

高性能材料である CFRP 材による RC 構造物

の高品質な維持修繕技術の研究開発

山口浩平¹, 合田寛基²

九州大学大学院, 九州工業大学

概要: RC 部材のハンチ部は多量の鉄筋があり削孔して補強筋を定着できない, 補強筋をハンチ形状に合わせて折り曲げて定着する必要があり, 鉄筋ではなく成形自由な CFRP 材による補強がより有用となる. そこで, ハンチ部を想定した CFRP 材-PCM-コンクリートの補強部界面の定着メカニズムを明らかにして, CFRP 材による RC 構造物の高品質な維持修繕技術について実験的に検討した.

1. はじめに

将来の大震災への対策のため新設構造物は勿論, 既設構造物においても耐震補強が必要とされており, 地下または地中にある既設構造物もその例外でなく, 特に地中の RC 構造物の地震時における挙動は, 周辺地盤の変形に支配されることから, 地上の構造物より危険であると考えられる. 曾良ら¹⁾は, 昭和 40 年代の電力施設を模した実大規模の RC 模型を用いた载荷試験結果から, 地震時の 2 連ボックスカルバートの隔壁のせん断破壊を指摘しており, このような RC 既設構造物のせん断補強が急務である. 今回検討対象とした樋門構造物における函体も同様で, 先の東日本大震災では多くの樋門構造物が損傷を受けている(写真 1 参照). これら RC 構造物の多くは, コンクリート打設の施工性や隅角部の応力伝達の面からハンチ部を有しており, 当箇所をせん断補強を行う場合は, 一般的に腹部両面のハンチ部を削孔し, 補強鉄筋を腹部に沿ってハンチ部に定着させる方法が採用される. しかし, ハンチ部内には多量の既設鉄筋が配置されており, これらを避けて削孔することは非常に困難であり, 施工する上で大きな課題となっている.

一方, 耐震補強工法の 1 つとして CFRP グリッド(写真 2 参照)を RC 構造物に接触配置しポリマーセメントモルタル(以下, PCM)吹付けによる補強工法が確立されている(例えば²⁾). 本工法は, CFRP グリッドの特性である高強度・軽量を活かして人的省力化の点で優れており, ま

た PCM 吹付けによって既設構造物と一体化するためアンカー定着する必要がなく, 施工速度に優れている. さらに, CFRP グリッドは鉄筋と異なり腐食しないため, かぶりを小さくすることが可能で, 補強断面を小さく押さえられるため, 構造面からも形状に与える影響が小さく, 維持管理が容易であることも特長に挙げられる. 加えて, CFRP グリッドは CFRP 製のシート状のものと比較して目付量が大きく, 曲げおよびせん断に対する変形拘束の効果も有しており, 当検討対象に有効なせん断補強方法とし



写真 1 樋門構造物

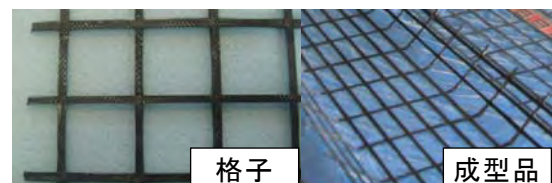


写真 2 CFRP グリッド

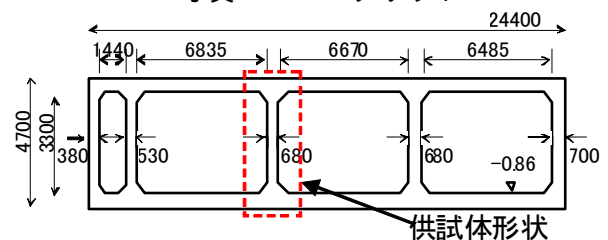
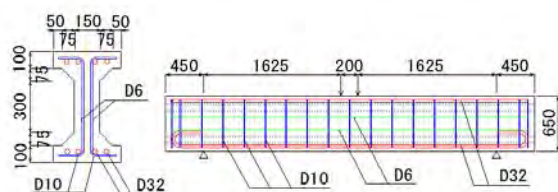


図 1 補強対象構造物例

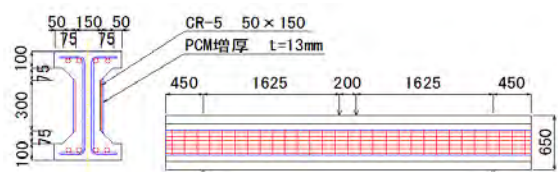
て期待される。

一方、これまで研究代表者らのグループでは RC 部材を対象とした CFRP グリッド工法を研究開発してきたが^(例えば²⁾)、U 型に成型した CFRP グリッドをハンチ部のような同一平面上にない定着領域、いわゆる面外定着にて補強した時の応力伝達機構については、これまで十分な検討がなされていないのが現状である。

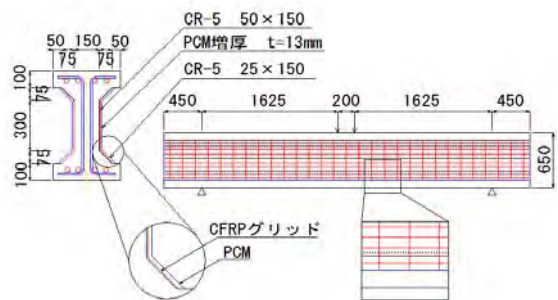
そこで本研究では、CFRP グリッドによるせん断補強効果を検討するために、図 1 に示す樋門構造物(函体)の隔壁を切り出したせん断破壊先行型の RC はり(I 桁)を作製し、これに CFRP グリッドを配置し PCM にて吹付けを施して載荷試験を実施した。CFRP グリッドの定着方法を、腹部のみを定着領域とした同一平面内の定着と腹部およびハンチ部を定着領域とした面外定着の 2 通りとし比較検討を行った。さらに、破壊時の変形状、ひび割れ性状から CFRP グリッドの形状および面外定着がコンクリートの破壊性状に及ぼす影響についても検討した。



(a) P-0 無補強



(b) P-1 腹部補強



(c) P-2 腹部+ハンチ部補強

図-2 コンクリート供試体概略図

2. 試験概要

2.1 供試体

供試体形状は、既設構造物を模した RC はりとし、断面寸法(高さ×幅)を 650×400mm、スパン長 3450mm とした I 桁である。供試体の設計は、有効高さ $d=650\text{mm}$ 、せん断スパン $a=1625\text{mm}$ 、せん断スパン比 $a/d=2.75$ とした。なお、せん断補強鉄筋の割合は実構造物と同一であるが、主筋量はせん断破壊先行型とするため実構造物よりも多く配筋した。図 2 に供試体の形状、配筋、CFRP グリッドによるせん断補強の概略図を示す。供試体は、無補強の P-0、腹部のみを CFRP グリッドと PCM にて補強した P-1、また腹部およびハンチ部を CFRP グリッドと PCM にて補強した P-2 の計 3 種類をそれぞれ 1 体作製した。なお、同一平面内の CFRP グリッドの定着は、既往の研究²⁾より 3 格点必要であるが、本供試体は実構造物の 1/3 相当(実構造のハンチ高さ:300mm、供試体:75mm)のため P-2 のハンチ部では、2 格点の定着(詳細は図 2(c)を参照)とした。ただし、設計上の保有せん断力は、CFRP グリッドはハンチ部で十分に定着されている

表 1 コンクリートの示方配合

Gmax (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)						
			W	C	S1	S2	G1	G2	Ad
20	63	45.8	170	270	578	250	747	308	2.70

表 2 コンクリート、PCM の材料特性値

材料	規格	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
コンクリート (P-0)	設計	21.0	3.20	-	2.35×10^4
	実測	22.4	3.05	1.04	2.44×10^4
コンクリート (P-1,2)	設計	21.0	3.20	-	2.35×10^4
	実測	22.2	4.58	1.38	2.45×10^4
PCM	設計	69.6	9.00	3.16	2.70×10^4
	実測	72.7	10.1	-	-

表 3 鉄筋の材料特性値

鉄筋径	部材	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D32	主鉄筋(既設部)	407	593	2.0×10^5
D10	せん断補強鉄筋 (既設部)	388	440	
D6	組立筋	346	494	

表 4 CFRP グリッドの材料特性値

筋番	部材	1本当り 断面積 (mm ²)	許容引張 応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
CR5	補強部	13.2	400	1400	1.0×10^5

もの、すなわち終局時の CFRP グリッドは引張破断するものとして算出した^{3),4)}。ここで、P-1、P-2 の設計上の保有せん断力の内訳は、コンクリート 250kN、せん断補強鉄筋 227kN、CFRP グリッド 253kN である。

2.2 使用材料

セメントに普通ポルトランドセメント(OPC, 密度: 3.14 g/cm³), 細骨材は海砂(密度: 2.59 g/cm³), 粗骨材は碎石(密度: 2.76 g/cm³)を使用した。混和剤は AE 減水剤を用いた。コンクリートの配合は、設計基準強度を 21N/mm² とし、水結合材比を 63%, 細骨材率を 45.8% とした。示方配合を表 1 に示す。載荷試験当日に各種強度試験を実施し、その結果を表 2 に示す。また、鉄筋は軸方向鉄筋に SD345D32, せん断補強鉄筋に SD295 D10, 組立用の鉄筋は D6 を使用した。鉄筋の材料特性を表 3 に示す。CFRP グリッドには、炭素繊維を格子状に積層成形した格子間隔(高さ×幅) 50mm×150mm (ハンチ部: 25mm×150mm)の CR5 を使用した。物性値を表 4 に示す。吹付け用の PCM には、高強度タイプを用いて、その物性値を表 2 に示す。また、吸水防止剤としてプライマーには、アクリル系エマルジョンを使用した。

2.3 供試体作製手順

まず、ボックスカルバートの隔壁を模擬した既設コンクリートを作製した。軸方向鉄筋に SD345D32 を用い、帯鉄筋に SD295D10 を @250mm ピッチで配筋し、型枠を組み、コンクリートを打設した。コンクリートの設計基準強度は $f'_c=21\text{N/mm}^2$ と設定し、設計強度に達した時点で載荷試験を実施した。次に、実施工と同様に、コンクリート表面の脆弱部や油脂などの汚れを除去し PCM の付着力を確保するためブラストにより下地処理を行った。その後、既設表面に CFRP グリッドを接触配置し、リベットアンカーによって仮固定した。なお、リベットアンカーは CFRP グリッド工法研究会設計施工マニュアルにより 10 本/m² とした。PCM 吹付け前にドライアウト防止の目的でプライマーを塗布し、高強度 PCM を $t=13\text{mm}$ 吹付けた。PCM の吹付け厚みは、かぶり厚さ 10mm+グリッド厚みより $t=13\text{mm}$ とした。最後は表面をコテで均

し、皮膜養生剤を塗布して養生を行った。

2.4 試験方法

載荷試験状況を写真 3 に示す。載荷は、両端単純支持として、せん断スパン $a=1625\text{mm}$ で 2 点載荷とした。荷重は PCM やグリッドに衝撃を与えないように一様な速度で加えた。また、変位計は中央下端に 3 点と支点上端にそれぞれ 1 点設置した。さらに、ひずみゲージは、既設部上縁側のスパン中央と既設部主鉄筋の下縁側のスパン中央に設置した。また、せん断補強効果を確認するために、せん断補強筋および CFRP グリッドのせん断区間にそれぞれ設置した。

3. 試験結果

3.1 変形状

破壊形態は、全供試体ともせん断破壊であった。最大荷重—スパン中央たわみ関係を図 3 に示す。補強した P-1、P-2 の供試体は、無補強の P-0 と比較して最大荷重が 2~3 割程度向上した。また、腹部およびハンチ部を補強した P-2 は、腹部を補強した P-1 と比べて高荷重域での剛性が高く、最大荷重は 14% 向上している。

荷重—ひずみ関係を図 4 に示す。計測位置はいずれもスパン中央である。同図の左側に圧縮縁のコンクリートのひずみを、また右側に引張縁の主鉄筋のひずみをプロットした。圧縮縁のコンクリートのひずみは、いずれも斜めせん断ひび割れが卓越するまでは弾性挙動を呈したが、斜めせん断ひび割れが進展して以降は、非線形挙動となり一部圧壊もみられた。一方、引張縁主鉄筋のひずみは最大 1500 μ 程度で、主鉄

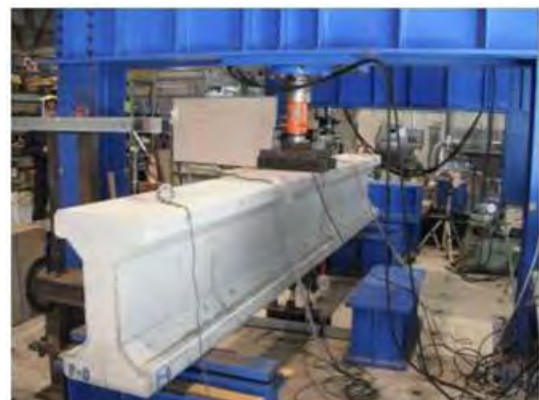


写真 3 載荷試験状況

筋の降伏ひずみ 2035μ を下回っており、主鉄筋は降伏していないことがわかる。

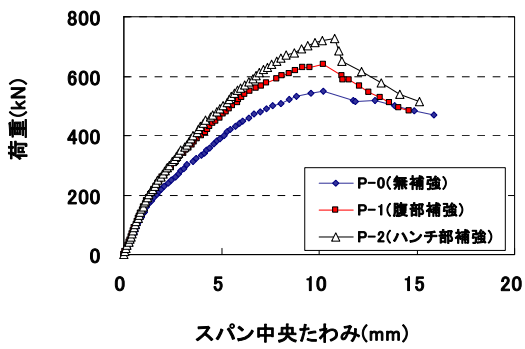


図3 荷重—スパン中央たわみ関係

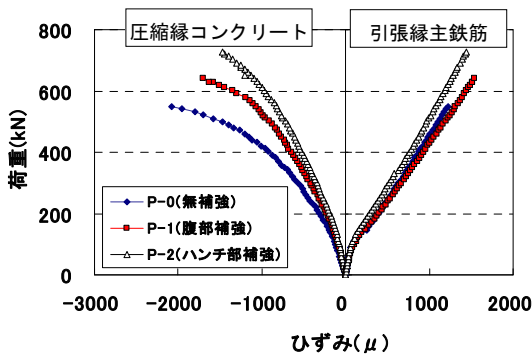


図4 荷重—ひずみ関係

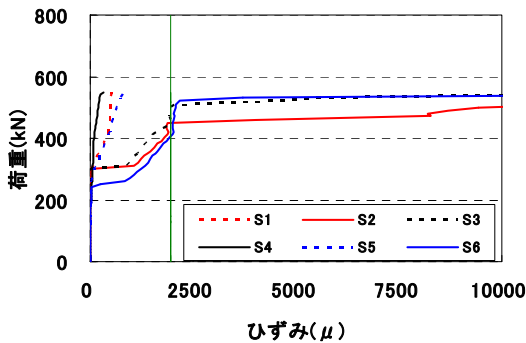


図5 荷重—せん断補強鉄筋ひずみ関係 (P-0)

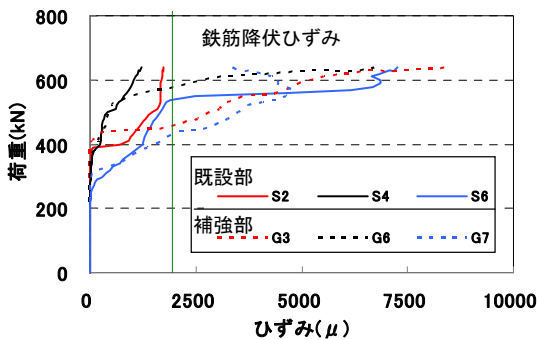


図6 荷重—せん断補強鉄筋ひずみ関係 (P-1)

荷重—せん断補強鉄筋ひずみ関係を図5, 6, 7に示す。なおP-1, P-2においては、同位置付近のCFRPグリッドのひずみも計測した。無補強のP-0は、200kN~300kNで斜めせん断ひび割れが供試体表面に確認されたが、これは前述のコンクリート保有せん断とほぼ同じレベルであった。また、同時期にせん断補強鉄筋のひずみも急激に大きくなり、応力が伝達していることが確認され、その後、せん断補強筋は降伏ひずみ 1940μ に達した。一方、せん断補強を施したP-1, P-2においては、せん断補強筋とCFRPグリッドがほぼ同じ挙動を示しており、既設部と補強部が一体化していることが確認された。また、P-1およびP-2の既設部のせん断補強筋のひずみは、P-0と比較して降伏ひずみに達するまで緩やかに増大している傾向にあり、代わりにCFRPグリッドのひずみが大きく増大しており、CFRPグリッドもせん断力を負担していることを示している。

ここで、P-0の最大荷重およびP-1の最大荷重とその1/2の荷重時の部材高さとしずみ分布の関係を図8に示す。腹部を補強したP-1は、部材高さ325mm、つまり断面中央部にて最もひずみが大きく、せん断力を負担していることが明らかとなった。この位置は、後述でも考察する終局時の斜めひび割れ発生位置と一致している。一方、腹部およびハンチ部を定着したP-2は、部材高さ225mmで最もひずみが大きく、荷重の増加に伴ってP-1と比較して腹部下方でせん断力に抵抗していることがわかる。CFRPグリッドをハンチ部で面外定着することにより、CFRPグリッドと既設コンクリートが十分に一体化されて、その結果P-2の方がP-1に比べて発生ひずみが小さく抑えられたと考えられる。

3.2 ひび割れ性状

最大荷重時のひび割れ性状を図9に示す。無補強のものは、まず載荷点直下にひび割れ幅の小さい曲げひび割れが発生し、次いで支点と載荷点とを結ぶ線上に斜めせん断ひび割れが発生し、荷重が増加するにつれひび割れ長さ、ひび割れ幅が進展した。最終的には上縁コンクリートの一部が圧壊した。腹部を補強したP-1お

よびハンチ部を補強した P-2 のひび割れ性状も同様の傾向を示した。なお両者を比較すると、P-2 は P-1 に比べひび割れ本数、ひび割れ幅ともおおむね少なく、ひび割れ発生位置はハンチ部からの進展が抑制されていることがわかった。これは、ハンチ部の CFRP グリッドがせん断耐力を負担していることに加え、ハンチ部に発生したひび割れを CFRP グリッドと PCM によって面で抑えているためであると考えられる。試験終了後に PCM をはつり出し、CFRP グリッドの破断状況や PCM の剥離状況を確認し、写真 4, 5 に観察結果を示す。P-1 の CFRP グリッドは破断には至っていないが、せん断ひび割

れ直上にて剥離と CFRP グリッド格点部が直角性を失っている箇所が見られた。また、既設部と補強部の界面では一部に PCM の剥離も確認された。一方、P-2 の CFRP グリッドは、破断や剥離は無く、P-1 に比べてグリッド格点の変形が小さかった。また、ハンチ部の CFRP グリッドおよび PCM についても破断や剥離は確認されなかった。

3.3 せん断耐力の評価

ひび割れ荷重 P_{cr} 、初降伏荷重 P_{y0} 、曲げ終局荷重 P_u およびせん断耐力 P_s を算出した。試験結果を表 5, 図 10 に示す。試験値と設計値の比は、無補強および P-2 において 1.0 以上であり、道示 V³⁾ のせん断力式を適用すれば、安全側に評価できる。一方、P-1 においては、試験値と設計値の比が 0.88 となった。これは、前述のように CFRP グリッドの定着不足に起因するものであり、終局時に既設部と補強部の界面に剥離が生じたことを示唆している。

以上のことから、RC はりににおいて腹部のみを CFRP グリッドと PCM で定着した場合は、現行の RC はりのせん断耐力の設計法が必ずし

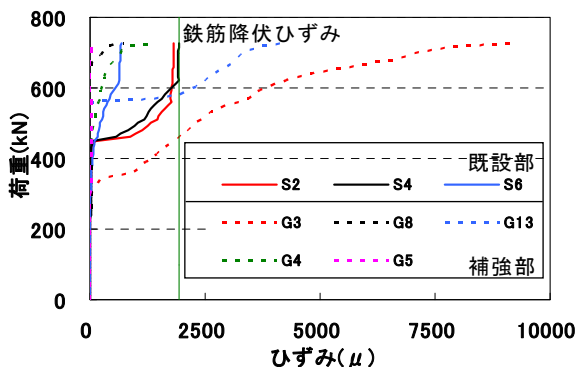


図 7 荷重－鉄筋ひずみ関係 (P-2)

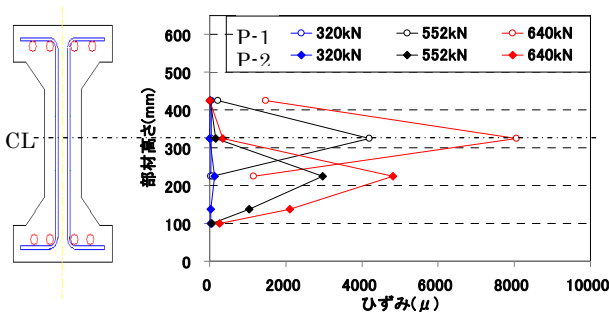


図 8 高さ－ひずみ分布

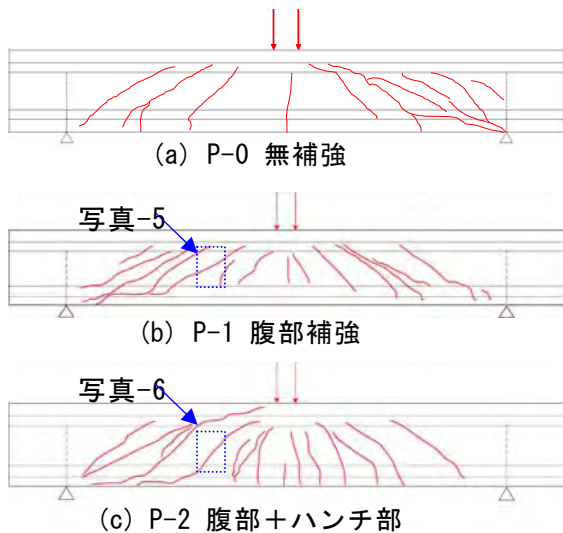


図 9 ひび割れ性状

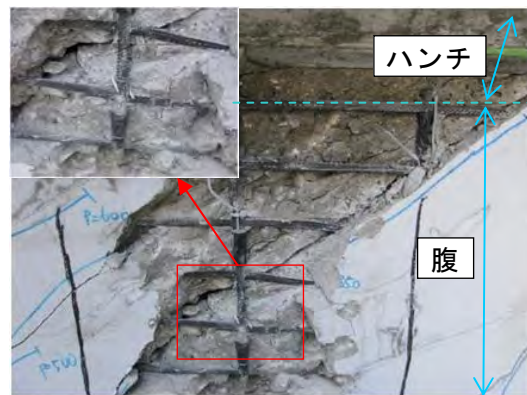


写真 4 破壊後の CFRP グリッドの状況 (P-1)

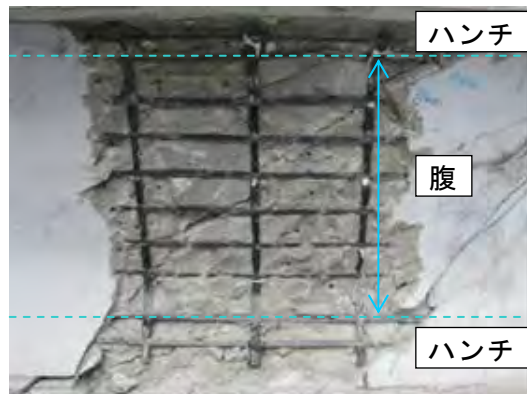


写真 5 破壊後の CFRP グリッドの状況 (P-2)

表 5 試験結果

供試体	項目	P_{cr} (kN)	P_{y0} (kN)	P_u (kN)	P_s (kN)	P_s : 試験/設計
P-0 (無補強)	試験	131	-	-	548	1.20
	設計	126	780	860	458	
P-1 (腹部補強)	試験	161	-	-	640	0.88
	設計	193	854	916	727	
P-2 (腹部+ ハンチ部補強)	試験	180	-	-	727	1.00
	設計	193	858	925	730	

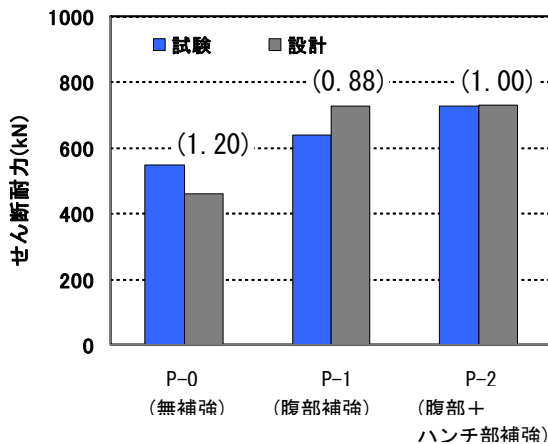


図 10 せん断耐力 P_s の比較

も一致しないことがわかった。一方、腹部およびハンチ部まで定着した場合は、現行の設計法が適用可能であることが示唆された。ただし、付着力や定着長などを含めた面外定着の応力伝達メカニズムの詳細は明らかにすることができなかったため、今後の検討が必要とされる。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) CFRP グリッドにより腹部のみを定着領域とした供試体のせん断耐力は、無補強のものに比べ向上したものの、現行の設計法の算定値の比が 0.88 とやや小さく、安全側のものとは言えなかった。

- (2) CFRP グリッドにより腹部およびハンチ部を定着領域とした供試体のせん断耐力は、無補強のものに比べ向上し、設計値と同等であった。現行の設計法が適用できることが確認され、極門の函体におけるせん断補強工法として期待できた。
- (3) 定着方法に関わらず、CFRP グリッドは既設部のせん断補強鉄筋に代わりせん断力を負担しており、せん断補強効果が確認された。特にハンチ部の CFRP グリッドは、既設部と一体化することで腹部下方の位置にてせん断力に抵抗した。
- (4) 既往の研究より CFRP グリッドの必要定着長は面内定着 3 格点としたが、本研究のように面外定着においても 2 格点以上であることがわかった。なお、面外定着の応力伝達メカニズムについては明らかにできなかったため、今後の研究課題とする。

参考文献

- 1) 曾良岡宏, 足立正信, 本田国保, 田中浩一: 地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1123-1128, 2001.7
- 2) 渡邊弘史, 日野伸一, 山口浩平: 2 層接触配置した CFRP グリッドの付着強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1411-1416, 2009.7
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 2010.3