

CFT補強筋によるRC複合橋脚の耐震性能の向上とその評価に関する研究

著者	前川 幸次
著者別表示	Maegawa Koji
雑誌名	平成15(2003)年度 科学研究費補助金 基盤研究(C) 研究成果報告書
巻	2002-2003
ページ	95p.
発行年	2004-03
URL	http://doi.org/10.24517/00049886



KAKEN
2003
54

金沢大学

CFT補強筋によるRC複合橋脚の 耐震性能の向上とその評価に関する研究

(研究課題番号 14550476)

平成14年度～平成15年度
科学研究費補助金〔基盤研究(C)(2)〕研究成果報告書

平成16年3月

研究代表者 前川幸次
(金沢大学工学部教授)

金沢大学附属図書館



0400-05025-0

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

CFT補強筋によるRC複合橋脚の
耐震性能の向上とその評価に関する研究

(研究課題番号 14550476)

平成14年度～平成15年度
科学研究費補助金〔基盤研究(C)(2)〕研究成果報告書

平成16年3月

研究代表者 前川幸次
(金沢大学工学部教授)

はしがき

本報告書は、平成 14 年度から平成 15 年度の 2 年間にわたって日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究(C) (2), No. 14550476) の補助を受けて実施された研究成果を取りまとめるとともに、関連する基礎研究を取りまとめたものである。

地震力が作用する一般的な RC 橋脚は、(1)曲げによるひび割れ発生、(2)軸方向引張鉄筋の降伏、(3)コンクリートの圧潰やせん断破壊、(4)かぶりコンクリートの剥離やフープ筋の分離による拘束効果の喪失、(5)圧縮鉄筋の座屈による急激な耐力の低下、のような損傷過程により崩壊に至る。

一方、RC はりの圧縮側鉄筋の代わりに CFT（コンクリートを充填した円形鋼管）を用いた CFT 複合はりに関する筆者らの基礎的研究により、CFT 複合はりの変形能が従来の RC はりのそれに比べてはるかに優れていることがわかっている。これは、CFT 複合はりのねばり強さ（変形能）が、CFT は座屈を起こしにくいことや CFT 内のコンクリートはコンファインド効果のため圧潰しにくいことにより、向上すると考えられている。そこで、巨大な地震エネルギーを受ける RC 橋脚に対して CFT 補強筋を適用することができれば、RC 橋脚の耐震性能を飛躍的に向上させることが可能である。そのためには次の項目についての検討が必要である。

- ① これまでの CFT 複合はりに関する研究成果は曲げ荷重を主とするはり構造物を対象にしている。しかし、軸力と交番曲げ荷重が作用する橋脚ではコンクリートの破壊の進行が単調曲げ荷重に比べて異なるため、軸力と交番曲げ荷重における CFT 補強筋の効果についての検証が必要である。
- ② CFT を圧縮側にのみ配した CFT 複合はりでは、CFT に多数の孔を開けることにより付着を確保できたが、交番曲げを受ける橋脚では CFT に引張力も作用する。そのために力学的に欠陥となる孔を開ける方法で付着を確保することは合理的でない。新たな付着方法が必要である。具体的には、鋼管の表面処理による付着効果の向上を検討する（近年、市販されている縞（リップ付き）鋼管は、本研究で採用できる試験体寸法に比べて管径が過大であり、その効果について検討することはできなかった）。

本報告書は、上記の 2 点に着目した実験計画に基づいて実施した研究の成果を取り纏めたものである。ただし、研究計画に挙げた耐荷力および変形能解析に関して、耐荷力は断面分割法を用いてほぼ推定できるものの、供試体の軟化域における変形能が十分に大きいため、その変形挙動をシミュレートできる状態には至っていない。

研究組織

研究代表者 前川幸次 (金沢大学工学部教授)
研究分担者 富田充宏 (石川工業高等専門学校助教授)

交付決定額(配分額) (金額単位：千円)

	直接経費	間接経費	合計
平成14年度	2800	0	2800
平成15年度	600	0	600
総計	3400	0	3400

研究発表

(1) 学会誌等

1. Maegawa K. and Fujino T. : History behavior of CFT-RC-columns under cyclic lateral-load, *Proc. of IABSE symposium, CD-ROM (ISBN 3-85748-107-2)*, 8 pages, 2002. 9.
2. Maegawa K., Tomida M., Nakamura A., Ohmori K. and Shiomi M. : Deformation capacity of concrete columns reinforced with CFT, *System-based Vision for Strategic and Creative Design, Balkema publishers*, Vol.3, pp.1423-1429, 2003. 9.

(2) 口頭発表

1. 可児幸嗣, 前川幸次, 中村昭英 : CFT 複合柱の変形能に関する実験的研究, 土木学会中部支部平成14年度研究発表会講演概要集, 2003. 3.
2. 可児幸嗣, 前川幸次, 中村昭英 : CFT 複合柱の変形能に関する研究, 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, 2003. 9.

(3) 出版物

なし

研究成果による工業所有権の出願・取得状況

なし

目 次

1	序論	1
1.1	本研究の背景と目的	1
1.2	本研究に関連した既存の研究	1
1.3	本報告書の構成	4
	参考文献	4
2	軸力-曲げ載荷試験の概要	6
2.1	実験の目的	6
2.2	実験概要	6
(1)	実験供試体	6
(2)	断面寸法の決定法	17
(3)	実験方法	20
	参考文献	22
3	実験結果および考察	23
3.1	材料試験	23
(1)	コンクリートの材料試験	23
(2)	鉄筋および鋼管の材料試験	28
3.2	荷重条件	29
3.3	破壊状況	29
(1)	T27N5M, T27N5C	41
(2)	T43N5M, T43N5C	44
(3)	T43N5MG, T43N5CG, T43N10CG	46
(4)	B13N5M, B13N5C, B13N10C	47
(5)	グリットブラストの効果	48
3.4	破壊状況の検証	50
3.5	ひずみ分布	51
3.6	耐荷力および変形能	56
3.7	曲げ強度の評価	57
3.8	荷重-変位関係	61
(1)	軸力比 5%・単調載荷	65
(2)	軸力比 5%・交番載荷	65
(3)	軸力比 10%・交番載荷	65
3.9	包絡線	65
(1)	軸力比 5%・単調載荷	66
(2)	軸力比 5%・交番載荷	67

(3) 軸力比 10%・交番载荷	68
3.10 M- θ 曲線.....	70
3.10 エネルギー吸収量.....	72
参考文献.....	74
4 道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編による実験の検証	76
4.1 概要.....	76
4.2 検証のながれ.....	76
4.3 コンクリートの終局ひずみ.....	76
4.4 断面分割法.....	78
(1) 概要.....	78
(2) 仮定と手法.....	78
(3) 曲げモーメントの比較.....	82
(4) M- ϕ 関係.....	83
4.5 水平変位の算出.....	85
参考文献.....	87
5 結語	88
5.1 結論.....	88
5.2 今後の課題.....	88
参考文献.....	89
付 録	90
A.1 History behavior of CFT-RC-columns under cyclic lateral-load, <i>Proc. of IABSE Symposium, Melbourne, Australia, September 11-13,</i> <i>2002, ISBN 3 85748 107 2</i>	
A.2 Deformation capacity of concrete columns reinforced with CFT, <i>System-based Vision for Strategic and Creative Design, Balkema</i> <i>publishers, Vol. 3.</i>	

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

1995年(平成7年)1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震によって、多くの土木構造物が未曾有の被害を受けた。これまでわが国の土木構造物はマグニチュード7程度の地震に耐え得ることが出来ると言われてきたが、マグニチュード7.2のこの地震は社会的、経済的に大きな損失をもたらした。以来、地震耐荷力や変形性能の向上を目指してさまざまな研究がなされてきた。

兵庫県南部地震で落橋につながる激甚な被害を受けた橋の被害の多くは、鉄筋コンクリート橋脚の破壊によるものであった。こうした橋脚は、道路橋も鉄道橋も靱性に関する配慮の重要性が知られるようになった昭和50年代中頃までに設計施工されたものである。兵庫県南部地震のような、いわゆるタイプ2の地震のように、比較的短周期で大きな地震加速度をもつが、その発生確率のきわめて低い大地震を対象として橋脚を設計すると、大型で高強度になり経済的にも施工上も不利になってくる。鉄筋コンクリート部材の地震時における安全性の検討は、従来、静的な震度法で耐力の検討を行ってきた。しかし、現在の鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関しては、「生ずる可能性のある最大規模の地震に対しては、崩壊は防ぐが、ある程度の塑性変形は許容する」という設計法が合理的であることに異論がなく、現行のいずれの設計基準も塑性変形が生ずることを何らかの形で取り入れている¹⁾。つまり、大地震による脆性的な破壊の危険を少なくするためには、耐力だけでなく部材降伏後の変形能力を大きくすることの重要性が認識されてきた²⁾。

本研究で対象とする鋼管・コンクリート複合構造は、高橋脚における省力化、急速施工を主要目的として提案された構造である。最近の山岳橋梁は高橋脚となる傾向が強まっており、公共工事の縮減・削減の中で工期や工費圧縮に効果がある鋼管・コンクリート複合構造が期待されている。また、鋼管コンクリート構造は、鋼管とコンクリートの合成効果により部材剛性が向上するだけでなく、それらの相互作用によって鋼管の局部座屈やコンクリートの圧壊が妨げられるため従来の鉄筋コンクリート構造に比べて高強度、高靱性となりエネルギー吸収能も高くなる。すなわち、地震時において橋脚の損傷を最低限に抑えることになる。このような点に着目し、鋼管・コンクリート複合構造の耐震性能について検討していく。

1.2 本研究に関連した既存の研究

鋼管にコンクリートを充填した充填型鋼管コンクリート構造に関する研究は、これまで主に建築分野で盛んに行われてきた。あるいは、兵庫県南部地震以後の既存鋼製橋脚の耐震補強対策工の一つとしてコンクリートの充填が検討され実施されている。しかし、これらはあくまでも鋼構造的な部材として位置づけられている。本研究で対象とするのは、RC構造における鉄筋の代わりに鋼管を複数用いたコンクリート構造部材である。コンクリート充填鋼管にコンクリートを巻き付けた被

覆充型鋼管コンクリート構造に関する研究も建築の分野で行われているが、これらは主に耐火性能の向上を目的としているので、ほとんどの場合、大径の鋼管1本にコンクリートが巻き付けてある構造である。しかし、前述のように、土木の分野においても山岳橋梁における高橋脚の省力化や急速施工を目指して提案され、その研究成果が報告されてきた。

これまでに行われている正負交番載荷時の鋼管・コンクリート構造の挙動に関する研究として、山縣らは、定着部に外面スパイラルリブ付き鋼管を用い、帯筋の代わりにPCストランドを用いた橋脚模型に関する実験的研究を行っており、RC構造に比べて靱性およびエネルギー吸収能の面で優れていることが確認されている³⁾。また跡部らは、プレキャストセグメントと外面リブ付き鋼管からなる合成構造橋脚に関する研究を行っており、RCと同等の最大荷重の保持や、RC構造よりも大きい靱性率およびエネルギー吸収量が確認されている⁴⁾。これらの研究では鋼管とコンクリートの付着力を確保するためにリブ付き鋼管を使用しているが、ともに十分な付着性状が得られることがわかっている。

一方、正負交番載荷時のRC柱の挙動の解明を目的とした研究は数多くなされている。例えば、太田⁵⁾、石橋ら⁶⁾、町田ら⁷⁾等の実験的研究をはじめ、モーメントと曲率の釣り合い条件と断面分割法を用いた尾坂⁸⁾ら、ファイバーモデルを用いた池田ら⁹⁾、幸左ら¹⁰⁾、有限要素法を使用した三島ら¹¹⁾の解析的研究がある。

正負交番載荷を受ける柱の軸力-曲げ載荷試験を行うための実験条件として、載荷方法、降伏点および終局点の定義、載荷軸力の大きさ等がある。交番載荷における一般的な方法としては、降伏変位 δ_y に至るまでは荷重制御を行い、その後は δ_y の整数倍で変位制御により変位を増大させている。しかし、交番回数については研究者によって様々な回数を採用している。たとえば、示方書(「コンクリート標準示方書・設計編」, 昭和61年制定)に示されている地震後のRC構造物の供用性能の妥当性を確認した池田ら⁹⁾は、1ステップあたり1回ずつの繰り返しを行い、両振りおよび片振り交番載荷時において単一ひび割れ面の履歴特性がRC部材の復元力特性に及ぼす影響を解析的に検討した三島ら¹¹⁾は1ステップあたり2回ずつの繰り返し、跡部ら⁴⁾および静的交番載荷時におけるSRC柱の変形性能の評価に関する村田ら¹²⁾は1ステップあたり3回ずつの繰り返し、交番載荷時におけるRCラーメン高架橋の柱部材を対象にして、軸方向主鉄筋量、帯鉄筋量および軸力量が部材の挙動に及ぼす影響を調べた尾坂ら⁸⁾は1ステップあたり5回ずつの繰り返し、繰り返し荷重下におけるRC橋脚の挙動に関する基本的性状を調べた太田⁵⁾や大型RC橋脚模型を用いて実橋レベルの塑性変形挙動を調べた幸左ら¹⁰⁾は1ステップあたり10回ずつの繰り返しを行っている。

なお、太田⁵⁾は一定変位の繰り返し載荷による構造性能の変化は10回程度の繰り返しで目安がつけられる場合が多いという建築の分野での既往の経験を参照してこの繰り返し回数を決定している。RC橋脚模型を対象として、せん断スパン比、軸方向引張鉄筋比、せん断補強鉄筋比および軸方向圧縮応力度の変化による影響を調べた石橋ら⁶⁾も、1ステップあたり10回の繰り返しを原則としているが、最低3回繰り返した後の荷重-変位曲線が前サイクルとほぼ同一とみなせる場合は、10回の繰り返しを行わずに次のステップに進むようにしている。さらに、村田ら¹²⁾、尾坂ら⁸⁾、三島ら¹¹⁾に関しては、降伏変位 δ_y の繰り返しの前にひび割れ発生時の変位でも1回繰り返しを行っている。中でも三島ら¹¹⁾は、 δ_y の7~8割程度の変位時にも1回繰り返しを行っている。跡部ら⁴⁾は、 δ_y の半分の変位時で1回繰り返しを行っている。また、RC部材を対象に繰り返し回数をパラメータの1つとしている町田ら⁹⁾の研究では、1ステップあたり10回以上の繰り返しではそれほど変形性能に影響がないという結果を得ている。しかし、実際の地震時には、降伏変位の整数倍の変位が

繰り返し荷重されるような状態は生じ得ないので、塑性変形能を考えるとときに繰り返し回数をパラメータとすることは、実際にはあまり意味がないということも合わせて論じている。

降伏変位 δ_y の定義として、跡部ら⁴⁾、村田ら¹²⁾、石橋ら⁶⁾、尾坂ら⁸⁾、三島ら¹¹⁾は、引張鉄筋のひずみが材料試験で得られた降伏ひずみに達したときと定義している。

終局変位 δ_{max} は、耐震性能を比較するときの指標の1つである靱性率を考えるとときに必要な値であるが、村田ら¹²⁾、太田⁵⁾、石橋ら⁶⁾、尾坂ら⁸⁾、幸左ら¹⁰⁾は、いずれも荷重-変位曲線の包絡線が降伏荷重を下回らない最大変位と定義している。また、跡部ら⁴⁾は、最大荷重の90%まで荷重が低下した時点を終局時と定義している。町田ら⁷⁾に関しては、最初は降伏荷重を下回らない最大変位として研究を進めていたが、実験供試体の中には、降伏変位をわずかに越える変位において降伏荷重以下の荷重となったものの、それ以上の変位段階においても、なお崩壊に至ることなくその荷重を維持したことを示すものがあったことより、「最大荷重の80%を下回らない最大変位」と定義しなおしている。

荷重軸力の大きさについては、太田⁵⁾は軸圧縮応力度 $\sigma_N=10\text{kgf/cm}^2$ 、山縣ら³⁾および幸左ら¹⁰⁾は $\sigma_N=15\text{kgf/cm}^2$ 、跡部ら⁴⁾は $\sigma_N=25\text{kgf/cm}^2$ としている。これらはいずれも研究の対象としている実橋脚に近い値を用いている。また、石橋ら⁶⁾、町田ら⁷⁾、尾坂ら⁸⁾、池田ら⁹⁾は σ_N をパラメータとして σ_N が履歴挙動に与える影響を調べている。これらの研究により、 σ_N が大きくなると靱性率が小さくなることがわかっている。

村田ら¹²⁾は、荷重軸力に軸力比というパラメータを適用している。軸力比とは、柱にかかる軸圧縮応力度をコンクリートの圧縮強度で除したものであり、断面に占めるコンクリートの面積に比べて鋼材の面積が非常に小さいときには、コンクリートの圧縮強度の違いによる影響をある程度キャンセルできる。

また、繰り返し荷重の中でも片振り荷重と正負交番、即ち両振り荷重があるが、太田⁵⁾および三島ら¹¹⁾の研究によると、片振り荷重に比べると両振り荷重の場合は靱性率が著しく低下することがわかっている。

鉄筋の代わりにコンクリート充填鋼管を用いるときに考慮しなければならないのは、鋼管とコンクリートの付着の問題である。前述したように、山縣ら³⁾および跡部ら⁴⁾はリブ付き鋼管を用いることにより、十分な付着力を確保している。

鋼管とコンクリートの付着力を確保するための方法の1つとして、鋼管に孔をあけるということが考えられる。これは、孔の部分で鋼管の内部コンクリートと外部コンクリートを一体化させることによりコンクリートダウエルを形成し、付着効果を発揮させるものである。鋼管に孔を開けることの有効性は、鋼管・コンクリート複合はりの曲げ荷重試験を行った前川ら¹³⁾の研究により示されている。これを参考にして、コンクリート充填有孔鋼管を鉄筋の代わりに使用した橋脚模型を用いて軸力-曲げ荷重試験を行った研究¹⁴⁾では、鋼管が引張力を受けるときには、鋼管の孔の部分における断面欠損により孔の部分が早期に破断して最大荷重が著しく低下した。即ち、有孔鋼管は圧縮力を受けるときには鋼管とコンクリートの一体化という面で有利ではあるが、交番曲げを受ける柱部材のように鋼管が引張側になりうる場合においては、あまり有利ではないという結論に達している。また、鋼管の両端に鋼棒をらせん状に巻き付けて溶接することにより、鋼管とコンクリートの定着を確保させた橋脚模型を用いて軸力-曲げ荷重試験を行った研究¹⁵⁾においても、溶接部分に応力が集中して鋼管が早期に破断した。

以上のような既存の研究をもとに、次章で示すような鋼管・コンクリート複合柱の軸力-交番曲

げ載荷試験を行った。

1.3 本報告書の構成

本報告書は全5章で構成されている。

まず、第2章では、鋼管・コンクリート複合柱および鉄筋コンクリート柱の実験供試体と軸力-交番曲げ載荷試験の実験方法を説明する。

第3章では、軸力-交番曲げ載荷試験を行い、得られた実験結果から耐震性能を中心に考察する。

第4章では、道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編¹⁾に基づいて各供試体の履歴挙動について検討する。

第5章では、第3章、第4章の結果より得られた結論を述べ、さらに今後の課題を挙げる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編，2002年3月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I-共通編，II-鋼橋編，V-耐震設計編，1980年2月
- 3) 山縣敬二，市川博康，大内一，小島克朗：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験，土木学会論文集 No. 520/V-28，pp. 183-193，1995年8月
- 4) 跡部俊郎，田村多佳志，岡本隆，水谷慎吾：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究，コンクリート工学論文集第6巻第2号，pp. 107-116，1995年7月
- 5) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集 No. 292，pp. 65-74，1979年12月
- 6) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集 No. 390/V-8，pp. 57-66，1988年2月
- 7) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集 No. 378/V-6，pp. 203-212，1987年2月
- 8) 尾坂芳夫，鈴木基行，桑澤庄次郎，石橋忠良：静的交番繰返し荷重下での RC 柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集 No. 372/V-5，pp. 45-54，1986年8月
- 9) 池田尚治，山口隆裕，鶴澤哲史：鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価，コンクリート工学論文集第2巻第1号，pp. 105-114，1991年1月
- 10) 幸左賢二，小林和夫，村山八洲雄，吉澤義男：大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究，土木学会論文集 No. 538/V-31，pp. 47-56，1996年5月
- 11) 三島徹也，原夏生，前川宏一：交番載荷による RC ひび割れ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集 No. 442/V-16，pp. 191-200，1992年2月
- 12) 村田清満，池田学，川井治，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究，土木学会論文集 No. 619/I-47，pp. 235-251，1999年4月

- 13) 前川幸次, 吉田博, 塩見昌紀: 鋼管・コンクリート複合はりの静的および衝撃載荷実験, 構造工学論文集 Vol. 43A, pp. 1481-1488, 1997年3月
- 14) 前川幸次: RCおよびPC製構造部材のCFSTによるエネルギー吸収能の向上と評価方法の確立, 平成9年度～平成10年度科学研究費補助金[基盤研究(C)(2)]研究成果報告書(No. 09650520), pp. 50-89, 1999年3月
- 15) 前川幸次, 伊藤大丞, 中村昭英, 西田進: 水平交番載荷を受けるCFT複合柱の実験的研究, 構造工学論文集 Vol. 48A, pp. 1373-1380, 2000年3月

第2章 軸力-曲げ載荷試験の概要

2.1 実験の目的

本研究では、鉄筋の代わりにコンクリート充填鋼管 (Concrete Filled Tubular Steel, CFT) を用いた鋼管・コンクリート複合柱 (以下, CFT 複合柱と呼ぶ) に、一定軸力と水平力による繰り返し曲げを載荷した場合の変形性能を明らかにする。特に、鋼管の径厚比に着目して CFT 複合柱の耐震性能を評価する。これまでの研究¹⁾から、鋼管の破断によって CFT が終局状態に至ること、および鋼管の局部座屈変形が生じている部分から鋼管は破断を生じていることが分かっている。そこで、径厚比を小さくすることにより局部座屈変形に対する抵抗を高め、それにより破断に抵抗できると考えられ、耐震性能 (最大荷重, 終局時保持耐力, 変形能, およびエネルギー吸収能) を改善できる。

2.2 実験概要

(1) 実験供試体

実験に使用した供試体の諸元一覧を表 2.1 に示す。本実験では、補強材として外径 27.2mm, 径厚比 11.8 の CFT 複合柱供試体 (以下 T27 タイプと呼ぶ) を 3 体, 外径 42.7mm, 径厚比 18.6 の CFT 複合柱供試体 (以下 T43 タイプと呼ぶ) を 6 体, 鉄筋 D13 を用いた RC 柱供試体 (以下 B タイプと呼ぶ) を 3 体の計 12 体の実験を行った。T27 タイプの形状寸法を図 2.1 に、T43 タイプの形状寸法を図 2.2 に、B タイプの形状寸法を図 2.3 に示す。

T27 タイプは図 2.1 に示すように計 6 本の鋼管 (材質 STK400, $\phi 27.2 \times 2.3t \times 850L$) が配置されており、10cm 間隔でスターラップ (材質 SD295, D10 \times 830L) も配置されている。

表 2.1 供試体諸元

	供試体名	断面積 (cm ²)	鋼管(STK400)						帯鉄筋	付着方法	
			外径 (mm)	厚さ (mm)	径厚比	本数	断面積 (cm ² /本)	引張鋼材比 =A _v /(bd) (%)			
CFT 複合柱	T27N5M	500	27.2	2.3	11.8	3本×2	1.799	1.08	スターラップ (SD295) 9-D10	羽根付きアン カー グリットブラスト+ 羽根付きアン カー	
	T27N5C										
	T27N10C										
	T43N5M		42.7	18.6	2本×2	2.919	1.17				
	T43N5C										
	T43N5MG										
	T43N5CG										
T43N10CG											
RC柱	供試体名	500	主鉄筋(SD295)						9-D10		
			鉄筋 径	D13	本数	断面積 (cm ² /本)	引張鋼材比 =A _s /(bd) (%)				
	B13N5M		5本×2					1.267			1.27
	B13N5C										
B13N10C											

せん断補強鉄筋比は 0.71%である。ただし、載荷点付近でのせん断による局所破壊の影響を避けるため、上下部から 15cm までは狭い間隔 (5cm) でスターラップが配置されている。さらに載荷治具の取り付けによる局所破壊を防ぐために、柱頭部の上面と側面 50mm の部分は 4.5mm 厚の補強鋼板で覆ってある。また、鋼管の内部はコンクリートを充填した CFT であり、CFT の両端には鋼管と外部コンクリートの定着を確保するために、図 2.1(2) に示す羽根付き角型アンカープレートを取り付けてある。1.2 節でも述べたように、従来の研究では、鋼管とコンクリートの付着を確保するために外面リブ付き鋼管³⁾やリング補強筋⁴⁾を用いた研究が行われている。外面リブ付き鋼管やリング補強筋に比べてアンカー部を取り付けるのは容易であり、このような加工処理で十分な付着性能が得られるならば、施工における省力化やコストの低減を図ることができると考えた。

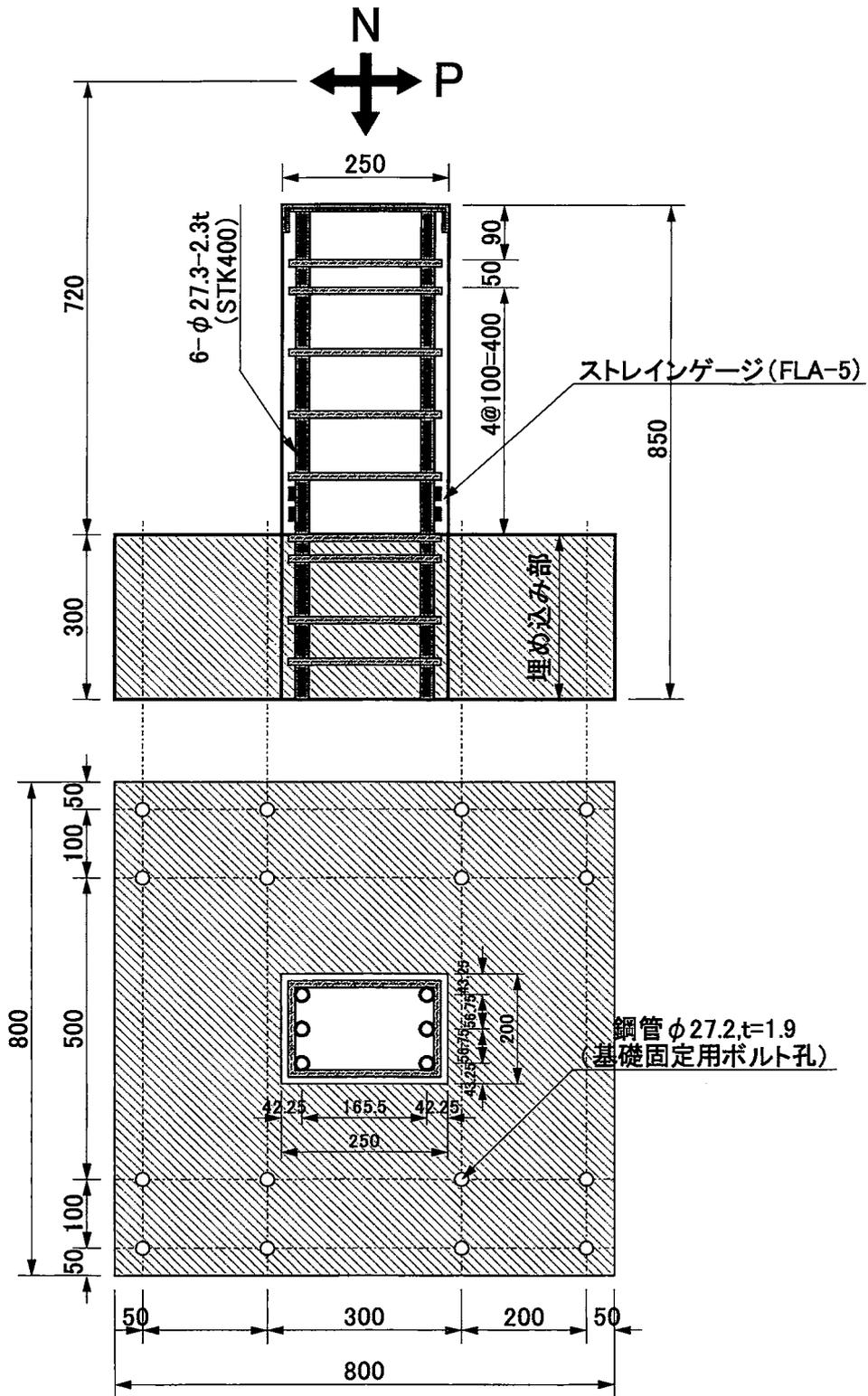
T43 複合柱は図 2.2 に示すように計 4 本の鋼管 (材質 STK400, $\phi 42.7 \times 2.3t \times 850L$) が配置されており、スターラップの配置は T27 タイプと同じである。CFT の両端には、図 2.2(2) に示す羽根付き丸形アンカープレートを取り付けてあり、鋼管の内部はコンクリートを充填した CFT である。T27 と T43 のアンカープレートの形状が違うのは、T27 に T43 のような丸形アンカープレートを 4 枚重ねることなく配置することが困難であったためである。また、T43 タイプで G が付く供試体に対しては鋼管と外部コンクリートの付着を確保するためにグリットブラストによる表面加工処理を行っている。これはもともと除錆処理技術の一つであり、グリットブラストの他にサンドブラスト、ショットブラストがある。これらはともに圧縮空気の噴射エネルギーによって、研掃材を吹き付ける方法であり、研掃材の種類として、サンドブラストは砂、ショットブラストは鋼球、グリットブラストは角付きの鋼を利用している。ここでは一番凹凸の大きなグリットブラストを採用した。また、同じ処理方法でも吹き付けの度合いによって規格化されており、今回は SP-10 という一般的によく用いられている規格で処理を行なった。

一方、RC 柱は、図 2.3 に示すように計 10 本の主鉄筋 (材質 SD295, $D13 \times 850L$) が配置されており、CFT 複合柱と同じスターラップが取り付けられている。

全ての供試体は鋼材量、断面耐力がほぼ同程度となるように設計されている。断面耐力については、土木学会「コンクリート標準示方書 (設計編)」⁴⁾で適用されている鉄筋コンクリートの終局限界状態設計法における軸力と曲げを受ける部材の計算法で算定した⁵⁾。計算の詳細は次節で示す。

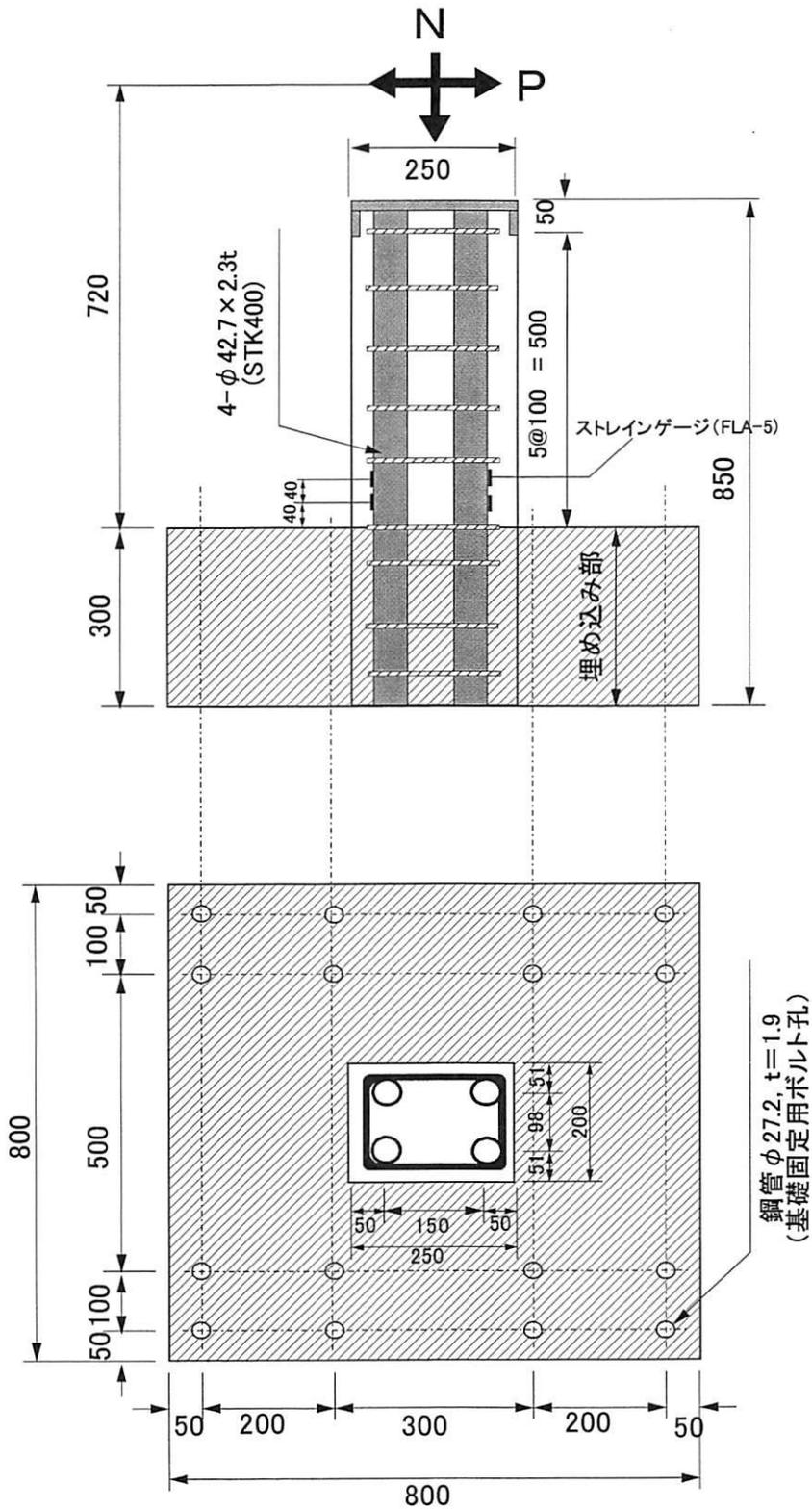
供試体は全て柱の高さが 720mm (コンクリート柱部 550mm, 載荷板高 170mm で、基礎埋め込み部 300mm を含まない) で、せん断スパン比は 2.9 である。これは一般の橋脚におけるせん断スパン比 3~5 に比べてやや小さい数値であり、試験機の水平ストローク限界により制約された。

基部を完全固定とするために実験フロアに固定されるコンクリート基礎部 (縦 800×横 800×高さ 300mm) の配筋を図 2.4 に示す。なお、供試体の製作過程で柱部分 850mm (柱部 550mm+埋め込み部 300mm) を先に製作して基礎部に固定した後、基礎部のコンクリートを打設している。またコンクリートの養生は、蒸気養生で行っている。



- ※鋼管 φ27.2×2.3t×840L(STK400)
- ※スターラップ 9-D10×830L(SD295)
- ※鋼管は両端にアンカーを取り付けてある.
- ※引張鋼材比

図 2.1(1) 形状寸法 (T27-Type)



- ※鋼管 4-φ42.7 × 2.3t × 840L (STK400)
- ※スターラップ 9-D10 × 830L (SD295)
- ※鋼管は両端にアンカーを取り付けてある。
- ※引張鋼材比 1.52%

図 2.2(1) 形状寸法 (T43-Type)

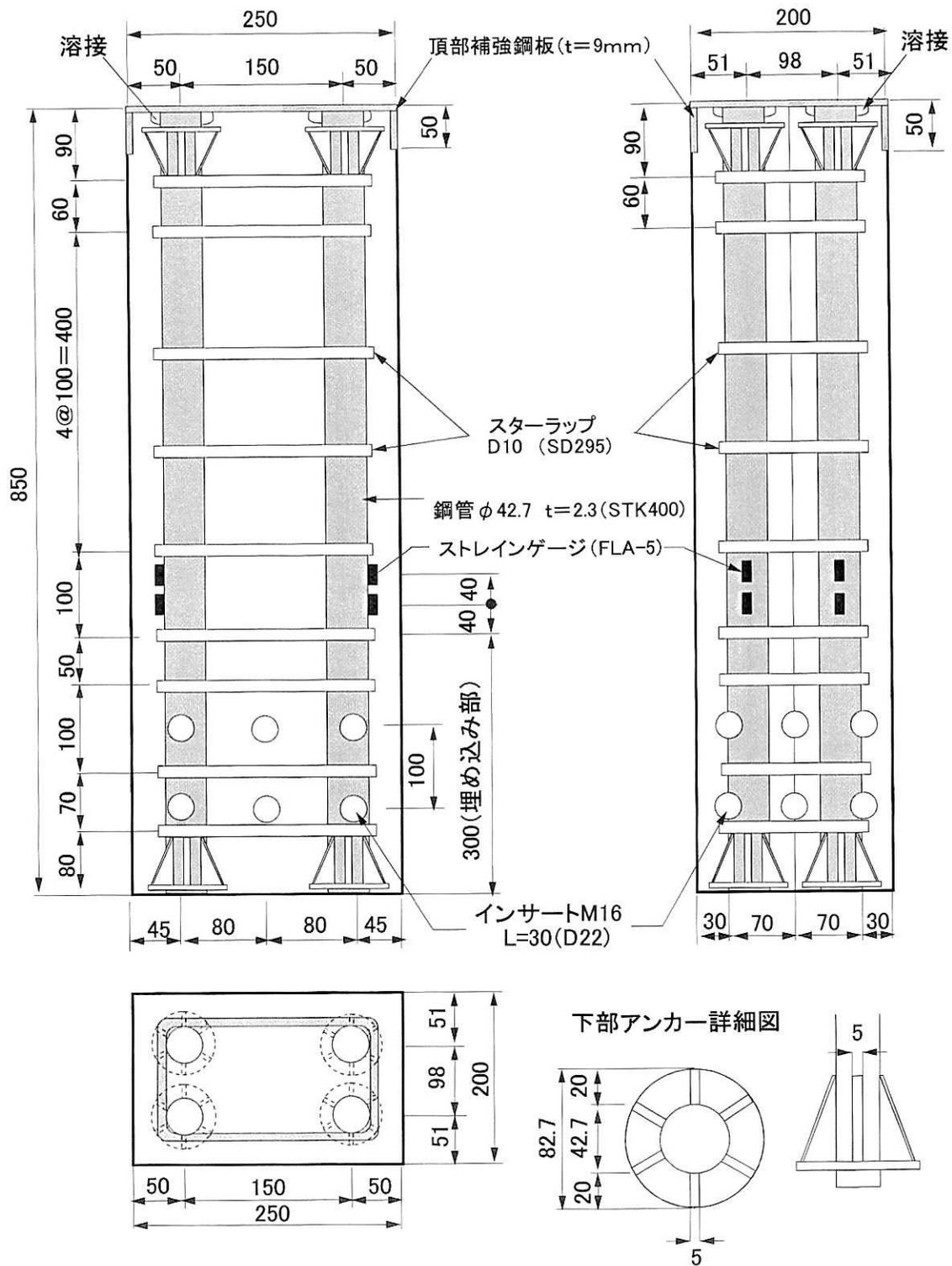
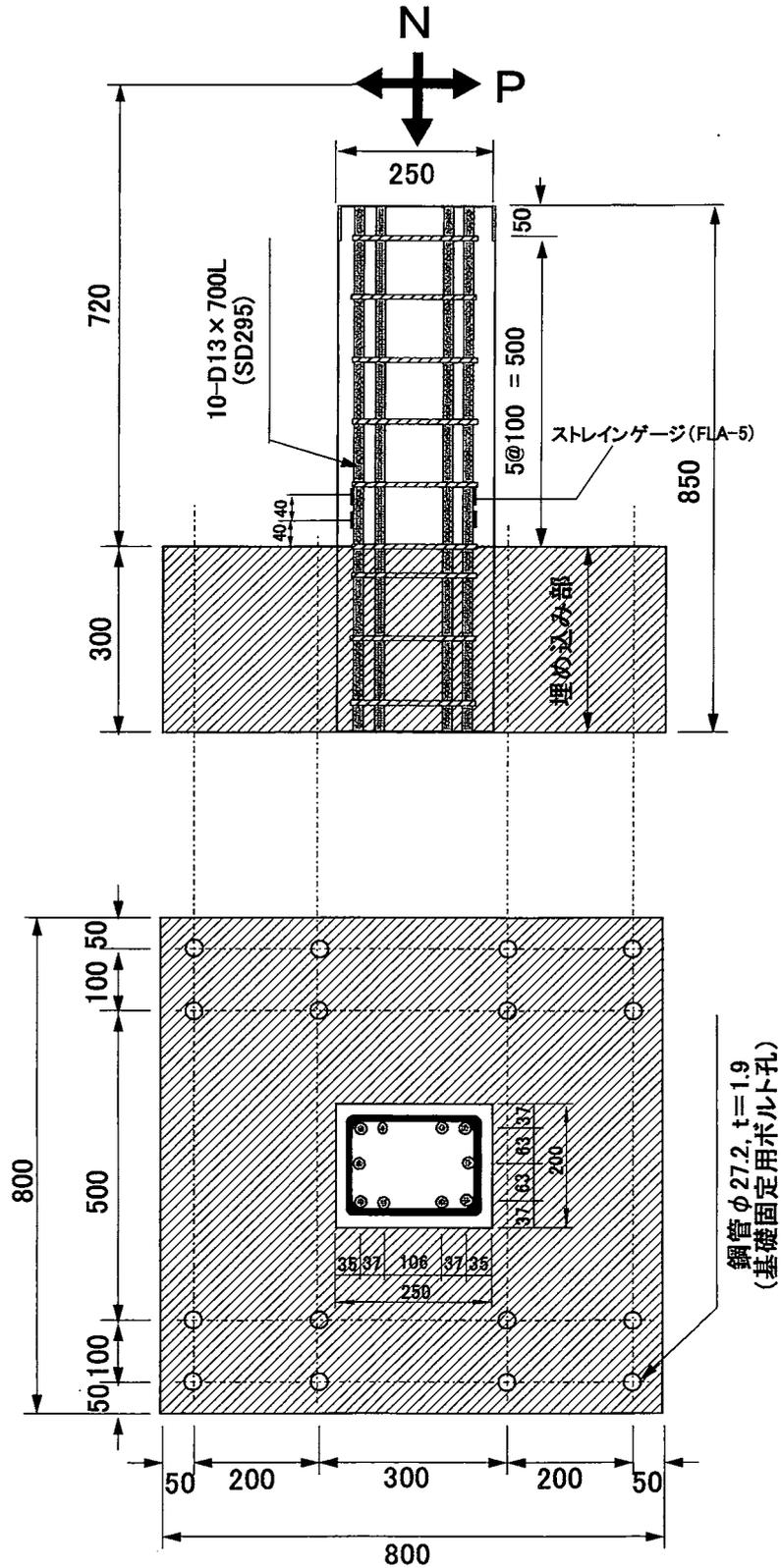


図 2.2 (2) 配筋詳細 (T43-Type)



- ※主筋 10-D13 x 850L(SD295)
- ※スターラップ 9-D10 x 830L(SD295)
- ※引張鉄筋比 1.58%

図 2.3(1) 形状寸法 (B13-Type)

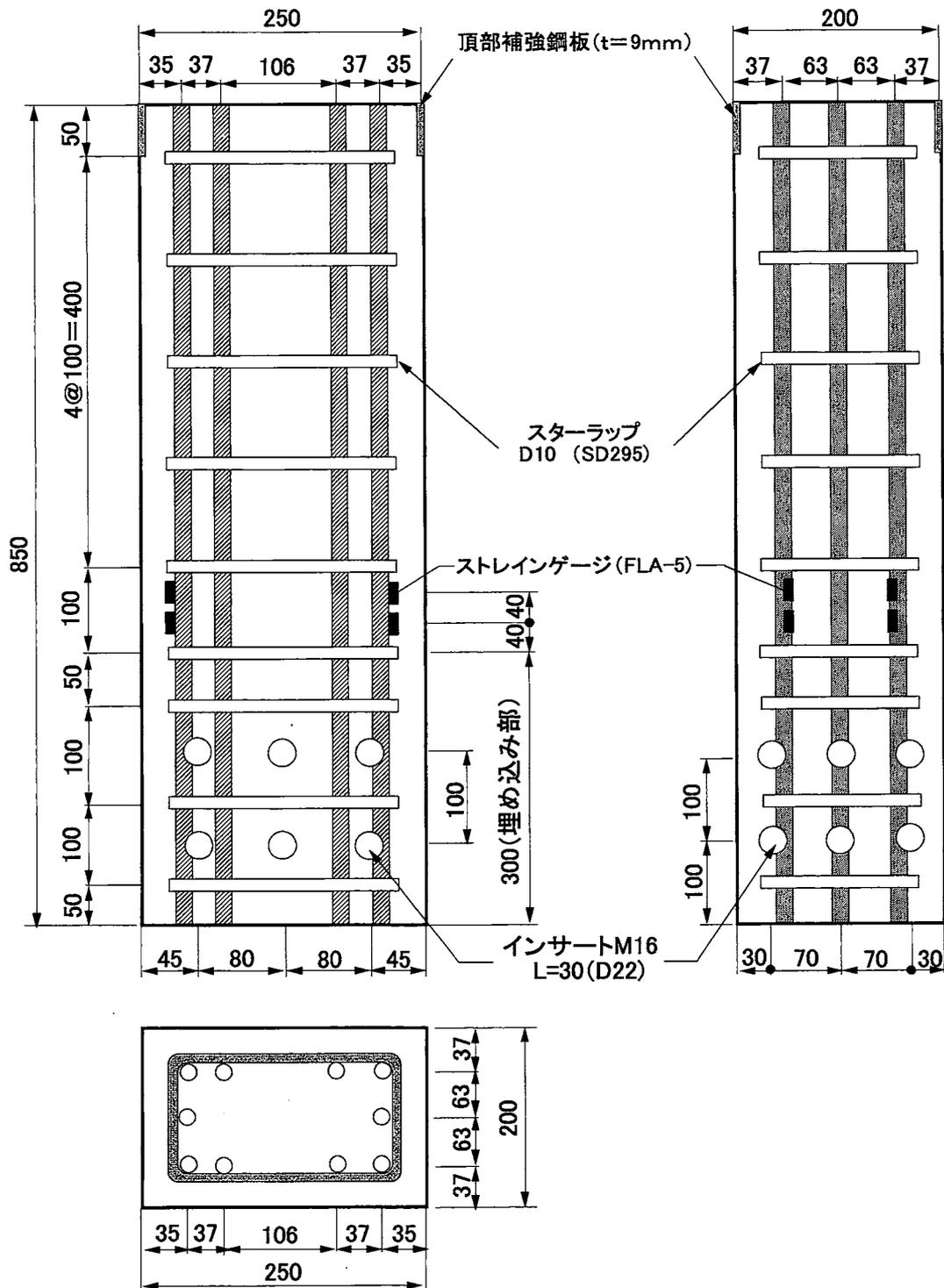


図 2.3(2) 配筋詳細 (B13-Type)

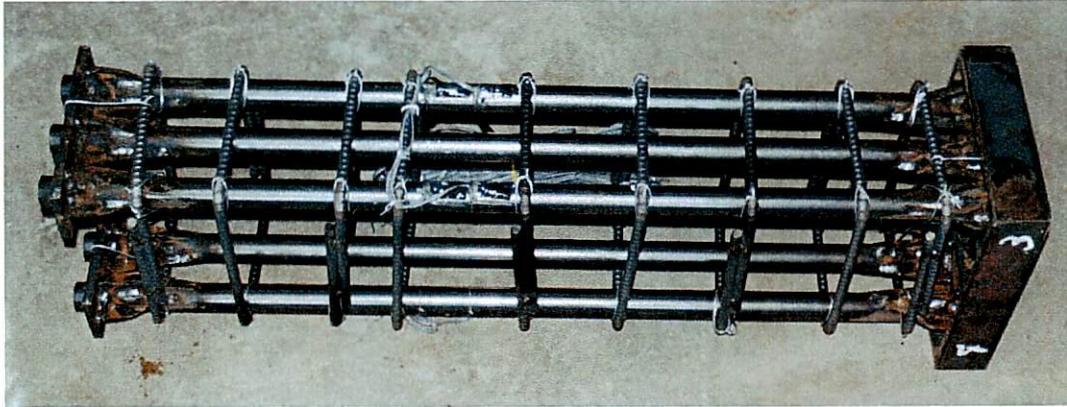


写真 2.1 T27-Type 配筋



写真 2.2 羽根付き角形アンカープレート (T27-Type)

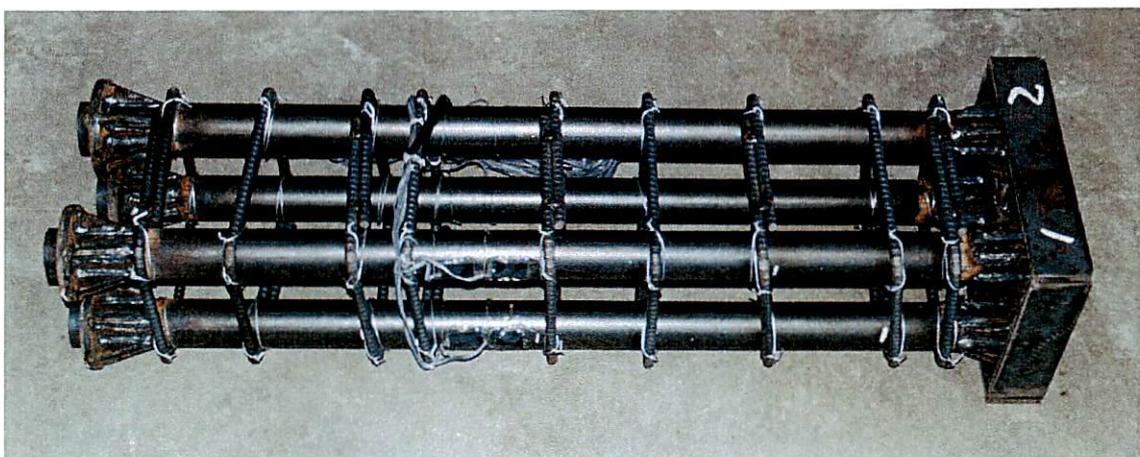


写真 2.3 T43-Type 配筋

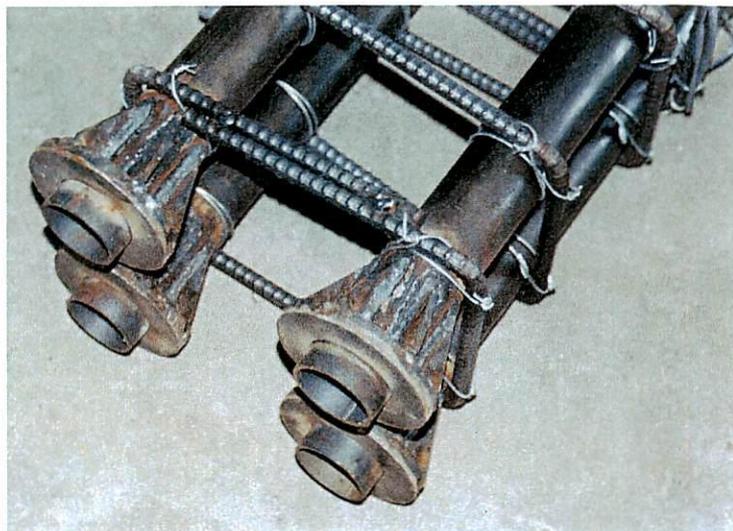


写真 2.4 羽根付き丸型アンカープレート (T43-Type)

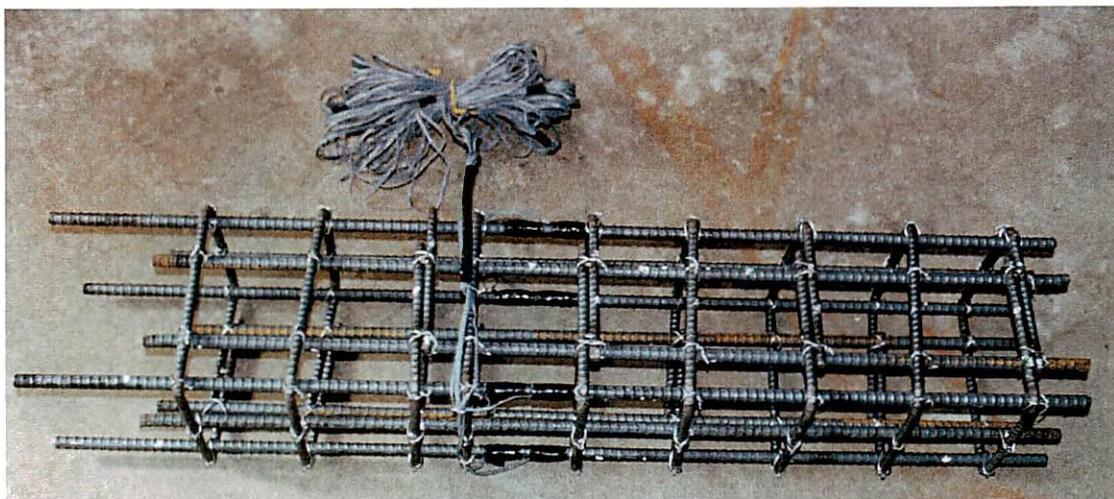


写真 2.5 B13-Type 配筋

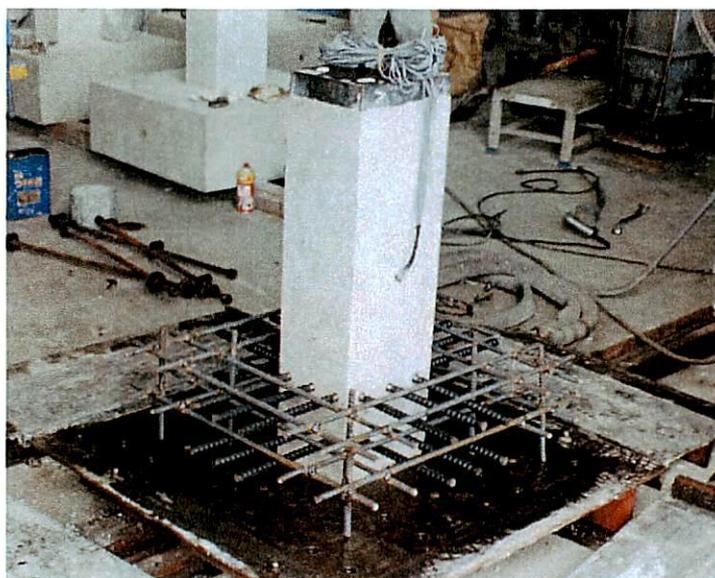


写真 2.6 基礎部打ち込み

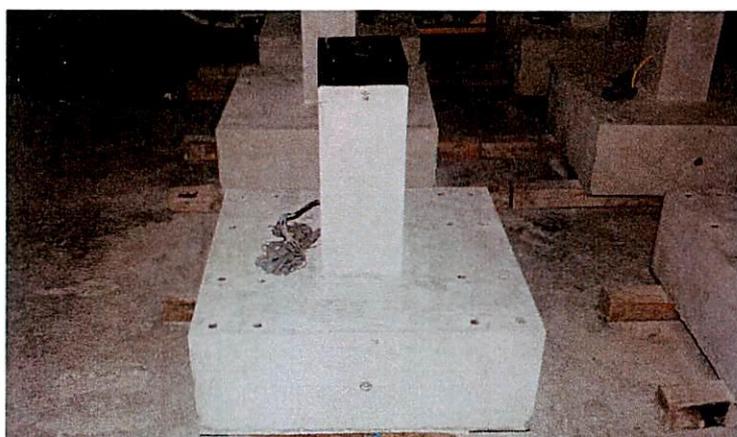


写真 2.7 完成供試体

(2) 断面寸法の決定法

供試体断面寸法を決めるために用いた曲げ耐力 M_u の算定法を以下に示す。本研究では、偏心圧縮力が作用する場合の複鉄筋長方形断面の終局限界状態設計を行った(図 2.5 参照)。なお、脆性破壊を避けるため、引張側の鋼材(鉄筋または鋼管)が降伏強度に達した後、コンクリートの圧縮破壊が生ずるようにした。このとき、圧縮側の鋼材が降伏点以下の場合もある。

まず、外力と内力の釣り合い条件式から、軸圧縮力 N は次のように表される。

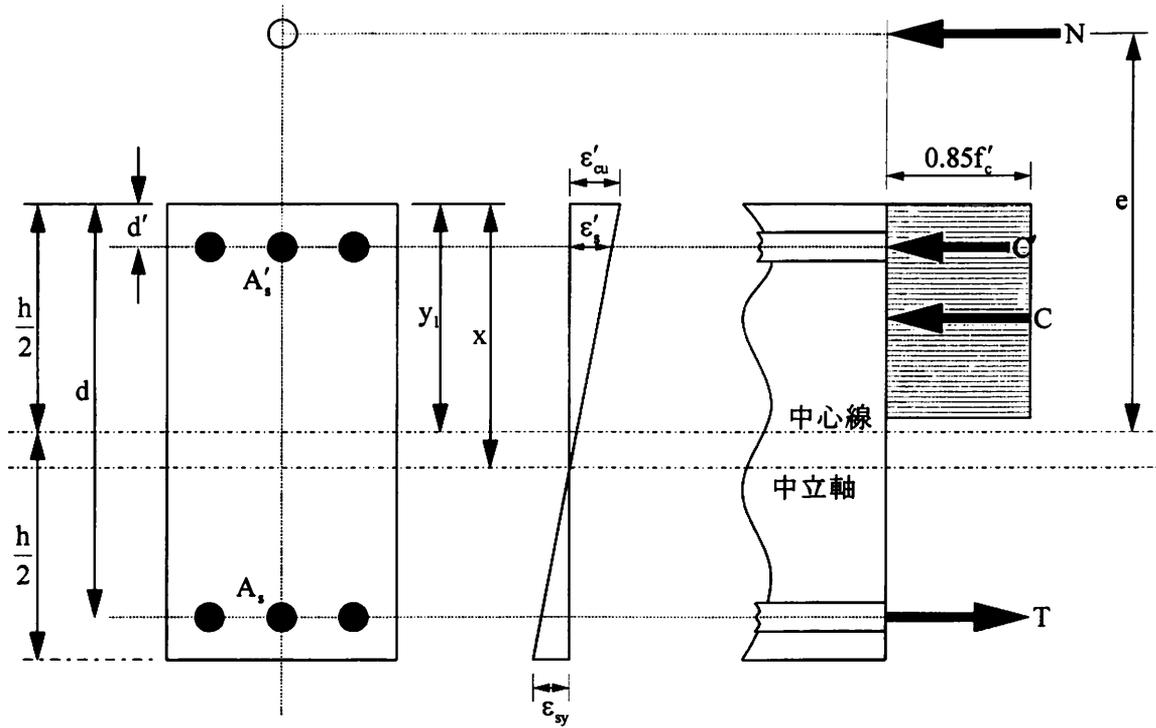


図 2.5 曲げ耐力 M_u

$$N = 0.85 \cdot f'_c \times 10^{-1} \cdot b \cdot a - A_s \cdot f_y \times 10^{-1} + A'_s \cdot \sigma'_s \times 10^{-1} \quad (2.1)$$

ここに,

- N: 軸圧縮力 [kN] (圧縮を正)
- f'_c : コンクリートの圧縮強度 [MPa]
- f_y : 引張側鋼材の降伏強度 [MPa]
- σ'_s : 圧縮側鋼材の応力 [MPa]
- A_s : 引張側鋼材の断面積 [cm^2]
- A'_s : 圧縮側鋼材の断面積 [cm^2]
- b: 断面幅 [cm]

である。

また、圧縮側鋼材の応力 σ'_s は次のように求められる。

$$\sigma'_s = E_s \times 10^3 \cdot \epsilon'_s = E_s \times 10^3 \cdot \epsilon'_{cu} \cdot \left[1 - \left(\frac{d'}{x} \right) \right] = E_s \times 10^3 \cdot \epsilon'_{cu} \cdot \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{d'}{\alpha} \right) \right] \quad (2.2)$$

ここに,

$$\left\{ \begin{array}{l} E_s: \text{鋼材のヤング係数[GPa]} \\ \epsilon'_{cu}: \text{コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)} \\ \alpha = \beta \cdot x \\ x: \text{断面上縁から中立軸までの距離[cm]} \\ \beta: \text{等価応力ブロックに換算するときの係数} \\ \epsilon'_{cu} = 0.0035 \text{ のとき, } \beta = 0.8 \end{array} \right.$$

である。

ここで、圧縮側鋼材が降伏しているための条件式は

$$\epsilon'_s = \epsilon'_{cu} \cdot \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{d'}{\alpha} \right) \right] \geq \epsilon'_{sy}$$

$$\therefore \alpha \geq \left[\frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} - \frac{f'_{yd}}{E_s \times 10^3}} \right] \cdot \beta \cdot d' \quad (2.3)$$

であり、式(2.1)が成立する場合には、 $\sigma'_s = f'_y$ となる。

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon'_{sy}: \text{圧縮側鋼材の降伏ひずみ} \\ f'_y: \text{圧縮側鋼材の降伏強度[MPa]} \\ d': \text{圧縮縁から圧縮側鋼材図心までの距離[cm]} \end{array} \right.$$

である。

式(2.1)に式(2.2)を代入して整理すると次のような α についての2次方程式になる。

$$0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \alpha^2 + \{ A_s \cdot (E_s \times 10^3 \cdot \epsilon'_{cu} - f'_y) - N \} \cdot \alpha - \beta \cdot A_s \cdot E_s \times 10^3 \cdot \epsilon'_{cu} \cdot d' = 0 \quad (2.4)$$

上式の解 α を式(2.2)に代入して σ'_s が求められる。

以上より、曲げ耐力 M_u は次のように求められる。

$$\begin{aligned} M_u &= 0.85 \cdot f'_c \times 10^{-1} \cdot b \cdot \alpha \cdot (y_1 - \alpha/2) \times 10^{-3} \\ &\quad + A'_s \cdot \sigma'_s \times 10^{-1} \cdot (y_1 - d') \times 10^{-3} + A_s \cdot f'_y \times 10^{-1} \cdot (d - y_1) \times 10^{-3} \\ &= 0.85 \cdot f'_c \times 10^{-1} \cdot b \cdot \alpha \cdot (d - \alpha/2) \times 10^{-3} \\ &\quad + A'_s \cdot \sigma'_s \times 10^{-1} \cdot (d - d') \times 10^{-3} - N \cdot (d - y_1) \times 10^{-3} \end{aligned} \quad (2.5)$$

ここに、 $\left\{ \begin{array}{l} M_u: \text{曲げ耐力[kN}\cdot\text{m]} \\ d: \text{有効高さ[cm]} \\ y_1: \text{圧縮縁から図心までの距離[cm]} \end{array} \right.$ である。

設計段階では、鋼材のヤング係数 E_s は鉄筋、鋼管ともに $E_s=200\text{GPa}$ 、コンクリートの圧縮強度 $f'_c=40.0\text{MPa}$ 、コンクリートのヤング係数 E_c は $E_c=27.5\text{GPa}$ を仮定して計算した。また、軸圧縮力 N は $N=75\text{kN}$ とした。その理由については、次節で記述する。RC は 5 本の鉄筋が両側 2 段に配置されているが、断面 1 次モーメントの釣り合いより、5 本分の鉄筋断面積に相当する 1 本の鉄筋がそれらの図心に集中していると考えた。CFT については、鋼管は中心に面積が集中しているものとして鉄筋と同じように考えた。なお、そのように考えた鋼管の図心と鉄筋の図心が一致するようにした。また、鋼材（鋼管と鉄筋）の最外縁は一致させてある。

コンクリートの圧縮強度 f'_c については、終局限界状態設計法ではコンクリートの一軸圧縮試験で得られた圧縮強度を安全係数 γ_c 。（普通コンクリートで $\gamma_c=1.3$ ）で除した設計圧縮強度を使うが、ここでは実験値との比較を行うために安全係数で除さない圧縮強度そのものを使っている。

(3) 実験方法

載荷装置を写真 2.8、図 2.6 に示す。一定軸力を載荷するためのサーボ形加力装置（島津製作所製 CM22-9809A）を使用した。また、水平力を載荷するために自動制御静的加力装置（理研精機製 50 トン複動ジャッキ D5-300、油圧ユニット MP-4ALS-S）を使用した。なお、水平複動ジャッキはロードセルとともに水平反力フレームに取り付けた。

柱頂部に一定軸力を載荷した後、変位制御により静的水平載荷した。その後、最終破壊に至るまで一方向単調載荷もしくは交番載荷を行った。

軸力を載荷するときの基準として、本実験では軸力比をパラメータとした。軸力比とは、1.2 節で述べたように軸圧縮応力をコンクリートの圧縮強度で除したものとして定義されるが、本研究では CFT6 体、RC2 体、計 6 体の供試体の軸力比=0.05 とし、CFT2 体、RC1 体、計 3 体の供試体を軸力比=0.1 とした。軸力比=0.05 の理由として、一般的な実橋脚に作用する軸圧縮応力度 σ_N （主に上部構造の自重）は、コンクリートの圧縮強度 $f'_c=35\sim 40\text{MPa}$

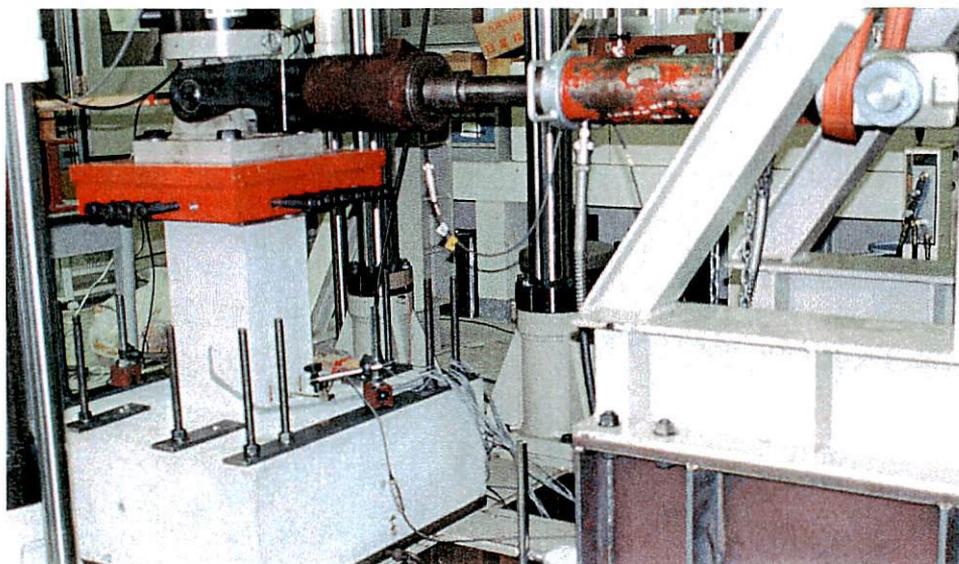


写真 2.8 載荷装置

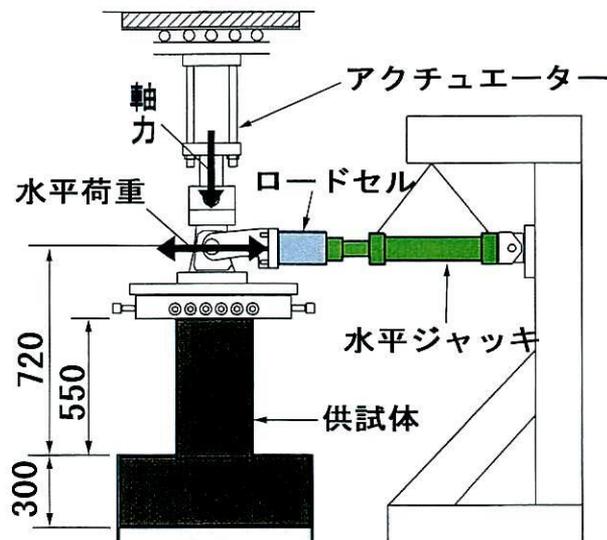


図 2.6 載荷装置

のとき $\sigma_N=1.0\sim 2.5\text{MPa}$ であり、軸力比に換算すると $0.025\sim 0.070$ 程度であることによる。また軸力比を 0.1 とした理由として、軸力比の違いによる供試体の破壊進行の変化を比較するためである。なお、建築の分野での軸力比は土木構造物に比べて大きく、 0.1 以上になることが多い。

交番載荷の方法として、まず引張側鋼管あるいは鉄筋のひずみが降伏ひずみに達するまで荷重制御で載荷する。そして、降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位 δ_y とし、 $\pm \delta_y$ を3回繰り返す。以後同様に図 2.7 に示す載荷ステップのように δ_y の2倍、3倍、4倍、……の各ステップについて正負3サイクルの載荷を変位制御で繰り返した。これは、1.2節でも述べたように、軸力と曲げを受ける柱部材に関する既存の研究^{3), 6)}でも1ステップあたり3回の繰り返しを行っており、実際の地震荷重による変形を評価するには妥当な回数と言える。なお、鋼管および鉄筋の降伏ひずみは材料引張試験で得られた値を使用し、柱基部から 40mm の位置に貼付したひずみゲージの値をチェックすることにより降伏変位

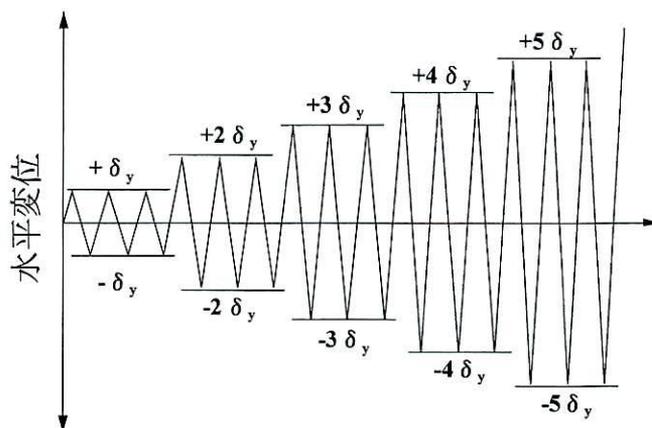


図 2.7 載荷ステップ

δ_y を決めた。測定項目は、

- ① 水平方向の荷重と載荷点の水平変位
- ② 鉛直方向の荷重（サーボにより所定の軸力比に制御）と載荷点の鉛直変位
- ③ 鋼管，鉄筋およびコンクリートのひずみ（柱基部より 40mm および 80mm の位置，ただしコンクリートのひずみに関しては柱基部より 40mm の位置のみ）
- ④ 基礎部と柱基部の抜け出し変位
- ⑤ 基礎の水平変位

である。①は水平ジャッキに取り付けたロードセル（高精度引張・圧縮型）により測定した。また，変位計は精度 0.1mm のひずみゲージ式変位計と精度 0.01mm のレーザー変位計の 2 種類を使って，載荷点の同じ場所の変位を測定した。2 種類の変位計を使用した理由は，ひずみゲージ式変位計は大きな変位まで測定できるが精度があまりよくないので，変位の小さい初期の段階で比較的精度のよいレーザー変位計の値と見比べながら測定するためである。②は，鉛直方向アクチュエーターに取り付けてあるロードセルおよび変位計により測定した。③は柱基部より 40mm と 80mm の位置に貼付したひずみゲージによって測定した。④は，キャンチレバー形ひずみゲージ式変位計を用いて基礎コンクリートと柱基部の相対変位を測定した。⑤は，基礎コンクリートのすべり変位が予想されたためレーザー変位計を設置した。

また測定には，パソコンと静ひずみ計（東京測器研究所製のデータロガーTDS-303）を使用した。実験中は，パーソナルコンピュータから GP-IB を制御することにより測定データをパーソナルコンピュータに読み込み，荷重との関係を随時チェックした。

参考文献

- 1) 前川幸次，伊藤大丞，中村昭英，西田進：水平交番載荷を受ける CFT 複合柱の実験的研究，構造工学論文集 Vol. 48A, pp. 1373-1380, 2000 年 3 月
- 2) 跡部俊郎，田村多佳志，岡本隆，水谷慎吾：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究，コンクリート工学論文集第 6 巻第 2 号，pp. 107-116, 1995 年 7 月
- 3) 山縣敬二，市川博康，大内一，小島克朗：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験，土木学会論文集 No. 520/V-28, pp. 183-193, 1995 年 8 月
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，1996 年
- 5) 岡田清，伊藤和幸，不破昭，平澤征夫：鉄筋コンクリート工学，鹿島出版会
- 6) 村田清満，池田学，川井治，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究，土木学会論文集 No. 619/I-47, pp. 235-251, 1999 年 4 月

第3章 実験結果および考察

3.1 材料試験

(1) コンクリートの材料試験

供試体作成に使用したコンクリートの示方配合を表 3.1 に示す。本実験の供試体に用いたコンクリートについての材料試験を行った。テストピースは、各供試体につきそれぞれ 6 体ずつ(φ=10cm, h=20cm)であり、全てのテストピースで一軸圧縮試験を行った。一軸圧縮試験で得られた最大強度の平均値をとることにより圧縮強度をそれぞれ求めた。なお、本実験では割裂試験は行わなかった。

試験機には、耐圧試験機(東京衡製造所製 100tf)を使用した。各供試体とも弾性係数を測定するために、それぞれ 1 体ずつテストピースの部材軸方向および部材軸直角方向にひずみゲージを貼付し、データロガー(東京測器社製 TDS-303)で荷重とひずみの値を測定した。供試体のそれぞれ残りの 2 体に関しては、荷重のみの値を測定した。材料試験の結果を表 3.2 に示し、各供試体の応力度-ひずみ曲線を図 3.1 に示す。なお、テストピースの名前は供試体の名前と同じにしてある。また、図 3.1 において応力度、ひずみともに圧縮を正で表している。

コンクリートの弾性係数は、1/3 割線弾性係数を用いることにした。また、基礎部分のコンクリートについては、実験目的に影響しないように十分大きい設計強度であるので、材冷 14 日の材料試験のみ行なった。その平均値は 40.9MPa (43.4, 37.4, 41.8)であった。

表 3.1(a) 柱部コンクリート示方配合(設計強度 30 MPa)

水セメント比 W/C [%]	細骨材率 S/a [%]	空気量 [%]	単位重量 [kgf/m ³]				
			水(W)	セメント(C)	細骨材	粗骨材	減水剤
53	50	1.0	170	320	934	952	3.52 (1.1%)

混練：50L パン型強制練りミキサーで、①(セメント+細骨材)を 30 秒、②(+水+混和剤)を 1 分、

③(+粗骨材)を 1 分

打設：棒バイブレータ使用

養生：①コンクリート打設後、前置き 4 時間以上、②蒸気養生 35℃ (1 時間)、50℃ (1 時間)、

65℃ (4 時間)、自然放冷、③翌日、基礎部コンクリート打設、④蒸気養生 50℃ (1 時間)、

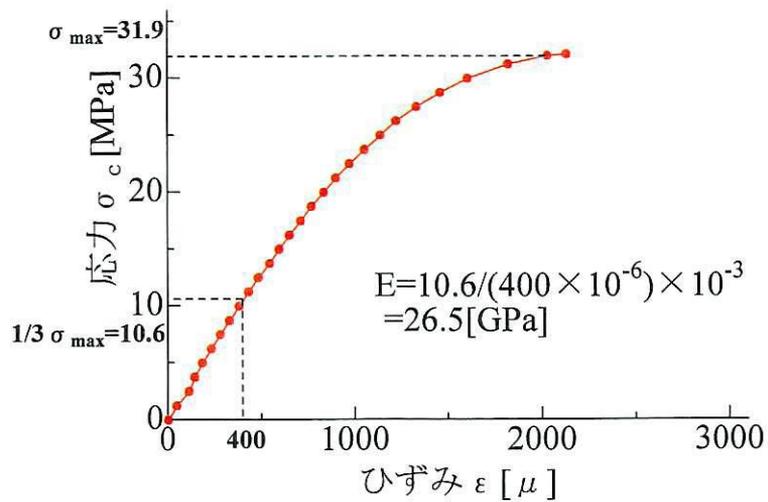
65℃ (4 時間)、自然放冷、気中養生

表 3.1(b) 基礎部コンクリート示方配合(設計強度 40 MPa)

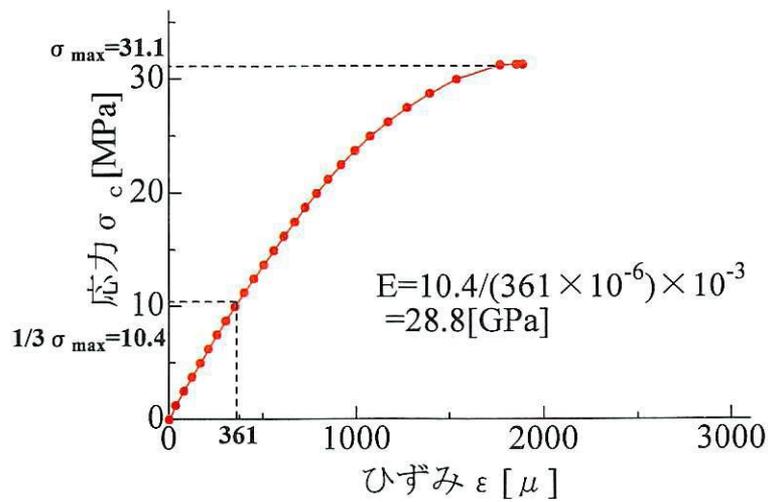
水セメント比 W/C [%]	細骨材率 S/a [%]	空気量 [%]	単位重量 [kgf/m ³]					
			水(W)	セメント(C)	細骨材	粗骨材	スラグ	膨張剤
45	40	1.0	174	270	713	1081	90	50

表 3.2 コンクリートの材料試験結果 (平均値)

テストピース		圧縮強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]
CFT 複合柱	T27N5M	31.9	26.5
	T27N5C	31.1	28.8
	T27N10C	30.9	27.1
	T43N5M	35.3	26.5
	T43N5C	28.8	27.0
	T43N5MG	26.9	25.7
	T43N5CG	31.0	32.8
	T43N10CG	29.4	30.2
RC柱	B13N5M	33.5	20.7
	B13N5C	31.4	25.1
	B13N10C	35.0	28.2



T27N5M



T27N5C

図 3.1(1) 応力度-ひずみ曲線 (T27N5M, T27N5C)

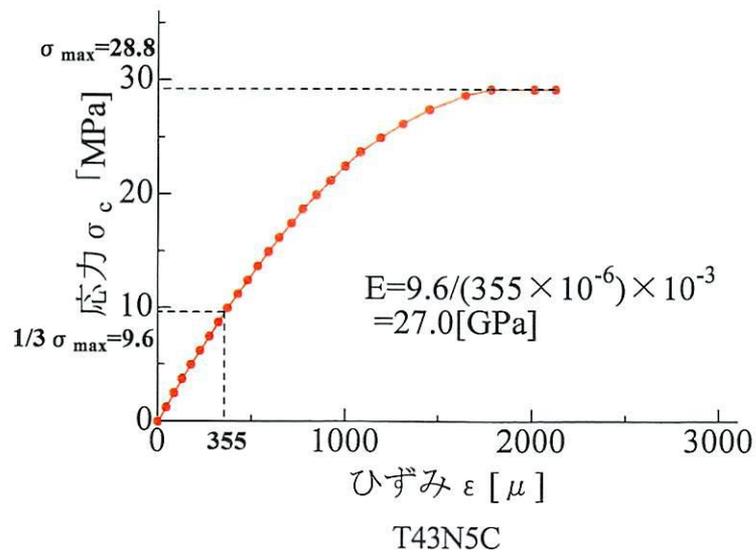
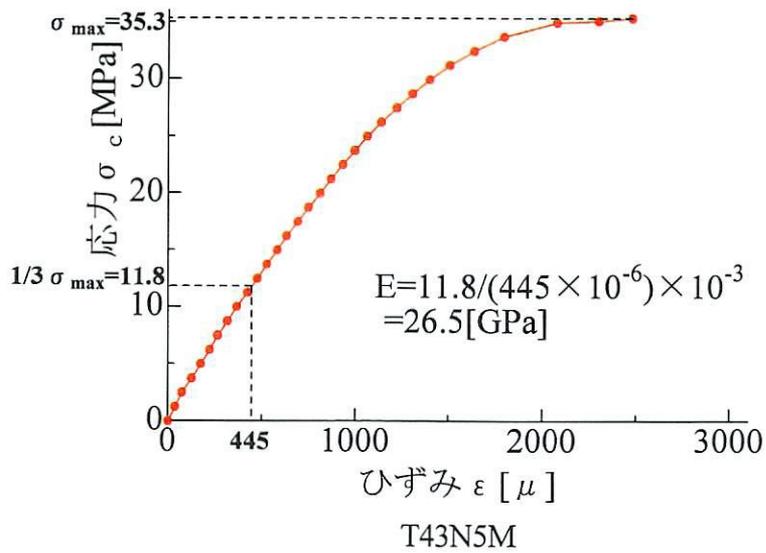
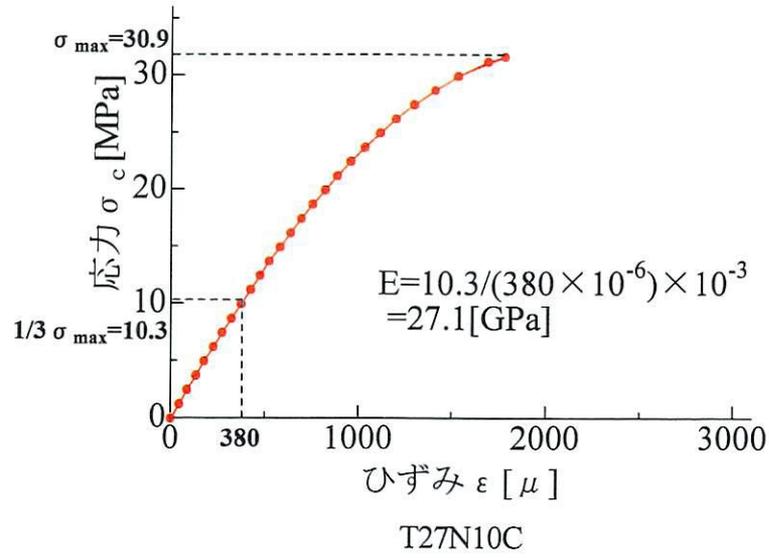


図 3.1(2) 応力度—ひずみ曲線 (T27N10C, T43N5M, T43N5C)

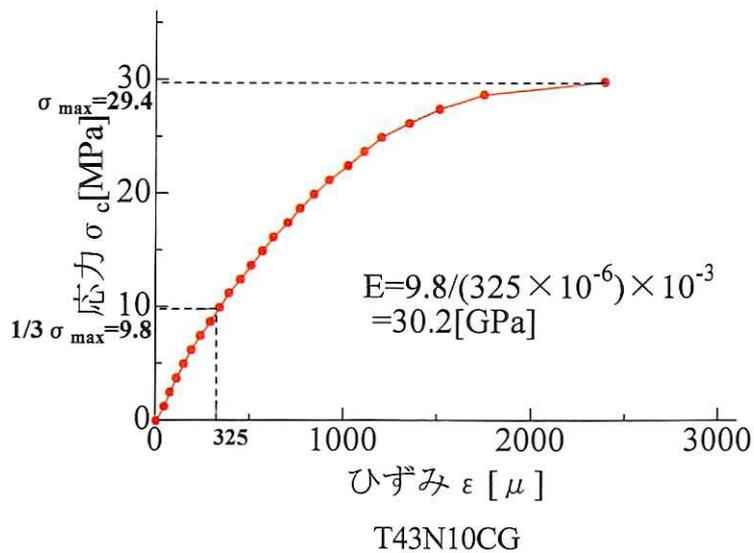
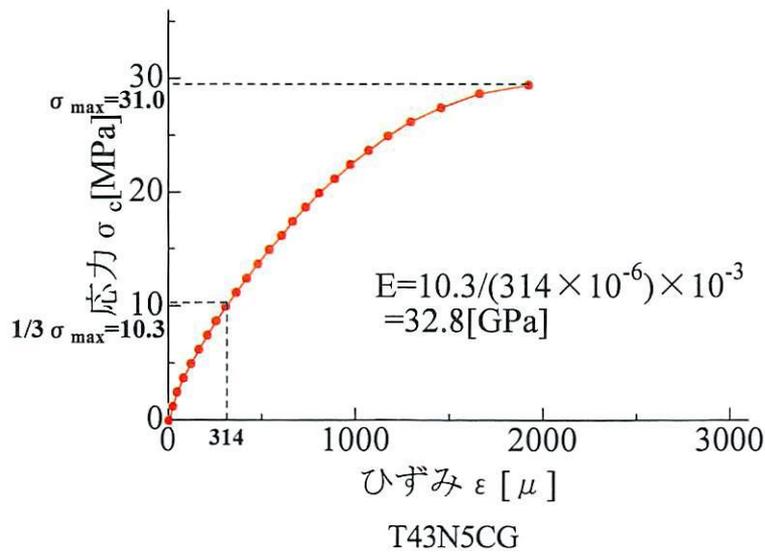
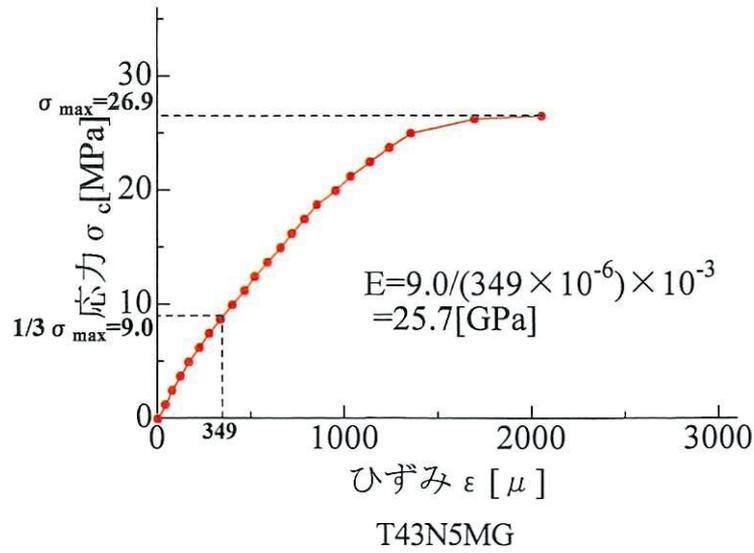


図 3.1 (3) 応力度—ひずみ曲線 (T43N5MG, T43N5CG, T43N10CG)

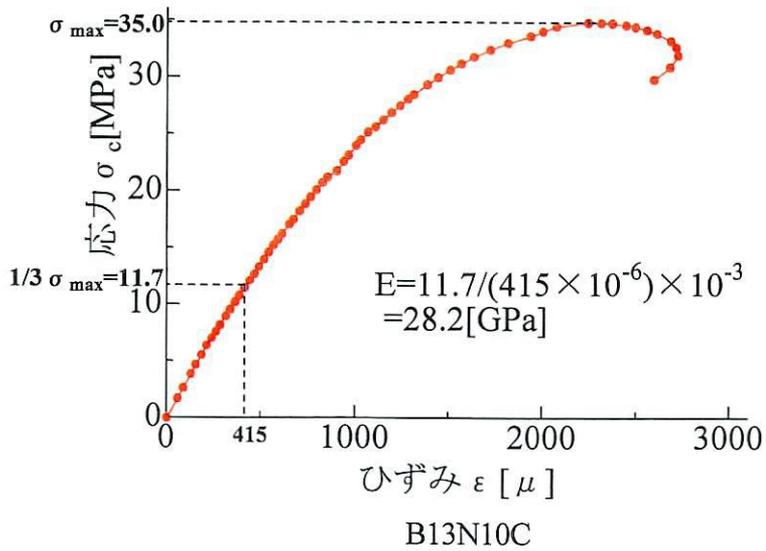
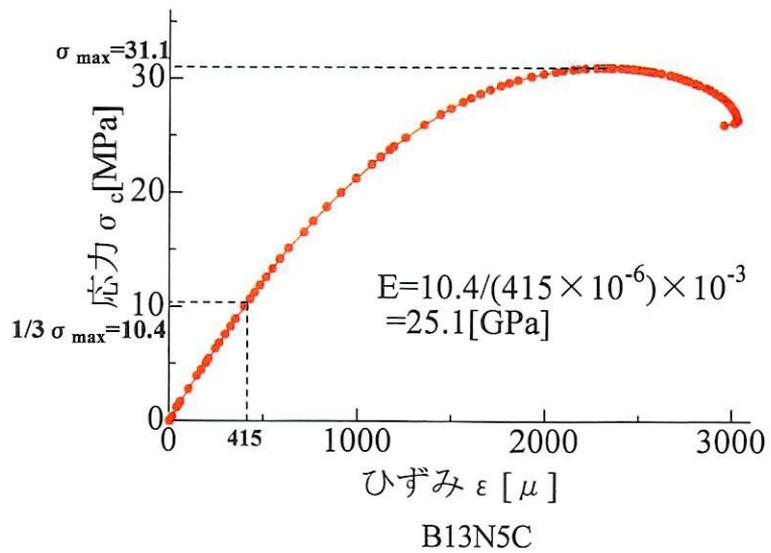
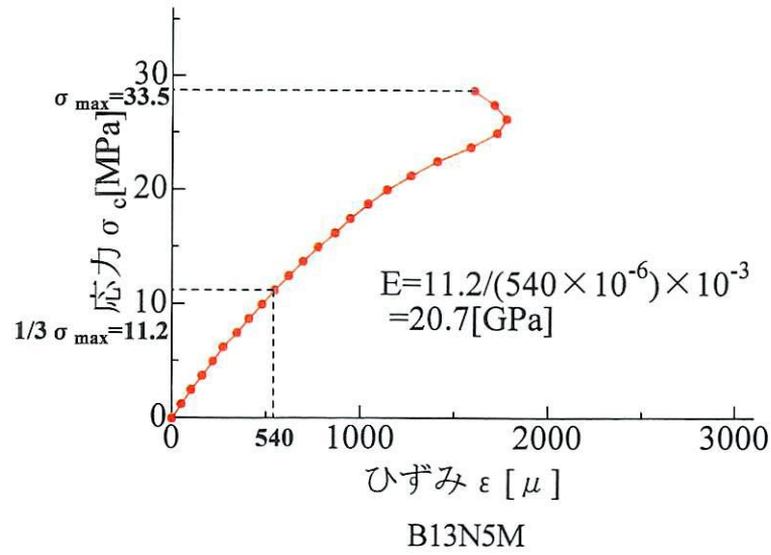


図 3.1 (4) 応力度-ひずみ曲線 (B13N5M, B13N5C, B13N10C)

(2) 鉄筋および鋼管の材料試験

鋼管と鉄筋の降伏強度、降伏ひずみ、引張強度、および弾性係数を求めるために、引張試験を行なった。テストピースは、鋼管、鉄筋それぞれ3体ずつ試験を行い、その平均値を用いた。

試験機には300tf 万能試験機(島津製作所, UDH200A), 荷重とひずみの測定にはデータロガー(東京測器研究所, TDS-303)を使用した。ひずみを計測するために鉄筋、鋼管ともにひずみゲージを2枚貼付した。また、引張試験を行うにあたって、鋼管はテストピースを板状に加工した。

引張試験の結果を表3.3に示す。

表 3.3 鋼材の引張試験結果 (平均値)

供試体	鋼材	降伏強度 [MPa]	降伏ひずみ [μ]	引張強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]
T27N5M	STK400	475.0	2290	498.0	207.4
T27N5C					
T27N10C					
T43N5M		353.0	1760	441.0	200.6
T43N5C					
T43N5MG		423.4	2088	511.0	202.3
T43N5CG					
T43N10CG					
B13N5M	SD295	393.5	1825	578.1	216.0
B13N5C					
B13N10C					

表 3.4 実験条件および降伏変位

供試体		コンクリート 圧縮強度 f_c [MPa]	軸圧縮力 N [kN]	軸応力 σ_N [MPa]	軸力比 σ_N/f_c	載荷方法	降伏変位 δ_y [mm]
CFT 複合柱	T27N5M	31.9	79.7	1.59	0.05	単調	7.2
	T27N5C	31.1	77.7	1.55	0.05	交番	6.3
	T27N10C	30.9	154.3	3.09	0.1	交番	7.6
	T43N5M	35.3	88.3	1.77	0.05	単調	4.2
	T43N5C	28.8	72.1	1.44	0.05	交番	7.6
	T43N5MG	26.9	67.3	1.35	0.05	単調	5.5
	T43N5CG	31.0	77.5	1.55	0.05	交番	6.1
	T43N10CG	29.4	147.0	2.94	0.1	交番	6.2
RC柱	B13N5M	33.5	83.0	1.66	0.05	単調	6.8
	B13N5C	31.4	78.5	1.57	0.05	交番	5.7
	B13N10C	35.0	175.0	3.50	0.1	交番	7.2

G: グリットブラスト加工

3.2 荷重条件

本実験の実験条件および降伏変位を表 3.4 に示す。水平横荷重は、T27N5M, T43N5M, T43N5MG および B13N5M に関しては一方向単調載荷, 残りの供試体については交番載荷とした。また, 鉛直軸荷重は, T27N10C, T43N10CG および B13N10C に関しては軸力比を 10% とし, その他の供試体については 5% とした。

3.3 破壊状況

各供試体の破壊状況を以下に述べる。特に断らない限り, 変位とは載荷点での水平変位, 荷重とは水平荷重のことを言う。柱側面を図 3.2 のように面 1~面 4 で表して, 実験終了時までを観察した各供試体のひび割れ状況図を図 3.3 に示す。なお, 青線および赤線はそれぞれ正側載荷および負側載荷により発生したひび割れを表す。ここに, 正側載荷とは第 1 回目の載荷方向を表す。また, 参考のために実験終了時まで剥落または剥離したコンクリートブロックを網掛けで表す。

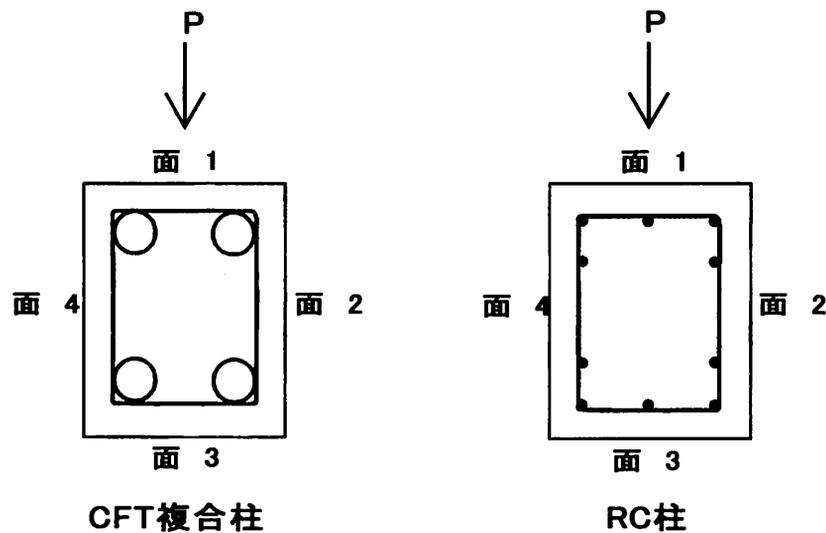
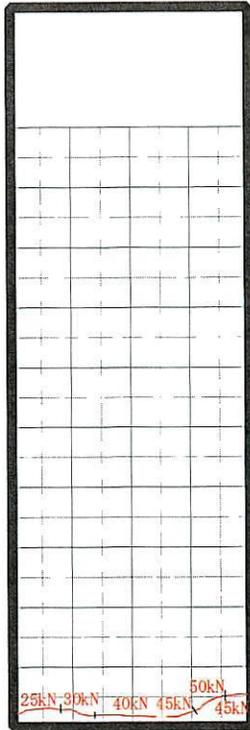
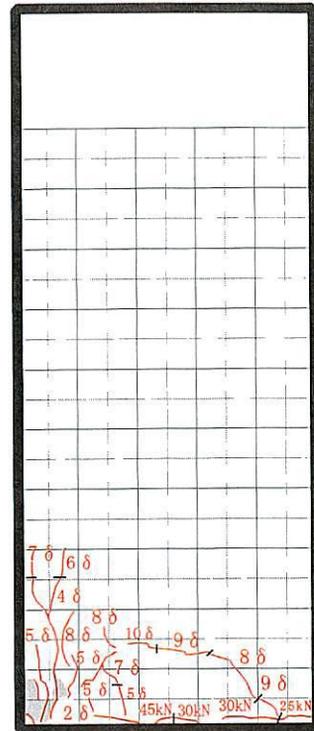


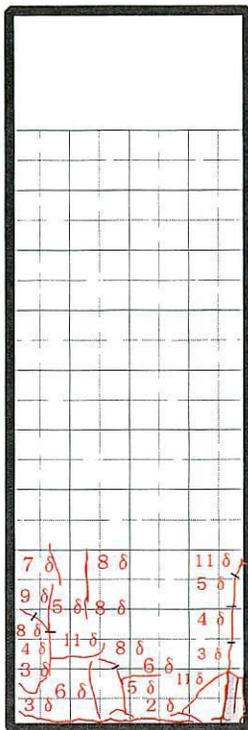
図 3.2 ひび割れ状況図の面の定義



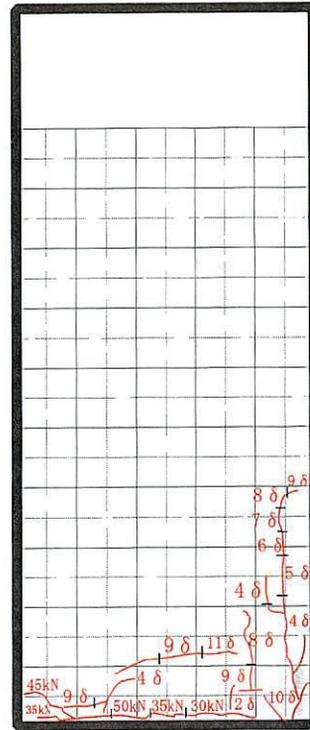
面1



面2

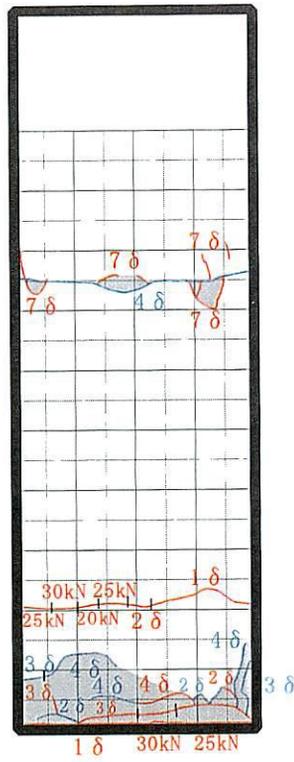


面3

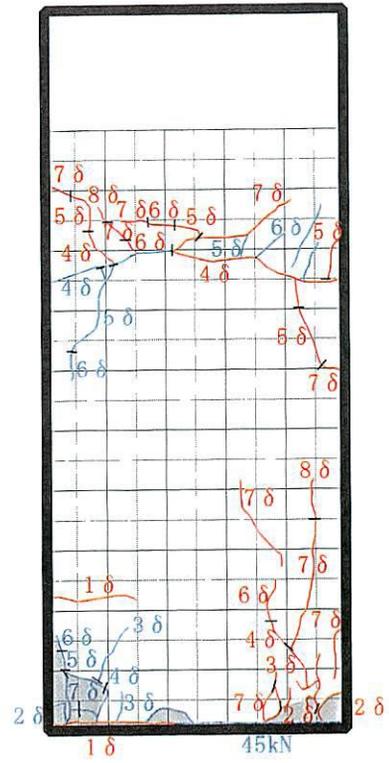


面4

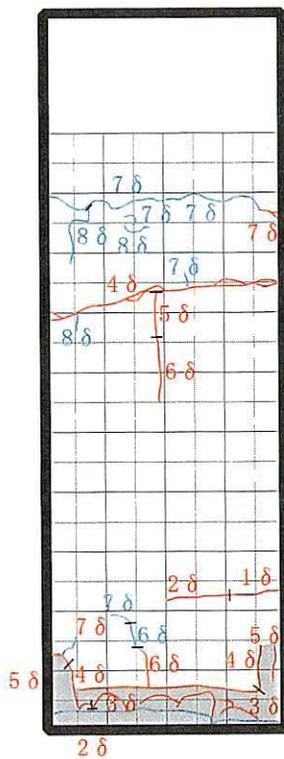
図 3.3(1) ひび割れ状況図 (T27N5M)



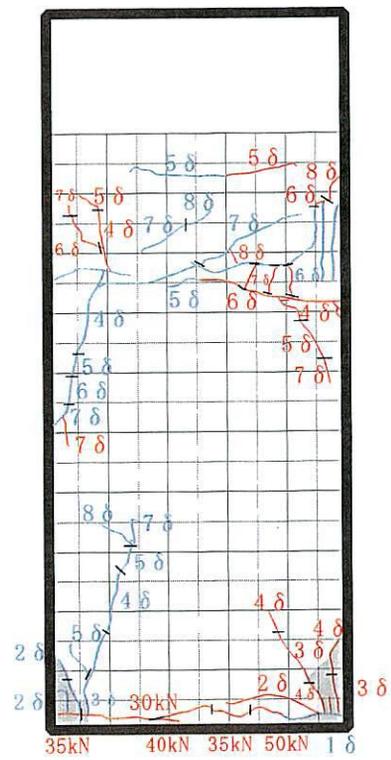
面1



面2

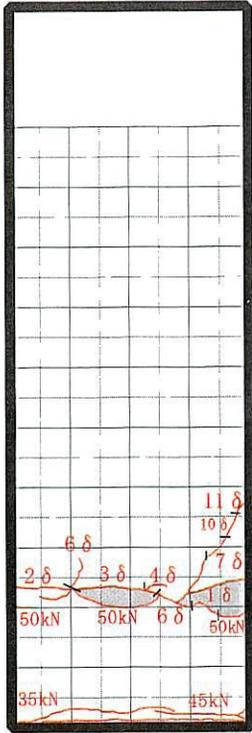


面3

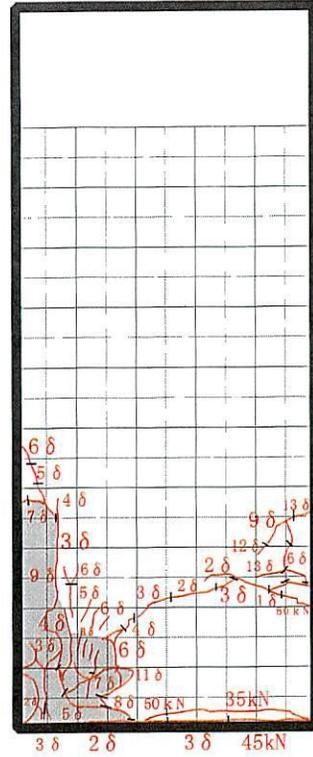


面4

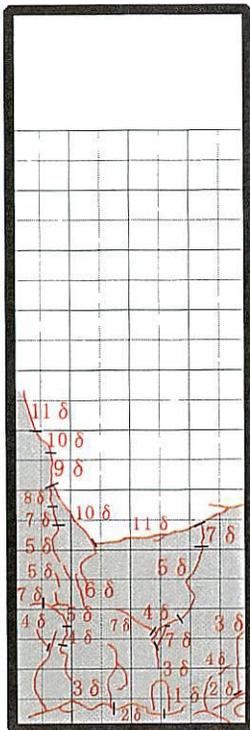
図 3.3(2) ひび割れ状況図 (T27N5C)



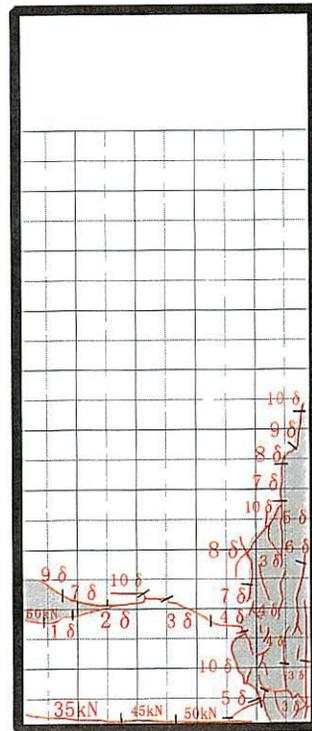
面1



面2

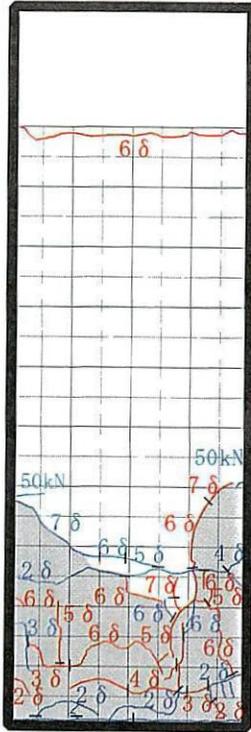


面3

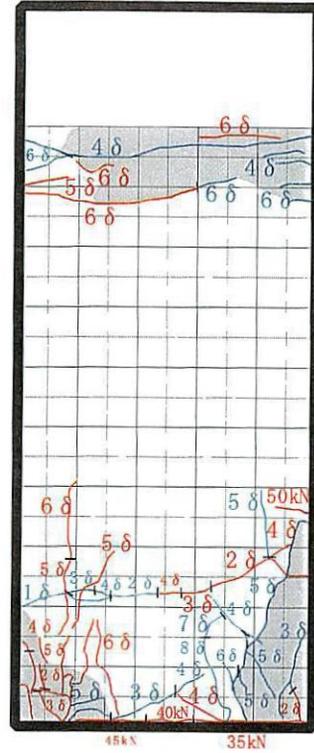


面4

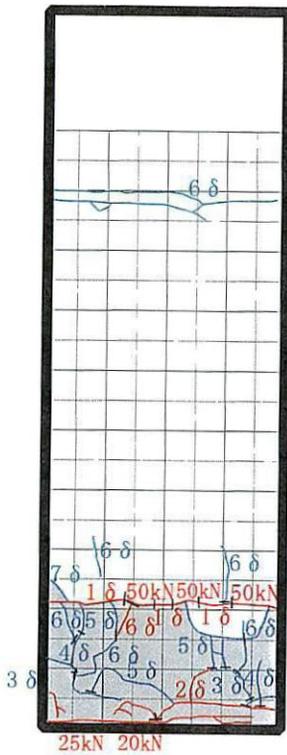
図 3.3(4) ひび割れ状況図 (T43N5M)



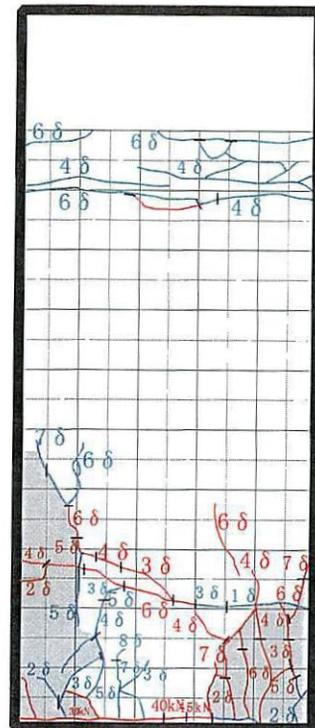
面1



面2

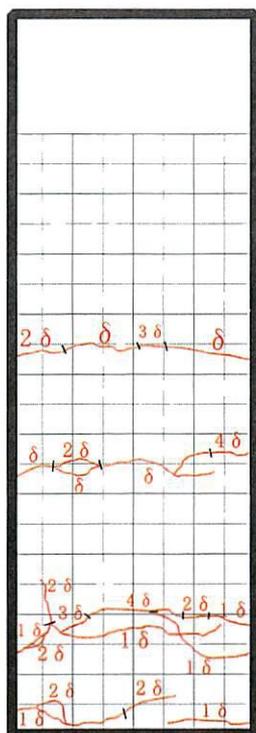


面3

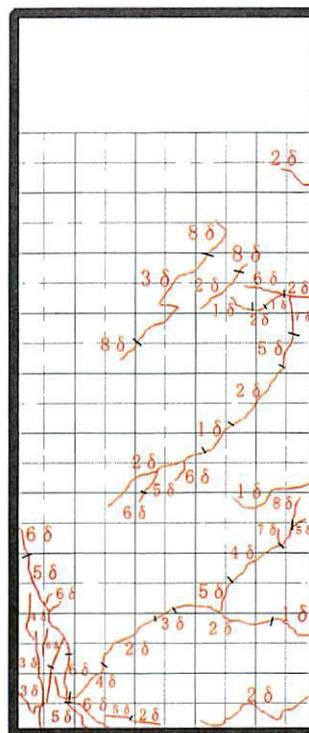


面4

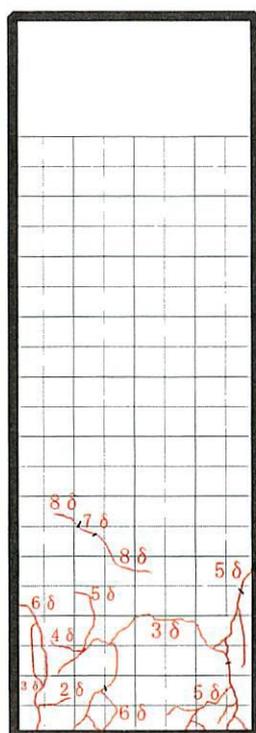
図 3.3(5) ひび割れ状況図 (T43N5C)



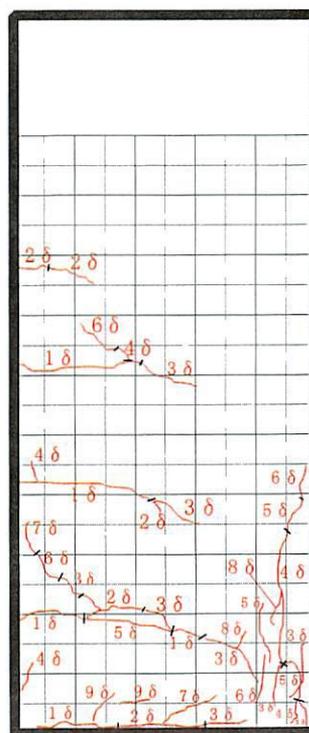
面1



面2

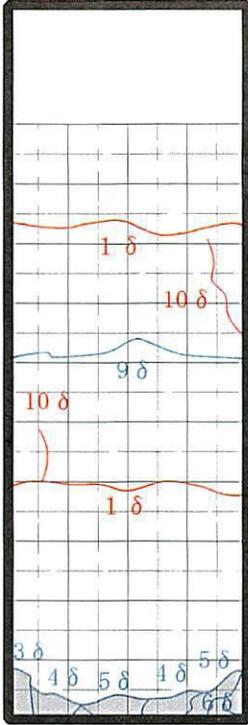


面3

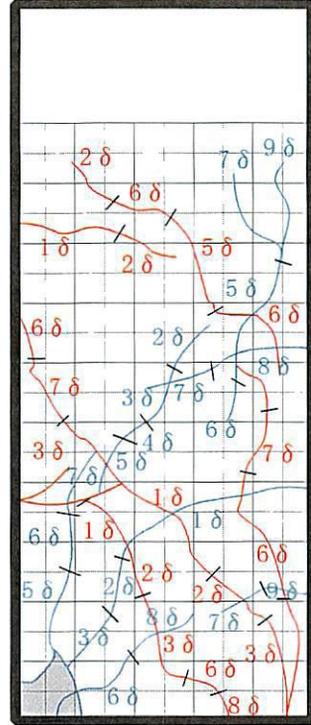


面4

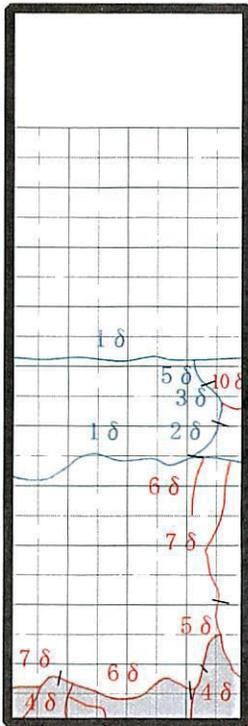
図 3.3(6) ひび割れ状況図 (T43N5MG)



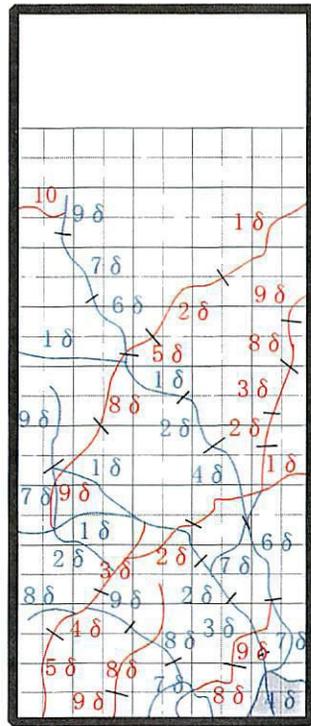
面1



面2

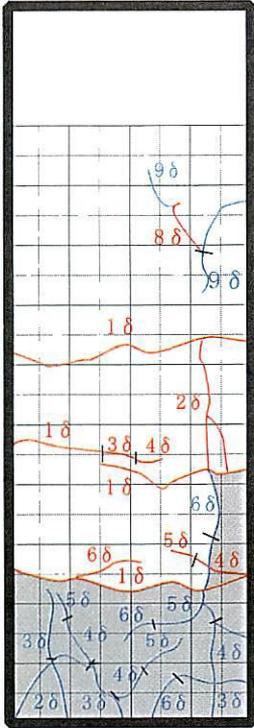


面3

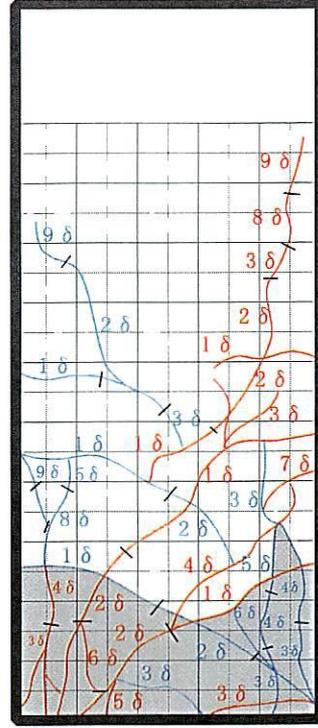


面4

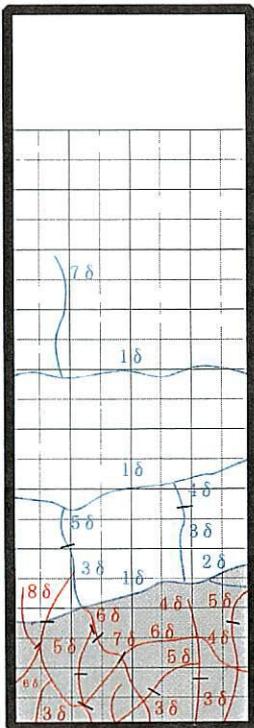
図 3.3(7) ひび割れ状況図 (T43N5CG)



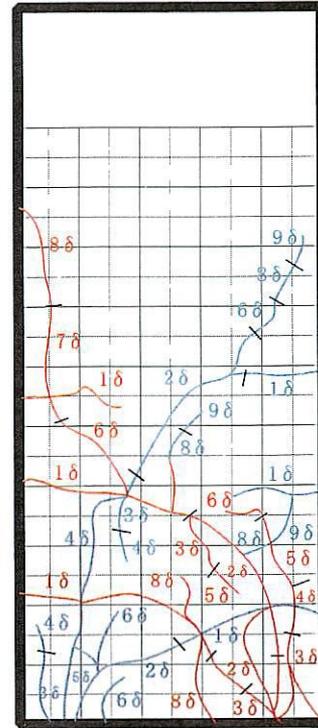
面1



面2

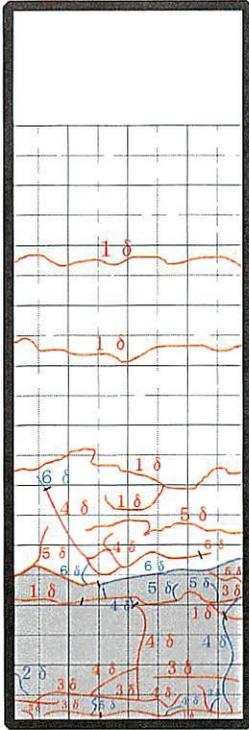


面3

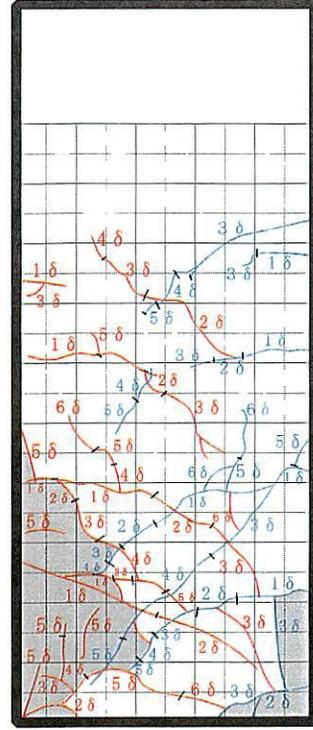


面4

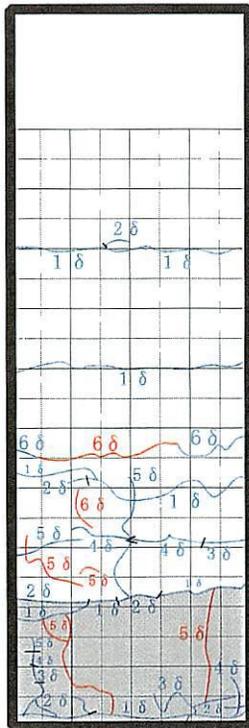
図 3.3(8) ひび割れ状況図 (T43N10CG)



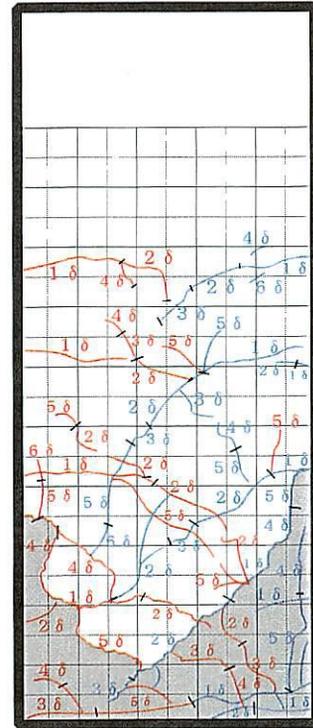
面1



面2

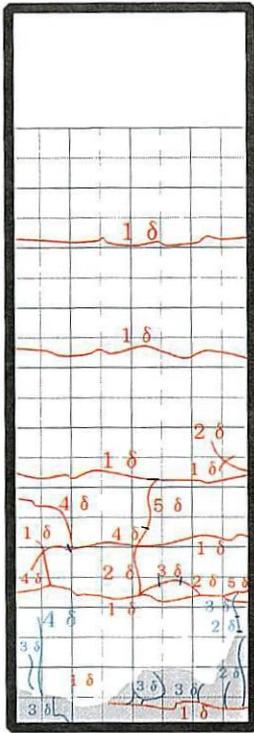


面3

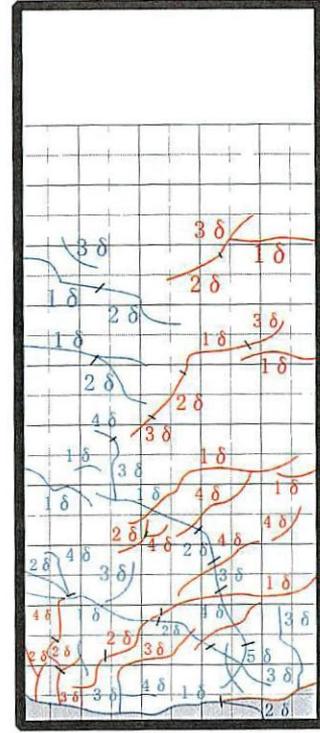


面4

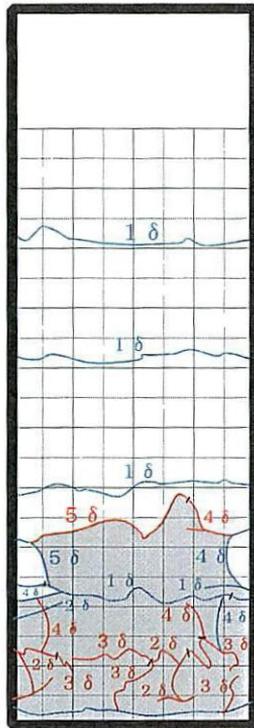
図 3.3(10) ひび割れ状況図 (B13N5C)



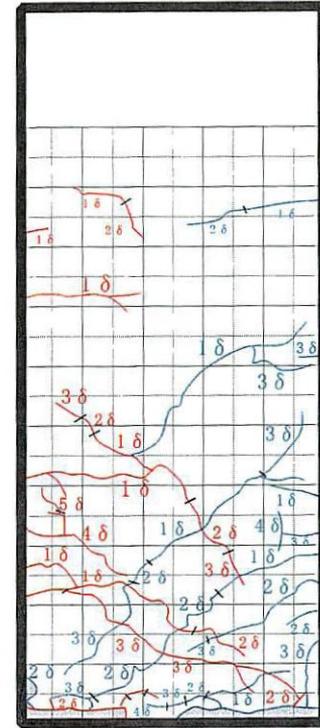
面1



面2



面3



面4

図 3.3(11) ひび割れ状況図 (B13N10C)

(1) T27N5M, T27N5C

ひび割れの発生は、T27N5M では引張側コンクリートの柱最下端で、T27N5C では柱最下端と最下端から10cmの位置のほぼ同時に2ヶ所で、T27N10Cでは最下端から12.5cmの位置で発生した。1 δ_y の3サイクル終了時には柱最下端のひび割れは柱全面で貫通した。CFT27.2-3では1 δ_y の2サイクル目で、T27N5MとT27N5Cでは2 δ_y に達すると圧縮側に小さい縦ひび割れが発生した(写真3.1)。T27N10Cはコンクリート圧縮強度が小さいため、早期に縦ひび割れが発生したと考えられる。2 δ_y では、引張側の柱最下端で発生したひび割れが開口し始めた(写真3.2)。

単調荷重を行ったT27N5Mは、3 δ_y で最大荷重に達した後、圧縮面、荷重方向側面の圧縮側に10cm程度の縦ひび割れが発生した。引張側では3 δ_y 以降新しいひび割れが発生することはなかった。さらに変位を増大させてもどのひび割れもほとんど進展せず、10 δ_y 付近

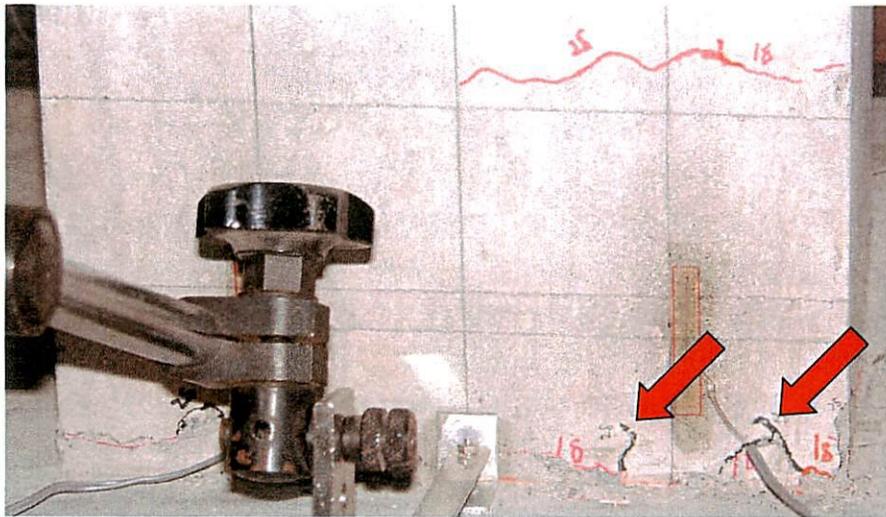


写真 3.1 圧縮側縦ひび割れ (T27N5C)

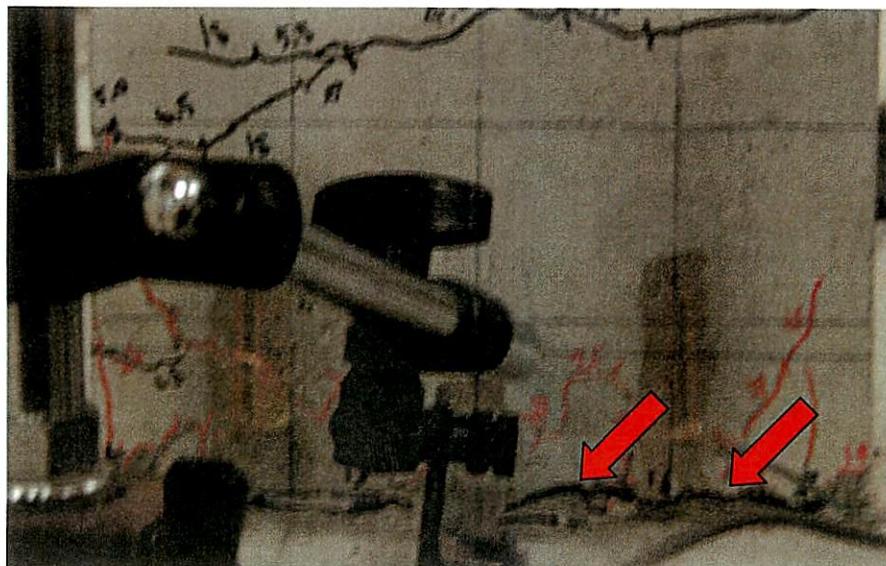


写真 3.2 ひび割れの開口 (T27N10C)

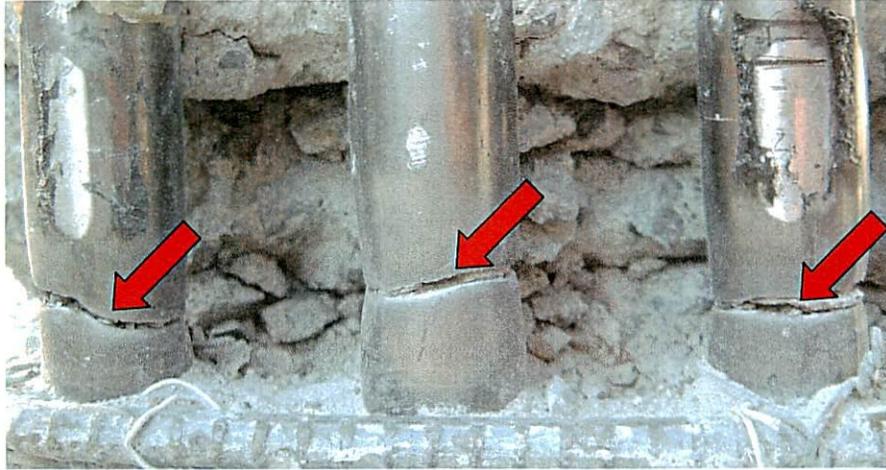


写真 3.3 鋼管の破断 (T27N5M)

で破断音が聞こえて耐力が急激に低下した。実験終了後、引張側鋼管の破断を確認できた (写真 3.3)。

一方、交番载荷を行った T27N5C および T27N10C は、最大荷重付近で、载荷方向側面に縦ひび割れ、斜めひび割れが発生した。さらに圧縮側では圧潰ひび割れが多数発生し、柱最下端では剥離が確認された。4 δ_y に達すると圧縮側の柱頂部から 15~20cm の位置でひび割れが発生し、4 δ_y 終了時には頭部のひび割れは全面貫通した。さらに変位を増大させると、柱頭部の圧縮側のひび割れが開口し始めた (写真 3.4)。また、载荷方向側面の柱頭部に縦ひび割れが発生し、柱最下端から伸びてきた縦ひび割れと繋がるように進展していった。T27N10C では、6 δ_y に達すると縦ひび割れが繋がり、8 δ_y に達すると载荷方向側面の縦ひび割れから鋼管が縦方向にほぼ全部見えるまでに至った (写真 3.5)。そして、8 δ_y 载荷中に载荷方向正面のコンクリートが広範囲にわたって剥落した。

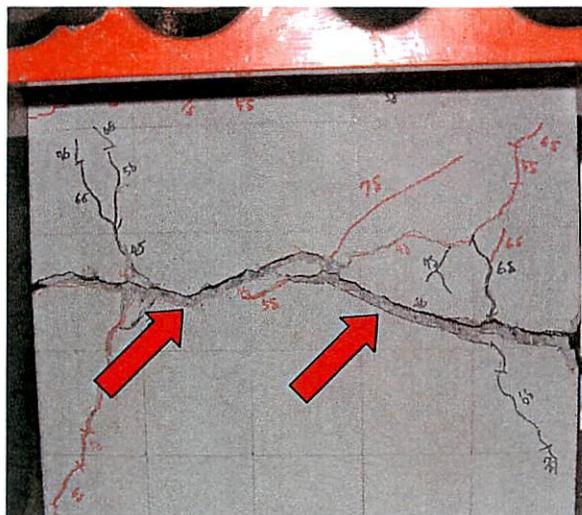


写真 3.4 頭部のひび割れの開口 (T27N5C)

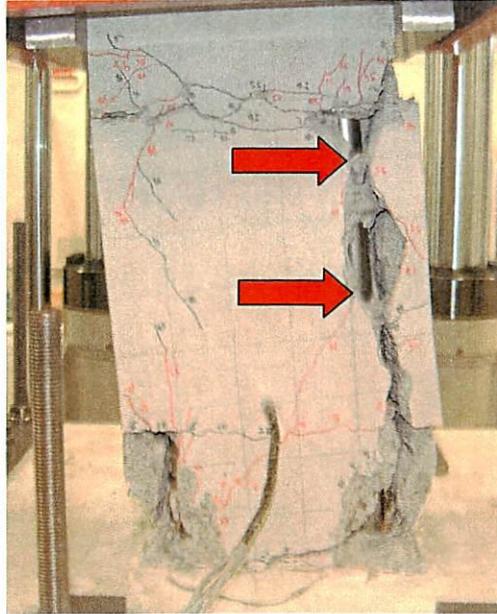


写真 3.5 荷重方向側面の縦ひび割れ (T27N10C)

T27N5C は $8\delta_y$ で, T27N10C は $9\delta_y$ で, 破断音が聞こえて耐力が急激に低下した. 実験終了後, 引張側鋼管の破断と圧縮側鋼管の局部座屈を確認できた (写真 3.6). 局部座屈は, 軸力比が大きい T27N10C が明らかに大きい. また, 鋼管は荷重方向側面から見ると 3 次曲線的に曲がっていた (写真 3.7).

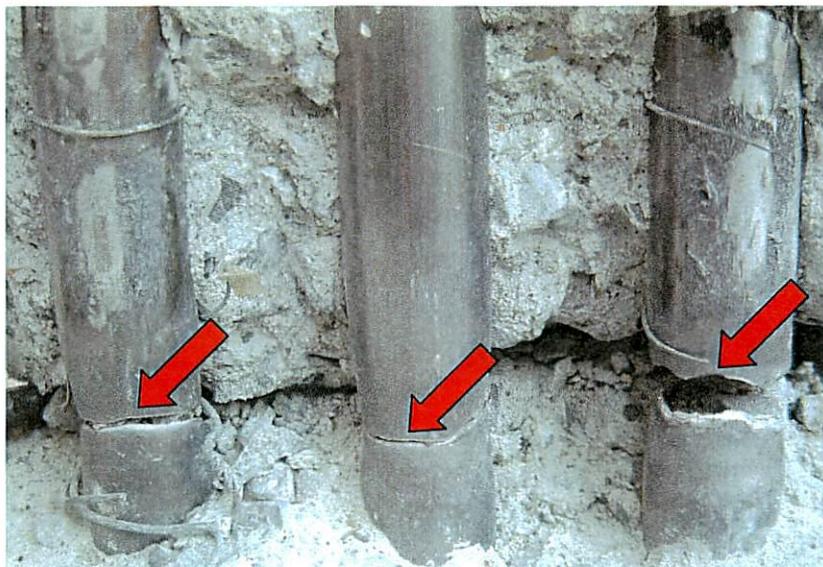


写真 3.6(1) 引張側鋼管の破断 (T27N5C)



写真 3.6(2) 圧縮側鋼管の局部座屈 (T27N10C)



写真 3.7 鋼管の変形 (T27N10C)

(2) T43N5M, T43N5C

ひび割れは、引張側コンクリートの柱最下端で発生し、その後に最下端から 10cm の位置で発生した。1 δ_y に達する頃には圧縮側のコンクリートにも少しひび割れが確認された。2 δ_y に達すると引張側のひび割れが T43N5M では最下端から 10cm の位置で、T43N5C では柱最下端で開口し始めた (写真 3.8)。また、3 δ_y に達すると圧縮側のコンクリートが剥落し始めた。

交番载荷を行った T43N5C では、4 δ_y に達すると圧縮側の柱頂部から 10cm の位置でひ

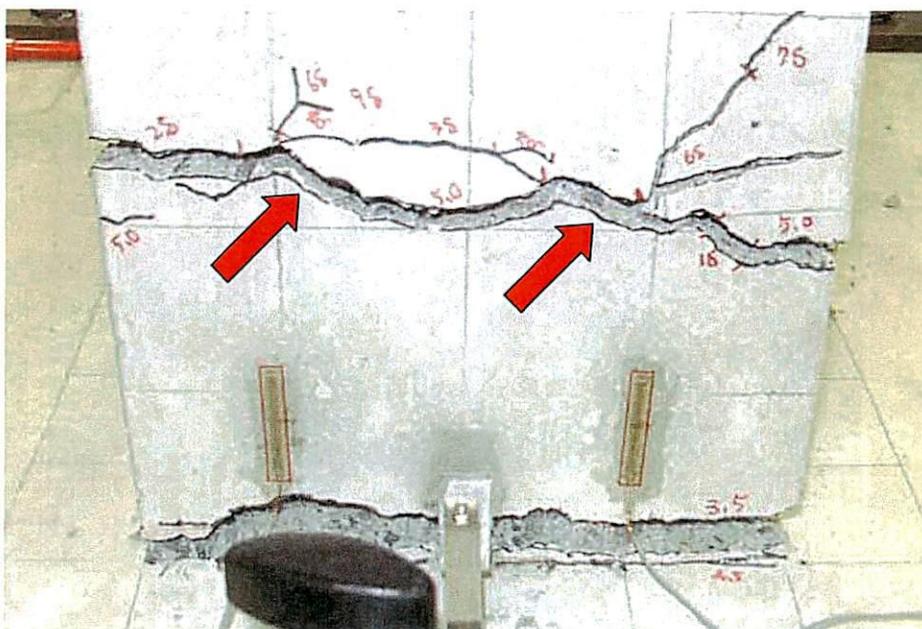


写真 3.8 ひび割れの開口 (T43N5M)

び割れが発生した (写真 3.9). ここで, 柱頂部から 10cm の位置とは水平荷重載荷版プレート
の大きさに一致している. このひび割れの発生とほぼ同時に荷重を加えるごとに鐘の
ような音が聞こえた. その後, その頭部のひび割れが進展し, $6\delta_y$ に達する頃, 柱全面を
貫通するひび割れに進展していき, さらに圧縮側でひび割れが開口し始めた (写真 3.10).

$7\delta_y \sim 10\delta_y$ の間に, 圧縮側コンクリートが広い面積で剥落した. 変位を増大させると
徐々に耐力が低下していき, 鋼管の破断音が聞こえたとき耐力が急激に低下した. 実験終
了後, T43N5C では引張側鋼管の破断と圧縮側鋼管の局部座屈を確認できた (写真 3.11).

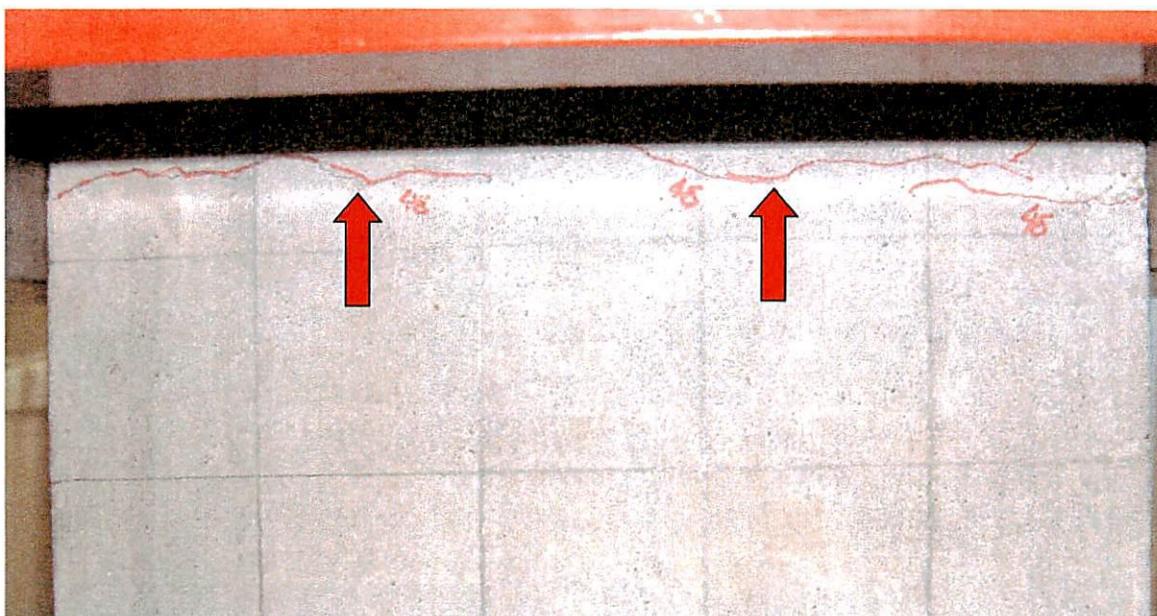


写真 3.9 頭部のひび割れ (T43N5C)

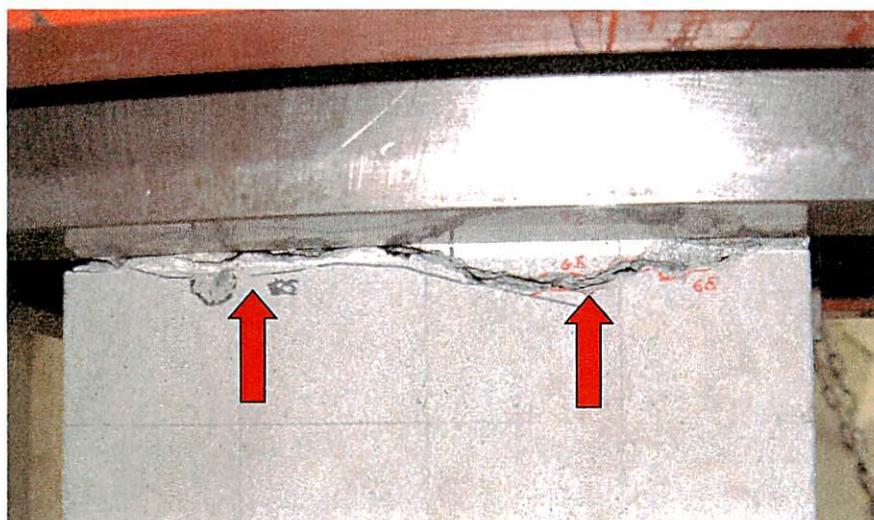


写真 3.10 頭部のひび割れの開口 (T43N5C)

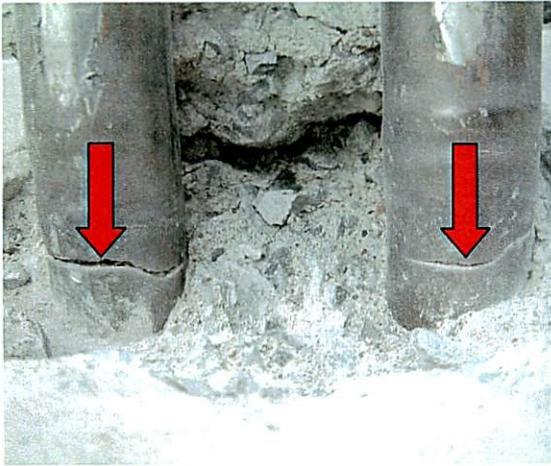


写真 3.11(1) 引張側鋼管の破断
(T43N5C)

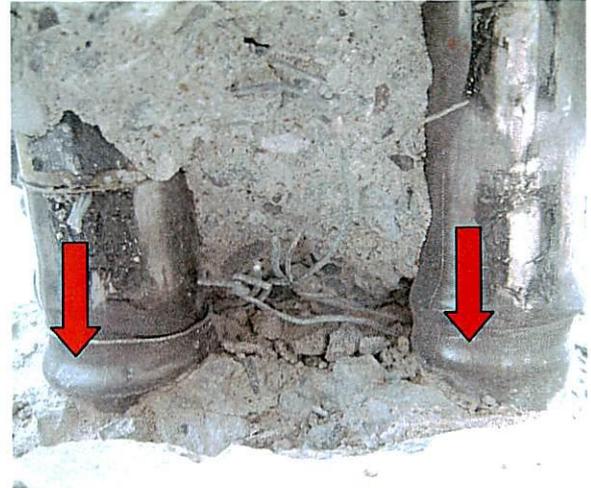


写真 3.11(2) 圧縮側鋼管の局部座屈
(T43N5C)

(3) T43N5MG, T43N5CG, T43N10CG

スターラップが配置されている箇所に沿って曲げひび割れが発生するが、その大部分は δ_y までに発生した。そして、柱最下端の曲げひび割れは、 $\pm \delta_y$ の交番载荷中に完全に貫通した。 $2\delta_y$ に達すると圧縮側コンクリートに圧潰ひび割れが発生し始めた。最大荷重に達した辺りで载荷方向正面の鋼管軸方向に鋼管の滑りが原因と考えられる縦ひび割れが発生した (写真 3.12)。単調载荷の T43N5MG では、変位が $15\delta_y$ を超えると柱下部 (基礎部上

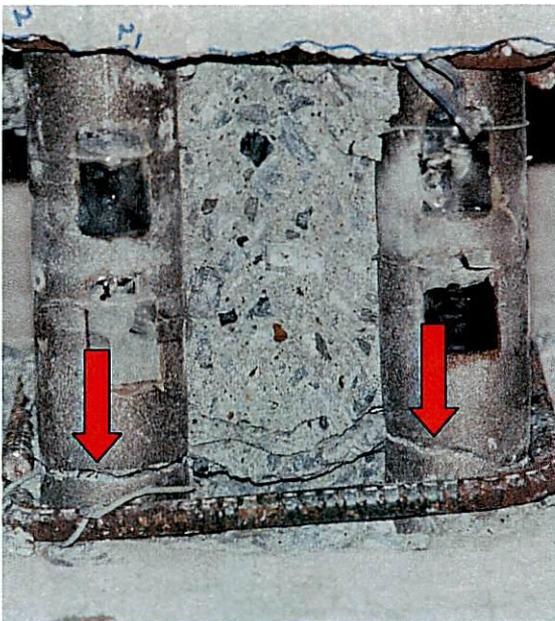


写真 3.12 圧縮側鋼管の破断
(T43N5MG)

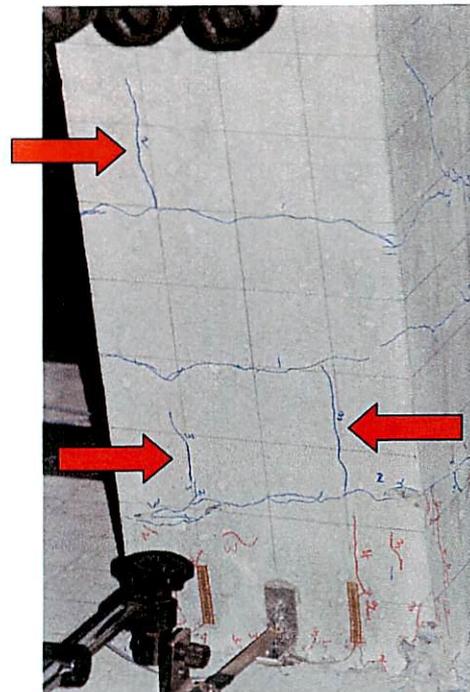


写真 3.13 引張側縦ひび割れ
(T43N10CG)

面位置)で鋼管が破断して急激に耐力を失った(写真 3.13)。交番载荷の T43N5CG および T43N10CG では、終局点(ここでは、耐力が最大荷重 P_u に到達した後に再び降伏荷重 P_y まで低下したときを終局点と定義する)に達しても鋼管は切れることなく高い変形能力を示したが、変位が $10\delta_y$ に達すると2体とも柱の下部(基礎部上面位置)で鋼管が破断して急激に耐力を失った(写真 3.14)。

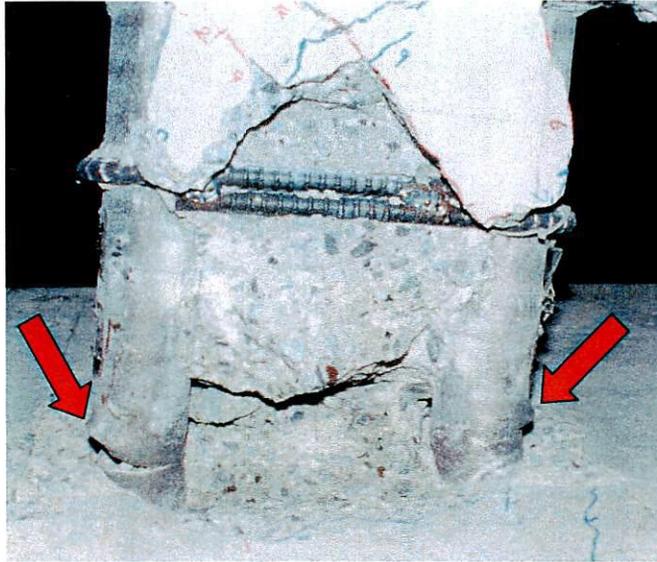


写真 3.14 鋼管の座屈，破断 (T43N5CG)

(4) B13N5M, B13N5C, B13N10C

ひび割れは、CFT 複合柱に比べて早期に細かいひび割れが発生するが、ひび割れが集中することはない。これは RC 柱の主筋が異形棒鋼であり、鋼管よりもコンクリートとの付着が強く滑りにくいため、力が高さ方向に分散されたためと考えられる。RC 柱はコンクリートの剥落が早いいため、圧縮鉄筋が座屈した。ひび割れは、スターラップが設置されている箇所に沿って δ_y までに発生した。そして、交番载荷を行った B13N5C および B13N10C では、

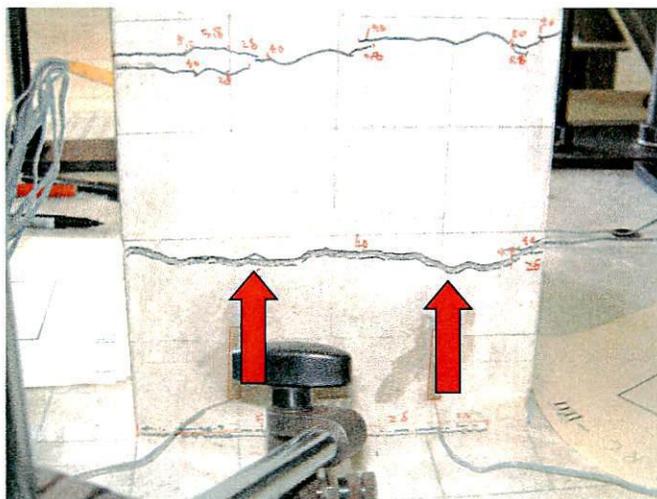


写真 3.15 ひび割れの開口 (B13N5M)



写真 3.16 鉄筋の座屈 (B13N10C)

柱最下端の曲げひび割れが $2\delta_y$ に達するまでに完全に貫通した。 $2\delta_y$ に達すると圧縮側コンクリートに圧潰ひび割れが発生し始めた。その後、単調載荷を行った B13N5M は、最下端より 10cm のひび割れが大きく開口した (写真 3.15)。一方、交番載荷を行った B13N5C および B13N10C は、T43N5CG, T43N10CG と同様に曲げひび割れが X 字状斜めひび割れに進展した。柱最下端から 10cm の範囲が剥落し、基部と基部に最も近いスターラップとの中間位置 (基部から 5cm) で鉄筋が座屈した (写真 3.16)。

(5) グリットブラスト加工の効果

CFT 供試体の鋼管表面の様子から、グリットブラスト加工を施したにもかかわらず鋼管とコンクリートの付着がかなり失われたように思われる (写真 3.17)。T43N5C は、鋼管と



写真 3.17(1) 鋼管表面 (T27N10C)



写真 3.17(2) 剥落したコンクリート (T27N10C)



写真 3.17(3) 鋼管の表面 (T43N10CG)

頂部補強版の付着もほとんど失われている状態であり、実験終了後、簡単に頂部補強版を剥がすことができた。また、CFT 柱では、どの供試体も曲げひび割れは少なかった。曲げひび割れが少ない原因は以下のように推測できる。鋼管は、コンクリートと定着されているものの、鋼管表面での付着は十分でない。そのため、一旦、曲げひび割れが発生すると大きく開口していき応力開放が進み、ひび割れは分散しない。交番载荷を行った CFT 供試体では、一度圧縮により局部座屈を生じた鋼管が引張応力を受けて破断した形跡が見られた。これは低サイクル疲労による破断であると考えられる。

単調载荷を行った供試体では、供試体の曲げひび割れが少なく、当然のことながら X 字状斜めひび割れは起こらない。既存の研究^{1)~3)}でも斜めひび割れの進展が終局状態を支配する傾向が報告されており、交番载荷では単調载荷よりも耐力低下が急で、変形能が劣る。

3.4 破壊状況の検証

交番荷重を受けるグリットブラスト加工を施していない供試体 T27N5C, T27N10C および T43N5C において生じた載荷板付近のひび割れ変形状を汎用ソフト Lusas により検証する。検証のために使用したモデルの形状寸法を図 3.4 に、解析諸定数を表 3.5 に示す。このモデルは T27N5C をモデル化したものであり、コンクリートおよび鋼材の材料係数も T27N5C のそれを用いている。鋼材の奥行きは、鋼材と T27 タイプの鋼管の断面 2 次モーメントが等しくなるように決定した。また、コンクリートの引張強度および終局ひずみは、道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編³⁾に規定されているコンクリートの応力度-ひずみ曲線のタイプ I の地震動より算定した。算定方法の詳細は、次章に記載する。

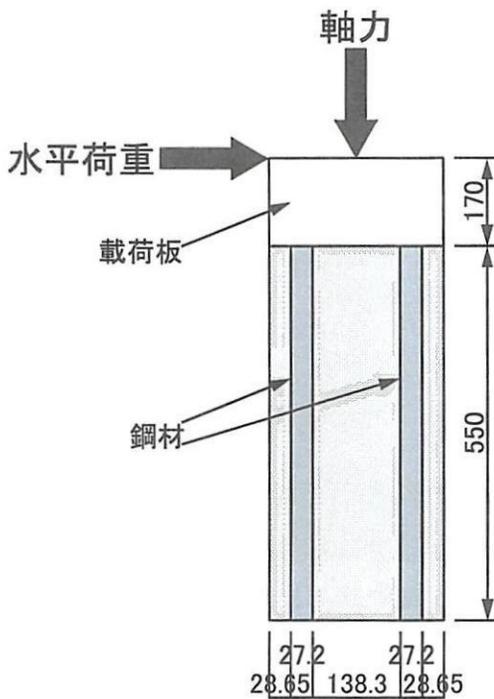


図 3.4 モデル形状寸法

表 3.5(1) 奥行き [mm]

コンクリート	200
載荷板	
鋼材	49.69

表 3.5(2) コンクリート解析諸定数

clacking concrete (model82)	
弾性係数 [GPa]	28.8
ポアソン比	0.2
引張強度 [MPa]	4.94
終局ひずみ [μ]	9777.2

表 3.5(3) 鋼材および載荷板解析諸定数

鋼材および載荷板	
弾性係数 [GPa]	207.4
ポアソン比	0.3
降伏強度 [MPa]	475.0

表 3.5(4) 荷重解析諸定数

軸圧縮応力 [MPa]	1.55
-------------	------

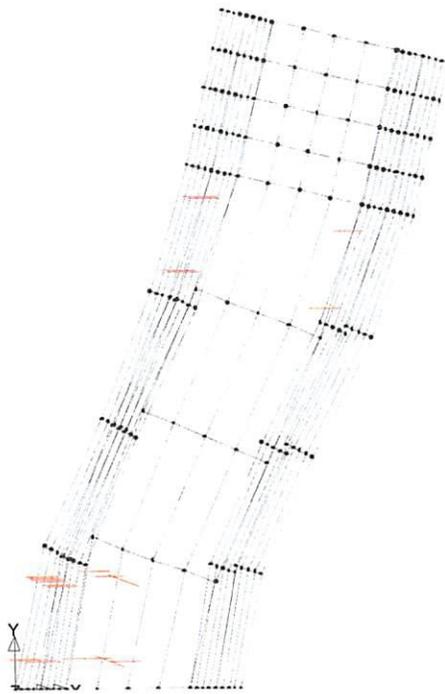


図 3.5(1) モデル 1

コンクリートと鋼材の付着状態は、モデル 1 を付着なし、モデル 2 を完全付着とした。この 2 体のモデルに対して一定軸力と一方向単調載荷を行った。モデル 1 は 33.4kN でモデル 2 は 45.4kN で計算が終了した。これは、コンクリートの局所破壊が原因と思われる。2 体のモデルの計算終局時の様子をそれぞれ図 3.5 に示す。図中では、赤色がひび割れを示している。

図 3.5 よりモデル 1 では柱上部でもひび割れが発生しているが、モデル 2 では柱上部でひび割れが発生していないことがわかる。また、モデル 1 は T27N5C, T27N10C および T43N5C のように 3 次曲線的に変形を示している。一方、モデル 2 は単調載荷やグリットブラスト加工を施した T43N5CG, T43N10CG および RC 柱のような変形を示している。以上より、コンクリートと鋼材の複合柱においては、各部材間の付着力が小さい場合、柱は 3 次曲線的に変形し柱上部でもひび割れが生じる可能性があることがわかる。

3.5 ひずみ分布

δ_y に至るまでの荷重(降伏荷重 P_y および $0.5P_y$) について, 各供試体の柱基部から 40mm および 80mm の断面におけるひずみ分布を図 3.6 に示す. 縦軸は断面内位置 (mm) で, 正側載荷のときに引張側となる面を原点としている. 各断面内でひずみを測定した位置は 2 または 4 点であるが, $0.5P_y$ 時には既にコンクリートのひび割れが発生してひずみゲージが破損したことにより, 残りの点でひずみ分布を示している. また, 断面内の各位置にはひずみゲージが左右対称に 2 枚貼付してあるのでこれらの平均値を用いた.

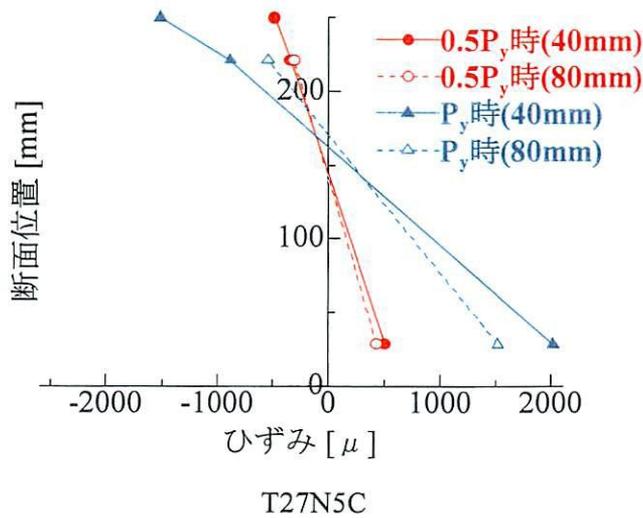
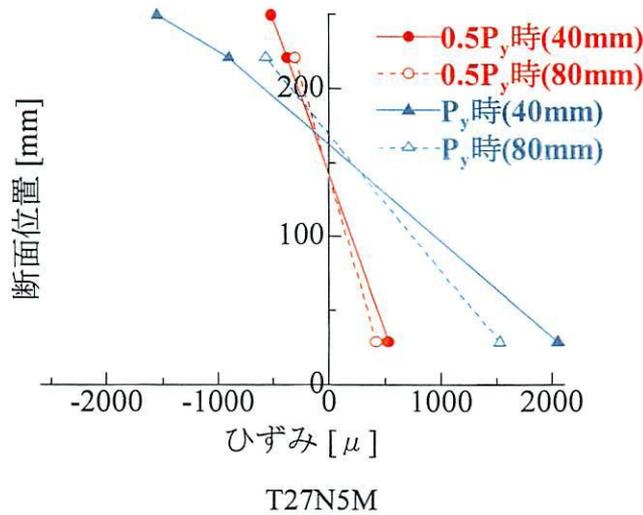


図 3.6(1) ひずみ分布 (T27N5M, T27N5C)

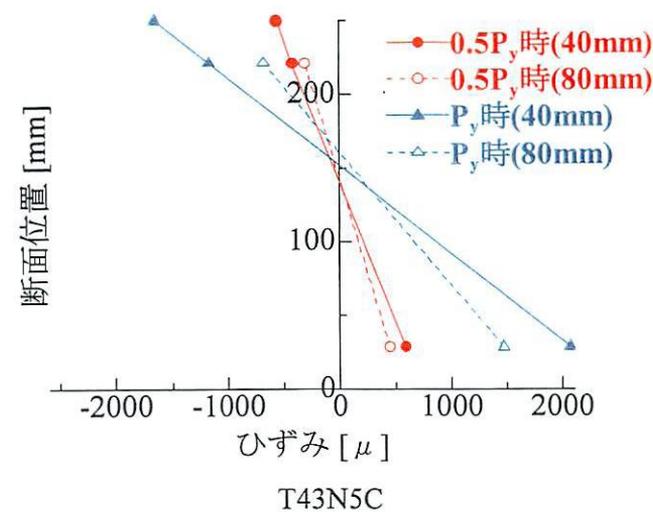
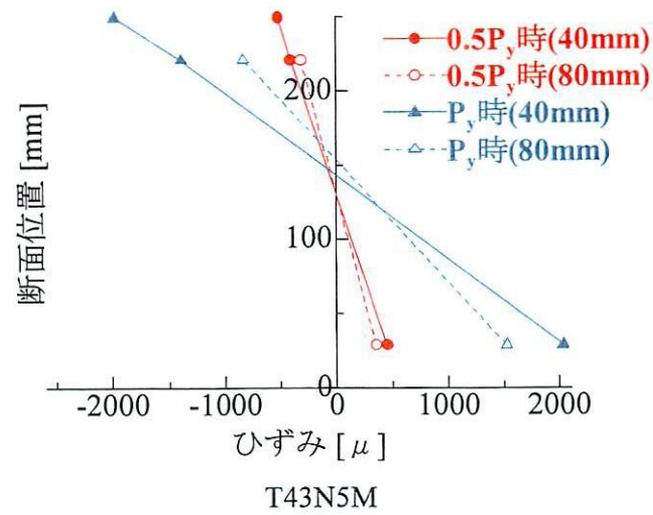
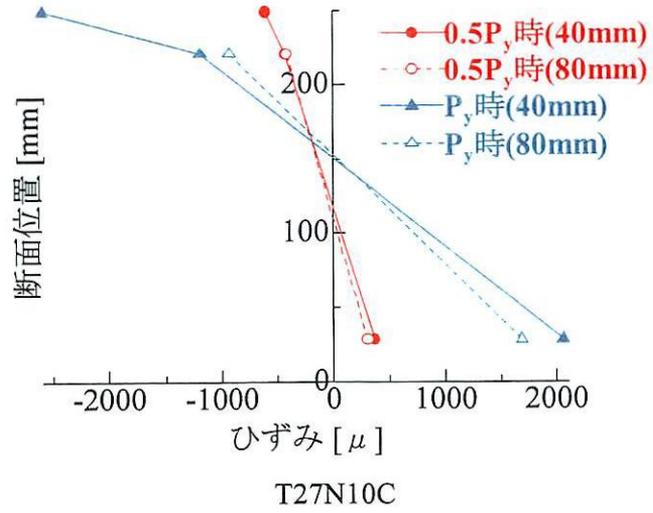


図 3.6(2) ひずみ分布 (T27N10C, T43N5M, T43N5C)

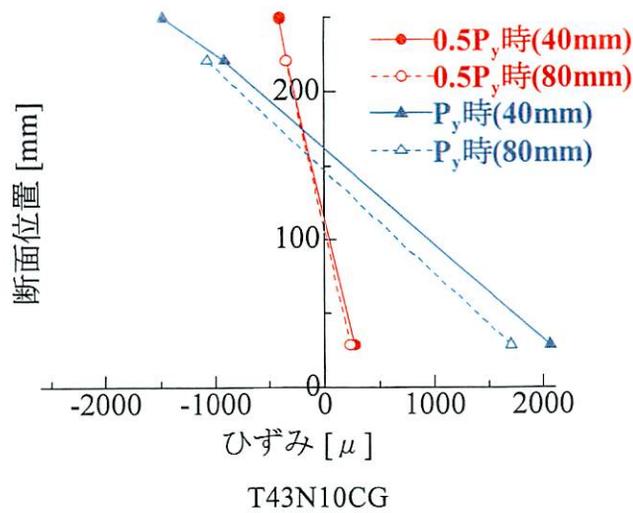
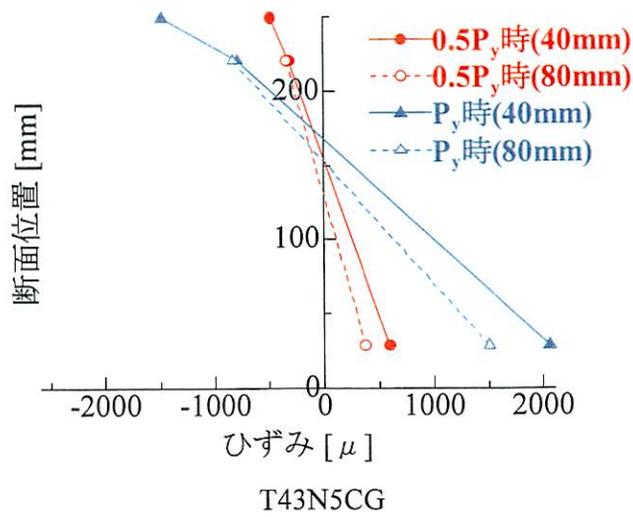
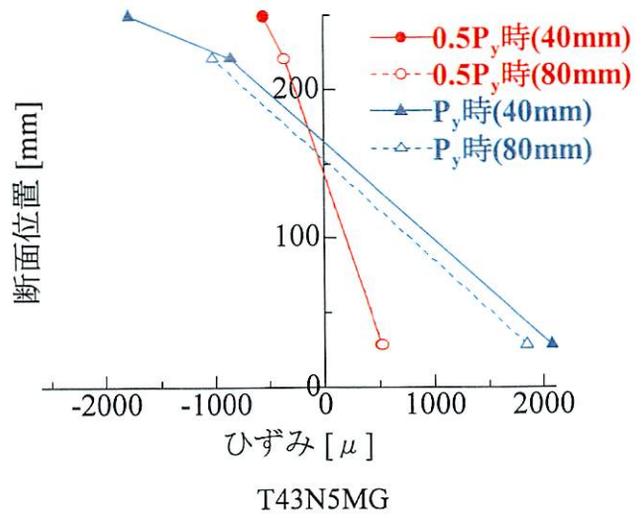


図 3.6 (3) ひずみ分布 (T43N5MG, T43N5CG, T43N10CG)

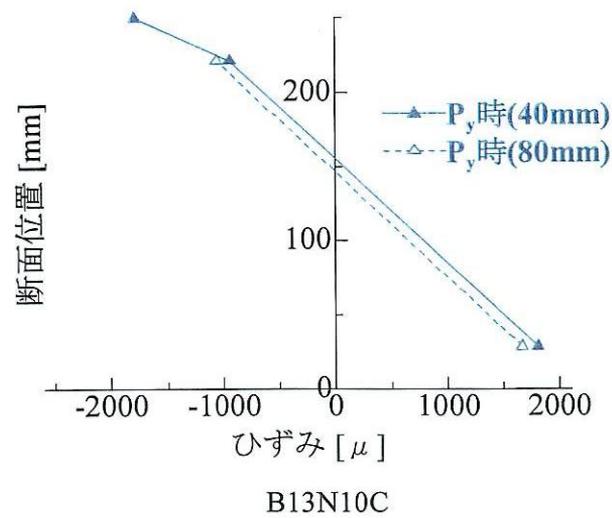
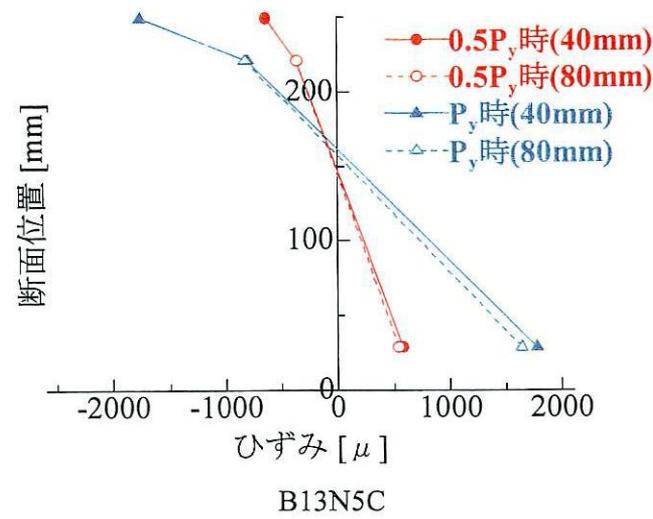
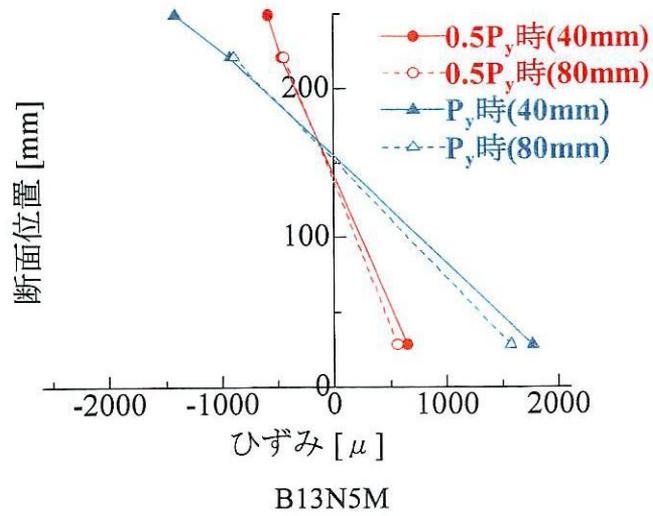


図 3.6(4) ひずみ分布 (B13N5M, B13N5C, B13N10C)

荷重が大きくなると中立軸が圧縮側に移ることを示しており、この傾向は全ての供試体に現れている。また、基礎部上面から40mmと80mmの位置における引張側鋼材のひずみの差、すなわち▲と△の引張ひずみの差はCFT柱がRC柱に比べて大きい。この傾向は、他の供試体についても概ね確認できた。これは、CFT柱では100mm間隔に入れたスターラップ近傍で曲げひび割れが集中し易いことに起因すると考えられる。しかし、付着切れによりひび割れが分散しない場合の鋼材ひずみは均等化すると考えられることから、CFT柱のひずみ分布の明確な説明のためには今後詳細なひずみの測定が必要である。

3.6 耐荷力および変形能

各供試体のひび割れ発生時、降伏時および最大荷重時の荷重と変位、終局時変位および靱性率を表3.6に示す。また、終局時変位 δ_{max} は、荷重-変位包絡線において、最大荷重 P_u の後、降伏荷重 P_y を下回らない最大の変位と定義した。なお、これは道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編⁴⁾における終局時変位(δ_u)の定義とは異なっている。

単調載荷を行ったCFT柱は、終局点に至るまでに鋼管の破断により急激に荷重が低下しているため、荷重-変位曲線から求めた終局時変位は実際の値より若干小さいと考えられる。B13N10Cのひび割れ発生時の荷重と変位を表示していないのは、荷重の制御ができず降伏ひずみ付近まで一気に荷重を加えてしまったためである。

全てのRC柱が圧縮側鉄筋の座屈による曲げ破壊であったのに対して、単調載荷を行ったCFT柱は引張側鋼管の破断による曲げ破壊であった。また、交番載荷を行ったグリットブ

表 3.6 実験結果

供試体	ひび割れ発生時		降伏時		最大荷重時				終局時	靱性率	破壊モード	
	P_c [kN]	δ_c [mm]	P_y [kN]	δ_y [mm]	正側載荷		負側載荷		δ_{max} [mm]	δ_{max}/δ_y		
					P_u [kN]	δ_u [mm]	P'_u [kN]	δ'_u [mm]				
CFT 複合柱	T27N5M	24.5	2.2	53.5	7.2	69.7	16.0	/	/	69.5	9.70	引張側鋼管 の破断による 曲げ破壊
	T27N5C	24.0	1.7	50.8	6.3	68.1	18.9	-67.3	-19.0	42.3	6.71	
	T27N10C	38.8	2.9	63.6	7.6	75.8	15.2	-74.9	-15.2	36.0	4.76	
	T43N5M	33.4	2.8	54.0	6.8	69.0	15.4	/	/	92.0	13.46	
	T43N5C	24.3	2.3	49.8	7.6	66.1	22.7	-67.7	-15.2	52.0	6.86	
	T43N5MG	26.0	1.6	56.4	5.5	75.1	19.1	/	/	84.2	15.31	
	T43N5CG	26.7	1.6	58.2	6.1	75.3	18.4	-72.9	-18.6	46.3	7.59	
	T43N10CG	29.9	1.4	64.0	6.2	82.5	15.6	-77.3	-18.4	41.8	6.74	
RC柱	B13N5M	39.4	2.6	56.4	4.2	69.7	16.1	/	/	90.2	21.73	圧縮側鉄筋 の座屈による 曲げ破壊
	B13N5C	29.1	1.5	64.9	5.7	73.5	11.5	-71.1	-12.3	29.3	5.14	
	B13N10C	/	/	72.1	7.2	80.1	14.5	-85.8	-14.6	29.0	4.03	

ラスト加工を施していない T27N5C および T27N10C は、3.3 節で記述したように $4\delta_y$ に達したとき柱頂部から 15~20cm 付近でひび割れが発生し、その後ひび割れが開口したが、最終的には柱最下端で鋼管が破断した。同じくグリットブラスト加工を施していない T43N5C は、 $4\delta_y$ に達したとき柱頂部から 10cm 付近でひび割れが発生し、その後ひび割れが開口し、交番载荷中には鋼管が破断しなかった。しかし、 $9\delta_y$ 以降、単調载荷に切り替えて実験を続けると、 $18\delta_y$ 、 $19\delta_y$ において基礎部付近で鋼管の破断が確認された。グリットブラスト加工を施した T43N5CG および T43N10CG は、柱頭部でのコンクリートのひび割れは発生せず、それぞれ $10\delta_y$ 、 $9\delta_y$ で引張側鋼管が破断した。

全ての供試体において、水平荷重が 25kN~40kN、水平変位が 1.5mm~3.0mm 程度でひび割れが発生した。ひび割れ発生荷重は、降伏荷重の約半分程度の値である。コンクリートの圧縮強度、軸力比が大きくなるとひび割れ発生荷重は大きくなる。

最大荷重は、グリットブラスト加工を施していない CFT 柱については RC 柱と同程度かそれ以下であるが、グリットブラスト加工を施した CFT 柱については RC 柱より若干大きい。単調载荷を行った供試体と交番载荷を行った供試体の最大荷重は、他の条件が同じであればほぼ同程度の値を示している。軸力比が大きくなると、降伏荷重、降伏変位、最大荷重は大きくなる。本供試体の軸力および断面構成では鋼材の引張降伏が先行することになり、断面に作用する軸力が大きいほど鋼材の引張破壊が抑制され、水平荷重も大きくなると考えられる。

塑性変形能を評価するパラメータとして、終局時変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除した靱性率が用いられる。単調载荷では、RC 柱の靱性率が CFT 柱の 1.5~2 倍の値を示している。T27N5M および T43N5M では、径厚比の大きい T43N5M の靱性率が 40% 近く高い。また、グリットブラスト加工を施した T43N5MG の靱性率は、グリットブラスト加工を施していない T43N5M に比べて 15% 近く高い。

一方、交番载荷では、CFT 柱は RC 柱に比べて靱性率が高く変形能が優れているといえる。T27N5C、T43N5C では、靱性率は径厚比に関係なくほぼ同じである。グリットブラスト加工を施した T43N5CG の靱性率は、加工していない T43N5C に比べて 10% 程度高い。また、CFT 柱、RC 柱ともに軸力比が大きくなると靱性率は低くなる。耐力を急激に失った直接の原因は、RC 柱では圧縮側鉄筋が座屈し、CFT 柱では引張側鋼管が破断したことによる。しかし、鋼管が破断した CFT 柱の場合でもコンクリートの圧潰が十分に進んでいることや鋼管の破断部付近に局部座屈を確認できたことから、軸力および軸力による付加曲げによって圧縮力の影響が大きくなるため、軸力比 10% を受ける供試体の方が靱性率は低くなったと考えられる。RC に関する既存の研究によれば、軸力が大きいほど靱性率が低い場合⁵⁾と軸力の変化では靱性率に顕著な差が見られない場合⁶⁾の両者が報告されている。

3.7 曲げ強度の評価

降伏モーメント M_y 、最大荷重時モーメント M_u 、および曲げ耐力比 M_u/M_y の実験値と計算値を表 3.7 に示す。実験値には軸力の水平変位による付加モーメントを考慮してある。ここでいう計算値とは、 M_y に関しては鉄筋コンクリートの許容応力度設計法⁷⁾、 M_u は 2.2(2) 節に示した鉄筋コンクリートの終局限界状態設計法における軸力と曲げを受ける部

表 3.7 降伏モーメント M_y および曲げ耐力 M_u

供試体		降伏時 M_y [kN·m]			最大荷重時 M_u [kN·m]				曲げ耐力比 M_u/M_y		
		実験値 ①	計算値 ②	①/②	実験値 ③	付加モーメントの割合 (%)	計算値 ④	③/④	実験値 ⑤	計算値 ⑥	⑤/⑥
CFT 複合柱	T27N5M	39.10	40.24	0.97	50.97	2.57	51.21	1.00	1.30	1.27	1.02
	T27N5C	37.07	40.36	0.92	50.48	3.00	50.89	0.99	1.36	1.26	1.08
	T27N10C	46.94	46.52	1.01	56.92	4.29	56.46	1.01	1.21	1.21	1.00
	T43N5M	39.49	39.74	0.99	51.05	2.73	44.90	1.14	1.29	1.13	1.14
	T43N5C	36.43	38.52	0.95	49.27	3.44	42.40	1.16	1.35	1.10	1.23
	T43N5MG	40.98	39.59	1.03	55.36	2.38	47.84	1.16	1.35	1.21	1.12
	T43N5CG	42.38	41.37	1.02	55.64	2.63	49.47	1.12	1.31	1.20	1.10
	T43N10CG	46.99	46.77	1.00	61.66	3.81	54.26	1.14	1.31	1.16	1.13
RC柱	B13N5M	40.92	42.17	0.97	51.55	2.66	50.70	1.02	1.26	1.20	1.05
	B13N5C	47.18	42.60	1.11	53.82	1.71	49.93	1.08	1.14	1.17	0.97
	B13N10C	53.17	50.76	1.05	60.21	4.40	57.94	1.04	1.13	1.14	0.99

材の計算法⁷⁾ (いずれも土木学会「コンクリート標準示方書(設計編)」⁸⁾) で算定した値である。ただし、供試体設計時とは異なり、コンクリートの圧縮強度や鋼材の降伏強度は3.1節に示した材料試験の値を用いた。また、 M_y の計算で用いるヤング係数比 n については、許容応力度設計法では一般に $n=15$ を用いているが、これは断面の設計を目的とした値なので、実際の M_y を低く見積もる可能性がある。よって、今回は、材料試験で得られた鋼材とコンクリートのヤング係数の比を n として用いた。なお、耐力比は、本来最大荷重 P_u を降伏荷重 P_y で除した P_u/P_y のことを表すものである。上記の計算方法では、軸力と水平変位から発生する付加モーメント (これを一般に $P-\delta$ 効果という。ただし、本実験では軸力は N としている。) を考慮した P_y もしくは P_u を算定すればよいが、今回は曲げモーメントで比較することにした。

次に、 M_y の算定法を以下に示す。本研究の場合は、図3.7のように偏心軸圧縮力がコア外に作用する場合を考えている。このとき、コンクリートの引張側にひび割れが発生しているが、許容応力度設計法ではコンクリートの引張強度を無視しているので、コンクリートの有効断面は中立軸よりも圧縮側のみである。また、鋼管と鉄筋 (以後、これらをまとめて鋼材と呼ぶ) はともに図心に面積が集中していると考えられるため、この図心と実験におけるひずみゲージの位置が若干異なる。ここでは実験値との比較を目的としているため、実験におけるひずみゲージの位置が降伏ひずみに達したときのモーメントを降伏モーメント M_y とした。

図3.7において引張側および圧縮側鋼材の各応力は次のように表される。

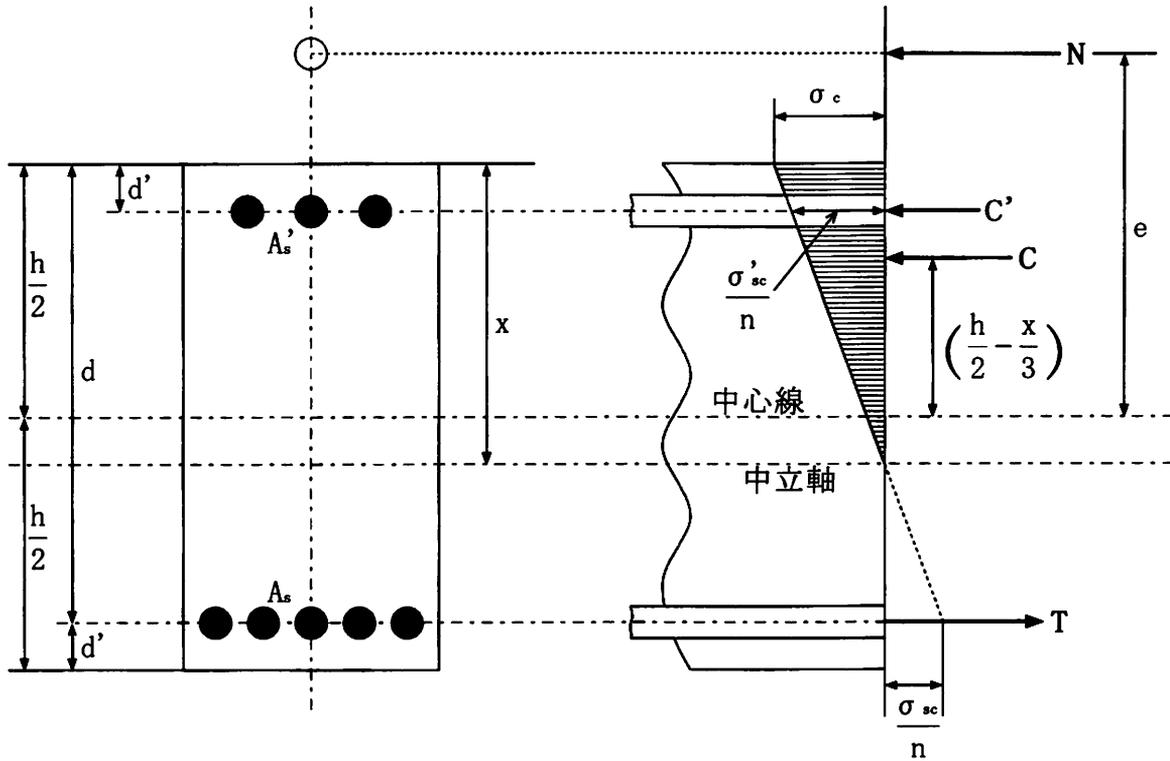


図 3.7 降伏モーメント M_y の考え方

$$\sigma_{sc} = \sigma_s \cdot \frac{d-x}{d+r-x} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{sc} = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \quad (3.2)$$

$$\sigma'_{sc} = \sigma_s \cdot \frac{x-d}{d+r-x} \quad (3.3)$$

ここに,

- σ_s : ひずみゲージ位置での引張側鋼材の応力 [MPa]
- σ_{sc} : 引張側鋼材図心での応力 [MPa]
- σ'_{sc} : 圧縮側鋼材図心での応力 [MPa]
- σ_c : 圧縮縁コンクリートの応力 [MPa]
- r : 引張側鋼材図心からひずみゲージ位置までの距離 [MPa]
- d : 有効高さ [MPa]
- d' : 圧縮縁から圧縮側鋼材図心までの距離 [MPa]
- x : 圧縮縁から中立軸までの距離 [MPa]
- n : ヤング係数 ($= E_s/E_c$)
- E_s : 鋼材のヤング係数 [GPa]
- E_c : コンクリートのヤング係数 [GPa]

である。また、式(3.1), (3.2)より、 σ_{sc} は次のように表される。

$$\sigma_{sc} = \frac{1}{n} \cdot \sigma_s \cdot \frac{x}{d+r-x} \quad (3.4)$$

外力と内力の釣り合い条件式から、軸圧縮力 N は次のように表せる。

$$N = C + C'_s - T = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_c \times 10^{-1} + \sigma_{sc} \times 10^{-1} \cdot A'_s - \sigma_s \times 10^{-1} \cdot A_s \quad (3.5)$$

ここに、

$$\begin{cases} N: \text{軸圧縮力} [kN] \\ b: \text{断面幅} [cm] \\ A_s: \text{引張側鋼材の断面積} [cm^2] \\ A'_s: \text{圧縮側鋼材の断面積} [cm^2] \end{cases}$$

である。

式(3.5)に式(3.1)、(3.3)、(3.4)を代入し、 x に関する2次方程式を得る。

$$\frac{b \cdot \sigma_s \times 10^{-1}}{2n} \cdot x^2 + (2\sigma_s \times 10^{-1} \cdot A_s + N) \cdot x - \{h \cdot \sigma_s \times 10^{-1} \cdot A_s + (d+r) \cdot N\} = 0 \quad (3.6)$$

ここに、 h : 断面高さ ($= d + d'$) [cm] である。

式(3.6)にそれぞれの値を代入して2次方程式を解くと中立軸の位置 x が求まる。なお、ひずみゲージ位置における引張側鋼材が降伏ひずみに達したときのモーメントを求めようとしているので、 $\sigma_s = f_y$ (f_y : 鋼材の降伏強度 [MPa]) である。

x が求まると、式(3.1)、(3.3)、(3.4)より、 σ_{sc} 、 σ'_s 、 σ_c が求まり、中心線に関する降伏モーメント M_y は次のように求められる。

$$\begin{aligned} M_y &= N \cdot e \\ &= \frac{b \cdot x \cdot \sigma_c \times 10^{-1}}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) \times 10^{-3} \\ &\quad + \sigma'_s \times 10^{-1} \cdot A'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \times 10^{-3} + \sigma_{sc} \times 10^{-1} \cdot A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \times 10^{-3} \end{aligned} \quad (3.7)$$

降伏モーメント M_y について、計算値は実験値との誤差が11%以内であり、正確な値が算定できているといえる。これより、鋼管も鉄筋と同じように中心に面積が集中しているという許容応力度設計法の考え方が適用できると考えられる。

また、最大荷重時モーメント M_u について、T27 タイプの計算値が実験値とほぼ同じ値を示しているのに対して、T43 タイプの計算値は実験値より若干低い値を示している。この理由として、鋼管内部のコンクリートのコンファインド効果を考慮していないことが考えられる。コンファインド効果とは、鋼管内部のコンクリートが鋼管によって拘束されるために、一般的に一軸圧縮試験で得られる圧縮強度よりも大きい応力レベルまで圧縮力を受け持つことができるというものである。T3 タイプの鋼管内部コンクリートの総断面積は、T27 タイプのそれよりも2倍程度大きいのでコンファインド効果による影響もT43 タイプの方が大きいと考えられる。また、RC に関しても計算値が実験値よりも若干低い。これは、スターラップによるコンクリートの拘束効果の影響を無視しているためと考えられる。

橋脚のような軸力と曲げを受ける柱部材の場合、水平荷重によるモーメントの他に軸力

と水平変位によるモーメントが付加される。この付加モーメントが M_u に占める割合も合わせて表 3.7 に示している。表 3.7 から、付加モーメントは最も大きいもので B13N10C の 4.4% であるので、最大荷重時変位までの付加モーメントの影響はほとんど無視できる程度でしかない。しかし、終局時付近の付加モーメントの影響は水平変位が大きいことにより無視できない。

曲げ耐力比 M_u/M_y について、ほとんどの供試体で計算値は実験値に比べて高い値を示している。これは前述したように、降伏モーメント M_y が計算値と実験値がほぼ同じ値であったのに対して、最大荷重時モーメント M_u は計算値が実験値より高かったためである。

3.8 荷重－変位関係

実験で得られた荷重－変位曲線を図 3.8 に示す。図には、ひび割れ発生点、降伏点および最大荷重点も示す。

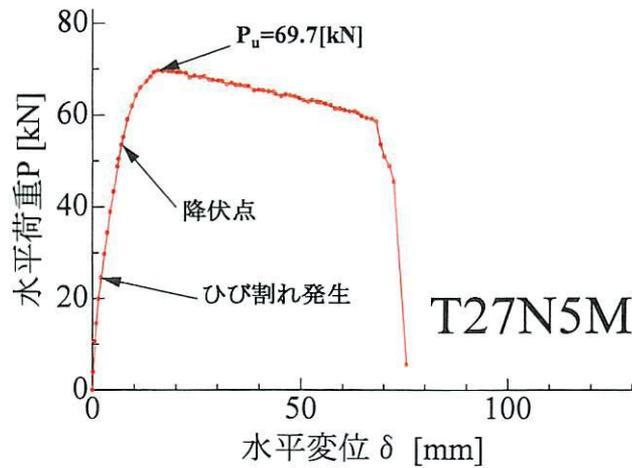


図 3.8 (1a) T27N5M(軸力比 5%・単調載荷)

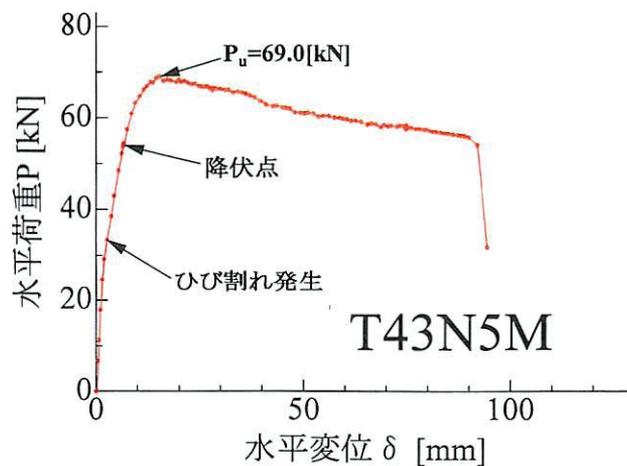


図 3.8 (1b) T43N5M(軸力比 5%・単調載荷)

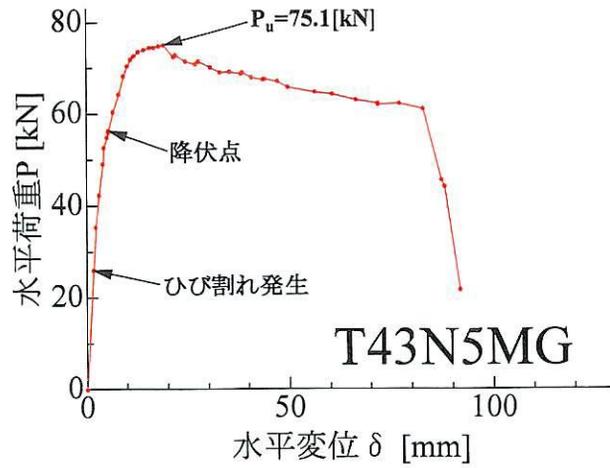


図 3.8(1c) T43N5MG(軸力比 5%・単調載荷・グリットブラスト)

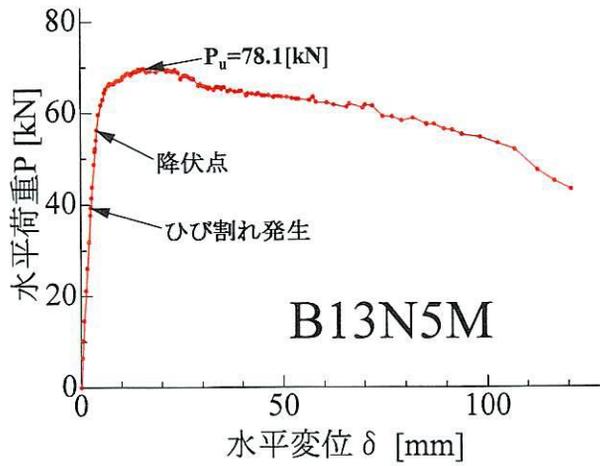


図 3.8(1d) B13N5M(軸力比 5%・単調載荷)

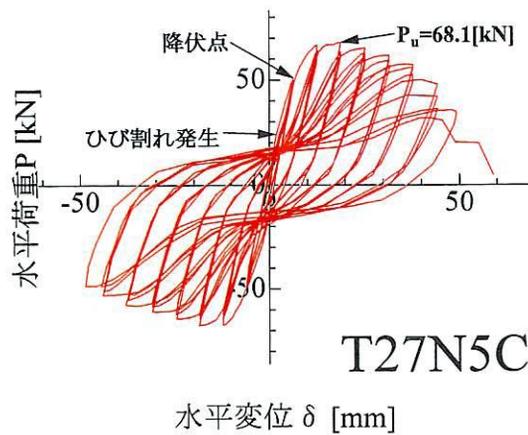


図 3.8(2a) T27N5C(軸力比 5%・交番載荷)

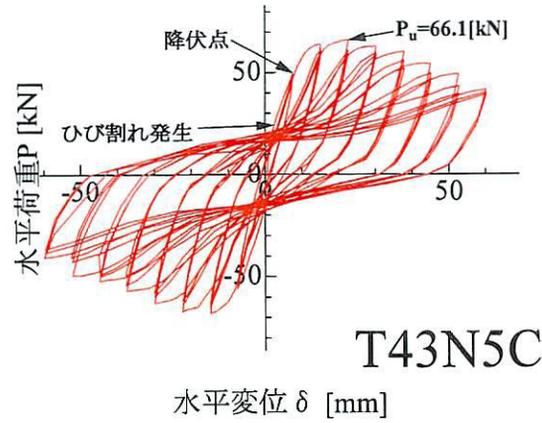


図 3.8 (2b) T43N5C(軸力比 5%・交番載荷)

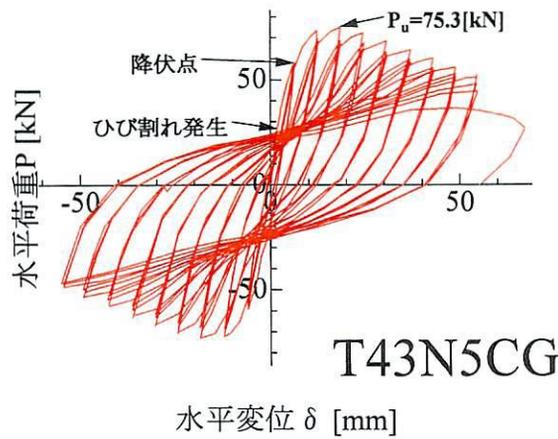


図 3.8 (2c) T43N5CG(軸力比 5%・交番載荷・グリットブラスト)

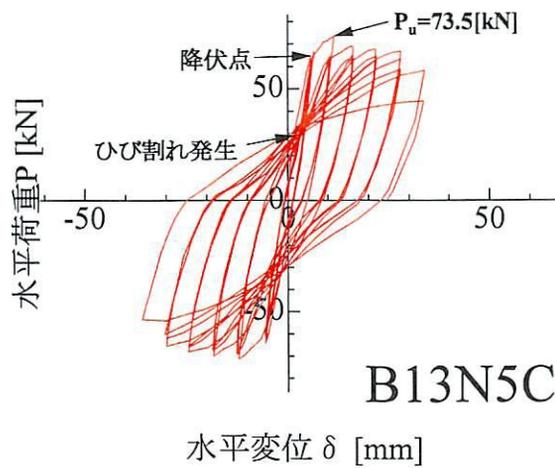


図 3.8 (2d) B13N5C(軸力比 5%・交番載荷)

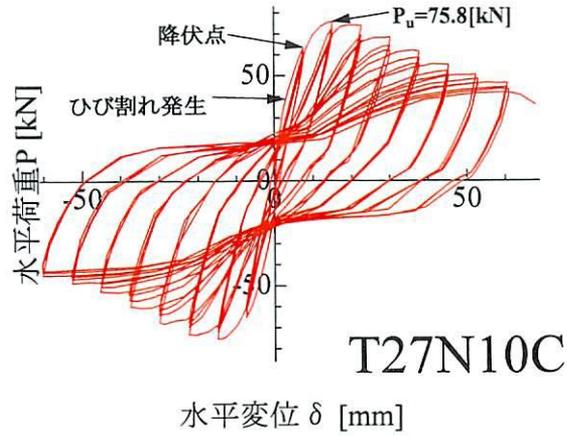


図 3.8(3a) T27N10C(軸力比 10%・交番载荷)

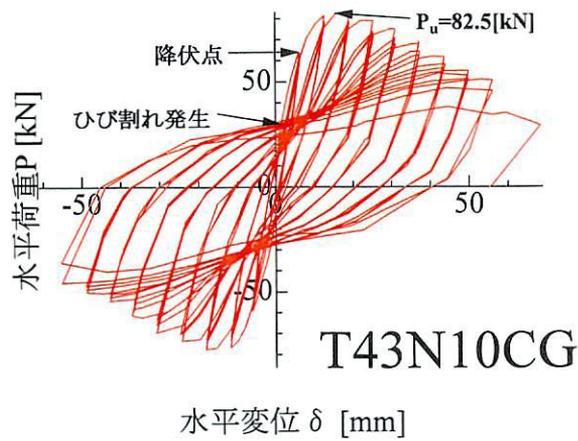


図 3.8(3b) T43N10CG(軸力比 10%・交番载荷・グリットブラスト)

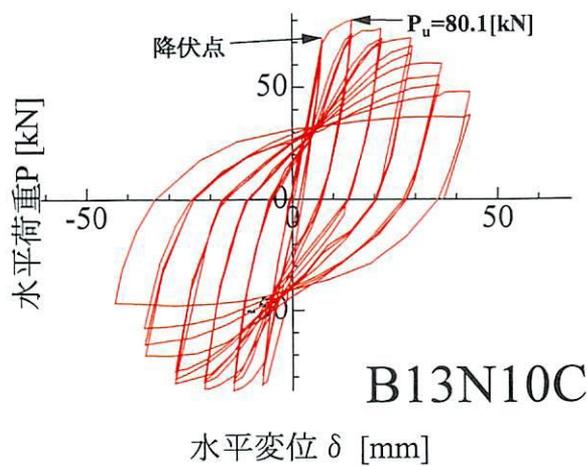


図 3.8(3c) B13N10C(軸力比 10%・交番载荷)

(1) 軸力比 5%単調載荷

T27N5M, T43N5M は $2\delta_y \sim 3\delta_y$ 間で, T43N10C および B13N5M は $3\delta_y \sim 4\delta_y$ 間で最大荷重に達した。最大荷重に到達後, 荷重-変位曲線の傾きは CFT 柱および RC 柱ともにほぼ同じであるが, CFT 柱は変位が大きくなると鋼管が破断して急激に脆性的破壊を生じている。CFT 柱の中では降伏変位 T43N5M の終局変位が大きい。

(2) 軸力比 5%交番載荷

CFT 柱は $3\delta_y$ で RC 柱は $2\delta_y$ で最大荷重に達している。交番載荷を受ける供試体では 2 サイクル目に荷重が大きく低下する。交番載荷時には, 圧縮側鋼材もその直前の引張載荷によって大きな塑性変形を生じるため, 次の正側載荷によりひび割れが閉じる際に大きな圧縮応力が鋼材に作用する。鋼材応力とコンクリート応力の総和は, 全断面では軸力と釣り合わなければならないため, ひび割れ面でのコンクリートの直応力は圧縮側鋼材の負担分だけ低下する。すなわちコンクリートの直応力負担分の低下に伴うせん断剛性の低下が, 2 サイクル目の靱性および復元力特性を変化させていると考えられる。3 サイクル目で荷重低下減少がそれほど進行しない理由としては, 2 サイクル目でほぼ応力の再分配を終了したためと考えられる⁹⁾。全ての供試体において, 変位が大きくなると同じステップ内の各サイクルの荷重の低下率が大きくなった。T27N5C は $8\delta_y$ で, T43N5CG は $10\delta_y$ で鋼管の破断により, 荷重が急激に低下していることがわかる。T27N10C は $8\delta_y$ まで鋼管が破断することはなかったが, $8\delta_y$ の 1 サイクル目の荷重が降伏荷重の 85%程度まで低下している。また, B13N5C は $6\delta_y$ で鉄筋の座屈により荷重が急激に低下していることがわかる。CFT 柱の除荷部分に着目すると, RC 柱に比べて変位の戻り量が大きい。これは, CFT 柱に弾性的復元力があることを示しており, CFT 柱における損傷が小さいことを表している。さらに CFT 柱の中で変位の戻り量を比較すると, T43N5C が最も大きく他の 2 体はほぼ同じ挙動を示している。これは 3.3 節で記述したように, グリットブラスト加工を施していない T43N5C では, 柱頭部のコンクリートひび割れの発生によりひび割れが 1ヶ所に集中してないために, T43N5CG より鋼管の損傷も小さいことが考えられる。T27N10C と T43N5C では, 径が小さい T27N5C の方が変位の戻り量が小さく RC 柱に近い挙動を示している。

(3) 軸力比 10%交番載荷

T27N10C および B13N10C は $2\delta_y$ で, T43N10CG は $3\delta_y$ で最大荷重に達している。T43N10CG は $10\delta_y$ で鋼管の破断により, B13N10C は $6\delta_y$ で鉄筋の座屈により, 荷重が急激に低下していることがわかる。T27N10C は鋼管が破断することはなかったが, $8\delta_y$ の 1 サイクル目の荷重が降伏荷重の 75%程度まで低下している。CFT 柱の除荷部分に着目すると軸力比 5%を載荷したときと同様に, CFT 柱の変位の戻り量が RC に比べて大きく, CFT 柱における損傷が小さいことがわかる。

3.9 包絡線

単調載荷, 軸力比 5%交番載荷, 軸力比 10%交番載荷を行った供試体の荷重-変位曲線および荷重-変位曲線の包絡線の水平荷重 P を降伏荷重 P_y で除した P/P_y を縦軸に, 水平変位

δ を降伏変位で除した δ / δ_y を横軸にとって表した包絡線をそれぞれ図 3.9～図 3.14 に示す。包絡線を無次元化した理由は、各供試体の P_y と δ_y が一致しているとはいえないためである。

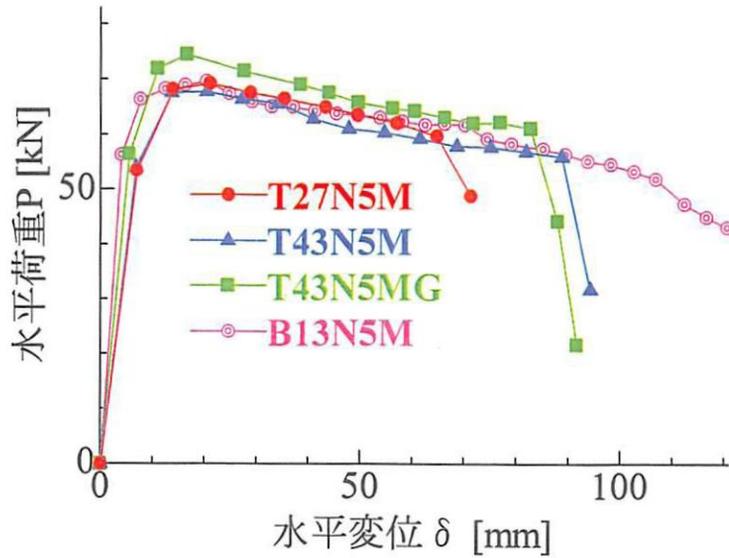


図 3.9 荷重－変位曲線の包絡線（5%・単調載荷）

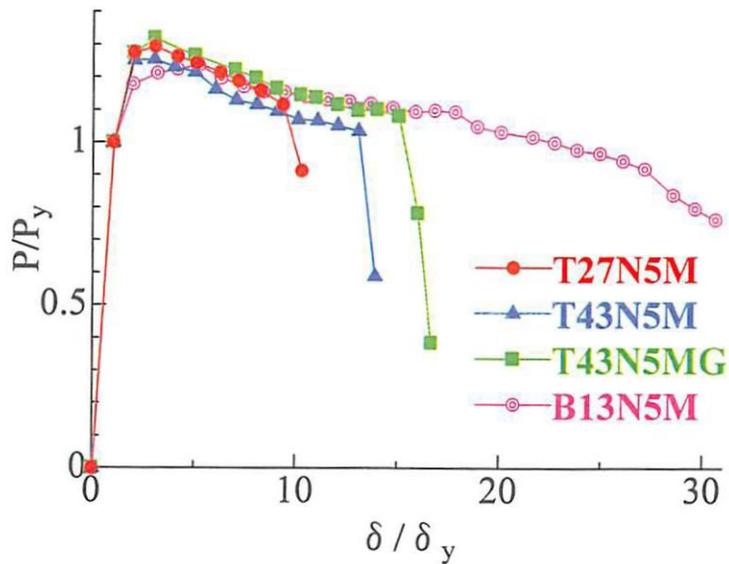


図 3.10 無次元化した包絡線（5%・単調載荷）

(1) 軸力比 5%単調載荷

CFT 柱は、全て鋼管が破断して耐力が急激に低下して終局状態に至っている。ただし、T43N5M については破断音が聞こえたが、実験終了後、鋼管の破断を目で確認することはできなかった。これに対して RC 柱の B13N5M は、変位を増大させても荷重が急激に低下して

いない。実験終了後、B13N5Mでは圧縮側鉄筋の座屈が確認された。鋼管をグリットブラスト加工を施していないT27N5MとT43N5Mを比較すると、径厚比の小さいT27N5Mの荷重が若干大きい。しかし、T27N5Mは、T43N5Mより早く鋼管が破断して終局状態に達している。径厚比が等しいT43N5MおよびT43N5MGでは、グリットブラスト加工を施したT43N5MGの荷重が大きい。T43N5MGの方が早くに鋼管の破断を生じて終局状態に達している。降伏荷重以降の履歴曲線では、T43N5MGが最も高い耐力を示しており、最大荷重も他の供試体に比べて8%程度大きい。

無次元化した荷重－変位曲線においてもCFT柱に比べてRC柱の荷重が緩やかに低下していることがわかる。T43N5MGは降伏荷重が大きいため P/P_y が小さくなり、他のCFT柱との差も小さくなっている。T43N5MおよびT43N5MGでは、T43N5MGの方が終局変位は小さいが靱性率は大きくなる。これは、T43N5MGの降伏変位が小さいためである。よって、柱の変形量を無次元化して評価した場合、鋼管をグリットブラスト加工を施して付着力を与えた方が変形能は高くなると言える。

(2) 軸力比 5%交番载荷

T27N5C, T43N5CG, B13N5Cは終局点に達した後、鋼管の破断または鉄筋の座屈により耐力が一気に低下していることがわかる。前述したように、T43N5Cに関しては、実験中には鋼管は破断していない。T27N5C, T43N5Cはほぼ同じ履歴挙動を示しているが、T27N5Cの方が早くに終局点に達する。グリットブラスト加工を施したT43N5CGは、耐力が高く他のCFT柱と比べて最大荷重が10%以上大きい。終局変位はT43N5Cと同程度である。B13N5Cは降伏荷重、最大荷重ともに大きい。最大荷重到達後の $3\delta_y$ で荷重が低下して、その後、T27N5C, T43N5Cとほぼ同じ履歴曲線を描いている。

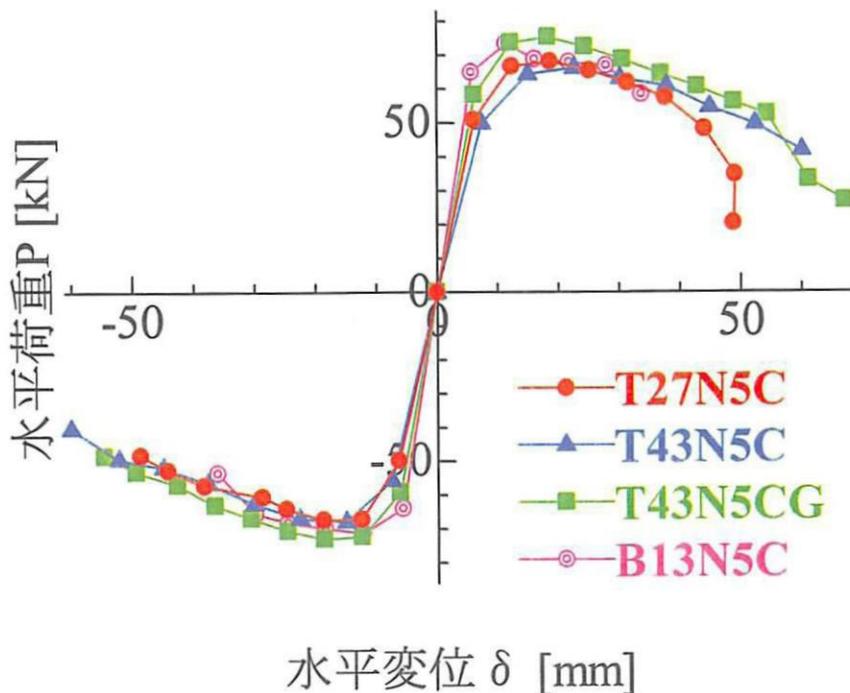


図 3.11 荷重－変位曲線の包絡線（5%・交番载荷）

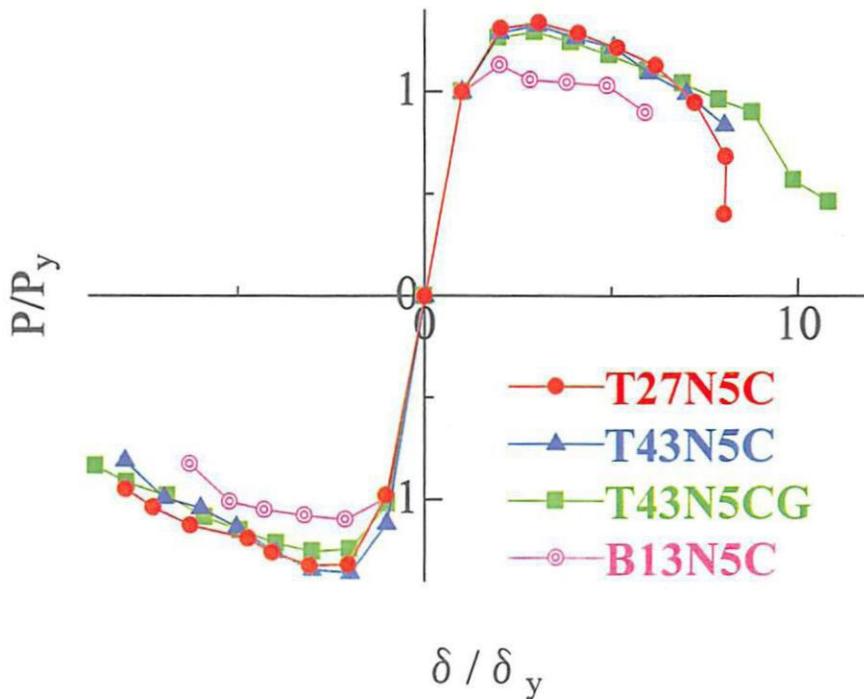


図 3.12 無次元化した包絡線 (5%・交番载荷)

降伏荷重が大きい B13N5C, T43N5CG は P/P_y が低くなる。特に B13N5C の P_u/P_y は他の供試体より 15%程度小さい。また、降伏変位が大きい T43N5C の靱性率も小さくなり、CFT 柱の履歴曲線はどの供試体もほぼ同じような挙動を示す。靱性率に関しては T43N5CG が他の供試体より 10%程度大きくなり、交番载荷の場合においても柱の変形量を無次元化して評価した場合、鋼管をグリットブラスト加工を施して付着力を与えた方が変形能は高くなる。

(3) 軸力比 10%交番载荷

T27N10C および T43N10CG を比較すると、T43N10CG の耐力が高く、最大荷重が 10%近く大きい。さらに、終局変位も T43N10CG の方が 40%以上大きい。また、T27N10C および T43N10CG は共に鋼管の破断により耐力が急激に低下していることがわかる。B13N10C に関しては最大荷重に達した後、荷重が他の供試体より急激に低下している。最大荷重は、正側载荷では 3 つの供試体ともほぼ同じであるが、負側载荷では B13N10C が 10~15%程度高い。さらに、降伏荷重は B13N10C が 13%程度高いが、終局変位は B13N10C が最も小さい。

降伏荷重が大きい B13N10C は P/P_y が低くなり、T27N10C および T43N10CG よりそれぞれ 7%および 16%程度小さくなる。また、降伏変位が小さい CFT42.7-5 の靱性率は大きくなり、他の供試体と比較すると T27N10C より 40%、B13N10C より 65%程度大きい。軸力比が高い場合でも外径 42.7mm の鋼管をグリットブラスト加工を施して付着力を与えた場合の変形能が高い。

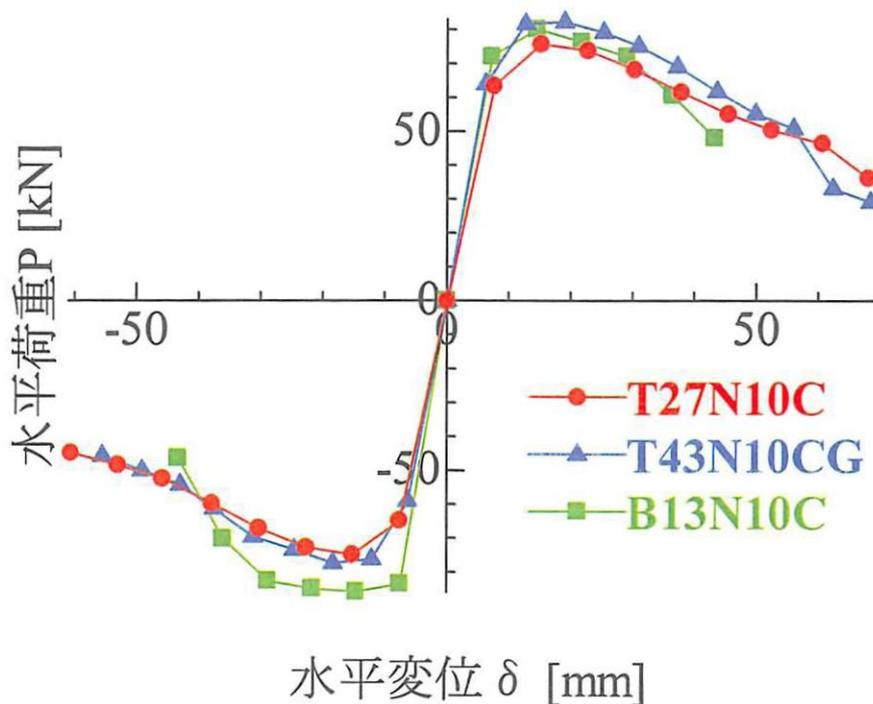


図 3.13 荷重－変位曲線の包絡線（10%・交番載荷）

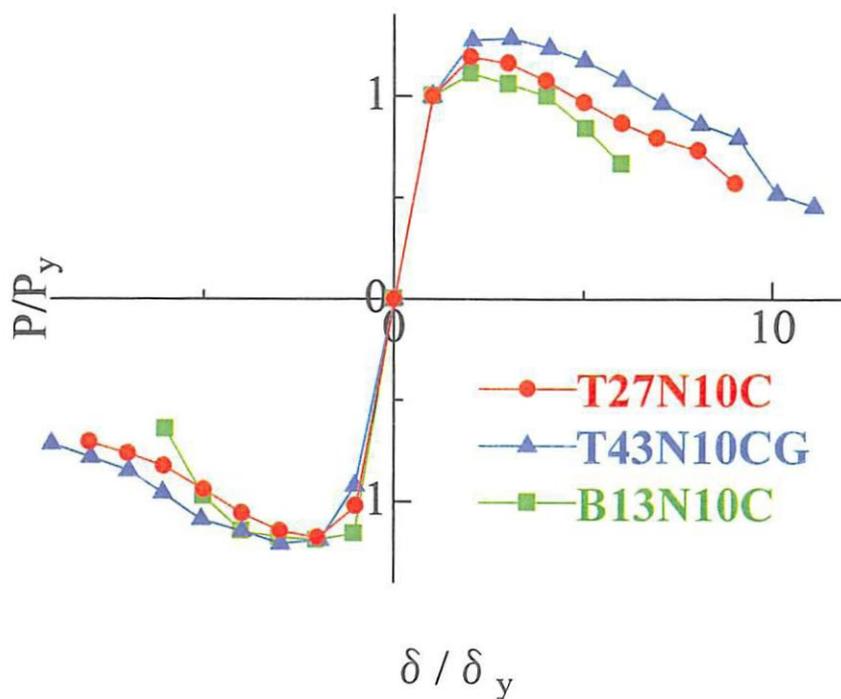
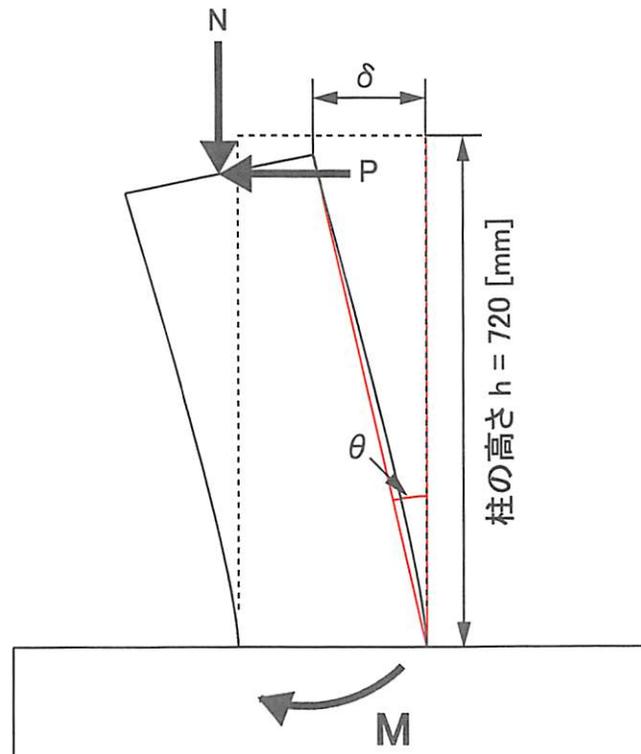


図 3.14 無次元化した包絡線（10%・交番載荷）

3.10 M- θ 曲線

柱基部の曲げモーメント M および図 3.15 に示す柱部材回転角 θ をそれぞれ降伏時の M_y および θ_y で除して無次元化した $M-\theta$ 曲線を図 3.16～図 3.18 に示す. 3.6 節で前述したように軸力の水平変位による付加モーメントの割合は, 最大荷重時では 5%以下である. しかしながら, 軸力が大きく水平変位も大きい場合には付加モーメントも大きくなるため, 付加モーメントを考慮した $M-\theta$ 曲線で曲げ耐力を評価した.

荷重-変位包絡線, $M-\theta$ 曲線ともに無次元化した曲線の最大荷重到達後の履歴を比較すると, 若干 $M-\theta$ 曲線の低下が緩やかである. 付加モーメントは水平変位に比例して大きくなるので, 変位が大きくなると付加モーメントを考慮している $M-\theta$ 曲線と考慮していない荷重-変位包絡線の差が大きくなる. ただし, 軸力比 5%, 10%ともに 3.9 節の包絡線と比べて各供試体の関係はほとんど差がなく, CFT 柱が RC 柱に比べて大きな変形能を示すことが $M-\theta$ 曲線からも明らかになった.

図 3.15 柱部材の傾き角度 θ

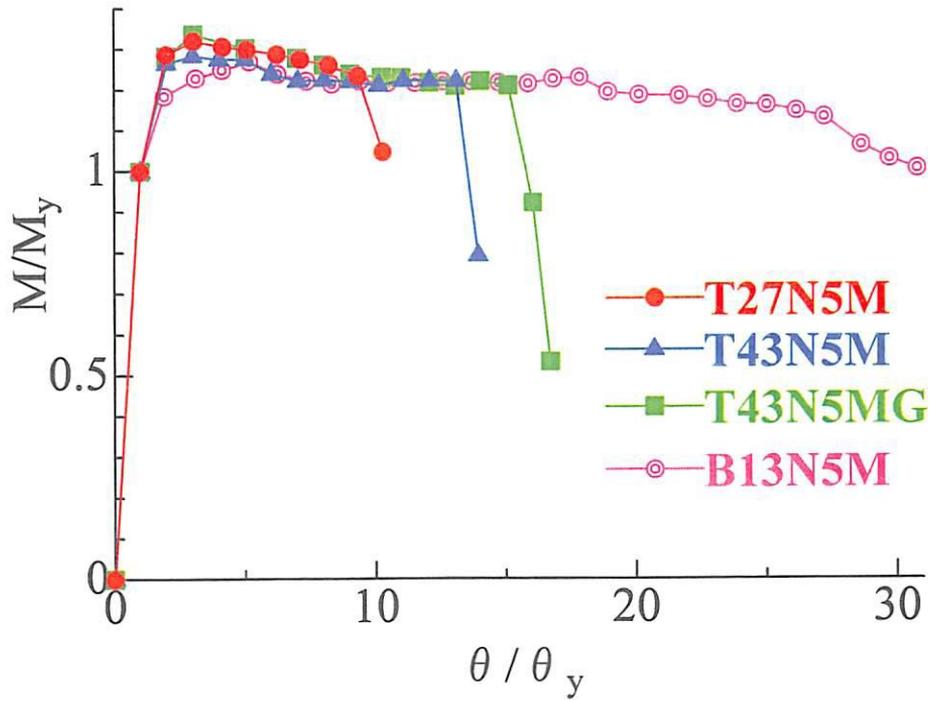


図 3.16 無次元化した $M-\theta$ 曲線 (5%・単調載荷)

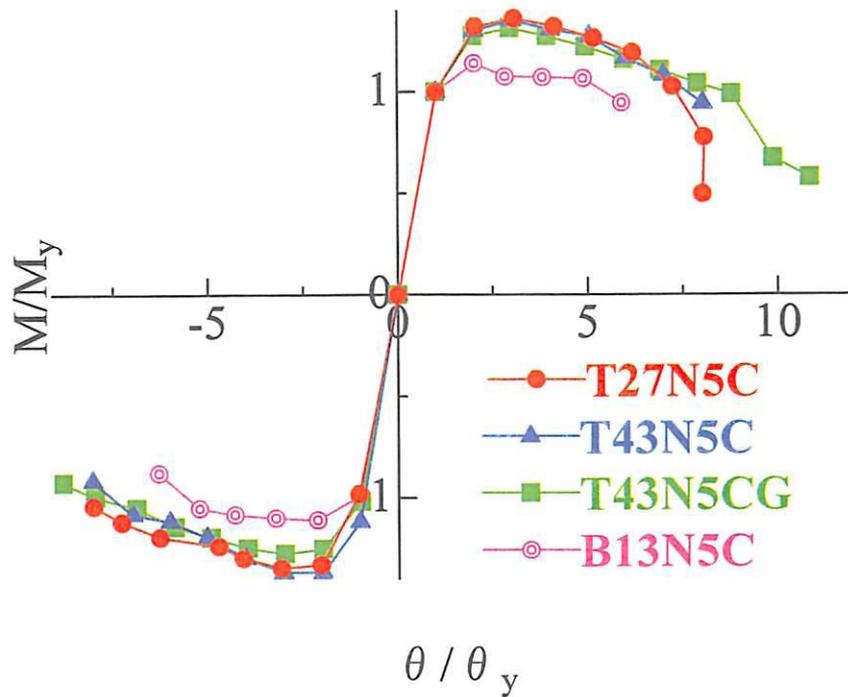


図 3.17 無次元化した $M-\theta$ 曲線 (5%・交番載荷)

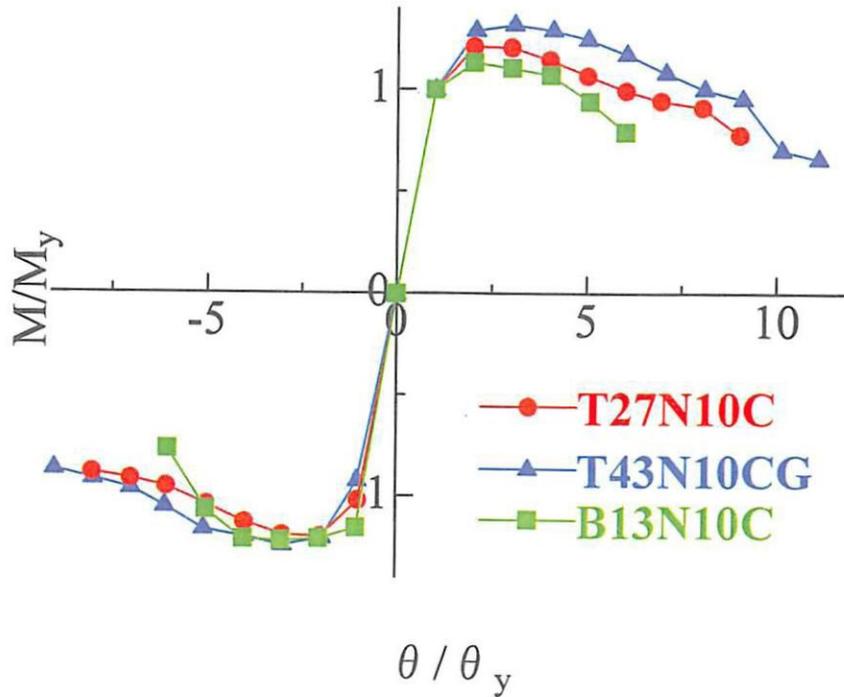


図 3.18 無次元化した $M-\theta$ 曲線 (10%・交番载荷)

3.11 エネルギー吸収量

橋脚が地震時に大きな繰り返し変形を受けたときに、脆性的な破壊を生じることなくそれに耐える能力、いわゆる部材の粘り強さは、部材のエネルギー吸収能力の大小によって評価することができる。CFT および RC の復元力特性を模式的に図 3.19 のように表すと、1 サイクル当りのエネルギー吸収量はループが囲む面積 ΔW で表される。つまり、累積エネルギー吸収量 E とは、各供試体の荷重-変位曲線で囲まれる面積 ΔW を、各载荷サイクルについて载荷サイクル分を累積したものである。エネルギー吸収量は供試体が塑性化しているほど大きくなり、弾性的であれば小さくなる。

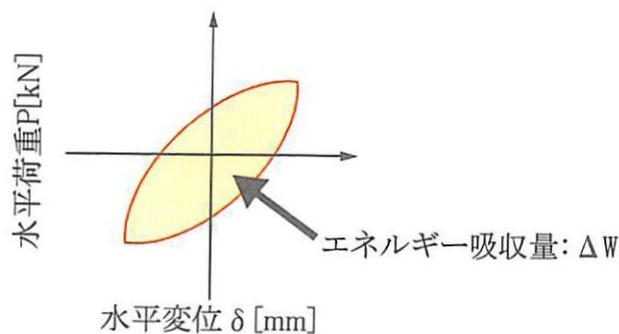


図 3.19 エネルギー吸収量

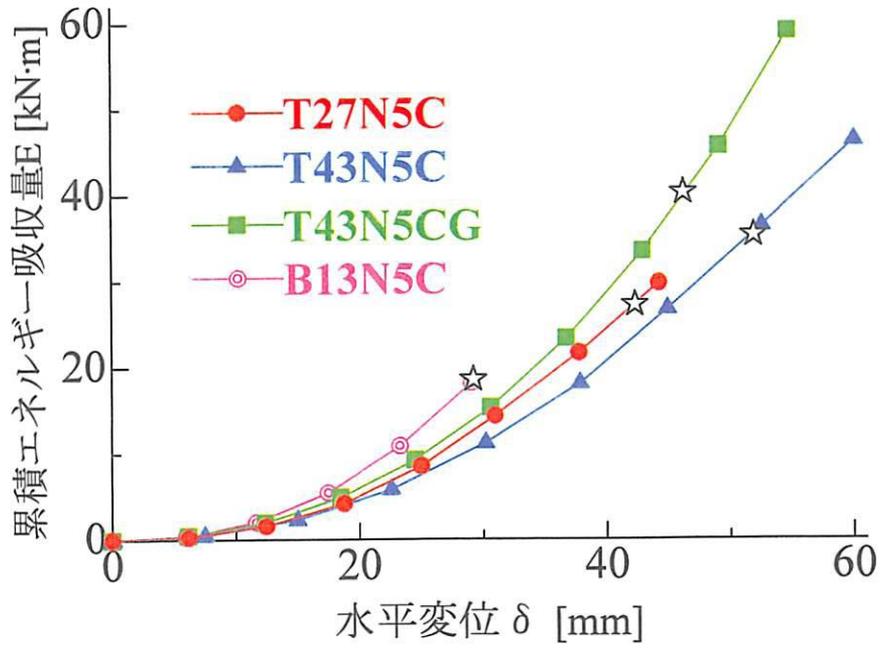


図 3.20 累積エネルギー吸収量 (軸力比 5%)

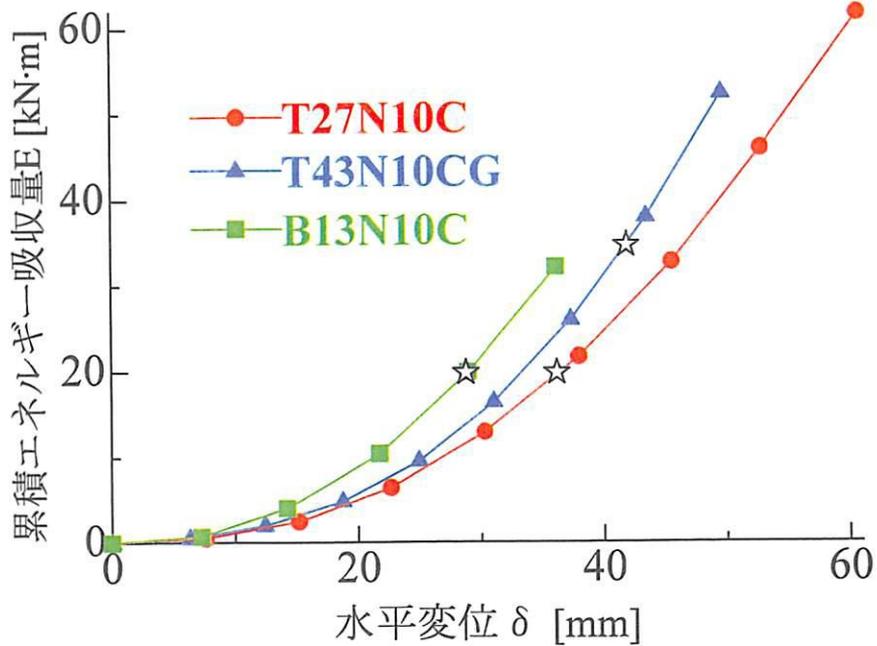


図 3.21 累積エネルギー吸収量 (軸力比 10%)

累積エネルギー吸収量を図 3.20 および図 3.21 に示す。グラフの横軸は各载荷サイクルの平均変位、縦軸は各载荷サイクルにおける 3 サイクル目の負側载荷後の荷重が 0 となる点までの累積エネルギーを表している。また、グラフ内の記号☆は各供試体の終局点を示している。

同じ変位におけるエネルギー吸収量を比較すると、CFT 柱は RC 柱に比べて明らかにエネルギー吸収量が小さい。また、CFT 柱の中で比較すると、軸力比 5% および 10% を载荷した場合ともにグリットブラストで加工した T43N5CG および T43N10CG が最も大きい。グリットブラストで加工してない CFT 柱の中では、径が小さい T27N5C が RC 柱に近い挙動を示し同変位におけるエネルギー吸収量が大きい。同変位におけるエネルギー吸収量が小さいということは 3.8 節で記述したように、除荷時に変位の戻りが大きいためであり、換言すれば、損傷が少ないことを意味している。

軸力比 5% および 10% のいずれの場合も、終局時までの累積エネルギー吸収量はグリットブラストで加工した T43N5CG および T43N10CG が最も大きく RC 柱の約 1.7~2 倍の値を示している。軸力比 5% を受ける供試体を比較すると、T43N5CG が T43N5C の 10% 以上大きい。また、T43N5C が径の小さい T27N5C より 30% 程度大きい。CFT 柱の中で終局時までの累積エネルギー吸収量が最も小さい T27N5C でも B13N5C より 45% 程度大きく、軸力比 5% を受ける供試体では終局時までの累積エネルギー吸収量は全ての CFT 柱が RC 柱よりも大きい。一方、軸力比 10% を受ける供試体では、T27N10C および B13N10C がほぼ同じ値を示している。また、軸力比の違いにより比較すると、軸力比 5% を受ける供試体の方が軸力比 10% の供試体より累積エネルギー吸収量は大きく、グリットブラスト加工してない T27N5C および T27N10C の差は 40% 程度、グリットブラスト加工した T43N5CG および T43N10CG の差は 15% 程度である。RC 柱は、軸力比による終局時までの累積エネルギー量の違いはほとんどない。

終局時のエネルギー吸収量は終局変位が大きい供試体ほど大きい。耐震性能の一つとして、橋脚が終局状態に至るまでに吸収する累積エネルギーで評価する場合、グリットブラストで加工した CFT が高い性能を示す。

参考文献

- 1) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 292，pp. 65-74，1979.
- 2) 町田篤彦，他：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No. 372/V-6，pp. 203-212，1987.
- 3) 石橋忠良，他：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，No. 390/V-8，pp. 57-66，1988.
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編，2002 年 3 月
- 5) 町田篤彦，他：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No. 372/V-6，pp. 203-212，1987.
- 6) 石橋忠良，他：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，No. 390/V-8，pp. 57-66，1988.

- 7) 村田清満, 池田学, 川井治, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究, 土木学会論文集 No. 619/I-47, pp. 235-251, 1999年4月
- 8) (社)土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 1996年
- 9) 三島徹也, 他: 交番載荷による RC ひび割れ面でのせん断剛性低下のメカニズム, 土木学会論文集, No. 442/V-16, pp. 191-200, 1992.

第4章 道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編による実験の検証

4.1 概要

道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編¹⁾（以下、道示・耐震編と呼ぶ）では、橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確立が高い地震動（レベル1地震動）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動の2段階のレベルの設計地震動を考慮するものとしている。さらに、レベル2地震動としては、大正12年の関東地震の際の東京周辺における地震動のようにプレート境界型の大規模な地震によるタイプIの地震動と、平成7年兵庫県南部地震のような内陸直下型地震によるタイプIIの地震動の2種類を考慮するものともしている。タイプIとタイプIIの地震動を比較すると、タイプIの地震動は大きな振幅が長時間繰り返して作用する地震動であるのに対し、タイプIIの地震動は発生頻度がより低く継続時間が短いが大きな強度を有する地震動である。道示・耐震編では単柱式鉄筋コンクリート橋脚において上部構造の慣性力の作用位置に水平力を作用させたときの橋脚躯体の曲げ変形による降伏限界および終局限界の水平変位の関係を地震動のタイプに応じて求めるように規定している。なお、従来の正負交番載荷実験によれば、終局変位は、繰返し回数が1~3程度の場合にはタイプIIの地震動に対する終局変位に、また、10回程の繰返し回数の場合にはタイプIの地震動に対する終局変位にそれぞれ対応することがわかっている。

4.2 検証の流れ

道示・耐震編に基づいて、それぞれのタイプに応じたコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cc} を求める。次に、断面分割法を用いた道示・耐震編によりM- ϕ 曲線を算出する。ここで、許容応力度設計法および終局限界状態設計法では鋼管や2段に配置した鉄筋の面積を1点の図心に集中させているが、断面分割法ではそのような鋼材配置も考慮できるため、両者の計算法による M_y および M_u の値の違いを比較する。最後に、それぞれのタイプに応じたコンクリートの終局ひずみと断面分割法により得られたM- ϕ 曲線を用いて降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_{max} を算出する。

4.3 コンクリートの終局ひずみ

タイプIとタイプIIの2種類の地震動に応じた終局ひずみ ϵ_{cc} を表4.1に示す。ここに、終局ひずみ ϵ_{cc} は以下のようにして算定される。

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の向上には帯鉄筋による横拘束効果が重要であり、コンクリートの応力度-ひずみ関係式には帯鉄筋による横拘束効果も考慮してある。横拘束

筋比 ρ_s は次のように求められる。

$$\rho_s = \frac{4A_s}{s \cdot d} \leq 0.018 \quad (4.1)$$

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_s: \text{横拘束鉄筋の体積比} \\ A_h: \text{横拘束筋の断面積} [\text{cm}^2] \\ s: \text{横拘束筋の間隔} [\text{cm}] \\ d: \text{横拘束筋の有効長} [\text{cm}] \end{array} \right.$$

である。また、横拘束筋の有効長は、かぶりコンクリートが剥離した場合でも適切に拘束効果を発揮できるように、配置された帯鉄筋により拘束されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値を有効長とする。横拘束鉄筋比 ρ_s を用いて、横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度が拘束されていない場合のコンクリート強度よりも増大することや最大圧縮応力時のひずみが大きくなることは次のように評価される。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (4.3)$$

表 4.1 コンクリートの終局ひずみ ε_{cc}

供試体		終局ひずみ ε_{cc} [μ]	
		タイプ I	タイプ II
CFT 複合柱	T27N5M	4931	9565
	T27N5C	5006	9777
	T27N10C	5026	9832
	T43N5M	4649	8778
	T43N5C	5246	10459
	T43N5MG	5476	11119
	T43N5CG	5016	9805
	T43N10CG	5180	10270
RC柱	B13N5M	4791	9173
	B13N5C	4978	9696
	B13N10C	4671	8841

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{cc}: \text{横拘束筋で拘束されたコンクリート強度 [MPa]} \\ \sigma_{ck}: \text{コンクリートの設計基準強度 [MPa]} \\ \sigma_{sy}: \text{横拘束筋の降伏点 [MPa]} \\ \alpha, \beta: \text{断面係数 (矩形断面では } \alpha = 0.2, \beta = 0.4 \text{)} \end{array} \right.$$

であり、応力度-ひずみ曲線における最大圧縮応力到達後の下降勾配 E_{des} は次のように求められる。

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}} \quad (4.4)$$

以上より、横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} は次のように求められる。

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプ I 地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II 地震動}) \end{cases} \quad (4.5)$$

4.4 断面分割法

(1) 概要

断面分割法とは、部材断面を高さ方向に細かく分割し、分割要素ごとに応力を計算して、それを断面全体で積分して得られる断面力の釣り合いを満足するような曲げモーメントと曲率の関係を求めるための計算法である。断面分割法を用いて $M-\phi$ 曲線を求めた研究例としては、PC 鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管梁に対して適用した前川ら²⁾の研究、静的交番繰り返し荷重下での RC 柱の履歴復元力特性の解明に適用した尾坂ら³⁾の研究がある。

(2) 仮定と手法

断面分割法の理論を以下に示す。本研究で用いた仮定は次のようである。

- 1) 断面は変形後も平面を保持する。即ち、鋼材（鋼管あるいは鉄筋）とコンクリートは一体となって挙動する。
- 2) コンクリートと鋼材の応力-ひずみ曲線は、図 4.1 および図 4.2 に示すようなモデルを使用する。また、鋼管内部のコンクリートと外部のコンクリートの材料特性は同じと考える。
- 3) 終局時にかぶりコンクリート部では圧縮応力を分担しない。
- 4) 鋼管には残留応力あるいは残留ひずみは存在しない。
- 5) 鋼材は破壊まで局部座屈の影響を受けない。
- 6) せん断力による変形は考慮しない。

仮定 2) に関しては、コンクリート、鋼材ともに道示・耐震編に規定されている応力度-ひずみ曲線を用いることにする。また、鋼管内部のコンクリートは、鋼管によって拘束さ

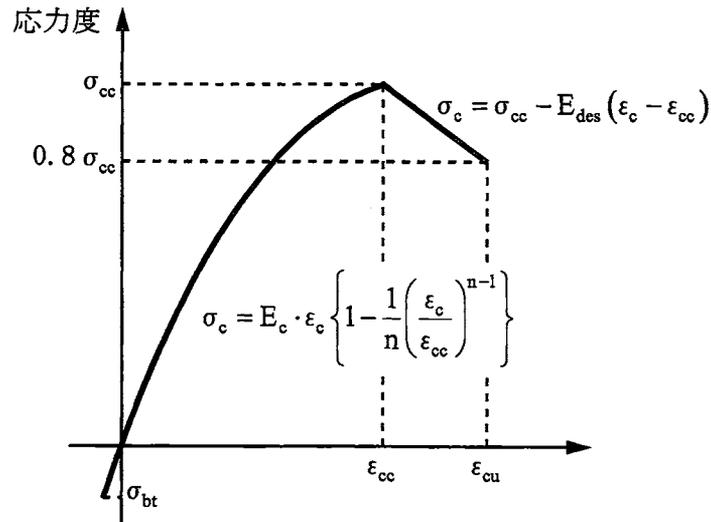


図 4.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

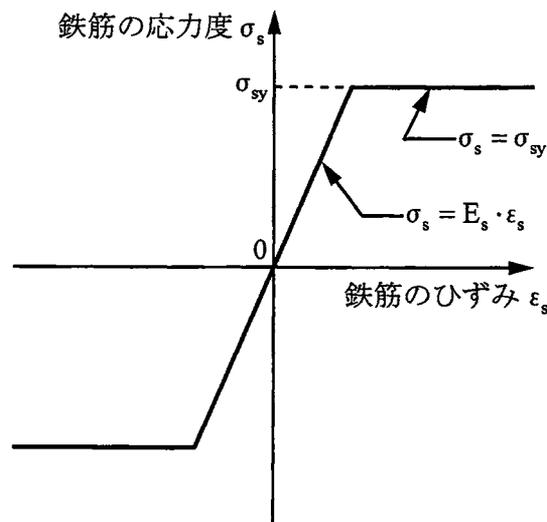


図 4.2 鉄筋の応力度－ひずみ曲線

れているため、一般的に、一軸圧縮試験で得られる圧縮強度よりも大きい応力レベルまで圧縮力を受け持つことができるといわれている。これを、コンファインド効果と言う。しかし、本実験では内部コンクリートの面積は外部コンクリートの面積に比べて非常に小さいことから、内部コンクリートについても外部コンクリートと同じ $\sigma_c - \epsilon_c$ 曲線を用いることにした。

仮定3)に関しては、道示・耐震編では、終局時にはかぶりコンクリートが剥落している状態を想定しているので、かぶりコンクリート部では圧縮応力を分担しないものと仮定することとしている。ただし、本研究の場合は、かぶりコンクリートの圧縮応力を考慮する場合と無視する場合の2通りの計算を行っている。

仮定 4) に関しては、通常の鋼管は鋼板を円形に加工して製造されるものであるから、残留応力あるいは残留ひずみが存在しているはずである。しかし、これについても計算の簡略化のために無視することにした。

仮定 5) に関しては、一般的に大きな曲げを受ける柱部材では、引張鋼材が引張破断する前に圧縮側鋼材が座屈することによって荷重の低下が起こる。本実験では、CFT は引張側鋼管の破断により RC は圧縮側鉄筋の座屈により終局状態に達した。(3.3 節参照)しかし、これらを考慮に入れることは非常に複雑であり、本研究では考慮しないことにした。

仮定 6) に関しては、特に本研究で実験を行ったような柱の高さが低い部材に関しては、終局時にはせん断力の影響が無視できなくなる。しかし、せん断力の影響についても、断面分割法の中で考慮することは困難であり、本研究では、破壊形式は完全な曲げ破壊であると仮定した。

断面分割法のフローチャートを図 4.3 に示す。断面分割法で仮定されるひずみ分布と応力分布を図 4.4 に示す。考え方としては CFT と RC は類似しているので、ここでは CFT の図を用いて手法を述べる。

まず、断面を n 分割し、各分割要素に含まれるコンクリート面積 (鋼管外部 A_{ci} と鋼管内部 A_{coi} 、RC 柱に関しては A_{ci})、鋼管面積 A_{ti} を求める。次に、圧縮縁ひずみ ε と圧縮縁から中立軸までの距離 x を仮定する。このとき、 i 番目の分割要素の中心におけるひずみ ε_i は次のように求められる。

$$\varepsilon_i = \varepsilon \cdot \left(\frac{x - y_i}{x} \right) \quad (4.6)$$

ここに、 y_i : 圧縮縁から i 番目の分割要素の中心までの距離 [cm] である。

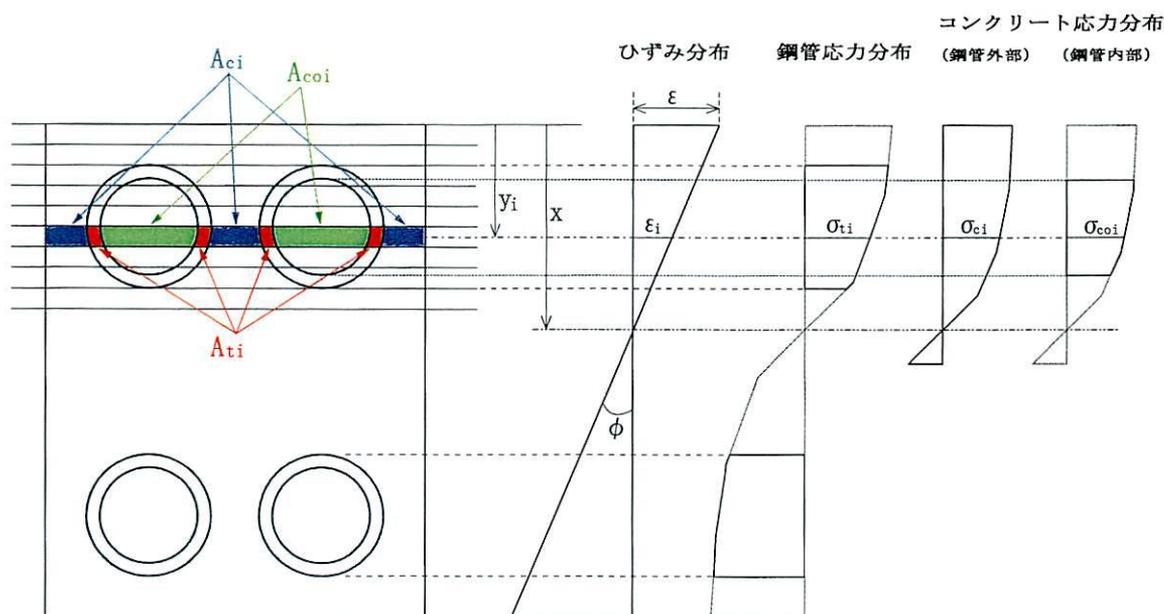


図 4.4 断面分割法の考え方 (CFT 複合柱)

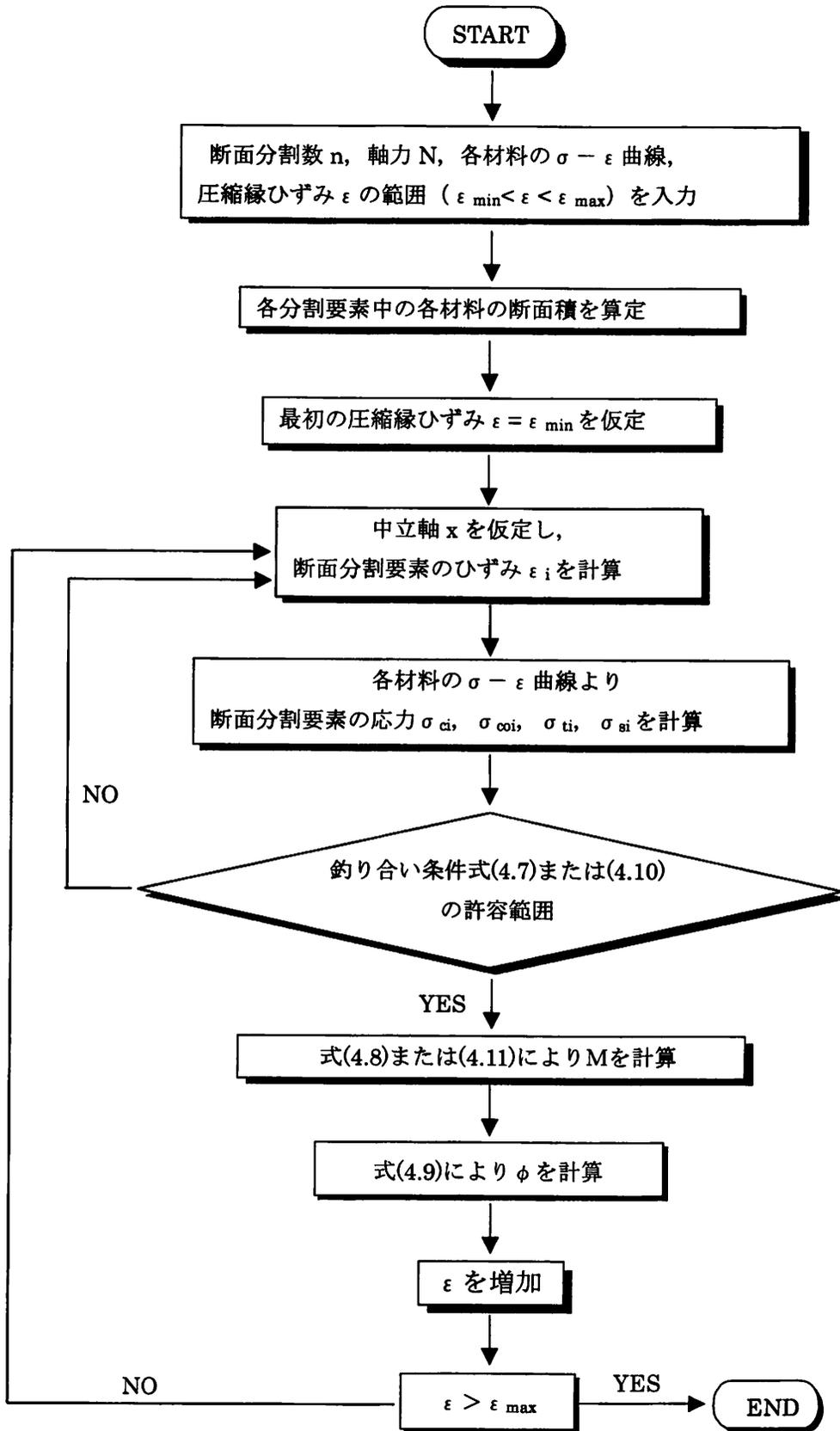


図 4.3 断面分割法のフローチャート

式(4.6)で求めたひずみに対応する各材料の応力 σ_{ci} , σ_{coi} , σ_{ti} を, それぞれ仮定した応力度-ひずみ曲線により求める. 1つの分割要素の中でも, 上縁と下縁とでは若干ひずみが異なるが, この場合には1つの分割要素の中ではどの位置においても, 分割要素中心のひずみで一定であると仮定する.

各分割要素における材料の応力が求まると, 次にその応力を断面全体で積分, 即ち合計することによってその断面が受け持っている軸力 N となる.

$$N = \sum_{i=1}^n (\sigma_{ci} \cdot A_{ci}) + \sum_{i=1}^n (\sigma_{coi} \cdot A_{coi}) + \sum_{i=1}^n (\sigma_{ti} \cdot A_{ti}) \quad (4.7)$$

式(4.7)を満たすか限りなく近づくまで, x の値を変化させて計算を繰り返す. 式(4.7)を満たす x を求めることができれば, 次式により断面図心における曲げモーメント M を計算する. ここで, 断面図心とは全断面を有効とした時の図心, 即ち対称断面である本研究では断面の中心である. これは, 実際に軸力が載荷している位置でもある.

$$M = \sum_{i=1}^n \left\{ \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot \left(y_i - \frac{h}{2} \right) \right\} + \sum_{i=1}^n \left\{ \sigma_{coi} \cdot A_{coi} \cdot \left(y_i - \frac{h}{2} \right) \right\} + \sum_{i=1}^n \left\{ \sigma_{ti} \cdot A_{ti} \cdot \left(y_i - \frac{h}{2} \right) \right\} \quad (4.8)$$

ここに, h : 断面高さ[cm]である.

このときの曲率 ϕ は, 次のように求められる.

$$\phi = \frac{\epsilon}{x} \quad (4.9)$$

以上の計算を1ステップとして, ϵ を0から徐々に大きくしていき, それぞれの M および ϕ をプロットしていくと, $M-\phi$ 曲線が得られる.

一方, RCの場合の軸方向力の釣り合い式は次式のようなになる.

$$N = \sum_{i=1}^n (\sigma_{ci} \cdot A_{ci}) + \sum_{i=1}^n (\sigma_{si} \cdot A_{si}) \quad (4.10)$$

これより, 断面図心における曲げモーメント M は, 次のように求められる.

$$M = \sum_{i=1}^n \left\{ \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot \left(y_i - \frac{h}{2} \right) \right\} + \sum_{i=1}^n \left\{ \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot \left(y_i - \frac{h}{2} \right) \right\} \quad (4.11)$$

(3) 曲げモーメントの比較

断面分割法によって求めた降伏モーメント M_y および曲げ耐力 M_u をそれぞれ表4.2および表4.3に示す. また, 3.6節で示した実験値と計算値も合わせて示す. ここで, 断面分割法で求めた M_y は, 引張鋼管の最外縁ひずみまたは外側の引張側鉄筋のひずみをひずみ分布から求め, そのひずみが3.1.2節の材料試験で得た降伏ひずみに達するときのモーメントとした. M_u は, 断面分割法によって得られた $M-\phi$ 曲線の最大値とした. なお, 4.1節で述べたように, 本研究は, 交番載荷時, タイプIIの地震動に対応している.

降伏モーメント M_y に関しては, ②の許容応力度設計法による計算値, および④のかぶりコンクリートを考慮した計算値が実験値に対してそれぞれ11%および13%以内に収まり, 正確に算定できるといえる. ③のかぶりコンクリートを無視した計算値は実験値より低めに算定している. これは, 降伏時には, かぶりコンクリートがまだ剥落しておらず, かぶり

コンクリート部でも圧縮力を負担しているためと考えられる。

曲げ耐力 M_u に関しては、②の終局限界状態設計法による計算値、④のタイプ I 地震動のかぶりコンクリートを考慮した計算値、⑥のタイプ II 自信動のかぶりコンクリートを考慮した計算値が実験値に対してそれぞれ 16%, 9%, 10% 以内に収まり、非常に正確に算定できるといえる。一方、道路橋示方書・設計編に基づいてかぶりコンクリートを無視した計算値である③、④は、実験値よりかなり低めに算定している。しかしながら、道路橋示方書・設計編に基づいた計算値が設計のために安全側に配慮していることは当然であり、低めに算定していることも妥当であるといえる。ただし、より正確な M_u を算定するためには、かぶりコンクリートもある程度は圧縮力を負担すると考える必要もある。

表 4.3 曲げ耐荷力 M_u

供試体	実験値 ① [kN·m]	計算値										
		② [kN·m]	①/②	③ [kN·m]	①/③	④ [kN·m]	①/④	⑤ [kN·m]	①/⑤	⑥ [kN·m]	①/⑥	
C F T 複 合 柱	T27N5M	50.97	51.21	1.00	49.93	1.02	55.79	0.91	50.01	1.02	56.43	0.90
	T27N5C	50.48	50.89	0.99	49.75	1.01	55.53	0.91	49.84	1.01	56.15	0.90
	T27N10C	56.92	56.46	1.01	55.22	1.03	61.77	0.92	55.33	1.03	62.20	0.92
	T43N5M	51.05	44.90	1.14	40.51	1.26	48.35	1.06	40.82	1.25	49.02	1.04
	T43N5C	49.27	42.40	1.16	38.98	1.26	45.95	1.07	39.24	1.26	46.54	1.06
	T43N5MG	55.36	47.84	1.16	44.71	1.24	51.45	1.08	44.96	1.23	52.30	1.06
	T43N5CG	55.64	49.47	1.12	45.71	1.22	53.05	1.05	45.98	1.21	53.98	1.03
	T43N10CG	61.66	54.26	1.14	49.89	1.24	57.73	1.07	50.06	1.23	58.43	1.06
R C 柱	B13N5M	51.55	50.70	1.02	37.53	1.37	55.96	0.92	37.53	1.37	56.64	0.91
	B13N5C	53.82	49.93	1.08	37.53	1.43	55.28	0.97	37.53	1.43	55.91	0.96
	B13N10C	60.21	57.94	1.04	37.52	1.60	62.85	0.96	37.54	1.60	63.84	0.94

- ②3.6節で示した終局限界状態設計法から求めた値
- ③タイプ I の地震動において断面分割法でかぶりコンクリートを無視した値
- ④タイプ I の地震動において断面分割法でかぶりコンクリートを考慮した値
- ⑤タイプ II の地震動において断面分割法でかぶりコンクリートを無視した値
- ⑥タイプ II の地震動において断面分割法でかぶりコンクリートを考慮した値

(4) M-φ 曲線

実験において軸力比 5% で交番载荷を行った T27N5C, T43N5C および B13N5C について、断面分割法から得られた M-φ 曲線を図 4.5 に示す。図中において、曲線の終点が終局点である。図には、降伏点、最大荷重点も示す。

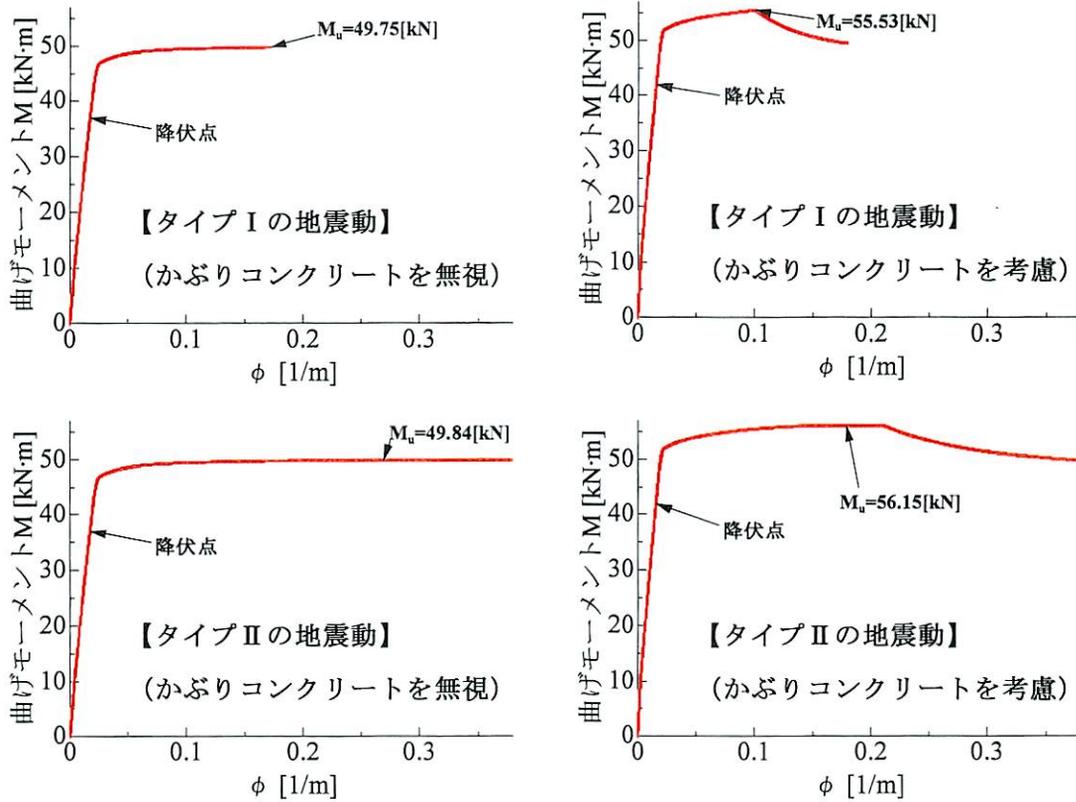


図 4.5(1) M- ϕ 曲線 (T27N5C)

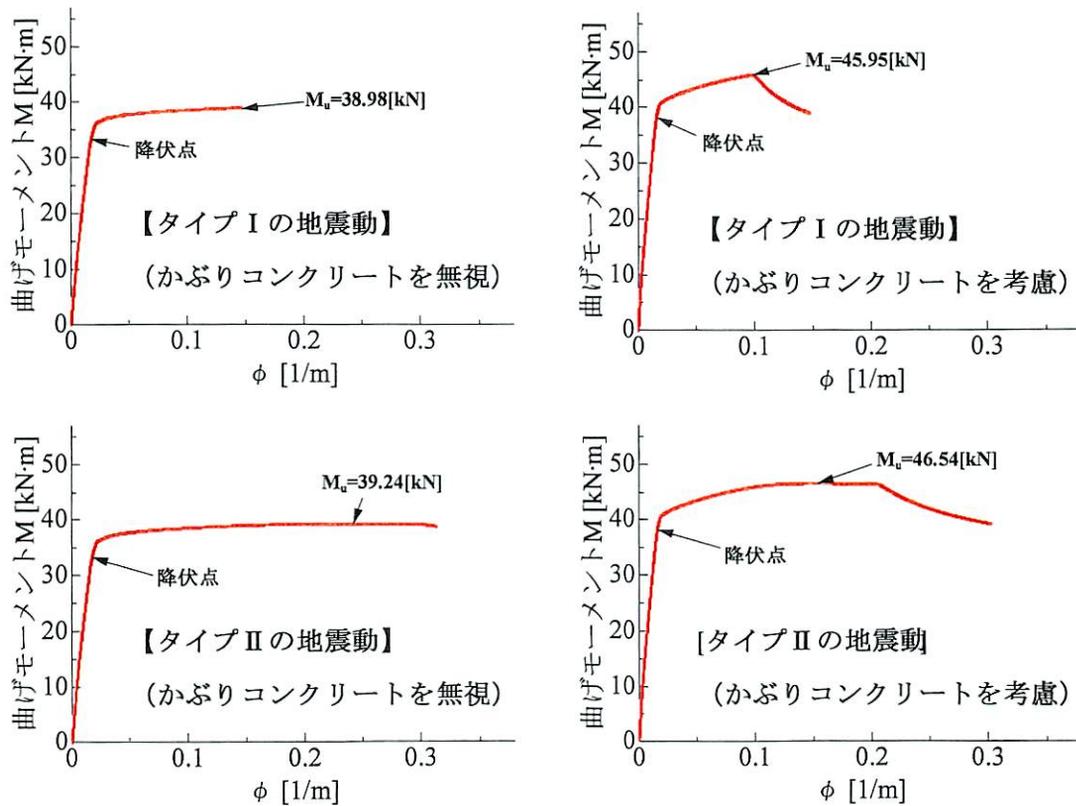


図 4.5(2) M- ϕ 曲線 (T43N5C)

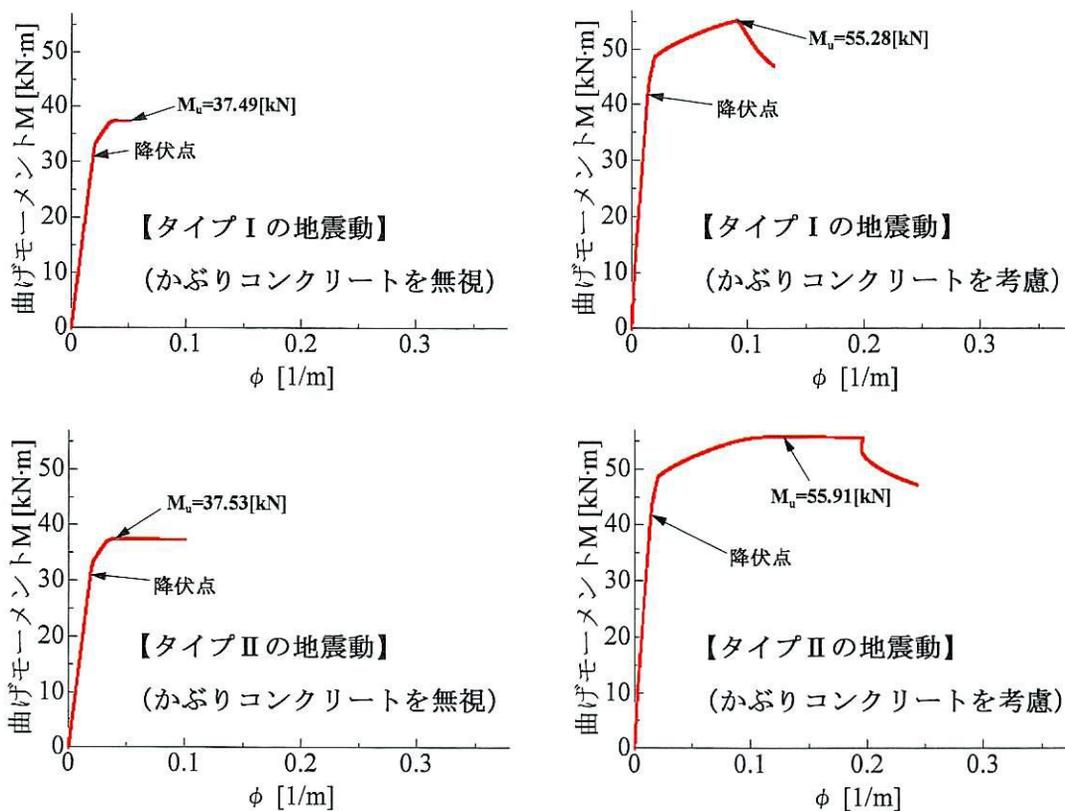


図 4.5(3) M- ϕ 曲線 (B13N5C)

4.5 水平変位の算出

道路橋示方書・設計編に基づいて、タイプ I とタイプ II の 2 種類の地震動に応じて求めた降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_{max} の計算値をそれぞれ表 4.4 および表 4.5 に示す。また、実験

表 4.4 降伏変位 δ_y

供試体		実験値 [mm]	計算値 [mm]	
かぶりコンクリート			無視	考慮
CFT 複合柱	T27N5M	7.2	2.9	2.5
	T27N5C	6.3	2.5	2.9
	T27N10C	7.6	3.1	2.6
	T43N5M	6.8	2.8	2.4
	T43N5C	7.6	2.8	2.5
	T43N5MG	5.5	3.0	2.6
	T43N5CG	6.1	2.9	2.5
	T43N10CG	6.2	3.1	2.6
RC柱	B13N5M	4.2	3.2	2.3
	B13N5C	5.7	3.2	2.3
	B13N10C	7.2	3.2	2.4

表 4.5 終局変位 δ_{max}

供試体		実験値 [mm]	計算値 [mm]			
			タイプ I 地震動		タイプ II 地震動	
かぶりコンクリート			無視	考慮	無視	考慮
CFT 複合柱	T27N5M	69.5	15.3	14.8	31.1	30.6
	T27N5C	42.3	15.0	15.5	31.3	31.7
	T27N10C	36.0	12.7	12.1	26.8	26.2
	T43N5M	92.0	12.1	11.6	22.1	21.7
	T43N5C	52.0	13.2	12.8	25.4	24.9
	T43N5MG	84.2	13.5	13.0	26.3	25.8
	T43N5CG	46.3	12.6	12.1	23.8	23.3
	T43N10CG	41.8	11.3	10.7	22.2	21.7
RC柱	B13N5M	90.2	6.0	10.7	9.6	19.6
	B13N5C	29.3	6.2	11.0	10.0	20.4
	B13N10C	29.0	5.9	9.0	9.3	17.1

値も合わせて示す。

降伏時および終局時の水平変位の算定法を以下に示す。

4.4(4)節で求めた $M-\phi$ 曲線において、断面の最も外側に配置された軸方向引張鋼材に生じるひずみが 3.1.2 節の材料試験で得た降伏ひずみ ϵ_{sy} に達したときの曲げモーメントおよび曲率を求め、これを初降伏モーメント M_{y0} 、初降伏曲率 ϕ_{y0} とする。また、最外縁の軸方向圧縮鋼材位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} に達したときの曲げモーメントと曲率を、それぞれ終局曲げモーメント M_u 、終局曲率 ϕ_u とする。

図 4.6 は柱の曲率 ϕ の高さ方向分布を示している。初降伏変位 δ_{y0} は、柱を高さ方向に

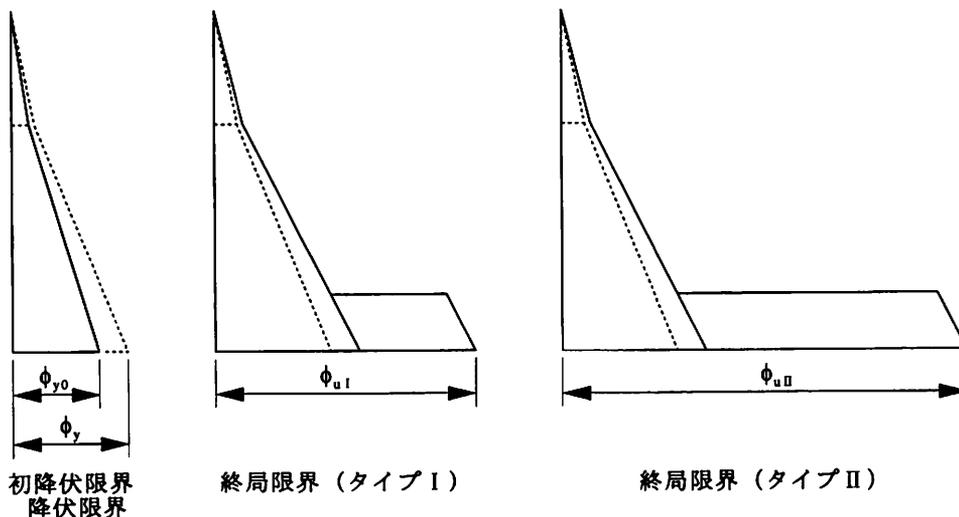


図 4.6 曲率 ϕ の高さ方向分布

m 分割して、図に示す曲率分布より次のように求められる。

$$\begin{aligned}\delta_{y_0} &= \int(\phi \cdot y)dy \\ &\doteq \sum_{i=1}^m (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2\end{aligned}\quad (4.12)$$

ここに、 ϕ_i :上部構造の慣性力の作用位置から数えて*i*番目の断面の曲率[1/m]、 y_i :上部構造の慣性力の作用位置から数えて*i*番目の断面までの距離[m]である。これより、降伏曲率 ϕ_y および降伏変位 δ_y は次のように求められる。

$$\phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} \quad (4.13)$$

$$\delta_y = \left(\frac{M_u}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} \quad (4.14)$$

柱基部の損傷断面に生じる塑性ヒンジ長 L_p は次のように求められる。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad \text{ただし} \quad 0.1D \leq L_p \leq 0.5D \quad (4.15)$$

ここに、 D :断面高さ[mm]、 h :柱基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離[mm]である。以上より、終局変位 δ_{max} は次のように求められる。

$$\delta_u = \delta_y \times 10^3 + (\phi_u \times 10^{-3} - \phi_y \times 10^{-3}) L_p (h - L_p / 2) \quad (4.15)$$

降伏変位 δ_y に関して、かぶりコンクリートを無視した計算値と考慮した計算値を比較すると、無視した計算値が低くなった。降伏時、かぶりコンクリートはまだ剥落していないと考えられる。すなわち、 δ_y に関してはかぶりコンクリートを無視せずに計算した値と比較するのが適当である。計算値は、全て実験値より低い値を示している。

終局変位 δ_{max} に関して、実験値では荷重-変位包絡線において、最大荷重 P_u の後、降伏荷重 P_y を下回らない最大の変位と定義したことに対して、計算値では最外縁の軸方向圧縮鋼材位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} に達したときの変位と定義している。このため、実験値と計算値が一致しないのは当然である。道示・耐震編で定義したタイプI地震動のかぶりコンクリートを無視して計算した δ_{max} は、実験で定義した δ_{max} に対して全ての供試体においてかなり低い値を示している。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編，丸善，2002年3月
- 2) 前川幸次，梶川康男，吉田昭：PC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管はりの曲げ耐荷力に関する研究，構造工学論文集 Vol. 39A，pp. 153-164，1993年3月
- 3) 尾坂芳夫，鈴木基行，桑澤庄次郎，石橋忠良：静的交番繰り返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集 No. 372/V-5，pp. 45-54，1986年8月

第5章 あとがき

5.1 結論

断面耐力が等しくなるように設計した径厚比が違う鋼管・コンクリート複合柱（CFT）および鉄筋コンクリート柱（RC）の一定軸力－水平交番載荷試験を行い、それらの履歴挙動と耐震性能を比較検討した。実験供試体の寸法が実構造物に比べて小さいことによる影響は不明であるが、本研究の範囲内で以下のことが結論できる。

- 1) CFT は、RC に比べて耐力、変形能およびエネルギー吸収能が優れている。その理由は、結論 4) の CFT の耐座屈性と鋼管に充填したコンクリートのコンファインド効果が期待できることなどが考えられる。
- 2) CFT に関しても、RC と同様な方法^{1), 2)}で降伏モーメント M_y 、曲げ耐荷力 M_u を推定できる。ただし、 M_u の計算値は実験値に比べて小さめになる。
- 3) 鋼管はコンクリートの付着が良くないため、ひび割れ分散性が悪くなり、初期ひび割れ箇所に集中する。したがって、鋼管を鉄筋として使用する場合、常時荷重時のひび割れ制限について検討する必要がある。
- 4) 鋼管とコンクリートの付着は、グリッドブラスト程度の凹凸でもある程度効果がある。
- 5) 終局状態に至る原因は、RC では圧縮側鉄筋の座屈であり、CFT では引張側鋼管の破断である。即ち、コンクリート充填鋼管の座屈しにくいという性質が良く現れた結果になった。耐座屈性の観点からは大径の主鉄筋や帯鉄筋を密に使用することも考えられるが、鋼材量と配筋からは合理的であるとは考えにくい。
- 6) CFT の鋼管の径厚比は、耐震性能に大きな影響を及ぼさない。
- 7) 交番載荷を受ける場合には曲げひび割れに加えて X 字状斜めひび割れが入り、単調載荷を受ける場合に比べて、靱性率は著しく低下する。
- 8) CFT は RC より除荷時の変位の戻りが大きく、同一変位での損傷が少ない。

5.2 今後の課題

本研究で得られたことを参考に、今後の課題を以下に述べる。

- 1) 今回の実験では、軸力は 5%、10%のみであり軸力による比較が十分にできなかった。今後さらに CFT についても軸力の影響を検討する必要がある。
- 2) 鋼管とコンクリートの一体化が期待できる定着方法を開発しその挙動を考察する必要がある。
- 3) 実験値と比較してかなり近い値を示した断面分割法は、鋼管内部コンクリートのコンファインド効果、鋼材の付着状態を考慮すればより厳密に M_y および M_u の算定ができる。
- 4) CFT において、鋼管が座屈しにくく圧縮に強いことはわかっていたが、引張に弱く比較的小さいモーメント荷重により破断することは予想していなかった。引張側鋼管が破

断した挙動を解析的に明らかにすれば、CFTの耐震性能を向上できる可能性がある。

- 5) 既存の研究^{3), 4)}より柱部材では基礎からの鋼材の抜け出しにより柱の回転が生じるので、これによる水平変位を考慮しなければいけないことが指摘されている。2.2.3節で述べたように今回の実験では、柱基部の抜け出し変位を測定し鋼材の抜け出し変位としようとしたが、早い時期にL型の金具が剥れた供試体もあり正確な抜け出し変位を測定することができなかった。今後は、既存の研究を参考に、この抜け出し変位の算定を行っていくべきである。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，1996年
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V-耐震設計編，2002年3月
- 3) 尾坂芳夫，鈴木基行，桑澤庄次郎，石橋忠良：静的交番繰り返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集 No. 372/V-5，pp. 45-54，1986年8月
- 4) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集 No. 390/V-8，pp. 57-66，1988年2月