

鉄筋コンクリート造薄肉梁部材に定着されたアンカーボルトの

付着性状および拘束の効果に関する実験的研究

Experimental Study on bond behavior of an anchor bolt and the effect of a restraint to which the
Thin beams component of the reinforced concrete contexture was fixed

千葉工業大学 工学研究科 工学専攻

学籍番号：1379505

中野研究室

平成 29 年 3 月

徳重 充

【論文要旨】

題目：鉄筋コンクリート造薄肉梁部材に定着されたアンカーボルトの 付着性状および拘束の効果に関する実験的研究

戸建住宅の基礎のように梁幅が 220mm, 梁せいが 800mm 程度の断面に, 上部構造を定着するためのアンカー筋として, 異形鉄筋を鉛直に直線定着する場合がある。このようなコンクリート断面の狭い薄肉梁に定着されるアンカー筋の性状は, 実験の容易さや, 規模などを考慮して, 実大の試験体を模擬した実験は少なく, データも詳しく検討されていない状況である。付着・定着の実験は定着長さを短く採用し, その平均付着応力度を検討する試験方法となっている。実際の部材に定着されている定着長さに即した性状を確認する必要がある。これらを検討するために, 実大薄肉梁形状に異形鉄筋のアンカー筋を定着した引き抜き実験を行った。これは, アンカー筋の定着長さを, 現在指針で記されている直線定着 $40d$ を採用しこれを一定として, 梁幅, アンカー筋の材質, スリーブを用いた定着方法を変動要因として, 定着性状を検討した実験となる。また, $40d$ という長い定着性状を区間別に検討するために, 区間別に付着を除去した試験も検討した。

本論文は第 1 章から第 6 章までで構成されている。各章の内容は以下の通りである。

第 1 章は「序論」で, 現状の付着強度に関する評価試験方法の特徴, および, 対象部材, 問題点を整理することにより, 本研究の必要性と目的について述べている。薄肉 RC 部材に定着した定着長が $40d$ のアンカー筋の付着破壊による引き抜き性状, 薄肉梁部材のコンクリートによる拘束効果, 部材に生じる曲げ応力度による引張場・圧縮場の複合応力下の付着性状, を問題点として提起している。

第 2 章は「全長付着の直接定着実験」と題し, 断面が薄く, 梁せいの高い薄肉 RC 梁部材に, 定着長が $40d$ の長い異形鉄筋を定着し, 実部材寸法の梁試験体の中央部にこのアンカー筋を配し, 曲げモーメントを受けてアンカー筋の定着が不利となる加力方法で引抜き実験を行った。本実験の目的は, $40d$ の長い付着長のアンカー筋の全体が抜け出す時までの付着破壊を追跡することにある。さらに, 任意の鉄筋位置の付着応力度, およびコンクリートと相対するすべり量を算定する方法を立案し, それによって, 局部付着破壊の性状を把握するためのデータを入手することである。

第 3 章は「区間限定の定着実験」と題し, アンカー筋の付着区間を 4 分割し, その区間毎の付着性状の実験資料を得るために, 第 2 章と同様の引抜き実験を行った。本実験の目的は, 現状で多用されている定着長さが $10d$ 程度の短い定着長のアンカー筋の付着破壊を生じる引抜き実験を行い, その付着性状が第 2 章で実施した長い定着長のアンカー筋と異なる性状であることを検証することである。

第 4 章は「間接定着実験」と題し, 近年用いられているスパイラルシース管を用いたあと施工型の定着工法について, スパイラルシースを用いることにより, アンカー筋周りのコンクリートの拘束効果が増大している場合の付着性状に関する実験資料を得ることを目的としている。

第 5 章は, 「考察および検証」と題し, 主に, 第 2 章, 第 3 章で実施した実験結果から, 全長付着試験体および区間限定試験体において, 任意の鉄筋位置での付着耐力を特定し, モール・クーロンの破壊基準を二軸応力状態に適用することにより, 鉄筋の表面に作用するコンクリートの側圧を求め, 側圧能力を支配する許容側圧の計算式を提案した。この計算式には, コンクリートの拘束力, 曲げ応力度による引張・圧縮場の影響が考慮されており, 長い定着長を有するアンカー筋の定着性能を評価する方法を提案している。さらに, 全付着試験体と区間限定試験体での付着破壊が異なる結果であることを示した。

第 6 章は「結論」であり本論文で得られた成果をまとめたものである。

鉄筋コンクリート造薄肉梁部材に定着されたアンカーボルトの
付着性状および拘束の効果に関する実験的研究

—目次—

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的	・・・1-1
1.2 研究対象と位置づけ	
1.2.1 付着強度の評価試験方法	・・・1-2
1.2.2 既往の研究	・・・1-4
1.3 論文の構成	・・・1-7
1.4 参考文献	・・・1-9

第2章 全長付着の直接定着実験

2.1 実験の目的	・・・2-1
2.2 試験体と使用材料	
2.2.1 試験体	・・・2-2
2.2.2 使用材料	・・・2-3
2.3 加力方法および測定方法	・・・2-6
2.4 実験結果	
2.4.1 破壊状況	・・・2-8
2.4.2 荷重と変形の関係	・・・2-18
2.4.3 荷重と鉄筋軸応力度の関係	・・・2-31
2.4.4 軸応力度分布の推定	・・・2-44
2.4.5 アンカー筋の付着応力度	・・・2-53
2.4.6 付着応力度-すべり関係	・・・2-69
2.5 全長付着試験体の実験結果のまとめ	
2.5.1 破壊状況	・・・2-77
2.5.2 抜き出し量	・・・2-77
2.5.3 アンカー筋の軸応力度	・・・2-77
2.5.4 アンカー筋の付着応力度	・・・2-78
2.5.5 τ - S 関係	・・・2-78

第3章 区間限定の定着実験

3.1 実験の目的	・・・3-1
3.2 試験体と使用材料	
3.2.1 試験体	・・・3-2
3.2.2 使用材料	・・・3-3

3.3	加力方法および測定方法	・・・3-5
3.4	実験結果	
3.4.1	破壊状況	・・・3-6
3.4.2	荷重と変形の関係	・・・3-11
3.4.3	荷重と鉄筋軸応力度の関係	・・・3-16
3.4.4	軸応力度分布の推定	・・・3-19
3.4.5	アンカー筋の付着応力度	・・・3-22
3.4.6	付着応力度-すべり関係	・・・3-24
3.5	全長付着試験体の実験結果のまとめ	
3.5.1	破壊状況	・・・3-29
3.5.2	拔出し量	・・・3-29
3.5.3	アンカー筋の軸応力度	・・・3-29
3.5.4	アンカー筋の付着応力度	・・・3-29
3.5.5	τ -S 関係	・・・3-29
第4章 間接定着実験		
4.1	実験の目的	・・・4-1
4.2	試験体と使用材料	
4.2.1	試験体	・・・4-2
4.2.2	使用材料	・・・4-3
4.3	加力方法および測定方法	・・・4-6
4.4	実験結果	
4.4.1	破壊状況	・・・4-7
4.4.2	荷重と変形の関係	・・・4-11
4.4.3	荷重と鉄筋軸応力度の関係	・・・4-15
4.4.4	軸応力度分布の推定	・・・4-19
4.4.5	アンカー筋の付着応力度	・・・4-23
4.4.6	付着応力度-すべり関係	・・・4-27
4.5	全長付着試験体の実験結果のまとめ	
4.5.1	破壊状況	・・・4-31
4.5.2	拔出し量	・・・4-31
4.5.3	アンカー筋の軸応力度	・・・4-31
4.5.4	アンカー筋の付着応力度	・・・4-31
4.5.5	τ -S 関係	・・・4-31

第5章 考察および検証

5.1 ひびわれ荷重と破壊状況

5.1.1 梁上端の初期ひびわれ荷重の検討 . . . 5-1

5.1.2 各試験体の付着破壊性状 . . . 5-3

5.2 全長付着試験体の付着耐力の検討

5.2.1 全長付着試験体の曲げ応力度の計算 $c\sigma$. . . 5-6

5.2.2 全長付着試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max} . . . 5-11

5.2.3 モール・クーロンの破壊基準の適用と側圧 σ_1 . . . 5-44

5.2.4 全長付着試験体の許容側圧 σ_p . . . 5-47

5.2.5 全長付着試験体のまとめ . . . 5-54

5.3 区間限定試験体の付着耐力の検討

5.3.1 区間限定試験体の曲げ応力度計算値 $c\sigma$. . . 5-55

5.3.2 区間限定試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max} . . . 5-72

5.3.3 区間限定試験体の側圧 σ_1 . . . 5-86

5.3.4 区間限定試験体の許容側圧 σ_p . . . 5-87

5.3.5 区間限定試験体の許容側圧 σ_p . . . 5-90

5.4 考察および検証のまとめ . . . 5-91

第6章 結論 . . . 6-1

謝辞

付録 「5.2.1 節 曲げ応力度計算の運用方法について」

第1章 「序論」

1.1 本研究の背景と目的

戸建て住宅の基礎梁は、鉄筋コンクリート（以下、「RC」と略す）造の布基礎やべた基礎であり、その立上り部分は梁幅が狭く、梁せいが高い断面形状となっている。2～3階建てにおける断面形状は、梁幅が150～220mm程度のいわゆる薄肉梁で、梁せいが750～900mm程度であり、断面内に配置される主筋は複配筋となるほかに、木造又は鉄骨造の住宅では、縦一列にシングル配筋されることが多い。プレキャスト鉄筋コンクリート構造の住宅の基礎では梁幅は220mm以上でダブル配筋となっている。このような梁がスターラップによるコアコンクリートが形成されたとしても、梁断面の薄さから、コンクリートコアの拘束効果が低いのではないかと危惧される。基礎梁には上部構造からの力を基礎に伝達するために、アンカー筋（部材同士を結合する定着用の鉄筋）が配筋される。

アンカー筋の定着方法はコンクリートとの一体打ちとする定着方法と、あと施工型の定着方法がある。現在、アンカー筋を定着する基礎工法において、シース管を用いてあと施工で定着する工法を採用する動きがある。梁幅の薄い断面にあと施工で定着する場合の実験的な資料は少ない。このような間接的な定着工法においてはシース管に無収縮モルタルを充填して用いるため、普通強度のコンクリートへの直接的な定着工法とは異なる付着性状となることが考えられる。

上記のアンカー筋は直棒の異形鉄筋（以下、「アンカー筋」と略す）を使用することがある。このアンカー筋の引張力が基礎梁のコンクリートに伝達される。地震力により、上部の耐力壁からの引抜き力がアンカー筋に働くとき、定着部分のコンクリートは曲げモーメントにより上方は引張応力場になり、下方は圧縮応力場になることがある。このような場合コンクリートの曲げ応力の分布状態におけるアンカー筋の軸方向位置に沿った定着性能を考慮しなければならない。

一方、RC構造における異形鉄筋の定着は、鉄筋径に対して十分なコンクリートの体積があることを前提にして、その設計方法が「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010」¹⁾（以下、「RC規準」と略す）に規定されている。また「壁式構造配筋指針・同解説 2013」²⁾においてはRC規準に解説している必要定着長実験式で、スラブや直交壁の拘束の有無の係数を代入する定着長の標準設計式を規定している。壁式構造における梁主筋の定着には直交壁やスラブの断面に沿って配筋すれば、コンクリートの拘束効果があることが述べられている。しかし、基礎梁に定着するアンカー筋にコンクリートの拘束効果はなく、梁幅の薄さに由来する拘束力不足で定着強度が低下する懸念があるが、便宜的に通常のRC構造における拘束効果を見捨てた定着長さを採用する設計となっている。具体的には、薄肉のRC造基礎梁への異形鉄筋を用いたアンカー筋の定着に関する設計例は、定着板がない場合は定着長さが $40d$ 以上（ d は鉄筋径）となっている。

コンクリートに定着した異形鉄筋の定着強度は、引抜き試験によって求められる。引抜き試験方法として海外ではASTM、RILEM、BS等の規準がある。ASTM、BSの両規準はともに、コンクリートプリズムから鉄筋を引き抜く試験方法を採用しており、ASTMはコンクリートの付着割裂破壊で付着強度を決定するが、BSは割裂破壊しないようにフープで補強されているのが特徴である。RILEM規準は前2者とほぼ同様の形式の引抜き試験法と梁型の試験法とがある。日本では財団法人試験センターにおいて、JSTM C 2101が1999年に規格化された。JSTM規格は海外の諸基準を参考に作られたものであり、ほぼ同一内容が日本土木学会でも規格化されている。以上、いずれの試験法も鉄筋の抜き出し量がある一定

の値（0.25mm 程度）の時の平均付着応力度を算出し評価するものとなっている。これらの引抜き試験法³⁾⁴⁾は定着長さが $4d$ であり、比較的簡単に試験ができる方法である。

RC 規準に従えば SD345 (鋼種) のアンカー筋を基礎梁に定着する場合の定着長さは $40d$ 必要である。このように長い定着長における鉄筋軸方向の付着破壊と付着耐力などの付着性状は、上記の試験方法では明らかになっていない。しかも、アンカー筋の局所的な位置には付着応力度と同時に曲げ応力度がかかるので短い定着長の引抜き実験の結果とは応力状態が異なる。また、梁幅によって変化すると思われるコンクリートのアンカー筋に対する拘束効果も不明である。

本研究では、プレキャスト鉄筋コンクリート構造の住宅の基礎のような、薄肉の RC 造梁部材において定着長 $40d$ とした異形鉄筋のアンカー筋を定着する場合、鉄筋軸方向について付着破壊や耐力などの性状を実験的に解明しようと試みた。実大 RC 梁の試験体を作成し、スパン中央にアンカー筋を配置して引抜き荷重を与える実験を行う。引張荷重の反力は梁上面の両端にとり、アンカー筋位置に曲げモーメントがかかる形式とする。設計例は SD345 の異形鉄筋を使用し、コンクリートは普通コンクリートで設計基準強度は $F_c=21\text{N/mm}^2$ とする。本研究の目的は次の 6 項目とする。

- 1) 薄肉 RC 梁部材に設計例 (SD345) である $40d$ の定着長さを有するアンカー筋の付着破壊を実大の実験により再現する。また施工性においてシース管と無収縮モルタルを用いてあと施工させた実験を行い、双方の構造安全性を確かめる。
- 2) アンカー筋に SD345 を使用した試験体では、全長に亘る付着破壊性状が明確にならないので、SD685 および SD980 を使用した試験体を追加して、全長に亘る付着性状を明確にする。
- 3) 梁幅を変化させて標準試験体の梁幅 220mm の場合の付着性状と比較する。
- 4) 全長に定着させるのではなく、10d 程度の短い定着区間を 4 種類の位置に設けた試験体を作製して、 $40d$ の長い全長付着試験体の結果と比較して、付着性状を明らかにする。
- 5) 実験結果から鉄筋軸方向へのひびわれが発生した時の荷重とその破壊状況を明らかにする。また最大付着応力度の時の付着破壊性状について明らかにする。
- 6) 合理的な仮説による解析結果と実験結果を比較して、付着破壊と付着耐力など付着性状を明らかにする。

1.2 研究対象と位置づけ

1.2.1 付着強度の評価試験方法

図 1.2.1 に付着強度の評価試験方法について示す。ここでは 1.1 項で述べた付着強度の評価試験方法の他に現行の付着強度試験方法のほかに、現行の付着強度試験方法に関しても合わせて示した。鉄筋とコンクリートの付着性状は、鉄筋の表面形状、コンクリート強度、かぶり厚さ、等の影響因子があり、破壊状況等着目する事柄に応じて試験方法が異なる。試験方法としては、①プリズム試験体に埋め込まれた鉄筋の引き抜き試験、②せん断力を受ける部材を模擬したキャンチレバー型の試験、③単純梁型の試験、④逆対称モーメント形式による、柱、梁部材の付着試験などがある。

①の付着強度の試験補法については海外では ASTM、RILEM、BS 等の規準がある³⁾。日本では同様の形式の試験方法について 40 年前に建材試験センターを中心として、海外の諸基準を参考に「建材試験センター規格 JSTM C 2101」が 1999 年に規格されたている⁵⁾。この他の日本の規準として土木学会規準の「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法、JSCE-G 503-2007」がある⁶⁾。ASTM、

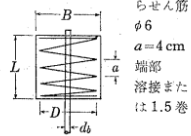
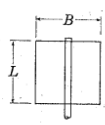
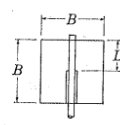
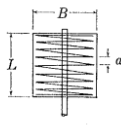
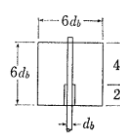
BS の両規準はともに鉄筋の引張試験であるが、ASTM はコンクリートの付着強度、すなわちコンクリートの付着割裂きの検討で、BS は鉄筋の付着性能の試験であり、試験体が割裂き破壊しないように補強されているのが特徴である。RILEM 規準は先に述べた 2 規準とほぼ同様の形の引き抜き試験法と梁型の試験法とがある。いずれの試験法も鉄筋のすべり量がある一定の値の時の平均付着応力度を算出し評価するものとなっている。これらの引き抜き試験法は定着長さが 4d であり、比較的簡単に試験ができる方法であり、局所付着応力度とすべりの関係を調べるのに適している。この試験方法は現在までもっとも一般的に行われている試験方法である。金久保等はこの試験法により、局所付着応力について注目した研究が行われている^{7)~14)}。

②のキャンチレバー型の試験では付着割裂破壊を把握するための実験であり、代表的な研究は、藤井、森田による実験がある^{15),16)}。藤井、森田は部材の付着割裂ひび割れの破壊状況を、サイドスプリット型、コーナースプリット型、V ノッチスプリット型の 3 種類に分類し、横補強筋が無い場合の付着割裂強度式を求めた。また、角は連続繊維シートで補強した部材の付着割裂強度を明らかにするため同形式での研究を行っている^{17),18)}。

③の単純梁型の試験では曲げによる付着性状を対象とし、実際の柱や梁に近い応力状態を再現できる。角等は、単純梁型の付着試験を行い、中子筋が付着割裂破壊に対し有効であることや、高強度コンクリートにも適用可能な付着割裂強度式を提案している^{19)~21)}。

④の逆対称モーメント形式による、柱または梁部材の付着試験では、大野式載荷法により、地震時に部材に生じる応力状態を忠実に再現することができる。この試験法は大きな部材を用いるため実験規模や費用が掛かることや、付着性状と別にせん断や曲げの性状も同時に受けることとなるので、実験計画の際に要因の制限等がある。一つの部材としての破壊時の耐力や変形性能を調べる上で適した試験法である。現在までに多くの付着部材実験が行われた。住宅基礎の範囲では松崎等が薄肉部材特有の破壊形式である上面割裂破壊に着目し、シングル配筋による部材実験結果から、森田・藤井による付着割裂強度算定式を基に上面割裂破壊形式に即した付着割裂強度式を提案している^{22)~29)}。小林は同じくシングル配筋の場合の上面割裂破壊の防止を目的とした部材実験を行い、破壊メカニズムについて考察している³⁰⁾。

表 1.2.1 付着強度に関する評価試験方法³⁾

規格	日本コンクリート工学会 引抜試験方法案	ASTM C 234	RILEM	CP 110	建材試験センター (JMC 委員会案)	
項目	異形鉄筋の付着性能比較	コンクリートの特性が付着強度 に与える影響	異種の異形鉄筋の付着性能の比較	異種の異形鉄筋の付着性能の比較	異種の異形鉄筋の付着性能の比較	
供 試 体 寸 法						
	$d_b \sim$	B cm L cm D cm	B cm L cm	B cm L cm	B cm L cm D cm	
	$d_b < 16 \text{ mm}$	10×10 10 8~10	D 19 15×15 15	10 d_b 5 d_b	$d_b \leq 20$ 15×15 $f_y d_b$ 14.5	D 16 10 6.4 3.6
	$19 < d_b < 29$	15×15 15 12~15			$d_b > 20$ 25×25 28 24.5	D 25 15 10.2 4.8 D 32 20 12.7 7.3 D 41 25 16.5 8.5 D 51 30 20.3 9.7
$d_b > 32$	20×20 20 16~20					
コンクリートの品質	$f_c' = 300 \pm 30 \text{ kgf/cm}^2$ スラップ = 8±2 cm	—	$f_c' = 300 \pm 30 \text{ kgf/cm}^2$	$f_{cu} = 300 \sim 375 \text{ kgf/cm}^2$ (立方体強度)	$f_c' = 300 \pm 30 \text{ kgf/cm}^2$ スラップ 10±2 cm	
養生	21±3°C 水中養生	23±1.7°C 湿潤状態	20°C 60% RH	—	20±3°C 水中	
材令	28 日	28 日	28 日	—	28 日	
個数	3 個	3 個	1 表面形状に対して大中小 3 種の後について 25 個。同一条件で 5 個	6 個	3 個	
荷重速度	3 t/min 以下	2.3 t/min 以下	5 d_b^2 kgf/sec	0.5 fy/min	500 kgf/cm ² /min	
加圧板穴径	10×10×10……2.5 cm 15×15×15……4.0 cm 20×20×20……5.5 cm	—	2 d_b	—	2 d_b	
測定事項 結果の報告	自由端すべり 基準すべり量 0.05, 0.10, 0.25 mm において基準鉄筋に対する付着応力比を示す。	自由端すべり、荷重端すべり 荷重端すべり量 0.25 mm 以下で等間隔 5 点の平均付着応力により評価	自由端すべり $\tau = 0.0637 \frac{P}{d_b^2} \frac{300}{f_c'}$	自由端すべり	自由端すべり、 $\tau = \frac{P}{4 d_b^2} \frac{300}{f_c'}$ (自由端すべり量が 0.002 d_b において $\tau > 30 \text{ kgf/cm}^2$ 最大付着応力度は 80 kgf/cm ² 以上)	
鉄筋位置	水平筋	鉛直筋 加圧面にキャッピング 水平筋	水平筋	鉛直筋 加圧面にゴム板または合板	水平筋	

1.2.2 既往の研究

鉄筋コンクリート構造は、鉄筋とコンクリートが一体となって、お互いが力を伝達し合いながら外力に抵抗する。鉄筋とコンクリートとの境界面では付着応力が働き、この力の伝達が十分に行われることが必要となる。付着作用は鉄筋のある長さに渡って生じる。局所的な付着応力度の最大値は付着長さに関わらずほぼ等しいが、付着全域における平均付着応力度は付着長さにより相違する。鉄筋コンクリート構造物内における鉄筋とコンクリートの付着性状は非常に複雑であり、部材の圧縮縁または引張縁により相違する。これらのことから、定着長さを前項の規基準試験法よりも長いまたは、実大部材のような配筋および定着長さとした場合の付着性状を検討した既往の研究がある。

山尾ら^{3D)}は局部付着応力度とすべりの関係は、コンクリート強度、鉄筋の付着特性、鉄筋径、鉄筋自由端におけるすべりの有無、荷重端からの距離等により異なることや、実際の橋脚等の主筋はマッシュなフーチングに十分定着されていることに着目し、10d から 50d の定着長を取った試験を行っている(図 1.3.1)。これらは円柱形の試験体で異形鉄筋を定着させ、一方向の繰り返し引張加力を行っている。その結果として定着長さの長い場合の付着応力度は、定着長さの短い場合と比べて小さな値となり、定着長さによる付着性状の違いが表れている。

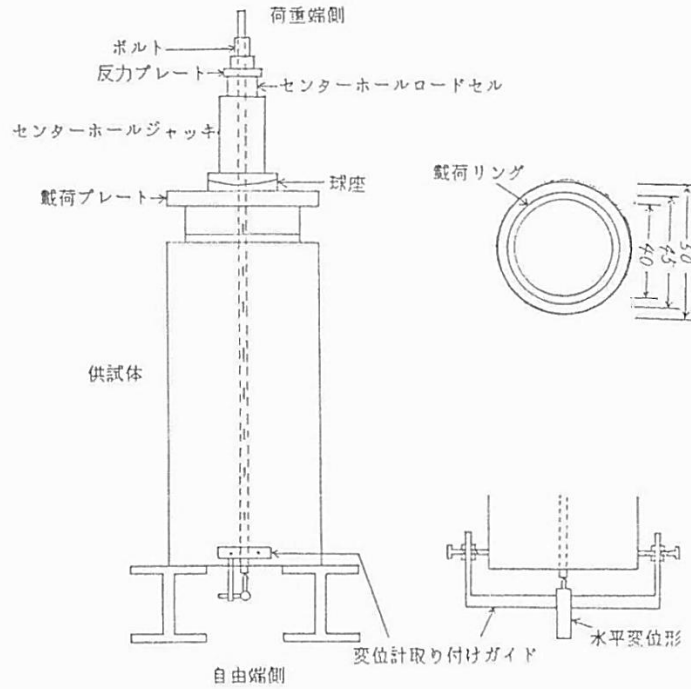


図 1.2.1 山尾、周、岡村：定着長さ・コンクリート強度が
 局部付着応力-すべり関係に及ぼす影響 より³⁰⁾

松崎ら³²⁾は引張応力場に定着されるアンカーボルトを想定し、長方形梁の形状にアンカーボルトを定着させた研究を行っている(図 1.3.2)。アンカーボルト引抜き力に応じて、梁が曲げ応力を受けアンカーボルトに引張応力が生じた時の定着性状を検討するためのものである。アンカーボルトに引張応力を受けた時とそうでない時との引張最大荷重の差は大きく表れており、曲げ引張応力による影響が顕著に表れていることが報告されている。

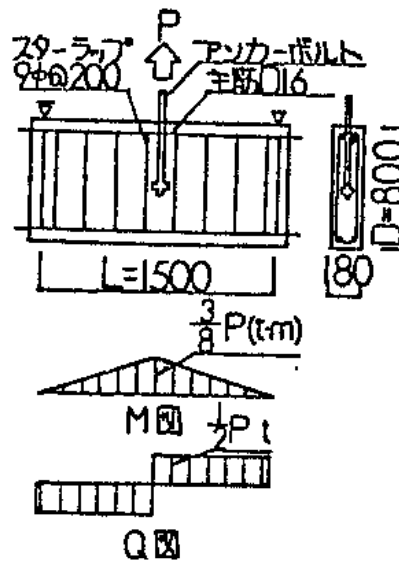


図 1.2.2 松崎、小槻、岡田：引張応力場に定着した頭付きアンカーボルトの
 支持耐力に関する実験研究(その1) より³¹⁾

市岡ら³³⁾は木造住宅基礎梁を模擬した長方形梁中心にアンカーボルトを配置し、アンカーボルトの定着性状について報告している（図 1.3.3）。試験体はシングル配筋であり、アンカーボルト回りの鉄筋による拘束の効果は期待できない。結果、基本となる梁幅 170mm より 10mm 増した 180mm 試験体が最大耐力値を示しているが、10mm の差が梁幅の影響となっているのか検討が必要となる部分である。

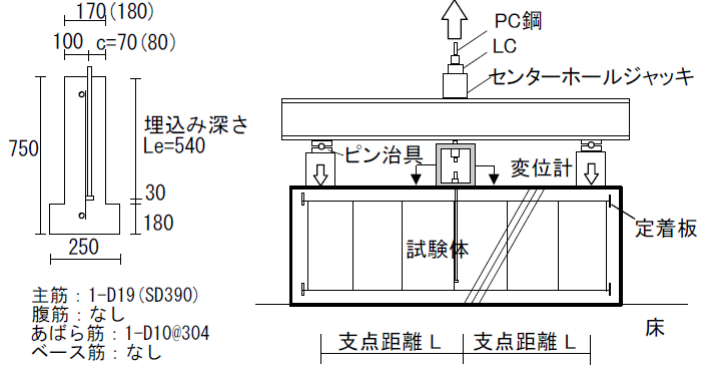


図 1.2.3 市岡、川上、林：住宅用布基礎 M22 アンカーボルトの引き抜き性状に関する実験的研究 より³²⁾

以上に示すように、定着長さを長くとした場合の研究や、梁型断面に定着させた場合の定着性状に関する研究がおこなわれている。しかし、定着長さを長くした場合の付着性状に関する検討や、また、実部材を想定した梁型断面に定着した場合で、梁からの曲げ応力度による影響を考慮した、定着性状の検討を詳細に行っている結果は無い。本研究ではこの不明確な部分を実験における加力方法や定着方法を変えて検討する。

1.3 論文の構成

本研究は、著者が千葉工業大学工学専攻科中野研究室で行ってきた薄肉 RC 梁部材に定着した定着長が $40d$ の長いアンカー筋の付着性状に関する研究をまとめたものである。

第 1 章は「序論」で、現状の付着強度に関する評価試験方法の特徴、および、対象部材、問題点を整理することにより、本研究の必要性和目的について述べている。薄肉 RC 部材に定着した定着長が $40d$ のアンカー筋の付着破壊による引き抜き性状、薄肉梁部材のコンクリートによる拘束効果、部材に生じる曲げ応力度による引張場・圧縮場の複合応力下の付着性状、を問題点として提起している。

第 2 章は「全長付着実験」と題し、断面が薄く、梁せいの高い薄肉 RC 梁部材に、定着長が $40d$ の長い異形鉄筋を定着し、実部材寸法の梁試験体の中央部にこのアンカー筋を配し、曲げモーメントを受けてアンカー筋の定着が不利となる加力方法で引抜き実験を行った。本実験の目的は、 $40d$ の長い付着長のアンカー筋の全体が抜け出す時までの付着破壊を追跡することにある。さらに、任意の鉄筋位置の付着応力度、およびコンクリートと相対するすべり量を算定する方法を立案し、それによって、局部付着破壊の性状を把握するためのデータを入手することである。鉄筋の抜け出し量、およびアンカー筋の軸応力度と相対移動量などを測定し、コンクリートのひび割れや抜け出しに伴うコーン破壊を観察する。アンカー筋の付着性状を明確にするために、設計例を標準として、梁幅およびアンカー筋の材料強度を変化させて比較する。

第 3 章は「区間限定の定着実験」と題し、定着長が $40d$ と長いアンカー筋の付着区間を 4 分割し、その区間毎の付着性状の実験資料を得ることを目的として、第 2 章と同様の実部材寸法の梁試験体を用いて、同様の加力・測定形式で引抜き実験を行った。本実験の目的は、現状で多用されている定着長さが $10d$ 程度の短い定着長のアンカー筋の付着破壊を生じる引抜き実験を行い、その付着性状が第 2 章で実施した長い定着長さのアンカー筋と異なる性状であることを検証する。実験によって入手するデータ項目は、第 2 章と同様であり、鉄筋の抜け出し量、およびアンカー筋の軸応力度と相対移動量などを測定し、コンクリートのひび割れや抜け出しに伴うコーン破壊を観察する。

第 4 章は「間接定着実験」と題し、近年用いられているスパイラルシース管を用いたあと施工型の定着工法について、スパイラルシースを用いることにより、アンカー筋周りのコンクリートの拘束効果が増大している場合の付着性状に関する実験資料を得ることを目的として実験を行った。試験体の寸法、加力・測定形式は同様であり、実験によって入手するデータ項目は、第 2 章、3 章と同様であり、鉄筋の抜け出し量、およびアンカー筋の軸応力度と相対移動量などを測定し、コンクリートのひび割れや抜け出しに伴うコーン破壊を観察する。

第 5 章は、「考察および検証」と題し、主に、第 2 章、第 3 章で実施した実験結果から、全長付着試験体および区間限定試験体において、任意の鉄筋位置での付着耐力を特定し、モール・クーロンの破壊基準を二軸応力状態に適用することにより、鉄筋の表面に作用するコンクリートの側圧を求め、側圧能力を支配する許容側圧の計算式を提案した。この計算式には、コンクリートの拘束力、曲げ応力度による

引張・圧縮場の影響が考慮されており、長い定着長を有するアンカー筋の付着性状を明らかにしている。さらに、全付着試験体と区間限定試験体での付着破壊が異なる結果であることを示した。

第6章は「結論」は本論文で得られた成果をまとめたものである。

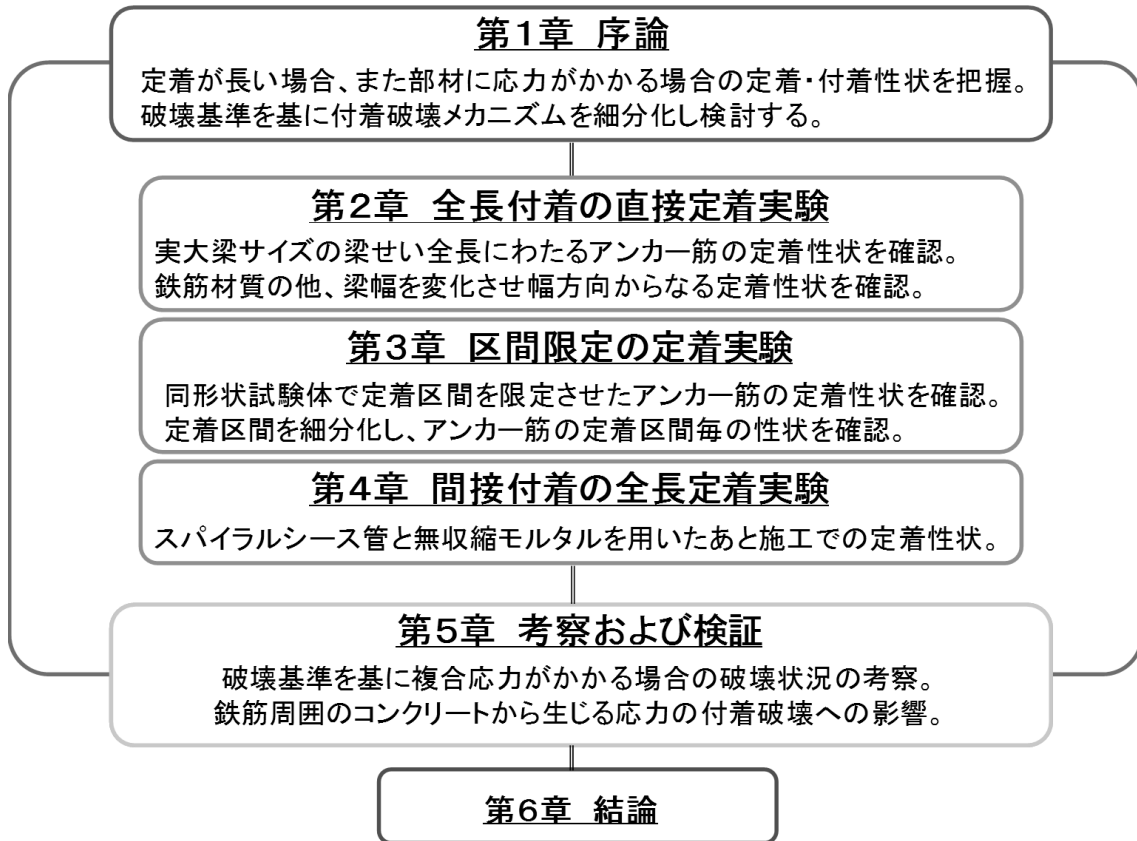


図 1.3.1 本論文の構成フロー

1.4 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 日本建築学会：壁式構造配筋指針・同解説，2013
- 3) RILEM：Materials and Structures, Vol.6, No.32, 1973, pp.97-105
- 4) ASTM Designation C 234-57T, “ASTM Standards” Part4, (1961), p. 711
- 5) 建材試験センター：引張試験による鉄筋とコンクリートの付着強さ試験方法，JSTM C 2101:1999
- 6) 土木学会：コンクリート標準示法書[規準編]，引抜試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法，JSCE-G 503-2007
- 7) 金久保,米丸,福山：補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究 その1：横補強のない場合の局所付着割裂性状，日本建築学会構造系論文集，第492号,pp.99-106,1997.2
- 8) 金久保,小島,米丸,福山：補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究 その2：横補強のない場合の性状に与える影響因子の影響，日本建築学会構造系論文集，第506号,pp.163-169,1998.4
- 9) 八十島,金久保：補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究 その3：横補強のない場合の付着割裂強度算定式，日本建築学会構造系論文集，第567号,pp.117-123,2003.5
- 10) 八十島,金久保：補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究 その4：横補強のある場合の局所付着割裂性状，日本建築学会構造系論文集，第607号,pp.141-148,2006.9
- 11) 土田,堀越,金久保,石川：フライアッシュ高強度人工骨材を用いたRC部材の構造性能 その5：簡易型試験体による局所付着割裂性状，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.9~10,2002.8
- 12) 藤沢,園部,福山,米丸,金久保：連続繊維による補強コンクリート部材の付着性状 その7：簡易型試験の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.11~12,1993.7
- 13) 米丸,金久保,福山：簡易型試験体による連続繊維補強コンクリート部材の付着割裂強度の把握 その1：実験概要と結果，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.845~846,1995.7
- 14) 金久保,米丸,福山：簡易型試験体による連続繊維補強コンクリート部材の付着割裂強度の把握 その2：結果の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.847~848,1995.7
- 15) 藤井,森田：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究，第1報付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果，日本建築学会論文報告集：第319号,pp.47~55,1983.9
- 16) 藤井,森田：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究，第2報付着割裂強度算定式の提案，日本建築学会論文報告集：第324号,pp.45~53,1983.2
- 17) 小幡,河野,松野,角,小林：連続繊維シートで補強されたRC部材の付着割裂強度（その1）日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.9~10,1999.7
- 18) 織田,角,山崎：キャンティレバー型試験体を用いた連続繊維シートの付着割裂補強効果について，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.847~848,2001.7
- 19) ACI Committee 208: ACI J., Vol.54, No.2, Aug. 1957, pp.89-104
- 20) 角,山田,合楽：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度算定式の提案，日本建築学会論文報告集：第414号,pp.23~33,1990.8
- 21) 飯塚,角,張：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの付着割裂強度，その1実験概要および実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.345~346,1991.8
- 22) 張,角,飯塚：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの付着割裂強度 その2付着強度の検討，

- 日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.347~348,1991.8
- 23) 千田,中野,金木,松崎,杉山：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究 その 1：上面割裂とその補強方法，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.203~204,2004.7
- 24) 杉山,中野,千田,松崎,金木：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究 その 2：開口が存在する場合の補強方法に関して，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.205~206,2004.7
- 25) 杉山,中野,千田,松崎,金木：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究 その 3：割裂破壊とその補強方法に関して，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.91~92,2005.7
- 26) 杉山,中野,千田,松崎,金木：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究 その 4：既存シングル配筋部材に対する耐震補強工法に関して，日本建築学会大会学術講演梗概集，p.93~94,2005.7
- 27) 宮川,武藤,金木,杉山,松崎：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究 その 5：せん断・靱性実験の概要および結果，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.317~318,2006.7
- 28) 武藤,宮川,金木,杉山,松崎：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究 その 6：割裂補強効果と付着割裂強度，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.319~320,2006.7
- 29) 武藤,杉山,宮川,松崎：主筋がシングルに配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究 その 7：提案式の検証と割裂補強効果に関して，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.279~280,2007.7
- 30) 小林：シングル配筋する断面幅の小さい梁の応力伝達メカニズムと上面割裂破壊の防止について，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.811~812,2013.8
- 31) 山尾,周,岡村：定着長さ・コンクリート強度が局部付着応力・すべり関係に及ぼす影響
第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集：5 巻,pp.405~408,1983
- 32) 松崎,小槻,岡田：引張応力場に定着した頭付きアンカーボルトの支持耐力に関する実験研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.1779~1780,1984.10
- 33) 市岡,川上,林：住宅用布基礎 M22 アンカーボルトの引き抜き性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集：pp.437~438,2013.8
- 34) 岡村：付着および定着，コンクリート工学論文集,Vol.13,No.11,1975
- 35) 若林：引抜による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験の供試体小型化に関する検討，建材試験センター，建材試験情報 2016.5
- 36) 小谷,松下,梶川,呉：小規模建築物(シングル配筋基礎)におけるアンカーボルトの引抜実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.99~100：2006.9
- 37) 小谷,松下,梶川：小規模建築物(シングル配筋基礎)におけるアンカーボルトの引抜実験 その 2：高張力鋼を用いた頭付きアンカーボルトの引き抜き実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.155~156：2007.8
- 38) 池田,森岡,増田,杉本：シース管を設けたコンクリートからの鉄筋引抜試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.311~312：2008.9
- 39) 高橋,島：鉄筋とコンクリートの付着力ーひび割れ近傍での低下ー，日本建築学会四国支部研究報告集，pp.5~6：2009.5
- 40) 徳重,石橋,中野：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究 その 1：シース管に埋設されたアンカー筋の定着性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.525-526：2015.9
- 41) 石橋，徳重,中野：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究 その 2：曲げモーメント

を受ける梁の付着領域と梁幅の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.527-528：2015.9

42) 徳重,石橋,中野：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究 その3：梁幅とスリーブ定着の拘束効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.717-718：2016.9

43) 石橋，徳重,中野：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究 その4：局所付着応力度からみた付着性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.719-720：2016.9

44) 徳重,石橋,中野：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究

45) 徳重,石橋,中野：異形鉄筋のコンクリート内の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集：第82巻 第732号，pp.257~265,2017.2

第2章 全長付着実験

2.1 実験の目的

本実験では、プレキャスト壁式鉄筋コンクリート造の住宅用の基礎に、アンカーとして異形鉄筋（以後アンカー筋と呼ぶ）を鉛直に定着する場合の設計例（定着長さ $40d$ ： d はアンカー筋の公称径 19 mm ）を対象として、薄肉部材の梁断面に長い定着長さをとった場合の定着性能を詳細に確認する。そのため、実部材寸法の試験体の梁の中央にアンカー筋を配し、曲げモーメントを受けてアンカー筋の定着が不利となる加力方法で、引き抜き実験を行った。

本実験の目的は、設計例の構造安全性を実証することと、 $40d$ の長い付着長のアンカー筋の全体が抜け出す時までの、付着破壊を追跡することにある。さらに、任意の鉄筋位置の付着応力度、およびコンクリートとの相対すべりを算定する方法を立案し、それによって、局部付着破壊の性状を把握するためのデータを入手する。鉄筋の抜け出し量、およびアンカー筋の軸応力度と相対移動量などを測定し、コンクリートのひびわれや抜け出しに伴うコーン破壊を観察する。アンカー筋の付着性状をより明確にするため、設計例を標準として、梁幅およびアンカー筋の材料強度を変化させて比較する。

2.2 試験体と使用材料

2.2.1 試験体

図 2.2.1 に試験体形状を示す。試験体の梁幅は 180mm、220mm（標準）、330mm、440mm の 4 要因とし、梁せいは 760mm と一定とした。この梁せいはプレキャスト壁式鉄筋コンクリート造基礎立ち上がり部分を想定したものとなっている。試験体全長は 2500mm とし、加力のためのスパンを長くとれるようにしている。試験体の梁の配筋として、主筋は 4-D16、せん断補強筋は 2-D10 とし、アンカー筋には D19 異形鉄筋を用い、試験体中央に配筋した。なお、アンカー筋は普通強度（標準 SD345）のものは竹節鉄筋を使用し、高強度鉄筋にはネジ節鉄筋を使用した。アンカー筋の定着長さは梁せいの 760mm 全長にとっている。コンクリートは設計基準強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ に設定している。

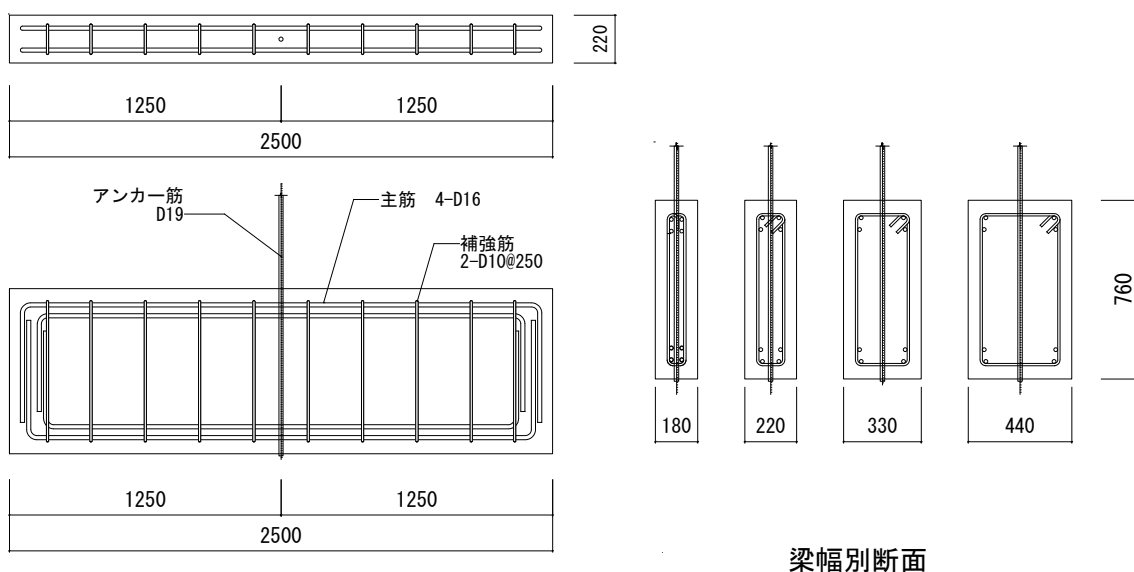


図 2.2.1 試験体形状

試験体の梁幅は設計例の 220 mm を標準として、それより小 180 mm、それより大 330 mm、440 mm を選んだ。アンカー筋の材種は、SD345（標準）、SD685 および SD980 の 3 種を選んだ。アンカー筋の軸歪度測定のため測定点数は 4 点を標準とした。測定間隔の中間の値を推定する計画があるので、推定値の精度を確認するため 8 点の測定点を有する試験体を設けた（表 2.2.1 の試験体記号梁幅 180ⅧSD980 および梁幅 220ⅧSD980）。

表 2.2.1 の試験体一覧に示すように、梁幅およびアンカー筋の材種と、歪度測定点数を主な実験変数として組み合わせ、本実験の試験体総数は 7 体とした。表中の、アンカー筋の識別番号①から④、およびコンクリートの識別番号㊦から㊧は次の 2.2.2 に述べる材料特性の番号と一致する。

表 2.2.1 試験体一覧

試験体記号	梁幅	軸歪度	アンカー筋	コンクリート
	mm	測定点数	○文字は識別番号	
梁幅180SD980	180	4	SD980③	㊦
梁幅180VIII SD980		8		
梁幅220SD345	220	4	SD345①	㊦
梁幅220SD685		4	SD685②	㊦
梁幅220VIII SD980		8	SD980③	㊦
梁幅330SD980	330	4	SD980④	㊦
梁幅440SD980	440	4		

2.2.2 使用材料

アンカー筋の材料特性を表 2.2.2 に示す。

使用したアンカー筋の材料試験は JIS Z 2241 に準拠して行った。試験体数は 3 体以上とし、歪ゲージを貼り付けて歪度の測定を行った。ただし、SD345 の引張試験においては、直径の 8 倍の検長における標点間の伸びをダイヤルゲージで測定し、伸びを検長で除して歪度とした。その結果、図 2.2.2 の SD345D19No.1①の場合の応力度(σ)・歪度(ϵ)関係に示すように、同時に測定した歪ゲージによる歪度と比較すると、前者の降伏点は後者より大きく判定された (355N/mm^2 と 329N/mm^2)。これは標点間の平均歪度は、降伏時において、歪ゲージ貼付位置の局所的な歪度より小さいことを示すものである。歪ゲージ貼付のため断面が削られそこに歪度が集中したともいえる。表 D345 の降伏点はダイヤルゲージで測定した伸びから算出した歪度をもとに判定されたものの平均値である。他の鉄筋の降伏点は歪ゲージによる歪度から降伏点を判定している。図 2.2.2 の SD980③および SD980④の場合の応力度(σ)・歪度(ϵ)関係に示すように、表 2.2.1 のこれらの鉄筋の降伏点は 0.2% オフセット耐力である。

表 2.2.2 アンカー筋の材料特性

識別番号	呼び名と鋼種	降伏点	引張強さ	ヤング係数	伸び
		N/mm^2	N/mm^2	$\times 10^5\text{N/mm}^2$	
①	D19 SD345	368	538	1.74	15.3
②	D19 SD685	723	909	1.96	13.3
③	D19 SD980	1010	1092	1.80	6.3
④	D19 SD980	1070	1122	1.89	6.5

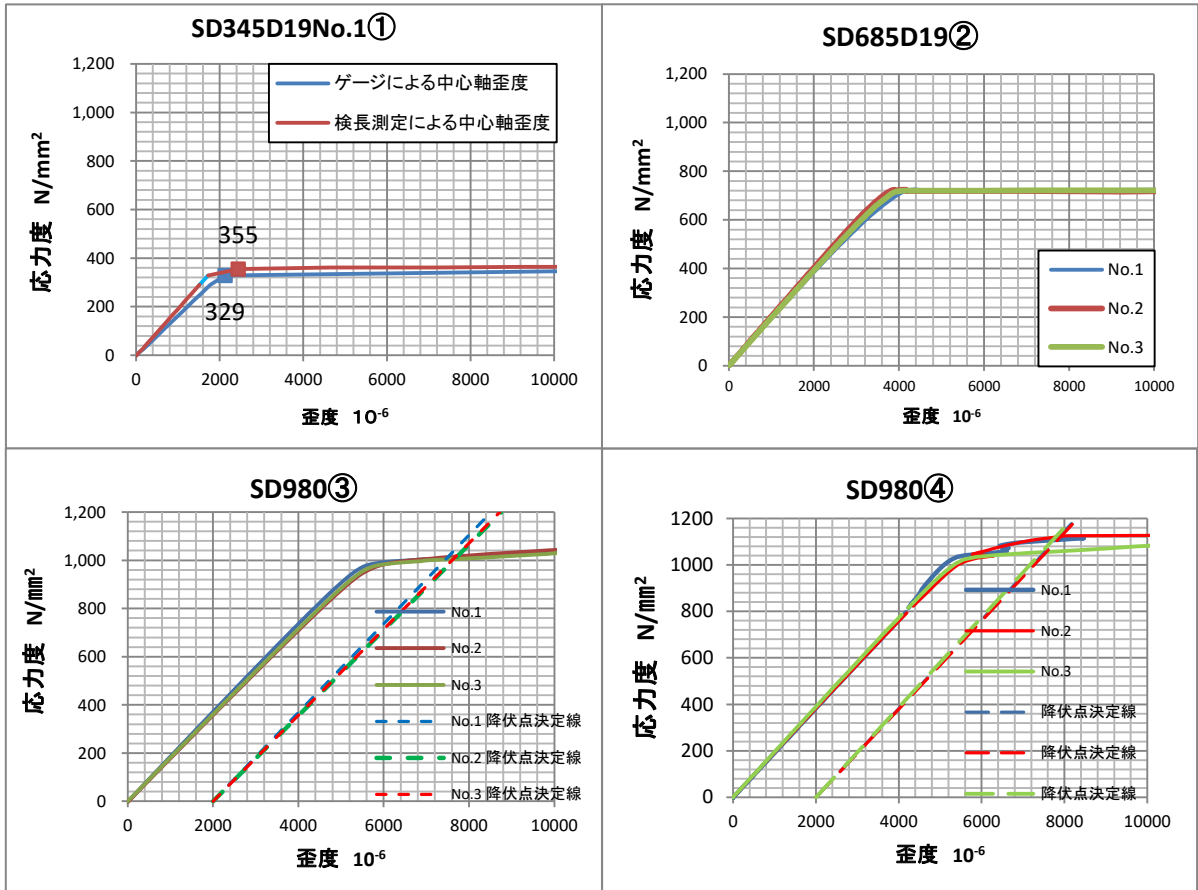


図 2.2.2 アンカー筋 σ - ϵ 曲線

コンクリート材料特性を表 2.2.3 に示す。

コンクリートの材料試験は JIS A 1108 に準拠しておこなった。圧縮、割裂の試験を 3 体または 6 体行っており、圧縮に関しては、歪ゲージを貼り付け、測定データから得られた応力度(σ)-歪度(ϵ)関係を図 2.2.3-1~2.2.3-4 に示す。表 2.2.3 のコンクリートの圧縮強度、割裂強度、ヤング係数および比重は、加力実験日に近い時点の試験結果である。

表 2.2.3 コンクリート 材料特性

識別番号	設計基準強度	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	比重
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	t/m ³
ア	21	30.8	2.13	2.56 × 10 ⁴	2.24
イ		27.7	2.46	2.87 × 10 ⁴	2.27
ウ		29.6	2.51	2.60 × 10 ⁴	2.25
エ		24.6	2.08	2.50 × 10 ⁴	2.24

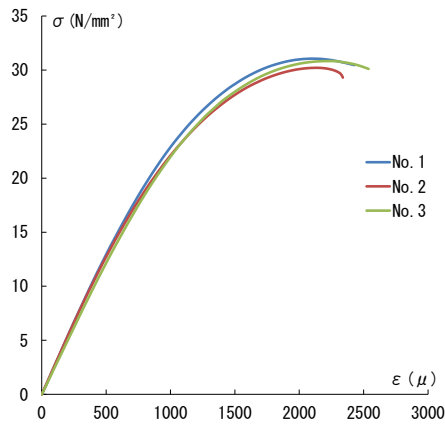


図 2.2.3-1 σ - ε 関係㉑

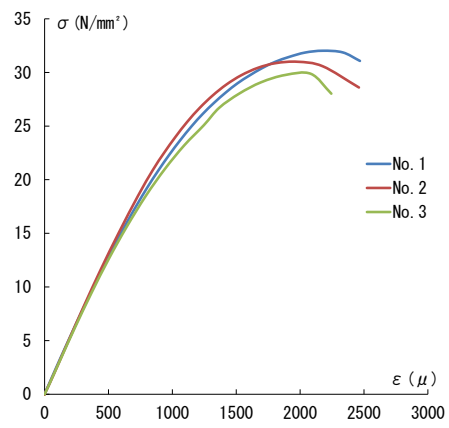


図 2.2.3-2 σ - ε 関係㉒

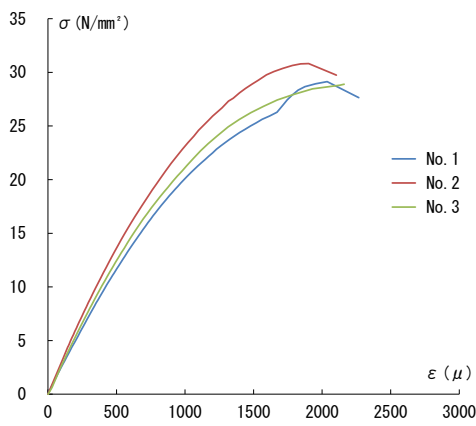


図 2.2.3-3 σ - ε 関係㉓

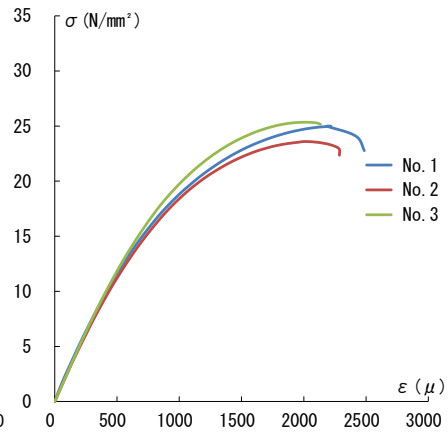


図 2.2.3-4 σ - ε 関係㉔

2.3 加力方法および測定方法

図 2.3.1 に加力方法および変位計位置を示す。同図に示すように、アンカー筋を引き抜くためにセンターホールジャッキと荷重梁を用いた。試験体上部にすべり支承のローラー支点を介して荷重梁を載せる。中央のアンカー筋から両端の反力支点までの梁の断面には大きなせん断力が働く。荷重が大きくなり、この区間のせん断ひびわれが発生する場合、45°方向の斜めひびわれが反力支点間の内側に来るようにスパンを定めた。荷重梁の上部中央の芯に合わせてセンターホールジャッキを据え、アンカー筋をジャッキおよびその上のロードセルの中心軸を通して上部に突き出させている。アンカー筋の上部には定着板が溶接されるか、ねじ筋鉄筋の場合はナットで止められており、シアキーを介してアンカー筋への引張り荷重が加力される。

本実験ではアンカー筋のコンクリートからの抜け出しと、梁のたわみを測定した。抜け出しについては、加力端側コンクリート表面から伸びているアンカー筋に測定治具を取り付け、そこへ変位計 (DEL1, DEL2) を取り付けた。試験体底面から 10mm 程度突き出させたアンカー筋の抜け出し量も測定した (DEL9)。梁のたわみについては、梁両側面の梁軸線上にゲージホルダーを取り付けて、それを基準点として測定した。たわみ測定点は梁せいの上端、中段、下端の三か所とし、試験体の表裏を同時に測定した (DEL3~DEL8)。

アンカー筋のすべりは鉄筋の歪度の積分を自由端すべりに加えてすべり値とした。また、SD980 の試験体においては試験体コンクリート側面に歪ゲージを貼り付け (図 2.3.2 参照)、コンクリートの鉛直方向歪度分布を求めた。自由端からこの歪度を各鉄筋位置まで積分して、鉄筋軸歪度の積分から差し引いて自由端すべりを加えたものを、鉄筋とコンクリート間の相対すべりと定義し、2.4.6 節においてすべり量について示す。

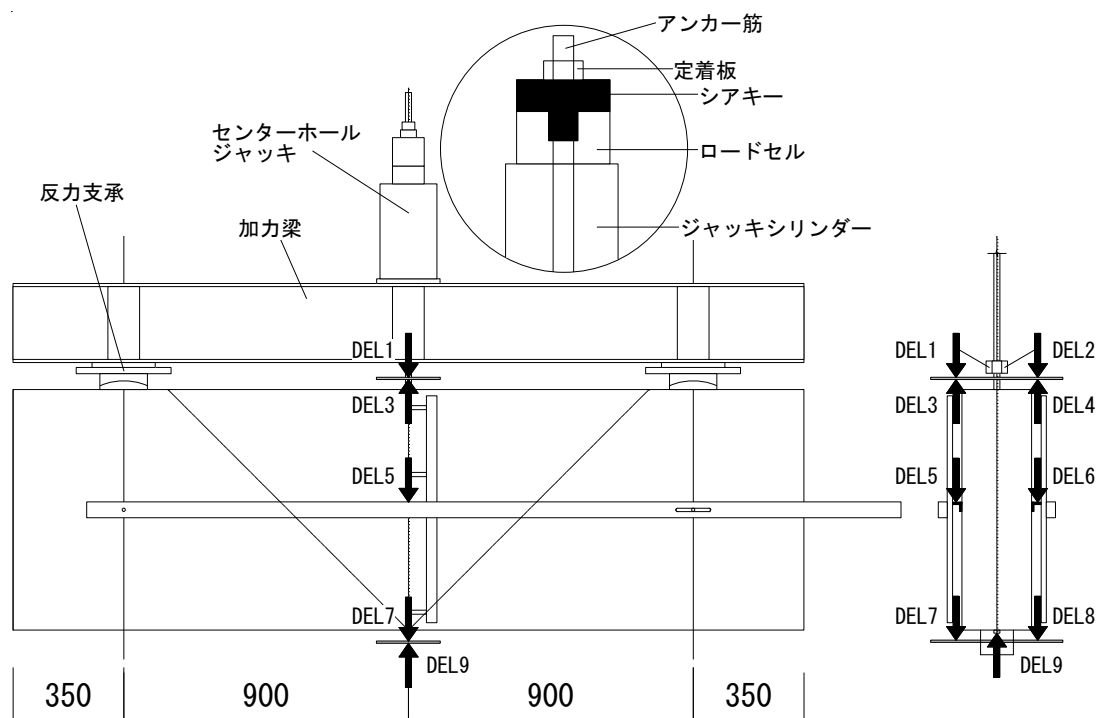


図 2.3.1 加力方法および変位計位置

歪度の測定は歪ゲージを貼り付けて行い、アンカー筋の1か所について表裏2点に貼り付けた。貼り付け位置は、図 2.3.2 のように載荷端側コンクリート表面から 100mm 上のアンカー筋露出部と、コンクリート中の付着範囲を4区間または8区間に分け、区間の境界に歪ゲージを貼り付けた。

梁幅 220SD345 および梁幅 220SD685 の試験体では、図 2.3.2 の左側に示すように、コンクリート内部の測定点は梁上端から 200 mmピッチとしたが、梁幅 180SD980、梁幅 330SD980 および梁幅 440SD980 の試験体では、梁上端から 190 mmピッチとした。梁幅 180ⅧSD980 および梁幅 220ⅧSD980 の試験体では、図 2.3.2 の右側に示すように、梁上端から 95 mmピッチとした。

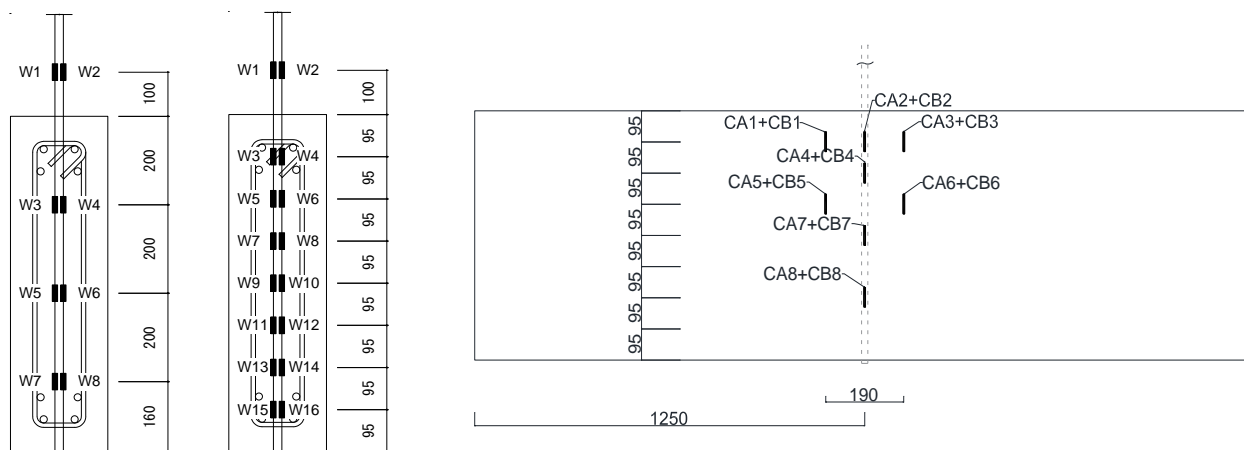


図 2.3.2 歪ゲージ位置

加力ルールはSD345、SD685を使用した試験体ではアンカー筋材料試験から得た実応力度を σ_y とし、 $1/3\sigma_y$ 、 $2/3\sigma_y$ までを2回ずつ片振りの荷重制御で繰り返し、アンカー筋降後は変形制御とし、降伏時の抜け出し δ_y を2倍、4倍、8倍と漸増して加力した。SD980試験体では3回ずつの片振り荷重の鉄筋軸応力度を、250、500、750N/mm²と上げ、最終サイクルはアンカー筋の破断に近い荷重まで加力する。

加力方法を片振りの繰り返し荷重としたのは、地震荷重で繰り返し荷重がかかることに対応しており、本実験では除荷時に、コンクリート内部のアンカー筋に残留歪が残るので、その蓄積が付着強度に影響を与えるかどうかを探るためである。

2.4 実験結果

2.4.1 破壊状況

梁幅 180 mm試験体のひびわれ状況

梁幅 180mm 試験体のひびわれ状況を図 2.4.1, 図 2.4.2 に示す。図中の数字はその付近で発生したひびわれの荷重を示す。荷重の単位は N/mm^2 で、アンカー筋の軸応力度である。

梁幅 180SD980 試験体 (図 2.4.1 参照)

荷重 $190\text{N}/\text{mm}^2$ の時に梁上端において、アンカー筋の埋め込み深さ 100mm 程度までの区間に初期のひびわれが発生した。その後同じ荷重サイクルで荷重 $334\text{N}/\text{mm}^2$ にこのひびわれは伸展し、200mm 程度の位置まで達した。その後荷重の増加と合わせてひびわれは下部へ伸展すると同時に、 $443\text{N}/\text{mm}^2$ には試験体の主筋位置から水平方向へ伸びるひびわれが発生した。荷重 $593\text{N}/\text{mm}^2$ 時に試験体上面から試験体底面の位置までのひびわれが発生した。その後は荷重 $720\text{N}/\text{mm}^2$ では試験体底面から斜め方向へ伸びるひびわれが発生した。

梁幅 180ⅧSD980 試験体 (図 2.4.2 参照)

荷重 $174\text{N}/\text{mm}^2$ の時に梁上端において、アンカー筋の埋め込み深さ 95mm 位置までの区間に初期のひびわれが発生した。その後、荷重 $500\text{N}/\text{mm}^2$ までにこの曲げひびわれは伸展し、試験体上端から下端に近い範囲である 570 mm の位置までひびわれは伸展した。その時の荷重とほぼ同じ荷重時には、試験体の主筋位置から水平方向へ伸びるひびわれも発生している。その後は $636\text{N}/\text{mm}^2$ から、試験体下端中央付近から斜め上端方向へ伸びるひびわれが発生した。

梁幅 180mm の両試験体は試験体中央下部から斜め上部方向へ伸びるひびわれが発生した。

梁幅 180ⅧSD980 試験体は梁幅 180SD980 試験体と比較すると、全体的に低い荷重で同じ位置でのひびわれが発生している。8 区間測定による付着の喪失によるものと考えられる。

梁幅 180SD980 のひびわれ発生状況

サイクル <u>1~3</u>	<u>190~260N/mm²</u>	初期曲げひびわれ発生 試験体上面アンカー筋位置
サイクル <u>4~6</u>	<u>260~501N/mm²</u>	同上伸展・斜めひびわれ発生
サイクル <u>7~11</u>	<u>501~970N/mm²</u>	同上進展・下部より上面方向へ斜めひびわれ発生

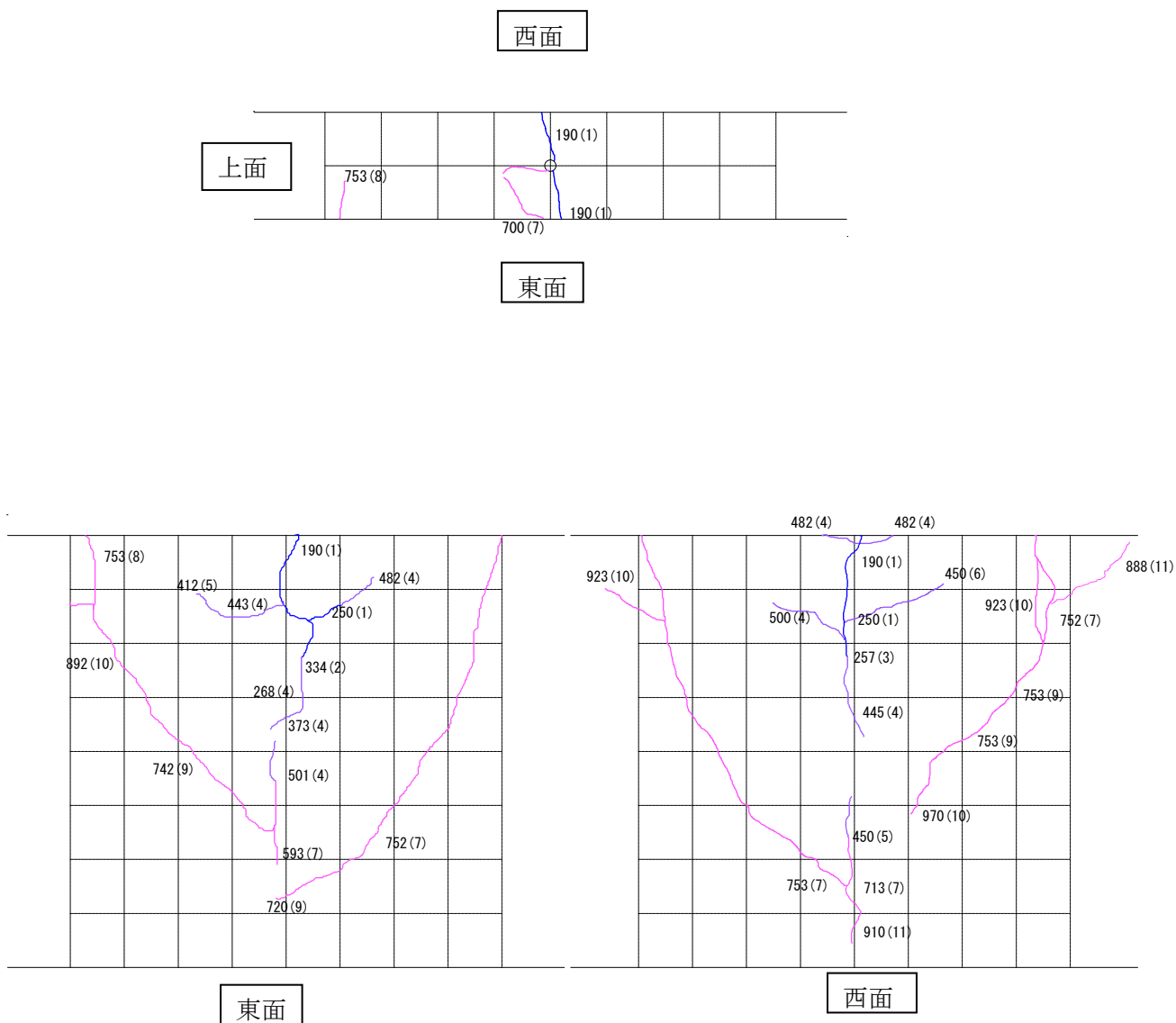


図 2.4.1 梁幅 180SD980 試験体のひびわれ状況

梁幅 180ⅧSD980 試験体のひびわれ発生状況

サイクル <u>1~3</u>	<u>174N/mm²</u>	初期曲げひびわれ発生	試験体上面アンカー筋位置
サイクル <u>4~6</u>	<u>413~500N/mm²</u>	同上伸展・斜めひびわれ発生	
サイクル <u>7~11</u>	<u>500~952N/mm²</u>	同上進展・下部より上面方向へ斜めひびわれ発生	

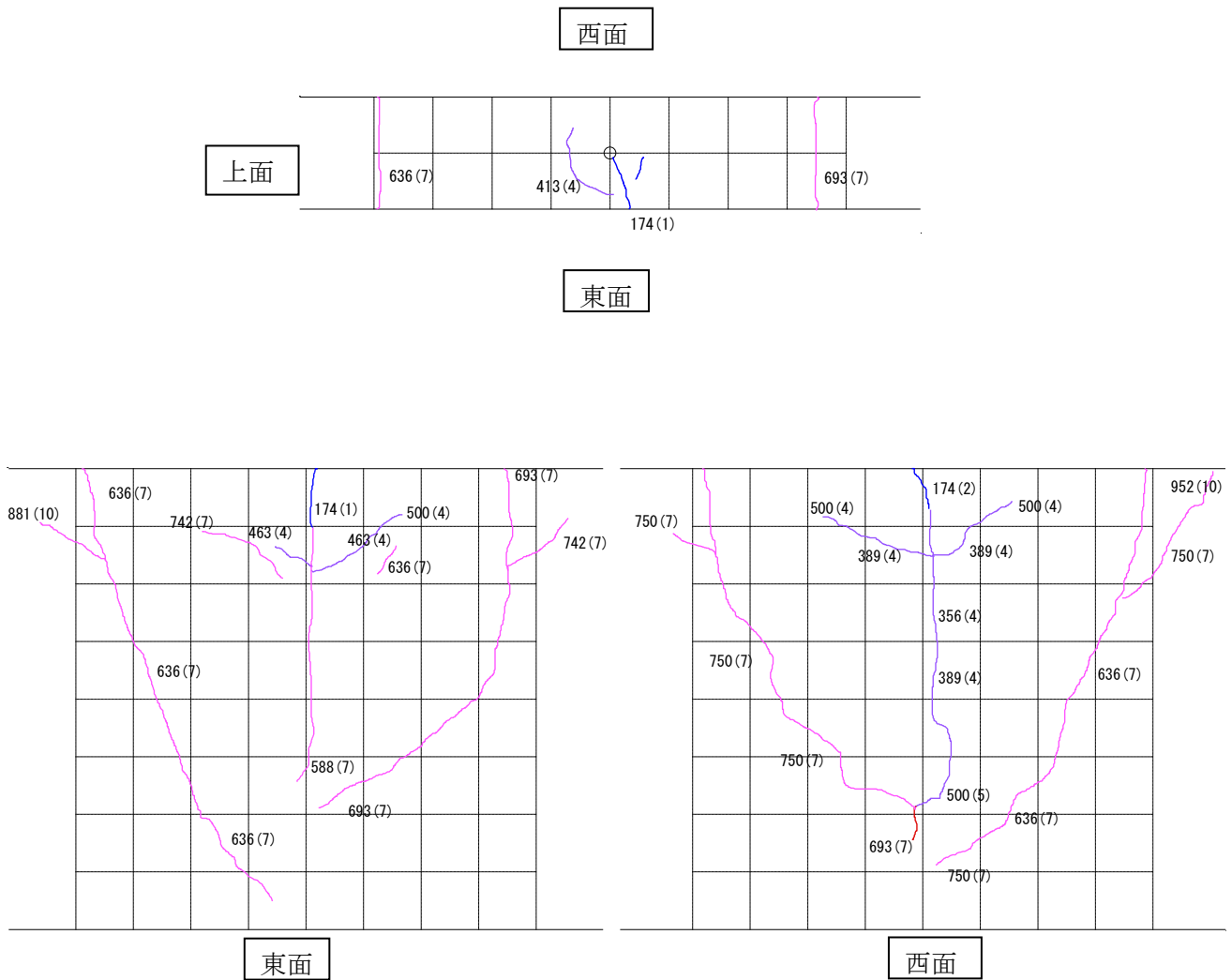


図 2.4.2 梁幅 180ⅧSD980 試験体のひびわれ状況

梁幅 220mm 試験体のひびわれ状況

梁幅 220mm 試験体のひびわれ状況を図 2.4.3～図 2.4.5 に示す。図中の数字はその付近で発生したひびわれの荷重を示す。荷重の単位は N/mm^2 で、アンカー筋の軸応力度である。

梁幅 220SD345 試験体（図 2.4.3 参照）

荷重 $254\text{N}/\text{mm}^2$ の時にアンカー筋位置からの初期ひびわれが発生した。この初期ひびわれは、アンカー筋降伏点以上の $442\text{N}/\text{mm}^2$ 時には試験体の梁せいの $1/2$ の範囲まで進展した。また、その時と同じ荷重時には初期ひびわれから斜め方向、または水平方向へ伸びる形でひびわれが発生している。上面のひびわれは治具を取り付けていた関係でひびわれ発生時の荷重を把握していないが、幅方向へ伸びるひびわれは側面の初期曲げひびわれと同荷重時に発生したと考えられる。

梁幅 220SD685 試験体（図 2.4.4 参照）

荷重 $230\text{N}/\text{mm}^2$ の時にアンカー筋位置からの初期ひびわれが発生した。この初期ひびわれは荷重 $366\text{N}/\text{mm}^2$ 時には梁せいの $1/2$ 以上進展した。この時には上端から約 100mm の位置で水平方向または斜め方向へ伸びるひびわれが発生した。このひびわれは荷重の増加につれてひびわれの進展がみられた。曲げひびわれは最終的に荷重 $798\text{N}/\text{mm}^2$ に試験体上端から 665mm の位置までひびわれが伸展した。

梁幅 220ⅧSD980 試験体（図 2.4.5 参照）

荷重 $245\text{N}/\text{mm}^2$ の時にアンカー筋位置からの初期ひびわれが発生した。このひびわれは $656\text{N}/\text{mm}^2$ まで進展し、約 570mm の位置まで進展した。 $486\text{N}/\text{mm}^2$ では試験体上端から 190mm の範囲の位置から水平方向へ伸びるひびわれが発生し、最終サイクルに近い荷重でこのひびわれは伸展した。

梁幅 220SD345 試験体のひびわれ発生状況

サイクル 1~3	<u>254N/mm²</u>	初期曲げひびわれ発生	試験体上面アンカー筋位置
サイクル 4~6	<u>376N/mm²</u>	同上伸展	
サイクル 7~8	<u>418~442N/mm²</u>	同上進展・水平方向および斜め方向のひびわれ発生	

※上面ひびわれは治具取り外し後に位置のみ記録

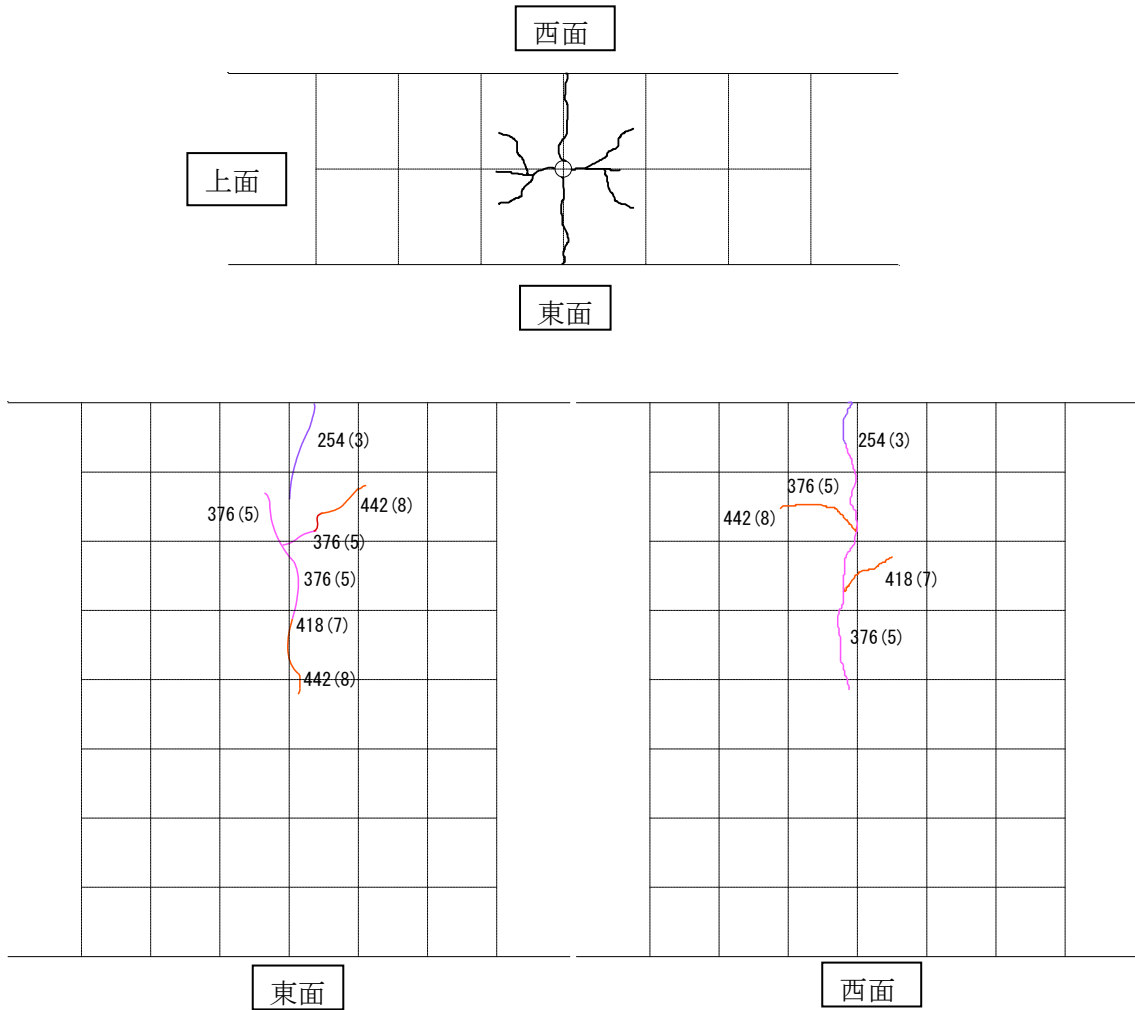


図 2.4.3 梁幅 220SD345 試験体のひびわれ状況

梁幅 220SD685 試験体のひびわれ発生状況

サイクル <u>1~2</u>	<u>230~261</u> N/mm ²	初期曲げひびわれ発生	試験体上面アンカー筋位置
サイクル <u>3~4</u>	<u>366~526</u> N/mm ²	同上伸展・水平方向ひびわれ発生	
サイクル <u>5~6</u>	<u>582~798</u> N/mm ²	同上進展	

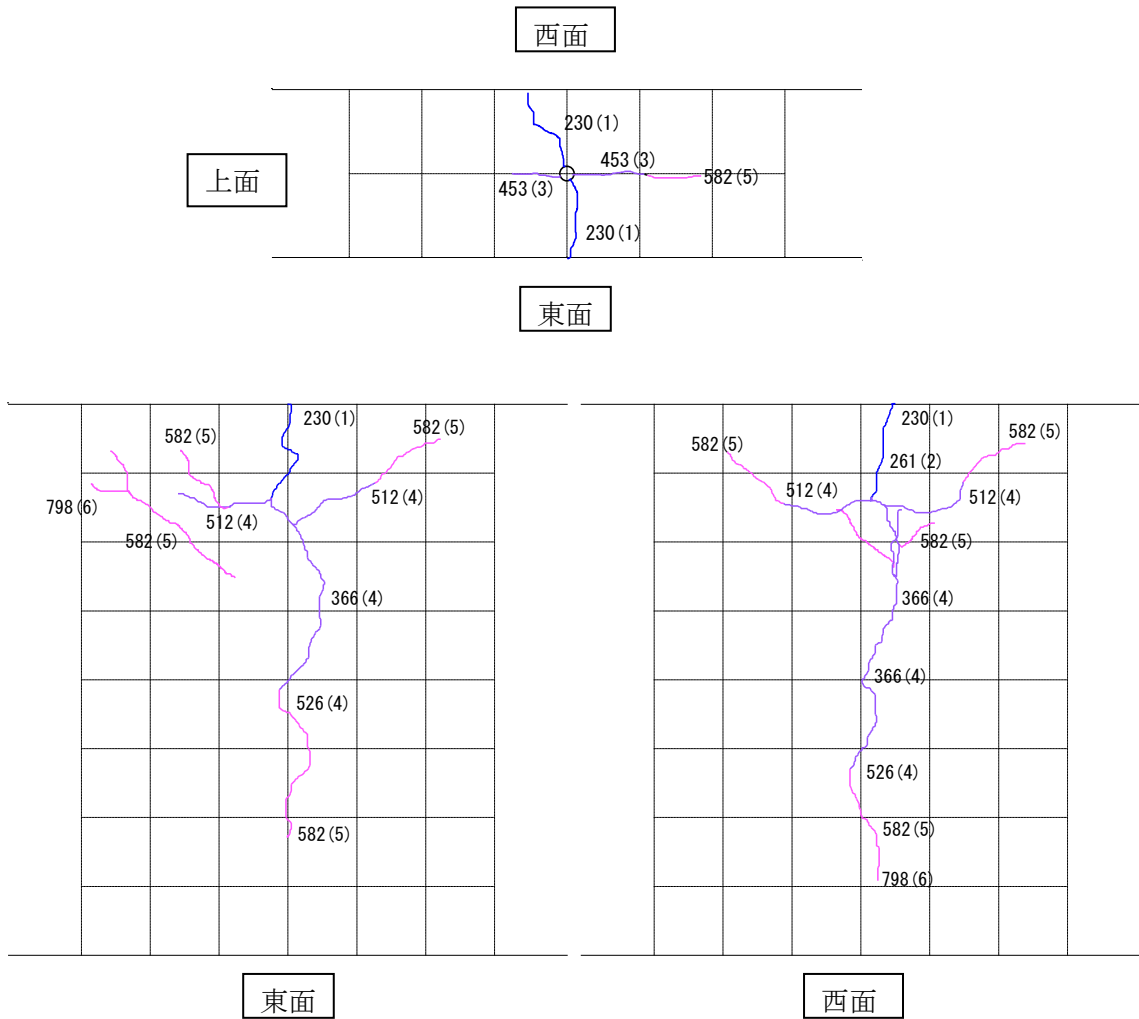


図 2.4.4 梁幅 220SD685 試験体のひびわれ状況

梁幅 220ⅧSD980 試験体のひびわれ発生状況

サイクル <u>1~3</u>	<u>245~256N/mm²</u>	初期曲げひびわれ発生	試験体上面アンカー筋位置
サイクル <u>4~6</u>	<u>363~500N/mm²</u>	同上伸展・水平方向ひびわれ発生	
サイクル <u>7~9</u>	<u>616~656N/mm²</u>	同上進展	

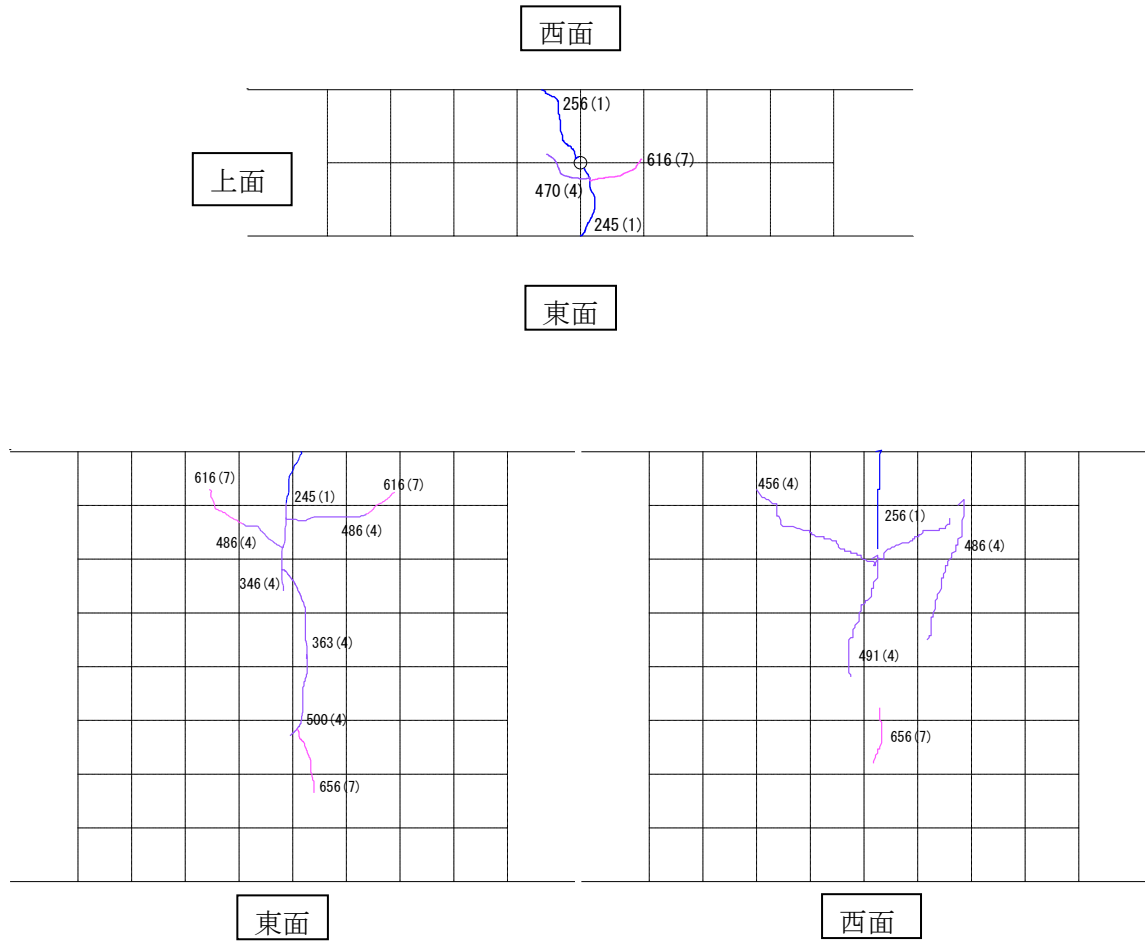


図 2.4.5 梁幅 220ⅧSD980 試験体のひびわれ状況

梁幅 330、梁幅 440 試験体のひびわれ状況

ひびわれ発生状況について図 2.4.6 および図 2.4.7 にひびわれ状況を示した。図中の数字はその付近で発生したひびわれの荷重を示す。荷重の単位は N/mm^2 で、アンカー筋の軸応力度である。

梁幅 330SD980 試験体（図 2.4.6 参照）

荷重 $281\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、東西両面の中央上端に初期ひびわれが発生した。このひびわれは東面では梁側面にも深さ 30 mm まで発生したが、西面では荷重 $328\text{N}/\text{mm}^2$ まで現れなかった。これらの初期ひびわれは、荷重の上昇に従って、下方に進展した。東面では荷重 $721\text{N}/\text{mm}^2$ 、西面では荷重 $913\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、梁下端から約 150 mm の深さの所まで進展した。一方荷重 290 または $1000\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、その鉛直ひびわれの深さ 80 mm 内外の位置で水平なひびわれが現れ、左右の方向へ深さを 80 mm 以下まで減少させながら進展し、最終的には梁上部中央の左右 300 mm 離れたところで梁上端に達した。梁上面では、上記の荷重 $281\text{N}/\text{mm}^2$ のときに初期ひびわれが発生した。最終的に荷重 $1000\text{N}/\text{mm}^2$ のときには、アンカー筋を中心とする放射状のひびわれと、左右に 150 から 250 mm 離れたところにコーン破壊に連なると思われるひびわれ群が発生し、その内側のコンクリートが盛り上がり外側と段差を生じた。

梁幅 440SD980 試験体（図 2.4.7 参照）

荷重 $380\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、東面の中央上端に初期ひびわれが発生した。このひびわれは、梁の上面と側面に生じたが、西面における同種のひびわれは、荷重 $750\text{N}/\text{mm}^2$ のときに梁上面にのみ生じた。これらの初期ひびわれは、荷重の上昇に従って、下方に進展し、東面では荷重 $892\text{N}/\text{mm}^2$ 、西面では荷重 $878\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、梁下端から約 180 mm の深さの所まで進展した。梁上面では、上記の初期ひびわれと、アンカー筋の周辺に微細な環状ひびわれが発生したが、梁幅 330 試験体のような放射状ひびわれやコーン上破壊に伴うひびわれは生じなかった。最終的な荷重 $1000\text{N}/\text{mm}^2$ のときには、梁側面の鉛直ひびわれに連続するわずかな斜め分岐ひびわれが発生したに過ぎない。

梁幅 330SD980 試験体のひびわれ発生状況

サイクル 1 - a	281~328 N/mm ²	初期曲げひびわれ
サイクル 1 - b	328~498 N/mm ²	同上伸展・斜めひびわれ発生
サイクル 2	480 N/mm ²	同上伸展
サイクル 3	460~594 N/mm ²	同上伸展・水平ひびわれ
サイクル 4	593~750 N/mm ²	同上伸展・水平ひびわれ
サイクル 5	698~704 N/mm ²	同上伸展・西面上部右側ひびわれ発生
サイクル 6	698~813 N/mm ²	同上伸展・西面上部中央ひびわれ発生
サイクル 7	721~1000 N/mm ²	同上伸展・上面放射ひびわれ発生・西面下部右側水平ひびわれ発生伸展
サイクル 8	789~1000 N/mm ²	西面上部右側ひびわれ発生同上伸展・上面左右上下部ひびわれ伸展
サイクル 9	480~1000 N/mm ²	上面右側下部ひびわれ伸展斜めひびわれ伸展
サイクル 10	961~1000 N/mm ²	東西面斜めひびわれ発生
サイクル 11	1000 N/mm ²	斜めひびわれ伸展・上面ひびわれ伸展・西面上部左側ひびわれ発生
サイクル 12	850~1000 N/mm ²	斜めひびわれ伸展上部右側ひびわれ発生

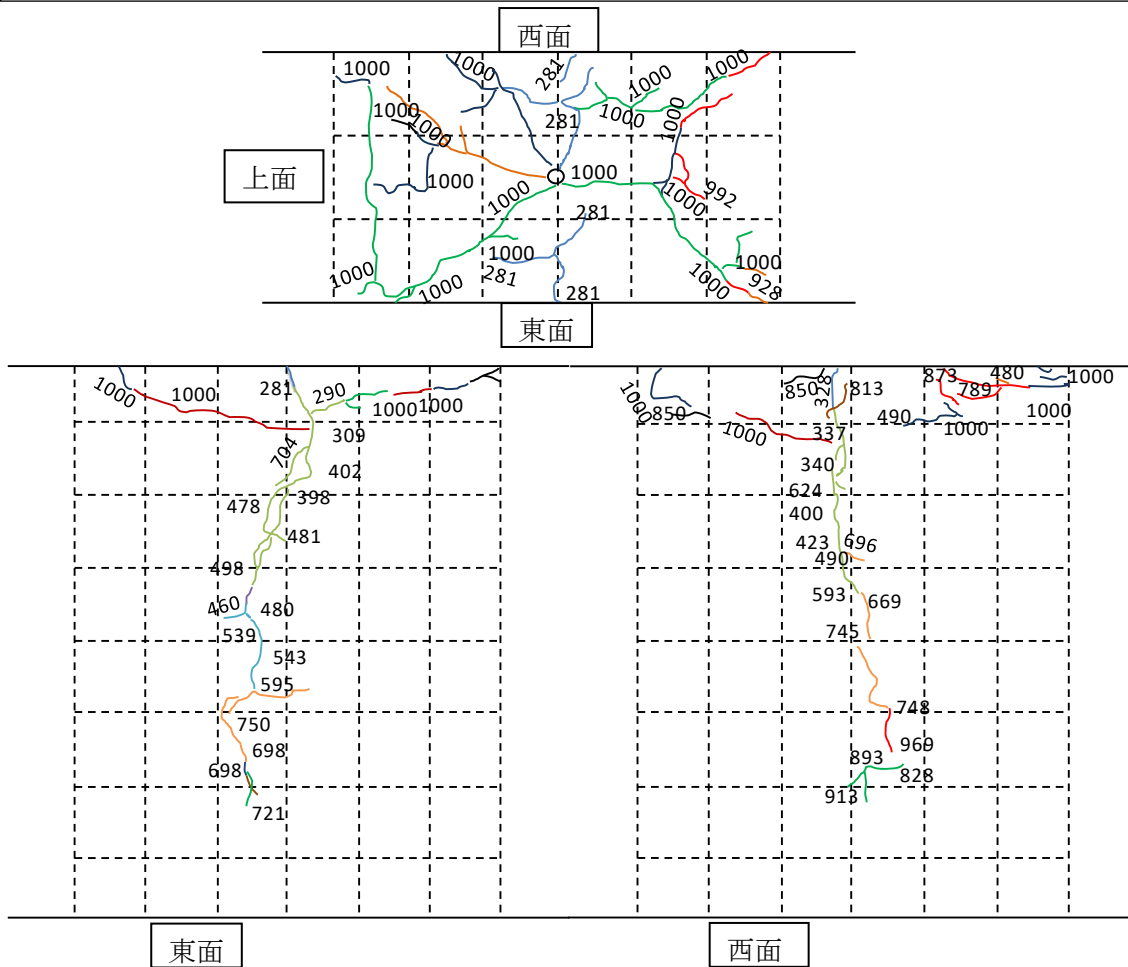


図 2.4.6 梁幅 330SD980 試験体のひびわれ状況

梁幅 440SD980 試験体のひびわれ発生状況

サイクル 1	380 N/mm ²	初期曲げひびわれ発生
サイクル 2	472~480 N/mm ²	東西面上部中央ひびわれ発生
サイクル 3	470 N/mm ²	東西面上部中央斜めひびわれ発生・同上伸展
サイクル 4	686~750 N/mm ²	上面上部中央ひびわれ発生・東面中央部ひび割れ発生・同上伸展
サイクル 5	450 N/mm ²	同上伸展
サイクル 6	619~750 N/mm ²	上面中央部コーンひびわれ・同上伸展
サイクル 7	788~1000 N/mm ²	東面中央部ひびわれ発生・西面下部中央分岐ひびわれ発生・同上伸展
サイクル 8	945 N/mm ²	同上伸展
サイクル 9	878~994 N/mm ²	同上伸展

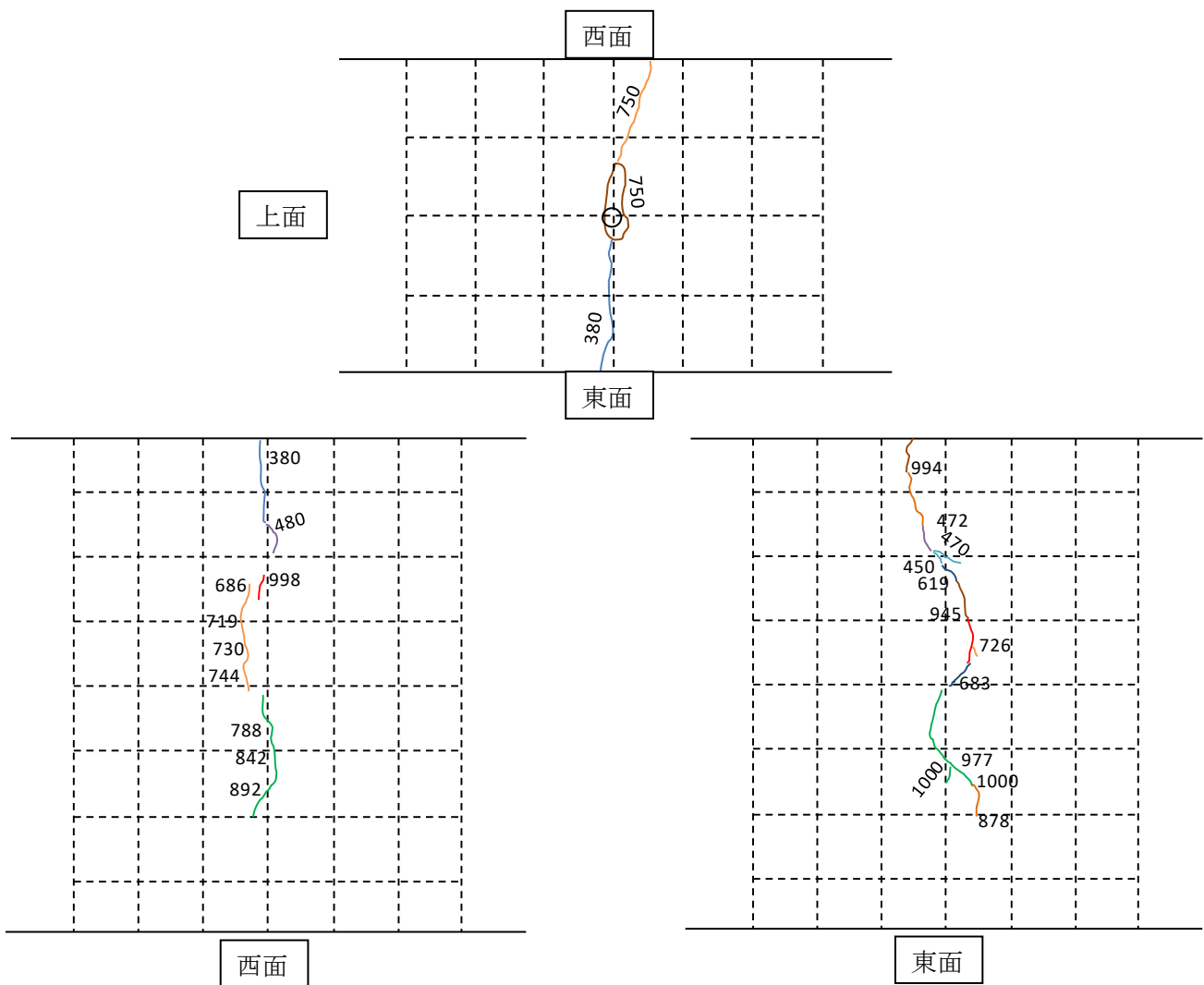


図 2.4.7 梁幅 440SD980 試験体のひびわれ状況

2.4.2 荷重と変形の関係

各試験体の荷重と変形の測定結果を述べる。

変形は図 2.3.1 に示した変形測定位置で、ダイヤルゲージで測定した。図中ゲージホルダーを介して測定した DEL3 と DEL4 の平均、DEL5 と DEL6 の平均および DEL7 と DEL8 の平均は、それぞれ、梁上端、梁軸心および梁下端のたわみと定義した。

DEL1 と DEL2 の平均、および DEL9 は梁上端および梁下端におけるアンカー筋とコンクリートとの相対変位であり、前者を「抜け出し」、後者を「めり込み」となづける。

以下に各試験体の荷重と、梁上端、梁軸心および梁下端のたわみ、および抜け出しとめり込みの関係をそれぞれ示す。

梁幅 180SD980

図 2.4.8 に示すように、梁幅 180SD980 試験体は 250N/mm^2 の繰り返し荷重では、荷重と抜け出しの関係における剛性は大きい。その後 500N/mm^2 以上の繰り返し荷重で徐々にその剛性は低下した。荷重が 800N/mm^2 を超えて 1000N/mm^2 に至る前に、アンカー筋の抜け出しは 3mm 近くになり、最大荷重 972N/mm^2 に至った。その後自由端のめり込みも 0.4mm を超えて、耐力を低下させながら、載荷端と自由端の抜け出しとめり込みがともに増大した。

梁のたわみは各荷重段階で、梁上端で最も大きく、梁軸線および梁下端の順に小さくなった。

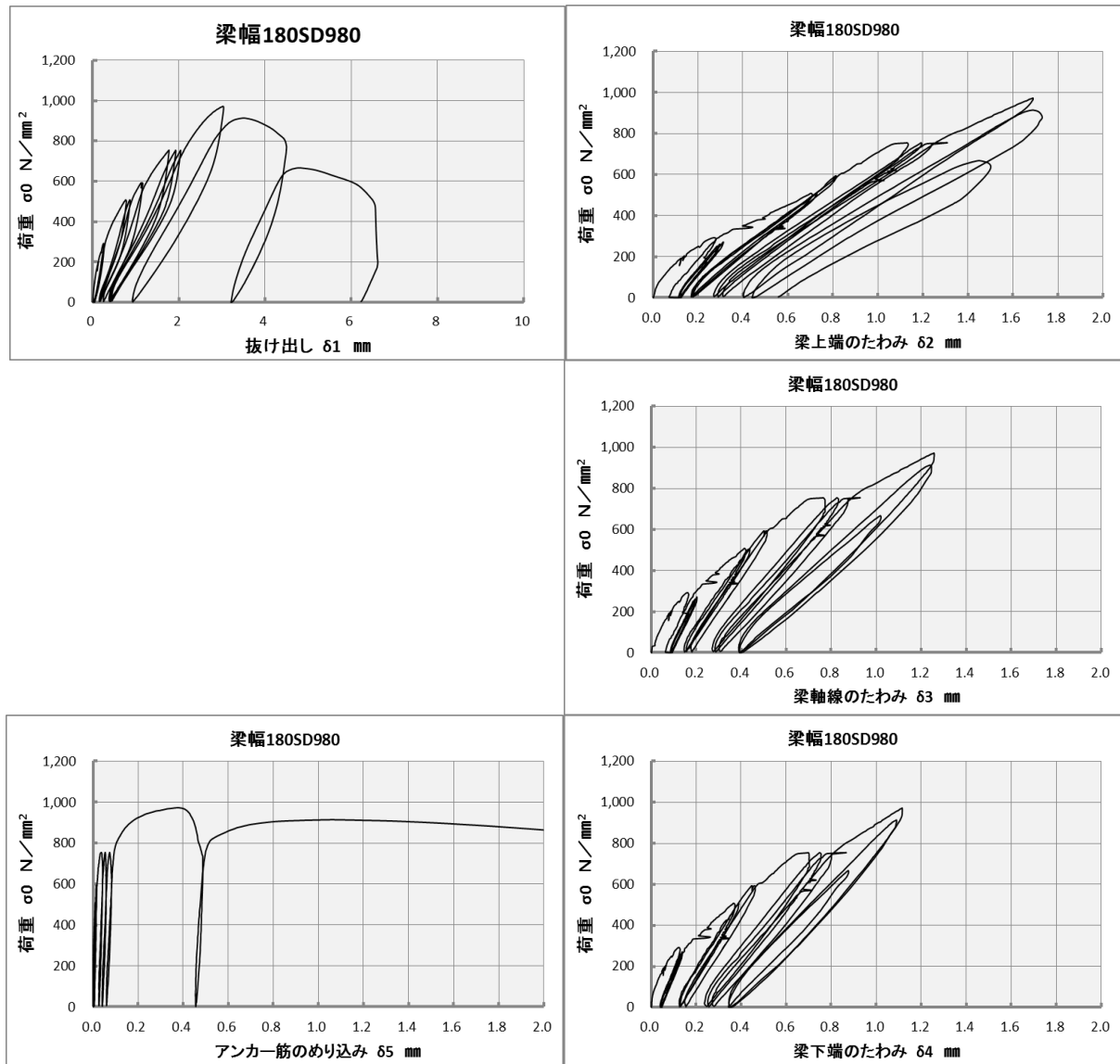


図 2.4.8 梁幅 180SD980 試験体の荷重－変形関係

梁幅 180ⅧSD980

図 2.4.9 に示すように、梁幅 180ⅧSD980 試験体は 250N/mm^2 の繰り返し荷重では、荷重と抜け出しの関係における剛性は大きい。その後 500N/mm^2 以上の繰り返し荷重で徐々にその剛性は低下した。荷重が 800N/mm^2 を超えて 1000N/mm^2 に至る前に、アンカー筋の抜け出しは 3mm 近くになり、最大荷重 910N/mm^2 に至った。その後自由端のめり込みも 0.6mm を超えて、耐力を低下させながら、載荷端と自由端の抜け出しとめり込みがともに増大した。

梁のたわみは各荷重段階で、梁上端で最も大きく、梁軸線および梁下端の順に小さくなった。

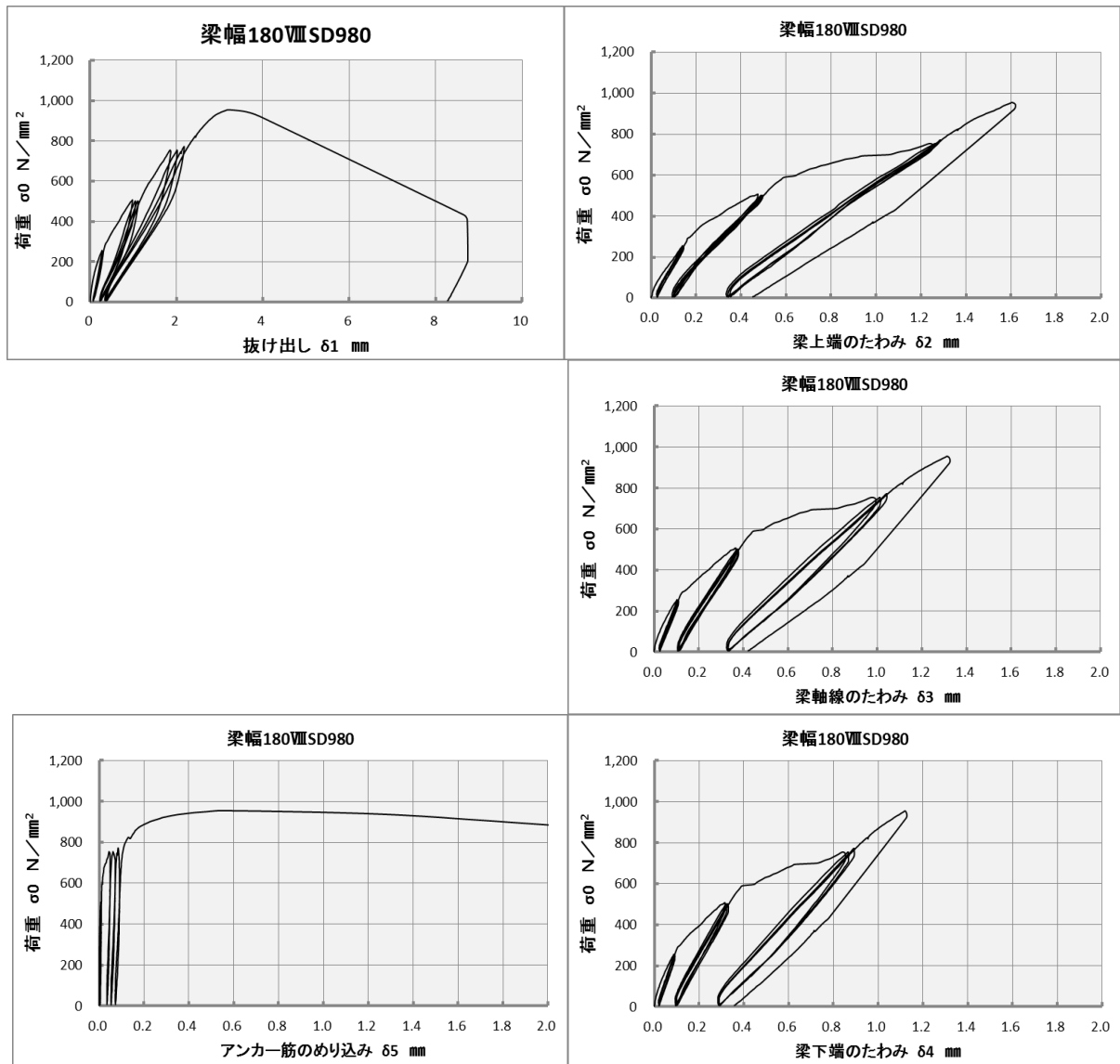


図 2.4.9 梁幅 180ⅧSD980 試験体の荷重—変形関係

梁幅 220SD345

図 2.4.10 に示すように、梁幅 220SD345 試験体においてはアンカー筋が降伏するまでは、荷重と抜け出しは直線的な関係があり、降伏点の 1/3 および 2/3 の荷重で繰り返してもその影響は少なかった。荷重が降伏点を越えた時点で、抜け出し変形も塑性化した。降伏変形 δ_y は荷重抜け出し関係から 0.5 mm とした。2 δ_y の加力を 2 回、4 δ_y および 8 δ_y の加力を 1 回ずつ、その抜け出し変形で荷重が制御された。4 δ_y および最終の 8 δ_y の加力では鉄筋が歪硬化域に入り荷重が上昇した。最大 131.8kN まで荷重が上昇し破断寸前となったので実験を終了した。めり込みは終始 0 であった。

梁のせいの上の方でたわみが大きくなるのは、アンカー筋の定着応力の伝達によって、梁上部には垂直方向に引張応力が働いていることを示す。この現象はアンカー筋の弾性から塑性までの全域で生じている

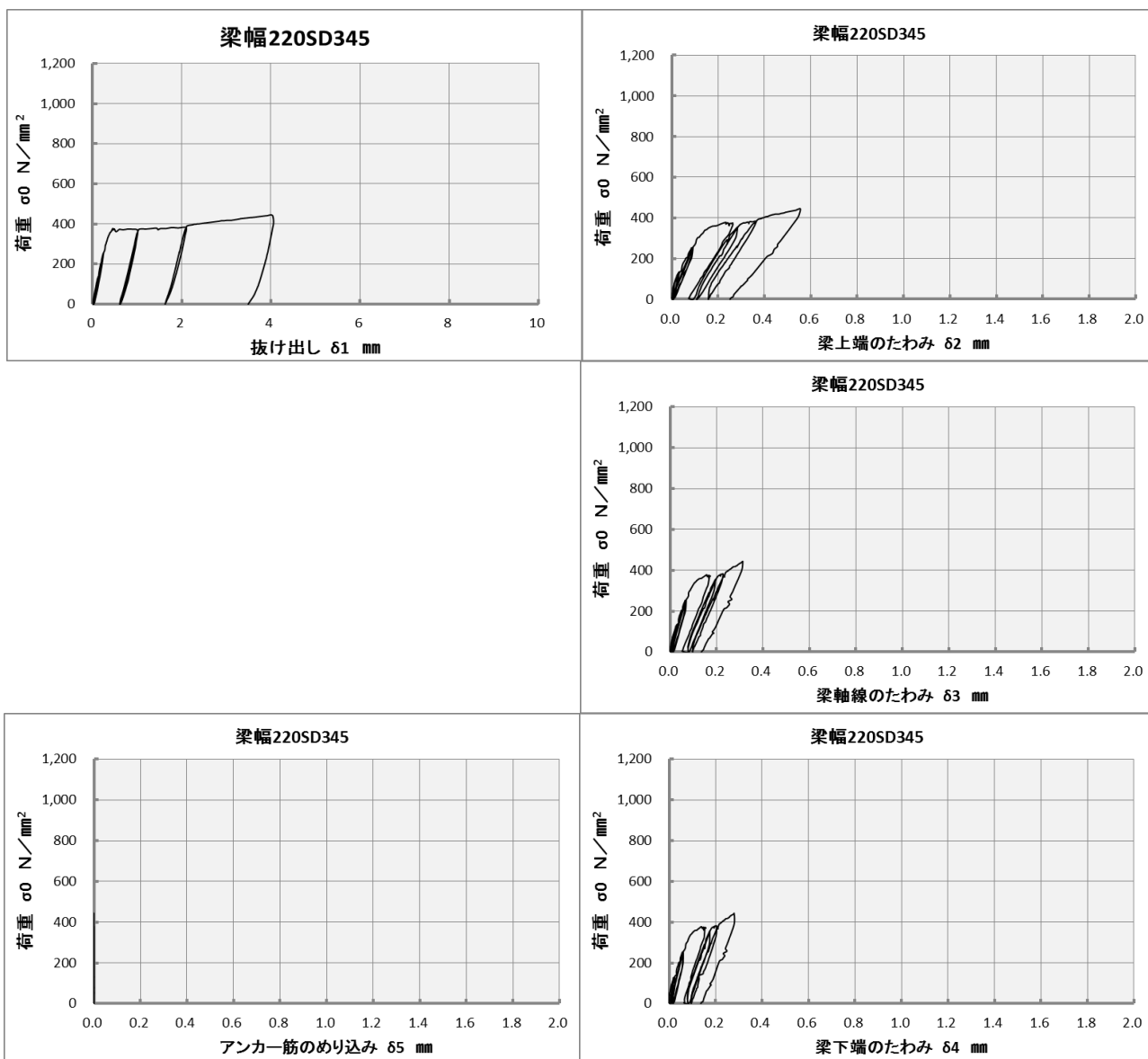


図 2.4.10 梁幅 220SD345 試験体の荷重—変形関係

梁幅 220SD685

図 2.4.11 に示すように、梁幅 220SD685 の試験体においては $1/3\sigma_y$ の荷重の繰り返しでは、荷重と抜け出しは剛性が高く直線的な関係があり、 $1/3\sigma_y$ から $2/3\sigma_y$ に荷重が上がる時に中間で剛性が低下した。 $2/3\sigma_y$ の繰り返し荷重ではその低下した剛性を維持した。 $2/3\sigma_y$ から降伏点直前の繰り返し荷重で剛性が若干低下して、降伏点荷重 (730.9 N/mm^2) に至った。荷重が降伏点に達したとき、抜け出しは約 0.8 mm になった。この変形を降伏変形 δ_y とする。さらに荷重をかけると抜け出し変形は塑性化して荷重はあまり上昇しなかった。 $2\delta_y$ で荷重を 2 回繰り返し、その後 $4\delta_y$ まで加力すると荷重は上昇した。 $4\delta_y$ の繰り返し荷重後、さらに変形を $8\delta_y$ 程度に増加させると荷重は 905.9 N/mm^2 に達した。この荷重は引張強さ 908.7 N/mm^2 の 99.7% である。ここで除荷して実験を終了している。

梁のたわみは各荷重段階で、梁上端で最も大きく、梁軸線および梁下端の順に小さくなった。

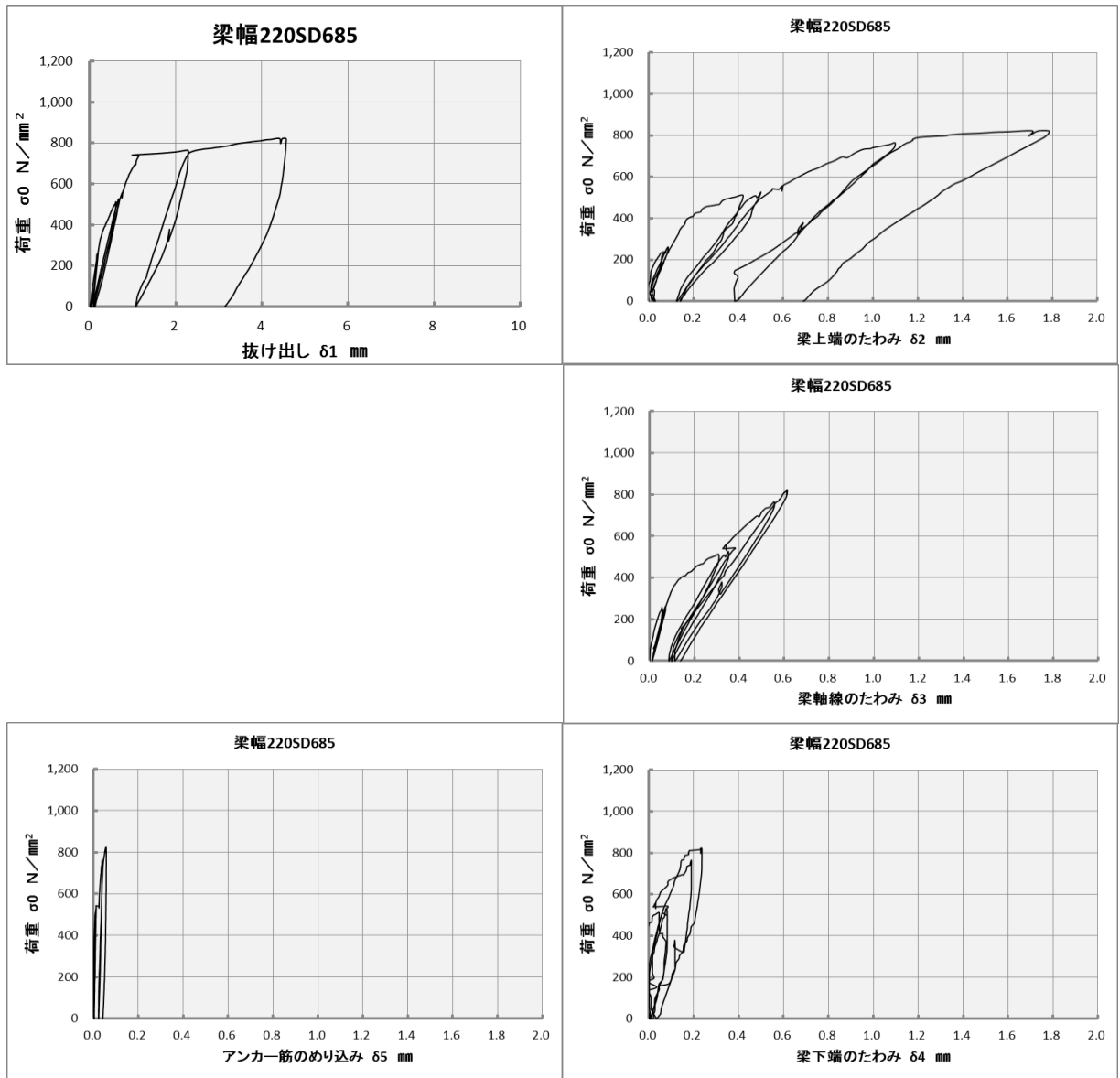


図 2.4.11 梁幅 220SD685 試験体の荷重—変形関係

梁幅 220ⅧSD980

図 2.4.12 に示すように、梁幅 220ⅧSD980 の試験体は、 250N/mm^2 の繰り返し荷重では、荷重と抜け出しの関係における剛性は大きい。次サイクルである 500N/mm^2 時に剛性が若干低下した。荷重が 750N/mm^2 の繰り返し荷重では、抜け出しが荷重折り返し時点で徐々に増大した。この時同時にめり込みも増大した。荷重が 800N/mm^2 を超えると、アンカー筋の抜け出しは 3mm 近くになり、最大荷重 826N/mm^2 に至った。その後自由端のめり込みが急激に増大して、耐力を低下させながら、載荷端と自由端の抜け出しとめり込みが一機に増大した。

梁のたわみは各荷重段階で、梁上端で最も大きく、梁軸線および梁下端の順に小さくなった。

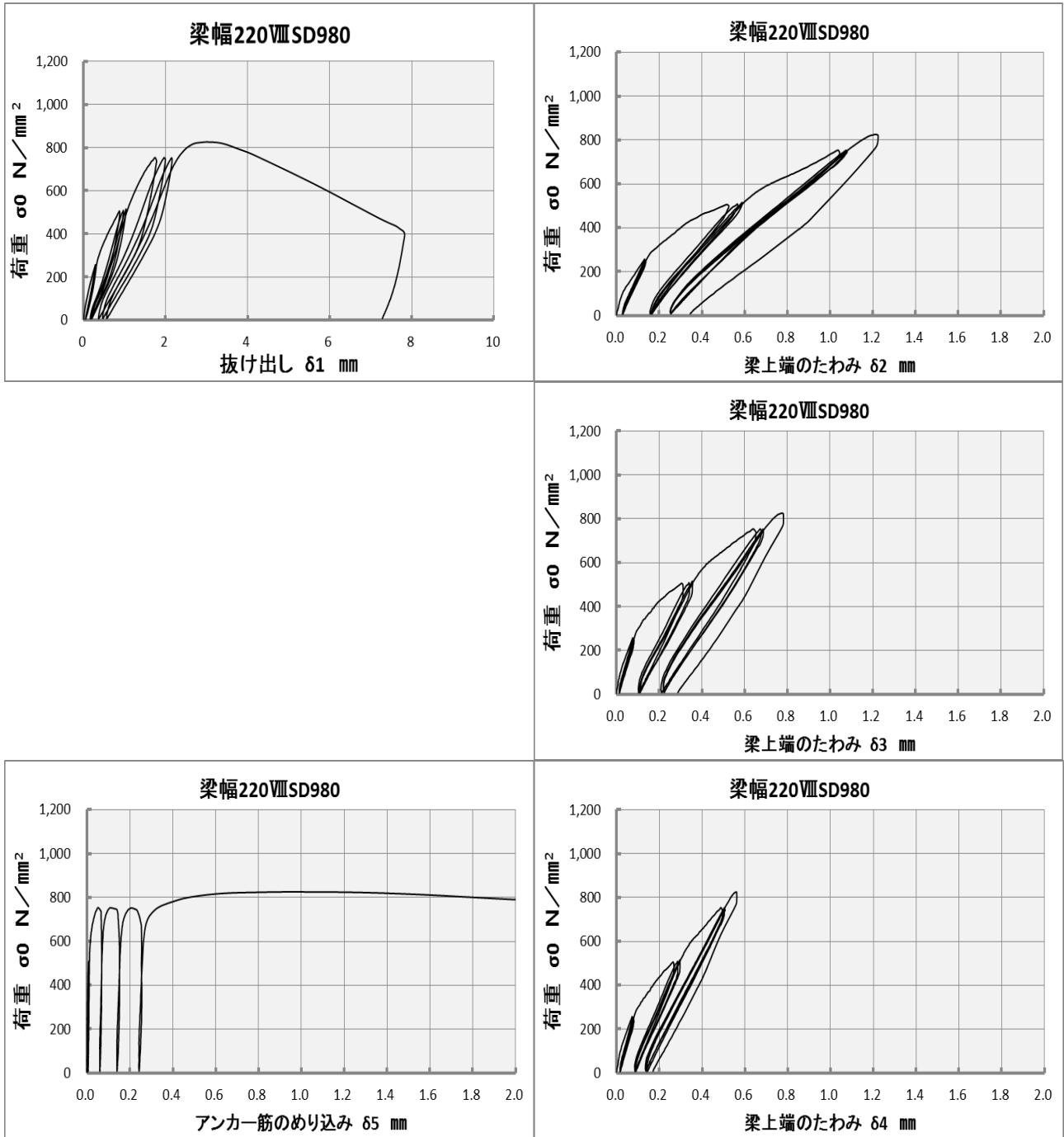


図 2.4.12 梁幅 220ⅧSD980 試験体の荷重－変形関係

梁幅 330SD980

図 2.4.13 に示すように、梁幅 330SD980 の試験体は、 250N/mm^2 の繰り返し荷重では、荷重と抜け出しの関係における剛性は大きい。繰り返し荷重が 500N/mm^2 および 750N/mm^2 の繰り返し荷重では、抜け出しが荷重折り返し時点で若干増大した。しかし、梁幅が 220mm 以下の試験体にみられたような、荷重抜け出し関係の大きな剛性低下は見られなかった。 1000N/mm^2 の繰り返し荷重のときに、測定治具の不具合により梁上面の抜け出し変形は正確には測定できなかった。しかし梁下面のめり込み変形は繰り返し荷重で大幅に増大しているため、梁上面の抜け出しも増大したと思われる。 1000N/mm^2 を超える荷重で、このめり込みが 0.8mm 近くまで増大し、最大荷重 1065N/mm^2 に至った。その後自由端のめり込みが急激に増大して、耐力を低下させながら、載荷端と自由端の抜け出しとめり込みが一機に増大した。梁のたわみは、梁上端、梁軸線および梁下端でそれほどの差はなかった。

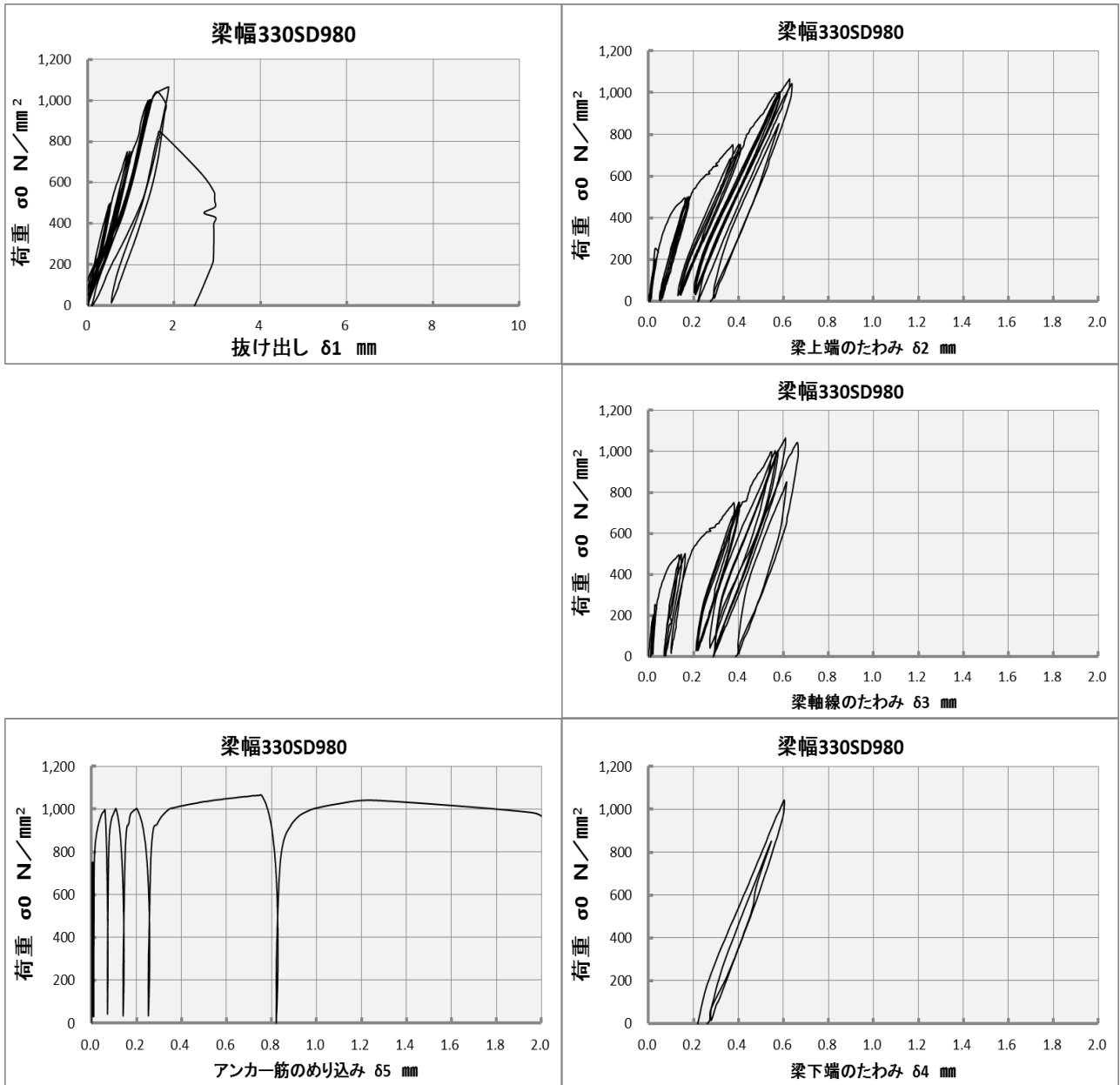


図 2.4.13 梁幅 330SD980 試験体の荷重—変形関係

梁幅 440SD980

図 2.4.14 に示すように、梁幅 440SD980 の試験体は、 250N/mm^2 の繰返し荷重では、荷重と抜け出しの関係における剛性は大きい。繰返し荷重が 500N/mm^2 の繰返し荷重では、抜け出しが荷重折り返し時点で少し増大した。荷重が 750N/mm^2 に至る途中で、荷重抜け出し関係の剛性が若干低下し、その繰返し荷重では抜け出しが増大した。かじゅうが 1000N/mm^2 に向かう途中で、抜け出しがさらに増大し、めり込みも 0.1mm を超えた。 1000N/mm^2 の繰返し荷重のときに、梁上面の抜け出しが 3mm 強、梁下面のめり込みが 0.5mm 近くに増大したときに、最大荷重 1009N/mm^2 に至った。 1000N/mm^2 の次の繰返し荷重では、抜け出しとめり込みが急激に増大して、耐力は低下した。

梁のたわみは、梁上端、梁軸線および梁下端でそれほどの差はなかった。

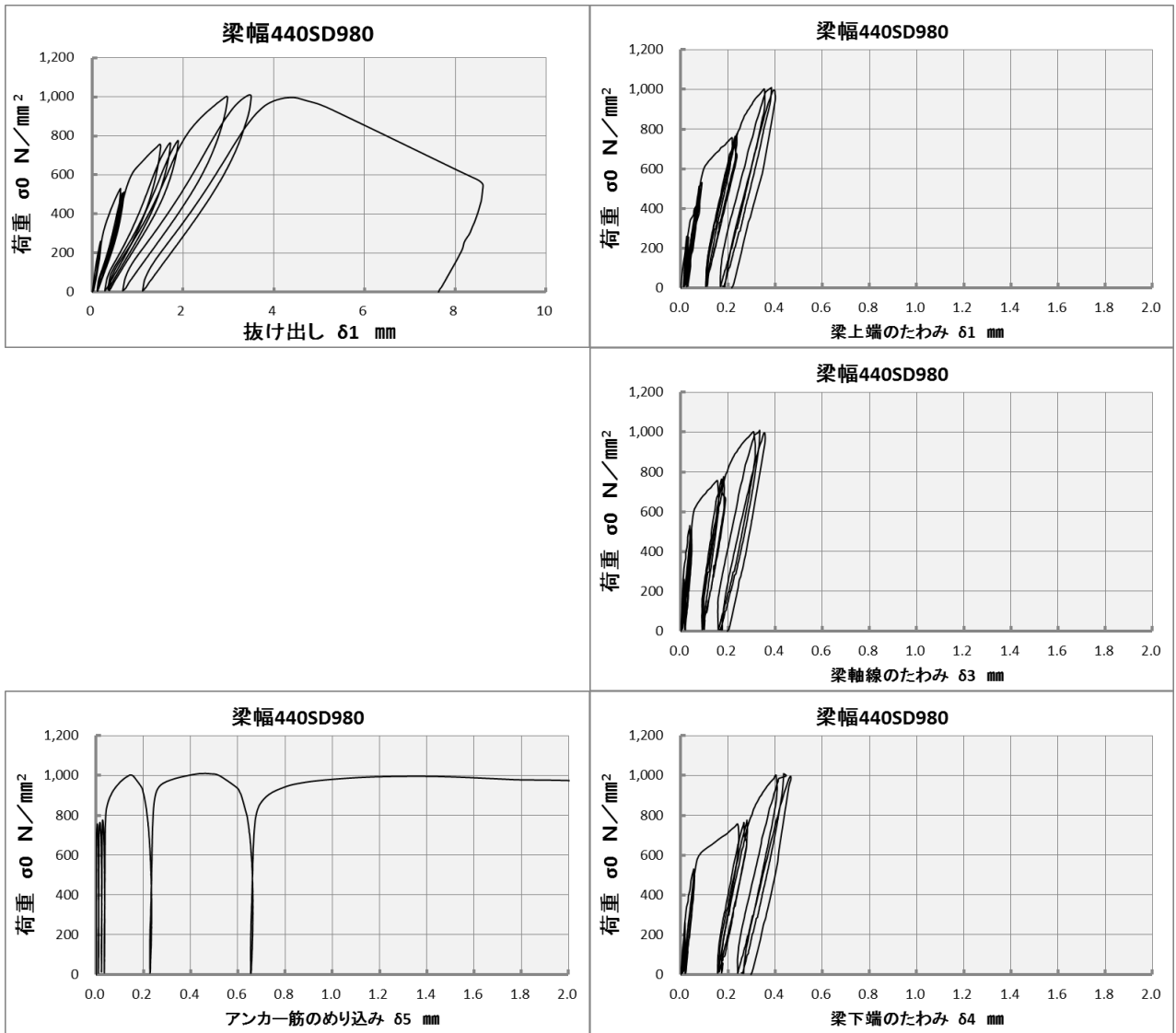


図 2.4.14 梁幅 440SD980 試験体の荷重—変形関係

2.4.3 荷重と鉄筋軸応力度の関係

アンカー筋の軸歪度は、図 2.3.2 の説明として 2. 3 で述べた、鉄筋の 4 点または 8 点の測定点に、歪ゲージを貼付して測定した。再録すると、梁幅 220SD345、梁幅 220SD685、梁幅 330SD980 および梁幅 440SD980 の試験体では、コンクリート内部の測定点は梁上端から 200 mm ピッチ、梁幅 180SD980 の試験体では、梁上端から 190 mm ピッチ、梁幅 180ⅧSD980 および梁幅 220ⅧSD980 の試験体では、梁上端から 95 mm ピッチとした。なお、95 ピッチと 190 ピッチはアンカー筋の公称径の倍数であり、今後、鉄筋の位置を記す時にはこの公称径 d の倍数で示すことがある。梁幅 220SD345、梁幅 220SD685、梁幅 330SD980 および梁幅 440SD980 の試験体では公称径の倍数は使用せず、鉄筋位置は梁上端からの距離で示し、負の－記号を付けた。

各試験体について、それぞれの測定点の歪度測定値から鉄筋の軸応力度を求め、荷重とその軸応力度との関係をそれぞれ示す。今後これらと比較するため、荷重はアンカー筋に加えた引き抜き力 (kN 単位) ではなく、それを公称断面積で除した応力度 (N/mm² 単位) とする。アンカー筋の露出部は降伏点に至ることがあったが、コンクリート内部では弾性状態を保ったので、歪度にヤング係数をかけて応力度を求めた。そのヤング係数は材料試験の結果ではなく、加力実験時の荷重と露出部の歪度の測定結果から求めた。ヤング係数を決定する際、降伏点の 3 分の 2 程度の荷重までの比例限界手前のデータを用いた。

当然、露出部の歪度が降伏歪度を超えても、載荷端のアンカー筋の軸応力度は荷重に等しく、自由端では軸応力度は常に 0 である。

アンカー筋露出部やコンクリート内部で測定した歪度に、前述のように、加力実験で得たヤング係数を乗じてアンカー筋の応力度とした。荷重を σ_0 と記し、この換算軸応力度を σ_{00} と記して両者の関係図を示した。この関係図と、ヤング係数を別途求めた応力度－歪度関係の図は相似であり、後者は横軸が歪度となるだけである。当然のことながら、 σ_0 と σ_{00} は比例限度以下ではほとんど一致するはずである。

以下に、 σ_0 と σ_{00} の関係図と、コンクリート内部の換算軸応力度を、梁上端から順に σ_1 、 σ_2 、 σ_3 、(σ_4 、 σ_5 、 σ_6 、 σ_7) と記して、それぞれ σ_0 との関係図を示した。括弧でくくった軸応力度は梁幅 180ⅧSD980 試験体と梁幅 220ⅧSD980 試験体だけに存在する。

梁幅 180SD980 試験体 (図 2.4.15 参照)

図 2.4.15 に示すように、荷重 σ_0 (縦軸) と鉄筋軸応力度 σ_{00} (横軸) は最後までよく一致した。アンカー筋は、全長が抜け出す付着破壊まで、降伏せずに弾性を保った。

梁上端から 10 d 位置の鉄筋軸応力度 σ_1 は、荷重が 100 N/mm²内外で増加し始め、250 N/mm²の繰り返し荷重では、150 N/mm²程度に増加した。その後荷重が 500 N/mm²、750 N/mm²、1000 N/mm²程度に増加するにつれて、 σ_1 も増加し、最終的には 900 N/mm²まで増加した。

梁上端から 20 d 位置の鉄筋軸応力度 σ_2 は、荷重が 200 N/mm²内外で増加し始め、250 N/mm²の繰り返し荷重では、50 N/mm²程度に増加した。その後荷重が 500 N/mm²、750 N/mm²、1000 N/mm²程度に増加するにつれて、 σ_2 も増加し、最終的には 800 N/mm²まで増加した。

梁上端から 30 d 位置の鉄筋軸応力度 σ_3 は、荷重が 250 N/mm²内外で増加し始め、500 から 600 N/mm²の繰り返し荷重では、200 N/mm²程度に増加した。その後荷重が 750 N/mm²、1000 N/mm²と増加するにつれて、 σ_3 も増加し、最終的には 600 N/mm²まで増加した。

このように、鉄筋位置が梁上端から遠ざかるにつれて、応力発生荷重 σ_0 は大きくなり、同一繰り返し荷重での軸応力度 σ_1 、 σ_2 および σ_3 はこの順に小さくなった。

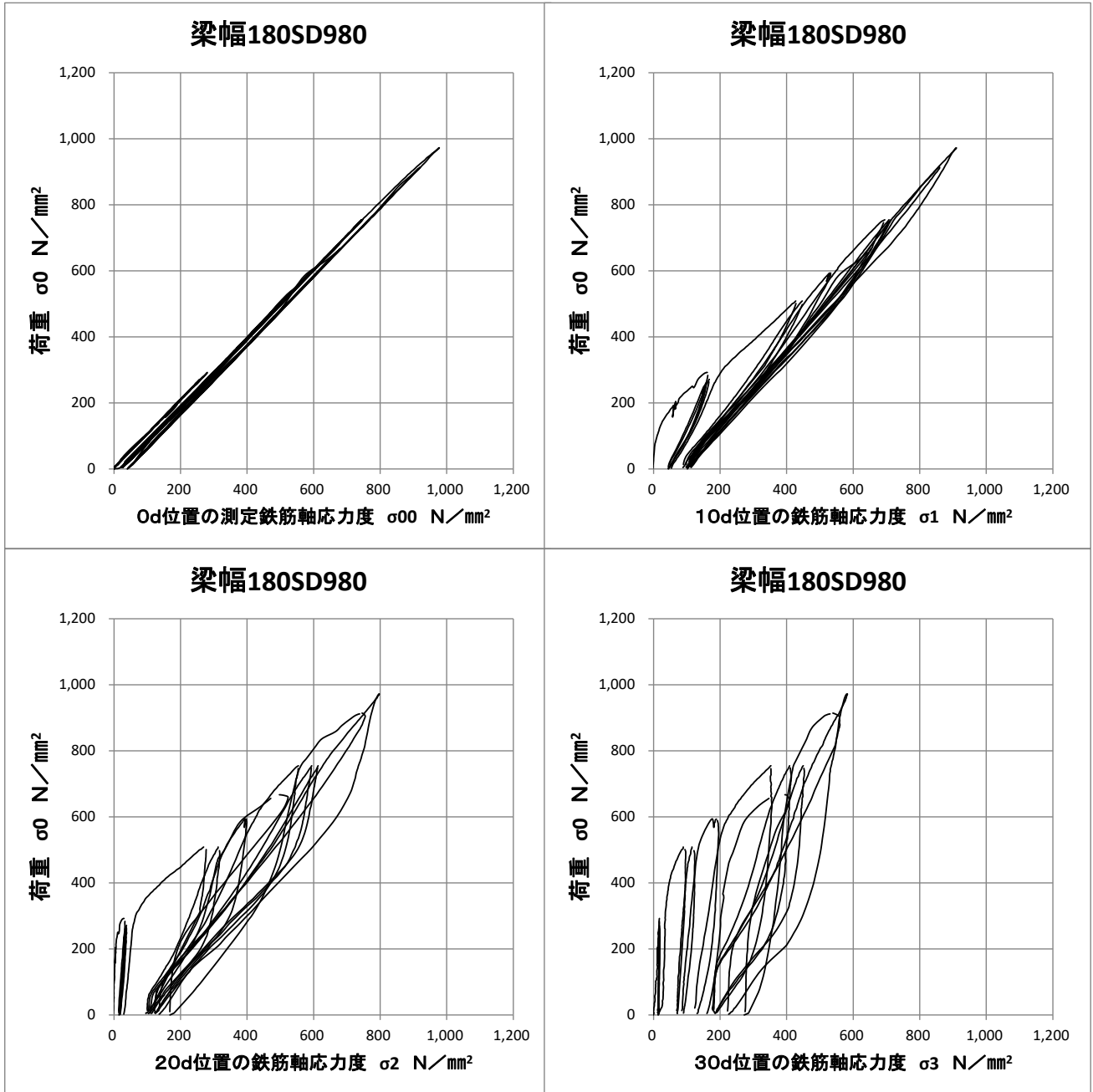


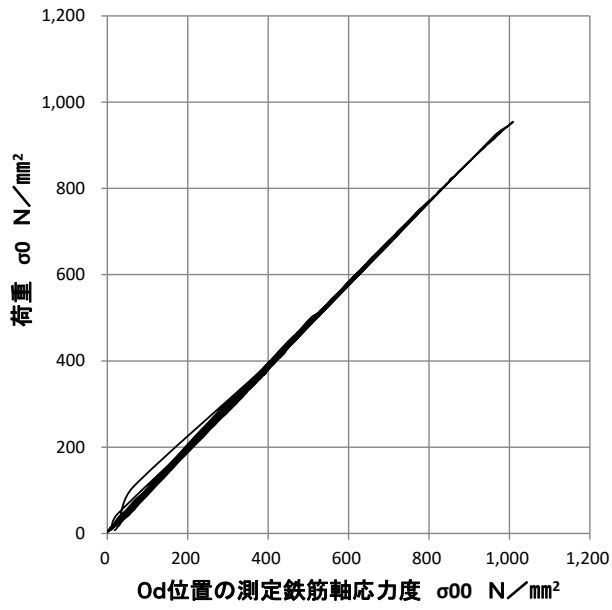
図 2.4.15 梁幅 180SD980 試験体の荷重—鉄筋軸応力度関係

梁幅 180ⅧSD980 試験体 (図 2.4.16 参照)

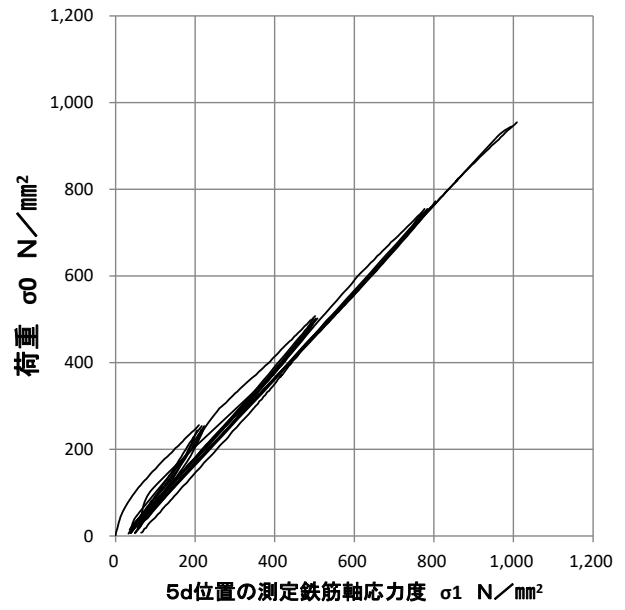
図 2.4.16 に示すように、 σ_0 と σ_{00} は最後までよく一致した。アンカー筋は、全長が抜け出す付着破壊まで、降伏せずに弾性を保った。しかし、最大荷重に近づくと荷重は比例限界を超え、0 d 位置の軸応力度はもちろん、5 d および 10 d でもその傾向があったので、 σ_{00} 、 σ_1 および σ_2 は実際の応力より高めに評価されている。

梁幅 180SD980 試験体の場合と同様に、鉄筋位置が梁上端から遠ざかるにつれて、応力発生荷重 σ_0 は大きくなり、同一繰り返し荷重での軸応力度 σ_1 、 σ_2 および σ_3 はこの順に小さくなった。

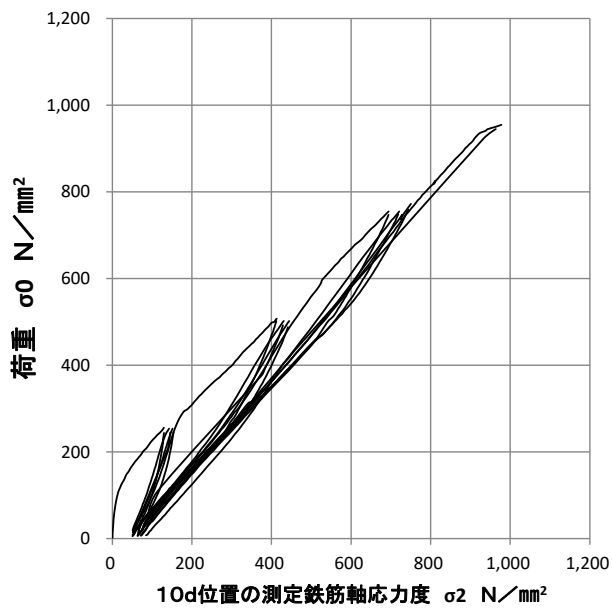
梁幅180ⅧSD980



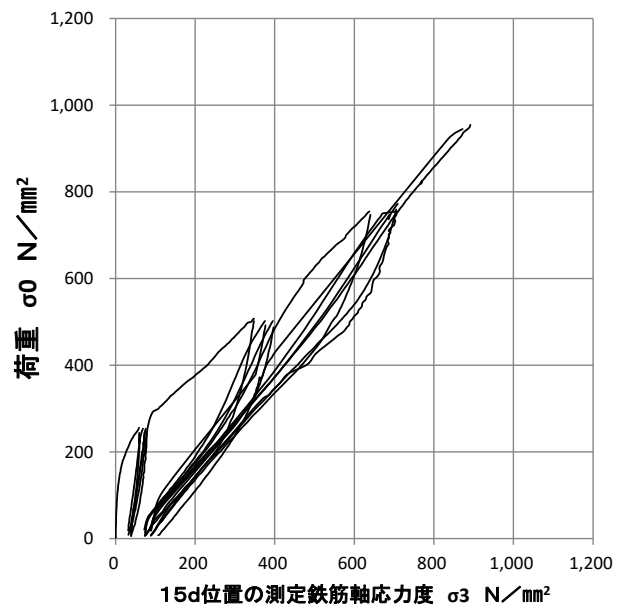
梁幅180ⅧSD980



梁幅180ⅧSD980



梁幅180ⅧSD980



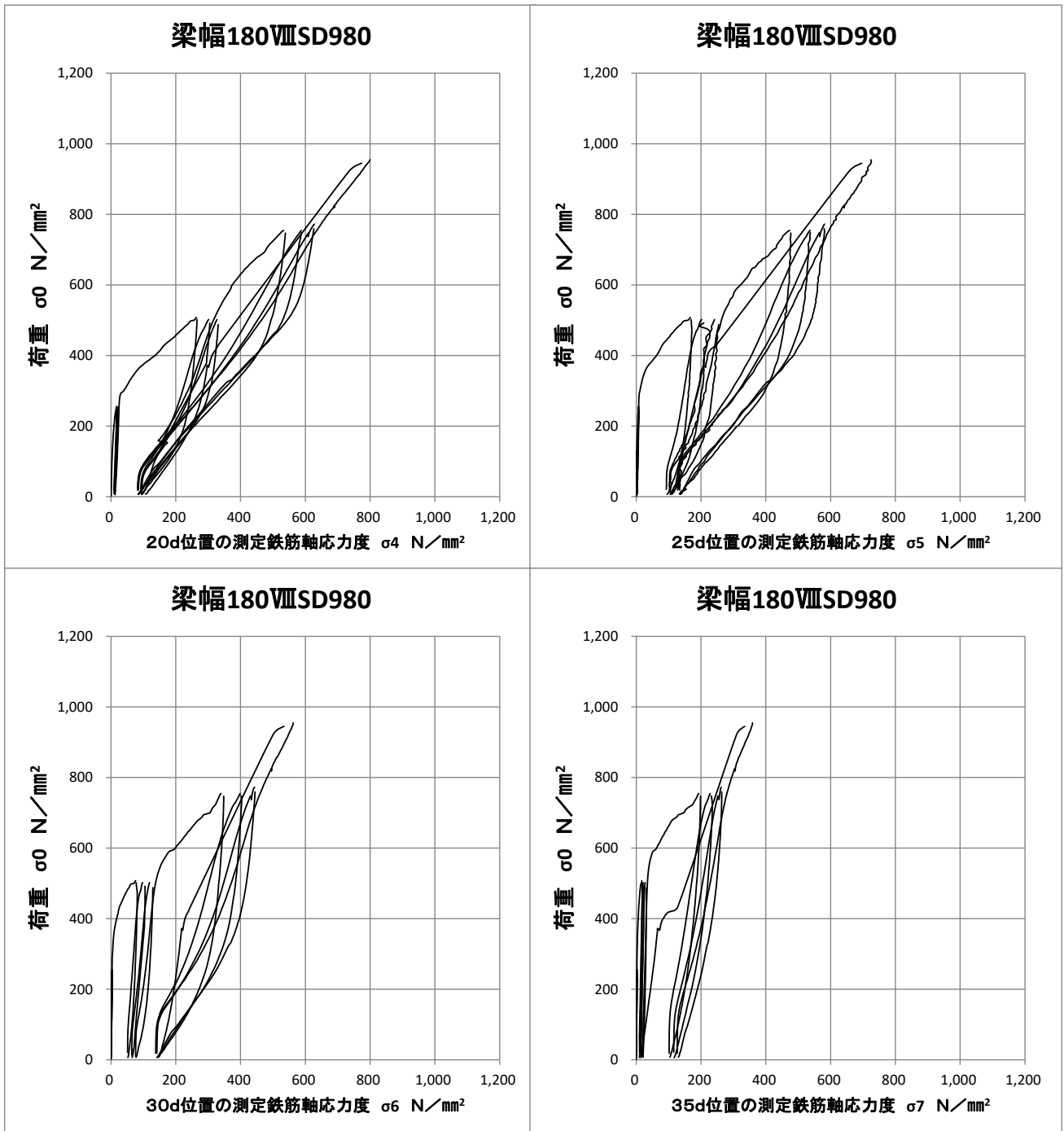
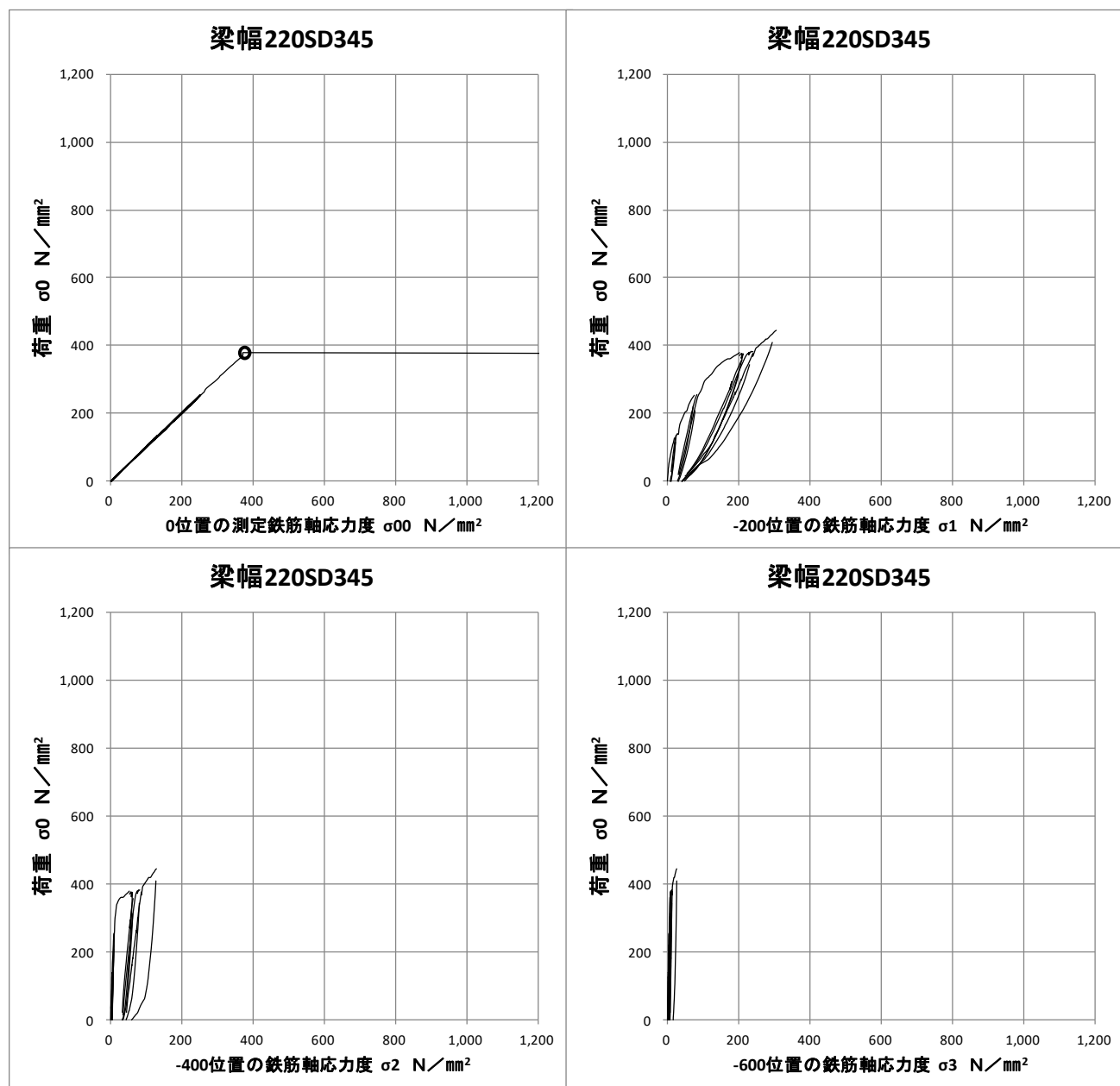


図 2.4.16 梁幅 180ⅧSD980 試験体の荷重—鉄筋軸応力度関係

梁幅 220SD345 試験体 (図 2.4.17 参照)

図 2.4.17 に示すように、 σ_0 と σ_{00} は露出部が 400 N/mm^2 手前で降伏するまでよく一致した。降伏すると、 σ_{00} は歪度の増大とともに一気に増大した。

梁幅 180SD980 試験体の場合と同様に、鉄筋位置が梁上端から遠ざかるにつれて、応力発生荷重 σ_0 は大きくなり、同一繰返し荷重での軸応力度 σ_1 、 σ_2 および σ_3 はこの順に小さくなった。しかしこの試験体では、アンカー筋が露出部で降伏し、荷重が歪硬化で上がっても、コンクリート内部の軸応力度は降伏点より小さく、鉄筋位置が -600 mm 以下では軸応力度はほとんど上がらなかった。



※図中丸部分は降伏点を示す

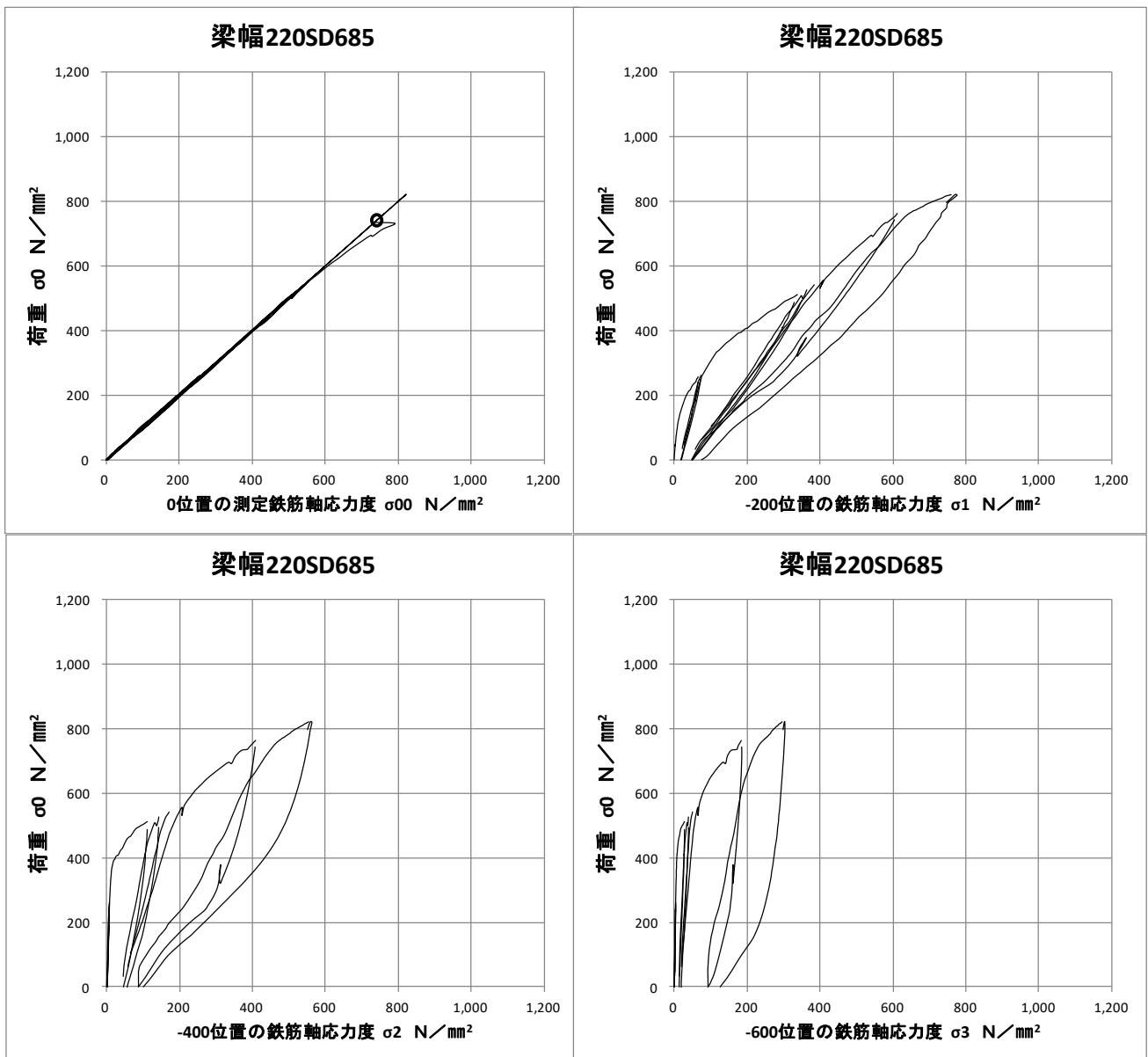
図 2.4.17 梁幅 220SD345 試験体の荷重 - 鉄筋軸応力度関係

梁幅 220SD685 試験体 (図 2.4.18 参照)

図 2.4.18 に示すように、 σ_0 と σ_{00} は露出部が 600 N/mm^2 程度の比例限界までよく一致した。比例限界を超え降伏し、荷重が 733 N/mm^2 以上になった時に σ_{00} は歪度の増大とともに一気に増大した。

アンカー筋が露出部で降伏し、荷重が歪硬化で上がって 821 N/mm^2 になったときに、 -200 mm の鉄筋位置の軸応力度は 760 N/mm^2 に達した。従ってこの位置付近までアンカー筋は降伏し、付着耐力はかなり低下したと思われる。

梁幅 180SD980 試験体の場合と同様に、鉄筋位置が梁上端から遠ざかるにつれて、応力発生荷重 σ_0 は大きくなり、同一繰返し荷重での軸応力度 σ_1 、 σ_2 および σ_3 はこの順に小さくなった。



※図中丸部分は降伏点を示す

図 2.4.18 梁幅 220SD685 試験体の荷重 - 鉄筋軸応力度関係

梁幅 220ⅧSD980 試験体 (図 2.4.19 参照)

図 2.4.19 に示すように、 σ_0 と σ_{00} は、途中測定の流れはあるが、最後までよく一致した。アンカー筋は、全長が抜け出す付着破壊まで、降伏せずに弾性を保った。

梁幅 180ⅧSD980 試験体の場合と同様に、8 点の鉄筋位置で歪度が測定されたが、5 d の σ_2 および 35 d の σ_7 は、歪度の測定ができなかったので存在しない。他の測定点でみると、鉄筋位置が梁上端から遠ざかるにつれて、応力発生荷重 σ_0 は大きくなり、同一繰り返し荷重での軸応力度 σ_1 、 σ_3 、 σ_4 、 σ_5 および σ_6 はこの順に小さくなった。

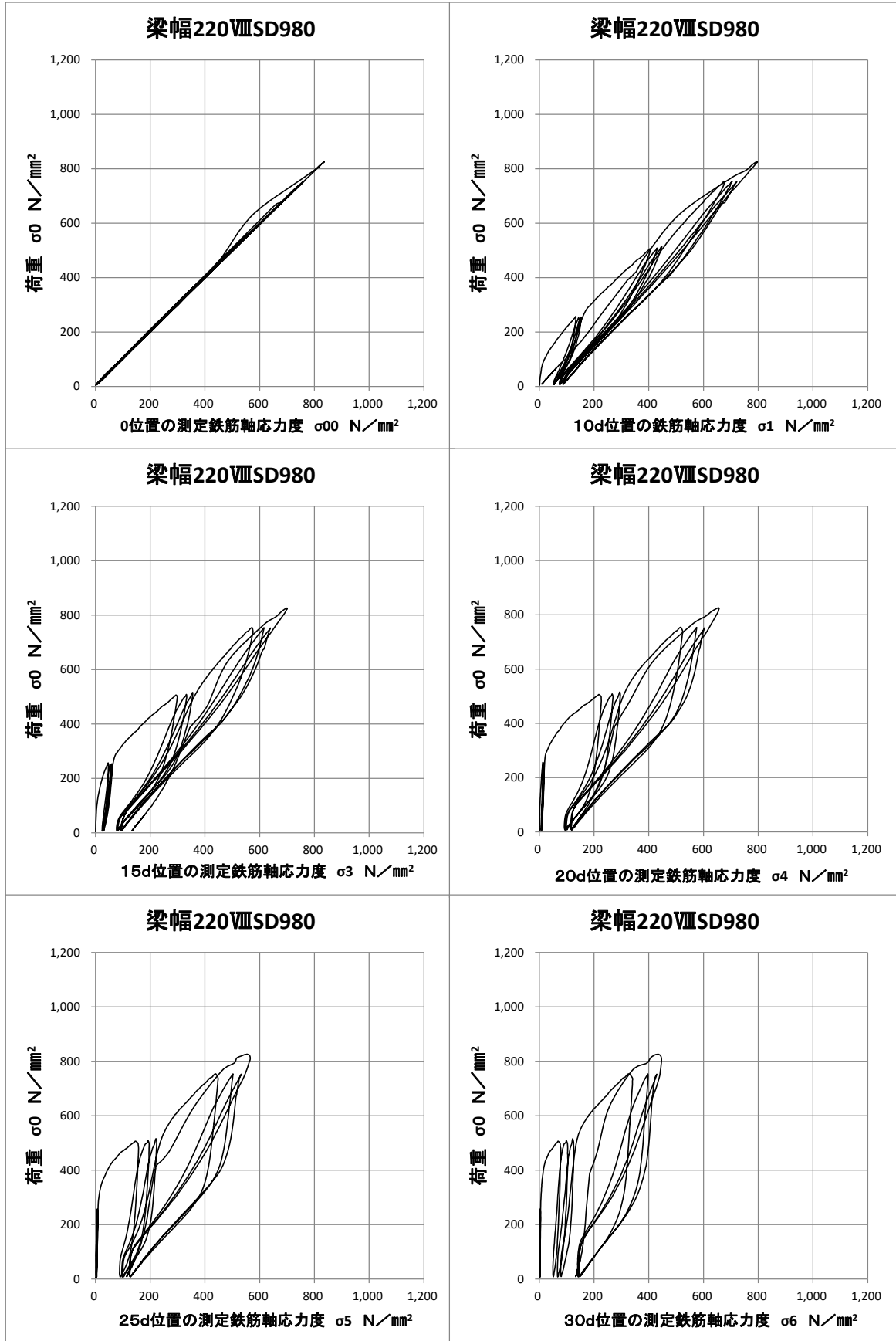


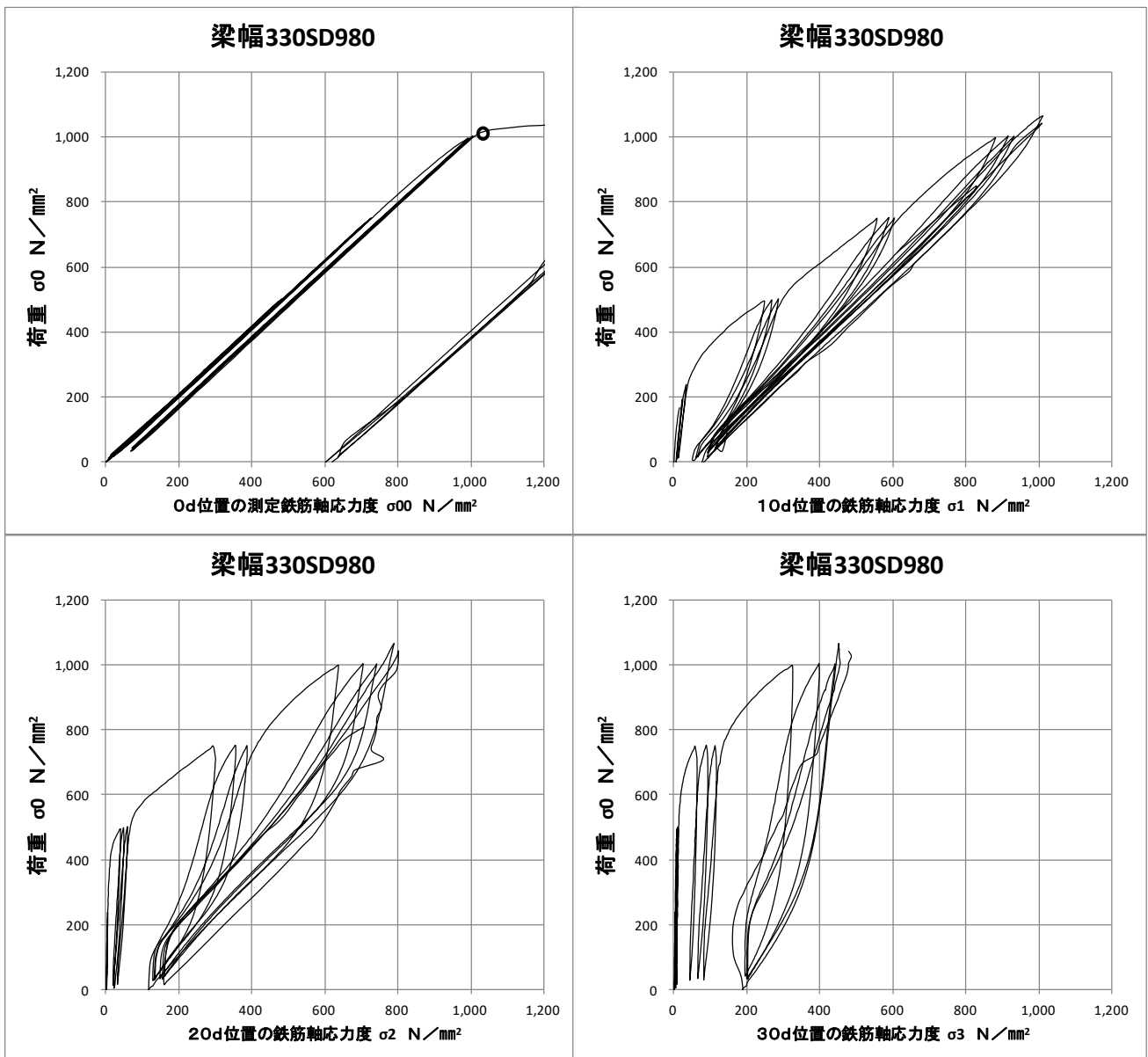
図 2.4.19 梁幅 220ⅧSD980 試験体の荷重 - 鉄筋軸応力度関係

梁幅 330SD980 試験体 (図 2.4.20 参照)

図 2.4.20 に示すように、 σ_0 と σ_{00} は露出部が 800 N/mm^2 程度の比例限界までよく一致した。比例限界を超え降伏し、荷重が 1008 N/mm^2 以上になった時に σ_{00} は歪度の増大とともに徐々に増大した。

アンカー筋が露出部で降伏し、荷重が歪硬化で上がって 1065 N/mm^2 になったときに、 $-10d$ の鉄筋位置の軸応力度は 1043 N/mm^2 に達した。従ってこの位置付近までアンカー筋は降伏し、付着耐力はかなり低下したと思われる。

梁幅 180SD980 試験体の場合と同様に、鉄筋位置が梁上端から遠ざかるにつれて、応力発生荷重 σ_0 は大きくなり、同一繰り返し荷重での軸応力度 σ_1 、 σ_2 および σ_3 はこの順に小さくなった。



※図中丸部分は降伏点を示す

図 2.4.20 梁幅 330SD980 試験体の荷重－歪度関係

梁幅 440SD980 試験体 (図 2.4.21 参照)

図 2.4.21 に示すように、 σ_0 と σ_{00} は露出部が 600 N/mm^2 程度の比例限界までよく一致した。全長が抜け出す付着破壊まで、降伏せずに弾性を保った。

梁幅 180SVIID980 試験体の場合と同様に、鉄筋位置が梁上端から遠ざかるにつれて、応力発生荷重 σ_0 は大きくなり、同一繰り返し荷重での軸応力度 σ_1 、 σ_2 および σ_3 は、この順に小さくなった。

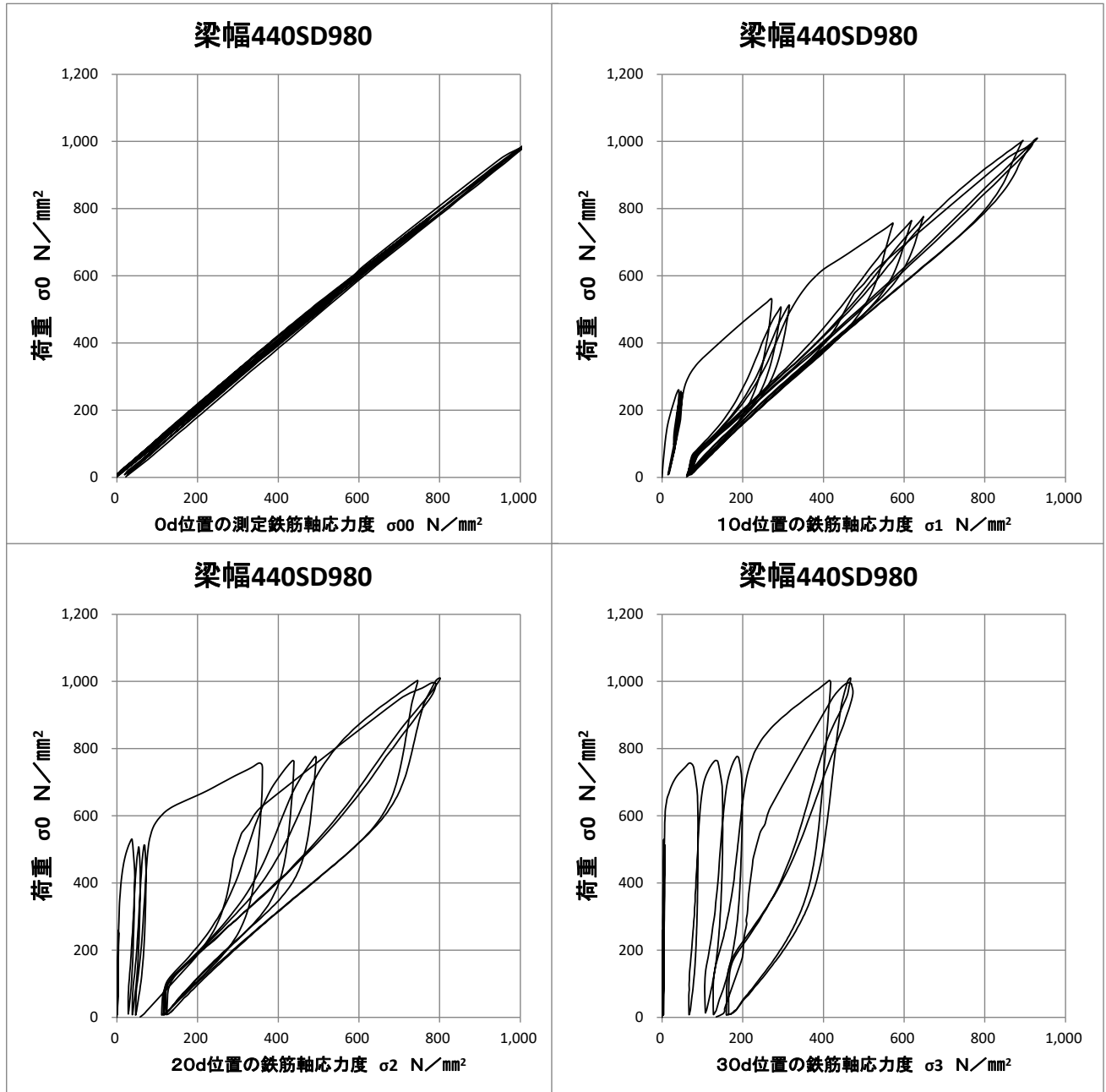


図 2.4.21 梁幅 440SD980 試験体の荷重－歪度関係

以上の結果をまとめると、表 2.4.1 に示すように、最大荷重がアンカー筋の引張強さ寸前の荷重で決まったのは、降伏点の低い梁幅 220SD345 試験体だけでなく、梁幅 220SD685 試験体および梁幅 330SD980 試験体も含まれる。歪度から鉄筋弾性として計算された鉄筋軸応力度は、比例限界を超えた場合過大評価された。すなわち、梁幅 180ⅧSD980 試験体の $\sigma 1$ 及び $\sigma 2$ 、および梁幅 330SD980 の $\sigma 1$ はそのけいこうがある。

表 2.4.1 の末尾に示すように、最大荷重時の抜け出しは、梁幅 220SD345 と梁幅 220SD685 の試験体のように、アンカー筋の自由端までの抜け出しが伴わなかった場合でも、高強度鉄筋 SD980 を使用して全長のすべりをともなう付着破壊をさせた場合と同等の抜け出しがあった。このことは鉄筋塑性域のコンクリート内への拡大が関係していると思われる。

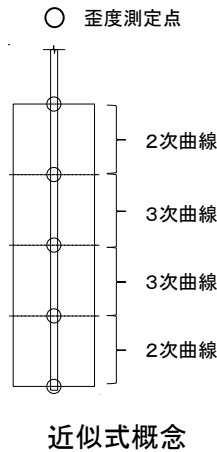
表 2.4.1 最大荷重時のアンカー筋の応力状態と抜け出し

試験体	最大荷重	$\sigma 1$	$\sigma 2$	$\sigma 3$	$\sigma 4$	$\sigma 5$	$\sigma 6$	$\sigma 7$	アンカー筋	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	状態	抜け出しmm
梁幅180SD980	972	910	797	583					弾性	3.16
梁幅180ⅧSD980	955	1009	978	891	800	724	562	359	弾性	3.33
梁幅220SD345	445	306	129	26					降伏	3.13
梁幅220SD685	823	792	575	311					降伏	5.00
梁幅220ⅧSD980	826	797	—	700	655	554	434	—	弾性	3.00
梁幅330SD980	1066	1011	770	452					降伏	1.73
梁幅440SD980	1010	645	814	475					弾性	3.44

2.4.4 軸応力度分布の推定

2.4.3に述べたように、各実験においてのアンカー筋の軸応力度を算出した。載荷端の軸応力度は荷重と等しいとし、コンクリート内部では軸歪度の測定値から算定した。これらの実験値を利用して、次に述べる、連続関数の軸応力度分布曲線を求めた。

下図に示すように、載荷端または自由端の隣接測定点までの軸応力度 σ は、鉄筋位置 x の二次関数とし、中間では三次関数とする。



$$\sigma = a + bx + cx^2 \quad (2.4.1)\text{式}$$

この軸応力度と付着応力度は、次の式 (2.4.2), (2.4.3), (2.4.4) の関係がある。 a_a は鉄筋の断面積、 ψ は鉄筋の周長である。

$$\frac{d\sigma}{dx} = b + 2cx \quad (2.4.2)\text{式}$$

$$\tau = \frac{a_a}{\psi} \frac{d\sigma}{dx} \quad (2.4.3)\text{式}$$

$$\tau \frac{\psi}{a_a} = \frac{d\sigma}{dx} \quad (2.4.4)\text{式}$$

加力端または自由端に連続する測定点番号を (i, j, j_0) とする。 σ の分布曲線式 (1) の係数項を、 (i, j) 点の応力測定値 (σ_i, σ_j) と、2番目の測定点 (j) における付着応力度 (τ_j) によって決定する。この (τ_j) は1番目の測定軸応力度 (σ_i) と3番目の測定軸応力度 (σ_{j_0}) との間の勾配の関数 (平均付着応力度) と仮定する。

$$\begin{pmatrix} \sigma_i \\ \tau_j \psi / a_a \\ \sigma_j \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & x_i^2 \\ 0 & 1 & 2x_j \\ 1 & x_j & x_j^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \end{pmatrix} \quad (2.4.5)\text{式}$$

$$\begin{pmatrix} a \\ b \\ c \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & x_i^2 \\ 0 & 1 & 2x_j \\ 1 & x_j & x_j^2 \end{bmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \sigma_i \\ \tau_j\psi/a_a \\ \sigma_j \end{pmatrix} \quad (2.4.6)式$$

$$\tau_j\psi/a_a = -(\sigma_i - \sigma_{j0})/(x_i - x_{j0}) \quad (2.4.7)式$$

中間の測定点間では三次関数とする。

$$\sigma = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (2.4.8)式$$

(2.4.8)式の未定係数の決定は前記の端部における方法と同様に行う。すなわち連続する4点の σ の測定値を、 $(\sigma_{i0}, \sigma_i, \sigma_j, \sigma_{j0})$ とする。さらに付着応力度 (τ_i) および (τ_j) を、 (i, j) 点それぞれに隣接する2点間の平均付着応力度であると仮定する。

$$\frac{d\sigma}{dx} = b + 2cx + 3dx^2 \quad (2.4.9)式$$

$$\begin{pmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & x_i^2 & x_i^3 \\ 0 & 1 & 2x_i & 3x_i^2 \\ 0 & 1 & 2x_j & 3x_j^2 \\ 1 & x_j & x_j^2 & x_j^3 \end{bmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \sigma_i \\ \tau_i\psi/a_a \\ \tau_j\psi/a_a \\ \sigma_j \end{pmatrix} \quad (2.4.10)式$$

$$\tau_i\psi/a_a = -(\sigma_{i0} - \sigma_j)/(x_{i0} - x_j) \quad (2.4.11)式$$

$$\tau_j\psi/a_a = -(\sigma_i - \sigma_{j0})/(x_i - x_{j0}) \quad (2.4.12)式$$

(2.4.1)式および(2.4.8)式によって計算した軸応力度分布、の例を図2.4.22～図2.4.28に示す。縦軸は測定位置を示し、横軸は軸応力度を示している。同図内の σ_0 はそのサイクルの最大荷重である。

SD345 および SD685 の試験体は $1/3\sigma_y$, $2/3\sigma_y$, σ_y , σ_{max} 時のサイクル開始からピーク時での各応力での分布を示しており、SD980 では 250, 500, 750, σ_{max} (N/mm²) 時のサイクル開始からピーク時までの分布を示している。

各図より、荷重の増加につれて軸応力度は測定点の下部の方での増大がみられる。SD345 試験体は梁中間までの軸力がみられた。高強度アンカー筋により、梁下端まで軸力の増大がみられる。4 区間測定試験体で近似式から算定した任意位置での軸応力度は、実測 8 区間測定との結果と比較して同様の性状が見られる。

梁幅 180SD980 試験体 (図 2.4.22 参照)

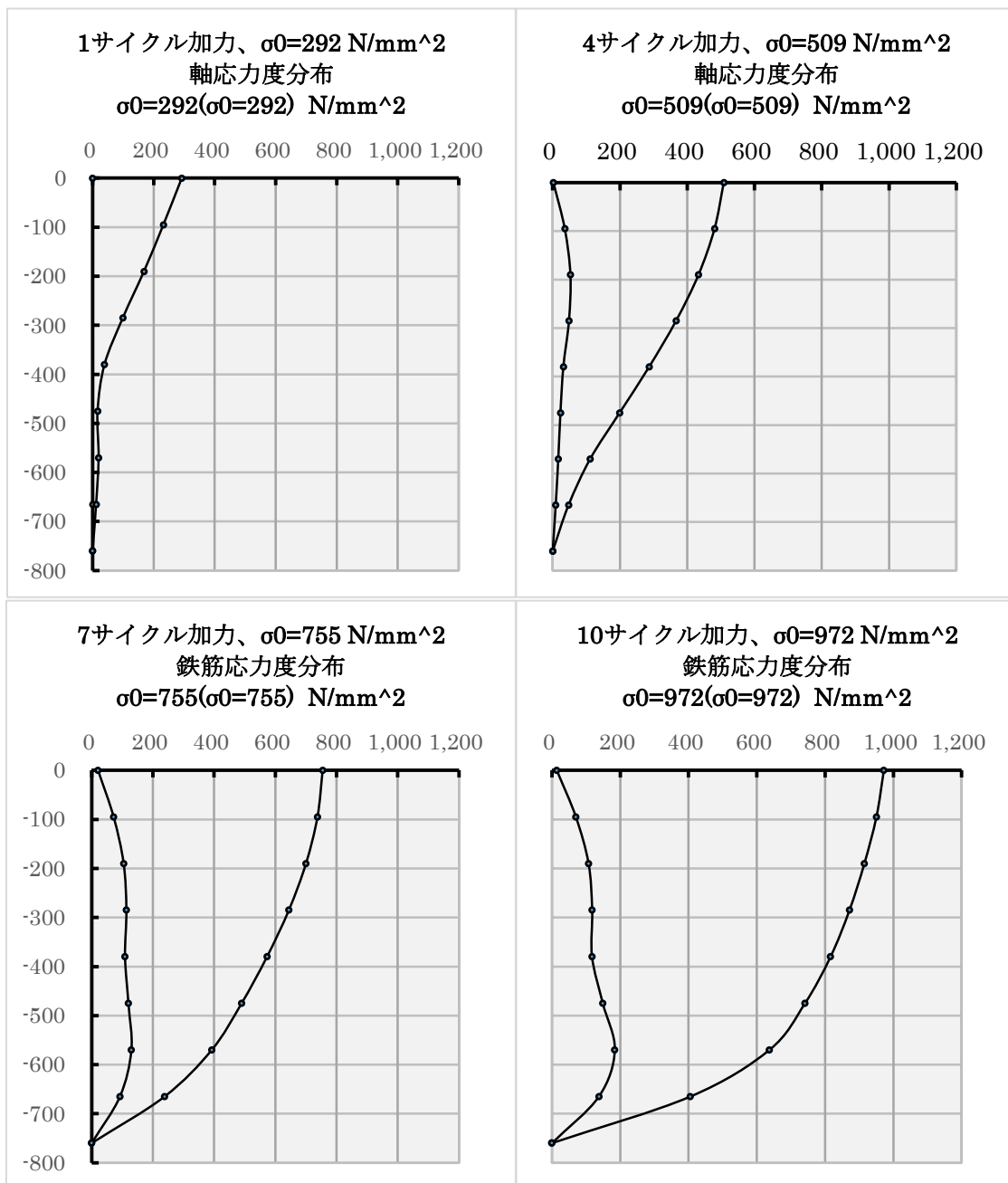


図 2.4.22 梁幅 180SD980 試験体の軸応力度分布

梁幅 180ⅧSD980 試験体 (図 2. 4. 23 参照)

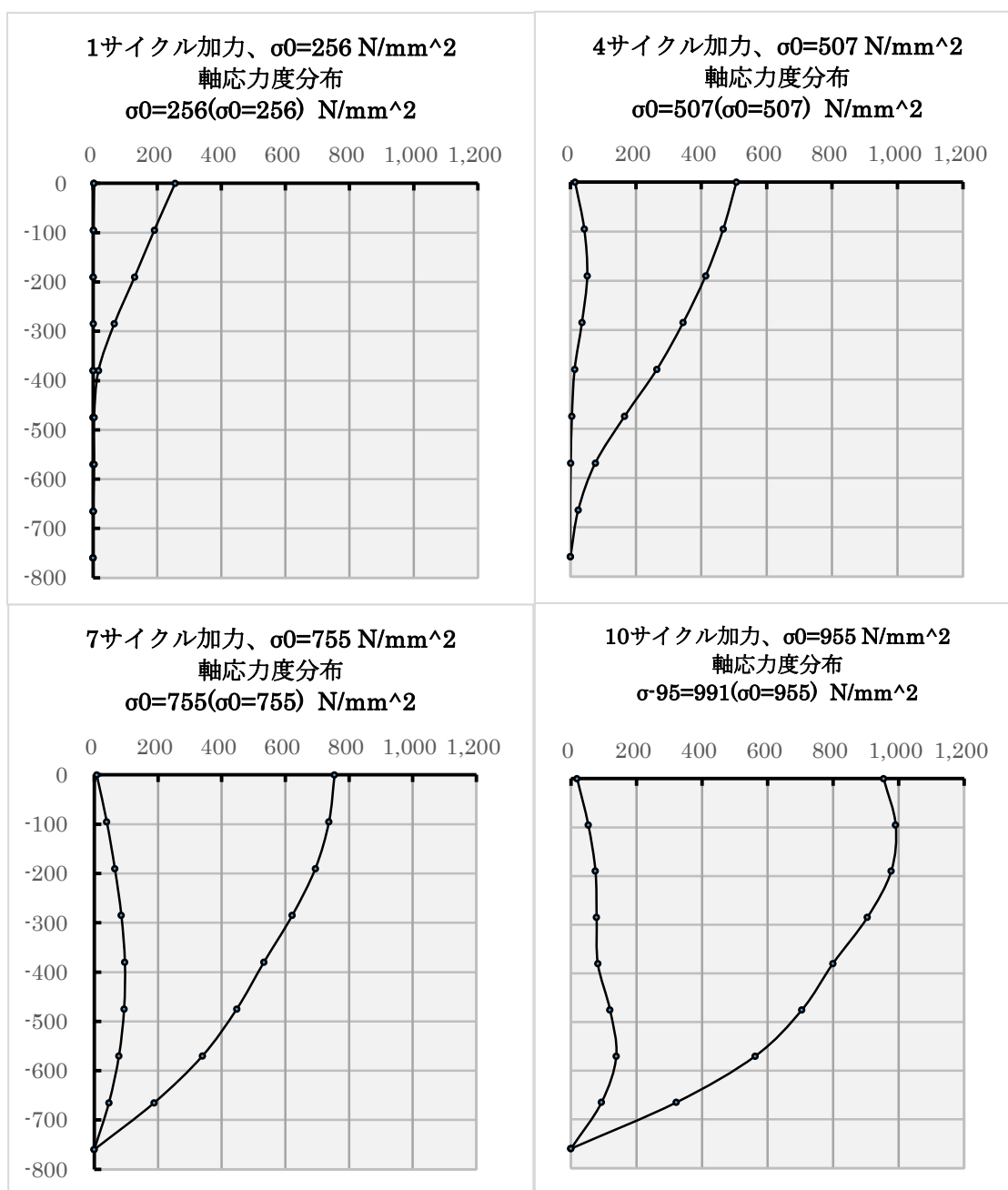


図 2. 4. 23 梁幅 180ⅧSD980 試験体の軸応力度分布

梁幅 220SD345 試験体 (図 2.4.24 参照)

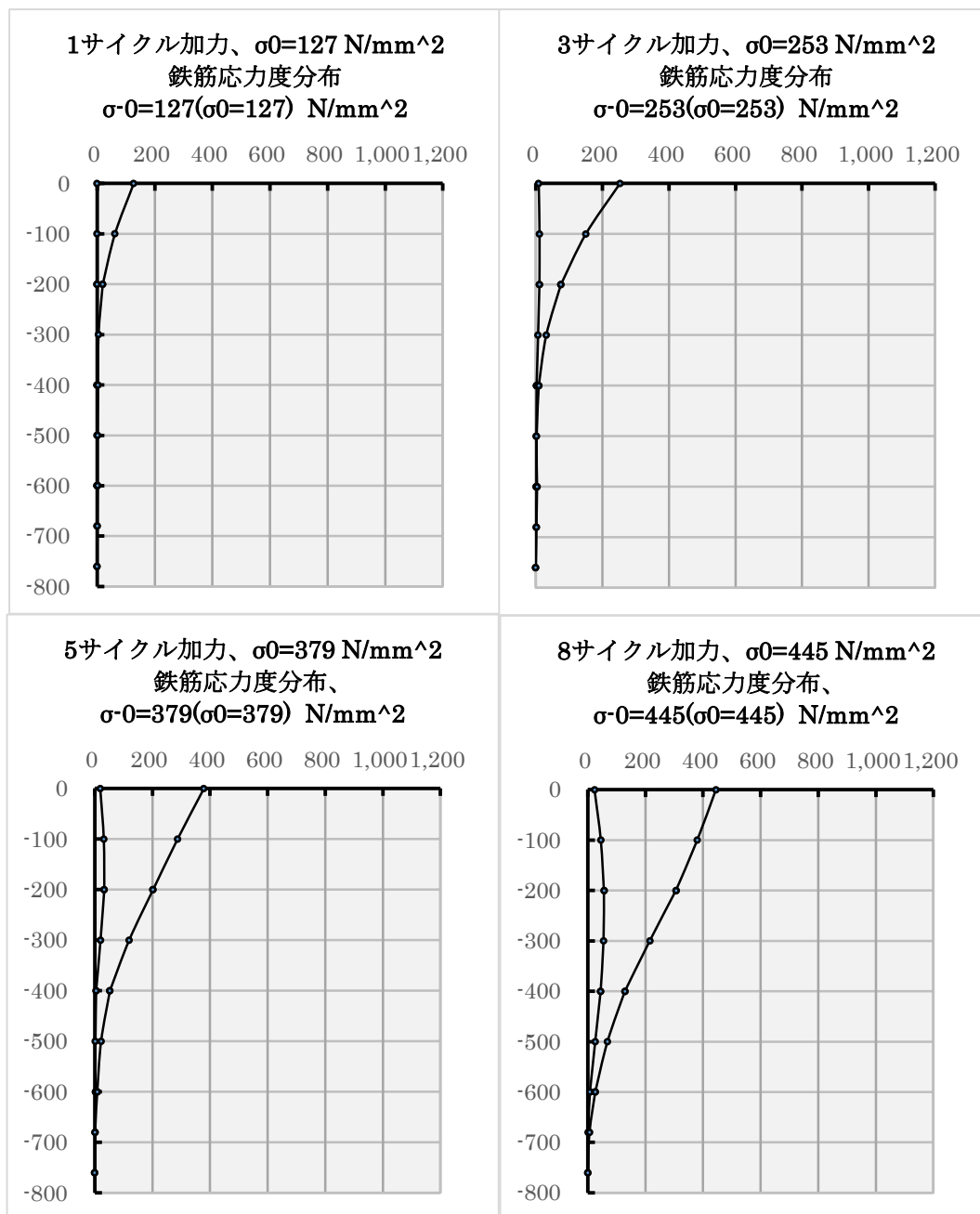


図 2.4.24 梁幅 220SD345 試験体の軸応力度分布

梁幅 220SD685 試験体 (図 2.4.25 参照)

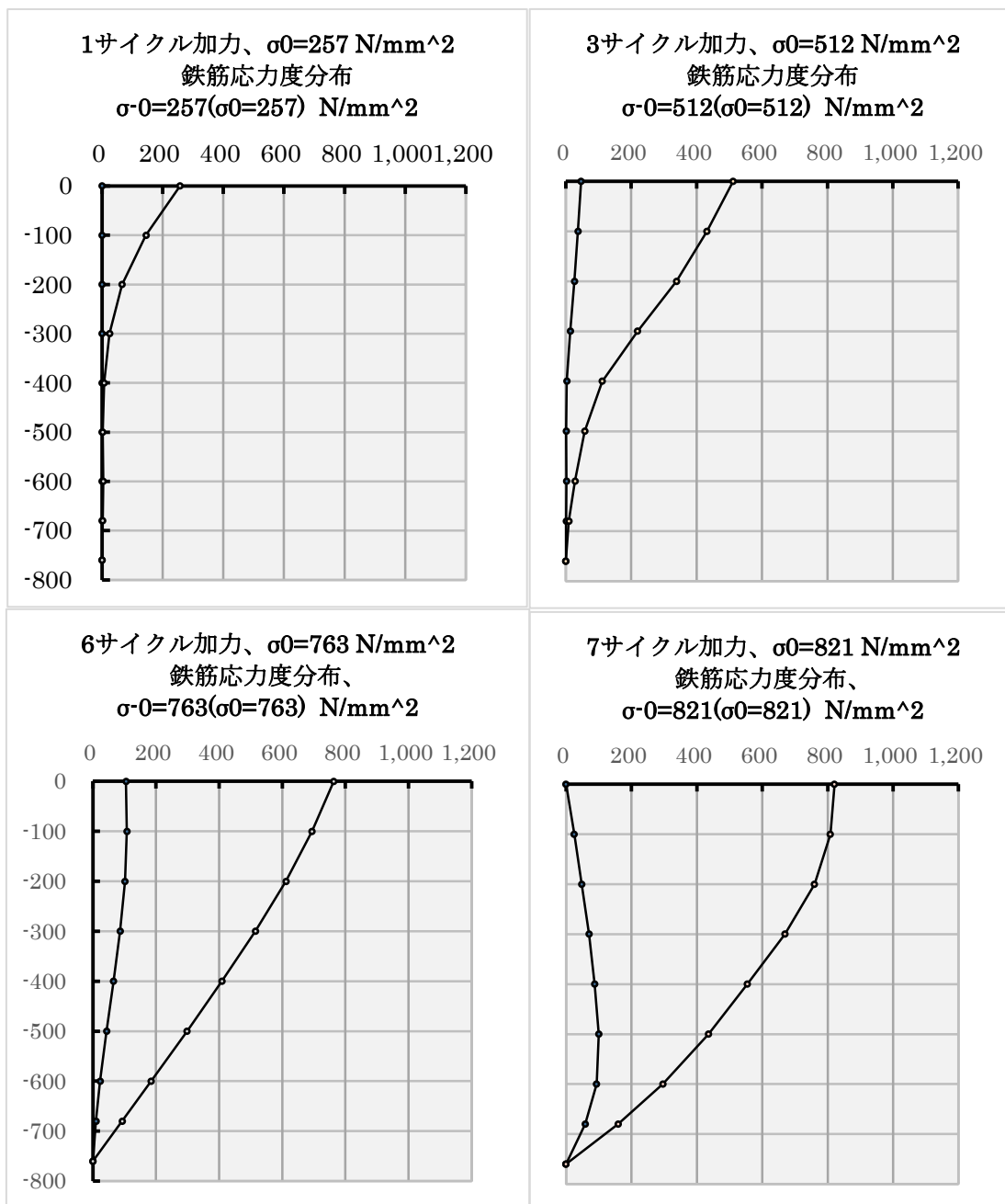


図 2.4.25 梁幅 220SD685 試験体の軸応力度分布

梁幅 220ⅧSD980 試験体 (図 2. 4. 26 参照)

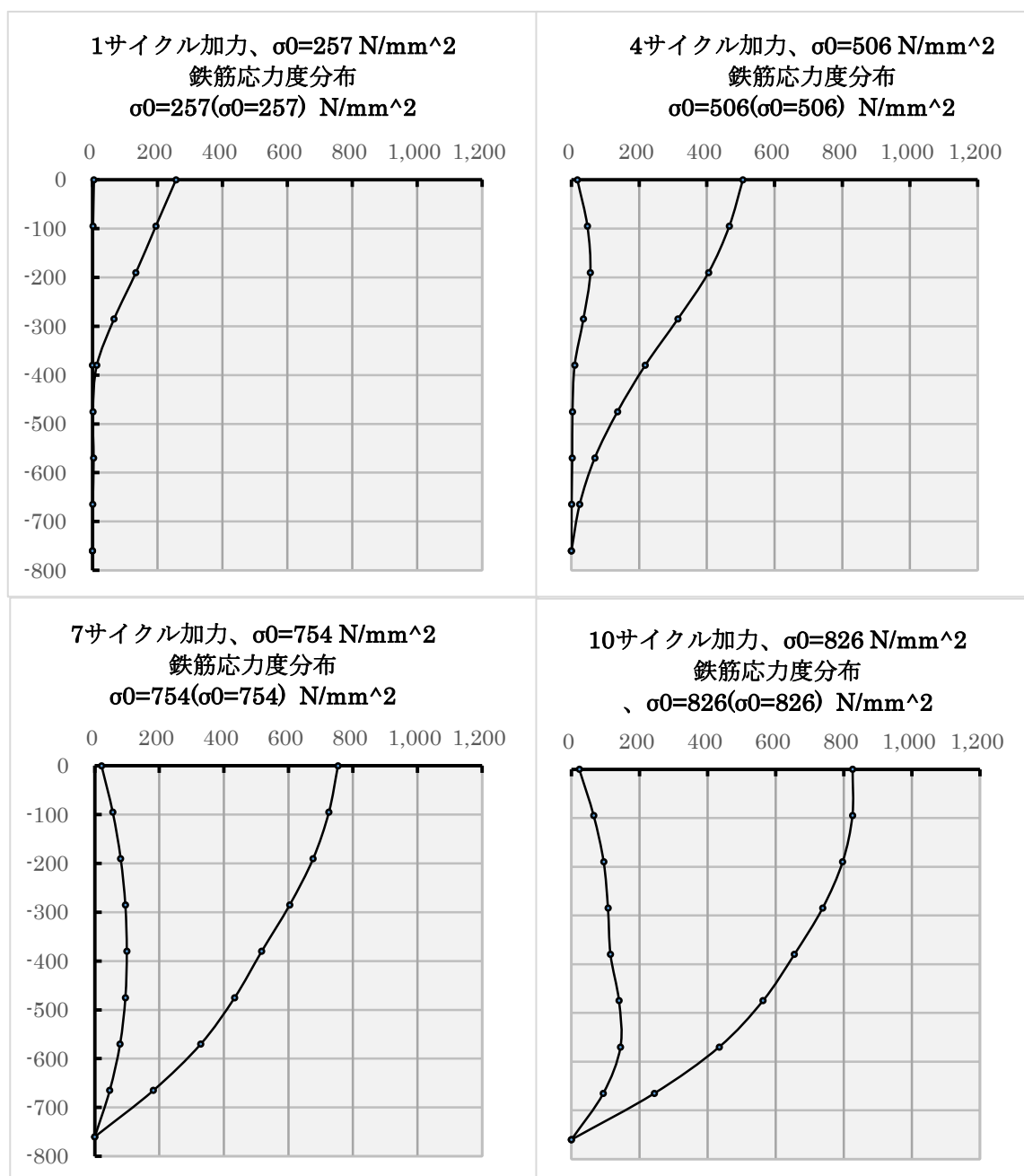


図 2. 4. 26 梁幅 220ⅧSD980 試験体の軸応力度分布

梁幅 330SD980 試験体 (図 2. 4. 27 参照)

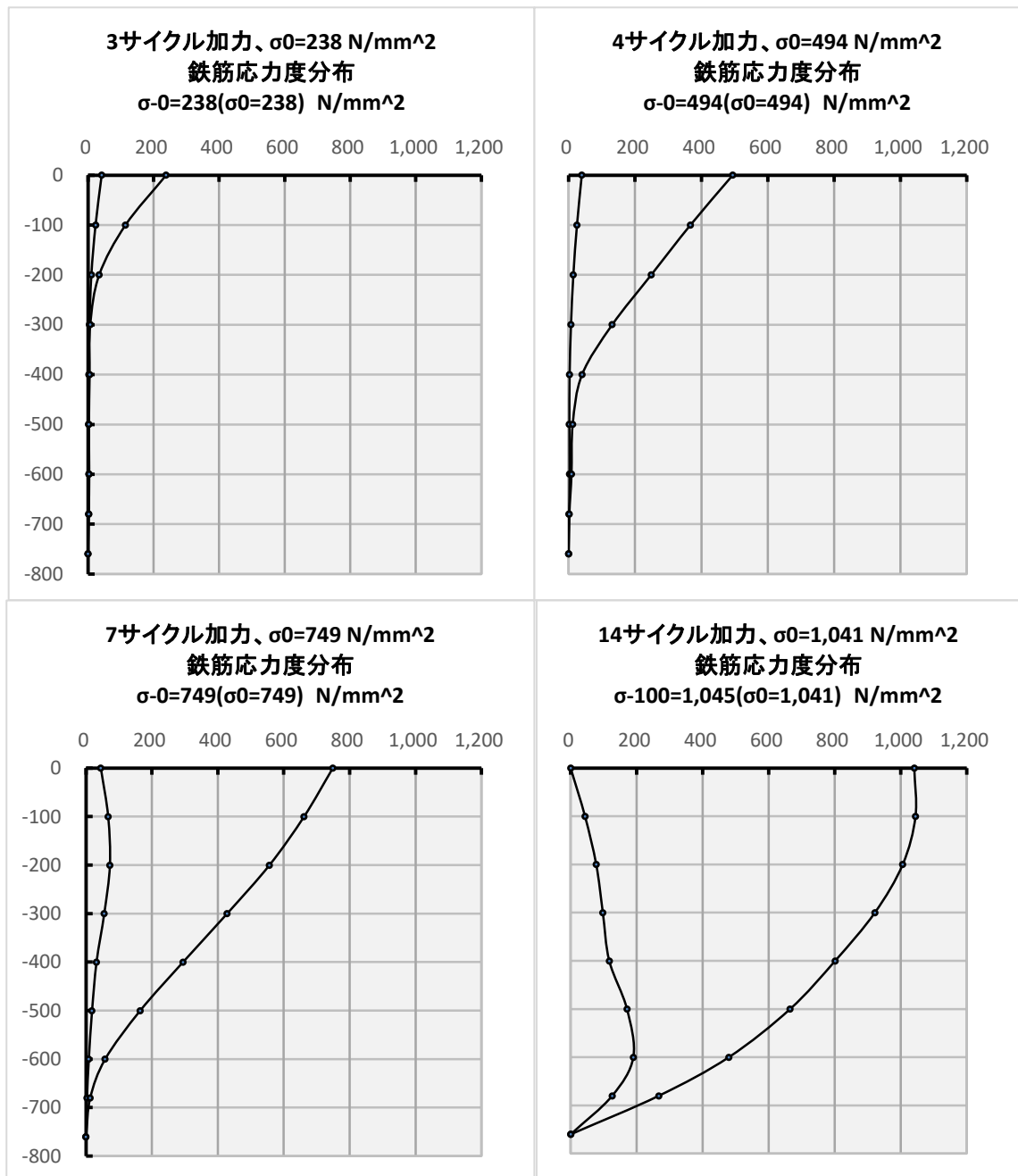


図 2. 4. 27 梁幅 330SD980 試験体の軸応力度分布

梁幅 440SD980 試験体 (図 2.4.28 参照)

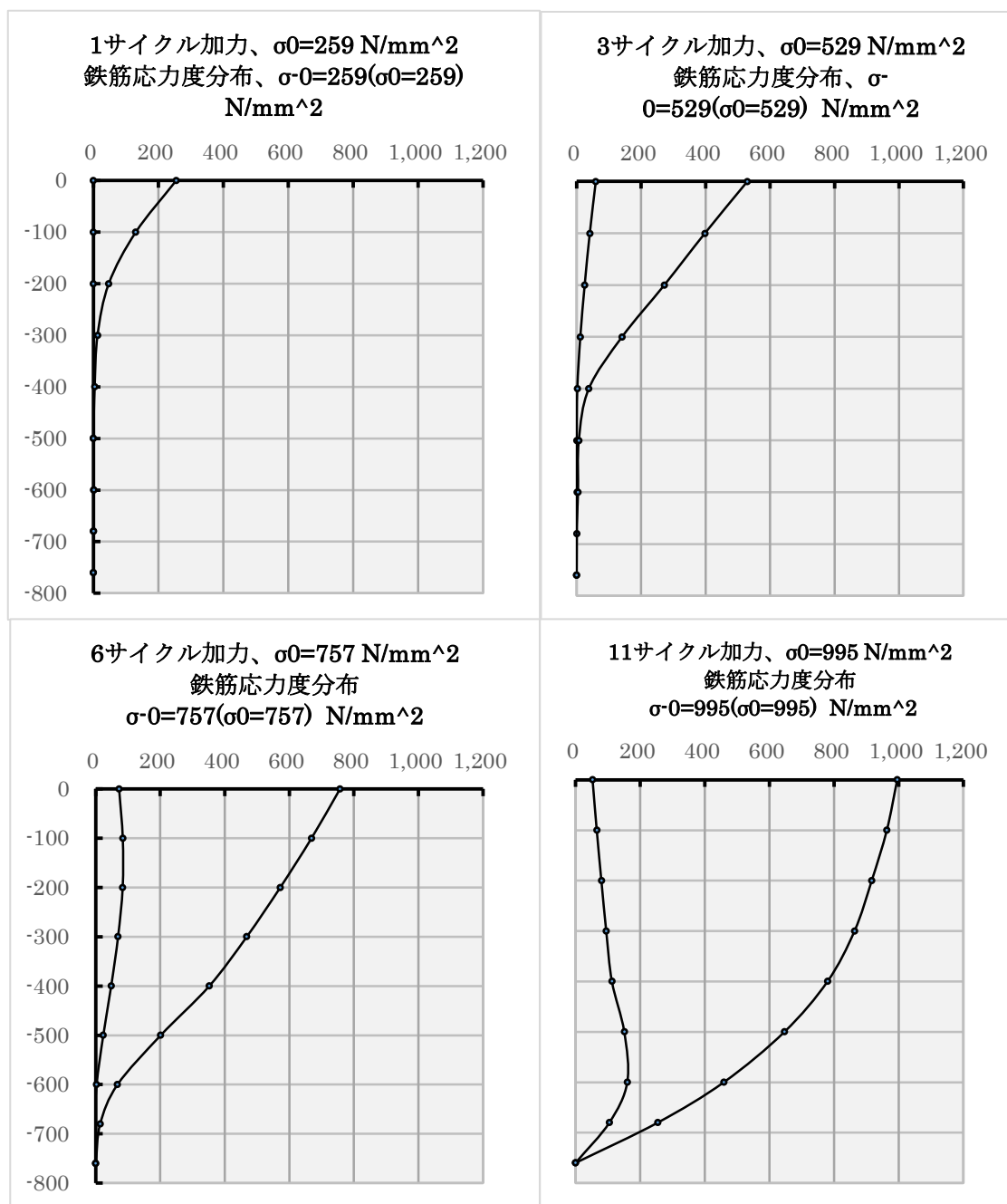


図 2.4.28 梁幅 440SD980 試験体の軸応力度分布

2.4.5 アンカー筋の付着応力度

2.4.4 項で説明した計算式の (2.4.2) 式、(2.4.3) 式および (2.4.9) 式と係数を、各荷重段階で計算し、ひずみゲージ貼付位置及び貼付間隔中間の付着応力度を求めた。

全長付着試験体の各試験体における付着応力度分布を、図 2.4.29～図 2.4.35 に示す。各図において、測定点および中間点の付着応力度を、代表的な繰返し荷重の加力開始と、そのサイクルの最大荷重の段階において、プロットし曲線で結んである。

各図の上部に、繰返し荷重のサイクル数、 σ_0 はそのサイクルの最大荷重、1 行置いてそのサイクルでの最大付着応力度とその位置 (τ_0 は 0 の位置に最大付着応力度が現れたことを示す) = 最大付着応力度の値 (σ_0 = その時の荷重) が EXCEL ソフトで書かれている。

図の縦軸は上部が 0 で梁上端位置、下部は -800 mm まで目盛ってあるが -760 mm までが有効である。横軸は付着応力度 N/mm^2 である。

各図で共通することは 1 サイクルを除き、加力開始時の付着応力度が負になっている区間が梁上部にあることである。これは前サイクルの除荷時の履歴を継承するもので、ここにはデータの掲載を割愛するが、前サイクルの最大荷重時にはプラスであった付着応力度が除荷する途中でマイナスにまで低下した。これは除荷時には、加力時のコンクリートの変形が戻らず残留するため、コンクリート中の鉄筋の歪度も元に戻らず残留するからであり、上部より下部の鉄筋軸応力度が大きくなるメカニズムがあったことを示している。従って片振りの繰返し荷重であっても、このメカニズムが繰り返されると、付着性能は低下することを示唆している。

梁幅 180SD980 試験体 (図 2.4.29 参照)

図 2.4.29 に示すように、1 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 292 \text{ N/mm}^2$ までに、梁上端の鉄筋位置 0 において付着破壊し、付着応力度は頭打ちとなった。これは分布図には出ていないが、上部に記すように、 $\sigma_0 = 204 \text{ N/mm}^2$ の荷重のときに、鉄筋位置 0 での付着応力度は $0d = 4.1 \text{ N/mm}^2$ で最大となって、その後 $0d = 3 \text{ N/mm}^2$ 程度 (図より読み取る) に低下した。最大荷重のときの付着応力度最大点は、 -285 mm (鉄筋の公称径を d とすると $-15d$) の位置に移動したが、上記の最大付着応力度には至らなかった。

4 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 509 \text{ N/mm}^2$ では付着破壊点がさらに深部に移動して、 $-25d$ の位置に達し、最大付着応力度は $-25d = 4.6 \text{ N/mm}^2$ であった。

7 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 755 \text{ N/mm}^2$ では、 $0d$ から $-25d$ (-475) までの付着応力度は $-25d = 4.6 \text{ N/mm}^2$ 以上には上昇せず、 $-30d$ (-570) から $-40d$ (-760) にかけて直線的に上昇して、 $40d$ の位置で $-40d = 14.1 \text{ N/mm}^2$ という大きな値となった。

10 サイクルの最大荷重 $\sigma_0 = 972 \text{ N/mm}^2$ のときの付着応力度は、 $-30d$ から $-40d$ にかけて直線的に上昇して、 $-40d = 24.8 \text{ N/mm}^2$ という極大値に達した。梁下部の $-30d$ から $-40d$ は、梁の曲げによるコンクリートの中立軸または圧縮部にある。コンクリートの圧縮応力度の拘束効果が付着強度増大に貢献していると思われる。このことは 5 章で詳しく検討する。

11 サイクルおよび 12 サイクルでは、引き抜き耐力である最大荷重が低下すると同時に、 $-30d$ から $-40d$ の最大付着応力度も低下し、アンカー筋全体が 3 mm から 6 mm 程度抜け出した。

梁幅 180SD980 試験体 (図 2.4.29 参照)

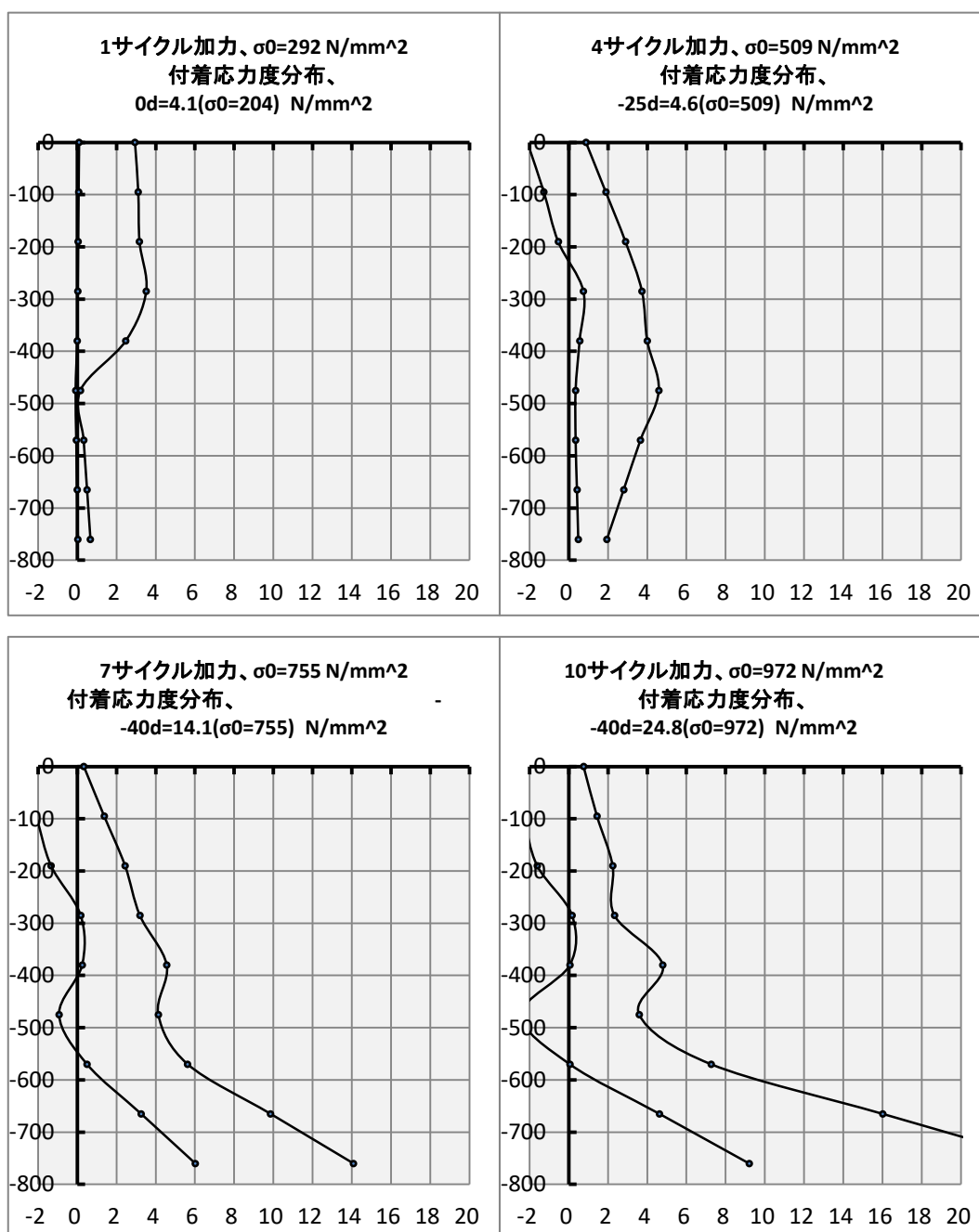


図 2.4.29 梁幅 180SD980 試験体の付着応力度分布

梁幅 180ⅧSD980 試験体 (図 2.4.30 参照)

図 2.4.30 に示すように、1 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 256 \text{ N/mm}^2$ までに、梁上端の鉄筋位置 0 において付着破壊し、付着応力度は頭打ちとなった。これは分布図には出ていないが、図の上部に記すように、 $\sigma_0 = 166 \text{ N/mm}^2$ の荷重のときに、鉄筋位置 0 での付着応力度は $0d = 3.9 \text{ N/mm}^2$ で最大となって、その後 $0d = 3 \text{ N/mm}^2$ 強 (図より読み取る) に低下した。最大荷重のときの付着応力度最大点は、0 d の位置であったが、-15 d の位置までほぼ一定の付着応力度であった。

4 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 507 \text{ N/mm}^2$ では付着破壊点がさらに深部に移動して、-25 d の位置に達し、最大付着応力度は $-25d = 5.2 \text{ N/mm}^2$ であった。

7 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 755 \text{ N/mm}^2$ では、0 d の付着応力度は 0 N/mm^2 近くまで下がり、-15 d まで直線的に $-15d = 4 \text{ N/mm}^2$ 強 (図より読み取る) に上昇し、-25 d まで一定であるが、-25 d から -40 d にかけて再び直線的に上昇して、-40 d の位置で $-40d = 10.4 \text{ N/mm}^2$ という大きな値となった。

10 サイクルの最大荷重 $\sigma_0 = 955 \text{ N/mm}^2$ のときの付着応力度は、-25 d から -40 d にかけて直線的に上昇して、 $-40d = 18.2 \text{ N/mm}^2$ という極大値に達した。梁下部の -30 d から -40 d は、梁の曲げによるコンクリートの中立軸または圧縮部にある。コンクリートの圧縮応力度の拘束効果が付着強度増大に貢献していると思われる。このことは 5 章で詳しく検討する。

梁幅 180ⅧSD980 試験体 (図 2. 4. 30 参照)

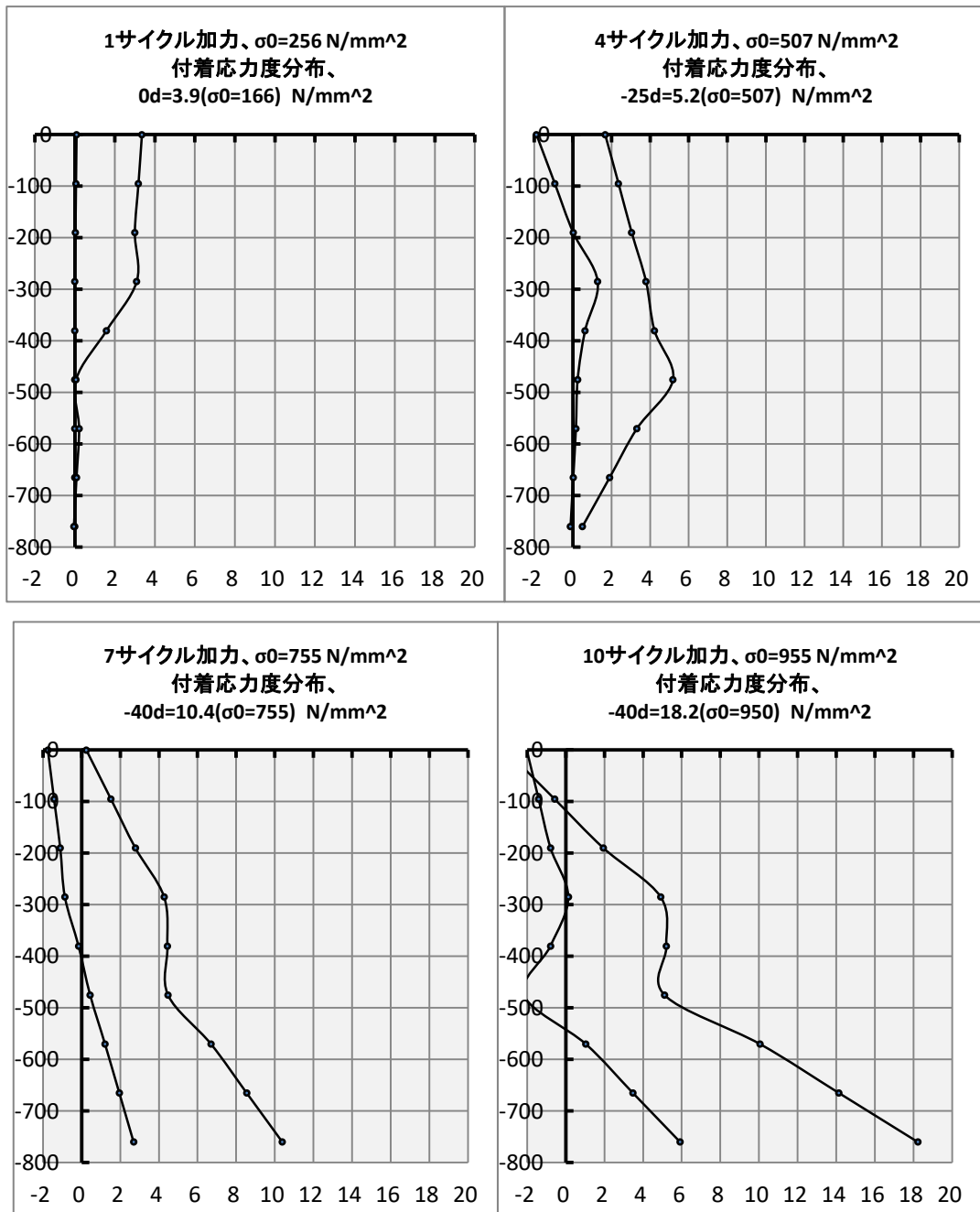


図 2. 4. 30 梁幅 180ⅧSD980 試験体の付着応力度分布

梁幅 220SD345 試験体 (図 2.4.31 参照)

図 2.4.31 に示すように、1 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 127 \text{ N/mm}^2$ のときに、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 3.7 \text{ N/mm}^2$ であった。

3 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 253 \text{ N/mm}^2$ では、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 5.6 \text{ N/mm}^2$ であった。

5 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 379 \text{ N/mm}^2$ では、それより手前の $\sigma_0 = 293 \text{ N/mm}^2$ において、鉄筋位置 0 の付着応力度は最大となり $0d = 5.7 \text{ N/mm}^2$ で付着破壊した。最大荷重では低下して $\tau_0 = 4 \text{ N/mm}^2$ 強となった。

8 サイクルの最大荷重 $\sigma_0 = 455 \text{ N/mm}^2$ のときの付着応力度は、位置 0 で $0d = 3 \text{ N/mm}^2$ 弱、位置 -300 で $-300\text{mm} = 4 \text{ N/mm}^2$ 強の最大値となるが、梁下部に向かって漸減し 0 となった。

この試験体の付着応力度分布からは、位置 0 以外の場所での付着破壊は確認できなかった。

梁幅 220SD345 試験体 (図 2. 4. 31 参照)

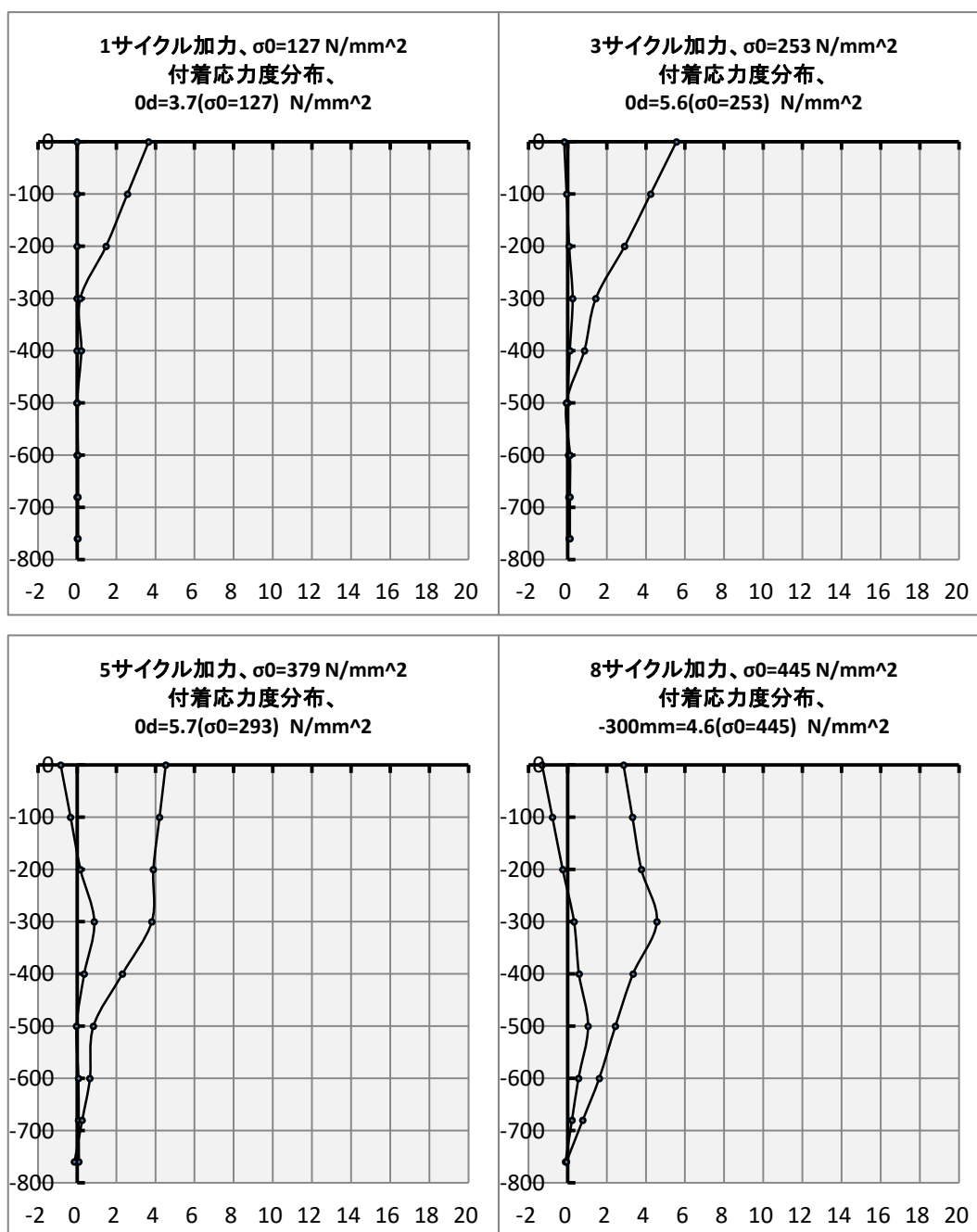


図 2. 4. 31 梁幅 220SD345 試験体の附着応力度分布

梁幅 220SD685 試験体 (図 2.4.32 参照)

図 2.4.32 に示すように、1 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 257 \text{ N/mm}^2$ のときに、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 6.1 \text{ N/mm}^2$ であった。

3 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 512 \text{ N/mm}^2$ に至る前の $\sigma_0 = 329 \text{ N/mm}^2$ のときに、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 6.5 \text{ N/mm}^2$ であったが最大荷重のときには付着破壊したので $0d = 4 \text{ N/mm}^2$ 弱に低下した。

6 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 763 \text{ N/mm}^2$ では、位置 0 から -300 までは 3 サイクルのときよりも付着応力度は低下するが、 -400 から -760 の位置の付着応力度は上昇し $5 \sim 6 \text{ N/mm}^2$ に分布した。

7 サイクルの最大荷重 $\sigma_0 = 821 \text{ N/mm}^2$ のときの付着応力度は、位置 0 で $0d = 0 \text{ N/mm}^2$ 、位置 -300 で $-300 \text{ mm} = 5 \text{ N/mm}^2$ 強となり、梁下部に向かってさらに漸増して、 $-40d = 10.2 \text{ N/mm}^2$ となった。

梁幅 220SD685 試験体 (図 2.4.32 参照)

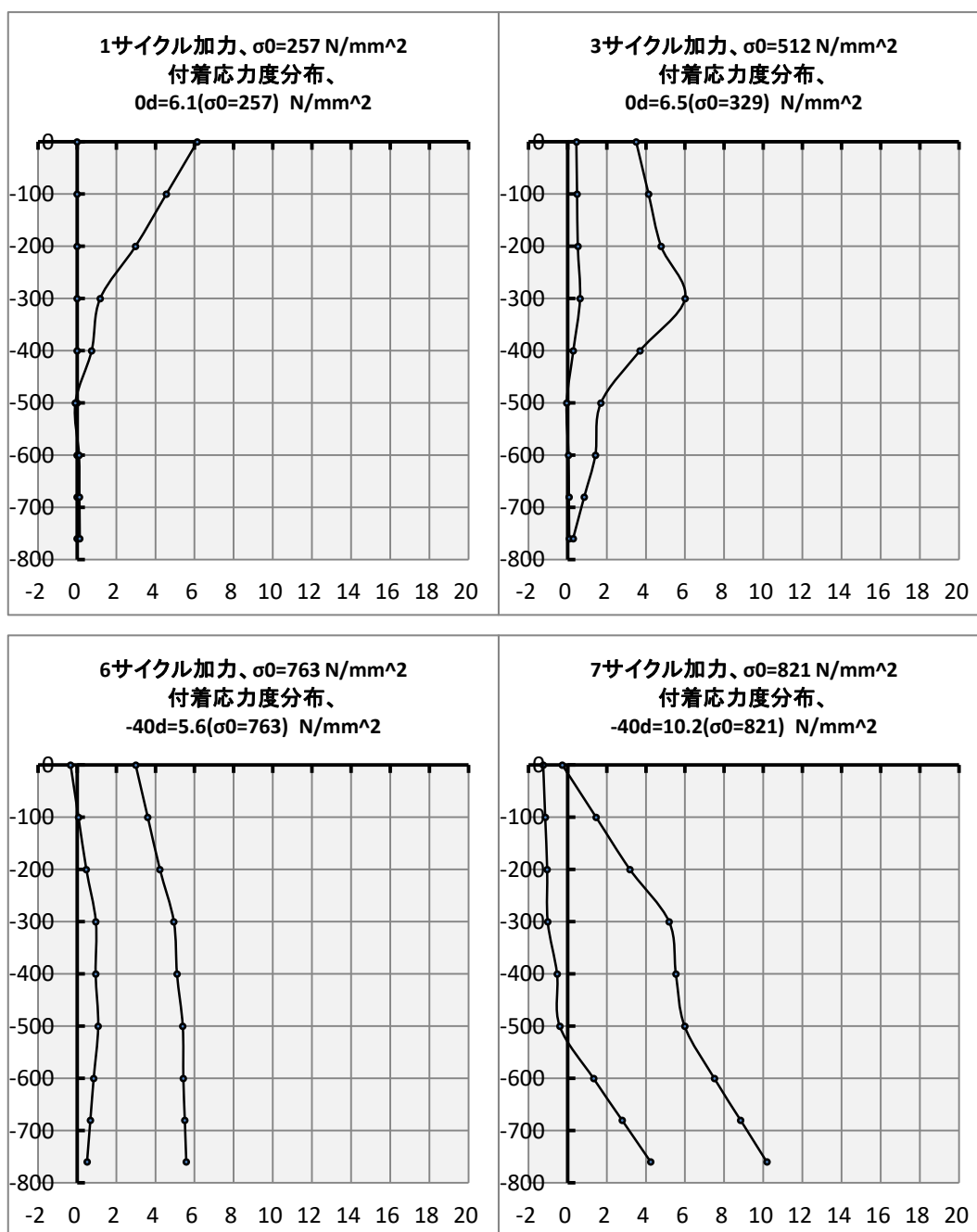


図 2.4.32 梁幅 220SD685 試験体付着応力度分布

梁幅 220ⅧSD980 試験体 (図 2.4.33 参照)

図 2.4.33 に示すように、1 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 257 \text{ N/mm}^2$ のときに、梁上端の鉄筋位置 0 d から -15 d において、付着応力度は平滑な分布をした。付着応力度は -15 d で最大値 $-15 \text{ d} = 3.4 \text{ N/mm}^2$ を示した。

4 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 506 \text{ N/mm}^2$ では、 0 d と -5 d では付着応力度は 1 サイクル目より減少したので付着破壊していた。 -15 d で最大付着応力度となり $-15 \text{ d} = 5.6 \text{ N/mm}^2$ に達した。

7 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 754 \text{ N/mm}^2$ では、 0 d の位置の付着応力度は $0 \text{ d} = 1 \text{ N/mm}^2$ に減少した。 0 d から -15 d にかけて直線的に上昇して、 $-15 \text{ d} = 4 \text{ N/mm}^2$ に増加し、 -25 d までは増加せず -25 d から末端まで直線的に増加した。 -40 d の位置で $-40 \text{ d} = 10.0 \text{ N/mm}^2$ という大きな値となった。

10 サイクルの最大荷重 $\sigma_0 = 826 \text{ N/mm}^2$ のときの付着応力度は、 -30 d から -40 d にかけて直線的に上昇して、 $-40 \text{ d} = 14 \text{ N/mm}^2$ 弱の極大値を示しているが、この場合、最大荷重の前の $\sigma_0 = 749 \text{ N/mm}^2$ のとき付着破壊して、最大付着応力度 $-40 \text{ d} = 14.1 \text{ N/mm}^2$ に達していた。

梁幅 220ⅧSD980 試験体 (図 2. 4. 33 参照)

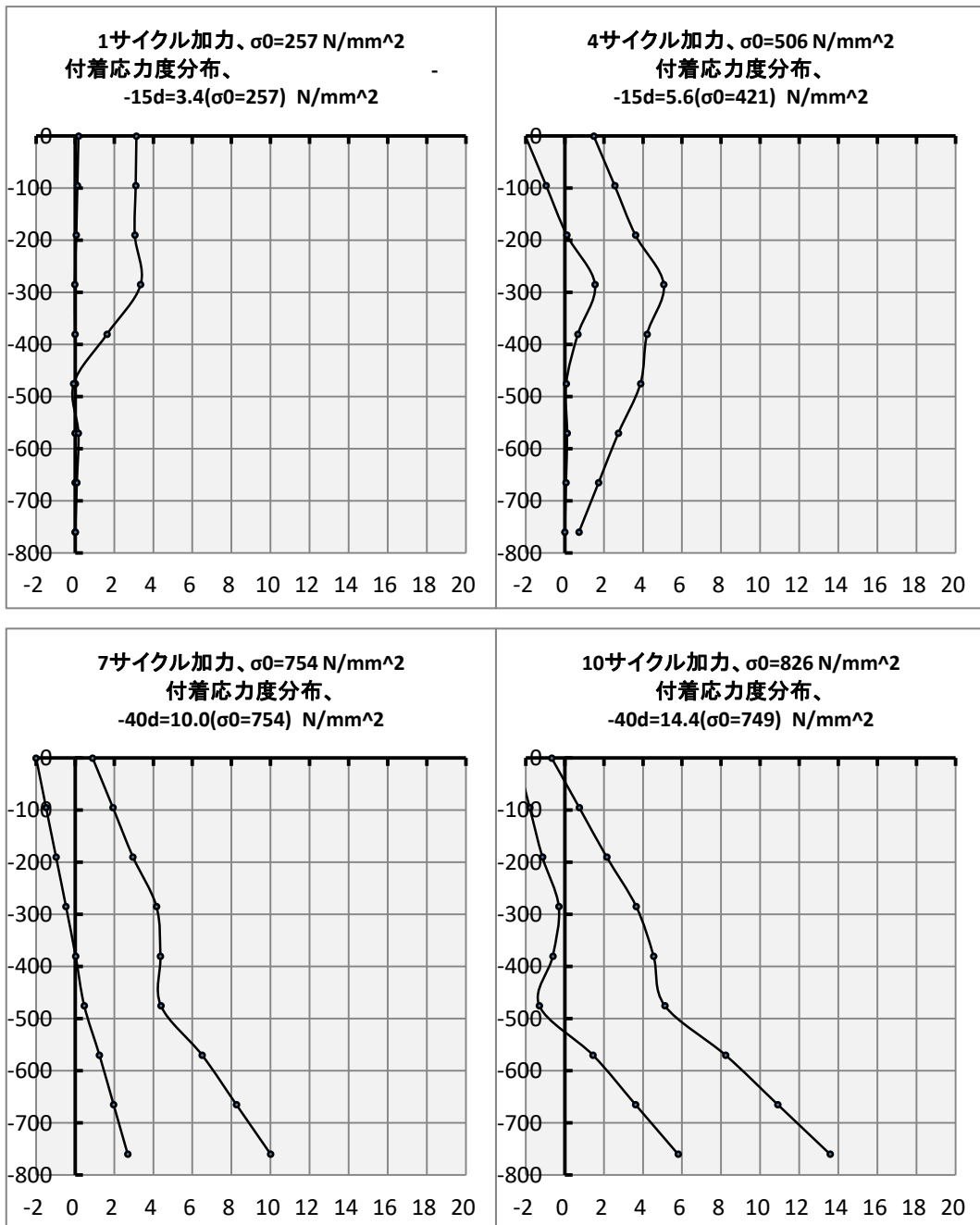


図 2. 4. 33 梁幅 220ⅧSD980 試験体の付着応力度分布

梁幅 330SD980 試験体 (図 2.4.34 参照)

図 2.4.34 に示すように、3 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 238 \text{ N/mm}^2$ のときに、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 7.0 \text{ N/mm}^2$ であった。

4 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 494 \text{ N/mm}^2$ に至る前の $\sigma_0 = 335 \text{ N/mm}^2$ のときに、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 8.3 \text{ N/mm}^2$ であったが最大荷重のときには付着破壊したので $0d = 6 \text{ N/mm}^2$ 強に低下した。

7 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 749 \text{ N/mm}^2$ では、位置 0 から -200 までは 4 サイクルのときよりも付着応力度は低下するが、 -300 の位置の付着応力度は、最大荷重の前の $\sigma_0 = 607 \text{ N/mm}^2$ のときに $-300\text{mm} = 7.0 \text{ N/mm}^2$ の最大付着応力度に至った。

14 サイクルの最大荷重 $\sigma_0 = 1041 \text{ N/mm}^2$ のときの付着応力度は、位置 0 で $0d = -1 \text{ N/mm}^2$ 、位置 -300 で $-300\text{mm} = 5 \text{ N/mm}^2$ となり、梁下部に向かってさらに漸増して、最大荷重より前の $\sigma_0 = 1026 \text{ N/mm}^2$ のとき $-40d = 18.1 \text{ N/mm}^2$ となった。

梁幅 330SD980 試験体 (図 2. 4. 34 参照)

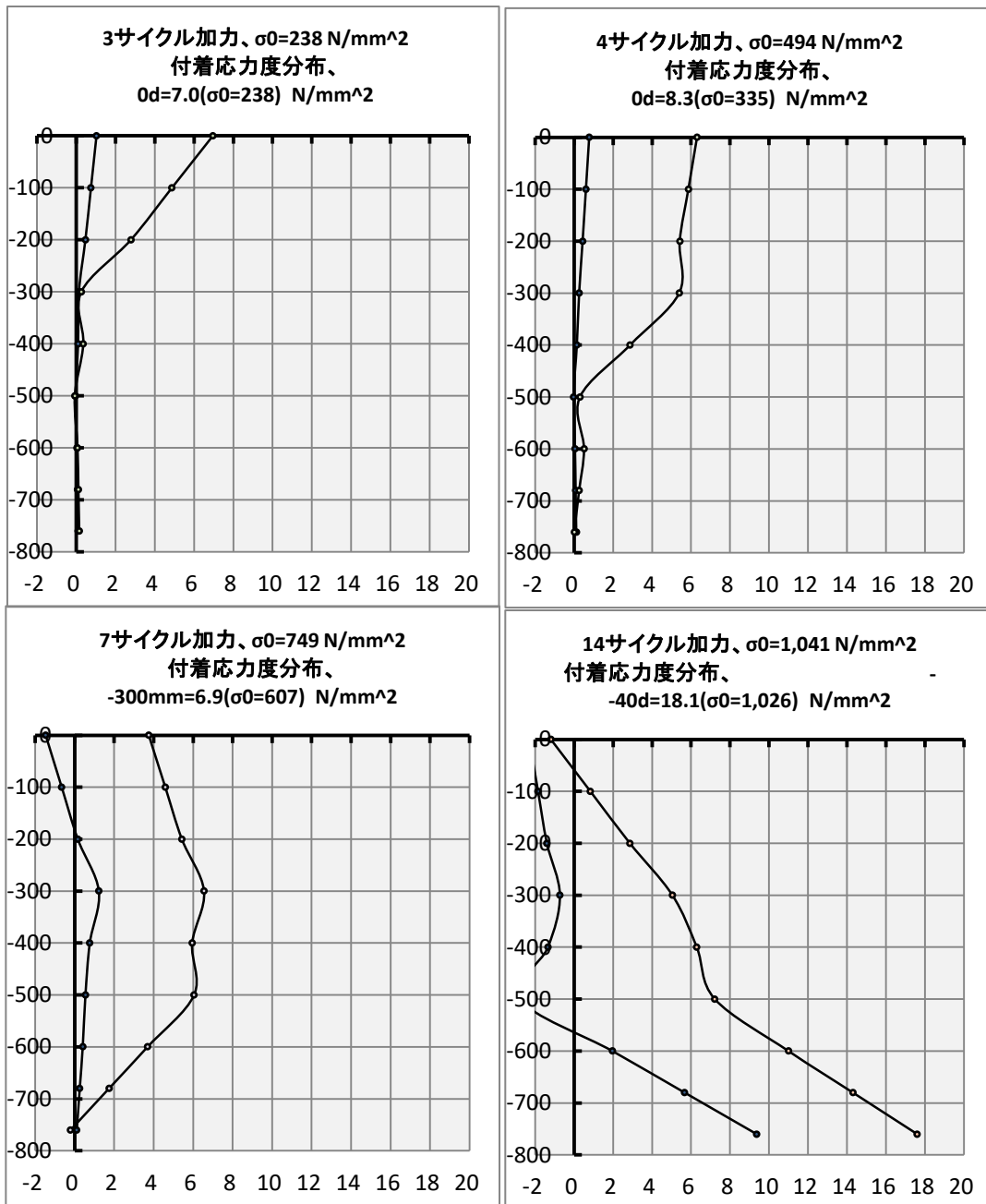


図 2. 4. 34 梁幅 330SD980 試験体の付着応力度分布

梁幅 440SD980 試験体 (図 2.4.35 参照)

図 2.4.35 に示すように、1 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 259 \text{ N/mm}^2$ のときに、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 7.3 \text{ N/mm}^2$ であった。

3 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 529 \text{ N/mm}^2$ に至る前の $\sigma_0 = 342 \text{ N/mm}^2$ のときに、付着応力度は梁上端の鉄筋位置 0 において最大となり、 $0d = 8.0 \text{ N/mm}^2$ であったが最大荷重のときには付着破壊したので $0d = 6 \text{ N/mm}^2$ 強に低下した。

6 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 757 \text{ N/mm}^2$ では、付着応力度は位置 -500 で最大値 $-500 \text{ mm} = 7.6 \text{ N/mm}^2$ となった。

11 サイクル目の最大荷重 $\sigma_0 = 995 \text{ N/mm}^2$ のときの付着応力度は、位置 0 で $\tau_0 = 0 \text{ N/mm}^2$ 、位置 -300 で $-300 \text{ mm} = 3 \text{ N/mm}^2$ 弱となり、梁下部に向かって漸増して、 $-40d = 17.5 \text{ N/mm}^2$ となった。

梁幅 440SD980 試験体 (図 2. 4. 35 参照)

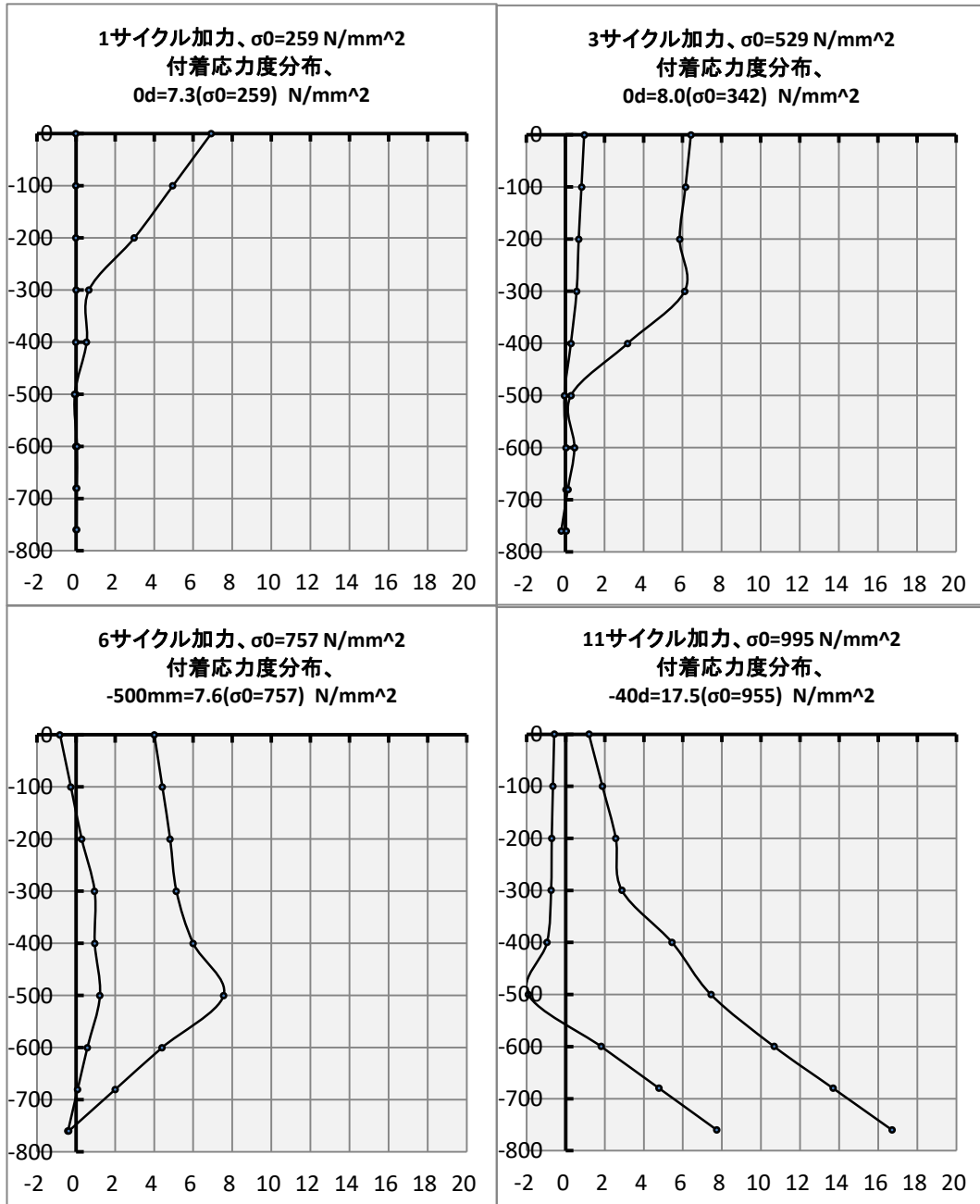


図 2. 4. 35 No. 7 440mm SD980 付着応力度分布

付着破壊は荷重の上昇とともに、梁上端から下方に向かって進行した。

梁下部の-30 d から-40 d は、梁の曲げによるコンクリートの中立軸または圧縮部となる。コンクリートの圧縮応力度の拘束効果が付着強度増大に貢献していると思われる。このことは5章で詳しく検討する。

各図で共通することは1サイクルを除き、加力開始時の付着応力度が負になっている区間が梁上部にあることである。これは前サイクルの除荷時の履歴を継承するもので、ここにはデータの掲載を割愛するが、前サイクルの最大荷重時にはプラスであった付着応力度が除荷する途中でマイナスにまで低下した。これは除荷時には、加力時のコンクリートの変形が戻らず残留するため、コンクリート中の鉄筋の歪度も元に戻らず残留するからであり、上部より下部の鉄筋軸応力度が大きくなるメカニズムがあったことを示している。従って片振りの繰り返し荷重であっても、このメカニズムが繰り返されると、付着性能は低下することを示唆している。

2.4.6 付着応力度-すべり関係

アンカー筋のすべりは鉄筋の歪度の積分を自由端すべりに加えてすべり値とした。また、SD980を用いた梁幅180mm試験体および梁幅220mm試験体においては試験体コンクリート側面に歪ゲージを貼り付け、コンクリートの鉛直方向歪度分布を求めた。自由端からこの歪度を各鉄筋位置まで積分して、鉄筋軸歪度の積分から差し引いて自由端すべりを加えたものを、鉄筋とコンクリート間の相対すべりと定義した。このすべりの計算例を示す。このすべりとアンカー筋定着位置ごとの付着応力度の関係を図2.4.36～図2.4.42に示す。定着位置が加力端の0dから25dの位置までは、すべりが0.2mm以下で最大あるいはそれに近い付着応力度に達し、それ以上のすべりでは付着破壊のため付着耐力が低下している。30dから40dでは、すべりが1mm, 0.6mm, 0.3mmで大きな付着応力度に達し、それ以降付着破壊のため耐力が減少した。

すべりの算定

アンカー筋には、上端(0d)から下端方向へ10dずつ4点を歪ゲージで測定している。計算式はアンカー筋の歪度の積分を自由端すべりに加えている。

$$S = S_1 + \int \varepsilon \times dx$$

ここで、

S : 求める点のすべり

S₁ : 自由端すべりを含めた前の測定点のすべり

ε : σ/E_s (σ : 応力度, E_s : アンカー筋のヤング係数)

dx : 測定間距離

例として0dと10dの間である5dのすべり量を、各荷重段階における(2.4.7)式の近似曲線式の係数(a,b,c)を用いて算定する。

$$\text{アンカー筋すべり}(S) = \frac{\left\{ a \times (5d - 10d) + \left(b \times \frac{5d^2 - 10d^2}{2} \right) + \left(c \times \frac{5d^3 - 10d^3}{3} \right) \right\}}{E_s} + 10d \text{ 位置のすべり量}$$

ここで、

E_s : アンカー筋のヤング係数である。

コンクリート歪度は図2.3.2より、5d位置に3点、10d位置に1点、15d位置に2点、20d位置に1点、30d位置に1点貼り付けている。同位置に複数貼り付けている個所では歪の差が少ないことを確認したため平均値とした。なお、25d位置の歪度は20dと30dの歪度の平均値とし、35d位置の歪度は40d位置の歪度を0と仮定し、30dと40dの平均値とした。

$$\text{コンクリート変位}(S) = 10d \text{ 位置の変位} + (5d \text{ 位置の } \varepsilon + 10d \text{ 位置の } \varepsilon) / 2 \times (5d - 10d) \times 10^{-6}$$

求められたアンカー筋すべりから、コンクリート変位を差し引いて、アンカー筋とコンクリート間の相対すべりと定義した。

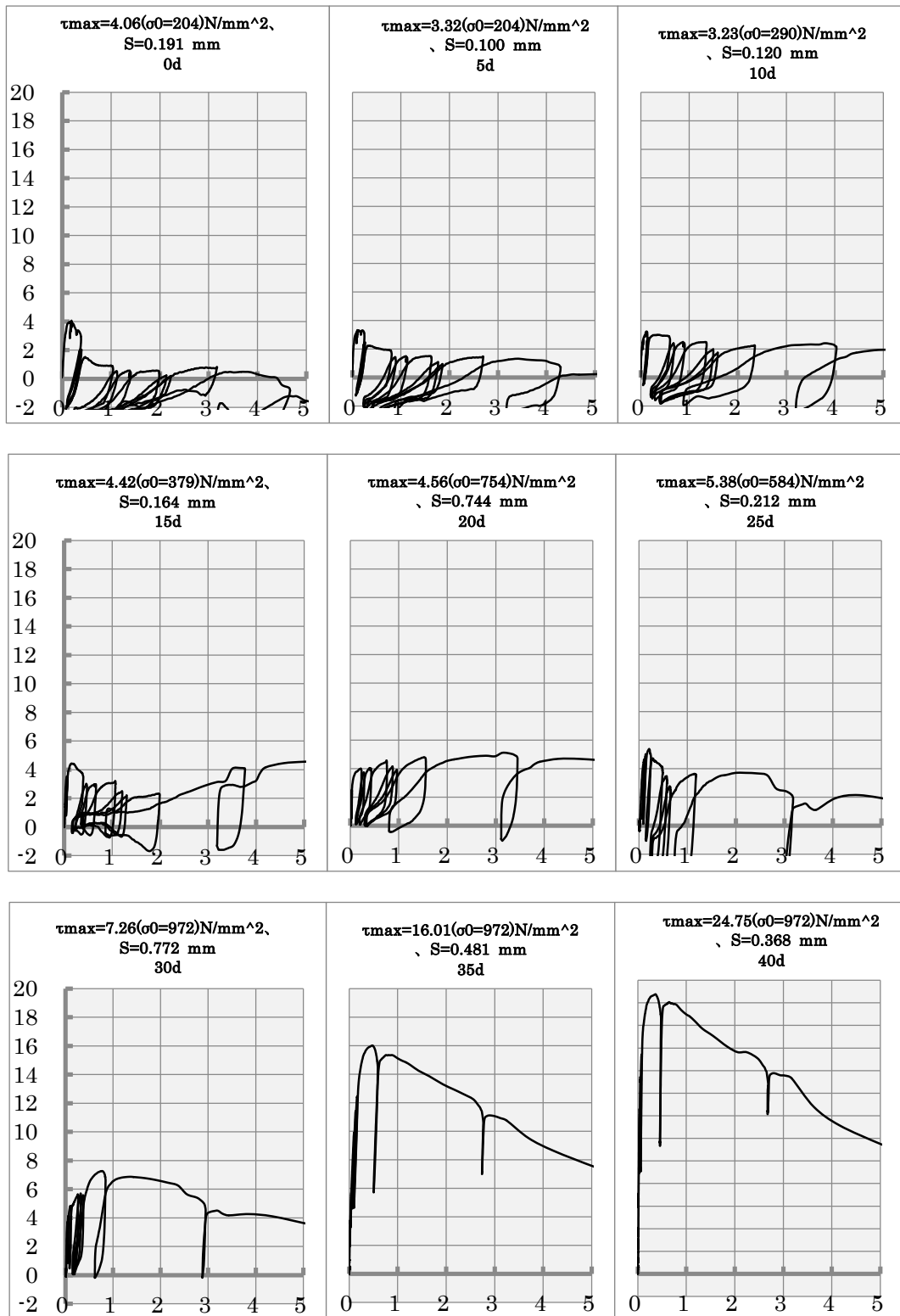


図 2.4.36 梁幅 180SD980 試験体の τ (N/mm^2) - S (mm) 関係

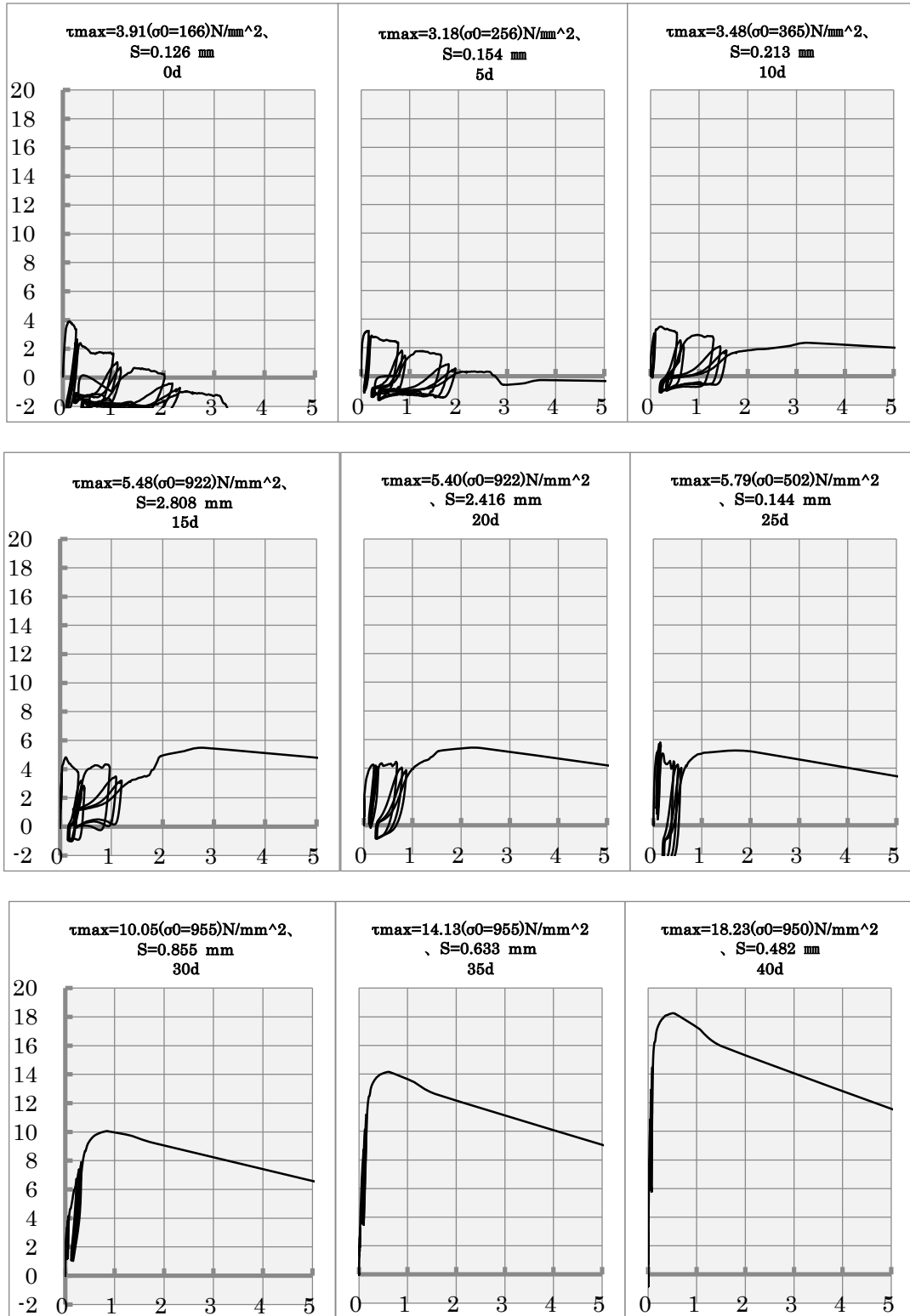


図 2.4.37 梁幅 180ⅧSD980 試験体の τ (N/mm²) - S (mm) 関係

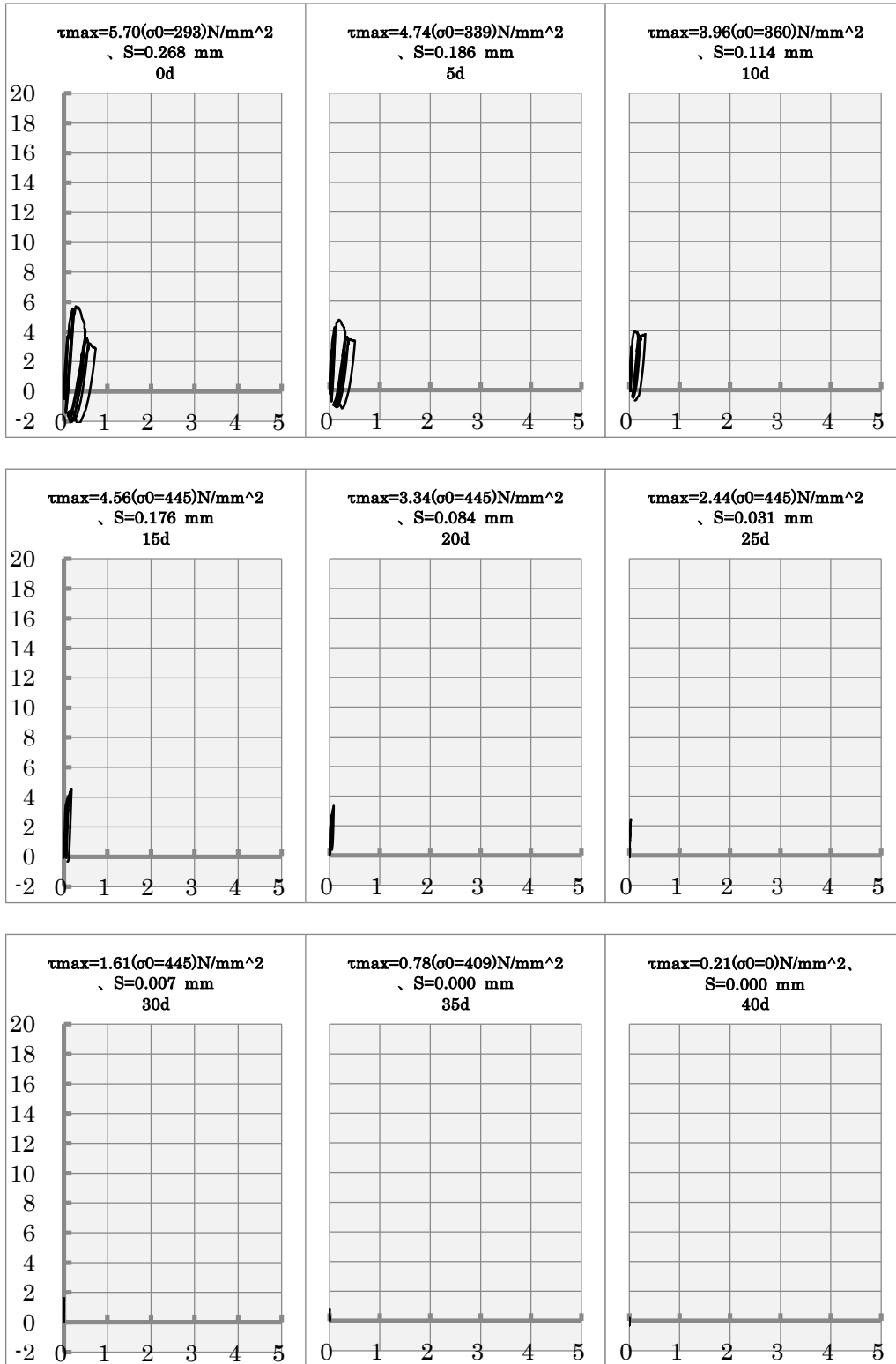


図 2.4.38 梁幅 220SD345 試験体の τ (N/mm²) - S (mm) 関係

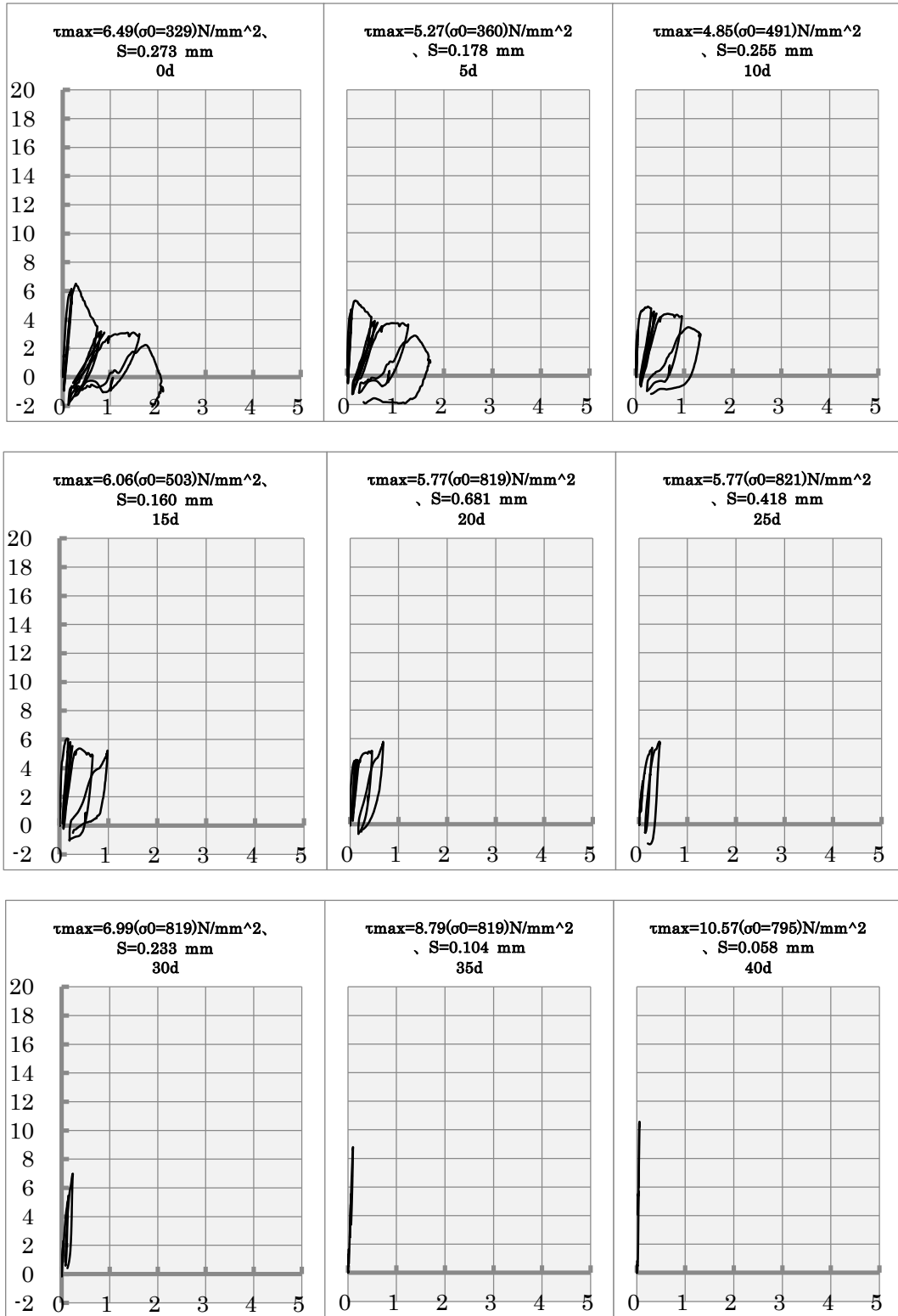


図 2.4.39 梁幅 220SD685 試験体の τ (N/mm²) -S (mm) 関係

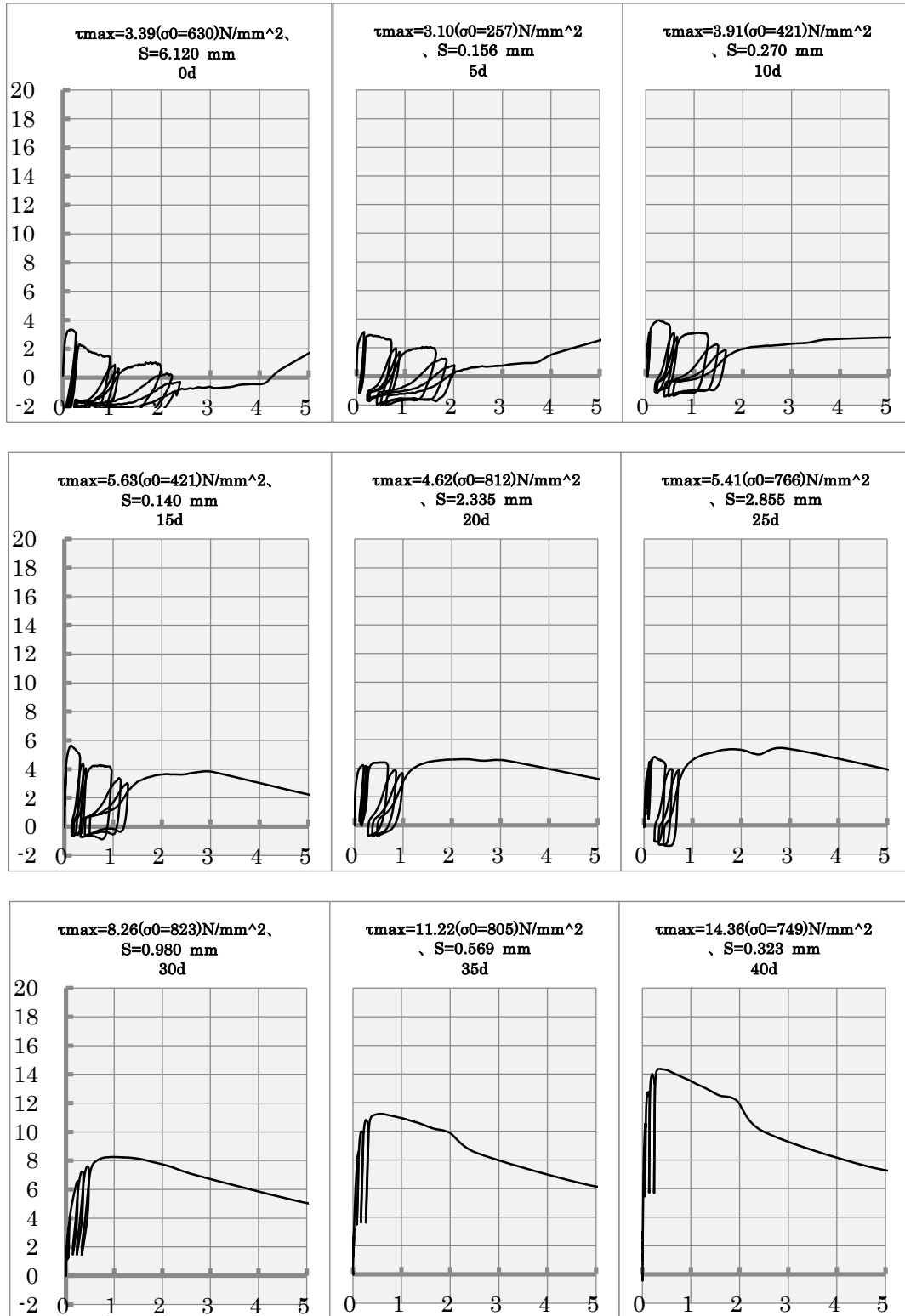


図 2.4.40 梁幅 220mmSD980 試験体の τ (N/mm²) - S (mm) 関係

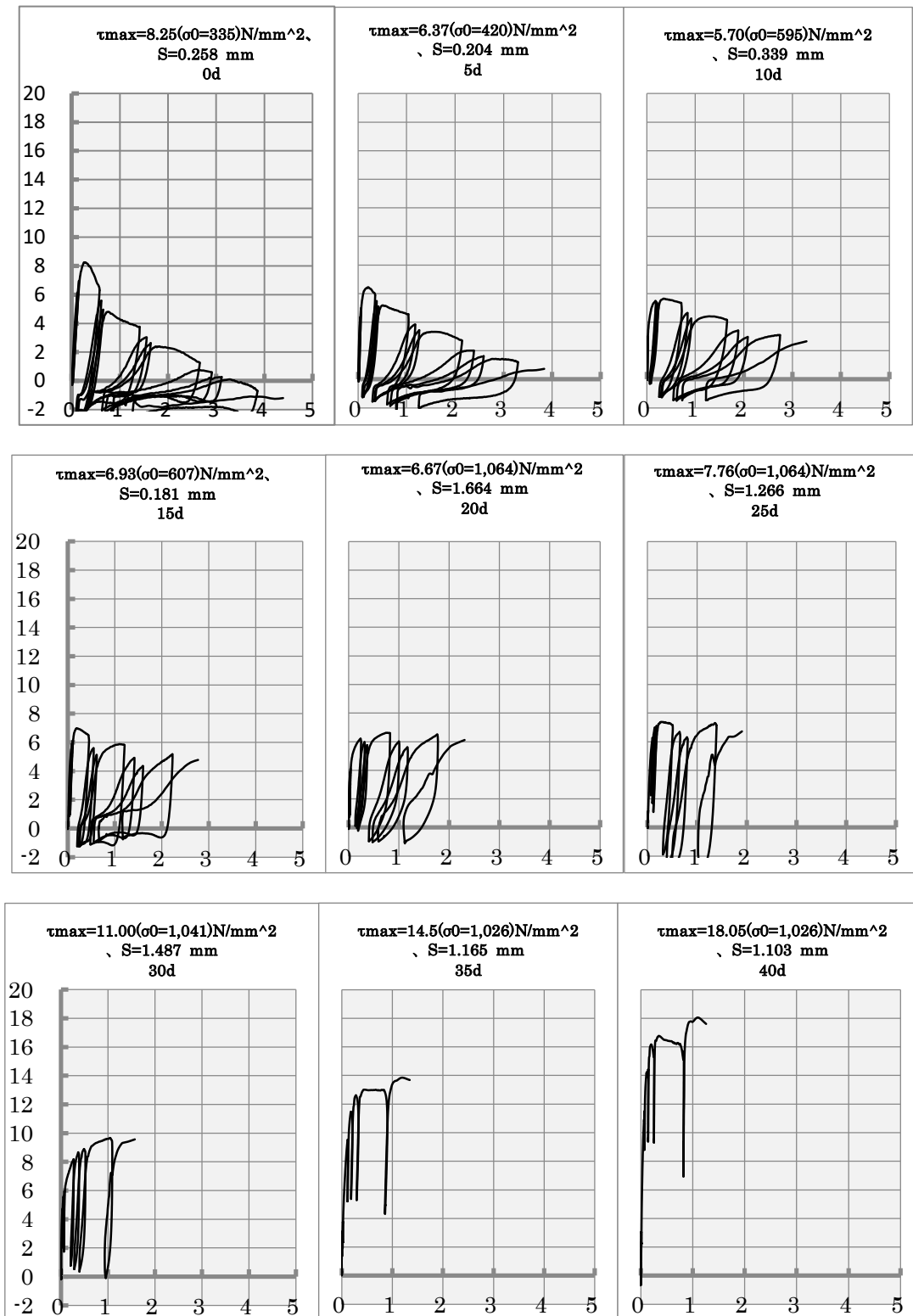


図 2.4.41 梁幅 330SD980 試験体の τ (N/mm^2) - S (mm) 関係

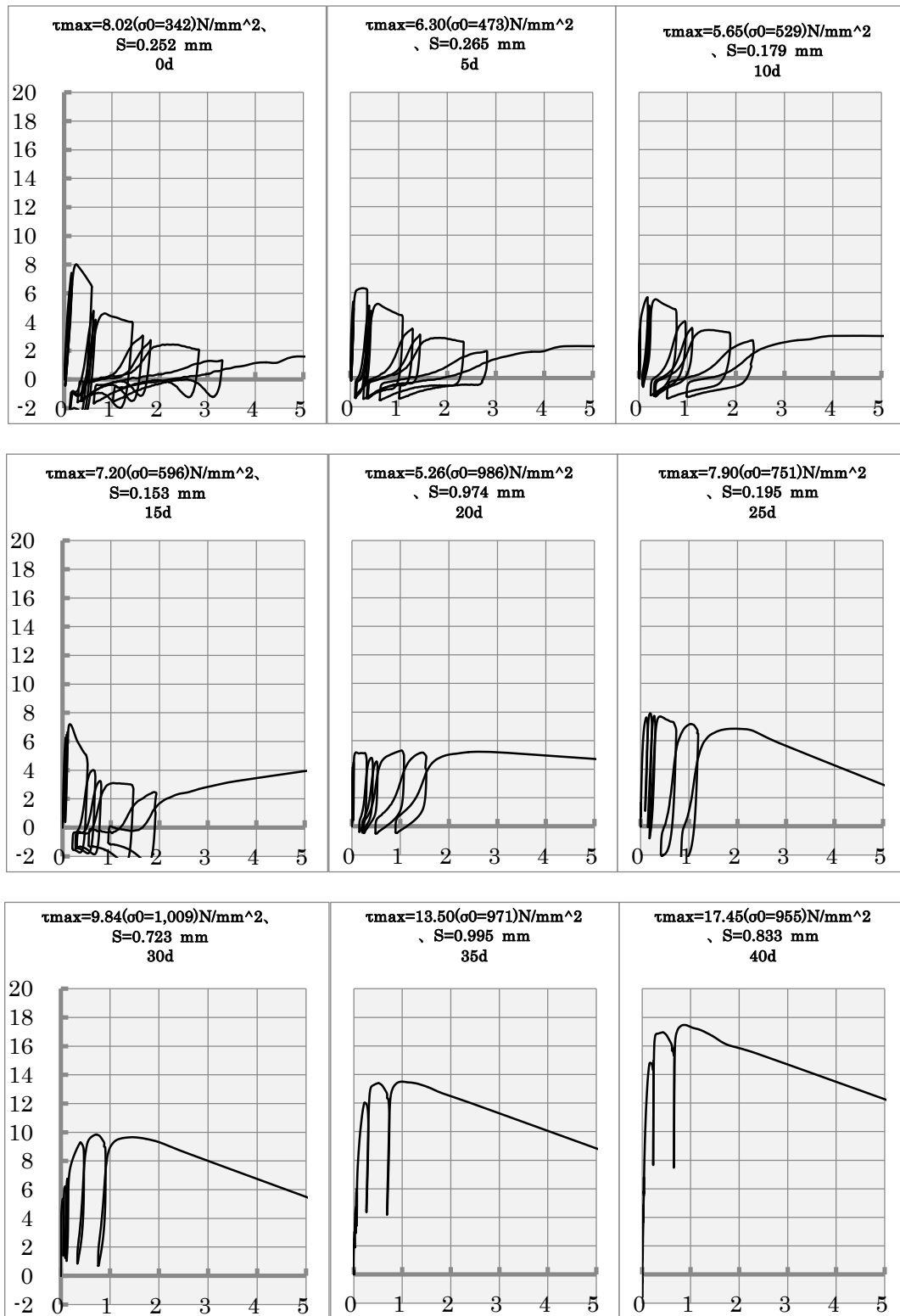


図 2.4.42 梁幅 440SD980 試験体の τ (N/mm²) -S (mm) 関係

2.5 全長付着試験体の実験結果のまとめ

2.5.1 破壊状況

梁上面と側面のひびわれの発生と進展状況を詳しく記録した。ひびわれは梁上面と梁側面上部に最も早く発生した。アンカー筋の根元に発生したこのひびわれが、その近傍の付着破壊と密接に関わっていると考えられるので、5.1 で検討する。曲げモーメントを受ける梁には曲げひびわれが発生するが、内部のアンカー筋に接するコンクリートの付着破壊とどのような関係にあるかは不明である。また梁側面の上部の上端筋の高さ付近に水平に発生したひびわれも付着破壊と関係すると思われる。他にも梁側面の中央中段から斜め上方向に発生したひびわれも付着破壊と関係すると思われる。ただしこのひびわれが梁幅 440 mm の試験体には発生していないことも重要な関心事である。梁幅 180 mm の試験体に梁側面下部から斜め上に発生したせん断ひびわれは、付着破壊とはそれほど関係しないと考えられる。梁幅が 330 mm 以下の試験体で、アンカー筋の抜け出しとともに接するコンクリートの塊が、いわゆる一般のアンカー引き抜き試験で起きるようなコーン状の破壊を示したのは、内部の付着破壊が相当進行した後での話として、本論文では重要視しない。

2.5.2 抜け出し量

梁上面のコンクリートとアンカー筋の相対ずれを抜け出しと定義し、直接測定した。ゲージホルダーを基準として、梁上面位置のアンカー筋とコンクリートの変位差を間接的に測定して、上記相対ずれの直接測定の値と比較したところほぼ一致した。本論文では詳細な記述を割愛した。梁上面のコンクリートの変位測定のための標点は、アンカー筋の軸心から 75 mm 離れた軸対称の 2 点であったことをここに追記する。梁幅が 220 mm で SD345 の鋼種のアンカー筋を使用した標準試験体では、アンカー筋が降伏するまでは、抜け出しは 0.5 mm 以下で非常に微小であったが降伏後不連続に 2 mm まで増大し、歪硬化後の破断直前では 4 mm まで増大した。アンカー筋を実際に設計するときには許容応力度以下で使用する必要がある。SD685 のアンカー筋も同様である。SD980 のアンカー筋を用いるのは特殊であって、めったに実用されないが、もし使用するのであれば抜け出さないまでの最大荷重時には 3 mm か 4 mm の抜け出しがあり、それ以降は引き抜き耐力が急に低下すること、繰り返し荷重を受けると付着破壊が上部から下部へと進行し、位置方向に荷重をかけた時よりも抜け出しは増加し引き抜き耐力も低下することに注意する必要がある。

2.5.3 アンカー筋の軸応力度

歪ゲージを貼付してアンカー筋の軸応力度を求めた。ゲージ貼付のピッチは鉄筋径の 10 倍くらいがよい。5 倍だと付着強度を弱める。10 倍くらいにして、中間は適切な近似式で推定できる。本論文では梁の上下に接する測定区間は位置の 2 次関数、内部の測定区間は位置の 3 次関数として、任意の位置の軸応力度を求めて良い結果となった。

2.5.4 アンカー筋の付着応力度

上記のアンカー筋の軸応力度の近似式を利用して、付着応力度も連続関数として任意の位置の値を求めることができた。鉄筋軸方向の付着応力度分布から、梁の上端から $2.5d$ 近傍の位置まで順番に付着破壊が発生し、付着応力度は $5 \sim 10 \text{ N/mm}^2$ の幅であったこと、および $3.0d$ から $4.0d$ では梁下端に近づくほど非常に大きな付着応力度に達することなどが分かった。

2.5.5 τ — S 関係

アンカー筋の軸方向位置と同じ高さのコンクリート側面の位置での変位差を「すべり」と定義した。すべりを算出するのに検討したのは、コンクリートの鉛直方向の変形である。梁幅 180 mm の試験体において、梁側面中央の中心線に沿って、歪ゲージを貼付してコンクリートの鉛直歪度を求め、その結果を考慮しても、その変形を無視した場合と比較して、すべりの値はほとんど変わらなかった。そこで他の試験体では無視した計算式ですべりを算出した。なお、第3章、第4章においても同様に検討を行うこととした。付着応力度とすべりの関係が明確になったので、アンカー筋の任意の軸方向位置で起きた付着破壊が明瞭になった。このことを利用して、5.2で付着耐力の検討をする。

第3章 区間限定の定着実験

3.1 実験の目的

本実験では、第2章で用いた試験体と同じ形状を同じ方式で実験を行った。

本章では薄肉断面で梁せいが高い場合の定着において、定着区間を分割させ実験を行う。一般的な付着試験法のような定着長さが小さい場合での性状と比べて、実大の定着長さをとった場合の性状は異なる。また、アンカー筋に引張力を与えることで梁に曲げモーメントが加わった場合、その梁に定着されるアンカー筋の定着長さが長くなった場合では、定着起点からそれ以降の性状が区間毎に変わってくるものと推察される。これらを踏まえて、定着区間を4分割しそれぞれの部分の詳細な定着性状について比較する。

3.2 実験方法

3.2.1 試験体一覧

図 3.2.1 に試験体形状を示し、試験体一覧を表 3.2.1 に示す。試験体の梁幅は 220mm とし、梁せいは 760mm と一定とした。試験体全長は 2500mm とし、プレキャスト壁式鉄筋コンクリート造基礎立ち上がり部分を想定したものとなっている。試験体自体の配筋として、主筋は 4-D16、せん断補強筋は 2-D10 とし、アンカー筋には D19 (SD685) 異形鉄筋を用い試験体中央に配筋した。アンカー筋の定着長さは梁せいに対して 4 等分し区間 I (0~200mm)、区間 II (200~400mm)、区間 III (400~600mm)、区間 IV (600~760mm) と、定着区間を 4 つに限定させた試験体を作成した。各区間以外の部分はアンボンドとし、発泡スチロールでアンカー筋を養生しコンクリートとの付着を除去している。コンクリートは設計基準強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ に設定している。

表 3.2.1 試験体一覧

試験体記号	梁幅	軸歪度	アンカー筋	コンクリート
	mm	測定点数	○文字は識別番号	
梁幅220SD685 区間 I	220	2	SD685⑤	㊦
梁幅220SD685 区間 II				
梁幅220SD685 区間 III				
梁幅220SD685 区間 IV				

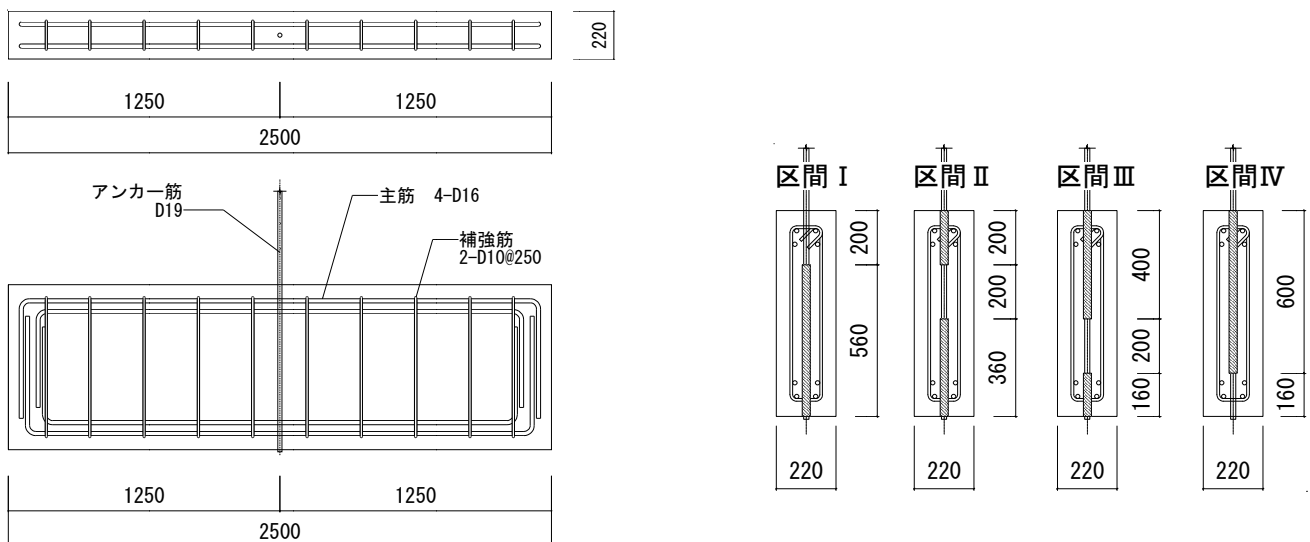


図 3.2.1 試験体形状

3.2.2 使用材料

アンカー筋の材料試験結果一覧を表 3.2.2、コンクリート材料試験結果を表 3.2.3 に示す。本章の試験体一覧にある材料区分⑤および④の識別番号は本実験で使用したアンカー筋の結果となり、表 3.2.2 および表 3.2.3 と関連づけられている。

本章では試験体総数は 4 体とし、定着区間を変えた試験体となる。定着部分はすべて直接定着試験体とし、アンカー筋への歪ゲージ測定点は定着起点からコンクリート外への 1 点と各区間中心の 1 点の計 2 点としている。ゲージ位置図は 3.2.3 項の加力方法および測定方法に記す。

使用したアンカー筋の材料試験は JIS Z 2241 に準拠して行った。試験体数は 3 体とし、歪ゲージを貼り付けて歪の測定を行った結果を示している。材料試験結果から得られた応力(σ)・歪(μ)関係を図 3.2.2 に示す。

コンクリートの材料試験は JIS A 1108 に準拠しておこなった。圧縮、割裂の試験を 3 体ずつ行っており、圧縮に関しては、歪ゲージを貼り付け、測定データから得られた応力(σ)・歪(μ)関係を図 3.2.3 に示す。

表 3.2.2 アンカー筋 材料試験結果

識別番号	呼び名と鋼種	降伏点	引張強さ	ヤング係数	伸び
		N/mm^2	N/mm^2	$\times 10^5 N/mm^2$	
⑤	D19 SD685	708	894	1.96	13.2

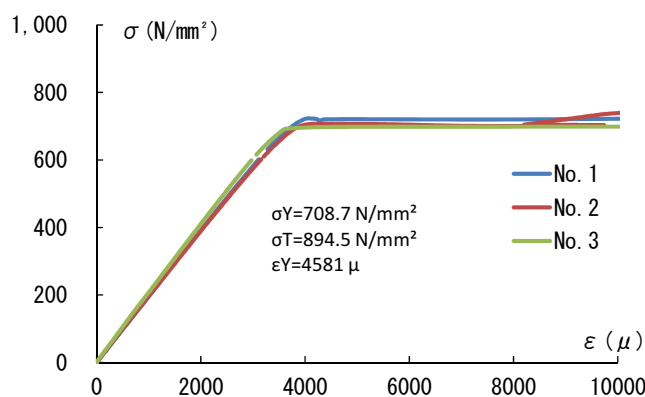


図 3.2.2 アンカー筋 材料試験 応力-歪関係

表 3.2.3 コンクリート 材料試験結果

識別番号	設計基準強度	区間	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	比重
	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	t/m ³
㊦	21	I, II	23.6	2.28	2.41 × 10 ⁴	2.23
		III, IV	26.8	2.59	2.86 × 10 ⁴	2.28

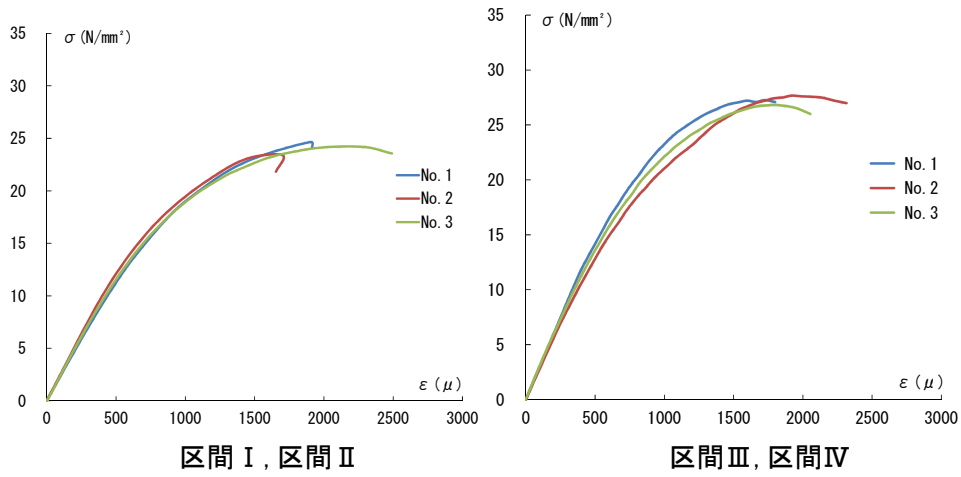


図 3.2.3 コンクリート 材料試験 応力-歪関係

3.3 加力方法および測定方法

載荷方法は第2章の全長付着の直線定着実験と同じ加力形式とした。またアンカー筋のコンクリートからの抜け出しと、梁のたわみを測定した。抜け出しについては、載荷端側コンクリート表面から伸びているアンカー筋に測定治具を取り付け、変位計 (DEL 1, DEL 2) を取り付けた。試験体底面から 10mm 程度突き出させたアンカー筋の抜け出し量も測定した (DEL 9)。梁のたわみについては、梁両側面の梁軸線上にゲージホルダーを取り付けて、それを基準点として測定した。たわみ測定点は梁せいの上面、中段、下面の三か所とし、試験体の表裏を同時に測定した (DEL 3~DEL 8)。

アンカー筋のすべりについては、2.3 節および 2.4.6 節で説明した近似式を用いて同じ計算方法で求めた。

加力ルールは定着区間別実験では一方向単調載荷とし、抜け出し確認後ある程度耐力が低下した時点で除荷した。

歪度の測定は歪ゲージを貼り付けて行い、アンカー筋の 1 か所について表裏 2 点に貼り付けた。貼り付け位置は、図 3.3.1 のように載荷端側コンクリート表面から 200mm 上のアンカー筋露出部と、定着区間の中央に歪ゲージを貼り付けた。

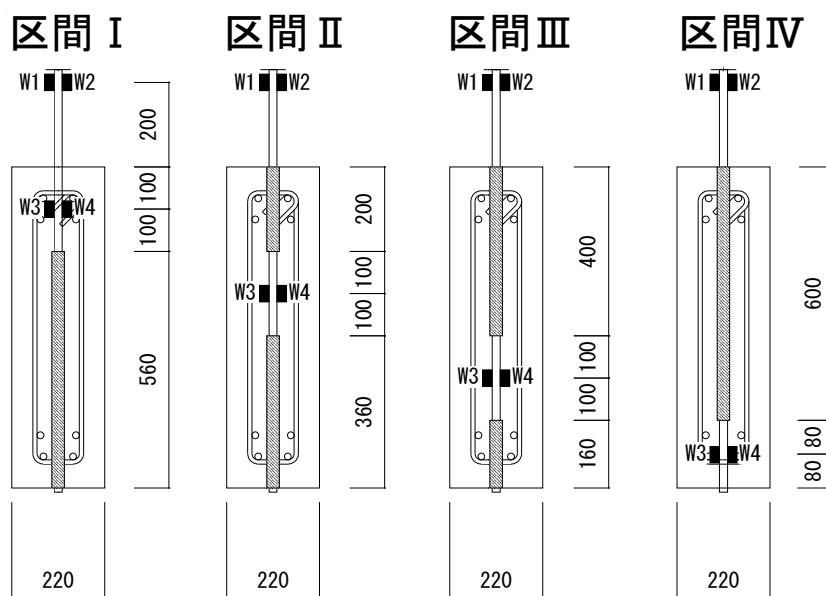


図 3.3.1 歪ゲージ位置図

3.4 実験結果

3.4.1 破壊状況

ひびわれ発生状況を図 3.4.1~3.4.4 に示す。図中の数字はその付近で発生したひびわれの荷重を示す。荷重の単位は N/mm^2 で、アンカー筋の軸応力度である。

区間Ⅰ試験体（図 3.4.1 参照）

荷重 $270\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、東西両面の梁上面から 100mm 程度まで初期のひび割れが発生した。荷重 $296\text{N}/\text{mm}^2$ までに、そのひびわれは梁せいの $1/2$ の深さまで進展した。一方荷重 $285\sim 298\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、その鉛直ひびわれの深さ 150mm の位置で水平に分岐するひびわれが現れ、左右の方向へ深さを 80mm 以下まで減少させながら進展した。荷重 $302\sim 304\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、上記水平ひびわれが若干進展するとともに、最終的に梁上面のアンカー筋の周りに環状のひびわれが発生し、その内側のコンクリートが盛り上がり外側と段差を生じた。

区間Ⅱ試験体（図 3.4.2 参照）

荷重 $162\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、アンカー筋の周りに微小なひびわれが観察されたが、これは発泡スチロールで付着の縁を切っている場所なので、大きな付着応力は作用していない。周辺の局部的で微細なひびわれと思われる。荷重 $284\text{N}/\text{mm}^2$ で西面中央上端に応力による初期ひびわれが発生した。東面にも荷重 $342\text{N}/\text{mm}^2$ で、同種の初期ひびわれが発生したが、これらに連続するひびわれは荷重 $480\text{N}/\text{mm}^2$ まで梁せいの $1/2$ 以上の深さまで進展した。しかし梁上面に連続するひびわれは発見できなかった。区間Ⅰ試験体に生じた水平方向へ分岐するひびわれは発生しなかった。東面上端中央より 300mm 右側に短い斜めひびわれが生じた。

区間Ⅲ試験体（図 3.4.3 参照）

荷重 $417\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、東面の梁上面から 40mm 程度まで初期のひび割れが発生した。西面には同種のひびわれが発見できなかったが、おそらく見落としと思われる、東西両面でこの初期ひび割れは、荷重 $527\text{N}/\text{mm}^2$ までに梁せいの 2 分の 1 の深さまで進展した。しかし梁上面に連続するひびわれは発見できなかった。最終的に荷重 $560\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、梁上面のアンカー筋の周りに環状のひびわれが発生したが、区間Ⅱ試験体と同様に、アンカー筋絶縁部周辺の局部的で微細なひびわれと思われる。

区間Ⅳ試験体（図 3.4.4 参照）

東面では荷重 $421\text{N}/\text{mm}^2$ 、西面では荷重 $424\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、梁中央上面に初期のひび割れが発生した。東面では荷重 $469\text{N}/\text{mm}^2$ 、西面では荷重 $437\text{N}/\text{mm}^2$ までに、それらは下方に進展するが、東西両面で 100mm 前後の深さであった。区間Ⅱ試験体および区間Ⅲ試験体と同様に、梁上面に連続するひびわれは発見できなかった。最終的に荷重 $469\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、梁上面のアンカー筋の周りに環状のひびわれが発生したが、区間Ⅲ試験体と同様に、アンカー筋絶縁部周辺の局部的で微細なひびわれと思われる。

- (1) 荷重 270N/mm^2 初期曲げひびわれ発生
- (2) 荷重 $270\sim 296\text{N/mm}^2$ 同上伸展・東西面上部中央斜めひびわれ発生
- (3) 荷重 $302\sim 304\text{N/mm}^2$ 斜めひびわれ伸展・上面中央部コーンひびわれ発生

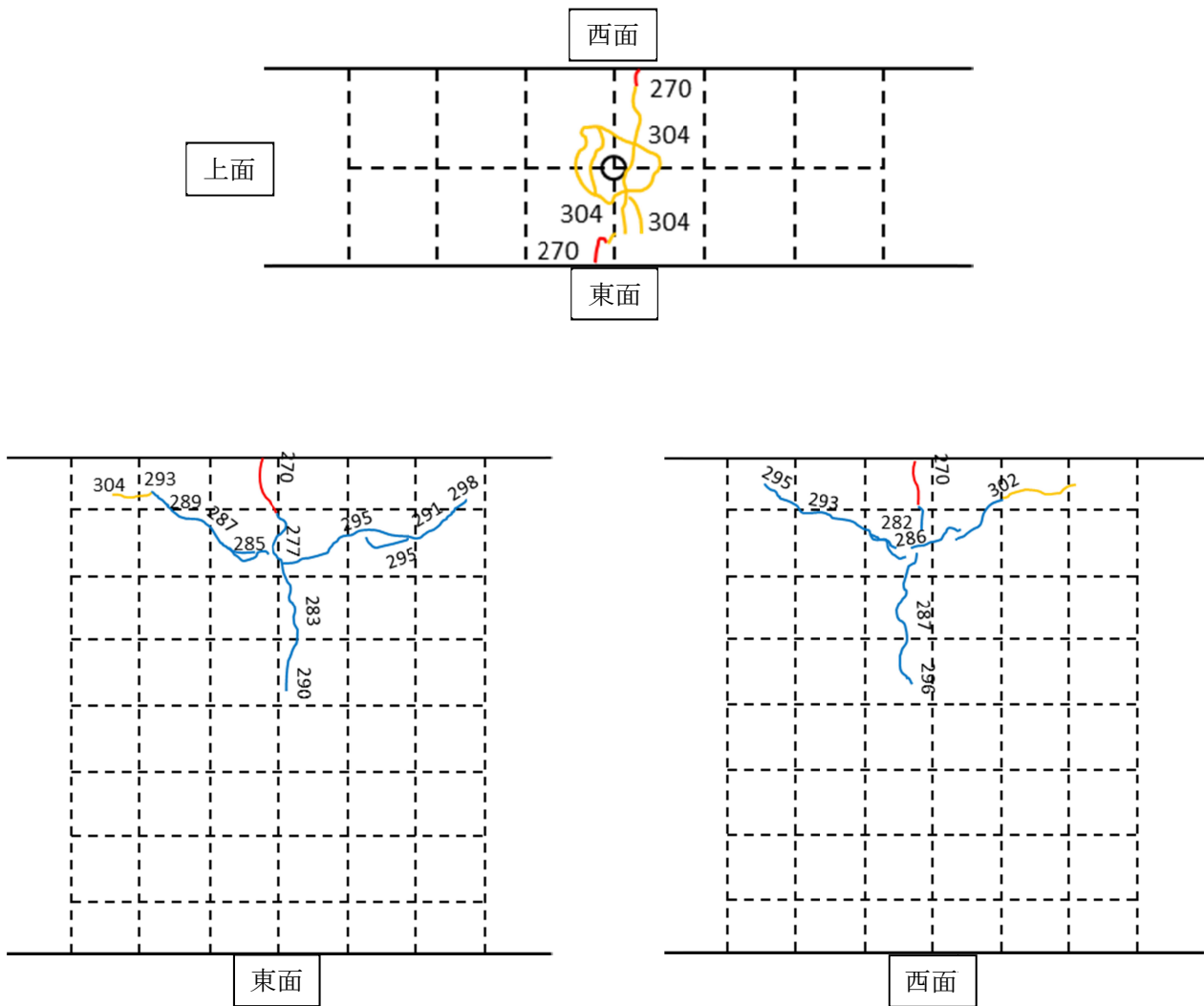


図 3.4.1 区間 I ひびわれ状況

- (1) 荷重 162N/mm² 初期ひび割れ発生（絶縁部）
- (2) 荷重 284~353 N/mm² 曲げひび割れ伸展・分岐ひびわれ発生
- (3) 荷重 353~372 N/mm² 同上伸展・西面中央部分岐ひびわれ発生
- (4) 荷重 372~480 N/mm² 同上伸展・西面中央部分岐ひびわれ発生
東面上部右側斜めひびわれ発生

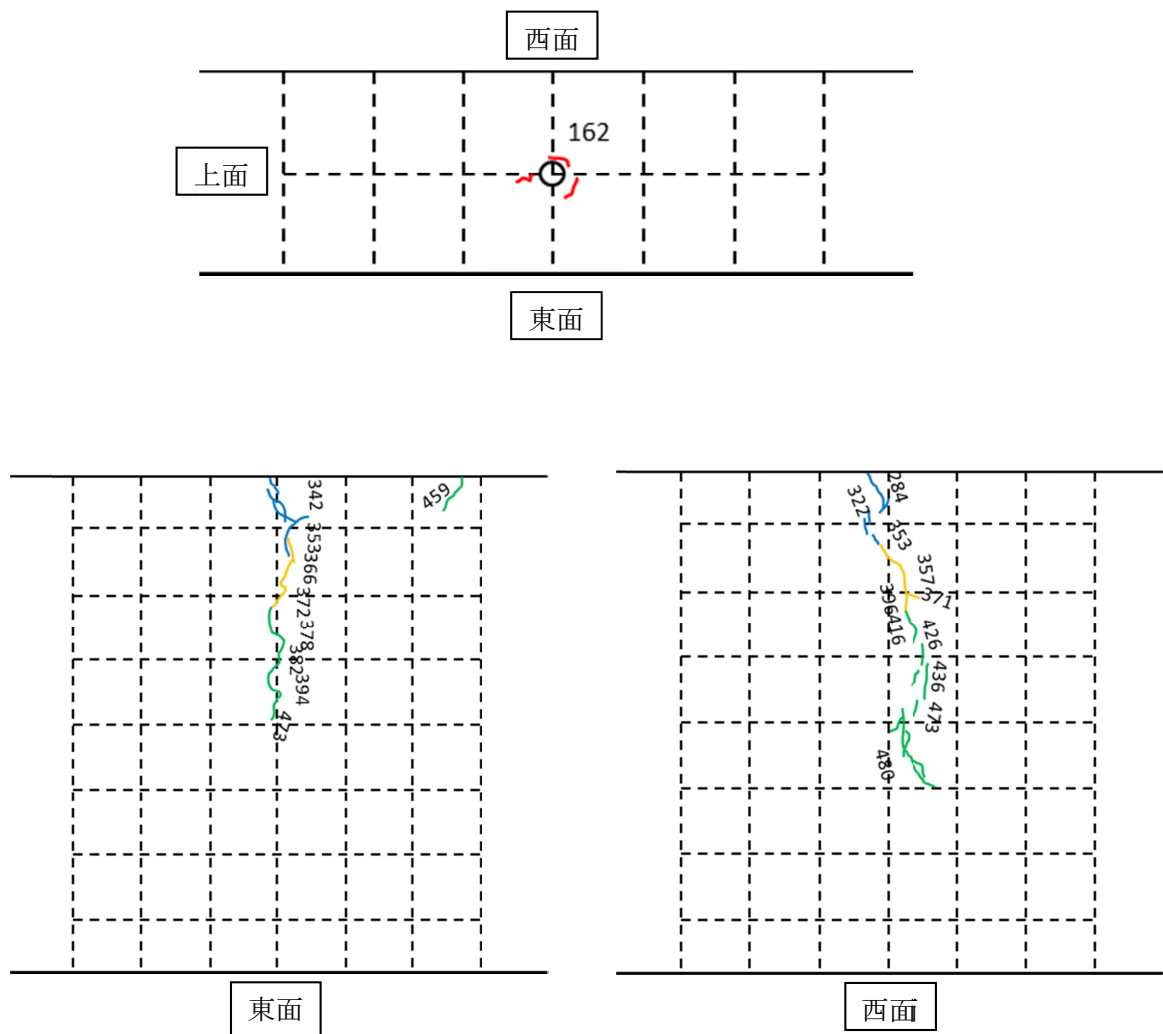


図 3.4.2 区間Ⅱ ひびわれ状況

- (1) 荷重 417 N/mm² 曲げひびわれ発生
- (2) 荷重 426~489 N/mm² 東面同上伸展
- (3) 荷重 477~512 N/mm² 東西面同上伸展
- (4) 荷重 524~527 N/mm² 東西面同上伸展
上面絶縁部ひびわれ発生

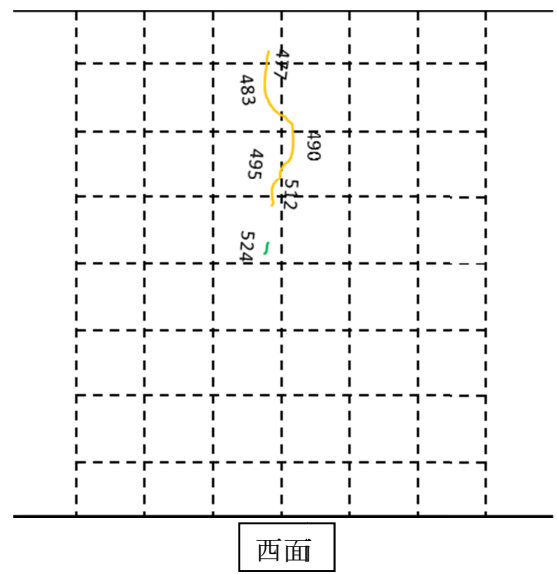
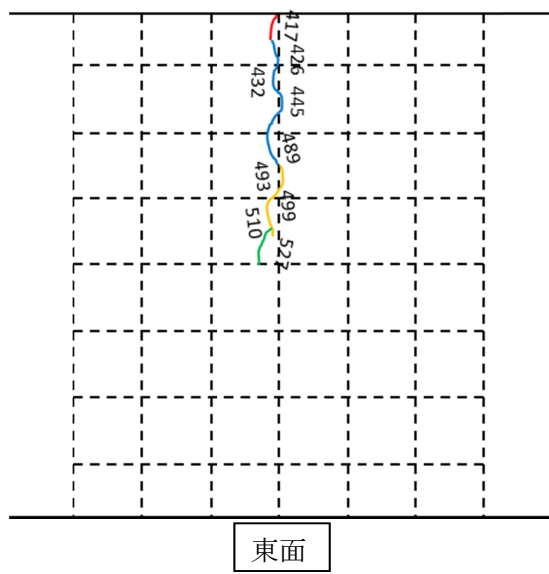
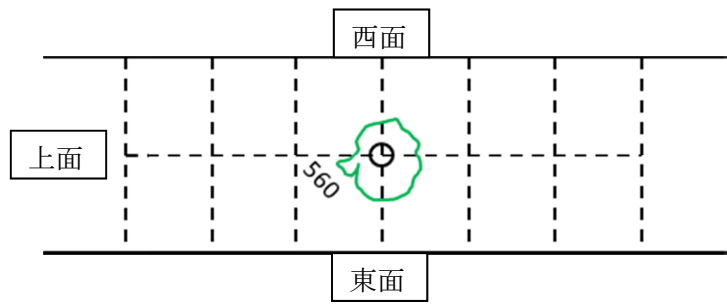


図 3.4.3 区間Ⅲ ひびわれ状況

- (1) 荷重 421 N/mm² 初期ひびわれ発生
 (2) 荷重 440~469 N/mm² 同上伸展・上面中央
 絶縁部ひびわれ発生

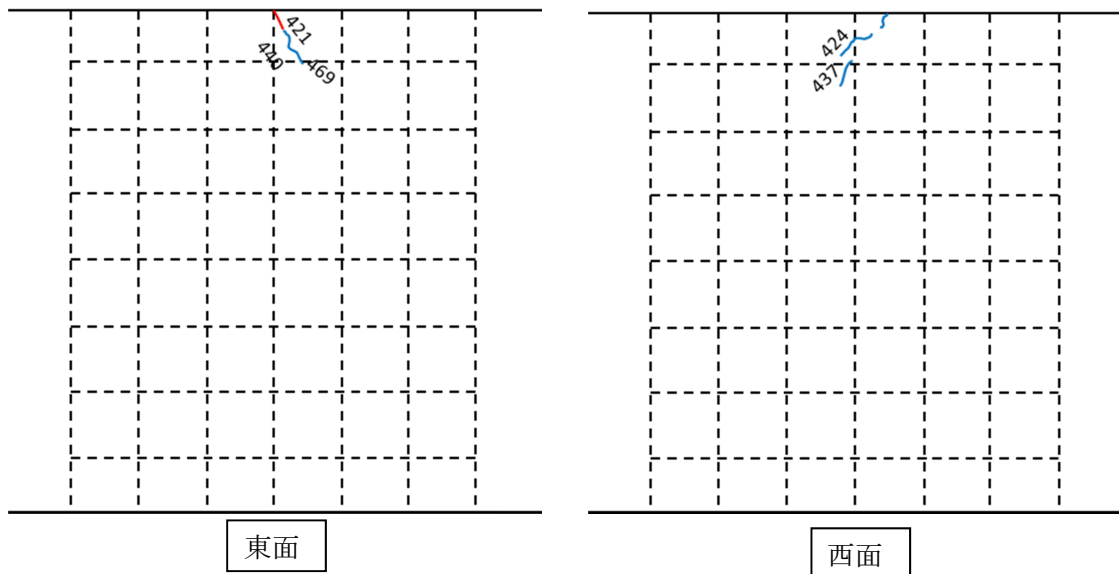
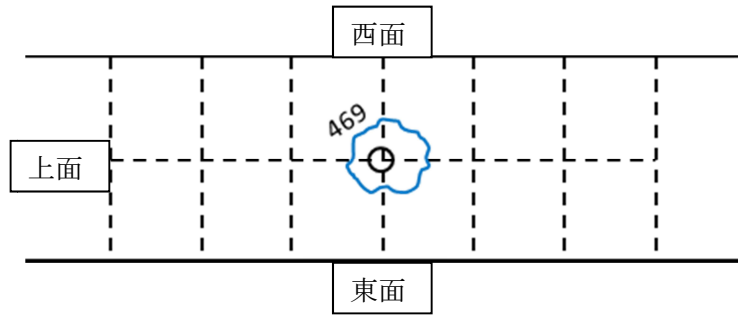


図 3.4.4 区間Ⅳ ひびわれ状況

3.4.2 荷重と変形の関係

各試験体の荷重と変形の測定結果を述べる。

変形は第2章の図2.3.1に示した変形測定位置で、ダイヤルゲージで測定した。図中ゲージホルダーを介して測定したDEL3とDEL4の平均、DEL5とDEL6の平均およびDEL7とDEL8の平均は、それぞれ、梁上端、梁軸心および梁下端のたわみと定義した。

DEL1とDEL2の平均、およびDEL9は梁上端および梁下端におけるアンカー筋とコンクリートとの相対変位であり、前者を「抜け出し」、後者を「めり込み」となづける。

以下に各試験体の荷重と、梁上端、梁軸心および梁下端のたわみ、および抜け出しとめり込みの関係をそれぞれ示す。

梁幅 220 SD685 区間 I

図 3.4.5 に示すように、梁幅 220 SD685 区間 I の試験体は抜け出しまでほぼ直線的となり、荷重-抜け出し $\delta 1$ 関係から、抜け出し量が 0.5mm 程度で抜け出しを確認した。たわみ変形においては梁上端および梁下端で変化がみられるが、大きな変形量は見られず 1mm 以下にとどまった結果を示している。アンカー筋のめり込み $\delta 5$ においては最大荷重までめり込みは見られず、最大荷重後にめり込みの変形を確認した。抜け出し量とめり込みの変形量はおおよそ一致している。

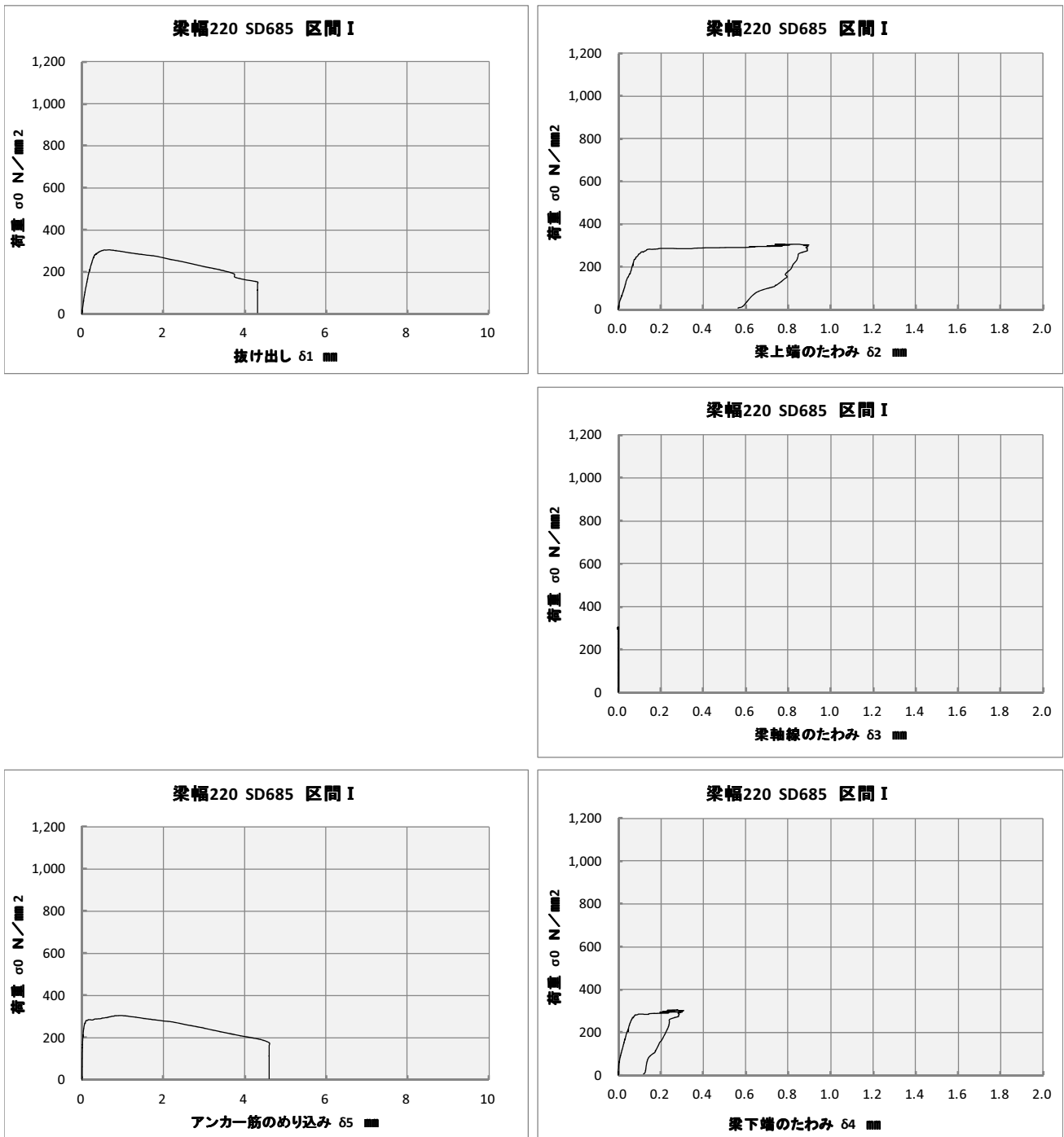


図 3.4.5 区間 I 荷重-抜け出し量関係

梁幅 220 SD685 区間Ⅱ

図 3.4.6 に示すように、梁幅 220 SD685 区間Ⅱの試験体は抜け出しまでほぼ直線的となり、荷重-抜け出し δ 1 関係から、抜け出し量が 0.5mm 程度で抜け出しを確認した。たわみ変形においては梁上端、中段、梁下端で変化がみられるが、大きな変形量は見られず 0.5mm 以下にとどまった結果を示している。区間Ⅰと比較するとたわみの変形量は少ない。アンカー筋のめり込み δ 5 においては最大荷重までめり込みは見られず、最大荷重後にめり込みの変形を確認した。

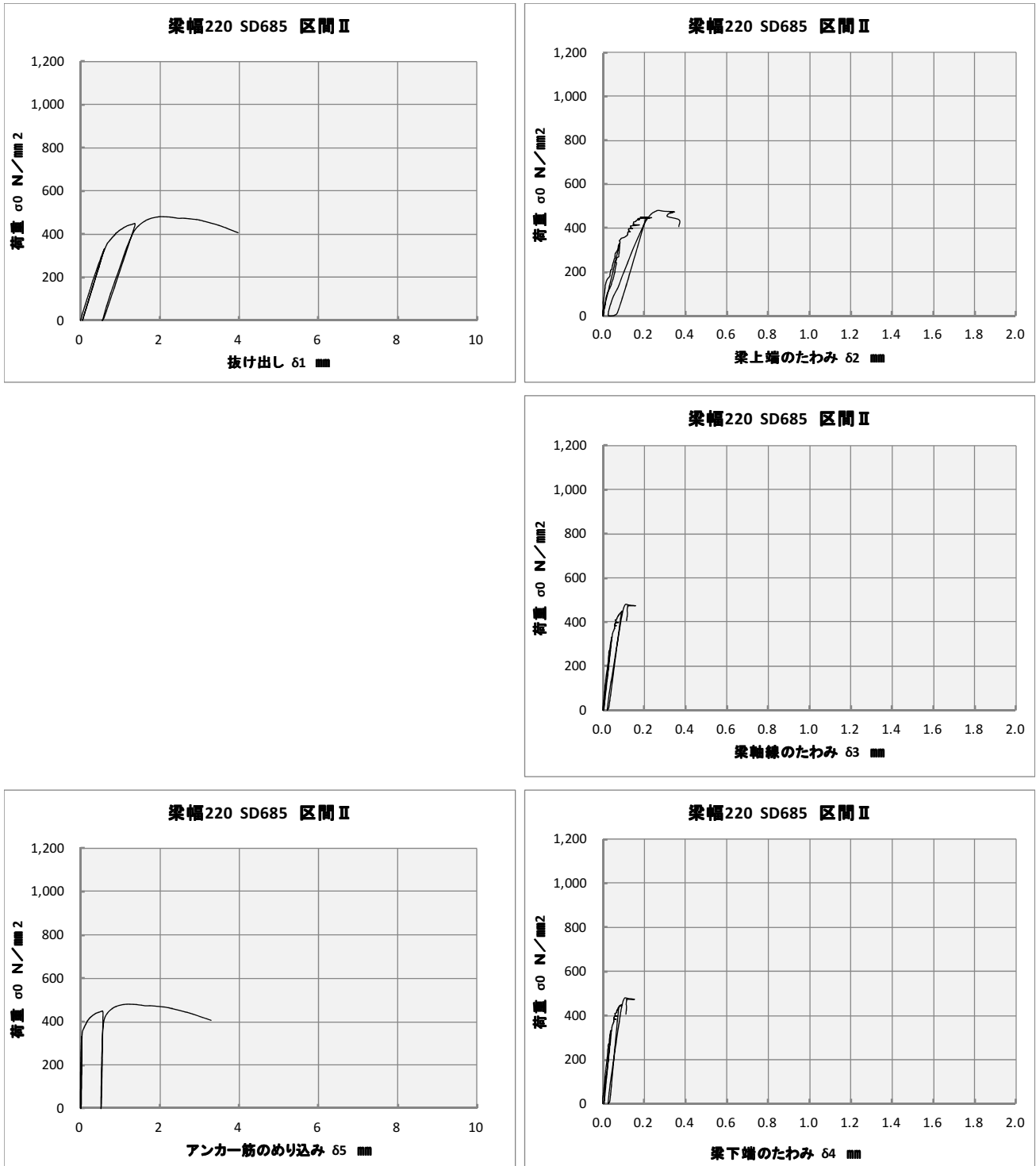


図 3.4.6 区間Ⅱ 荷重-抜け出し量関係

梁幅 220 SD685 区間Ⅲ

図 3.4.7 に示すように、梁幅 220 SD685 区間Ⅲの試験体は抜け出しまでほぼ直線的となり、荷重-抜け出し $\delta 1$ 関係から、抜け出し量が 1.8mm 程度で抜け出しを確認した。たわみ変形においては梁上端、中段、梁下端で変化がみられるが、大きな変形量は見られず 0.2mm 内外にとどまった結果を示している。アンカー筋のめり込み $\delta 5$ においては最大荷重までめり込みは見られず、最大荷重後にめり込みの変形を確認した。

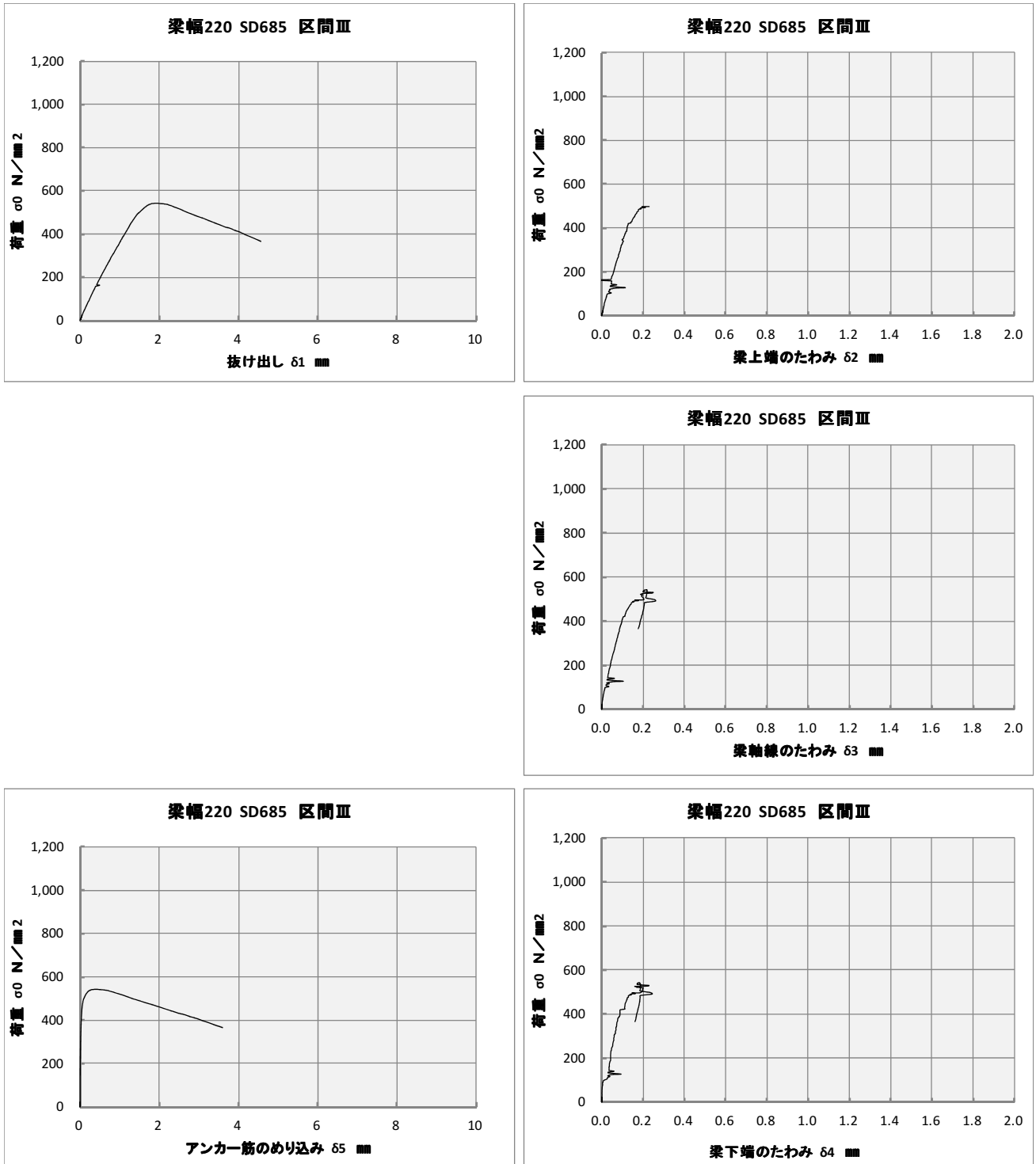


図 3.4.7 区間Ⅲ 荷重-抜け出し量関係

梁幅 220 SD685 区間Ⅳ

図 3.4.8 に示すように、梁幅 220 SD685 区間Ⅳの試験体は抜け出しまでほぼ直線的となり、荷重-抜け出し δ 1 関係から、抜け出し量が 2mm を超えたところで抜け出しを確認した。たわみ変形においては梁上端、中段、下端で変化がみられるが、大きな変形量は見られず 0.2mm 内外にとどまった結果を示している。アンカー筋のめり込み δ 5 においては最大荷重までめり込みは見られず、最大荷重後にめり込みの変形を確認した。

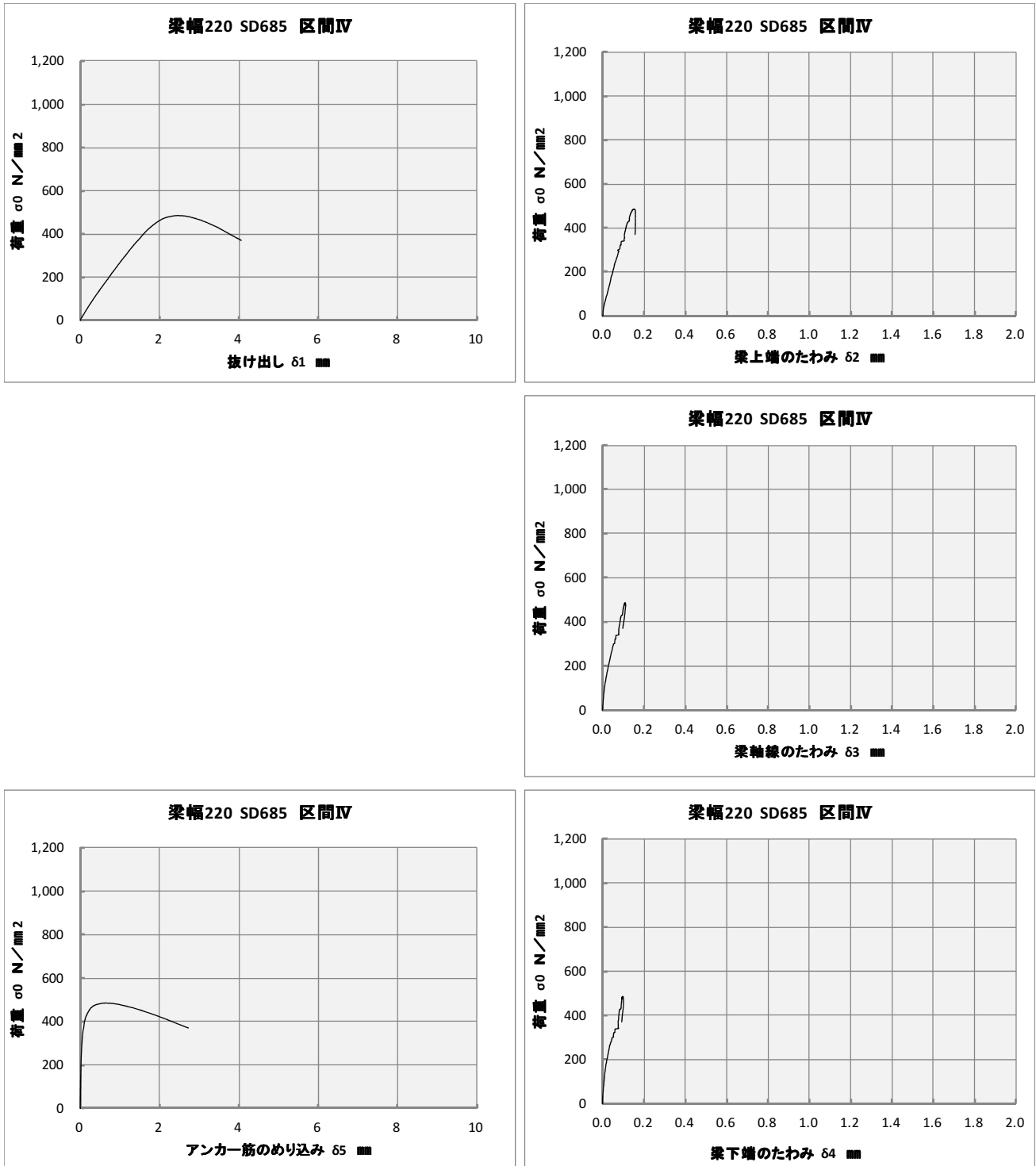


図 3.4.8 区間Ⅳ 荷重-抜け出し量関係

3.4.3 荷重と鉄筋軸応力度の関係

図 3.4.9～図 3.4.12 に荷重－歪度関係を示す。

アンカー筋の軸歪度は、3.3 節の図 3.3.1 の説明文に述べた鉄筋の 2 点の測定点に、歪ゲージを貼付して測定した。貼り付け位置としては、区間 I では梁上端 0mm 位置から梁下端方向へ 200mm の範囲とし、範囲の中間点位置に貼り付け、区間 II および区間 III は区間 I の範囲から 200mm ピッチで区間を分け、それぞれの中間位置に歪ゲージを貼り付けた。区間 IV は 760mm 梁せいを 200mm ピッチで分割すると、区間 IV は 160mm 間隔となるため、この間隔の中間点に歪ゲージを貼り付けた。

以下に各試験体について、それぞれの測定点の歪度測定値から鉄筋の軸応力度を求め、荷重とその軸応力度との関係をそれぞれ示す。今後これらと比較するため、荷重はアンカー筋に加えた引き抜き力 (kN 単位) ではなく、それを公称断面積で除した応力度 (N/mm² 単位) とする。応力度は歪度にヤング係数をかけて応力度を求めた。そのヤング係数は材料試験の結果ではなく、加力実験時の荷重と露出部の歪度の測定結果から求めた。ヤング係数を決定する際、降伏点の 3 分の 2 程度の荷重までの比例限界手前のデータを用いた。

当然であるが、露出部の歪度が降伏歪度を超えても、載荷端の軸応力度は荷重に等しく、自由端では軸応力度は常に 0 である。

梁幅 220 SD685 区間 I (図 3.4.9 参照)

梁幅 220 SD685 区間 I の試験体は載荷端である 0mm 位置での軸応力度は降伏値には至らず、その前にアンカー筋の抜け出しに至っている。区間 I のコンクリート内である -100mm 位置の軸応力度は載荷端の軸応力度とグラフは相似しており、降伏前に抜け出しを確認している。

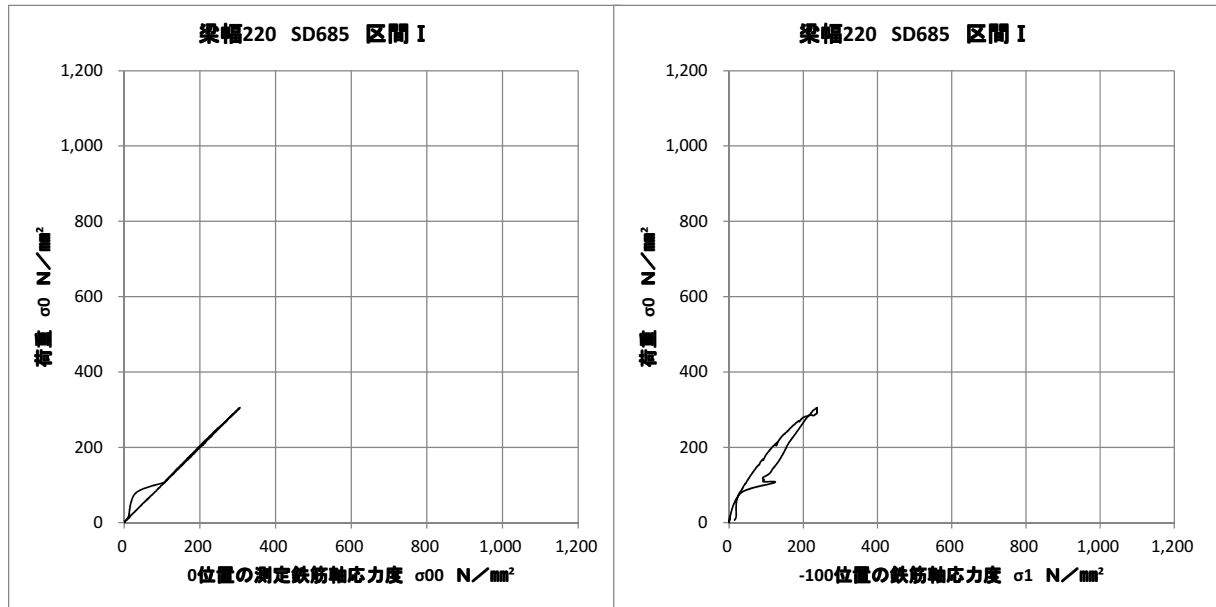


図 3.4.9 区間 I No. 8 荷重-歪度関係

梁幅 220 SD685 区間 II (図 3.4.10 参照)

梁幅 220 SD685 区間 II の試験体は載荷端である -200mm 位置での軸応力度は降伏値には至らず、その前にアンカー筋の抜け出しに至っている。区間 II のコンクリート内である -300mm 位置の軸応力度は荷重に対して低い値を示しており、同じく同荷重時にアンカー筋の抜け出しに至っている。

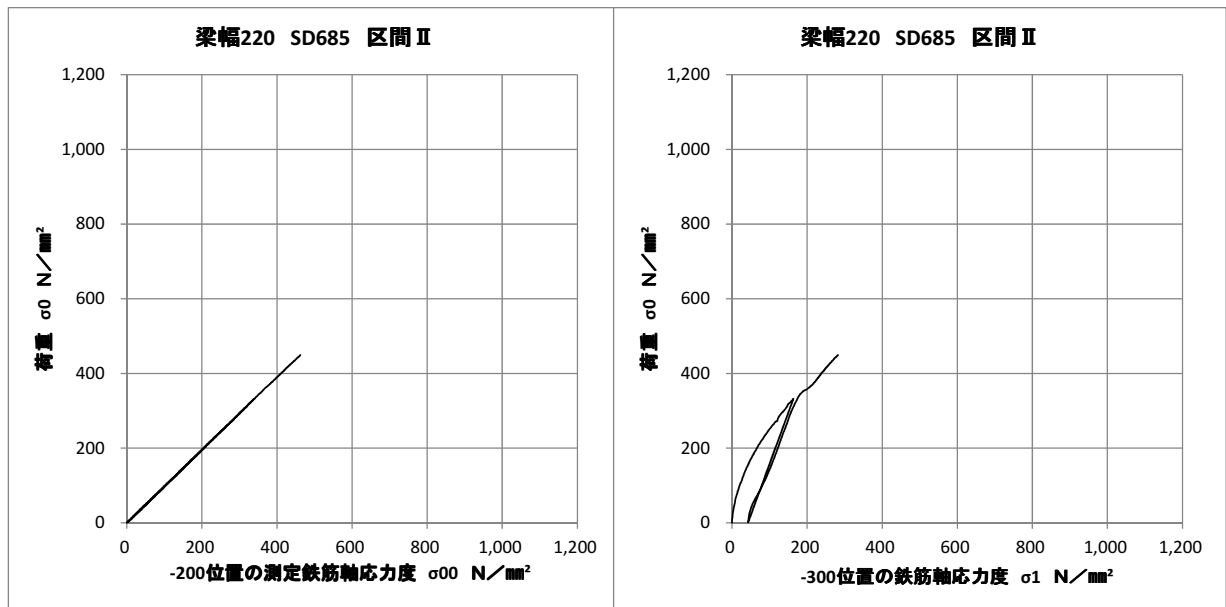


図 3.4.10 区間 II No. 9 荷重-歪度関係

梁幅 220 SD685 区間Ⅲ (図 3.4.11 参照)

梁幅 220 SD685 区間Ⅲの試験体は載荷端である-400mm 位置での軸応力度は降伏値には至らず、その前にアンカー筋の抜け出しに至っている。区間Ⅲのコンクリート内である-500mm 位置の軸応力度は、荷重に対して低い値を示しており、区間Ⅱより若干高い軸応力度を示している。荷重は 500N/mm²を超えた時点でアンカー筋の抜け出しに至っている。

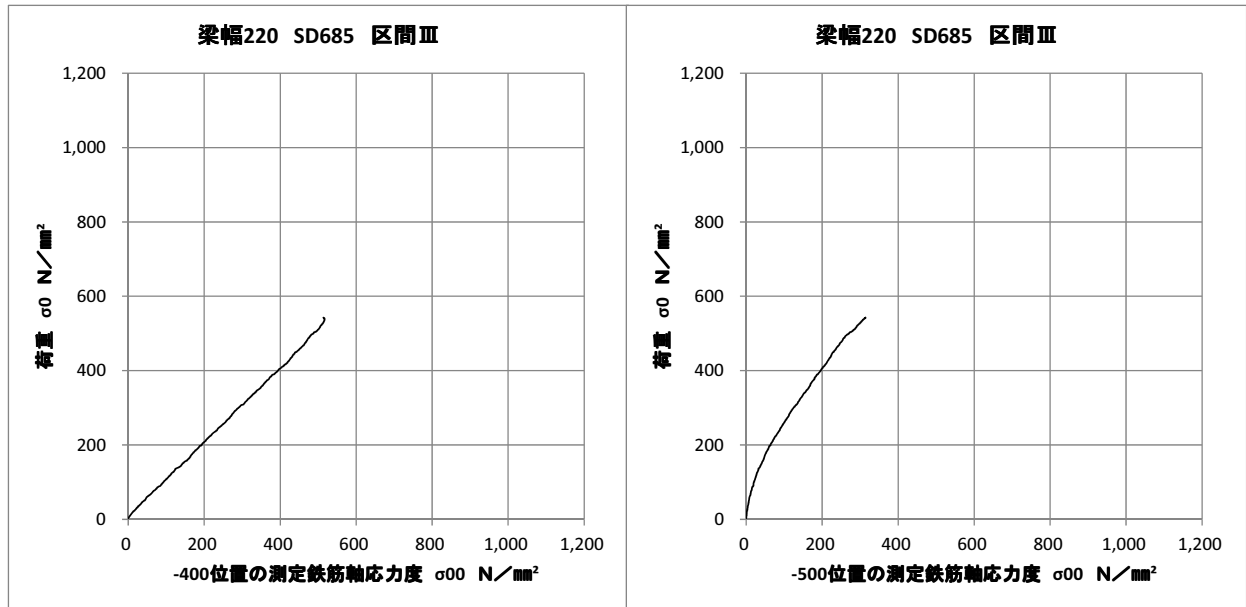


図 3.4.11 区間Ⅲ No. 10 荷重-歪度関係

梁幅 220 SD685 区間Ⅳ (図 3.4.12 参照)

梁幅 220 SD685 区間Ⅳの試験体は載荷端である-600mm 位置での軸応力度は降伏値には至らず、その前にアンカー筋の抜け出しに至っている。区間Ⅳのコンクリート内である-680mm 位置の軸応力度は、荷重に対して低い値を示しており、区間Ⅲとほぼ同じ軸応力度を示している。荷重は 500N/mm²の時点でアンカー筋の抜け出しに至っている。

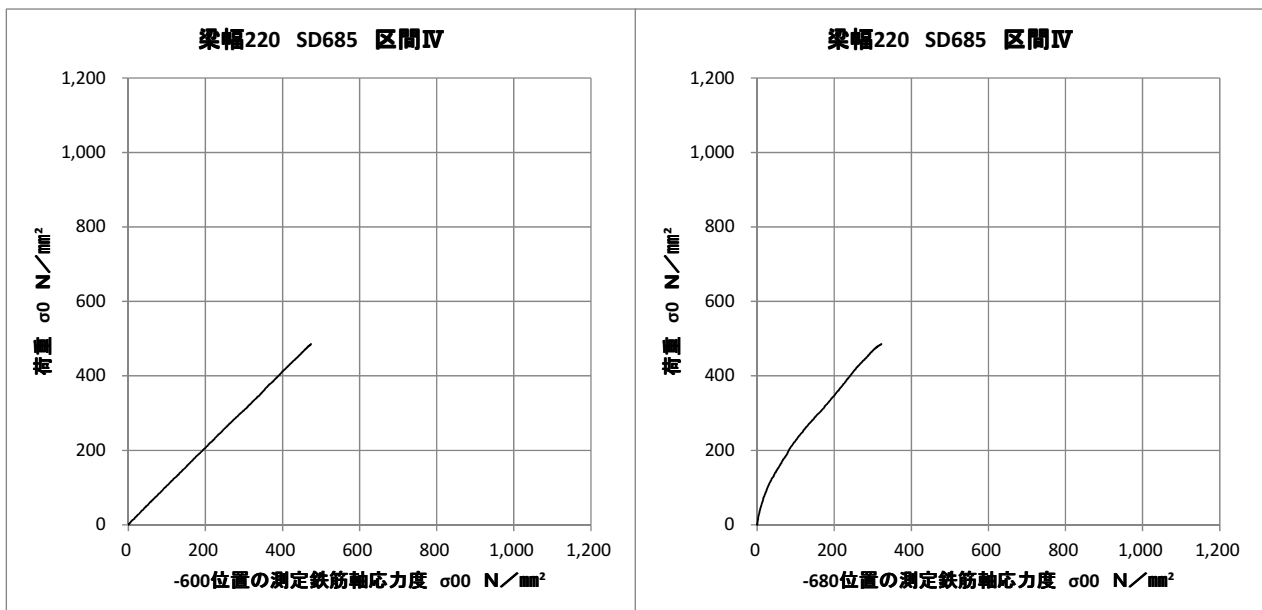


図 3.4.12 区間Ⅳ No. 11 荷重-歪度関係

3.4.4 軸応力度分布の推定

軸応力度分布図を図 3.4.13～図 3.4.16 に示す。区間実験においてのアンカー筋の軸応力度分布および付着応力度を算出した。算出方法について 2.4.4 項の軸応力度分布の推定で記述してあるため割愛する。実験値から連続関数の、任意の位置での軸応力度分布を求めた。ここではひとつの区間を 20mm 間隔で軸応力度を算出しており、荷重で約 50N/mm²時と最大荷重時の分布を示している。

梁幅 220 SD685 区間 I (図 3.4.13 参照)

梁幅 220 SD685 区間 I の 0mm 位置は載荷端となり、軸応力が 300N/mm²付近で抜け出しが生じた。コンクリートに定着された区間中央まで軸応力度の増加がみられる。

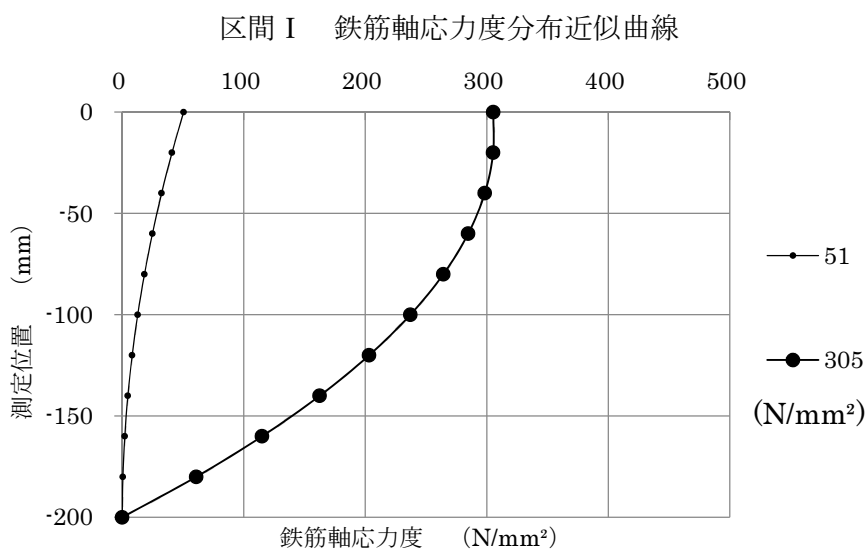


図 3.4.13 220mm 区間 I SD685 軸応力度分布

梁幅 220 SD685 区間Ⅱ (図 3.4.14 参照)

梁幅 220 SD685 区間Ⅱでは軸応力が 480N/mm²付近で抜け出しが生じた。測定位置-200mm から-400mm まで直線的に軸応力が分布している。

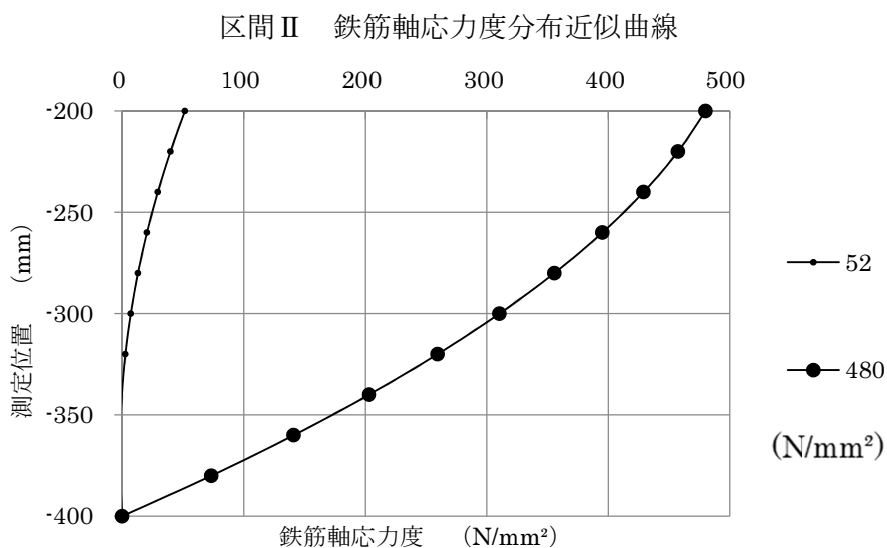


図 3.4.14 220mm 区間Ⅱ SD685 軸応力度分布

梁幅 220 SD685 区間Ⅲ (図 3.4.15 参照)

梁幅 220 SD685 区間Ⅲでは軸応力が 543N/mm²付近で抜け出しが生じた。測定位置-400mm から-500mm まで直線的に軸応力が分布している。

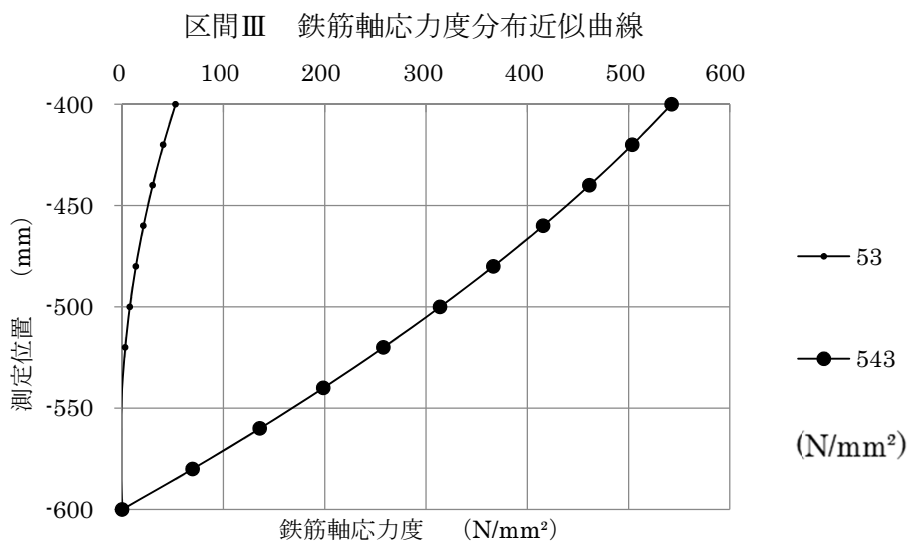


図 3.4.15 220mm 区間Ⅲ SD685 軸応力度分布

梁幅 220 SD685 区間Ⅳ (図 3.4.16 参照)

梁幅 220 SD685 区間Ⅳでは軸応力が 486N/mm²付近で抜け出しが生じた。測定位置-600mm から -760mm まで直線的に軸応力が分布している。

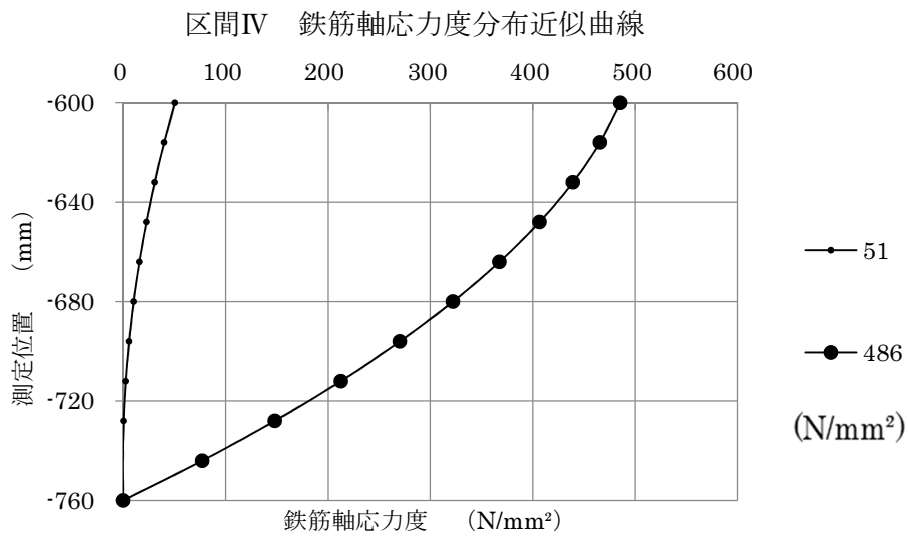


図 3.4.16 220mm 区間Ⅳ SD685 軸応力度分布

3.4.5 アンカー筋の付着応力度

2.4.4 項で行った近似式において (2.3.2) 式または (2.3.9) 式, および (2.3.3) 式によって、任意位置での付着応力度を求めた。4 区間毎の付着応力度分布を図 3.4.17~図 3.4.20 に示す。図の荷重は 50N/mm^2 毎に各鉄筋位置での付着応力度分布をプロットしている。

各試験体共に荷重の増大に伴って、付着応力度が区間底面で大きくなっている。各区間の 50N/mm^2 の時の付着応力度はほぼ変わらない数値となっている。その後は軸力の増加と共に付着応力度区間底面で大きくなり、最大軸力時では各区間の下端が最大となっている。最大軸力時の付着応力度は区間 I (図 3.4.17) で 15.4N/mm^2 、区間 II (図 3.4.18) で 18.2N/mm^2 、区間 III (図 3.4.19) で 17.0N/mm^2 、区間 IV (図 3.4.20) で 24.0N/mm^2 となり、梁に対して下部の区間になるにつれて、付着応力度が大きくなるのがわかる。

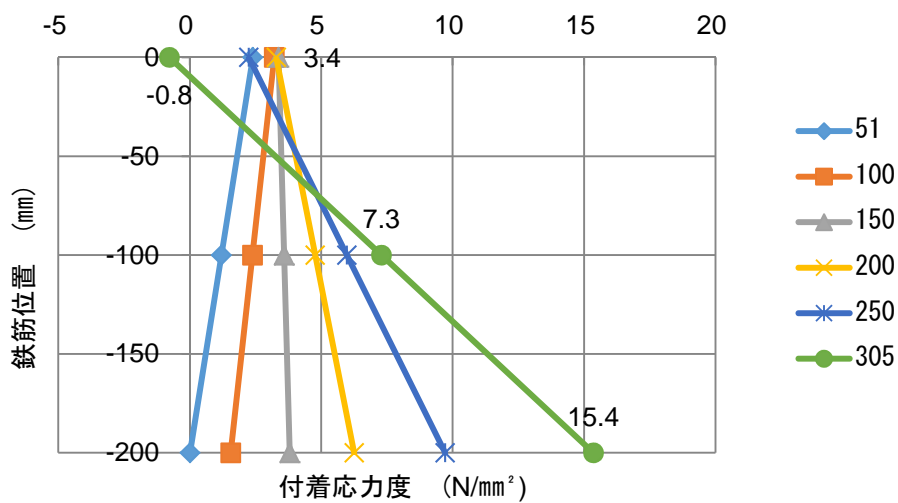


図 3.4.17 区間 I 付着応力度分布

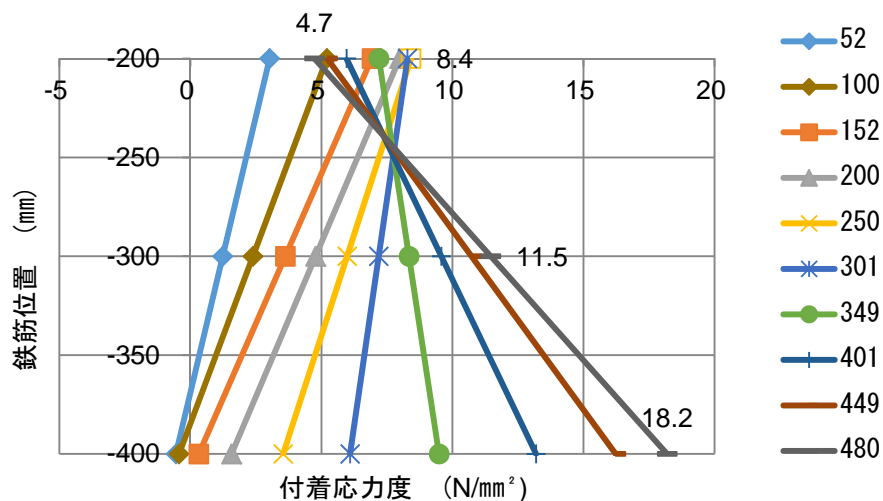


図 3.4.18 区間 II 付着応力度分布

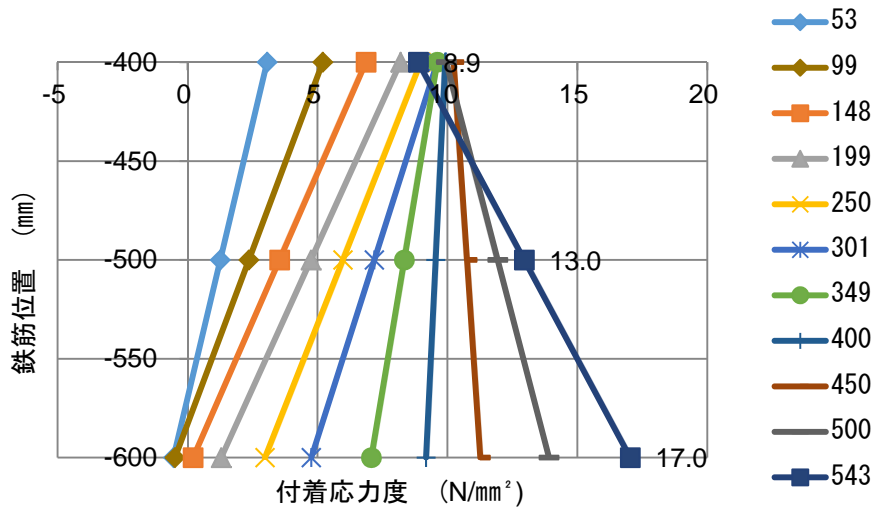


图 3.4.19 区間Ⅲ 付着応力度分布

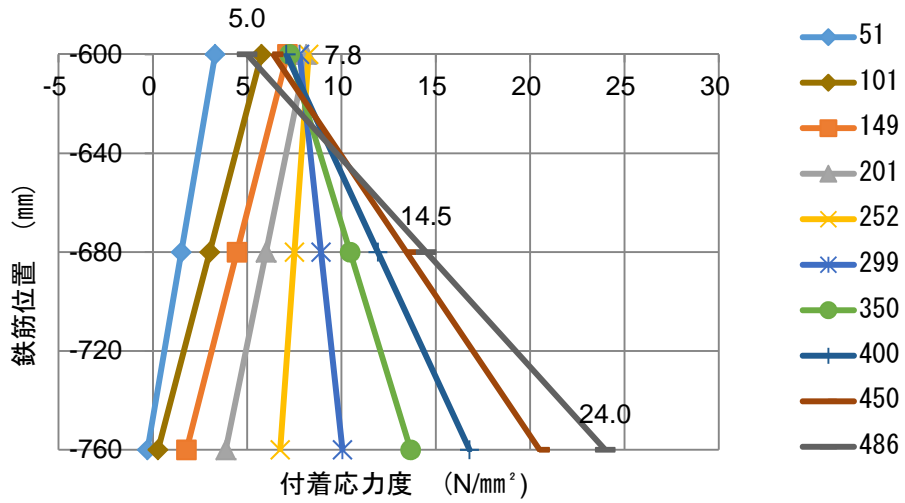


图 3.4.20 区間Ⅳ 付着応力度分布

3.4.6 付着応力度-すべり関係

鉄筋の歪度の積分を自由端すべりに加えてすべり値とした。このすべりとアンカー筋定着位置ごとの付着応力度の関係を図 3.4.21～図 3.4.24 に示す。

梁幅 220SD685 区間 I (図 3.4.21 参照)

区間 I の 0mm では付着応力の最大値を確認後緩やかに応力度が減少してすべり量が増している。100mm および 200mm ではこれより大きい付着応力度を確認し、200mm では最大となった。

梁幅 220SD685 区間 II (図 3.4.22 参照)

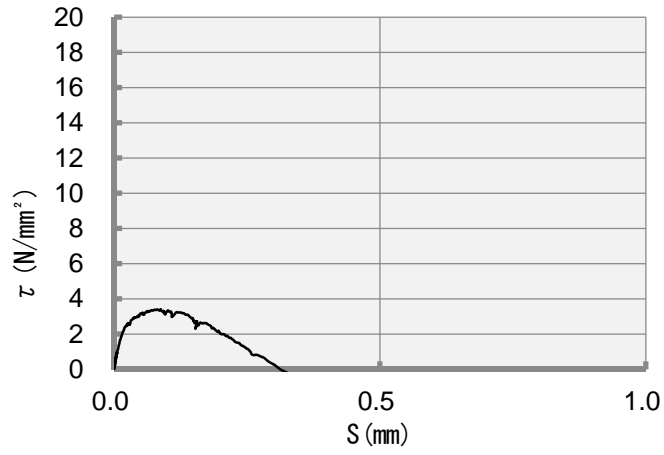
区間 II の 200mm では区間 I の 0mm よりも大きい付着応力度がみられ、その後応力度の減少と共にすべり量が増している。同区間 400mm では最大付着応力度を示し、付着の減少は見られない。

梁幅 220SD685 区間 III (図 3.4.23 参照)

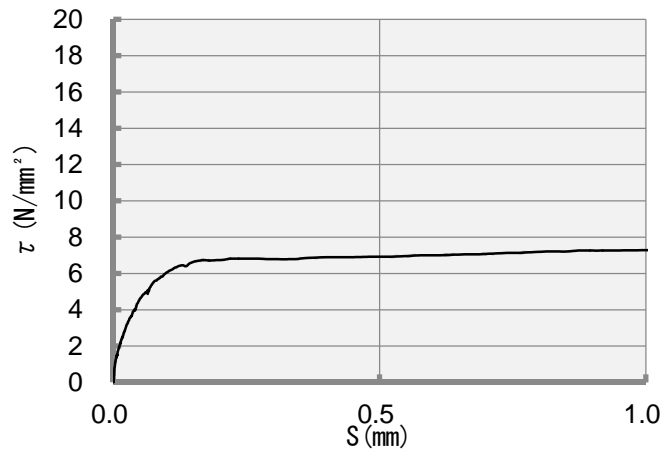
区間 III においてもこの実験の載荷端における 400mm で付着応力度の減少がみられ、600mm で最大付着応力度を確認した。

梁幅 220SD685 区間 IV (図 3.4.24 参照)

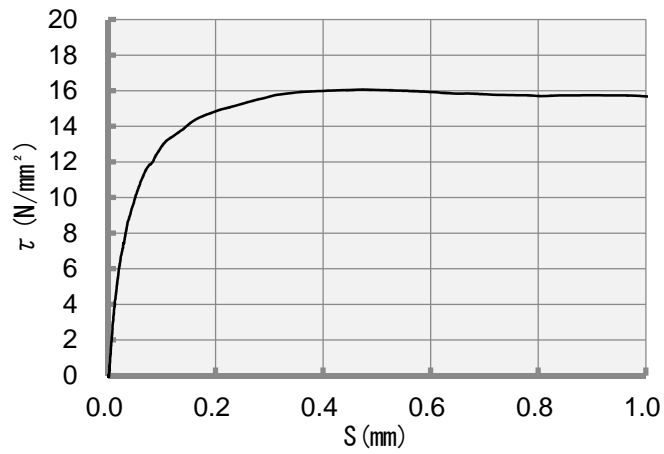
区間 IV においては区間限定試験の中で最も大きい付着応力度を 760mm の自由端側で最大値となった。



区間 I 0mm

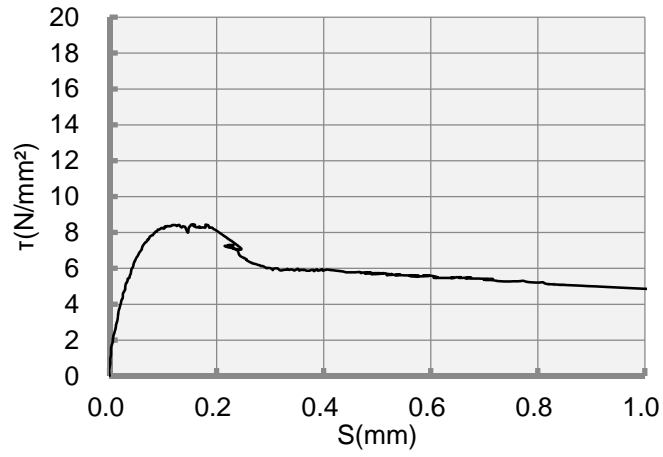


区間 I 100mm

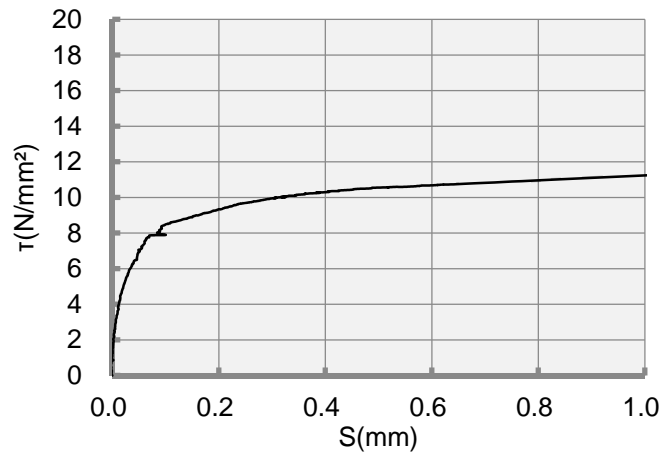


区間 I 200mm

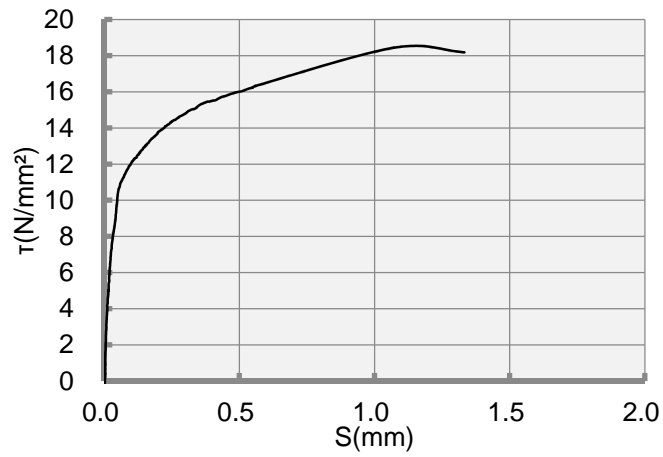
図 3.4.21 区間 I 付着応力度-すべり分布



区間Ⅱ 200mm

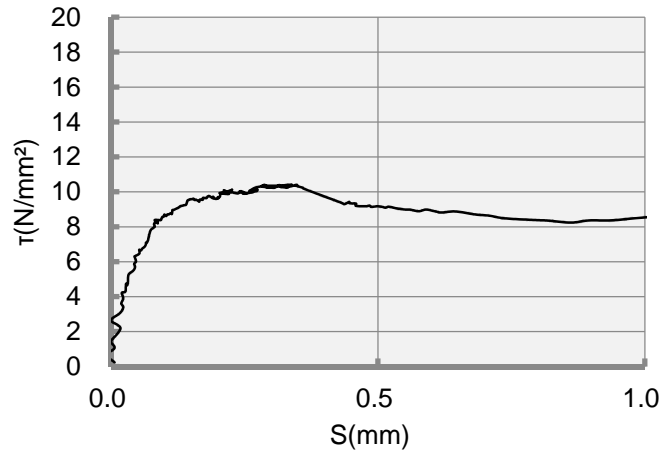


区間Ⅱ 300mm

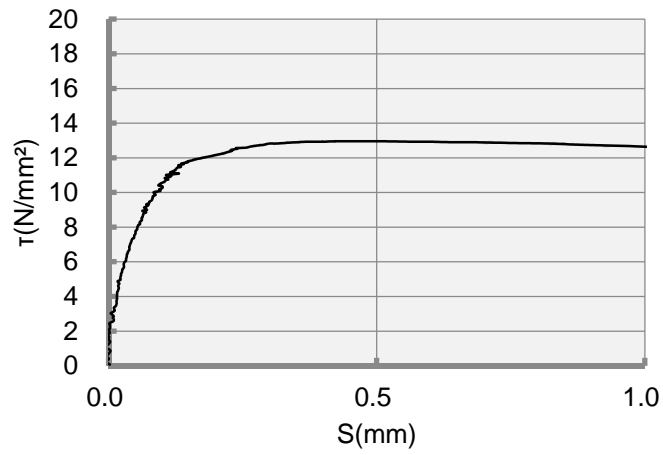


区間Ⅱ 400mm

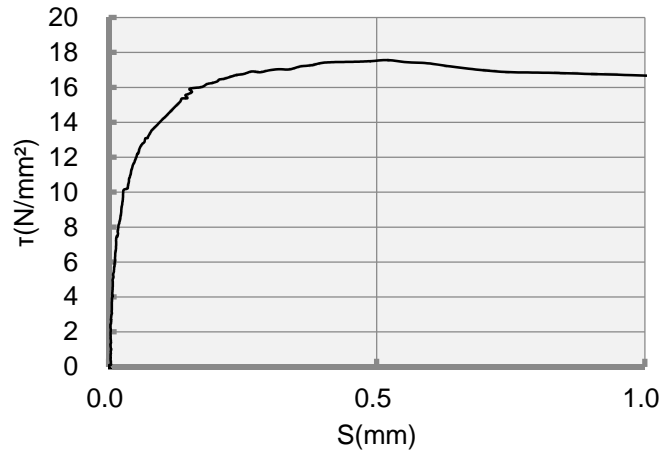
図 3.4.22 区間Ⅱ 付着応力度—すべり分布



区間Ⅲ 400mm

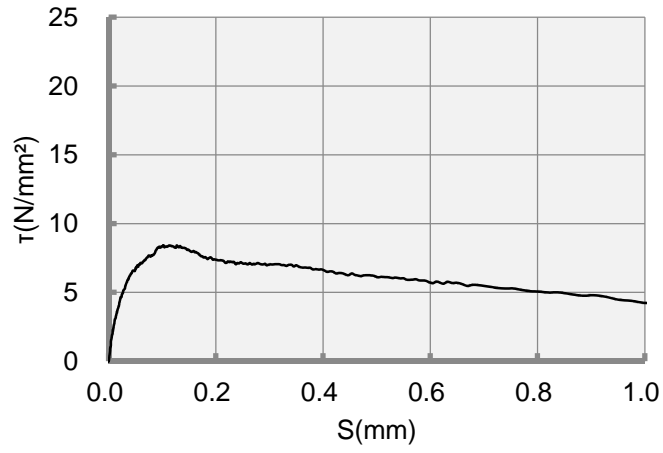


区間Ⅲ 500mm

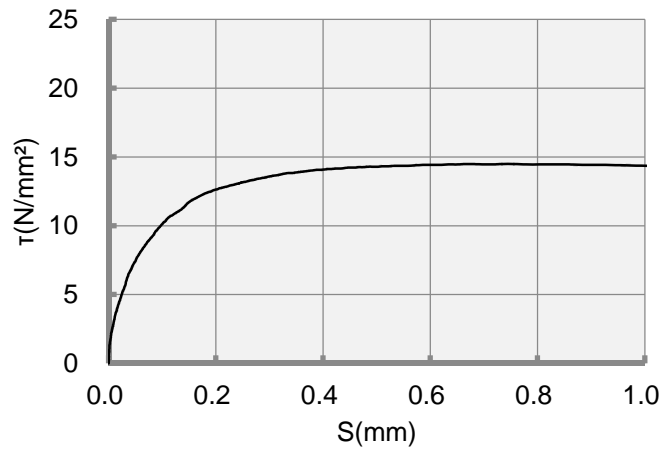


区間Ⅲ 600mm

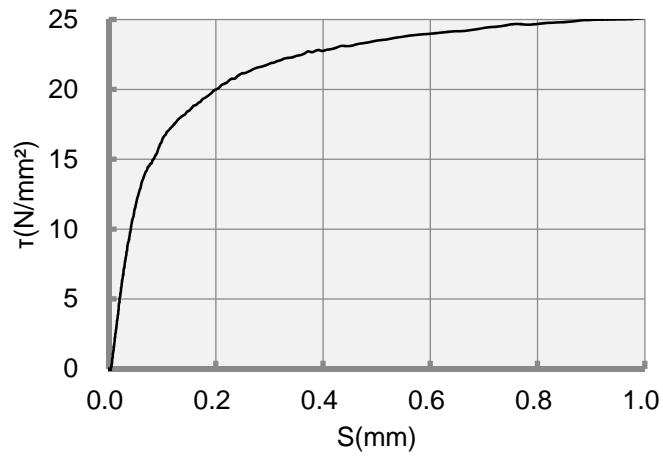
図 3.4.23 区間Ⅲ 付着応力度—すべり分布



区間IV 600mm



区間IV 680mm



区間IV 760mm

図 3.4.24 区間IV 付着応力度-すべり分布

3.5 区間限定試験体の定着実験のまとめ

前章と同じく梁断面が薄く、梁性が高い場合の RC 造断面へのアンカー筋の定着性状を確認することとし、ここでは梁せいを区間分けし、4 区間それぞれの定着性状を確認することを目的とした。その結果として、それぞれの区間での軸力分布や付着応力度分布は異なり、またひびわれ状況においても区間での発生状況は異なり、梁せいに対してその定着位置が変わることで付着性状が変化することを確認した。

3.5.1 破壊状況

区間 I から区間IVまでの破壊状況は、区間 I が梁せい中段までの曲げひびわれおよび主筋位置に発生した斜めひびわれが他の試験体よりも顕著に表れた。区間 II から区間IVと定着区間を梁底面に置くことによって、ひびわれの発生状況が異なり、区間 II および区間IIIは曲げひびわれのみで斜めひびわれは発生せず、区間IVにおいては曲げひびわれの長さが他試験体と比べ短くなっている。初期ひびわれ荷重も区間 I が他試験体の中で一番低い値で発生しており、梁下端への定着となる区間IVは 400N/mm^2 の最大荷重に近い値で初期ひびわれが発生した。定着区間とこれによる曲げモーメントの影響とが考えられる。

3.5.2 荷重と変形の関係

各試験体の荷重と抜け出しの関係は定着区間が梁下端になることにより抜け出しによる最大荷重が大きくなることが示された。また、区間 I から区間IVで定着区間が下端に向かうにつれて剛性が低下している。これは、アンカー筋の載荷端と定着点の距離が下端になることで長くなり、アンカー筋の伸びが影響していると考えられる。梁のたわみは区間 I が上端で大きな変形がみられたが、これ以外の各試験体は 0.4mm 以下の変形量となっている。アンカー筋のめり込みについては各試験体において、最大荷重まで変形は見られず、直線的な関係を示しており、最大荷重でめり込み変形を確認した。

3.5.3 アンカー筋の軸応力度

荷重と軸応力度の関係は各試験体ともにアンカー筋の抜け出しが先行した。軸応力度分布の推定においては実験値を用いて 20mm 毎に区間内の連続関数の軸応力度分布を求めた。区間 I では区間中央までの軸応力度の増加がみられ、区間 II から区間IVは区間を通して直線的に軸応力度が分布しており、区間全長にわたってアンカー筋の応力が表れている。

3.5.4 アンカー筋の付着応力度

区間の上端、中段、下端の付着応力度分布を示し、各試験体共に区間下端につれて付着応力度が増大した。最大荷重時には各試験体で区間下端が最大付着応力度を示し、区間 I では 15.4N/mm^2 、区間IVでは 24.0N/mm^2 と区間下端で高い付着応力度を示した。区間IVでは梁の曲げ圧縮応力も加わることで、付着応力度が上がったことが考えられる。

3.5.5 τ -S 関係

区間の上端、中段、下端のアンカー筋のすべりを示した。各区間で上端の位置では、アンカー筋のすべりに伴って徐々に付着応力度が低下した。中段、下端ではすべりを確認後付着応力度は低下せず、抜け出しによるすべりのみが増していく結果となった。

第4章 間接定着実験

4.1 実験の目的

本実験では、第2章および第3章で用いた試験体と同形状を同加力方式で実験を行った。

本章では薄肉断面で梁せいが高い場合の定着において、間接的にアンカー筋を定着させた引抜実験を行う。アンカー筋の定着はコンクリートとの打設と同時に設置する定着方法と、あと施工型の定着方法がある。現在、プレキャスト基礎工法において、このシース管を用いたあと施工による工法を採用する動きがあるが、本研究のような梁幅の薄い断面に使用した場合の実験的な資料はない。また、この間接定着工法においては無収縮モルタルを用いるため、普通強度のコンクリートとは異なる付着性状となることが考えられる。これらの性状を第2章および第3章で行った同形状の試験体における引張試験を行い、間接定着の場合の付着性状の結果を得ることを目的とする。本実験では、コンクリート断面にスパイラルシース鋼管を先に埋め込んでおき、コンクリートが固まった後にシース管内にアンカー筋を設置し、定着のために無収縮モルタルを打設する工法を用いて、この場合の拘束の効果および定着性状に関して検討する。

4.2 実験方法

4.2.1 試験体一覧

図 4.2.1 に試験体形状を示し、試験体一覧を表 4.2.1 に示す。試験体の梁幅は 220mm の標準形状とし、梁せいは 760mm と一定とした。試験体全長は 2500mm とし、プレキャスト壁式鉄筋コンクリート造基礎立ち上がり部分を想定したものとなっている。試験体自体の配筋として、主筋は 4-D16、せん断補強筋は 2-D10 とし、アンカー筋には D19 異形鉄筋を用い試験体中央に配筋した。アンカー筋の材質を 3 種類とし普通強度の SD345 竹節（標準）および高強度鉄筋の SD685、SD980（ネジ節）の各強度の定着性状を確認する。シース管は内径 50φ の物を使用し、市販の無収縮モルタルを練り混ぜ後、打設を行った。コンクリートは設計基準強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ に設定している。

表 4.2.1 の試験体一覧に示すように、梁幅およびアンカー筋の材種と、歪度測定点数を主な実験変数として組み合わせ、本実験の試験体総数は 3 体とした。表中の、アンカー筋の識別番号①から③、およびコンクリートの識別番号㉠から㉢は次の 4.2.2 節に述べる材料特性の番号と一致する。なお、第 2 章の実験と識別番号と材質は同様のものである。

表 4.2.1 試験体一覧

試験体記号	梁幅	軸歪度	アンカー筋	コンクリート
	mm	測定点数	○文字は識別番号	
梁幅220SD345 間接	220	4	SD345①	㉠
梁幅220SD685 間接			SD685②	㉡
梁幅220SD980 間接			SD980③	㉢

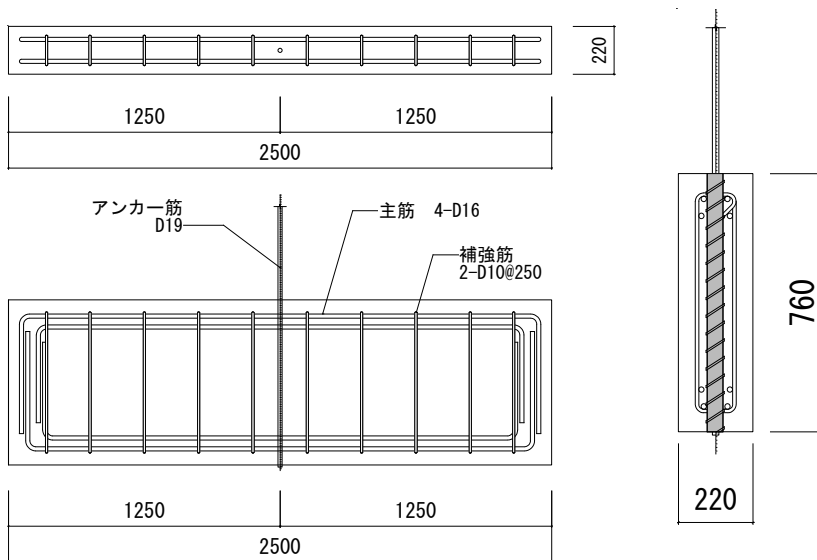


図 4.2.1 試験体形状

4.2.2 使用材料

アンカー筋の材料試験結果一覧を表 4.2.2、コンクリート材料試験結果を表 4.2.3 に示す。

使用したアンカー筋の材料試験は JIS Z 2241 に準拠して行った。試験体数は 3 体以上とし、歪ゲージを貼り付けて歪の測定を行った。ただし、SD345 の引張試験においては、直径の 8 倍の検長における標点間の伸びをダイヤルゲージで測定し、伸びを検長で除して歪度とした。その結果、図 4.2.2 の SD345D19No.1①の場合の応力度(σ)-歪度(ϵ)関係に示すように、同時に測定した歪ゲージによる歪度と比較すると、前者の降伏点は後者より大きく判定された (355N/mm^2 と 329N/mm^2)。これは標点間の平均歪度は、降伏時において、歪ゲージ貼付位置の局所的な歪度より小さいことを示すものである。歪ゲージ貼付のため断面が削られそこに歪度が集中したともいえる。表 D345 の降伏点はダイヤルゲージで測定した伸びから算出した歪度をもとに判定されたものの平均値である。他の鉄筋の降伏点は歪ゲージによる歪度から降伏点を判定している。図 4.2.2 の SD980③の場合の応力度(σ)-歪度(ϵ)関係に示すように、表 4.2.1 のこれらの鉄筋の降伏点は 0.2%オフセット耐力である。コンクリートの材料試験は JIS A 1108 に準拠しておこなった。圧縮、割裂の試験を 3 体ずつ行っており、圧縮に関しては、歪ゲージを貼り付け、測定データから得られた応力(σ)-歪(μ)関係を図 4.2.3～図 4.2.5 に示す。なお、コンクリート材料試験結果には無収縮グラウトの圧縮および割裂の試験の結果を合わせて示す。

表 4.2.2 アンカー筋 材料試験結果

識別番号	呼び名と鋼種	降伏点	引張強さ	ヤング係数	伸び
		N/mm^2	N/mm^2	$\times 10^5\text{N/mm}^2$	
①	D19 SD345	368	538	1.74	15.3
②	D19 SD685	723	909	1.96	13.3
③	D19 SD980	1010	1092	1.80	6.3

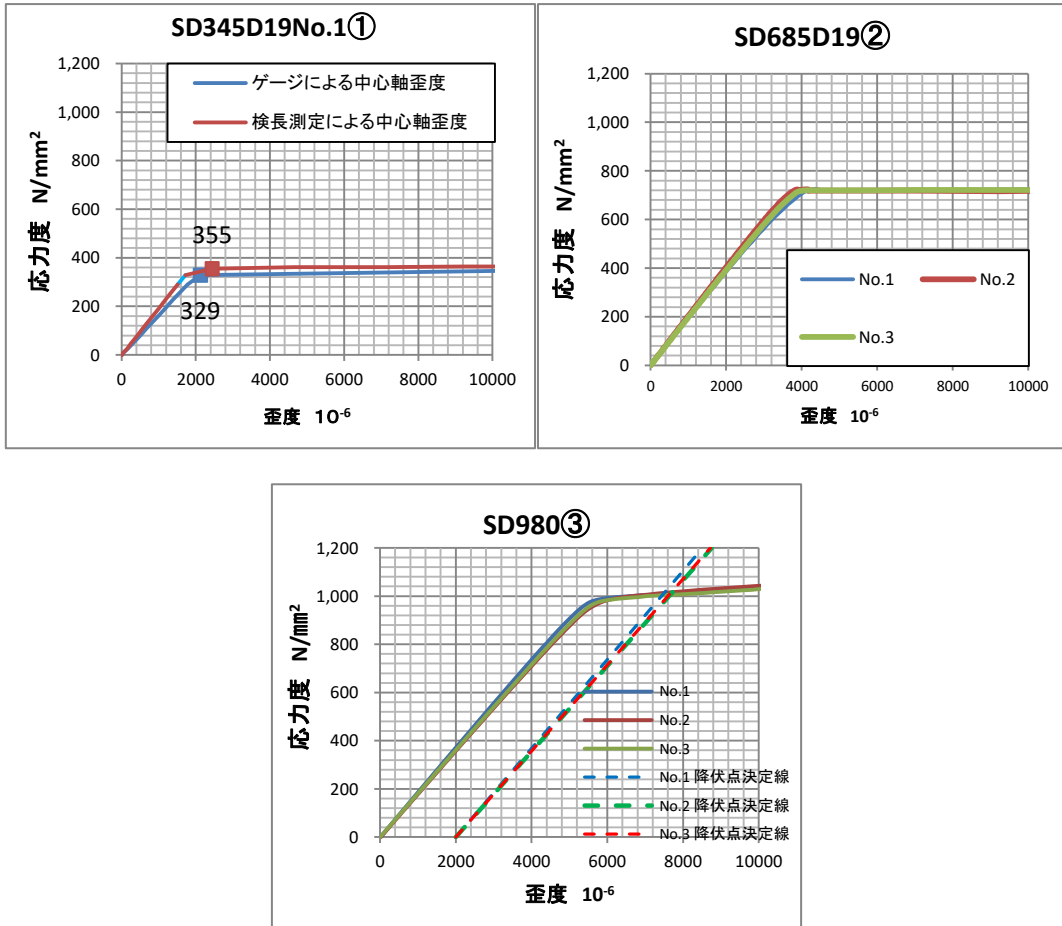


図 4.2.2 アンカー筋 応力-歪度関係

表 4.2.3 コンクリート 材料試験結果

識別番号	設計基準強度	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	比重
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	t/m ³
㊦	21	30.8	2.13	2.56 × 10 ⁴	2.24
㊧		27.7	2.46	2.87 × 10 ⁴	2.27
㊨		29.6	2.51	2.60 × 10 ⁴	2.25
㊦・グラウト	-	84.0	2.23	2.66 × 10 ⁴	2.23
㊧・グラウト		86.2	2.31	3.47 × 10 ⁴	2.31
㊨・グラウト		72.6	2.26	2.71 × 10 ⁴	2.26

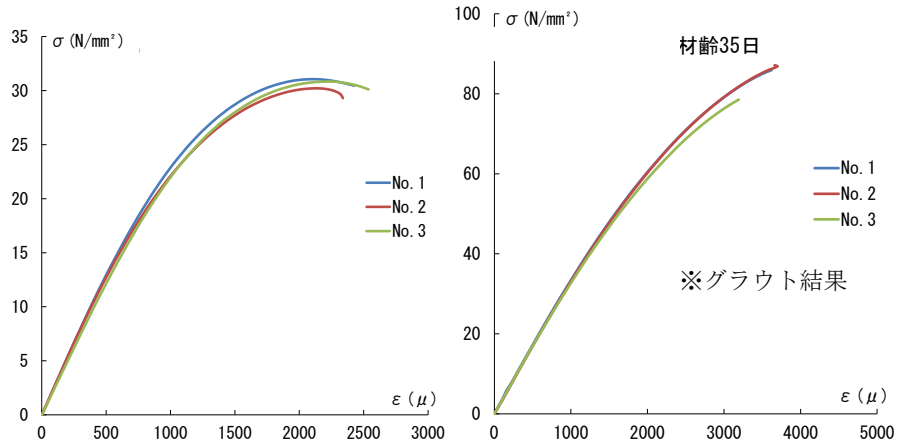


図 4.2.3 ㊦ コンクリート応力-歪度関係

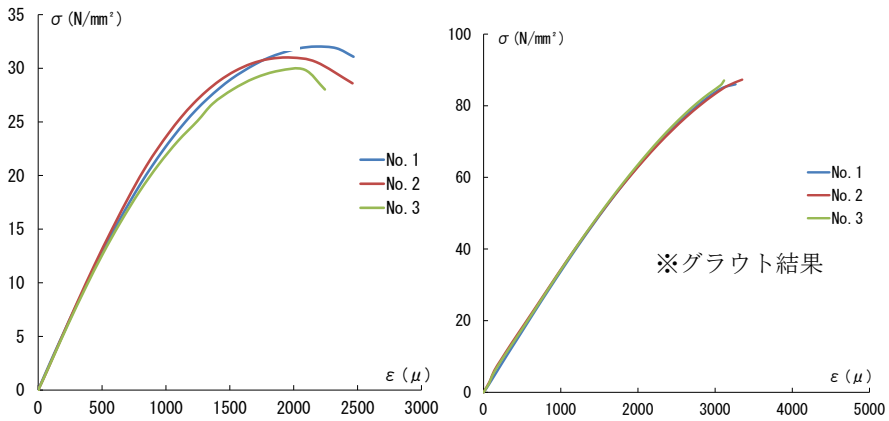


図 4.2.4 ㊧ コンクリート応力-歪度関係

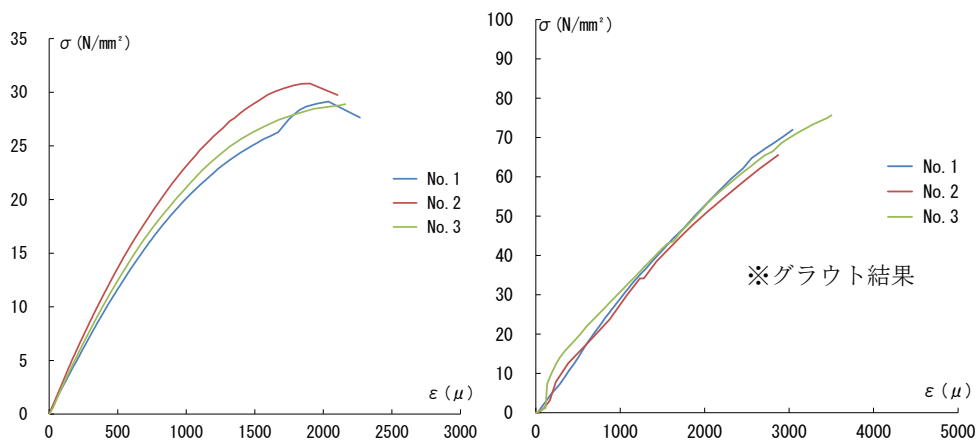


図 4.2.5 ㊨ コンクリート応力-歪度関係

4.3 加力方法および測定方法

載荷方法は第2章および第3章の全長付着の直線定着実験、区間限定の定着実験と同じ加力形式とした。アンカー筋のコンクリートからの抜け出しと、梁のたわみを測定した。抜け出しについては、載荷端側コンクリート表面から伸びているアンカー筋に測定治具を取り付け、変位計 (DEL1, DEL 2) を取り付けた。試験体底面から 10mm 程度突き出させたアンカー筋の抜け出し量も測定した (DEL 9)。梁のたわみについては、梁両側面の梁軸線上にゲージホルダーを取り付けて、それを基準点として測定した。たわみ測定点は梁せいの上面, 中段, 下面の三か所とし、試験体の表裏を同時に測定した (DEL 3~DEL 8)。

アンカー筋のすべりについては、2.3 節および 2.4.6 節で説明した近似式を用いて同じ計算方法で求めた。

歪度の測定は歪ゲージを貼り付けて行い、アンカー筋の 1 か所について表裏 2 点に貼り付けた。貼り付け位置は、図 4.3.1 のように載荷端側コンクリート表面から 100mm 上のアンカー筋露出部と、コンクリート中の定着範囲を 4 区間または 8 区間に分け、区間の境界に歪ゲージを貼り付けた。梁幅 220SD345 および梁幅 220SD685 の試験体では、図 4.3.1 に示すように、コンクリート内部の測定点は梁上端から 200 mm ピッチとしたが、梁幅 220SD980 の試験体では、梁上端から 190 mm ピッチとした。

加力ルールは SD345、SD685 を使用した試験体ではアンカー筋材料試験から得た実応力度を σ_y とし、 $1/3\sigma_y$, $2/3\sigma_y$ までを 2 回ずつ片振りの荷重制御で繰り返し、アンカー筋降後は変形制御とし、降伏時の抜け出し δ_y を 2 倍, 4 倍, 8 倍と漸増して加力した。SD980 試験体では 3 回ずつの片振り荷重の鉄筋軸応力度を、250, 500, 750N/mm² と上げ、最終サイクルはアンカー筋の破断に近い荷重まで加力する。加力方法を片振りの繰り返し荷重としたのは、地震荷重で繰り返し荷重がかかることに対応しており、本実験では除荷時に、コンクリート内部のアンカー筋に残留歪が残るので、その蓄積が付着強度に影響を与えるかどうかを探るためである。

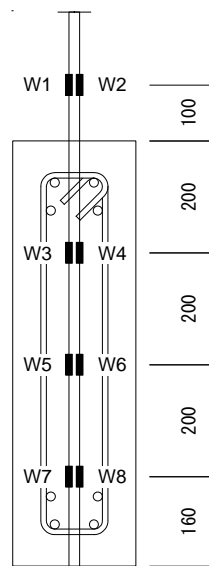


図 4.3.1 歪ゲージ位置図

4.4 実験結果

4.4.1 破壊状況

ひびわれ発生状況を図 4.4.1~4.4.3 に示す。図中の数字はその付近で発生したひびわれの荷重を示す。荷重の単位は N/mm^2 で、アンカー筋の軸応力度である。

梁幅 220SD345 間接 (図 4.4.1 参照)

荷重 $265\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、東西両面の梁上面から 100mm 程度まで初期のひび割れが発生した。荷重 $463\text{N}/\text{mm}^2$ までに、そのひびわれは梁せい $1/2$ に近い深さまで進展した。一方荷重 $400\text{N}/\text{mm}^2$ を超えたときに、その鉛直ひびわれの深さ 150mm の位置で水平に分岐するひびわれが発生したが、それ以上の進展は見られなかった。

梁幅 220SD685 間接 (図 4.4.2 参照)

荷重 $233\text{N}/\text{mm}^2$ のときに、東西両面の梁上面から 100mm 以上に伸びる初期ひびわれが発生した。西面は $261\text{N}/\text{mm}^2$ において水平方向に伸びるひびわれが発生した。東面には $400\text{N}/\text{mm}^2$ を超えた荷重で同位置でのひびわれが発生している。 $575\text{N}/\text{mm}^2$ 時には初期ひびわれと斜め方向のひびわれが伸展し、アンカー筋方向のひびわれは梁せい 650mm 付近まで進展した。高軸力となる $819\text{N}/\text{mm}^2$ では斜め方向のひびわれがさらに分岐して梁上面の $5d$ 区間に細かに分散して発生した。梁上面ではシース管周囲に円形にひびわれが発生し、そこから放射状にひびわれが高軸力時に発生した。

梁幅 220SD980 間接 (図 4.4.3 参照)

初期ひびわれは $242\text{N}/\text{mm}^2$ 時に東西縦に $5d$ 内外で発生した。その後は同じく東西に $456\text{N}/\text{mm}^2$ 時に初期ひびわれが伸展し梁せい 570mm 付近まで確認された。 $320\text{N}/\text{mm}^2$ 時には梁せい上面から 300mm 付近から斜め方向に伸びるひびわれが発生した。軸力は $1002\text{N}/\text{mm}^2$ まで確認したがこの時は先に生じた斜めひびわれが伸展したのみで、他に発生したひびわれは梁幅 220SD685 のひびわれより少ない。

- (1)荷重 265N/mm^2 初期曲げひびわれ発生
 (2)荷重 $265\sim 460\text{N/mm}^2$ 同上伸展・東西面上部中央
 斜めひびわれ発生

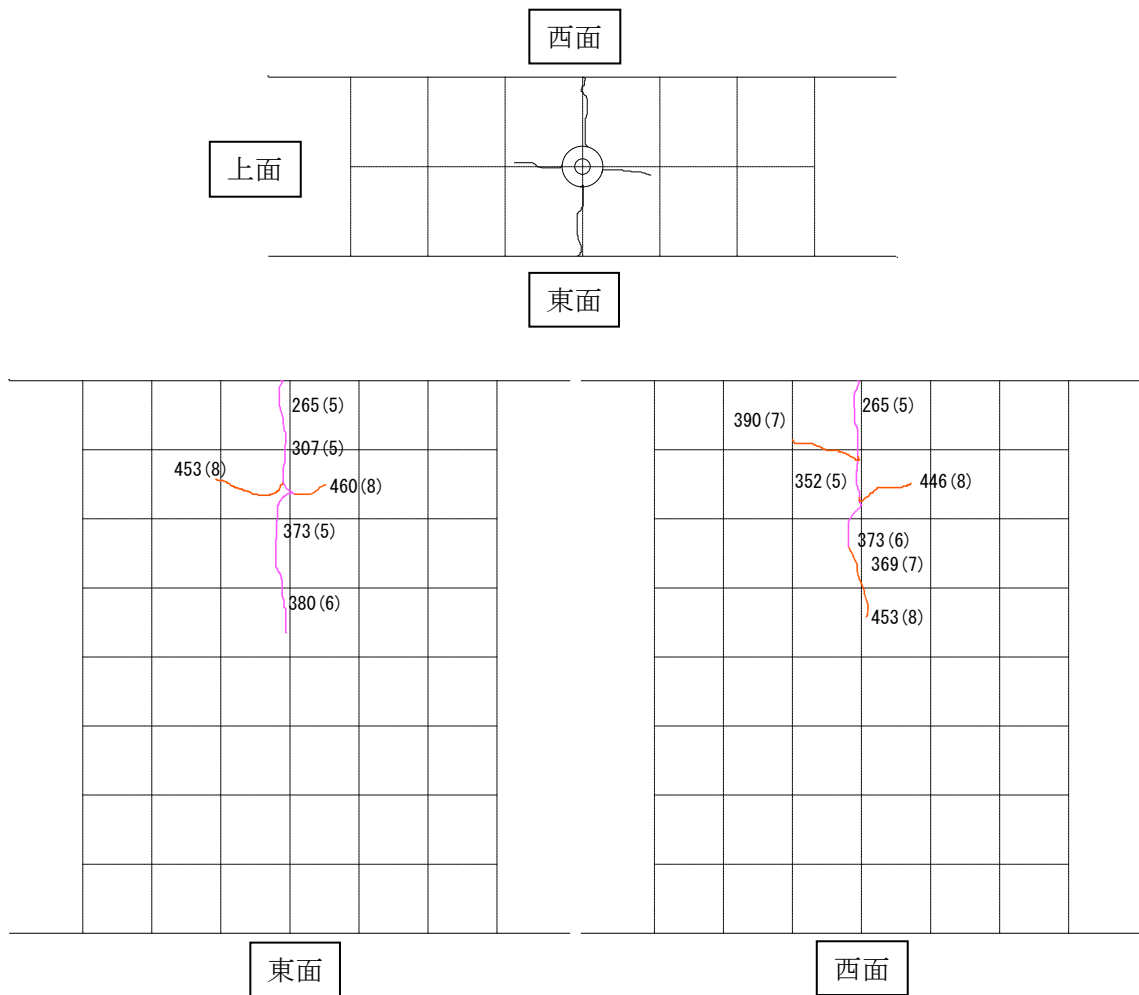


図 4. 4. 1 梁幅 220SD345 間接定着 ひびわれ状況

- (1) 荷重 233N/mm² 初期ひび割れ発生（絶縁部）
- (2) 荷重 261N/mm² 曲げひび割れ伸展・分岐ひびわれ発生
- (3) 荷重 261～575 N/mm² 同上伸展・西面中央部分岐ひびわれ発生
- (4) 荷重 575～819 N/mm² 同上伸展・西面中央部分岐ひびわれ発生
東面上部右側斜めひびわれ発生

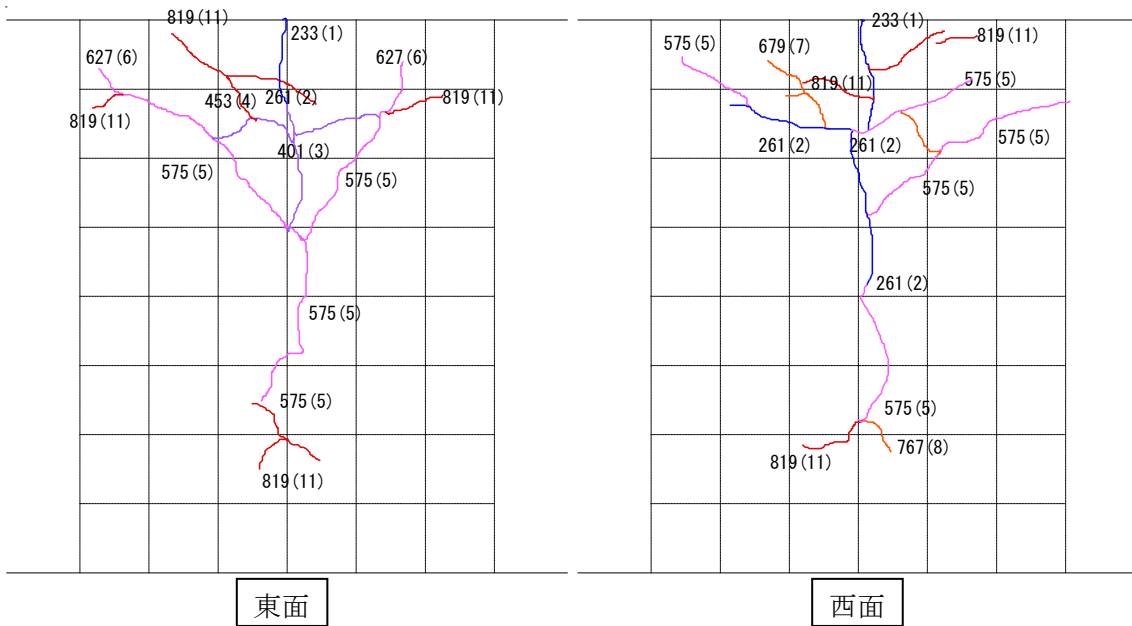
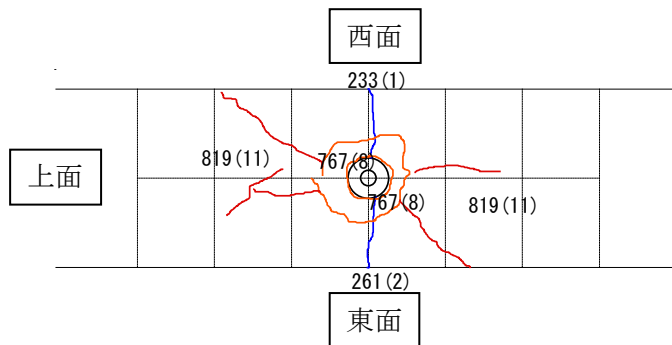


図 4. 4. 2 梁幅 220SD685 間接定着 ひびわれ状況

- (1) 荷重 242 N/mm² 曲げひびわれ発生
- (2) 荷重 242~479 N/mm² 東面同上伸展
斜めひびわれ発生
- (3) 荷重 479~760 N/mm² 東西面同上伸展
- (4) 荷重 760~1002 N/mm² 東西面同上伸展

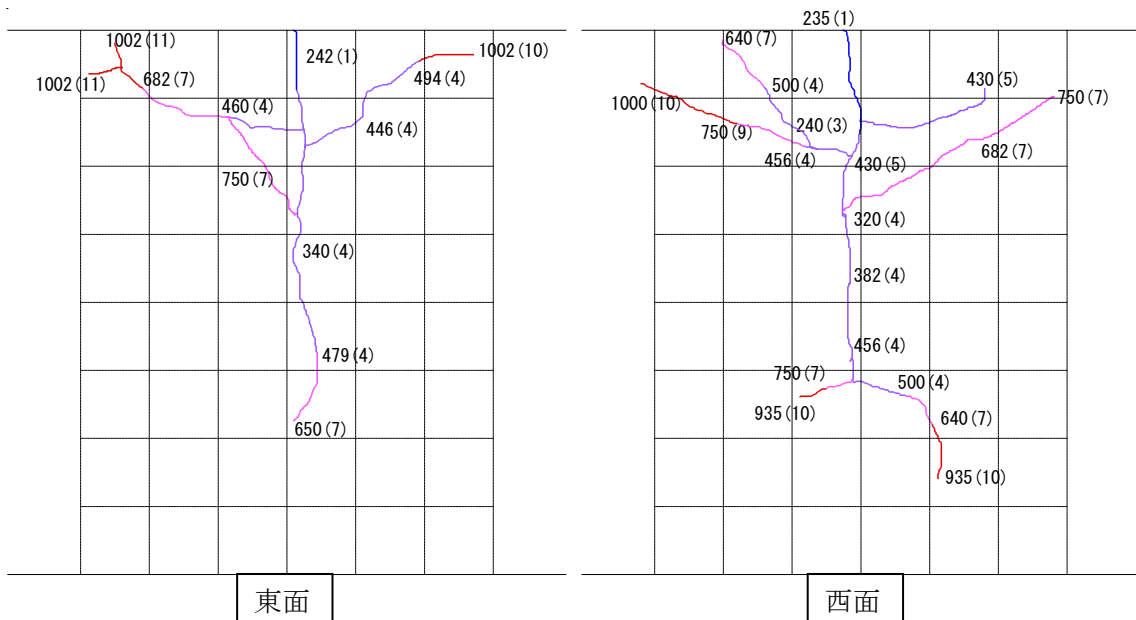
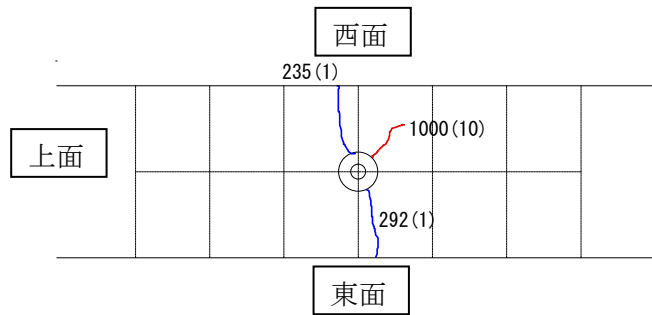


図 4. 4. 3 梁幅 220SD980 間接定着 ひびわれ状況

4.4.2 荷重と変形の関係

各試験体の荷重と変形の測定結果を述べる。

変形は第2章の図2.3.1に示した変形測定位置で、ダイヤルゲージで測定した。図中ゲージホルダーを介して測定した DEL3 と DEL4 の平均、DEL5 と DEL6 の平均および DEL7 と DEL8 の平均は、それぞれ、梁上端、梁軸心および梁下端のたわみと定義した。

DEL1 と DEL2 の平均、および DEL9 は梁上端および梁下端におけるアンカー筋とコンクリートとの相対変位であり、前者を「抜け出し」、後者を「めり込み」となづける。

以下に各試験体の荷重と、梁上端、梁軸心および梁下端のたわみ、および抜け出しとめり込みの関係をそれぞれ示す。

図 4.4.4 より、梁幅 220SD345 間接定着においてはアンカー筋が降伏するまでは、荷重と抜け出しは直線的な関係があり、降伏点の 1/3 および 2/3 の荷重で繰り返してもその影響は少なかった。5 サイクルで荷重が降伏点を超え抜け出しが 0.355 mm になった時点で、抜け出し変形も塑性化した。降伏変形 δ_y は 0.5 mm として、 $2\delta_y$ の加力を 2 回、 $4\delta_y$ および $8\delta_y$ の加力を 1 回ずつ、この抜け出し変形で荷重が制御された。 $4\delta_y$ および最終の $8\delta_y$ の加力では鉄筋が歪硬化域に入り荷重が上昇した。最大 131.8 kN まで荷重が上昇し破断寸前となったので実験を終了した。なお定着終点でのコンクリートに対する鉄筋の移動は終始 0 であった (δ_5)。

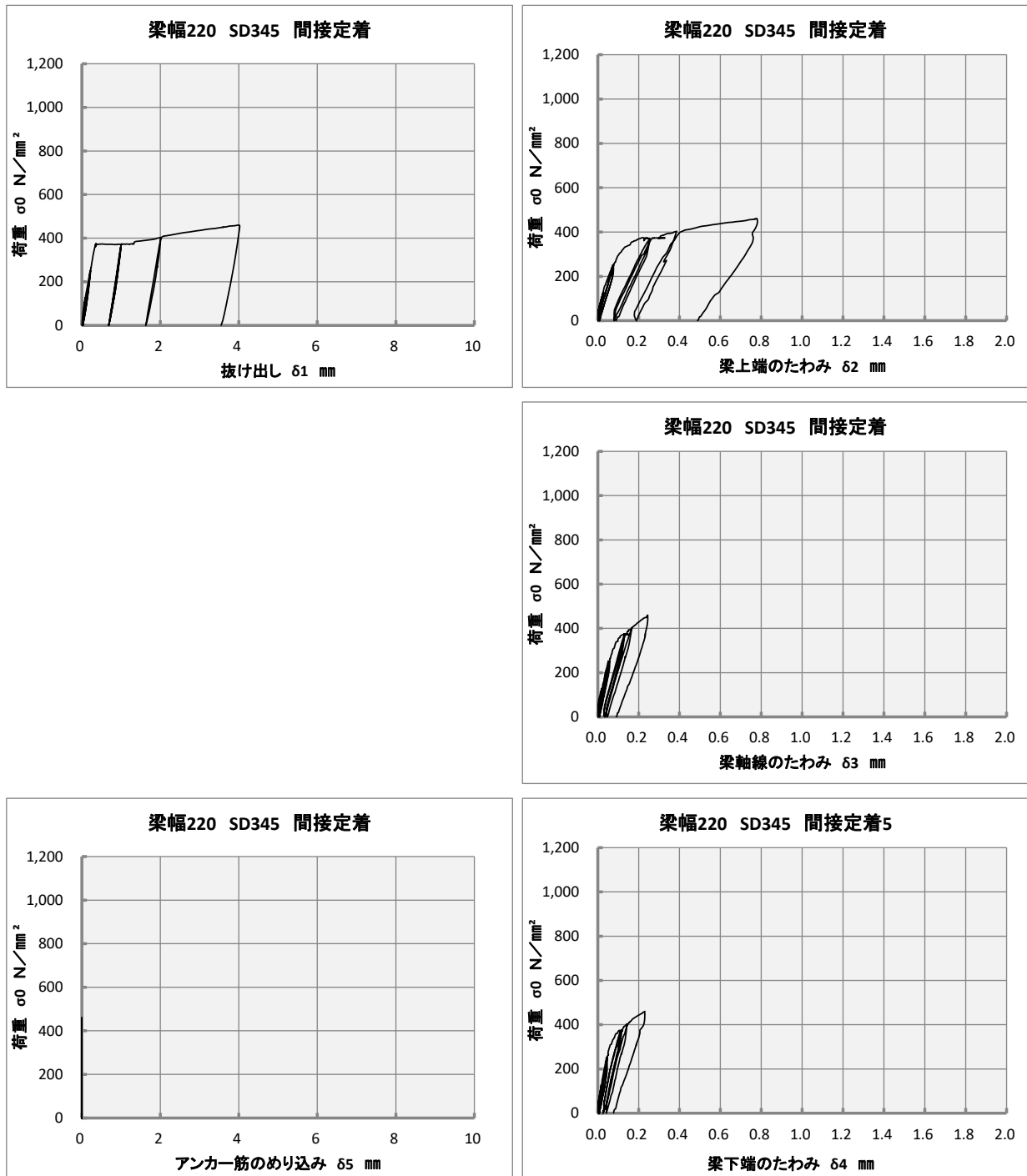


図 4.4.4 間接定着 梁幅 220SD345 荷重－変形関係

図 4.4.5 より、梁幅 220SD685 間接定着の試験体においては $1/3\sigma_y$ の荷重の繰り返しでは、荷重と抜け出しは剛性が高く直線的な関係があり、 $1/3\sigma_y$ から $2/3\sigma_y$ に荷重が上がる時に途中で剛性が低下した。 $2/3\sigma_y$ の繰り返し荷重ではその低下した剛性を維持した。 $2/3\sigma_y$ から降伏点直前の繰り返し荷重で剛性が若干低下して、降伏点荷重 (730.9N/mm^2) に至った。荷重が降伏点に達したとき、抜け出しは約 0.8mm になった。この変形を降伏変形 δ_y とする。さらに荷重をかけると抜け出し変形は塑性化して荷重はあまり上昇しなかった。 $2\delta_y$ で荷重を 2 回繰り返し、その後 $4\delta_y$ まで加力すると荷重は上昇した。 $4\delta_y$ の繰り返し荷重後、さらに変形を $8\delta_y$ 程度に増加させると荷重は 905.9N/mm^2 に達した。この荷重は引張強さ 908.7N/mm^2 の 99.7% である。ここで除荷して実験を終了している。

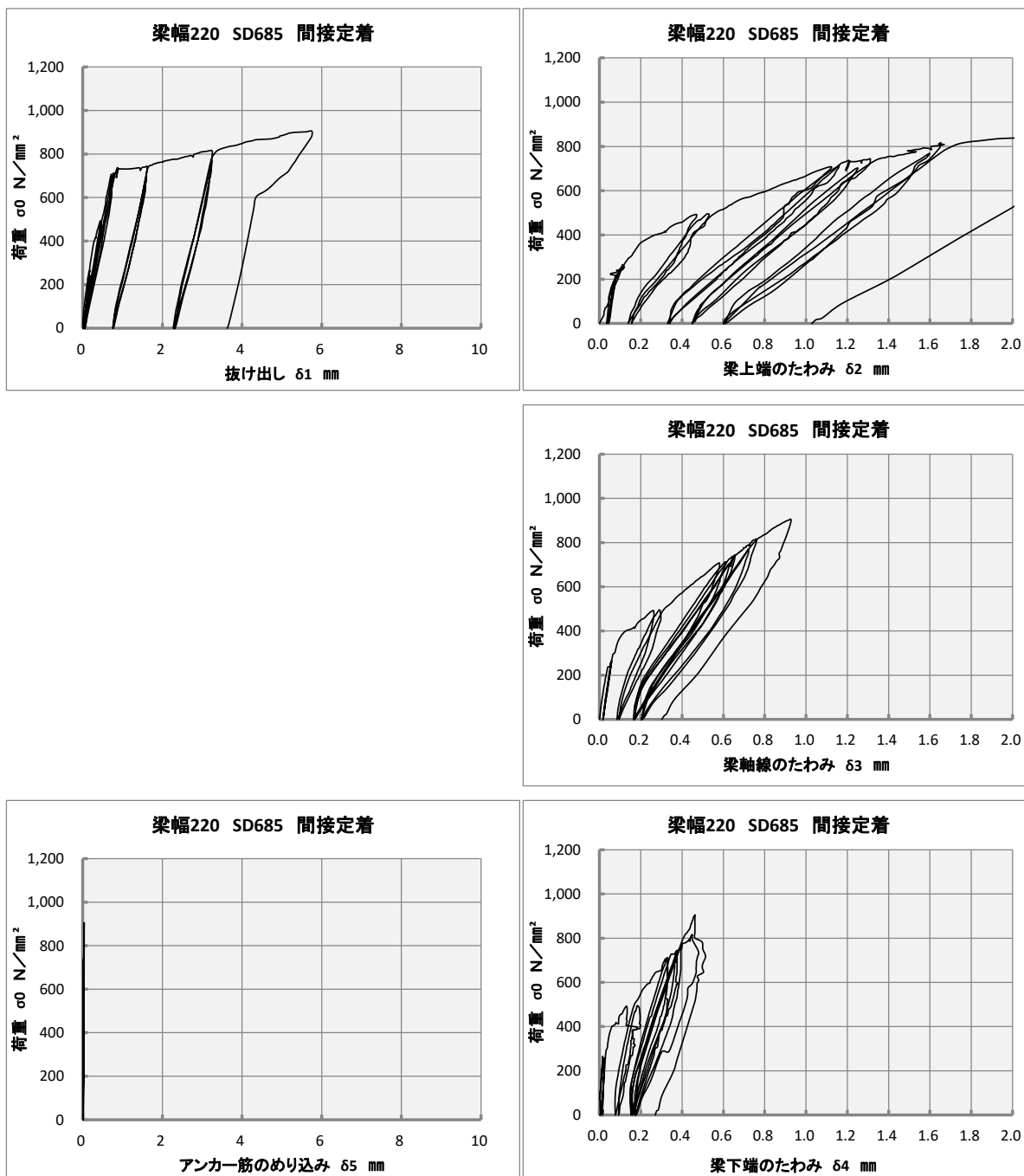


図 4.4.5 間接定着 梁幅 220SD685 荷重－変形関係

図 4.4.6 より、梁幅 220SD980 間接定着の試験体においては、250N/mm²時の繰り返し時点での剛性の変化は無く、次サイクルである 500N/mm²時に剛性が若干低下した。その後の繰り返し载荷による剛性低下はほぼ無く、アンカー筋も降伏に至っていない。残留抜け出し量も最終サイクル時点では梁上端での抜け出し量で 0.6mm 程度となっている。梁のたわみ変形においては梁上端で 2.0mm 以上と大きな変形がみられている。アンカー筋のめり込みに関しては終始 0mm に近い値であった。

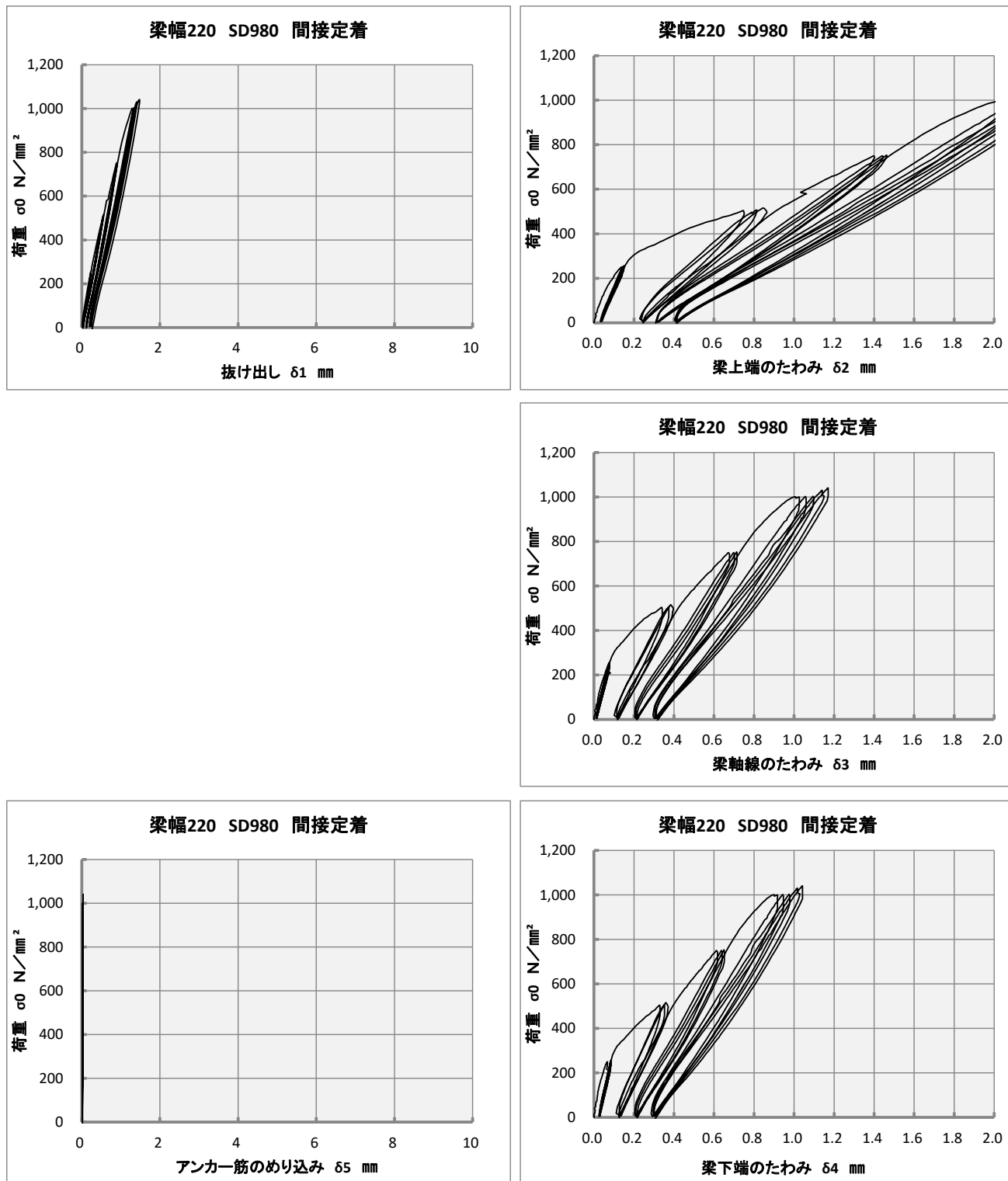


図 4.4.6 間接定着 梁幅 220SD980 荷重－変形関係

4.4.3 荷重と鉄筋軸応力度の関係

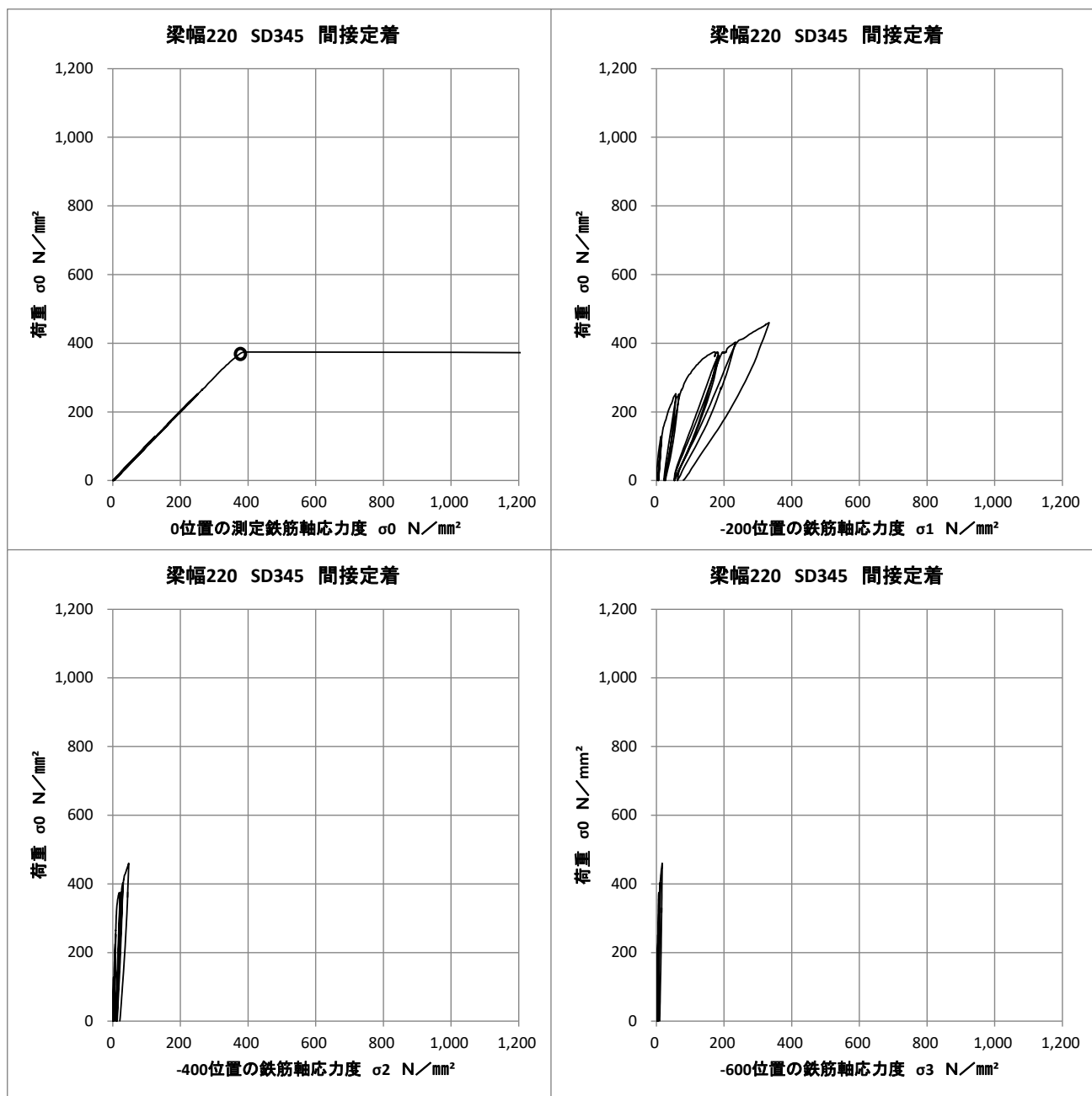
図 4.4.7～図 4.4.12 に荷重－歪度関係を示す。

アンカー筋の軸歪度は、4.3 節で、図 4.3.1 の説明文に述べた鉄筋の 4 点の測定点に、歪ゲージを貼付して測定した。再録すると、梁幅 220SD345 および梁幅 220SD685 の試験体では、コンクリート内部の測定点は梁上端から 200 mm ピッチ、梁幅 220SD980 の試験体では、梁上端から 190 mm ピッチとした。なお、190 ピッチはアンカー筋の公称径の倍数であり、今後、鉄筋の位置を記す時にはこの公称径 d の倍数で示すことがある。梁幅 220SD345 および梁幅 220SD685 試験体では公称径の倍数は使用せず、鉄筋位置は梁上端からの距離で示し、負の記号を付けた。

以下に各試験体について、それぞれの測定点の歪度測定値から鉄筋の軸応力度を求め、荷重とその軸応力度との関係をそれぞれ示す。今後これらと比較するめ、荷重はアンカー筋に加えた引き抜き力 (kN 単位) ではなく、それを公称断面積で除した応力度 (N/mm² 単位) とする。アンカー筋の露出部は降伏点に至ることがあったが、コンクリート内部では弾性状態を保ったので、歪度にヤング係数をかけて応力度を求めた。そのヤング係数は材料試験の結果ではなく、加力実験時の荷重と露出部の歪度の測定結果から求めた。ヤング係数を決定する際、降伏点の 3 分の 2 程度の荷重までの比例限界手前のデータを用いた。

当然であるが、露出部の歪度が降伏歪度を超えても、載荷端の軸応力度は荷重に等しく、自由端では軸応力度は常に 0 である。

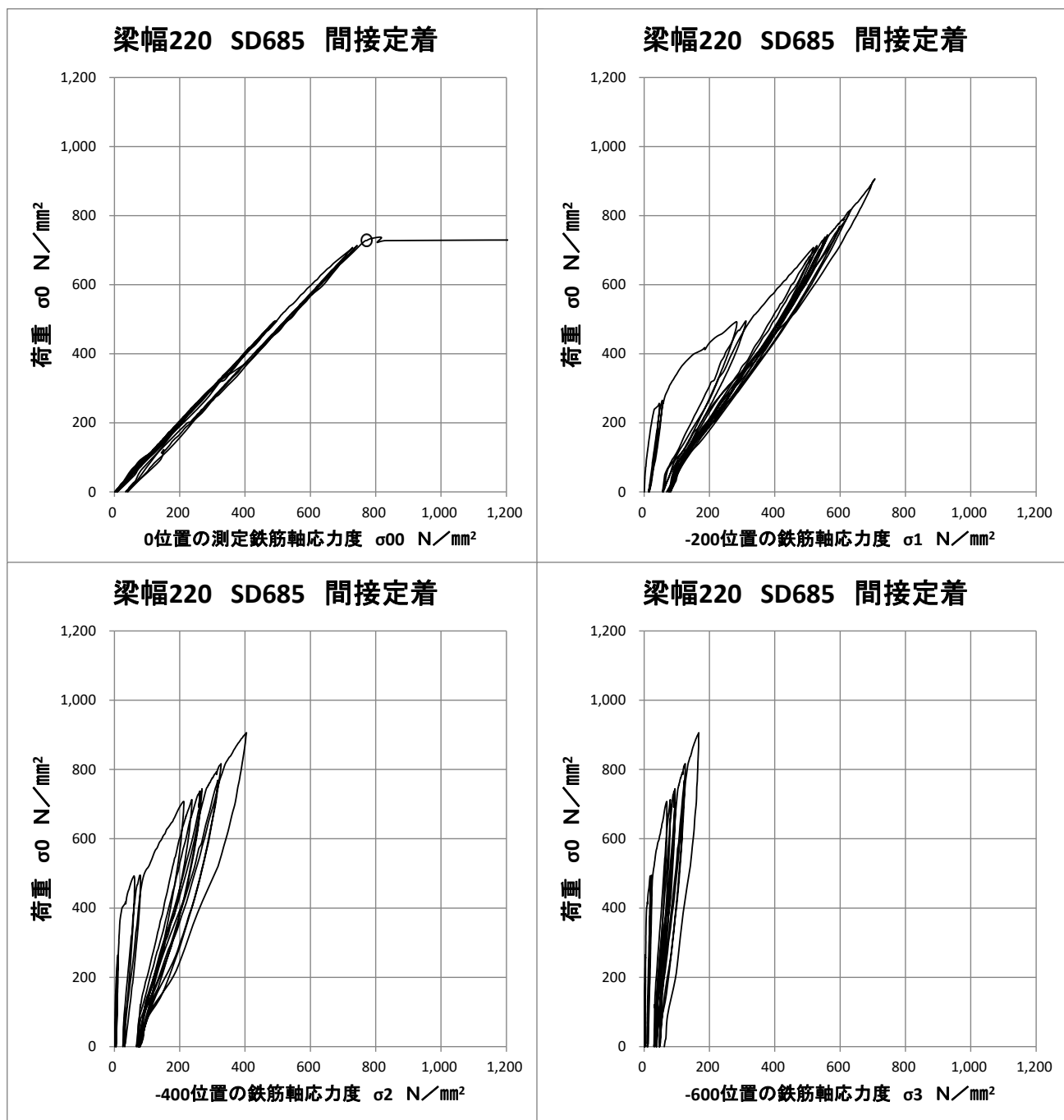
図 4.4.7 より梁幅 220SD345 間接定着の試験体は、埋め込み部分のアンカー筋の軸応力度は降伏までは至っておらず、露出部となる載荷端外側の測定位置のみが降伏に至っている。200mm 以降の歪度の大きな変動は無く 200mm の範囲までアンカー筋の軸応力度の増加がみられたが、この範囲においてもアンカー筋は剛性範囲内であると言える。



※図中丸部分は降伏点を示す

図 4.4.7 梁幅 220SD345 間接定着 荷重-歪度関係

図 4.4.8 より梁幅 220SD685 間接定着の試験体は埋め込み位置 400mm までアンカー筋の歪度が 2000 μ まで現れており、普通強度鉄筋よりも深部でアンカー筋の伸びを確認した。400mm 以下の点の歪度の伸びは見られず、露出部となる定着起点位置以外の測定点においては剛性を保っている。



※図中丸部分は降伏点を示す

図 4.4.8 No. 13 220mm 間接定着 SD685 荷重-歪度関係

図 4.4.9 より梁幅 220SD980 間接定着の試験体は SD980 を用いたアンカー筋であり、試験体の中では一番の最大荷重となった。歪度は埋め込み位置 400mm の範囲までで 2000 μ 以上を確認し、それ以降は 1000 μ 程度と定着域全体に渡り伸びを確認した。他試験体のように降伏は見られず、弾性範囲を保ちつつ実験を終了した。

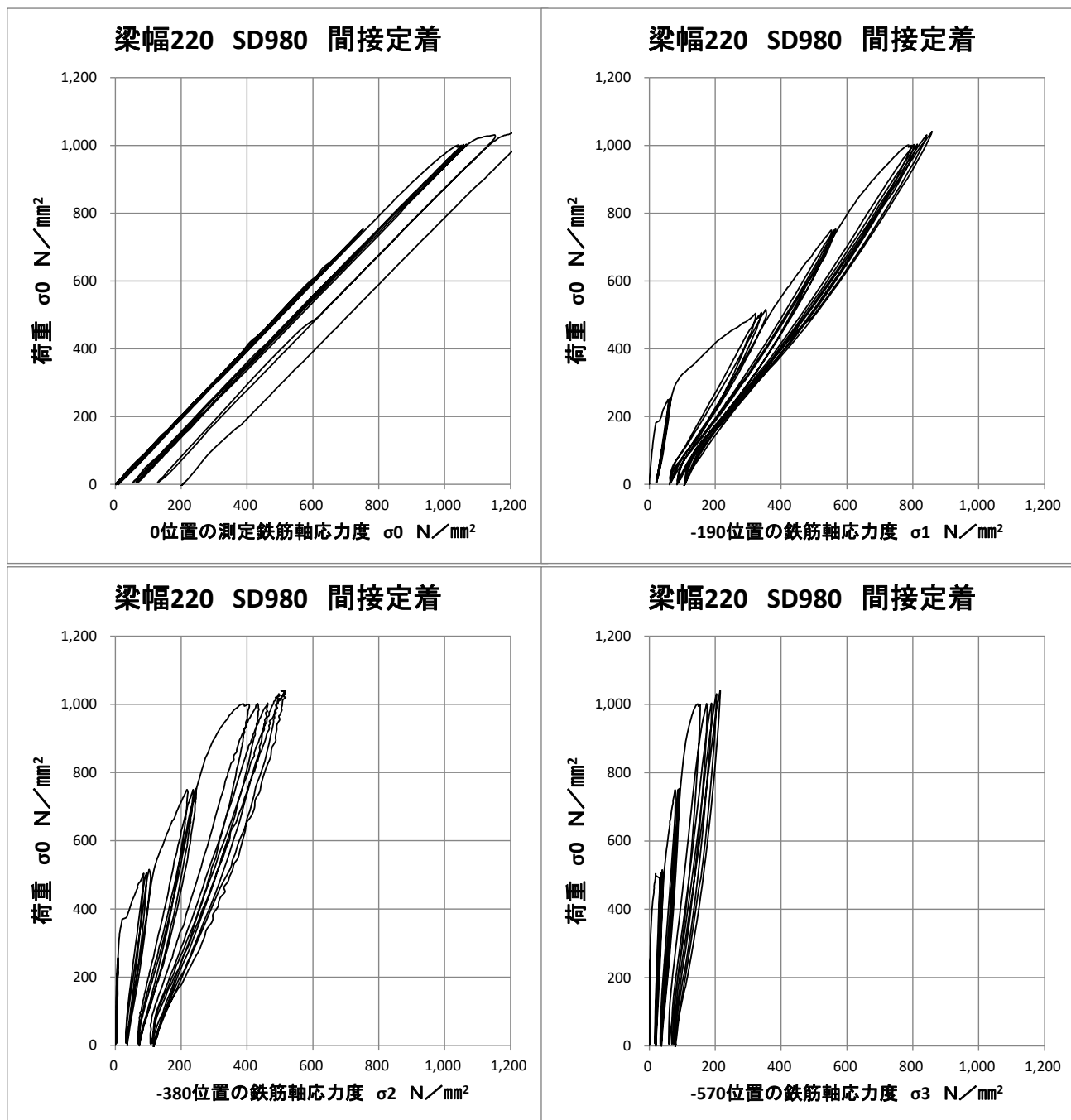


図 4.4.9 No. 14 220mm 間接定着 SD980 荷重-歪度関係

4.4.4 軸応力度分布の推定

区間実験におけるアンカー筋の軸応力度分布および付着応力度を算出した。算出方法について 2.4.4 項の軸応力度分布の推定で記述してあるため割愛する。実験値から連続関数の任意の位置での軸応力度分布を求めた。軸応力度分布図を図 4.4.10～図 4.4.12 に示す。同図は第 1 サイクル、その後荷重を増加させた新規のサイクル 1 回目、最終サイクルのそれぞれ実験開始時荷重とサイクルピーク時の荷重を示している。

梁幅 220SD345 間接定着（図 4.4.10 参照）

梁幅 220SD345 間接定着では軸力の増加に伴って、区間の下部の応力の増加がみられる。最終サイクル時で埋め込み長さ 300mm の位置まで軸力の増加がみられるが、これ以降の埋め込み部分での軸応力の増加は見られない。

梁幅 220SD685 間接定着（図 4.4.11 参照）

梁幅 220SD685 間接定着においては、SAD345 の最大軸力である $460\text{N}/\text{mm}^2$ で、同じ埋め込み長さである 300mm までの軸力の増加がみられる。高強度鉄筋としたことで、これ以上の軸力時で区間底面までの軸力の増加分布がみられる。

梁幅 220SD980 間接定着（図 4.4.12 参照）

梁幅 220SD980 間接定着は SD980 を使用したことで、他試験体よりも高軸力を確認し、試験体底面までの軸力の増加を確認したが、試験体上面からの埋め込み長さ 700mm の位置では $200\text{N}/\text{mm}^2$ と低い値となっている。

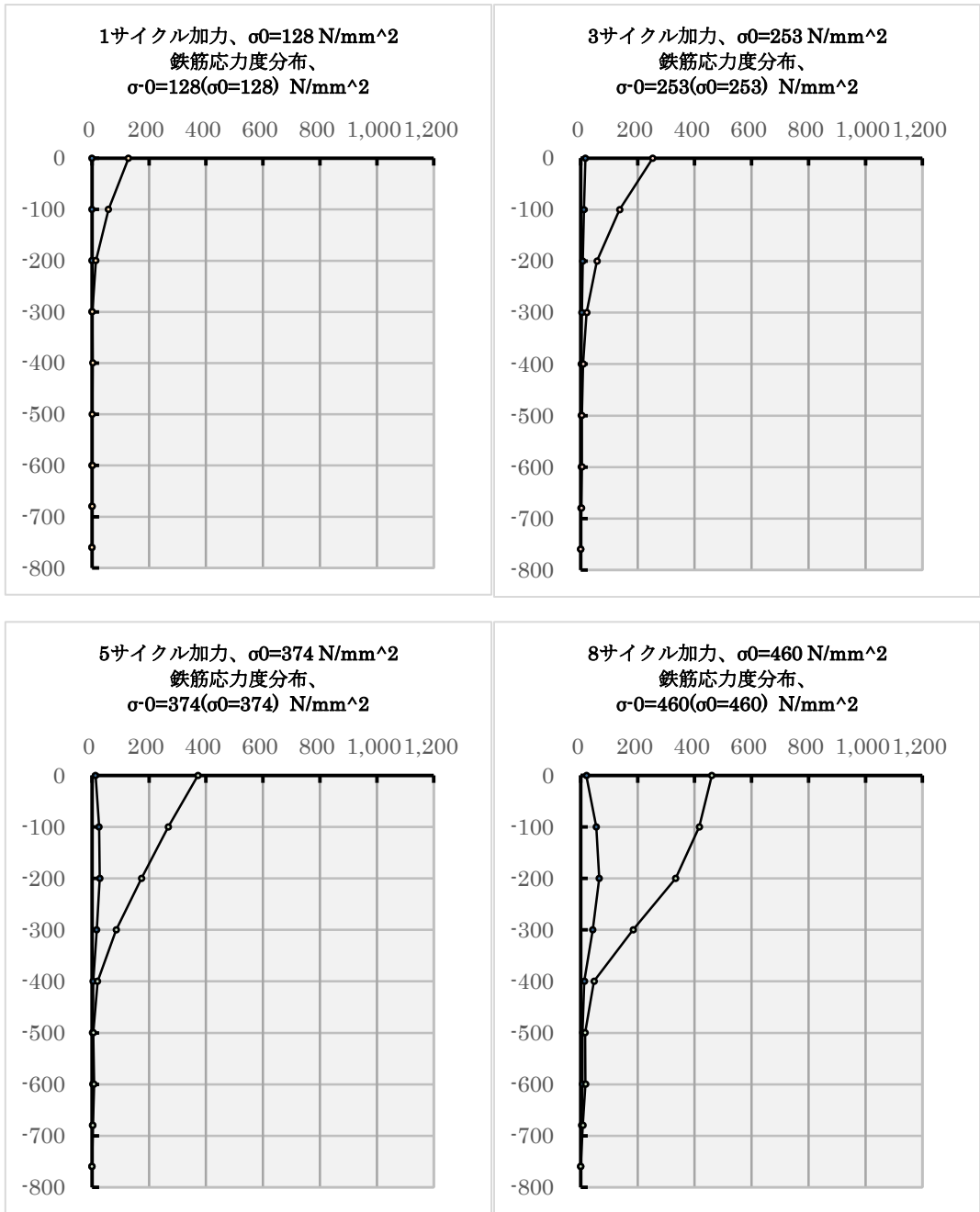


図 4. 4. 10 梁幅 220SD345 間接定着 軸応力度分布

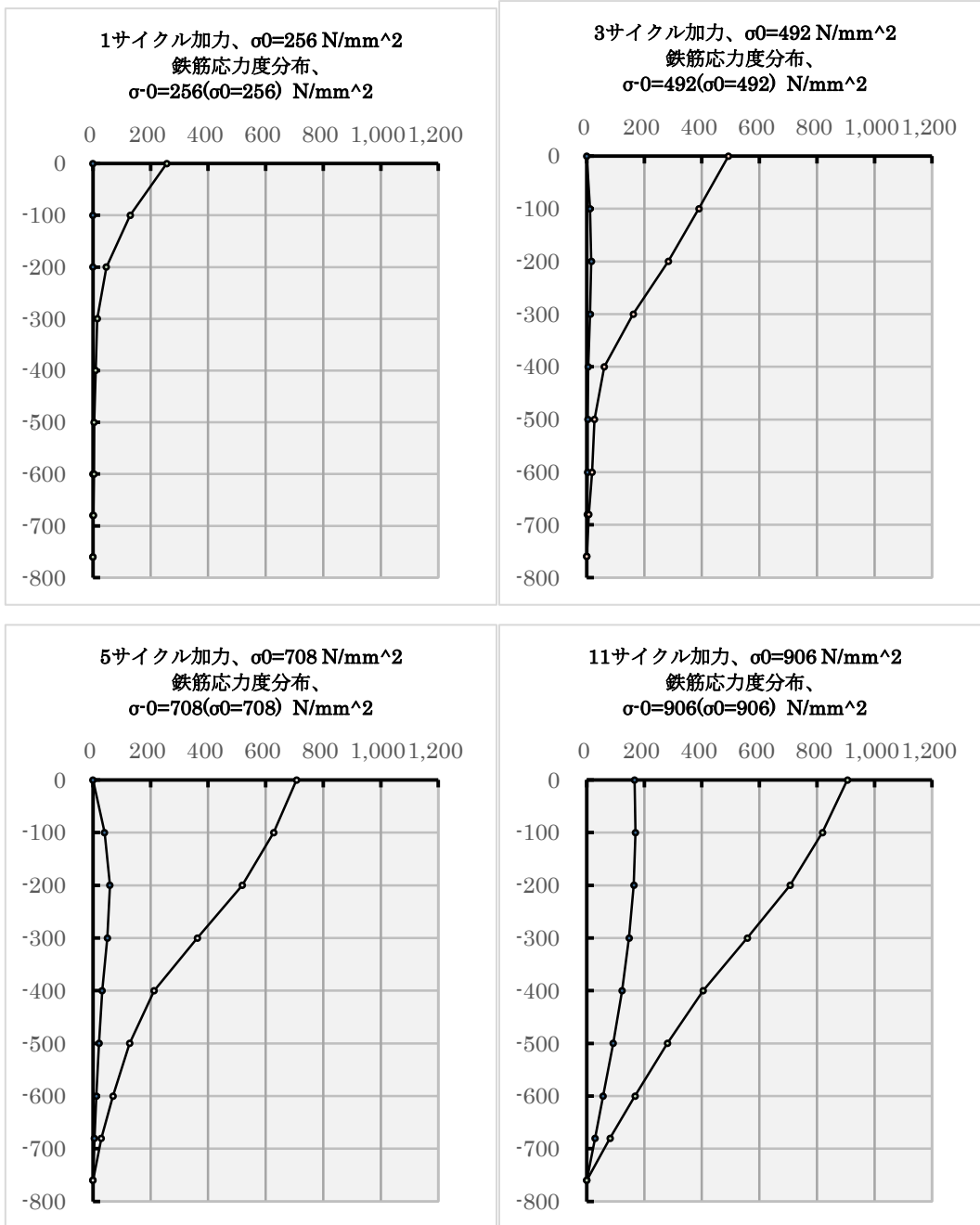


図 4.4.11 梁幅 220SD685 間接定着 軸応力度分布

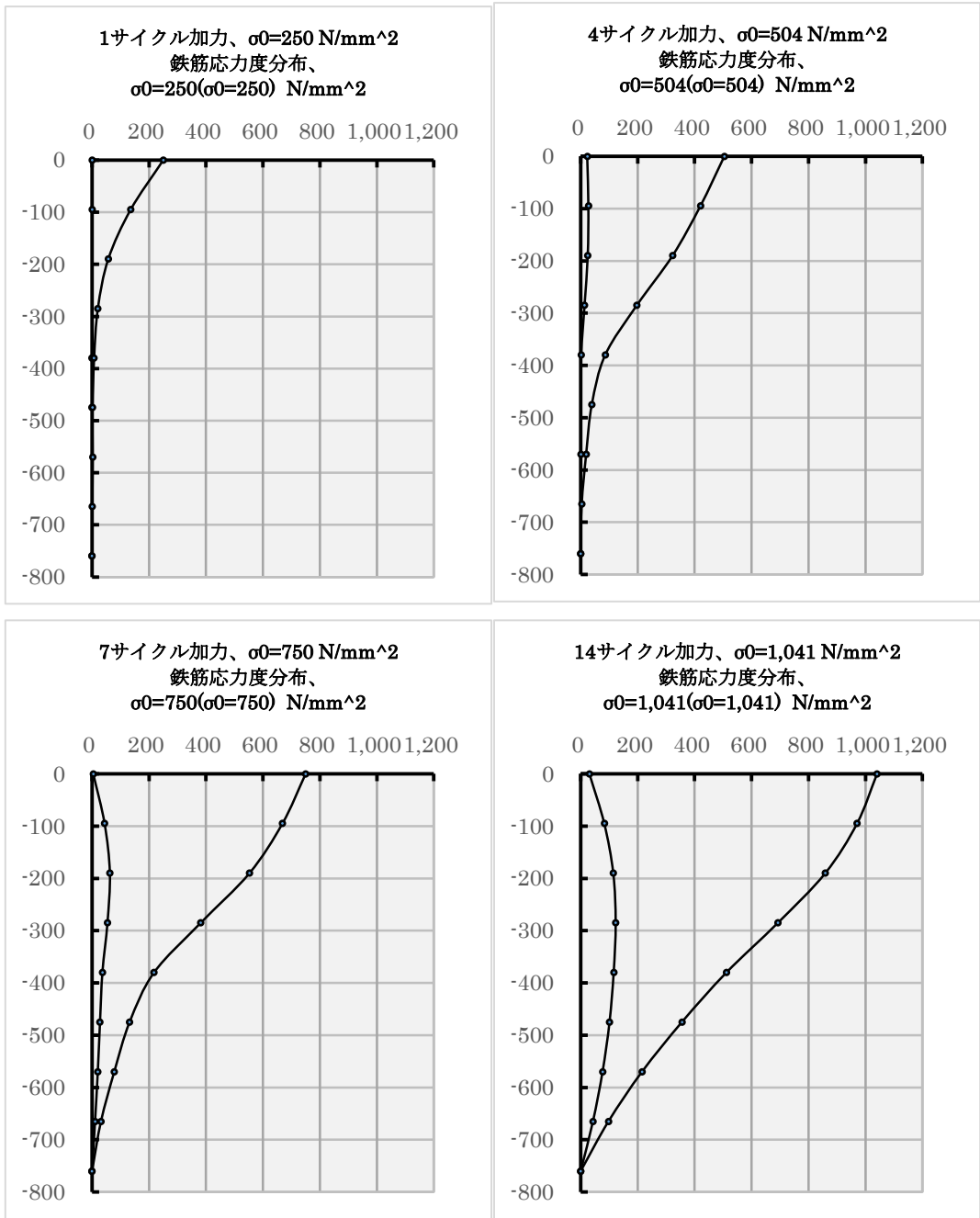


図 4.4.12 梁幅 220SD980 間接定着 軸応力度分布

4.4.5 アンカー筋の付着応力度

区間実験におけるアンカー筋の軸応力度分布および付着応力度を算出した。2.3.4 項で行った近似式において (2.3.2) 式または (2.3.9) 式、および (2.3.3) 式によって、任意位置での付着応力度を求めた。軸応力度分布図を図 4.4.13～図 4.4.15 に示す。同図は第 1 サイクル、その後荷重を増加させた新規のサイクル 1 回目、最終サイクルのそれぞれ実験開始時荷重とサイクルピーク時の荷重を示している。

梁幅 220SD345 間接定着 (図 4.4.13 参照)

梁幅 220SD345 間接定着では軸力の増加に伴って、区間の下部の応力の増加がみられる。最終サイクル時で埋め込み長さ 300mm の位置まで軸力の増加がみられるが、これ以降の埋め込み部分での軸応力の増加は見られない。

梁幅 220SD685 間接定着 (図 4.4.14 参照)

梁幅 220SD685 間接定着においては、SD345 の最大軸力である 460N/mm^2 で、同じ埋め込み長さである 300mm までの軸力の増加がみられる。高強度鉄筋としたことで、これ以上の軸力時で区間底面までの軸力の増加分布がみられる。

梁幅 220SD980 間接定着 (図 4.4.15 参照)

梁幅 220SD980 間接定着では SD980 を使用したことで、他試験体よりも高い荷重を確認し、試験体底面までの軸力の増加を確認したが、試験体上面からの埋め込み長さ 700mm の位置では 200N/mm^2 と低い値となっている。

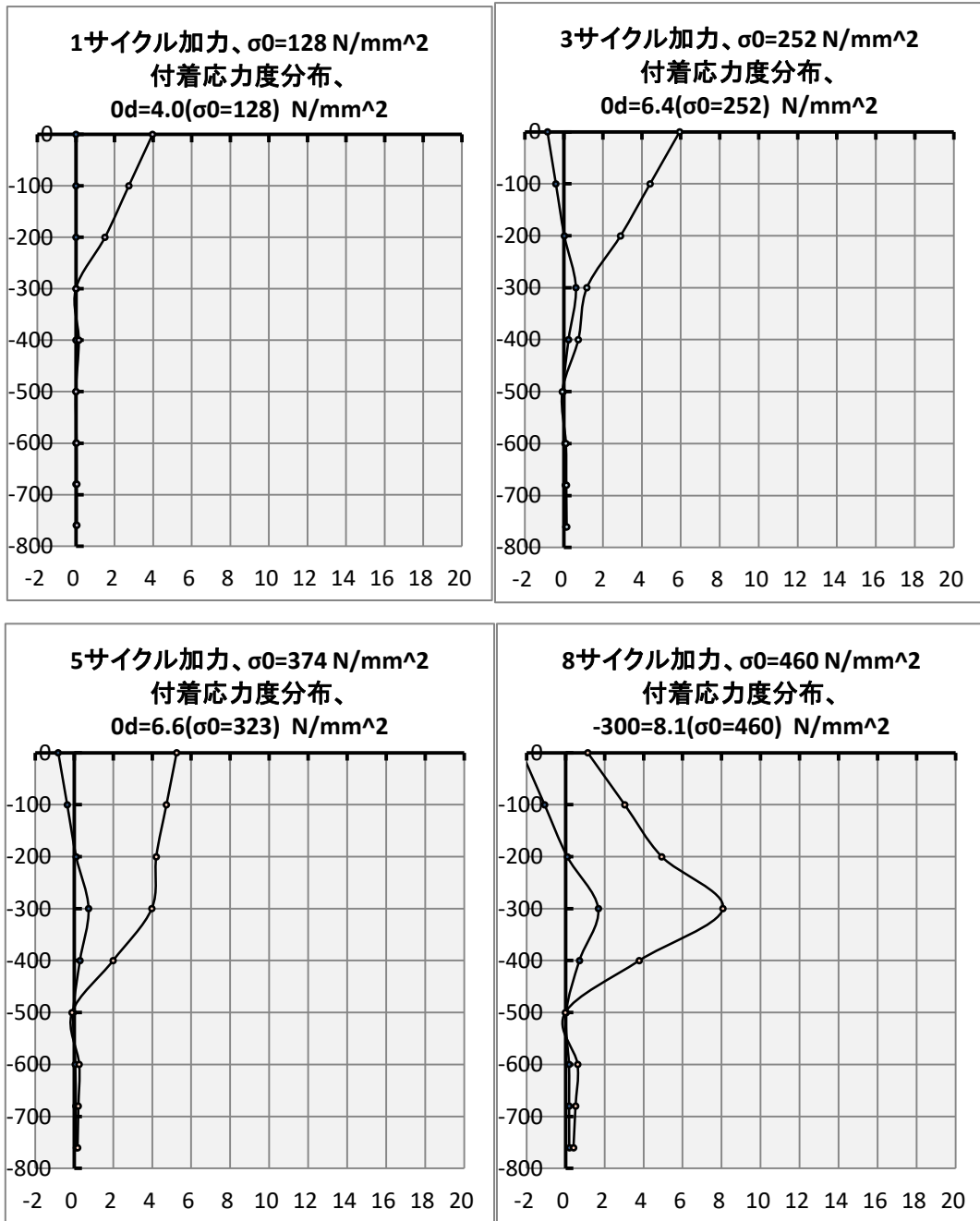


図 4.4.13 梁幅 220SD345 間接定着 付着応力度分布

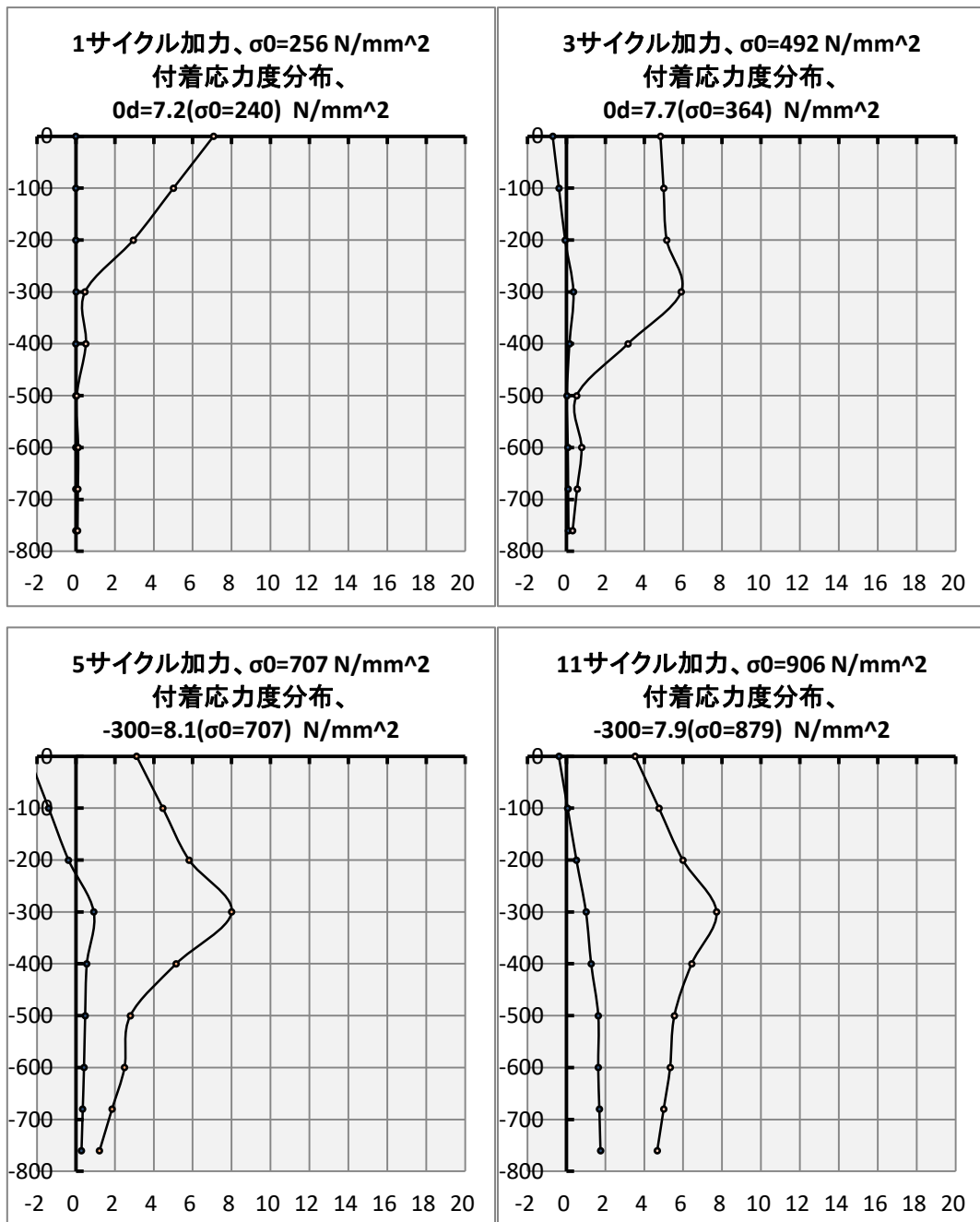


図 4.4.14 梁幅 220SD685 間接定着 付着応力度分布

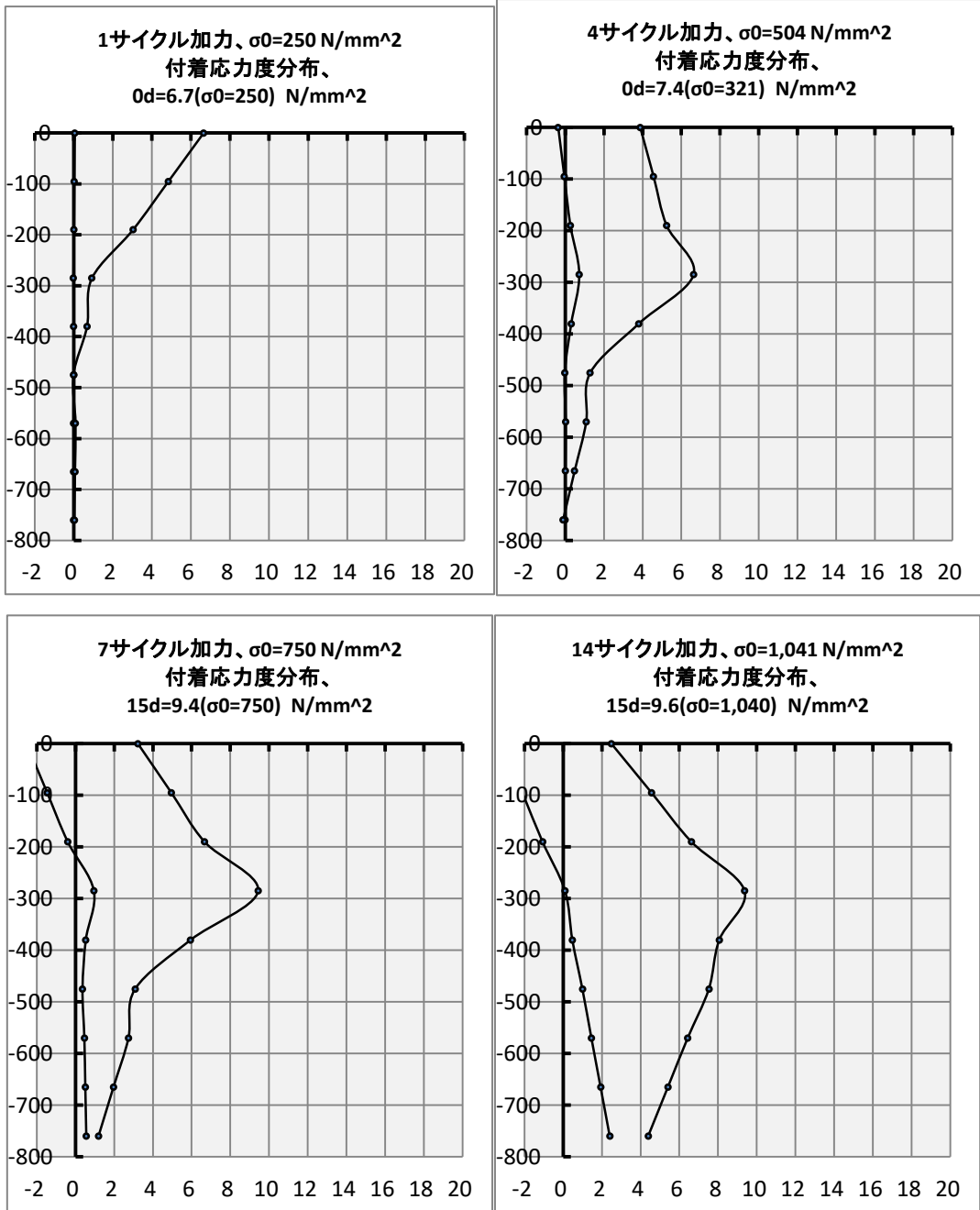


図 4.4.15 梁幅 220SD980 間接定着 付着応力度分布

4.4.6 付着応力度-すべり関係

鉄筋の歪度の積分を自由端すべりに加えてすべり値とし、2.3節と同様の計算方法ですべりを求めた。このすべりとアンカー筋定着位置ごとの付着応力度の関係を図4.4.16～図4.4.18に示す。同図は0d～40dの5d区間毎にその部分のすべりを示している。

梁幅 220SD345 間接定着（図 4.4.16 参照）

梁幅 220SD345 間接定着においては0d～10dまでの範囲でアンカー筋のすべりを確認できる。10d以降はすべりの値が小さく付着破壊が必ずしも発生しているとは言えない。15d以降はアンカー筋のすべりは見られず、10dまでの範囲ですべりが生じていることがわかる。

梁幅 220D685 間接定着（図 4.4.17 参照）

梁幅 220D685 間接定着においては、すべりの範囲が20dまでに見られ、高軸力によりすべり位置が下部まで進行していることがみられた。

梁幅 220D980 間接定着（図 4.4.18 参照）

梁幅 220D980 間接定着においてはSD685と同様に高軸力によってすべりが試験体の中央の範囲まで確認できる。この範囲もSD685とほぼ同じ位置を示しており、高強度アンカー筋を用いた場合でも、間接定着の場合は試験体梁せいの全長にわたるすべりは見られなかった。

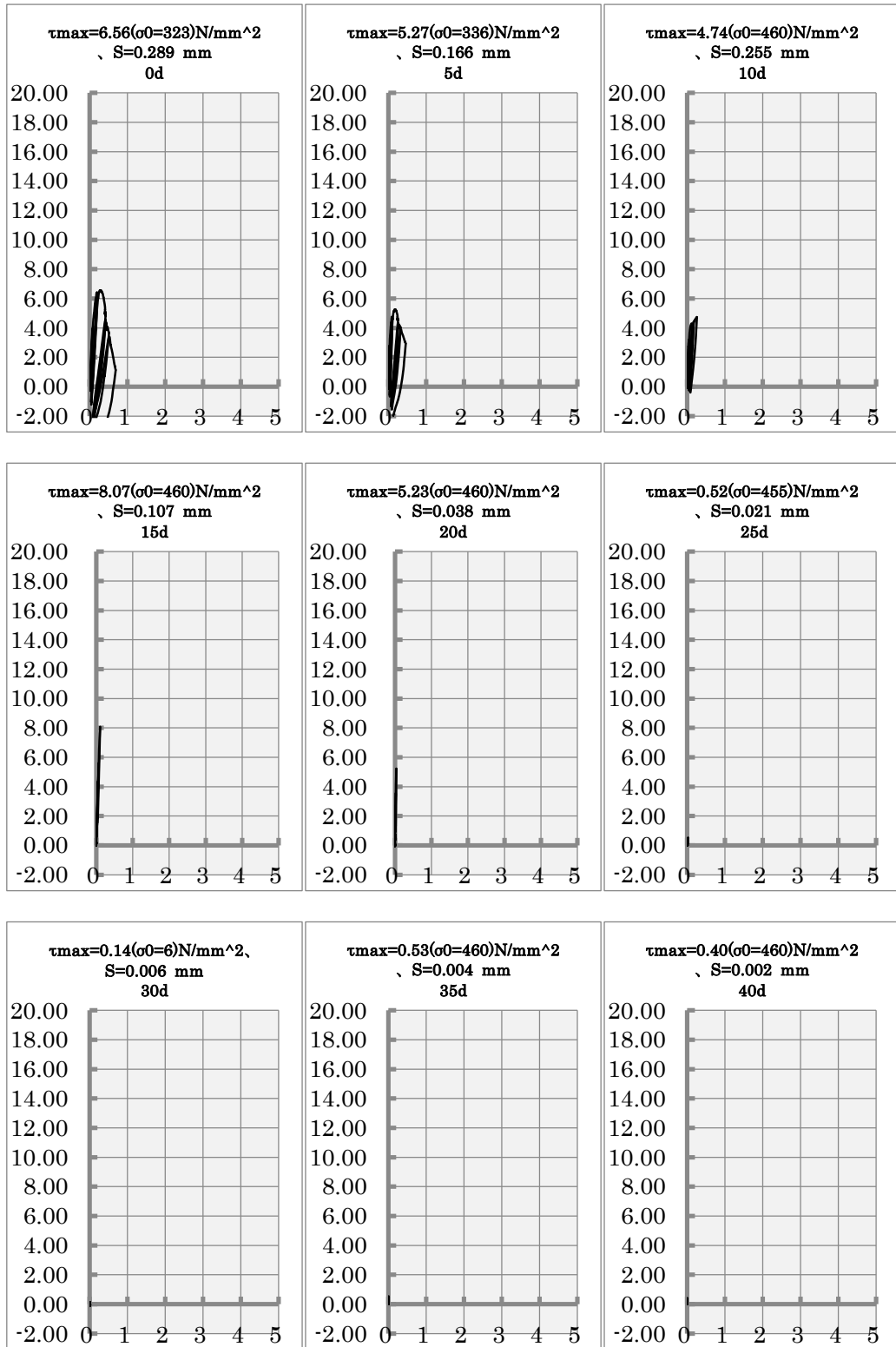


図 4.4.16 梁幅 220SD345 間接定着 付着応力度-すべり関係

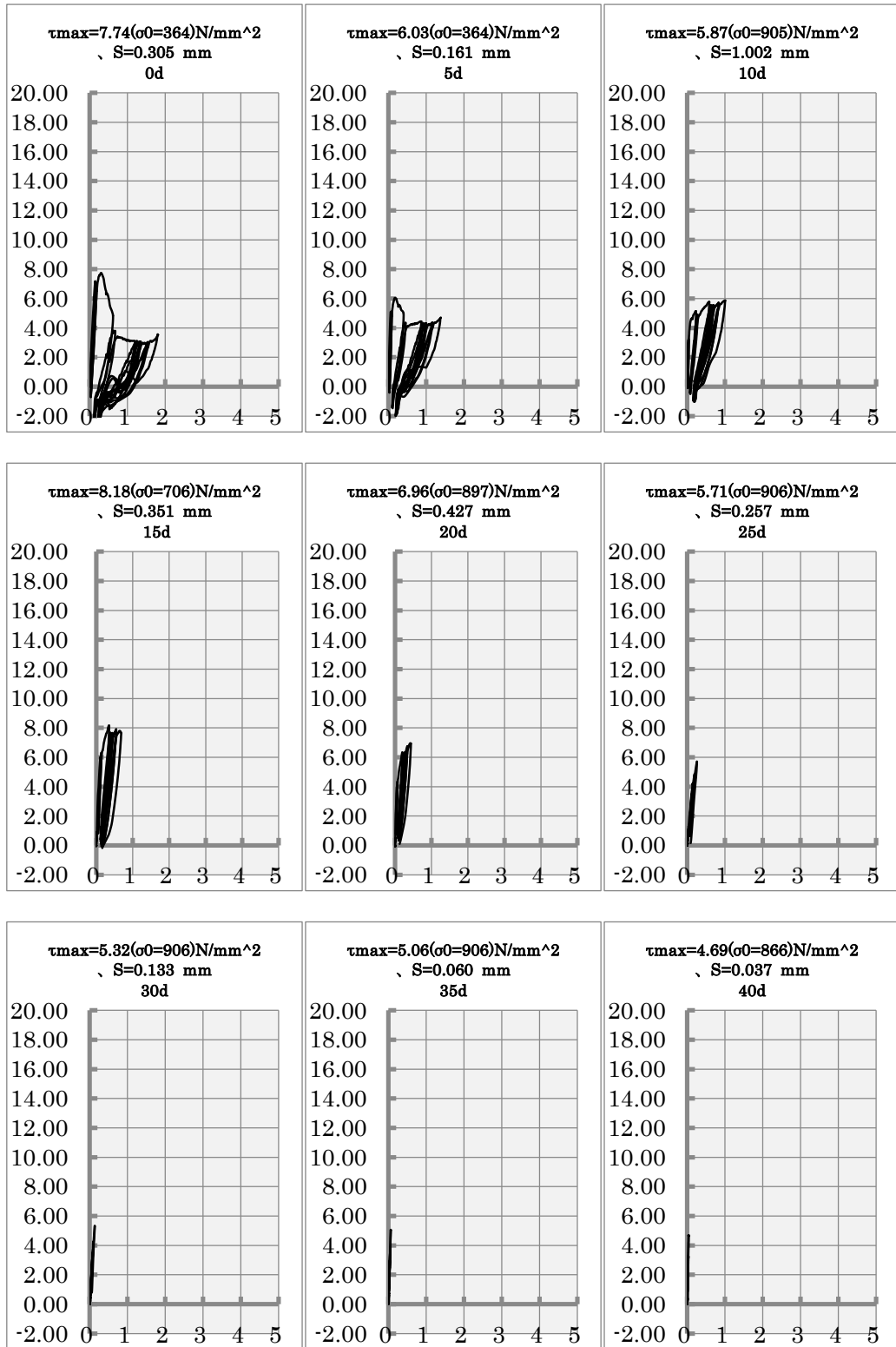


図 4.4.17 梁幅 220SD685 間接定着 付着応力度-すべり関係

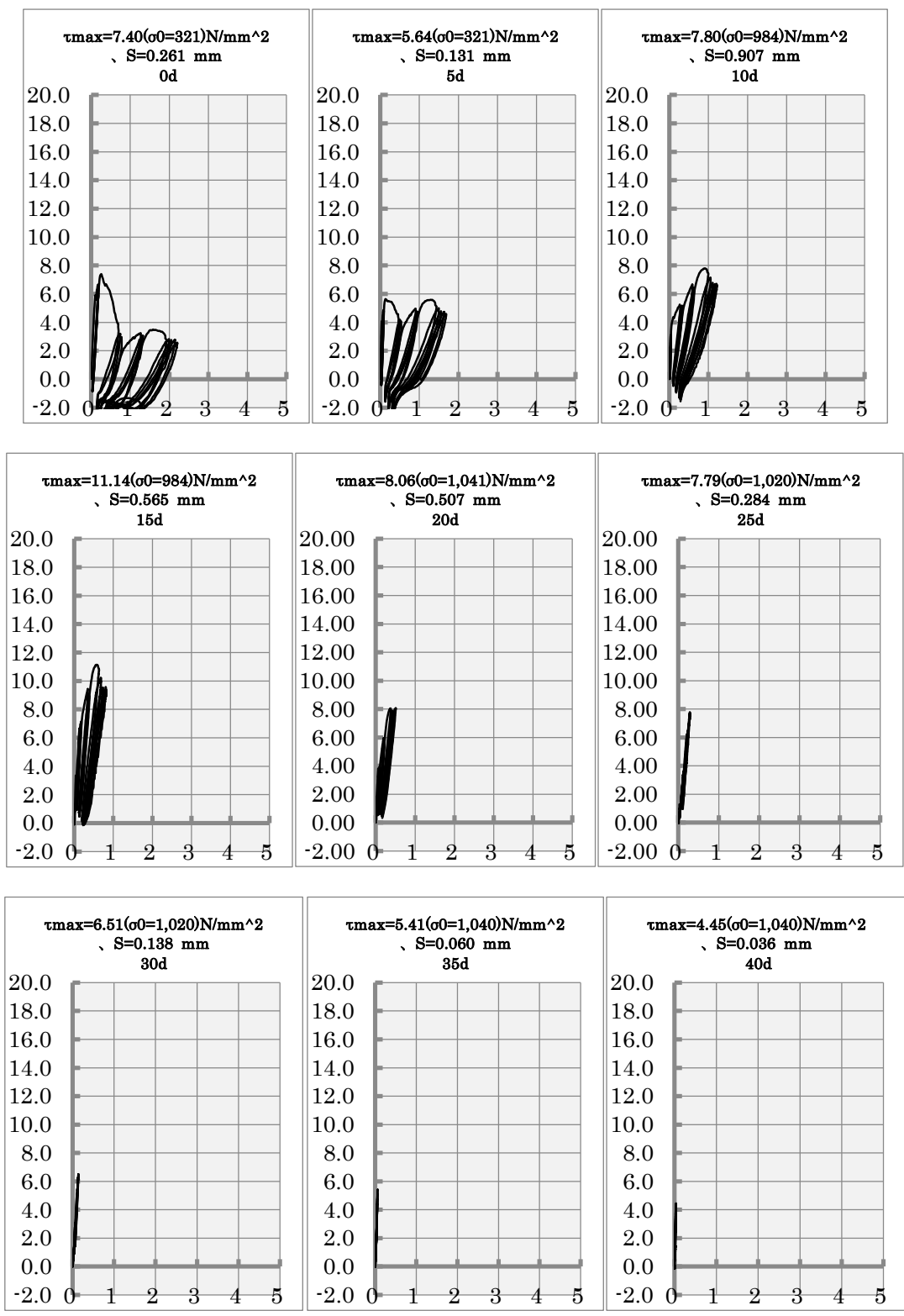


図 4.4.18 梁幅 220SD980 間接定着 付着応力度-すべり関係

4.5 間接定着実験のまとめ

第4章では、直接定着と間接定着の付着性状の違いを検討することを目的とし、第2章、第3章と同じ形状の梁部材を模擬した試験体にスパイラルシースを埋め込み、無収縮モルタルによりアンカー筋をあと施工させた梁せい全長の間接定着実験を行った。その結果として、SD345 から SD980 までの材質のアンカー筋において自由端の抜け出しは生じず、高強度鉄筋を用いた場合でも鉄筋の破断に近い引張強度を確認し、スパイラルシース管および無収縮モルタルを用いた場合の安全性を確認した。

4.5.1 破壊状況

各試験体を比較すると、SD345 の試験体はひびわれの発生数は少なく、SD685 および SD985 を用いた試験体は梁側面のひびわれが多く発生している。特に SD685 においては梁上端に集中した斜め方向のひびわれが発生した。また SD685 では、シース管周囲にコーン状ひびわれが発生した。グラウトの強度は SD685 の試験体が各試験体の中で高く、十分な拘束力によってシース管と共に抜け出しが生じたと考えられる。

4.5.2 荷重と変形の関係

SD345 および SD685 は定着起点でのアンカー筋の降伏を確認した。SD980 はアンカー筋の破断強度に近い荷重まで耐力が上がり、降伏に至らないまま実験を終了した。アンカー筋のめり込み ($\delta 5$) については各試験体ともに変形は見られず、定着自由端までの抜け出し変形は発生しておらず、高強度鉄筋を用いた場合でも、無収縮モルタルとシース管を用いることで、十分な付着耐力を得ることがわかる。

梁中央のたわみとして梁上面、梁の高さの 1/2 の位置および梁底面の位置のたわみを比較した。梁のせいの上の方でたわみが大きくなるのは、アンカー筋の定着応力の伝達によって、梁上部には垂直方向に引張応力が働いていることを示す。この現象は鉄筋の弾性から塑性までの全域で生じている

4.5.3 アンカー筋の軸応力度

荷重-軸応力度関係をみると SD345 は測定点-200mm まで、SD685 および SD980 は全長にわたり軸応力度の上昇が見られ、除荷時には軸応力度が減少していることから、すべての試験体においてアンカー筋は定着区間内において剛性を維持していた。軸応力度分布の推定では測定区間を 8 区間とし、連続関数の軸応力度分布が表せた。

4.5.4 アンカー筋の付着応力度

各試験体においては測定区間-300mm 位置が最大付着応力度を示した。付着応力度がマイナスとなる点はアンカー筋の残留歪によるものである。SD345 および SD685 は定着起点の降伏に至っているが、SD980 においては降伏に至らず、測定位置-300mm 以降の付着応力度の増加も見られないため、さらに高い軸力においても付着耐力について余力がある結果となった。

4.5.5 τ -S 関係

SD345 においては定着起点の 0d においてもアンカー筋のすべりは 1mm 以下となっている。D685 および D980 試験体においては、荷重の上昇により、定着範囲の 10d までは 1mm 以上のすべりを確認した。これ以降の範囲ではすべりは 1mm 以下となり付着応力度もここまでの範囲で応力の上昇が見られ、付着応力度分布とアンカー筋のすべりの関係は一致している。

第5章 考察および検証

5.1 ひびわれ荷重と破壊状況

5.1.1 梁上端の初期ひびわれ荷重の検討

本実験ではその加力方法によって試験体に曲げモーメントを与える。梁中央上端には引張の曲げ応力が働くので、曲げひびわれが発生する。下表に初期ひびわれ発見荷重と曲げひびわれ荷重計算値（ともにアンカー筋の軸応力度で示す）、およびその計算に使用したコンクリートの強度を示す。

$$\sigma_{crack} = \frac{4z\sigma_t}{La} \quad (5.1.1) \text{ 式}$$

$$z = \frac{BD^2}{6} \quad (5.1.2) \text{ 式}$$

ただし

σ_t : 割裂強度 (下表)

z : 断面係数

B : 梁幅

D : 梁せい 760 mm

L : スパン 1800 mm

a : アンカー筋の断面積 286.5 mm²

表 5.1.1 梁上端の初期ひびわれ荷重と曲げひびわれ荷重計算値の比較

試験体	初期ひびわれ荷重 N/mm ² (実/計)	曲げひびわれ荷重 σ_{crack} N/mm ²	コンクリート強度 N/mm ²	
			圧縮強度	割裂強度
梁幅180SD980	190(0.56)	337	29.6	2.51
梁幅180VIII SD980	174(0.52)	337		
梁幅220SD345	254(0.73)	350	30.8	2.13
梁幅220SD685	230(0.57)	404	27.7	2.46
梁幅220VIII SD980	245(0.59)	412	29.6	2.51
梁幅330SD980	281(0.55)	513	24.6	2.08
梁幅440SD980	380(0.56)	683		
梁幅220区間Ⅰ	270(0.72)	375	23.6	2.28
梁幅220区間Ⅱ	286(0.76)	375		
梁幅220区間Ⅲ	416(0.98)	425	26.8	2.59
梁幅220区間Ⅳ	421(0.99)	425		
梁幅220SD345 間接	265(0.76)	350	30.8	2.13
梁幅220SD685 間接	233(0.58)	404	27.7	2.46
梁幅220SD980 間接	235(0.57)	412	29.6	2.51

梁幅 180 mm の 2 体の試験体では、初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ荷重計算値よりも小さい。付着応力が梁上部に働く場合、コンクリートにせん断膨張応力を及ぼし曲げ応力に加算されてひびわれ耐力を減少させた結果と推察する。

梁幅 180 mm で 8 区間測定試験体が 4 区間測定試験体より、曲げひびわれ発生荷重計算値に対する初期ひびわれ発生荷重実験値の比率が低くなっている。これは 8 区間という測定点数の多さから、アンボンド区間が多くなり、アンカー筋のすべりが早期に発生しているといえる。鉄筋の抜け出しによりひびわれが発生することとなるため、その分ひびわれ発生荷重が低くなったことが考えられる。

梁幅 220 mm でアンカー筋の材質を SD345, SD685, SD980 を用いた試験体では初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ荷重計算値よりも小さい。これは上記の試験体の場合と同様に、付着応力が梁上部に働く場合、コンクリートにせん断膨張応力を及ぼし曲げ応力に加算されてひびわれ耐力を減少させた結果と推察する。

梁幅 330 mm と 440 mm の試験体では、初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ計算値よりも小さい。これは上記の試験体の場合と同様に、付着応力が梁上部に働く場合、コンクリートにせん断膨張応力を及ぼし曲げ応力に加算されてひびわれ耐力を減少させた結果と推察する。

区間 I および区間 II 試験体では初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ荷重計算値よりも小さい。これは上記の試験体の場合と同様に、付着応力が梁上部に働く場合、コンクリートにせん断膨張応力を及ぼし曲げ応力に加算されてひびわれ耐力を減少させた結果と推察する。区間 II の初期ひびわれ荷重 286N/mm^2 が区間 I の 270N/mm^2 より多少高くなったのは、せん断膨張応力の影響の及ぶ位置が梁上端から離れて、耐力減少を緩和させたと考ええる。

区間 III および区間 IV 試験体では、初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ荷重計算値非常に接近している。この場合せん断膨張応力の影響の及ぶ位置が梁上端から十分離れているので、初期ひびわれ荷重は弾性曲げ理論に従って、曲げひびわれ計算値に一致したと考える。

梁幅 220SD345~SD980 の間接定着においては、初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ荷重計算値より低い値となった。これは直接定着の結果とほぼ同様の値である。この試験体においても曲げ応力度の影響によりひびわれ耐力が減少したと考えられる。

以上のように、全長付着試験体と間接定着試験体および区間限定試験体の区間 I および区間 II では初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ荷重計算値よりも小さい。付着応力が梁上部に働く場合、コンクリートにせん断膨張応力を及ぼし曲げ応力に加算されてひびわれ耐力を減少させた結果と推察する。

5.1.2 各試験体の付着破壊性状

梁幅 180mmIV試験体

アンカー筋としてSD980の高張力鋼を用いたので、アンカー筋全長に亘る付着破壊を実現できた。梁上端で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁下端から約50mmの深さの所まで進展した。梁中央の深さ200mm内外の位置で水平なひびわれが現れ、左右の方向へ深さを減少させながら進展した。最終破壊時はアンカー筋の左右から約400mm離れた位置からの斜めひびわれが梁下端中央に向かって進展した後、アンカー筋全体が抜け出した。

梁幅 180mmVIII試験体

アンカー筋としてSD980の高張力鋼を用いたので、アンカー筋全長に亘る付着破壊を実現できた。梁上端で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁下端から約200mmの深さの所まで進展した。梁中央の深さ200mm内外の位置で水平なひびわれが現れ、左右の方向へ深さを減少させながら進展した。最終破壊時はアンカー筋の左右から約400mm離れた位置からの斜めひびわれが梁下端中央に向かって進展した後、アンカー筋全体が抜け出した。ひびわれの発生状況を見ると梁幅180mmIVと相似している。しかし、荷重を比較すると梁幅180mmVIII試験体が若干低い値でひびわれが発生している。

梁幅 220mm SD345

アンカー筋としてSD345の普通強度鉄筋を用いたので、アンカー筋全長に亘る付着破壊は実現できなかった。しかし、梁上端で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、梁上端から約1/2の深さの所まで進展した。ここまでの範囲で付着破壊が発生していると考えられる。上面は梁幅方向に伸びるひびわれと梁材軸方向と放射状に伸びるひびわれがみられた。

梁幅 220mm SD685

アンカー筋としてSD685の高強度鉄筋を用いたが、アンカー筋全長に亘る付着破壊は実現できなかった。しかし、梁上端で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、梁せい上端から約660mmまでの深さの所まで進展した。水平方向のひびわれは上端から200mmの範囲内で発生しており、梁中央までの範囲での付着破壊が考えられるため、ひびわれの発生が顕著にみられる。

梁幅 220mm SD980

アンカー筋としてSD980の高張力鋼を用いたので、アンカー筋全長に亘る付着破壊を実現できた。梁上端で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁下端から約200mmの深さの所まで進展した。梁中央の深さ200mm内外の位置で水平方向のひびわれが現れ、左右の方向へ深さを減少させながら進展した。

SD685 との比較ではひびわれの発生本数および長さ共に SD980 試験体が少ない。

梁幅 330SD980

アンカー筋として SD980 の高張力鋼を用いたので、アンカー筋全長に亘る付着破壊を実現できた。梁上端で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁下端から約 150 mm の深さの所まで進展した。梁中央の深さ 80 mm 内外の位置で水平なひびわれが現れ、左右の方向へ深さを減少させながら進展し、最終的には梁上部中央の左右 300 mm 離れたところで梁上端に達した。最終的に、アンカー筋を中心とする放射状のひびわれと、コーン破壊に連なると思われるひびわれ群が発生し、その内側のコンクリートが盛り上がり外側との段差が生じた。

梁幅 440SD980

アンカー筋として SD980 の高張力鋼を用いたので、アンカー筋全長に亘る付着破壊を実現できた。梁上端で付着破壊するとき、その近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁下端から約 180 mm の深さの所まで進展した。梁上面では、アンカー筋の周辺に微細な環状ひびわれが発生したが、梁幅 330 試験体のような放射状ひびわれやコーン上破壊に伴うひびわれは生じなかった。また梁側面上部における水平ひびわれも生じなかった。

区間 I 試験体

アンカー筋の定着区間は梁の上端から 200 mm であり、梁上端で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じた。これによって、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁せいの二分の一までの深さに達した。この最終破壊の直前に、梁中央側面の 150 mm 程度の深さの所から水平ひびわれが発生し、左右の方向に、その深さを浅くする方向に進展した。梁上面のアンカー筋の周辺に、直径 80 mm 程度の環状ひびわれが発生し、アンカー筋とともに抜け出した。

区間 II 試験体

アンカー筋の定着区間は梁の上端から 200 mm から 400 mm の間であり、200 mm の位置で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、その位置のコンクリートに膨張応力が生じた。この時の荷重は区間 I 試験体よりも大きく、膨張応力も高くなったので、梁上端から離れているにもかかわらず、その影響で、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度は減少した。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁せいの二分の一程度の深さに達した。この他には目立ったひびわれは発生しなかった。

区間 III 試験体

アンカー筋の定着区間は梁の上端から 400 mm から 600 mm の間であり、最初に 400 mm の位置で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じたはずである。しかしその影響で、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度が減少することはなかった。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁せいの二分の一の深さに達した。この他には目立ったひびわれは発生しなかった。

区間Ⅳ試験体

アンカー筋の定着区間は梁の上端から 600 mmから 760 mmの間であり、最初に 600 mmの位置で付着破壊するとき、アンカー筋近傍のコンクリートのせん断変形によって、コンクリートに膨張応力が生じたはずである。しかしその影響で、梁上端のコンクリートの曲げひびわれ強度が減少することはなかった。梁中央の曲げひびわれは、アンカー筋全長に亘る付着破壊までに、梁上端から 100 mm程度の深さに達した。この他には目立ったひびわれは発生しなかった。

区間Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ試験体の最大荷重は、付着区間の位置が深くなると増大した。ただし区間Ⅳ試験体では付着長が他の試験体よりも短いので、最大荷重は区間Ⅲの試験体よりも小さくなった。

梁幅 220SD345 間接

ひびわれの状況は直接定着の試験体と比較すると、発生数は少ない。また、アンカー筋の露出部分の降伏により梁せい深い部分までの付着性状は確認できなかった。付着応力度は梁上端から-300mm に位置が最大点を示している。これ以降の付着応力度の増大は見られない。すべりにおいても-10d の位置で最大付着応力度時では 0.255mm と微小であった。

梁幅 220SD685 間接

ひびわれの状況は SD345 間接試験体と比較すると多くひびわれが発生した。SD345 から強度を上げたことで、付着応力度増加は梁せい全域に亘り確認された。この試験体も上記 SD345 間接定着試験体と同じく、アンカー筋の露出部の降伏に至った。降伏最大付着応力度は梁上端から-300mm の位置であり、それ以降は付着の余力を残していることが見られる。アンカー筋のすべりにおいては-25d の位置で最大 0.257mm であった。

梁幅 220SD980 間接

SD980 においては降伏の変形は見られず、アンカー筋の破断に近い荷重となったので実験を終えた。ひびわれの状況は SD685 より発生数は少ない。付着応力度分布においては梁上端から-300mm の位置で付着応力度の最大値を示し、これより深部では付着の余力がある。アンカー筋のすべりでは-25d 位置で最大 0.284mm であった。

間接定着においては、梁せい中心からより上端の部分での付着応力度が大きく、直接定着は梁下端まで付着応力度が大きくなった。間接定着は定着長全域の付着破壊は発生していない。間接定着はシース管を用いているため、付着試験法のような鋼管や補強を施した試験体の様な性状となり、梁せい全域に亘る付着破壊が抑制されたと考えられる。

5.2 全長付着試験体の付着耐力の検討

5.2.1 全長付着試験体の曲げ応力度の計算 $c\sigma$ (引張正とする)

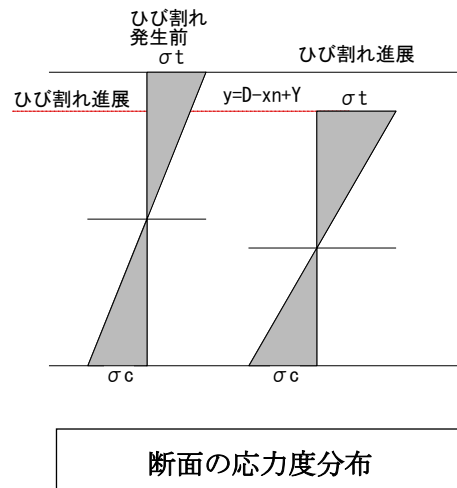
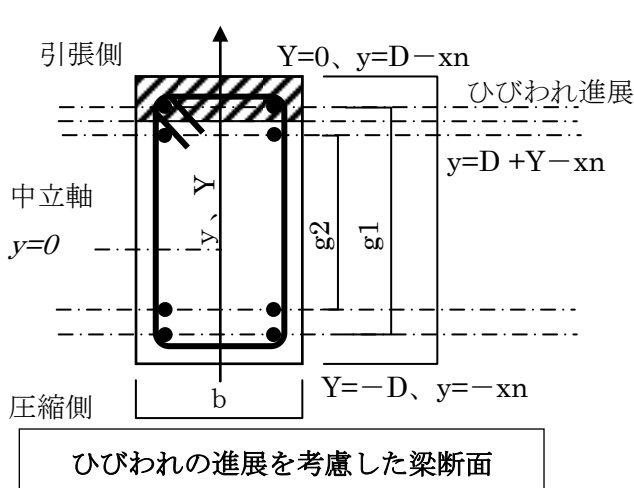
5.1節に述べたように、曲げモーメントを受ける梁からの引き抜き試験では、曲げ応力度が付着強度に大きな影響を及ぼしたので、各鉄筋位置の曲げ応力度を求める必要がある。

曲げ応力度の計算式

曲げ応力度計算値 $c\sigma$ は、以下に説明するように、初期には全断面有効のコンクリート断面の弾性計算で求め、梁上端から、曲げ応力度計算値がコンクリートの引張強度を超えるたびに、ひびわれの進行に合わせて、コンクリートの引張断面を無視した断面に変更して逐次弾性計算する。

全長付着試験体の梁中央断面のコンクリートの曲げ応力度 $c\sigma$ は、次式による。

$$c\sigma = \frac{M}{I_e} y = \frac{a\sigma_0 L}{4I_e} y = \frac{a\sigma_0 L}{4I_e} (D - x_n + Y)$$



ただし

コンクリートは圧縮を負、引張を正としており、本試験体では上端が引張となる。

M は梁中央断面に作用する曲げモーメント。

I_e は梁中央断面の有効断面2次モーメント。

y の原点は梁中央断面の中立軸からの距離とし、下方向負とする。

a はアンカー筋の断面積：286.5 mm²。

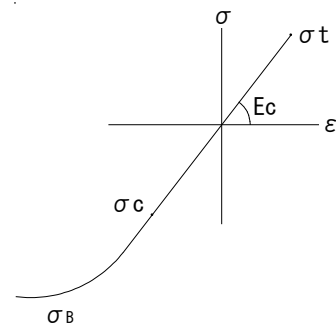
σ_0 はアンカー筋に加えた荷重の軸応力度。

L は試験体への加力のスパン：1800 mm。

D は梁の全せい：760 mm。

x_n は中立軸からの距離、正とする ($x_n \geq 0$)。

Y は梁上面を原点0とする梁断面位置およびひびわれが進展した深さの位置の値で、下方向に負の値をとっている ($Y \leq 0$)。



梁上面では $y=D \cdot x_n$ であり、ひびわれが入ることで上図のように、途中の Y の位置まで進展したときの位置を $y=D \cdot x_n + Y$ とし、その時の有効断面 2 次モーメント I_e の計算過程を次に示す。

ただし、本実験における梁主筋の位置は上下対象で 2 段配筋であり、
 i 段目の引張鉄筋断面積 a_{ti} および圧縮鉄筋断面積 a_{ci} は同一で、 $a_{ti} = a_{ci} = a_t = 398 \text{mm}^2$
 主筋間隔は 1 段目で $g_1 = 620 \text{mm}$ 、2 段目で $g = 520 \text{mm}$ 、

ひびわれの進展に伴って、有効断面 2 次モーメント I_e の計算式の変化を展開する。

S_e は中立軸回りを中心とした断面 1 次モーメントであり、コンクリートは弾性計算となるため、直応力の分布は上図のように直線的に歪と応力度が分布するとした。また計算ではひびわれ位置より下方向ではコンクリートの引張応力度を考慮して算定した。

$0 \geq Y > -70$ のとき

断面 1 次モーメントは

$$S_e = \frac{b}{2} \{ (D + Y) - x_n \}^2 - \frac{b}{2} x_n^2$$

$$+ (n - 1) a_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= \{ b(D + Y)^2 + (4n - 4) D a_t \} / 2 - \{ b(D + Y) + (4n - 4) a_t \} x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - A x_n = 0$$

$$\therefore x_n = B / A$$

ただし

$$A = b(D + Y) + (4n - 4) a_t$$

$$B = \{ b(D + Y)^2 + (4n - 4) D a_t \} / 2$$

$$I_e = \frac{b x_n^3}{3} + \frac{b(D + Y - x_n)^3}{3}$$

$$+ (n - 1) a_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$-70 \geq Y > -120$ のとき

断面 1 次モーメントは

$$S_e = \frac{b}{2} \{ (D + Y) - x_n \}^2 - \frac{b}{2} x_n^2$$

$$+ a_t \left[n \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + (n - 1) \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) + (n - 1) \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right) \right\} \right]$$

$$= \{ b(D + Y)^2 + (4n - 3) D a_t + d_1 a_t \} / 2 - \{ b(D + Y) + (4n - 3) a_t \} x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = -A x_n + B = 0$$

$$\therefore x_n = B/A$$

ただし

$$A = b(D + Y) + (4n - 3)a_t$$

$$B = \{b(D + Y)^2 + (4n - 3)Da_t + g_1a_t\}/2$$

$$I_e = \frac{bx_n^3}{3} + \frac{b(D + Y - x_n)^3}{3} + a_t \left[n \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + (n - 1) \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 + (n - 1) \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\} \right]$$

-120 \geq Y のとき

断面 1 次モーメントは

$$S_e = \frac{b}{2} \{(D + Y) - x_n\}^2 - \frac{b}{2} x_n^2 + a_t \left[n \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) \right\} + (n - 1) \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right) \right\} \right] \\ = \{b(D + Y)^2 + (4n - 2)Da_t + (g_1 + g_2)a_t\}/2 - \{b(D + Y) + (4n - 2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = -Ax_n + B = 0$$

$$\therefore x_n = B/A$$

ただし

$$A = b(D + Y) + (4n - 2)a_t$$

$$B = \{b(D + Y)^2 + (4n - 2)Da_t + (g_1 + g_2)a_t\}/2$$

$$I_e = \frac{bx_n^3}{3} + \frac{b(D + Y - x_n)^3}{3} + a_t \left[n \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\} + (n - 1) \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\} \right]$$

以上まとめると表 5.2.1 となる。

表 5.2.1 全長付着試験体のA、B、I_e計算式

	$0 \geq Y > -70$	$-70 \geq Y > -120$	$-120 \geq Y$
A =	$b(D + Y) + (4n - 4)a_t$	$b(D + Y) + (4n - 3)a_t$	$b(D + Y) + (4n - 2)a_t$
B =	$\frac{b(D + Y)^2 + (4n - 4)Da_t}{2}$	$\frac{\{b(D + Y)^2 + (4n - 3)Da_t\} + g_1a_t}{2}$	$\frac{\{b(D + Y)^2 + (4n - 2)Da_t\} + (g_1 + g_2)a_t}{2}$
I _e =	$\frac{b\{x_n^3 + (D + Y - x_n)^3\}}{3}$	$\frac{b\{x_n^3 + (D + Y - x_n)^3\}}{3}$	$\frac{b\{x_n^3 + (D + Y - x_n)^3\}}{3}$
	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n\right)^2$	$+na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n\right)^2$	$+na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n\right)^2$
	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n\right)^2$	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n\right)^2$	$+na_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n\right)^2$
	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n\right)^2$	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n\right)^2$	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n\right)^2$
	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n\right)^2$	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n\right)^2$	$+(n - 1)a_t \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n\right)^2$

ここで、5.1に述べたように、梁上端の初期ひびわれは、そこでの付着破壊により、全断面有効の曲げひびわれ荷重よりも低い荷重で生じたことを考慮して、上記のコンクリートの引張強度としては、テストピースの割裂試験による引張強度ではなく、次に述べる有効引張強度を採用することにした。

5.2.4節に述べるが、許容側圧の計算で用いるコンクリート梁上端のテンションリングが、梁の中央断面で引張強度

$$\sigma_{tu} = \sigma_t - k_c \sigma \quad \dots (5.2.1) \text{式}$$

に達した時、曲げ応力度はその引張強度と等しくなったと仮定し、その時の曲げ応力度を有効引張強度と呼ぶことにする。

ここで、**k**については図 5.2.1（図は曲げ応力度が圧縮の場合を示し、引張の場合は矢印が逆になる）に示すように、曲げ応力度 $c\sigma$ に抵抗する鉄筋表面の側圧（以下、曲げ応力度抵抗圧と呼ぶ）は、梁の軸線方向の応力なので、鉄筋断面の中心から放射する方向（ θ ）の成分は、その方向が梁軸線方向から梁幅方向に回転するにしたがって小さくなり、梁幅方向では0となる。曲げ応力度抵抗圧を、均等な側圧（図では平均抵抗圧）と等価に評価するために、**k**を抵抗係数として次式で定義した。

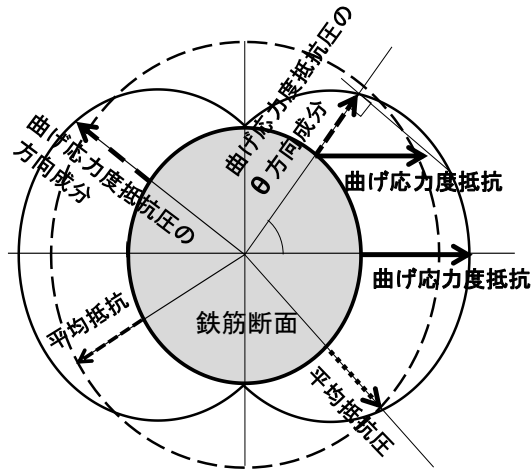


図 5.2.1 曲げ応力度抵抗圧と平均抵抗圧

$$\int_{-\pi/2}^{\pi/2} k c \sigma r d\theta = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} c \sigma \cos \theta r d\theta \quad (5.2.2) \text{ 式}$$

ただし、上式左辺は平均抵抗圧の合計、右辺は曲げ応力度抵抗圧の分力の合計を表し、 r は鉄筋の半径を表している。上式より

$$k = 2/\pi \doteq 0.637 \quad \dots (5.2.3) \text{ 式}$$

k を用いて(5.2.1)式の計算値は次式で誘導される。

$$c\sigma = \sigma_{tu} \quad \dots (5.2.4) \text{ 式}$$

この式より

$$c\sigma = \frac{1}{k+1} \sigma_t = \frac{\pi}{2+\pi} \sigma_t \doteq 0.611 \sigma_t$$

ただし、 σ_t は表 5.2.1 に示すコンクリートの割裂引張強度

上式の係数 0.611 は、表 5.1.1 に示した、初期ひびわれの発生荷重の、曲げひびわれ強度計算荷重に対する比に相当するものであり、全長付着試験体では、梁幅 220 mm で SD345 を使用した試験体を除き、これより小さかった。表 5.2.2 に各試験体の有効引張強度を示す。

表 5.2.2 コンクリートの力学的性質 (N/mm²)

試験体	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	有効引張強度
梁幅180SD980	29.6	2.51	2.60×10^4	1.53
梁幅180VIII SD980				
梁幅220SD345	30.8	2.13	2.56×10^4	1.30
梁幅220SD685	27.7	2.46	2.87×10^4	1.50
梁幅220VIII SD980	29.6	2.51	2.60×10^4	1.53
梁幅330SD980	24.6	2.08	2.50×10^4	1.27
梁幅440SD980				

5.2.2 全長付着試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max}

2.4.4 節では近似式を用いてアンカー筋の定着部の任意位置での軸応力度を推定し、これを用いて 2.4.5 節では付着応力度 (τ) を求め、2.4.6 節では τ とすべり (S) の関係を表した。2.4.6 節の実験結果から推定した τ -S 関係に基づいて、以下で定着部各区間の破壊モードを定義して、各点での付着破壊に至るまでの最大付着応力度を考察した。

図 5.2.2 から図 5.2.8 に、各試験体の鉄筋位置 0 d、5 d、10 d、15 d、20 d、25 d、30 d、35 d、40 d における付着応力度(τ)—すべり (S) 関係および付着応力度(τ)—曲げ応力度($c\sigma$) 関係を示す。

図中に示したマークは次の点を意味する。

□印はすべりに制限を与えない場合の最大付着応力度点。

◇印はすべり $S \leq 1 \text{ mm}$ の範囲で生じた最大付着応力度の点。

△印はすべり $S \leq 0.25 \text{ mm}$ の範囲で生じた最大付着応力度点。

*印は曲げ引張応力度をコンクリートの有効引張強度以下に制限した場合の最大付着応力度点。有効引張強度については、5.2.1 に述べた。

○印はすべりを 0.25 mm 以下に制限すると同時に、曲げ引張応力度をコンクリートの有効引張強度以下に制限した場合の最大付着応力度点。

これらの図は、EXCEL の VBA ソフトを組んで自動的に描かれており、上方のマークは下方のマークと同じ位置に来ると、下方のマークに上書きされるように、プログラムされた。

図 5.2.2 から図 5.2.8 の、各鉄筋位置の図の上方には τ_{max} 、S、 $c\sigma$ および σ_0 を記してあり、これらは、 $S \leq 0.25 \text{ mm}$ と $c\sigma \leq 0.611\sigma_t$ の制限をかけた時の、すなわち図中で○印を付けた最大付着応力度点のデータである。

表 5.2.3 から表 5.2.7 には、上記 5 種類の制限下における、最大付着応力度到達時の値 τ_{max} 、およびその時のすべり S、曲げ応力度 $c\sigma$ および荷重 σ_0 を示す。

7 体の全長付着試験体の、 τ -S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を比較検討することによって、付着破壊が顕著になった時の破壊モードを 5 つに分けた。破壊モード 1~5 までの定義を以下に示す。

- ・ 破壊モード 1 : τ -S 関係で最大付着応力度点が 1 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係でそのときの曲げ応力度が有効引張強度を超えないモード。
- ・ 破壊モード 2 : τ -S 関係で最大付着応力度点が近接して 2 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係で 2 者に対応する曲げ応力度が有効引張強度を超えない点と超えた点に大きく分かれるモード。
- ・ 破壊モード 3 : τ -S 関係で最大付着応力度点が大小 2 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係で 2 者に対応する曲げ応力度が有効引張強度を超えない点と超えた点に大きく分かれる破壊モード。
- ・ 破壊モード 4 : τ -S 関係で最大付着応力度点が 1 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係でそのときの曲げ応力度が圧縮で最大となるモード。
- ・ 破壊モード 5 : 曲げ応力度が圧縮のときに付着耐力が上昇し、途中で曲げ応力度が引張に転じた後、 τ -S 関係の剛性低下を伴いながら、付着耐力がさらに上昇するモード。

これら破壊モードを分類し、各試験体における付着破壊状況を比較する。

表 5.2.3 すべりに制限を付けない最大付着応力度時の τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0

□	鉄筋位置 d	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180 IVSD980	τ_{max}	4.06	3.32	3.23	4.65	5.11	5.38	7.26	16.01	24.75
	S	0.191	0.1	0.12	5.762	3.141	0.212	0.772	0.481	0.368
	$c\sigma$	1.36	1.02	8.08	12.26	11.77	4.19	0.27	-6.44	-13.15
	σ_0	204	204	290	584	836	584	972	972	972
梁幅180 VIII SD980	τ_{max}	3.91	3.18	3.48	5.48	5.4	5.79	10.05	14.13	18.23
	S	0.118	0.139	0.195	2.703	2.314	0.134	0.805	0.62	0.482
	$c\sigma$	1.09	1.26	1.19	17.41	11.6	-0.82	-0.03	-6.05	-12.02
	σ_0	166	256	365	922	922	502	955	955	950
梁幅220 SD345	τ_{max}	5.7	4.78	4.02	4.57	3.75	2.66	1.86	0.93	0.21
	S	0.268	0.192	0.123	0.194	0.099	0.042	0.012	0.001	0
	$c\sigma$	9.88	9.53	8.11	8.11	5.55	2.98	0.42	-2.15	0
	σ_0	293	339	360	445	445	445	445	445	0
梁幅220 SD685	τ_{max}	6.49	5.27	4.85	6.06	5.77	5.77	6.99	8.79	10.57
	S	0.273	0.178	0.255	0.16	0.681	0.418	0.233	0.104	0.058
	$c\sigma$	1.8	1.48	1.34	0.69	10.18	5.28	0.35	-4.56	-9.2
	σ_0	329	360	491	503	819	821	819	819	795
梁幅220 VIII SD980	τ_{max}	3.39	3.1	3.91	5.63	4.62	5.41	8.26	11.22	14.36
	S	5.453	0.135	0.234	0.115	2.311	2.837	0.97	0.566	0.323
	$c\sigma$	24.39	1.06	10.28	7.76	11.16	5.76	1.06	-3.99	-8.38
	σ_0	630	257	421	421	812	766	823	805	749
梁幅330 SD980	τ_{max}	8.25	6.44	5.64	6.98	6.62	7.38	9.67	13.85	18.05
	S	0.258	0.212	0.361	0.186	0.777	0.289	1.04	1.19	1.103
	$c\sigma$	1.27	13.25	16.31	12.69	14.99	7.83	3.27	-3.08	-9.32
	σ_0	335	420	595	595	984	856	1064	1026	1026
梁幅440 SD980	τ_{max}	8.02	6.3	5.65	7.2	5.3	7.9	9.84	13.5	17.45
	S	0.252	0.265	0.179	0.153	1.03	0.195	0.723	0.995	0.833
	$c\sigma$	0.99	1.03	0.76	0.43	11.31	-0.54	1.37	-3.49	-8.17
	σ_0	342	473	529	596	1003	751	1009	971	955
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm ²								
	S	すべり mm								
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm ²								
	σ_0	荷重 N/mm ²								

表 5.2.4 すべりを 1 mm以下に制限した最大付着応力度時の τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0

◇	鉄筋位置 d	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180 IVSD980	τ_{max}	4.06	3.32	3.23	4.42	4.56	5.38	7.26	16.01	24.75
	S	0.191	0.1	0.12	0.164	0.744	0.212	0.772	0.481	0.368
	$c\sigma$	1.36	1.02	8.08	7.95	10.61	4.19	0.27	-6.44	-13.15
	σ_0	204	204	290	379	754	584	972	972	972
梁幅180 VIII SD980	τ_{max}	3.91	3.18	3.48	4.82	4.44	5.79	10.05	14.13	18.23
	S	0.118	0.139	0.195	0.093	0.583	0.134	0.805	0.62	0.482
	$c\sigma$	1.09	1.26	1.19	0.6	9.49	-0.82	-0.03	-6.05	-12.02
	σ_0	166	256	365	369	755	502	955	955	950
梁幅220 SD345	τ_{max}	5.7	4.78	4.02	4.57	3.75	2.66	1.86	0.93	0.21
	S	0.268	0.192	0.123	0.194	0.099	0.042	0.012	0.001	0
	$c\sigma$	1.59	1.37	0.97	0.6	0	-0.6	-1.2	-1.8	0
	σ_0	293	339	360	445	445	445	445	445	0
梁幅220 SD685	τ_{max}	6.49	5.27	4.85	6.06	5.77	5.77	6.99	8.79	10.57
	S	0.273	0.178	0.255	0.16	0.681	0.418	0.233	0.104	0.058
	$c\sigma$	1.8	1.48	1.34	0.69	10.18	5.28	0.35	-4.56	-9.2
	σ_0	329	360	491	503	819	821	819	819	795
梁幅220 VIII SD980	τ_{max}	3.35	3.1	3.91	5.63	4.41	4.78	8.26	11.22	14.36
	S	0.14	0.135	0.234	0.115	0.505	0.194	0.97	0.566	0.323
	$c\sigma$	0.96	1.06	10.28	7.76	9.59	4.46	1.06	-3.99	-8.38
	σ_0	176	257	421	421	698	593	823	805	749
梁幅330 SD980	τ_{max}	8.25	6.44	5.64	6.98	6.62	7.38	9.6	13.18	17.79
	S	0.258	0.212	0.361	0.186	0.777	0.289	0.985	0.979	0.968
	$c\sigma$	1.27	13.25	16.31	12.69	14.99	7.83	3.26	-2.82	-9.03
	σ_0	335	420	595	595	984	856	1059	939	994
梁幅440 SD980	τ_{max}	8.02	6.3	5.65	7.2	5.26	7.9	9.84	13.5	17.45
	S	0.252	0.265	0.179	0.153	0.974	0.195	0.723	0.995	0.833
	$c\sigma$	0.99	1.03	0.76	0.43	11.12	-0.54	1.37	-3.49	-8.17
	σ_0	342	473	529	596	986	751	1009	971	955
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm ²								
	S	すべり mm								
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm ²								
	σ_0	荷重 N/mm ²								

表 5.2.5 すべりを 0.25 mm以下に制限した最大付着応力度時の τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0

Δ	鉄筋位置	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180 IVSD980	τ_{max}	4.06	3.32	3.23	4.42	4	5.38	5.52	14.63	24.44
	S	0.191	0.1	0.12	0.164	0.217	0.212	0.25	0.246	0.25
	$c\sigma$	1.36	1.02	8.08	7.95	7.16	4.19	0.21	-5.79	-12.81
	σ_0	204	204	290	379	509	584	745	873	947
梁幅180 VIII SD980	τ_{max}	3.91	3.18	3.48	4.82	4.24	5.79	7.39	13.15	17.65
	S	0.118	0.139	0.195	0.093	0.165	0.134	0.236	0.246	0.25
	$c\sigma$	1.09	1.26	1.19	0.6	0	-0.82	-0.03	-5.55	-11.51
	σ_0	166	256	365	369	499	502	748	875	910
梁幅220 SD345	τ_{max}	5.56	4.78	4.02	4.57	3.75	2.66	1.86	0.93	0.21
	S	0.212	0.192	0.123	0.194	0.099	0.042	0.012	0.001	0
	$c\sigma$	1.37	9.53	8.11	8.11	5.55	2.98	0.42	-2.15	0
	σ_0	253	339	360	445	445	445	445	445	0
梁幅220 SD685	τ_{max}	6.14	5.27	4.83	6.06	4.8	5.18	6.99	8.79	10.57
	S	0.185	0.178	0.243	0.16	0.24	0.235	0.233	0.104	0.058
	$c\sigma$	1.41	1.48	1.32	0.69	5.33	4.71	0.35	-4.56	-9.2
	σ_0	257	360	483	503	610	732	819	819	795
梁幅220 VIII SD980	τ_{max}	3.35	3.1	3.91	5.63	4.21	4.78	6.59	10.64	13.98
	S	0.14	0.135	0.234	0.115	0.154	0.194	0.236	0.246	0.208
	$c\sigma$	0.96	1.06	10.28	7.76	6.96	4.46	0.95	-3.64	-8.41
	σ_0	176	257	421	421	506	593	738	735	752
梁幅330 SD980	τ_{max}	8.18	6.44	5.49	6.98	6.21	7.3	8.02	12.33	16.17
	S	0.245	0.212	0.178	0.186	0.239	0.247	0.244	0.249	0.202
	$c\sigma$	1.23	13.25	12.68	12.69	11.41	7.38	3.03	-2.93	-9.11
	σ_0	325	420	493	595	749	806	984	975	1003
梁幅440 SD980	τ_{max}	7.85	6.29	5.65	7.2	5.17	7.9	8.18	12.04	15.82
	S	0.218	0.233	0.179	0.153	0.094	0.195	0.247	0.227	0.248
	$c\sigma$	0.9	0.97	0.76	0.43	0	-0.54	-1.3	-3.59	-7.58
	σ_0	313	447	529	596	640	751	903	996	885
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm^2								
	S	すべり mm								
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm^2								
	σ_0	荷重 N/mm^2								

表 5.2.6 曲げ応力度を有効引張強度以下に制限した最大付着応力度時の τ_{max} 、S、 $c\sigma$ 、 σ_0

＊	鉄筋位置	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180 IVSD980	τ_{max}	4.06	3.32	2.96	2.96	2.03	3.8	7.26	16.01	24.75
	S	0.191	0.1	0.083	0.037	0.016	0.139	0.772	0.481	0.368
	$c\sigma$	1.36	1.02	0.83	0.43	0	1.51	0.27	-6.44	-13.15
	σ_0	204	204	250	257	257	210	972	972	972
梁幅180 VIII SD980	τ_{max}	3.91	3.18	3.48	4.82	4.24	5.79	10.05	14.13	18.23
	S	0.118	0.139	0.195	0.093	0.165	0.134	0.805	0.62	0.482
	$c\sigma$	1.09	1.26	1.19	0.6	0	-0.82	-0.03	-6.05	-12.02
	σ_0	166	256	365	369	499	502	955	955	950
梁幅220 SD345	τ_{max}	5.48	4.3	3.25	2.17	1.7	2.26	1.86	0.93	0.21
	S	0.193	0.108	0.064	0.025	0.032	0.036	0.012	0.001	0
	$c\sigma$	1.29	1.03	0.74	0.37	1.15	0.81	0.42	-2.15	0
	σ_0	238	253	274	274	101	120	445	445	0
梁幅220 SD685	τ_{max}	6.14	5.27	4.85	6.06	4.69	3.88	6.99	8.79	10.57
	S	0.185	0.178	0.255	0.16	0.225	0.127	0.233	0.104	0.058
	$c\sigma$	1.41	1.48	1.34	0.69	0	-0.81	0.35	-4.56	-9.2
	σ_0	257	360	491	503	590	590	819	819	795
梁幅220 VIII SD980	τ_{max}	3.35	3.1	3.53	4.78	2.45	3.78	8.26	11.22	14.36
	S	0.14	0.135	0.108	0.034	0.004	0.107	0.97	0.566	0.323
	$c\sigma$	0.96	1.06	0.87	0.43	0	1.44	1.06	-3.99	-8.38
	σ_0	176	257	317	317	317	192	823	805	749
梁幅330 SD980	τ_{max}	8.25	6.37	4.6	2.62	1.91	4.04	5.73	13.85	18.05
	S	0.258	0.168	0.074	0.027	0.017	0.089	0.268	1.19	1.103
	$c\sigma$	1.27	1.08	0.72	0.36	1.2	1.27	1.27	-3.08	-9.32
	σ_0	335	381	381	381	86	138	412	1026	1026
梁幅440 SD980	τ_{max}	8.02	6.3	5.65	7.2	5.17	7.9	9.28	13.5	17.45
	S	0.252	0.265	0.179	0.153	0.094	0.195	0.881	0.995	0.833
	$c\sigma$	0.99	1.03	0.76	0.43	0	-0.54	1.25	-3.49	-8.17
	σ_0	342	473	529	596	640	751	916	971	955
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm^2								
	S	すべり mm								
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm^2								
	σ_0	荷重 N/mm^2								

表 5.2.7 すべりを 0.25 mm以下、曲げ応力度を有効引張強度以下に同時に制限した最大付着応力度時の

τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0

○	鉄筋位置 d	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180IV SD980	τ_{max}	4.06	3.32	2.96	2.96	2.03	3.8	5.52	14.63	24.44
	S	0.191	0.1	0.083	0.037	0.016	0.139	0.25	0.246	0.25
	$c\sigma$	1.36	1.02	0.83	0.43	0	1.51	0.21	-5.79	-12.81
	σ_0	204	204	250	257	257	210	745	873	947
梁幅180VIII SD980	τ_{max}	3.91	3.18	3.48	4.82	4.24	5.79	7.39	13.15	17.65
	S	0.118	0.139	0.195	0.093	0.165	0.134	0.236	0.246	0.25
	$c\sigma$	1.09	1.26	1.19	0.6	0	-0.82	-0.03	-5.55	-11.51
	σ_0	166	256	365	369	499	502	748	875	910
梁幅220 SD345	τ_{max}	5.48	4.3	3.25	2.17	1.7	2.26	1.86	0.93	0.21
	S	0.193	0.108	0.064	0.025	0.032	0.036	0.012	0.001	0
	$c\sigma$	1.29	1.03	0.74	0.37	1.15	0.81	0.42	-2.15	0
	σ_0	238	253	274	274	101	120	445	445	0
梁幅220 SD685	τ_{max}	6.14	5.27	4.83	6.06	4.69	3.88	6.99	8.79	10.57
	S	0.185	0.178	0.243	0.16	0.225	0.127	0.233	0.104	0.058
	$c\sigma$	1.41	1.48	1.32	0.69	0	-0.81	0.35	-4.56	-9.2
	σ_0	257	360	483	503	590	590	819	819	795
梁幅220VIII SD980	τ_{max}	3.35	3.1	3.53	4.78	2.45	3.78	6.59	10.64	13.98
	S	0.14	0.135	0.108	0.034	0.004	0.107	0.236	0.246	0.208
	$c\sigma$	0.96	1.06	0.87	0.43	0	1.44	0.95	-3.64	-8.41
	σ_0	176	257	317	317	317	192	738	735	752
梁幅330 SD980	τ_{max}	8.18	6.37	4.6	2.62	1.91	4.04	5.59	12.33	16.17
	S	0.245	0.168	0.074	0.027	0.017	0.089	0.074	0.249	0.202
	$c\sigma$	1.23	1.08	0.72	0.36	1.2	1.27	1.25	-2.93	-9.11
	σ_0	325	381	381	381	86	138	405	975	1003
梁幅440 SD980	τ_{max}	7.85	6.29	5.65	7.2	5.17	7.9	8.18	12.04	15.82
	S	0.218	0.233	0.179	0.153	0.094	0.195	0.247	0.227	0.248
	$c\sigma$	0.9	0.97	0.76	0.43	0	-0.54	-1.3	-3.59	-7.58
	σ_0	313	447	529	596	640	751	903	996	885
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm^2								
	S	すべり mm								
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm^2								
	σ_0	荷重 N/mm^2								

SD980 梁幅 180 mm IV 区間測定試験体の付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD980 で梁幅 180 mm、IV 区間測定の試験体について、 τ -S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を図 5.2.2-a および b に示した。

鉄筋位置が 0 d の τ -S 関係をみると、複数の破壊モードの定義による最大付着応力度は同一点となり、マークは全て重なって○印だけが残された。すなわち○印の点で付着破壊が生じて、それ以降付着強度は低下したので、付着耐力が示されたことになる。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.7 の値を採用する。図 5.2.2-b の τ - $c\sigma$ 関係をみると、付着耐力を示す○印の点の曲げ応力度は 1.36N/mm^2 であり、コンクリートの有効引張強度 1.53N/mm^2 (表 5.2.2 参照) よりも小さい。

本実験でのこのような付着破壊を、破壊モード 1 と名付ける。すなわち、 τ -S 関係で最大付着応力度点が 1 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係でそのときの曲げ応力度が有効引張強度を超えないモードである。

鉄筋位置が 5 d でも、上記 0 d と同じ破壊モード 1 となった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.6 の値を採用する。

鉄筋位置が 10 d の τ -S 関係をみると、○印の付着応力度より△印の方が若干大きいだけで近接しているが、 τ - $c\sigma$ 関係をみると、両者は離れている。△印の曲げ応力度は有効引張強度を大きく超えているが、すべりは 0.25 mm 以下である。すなわち、付着破壊は τ - $c\sigma$ 関係の△印で生じ、そのときの計算上の曲げ応力度が有効引張強度を超えても、付着耐力が維持されたので、有効引張強度も維持されたとする。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (△印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.53N/mm^2 とする。

本実験でのこのような付着破壊を、破壊モード 2 と名付ける。すなわち、 τ -S 関係で最大付着応力度点が近接して 2 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係で 2 者に対応する曲げ応力度が有効引張強度を超えない点と超えた点に大きく分かれるモードである。

鉄筋位置が 15 d の τ -S 関係をみると、○印の付着応力度より△印の付着応力度の方がかなり大きい。しかし、 τ - $c\sigma$ 関係をみると、○印の曲げ応力度は有効引張強度より小さい段階にとどまっているが、その直後に曲げ応力度は不連続に増大して有効引張強度を超えた。しかし付着耐力は再び上昇したので、有効引張強度も維持されたとする。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (△印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.53N/mm^2 とする。すべりを無制限とした最大付着応力度は、 τ -S 関係の□印のように、5 mm を超えるすべりの大変形で生じている。これは後に解析する付着耐力とはしない。

本実験でのこのような付着破壊を、破壊モード 3 と名付ける。すなわち、 τ -S 関係で最大付着応力度点が大小 2 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係で 2 者に対応する曲げ応力度が有効引張強度を超えない点と超えた点に大きく分かれる破壊モードである。

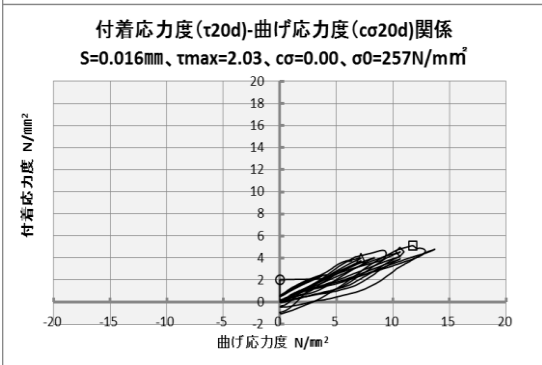
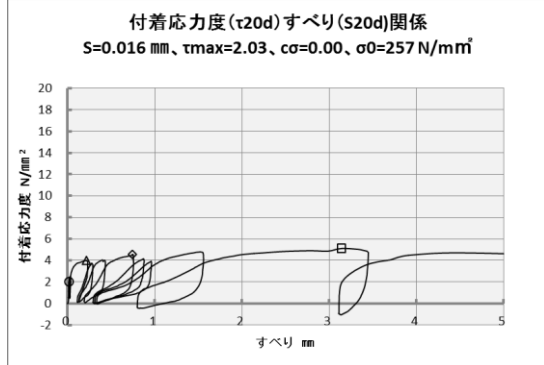
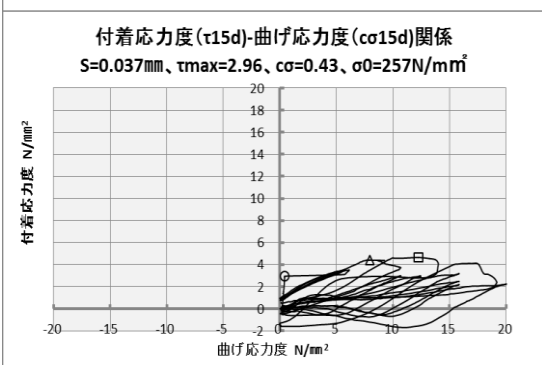
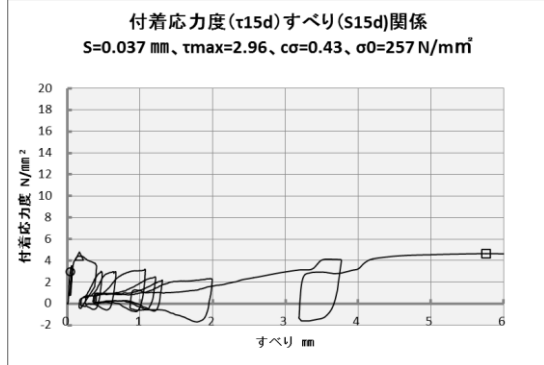
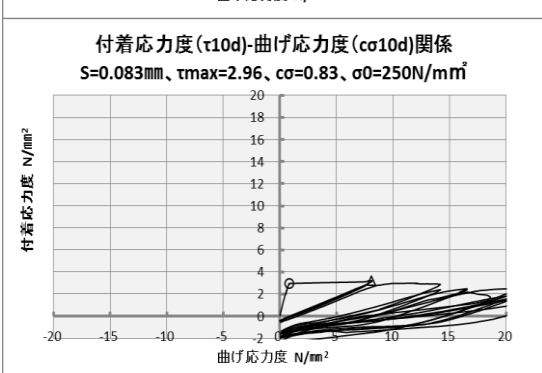
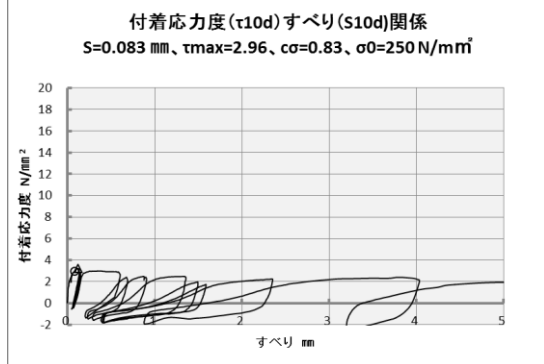
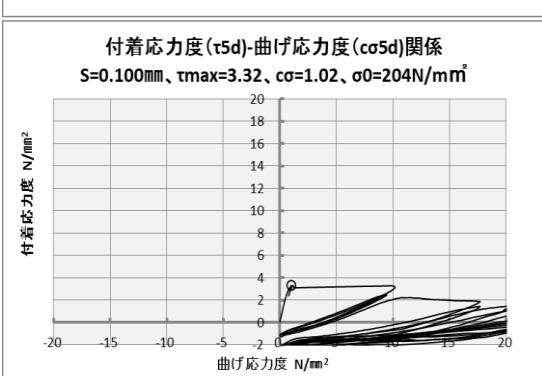
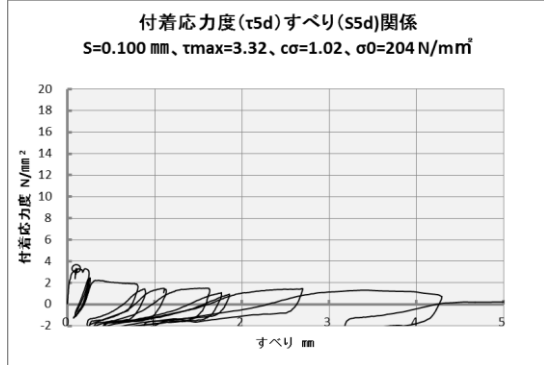
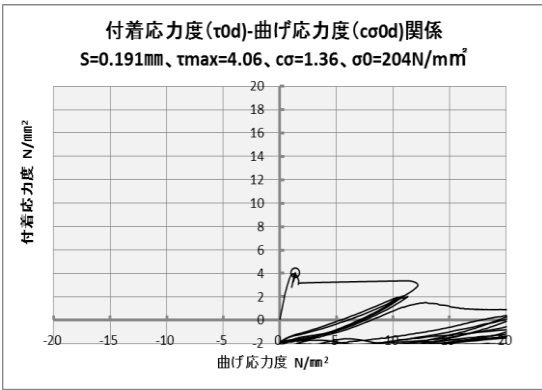
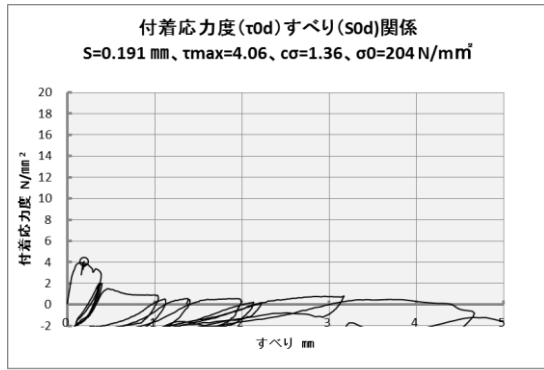
鉄筋位置が 20 d でも、上記 15 d と同じ破壊モード 3 となった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (△印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.53N/mm^2 とする。すべりを無制限および 1 mm 以下とした最大付着応力度は、 τ -S 関係の□印および◇印のように、 τ -S 関係の剛性低下がかなり進んだ後である。これは後に解析する付着耐力とはしない。

鉄筋位置が25dでも、上記15dと同じ破壊モード3となった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表5.2.5(△印)の値を採用し、 $c\sigma$ は1.53N/mm²とする。

ここで、鉄筋位置が25dまでの曲げ応力度は引張であり、すべりを0.25mm以下に制限した場合(△印)の表5.2.5の荷重の欄を見ると、鉄筋位置が下方に下がるほど付着破壊時の荷重が上昇している。しかし、表5.2.6および表5.2.7に示す荷重の欄では、25dで σ_0 が一旦減少している。付着破壊は梁の上端から下方へ進行するのが正しいという考えからも、上述のように、25dの位置の付着破壊は△印で起きたとするのが妥当である。

鉄筋位置が30d、35dおよび40dのとき、鉄筋位置が中立軸に近いが、圧縮側になるので、有効引張強度の制限は意味がない。 $\tau-S$ 関係でみると○印の点をこえると、 $\tau-S$ 関係の剛性は徐々に低下し、*印で最大付着応力度に至っている。すなわち付着破壊が始まったのは○印の点で、0.25mm以上、1mm以下の滑りで*印の最大付着応力度点に達する。後者の*印の点の最大付着応力度を付着耐力とする。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表5.2.6の値を採用する。

本実験でのこのような付着破壊を、破壊モード4と名付ける。すなわち、 $\tau-S$ 関係で最大付着応力度点が1つあり、 $\tau-c\sigma$ 関係でそのときの曲げ応力度が圧縮で最大となるモードである。



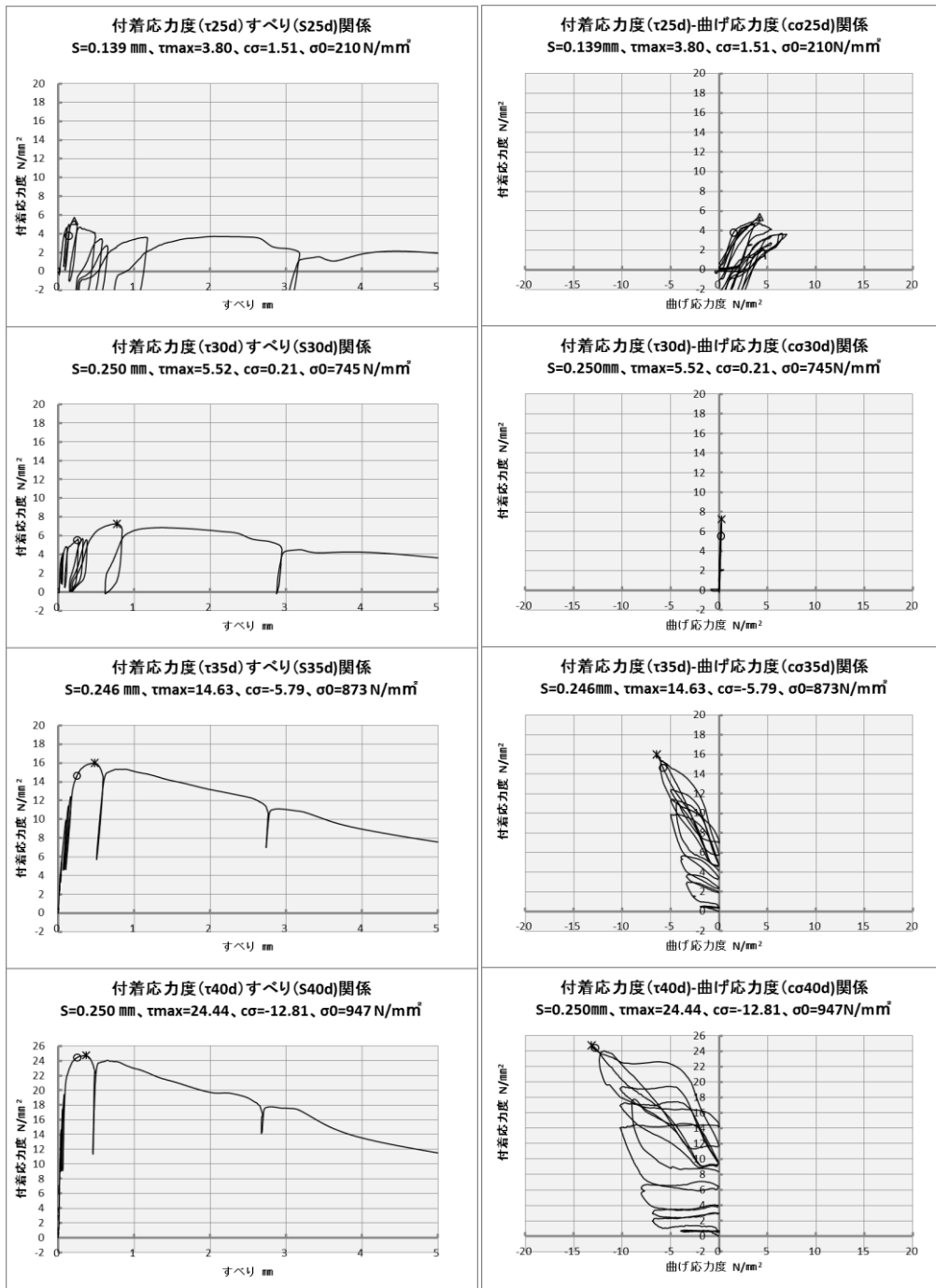


図 5.2.2-a 付着応力度すべり関係
 梁幅 180IV 区間測定の実験体の場合

図 5.2.2 -b 付着応力度-曲げ応力度関係
 梁幅 180IV 区間測定の実験体の場合

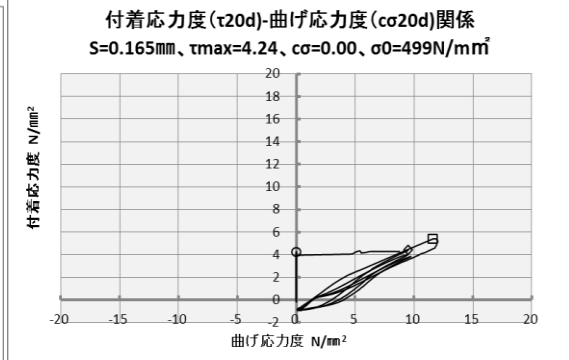
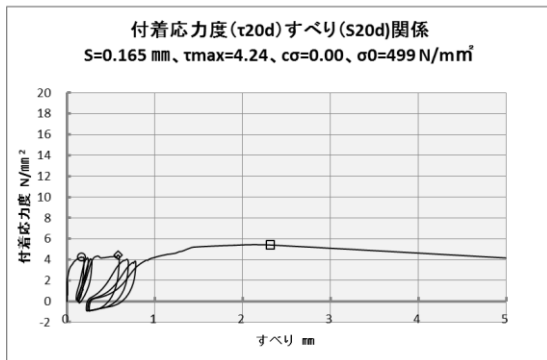
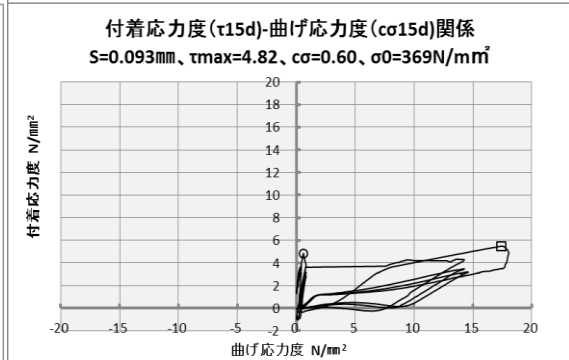
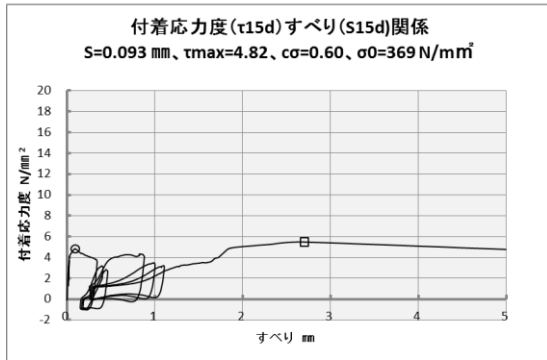
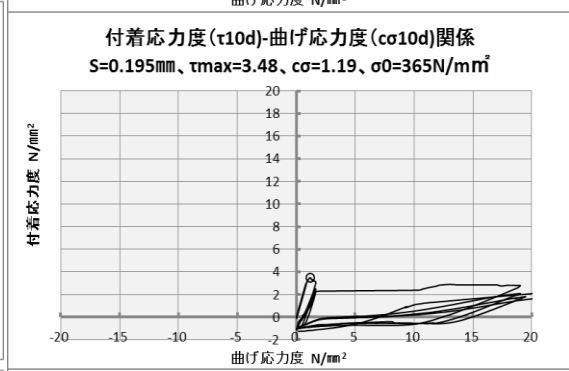
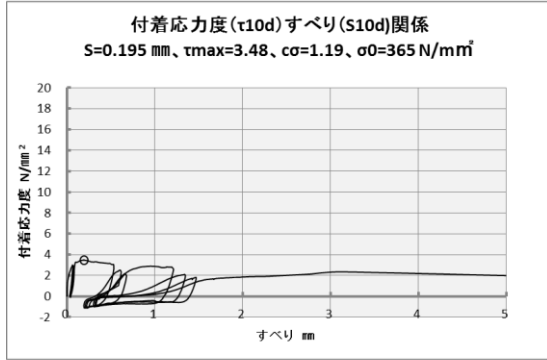
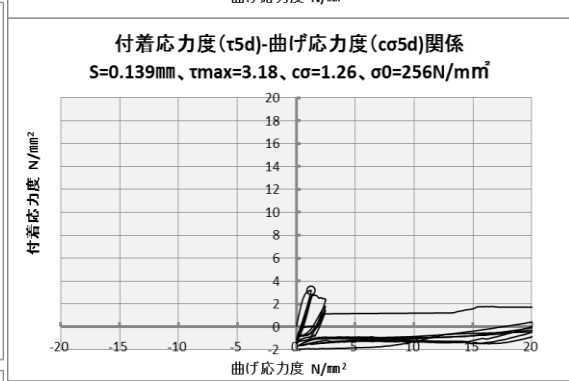
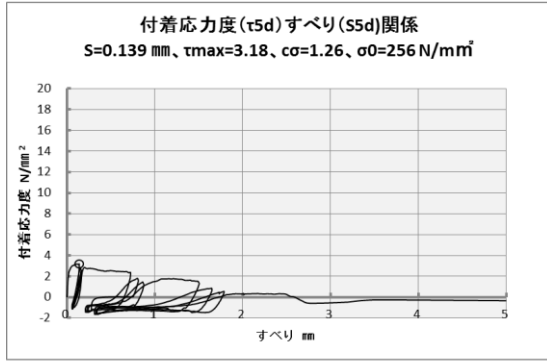
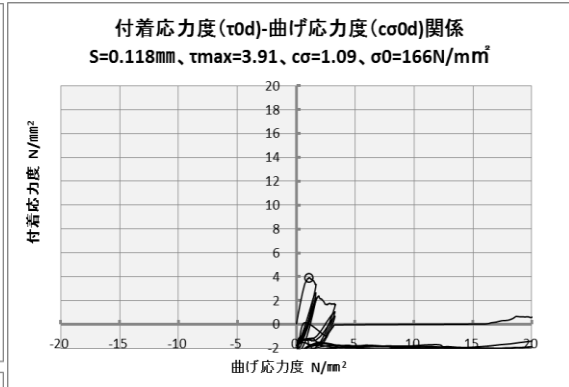
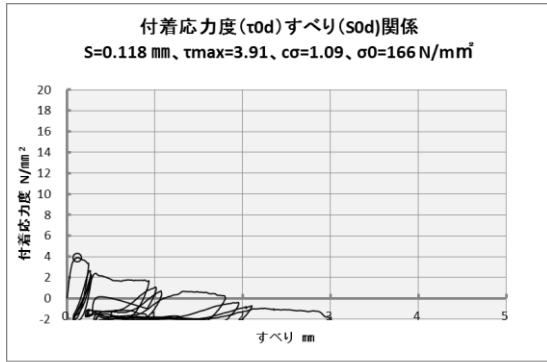
SD980 梁幅 180 mmⅧ区間測定試験体の付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD980 で梁幅 180 mm、Ⅷ区間測定の試験体について、 $\tau-S$ 関係および $\tau-c\sigma$ 関係を 図 5.2.3-a および b に示した。

0 d から 25 d までの付着破壊は、曲げ応力度が圧縮側において最大値を示しているが、すべりを先行として検討することとし、破壊モード 1 とした (○印)。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.7 の値を採用する。梁上端からの付着破壊時の荷重の順序は鉄筋位置の順に並んでいる。

15 d と 20 d の鉄筋位置では、0.25 mm 以上のすべりで最大付着応力度が得られている (□印および◇印) が、 $\tau-S$ 関係の剛性低下がかなり進んだ後であるので、これらは付着耐力とはしない。

梁断面の中立軸に近い鉄筋位置 30 d、および曲げ圧縮領域の鉄筋位置 35 d および 40 d では、付着破壊は破壊モード 4 であった (*印)。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.6 の値を採用する。



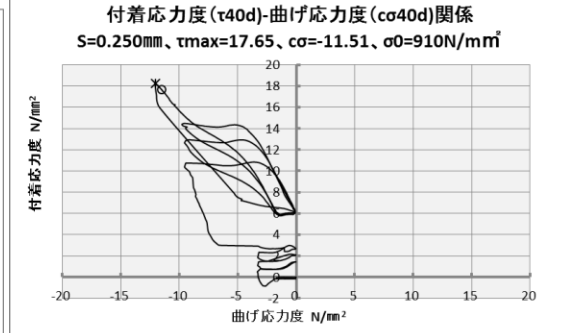
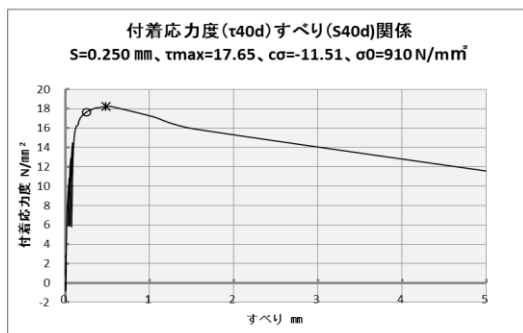
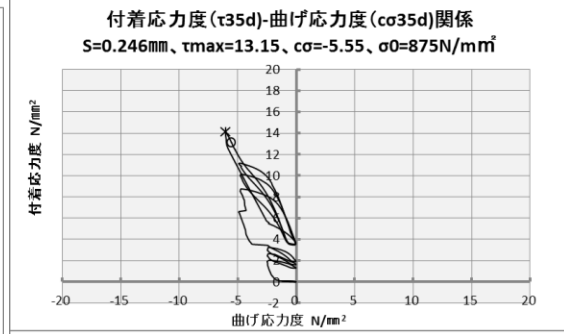
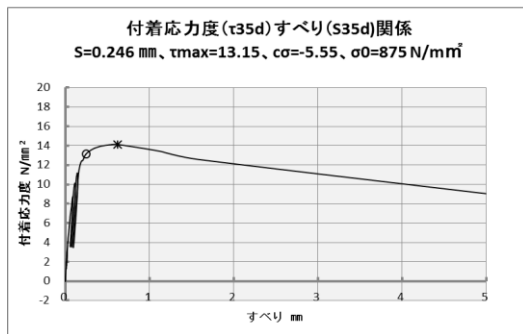
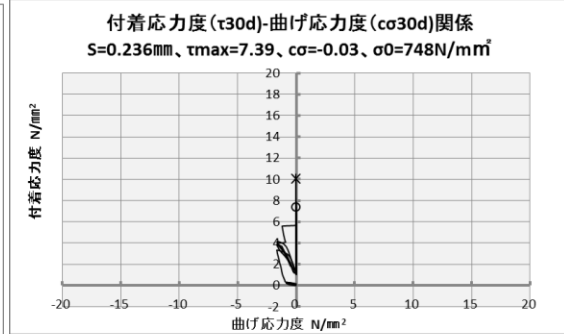
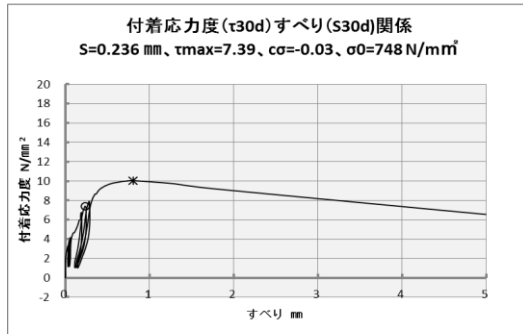
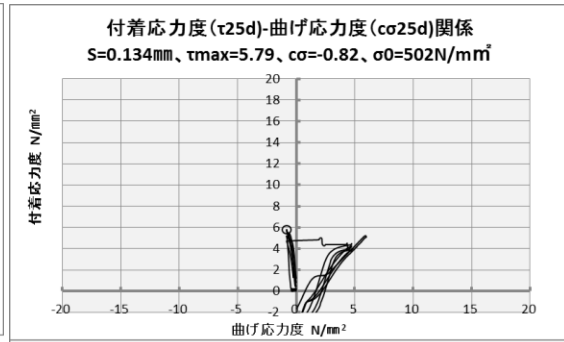
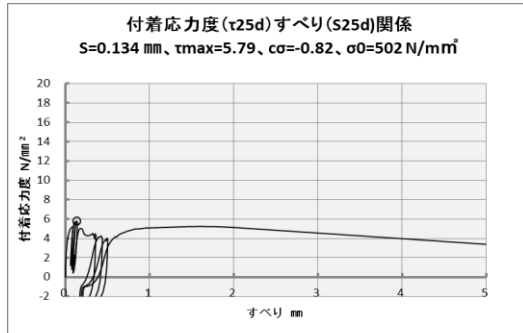


図 5.2.3-a 付着応力度-すべり関係
 梁幅 180Ⅷ区間測定の実験体の場合

図 5.2.3-b 付着応力度-曲げ応力度関係
 梁幅 180Ⅷ区間測定の実験体の場合

SD345 梁幅 220 mm試験体の付着耐力 τ_{max}

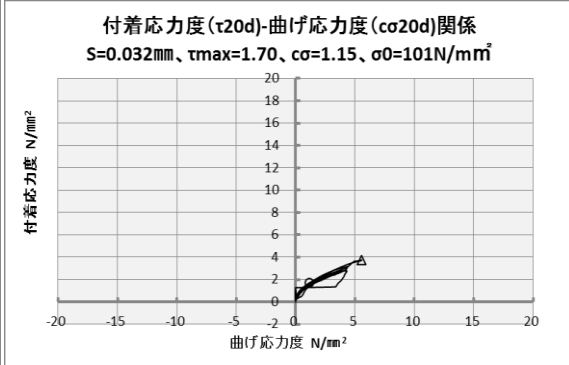
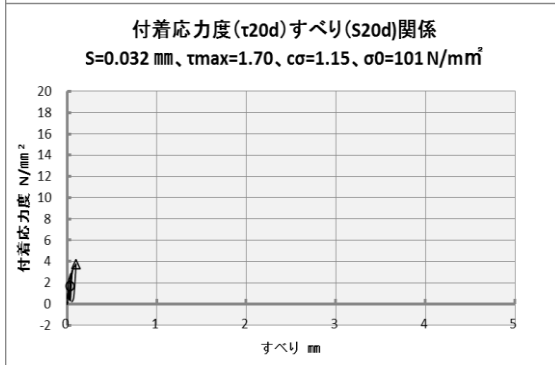
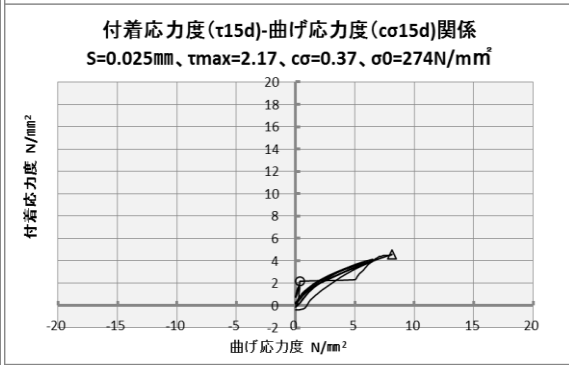
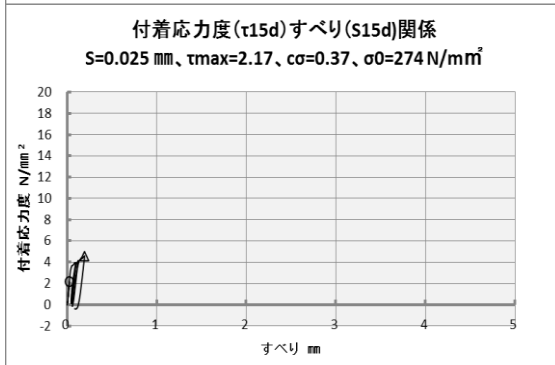
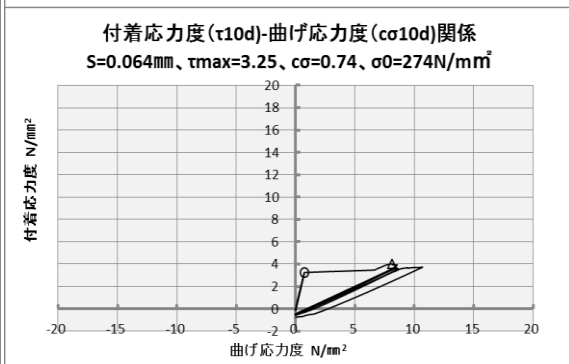
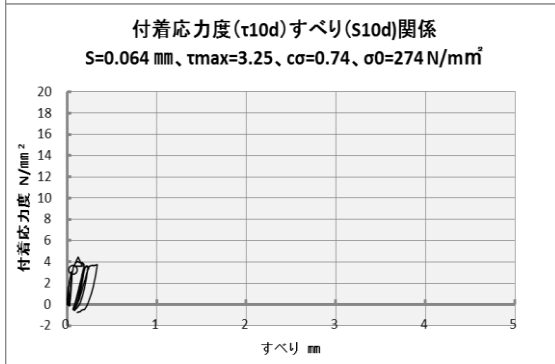
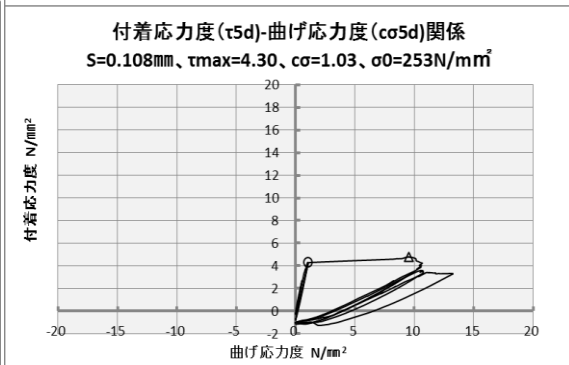
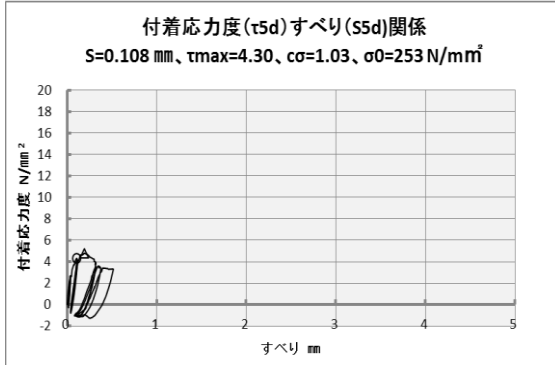
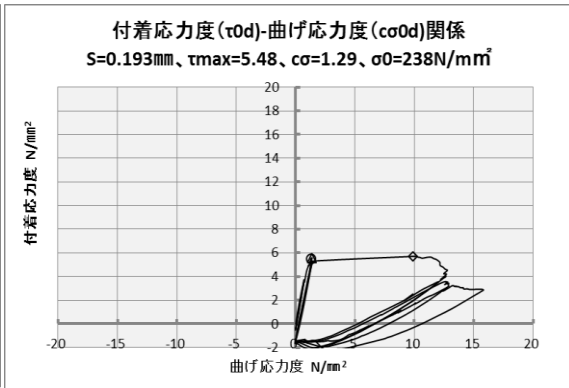
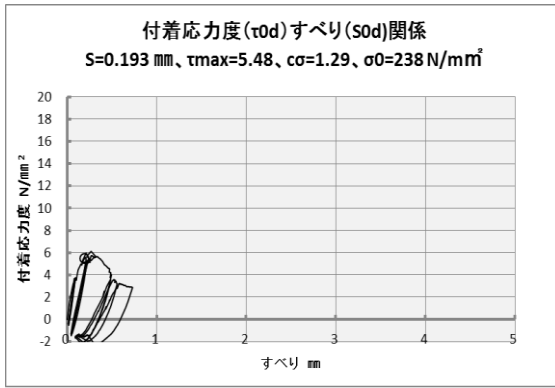
アンカー筋が SD345 で梁幅 220 mmの試験体について、 $\tau - S$ 関係および $\tau - \sigma$ 関係を図 5.2.4-a および b に示した。

0 d の付着破壊は破壊モード 2 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.4 (◇印) の値を採用し、 σ は $1.30\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

5 d および 10 d の付着破壊は破壊モード 2 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (△印) の値を採用し、 σ は $1.30\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

0 d ~ 10 d までは、3 か所の中で 0d は最初に付着破壊が発生し、その後 5d、10d と伸展していった。

鉄筋位置 0 d、5 d および 10 d では、すべりが 0.25 mm 近傍で最大付着応力度に達し、すべりの増大とともに付着強度が減少した。従ってこれらの鉄筋位置では付着破壊したが、15 d 以上の鉄筋位置では、強度減少がないので付着破壊には至っていない。



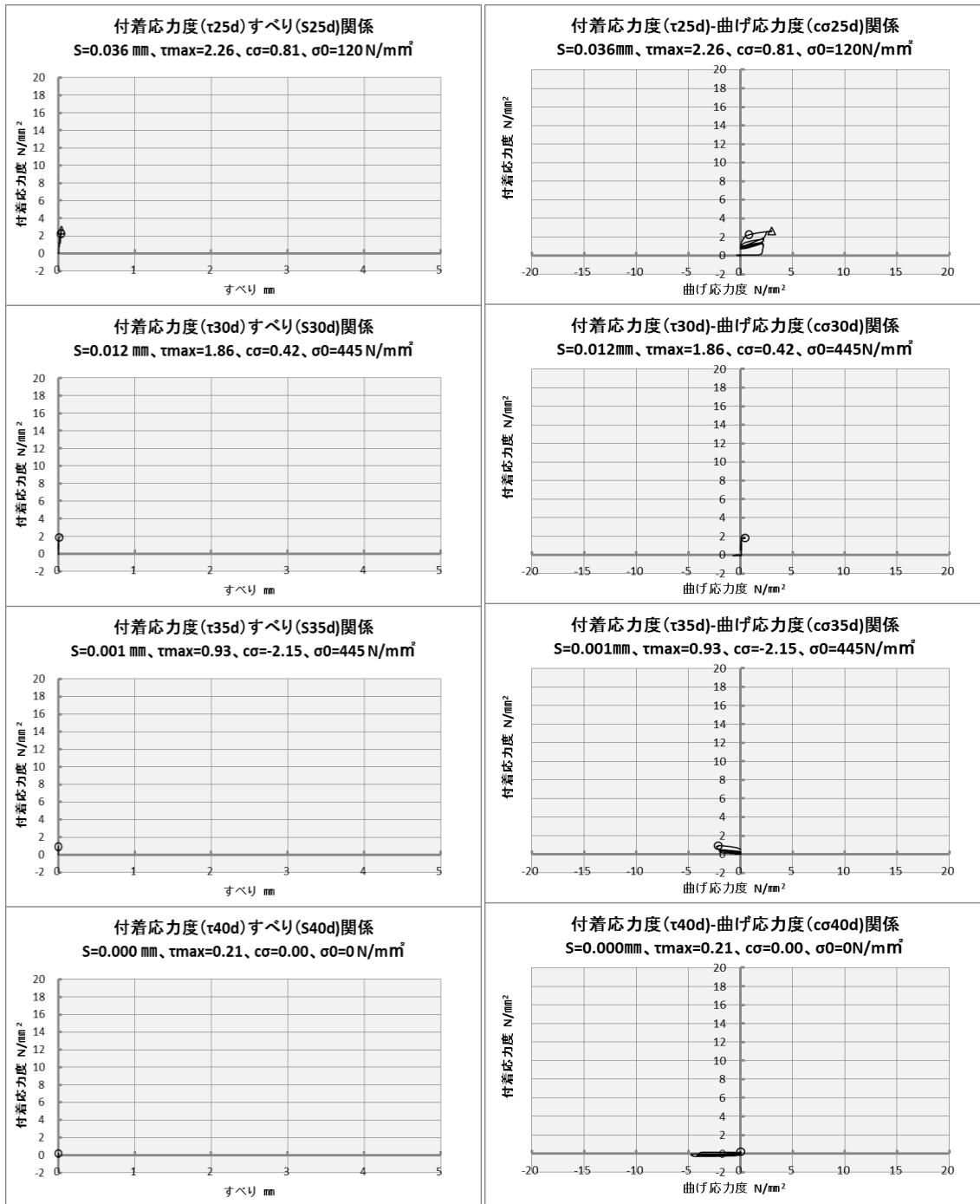


図 5. 2. 4-a 付着応力度-すべり関係
 梁幅 220SD345 試験体の場合

図 5. 2. 4-b 付着応力度-曲げ応力度関係
 梁幅 220SD345 試験体の場合

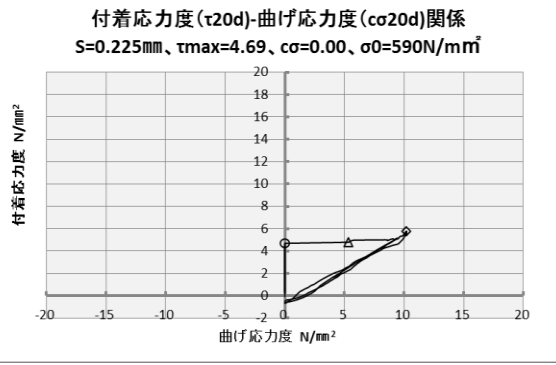
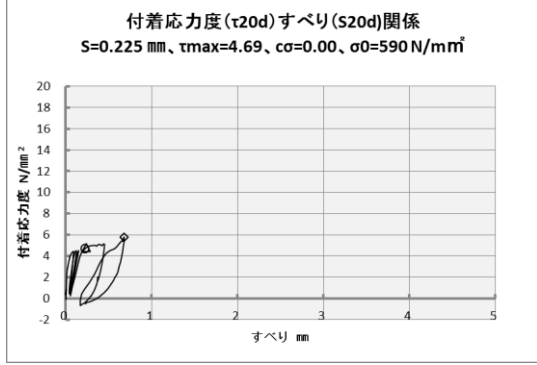
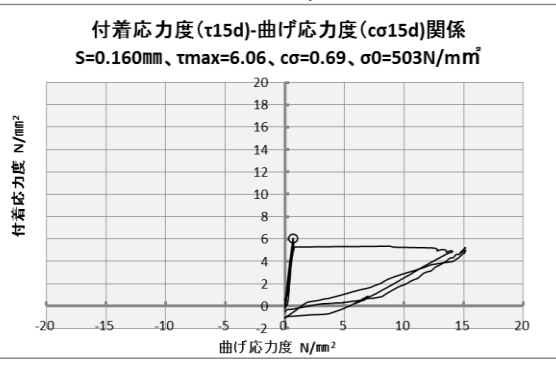
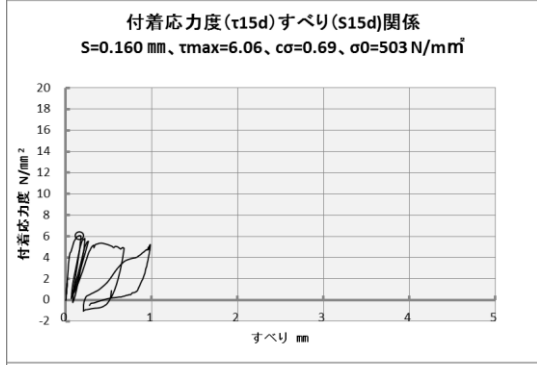
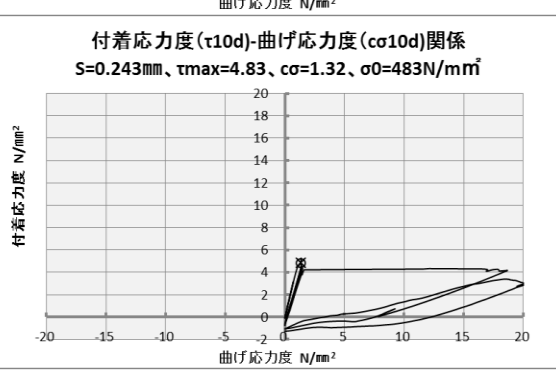
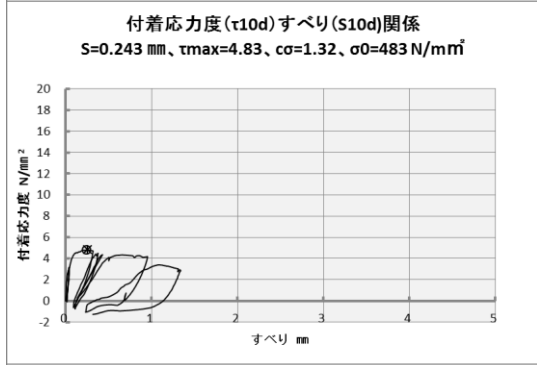
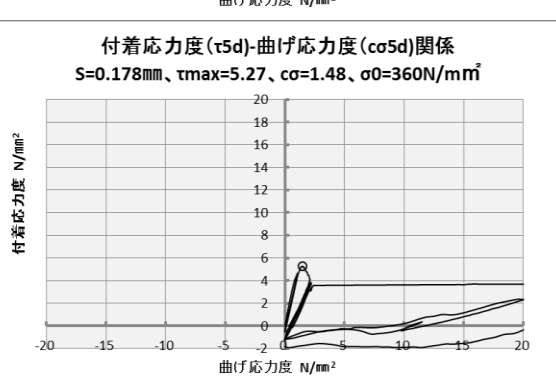
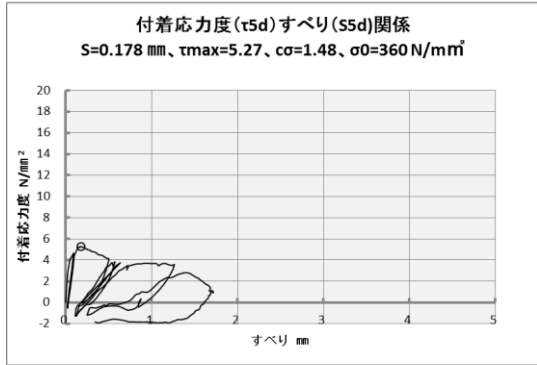
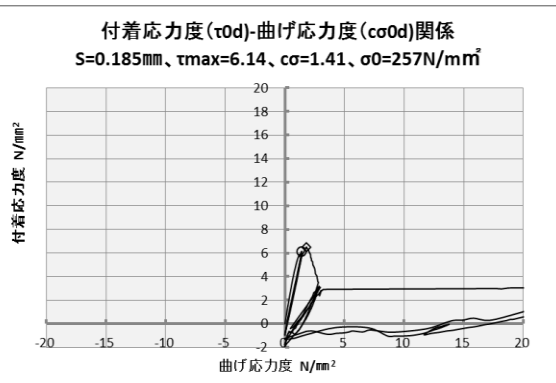
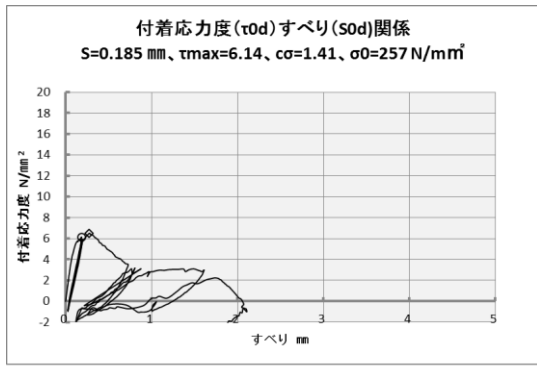
SD685 梁幅 220 mm試験体の付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD685 で梁幅 220 mmの試験体について、 $\tau - S$ 関係および $\tau - c\sigma$ 関係を図 5.2.5-a および b に示した。

0 d から 15 d までの付着破壊は破壊モード 1 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は、0 d では表 5.2.4 (◇印)、5 d では表 5.2.7 (○印)、10 d では表 5.2.6 (*印)、15 d では表 5.2.7 (○印) の値を採用する。ただし、0 d の $c\sigma$ は 1.50N/mm^2 とする。

20 d の付着破壊は破壊モード 2 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (△印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.50N/mm^2 とする。すべりが 0.68 mm のときに大きな最大付着応力度 (◇印) に達するが、 $\tau - S$ 関係の剛性が低下しているため、それを付着耐力とはしない。

鉄筋位置 0 d から 20 d では、上記のように、最大付着応力度に達し、すべりの増大とともに付着強度または剛性が減少した。従ってこれらの鉄筋位置では付着破壊したが、25 d 以上の鉄筋位置では、強度減少や $\tau - S$ 関係の大きな剛性低下がないので、付着破壊には至っていない。



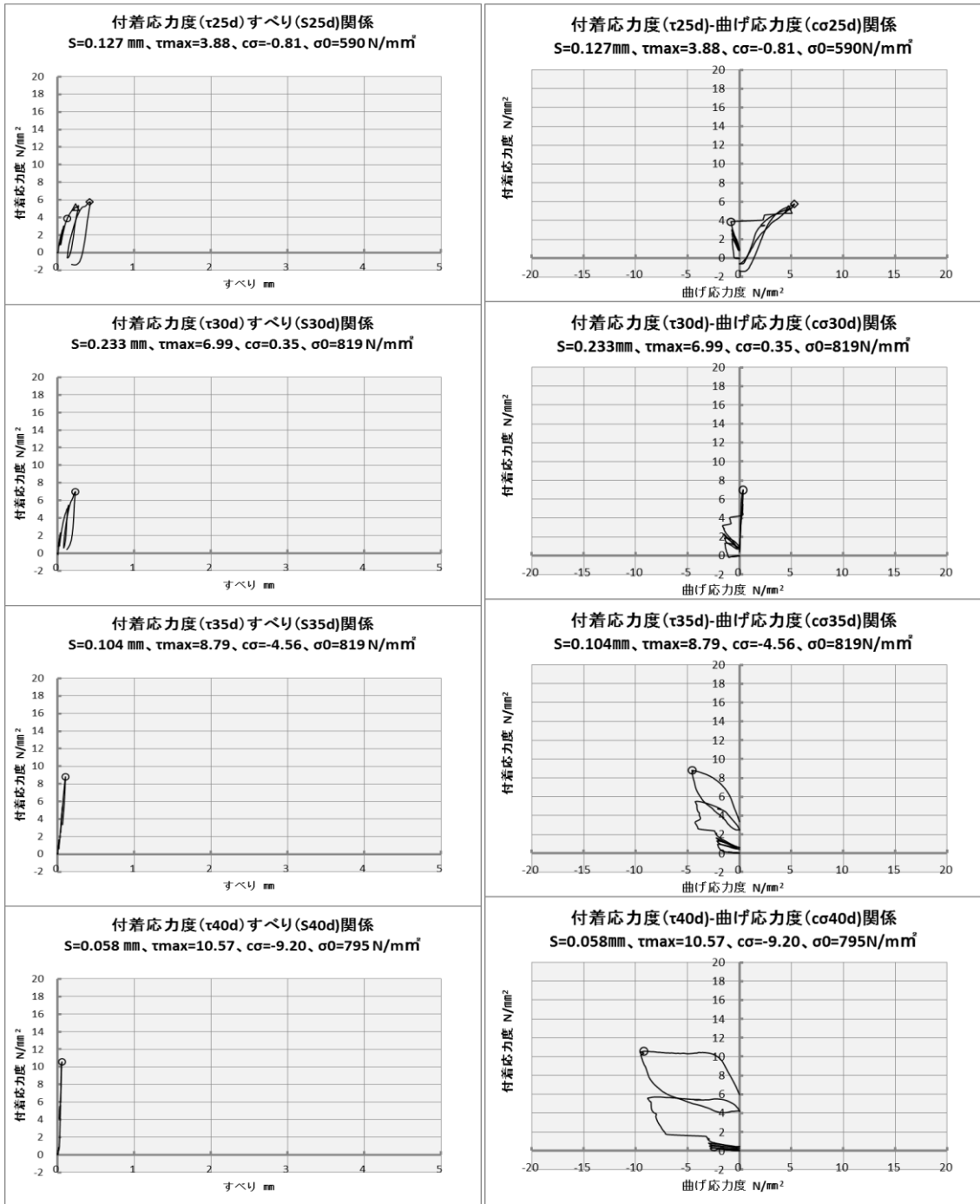


図 5. 2. 5-a 付着応力度-すべり関係
梁幅 220SD685 試験体の場合

図 5. 2. 5-b 付着応力度-曲げ応力度関係
梁幅 220SD685 試験体の場合

SD980 梁幅 220Ⅷ区間測定試験体の付着耐力 τ_{max}

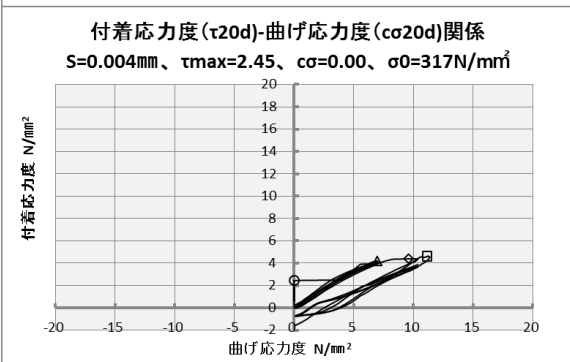
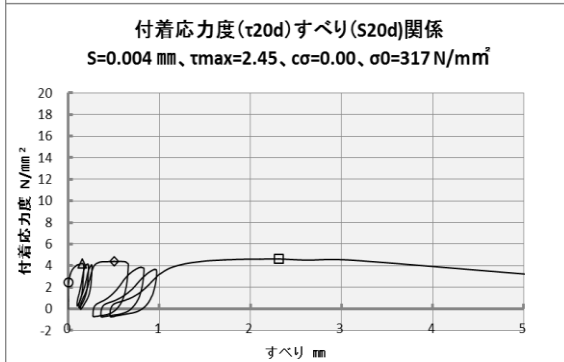
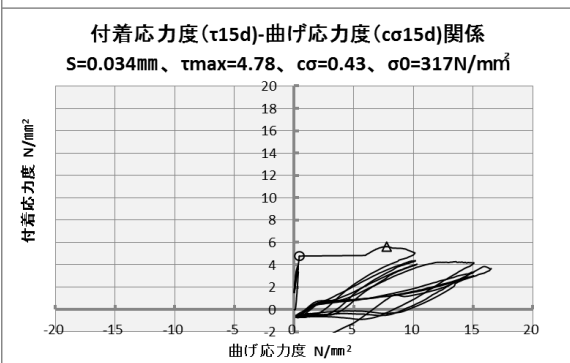
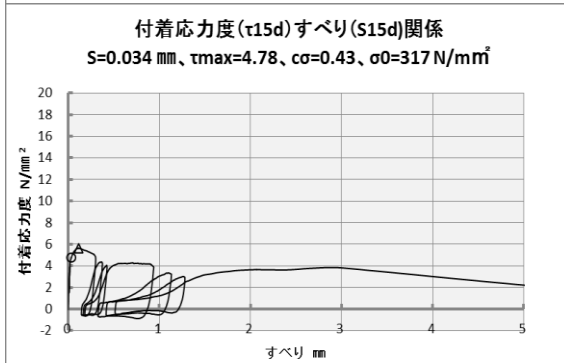
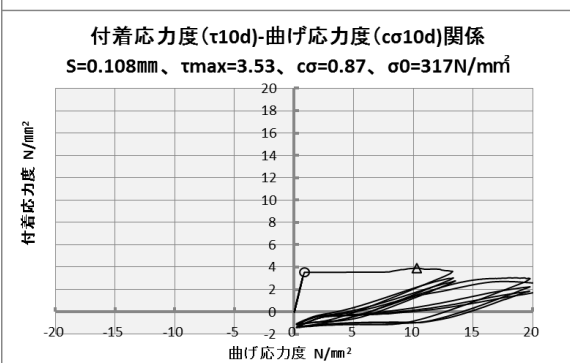
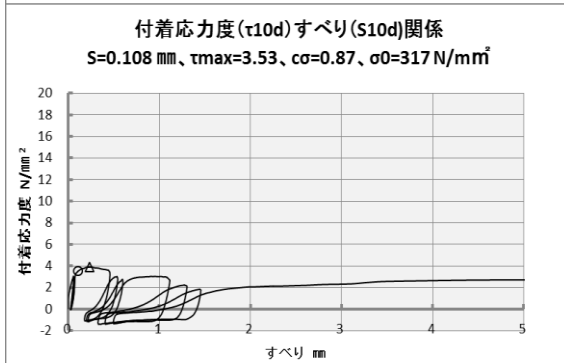
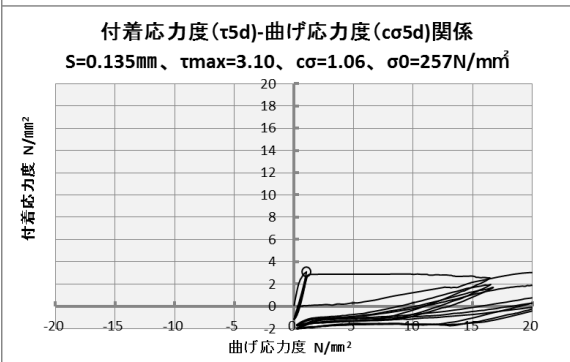
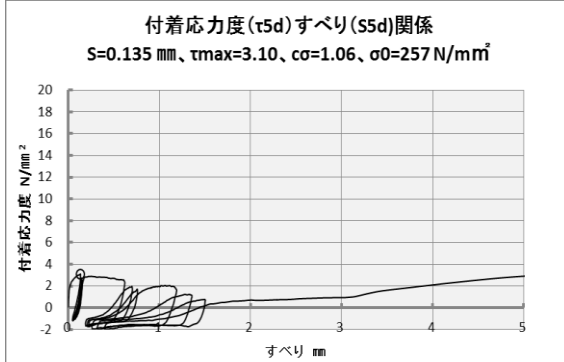
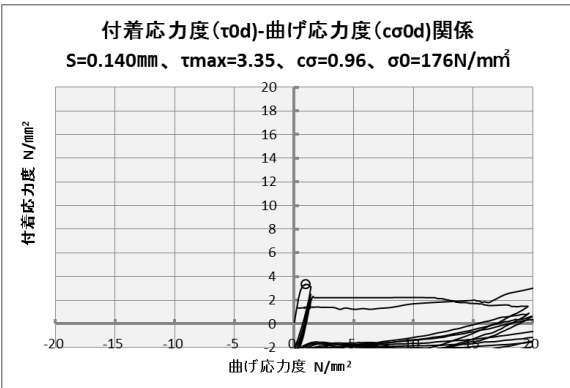
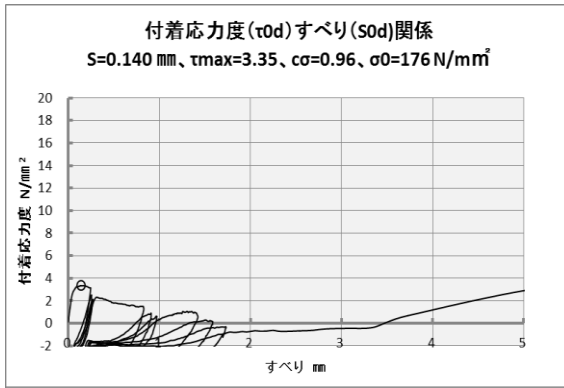
アンカー筋が SD980 で梁幅 220 mm、Ⅷ区間測定の試験体について、 τ - S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を図 5.2.6-a および b に示した。

0 d と 5 d の付着破壊は破壊モード 1 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.7 (○印) の値を採用する。

10 d と 15 d の付着破壊は破壊モード 2 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (△印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.53N/mm^2 とする。

20 d と 25 d の付着破壊は破壊モード 3 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (△印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.53N/mm^2 とする。20 d では、すべりが 0.5 mm (◇印) および 2.3 mm (□印) のときに大きな最大付着応力度に達し、25 d では 2.8 mm (□印) のときに大きな最大付着応力度に達するが、 τ - S 関係の剛性が低下しているので、それらを付着耐力とはしない。

梁断面の中立軸に近い鉄筋位置 30 d、および曲げ圧縮領域の鉄筋位置 35 d および 40 d では、付着破壊は破壊モード 4 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.6 (*印) の値を採用する。



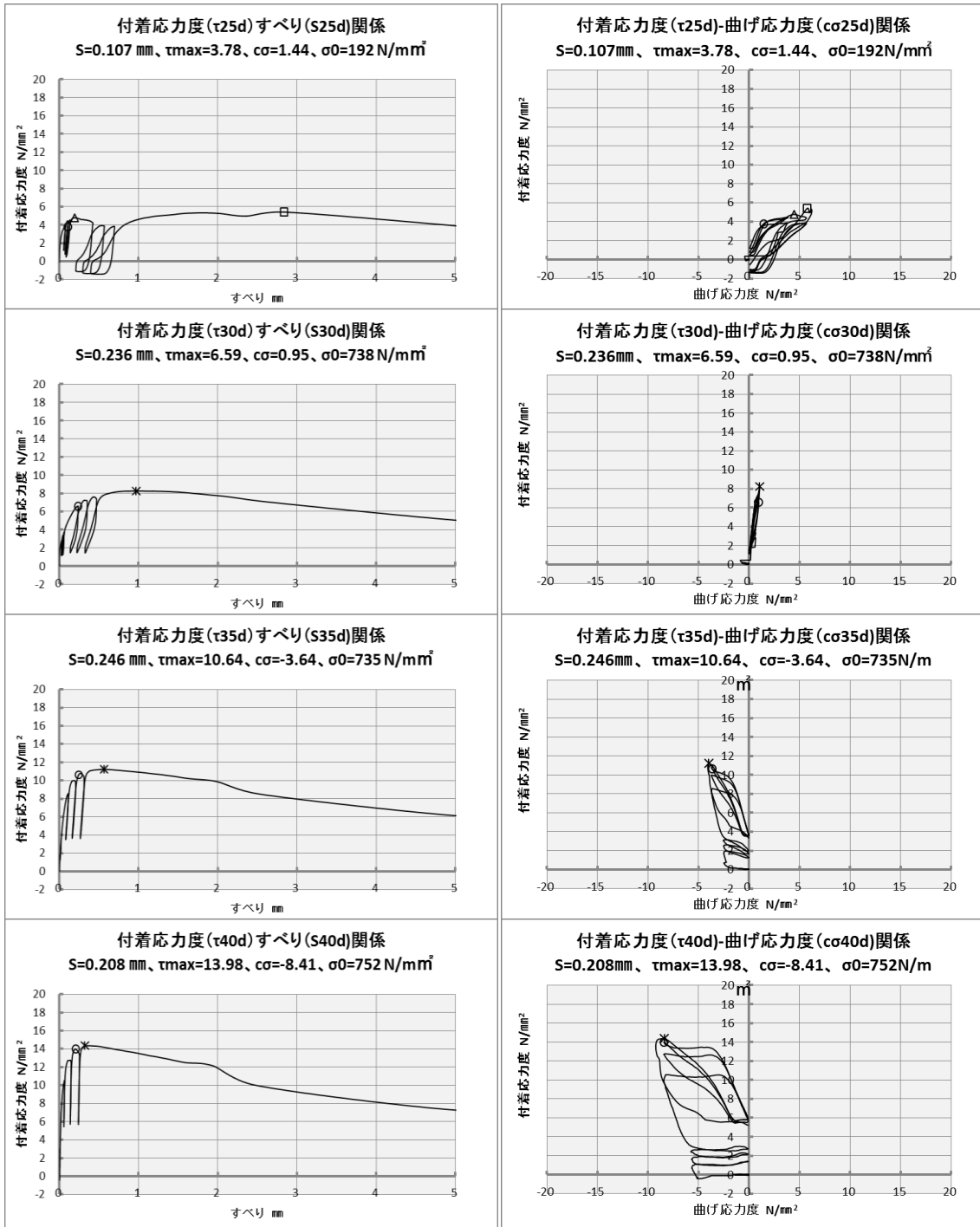


図 5.2.6-a 付着応力度-すべり関係
 梁幅 220Ⅷ区間測定の実験体の場合

図 5.2.6-b 付着応力度-曲げ応力度関係
 梁幅 220Ⅷ区間測定の実験体の場合

SD980 梁幅 330 試験体の付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD980 で梁幅 330 mm の試験体について、 τ - S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を図 5.2.7-a および b に示した。

0 d の付着破壊は破壊モード 1 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.6 (*印) の値を採用する。

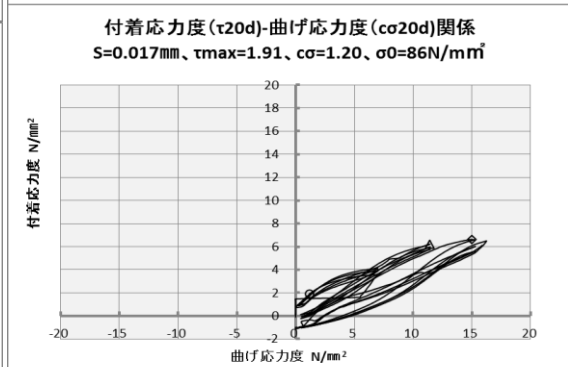
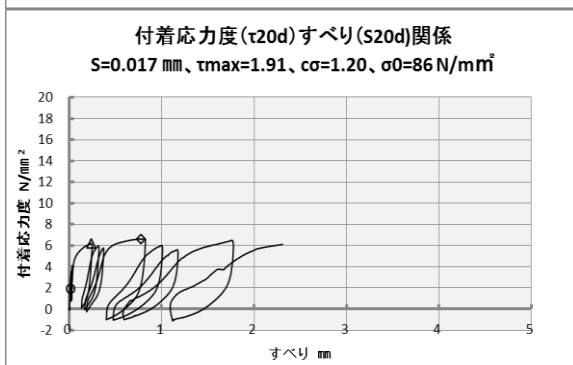
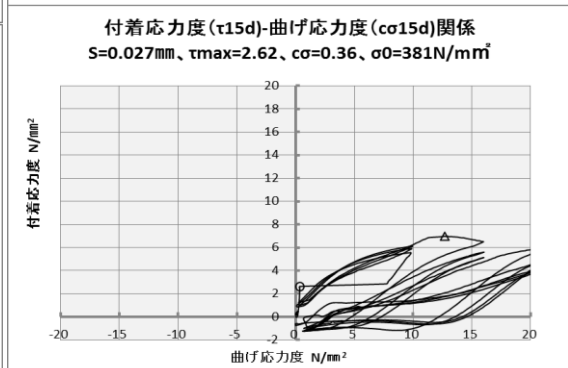
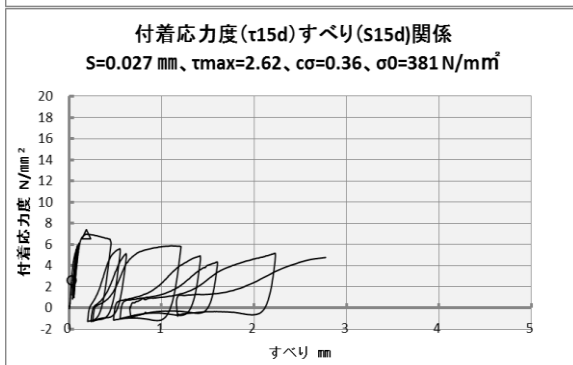
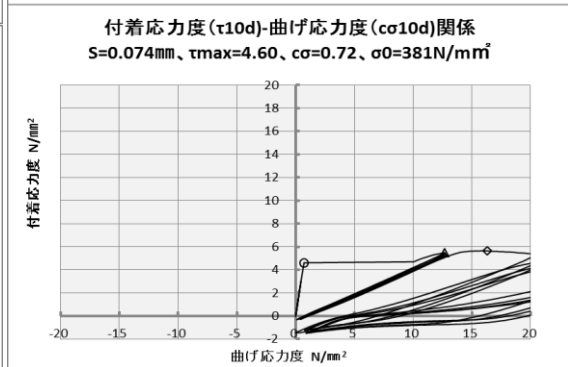
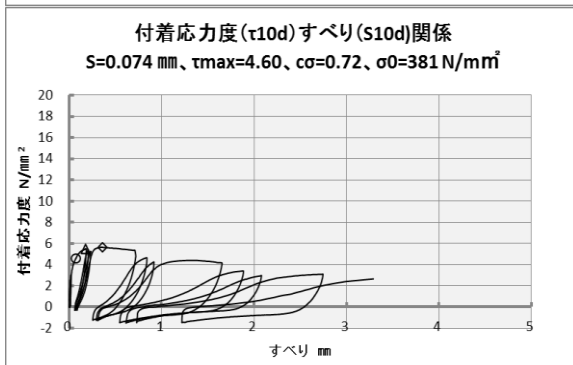
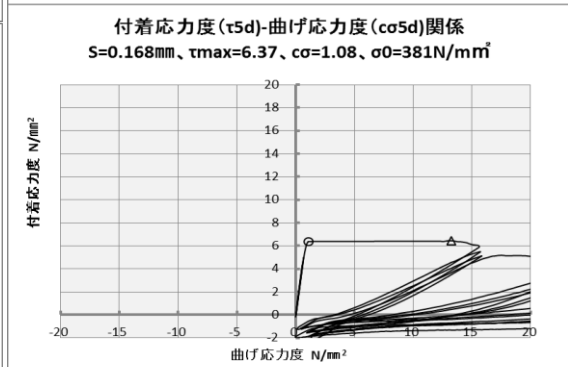
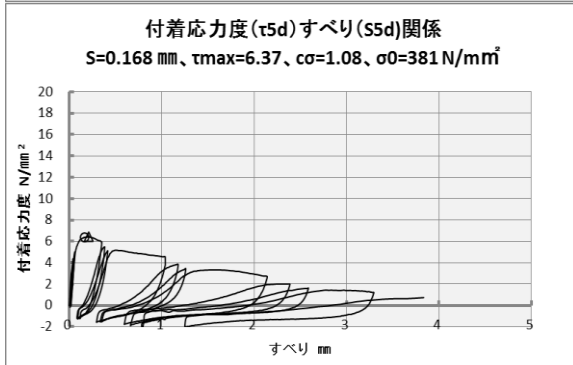
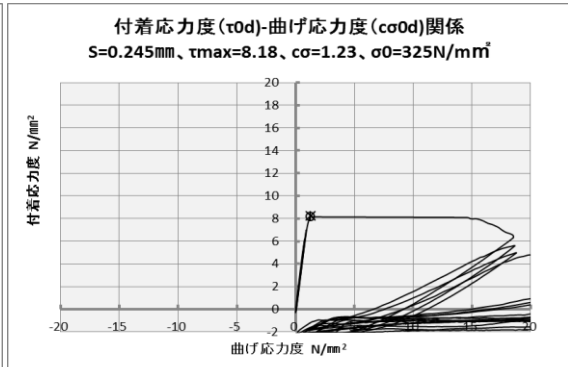
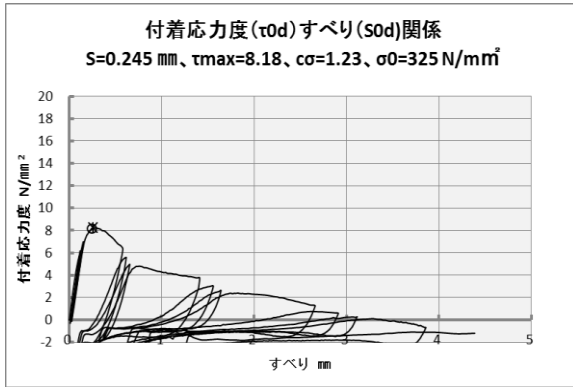
5 d および 10 d の付着破壊は破壊モード 2 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (Δ 印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.27N/mm^2 とする。10 d で、0.36 mm のすべりのときに大きな最大付着応力度に達するが、 τ - S 関係の剛性が低下しているため、それを付着耐力とはしない。

15 d、20 d の付着破壊は破壊モード 3 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (Δ 印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.27N/mm^2 とする。20 d で、0.78 mm のすべりのときに大きな最大付着応力度に達するが、 τ - S 関係の剛性が低下しているため、それを付着耐力とはしない。

25 d では、すべりが 0.25 mm を少し超えたところで最大付着応力度に達している (\diamond 印)。付着破壊は破壊モード 3 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.4 (\diamond 印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.27N/mm^2 とする。

30 d の付着破壊は破壊モード 3 に近似している。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.2.5 (Δ 印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.27N/mm^2 とする。すべりが 1 mm を少し超える点で最大付着応力度に達しているが、 τ - S 関係の剛性が低下しているため、それを付着耐力とはしない。

35 d および 40 d の付着破壊は破壊モード 4 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.6 (*印) の値を採用する。



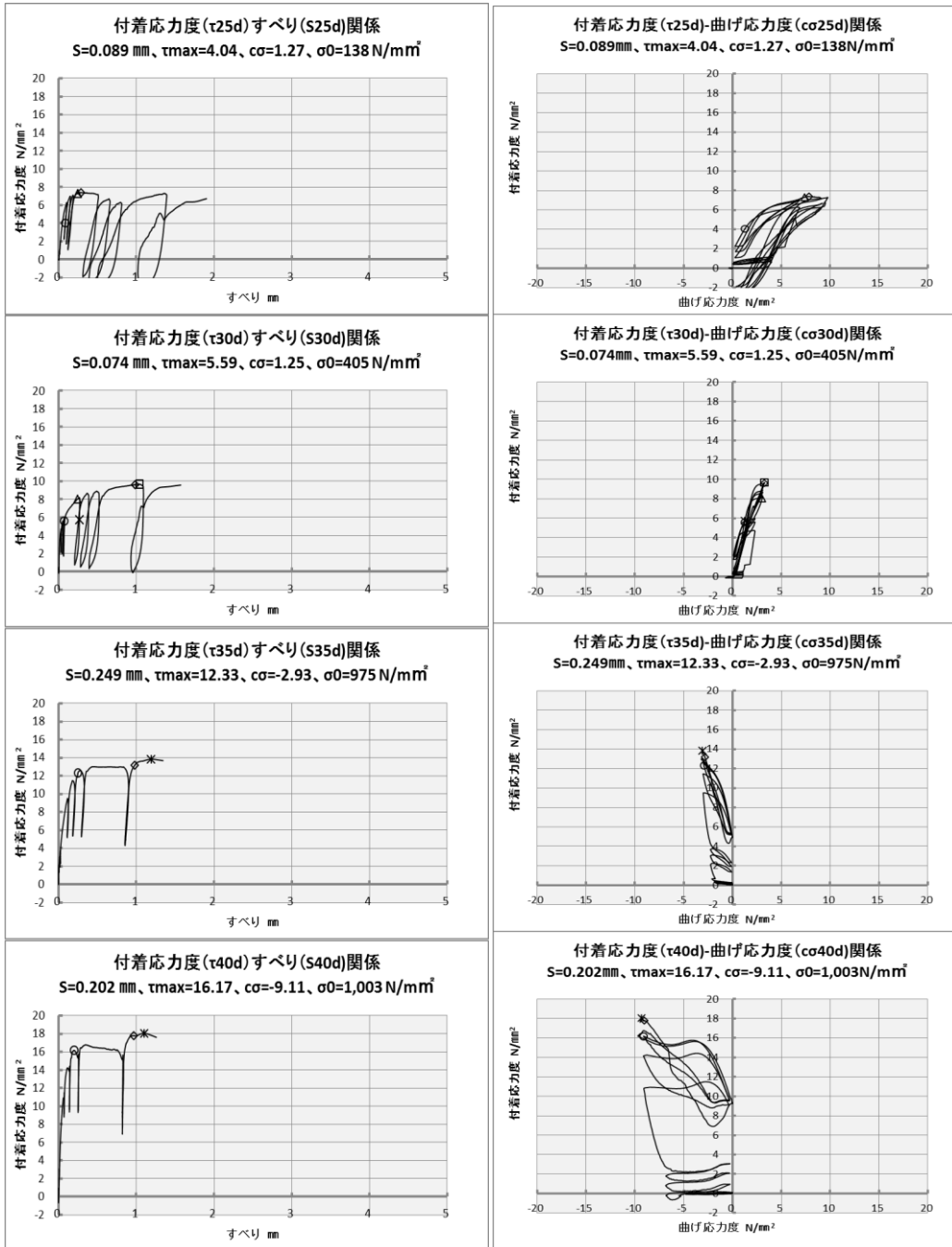


図 5.2.7-a 付着応力度-すべり関係
梁幅 330 試験体の場合

図 5.2.7-b 付着応力度-曲げ応力度関係
梁幅 330 試験体の場合

SD980 梁幅 440 試験体の付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD980 で梁幅 330 mm の試験体について、 τ - S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を図 5.2.8-a および b に示した。

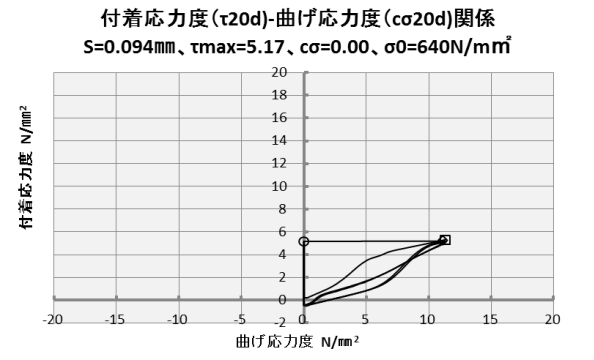
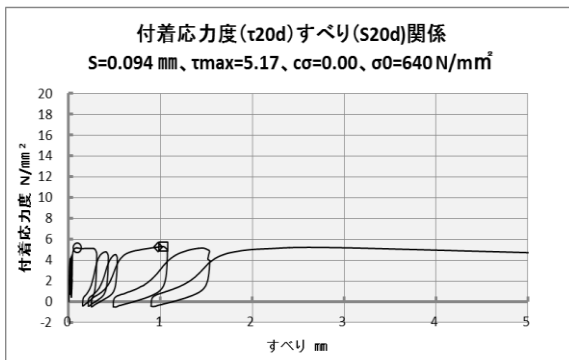
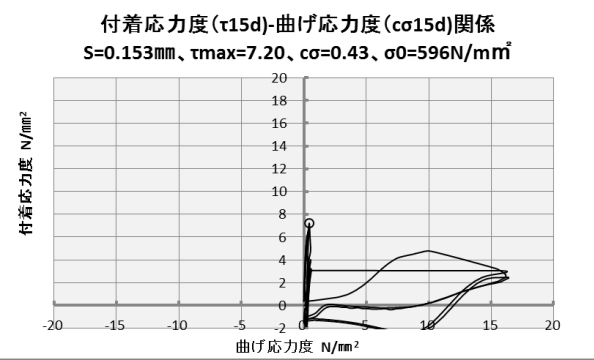
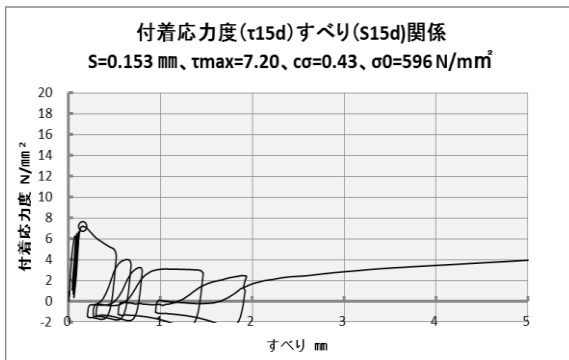
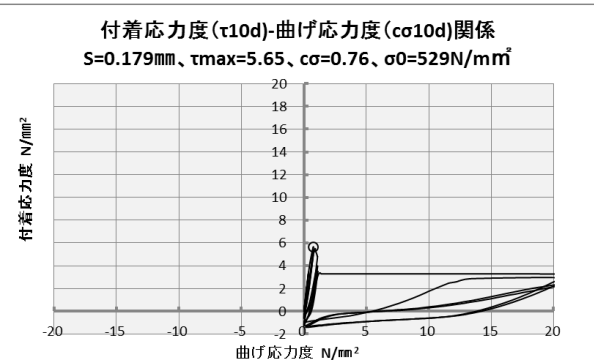
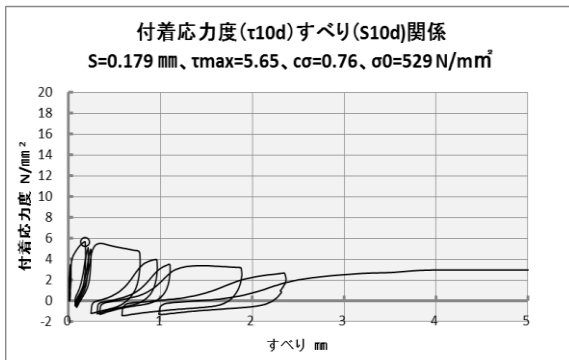
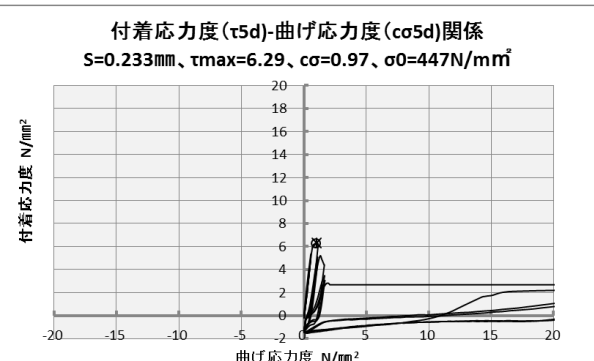
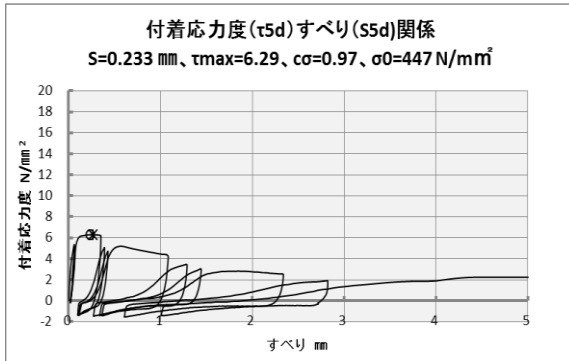
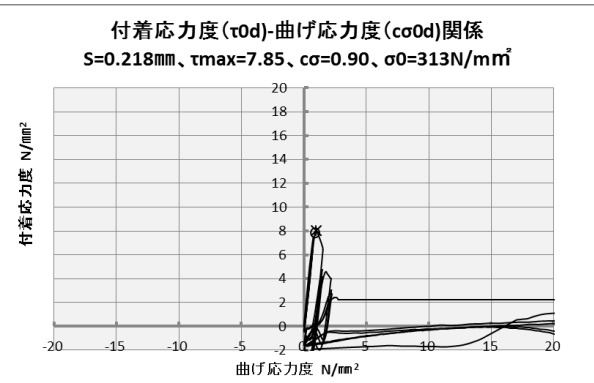
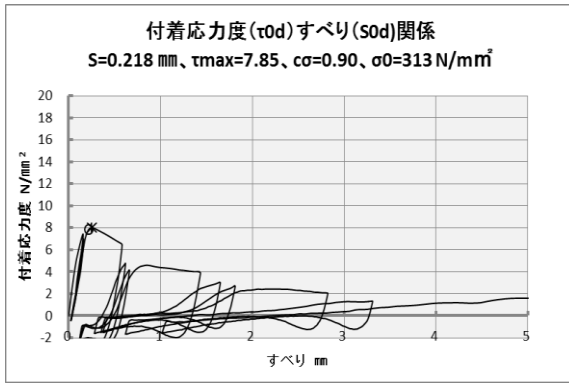
0 d から 25 d までの付着破壊は破壊モード 1 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は、0 d と 5 d では表 5.2.6 (*印)、10 d、15 d、20 d、25 d では表 5.2.7 (○印) の値を採用する。

この試験体では、0 d から 20 d まで、付着破壊時の曲げ応力度は有効引張強度以下であった。25 d では、曲げ応力度が圧縮の状態が付着破壊が生じた後に引張に転じている。20 d ではすべりが 1 mm 内外のときに最大付着応力度 (◇印と□印) を得たが、 τ - S 関係の剛性が低下しているため、付着耐力とはしない。

30 d では、 τ - S 関係の○印の点より少し上で付着破壊し、曲げ応力度は圧縮から引張に転じた。その後付着耐力は上昇して、すべりが 0.7 mm 付近で最大付着応力度点 (◇印) に達したが、剛性低下が大きいため、これを付着耐力とはしない。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.7 (○印) の値を採用する。

本実験ではこのような付着破壊を、破壊モード 5 と名付ける。すなわち、曲げ応力度が圧縮のときに付着耐力が上昇し、途中で曲げ応力度が引張に転じた後、 τ - S 関係の剛性低下を伴いながら、付着耐力がさらに上昇するモードである。

35 d および 40 d の付着破壊は破壊モード 4 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.2.6 (*印) の値を採用する。



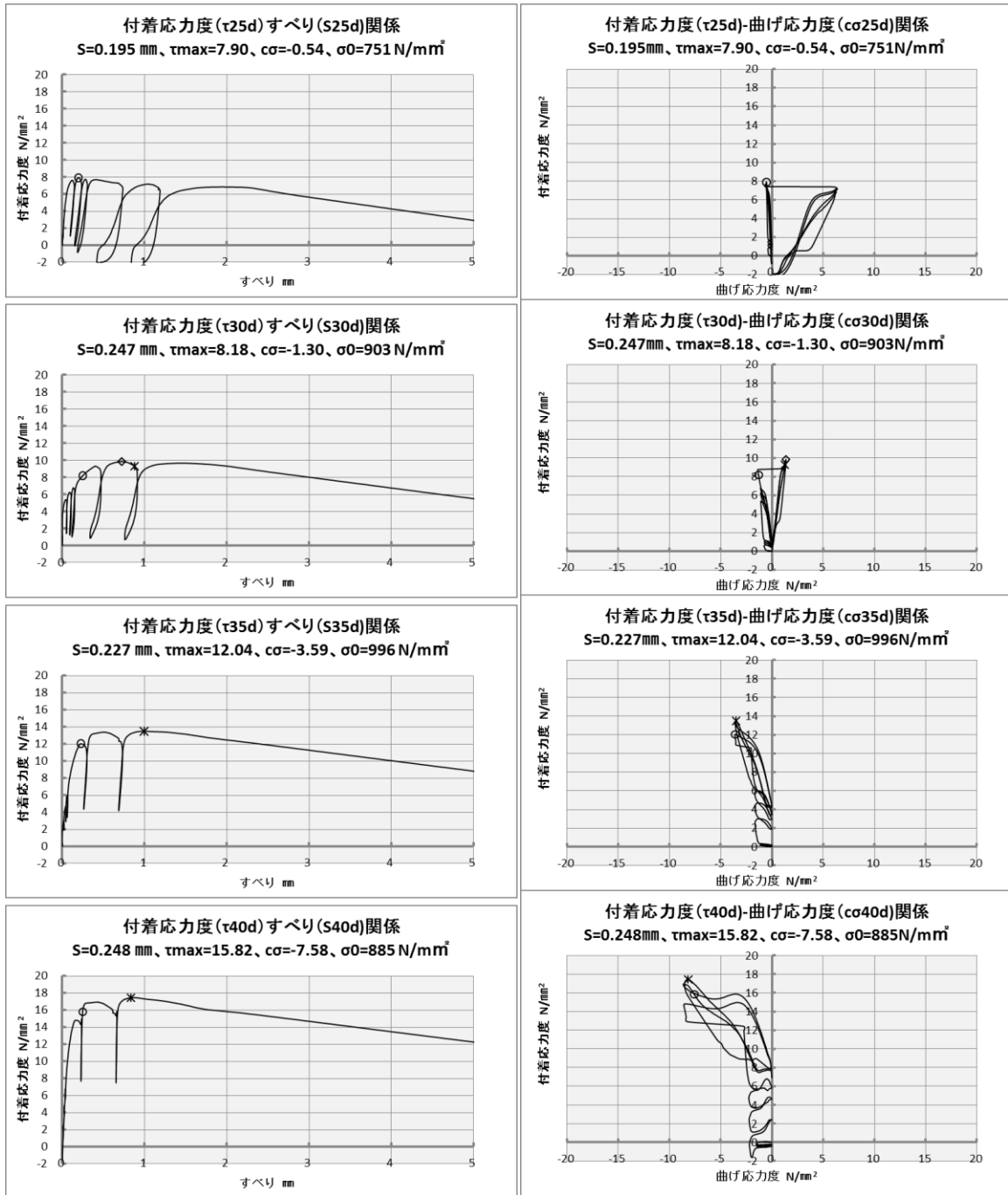


図 5. 2. 8-a 付着応力度-すべり関係
梁幅 440 試験体の場合

図 5. 2. 8-b 付着応力度-曲げ応力度関係
梁幅 440 試験体の場合

付着破壊時の破壊モードおよび τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0

以上のように、各試験体の区間毎の付着破壊モードを分類した。ここでは各試験体および各鉄筋位置の上記破壊モードと、付着破壊時の τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 の集約したデータを表 5.2.8 に示す。この τ_{max} を付着耐力として、その鉄筋軸方向の分布を図 5.2.9 の-a、-b、-c、-d に示す。

コンクリートプリズムから鉄筋を引き抜く通常の付着試験方法では、鉄筋の抜け出しが 0.25mm の時の平均付着応力度を付着耐力と定義されている³⁴⁾。本実験でコンクリートの曲げ応力度が引張となる鉄筋位置では、表 5.2.8 および図 5.2.9 に示すように、概ね 0.1 mm から 0.25 mm 前後のすべりで付着破壊した。しかし、梁の下端で曲げによる圧縮を受けた鉄筋位置では、0.25 mm 以上、1 mm 内外のすべりまで付着耐力が上昇した。

曲げ応力度が引張となる鉄筋位置の τ - S 関係をみると、破壊モード 1 では付着破壊後のすべりで急激に付着耐力を失った。破壊モード 2 と破壊モード 3 では、剛性を低下させながらも付着耐力を保持する場合があった。

破壊モード 1 では、付着破壊のときの曲げ応力度は有効引張強度以下と定義し検討をおこなった。このことは、5. 1 に述べた「梁上端の初期ひびわれは曲げひびわれ計算荷重よりも小さな荷重で生じる」ことを、ここでは「付着破壊時の曲げ応力度は有効引張強度よりも小さかったこと」で、さらに実証した。すなわち、曲げ引張領域にあるどの鉄筋位置でも、付着破壊または直前までコンクリートは弾性を維持し、付着破壊後にすべりが少し増大したところでひびわれが発生した、と考えられる。従って曲げ応力度がコンクリートの有効引張強度に達するたびに計算式を変えて逐次計算する曲げ応力度の計算方法 (5.2.1 曲げ応力度の計算式参照) は破壊モード 1 の範囲内において合理的であるといえる。

破壊モード 2 と破壊モード 3 では、付着破壊のときに曲げ応力度は有効引張強度を大幅に超えた。この場合、鉄筋を拘束するためのコンクリートの引張強度は、ひびわれによって失われたはずであるが、付着耐力は維持され少し上昇傾向にあった。そのため、有効引張強度は何らかの要因で一定に保たれたと考えた。表 5.2.7 のマスクしてある曲げ応力度は、有効引張強度を超えたが有効引張強度にとどめている。有効引張強度を残した理由としては、以下の要因を予測するが本論文ではその検討をしない。

1. 梁の軸線方向の曲げ応力度は消滅して鉄筋に対する拘束力も消滅するが、梁幅方向の拘束力は残った。
2. 付着破壊した鉄筋位置の拘束力は 2 次元的には消滅するが、下方のひびわれの入っていないコンクリートから 3 次元的に供給された。

曲げ応力度が小さいか圧縮に働く領域の鉄筋位置の 30 d から 40 d では、 τ - S 関係で、0.25 mm を超えて緩やかに剛性低下し、1 mm 内外のすべりで付着破壊した。コンクリートの圧縮縁応力度は、表 5.2.7 に示すように、梁幅 180 mm の試験体で大きくなったが、圧縮強度の二分の一程度以下であったので、梁断面の弾性解析に支承はない。

図 5.2.9-a は全試験体の付着耐力の鉄筋軸方向の分布を示す。

載荷端 0 d から 25 d までは各試験体の付着耐力は 8 N/mm^2 以下で、30 d 以上の鉄筋位置と比較して大きな変化がないが、30 d 以上になると付着耐力は増大に転じている。このことは梁の曲げ応力度が引張の領域と圧縮の領域とで付着破壊状況が大きく変化することを示している。

試験体別に詳細に見れば、梁幅 180 試験体では、表 5.2.8 および図 5.2.9-b に示すように、25 d までは付着耐力は 3 から 6 N/mm^2 であるが、30 d 以上では 7 ないし 10 N/mm^2 を超え 18 ないし 25 N/mm^2 まで増大した。歪度の測定をⅣ区間の境界で行った試験体とⅧ区間で行った試験体を比較すると、付着耐力は 25 d まではほとんど差異はないが、30 d 以上では鉄筋位置方向の増大率が前者の方が大きくなっている。Ⅷ区間境界の歪度測定を行った試験体では、ストレインゲージ貼付による付着の喪失が影響していると思われる。

梁幅 220 試験体では、表 5.2.8 および図 5.2.9-c に示すように、25 d までは付着耐力は 3 から 6 N/mm^2 であるが、30 d 以上では 5 N/mm^2 から 14 N/mm^2 まで増大した。この内 SD345 および SD685 の鉄筋を用いた試験体では、鉄筋の降伏により 15 d 以上、および 25 d 以上の領域では付着破壊しなかった。これら 2 体の試験体と比較して、Ⅷ区間境界の歪度測定を行った試験体では、表 5.2.8 に示すように、20 d 以下の付着耐力が小さく出ている。さらに後者の試験体では他の梁幅の試験体と比較して、25 d 以上の鉄筋位置の付着耐力は小さかった。上記梁幅 180 試験体と同様に、Ⅷ区間境界の歪度測定を行った試験体では、ストレインゲージ貼付による付着の喪失が影響していると思われる。

梁幅 330 および 440 試験体では、表 5.2.8 および図 5.2.9-d に示すように、25 d までは付着耐力は 8 から 5 N/mm^2 であるが、30 d 以上では 9 N/mm^2 を超え 18 N/mm^2 まで増大した。梁幅 330 および 440 試験体の付着耐力は、20 d の鉄筋位置で、それぞれ 6.2 N/mm^2 対 5.2 N/mm^2 であり、若干差異があるが、他の鉄筋位置ではほぼ同値であった。

全試験体を通じて、表 5.2.7 に示すように、0 d から 30 d にかけて付着破壊する時の荷重は漸増するが、30 d から 40 d にかけての付着破壊荷重は一定だったり下がったりしている。上部に曲げひびわれが生じるので、梁断面の中立軸は 30 d 付近になり、30 d で付着破壊すると、残りの 35 d および 40 d の位置の付着耐力は上昇するが、全体の引き抜き荷重は減少傾向に変化する。すなわち、本実験のように曲げモーメントを受ける梁での引き抜き付着実験では、引き抜き耐力は中立軸以下での付着破壊で決定した。

表 5.2.8 全長付着試験体の付着破壊時の破壊モードと τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0

鉄筋位置, d の倍数		0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40	
梁幅180 IV SD980	破壊モード	1	1	2	3	3	3	4	4	4	
	τ_{max}	4.1	3.3	3.2	4.4	4.0	5.4	7.3	16.0	24.8	
	S	0.19	0.10	0.12	0.16	0.22	0.21	0.77	0.48	0.37	
	$c\sigma$	1.36	1.02	1.53	1.53	1.53	1.53	0.27	-6.44	-13.15	
	σ_0	204	204	290	379	509	584	972	972	972	
梁幅180 VIII SD980	破壊モード	1	1	1	1	1	1	4	4	4	
	τ_{max}	3.9	3.2	3.5	4.8	4.2	5.8	10.1	14.1	18.2	
	S	0.12	0.14	0.20	0.09	0.17	0.13	0.81	0.62	0.48	
	$c\sigma$	1.09	1.26	1.19	0.60	0.00	-0.82	-0.03	-6.05	-12.02	
	σ_0	166	256	365	369	499	502	955	955	950	
梁幅220 SD345	破壊モード	2	2	2	付着破壊せず						
	τ_{max}	5.7	4.8	4.0							
	S	0.27	0.19	0.12							
	$c\sigma$	1.30	1.30	1.30							
	σ_0	293	339	360							
梁幅220 SD685	破壊モード	1	1	1	1	2	付着破壊せず				
	τ_{max}	6.5	5.3	4.9	6.1	4.8					
	S	0.27	0.18	0.26	0.16	0.24					
	$c\sigma$	1.50	1.48	1.34	0.69	1.50					
	σ_0	329	360	491	503	610					
梁幅220 VIII SD980	破壊モード	1	1	2	2	3	3	4	4	4	
	τ_{max}	3.4	3.1	3.9	5.6	4.2	4.8	8.3	11.2	14.4	
	S	0.14	0.14	0.23	0.12	0.15	0.19	0.97	0.57	0.32	
	$c\sigma$	0.96	1.06	1.53	1.53	1.53	1.53	1.06	-3.99	-8.38	
	σ_0	176	257	421	421	506	593	823	805	749	
梁幅330 SD980	破壊モード	1	2	2	3	3	3	3	4	4	
	τ_{max}	8.3	6.4	5.5	7.0	6.2	7.4	8.0	13.9	18.1	
	S	0.26	0.21	0.18	0.19	0.24	0.29	0.24	1.19	1.10	
	$c\sigma$	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	-3.08	-9.32	
	σ_0	335	420	493	595	749	856	984	1026	1026	
梁幅440 SD980	破壊モード	1	1	1	1	1	1	5	4	4	
	τ_{max}	8.0	6.3	5.7	7.2	5.2	7.9	8.2	13.5	17.5	
	S	0.25	0.27	0.18	0.15	0.09	0.20	0.25	1.00	0.83	
	$c\sigma$	0.99	1.03	0.76	0.43	0.00	-0.54	-1.30	-3.49	-8.17	
	σ_0	342	473	529	596	640	751	903	971	955	
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm^2									
	S	すべり mm									
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm^2									
	σ_0	荷重 N/mm^2									
は曲げ応力度が有効引張強度を維持したとする											

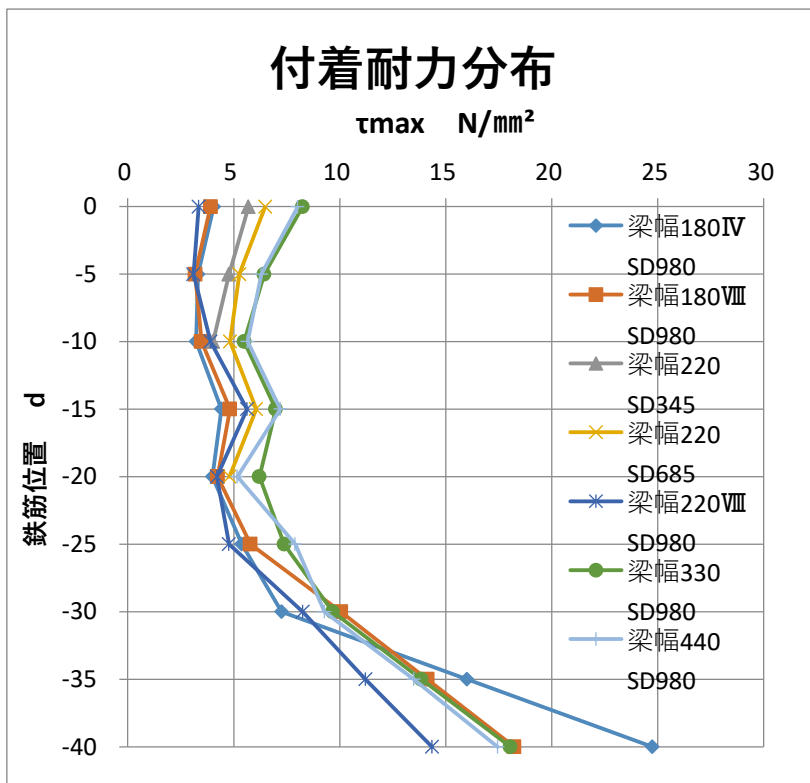


図 5. 2. 9-a 付着耐力の鉄筋軸方向分布

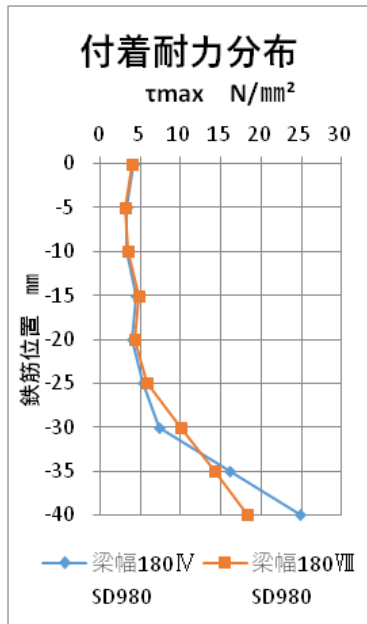


図 5. 2. 8-b 梁幅 180mm

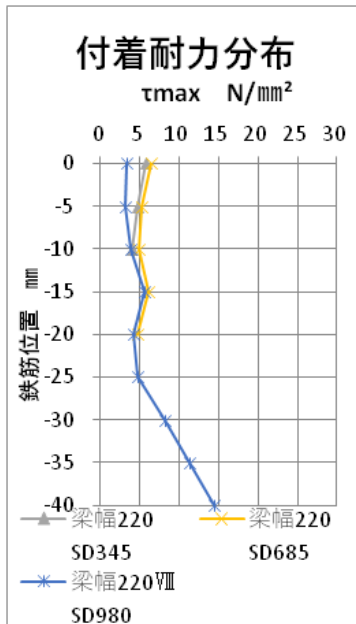


図 5. 2. 8 -c 梁幅 220mm

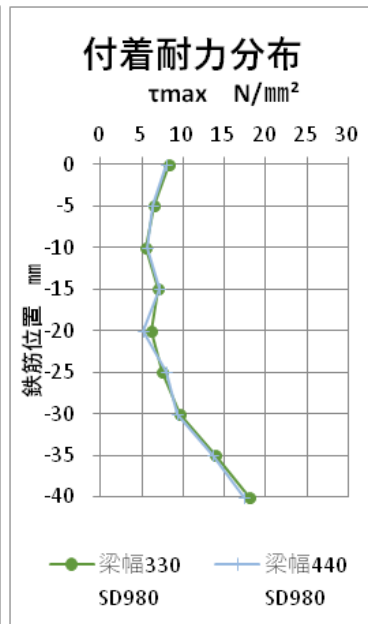


図 5. 2. 8 -d 梁幅 330mm, 440mm

付着破壊時の曲げ応力度

5.2.1 の曲げ応力度逐次計算を行った結果の中から、全試験体の全鉄筋位置で決定した付着破壊点の、曲げ応力度計算値 σ を取り出し、前述の表 5.2.8 に示した。図 5.2.10 にはその分布を示す。

図と表に示すように、全試験体の付着破壊時の曲げ応力度は、引張側の 25 d まで、5.2.1 に述べた有効引張強度（表 5.2.2 の値参照）以下に制限された。

30 d から 40 d にかけて、算定した曲げ応力度は圧縮側へ大きくに増大した。40 d 位置の最大値は約 8 N/mm^2 から 13 N/mm^2 であった。

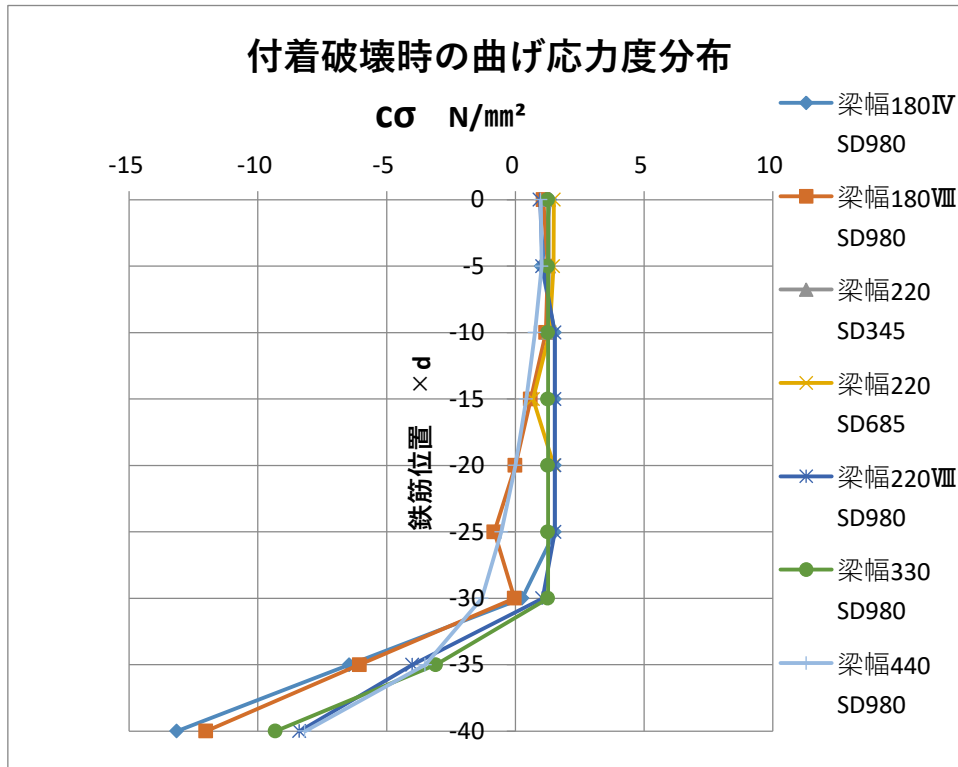


図 5.2.10 付着破壊時の曲げ応力度の分布

5.2.3 モール・クーロンの破壊基準の適用と側圧 σ_1

アンカー筋を引き抜いた際の実験写真を写真 5.2.1 に示す。同写真のようにアンカー筋からの付着力によりアンカー筋回りのコンクリートが膨張し破壊に至っている。アンカー筋の付着破壊点の釣合応力としては、そのときの付着耐力 τ_{max} のほかに、付着破壊点の鉄筋表面に作用する側圧 σ_1 、および鉄筋軸方向のコンクリートに作用する σ_3 がある。側圧 σ_1 は、鉄筋とコンクリートの界面にせん断ずれが生じるので、コンクリートを膨張させ、その反力として作用するものであり、分厚いコンクリートのテンションリングの応力 σ_2 によってかなり大きな応力として供給されうる。

土質力学に応用されるモール・クーロンの破壊基準円を図 5.2.11 に示す。モール・クーロンの破壊基準では土圧などの一軸封圧に対して、せん断摩擦角 30 度を提案している。本実験の付着破壊の検討においても、この破壊基準に倣って、アンカー筋の断面に対して梁軸線方向と梁幅方向の二軸の側圧に対して、破壊基準が成り立つものと仮定する。すなわち τ_{max} に対して σ_1 が次式で算定されると仮定する。

$$\sigma_1 = 2 \frac{\tau_{max}}{\sin \theta} + \sigma_3 \quad (5.2.5) \text{ 式}$$

ただし

$$\theta = \frac{\pi}{3} \quad \sigma_3 = 0$$

なお、 $\sigma_3 = 0$ については、梁のコンクリート側面の鉛直歪度測定結果において、梁上端から 100 ないし 200 mm の間で局部的に引張歪度が大きくなることがあるが、これは水平方向のひびわれの発生とともに生じたのであるから、 σ_1 の絶対値と比較して引張応力としては小さく、その位置より下方においても引張歪度は小さく、大きな圧縮歪度も生じなかったので応力は、全域にわたって 0 としたのである。従って τ_{max} と釣合うために必要な側圧 σ_1 は付着耐力に比例するとした。

表 5.2.9 には前述の τ_{max} と合わせて、上記の計算結果としての、全長付着試験体の各鉄筋位置における側圧 σ_1 を示した。また図 5.2.12 には側圧の鉄筋軸方向の分布を示した。上記のように側圧は付着耐力に比例するとしたので、図 5.2.12 は図 5.2.9-a と応力方向は相似である。

側圧 σ_1 は、表 5.2.9 および図 5.2.12 に示すように、全試験体において、載荷端から 2.5 d までの鉄筋位置では最小約 7N/mm²、最大約 19N/mm² の幅の中で、それぞれの試験体では鉄筋軸方向にそれほど変動しないが、3.0 d を超える鉄筋位置では線形に増大し、コンクリートの圧縮強度を超える 30 から 60 N/mm² の高圧力に達した。



写真 5.2.1 アンカー筋周囲の破壊状況

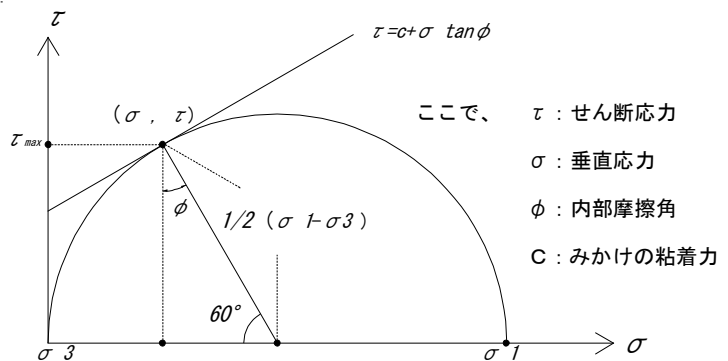


図 5.2.11 モール・クーロンの破壊基準円

表 5.2.9 全長付着試験体の付着破壊時の側圧および許容側圧

鉄筋位置, d の倍数→		0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180 IV SD980	破壊モード	1	1	2	3	3	3	4	4	4
	τ_{max}	4.1	3.3	3.2	4.4	4.0	5.4	7.3	16.0	24.8
	σ_1	9.4	7.7	7.5	10.2	9.2	12.4	16.8	37.0	57.2
	$c\sigma$	1.36	1.02	1.53	1.53	1.53	1.53	0.27	-6.44	-13.15
	σ_p	13.9	15.8	13.0	13.0	13.0	13.0	19.8	56.0	92.2
梁幅180 VIII SD980	破壊モード	1	1	1	1	1	1	4	4	4
	τ_{max}	3.9	3.2	3.5	4.8	4.2	5.8	10.1	14.1	18.2
	σ_1	9.0	7.3	8.0	11.1	9.8	13.4	23.2	32.6	42.1
	$c\sigma$	1.09	1.26	1.19	0.6	0	-0.82	-0.03	-6.05	-12.02
	σ_p	15.4	14.5	14.8	18.0	21.3	25.7	21.4	53.9	86.1
梁幅220 SD345	破壊モード	2	2	2	付着破壊せず					
	τ_{max}	5.7	4.8	4.0						
	σ_1	13.2	11.0	9.3						
	$c\sigma$	1.3	1.3	1.3						
	σ_p	13.8	13.8	13.8						
梁幅220 SD685	破壊モード	1	1	1	1	2	付着破壊せず			
	τ_{max}	6.5	5.3	4.9	6.1	4.8				
	σ_1	15.0	12.2	11.2	14.0	11.1				
	$c\sigma$	1.5	1.48	1.34	0.69	1.50				
	σ_p	15.9	16.1	17.0	21.4	15.9				
梁幅220 VIII SD980	破壊モード	1	1	2	2	3	3	4	4	4
	τ_{max}	3.4	3.1	3.9	5.6	4.2	4.8	8.3	11.2	14.4
	σ_1	7.7	7.2	9.0	13.0	9.7	11.0	19.1	25.9	33.2
	$c\sigma$	0.96	1.06	1.53	1.53	1.53	1.53	1.06	-3.99	-8.38
	σ_p	20.1	19.4	16.2	16.2	16.2	16.2	19.4	53.4	83.0
梁幅330 SD980	破壊モード	1	2	2	3	3	3	3	4	4
	τ_{max}	8.3	6.4	5.5	7.0	6.2	7.4	8.0	13.9	18.1
	σ_1	19.1	14.9	12.7	16.1	14.3	17.0	18.5	32.0	41.7
	$c\sigma$	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	-3.08	-9.32
	σ_p	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	66.1	131.2
梁幅440 SD980	破壊モード	1	1	1	1	1	1	5	4	4
	τ_{max}	8.0	6.3	5.7	7.2	5.2	7.9	8.2	13.5	17.5
	σ_1	18.5	14.5	13.0	16.6	11.9	18.2	18.9	31.2	40.3
	$c\sigma$	0.99	1.03	0.76	0.43	0	-0.54	-1.3	-3.49	-8.17
	σ_p	32.1	31.6	35.4	40.0	46.1	53.7	64.4	95.3	161.3
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm^2								
	σ_1	側圧 N/mm^2						は曲げ応力度が有効引張強度を維持したとする		
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm^2								
	σ_p	許容側圧 N/mm^2								

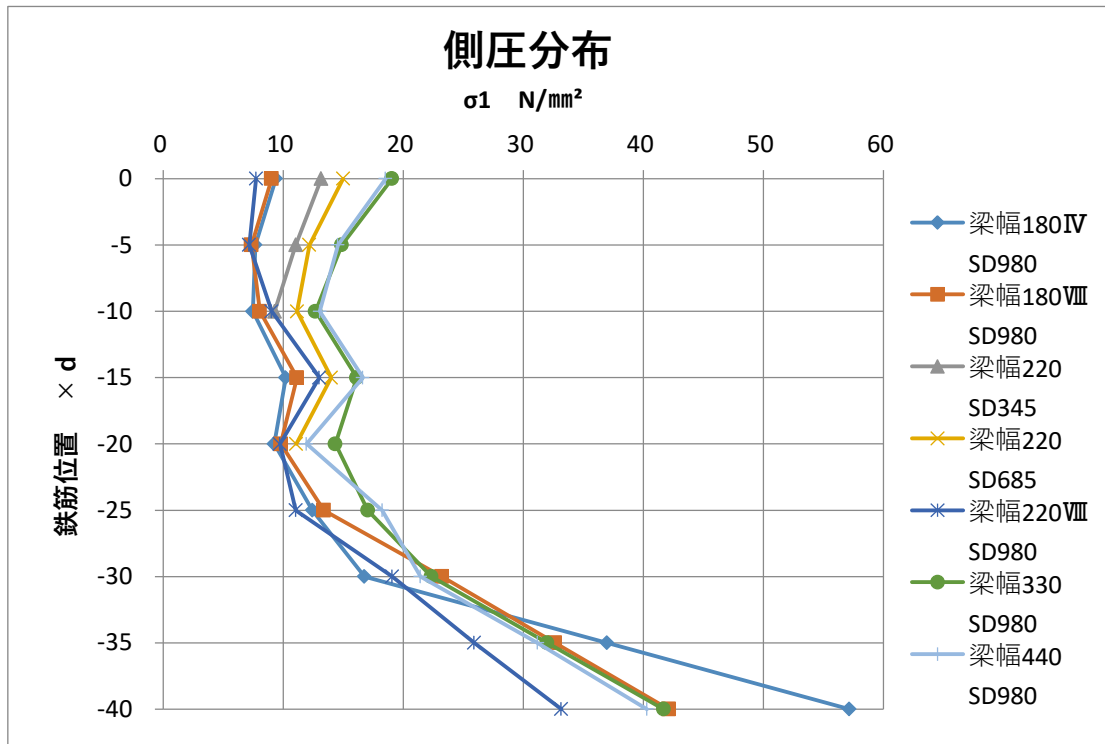


図 5.2.12 付着破壊時に鉄筋に働いた側圧の分布

5.2.4 全長付着試験体の許容側圧 σ_p

許容側圧の定義と計算式

5.2.3 で説明した、モール・クーロンの破壊基準を適用して定まる側圧 σ_1 は、付着耐力 τ_{max} と同調して、梁の曲げ応力度が引張の領域ではあまり大きくなり、圧縮側では曲げ圧縮応力度の増大とともに非常に大きくなった。この側圧は、鉄筋を取り囲むコンクリートから供給されるのであるから、その供給能力の最大値があるはずである。

許容側圧 σ_p の要因は、主としてコンクリートのひびわれであり、その発生過程は 3 次元の FEM 解析を行って詳しく調べる必要があるが、ここでは 2 次元のマクロモデルを提案して考察する。

5. 1 に述べたように、梁上端のコンクリートに発生した初期ひびわれは、その位置の曲げ応力度がコンクリートの割裂強度に達した時発生する、とする計算荷重より低い荷重で発生したものであった。その原因は、梁上端近傍では、曲げひびわれよりも早く付着破壊が生じ、コンクリートと鉄筋の界面近傍の、コンクリートのせん断変形に伴う膨張力によってコンクリートにひびわれが生じたからである。これは、梁上端の鉄筋を取り囲むコンクリートが膨張することによって、引張応力がリング状に作用した結果、曲げ応力と合成し、コンクリートの応力が引張強度に至った結果であると推察できる。このひびわれは、梁中央のコンクリートの幅を鉄筋位置から縦断したものであり、ひびわれの直前には、ひびわれ予定の断面のコンクリートに、引張強度に匹敵する引張応力度が発生していたと考えられる。すなわち、分厚いコンクリートのテンションリングが形成された。

このテンションリングは、図 5.2.13 に示すように、梁幅の範囲内で、鉄筋と中心を共有する半径 r の円形リングの層からなると仮定する。図 5.2.14 に示すように、微小角度 θ の断面について、中心から半径 r の位置の幅 dr 、高さ dx のリング要素にかかる引張力を dT とすれば、それによる側圧力 dC は次式で表される。

$$dC = 2dT \sin(\theta/2) \quad (5.2.6) \text{ 式}$$

鉄筋の表面にかかる側圧の合力は、 dC を鉄筋の表面から梁幅の二分の一までの距離 ($r = d/2 \sim b/2$) について積分したものであるから

$$\sigma_p \frac{d}{2} \theta dx = \int_{d/2}^{b/2} dC \quad (5.2.7) \text{ 式}$$

ここで、側圧は各層のテンションリングの引張力 dT が同時に強度に達した時が最大となるので、位置 ($r = d/2 \sim B/2$) に関して dT 一定とし、

$$dT = \sigma_{tu} dr dx \quad (5.2.8) \text{ 式}$$

ただし、 σ_{tu} はリング要素の引張破壊時強度、とする。

$$\therefore \sigma_p = \frac{b-d}{d} \sigma_{tu} \quad (5.2.9) \text{ 式}$$

ただし、 $\sin(\theta/2) \doteq \theta/2$ とした。

梁上端では付着破壊と同時にそれによるひびわれが観察されたが、梁の一般部ではそのひびわれは発生したことは正確には確認されていない。しかし、供給可能な許容側圧は、鉄筋の全長に亘って、上式で評価できると考える。

付着破壊時の曲げ応力度 σ_c は、上記リング要素の引張強度 σ_{tu} を増減させるが、その応力は、テンションリングによって及ぼされる側圧とは異なり、鉄筋に対して均等な中心力としては作用しないので、こ

れによる許容側圧の成分としては多少減じられるべきである。曲げ応力度 $c\sigma$ を引張正として取り扱うこととして

$$\sigma_{tu} = \sigma_t - k_c \sigma \quad (5.2.1) \text{ 式 } \quad \text{※再録}$$

ただし、 σ_t はコンクリートの割裂強度、 k は次に説明する抵抗係数（以下に説明）

図 5.2.15※図 5.2.1 の再録（図は曲げ応力度が圧縮の場合を示し、引張の場合は矢印が逆になる）に示すように、曲げ応力度 $c\sigma$ に抵抗する鉄筋表面の側圧（以下、曲げ応力度抵抗圧と呼ぶ）は、梁の軸線方向の応力なので、鉄筋断面の中心から放射する方向（ θ ）の成分は、その方向が梁軸線方向から梁幅方向に回転するにしたがって小さくなり、梁幅方向では 0 となる。曲げ応力度抵抗圧を、均等な側圧（図では平均抵抗圧）と等価に評価するために、 k を抵抗係数として次式で定義した。

$$\int_{-\pi/2}^{\pi/2} k_c \sigma r d\theta = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} c\sigma \cos\theta r d\theta \quad (5.2.2) \text{ 式 } \quad \text{※再録}$$

ただし、上式左辺は平均抵抗圧の合計、右辺は曲げ応力度抵抗圧の分力の合計を表し、 r は鉄筋の半径を表している。上式より

$$k = 2/\pi \doteq 0.637 \quad (5.2.3) \text{ 式 } \quad \text{※再録}$$

を得る。

以上のマクロモデルの仮説により、コンクリートから鉄筋に供給可能な最大の側圧 σ_p の式が得られた。これを許容側圧と呼ぶことにする。

$$\sigma_p = \frac{b-d}{d} (\sigma_t - k_c \sigma) \quad (5.2.9) \text{ 式}$$

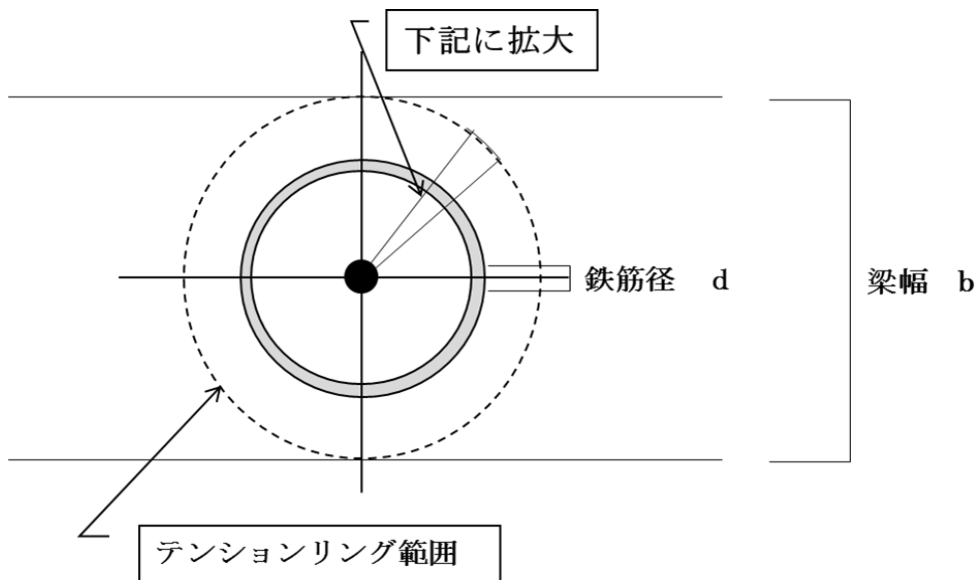


図 5.2.13 梁幅内のテンションリング

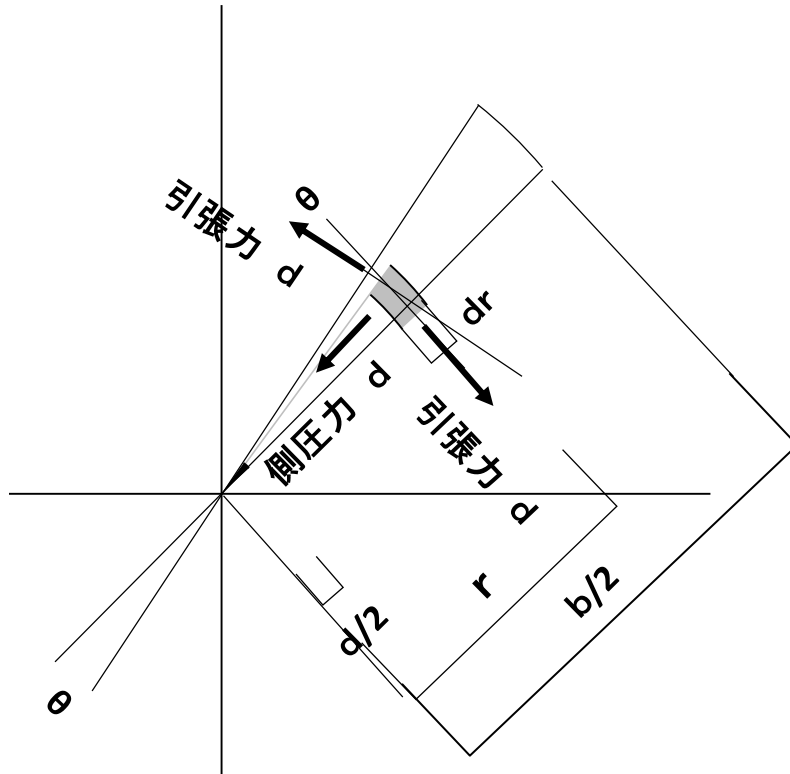


図 5.2.14 テンションリングの引張力と側圧力との釣合

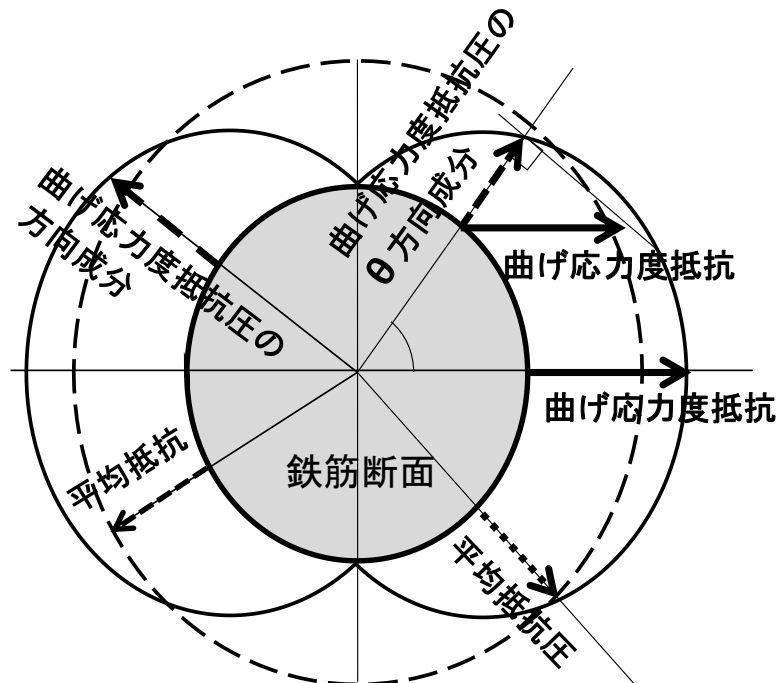


図 5.2.15 曲げ応力度抵抗と平均抵抗

側圧 σ_1 と許容側圧 σ_p の関係

各鉄筋位置で付着破壊したときの、破壊点位置の側圧 σ_1 と許容側圧 σ_p の計算結果を前述の表 5.2.9 に示し、下の表 5.2.10 および表 5.2.11 に再度示した。また表 5.2.12 には許容側圧に対する側圧の比と破壊モードを示した。

表 5.2.10 側圧 σ_1 の計算結果 N/mm²

鉄筋位置, d の倍数 →	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180IVSD980	9.4	7.7	7.5	10.2	9.2	12.4	16.8	37.0	57.2
梁幅180VIISD980	9.0	7.3	8.0	11.1	9.8	13.4	23.2	32.6	42.1
梁幅220SD345	13.2	11.0	9.3	付着破壊せず					
梁幅220SD685	15.0	12.2	11.2	14.0	11.1	付着破壊せず			
梁幅220VIISD980	7.7	7.2	9.0	13.0	9.7	11.0	19.1	25.9	33.2
梁幅330SD980	19.1	14.9	12.7	16.1	14.3	17.0	18.5	32.0	41.7
梁幅440SD980	18.5	14.5	13.0	16.6	11.9	18.2	18.9	31.2	40.3

表 5.2.11 許容側圧 σ_p の計算結果 N/mm²

鉄筋位置, d の倍数 →	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180IVSD980	13.9	15.8	13.0	13.0	13.0	13.0	19.8	56.0	92.2
梁幅180VIISD980	15.4	14.5	14.8	18.0	21.3	25.7	21.4	53.9	86.1
梁幅220SD345	13.8	13.8	13.8	付着破壊せず					
梁幅220SD685	15.9	16.1	17.0	21.4	15.9	付着破壊せず			
梁幅220VIISD980	20.1	19.4	16.2	16.2	16.2	16.2	19.4	53.4	83.0
梁幅330SD980	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	20.8	66.1	131.2
梁幅440SD980	32.1	31.6	35.4	40.0	46.1	53.7	64.4	95.3	161.3

表 5.2.12 側圧と許容側圧の比 σ_1/σ_p

鉄筋位置, d の倍数 →		0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	-35	-40
梁幅180IV SD980	破壊モード	1	1	2	3	3	3	4	4	4
	σ_1/σ_p	0.67	0.49	0.57	0.78	0.71	0.95	0.85	0.66	0.62
梁幅180VIII SD980	破壊モード	1	1	1	1	1	1	4	4	4
	σ_1/σ_p	0.59	0.51	0.54	0.62	0.46	0.52	1.08	0.61	0.49
梁幅220 SD345	破壊モード	2	2	2	付着破壊せず					
	σ_1/σ_p	0.96	0.80	0.67	付着破壊せず					
梁幅220 SD685	破壊モード	1	1	1	1	2	付着破壊せず			
	σ_1/σ_p	0.94	0.76	0.66	0.65	0.70	付着破壊せず			
梁幅220VIII SD980	破壊モード	1	1	2	2	3	3	4	4	4
	σ_1/σ_p	0.39	0.37	0.56	0.80	0.60	0.68	0.98	0.49	0.40
梁幅330 SD980	破壊モード	1	2	2	3	3	3	3	4	4
	σ_1/σ_p	0.92	0.71	0.61	0.77	0.69	0.82	0.89	0.48	0.32
梁幅440 SD980	破壊モード	1	1	1	1	1	1	5	4	4
	σ_1/σ_p	0.58	0.46	0.37	0.42	0.26	0.34	0.29	0.33	0.25

表 5.2.11 に示すように、許容側圧 σ_p は、各測定点位置で梁幅に従って大きくなる傾向がある。これは σ_p の計算式中に $(b-d)/d$ の係数があるからである。表 5.2.10 でマスクしてある許容側圧 σ_p は、曲げ応力度が有効引張強度を超えても付着耐力が低下しなかったため、曲げ応力度を有効引張強度に留めて計算されている。もしひびわれで曲げ応力度が失われたとして(0として)計算すると、許容側圧はかなり大きくなり、コンクリートの拘束効果が減れば、当然許容側圧も減じるべきことと矛盾する。また、計算の曲げ応力度をそのまま許容側圧の式に適用すると、負の値にまで許容側圧は減じるので、これも矛盾する。従って曲げ応力度が有効引張強度を超えても、そのまま維持させることは合理的である。

5.2.2 に述べたように、計算の曲げ応力度が有効引張強度を超えても、付着耐力が維持される原因としては、ひびわれに直交する方向の拘束効果と、深さ方向の拘束効果があると考えられる。

表 5.2.12 に示すように、許容側圧に対する側圧の比 σ_1/σ_p は、梁幅 180ⅧSD980 試験体の 30 d の位置だけ 1.08 で 1 を超えているが、他の試験体およびどの鉄筋位置においても 1 を下回っている。比較的 1 に近い鉄筋位置が 0 d と 30 d 付近にあるが、各試験体を通じてのことではない。最小で 0.26、最大で 1.08 であるが、ほとんどの試験体および鉄筋位置で、小さい。とくに梁幅 440 の試験体では 0.26 から 0.58 で、他の試験体のように 1 に近い鉄筋位置はない。破壊モードと σ_1/σ_p との関係性は薄い。

図 5.2.16 に許容側圧 σ_p の分布を示す。同図に示すように、0 d から 30 d までは、梁幅 180 から梁幅 330 までの各試験体で、あまり増減はなく約 13 N/mm²から約 20 N/mm²の幅の中にある。梁幅 440 の試験体では、鉄筋位置の下方に向かって、約 30 N/mm²から 160 N/mm²まで増大する。

アンカー筋に SD980 を使用した試験体では、梁断面の中立軸に近い 30 d から、圧縮となる 40 d にかけての鉄筋位置では、線形に増大する。これは σ_p の計算式が曲げ応力度 $c\sigma$ と線形関係にあり、各鉄筋位置で付着破壊した時の荷重がほぼ一定で、 $c\sigma$ は荷重と鉄筋位置に比例するからである。

5.2.3 に述べた、モール・クーロンの破壊基準を適用して求めた側圧 σ_1 と、上記許容側圧 σ_p との関係を、図 5.2.17 および図 5.2.18 に示す。前者は全体の図で、後者は鉄筋位置および梁幅別に分解した図である。図 5.2.18 では、前述したように、 σ_1/σ_p が 1.08 になった梁幅 180Ⅷ区間測定の試験体の 25 d 鉄筋位置以外は、側圧 σ_1 の実験値は概ね許容側圧 σ_p 以下であったことを示している。曲げ応力度が引張の領域の鉄筋位置は 0 d から 25 d においても、中立軸または圧縮の領域の 30 d から 40 d においても、付着破壊時の σ_1/σ_p は 1 以下であるので、ほとんどの鉄筋位置の付着破壊は、5.2.3 に述べた、コンクリートのテンションリングの破壊ではなかった、といえる。すなわち、付着破壊がテンションリングの破壊で決まったのは、梁幅が 330 mm 以下の試験体で、梁の上端の 0 d と中立軸に近い 25 d あるいは 30 d の鉄筋位置だけであった。梁の上端では、必ずその破壊が起きるとは限らなかった。梁幅 440 の試験体では、許容側圧が付着区間全長に亘って大きいので、付着破壊が梁のひびわれを伴わずに生じたことは、5.1.2 に説明した破壊性状からも明らかである。

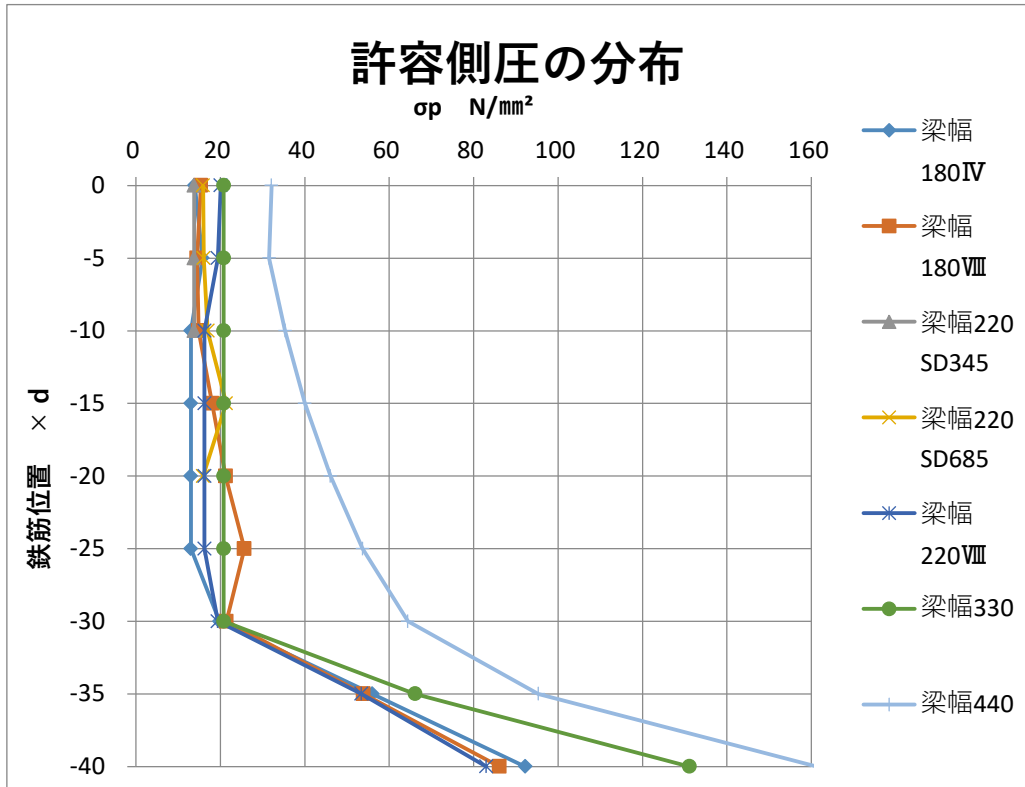


図 5. 2. 16 許容側圧の分布

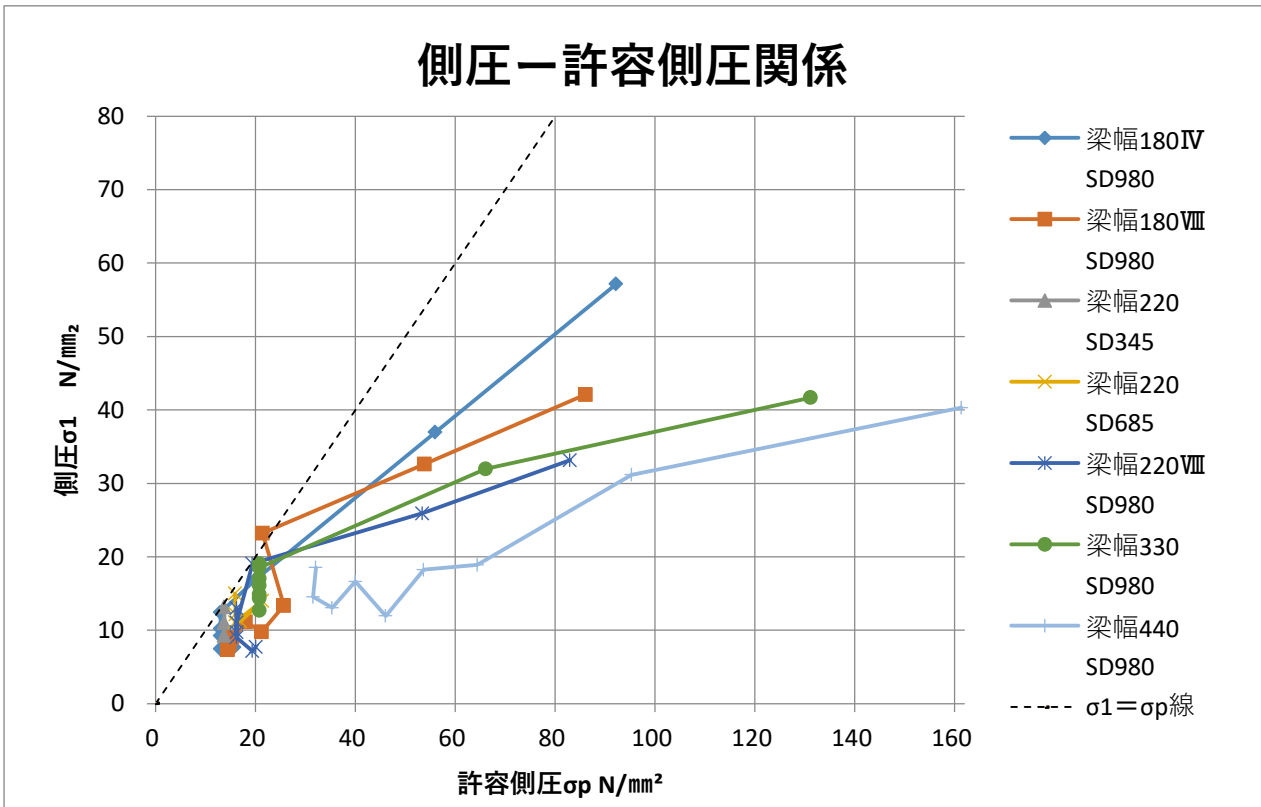


図 5. 2. 17 側圧と許容側圧との関係（全試験体、全鉄筋位置）

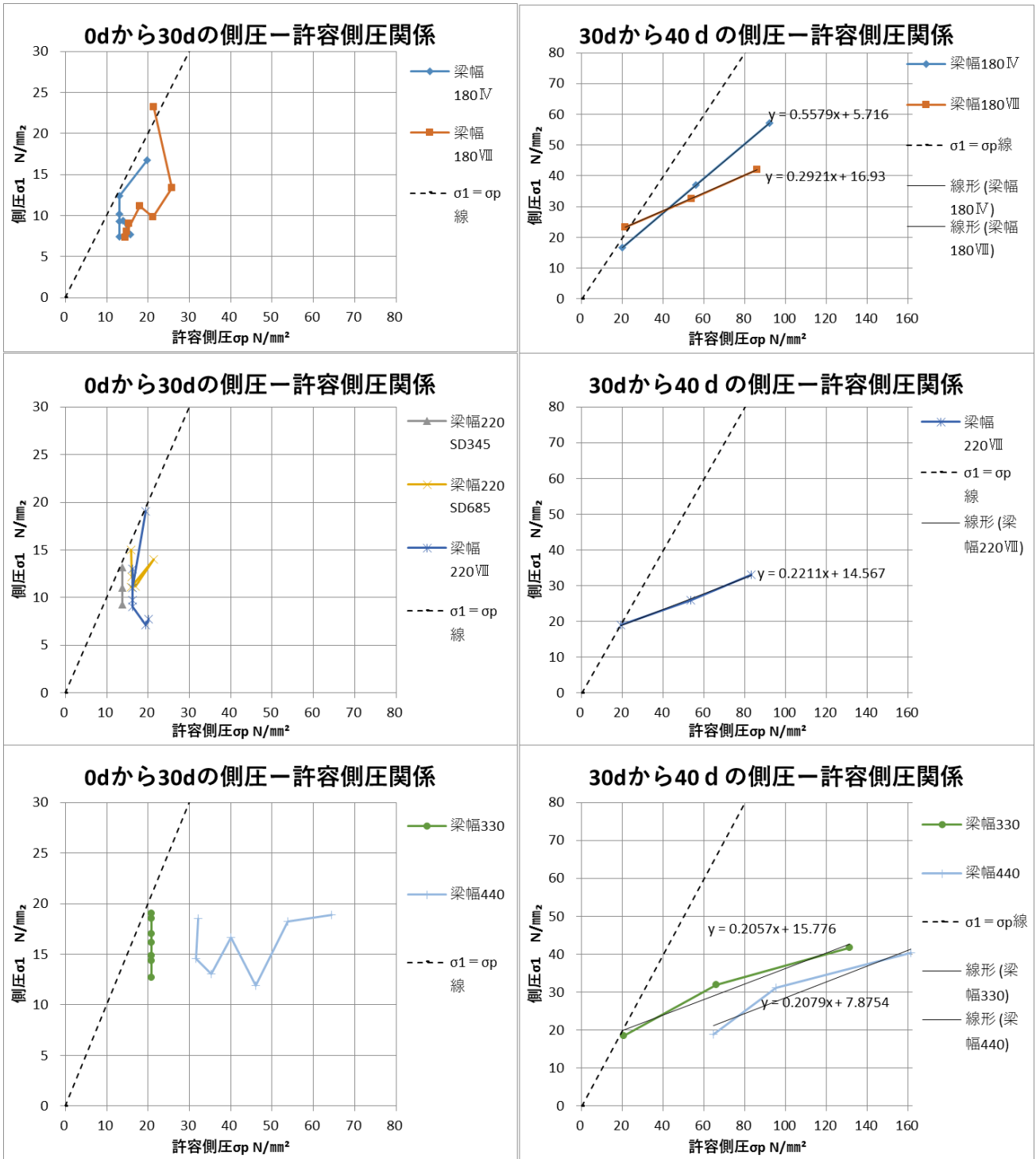


図 5.2.18 鉄筋位置および梁幅別の側圧-許容側圧関係

5.2.5 全長付着試験体のまとめ

全長付着試験体のそれぞれの鉄筋位置で、「付着破壊はコンクリートのテンションリングの引張破壊を伴う」ことを、最初に前提とした。テンションリングを各鉄筋位置に設定し、その引張強度は、梁の曲げ応力度を考慮した有効引張強度 $0.611\sigma_t$ として設定された(σ_t : コンクリートの割裂引張強度)。

付着破壊時の付着耐力は、鉄筋を取り囲むコンクリートにモール・クーロンの破壊基準を適用して、側圧に比例するとした。この側圧は周辺コンクリートのテンションリングの引張力と2次的にバランスする、という付着破壊時のマクロモデルを提案した。すなわち、付着破壊時の側圧は周辺コンクリートから供給され、その供給能力の許容側圧は、分厚いコンクリートが有効引張強度に達した時のテンションリングの引張応力と、梁軸線方向の曲げ応力度を二軸の向心力に等価に換算したものの和であるとして、側圧とこの許容側圧を比較した。

曲げ応力度が引張の領域の付着破壊点では、側圧は、梁上端で許容側圧に近づくこともあるが、他の鉄筋位置では、側圧は概ね許容側圧以下であった。有効引張強度の係数は、5.1.1に述べた梁上端の初期ひびわれ発生荷重の、曲げひびわれ強度計算荷重に対する比に近い場合もあったが低い値が多かった。このことから、側圧/許容側圧の比が小さくなることを推測できる。圧縮の領域では側圧 σ_1 は常に許容側圧 σ_p よりもかなり低く、梁幅が大きくなるとその低下傾向が強くなった。

このように、提案式で梁の曲げ応力度を考慮した付着破壊時の側圧および許容側圧の関係においては、梁幅が180mmから330mmまでは梁上端部分で関連性がみられた。梁幅440mmについては側圧分布図においても他試験体とプロット位置が大幅に仮定から外れた結果となった。この原因としては、許容側圧 σ_p の式において、梁幅が増大した分、算定した許与側圧が大きくなること。また、梁の曲げ応力度からのアンカー筋への平均抵抗圧の仮定において、鉄筋回りにおける詳細な応力分布解析結果を用いることが必要であると考えられる。

5.3 区間限定試験体の付着耐力の検討

5.3.1 区間限定試験体の曲げ応力度計算値 $c\sigma$

曲げモーメントを受ける梁からの引き抜き試験では、曲げ応力度が付着強度に大きな影響を及ぼしたので、各鉄筋位置の曲げ応力度を求める必要がある。

区間試験体の曲げ応力度の計算式

曲げ応力度計算値 $c\sigma$ は、以下に説明するように、初期にはコンクリート全断面有効の弾性計算で求め、梁上端から、曲げ応力度計算値がコンクリートの引張強度を超えるたびにひびわれが発生するとし、そのひびわれ断面を無視した断面に変更して逐次弾性計算されたものである。計算過程は 5.2.1 節で述べた内容と同じであるが、付着区間とシース管を考慮した計算式となっている。

区間限定付着試験体の梁中央断面のコンクリートの曲げ応力度 $c\sigma$ は、次式による。

$$c\sigma = \frac{M}{I_e} y = \frac{a\sigma_0 L}{4I_e} y = \frac{a\sigma_0 L}{4I_e} (D + Y - x_n)$$

ただし

コンクリートは圧縮を負、引張を正としており、本試験体では上端が引張となる。

M は梁中央断面に作用する曲げモーメント。

I_e は梁中央断面の有効断面 2 次モーメント。

y 原点は梁中央断面の中立軸からの距離とし、下方向負とする。

a はアンカー筋の断面積：286.5 mm²。

σ_0 はアンカー筋に加えた荷重の軸応力度。

L は試験体への加力のスパン：1800 mm。

D は梁の全せい：760 mm。

x_n は中立軸からの距離、正とする ($x_n \geq 0$)。

Y は梁上面を原点 0 とする梁断面位置およびひびわれが進展した深さの位置の値で、下方向に負の値をとっている ($Y \leq 0$)。

本実験における梁主筋の位置は上下対象で 2 段配筋であり、 i 段目の引張鉄筋断面積 a_{ti} および圧縮鉄筋断面積 a_{ci} は同一で、 $a_{ti} = a_{ci} = a_t = 398\text{mm}^2$

主筋間隔は 1 段目で $g_1 = 620$ mm、2 段目で $g_2 = 520$ mm、

δ は空洞の外径で 50 mm である。

各試験体において、梁上面では $y=D-x_n$ であり、ひびわれが入ることで上図のように、途中の Y の位置まで進展したときの位置を $y=D-x_n+Y$ としている。付着絶縁区間の空洞を考慮した断面で、ひびわれが、途中の Y の位置まで進展したときの、有効断面 2 次モーメント I_e の計算過程を次に示す。

S_e は中立軸回りを中心とした断面 1 次モーメントであり、コンクリートは弾性計算となるため、直応力の分布は直線的に歪と応力度が分布するとした。また計算ではひびわれ位置より下方向ではコンクリートの引張応力度を考慮して算定した。

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

における

I_c はコンクリートの断面 2 次モーメント

I_{stn} は引張鉄筋の有効断面 2 次モーメント

I_{scn} は圧縮鉄筋の有効断面 2 次モーメントである。

n は鉄筋とコンクリートのヤング係数比 である。

計算式展開

区間 I 試験体の場合

$0 \geq Y > -70$ のとき

$$\begin{aligned} S_e &= -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 + \frac{b}{2}\{(D+Y)-x_n\}^2 \\ &\quad -\frac{\delta}{2}(560-x_n)^2 \\ &\quad + (n-1) \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D+g_i}{2} - x_n \right) \right\} \\ &\quad + (n-1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D-g_i}{2} - x_n \right) \right\} \\ &= \{b(D+Y)^2 - 560^2\delta + (4n-4)a_t D\}/2 \\ &\quad - \{b(D+Y) - 560\delta + (4n-4)a_t\}x_n \end{aligned}$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$\therefore x_n = B/A$$

$$A = b(D+Y) - 560\delta + (4n-4)a_t$$

$$B = \{b(D+Y)^2 - 560^2\delta + (4n-4)a_t D\}/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

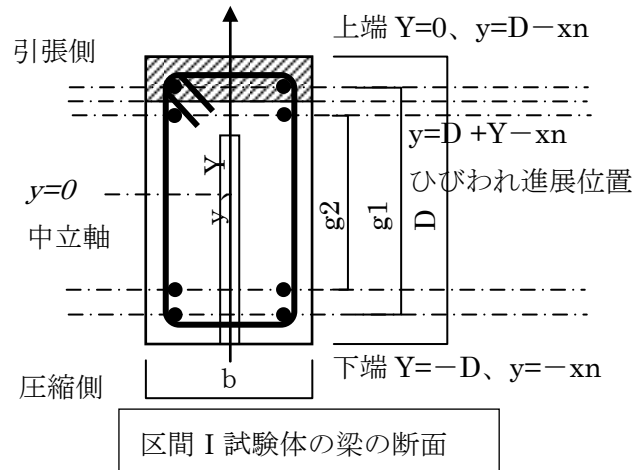
$$I_c = \frac{b(D+Y)^3}{12} + b(D+Y) \left(\frac{D+Y}{2} - x_n \right)^2 - \left\{ \frac{560^3\delta}{12} + 560\delta(x_n - 280)^2 \right\}$$

$$I_{stn} = (n-1)a_t \left\{ \left(\frac{D+g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D+g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n-1)a_t \left\{ \left(\frac{D-g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D-g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$-70 \geq Y > -120$ のとき

$$S_e = -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 + \frac{b}{2}\{(D+Y)-x_n\}^2 - \frac{\delta}{2}(560-x_n)^2$$



$$+n \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D+g_i}{2} - x_n \right) \right\} + (n-1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D-g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= \{b(D+Y)^2 - 560^2\delta + (4n-2)Da_t + (g_1+g_2)a_t\}/2 - \{b(D+Y) - 560\delta + (4n-2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$\therefore x_n = B/A$$

$$A = b(D+Y) - 560\delta + (4n-2)a_t$$

$$B = \{b(D+Y)^2 - 560^2\delta + (4n-2)Da_t + (g_1+g_2)a_t\}/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{b(D+Y)^3}{12} + b(D+Y) \left(\frac{D+Y}{2} - x_n \right)^2 - \left\{ \frac{560^3\delta}{12} + 560\delta(x_n - 280)^2 \right\}$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D+g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D+g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n-1)a_t \left\{ \left(\frac{D-g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D-g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$-120 \geq Y > -200$ のとき

$$S_e = -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 + \frac{b}{2}\{(D+Y) - x_n\}^2 - \frac{\delta}{2}(560 - x_n)^2$$

$$+n \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D+g_i}{2} - x_n \right) \right\} + n \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D-g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= \{b(D+Y)^2 - 560^2\delta + 4nDa_t\}/2 - \{b(D+Y) - 560\delta + 4na_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$\therefore x_n = B/A$$

$$A = b(D+Y) - 560\delta + 4na_t$$

$$B = \{b(D+Y)^2 - 560^2\delta + 4nDa_t\}/2$$

$$x_n = \frac{D+Y}{2} \left\{ 1 + \frac{560\delta(200+Y) - 4nYa_t}{\{b(D+Y) - 560\delta\}(D+Y) + 4n(D+Y)a_t} \right\} > \frac{D+Y}{2} > \frac{560}{2}$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{b(D+Y)^3}{12} + b(D+Y) \left(\frac{D+Y}{2} - x_n \right)^2 - \left\{ \frac{560^3\delta}{12} + 560\delta(x_n - 280)^2 \right\}$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D+g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D+g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n-1)a_t \left\{ \left(\frac{D-g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D-g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$-200 \geq Y$ のとき

$$S_e = -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 + \frac{b-\delta}{2}\{(D+Y)-x_n\}^2 + n \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D+g_i}{2} - x_n \right) \right\} + n \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D-g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= \{(b-\delta)(D+Y)^2 + 4Dna_t\}/2 - \{(b-\delta)(D+Y) + 4na_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$\therefore x_n = B/A$$

$$A = (b-\delta)(D+Y) + 4na_t$$

$$B = \{(b-\delta)(D+Y)^2 + 4Dna_t\}/2$$

$$x_n = \frac{D+Y}{2} \left\{ 1 + \frac{-4Yna_t}{(b-\delta)(D+Y)^2 + 4(D+Y)na_t} \right\} > \frac{D+Y}{2}$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b-\delta)(D+Y)^3}{12} + (b-\delta)(D+Y) \left(x_n - \frac{D+Y}{2} \right)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D+g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D+g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n-1)a_t \left\{ \left(\frac{D-g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D-g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

区間Ⅱの試験体の場合

$0 \geq Y > -70$ のとき

$$S_e = -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 - \frac{\delta}{2}(x_n - 360)^2$$

$$+ \frac{b-\delta}{2}\{(D+Y)-x_n\}^2 + \frac{\delta}{2}\{(D-200)-x_n\}^2$$

$$+ (n-1) \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D+g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$+ (n-1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D-g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= [(b-\delta)(D+Y)^2 + \delta\{(D-200)^2 - 360^2\} + 4(n-1)a_t D]/2$$

$$- \{(b-\delta)(D+Y) + \delta(D-560) + 4(n-1)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

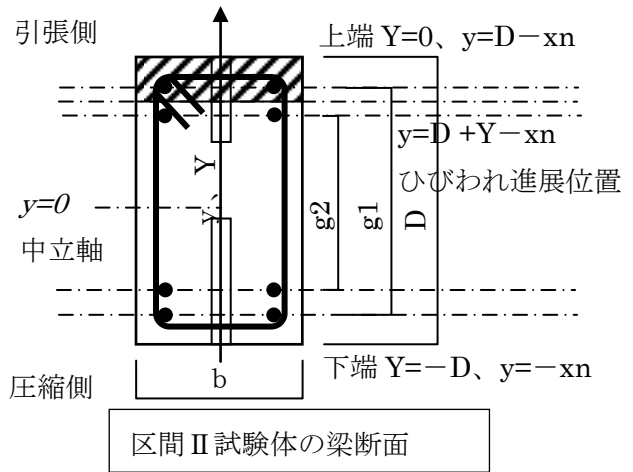
$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b-\delta)(D+Y) + \delta(D-560) + 4(n-1)a_t$$

$$B = [(b-\delta)(D+Y)^2 + \delta\{(D-200)^2 - 360^2\} + 4(n-1)a_t D]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$



$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{200^3 \delta}{12} + 200\delta(460 - x_n)^2$$

$$I_{stn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

-70 \geq Y > -120のとき

$$\begin{aligned} S_e &= -\frac{b - \delta}{2} x_n^2 - \frac{\delta}{2} (x_n - 360)^2 + \frac{b - \delta}{2} ((D + Y) - x_n)^2 + \frac{\delta}{2} ((D - 200) - x_n)^2 \\ &+ na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) + (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right) \right\} \\ &= [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta\{(D - 200)^2 - 360^2\} + \{(4n - 3)D + g_1\}a_t]/2 \\ &- \{(b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 3)a_t\}x_n \end{aligned}$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 3)a_t$$

$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta\{(D - 200)^2 - 360^2\} + \{(4n - 3)D + g_1\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{200^3 \delta}{12} + 200\delta(460 - x_n)^2$$

$$I_{stn} = a_t \left\{ n \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + (n - 1) \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

-120 \geq Y > -200のとき

$$\begin{aligned} S_e &= -\frac{b - \delta}{2} x_n^2 - \frac{\delta}{2} (x_n - 360)^2 + \frac{b - \delta}{2} ((D + Y) - x_n)^2 + \frac{\delta}{2} ((D - 200) - x_n)^2 \\ &+ n \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D + g_i}{2} - x_n \right) \right\} + (n - 1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D - g_i}{2} - x_n \right) \right\} \\ &= [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta\{(D - 200)^2 - 360^2\} + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2 \\ &- \{(b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 2)a_t\}x_n \end{aligned}$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 2)a_t$$

$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta((D - 200)^2 - 360^2) + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{200^3 \delta}{12} + 200\delta(460 - x_n)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

-200 \geq Y > -400の場合

$$S_e = -\frac{b - \delta}{2}x_n^2 + \frac{b}{2}((D + Y) - x_n)^2 - \frac{\delta}{2}(x_n - 360)^2$$

$$+n \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D + g_i}{2} - x_n \right) \right\} + (n - 1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D - g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= [b(D + Y)^2 - 360^2\delta + \{(4n - 2)D + g_1 + g_2\}a_t]/2$$

$$- \{b(D + Y) - 360\delta + (4n - 2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = b(D + Y) - 360\delta + (4n - 2)a_t$$

$$B = [b(D + Y)^2 - 360^2\delta + \{(4n - 2)D + g_1 + g_2\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2$$

$$+ \frac{\delta(D + Y - 360)^3}{12} + \delta(D + Y - 360) \left(\frac{D + Y + 360}{2} - x_n \right)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

-400 > Yの場合

$$S_e = -\frac{b - \delta}{2}x_n^2 + \frac{b - \delta}{2}((D + Y) - x_n)^2$$

$$+n \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D + g_i}{2} - x_n \right) \right\} + (n - 1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D - g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= [(b - \delta)(D + Y)^2 + \{(4n - 2)D + g_1 + g_2\}a_t]/2 - \{(b - \delta)(D + Y) + (4n - 2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) + (4n - 2)a_t$$

$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + \{(4n - 2)D + g_1 + g_2\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

区間Ⅲの試験体の場合

-70 < Y ≤ 0 の場合

$$S_e = -\frac{b - \delta}{2}x_n^2 + \frac{b - \delta}{2}((D + Y) - x_n)^2$$

$$-\frac{\delta}{2}(x_n - 160)^2 + \frac{\delta}{2}((D - 400) - x_n)^2$$

$$+(n - 1) \sum \left\{ a_{ti} \left(\frac{D + g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$+(n - 1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D - g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta\{(D - 400)^2 - 160^2\} + (4n - 4)Da_t]/2$$

$$- \{(b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 4)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 4)a_t$$

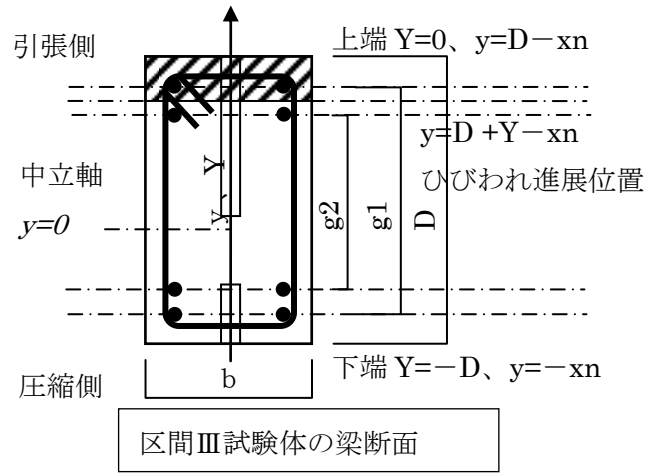
$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta\{(D - 400)^2 - 160^2\} + (4n - 4)Da_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{(200)^3\delta}{12} + 200\delta(x_n - 260)^2$$

$$I_{stn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$



-120 < Y ≤ -70の場合

$$\begin{aligned}
 S_e &= -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 + \frac{b-\delta}{2}((D+Y)-x_n)^2 - \frac{\delta}{2}(x_n-160)^2 + \frac{\delta}{2}((D-400)-x_n)^2 \\
 &+ na_{t1}\left(\frac{D+g_1}{2}-x_n\right) + (n-1)a_{t2}\left(\frac{D+g_2}{2}-x_n\right) + (n-1)\sum\left\{a_{ci}\left(\frac{D-g_i}{2}-x_n\right)\right\} \\
 &= \frac{b-\delta}{2}(D+Y)^2 + \frac{\delta}{2}((D-400)^2-160^2) - \{(b-\delta)(D+Y) - \delta(D-560)\}x_n \\
 &+ \left\{\frac{(4n-3)D+g_1}{2}\right\}a_t - (4n-3)a_t x_n \\
 &= [(b-\delta)(D+Y)^2 + \delta\{(D-400)^2-160^2\} + \{(4n-3)D+g_1\}a_t]/2 \\
 &- \{(b-\delta)(D+Y) + \delta(D-560) + (4n-3)a_t\}x_n
 \end{aligned}$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b-\delta)(D+Y) + \delta(D-560) + (4n-3)a_t$$

$$B = [(b-\delta)(D+Y)^2 + \delta\{(D-400)^2-160^2\} + \{(4n-3)D+g_1\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b-\delta)(D+Y)^3}{12} + (b-\delta)(D+Y)\left(\frac{(D+Y)}{2}-x_n\right)^2 + \frac{(200)^3\delta}{12} + 200\delta(260-x_n)^2$$

$$I_{stn} = \left\{na_t\left(\frac{D+g_1}{2}-x_n\right)^2 + (n-1)\left(\frac{D+g_2}{2}-x_n\right)^2\right\}$$

$$I_{scn} = (n-1)a_t\left\{\left(\frac{D-g_1}{2}-x_n\right)^2 + \left(\frac{D-g_2}{2}-x_n\right)^2\right\}$$

-360 < Y ≤ -120の場合

$$\begin{aligned}
 S_e &= -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 + \frac{b-\delta}{2}((D+Y)-x_n)^2 - \frac{\delta}{2}(x_n-160)^2 + \frac{\delta}{2}((D-400)-x_n)^2 \\
 &+ na_{t1}\left(\frac{D+g_1}{2}-x_n\right) + na_{t2}\left(\frac{D+g_2}{2}-x_n\right) + (n-1)\sum\left\{a_{ci}\left(\frac{D-g_i}{2}-x_n\right)\right\} \\
 &= \frac{b-\delta}{2}(D+Y)^2 + \frac{\delta}{2}((D-400)^2-160^2) - \{(b-\delta)(D+Y) - \delta(D-560)\}x_n \\
 &+ \left\{\frac{(4n-2)D+(g_1+g_2)}{2}\right\}a_t - (4n-2)a_t x_n \\
 &= [(b-\delta)(D+Y)^2 + \delta\{(D-400)^2-160^2\} + \{(4n-2)D+(g_1+g_2)\}a_t]/2 \\
 &- \{(b-\delta)(D+Y) - \delta(D-560) + (4n-2)a_t\}x_n
 \end{aligned}$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) - \delta(D - 560) + (4n - 2)a_t$$

$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta((D - 400)^2 - 160^2) + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2$$

$$360 - x_n = (360A - B)/A$$

$$360A - B = 360\{(b - \delta)(D + Y) - \delta(D - 560) + (4n - 2)a_t\}$$

$$-[(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta((D - 400)^2 - 160^2) + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{(200)^3 \delta}{12} + 200\delta(260 - x_n)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

-400 < Y ≤ -360の場合

$$S_e = -\frac{b - \delta}{2}x_n^2 + \frac{b - \delta}{2}((D + Y) - x_n)^2 - \frac{\delta}{2}(x_n - 160)^2 + \frac{\delta}{2}((D - 400) - x_n)^2$$

$$+ na_{t1} \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + na_{t2} \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) + (n - 1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D - g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= \frac{b - \delta}{2}(D + Y)^2 + \frac{\delta}{2}((D - 400)^2 - 160^2) - \{(b - \delta)(D + Y) - \delta(D - 560)\}x_n$$

$$+ \left\{ \frac{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)}{2} \right\} a_t - (4n - 2)a_t x_n$$

$$= [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta((D - 400)^2 - 160^2) + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2$$

$$- \{(b - \delta)(D + Y) - \delta(D - 560) + (4n - 2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) - \delta(D - 560) + (4n - 2)a_t$$

$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta((D - 400)^2 - 160^2) + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{(200)^3 \delta}{12} + 200\delta(260 - x_n)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

Y ≤ -400の場合

$$S_e = -\frac{b-\delta}{2}x_n^2 + \frac{b}{2}((D+Y)-x_n)^2 - \frac{\delta}{2}(x_n-160)^2$$

$$+na_{t1}\left(\frac{D+g_1}{2}-x_n\right) + na_{t2}\left(\frac{D+g_2}{2}-x_n\right) + (n-1)\sum\left\{a_{ci}\left(\frac{D-g_i}{2}-x_n\right)\right\}$$

$$=[b(D+Y)^2 - 160^2\delta + \{(4n-2)D + (g_1+g_2)\}a_t]/2$$

$$-\{b(D+Y) - 160\delta + (4n-2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = b(D+Y) - 160\delta + (4n-2)a_t$$

$$B = [b(D+Y)^2 - 160^2\delta + \{(4n-2)D + (g_1+g_2)\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b-\delta)(D+Y)^3}{12} + (b-\delta)(D+Y)\left(\frac{(D+Y)}{2}-x_n\right)^2$$

$$+ \frac{(D+Y-160)^3\delta}{12} + (D+Y-160)\delta\left(\frac{D+Y+160}{2}-x_n\right)$$

$$I_{stn} = na_t\left\{\left(\frac{D+g_1}{2}-x_n\right)^2 + \left(\frac{D+g_2}{2}-x_n\right)^2\right\}$$

$$I_{scn} = (n-1)a_t\left\{\left(\frac{D-g_1}{2}-x_n\right)^2 + \left(\frac{D-g_2}{2}-x_n\right)^2\right\}$$

区間IVの試験体の場合

$0 \geq Y > -70$ の場合

$$S_e = -\frac{b}{2}x_n^2 + \frac{b-\delta}{2}((D+Y)-x_n)^2$$

$$+ \frac{\delta}{2}(x_n-160)^2$$

$$+(n-1)\sum\left\{a_{ti}\left(\frac{D+g_i}{2}-x_n\right)\right\}$$

$$+(n-1)\sum\left\{a_{ci}\left(\frac{D-g_i}{2}-x_n\right)\right\}$$

$$=\{(b-\delta)(D+Y)^2 + 160^2\delta + (4n-4)Da_t\}/2$$

$$-\{(b-\delta)(D+Y) + 160\delta + (4n-4)a_t\}x_n$$

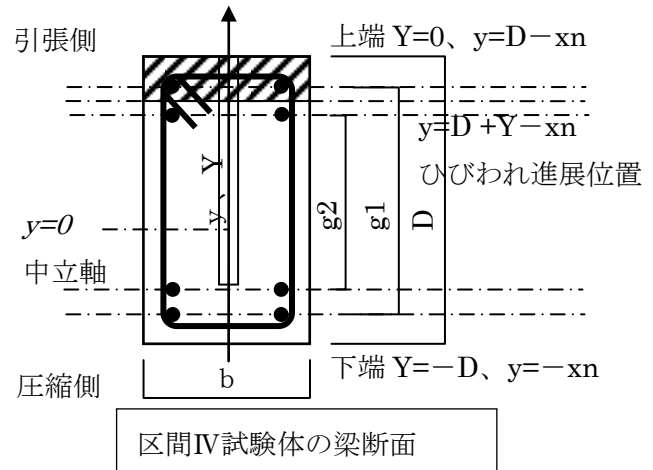
断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b-\delta)(D+Y) + 160\delta + (4n-4)a_t$$

$$B = \{(b-\delta)(D+Y)^2 + 160^2\delta + (4n-4)Da_t\}/2$$



$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{(160)^3 \delta}{12} + 160\delta(x_n - 80)^2$$

$$I_{stn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$-70 \geq Y > -120$ の場合

$$S_e = -\frac{b}{2}x_n^2 + \frac{b - \delta}{2}(D + Y - x_n)^2 + \frac{\delta}{2}(x_n - 160)^2$$

$$+na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) + (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta 160^2 + \{(4n - 3)D + g_1\}a_t]/2 - \{(b - \delta)(D + Y) + 160\delta + (4n - 3)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) + 160\delta + (4n - 3)a_t$$

$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + \delta 160^2 + \{(4n - 3)D + g_1\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{(160)^3 \delta}{12} + 160\delta(x_n - 80)^2$$

$$I_{stn} = a_t \left\{ n \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + (n - 1) \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$-120 \geq Y > -600$ の場合

$$S_e = -\frac{b}{2}x_n^2 + \frac{b - \delta}{2}(D + Y - x_n)^2 + \frac{\delta}{2}(x_n - 160)^2$$

$$+na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) \right\} + (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right) + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= [(b - \delta)(D + Y)^2 + 160^2\delta + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2 - \{(b - \delta)(D + Y) + 160\delta + (4n - 2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = (b - \delta)(D + Y) + 160\delta + (4n - 2)a_t$$

$$B = [(b - \delta)(D + Y)^2 + 160^2\delta + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{(160)^3 \delta}{12} + 160\delta(x_n - 80)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

-600 \geq Yの場合

$$S_e = -\frac{b}{2}x_n^2 + \frac{b}{2}((D + Y) - x_n)^2$$

$$+ na_{t1} \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right) + na_{t2} \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right) + (n - 1) \sum \left\{ a_{ci} \left(\frac{D - g_i}{2} - x_n \right) \right\}$$

$$= [b(D + Y)^2 + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2 - \{b(D + Y) + (4n - 2)a_t\}x_n$$

断面合力の釣合より

$$S_e = B - Ax_n = 0$$

$$x_n = B/A$$

$$A = b(D + Y) + (4n - 2)a_t$$

$$B = [b(D + Y)^2 + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t]/2$$

$$I_e = I_c + I_{stn} + I_{scn}$$

$$I_c = \frac{b(D + Y)^3}{12} + b(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2$$

$$I_{stn} = na_t \left\{ \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

$$I_{scn} = (n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$$

計算式表

計算の便を図るため、次の表に、以上の計算式を試験体ごとにまとめた。
ただし、記号の意味は上記の初頭の文中に示してある。

区間 I 試験体

Y	$0 \geq Y > -70$	$-70 \geq Y > -120$	$-120 \geq Y > -200$
A =	$b(D + Y) - 560\delta$ $+ (4n - 4)a_t$	$b(D + Y) - 560\delta$ $+ (4n - 2)a_t$	$b(D + Y) - 560\delta$ $+ 4na_t$
B =	$\left\{ \frac{b(D + Y)^2 - 560^2\delta}{2} \right.$ $\left. + (4n - 4)a_t D \right\}$	$\left\{ \frac{b(D + Y)^2 - 560^2\delta}{2} \right.$ $\left. + (4n - 2)Da_t + (g_1 + g_2)a_t \right\}$	$\left\{ \frac{b(D + Y)^2 - 560^2\delta}{2} \right.$ $\left. + 4nDa_t \right\}$
I _c =	$\frac{b(D + Y)^3}{12} + b(D + Y) \left(\frac{D + Y}{2} - x_n \right)^2 - \left\{ \frac{560^3\delta}{12} + 560\delta(x_n - 280)^2 \right\}$		
I _{stn} =	$(n - 1)a_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2$ $+ (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$	$na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2$ $+ (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$	$na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2$ $+ na_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$
I _{scn} =	$(n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$		
Y	$-200 \geq Y$		
A =	$(b - \delta)(D + Y) + 4na_t$		
B =	$\frac{(b - \delta)(D + Y)^2 + 4Dna_t}{2}$		
I _c =	$\frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(x_n - \frac{(D + Y)}{2} \right)^2$		
I _{stn} =	同上右端		
I _{cscn} =	同上		

区間Ⅱ試験体

Y	$0 \geq Y > -70$	$-70 \geq Y > -120$	$-120 \geq Y > -200$
A =	$(b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + 4(n - 1)a_t$	$(b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 3)a_t$	$(b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 2)a_t$
B =	$\frac{\begin{bmatrix} (b - \delta)(D + Y)^2 \\ + \delta\{(D - 200)^2 - 360^2\} \\ + 4(n - 1)a_t D \end{bmatrix}}{2}$	$\frac{\begin{bmatrix} (b - \delta)(D + Y)^2 \\ + \delta\{(D - 200)^2 - 360^2\} \\ + \{(4n - 3)D + g_1\}a_t \end{bmatrix}}{2}$	$\frac{\begin{bmatrix} b(D + Y)^2 - 360^2\delta \\ + \{(4n - 2)D + g_1 + g_2\}a_t \end{bmatrix}}{2}$
$I_c =$	$\frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{200^3\delta}{12} + 200\delta(460 - x_n)^2$		
$I_{stn} =$	$(n - 1)a_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$	$na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$	$na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2 + na_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$
$I_{scn} =$	$(n - 1)a_t \left\{ \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2 + \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2 \right\}$		
Y	$-200 \geq Y > -400$		$-400 > Y$
A =	$b(D + Y) - 360\delta + (4n - 2)a_t$		$(b - \delta)(D + Y) + (4n - 2)a_t$
B =	$\frac{b(D + Y)^2 + (4n - 4)Da_t}{2}$		$\frac{\begin{bmatrix} (b - \delta)(D + Y)^2 \\ + \{(4n - 2)D + g_1 + g_2\}a_t \end{bmatrix}}{2}$
$I_c =$	$\frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2 + \frac{\delta(D + Y - 360)^3}{12} + \delta(D + Y - 360) \left(\frac{D + Y + 360}{2} - x_n \right)^2$		$\frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \times \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2$
$I_{stn} =$	同上右端		
$I_{scn} =$	同上		

区間Ⅲ試験体

Y	$0 \geq Y > -70$	$-70 \geq Y > -120$	$-120 \geq Y > -200$
A =	$(b - \delta)(D + Y) + \delta(D - 560) + (4n - 4)a_t$	$b(D + Y) - 560\delta + (4n - 2)a_t$	$b(D + Y) - 560\delta + 4na_t$
B =	$\frac{\left[\begin{array}{l} (b - \delta)(D + Y)^2 \\ + \delta\{(D - 400)^2 - 160^2\} \\ + (4n - 4)Da_t \end{array} \right]}{2}$	$\frac{\left\{ \begin{array}{l} b(D + Y)^2 - 560^2\delta \\ + (4n - 2)Da_t + (g_1 + g_2)a_t \end{array} \right\}}{2}$	$\frac{\left\{ \begin{array}{l} b(D + Y)^2 - 560^2\delta \\ + 4nDa_t \end{array} \right\}}{2}$
$I_c =$	$\frac{b(D + Y)^3}{12} + b(D + Y)\left(\frac{D + Y}{2} - x_n\right)^2 - \left\{ \begin{array}{l} \frac{560^3\delta}{12} \\ + 560\delta(x_n - 280)^2 \end{array} \right\}$	同左	同左
$I_{stn} =$	$(n - 1)a_t\left(\frac{D + g_1}{2} - x_n\right)^2 + (n - 1)a_t\left(\frac{D + g_2}{2} - x_n\right)^2$	$na_t\left(\frac{D + g_1}{2} - x_n\right)^2 + (n - 1)a_t\left(\frac{D + g_2}{2} - x_n\right)^2$	$na_t\left(\frac{D + g_1}{2} - x_n\right)^2 + (n - 1)a_t\left(\frac{D + g_2}{2} - x_n\right)^2$
$I_{scn} =$	$(n - 1)a_t\left(\frac{D - g_1}{2} - x_n\right)^2 + (n - 1)a_t\left(\frac{D - g_2}{2} - x_n\right)^2$	同左	同左
Y	$-200 \geq Y$		
A =	$(b - \delta)(D + Y) + 4na_t$		
B =	$\frac{b(D + Y)^2 + (4n - 4)Da_t}{2}$		
$I_c =$	$\frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)(D + Y) \times \left(x_n - \frac{(D + Y)}{2}\right)^2$		
$I_{stn} =$	同右上		
$I_{scn} =$	同右上		

区間IV試験体

Y	$0 \geq Y > -70$	$-70 \geq Y > -120$	$-120 \geq Y > -600$
A =	$(b - \delta)(D + Y) + 160\delta$ $+ (4n - 4)a_t$	$(b - \delta)(D + Y) + 160\delta$ $+ (4n - 3)a_t$	$(b - \delta)(D + Y) + 160\delta$ $+ (4n - 2)a_t$
B =	$\left\{ \frac{(b - \delta)(D + Y)^2 + 160^2\delta}{2} + (4n - 4)Da_t \right\}$	$\left[\frac{(b - \delta)(D + Y)^2 + 160^2\delta}{2} + \{(4n - 3)D + g_1\}a_t \right]$	$\left[\frac{(b - \delta)(D + Y)^2 + 160^2\delta}{2} + \{(4n - 2)D + g_1 + g_2\}a_t \right]$
$I_c =$	$\frac{(b - \delta)(D + Y)^3}{12} + (b - \delta)$ $\times (D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2$ $+ \frac{(160)^3\delta}{12} + 160\delta(x_n - 80)^2$	同左	同左
$I_{stn} =$	$(n - 1)a_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2$ $+ (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$	$na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2$ $+ (n - 1)a_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$	$na_t \left(\frac{D + g_1}{2} - x_n \right)^2$ $+ na_t \left(\frac{D + g_2}{2} - x_n \right)^2$
$I_{scn} =$	$(n - 1)a_t \left(\frac{D - g_1}{2} - x_n \right)^2$ $+ (n - 1)a_t \left(\frac{D - g_2}{2} - x_n \right)^2$	同左	同左
Y	$-600 \geq Y$		
A =	$b(D + Y)$ $+ (4n - 2)a_t$		
B =	$\left[\frac{b(D + Y)^2}{2} + \{(4n - 2)D + (g_1 + g_2)\}a_t \right]$		
$I_c =$	$\frac{b(D + Y)^3}{12}$ $+ b(D + Y) \left(\frac{(D + Y)}{2} - x_n \right)^2$		
$I_{stn} =$	同右上		
$I_{scn} =$	同右上		

ひびわれの進展に関しては区間Ⅰ試験体のひびわれ強度は有効引張強度を採用し、他の試験体は割裂強度を採用する。付着の縁を切った区間の曲げ応力度も逐次、計算する必要がある。

表 5.3.1 には、各試験体のコンクリートの力学的性質を示す。

表 5.3.1 コンクリートの力学的性質 (N/mm²)

試験体	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	有効引張強度
梁幅220区間Ⅰ	23.6	2.28	2.42×10^4	1.39
梁幅220区間Ⅱ				
梁幅220区間Ⅲ	26.8	2.59	2.86×10^4	1.58
梁幅220区間Ⅳ				

5.3.2 区間限定試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max}

アンカー筋の付着長さを 200 mm ずつ 3 区間とって、末端は 160 mm の短い区間にだけにして、それぞれ他の区間はコンクリートとの付着を絶縁した 4 体の試験体の引き抜き試験を行った。それぞれ区間中央の鉄筋軸応力度を実験値によって求め、○・○に述べた境界条件仮定によって、中間の軸応力度の近似値を鉄筋位置の連続関数として求めた。その結果、付着応力度 τ は自動的に連続関数として定まった。また対象とする鉄筋位置の変位と、同一高さの梁中央コンクリート側面位置の変位とのギャップをすべり S と定義すると、任意の位置の付着 (τ)—すべり (S) 関係が適切に評価され、任意の位置の付着破壊とそのときの付着耐力が 5.2.1 から 5.2.4 に述べるように特定できた。

図 5.3.1-a および b、から図 5.3.4-a および b に、各試験体の付着区間の上端、中段および下端の鉄筋位置における、付着応力度 (τ)—すべり (S) 関係および付着応力度 (τ)—曲げ応力度 ($c\sigma$) 関係を示す。

図中に示したマークは次の点を意味する。

□印はすべりに制限を与えない場合の最大付着応力度点。

◇印はすべりを 1 mm 以下に制限した場合の最大付着応力度点。

△印はすべりを 0.25 mm 以下に制限した場合の最大付着応力度点。

*印は曲げ引張応力度をコンクリートの有効引張強度以下に制限した場合の最大付着応力度点。有効引張強度については、5.4.1 に述べた。

○印はすべりを 0.25 mm 以下に制限すると同時に、曲げ引張応力度をコンクリートの有効引張強度以下に制限した場合の最大付着応力度点。

これらの図は、EXCEL の VBA ソフトを組んで自動的に描かれており、上記の上方のマークは下方のマークと同じ位置に来ると、下方のマークにオーバーライトされるように、プログラムされた。

表 2. 2 には、上記 5 種類の制限下における、最大付着応力度到達時の値 τ_{max} 、およびその時のすべり S 、曲げ応力度 $c\sigma$ および荷重 σ_0 を示す。

図 5.3.1-a および b、から図 5.3.4-a および b の、各鉄筋位置の図の上方には τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ および σ_0 を記してあり、これらは、 $S \leq 0.25 \text{ mm}$ と $c\sigma \leq 0.611\sigma_t$ の制限をかけた時の、すなわち図中で○印を付けた最大付着応力度点のデータである。

表 5.3.2 各種制限下の τ_{max} 、S、 $c\sigma$ および σ_0

試験体		区間 I			区間 II			区間 III			区間 IV		
鉄筋位置		0	-100	-200	-200	-300	-400	-400	-500	-600	-600	-680	-760
□	τ_{max}	3.4	7.3	16.1	8.5	11.5	18.4	10.4	13.0	17.6	8.4	14.5	25.4
	S	0.09	1.03	0.47	0.16	1.42	1.07	0.34	0.42	0.52	0.10	0.76	1.12
	$c\sigma$	0.88	9.9	7.41	0.91	8.74	5.4	4.64	1.59	-1.98	-1.06	-2.52	-4.17
	σ_0	147	305	291	290	480	479	488	543	540	221	486	475
◇	τ_{max}	3.4	7.3	16.1	8.5	10.7	16.3	10.4	13.0	17.6	8.4	14.5	25.0
	S	0.09	0.92	0.47	0.16	0.62	0.56	0.34	0.42	0.52	0.10	0.76	0.97
	$c\sigma$	0.88	9.87	7.41	0.91	8.18	5.07	4.64	1.59	-1.98	-1.06	-2.52	-4.21
	σ_0	147	304	291	290	449	449	488	543	540	221	486	480
△	τ_{max}	3.4	6.8	15.1	8.5	9.7	14.4	10.1	12.6	16.7	8.4	13.2	21.2
	S	0.09	0.24	0.23	0.16	0.24	0.25	0.23	0.24	0.24	0.10	0.25	0.25
	$c\sigma$	0.88	9.26	7.24	0.91	7.36	4.73	-0.08	1.54	-1.98	-1.06	-2.29	-4.02
	σ_0	147	286	284	290	404	420	389	526	538	221	440	458
*	τ_{max}	3.4	6.5	12.0	8.5	9.3	12.6	10.1	12.9	17.6	8.4	14.5	25.4
	S	0.09	0.13	0.08	0.16	0.19	0.13	0.23	0.57	0.52	0.10	0.76	1.12
	$c\sigma$	0.88	1.17	0.72	0.91	0.52	-0.18	-0.08	1.58	-1.98	-1.06	-2.52	-4.17
	σ_0	147	270	269	290	388	388	389	542	540	221	486	475
○	τ_{max}	3.4	6.5	12.0	8.5	9.3	12.6	10.1	12.6	16.7	8.4	13.2	21.2
	S	0.09	0.13	0.08	0.16	0.19	0.13	0.23	0.24	0.24	0.10	0.25	0.25
	$c\sigma$	0.88	1.17	0.72	0.91	0.52	-0.18	-0.08	1.54	-1.98	-1.06	-2.29	-4.02
	σ_0	147	270	269	290	388	388	389	526	538	221	440	458
索引	τ_{max}	最大付着応力度 N/mm ²			□はS無制限	◇はSを1mm以下に制限	△はS 0.25mm以下に制限	*は $c\sigma$ を有効引張強度以下に制限	○は前2者を両方制限	は有効引張強度を超えている			
	S	すべり mm											
	$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm ²											
	σ_0	荷重 N/mm ²											

区間 I 試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD685 で梁幅 220 mm、付着区間が梁上端から下方へ 200 mm の区間 I 試験体について、 τ - S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を、図 5.3.1-a および b に示した。

鉄筋位置が 0 の τ - S 関係をみると、どの制限においても最大付着応力度点は 1 つであり、マークは全て重なって○印だけが残された。すなわち○印の点で付着破壊が生じて、それ以降付着強度は低下したので、付着耐力が示されたことになる。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.3.2 の、区間 I 試験体の鉄筋位置 0 の欄の値を採用する。5 種類の制限別の数値は全て同じ値を示している。図 5.3.2-b の τ - $c\sigma$ 関係をみると、付着耐力を示す○印の点の曲げ応力度は 0.88N/mm^2 であり、コンクリートの有効引張強度 1.39N/mm^2 (表 5.3.1 参照) よりも小さい (従って*印はオーバーライトされた)。

本実験でのこのような付着破壊は、5.2.1 で破壊モード 1 と名付けた。すなわち、 τ - S 関係で最大付着応力度点が 1 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係でそのときの曲げ応力度が有効引張強度を超えないモードである。

鉄筋位置が-100 の τ - S 関係をみると、○印の付着応力度より△印の方が若干大きいだけで近接しているが、 τ - $c\sigma$ 関係をみると、両者は離れている。△印の曲げ応力度は有効引張強度を大きく超えているが、すべりは 0.25mm 以下である。すなわち、付着破壊は△印で生じ、そのとき、 τ - $c\sigma$ 関係の計算上の曲げ応力度が有効引張強度を超えても、付着耐力が維持されたので、有効引張強度も維持されたとする。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 2. 2 (△印の欄) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.39N/mm^2 とする。

本実験でのこのような付着破壊を、5.2.1 で破壊モード 2 と名付けた。すなわち、 τ - S 関係で最大付着応力度点が近接して 2 つあり、 τ - $c\sigma$ 関係で 2 者に対応する曲げ応力度が有効引張強度を超えない点と超えた点に大きく分かれるモードである。破壊モードが 5.2.1 の定義と少し異なるのは、すべりが 1mm 近くまで増大した時に付着耐力が多少上昇したことである。しかし、 τ - S 関係の剛性が非常に低下したので、後に解析する付着耐力とはしない。この付着破壊を破壊モード 2. 1 と名付ける。

鉄筋位置が-200 の τ - S 関係をみると、○印の付着応力度より△印の付着応力度の方がかなり大きい。しかし、 τ - $c\sigma$ 関係をみると、○印の曲げ応力度は有効引張強度より小さい段階にとどまっているが、その直後に曲げ応力度は不連続に増大して有効引張強度を超えた。しかし付着耐力は、 τ - S 関係の剛性があまり低下しないで、再び上昇した (△印と◇印) ので、有効引張強度も維持されたとする。その後、曲げ応力度の示すコンクリートの引張歪は増加が停止して、付着耐力は◇印まで上がった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.3.2 (◇印の欄) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.39N/mm^2 とする。

本実験でのこのような付着破壊は、5.2.1 で名付けた破壊モード 3 と似ている。すなわち、 τ - S 関係で最大付着応力度点が大小あり、 τ - $c\sigma$ 関係で 2 者に対応する曲げ応力度が有効引張強度を超えない点と超えた点に大きく分かれる破壊モードである。破壊モードが 5.2.1 の定義と少し異なるのは、すべりが 1mm 近くまで増大した時に付着耐力が多少上昇したことである。この付着破壊を破壊モード 3. 1 と名付ける。

ここで、鉄筋位置が-200 までの曲げ応力度は引張であり、すべりを 0.25mm 以下に制限した場合 (△印) の表 5.3.2 の荷重の欄を見ると、鉄筋位置が 0 から-100 まで下方に下がると、付着破壊時の荷重 σ_0 が 147

N/mm²から 286 N/mm²に上昇している。しかし、-200 の鉄筋位置では、 σ_0 が 284 N/mm²に減少している。付着破壊は梁の上端から下方へ進行するのが正しいという考えからも、上述のように、-200 の位置の付着破壊は◇印の荷重欄の 291N/mm²で起きたとするのが妥当である。

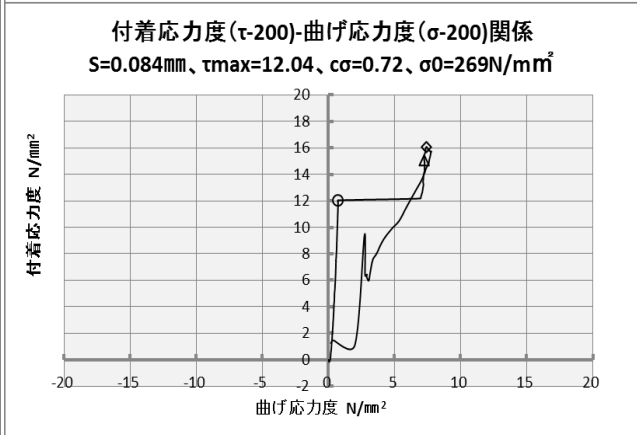
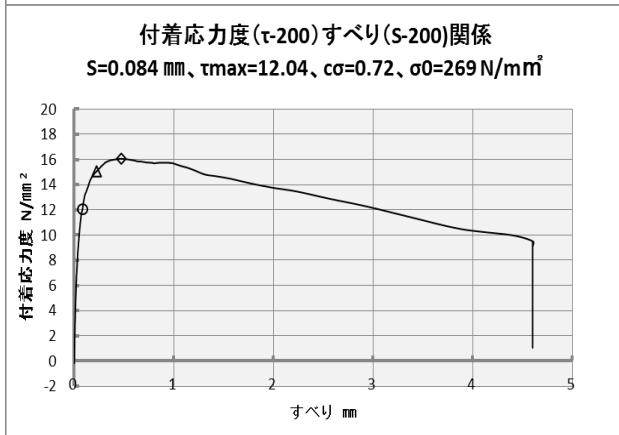
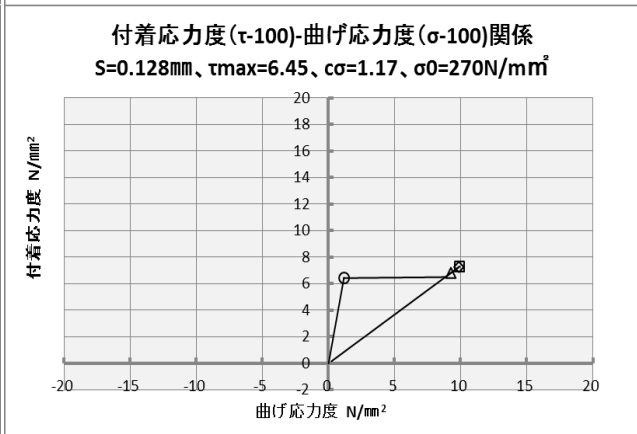
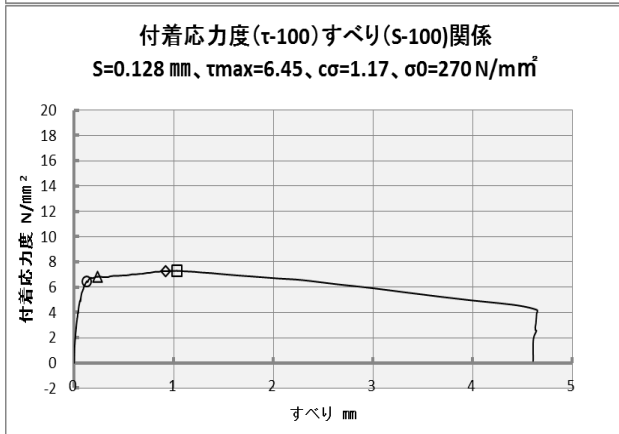
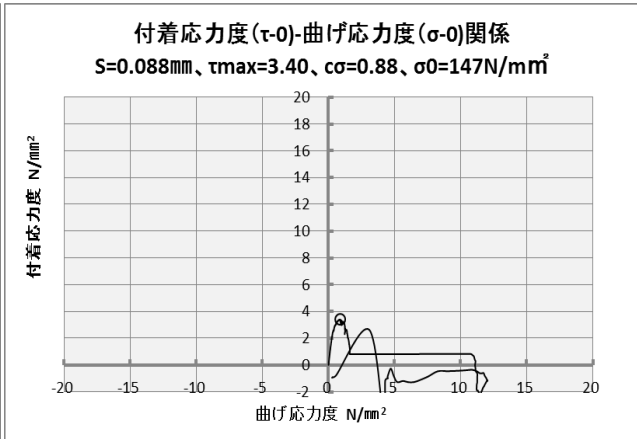
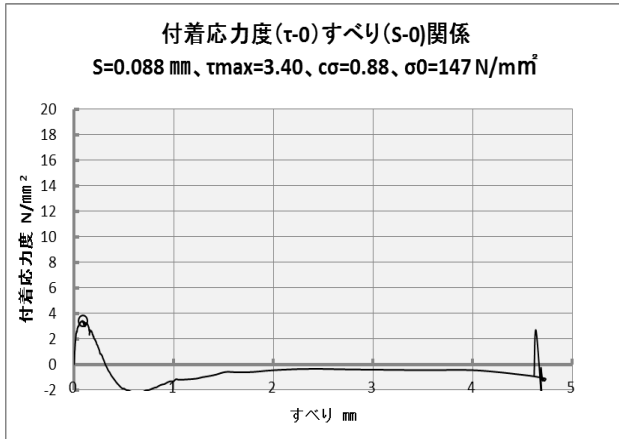


図 5.3.1-a 区間 I 試験体の τ - S 関係

図 5.3.1-b 区間 I 試験体の τ - $c\sigma$ 関係

区間Ⅱ試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD685 で梁幅 220 mm、付着区間が梁上端から下方へ 200 mm から 400 mm の、区間Ⅱ試験体について、 τ - S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を、図 5.3.2-a および b に示した。

-200 の鉄筋位置の付着破壊は、破壊モード 1 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.3.2 (○印) の値を採用する。

-300 の鉄筋位置の付着破壊は、5.3.2 に述べた破壊モード 2. 1 であった (△印)。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.3.2 (△印の欄) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.39N/mm^2 とする。大きなすべり (◇印 0.6 mm および □印 1.42 mm) で最大付着応力度が得られているが、 τ - S 関係の剛性低下がかなり進んだ後であるので、これらは付着耐力とはしない。

-400 の鉄筋位置の付着破壊は、5.3.2 に述べた破壊モード 3. 1 に似ている (□印)。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.3.2 (□印の欄) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.39N/mm^2 とする。

この破壊点では、大きなすべり (□印 1.07 mm) で最大付着応力度が得られ、直後に耐力低下している。それまで、 τ - S 関係の剛性低下は破壊モード 3. 1 の場合と比較して中程度で、 τ - $c\sigma$ 関係の曲げ応力度は小規模の増加 (表 5.3.2 の 4.73、5.07、5.4 N/mm^2) に過ぎないので、途中の有効引張強度は維持され付着破壊は軽度であった、と考える。

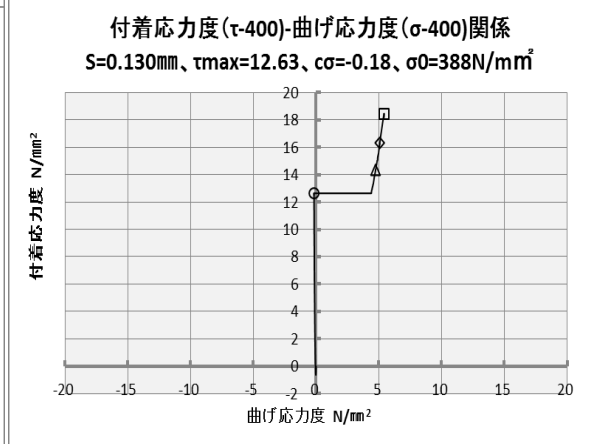
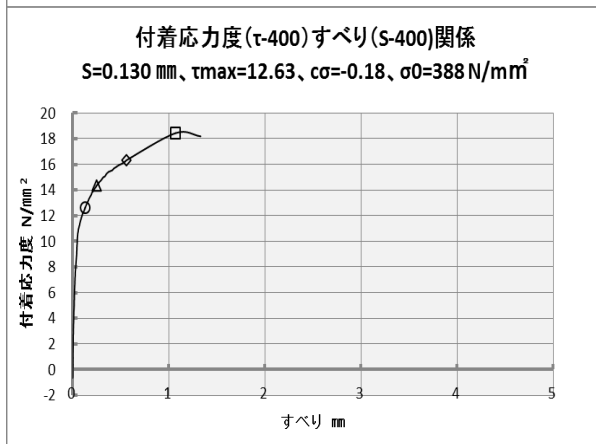
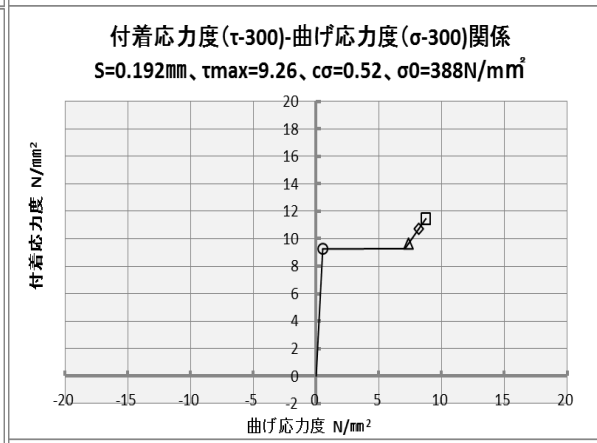
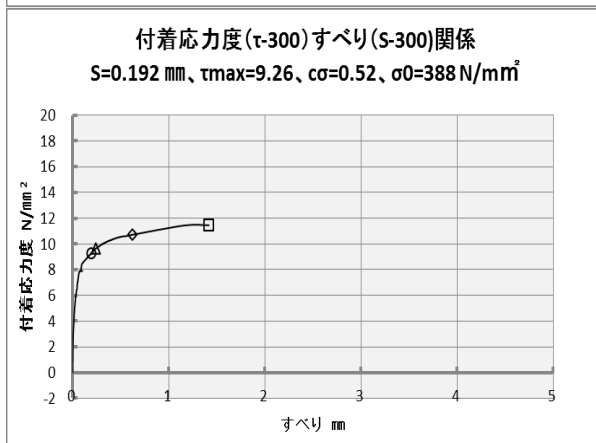
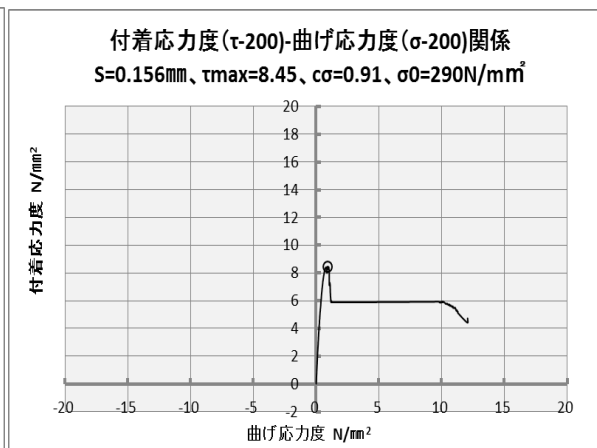
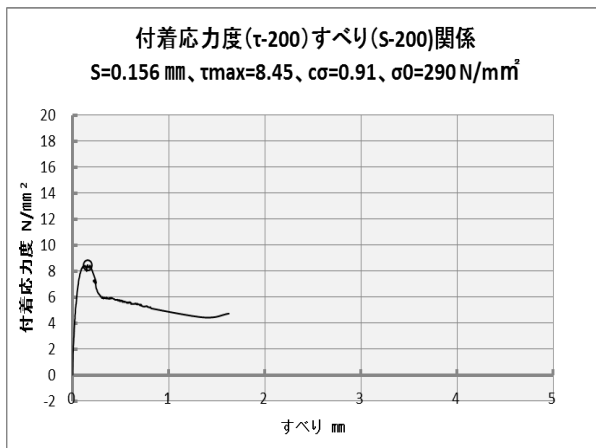


図 5.3.2-a 区間Ⅱ試験体の τ -S 関係

図 5.3.2-b 区間Ⅱ試験体の τ - $c\sigma$ 関係

区間Ⅲ試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD685 で梁幅 220 mm、付着区間が梁上端から下方へ 400 mmから 600 mmの、区間Ⅲ試験体について、 τ - S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を、図 5.3.3-a および b に示した。

-400 の鉄筋位置の付着破壊は、破壊モード 2 であった。 τ_{max} 、 S 、 σ_0 は表 5.3.2 (◇印) の値を採用し、 $c\sigma$ は 1.39N/mm^2 とする。

-500 の鉄筋位置の付着破壊は、5.2.1 に述べた破壊モード 5 に似ている。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.3.2 (○印) の値を採用する。大きなすべり (◇印 0.42 mm および *印 0.57 mm) で最大付着応力度が得られているが、 τ - S 関係の剛性低下がかなり進んだ後であるので、これらは付着耐力とはしない。

-600 の鉄筋位置の付着破壊は、5.2.1 に述べた破壊モード 4 であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.3.2 (*印) の値を採用する。

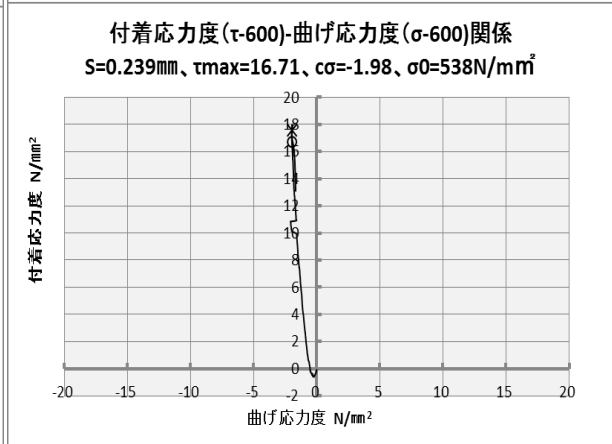
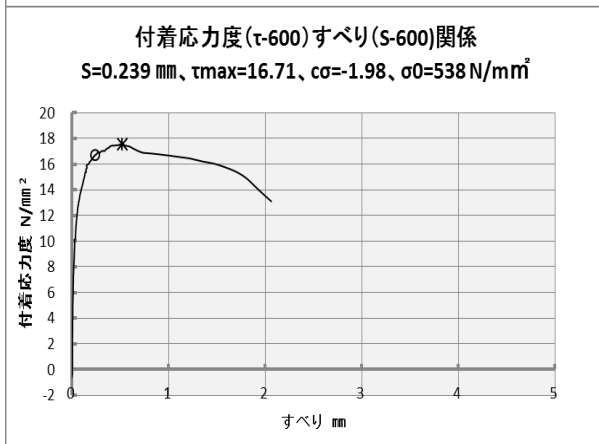
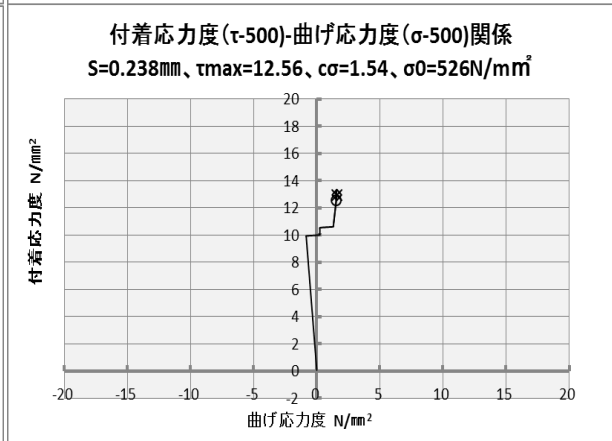
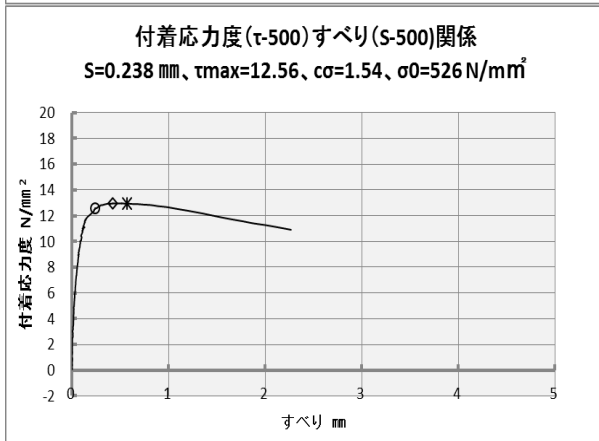
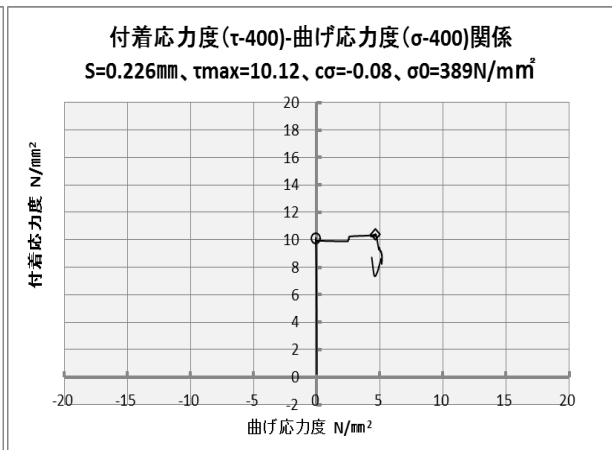
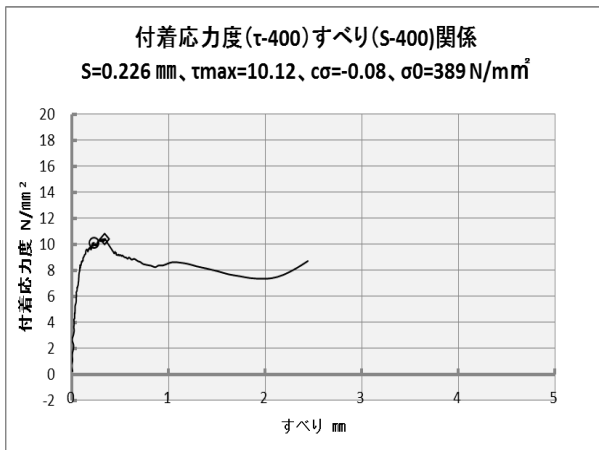


図 5.3.3-a 区間Ⅲ試験体の τ -S 関係

図 5.3.3-b 区間Ⅲ試験体の τ - $c\sigma$ 関係

区間IV試験体の付着破壊と付着耐力 τ_{max}

アンカー筋が SD685 で梁幅 220 mm、付着区間が梁上端から下方へ 600 mmから 760 mmの、区間IV試験体について、 τ - S 関係および τ - $c\sigma$ 関係を、図 5.3.4-a および b に示した。

-600 の鉄筋位置の付着破壊は、破壊モード4であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.3.2 (○印) の値を採用する。

-680 と-760 の鉄筋位置の付着破壊は、5.2.1 に述べた破壊モード4であった。 τ_{max} 、 S 、 $c\sigma$ 、 σ_0 は表 5.3.2 (*印) の値を採用する。

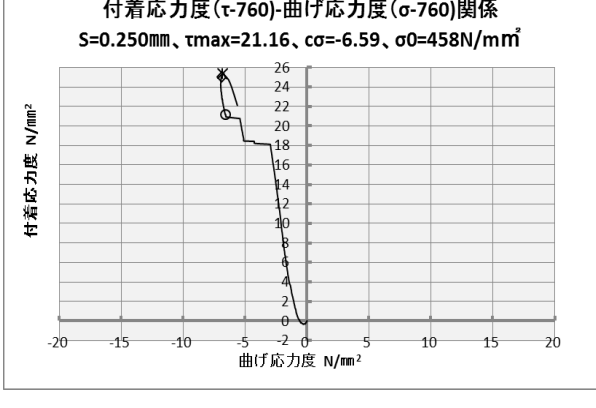
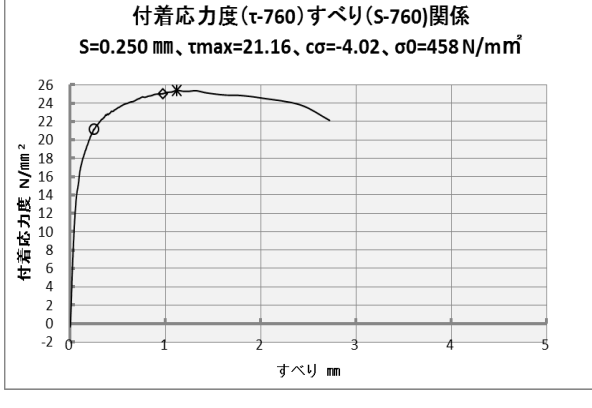
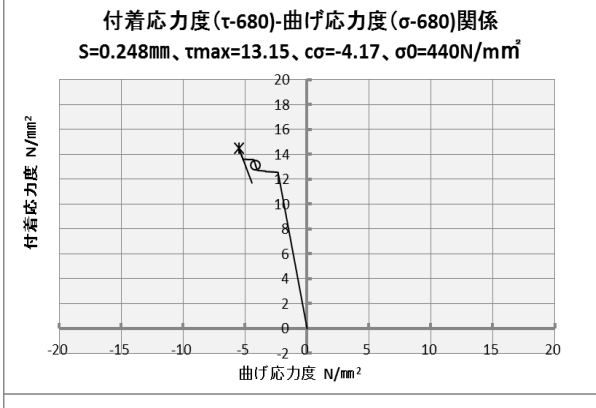
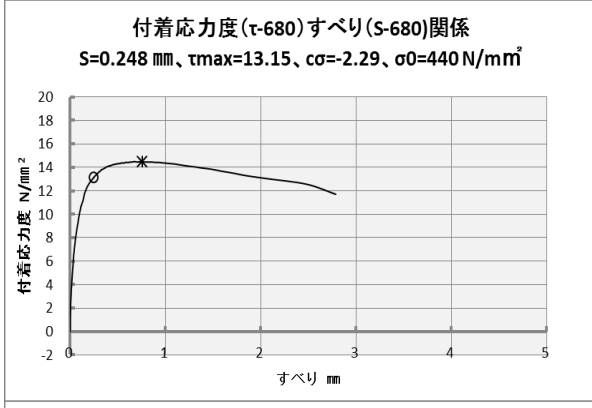
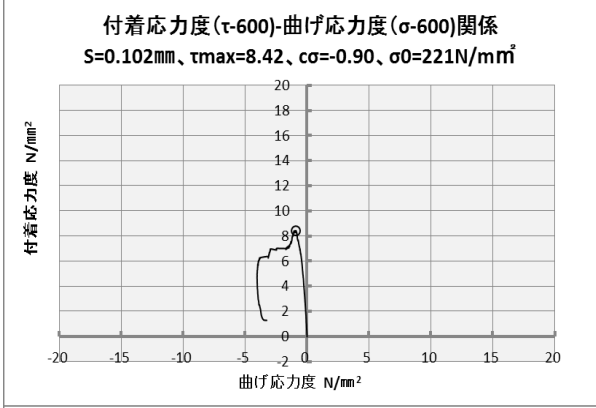
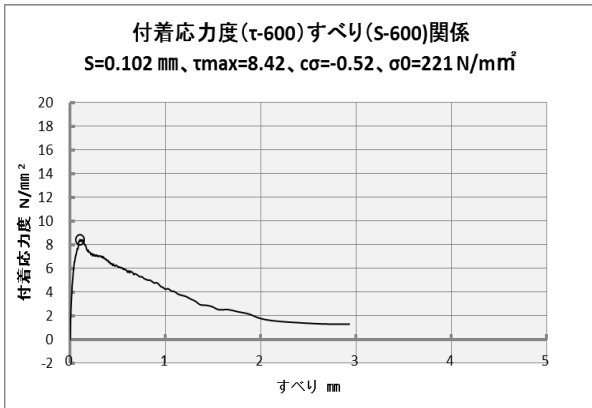


図 5.3.4-a 区間IV試験体の τ -S 関係

図 5.3.4-b 区間IV試験体の τ -c σ 関係

付着破壊と付着耐力 τ_{max}

以上のように、4体の付着区間限定試験体の、 $\tau-S$ 関係および $\tau-\sigma$ 関係を比較することによって、付着破壊と付着耐力を決定した。表 5.3.3 に各鉄筋位置の破壊モードと付着耐力その他を示す。

区間Ⅰの付着区間の上端の鉄筋位置（0 mm）における付着破壊は、5.2.2 で名付けた破壊モード1で生じ、付着破壊時の曲げ応力度は有効付着強度をかなり下回り（0.88 N/mm²）、ひびわれが入る前に付着破壊し、すべりが少し増大した時にひびわれが生じたと考えられる。この付着区間の中央および下端の破壊モードは、2および3. 1であり、これらの破壊では、付着破壊のときに曲げ応力度は有効引張強度を大幅に超えた。この場合、5.2.に述べたように、鉄筋を拘束するためのコンクリートの引張強度は、ひびわれによって失われたはずであるが、付着耐力は維持され上昇傾向にあった。そのため、有効引張強度は何らかの要因で一定に保たれたと考えた。表 5.3.3 のマスクしてある曲げ応力度は、有効引張強度を超えたが有効引張強度にとどめている。有効引張強度を残した理由としては、以下の要因を予測するが本論文ではその検討をしない。

1. 梁の軸線方向の曲げ応力度は消滅して鉄筋に対する拘束力も消滅するが、梁幅方向の拘束力は残った。
2. 付着破壊した鉄筋位置の拘束力は2次元的には消滅するが、下方のひびわれの入っていないコンクリートから3次元的に供給された。

区間Ⅱ試験体の付着区間の上端（-200 mm）、中央（-300 mm）および下端（-400 mm）の鉄筋位置における付着破壊は、それぞれ破壊モード1、2. 1および3. 1で生じ、上記区間Ⅰ試験体の場合と、ほとんど同じであった。

区間Ⅲ試験体の付着区間の上端（-400 mm）、中央（-500 mm）および下端（-600 mm）の鉄筋位置における付着破壊は、それぞれ破壊モード2、5および4で生じた。付着破壊時の曲げ応力度は、上端では有効引張強度以上、中央では途中圧縮から引っ張りに反転したが有効引張強度以下、および下端では圧縮応力度であり、破壊モードに関係した。

区間Ⅳ試験体の付着区間の上端（-600 mm）、中央（-680 mm）および下端（-760 mm）の鉄筋位置における付着破壊は、それぞれ破壊モード4で生じた。付着破壊時の曲げ応力度は、上端から下端に向かって圧縮で増大し、付着耐力に関係した。

図 5.3.5 に付着耐力分布を示す。縦軸は鉄筋位置で、横軸が付着耐力である。区間Ⅰから区間Ⅳまでの試験体について、同時に示してある。1つの試験体について3点のプロットがあり、上から上端、中央、下端の順になっている。中央のプロットの示す付着耐力は、中央の鉄筋位置で付着破壊があった時の、それぞれの区間の平均付着応力度でもある。

区間Ⅰではこの中央点を基準として、付着耐力は、上端で小さく下端で非常に大きくなっている。区間Ⅱおよび区間Ⅲでは上端で若干小さく下端で非常に大きくなっている。区間Ⅳでは上端で非常に小さく下端で非常に大きくなっている。

表 5.3.3 付着破壊時の最大付着応力度とすべりおよび曲げ応力度および荷重

試験体	区間 I			区間 II			区間 III			区間 IV		
鉄筋位置	0	-100	-200	-200	-300	-400	-400	-500	-600	-600	-680	-760
破壊モード	1	2	3.1	1	2.1	3.1	2	5	4	4	4	4
τ_{max}	3.4	6.8	16.1	8.5	9.7	18.4	10.4	12.6	17.6	8.4	14.5	25.4
σ_1	7.9	15.8	37.1	19.5	22.3	42.6	24.0	29.0	40.6	19.4	33.5	58.7
$c\sigma$	0.88	1.39	1.39	0.91	1.39	1.39	1.59	1.54	-1.98	-1.06	-2.52	-4.17
σ_p	18.2	14.8	14.8	18.0	14.8	14.8	16.7	17.0	40.7	34.5	44.4	55.5
σ_1/σ_p	0.43	1.07	2.51	1.08	1.51	2.89	1.44	1.70	1.00	0.56	0.75	1.06
τ_{max}	最大付着応力度 N/mm^2											
σ_1	側圧 N/mm^2									は曲げ応力度が有効引張強度を維持したとする		
$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm^2											
σ_p	許容側圧 N/mm^2											

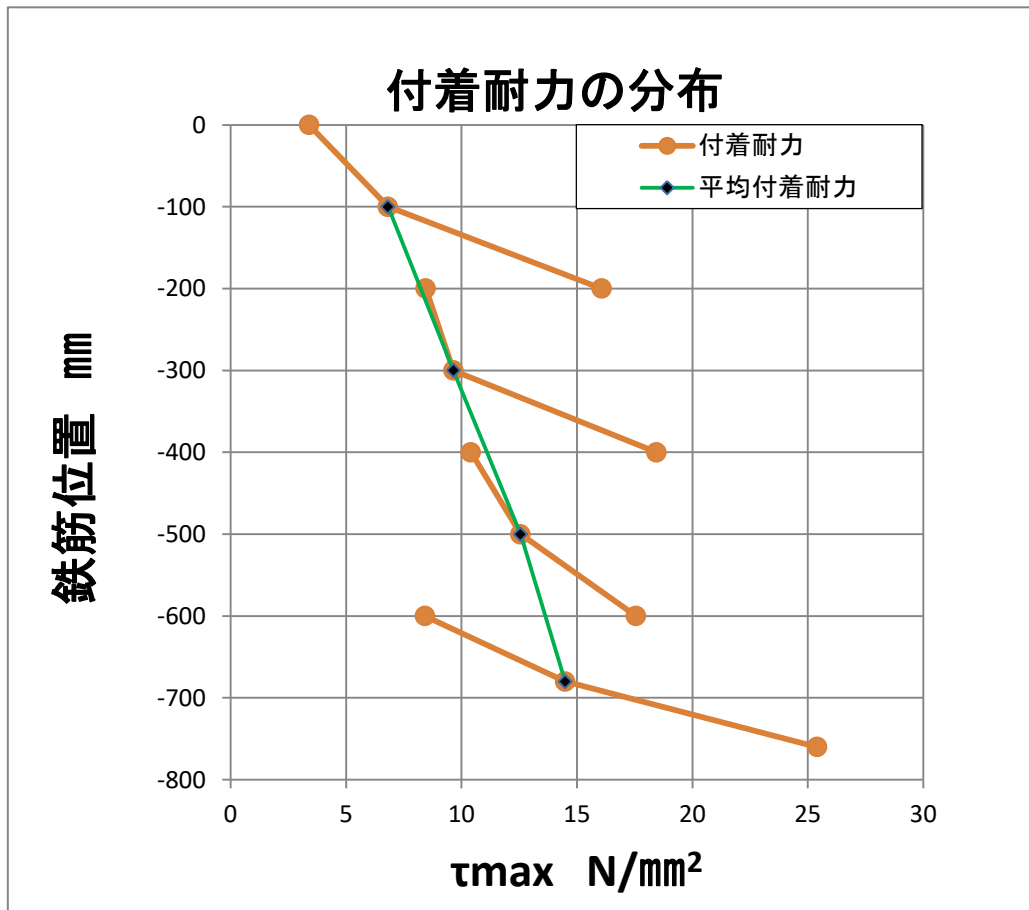


図 5.3.5 区間限定試験体の付着耐力分布

付着破壊時の曲げ応力度

各鉄筋位置で付着破壊したときの曲げ応力度 σ は、コンクリートの有効引張強度以下に制限したので、表 5.3.3 に示ように、区間Ⅰの中央および下端、区間Ⅱの中央および下端、および区間Ⅲの上端では、計算値より小さく抑えられている。図 5.3.6 にその分布を示す。

表と図に示すように、鉄筋位置が 0 から -500 の領域では、有効引張強度以下の引張応力度を示し、-600 以下の領域(区間Ⅲの下端および区間Ⅳ全域)では下方へ行くに従って圧縮応力度が大きくなっていく。

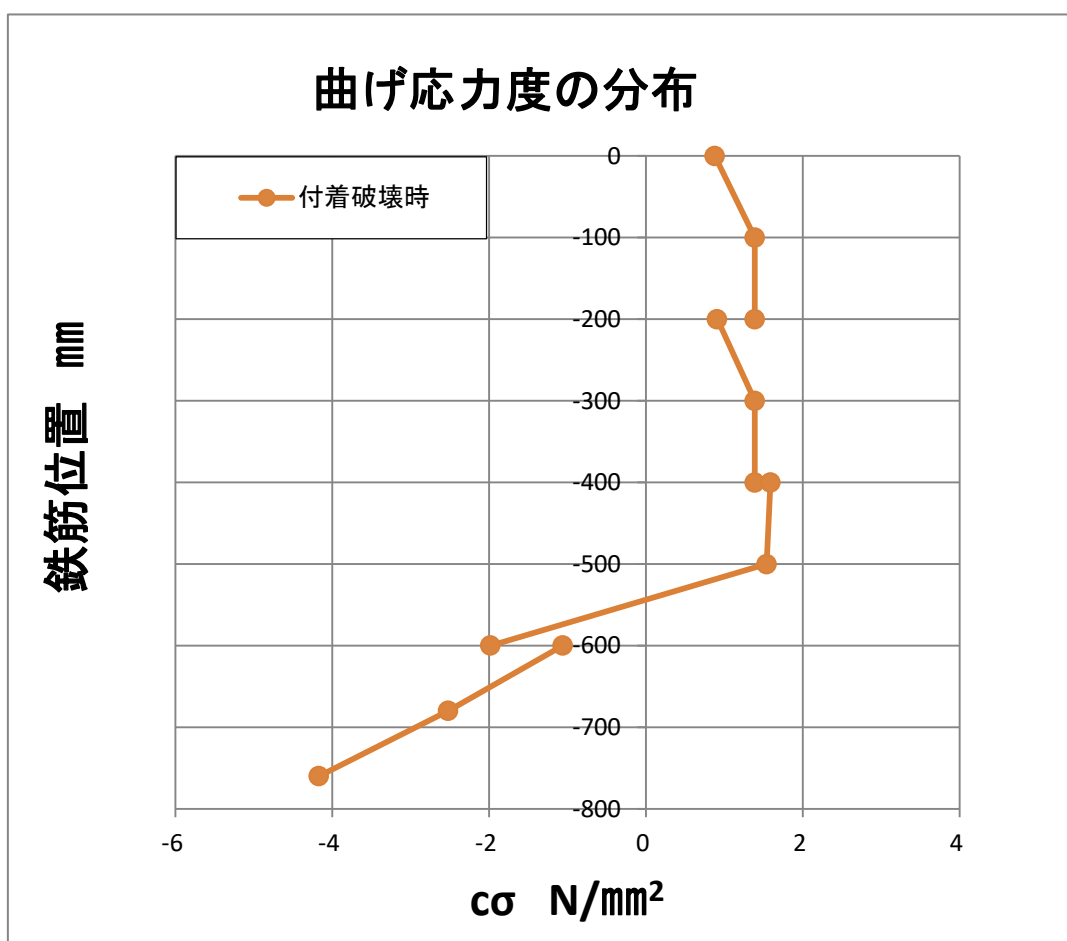


図 5.3.6 付着区間限定試験体の曲げ応力度の鉄筋軸方向の分布

5.3.3 区間限定試験体の側圧 σ_1

5.2 に述べたモール・クーロンの破壊基準を区間限定試験体の付着耐力 τ_{max} と側圧 σ_1 の関係にも同様に適用した。すなわち、付着耐力 τ_{max} と釣合うために必要な側圧 σ_1 は付着耐力 τ_{max} に比例するとした。

表 5.3.3 には前述の τ_{max} と合わせて、各試験体の各鉄筋位置における側圧 σ_1 を示した。図 5.3.7 には側圧 σ_1 の鉄筋軸方向の分布を示した。上記のように側圧は付着耐力に比例するとしたので、図 5.3.7 は図 5.3.5 と応力方向は相似している。

側圧 σ_1 は、表 5.3.3 および図 5.3.7 に示すように、区間 I 試験体の上端で 7.9N/mm^2 であり最小値を取り、区間 IV 試験体の下端で 58.7N/mm^2 の最大値を取る。区間 I 試験体の下端、および区間 II、区間 III および区間 IV の試験体の区間中央および下端の鉄筋位置では、コンクリートの圧縮強度を超える高圧力に達した。

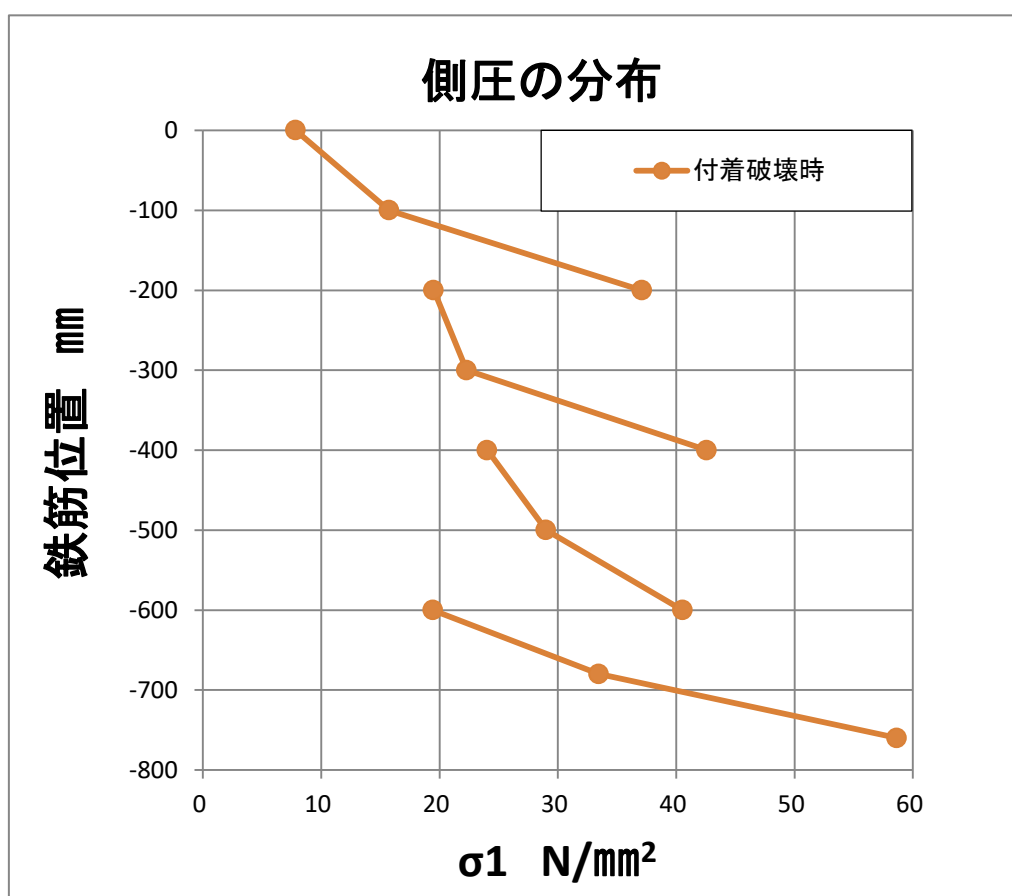


図 5.3.7 付着区間限定試験体の側圧の鉄筋軸方向の分布

5.3.4 区間限定試験体の許容側圧 σ_p

5.2.4 に述べた、全長付着試験体の許容側圧の評価方法に倣って、同一の計算式を使用し、区間限定試験体の許容側圧 σ_p を求めた。

区間限定試験体の各鉄筋位置で付着破壊したときの、破壊点位置の許容側圧の計算結果 σ_p を表 5.3.4 に示し、図 5.3.8 に σ_p の分布を示す。

許容側圧 σ_p は、区間Ⅰ試験体の全域から区間Ⅲ試験体の-500 の位置までコンクリートの圧縮強度以下であるが、区間Ⅲ試験体の-600 の位置、および区間Ⅳ試験体の全域で、コンクリートの圧縮強度を超えている。

5.3.3 に述べた側圧 σ_1 と、上記許容側圧 σ_p との関係を、図 5.3.9 に示す。

区間Ⅰおよび区間Ⅱ試験体の付着区間の上端および中央においては、側圧は許容側圧に近いが、下端においては、付着破壊による膨張力を受けていない、付着区間より下のコンクリートの拘束力が、上の付着領域に対して許容側圧の増大に寄与したと思われ、側圧はその寄与を無視した許容側圧を凌駕した。区間Ⅲにおいては区間の上下に拘束に有効なコンクリートがあるので、区間全体の付着破壊時の側圧は許容側圧より若干大きくなった。区間Ⅳ試験体の付着領域では、区間全体で曲げ応力度が圧縮であったので、上端と中央の側圧は許容側圧よりも低く、側圧の供給力に余裕があったが、下端ではテンションリングが引張破壊したときに、付着破壊したと思われる。

表 5.3.4 区間限定試験体の付着破壊時の側圧および許容側圧

試験体	区間Ⅰ			区間Ⅱ			区間Ⅲ			区間Ⅳ		
鉄筋位置	0	-100	-200	-200	-300	-400	-400	-500	-600	-600	-680	-760
破壊モード	1	2	3.1	1	2.1	3.1	2	5	4	1	4	4
τ_{max}	3.4	6.8	16.1	8.5	9.7	18.4	10.4	12.6	17.6	8.4	14.5	25.4
σ_1	7.9	15.8	37.1	19.5	22.3	42.6	24.0	29.0	40.6	19.4	33.5	58.7
$c\sigma$	0.88	1.39	1.39	0.91	1.39	1.39	1.59	1.54	-1.98	-1.06	-2.52	-4.17
σ_p	18.2	14.8	14.8	18.0	14.8	14.8	16.7	17.0	40.7	34.5	44.4	55.5
σ_1/σ_p	0.43	1.07	2.51	1.08	1.51	2.89	1.44	1.70	1.00	0.56	0.75	1.06
τ_{max}	最大付着応力度 N/mm^2											
σ_1	側圧 N/mm^2											
$c\sigma$	コンクリートの曲げ応力度 N/mm^2											
σ_p	許容側圧 N/mm^2											
												は曲げ応力度が有効引張強度を維持したとする

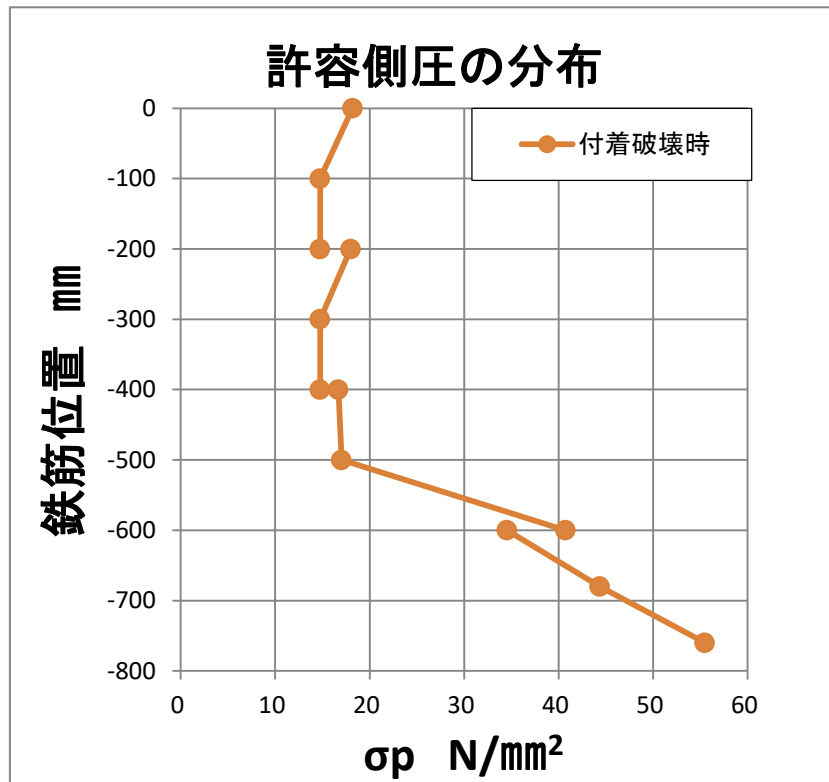


図 5.3.8 付着区間限定試験体の最大側圧の鉄筋軸方向の分布

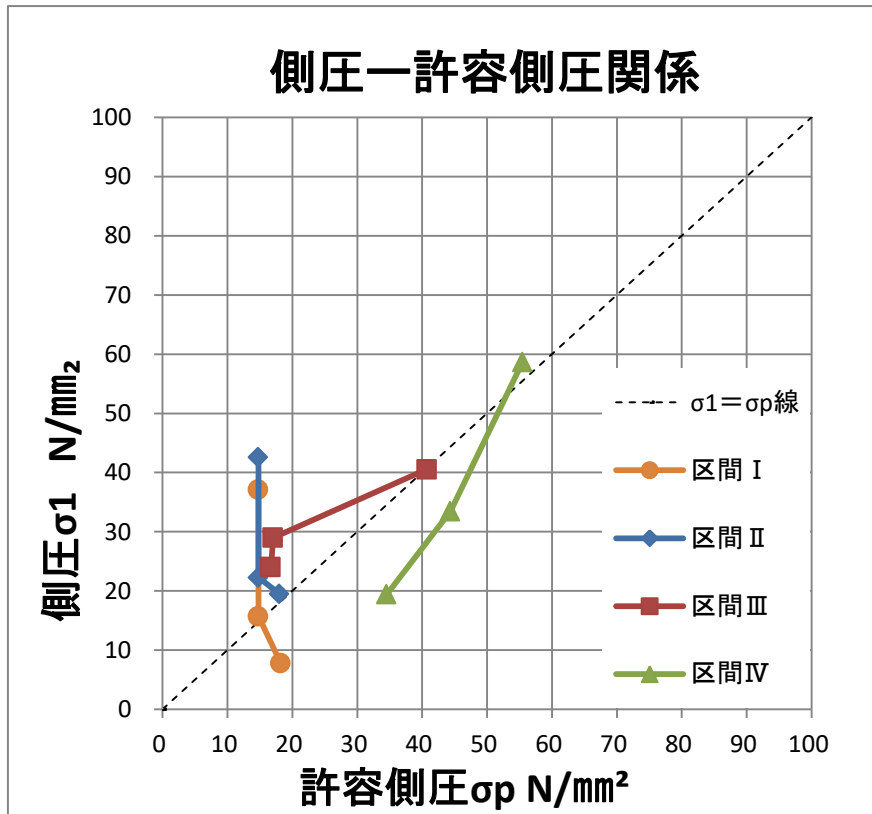


図 5.3.9 付着区間限定試験体の側圧と許容側圧の関係

5.3.5 区間限定試験体のまとめ

区間限定試験体において、付着破壊時の付着耐力は、モール・クーロンの破壊基準を適用することによって、鉄筋を取り囲むコンクリートからの側圧と比例する関係を見出すことができた。この側圧は周辺コンクリートの引張力と2次的にバランスする、という付着破壊時のマクロモデルを適切に提案することができた。すなわち、付着破壊時の側圧は周辺コンクリートから供給され、その供給能力の許容側圧は、分厚いコンクリートが有効引張強度（区間Ⅰ）または割裂引張強度（区間Ⅱ、区間Ⅲ、区間Ⅳ）に達した時のリングテンションと、梁軸線方向の曲げ応力度を二軸の向心力に等価に換算したものの和であって、側圧はこの許容側圧と比較された。

区間Ⅰおよび区間Ⅱ試験体の付着区間の上端および中央においては、側圧は許容側圧に近いが、下端においては、付着破壊による膨張力を受けていない、付着区間より下のコンクリートの拘束力が、上の付着領域に対して許容側圧の増大に寄与したと思われ、側圧はその寄与を無視した許容側圧を凌駕した。区間Ⅲにおいては区間の上下に拘束に有効なコンクリートがあるので、区間全体の付着破壊時の側圧は許容側圧より若干大きくなった。区間Ⅳ試験体の付着領域では、区間全体で曲げ応力度が圧縮であったので、上端と中央の側圧は許容側圧よりも低く、側圧の供給力に余裕があったが、下端ではテンションリングが引張破壊する寸前で、付着破壊したと思われる。

このように、区間限定試験体においては、全長付着試験体と異なる付着破壊となった。

5.4 考察および検証のまとめ

全長付着試験体および区間限定試験体において、付着破壊時の付着耐力を任意の鉄筋位置で特定し、モール・クーロンの破壊基準を二軸応力状態に適用することによって、鉄筋の表面に作用するコンクリートの側圧を求め、側圧能力を支配する許容側圧の計算式を提案した。その計算式には、コンクリートの拘束力だけでなく、実験の加力方法によって生じる曲げ応力度の影響も考慮された。それぞれの鉄筋位置で、「付着破壊はコンクリートのテンションリングの引張破壊を伴うことを最初に仮定して、付着破壊の破壊モードを分析し付着耐力を求めた。

全長付着試験体において、曲げ応力度が引張の領域の付着破壊点では、側圧は梁上端で、許容側圧に近づくこともあるが、他の鉄筋位置では、側圧は概ね許容側圧以下であった。圧縮の領域では側圧 σ_1 は常に許容側圧 σ_p よりもかなり低く、梁幅が大きくなるとその低下傾向が強くなった。提案式から考察した結果、最初の仮定と異なり、曲げ応力度 $c\sigma$ が有効引張強度を超えてもテンションリングの引張破壊は生じない場合が多く、付着破壊はコンクリートのひびわれ前に生じることを確認した。しかし、梁幅440mmについては側圧分布図においても他試験体とプロット位置が大幅に仮定から外れた結果となっていることから、提案式が妥当であることは立証されていない。提案式について仮定から見直す必要がある。原因としては、許容側圧 σ_p の式において、梁幅が増大した分、算定した許容側圧が大きくなること。また、梁の曲げ応力度からのアンカー筋への平均抵抗圧の仮定において、鉄筋回りにおける応力は必ずしも平均的に分布するわけではないことが挙げられる。これに関して詳細な応力分布解析結果を用いることが必要であると考えられる。

区間限定試験体においては、区間Ⅰおよび区間Ⅱ試験体の付着区間の上端および中央の側圧は許容側圧に近いが、下端においては、付着区間より下の、付着破壊による膨張力を受けていないコンクリートの拘束力が、上の付着領域に対して許容側圧の増大に寄与したと思われ、側圧はその寄与を無視した許容側圧を凌駕した。区間Ⅲにおいては区間の上下に拘束に有効なコンクリートがあるので、区間全体の付着破壊時の側圧は許容側圧より若干大きくなった。区間Ⅳ試験体の付着領域では、区間全体で曲げ応力度が圧縮であったので、上端と中央の側圧は許容側圧よりも低く、側圧の供給力に余裕があったが、下端ではテンションリングが引張破壊する寸前で、付着破壊したと思われる。

第6章 結論

第1章では、本研究の背景を示すとともに、本研究の研究対象とその位置づけについて整理した。薄肉梁部材における定着に関する現在の設計の考え方について示し、また、一般的な付着評価試験方法について実際の使用における付着性状と異なる性状であることを述べた。定着長さを長く採用した実験や、実大部材に定着した場合の既往の研究を示し、薄肉部材への定着において明らかにされていない付着性状や梁部材からの拘束の効果を考慮した付着性状を明らかにすることを本論文の目的としている。

本研究では、薄肉の RC 造梁部材における定着長さが長い（定着長 $40d$ ）異形鉄筋のアンカー筋の付着性状を明らかにするにあたって、下記項目に焦点を絞った。

- 1) 薄肉 RC 梁部材に設計例（SD345）である $40d$ の定着長さを有するアンカー筋の付着破壊を実大の実験により再現する。また施工性においてシース管と無収縮モルタルを用いてあと施工させた実験を行い、双方の構造安全性を確かめる。
- 2) アンカー筋に SD345 を使用した試験体では、全長に亘る付着破壊性状が明確にならないので、SD685 および SD980 を使用した試験体を追加して、全長に亘る付着性状を明確にする。
- 3) 梁幅を変化させて標準試験体の梁幅 220mm の場合の付着性状と比較する。
- 4) 全長に定着させるのではなく、 $10d$ 程度の短い定着区間を4種類の位置に設けた試験体を作製して、 $40d$ の長い全長付着試験体の結果と比較して、付着性状を明らかにする。
- 5) 実験結果から鉄筋軸方向へのひびわれが発生した時の荷重とその破壊状況を明らかにする。また最大付着応力度の時の付着破壊性状について明らかにする。
- 6) 合理的な仮説による解析結果と実験結果を比較して、付着破壊と付着耐力など付着性状を明らかにする。

第2章では、「全長付着実験」と題し、断面が薄く、梁せいの高い薄肉 RC 梁部材に、定着長が $40d$ の長い異形鉄筋を定着し、実部材寸法の梁試験体の中央部にこのアンカー筋を配し、曲げモーメントを受けてアンカー筋の定着が不利となる加力方法で引抜き実験を行った。本実験の目的は、 $40d$ の長い付着長のアンカー筋の全体が抜け出す時までの付着破壊を追跡することにある。まず $40d$ 全長にわたる付着破壊を本実験により確認した。任意の鉄筋位置の付着応力度、およびコンクリートとの相対すべりを算定する方法を立案し、それによって、局部付着破壊の性状を把握するためのデータを入手する。鉄筋の抜け出し量、およびアンカー筋の軸応力度と相対移動量を測定し、コンクリートのひびわれや抜け出しに伴うコーン破壊を観察する。アンカー筋の付着性状をより明確にするため、設計例を標準として、梁幅およびアンカー筋の材料強度を変化させて比較した。その結果、各試験体ともにひびわれは梁上面および梁側面上部に最も早く発生し、また水平方向のひびわれも確認された。これらひびわれが付着破壊と関連すると考え、さらに第5章で検討を行った。アンカー筋の抜け出しにおいては、梁上面のコンクリートとアンカー筋の相対ずれを抜け出しと定義し、直接測定した。ゲージホルダーを基準として、梁上面位置のアンカー筋とコンクリートの変位差を間接的に測定して、上記相対ずれの直接測定の値と比較したところほぼ一致した。アンカー筋の軸応力度は鉄筋径の10倍程度のピッチで歪ゲージを張り付けることにより、中間値を適切な近似式で推定が可能である。付着応力度は上記の軸応力度近似式を用いて、連続関数として任意の位置の値を求めることが可能である。アンカー筋のすべりについては、軸

方向位置と同じ高さのコンクリート側面の位置での変位差を「すべり」と定義し、計算式によって各区間の付着応力度とすべりの関係が明らかとなった。

第 3 章では、薄肉断面の定着において、定着区間を分割させ、現状で多用されている定着長さが 10d 程度の短い定着長のアンカー筋の付着破壊を生じる引抜き実験を行い、その付着性状が第 2 章で実施した長い定着長のアンカー筋と異なる性状であることを検証する。一般的な付着試験法のような定着長さが小さい場合での性状と比べて、実大の定着長さをとった場合の性状は異なる。また、アンカー筋に引張力を与えることで梁に曲げモーメントが加わった場合、その梁に定着されるアンカー筋の定着長さが長くなった場合では、定着起点からそれ以降の性状が区間毎に変わってくるものと推察される。これらを踏まえて、定着区間を 4 分割しそれぞれの部分の詳細な定着性状について比較した。区間 I から区間 IV までの破壊状況は区間 I が梁せい中間までのひびわれと水平方向のひびわれが発生し、区間 II から区間 IV までは梁上面および側面にとどまり、定着区間が梁下端になることでひびわれの長さも減少した。区間下端では区間上端より引け出し時最大耐力が高くなる結果を得ている。軸応力度については 20mm ピッチでの軸応力度分布を計算式により求められた。付着応力度については区間下端が最も高い付着応力度を示した。すべりについては角試験体ともに区間全体ですべりを確認した。区間下端となる区間 IV 試験体は高い付着応力度を示し、加力形式による梁の曲げ応力も相まって、鉄筋への拘束力として働くことが見られた。

第 4 章では近年用いられているスパイラルシース管を用いたあと施工型の定着工法について、スパイラルシースを用いることにより、アンカー筋周りのコンクリートの拘束効果が増大している場合の付着性状に関する実験資料を得ることを目的として実験を行った。普通強度鉄筋の SD345 のひびわれは少なく、定着起点の降伏を確認し、SD685、SD980 はひびわれ数が増し、SD980 は破断に近い応力度まで加力し、抜出しは発生しなかった。アンカー筋のめり込み ($\delta 5$) については各試験体で変形は見られず、アンカー筋定着区間内においては剛性を維持していた。付着応力度については測定区間・300mm 位置で最大付着応力度を示し、以降は応力度の上昇が見られたが、降伏又は破断荷重に近くなったため実験を終了した。すべりにおいては定着起点 10d より下の位置でもアンカー筋のすべりは 1mm 以下となった。無収縮モルタルとスパイラルシース管を用いることで、鉄筋回りの拘束力が増し付着耐力を高める結果となった。

第 5 章では、第 2 章から第 3 章までの実験結果から、付着破壊時には鉄筋とコンクリート間に生じる付着応力度と、鉄筋の引張力から生じる鉄筋周囲のコンクリートのテンションリングからの側圧力が影響していると仮定し、モール・クーロンの破壊規準に倣ってこの側圧力を求め、コンクリートの拘束力だけでなく、実験の加力方法によって生じる曲げ応力度の影響も考慮した計算式を提案した。これによって、付着破壊の破壊モードを分析し付着耐力を求めた。付着破壊時の側圧は周辺コンクリートから供給され、その供給能力の許容側圧は、分厚いコンクリートが有効引張強度に達した時のテンションリングの引張応力と、梁軸線方向の曲げ応力度を二軸の向心力に等価に換算したものの和であるとして、側圧とこの許容側圧を比較した。全長付着試験体において、曲げ応力度が引張の領域の付着破壊点では、側圧は梁上端で、許容側圧に近づくこともあるが、他の鉄筋位置では、側圧は概ね許容側圧以下であっ

た。区間限定試験体においては、区間Ⅰおよび区間Ⅱ試験体の付着区間の上端および中央の側圧は許容側圧に近いが、下端においては、付着区間より下の、付着破壊による膨張力を受けていないコンクリートの拘束力が、上の付着領域に対して許容側圧の増大に寄与したと思われ、側圧はその寄与を無視した許容側圧を上回る結果が得られた。

第6章は、本研究の目的の各項目における実験結果から得られた結論を示す。

- 1) 薄肉 RC 梁部材に設計例 (SD345) である $40d$ の定着長さを有するアンカー筋の付着破壊を実大の実験により再現する。また施工性においてシース管と無収縮モルタルを用いてあと施工させた実験を行った。梁幅が薄く、 $40d$ という長い定着の試験体および付着区間限定試験体においては、一般化されている付着試験法で得られる性状と異なる。そのため実大の形状とした薄肉 RC 梁部材に設計例である $40d$ の定着長さを有するアンカー筋の付着破壊を実験により再現し、薄肉 RC 梁部材よりアンカー筋が抜出すまでの性状を得た。SD345 はアンカー筋の降伏まで大きな拔出しおよび破壊は生じなかった。間接定着実験では直接定着実験の結果よりも拔出し量は少なく、アンカー筋の降伏まで拔出しおよび破壊は生じなかった。実験結果より双方の構造安全性を確かめた。
- 2), 3) アンカー筋に SD345 を使用した試験体では、全長に亘る付着破壊性状が明確にならないので、SD685 および SD980 を使用した試験体を追加して実験を行い、全長に亘る付着性状を明らかにした。同じく付着性状を比較する目的とした、3) の梁幅を変化させた場合の付着性状についてもここで示す。直接定着の SD685 および SD980 の実験結果は鉄筋軸方向全長に亘るアンカー筋の抜け出しを確認した。付着応力度分布についても、梁の上端から $2.5d$ 近傍の位置まで順番に付着破壊が発生し、付着応力度は $5 \sim 10 \text{ N/mm}^2$ の幅であったこと、および $30d$ から $40d$ では梁下端に近づくほど非常に大きな付着応力度に達することなどが分かった。特に梁幅を増やした試験体は最も大きい付着応力度を示した。間接定着実験において同様に材質を変えて実験を行った。間接定着実験では SD685 と SD980 では全長に亘る拔出しは発生しなかった。SD685 は降伏を示し、SD980 は弾性を維持して実験を終えた。SD680 は測定区間- 300mm 位置で最大付着応力度を示し、SD980 は測定位置- 300mm 以降の付着応力度は増加せず、これより下方向では付着破壊はしておらず、さらに高い軸力においても付着耐力について余力がある結果となった。
- 4) 全長に定着させるのではなく、 $10d$ 程度の短い定着区間を4種類の位置に設けた試験体を作製して、 $40d$ の長い全長付着試験体の結果と比較した。区間の上端、中段、下端の付着応力度分布を示し、各試験体共に区間下端において付着応力度が増大した。同じく区間の上端、中段、下端のアンカー筋のすべりを示した。各区間で上端の位置では、アンカー筋のすべりに伴って徐々に付着応力度が低下した。中段、下端ではすべりを確認後付着応力度は低下せず、抜け出しによるすべりのみが増していく結果となった。区間毎の定着により、付着応力度分布やすべりの性状が、全長付着性状の区間毎の性状と異なった。区間別の定着と試験体形状による曲げ応力による影響が考えられる。
- 5) 実験結果から鉄筋軸方向へのひびわれが発生した時の荷重とその破壊状況を明らかにし、また最大付着応力度の時の付着破壊性状について考察した。初期ひびわれ発生時における全長付着試験体全てと

区間限定試験体の区間Ⅰおよび区間Ⅱでは初期ひびわれ荷重は曲げひびわれ荷重計算値よりも小さい。付着応力が梁上部に働く場合、コンクリートにせん断膨張応力を及ぼし曲げ応力に加算されてひびわれ耐力を減少させた結果と考えられる。

さらに付着破壊した時の曲げ応力度をひびわれ発生した点を追って逐次計算を行った結果の中から、第2章および第3章の試験体の全鉄筋位置で決定した付着破壊点の、曲げ応力度計算値 $c\sigma$ を取り出し分布図を表した。第2章の付着破壊時の曲げ応力度は、引張側の25dまで、有効引張強度以下に制限された。30dから40dにかけて、曲げ応力度は線形に増大した。40d位置の最大値は約8 N/mm²から13 N/mm²であった。第3章付着破壊時の曲げ応力度は、梁上端から区間Ⅲ中間までは、有効引張強度以下の引張応力度を示し、区間Ⅲの下端および区間Ⅳ全域では下方へ行くに従って圧縮応力度が大きくなった。最大付着応力度時では、曲げ応力度が試験体下端で大きくなることが分かった。

- 6) 合理的な仮説による解析結果と実験結果を比較した。第2章および第3章で得られた結果から任意の位置における付着応力度、およびコンクリートとの相対すべりとの関係を表すことができた。付着破壊時の付着耐力を任意の鉄筋位置で特定し、モール・クーロンの破壊基準を二軸応力状態に適用することによって、鉄筋の表面に作用するコンクリートの側圧能力を支配する許容側圧の計算式を提案した。その計算式には、コンクリートの拘束力だけでなく、実験の加力方法によって生じる曲げ応力度の影響も考慮した。提案式から、40dの全長付着試験体においては圧縮の領域では側圧 σ_1 は常に許容側圧 σ_p よりもかなり低く、梁幅が大きくなるとその低下傾向が強くなった。「付着破壊はコンクリートのテンションリングの引張破壊を伴う」という最初の仮定と異なり、曲げ応力度 $c\sigma$ が有効引張強度を超えてもテンションリングの引張破壊は生じない場合が多く、付着破壊はコンクリートのひびわれ前に生じることが計算結果から得られた。しかし、梁幅が大きくなることで、側圧分布図において他試験体とプロット位置が大幅に仮定から外れた結果となっていることから、提案式が妥当であることは立証されていない。したがって提案式について仮定から見直す必要がある。原因としては、許容側圧 σ_p の式において、梁幅が増大した分、算定した許容側圧が大きくなる式であることや、梁の曲げ応力度からのアンカー筋への平均抵抗圧の仮定において、鉄筋回りにおける応力は必ずしも平均的に分布することではないと考えられるため、鉄筋回りにおける応力分布に関する解析結果を用いることが必要であると考えられる。区間限定試験体においては、付着区間より下の付着破壊による膨張力を受けないコンクリートの拘束力がそれより上部の付着領域に対して許容側圧の増大に寄与したと思われ、側圧はその寄与を無視した許容側圧を上回った。区間下端では曲げ応力度が圧縮であったので、上端と中央の側圧は許容側圧よりも低く、側圧の供給力に余裕があったが、下端ではテンションリングが引張破壊する寸前で付着破壊したと考えられる。

直径の4倍程度の短い付着区間を持つ、コンクリートプリズムからの異形鉄筋の引き抜き実験では、荷重が最大になると同時に、割裂破壊が生じる。鋼管でコンクリートの周囲を強く拘束した場合を除き、フープ筋で補強するだけでは、最大荷重時に必ずひびわれが生じる。梁や柱の加力実験で、断面のコーナーのようなコンクリートの拘束が弱い位置の主筋が付着破壊するときも割裂破壊を伴う。従来のこのような実験結果について、付着応力度が最大に達して破壊するときに、鉄筋とコンクリート界面のせん断破壊が先行するのか、周りのコンクリートの割裂破壊が先に起こってから付着耐力を失うのか、確認

した実験例が見当たらなかった。本論文では限られた条件下の実験であるが、上記付着破壊の進行状況の考察を行った。その結果、アンカー筋の局部的な付着応力度とすべりの関係、および付着応力度と曲げ応力度の関係を参照して、付着破壊とその時の付着耐力を確認した。アンカー筋が 40d の長さにならないうちに定着された試験体では、付着破壊時には鉄筋の周りのコンクリートは引張強度を保っていることが確認された。すなわち、本論文で取り扱った試験体と応力条件の範囲では、付着破壊は割裂破壊のようなひびわれよりも先に、コンクリートと鉄筋の界面におけるコンクリートのせん断破壊となって生じた。

以上のように薄肉断面梁部材へ 40d の定着長さとした場合の引抜き実験を行いその結果から、アンカー筋の引張力とは別の応力である梁の曲げモーメントからの曲げ応力度を考慮した、付着破壊理論モデルを提案した。提案式での検討の結果、テンションリングの側圧力からの付着破壊が起こりうるという仮定と異なり、付着破壊はコンクリートのひびわれ前に発生しているという結果を得た。しかし、梁幅が大となったときに他試験体とは結果が異なることから、提案式の妥当性は立証されておらず、仮定から見直す必要がある。提案式においてはこの実験結果を出発点として付着要素の構成則 (τ -S 関係) を立案して、解析的研究を今後行う必要がある。本研究では、既往の研究では示されていない、定着長さの長い時の鉄筋の各区間での付着応力-すべりの関係を表すことができた。本研究での試験方法は単純梁型の引張試験であり、実際の梁断面およびスパン (1P) に定着された場合を想定しておこなったものである。実際の部材については梁のほかに柱等、多様な部分への定着がある。多荷重下で繰り返し荷重を受ける RC 造柱・梁の定着は全付着領域で引張力や圧縮力が同時に加わっていることとなる。本研究でこの範囲に関する結論を出すには至っていない。これらを検証するために加力形式や試験体要因を変えた部材実験や、FEM 解析を用いた解析的研究が必要である。

—謝辞—

著者は平成 21 年 3 月に新潟工科大学工学部・建築学科を卒業し、同年 4 月に茨城県に所在する住宅基礎鉄筋加工メーカー・メークス株式会社に就職し、社会人大学院生として、同年 9 月から新潟工科大学院、工学部、自然・社会環境システム工学専攻に籍を置き、研究を進めてきました。平成 23 年 9 月に新潟工科大学大学院、工学部、自然・社会環境システム工学専攻を修了し、平成 25 年 4 月に千葉工業大学博士後期課程、工学研究科、工学専攻に入学し、断面が薄い基礎梁に定着されるアンカー筋の付着に関する研究をはじめました。本論文は博士後期課程からの 4 年間を通じて行った研究を纏めたものです。

恩師・千葉工業大学創造工学部 建築学科 中野克彦教授は本論文を執筆作成するにあたり、論文の方向性や、結果の検討に関して、終始暖かいご指導と適切な助言を賜りました。また、研究内容の指導ばかりではなく、日常生活の援助や、会社業務に関わる取組みについても種々ご教示をいただきました。

千葉工業大学へ入学以前から、千葉工業大学 石橋一彦名誉教授には、実験のための試験体の作製、実験の実施、実験データの検討方法など、数多くの実験に関することや、さらに本論文の作製にあたり厳しくも優しいご指導を賜りました。

中野克彦教授、石橋一彦名誉教授の両先生のご指導の下で研究ができました事は、著者にとって大変貴重で価値のあるものであり、また大変勉強となりました。先生方のご指導がなければ研究生活を続けることは決してできなかつたと思います。研究以外の生活面にまでこまやかに心配りしてくださり、頭の下がる思いでした。この場をお借りしまして、尊敬の念を込めて心から感謝いたします。

本論文を作成するにあたり、レスコハウス株式会社に実証実験の一部の援助をいただきました。試験体の作製においては、東京鉄鋼株式会社から、SD685、SD980 の異形鉄筋を提供していただきました。同じく横内工業株式会社から、試験体の主筋やせん断補強筋に寄付を頂きました。関連した企業の皆様に心から感謝申し上げます。

実験から本論文の作成に至るまでに、同研究室の平成 25 年度修了生・岡本修平君、平成 28 年度修論生・高島正樹君、武内孝樹君、賀羽君、平成 29 年度修論生・佐々木義龍君、Nguyen Tu 君には多くの手助けを頂きました。また平成 25 年度卒論生・加賀谷優太君、山口信君、平成 26 年度卒論生・佐藤翔吾君、武田賢亮君、平成 27 年度卒論生・卯月裕士君には、主に本研究について共に実験し結果を取り纏めました。また、同じ研究室の一員として共に過ごし、実験・研究を行ってきた中野研究室の皆様へ心から感謝いたします。皆様の多くの支えを頂いたおかげで、本論文を完成することができました。ありがとうございました。

最後に、会社に籍を置きながら大学院進学へ全面的な協力をいただいた、メークス株式会社の皆様、31 年間ここまで充実した人生を送らせてくれた両親、生活面において最大の理解と協力を惜しまなかつた妻と息子に心から感謝し、謝辞にかえさせていただきます。

2017 年 2 月 13 日

徳重 充

付録

5.2.1 節 曲げ応力度計算の運用方法

5.2.1 節で示した計算式を用いてコンクリートの曲げ応力度 $c\sigma$ を求めるには、ひびわれの進展に合わせた逐次計算をする必要がある。

本論文では Excel 表計算ソフトを用いることにした。まず Excel 表に鉄筋位置の数値を右方向の横に並べ、末端の列の 1 列右、1 行下から縦に実験の荷重 σ_0 を配置しておく。鉄筋位置は、細かく沢山とれば計算の精度が上がるが、実験の精度を考えて適当な間隔で配置する。本論文では、求めたい鉄筋位置間隔の二分の一の間隔とした。荷重列のさらに右側に計算式中の定数を入力し、その下に中間の計算式 A 、 B および、中立軸距離 x_n および有効断面 2 次モーメント I_e の式を入力する。この A 、 B 、 x_n 、 I_e は、ひびわれ進展位置に対応した式であるので、ひびわれ進展位置でもある上述の鉄筋位置を下にコピーしておく、計算式の入力が楽である。

最初の荷重 $\sigma_0 = 0$ の行および梁上端の鉄筋位置のセルに、 $0 \leq Y < -70$ のときの曲げ応力度の計算式を入力し、定数項のセル番号は行と列を固定し、行または列の一方が一定の位置ならばそれを固定する。すなわち、式中 Y 、 x_n 、 I_e のセルは行を固定し、荷重 σ_0 のセルは列を固定する。この式を横方向の各鉄筋位置の列、および縦方向の最後の行までコピーする。

次に梁の上端の鉄筋位置すなわち左端の列の値に注目して、計算された曲げ応力度 $c\sigma$ がコンクリートの引張強度を超え、かつ右隣のセルも引張強度を超えている行のセルの式の中の、中立軸距離 x_n および有効断面 2 次モーメント I_e の列番号だけを、右隣の列番号に変更して、その行から最後の行まで、すべて列のセルにその式をコピーする。この時さらに右隣の曲げ応力度が引張強度を超えていれば、列番号だけを、さらに右隣の列番号に変更してその行の式を更新する。超えていなければ、その列で超えたところを探す。探した行から下に、上記と同じ作業を順次最後の行まで行う。ひびわれが進展した鉄筋位置の列は、ひびわれ以降のセルを適当な色で塗りつぶしておく、作業が正確になる。