確認した。今後もデータ収集を継続しデータベース化を図るとともに加振力の予測精度について検証する予定である。

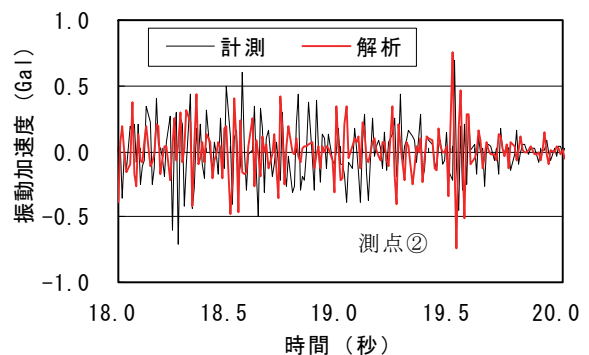


図-22 ブレーカの振動加速度

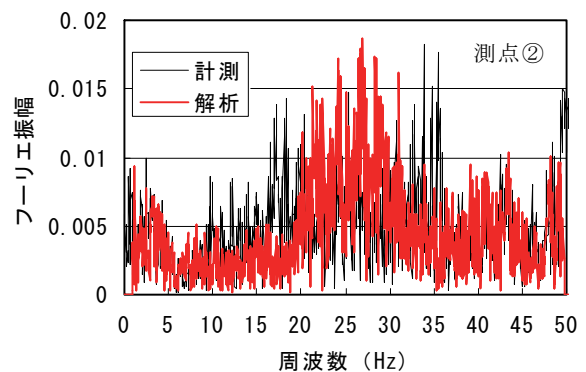


図-23 ブレーカの加速度スペクトル

【参考文献】

- 1) 神田 仁、石井啓稔、吉岡 修、平川泰行、川村淳一、西村忠典、「起機実験および数値解析によるPC 柱列壁の防振性能」物理探査、Vol. 58、No. 4、pp. 377-389、2005
- 2) 早川 清、原文人、植野修昌、西村忠典、庄司正弘、「鋼矢板壁による地盤振動の遮断効果と増幅現象の解明」土木学会論文集F、Vol. 62、No. 3、pp. 492-501、2006

メタン発酵効率の向上に関する研究

－食品廃棄物への亜臨界水処理の効果について－

Studies on Improvement of Methane Fermentation Efficiency

- The Methane Fermentation Characteristic for Kitchen Garbage

by Sub-critical Water Hydrolysis -

三澤孝史* 小西正郎** 中木秀一***
上西 隆**** 寺川隆彦*** 木村啓一郎*****

要 旨

これまでの大量生産、大量消費の社会システムにより地球温暖化、廃棄物の大量発生等、様々な環境問題が深刻化している。このような状況で、限りある資源を有効活用する循環型社会形成に向けて様々な施策が推進されており、食品廃棄物のリサイクルもその一つである。その排出企業は種々の方法で再利用を図っており、エネルギー転換が可能であり、環境への負荷も小さい等からメタン発酵にも期待を寄せている。しかしながら、メタン発酵は、長期間要することが課題の一つであり、今後さらに普及させるためには、この点の解決が必要である。ここでは、発酵時間の短縮を目標として亜臨界水処理を前処理として導入する方法を検討し、基礎的な実験により、一定の効果を確認したので報告する。

キーワード：メタン発酵、亜臨界水、食品廃棄物

1. まえがき

平成 15 年の農林水産省調査では、食品廃棄物は 1 年間に約 2000 万トンが発生していることが示されている。食品廃棄物は、食品製造業から発生する産業廃棄物と一般廃棄物に区分され、さらに一般廃棄物は家庭系一般廃棄物と食品流通業および飲食店業等から発生する事業系一般廃棄物に分けられる。その発生量内訳は、産業廃棄物が 339 万トン、家庭系一般廃棄物が 1134 万トン、事業系一般廃棄物が 499 万トン発生しているという実態がある。一方、平成 13 年には循環型社会形成の一環として「食品リサイクル法」が定められ、食品関連事業者では食品残渣などの発生抑制やリサイクルを進め、産業廃棄物においては 78%の再利用も図られている。しかし、多種少量排出が実態である事業系一般廃棄物では 24%、家庭系一般廃棄物では 2%しか再生利用が図れていない状況もある¹⁾。再生利用方法は、肥料化、飼料化、メタン化および油脂・油脂製品化等であり、平成 16 年度の食品製造業、食品卸業、食品小売業および外食産業の合計年間発生量は、1136 万トンに達する。再利用方法の割合は肥料化：52%、飼料化：43%、油脂・油脂製品化：5%、メタン化：0.4%以下となっている。

本報では、食品廃棄物を対象に、中温メタン発酵の前処理として亜臨界水処理を適用した時の基礎的な性状、効率の有機酸形成に関する可溶化処理の代替機能および小規模な施設における実証状況等について紹介する。

2. メタン発酵と亜臨界水処理

2.1 メタン発酵の原理

メタン発酵²⁾とは、酸素が無い嫌気状態において、多様な微生物の代謝作用により、様々な有機物をメタンと二酸化炭素に分解する現象のことであり、水田等の自然界においても生じている。メタン発酵における有機物の分解過程は図-1に示すように、大きく分けて酸生成過程とメタン生成過程に分けられる。これらの分解過程には様々な微生物が関与している。メタン発酵の最終段階では、古細菌（アーキア）と呼ばれる生物群に分類されるメタン生成菌によりメタンと二酸化炭素に分解される。一般的に、メタンは酢酸から 70%が生成され、残り 30%が二酸化炭素が水素により還元されて生成される。酢酸からのメタン生成は次式で表される。



水素と二酸化炭素からのメタン生成は次式で表される。

*技術研究所 **技術本部環境プロジェクト部 ***関西支社環境プロジェクト部 ****技術本部建築部
*****東京支社環境プロジェクト部

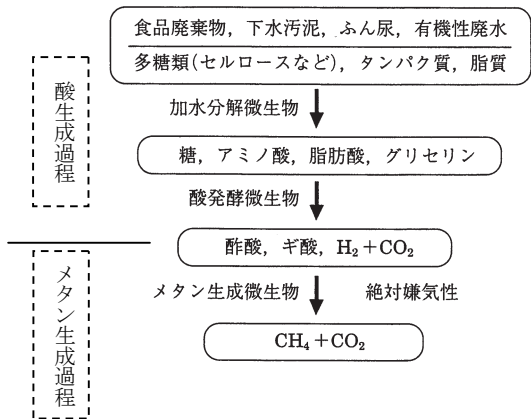


図-1 メタン発酵プロセスの概要³⁾



酢酸をメタンに分解する酢酸資化性菌として、*Methanosaeta*、*Methanosarcina*が良く知られている。

メタン発酵により発生するバイオガスの一般的な組成は、メタンが約60%、二酸化炭素が約40%、その他微量の硫化水素や窒素の混合気体である。このガスの1 m³当りの低位発熱量は約21.5MJと都市ガスと同等の高い熱量を持っている⁴⁾。このメタン発酵をプラント化したものがメタン発酵システムであり、様々な発酵条件で稼働している。例えば発酵温度により30~40℃の中温発酵と50~60℃の高温発酵等に分類される。高温発酵の方が中温発酵に比べ発酵速度が2倍程度速く、高容積負荷にも対応できる。しかし、中温発酵は、高温発酵に比べ発酵速度は遅いものの安定性に優れ、比較的管理しやすい。

また、生ゴミ等の原料中固形分(TS)濃度による分類では、4~12%の湿式、20~40%の乾式方式がある。国内では中温方式と湿式が多用されている。さらに、メタンガス発生までの期間は、原料の種類や発酵条件で異なる。分解性の高い生ゴミ等では数日から1週間程度、下水汚泥等では1~2ヶ月程度を要するとされている。

バイオマス(再生可能な、生物由来の有機性資源で化石資源を除いたもの)を燃焼すること等により放出されるCO₂は、生物の成長過程で大気中のCO₂から吸収したCO₂であることから、大気中のCO₂を増加させないという「カーボンニュートラル」と呼ばれる特性を有している⁵⁾。

従って、バイオマスをメタン発酵利用する方法は、発生する二酸化炭素は地球温暖化ガスとしてカウントされない。そのため再生可能エネルギーとして大きな期待が寄せられている。環境省では代表的なメタン発酵事業取組例として22件(環境省ホームページより、平成15年3月時点)を紹介しているが、発生消化液の排水処理やコスト面での課題等があることから国内導入数は多いとはいえない。

一方、農林水産省が推進するバイオマスニッポン総合

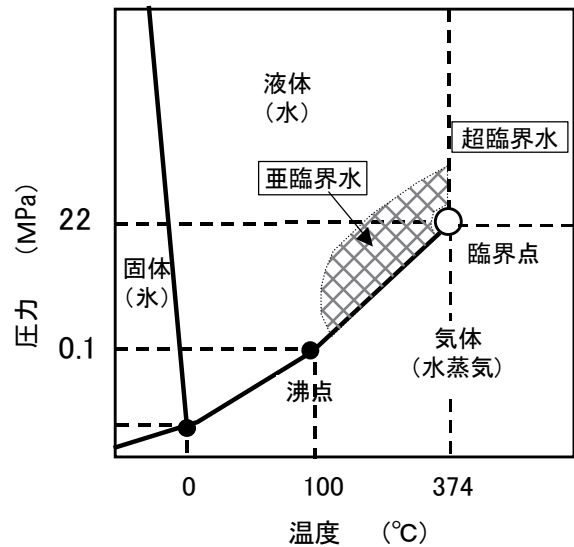


図-2 亜臨界水の状態

戦略において、バイオマスタウンの中心施設として配置される事例も増加しつつある。また、高温発酵処理による発酵の効率化や燃料電池による水素併用利用等の技術開発も鋭意進められており、市場拡大を予測する機関もある⁶⁾。今後、さらに効率化できる技術が開発できれば新展開する可能性を秘めている。

2.2 亜臨界水処理とメタン発酵

図-2に示すように、温度と圧力が374℃、22MPa以上の条件下で存在する水は、水でも蒸気でもない均一な流体となり超臨界水と呼ばれ、その温度、圧力点は臨界点と呼ばれている。この超臨界水はダイオキシンなども瞬時に分解する強力な加水分解力を有している。臨界点よりも低い温度、圧力状態にある水は亜臨界水と呼ばれ、厳格な定義はないものの、下限温度が概ね120~130℃とされている。この亜臨界水も通常の水よりは遥かに高い加水分解力を有し、有機物等を速やかに分解する効果を発揮する⁷⁾。

メタン発酵過程における亜臨界水処理の適用は、この加水分解力を前処理として利用する方法で、食品廃棄物等のメタン発酵原料を数分で酢酸等の有機酸に分解する効果を利用するものである。その後のバイオガス化自体は、メタン発酵槽内のメタン菌で嫌気発酵させる方法であり、従来システムと同様である。(図-3参照)

2.3 亜臨界水処理のメタン発酵適用の利点

亜臨界水処理技術をメタン発酵システム化の前処理に利用することは、可溶化槽(原料固形有機物を液状にする槽)を省くことができることと、メタン発酵効率の向上によりメタン発酵槽を小型化できる効果を期待できる。そのため、利用空間限界が小さい都市内諸施設への適用が考えられる。

例えば、家庭系の一般廃棄物の再利用は非常に少なく、その利活用促進は循環型社会形成における今後の課題と言え、分散資源の効率利用方法、敷地に限界がある区域

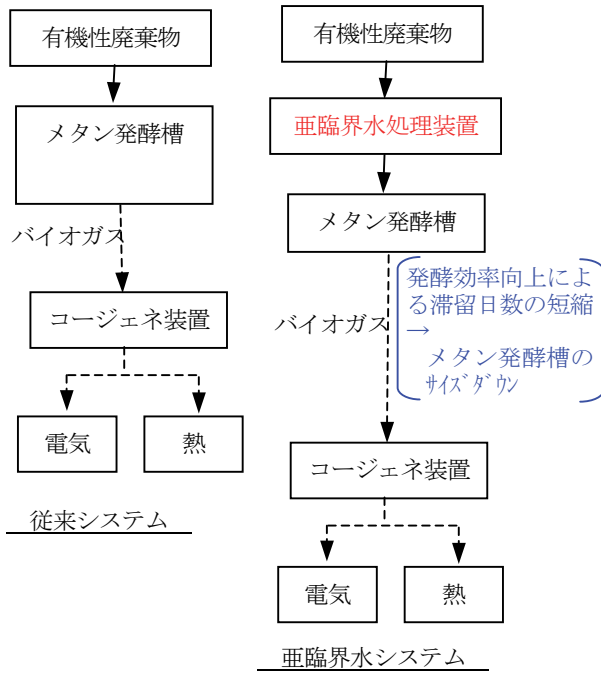


図-3 システムの概念図

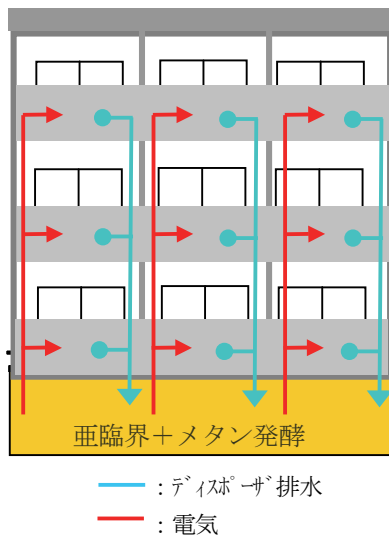


図-4 集合住宅への適用イメージ

内での利用、なおかつ臭気等の環境影響要因を排除できるシステムの構築等が必要になるような状況への適用が想定できる。すなわち、亜臨界水処理の導入で可溶化プロセスの高速化を図って施設を小型化し、狭小空間への設置を可能にすること、および集合住宅から排出される食品廃棄物をディスポーザ等で合理的に回収する方式を組み合わせる利用すること等が考えられる。最近では予めディスポーザシステムが装備された集合住宅も増えてきている。そのような場合、図-4に示すように、ディスポーザ排水の廃水処理する地下の合併消化槽に、亜臨界メタン発酵装置およびコージェネ装置を併設することにより、電気として利用することが考えられる。

さらに、亜臨界水処理は腐敗プロセスの迅速処理と

表-1 模擬生ごみの配合 (wt%)

キャベツ	ごはん	煮干し	バター
93.4	5.4	0.6	0.6

表-2 亜臨界水処理試料の全有機炭素濃度 (TOC)

亜臨界水処理		TOC (g/l)
温度 (°C)	時間 (min)	
180	5	15
200	5	25
220	5	25
260	5	17

表-3 実験Ⅱにおける亜臨界水処理条件

No.	亜臨界水処理条件	
	温度 (°C)	時間 (min)
Ⅱ-1	120 (0.2MPa)	10
Ⅱ-2	140 (0.36MPa)	5
Ⅱ-3	160 (0.62MPa)	5
Ⅱ-4	亜臨界水処理なし (未処理)	
Ⅱ-5	種汚泥のみ	

注) ()内は、飽和蒸気圧を示す

小型化に直結するため、臭気源の抑制効果も期待できる。

しかしながら、経済性を考えると、食品廃棄物の場合、一般廃棄物の排出者が負担する処理費が、実際に要する費用に比べて低く (不足分は税金でカバー)、また、メタン発酵のような自然エネルギー発電に対する税優遇が薄い状況では、現時点においては経済性が成立しにくい状況である。

食品廃棄物以外の適用対象としては、分解性の低い下水汚泥等でメタン発酵槽の大型化を避けることのできない原料を扱う施設への適用性が高いと想定している。亜臨界水処理の適用により、発酵効率向上およびそれに伴う残渣処理負荷低減により経済性の面からも期待が持てる。

3. 食品廃棄物に対する亜臨界水処理の効果

生ごみを対象とした中温メタン発酵の前処理としての亜臨界水処理の効果を確認するために基礎的な回分実験および連続実験を行った。以下に、回分実験結果について示す。

実験に用いた模擬生ごみの配合⁸⁾を表-1に示す。模擬生ごみは、食品用スライサーで粉碎した。模擬生ごみのTS濃度は約10%である。有機物(VS)のTSに対する割合VS/TSは約93%である。

この模擬生ごみの亜臨界水処理方法は、粉碎した試料をステンレス製の反応管 (内径 16mm×長さ 150mm) に入れ、アルゴンガスで置換した後、密封し、所定の温度に保ったソルトバス中に一定時間投入することにより実施した。

最初に、生ごみに対する最適な亜臨界水処理条件を探



写真-1 亜臨界水処理後の試料の状況

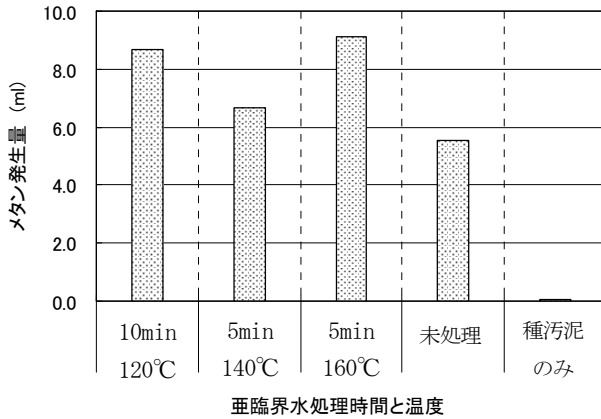


図-5 メタン発生量（メタン発酵基礎試験）

るために、亜臨界水処理温度 180～260℃で亜臨界水処理を行い、亜臨界処理物の液相中の全有機炭素濃度 (TOC) を測定した。その結果を表-2に示す。

その結果から、処理温度 200、220℃において TOC が大きく、有機物が可溶化し、資化性が向上していると考えられる。また、処理温度 260℃では、有機物の一部が CO₂ に転換される等、分解が進みすぎたために TOC が低下していると考えられる。

TOC 測定結果より、処理温度 200～220℃が、メタン発酵の前処理としての亜臨界水処理温度として適当と考えた。亜臨界水処理は、少しでも低い温度の方が効率的である。そのため、模擬生ごみを 200℃（飽和水蒸気圧 1.6MPa）で亜臨界水処理してメタン発酵実験を行った。しかしながら、この温度では亜臨界水処理を行わない場合と比べ、メタン生成において有意な差は得られなかった。この理由として、亜臨界水処理温度 200℃以上では、メタン生成の基質としては有機物の分解が進みすぎていることが考えられた。

そこで、亜臨界水処理温度を 120～160℃としたメタン発酵実験（実験Ⅱシリーズ）を実施した。その亜臨界水処理条件を表-3に示す。表中のケース：Ⅱ-4 は、亜臨界水処理した場合と比較するために、試料の粉碎のみ行ったケースである。また、ケース：Ⅱ-5 は種汚泥中に残存する有機物によるメタン発生量を確認するためのケースである。

写真-1に亜臨界水処理後の試料の状況を示す。処理温度が高くなるに伴い、試料は溶解が進んでいる。また、160℃のケースのように茶色くなっていき、ここでは示していないが、さらに温度が上がると黒色を呈するよう

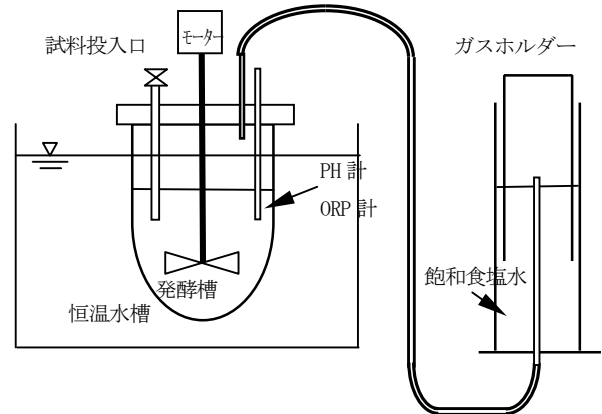


図-6 実験装置概念図

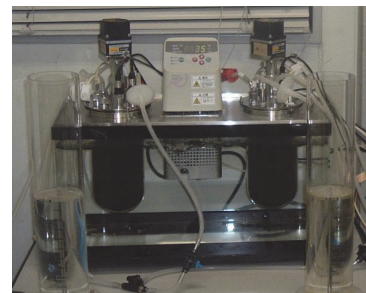


写真-2 ジャーファンによる実験状況

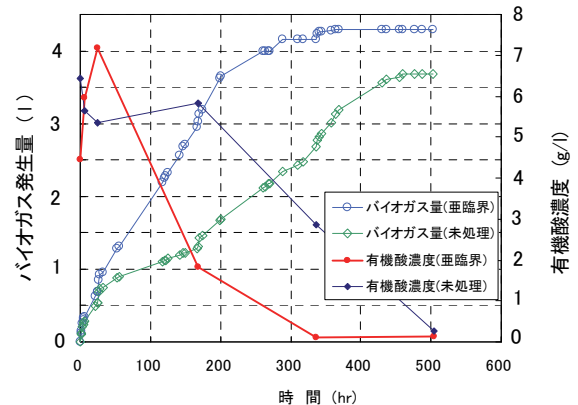


図-7 バイオガス発生量と有機酸濃度の経時変化

になる。

メタン発酵は、恒温槽内で 35℃に保って長期間馴養した種汚泥 20ml の入った三角フラスコ（容量：50ml）に各試料 2g を投入し、窒素置換した後、3日間の嫌気性消化を行った。試料の攪拌は、1日数回、人力により振とうした。種汚泥は、稼働中のバイオマス施設の種汚泥を長期間馴養したものを使用した。

図-5にメタン発生量を示す。発生したバイオガス中のガス組成分析はガスクロマトグラフィーを使用した。

図-5に示したように、亜臨界水処理温度 120～160℃において、亜臨界水処理することにより、未処理に比べ、最大で約 1.5 倍のメタン発生量となっている。

この結果より、実験Ⅱを実施した条件では、亜臨界水処理温度を 120～160℃として前処理した原料を用いた

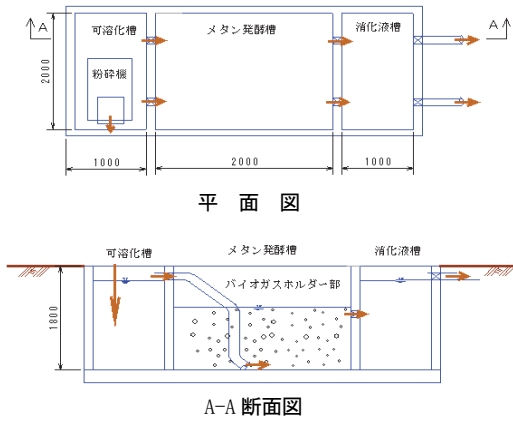


図-8 メタン発酵実証実験施設



写真-3 小規模メタン発酵実験設備

時のメタン発酵は、未処理のものより発酵効率が高くなると言える。

次に実験規模を少し大きくして実施した回分実験結果について示す。実験方法は、2槽のジャーファメンタ（全容2L、図-6、写真-2参照）を用い、一方には表-1の模擬試料を亜臨界処理（120℃、5min）して投入した。残りの1槽は対象系として、粉碎のみ行った試料（未処理）を投入した。種汚泥は1500mlとし、投入試料は各50gとした。試料投入後、窒素置換を行い、35℃に保ち、200rpmで攪拌しながら嫌気性消化を行った。

図-7に発生したバイオガス量と槽内の有機酸濃度の経時変化を示す。有機酸は高速液体クロマトグラフィーにより測定し、検出された全ての有機酸濃度の合計を示している。

図-7より、24時間程度までは亜臨界水処理と未処理はほぼ同じ程度のバイオガス発生量であるが、それ以降、亜臨界水のケースが未処理に比べて多くなっており、亜臨界水処理により効率的にメタン発酵が行われている。ただし、最終的には亜臨界水と未処理のバイオガス量には大きな差は見られない。

検出された有機酸は、メタン発酵における代表的な中間生成物である酢酸、プロピオン酸が主であり、その他、イソ酪酸、ノルマル酪酸であった。

有機酸はバイオガスへ転化され、バイオガスの発生量が増加するに伴い、濃度は低下していく。亜臨界水が未



写真-4 実験に使用した生ごみ



写真-5 コンパクトウェットランド

処理に比べ、初期にバイオガス量の発生量が多いため、有機酸濃度の低下も早い時点から生じている。

4. 小型実験設備によるメタン発酵実験

実際の生ごみを用いて、亜臨界水処理によるメタン発酵特性を把握するために、小型実験設備を当社の技術研究所内に設置してメタン発酵実験を行った。

4.1 実験設備と実験の概要

小型実験設備の概略図を図-8に、設備外観を写真-3に示す。この実験設備は鉄筋コンクリート造であり、上部の空間を有効利用できるように、また、保温性を考え、地下埋設型としている。槽の外周には断熱材を設置している。

図-8、写真-3に示すように、この小型実験設備は、可溶化槽、メタン発酵槽、消化液槽の3槽から構成される。可溶化槽において、基質の加水分解・酸生成を行う。メタン発酵槽はヒーターにより35℃を保つようにしている。測定項目は、発酵槽内の温度、pH、ORP（酸化還元電位）、バイオガス発生量、バイオガスの組成等である。消化液槽に、メタン発酵槽から排出された消化液が一定量貯留される。最終的には、排出される消化液は場内に設置した湿地浄化の一つであるコンパクトウェットランド（写真-5参照）により水処理した。

また、この実験では亜臨界水処理によるメタン発酵特性の把握を主目的に行ったため、発生したバイオガスは利用していない。

表-4 実験に使用した食品廃棄物の組成 (wt%)

野菜	果物	惣菜	肉	ごはん	パン	その他
48	7	30	1	3	7	4

実験に用いた試料は、スーパーマーケットから排出される実際の食品廃棄物（写真-4参照）を使用した。この食品廃棄物は2日に一度収集されているもので、賞味期限切れの商品や加工時の野菜くず等が中心である。使用した食品廃棄物の組成を表-4に示す。時期によって組成は変動するが、平均的には同表に示したように野菜が主となっている。

メタン発酵実験は、最初に亜臨界水処理を行わないケースを3ヶ月以上実施した後に亜臨界水処理したケースを行った。亜臨界水処理を行わないケースでは、生ごみは、粉碎機により粉碎し、可溶化槽に投入した。

亜臨界水処理をしたケースでは、同様に生ごみを粉碎機により粉碎したものを圧力容器に入れ、加熱処理（加熱温度 100℃、圧力 0.1MPa）した後、メタン発酵槽に直接投入した。投入した試料の量は、1週間で約 100kg である。

4.2 実験結果

発生したバイオガス量は、食品廃棄物 1t（湿重量）当たり換算すると、未処理の場合は約 100m³/t（湿重量）であった。亜臨界水処理した場合は約 140m³/t（湿重量）となっており、未処理ケースに比べ約 1.4 倍のバイオガスが発生し、亜臨界水処理の効果を確認できた。

なお、バイオガス中のメタン濃度は亜臨界水処理、未処理の場合とも、約 60%であった。また、硫化水素濃度は、タンパク質の割合が少ないこともあり 500ppm 程度であった。

5. あとがき

京都議定書の遵守、循環型社会形成という大きな命題下に置かれている現況において、再生可能エネルギーをいかに利用するかは大きな課題である。バイオマスのメタンガス化利用はバイオマスを資源として用いると言う点でも大きな期待が寄せられているシステムであり、そのシステムに亜臨界水処理を適用してメタンガスを効率的に回収する技術に取り組んでいる状況を紹介した。

しかし、この技術は、まだ緒についたところでもある。実用システムとするためには、低コスト化、亜臨界水加熱熱の回収方法、全体を連続制御するシステム化などまだ多くの課題がある。また、本報では比較的分解率が高い食品廃棄物を対象としているが、亜臨界水の高い分解力をより活かせる難分解性の下水汚泥等への適用も含め、今後も、再生エネルギー利用技術として開発を進めていきたいと考えている。

謝辞：本研究を行うにあたり、有益なご指導ならびにご示唆を賜りました大阪府立大学大学院：吉田教授に深謝いたします。

【参考文献】

- 1) 環境省編、「平成 18 年版資源循環型白書」、ぎょうせい、pp. 85-86、2006
- 2) 例えば、李玉友、「バイオマス利活用（その 3）」、農業土木学会誌、第 73 巻、第 8 号、2005
- 3) (社) 日本エネルギー学会編、「バイオマスハンドブック」、オーム社、p. 153、2002 一部加筆
- 4) (社) 日本エネルギー学会編、「バイオマスハンドブック」、オーム社、pp. 200-201、2002
- 5) 農林水産省、「バイオマス・ニッポン総合戦略」、平成 18 年 3 月 31 日
- 6) 富士経済、「2005 年版バイオマス利活用市場の全貌と将来展望」など、p. 13、2004
- 7) 吉田弘之他、「亜臨界水加水分解法による魚肉の有機酸・アミノ酸の有価物化に及ぼす反応条件の影響」、廃棄物学会論文誌、12、pp. 163-167、2001
- 8) 澤山茂樹他、「Thermochemical Liquidization and Anaerobic Treatment of Kitchen Garbage」、Journal of Fermentation and Bioengineering, Vol. 83, No. 5, pp. 451-455, 1997

積層ゴムの経年変化

Aged Deterioration of Natural Rubber Bearing

安井健治* 早川邦夫* 山上 聡*

要 旨

免震構法を採用して建設した技術研究所管理棟の積層ゴムを竣工以来 20 年にわたり追跡調査してきた。積層ゴムの鉛直変位量は免震層の環境温度に依存し、伸縮を繰り返しているものの、クリープ量は設計時に考慮された範囲内で推移している。同一環境下に放置した別置き積層ゴム試験体を用いて鉛直剛性および水平剛性を測定した結果、いずれも剛性の変化は小さく、経年変化は、設計時に想定した範囲内で推移している。また、別置き積層ゴム試験体からゴム部位およびゴム-鉄板部の接着部位を切り出し、ゴム部位については引張試験を、ゴム-鉄板部についてはせん断試験を実施した。いずれの結果もゴムの経年変化は設計時に考慮した範囲内に収まっていることを確認した。

キーワード：積層ゴム、経年変化、クリープ、ゴム素材試験

1. まえがき

積層ゴムの長期にわたる経年変化については、ゴムの化学反応速度理論に基づく加熱促進試験により、その性状を推定している。加熱促進試験は、積層ゴムを 80℃ 前後の温度条件で一定期間加熱し、加熱後の特性変化をアレニウスの理論に基づき、加熱期間を常温に換算した期間での特性の変化とみなす方法である。加熱促進試験にしても低温で長期間行うことが望ましいが、現状では高温で短期間の加熱促進試験が行われている。

免震構造の主要構造部材である積層ゴムは、採用からまだ歴史が浅く、自然環境下での経年変化のデータは、免震構造が採用されて 10 年経過時の報告^{1),2)}は見られるもののその数は少ない。また加熱促進試験との関係も必ずしも明確となっていない。

当社では、積層ゴムの経年変化に関するデータを得るために、1986 年 9 月に竣工した技術研究所管理棟の積層ゴムの経年変化を 20 年にわたり調査してきた。本報告は、種々の追跡調査のうち建物に設置された積層ゴムのクリープ量と別置き積層ゴムの剛性変化に関する報告である。

2. 免震建物の概要

対象とした免震建物は、鉄筋コンクリート造 4 階建てで免震部材は天然ゴム系積層ゴムと鋼棒ダンパーで構成

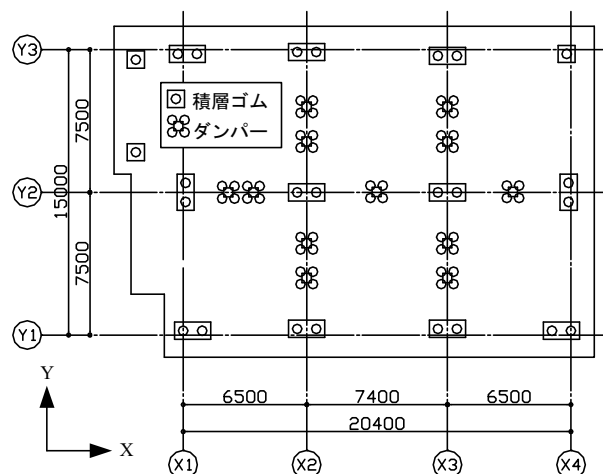


図-1 積層ゴムの配置

表-1 積層ゴムの諸元

項目		諸元
形状	ゴム直径	500mm
	ゴム厚さ	7mm×14層
	一次形状係数(S1)	17.9
	二次形状係数(S2)	5.1
物性	ゴム硬度	40
	せん断弾性率(G)	0.43MPa
	使用面圧	4.9MPa
配合	天然ゴム	55%
	カーボン	18%
	加硫剤など	27%

*技術研究所

されている。建物重量は約 2,250t で図-1に示すように 25 個の積層ゴムで支持されている。積層ゴム 1 個当りの平均面圧は 4.5MPa である。使用した積層ゴムは、直径 500mm、ゴム層厚 7mm、ゴム層数 14 層で表面に保護ゴムを被覆している。積層ゴムの諸元を表-1に示す。

3. 積層ゴムのクリープ量

3.1 測定方法

積層ゴムのクリープ量を、技術研究所管理棟に設置された積層ゴムの高さの変化量から推定した。積層ゴムの高さの測定方法は、上下ベースプレートの四隅にガラス板を貼り付け、ダイヤルゲージを用い、上下ベースプレートの間隔を測定した。計測点は全 25 基の積層ゴムそれぞれにつき 4 箇所計 100 点で、同時に積層ゴムが設置されている免震層の環境温度も測定した。測定は建物が竣工した 1986 年 9 月より 2007 年 3 月までの約 20 年間 (7496 日) に渡り、竣工後 1 年半までは毎月、その後 10 年目までは 3 ヶ月毎、20 年目までは、年 2 回程度の計測を実施している。積層ゴムの高さの変化量は、上下ベースプレート間をダイヤルゲージで測定した 1 回目の測定値 (初期値) と 2 回目以降の測定値との差として求めた。なお変化量の符号については積層ゴムの高さが高くなる方向を正とした。

3.2 測定結果

経過日数と積層ゴム全 25 基の高さの変化量の平均値を図-2に示す。併せて測定日の免震層の温度の変化を示す。積層ゴムの高さの変化量は、ばらつきがみられるものの、経過日数に伴い高さが低くなる傾向が見られる。また、そのばらつきの推移をみると高さの変化量は免震層の温度に大きく依存していることがわかる。

そこで免震層の温度と高さの変化量の平均値の関係を図-3に示す。温度が高くなると積層ゴムの高さが高くなる傾向が見られる。積層ゴムの高さの変化量と免震層の温度の関係を 1 次近似式により求めると温度補正係数は $+0.05825\text{mm}/\text{C}$ となる。これは夏季と冬季とで免震層の温度差が 5C から 30C までの 25C あるとすれば、積層ゴムの高さの変化量が約 1.5mm 生じることになるため、クリープによる高さの変化の他に免震層の温度差による変化も大きな要因となっていると推測される。

3.3 クリープ量の評価

積層ゴムの高さの変化量に前記の温度補正係数を用いて温度補正を行った。補正後の経過日数と高さの変化量の関係を図-4に示す。ややばらつきが残るものの経過日数が増加するにつれて積層ゴムの高さが線形的に低くなっている様子がうかがえる。線形近似により高さの変化量を推定すると、測定した 20 年間で約 -1.7mm 、60 年後を推定すると約 -5.0mm となる。本建物の設計に当たってのクリープ量の推定には実験室の加熱促進試験を対数近似して、60

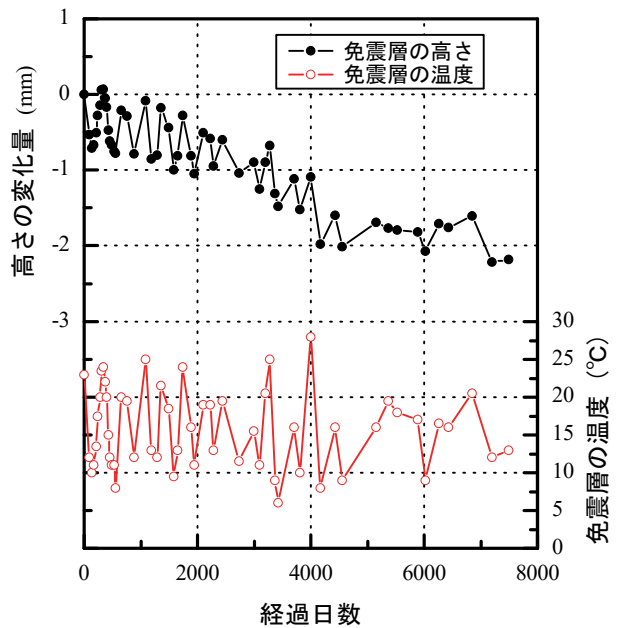


図-2 免震層の高さの変化量と温度変化

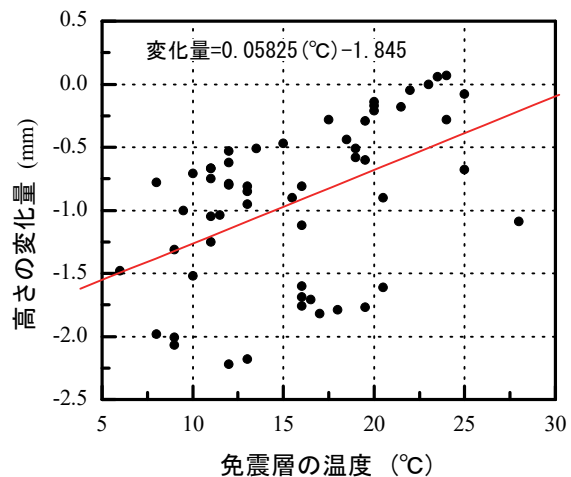


図-3 免震層の温度と高さの変化

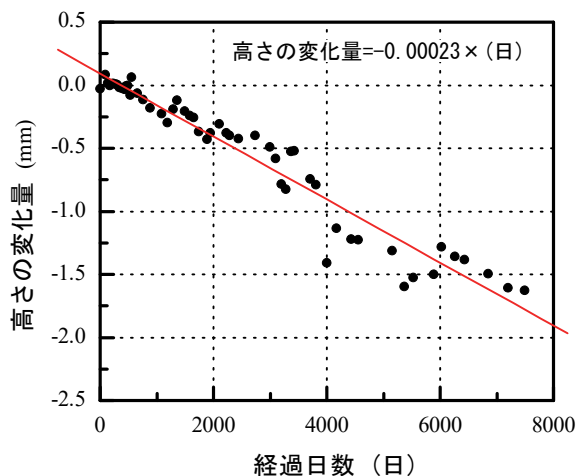


図-4 経過日数と免震層の高さの変化量

年後のクリープ量を3mm（積層ゴム高さの約3%）と推定しており、それより大きく推定される結果となっているが、本建物の設計では、クリープ量として積層ゴム高さの15%（15mm）を考慮して、鉛直クリアランスを設計しているため問題はない。

4. 別置き試験体の経年変化

4.1 試験概要

別置き積層ゴム試験体は、技術研究所管理棟に使用したものと同一のゴム直径500mmの積層ゴム4個を同一環境下になるよう免震層に放置している。試験は、技術研究所保有の2軸試験機を用いて行った。この試験機は、本建物建設時に実施した別置き積層ゴム試験体の性能確認試験において使用したもので、試験機による結果の差異は小さいと考えられる。試験に際しては積層ゴムの保護ゴムを取りのぞいて圧縮試験、圧縮せん断試験を行い、試験終了後は再び保護ゴムを巻き直して免震層に放置している。なお同様の試験を建物竣工後1年、2年、3年、5年、10年、15年目にも実施している。

各試験は2軸試験機に積層ゴムをセットし、圧縮試験を行った後、引き続き圧縮せん断試験を行った。圧縮試験は5,880kN（600tonf）油圧ジャッキを用いて行い、圧縮せん断試験は、油圧ジャッキで所定の鉛直荷重を載荷した状態で、加振機（最大荷重980kN（100tonf）,最大ストローク±300mm）を用いて変位制御の水平加振を行った。鉛直荷重は油圧ジャッキの圧力変換器（PCH-500K：日本特殊測器）で、水平荷重は加振機に内蔵された荷重計（LUK-200TBS：共和電業）で計測した。また、鉛直変位は試験体の四隅を変位計（CDP-25：東京測器）で、水平変位はスライドベッドに取り付けた変位計（DLT-500B：共和電業）と加振機に内蔵された変位計（LP-750FX：緑測器）で計測した。

4.2 圧縮試験

圧縮試験は2軸試験機の油圧ジャッキを用いて0～2,942kN（300tonf：設計荷重の3倍）までの荷重を3回繰り返して行った。図-5に代表1体の履歴曲線のうち、初期値、5年、10年、15年経過時および20年経過時の鉛直変位—鉛直荷重曲線を並べて示す。鉛直剛性は3回目の履歴曲線の設計荷重（1,373kN：140tonf）の±40%の824kN（84tonf）と1,922kN（196tonf）の割線剛性から求めている。図-5からは履歴曲線には大きな変化は見られず、表-2に示す鉛直剛性の平均値の変化率は8%以内の変化にとどまっている。

4.3 圧縮せん断試験

圧縮せん断試験は油圧ジャッキで設計荷重1,373kN（140tonf）を鉛直載荷した状態で、加振機により±150mm、平均加振速度2mm/secの正弦波加振を3回行った。図-6に圧縮試験結果と同様に代表1体の履歴曲線

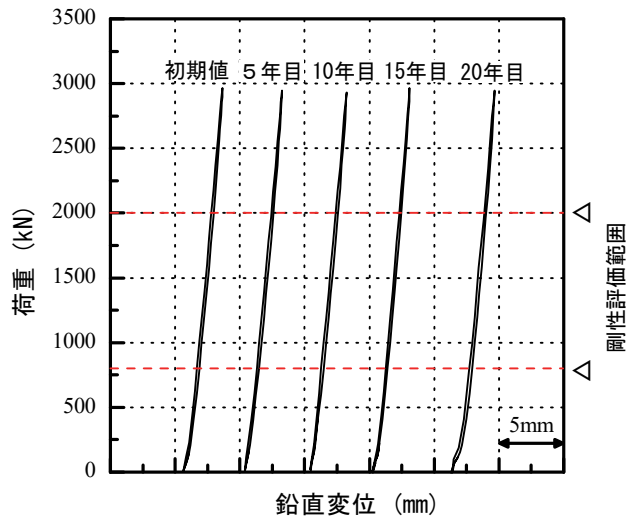


図-5 圧縮試験 (No. 2)

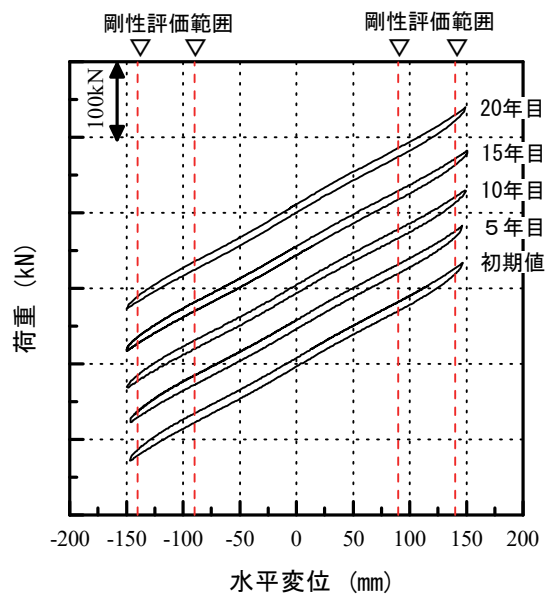


図-6 圧縮せん断試験 (No. 2)

表-2 積層ゴムの剛性一覧 (平均値)

	計測年月	鉛直剛性 (kN/mm)	変化率 (%)	水平剛性 (N/mm)	変化率 (%)
初期値	'87.02	1058	-	848	-
1年目	'88.01	1080	2.1	857	1.1
2年目	'89.02	1081	2.2	865	2.0
4年目	'91.02	1079	2.0	879	3.7
5年目	'92.11	1076	1.7	886	4.5
10年目	'97.03	1096	3.6	884	4.2
15年目	'02.03	1139	7.7	878	3.5
20年目	'07.01	1105	4.4	915	7.9

の初期値、5年、10年、15年経過時および20年経過時の水平荷重—水平変位曲線を示す。水平剛性は3回目の履歴曲線の90mmと140mmの割線剛性の正負の平均値としている。履歴曲線には圧縮試験同様に大きな変化やゴムの異常は見られず、表-2に示す水平剛性の平均値も8%以内の変化にとどまっている。

しかし、鉛直剛性では15年目より20年目、水平剛性では、5年目より10年目、15年目の方が小さくなっており、経年劣化により年々ゴムが硬くなっているだけではなく、試験機本体の経年変化、特にスライドベッドの摩擦力の変化や測定日の気温のばらつきによるもの等も考えられる結果になっている。そこで、剛性変化の性状を把握するため圧縮せん断試験の3回目の履歴曲線を正負それぞれ4次式に近似して、そこから得られた変位—荷重曲線より接線剛性を求めた。図-7に水平変位と接線剛性の関係を示す。接線剛性は変位10cm付近から増加傾向にあり、変位15cm近傍ではハードニング現象が顕著に現れている。積層ゴムの圧縮せん断試験から水平剛性を評価する場合、3回目の履歴曲線を用いている。これはゴム材料を繰り返し載荷することによって剛性が低下し、3回目以降は履歴が安定することから3回目の履歴曲線で評価するようにしていることによる。しかしながら、ハードニング領域では履歴の安定が3回目以降になることがあるといわれており、水平剛性の評価が試験毎に異なり、同一条件になっていないことも考えられる。そこで水平剛性を接線剛性の比較的安定した変位振幅の小さい5cm、10cmにおける接線剛性として評価した。その結果を表-3に示す。経過日数に従い剛性が高くなる傾向にあり、5cmでは3%程度、10cmでは6%以内の変化にとどまっている。剛性変化を長期にわたって追跡調査する場合、設計で考慮した剛性で評価するのではなく、試験条件が変化してもある程度対応できる安定した領域での剛性評価、試験時の気温を考慮する必要があると思われる。

さらに、試験機による影響を検討するため、竣工後、19年目に実施した管理棟の静的加力試験結果³⁾と比較検討する。管理棟の静的加力試験は、管理棟と管理棟北側に設置された反力体の間に油圧ジャッキ(最大荷重:2,000kN)2台を設置し、ジャッキの変位を0mm-100mm-0mmと制御した片押し試験の静的加力試験である。水平荷重は、ジャッキ内臓の圧力変換機により求めている。得られた水平荷重の25分の1としたものを積層ゴム1基当たりの荷重として比較検討する。管理棟の静的加力試験は、1サイクルのみの片押し試験であったので、圧縮せん断試験結果の履歴の内1サイクル目正側の荷重—変位の関係を図-8に併せて示す。ちなみに静的加力試験による経年変化も19年間で約8%程度剛性が大きくなったとの評価結果であった。両者は概ね一致しているものの、管理棟の静的加力試験では70mm以降でハード

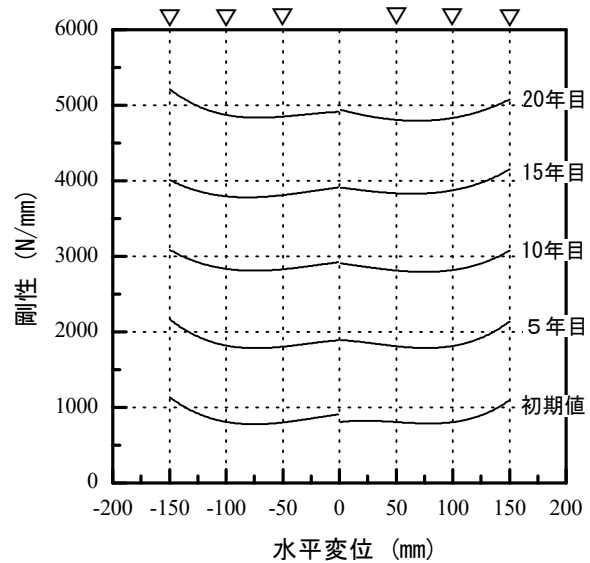


図-7 近似式による剛性評価 (No. 2)

表-3 圧縮試験 (No. 3)

	変位5cm		変位10cm		変位15cm	
	剛性 (N/mm)	変化率 (%)	剛性 (N/mm)	変化率 (%)	剛性 (N/mm)	変化率 (%)
初期値	803.8	-	806.9	-	1116.4	-
5年目	807.6	0.5	816.5	1.2	1154.1	3.4
10年目	821.0	2.1	826.6	2.4	1080.8	-3.2
15年目	822.8	2.4	834.4	3.4	1080.9	-3.2
20年目	828.5	3.1	852.3	5.6	1146.7	2.7

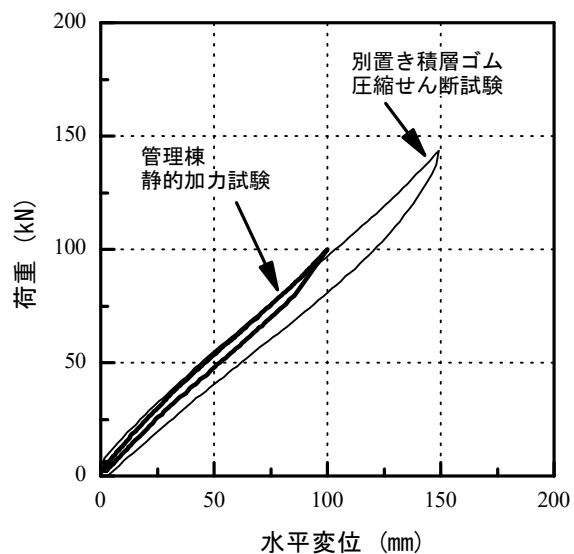


図-8 圧縮せん断試験と静的加力試験

ニングの傾向が見られており、また履歴面積等にやや差異が見られる。これらは、試験方法の違いによるものと推測される。

5. ゴム単体の経年変化

5.1 試験概要

1997 年、建物竣工後 10 年経過時に、別置き積層ゴムの試験実施後にゴム単体の経年変化を調べるため 4 個の試験体のうちの 1 体 (No.1 試験体) から、その 1/2 をカットし、引張試験片、せん断試験片を製作し経年変化を調べた。その後、残りの積層ゴム 1/2 については、保護ゴムで被覆し放置した。竣工後 20 年が経過した 2007 年に、残りの試験体を更に 1/2 にカットし同じく引張試験片とせん断試験片を製作し 20 年経過時におけるゴム単体の経年変化を調べた。ゴム試験片の採取位置を図-9、図-10 に示す。各試験片は、それぞれ 2、7、11 層目から採取し、比較的の外周部に当る A 試験体と中央部に位置する B 試験体を採取した。

5.2 引張試験

ゴム単体の引張試験は加硫ゴム物理試験法 (JISK6301) により、図-11 に示すダンベル 3 号試験片を用い、引張速度 500mm/min で行った。また、同一の試験片でスプリング式硬さ計 (JIS A 形) を用いた硬度試験も行った。

引張試験の結果を表-4 に示す。試験結果は、各試験片の平均値を示す。初期値 (実施年 1985 年) については、同一時期に別途に製作した積層ゴムから切り出した 20 片の試験の平均値である。10 年目には、ゴムの硬度は若干低下しているが、20 年目の試験では、やや硬くなっており大きな変化はない。

引張応力については、+6%~+22%変化しており、ひずみが大きくなるほど変化率が大きくなる傾向が見られる。破断伸びの変化率は-11%、破断強度の変化率は-8%であった。いずれも部位別の変化率は、中央部がやや大きい結果となっている。

5.3 せん断試験

試験片は図-12 に示すように金属板とゴムが一体となった試験片でゴムのせん断応力とゴムと金属板の接着力が同時に計測できるようになっている。ゴム-金属板のせん断接着試験は 4,900N (500kgf) アムスラー型引張試験機を用い、引張速度 20mm/min で行った。破断時の判定は JIS によりゴムの破断 (R)、ゴムと接着剤間の破断 (RC)、接着剤の破断 (CP)、金属と接着剤間の破断 (M) に分類されている。

試験結果を表-5 に示す。表中の初期値とは、同一時期に製作した積層ゴムから切り出した 25 片の試験の平均値である。せん断接着力は初期値に比べ大きくなっているのは、剥離状態がゴム切れを生じており、引張試験

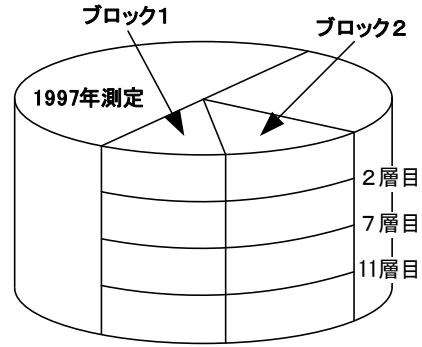


図-9 ゴム試験片の採取位置

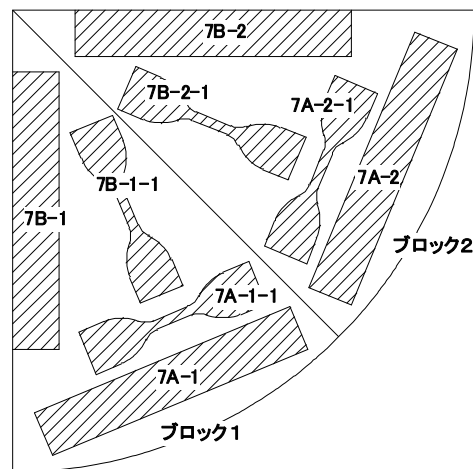


図-10 ゴム試験片の採取位置 (7 層)

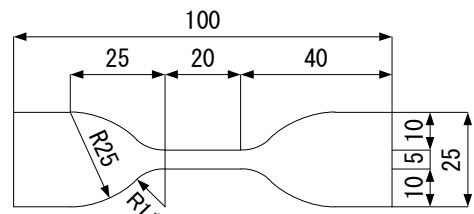


図-11 ダンベル 3号試験片

表-4 引張試験結果

実施年	部位	硬さ (JIS A形)	引張応力 (N/mm ²)			破断伸び (%)	破断強度 (N/mm ²)
			100%	200%	300%		
初期値	平均値	42	1.01	2.44	4.86	630	20.20
10年目 (1997)	外周部	41	0.99	2.51	5.18	583	17.75
	中央部	40	1.01	2.55	5.21	587	17.95
	平均値	40	1.00	2.53	5.20	585	17.85
	変化率	-4.8%	-1.0%	3.6%	6.9%	-7.1%	-11.7%
20年目 (2007)	外周部	41	1.05	2.79	5.80	568	18.71
	中央部	41	1.08	2.94	6.10	550	18.49
	平均値	41	1.07	2.87	5.95	559	18.60
	変化率	-2.3%	5.9%	17.6%	22.4%	-11.2%	-7.9%

からも見られる高ひずみ域でのゴムの硬化に起因しているものと思われる。せん断接着力は内周部、外周部に大きな差はない。一方、積層ゴムの変形能力に関するせん断変形率の変化は、比較的小さく-9%程度であった。せん断変形率については、外周部の変化率がやや大きい結果となった。

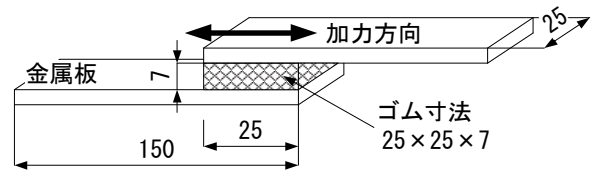


図-12 せん断試験片

6. まとめ

積層ゴムの経年変化を 20 年にわたり追跡調査した結果、建物に取り付けた実積層ゴムの 20 年経過したクリープ量は 1.7mm と小さく、年間で見ると温度変化による積層ゴムの高さの変化量と同程度である。60 年後のクリープ量は実験室の加熱促進試験から推定した対数近似での 3mm に対し、線形近似により 5mm 程度の値になっているが、設計で考慮している 15mm 以下の範囲内に留まっている。

免震層に放置した同一の別置き試験体の剛性変化を調査した結果、積層ゴムの剛性変化は設計で採用した剛性で比較しても 8%以内にとまっている。この傾向は、2006 年に実施した建物を用いた静的加力試験結果における経年変化とほぼ同じであった。水平剛性の比較的安定した領域で水平剛性を評価すると 6%以内の変化になり、経年変化は小さい。ちなみに設計時には、積層ゴムの剛性について±30%の変動を考慮している。

また、別置き積層ゴム試験体から採取したゴム単体の引張試験結果では、ひずみレベルが大きくなるにつれて引張応力の経年変化が大きくなることが分かった。但し、破断強度については-8%程度であった。ゴム-金属板によるせん断試験結果ではせん断接着力が+42%、せん断変形率が-9%であった。設計時には、積層ゴムの水平変形性能 25cm (せん断変形率 250%) 以上としている。

7. あとがき

積層ゴムの経年変化は、当初設計で考慮した範囲内で推移している。経年変化を評価する尺度や同一条件の試験を再現することは困難であるが、免震構造の主要部材である積層ゴムの信頼性確保のため、引き続き追跡調査を行っていきたい。

【参考文献】

- 1) (社)日本ゴム協会「設計者のための免震用積層ゴムハンドブック」、理工図書、2000.1
- 2) 早川他「積層ゴムの経年変化」、奥村組技術研究所年報、No.23、1997.7
- 3) 安井他「免震建物に設置された積層ゴムの経年変化」、日本建築学会技術報告集、第24号、2006.12

表-5 せん断試験結果

実施年	部位	せん断接着力 (N/mm ²)	せん断変形率 (%)	剥離状態			
				R	RC	CP	M
初期値	平均値	5.63	527	100	0	0	0
10年目 (1997)	外周部	7.07	508	100	0	0	0
	中央部	8.33	558				
	平均値	7.65	533				
	変化率	35.9%	1.1%				
20年目 (2007)	外周部	8.05	462	100	0	0	0
	中央部	7.95	498				
	平均値	8.00	480				
	変化率	42.1%	-8.9%				

剥離状態	符号
ゴム部の破断	R
ゴム部と接着剤間の破断	RC
接着剤間の破断	CP
金属と接着剤間の破断	M

免震レトロフィット技術

－中間階免震工法の適用例－

Seismic Isolation Retrofit for Existing Building

- Practical Example of First Floor Seismic Isolation System for Existing Building -

茂木正史* 小河義郎* 稲留康一*
森川 勤** 舟山勇司*** 西野晃平***

要 旨

奥村組東京本社ビルは、平成元年に竣工した鉄骨鉄筋コンクリート造による事務所ビルである。このビルを免震レトロフィットのモデルケースとするとともに、東京方面の防災拠点とすることを目的として免震化した。採用したのは1階の柱頭部に免震支承を配置する中間階免震の方式である。免震化のための技術的検討として、①免震建物としての構造性能の検討、②施工中の耐震安全性の検討、③1階柱部に免震装置を設置することによる耐火安全性の検討、さらに、④業務を継続しながら工事を行うために騒音・振動対策を検討した。以上により、地震時の建物内部の揺れも低減することができ防災拠点としての性能を確保することができた。

キーワード：免震レトロフィット、耐火設計、無騒音・無振動解体工法

1. まえがき

免震工法は奥村組がつくばの技術研究所に我が国最初の実用的免震ビルを建設して以来 20 年余りが経過する中で、一般技術として定着してきている。一方、循環型社会の到来で、古い建物を使い続ける気運が高まっており、それに必要な既存建物の地震対策として、従来の柱や壁を補強する耐震改修に加えて免震レトロフィットが新たな方法として期待されている。免震レトロフィットは従来の耐震補強と比べて、建物を使用しながらの工

事が行いやすいなどのメリットがある。しかし、実施例が少ないため、免震レトロフィット普及のためには、実際に免震化工事を行い、工事の内容も含めて関係者の理解を深めることが必要である。そこで、免震レトロフィットのモデルケースとすることをひとつの目的として、奥村組東京本社ビル（以下東京本社ビルと略す）の免震化を実施した。図-1に東京本社ビルの立面、表-1に本社ビルの概要を示す。

以下では、免震建物としての構造性能の検討、施工中の耐震安全性の検討、1階柱部に免震装置を設置するこ

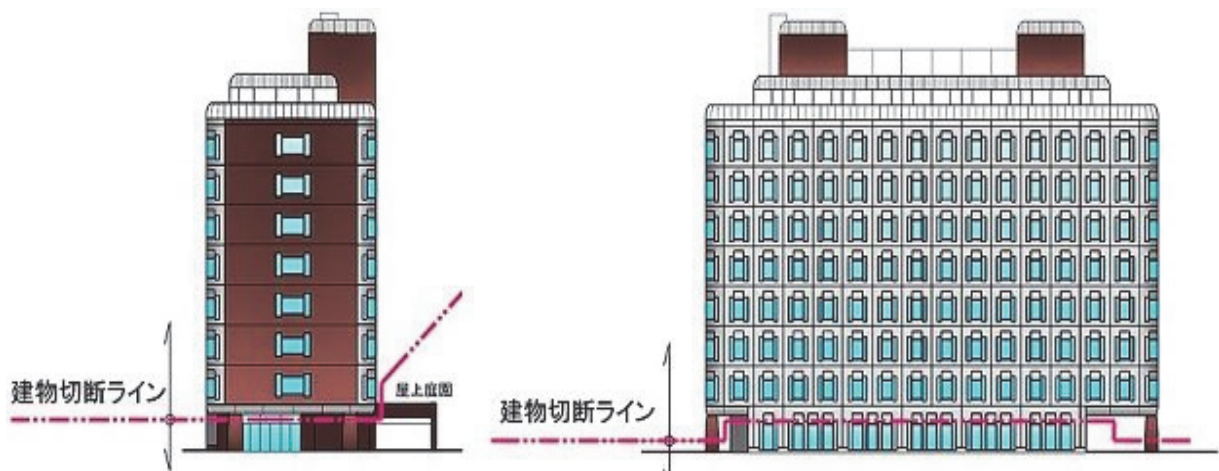


図-1 奥村組東京本社ビル立面と建物切断ライン

*技術研究所 **東京支社建築工務部 ***東京支社建築設計部

表一 東京本社ビルの概要

建築場所	東京都港区芝5-6-1
設計	村野・森建築事務所
竣工	平成元年11月
構造形式	鉄骨鉄筋コンクリート造
階数	地上9階、地下3階
基準階面積	966.9m ²
延床面積	9738.6m ²
軒高	GL+33.17m
基礎底深さ	GL-16.1m

とによる耐火安全性の検討、業務を継続しながらの工事のための騒音対策について述べる。

2. 構造設計

2.1 免震層設置位置 (建物切断位置)

免震層を1階に設置する中間階免震とした。一般的には免震建物の免震層は基礎部に設けられているが、中間階に設けるメリットとして以下が挙げられる。

- i. 免震層の変位を確保するための地盤周辺の掘削を省略できるので敷地を有効に利用できる
- ii. 改修工事においては基礎部分の工事が必要な基礎免震よりも工期、コストの軽減が図れる

建物切断位置は1階柱頭 (建物両側ピロティ柱は柱脚) に設定した。図-1に示す屋上庭園部分は、梁・スラブを切断することにより上部構造から切離し、1階の柱より再支持させる計画とした。

2.2 免震部材

免震部材の配置を図-2に示す。上部構造を22基の高減衰ゴム系積層ゴム支承により支持することとした。支承のゴム総厚は160mm、ゴム径はφ650mm～φ750mmを用い、支承にはそれぞれ耐火被覆を施す。また、長辺および短辺方向ともに最大減衰力500kNのオイルダンパー

をそれぞれ2基設け、応答変位を極力低減させる計画とした。

2.3 設計用入力地震動

設計用入力地震動は、告示に定められた加速度応答スペクトルを持ち、工学的基盤から基礎底までの表層地盤による増幅を考慮して作成した告示波を3波、代表的な観測地震波を3波、関東地震を想定して入倉の方法 (経験的グリーン関数法) を用いて作成したサイト波とした。入倉の方法は大地震の震源域で生じた小地震記録を、グリーン関数として重ね合わせることで、大地震の強震動を評価する方法である。図-3に示す3箇所の小地震記録を要素地震として用いた。設計用入力地震動のスペクトル特性を図-4に示す。告示波はいずれも擬似速度がほぼ一定でpSv=100cm/s程度である。サイト波は8秒付近のピークでは擬似速度がpSv=250cm/sを越える長周期地震動となっている。敷地での常時微動測定結果や地震基盤までの地盤の増幅特性の計算値においても、7～8秒付近にピークが見られる。この8秒付近の特性は、関東平野の厚い堆積地盤により励起されていると考えられる。

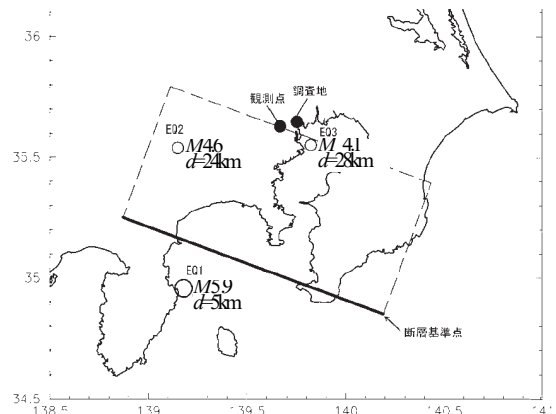


図-3 関東地震の作成概要

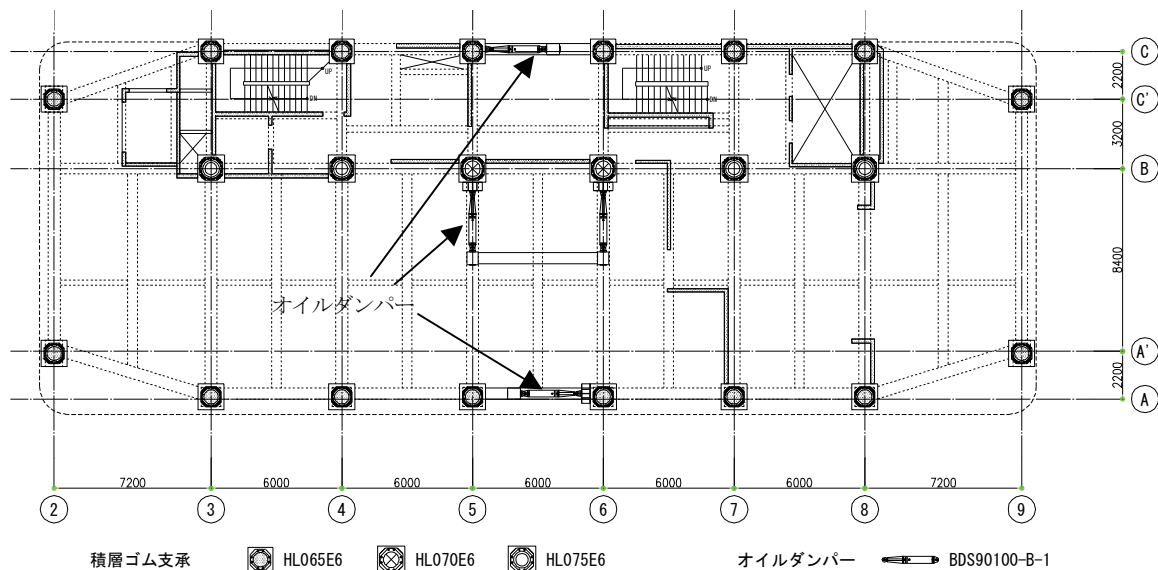


図-2 免震部材配置図

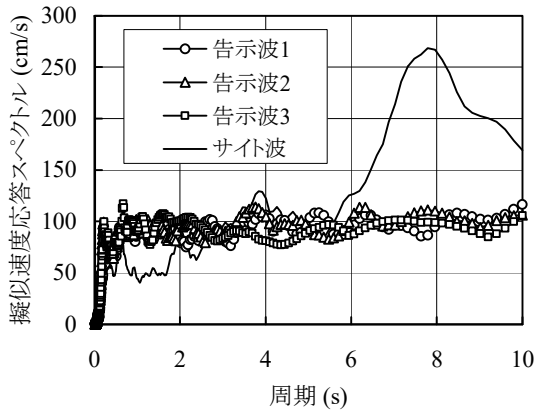


図-4 入力地震動のスペクトル特性

2.4 時刻歴応答解析

免震化後の建物について、適切な振動モデルに置換して時刻歴応答解析を行い、目標とする耐震性能を有することを確認した。解析に用いた振動モデルは、各階の床位置に質量を集中させた質点系モデルとした。地下階は壁量が多く十分な剛性を有することから剛体とし、1階の積層ゴム支承に上部構造が支持される基礎固定の9質点等価せん断ばねモデルとした。

解析結果の一例として、最大応答加速度の分布を図-5に、層せん断力係数の分布を図-6に示す。最大応答加速度の分布状態はほぼ一様であり、最上層における最大応答加速度は 200cm/s^2 程度であった。上部構造の層せん断力係数は、当初設計の50%程度に抑えられており、柱や梁部材が短期許容応力度以下であった。また、最大層間変形角は $1/919$ であり、目標とした $1/500$ を下回る結果であった。

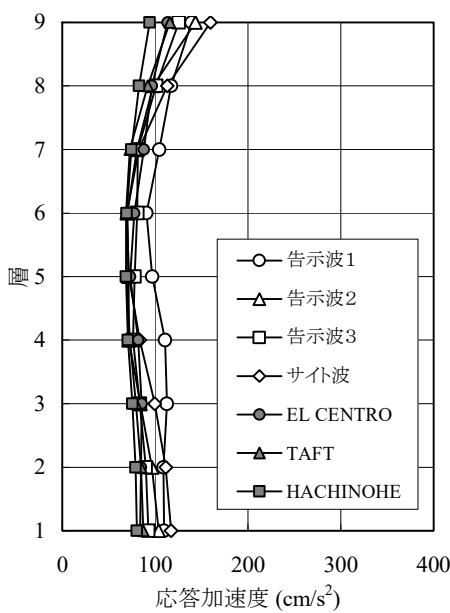


図-5 最大応答加速度の分布

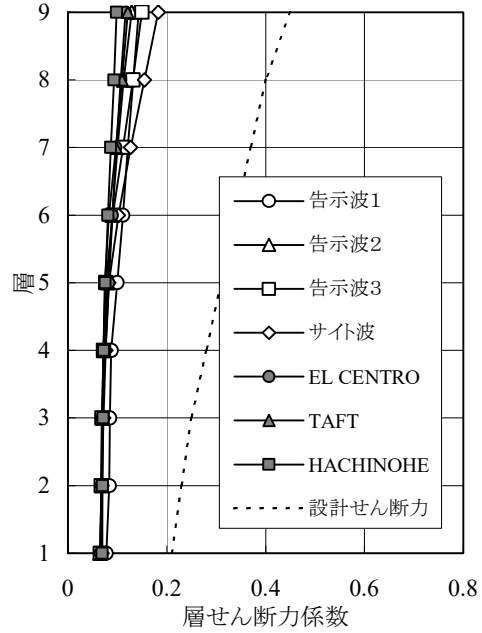


図-6 層せん断力係数の分布

免震変位に関係するのは、支承の周囲に配置される耐火被覆材と積層ゴムとが接触する水平変位は 34cm 、EVのレールと1階の柱との接触が 35cm 程度である。そこで、免震層の最大変位の目標値を 33cm (積層ゴム支承のせん断ひずみ $\gamma=200\%$) とした。時刻歴応答解析による免震層の最大変位は 32.6cm であり、目標を満たす結果であった。

地下・基礎構造については、基礎梁の一部に許容曲げモーメントを超える部材が見られるが、せん断力に対しては十分に余裕がある。杭に発生する曲げモーメントおよびせん断力は終局耐力以下であり、軸力は短期許容支持力以下である。

3. 施工の概要

3.1 施工計画

建物を使用しながらの工事となるので、免震装置を設置する1階を2つのゾーンに分け、1つのゾーンで工事を行い、他は業務で使用した。これに応じて全工程を2期に分けて工事を行った。

柱の切断にはワイヤーソーを、壁についてはウォールソーを併用した。両装置ともに水冷ではなく空冷式を採用し、これにより、使用する地下階への漏水を防止でき、作業場所は冷却水による汚染もなく清潔を保つことができた。

積層ゴム支承の設置手順を図-7に示す。まず、2階の梁との接合部に仮設柱および積層ゴム支承の架台となるキャピタルを製作する。次に、柱の両脇に仮設柱を配置し、油圧ジャッキにより軸力を作用させた後に柱を切

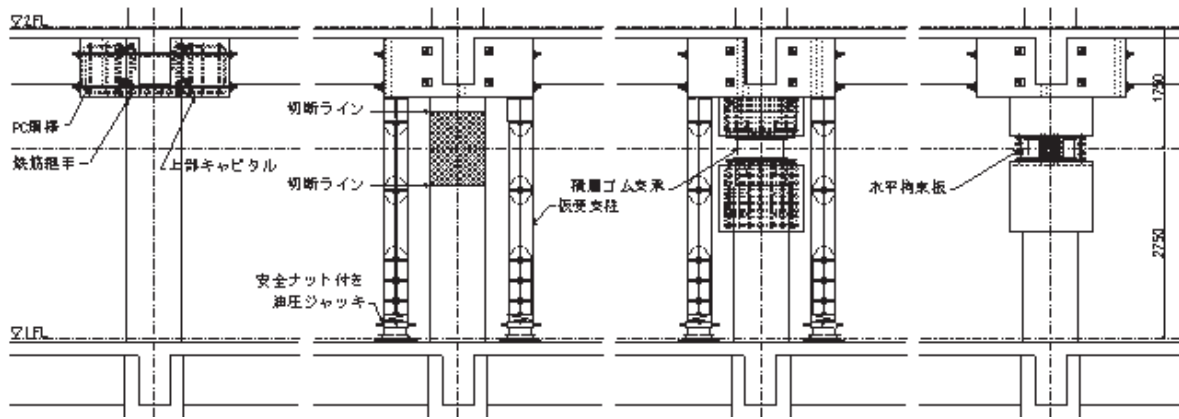


図-7 積層ゴム支承の設置手順

断する。積層ゴム支承の挿入、補強筋を施した後、コンクリートの打設および無収縮モルタルのグラウトを行なう。仮設柱の除去を行い、積層ゴム支承の周囲に水平拘束板を取り付けて施工期間中の耐震要素とする。

3.2 施工中の耐震性能

施工中も供用する建物であるため、施工前と同等の耐震性能を確保するように補強を計画した。時刻歴応答解析により1階に生じる水平力および補強材の数を求め、部分架構モデルにより崩壊形を把握した。

時刻歴応答解析にあたり、1階の振動モデルは施工の最終ステップの状態を模擬して定めた。図-8に示す鋼製仮設壁は、ウェブプレートのせん断降伏により振動エネルギーを吸収する機能を持ち、バイリニア型せん断ばねとして建物モデルに付加した。

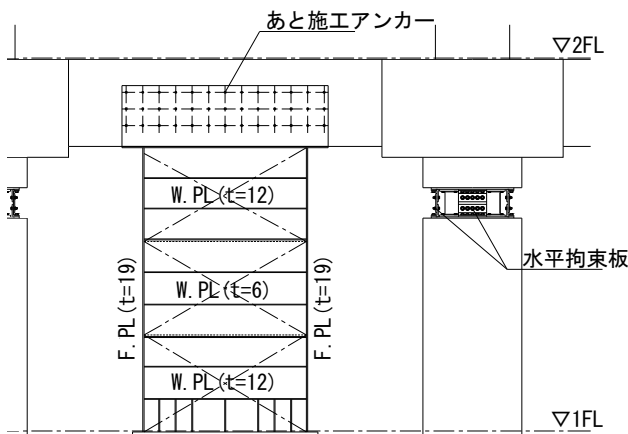
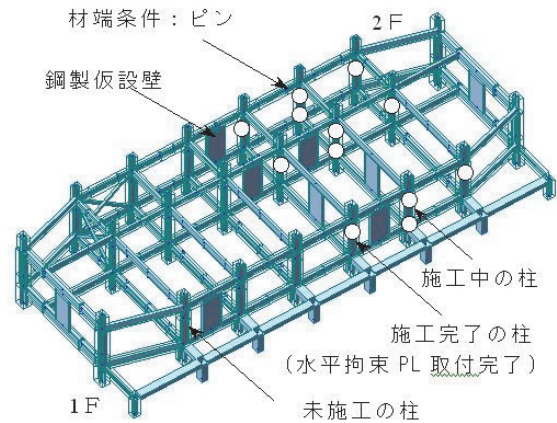


図-8 鋼製仮設壁の概要

部分架構モデルの概要を図-9に示す。施工中の耐震要素は、切断前の柱・耐震壁、施工完了の柱、および鋼製仮設壁である。各々の施工ステップ毎に応力解析を行い、時刻歴応答解析により求めた水平力に対して柱が脆性破壊をすることなく、支持力を失わない結果を得た。



施工中：柱頭・柱脚ピン（仮支柱にて支持）
 施工完了：柱頭ピン（積層ゴム支承位置）

図-9 部分架構モデルの概要

4. 免震装置の耐火検証

東京本社ビルは建築基準法第61条に規定された耐火建築物としなければならない建築物に該当する。免震レトロフィットで、高減衰積層ゴム支承を設置した1階の柱は耐火構造に該当しないので、耐火被覆を施した柱について耐火性能を検証した。建築基準法の評価手順には仕様規定であるルートA、性能規定であるルートBとルートCがあり、ルートBの評価基準は建設省告示第1433号¹⁾に定められており、ルートAとルートBは確認申請で足りるがルートCでは大臣認定が必要になる。免震装置の耐火被覆はルートCの検証が必要であり、その場合建物全体にルートCの適用が必要である。

耐火性能の検証は次のステップで実施したが、建物一般部の検証についてはルートBの基準に準拠した。

- ステップ1 火災継続時間の算定
- ステップ2 保有耐火時間の算出

ステップ3 保有耐火時間>火災継続時間
以下、免震装置の耐火検証過程について述べる。

4.1 免震装置耐火被覆の概要

図-10 に耐火被覆の概要を示す。繊維混入ケイ酸カルシウム板のリングが段状に積層ゴムの周りに配置され、積層ゴムとの間はグラスウールが充填されている。

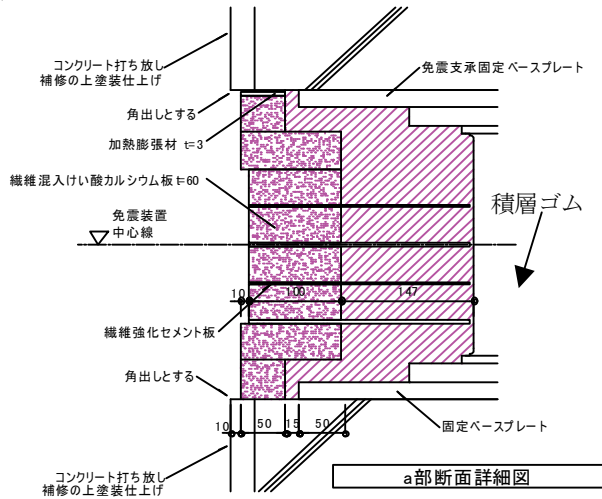


図-10 耐火被覆の概要

表-2 耐火被覆の概要

部分	材料の種類と形状寸法
一般部耐火被覆	繊維混入ケイ酸カルシウム板 厚さ60mm リング幅100mm
変形伝達板	繊維強化セメント板 厚さ4mm
固定プレート部 耐火被覆	繊維混入ケイ酸カルシウム板 厚さ60mm リング幅60mm
耐火被覆上端	グラファイト系加熱膨張材 (厚さ3mm)
免震装置-耐火被覆間充填材	グラスウール 16kg/m ³

4.2 火災継続時間の算定

ルートBの基準に従って、1階(免震層)の各火災室の火災継続時間を算定し、その最大値は53.35分となった。

4.3 保有耐火時間の算定

保有耐火時間は今回採用とほとんど同一条件の高減衰積層ゴムと耐火被覆材の組み合わせについて実施された加熱試験と加熱前後の復元力特性試験結果より求めた。

加熱試験方法は JIS A 1304 に準拠した3時間の加熱試験であり、同一仕様のA、B2体の試験体についてそれぞれ各部の温度が測定されている。各部の最高温度および到達時間を表-3に示す。

本加熱試験に用いられた免震装置は高減衰積層ゴム支承であり、積層ゴムの内部温度が高温となった試験体B

について履歴復元力特性試験が実施されている。

3時間加熱前後の試験結果を図-11に示す。3時間加熱前後とも荷重変形関係に違いはなく、上記の耐火被覆を施せば、標準加熱温度曲線に沿って3時間の加熱を受けても構造上支障がないと判断される。

以上より、免震装置と耐火被覆は3時間の保有耐火時間を有すると考えられる。

4.4 耐火性能の検証

耐火被覆を施した高減衰積層ゴム支承の保有耐火時間は180分であり、1階(免震階)火災室の火災継続時間を越えており、耐火安全性が検証された。

表-3 各部最高温度及び到達時間

温度測定位置	試験体A	試験体B
被覆ゴム表面温度(°C)	91(113分)	81(109分)
積層ゴム内部温度(°C)	10mm	49(134分)
	20mm	36(130分)
	30mm	35(537分)
ケイ酸カルシウム板裏面温度(°C)	164(207分)	275(271分)
アンカーボルト(°C)	58(461分)	75(248分)
フランジ(°C)	60(151分)	79(231分)

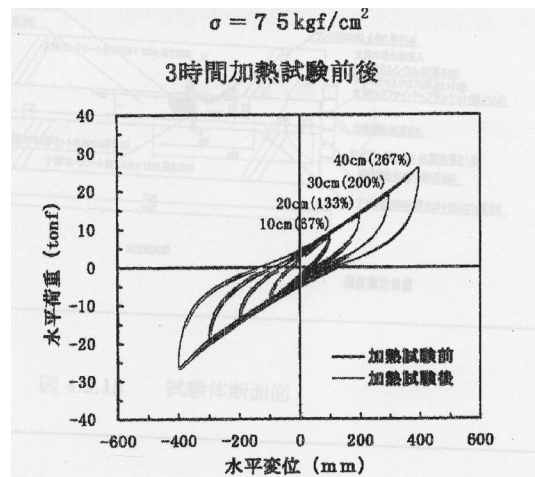


図-11 試験前後の履歴復元力特性

5. 解体工法の騒音対策

施工計画に先立って、東京本社ビルと同一構造の柱、壁試験体を使用して解体時の騒音対策について実験的に検討した。その詳細は参考文献2)に述べているのでここではその概要を述べる。

5.1 実験概要

技術研究所の床衝撃音試験体屋上部に柱壁よりなる切断用試験体を製作し、切断状況の確認、切断作業近傍および階下に設けた各室における騒音の計測を行った。実験状況を写真-1~写真-3に示す。

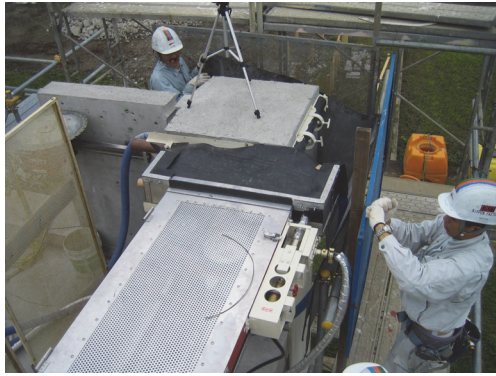


写真-1 ワイヤソー（空冷）



写真-2 ワイヤソー（水冷）



写真-3 ウォールソー（水冷）

5.2 実験結果

各測定点における騒音レベルを図-12 に示す。音源近傍の騒音レベルは打撃工法（ブレーカ）は 93dBA、切削工法は空冷コア抜き以外では 85～90dBA で約 8 dBA 程度打撃工法より低い。また、切断作業直下のG室では、打撃工法の騒音レベルは音源近傍よりも増加傾向にあり、切削工法では 15～20dBA 低減する。さらに、切削工法の騒音レベルはE室やA室などの階下の離れた室では 20～30dBA 程度の低減が見られる。

以上より、切削工法の採用により上下階や隣室への騒音伝播を大幅に低減できることがわかり、空冷式切削工法を中心として解体作業を実施することとした。具体的

工事における騒音については参考文献 2) を参照されたい。

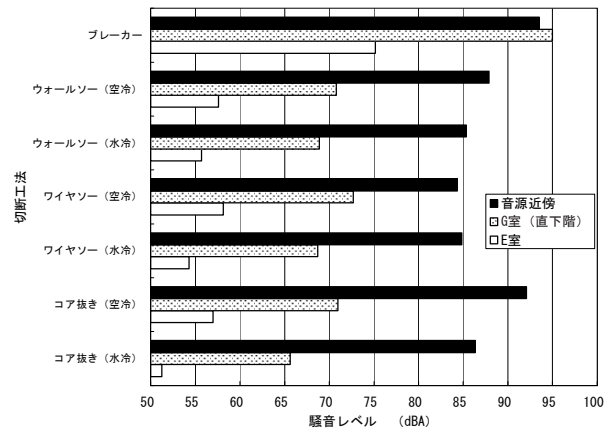


図-12 各測定点における騒音レベル

6. おわりに

既存建物に免震レトロフィット工事を適用し、上部構造の層せん断力係数は、当初設計の 50%程度まで抑えることができた。その実現を通じて以下の成果が得られた。

- i. 適切な地震動を用いた地震応答解析による免震化効果の把握と免震層変位を許容以下とする構造設計法
- ii. 工事中の耐震安全性を考慮した効率的な免震装置設置方法と建物を使用しながらの工事におけるゾーン計画方法
- iii. 仕様規定が適用できないことによる免震装置周辺の高度な耐火性能検証方法
- iv. 切削式解体工法を採用した、建物内業務を継続しながら施工が可能な低騒音・低振動工法

7. あとがき

東京本社ビルは免震レトロフィットにより、防災拠点に必要な耐震性能を備えた建物に生まれ変わった。この技術を重要施設を中心とする様々な建物に適用し、社会資本の効率的な保全に役立たせたい。

【参考文献】

- 1) 国土交通省住宅局指導課、「2001 年度版耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説」、平成 13 年 3 月
- 2) 稲留康一、茂木正史、起橋孝徳、柳沼勝夫、「免震レトロフィットに伴う解体工法の騒音に関する検討」、奥村組技術研究年報 No. 33, pp. 83-88, 2007. 7

免震レトロフィットに伴う解体工法の騒音に関する検討

Study on Noise of Demolition Method with Seismic Isolation Retrofit

稲留康一* 茂木正史*
起橋孝徳* 柳沼勝夫*

要 旨

近年、建物躯体を改修することで建物自体の耐久性・耐震性の向上が図られるようになってきた。耐震性向上策の一つとして中間層免震工事（免震レトロフィット）がある。この場合、免震層部分の躯体を切断して免震装置を設置するため、解体工法によっては大きな騒音の発生が懸念される。そこで、各種解体工法による発生音の実情を調査するために実大試験体を用いた実験を行った。その結果、ブレーカ等の打撃型工法に比べワイヤーソー、ウォールソーなどの切削型工法の方が発生音は小さく、建物供用状態での施工にも十分に対応できることがわかった。また、仮囲い壁に対する騒音対策に関する実験を行い、騒音対策上のポイントを明確にした。

キーワード：既存建物改修、免震レトロフィット、解体工法、騒音、防音対策

1. まえがき

近年、建物躯体を改修することで建物自体の耐久性・耐震性の向上を図るケースが多くなってきた。構造躯体に対して補強を行うような工事の場合には、アンカーボルトの設置、柱、梁およびスラブ等のコンクリートの切断・ハツリといった作業に大きな騒音・振動を伴うことが予想される。

また最近では、耐震性向上策の一つとして、建物の中間階を免震層とする中間層免震工事（免震レトロフィット）が行われるようになってきた。免震レトロフィット工事では、改修部位が特定の階に限定されることから、改修対象外の階では通常業務を行いながら工事の実施が可能であるという利点を持つ。しかし、工事に伴う騒音によって、執務に対して悪影響を及ぼす可能性もある。そこで、奥村組東京本社社屋の免震レトロフィット工事に先立って、当工事で採用する工法として候補となった各種切断方法に関する騒音の影響を調査した。本報では、各種工法の発生音の実情、仮囲い壁に対する騒音対策方法の効果、免震レトロフィット工事の柱切断時における建物内騒音の測定結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 切断試験体の概要

免震レトロフィット工事で採用を検討した各種切断工法による騒音の影響を調査するため、技術研究所内に施工した実大試験スラブ¹⁾の一部に切断用試験体を設置

した。切断試験体の概要を図-1に示す。奥村組東京本社社屋の躯体構造を再現するため、柱は鉄骨鉄筋コンク

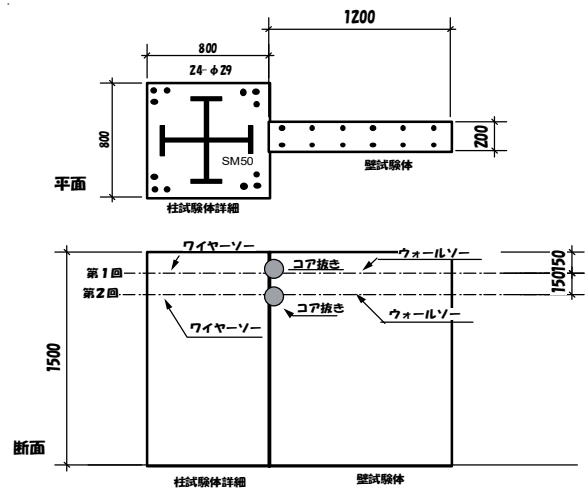


図-1 切断試験体



写真-1 切断試験体の配筋・鉄骨設置状況

*技術研究所

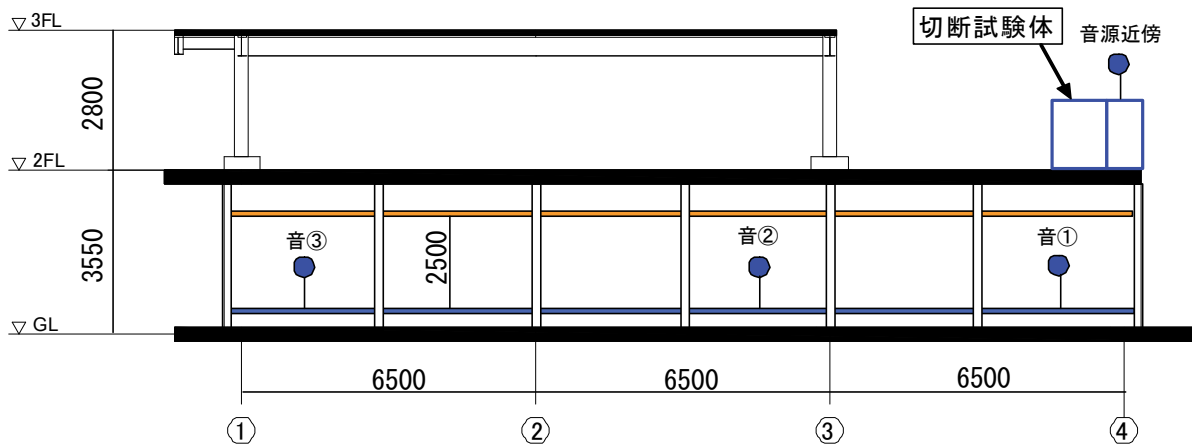


図-2 騒音・振動測定位置の概要

リート造、壁は鉄筋コンクリート造とした。なお、コンクリート強度は実建物と同程度の強度とした。配筋および鉄骨の設置状況を写真-1に示す。

2.2 騒音・振動測定の概要

実大試験スラブの各室に測定点を設けて切断工事における発生音を測定した。測定位置の概要を図-2、マイクロフォン設置状況を写真-2に示す。

測定点を設けた室は、石こうボード二重壁で区画されており、室内天井は石こうボードによる二重天井、床は乾式二重床仕上げを基本としている。なお、各室には、室内の残響時間を調整するために吸音体を設置している。

2.3 切断工法の概要

実験を行った切断工法一覧を表-1に示す。切断工法には、ブレーカ等による打撃型工法とワイヤソー、ウォールソー等の切削型工法がある。ワイヤソー、ウォールソー等の切削型工法は、ダイヤモンドワイヤをリング状に巻きつけ高速移動させて切断する工法であり、低騒音工法と呼ばれている。また、切削型工法では、ダイヤモンドワイヤが高熱となるため冷却が必要となり、冷却方式として、従来水冷式と超低温の冷風による空冷式がある。水冷式では、切粉を含んだ冷却水が切断面周辺に飛散することから、切断場所付近の養生や水の排水処理が必要であるが、空冷式の場合は切粉を集塵機で回収するため、切断場所付近での養生は水冷方式に比べ軽微である。また、ダイヤモンドワイヤを通すためにコア抜き作業が発生するが、この場合でも冷却方式には水冷式と空冷式の2種類がある。空冷式の切断機械の概要を写真-3に示す。

本報では、表-1に示した打撃型切断工法と切削型切断工法の両者について実施した実験結果を報告する。

3. 実験結果

3.1 打撃型切断工法

打撃型切断工法における各測定点での測定データをオ



写真-2 マイクロフォン設置状況

表-1 切断工法の一覧

打撃型	ピック
	チップ (ハンマドリル)
	ブレーカ
切削型	ワイヤソー (水冷式、空冷式)
	ウォールソー (水冷式、空冷式)
	コア抜き (水冷式、空冷式)

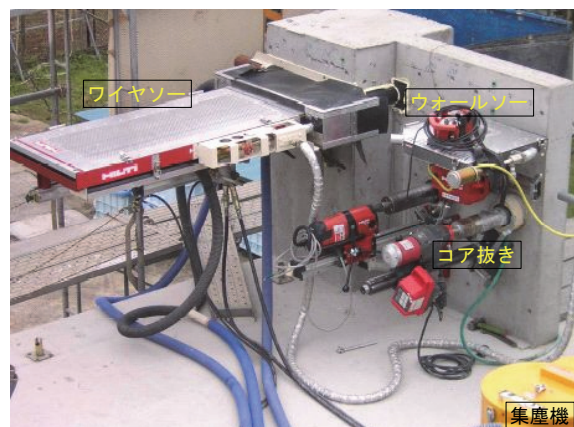


写真-3 切削型切断機械の概要

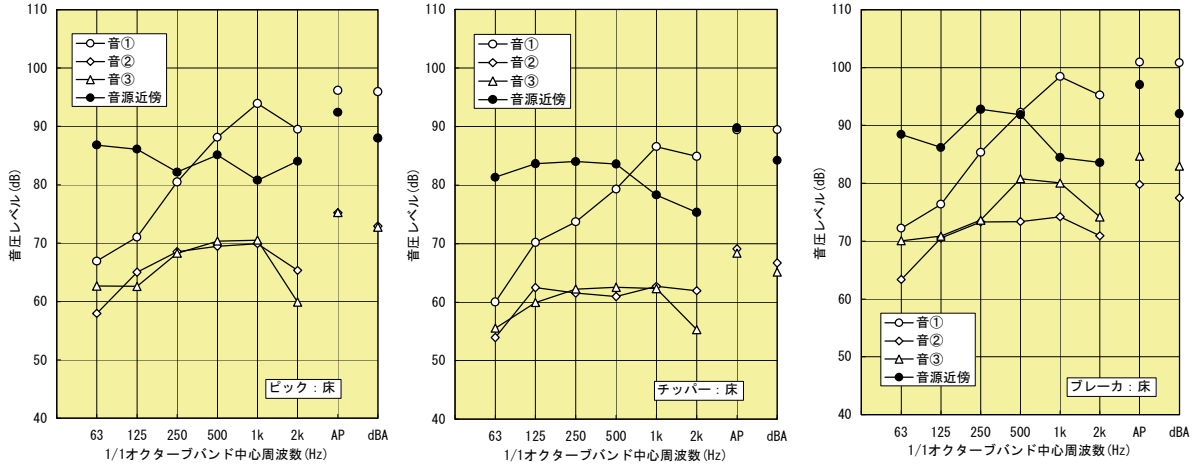


図-3 打撃型切断工法での測定結果 (床)

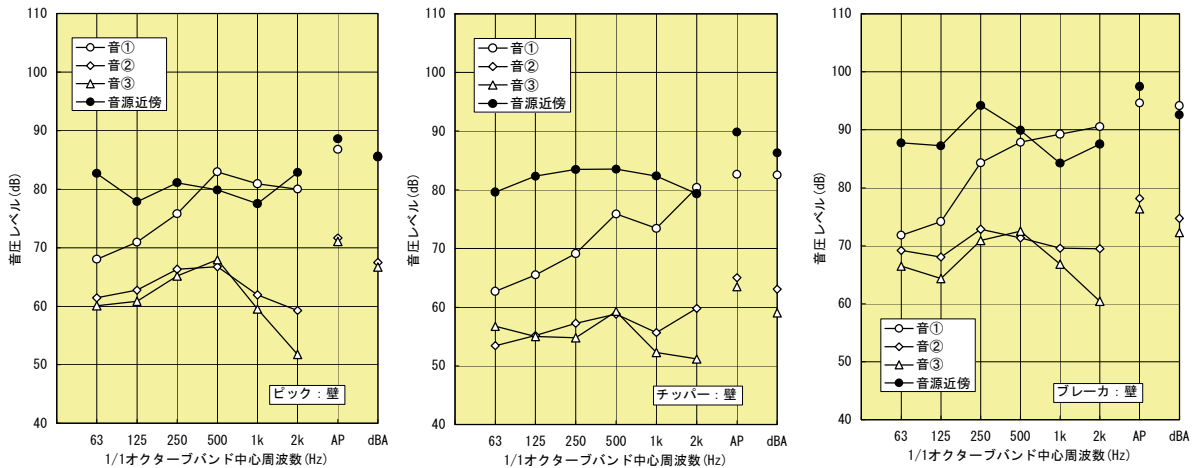


図-4 打撃型切断工法での測定結果 (壁)

クターバンド分析した結果を図-3、図-4に示す。
 なお、ブレーカ等は、柱や壁の切断のほかにも、床面などのハツリ工事でも使用されることから、床面と壁面の両方に適用した場合の測定を行った。

打撃型の場合、音源近傍での発生音自体は床の場合でも壁も場合でもそれほど大きな差は生じていないが、床に適用した場合の方が各室の測定点での音圧レベルはやや大きい。特に、直下となる音①室では、音源近傍よりも大きな音圧レベルとなっている。これは、受音室の音の発生に寄与する天井スラブを直接打撃しているためであると考えられる。

つぎに、各打撃型工法の騒音レベルを比較して図-5に示す。各工法とも、床面への適用では各受音室(音①室~音③室)への影響が大きくなっている。また、最も遠い音③室でも、ブレーカの場合は80dBAを超える騒音レベルが計測されている。このように打撃型工法の場合には、離れた室でも騒音が大きくなる可能性があることから、建物を供用状態で工事を実施する場合には、執務

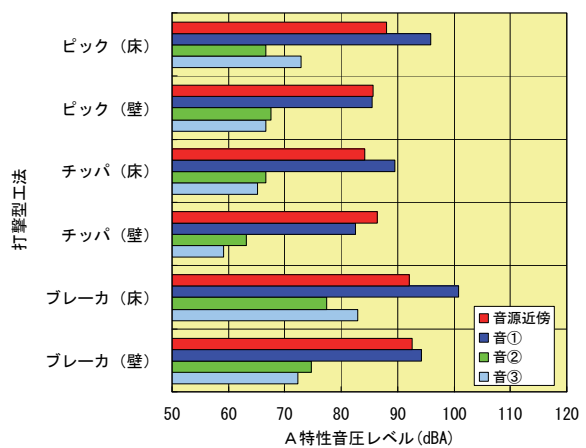


図-5 騒音レベルの比較 (打撃型工法)

に対する影響が懸念される。

3.2 切削型切断工法

切削型切断工法における各測定点での測定データをオ

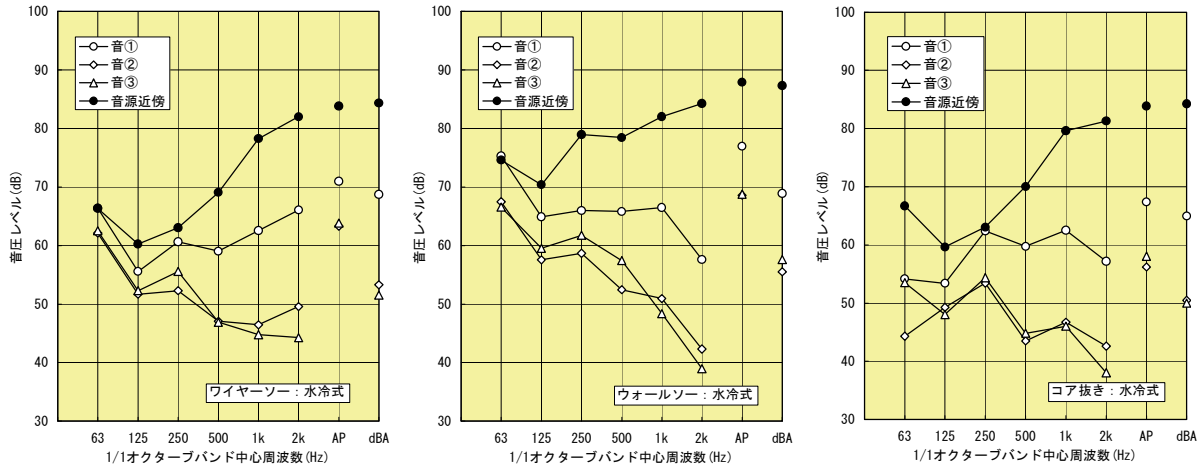


図-6 切削型切断工法での測定結果（水冷式）

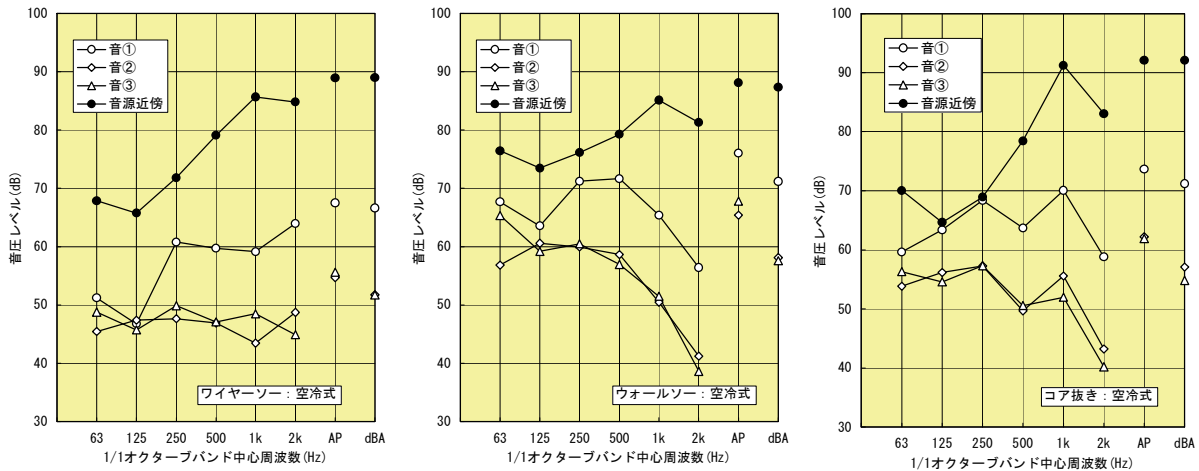


図-7 切削型切断工法での測定結果（空冷式）

クタブバンド分析した結果を図-6（水冷式）、図-7（空冷式）に示す。

まず、ワイヤーソーおよびウォールソーの水冷式（図-6）では音源近傍と音①室における 63Hz 帯域の音圧レベルはほぼ同じ値となっている。これは、音①室の直上に冷却水処理のために水中ポンプが据え付けられていることから水中ポンプの運転による影響が現れているものと考えられる。コア抜きでは、水中ポンプを運転していない状態での測定結果であるため、音源近傍と音①室の測定点での差が明確に現れている。この3つの工法の音源近傍と直下室（音①室）との騒音レベルの差は、15～20dBA となっている。

つぎに空冷式（図-7）では、水冷式に見られたような低音域での音圧レベルの上昇は見られない。しかし、空冷式の場合には水中ポンプの代わりに集塵機が床に据え付けられ稼動しており 250Hz～500Hz 帯域付近にその影響が見られる。

切削型切断工法における各測定点での騒音レベルを比

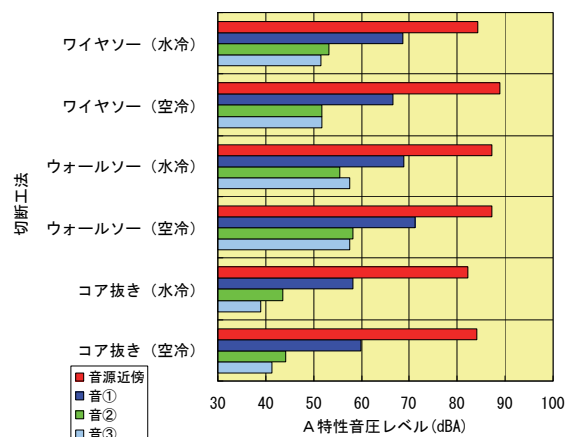


図-8 騒音レベルの比較（切削型切断工法）

較して図-8に示す。空冷式と水冷式の騒音レベルを比較すると、音源近傍では、ワイヤーソー、コア抜きで水冷式の方がやや小さい。ウォールソーについてはほぼ同程度となっている。各室（音①室～音③室）では、騒音

レベルの差はわずかではあるが水冷式の方が小さい結果となった。

今回の測定では、音源で発生した騒音が空気伝搬して各室に伝搬するのではなく、切断面で発生する振動が伝搬して音を発生させる固体伝搬音であると想定されるので、音源近傍と直下である音①室の音圧レベル差とスラブの遮音性能は対応しない。また今回の測定結果では、直下階での騒音レベルは70dBA程度であるが、実験に使用した試験体（実大試験スラブ）は梁なしの大スパン構造であるため、一般的な建物を想定すれば、梁によるブロッキングマスの効果が期待できるので騒音レベルはさらに低くなると思われる。

4. 防音工法の検討

切断工事での騒音伝搬は固体伝搬（切断面で振動が発生し、その振動が伝搬して離れた場所で音として放射する）と空気伝搬（切断面で音が発生し空気中を伝搬する）の2ケースが考えられる。固体伝搬に対しては、切断面での振動が発生しにくい工法を採用する以外、騒音を低減させることはできないが、空気伝搬に対しては、防音壁等による遮音対策が可能である。また、屋外（建物周辺）へは、空気伝搬の影響が大きく、3章での測定結果では、打撃型切断工法のような場合、音源近傍で100dBA 近い騒音レベルとなっていた。3章に示した実験で得た音源近傍での収録音を用いて、仮囲い（防音パネル）による防音工法を検討した。

4.1 実験概要

実験は床面以外が吸音材で構成されている半無響室で実施した。試験体とマイクロフォンの配置を図-9に示す。屋外を想定すると、仮囲い壁（壁）と上部塞ぎ板（上蓋）で仮囲いすることとなるが、仮囲い壁の設置上、仮囲い壁の最下部と地面との間の隙間（壁下隙間）や上部塞ぎ板と建物外壁との間の隙間（上蓋隙間）が発生する。このため、これら隙間処理方法が防音上重要となる。そこで、表-2に示す対策法を検討し実験を行った。なお、対策工法には、仮囲い内部での発生音低減を目的として吸音体の設置も検討した。ここで用いた吸音体は、

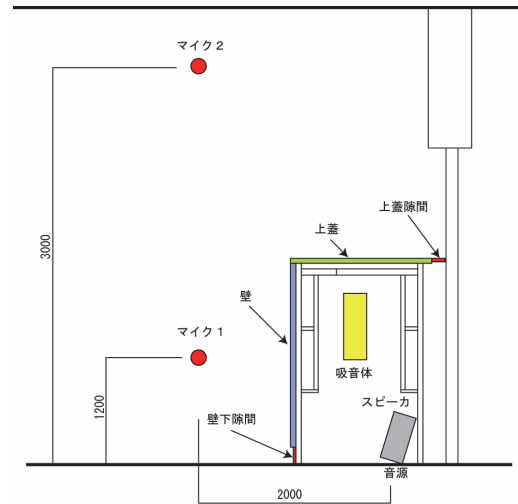


図-9 試験体とマイクロフォン配置

表-2 対策法の概要

パターン	壁	壁下隙間	上蓋	上蓋隙間	吸音体個数
パターン1	なし	なし	なし	なし	なし
パターン2	防音パネル	遮音シート	防音パネル	遮音シート	なし
パターン3	防音パネル	遮音シート	防音パネル	遮音シート +ガラスウール	4個

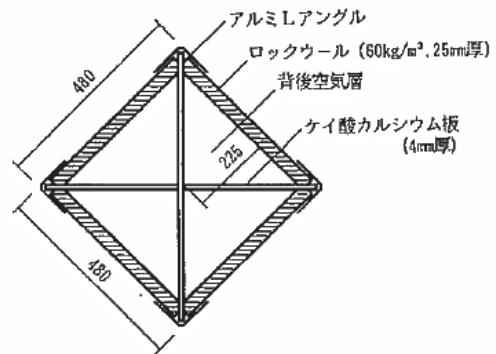


図-10 吸音体の概要

図-10 に示すようなロックウール吸音板で構成された480mm×480mmの断面で長さが600mmの直方体であり、1個あたりの吸音性能は250Hz帯域以上の周波数域で0.8㎡以上の等価吸音面積を有している²⁾。

4.2 実験結果

実験結果を図-11、図-12に示す。仮囲いを行い、さらに壁下および上蓋部で生ずる隙間を処理することにより、各切断工法ともパターン1（無対策）に比べ

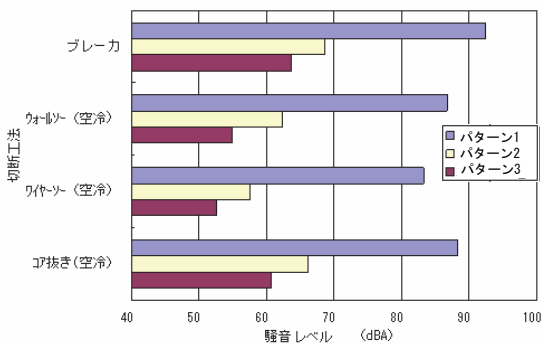


図-11 マイク1における騒音レベル測定結果

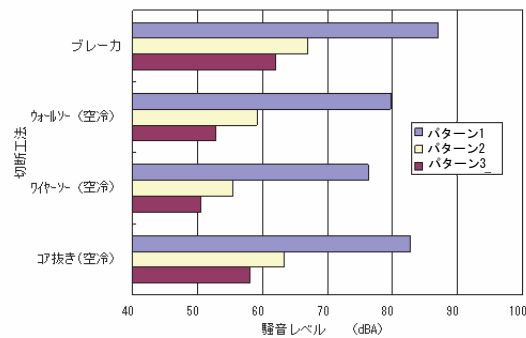


図-12 マイク2における騒音レベル測定結果

20dBA 程度の騒音低減効果が得られている。また、パターン2のように仮囲い内部に吸音体を設置し、上蓋隙間にグラスウールを追加することで、パターン1（無対策）に対して25dBA程度の騒音低減効果が得られている。

これらの結果より、空気伝搬による騒音の影響が懸念される建物外（建物周辺）や、同一フロア内に対しては、その影響度に合わせて隙間処理や吸音体を設置することが防音対策上有効であることが確認できた。

5. 実物件での騒音調査結果

奥村組東京本社社屋の免震レトロフィット工事では、3章に示した空冷式の切断工法を採用した。そこで柱切断（ワイヤーソー）時の建屋内での騒音伝搬状況を測定により調査した。測定位置の概要を図-13に示す。切断位置は1階の柱であり、建屋内の各フロアにおける騒音レベルを測定した。

各階における騒音レベル測定結果を図-14に示す。ワイヤーソーの測定は平日の執務時間中に実施したものである。概ね、平日の執務時間中におけるフロア内の暗騒音は、空調騒音で45~50dBA程度、人の話し声を含む場合には55dBA程度であった。切断時の騒音は4階、5階ではかすかに聞こえるものの、それ以上の階ではワイヤーソーの音を判別することはできなかった。直上階である2階では65dBA程度で最も騒音レベルが大きいが、執務者からの苦情もなく、作業音は聞こえているものの執務に支障をきたすといった劣悪な環境ではないと推測される。

6. まとめ

既存建物改修時において躯体切断作業に伴い発生する騒音に関する実験を行った結果、以下のような知見を得た。

- i. ブレーカ等の衝撃型工法では、直下室で90dBAを超えるケースもみられ、建物を供用しながらの施工に際しては執務等に対する影響が懸念される
- ii. 切削型工法は、衝撃型工法に比べ固体伝搬音への寄与が少なく供用状態での施工に有効であることを確認した
- iii. 仮囲いの騒音対策は、壁下および上蓋部で生ずる隙間を遮音シートなどで適切に処理することにより、20dBA程度の騒音低減効果が得られた
- iv. 仮囲いの作業エリア内に吸音体を設置して、さらに上蓋隙間にグラスウールを追加することで、25dBA程度の騒音低減効果が得られた
- v. 実物件（奥村組東京本社社屋）におけるワイヤーソーでの柱切断作業時の騒音は、聴感的には4階、5階でかすかに聞こえるものの、それ以上の階ではワイヤーソーの音を判別できない程度まで減衰

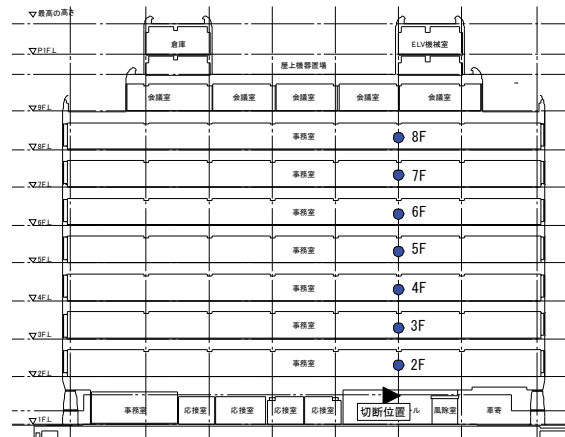


図-13 測定位置の概要

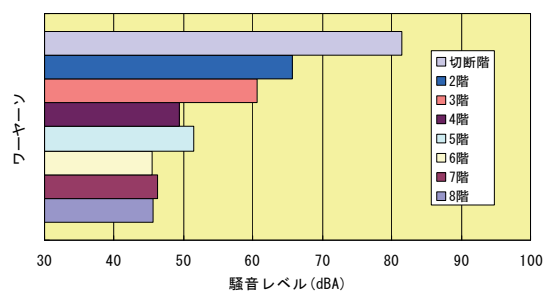


図-14 実建物での測定結果

し、また直上階でも、執務ができない等といった劣悪な環境にはなっていないことが確認できた

7. あとがき

奥村組東京本社社屋の免震レトロフィット工事に先立って、既存建物改修時における躯体切断作業に伴い発生する騒音に関する実験を行い、実際の施工に用いる切断工法を選定した。建物を供用しながらの工事に対して、有効な方法を選定できたと考えている。今後も、実建物への適用の際にはデータを蓄積していきたい。

なお、本実験を行うにあたり、日本ファーステム株式会社には多大な協力を頂いた。記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 稲留康一、山上 聡「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-」、奥村組技術研究年報、No. 1、pp. 87-92、2005
- 2) 飛松幸彦、西岡計成、木村真也、稲留康一「吊り下げ吸音体の開発」、奥村組技術研究年報、No. 21、pp. 109-114、1995

鉄筋コンクリート L 型コア壁の 構造性能に関する実験的研究

Experimental Study on Structural Performance of RC Shear Walls with L Shaped Section

山上 聡* 細矢 博*
岡 靖弘** 舟木秀尊*

要 旨

近年、超高層 RC 造建物にセンターコア壁と外周フレームを組み合わせた架構形式を採用する例が多くなりつつある。しかし、L 型コア壁の強度や変形性能を適切に評価するには実験例が少なく十分な設計資料を得がたい。そこで、4 体の縮小試験体を用いて隅角部柱型の拘束筋量と加力方向を因子とした加力実験を行った。その結果、隅角部の拘束筋量を 0.94%とした L 型コア壁は、どの加力方向においても限界変形角を 1/50 以上確保できる十分な靱性を有し、その曲げ耐力はファイバーモデルを用いた断面解析により精度よく求められることがわかった。

キーワード：L 型コア壁、鉄筋コンクリート、変動軸力、構造性能、ファイバーモデル

1. まえがき

近年、超高層 RC 造建物に図-1に示すようなセンターコア壁と外周フレームを組み合わせた架構形式を採用する例が多くなりつつある。しかし、型コア壁の強度や変形性能を適切に評価するには実験例が少なく十分な資料を得がたい。そこで、性能を確保するために壁端部及び隅角部に設けた柱型をどの程度拘束すればよいかを確認した実験¹⁾をもとに、L 型コア壁の試験体を作成し、隅角部柱型の拘束筋量と加力方向を因子とした加力実験を行い、構造性能について検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体の形状・寸法・配筋例を図-2に、諸元を表-1に、加力方向を図-3に示す。試験体は試験対象建物の下層階の L 型コア壁を対象とし、縮尺率は実物の約 1/6 で、試験体数は 4 体とした。いずれの試験体も、壁の端部及び隅角部の 2D(D=壁厚)の範囲を柱型として拘束しており、その間を壁の配筋としてある。L-1 と L-2 の試験体では、隅角部の柱型拘束筋量の違いによる性能を比較するために、下部 1.5L(L=壁せい)の範囲の拘束筋を L-1 では標準の@40、L-2 では@30 とした。水平加力は両試験体とも -45° とし、変動軸力を与えた。L-3 と L-4 では水平加力方向の違いを比較するため、柱型拘束筋量は両試験体とも@40 とし、加力方向は L-3 では

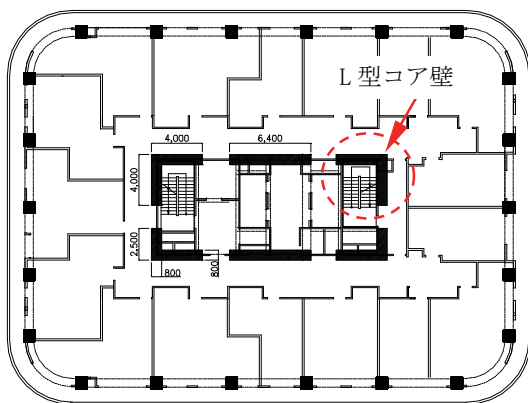
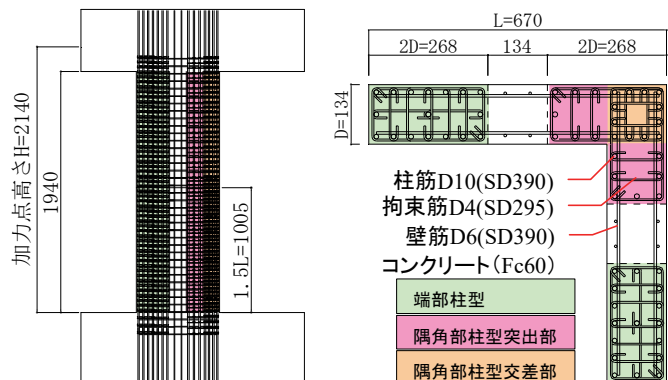


図-1 試験対象建物



立面図

断面図

図-2 試験体の形状・寸法・配筋例

*技術研究所 **東京支社建築設計部

表-1 試験体の諸元

試験体名		L-1	L-2	L-3	L-4	
断面寸法	壁厚 D(mm)	両壁とも 134				
	壁せい L(mm)	両壁とも 670		L/D=5.00		
内法高さ	h(mm)	1940				
加力点高さ	H(mm)	2140		H/L=3.19		
端部柱型	柱筋	16-D10(SD390)		17-D10(SD390)		
	pg (%)	3.16		3.36		
	面内	3-D4(SD295)@40				
	pwa is (%)	0.70				
	面外	7-D4(SD295)@40				
	pwa os (%)	0.82				
隅角部柱型	柱筋	26-D10(SD390)				
	pg (%)	3.43				
	突出部面内	2-D4(SD295)@40	2-D4(SD295)@30	2-D4(SD295)@40		
	pwa is (%)	0.47	0.63	0.47		
	突出部面外	3-D4(SD295)@40	3-D4(SD295)@30	3-D4(SD295)@40		
	pwa os (%)	0.70	0.93	0.70		
	交差部	4-D4(SD295)@40	4-D4(SD295)@30	4-D4(SD295)@40		
	pwa is (%)	0.94	1.25	0.94		
	壁筋	鉛直方向	2-D6(SD390)@56			
		pww (%)	0.85			
水平方向		2-D6(SD390)@60				
方向	pwh (%)	0.80				
初期軸力比		0.15FcAw		0.15FcAw	0.15FcAw	
加力時の変動軸力比		0~0.4FcAw		一定	0~0.4FcAw	
加力方向		45°		-45°	90°	

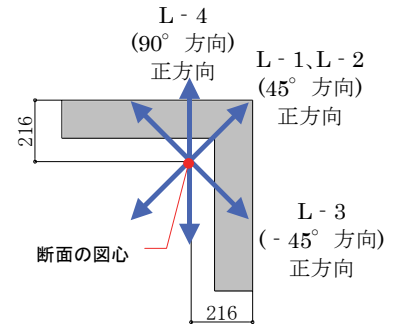


図-3 試験体の加力方向

注) F_c : コンクリートの設計基準強度
 A_w : コア壁全断面積 を示す

45°、L-4 では 90° 方向とした。軸力は L-3 では一定軸力を、L-4 では変動軸力の加力とした。なお、水平加力の中心は断面の図心とした。

2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を表-2、表-3に示す。コンクリートの設計基準強度 (F_c) は 60N/mm^2 である。なお、材料試験値は実験日における試験結果である。また、柱主筋には D10(SD390)、壁筋には D6(SD390)、拘束筋には D4(SD295)を用いた。

2.3 加力方法

実験に用いた加力装置を図-4に示す。

水平方向には変形角 $R=1/800\sim 1/50\text{rad}$ の正負交番繰返し加力を行った後、正方向へ単調加力した。試験体の変形角が大きくなると、水平方向のアクチュエータに傾きが生じるので、L-1 の試験体では試験体脚部に発生する付加モーメントを修正する目的で、鉛直方向のアクチュエータによりその傾きに応じた補正モーメントを加え、加力点高さ (下スタブ上面より 2140mm の位置) におけるモーメントが常にほぼ0となるように制御した。なお、曲げ変形が支配的な実験であることを考慮し、L-2~4 の試験体では補正を行わず、実験後に壁脚部にかかる実曲げモーメント M を算出し加力点高さ H で除したものをせん断力 Q とした。

軸力については、予め解析により求めた地震時における軸力の変動 ($\pm N_E$) 状況を考慮し、長期軸力 (N_L) として軸力比 (η) 0.15 相当の荷重を導入した後、L-1, 2, 4 では図-5に示すように軸力比 (η) 0~0.4 の間をせん断力に対応させて制御した。ここで、 Q_{μ} , Q'_{μ} はファイバーモデルによる断面解析²⁾から求めた曲げ耐力時のせん断力である。また、試験体上部に2台、試験体と平行

表-2 コンクリートの材料試験値

試験体	設計強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時のひずみ (%)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)
L-1	60.0	58.9	-	4.2	31.5
L-2		67.1	0.272	4.6	37.0
L-3		72.6	0.265	4.7	39.7
L-4		71.7	0.282	4.6	37.7

表-3 鉄筋の材料試験値

試験体	呼び名 (材質)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)
L-1	D4 (SD295)	388	0.22	531	180
	D6 (SD390)	421	0.25	568	172
	D10(SD390)	431	0.28	588	172
L-2	D4 (SD295)	401	0.20	559	193
L-3	D6 (SD390)	486	0.25	631	191
L-4	D10(SD390)	410	0.22	638	191

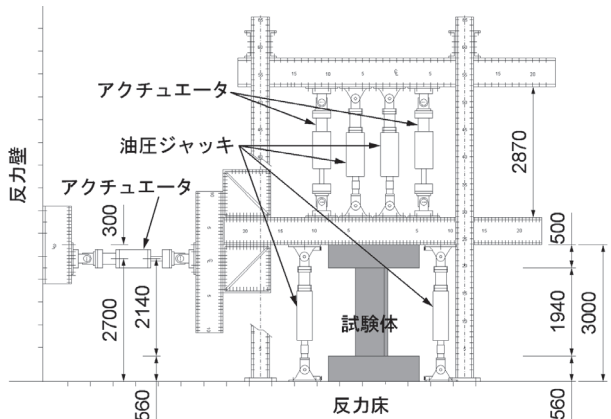


図-4 加力装置

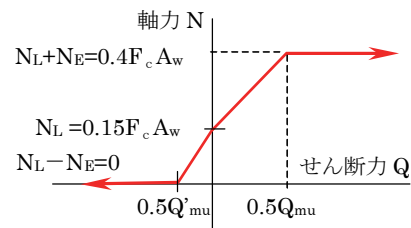


図-5 変動軸力

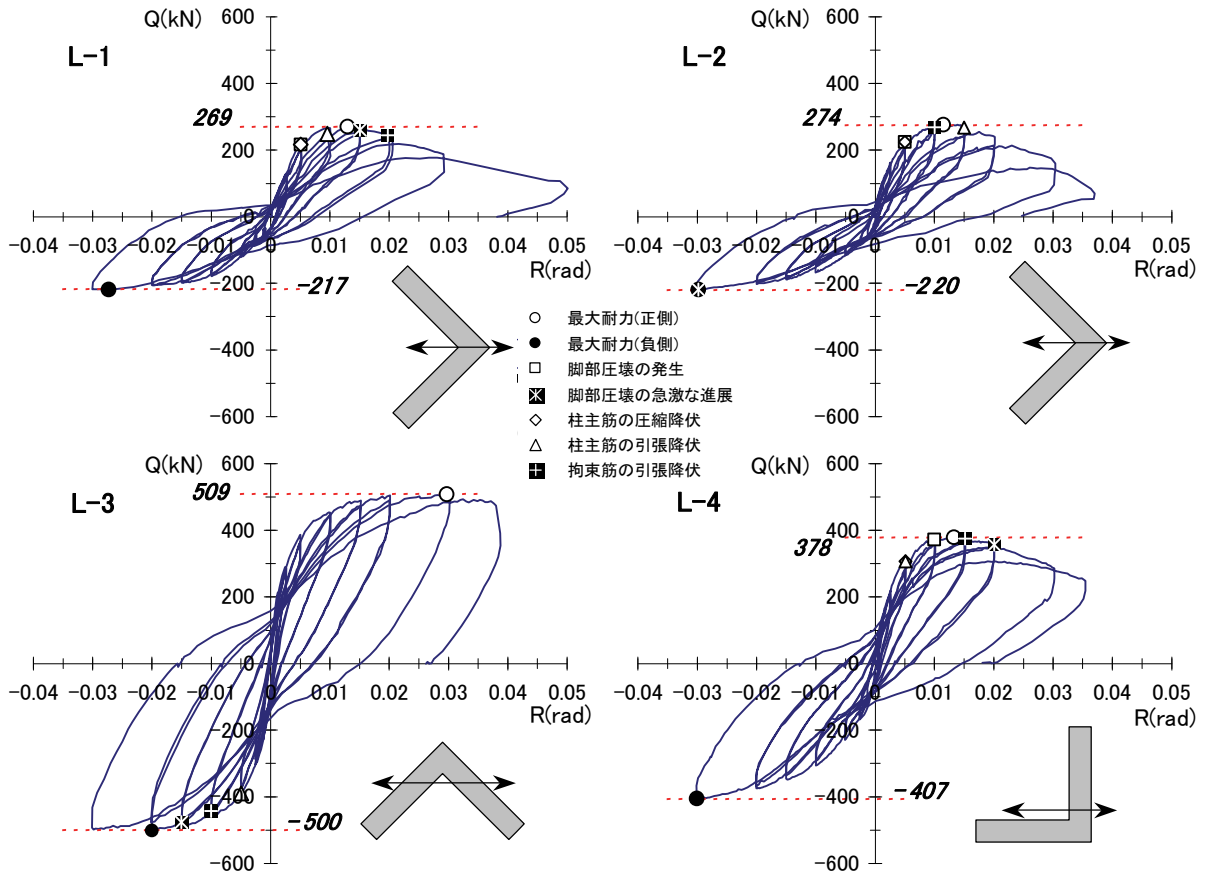


図-6 各試験体のQ-R曲線

に2台の合計4台の油圧ジャッキより常に均等な荷重をかけ軸力を制御した。このため、軸力による付加せん断力(P-δ効果)が生じていない。

L-3, 4 ではせん断中心を軸にねじれようとするが、加力梁の面外方向への移動を拘束することでこれを抑えた。

3. 実験結果

3.1 荷重(Q)－変形角(R)関係

各試験体の荷重(Q)－変形角(R)曲線(以降、Q-R 曲

線)を図-6に、1/100 及び最終(最大変形時)におけるひび割れ状況を写真-1に示す。変形角Rは、下スタブ上面と加力点高さの水平相対変位を加力点高さで除した値とし、荷重Qは脚部に発生した曲げモーメントを加力点高さで除した値とする。

一定軸力であるL-3を除く各試験体で、軸力が0となる負加力時に曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れが多く発生した。特に、端部柱型から発生した曲げひび割れが、壁部に至って斜め45°方向に進展する曲げせん断ひび割れが確認され、隅角部脚部においては下スタブ

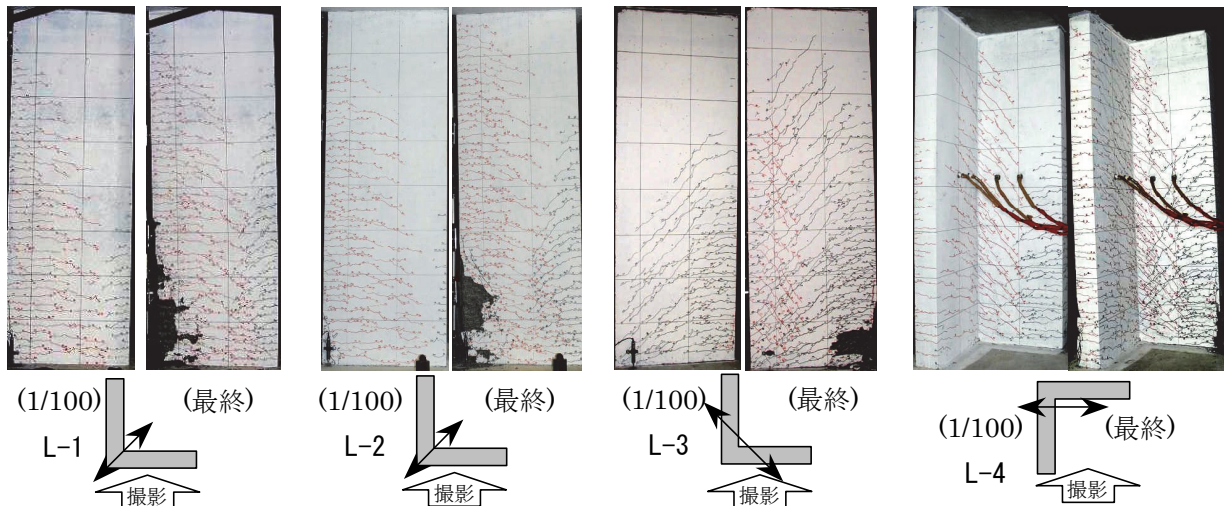


写真-1 ひび割れ状況

上面より 1.5D (D は壁厚で 134mm) の範囲でかぶりコンクリートの圧壊が顕著に見られた。また、いずれの試験体も破壊形式はすべて曲げ降伏先行型であった。各試験体の詳細を次に示す。

i. 試験体 L-1

45° 方向に加力した L-1 では、R=-1/400 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の圧縮降伏および壁脚部においてコンクリートの圧壊が発生した。その後、ひび割れや圧壊がさらに進行し、R=+1/67 で最大耐力に達した。R=+1/50(1)時に隅角部の拘束筋が降伏したことで、R=+1/50(2)時に隅角部のかぶりコンクリートの圧壊が急激に進行し、耐力が低下した。その後は隅角部脚部における圧壊領域が広がり、R=+1/20 まで片押しして、加力を終了した。

ii. 試験体 L-2

加力方向は L-1 と同じ 45° 方向で、隅角部の拘束筋をより密に配筋した L-2 では、L-1 と同様に R=-1/400 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の降伏および壁脚部における圧壊が発生した。R=+1/100 時に隅角部拘束筋が引張降伏し、R=+1/67 で最大耐力に達した。その後は、隅角部脚部における圧壊領域の広がりとともに、耐力が急激に低下した。また、L-1、L-2 とともに負加力側は R=-1/33 まで加力したが、負加力側の耐力が低下することはなかった。

iii. 試験体 L-3

加力方向が-45° 方向の L-3 では、R=+1/800 時に端部において曲げひび割れが確認された。R=+1/200 時に試験体中段部から圧縮縁側に向かって斜め 45 度方向のせん断ひび割れが発生し、R=-1/100 時には端部脚部で圧壊が発生したが、R=1/33 まで正側・負側ともに耐力が上昇し続け、R=+1/27 まで片押ししたが、ほぼ耐力を維持し加力を終了した。

iv. 試験体 L-4

90° 方向に加力した L-4 では、R=-1/400 時に隅角部

から端部に向かって伸びる曲げひび割れが急速に発生し、R=+1/200 時に隅角部において柱主筋が圧縮降伏し、平行壁端部において柱主筋が引張降伏した。また、平行壁において隅角部から端部へと伸びるせん断ひび割れが確認された。R=+1/100 時には端部から隅角部へと伸びる曲げせん断ひび割れおよび隅角部脚部における圧壊が確認され、R=+1/67 時に正側最大耐力となり、R=-1/67 時に平行壁端部の脚部に圧壊が発生した。その後は、圧壊の進展とともに徐々に正加力時の耐力は低下したが、負加力時の耐力は R=-1/33 まで上昇し続け、R=+1/28 まで片押しして、加力を終了した。

本実験では端部柱型および隅角部柱型の拘束範囲を 2D としており、非拘束領域である壁部においていずれの試験体でもせん断ひび割れおよび曲げせん断ひび割れが確認されたが、壁部におけるコンクリートの脆性的な破壊による耐力低下は生じず、端部および隅角部柱型の拘束範囲は十分なものであったと考えられる。

3.2 ひび割れ幅

ひび割れ幅が 4 体の試験体の中で大きかった L-3 試験体のひび割れ幅と変形角の関係を図-7 に示す。

いずれの試験体も変形角 1/100 までは水平加力が 0 となった時点におけるひび割れ(残留ひび割れ)はほとんど確認されなかった。

3.3 拘束筋のひずみ分布

各試験体の拘束筋のひずみ分布を図-8 示す。計測点高さは下スタブ上面から 170mm であり、水平断面のひずみゲージ貼付位置を分布と併せて示す。

L-1 と L-2 のひずみ分布においては、端部のひずみに比べて圧壊の度合いが大きい隅角部のひずみが大きくなっている。L-2 の端部では R=-1/33 時に H1 が降伏ひずみに達しただけに留まっている。また、L-2 では最大耐力を迎えた後の R=1/50 のサイクルにおいて隅角部の拘束筋のひずみが大きくなったが、これは、隅角部脚部におけるかぶりコンクリートの急激な圧壊に伴う耐力低

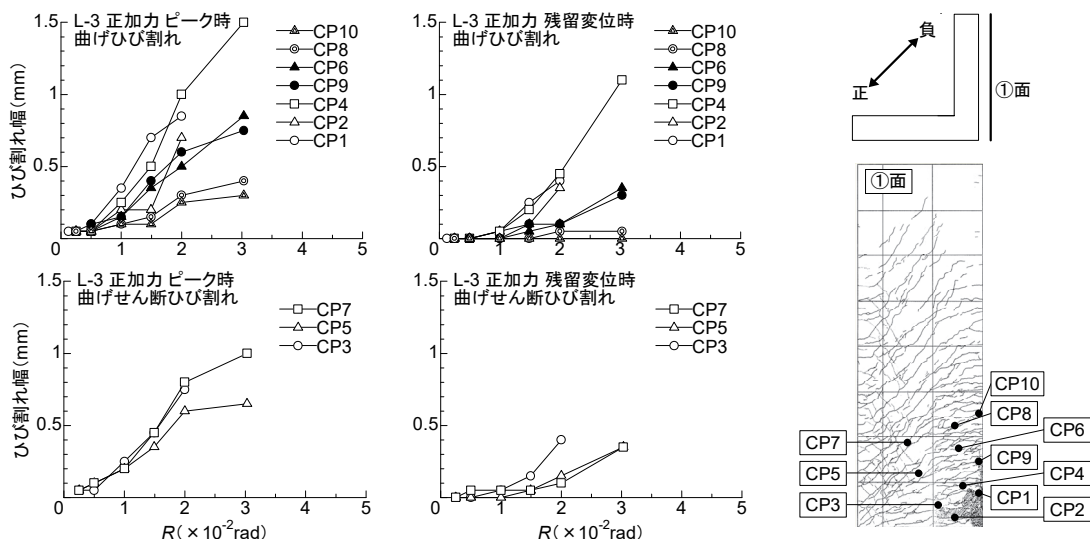


図-7 ひび割れ幅と変形角の関

下が起因していると考えられる。

-45° 方向に加力した L-3 は、軸力比は小さいが、加力直交方向の見付幅が 4 体の試験体の中で最も大きいため、端部柱型におけるひずみは L-1 および L-2 の隅角部柱型におけるひずみと同程度となっている。また、L-1、L-2 と同様に端部脚部における圧壊が発生した後の R=+1/67 のサイクルにおいて、端部柱型の H1 の位置で拘束筋が降伏している。

L-4 では、平行壁においては、正加力時に隅角部の拘束筋のひずみが大きくなり、負加力時には平行壁端部のみが圧縮力を受け持つため端部における拘束筋のひずみ

が増大している。直交壁のひずみ分布では、端部におけるひずみは小さく、負加力時は加力終了まで降伏ひずみには達しなかった。

3.4 試験体脚部のひずみ分布

試験体脚部における柱型主筋のひずみ分布を図-9 に示す。ひずみは下スタブ上面より 20mm の位置 (E 断面) に貼付した柱主筋および壁縦筋のひずみゲージの値で、図中には柱主筋の降伏ひずみ $\epsilon_y=0.22\%$ (L-1 は $\epsilon_y=0.28\%$) を示す。また、図中の破線は端部柱型、壁部、および隅角部柱型の境界を示す。

各試験体とも R=1/200 のサイクルまでは、加力方向に

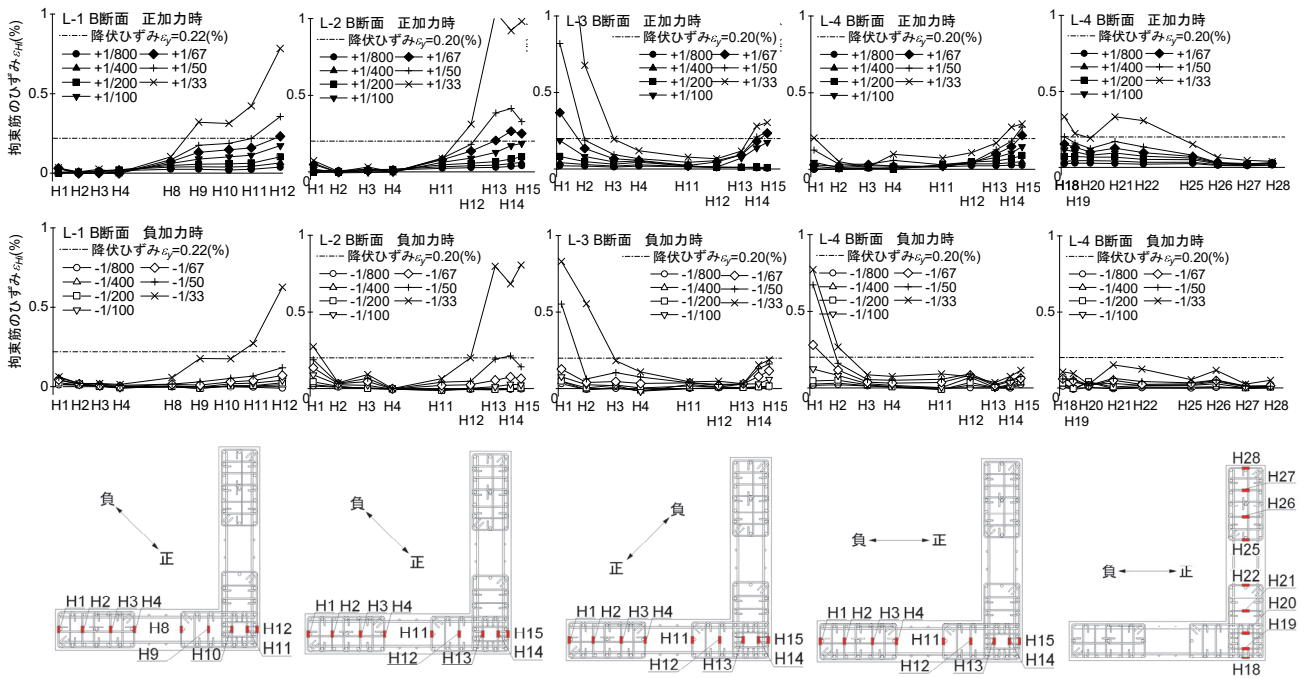


図-8 拘束筋のひずみ分布

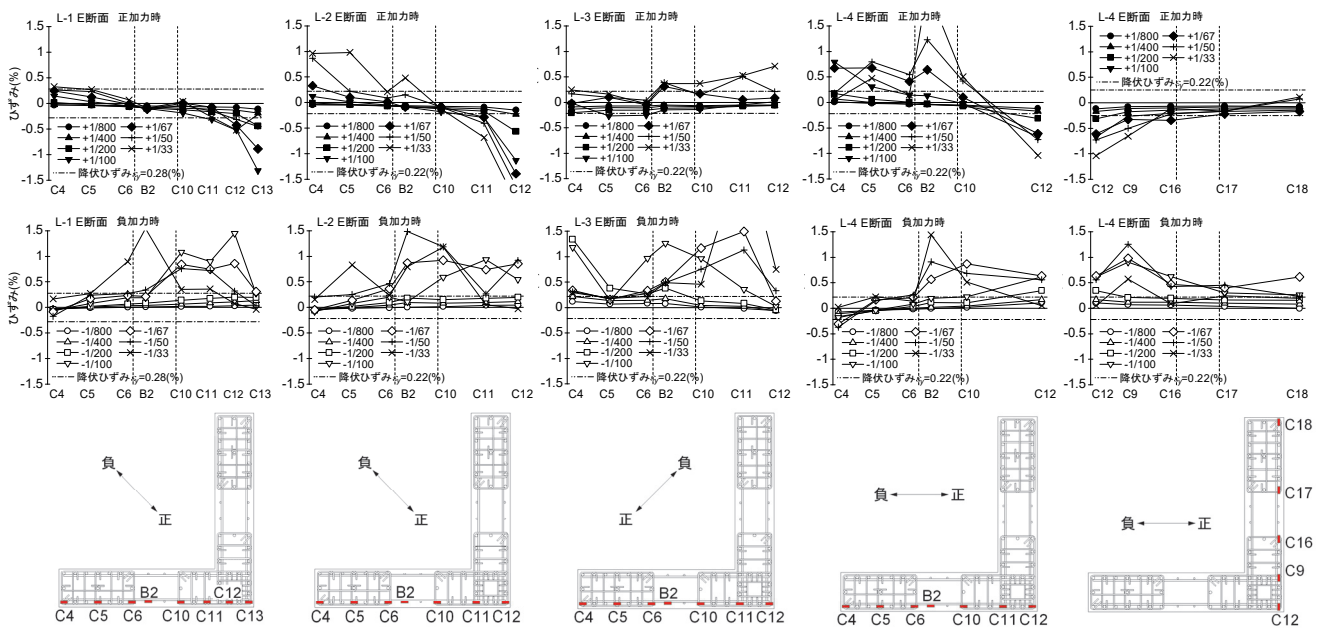


図-9 脚部柱主筋のひずみ分布

対してひずみは直線に分布しており、概ね平面保持の仮定が成り立っている。

L-1 と L-2 の柱主筋のひずみ分布はほぼ同様の傾向を示した。R=1/400 までは全ての柱主筋のひずみは弾性範囲内にあるが、R=1/200 時に圧縮縁の鉄筋が最も早期に降伏している。これは、一定軸力で軸力比の小さい L-3 では圧縮淵の柱主筋が降伏してないことから高軸力の影響とみられ、この直後のサイクルで隅角部脚部において圧壊が発生している。隅角部脚部の圧壊がさらに進展した R=1/100 以降のサイクルでは隅角部における圧縮ひずみが増大しており、中立軸位置が隅角部側に移行している。

軸力比 $\eta=0.15$ (一定) の L-3 では、R=-1/200 時に引張り側の柱主筋が降伏し、その後は軸力が小さいため全鉄筋が引張降伏している。

90° 方向に加力した L-4 では、平行壁のひずみ分布は L-1 のそれとほぼ同様の傾向を示しているが、直交壁では端部柱型における圧縮ひずみがほとんど増加していない。

3.5 曲げ強度

試験体はすべて曲げ破壊したので、曲げ強度を計算し、実験値と計算値の比較したものを表-4 に示す。曲げ強度の計算値は平面保持を仮定したファイバーモデル²⁾ による断面解析により算出した最大曲げ耐力から求めたせん断力である。このとき、鉄筋の応力ひずみ関係は図-10 に示す Kent-Park モデルとし、材料定数は実験値を用いた。拘束領域に関しては図-11 に示す3つの領域を仮定し、各領域の拘束筋比には短辺方向の値を用いた。

L-1~L-3 については、正加力時では実験値と曲げ耐力計算値は良い対応を示しており、負加力時では計算値が若干低めではあるものの安全側に評価されている。L-4 において、正加力時の有効断面積を全断面とした場合は曲げ耐力を大きく評価したが、図-9 のひずみ分布に見られるように、L-4 の直交壁の自由端側の端部においては圧縮および引張りひずみがほとんど生じていないことを考慮し、加力方向と直交する壁は隅角部から 3D の範囲を有効断面として計算すると、他の Q_{mu}/fQ_{mu} と同様の値を示した。

いずれの試験体においても、ファイバーモデルによる断面解析により最大耐力は十分な精度で評価できている。

4. まとめ

L型コア壁の縮小試験体を用いて載荷実験を行った結果以下のことが明らかとなった。

- i. 柱型と壁から成り、隅角部の拘束筋量を 0.94% としたL型コア壁は、どの加力方向においても限界変形角を 1/50 以上確保でき、十分な靱性を有

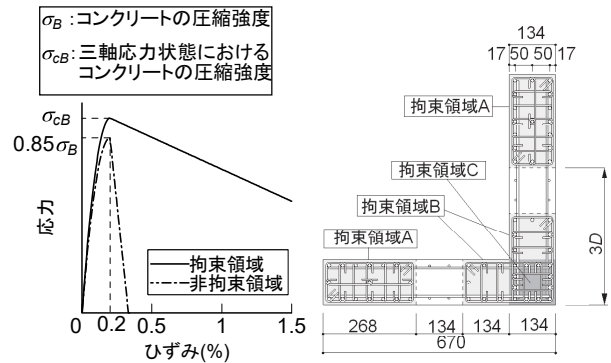


図-10 Kent-Park モデル 図-11 拘束領域の定義

表-4 曲げ強度の実験値と計算値の比較

試験体名	加力方向	軸力	曲げ強度		比率 Q_{mu}/fQ_{mu}
			(実験値) Q_{mu} (kN)	(断面解析値) fQ_{mu} (kN)	
L-1	↓正	0.4FcAw	269	277	0.97
	↑負	0.0	-217	-165	1.32
L-2	↓正	0.4FcAw	274	323	0.91
	↑負	0.0	-220	-162	1.26
L-3	↗両	0.15FcAw	509	475	1.07
L-4	↓正	0.4FcAw	378	439	0.86
	↑負	0.0	-407	-327	1.24
L-4 (直交壁 3D)	↓正	0.4FcAw	378	334	1.13
	↑負	0.0	-407	-220	1.85

する。

- ii. L型コア壁を 45° 方向に加力した場合の隅角部の損傷が最も大きく、拘束筋のひずみも大きくなる。
- iii. 曲げ強度はファイバーモデルによる断面解析により精度よく求められるが、加力方向によって有効断面を考慮する必要がある。

5. あとがき

L型コア壁の加力方向別の構造性能を把握するとともに、最大強度の評価法について検討することができた。今後は得られた知見をもとに、L型コア壁を用いた超高層建物に適用していきたい。

【謝辞】

本加力実験は、当社が(財)国際科学振興財団に委託し、筑波大学の今井研究室で行われたものです。今井弘教授をはじめ関係された方々に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 細矢・岡「鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能に関する研究(その1 拘束範囲を変動因子とした実験)」、日本建築学会 2006年度大会 学術講演梗概集 No. 23073
- 2) 杉原・今井・佐藤・山上・舟木・細矢「鉄筋コンクリートL型断面耐震壁の構造性能に関する実験的研究(その3 結果分析)」、日本建築学会 2007年度大会 学術講演梗概集 (投稿中)

柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能

－その2 水平加力実験－

Experiment of Flat Plate Structure

- Part 2 Horizontal Loading Tests -

岸本 剛* 早川邦夫*
岡 靖弘** 平松一夫***

要 旨

SI（スケルトン・インフィル）住宅に対応する工法として、柱と梁型の無いスラブからなるフラットプレート構造がある。フラットプレート構造では梁が無いため自由な空間構成が可能となるが、地震の挙動については不明な点が多いため従来では他の耐震要素（耐震壁やコア壁など）と併用されている。そのため地震時の特性および設計条件を明らかにするため構造実験を実施した。基本特性を把握した前回の実験に引き続き、今回は実建物への適用を想定し、スラブのプレキャスト化、長スパン化、最上階での収まり等が構造性能に与える影響を確認した。本報ではこれらの実験の概要について報告する。

キーワード：フラットプレート、鉄筋コンクリート、スラブ

1. まえがき

建物の長寿命化に伴い住戸プランの変更を可能とするため室内に梁形を出さない大型スラブを用いた計画が増加している。対応する工法として、図-1に示すような梁材が無く柱に緊結されたスラブを利用する構造形式（以下：フラットプレート構造）がある。本工法により、梁が無いため自由な空間構成が可能となる。本報では前報¹⁾に続きフラットプレート構造の特性を把握するため実施した構造実験について報告する。前報では、スラブの曲げ耐力やパンチング耐力は既往の式で概ね評価できることや、主筋量が同じ場合でも柱近傍に集中して配置した方が広範囲に分散して配筋するより履歴性状がよくなること等の基本特性を把握した。

本報では、これらの実験結果を踏まえ実建物への適用

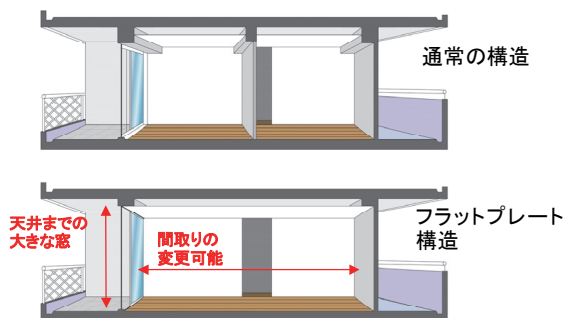


図-1 フラットプレート構造

を想定し、スラブのプレキャスト化（以下 PCa 化）、長スパン化に伴う鉛直荷重の影響および最上階に適用した場合の特性や補強方法を把握するため実施した構造実験について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1に試験体諸元を、表-2に材料試験結果を、図-2に試験体形状を示す。試験体は約 1/2 縮尺の柱とスラブで構成される十字形試験体 6 体、ト字形試験体 1 体および最上階を対象とした T 字形試験体 1 体である。

試験体では、スラブの幅のうち、柱幅+スラブ厚を梁幅と考えスラブ筋を他よりも密に配筋している。この範囲のスラブ筋は一般の梁の主筋のように積極的に地震力に抵抗させるためここでは梁主筋と呼び、それ以外のスラブ筋と呼び方を区別することとした。また、試験体には柱面よりスラブ厚さ分の長さの範囲にパンチング破壊を防止することを目的にパンチング補強筋を配置した。補強筋量(p_{wp})は柱周りの補強面積に対する補強筋の総断面積で定義し、 $p_{wp}=0.45\%$ 程度を配筋している。補強筋形状は片端 90° フック、他端 135° フックとしている。柱面よりスラブ厚さ分の長さの範囲以外では幅を柱幅としたせん断補強筋を配置し、せん断補強筋量(p_s)は約 $p_s=0.2\%$ とした。せん断補強筋の形状はパンチング補強筋と同じである。

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***技術本部建築部

N-8、N-9は柱形状を扁平柱（形状比は約2：1）とした試験体でありN-8は柱幅325mm、柱せい700mmで、N-9は柱幅700mm、柱せい350mmである。N-10～13は施工性を考慮しスラブの一部をハーフPCaとした試験体である。N-10は梁主筋を配置し、梁と考える幅（柱幅+スラブ厚の範囲）を梁下端主筋が内蔵されたハーフPCa（以下ハーフPCa梁）とし、それ以外は通常の床材のプレキャストに相当するハーフPCa床板（以下ハーフPCa床板）としている。ハーフPCa梁間の梁下端主筋の継手には機械式継手を用い、継手位置は柱面よりスラブせいの位置（継手中央）とした。ハーフPCa梁は厚さ100mmで、ハーフPCa床板は35mmである。これに対しN-11～13はスラブすべてにハーフPCa床板を配置し、その上部に梁主筋およびスラブ筋を配置する形式としている。

またN-11～13は鉛直荷重と水平荷重を同時に受けた場合の影響を把握するためスラブ上面に鉛直荷重を導入した試験体である。鉛直荷重はパンチング危険断面位置においてロングスパンの実建物と同等程度のせん断応力度（0.6N/mm²）となるように設定した。N-12、N-13の違いは補強筋の有無であり、各補強筋が耐力及び変形性能に与える影響を把握するため、N-13ではパンチング補強筋、せん断補強筋とも配置していない。

G-2は直交梁付きト字形試験体で、前報¹⁾のG-1より直交梁幅を柱せいより小さくした試験体である。梁主筋の定着方法は、柱コア内（Hoop内）へは機械式定着板を用い、定着長は柱せいに対し3/4倍とした。直交梁への梁主筋の定着は折り曲げ定着とした。G-2はN-10、N-11と同様にもっとも厳しい条件を想定して、コンクリートFc36、鉄筋鋼種SD490の組み合わせとしている。

T-1は最上階を想定した試験体である。柱主筋の定着には機械式定着板を用い、定着長は柱主筋径に対し7.8倍とスラブ厚が小さいため一般に比べ非常に小さくなっている。そのため柱スラブ接合部にはスラブの曲げモーメントを柱筋に伝達する目的で加力方向に逆U字形の柱頭補強筋を、加力方向の主筋を押さえ込む役割で梁主筋上部より加力方向と直交方向に拘束筋を配置した。柱頭補強筋および拘束筋の定着長は約25d（d：鉄筋径）である。

2.2 載荷方法

図-3に載荷装置図を示す。載荷は柱に一定軸力（0.1B_cσ_B）を与えた状態で、各試験体とも上下柱の先端部をピン・ローラー支持しスラブ両端部の加力点変位を逆対称に制御して行った。載荷履歴は、層間変形角をR=±1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25radを2

表-1 試験体諸元

記号	配筋方法	スラブ厚 (mm)	柱形状 (mm)	全スラブ幅 (mm)	Fc (N/mm ²)	ρ _{t1} (%) ¹⁾	ρ _{t2} (%) ²⁾	ρ _w (%) ³⁾	ρ _{wp} (%) ⁴⁾	せん断余裕度 Pp/Pmu ⁵⁾	配筋				特記	
											スラブ筋		補強筋			
											B _c +D _s 内	左記以外	せん断補強筋	パンチング補強筋		
N-8	集中	170	325×700	2100	48	2.30	1.48	0.2	0.41	1.30	8-D16 (SD490)	10-D10	3-D6@140	60-D6	扁平柱（柱せい大）	
N-9			700×350			2.29	1.24	0.2	0.41	1.29	12-D16 (SD490)	7-D10	6-D6@140			
N-10		180	450×450	1350		36	2.11	1.19	0.2	0.45	1.36	10-D16 (SD490)	10-D6	4-D6@140	64-D6	ハーフPCa梁 +ハーフPCa床板 長期軸力 ハーフPCa床板 長期軸力 ハーフPCa床板 N-12に対し補強筋無し
N-11		170					1.57	0.2	0.43	0.99	10-D10	4-D6@140	56-D6			
N-12							2.52	1.34	-	-	1.12	10-D16 (SD390)	10-D6	-	56-D6	
N-13							-	-	-	-	-	-	-	-		
G-2							140	3.68	2.19	0.2	0.44	1.00	12-D16 (SD490)	10-D6	4-D6@140	
T-1	180	1.34	0.79	0.2	0.45	2.06	10-D13	12-D6	4-D6@140	64-D6	T字形					

- 1) ρ_t=a_t/(B_c+D_s)/d a_t: B_c+D_s内引張鉄筋断面積(mm²)、B_c:柱幅(mm)、D_s:スラブ厚(mm)、d:有効せい(mm)
- 2) ρ_t=a_t/3B_c/d a_t: 3B_c内引張鉄筋断面積(mm²)、B_c:柱幅(mm)
- 3) ρ_w=a_w/B_c/@ a_w: B_c内せん断補強筋断面積(mm²)、@:ピッチ(mm)
- 4) ρ_{wp}=a_{wp}/((B_c+D_s)*(D_c+D_s)-B_c*D_c) a_{wp}:柱面よりスラブ厚D_sの範囲内に配置した鉛直筋断面積(mm²)
- 5) P_p:パンチング破壊時のスラブ先端荷重(N)、P_{mu}:スラブ曲げ破壊時のスラブ先端荷重(N)
ここで D6、D10、D13の鋼種はSD295A

表-2 材料試験結果

a) 鉄筋

呼び名	種類	試験体	降伏強度
			σ _y (N/mm ²)
D6	SD295A	N-8~9, G-2	351
		N-11~13, T-1	347
D10	SD295A	全試験体	347
D13	SD295A	T-1	361
	SD390	T-1	435
D16	SD345	T-1	386
	SD390	N-12, 13	442
	SD490	N-8~11, G-2	541

b) コンクリート

使用試験体	圧縮強度	ヤング係数
	σ _B (N/mm ²)	E _c (kN/mm ²)
N-8, 9	47.2	30.6
N-10, G-2	35.0	28.3
N-11~13, T-1	40.2	30.1
N-10 (PCa部)	32.7	29.1
N-11~13 (PCa部)	43.4	29.2

サイクルずつ繰り返し $R=+1/10\text{rad}$ までの片押しとした。同図に併せて鉛直荷重の加力概要を示す。試験体N-11~13はスラブ上面に鉛直荷重を作用させている。鉛直荷重は、柱芯から500mmの位置に配置された柱幅または柱せ

いと等しい長さのH形鋼を、加力桁を介して、2台の350kN油圧ジャッキで鉛直上方から加力することによって導入した。

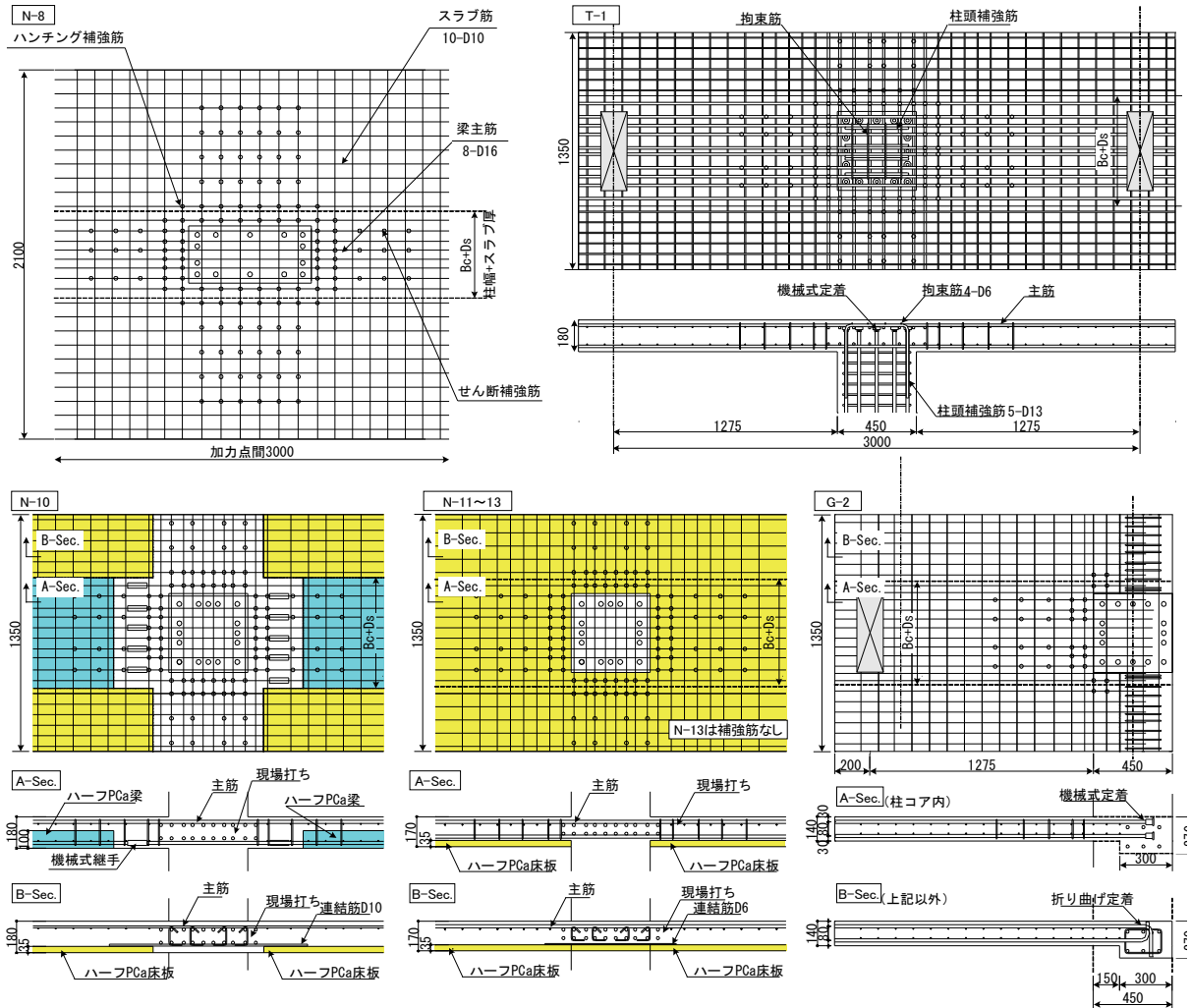


図-2 試験体形状

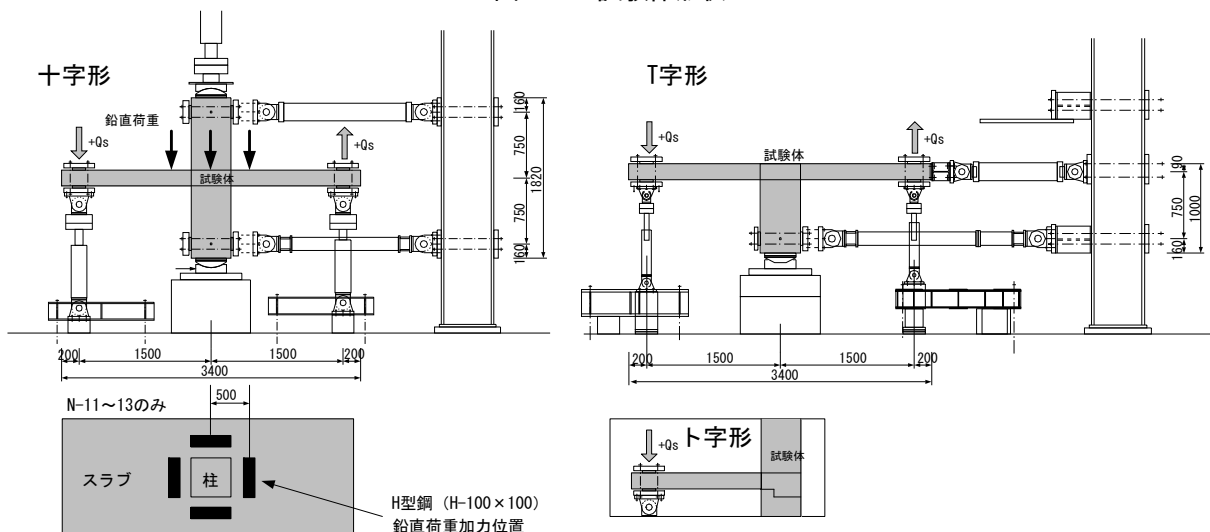


図-3 載荷装置図

3. 実験結果

3.1 破壊性状

写真-1 に N-8、N-10、G-2 の最終破壊状況を示す。各試験体ともに、スラブ上面では、柱断面の角からスラブ全幅に沿う断面（スラブ危険断面）で発生した曲げひび割れが拡大し、圧縮側コンクリートの圧壊が生じた。

N-8 では他の試験体と比較してシアスパンが短いため、柱前後面の曲げモーメントあるいはせん断力によるフラットプレート梁の損傷が顕著であり、最終的に上面での隆起や下面でのパンチング補強筋下端の 90° フックの損傷がみられた。N-10 におけるハーフ PCa 床板と後打ちコンクリートの開きは、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時で 5.0mm 以上であった。

G-2 では直交梁背面で $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ に直交梁のねじれに伴うひび割れが発生したが、これらのひび割れの進展および拡大はわずかであり最終的にスラブ危険断面位置の曲げひび割れが大きく開いた。

3.2 荷重変形関係

各試験体の R-Qs 関係を図-4 に示す。ここで Qs はスラブ先端に作用させた荷重、R は層間変形角である。

N-8 では梁主筋が降伏した後にパンチング補強筋およびせん断補強筋が降伏し、最大耐力に達した後、スラブ危険断面でコンクリートの圧壊が生じ耐力が低下した。最終変形時には柱前後面の損傷が顕著であり、シアス

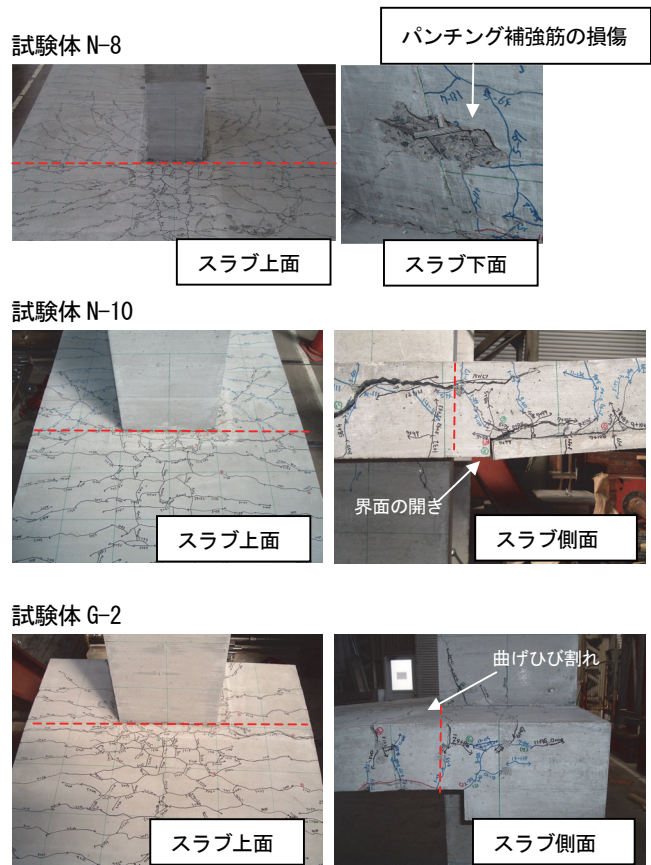


写真-1 最終破壊状況

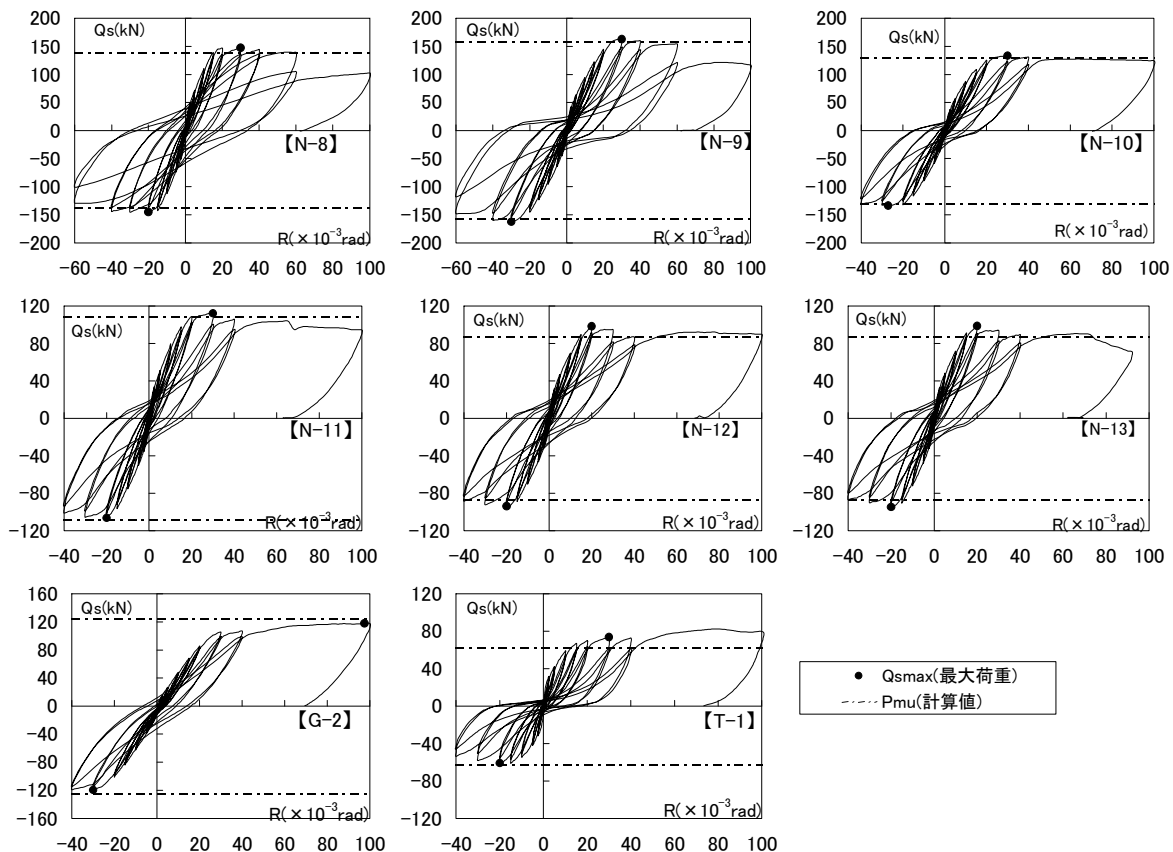


図-4 荷重変形関係

ンが短いので柱前後面で伝達されるモーメントが不足したためと推察される。N-10 では、梁主筋が降伏した後、スラブ側面のひび割れとハーフ PCa 床板と後打ち部の界面の開きが拡大したが耐力低下はみられなかった。また、N-11 や N-12 でも耐力低下はみられず、フラットプレート構造において本形式でスラブの一部を PCa 化した場合においても問題ないと考えられる。なお、N-12 では耐力の低下はみられなかったがパンチング補強筋、せん断補強筋を配置していない N-13 では $R=73 \times 10^{-3} \text{rad}$ に柱角からのひび割れが拡大し耐力低下した。これにより N-12 ではスラブの曲げ破壊が、N-13 ではスラブ曲げ降伏後のパンチング破壊が発生したと考えられる。

G-2 では梁主筋の定着破壊、直交梁のせん断破壊やねじれ破壊などによる急激な耐力の低下は発生せず、ほぼ最終変形時に最大耐力に達した。T-1 では、梁主筋の曲げ降伏後も耐力が増加し、スラブ側面のせん断ひび割れを経て、 $R=80 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にせん断ひび割れが急激に拡大したが急激な耐力低下は生じなかった。

3.3 最大耐力

表-3 に最大耐力を、図-5 に前シリーズも含めた $Q_{smax}/P_{mu}-P_p/P_{mu}$ 関係を示す。ここでスラブ曲げ耐力破壊時の計算値²⁾は(1)式に、スラブのパンチング破壊時の計算値³⁾は(2)式に示されるパンチング相関式より左辺=右辺として求めた。スラブが曲げ破壊した試験体ではスラブ曲げ破壊時の計算値 (P_{mu}) に対する最大耐力実験値 (Q_{smax}) の比は概ね 1.0 以上であり耐力式は従来の梁の算定式で概ね安全に評価できることが確認できた。なお、G-2 が 1.0 以下であったが原因の1つとしてスラブの引張鉄筋比 (p_{t1}) が 3.68%と大きいことが考えられる。

$$M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (1)$$

- M_y : 曲げ終局モーメント (N・mm)
- a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)
- σ_y : 主筋降伏点 (N/mm^2)
- d : 引張側梁主筋の圧縮縁までの距離 (mm)

$$V_u/V_o + M_u/M_o < 1 \quad (2)$$

- V_u : 終局伝達鉛直力 (N)
- M_u : 終局伝達節点モーメント (N・mm)
- V_o : 鉛直力のみが伝達されるとき終局伝達鉛直力 (N)
- M_o : モーメントのみが伝達されるとき終局伝達モーメント (N・mm)

3.4 ハーフ PCa スラブの界面の開き

N-10 と N-11 の柱幅+スラブ厚内のハーフ PCa と後打ちコンクリート間の界面の開きを図-6 に示す。ハーフ PCa に梁主筋を内蔵していない N-11 ではハーフ PCa と後打ちコンクリートの界面が大きく開き、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に 4.0mm 程度であるのに対し、N-10 では界面の開きは最大で 0.1mm 程度であり、ほとんど開かなかった。N-10 では両者の一体性は機械式継手で連結された梁主

表-3 最大耐力一覧

記号	計算値		実験値	比較	破壊形式 F:スラブ曲げ破壊 FP:スラブ曲げ降伏後のパンチング破壊
	パンチング耐力 文献2)による	スラブ曲げ耐力 文献3)による	最大耐力		
	P_p kN	P_{mu} kN	Q_{smax} kN	Q_{smax}/P_{mu}	
N-8	179	139	147	1.06	F
N-9	204	158	163	1.03	
N-10	177	130	133	1.03	
N-11	107	108	112	1.04	FP
N-12	98	87	98	1.12	
N-13	98	87	99	1.13	
G-2	124	124	118	0.95	F
T-1	129	62	83	1.33	

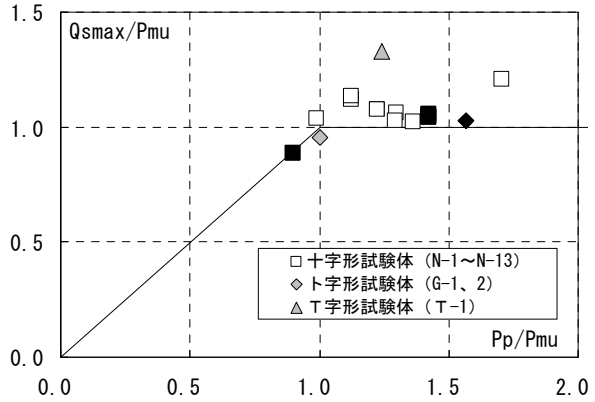
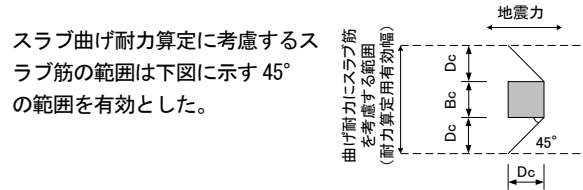


図-5 $Q_{smax}/P_{mu}-P_p/P_{mu}$ 関係

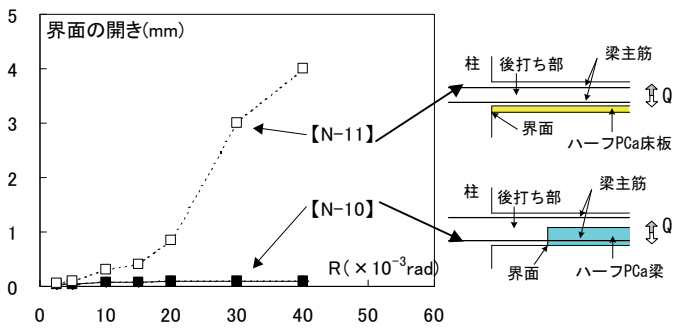


図-6 ハーフ PCa の界面の開き

筋によって良好に保たれていたと考えられる。

3.5 梁主筋、スラブ筋のひずみ分布

試験体 N-8 と N-9 の $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの正載荷時ピークにおけるスラブ中央部とスラブ端部における加力方向のひずみ分布および危険断面位置のスラブ幅方向のひずみ分布を図-7 に示す。N-8 と N-9 を比較すると、

N-8のスラブ中央部では、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に降伏ひずみに到達しているが、これに対してN-9では、降伏ひずみに到達したのは $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。またN-8のスラブ端部において、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に全測定点のひずみがほぼ降伏ひずみに到達しているのに対し、N-9では全測定点がほぼ降伏ひずみに達したのは $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時であった。

3.6 パンチング補強筋、せん断補強筋のひずみ分布

N-8~N-10の最終変形時($R=100 \times 10^{-3} \text{rad}$)におけるパンチング補強筋およびせん断補強筋ひずみ測定位置でのひずみ分布を図-8に示す。同図では、ひずみ測定値が 1.0×10^{-3} 以下の補強筋位置を●、 1.0×10^{-3} を上回る補強筋位置を△、降伏ひずみ ϵ_y を上回った補強筋位置を○でそれぞれ示している。最大耐力時および最終変形時ともに、N-8では柱の前面側の、N-9では柱の側面のパンチング補強筋とせん断補強筋ひずみが大きな値を示した。これは、N-8では柱前後面のフラットプレート梁の曲げ抵抗によって伝達されるモーメントが、N-9では柱両側面のねじり力によって伝達されるモーメントが、他の試験体と比較して小さいためと考えられる。

4. まとめ

今回の実験によりフラットプレート構造において以下のことが確認できた。

- i. フラットプレート構造を主筋内蔵のハーフPCaとした場合、機械式継手で一体化することにより後打ち部との開きもほとんど無く、耐力低下もみられなかった
- ii. 鉛直荷重と水平荷重を同時に受ける場合でも、接合部周りを補強することにより十分な変形性能が得られた
- iii. 側柱を対象としたト字形試験体や最上階を対象としたT字形試験体において、急激な耐力低下はみられなかった

5. あとがき

フラットプレート構造においてスラブをPCa化した場合や鉛直荷重と水平荷重を同時に受ける場合、およびト字形やT字形に用いた場合の特性が把握できた。今後はこれらの知見を基に設計法を確立していきたい。

【参考文献】

- 1) 岸本剛他、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その1」、奥村組技術研究年報、No. 32、pp. 43-48、2006.7
- 2) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」、1999

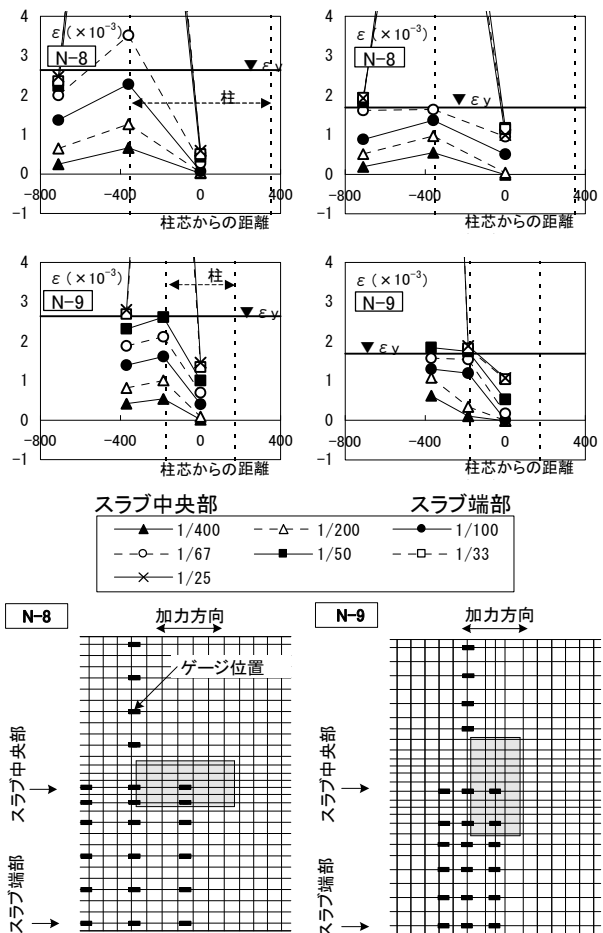


図-7 梁主筋、スラブ筋のひずみ分布

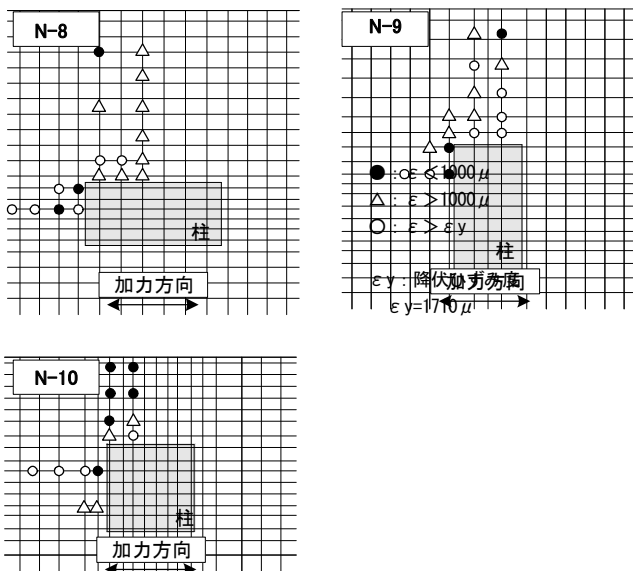


図-8 パンチング補強筋、せん断補強筋のひずみ分布

奥村組接着式耐震補強工法の開発

－接着接合による耐震補強壁の水平加力実験－

Seismic Strengthening Methods by Shear Walls with Adhesive Joints

- Horizontal Loading Tests of Shear Walls with Epoxy Resin Joints -

平松一夫* 服部晃三** 岸本 剛***

要 旨

鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物を対象とした、あと施工アンカーが不要な耐震補強工法として、既存骨組とその内側に増設した補強壁要素との間をエポキシ樹脂で接着する工法を開発した。補強壁要素としては、超高強度繊維補強コンクリートブロックまたは、鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板を使用する。それぞれの補強壁要素を用いた縮小架構の水平加力実験を行った結果、いずれの場合も増設耐震壁として有効であり、せん断終局強度は、補強壁要素の破壊と接着接合部の破壊を考慮して「2001 年版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説」((財)日本建築防災協会)に準じて評価できることがわかった。

キーワード：耐震補強、エポキシ樹脂、超高強度繊維補強コンクリート、鋼板ブレース、PCa 板

1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物の耐震補強工法として、居ながらの施工を可能とする「アンカー無し工法」や「通風や意匠性を有する耐震壁」など新しい工法が増加している。今般、「超高強度繊維補強コンクリートブロック工法」および「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」(以下、プレキャストコンクリートを PCa と略記)の 2 工法からなるアンカー不要な「奥村組接着式耐震補強工法」を開発した。水平加力実験を行い増設耐震壁として有効であることを確認できたので、その結果について報告する。

2. 工法の概要

2.1 超高強度繊維補強コンクリートブロック工法

超高強度繊維補強コンクリートブロック工法(図-1)は、既存骨組の内側に超高強度繊維補強コンクリート製のブロックを組積し、ブロック相互及び既存骨組とブロックの間をエポキシ樹脂により接着接合する耐震補強工法である。補強壁要素は、基本型の八角形ブロックと既存骨組との取り合い部分に設置する台形ブロックおよびコーナー部の三角形ブロックとで構成される。基本のブロックが八角形であるため、壁面に規則性のある開口を設けることができ、通風・採光を確保したデザイン

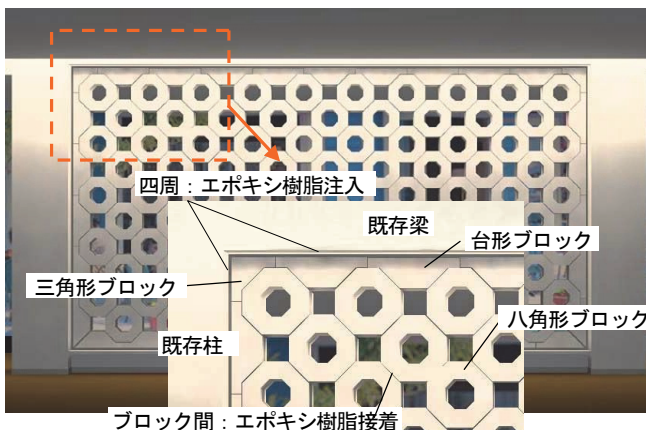


図-1 超高強度繊維補強コンクリート工法の概要

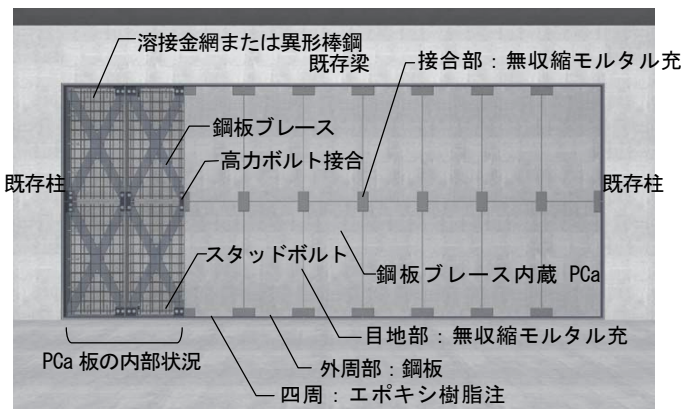


図-2 鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法の概要

*技術本部建築部 **関西支社建築設計部 ***技術研究所

性のある耐震補強壁を構築できる。

2.2 鋼板ブレース内蔵PCa板工法

鋼板ブレース内蔵PCa板工法(図-2)は、既存骨組の内側にX型鋼板ブレースを内蔵した長方形PCa板を高力ボルト接合した補強壁要素を増設し、既存骨組とPCa板の間をエポキシ樹脂により接着接合する耐震補強工法である。

PCa板同士の接合部と目地部には無収縮モルタルを充填する。既存骨組の内側と接する部分にはスタッドボルトを取り付けた鋼板を設置しており、エポキシ樹脂によって既存骨組と接着する。鋼板ブレースはコンクリートにより圧縮時の座屈が拘束されるので、引張力、圧縮力に対して有効となる。

3. 要素実験

3.1 接着接合部のせん断実験

エポキシ樹脂を用いて接着される補強壁要素と既存骨組との接合部のせん断強度を確認するため、接着接合部の一面せん断実験を行った。

a. 試験体概要

試験体一覧を表-1に、試験体の一例を図-3に示す。実験因子は、接着される材料の種類、コンクリートの表面処理状態、接着剤の種類および厚さとした。超高強度繊維補強コンクリートの表面処理はワイヤブラシ掛け、鉄骨はプラスト後プライマー処理とした。

超高強度繊維補強コンクリートには太平洋セメント(株)の鋼繊維混入超高強度繊維補強コンクリート(Ductal-FM)を使用した。これは、以下の本報告の実験においても同様である。

b. 実験結果

超高強度繊維補強コンクリートと鉄骨を接着したDS-1は、鉄骨と接着剤の界面位置における接着部で破壊した。またCD-1~3は、コンクリートの表面処理状況や接着剤の種類に関わらず、接着界面より内側のコンクリート面でせん断破壊した。

表-1に接合面のせん断終局強度の実験値を併記するが、コンクリートで破壊した試験体CD-1~3のせん断終局強度(σ_{tju})はいずれも既往の文献3)で示される(1)式による計算値($b\tau_{ju}$)を上回る結果となった。なお、DS-1は接着剤で破断したが、せん断終局強度(σ_{tju})は13.42 N/mm²と接着剤の物性値である12.5 N/mm²とほぼ

表-1 接着接合部せん断実験の概要

試験体	実験因子						破壊モード	実験結果			
	A-Block		B-Block		接着剤			実験値	計算値	実/計	
	材質	表面処理	材質	表面処理	種類	厚さ					σ_{tju} (N/mm ²)
DS-1	超高強度繊維補強コンクリート	WB	鉄骨	プラスト+プライマー処理	AC406TW	10mm	鉄骨と接着材の界面での破壊	13.42	—	12.50	1.07
CD-1	コンクリート	WB	超高強度繊維補強コンクリート	WB	CP-300TW	20mm	接着界面より内部のコンクリートのせん断破壊	2.90	0.105 σ_{BC}	2.22	1.31
CD-2		CD			AC406TW	10mm		3.70	0.134 σ_{BC}	2.22	1.67
CD-3		WB						3.93	0.143 σ_{BC}	2.22	1.77
CD-1~3の平均								3.50	0.127 σ_{BC}	2.22	1.58

- 1) 接着面の表面処理
WB: ワイヤブラシで均す程度
DC: ダイヤモンドカップによる研磨
超高強度繊維補強コンクリート、コンクリートとも接着面は型枠面
鉄骨はプラスト後プライマー処理
- 2) 剥離材: 超高強度繊維補強コンクリートの型枠は「アクアコートα40(信越産業製)」を使用(塗布)
コンクリートの型枠には未使用(塗布無し)
- 3) プライマー: 「メタラクトH15(関西ペイント製)」を使用
- 4) 試験体は3週間ほど日中20℃(夜間は外気温5℃程度)で養生
- 5) 超高強度繊維補強コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{BC}=228\text{N/mm}^2$ (実験時3本の平均値)
- 6) コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{BC}=27.7\text{N/mm}^2$ (実験時3本の平均値)

*1 せん断強度計算値で、DS-1は接着剤の物性値、CD-1~3は(1)式による

表-2 接着部引張実験の概要

CASE	試験体	実験因子				実験結果				
		材質	接着剤	使用面	表面処理	剥離材	実験値 P(kN)	接着面積 A(mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	破壊モード
1	H-1	超高強度繊維補強コンクリート 300*300*50	AC406TW	型枠下面	無し	有り	18.8	1600	11.76	①
2	H-2					無し	11.3	900	12.52	
3	H-3					有り	4.2	400	10.54	
4	H-4					無し	14.8	1600	9.23	
5	H-5					無し	18.8	1600	11.76	
6	H-6			打設面	研磨	無し	18.1	1600	11.33	①
7	H-7			有り	23.3	1600	14.58			
8	H-8			無し	13.2	1600	8.24			
9	H-9			研磨	12.1	1600	7.56			
10	H-10			打設面	研磨	無し	19.0	1600	11.88	

- 1) 接着面積: 1600mm² (40×40mm) ただしH-2は1225mm²、H-3は900mm²
- 2) 表面処理: 有りはカップ掛け、無しはワイヤブラシで均す程度
- 3) 剥離材: 「アクアコートα40」信越産業製 使用
- 4) 実験は試験体を約20℃で2週間養生後約20℃の条件下で実施した
- 5) 破壊モード ①: 超高強度繊維補強コンクリート母材の引張破壊
②: 接着剤の剥離
③: 接着剤の剥離が支配的だが、剥離面に超高強度繊維補強コンクリートが付着している

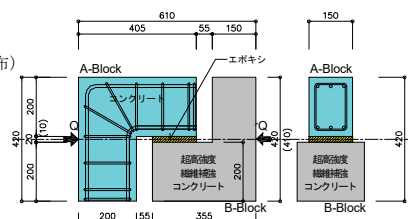


図-3 一面せん断実験試験体



写真-1 接合部の引張実験

一致した。

$$\tau_{ju} = 0.08 \sigma_{BC} \quad (1)$$

3.2 接着部の引張実験

超高強度繊維補強コンクリートブロック工法におけるブロック相互のエポキシ樹脂接着部の接着性能を確認するため、超高強度繊維補強コンクリートとエポキシ樹脂との接着部の引張実験を行った。

a. 試験体概要

試験体一覧を表-2に、実験状況を写真-1に示す。試験は 300×300×50mm の超高強度繊維補強コンクリート板に 40×40×40mm の鋼材ブロックを接着剤で取り付け、鋼材ブロックに取り付けた PC 鋼棒をセンターホールジャッキで引っ張ることにより実施した。実験因子は接着剤の種類、表面処理状態および接着面積とした。

b. 実験結果

実験結果を表-2に示す。表中の実験値(P)はロードセルより検出した接着部の最大引張力を示し、引張強度(σ_t)は最大引張力を接着面積(A)で除して求めた。本実験の結果、以下のことがわかった。

- i. 接着剤に AC406TW を使用し、表面を研磨した試験体または剥離材を使用しワイヤーブラシ掛けした試験体では、ほとんどが超高強度繊維補強コンクリート母材で引張破壊したが、その他は接着剤で剥離した
- ii. 超高強度繊維補強コンクリート母材で引張破壊した試験体は、文献 2) に示される超高強度繊維補強コンクリートの引張強度 ($\sigma_t = 8.8 \text{ N/mm}^2$) を上回った

4. 架構実験

4.1 超高強度繊維補強コンクリートブロック工法

a. 試験体の概要

試験体は実大の約 1/2.5 の寸法で、ブロックの形状寸法を実験因子とした 3 体である (図-4、表-3 参照)。NO. 1、NO. 2 はブロックのウェブ厚さを変えたものであり、NO. 3 はウェブを取り除いてフランジ部 (外周部) のみとしたものである。

b. 使用材料

コンクリート、鉄筋、超高強度繊維補強コンクリートの材料試験結果を表-4に示す。

エポキシ樹脂にはトーホーダイト AC406TW、CP300TW を使用した。ブロック相互およびブロックと下梁間は高粘性エポキシ樹脂 (AC406TW) を、ブロックと柱・上梁間は注入用エポキシ樹脂 (CP300TW) を用いた。

c. 実験方法

左右の柱に一定軸力 ($N_c = 0.1 \cdot \sigma_{BC} \cdot A_c$ 、 σ_{BC} : 柱コンクリートの圧縮強度、 A_c : 柱 1 本の断面積) を載荷した状態で、水平方向に正負交番繰り返し載荷を行った (図-5)。載荷履歴は層間変形角が (1, 2, 4, 6, 8, 10, 15) × 10⁻³ rad の順に 2 サイクルずつとし、その後、正加力方

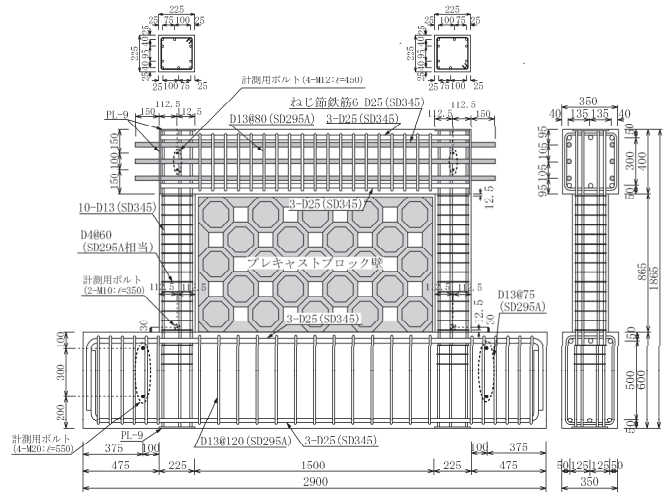


図-4 試験体の形状寸法および配筋詳細(1)

表-3 実験因子(1)

試験体	No.1	No.2	No.3
基本ブロック			
	ウェブ厚15mm	ウェブ厚30mm	ウェブ無し

表-4 材料試験結果(1)

(a) コンクリート

圧縮強度 σ_{BC} (N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
26.8	1.98	24.2	2.68

(b) 鉄筋

呼び名	降伏強度 σ_v (N/mm^2)	引張強度 σ_u (N/mm^2)	降伏ひずみ e_v ($\times 10^{-3}$)	伸び (%)
D4 (SD295A)	353	528	1.72	27
D13 (SD345)	375	558	1.83	27

(c) 超高強度繊維補強コンクリート

圧縮強度 σ_{BD} *1 (N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度*2 (N/mm^2)	せん断強度*3 (N/mm^2)
218.0	4.58	54.2	19.6	42.3

*1: 試験体形状は $\phi 50 \times 100 \text{ mm}$

*2: $\phi 100 \times 200 \text{ mm}$ の割裂試験による

*3: $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の 2 面せん断試験による

土木学会規程「鋼繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法 (JSCE-G 553-1999)」に準拠

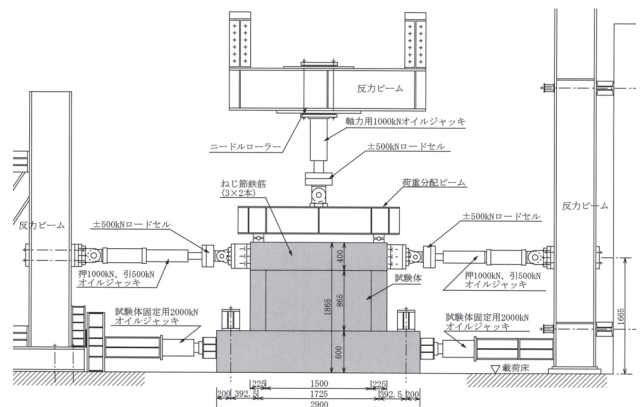


図-5 加力装置の概要

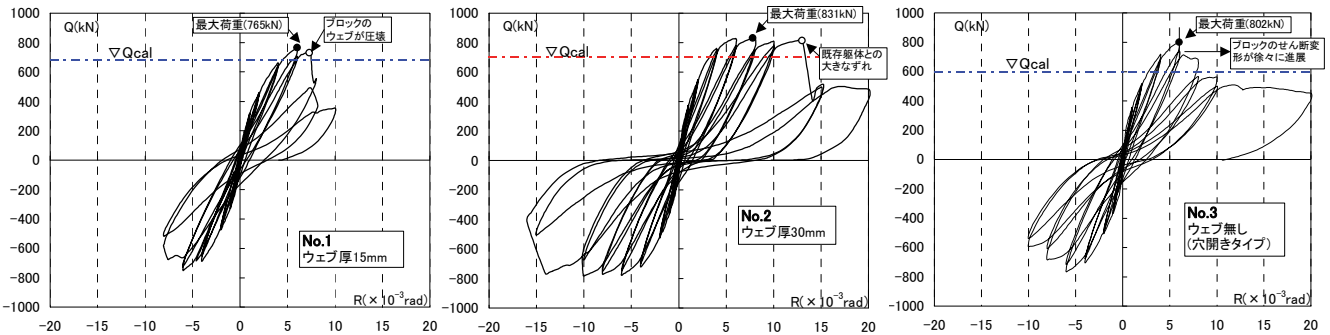


図-6 荷重-層間変形角関係(1)

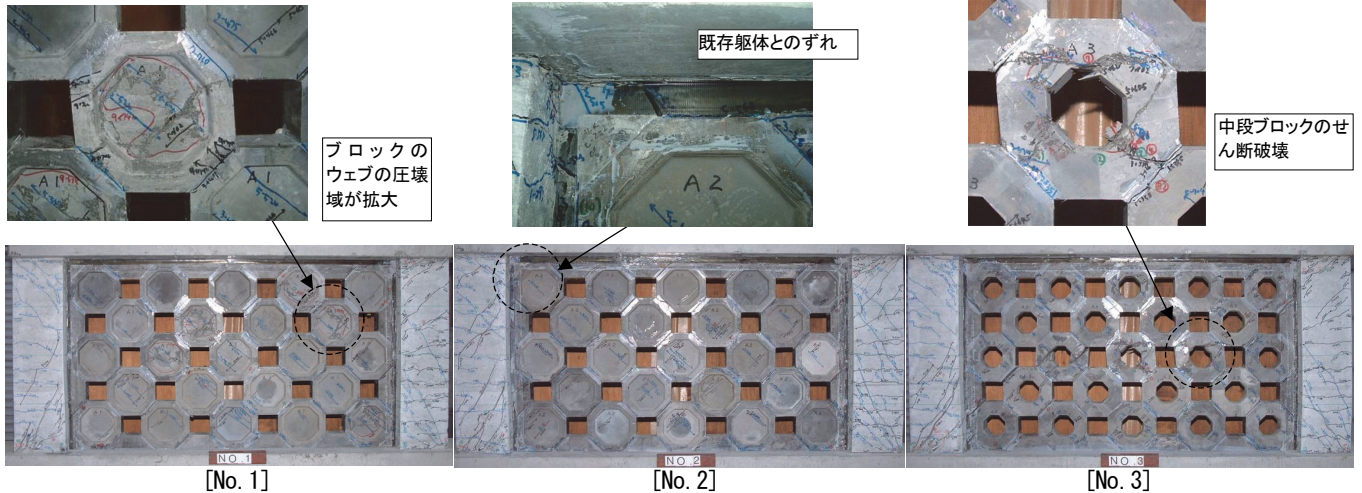


写真-2 最終破壊状況(1)

向への単調載荷を行った。

d. 実験結果

各試験体の荷重-層間変形角 (R) 関係を図-6に、最終破壊状況を写真-2に示す。各試験体とも $R=0.2 \sim 0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にブロック間接着部のひび割れが発生し、変形の増大に伴いひび割れ幅も拡大した。また、 $R=0.5 \sim 3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の間には柱にせん断ひび割れが発生した。

No. 1 は、 $R=6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にはブロックのウェブ部の圧壊が発生すると共に、 $R=7 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時には圧壊域の拡大と圧縮側柱脚部のコンクリートの圧壊を伴うせん断ひび割れの拡大により荷重が急減した。

No. 2 は、 $R=13 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時まで荷重が低下しなかったが $R=13 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に加力梁下部とブロック間の接着部のずれ変形に伴い荷重が急減した。No. 1 とは異なり、ブロックのウェブ部の圧壊はみられなかった。

No. 3 は、 $R=6 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、中段のブロックのフランジ部において斜めまたは水平方向のひび割れが拡大して同ブロックのせん断変形が進展し荷重が低下した。荷重の低下の度合いはウェブの有る No. 1、No. 2 よりも小さかった。

e. せん断終局強度の評価

せん断終局強度の実験値と推定値の比較を表-5に示す。推定値 (Q_{cal}) は、材料試験等の結果を基に文献

表-5 せん断終局強度の実験値と推定値との比較(1)

試験体	実験値 Q_{max} (kN)	推定値 (材料試験による推定強度)				
		推定破壊	Q_{su1} (kN)	Q_{su2} (kN)	Q_{cal} (kN)	Q_{max} / Q_{cal}
No. 1	765	ブロック	681	704	681	1.12
No. 2	831	接着部	1205	704	704	1.18
No. 3	802	ブロック	601	704	601	1.34

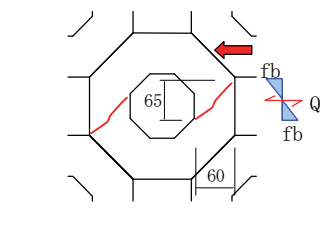
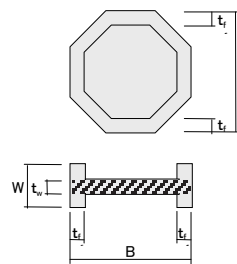


図-7 ウェブ断面積

図-8 ブロックのせん断強度

1)に準じて算出した。すなわち、破壊モードとして、補強壁要素の破壊と接着接合部の破壊の2種類を考え、それらの強度の小さい方の値とした。

$$Q_{cal} = \min(Q_{su1}, Q_{su2}) \quad \text{----- (2)}$$

$$Q_{su1} = wQ'_{su} + \alpha_1 \cdot Q_{c1} + \alpha_2 \cdot Q_{c2} \quad \text{----- (3)}$$

$$Q_{su2} = Q_j + pQ_c + \alpha_2 \cdot Q_{c2} \quad \text{----- (4)}$$

Q_{su1} : ブロックで破壊する場合のせん断終局強度 (N)

Q_{su2} : 既存梁との接着接合部で破壊する場合のせん断

終局強度 (N)

- wQ' su : ブロック壁のせん断終局強度 (N)
- Qc1, Qc2 : 引張側、圧縮側柱の終局強度 (N)
- Qj : 上梁または下梁とブロック間の接合強度 (N)で、
接着接合部せん断実験の結果より、
 $\tau = 0.127 \sigma_{BC}$ (N/mm²) と仮定して算定する
- pQc : 引張側柱頭部のパンチングシア強度 (N)
- $\alpha 1, \alpha 2$: 変形状態を考慮した低減係数
(せん断破壊 : 1.0、曲げ破壊 : 0.7)
- ウェブの有る NO.1, 2 のブロック壁のせん断終局強度 wQ' su は、横一列に並ぶブロックの 75% がせん断強度に達すると仮定して計算した。ブロック単体のせん断強

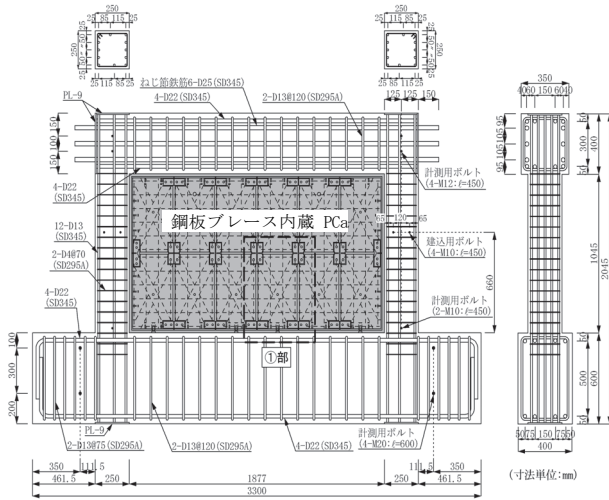


図-9 試験体の形状寸法および配筋詳細(2)

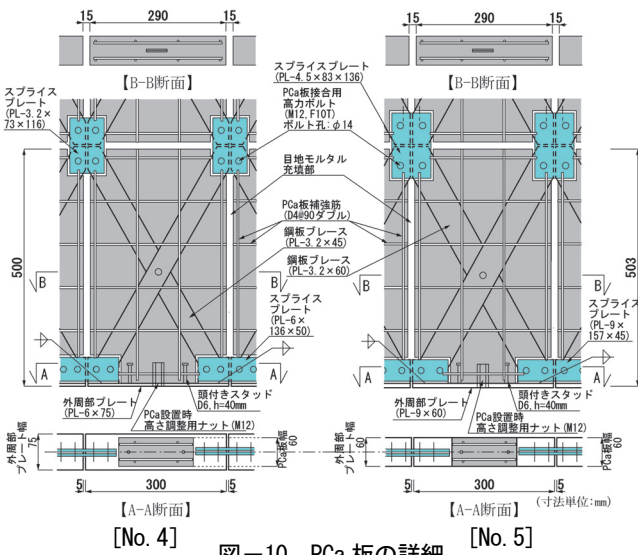


図-10 PCa 板の詳細

表-6 実験因子(2)

	(mm)	
	NO.4	NO.5
ブレース(幅×厚)	45×3.2	60×3.2
中間部スプライスプレート厚	3.2	4.5
外周部スプライスプレート厚	6	9
外周部プレート(幅×厚)	75×6	60×9
躯体との接着幅	75	60

度はウェブ断面積 (図-7 参照) に超高強度繊維補強コンクリートのせん断強度を乗じて算定した。

一方、ウェブの無い NO.3 では超高強度繊維補強コンクリートの曲げ強度 (fb) を文献 2) より fb=30N/mm² として、ブロック単体のせん断強度を仮定して (図-8 参照) wQ' su を算出した。

いずれの試験体も推定値は実験値を安全側に評価し、実験と計算での破壊モードは一致した。

4.2 鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法

a. 試験体の概要

試験体は実大の約 1/2 の寸法で、鋼板ブレース断面積および既存骨組と PCa 板の接着面積(外周部プレート幅)を実験因子とした 2 体である (図-9、図-10、表-6 参照)。

b. 使用材料

PCa 板には軽量コンクリート (1 種) を用いた。コンクリート、鉄筋、無収縮モルタル、鋼材の材料試験結果を表-7 に示す。既存骨組と PCa 板を接着するエポキシ樹脂にはトーホーダイト CP300T を使用した。

c. 実験方法

4.1 と同様左右の柱に一定軸力 (Nc=0.1・σ_{BC}・Ac) を載荷した状態で、水平方向に正負交番繰り返し載荷を行った。載荷履歴は層間変形角が (1, 2, 4, 6, 8, 10) × 10⁻³ rad の順に 2 サイクルずつとし、その後、正加力方向への単調載荷を行った。

d. 実験結果

各試験体の荷重-層間変形角 (R) 関係を図-11 に、

表-7 材料試験結果(2)

(a) コンクリート

部位	種類	圧縮強度 σ _{BC} (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (× 10 ⁻³)	ヤング係数 Ec (kN/mm ²)	引張強度 σ _t (N/mm ²)
既存骨組	普通	19.5	1.53	21.0	2.04
PCa板	軽量 1種	33.2	2.52	20.1	2.32

(b) 鉄筋

呼び名	降伏強度 σ _y (N/mm ²)	引張強度 σ _u (N/mm ²)	降伏ひずみ ey (× 10 ⁻³)	伸び (%)
D4	357	501	1.74	28
D6	353	543	1.72	25
D13	364	577	1.78	25

(c) 無収縮モルタル

部位	圧縮強度 σ _{BM} (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (× 10 ⁻³)	ヤング係数 E _{cm} (kN/mm ²)	引張強度 σ _{tm} (N/mm ²)
目地	53.5	3.44	25.9	3.03

(d) 鋼材

プレート厚 (mm)	材種	降伏強度 σ _y (N/mm ²)	引張強度 σ _u (N/mm ²)	降伏ひずみ ey (× 10 ⁻³)	伸び (%)
3.2	SS400	278	405	1.36	29
4.5		217	318	1.06	37
6.0		323	460	1.58	25
		300	419	1.46	28
9.0		293	437	1.43	26
		264	379	1.29	32

最終破壊状況を写真-3に示す。両試験体とも、 $R=0.6\sim 0.7\times 10^{-3}\text{rad}$ 時にPCa板相互の水平目地と鉛直目地のひび割れが発生し、層間変形角の増大に伴い、PCa板の鉛直接合面のずれ変形および水平接合面の開きとずれ変形が顕著となった。 $R=1.0\sim 2.8\times 10^{-3}\text{rad}$ 時には引張側柱頭部のせん断ひび割れと帯筋の引張降伏が発生し、 $R=1.8\sim 4.0\times 10^{-3}\text{rad}$ 時には、鋼板ブレースの引張降伏と圧縮降伏および引張側柱頭部で柱主筋の引張降伏が発生し、 $R=6.0\times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大荷重に達した。

e. せん断終局強度の評価
せん断終局強度の実験値と推定値の比較を表-8に示す。推定値 (Q_{cal}) は材料試験等の結果を基に文献 1) に準じて、4.1の(2)~(4)式で算出した。

ただし、 Q_{su1} はPCa板で破壊する場合のせん断終局強度、 wQ'_{su} はPCa板のせん断終局強度である。

PCa板のせん断終局強度は、鋼板ブレースの降伏強度とコンクリートのせん断終局強度 ($(\sigma_{BC}/20) \cdot t_w \cdot L'$ 、 σ_{BC} : PCa板のコンクリート強度 (N/mm^2)、 t_w : PCa板の厚さ (mm)、 L' : 柱内法長さ (mm)) から算定した。鋼板ブレースはコンクリートにより座屈を拘束されるため圧縮側も引張側と同強度とした。

いずれの試験体も推定値は実験値を安全側に評価し、実験と計算での破壊モードは一致した。

表-8 せん断終局強度の実験値と推定値との比較

試験体	実験値 Q_{max} (kN)	推定値 (材料試験による推定強度)				
		推定破壊	Q_{su1} (kN)	Q_{su2} (kN)	Q_{cal} (kN)	Q_{max}/Q_{cal}
No. 4	802	PCa板	604	654	604	1.33
No. 5	847	接着部	686	585	585	1.45

5. まとめ

鉄筋コンクリート造の架構に、超高強度繊維補強コンクリートブロックを組積しエポキシ樹脂により接着接合した耐震補強壁、および鋼板ブレース内蔵PCa板を組み

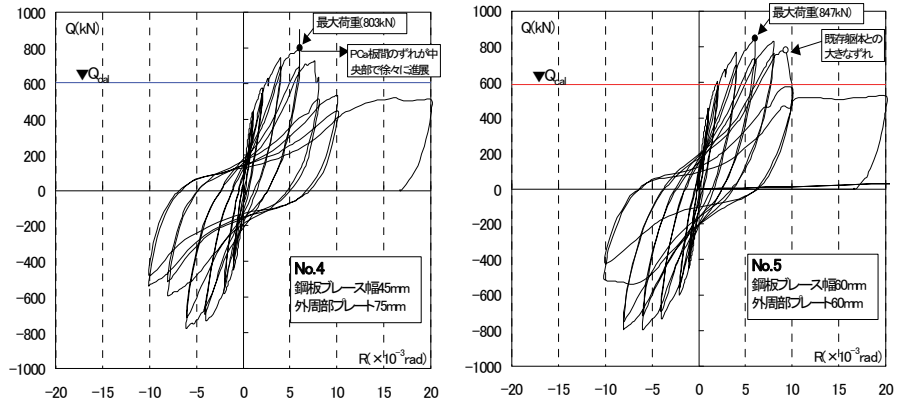
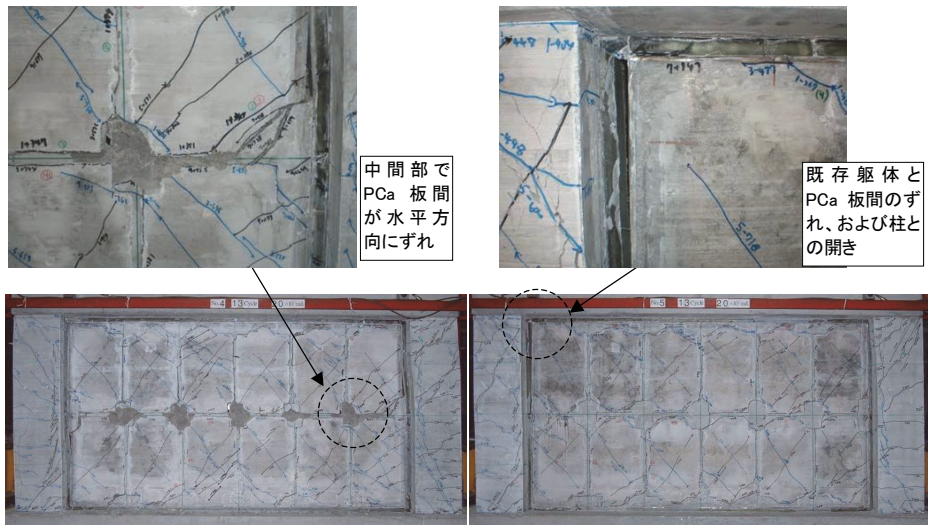


図-11 荷重-層間変形角関係 (2)



[No. 4]

[No. 5]

写真-3 最終破壊状況 (2)

込んでエポキシ樹脂により接着接合した耐震補強壁の水平加力実験を行った結果、いずれも、増設耐震壁として有効であり、せん断終局強度は文献 1) に準じて評価できることがわかった。

6. あとがき

本工法は、騒音・粉塵の発生が少ないこと、補強壁材がエレベータで搬入可能であることなどにより、建物を使用しながらの施工が可能である。今後、実物件で積極的に提案していきたい。

【参考文献】

- (財) 日本建築防災協会、「2001年版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説」、2003
- (社) 土木学会、「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案)」、2004
- 小宮敏明、益尾 潔、「鉄骨増設ブレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 22、No. 3、2000

パイルド・ラフト基礎の実験的研究

—その2 実験結果と解析結果との比較—

Experimental Study of Piled Raft Foundation

- Part 2 Comparison with Loading Test to Simplified Analysis -

秦 雅史*

要旨

原位置の関東ローム地盤において模型試験体の鉛直および水平載荷試験を実施して基礎データを得た。パイルド・ラフト基礎の実用的な解析法の妥当性を検証するため、実験結果との比較検討を行った。解析には主に地盤ばねと杭の非線形性を考慮した格子梁法を用いた。その結果、実用解析法により求めた沈下特性、水平抵抗、荷重分担率の解析精度が確認できた。

キーワード：パイルド・ラフト基礎、原位置試験、格子梁法、ハイブリッド法、相互作用

1. まえがき

従来、軟弱地盤上で建物を設計する場合、支持杭基礎に頼ってきたが、近年になって摩擦杭で沈下を制御する合理的な基礎工法としてパイルド・ラフト基礎が着目されている。この基礎は直接基礎の支持力としては十分であるが、沈下あるいは不同沈下が過大となる比較的硬質な粘性土あるいはN値の大きな砂質土の場合や、直接基礎としての支持力が不足している場合などへの適用が有効である。パイルド・ラフト基礎は直接基礎と摩擦杭基礎の両方で支持されるため、基礎構造を一体とした構造物と地盤との相互作用を考慮した解析により沈下・水平挙動を把握して基礎の断面、杭の直径、配置、長さを決定することが必要となる。

平成16年度に関東ローム層での原位置において直接基礎、摩擦杭基礎およびパイルド・ラフト基礎について鉛直荷重、水平荷重に対する載荷実験を行い、荷重と変形関係、耐力分担についての諸特性が得られた¹⁾。

地盤を非線形弾性体としてFEMにより解析する場合、地盤の諸定数の設定法が標準化されていないため、実際の検討に用いられる事例が少ない。本報では実用解析法として提案されている格子梁法、ハイブリッド法の妥当性を検証するため実験結果との比較検討を行った結果を述べる。解析は主に地盤ばねと杭の非線形性を考慮した格子梁法を用い、鉛直載荷では構造物と地盤間の相互作用を考慮したハイブリッド法、水平載荷では格子梁法に相互作用を考慮した方法による検討を行った。

2. 試験体と土質特性

原位置試験体の平面配置を図-1に示す。鉛直、水平

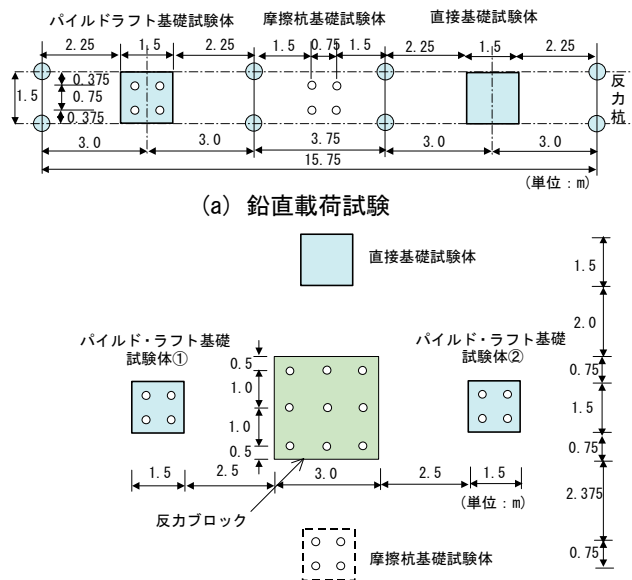


図-1 試験体平面配置

載荷共に直接基礎、摩擦杭基礎およびパイルド・ラフト基礎について行った。パイルド・ラフト試験体は杭間隔7.5d (d: 杭径) と仮定した1/5モデルであり、杭は一般構造用炭素鋼管 STK400、φ101.6mm、t4.2mm (実測3.9mm)、杭長3mを用い、圧入工法により設置した。また、ラフト部は1.5m×1.5m、厚さ0.5mのRC造である。パイルド・ラフト基礎の水平載荷については杭の摩擦力の発現程度をラフトに載せる重錘重量で調節することにより、長期および短期状態の2ケースについて行った。ボーリング調査により得られた地盤構成を図-2に示す。また、室内土質試験結果を表-1、PS検層から求めた微小歪での地盤剛性を表-2に示す。GL-2.9mのローム層における中空ねじりせん断試験から得られた歪依存性

*技術研究所

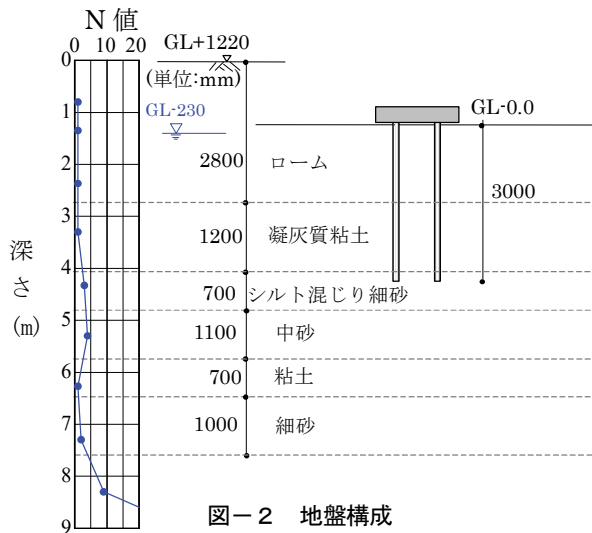


図-2 地盤構成

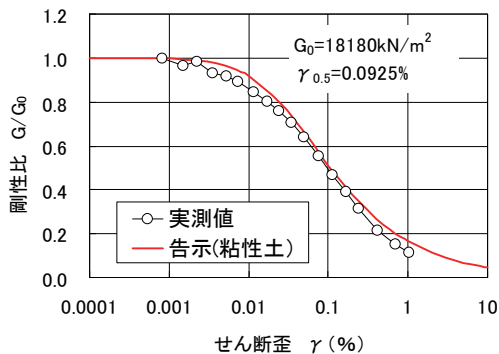


図-3 ローム層の歪依存性

と国土交通省告示第 1457 号の粘性土の提案値を図-3 に比較している。両者は1%程度の歪レベルまではほぼ一致しており、沈下解析における初期地盤剛性 G_0 はPS 検層から求めた剛性を、歪依存性は告示設定値を用いた。

3. 解析法

パイルド・ラフト基礎試験体の鉛直・水平荷重時の挙動を解析によりシミュレートした。なお、実験は短期

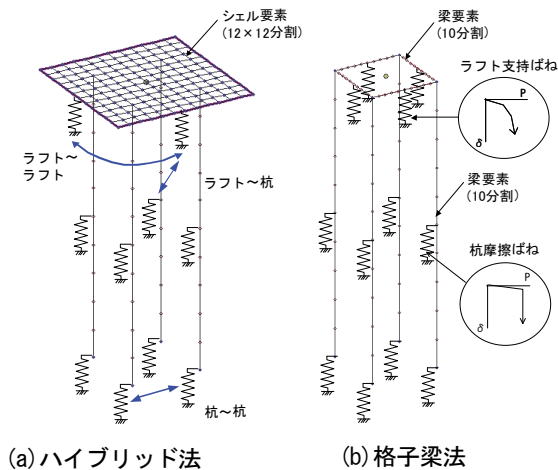


図-4 解析モデル

表-1 室内土質試験結果

土質名	深度 (m)	含水比 W_n (%)	間隙比 e	圧密試験		3軸UU試験		
				C_c	P_c (kN/m ²)	C_u (kN/m ²)	ϕ (度)	E_{50} (kN/m ²)
埋土	1.1							
ローム	1.7	156.2	4.262	1.89	217.3	50.6	5.7	5940
ローム質シルト	2.8	139.3	3.730	1.62	120.6	36.9	0	8880
凝灰質粘土	4	76.8	2.027	0.98	114.9	67.4	1.2	10700
シルト混じり細砂	4.7	49.3	1.387	0.39	328.2	54.9	2.1	-
中砂	5.8	28	1.332	-	-	8.64	26.9	-
粘土	6.5	61.4	1.620	0.38	158.7	20.8	4.3	2290

表-2 PS検層による地盤剛性

土質名	PS検層		湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	せん断剛性 G (kN/m ²)	弾性係数 E (kN/m ²)
	V_s (m/sec)	V_p (m/sec)			
埋土	70	1200	1.40		
ローム					
ローム質シルト	105	1350	1.32	14850	44460
凝灰質粘土	105	1350	1.53	17210	51530
シルト混じり細砂					
中砂	180	1470	1.7	56200	167700
粘土	130	1520	1.63	28110	84120
細砂	220	1550	1.80	88900	264900

間で載荷しているため圧密現象は考慮せずに即時沈下のみを対象とした。ハイブリッド法は図-4に示すようにラフトと杭および地盤間の相互作用による変位の影響を弾性理論解により定式化して、有限要素法の解析コードに組み込んだものである。格子梁法は相互作用を含まない一般的な解法である。地盤抵抗としてラフト面については鉛直支持ばねと水平摩擦ばね、杭については鉛直摩擦ばねと水平ばねを考慮した。

4. 鉛直載荷実験結果と解析結果の比較

4.1 ラフトの支持ばねのモデル化

ラフトの支持ばねのモデル化は直接基礎の実験結果との比較により精度を検討した。ばねを沈下解析により設定する場合、鉛直方向に半無限の1層地盤における長方形荷重に対する自由地表面の沈下量はSteinbrennerの近似解を多層地盤系に拡張し、歪依存性を考慮することにより求めた。ラフト支持ばねはラフト剛性が無限大の場合の地盤ばねを与えた。直接基礎の実験結果と歪依存性を考慮した沈下解析結果の比較を図-5に示す。

沈下量が大きくなるに伴い実験値と解析結果は大きく

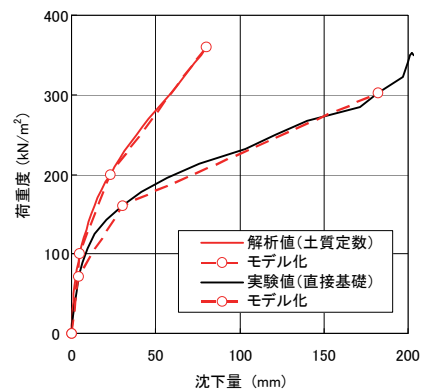
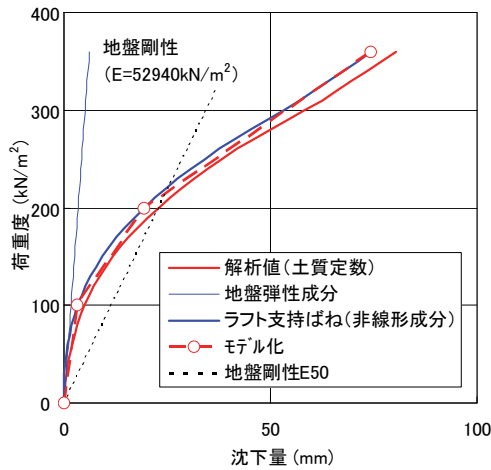
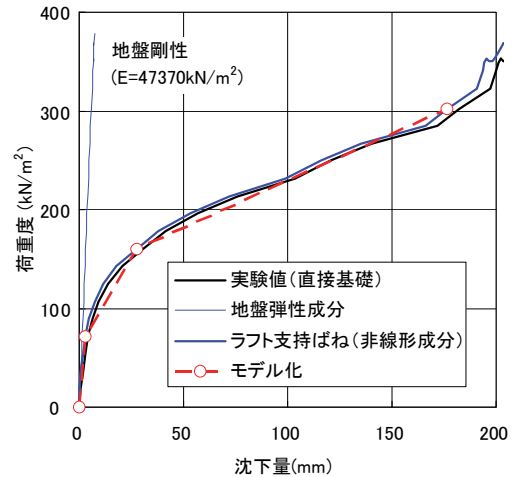


図-5 ラフト支持ばねのモデル化 (格子梁法)



(a) 土質定数による沈下解析から設定



(b) 直接基礎実験値から設定

図-6 ラフト支持ばねのモデル化 (ハイブリッド法)

異なってくる。そのためラフトの支持ばねを直接基礎の実験結果から設定した場合についての解析も行った。格子梁法に用いた支持ばねは図中に示すように Tri-linear にモデル化した。

ハイブリッド法では構造物と半無限弾性地盤とを地盤ばねを介して接合している。そこで半無限弾性地盤に支持ばねの弾性分を与え、ラフト支持ばねには全沈下量から弾性成分を差し引いた非線形成分を与えた。ハイブリッド法のラフト支持ばねを歪依存性を考慮した沈下解析から設定する場合を図-6(a)に示す。室内土質試験による耐力時の50%歪時の剛性 E_{50} を用いた場合は初期剛性が小さくなり、杭とラフトの荷重分担の適正な評価が難しくなると考えられる。そのため、図-6(b)に示すように沈下解析によらず直接基礎の実験結果から設定した場合についても解析した。

4.2 杭の摩擦ばねのモデル化

杭の摩擦ばねについてはラフトの支持ばねと同様、沈下剛性を解析によらず、摩擦杭基礎試験体の実験結果から直接設定した。杭1本当たりのばね特性を図-7に示す Tri-linear にモデル化した。

4.3 パイルド・ラフト試験体の解析

パイルド・ラフト試験体の荷重と鉛直沈下量の全体関係について実験結果と解析値との比較を図-8に示す。格子梁法はハイブリッド法より沈下量が小さくなったが、本実験の杭間隔は杭径の 7.5d 程度であり相互作用の影響が小さいため解析法の差は小さかった。

土質試験データを用いた解析によって長期支持力までの沈下量をほぼ追跡でき、短期支持力までの沈下量を土質試験データから予測する場合は初期剛性を 0.8 倍程度に調整する必要がある。

実験結果からラフトばねを設定すると、両解析法とも鉛直荷重と沈下量の関係を追跡できるが、格子梁法よりハイブリッド法の精度が高い。荷重分担率の推移について実験結果からラフト支持ばねを設定した結果を図-9

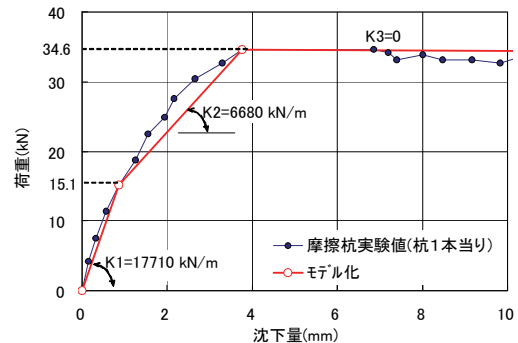


図-7 杭の摩擦ばねのモデル化

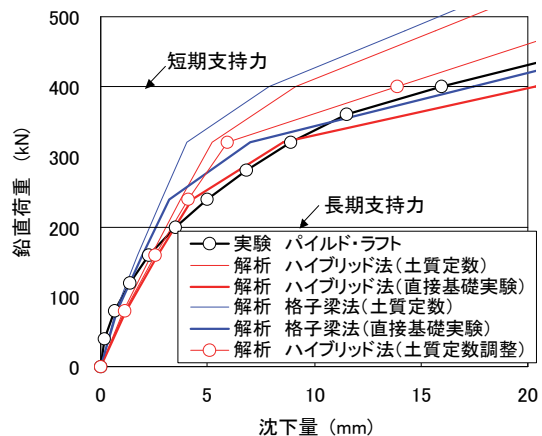


図-8 実験結果と解析値の比較

に示す。土質試験からラフト支持ばねを設定すると初期段階の剛性が大きく評価されるため、実験から設定した場合よりもラフトの分担が増す。長期支持力までは実験結果よりもラフトの荷重分担が大きくなり、ばね設定の改良が必要となるが、それ以上の荷重段階ではほぼ一致している。

5. 水平載荷実験結果と解析結果の比較

5.1 摩擦杭基礎の杭頭固定度

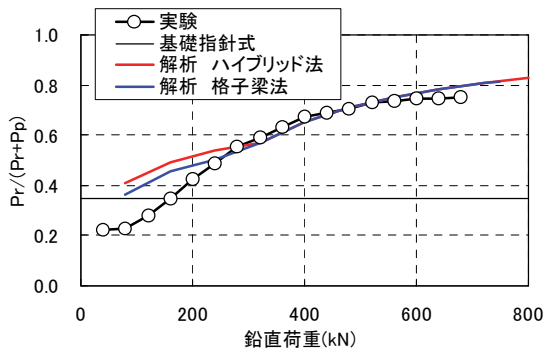


図-9 ラフト負担率の推移
(ラフト支持ばねを直接基礎実験から設定)

水平地盤反力係数 K_h が一様な地盤中の長い杭において、杭頭固定度を α とした場合、杭頭変位 y 、杭頭回転角 θ_p 、杭頭曲げモーメント M_p はそれぞれ(1)式~(3)式で算定できる。

$$\text{杭頭変位 } y = \frac{Q_p}{4EI\beta^3}(2-\alpha) \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{杭頭回転角 } \theta_p = \frac{Q_p}{2EI\beta^2}(1-\alpha) \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{杭頭曲げモーメント } M_p = \frac{Q_p}{2\beta}\alpha \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 Q_p : 杭頭せん断力 (kN)

$$\beta : \text{杭の特性値 } \beta = 4\sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4EI}} \quad (1/m)$$

$$K_h : \text{水平地盤反力係数} \quad (kN/m^3)$$

$$B : \text{杭径 (m)}$$

$$E : \text{杭体のヤング係数 (kN/m}^2)$$

$$I : \text{杭体の断面二次モーメント (m}^4)$$

(1)式に摩擦杭基礎の杭頭せん断力と水平変位の実験値を代入することにより、杭頭固定度 α を逆算して求めた。なお、地盤反力は基礎構造設計指針²⁾に準じて(4)式に示すように低減した。逆算した杭頭固定度および杭頭曲げモーメントを表-3に示す。逆算した杭頭固定度での杭頭曲げモーメントは実験値より小さく評価される。実験では杭頭は未降伏であり、杭頭固定度は変動しないものと仮定し、固定度は0.63で一定とした。

$$\text{水平方向地盤反力 } P=K_h \cdot B \cdot y \quad (4)$$

$$y < 0.1 \text{ (cm) の時 : } K_h = 3.16 \cdot K_{ho} \text{ (kN/m}^3)$$

$$y \geq 0.1 \text{ (cm) の時 : } K_h = K_{ho} \cdot y^{-0.5} \text{ (kN/m}^3)$$

$$K_{ho} = 80B^{3/4}E_{\sigma} = 36100kN/m^2 (E_{\sigma} = 2570kN/m^2 : \text{LLT 試験値})$$

表-3 逆算した杭頭固定度と杭頭曲げモーメント

Qp (kN)	δ_{exp} (cm)	Kh ($10^4 kN/m^3$)	β (m^{-1})	固定度 α	M0 (kN·m)
15.0	0.079	11.42	1.7327	0.627	0.692
30.0	0.204	8.01	1.5857	0.635	1.533
45.0	0.355	6.06	1.4792	0.712	2.763
60.0	0.574	4.77	1.3929	0.695	3.820
75.0	0.878	3.86	1.3209	0.639	4.628
90.0	1.340	3.12	1.2529	0.523	4.793
105.0	2.215	2.43	1.1766	0.267	3.034

杭頭半固定の梁モデルにより、地盤の塑性化を考慮して解析した。なお、杭先端は自由とし、塑性水平地盤反力 P_y の上限値を深さ Z によって(5)式により与えた。

$$P = K_h \cdot B \cdot y \leq P_y \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

$$Z/B \leq 2.5 : P_y = 2(1 + \mu Z/B) C_u, \mu = 1.4 \dots\dots (6)$$

$$Z/B > 2.5 : P_y = \lambda C_u, \lambda = 9 \dots\dots\dots (7)$$

$$\text{粘着力 } C_u = 38 \text{ (kN/m}^2)$$

摩擦杭基礎試験体の杭頭荷重と変位の関係について実験結果と解析結果の比較を図-10に示す。杭頭固定度を0.63とし、地盤反力の塑性化を考慮した解析結果は実験値と良い対応が得られた。解析による杭頭モーメントと回転角の関係は図-11に示す tri-linear にモデル化した。杭頭固定度は一定としたが、地盤反力の塑性化により杭頭回転ばねは非線形性を示している。梁モデルの解析を汎用ソフトで行う場合の要素分割を図-12に示す。曲げモーメント分布を図-13に示す。

5.2 ラフト底面の水平摩擦ばね

底面摩擦ばねについてはラフトの支持ばねと同様、水平荷重解析によらずパイルドラフト基礎試験体①の接地

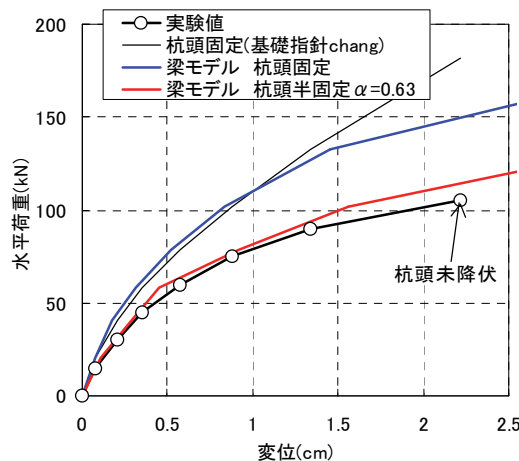


図-10 実験結果と梁モデル解析値との比較

	Mp (kN)	θ_p (rad)	K (kN·m/rad)
K1	0.936	9.87E-04	948
K2	5.151	7.391E-03	658
K3	11.471	2.104E-02	463

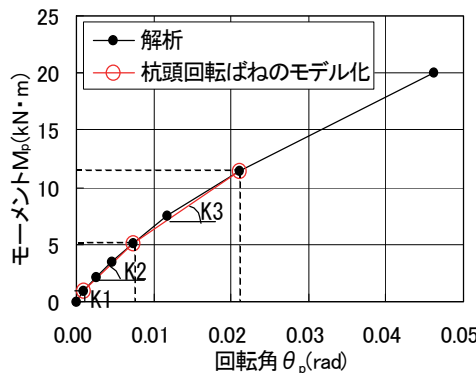


図-11 杭頭モーメントと回転角の関係

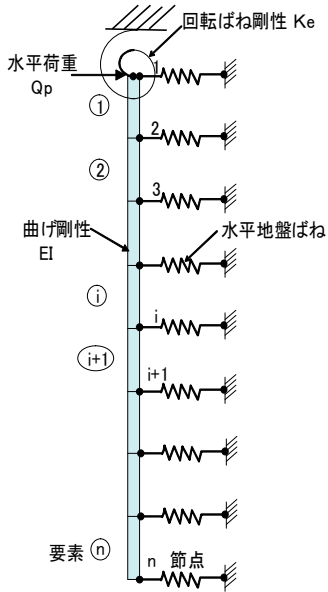


図-12 梁モデルの要素分割

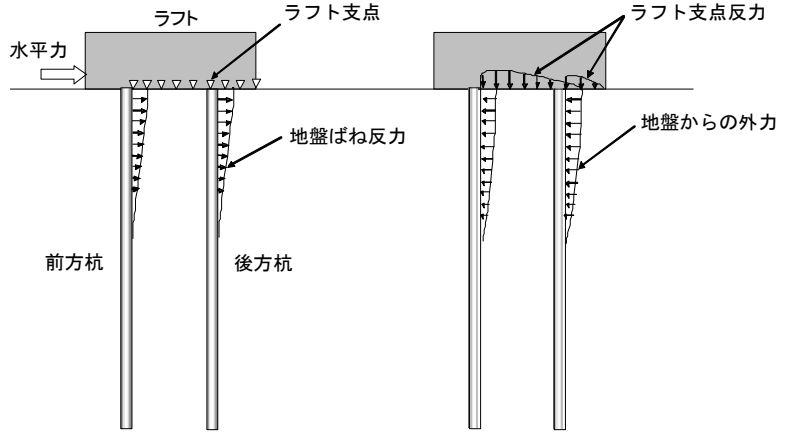


図-15 ラフトの押さえ効果

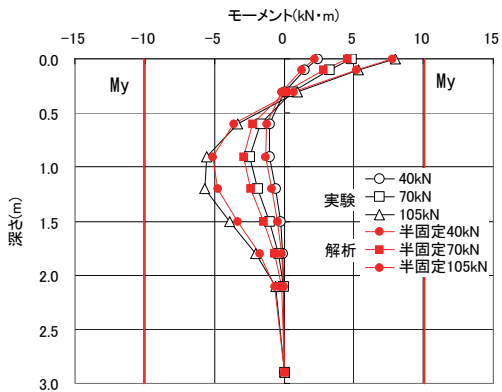


図-13 杭曲げモーメント分布

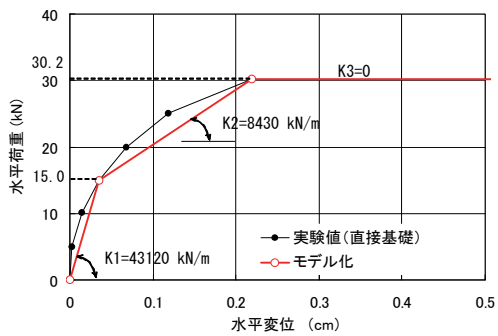


図-14 ラフト底面の水平摩擦ばね

圧を与えた直接基礎試験体の実験結果から図-14 に示す Tri-linear にモデル化した。

5.3 パイルド・ラフト基礎の解析

パイルド・ラフト基礎が水平力を受けた場合、図-15 に示すように杭の変位により地盤が強制変位を受け、ラフトが接地する地盤が盛り上がりようとする。しかし、ラフトが地盤を押すことから、杭へ再び外力が作用することによって水平耐力がラフトの無い場合より増加する。

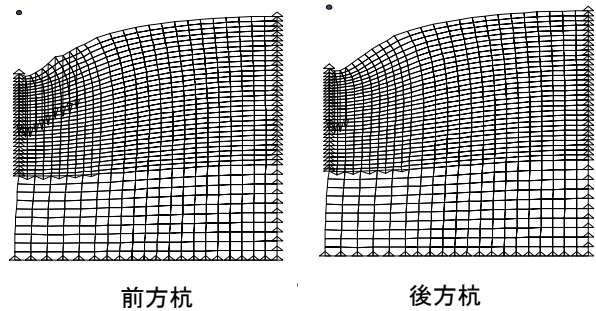


図-16 FEM 解析によるラフトの押さえ効果

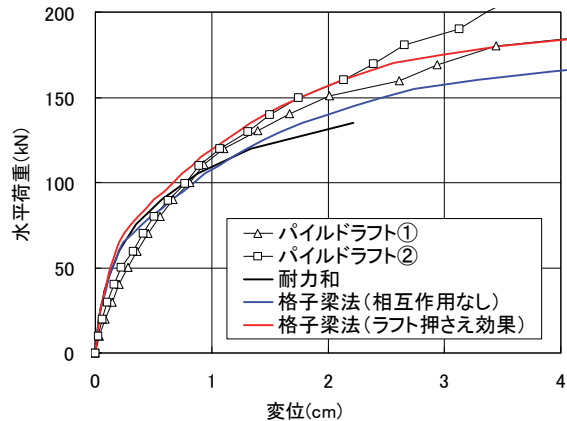


図-17 水平荷重と水平変位の関係

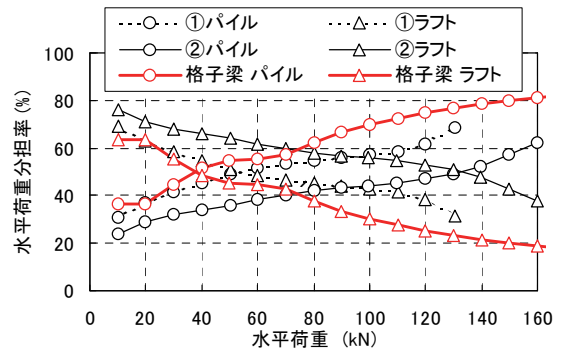


図-18 水平荷重と荷重分担率の推移

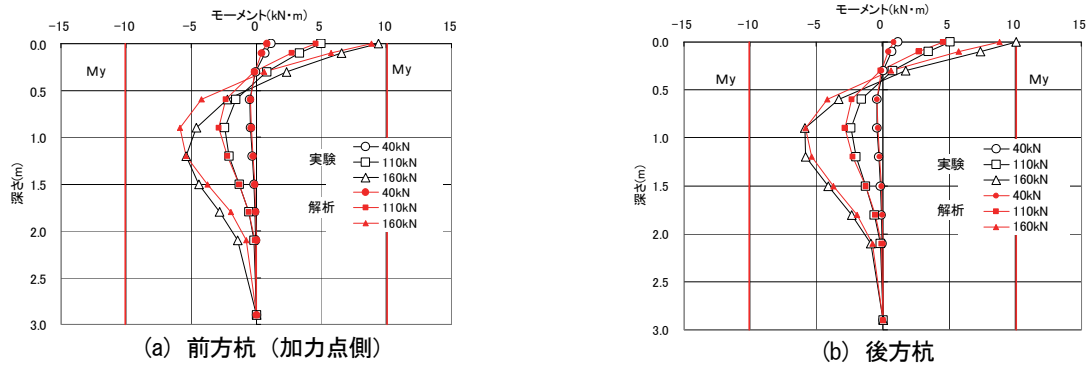


図-19 パイルド・ラフト基礎の杭の曲げモーメント (パイルド・ラフト試験体①)

ラフトの押さえ効果の有無の影響を以下の手順により解析的に評価した。

- ① 4本杭基礎の格子梁モデルで水平荷重時の杭の地盤ばね反力を求める
- ② 地盤ばねの水平地盤反力を地盤に与えて、ラフトの支点反力を前方杭、後方杭について求める
- ③ ラフト反力を地盤に加力して、杭の支点反力を求める。図-16に加力点側の前方杭、後方杭からのラフト反力を与えた場合の地盤の変形状況を示す
- ④ 4本杭基礎の格子梁モデルに水平荷重と③で求めた杭の支点反力を同時に加える

杭頭とラフト間に摩擦杭基礎の検討で求めた杭頭回転ばね特性を評価し、格子梁法によりラフトからの押さえ効果を考慮した解析を行った。水平荷重と水平変位の関係を図-17に示す。格子梁法で相互作用を考慮しない場合は直接基礎と摩擦杭の単純和の耐力、剛性にほぼ等しい結果となっている。水平変位1cm未満の初期段階では相互作用の影響により単純和よりも実験値が小さくなった。それ以降は両者の関係は逆転し、単純和を実験値が上回った。この現象は文献³⁾では杭のアンカー効果と説明されているが、ラフトの押さえ効果に起因していると考えられる。この現象を解析的に考慮することにより実験結果を大変位まで追跡できることが分かる。

水平荷重とラフト(接地面)とパイル(杭)の水平力分担率の推移を図-18に示す。実験では初期は杭が30~40%負担し、最終的には杭が60~70%を負担する。解析では初期はパイルド・ラフト試験体①の傾向に近いが、荷重が増えると実験値よりも杭の負担が増している。杭の曲げモーメント分布を図-19に示す。実験値と解析結果は杭全長で比較的良く一致しており、杭応力は十分な精度で求められた。

6. まとめ

実用的解析法による解析結果と実験結果との比較検討により以下のことがわかった。

(1) 鉛直載荷実験

- i 杭間隔 7.5d の場合、相互作用の影響が小さいため格子梁法とハイブリッド法の差は見られない
- ii. 土質試験データを用いた解析によって長期支持力までの沈下量をほぼ追跡でき、短期支持力までの沈下量を土質試験データから予測する場合は初期剛性を0.8倍程度に調整する必要がある
- iii. 実験結果からラフトばねを決定すると、鉛直荷重と沈下量の関係を精度良く追跡できる
- iv. 長期支持力までのラフトの荷重分担が大きく評価されるため、ばねの設定法の改良が必要である

(2) 水平載荷実験

- i. 摩擦杭実験結果から杭頭の固定度を逆算すると0.63であり、汎用ソフトによる格子梁法では杭頭固定度を杭頭回転ばねで評価する必要がある
- ii. 水平耐力は初期段階では相互作用のため格子梁モデルの解析値より小さくなる
- iii. 水平耐力は変位が大きくなるとラフトの押さえ効果に起因してパイルとラフトの単純和耐力を上回るため、この現象を考慮して解析することにより大変位まで追跡できる

7. あとがき

今後、実規模建物の沈下計測による実測データの蓄積と解析法の精度向上を目指していく予定である。

【参考文献】

- 1) 秦、舟木、「パイルド・ラフト基礎の実験的研究 その1 原位置載荷試験結果」、奥村組技術研究年報 No. 32, pp. 49-54, 2006. 7
- 2) (社)日本建築学会、「建築基礎構造設計指針」、2001. 10
- 3) 長尾、桑原、小林、渡邊、「小型基礎の原位置実験より得られたパイルド・ラフト基礎の水平挙動」、日本建築学会構造系論文集, No. 559, pp. 121-127, 2002. 9.

場所打ちコンクリート杭用杭頭半固定工法の開発

－キャプテンパイル工法の開発－

Development of Semi-rigid Head Connection Method for Cast-in-place Concrete Pile

- Development of CAPTEN PILE Method -

舟木秀尊* 秦 雅史* 鈴木真吾**

要 旨

近年、杭基礎の応力低減や損傷軽減を目的として、杭頭の固定度を緩和する杭頭接合法が数多く提案され、実用化されている。キャプテンパイル工法は、杭頭部にプレキャスト製のリングを被せることで杭頭接合部を半固定とする工法である。杭頭接合部を半固定とすることで、地震時における杭頭回転を容易にし、杭材の損傷を軽減することができる。今回、載荷試験を実施して、杭頭半固定接合部の構造特性を確認するとともに、設計モデルの妥当性を検証した。また、実際の工事における原位置試験を通じて、本工法の施工法を検証し、施工性に優れていることを確認した。

キーワード：場所打ちコンクリート杭、杭頭、半固定接合、回転特性、載荷試験

1. まえがき

兵庫県南部地震において杭基礎構造物の杭頭部被害が発生したことを教訓に杭頭接合部を剛接合とする従来の工法を見直し、杭頭を半固定とする工法が注目されている。このような状況の中、鹿島建設が既に実用化しているキャプリングパイル工法¹⁾をベースにして、引張抵抗機能を付加し、適用杭径の拡大、杭頭接合部の断面縮小による効率的な半固定化の実現を盛り込んだキャプテンパイル工法を10社の共同研究によって開発した。

本工法は場所打ちコンクリート杭に適用し、杭頭の曲げモーメントを低減でき、在来工法に比べて杭体の損傷が少なく耐震性が向上する。また、杭頭モーメントの低減により杭や基礎梁の断面が小さくでき、コンクリート量・鉄筋量の削減が図れる。

本報告では、工法の概要、開発のために実施した各種試験および設計法の概要について報告する。

2. 工法の概要

2.1 構成

工法の構成を図-1に、在来工法との比較を図-2に示す。本工法はプレキャスト製のリング（以下：PCリング）を杭頭にかぶせて杭と基礎を接合し、杭頭半固定を実現している。地震時に生じる上部構造からのせん断力はPCリングを介して杭に伝達される。大口径の杭を効果的に半固定状態とするために、杭頭には断面を縮小した絞りを設けることを標準とし、絞りはドーナツ状の緩衝材を設置して成形する。杭に生じる引張力には、杭頭中央部に引張定着筋を配置することで対応する。

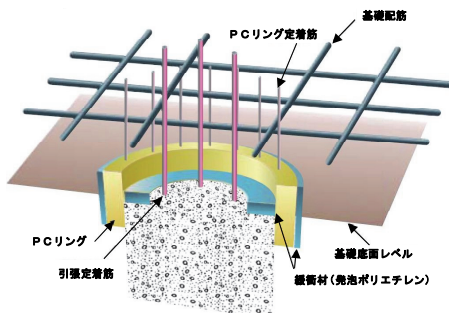


図-1 工法の構成

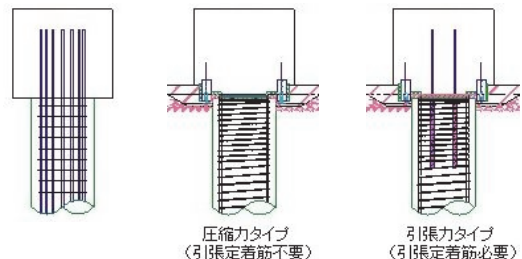


図-2 在来工法との比較

*技術研究所 **東京支社建築工務部

2.2 施工手順

本工法の標準的な施工フローを図-3に示す。本工法特有の作業として、鉄筋かごを組立てる際に、引張定着筋を挿入するためのシースと杭頭部せん断補強筋（ウルボンスパイラル）をあらかじめ設置し、杭鉄筋を建て込む。コンクリートを打設して硬化した後、余盛り部コンクリートのはつりと撤去作業を行う。その際、杭天端外周部をPCリングが納まるようにはつり、レベル精度に留意して捨てコンクリートを敷設する。PCリングは天端整形後の杭心に合わせて設置し、PCリングの下端合わせて緩衝材を巻き付ける。次にシース内の洗浄および洗浄水の吸引を行う。モルタルをシース内に充填し、引張定着筋をシース内に挿入する。引き続きモルタルを杭頭に充填し、天端レベルを調整する。モルタルが硬化した後、杭頭部の緩衝材（杭頭絞り部成形用）を設置する。その後は、PCリング外周部に捨てコンクリートを打設し、パイルキャップ部および基礎部の工事を行う。

施工上の品質管理や施工法を確認するために、5現場にて実大施工実験を行った。その際の杭鉄筋の建て込み状況を写真-1に、杭頭接合部の施工状況を写真-2に示す。各工程とも施工基準に規定する施工精度を満足し、施工性の良い杭頭半固定を構築することが確認できた。



写真-1 杭鉄筋の建て込み状況



写真-2 杭頭接合部の施工状況

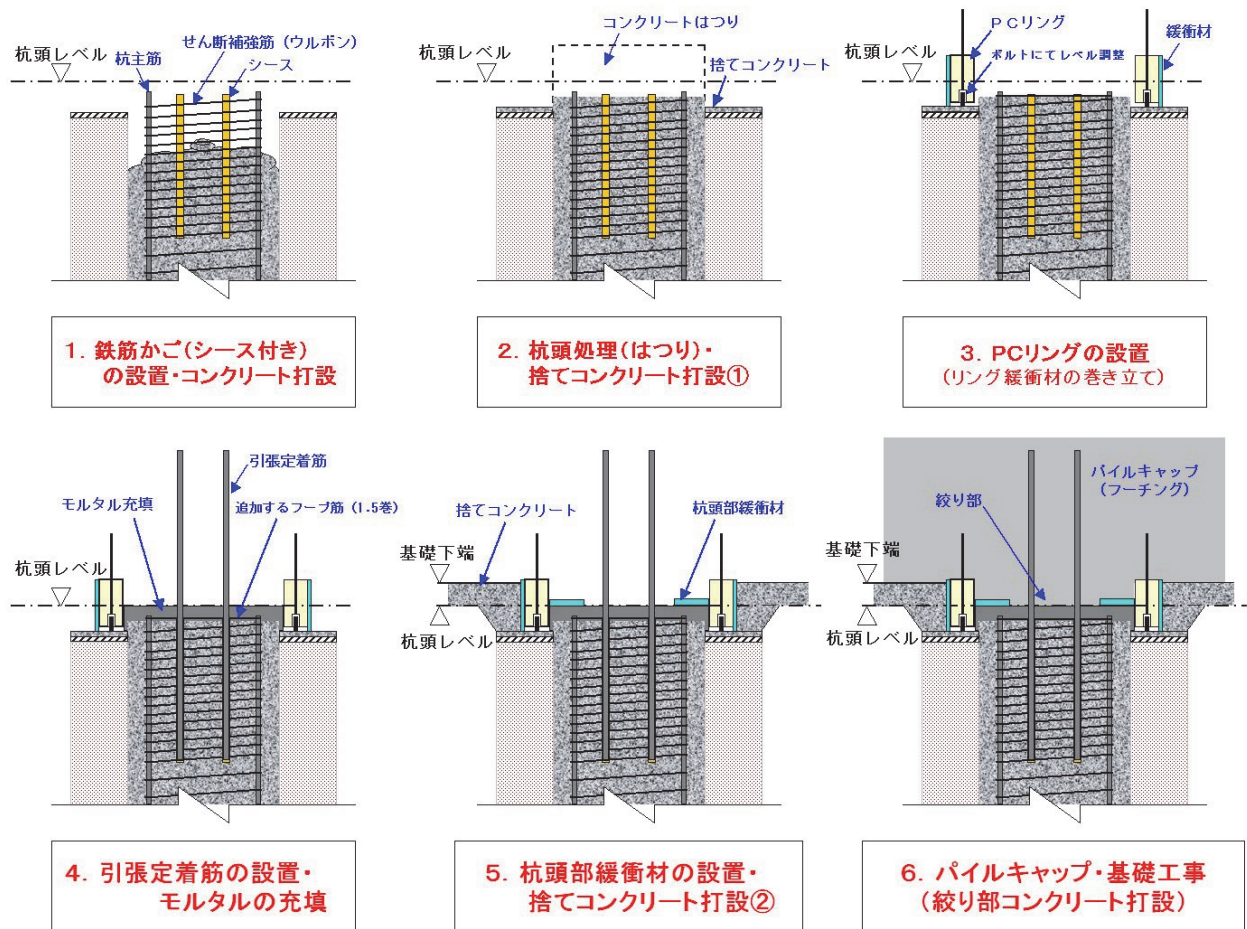


図-3 施工手順 (引張定着筋：シースタイプ)

3. 構造性能確認実験

表-1 試験体一覧 (接合部圧縮実験)

No.	パラメータ	コンクリート強度	杭頭部モルタル強度	絞り部高さ (mm)	拘束筋有無	絞り部径 / 杭径	絞り部径 / 絞り部高さ	偏心量 (mm)
0	無筋、鋼板なし	Fc24	Fc50	10	なし	0.7	28	0
1	基準							140
2	偏心载荷							0
3	拘束筋							0
4	杭頭部モルタル強度							0

3.1 接合部圧縮実験

a. 概要

本工法の接合部は、杭天端にドーナツ状の緩衝材(発泡ポリエチレン)を設置して杭径断面を杭頭部に

において絞ることにより、杭頭の固定度をより低減させる効果がある。杭頭半固定接合部の絞り部について構造性能を確認するために圧縮実験を行った。試験体数は表-1に示す5体で、実験パラメータは、杭頭モルタル強度、絞り部を補強する拘束筋の有無、および载荷位置の偏心量とし、無筋で鋼板がない試験も行った。基準の試験体 (No. 1) を図-4に示す。杭頭半固定接合部にはPCリングを模擬して鋼板を設置している。また、接合部には厚さ10mmの発泡ポリエチレンを敷設して絞り部を設けている。コンクリートの力学的特性を表-2に、鋼材の力学的特性を表-3に示す。加力方法を図-5に示す。油圧ジャッキから球座を介して試験体が破壊するまで载荷した。载荷位置は No. 0、No. 1、No. 3、No. 4 については試験体の中心位置とし、No. 2 については中心から一方向に140mm偏心させた位置とした。なお、偏心载荷については、試験体の損傷と共に球座に回転が生じたため、最大耐力に達する前に除荷した。試験では、载荷荷重、試験体の変形、鋼板のひずみ、絞り部内部のひずみ、拘束筋のひずみについて計測した。

b. 実験結果及び考察

圧縮強度の実験結果一覧を表-4に、応力度(载荷軸力/絞り部面積)とひずみ(試験体全体)関係を図-6に示す。No. 1、No. 3、No. 4 は、最大荷重を絞り部面積で除した値が56.2~59.0 N/mm²となり、テストピースの圧縮強度20.3 N/mm²に対して2.80~2.94倍の値となった。絞り部の支圧効果²⁾に加えて、補強筋の効果で圧縮強度が上昇していると考えられる。No. 2の偏心载荷の実験では最大耐力まで载荷できなかったが、最大荷重を絞り部面積で除した値が44.3 N/mm²となり、テストピースの圧縮強度に対して2.20倍の値まで確認した。絞り部を拘束筋で補強したNo. 3と杭頭部モルタル強度を低めにしたNo. 4については、基準のNo. 1と比較して圧縮強度に殆ど影響がないことを確認した。無筋コンクリートのNo. 0では、最大荷重を絞り部面積で除した値が27.3 N/mm²となり、テストピースの圧縮強度に対して1.34倍の値となった。試験体の絞り部まわりには、No. 0を除いてPCリングを模擬した鋼板を巻いており、縦ひび割れの発生に伴ってコンクリー

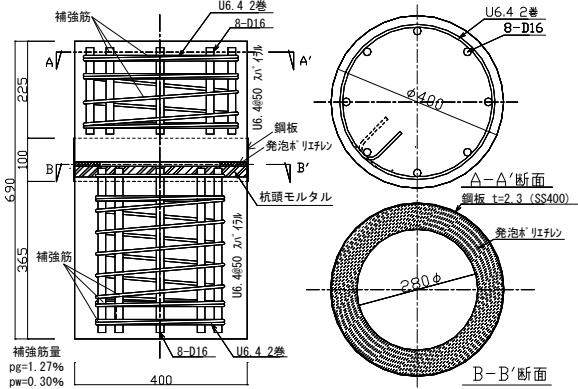


図-4 試験体図 (No. 1)

表-2 コンクリートの力学的特性 (接合部圧縮実験)

No.	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ³ N/mm ²)	
0	杭部コンクリート	20.3	24.0	
1, 2, 3, 4		20.1	24.0	
1, 2, 3		杭頭モルタル	59.1	27.7
4			43.5	21.0

表-3 鋼材の力学的特性 (接合部圧縮実験)

材料	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ³ N/mm ²)	降伏ひずみ (%)
D16	341	491	177.9	0.192
PL2.3	283	351	191.0	0.148
U6.4	1460	1484	199.9	0.730

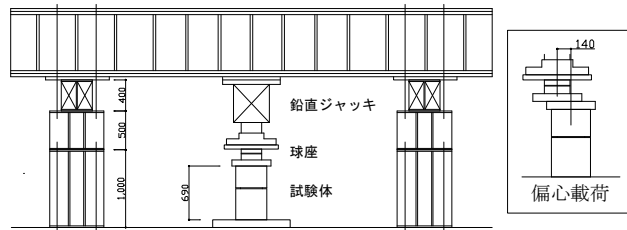


図-5 加力方法

表-4 実験結果一覧

No.	パラメータ	最大荷重 (kN)	最大荷重/絞り部面積 (N/mm ²)	コンクリート強度との比
0	無筋、鋼板なし	1678	27.3	1.34
1	基準	3600	58.5	2.91
2	偏心	(2726)*	(44.3)*	(2.20)*
3	拘束筋	3633	59.0	2.94
4	モルタル強度	3461	56.2	2.80

* No. 2試験は球座の回転が限界に達して除荷したため終局まで载荷していない

トが面外に拵がろうとするのを鋼板が拘束した効果によるものと推察される。破壊性状は縦ひび割れがパイルキャップ及び杭体で発生した後、横ひび割れが発生した。試験体はすべて杭体側の破壊によって終局に至った。実験後の破壊状況を写真-3に示す。杭体の補強筋がパイルキャップに比べて内側に配筋されている等によって、杭体かぶり部が割裂状に破壊した。その際、No.3においては杭体側の高強度せん断補強筋が破断した。

杭頭半固定接合部を模擬した試験体について圧縮実験を行った結果、コンクリート断面を絞った杭頭部は支圧効果や補強筋の効果によって十分な圧縮強度を有していることがわかった。

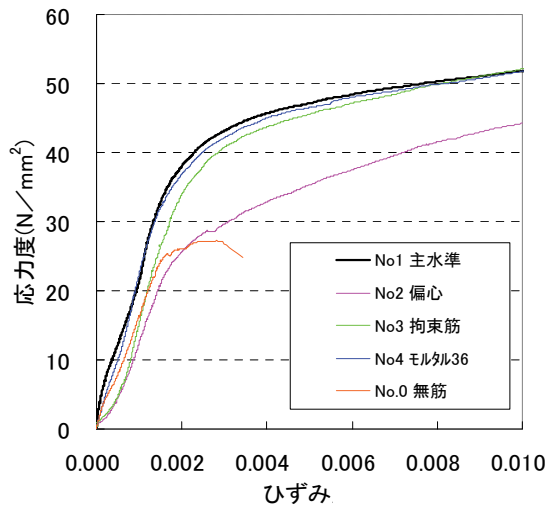


図-6 応力度-ひずみ関係

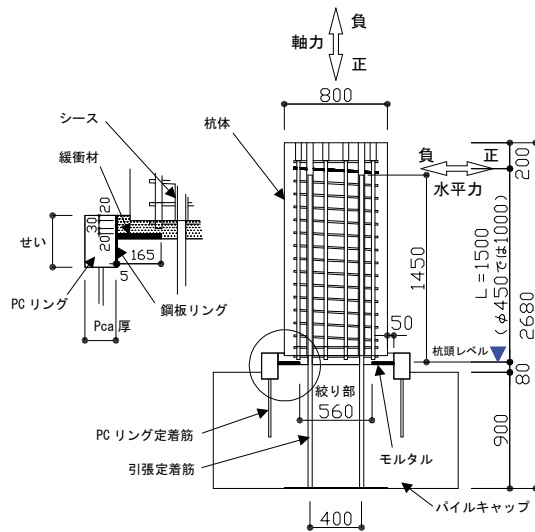


写真-3 試験後の破壊状況 (No.1)

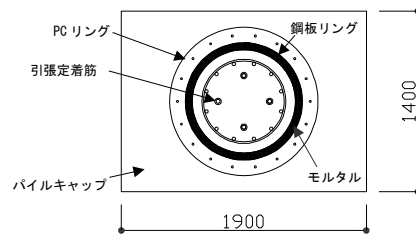
3.2 曲げせん断実験

a. 概要

杭頭半固定接合部の構造性能を確認するために曲げせん断実験を実施した。試験体一覧を表-5に示す。No.0は杭主筋をパイルキャップに定着した在来工法の試験体で、No.1~No.6は杭頭半固定接合の試験体である。試験体の一例を図-7に示す。パイルキャップの上に杭体が載っており、実際の杭頭接合部とは上下が逆である。使用材料であるコンクリートの力学的特性を表-6に、鋼材の力学的特性を表-7に示す。実験は杭に所定の軸力を作用させた状態で、水平力を正負交番漸増繰り返し載荷した。No.5とNo.6については、同じ試験体に対して軸力を大きくしていく載荷実験を計4回実施した。



a) 立面



b) 平面

図-7 試験体 (No.1、No.2)

表-5 試験体一覧 (曲げせん断実験)

試験体 No.	杭			絞り部	PCリング				引張定着筋	シース	軸力
	径 (mm)	主筋 (mm)	帯筋 (mm)		径 (mm)	PCa厚 (mm)	せい (mm)	鋼板リガ*厚 (mm)			
0	450	12-D16	U9.0@50	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	-481
1	800	12-D25	U12.6@100	560	120	200	4.5	18-D16	4-D32 (SD490)	#1055	-700
2	800	12-D25	U12.6@100	560	120	200	4.5	18-D16	4-D32 (SD490)	#1055	+1357
3	450	12-D16	U9.0@50	320	90	150	3.0	12-D13	8-D22 (SD345)	なし	-481
4	450	12-D16	U9.0@50	320	90	150	3.0	12-D13	8-D22 (SD345)	なし	+1074
5	450	12-D16	U9.0@50	320	90	150	3.0	12-D13	8-D22 (SD345)	なし	-192~-769
6	450	12-D16	U9.0@50	320	90	150	3.0	12-D13	8-D22 (SD345)	なし	+429~+1718

b. 実験結果及び考察

杭頭曲げモーメント M_{PT} と杭頭回転角 θ_{PT} の関係(No.1~No.4)を図-8に示す。杭頭回転角は接合部近傍の鉛直変位量と計測点長さから算出した。引張定着筋降伏時、杭主筋降伏時、絞り部コンクリート圧縮応力 $0.85\sigma_B$ 時(σ_B :コンクリート圧縮強度)及び最大杭頭曲げモーメント時の各点を図中にプロットした。破壊性状については、引張軸力を載荷したNo.1、No.3では、引張軸力や曲げによる杭体の横ひび割れが発生後、モルタルとPCリング間で剥離が生じ、PCリングがひび割れ、引張定着筋が降伏した後、 θ_{PT} が急激に増加した。これに対して、圧縮軸力を載荷したNo.2、No.4では、モルタルとPCリング間での剥離やPCリングのひび割れが杭体の横ひび割れに先行し、絞り部コンクリート圧縮応力が $0.85\sigma_B$ に達している。軸力比の高いNo.4では、引張定着筋の降伏に先行して絞り部コンクリートの圧縮応力が $0.85\sigma_B$ に達し θ_{PT} が増加し始めている。

試験終了後の状況(No.0、No.3)を写真-4に示す。在来工法であるNo.0は激しい杭頭損傷が見られるが、杭頭半固定接合であるNo.3はPCリングで回転しやすくなったことなどにより杭頭の損傷は軽微であった。

最大モーメントと杭頭軸力の関係(No.5、No.6)を図-9に示す。引張軸力下のNo.5は、最初の加力で引張定着筋が降伏したため、2回目の軸力(-385kN)を加えたケースで耐力が大きく低下したものの、以後の耐力低下は引張軸力増加に対応してわずかである。一方、圧縮軸力のNo.6は段階的に圧縮軸力を高くしたので、最大杭頭曲げモーメントの低下がなく、圧縮軸力増加に対応して耐力が若干増加した。

実験の結果、在来の工法より杭体の損傷が少なく、本工法が安定した回転性能を有することが確認できた。また、杭頭接合部の回転性能は、絞り部や引張定着筋で発揮されることが確かめられた。

表-6 コンクリートの力学的特性(曲げせん断実験)

部位	圧縮強度 σ_{cu} (N/mm ²)			弾性係数 E_c ($\times 10^3$ N/mm ²)		
	最大	平均	最小	最大	平均	最小
杭体	33.6	31.1	27.3	30.5	28.7	26.8
PCリング	58.9	52.6	48.0	32.3	30.6	28.7
モルタル	54.9	54.1	53.5	26.5	26.0	25.4
パイルキャップ	38.1	36.1	33.4	32.6	30.1	27.3

表-7 鋼材の力学的特性(曲げせん断実験)

部位	呼び名	鋼種	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	弾性係数 E_s ($\times 10^3$ N/mm ²)
杭体主筋	D25	SD345	384	574	192.5
	D16	SD345	394	571	192.5
杭体帯筋	U12.6	SBPD1275/1420	1369	1500	215.4
	U9.0	SBPD1275/1420	1365	1474	204.6
引張定着筋	D32	SD490	528	707	198.3
	D22	SD345	400	582	192.7
鋼板リング	4.5	SS400	330	458	206.5
	3.0	SS400	380	483	208.1
PCリング帯筋	U9.0	SBPD1275/1420	1400	1484	206.7
PCリング帯筋	U7.1	SBPD1275/1420	1434	1501	212.4
PCリング帯筋	D16	SD390	448	624	193.1
定着筋	D13	SD390	446	620	191.7
パイルキャップ	D25	SD345	382	553	192.8

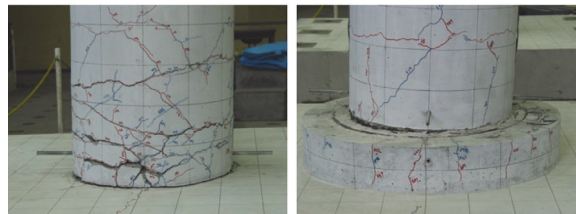


写真-4 試験後の損傷状況(No.0、No.3)

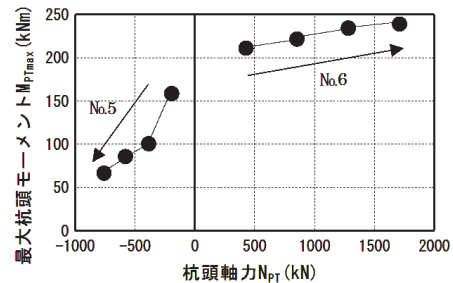


図-9 最大杭頭モーメントと杭頭軸力の関係(No.5、No.6)

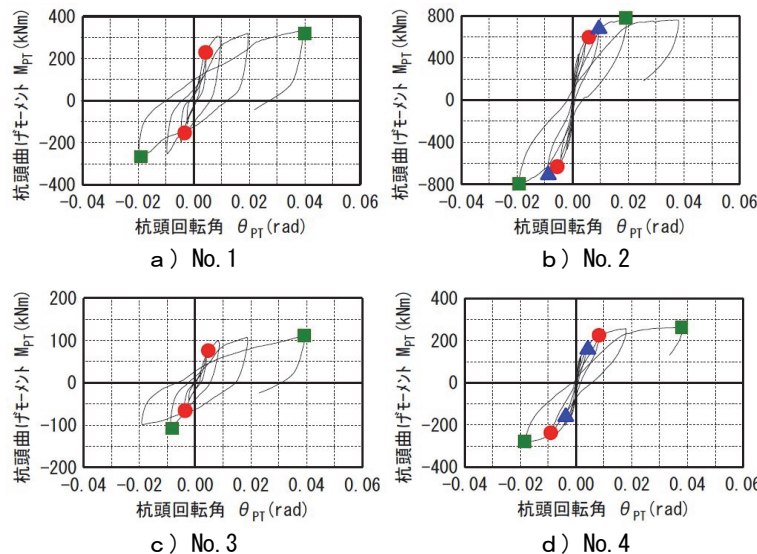
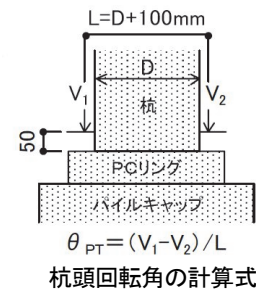


図-8 杭頭曲げモーメント-杭頭回転角関係



- 引張定着筋主筋降伏
- ▲ 絞り部コンクリートの圧縮応力 $0.85\sigma_B$
- 最大杭頭曲げモーメント

4. 設計法

杭頭接合部の設計フローを図-10に示す。また、杭頭モーメントと回転角の評価法を図-11に示す。離間時曲げモーメント (M_l) は、杭頭接合部の軸応力度と杭頭接合部の断面係数から算定する。初期回転剛性 (K_1) は杭体部分の回転剛性とPCリング内コンクリート及びパイルキャップ部分の回転剛性の累加で評価する。降伏時曲げモーメント (M_p) 及び終局時曲げモーメント (M_u) については、断面力の釣り合いとひずみ度の適合条件を考慮した塑性曲げ理論に基づいて算定する。

固定度と杭の曲げモーメント分布の関係を図-12に示す。杭頭部曲げモーメントと地中部曲げモーメントは固定度 0.41 の場合に等しくなる。合理的な杭配筋とするためには固定度のばらつきが極力小さくなるような杭頭接合部仕様とすることが必要となる。杭頭固定度とせん断力関係の例を図-13に示す。設計では、杭1本あたりの設計せん断力と軸力(圧縮・引張)に対応する杭頭固定度を求め、この固定度に基づく剛性比に従って杭のせん断力を再分配し、各杭の杭頭変位が同じとなるまで収束計算を行う。その後、杭頭変位・応力を求めて杭の断面算定を行い、PCリングのタイプを選択する。

5. まとめ

- 本工法は、以下の特長を有している。
- i. 杭頭の曲げモーメントが低減でき、杭材の損傷が在来工法に比べて少なく杭の耐震性が向上する
 - ii. 基礎梁や杭の断面が小さくでき、コンクリート量・鉄筋量の削減が図れる
 - iii. 掘削工事に伴う残土などの産業廃棄物を削減し、環境負荷を低減できる
 - iv. 杭頭の納まりがシンプルで、杭頭はつり時に突出鉄筋もなく、施工が速くて簡単である

6. あとがき

今後、上記の特長をアピールし、場所打ちコンクリート杭の物件へ適用していきたい。なお、本開発は鹿島建設、奥村組、五洋建設、戸田建設、飛鳥建設、西松建設、長谷工コーポレーション、松井建設、三井住友建設、高周波熱錬による共同研究で実施した。

【参考文献】

- 1) 宮田、吉松ほか、「半固定杭頭接合法の開発 その5 杭頭接合部の構造性能確認実験」、日本建築学会大会梗概集、B-1、pp. 635-636、2003.9
- 2) 日本建築学会編：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、コンクリートの支圧強度(1)、pp. 90-97、1987

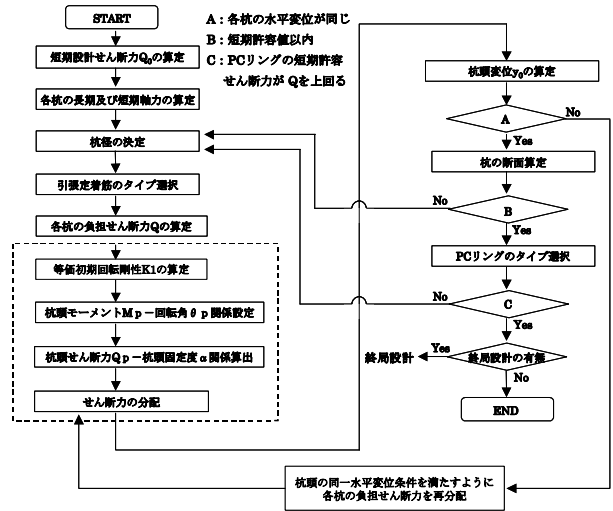


図-10 杭頭接合部の設計フロー

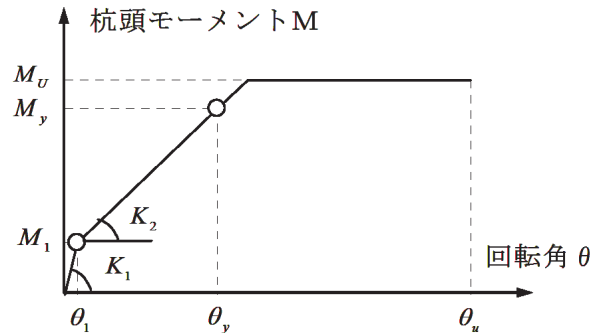


図-11 杭頭モーメントと回転角の評価法

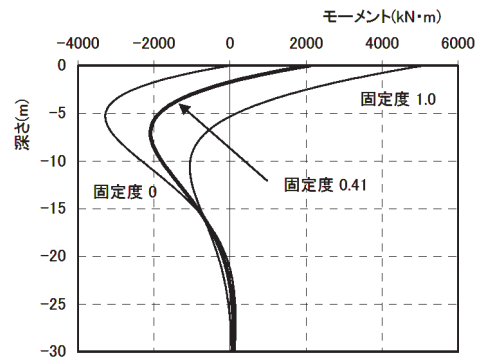


図-12 固定度と杭の曲げモーメント分布の関係

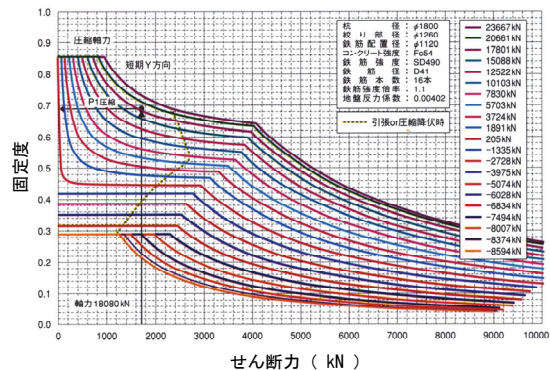


図-13 杭頭固定度-せん断力関係の例

Mクラス再生骨材を使用したコンクリートの 建築物基礎への適用

Application of Concrete using Class-M Recycled Aggregate to Building Foundation

上西 隆* 河野政典** 起橋孝徳**
小竹琢雄*** 清水博之****

要旨

コンクリート塊は、現状ではそのほとんどが路盤材へ再利用されているが、今後はコンクリート用骨材としてのリサイクルが望まれている。今回、Mクラス再生骨材を使用したコンクリートの国土交通大臣認定を取得し、建築物の場所打ち杭と基礎に適用した。この再生骨材コンクリートは、通常のコンクリートと同様の品質および施工性を有しており、構造体に十分適用可能である。Mクラス再生骨材は、製造手間やコストの面で再生骨材Hよりもリサイクルが容易な材料であり、今後の普及が期待できる。

キーワード：リサイクル、Mクラス再生骨材、コンクリート、場所打ち杭、基礎

1. まえがき

国土交通省の平成17年度建設副産物実態調査結果によると、コンクリート塊の発生量は約3,500万トン/年であり、そのリサイクル率は98.1%と高い。しかし、そのほとんどが路盤材としての再利用であり、今後、増大するであろうコンクリート塊に対しては、路盤材以外のリサイクル用途の開発が必要となる。そのため、コンクリート塊から製造した再生骨材をコンクリート用骨材として利用する研究が行われ、実施例も見られるようになった¹⁾。また、コンクリート用再生骨材や再生骨材コンクリートのJIS規格も制定され、再生骨材の使用環境は徐々に整備されつつある。

しかし、再生骨材コンクリートを建築構造部材に適用

するには建築基準法第37条に基づく国土交通大臣の認定が必要であり、再生骨材の製造手間やコストの問題、再生骨材コンクリートの品質に対する認識の違い等により、現状ではあまり普及していない。

今回、コンクリート塊のリサイクルの一層の推進を目指して、Mクラス再生骨材を使用したコンクリートの大臣認定を取得し、建築物の杭および基礎に適用したので報告する。

2. 再生骨材コンクリートの概要

2.1 再生骨材

再生骨材の種類と品質を表1に示す。再生骨材は、コンクリート塊を破碎・研磨・分級して製造するが、製

表1 再生骨材の種類と品質

再生骨材の級	種類	密度(g/cm ³)	吸水率(%)	適用部位	特徴
H JIS A 5021	粗骨材	2.5以上	3.0以下	制限なし	加熱擦り揉み処理等により付着モルタルはほとんどない。普通骨材と同様の取扱いができて適用範囲は広いが、製造時のエネルギー消費が大きく、コストが高い。微粉等の副産物も多く発生する。
	細骨材	2.5以上	3.5以下		
M JIS A 5022	粗骨材	2.3以上	5.0以下	杭・基礎	摺り揉み等により付着モルタルはある程度除去される。HとLの中間の品質で、コストはHより安い。適用部位が限定されるが、普及が最も期待できる。
	細骨材	2.2以上	7.0以下		
L JIS A 5023	粗骨材	—	7.0以下	無筋構造物 捨てコン	破碎・分級するだけで付着モルタルは除去されない。製造時の副産物の発生が少なく製造コストも最も安い。品質の面から構造体には使用できない。
	細骨材	—	13.0以下		

*技術本部建築部 **技術研究所 ***東京支社建築工務部 ****関西支社建築工務部

造過程で骨材に付着しているモルタルをどの程度取り除くかによって再生骨材の品質が決まり、H、M、Lにクラス分けされる。再生骨材Hは、加熱擦りもみ等の高度処理が施されて、付着モルタル分がほとんどない骨材で、その密度、吸水率は普通（天然）骨材とほとんど同じである²⁾。一方、再生骨材Lは、破碎・分級しただけで付着モルタルの除去を行っていないもので、密度が小さく、吸水率は大きい。再生骨材M（写真－1参照）は、ある程度付着モルタルを除去したもので、HとLの中間の品質となる³⁾。

再生骨材は品質によって適用できる部位が異なる。再生骨材Hは建物のどの部位にも適用できるが、製造手間がかかりコストの高いことが普及の制約となっている。再生骨材Mの適用部位は、現在、地下構造物に限定されているが、再生骨材Hに比べて製造手間がかからずコスト面で優位性があるため、比較的リサイクルが容易である。



写真－1 再生粗骨材M

2.2 再生骨材および再生骨材コンクリートの品質管理

大臣認定を取得した再生骨材コンクリートは、Mクラス再生骨材を粗骨材のみに用いたもの（以下、SR と略記）と、粗骨材と細骨材の両方に用いたもの（以下、RR と略記）の2種類である。RR は場所打ち杭への適用に限定されるが、SR は場所打ち杭と基礎に適用できる。設計基準強度の範囲は 21N/mm²～36N/mm²（指定強度で 24N/mm²～39N/mm²）である。再生骨材コンクリートの大臣認定の概要を表－2に示す。

Mクラス再生骨材の品質管理の一例を表－3に、再生骨材コンクリートの品質管理を表－4に示す。使用する再生骨材は、出所が特定されていないコンクリート塊から製造されたものを対象とするため、特に塩化物量とアルカリシリカ反応については以下に記す管理および対策を実施することとした。

a. 塩化物量の管理

再生骨材の塩化物量については、付着モルタル中の固定化された塩化物も含めた全塩化物量を測定して管理することとし、管理基準はMクラス再生骨材の全塩化物量の測定実績値をもとに設定した。

再生骨材コンクリートの塩化物量については、通常のコンクリートと同様に JASS 5T-502 に従って測定するが、

表－2 再生骨材コンクリートの大臣認定概要

	生工場	認定番号	骨材種類		適用部位
			細骨材	粗骨材	
首都圏	A社	MCON-1492	再生M 普通	再生M 再生M	場所打ち杭
	B社	MCON-1493	普通	再生M	場所打ち杭
	C社	MCON-1494	普通	再生M	場所打ち杭
	D社	MCON-1495 MCON-1581	再生M	再生M	場所打ち杭
			普通	再生M	場所打ち杭 基礎スラブ フーチング 基礎梁
E社	申請中	普通	再生M	場所打ち杭 基礎スラブ フーチング 基礎梁	
関西地区	F社	MCON-1582	再生M	再生M	場所打ち杭
			普通	再生M	場所打ち杭 基礎スラブ フーチング 基礎梁

表－3 Mクラス再生骨材の品質管理例

検査項目	試験方法	検査頻度	管理基準
絶乾密度 (g/cm ³)	細骨材： JIS A 1109	450ton/ロットにつき1回試験	細：2.2以上 粗：2.4以上
吸水率 (%)	粗骨材： JIS A 1110		細：8.0以下 粗：4.0以下
塩化物量 (%)	JIS A 1154 酒石酸簡易法	工事着手前と 450ton/ロットにつき1回試験	全Cl ⁻ として 0.010以下
アルカリシリカ反応性	ZKT-206		反応性なし (A)

※ 使用した再生骨材の中には、JIS 再生骨材Mの密度・吸水率と一部異なるものがあるため“Mクラス”とした。

表－4 再生骨材コンクリートの品質管理

検査項目	試験方法	検査頻度	管理基準
スランプ	JIS A 1101	150m ³ につき1回	8cm以上18cm以下： ±2.5 cm 21cm：±1.5 cm ^{*1}
空気量	JIS A 1128		4.5±1.5 %
コンクリート温度	JIS A 1156		5～35 °C
塩化物量	JASS5T-502	打設日ごとに1回	C _c ^{*2} =C _M ^{*3} +(0.30-C _M)/5
圧縮強度	JIS A 1108 JIS A 1132	150m ³ につき1回	1回の試験結果は指定強度の85%以上 3回の試験結果の平均値は指定強度以上

*1：指定強度 27N/mm²以上で高性能 AE 減水剤を使用する場合は±2.0cm

*2：再生骨材コンクリートの塩化物量の管理値 (kg/m³)

*3：再生骨材以外の材料の塩化物量 (kg/m³)

再生骨材の付着モルタル中に固定化されている塩化物量を含めて管理する必要がある。また、塩化物量が過大な再生骨材が何らかの理由で混入した場合でも、再生骨材コンクリート中の全塩化物量が 0.30kg/m^3 以下となるように管理基準を設定しなければならない。そこで、再生骨材の付着モルタルから溶出する塩化物量を再生骨材全塩化物量の $1/5$ と仮定し、再生骨材以外の材料（セメント、水、普通骨材、混和剤等）の塩化物量 (C_p) から、表-4に示すように管理基準 (C_c) の算出式を設定した。

b. アルカリシリカ反応抑制対策

アルカリシリカ反応抑制対策としては、抑制効果のある高炉セメントB種を使用する。さらに、コンクリートのアルカリシリカ反応性迅速試験方法 (ZKT-206) により、無害 (反応性なし(A)) であることを確認することとした。

なお、塩化物量の管理基準以外、再生骨材コンクリートの品質管理は通常のコンクリートと同じである。

2.3 再生骨材コンクリートの供給体制

再生骨材コンクリートの製造・供給フローを図-1に示す。再生骨材プラントで製造したMクラス再生骨材を生コン工場へ運搬し、生コン工場では通常のコンクリートと同様に再生骨材コンクリートを製造し、それを現場へ輸送する。

首都圏では、生コン工場5社とそれぞれ共同で再生骨材コンクリートの大臣認定を取得した。再生骨材の製造プラントは2社あり、それぞれ近くの生コン工場へ再生骨材を供給する。再生骨材コンクリートの供給エリアは図-2に示すとおりであり、首都圏広域に再生骨材コンクリートを供給できる体制を構築している。

関西地区では、再生骨材製造プラントから再生骨材を搬入し、大臣認定を取得した生コン工場1社から西宮・伊丹・尼崎エリアに再生骨材コンクリートの供給が可能である。

3. 再生骨材コンクリートの適用例 I

3.1 建物・適用部位概要

再生骨材コンクリートを適用した建物は、壁式P C a造5階建ての共同住宅（神奈川県横浜市、建築面積 895.1m^2 、延床面積 $2,937.47\text{m}^2$ ）である。

再生骨材コンクリートは、場所打ち杭と耐圧盤・フーチングに適用した。場所打ち杭（杭径 $700\sim 1200\text{mm}$ 、杭長 $11.5\sim 13.8\text{m}$ ）29本のうち、23本 (395m^3) にSRを、6本 (55m^3) にRRを用いた。また、耐圧盤・フーチング (600m^3) にはSRを用いた。

再生骨材コンクリートの指定強度は 33N/mm^2 である。スランブは、杭では 18cm 、基礎では 15cm であり、空気量はすべて 4.5% である。再生骨材コンクリートの調査を表-5に示す。

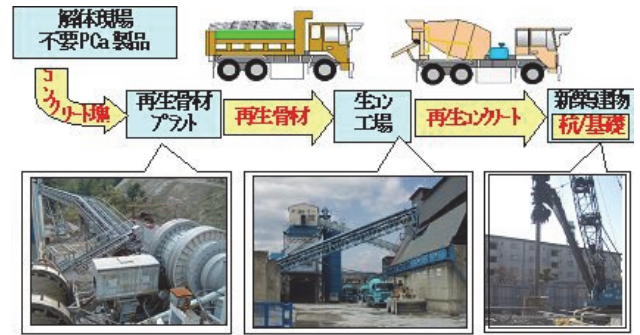


図-1 再生骨材コンクリートの製造・供給フロー

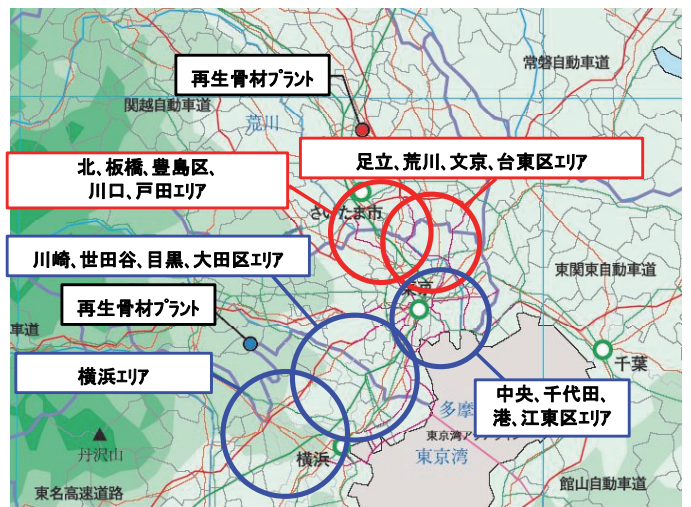


図-2 再生骨材コンクリートの供給エリア（首都圏）

表-5 再生骨材コンクリートの調査（適用例 I）

種別	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
			C	W	S	G
杭 SR	49.5	43.8	372	184	730	R938
杭 RR	49.5	43.0	382	189	R715	R938
基礎 SR	49.5	41.8	358	177	709	R987

※ 数字の前に R と記してあるのが再生骨材

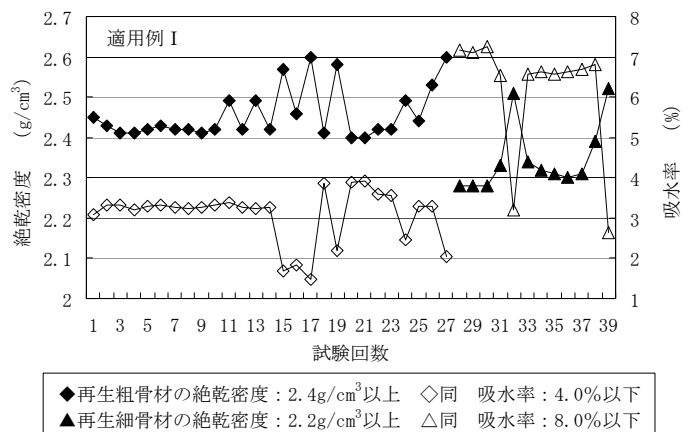


図-3 再生骨材Mの絶対乾密度と吸水率（適用例 I）

3.2 Mクラス再生骨材の品質

再生骨材の絶乾密度と吸水率は、**図-3**に示すようにすべて管理基準を満足していた。

JIS A 1154 による全塩化物量の測定結果は、粗骨材で0.002~0.003%、細骨材で0.001~0.002%であり、管理基準を満足していた。

アルカリシリカ反応性迅速試験結果は、**図-4**に示すように、すべて反応性なし(A)であった。

以上のように、再生粗骨材、再生細骨材とも所定の品質を有するものであった。

3.3 再生骨材コンクリートの品質

再生骨材コンクリートのスランブの試験結果を**図-5**に、空気量の試験結果を**図-6**に示す。スランブ、空気量とも管理基準を満足しており、所定のフレッシュ性状のコンクリートが得られた。

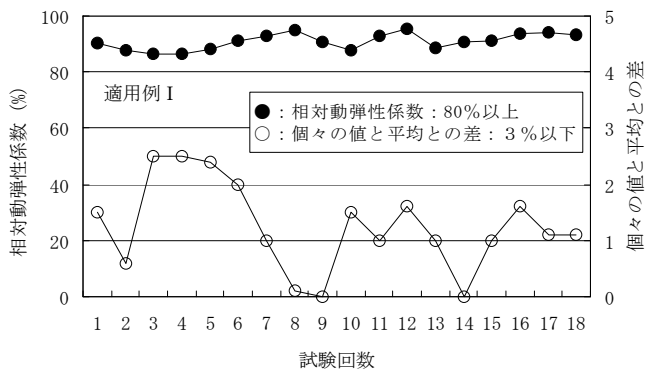


図-4 アルカリ反応性迅速試験結果 (適用例 I)

材齢 56 日での圧縮強度試験結果を**図-7**に示す。圧縮強度 (標準水中養生) は、管理材齢 56 日において指定強度 (33N/mm²) を十分満足していた。

再生骨材コンクリートの塩化物量の測定結果を**図-8**に示す。図中には全塩化物量の推定値*もあわせて示してある。再生骨材コンクリートの塩化物量の測定値は、管理基準 (0.080~0.087kg/m³) 以下であり、全塩化物量の推定値も 0.30kg/m³ を十分下回っていた。

* 全塩化物量の推定値=フレッシュコンクリートの塩化物量測定値+再生骨材の付着モルタル中に固定化された塩化物量 (再生骨材全塩化物量の 4/5 とする)

3.4 施工状況

再生骨材コンクリートのスランブ試験状況を**写真-2**に示す。また、場所打ち杭と耐圧盤の打設状況を**写真-3**、**写真-4**に示す。



写真-2 再生骨材コンクリートのスランブ試験状況

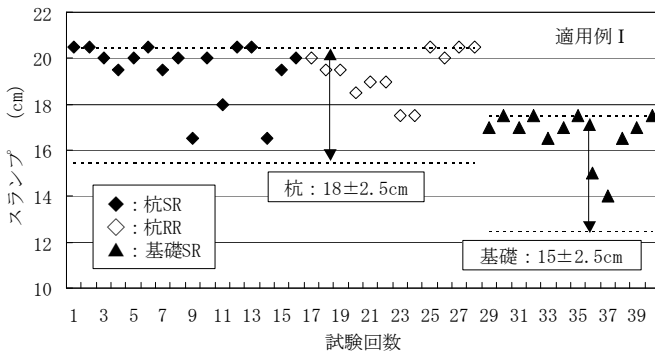


図-5 スランブ試験結果 (適用例 I)

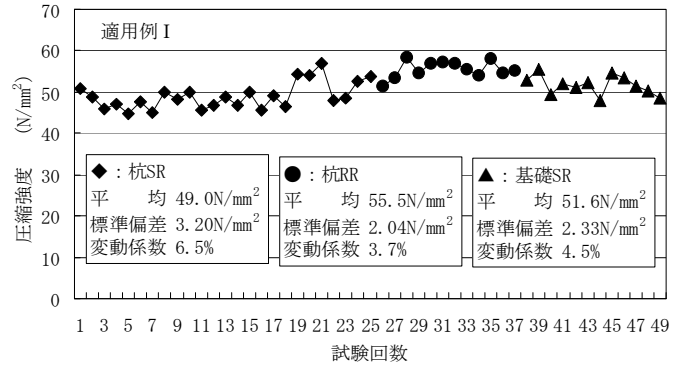


図-7 圧縮強度試験結果 (適用例 I)

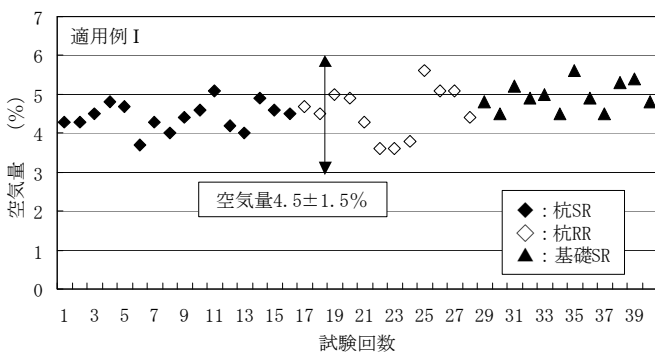


図-6 空気量試験結果 (適用例 I)

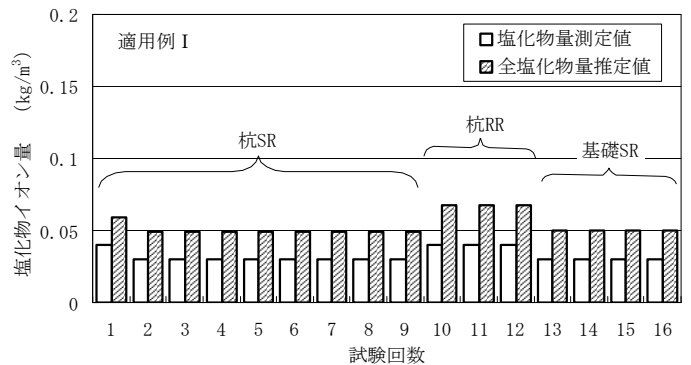


図-8 再生骨材コンクリートの塩化物量 (適用例 I)

Mクラス再生骨材を使用した再生骨材コンクリートのフレッシュの性状、圧縮強度の発現性状、施工性はすべて通常のコンクリートと同等であり、所定の構造体品質が確保できたと考えられる。

4. 再生骨材コンクリートの適用例Ⅱ

4.1 建物・適用部位概要

再生骨材コンクリートを適用した建物は、鉄骨造8階建ての事務所ビル（兵庫県西宮市、建築面積 762.78m²、延床面積 5,832.47m²）である。

再生骨材コンクリートは、捨てコン（30m³）にRRを、基礎スラブ・フーチング・基礎梁（350m³）にSRを用いた。

再生骨材コンクリートの指定強度は、捨てコン 24N/mm²、基礎 33N/mm²である。スランブは、捨てコン 18cm、基礎 15cm であり、空気量はすべて 4.5%である。再生骨材コンクリートの調合を表-6に示す。

表-6 再生骨材コンクリートの調合（適用例Ⅱ）

種別	W/C (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m ³)			
			C	W	S	G
捨てRR	55.0	46.2	331	182	R745	R897
基礎SR	47.0	42.2	368	173	729	R958

※ 数字の前にRと記してあるのが再生骨材

4.2 Mクラス再生骨材の品質

再生骨材の絶乾密度と吸水率は、図-9に示すようにすべて管理基準を満足していた。

全塩化物量は、粗骨材で 0.004~0.007%、細骨材で 0.006~0.010% であり、適用例Ⅰの場合より塩化物量は多いが、管理基準を満足していた。

アルカリシリカ反応性試験結果は、相対動弾性係数が 80.2~96.7%と 80%以上であり、個々の値と平均との差も 0~2.8%で、すべて反応性なし(A)であった。

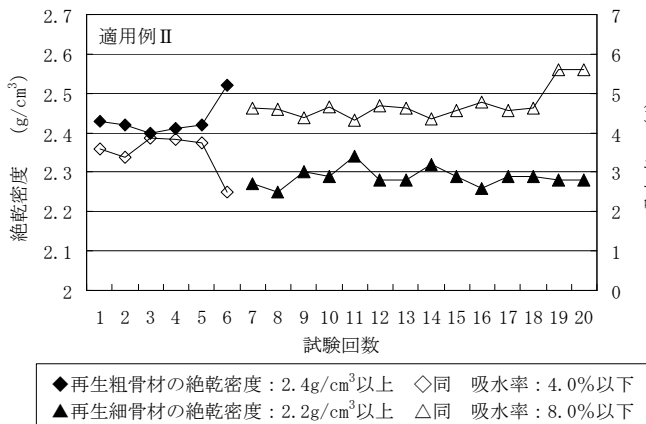


図-9 再生骨材Mの絶乾密度と吸水率（適用例Ⅱ）



写真-3 場所打ち杭打設状況（適用例Ⅰ）



写真-4 耐圧盤打設状況（適用例Ⅰ）

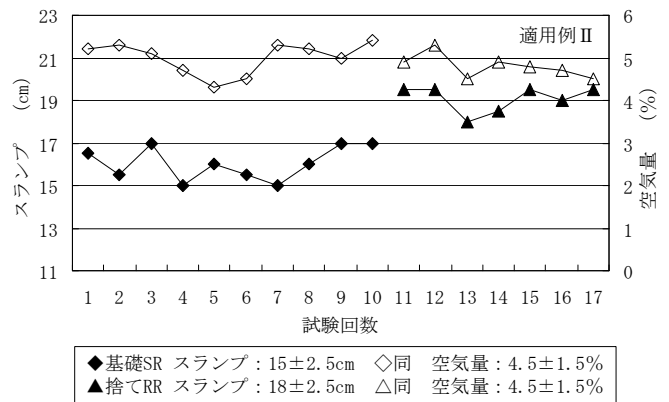


図-10 スランブ・空気量の試験結果（適用例Ⅱ）

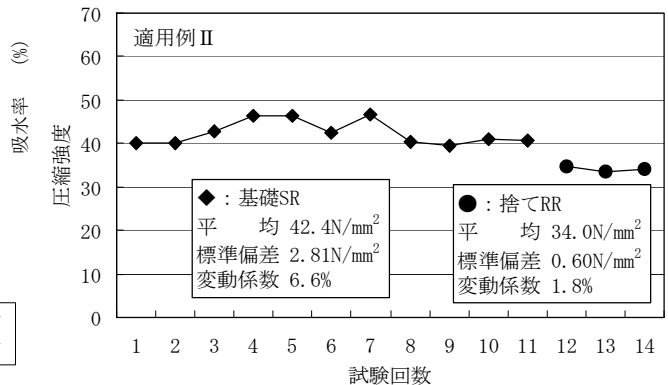


図-11 圧縮強度試験結果（適用例Ⅱ）

4.3 再生骨材コンクリートの品質

再生骨材コンクリートのスランブ・空気量の試験結果を図-10に、材齢56日の圧縮強度試験結果を図-11に示す。スランブ、空気量とも所定の性状のものが得られた。また、管理材齢56日での圧縮強度は指定強度（基礎33N/mm²、捨て24N/mm²）を十分満足していた。

再生骨材コンクリートの塩化物量測定値と全塩化物量の推定値を図-12に示す。塩化物量の測定値は管理基準（0.081～0.083kg/m³）を満足しており、全塩化物量の推定値も0.30kg/m³以下であった。

適用例Ⅱにおける再生骨材コンクリートのフレッシュ性状、圧縮強度の発現性状も、通常のコンクリートと同等と考えられる。

4.4 施工状況

基礎のコンクリート打設状況を写真-5に、基礎梁・フーチングの打ち上がり状況を写真-6に示す。ポンプ圧送性、作業性とも通常のコンクリートと変わらず良好であった。

5. まとめ

- i. Mクラス再生骨材を使用したコンクリートの国土交通大臣認定を取得し、再生骨材コンクリートを供給できる体制を構築した。
- ii. 出所が特定されていないコンクリート塊から製造する再生骨材を使用する場合には、塩化物量の管理とアルカリシリカ反応抑制対策を慎重に行う必要があり、その管理方法を確立した。
- iii. 建築物の場所打ち杭および基礎にMクラス再生骨材を使用したコンクリートを適用した。フレッシュコンクリートの性状、圧縮強度の発現状況、施工性とも良好であり、通常のコンクリートと同様、構造体に十分適用できることが判った。

6. あとがき

Mクラス再生骨材を使用したコンクリートの適用にあたっては、塩化物量やアルカリシリカ反応性について慎重な管理が必要であるが、再生骨材コンクリートの品質および施工性は通常のコンクリートと同等であり、場所打ち杭や基礎などの構造体に十分適用可能である。

Mクラス再生骨材は、製造手間やコストの面から考えると再生骨材Hよりリサイクルが容易な材料であり、再生骨材の製造プラントが整備されれば一層普及が進むものと考えられる。今後は、リサイクルの推進を図るとともに、再生骨材コンクリートの品質を改善することによって適用範囲を拡大していきたい。

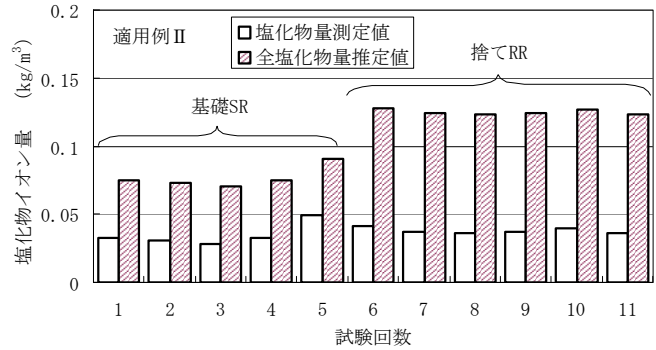


図-12 再生骨材コンクリートの塩化物量（適用例Ⅱ）



写真-5 基礎コンクリート打設状況



写真-6 地中梁・フーチング打ち上がり状況

【参考文献】

- 1) 例えば、川西泰一郎他、「高品質および中品質の再生粗骨材を用いたコンクリートのRC造建築物への適用」、コンクリート工学、Vol. 45、No. 4、pp. 38-44、2007. 4
- 2) 「コンクリート用再生骨材の普及促進に関するシンポジウム」、pp. 32-41、(社)日本コンクリート工学協会、2005. 9
- 3) 「再生骨材コンクリートの現状と将来展望 - JIS概要と普及促進に向けて」、pp. 43-52、(社)日本コンクリート工学協会、2006. 11

外装仕上材の汚れ防止性能評価

－その2 曝露1年結果と汚れ予測－

Performance of Low Pollution Paints for Building Envelops

- Part 2 An Exposition One-year Result and Expectation of Dirt -

中村裕介* 茂木正史* 小河義郎*

要 旨

建物の長寿命化やメンテナンスフリーといった観点から建物外観の汚れ防止を目的とした塗料が汎用化しつつあるが、性能について統一された評価基準がない。そこで複数メーカーの製品について汚れ防止性能や特性を比較することを目的に、58種類の塗料を対象に屋外曝露試験を行っている。本報告は屋外曝露1年により得られたデータの分析結果と短期間での評価方法について述べたものである。

キーワード：屋外曝露、水接触角、雨筋汚れ、早期評価

1. まえがき

外装仕上塗材に対して長寿命化やメンテナンスフリーという観点から長期耐久性が望まれるようになり、約20年前にアクリルシリコン樹脂塗料やふっ素樹脂塗料が登場した。耐久性向上により塗替え期間が大幅に延びると美観維持も必要となり、現在では耐久性に汚染防止性能を付加した材料が開発されている。また環境保護や化学物質過敏症の問題から有機溶剤を低減した弱溶剤系塗料や水系塗料へのシフトが進んでいる。(図-1、図-2)

本研究では市販されている低汚染型塗料について、汚れ防止性能や特性を評価している。前報¹⁾では速報版として屋外曝露6ヶ月までの試験結果を報告した。本報は曝露1年までの試験結果を報告するとともに、現行で多種ある銘柄のほか、新規開発される商品にも対応すべく、短期間で汚れを予測するための評価方法について考察する。

2. 低汚染化の原理

低汚染型塗料は図-3に示すように、樹脂に複合したセラミック成分などにより親水基であるOH基を生成し塗膜表面に親水層を形成させる。この親水層により排気煤煙など親油性汚染物質が付着しにくくなり、図-4のように雨水が汚れ物質の下に入り込んで洗い流すセルフクリーニング効果が生じる。ただし親水層の形成は塗料塗布後、数ヶ月を要する。

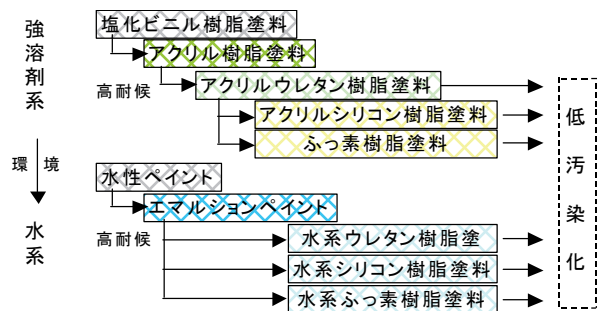


図-1 建築用塗料の流れ

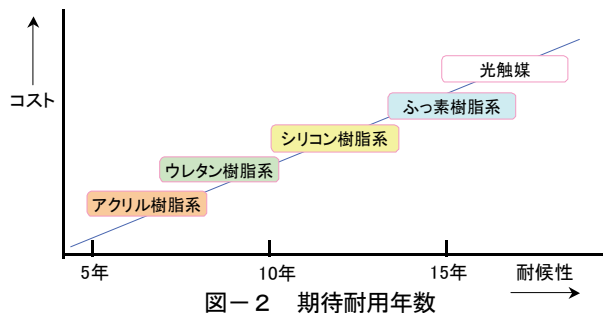


図-2 期待耐用年数

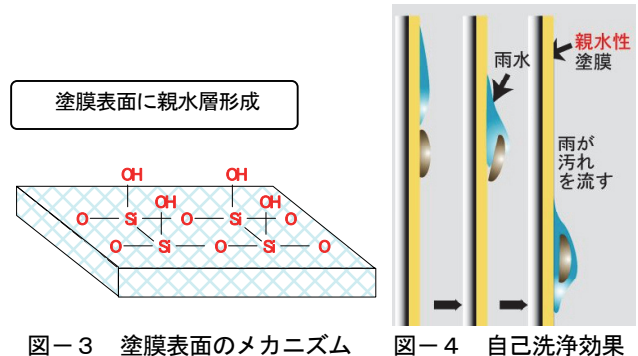


図-3 塗膜表面のメカニズム

図-4 自己洗浄効果

*技術研究所

3. 試験概要

3.1 試験体

試験体は比較用の一般塗料を含み 58 種類、うち光触媒は5種類を選定した。表-1に試験体材料一覧を示す。試験体は写真-1の通り白色とし、上部に傾斜を設けて垂直面に雨筋汚れを発生しやすい形状とした。曝露試験は大型車の通行量の多い相模原市の国道16号沿いにあるRC造3階建て建築物屋上に、写真-2のように南向きに設置して行った。

3.2 測定方法

曝露開始から1ヶ月毎に測定を行い、曝露前の初期値と比較することで評価した。以下に各評価項目を示す。

a. 明度差

明度差は明度の変化が少ない、すなはち0に近いほど汚れにくい事を表す。土木用防汚材料I種²⁾では屋外土木構造物およびその付帯設備で $\Delta L^* - 7$ 以上を性能規準に規定している。本試験では試験体傾斜部と最下部拭取り後を対象として、汚れの蓄積と洗浄回復性を確認した。明度測定状況を写真-3に示す。なお表-2に示す米国NBS(国家標準局)の定める色差感覚 ΔE^* は対象色が無彩色(白黒)の場合に ΔL^* と等しく、色差の絶対値を表している。明度差は下式より求めた。

$$\text{明度差 } \Delta L^* = \text{曝露後の明度 } L_1^* - \text{初期明度 } L_0^*$$

b. 光沢保持率

耐久性を表す光沢保持率は数値の大きいほど高耐候性であることを示す。JIS A 6909「建築用仕上げ塗材」では80%以上を耐候形として定めている。光沢度の測定状況を写真-3に示す。光沢保持率は下式より求めた。

$$\text{光沢保持率}(\%) = \text{曝露後の光沢度} / \text{初期光沢度} \times 100$$

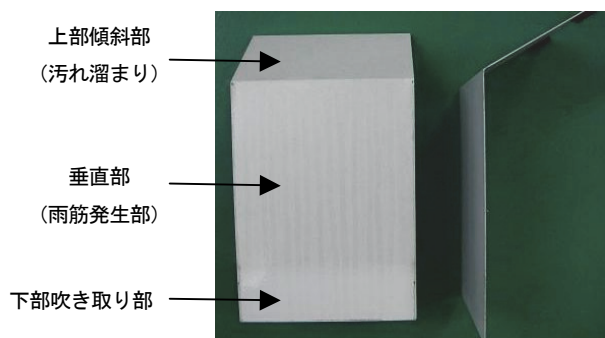


写真-1 試験体形状と計測部位



写真-2 屋外曝露試験外観(相模原)と沿道の状況

表-1 試験体材料と記号名

	樹脂系	溶媒	種類	記号
低汚染型塗料	ふっ素樹脂	溶剤系	5	FO1~FO5
	ふっ素樹脂 (弾性)	溶剤系	2	FOD1、FOD2
	ふっ素樹脂	弱溶剤系	1	Fo1
	ふっ素樹脂	水系	3	FW1~FW3
	アクリルシリコン樹脂	溶剤系	5	SO1~SO5
	アクリルシリコン樹脂(弾性)	溶剤系	1	SOD
	アクリルシリコン樹脂	弱溶剤系	2	So1、So2
	アクリルシリコン樹脂	水系	6	SW1~SW6
	アクリルウレタン樹脂	溶剤系	5	UO1~UO5
	アクリルウレタン樹脂(弾性)	溶剤系	2	UOD1、UOD2
	アクリルウレタン樹脂	弱溶剤系	6	Uo1~Uo6
	アクリルウレタン樹脂	水系	3	UW1~UW3
	アクリル樹脂・ウレタン樹脂	水系	2	AU1~AU2
	光触媒	-	5	P1~P5
一般塗料	セミックハイブリッドアクリルシリコン樹脂	水系	1	SH
	ふっ素樹脂	溶剤系	3	FN1~FN3
	アクリルシリコン樹脂	溶剤系	3	SN1~SN3
	アクリルウレタン樹脂	溶剤系	2	UN1~UN2
	エマルジョンペイント	水系	1	EN
	合計		58	



写真-3 明度・光沢度計測(色差計・光沢計)

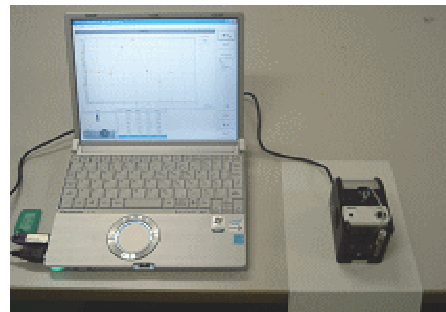


写真-4 水接触角計測

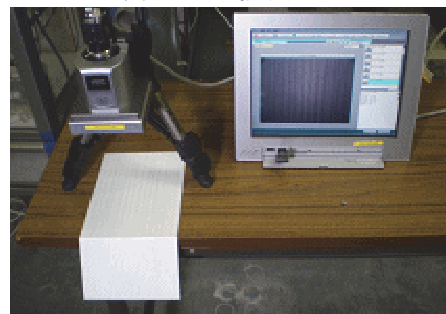


写真-5 雨筋汚れ計測

表-2 色差の感覚

ΔE^*	色差の感覚	
0~0.5	Trace	かすかに感じられる
0.5~1.5	Slight	わずかに感じられる
1.5~3.0	Noticeable	かなり感じられる
3.0~6.0	Appreciable	目立って感じられる
6.0~12.0	Much	大きい
12以上	Very much	非常に大きい

c. 水接触角

水接触角は塗膜表面の親水性を表し、低接触角であるほど水の広がりによるセルフクリーニング効果が高いと言える。測定は塗膜表面に精製水 4.0 μ l を滴下させ、均衡状態となった水滴の塗膜となす角度を計測する。測定状況を写真-4に示す。

d. 雨筋汚れ

雨筋汚れの評価も明度差により判断するが、従来の色差計では試験体に発生した雨筋をうまく捉える事ができず、正確に計測することができなかった。そこで光学カメラとLED照明を搭載したリアルカラー視覚センサの画像処理評価を採用することとした。測定状況を写真-5に示す。

e. 総合的な汚れ評価

最終的に壁面などが汚れていると判断するのは人間の感覚となるため、試験体の総合的な汚れを主観評価により判断して順位付けを行った。被験者に対しては詳しい説明を行わずに、屋外で無作為に並べた試験体を汚れていると感じる順に抽出して貰い、その順位を記録した。

4. 試験結果

4.1 明度差

図-5は現在市場の主流となっているアクリルシリコン樹脂系塗料の溶媒別明度差の試験結果である。曝露1年で溶剤系(SO)は-6.1~-2.0と銘柄間の性能に差が開いた。予想に反し弱溶剤系(So)は-2.0以上と溶剤系よりも汚れ難い結果であった。弾性溶剤系(SOD)は汚れの非常に目立つ-8.5となった。水系(SW)ではSW2を除いて-5.5以下と汚れやすく、一般塗料の溶剤系(SN)-5.2~-4.2と比較しても耐汚染性能は低いことが分かった。

光触媒(P)や水系無機のセラミックハイブリッド(SH)は図-6に示す通り、-3.9となったP2を除いて-1.0以上と耐汚染性能が非常に優れていることが分かった。全試験体中最も汚れたものは、一般塗料の水系(EN)-9.0であったので、低汚染型塗料の汚染防止性能は認められる。

樹脂別では図-7に示す通り、光触媒>ふっ素>アクリルシリコン>アクリルウレタンとなったが、同じ樹脂系の中でも性能に幅があり、低汚染型でも一般塗料より劣るものもあることが明らかとなった。

4.2 洗浄による明度の回復

図-8にアクリルシリコン樹脂系塗料の試験体下部を水拭洗浄した前後の明度差を示す。洗浄により明度差+1~+5ポイント向上したが、回復量は試験体に関らず同じ傾向にあり、平均+3.6ポイントであった。

4.3 光沢保持率

図-9にアクリルシリコン樹脂系塗料の溶媒別の光沢

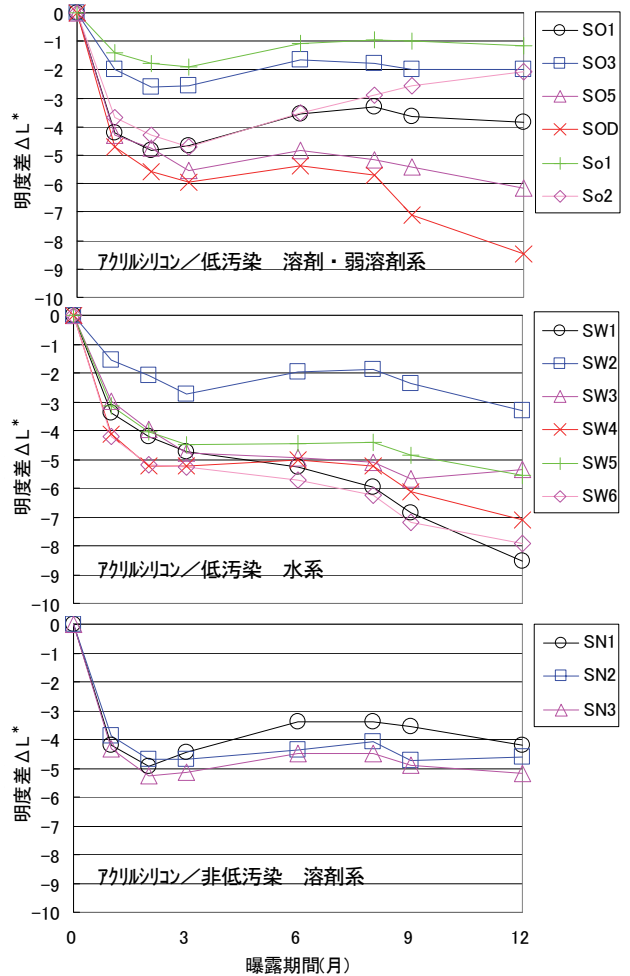


図-5 アクリルシリコン樹脂系の溶媒別明度差

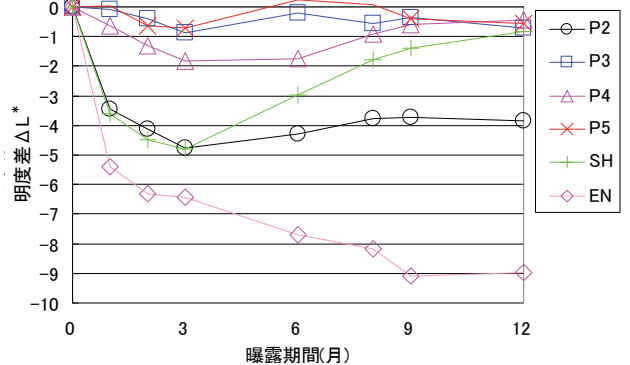


図-6 光触媒と非低汚染水系塗料の明度差

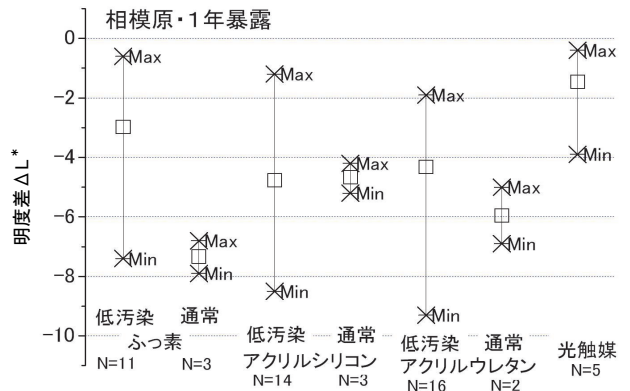


図-7 塗料別の明度差

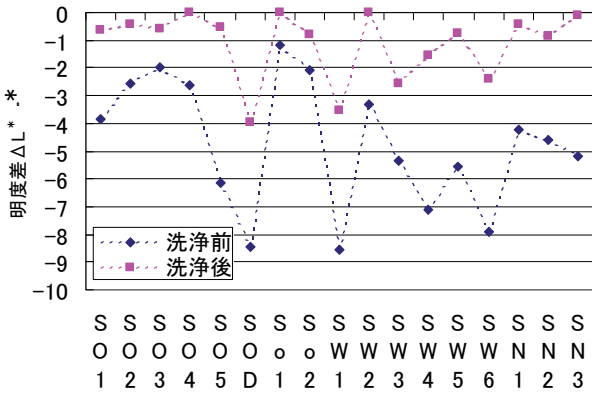


図-8 明度の洗浄回復 (アクリルシロン・曝露1年)

保持率の試験結果を示す。アクリルシロンは高耐候性塗料でもあるため曝露1年では全体的にそれほど低下しなかった。溶媒別に見ると溶剤系(SO)74%~80%、弱溶剤系(So)79%~88%、明度差が大きく低下した弾性溶剤系(SOD)でも74%以上であった。水系(SW)ではSW6を除き71%~85%、非低汚染型の溶剤系(SN)でも73%~81%と大きな差異は現れなかった。

図-10に樹脂別の結果を示すが、平均値ではふっ素>アクリルシロン>アクリルウレタンとなり、図-2のような一般的な耐候性の差は認められるものの、個別に比較するとふっ素よりもアクリルシリコンのほうが高い光沢保持率を示す試験体もあった。ただしこれらは汚れた部位をそのまま計測しているためであり、本質的な耐候性を示すものではなく、表面の汚れ度合いを含んだ指標になっていると考えられる。

なお明度差および光沢保持率について、曝露開始から3ヶ月まで大幅に低下した要因は期間中の降水量が非常に少なく、表面に付着した粉塵等の汚れが雨水によって洗われずに蓄積したためと考えられる。

4.4 洗浄による光沢の回復

図-11にアクリルシリコン樹脂系塗料の試験体下部を水拭洗浄したときの光沢保持率を示す。洗浄後は全ての試験体で80%以上となった。また平均回復量は19.5%であった。

4.5 水接触角

図-12にアクリルシリコン樹脂系塗料の溶媒別の水接触角の試験結果を示す。明度差(図-5)と同じ傾向となり、溶剤系(SO)では明度差の低い順のSO5、SO1、SO3と合致している。弱溶剤系(So)も同様であった。水系(SW)でも耐汚染性能の優れていた(明度差の高い)SW2は、接触角35度となり、同じ水系の他試験体と比較すると15度以上差が開いている。また、非低汚染型の溶剤系(SN)は38~47度と高親水性であったため、汚れにくかったこと(明度差大)の裏づけとなった。

図-13の光触媒(P)やセラミックハイブリッド(SH)では、明度差も低かった(汚れやすい)P2を除いて21度以下と高親水性であった。ただし曝露6ヶ月を過ぎてから急激に効果をあらわしたP4などの例外もある。

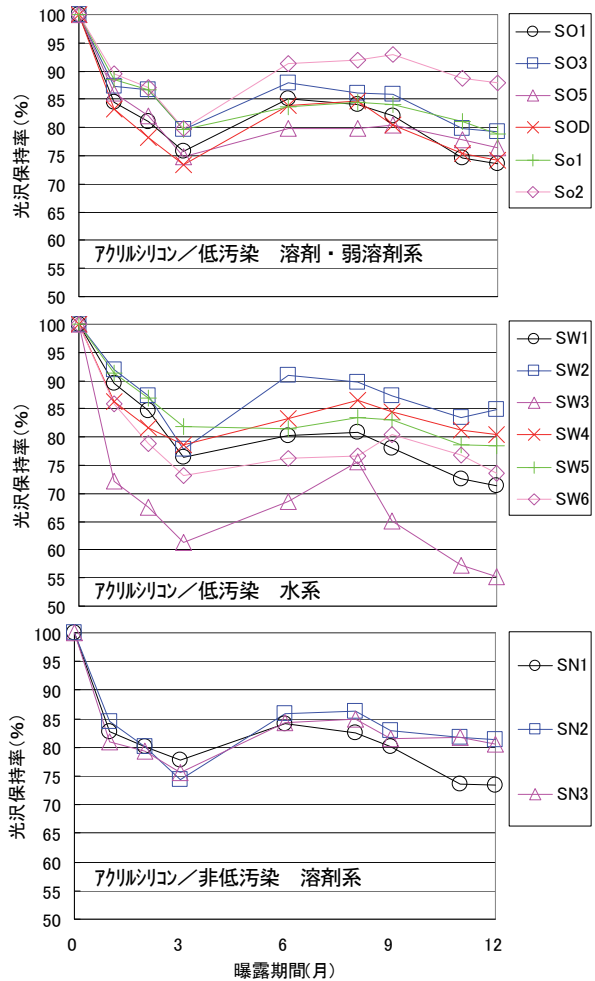


図-9 アクリルシロン樹脂系の溶媒別光沢保持率

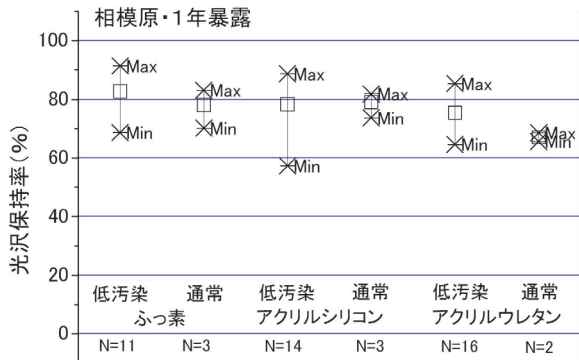


図-10 塗料別の光沢保持率

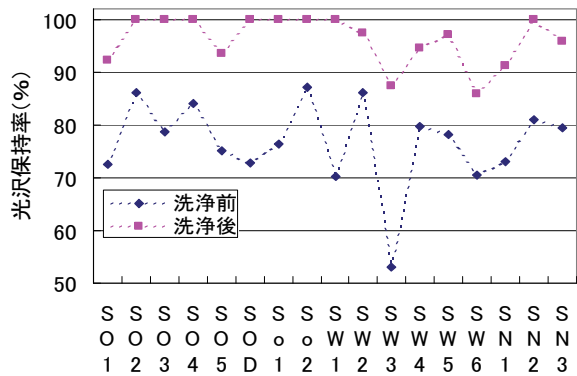


図-11 光沢保持率の洗浄回復 (アクリルシロン・曝露1年)

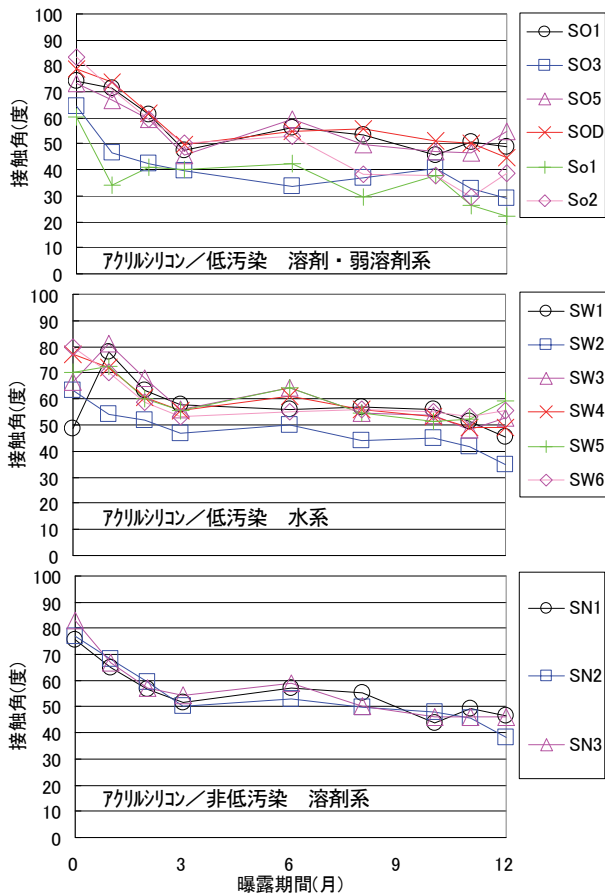


図-12 アクリル系樹脂系の溶媒別接触角

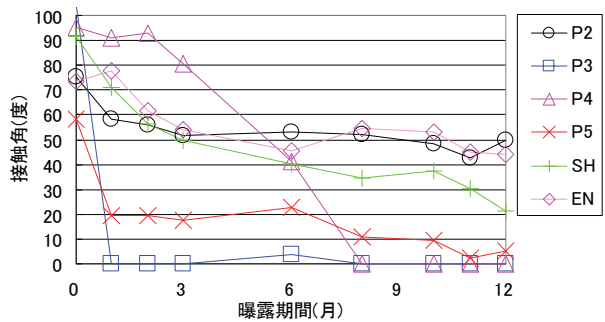


図-13 光触媒と非低汚染水系塗料の接触角

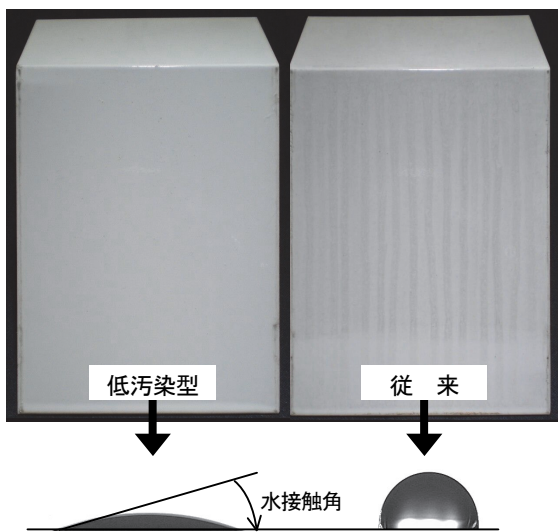


写真-6 水接触角と曝露1年汚れ

接触角の差による曝露1年後の汚れの差を一例として写真-6に示す。ここから塗膜表面の親水性は雨筋汚れの発生と高い相関があることが伺える。

4.6 雨筋汚れと主観評価の相関

雨筋汚れの目立ち方が総合的な汚れを感じさせる主要因と考えられるため、汚れの主観評価との相関を求めた。図-14に全試験体の主観評価による汚れの順位付けと明度の関係を示す。ここで雨筋あり試験体の明度L*とは雨筋の汚れている部分のみの値である。明度L*は数値の高いほど白色で汚れていないことを表す。また主観順位は汚れていないと感じる順である。

雨筋汚れは曝露1年で全58種類の試験体のうち57%に相当する33種類に発生した。傾向としては汚れ部分の明度が下がるほど主観順位も低くなったが、明度に関わらず雨筋汚れの発生しなかった25種類の試験体よりも雨筋汚れが発生した33種類のほうが主観順位は低かった。特に試験体中最下位の明度52を示した試験体でも雨筋汚れがないため順位は16位と高評価を得た。これは試験体を隣同士に並べれば色の違いを認識できるが、個別に見ても比較対象がないため変色の判別ができないためと推察される。

次に雨筋汚れの発生した試験体33種類について、雨筋の汚れた部分と汚れていない部分の明度差の関係を図-15に示す。その結果、主観順位と82%の高い相関を得た。このことから雨筋明度差が汚れの感覚を決める主要因であるといえる。

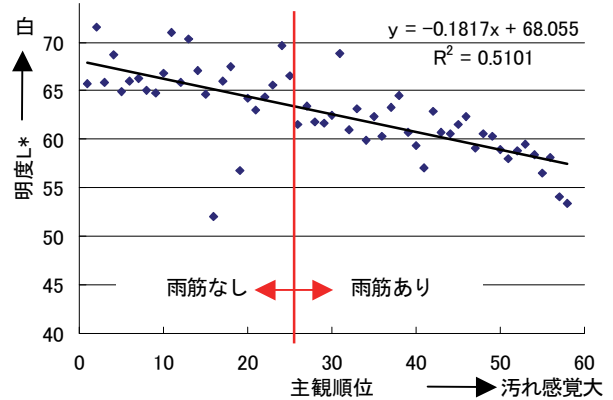


図-14 主観順位と明度

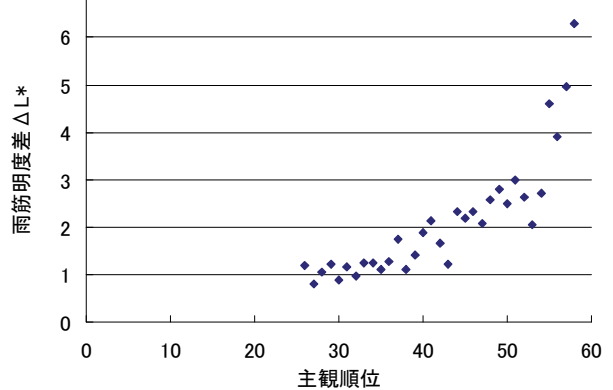


図-15 雨筋汚れの明度差と主観順位

5. 短期間評価方法 (の検討)

雨筋汚れは、屋根や外壁に付着して溜まった汚れ物質が雨水によって洗い流される際に、雨水が積極的に流れ落ちる部位が存在してしまうために発生すると予想される。そこで雨筋発生再現実験を行った。実験状況を写真-7に示す。実験では雨水の流れ経路を見やすくするためにメチレンブルー溶液を使用した。実験手順は試験体上部の傾斜部にメチレンブルー溶液を噴霧して垂直面で溶液が流れ落ちる経路を観察した。繰り返し実験を行った結果、高接触角(低親水性)試験体では同じ部位が青色となり、逆に低接触角のものでは全面的に青色となることが分かった。



写真-7 雨筋汚れ発生再現実験

次に曝露1ヶ月と1年の水接触角の関係を図-16に示す。全体に水接触角は曝露時間の経過とともに徐々に小さくなる傾向にあり、1ヶ月の結果から1年予測が可能と考えられる。また曝露1ヶ月の水接触角と雨筋汚れの明度差の関係を図-17に示すが、初期接触角が45度以下では1年後でも汚れが付きにくく、雨筋が発生しないことが分かった。ただし新材料の場合、光触媒P4(図-13)のように数ヶ月経ってから急激に低下するものもあるため、親水層が何ヶ月程度で表面に形成されるか見極めるために継続した観測も必要である。

これらの結果から、これまでの性能評価では曝露期間が必要で評価に長時間かかる問題であったが、初期接触角でおおよその耐汚染性能の評価ができるものと推察される。

6. まとめ

各メーカーの低汚染型塗料について汚れ防止性能や特性を同一条件で評価した。曝露1年結果から以下を確認し、外装仕上げ塗材を選定する際の判断指標となる資料を作成することができた。

- ① 汚れ防止性能は、塗料別に光触媒が圧倒的に優れており、樹脂種別ではふっ素>アクリルシリコン>アクリルウレタン、溶媒別には溶剤系>弱溶剤系>水系であったが、銘柄間のばらつきが大きい
- ② 汚れの主観評価には雨筋汚れが支配的となる
- ③ 曝露1ヶ月程度の初期の水接触角が汚れやすさの指標となり、また、初期から水接触角が低ければ雨筋汚れは発生しない

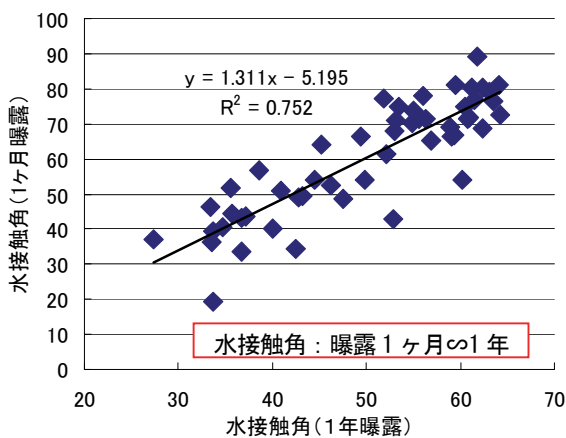


図-16 水接触角の経年変化

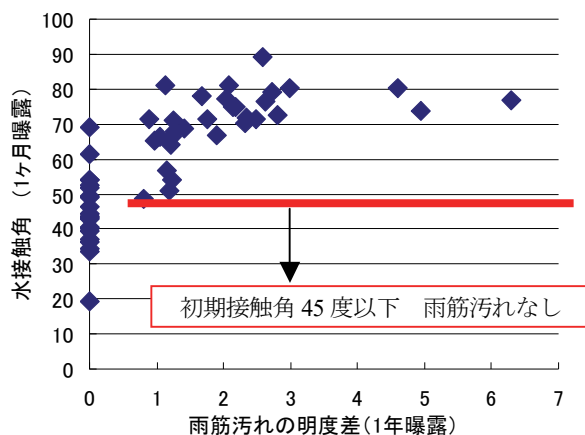


図-17 水接触角と雨筋汚れの関係

7. あとがき

今後は耐汚染性能の短期間評価のための促進試験に関する検討を進めたい。また耐久性や汚染防止性などの信頼性の面から溶剤系が根強い状況にあるが、環境面から今後の高性能水系塗料に注目したい。

本研究を遂行するにあたり塗装材料メーカーの方々にご多大なご協力を賜った。ここに深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 茂木他、「外装仕上材の汚れ防止性能の評価—その1 曝露6ヶ月までの試験結果—」、奥村組技術研究年報、No. 32
- 2) 建設省土木研究所「構造物の防汚技術の開発」、財土木研究センター、1999. 11

仕上塗材の経年劣化を考慮した 中性化抑制効果評価手法の暴露データによる検証

Verification of the Carbonation Suppressive Effects Evaluation Method of Concrete considering the Aging of Coating Materials for Textured Finishes by the Exposure Data

河野政典*

要 旨

屋外暴露を想定して強制的に劣化させた仕上塗材で覆ったコンクリート試験体を用いて促進中性化試験を行い、その結果から仕上塗材の経年劣化と中性化抑制効果の関係を明らかにし、仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化予測式の提案を行った。今回、提案した中性化予測式の適応性を検証するため屋外暴露において仕上塗材が施されたコンクリートの中性化深さに関する既往文献の中性化データを整理し、暴露年数と仕上塗材の中性化抑制効果の関係を仕上塗材種類および仕上塗材に含まれている樹脂量から検討して提案式との比較を行った。その結果、仕上塗材の中性化抑制効果は屋外暴露の環境において徐々に低下することが確認され、提案した中性化予測手法はおおよそ暴露データに対応することを確認した。

キーワード：仕上塗材、中性化、抑制効果、経年劣化

1. まえがき

鉄筋コンクリート造建築物の外壁に施されている仕上塗材には、建築物の耐久性の評価指標であるコンクリートの中性化を抑制する性能を有することが報告¹⁾されているが、仕上塗材自体の経年変化と仕上塗材の中性化抑制効果の関係について検討した例は少ないのが現状であった。そこで筆者は、劣化させた仕上塗材で覆ったコンクリート試験体を用いて促進中性化試験を行い、仕上塗材の中性化抑制効果に及ぼす影響を、劣化種類、仕上塗材種類および仕上塗材に含まれている樹脂量から検討し、その結果から仕上塗材の経年劣化と中性化抑制効果の関係を明らかにして、仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化予測式の提案を試みた²⁾。この研究では、仕上塗材に生じる劣化として紫外線や降雨による化学的劣化、温熱変化に伴う躯体の伸縮による物理的劣化を対象とし、化学的劣化にはサンシャインウェザーメータを、物理的劣化には振動試験機を用いて、仕上塗材を強制的に促進劣化させ、促進劣化時間から暴露年数を想定し、暴露年数と仕上塗材の中性化抑制効果の関係について検討した。提案した仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化予測式の適応性を確認するためには、屋外暴露において仕上塗材が施されたコンクリートの数多くの中性化深さデータによる検証が必要となる。また、暴露条件による仕上塗材を施したコンクリートの中性化測定の報告はあるものの、

統計的に中性化抑制効果を評価した報告例は少ない。

そこで、今回、屋外暴露において仕上塗材が施されたコンクリートの中性化深さに関する既往の文献を調査し、暴露年数と仕上塗材の中性化抑制効果の関係を仕上塗材種類および仕上塗材に含まれている樹脂量から検討し、提案式と比較することにより仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化予測手法の適応性を検証した。

2. 既往文献調査

屋外暴露において、仕上塗材が施されたコンクリートの中性化深さの文献^{3~10)}調査結果を表-1に示す。調査対象とした仕上塗材は中性化抑制効果が期待され、一般的に外壁仕上材として使用されている有機系合成樹脂吹付材で、仕上塗材種類が判断できる文献の中から、比較対象として仕上塗材のない部分、もしくは、リシンなどの中性化抑制効果が期待できない部分のコンクリートの中性化深さが報告されているものを取上げた。取上げた文献数は8件で、仕上塗材種類別には合成樹脂エマルション系複層仕上塗材（以下、複層塗材E）が4件、防水形合成樹脂エマルション系複層仕上塗材（以下、防水形複層塗材E）が3件、防水形外装合成樹脂エマルション系薄付け仕上塗材（以下、防水形外装薄塗材E）が1件、ポリマーセメント系複層仕上塗材（以下、複層塗材CE（マスチック））2件であった。

*技術研究所

3. 中性化抑制効果の評価と対象データ

3.1 中性化抑制効果の評価

仕上塗材のないコンクリートの中性化深さは中性化期間の平方根と中性化深さの間に比例関係、すなわちルートt則が成立するものとして式(1)の形に表すことが可能である¹¹⁾。仕上塗材を施したコンクリートの中性化深さについても同様に中性化期間と中性化深さの間にルートt則が成立するものとし、仕上塗材の効果については表面層をもつコンクリートとみなして予測する方法が馬場らによって報告¹²⁾され、非セメント系仕上塗材の中性化予測式(2)が提案されている。中性化抑制効果は式(2)の中性化抵抗Rで表され、既報²⁾において、仕上塗材が劣化した場合でも、劣化状態に応じた中性化抵抗Rを用いれば式(2)でコンクリートの中性化傾向を表すことができることを確認している。

仕上塗材の中性化抑制効果の評価するため、まず、打放しコンクリートや、リシンなどの中性化抑制効果が期待できない仕上塗材が施してある部分について、中性化期間と中性化深さとの関係を式(1)で近似し、仕上塗材のないコンクリートの中性化速度 A_B を求めた。図-1に示すようにリシンは中性化抑制効果が期待できない⁴⁾ので打放しコンクリートと同様に扱った。次に、式(1)より求めた仕上塗材のないコンクリートの中性化速度 A_B を式(2)に代入し、仕上塗材が施されているコンクリートの中性化深さから測定材齢毎の中性化抵抗を求めた。

また、仕上塗材のないコンクリート中性化深さに対する仕上塗材が施されているコンクリートの中性化深さの比として式(3)から求められる中性化比率についても評価した。

なお、中性化深さの数値データが記載されていない場合、図から中性化深さを読み取った。

$$C_B(t) = A_B \sqrt{t} \quad (1)$$

$$C(t) = A_B (\sqrt{t + R^2} - R) \quad (2)$$

$$S(t) = \frac{C(t)}{C_B(t)} \quad (3)$$

ここに、

$C_B(t)$: 材齢 t における仕上塗材のないコンクリートの中性化深さ (mm)

A_B : 仕上塗材のないコンクリートの中性化速度係数 (mm/√年)

t : 材齢(年)

$C(t)$: 材齢 t における仕上塗材を施したコンクリートの中性化深さ (mm)

R : 中性化抵抗 (√年)

$S(t)$: 材齢 t における中性化比率

表-1 仕上塗材が施されたコンクリートの中性化深さの文献一覧

解析対象	測定対象	評価対象の仕上塗材
A ³⁾	暴露10年の供試体	複層塗材E
B ⁴⁾	暴露3年の供試体	複層塗材E
C ⁵⁾	経過13年のRC建物(計11棟)	複層塗材CE(マスチック)
D ⁶⁾	経過13年のRC建物(計5棟)	複層塗材CE(マスチック)
E ⁷⁾	暴露131ヶ月の供試体	防水形複層塗材E
F ⁸⁾	暴露7年の供試体	防水形複層塗材E
G ⁹⁾	暴露8年の供試体	複層塗材E, 防水形複層塗材E
H ¹⁰⁾	暴露11年のモデルRC建物	複層塗材E, 防水形薄塗材E

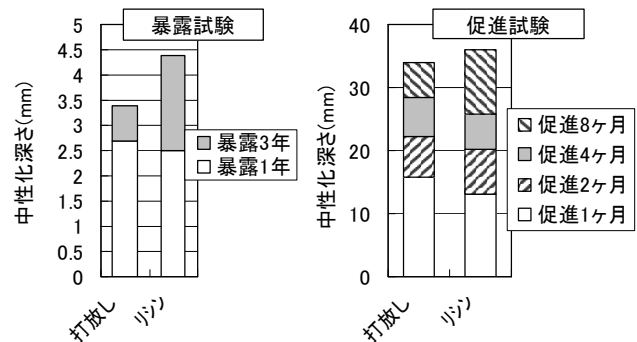


図-1 打放しとリシン部分の中性化深さの比較⁴⁾

3.2 対象データ

中性化抑制効果を表す中性化抵抗は、仕上塗材のないコンクリートに対しての評価となるため、仕上塗材のないコンクリートで中性化が小さい場合、仕上塗材が施されたコンクリートの極わずかな中性化の変動で中性化抵抗は大きく変化する。初期材齢において中性化が小さい場合には、中性化抵抗のパラッキが大きくなると考えられ、データの信頼性は乏しいと考えられる。そこで、初期材齢において、仕上塗材のないコンクリートと仕上塗材が施されたコンクリートの中性化深さの差が1mm以下の場合、対象データから除外することとした。また、中性化が生じていない場合、中性化抵抗は無限大となるため図への記載は省略した。

3.3 中性化比率と中性化抵抗

暴露年数と中性化比率の関係を図-2に、暴露年数と中性化抵抗の関係を図-3に示し、経年変化が報告されている文献については経年毎の中性化比率および中性化抵抗を直線で結んだ。データのばらつきと考えられる一部を除けば、暴露年数が経過すると中性化比率は増加、中性化抵抗は低下する傾向にあった。防水形複層塗材Eは、今回評価対象とした仕上塗材種類の範囲では中性化抑制効果が大きい仕上塗材であった。

複層塗材CE(マスチック)は経過13年のみのデータであるが、中性化比率のばらつきが大きく、今回評価対象とした仕上塗材種類の範囲では中性化抑制効果が小さい仕上塗材であった。

複層塗材Eにおいては中性化比率および中性化抵抗の幅が広がっていた。解析対象A³⁾では複数の複層塗材

Eの10年経過の報告がされているが、一部の試験体では中性化が生じていない結果が報告されている。中性化比率および中性化抵抗の範囲が大きくなっているのは、複層塗材Eの種類が異なっていることや、あるいは暴露条件により劣化程度が異なっていることなどが原因として考えられる。

4. 経年劣化を考慮した中性化予測手法の検証

4.1 仕上塗材塗厚さと樹脂量

仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化進行の予測には、式(2)を基本式として仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化抵抗を用いる手法を提案し、中性化抵抗は仕上塗材に含まれている樹脂質量による平均塗厚さ(以下、樹脂塗膜厚さ)と相関が認められることを既報²⁾で報告した。文献データにおける樹脂塗膜厚さと中性化抵抗の関係について検討をする際に、文献には樹脂塗膜厚さが報告されていないため、文献に仕上塗材の塗布量もしくは総塗厚さが報告されている場合は、塗布量もしくは総塗厚さに対する樹脂割合は、既報²⁾と同一と仮定し、樹脂塗膜厚さを算出した。文献に仕上塗材の塗布量もしくは総塗厚さが報告されていない場合は、塗料メーカーカタログによる標準施工塗布量として樹脂塗膜厚さを算出した。塗料メーカー5社の汎用的な複層塗材Eと防水形複層塗材Eの標準施工塗布量を表-2に示す。標準施工塗布量にはメーカーの違いによる大きな差異は見られない。表-2には既報²⁾において標準施工塗布量に設定した値を併せて示す。設定値は塗料メーカー5社の標準施工塗布量範囲にほぼ含まれるため、本検討においても本設定値を標準施工塗布量とした。

塗布量を基に、総塗厚さは式(4)、樹脂塗膜厚さは式(5)より推定した。標準施工塗布量から求めた凹部分の総塗厚さと樹脂塗膜厚さを表-3に示す。表-3には同様に標準施工塗布量を設定して求めた防水形外装薄塗材Eと複層塗材CEを併せて示す。仕上塗材の主材吹きではテクスチャーが施され凹凸が生じるため塗厚さが不均一となり、中性化は塗厚さが薄い凹部分から進行すると考えられるため、凹部分を評価対象とすることとした。テクスチャータイプは複数あるものの、複層塗材Eおよび防水形複層Eのテクスチャーの凹凸差はおおよそ0.5~1.0mmである。テクスチャーを施す主材の塗布量が複層塗材Eにおいては1.4 kg/m²、防水形複層塗材Eにおいては主材塗布2回目にテクスチャーが施されるため1.25kg/m²の場合、主材の平均塗厚さは0.5~0.6mmとなる。テクスチャーの凹凸面積比を同一とすれば、テクスチャーの凹部分の厚さは平均塗厚さの0~60%となる。そこで、ここではテクスチャー吹きにおける凹部分の有効塗布量は、平均塗厚さの0~60%の中央値として施工塗布量の30%とした。

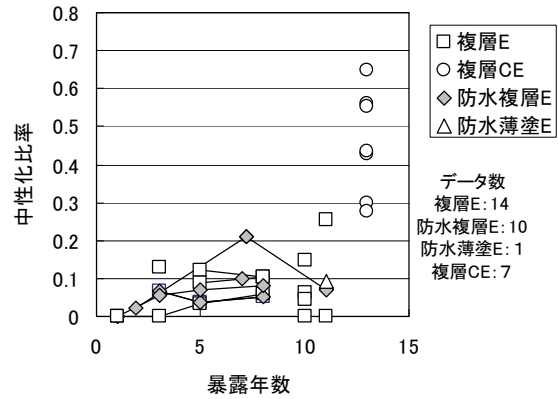


図-2 暴露年数と中性化比率の関係

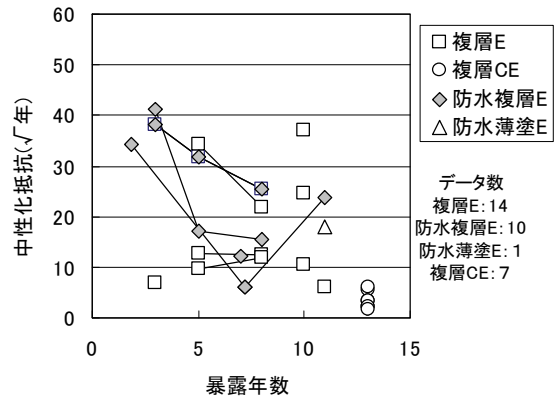


図-3 暴露年数と中性化抵抗の関係

表-2 塗料メーカー5社の複層塗材Eと防水形複層塗材Eの標準施工塗布量

	複層塗材E (kg/m ²)			防水形複層塗材E (kg/m ²)		
	下塗材	主材	上塗材	下塗材	主材	上塗材
塗料メーカー	a	0.15	1.4~1.7	0.3~0.4	0.20	2.5~2.9 0.4
	b	0.15~0.19	1.4~1.6	0.3~0.4	0.15~0.20	1.7~2.6 0.3~0.4
	c	0.1~0.19	1.3~1.7	0.25~0.4	0.1~0.19	2.2~2.8 0.4
	d	0.1~0.15	1.3~1.7	0.3~0.4	0.15~0.20	2.2~2.7 0.35
	e	0.1~0.12	1.0~2.0	0.2	0.10~0.14	1.6~2.4 0.4
設定	0.12	1.4	0.32	0.16	2.5	0.32

表-3 標準施工塗布量における凹部分の総塗厚さと樹脂塗膜厚さ

	複層塗材E	防水形外装薄塗材E	防水形複層塗材E	複層塗材CE
総塗厚(μm)	295	330	850	754
樹脂塗膜厚(μm)	152	240	461	65

$$H = A \left(\frac{1}{d_1} - \frac{1-NV}{d_2} \right) \tag{4}$$

$$H_{em} = \frac{A \cdot EM \cdot K}{d_{em}} \tag{5}$$

ここに、

H: 理論塗厚さ (mm)

A: 塗布量 (kg/m²)

- d_1 : 仕上塗材の密度 (g/cm³)
- NV : 塗材の不揮発分の割合 (Wt)
- d_2 : 揮発分の密度 (g/cm³)
- H_{em} : 理論樹脂塗膜厚さ (mm)
- EM : エマルジョンの割合 (Wt)
- K : 樹脂固形分の割合 (Wt)
- d_{em} : 樹脂の密度 (g/cm³)

4.2 複層塗材CEの樹脂塗膜厚さと中性化深さの補正

解析対象C⁵⁾、D⁶⁾で報告されている複層塗材CEの主材は、セメントおよびこれにポリマーディスパージョンが混和されたものである。ここでは有機系合成樹脂の仕上塗材について評価するため、複層塗材CEにおいては上塗材のみを対象仕上塗材とした。したがって複層塗材CEの主材層は躯体コンクリートとみなした。しかし、主材にはポリマーディスパージョンが混和されているため、主材層の中性化速度は、躯体コンクリートとは異なると考えられる。ポリマーセメントモルタルの中性化速度については、ポリマーディスパージョンの種類、混和率との関係を鈴木らが報告¹³⁾している。複層塗材CEの主材に使用されているポリマーディスパージョンは、メーカ資料からエチレン酢酸ビニルで、混和率は15%である。鈴木らの報告に基づいてエチレン酢酸ビニル15%混和時の中性化速度を算定すると1.46 mm/√年となった。したがって、ここでの複層塗材CEの主材の中性化速度は1.46 mm/√年として、躯体コンクリートの中性化速度との比率から主材層の厚さを躯体コンクリートの厚さに式(7)により換算した。中性化深さは、躯体コンクリートの中性化深さに躯体コンクリートの厚さに換算した主材層の厚さを加えた値とした(式(6))。主材層の厚さは報告されていなかったため、メーカの標準塗布量とした。解析対象C⁵⁾、D⁶⁾で報告されている躯体コンクリートの中性化深さと複層塗材CEの主材層の中性化を考慮した中性化深さを図-4に示す。なお、解析対象C⁵⁾、D⁶⁾では、リシン部分のコンクリートの中性化深さを仕上塗材のないコンクリートの中性化深さとした。

$$C_{c+m} = C_c + C_m \quad (6)$$

$$C_m = \frac{A_c \cdot H_m}{A_m} \quad (7)$$

ここに、

- C_{c+m} : 主材層の厚さを加えた中性化深さ (mm)
- C_c : 躯体コンクリートの中性化深さ (mm)
- C_m : コンクリート厚さに換算した主材層 (mm)
- A_c : 躯体コンクリートの中性化速度 (mm/√年)
- H_m : 主材層の厚さ(テクスチャーの凹部分として0.65 mm)
- A_m : 主材の中性化速度(1.46 mm/√年)

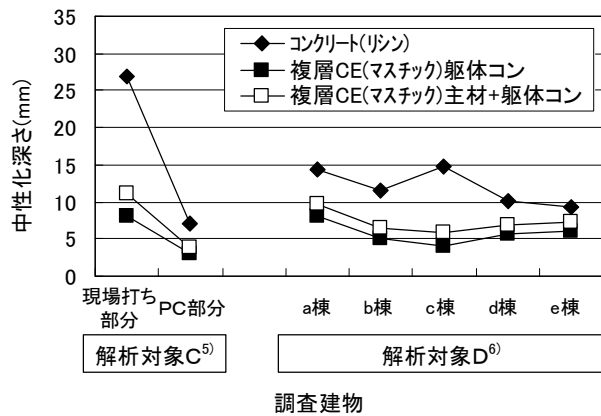


図-4 解析対象C⁵⁾、D⁶⁾の中性化深さ

4.3 促進劣化試験における中性化抵抗の補正

a. 材齢と炭酸ガス濃度による補正

中性化予測式を提案するために実施した促進劣化試験の結果から導いた劣化年数と樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の関係²⁾を図-5に示す。図-5の中性化抵抗は炭酸ガス濃度5%の促進中性化試験の結果から導いたものなので、暴露データと比較するため、材齢は年で、炭酸ガス濃度は屋外での想定炭酸ガス濃度0.038%¹¹⁾として式(8)により補正した。図-5の上限線および下限線の補正結果を図-6に示す。

$$R = \frac{R_{et}}{\sqrt{(52)} \times \sqrt{(CO/5)}} \quad (8)$$

ここに、

R : 屋外暴露における樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗 (√年 / μm)

R_{et} : 促進中性化試験による樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗 (√年 / μm)

CO : 炭酸ガス濃度(%) (屋外として0.038%)

b. 仕上塗材の劣化と中性化進行条件による補正

材齢と炭酸ガス濃度の補正を行った図-6の中性化抵抗は、仕上塗材を所定時間促進劣化させた後、促進中性化試験を行って求めたもので、促進中性化試験中の仕上塗材の劣化は進行しないものとした。図-6に示す劣化年数は仕上塗材の劣化年数を表している。一方、今回調査した屋外暴露による中性化の報告では、仕上塗材の劣化が進行しながら中性化も進行する。したがって促進試験から求めた中性化抵抗と屋外暴露の中性化から算出した中性化抵抗は異なり、同一条件での比較とはならない。屋外暴露データの中性化抵抗と比較するためには、促進劣化試験から求めた中性化抵抗を屋外暴露による算出条件に補正する必要がある。ここで、提案した中性化予測式を式(9)に示す。仕上塗材の劣化を考慮した中性化深さは、仕上塗材の促進劣化試験から導いた中性化抵抗を

用い、ステップバイステップにより算出する。屋外暴露データと同様条件の中性化抵抗は、式(9)から暴露年数毎に中性化深さを求め、その中性化深さを式(2)に代入して暴露年数毎の中性化抵抗を算出した。材齢と炭酸ガス濃度の補正に加えて、劣化と中性化進行条件による補正を行った結果を図-6に示す。暴露年数毎の中性化深さから求めた中性化抵抗は、所定年数まで仕上塗材の劣化を平均的に捉えるため、促進劣化試験から求めた中性化抵抗より大きくなっている。

$$C_{(i)} = A_0 \left[\sqrt{\{t'_{(i-1)} + \Delta t\} + R'_{(i-1)}{}^2} - R'_{(i-1)} \right] \quad (9)$$

$$t'_{(i-1)} = (C_{(i-1)} / A_0 + R'_{(i-1)})^2 - R'_{(i-1)}{}^2 \quad (10)$$

$$R'_{(i-1)} = TrR_{(i-1)} \quad (11)$$

[図-6の材齢と濃度の補正下限線における $R_{(i-1)}$ の場合]

$$\begin{cases} R_{(i-1)} = (-0.0098t_{(i-1)}^* + 0.088) / 0.63 & [t_{(i-1)}^* \leq 6] \quad (12) \\ R_{(i-1)} = (-0.0018t_{(i-1)}^* + 0.041) / 0.63 & [6 < t_{(i-1)}^* \leq 12] \quad (13) \end{cases}$$

条件 $\Delta t = 1$

$$C_{(0)} = 0, \quad t_{(0)} = 0$$

経過年数1年を1ステップとする

ここに、

$C_{(i)}$: ステップ i での中性化深さ (mm)

A_0 : 仕上塗材のないコンクリートの中性化速度係数 (mm/√年)

$t'_{(i-1)}$: ステップ $i-1$ での見かけ材齢 (年)

$R'_{(i-1)}$: ステップ $i-1$ での中性化抵抗 (√年)

$R_{(i-1)}$: ステップ $i-1$ での樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗 (√年 / μm)

Tr : 樹脂塗膜厚さ (μm)

$t_{(i-1)}^*$: ステップ $i-1$ の仕上塗材の劣化材齢 (年)

($t_{(i-1)}^* \leq 12$, 仕上塗材塗替え後は0年に戻る)

4.4 劣化年数と中性化抵抗の検証

補正した促進劣化試験による暴露年数と樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の関係と、文献データにおける暴露年数と樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の関係を図-7に示す。図-3において複層塗材Eの中性化抵抗の幅が広がったものの、図-7に示す樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の範囲近傍にある。文献からは塗料メーカーが不明であったが、仕上塗材のメーカーが異なっても図-7に示す樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の範囲におおよそ含まれると考えられる。

図-7に文献データの近似式を示す。近似式は、促進劣化試験の結果から導いた樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の範囲の下限値とほぼ一致していた。仕上塗材の経

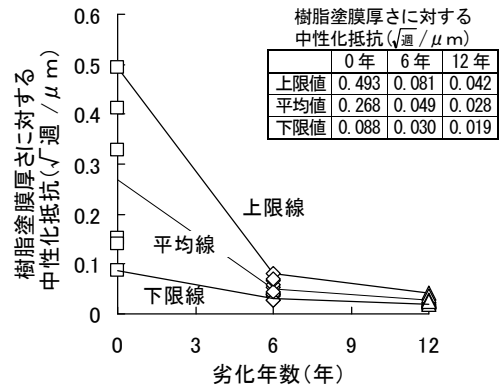


図-5 劣化年数と樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗と比率の関係

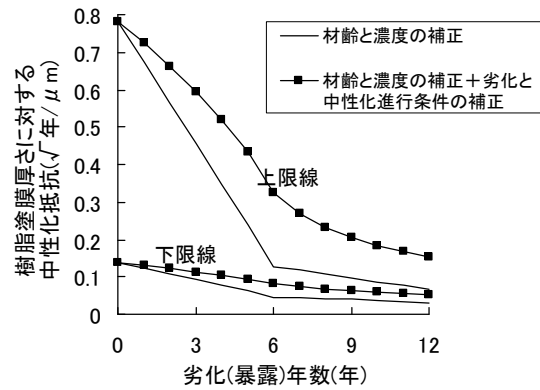


図-6 樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の補正

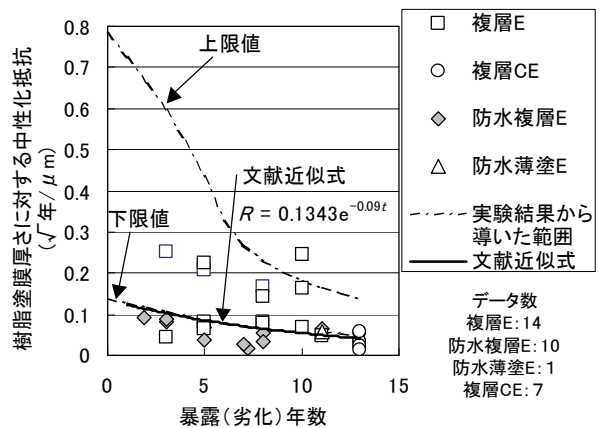


図-7 暴露年数と樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗

年劣化を考慮した中性化予測式に用いる樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗は、既報²⁾で示した促進劣化試験の結果から導いた中性化抵抗の下限値が適当と考えられる。また、図-7に示す文献データの近似式を利用して、式(14)から暴露年数に応じた仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化深さを簡易に予測することも可能と考えられる。しかしながら、式(14)では仕上塗材による補修や仕上塗材の塗替え後の中性化深さの予測には対応していない。提案した、図-5の下限線を用いて式(9)の基本式を適用した予測方法は、仕上塗材の塗替えにも対応するので式(14)より式(9)のほうが汎用性は高い。

暴露データ調査においての最長暴露年数が 13 年であるため、仕上塗材が施されてから 13 年までは提案式で適応可能と考えられる。塗替えによって仕上塗材の中性化抑制効果は回復するので、塗替えた場合は、その後、再び 13 年までは適応可能となる。

仕上塗材の中性化抑制効果を得るためには、仕上塗材とコンクリートの密着性が持続されていることが必要である。仕上塗材が施されてから 13 年までを適応可能範囲とするが、加えて、その期間内に剥がれなどの著しい劣化が生じないことが条件となる。

$$C(t) = A_0 \left(\sqrt{t + R(t)^2} - R(t) \right) \quad (14)$$

$$R(t) = Tr0.135e^{-0.090t} \quad (15)$$

ここに、

$C(t)$: 材齢 t の仕上塗材を施したコンクリートの中性化深さ (mm)

t : 材齢 (年) [$t \leq 13$]

$R(t)$: 材齢 t の中性化抵抗 ($\sqrt{\text{年}} / \mu\text{m}$)

5. まとめ

屋外暴露における、仕上塗材が施されたコンクリートの中性化深さに関する既往の文献を調査し、暴露年数と仕上塗材の中性化抑制効果の関係について検討し、提案した仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化予測手法の適応性を検証した。その結果、以下の知見が得られた。

- i. 仕上塗材の中性化抑制効果は屋外暴露の環境において徐々に低下する
- ii. 今回評価対象とした仕上塗材種類の範囲では、防水形合成樹脂エマルジョン系複層仕上塗材の中性化抑制効果は大きい
- iii. 仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化予測式に用いる樹脂量分の塗膜厚さに対する中性化抵抗は、促進劣化試験の結果から導いた中性化抵抗の範囲の下限値が適当である

6. あとがき

提案した中性化予測手法は仕上塗材の塗替えにも対応するので、RC 造建築物の合理的な耐久設計が可能であり、新築建物においては供用期間内の耐久性を満足するための維持保全計画が立案でき、既存建物においては補修方法の提案が可能であると考えている。本研究成果が良好な建築物のストックに役立てば幸いである。

【参考文献】

- 1) 建設大臣官房技術調査室監修、(財)国土開発技術センター建築物耐久性向上普及委員会、「鉄筋コンク

リート造建築物の耐久性向上技術」、技報堂出版、1986. 6

- 2) 河野政典、榊田佳寛、落合亮太、唐沢智之、「仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化抑制効果に関する研究」、日本建築学会構造系論文報告集、第 584 号、pp. 15-21、2004. 10
- 3) 井上照郷、楡木 堯、小俣一夫、平間信行、照海清貴、「耐久性試験方法に関する研究(その 36) - 外装用仕上塗材の中性化抑制効果 -」、日本建築学会大会学術講演梗概集 A (九州)、pp. 27-28、1989. 10
- 4) 福島敏夫、福士 勲、友沢史紀、田中 斉、「表面仕上材のコンクリートの中性化抑止効果の定量的評価」、セメント・コンクリート論文集、No. 44、pp. 448-453、1990
- 5) 藤木良明、岸谷孝一、奥澤健一：分譲集合住宅のコンクリート劣化に関する研究 - So マンションの場合 -、セメント・コンクリート論文集、No. 47、pp. 820 ~ 825、1993
- 6) 藤木良明、岸谷孝一、奥澤健一、「分譲集合住宅のコンクリート中性化に関する報告 E ハイツの場合」、セメント・コンクリート論文集、No. 48、pp. 856-859、1994
- 7) 阿部保彦、佐々木正治、長峰忠輝、市村達明、「外装仕上材の耐候性およびコンクリートの保護性に関する 131 ヶ月間の屋外曝露試験結果 (その 2. コンクリートの保護性)」、日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1 (関東)、pp. 481-482、1997. 9
- 8) 長峰忠輝、川瀬清孝、土屋義正、中村和行、木下政行、中込 昭、梶田秀幸、「鉄筋コンクリート構造物の長期健全性モニタリングに関する研究 その 2 試験結果」、日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1 (中国)、pp. 1111-1112、1999. 9
- 9) 浜田博文、依田彰彦、横室 隆、「建築用仕上塗材がコンクリート強度・中性化に及ぼす影響に関する実験研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1 (関東)、pp. 619-620、2001. 9
- 10) 長谷川拓哉、千歩 修、馬場明生、渡部嗣道、「モデル建物の 11 年屋外曝露試験結果に基づく表面仕上材の中性化に対する保護効果」、日本建築学会構造系論文報告集、第 555 号、pp. 37-43、2002. 5
- 11) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説」、2004
- 12) 馬場明生、千歩 修、「各種の表面層を持つコンクリートの中性化深さ推定方法に関する一考察」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 9、No. 1、pp. 333-338、1987
- 13) 鈴木 悟、大濱嘉彦、「補修用ポリマーセメントモルタルの中性化速度式の検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1 (北陸)、pp. 149-150、2002. 8

建物屋上遮熱技術の開発

－遮熱性能の検証および解析的評価方法の検討－

Development of Heat Shielding Technology for Roofs of Buildings

- Investigation of Methods for Verifying and Analytically Assessing the Thermal Screening Performance -

小河義郎* 茂木正史*
中村裕介* 西野晃平**

要 旨

ヒートアイランド現象の緩和や建物屋根の表面温度を低下させ室内温熱環境の向上を図る技術として、屋上緑化や遮熱塗料、屋根散水等が開発されてきた。このように建物外皮を遮熱する技術が求められる中、折板屋根を対象として屋上緑化よりも安価で施工性が良い、保水シートを用いた屋根遮熱システムを開発した。大型モデル実験で夏期における遮熱性能が断熱二重屋根とほぼ同程度確保できることを、実大モデル実験では施工性の良いことが確認できた。また、システムを設置した場合の屋根表面温度低減量をシミュレーションにより算出可能となり、遮熱性能の評価ができるようになった。

キーワード：折板屋根、保水シート、散水、日除け、水蒸散

1. まえがき

ヒートアイランド現象の緩和や建物屋根の表面温度を低下させ室内温熱環境の向上を図る技術として、屋上緑化や遮熱塗料の使用、屋根散水等がある。当社でも緑化については、ミドリンラップ工法を開発し、実物件へ適用してきた。東京都では遮熱塗料や保水性建材による「ヒートアイランド対策ガイドライン」を策定し、ヒートアイランド対策を推進している。

建物外皮で日射を遮断し、屋根表面温度を低下させる技術が求められる中、緑化よりも安価でメンテナンスの省力化を図った保水シートを用いた屋根遮熱システムの開発を行った。

開発に当たっては、屋根遮熱システムの性能目標値を設定した。次に、縮小モデル実験でシステム（案）を絞り込み、更に、実大建物を模擬した大型モデル実験体で検証実験を行った。その結果、考案したシステムの遮熱性能は目標をほぼクリアできることが確認できた。また、システムの遮熱効果を算出するための評価式を構築し、実験値と比較を行った。評価式から求めたシステムの遮熱性能は実験値と良好な対応を示すことが確認でき、本システムの遮熱性能の評価ができるようになった。

本報ではシステムの概要、各実験を通して検証した内容と、システムの評価方法について報告する。

2. 開発背景

遮熱塗料は色相により効果が一定でなく、屋上緑化は高価でメンテナンスの手間がかかる。また、従来の屋根散水は散水した水が水下へ流出し、表面が乾燥しやすく、常に散水していないと屋根表面温度の低減が期待できないという欠点があった。そのため、断熱性能が低い金属屋根を対象として、散水した水を貯留し効率良く蒸散させて屋根表面温度を低減する屋根遮熱システムの開発を行った。表－1に建物外皮を遮熱する従来技術の特徴を示す。

表－1 従来技術の特徴

	遮熱塗料	屋上緑化	屋根散水
遮熱性能	白に近い色相ほど効果が小さい	高い	常に散水していないと期待できない
イニシャルコスト	比較的安価	高価	安価
ランニングコスト	無し	灌水や剪定、施肥費用がかかる	散水費用がかかる
メンテナンス	塗り替え必要	剪定や施肥の必要性あり	スプリンクラーの点検程度
	：デメリット		

*技術研究所 **東京支社建築設計部

3. 屋根遮熱システムの概要

3.1 遮熱システムの概略

屋根遮熱システムは、金属屋根上（以後、折板屋根と称す）に設置した不燃性の保水シートに散水することで期待できる水蒸散効果と、日射遮蔽による日除け効果で夏期の屋根表面温度を低減し、室内温熱環境を向上させる技術である。図-1にシステムの概略を示す。

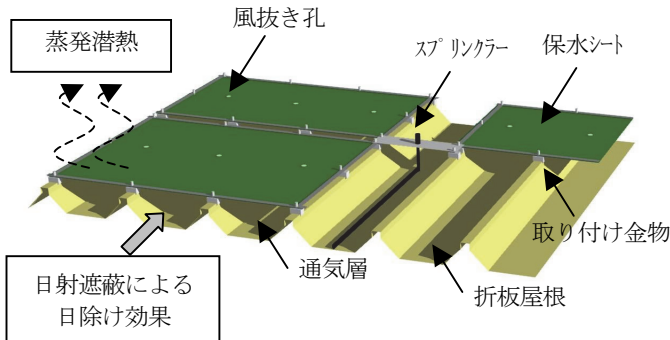


図-1 システムの概略

3.2 特長

屋根遮熱システムは断熱二重屋根よりも施工性が良く、夏期は同程度の遮熱効果が見込める。また、緑化と比較すると、安価で、省メンテナンスである。

以下にシステムの主な特長を示す。

- i. 耐候性の向上
折板屋根を覆うようにシステムを構築するので、紫外線による屋根の劣化が防止できる。
- ii. 遮熱性能が優れている
遮熱塗料で遮熱効果が見込めない白色系の屋根でも、日除けと水蒸散効果で遮熱性の向上が図れる。
- iii. ヒートアイランド現象の抑制
水蒸散効果や空調エネルギー低減によるCO2削減によって、ヒートアイランド現象の抑制に貢献できる。
- iv. 適用範囲が広い
保水シートは軽量な不燃材料なので、準防火地域や防火地域等、屋根の仕様制限が求められる地域でも適用可能である。

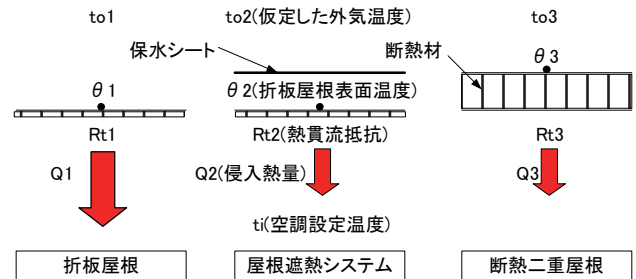
4. 遮熱性能の目標値

屋上緑化、遮熱塗料、屋根散水に比べて断熱二重屋根は遮熱性能が高い。そのため、断熱二重屋根の遮熱性能を屋根遮熱システムの性能目標とした。断熱二重屋根と同等の遮熱効果を得るためには、システム設置により夏期の折板屋根表面温度を大幅に低減させる必要がある。

4.1 算出方法

室内温度(t_i :空調設定温度)を27℃として折板屋根表面温度(θ_1)をパラメータにして定常計算により外気温度(t_{o1})を仮定した。その外気温度($t_{o3}=t_{o1}$)を用いて

断熱二重屋根の屋外から侵入する熱量(Q_3)を算出した。この熱量(Q_3)と屋根遮熱システムの侵入熱量(Q_2)を等しいとすることにより断熱二重屋根と屋根遮熱システムの遮熱性能(断熱性能)が同等である考え、熱量(Q_2)から逆算してシステムを設置した場合の折板屋根表面温度(θ_2)を求めた。図-2にシステムを設置した場合の折板屋根表面温度の算出方法の概要を示す。



- 1) θ_1 をパラメータとして t_{o1}, t_{o3} を算出
$$t_{o1} = (\theta_1 - t_{i1}) \times R_{t1} / (R_{t1} - 1/\lambda) + t_{i1} = t_{o3}$$
- 2) t_{o1}, t_{o3} から Q_1, Q_3 を算出
$$Q_1 = 1/R_{t1} \times (t_{o1} - t_i), Q_3 = 1/R_{t3} \times (t_{o3} - t_i)$$
- 3) Q_3 と Q_2 が同等となるような t_{o2} を算出
$$Q_3 = Q_2 = 1/R_{t2} \times (t_{o2} - t_i) \rightarrow t_{o2} = Q_3 \times R_{t2} + t_i$$
- 4) t_{o2} から θ_2 を算出(λ :屋外熱伝達率)
$$t_{o2} = (\theta_2 - t_{i2}) \times R_{t2} / (R_{t2} - 1/\lambda) + t_{i2}$$

$$\rightarrow \theta_2 = (t_{o2} - t_{i2}) / R_{t2} \times (R_{t2} - 1/\lambda) + t_{i2}$$

図-2 折板屋根表面温度の算出方法の概要

4.2 表面温度低減量の目標値

図-3にシステムを設置した場合の折板屋根表面温度の低減量の目標値を示す。

夏期では日射の影響を受け折板屋根近傍の温度が外気温度よりも高くなる。夏期の平均的な条件として折板屋根の日射吸収率(α)を0.7、外気温度(t_o)を32℃、日射量(I)を800W/m²、屋外熱伝達率(λ)を25W/m²Kと仮定すると、相当外気温度は約55℃となる。

$$T = \alpha / \lambda \times I + t_o = 0.7 / 25 \times 800 + 32 = 54.4^\circ\text{C}$$

相当外気温度 T は屋根表面温度(θ_1)に相当する。断熱二重屋根と同等の遮熱効果を得るためには、システム設置により折板屋根表面温度を約25℃低減しなければならないことが分かった。

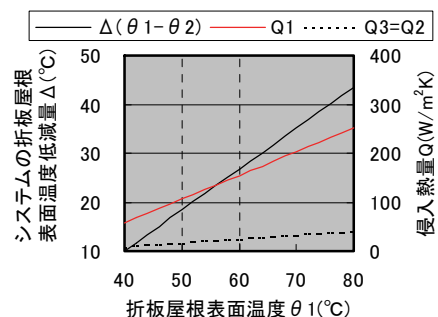


図-3 折板屋根表面温度の低減量の目標値

5. 縮小モデルでの実験

5.1 実験概要

一斗缶容器(亜鉛鉄板製)の蓋表面を折板屋根に模擬した縮小モデル試験体に赤外線ランプを照射して、考案した遮蔽式や断熱式等の屋根遮熱システムの効果を確認した。写真-1に実験状況を、写真-2に試験体のタイプを、表-2に試験体のパラメータを示す。

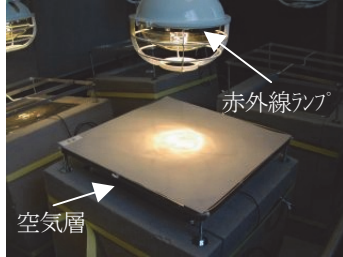


写真-1 実験状況 (A: 遮蔽式)

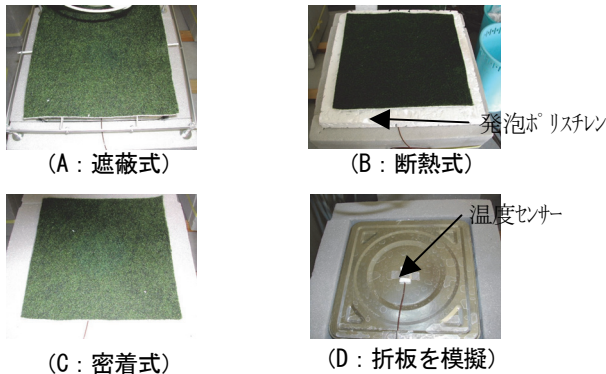


写真-2 試験体のタイプ

表-2 試験体のパラメータ

No	A	B	C	D
システム(案)	遮蔽式	断熱式	密着式	折板
保水シートの有無	有	有	有	—
散水の有無	有	有	有	有, 無
発泡ポリスチレン	—	25mm	—	—
空気層	50mm	—	—	—

※散水量は1時間に1回50mL/枚(1L/m²)散水

5.2 実験結果および考察

図-4に一斗缶容器の蓋表面温度の推移を示す。

上蓋に直接不織布を設置した密着式Cは、熱を吸収した不織布の熱伝導により散水前の温度が高くなった。一方、空気層を有する遮蔽式Aや発泡ポリスチレンの断熱層を有する断熱式Bは、散水前は折板を模擬した試験体Dに比べて温度が低下していた。また、散水後も試験体Dに比べ温度が上昇し難く保水シート設置による温度低減が見られた。試験体D(散水無)と遮蔽式A(散水有)の温度差は約23℃であった。試験体Dの蓋が反射色が強い銀色であったことを考慮すると、表面温度低減量の目標値25℃(折板表面温度が55℃の場合の低減量)をクリアできることが予測された。

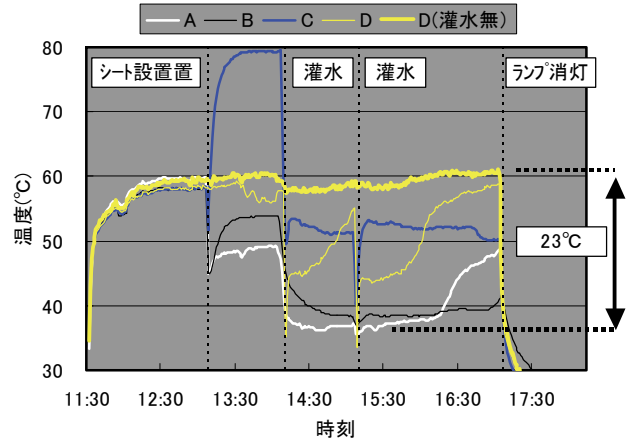


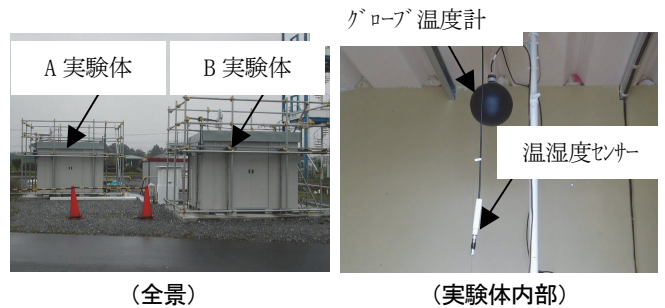
図-4 一斗缶容器の蓋表面温度の推移

6. 大型モデルでの実験

6.1 実験概要

縮小モデルでの実験で、保水シートと折板屋根との間に密閉されていない空気層を有する遮蔽式の遮熱性能が高いことが分かった。そのため、実建物を模擬した大型モデル実験体(内寸: B×L×H=1700×2700×1800)を屋外に施工し、遮蔽式の屋根遮熱システム設置の有無や散水パターンを実験パラメータにして遮熱効果を検証した。

なお、壁から侵入する熱の影響を少なくするために、屋根の断熱仕様に比べて壁の仕様を高めている。写真-2に実験状況を、表-3に実験パラメータを示す。



部位	仕様
屋根	ポリエチレン3mm
壁	グラスウール100mm

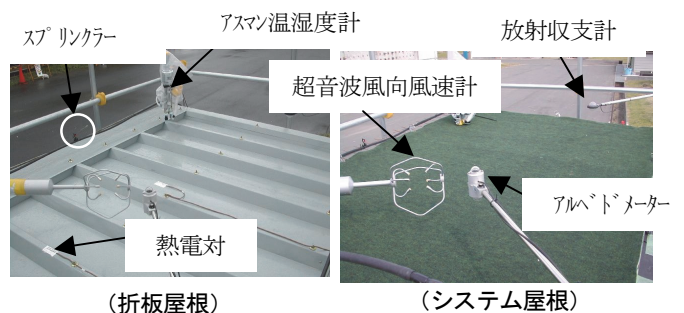


写真-3 実験状況 (大型モデル実験)

表-3 実験パラメータ

実験 case	実験日		A 実験体		B 実験体	
			システムの有無	散水	システムの有無	散水
1	夏期	7/14	—	—	—	有, 少
2		7/27	—	—	有	—
3		8/7	—	—	有	有, 多
4	中間期	11/2	—	—	有	—
5	冬期	12/11	—	—	有	—

- ・ 散水量：1 時間に 1 回 1 分間散水 (1L/m²)
- ・ 散水時刻：少=12, 13, 14, 15 時
多=10, 11, 12, 13, 14, 15 時

6.2 実験結果

実験体内の温湿度や輻射温度等を測定し、その結果を検討した。ここではその一例として、図-5に折板屋根表面温度の推移を示す。

夏期について見てみると、折板屋根に少量の水を直接散水しても水勾配により水が流出し表面温度を大きく低下させることができなかった (Case1)。しかしながら、システム設置のみの場合でも日射量が多いと約 10℃低下した (Case2)。また、システムを設置し散水を行った場合は、約 20~25℃の温度低下が見られた (Case3)。

中間期について見てみると、日射量が比較的多い (最大で 600W/m²) 日には表面温度で約 10℃低下し、実験体の内部でも 3℃程度低下していた。しかしながら、内部温度は外気温度 20~22℃よりも高いことから中間期においては日除けによるマイナス効果は少ないものと考えられる (Case4)。また、冬期については日射量が比較的多い (最大で 500W/m²) 日には表面温度で約 15℃低下し、実験体内部でも 3℃程度低下していた。システム設置により低下した内部温度は外気温度並みであり、暖房設定温度を 22℃とすると、冬期においてはマイナス効果になるものと考えられる (Case5)。

外気温度は折板屋根上 1m での測定

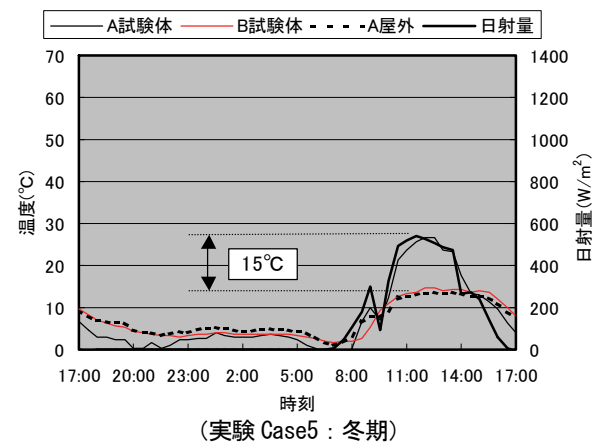
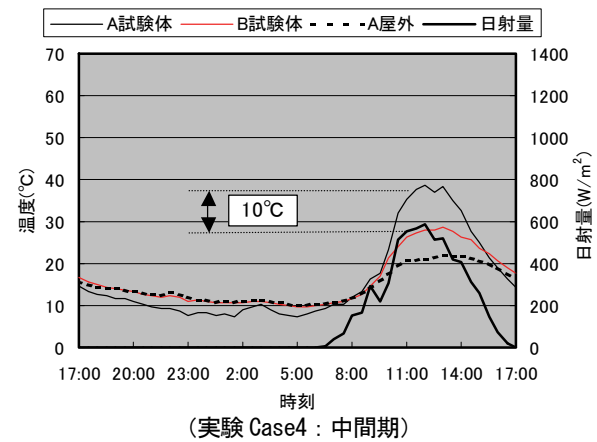
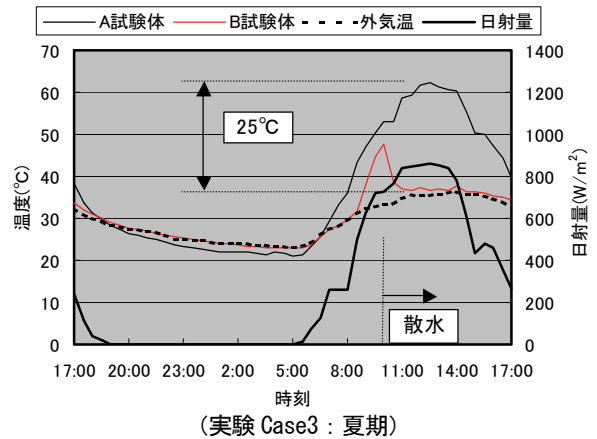
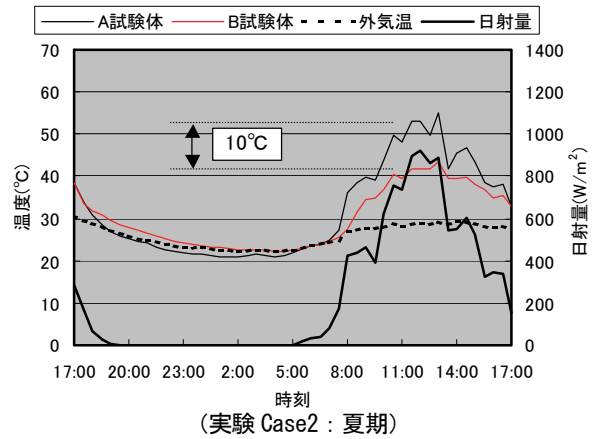
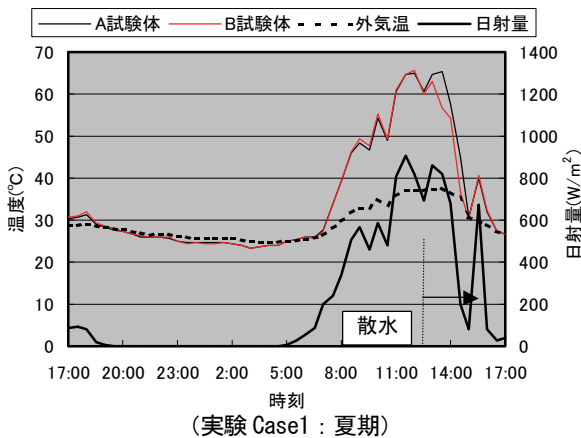


図-5 折板屋根表面温度の推移

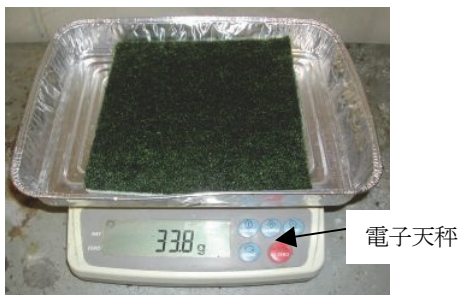
7. 解析的評価方法の検討

システムを用いた場合の折板屋根表面温度が計算により求めることができれば、空調エネルギー削減量が試算可能となる。そのため、算出方法を検討し、実験結果と比較した。

7.1 保水シートの蒸散性能の確認試験

蒸発潜熱量は日射量、温度、湿度と相関がある。保水シートの水蒸散性能を算出するために、保水したシートを屋外に15分間放置し、蒸散水量を電子天秤にて測定して計算により蒸発潜熱量を算出した。

なお、試験のばらつきを考慮し、同時に4試験片にて測定を行い、平均値を算出した。写真-4に試験状況を、図-6に蒸発潜熱量と日射量の関係を、蒸発潜熱量と日射量、温度、湿度の重回帰式を示す。



試験片(150□)に1L/m²相当の水を保水させ屋外に放置

写真-4 試験状況

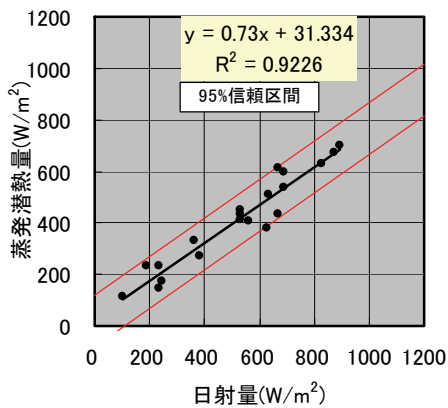


図-6 蒸発潜熱量と日射量の関係

蒸発潜熱量と日射量、温度、湿度の重回帰式
(説明変数選択基準 $R_u=0.955$)
 Y (蒸発潜熱量) = $0.6X_1$ (日射量) + $17X_2$ (温度) - $0.56X_3$ (湿度) - 410

7.2 評価式について

屋根遮熱システムの遮熱効果を保水シートの日射吸収率を低減することにより相当外気温度の算出式¹⁾を用いて屋根表面温度低減量から求めた。

散水した保水シートが日射を受けてシート表面の熱(潜熱)を奪う水蒸散効果と、保水シートによる屋根の日射遮蔽による日除け効果の組み合わせで屋根表面温度が低減できると考えた。図-7にシステムの遮熱機構を、以降に算出手順を、図-8に折板屋根表面温度の計算値と実験値の比較を示す。

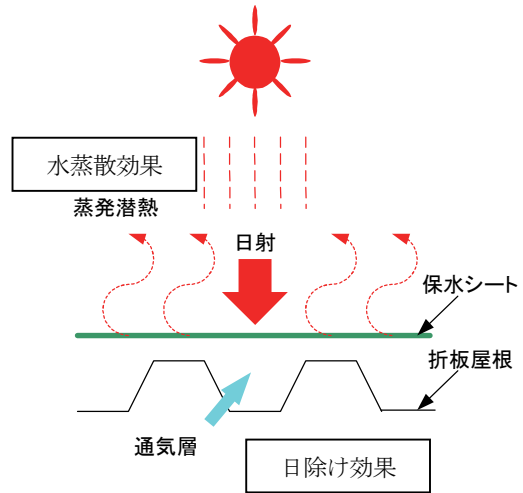


図-7 システムの遮熱機構(システム断面)

① 折板屋根表面温度(相当外気温度)の算出式
 システムを設置しない場合の折板屋根表面温度
 $t_f = I/\lambda \cdot \alpha + t_o$
 ↓
 システムを設置した場合の折板屋根表面温度
 $t_{f'} = I/\lambda \cdot \alpha' + t_o$
 α : 折板屋根の日射吸収率, α' : システムの日射吸収率
 I : 日射量(W/m²), t_o : 外気温度(°C)
 λ : 屋根近傍の屋外熱伝達率(W/m²K)

※ I , t_o は気象データ

② 保水シートの水蒸散効果
 水蒸散効果による日射吸収率の低減量 $\alpha_e = Y/I$
 Y : 保水シートの蒸発潜熱量(W/m²)
 (蒸発潜熱量と日射量, 温度, 湿度の重回帰式より算出)

※ Y は気象データから求めた値

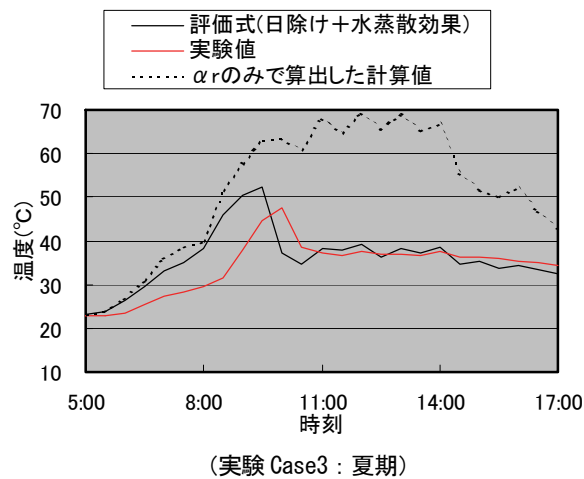
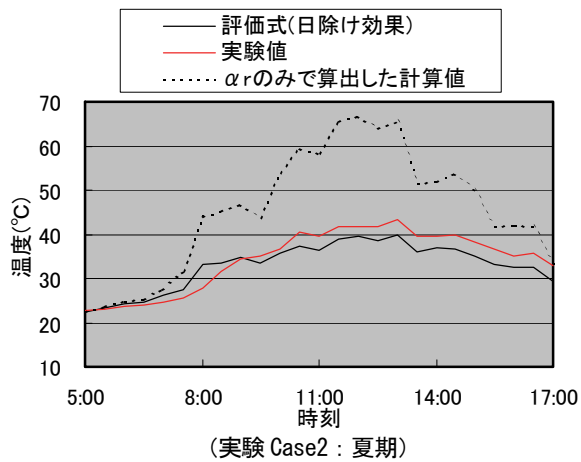
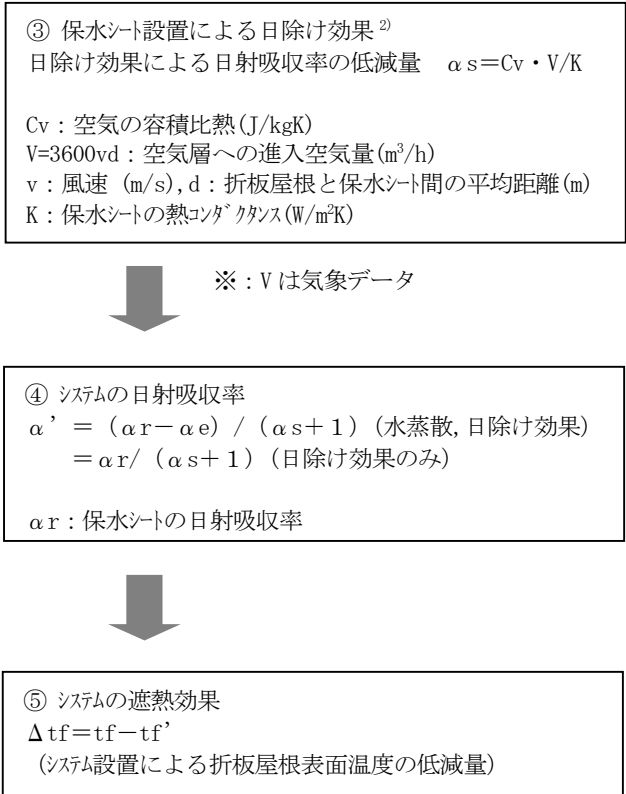


図-8 折板屋根表面温度の計算値と実験値の比較

計算値は若干実験値を危険側に評価するものの、比較的良い精度で実験値と対応した。計算値を安全側に補正する必要はあるが、システムを設置した場合の折板屋根表面温度を本評価式で算出でき、遮熱効果を求めることが可能であることが分かった。

8. まとめ

屋根遮熱システムの遮熱性能の検証実験および評価方法の検討結果から以下のことが確認できた。

i. 性能

1 時間に 1 回少量の水を保水シートに散水するシステムの夏期遮熱性能は、断熱二重屋根と同程である。

ii. 折板屋根表面温度の低減量

日射量が多い場合には日除け効果で折板屋根表面温度を約 10°C 低下できた。また、散水することにより約 25°C の低下が見込める。

iii. 遮熱性能の評価

システムの遮熱性能は日除け効果と水蒸散効果を、保水シートの日射吸収率を低減することで反映し、相当外気温の算出式より求めることができる。

9. あとがき

次年度は、開発中の保水シートの不燃性能、耐抗菌防カビ性能、耐候性についての検討を進めてゆく。また、大型モデル実験にて遮熱塗料との性能比較を行うとともに、実建物での検証を行いたい。なお、屋根遮熱システムは、帝人ファイバー（保水シートの開発担当）と、三晃金属工業（施工担当）の 3 社で共同開発した技術である。

【参考文献】

- 1) 井上宇市、「空気調和ハンドブック」、丸善、p. 12、1967
- 2) (財) 建築環境・省エネルギー機構、「SMASH for Windows」、Ver. 2、p. 128、2000