

塗って耐震 【サイド・ポ・スト工法】の概要 ver.2

＜組立鉄筋(Aタイプ)を使用したそで壁付柱の耐震補強工法＞

建防災発第 2669 号 平成 22 年 11 月 29 日
(追加変更:建防災発第 13032 号 平成 25 年 5 月 24 日)

建防災発第 16022 号 平成 28 年 4 月 22 日(更新、追加、変更)

平成 28 年 10 月

PMG-SWR 工法研究会

目次

1. はじめに	
1.1 はじめに.....	P.1
1.2 技術評価取得の経緯.....	P.1
2. 本工法の概要	
2.1 本工法の概要および特徴.....	P.2
2.2 補強種類別の補強方法一覧.....	P.3
3. 技術評価内容の概要	
3.1 適用が可能な建物.....	P.5
3.2 補強対象とするそで壁付柱.....	P.7
3.3 使用材料.....	P.10
3.4 資料の保管と保存.....	P.10
4. 補強効果の概要	
4.1 そで壁付柱の実験概要.....	P.11
4.2 SPCM 補強接着面に関する梁実験.....	P.12
4.3 補強効果のメカニズム及び補強に使用する材料の必要性能.....	P.13
4.4 せん断強度式による計算値と実験値との比較.....	P.15
5. 補強設計と補強方法	
5.1 補強設計のフロー.....	P.17
5.2 補強方法の原則.....	P.18
6. 使用材料の材料強度等・	
6.1 特殊ポリマーセメントモルタル (SPCM).....	P.21
6.2 鉄筋パネル.....	P.23
7. せん断強度の評価	
7.1 せん断終局強度式.....	P.24
8. 靱性指標の評価	
8.1 靱性指標 (F 値) の算定フロー.....	P.29
8.2 構造性能評価 (Q-F 関係) の考え方.....	P.30
8.3 そで壁補強された部材の変形性能.....	P.31
9. 施工概要	
9.1 標準施工フロー.....	P.32
9.2 補強部標準施工断面図 (参考).....	P.33
9.3 施工手順 (後半工程).....	P.34
9.4 施工価格 (後半工程).....	P.38
・ 参考論文	
・ 参考資料 (ピアチェック表)	

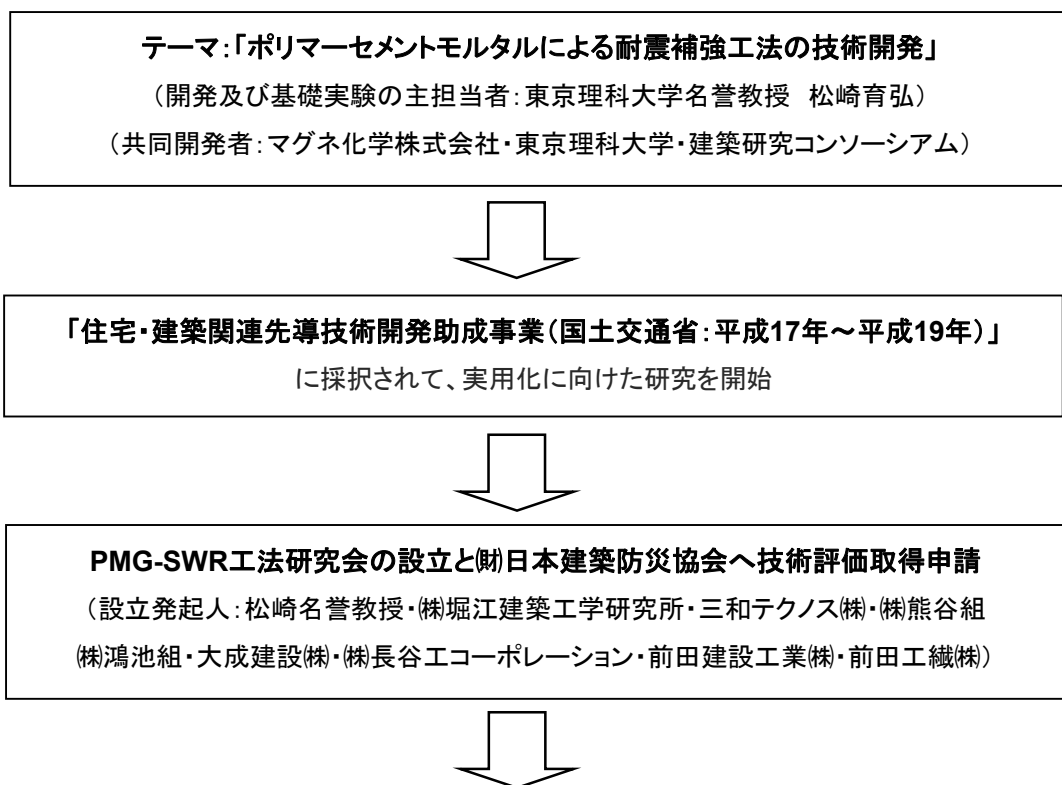
1. はじめに

1.1 はじめに

耐震診断および耐震改修技術は、既に1970年代より民間でも開発が進められ、この技術は阪神・淡路大震災の復旧に生かされた。耐震改修促進についても法律へと改訂され、国による基本方針として平成27年には90%の耐震化を目標とし、1995年兵庫県南部地震以降、旧耐震基準による建築物の耐震性向上が急務とされ、全国的規模で耐震診断・改修設計が進められているところであるが、耐震改修が成された旧耐震基準の建物数からすれば一部に過ぎないのが現状である。特に共同住宅における耐震改修工事の実施例は限られている。共同住宅の耐震改修が促進しない要因としては、居ながらの工事が困難であること、耐震改修により建物の機能およびデザインの低下等が上げられる。本工法は、居ながらを前提とし、せん断補強筋として組立鉄筋 A タイプ（以下、「鉄筋パネル」と略す）を建込み、そこに SPCM タイプ II をコテ塗りすることにより、そで壁付柱のせん断強度を増大させる耐震補強工法である。

1.2 技術評価取得の経緯

本工法は国庫補助金を受け、平成 17～19 年度において、住宅・建築関連先導技術開発助成事業「ポリマーセメントモルタルによる耐震補強工法の技術開発」として、研究・開発された工法である。今回ここに、技術評価における設計指針をまとめ、組立鉄筋を使用したそで壁付柱の耐震補強工法の技術資料として編集したものである。



- ・建防災発第 2669 号 平成 22 年 11 月 29 日
- ・建防災発第 13032 号 平成 25 年 5 月 24 日(建防災発第 2669 号の追加変更)
- ・建防災発第 16022 号 平成 28 年 4 月 22 日(建防災発第 13032 号の更新追加変更)

2. 本工法の概要

2.1 本工法の概要および特徴

本工法は、せん断補強筋として組立鉄筋 A タイプ（以下、「鉄筋パネル」と略す）を建込み、そこに SPCM タイプ II をコテ塗りすることにより、そで壁付柱のせん断強度を増大させる耐震補強工法である。

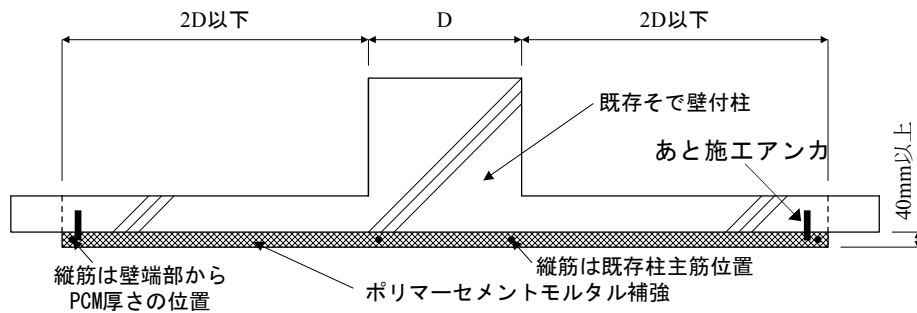


図 2.1 そで壁付き柱補強工法の概要

そで壁付柱補強の特徴を図 2.2 に示す。

基本的には、a)の壁補強のみでせん断強度を増大させる事を補強の原則とするが、実験により柱部に補強を施した場合には、靱性能等も向上することが確認されている。よって、部分的に直交方向に壁が無い箇所や軸方向耐力を増大させる場合のために、b)およびc)の様に、柱部を片側もしくは両側から補強する事も可能としている。

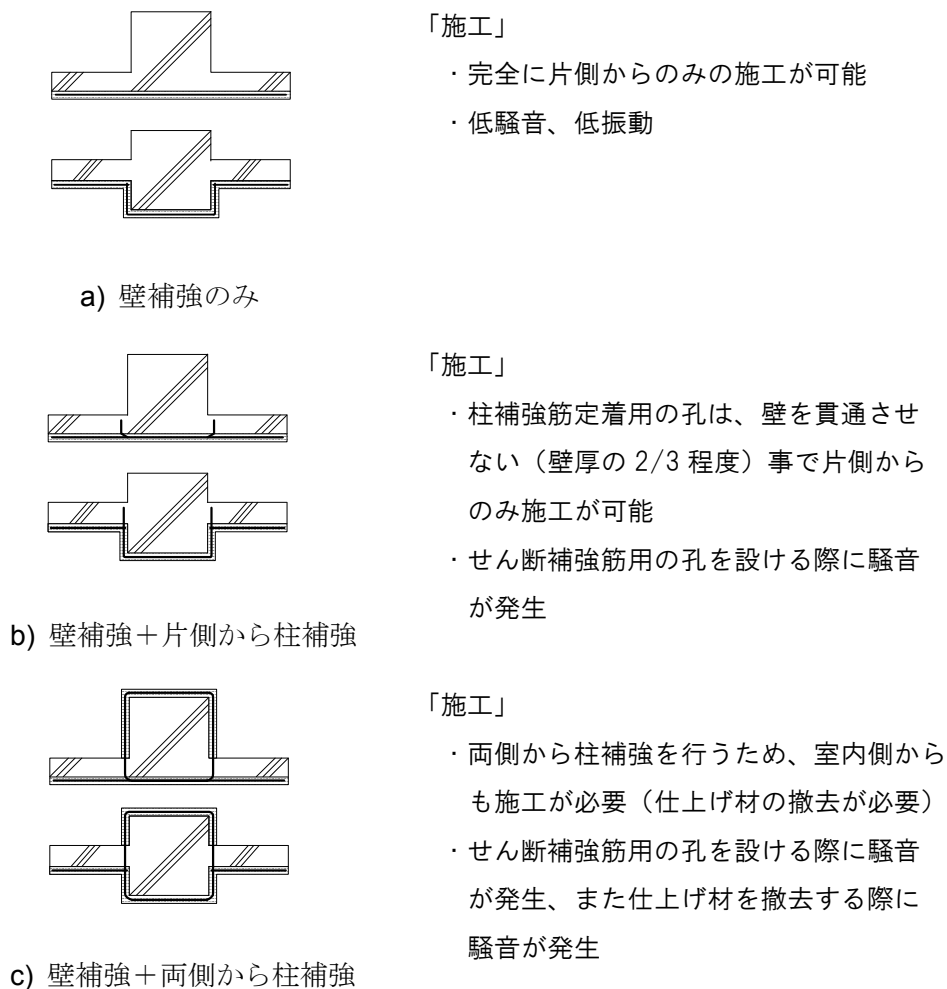


図 2.2 そで壁付柱補強の特徴

2.2 補強種類別の補強方法一覧

(1) 両側そで壁付柱の場合

		壁補強	壁補強+片側柱補強	壁補強+両側柱補強
両側そで壁付柱	そで壁が外側の場合			
	そで壁が中の場合			
	そで壁が内側の場合			

図 2.3 両側そで壁付柱の補強方法一覧

(2) 片側そで壁付柱の場合

		壁補強	壁補強+片側柱補強	壁補強+両側柱補強
片側そで壁付柱	そで壁が外側の場合	<p>壁補強パネル</p>	<p>壁補強パネル + 柱補強パネル</p>	<p>壁補強パネル + 柱補強パネル</p>
	そで壁が中の場合	<p>壁補強パネル 壁補強パネル</p>	<p>壁補強パネル + 柱および壁補強パネル</p>	<p>壁補強パネル + 柱および壁補強パネル</p>
	そで壁が内側の場合	<p>壁補強パネル 壁補強パネル</p>	<p>壁補強パネル + 柱および壁補強パネル</p>	<p>壁補強パネル + 柱および壁補強パネル</p>

図 2.4 片側そで壁付柱の補強方法一覧

3. 技術評価内容の概要

3.1 適用が可能な建物

- (1) 地上 6 階建て以下の中低層 RC 造建物、12 階建て以下の RC 造建物と同等評価となる鉄骨量の少ない SRC 造建物、12 階建て以下で上部 RC 造部分が 6 層以下の混構造 SRC 造建物の RC 造部分および鉄骨量の少ない SRC 造部分。
- (2) 既存建物の I_s 値が 0.45 以上、または在来工法等で $I_s=0.45$ 以上に補強された建物。

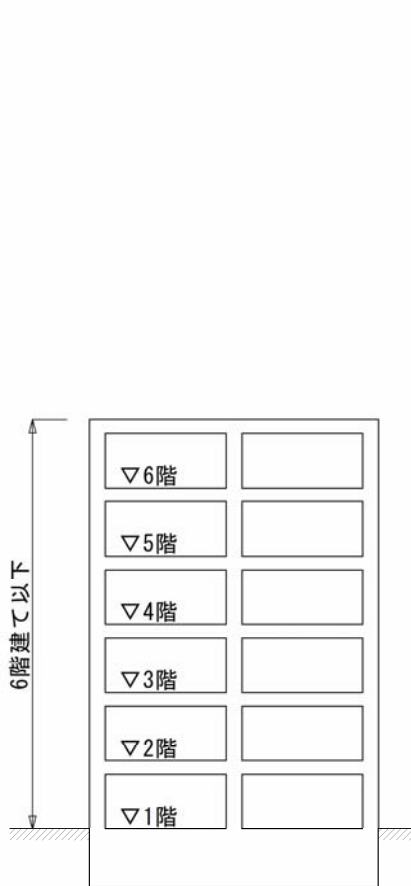


図 3.1-a 全層 RC 造の場合

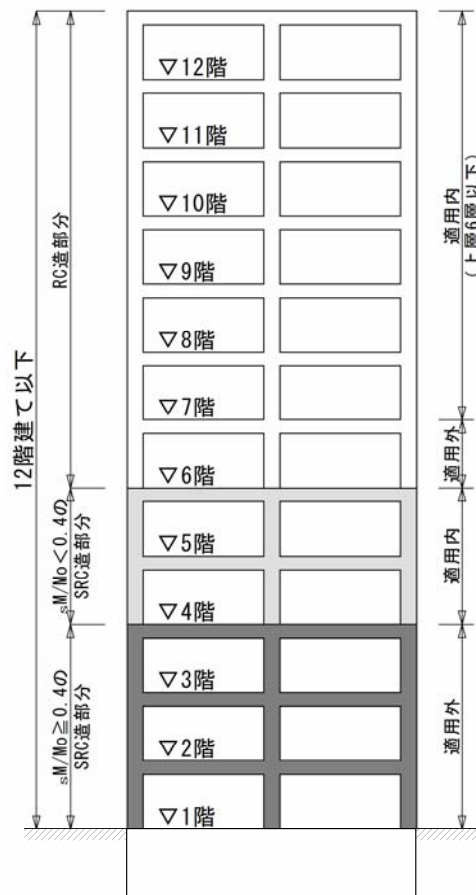


図 3.1-b RC、SRC の混合構造の場合

※ 上図の場合、6 階 RC 造部分と
1～3 階 SRC 造部分は適用範囲外

- (3) 既存建物のコンクリート強度が、 $F_c1=15.0 \sim 36 \text{ N/mm}^2$ の建物。

表 3.1 コンクリート強度の適用範囲

既存建物の コンクリート強度 (F_c1)	適用の可否
$F_c1=15.0 \text{ N/mm}^2$ 未満の場合	×
$F_c1=15.0 \text{ N/mm}^2$ 以上から $F_c1=36.0 \text{ N/mm}^2$ 以下の場合	○
$F_c1=36.0 \text{ N/mm}^2$ を越える場合	×

1) 既存建物のコンクリート強度

既存建物のコンクリート強度(F_{c1})は、2001年版 RC 耐震診断基準に準じた精密調査におけるコンクリートコアの圧縮強度試験結果に基づき、設計図書に記載された設計基準強度などから、以下の優先順位によって決定する。

- ① コンクリートの抜取り数が十分（各階かつ各工期ごとに3本以上）であり、現地調査によって推定した圧縮強度の信頼性が高い場合には、既存建物の設計基準強度(eF_c)にかかわらず、コンクリートコアの圧縮強度試験結果による推定強度(F_{c2})を既存建物のコンクリート強度(F_{c1})として採用することができる。

この場合、試験結果の圧縮強度（平均値－標準偏差/2）を既存建物の推定強度(F_{c2})とすることができ、原則として設計基準強度(eF_c)の1.25倍程度かつ 30 N/mm^2 を超えない範囲で設定する。

- ② コンクリートコアの圧縮強度試験結果による推定強度(F_{c2})が、設計図書に示された設計基準強度(eF_c)より低い場合には、推定強度を採用する。

(a) 推定強度(F_{c2}) $\geq 15 \text{ N/mm}^2$ の場合

推定強度(F_{c2})を既存建物のコンクリート強度(F_{c1})として採用する。ただし、 $F_{c2} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ であっても設計基準強度(eF_c) $\times 3/4$ の場合には、材料・施工に問題があったか、コンクリートの劣化が進んでいる可能性があるため、その影響を適切に評価する必要がある。

(b) 推定強度(F_{c2}) $< 15 \text{ N/mm}^2$ の場合

本指針の適用外とする。

- ③ 上記①、②以外の場合は、設計図書に記載された設計基準強度(eF_c)を、既存建物のコンクリート強度(F_{c1})として採用する。

2) 補強設計時のコンクリート設計強度

本工法の適用範囲である既存建物のコンクリート強度(F_{c1})は $F_{c1} = 15 \sim 36 \text{ N/mm}^2$ であるが、補強設計時に用いるコンクリート設計強度(F_c)は、2001年版 RC 耐震診断基準で設定している $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ 以下とする。

3.2 補強対象とするそで壁付柱

(1) 補強対象のそで壁付柱

本工法で補強の対象とするそで壁付柱は、原則として健全性が保たれた RC 造および SRC 造柱として
いる。ただし、そで壁付柱の構造性能に影響を及ぼすようなひび割れ等が生じているような場合でも、
「施工編 6.8 既存コンクリート損傷部の補修等」に従って適切な補修を施すことにより対象範囲とする
ことができる。なお、原則としては直交壁が取り付く RC 造および SRC 造柱を対象とするが、部分的に
直交壁が取り付かない柱についても、閉鎖型補強（両側柱補強）を施すことにより対象範囲とすること
ができる。

表 3.2 に補強対象とするそで壁および補強の諸規定を示す。

表 3.2 補強対象とするそで壁および補強の諸規定

	非耐力壁（そで壁） ($t=100\sim 150$ 、シングル配筋想定)
SPCM 塗厚さ	$t_p = 40\text{mm}$ 以上、既存そで壁厚さ $\times 2/3$ 以下
計算用 SPCM 塗厚さ	$e_{tp} = \min(\text{塗厚さ}-10\text{mm}, 80\text{mm})$
最低補強鉄筋量（ヨコ筋）	D10@100 もしくは D13@150
既存部の鉄筋の扱い	考慮する（異形・丸鋼に共通）

なお、補強部材の強度算定時においては、躯体断面として補強部分も考慮（既存+補強）する。

(2) そで壁付柱の高さ方向補強範囲

高さ方向の補強範囲は、全階補強と中間階補強を行う場合について、それぞれ図 3.2-a 図 3.2-d に示す通りとする。なお、下階がそで壁抜けとなる中間階補強を行う場合の下階の柱については、在来工法等により柱の耐震補強を行うこととする。

(a) 全階補強する場合

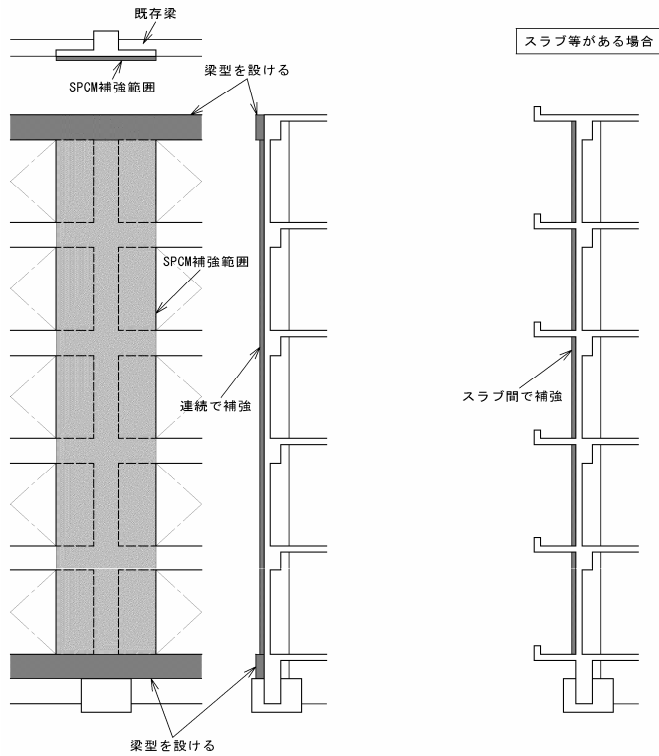


図 3.2-a そで壁が外面合わせで全階補強する場合

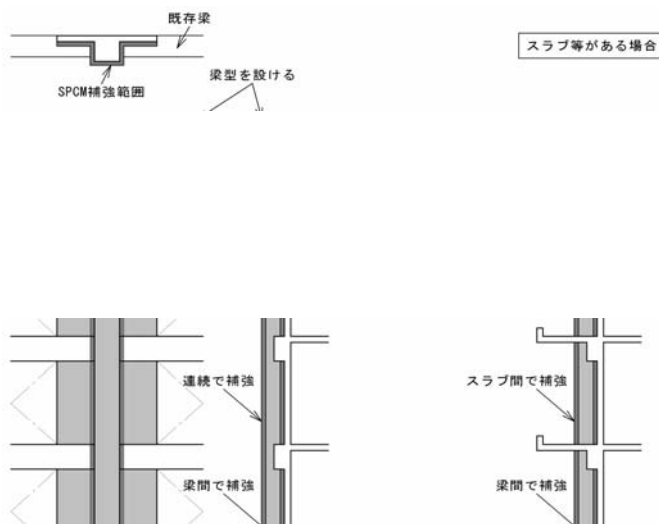


図 3.2-b そで壁が内面（または中間）合わせで全階補強する場合

(b) 中間階補強する場合

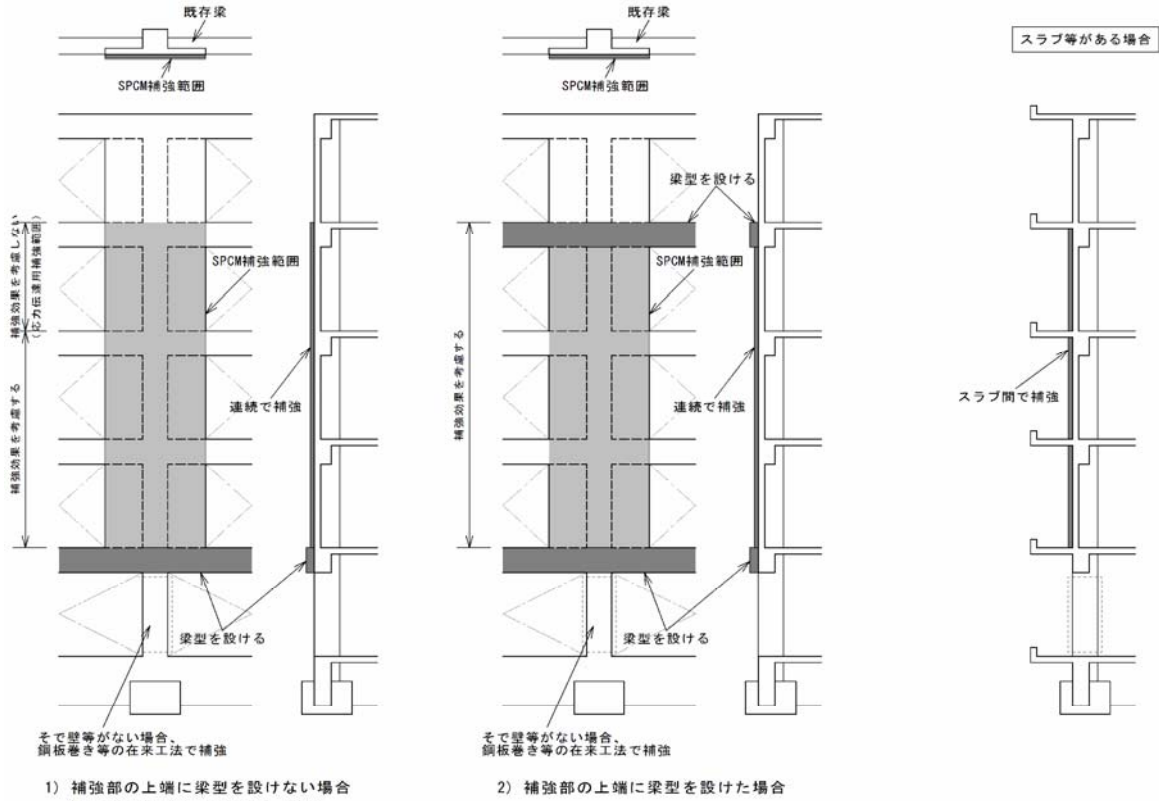


図 3.2-c そで壁が外面合わせで中間階補強する場合

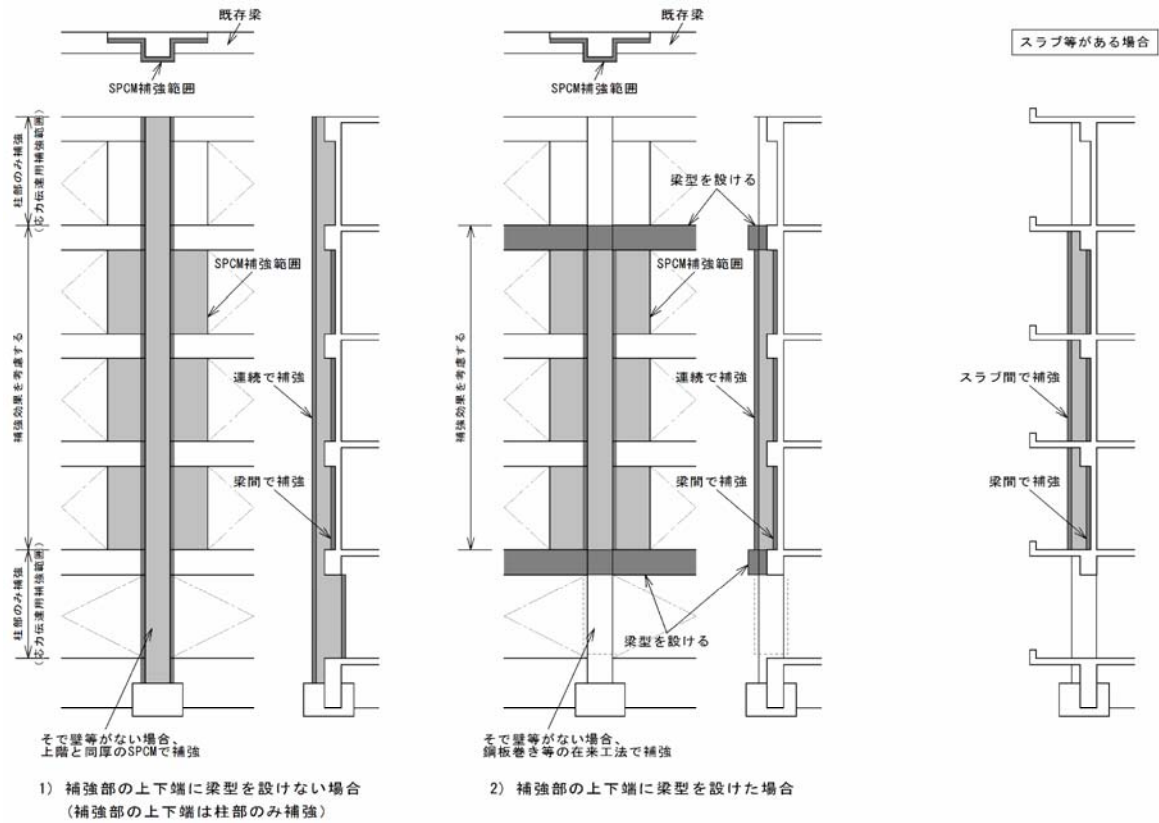


図 3.2-d そで壁が内面（または中間）合わせで中階補強する場合

3.3 使用材料

(1) 特殊ポリマーセメントモルタル (SPCM) : タイプ I ・ タイプ II

タイプ I ・ タイプ II 共に、粉体の無機質主材と複合高分子エマルジョンを現場調合した材料を用い、コンクリートに対する引張付着強度が 1.5 N/mm^2 以上、コンクリートに対するせん断付着強度が 2.0 N/mm^2 以上となるように調合する。

圧縮強度 (材齢 28 日) については、タイプ I は 21.0 N/mm^2 以上、タイプ II は 30.0 N/mm^2 以上とする。

1 回の塗り厚さは状況や環境によって 10~20mm 以内としており、塗り重ねる工程において、タイプ I がプライマー材、タイプ II が増厚材となり、研究会が認定した製造会社の材料を使用することになっている。

使用可能な SPCM は、下記の 3 種類である。

- ・ マグネライン (前田工織株式会社)
- ・ NS-SWR (日本化成株式会社)
- ・ チチブ Jモルタル・タイプ NNJ (秩父コンクリート工業株式会社)

但し、NS-SWR (日本化成株式会社) については、計算上 $F=1.0$ の補強部材での使用に限定する。

(2) 組立鉄筋パネル

(一財)日本建築センター認定の組立鉄筋 A タイプ (溶接された主筋の降伏点、引張強さ及び伸びが溶接前の母材の JIS 規格値以上であり、溶接点のせん断強度がせん断補強筋の規格降伏点強度以上になるように品質管理された組立鉄筋) を用いる。

鉄筋パネルに使用する鉄筋は、以下による。

タテ筋 : D16 (SD295A 及び SD345)、D10~D13 (SD295A)

ヨコ筋 : D10~D13 (SD295A)

なお、鉄筋パネルは研究会が認定した工場において加工されたものを使用し、現在、使用可能な鉄筋パネルは、以下の 2 社のものである。

- ・ トーテツ産業 株式会社
- ・ 株式会社 ビーアールエス

3.4 資料の保管と保存

施工編 6.4 施工計画 (5) で本会ピアチェック部会で承認した施工計画書の写しを本研究会 1 種正会員三和テクノス(株)にて保管する。

また、施工編 7.3.3 施工品質に関わる検査・試験等の管理記録の写しを本研究会 1 種正会員三和テクノス(株)にて保管する。

これらは、施工計画書及び施工品質に関わる検査・試験等の管理記録の写しを本研究会 1 種正会員三和テクノス(株)が保管することにより、万が一、施工品質に問題が発生した場合でも原因追跡調査の資料として活用できるようにするためである。

4. 補強効果の概要

4.1 そで壁付柱の実験概要

1971年以前のRC造建物におけるそで壁付柱を想定して配筋された試験体を図4.1に示す。この無補強試験体(No.1)に鉄筋パネル(降伏強度が保証された組立鉄筋Aタイプ)をそで壁の片側から特殊ポリマーセメントモルタルにより接着した試験体(No.2、No.3)を作成し、無補強試験体との比較を行っている。無補強試験体では $1/400\text{ rad.}$ で最大耐力に達し、 $Q_u=417\text{ kN}$ であったものが、片側から補強した試験体では $1/150\text{ rad.}$ で最大耐力 $656\sim 779\text{ kN}$ と約1.8倍に大きく上昇している。また、そで壁を片側から補強したものを更に柱部分を擬似閉鎖型に補強した場合(No.6)は、耐力の上昇は10%程度であるが、最大耐力達成後も $1/120\text{ rad.}$ 程度までは靱性能が確保されていた。その後、既存そで壁の損傷が進み、耐力は劣化してくるが図4.2に示すように単独の曲げ柱と同様な挙動を示し、擬似閉鎖型のせん断補強であるにも拘らず、大きな変形性能(靱性)が確保された。

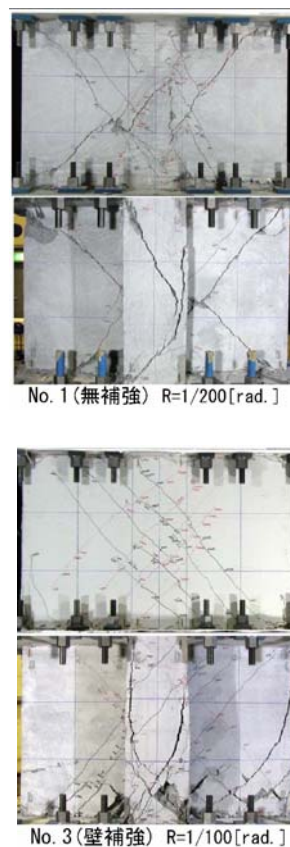


図 4.1 試験体の概要

図 4.2 無補強試験体と補強試験体の $Q-\delta$ 図

4.2 SPCM 補強接着面に関する梁実験

本工法は特殊ポリマーセメントモルタルの接着力により既存部材の補強を行うものであり、SPCM と既存部コンクリートとの接合面の特性を把握するための実験を梁部材を用いて行っている。

実験に用いた梁部材の寸法等を図 4.4 に示す。試験体断面は既存部の梁として 120mm×400mm、SPCM 補強厚さは 40mm であった。せん断終局実験値と大野・荒川 mean 式による計算値との比較を図 4.3 に示す。この比較値は 1.09～1.40 で、平均値は 1.23 となり、全ての試験体で安全側の評価となっており、補強した部材は、最終破壊まで既存梁と補強面との剥離が生じていなかった。

さらに既存部との接着を強くするために、あと施工アンカーM6 (全ねじ) をせん断補強筋と同じピッチに打設したものが、この場合にせん断補強筋が降伏歪に達している試験体もある。本工法でのそで壁補強筋は既存躯体に定着しておらず、またそで壁補強の実験ではあと施工アンカーの影響を無視するためあと施工アンカーを打設しない試験体を作成しているが、既存躯体との剥離は生じていない。ただし、そで壁補強筋が多く配筋されることも想定されることより、耐力、靱性を安定的に確保するために、そで壁補強した横筋の 2 倍のピッチであと施工アンカーM6 を $5d_a$ の深さで打設する構造規定を設けることとした (d_a とはアンカー筋の径)。

図 4.3 実験値と計算値の関係

表 1 試験体要因及び実験結果

No.	既存部				補強部			全体	実験値			
	コンクリート	主筋	配筋	割裂補強	PCM 補強方法 (PCM)	せん断補強筋	アンカー		$p_w^{※2}$	Q_{max}	δ	破壊モード ^{※3}
	σ_c	σ_y			w	σ_y	配筋	%	kN	mm		
	N/mm ²	N/mm ²			N/mm ²							
1-1	26.4	680 (SHD685)	2-D22	S0-Type ^{※1}	片面	-	-	0.15	104.5	15.32	S	
1-2							1-D10@300	1-M6@300	0.15	104.4	11.90	S
1-3							1-D10@150	1-M6@150	0.30	114.8	15.23	S
1-4							1-D10@150	1-M6@100	0.45	129.8	15.97	ES
1-5							1-D10@100	1-M6@200	0.45	130.2	15.91	ES
1-6							1-D10@100	1-M10@100	0.45	129.1	16.04	ES
1-7							1-D13@150	1-M6@150	0.53	125.1	15.94	ES
1-8							1-D10@75	1-M6@75	0.59	129.1	15.84	ES
1-9							1-D10@50	1-M6@50	0.59	131.3	15.97	ES
1-10							1-D10@50	1-M6@50	0.89	135.4	15.99	ES
1-11							2-D10@300	2-M6@300	0.24	154.6	15.97	S
1-12							2-D10@200	2-M6@200	0.36	160.1	21.51	S
1-13							2-D10@150	2-M6@150	0.46	159.0	16.03	S
1-14							2-D10@100	2-M6@100	0.71	183.4	22.05	GSP
1-15							2-D10@100	2-M6@200	0.71	181.0	22.36	GSP
1-16							2-D10@100	2-M6@200	0.71	181.0	22.36	GSP

※1 軸鉄筋に直挿せん断補強筋を全強度溶接(溶接点のせん断補強筋を母材の規格降伏点以上保証したもの)した組立鉄筋
 ※2 全体の p_w は梁軸を RC+PCM として算出(片面補強試験体は $b=160$ 、両面補強試験体は $b=200$ とする)
 ※3 S: せん断破壊 ES: 既存部せん断破壊 GSP: 既存部付着割壊破壊と軸鉄筋に沿った割壊破壊の混在した破壊形式

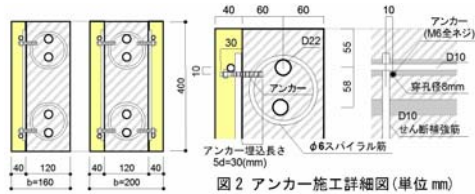


図 2 アンカー施工詳細図(単位 mm)

図 4.4 試験体の寸法等

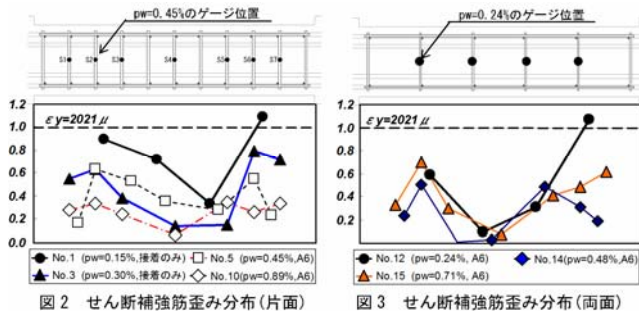


図 2 せん断補強筋歪み分布(片面)

図 3 せん断補強筋歪み分布(両面)

図 4.5 補強筋の歪み分布

4.3 補強効果のメカニズム及び補強に使用する材料の必要性能

片側補強された試験体の SPCM を塗布した側にはひび割れが発生していないが、既存躯体に相当する側、補強されていない面ではひび割れが発生し、そこで壁面には圧縮ストラットが形成されている。既存そで壁のせん断応力がひび割れ耐力以上となると既存そで壁にはせん断ひび割れが発生し、その後荷重の増加に伴い、既存壁から補強鉄筋に応力が伝達され、補強鉄筋によるトラス効果が発生する。トラス効果が保証されるためにはせん断補強筋が外端の主筋との交差部分で緩まないことが重要となる。そのため、本工法では補強壁の横補強筋の降伏が保証されている組立鉄筋 A タイプを用いるとともに、主筋（タテ筋）は SPCM と既存コンクリートとの付着力により一体性が確保され、緩まない構造となっており、このようなメカニズムによって本工法の補強効果が発揮される。このため本工法では使用材料、溶接性能、接着性能について厳しい品質基準を設けている。

- (1) 横補強筋の降伏を保証するための SPCM の必要接着性能
 圧縮ストラットの幅を実験結果から 150mm、補強筋の降伏強度を 300 N/mm^2 、補強筋を D13@125 とすれば、既存躯体との接着力 Q_b は、

$$Q_b = 125 \times 150 \times \tau_b = 18750 \times \tau_b \text{ となる。}$$

補強鉄筋の降伏耐力 T_y は、

$$T_y = 300 \times 127 = 38.1 \text{ kN となる。}$$

鉄筋が降伏するまで接着力は保持されなければならないため、

$$\text{接着耐力} : Q_b > \text{補強筋降伏耐力} : T_y$$

となり、既存コンクリート躯体と SPCM との必要接着応力 τ_b は、

$$\tau_b \geq 38.1 / 18750 \times 1000 = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

となる。

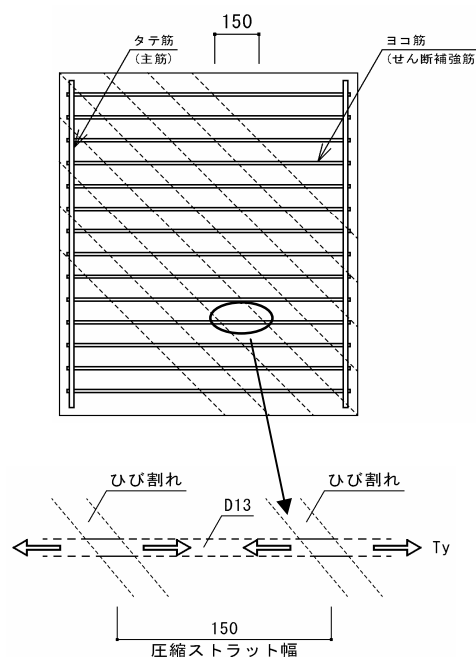


図 4.6 補強効果のメカニズム

既存コンクリートと SPCM のせん断付着強度の測定は施工現場での確認が困難となることから、本工法では接着力の確認を建研式付着試験で代用することとしており、建研式付着試験で 1.5 N/mm^2 を確認できれば、既存コンクリートと SPCM の付着耐力は別途行っている付着せん断試験で 2.0 N/mm^2 となることを試験により確認している。

コンクリートに対する接着力は、材令 20~30 日で $1.72(\text{N/mm}^2)$ 、材令 30 日以降で $2.42(\text{N/mm}^2)$ 程度である。

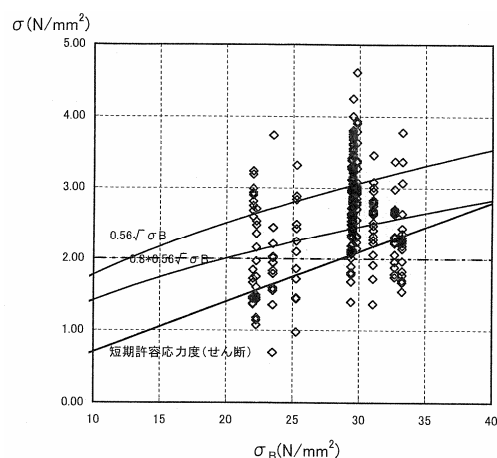


図 4.7 接着力－SPCM 圧縮強度関係

(2) 主筋（タテ筋） 定着のための必要定着性能

本工法では既存コンクリート躯体より伝達されたせん断力を横補強筋に伝達し、端部に配筋された縦筋との接合により補強筋のトラス効果が保証されることとなる。端部補強筋、補強筋鉄筋接合部に要求される性能については日本建築センター認定の組み立て鉄筋 A タイプを用いることにより満足される。

a) 端部補強筋を固定するための支圧強度について
主筋（タテ筋）の支圧に対する有効範囲を $10d$ (d は主筋径) とすると横補強筋の降伏耐力 T_y は、

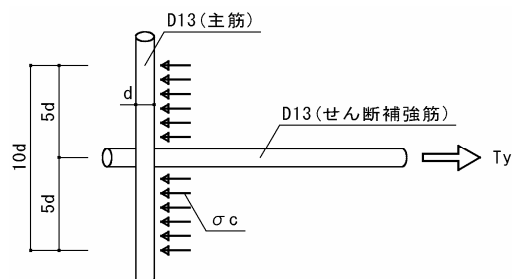
$$T_y = 38.1 \text{ kN}$$

となる。

一方、端部補強筋に作用する平均支圧応力度は、

$$\begin{aligned} \sigma_c &= T_y / (d \times 10d) \\ &= 38100 / (13 \times 130) \\ &= 22.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

であり、SPCM の圧縮強度は 30 N/mm^2 以上としているため、十分満足されている。

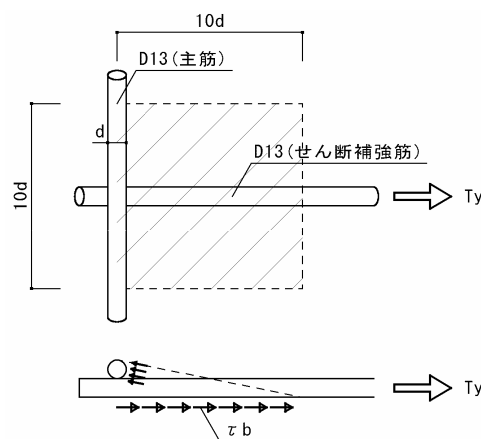


b) SPCM—既存コンクリート間の接着強度について

支圧により伝達された横補強筋の降伏耐力分を右図に示す範囲の SPCM が有効として接着応力度 τ_b を算定すると

$$\begin{aligned} \tau_b &= T_y / (10d \times 10d) \\ &= 38100 / (130 \times 130) \\ &= 2.25 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

となる。



上記の検討は、厳しい条件としてせん断補強筋の全強度に対して行っているため、実験による接着強度を超える可能性も多少あるが、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（16条）の「フック部で全体の1/3の力を伝えるという従来の考え方は、経験上、安全側とみなせる」という記述を考慮すれば、十分伝達可能であると判断出来る。

4.4 せん断強度式による計算値と実験値との比較

せん断強度は荒川 min 式に準じた 2001 年版 RC 耐震改修指針によるせん断強度式を用いた。両側そで壁の長さが異なる場合には、正加力および負加力として加力方向別に算定する。なお、評価式による計算値は、M/Qd の下限値 1 の値を 0.5 として計算されているが、計算値が実験値を上回るものではなく、平均値で 1.56 倍の余裕度を有する。

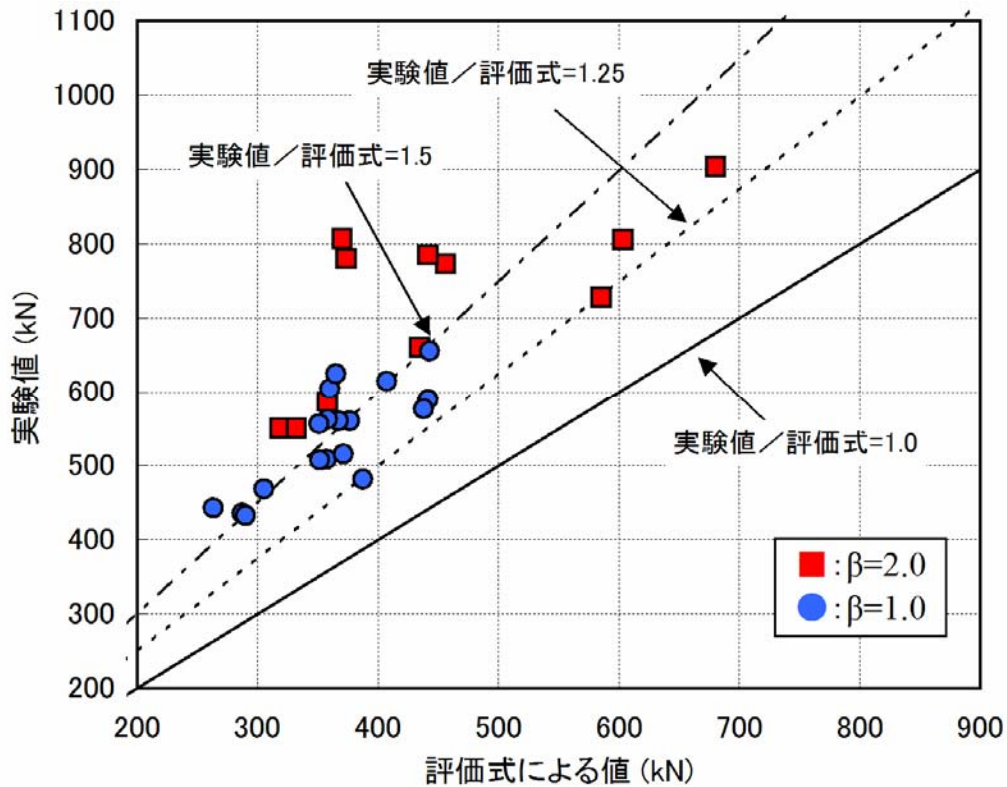
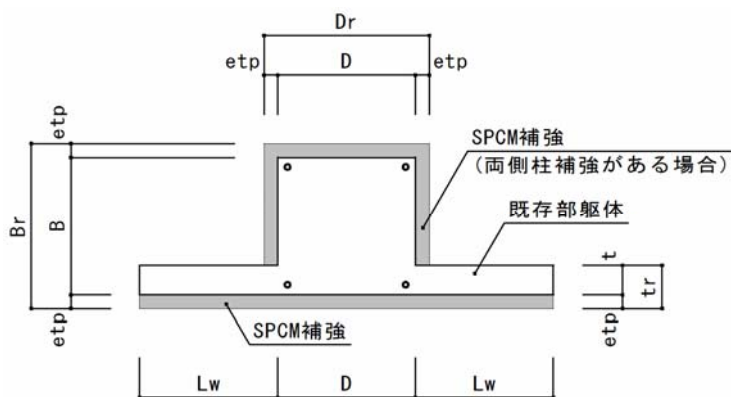


図 4.8 評価式による計算値と実験値との比較

・試験体の使用材料および部材断面の範囲



・使用材料

$F_c = 15.2 \sim 32.3 \text{ N/mm}^2$

鉄筋：既存想定部

$317 \sim 393 \text{ N/mm}^2$

補強部

$350 \sim 381 \text{ N/mm}^2$

・試験体断面

既存想定部 $B=D=300\text{mm}$

$t=60\text{mm}$

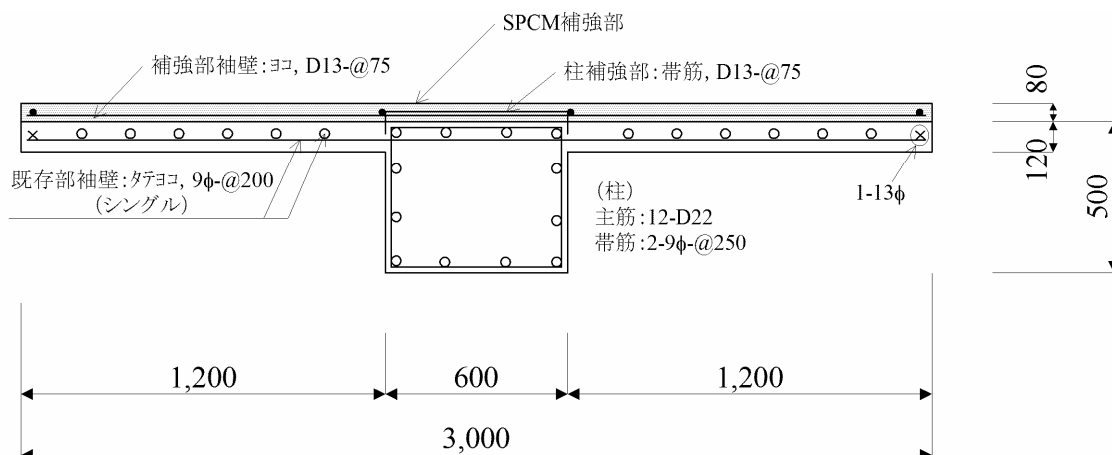
$L_w=300 \sim 600\text{mm}$

補強想定部 $etp=40\text{mm}$

(一体のみ $etp=60\text{mm}$)

・補強後の強度一覧例(せん断強度)

参考として、以下に示すような既存部に壁補強を施した場合の計算例を示す。



なお、上図は両側そで壁付柱 ($\beta=2.0$) を示すが両側のそで壁長さが $\beta=1.0$ (600mm) 場合、および片側そで壁付柱 ($\beta=2.0$ 、 $\beta=1.0$) の場合も合わせて記載した。

上段：補強後強度 (kN)、下段：強度増加比率

計算用SPCM厚さ		tp = 40mm			tp = 60mm			tp = 80mm			既存部 強度 (kN)	
補強部 : Ψ_{sy2} (%)		0.4	0.6	0.8	0.4	0.6	0.8	0.4	0.6	0.8		
F_c (N/mm ²)												
両側 そで 壁付	$\beta=2.0$	18	1129	1167	1201	1187	1228	1267	1242	1291	1332	973
			1.16	1.20	1.23	1.22	1.26	1.30	1.28	1.33	1.37	
		24	1235	1273	1307	1298	1339	1378	1359	1407	1449	1057
	1.17		1.20	1.24	1.23	1.27	1.30	1.28	1.33	1.37		
	$\beta=1.0$	30	1340	1378	1412	1410	1450	1489	1475	1524	1565	1142
			1.17	1.21	1.24	1.23	1.27	1.30	1.29	1.33	1.37	
18		814	841	866	848	878	905	880	915	945	755	
	1.08	1.11	1.15	1.12	1.16	1.20	1.17	1.21	1.25			
片側 そで 壁付	$\beta=2.0$	24	884	911	936	921	951	979	956	991	1021	828
			1.07	1.10	1.13	1.11	1.15	1.18	1.15	1.20	1.23	
		30	954	981	1006	994	1024	1052	1032	1067	1097	901
	1.06		1.09	1.12	1.10	1.14	1.17	1.15	1.18	1.22		
	$\beta=1.0$	18	814	841	866	848	878	905	880	915	945	698
			1.17	1.21	1.24	1.21	1.26	1.30	1.26	1.31	1.35	
24		884	911	936	921	951	979	956	991	1021	762	
		1.16	1.20	1.23	1.21	1.25	1.28	1.25	1.30	1.34		
30		954	981	1006	994	1024	1052	1032	1067	1097	826	
		1.15	1.19	1.22	1.20	1.24	1.27	1.25	1.29	1.33		
	18	639	661	680	661	685	707	683	710	734		591
1.08		1.12	1.15	1.12	1.16	1.20	1.15	1.20	1.24			
$\beta=1.0$	24	688	711	730	713	737	759	736	764	788	642	
		1.07	1.11	1.14	1.11	1.15	1.18	1.15	1.19	1.23		
	30	738	760	780	765	788	811	790	817	841	692	
1.07		1.10	1.13	1.11	1.14	1.17	1.14	1.18	1.22			

5. 補強設計と補強方法

5.1 補強設計のフロー

建築全体の耐震補強計画に基づいて、以下に示す方針によって本工法でそで壁付柱の補強設計を行なう。

RC造建物の耐震補強設計は、「2001年版RC造耐震診断基準」、「2001年版RC造耐震改修指針」に準拠して行う。本設計指針は、PMG-SWR工法により補強されたそで壁付柱の補強設計を対象とする。

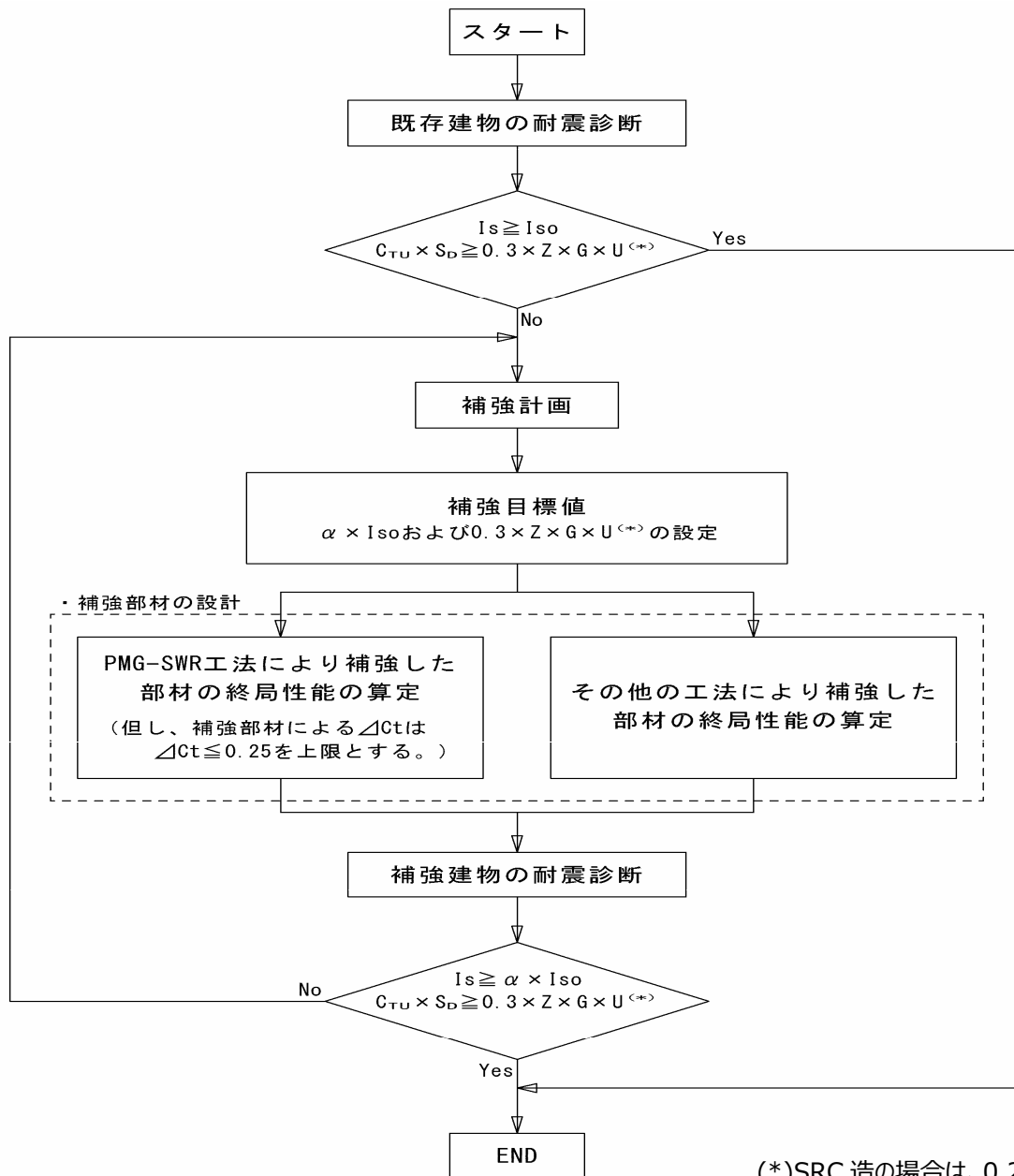


図 5.1 耐震診断基準による耐震補強設計のフロー

5.2 補強方法の原則

本補強工法は、補強によりそで壁付柱部材としてせん断強度を高めることを基本とする。なお、既存建物の耐震性能に応じて靱性能を確保することが可能であり、曲げ降伏先行型の特性を得るためには、様々な形状の壁部材が取り付く場合、そで壁の一部のみを補強する「部分補強」や既存壁に溝切りをする「部分スリット」を用いて、補強手法を決定する。

- 1) $\beta_0 \leq 1.0$ の範囲については既存そで壁長さが柱せいと同じ長さ ($\beta_0 = L_w/D = 1.0$ L_w : 既存そで壁長さ、 D : 柱せい) 程度までの範囲を原則として補強する事として、曲げ降伏先行型の特性を得ようとするものである。
- 2) β_0 が $1.0 \sim 2.0$ の範囲については、そで壁長さ $\beta = 1.0$ (柱せい D と同じ長さ) の部分を補強して、1) と同様に、靱性能の特性を得る。なお、壁を全面に補強する場合のそで壁長さの上限は、 $\beta = 2.0$ までとするが、 β が 1.0 を超える場合は壁的な挙動へ以降するので、注意が必要である。
- 3) β_0 が 2.0 を越える場合は、原則的に対象外とし、柱付壁として構造検討を行う。ただし、そで壁長さ $\beta = 1.0$ 程度の範囲を部分的に補強し、その境界にスリットを設けた場合には、補強範囲のそで壁付柱として構造性能を評価することが可能となる。
- 4) 両側 (左右) の壁長さが異なる場合、曲げ耐力は評価式により柱頭・柱脚で圧縮側になるそで壁長さをそれぞれ考慮する。また、せん断耐力は引張側のそで壁を無視して評価する。具体的には、両側そで壁付柱の場合は、片側のそで壁を無視して左右それぞれで算定した平均値をせん断耐力とする。片側そで壁付柱の場合は、片側そで壁として算定した値と独立柱として算定した値の平均値とする。
- 5) たれ壁・腰壁の高さが、 $h_0/2$ 以上の場合は、スリットを設けること原則とする。

(1) そで壁付柱の補強範囲、構造スリットの設置

本補強工法を用いる場合には、図 5.2-a~d に示すように既存部のそで壁長さ比 (β_0) に応じて補強範囲を決定する。また、柱部分の補強の有無等により、壁補強のみ (強度型)・壁補強+片側柱補強 (中間型)・壁補強+両側柱補強 (靱性能型) の 3 種類の補強手法を選択することができる。図 5.3 に補強範囲のフローについて示す。

1) $0.5 \leq \beta_0 \leq 1.0$ の場合

1-1) 壁全面に補強する

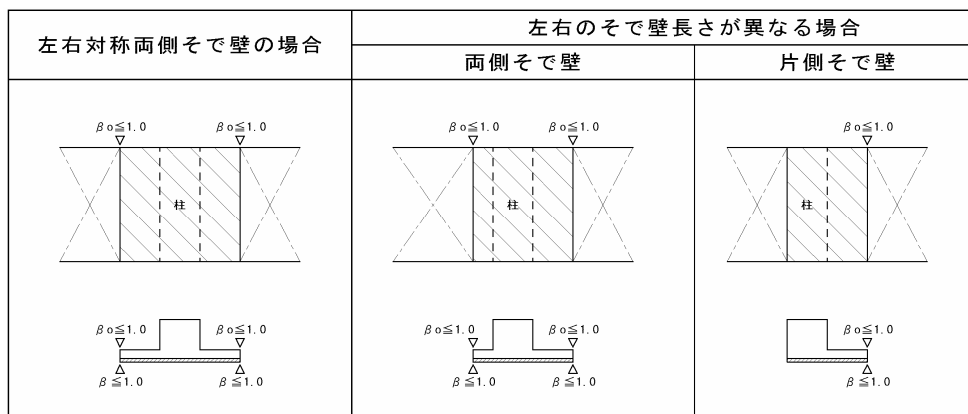


図 5.2-a そで壁付柱の補強範囲 ($0.5 \leq \beta_0 \leq 1.0$ の場合)

2) $1.0 < \beta_0 \leq 2.0$ の場合

2-1) 部分補強を行う (※SPCM 補強の境界にスリットを設けることが望ましい)

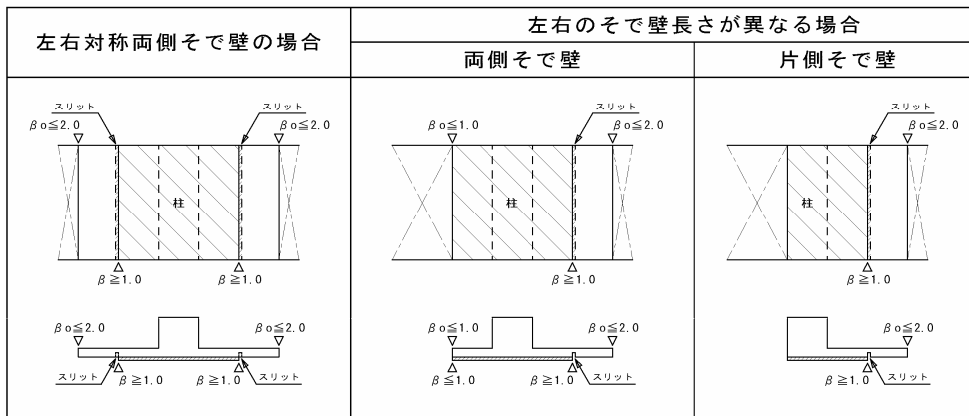


図 5.2-b そで壁付柱の補強範囲 ($1.0 < \beta_0 \leq 2.0$ 、部分補強の場合)

2-2) 壁全面に補強する。

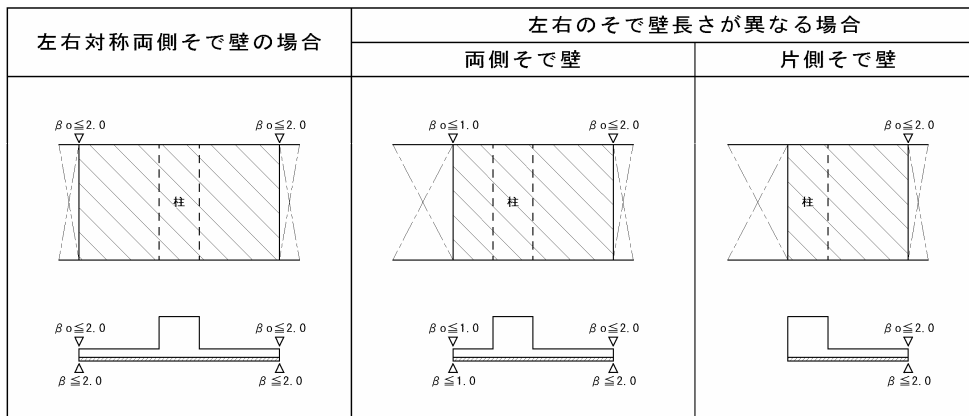


図 5.2-c そで壁付柱の補強範囲 ($1.0 < \beta_0 \leq 2.0$ 、全面補強の場合)

3) $2.0 < \beta_0$ の場合

3-1) 部分補強を行う (※SPCM 補強の境界にスリットを設ける)

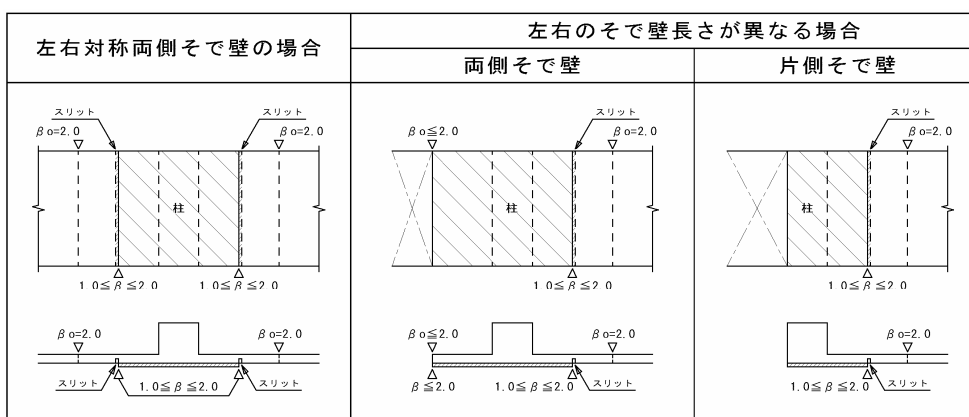


図 5.2-d そで壁付柱の補強範囲 ($2.0 < \beta_0$ 、部分補強の場合)

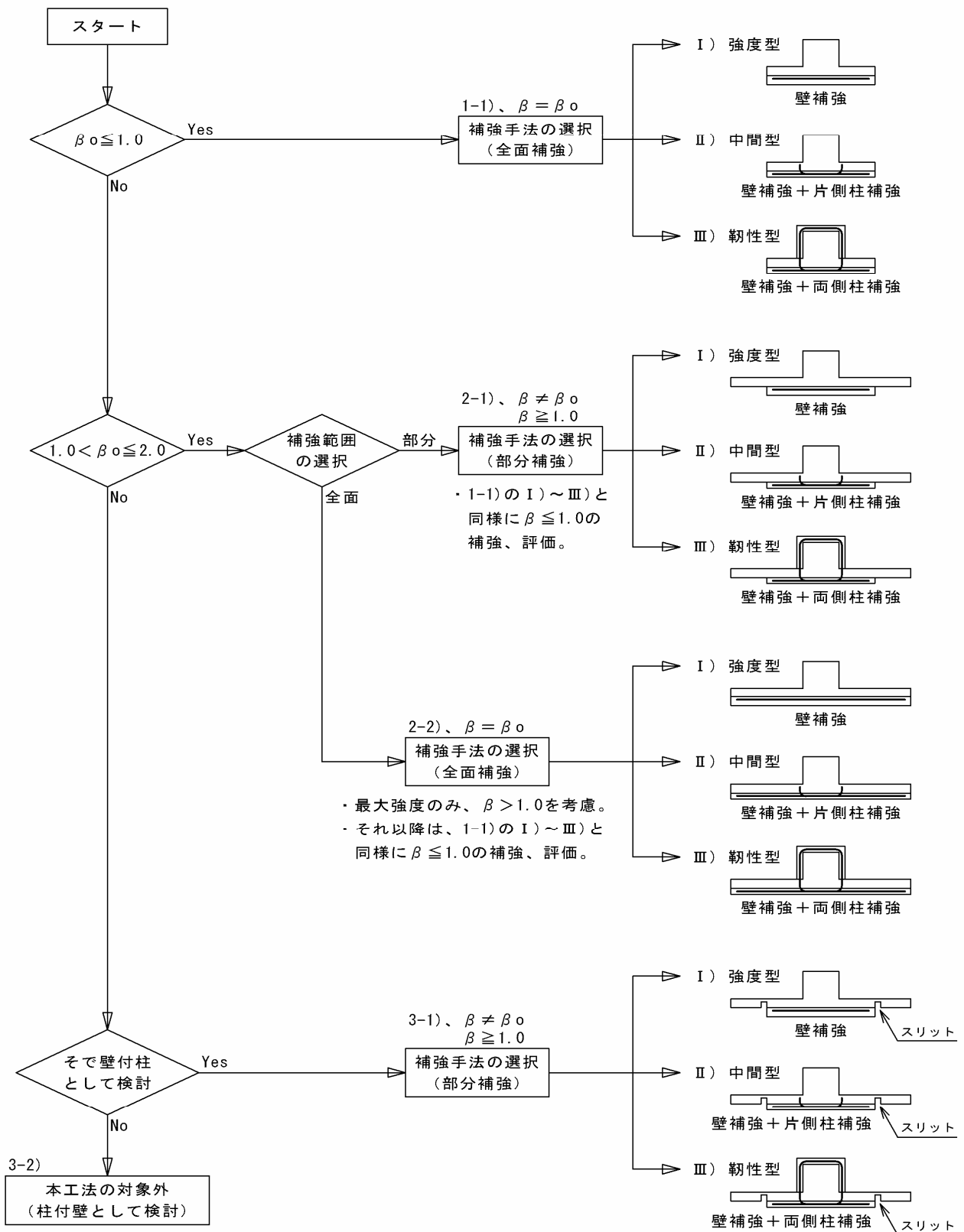


図 5.3 そで壁補強、構造スリット、柱補強

6. 使用材料と強度

6.1 特殊ポリマーセメントモルタル(SPCM)

本工法に使用することができる特殊ポリマーセメントモルタル (SPCM) は、部材実験等を行い、かつ、技術・開発委員会が認めたものとして、以下の3種類とする。

- ・マグネライン (前田工織株式会社)
- ・NS-SWR (日本化成株式会社)
- ・チチブJモルタル・タイプNNJ (秩父コンクリート工業株式会社)

上記の3種類は、既往の基礎実験として行っている梁の部材実験に用いられた SPCM である。梁のせん断終局実験値と大野・荒川 mean 式による計算値との比較を図 6.1 に示す。

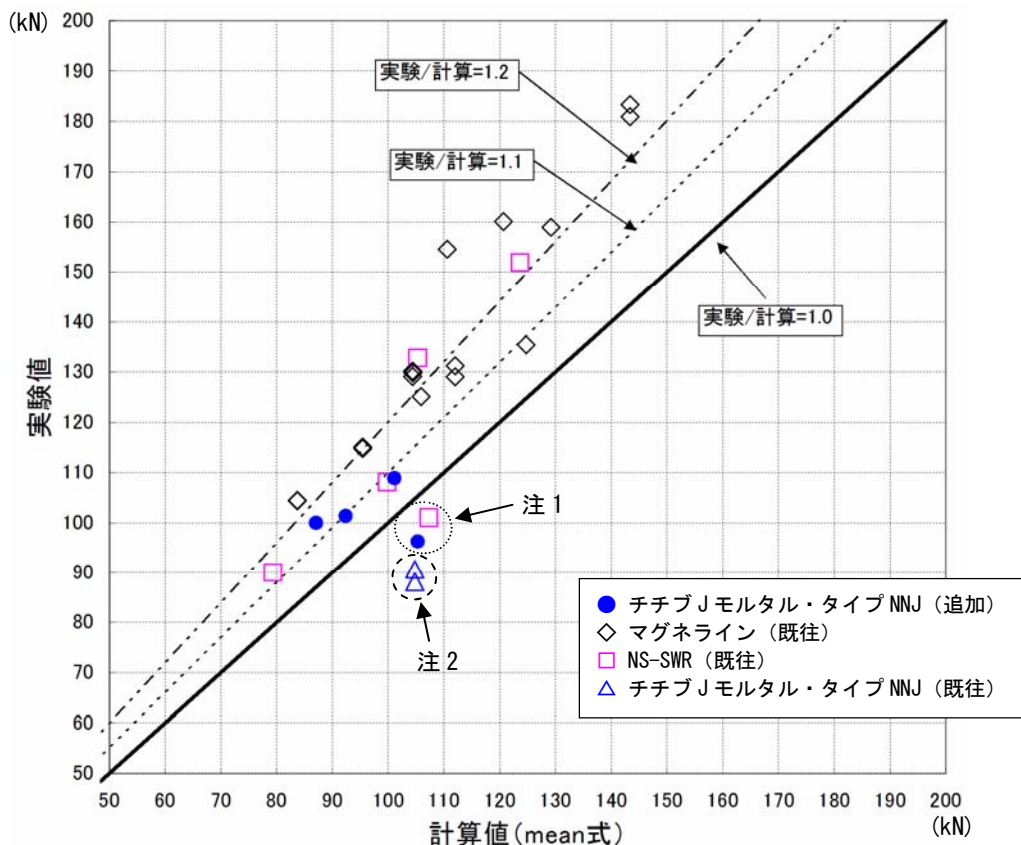


図 6.1 SPCMの種類による実験値と計算値

(※注1 主筋に沿った付着破壊のため参考値とした。※注2 試作品のため参考値とした)

実験結果によると実験値／計算値の余裕度(平均値)は、マグネライン(前田工織株式会社)が1.23、NS-SWR(日本化成株式会社)が1.18となっており、NSドカモルハードはマグネラインとほぼ同等の性能を有しているものと判断できる。

チチブJモルタル・タイプNNJについては、既往の実験時に用いた配合・調合とその後改良を行い現在製品化されている配合・調合とは異なるため、梁の追加部材実験を行い、同等の性能を有していることを確認(建防災発 第13032号)している。

例としてそで壁付柱の試験体製作時に使用した特殊ポリマーセメントモルタル(SPCM)の、配合および調合を以下に示す。(マグネライン:前田工織株式会社)

・SPCM タイプ I

無機質主材（セメントと細骨材）のコンパウンド6号（粉体）と複合高分子エマルジョン（液体）を重量比3.5±0.5:1.0の混合割合（外気温による施工性を考慮して若干変化する）で現場調合した材料（比重:1.8）であり、既存躯体面にプライマー的に吹き付けにより施工される。

・SPCM タイプ II

無機質主材（セメントと細骨材）のコンパウンド3号（粉体）と複合高分子エマルジョン（液体）を重量比6:1から8:1の混合割合（外気温による施工性を考慮して若干変化する）で現場調合した材料（比重:2.0）であり、コテ塗りで施工される。なお施工は、気温5℃以上で、1回の塗り厚を20mm以下として行うことが必要である。

表 6.1 配合表（マグネライン：そで壁付柱試験体作成時）

	成分	重量比	規格
高分子エマルジョン	ポリアクリル酸エステル	19.0%	固形分：32.0±2.0% PH：8.0±2.0 粘度：6.6±2.0 mpa・s 比重：1.02±0.02 外観：乳白色
	ポリスチレン	13.0%	
	H ₂ O	68.0%	
	特殊添加材		
コンパウンド3号	セメント	33.0%	±2.0%（重量比）
	3号硅砂	24.0%	±2.0%（重量比）
	6号硅砂	43.0%	±2.0%（重量比）
	特殊添加材	微量	—
	比重	2.7	±0.2
コンパウンド6号	セメント	40.0%	±2.0%（重量比）
	6号硅砂	60.0%	±2.0%（重量比）
	特殊添加材	微量	—
	比重	2.7	±0.2

なお、上記3種類以外のSPCMで、今後本工法に用いる特殊ポリマーセメントモルタルは、表4.2および表4.3の満たすべき性能を満足し、技術・開発委員会が材料性能を確認した上で、そで壁付柱の部材実験を行い、かつ、施工性を考慮して本工法に使用できるSPCMとして認定し、(財)日本建築防災協会の技術評価を得るものとする。

表 6.2 SPCMタイプ I の満たすべき性能

項目	満たすべき性能	試験方法
圧縮強度(材齢28日)	21.0 N/mm ² 以上	JIS A 1108
コンシステンシー	3～30秒	J14ロート試験
コンクリート*に対する引張付着強度	1.5 N/mm ² 以上	建研式付着試験
コンクリート*に対するせん断付着強度	2.0 N/mm ² 以上	一面せん断試験

* $\sigma_B=21 \text{ N/mm}^2$ 以上に対する値

表 6.3 SPCMタイプ II の満たすべき性能

項目	満たすべき性能	試験方法
圧縮強度(材齢28日)	30.0 N/mm ² 以上	JIS A 1108
コンシステンシー	130～200mm	フロー試験
コンクリート*に対する引張付着強度	1.5 N/mm ² 以上	建研式付着試験
コンクリート*に対するせん断付着強度	2.0 N/mm ² 以上	一面せん断試験

* $\sigma_B=21 \text{ N/mm}^2$ 以上に対する値

6.2 鉄筋パネル

(1) 鉄筋パネル

日本建築センターの評定を取得した組立鉄筋 A タイプは、溶接された主筋の降伏点、引張強さ及び伸びが溶接前の母材の JIS 規格値以上であり、溶接点のせん断強度がせん断補強筋の規格降伏点強度以上になるように品質管理された組立鉄筋である。

鉄筋パネルとして、日本建築センターの評定を取得した組立鉄筋 A タイプを用いることにより、せん断補強筋を構造計算に算入することが可能となる。

鉄筋の組合せとしては、組立鉄筋 A タイプの評定内容で主筋（タテ筋）が D13～D22、せん断補強筋（ヨコ筋）が D10～D13 で強度が確保されることが確認されており、本工法で使用する鉄筋の組合せを含んでいる。

組立鉄筋の供給メーカーは、以下の 2 社とする。

- ・トーテツ産業株式会社
- ・株式会社ビー・アール・エス

(2) 使用鉄筋

鉄筋パネルに用いる鉄筋は、「JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼」で規定する SD295A および SD345 で、呼び名は D10 以上 D16 以下とする。

計算上で考慮される鉄筋はせん断補強筋（ヨコ筋）のみで、鋼種が SD295A の D10 もしくは D13 である。計算に用いる降伏点強度は、組立鉄筋 A タイプの評定内容として溶接点せん断強度がせん断補強筋の規格降伏点以上となっているため、規格降伏点強度とする。

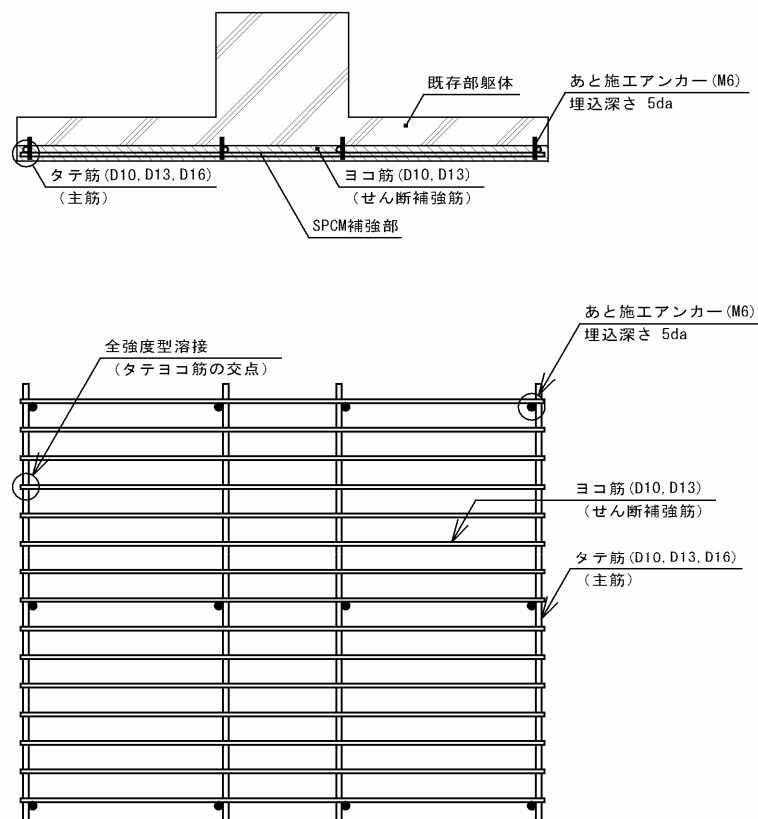


図 4.2 鉄筋パネルの概要

7. せん断強度の評価

7.1 せん断終局強度式の算定

(1) せん断終局強度 ($c_w Q_{su}$) の算定

補強部位のせん断終局強度は、2001年版 RC 耐震改修指針に準じて算定する。

$$c_w Q_{su} = \phi \times \left\{ \frac{0.053 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \times \sqrt{P_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_{oe} \right\} \times b_e \times j_e \quad (5.1)$$

ただし、一般に $M / (Q \cdot d_e)$ が 1 以下のときはこれを 1 とし、2 以上のときは 2 とする。なお、部材の形状および配筋状態、周囲の拘束状態によっては、下限値 1 の値を 0.5 とすることができる。また、

$$p_{we} = p_w \cdot \left(\frac{B_r}{b_e} \right) + p_{w2} \cdot \left(\frac{\sigma_{wy2}}{\sigma_{wy}} \right) \cdot \left(\frac{B_r}{b_e} \right) + p_{sy} \cdot \left(\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{wy}} \right) \cdot \left(\frac{t_r}{b_e} \right) + p_{sy2} \cdot \left(\frac{\sigma_{sy2}}{\sigma_{wy}} \right) \cdot \left(\frac{t_r}{b_e} \right) \quad (5.2)$$

$$\sigma_{oe} = N / (b_e \cdot j_e)$$

とする。

ここに、 ϕ : 低減係数 (=0.8)

F_c : 補強設計時のコンクリート設計基準強度 (N/mm^2)

σ_{wy} : 既存柱の帯筋の降伏強度 (N/mm^2)

$$M/Q \cdot d_e = h_{cwo} / L$$

h_{cwo} : そで壁付柱として反曲点高さで、2001年版 RC 耐震診断基準による腰壁・たれ壁付の場合は、 h_o/H_o を乗じて補正を行う

h_o : 内法長さ

H_o : 梁下から床上までの内法標準寸法

d_e : 柱の引張鉄筋の中心から圧縮側そで壁の再外縁までの距離 (mm)

α : 補強部帯筋断面積の低減率

p_w : 既存柱の帯筋比

$$\text{ここで、 } p_w = \frac{a_w}{B_r} \cdot s \quad a_w : \text{既存柱の断面で切った時の帯筋断面積の総和}$$

s : 既存柱の帯筋間隔

p_{w2}, σ_{wy2} : 補強部の帯筋比とその降伏強度 (N/mm^2)

$$\text{ここで、 } p_{w2} = \frac{\alpha \cdot a_{w2}}{B_r} \cdot s_2 \quad a_{w2} : \text{補強部の断面で切った時の 1 本の帯筋断面積}$$

s_2 : 補強部の帯筋間隔

p_{sy}, σ_{sy} : 既存そで壁の横筋比とその降伏強度 (N/mm^2)

$$\text{ここで、 } p_{sy} = \frac{a_{sy}}{t_r} \cdot s \quad a_{sy} : \text{既存そで壁の断面で切った時の 1 本の横筋断面積}$$

s : 既存そで壁の横筋間隔

p_{sy2}, σ_{sy2} : 補強部の横筋比とその降伏強度 (N/mm^2)

$$\text{ここで、 } p_{sy2} = \frac{a_{sy2}}{t_r} \cdot s_2 \quad a_{sy2} : \text{補強部の断面で切った時の 1 本の横筋断面積}$$

s_2 : 補強部の横筋間隔

t_r : 補強部を含めたそで壁の厚さ (mm)

$$j_e = 7 \cdot d_e / 8 \quad (mm)$$

$$P_{te} = 100 \cdot a_t / (b_e \cdot d_e) \quad (a_t : \text{柱の引張鉄筋の断面積})$$

$$b_e = \Sigma A / L = (D_r \times B_r + (L - D_r) \times t_r) / L \quad (mm^2)$$

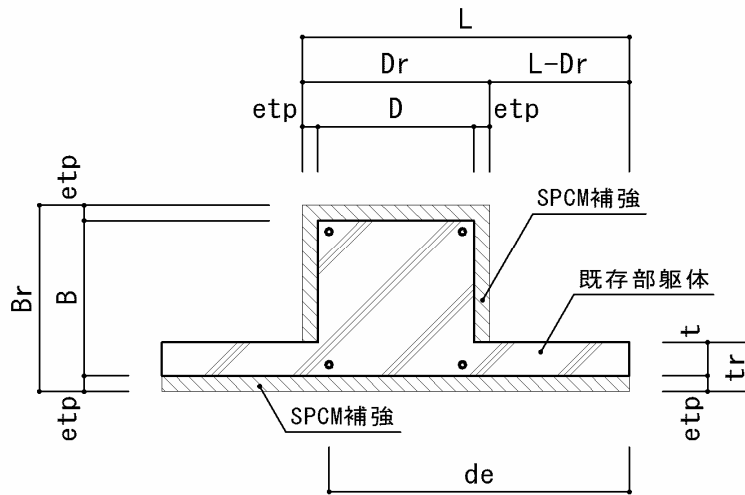


図 5.1 補強後のそで壁付柱の断面図

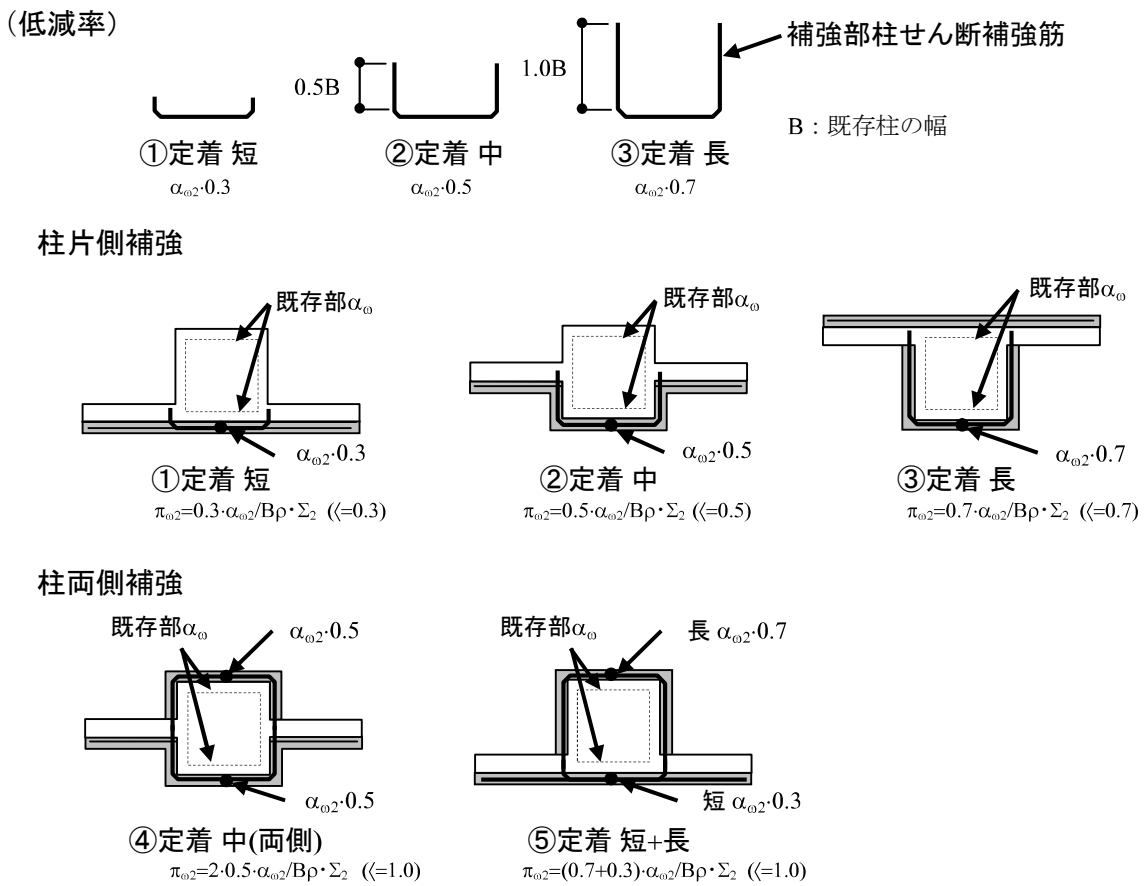


図 5.2 せん断耐力 Q_{su} 計算における補強部柱せん断補強筋比 π_{02} の低減率

・計算例 SPCM そで壁補強のせん断終局強度算定

SPCM で外面合わせに補強された場合の新設梁の検討例を図1に示す。SPCM そで壁補強は、片側 $\beta = 2.0$ (1200mm)とした両側そで壁補強とする。

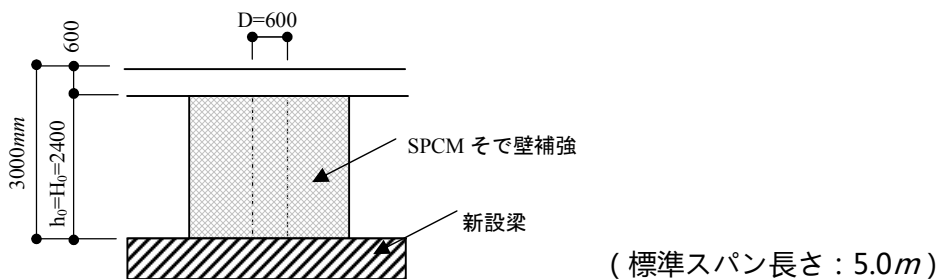


図1 検討モデル

【使用部材】

・既存部

コンクリート : $F_c 18 \text{ N/mm}^2$

鉄 筋 : 主筋 SD30 ($\sigma_y = 343 \text{ N/mm}^2$)

帯筋 SR24 ($\sigma_y = 294 \text{ N/mm}^2$)

・補強部

鉄 筋 : SD295A ($\sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$) ← 組立鉄筋 A タイプで保障されている強度

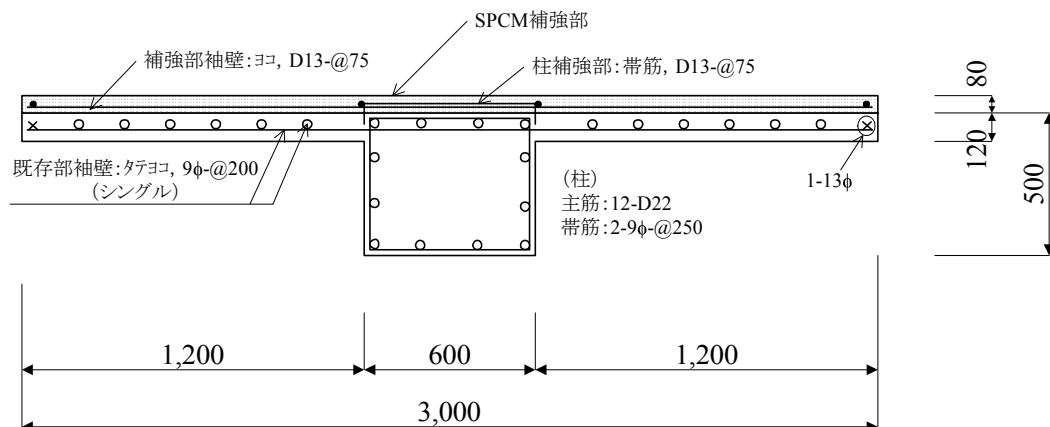


図2 SPCM そで壁補強略図

1. 既存そで壁(補強前)のせん断終局強度

せん断終局強度は、2001年改訂版診断基準式に準じて算定する。すなわち、下記の示す4通りで得られた値(計算の詳細は省略)のうち最大値とする。

$${}_k Q_{su,c} = \max[Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4}]$$

Q_{su1} : そで壁と柱を一体とした場合の耐力で、875.5[kM]となる

Q_{su2} : 等価断面の長方形断面に置換した場合の耐力で、972.8[kM]となる

Q_{su3} : 連続するそで壁を無視して独立柱として扱ったときの耐力で、402.8[kM]となる

Q_{su4} : 柱を無視して雑壁とした場合の耐力で、655.7[kM]となる

したがって、 Q_{su2} で決定され既存そで壁(補強前)のせん断終局強度は、

$${}_k Q_{su,c} = \max[875.5, \underline{972.8}, 402.8, 655.7] = 972.8[kM] \text{ となる。}$$

2. 補強後 SPCM そで壁補強のせん断終局強度

補強部位のせん断終局強度は、本設計指針 4.1.1 式より算定する。

(1) 両側そで壁の場合

$${}_{cw}Q_{su,c} = \phi \times \left\{ \frac{0.053 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (Fc + 18)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \times \sqrt{P_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_{oe} \right\} \times b_e \times j_e$$

軸力: $N=1500$ [kN]

ϕ : 低減係数で、0.8 とする

Fc : 既存躯体のコンクリート設計基準強度で、18.0 [kN/mm²]

σ_{wy} : 既存柱の帯筋の降伏強度で、294 [kN/mm²]

$$M/Q \cdot d_e = h_{cw0}/L = 2064/3000 = 0.688$$

$$h_{cw0} = h_{c0} + (h_{w0} - h_{c0}) \times \frac{L_w}{L} = 1200 + (3000 - 1200) \times \frac{2400}{5000} = 2064 \text{ [mm]}$$

d_e : 柱の引張鉄筋の中心から圧縮側そで壁の再外縁までの距離で、1750 [mm]

j_e : $(7/8) \times d_e = 1531.3$ [mm]

$$b_e = \frac{\{D_r \times B_r + (L - D_r) \cdot t_r\}}{L} = \frac{\{600 \times 580 + (1800 - 600) \times 200\}}{1800} = 326.7 \text{ [mm]}$$

α : 補強部帯筋断面積の低減率で、0.3 とする

$$p_{te} = \frac{a_t}{b_e \cdot d_e} \times 100 = \frac{4 \times 387}{326.7 \times 1750} \times 100 = 0.2708 \text{ [%]}$$

$$\sigma_{oe} = \frac{N}{b_e \cdot j_e} = \frac{1500 \times 10^3}{326.7 \times 1531.3} = 3.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

p_w : 既存柱の帯筋比

$$p_w = \frac{a_w}{B_r \cdot s} = \frac{2 \times 64}{580 \times 250} = 0.0883 \text{ [%]}$$

p_{w2}, σ_{wy2} : 補強部の帯筋比とその降伏強度

$$p_{w2} = \frac{\alpha \cdot a_{w2}}{B_r \cdot s_2} = \frac{0.3 \times 127}{580 \times 75} = 0.0876 \text{ [%]} \quad \sigma_{wy2} = 295 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

p_{sy}, σ_{sy} : 既存そで壁の横筋比とその降伏強度

$$p_{sy} = \frac{a_{sy}}{t_r \cdot s} = \frac{64}{200 \times 200} = 0.16 \text{ [%]} \quad \sigma_{sy} = 294 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

p_{sy2}, σ_{sy2} : 補強部の横筋比とその降伏強度

$$p_{sy2} = \frac{a_{sy2}}{t_r \cdot s_2} = \frac{127}{200 \times 75} = 0.847 \rightarrow 0.8 \text{ [%]} \quad \sigma_{sy2} = 295 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\begin{aligned} p_{we} &= p_w \cdot \left(\frac{B_r}{b_e} \right) + p_{w2} \cdot \left(\frac{\sigma_{wy2}}{\sigma_{wy}} \right) \cdot \left(\frac{B_r}{b_e} \right) + p_{sy} \cdot \left(\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{wy}} \right) \cdot \left(\frac{t_r}{b_e} \right) + p_{sy2} \cdot \left(\frac{\sigma_{sy2}}{\sigma_{wy}} \right) \cdot \left(\frac{t_r}{b_e} \right) \\ &= 0.0883 \times \left(\frac{580}{326.7} \right) + 0.0876 \times \left(\frac{295}{294} \right) \times \left(\frac{580}{326.7} \right) \\ &\quad + 0.16 \times \left(\frac{294}{294} \right) \times \left(\frac{200}{326.7} \right) + 0.8 \times \left(\frac{295}{294} \right) \times \left(\frac{200}{326.7} \right) \\ &= 0.1568 + 0.1532 + 0.0979 + 0.4914 = 0.8993 \text{ [%]} \end{aligned}$$

したがって、SPCM そで壁補強のせん断終局強度は、

$$\begin{aligned} {}_{cw}Q_{su,c} &= \phi \times \left\{ \frac{0.053 \cdot p_{ie}^{0.23} (Fc + 18)}{M/Q \cdot d_e + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} \times b_e \times j_e \\ &= 0.8 \times \left\{ \frac{0.053 \times 0.2708^{0.23} (18.0 + 18)}{0.688 + 0.12} + 0.85 \sqrt{0.00899 \times 294} + 0.1 \times 3.0 \right\} \times 326.7 \times 1531.3 \\ &= 0.8 \times (1.749 + 1.382 + 0.3) \times 500276 = 1373.2 \times 10^3 = 1373 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

8. 靱性指標の評価

8.1 靱性指標(F 値)の算定フロー

本工法を用いて柱と壁を補強したことで壁付柱の構造性能評価は、実験結果から柱を補強した場合、最大耐力以降は壁が破壊しながら段階的に耐力が低下し、除々に独立柱の挙動に移行すると考えられる。しかしながら、本工法においてはこの最大耐力以降の性能は余力と考え、靱性指標としては原則 $F=1.0$ もしくは $F=1.27$ とする。

なお、曲げ破壊先行型かつ柱補強が施され $\beta \leq 1.0$ の場合に限り、2001年版 RC 耐震診断基準に準じて曲げとせん断の余裕度により、 $F=1.27 \sim 1.6$ とする。

図 8.1 に F 値の算定フロー、図 8.2、および図 8.3 に基本的な F 値を示す。

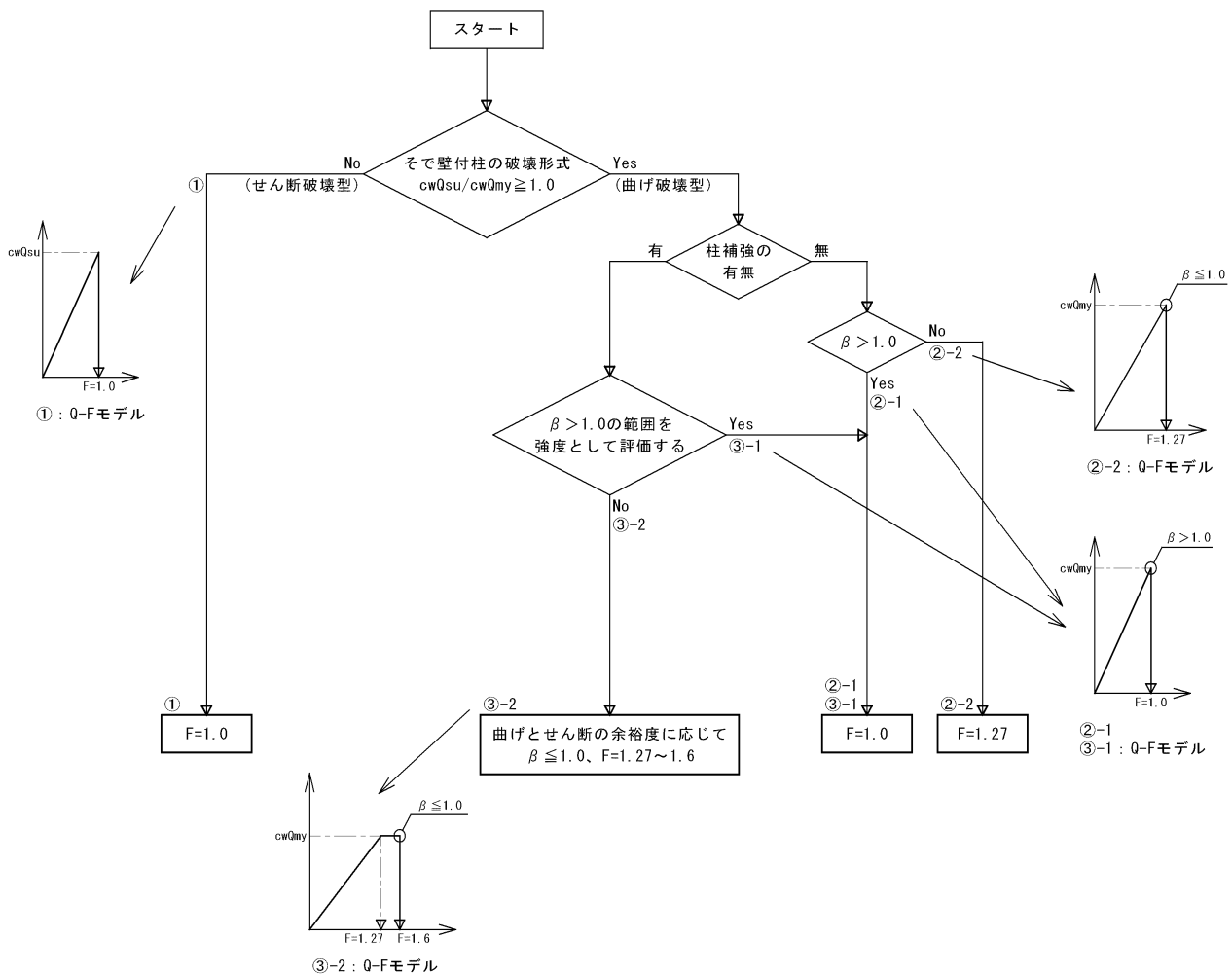
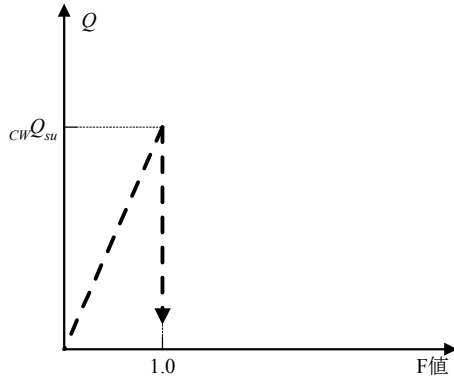


図 8.1 靱性指標 (F 値) 算定フロー

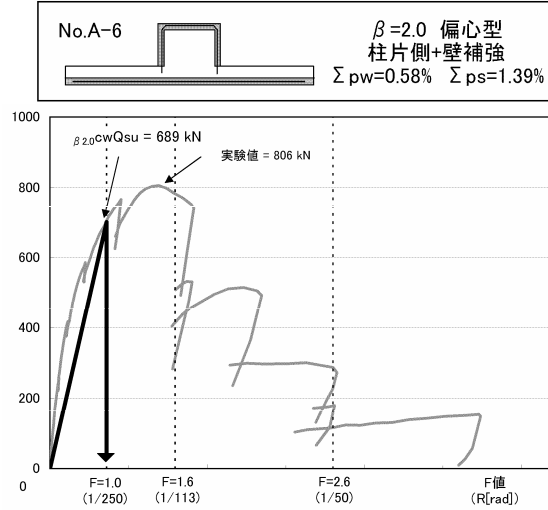
8.2 構造性能評価(Q-F関係)の考え方

上記の考えを基本として、各形状・補強手法（曲げ降伏型： $\beta=1.0$ 、部分補強型： $\beta=2.0$ 、せん断破壊型： $\beta=2.0$ 、腰壁(たれ壁)接合型）毎に適用した場合の詳細なQ-Fモデルと実験との関係の比較は、図 8.2、および図 8.3 に示す通りである。

1) そで壁がせん断破壊する場合



①そで壁付柱がせん断破壊

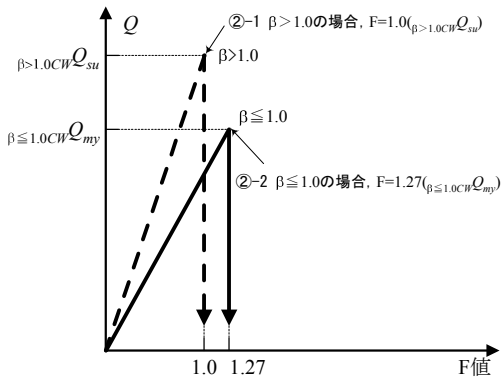


b) $\beta=2.0$ 、実験値と計算値の関係

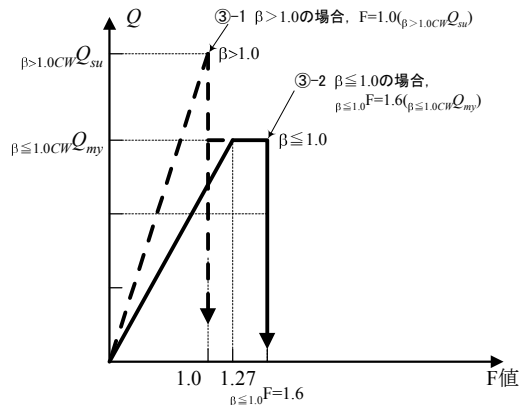
a) せん断破壊の場合の C-F モデル

図 8.2 せん断破壊型の実験結果と計算値の復元力特性の関係および Q-F モデル

2) そで壁が曲げ破壊する場合（今回の実験で該当する試験体はない）



②そで壁付柱が曲げ破壊(柱補強無し)*



③そで壁付柱が曲げ破壊(柱補強有り)*2

a) 柱補強無しの場合の Q-F モデル

b) 柱補強有りの場合の Q-F モデル

図 8.3 曲げ破壊型の計算値の復元力特性の関係および Q-F モデル

※1：既存柱のフープ @100 以上、独立柱とした場合にせん断破壊

※2：既存柱のフープ @100 以下、独立柱とした場合に曲げ破壊

8.3 そで壁補強された部材の変形性能

図 8.4 に実験の終局時変形角 $c_w R_u$ (実験値)ーそで壁付柱せん断余裕度関係を示す。そで壁付柱の曲げ強度は累加強度式、せん断強度は評価式を用いている。なお、実験の終局変形は、実験での最大強度時の変形を用いた。

図 8.4 に示すように、評価式を用いてせん断余裕度を算定すると、余裕度が 1.0 を上回る試験体は無く全てがせん断破壊先行型となる。そのため、本指針によると試験体の全てが $F=1.0$ の評価結果となるが、実験結果からは $F=1.0$ 以上の靱性能を有していることが確認できる。

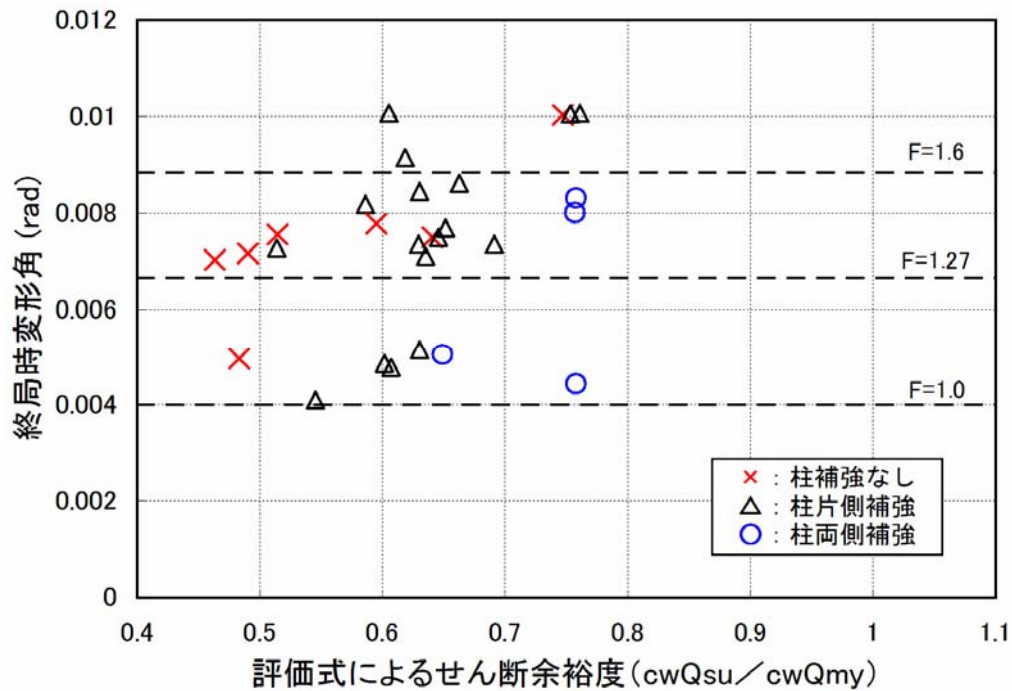
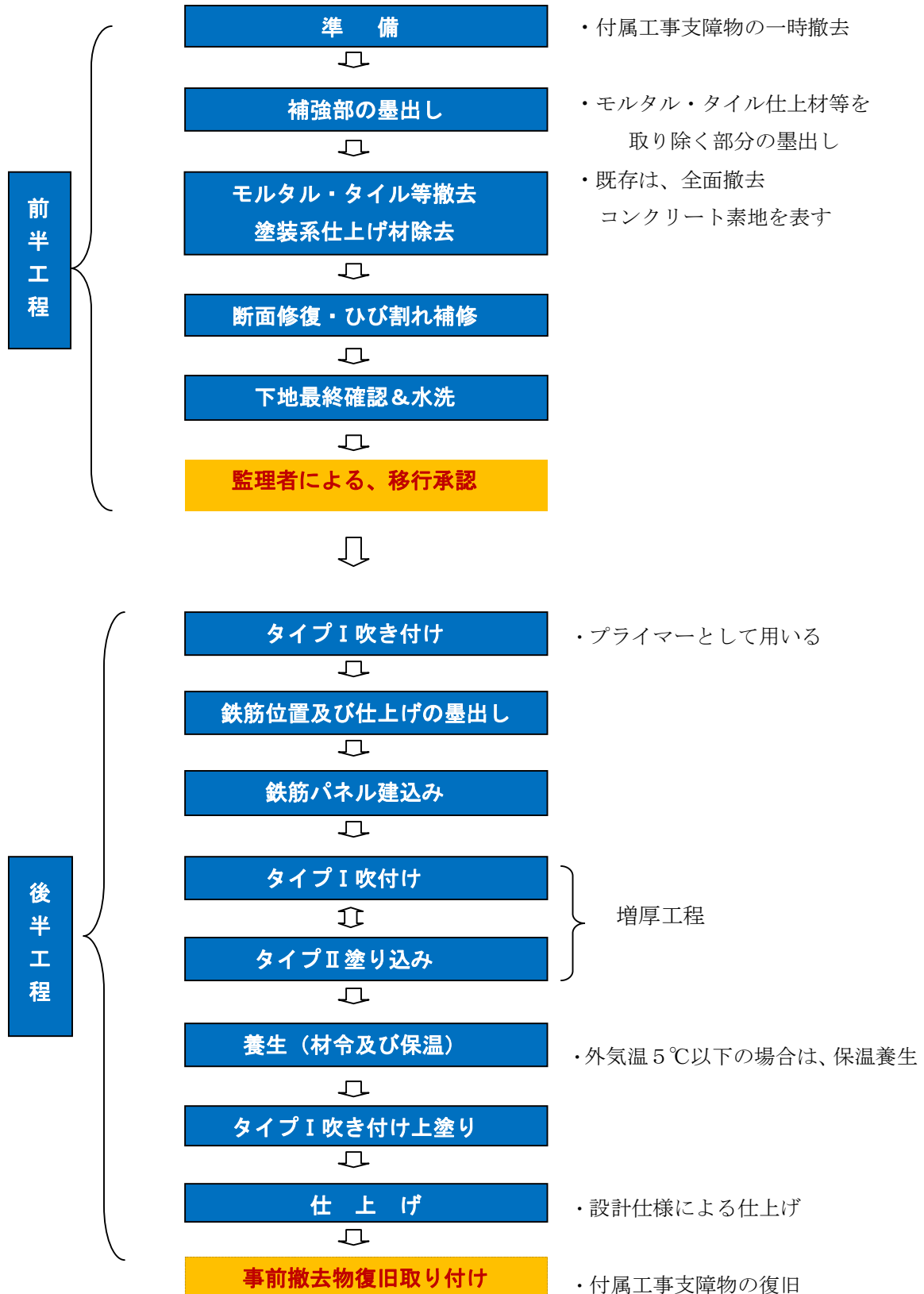


図 8.4 そで壁付柱の終局時変形角 $c_w R_u$ ーせん断余裕度関係($c_w R_u$)

9. 施工概要

9.1 標準施工フロー



9.3 施工手順（後半工程）



タイプ I 吹付け等（プライマー）



組立鉄筋搬入

鉄筋パネル建込み

組立鉄筋固定用金物



固定用座金



Pレスアンカー



鉄筋固定（拡大）



鉄筋固定作業



鉄筋パネル建込み完了

SPCM 増厚工程（塗り厚みにより①+②の作業を繰り返す）



①タイプ I 吹付け等



②タイプ II 塗り込み



①タイプ I 吹付け等



②タイプ II 塗り込み

上塗り工程 (タイプ I 吹付け)



上塗り完了

参考論文

- 1) 鶴田敦士、松島正樹、杉山智昭、中野克彦、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその1
実験概要および破壊性状ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.615～616、2005.9
- 2) 杉山智昭、鶴田敦士、松島正樹、中野克彦、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその2
変形性状およびせん断耐力評価に対する検討ー、日本建築学会学術講演梗概集、
C-2pp.617～618、2005.9
- 3) 鶴田敦士、間所大介、松島正樹、杉山智昭、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその3
実験概要ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.499～500、2006.9
- 4) 武藤康成、間所大介、鶴田敦士、中野克彦、杉山智昭、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその4
片側そで壁付柱実験結果ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.501～502、2006.9
- 5) 間所大介、武藤康成、鶴田敦士、杉山智昭、中野克彦、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその5
両側そで壁付柱の実験結果および検討ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.503～504、2006.9
- 6) 鶴田敦士、間所大介、杉山智昭、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその6
実験概要ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.593～594、2007.8
- 7) 間所大介、鶴田敦士、杉山智昭、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその7
変形性状および破壊性状ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.595～596、2007.8
- 8) 杉山智昭、間所大介、鶴田敦士、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその8
曲げ耐力およびせん断耐力の評価ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.597～598、2007.8
- 9) 間所大介、杉山智昭、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその9
実験概要および結果ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.743～744、2008.9
- 10) 杉山智昭、間所大介、松崎育弘
ポリマーセメントモルタルにより補強されたそで壁付柱の構造性能に関する実験的研究ーその10
実験結果および構造性能評価手法の提案ー、日本建築学会学術講演梗概集、C-2pp.745～746、2008.9
- 11) 杉山智昭、松崎育弘、鶴田敦士、間所大介
ポリマーセメントモルタルを用いて耐震補強されたRC造そで壁付柱の構造性能に関する実験的研究、
日本コンクリート工学年次学術講演集、No.2pp.1117～1122、2007.7
- 12) T.Sugiyama、 Y.Matsuzaki and K.Nakano
SHEAR STRENGTHENING USING POLYMER-CEMENT MORTAR FOR EXISTING REINFORCED
CONCRETE COLUMNS WITH SIDEWALL、14th World conference on earthquake engineering、
2008.10
- 13) 有木克良、山本泰稔、上之園隆志、塚崎征、秋山友昭、加藤勇司
特殊ポリマーセメントモルタルとコンクリート・鋼材との接合面におけるせん断実験、
日本建築学会大会学術講演梗概集、23347、2003.9(東海)
- 14) 田子茂、杉山智昭、井戸隆行、松崎育弘
組立鉄筋と特殊ポリマーセメントモルタルを用いた鉄筋コンクリート造そで壁付柱の耐震補強工法の概要、
コンクリート工学 第49巻12号、p.3～9、2011.12