既存 RC 構造物のあと施工せん断補強工法「スパイラルアンカー」の開発

前田建設工業(株)　正会員　○山本　和範
前田建設工業(株)　正会員　佐藤　文則
前田建設工業(株)　正会員　三島　徹也

１．はじめに

阪神・淡路大震災以前の耐震設計法によって設計され，現在でも供用されているコンクリート構造物では，現行の耐震設計法においてレベル 2 地震動に相当する地震力を受けた場合に，部材のせん断耐力やじん性が不足することが懸念される．また，背面が地盤に接する半地下・地下構造物に対し，構造物の内側から施工する補強方法として RC 増し厚等による補強方法がある．この方法では補強後に断面の大きさが増加するため，水路トンネルや貯水槽等では計画水量を確保できないといった問題がある．そこで，構造物の機能を損なわずに内空側から施工可能な補強工法「スパイラルアンカー」を開発した．本文では，スパイラルアンカーの工法概要と，その補強効果について報告する．

２．スパイラルアンカーの概要

２．１　スパイラルアンカーの概要

スパイラルアンカーは供用中のコンクリート構造物に対し，あと施工でせん断補強を行う工法である．既存構造物の表面から削孔した後，孔壁内面に目粗し処理を施した孔内に，両端に定着具を取り付けた補強用の鉄筋の挿入とグラウトの注入を行って既存構造物と一体化させ，構造物全体の鉄筋量を増やすことによって耐震性の向上を図るものである．スパイラルアンカーによる既存構造物の補強イメージを**図-1** に，本工法の特徴を以下に示す．

①コアドリルを用いることにより打撃破壊を伴わない削孔手法のため，孔壁周辺の微細ひび割れの発生がほとんどない等，既存躯体へのダメージが少ない．

②大型，特殊な施工機械を必要としないため，施工が容易で狭あいな場所でも施工が可能である．

③騒音や振動，粉じんの発生が少ないため施工環境が良く，近隣周辺への配慮が必要な場合は有効である．

④孔壁内面に目粗しを施すことにより孔壁面とグラウトの界面の付着強度が向上し，既存躯体との高い一体性が確保できる．

⑤補強用の鉄筋には，拡底形状をした小型の定着具を両端部に取り付けた鉄筋を用いることにより，短い定着長で大きな引抜耐力が得られる．

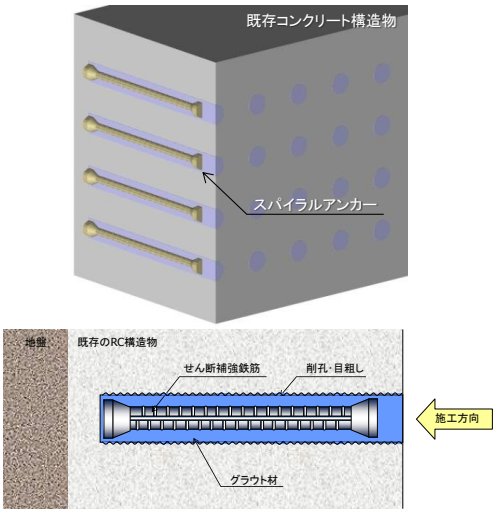

図-1　スパイラルアンカーの施工概要

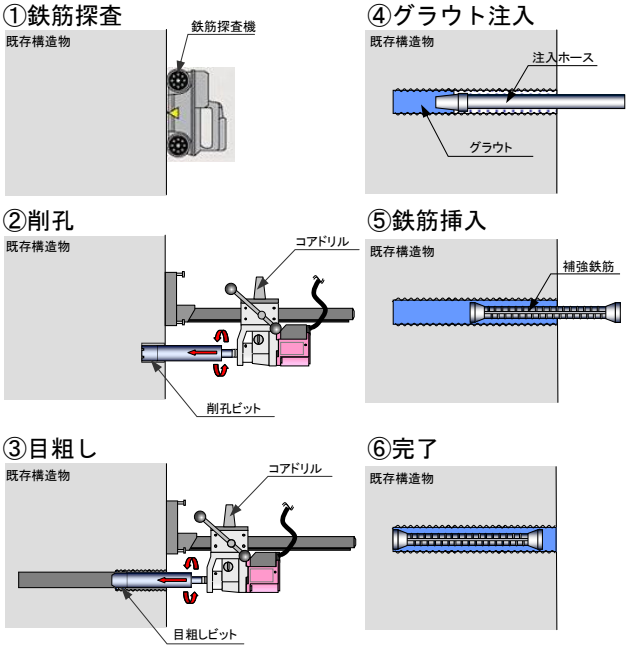

図-2　スパイラルアンカーの施工手順

２．２　施工手順

スパイラルアンカーの代表的な施工手順を**図-2** に示す．スパイラルアンカーは上向き，下向き，横向きいずれの方向

キーワード　あと施工，せん断補強，目粗し，定着長，有効率
連絡先　〒179-8914　東京都練馬区旭町 1-39-16　前田建設工業(株)技術研究所　ＴＥＬ03-3977-2241(代)

でも施工可能であり，**図-2** では横向きの施工状況で，グラウトを先に注入した後に鉄筋を挿入する手順を示す．施工手順における主な施工要素は，①削孔の位置出し，②削孔，③目粗し，④グラウト注入，⑤鉄筋挿入，⑥表面仕上げである．スパイラルアンカーは既存構造物において既に配置されている鉄筋の間に施工するため，本施工前に電磁波レーダ法等により既設の主鉄筋・配力筋の位置を探査し，それらを避けた場所に削孔位置を定める．削孔と目粗しはダイヤモンドコアドリルを用いて行う．削孔位置にコアドリルを固定して削孔を行った後，コアドリル先端のダイヤモンドコアビット（削孔ビット）を目粗し専用のビット（目粗しビット）に取り替え，ビット回転させながら孔内を押し込むことによって孔壁内面に凹凸をつける．その後，削孔内に可塑性グラウトを注入してから補強鉄筋を差込み，余分に漏れたグラウトを除去し，コテ等で表面仕上げを行って施工を完了する．

２．３　目粗し

削孔ビットと目粗しビットおよび目粗し前後の孔壁内面の変化を**図-3** に示す．目粗しは「プレキャストパネルによる橋脚の水中耐震補強工法（PRISM 工法）」に採用されている施工技術である [1]．目粗しビットによる孔壁面処理は次のような特長がある．①削孔内の壁面は凹凸の仕上がりとなるため，付着強度が向上し，補強鉄筋の引抜抵抗力が増強する．②目粗し作業にはコアドリルを使用するので特殊な専用機械が不要である．③削孔後専用の目粗しビットをコアビットと取り換えるだけなので，大掛かりな段取り換えが不要である．④作業要領は削孔とほぼ同様なので容易な施工が可能である．⑤チューブの継ぎ足しにより長尺目粗しが可能である．

目粗しが孔壁内面とグラウト界面の付着強度に及ぼす影響を**図-4** に示す [2]．この実験では補強鉄筋降伏前の孔壁内面とグラウトの付着性能を調べるために，試験に用いた鉄筋は直径 25mm の総ねじ PC 鋼棒を使用し，終局時にはコンクリートとグラウトの界面において破壊する仕様とした．また，抜出し変位は，母材コンクリートと補強鉄筋の相対的な変位を計測した．図より，目粗しありの場合では鉄筋が抜け出すことなく，鉄筋の実降伏荷重の 90%に達することで載荷を終了した．一方，目粗しなしの場合は SD345 の規格降伏強度に達する手前で削孔壁面とグラウト界面で付着が剥がれて鉄筋（＋グラウト）が抜け出し，急激に変位が増加して荷重が低下した．目粗しを施すことにより界面の付着強度が改善されることを確認した．

２．４　補強鉄筋

スパイラルアンカーに用いる補強鉄筋には，**図-5** に示すように，拡底形状をした小型の定着具を両端部に取り付けた鉄筋を用いる．スパイラルアンカーはあと施工による補強工法であるため，標準フックによる定着は難しいことから，定着具を用いた機械式定着工法を採用した．これにより短い定着長で大きな引抜耐力を得ることが可能である．なお，鉄筋端部と定着具の接合には「～テーパーネジを用いた機械式定着鉄筋～『TP ナット鉄筋』[3]（建技審証　第 1010 号）」に用いられる技術が採用される．これは，鉄筋端部をネジ加工して雄ネジとし，それに螺合する定着具（雌ネジ）を締め付けることによって接合を行うものである．

目粗し前　　目粗し後

図-3　目粗し前後の孔壁内面の比較

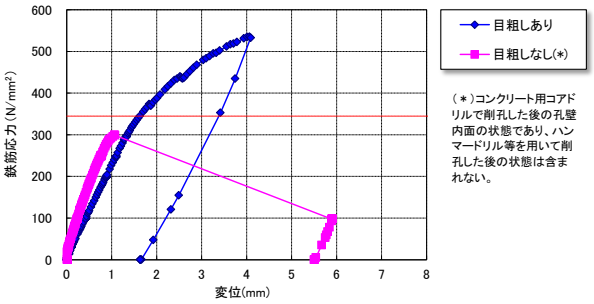

図-4　引抜荷重と抜出し変位の関係

図-5　補強鉄筋の形状

３．補強効果の検証

３．１　実験方法

（１）実験ケース

梁試験体の正負交番繰返し静的加力試験（せん断破壊モード試験体）を実施することにより，スパイラルアンカーによるせん断補強効果とその有効率について検討を行った．

各ケースにおける試験体の種類を**表-1**，試験体形状を**図-6～図-8** に，載荷装置を**図-9** に示す．梁試験体は，せん断ス

パンにおいてせん断補強鉄筋を配置しない試験体（CASE1），あと施工によりせん断補強鉄筋を施工した試験体（CASE2），せん断補強鉄筋を先施工により配置した試験体に，あと施工によりせん断補強を行った試験体（CASE3）の計 3 ケースとし，それぞれにおけるせん断耐力を比較することによってあと施工した補強鉄筋による補強効果，補強効率を把握した．CASE1 はせん断耐力におけるコンクリート負担分を把握するために，CASE2 はスパイラルランカーによるせん断耐力増加分を把握するために，CASE3 は実構造物を模擬し，すでにせん断補強鉄筋が配置された試験体に対してあと施工による補強を行った試験体とした．

（２）載荷および計測

載荷には上下に取り付けた油圧ジャッキを用い，上部ジャッキによる押しを正側，下部ジャッキによる押しを負側として正負交番載荷を行った．載荷は，規格強度に基づいた各試験体のせん断耐力の計算値に達するまでは，段階的に荷重制御により加力を行い，以降は，その時点の加力点変位を基準とする同一振幅における繰返し回数 1 回の振幅漸増型の変位制御による交番加力を行った．計測項目は，荷重，変位（試験体中央，載荷点，せん断スパン中央，支点），鉄筋のひずみ（主鉄筋，せん断補強鉄筋）とした．また，載荷ステップの正負においてコンクリートのひび割れ状況を観察した．

表-1　検討ケースと試験体の諸元

		CASE1	CASE2	CASE3
せん断補強筋の施工方法		せん断補強筋なし	あと施工	先施工（両端フック）＋あと施工
断面寸法		400×500mm		
有効高さ		435mm		
せん断スパン長		1600mm		
せん断スパン比		2.87		
コンクリート圧縮強度		32N/mm^2	34N/mm^2	35N/mm^2
せん断補強筋	先施工	－	－	SD345 D16 @250mm
	あと施工	－	SD345 D16 @250mm	SD345 D16 @250mm
せん断補強鉄筋比		－	0.40%	0.79%
主筋		SD490 D41×4本		
引張鉄筋比		3.1%		
載荷方法		交番載荷		

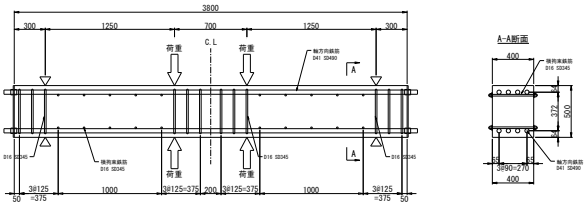

図-6　試験体図（CASE1）

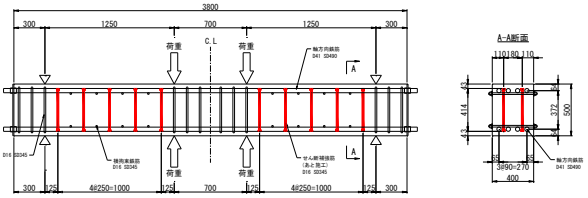

図-7　試験体図（CASE2）

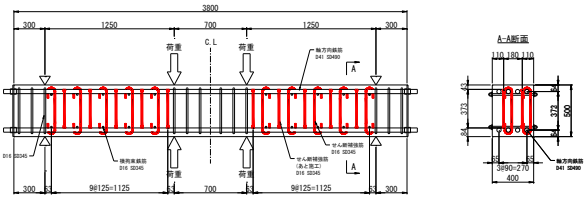

図-8　試験体図（CASE3）

３．２　実験結果

図-10～図-12 に各試験体のせん断力～試験体中央変位の関係を示す．せん断補強鉄筋のない CASE1 試験体において，正側載荷では最大荷重 219kN で圧縮側へ貫通して荷重が低下した．負側載荷では最大荷重-196kN 時にせん断ひび割れの発生に伴って荷重が低下したが，その後，荷重が若干増加する傾向が見られ，-207kN 付近で再度せん断ひび割れが進展したことにより荷重が低下した．せん断補強鉄筋のない試験体に，スパイラルアンカーによってあと施工によりせん断補強鉄筋を追加した CASE2 試験体では，正側載荷では 406kN を最大荷重として破壊が進行し，負側載荷では正側よりも大きい-442kN が最大荷重となった．予め両端フックのせん断補強鉄筋を配置した試験体に，スパイラルアンカーによってあと施工補強した CASE3 試験体では，600kN を超えるあたりからせん断ひび割れが圧縮側へ徐々に進展し，正側の最大荷重は 721kN となった．負側載荷では正側よりも小さい-610kN が最大荷重となった．CASE1～CASE3 のいずれも梁中央の主鉄筋に貼り付けたひずみゲージの値で降伏は確認されず，破壊モードはせん断破壊であった．

３．３　スパイラルアンカーによるせん断補強効果

（１）せん断補強効果の考え方

スパイラルランカーは既存構造物に対して後からせん断補強を施すため，通常の標準フックによる補強とは異なる．そのため，土木学会コンクリート標準示方書【設計編】に示される，トラス理論に基づく棒部材の設計せん断耐力式におけるせん断

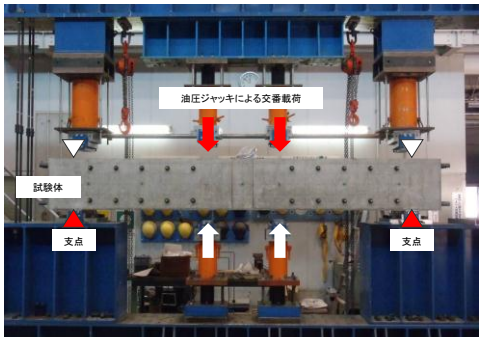

図-9　載荷装置

補強鉄筋が負担するせん断力をすべて見込むことは難しい．そこで，以下に示すような，折曲部で破断したスターラップが負担するせん断補強効果に関する評価方法[4]に準じて，スパイラルアンカーによるせん断補強効果を評価した．

図-13 のように，斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋を考えたとき，斜めひび割れが破断位置にある場合は，そのせん断補強鉄筋は応力を負担することができず，一方，破断位置から定着長さ l_y だけ離れたせん断補強鉄筋の位置では，付着により十分な定着性能が確保されていると判断され，降伏強度相当のせん断力を負担することができる．また，破断位置から定着長さ l_y 以下の範囲に斜めひび割れがあるせん断補強鉄筋は，ある程度のせん断力は負担できるが定着性能が低下しているため，一部のせん断力のみが負担できるとする．その場合について，せん断ひび割れからのせん断補強鉄筋の定着長に従って負担できるせん断力を線形で仮定したのが**図-13** に示す概念図である．この仮定によれば，破断した鉄筋の平均化した負担応力の低下率ηは次式で表すことができる．

$$\eta = (d-d')/4l_y \qquad if \quad (d-d') \leqq 2l_y \qquad [1]$$

$$\eta = 1 - l_y/(d-d') \qquad if \quad (d-d') > 2l_y \qquad [2]$$

ここで，　η ：破断した鉄筋の平均化した応力低下率

d ：引張鉄筋までの有効高さ

d' ：圧縮縁から圧縮鉄筋までの距離

l_y ：定着長

一部のせん断補強鉄筋のみが破断している場合には，その破断割合αを考慮すると，破断したせん断補強鉄筋を含む有効せん断補強効果割合βは次式となる．

$$\beta = \eta\alpha + (1-\alpha) \qquad [3]$$

ここで，β ：破断したせん断補強鉄筋を含む有効せん断補強効果割合

α ：破断割合

すなわち，すべてのせん断補強鉄筋が有効であるとして，トラス理論に基づきコンクリート標準示方書式で算出したせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力分に有効せん断補強効果割合βを乗じることにより，破断により定着不良であるものを含むせん断補強鉄筋のせん断耐力負担分を評価することができる．

以上の考え方にスパイラルアンカーを用いたせん断補強鉄筋の定着性能を適用することにより，スパイラルアンカーを用いたせん断補強鉄筋のせん断補強効果を評価する．スパイラルアンカーの場合，4.5D（D：鉄筋径）以上の定着長があると定着が十分であることが実験により確認されている[5]．スパイラルアンカーを用いたせん断補強鉄筋の定着長 l_y が 4.5D であること，およびスパイラルアンカーの適用部材における

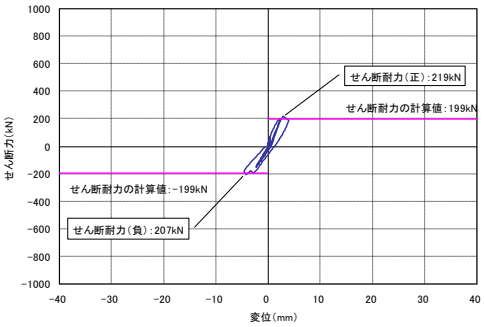

図-10　せん断力～変位関係（CASE1）

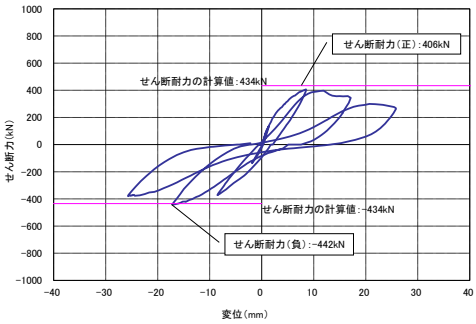

図-11　せん断力～変位関係（CASE2）

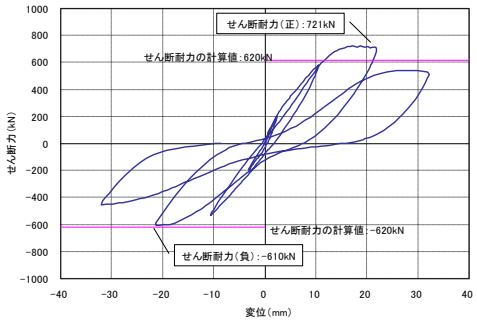

図-12　せん断力～変位関係（CASE3）

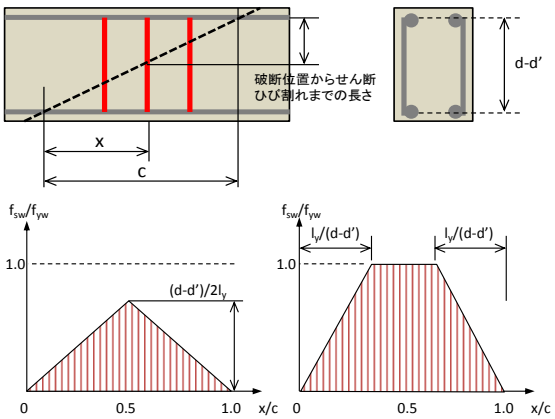

図-13　斜めひび割れ内の破断したせん断補強鉄筋応力

主鉄筋間隔が $2l_y$ 以上であるとすると，スパイラルアンカーを用いたせん断補強鉄筋の応力低下率ηの算出では，式［3］を基本とすることができる．また，式［3］においてあと施工のせん断補強鉄筋はすべて両端からの定着長により定着されることからα=1 とすると，スパイラルアンカーを用いたせん断補強の有効率β_{aw}は式［4］により算出することができる．

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - l_y / (d - d') \quad \text{ただし，} (d - d') > 2l_y \qquad [4]$$

（２）スパイラルアンカーによるせん断補強効果の評価

上記の考え方に基づき，スパイラルアンカーによるせん断耐力の有効率β_{aw}を実験結果に基づいて評価する．スパイラルアンカーによってあと施工されたせん断補強鉄筋によって負担されるせん断耐力 V_{spa} は式［5］に示すように，梁の載荷実験によって求められたせん断耐力から，コンクリートのみにより受け持つせん断耐力 Vc と両端フックのせん断補強鉄筋によって負担されるせん断耐力 V_s を差し引いて求められる．そして，スパイラルアンカーによるせん断耐力の有効率β_{aw}の実験値は，あと施工によるせん断補強鉄筋を通常のせん断補強鉄筋と見なした場合のせん断耐力負担分に対する有効率で表すことができ，式［6］のように評価することができる．

$$V_{spa} = V_{y_\exp} - (V_{c_\exp} + V_{s_cal}) \qquad [5]$$

$$\beta_{aw} = V_{spa} / V_{s'_cal} \qquad [6]$$

ここで，V_{spa}：スパイラルアンカーによって負担されるせん断耐力

$V_{y_\exp}$：実験で得られた試験体のせん断耐力

$V_{c_\exp}$：実験で得られた CASE1 試験体のせん断耐力

V_{s_cal}：両端フックのせん断補強鉄筋によって負担されるせん断耐力の計算値

β_{aw}：スパイラルアンカーのせん断耐力の補強効果を示す有効率

$V_{s'_cal}$：あと施工によるせん断補強鉄筋を通常のせん断補強鉄筋と見なした場合の，せん断補強鉄筋によって負担されるせん断耐力の計算値

表-2 に各試験体の実験結果，および土木学会コンクリート標準示方書【設計編】に基づいて算出した設計計算値を示す．計算値はすべてコンクリート標準示方書に示される算出式の安全係数を全て 1.0 として算出し，せん断補強鉄筋によって負担されるせん断耐力 V_{s_cal} および $V_{s'_cal}$ は実降伏強度を用いて算出した．また，コンクリートによって負担されるせん断耐力の実験値 V_{c_exp} は CASE1 試験体の結果を，CASE2 および CASE3 試験体に適用した．なお，せん断耐力の実験値はいずれの試験ケースにおいても正側，負側の最大値の平均とした．

表-2 より，スパイラルアンカーによってあと施工されるせん断補強鉄筋の有効率β_{aw}は，CASE2 試験体では 0.91，CASE3 試験体では 0.95 となり，スパイラルアンカーによってあと施工されたせん断補強鉄筋の有効率β_{aw}は，以下に示す，式［7］により求めた有効率β_{aw_cal}を上回る結果となった．

$d - d' = 372$mm，$l_y = 72$mm（4.5D，D=16mm）より，

$$\beta_{aw_cal} = 1 - l_y / (d - d') = 1 - 72 / 372 = 0.81 \qquad [7]$$

得られた有効率の計算式を用いて，安全率 1.1 を見込んだせん断耐力の計算値と実験値（正側・負側の最大値）との比較を**表-3** および**図-14** に示す．これらより，実験結果から得られるせん断耐力の正側，負側の最大値はいずれも計算値を上回る結果となった．したがって，スパイラルアンカーのせん断耐力の計算式は，安全率を見込むことにより設計上，安全側となることが確認された．以上より，スパイラルアンカーによってあと施工補強された RC 部材のせん断補強効果は，あと施工せん断補強鉄筋を通常のせん断補強鉄筋と見なしてトラス理論に基づいて求められるせん断耐力負担分に，式［4］による有効率β_{aw}を乗じることにより評価できることが分かった．

式［4］に基づき，補強対象の部材厚さとせん断補強の有効率の関係を**図-15** に示す．圧縮側主鉄筋の芯かぶり d'=60mm，スパイラルアンカーの必要定着長を 4.5D（D：鉄筋径）としたときの有効率を示す．ただし，本実験で用いた以外の部材厚に対する有効率については確認していないため，設計に用いる有効率は安全側の配慮として上限値を設定して用いることとし，有効率の上限値は，式［4］に基づいて算出される有効率と本実験結果からβ_{aw}=0.81 とする．

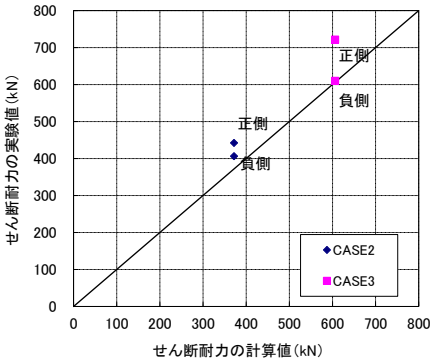

図-14　せん断耐力の実験値と設計計算値の比較

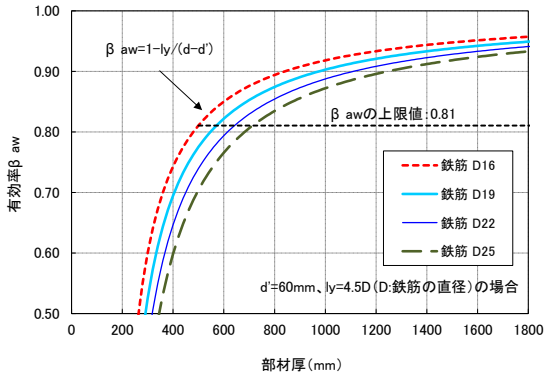

図-15　部材厚と有効率の関係

4．まとめ

スパイラルアンカーは供用中のコンクリート構造物に対し，あと施工でせん断補強を行う工法である．既存構造物の表面から削孔した後，孔壁内面に目粗し処理を施した孔内に，両端に定着具を取り付けた補強用鉄筋の挿入とグラウトの注入を行って既存構造物と一体化させることによって耐震性の向上を図る．削孔・目粗しにはコアドリルを用いるため既存躯体へのダメージが少ない，低騒音，低振動，低粉塵，狭あいな場所でも施工が可能といった特長がある．また，孔壁内面に目粗しを施すことにより孔壁面とグラウトの界面の付着強度が向上するなど，品質が高く，確実な補強効果が得られる工法である．梁部材を用いた載荷実験結果より，スパイラルアンカーによるせん断補強効果は，土木学会コンクリート標準示方書に示されるせん断耐力式に，スパイラルアンカーの必要定着長に基づく有効率を乗じることにより，適切に評価できることを確認した．

表-2　実験結果の一覧（有効率の比較）

試験体 NO.	せん断補強鉄筋の仕様	せん断耐力の計算値（kN）※1				せん断耐力の実験値（kN）			有効率	
		Vy_cal※2	Vc_cal※3	Vs_cal※4	Vs'_cal※5	Vy_exp	Vc_exp	Vspa※6	計算値 β aw_cal	実験値 β aw_exp※7
CASE1	せん断補強鉄筋なし	199	199	－	－	213	213	－	－	－
CASE2	SD345 D16 あと施工せん断補強	434	202	－	232	424	213	211	0.81	0.91
CASE3	SD345 D16 先施工（両端フック）＋あと施工	668	204	232	232	666	213	220		0.95
備考	※1）コンクリート標準示方書に【設計編】に基づき、安全係数は1.0とした計算値 ※2）Vy_cal＝Vc_cal＋Vs_cal＋Vs'_cal ※3）実験時のコンクリート強度に基づく計算値 ※4）実降伏強度に基づく計算値 ※5）あと施工によるせん断補強鉄筋を通常のせん断補強鉄筋と見なした場合の、実降伏強度に基づく計算値 ※6）Vspa＝Vy_exp－Vc_exp－Vs_cal ※7）β aw_exp＝Vspa／Vs'_cal									

表-3　実験結果の一覧（せん断耐力の実験値と設計計算値の比較）

試験体 NO.	せん断補強鉄筋の仕様	せん断耐力の計算値（kN）※1						せん断耐力の実験値（kN）	
		Vy_cal※2	Vc_cal※3	Vs_cal※4	Vs'_cal※5	β aw_cal	γ b	正側 Vy_exp	負側 Vy_exp
CASE1	せん断補強鉄筋なし	199	199	－	－	－	1.1	219	207
CASE2	SD345 D16 あと施工せん断補強	372	202	－	170	0.81	1.1	442	406
CASE3	SD345 D16 先施工（両端フック）＋あと施工	606	204	232	170	0.81	1.1	721	610
備考	※1）コンクリート標準示方書に【設計編】に基づき、安全係数は1.0とした計算値 ※2）Vy_cal＝Vc_cal＋Vs_cal＋Vs'_cal ※3）実験時のコンクリート強度に基づく計算値 ※4）実降伏強度に基づく計算値 ※5）Vs'_cal＝β aw_cal×Vs_cal／γ b								

参考文献

1) 鈴木顕彰，小原孝之，三島徹也，田畑稔，西川浩二，中原勝一：PRISM 工法（プレキャストパネルによる橋脚の耐震補強工法）の開発と水中橋脚への適用，前田建設技術研究所報，Vol.41，2000

2) 伊藤始，渡部正，竹内秀聡，山下賢司，鈴木理人：後施工アンカーの定着性能に及ぼす孔壁面粗度の影響，前田建設技術研究所報，Vol.48，2007

3) 米田大樹，竹内秀聡，吉良拓人，舟橋政司，伊藤始，島弘：鉄筋端部にネジ加工を施して取り付けた機械式定着工法の開発，前田建設技術研究所報，Vol.50，2009

4) 土木学会：土木学会アルカリ骨材反応対策小委員会報告書，コンクリートライブラリー124，2005

5) 土木研究センター：孔壁内面に目粗し処理を施したあと施工せん断補強鉄筋「スパイラルアンカー」，建設技術審査証明報告書，2014.3