# 目視調査に基づく表層品質評価手法を適用したコンクリート構造物の施工

鹿島建設株式会社 腎三 正会員 ○渡邉 鹿島建設株式会社 正会員 坂井 吾郎 フェロー会員 鹿島建設株式会社 坂田 昇 横浜国立大学 正会員 細田 暁

#### 1. はじめに

コンクリート構造物の耐久性においては、コンクリートの表層品質いわゆる「かぶり」が極めて重要であることが明らかになっている<sup>1)</sup>. 表層品質を向上させる手法は多岐に亘り、近年、特別な材料や工法などを用いず、施工方法の勘所をコンクリート打込みの際に確認することで、コンクリート構造物の品質を高める手法<sup>2)</sup> や目視調査に基づいてコンクリート施工の PDCA サイクルを回して品質を向上させていく手法<sup>3)</sup> などが注目されている. ここで、土木のコンクリート施工は、温度や湿度などの環境条件の異なる自然環境下において、他と同じもののない 1 品製品であるという特徴を有するため、電気製品などの工場製品とは異なり、施工条件が日々変動することとなる. また、現場ごとに材料やコンクリート配合等も異なる. そのため、現場ごとに品質を評価する方法を用いて、常に品質を把握しておくことは、適切な対策を講じる上で極めて重要となる.

そこで、著者らは、コンクリート構造物の品質評価を行う場合、品質が「否」の場合は明確であるが、品質の「良」の幅が広いこと<sup>4)</sup> に着目し、表層品質を 6 項目に分け、それぞれについて、「良」の中を発注者の検査で辛うじて合格する品質から、極めて高い品質まで、明確に分類することとした。コンクリートの表層品質に関係する事象を細かく分類し、それぞれについて目視調査に基づいて評価することによって漠然と良否を判定していたものを定量化できるとともに、どの事象を改善すれば良いかが明確になる。本報告では、本手法の概要と実際の工事現場での適用事例について報告する。

# 2. 目視調査に基づくコンクリート表層品質評価手法2. 1 概 要

本報で紹介する目視調査に基づく表層品質評価手法は、図-1に示す PDCA サイクルのうち、施工者自らが実施する「Check」に位置づけられる. この評価手法を用いれば、コンクリート構造物の表面状態を施工者自らが定量的に評価可能となり、その評価結果を基にして、より具体的な改善・工夫(Action)を講じることができる. また、施工者がより品質の高い耐久的なコンクリート構造物を構築することを目的として施工を工夫した場合など、その結果を施工者自らが簡易かつ定量的に評価でき、結果としてコンクリート構造物の品質向上に貢献できる評価手法である. さらに、目視調査の利点として、複雑な試験器など用いず、高い技術力も必要としない点が挙げられる.



図-1 表層品質向上に関する PDCA サイクル

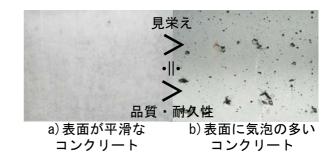


写真-1 見栄えの相違の事例

キーワード 表層品質,かぶり,目視調査,PDCA,コンクリート表面状態,色むら 連絡先 〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1 鹿島建設㈱ 技術研究所 土木材料グループ TEL042-489-8020

# 2. 2 コンクリートの目視評価手法の概要

新しく考案した評価手法は、目視調査に基づいて構造物あるいは部材全体を簡単かつ定量的にコンクリートの表層品質を評価するものである。本評価手法は**写真-1**に示すように、「美しいコンクリートは品質と耐久性

表-1 目視評価におけるグレードの一例

基準		一般的に「良	」とされる範囲		不適合	
項目	4点	3点	2点	2点 1点		
表面の色つや		For				
	・色が均一で、全体的に色の変化		・部分的に剥離剤が撹拌されたよ			
`th 7. 7. 7.	がない	・部分的な色むらがある	うな色むらが発生している	・2 点の状態よりも劣る		
沈みひび割れ	0					
		・目視評価範囲の P コンの概ね 1/5 以上に沈みひび割れが発生	・目視評価範囲の P コンの概ね 1/2 以上に沈みひび割れが発生		+##	
		·Pコン直径の3倍以上の長さの沈	·Pコン直径の5倍以上の長さの沈		<b>一</b>	
表面気泡	()	みひび割れが発生	みひび割れが発生	・2 点の状態よりも劣る	初の	
				A 7	ーナーから不具合っ	
	·5mm 以下の気泡がほとんどない (目安:概ね 50 個以下/m²)	·5mm 以下の気泡が認められる (目安:概ね 50 個以上/m²)	・10mm 以下の気泡が認められる (目安: 概ね 50 個以上/m²)	・2 点の状態よりも劣る	判定	
打重ね線	・近接では打重ね線が認められる ものの, 約 10m 離れた遠方からは		・約 10m 離れた遠方から, 打重ね 線がはっきりと認められる		構造物のオーナーから不具合と判定される状況で補修を要するもの	
型 枠 継 ぎ 目ののろ漏 れ	・調査対象範囲にのろ漏れがほと んど認められない	・調査対象範囲の概ね 1/10 以上 にのろ漏れが認められる	・調査対象範囲の概ね 1/3 以上に のろ漏れが認められる	・2 点の状態よりも劣る		
砂すじ	・調査対象範囲に砂すじがほとんど	・調査対象範囲の概ね 1/10 以上	・調査対象範囲の概ね 1/3 以上に 砂すじが認められる	・2 点の状態よりも劣る		

豆板については、「なし」を 4点、「ある」を不適合と評価する.

の高いコンクリートである」という概念のもと、表-1に示す、表面の色つや、沈みひび割れ、表面気泡、打重 ね線、型枠継ぎ目ののろ漏れ、砂すじの6項目について、サンプルと比較しながら、技術者が目視により0.5 点刻みで評価するものである。

#### 3. 施工条件が表層品質に与える影響に関する考察

#### 3.1 概要

一連の構造物の施工において、セメント種類や施工環境などの異なる条件で構築されたコンクリート部材を対象として目視評価手法を適用して評価値を取得し、各種施工条件が構造物の品質に与える影響について考察を加えた<sup>5)</sup>.

## 3. 2 対象構造物と評価方法

目視調査の対象とした構造物は、掘割構造によるボックスカルバートであり、6ブロックの側壁と柱部材(以下、壁および柱と称す)とした、壁の基本形状は厚さ0.8m、高さ5.0m、長さ10.0mであり、コンクリートの

打込み箇所は 1.5m 間隔で 7 箇所,打上がり高さは 1 層あたり 0.5m で,合計 10 層で打ち重ねた.コンクリートの種類は 30-8-20 であり,6 ブロックの壁のうち,4 ブロックは高炉セメント B 種(以下,BBと称す),2 ブロックは低発熱・収縮抑制型高炉セメント(以下,MKCIIIと称す)を用い,6 ブロックの柱は,全て BBを用いている.なお,配合は表-2に示すとおりであり,現場の専用プラントで製造し,コンクリートのスランプは打込み箇所で 8cm,JIS A 1123 に準じたブリーディング量は BB で

0.09cm³/cm², MKCIIIで 0.20cm³/cm²だった. 調査対象とした構造物の条件を表-3にまとめる. 比較対象とした要因として, 部位, 施工体制, セメント種類に着目した. 総勢 23 人が, 調査対象の構造物から1~10m ほどの距離を適宜移動しながら一斉に行い, 全員が調査を終了するまでに, 約1時間を要した.

#### 3.3 実構造物の目視評価結果

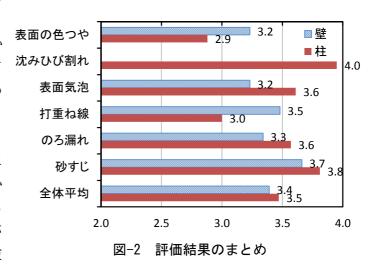
コンクリートの目視評価の結果として、6項目の評価値を小数点1桁に四捨五入した結果を図-2に示す.壁、柱ともに全体平均で約3.4程度であり、品質の高いコンクリート構造物であることが分かった.特に、沈みひび割れは、セパレータを用いていないことから壁では発生しておらず、柱でも極めて少なく、高い評価値となった.一方、壁における表面の色つや、表面気泡、柱における表面の色つや、打重ね線は評価値が比較的低かった.壁、柱ともに層状の黒色模様が発生する場合が散見され、明らかな原因は不明であるもののブリーディングによる影響と推測された.柱では点の高かった表面気泡が壁で低かったのは、壁の型枠にメタルフォームを使

表-2 コンクリート配合

W/C	Air	s/a		単位量 (kg/m³)				
(%)		(%)	W	BB	MKC	S	G	AD
50.0	4. 5	45. 0	150	300		833	1048	2.0
		47. 0	150	_	300	867	1007	3. 0

表-3 構造物構築の要因

ブロック	部位	施工体制	カリ <sup>い</sup> , L		
フロック		他上作前	セメント		
(I)	壁		MKCⅢ		
1	柱				
2	壁	A 班	BB		
	柱	A DI			
	壁		MKC III		
3	柱				
Ø	壁				
4	柱				
<b>(E)</b>	壁	B 班	BB		
5	柱	ᄓᄞ			
(E)	壁				
6	柱				



用しており、これが影響している可能性が考えられた. 逆に壁では点の高かった打重ね線が柱で低かったのは柱の断面積が壁よりも小さく、結果として打ち上がり速度が大きかったためと推測した. なお、壁はセパレータを用いておらず、沈みひび割れの発生しにくい条件であったことから、以降の評価では対象外とした.

図-3に施工体制の違いがコンクリートの目視評価の評価値に与える影響を示す. 今回の評価範囲では,施工体制 A 班, B 班の差異は非常に小さく,ほぼ同様の施工が実施されたものと推測された.

図-4にセメント種類がコンクリートの目視評価の評価値に与える影響を示す. MKCIIIの表面気泡,のろ漏れ、砂すじの評価値は BB よりも低い結果となった. これは、MKCIIIの特徴であるブレーン値が小さいこと、凝結時間が遅いことによって、ブリーディング量が大きくなったためと推測された. 一方、表面の色つや、打重ね線の評価は BB より高い結果となった. 特に打重ね線の評価に大きな差異が生じたのは、BB に比べ MKCIIIの凝結時間の方が長いために、振動締固めが効果的に寄与したものと推測された. それら MKCIII の特徴により、評価値の平均値は、BB に比べ MKCIII の方がわずかに低い結果となった.

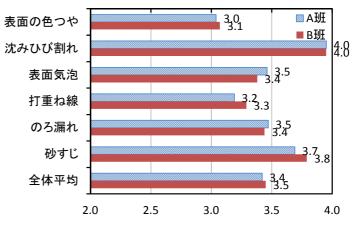


図-3 施工体制による差異

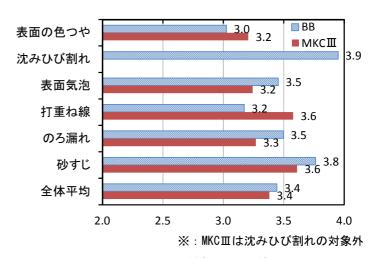


図-4 セメント種類による差異

#### 4. まとめ

本報では、新しい評価手法として、現場技術者が自ら実施して PDCA サイクルを回す「目視調査に基づく表層品質評価手法」と適用事例について紹介した。この手法は、事例写真と脱枠後のコンクリート構造物を比較することで、定量的な評価を行い、施工方法を改善し、情報を蓄積し、構造物の品質を向上させていく PDCAのスパイラルアップに資するものである。さらに、「目視調査に基づく表層品質評価手法」を建設中の現場に適用し、施工の部位、施工体制、セメント種類などがコンクリートの表層品質に与える影響について評価した。この新しい表層品質評価手法および PDCA に関する結果を建設現場において施工者が適用することによって、コンクリート構造物の品質向上に資すれば幸いである。

#### 参考文献

- 1) 土木学会:構造物表層のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(JSCE335 委員会)第二期成果報告書およびシンポジウム講演概要集,コンクリート技術シリーズ97,2012.
- 2) 細田暁, 二宮純, 田村隆弘, 林和彦: ひび割れ抑制システムによるコンクリート構造物のひび割れ低減と表層品質の向上, 土木学会論文集 E2, Vol.70, No.4, pp.336-355, 2014.
- 3) 坂田昇, 渡邉賢三, 細田暁: コンクート構造物の品質向上と表層品質評価手法, コンクリート工学, Vol.50, No.7, pp.601-606, 2012.
- 4) 公益社団法人日本コンクリート工学会:コンクリート技術の要点'11, p.2, 2011.
- 5) 渡邉賢三,小林聖,坂田昇,細田暁:目視調査に基づくコンクリート構造物の表層品質評価手法の特徴・傾向に関する分析,コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.1813-1818, 2015.

# 開削トンネルの RC 壁部材に用いるハーフプレキャスト構造の開発

樋本 智 大田 寛 広地 豪 東日本高速道路(株) 清水建設(株) ○吉村友李 荒木尚幸 吉武謙二 正会員 (株) 横河住金ブリッジ 正会員 竹内大輔 関口修史 松尾卓弥 ジオスター (株) 中谷郁夫 横尾彰彦 小山直人 正会員

#### 1. はじめに

近年、建設産業では若年労働者の減少、技能労働者の著しい高齢化という問 題に直面している. 日建連によれば、今後10年間で高齢者を中心に128万人が 離職する見通しであり、この不足を補うために生産性向上による省力化が必要 であるとされている. このような背景から, 国交省・日建連においても生産性 向上の取り組みが進められており、対策の一つとして考えられているのがプレ キャスト(以下,「PCa」) 化の推進である.

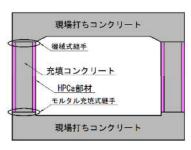


図-1 HPCa 構造概要図

しかし、PCa 導入には課題もあり、大規模構造物への適用もその一つである.

例えば大断面のボックスカルバートでは、分割して製作した PCa 部材を現地で組立てて構築することになる. しかし、製作や運搬等の制約から部材の寸法や重量が制限されるため、分割数が多くなり施工手間が増え、PCa 化の効果が小さくなるという問題がある.

そこで、大断面ボックスカルバートでの生産性の向上(構造の合理化・施工の省力化)を図るため、函体の 側壁部に適用する、ハーフプレキャスト(以下、「HPCa」)構造の開発を行った.

また、この HPCa 構造のせん断補強方法を検討するため、想定側壁部材を 1/4 に縮小した試験体により、せ ん断補強方法をパラメータとしたせん断実験を実施した. その後、HPCa 構造が RC 構造と同等以上の曲げ性能 を有していることを確認するため、せん断実験と同様に 1/4 スケールの試験体を用いて、曲げ実験および軸力 を導入した軸曲げ実験を実施した.

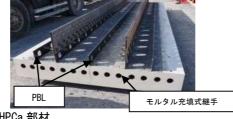
#### 2. 構造概要

HPCa 構造は、側壁の厚さ方向の両側に配置される PCa コンクリート板 (HPCa 部材)と、その間に充填され るコンクリート(充填コンクリート)からなる(図−1).このため,中実の PCa 部材に比べ,重量の軽減・部 材の大型化を図ることが可能となる.

HPCa 部材には側壁の主筋・配力筋相当の鉄筋を埋め込み、さらに充填コンクリートと一体化させるための ずれ止め(孔あき鋼板ジベル: PBL)を配置する(写真-1、 $\mathbf{Z}$ -2)、 $\mathbf{HPCa}$  部材は縦断方向で分割されることか ら、その連続性を確保するために内側には縦断方向に連続した配力筋を設ける. しかし HPCa 構造では、現地

での設置後に両側の HPCa 部材をせん断補強鉄筋で接続する必要があ り,施工性の低下を招く.そのため,せん断補強鉄筋を同等の耐力 を有する鋼板(せん断補強鋼板)に置換えた(写真-1, 図-2, 3).





内側配力筋 埋め込み 主筋・配力筋 せん断補強鋼板 HPCa 部材

写真-1 HPCa 部材

図-2 HPCa 部材図

キーワード 生産性向上、省力化、プレキャスト、ハーフプレキャスト、せん断補強鋼板 連絡先 〒104-8370 東京都中央区京橋 2-16-1 清水建設㈱ 土木技術本部 設計部 TEL:03-3561-3897

#### 3. 構造検討

# (1) 現場打ちコンクリートとの接続機構

HPCa 構造では、ボックスカルバートの頂版および底版は現場打ちコンクリートを想定しているため、HPCa 部材と頂版,底版を一体化させて接続する必要がある.

HPCa 部材と底版は、底版より立ち上げた側壁主筋と HPCa 部材の主筋を HPCa 部材に埋め込んだモルタル充 填式継手で接続する. HPCa 部材と頂版は、HPCa 部材から突出している主筋と頂版に定着する側壁主筋を機械 式継手で接続する(写真-1, 図-1~3).

#### (2) ずれ止め機構

HPCa 部材と充填コンクリートを一体化させるため、HPCa 部材にずれ止め として PBL を配置した (図-3, 4). PBL は, 文献 1) に示されるコンクリート ジベルとしての検討式を用いて仕様を決定した.

また、HPCa 部材の縦断方向の連続性を確保するために、PBL には縦断方向 の鉄筋を貫通させる構造としている.

#### (3) せん断補強機構

通常 RC 部材に働くせん断力は、コンクリートとせん断補強鉄筋で負担す る. せん断補強鉄筋をせん断補強鋼板に置換えるため、部材に作用するせん 断力も RC 部材と同様にコンクリートとせん断補強鋼板で受け持つ構造とし た.

鋼板の仕様はせん断補強鉄筋と同等の耐力を有するものとし, せん断耐力 は、文献2)より式(1)に準拠して算定した。表-1にせん断補強鋼板仕様の検 計結果を示す.

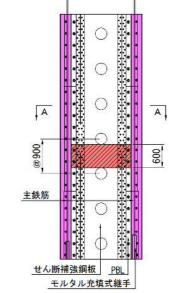


図-3 せん断補強鋼板概要

#### (4) 曲げ機構

Ps1

通常 RC 部材に作用する曲げモーメントは、コンクリートと 主鉄筋で負担する. 同様に HPCa 部材でも, せん断補強鋼板は 曲げモーメントには抵抗せず、充填コンクリートを含めたコ ンクリートと HPCa 部材に埋め込んだ主鉄筋で曲げモーメン トに抵抗するものとした.

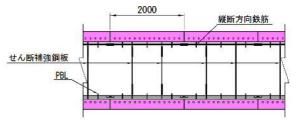


図-4 せん断補強鋼板配置(A-A 断面)

表-1 せん断補強鋼板仕様検討結果

		鋼材の断面積 Aw(mm²)	間隔 a(mm)	降伏強度 σ <sub>sy</sub> (N/mm²)	せん断耐力 (鋼材負担分) Ss(kN/m)
RC構造 の場合	せん断補強鉄筋 (3.33-D25,SD345)	1689	300	345	3293.0
HPCa構造 の場合	せん断補強鋼板 (t=9mm,SM490Y)	5400	900	355	3546.9

Ss



写真-2 せん断補強鋼板と PBL

=  $Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot \tau c \cdot b \cdot d$ Sc Aw•  $\sigma$  sy•d(sin  $\theta$  +cos  $\theta$ ) 1.15a

Sc

:設計せん断耐力(kN) Ps1

(1)

:コンクリートが負担するせん断耐力(kN)

:鉄筋が負担するせん断耐力(kN)

: 荷重の正負交番繰り返し作用の影響に関する補正係数

:部材断面の有効高に関する補正係数 :せん断補強鉄筋の断面積 Aw :軸方向引張鉄筋比に関する補正係数 :せん断補強鉄筋の設計降伏強度

:コンクリートが負担できる平均せん断応力度 :部材断面の有効高 τС ·部材断面幅

:せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度 :部材断面の有効高 :部材軸方向のせん断補強鉄筋の間隔

# 4. せん断実験

#### (1) 実験概要

実験には、大断面ボックスカルバートの側壁仕様を想定した 1/4 スケールの試験体を用いた. 図-5 に示す概要図の通り、せん断耐力の基本となるせん断補強筋を用いた RC 試験体(NS-1R)とせん断補強筋をせん断補強鋼板に置き換えた試験体(SS-1R)および、このせん断補強鋼板を分割して配置した試験体(SS-2R)の計3試験体とし、せん断補強方法をパラメータとした実験を実施した.

実験は、せん断スパン比a/dを2.0とし、2 点載荷により一方向単調載荷で行った(図-6). 引張鋼材は、せん断破壊モードとするため、緊張力を導入しない状態で異形 PC 鋼棒を配置した.

試験体緒元を表-2 に示す. NS-1R の横方 向鉄筋比は, 0.5%程度である. せん断補 強鋼板を用いた SS-1R, SS-2R がこの値に 近似するように鋼板の厚さを 3.2mm と設定 し実験を実施した.

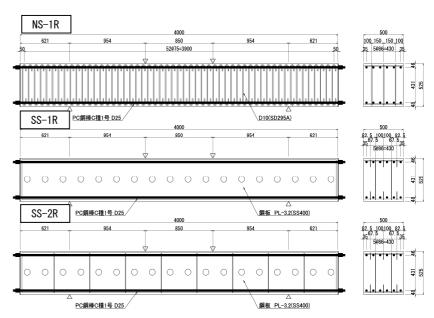


図 - 5 試験体概要図

表 - 2 試験体緒元(実強度)

	有効高さ	せん断	コンクリート	せん断補強鋼材			
		スパン比	強度	降伏強度	規格·配置		
	(mm)	a/d	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$			
NS-1R	477	2.0	39.3	395	SD295 D10		
SS-1R	477	2.0	38.9	333	SS400 3.2mm 分割無し		
SS-2R	477	2.0	39.3	333	SS400 3.2mm 分割有り		

載荷は、100kN ピッチで荷重を増加させ、その都度荷重を 0kN まで低下させて地震時の繰返し作用を模擬した(図-7).

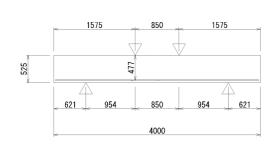


図-6 せん断試験 載荷概要

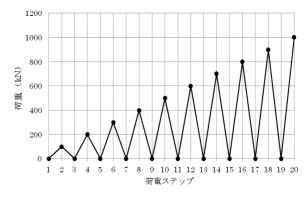


図 - 7 せん断試験載荷パターン

#### (2) 設計せん断耐力の算定

設計せん断耐力の算定は、式 (1) を用いて行った. コンクリート強度およびせん断補強鋼材の降伏強度は、 $\mathbf{表-2}$  に示した試験体緒元の値を用いて計算を行っており、NS-1R で 1142kNであった. せん断補強鋼板を用いた SS-1R および SS-2R の設計せん断耐力は、式 (1) の鉄筋を鋼板に置換えて計算を行い 1385kN、 1386kN であった  $(\mathbf{表-3})$ .

表-3 試験体の設計せん断耐力

	Sc	Ss	Ps1
	kN	kN	kN
NS-1R	233.1	934.9	1142.3
SS-1R	232.2	1178.6	1385.1
SS-2R	233.1	1178.6	1386.0

※Ps1 では供試体の自重を考慮

# (3) 実験結果

図-8 に試験体の終局時におけるひび割れ状況を示しているが、全てのケースにおいてせん断破壊した.

図-9 に全てのケースの試験体の荷重変位曲線を示す. NS-1R は、荷重 800kN でひび割れが発生し、荷重 1400kN でせん断補強鉄筋が降伏し、最大荷重 2182kN でせん断破壊した. SS-1R は、荷重 1200kN でひび割れが発生し、荷重 1600kN でせん断補強鋼板が降伏し、最大荷重 3008kN でせん断破壊した. SS-2R は、荷重 800kN でひび割れが発生し、荷重 1400kN でせん断補強鋼板が降伏し、最大荷重 2743kN でせん断破壊した (表-4). いずれの試験体も設計せん断耐力の内、鋼材が負担する耐力の割合が高いため、せん断ひび割れが貫通し最大耐力に至った後も荷重低下は緩やかであった.

写真-3~5 に各供試体の破壊状況を示す.

表-4 試験体のせん断耐力

	設計せん	し断耐力	実せん断耐力				
	Ss	Ps1	Pc	Ру	Pu		
	kN	kN	kN	kN	kN		
NS-1R	934.9	1142.3	800	1400	2182		
SS-1R	1178.6	1385.1	1200	1600	3008		
SS-2R	1178.6	1386.0	800	1400	2743		

ここで、 Pc: ひび割れ発生荷重

Py:降伏荷重 Pu:終局荷重

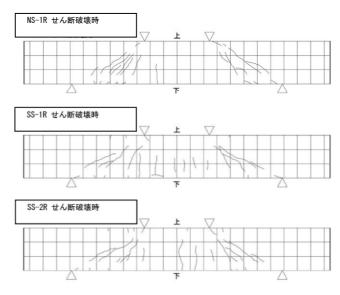


図 - 8 ひび割れ状況 (終局時)

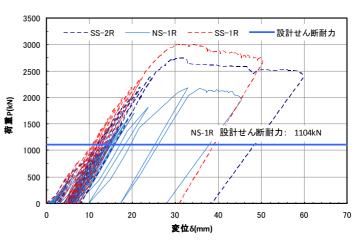


図 - 9 荷重変位曲線図

#### (4) 実せん断耐力の比較

RC 部材にせん断補強鉄筋を用いた場合 (NS-1R) のせん断耐力 2182kN に対して、RC 部材にせん断補強鋼板を用いた場合 (SS-1R) のせん断耐力は 3008kN, さらに RC 部材に分割したせん断補強鋼板を用いた場合 (SS-2R) のせん断耐力は 2743kN であった. 以上より、SS-1R および SS-2R は、NS-1R と同程度以上のせん断耐力を有することが確認された.

また,式(1)におけるせん断補強鉄筋に関する仕様をせん断補強鋼板に置き換えて計算を行うことにより,通常よりも大きなせん断耐力が得られ,安全側に評価できることが分かった.



写真 - 3 NS-1R 破壊状況



写真 - 4 SS-1R 破壊状況



写真 - 5 SS-2R 破壊状況

## 5. 曲げおよび軸曲げ実験

#### (1) 実験概要

せん断補強鋼板の妥当性が確認されたため、HPCa 部材の曲げ性能の確認を目的に曲げ実験を実施した. 試験体は、大断面ボックスカルバートの側壁仕様を想定し、1/4 モデルとした. 配筋は、想定した側壁の引張鉄筋比および横方向鉄筋比が同等となるように設定した.

試験体の緒元を表-5,6に示す.

表-5 想定 RC 側壁と試験体緒元の比較

		構造寸	引張鉄筋比(%)			
	幅	高さ	正曲げ 有効高さ	負曲げ 有効高さ	正曲げ	負曲げ
想定RC側壁	2000	2100	1905	1915	0.74	0.42
試験体	500	525	477	479	0.75	0.42

表-6 試験体諸元(実強度)

	有効高さ	せん断	コンクリート	主筋(SD	主筋(SD345)		強鋼板(SS400)
	(mm)	スパン比 a/d	強度※ (N/mm²)	降伏強度 (N/mm²)	配置	降伏強度 (N/mm²)	仕様
純曲げ(正)	477	4.2	36.3	388	9-D16		
純曲げ(負)	479	4.2	30.3	390	8-D13	333	1-0.0
軸曲げ(正)	477	4.2	36.2	374	6-D19	333	t=3.2mm
軸曲げ(負)	479	4.2	30.2	390	8-D13		

※コンクリート強度は3層の平均値

曲げ実験, 軸曲げ実験の載荷方法を図-10.11 に示す.

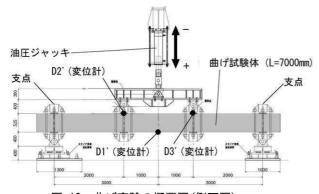


図-10 曲げ実験の概要図(側面図)

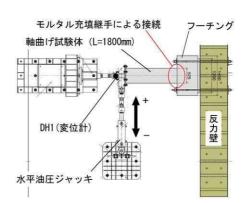


図-11 軸曲げ実験の概要図(平面図)

また、試験体の断面図を図-12 に示す。実際の HPCa 構造では、中間部コンクリートを後工程において充填する. 試験体の製作においてもこの状態を再現するために、一層目から三層目まで、洗出し処理を行いながらコンクリートを打設した. さらにその境界面には、孔あき鋼板ジベル <sup>1)</sup> を用いてずれ止めの効果を付加した.

また、せん断補強鋼板は長手方向に 450mm 毎に分割配置した(図-13). 載荷は、連続的な正負交番載荷とした. 曲げ実験では、主鉄筋降

伏時の変位を  $\delta$  y として、その後  $1\delta$  y、 $2\delta$  y…と変位量を増やし、各ステップで正負 3 回の繰返し載荷を実施した(図-14). 軸曲げ実験では、試験体の相関変形角を 1/500、1/300、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30(rad)と変化させ、各ステップで正負 3 回の繰返し載荷を実施した、圧縮軸力は、設計荷重相当の 410kN とした.

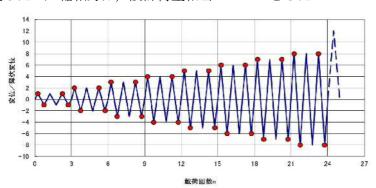


図-14 曲げ実験 載荷パターン

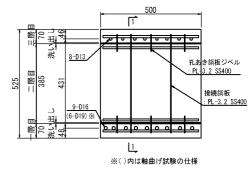
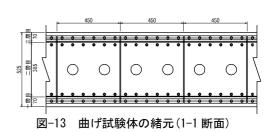


図-12 曲げ試験体の緒元



#### (2) 曲げ実験結果

実験で得られた変位および降伏荷重を表-7に,荷重-変位関係を図-15に,破壊状況を写真-6に示す.正負とも設計値を上回る降伏荷重を得た.

表-7 曲げ実験結果

曲げ方向		変位(mm)		降伏荷重(kN)			
曲い方向	降伏変位	最大変位	比率	計算値	実験値	比率	
正曲げ	19.8	121.3	6.12	279.7	280.7	1.00	
負曲げ	-13.1	-85.8	6.55	-196.4	-205.0	1.05	

正曲げの最大荷重は、 $+6 \delta y$ (2回目)の+340.3kNであり、その際、負曲げ側の主筋(D13)が座屈した。 $-7 \delta y$ (1回目)で、負曲げ側の主筋(D13)が破断し、終局に至った。ただし、正曲げ側の主筋(D16)は破断していなかった。なお、靭性率は6程度であった。

# (3) 軸曲げ実験結果

実験で得られた変位および降伏荷重を表-8 に,荷重-変位関係を図-16 に,破壊状況を写真-7 に示す.純曲げ実験同様,正負とも設計値を上回る降伏荷重を得た.

表-8 軸曲げ実験結果

	F1 10-11-11-11-11-11-11-11-11-11-11-11-11-1								
曲げ方向		変位(mm)		降伏荷重(kN)					
曲い方向	降伏変位	最大変位	比率	計算値	実験値	比率			
正曲げ	10.8	64.2	5.94	186.3	207.0	1.11			
負曲げ	-7.4	-64.2	8.66	-135.3	-141.6	1.05			

正曲げの最大荷重は、+1/30rad(2回目)の+251.7kNであり、負曲げ側の主筋(D13)が座屈した。その後、-1/30rad(2回目)で負曲げ側の主筋(D13)が破断し、+1/30rad(3回目)で残留耐力を確認し、載荷を終了した。なお、靭性率は $6\sim9$ 程度であった。



写真 - 6 曲げ試験体破壊状況

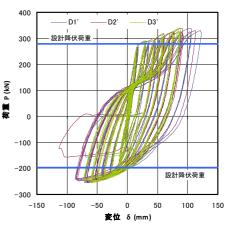


図-15 曲げ実験の荷重 - 変位の関係

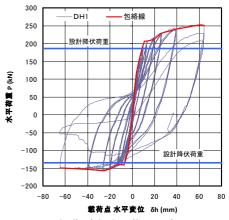


図-16 軸曲げ実験の荷重 - 変位の関係



写真 - 7 軸曲げ試験体破壊状況

#### 6. まとめ

生産性の向上を目的に大断面ボックスカルバートの側壁に適用可能な HPCa 構造を提案し、その性能を確認するためにせん断および曲げ性能に関する実験を実施した、以下に実験により得られた知見を示す。

- (1) RC 部材に対してせん断補強鉄筋と同量程度のせん断補強鋼板を用いる事で, せん断補強鉄筋と同等以上のせん断耐力が得られることを確認した.
- (2) 式(1) により、せん断補強鋼板を用いた場合のせん断耐力の計算を行う事で、通常のせん断補強筋を用いた場合よりも大きなせん断耐力が得られ、安全側に評価できることが分かった.
- (3) 曲げ実験および軸曲げ実験ともに設計降伏荷重を上回る結果が得られたことから、三層とした場合においても一体打ちと同等の性能を有すると考えられる.
- (4) 靭性率は、曲げ実験で6程度、軸曲げ実験で6~9程度である。また、層間変形角 1/30rad 時においても耐力を保持できることから、耐震性能を要求される実構造物への適用も可能であると考えられる。

# 参考文献

- 1) 設計要領 第二集 橋梁建設編 東日本高速道路株式会社 平成 25 年 7 月
- 2) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説 v 耐震設計編 平成24年3月