

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.1147

February 2021 .

道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究

白戸真大・玉越隆史・北村岳伸・狩野武・山田慎太郎・平野義徳

Research on the Ultimate Behavior of Road Bridge Columns with High Strength Deformed Bar

SHIRATO Masahiro, TAMAKOSHI Takashi,
KITAMURA Takenobu, KARINO Takeshi, YAMADA Shintaro, HIRANO Yoshinori

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究

白戸 真大	*
玉越 隆史	**
北村 岳伸	***
狩野 武	****
山田 慎太郎	*****
平野 義徳	*****

概要

近年、鋼、コンクリート材料において高強度材の開発が進められており、益々の活用が期待される。ある材料について道路橋の性能を満足させるような使用方法を一般化するためには、材料の特性、品質を明らかにするだけでなく、部材一般としての適用方法、さらには部材種別に特有の載荷状況に応じた適用方法といった一連の検討が必要と考えられる。そこで、本研究では高強度鉄筋の橋脚へ適用することの一般化を企図して材料レベルから橋脚という特定の部材種別レベルに至るまで、一連の検証方法を提案し試行したものである。

キーワード：道路橋、橋脚、高強度鉄筋、交番載荷実験

*	橋梁研究室室長
**	元橋梁研究室室長 現在：京都大学経営管理大学院特定教授
***	元橋梁研究室研究官 現在：本州四国連絡高速道路株式会社
****	元橋梁研究室交流研究員 現在：三井住友建設
*****	橋梁研究室研究官
*****	橋梁研究室交流研究員

Research on the Ultimate Behavior of Road Bridge Columns with High Strength Deformed Bar

SHIRATO Masahiro	*
TAMAKOSHI Takashi	**
KITAMURA Takenobu	***
KARINO Takeshi	****
YAMADA Shintaro	*****
HIRANO Yoshinori	*****

Synopsis

In recent years, high strength deformed bars and concrete have been developed and expected to be utilized. While the highway bridges design code revised in 2017 expanded the application up to SD490, performance verification protocols are not clarified for further use of high strength reinforcement bars. In this research, a series of test protocols were suggested in order to generalize verification method of RC columns performance using higher strength reinforcement bars. The results have indicated that the test protocols were effective to test not only the performance of RC columns using higher strength rebars, but also the performance of the bridge with RC columns using higher strength rebars.

Key Words : road bridges, column, high strength deformed bar, alternate loading experiment

-
- | | |
|-------|---|
| * | Head, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM |
| ** | Former Head, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM
(Professor, Kyoto University) |
| *** | Former Researcher, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM
(Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company Limited) |
| **** | Former Guest Research Engineer, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM
(Sumitomo Mitsui construction Company Limited) |
| ***** | Researcher, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM |
| ***** | Guest Research Engineer, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM |

目 次

1章	研究の概要	1
1.1	研究の背景	1
2章	鉄筋の低サイクル疲労実験	4
2.1	実験概要	4
2.2	実験結果と考察	8
2.2.1	繰返し回数とひずみの関係	8
2.2.2	鉄筋の荷重-変位曲線	9
2.2.3	累積ひずみ	13
3章	鉄筋の定着部の引抜き実験	17
3.1	実験概要	17
3.2	実施方針	17
3.2.1	実験実施当時の基準における定着部の考え方	17
3.3	引抜き実験内容	24
3.3.1	実験検討方針	24
3.3.2	実験方法	27
3.4	実験結果	34
3.5	実験の考察	37
4章	交番載荷実験	47
4.1	実験概要	47
4.2	実験方法	50
4.2.1	供試体寸法の設定	50
4.2.2	実験供試体のパラメータの設定	51
4.2.3	実験供試体の詳細	51
4.2.4	載荷方法	52
4.2.5	材料試験	54
4.3	実験結果	56
4.3.1	水平荷重-水平変位関係	56
4.3.2	損傷状況	59
4.3.3	水平力-水平変位関係の包絡線	66
4.3.4	考察	68
5章	まとめ	72

参考資料

I. 低サイクル疲労実験	参 I - 1
II. 引抜き実験	参 II - 1
III. 正負交番載荷実験	参 III - 1

第1章 研究の概要

1.1 研究の背景

鋼、コンクリート材料においても、高強度材料の開発は進んでおり、その活用が期待されている。たとえば、道路橋の高橋脚や主塔の設計においては、高強度鉄筋を活用した鉄筋コンクリート柱の活用が期待され、様々な検討が進められている^{1)~4)}。本研究では、道路橋について、高強度鉄筋を用いた部材設計方法を検討するにあたって必要と考えられる試験等を体系的に整理し実施することを目的としている。

ここでいう体系的な試験とは、道路橋示方書⁵⁾の性能規定化の体系に沿っているという意味である。現在でも、橋毎に実地に即した寸法、施工条件、載荷条件などを考慮して個別に実験を行い、当該橋への適用を限定した検証は行われているが、試験結果を蓄積し、一般にその新材料を用いることができるように設計法を検討することも考えるならば、少なくとも実施すべき試験方法や条件設定の考え方については統一されることが望ましい。

道路橋示方書は、主としてⅠ編にて橋の性能に関わる共通の事項が規定され、上部構造、下部構造及び上下部接続部での構造レベルで性能を満足させるための要求事項が示されている。また、これらの構造レベルの性能は、部材を適切に設計し、組み合わせることでも達成できるとされている。そのうえで、Ⅱ編からⅣ編では上部構造、下部構造といった構造レベルの性能が、また、部材単位の性能はⅡ編、Ⅲ編に、基礎の安定はⅣ編に規定されている。これに加えて、耐震設計について部材等の塑性化を考慮して構造レベルの性能を満足させる場合に構造や部材に求める性能がⅤ編に規定されている。

また、道路橋示方書の条文構成では、部材単位での耐荷性能や耐久性能の検証は、次の3つの過程から構成される。1つめは、材料の性質や品質が明らかな範囲が明確であることを確認する過程である。2つめは、それを棒部材や版部材の一部として設計するときに限界状態が設定でき、かつ、その再現性が明らかな設計、施工管理方法を明らかにする過程である。3つめは、そのうえで、桁、柱、床板など部材種別ごとに求められる特有の性能を検証する過程である。さらには、部材一般だけでなく、部材どうしを接合する接合部についても近年規定が充実され、その限界状態を明らかにしたうえで設計を行うようにされている。そして、鋼、コンクリートの中でも一般的と目される材料を用いる場合については、部材種別毎かつ部材一般としての耐荷、耐久性能を満足させることができる設計方法が示されており、これにより設計することで通常の条件であれば性能に過不足無く、かつ経済的にも合理的な部材にすることができるとみなされている。例えば、上部構造や下部構造を構成する鋼材の一般的な性能はⅡ編に、コンクリート部材一般の性能はⅢ編に規定されており、Ⅱ編及びⅢ編の部材設計一般を満足する部材でⅡ～Ⅳ編を満足するように上部構造や下部構造を設計することでⅠ編において求められる橋の性能を満足すると見なすことができる。

以上のような規定の体系を取ることで、特に定めのない材料を用いるときにも、部材単位で性能を満足させるときの信頼性の定量的な目標が明確になり、また、部材等の性能が明らかな範囲で、さらに構造レベルの信頼性が達成できるように用いることができるようになっている。

そこで、新しい材料の提案や開発を特定の道路橋にて用いるにあたって、材料の品質だけが明らかであることは必要十分条件でなく、部材、部材種別、構造、そして最終的には橋としての

性能が満足できるような一連の検証が伴っている必要があることが規定されている。特定の橋への適用性を検討するにあたって、以下のような注意点が考えられる。

- 使用実績の有無や多寡が問題なのではなく、材料としての品質が確保され、かつ、その材料を用いた部材等の載荷試験や施工試験等により、部材等としての性能について一定の確認がされている必要があること
- 信頼性も含めた性能の検証を理論的、統計的に行うための知見が乏しい場合は、当該橋梁の架橋条件、応力状態や施工条件を考慮し、また、寸法や強度など実施工との違いも考慮した実験を行い、確認する必要があること

さらに、知見を一般化し、様々な道路橋で用いることを提案するためには、以下のような注意が必要であると考えられる。

- 材料単体の品質、特に応力-ひずみ関係の保証される程度においては、鋼材等の JIS 等の規格と同等の程度で確保されるべきであること
- 残留応力や部材としてのじん性なども考慮して設計法が検討できるように、ある程度の数や力学的パラメータの範囲を考慮した実験の蓄積が必要であること

そして、高強度鉄筋や鉄筋以外の棒鋼については、単に、部材一般部としての挙動の可逆性や耐力についての観点のみならず、損傷過程やその制御を行う観点から、以下の点についても注意することが考えられる。

- 鉄筋からの応力に対して定着部のコンクリートの健全性を保ち、確実に鉄筋の性能を発揮させるための構造の詳細や材料の仕様
- 耐荷力式の理論的背景又は過去の実験等の背景に基づき、コンクリートと鉄筋の応力の分担について何らかの制限を設ける必要性の有無やその達成方法
- 耐久性の観点からの構造の詳細やコンクリートや鉄筋に発生する応力等の制限の必要性の有無やその方法

以上から、本研究では、高強度鉄筋（SD345 SD490 USD685）を対象に、これを用いた部材一般並びに橋脚としての設計法を提案するために、下記の一連の実験、検討を行った結果を報告する。

- 2章では、高強度鉄筋を塑性化させるような部材設計法を提案するための知見を得るため、鉄筋単体の低サイクル疲労試験を行った結果を報告する。
- 3章では、高強度鉄筋の定着方法を提案するための知見を得るため、定着部の引き抜き試験を行った結果を報告する。
- 4章では、既存の RC 部材一般及び RC 橋脚の設計法の適用性の検討など、部材としての設計法の提案に必要な知見を得るため、橋脚を模擬した供試体を用いて正負交番載荷実験を行った結果を報告する。

【参考文献】

- 1) 秋山，洪，鈴木，佐々木，前田，鈴木：普通強度から高強度までの構成材料を用いた R C 柱の一軸圧縮実験と圧縮破壊エネルギーを介したコンファインドコンクリートの平均化応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No.788，V-67，pp81-98，2005.
- 2) 土木研究所資料 共同研究報告書 第 9 6 号，高強度コンクリート P C はり部材の終局曲げ

強度変形性能に関する調査，1994.3

3) 土木研究所資料 共同研究報告書 第122号，高強度コンクリートPCはり部材の曲げせん断強度に関する調査，1995.3

4) 土木研究所資料 第3445号，高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価法，1996.6

5) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 I 共通編，平成29年11月

2 章 鉄筋の低サイクル疲労実験

2.1 実験概要

本章では SD345、SD490、USD685 の鉄筋別について、それぞれ、鉄筋の繰り返し荷重載荷を行い、鉄筋強度の違いによる低サイクル疲労の影響の把握を行うことを目的とする。低サイクル疲労実験供試体の作成方法及び実験方法は既往の実験方法¹⁾を参考にする。

(1) 健全な鉄筋の繰り返し載荷実験

① 検討手法

既往の低サイクル疲労実験¹⁾を参考に、正負交番載荷実験で使用する主筋 D13 を対象にして図 2.1.1 の載荷装置により検討する。固定長は $10d$ (d は鉄筋径) とし、鉄筋に標点間ひずみ ϵ_x を与えた後、ひずみ 0 まで変位量を戻すサイクルを鉄筋破断まで繰り返す。なお、ひずみは実験体の鉛直変位量を固定間長で除した値により評価する。

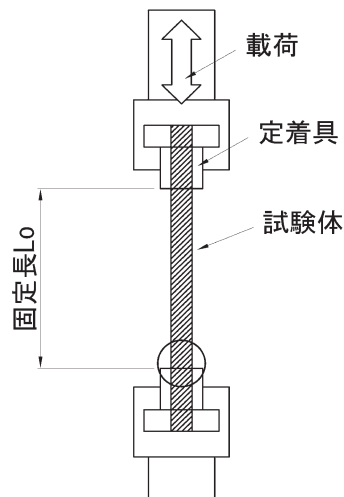


図 2.1.1 載荷装置模式図

② 載荷方法

標点間ひずみごとに 3 回繰り返しの漸増変位の載荷パターンを与える。 ϵ_x は、 ϵ_1 を鉄筋の降伏ひずみ程度を与え、 ϵ_2 以降は、4 章にて後述する R C 柱の実験体の正負交番載荷実験で供試体降伏時の軸方向鉄筋が受けるひずみ履歴を参考に設定し表 2.1.1 のとおりとする。 ϵ_x を固定間ひずみとして 3 サイクル載荷し、漸増させる方法とする¹⁾。各強度の鉄筋について 3 本ずつ実施する。

表 2.1.1 付与する引張ひずみ

ε_x	引張ひずみ (マイクロ)
ε_1	3,000
ε_2	10,000
ε_3	17,000
ε_4	24,000
ε_5	31,000
ε_6	38,000
ε_7	45,000
ε_8	52,000

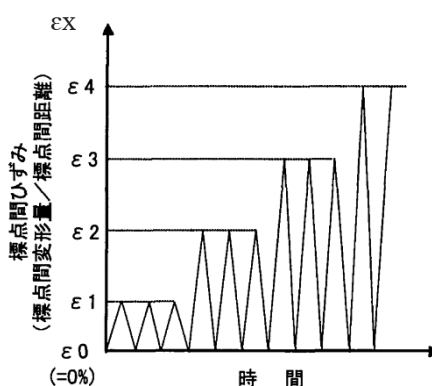


図 2.1.2 载荷パターン

③载荷速度

4章に示すR C柱の正負交番载荷実験における軸方向鉄筋のひずみ速度 (μ/sec) の計測結果 (表 2.1.2) を参考に载荷速度を設定する。今回の実験では特に USD685 の疲労特性に着目して、C-1 および C-2 のひずみ速度の平均値程度を想定し、降伏前のひずみ速度は $800 \mu/\text{sec}$ 程度、降伏後は $5000 \mu/\text{sec}$ を採用する。また、4章に示すR C柱の正負交番载荷実験の結果から、鉄筋破断はひずみが降伏ひずみ (SD490 では 3000μ 、USD685 では 3600μ) を超過してから、 $10000 \sim 12000 \mu$ 程度に急増するまでの間で生じている。このことから、鉄筋破断まで漸増载荷させるものとする。表 2.1.3 に载荷速度と载荷時間の目安を整理する。

表 2.1.2 ひずみ速度 (μ/sec)

	1 δ_0	2 δ_0	3 δ_0
C-1	780 (降伏前)	820 (降伏前)	630 (降伏前) → 9300 (降伏後)
C-2	820 (降伏前)	1000 (降伏前) → 3000 (降伏後)	2300 (降伏後)

なお、 δ_0 は、4章における正負交番载荷実験における基準変位であり、本実験前に行う計算上の降伏変位までの予備载荷実験から実際に計測された降伏変位から設定した変位量である。今回の実験では $\delta_0 = 25.9 \text{ (mm)}$ としている。

表 2.1.3 載荷速度及び載荷時間

ε_x	ひずみ (μ)	のび量 mm	速度 μ/sec	載荷時間 (0～ピーク)
ε_1	3000 μ	0.39	800	3 秒
ε_2	10000 μ	1.3	5000	2 秒
ε_3	17000 μ	2.2	5000	3.4 秒
ε_4	24000 μ	3.1	5000	4.8 秒
ε_5	31000 μ	4.0	5000	6.2 秒
ε_6	38000 μ	4.9	5000	7.5 秒
ε_7	45000 μ	5.9	5000	9.1 秒

(2) 屈曲鉄筋の繰り返し載荷実験

① 検討手法

予め折り曲げた鉄筋の引張～座屈～引張～座屈の繰り返し載荷実験を実施し、鉄筋強度の違いによる塑性ひずみレベルにおける繰り返し曲げ延ばし特性を把握する。屈曲部分にひずみゲージを貼り付けひずみを計測する。載荷パターンは図 2.1.4 の通りである。



図 2.1.3 載荷パターン図

屈曲鉄筋を直線形になるまで引張ると、次に圧縮した際に、初期の屈曲部と同じ位置で屈曲しない懸念がある。本実験では、特定の位置で鉄筋が曲げ延ばしを繰り返す際の特徴を把握することが目的のため、図中に示すように角度 β まで引張り、元に戻る工程を繰り返すこととする。角度 β は極力 180 度に近く、かつ押し戻した際に、初期の屈曲部で再屈曲が生じる角度とする。これは、試運転により 120 度と 150 度の 2 ケースを実施して、決定する。

② 加工形状

初期の曲げ角度は、同じ部位で屈曲が繰り返されるよう比較的小さな角度とするとともに、初期状態で塑性化が著しくならないよう 90 度とする。曲げ半径は、機械的性質上大きな問題が無い範囲で極力小さくするものとし、USD685 の規格値（内側半径=2d、中心半径で 32.5mm）を採用する。加工形状は、加工作業の物理的な制約から決定した（写真 2.1.1）。

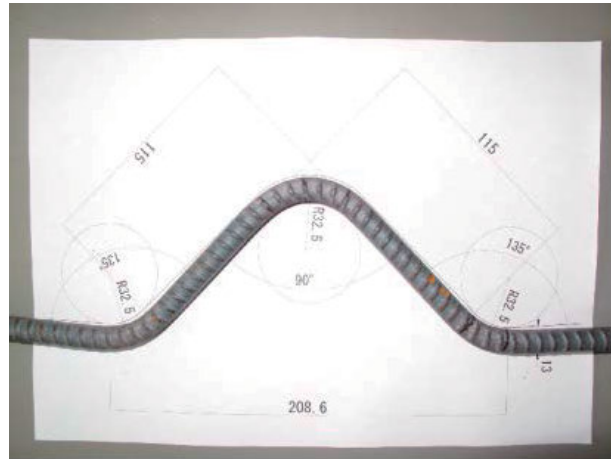


写真 2. 1. 1 屈曲鉄筋加工形状

$\beta = 120^\circ \cdot 150^\circ$ になるように引張りを与えた状態の寸法は図 2. 1. 5 のとおりである。

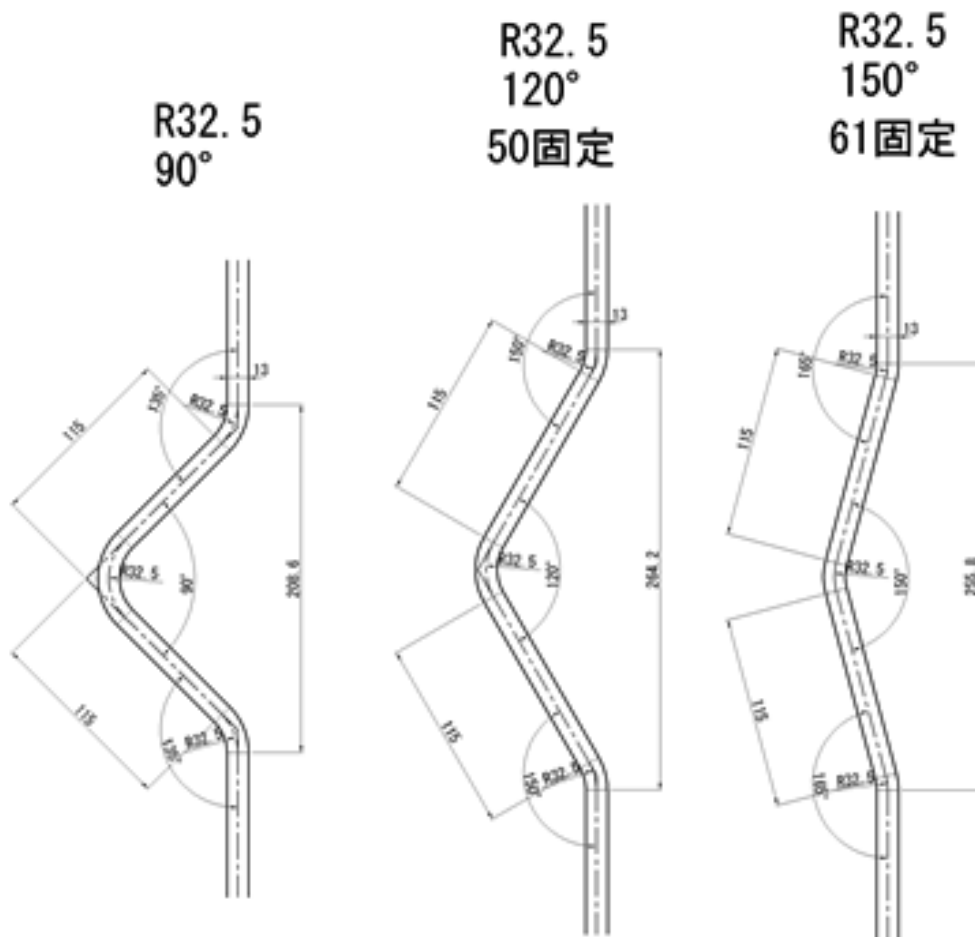


図 2. 1. 4 加工寸法図

③ 載荷周期

載荷周期は、4 章の R C 柱の正負交番載荷実験において、かぶりコンクリートが剥落した以降の鉄筋の伸び～座屈のサイクルの観察結果や実験機的能力も勘案し、40 秒（引張 20 秒 + 圧縮 20 秒）とした。

2.2 実験結果と考察

本研究における低サイクル疲労実験を、健全な鉄筋の繰り返し載荷実験を CASE1 とし、屈曲鉄筋の繰り返し載荷実験を CASE2 として、SD345、SD490、USD685 の 3 種類の鉄筋について 3 本ずつ行った実験結果を以下に示す。

2.2.1 繰り返し回数とひずみの関係

ε_x まで引張ひずみを与えひずみ 0 まで戻す過程を 1 繰り返し回数として、CASE1 における、破断までの平均繰り返し回数は 31.7 回（SD345）、25.0 回（SD490）、25.0 回（USD685）であった。3 本の鉄筋がそれぞれ破断した時点でのひずみの加算平均を破断時の平均ひずみとして整理したところ、72356 μ （SD345）、55038 μ （SD490）、54327 μ （USD685）となった。

CASE2 については、鉄筋破断まで繰り返し載荷した回数を実験体ごとに棒グラフで整理した。（図 2.1.1）

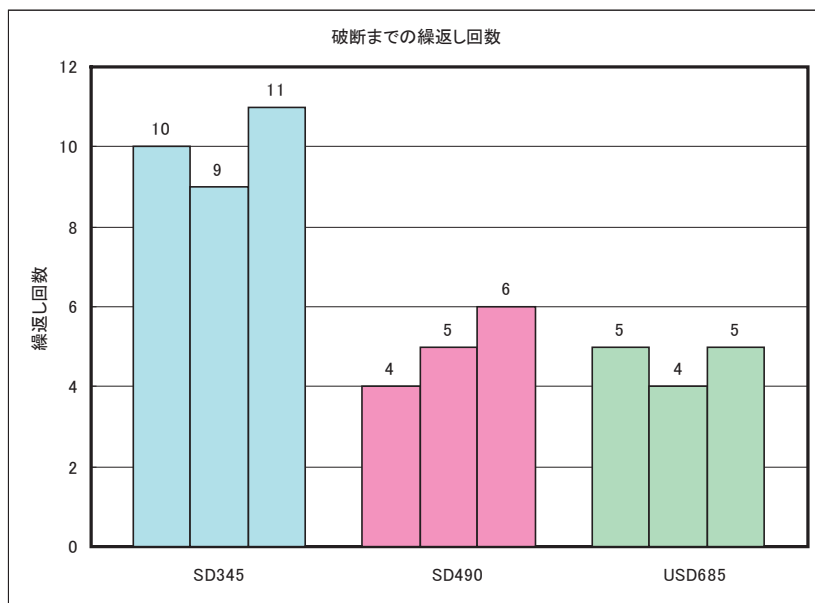


図 2.2.1 破断までの繰り返し回数（CASE2）

また、両ケースにおける座屈および破断時の繰り返し回数とひずみ（CASE2 は破断時の繰り返し回数のみ）の結果を表 2.2.1、表 2.2.2 に示す。本実験においては、SD490、

USD685 は SD345 に比べ破断までの繰返し载荷回数、破断時のひずみともに小さいことから、SD490、USD685 は SD345 に比べ脆性的な性質を示していると考えられる。

表 2.2.1 CASE1 における破断時の繰返し回数とひずみ

				破断			
				サイクル	回数 (回目)	引張 /圧縮	平均ひずみ (μ)
CASE 1	SD345	①	@7000	ε 11	1	引張	73,000
		②	@7000	ε 11	3	引張	73,000
		③	@7000	ε 11	1	引張	73,000
	SD490	①	@7000	ε 8	3	引張	52,000
		②	@7000	ε 9	2	引張	59,000
		③	@7000	ε 9	1	引張	59,000
	USD685	①	@7000	ε 8	3	引張	52,000
		②	@7000	ε 9	2	引張	59,000
		③	@7000	ε 9	1	引張	59,000

表 2.2.2 CASE2 における破断時の繰返し回数とひずみ

			回数 (回目)	破断状況
CASE 2	SD345	①	10	引張で内側亀裂
				圧縮で破断
		②	9	引張で破断
		③	11	引張で破断
	SD490	①	4	引張で絞り
				圧縮で破断
		②	5	引張で破断
		③	5	圧縮で外側亀裂
				6
	USD685	①	5	引張で絞り
		②	4	引張で破断
		③	5	引張で破断

2.2.2 鉄筋の荷重-変位曲線

鉄筋の荷重-変位履歴曲線について材質による違いを確認する。

健全な鉄筋の繰返し载荷実験 CASE1 において、各鉄筋の 1 本目の荷重-変位曲線を、CASE1①とし、繰返しサイクルごとに示す。

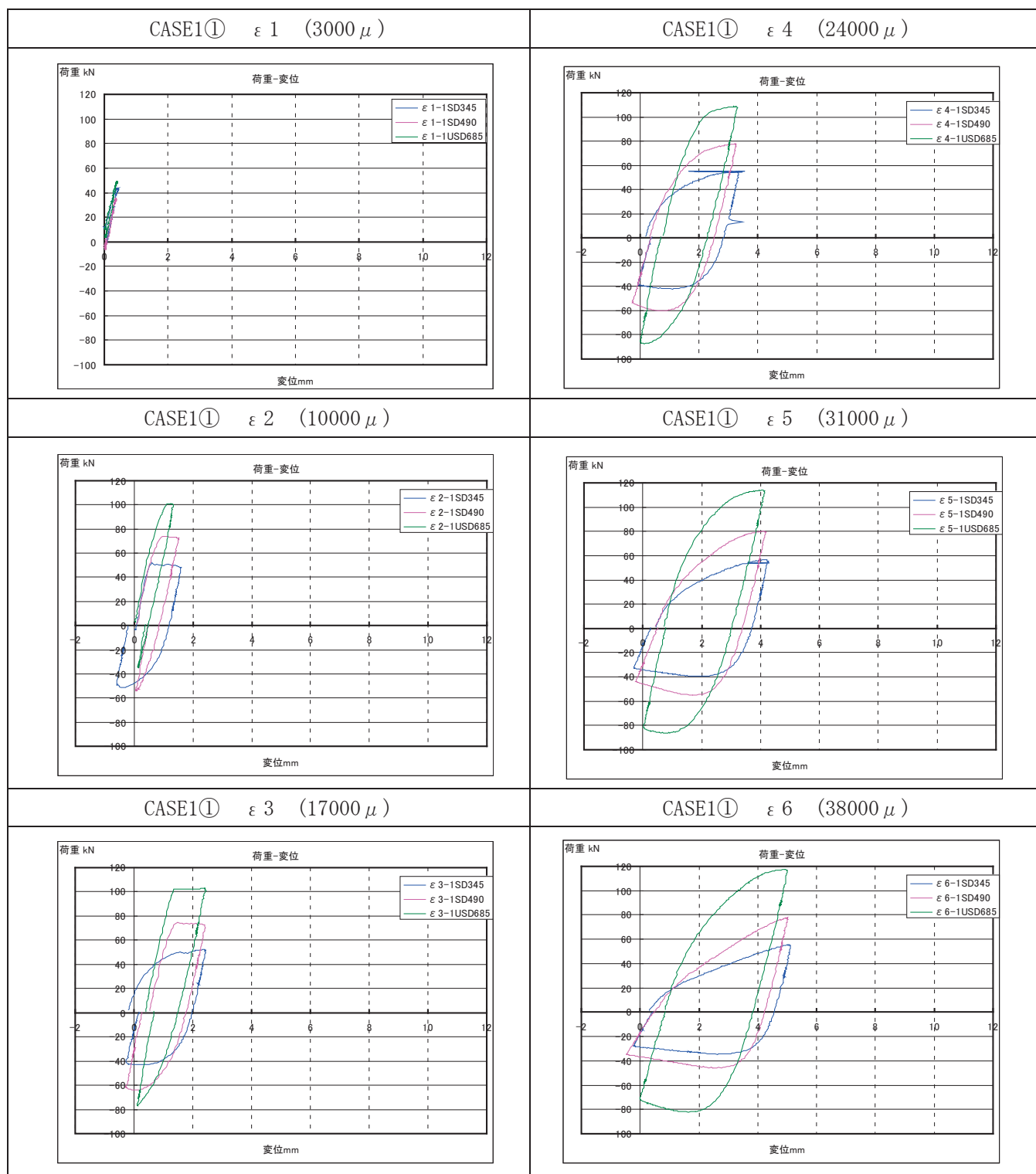


図 2.2.2 CASE1①に関する荷重-変位曲線 ($\varepsilon 1 \sim \varepsilon 6$)

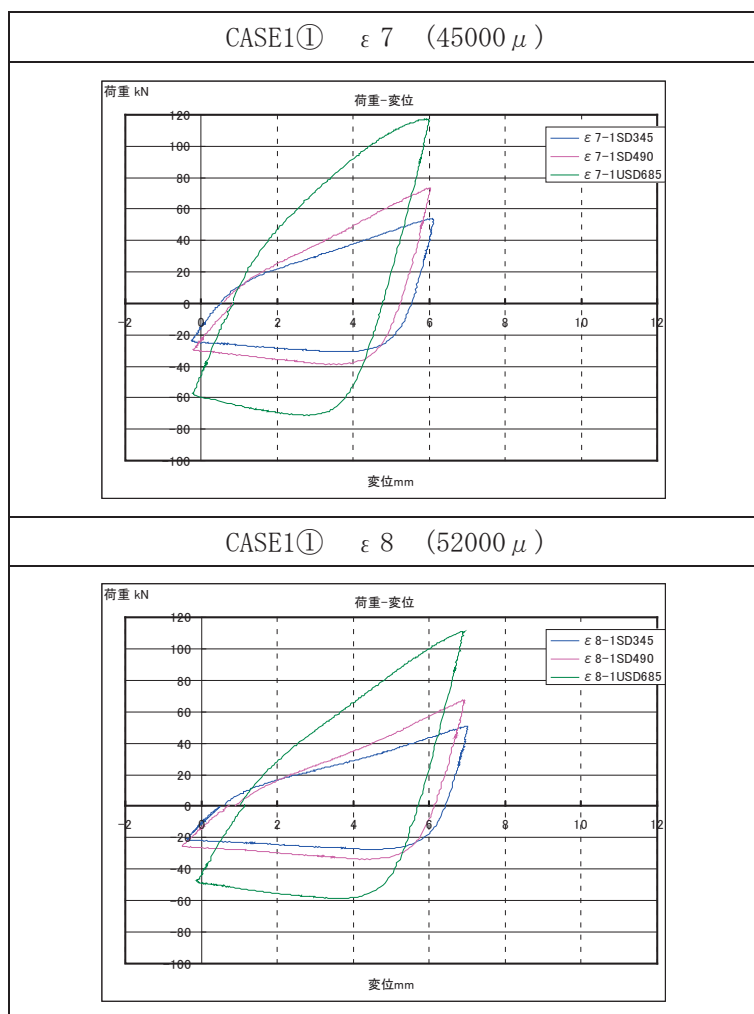
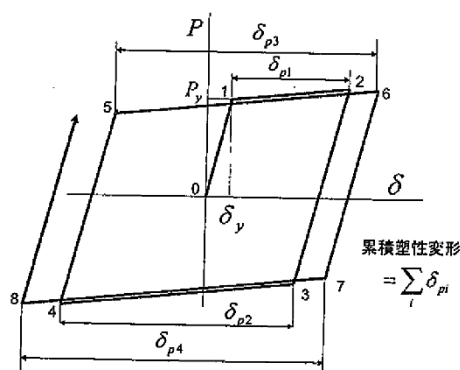


図 2.2.3 荷重-変位曲線 ($\varepsilon 7 \sim \varepsilon 8$)

降伏点の違いにより履歴曲線は異なる。圧縮域での履歴曲線は、高強度鉄筋（特に USD685）は、SD345 に比べ少し痩せた曲線になっている。

低サイクル疲労に対する照査方法として累積塑性変形倍率を一指標として用いられている。既往研究では、例えば弾塑性ダンパーなどが地震動に対してエネルギー吸収する能力を評価する指標として累積塑性変形倍率に着目したものがある²⁾³⁾。これは、荷重-変位履歴曲線の内、塑性変形量の累積した値を降伏変位量で除した値である。低サイクル疲労に対する簡易的な評価手法としてたとえば、図 2.2.4 における累積塑性変形量が提案されており次式で表される⁴⁾。



δ_{pi} : i 番目の $P(kN)$ による塑性変形量(mm)

図 2.2.4 累積塑性変形量概要図

本研究では累積塑性変形量(図 2.2.4)を CASE1 の各鉄筋種別について算出した(表 2.2.4)。

表 2.2.4 累積塑性変形量 (各サイクル別)

	SD345	SD490	USD685
$\varepsilon 1$	—	—	—
$\varepsilon 2$	4.7	2.0	0.2
$\varepsilon 3$	8.2	5.0	2.5
$\varepsilon 4$	13.5	10.5	8.3
$\varepsilon 5$	19.7	16.0	12.6
$\varepsilon 6$	25.0	21.3	19.8
$\varepsilon 7$	31.1	27.0	26.7
$\varepsilon 8$	36.3	28.2	27.1
$\varepsilon 9$	41.4	—	—
$\varepsilon 10$	47.3	—	—
$\varepsilon 11$	7.9	—	—
合計	235.1	110.0	97.2

(mm)

2.2.1 や図 2.2.4 の整理の結果、SD490、USD685 は破断までの載荷繰返し回数が S D 345 と比較して少ないことが確認されていることに加えて、破断までの累積塑性変形量も比較的小さいことが確認できる。

2.2.3 累積ひずみ

7000 μ サイクルで載荷した健全な鉄筋の繰返し載荷実験 CASE1 について、鉄筋の破断までの ε_i 毎にプロットした応力-ひずみ関係を以下に示す。また、鉄筋の引張強度実験結果もあわせて表記する。

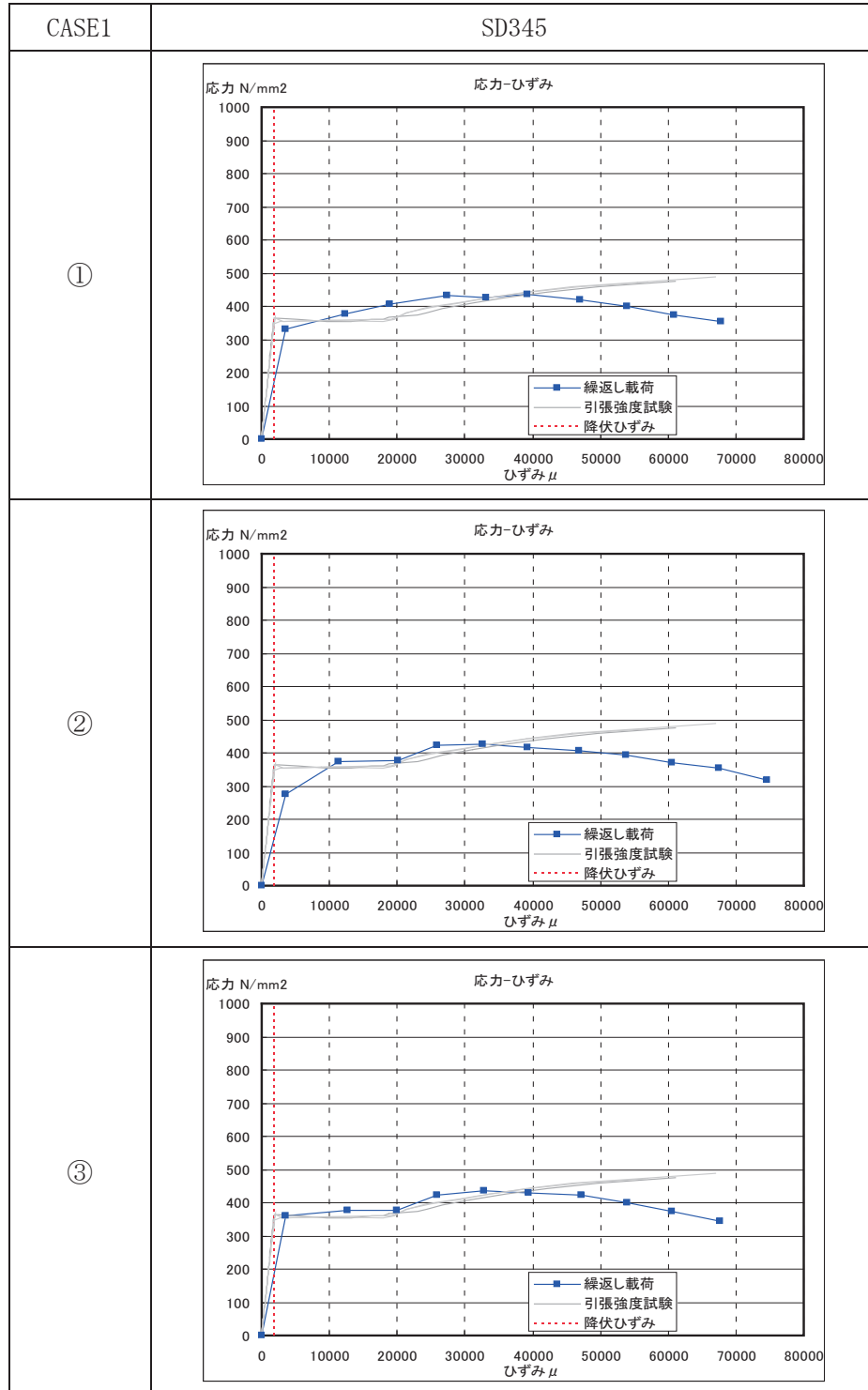


図 2.2.6 鉄筋破断までの応力-ひずみ曲線 (CASE1 SD345)

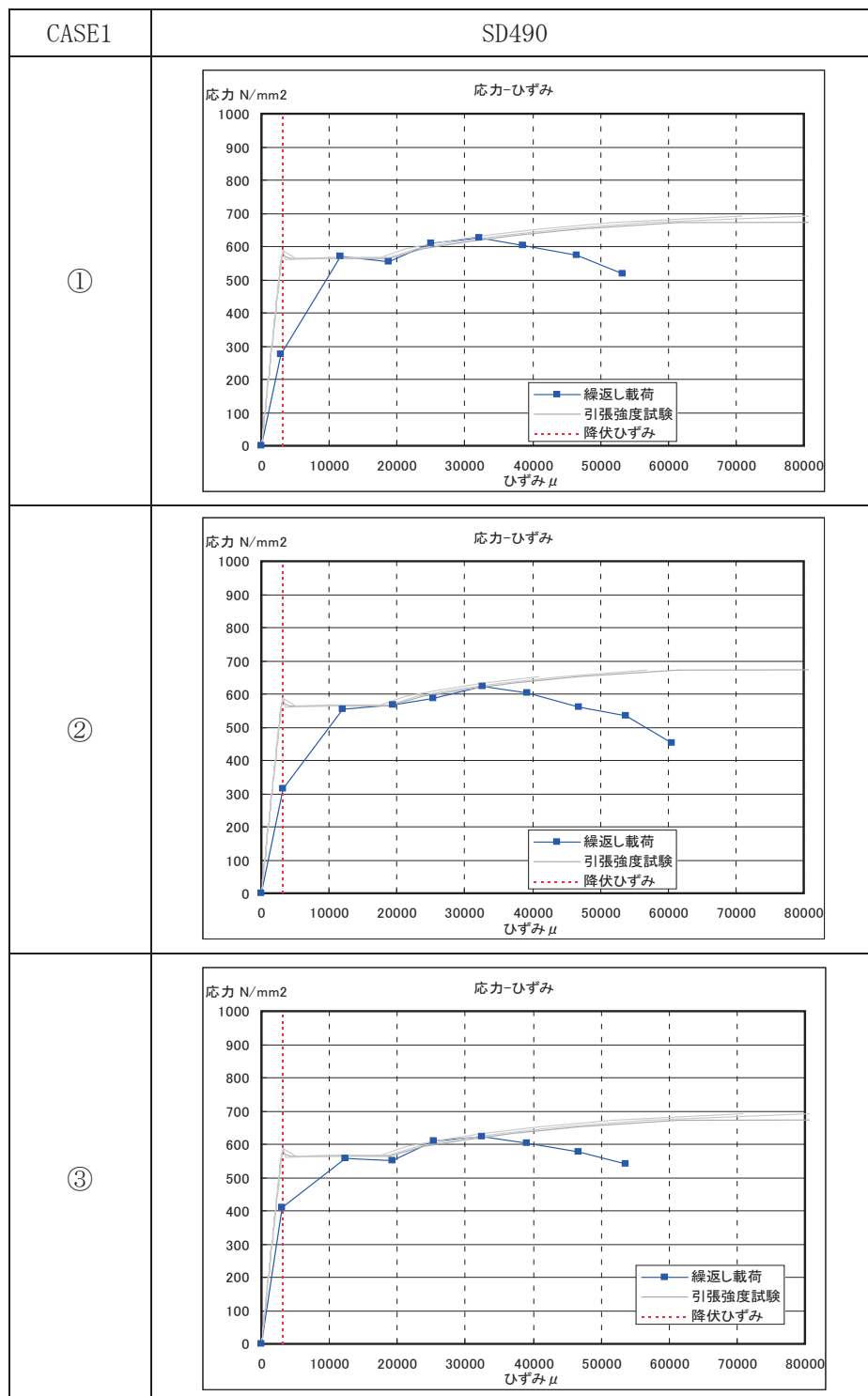


図 2. 2. 7 鉄筋破断までの応力-ひずみ曲線 (CASE1 SD490)

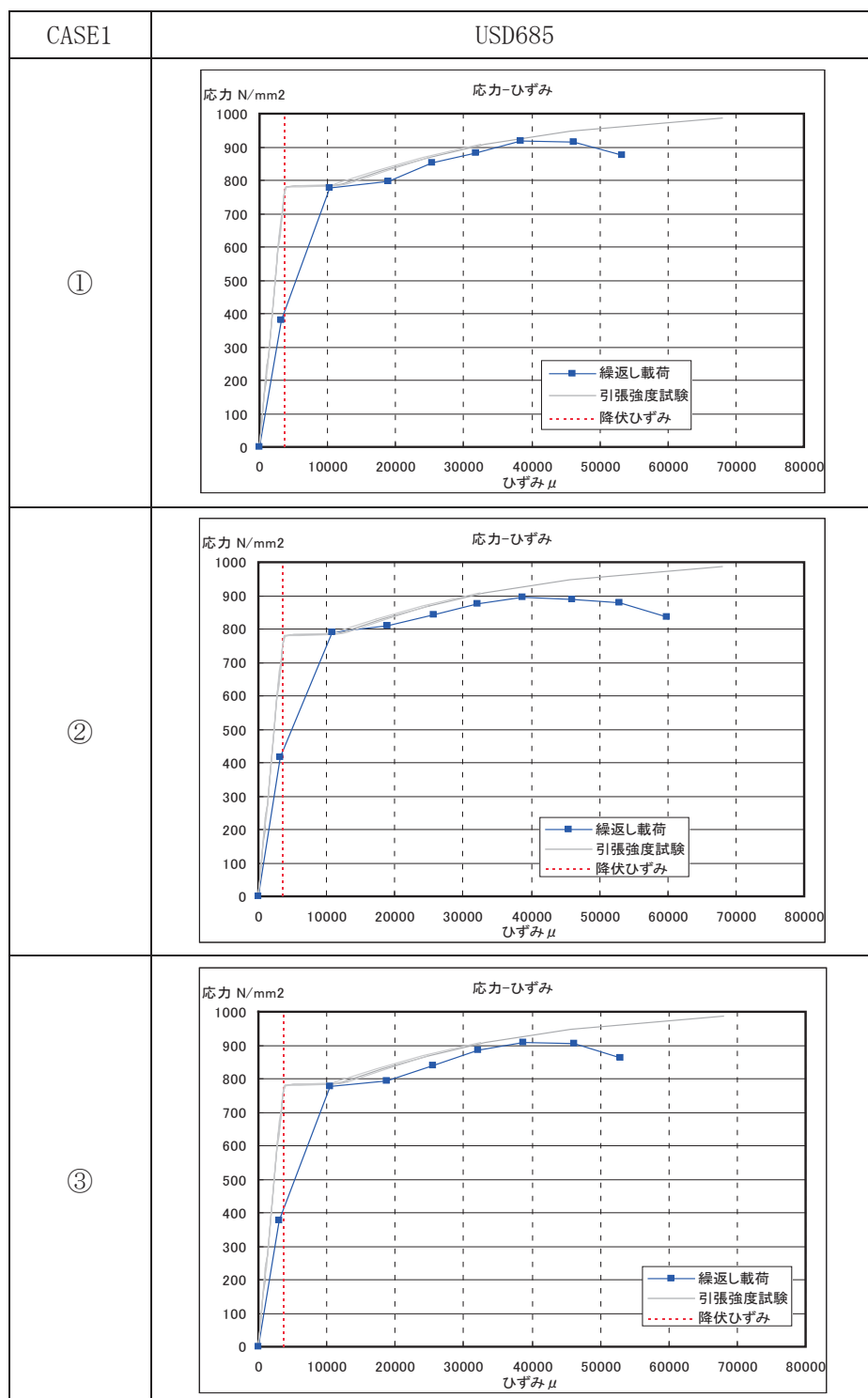


図 2. 2. 8 鉄筋破断までの応力-ひずみ曲線 (CASE1 USD685)

各実験体とも鉄筋の降伏ひずみに達した後、応力低下時まで概ね鉄筋の引張強度実験結果の応力 - ひずみ曲線上をたどる。引張強度実験結果と初期剛性に違いがみられるが、ゲージで測定したひずみと標点間ひずみ（平均ひずみ）の違いと考える。

CASE1 においては各実験体ともにひずみが $30000\mu \sim 40000\mu$ に達した後、応力の低下が始まる。応力低下後、破断までのひずみは材質により異なる。

SD345 は $70000\mu \sim 80000\mu$ で破断しているのに対し、SD490 は $50000\mu \sim 60000\mu$ 、USD685 は $50000\mu \sim 60000\mu$ である。

最大引張応力時のひずみ εa と破断時のひずみ εb の比率 $((\varepsilon b - \varepsilon a) / \varepsilon a)$ は、SD345 が 1.7~2.2、SD490 が 1.6~2.0、USD685 は 1.3~1.5 であることから、粘り強さは SD345 > SD490 > USD685 と考えられる。

【参考文献】

- 1) 浅井洋、春日昭夫、飯田字朗、梅原秀哲：SD490 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚の実用化に関する研究、土木学会論文集, No. 760, V-63, pp91-108, 2004. 5
- 2) 木村祥裕：局部座屈崩壊型 H 形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす荷役履歴特性の影響、日本建築学会構造系論文集、Vol. 76, No. 664, pp1143-1151, 2011. 6
- 3) 伊藤浩資、笠井和彦：弾塑性ダンパーをもつ制震構造の最大変形に基づくダンパーの累積塑性変形評価、日本建築学会構造論文集, No. 607, pp53-61, 2006. 9
- 4) 宇佐美勉：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、技報堂出版、2006. 9

3 章 鉄筋の定着部の引抜き実験

3.1 実験概要

本実験では、高強度鉄筋のコンクリートとの定着部の性能を評価するための基礎資料を得ることを目的として、コンクリートに埋め込まれた鉄筋の引抜きを行った。コンクリート円筒の中心に1本（後述の通り No15 の供試体は2本）の鉄筋を埋め込み、ジャッキにより埋め込んだ鉄筋を片引きし、コンクリート円筒から鉄筋を引き抜いた。埋め込み長、鉄筋径、コンクリート強度、鉄筋強度及びふしの形状を変化させ、SD490 に着目したグループ A と USD685 に着目したグループ B の2回に分けて実験を行った。

3.2 実施方針

引抜き実験を計画するにあたり、実験実施当時の基準における鉄筋の定着部に関する規定を整理する。整理した結果から、本実験におけるパラメータを決定した。

3.2.1 実験実施当時の基準における定着部の考え方

(1) 鉄筋とコンクリート間の付着の基本的な考え方

鉄筋とコンクリート間の力の伝達（付着抵抗）は、①鉄筋とセメントペースト間の粘着力、②側圧による鉄筋とコンクリートとの摩擦力等の影響もあるが、異形鉄筋の場合は主に③鉄筋表面の凹凸による機械的な抵抗力によって付着抵抗が発現する。

この付着抵抗は、様々な要因の影響を受けて変化するものであり、既往研究ではコンクリート中の鉄筋の深さ方向のひずみやすべり量に応じて発現する付着力が変化することが示されている¹⁾²⁾。よって付着抵抗を定式化するためには、境界条件や深さ方向の $\tau-s-\varepsilon$ （ τ は付着応力、 s はすべり量、 ε は鉄筋ひずみ）関係を定義するなど様々な要因を考慮しなくてはならず、非常に複雑である。そのため現行基準類では、平均化されたみかけの付着強度を定義している。

みかけの付着強度は図 3.2.1 のような付着試験によってコンクリート中に埋込まれた鉄筋に引張力を加え、それにより得られた最大の引張抵抗力を鉄筋の周長と埋込み長さで除して平均化した強度である。

$$\text{付着強度 } f_{bo} = P / U \cdot l \quad (\text{式 3.2.1})$$

ここに、 P : 最大引張荷重 [N]

U : 鉄筋の周長 [mm]

l : 鉄筋の埋め込み長

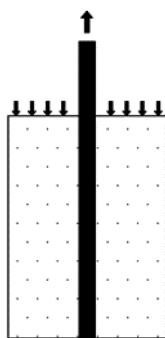


図 3.2.1 片引きの付着試験

(2) 実験実施当時の基準における定着部の付着の規定

実験実施当時の道路橋示方書の定着長の考え方を以下に記述する。また、土木学会コンクリート標準示方書および鉄道構造物等設計標準の定着長の考え方についても、参考までに示した。

① 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編（H14年3月）

鉄筋を定着するときの付着は、鉄筋の重ね継手長と同等であるとし、重ね継手長を定めている。前項で記したように、みかけの許容付着応力度を使用し、鉄筋の許容引張応力度に断面積を乗じて求まる許容引張力を鉄筋の周長と許容付着応力度で除した値を定着長としている。

引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式①により算出する重ね継手長 l_a 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部には、継ぐ鉄筋 1 本の 1/3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi \quad \dots \dots \dots \text{式①}$$

ここに、

l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長(mm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度(N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径(mm)

鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は、式①の重ね継手長に等しい長さ以上とする。

② 土木学会コンクリート標準示方書設計編（2007 年制定）

算出式の形式は道路橋示方書と同じだが、強度表示（コンクリートの設計付着強度と鉄筋の引張降伏強度）になっている点異なる。更に、定着長は鉄筋のあきや、補強されている横方向鉄筋の断面積により定まる補正係数 α によって低減できる。

引張鉄筋の基本定着長 l_d は、式②により求めてよい。ただし、 20ϕ 以上とする。

$$l_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4f_{bod}} \phi \quad \dots \dots \dots \text{式②}$$

ここに、 ϕ ：主鉄筋の直径

f_{yd} ：鉄筋の設計引張降伏強度

f_{bod} ：コンクリートの設計付着強度で、コンクリートの材料係数 γ_c は 1.3 として、付着強度 f_{bok} は $f_{bok} = 0.28f'ck^{2/3}$ より求めてよい。ただし、 $f'ck$ は、コンクリートの圧縮強度の特性値、 $f_{bod} \leq 3.2\text{N/mm}^2$

$\alpha = 1.0$ ($kc \leq 1.0$ の場合)

$= 0.9$ ($1.0 < kc \leq 1.5$ の場合)

$= 0.8$ ($1.5 < kc \leq 2.0$ の場合)

$= 0.7$ ($2.0 < kc \leq 2.5$ の場合)

$= 0.6$ ($2.5 < kc$ の場合)

ここに、 $k_c = \frac{c}{\phi} + \frac{15A_t}{s\phi}$

c ：主鉄筋の下側のかぶりの値と定着する鉄筋のあきの半分の値のうちの小さい方

A_t ：仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積

s ：横方向鉄筋の中心間隔

③ 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物（H11 年 10 月）

土木学会コンクリート標準示方書と同形式の定式化がなされている。ただし補正係数 α_b は標準示方書よりも低めの傾向にある。

鉄筋の基本定着長 l_d は、式③による算定値としてよい。ただし、 20ϕ 以上とする。

$$l_d = \alpha_b \cdot \frac{f_{syd}}{4f_{bod}} \cdot \phi \geq 20\phi \quad \dots \dots \dots \text{式③}$$

ここに、 l_d ：鉄筋の基本定着長

f_{syd} ：鉄筋の設計引張降伏強度

f_{bod} ：コンクリートの設計付着強度

ϕ ：定着する鉄筋の直径

$$\alpha_b = (0.75/K_c) + 0.2$$

ただし、 $0.5 \leq \alpha_b \leq 1.0$

$$K_c = (C_b/\phi) + \{15A_t/(s \cdot \phi)\}$$

C_b ：定着する鉄筋のかぶり、定着する鉄筋のあきの 1/2 のうち、小さい方の値

A_t ：仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積

s ：横方向鉄筋の中心間隔

④ 日本建築学会鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説（H15 年 11 月）

他の基準類と基本形式は同じ。計算で得られた定着長に対し、これを十分に満足する規定値を定めている。

柱・梁の主筋を直線鉄筋で定着する場合：

$$L \geq \sigma_t \cdot d / (4K \cdot fb)$$

ここに、 σ_t ：異形鉄筋の短期許容応力度

(SD345 ; 345N/mm² SD390 ; 390N/mm²)

d ：定着鉄筋の径 mm

K ：鉄筋のあき・かぶり等に基づく係数

接合部コア内に定着する場合 $K=2.5$

fb ：コンクリートの短期許容付着応力度

$(F_c/60+0.6) \times 1.5$ ただし F_c はコンクリート強度

実際にはこれを満足する規定値が SD295・SD345・SD390 鉄筋に対して決められている（SD490 は記述無し）。

定着長／ d （コンクリート強度 24N/mm² の場合 $fb=1.50\text{N/mm}^2$ ）

	計算値 L	規定値
SD295	19.7	35
SD345	23.0	35
SD390	26.0	40

(3) 道示規定と他基準規定による定着長の比較

① 許容付着応力度 τ_{0a} と設計付着応力度 f_{bod} の比較

道示で使用する許容付着応力度 τ_{0a} とコンクリート標準示方書および鉄道標準で使用する設計付着強度 f_{bod} を比較した（適用性の高い $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 以下を対象）。

表 3.2.1 f_{bod} と τ_{0a} の比較（単位 N/mm^2 ）

$\sigma_{ck} (f'_{ck})$	24	27	30	40	備考
f_{bod}	1.79	1.94	2.08	2.51	材料係数 $\gamma_m=1.3$
τ_{0a}	1.6	1.7	1.8	2.0	
f_{bod}/τ_{0a}	1.12	1.14	1.16	1.26	

設計付着強度 f_{bod} は許容付着応力度 τ_{0a} の 10～20%増の値となっている。

② 定着長の比較

定着長 l_a （道示）と l_d （コンクリート標準示方書および鉄道標準）の計算値を比較する。ここでは定着する鉄筋の強度は一般的なフーチングを想定し $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ とし、定着する鉄筋の強度は特に定めないものとした。コンクリート標準示方書および鉄道標準では、補正係数 α （または α_b ）の算定において鉄筋のあきや横方向鉄筋の配置情報が必要になるので、次の 3 ケースの配筋パターンを想定した。

表 3.2.2 配筋パターン

	主筋配置	横方向鉄筋	拘束筋有効長
ケース 1	D25-150ctc	D16-150ctc	ctc900（主筋 6 本に 1 本）
ケース 2	D32-150ctc	D19-150ctc	ctc900（主筋 6 本に 1 本）
ケース 3	D51-150ctc	D25-150ctc	ctc900（主筋 6 本に 1 本）

・必要定着長の計算

各基準による必要定着長は下記の通りとなる。

表 3.2.3 定着長の計算結果

配筋パターン	道路橋示方書	コンクリート 標準示方書	鉄道標準
ケース 1	0.1563 $\sigma_{sa} \cdot \phi$	0.0838 $f_{yd} \cdot \phi$	0.0698 $f_{yd} \cdot \phi$
ケース 2		0.1117 $f_{yd} \cdot \phi$	0.0806 $f_{yd} \cdot \phi$
ケース 3		0.1257 $f_{yd} \cdot \phi$	0.1198 $f_{yd} \cdot \phi$

これを、横軸に鉄筋強度、たて軸に定着長をとり図示すると図 3.2.2 のようになる。ここで、建築基準は省略したが、鉄道標準式ケース 1 とほぼ同様となる。

各基準の鉄筋定着長の比較 ($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ の場合)

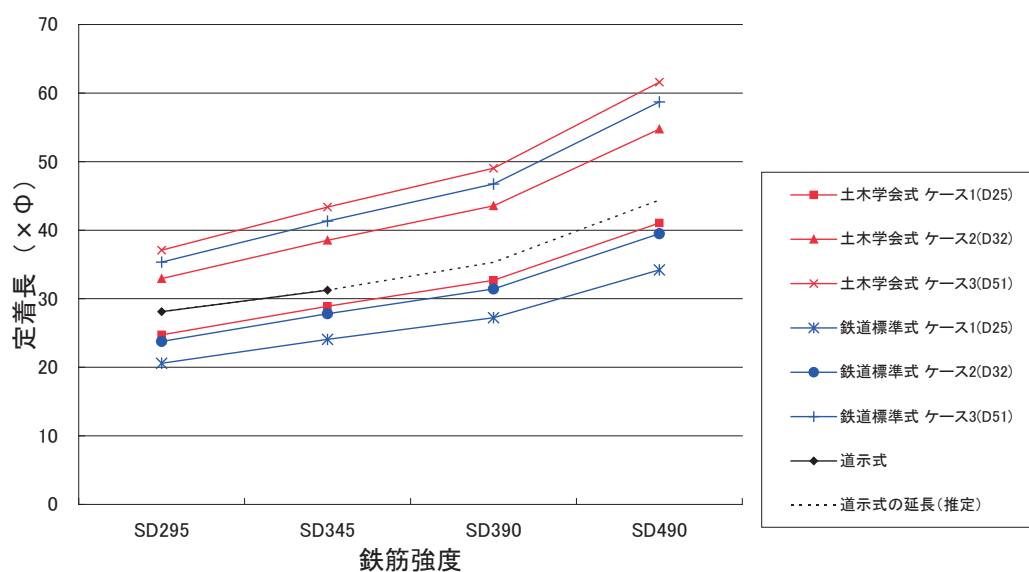


図 3. 2. 2 各基準の定着長の比較

D32 以下の一般的な径の鉄筋のケースに着目すると、道示式は許容応力度を基本としているが、他の基準に比較して必要定着長が短くなる訳ではない。道示式においては許容応力度の中に鉄筋によるひびわれ分散や割裂破壊面に配置された横方向鉄筋の拘束の効果が見込まれていると考えられる。

また、土木学会基準・鉄道基準では D51 等の太径鉄筋を定着する場合は、径に対してより大きな倍率で定着が必要となる。道示では現在のところこのような考え方はないが、D32 を超える高強度の太径鉄筋を定着するケースにまで算定式を拡張するうえでは、D32 以下の鉄筋と同形式の算定式が適用できるか否か、実験による検証が必要と考えられる。

3.3 引抜き実験内容

3.3.1 実験検討方針

(1) 検討の基本方針

下記の方針により検討を行うものとする。

- ① D32 以下の鉄筋を対象にした場合：高強度鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} を定めることにより、現行道示の定着長算定式をそのまま適用して定着長を算定できるか検証する。
- ② D32 を超える太径鉄筋を対象にした場合：①と同形式の算定式の適用性を検証し、適用が困難な場合には、別途定める補正係数を乗じて定着長を補正する方法を検討する。

(2) 組合せケース

組合せケースは、下記の事項に配慮して決定する。

グループ A

- ① 従来鉄筋 SD345 による引抜き実験を実施し、現行基準による定着性能を確認する。
- ② 高強度鉄筋 SD390・SD490 による引抜き実験を、定着長を変化させて実施し、従来定着と同等の性能を発揮できる定着長を把握する。
- ③ SD490 鉄筋の検討においては鉄筋径を 2 種類設定し、径の違いによる必要定着長の違いを把握する。
- ④ ねじふし鉄筋を基本としつつ、これと横ふし鉄筋の付着性能に有意な違いがあるか否か把握する。
- ⑤ 今後のフーチングコンクリートの高強度化も見据えて、定着部のコンクリート強度 2 種類（従来の $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ と高強度 30N/mm^2 ）について検討する。
- ⑥ 隣接鉄筋が定着に与える影響を把握するために、鉄筋を 2 本配置した供試体の引抜きを検討する。

グループ B

- ① 高強度鉄筋 USD685 による引き抜き実験を定着長を変化させて実施し、定着性能の差異を把握する。
- ② 上記①に対して、鉄筋径を変化させて実施し、定着性能の差異を把握する。
- ③ 上記①に対して、高強度鉄筋 SD490 を用いて引き抜き実験を行い、定着性能の差異を把握する。
- ④ 載荷ブロックがコンクリート供試体を拘束する影響を除くため、ジャッキの載荷方法を変更して、定着性能の差異を検討する。

上記を踏まえて、表 3.3.1、表 3.3.2 に示す検討ケースについて引抜き実験を実施する。

表 3.3.1 引抜き実験検討ケース（グループA）

ケース	鉄筋強度 (ふし形状)	鉄筋径	σ_{ck}	定着長	鉄筋 本数	供試体数	備考
①	SD345 (ねじふし)	D29 D35	24	25 ϕ 35 ϕ	1	4 (No.1-4)	従来ケース。現行基準による従来強度鉄筋の定着長を確認。定着長が不足する場合の破壊形態やひびわれ状況を把握するため短い定着長についても検討する。
②-a	SD490 (ねじふし)	D29	24	35 ϕ 40 ϕ 45 ϕ	1	3 (No.5-7)	基本ケース。従来ケースに対して鉄筋を SD490 に変更。
②-b	SD390 (ねじふし)	D29	24	35 ϕ 40 ϕ ※	1	2 (No.8,9)	基本ケースに対して鉄筋強度を SD390 に変更。
③	SD490 (ねじふし)	D35	24	35 ϕ 45 ϕ ※	1	2 (No.10,11)	基本ケースに対して鉄筋径を太径 D35 に変更。
④	SD490 (横ふし)	D29	24	45 ϕ ※	1	1 (No.12)	基本ケースに対して鉄筋を横ふしに変更。
⑤	SD490 (ねじふし)	D29	30	40 ϕ ※	1	2 (No.13,14)	基本ケースに対してコンクリート強度を $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ に変更。
⑥	SD490 (ねじふし)	D29	24	45 ϕ ※	2 etc100	1 (No.15)	基本ケースに対して鉄筋本数を 2 本に変更。隣接鉄筋がある場合の定着性能を確認する。

表 3.3.2 引抜き実験検討ケース（グループB）

ケース	鉄筋強度 (ふし形状)	鉄筋径	σ_{ck}	定着長	鉄筋本数	供試体数	備考
①	USD685 (ねじふし)	D29	30	35・55φ	1	2 (No.1,2)	基本ケース：USD685 鉄筋 に対して定着長を変化さ せたもの
②	USD685 (ねじふし)	D35	30	35・55φ	1	2 (No.3,4)	基本ケースに対して鉄 筋径を D35 に変更した もの
③	SD490 (ねじふし)	D29	30	35φ	1	1 (No.5)	基本ケースに対して鉄 筋を SD490 に変更した もの
④	SD490 (ねじふし)	D29	30	35φ	1	1 (No.6)	ジャッキの影響を排除 したもの

検討ケース数は上記の 11 ケース（供試体数 21）とする。供試体は一度に全てを製作せずに、実験結果を確認しながら、必要に応じて適宜、検討ケースの定着長等を見直すものとする。現時点における各ケースの定着長等の設定は次の考えによる。

- ・ ケース①：道示式による本ケースの必要定着長は $l_a=31.25\phi$ となる。これを満足し、かつ実務設計で採用されるラウンド値である 35ϕ について実験する。定着長が不足する場合のひび割れ状況等を確認するため、 31.25ϕ よりもやや短い 25ϕ についても実験する。径の違いを把握するため一般的なD29と太径D35について実験するものとした。
- ・ ケース②-a：前項で示した σ_{sa} の外挿から求まるSD490鉄筋の必要定着長の目安値 40ϕ および 45ϕ について実験する。またSD345鉄筋の定着と同等の 35ϕ についても実験し、定着性能が不足するか否か把握する。
- ・ ケース②-b：SD390の必要定着長の予測値 35ϕ 、 40ϕ について実験する。
- ・ ケース③：従来鉄筋と同等の 35ϕ および予測値 45ϕ について実験する。
- ・ ケース④：ケース②の実験において所定の機能を確保できるSD490鉄筋の定着長を本ケースにおける定着長とし、仮に 45ϕ としている。
- ・ ケース⑤：前項で示した σ_{sa} の外挿から求まるSD490鉄筋の σ_{sa} 予測値と $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の τ_{0a} から計算される必要定着長は $l_a=34.72\phi$ となる。これより目安値 40ϕ とした。
- ・ ケース⑥：ケース②の検討において所定の機能を確保できるSD490鉄筋の定着長を本ケースにおける定着長とし、現時点では仮に 45ϕ とした。ピッチは実設計で採用されるピッチのうち最も離隔の小さいctc100（2段配置の際の1段目と2段目の離隔）とした。

3.3.2 実験方法

(1) 載荷方法

直径500mmの円柱コンクリートの中心に、一定間隔でひずみゲージを貼り付けた鉄筋を埋め込み、センターホールジャッキにより単調載荷で鉄筋を引き抜いた。ひずみゲージより計測されるひずみ値を軸力に換算し、隣接2計測点の軸力差 ΔN を付着区間面積（鉄筋周長 $L_s \times$ 計測点間距離 L ）で除すことで、その区間に発揮される付着応力度 τ を算出した。また、鉄筋が降伏し鉄筋とコンクリートのひずみ差が大きくなった時点で鉄筋とコンクリートの付着は切れたと見なせることから、当該区間を付着劣化区間とし、付着発揮範囲の軸力の合計 ΣN とその時点で鉄筋に作用している引張荷重 P との差分を付着劣化区間面積（周長 $L_s \times$ 付着劣化区間長 L' ）で除すことで、付着劣化区間における抵抗応力度 τ' を算出した。

グループAの載荷概要図を図3.3.1、図3.3.2に示す。

グループBの載荷概要図を図3.3.3および図3.3.4に示す。グループA実験からの改良点は下記の通りである。

- ・ ひずみゲージは150mmピッチ（5D程度）を基本ピッチとして密に配置し、鉄筋両面に貼り付け、平均で評価するものとした。
- ・ 巻き取り式変位計を設置し、コンクリート上面における鉄筋伸び出し量を計測する。

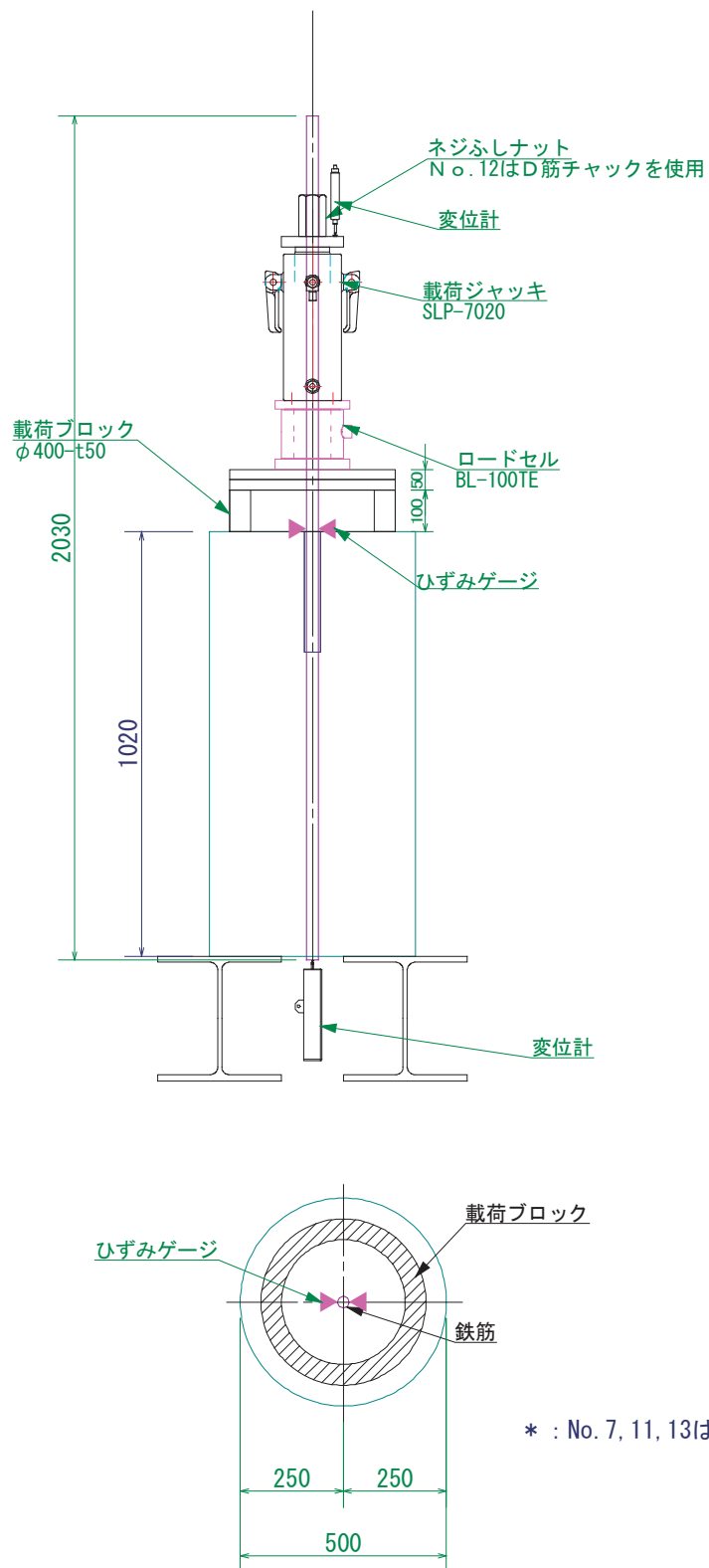


図 3.3.1 引抜き実験载荷概要図（グループA・鉄筋1本のケース、No.1～14）

No. 15 D29 (SD490) 2本 定着長 $\phi 45$ ※

$\sigma_{ck}=24$

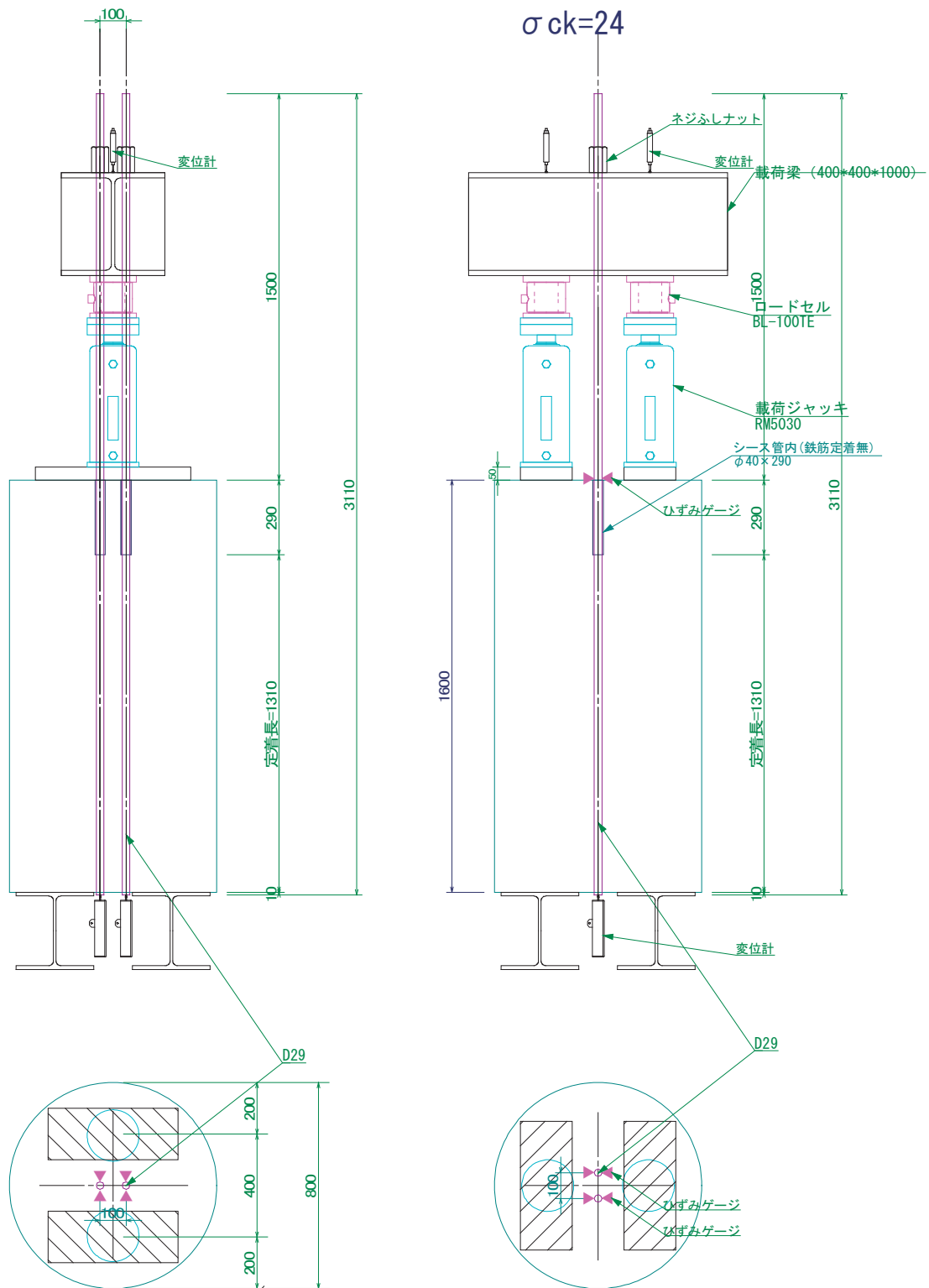


図 3.3.2 引抜き実験載荷概要図 (グループ A・鉄筋 2 本のケース、No. 15)

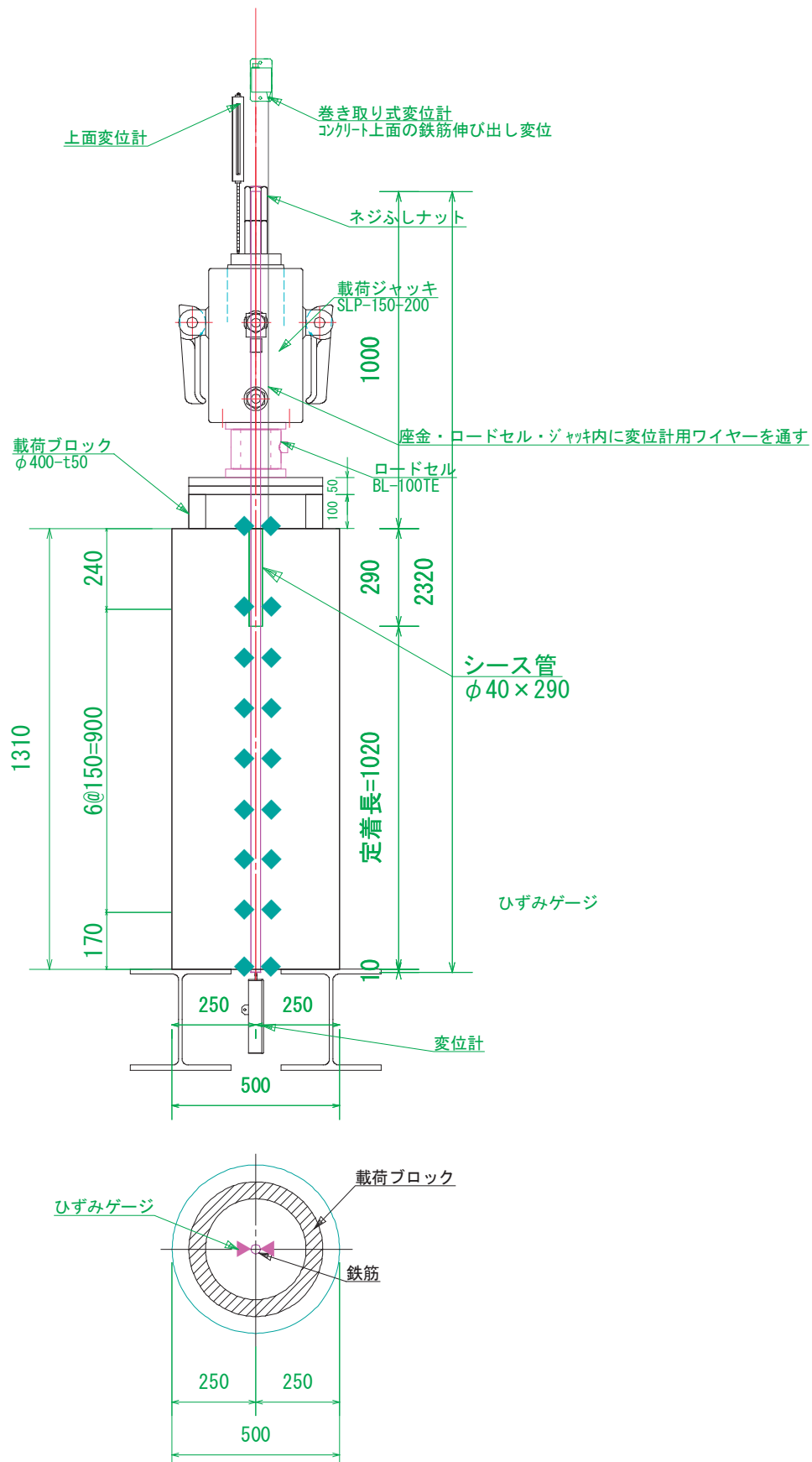


図 3.3.3 引抜き実験供試体 No. 1~5 の载荷概要図（グループ B、No. 1~5）

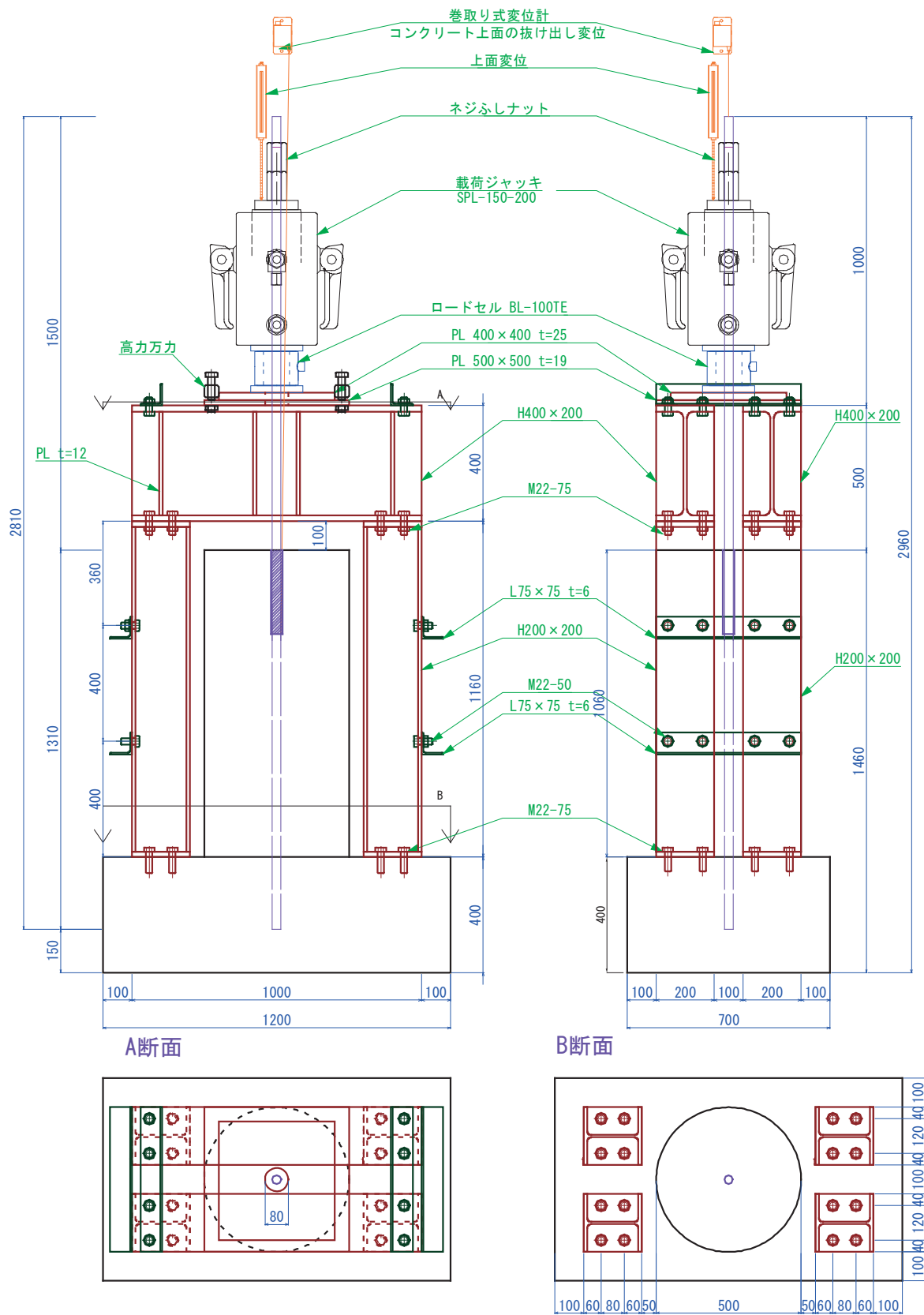


図 3.3.4 引抜き実験供試体 No. 6 の载荷概要図 (グループ B)

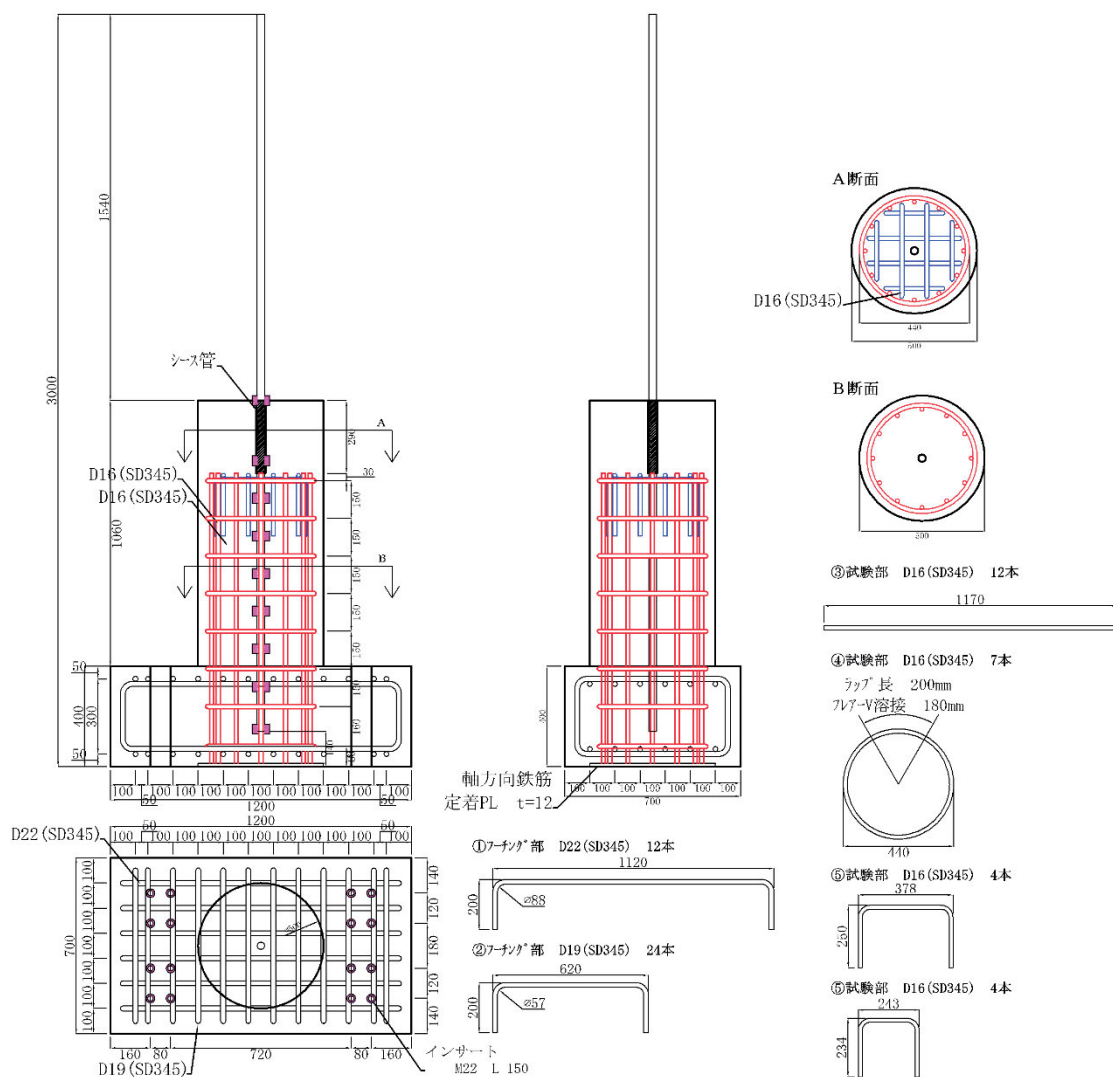


図 3.3.5 供試体 No. 6 の配筋図 (グループB)

(2) 計測項目と計測機器類の設定

計測項目及びセンサー数量を以下に示す。

- ・ 載荷荷重（鉛直荷重） : 1 点（ロードセル出力による。）
- ・ 鉄筋抜け出し変位 : 2[4]点（上下端の鉄筋抜け出し変位）
- ・ 鉄筋ひずみ^{注1} : 2[4]点（ブロック上部位置 1 断面）
- ・ 鉄筋ひずみ^{注2} : 14 点（フーチング内部位置 7 断面 No.7,11,13 のみ）

[]は No.15 のみ

注 1 : ブロック上部の鉄筋ひずみは載荷中の鉄筋の急激な破断による危険防止を目的として、鉄筋の伸びを把握するために取り付ける。

注 2 : ブロック内における鉄筋の伸びひずみ分布を把握するために取り付ける。ひずみゲージ取り付けによりコンクリートと鉄筋の付着が減少する懸念があるので、定着が十分に確保されていると予想される 3 供試体にひずみゲージを取り付けるものとした。

(3) 載荷及び計測

載荷および計測の手順は下記の通りである。

- ・ 引抜き載荷開始 : 載荷は電動ポンプを使用して静的単調載荷で行う。計測時は電動ポンプを一旦止めてクラック観察を適時行い載荷する。
- ・ 載荷時の計測 : 実験は 10kN ピッチで計測し鉄筋の降伏後もしくは変位の進み具合で適時判断して計測する。
- ・ 実験終了 : 鉄筋の抜け出し量が 80mm（変位計のストロークより）・鉄筋の降伏後最大荷重を過ぎて荷重が下がり始めた時点で載荷を終了する。
- ・ 除荷 : 実験の除荷は 50kN ピッチで行う。
- ・ 実験完了後 : 実験完了後、変位計やリード線を撤去して、クラックスケッチの確認を行ない全体的な写真撮影を行なう。

載荷は、静的単調載荷とし、載荷終了まで除荷しないで実施する。

3.4 実験結果

(1) 実験ケース

グループ A、B での実験ケースを表 3.4.1、表 3.4.2 に示す。

表 3.4.1 実験ケース（グループ A）

供試体 番号	鉄筋			定着長		ふし 形状	コンクリート	
	材質	径 (mm)	本数	ϕ	(mm)		直径 (mm)	σ_{ck} (N/mm ²)
No. 1	SD345	29	1	25	730	ねじふし	500	24
No. 2	SD345	29	1	35	1020	ねじふし	500	24
No. 3	SD345	35	1	25	880	ねじふし	600	24
No. 4	SD345	35	1	35	1230	ねじふし	600	24
No. 5	SD490	29	1	35	1020	ねじふし	500	24
No. 6	SD490	29	1	40	1160	ねじふし	500	24
No. 7	SD490	29	1	45	1310	ねじふし	500	24
No. 8	SD390	29	1	35	1020	ねじふし	500	24
No. 9	SD390	29	1	40	1160	ねじふし	500	24
No. 10	SD490	35	1	35	1230	ねじふし	600	24
No. 11	SD490	35	1	45	1580	ねじふし	600	24
No. 12	SD490	29	1	45	1310	横ふし	500	24
No. 13	SD490	29	1	40	1160	ねじふし	500	30
No. 14	SD490	35	1	40	1400	ねじふし	600	30
No. 15	SD490	29	2	45	1310	ねじふし	800	24

表 3.4.2 実験ケース（グループ B）

供試体 番号	鉄筋			定着長		ふし 形状	コンクリート	
	材質	径 (mm)	本数	ϕ	(mm)		直径 (mm)	σ_{ck} (N/mm ²)
No. 1	USD685	29	1	35	1020	ねじふし	500	30
No. 2	USD685	29	1	55	1600	ねじふし	500	30
No. 3	USD685	35	1	35	1230	ねじふし	600	30
No. 4	USD685	35	1	55	1930	ねじふし	600	30
No. 5	SD490	29	1	35	1020	ねじふし	500	30
No. 6	SD490	29	1	35	1020	ねじふし	500	30

(2) 実験結果一覧

実験結果一覧表を表 3.4.3、表 3.4.4 に示す。一覧表には、実験に先立ち実施した鉄筋の引張強度試験結果及びコンクリートの圧縮強度試験結果も合わせて表記した。なお、表 3.4.3、表 3.4.4 に示した伸びとは、実験前後における鉄筋全長（ナット取付位置より下端まで）の比であり、絞りとは実験前後における鉄筋断面積比である。

引抜き荷重を連続的に増加させた場合の付着応力度分布の推移について、代表例を図 3.4.1(a) 及び(b) に示す。

(a) 載荷端である付着上端側にいく程、発揮される付着応力度 τ は大きくなった。付着発揮範囲は、引抜き荷重が増加するに従い分布傾向の傾きをほぼ一定に保ったまま深さ方向へ進展していった。また発揮される付着応力度はある一定値で頭打ちとなり、鉄筋が弾性域内にある間はほぼその一定値を保持したまま推移した。

(b) 付着上端側から鉄筋が降伏し付着劣化が発生すると、その区間で発揮される付着応力度は急激に減少し、代わりに付着劣化区間の抵抗応力度 τ' が発揮された。付着劣化区間の付着上端からの距離が増加するに従い、付着発揮範囲は加速度的に深さ方向へ進展し、最下端の付着応力度が各深さで見られた付着応力度の最大値とほぼ同じ値に達した後、鉄筋は引き抜けた。

表 3.4.3 実験結果一覧表（グループ A）

ケース	コンクリート		使用鉄筋						試験結果								
	直径	強度	太さ	本数	材質	定着長		ふし	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	下面鉄筋の抜け出し変位 (mm)	鉄筋破断	伸び (%)	絞り (%)	
	(mm)	σ _{ck} (N/mm ²)	D	(本)	SD	φ	(mm)	形状								全体平均	破断部
No. 1	500	24	D29	1	SD345	25	730	ネジふし	264.6	324.9	344.6	94.18	74.77	無	5.5	8.5	
No. 2	500	24	D29	1	SD345	35	1020	ネジふし	260.9	347.4	354.8	151.37	42.37	無	6.6	7.5	
No. 3	600	24	D35	1	SD345	25	880	ネジふし	370.4	486.8	497.9	111.80	47.39	無	5.0	4.0	
No. 4	600	24	D35	1	SD345	35	1230	ネジふし	375.9	492.4	510.3	153.32	40.00	無	6.1	6.4	
No. 5	500	24	D29	1	SD490	35	1020	ネジふし	336.4	410.9	424.3	99.90	49.93	無	4.4	3.7	
No. 6	500	24	D29	1	SD490	40	1160	ネジふし	341.0	419.7	431.7	127.59	49.52	無	5.1	5.8	
No. 7	500	24	D29	1	SD490	45	1310	ネジふし	336.8	432.5 (1.3mm)	441.3	161.98	3.33	破断	7.5	8.2	42.8
No. 8	500	24	D29	1	SD390	35	1020	ネジふし	281.1	365.3	375.5	134.84	50.00	無	5.9	8.4	
No. 9	500	24	D29	1	SD390	40	1160	ネジふし	285.7	373.6	376.4	151.89	48.85	無	6.1	9.1	
No. 10	600	24	D35	1	SD490	35	1230	ネジふし	503.9	633.6	649.8	108.94	47.15	無	4.1	6.6	
No. 11	600	24	D35	1	SD490	45	1580	ネジふし	498.8	656.2	670.9	148.26	30.98	無	5.7	10.0	
No. 12	500	24	D29	1	SD490	45	1310	横ふし	342.3	447.7 (0.03mm)	448.6	181.45	2.15	破断	8.0	13.7	38.4
No. 13	500	30	D29	1	SD490	40	1160	ネジふし	341.0	440.8	446.3	202.73	48.18	無	8.9	100.0	
No. 14	600	30	D35	1	SD490	40	1400	ネジふし	502.5	628.6	670.5	133.08	50.19	無	4.7	100.0	
No. 15	800	24	D29	2	SD490	45	1310	ネジふし	699.6 (合計)	897.2 (合計)	904 (合計)	187.86	48.73	無	7.0	5.7	

表 3.4.4 実験結果一覧表（グループ B）

コンクリート		使用鉄筋						試験結果									
	直径	強度	太さ	本数	材質	定着長		ふし	鉄筋降伏荷重	鉄筋抜け出し荷重	最大荷重	最大荷重時の変位	最大荷重時の変位	下面鉄筋の抜け出し変位	鉄筋破断	伸び (%)	絞り (%)
	(mm)	σ_{ck} (N/mm ²)	D	(本)	SD	ϕ	(mm)	形状	(kN)	(kN)	(kN)	コンクリート上 位置 (mm)	コンクリート上 位置 (mm)	(mm)		ϵ_t	全体平均
No. 1	500	30	D29	1	USD685	35	1020	ネジふし	484.0	553.8	587.7	89.01	43.90	82.30	無	3.4	4.0
No. 2	500	30	D29	1	USD685	55	1600	ネジふし	480.8	597.1	603.2	140.48	77.60	42.96	無	4.3	2.7
No. 3	600	30	D35	1	USD685	35	1230	ネジふし	684.4	*1	812.6	67.13	23.70	0.00	無	5.5	2.5
No. 4	600	30	D35	1	USD685	55	1930	ネジふし	670.6	848.5	852.6	138.27	95.30	38.90	無	4.5	4.8
No. 5	500	30	D29	1	SD490	35	1020	ネジふし	360.4	436.7	447.3	120.19	61.30	237.94	無	5.0	4.7
No. 6	500	30	D29	1	SD490	35	1020	ネジふし	356.0		454.2	185.35	70.90		無		7.9

*1: No. 3 の供試体は鉄筋の曲がりが大きくなり座金が割れてしまったので実験を終了。

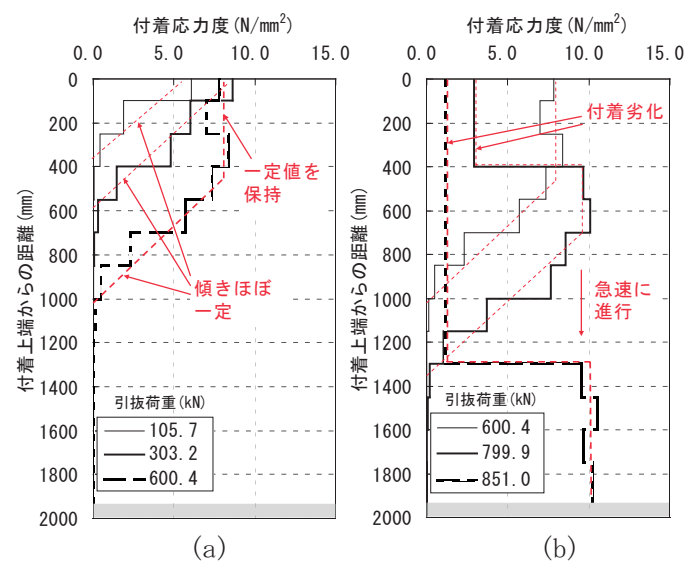


図 3.4.1 付着応力度分布の推移

3.5 実験の考察

(1) 鉄筋強度の影響

鉄筋強度 SD345, 390, 490 の違いによる荷重－変位関係を図 3.5.1 及び図 3.5.2 に示す。

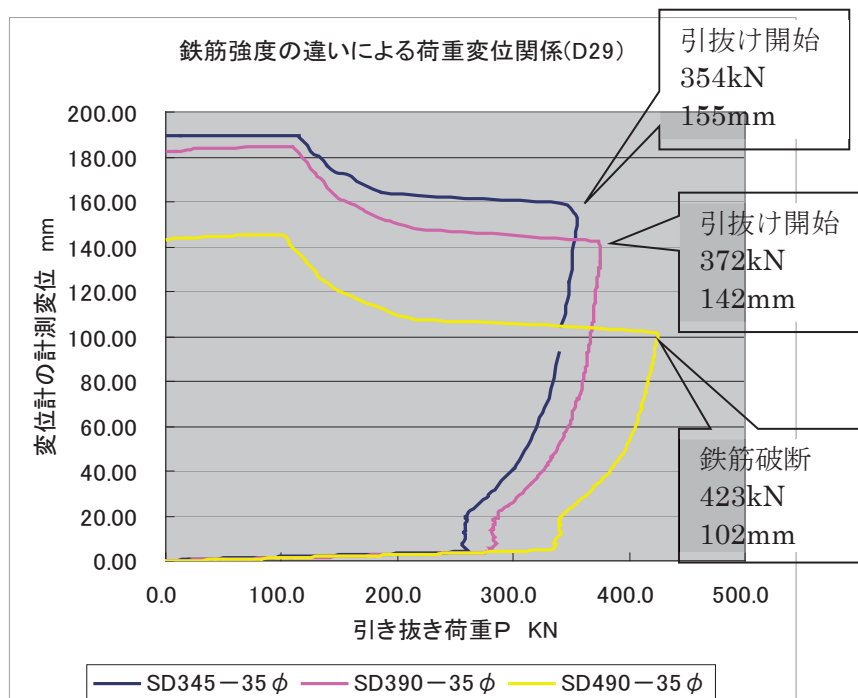


図 3.5.1 鉄筋強度の違いによる荷重－変位関係の違い (A グループ)

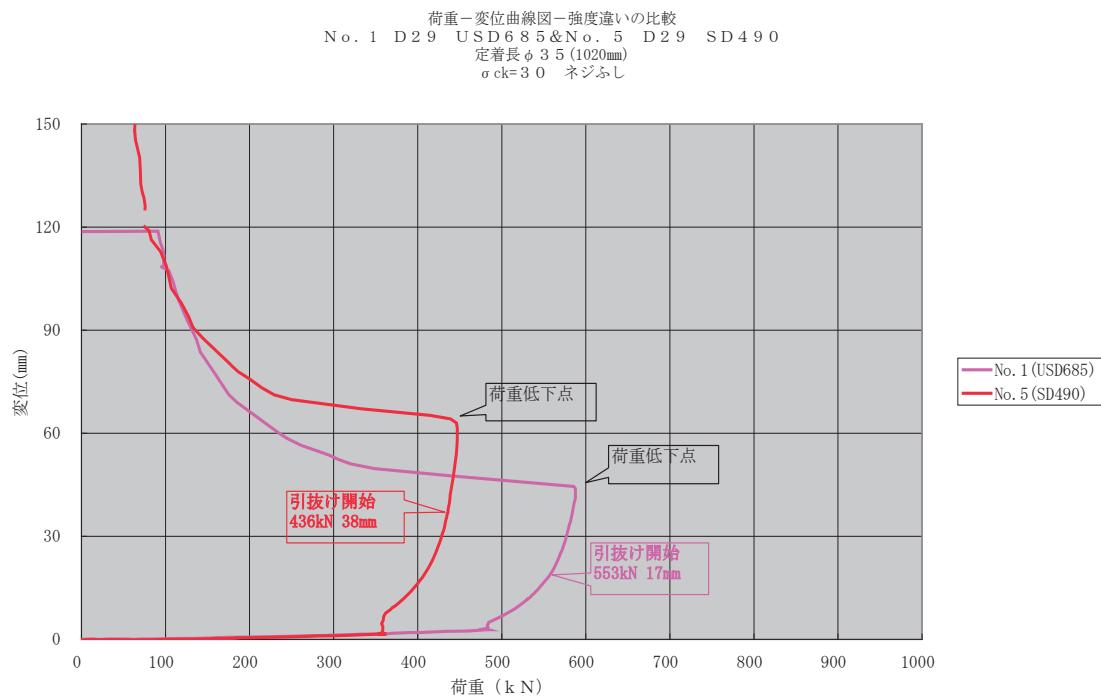


図 3.5.2 変位－荷重関係 (B グループ No. 1 と No. 5 供試体)

同径・同定着長の場合、鉄筋強度が高い程、引抜き抵抗が大きく、また伸び出し変位が小さく抑えられた。

(2) 鉄筋径の影響

鉄筋径 D29 および D35 の違いによる応力度－変位関係を図 3.5.3 及び図 3.5.4 に示す。鉄筋径が異なるので、横軸は荷重ではなく引張応力度とした。

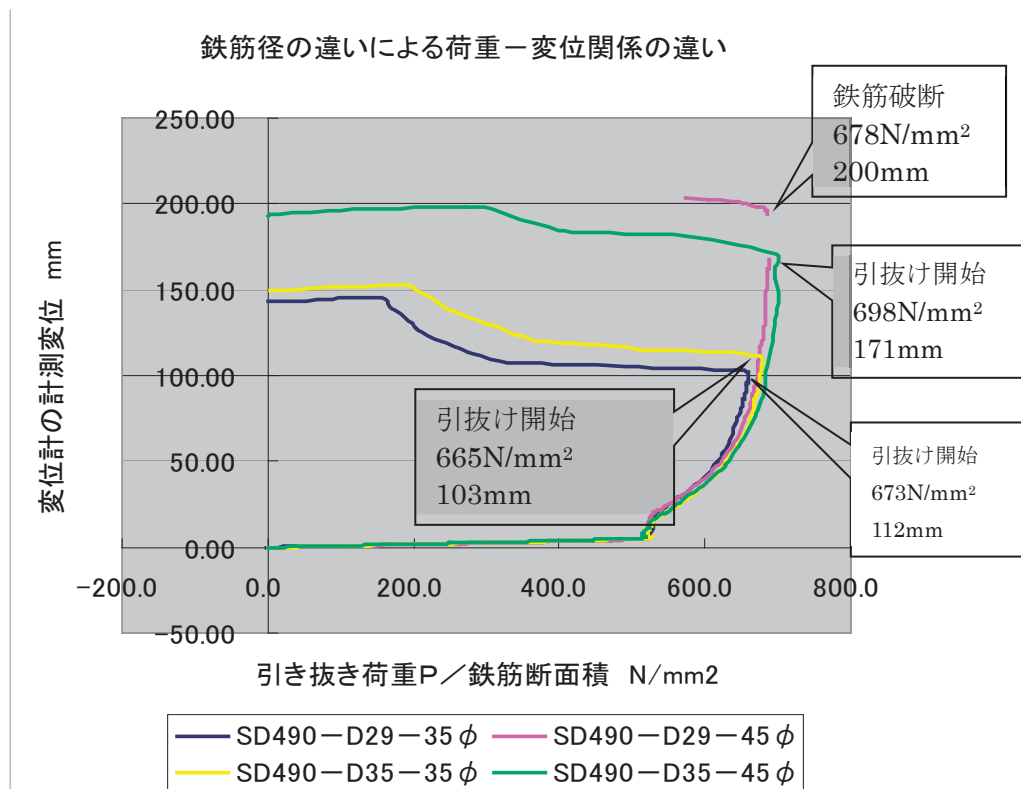


図 3.5.3 鉄筋径の違いによる荷重－変位関係の違い

図 3.5.3 の結果から以下が確認された。

- 定着長 35φ の場合：太径 D35 の方が引抜き抵抗が大きくなった。引抜きが開始する変位も大きくなった。
- 定着長 45φ の場合：太径 D35 の方が引抜き抵抗が大きくなった。引抜きが開始する変位は D35 の方が小さい。
- D29-45φ は最終的に破断。よって破断前の急激な伸びが変位に含まれている。

鉄筋径の違いによる荷重－変位関係の違い

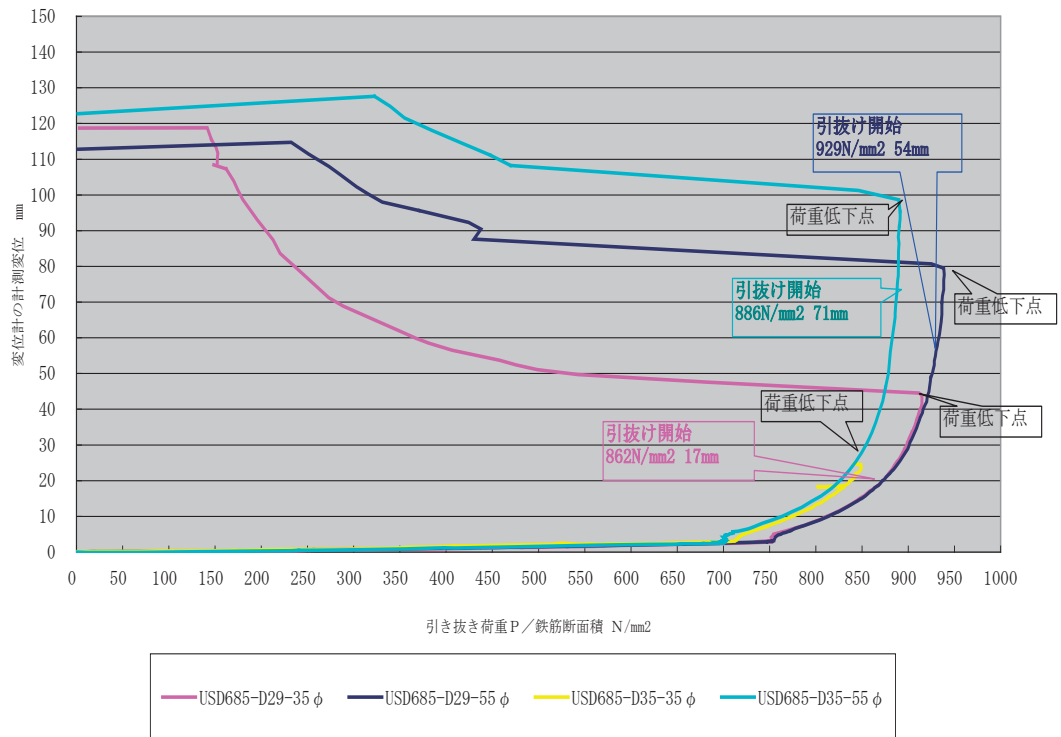


図 3.5.4 鉄筋径の違いによる荷重－変位関係の違い（USD685 データ）

- ・ 図 3.5.4 の結果から、鉄筋径によらず、各試験体は変位－応力関係が線形である間は引抜けは確認されておらず、荷重低下点に至る途中で引抜けが確認されたことから鉄筋径の差異による定着性能の違いは変位－応力関係が線形的である間はないと考えられる。

(4) 隣接鉄筋の影響

鉄筋 1 本と 2 本（離隔 10cm）の荷重－変位関係の比較を図 3.5.7 に示す。

両ケースは変位計の位置（鉄筋の長さ）が異なるので、変位は鉄筋の伸びる範囲が同等になるように補正している。

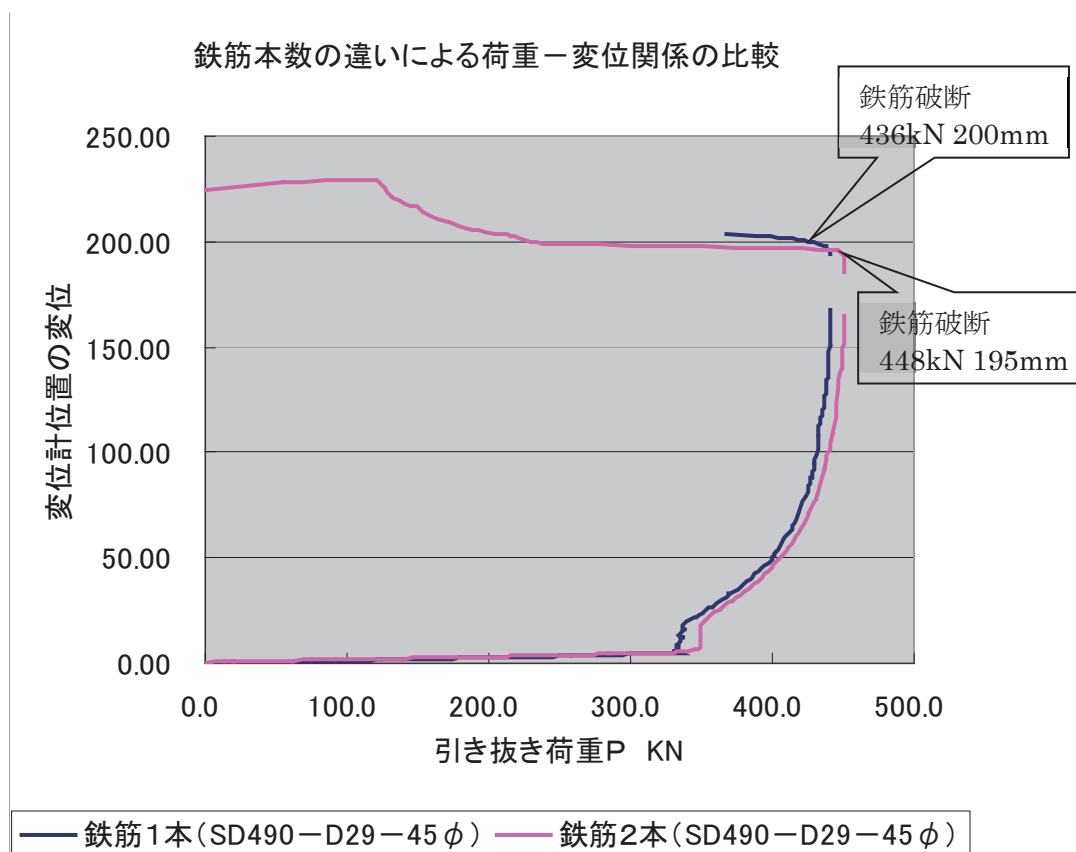


図 3.5.7 鉄筋本数の違いによる荷重－変位関係の比較

- ・ 拔出し荷重は両者で大差なかった。
- ・ 鉄筋近傍をコア抜きした結果では、鉄筋周辺にひびわれは確認できなかった。

<変位の補正方法>

両ケースの変位計の位置は、定着部境界（コンクリート上面から 10φ 下がった、シースにより付着を切った範囲の下端）から 1105 mm (No.7), 1505 mm (No.15) と異なっている。そこで、このままでは、変位を比較できないので、次のように No.15 供試体の変位を補正した。

初期荷重レベルの変位：初期荷重レベルでは、コンクリート内部からの鉄筋の伸び出し変位は小さく、鉄筋の伸び量はコンクリートから突出した鉄筋の伸びに支配される。そこで変位量を突出部分の長さ比 ($1105/1505 \approx 75\%$) で補正する。

最終変位：No.15 供試体の最終段階における突出部の伸び（実験前後における突出部の鉄筋の伸び率）は 7%（計測値）である。両供試体の突出長の差分（1505-1105=400 mm）に伸び率 7% を乗じた 28 mm を全体変位から差し引くと No.7 と同一条件の変位になる。これは突側の最終変位の約 90% に相当する。

全体の変位は、「初期荷重レベルにおいて 75%」から「最終変位において 90%」まで漸増させるものとし、荷重—変位関係図を補正した。

(5) 荷重方法の影響 (B グループ)

ジャッキの拘束影響のある No. 5 と拘束影響を除去した No. 6 の荷重—変位関係を図 3.5.8 に示す。

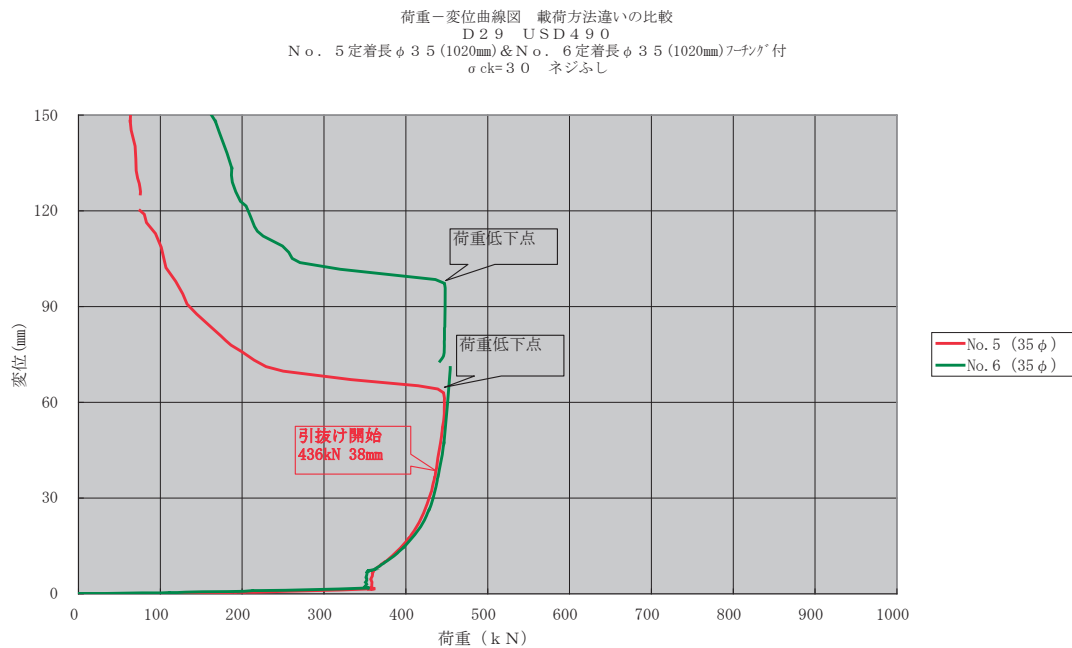
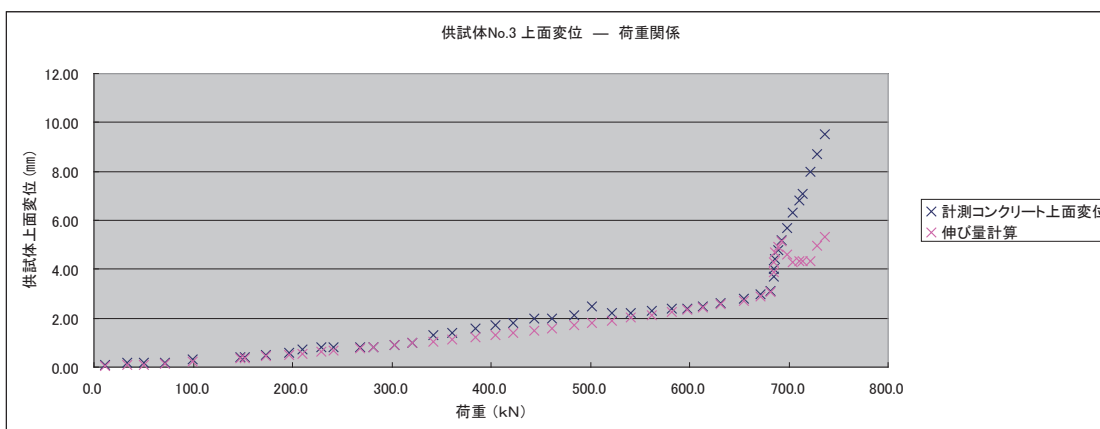
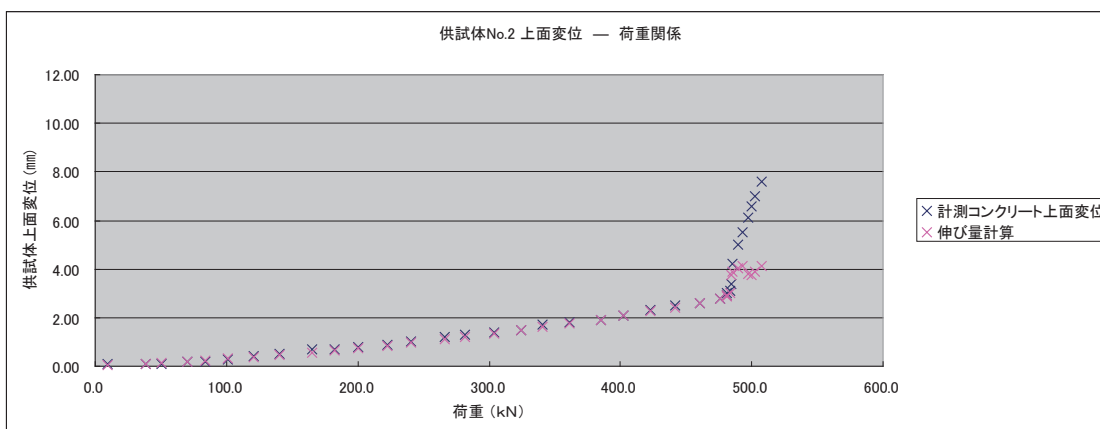
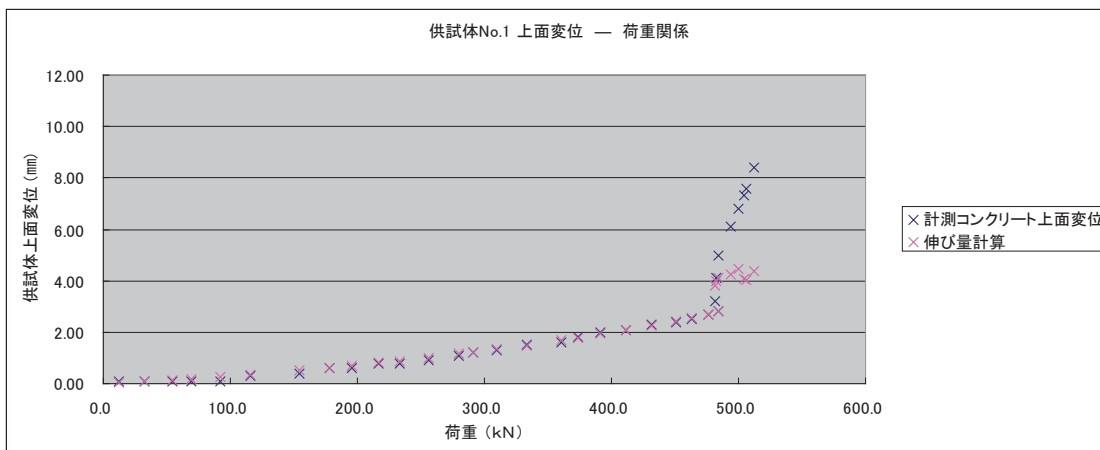


図 3.5.8 変位—荷重関係 (No. 5 と No. 6 供試体)

両者は同様の軌跡をたどるが、ジャッキの拘束影響のある No. 5 の方が荷重低下点の変位が小さくなった。

(6) 異なる計測方法による伸び出し変位の計測値の比較

コンクリート上面の変位計によって計測した伸び出し変位（実測変位）と、鉄筋のひずみデータから計算したコンクリート上面の伸び出し変位（計算変位）の比較を図 3.5.9 に示す。



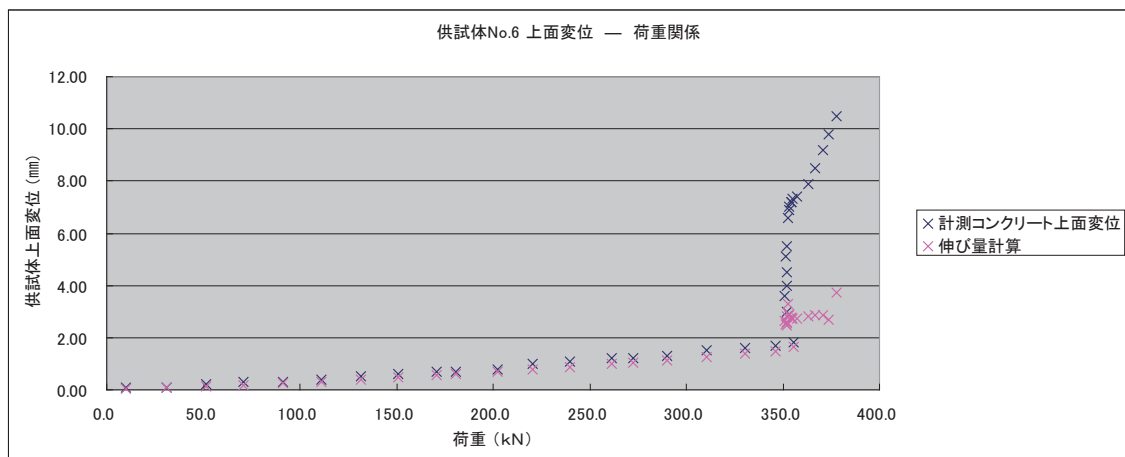
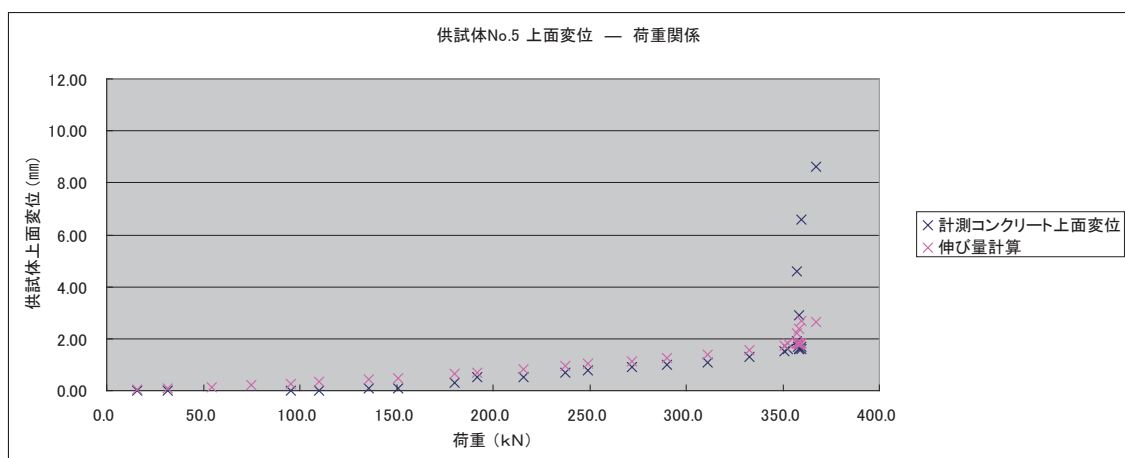
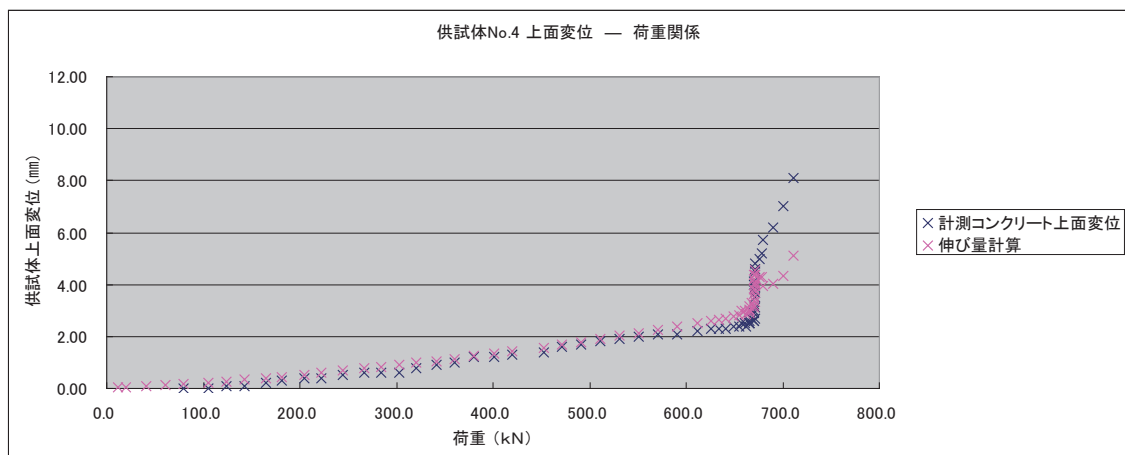


図 3.5.9 供試体 No.1～6 上面変位—荷重関係

両者は降伏点以下の範囲において概ね一致し、ひずみデータの妥当性が確認できた。降伏点に達し、ひずみが急増し始めると、実測変位と計算変位は一致しなくなった。

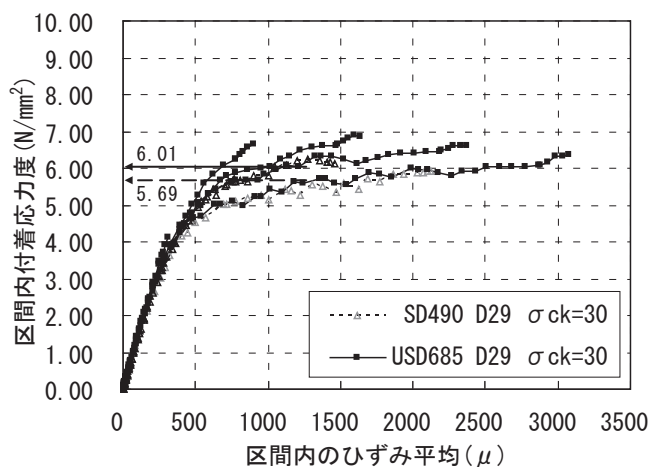
(7) 発揮される付着性能

任意のひずみ計測区間における隣接 2 計測点のひずみ平均値 μ と計測区間内の付着応力度 τ の関係について、鉄筋強度及び鉄筋径に着目した比較結果を図 3.5.10(a) 及び(b) に示す。いずれのケースにも、付着応力度はひずみ平均が 300μ あたりまではほぼ直線的に増加した後、ある付着応力度にて頭打ちになるバイリニアの関係を示した。そこで、付着応力度が頭打ちとなり平均値 $1000\mu \sim 1500\mu$ の範囲における付着応力度の平均値（以下、発揮付着応力度）を読み取り比較を行った。値は図中に表記した。

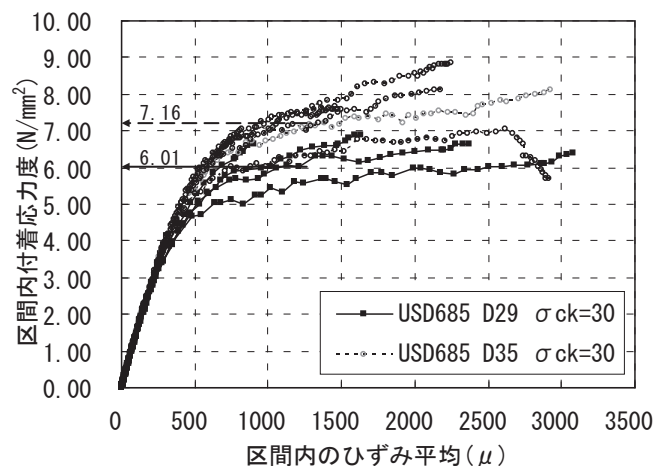
鉄筋強度の比較である(a)より、ひずみと付着応力度の関係は鉄筋強度の違いに依らずほぼ同等となった。これは、鉄筋とコンクリートとの付着は鉄筋の弾性域内で発揮されるため、弾性係数が同等であれば鉄筋強度が異なっても付着応力度発揮傾向に差は生じないことを示すものであると考えられる。また、D29 に対する D35 の発揮付着応力度の比率は 1.19 となり、鉄筋径が大きいほど発揮付着応力度も大きくなる傾向を示した。さらに、それぞれの鉄筋径についてコンクリートのせん断抵抗断面積 A_c を比較した(図 3.5.11)。その結果、D29 では $A_c=5200\text{mm}^2$ 、D35 では $A_c=6253\text{mm}^2$ となり、D29 に対する D35 の断面積比率 1.20 は、前述の発揮付着応力度の比率 1.19 と近いものとなった。

以上より、高強度鉄筋の付着メカニズムについて以下のことが考察できる。

- ・コンクリートと鉄筋の付着応力度の分布傾向は、深さ方向にほぼ一定を保ったまま推移する。
- ・発揮される付着応力度はある一定値で頭打ちとなり、鉄筋弾性域内ではその値を保持する。
- ・鉄筋の降伏に伴う鉄筋とコンクリートとのひずみ差の増大により付着劣化が発生する。
- ・付着上端側から鉄筋の降伏が発生すると、付着劣化は加速度的に深さ方向に進展し、鉄筋は引き抜ける。
- ・コンクリートと鉄筋の間で発揮される付着性能は、鉄筋強度よりも、鉄筋径及び鉄筋のふし形状により決まるコンクリートのせん断抵抗断面積に依存する可能性がある。



(a) 鉄筋強度の比較



(b) 鉄筋径の比較

図 3.5.10 ひずみと付着応力度の関係

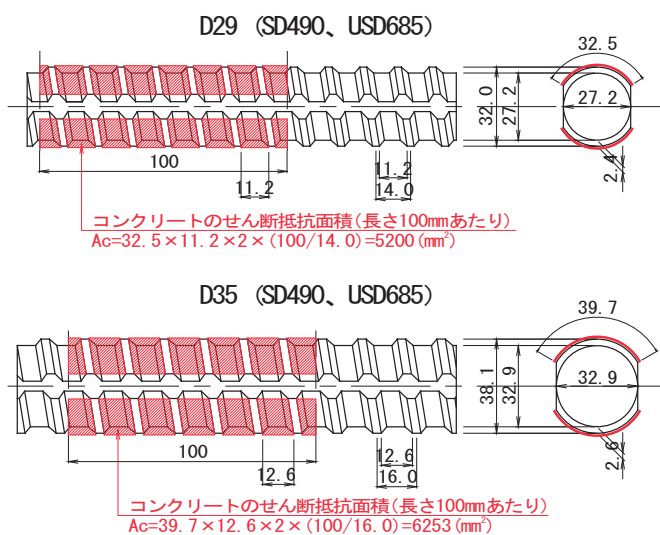


図 3.5.11 鉄筋のふし形状とコンクリートのせん断抵抗

【参考文献】

- 1) 島弘、周礼良、岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力－すべり－ひずみ関係、土木学会論文集 No. 378, V-6, pp. 165－174, 1987. 2
- 2) 島弘、周礼良、岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性、土木学会論文集 No. 378, V-6, pp. 213－220, 1987. 2

4 章 交番載荷実験

道路橋の橋脚に従来一般的に用いられてきた鉄筋に比べて高強度の鉄筋を用いることで、鉄筋量の削減、断面の縮小によるコスト縮減、過密配筋の解消による施工性の向上、部材断面の縮小による死荷重の軽減、基礎断面の縮小などのメリットが期待されている。そこで、断面形状や使用材料、鉄筋量及び作用軸圧縮応力度など様々な組み合わせが考えられる橋脚の条件に関わらず保有する耐震性能をより普遍的に評価できる設計手法の確立が求められている。

道路橋橋脚の設計法は、地震時保有水平耐力法と呼ばれ、川島ら¹⁾⁻⁵⁾によって実施された一連の研究を基にしている。地震時保有水平耐力法における鉄筋コンクリート橋脚の終局変位の推定手法に関しては、武村ら⁴⁾らや星隈ら⁵⁾によって研究されたものがある。これは、最外縁圧縮鉄筋位置のコンクリートの圧縮応力度が帯鉄筋による拘束効果を考慮した応力度 $\sigma_{\text{鉄筋}}-\sigma_{\text{鉄筋}}-\sigma_{\text{鉄筋}}$ 関係³⁾において、最大圧縮応力度の80%に低下した時点を終局点として終局変位を推定する手法である。この手法により計算される終局変位は、繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリート橋脚のかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈して、水平力が低下しはじめる点の変位に概ね相当するとされている。しかし、この評価手法は、例えば軸方向鉄筋比が低く、横拘束鉄筋の体積比が高い場合には実験における終局変位よりも過大な評価値を与える場合もあることが指摘されている⁶⁾。

高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚の研究に関しては、仲谷ら^{7, 8)}や塩畑ら⁹⁾がSD490の高強度鉄筋を使用した供試体による交番載荷実験を実施している。これらの研究は、軸方向鉄筋比が小さい場合に、平成14年道路橋示方書の計算式は実験値を過大評価することを指摘しており、より広い適用範囲で信頼性の高い評価手法が求められている。

平成24年に改訂された道路橋示方書では、SD490を使用した橋脚を含む過去に実施された載荷実験結果の分析を基に、前述の軸方向鉄筋比が小さい場合も含めて終局変位の予測精度の改善が図られ¹⁰⁾、かつ軸方向鉄筋としてSD490まで適用範囲が拡大された。一方で、材料強度や構造細目などの適用範囲が実施された実験データの範囲に限定されているため、適用範囲を超える条件を採用する場合には、実験等による検証が必要となり、実用の面では課題が残っているといえる。そのため、様々な条件においても一定の精度、安全余裕を持って橋脚の状態が評価できる設計手法が必要であると考えられる。

前章までは、高強度鉄筋について材料の力学的特性を調査した。本章では、高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱について正負交番水平載荷を受ける時の挙動を調査するものである。材料の組み合わせ、軸方向鉄筋比、軸圧縮応力度などを変化させたときのコンクリート柱の挙動の違いを調べる。

4.1 実験概要

実験ケースを表4.1.1に、供試体断面図を図4.1.1に示す。実験供試体のパラメータは、軸方向鉄筋強度（SD345, SD490, USD685）、軸方向鉄筋比、軸方向鉄筋の配置段数、横拘

束鉄筋の体積比¹¹⁾、橋脚基部に作用する軸圧縮応力度等とした。全ての供試体のコンクリートの設計基準強度は 40N/mm² とし、また、横拘束鉄筋として、従来強度の鉄筋 (SD345) を使用した。なお、各実験供試体は、軸方向鉄筋強度および軸圧縮応力度の大きさによってシリーズ A～D と称し整理を行った。

表 4. 1. 1 実験供試体諸元

シリーズ		A	B			C		D1			D2	
供試体名		A-1	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	D1-1	D1-2	D1-3	D2-1	D2-2
断面寸法(mm)		600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	500× 500	500× 500
柱基部から水平力作用位置 までの距離(mm)		3010	3010	3010	3010	3010	3010	3010	3010	3500	3500	3500
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)		40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
軸方向鉄筋 (D13)	材質	SD345	SD490	SD490	SD490	USD685	USD685	SD490	SD490	SD490	SD490	SD490
	配置間隔	40mm	65mm	65mm	65mm	87mm	65mm	65mm	65mm	47mm	60mm	60mm-
	一本数	-52 本	-32 本	-56 本	-56 本	-24 本	-32 本	-32 本	-56 本	-44 本	-56 本	56 本
	配置段数(段)	1	1	2	2	1	1	1	2	1	2	2
軸方向鉄筋比(%)		1.83	1.13	1.97	1.97	0.84	1.13	1.13	1.97	1.55	2.84	2.84
帯鉄筋 (D6)	材質	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345
	配置間隔(mm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	60	60
	有効長(mm)	260	260	260	195	260	260	260	260	284	120	120
	横拘束鉄筋の 体積比(%)	1.22	1.22	1.22	1.62	1.22	1.22	1.22	1.22	1.12	1.76	1.76
柱基部軸圧縮応力度(N/mm ²)		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.50	2.50	3.50	2.50	5.00
せん断スパン比		5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.83	7.00	7.00

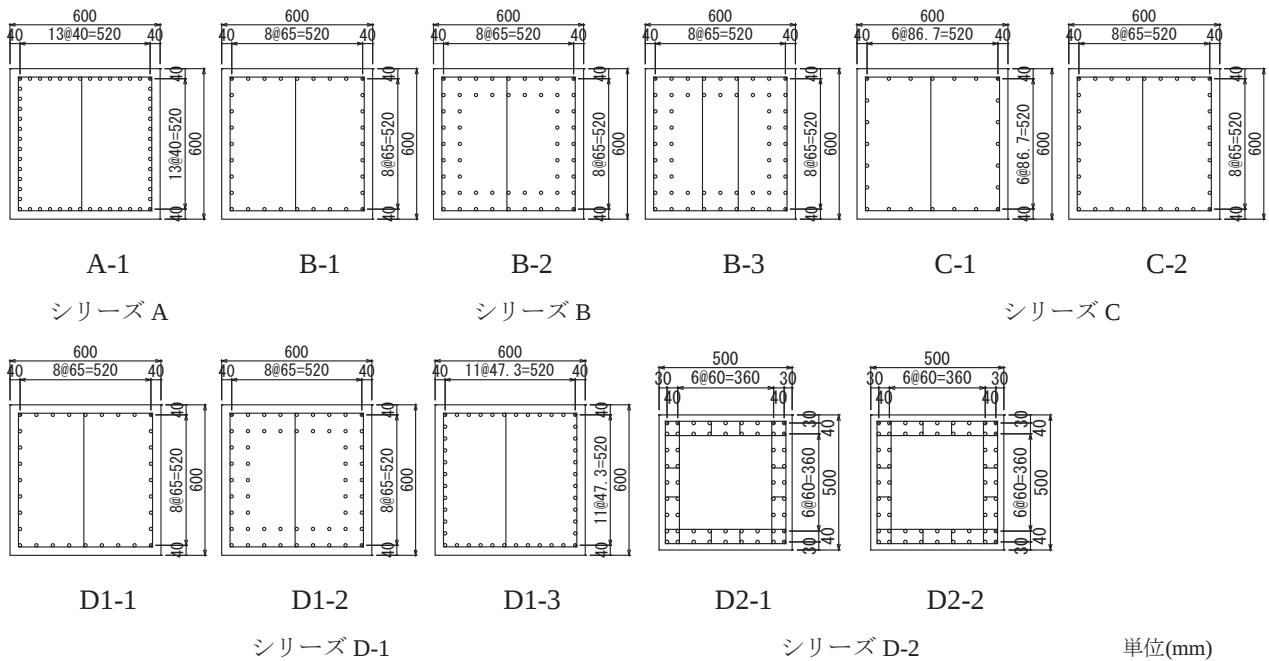


図 4. 1. 1 供試体断面図

4.2 実験方法

4.2.1 供試体寸法の設定

実験供試体の構造寸法を設定するにあたり、支間 50m 程度の鋼鈑桁橋の橋脚（断面寸法 3.0m×3.0m、橋脚高さ 15m）を想定した試設計を行い、その結果を縮尺 1/5 に縮小した断面を基本ケース(B-2)として設定した。試設計を行った橋脚と供試体の諸元は表 4.2.1 の通りである。

試設計における軸方向鉄筋及び帯鉄筋の鉄筋間隔(150mm)を 1/5 に縮小すると 30mm になる。しかし、使用したコンクリートの粗骨材の最大寸法が 20mm であることを考慮し、鉄筋のあきが粗骨材の最大寸法の 4/3 を確保できるように鉄筋間隔の最小値を 40mm に設定した。また、軸方向鉄筋比を高く設定した供試体で軸方向鉄筋の間隔が 40mm を下回る場合には、軸方向鉄筋を 2 段配置にして鉄筋間隔 40mm を確保した。

試設計におけるコンクリート外縁から軸方向鉄筋の中心位置までの距離は、1 段目が 150mm、2 段目が 300mm に配置される想定であるが、供試体では、かぶり部へのコンクリートの打設に配慮し、1 段目を 40mm、2 段目を 105mm の位置とし、断面寸法の異なるシリーズ D2 についてのみ 1 段目を 30mm、2 段目を 70mm とした。試設計による断面と供試体の縮尺比 1/5 を考慮すると、供試体のコンクリート外縁から軸方向鉄筋の中心位置までの距離

は、1 段目が 200mm、2 段目が 525mm に相当し(シリーズ D2 は 1 段目が 150mm、2 段目が 350mm)、試設計の諸元より軸方向鉄筋がコンクリート内側に配置されていることになる。

柱基部の軸圧縮応力度は試設計では 1.3N/mm² であるが、既往の実験で多く採用されている 1.0N/mm² を基本とし、既往の実験との比較が容易となるようにした。

表 4.2.1 試設計と供試体の諸元

	試設計	供試体 (B-2)
断面寸法	3000mm×3000mm	600mm×600mm
柱高さ	15000mm	3000mm
軸方向鉄筋:SD490 (径, 間隔, 段数)	D51ctc150mm(88 本) 1.5 段配置	D13 ctc65mm(56 本) 2 段配置
軸方向鉄筋比	1.98%	2.00%
帯鉄筋:SD345 (径, 間隔)	D25ctc150mm	D6ctc40mm
横拘束鉄筋の有効長	750mm	260mm
横拘束鉄筋の体積比	1.80%	1.22%
かぶり	74.5mm	21.5mm
基部軸力	11308kN	360kN
軸圧縮応力度	1.26N/mm ²	1.00N/mm ²
せん断スパン比	5.00	5.00
断面図		

4.2.2 実験供試体のパラメータの設定

実験に使用した供試体の軸方向鉄筋比、横拘束鉄筋の体積比、軸圧縮応力度の関係を図 4.2.1 に示す。これらの供試体のパラメータに関しては、以下の背景のもと具体的な数値を設定した。

①軸方向鉄筋比

既往の実験⁶⁾では、軸方向鉄筋比を 1.0～2.0%程度に設定している。高強度鉄筋を採用する柱部材では、断面を縮小することにより軸方向鉄筋比が高くなる傾向にあると想定されるため、1.0～3.0%程度の範囲の軸方向鉄筋比の領域において供試体を計画した。

②横拘束鉄筋の体積比

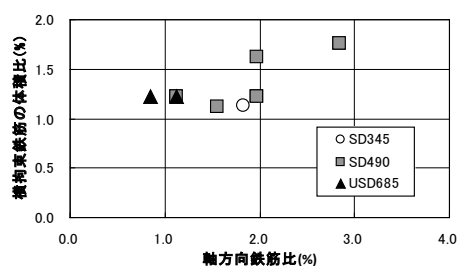
高強度鉄筋を採用する橋脚は、断面を縮小することにより軸圧縮応力度が高くなることが想定され、軸圧縮応力度が高くなることで低下傾向にあるじん性を補うために横拘束鉄筋を多く配置することが予想される。一方、コンクリートに対する横拘束を過度に高めるとコンクリートの圧壊よりも軸方向鉄筋の破断が先行する恐れがあり、破断ひずみの小さい高強度鉄筋においてはこの傾向が顕著になることが懸念される。そこで、従来の横拘束鉄筋の体積比の上限値以下の範囲で横拘束鉄筋の体積比が比較的高い領域（1.0～1.8%程度）において供試体を計画した。

③軸圧縮応力度

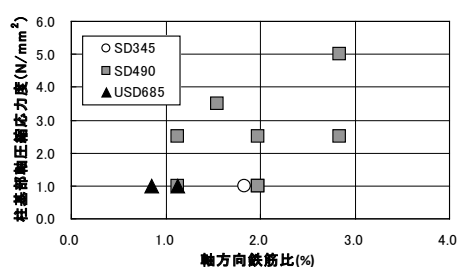
既往の実験⁶⁾では 1.0N/mm²程度の軸圧縮応力度が採用されていることが多いが、高強度鉄筋を採用する橋脚では、断面を縮小することにより軸圧縮応力度が高い状態になることが想定される。供試体パラメータを設定するにあたり事前実施した、山間部に建設される橋梁を想定した橋脚高さ 50m の中空断面橋脚を有する PC3 径間連続ラーメン箱桁橋の試算によると、橋脚基部に作用する軸圧縮応力度は 5.0N/mm²程度となった。そのため、軸圧縮応力度を 1.0N/mm²を基本とし最大 5.0N/mm²の範囲で計画した。

4.2.3 実験供試体の詳細

シリーズ A～D1 供試体は、中実断面を想定したケースであり、断面寸法を 600mm×600mm とした。シリーズ A は、軸方向鉄筋に SD345 を使用し軸圧縮応力度を 1.0N/mm²としたケースである。シリーズ B は軸方向鉄筋に SD490 を使用し軸圧縮応力度を 1.0N/mm²としたケースである。B-2 が上記(2)に示した基本ケースである。B-1 は B-2 に対して軸方向鉄筋比



(a) 軸方向鉄筋比と横拘束鉄筋の体積比の関係



(b) 軸方向鉄筋比と軸圧縮応力度の関係

図 4.2.1 実験供試体の概要

を 1/2 程度に低下させ 1 段配筋としたケースであり、B-3 は B-2 に対して軸方向鉄筋配置を同等とし横拘束鉄筋の体積比を 1.2%から 1.6%へと増加させたケースである。シリーズ C は、軸方向鉄筋に USD685 を使用し軸圧縮応力度を 1.0N/mm^2 としたケースである。C-2 は、B-1 に対して鉄筋配置を同等として軸方向鉄筋の強度のみを SD490 から USD685 に変更したものである。なお、A-1、B-1、C-1 は、軸方向鉄筋強度を SD345、SD490、USD685 と変化させているが、3 体の終局水平耐力が同等になるよう軸方向鉄筋比を調整した供試体である。

シリーズ D1 は、軸方向鉄筋に SD490 を使用し軸圧縮応力度を高く設定したケースである。D1-1 は、B-1 と同等の鉄筋配置として軸圧縮応力度を 2.5N/mm^2 に設定した。D1-2 は、B-3 と同等の鉄筋配置として軸圧縮応力度を 2.5N/mm^2 に設定した。D1-3 は、他の 10 体の供試体において実施していない、軸方向鉄筋比を 1.5%に設定した供試体である。また、軸圧縮応力度は、断面寸法 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ に対して軸力載荷装置の最大能力程度となる 3.5N/mm^2 とした。

シリーズ D2 供試体は、高強度鉄筋を用いることで断面寸法の縮小などによるコスト縮減の観点から優位性が発揮できると考えられる中空断面の高橋脚を想定し、高軸圧縮応力度と高軸方向鉄筋比の影響に着目しようとした供試体である。そのため、充実断面ではあるが中空断面橋脚の配筋状態を想定した鉄筋配置（軸方向鉄筋、帯鉄筋及び中間帯鉄筋）とした。これらの供試体は、中空断面橋脚の特性を調査することを目的とした供試体であるため、本来であれば中空断面の供試体による実験が必要である。しかし、このスケールで中空断面の供試体を製作することが困難であったことから、中実断面とする代わりに中空橋脚で想定される高い軸圧縮応力を作用させ、その影響を確認することにしたものである。供試体に作用させた軸圧縮応力度は、橋脚高さ 30～50m 程度の PC3 径間連続ラーメン箱桁橋の中空断面橋脚基部に作用する軸圧縮応力度を想定した 2.5N/mm^2 及び 5.0N/mm^2 である。実験に使用した鉛直力載荷装置の能力の範囲で 5.0N/mm^2 の軸圧縮応力度を作用させるため、供試体の断面寸法を他の供試体より縮小し $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ とした。また、中空断面橋脚における高い軸方向鉄筋比による影響を確認するために、鉄筋配置は軸方向鉄筋比を 2.8%と他のシリーズと比較して高い水準に設定した。各供試体の橋脚基部から水平力作用位置までの距離は、載荷試験装置の構造的な都合により、A-1～D1-2 の 8 体は 3,010mm（せん断スパン比約 5.0）、D1-3～D2-2 の 3 体は 3,500mm（せん断スパン比 5.83 および 7.0）とした。

4.2.4 載荷方法

載荷試験は、橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）¹²⁾ に則り行った。試験は、はじめに供試体の挙動及び計測機器の不具合の有無を確認するため、初降伏耐力(P_{y0})以下での予備載荷を行った。ここで初降伏耐力(P_{y0})は、供試体に用いた材料の強度試験結果を用い、平成 14 年道路橋示方書に準拠して計算した最外縁鉄筋が初めて降伏する時点の水平力である。予備載荷後に本載荷を実施した。載荷方法は、軸方向鉄筋の降伏時の水平変位を基準変位 (δ_y) として、載荷変位を $\pm n \delta_y$ ($n=1, 2, 3, \dots$) とした変位振幅を

各 3 サイクルずつ与える正負交番载荷とした。軸方向鉄筋の降伏変位は、式(4.2.1)によって算出した。なお、 P_{max} 及び P_{y0} は、道路橋示方書(H14)に準拠して算出した。

$$\delta_y = (P_{max}/P_{y0}) \delta_{y0,exp} \quad \cdots \text{式(4.2.1)}$$

ここに、

δ_y : 正負交番载荷実験における降伏変位 (mm)

P_{max} : 実験供試体に用いた材料の強度試験結果を用いて計算した部材の終局水平耐力 (kN)

P_{y0} : 実験供試体に用いた材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁鉄筋の軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平力 (kN)

$\delta_{y0,exp}$: 水平力が P_{y0} に達した点の载荷点位置の水平変位の計測値 (mm)

図 4.2.2 に载荷パターンの模式図を示す。正負交番载荷実験は、橋脚の水平力が大きく低下し始める状態に達した時点で終了とした。ここで、水平力が大きく低下し始める状態を 1 サイクル目の正側载荷で水平力が初めて最大水平力の 80%以下に低下した時点の状態とした。

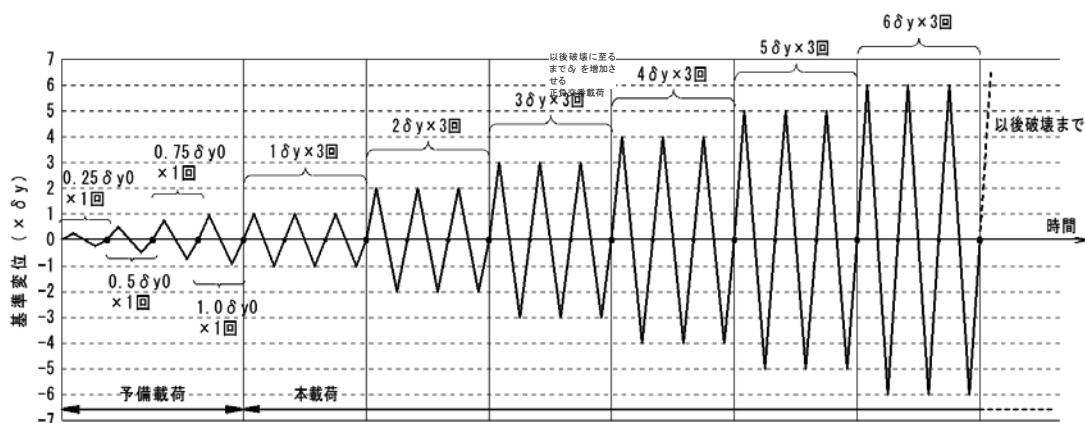


図 4.2.2 正負交番载荷パターンの模式図

計測項目は、加力装置に内蔵されているロードセルより得られた水平力および軸方向荷重、载荷点変位、軸方向鉄筋及び帯鉄筋に設置したひずみゲージより得られる鉄筋ひずみ、橋脚側面に鉛直方向に設置した変位計の計測値より算出される橋脚の曲率である。軸方向鉄筋のフーチングから伸び出し変位の計測は、図 4.2.3 に示すように、载荷面内最外縁にあり相対する 2 本の軸方向鉄筋の橋脚基部位置に先端を固定した金属製ワイヤーの自由端側の変位量を計測することで行った。なお、伸び出し量の計測に用いた金属製ワイヤーは、コンクリートと付着しないようプラスチック製のシース管に通し、フーチング側面で変位の

計測を行った（図 4.2.3）。また、フーチングに設置した変位計の値から载荷に伴い発生するフーチングの剛体変形量を計測した。

各载荷変位において 3 サイクル目の载荷終了後、水平力を除荷した状態で供試体に生じているひび割れの状況の観察を行った。実験状況を写真 4.2.1 に示す。

4.2.5 材料試験

実験時材齢におけるコンクリートの材料試験値及び鉄筋の材料試験値を表 4.2.2 及び表 4.2.3 に示す。なお、帯鉄筋に使用した D6（SD345）は明確な降伏点の確認されなかったため JIS G 312（鉄筋コンクリート用棒鋼）及び JIS Z 2241（金属材料引張試験方法）に準拠して算出した 0.2%耐力を示している。

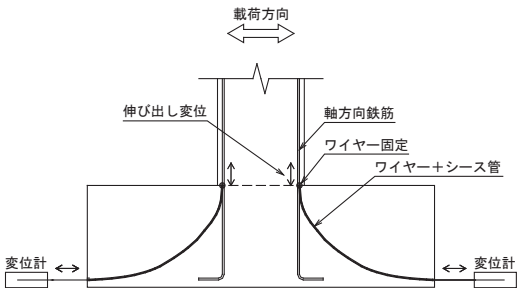


図 4.2.3 伸び出し変位計測方法

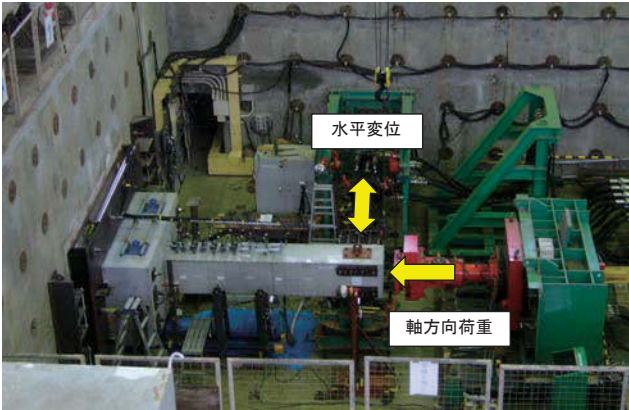


写真 4.2.1 実験状況

表 4.2.2 コンクリート材料試験値

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)
A-1	47.3	33.9	0.232	3.39
B-1	42.9	31.0	0.216	2.55
B-2	41.9	30.6	0.192	3.03
B-3	43.4	28.2	0.188	3.16
C-1	43.2	31.9	0.224	3.39
C-2	43.5	33.3	0.229	3.46
D1-1	49.1	35.5	0.242	3.81
D1-2	44.7	29.8	0.208	3.13
D1-3	51.6	33.5	0.207	3.80
D2-1	47.1	30.8	0.208	3.01
D2-2	48.4	31.5	0.221	3.81

表 4.2.3 鉄筋の材料試験値

供試体名	径 ^{注1}	材質	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	伸び (%)
シリーズ A	D6	SD345	577.5	377.3	199.9	21.07
	D13	SD345	522.5	356.1	192.3	23.67
シリーズ B	D6	SD345	542.5	371.5	182.8	16.68
	D13	SD490	698.8	562.8	192.5	18.07
シリーズ C	D6	SD345	577.5	377.3	199.9	21.07
	D13	USD685	995.5	779.5	214.6	13.54
D1-1	D6	SD345	577.5	377.3	199.9	21.07
	D13	SD490	702.2	582.5	192.8	16.66
D1-2	D6	SD345	542.5	371.5	182.8	16.68
	D13	SD490	698.8	562.8	192.5	18.07
D1-3	D6	SD345	574.7	448.4	188.0	14.82
	D13	SD490	761.4	571.2	192.7	14.76
シリーズ D2	D6	SD345	581.3	396.5	199.4	23.22
	D13	SD490	689.6	562.8	192.3	17.95

注 1 : D6 は帯鉄筋、D13 は軸方向鉄筋

4.3 実験結果

4.3.1 水平荷重—水平変位関係

後述する数値解析との比較を行うために、①軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響（式(4.3.1)）、②フーチングの剛体変形の影響（式(4.3.2)）を考慮した計測水平変位の補正を以下の手順にて行い、以下の実験結果の整理にて用いた。

①軸方向鉄筋の伸び出しによる柱天端の水平変位 δ_1 (mm)

$$\delta_1 = \theta_1 \times h_1 = (DN_1 - DN_2) / b \times h_1 \quad \cdots \text{式(4.3.1)}$$

ただし、

θ_1 : 鉄筋の伸び出しによる柱基部の回転角 (rad)

DN_1 : 載荷ジャッキ面の軸方向鉄筋の伸び出し変位 (mm)

DN_2 : 載荷ジャッキと相対する面の軸方向鉄筋の伸び出し変位 (mm)

b : 伸び出し変位計測のためのワイヤーを設置した軸方向鉄筋間の距離 (mm)

h_1 : 柱基部から載荷点までの高さ (mm)

②フーチングの剛体変形による柱天端の変位 δ_2 (mm)

$$\delta_2 = \theta_2 \times h_2 + \delta_3 \quad \cdots \text{式(4.3.2)}$$

ただし、

θ_2 : フーチング天端 2 点の鉛直方向変位から求まるフーチングの回転角(rad)

h_2 : フーチング底面から載荷点までの高さ (mm)

δ_3 : フーチングの水平変位 (mm)

なお、供試体 B-3、D1-2 については軸方向鉄筋の伸び出し変位の計測不良のため、フーチング内の軸方向鉄筋に設置した 4 点のひずみゲージから計測される軸方向鉄筋のひずみ値をフーチング上端から軸方向鉄筋の下端の距離で積分することで伸び出し変位を算出し、計測値の補正を行った。

また、供試体 C-1、C-2、D1-1 の 3 体については、伸び出し変位を計測するための金属製ワイヤーを取り付けた軸方向鉄筋が、ワイヤー固定のための削孔部の断面欠損の影響で交番載荷の早期に破断したために伸び出し変位が計測されていない。そのため、軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の補正は行っていない。

図4.3.1に交番載荷実験による水平力—水平変位関係の履歴曲線の代表例を示す。また、全供試体の水平力—水平変位関係及び損傷状況を図4.3.2に示す。

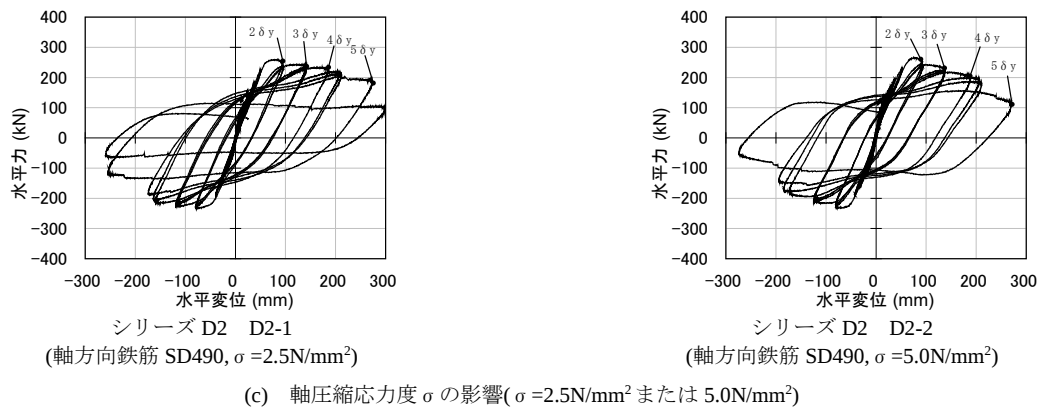
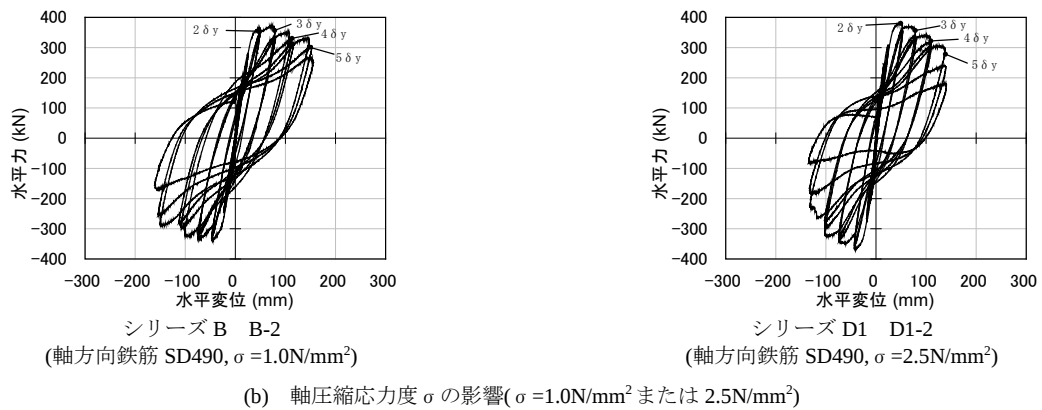
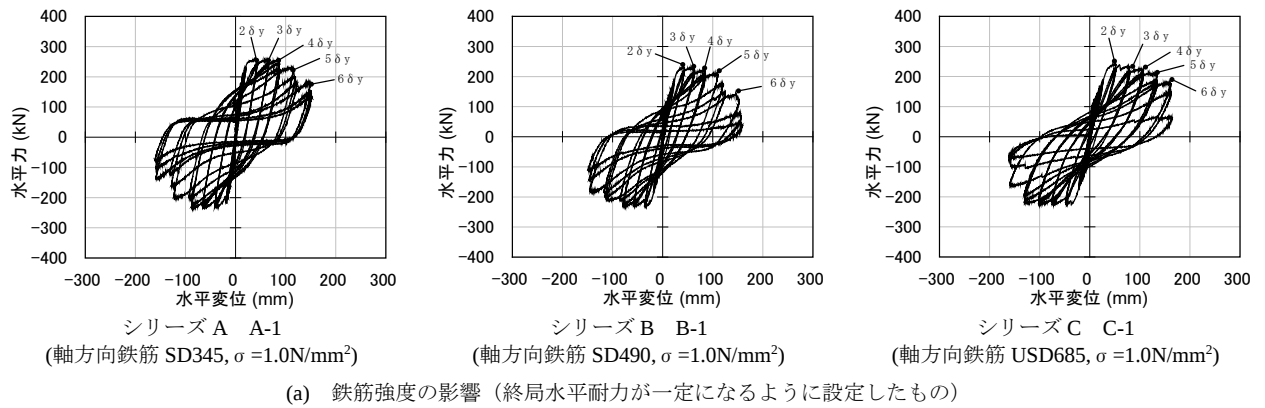
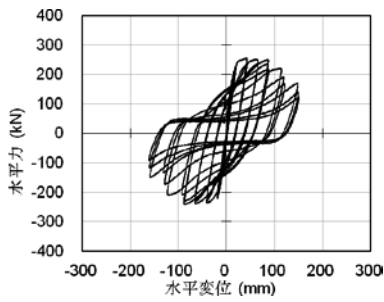
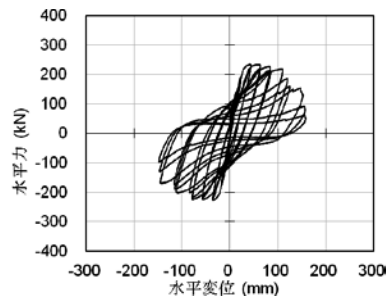


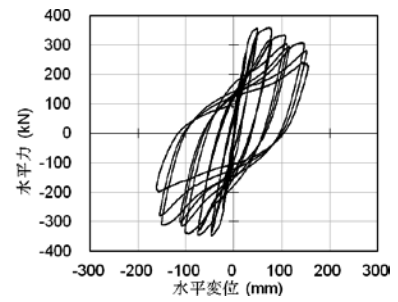
図 4.3.1 各供試体の水平力－水平変位関係



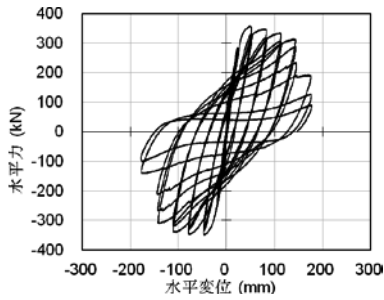
シリーズ A A-1(SD345, σ
=1.0N/mm²)



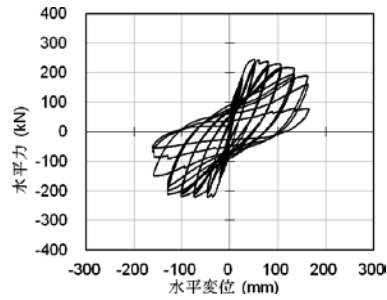
シリーズ B B-1(SD490, σ
=1.0N/mm²)



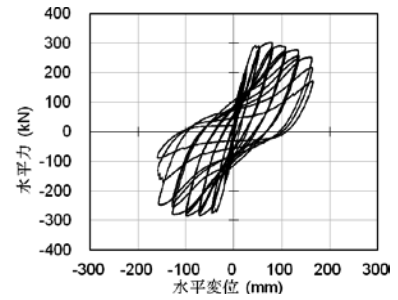
シリーズ B B-2(SD490, σ
=1.0N/mm²)



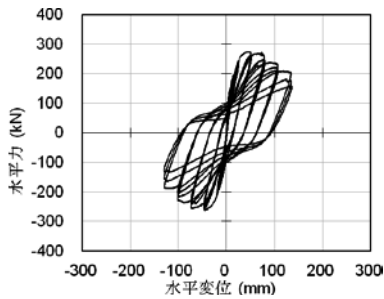
シリーズ B B-3(SD490, σ
=1.0N/mm²)



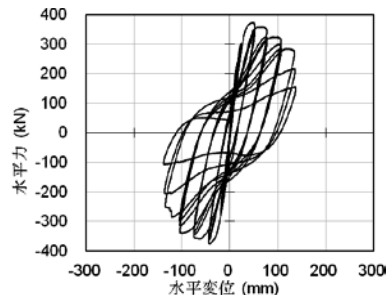
シリーズ C C-1(USD685, σ
=1.0N/mm²)



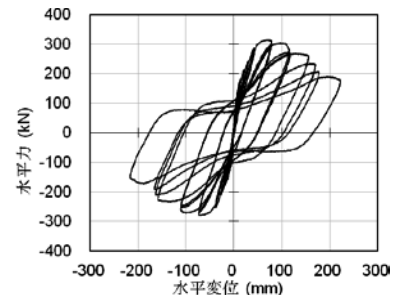
シリーズ C C-2(USD685, σ
=1.0N/mm²)



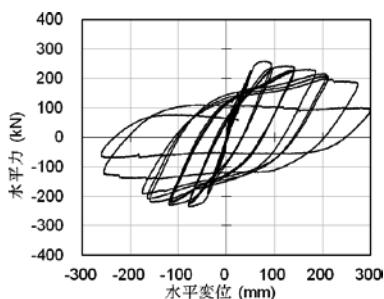
シリーズ D-1 D1-1(SD490, σ
=2.5N/mm²)



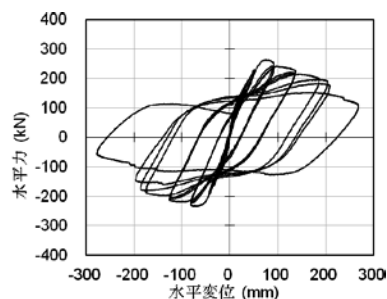
シリーズ D-1 D1-2(SD490, σ
=2.5N/mm²)



シリーズ D-1 D1-3(SD490, σ
=3.5N/mm²)



シリーズ D-2 D2-1(SD490, σ
=2.5N/mm²)



シリーズ D-2 D2-2(SD490, σ
=5.0N/mm²)

図 4.3.2 各供試体の水平力－水平変位関係

図 4.3.1(a) は、軸圧縮応力度や断面寸法を一定とする一方で軸方向鉄筋に SD345、SD490、USD685 を用い、終局水平耐力がほぼ同等となるよう設定した供試体の水平力－水平変位関係の履歴曲線である。3 体の水平力－水平変位関係を比較すると、最大水平力は同等であるが、変位の増加に伴う水平力の低下の仕方に違いが見られる。軸方向鉄筋に SD345 を用いた A-1 は、載荷変位 $2\delta y$ で最大水平力を示し、その後 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ では水平力を維持し、 $5\delta y$ で水平力が低下し始めた。軸方向鉄筋に SD490 を用いた B-1 は、 $4\delta y$ で若干の水平力の低下が始まり、 $5\delta y$ の 2 サイクル目から水平力が大きく低下した。軸方向鉄筋に USD685 を用いた C-1 は、 $2\delta y$ で最大水平力を示すが、変位の増加とともに徐々に水平耐力が減少し、 $6\delta y$ の 3 サイクル目で急激に水平力が低下した。

図 4.3.1(b) は、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を 1.0N/mm^2 または 2.5N/mm^2 とした供試体の水平力－水平変位関係である。軸圧縮応力度を 1.0N/mm^2 とした B-2 は、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ で最大水平力を維持し、 $4\delta y$ 、 $5\delta y$ と載荷変位が大きくと徐々に水平力が低下した。一方、軸圧縮応力度を 2.5N/mm^2 とした D1-2 は、 $2\delta y$ で最大水平力を示した後は、その水平力を維持することなく徐々に水平力が低下した。また、 $5\delta y$ の 2、3 サイクルで急激に水平力が低下した。軸圧縮応力度が高い場合には、ピーク強度が明瞭になり破壊時に急激な水平力の低下が起こる。図 4.3.1(c) も、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を 2.5N/mm^2 または 5.0N/mm^2 と高い水準に設定した 2 体である。この場合も、最大水平力に至るまでは水平力－水平変位関係に両者の違いはないが、ピーク後の水平力は軸圧縮力の高い D2-2 の方が急激に低下する傾向にあり、脆性的な破壊性状を示した。

4.3.2 損傷状況

図 4.3.3 に各載荷変位における橋脚の損傷図の代表例を示す。また、全供試体の損傷図を図 4.3.4 に示す。各供試体の損傷の進行状況は以下の通りである。

図 4.3.3(a) は、軸圧縮応力度や断面寸法を一定とする一方で軸方向鉄筋に SD345、SD490、USD685 を用いたものの、終局水平耐力がほぼ同等となるよう設定した 3 体の供試体の損傷図である。3 体の中で最も早い変位レベルでかぶりコンクリートが剥落したのは A-1 であり $4\delta y$ であった。そこで $4\delta y$ における 3 体の損傷状況に着目すると、鉄筋強度が高い供試体ほどかぶりコンクリートの剥落範囲が狭くなり損傷が軽微になる傾向にあることが分かる。また、最終の載荷変位である $6\delta y$ に着目すると、コンクリートの剥落高さは、A-1 が約 400mm、B-1 が約 300mm、C-1 が約 200mm と鉄筋強度が高い供試体ほどコンクリートの剥落高さが低くなっており、橋脚基部の損傷が局所化する傾向にあることが分かる。

図 4.3.3(b) は、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を 1.0N/mm^2 または 2.5N/mm^2 とした 2 体の供試体の損傷状況である。両者の損傷状況を比較すると、軸圧縮力の違いによる明確な差異は見られない。図 4.3.3(c) も、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を 2.5N/mm^2 または 5.0N/mm^2 と高い水準に設定した 2 体の供試体の損傷状況であり、図 4.3.3(b) と同様に軸圧縮力の違いによる明確な差異は見られない。

以上、損傷図の比較から、軸方向鉄筋強度が高いほど橋脚基部の損傷が局所化する傾向が確認されたが、軸圧縮応力度の違いによる明確な差異は確認できなかった。

次に、橋脚の残存耐荷力と関わりが大きいと考えられる損傷状態である、かぶりコンクリートの剥落、コアコンクリートの損傷、コアコンクリートの圧壊、鉄筋破断に達したときの変位レベルは降伏変位 δ_y を基準として整理した(表 4.3.1)。なお、表中の C~E の記号は、C : かぶりコンクリートの剥落、D : コアコンクリートの損傷(コンクリートの損傷が軸方向鉄筋よりも断面内部に達した時点)、E : コアコンクリートの圧壊または鉄筋の破断が観察された時点を示している。

載荷変位 $n\delta_y$ 単位毎の損傷状況の観察結果は、 $2\delta_y$ までは供試体によらず同様であるが、例えば状態 C (状態がかぶりコンクリート剥落) に達する変位は $3\delta_y \sim 5\delta_y$ と供試体によって大きく異なる結果となっている。軸方向鉄筋に USD685 を使用したシリーズ C (C-1 及び C-2) は、コンクリートが剥落する変位が $5\delta_y$ であり他の供試体と比較して損傷の進展が遅くなっている。また、軸圧縮応力度を高く設定したシリーズ D-1、D-2 では、かぶりコンクリートが剥落する変位は、D1-1 を除き $3\delta_y$ となっており、損傷の進展が早い傾向にある。また、コアコンクリートの圧壊または鉄筋破断(状態 E と呼ぶ)は、 $5\delta_y$ となっており、軸圧縮応力度が低いシリーズ A~C よりも損傷の進展が早い傾向にあることが分かる。

以上のように、 $2\delta_y$ までの損傷状態は供試体によりさほど変わらないが、供試体のパラメータの違いによって状態 C~E に達する変位レベルは異なることが分かる。

次に、各供試体の損傷状況について記載する。

A-1 の損傷状況は、 $1 \sim 3\delta_y$ の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $4\delta_y$ において基部から 30cm 程度の範囲でかぶりコンクリートの剥落が確認された。 $5\delta_y$ においては、かぶりコンクリートの剥落が進展し、 $6\delta_y$ において軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は 1 段目より内部に達していた。

B-1 の損傷状況は、 $1 \sim 3\delta_y$ の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、その後 $4\delta_y$ においてかぶりコンクリートの一部が剥離したが鉄筋の露出には至っていない。 $5\delta_y$ においてかぶりコンクリートが大きく剥落し、軸方向鉄筋の座屈及び破断が確認された。 $6\delta_y$ においては、軸方向鉄筋の座屈及び破断が進展し、コンクリートの圧壊範囲はコアコンクリートに達した。

B-2 の損傷状況は、 $1 \sim 3\delta_y$ の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、その後 $4\delta_y$ において橋脚基部のかぶりコンクリートが剥落したが軸方向鉄筋の顕著な座屈は観察されていない。 $5\delta_y$ ではコンクリートの剥落が進展し、軸方向鉄筋の座屈及び破断によって耐荷力を失った。コンクリートの圧壊範囲は軸方向圧縮鉄筋の 1 段目と 2 段目の間に達していた。

B-3 の損傷状況は、 $1 \sim 2\delta_y$ の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $3\delta_y$ において鉄筋の露出を伴わないかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $4\delta_y$ にお

いてかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、 $5\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈及び破断が観察された。 $6\delta_y$ では、更に損傷が進展しコンクリートの圧壊範囲は 1 段目と 2 段目の鉄筋の間に達した。

C-1 の損傷状況は、 $1\sim 4\delta_y$ の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $5\delta_y$ において鉄筋の露出を伴うかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $6\delta_y$ においてかぶりコンクリートの剥落及び軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は 1 段目より内部に達していた。

C-2 の損傷状況は、 $1\sim 4\delta_y$ の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $5\delta_y$ において鉄筋の露出を伴うかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $6\delta_y$ においてかぶりコンクリートの剥落及び軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は 1 段目より内部に達していた。

D1-1 の損傷状況は、 $1\sim 3\delta_y$ の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $4\delta_y$ において鉄筋の露出を伴うかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $5\delta_y$ においてかぶりコンクリートの剥落及び軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は 1 段目より内部に達していた。

D1-2 の損傷状況は、 $1\sim 2\delta_y$ の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $3\delta_y$ において鉄筋の露出を伴わないかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $4\delta_y$ においてかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、 $5\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈及び破断が生じ、コンクリートの圧壊範囲は 1 段目と 2 段目の鉄筋の間に達した。

D1-3 の損傷状況は、 $1\sim 2\delta_y$ の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $3\delta_y$ において基部付近にかぶりコンクリートのうき及び剥落が生じた。 $4\delta_y$ においては、かぶりコンクリートの剥落が進展し鉄筋が露出した。 $5\delta_y$ において軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は 1 段目鉄筋より内部に達していた。なお D1-3 は、 $5\delta_y$ -1 回目の荷重で耐力力の低下が顕著となったため、この時点で実験を終了した。

D2-1 の損傷状況は、 $1\delta_y$ の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $2\delta_y$ において基部付近に鉄筋の露出を伴わない僅かなかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $3\delta_y$ において基部から 10cm 程度の範囲でかぶりコンクリートの剥落が確認された。 $4\delta_y$ においては、かぶりコンクリートの剥落が進展し鉄筋の露出が確認された。 $5\delta_y$ において軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は 2 段目の鉄筋位置付近に達していた。なお D2-1 は、 $5\delta_y$ -2 回目の荷重で耐力力の低下が顕著となったため、この時点で実験を終了した。

D2-2 の損傷状況は、 $1\delta_y$ の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $2\delta_y$ において基部付近に鉄筋の露出を伴わない僅かなかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $3\delta_y$ においては隅角部付近のかぶりコンクリートの剥落が顕著となり隅角部付近の鉄筋が露出した。 $4\delta_y$ においては、かぶりコンクリートの剥落が進展した。 $5\delta_y$ において

軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は1段目と2段目鉄筋の間に達していた。なおD2-2は、 $5\delta_y$ -1回目の載荷で耐荷力の低下が顕著となったため、この時点で実験を終了した。

表 4.3.1 損傷の進展状況

シリーズ	供試体	$1\delta_y$	$2\delta_y$	$3\delta_y$	$4\delta_y$	$5\delta_y$	$6\delta_y$
A	A-1	ひび割れの進展			C	D	E
B	B-1	ひび割れの進展			C	D	E
	B-2	ひび割れの進展			C	D・E	
	B-3	ひび割れの進展		C		D	E
C	C-1	ひび割れの進展				C	D・E
	C-2	ひび割れの進展				C	D・E
D1	D1-1	ひび割れの進展			C	D・E	
	D1-2	ひび割れの進展		C	D	E	
	D1-3	ひび割れの進展		C	D	E	
D2	D2-1	ひび割れの進展		C	D	E	
	D2-2	ひび割れの進展		C	D	E	

状態C：かぶりコンクリート剥落

状態D：コアコンクリート損傷

状態E：コアコンクリート圧壊または鉄筋破断

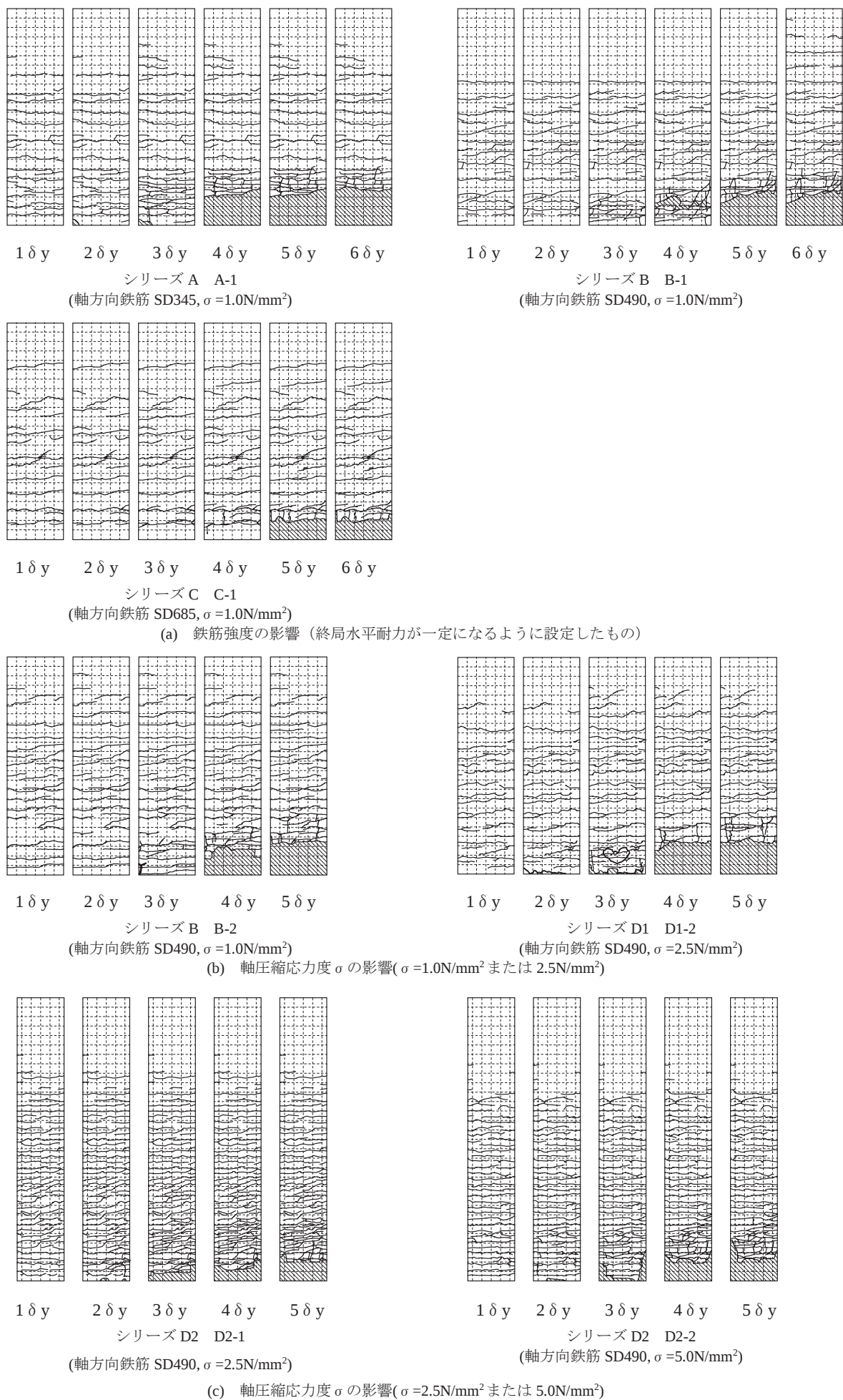
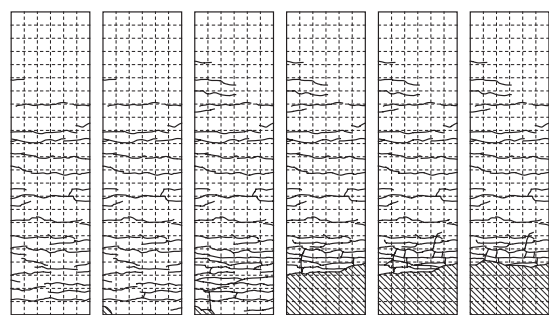
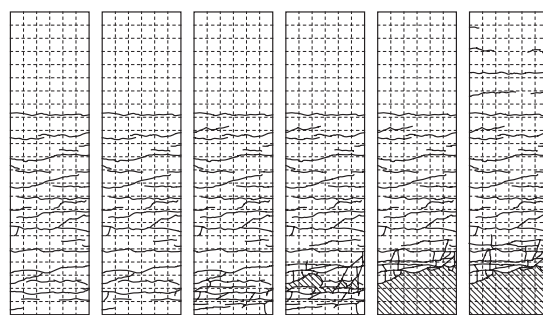


図 4.3.3 各供試体のひび割れ図



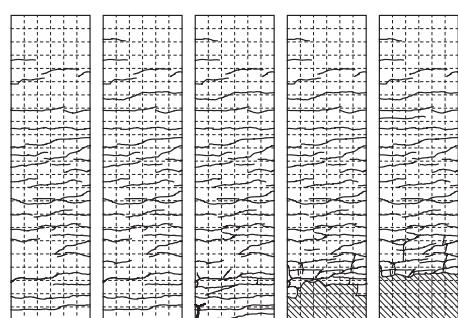
1 day 2 day 3 day 4 day 5 day 6 day

シリーズ A A-1(SD345, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



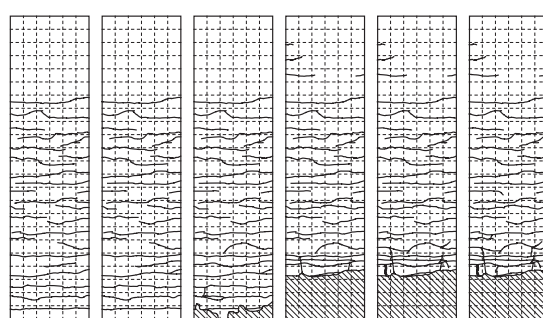
1 day 2 day 3 day 4 day 5 day 6 day

シリーズ B B-1(SD490, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



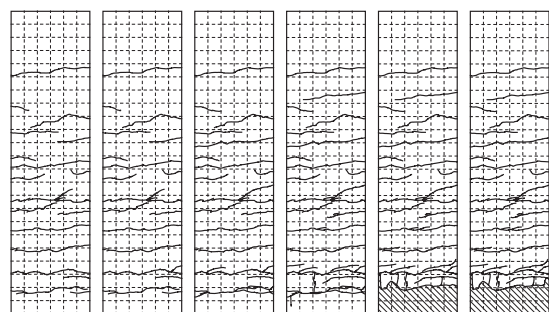
1 day 2 day 3 day 4 day 5 day

シリーズ B B-2(SD490, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



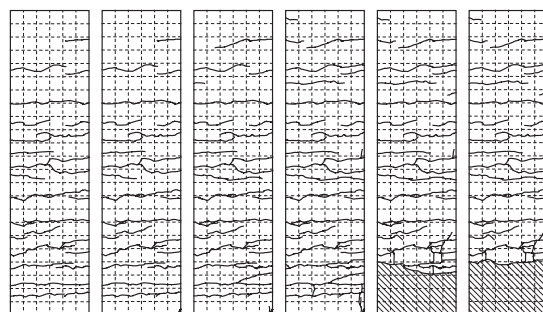
1 day 2 day 3 day 4 day 5 day 6 day

シリーズ B B-3(SD490, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



1 day 2 day 3 day 4 day 5 day 6 day

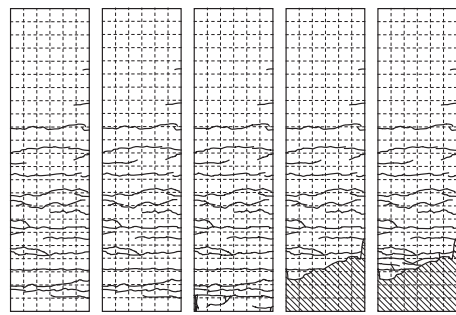
シリーズ C C-1(USD685, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



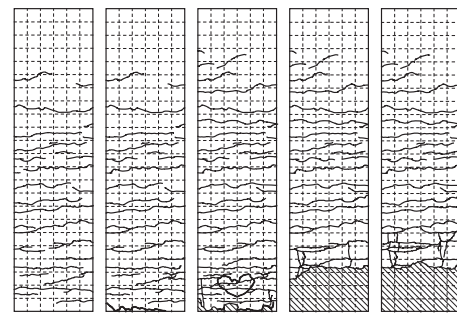
1 day 2 day 3 day 4 day 5 day 6 day

シリーズ C C-2(USD685, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)

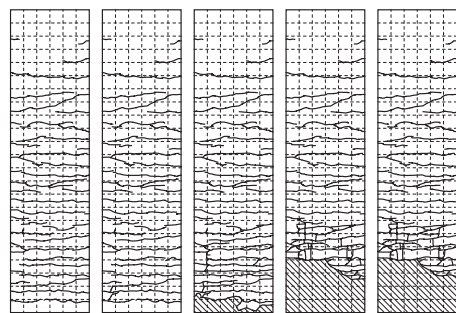
図 4.3.4(a) 各供試体のひび割れ図



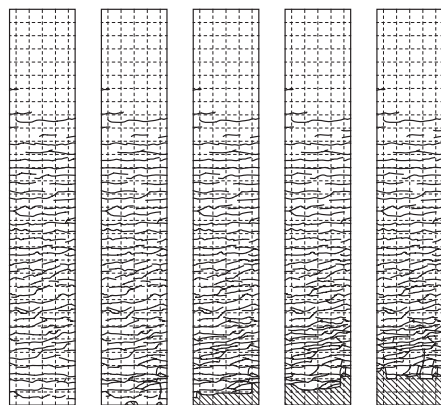
1 δy 2 δy 3 δy 4 δy 5 δy
 シリーズ D-1 D1-1(SD490, $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$)



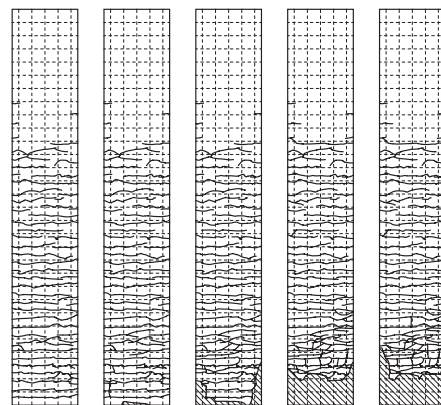
1 δy 2 δy 3 δy 4 δy 5 δy
 シリーズ D-1 D1-2(SD490, $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$)



1 δy 2 δy 3 δy 4 δy 5 δy
 シリーズ D-1 D1-3(SD490, $\sigma = 3.5\text{N/mm}^2$)



1 δy 2 δy 3 δy 4 δy 5 δy
 シリーズ D-2 D2-1(SD490, $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$)



1 δy 2 δy 3 δy 4 δy 5 δy
 シリーズ D-2 D2-2(SD490, $\sigma = 5.0\text{N/mm}^2$)

図 4.3.4(b) 各供試体のひび割れ図

4.3.3 水平力－水平変位関係の包絡線

図 4.3.5 は、交番載荷実験において各 $n\delta_y$ 載荷時における 1 サイクル目の水平力－水平変位関係の包絡線を示している。なお、交番載荷実験において橋脚天端の水平変位と橋脚天端から鉛直方向に作用させている軸方向力との関係によって橋脚基部に P- Δ 効果による付加曲げモーメントが作用する。そこで図 4.3.5 では計測された水平力に軸圧縮力による付加モーメントを以下の式によって水平力に換算したものを加えて、計測水平力の補正を行った。

③P- Δ 効果による水平力の補正 $\Delta P'$

$$\Delta P' = P + \Delta M / a \quad \cdots \text{式(4.3.1)}$$

ただし、

$\Delta P'$: P- Δ 効果による水平力の補正值 (kN)

P : 水平ジャッキにより作用する水平力 (kN)

ΔM : 付加曲げモーメント ($\Delta M = N \times \delta$) (kN・mm)

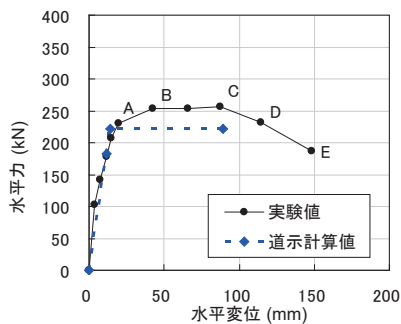
N : 軸方向荷重 (kN)

δ : 水平変位 (mm)

a : 柱基部から水平荷重載荷点までの距離 (mm)

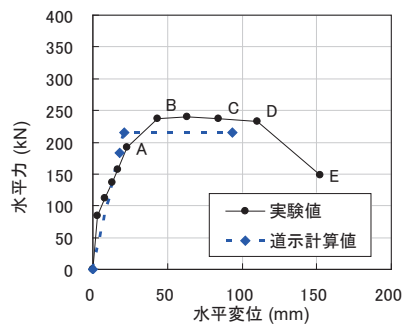
また、図中には、平成14年道路橋示方書に規定されている手法によって算出した、水平力－水平変位関係を併記している。なお、平成14年道路橋示方書に従って計算される水平力－水平変位関係には平成14年道路橋示方書に規定されている地震時の許容変位を算出するための安全係数 α は考慮していない。

更に、実験時損傷状態の観察から確認された前述の状態 C～E に加え状態 A（引張鉄筋の降伏： $1\delta_y$ 載荷時）、状態 B（かぶりコンクリートの圧縮応力がピークに達する点）を記号で示している。なお、状態 B は、外観からは判断が付かないため一律 $2\delta_y$ 載荷時と仮定した。なお、交番載荷実験の載荷は、 δ_y を基準変位としてその整数倍の強制変位を作用させて行っている。損傷状態の整理を δ_y 単位の載荷変位毎に行っているため、 $n\delta_y$ に向かって載荷中に実際の現象が発生したときの変位と、それを整理するときの $n\delta_y$ の変位量は必ずしも一致しないことに注意が必要である。



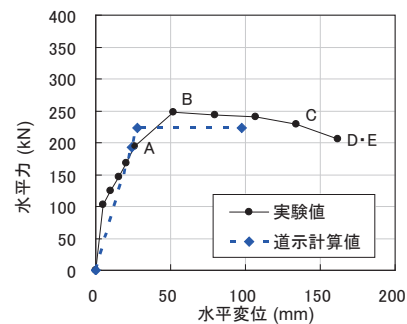
シリーズ A A-1

(軸方向鉄筋 SD345, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



シリーズ B B-1

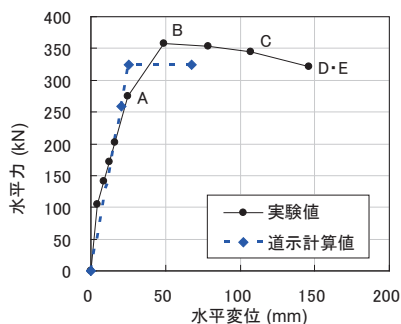
(軸方向鉄筋 SD490, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



シリーズ C C-1

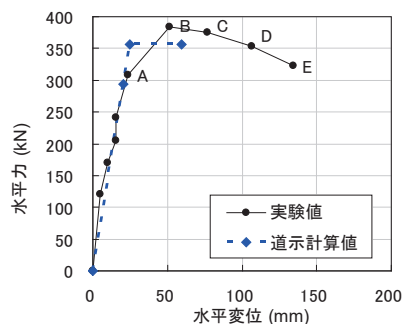
(軸方向鉄筋 SD685, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)

(a) 鉄筋強度の影響 (終局水平耐力が一定になるように設定したもの)



シリーズ B B-2

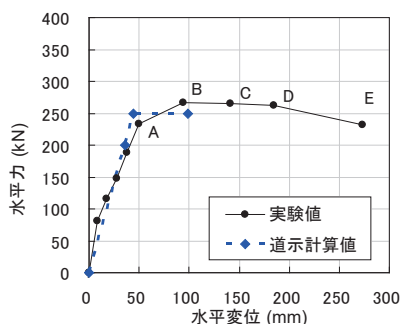
(軸方向鉄筋 SD490, $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$)



シリーズ D1 D1-2

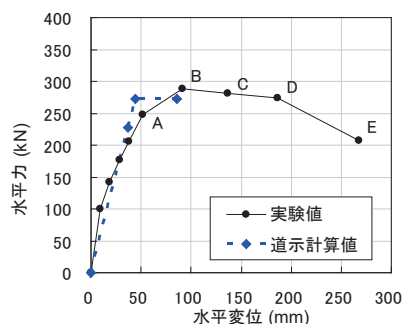
(軸方向鉄筋 SD490, $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$)

(b) 軸圧縮応力度 σ の影響 ($\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ または 2.5N/mm^2)



シリーズ D2 D2-1

(軸方向鉄筋 SD490, $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$)



シリーズ D2 D2-2

(軸方向鉄筋 SD490, $\sigma = 5.0\text{N/mm}^2$)

(c) 軸圧縮応力度 σ の影響 ($\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$ または 5.0N/mm^2)

損傷の状態

A : 引張鉄筋の降伏

B : かぶりコンクリートの圧縮応力度がピークに達する点

C : かぶりコンクリートの剥落

D : コアコンクリートの損傷

E : コアコンクリートの圧壊または鉄筋破断

図 4.3.5 各供試体の水平力-水平変位関係の包絡線

図 4.3.5(a)は、軸方向鉄筋に SD345、SD490、USD685 を用い、終局水平耐力がほぼ同等となるよう設定した供試体である。平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、軸方向鉄筋に SD345 を用いた A-1 及び SD490 を用いた B-1 では、実験で観察されたかぶりコンクリートが剥落（状態 C）からコアコンクリートが損傷（状態 D）する仮定の変位に対応しているのに対して、軸方向鉄筋に USD685 を用いた C-1 では、状態 C にも達していない変位に対応している。

図 4.3.5(b)は、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を 1.0N/mm^2 または 2.5N/mm^2 とした供試体である。両者の平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、状態 B から状態 C の過程に対応している。ただし、軸圧縮応力度の高い D1-2 の方では、状態 C に対応する変位により近い。

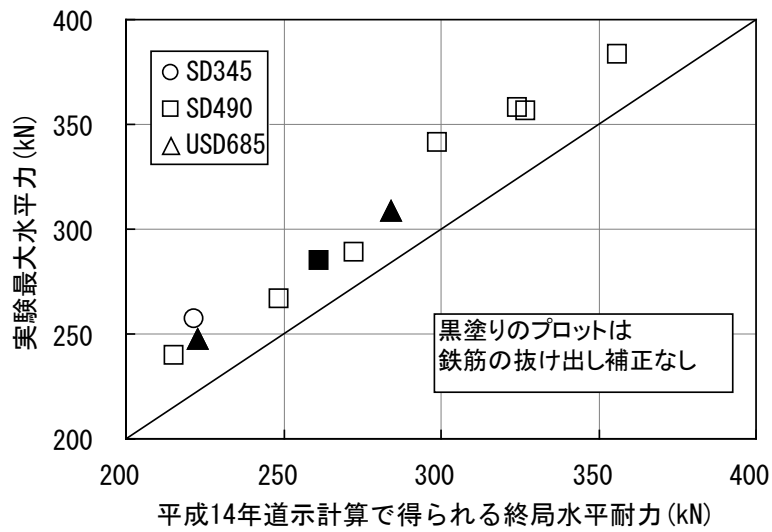
図 4.3.5(c)も、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を 2.5N/mm^2 または 5.0N/mm^2 と高い水準に設定した 2 体である。平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、かぶりコンクリートの圧縮応力度がピークに達する程度すなわち状態 B に達する程度の変位となった。

以上の結果から、平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、必ずしも同程度の損傷状態を評価していない可能性があることがわかる。

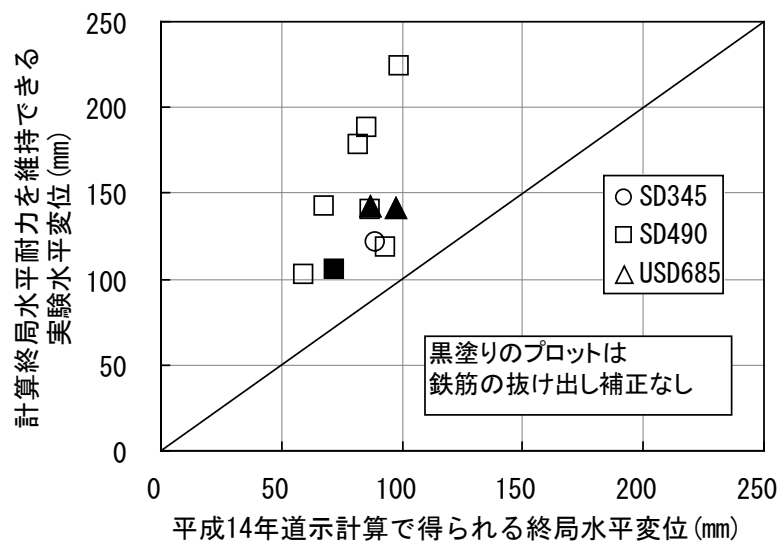
4.3.4 考察

図 4.3.6(a)は、平成 14 年道路橋示方書（以下、道示という）の手法により計算される終局水平耐力と実験における最大水平力、図 4.3.6(b)は、道示の手法により算出される終局変位と、実験での水平力－水平変位関係の包絡線が道示の手法によって算出された終局水平耐力以上を維持できる最大の変位との関係を示している（図 4.3.7）。

実験における最大水平力は、いずれの供試体においても道示の手法により計算される終局水平耐力を上回る結果となっている。道示の手法により計算される終局水平耐力は、終局時の水平耐力を評価する方法とされており、実際にも実験における最大水平力に対して安全側の評価となっている。また、水平変位について、道示の手法により計算される終局変位は、実験値の水平変位よりも安全側の評価であることが確認できる。しかしながら、実験値に対するばらつきが大きい結果となっており、道示に準拠し、計算される橋脚の終局変位に対して安全率を考慮し、許容塑性率を指標とした設計をすると、結果として地震時の損傷の程度にばらつきが生じることが考えられる。



(a) 水平力の比較



(b) 水平変位の比較

図 4.3.6 実験値と道示計算値の比較

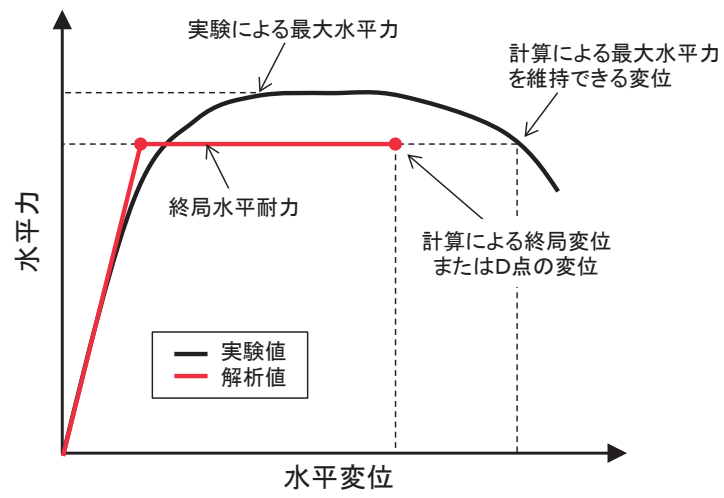


図 4.3.7 安全率の評価方法

参考文献

- 1) 川島 一彦, 長谷川 金二, 長島 博之, 小山 達彦, 吉田 武史: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に関する研究, 土木研究所報告, 第 190 号, 1993.9.
- 2) 川島 一彦, 長谷川 金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 483/I-26, pp. 137-146, 1994. 1.
- 3) 星隈 順一, 川島 一彦, 長屋 和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8.
- 4) 武村 浩志, 川島 一彦, 運上 茂樹, 星隈 順一, 繰り返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価, 土木学会構造工学論文集, Vol.43A, pp.869-880, 1997.3.
- 5) 星隈 順一, 運上 茂樹, 川島 一彦, 長屋 和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 土木学会構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998.3.
- 6) 西田秀明, 運上茂樹: 道路橋示方書に基づく RC 橋脚の許容塑性率の工学的位置づけに関する考察, 第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.249-254, 2007.2
- 7) 仲谷 邦博, 木村 祐司, 上田 喜史, 山脇 正史: 高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(上), 橋梁と基礎, Vol.33, No.11, pp.11-17, 1999.11.
- 8) 仲谷 邦博, 木村 祐司, 上田 喜史, 山脇 正史: 高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, Vol.33, No.12, pp.41-49, 1999.12.
- 9) 塩畑 英俊, 村田 裕一, 福浦 尚之: 軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚の耐力および変形性能に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.57A, pp.926-939, 2011.3.
- 10) 小森 暢行, 星隈 順一, 堺 淳一: RC 橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 第 14 回性能に基づく橋脚等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.329-336, 2011.7.
- 11) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3
- 12) (独)土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料 第 4023 号, 2006.8.

5章 まとめ

本研究では、新しい材料等の活用のための性能の検証の考え方について、平成29年に改定された道路橋示方書の趣旨を考慮しながら、高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚の設計法を提案するための材料レベルからコンクリートとの定着性能、橋を構成する部材としての橋脚レベルの性能評価に関する一連の実験を行った。

なお、本実験で得られた知見は実験実施当時の基準との比較によるものであるが、実際の構造物の設計へ適用にあたっての検討は、検討対象とする構造物の適用基準に基づいて評価を行う必要がある。

(1) 低サイクル疲労実験について

2章では、高強度鉄筋を塑性化させるような部材設計法を提案するための知見を得るため、鉄筋単体の低サイクル疲労実験を行い、主に以下の知見を得た。

- ①今回の実験結果から各種鉄筋の粘り強さは $SD345 > SD490 > USD685$ と考えられる。
- ②各実験体とも鉄筋の降伏ひずみに達した後、応力低下時まで概ね鉄筋の引張強度実験結果の応力 - ひずみ曲線上をたどる。

(2) 引抜き実験について

3章では、高強度鉄筋の定着方法を提案するための知見を得るため、定着部の引き抜き実験を行い、主に以下の知見を得た。

- ①鉄筋の弾性域から降伏～降伏棚の範囲では、コンクリート強度の違いによる定着性能の違いはほとんどない。
- ②コンクリート強度の違いは、ひずみ硬化域において顕著になり、コンクリート強度が大きくなると、ピーク荷重・変位が大きくなる。
- ③同径・同定着長の場合、鉄筋強度が高い程、引抜き抵抗が大きく、また伸び出し変位が小さく抑えられた。
- ④定着長の違いは同じ軌跡上のピーク値の違いに顕れる。定着長が長いと、荷重低下が始まる時点の荷重と変位が大きくなる。
- ⑤コンクリートと鉄筋の付着応力度の分布傾向は、深さ方向にほぼ一定を保ったまま推移する。
- ⑥発揮される付着応力度はある一定値で頭打ちとなり、鉄筋弾性域内ではその値を保持する。
- ⑦鉄筋の降伏に伴う鉄筋とコンクリートとのひずみ差の増大により付着劣化が発生する。
- ⑧付着上端側から鉄筋の降伏が発生すると、付着劣化は加速度的に深さ方向に進展し、鉄筋は引き抜ける。

（３）交番載荷実験について

既存の RC 部材一般及び RC 橋脚の設計法の適用性の検討など、部材としての設計法の提案に必要な知見を得るため、橋脚を模擬した供試体を用いて正負交番載荷実験を行い、主に以下の知見を得た。

①鉄筋コンクリート橋脚の性能を検証するにあたって、実験供試体を設定するときに考慮するのがよいパラメータの種類や範囲などについて以下の提案を行った。

- ・軸方向鉄筋比
- ・横拘束鉄筋の体積比
- ・軸圧縮応力度

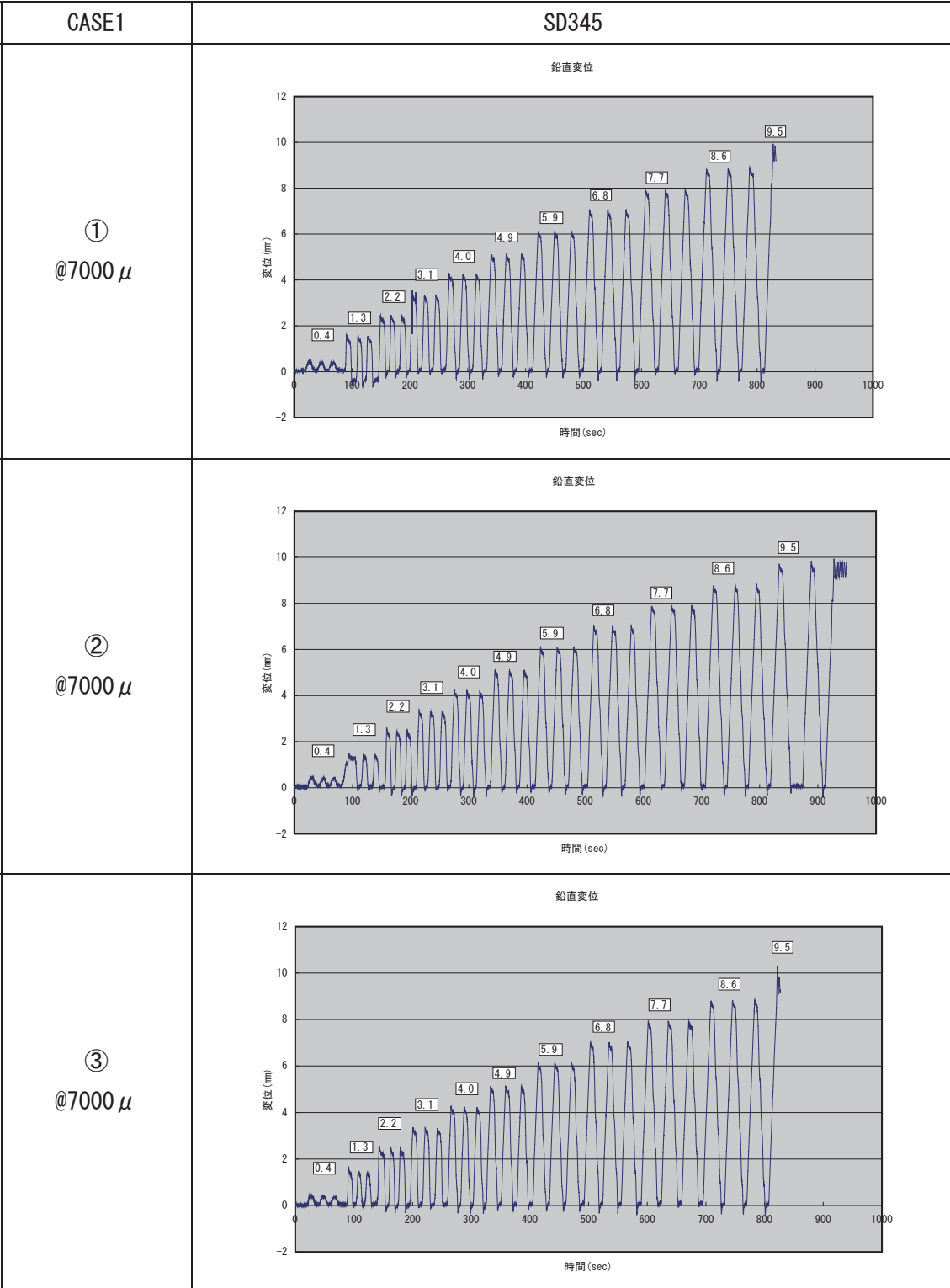
②実験を行った範囲では、最大水平力について、いずれの供試体においても道示の手法により計算される終局水平耐力を上回る結果となっている。また、水平変位について、道示の手法により計算される終局変位は、いずれも実験値よりも安全側の評価となっている。

以上のように、部材単位の実験で既存の許容値等と比較するだけでなく、材料単位から部材単位・部材種別単位の一連の検討をすること、また、破壊挙動を制御するという観点を導入することで、橋全体として致命的な損傷形態になりがたいという観点での検証も可能であることを示せたと考えられる。しかしながら、高強度鉄筋の低サイクル疲労特性や部材としての正負交番載荷実験の結果からすれば、終局水平耐力を下回ったあとの挙動や、また、橋脚の終局変位の算出精度に課題があり、既存の鉄筋コンクリート橋脚と比べて、構造物の信頼性にばらつきが生じることが考えられるので、設計法の提案にあたっては考慮していく必要がある。

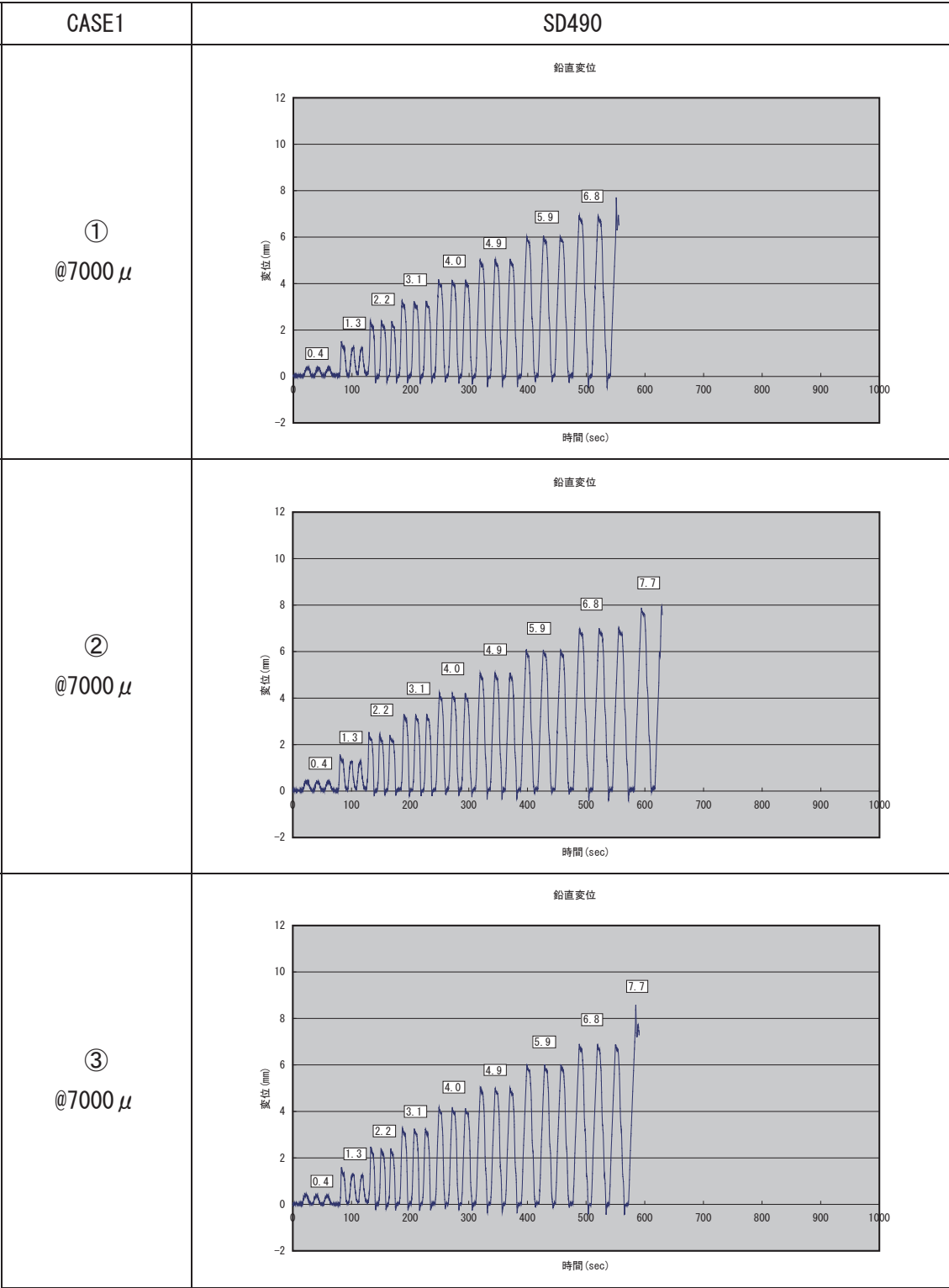
参考資料 I

I 低サイクル疲労実験

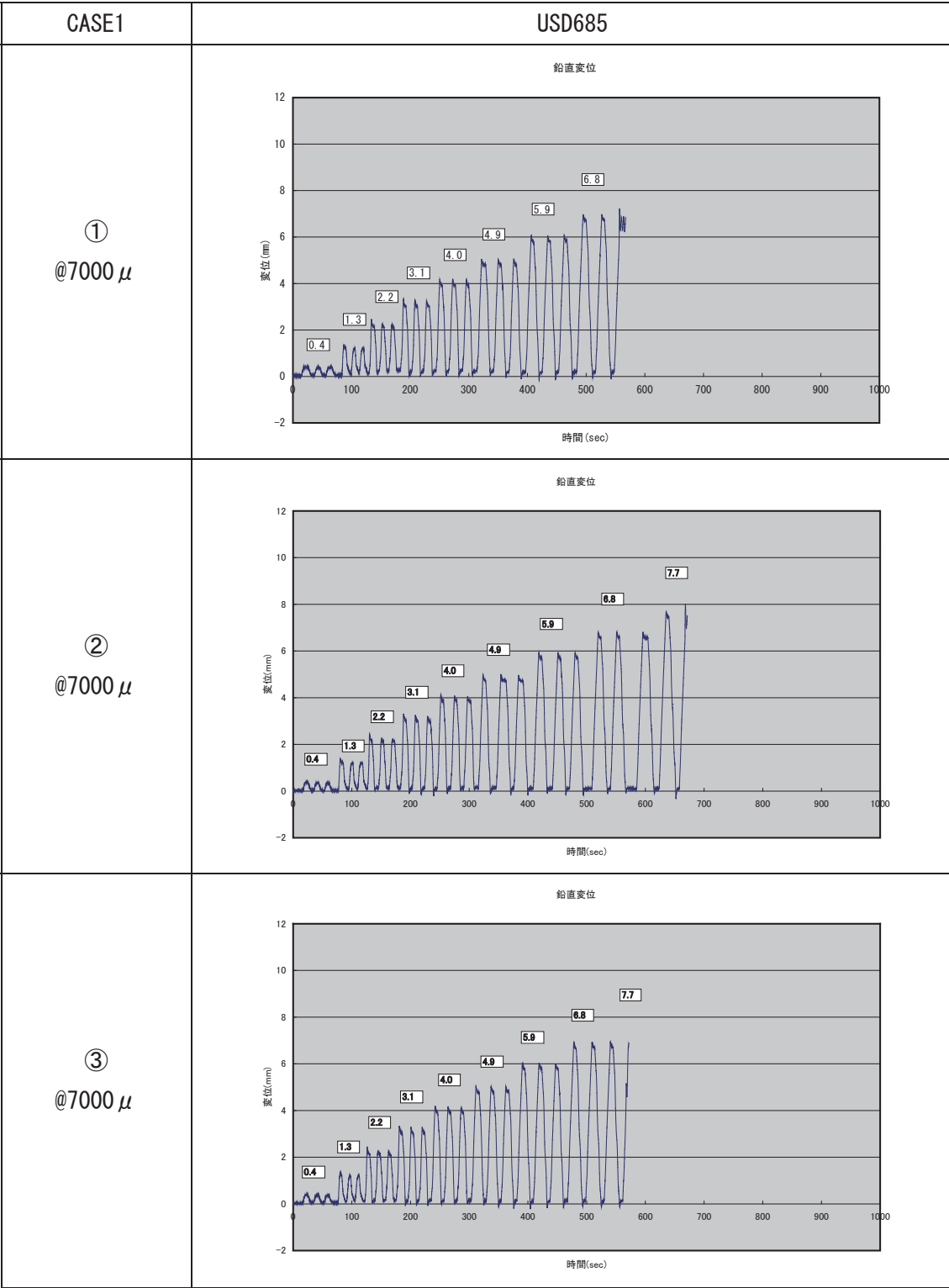
破断までの鉛直サイクルを付図 2. 2. 1～付図 2. 2. 6 に示す。



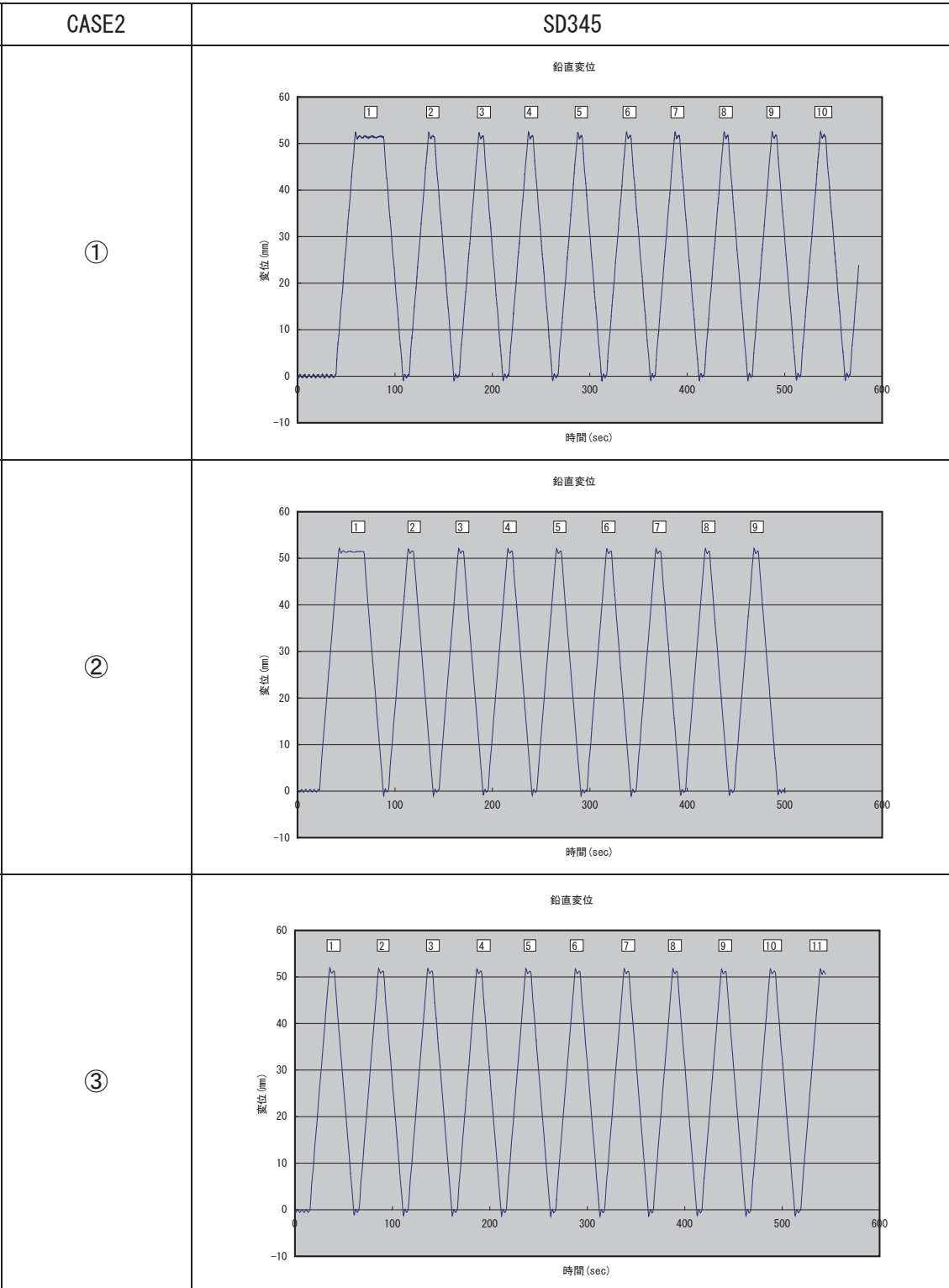
付図 2. 2. 1 健全な鉄筋の鉛直変位サイクル (SD345)



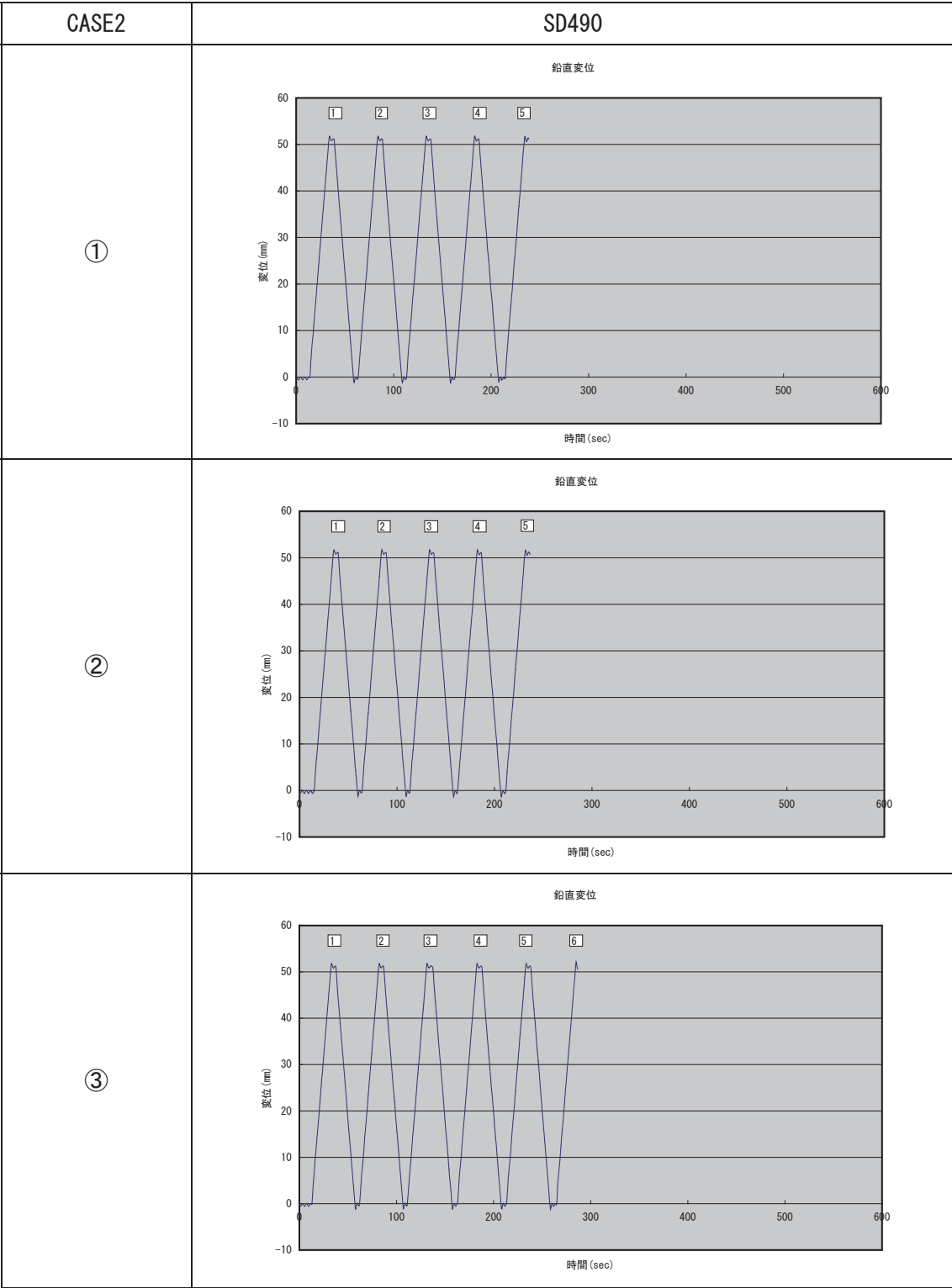
付図 2. 2. 2 健全な鉄筋の鉛直変位サイクル (SD490)



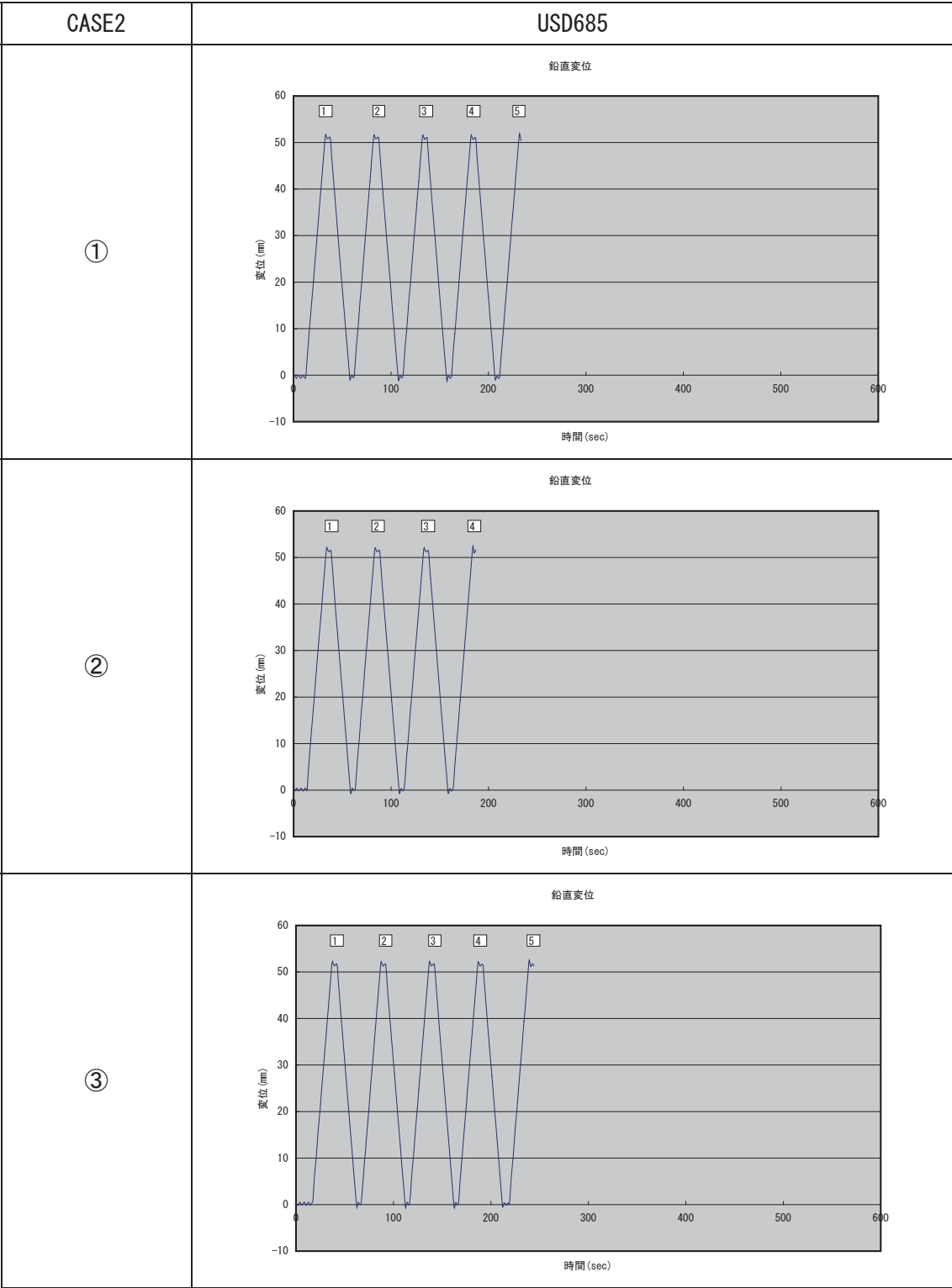
付図 2. 2. 3 健全な鉄筋の鉛直変位サイクル (USD685)



付図 2. 2. 4 屈曲鉄筋の鉛直変位サイクル (SD345)

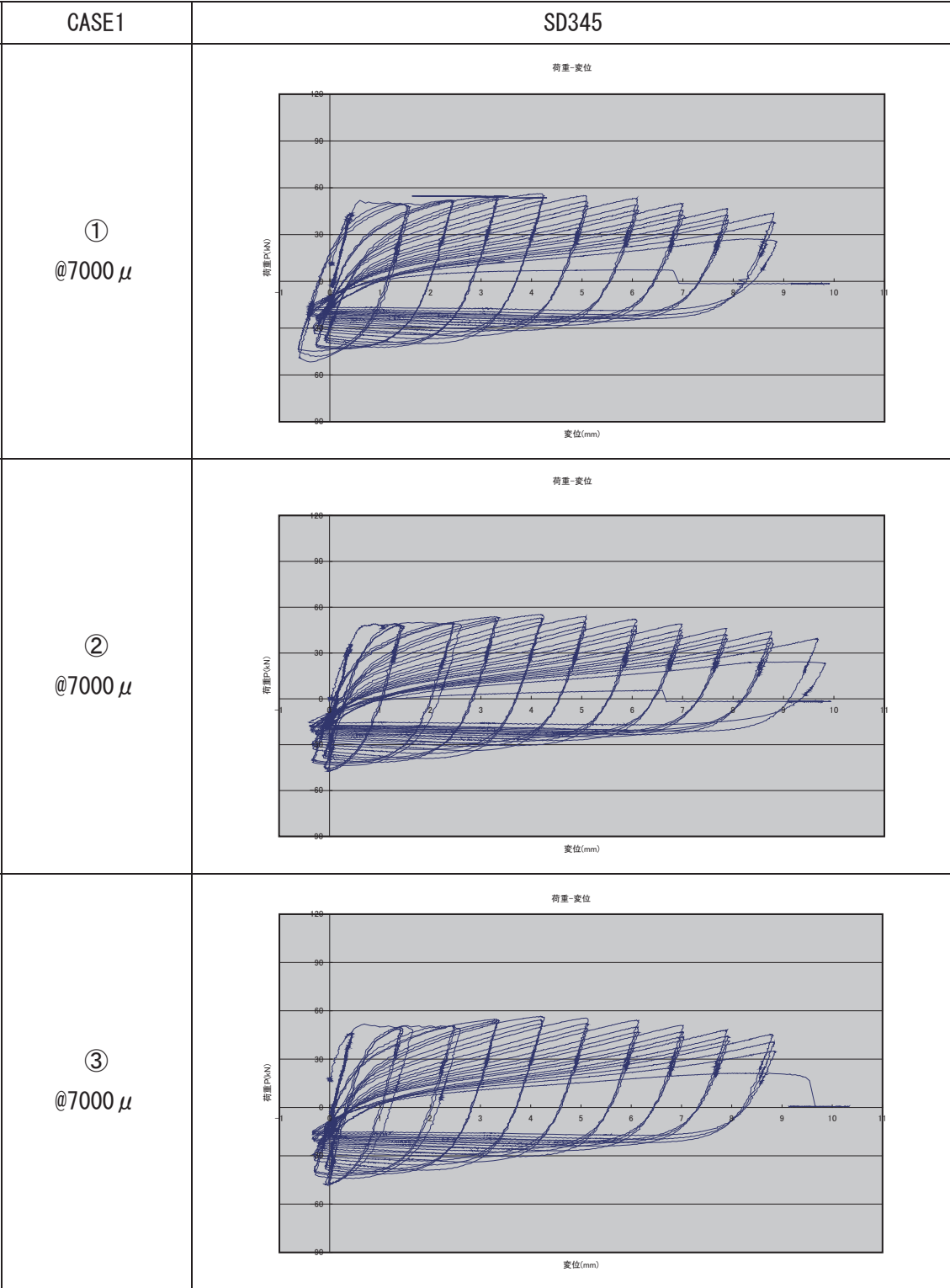


付図 2. 2. 5 屈曲鉄筋の鉛直変位サイクル (SD490)

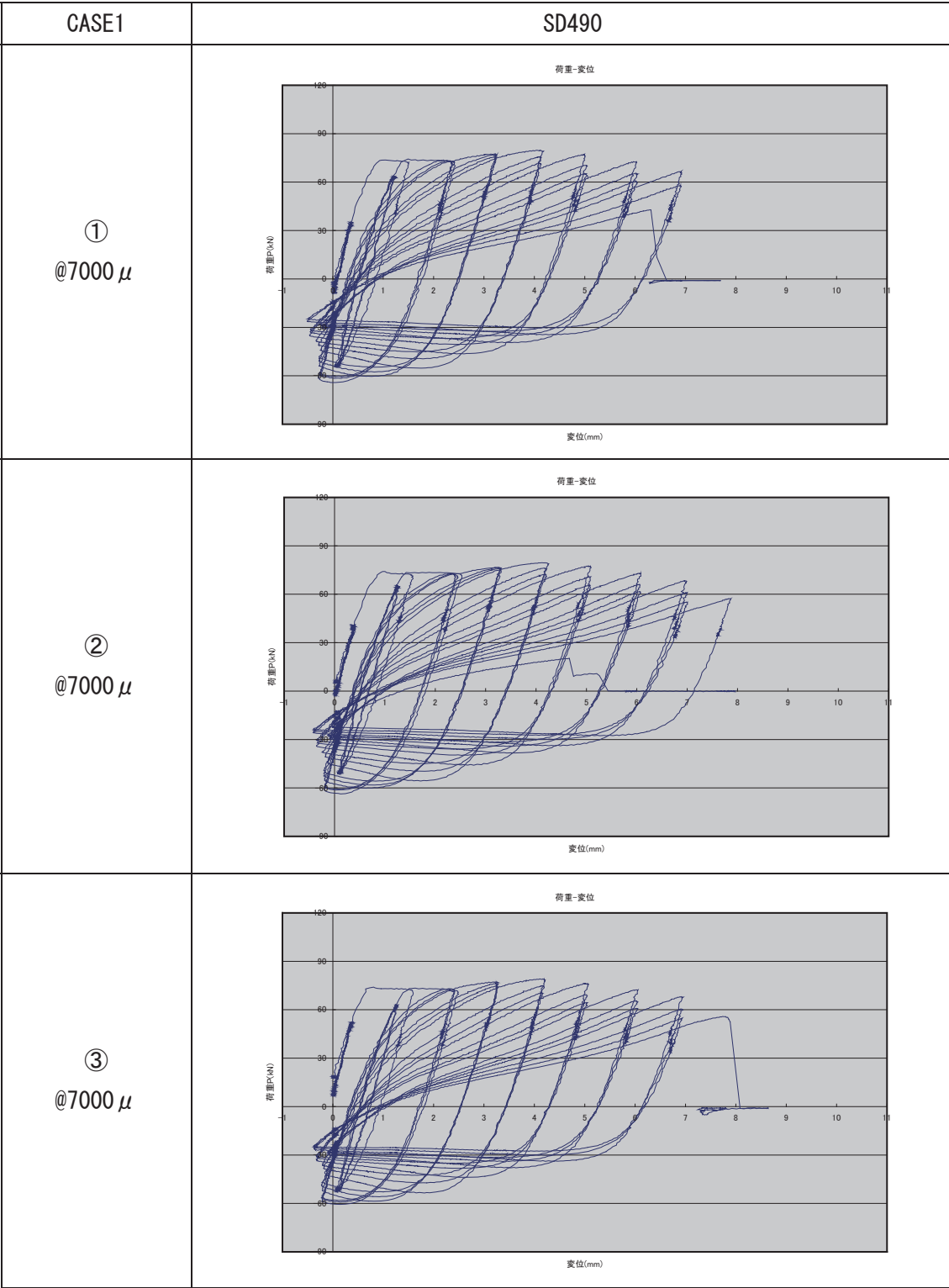


付図 2. 2. 6 屈曲鉄筋の鉛直変位サイクル (USD685)

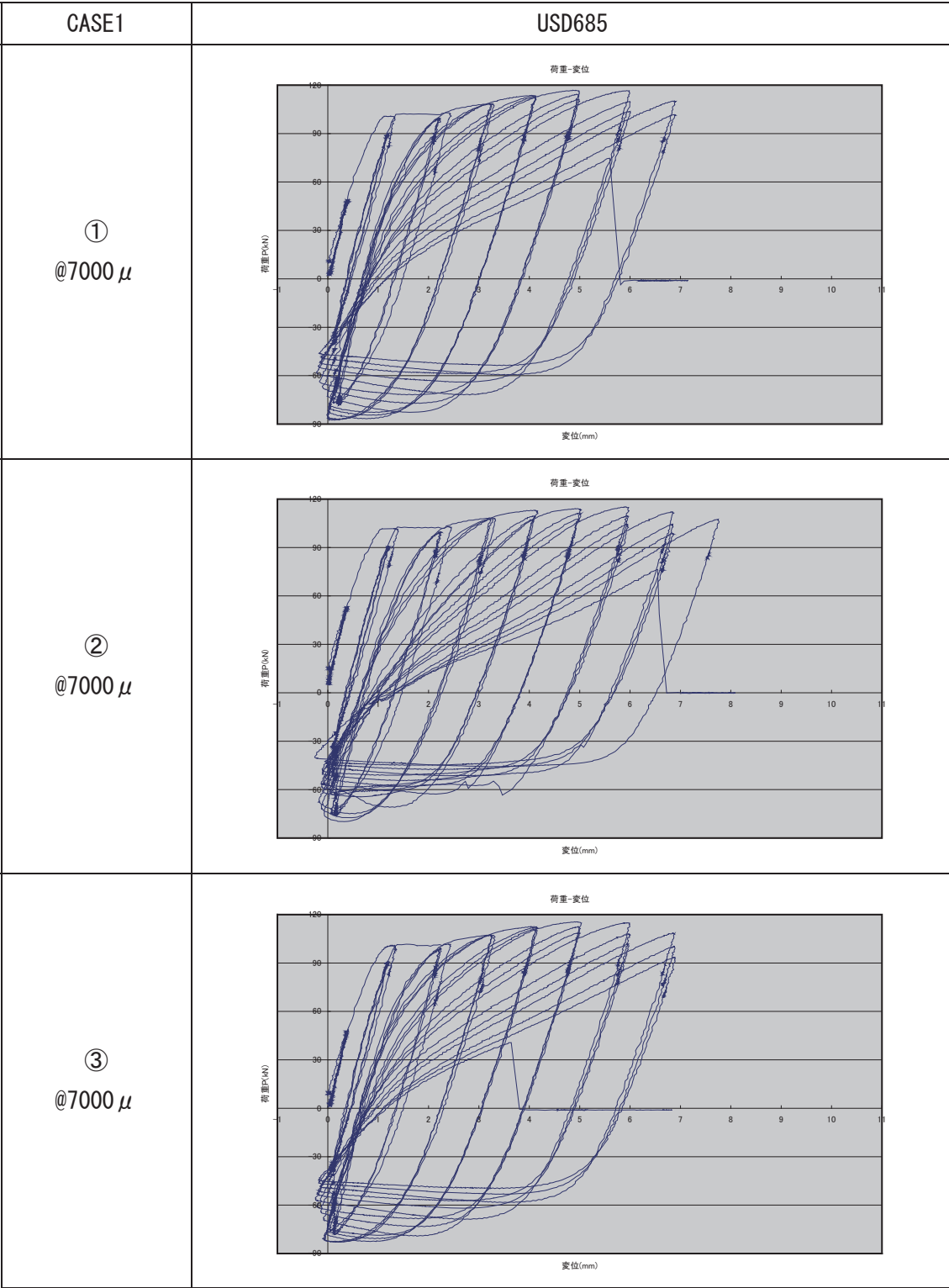
破断までの荷重-変位曲線を付図 2. 2. 7～付図 2. 2. 12 示す。



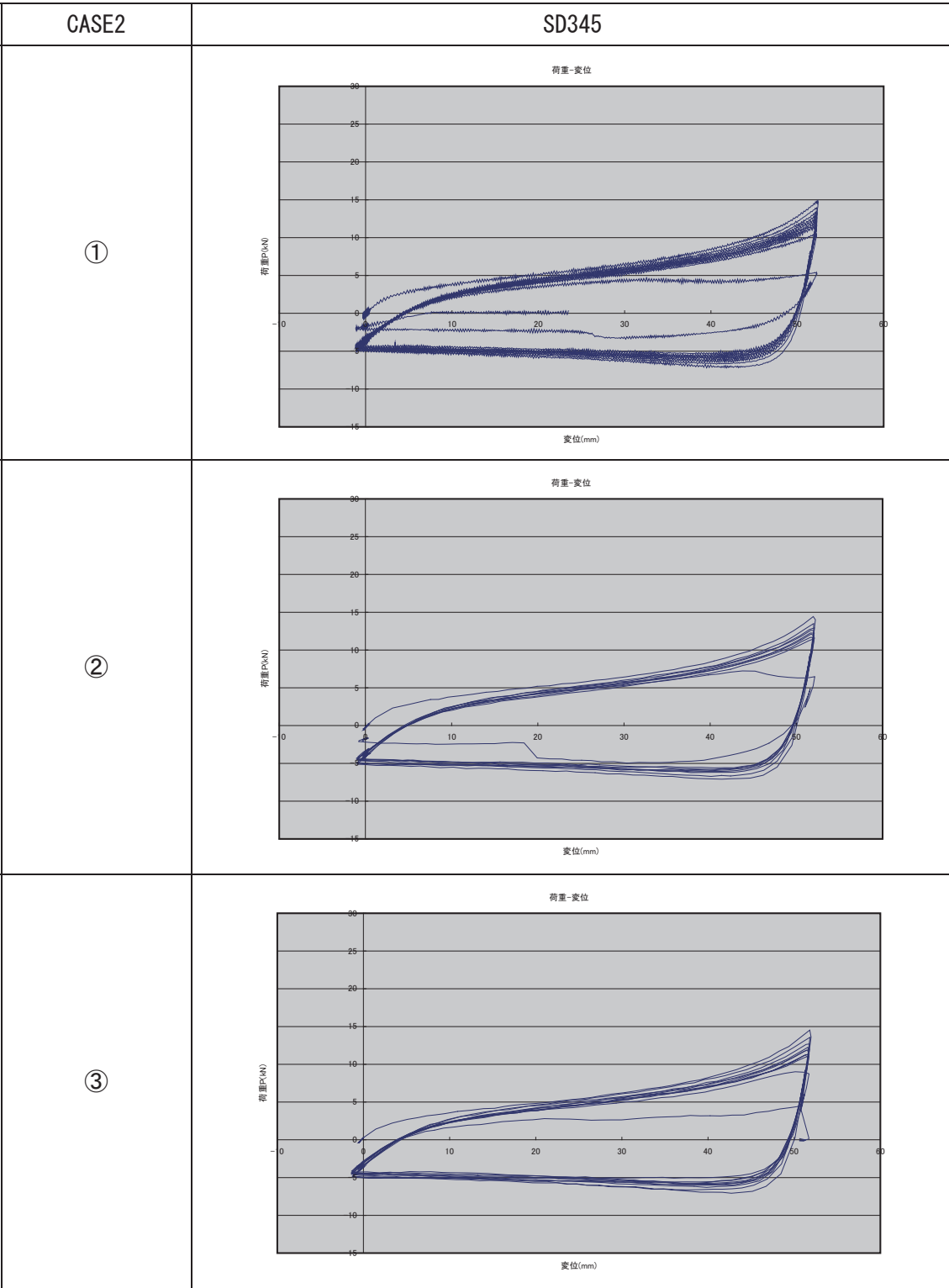
付図 2. 2. 7 健全な鉄筋の荷重-変位曲線 (SD345)



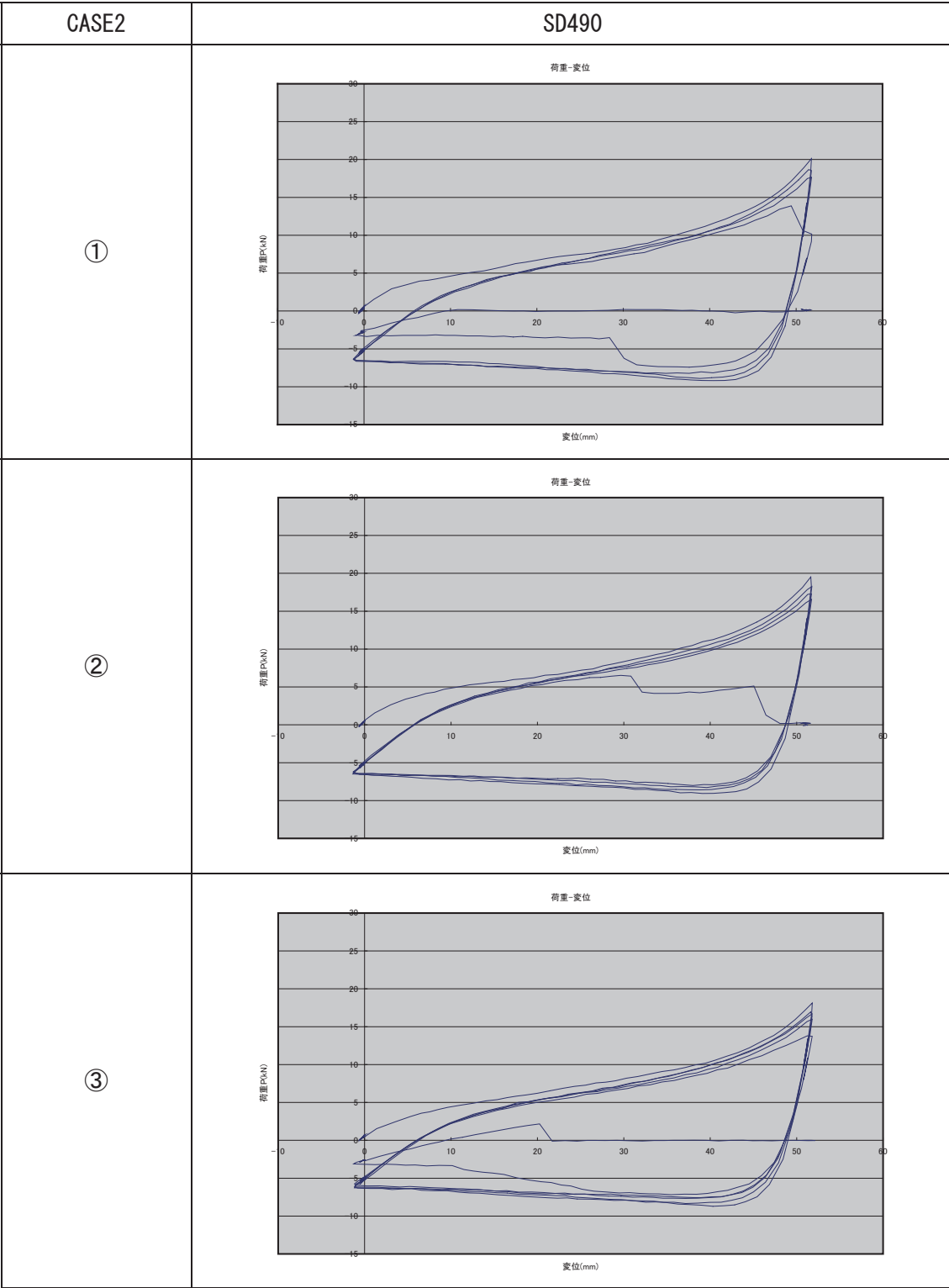
付図 2. 2. 8 健全な鉄筋の荷重-変位曲線 (SD490)



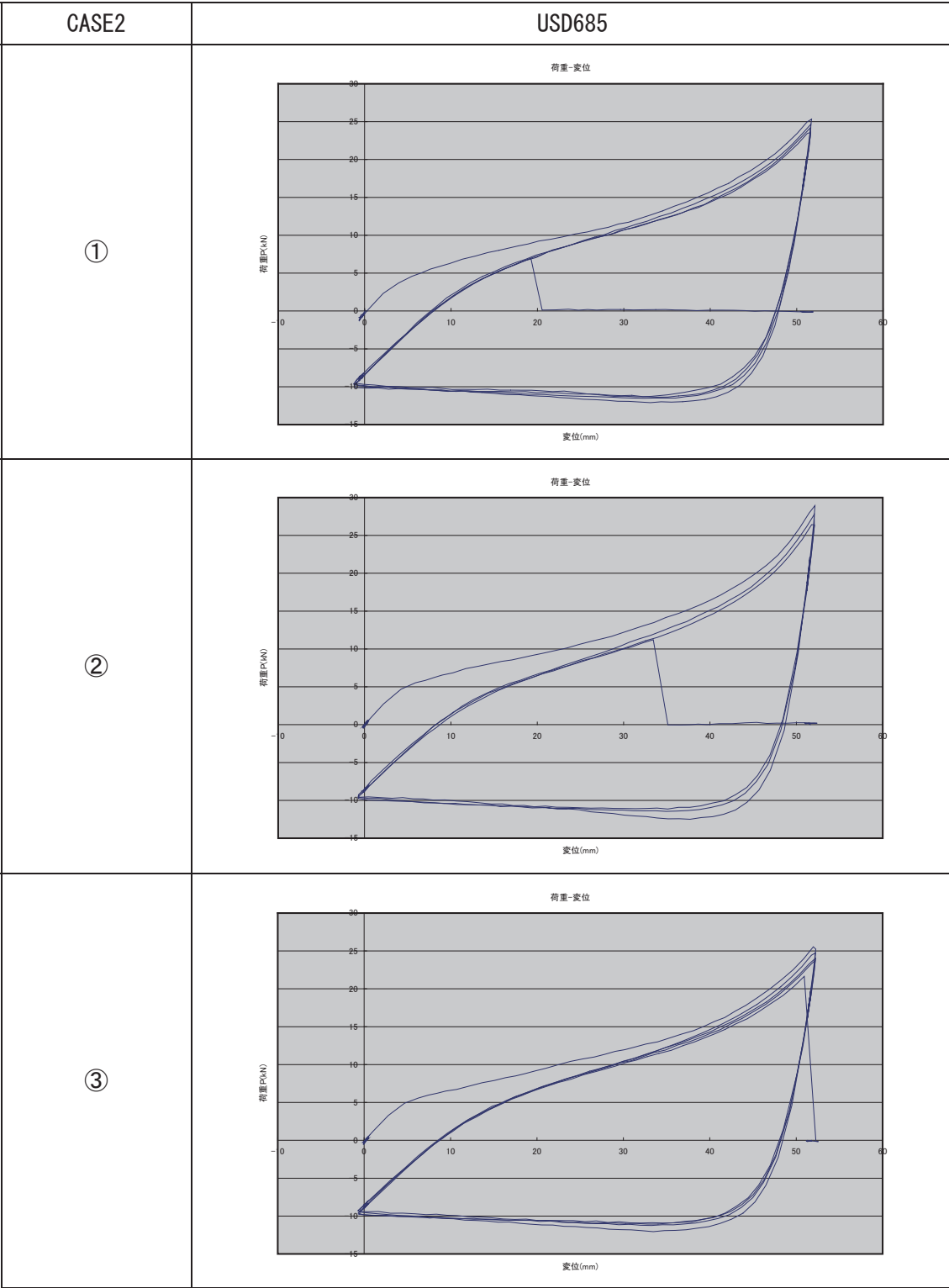
付図 2. 2. 9 健全な鉄筋の荷重-変位曲線 (USD685)



付図 2. 2. 10 屈曲鉄筋の荷重-変位曲線 (SD345)

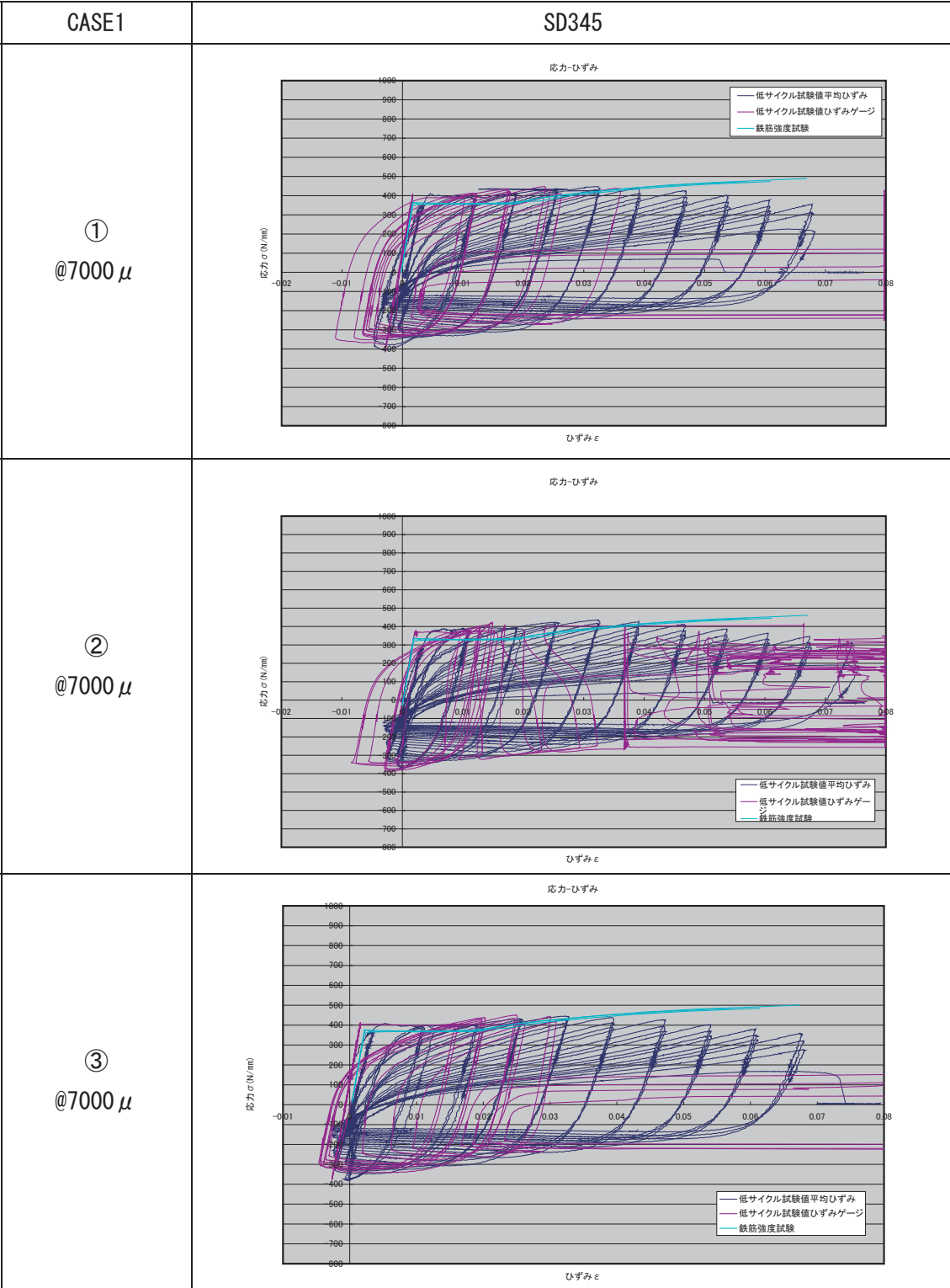


付図 2. 2. 11 屈曲鉄筋の荷重-変位曲線 (SD490)

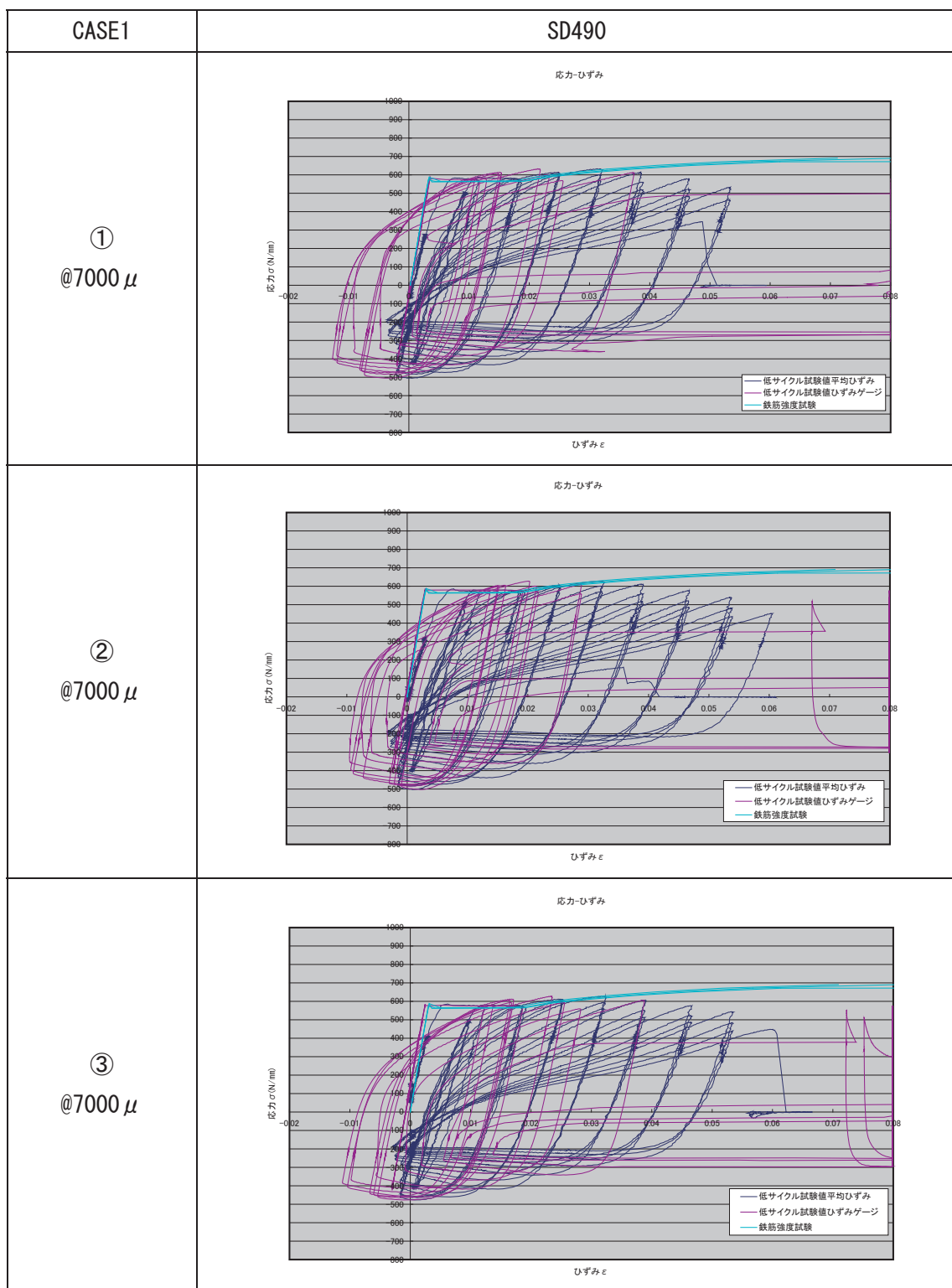


付図 2. 2. 12 屈曲鉄筋の荷重-変位曲線 (USD685)

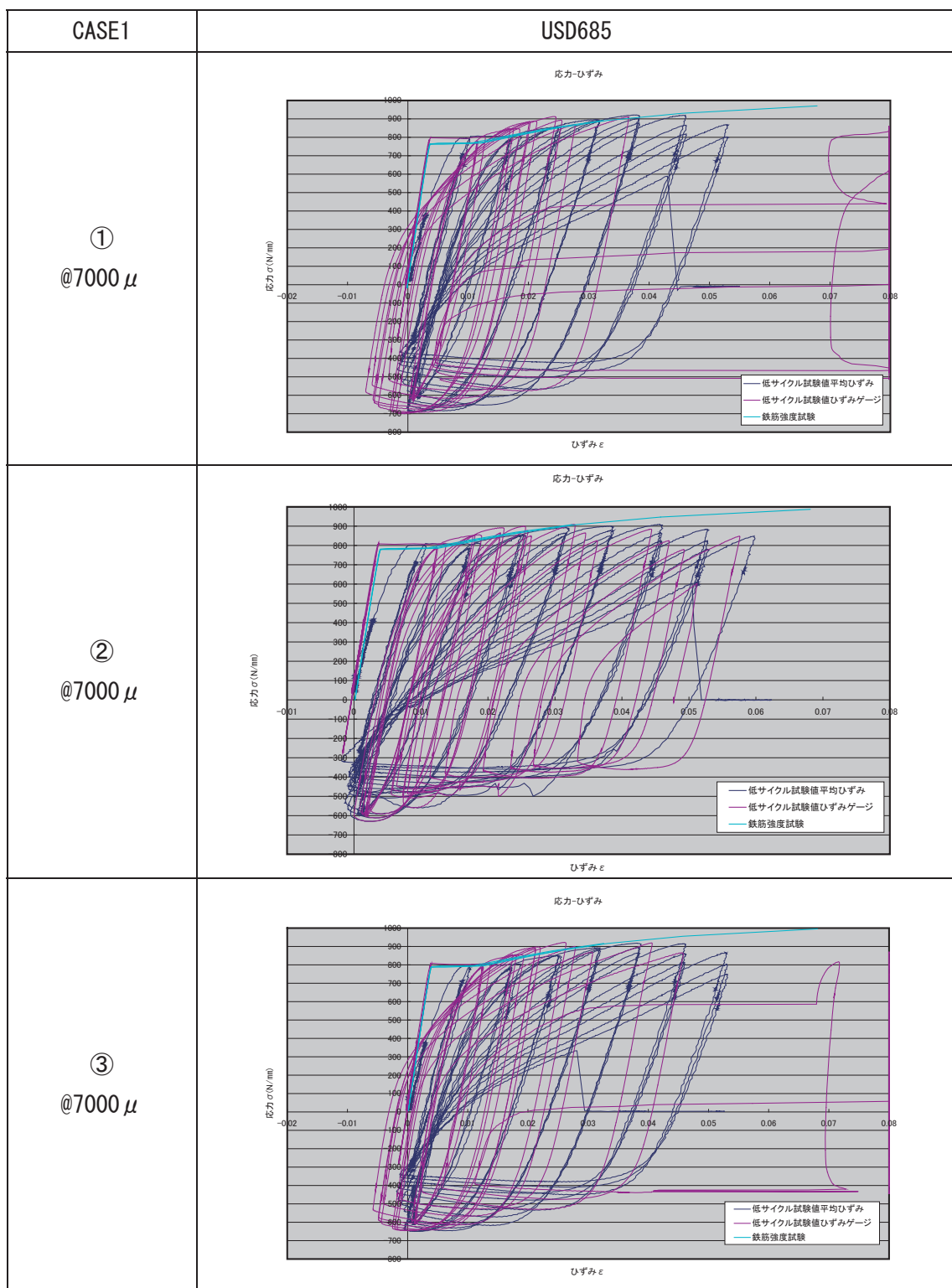
破断までの応力-ひずみ曲線を付図 2. 2. 13～2. 2. 15 に示す。



付図 2. 2. 13 健全な鉄筋の応力-ひずみ曲線 (SD345)



付図 2. 2. 14 健全な鉄筋の応力-ひずみ曲線 (SD490)



付図 2. 2. 15 健全な鉄筋の応力-ひずみ曲線 (USD685)

破断面の特徴を付写真 2. 2. 1～付写真 2. 2. 3 に示す。

	SD345	
CASE1		
	引張時に破断。破断面は凹凸が多い。	
CASE2		
	引張時に屈曲部が細くなり、①引張载荷中に内角側が切れ、次の押し戻し時に外角側で破断する。または、②引張载荷中に切れる挙動を示した。破断面は凹凸が多い。	

付写真 2. 2. 1 破断面の写真 (SD345)

	SD490	
CASE1	 	引張時に破断。破断面はやや凹凸あり。
CASE2	 	引張時に屈曲部が細くなり、①引張载荷中に内角側が切れ、次の押し戻し時に外角側で破断する。または、②引張载荷中に切れる挙動を示した。破断面はやや凹凸あり。

付写真 2. 2. 2 破断面の写真 (SD490)

	USD685	
CASE1	  引張時に破断。破断面は凹凸なし。	
CASE2	  前ぶれなく脆性的に破断。全て引張時に破断した。 破断面は凹凸なし。	

付写真 2. 2. 3 破断面の写真 (USD685)

参考資料Ⅱ

Ⅱ 引抜き実験

No.1:供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD345-D29-1本 , 定着長 25 $\phi=730\text{mm}$, ふし形状 ネジふし

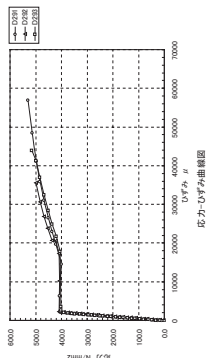
<コンクリート>

番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	平均							
ScK24-S32-1	100.41	100.4	100.405	7917.7	25.50	26.10	0.21224	2.309	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
ScK24-S32-2	100.30	100.33	100.415	7919.3	23.50	25.66	0.18810	2.317	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
ScK24-S32-3	100.39	100.39	100.39	7915.4	25.70	27.20	0.22174	2.325	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
平均	—	—	—	—	—	26.32	0.20736	2.317	

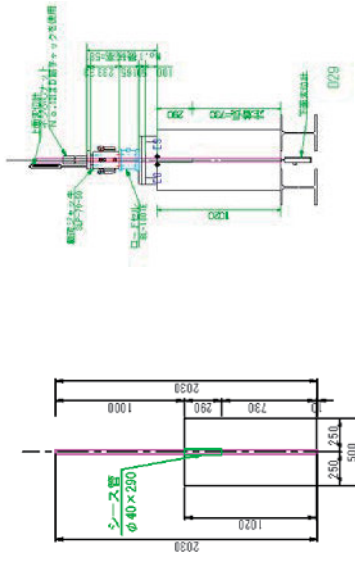
<鉄筋>

番号	伸び測定		伸び %	絞り測定		公称断面精 mm ²
	標点距離 mm	試験前後		直径 mm	絞り %	
D291	114.65	145.76	27.13	試験前	試験後	642.4
D292	115.66	144.18	24.66	26.10	20.08	
D293	115.19	144.82	25.72	25.86	19.79	
平均値			25.84	—	42.54	
番号	降伏応力		降伏率 %	最大応力		弾性係数 kN/mm ²
	降伏荷重 kN	N/mm ²		最大荷重 kN	N/mm ²	
D291	259.5	403.95	2119.89	373.5	581.41	190.55
D292	261	406.29	2168.39	371	577.52	187.54
D293	260	404.73	2119.66	373.5	581.41	190.94
平均値	—	404.99	2135.31	—	580.12	189.68

供試体図



No.1 D29 (SD345) 定着長 $\phi 25$
 $\sigma_{ck}=24$



供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重時の最大荷重 (kN)	鉄筋の破断
No. 1	264.6	324.9	344.6	無



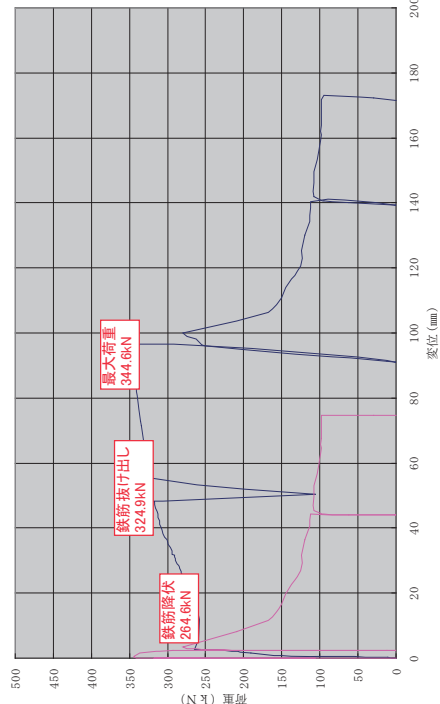
供試体No.1	伸び (%)
供試体先端からの距離	5.5
1100(mm)	0.0
1000(mm)	2.1
900(mm)	4.5
800(mm)	4.8
700(mm)	7.4
600(mm)	8.9
500(mm)	8.8
400(mm)	8.7
300(mm)	8.2
200(mm)	8.8
100(mm)	9.1

伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$

観察結果



荷重 - 変位関係図



荷重 - 変位関係図 (No. 1)

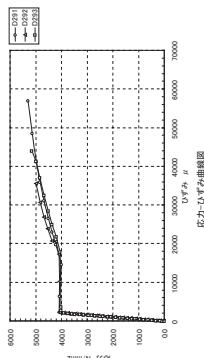
No.2:供試体:σck=24N/mm² , SD345-D29-1本 , 定着長 35φ=1020mm , ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2 平均							
Sck24-S32-1	100.41	100.4	100.405	7917.7	255.0	32.21	0.21224	2.309	σck24-σ32
Sck24-S32-2	100.50	100.33	100.415	7919.3	235.0	29.67	0.18810	2.317	σck24-σ32
Sck24-S32-3	100.39	100.39	100.39	7915.4	257.0	27.20	0.22174	2.325	σck24-σ32
平均	—	—	—	—	31.45	26.32	0.20736	2.317	

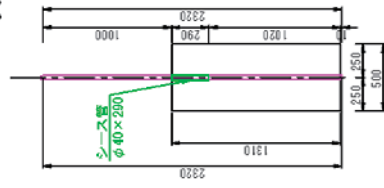
<鉄筋>

番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	伸び %	直径 mm	絞り %	
D291	114.65	145.76	27.13	19.34	45.39
D292	115.66	144.18	26.10	20.08	40.81
D293	115.19	144.82	25.72	19.79	41.44
平均値	—	25.84	—	42.54	—
番号	降伏前重	降伏応力	降伏歪	最大荷重	弾性係数
D291	259.5	403.95	2119.89	373.5	581.41
D292	261	406.29	2166.39	371	577.52
D293	260	404.73	2119.66	373.5	581.41
平均値	—	404.99	2135.31	—	580.12

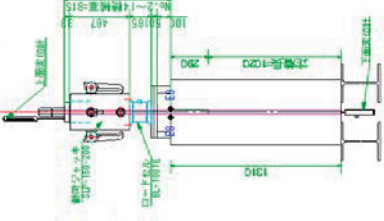


供試体図

No.2 D29 (SD345) 定着長φ35
σck=24

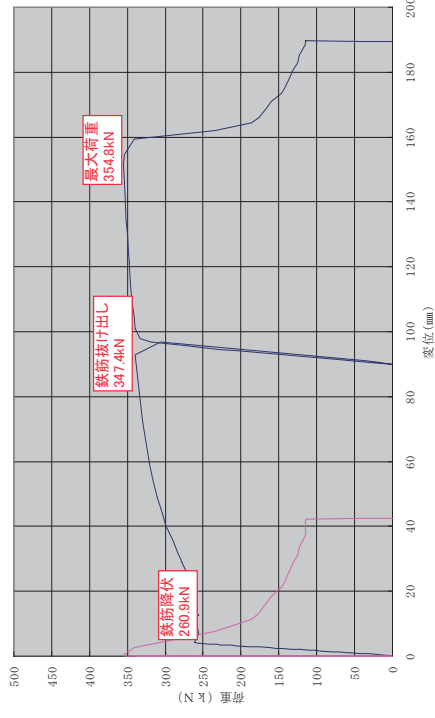


No.2 D29 (SD345) 定着長φ35
σck=24



供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 2	260.9	347.4	151.37	無

荷重-変位関係図 (No. 2)



荷重-変位関係図



伸び:実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前×100
絞り:実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前×100

供試体No.2	伸び(%)	絞り(%)
供試体末端からの距離	1100(mm)	0.0
	1000(mm)	8.1
	900(mm)	8.2
	800(mm)	7.1
	700(mm)	7.9
	600(mm)	7.8
	500(mm)	6.3
	400(mm)	7.6
	300(mm)	6.9
	200(mm)	7.6
	100(mm)	8.0

伸び:実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前×100
絞り:実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前×100

No.3: 供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD345-D35-1本, 定着長 $25\phi=880\text{mm}$, ふし形状 ネジふし

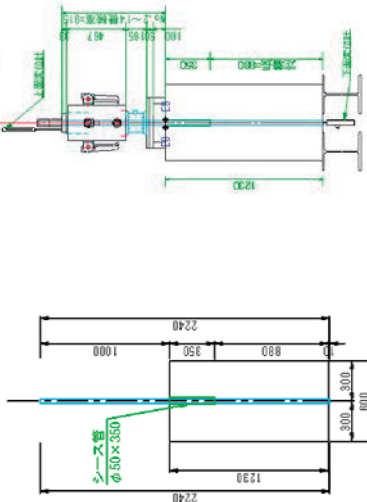
<コンクリート>

番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
Sck24-S32-1	100.41	100.4	100.405	7917.7	25.0	26.10	0.21224	2.309	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
Sck24-S32-2	100.50	100.33	100.415	7919.3	23.50	25.66	0.19810	2.317	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
Sck24-S32-3	100.39	100.39	100.39	7915.4	27.20	27.20	0.22174	2.325	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
平均	—	—	—	—	31.45	26.32	0.20736	2.317	

<鉄筋>

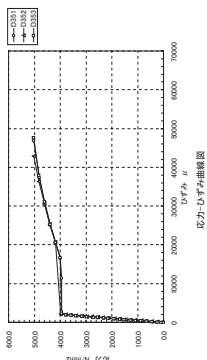
番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	伸び %	直径 mm	絞り %	
D351	試験前	22.36	試験前	35.52	956.6
	試験後	170.91	試験後	25.03	
D352	140.01	171.98	31.15	26.45	956.6
D353	140.03	171.46	31.02	30.39	
平均値	—	22.55	—	31.27	—
番号	降伏荷重		最大応力		弾性係数 kN/mm ²
	kN	N/mm ²	降伏歪 μ	最大応力 N/mm ²	
D351	379.5	396.72	2043.06	546	194.18
D352	379	396.19	2103.97	546	188.31
D353	378.5	395.67	2077.53	545	190.45
平均値	—	396.19	2074.85	570.42	190.98

供試体図



No. 3 D35 (SD345) 定着長 $\phi 25$
 $\sigma_{ck}=24$

No.3 D35 (SD345) 定着長 $\phi 25$
 $\sigma_{ck}=24$



供試体	鉄筋降伏 荷重 (kN)	鉄筋抜け出し 荷重 (kN)	最大 荷重 (kN)	最大荷重時の 変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 3	370.4	486.8	497.9	111.80	無



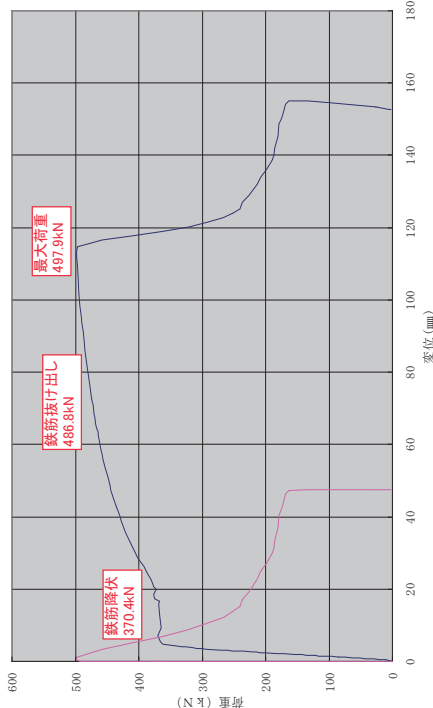
供試体No.3	
伸び (%)	5.0
供試体先端からの距離別	
1100(mm)	0.0
1000(mm)	9.3
900(mm)	6.2
800(mm)	3.6
700(mm)	5.3
600(mm)	0.9
500(mm)	2.2
400(mm)	4.2
300(mm)	3.5
200(mm)	3.0
100(mm)	6.1

伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$



観察結果

荷重-変位関係図 (No. 3)



荷重-変位関係図

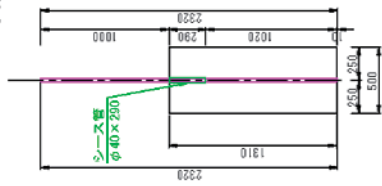
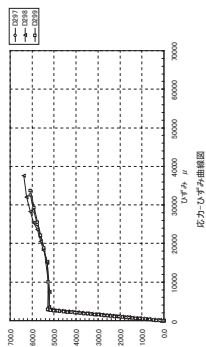
No.5:供試体:σck=24N/mm² SD490-D29-1本、定着長 35φ=1020mm、ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

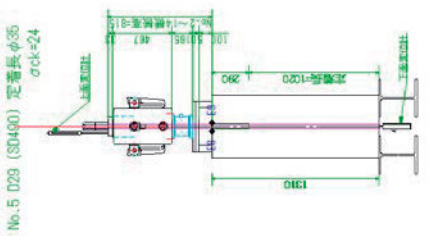
番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
Sck24-S32-1	100.41	100.4	100.405	7917.7	295.0	26.10	0.21224	2.309	σck24-σ32
Sck24-S32-2	100.50	100.33	100.415	7919.3	235.0	29.67	0.18810	2.317	σck24-σ32
Sck24-S32-3	100.39	100.39	100.39	7915.4	257.0	27.20	0.22174	2.325	σck24-σ32
平均	—	—	—	—	—	31.45	0.20736	2.317	

<鉄筋>

番号	伸び測定		伸び %	絞り測定		公称断面精 mm ²
	標点距離 mm	試験前後		直径 mm	絞り %	
D297	116.34	167.52	43.99	26.34	18.97	642.4
D298	116.07	141.89	22.25	26.26	19.49	
D299	116.07	140.35	20.92	25.93	18.60	
平均値	—	—	29.05	—	—	—
番号	降伏応力		降伏歪 μ	最大応力		弾性係数 kN/mm ²
	降伏荷重 kN	N/mm ²		降伏歪 kN	N/mm ²	
D297	334.5	520.70	2837.19	456.5	710.62	183.53
D298	333.5	519.15	2797.85	439	714.51	185.55
D299	338.5	526.93	2810.00	452.5	704.39	187.52
平均値	—	522.26	2815.01	—	709.84	185.53



No.5 D29 (SD490) 定着長φ35
σck=24

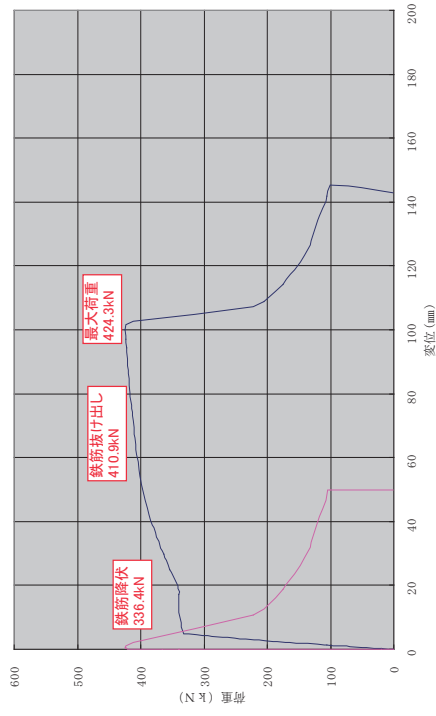


供試体	鉄筋降伏 荷重 (kN)	鉄筋抜け出し 荷重 (kN)	最大 荷重 (kN)	最大荷重時の 変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 5	336.4	410.9	424.3	99.90	無



供試体No.5	
伸び(%)	4.4
供試体両端からの距離別	
1100(mm)	0.0
1000(mm)	-2.8
900(mm)	2.2
800(mm)	5.9
700(mm)	5.7
600(mm)	1.4
500(mm)	4.0
400(mm)	3.2
300(mm)	3.2
200(mm)	3.2
100(mm)	3.7
伸び:実験前後における鉄筋全長	
(ナット取付位置より下端までの比	
(実験前-実験後)/実験前×100	
伸び:実験前後における鉄筋断面積比	
(実験前-実験後)/実験前×100	

荷重-変位関係図



観察結果



No.6 供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$. SD490-D29-1本 . 定着長 $40\phi=1160\text{mm}$. ふし形状 ネジふし

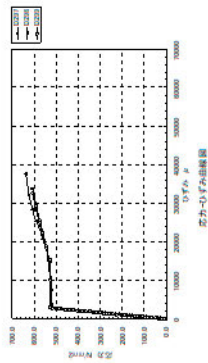
<コンクリート>

番号	直径mm	平均	断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm^3)	備考
ScK24-S32-1	100.41	100.4	7917.7	255.0	32.21	26.10	0.21224	2.309	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
ScK24-S32-2	100.50	100.33	7919.3	235.0	29.67	25.66	0.18810	2.317	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
ScK24-S32-3	100.39	100.39	7915.4	257.0	32.47	27.20	0.22174	2.325	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
平均値	—	—	—	—	31.45	26.32	0.20736	2.317	

材料強度試験結果

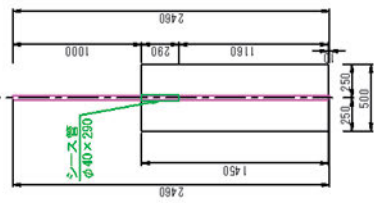
<鉄筋>

番号	伸び測定		繰り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離mm	伸び%	直径mm	繰り%	
D297	試験前	—	試験前	—	642.4
	試験後	43.99	試験後	48.13	
D298	116.07	141.89	22.25	19.49	44.91
D299	116.07	140.35	20.92	18.60	48.55
平均値	—	—	—	—	—
番号	降伏荷重 kN	降伏率 %	最大荷重 kN	弾性係数 N/mm ²	—
	降伏応力 N/mm ²	降伏率 %	最大応力 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	
D297	334.5	520.70	2837.19	710.62	183.53
D298	333.5	519.15	2797.85	714.51	185.55
D299	338.5	528.93	2810.00	704.39	187.52
平均値	—	522.26	2815.01	709.84	185.53

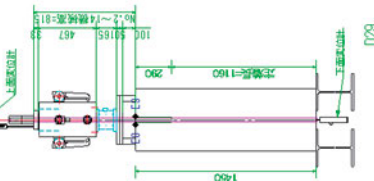


供試体図

No.6 D29 (SD490) 定着長 $\phi 40$
 $\sigma_{ck}=24$

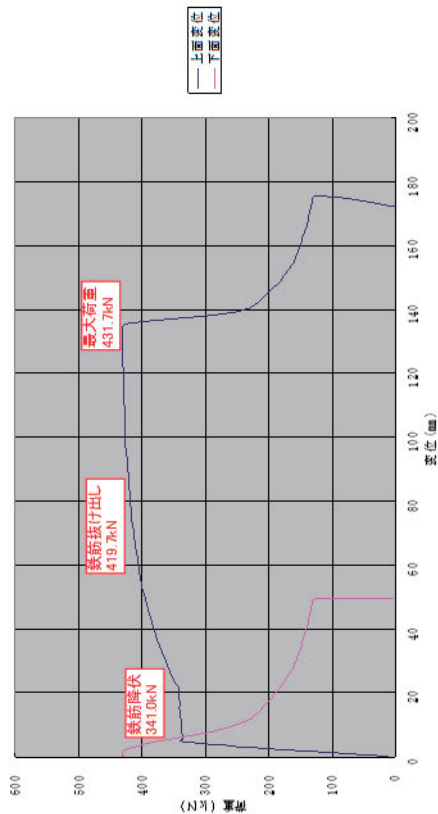


No.6 D29 (SD490) 定着長 $\phi 40$
 $\sigma_{ck}=24$



供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 6	341.0	419.7	127.59	無

荷重-変位関係図 (No. 6)



荷重-変位関係図



試験結果



供試体No.6	伸び(%)
供試体変位端からの距離別	5.1
1100(mm)	0.0
1000(mm)	0.8
900(mm)	7.8
800(mm)	7.8
700(mm)	6.5
600(mm)	6.5
500(mm)	6.1
400(mm)	2.4
300(mm)	2.4
200(mm)	2.6
100(mm)	3.5

伸び 実験前後における鉄筋全長
(ナール取付位置より下端までの比)
(実験前・実験後/実験前×100)
(実験前・実験後/実験前×100)
(実験前・実験後/実験前×100)

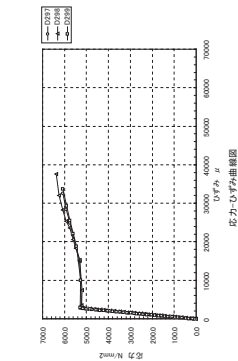
No.7: 供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD490-D29-1本, 定着長 $45\phi=310\text{mm}$, ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

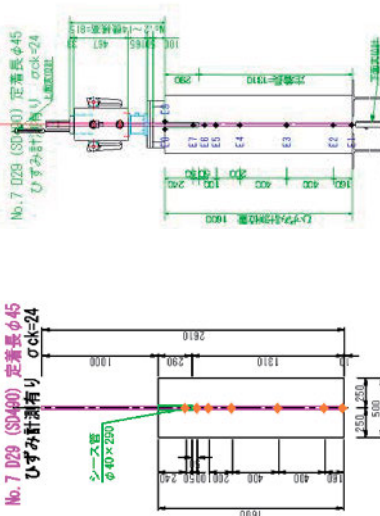
番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
Sk24-S32-1	100.41	100.4	100.405	7917.7	255.0	26.10	0.21224	2.309	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
Sk24-S32-2	100.50	100.33	100.415	7919.3	235.0	25.68	0.18810	2.317	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
Sk24-S32-3	100.39	100.39	100.39	7915.4	251.0	27.20	0.22174	2.325	$\sigma_{ck24}-\sigma_{32}$
平均値	—	—	—	—	—	26.32	0.20736	2.317	

<鉄筋>

番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	伸び %	直径 mm	絞り %	
D297	試験前	試験後	試験前	試験後	642.4
	116.34	167.52	26.34	18.97	
D298	116.07	141.89	22.25	19.49	44.91
D299	116.07	140.35	20.92	18.80	48.55
平均値	—	—	29.05	—	—
番号	降伏荷重 kN	降伏変形 N/mm ²	最大荷重 kN	最大変形 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
	334.5	520.70	2837.19	456.5	710.62
D297	333.5	519.15	2797.85	459	714.51
D298	338.5	526.93	2810.00	452.5	704.39
D299	—	522.26	2815.01	709.84	185.53
平均値	—	—	—	—	—



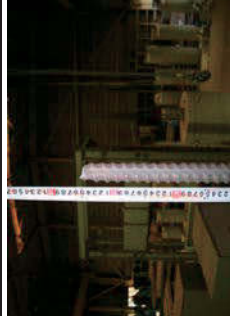
供試体図



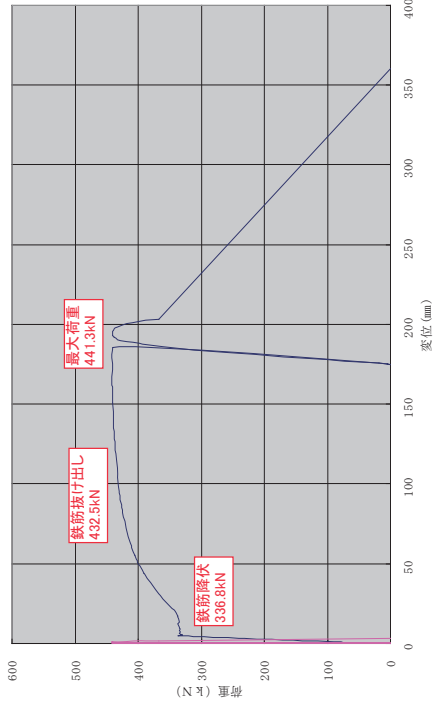
ひずみ計測位置

ひずみ計測位置

供試体	鉄筋降伏 荷重 (kN)	鉄筋引き出し 荷重 (kN)	最大荷重時の 変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 7	336.8	432.5 (1.3mm)	161.98	破断



荷重 - 変位関係図



上端変位
下端変位

供試体No.7	
伸び(%)	7.5
供試体両端からの距離別	
1100(mm)	0.0
1000(mm)	11.4
900(mm)	12.0
800(mm)	12.9
700(mm)	13.7
※648(mm)	42.8
600(mm)	12.5
500(mm)	5.3
400(mm)	5.3
300(mm)	1.5
200(mm)	1.7
100(mm)	2.7

※破断位置
伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前×100
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前×100



観察結果

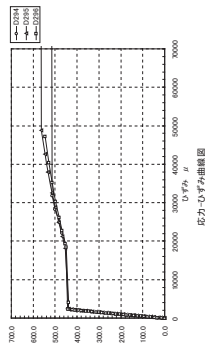
No.8:供試体:σck=24N/mm², SD390-D29-1本, 定着長 35φ=1020mm, ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

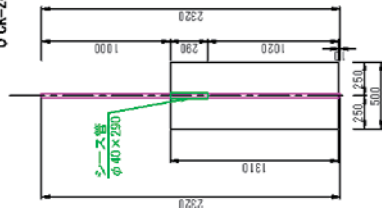
番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2						
Sck24-S32-1	100.41	100.4	100.405	7917.7	32.21	0.21224	2.309	σck24-σ32
Sck24-S32-2	100.50	100.33	100.415	7919.3	29.67	0.18810	2.317	σck24-σ32
Sck24-S32-3	100.39	100.39	100.39	7915.4	32.47	0.22174	2.325	σck24-σ32
平均	—	—	—	—	31.45	0.20736	2.317	

<鉄筋>

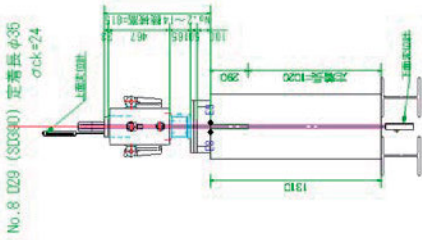
番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	伸び %	直径 mm	絞り %	
D294	115.05	138.07	26.31	19.47	45.24
D295	115.12	143.55	26.12	20.31	39.54
D296	115.48	142.35	26.24	20.31	40.09
平均値	—	22.66	—	—	41.62
番号	降伏荷重 kN	降伏応力 N/mm ²	最大荷重 kN	最大応力 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
D294	284.5	442.87	396	616.44	183.46
D295	283.5	441.31	395.5	615.66	194.40
D296	283.5	441.31	395	614.88	188.96
平均値	—	441.83	395.84	615.66	188.94



No.8 D29 (SD390) 定着長φ35
σck=24

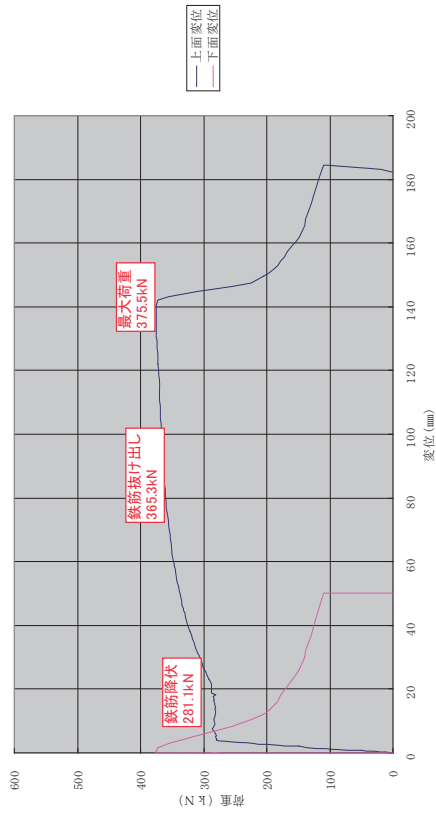


供試体図



供試体	鉄筋降伏 荷重 (kN)	鉄筋抜け出し 荷重 (kN)	最大 荷重 (kN)	最大荷重時の 変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 8	281.1	365.3	375.5	134.84	無

荷重-変位曲線図 (No. 8)



荷重-変位関係図



観察結果



供試体No.8	伸び (%)	鉄筋体天端からの距離別
	5.9	1100(mm)
	0.0	1000(mm)
	4.8	900(mm)
	6.0	800(mm)
	4.4	700(mm)
	9.9	600(mm)
	9.2	500(mm)
	9.4	400(mm)
	10.5	300(mm)
	8.9	200(mm)
	8.9	100(mm)
	9.0	100(mm)

伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ネット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前×100
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前×100

No.9:供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD390-D29-1本 , 定着長 $40\phi=1160\text{mm}$, ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

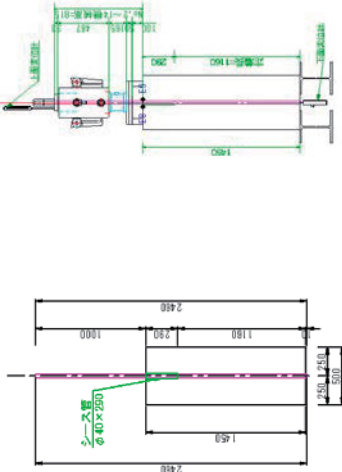
番号	直径mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
Sk24-S35-1	100.34	100.35	7908.3	259.0	32.75	27.73	0.22724	2.325	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
Sk24-S35-2	100.33	100.28	7902.0	250.6	31.71	26.50	0.20945	2.326	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
Sk24-S35-3	100.31	100.32	7903.5	257.1	32.53	27.45	0.19892	2.319	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
平均	—	—	—	—	32.33	27.22	0.21187	2.323	

<鉄筋>

番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²	
	標点距離 mm	伸び %	直径 mm	絞り %		
D294	試験前	試験後	試験前	試験後	642.4	
	115.05	138.07	26.31	19.47		
D295	115.12	143.55	26.12	20.31	39.54	
D296	115.48	142.35	26.24	20.31	40.09	
平均値	—	22.66	—	—	—	
番号	降伏荷重		最大荷重		弾性係数 kN/mm ²	
	降伏応力 N/mm ²	降伏歪 μ	最大応力 kN/mm ²	最大歪 μ		
D294	284.5	442.87	2413.95	396	616.44	183.46
D295	283.5	441.31	2270.12	395.5	615.66	194.40
D296	283.5	441.31	2335.44	395	614.88	188.96
平均値	—	441.83	2339.84	—	615.66	188.94

材料強度試験結果

供試体図

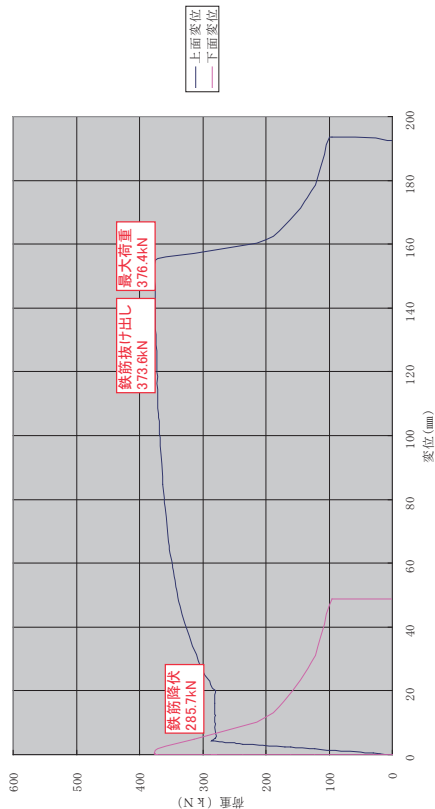


No.9 D29 (SD390) 定着長 40ϕ
 $\sigma_{ck}=24$

No.9 D29 (SD390) 定着長 40ϕ
 $\sigma_{ck}=24$

供試体	鉄筋降伏 荷重(kN)	鉄筋抜け出し 荷重(kN)	最大 荷重(kN)	最大荷重時の 変位(mm)	鉄筋の破断
No.9	285.7	373.6	376.4	151.89	無

荷重-変位関係図 (No.9)



荷重-変位関係図



観察結果



供試体No.9	
伸び%	6.1
供試体両端からの距離別	
1100(mm)	0.0
1000(mm)	7.4
900(mm)	8.2
800(mm)	8.4
700(mm)	9.6
600(mm)	9.3
500(mm)	9.6
400(mm)	9.5
300(mm)	8.3
200(mm)	9.3
100(mm)	10.1

伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$

No.10: 供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD490-D35-1本 , 定着長 $35\phi=1230\text{mm}$, ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2						
Sc24-S35-1	100.34	100.35	100.345	7908.3	259.0	0.22724	2.325	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
Sc24-S35-2	100.33	100.28	100.305	7902.0	31.71	0.20945	2.326	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
Sc24-S35-3	100.31	100.32	100.315	7903.5	27.45	0.19892	2.319	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
平均	—	—	—	—	32.33	0.21187	2.323	

<鉄筋>

番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	伸び %	直径 mm	絞り %	
D354	試験前	140.13	試験前	30.29	956.6
	試験後	165.84	試験後	22.62	
D355	139.79	165.24	18.21	23.48	40.38
D356	139.62	165.59	18.60	23.28	42.61
平均値	—	18.38	—	42.41	—
番号	降伏降伏		最大応力		弾性係数
	降伏荷重 kN	降伏応力 N/mm ²	最大荷重 kN	最大応力 N/mm ²	
D354	508	531.05	2849.87	719.74	186.34
D355	506	528.96	2757.99	694	191.79
D356	508	531.05	2908.86	726.01	182.56
平均値	—	530.35	2838.91	723.74	186.90

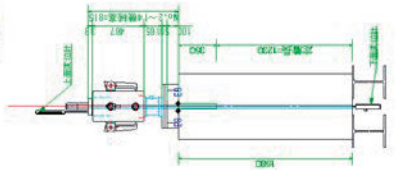
材料強度試験結果

供試体図



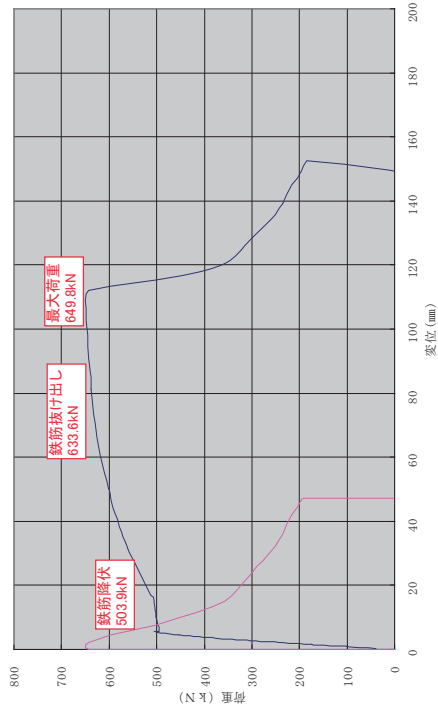
No.10 D35 (SD490) 定着長 35ϕ
 $\sigma_{ck}=24$

No.10 D35 (SD490) 定着長 35ϕ
 $\sigma_{ck}=24$



供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 10	503.9	633.6	108.94	無

荷重-変位曲線図 (No. 10)



荷重 - 変位関係図



伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$
絞り: 実験前後における断面積積比
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$

供試体No.10	伸び (%)	絞り (%)
供試体先端からの距離 (mm)	4.1	0.0
1100	3.1	3.1
1000	6.9	6.9
900	5.9	5.9
800	7.7	7.7
700	7.0	7.0
600	6.6	6.6
500	7.4	7.4
400	7.1	7.1
300	7.4	7.4
200	3.8	3.8
100	3.8	3.8

観察結果

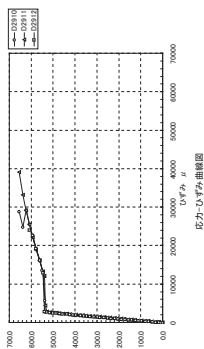
No.12: 供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD490-D29-1本 , 定着量 45 $\phi=1310\text{mm}$, ふし形状 竹ふし

<コンクリート>

番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2						
Sc24-S35-1	100.34	100.35	100.345	7908.3	259.0	0.22724	2.325	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
Sc24-S35-2	100.33	100.28	100.305	7902.0	31.71	0.20845	2.326	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
Sc24-S35-3	100.31	100.32	100.315	7903.5	257.1	0.19892	2.319	$\sigma_{ck24}-\sigma_{35}$
平均	—	—	—	—	32.33	0.21187	2.323	

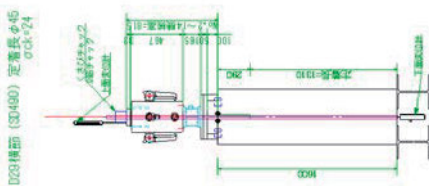
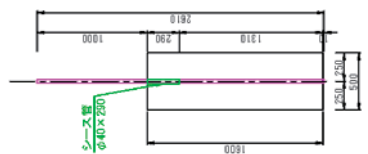
<鉄筋>

番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²	
	標点距離 試験前	試験後 mm	伸び %	直径 mm 試験前 試験後		絞り %
D2910	114.61	140.60	21.71	27.22	18.94	51.58
D2911	114.61	143.12	24.88	27.11	19.06	50.57
D2912	115.20	142.89	24.04	26.96	18.96	50.54
平均値						
番号	降伏荷重		最大荷重		弾性係数 kN/mm ²	
	降伏応力 kN	降伏歪 mm/mm	降伏歪 μ	最大応力 kN		
D2910	345.5	537.83	2739.35	460.5	716.84	196.33
D2911	339.5	528.49	2694.18	462	719.18	196.16
D2912	348.5	542.50	2738.09	462	719.18	198.13
平均値	—	536.27	2723.87	—	718.40	196.83



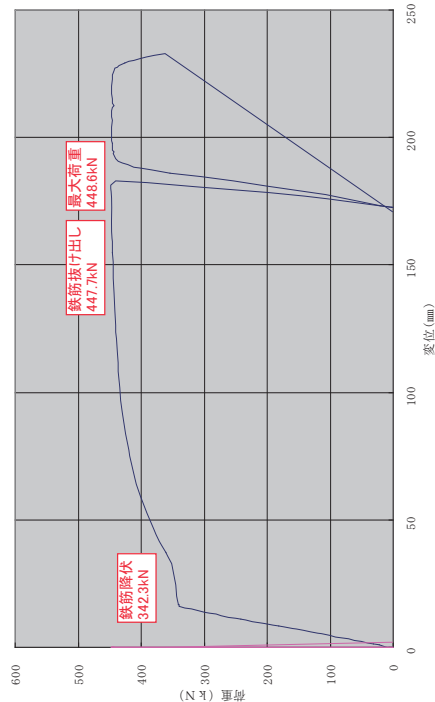
供試体図

No.12 D29鉄筋 (SD490) 定着量 $\phi 45$
 $\sigma_{ck}=24$



供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 12	342.3	447.7 (0.03mm)	181.45	破断

荷重－変位関係図 (No. 12)



荷重－変位関係図



供試体No.12	
伸び (%)	8.0
供試体下端からの距離 (mm)	
1100	0.0
1000	9.5
900	10.6
800	10.8
700	13.5
600	14.5
500	17.2
※455	38.4
400	15.6
300	14.6
200	12.8
100	12.4

※破断位置
伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比
(実験前-実験後)/実験前 × 100
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前 × 100

No.13:供試体:σ_{ck}=30N/mm², S0400-D28-1末, 定荷長 40φ=180mm, ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

符号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	強度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
Sσk30-371-1	100.34	100.34	799.98	269.9	36.31	0.184(0.003)	2.328	σ _{ck30} -σ ₇₁	
Sσk30-371-2	100.44	100.42	792.17	282.4	33.85	0.179(9)	2.322	σ _{ck30} -σ ₇₁	
Sσk30-371-3	100.00	100.20	799.97	277.9	33.75	0.213(1)	2.332	σ _{ck30} -σ ₇₁	
平均	—	—	—	—	—	—	—	—	

<鉄筋>

符号	伸び位置 mm		伸び %	引張強度 N/mm ²		引張強度 N/mm ²	伸び %	公称断面積 mm ²
	引張前	引張後		引張前	引張後			
D297	118.34	187.52	43.99	26.34	18.97	48.13	—	842.4
D298	118.07	141.89	22.25	26.28	19.49	44.91	—	—
D299	118.07	140.35	26.92	25.93	19.80	48.35	—	—
平均値	—	—	29.05	—	—	47.20	—	—
符号	引張強度 N/mm ²		引張強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²		引張強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	公称断面積 mm ²
	引張前	引張後		引張前	引張後			
D297	33.45	520.70	2937.19	4583	71082	18333	—	842.4
D298	33.45	519.15	2797.85	459	71451	18333	—	—
D299	33.45	528.93	2810.00	4525	70439	18732	—	—
平均値	—	322.28	2815.01	—	70984	18333	—	—

◆：ひずみ計測位置

低減率図

No.13 D29 (S0400) 定荷長φ40
ひずみ計測有り σ_{ck}=30

◆：ひずみ計測位置

供試体	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)
No.13	341.0	440.3	446.3	2.02.73	—	—	—	—	—

荷重-変位関係図 (No. 13)

鉄筋引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
341.0	48.13
440.3	44.91
446.3	48.35
541.0	47.20

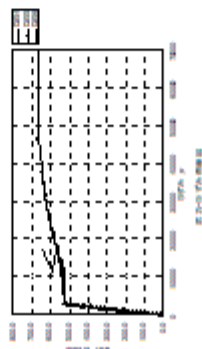
引張強度 (N/mm²)
伸び (%)
ひずみ計測位置

低減率図

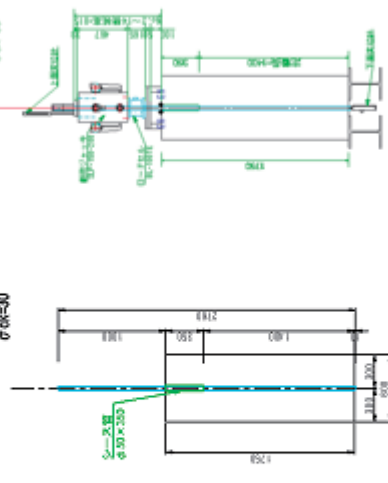
＜コンクリート＞

管 子	直径/mm		断面面积 mm ²	最大荷重 kN	压缩强度 N/mm ²	弹性模数 kN/mm ²	变形率 %	管 节
	φ1	φ2						
φ430×φ371-1	100.24	100.24	100.29	2948.9	38.31	22.84	0.169(3)	φ430×φ371-1
φ430×φ371-2	100.44	100.42	100.43	2832.4	33.85	24.58	0.179(7)	φ430×φ371-2
φ430×φ371-3	100.00	100.26	100.10	2777.8	35.30	24.92	0.173(1)	φ430×φ371-3
平 管	—	—	—	—	35.75	24.05	0.192(1)	—

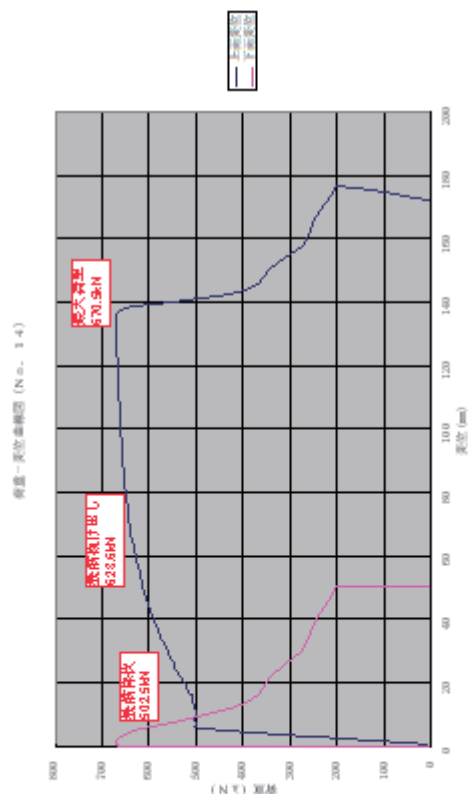
標号	待作測定			檢定測定			公称断面長 mm/2
	標后位置 mm	定数	伸長率 %	定数	定数	伸長率 %	
0334	140.13	183.34	18.35	3.029	22.82	44.23	908.8
0335	139.73	183.24	18.31	3.041	23.49	40.39	
0336	139.62	183.32	18.60	3.073	23.23	42.81	
平均値	—	—	18.38	—	—	42.41	—
標号	除役位置 kN	除役応力 N/mm ²	除役変 形 %	最大位置 kN	最大応力 N/mm ²	塑性係数 kN/mm ²	
0334	308	331.05	26.488.7	69.3	719.74	198.34	
0335	308	328.98	27.575.9	69.4	725.49	191.75	
0336	308	331.05	29.068.6	69.43	726.01	182.26	
平均値	—	330.35	26.38.1	—	723.74	198.3	



部 局 年 度

No. 14 E35 (S0450) 定置長φ40
φdk=30No. 14 D35 (50420) 定額長φ40
σ_{dk}=30

供試体	縦筋除伏 荷重 (kN)	縦筋露出し 荷重 (kN)	最大 荷重 (kN)	最大荷重時の 変位 (mm)	縦筋の破断 位置
No. 14	502.5	623.6	670.5	133.08	上



(4) $n \in \mathbb{N}$ であるとき、

■ 聯珠題



供試材 No.14	
種 子 (%)	4.7
供試材 50g からの乾燥率 (%)	1100 (mm)
ばり (%)	5.3
	900 (mm)
	6.0
	800 (mm)
	6.1
	700 (mm)
	5.9
	600 (mm)
	7.5
	500 (mm)
	7.2
	400 (mm)
	6.8
	300 (mm)
	7.2
	200 (mm)
	5.5
	100 (mm)
	6.7

[illegible]

No.15:供試体: $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD490-D29-2本 , 定着長 $45\phi=1310\text{mm}$, ふし形状 ネジふし

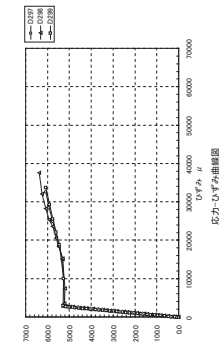
<コンクリート>

番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2						
Sck24-S35-1	100.34	100.35	7908.3	259.0	32.75	0.22724	2.325	$\sigma_{ck}24-\sigma_{35}$
Sck24-S35-2	100.33	100.28	7902.0	250.6	31.71	0.20945	2.326	$\sigma_{ck}24-\sigma_{35}$
Sck24-S35-3	100.31	100.32	7903.5	257.1	32.53	0.19892	2.319	$\sigma_{ck}24-\sigma_{35}$
平均	—	—	—	—	32.33	0.21187	2.323	

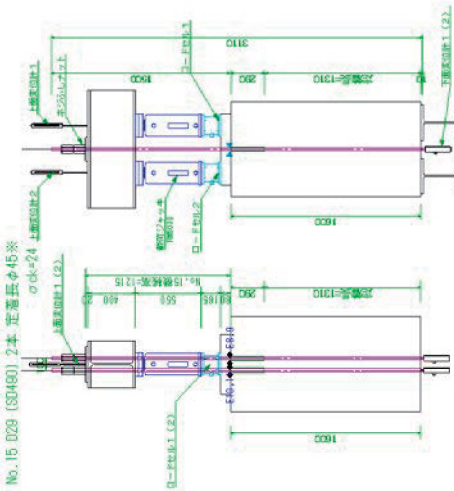
<鉄筋>

番号	伸び測定 標点距離 mm		絞り測定 直径 mm		公称断面積 mm ²
	試験前	試験後	試験前	試験後	
D297	116.34	167.52	26.34	18.97	48.13
D298	116.07	141.89	26.26	19.49	44.91
D299	116.07	140.35	25.93	18.60	48.55
平均値	—	—	—	—	—
番号	降伏荷重 kN		最大荷重 kN		弾性係数 kN/mm ²
	試験前	試験後	試験前	試験後	
D297	334.5	520.70	456.5	710.62	183.53
D298	333.5	519.15	459	714.51	185.55
D299	338.5	526.93	452.5	704.39	187.52
平均値	—	522.26	—	709.84	185.53

材料強度試験結果



供試体図

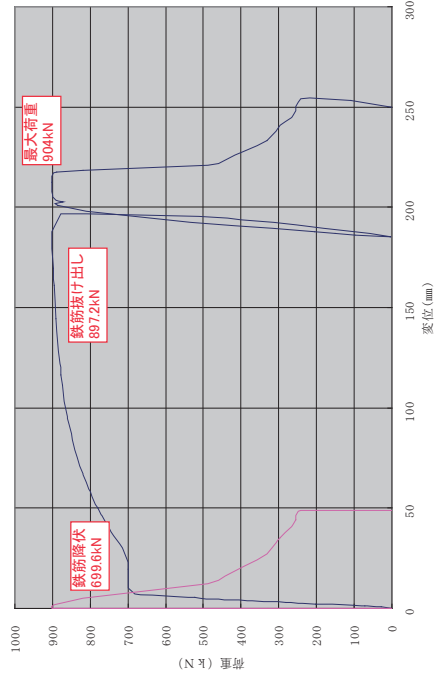


供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋破け出し荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 15	699.6 (合計)	897.2 (合計)	187.86	無



観察結果

荷重-変位曲線図 (No. 15)



荷重-変位関係図

供試体No.15	
伸び(%)	7.0 6.9
供試体天端からの距離別	
1600mm	0.0 0.0
500mm	-3.5 0.5
400mm	5.7 9.6
300mm	5.3 9.2
200mm	4.4 8.4
100mm	5.2 7.0
0mm	2.1 3.7
900mm	6.5 5.7
800mm	6.5 5.2
700mm	4.4 5.0
600mm	6.9 5.2
500mm	5.9 5.4
400mm	5.1 5.6
300mm	7.1 6.3
200mm	8.5 6.7
100mm	8.5 5.6

伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後)/実験前 × 100
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前 × 100

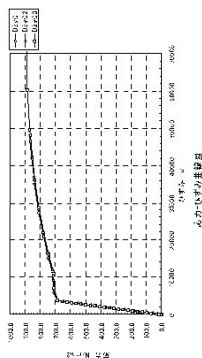
No.2:供試体: $\sigma_{sk}=30\text{N/mm}^2$, USDB85-D29 , 定着長 55 $\phi=1600\text{mm}$, ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

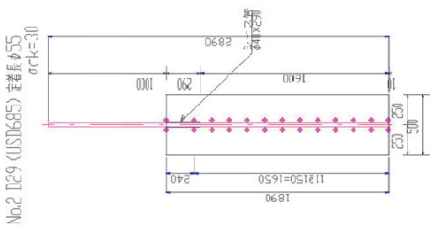
番号	直径 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
sk30-1	100.28	99.71	7853.2	270.7	30.37	0.20779	2.302		
sk30-2	99.94	99.78	7832.8	244.1	31.17	0.22778	2.289		
sk30-3	99.95	100.26	7870.5	270.1	34.32	0.41045	2.285		
平均	—	—	—	—	33.32	0.28201	2.292		

<鉄筋>

番号	伸び測定		伸び %	絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	試験後		直径 mm	絞り %	
D29C1	114.29	129.36	13.19	25.56	22.11	25.17
D29C2	113.58	128.18	12.85	25.26	21.72	26.06
D29C3	113.96	127.54	11.92	24.95	21.75	24.01
平均値	—	—	12.65	—	—	25.08
番号	降伏荷重		降伏率 %	最大荷重		弾性係数 kN/mm ²
	kN	N/mm ²		kN	N/mm ²	
D28C1	455.5	708.06	3700.52	592.5	922.32	191.61
D28C2	459.5	715.29	3690.28	586	912.20	193.83
D28C3	456	709.84	3669.13	584	909.09	193.46
平均値	—	711.39	3686.64	—	914.54	192.97



供試体図

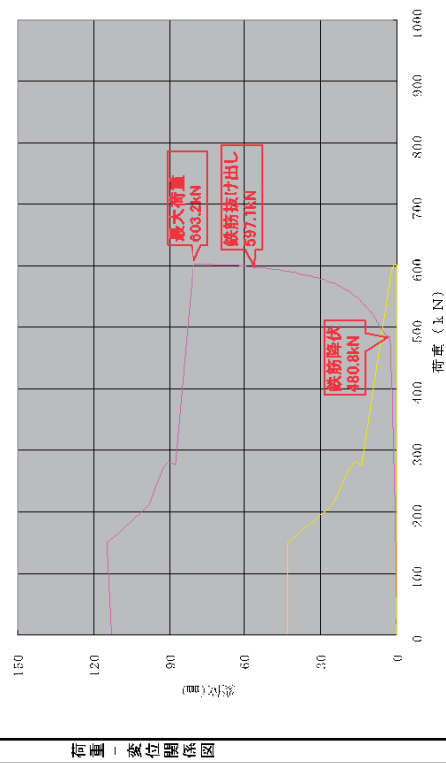


No.2 129 (USDB85) 定着長 55 $\phi=1600$
σ_{sk}=30

供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm) *	鉄筋の破断
No. 2	480.8	597.1	77.60	無

*コンクリート上面の伸び出し変位

荷重-変位関係図 シリウス I
No. 2 D29 USDB85
定着長 55 $\phi=1600\text{mm}$
σ_{sk}=30 ネジふし



荷重-変位関係図



観察結果



供試体No.2	
伸び (%)	4.3
元の長さの距離 mm	1600
伸び (%)	5.8
伸び (%)	-0.7
伸び (%)	1.3
伸び (%)	1.8
伸び (%)	2.7
伸び (%)	5.3
伸び (%)	4.4
伸び (%)	3.2
伸び (%)	5.6
伸び (%)	-0.5
伸び (%)	0.2

伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端までの長)
(実験前-実験後/実験前×100)
縦り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後/実験前×100)

<コンクリート>

<鉄筋>



供試体図



供試体図

*コンクリート上面の伸び出し変位

Figure 10-10 is a line graph showing the relationship between the maximum load (最大荷重) and the maximum deflection (最大挠度) of a beam under a uniformly distributed load. The x-axis represents the load (荷重) in kN, ranging from 0 to 1000. The y-axis represents the deflection (変位) in mm, ranging from 0 to 150. A red curve starts at the origin and rises steeply, then levels off. Two points are marked on the curve: one at approximately (684.4, 68.4) labeled '最大荷重 684.4kN' and another at approximately (812.0, 81.2) labeled '最大荷重 812.0kN'.

荷重 - 変位関係図

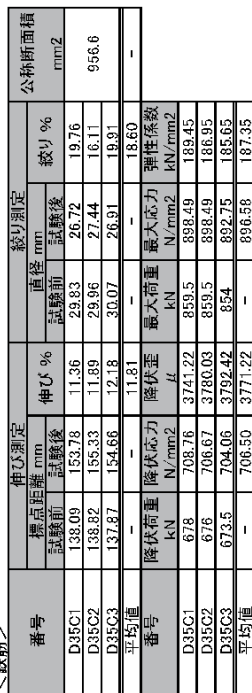


伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付け位置より下端まで)の比
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前 $\times 100$



<コンクリート>

材料



供試体図



***コンクリート上面の伸び出し変位**

代玉一至位曲線列 シーアス II
No. 4 D35 VSD385
冠着長φ55(1930mm)
a 値=30 米である。

伸び: 実験前後における鉄筋全長
(ナット取付位置より下端まで)の比
(実験前-実験後)÷実験前×100
絞り: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)÷実験前×100



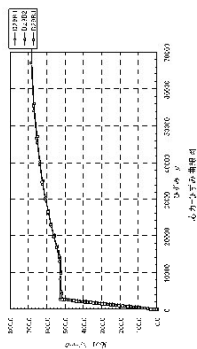
No.5:供試体:σck=30N/mm² , SD490-D29 , 定着長 35φ=1020mm , ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

番号	直後 mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
平均	100.21	100.08	100.145	245.5	31.17	26.61	0.21222	2.235	
sek0-1	100.42	99.95	100.185	278.5	35.33	31.58	0.25072	2.292	
sek0-2	99.81	99.93	7833.6	265.0	33.83	32.06	0.24477	2.314	
平均	—	—	—	—	33.44	30.08	0.23590	2.281	

<鉄筋>

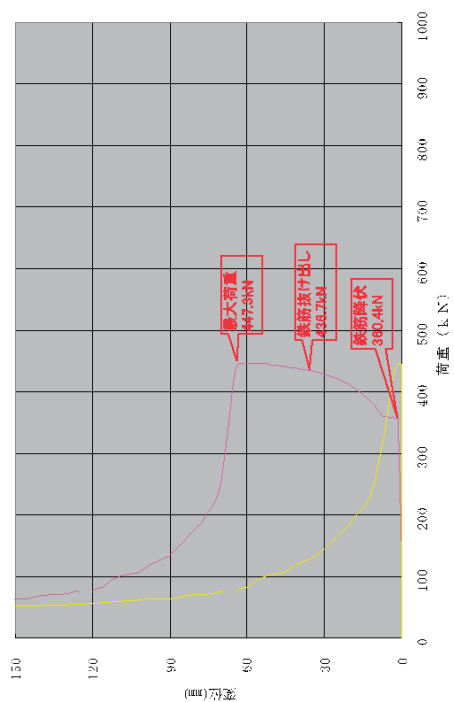
番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	伸び %	直径 mm	絞り %	
試験前	113.98	21.38	試験前	試験後	
D29B1	113.98	21.38	27.72	19.76	51.72
D29B2	113.84	21.38	27.81	19.16	52.87
D29B3	114.50	22.11	27.84	19.75	49.87
平均値	—	21.63	—	—	51.42
番号	降伏降伏		最大応力		弾性係数 N/mm ²
	降伏荷重 kN	降伏変形 mm	最大荷重 kN	最大変形 mm	
D29B1	337.5	525.37	2699.57	452.5	704.39
D29B2	333	518.37	2787.21	453.5	705.95
D29B3	334	519.93	2734.56	451	702.05
平均値	—	521.22	2740.45	—	704.13



供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	鉄筋の破断
No. 5	360.4	436.7	447.3	61.30	無

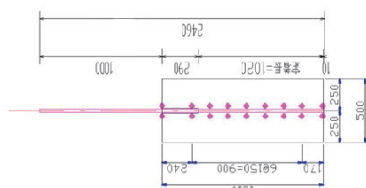
*コンクリート上面の伸び出し変位

セキ-変位関係図 シンズ III
No. 5 D29 USDO490
定着長 35φ=1020mm
σck=30.0 オシホ



荷重 - 変位関係図

No.5 D29 (SD490) 定着長435
σck=30



供試体図



観察結果



供試体No.5	伸び (%)
試験前	5.0
試験後	30
試験後	100
試験後	200
試験後	300
試験後	400
試験後	500
試験後	600
試験後	700
試験後	800
試験後	900
試験後	950
試験後	990

伸び: 実験前後における破断量
(ナット取付位置より下端までの比)
(実験前-実験後/実験前×100)
破断: 実験前後における破断断面比
(実験前-実験後/実験前×100)

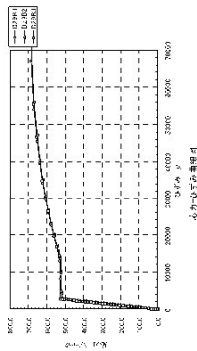
No.6:供試体:σck=30N/mm² , SD490-D29 , 定着長 35φ=1030mm , ふし形状 ネジふし

<コンクリート>

番号	直径mm		断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比	密度 (g/cm ³)	備考
	D1	D2							
sc430-1	100.28	99.71	99.995	7853.2	27.07	34.47	0.20779	2.302	
sc430-2	99.94	99.79	99.865	7832.8	24.41	31.17	0.22778	2.289	
sc430-3	99.95	100.26	100.105	7870.5	27.01	34.32	0.41045	2.285	
平均	—	—	—	—	—	33.32	0.28201	2.292	

<鉄筋>

番号	伸び測定		絞り測定		公称断面積 mm ²
	標点距離 mm	伸び %	直径mm	絞り %	
D29B1	試験前	—	試験前	—	642.4
	試験後	21.38	試験後	51.72	
	113.98	138.35	27.72	19.76	
	113.84	138.18	27.91	18.16	
D29B2	—	—	27.84	19.75	49.67
D29B3	—	—	27.84	19.75	49.67
平均値	—	—	—	—	—
番号	降伏荷重 kN	降伏応力 N/mm ²	最大応力 kN	弾性係数 N/mm ²	—
	337.5	525.37	452.5	704.39	
	333	518.37	453.5	705.95	
	334	519.93	451	702.05	
D29B1	—	—	704.13	190.24	—
D29B2	—	—	704.13	190.24	—
D29B3	—	—	704.13	190.24	—
平均値	—	—	704.13	190.24	—

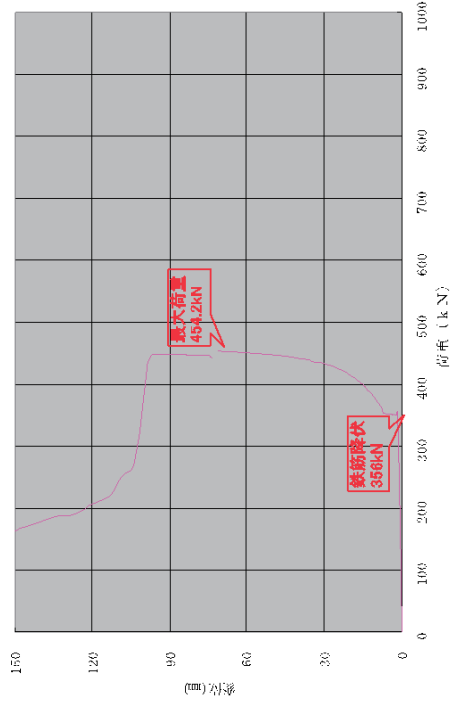


ひずり方向の単位

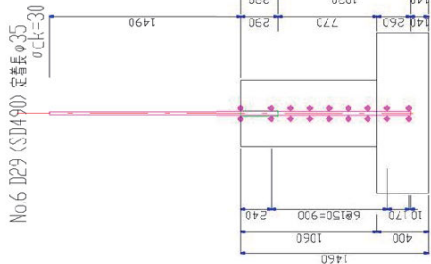
供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	鉄筋抜け出し荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm) *	鉄筋の破断
No. 6	356.0	無	70.90	無

*コンクリート上面の伸び出し変位

可成り低減率 鉄筋 シリコン
No. 6 D29 U.S.D.490
荷重を 35φ1030mm 35φ14
113.84-31.0 ネジふし



荷重 - 変位関係図



供試体図



観察結果

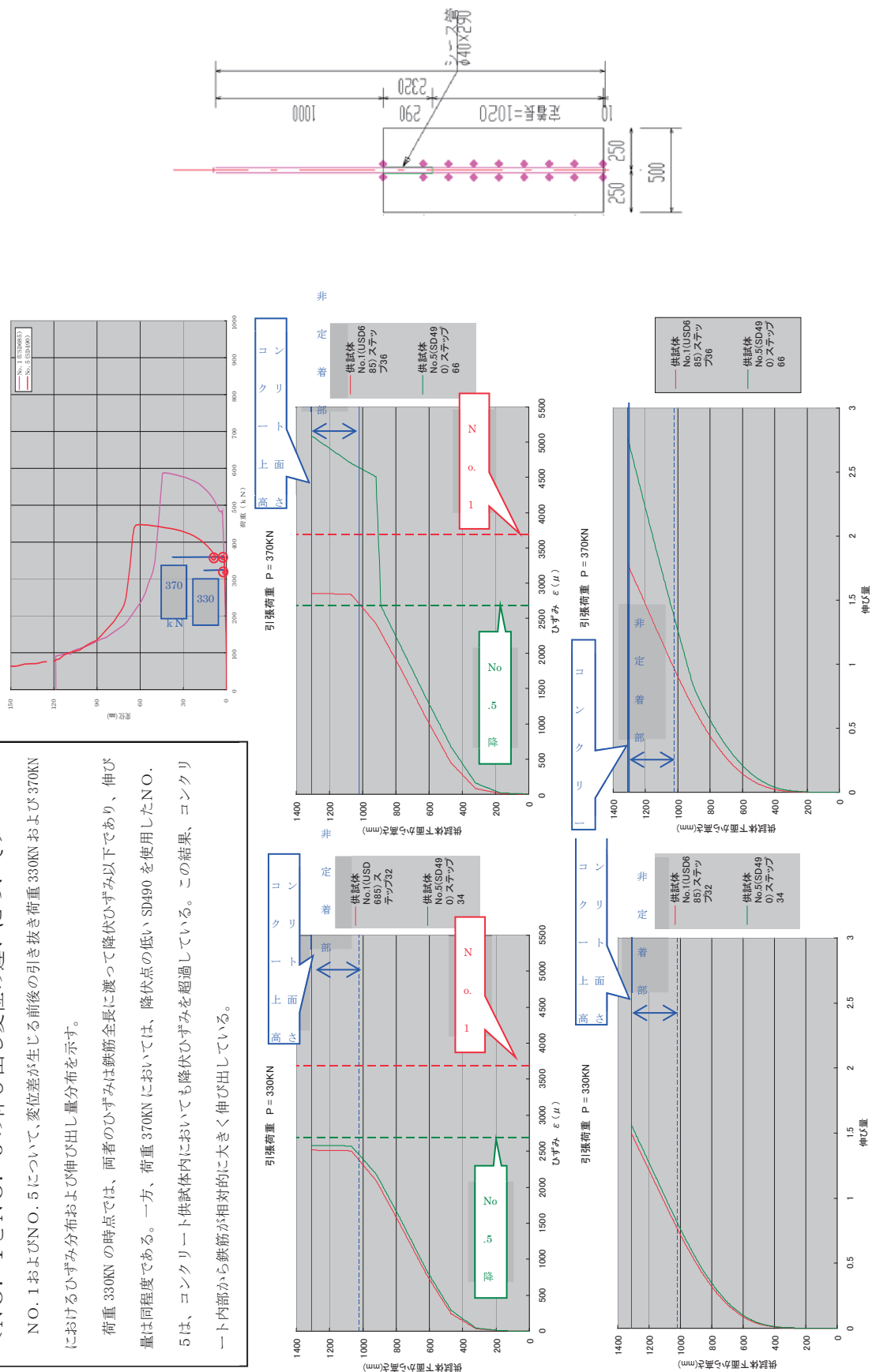
供試体No.6	伸び (%)	伸び率の増減 (%)
—	—	—
30	7.6	7.6
100	10.2	10.2
200	10.2	10.2
300	8.5	8.5
400	9.2	9.2
500	8.1	8.1
600	8.7	8.7
700	10.0	10.0
800	9.5	9.5
900	11.7	11.7
990	12.2	12.2
1100	9.9	9.9
1200	7.7	7.7
1300	2.1	2.1
1400	0.2	0.2
1530	-0.1	-0.1

伸び: 実験前後における鉄筋全長
サット取付位置より下端までの比
(実験前-実験後)/実験前×100
伸び: 実験前後における鉄筋断面積比
(実験前-実験後)/実験前×100

＜NO. 1 と NO. 5 の伸び出し変位の違いについて＞

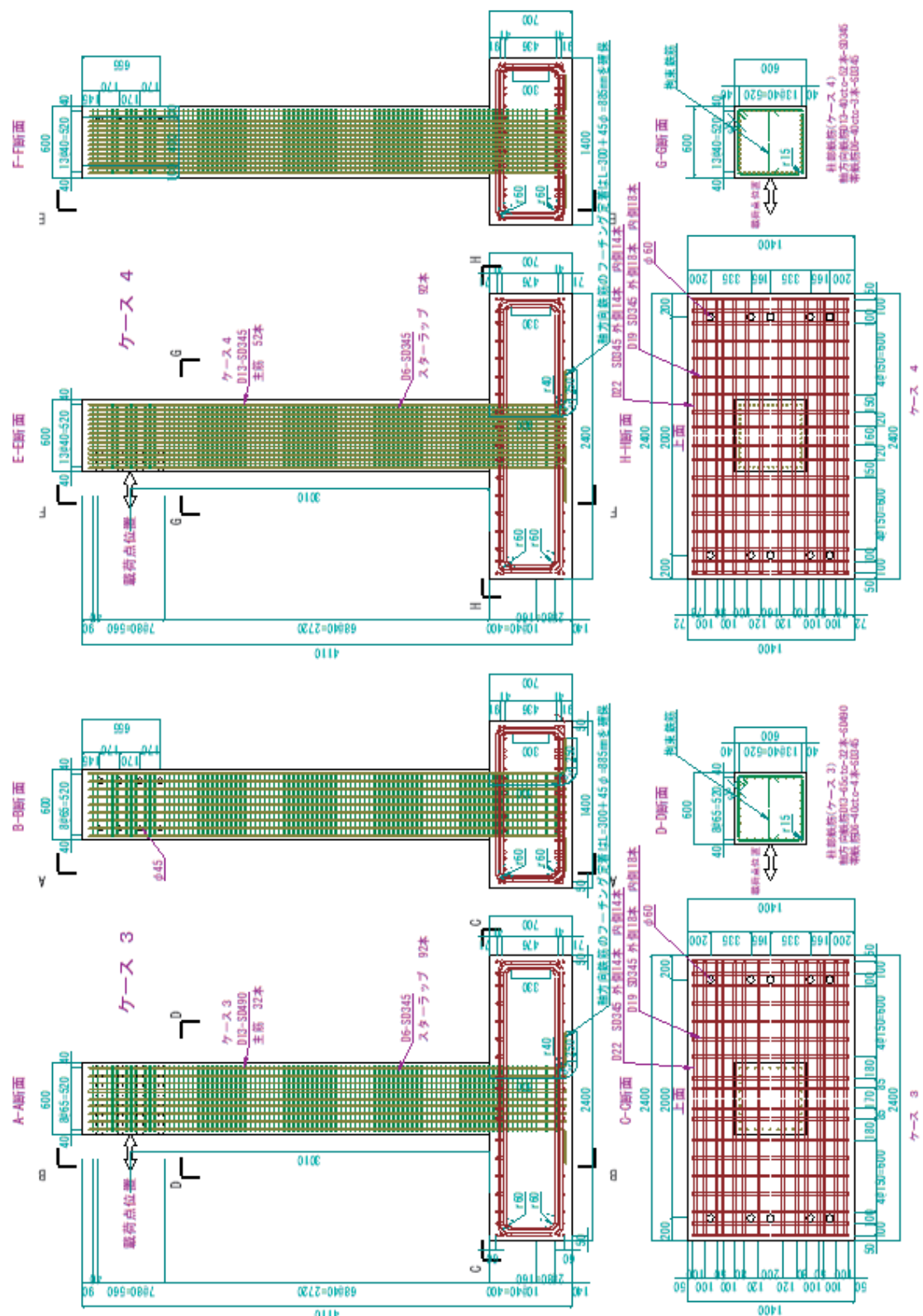
NO. 1 および NO. 5 について、変位差が生じる前後の引き抜き荷重 330kN および 370kN におけるひずみ分布および伸び出し量分布を示す。

荷重 330kN の時点では、両者のひずみは鉄筋全長に渡って降伏ひずみ以下であり、伸び量は同程度である。一方、荷重 370kN においては、降伏点の低い SD490 を使用した NO. 5 は、コンクリート供試体内においても降伏ひずみを超過している。この結果、コンクリート内部から鉄筋が相対的に大きく伸び出している。

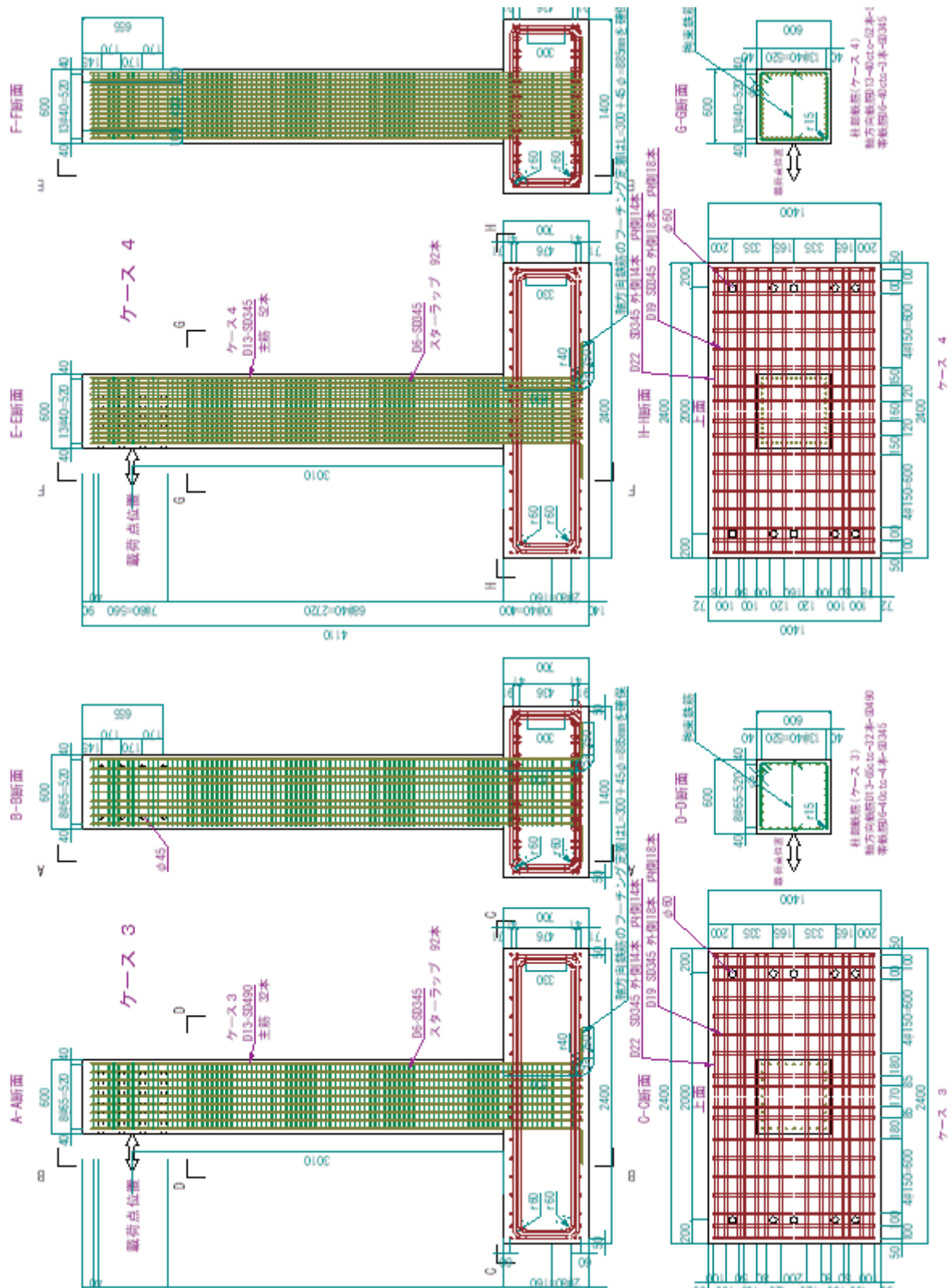


参考資料Ⅲ

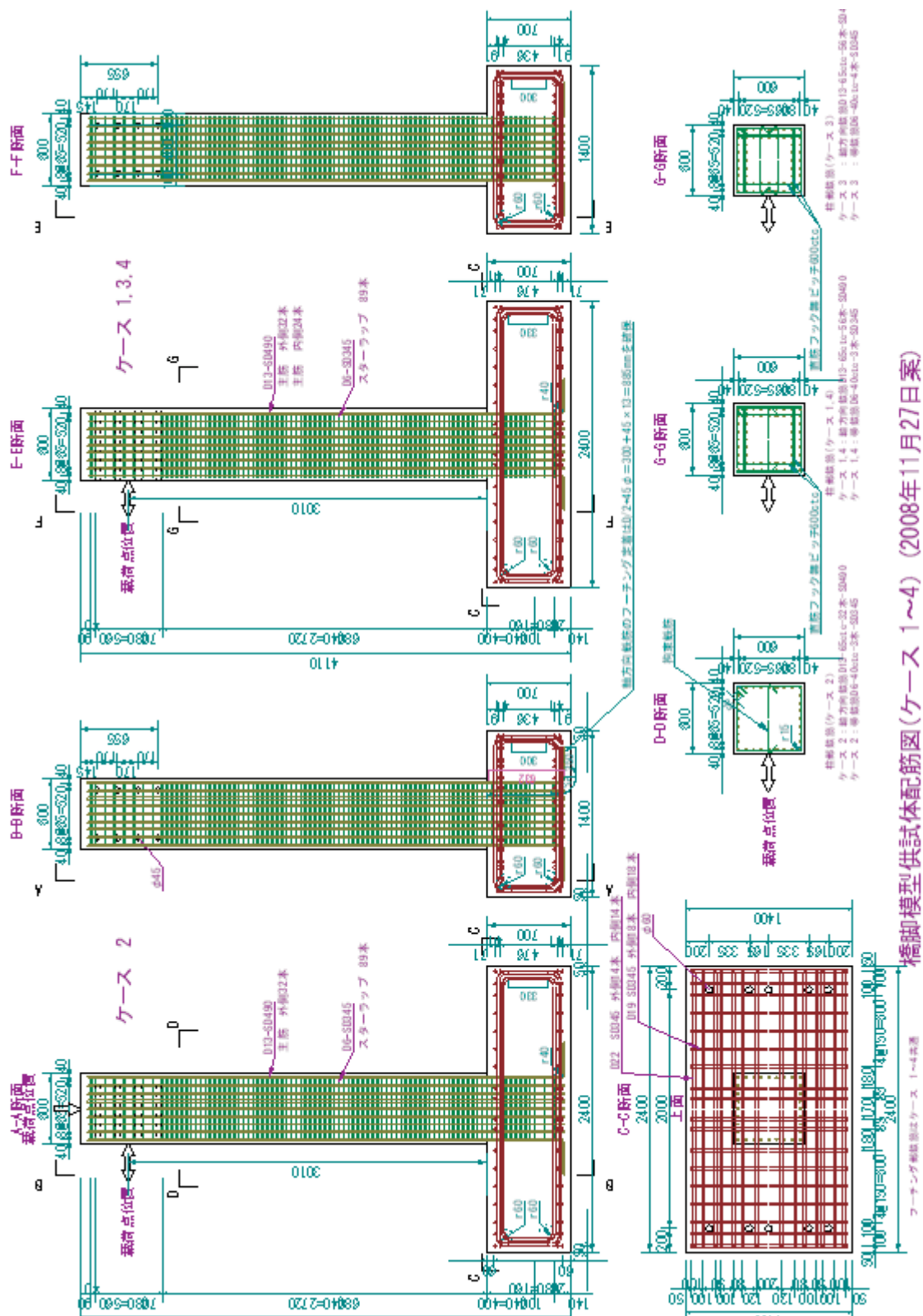
Ⅲ 正負交番載荷実験



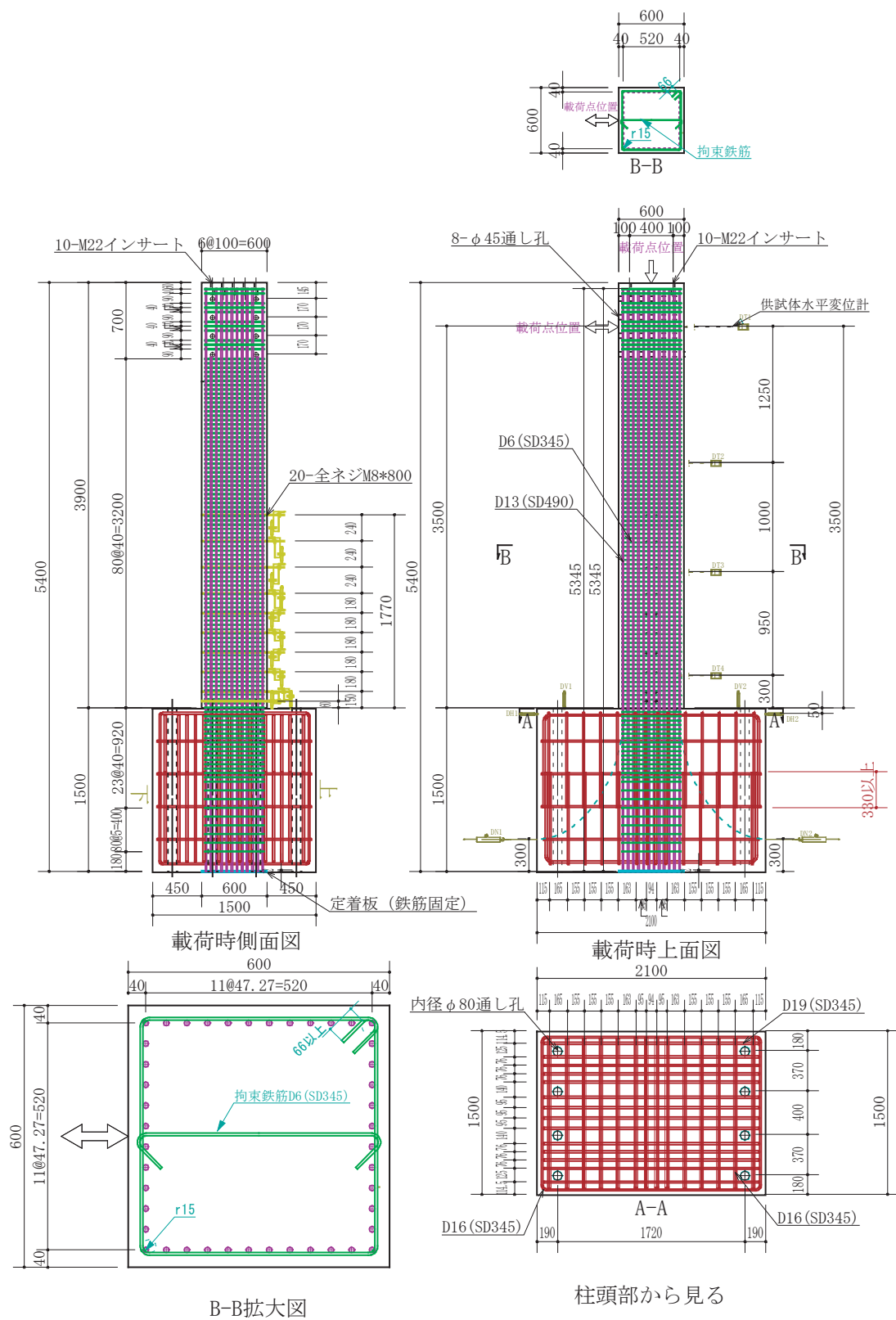
付図 4.2.1 シリーズ A,D1-1 供試体配筋図



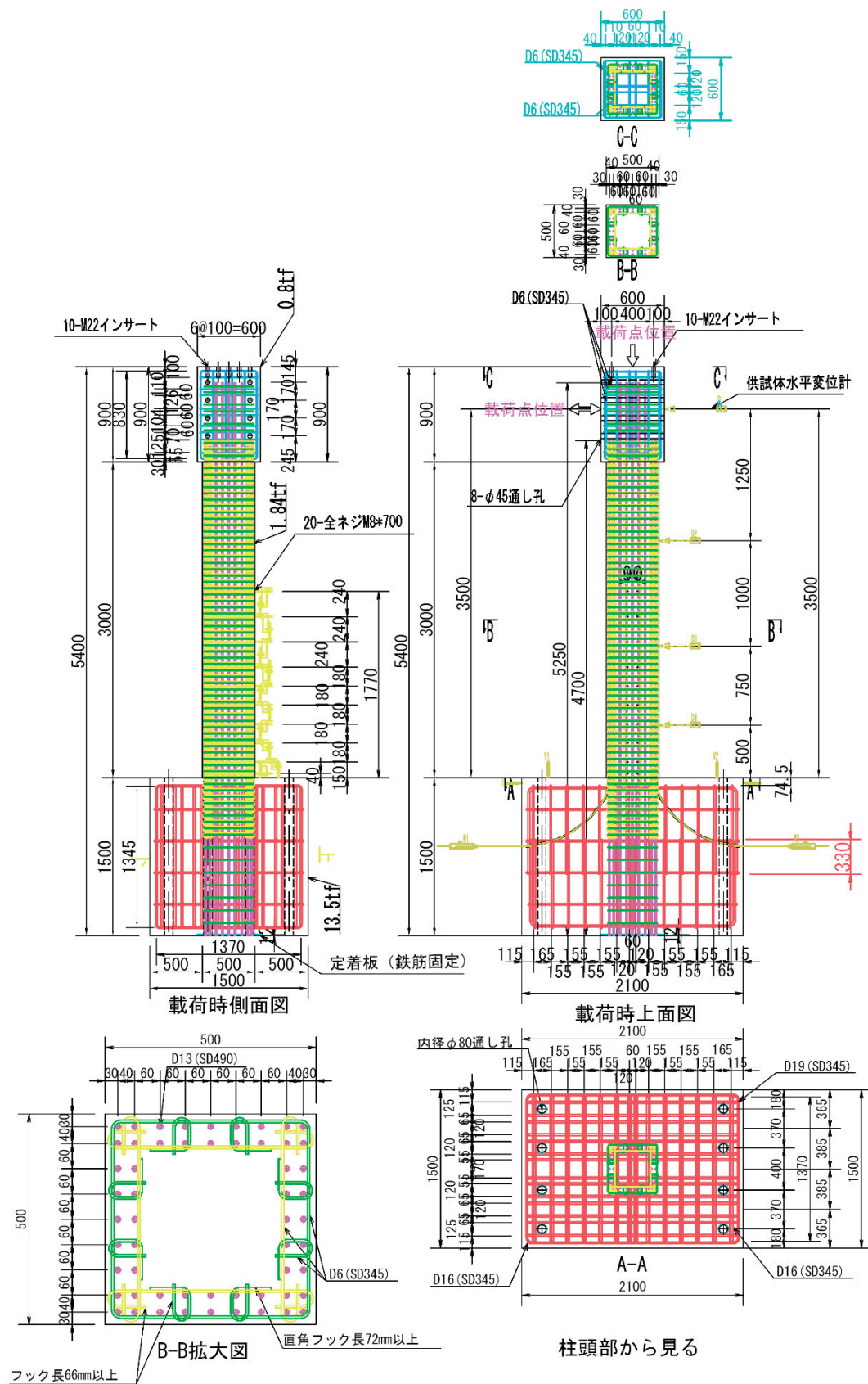
付図 4.2.2 シリーズC 供試体配筋図



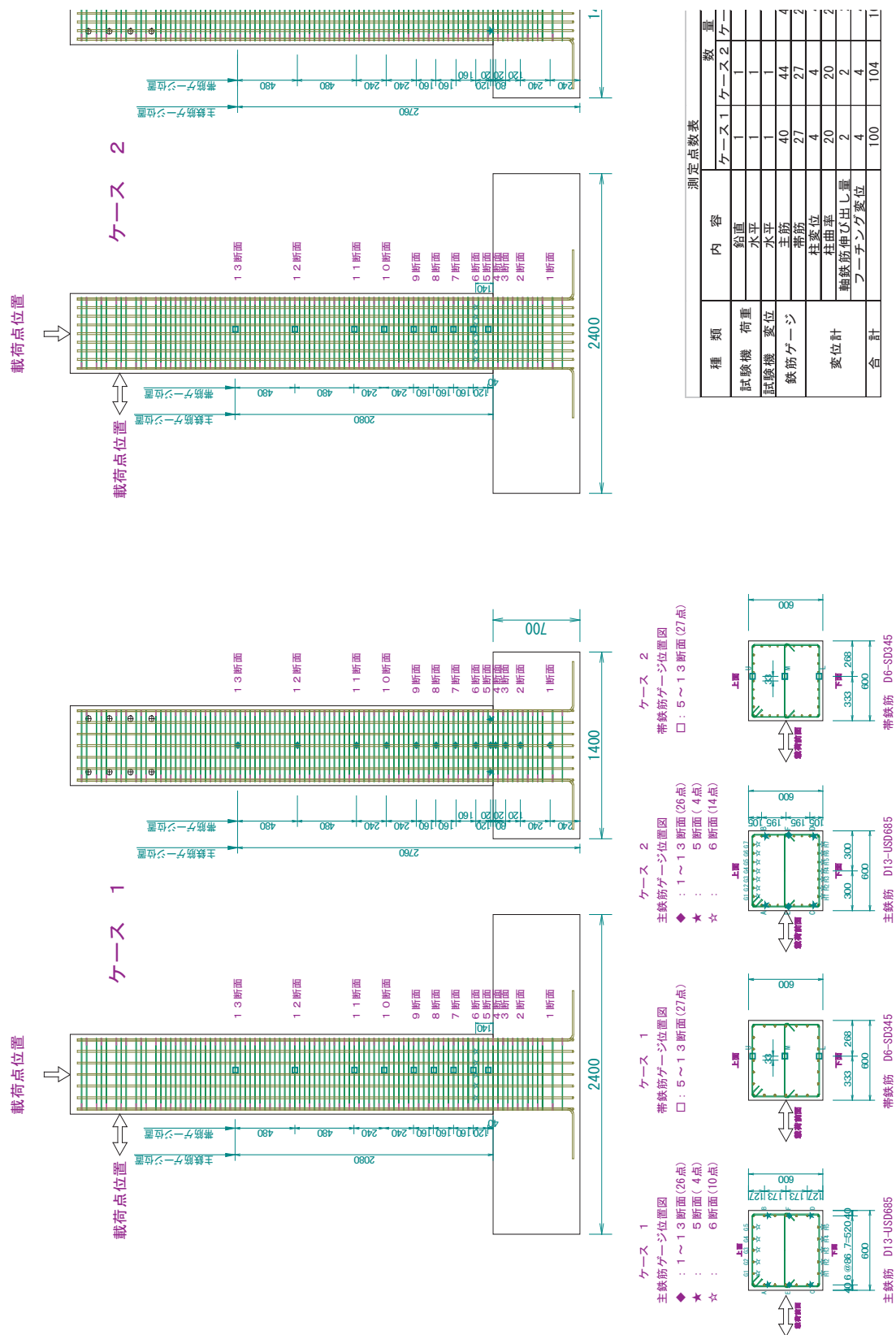
付図 4.2.3 シリーズ B,D1-2 供試体配筋図



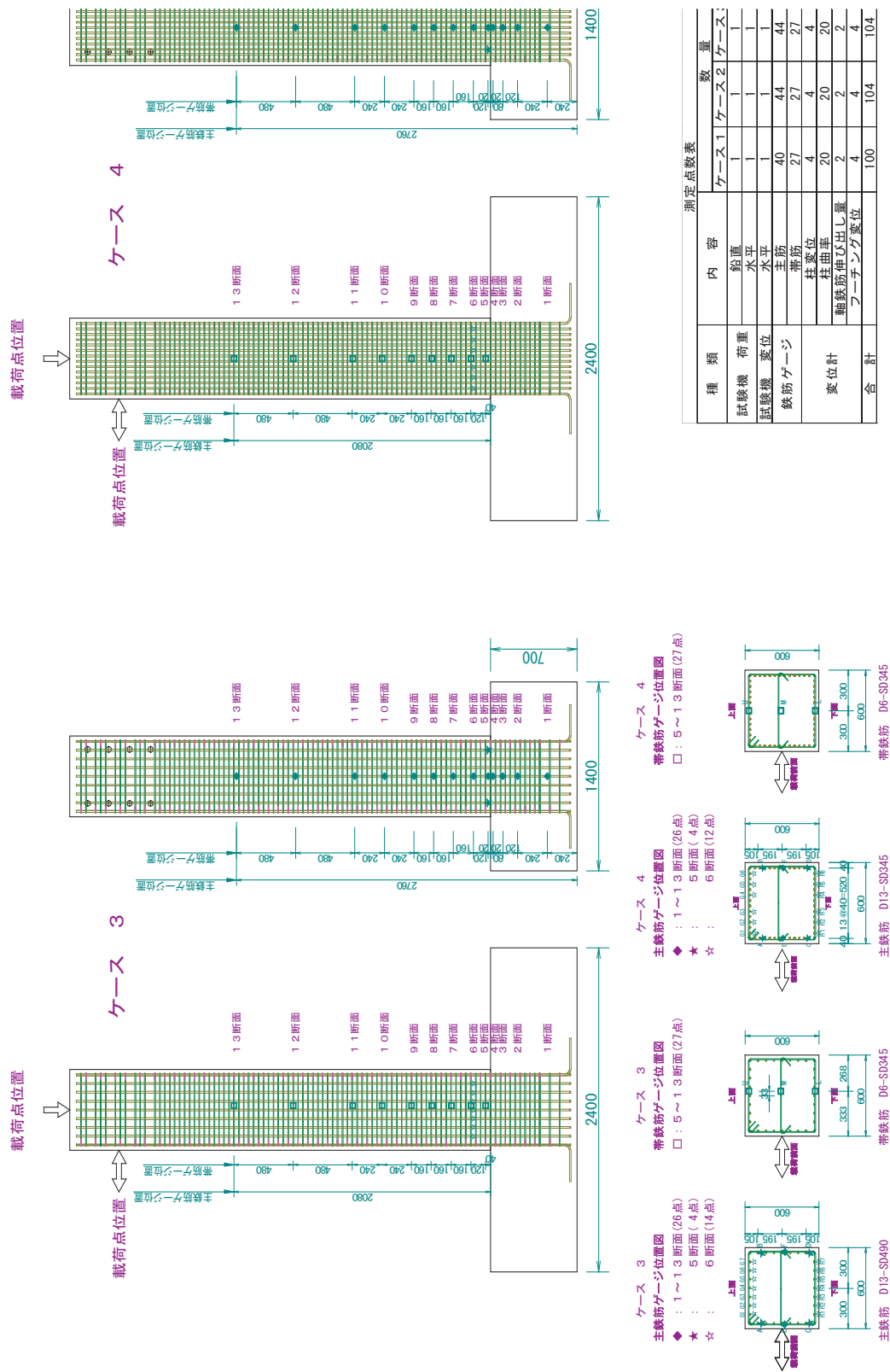
付図 4.2.4 シリーズ D1-3 供試体配筋図



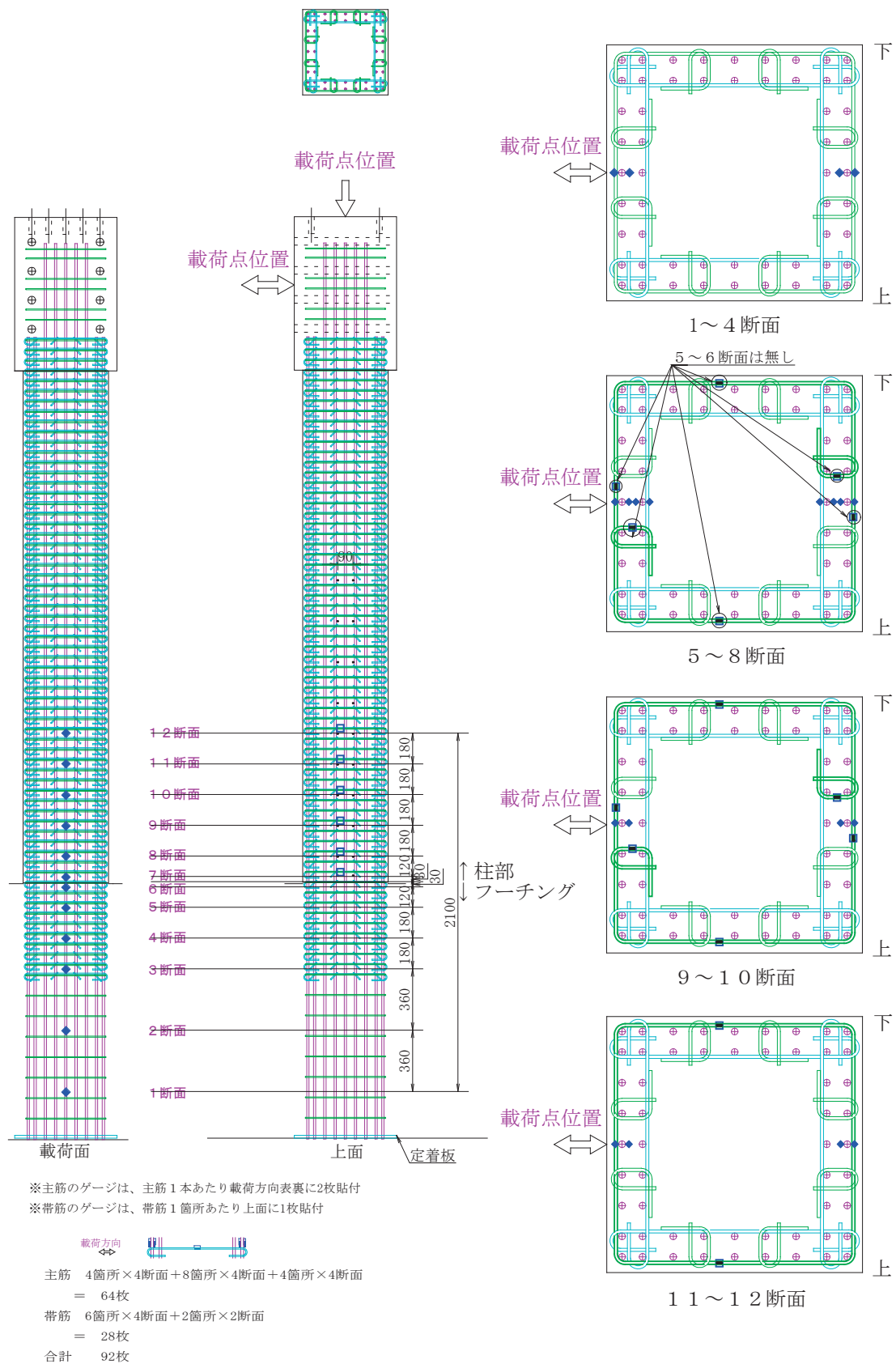
付図 4.2.5 シリーズ D2-1,D2-2 供試体配筋図



付図 4.2.6 シリーズC ひずみゲージ位置及び数量図



付図 4.2.7 シリーズ C ひずみゲージ及び数量図



断面図は頭部からの見下げ図とする

付図 4.2.11 シリーズ D2-1,D2-2 ひずみゲージ位置及び数量図

.....

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

N o . 1147

February 2021

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

.....

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地

企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675